ISSN 0286-4630

建 築 研 究 資 料

Building Research Data

No. 195 October 2019

大地震後の継続使用性を確保するための コンクリート系杭基礎構造システムの 構造性能評価に関する研究

Study on Structural Performance Evaluation for Concrete Pile Sub-assemble System with Post-earthquake Functional Use

向井智久，平出務，渡邊秀和，中村聡宏，毎田悠承，
河野進，岸田慎司，小林勝已，金子治，福田健，今井康幸，木谷好伸，
石川一真，早川哲生，長澤和彦，平尾一樹，浅井陽一

Tomohisa MUKAI, Tsutomu HIRADE, Hidekazu WATANABE, Akihiro NAKAMURA, Yusuke MAIDA, Susumu KONO, Shinji KISHIDA, Katsumi KOABAYASHI, Osamu KANEKO, Takeshi FUKUDA, Yasuyuki IMAI, Yoshinobu KIYA, Kazuma ISHIKAWA, Tetsuo HAYAKAWA, Kazuhiko NAGASAWA, Kazuki HIRAO, Yoichi ASAI

国立研究開発法人 建 築 研 究 所

Published by
Building Research Institute
National Research and Development Agency, Japan

はしがき

近年の大地震の特徴的被害の一つとして，建築物の杭基礎，特に既製コンクリート杭の被害が顕在化し，それが原因で傾斜した上部建築物そのものの構造被害は小さくても，地震後継続使用できなくなる事例が複数報告されています。建築基準法における杭基礎に関する構造基準は，中小地震に対する損傷制御のための設計が必要ですが，大地震に対する終局限界状態を確保するための設計は義務づけられていないため，大地震時における杭被害を軽減し，地震後継続使用を確保することは難しい状況です。上記の杭基礎被害を軽減するためには，現行基準で求める構造性能を上回る設計や損傷軽減できる杭基礎の技術開発等が必要な状況にあります。

そのような問題意識の下，建築研究所では 2013 年から 3 カ年実施した研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」や基準整備促進事業課題である「基礎ぐいの地震に対する安全対策の検討」において，杭体やパイルキャップなどからなる杭基礎構造システムの大地震時における損傷評価を目的とした検討を行ってきました。具体的には大学や民間企業と連携して東日本大震災における地震被害の収集・分析並びに被害再現のための構造実験に加え，日本建築構造技術者協会と連携して地震後継続使用性を確保するための構造設計法についての検討です。それらの成果は 2016 年 1 月に報告を行ってきており，その時点における評価技術に関する基礎的検討を実施して参りました。

上記背景に加え，2016 年には熊本地震が発生し，杭基礎部材の被害が散見される状況にあることも踏まえ，建築研究所では 2016 年より 3 カ年で，指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」の中でコンクリート系杭基礎構造システムを対象とした比較的大規模の構造実験を実施し，これまでの取組みをさらに推進すべく，ここにその成果を取り纏めました。

2018 年 6 月より，建築研究開発コンソーシアムにおいて「建築基礎・地盤研究開発推進のためのロードマップ作成」研究会を設置し，ロードマップの作成も同時に行ってきました。ここで取り纏める技術資料の成果を活用して，大地震後の継続使用性を確保できる基礎構造システムが普及することに加え，将来の基礎構造に関する研究のより一層の活性化を願います。

令和元年10月

国立研究開発法人　建築研究所

緑川　光正（理事長）

大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究

概要

2011 年の東日本大震災では，建築物の杭基礎に発生した被害が原因で上部構造物が傾き，当該建築物が地震後継続使用できなくなる事例が報告されている。現行基準における杭基礎は，中小地震における損傷制御を目的とした設計が行われているものの，大地震後の継続使用性を確保するための終局限界状態の構造性能に基づく設計はほとんど行われていない。そのような中，建築研究所では 2013 年から 3 カ年実施した研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」や基準整備促進事業課題である「基礎ぐいの地震に対する安全対策の検討」において，杭体やパイルキャップなどからなる杭基礎構造システムの大地震時の損傷評価を目的として，東日本大震災における地震被害の収集・分析や被害再現のための構造実験，地震後継続使用性を確保するための構造計算方法について検討を行ってきている。その検討において，既製コンクリート杭の大きな軸力を負担した場合の構造性能評価やパイルキャップ部分の終局強度評価，場所打ちコンクリート杭の補修補強後の構造性能等に関して課題を残していた。

そこで建築研究所では 2016 年より 3 カ年で，指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」の中でコンクリート系杭基礎構造システムを対象とした構造実験を実施し，大地震後の継続使用性を確保するための部材の構造性能評価に資する技術資料の収集を行った。具体的に本課題では，前課題で問題となった上記の課題についての検討を実施するとともに，靭性のある終局状態の確保の実現に向けて杭頭接合面破壊に着目した検討を実施した。

本資料では，大きな軸力を負担した既製コンクリート杭の構造性能評価のための構造実験を実施し，その結果を 2，3 章に示した。また，大きな軸力を負担した場所打ち鋼管コンクリート杭の構造性能評価のための構造実験を実施し，その結果を 6 章に示した。4 章では，場所打ちコンクリート杭の補修補強後の構造性能の把握を目的とした実験を行った結果を示した。また，5 章ではパイルキャップ部分の終局強度評価としてト形部分架構試験体を用いた実験結果を示した。7，9 章では靭性のある終局状態の確保のための基礎検討として，杭頭接合面破壊に着目した杭基礎構造システムのト形部分架構試験体を用いた実験の結果を示した。8 章では，杭頭接合面におけるコンクリートの支圧強度および圧縮靭性確保のための要素実験を実施した結果を示した。10 章では，2 章～9 章で実施した実験および検討結果をまとめて，本研究で得られた成果と今後の研究課題を示した。

Study on Structural Performance Evaluation for Concrete Pile Sub-assemble System with Post-earthquake Functional Use

Summary

In the 2011 Tohoku Earthquake, some buildings were tilted due to pile damage. Therefore, it was difficult that these buildings were used continuously after the earthquake. Under Japanese building code, concrete pile foundation system is required to design based on the allowable stress concept under medium level earthquake. However, structural design based on ultimate limit state for the post-earthquake functional use is not generally required. The Building Research Institute (BRI) has conducted research for concrete pile system in priority research project “Development on seismic performance evaluation methods for government office buildings and evacuation facilities with post-earthquake functional use (2013-2015)” and Building Standard Provision Promotion Research Project “Investigation on safety limit state of concrete pile foundation under severe earthquake” in order to evaluate structural performance of concrete pile system. In these previous projects, some structural tests were conducted in order to analyze factors of pile foundation damaged due to 2011 Tohoku earthquake. Furthermore, structural design method of concrete pile system with post-earthquake functional use was shown. However, some issues remained in the project. First issue is structural performance evaluation for pre-cast concrete pile under high axial load. Second one is evaluation method for ultimate strength of pile cap and third one is structural performance evaluation for a repaired and retrofitted cast-in-place concrete pile.

In order to solve these Issues, next research project “Development on seismic performance evaluation techniques for existing buildings with post-earthquake functional use (2016-2018)” had been conducted. In this project, more structural tests were conducted for the above issues. Furthermore, ultimate behavior of pile-pile cap interface section is focused to develop ductile foundation structural system with pre-cast concrete piles.

In this report, static loading tests of pre-cast concrete piles were shown in chapter 2 and 3. Static loading tests of cast-in-place concrete piles were shown in chapter 6. Pre-cast concrete piles or cast-in-place concrete piles were tested under high axial load in order to evaluate structural performance of each pile, respectively. Structural performance evaluation for a repaired and retrofitted cast-in-place concrete pile is shown in chapter 4. The column-beam-pile joint specimens were tested in order to evaluate ultimate strength of the pile cap; the results are shown in chapter 5. Static loading tests of column-beam-pile joints were shown in chapter 7 and 9 to understand ductile behavior of foundation structural system with pre-cast concrete piles. The column-beam-pile joint specimens were tested for ultimate behavior of pile-pile cap interface section. Static loading tests for bearing concrete stress of pile-pile cap interface section were shown in chapter 8 to develop ductile foundation structural system with pre-cast concrete piles. Finally, the conclusions were summarized in chapter 10.

目次

第 1 章　序論

1.1.　はじめに…… 1-1
1.2.　杭基礎構造システム…… 1-2
1.3.　各章の構成…… 1-3
　　参考文献…… 1-5

第 2 章　既製杭（SC 杭，PRC 杭，PHC 杭）の曲げ破壊実験

2.1　はじめに…… 2-1
2.1.1　研究背景…… 2-1
2.1.2　研究目的…… 2-2
2.2　既往研究…… 2-3
2.3　実験概要…… 2-6
2.3.1　実験の目的…… 2-6
2.3.2　試験体の概要…… 2-6
2.3.3　設計耐力の算出…… 2-13
2.3.4　材料特性…… 2-15
2.3.5　載荷方法…… 2-18
2.3.6　計測方法…… 2-24
2.4　実験結果…… 2-28
2.4.1　荷重－変形角関係…… 2-28
2.4.2　モーメント－曲率関係…… 2-53
2.4.3　変形性能…… 2-78
2.4.4　破壊性状…… 2-80
2.4.5　プレストレスによる初期ひずみ…… 2-85
2.4.6　ひずみの推移…… 2-89
2.4.7　軸方向変形…… 2-106
2.4.8　残留変形…… 2-115
2.4.9　まとめ…… 2-117
2.5　断面解析…… 2-118
2.5.1　解析モデルの概要…… 2-118
2.5.2　解析結果…… 2-123
2.5.3　まとめ…… 2-176
2.6　結論…… 2-177
2.6.1　まとめ…… 2-177
2.6.2　今後の課題…… 2-177
　　参考文献…… 2-178
　　謝辞…… 2-179

第 3 章　既製コンクリート杭（PHC 杭，PRC 杭）のせん断破壊実験

3.1　はじめに…… 3-1
3.1.1　研究背景…… 3-1
3.1.2　研究目的…… 3-1
3.1.3　既往の評価式…… 3-2
3.2　実験概要…… 3-9
3.2.1　実験の目的…… 3-9
3.2.2　試験体の概要…… 3-9
3.2.3　材料特性…… 3-12
3.2.4　載荷方法…… 3-13
3.2.5　計測計画…… 3-15
3.3　実験結果…… 3-19
3.3.1　せん断力 - 代表変形角関係…… 3-19
3.3.2　損傷の進展状況と最終破壊性状…… 3-24
3.3.3　変形分離…… 3-35
3.3.4　ひずみの推移…… 3-39
3.3.5　PC 鋼材および異形鉄筋の平均付着応力 …… 3-54
3.3.6　破壊モードの考察…… 3-61
3.4　考察…… 3-62
3.4.1　弾性剛性の計算値と実験値の比較…… 3-62
3.4.2　既往の設計法による計算耐力値と実験耐力値の比較…… 3-65
3.4.3　軸方向ひび割れ耐力の計算値と実験値の比較…… 3-72
3.5　結論…… 3-76
3.5.1　まとめ…… 3-76
3.5.2　今後の課題…… 3-77
参考文献…… 3-77
謝辞…… 3-77

第 4 章　場所打ち RC 杭の杭頭部曲げせん断実験

4.1　はじめに…… 4-1
4.2　実験概要…… 4-1
4.2.1　試験体概要 …… 4-1
4.2.2　杭体の補修・補強概要…… 4-3
4.2.3　使用材料 …… 4-7
4.2.4　載荷方法 …… 4-8
4.2.5　計測方法 …… 4-10
4.3　実験結果…… 4-12
4.3.1　試験体 N-3L…… 4-12

4.3.2 試験体 N-2S ····· 4-18
4.3.3 試験体 N-2L ····· 4-22
4.3.4 試験体 V-2 ····· 4-26
4.3.5 試験体 N-1.75-S-1 ····· 4-30
4.3.6 試験体 N-1.75-S-C ····· 4-33
4.3.7 試験体 V-1.75 ····· 4-36
4.3.9 試験体 N-1.4S-H ····· 4-40
4.3.10 補修試験体 N-3L-R ····· 4-41
4.3.11 補修・補強試験体 N-2S-R ····· 4-43
4.3.12 補修・補強試験体 N-2L-R ····· 4-44
4.4 考察 ····· 4-45
4.4.1 最大耐力の評価 ····· 4-45
4.4.2 杭体の復元力特性の評価 ····· 4-46
4.4.3 杭頭部の補修補強効果 ····· 4-47
4.5 結論 ····· 4-47
4.4.1 まとめ ····· 4-47
4.4.2 今後の課題 ····· 4-47
参考文献 ····· 4-48

第 5 章 杭基礎部分架構を用いたパイルキャップせん断実験

5.1 はじめに ····· 5-1
5.1.1 研究背景と目的 ····· 5-1
5.1.2 既往研究 ····· 5-3
5.2 実験概要 ····· 5-19
5.2.1 試験体概要 ····· 5-19
5.2.2 材料特性 ····· 5-49
5.2.3 載荷方法 ····· 5-87
5.2.4 測定方法 ····· 5-89
5.3 実験結果 ····· 5-107
5.3.1 実験結果一覧 ····· 5-107
5.3.2 ひび割れ状況 ····· 5-147
5.3.3 荷重 - 変位関係 ····· 5-377
5.3.4 各鉄筋のひずみ分布 ····· 5-552
5.4 考察 ····· 5-815
5.4.1 各変形成分の検討 ····· 5-815
5.4.2 モールのひずみ円 ····· 5-820
5.4.3 接合部パネルにおける変形性状 ····· 5-850
5.4.4 破壊性状の考察 ····· 5-874
5.4.5 等価粘性減衰定数 ····· 5-880

5.4.6 最大耐力後の破壊性状 5-886
5.4.7 破壊形式の分類 5-894
5.4.8 基礎梁の剛域長さ及び危険断面位置の検討 5-894
5.4.9 柱の剛域長さ及び危険断面位置の検討 5-900
5.4.10 接合部入力せん断力の検討 5-912
5.4.11 実験に基づいたパイルキャップを有する接合部せん断耐力式の検討及び提案 5-914
5.4.12 トラス・アーチ理論に基づいたパイルキャップを有する
接合部せん断耐力式の検討及び提案 5-925
5.4.13 パイルキャップせん断強度式の実験結果に基づく検討及び提案 5-939
5.4.14 パイルキャップひび割れ強度の検討 5-953
5.5 結論 5-955
5.5.1 まとめ 5-955
5.5.2 今後の課題 5-958
参考文献 5-959

第 6 章 変動軸力を受ける場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ破壊実験
6.1 はじめに 6-1
6.2 文献調査 6-2
6.2.1 場所打ち鋼管コンクリート杭実態調査 6-2
6.2.2 場所打ち鋼管コンクリート杭の既往曲げ実験 6-4
6.3 実験概要 6-5
6.3.1 試験体仕様 6-5
6.3.2 試験体製作 6-13
6.3.3 載荷方法 6-16
6.3.4 計測方法 6-20
6.4 実験結果 6-22
6.4.1 特性点の定義 6-22
6.4.2 実験結果（特性点と曲げモーメント - 変形角関係） 6-23
6.4.4 鋼管ひずみ分布および鉄筋ひずみ分布 6-27
6.4.5 特性点におけるデータまとめ 6-27
6.4.6 実験結果（モーメント - 曲率関係） 6-27
6.4.7 実験結果（残留変形角、コンクリート残留ひずみ） 6-37
6.4.8 破壊性状 6-39
6.4.9 コア抜きコンクリート強度試験結果 6-42
6.5 実験結果の検討 6-43
6.5.1 既往評価式の終局曲げ耐力計算値と実験値の比較 6-43
6.5.2 断面解析による曲げモーメント - 曲率関係の計算値および実験値との比較 6-48
6.6 まとめ 6-55
参考文献 6-55

謝辞 6-55

第 7 章　既製 SC 杭を用いた実大杭基礎部分架構実験

7.1　はじめに 7-1
7.1.1　研究背景 7-1
7.1.2　研究目的 7-1
7.2　実験概要 7-2
7.2.1　試験体の構成と寸法，配筋 7-2
7.2.2　材料特性 7-7
7.2.3　載荷計画 7-8
7.2.4　計測計画 7-14
7.3　試験体の設計 7-29
7.4　実験結果 7-42
7.4.1　荷重変形関係(2P-R) 7-42
7.4.2　杭頭接合面曲げモーメント M_K 杭頭回転角 θ 関係(M-θ) 7-45
7.4.3　杭体-パイルキャップ接合部間の変形分離 7-51
7.4.4　ひび割れ進展状況とひび割れ幅の拡幅状況 7-57
7.4.5　各種鉄筋の降伏状況 7-62
7.4.6　杭頭接合部の抵抗機構 7-65
7.5　考察 7-67
7.5.1　杭頭曲げモーメントの計算値との比較 7-67
7.5.2　杭頭回転角 θ の計算値との比較 7-69
7.5.3　剛域長さの検討 7-72
7.5.4　等価粘性減衰定数 h_{eq} 7-75
7.6　結論 7-77
7.6.1　まとめ 7-77
7.6.2　今後の研究課題 7-79
付録 1　Channel List 7-80
付録 2　杭側支持点鉛直反力 RR①，② 7-83
付録 3　OPTOTRAK の動作確認 7-84
付録 4　ひび割れ図の一覧 7-87
付録 5　各種鉄筋の降伏状況の一覧 7-101
参考文献 7-121

第 8 章　杭頭接合面を模擬した支圧試験

8.1　はじめに 8-1
8.2　既往の研究 8-1
8.2.1　支圧強度について 8-1
8.2.2　標準パイルキャップ寸法 8-5

8.2.3 パイルキャップの配筋 8-6
8.3 実験概要 8-6
8.3.1 試験体仕様 8-6
8.3.2 試験体製作 8-14
8.3.3 載荷方法 8-16
8.3.4 計測方法 8-17
8.4 実験結果 8-19
8.4.1 支圧強度比～支圧面積比関係 8-19
8.4.2 荷重～めり込み変位関係 8-19
8.4.3 埋込みゲージ分布 8-22
8.4.4 荷重～帯筋・中子筋ひずみ関係 8-29
8.4.5 破壊状況 8-32
8.5 実験結果の検討 8-36
8.5.1 支圧強度の算定式と試験結果との比較 8-36
8.5.2 荷重～めり込み変位関係 8-38
8.6 実験概要（シリーズ2） 8-42
8.6.1 試験体仕様 8-42
8.6.2 試験体製作 8-47
8.6.3 載荷方法 8-49
8.6.4 計測方法 8-49
8.7 実験結果（シリーズ２） 8-53
8.7.1 支圧強度比～支圧面積比関係 8-53
8.7.2 荷重～めり込み変位関係 8-53
8.7.3 埋込みゲージ分布 8-55
8.7.4 荷重～帯筋・中子筋のひずみ関係 8-59
8.7.5 荷重～コンクリート側面ひずみ関係 8-61
8.7.6 破壊状況 8-62
8.8 実験結果の検討（シリーズ２） 8-63
8.8.1 支圧強度の算定式と試験結果との比較 8-63
8.8.2 荷重～めり込み変位関係 8-66
8.9 結論 8-69
8.9.1 まとめ 8-69
8.9.2 今後の研究課題 8-69
参考文献 8-69

第 9 章　場所打ち鋼管コンクリート杭を用いた実大杭基礎部分架構実験

9.1 はじめに 9-1
9.2 実験概要 9-2
9.2.1 試験体概要 9-2

9.2.2　材料特性 ····· 9-8
9.2.3　載荷方法 ····· 9-9
9.2.4　各部材の耐力計算 ····· 9-12
9.2.5　計測方法 ····· 9-14
9.3 実験結果 ····· 9-20
9.3.1　荷重－変形関係 ····· 9-20
9.3.2　杭体および杭頭接合部に作用する曲げモーメント ····· 9-24
9.3.3　各部の損傷状況 ····· 9-25
9.3.4　変形分離 ····· 9-40
9.4　考察 ····· 9-51
9.4.1　実験で得られた耐力と既往評価式による耐力計算値の比較 ····· 9-51
9.4.2　断面解析による M-φ関係の検討 ····· 9-54
9.4.3　杭頭接合部危険断面 M-θ関係と既往算定式の比較 ····· 9-57
9.4.4　剛域長さの検討（試験体 No.1 について） ····· 9-59
9.4.5　等価粘性減衰定数(Heq)の算定 ····· 9-63
9.4.6　フレームによるモデル化 ····· 9-64
9.5 まとめ ····· 9-67

第 10 章　結論

10.1　まとめ ····· 10-1
10.1.1 既製コンクリート杭　杭体の曲げ挙動 ····· 10-1
10.1.2 既製コンクリート杭　杭体のせん断挙動 ····· 10-1
10.1.3 場所打ちコンクリート杭　杭体の曲げせん断挙動 ····· 10-2
10.1.4 場所打ち鋼管コンクリート杭　杭体の曲げ挙動 ····· 10-2
10.1.5 杭基礎部分架構　パイルキャップせん断挙動 ····· 10-2
10.1.6 杭基礎部分架構　杭頭接合部の地震時挙動 ····· 10-4
10.1.7 杭頭接合面の支圧強度 ····· 10-6
10.2　今後の課題 ····· 10-8
10.2.1 既製コンクリート杭　杭体の曲げ挙動 ····· 10-8
10.2.2 既製コンクリート杭　杭体の曲げ挙動 ····· 10-8
10.2.3 場所打ちコンクリート杭　杭体の曲げせん断挙動 ····· 10-8
10.2.4 場所打ち鋼管コンクリート杭　杭体の曲げ挙動 ····· 10-8
10.2.5 杭基礎部分架構　パイルキャップせん断挙動 ····· 10-8
10.2.6 杭基礎部分架構　杭頭接合部の地震時挙動 ····· 10-9
10.2.7 杭頭接合面の支圧強度 ····· 10-9

執筆者一覧

第１章：向井智久（建築研究所），渡邊秀和（建築研究所）
第２章：渡邊秀和（建築研究所），石川一真（COPITA），河野進（東京工業大学）
第３章：渡邊秀和（建築研究所），河野進（東京工業大学）
第４章：毎田悠承（建築研究所），中村聡宏（建築研究所）
第５章：岸田慎司（芝浦工業大学）
第６章：今井康幸（耐震杭協会），早川哲生（耐震杭協会），河野進（東京工業大学）
第７章：長澤和彦（COPITA），平尾一樹（COPITA），河野進（東京工業大学）
第８章：木谷好伸（COPITA），浅井陽一（COPITA），平尾一樹（COPITA）
第９章：早川哲生（耐震杭協会），福田健（戸田建設），河野進（東京工業大学）
第１０章：向井智久（建築研究所），渡邊秀和（建築研究所），平出務（建築研究所），小林勝己（フジタ），金子治（広島工業大学）

本資料では，使用した記号の定義がそれぞれの章ごとで異なっています。そのため、記載された記号の定義や意味は，章ごとの説明をご参照ください。

第１章

序論

1.1.はじめに

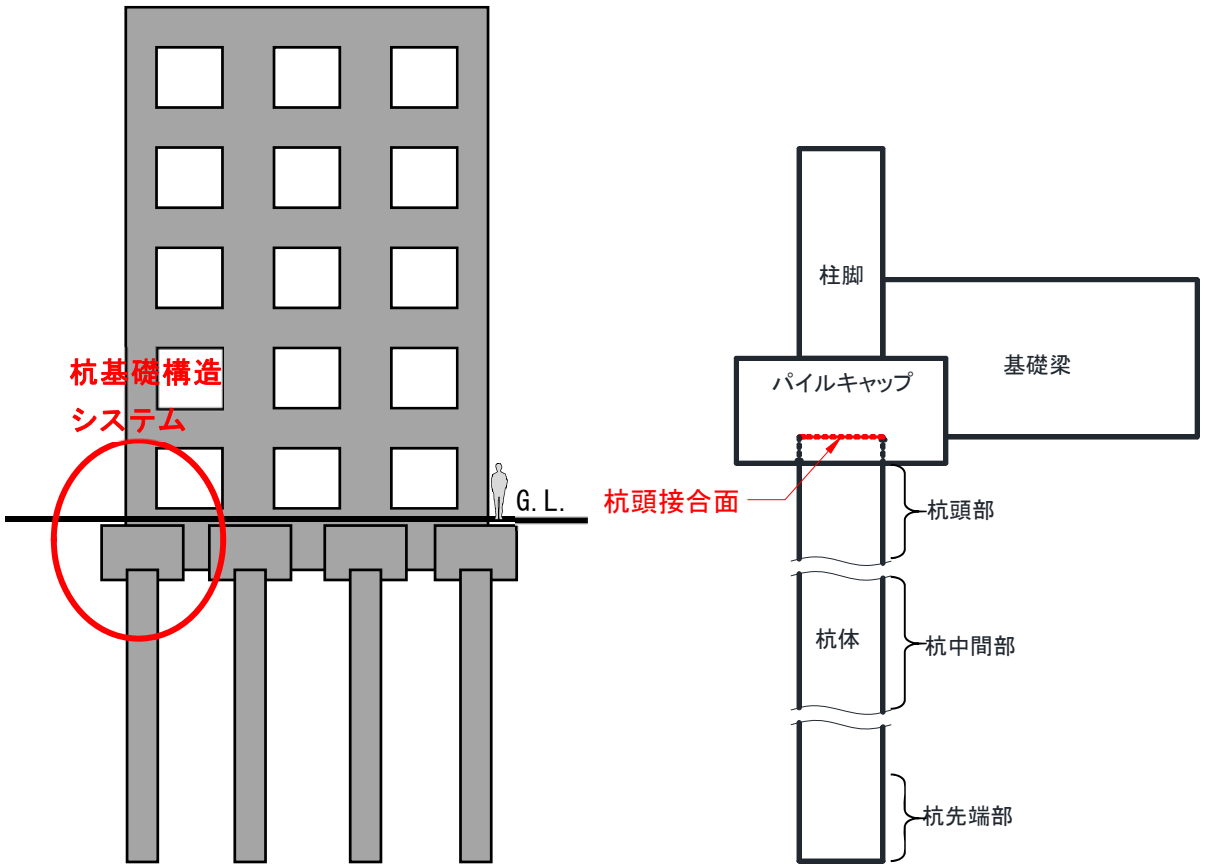
2011 年の東日本大震災では，構造設計時に十分な検討が明示的に求められていない部位の損傷が顕在化し，その結果，当該建築物が地震後，継続使用できなくなる事例が確認されている[1-1]。上記の典型的被害の一つとして杭基礎の被害が挙げられる。現行基準において杭基礎は中小地震における損傷制御を目的とした設計が行われているものの，大地震後の継続使用性を確保するための基礎構造の終局限界状態における構造性能に基づく設計はほとんど行われていない。そのような中，近年の研究として，東日本大震災にて被災した既製杭を対象とした被害再現のための曲げせん断実験[1-2]をはじめとして，種々の既製杭の杭頭曲げせん断実験[1-3]，杭・パイルキャップ・基礎梁を有する部分架構実験[1-4]等の他，東北太平洋沖地震によって被災した杭基礎構造の被害要因分析のための解析的検討[1-5][1-6]に加え，大地震の地盤の応答変位を考慮した杭基礎構造を対象とした構造設計法についての検討[1-7][1-8]が実施されつつある。また継続使用の観点においては，杭基礎が損傷した場合に補修補強を行い，その後も建物を継続使用することがあり，例えば，東日本大震災において杭頭部等が損傷した後に補修補強を行う事例が散見[1-9]されており，それに関連して補修補強後の構造性能評価に関する実験[1-10]が行われている。一方で，大地震時に靭性を期待した杭部材として場所打ちコンクリート杭があるが，大地震時の地盤変位等の影響を想定した構造性能評価のための杭頭曲げせん断実験[1-11]が実施されている。

一方，日本建築学会から 2017 年に基礎構造の構造性能を示した指針案[1-12]が刊行され，大地震時に対する杭基礎構造を対象とした構造性能評価に資する技術資料が纏められつつある。このように，近年の大地震時に対する技術資料の整備のための杭基礎構造に関する研究活動が精力的に実施されている。

そこで本研究では，上記の研究背景を踏まえ，大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に資する技術資料の収集を目的とした実験的研究を行う。ここでの杭基礎構造システムとは，杭周辺に付帯するパイルキャップ，基礎梁，柱部分の総称である。

1.2. 杭基礎構造システム

杭基礎構造システムとは，杭周辺に付帯するパイルキャップ，基礎梁，柱部分の総称である。本研究では，各部の名称と位置について，鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説[1-12]を参考に，**図 1.1.1** のように定義している。なお，杭基礎構造システムでは杭体の一部がパイルキャップにのみこまれた形で杭体とパイルキャップが接合される。この時，**図 1.1.1(b)** のように杭体とパイルキャップとの接合境界面を，本研究では杭頭接合面とする。また，杭の上部分を杭頭部とする。



(a) 建物全体　　(b) 杭基礎構造システム

図 1.1.1　杭基礎構造システム　各部の名称

1.3.各章の構成

2，3，4，6 章は各種杭体の構造性能把握のための構造実験の結果を，5，7，9 章では杭基礎構造システムのト形部分架構試験体を用いた実験の結果を示している。8 章では，杭頭接合面におけるコンクリートの支圧強度解明のための要素実験を実施した結果を示している。最後の 10 章で研究のまとめを行っている。章ごとに，研究の概要を以下に示す。

2 章では，大地震時の既製コンクリート杭の曲げ挙動の把握を目的として，42 体の既製コンクリート杭試験体を用いて曲げ実験を実施した結果の報告を行う。試験体は全て杭径φ400 の既製コンクリート杭であり，コンクリートの設計基準強度は 105N/mm² である。試験体は 17 体の PHC 杭，17 体の PRC 杭，8 体の SC 杭である。導入した軸力は，杭の基本的な性能把握のために軸力比 0～0.2 程度とした試験体だけでなく，大地震時を想定して引張軸力（最大で軸力比 0.40）や，高圧縮軸力（最大で軸力比 0.52）を導入した。実験は静的加力実験であり，2 点載荷単純梁方式の曲げ実験を実施した。また，実験を実施した既製コンクリート杭の分析を目的としてファイバーモデルを用いた曲げ解析を実施した。

3 章では，大地震時の既製コンクリート杭のせん断挙動の把握を目的として，9 体の既製コンクリート杭試験体を用いて構造実験を実施した結果の報告を行う。2 章の曲げ実験と同様に，試験体は全て杭径φ400 の既製コンクリート杭であり，コンクリートの設計基準強度は 105N/mm² である。試験体は PHC 杭 3 体，　PRC 杭 6 体である。導入した軸力は，大地震時を想定して引張軸力（最大で軸力比 0.26）や，高圧縮軸力（最大で軸力比 0.34）とした。実験では，試験体に逆対称曲げモーメントが作用する静的曲げせん断実験を実施した。

4 章では，大地震時の場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げ挙動およびせん断挙動の把握を目的として，9 体の場所打ち鉄筋コンクリート杭を用いて構造構造実験を実施した結果の報告を行う。また，曲げ破壊した 3 体の試験体に対して，モルタル補修および鋼板巻き立て補強を施し，再度載荷を行い，補修または補強を施した場合の杭の耐震性能についても実験的に確認した。試験体は全て杭径φ400 の場所打ち鉄筋コンクリート杭であり，コンクリート設計基準強度は 33N/mm² である。基準試験体に対して，軸力比やせん断スパン比を変化させて試験体パラメータとした。また，軸力は軸力比 0.15 または 0.40 の一定軸力としたが，一部の試験体は大地震時を想定した変動軸力を作用させた。その際，引張軸力は最大で軸力比 0.20，圧縮軸力は最大で軸力比 0.40 とした。

5 章では，パイルキャップや杭頭接合部の構造性能の把握や，杭基礎構造システム全体の地震時挙動の把握を目的として，12 体の杭基礎構造システムト形部分架構試験体を用いて構造構造実験を実施した結果の報告を行う。試験体は，杭径φ190，鋼管厚 45mm の鋼管杭を用いた試験体 12 体である。試験体パイルキャップ内の配筋方法（標準型・かご筋型）をパラメータとして，パイルキャップせん断耐力の検討をおこなった。また，杭頭接合筋の鉄筋量をパラメータとして杭頭接合部の破壊についての検討を行った。杭基礎構造システム全体の地震時挙動の把握を目的として，取付く柱を偏心させた試験体や袖壁付き柱とした試験体を用いて実験を行った。試験体の軸力は，柱に対する軸力比 0.30 とした。

6 章では，大地震時の場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ挙動の把握を目的として，5 体の場所打ち鋼管コンクリート杭試験体を用いて構造実験を実施した結果の報告を行う。試験体は全て杭径φ1200，鋼管厚さ 9mm の場所打ち鋼管コンクリート杭であり，コンクリート圧縮強度は 30N/mm^2 程度である。試験体 5 体のうち，2 体は鋼管内に異形鉄筋を軸方向に配筋した試験体であり，残り 3 体は鉄筋を配筋していない試験体である。試験体の軸力は，大地震時を想定して載荷区間の最大曲げモーメントに応じて変動させた。その際，引張軸力は最大で軸力比 0.15，圧縮軸力は最大で軸力比 0.43 とした。実験は，　2 点載荷単純梁方式の静的曲げ実験である。

7 章では，パイルキャップや杭頭接合部の構造性能の把握や，杭基礎構造システム全体の地震時挙動の把握を目的として，2 体の実大杭基礎構造システムト形部分架構試験体を用いて構造構造実験を実施した結果の報告を行う。試験体は，杭径φ400 の既製鋼管コンクリート杭を用いた試験体 2 体である。この試験体では，杭頭接合筋の鉄筋量をパラメータとして杭頭接合部の破壊についての検討を行った。試験体の軸力は，大地震時を想定して杭頭接合面の最大曲げモーメントに応じて変動させることを基本とした。その際，引張軸力は最大で杭に対する軸力比 0.49，圧縮軸力は最大で杭に対する軸力比 0.54 とした。

8 章では，杭頭接合面におけるコンクリートの支圧強度の検討を目的として，17 体の縮小試験体を用いて，支圧強度に関する要素実験を行った結果の報告を行う。基準試験体はパイルキャップを模した 250mm×250mm ，高さ 310mm の直方体である。試験体の上部に中空円形の支圧盤（径 150mm ）を取付け，支圧盤が試験体にめり込むように，一軸単調押し切り載荷を行った。そのほかの試験体は，試験体のサイズや配筋，支圧盤のサイズなどを変更して試験体パラメータとした。特に，試験体の配筋量や中子筋の配置を変化させることで，支圧強度に有効な配筋方法についての検討を行った。

9 章では，パイルキャップや杭頭接合部の構造性能の把握や，杭基礎構造システム全体の地震時挙動の把握を目的として，2 体の実大杭基礎構造システムト形部分架構試験体を用いて構造構造実験を実施した結果の報告を行う。試験体は，杭径φ800 の実大場所打ち鉄筋コンクリート杭を用いた試験体 2 体である。試験体の軸力は，大地震時を想定して杭頭接合面の最大曲げモーメントに応じて変動させた（引張軸力比 0.39～圧縮軸力比 0.37）試験体と一定軸力（圧縮軸力比 0.36）の試験体の 2 体である。

10 章では，2 章～9 章で実施した実験および検討結果をまとめて，本研究で得られた成果と今後の研究課題を示す。

参考文献

[1-1] 国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第 674 号，建築研究資料第 136 号，2012.3

[1-2] 金子治，中井正一，阿部秋男，向井智久：東北地方太平洋沖地震における杭基礎被害の要因分析に向けた検討　その 3　杭基礎の強度・変形特性に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.699-700, 2014.9

[1-3] 長澤他 既製コンクリート杭の曲げ変形性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集,pp757-758,2016.8

[1-4] 岸田慎司，伊藤宏亮，向井智久，柏尚稔，平出務，谷昌典，金子治，小林勝己，飯場正紀，土方勝一郎：既製杭・RC 杭を用いたト型部分架構に対する静的載荷実験　その 1　実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.215-216, 2015.9

[1-5] 金子治，川股紫織，中井正一，関口亨，向井智久：東北地方太平洋沖地震における杭基礎の被害要因に関する解析的検討,日本建築学会構造系論文集第 717 号,pp.1699-1706,2015.11

[1-6] 土方勝一郎，吉田洋之，平出務，飯場 正紀，向井智久，柏尚稔：東北地方太平洋沖地震において杭基礎が大破した建物の被害要因分析　その 4　建物-杭-地盤連成解析による検討，日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.221-222, 2015.9

[1-7] 若林博，三町直志，永田敦，柏尚稔，溜正俊，倉持博之，向井智久，平出務，飯場正紀：地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価　その 5　杭基礎の耐震設計フローと耐震性能評価方法，日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.53-54, 2015.9

[1-8] 伊藤裕一，向井智久，田所敦志，田沼毅彦，草刈崇圭，柏尚稔，小田聡：地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価 その 9　高層壁付き共同住宅の杭基礎の耐震設計・評価例，日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.47-48, 2016.8

[1-9] 尻無濱昭三，金子治，平出務，向井智久：東日本大震災において基礎杭が被災した共同住宅の被害と補修，補強事例，コンクリート工学，Vol.53，No.3, pp.283-288, 2015.3

[1-10] 平出務，向井智久，岸田慎司，柏尚稔，坂下雅信，小林勝己，金子治：既製杭・RC 杭を用いたト形部分架構に対する静的載荷実験　その 3　補修を施した場合，日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.387-388, 2016.8

[1-11] 柏尚稔，坂下雅信，向井智久，平出務：静的載荷実験に基づく杭頭部の損傷度評価法の検討，日本地震工学会大会，P3-31，2016.9

[1-12] 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説，2017.3

第２章

既製杭（SC 杭，PRC 杭，PHC 杭）の曲げ破壊実験

2.1 はじめに

2.1.1 研究背景

杭基礎の地震被害は，兵庫県南部地震など大規模な地震発生の度に報告されているが，2011 年 3 月の東北地方太平洋沖地震でも広範囲での損傷被害が見られた。調査結果[2-1]によれば，被害のあった建物の建設年代，規模や地盤条件は様々であったが，杭種としてはすべて既製コンクリート杭であった。この中には比較的建設年代が新しく，耐震設計が行われた建物も含まれていたが，上部構造の被害が軽微であるにもかかわらず杭体の破損によって建物が傾斜し，継続使用できなくなった事例も見られた。

杭体の地震被害の歴史を遡れば，新潟地震（1964）や十勝沖地震（1968）において地盤の液状化や盛土斜面の崩壊による RC 杭の損傷が報告されている。さらに，宮城県沖地震（1978）では地盤の液状化や盛土斜面の崩壊などの比較的特殊な原因によるものではなく，地震力の作用のみによる PHC 杭の破壊が報告された。これにより，杭体は水平力に抵抗する構造部材であると明確に認識されることとなった。

1981 年の新耐震設計法（建築基準法施行令）以降，上部構造の設計では「中小地震に対しては建物を弾性範囲に保ち，極めて稀に発生する地震に対しては倒壊，崩壊しないことを保証する」という 2 段階設計が適用されている。一方で基礎構造の耐震設計に関しては，1984 年に建設省住宅局建築指導課から「地震力に対する建築物の基礎の設計指針[2-2]」の取り扱いに関する通達が出され，2001 年の告示[2-3]により 1 次設計が義務化された。しかし，現在でも統一的な 2 次設計の手法は確立に至っておらず，許容応力度設計・弾性設計が主体である。

基礎構造設計指針[2-4]によれば，塑性変形を考慮した杭基礎の設計を行う場合，杭頭部については実験結果等に基づき曲げモーメント M と杭頭回転角 θ の関係を設定し，評価を行うことが可能であるとされる。一方で，杭体全長にわたって非線形性を考慮した設計を行う際は杭体を深さ方向に分割し，地盤反力ばねを取付けた解析等を行うが，この場合については杭体を曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係でモデル化する方法が例示されている。

既製コンクリート杭では，性能試験は無軸力下における設計耐力の確認を目的として行われることが多い。また，コンクリートの打設後に遠心力による成形，オートクレーブ養生を行う既製コンクリート杭では PHC 杭，PRC 杭内部の PC 鋼材，異形鉄筋のひずみを計測することは少なく，鋼材の降伏は直接確認されていない。さらに，既製コンクリート杭に関する既往研究の多くは，スタブに接合した片持ち梁形式の加力による曲げせん断性状に関するものである[例えば][2-10][2-11]。これはパイルキャップに接合された杭頭部を想定しており，実際の杭頭部に近い状況で耐震性能の評価を行うことが可能である。しかし，曲げ性状のみに着目すれば，この形式では材軸方向にモーメント勾配が存在しせん断力が作用するほか，杭頭部とパイルキャップ間のめり込み，抜け出しによる回転が発生し，杭体の曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係を正確に計測することは困難である。

以上のように，曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係に着目した杭体の曲げ性状については充分に把握されているとは言いがたく，特に地震による軸力変動を考慮した高圧縮軸力，引張軸力下における実験例はほとんど皆無である。また，杭体の曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係は平面保持を仮定した断面解析によって算出されるが，その精度は限られた範囲の実験結果によってしか確認されていない（文献[2-5]によれば既往の杭体曲げ試験は杭径 600mm 以下が大半であり，軸力比 0～0.3 程度の範囲）。このことは，前述のように 2 次設計，特に変形性能を考慮した設計手法が一般化するに至っていないことの一因であるといえる。

軸力変動を考慮した広範な作用軸力下において，杭体の曲げモーメント Ｍ－曲率φ関係に着目した終局曲げ性状に関するデータを蓄積することは，杭体が地震に対しどのような挙動を示すのかを把握するために重要であり，新耐震法の確立に不可欠であると思われる。

2.1.2 研究目的

本研究では，杭体の曲げ性能に焦点を当てる。既製コンクリート杭の終局までの曲げ性状と，それに対する作用軸力の影響を確認するため，既製コンクリート杭試験体計 24 体について一定軸力下における杭体曲げ実験を行った。また，平面保持を仮定した断面解析を行い，材料の応力－ひずみ関係をはじめとした解析条件の設定がモーメント－曲率関係の評価精度に与える影響を確認した。研究目的を簡潔にまとめると以下のようになる。

- 杭体曲げ実験によって杭体の終局に至るまでの正確なモーメント－曲率関係を計測し，曲げ性状に関するデータを収集する。
- 作用軸力が杭体の曲げ耐力，変形性能，破壊性状に与える影響を確認する。
- 断面解析によって，実験で取得したモーメント－曲率関係の評価を行い，材料の応力－ひずみ関係の設定が評価精度に与える影響を確認する。

2.2 既往研究

2.1.1 項に示したように，杭体が構造部材として明確に位置づけられたのは 1978 年の宮城県沖地震以降である。現在使用されている主要な既製コンクリート杭として PHC 杭，PRC 杭，SC 杭があるが，このうち最も古くから使用されている PHC 杭の耐震性に関する研究が本格的に開始されたのは 1980 年代のことである。

既製コンクリート杭に関する既往研究は，スタブに接合した片持ち梁形式の加力による曲げせん断性状に関するものが主である。PHC 杭では単純梁形式による実験も見られるが，これらは試験体に軸力を作用させていない。また，杭体に作用させた軸力範囲としてはおおよそ軸力比 0～0.3 程度であるが，大地震時に想定される軸力変動を考慮すれば，杭体には引張軸力や，軸力比 0.6 という大きな圧縮軸力が作用する場合もあるといわれ，実験が行われている範囲は充分とはいえない。

PRC 杭に関しては中詰めコンクリートを充填し，らせん筋による拘束効果を向上することで耐震性能を改善する目的のものが多く見られ，杭単体での実験は少ない。

ここでは「曲げ破壊する既製コンクリート杭」に焦点を絞り，以下に既往研究の概要を示す。

(1) PHC 杭の曲げ強度に関する研究

杉村らは，1978 年の宮城県沖地震などによる杭体の地震被害を受け，被害状況の再現実験を行った［文献[2-6]］。実験は PHC 杭を対象としており，せん断スパンの異なる単純支持で 2 点載荷方式によるものと，フーチング付き杭により実際のモーメント分布を模擬して行ったものの 2 種類，計 5 体である。このうち単純支持方式の試験体 1 体は曲げ圧縮破壊し，曲げ終局強度が確認されているが，杭体に軸力は作用させていない。

(2) PHC 杭の曲げ変形性能に対する軸方向筋量・プレストレス量の影響に関する研究

黒正らは，軸方向 PC 鋼棒両・プレストレス量・らせん筋量をパラメータとした PHC 杭の曲げせん断実験を行い，杭体の曲げ変形性能を確認した［文献[2-7]］。実験は単純支持で中央 1 点載荷方式によるもので，軸力は作用させていない。①杭体の曲げひび割れ強度がプレストレス力に直接依存すること，②曲げ終局強度はプレストレス力に依存せず，軸方向筋量によって決定すること，③曲げ変形能力はプレストレス力が大きいほど低下することなど，無軸力下での杭体の曲げ性能に与える各種パラメータの影響が確認された。

(3) 高強度拘束筋と高一様伸び軸方向筋による PHC 杭の曲げ靭性改善に関する研究

六車らは，PHC 杭に高強度の拘束筋（規格降伏強度 1275MPa）を用いることによる曲げ靭性改善効果を実験により確認した［文献[2-8]］。実験は単純支持による 2 点載荷方式で行っている。この実験では高強度拘束筋を用いた杭体の破壊時の中央たわみが，無拘束の杭と比較して 1.2～1.8 倍程度まで増加した。ただし，これらの試験体は PC 鋼棒の破断によって破壊に至っており，拘束コンクリートの能力が充分に発揮されなかったとしている。

西山・六車らは後に，最大応力度に達する伸びを大きくした高一様伸び鋼材を軸方向筋に用いることで更なる靭性改善が可能であることを実験により示した［文献[2-9]］。

これらの実験においては等モーメント区間において杭体の曲率が計測されているものの，杭体には軸

力を作用させていない。

(4) 中詰めコンクリートによる PHC 杭の靭性改善に関する研究

黒正らは，杭頭部を想定したスタブ付き PHC 杭の片持ち梁形式の実験を行い，軸方向筋量，らせん筋量，プレストレス量，作用軸力の違いが杭体の破壊性状，変形能力に与える影響を体系的に整理した［文献[2-10]］。この研究により，①らせん筋量を増加させることで杭体のせん断破壊を防止するとともに曲げ圧壊を遅らせること，②軸力の小さな範囲ではプレストレス量を増加させると杭体は軸方向筋の破断により破壊すること，③軸力が大きい場合には極めて脆性的な曲げ圧縮破壊となること，などが示された。また，杭体の厚肉化，中詰めコンクリートの打設が変形性能を向上させる可能性を断面解析によって示唆した。

黒正らは後に，同様の片持ち梁形式の実験を杭体に中詰めコンクリートを打設して行い，その効果を確認した［文献[2-11]］。中詰めコンクリートは杭体の変形性能を向上させ，さらに，らせん筋に PC 鋼棒を用いて拘束効果を向上することで比較的軸力の大きな範囲でもコンクリートの圧壊を遅らせる効果が得られることを示した。

これらの実験で杭体に作用させた軸力範囲は軸力比でおよそ 0～0.25 までの範囲である。

(5) PRC 杭の耐震性能に関する研究

長江らは，スタブに接合された PRC 杭について軸方向筋，横補強筋，杭径や軸力比をパラメータとして曲げせん断実験を行い，PRC 杭の耐震性能を確認した［文献[2-12], [2-13], [2-14]］。これらは全て試験体全長にわたって中詰めコンクリートを打設して行われている。作用軸力の範囲は軸力比 0～0.2 程度である。

これらの研究では平面保持を仮定した断面解析による杭体の曲げ耐力の評価のほか，実験の塑性変形をヒンジ領域における回転によるものと仮定し塑性回転曲率を算出することで，断面解析による変形性能評価の妥当性についても検討している。また，せん断ひび割れ幅や等価粘性減衰定数の推移などから耐震性能の評価を行った。

(6) 既製コンクリート杭の曲げ変形特性に関する研究

金子らは，大地震に対する杭体の耐震性能評価に向けて，既製コンクリート杭の曲げ実験データを収集し，変形性能に着目した分析を行った［文献[2-5]］。収集された実験データは全て杭単体で実施されたもので，中詰めコンクリートや継手はない。作用軸力の範囲はほとんどが軸力比 0.3 未満であり，その数も PRC 杭 8 体／82 体，PHC 杭 6 体／35 体など，杭単体での実験については軸力を作用させたものが少ないことが伺える。

平面保持を仮定した断面解析により，曲げ耐力の算定精度を確認したほか，塑性率による変形性能評価を試みた。内部鋼材の降伏がひずみゲージによって直接確認されていない杭について塑性率の算定を行うため，実験のモーメントー変形関係を面積等価のトリリニアモデルに置換することで降伏点を仮定している。また，PC 鋼材・異形鉄筋のひずみを計測した PHC 杭・PRC 杭，各 2 体の曲げ実験を行い，実際に計測された降伏変形を用いた塑性率とトリリニアモデルに置換して算出された塑性率の比較を行うことで，この手法の精度を確認した。実験の軸力範囲は軸力比 0.32 までである。トリリニア置換は杭体

の変形性能が大きな場合は精度がよく，変形性能が乏しい場合は塑性率を小さめに評価する結果となった。

2.3 実験概要

2.3.1 実験の目的

既製コンクリート杭の終局状態に至るまでの曲げ性能を把握することを目的に，一定軸力下での杭体曲げ載荷実験を行った。試験体は杭径 400mm の実大杭で，作用軸力が杭体の曲げに対する耐力，変形性能，破壊性状に与える影響を検討した。曲げ性能の指標としてモーメント－曲率関係を正確に計測するため，単純支持，2 点載荷方式とした。以下に実験の目的を簡潔に記す。

- 等モーメント区間を持つ曲げ載荷実験を行うことで，杭体の終局に至るまでの正確なモーメント－曲率関係を計測し，曲げ性状を明らかにする。
- 作用軸力を変化させることで軸力が杭体の耐力，変形性能，破壊性状に与える影響を確認する。

2.3.2 試験体の概要

本研究では SC 杭，PRC 杭，PHC 杭の 3 種の既製コンクリート杭を対象とし，試験体全 42 体について実験を行った。試験体諸元を表 2.3.1～表 2.3.5，杭体断面図を図 2.3.1 に示す。表中の諸数値の算出方法は表下部の注釈に示した。杭体直径は 400mm，規格肉厚は 65mm で，直径と杭肉厚の比 T/D が 0.16 の実大試験体である。コンクリート設計基準強度は 105MPa である。SC 杭の鋼管は肉厚 6mm の SKK490 材とした。また，PRC 杭には軸方向鉄筋量の異なるⅠ種～Ⅳ種，PHC 杭にはプレストレス量の異なる A 種～C 種が存在するが，今回は PRC 杭ではⅠ種およびⅢ種，PHC 杭では A 種および C 種を対象とした。PHC 杭は製造会社の規格によって PC 鋼材の径，本数が異なるが，合計断面積は概ね等しい。

作用軸力をパラメータとし，長期鉛直荷重として想定される範囲である 0，1000，2000kN（設計軸力比 0～0.3 相当），地震時の変動軸力を想定した高圧縮軸力（設計軸力比 0.6 相当），引張軸力（SC 杭は設計軸力比－0.5，PRC および PHC 杭は設計軸力比－0.3 相当）の 5 段階の軸力レベルを計画した。ただし，PRC 杭　Ⅰ種および PHC 杭　A 種については長期鉛直荷重相当のみを対象とした。また，PRC 杭については軸力 1000kN の載荷を行わなかった。

長期鉛直荷重相当の軸力を作用させた試験体には正負交番載荷を行ったものと一方向繰り返し載荷を行ったものが存在する。また，一部試験体は実験の再現性を確認するために同条件下で実験を行った。

肉厚の比較的薄い既製コンクリート杭では，内部の鋼材にひずみゲージを貼付することで試験体の耐力に影響を与えることが考えられた。そこで，PRC 杭　Ⅰ種，PHC 杭　A 種では 2.3.6 項に示す鋼材ひずみゲージを貼付しない試験体についても計画し，ひずみゲージを貼付することによる耐力への影響を確認した。

同杭種間で仕様は全て共通しているが，表中の厚径比，断面積，鋼材比，有効プレストレスは杭肉厚の実測値，材料試験値を用いて算出しているため値が異なっている。規格値とそれを用いて算出した軸力比を表 2.3.6 に示す。ここでは表 2.3.1～表 2.3.5 と同様に，軸力比はプレストレスを考慮せずに算出した。

表 2.3.1　試験体緒元（SC 杭）

試験体名	杭径	杭肉厚	鋼管厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート圧縮強度	軸力	軸力比	試験体長さ	試験体支持長さ	載荷方法	軸力導入方法
	D	T	ts	T/D	A	Ae	σ_B	N	N/N_0	L	Ls		
	(mm)	(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)	(kN)		(m)	(m)		
SC16	400	81	6.0	0.20	8.12	11.3	110	0	0	8.0	6.0	一方向載荷	ロッド
SC17	400	75	6.0	0.19	7.65	10.8	112	0	0	8.0	6.0	正負交番載荷	ロッド
SC10	400	77	6.0	0.19	7.82	11.0	114	1000	0.09	8.0	6.0	正負交番載荷	反力フレーム
SC11	400	75	6.0	0.19	7.69	10.8	110	1000	0.09	8.0	6.0	正負交番載荷	反力フレーム
SC12	400	77	6.0	0.19	7.79	11.0	111	2000	0.18	8.0	6.0	正負交番載荷	反力フレーム
SC13	400	78	6.0	0.19	7.87	11.0	110	2000	0.18	8.0	6.0	正負交番載荷	反力フレーム
SC14	400	70	6.0	0.17	7.23	10.4	112	5290	0.52	6.0	5.0	正負交番載荷	反力フレーム
SC15	400	73	6.0	0.18	7.46	10.6	110	−1200	−0.40	6.0	5.0	正負交番載荷	反力フレーム

T:杭肉厚（鋼管厚を含み，規格値は 65mm）　A:実断面積=$\pi(D^2-(D-2T)^2)/4$　Ae:コンクリート換算断面積=A+As･(Es/Ec－1)As:鋼管断面積　Es:鋼管弾性係数
Ec:コンクリート弾性係数　N:軸力（圧縮正）　N/N_0:軸力比=$N/(\sigma_B\cdot(A-As)+fsy\cdot As)$ (圧縮軸力時)，$N/(fsy\cdot As)$ (引張軸力時)　fsy:鋼管降伏強度

表 2.3.2　試験体諸元（PRC 杭　Ⅰ種）

試験体名	仕様	杭径	肉厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート圧縮強度	PC鋼材		異形鉄筋		有効プレストレス	軸力	軸力比	載荷方法	軸力導入方法
								配筋	鋼材比	配筋	鋼材比					
		D	T	T/D	A	Ae	σ_B		pg_1		pg_2	σe	N	N/N_0		
		(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)		(%)		(%)	(MPa)	(kN)			
PRC22	Ⅰ種	400	71	0.18	7.32	7.87	127	8−φ10	0.86	8−D13	1.38	7.3	0	0	一方向載荷	ロッド
PRC23		400	73	0.18	7.50	8.02	131	8−φ10	0.84	8−D13	1.35	7.2	0	0	一方向載荷	ロッド
PRC17		400	73	0.18	7.46	8.05	110	8−φ10	0.84	8−D13	1.36	7.1	0	0	正負交番載荷	ロッド
PRC18		400	73	0.18	7.46	8.01	127	8−φ10	0.84	8−D13	1.36	7.1	2000	0.19	一方向載荷	ロッド
PRC19		400	74	0.18	7.54	8.09	127	8−φ10	0.83	8−D13	1.34	7.1	2000	0.19	一方向載荷	ロッド
PRC20		400	72	0.18	7.38	7.90	131	8−φ10	0.85	8−D13	1.37	7.3	2000	0.19	一方向載荷	ロッド
PRC21		400	71	0.18	7.36	7.89	131	8−φ10	0.85	8−D13	1.38	7.3	2000	0.19	一方向載荷	ロッド
PRC15		400	70	0.17	7.25	7.83	109	8−φ10	0.87	8−D13	1.40	7.4	2000	0.22	正負交番載荷	ロッド
PRC16		400	65	0.16	6.87	7.45	111	8−φ10	0.91	8−D13	1.48	7.7	2000	0.23	正負交番載荷	ロッド

T:杭肉厚（規格値は 65mm）　A:実断面積=$\pi(D^2-(D-2T)^2)/4$　Ae:コンクリート換算断面積=A+Ad･(Ed/Ec－1)+Ap･(Ep/Ec－1)　Ad:異形鉄筋の全断面積
Ed:異形鉄筋の弾性係数　Ap:PC 鋼材の全断面積　Ep:PC 鋼材の弾性係数　Ec:コンクリート弾性係数　Pg_1:PC 鋼材比=Ap/A　Pg_2:異形鉄筋主筋比=Ad/A
σ_{ce}:有効プレストレス量=$\sigma_p\cdot Ap/(A-Ap+(Ed/Ec-1)\cdot Ad)$　σ_p:PC 鋼材に導入した緊張による応力度（MPa）　N:軸力（圧縮正）
N/N_0:軸力比=$N/(\sigma_B\cdot(A-Ap-Ad)+fpy\cdot Ap+fdy\cdot Ad)$　fpy:PC 鋼材降伏強度　fdy:異形鉄筋降伏強度

表 2.3.3　試験体諸元（PRC 杭 Ⅲ種）

試験体名	仕様	杭径	肉厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート圧縮強度	PC鋼材		異形鉄筋		有効プレストレス	軸力	軸力比	載荷方法	軸力導入方法
								配筋	鋼材比	配筋	鋼材比					
		D	T	T/D	A	Ae	σ_B		pg_1		pg_2	σe	N	N/N_0		
		(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)		(%)		(%)	(MPa)	(kN)			
PRC11	Ⅲ種	400	72	0.18	7.42	8.34	136	8−φ10	0.85	8−D19	3.09	7.1	0	0	一方向載荷	ロッド
PRC14		400	72	0.18	7.45	8.25	117	8−φ10	0.84	8−D19	3.08	7.1	0	0	正負交番載荷	ロッド
PRC09		400	71	0.18	7.34	8.26	136	8−φ10	0.86	8−D19	3.12	7.2	2000	0.18	一方向載荷	ロッド
PRC10		400	72	0.18	7.42	8.38	136	8−φ10	0.85	8−D19	3.09	7.1	2000	0.17	一方向載荷	ロッド
PRC12		400	73	0.18	7.47	8.25	116	8−φ10	0.84	8−D19	3.07	7.1	2000	0.20	正負交番載荷	ロッド
PRC13		400	73	0.18	7.46	8.25	119	8−φ10	0.84	8−D19	3.07	7.1	2000	0.19	正負交番載荷	ロッド
PRC07		400	73	0.18	7.47	8.38	132	8−φ10	0.84	8−D19	3.07	7.0	4590	0.41	正負交番載荷	反力フレーム
PRC08		400	71	0.18	7.34	8.25	132	8−φ10	0.86	8−D19	3.12	7.1	−439	−0.25	正負交番載荷	反力フレーム

T:杭肉厚（規格値は 65mm）　A:実断面積=$\pi(D^2-(D-2T)^2)/4$　Ae:コンクリート換算断面積=A+Ad・(Ed/Ec−1)+Ap・(Ep/Ec−1)　Ad:異形鉄筋の全断面積
Ed:異形鉄筋の弾性係数　Ap:PC 鋼材の全断面積　Ep:PC 鋼材の弾性係数　Ec:コンクリート弾性係数　Pg_1:PC 鋼材比=Ap/A　Pg_2:異形鉄筋主筋比=Ad/A
σ_{ce}:有効プレストレス量=σ_p・Ap/(A−Ap+(Ed/Ec−1)・Ad)　σ_p:PC 鋼材に導入した緊張による応力度（MPa）　N:軸力（圧縮正）
N/N_0:軸力比=N/(σ_B・(A−Ap−Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)（圧縮軸力時），N/(fpy・Ap+fdy・Ad)（引張軸力時）　fpy:PC 鋼材降伏強度　fdy:異形鉄筋降伏強度

表 2.3.4　試験体諸元（PHC 杭 A 種）

試験体名	仕様	杭径	肉厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート圧縮強度	PC鋼材		有効プレストレス	軸力	軸力比	載荷方法	軸力導入方法
								配筋	鋼材比					
		D	T	T/D	A	Ae	σ_B		pg_1	σe	N	N/N_0		
		(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)		(%)	(MPa)	(kN)			
PHC14	A種	400	69	0.17	7.18	7.30	120	10−φ7.1	0.55	4.06	0	0	一方向載荷	ロッド
PHC07		400	72	0.18	7.45	7.58	124	10−φ7.1	0.53	4.34	0	0	正負交番載荷	ロッド
PHC08		400	66	0.16	6.88	7.02	120	10−φ7.1	0.58	4.71	0	0	正負交番載荷	ロッド
PHC12		400	71	0.18	7.36	7.49	126	10−φ7.1	0.54	3.96	2000	0.20	一方向載荷	ロッド
PHC13		400	72	0.18	7.45	7.58	113	10−φ7.1	0.53	3.92	2000	0.22	一方向載荷	ロッド
PHC03		400	68	0.17	7.13	7.27	119	10−φ7.1	0.56	4.58	2000	0.22	正負交番載荷	ロッド
PHC04		400	69	0.17	7.17	7.31	119	10−φ7.1	0.55	4.54	2000	0.22	正負交番載荷	ロッド
PHC05		400	71	0.18	7.32	7.47	121	10−φ7.1	0.54	4.46	2000	0.21	正負交番載荷	ロッド
PHC06		400	70	0.18	7.27	7.41	121	10−φ7.1	0.54	4.47	2000	0.22	正負交番載荷	ロッド

T:杭肉厚（規格値は 65mm）　A:実断面積=$\pi(D^2-(D-2T)^2)/4$　Ae:コンクリート換算断面積=A+Ap・(Ep/Ec−1)　Ap:PC 鋼材の全断面積　Ep:PC 鋼材の弾性係数
Ec:コンクリート弾性係数　Pg_1:PC 鋼材比=Ap/A　σ_{ce}:有効プレストレス量=σ_p・Ap/(A−Ap+(Ed/Ec−1)・Ad)　σ_p:PC 鋼材に導入した緊張による応力度（MPa）
N:軸力（圧縮正）　N/N_0:軸力比=N/(σ_B・(A−Ap−Ad)+fpy・Ap)　fpy:PC 鋼材降伏強度

表 2.3.5　試験体諸元（PHC 杭 C 種）

試験体名	仕様	杭径	肉厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート圧縮強度	PC鋼材		有効プレストレス	軸力	軸力比	載荷方法	軸力導入方法
								配筋	鋼材比					
		D	T	T/D	A	Ae	σ_B		pg_1	σe	N	N/N_0		
		(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)		(%)	(MPa)	(kN)			
PHC17	C種	400	75	0.19	7.68	8.03	109	10−φ11.2	1.28	9.9	0	0.00	一方向載荷	ロッド
PHC11		400	72	0.18	7.41	7.70	122	16−φ9.0	1.37	10.6	0	0.00	正負交番載荷	ロッド
PHC16		400	68	0.17	7.06	7.40	111	10−φ11.2	1.40	10.8	1000	0.11	一方向載荷	ロッド
PHC10		400	73	0.18	7.48	7.78	115	16−φ9.0	1.36	10.5	1000	0.10	正負交番載荷	ロッド
PHC15		400	72	0.18	7.45	7.78	122	10−φ11.2	1.32	10.3	2000	0.19	一方向載荷	ロッド
PHC09		400	74	0.19	7.61	7.91	118	16−φ9.0	1.34	10.3	2000	0.20	正負交番載荷	ロッド
PHC01		400	73	0.18	7.46	7.80	110	10−φ11.2	1.32	10.3	4100	0.43	正負交番載荷	反力フレーム
PHC02		400	74	0.18	7.55	7.88	123	10−φ11.2	1.31	10.1	−344	−0.26	正負交番載荷	反力フレーム

T:杭肉厚（規格値は 65mm）　A:実断面積=π(D²−(D−2T)²)/4　Ae:コンクリート換算断面積=A+Ap･(Ep/Ec−1)　Ap:PC 鋼材の全断面積　Ep:PC 鋼材の弾性係数
Ec:コンクリート弾性係数　Pg_1:PC 鋼材比=Ap/A　σ_{ce}:有効プレストレス量=σ_p･Ap/(A−Ap+(Ed/Ec−1)･Ad)　σ_p:PC 鋼材に導入した緊張による応力度（MPa）
N:軸力（圧縮正）　N/N_0:軸力比=N/(σ_B･(A−Ap−Ad)+fpy･Ap)（圧縮軸力時），N/(fpy･Ap)（引張軸力時）　fpy:PC 鋼材降伏強度

表 2.3.6　杭体の標準規格と設計軸力比（次項に続く）

杭種	杭径	杭肉厚	鋼管厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート設計基準強度	軸力	軸力比	対応する試験体
	D	T	ts	T/D	A	Ae	Fc	N	N/N_0	
	(mm)	(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)	(kN)		
SC杭	400	65	6.0	0.16	6.84	9.90	105	0	0	SC16, SC17
								1000	0.11	SC10, SC11
								2000	0.23	SC12, SC13
								5290	0.60	SC14
								-1200	-0.50	SC15

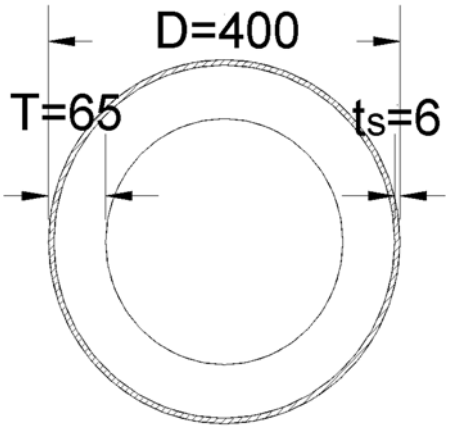
杭種	仕様	杭径	肉厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート圧縮強度	PC鋼材		異形鉄筋		有効プレストレス	軸力	軸力比	対応する試験体
								配筋	鋼材比	配筋	鋼材比				
		D	T	T/D	A	Ae	σ_B		pg_1		pg_2	σe	N	N/N_0	
		(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)		(%)		(%)	(MPa)	(kN)		
PRC杭	Ⅰ種	400	65	0.16	6.84	7.50	105	8-φ10	0.92	8-D13	1.48	6.1	0	0	PRC22, PRC23, PRC17
													2000	0.23	PRC18, PRC19, PRC20, PRC21, PRC15, PRC16

杭種	仕様	杭径	肉厚	厚径比	実断面積	コンクリート換算断面積	コンクリート圧縮強度	PC鋼材		異形鉄筋		有効プレストレス	軸力	軸力比	対応する試験体
								配筋	鋼材比	配筋	鋼材比				
		D	T	T/D	A	Ae	σ_B		pg_1		pg_2	σe	N	N/N_0	
		(mm)	(mm)		($\times 10^4$ mm^2)	($\times 10^4$ mm^2)	(MPa)		(%)		(%)	(MPa)	(kN)		
PRC杭	Ⅲ種	400	65	0.16	6.84	8.01	105	8-φ10	0.92	8-D19	3.35	5.7	0	0	PRC11, PRC14
													2000	0.24	PRC9, PRC10, PRC12, PRC13
													4590	0.54	PRC07
													-439	-0.28	PRC08

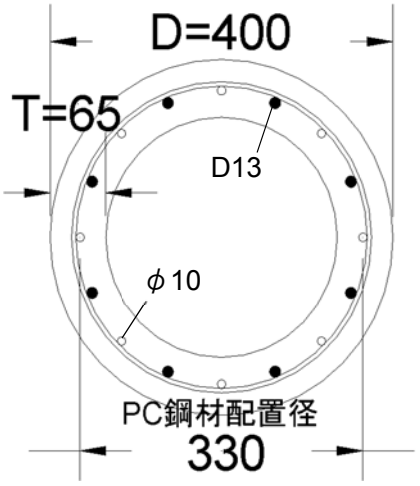
表 2.3.6　杭体の標準規格と設計軸力比

杭種	仕様	杭径 D (mm)	肉厚 T (mm)	厚径比 T/D	実断面積 A ($\times10^4$ mm^2)	コンクリート換算断面積 Ae ($\times10^4$ mm^2)	コンクリート圧縮強度 σ_B (MPa)	PC鋼材 配筋	PC鋼材 鋼材比 pg_1 (%)	有効プレストレス σe (MPa)	軸力 N (kN)	軸力比 N/N_0	対応する試験体
PHC杭	A種	400	65	0.16	6.84	7.00	105	10-φ7.1	0.58	4.0	0	0	PHC14, PHC07, PHC08
											2000	0.24	PHC12, PHC13, PHC03, PHC04, PHC05, PHC06

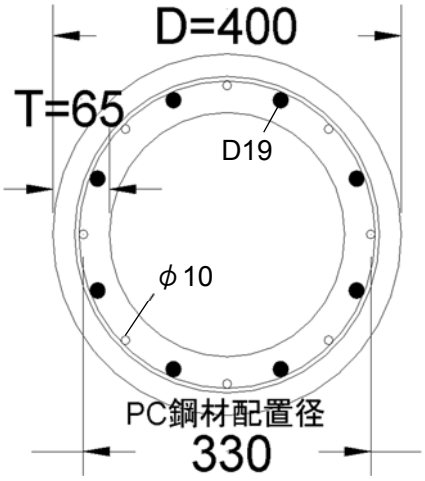
杭種	仕様	杭径 D (mm)	肉厚 T (mm)	厚径比 T/D	実断面積 A ($\times10^4$ mm^2)	コンクリート換算断面積 Ae ($\times10^4$ mm^2)	コンクリート圧縮強度 σ_B (MPa)	PC鋼材 配筋	PC鋼材 鋼材比 pg_1 (%)	有効プレストレス σe (MPa)	軸力 N (kN)	軸力比 N/N_0	対応する試験体
PHC杭	C種	400	65	0.16	6.84	7.23	105	10-φ11.2	1.44	10	0	0	PHC17
											1000	0.12	PHC16
											2000	0.24	PHC15
											4100	0.49	PHC01
											-344	-0.27	PHC02
						7.25		16-φ9.0	1.49		0	0	PHC11
											1000	0.12	PHC10
											2000	0.24	PHC09



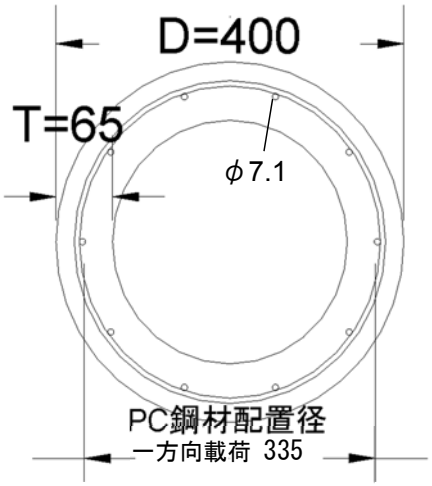
(a) SC 杭



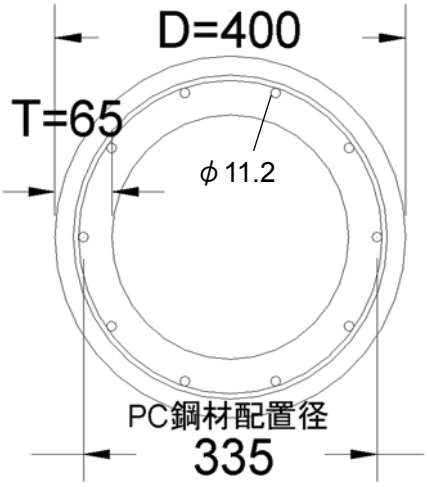
(b) PRC 杭　Ⅰ種



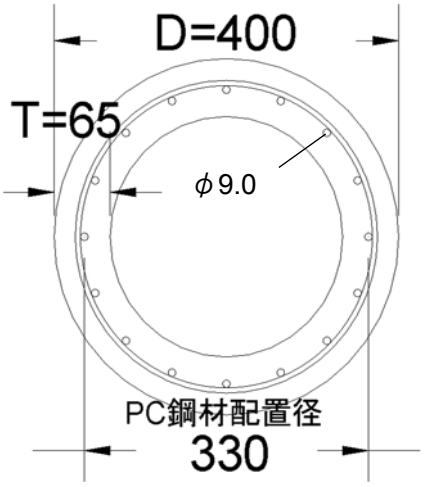
(c) PRC 杭　Ⅲ種



(d) PHC 杭　A 種



(e) PHC 杭　C 種 ①



(f) PHC 杭　C 種 ②

図 2.3.1　試験体断面図（杭肉厚 T は規格値）

図 2.3.2 に示したのは設計耐力の M-N 図上に本実験の試験体をプロットしたものである。設計耐力は平面保持を仮定して算出したもので，算出方法の詳細は次項に記す。

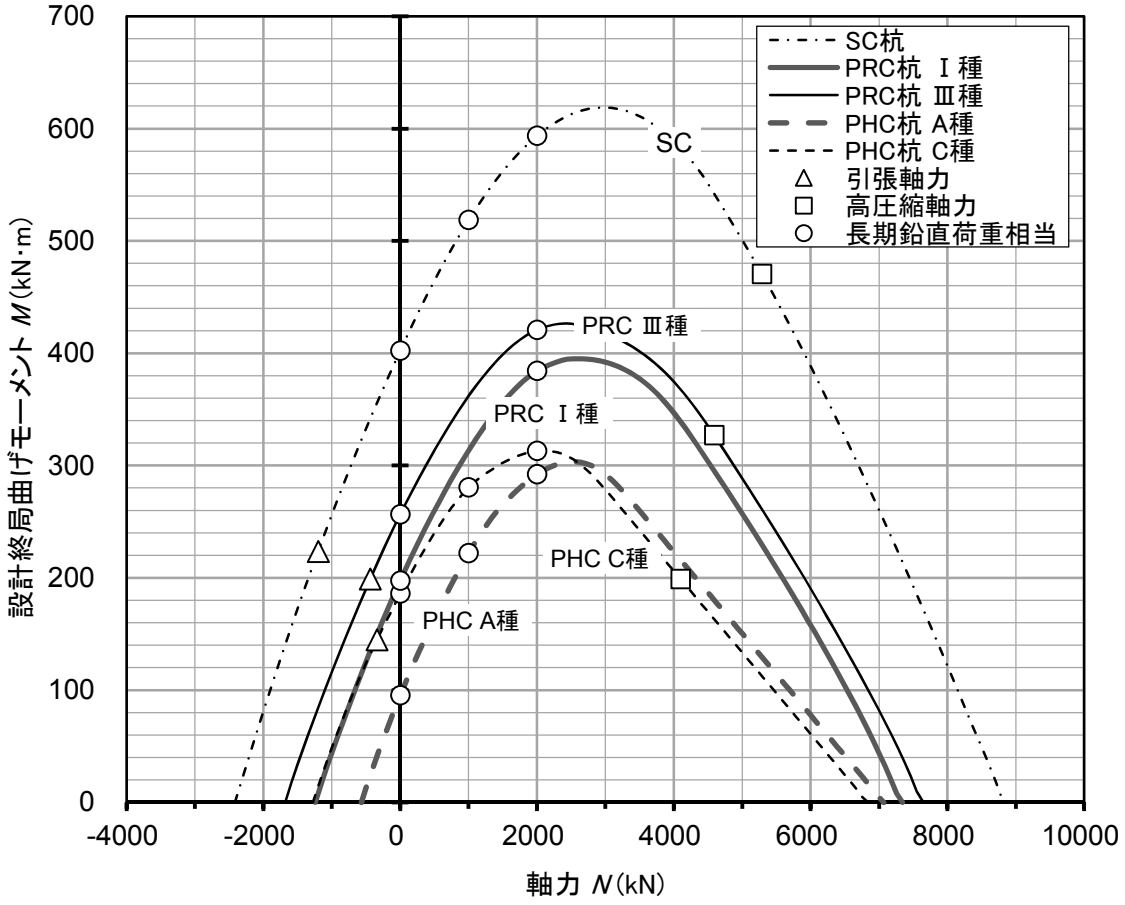


図 2.3.2　設計耐力の M-N 図

2.3.3 設計耐力の算出

設計耐力（終局曲げモーメント）は平面保持を仮定した計算によって算出した。材料の応力－ひずみ関係等，計算の仮定は既製コンクリート杭に対して一般に用いられるもので，文献[2-15]に従った。計算の詳細を以下に示す。

（1）計算の仮定

終局曲げモーメントは以下の仮定に基づいて算定する。

①断面は，終局に至るまで平面を保持するものとする。

②同一円周上に均等に配置された PC 鋼棒は，等断面積の薄肉鋼管とみなす。

③コンクリートの応力 - ひずみ関係は図 2.3.3 に示すバイリニア型とする。

④PC 鋼棒の応力 - ひずみ関係は図 2.3.4 に示すトリリニア型とする。

⑤異形鉄筋・鋼管の応力 - ひずみ関係は図 2.3.5 に示すバイリニア型とする。

⑥プレストレスは応力 - ひずみ関係の原点を移動することで考慮する。

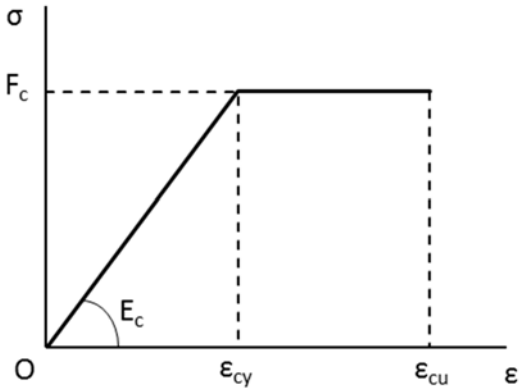


図 2.3.3　コンクリートの応力－ひずみ関係

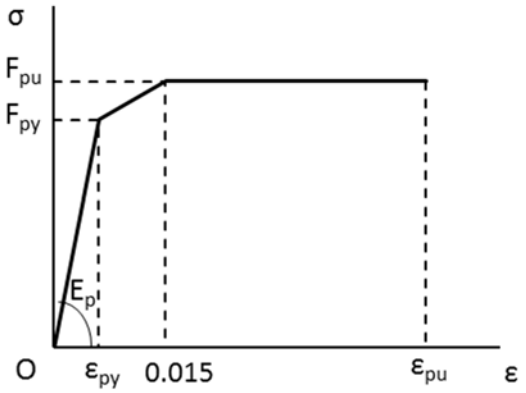


図 2.3.4　PC 鋼材の応力－ひずみ関係

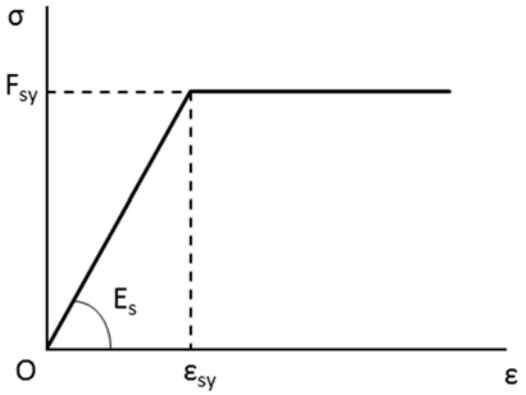


図 2.3.5　異形鉄筋の応力－ひずみ関係

F_c　：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)
E_c　：コンクリートのヤング係数(N/mm²)
ε_{cy}　：コンクリートの圧縮強度時ひずみ
ε_{cu}　：コンクリートの終局ひずみ
F_{py}　：PC 鋼材の降伏強度(N/mm²)
F_{pu}　：PC 鋼材の引張強度(N/mm²)
E_p　：PC 鋼材のヤング係数(N/mm²)
ε_{py}　：PC 鋼材の降伏ひずみ
ε_{pu}　：PC 鋼材の終局ひずみ
F_{sy}　：異形鉄筋の降伏強度(N/mm²)
E_s　：異形鉄筋のヤング係数(N/mm²)
ε_{sy}　：異形鉄筋の降伏ひずみ

(2) 設計用数値

コンクリート，鋼材の設計用数値を表 2.3.7，表 2.3.8 にそれぞれ示す。

表 2.3.7　コンクリートの設計用数値

杭の種類		PHC 杭		PRC 杭		SC 杭
項目	単位	A 種	C 種	I 種	Ⅲ種	
有効ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ量	N/mm²	4	10	6.1	5.7	－
設計基準強度	N/mm²	105		105		105
曲げ引張強度	N/mm²	7.5※		6.5※		7.5※
終局圧縮ひずみ	－	0.00265		0.0035		0.005
ヤング係数	N/mm²	4.0×10^4		4.0×10^4		4.0×10^4

※終局曲げモーメントの計算では，コンクリートは引張応力を負担しないとするため，
曲げ引張強度は使用しない.

表 2.3.8　鋼材の設計用数値

杭の種類		PC 鋼棒 (JIS G 3137 SBPDL1275/1420)	PC 鋼線 (JIS G 3536 SWPD1L)	鋼管 (JIS A 5525 SKK490)	異形鉄筋 (JIS G3112 SD345)
項目	単位				
降伏強度	N/mm²	1275	1226	325	345
引張強度	N/mm²	1420	1418	(490)※	(490)※
終局ひずみ	－	0.05	0.05	－	－
ヤング係数	N/mm²	2.0×10^5	2.0×10^5	2.05×10^5	2.0×10^5
線径	mm	7.1，10，11.2	9	—	—
板厚	mm	—	—	6	—
呼び径	—	—	—	—	D13，D19

※今回の計算仮定では使用しない.

(3) 終局曲げモーメントの定義

終局曲げモーメントは以下のように定義される。

i)　SC 杭

終局時とは圧縮側最外縁のコンクリートのひずみが終局ひずみ※に達した時とする。

ii)　PRC 杭および PHC 杭

終局時とは圧縮側最外縁のコンクリートのひずみが終局ひずみ※に達した時，または，PC 鋼材の引張ひずみが終局ひずみに達した時とする。

※終局ひずみは表 2.3.7 および表 2.3.8 の値.

2.3.4 材料特性

（1）コンクリート

試験体に使用したコンクリートは設計基準強度 105MPa の高強度コンクリートで，打設後に遠心力によって円筒形に成形したものである。材料試験は圧縮強度試験と割裂引張試験を行った（ただし，一部試験体は割裂引張試験を行わなかった）。試験に用いた供試体は，圧縮試験では試験体と同様に遠心成形によって作成したもので，JIS A 1136[2-16]に基づいた寸法（外形 200mm，高さ 300mm，肉厚 40mm）である。割裂引張試験では，100φ×200mm シリンダー供試体を用いた。材料試験はアムスラー試験機によって行い，各試験体の加力期間中に実施した。各試験体に対応する材料試験結果を表 2.3.9 に示す。表中には各試験の平均値のみを記し，試験結果の詳細は附録に示した。なお，コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の 1/3 時点の位置と原点を結んだ傾きとした。また，割裂引張試験を実施していない場合は，強度の欄を―とした。

表 2.3.9　コンクリート材料試験結果一覧

	圧縮強度	弾性係数	割裂強度	圧縮強度時ひずみ
	$_c\sigma_B$	$_cE$	$_c\sigma_t$	$_c\varepsilon_m$
	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(μ)
SC16	111	40.7	6.33	2970
SC17	112	40.9	–	3146
SC10	113	40.5	5.90	3059
SC11	110	41.2	6.23	3091
SC12	111	40.6	6.00	3132
SC13	110	40.9	6.13	3002
SC14	112	41.2	5.82	3121
SC15	110	41.2	5.93	3258
PRC22	129	54.3	—	2611
PRC23	131	49.2	—	2793
PRC17	110	43.8	6.02	3162
PRC18	129	50.9	—	2739
PRC19	129	50.9	—	2739
PRC20	131	47.4	—	2864
PRC21	131	47.4	—	2864
PRC15	109	44.4	6.09	3016
PRC16	111	44.4	5.76	3185
PRC11	136	48.7	—	2979
PRC14	117	49.2	3.90	2714
PRC09	136	48.7	6.47	2979
PRC10	136	48.7	—	2979
PRC12	116	49.8	7.50	2505
PRC13	119	49.5	7.50	2688
PRC07	132	49.2	—	2798
PRC08	132	49.2	—	2798
PHC14	120	50.0	5.98	2816
PHC07	124	47.9	—	2934
PHC08	120	45.5	6.47	2891
PHC03	122	44.1	—	3113
PHC04	122	44.1	—	3113
PHC12	126	49.5	—	2928
PHC13	113	48.3	—	2649
PHC05	121	43.7	—	3014
PHC06	120	45.5	—	2891
PHC17	109	47.4	—	2720
PHC11	122	50.7	3.90	2687
PHC16	111	48.7	—	2794
PHC10	115	49.1	5.90	2623
PHC15	122	49.7	—	2907
PHC09	118	49.7	6.50	2617
PHC01	113	48.3	5.80	2781
PHC02	123	49.3	—	3029

(2) 鋼材（鋼管・PC 鋼材・異形鉄筋）

鋼材の引張試験は JIS Z 2241[2-17]に準拠して行った。0.2%オフセットにより降伏応力を求めたものは表下部の注釈に示した。ヤング係数は比例限界内での勾配により算出した。各鋼材の材料試験結果を以下に示す。表中の数値は 3 体の供試体の試験結果の平均であり，試験結果の詳細は付録に示した。

表 2.3.10　鋼管材料試験結果

	降伏耐力 $_s\sigma_y$ (MPa)	引張耐力 $_s\sigma_u$ (MPa)	弾性係数 $_sE$ (GPa)	降伏ひずみ $_s\varepsilon_y$ (μ)
SKK490	404	540	215	3830

※降伏点は 0.2%オフセット

表 2.3.11　PC 鋼材材料試験結果

			降伏耐力 $_p\sigma_y$ (MPa)	引張耐力 $_p\sigma_u$ (MPa)	弾性係数 $_pE$ (GPa)	降伏ひずみ $_p\varepsilon_y$ (μ)
φ10	①	PRC17 PRC15 PRC16	1452	1490	218	7264
	②	PRC22 PRC23 PRC18 PRC19 PRC20 PRC21 PRC11 PRC09 PRC10 PRC07 PRC08	1410※	1467	207	8813
	③	PRC14 PRC12 PRC13	1470※	1650	198	9435
φ7.1	①	PHC14 PHC12 PHC13	1432※	1486	209	8920
	②	PHC07 PHC08 PHC03 PHC04 PHC05 PHC06	1358※	1443	206	8549
φ11.2		PHC17 PHC16 PHC15 PHC01 PHC02	1366※	1477	216	8413
φ9.0		PHC11 PHC10 PHC09	1334※	1546	194	8889

※降伏点は 0.2%オフセット

表 2.3.12　異形鉄筋材料試験結果

			降伏耐力	引張耐力	弾性係数	降伏ひずみ
			${}_{d}\sigma_{y}$	${}_{d}\sigma_{u}$	${}_{d}E$	${}_{d}\varepsilon_{y}$
			（MPa）	（MPa）	（GPa）	（μ）
D13	①	PRC17	383	542	191	2186
		PRC15				
		PRC16				
	②	PRC22	379	545	194	1991
		PRC23				
		PRC18				
		PRC19				
		PRC20				
		PRC21				
D19	①	PRC11	384	572	202	1906
		PRC09				
		PRC10				
		PRC07				
		PRC08				
	②	PRC14	365	556	180	2041
		PRC12				
		PRC13				

2.3.5 載荷方法

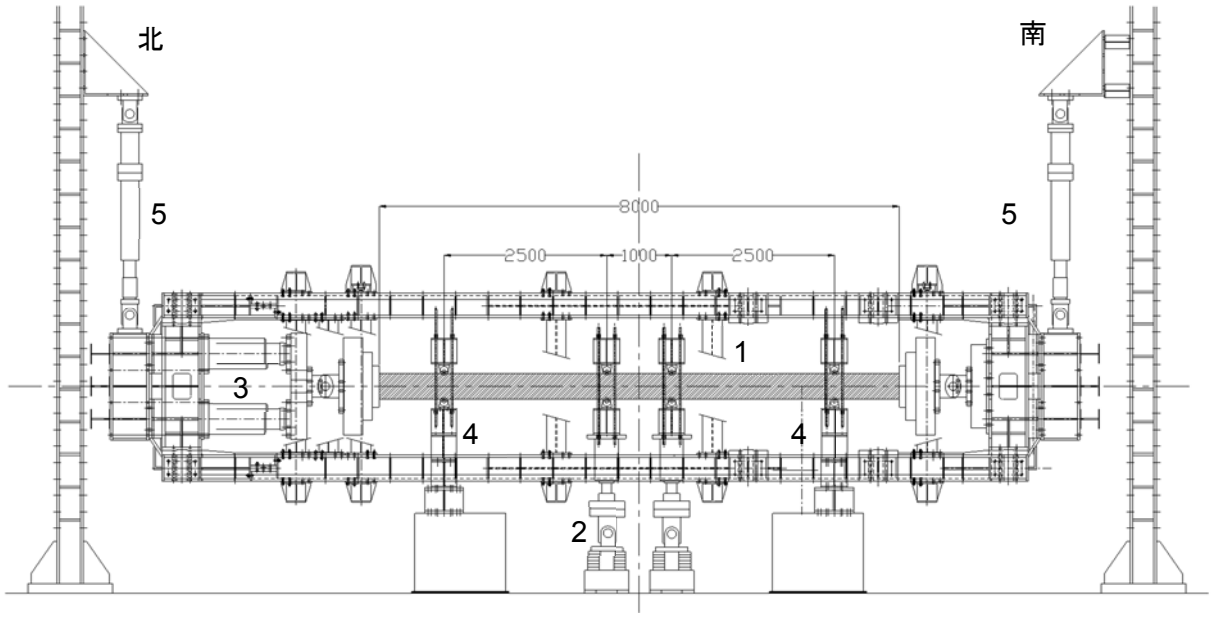
（1）反力フレームにより軸力導入を行う場合

図 2.3.6 に加力装置を示す。装置は軸力載荷ジャッキと反力フレーム，試験体支持点，鉛直載荷ジャッキによって構成される。本実験では杭体を横向きに単純支持し，一定軸力を加えた状態で中央の 2 本の鉛直ジャッキにより同一方向にせん断力を加えた。杭体端部は反力フレーム内の載荷フランジに固定されており，載荷フランジの外部はクレビスによってピン支持となっている。載荷フランジ間はおおよそ 8m であり，長さ 6m の試験体について実験を行う際は，杭体の両端に長さ 1m のスペーサーを介して装置と接続した。試験体支持長さ Ls は杭長さ L=8m の試験体では Ls=6m，杭長さ L=6m の試験体では Ls=5m とした。中央鉛直ジャッキの間隔は 1m であり，2 つのジャッキの荷重が等しくなるように載荷を行った。載荷区間の内側は等曲げモーメント区間であり，この範囲で杭体の曲率を計測した。

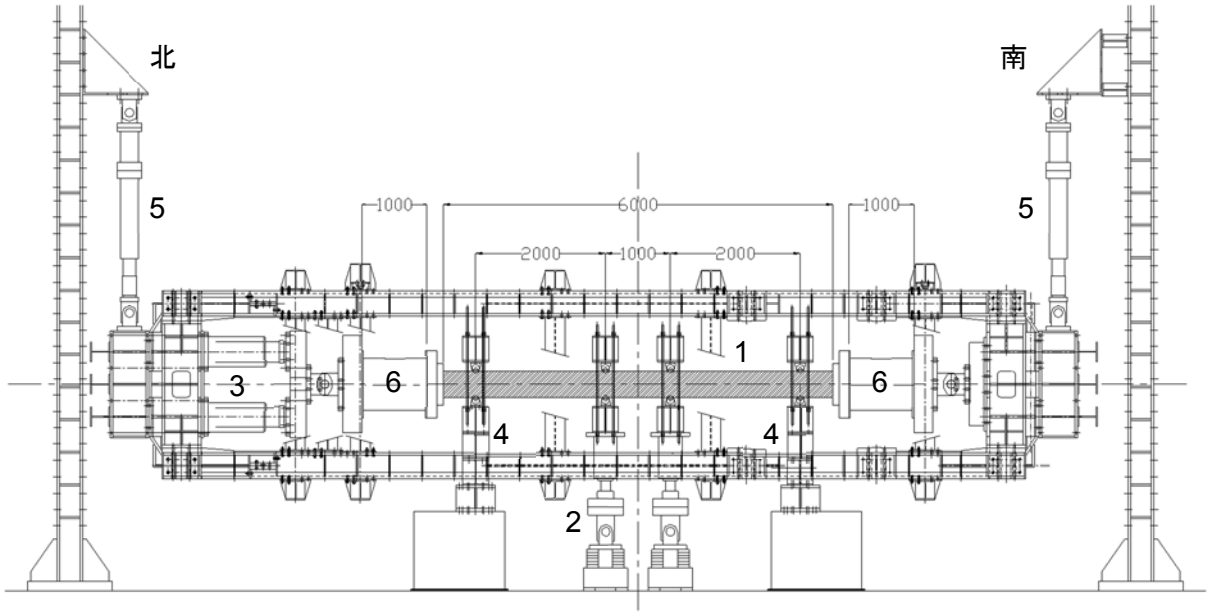
実験では，軸力載荷装置の重量が試験に影響を与えないように油圧ジャッキによって装置の自重を相殺した。装置の両端に 2 台ずつの油圧ジャッキを設置し，それを装置外側に立てた柱と接続した。試験中はこのジャッキが軸力載荷装置を吊り上げる荷重を一定に保持した。

2 つの試験体支持点を結ぶ直線と，試験体中央の鉛直距離（相対鉛直変位）を計測し，これを Ls の半分で除した値を変形角 R とした。加力は正負交番漸増繰り返し載荷とし，図 2.3.7 に示すように R=±0.125%，±0.25%，±0.375%，±0.5%，±0.75%，±1%，±1.5%，±2%，±3%，±4%，±5%で各 2 回ずつ繰り返した。なお，上方向への加力を正載荷と定義し，はじめに正側から載荷した。

図 2.3.8 に載荷装置の全景，図 2.3.9 に試験体載荷点，試験体端部と載荷フレームとの接続部の詳細を示す。載荷点，支持点は上下ともにまくら材を介して鋼材によって挟み込み，4 本の PC 鋼棒を用いて固定した。杭端部には 2 枚の鋼端板（φ=640，t=100 とφ=1040，t=150）を接続し，端版を PC 鋼棒によって載荷フレームに接続した。L=6m の試験体の場合は，鋼端版の外側にスペーサーを介して載荷フレームに接続した。



(a) L=8m の場合



(b) L=6m の場合

1：試験体　2：鉛直載荷ジャッキ (押 400t／引 150×2 台)　3：軸力載荷ジャッキ (押 500t／引 200×4 台)
4：試験体支持点　5：フレーム自重相殺用吊り上げジャッキ　6：スペーサー

図 2.3.6　載荷装置概要（反力フレームによる軸力導入）

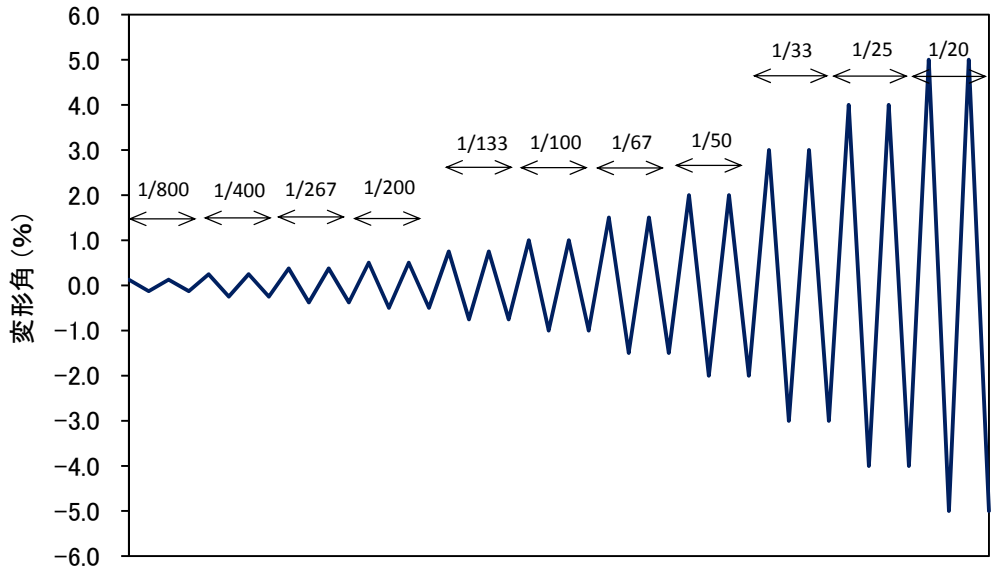


図 2.3.7　加力サイクル（反力フレームによる軸力導入）

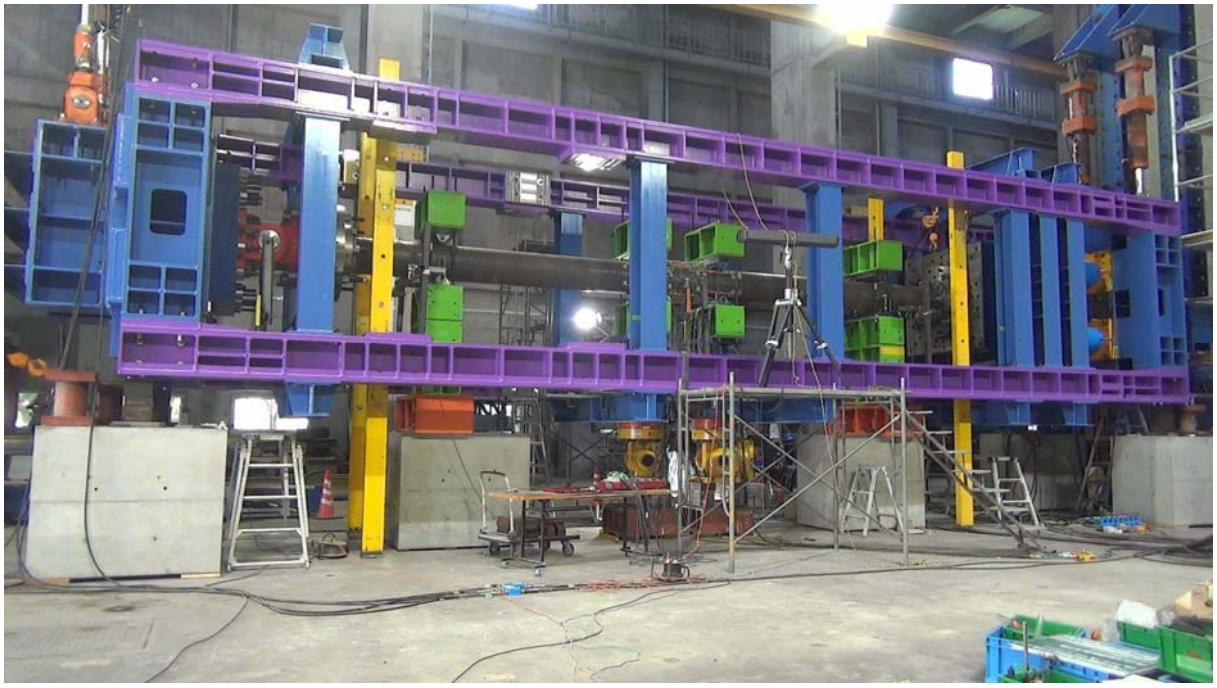
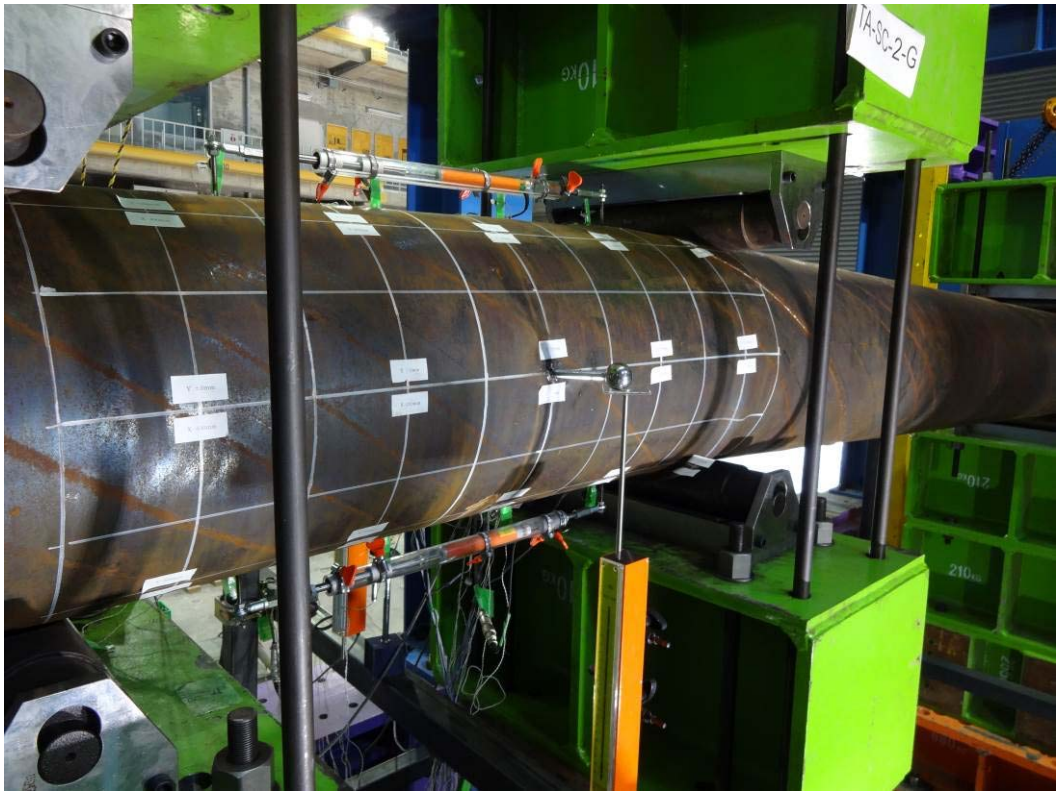
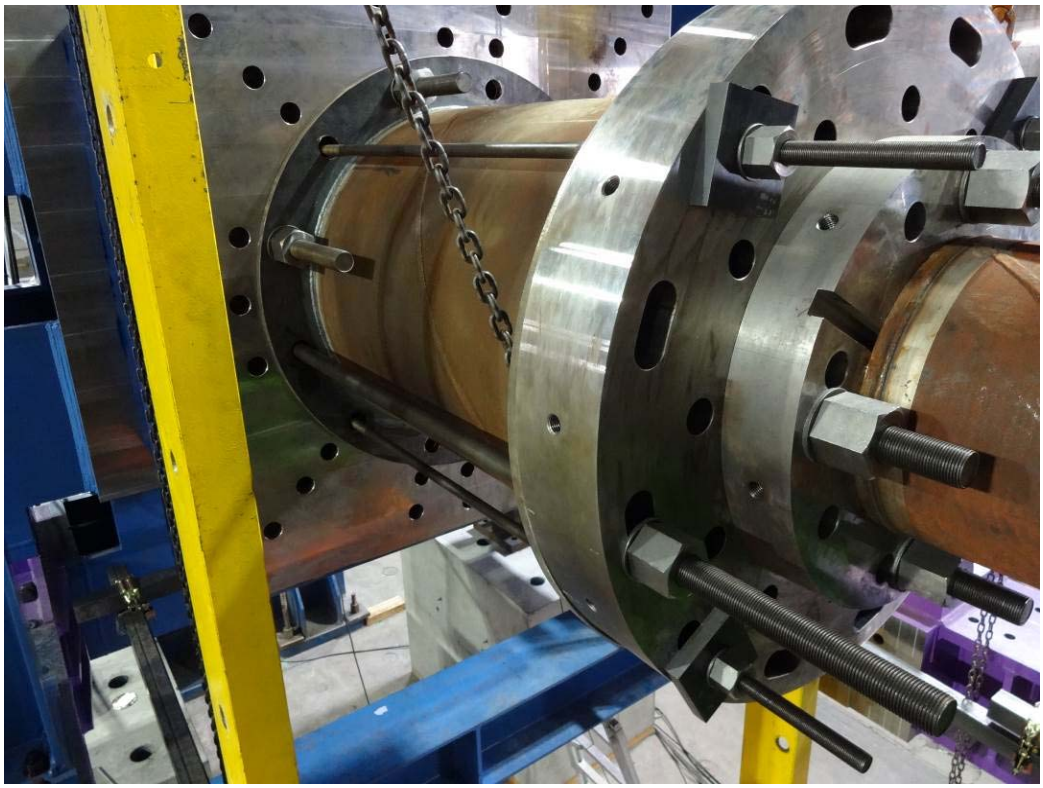


図 2.3.8　加力装置（反力フレームによる軸力導入）



(a) 試験体載荷点の支持状況



(b) 試験体端部におけるスペーサーの設置状況

図 2.3.9　加力装置詳細（反力フレームによる軸力導入）

(2) ロッドにより軸力導入を行う場合

載荷方法の例を図 2.3.10 に示す。ｉ）と同様に杭体を横向きに単純支持し，一定軸力を加えた状態で中央の載荷装置によってせん断力を加えた。試験体支持長さ Ls は全て 6m で，載荷点間の距離は 1m である。軸力導入は図 2.3.11 に示すように，杭体内部に通した鋼ロッドと油圧ジャッキによって行った。ロッドを杭体端部の支圧板に固定し，もう一方の端部に設置した油圧ジャッキによってロッドに緊張力を与え，その反力によって杭体に軸力を導入した。油圧ジャッキの設置状況を図 2.3.13 に示す。

加力はｉ）と同様に試験体中央の支持点に対する相対変位を Ls／2 で除した変形角 R によって制御した。計画上の都合により各試験体の加力サイクルには若干の違いがある。加力サイクルを表 2.3.13 に示す。ロッドにより軸力導入を行った試験体の載荷は，試験装置によって鉛直一方向載荷，鉛直正負交番載荷，水平正負交番載荷が存在する。本論分では反力フレームによる軸力導入時にならい，正載荷時において杭体の引張側になる位置を「上側」，圧縮側になる位置を「下側」と表記する。また，2.3.6 項に示す軸方向変位計とひずみゲージについても，ｉ）の場合と対応するように，載荷方向によって名称を定めた（例：正載荷時において杭体引張外縁に位置する軸方向変位計を H1 とする）。

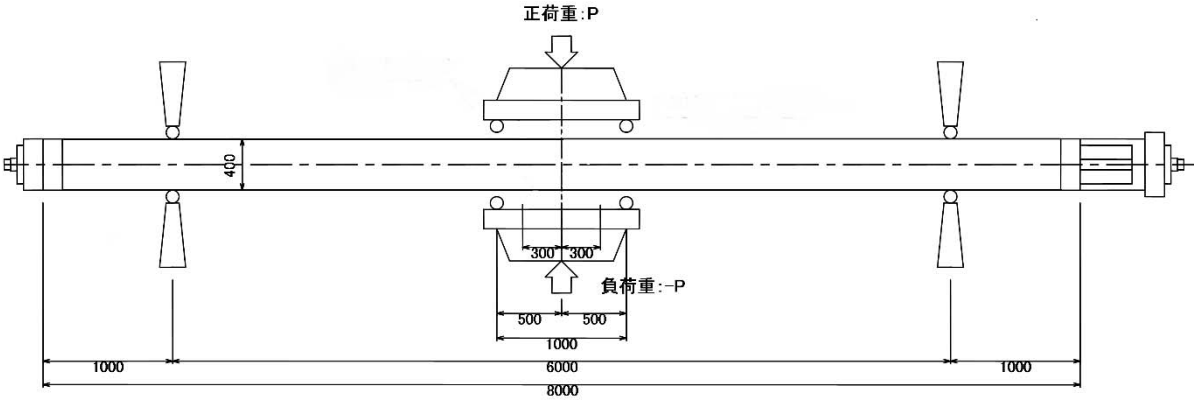


図 2.3.10　載荷方法例（ロッドによる軸力導入）

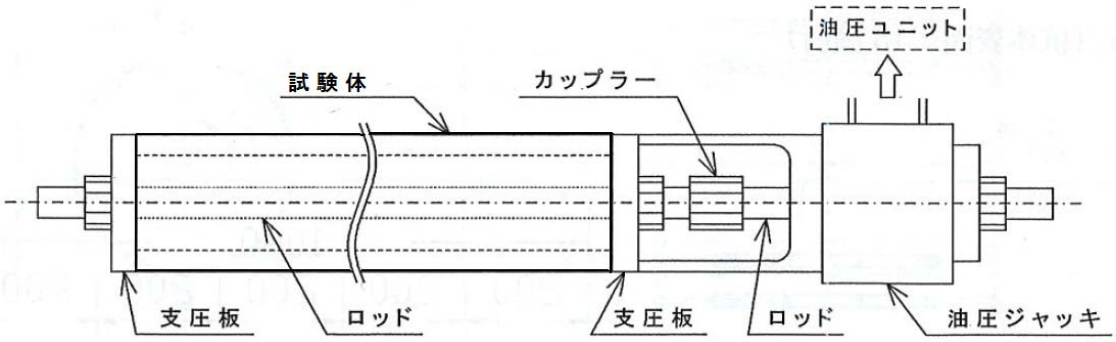
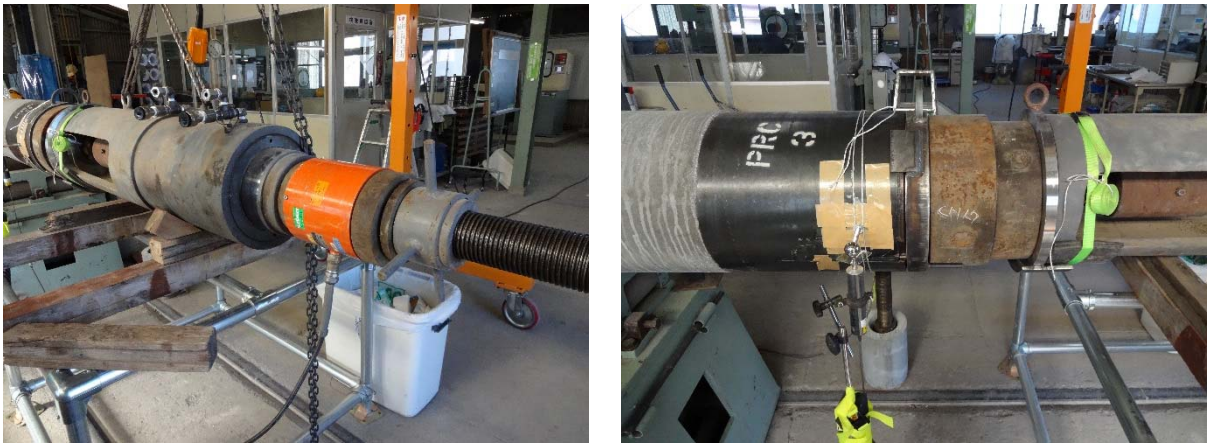


図 2.3.11　軸力導入装置（ロッドによる軸力導入）



図 2.3.12　載荷状況（ロッドによる軸力導入　PRC_Ⅰ_2_U ①）



(a) 油圧ジャッキおよびロードセル　　(b) 試験体と油圧ジャッキの接合状況

図 2.3.13　軸力導入装置の設置状況（ロッドによる軸力導入　PRC_Ⅲ_2_U ①）

表 2.3.13　加力サイクル（ロッドによる軸力導入の場合）

試験体名	加力サイクル
SC17, PRC17, PRC15, PRC16, PRC12, PRC13, PHC10, PHC09	R=±0.125%，±0.25%，±0.375%，±0.5%，±0.75%，±1%，±1.5%，±2%，±3%，±4%，±5%
PRC22, PRC23, PRC18, PRC19, PRC20, PRC21, PHC14, PHC12, PHC13, PHC17, PHC16, PHC15	R=＋0.125%，＋0.25%，＋0.375%，＋0.5%，＋0.75%，＋1%，＋1.5%，＋2%，＋3%，＋4%，＋5%
PRC14, PHC07, PHC08, PHC03, PHC04, PHC05, PHC06, PHC11	R=±0.125%，±0.25%，±0.3%，±0.5%，±0.7%，±1%，±1.5%，±2%，±3%，±4%，±5%
SC16, PRC11, PRC09, PRC10	R=＋0.125%，＋0.25%，＋0.3%，＋0.5%，＋0.7%，＋1%，＋1.5%，＋2%，＋3%，＋4%，＋5%

2.3.6 計測方法

本実験では杭体中央，支持点，端部ピン位置で鉛直変位を計測した。また，等モーメント区間内で軸方向変位を計測し，曲率を算出した。加えて杭体表面の材軸方向ひずみ，PRC 杭および PHC 杭では杭体内部の PC 鋼材，異形鉄筋のひずみを計測した。

（1） 杭体鉛直変位

実験では杭体中央，支持点の鉛直変位を計測し，相対鉛直変位を用いて載荷を行った。また，軸力の P-δ 効果による付加モーメントを算出するため，杭端部の鉛直変位を計測した。計測位置を図 2.3.14 に示す。計測は杭体の回転を考慮して試験体の両面で行い，平均値を図中の D1～D5 とした。図 2.3.15 のように杭体中央と支持点の相対鉛直変位を δ_1，杭端部と支持点の相対鉛直変位平均値を δ_2 とすると，この値はそれぞれ以下のように算出される。以降は δ_1 を杭体中央の鉛直変位，δ_2 を杭端部の鉛直変位として記述する。

$$\delta_1 = D1 - (D2 + D3)/2 \qquad (2.3.1)$$

$$\delta_2 = (D4 + D5)/2 - (D2 + D3)/2 \qquad (2.3.2)$$

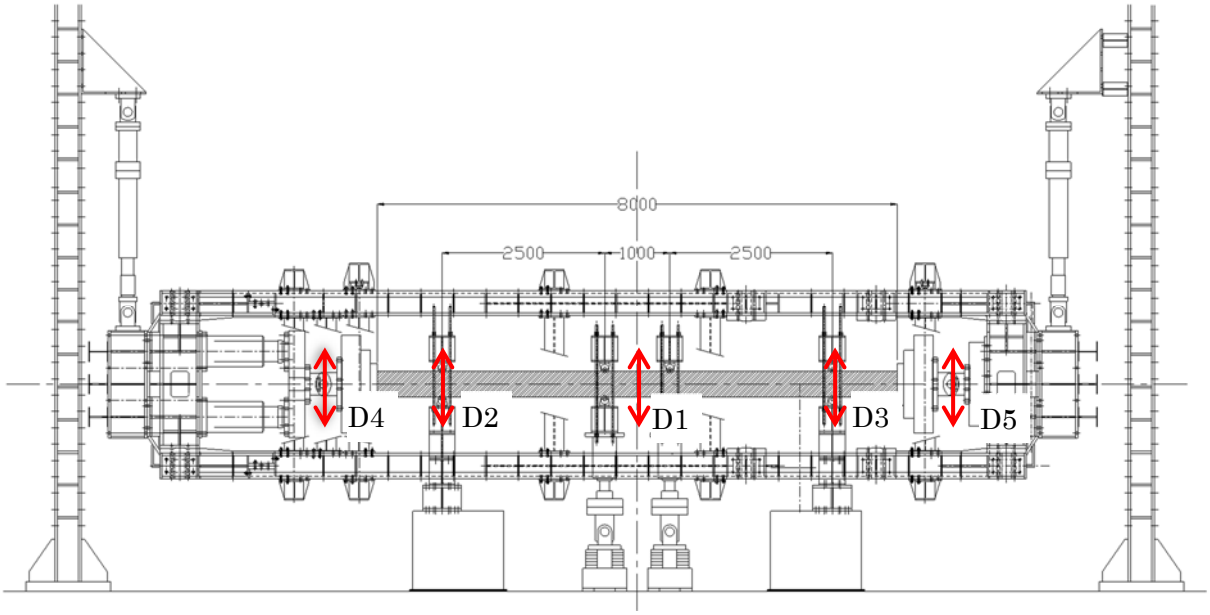


図 2.3.14　鉛直変位計測位置

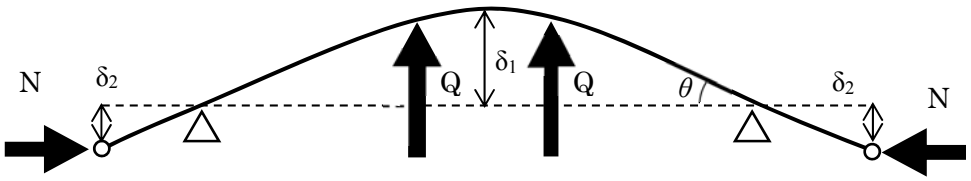


図 2.3.15　変形図

(2) 軸方向変位（曲率）

杭体の曲率は等モーメント区間内に軸方向変位計を設置して計測した。図 2.3.16 に曲率計測用変位計の設置位置を示す。軸方向変位計の検長は 600mm であり，杭表面から 50mm の位置に設置した。円周方向位置は杭体上下（H1, H5）と 45°回転した位置（H2, H4）の 2 組であり，主に H1, H5 の計測値を用いた。曲率 ϕ は式(2.3.3)によって算出した。

$$\phi = (\delta_{H1} - \delta_{H5}) / \left(L_d \cdot (D + 2 \cdot d)\right) \qquad (2.3.3)$$

ここに，　δ_{H1}：H1 の計測値（mm）　δ_{H5}：H5 の計測値（mm）

L_d：変位計の検長（mm）　D：杭直径（mm）　d：変位計と杭表面の距離（mm）

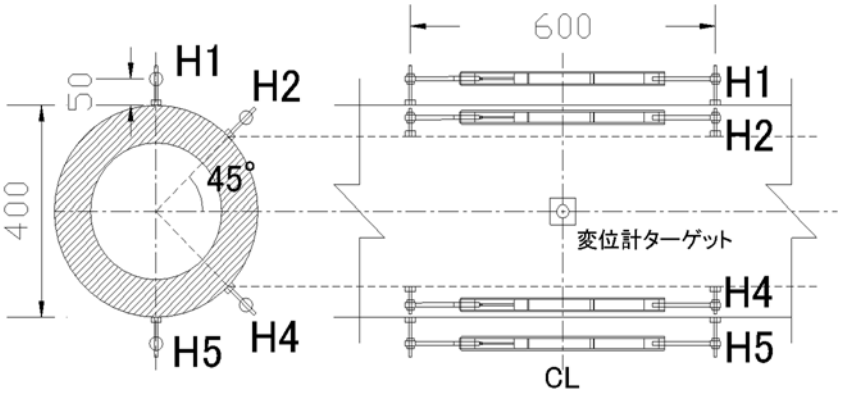


図 2.3.16　曲率用変位計設置位置

(3) 杭体表面ひずみ

杭体表面ひずみは，SC 杭は FLK-2-11(東京測器研究所)，PRC 杭および PHC 杭は単軸用ゲージ PL-60-11(東京測器研究所)を用い計測した。図 2.3.17 にひずみゲージ貼付位置およびゲージ番号を示す。材軸方向位置としては杭体中央と左右 200mm 位置の 3 列で，北側から A, B, C 列とした。断面円周方向位置としては杭体上面から 45°ずつで，上から 1, 2, 3, 4, 5 番とした。ただし，中央の 1 枚（B3）は鉛直変位の計測用ターゲット設置のために欠損しており，ひずみゲージは合計で 14 枚である。

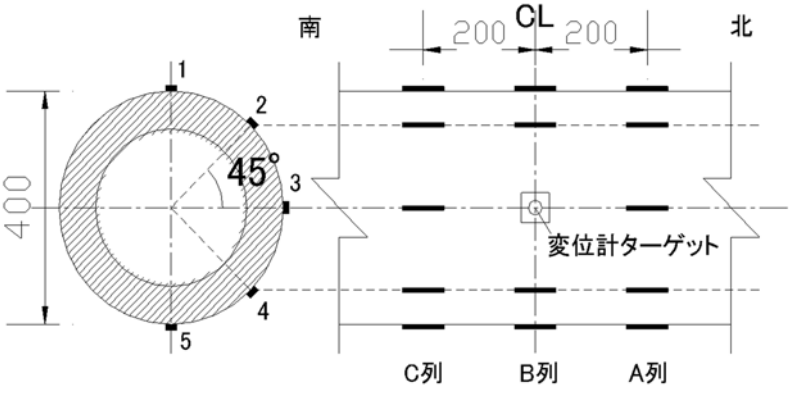


図 2.3.17　杭体表面ゲージ貼付位置

（4）PC 鋼材・異形鉄筋ひずみ

PRC 杭および PHC 杭では，杭体内部の PC 鋼材，異形鉄筋のひずみを計測した。図 2.3.18 にひずみゲージ貼付位置を示す。計測には FLK-2-11(東京測器研究所)を用い，圧縮および引張外縁に位置する 1 本ずつについて 3 ヶ所を計測した。なお，杭体を載荷装置に固定する際は PC 鋼材が試験体上下縁に位置するようにした。材軸方向位置は杭体表面のひずみゲージと同様に杭体中心と左右 200mm の位置である。ゲージ番号は，杭体上側は北側から 1, 2, 3 とし，下側は北側から 4, 5, 6 とした。

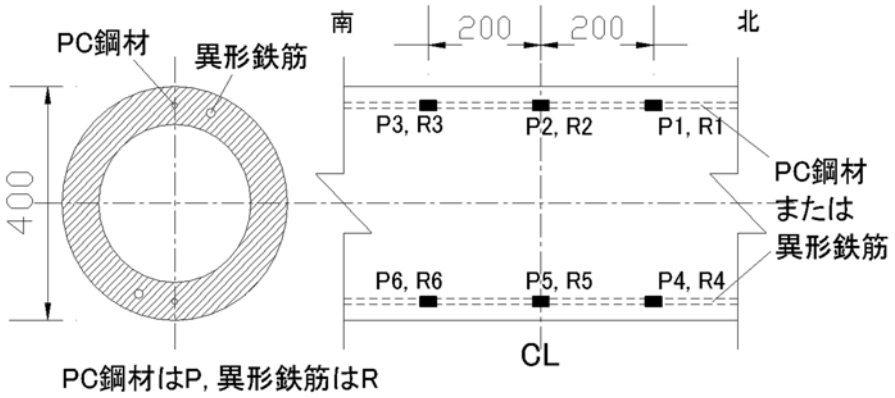
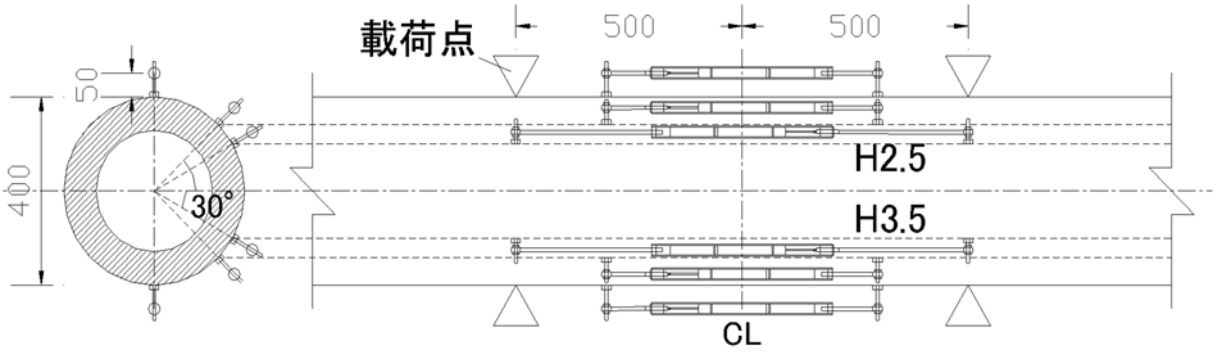


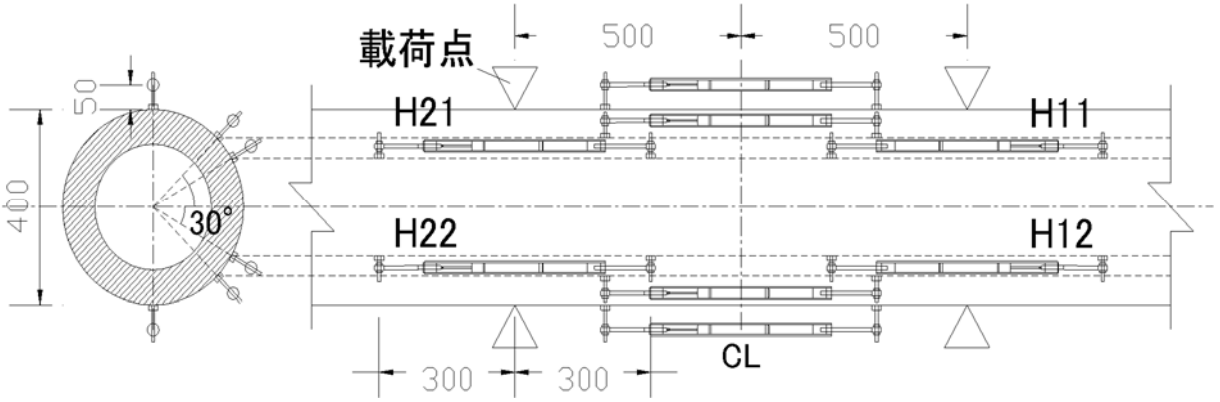
図 2.3.18　PC 鋼材・異形鉄筋ひずみゲージ貼付位置

(5) 軸方向変位（座屈検知用）

SC 杭では鋼管の局部座屈が発生すると座屈位置に圧縮変形が集中する。今回のような載荷方法では載荷点付近で局部座屈が発生する場合が多く，その場合は曲率計測区間で変形が進行しにくくなる。本実験では座屈の発生を検知するため，載荷点を挟んで軸方向変位を計測した。座屈検知用変位計の設置位置を図 2.3.19 に示す。材軸方向位置は載荷点を中心とし，検長と杭表面からの距離は曲率変位計と同様である。断面円周方向位置は，杭体断面中心位置から上下に 30° とした。（SC16, SC17, SC10 には設置していない。）



(a) SC_1 ②



(b) SC_2 ①，②，SC_6，SC_N5

図 2.3.19　局部座屈検知用変位計の設置位置

2.4 実験結果

2.4.1 荷重－変形角関係

各試験体の荷重 Q－変形角 R 関係を図 2.4.1 から図 2.4.5 に示す。荷重 Q は載荷装置中央の鉛直載荷ジャッキ 2 本分の合計である。表 2.4.1 から表 2.4.5 には特性点の荷重・変形角の値を示した。表中の「―」は実験中に発生しなかったことを確認したもの，または，発生し得ないもの（一方向載荷の負側など）を表している。鋼材にひずみゲージを貼付していない試験体の降伏点や，計測の不良などによって現象の発生の有無が判断できないものについては「No Data」と表記した。また，現象の発生を確認したものの，計測不良等により発生した時期が不明瞭な場合は表中に「○」を表記した。破壊過程等は 2.4.4 項に示す。

表中の「終局」は鋼管の局部座屈，コンクリートの圧壊，PC 鋼材の破断を総称しており，各試験体の破壊形式は表右部に示した。「B」は鋼管の局部座屈，「C」はコンクリートの圧壊，「F」は PC 鋼材の破断を表している。また，終局変形の値は終局時の経験最大変形である。各特性点についての定義は以下のようなものである。

- 曲げひび割れ：杭体にはじめて曲げひび割れが発生した点。杭体表面のひずみゲージの計測値から読み取ったもので，引張外縁のひずみ値が急激に増加した点，もしくは，変形が増加しているにもかかわらず引張外縁のひずみ値が減少に転じた点とした。
- 鋼材（鋼管・PC 鋼材・異形鉄筋）の降伏：鋼材に貼付したひずみゲージの計測値のいずれかが材料試験の降伏ひずみに達した点。
- 鋼管の局部座屈：載荷によって変形角 R が増加しているにもかかわらず曲率 ϕ が減少に転じた点，または，軸方向変位計 H1, H5 の計測値と比較して H11, 12 または H21, 22 の計測値（絶対値）が急激に増加した点。

表 2.4.1　各特性点の荷重・変形角（SC 杭）

試験体名	鋼管引張降伏				鋼管圧縮降伏				最大耐力				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	
SC16	359	1.25	—	—	452	3.01	—	—	488	7.54	—	—	○	○	—	—	B
SC17	375	1.35	407	1.50	421	2.30	No Data	No Data	482	7.35	440	3.01	444	7.82	—	—	B
SC10	447	1.59	346	1.27	No Data	No Data	389	2.01	472	1.99	398	2.58	356	4.63	—	—	B
SC11	408	1.41	393	1.52	452	2.27	404	2.12	453	2.43	413	1.87	319	4.05	—	—	B
SC12	424	1.64	398	1.62	427	2.26	398	1.62	437	1.84	402	2.04	399	2.89	—	—	B
SC13	448	1.64	381	1.85	430	1.41	381	1.85	458	1.91	382	1.97	416	2.95	—	—	B
SC14	—	—	—	—	307	1.22	328	0.65	316	1.08	417	0.85	300	1.30	—	—	B
SC15※1	358	0.74	315	0.72	—	—	—	—	609	2.99	635	2.99	—	—	—	—	—

※1：終局まで載荷を行っていないため，最大耐力は参考値.

表 2.4.2　各特性点の荷重・変形角（PRC 杭　Ⅰ種）

試験体名	曲げひび割れ				異形鉄筋引張降伏				異形鉄筋圧縮降伏				PC鋼材引張降伏				最大モーメント				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	
PRC22	61.2	0.166	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	174	3.94	—	—	172	4.27	—	—	C
PRC23	62.5	0.171	—	—	114	0.777	—	—	—	—	—	—	139	1.27	—	—	173	3.93	—	—	173	4.12	—	—	C
PRC17	69.5	0.192	79.4	0.207	93.8	0.387	95.4	0.309	—	—	—	—	112	0.661	123	0.815	180	4.20	178	3.01	173	5.06	163	4.09	※2
PRC18	152	0.490	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	226	1.46	—	—	213	2.34	—	—	C
PRC19	175	0.503	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	232	1.50	—	—	221	2.22	—	—	C
PRC20	168	0.563	—	—	232	1.41	—	—	229	1.29	—	—	No Data	No Data	—	—	235	1.65	—	—	225	1.96	—	—	C
PRC21	155	0.504	—	—	224	1.11	—	—	No Data	No Data	—	—	236	1.47	—	—	236	1.49	—	—	224	2.02	—	—	C
PRC15	178	0.609	154	0.520	240	1.50	205	1.10	215	0.906	199	0.981	—	—	224	1.40	240	1.50	227	1.49	—	—	227	1.49	C
PRC16	177	0.635	157	0.539	231	1.32	216	1.38	188	0.751	157	0.539	—	—	—	—	235	1.49	218	1.50	231	1.58	—	—	C

※2：負側は PC 鋼材の破断，正側はコンクリートの圧壊で，負側が先.

表 2.4.3　各特性点の荷重・変形角（PRC 杭　Ⅲ種）

試験体名	曲げひび割れ				異形鉄筋引張降伏				異形鉄筋圧縮降伏				PC鋼材引張降伏				最大耐力				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	
PRC11	68.0	0.163	—	—	154	0.828	—	—	—	—	—	—	184	1.18	—	—	236	3.84	—	—	236	3.84	—	—	C
PRC14	60.7	0.172	79.1	0.148	162	1.05	174	0.905	—	—	—	—	188	1.44	202	1.23	229	3.54	239	3.51	218	3.56	238	3.55	C
PRC09	192	0.571	—	—	275	1.35	—	—	246	0.961	—	—	284	1.66	—	—	290	1.92	—	—	288	2.19	—	—	C
PRC10	185	0.584	—	—	267	1.35	—	—	240	0.950	—	—	277	2.04	—	—	290	2.39	—	—	290	2.39	—	—	C
PRC12	110	0.432	163	0.503	—	—	—	—	137	0.591	222	0.890	—	—	—	—	192	1.41	229	0.973	191	1.44	—	—	C
PRC13	148	0.469	171	0.472	—	—	258	1.46	202	0.993	—	—	—	—	—	—	227	1.49	258	1.46	—	—	257	1.50	C
PRC07	312	0.808	181	0.892	—	—	—	—	206	0.246	72.5	0.275	—	—	—	—	322	0.874	184	0.948	314	1.00	—	—	C
PRC08	○※3	0.110	○※4	○※4	○※3	0.617	○※3	0.562	—	—	—	—	221	1.13	161	1.04	339	3.99	275	3.94	211	4.02	218	3.94	F

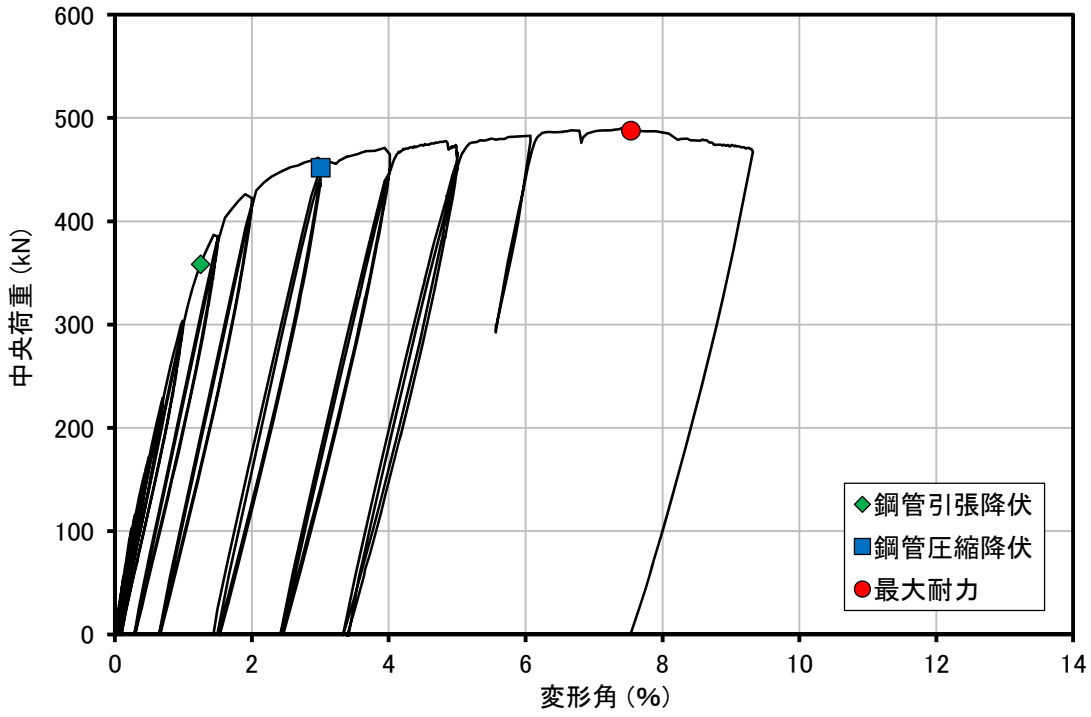
※3：載荷ミスにより荷重は計測できなかった．※4：負側曲げひび割れ発生点はひずみゲージの値から読み取れなかった.

表 2.4.4　各特性点の荷重・変形角（PHC 杭 A 種）

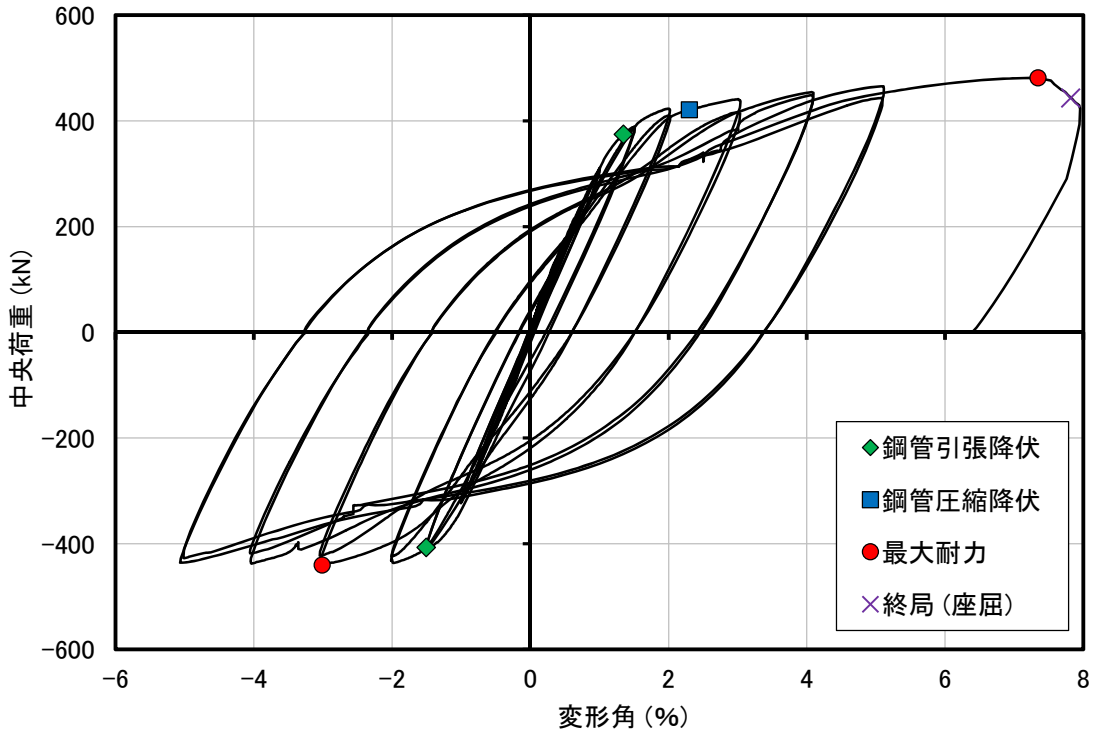
試験体名	曲げひび割れ				PC鋼材引張降伏				最大耐力				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	
PHC14	50.5	0.132	—	—	77.7	0.822	—	—	84.3	1.80	—	—	70.1	2.00	—	—	F
PHC07	37.3	0.109	48.0	0.157	No Data	No Data	No Data	No Data	74.3	1.48	76.3	1.51	—	—	70.0	2.07	F
PHC08	37.6	0.130	47.6	0.185	No Data	No Data	75.0	0.983	72.0	1.98	79.8	2.00	68.1	2.12	—	—	F
PHC12	160	0.512	—	—	194	1.67	—	—	205	1.19	—	—	173	2.08	—	—	C
PHC13	156	0.530	—	—	199	1.28	—	—	199	1.25	—	—	176	1.99	—	—	C
PHC03	155	0.696	123	0.561	No Data	No Data	No Data	No Data	176	1.01	146	1.00	174	1.28	—	—	C
PHC04	156	0.676	125	0.584	No Data	No Data	No Data	No Data	175	1.01	148	1.02	174	1.21	—	—	C
PHC05	134	0.578	127	0.651	No Data	No Data	—	—	161	0.980	147	0.972	151	1.08	—	—	C
PHC06	148	0.642	132	0.695	—	—	No Data	No Data	169	1.24	143	0.984	164	1.33	—	—	C

表 2.4.5　各特性点の荷重・変形角（PHC 杭 C 種）

試験体名	曲げひび割れ				PC鋼材引張降伏				最大耐力				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	
PHC17	89.8	0.243	—	—	157	1.12	—	—	197	3.42	—	—	196	3.43	—	—	C
PHC11	109	0.296	117	0.267	163	1.16	173	0.870	187	2.97	200	2.97	169	3.65	—	—	C
PHC16	146	0.408	—	—	223	1.18	—	—	231	1.80	—	—	223	2.43	—	—	C
PHC10	146	0.444	145	0.359	208	1.29	234	1.309	212	1.50	237	1.50	211	1.73	—	—	C
PHC15	193	0.588	—	—	261	1.46	—	—	261	1.45	—	—	255	1.80	—	—	C
PHC09	197	0.655	203	0.610	—	—	—	—	233	1.14	241	0.974	233	1.14	—	—	C
PHC01	—	—	—	—	—	—	—	—	303	0.934	178	0.747	303	0.934	—	—	C
PHC02	85.3	0.195	87.9	0.208	150	0.864	154	0.9332	244	3.00	236	3.00	235	3.41	—	—	F

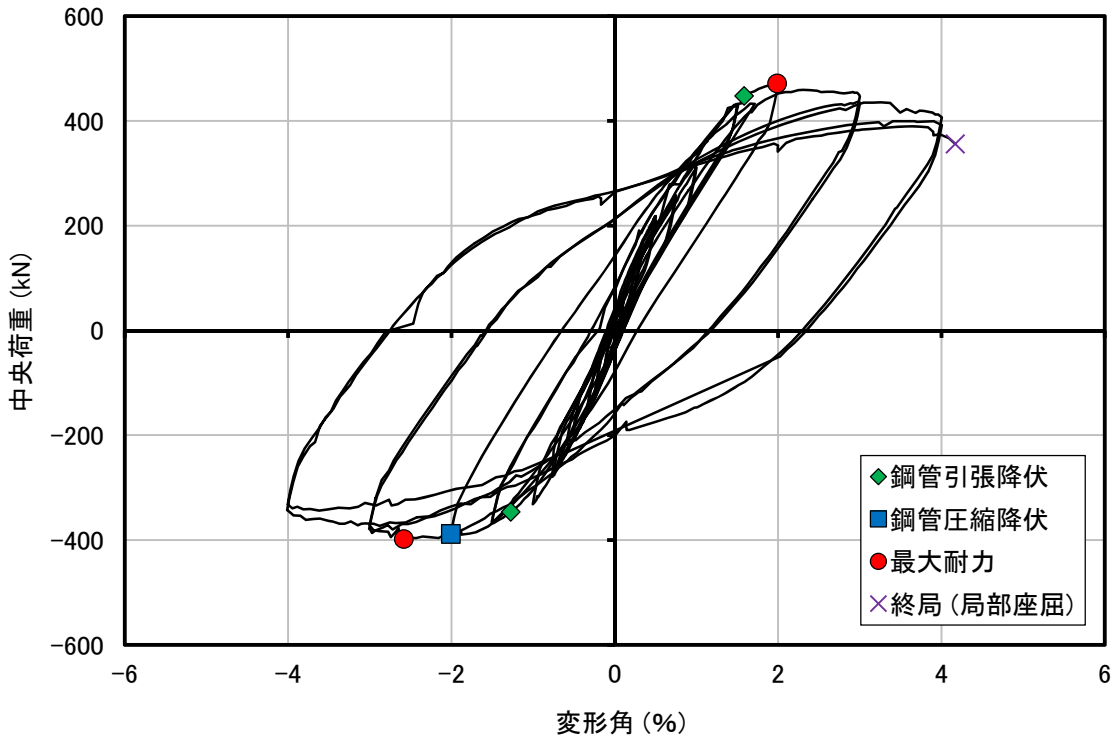


(a)　SC16

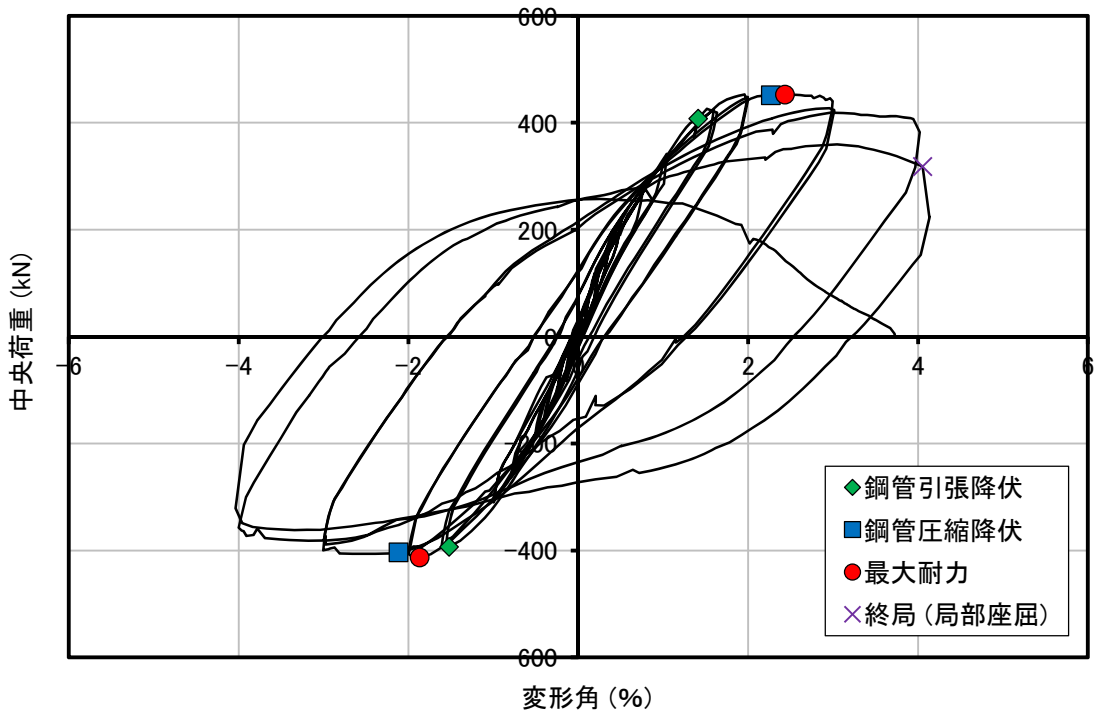


(b)　SC17

図 2.4.1　荷重－変形角関係（SC 杭）（次項に続く）

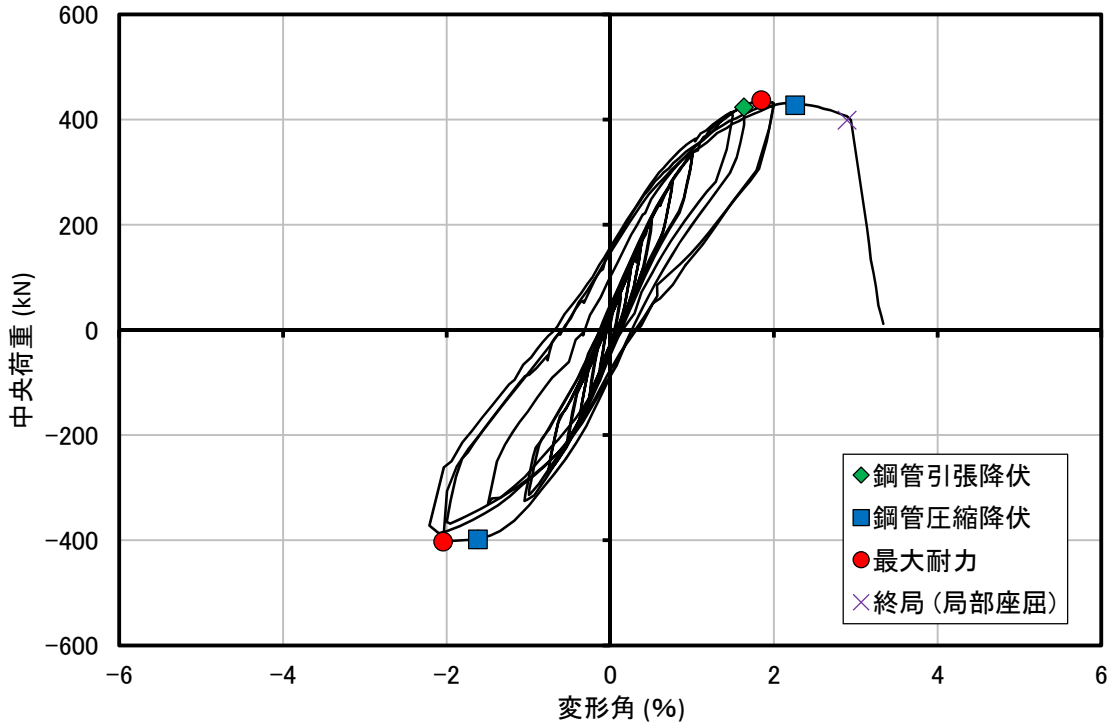


(c)　SC10

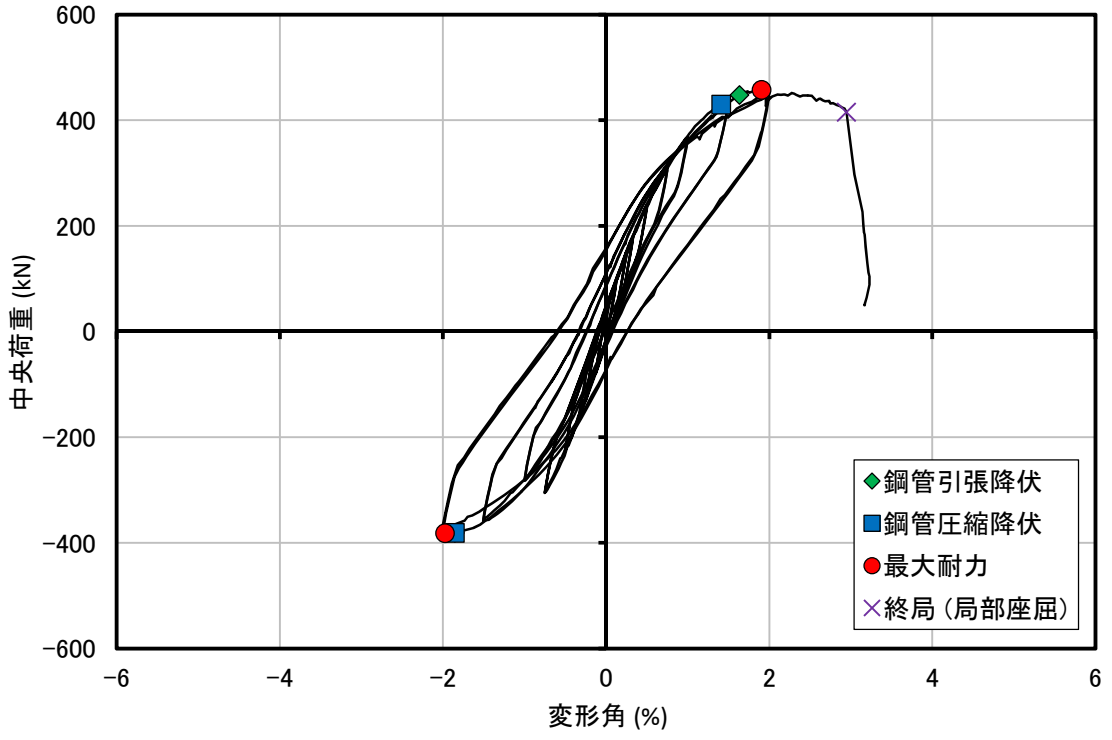


(d)　SC11

図 2.4.1　荷重－変形角関係（SC 杭）（次項に続く）

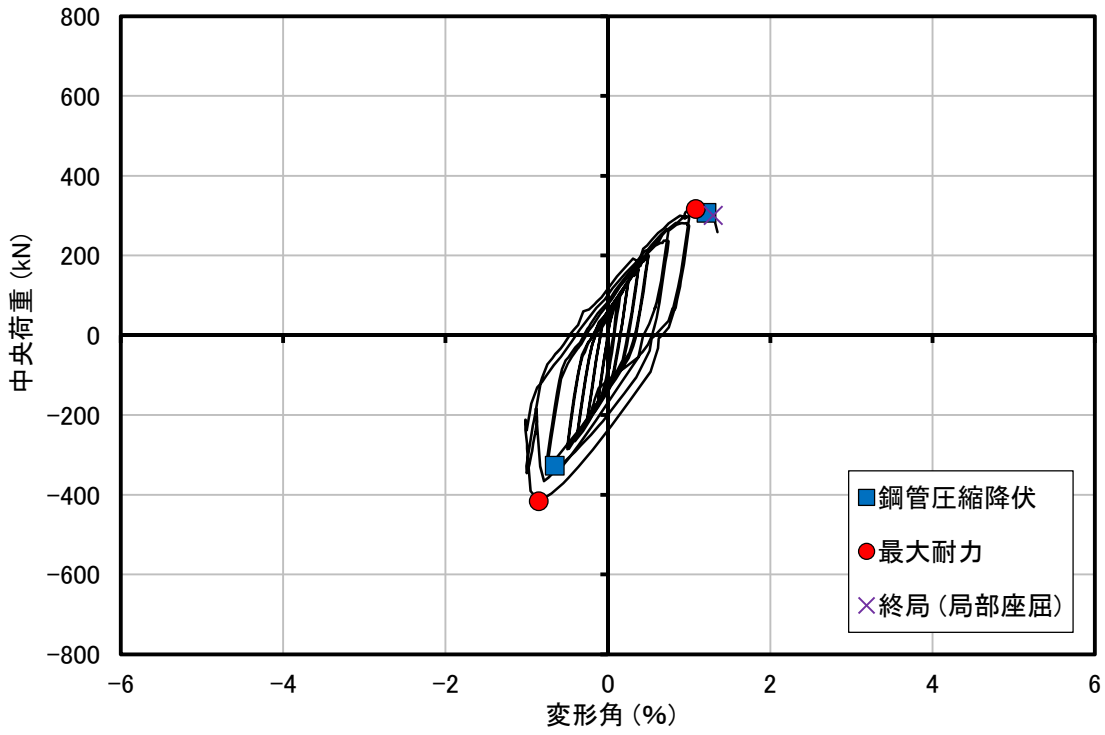


(e)　SC12

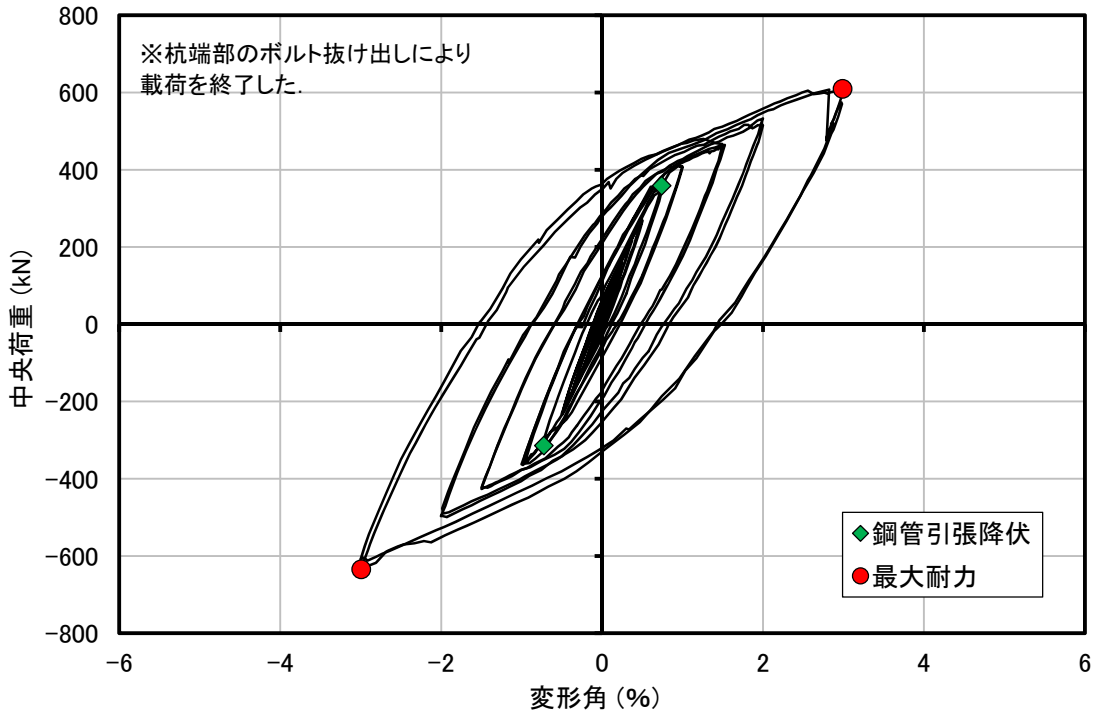


(f)　SC13

図 2.4.1　荷重－変形角関係（SC 杭）（次項に続く）

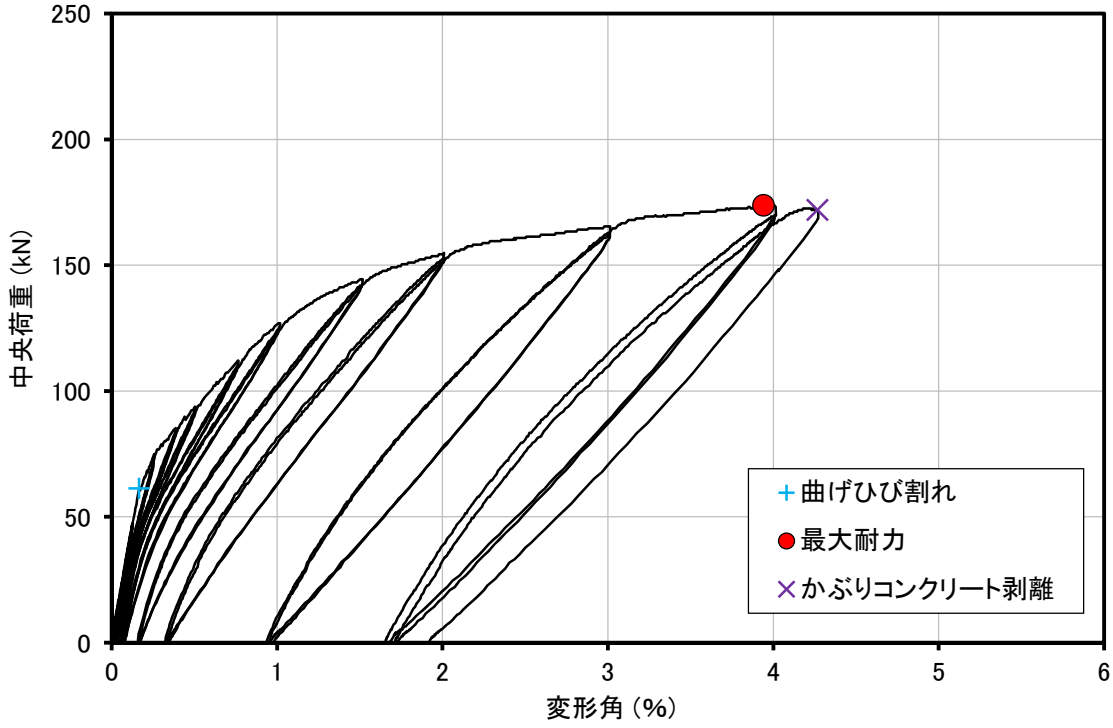


(g)　SC14

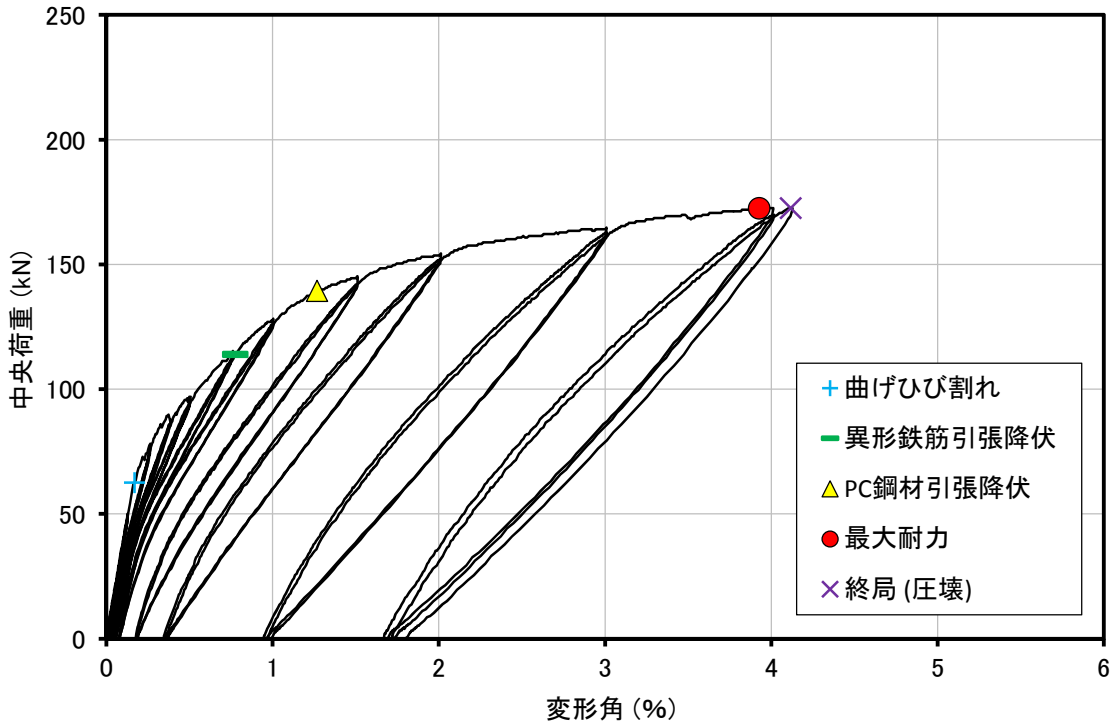


(h)　SC15

図 2.4.1　荷重－変形角関係（SC 杭）

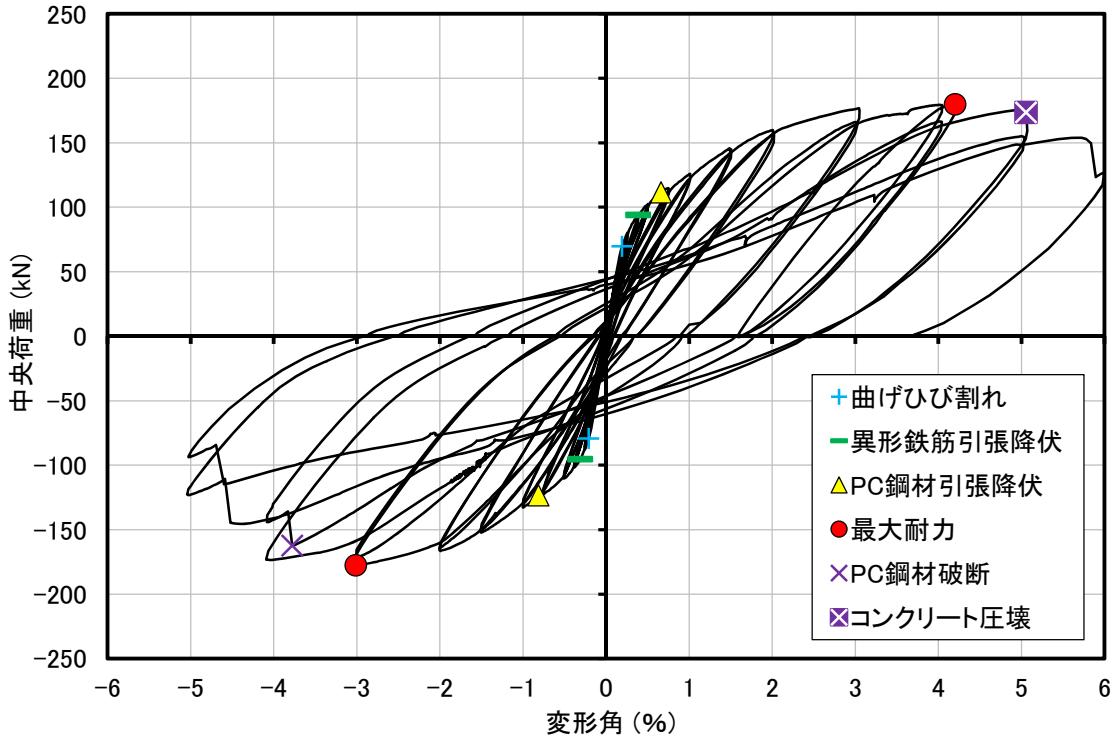


(a)　PRC22



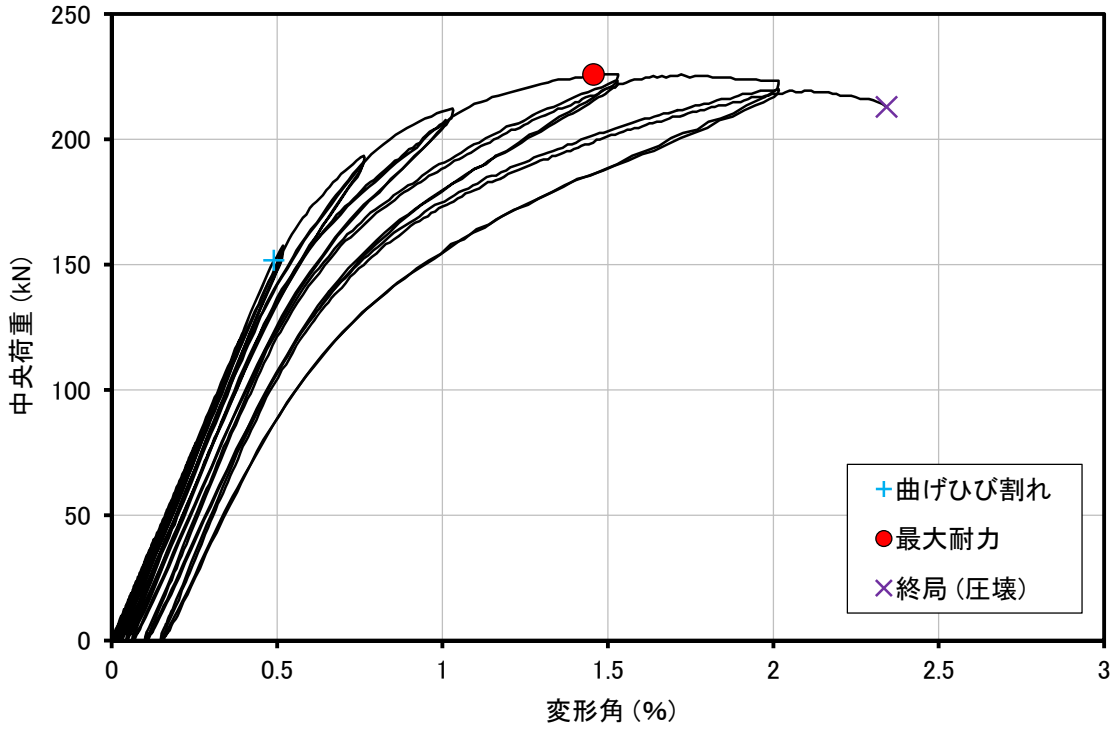
(b)　PRC23

図 2.4.2　荷重－変形角関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

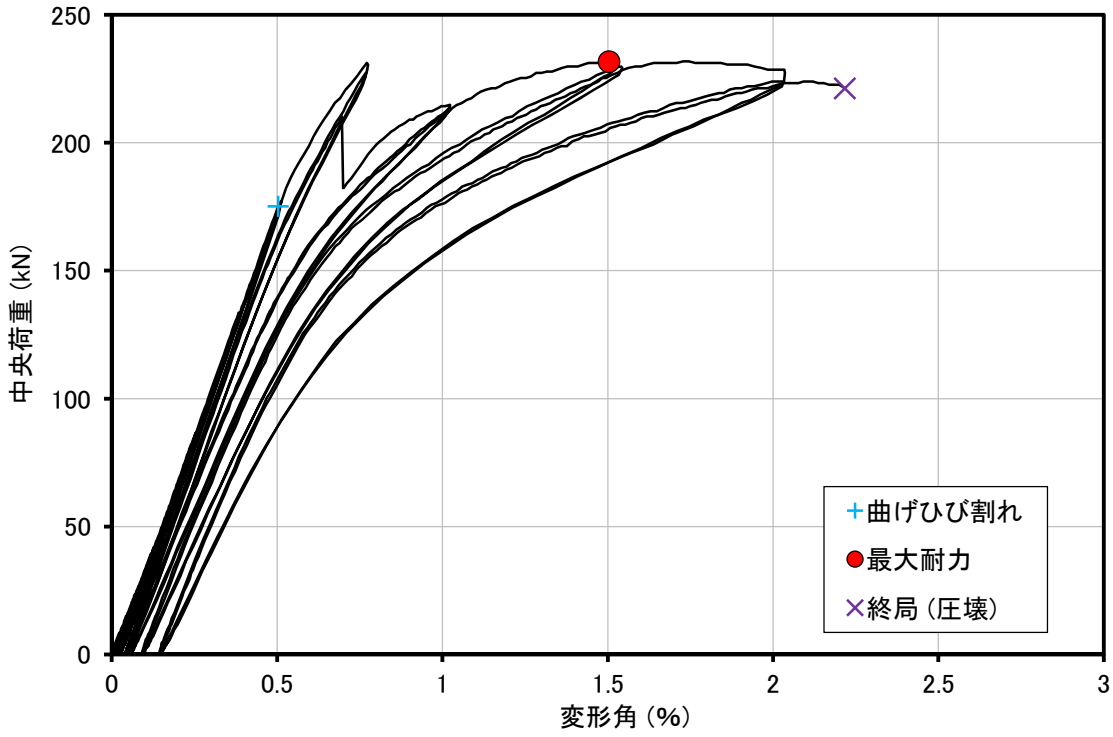


(c)　PRC17

図 2.4.2　荷重－変形角関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

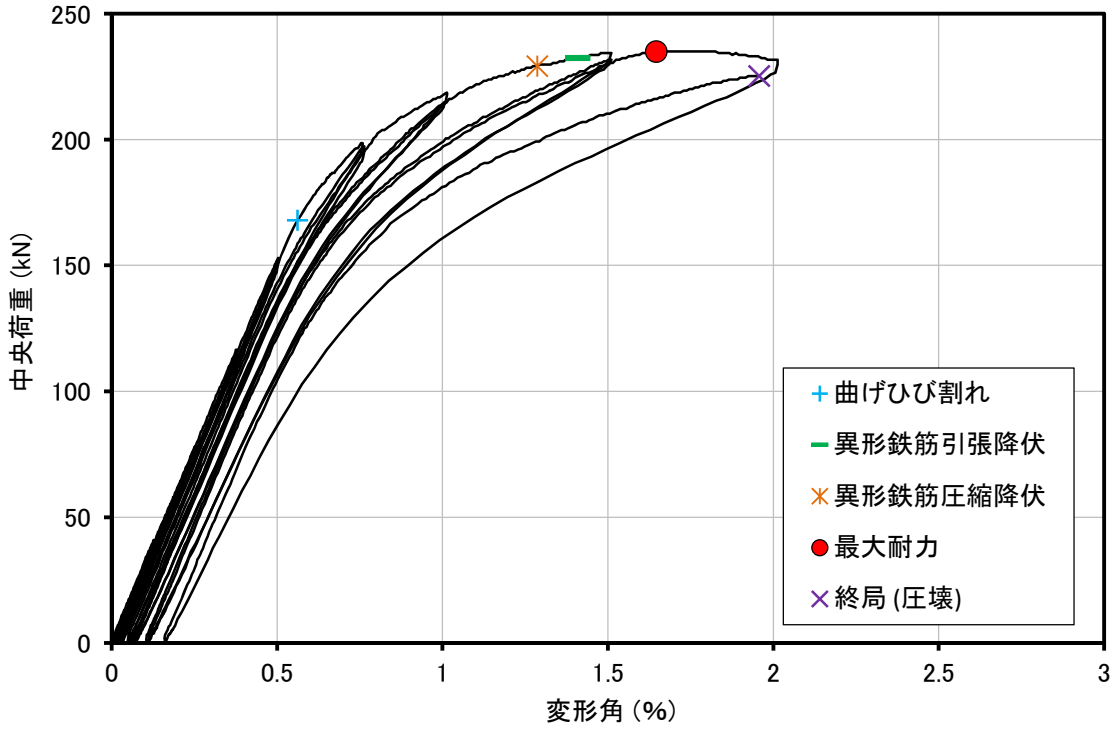


(d)　PRC18

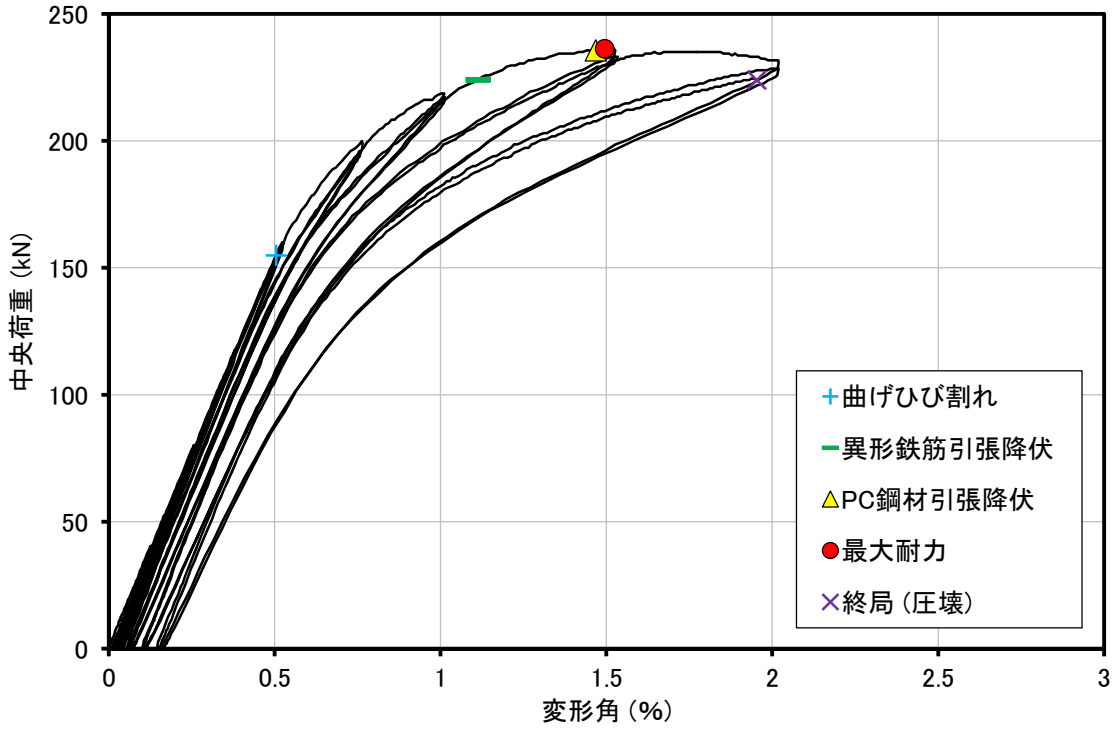


(e)　PRC19

図 2.4.2　荷重－変形角関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

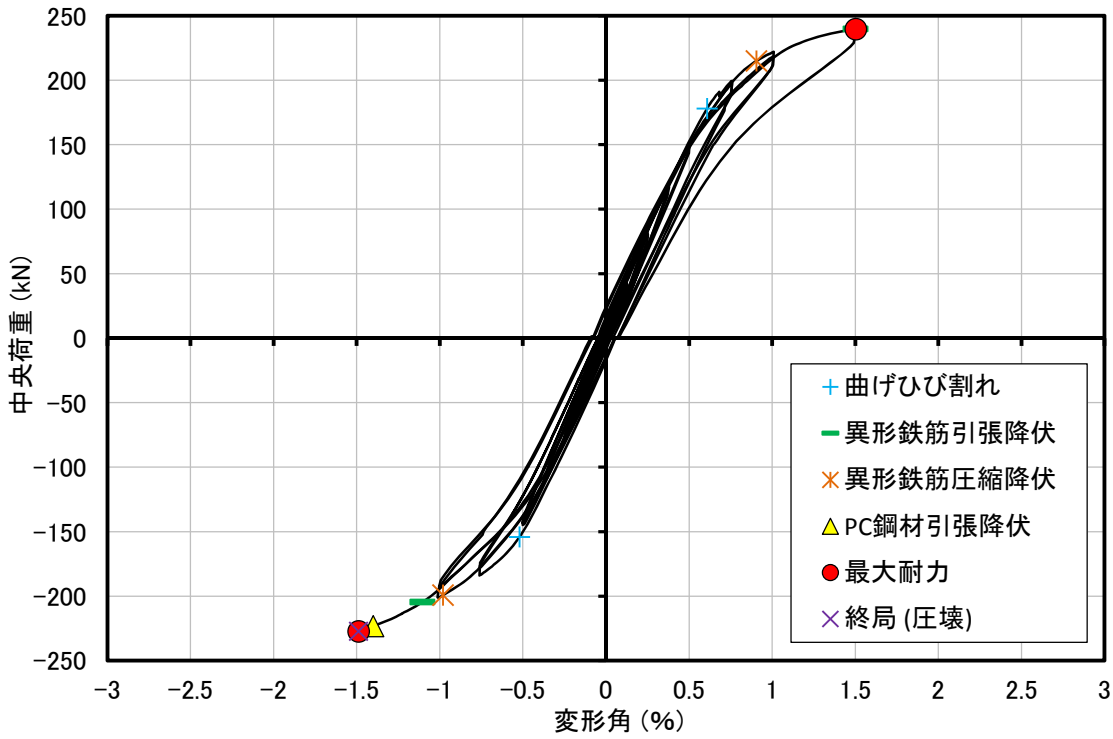


(f)　PRC20

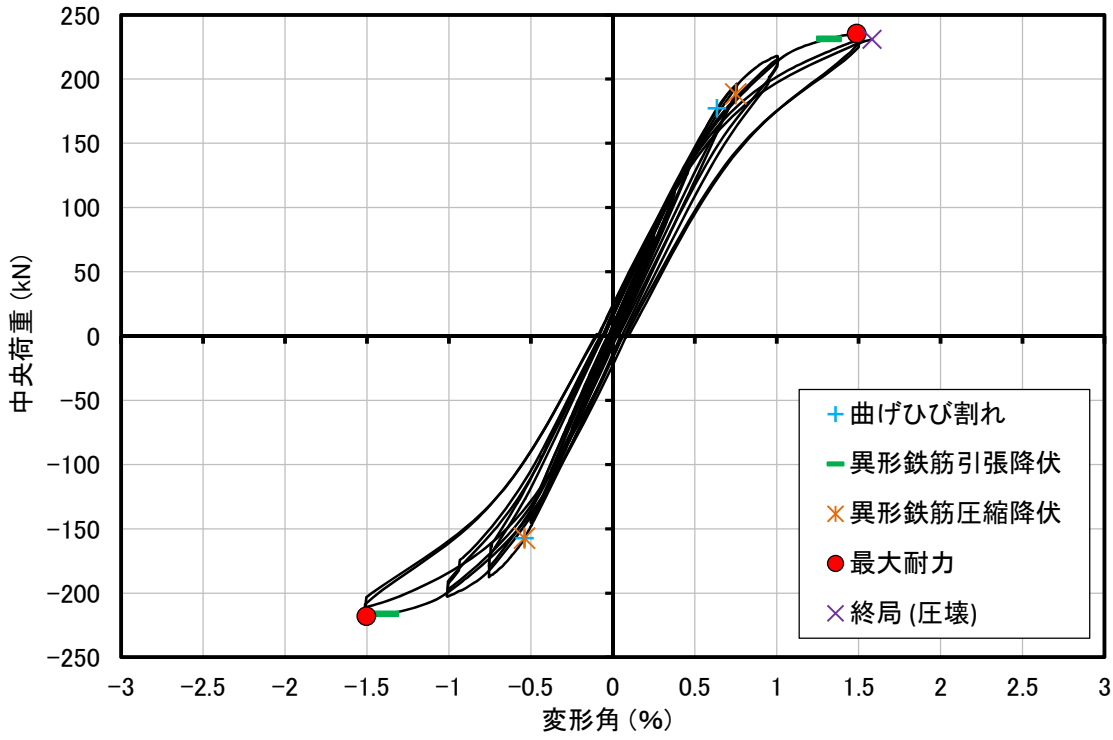


(g)　PRC21

図 2.4.2　荷重－変形角関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

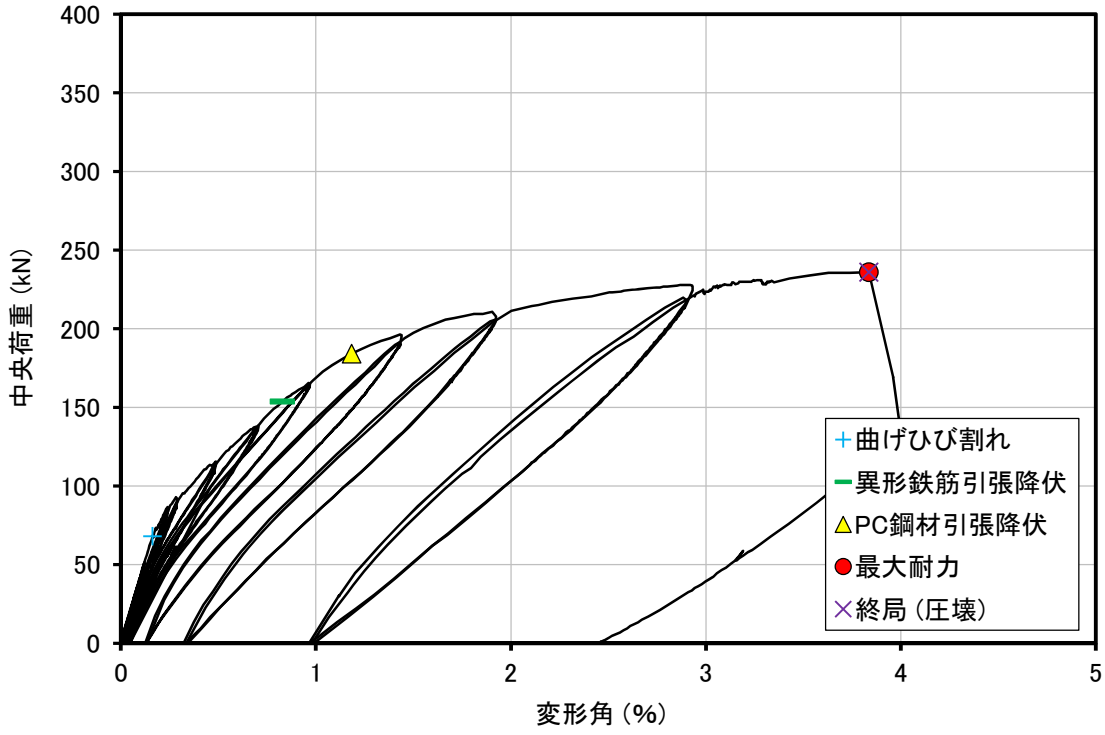


(h)　PRC15

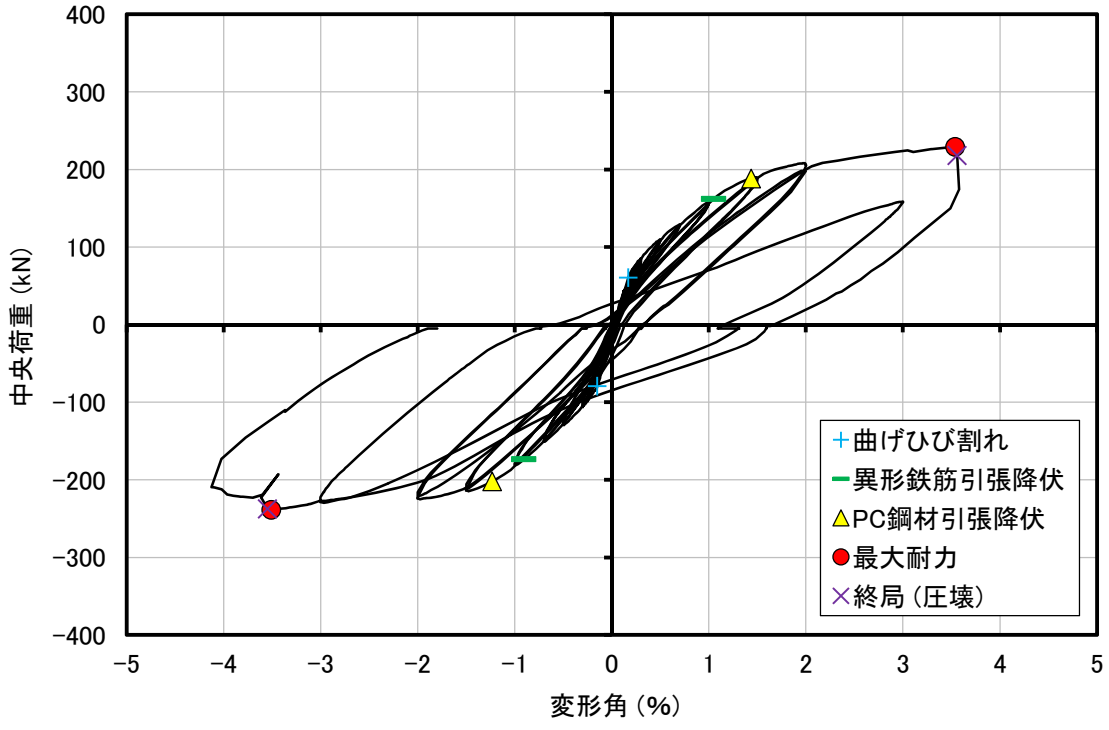


(i)　PRC16

図 2.4.2　荷重－変形角関係（PRC 杭　Ⅰ種）

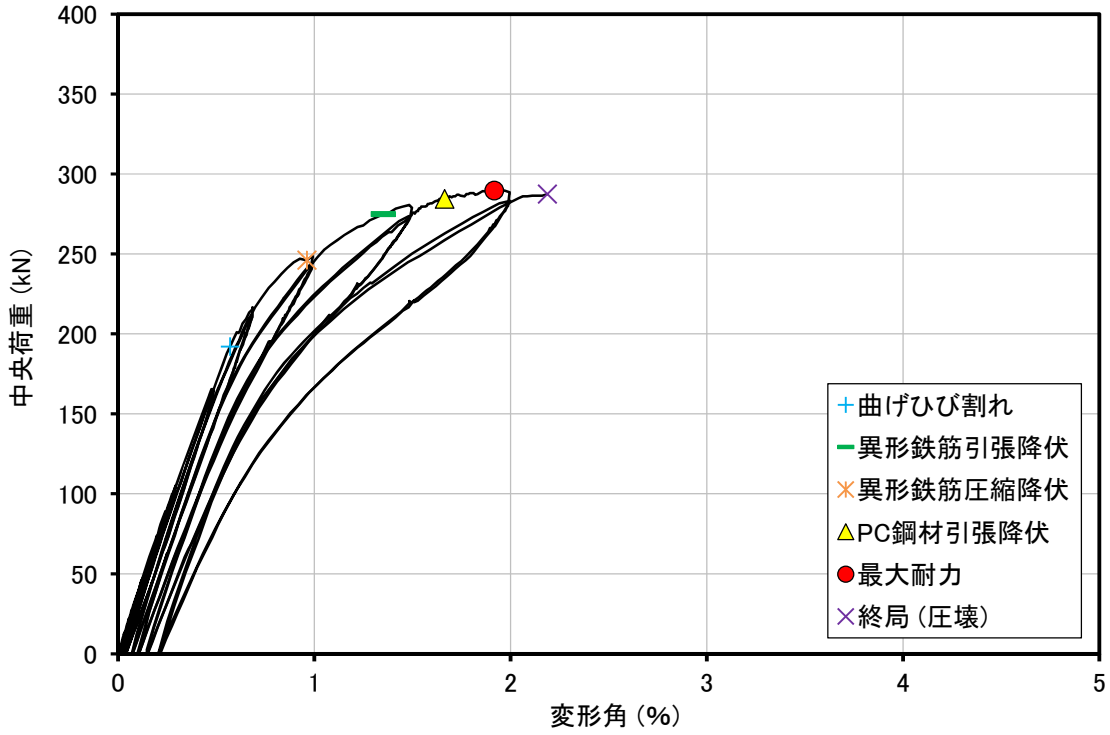


(a)　PRC11

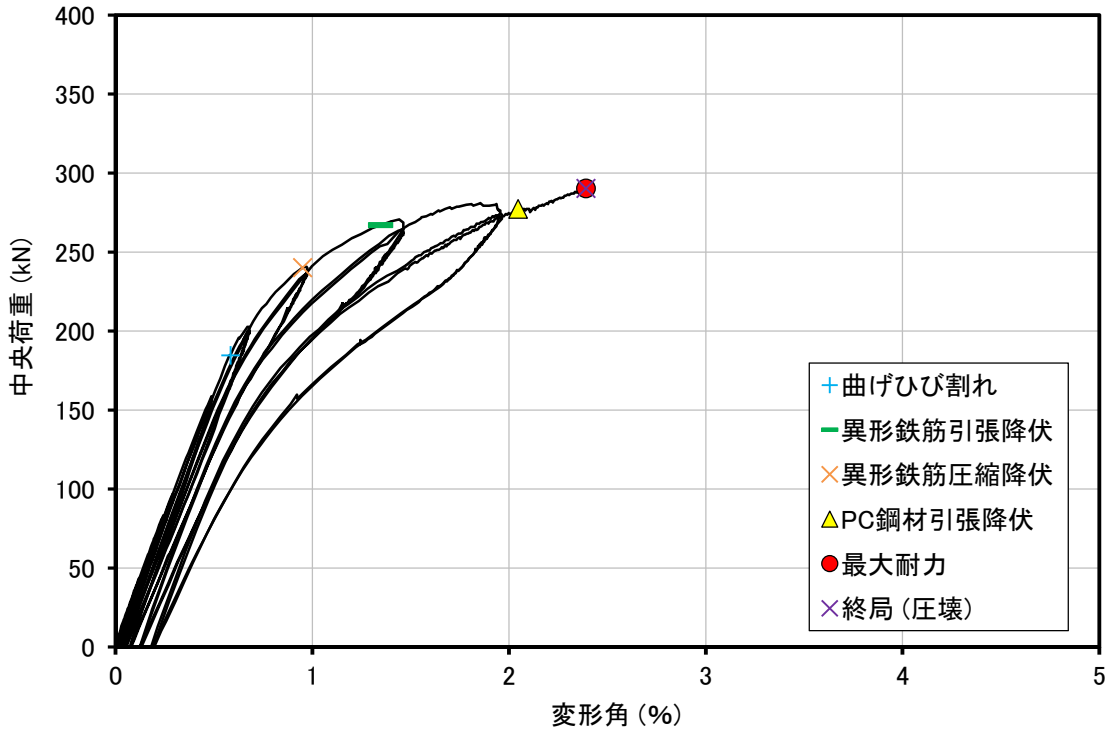


(b)　PRC14

図 2.4.3　荷重－変形角関係（PRC 杭　Ⅲ種）（次項に続く）

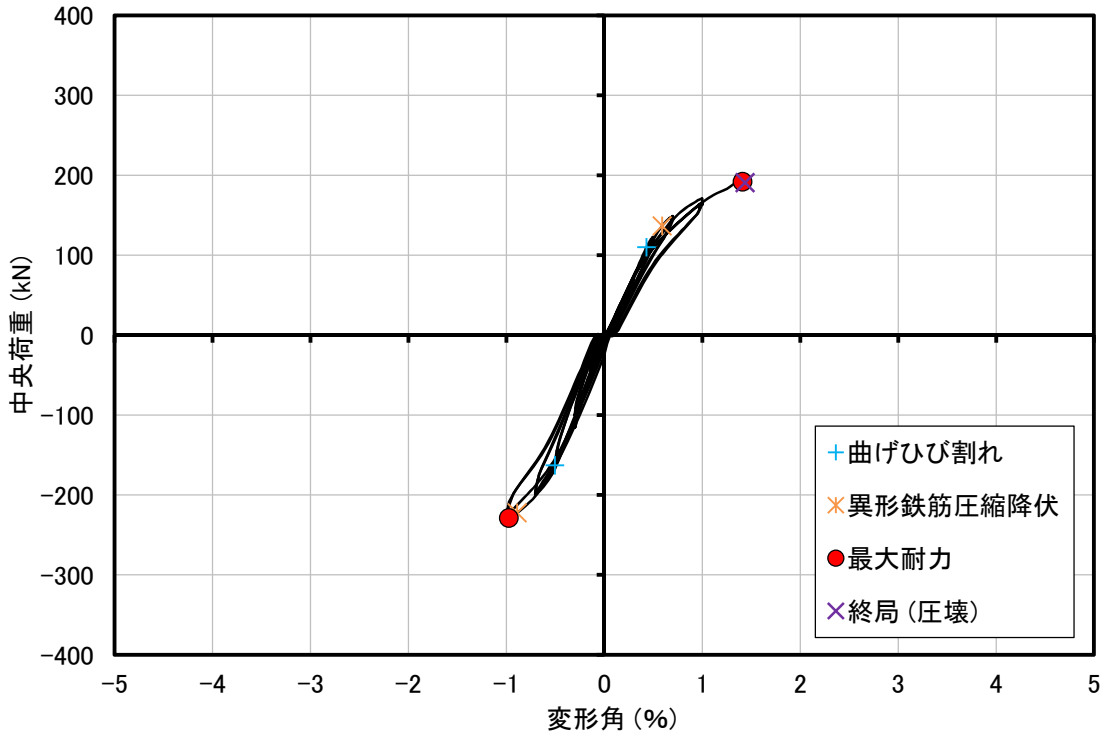


(c)　PRC09

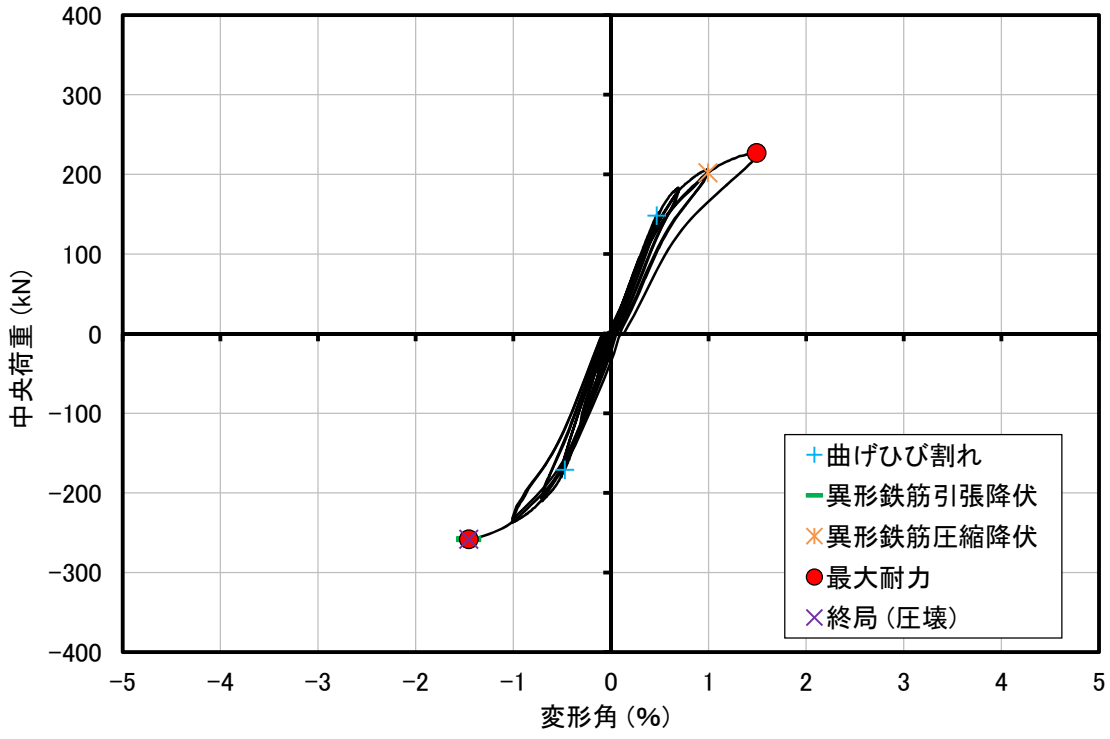


(d)　PRC10

図 2.4.3　荷重－変形角関係（PRC 杭　Ⅲ種）（次項に続く）

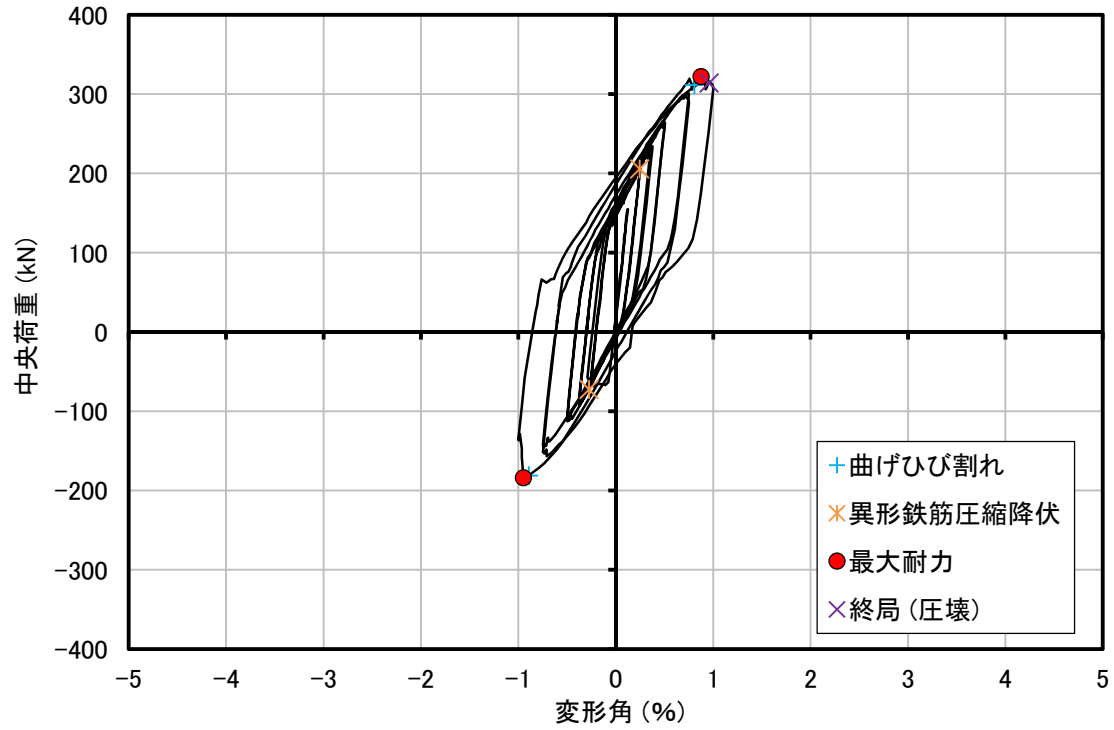


(e)　PRC09

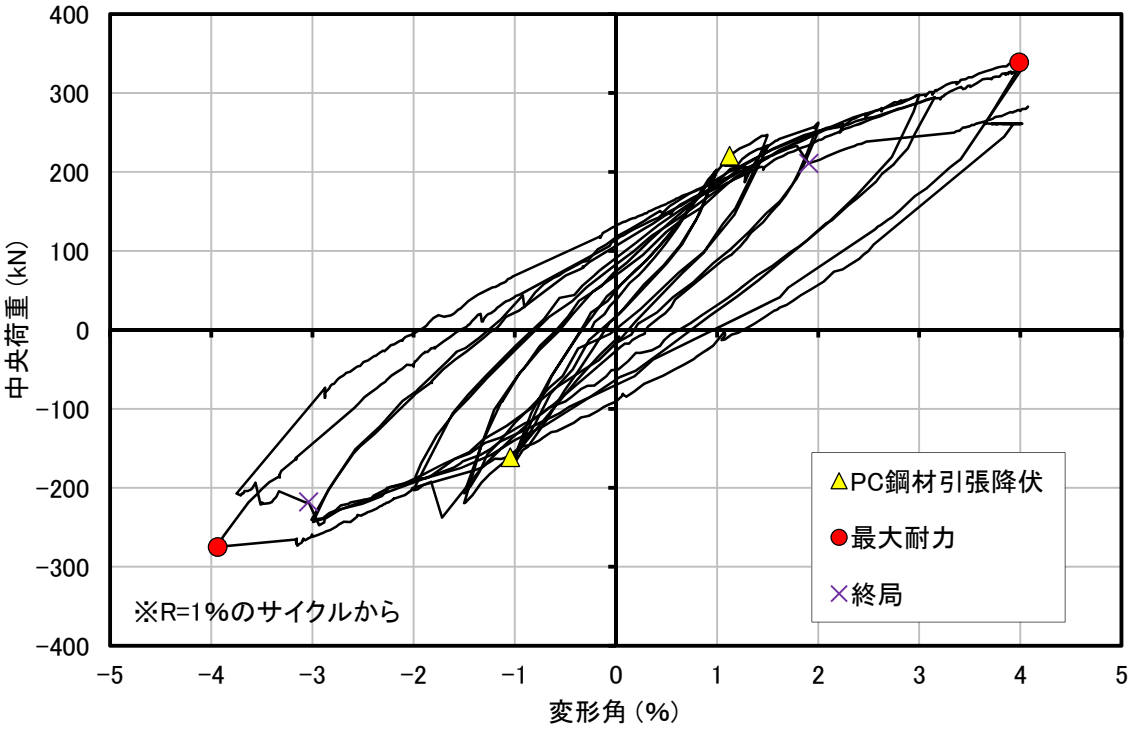


(f)　PRC10

図 2.4.3　荷重－変形角関係（PRC 杭 Ⅲ種）（次項に続く）

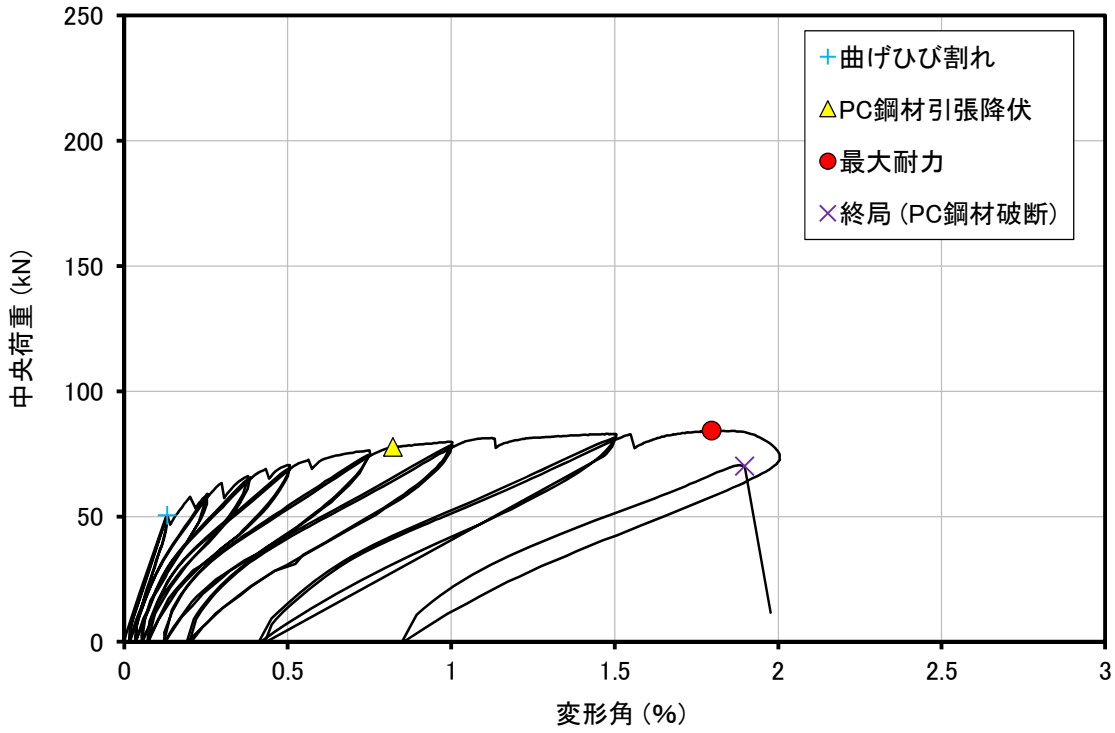


(g)　PRC07



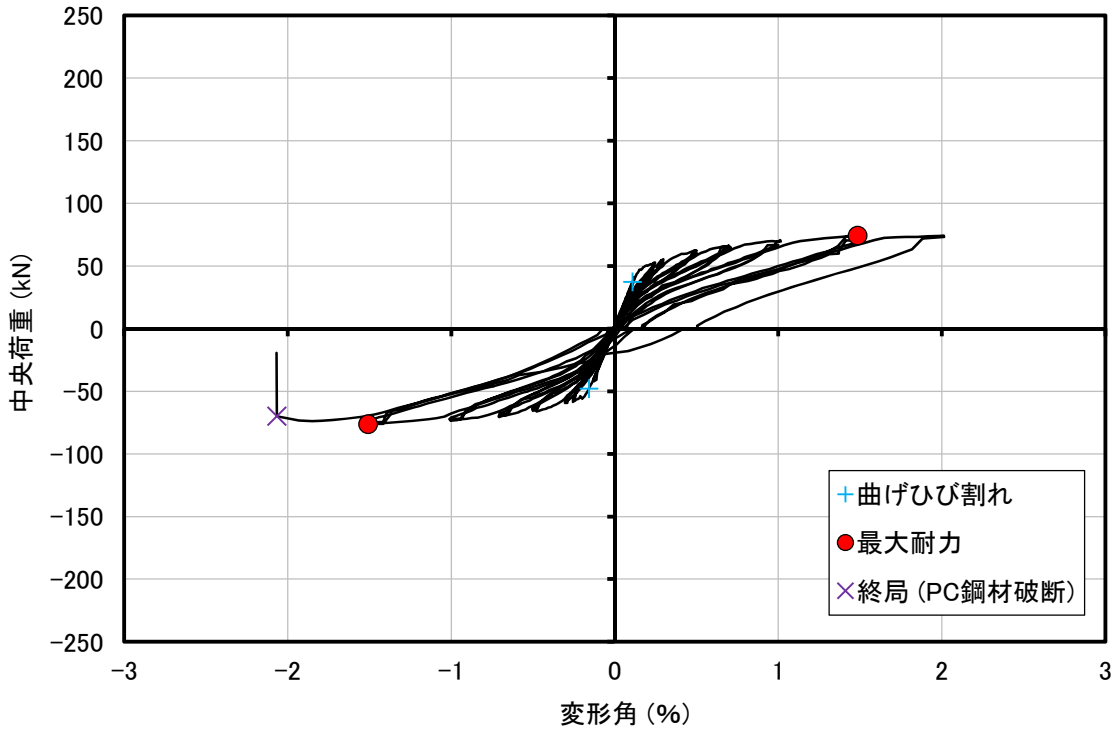
(h)　PRC08

図 2.4.3　荷重－変形角関係（PRC 杭 Ⅲ種）

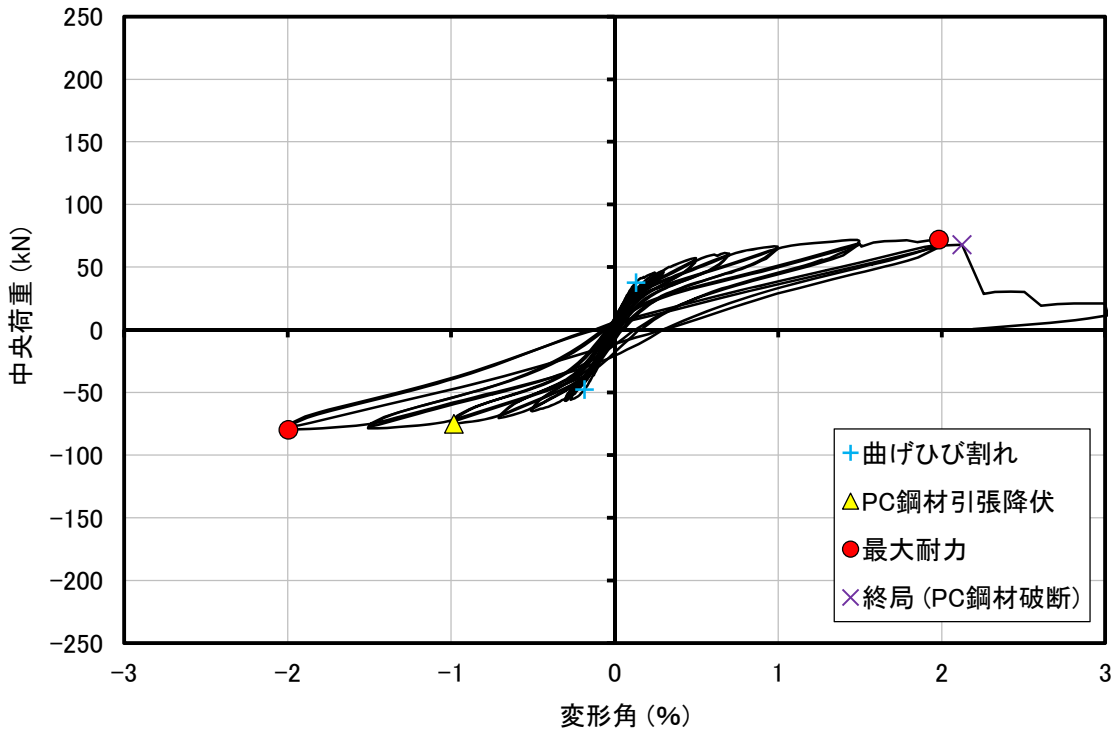


(a)　PHC14

図 2.4.4　荷重－変形角関係（PHC 杭　A 種）（次項に続く）

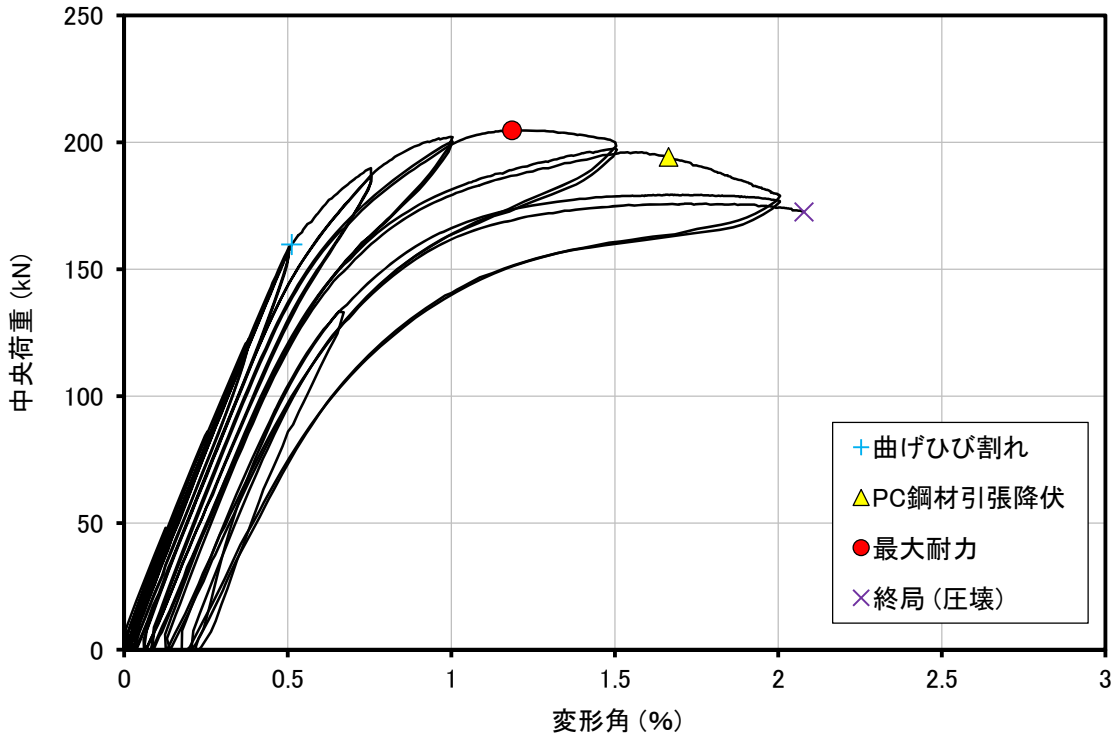


(b)　PHC07

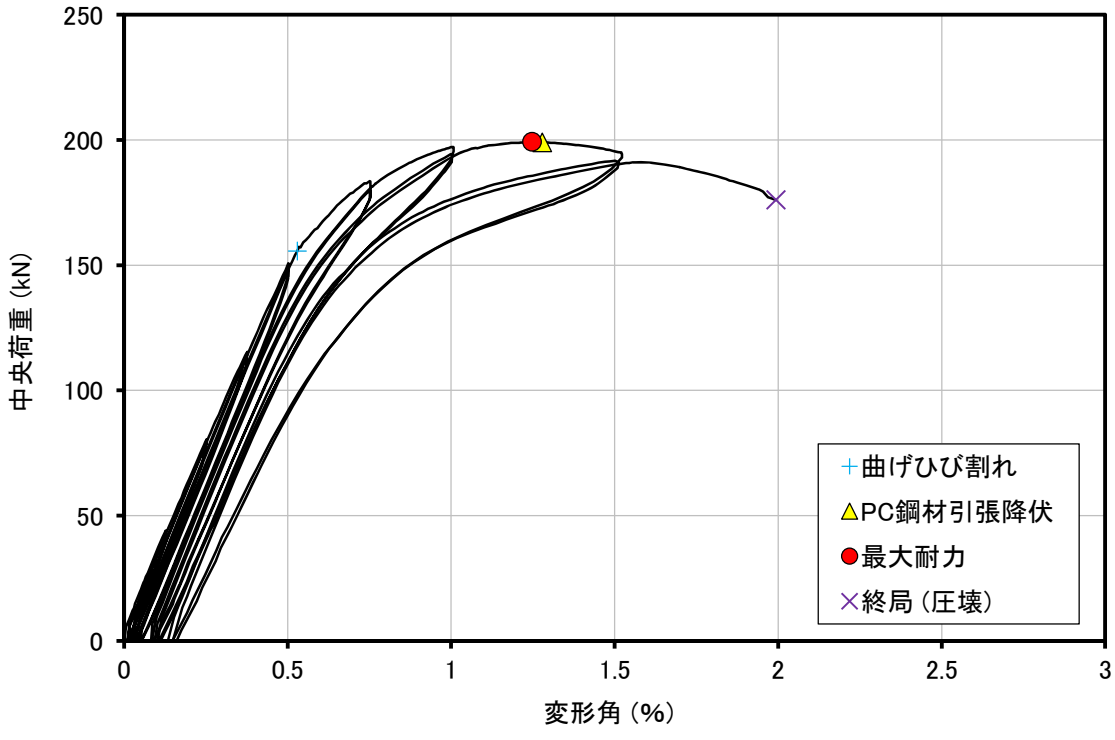


(c)　PHC08

図 2.4.4　荷重－変形角関係（PHC 杭 A 種）（次項に続く）

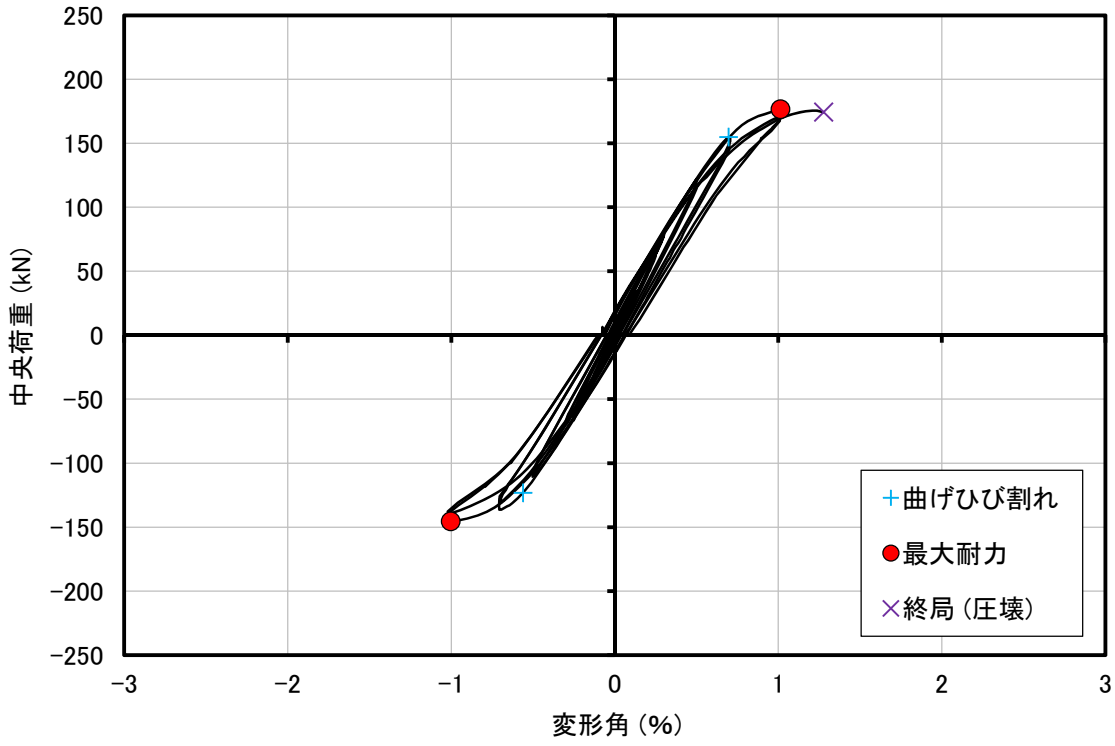


(d)　PHC12

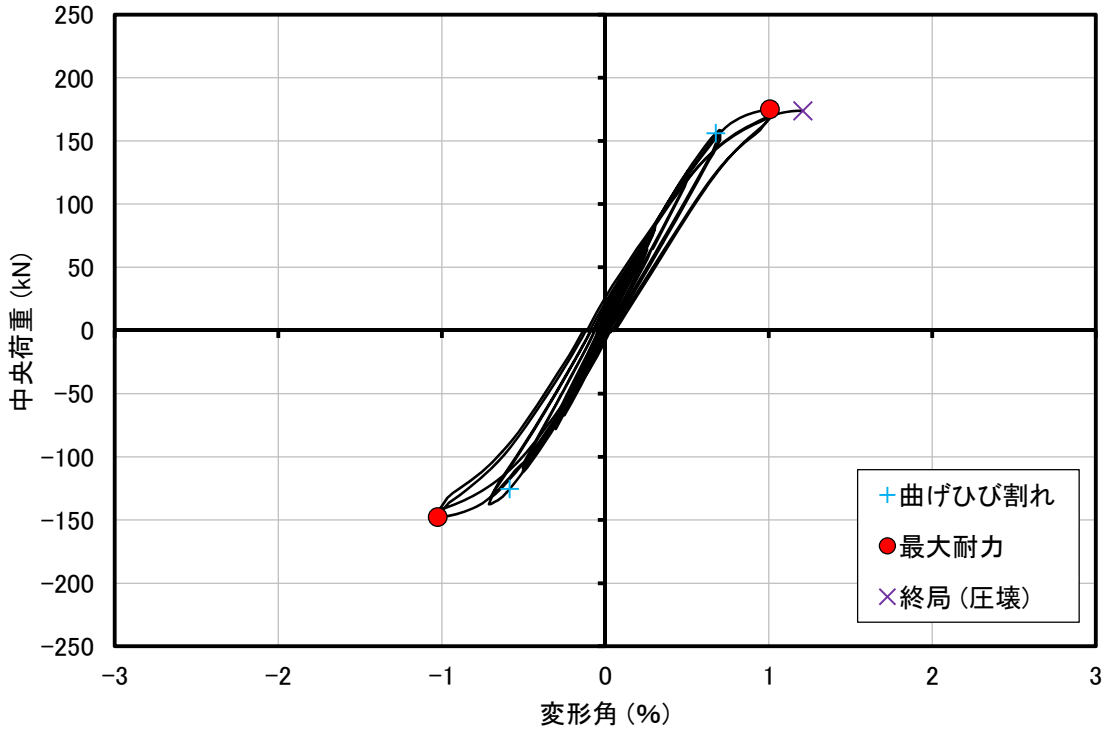


(e)　PHC13

図 2.4.4　荷重－変形角関係（PHC 杭 A 種）（次項に続く）

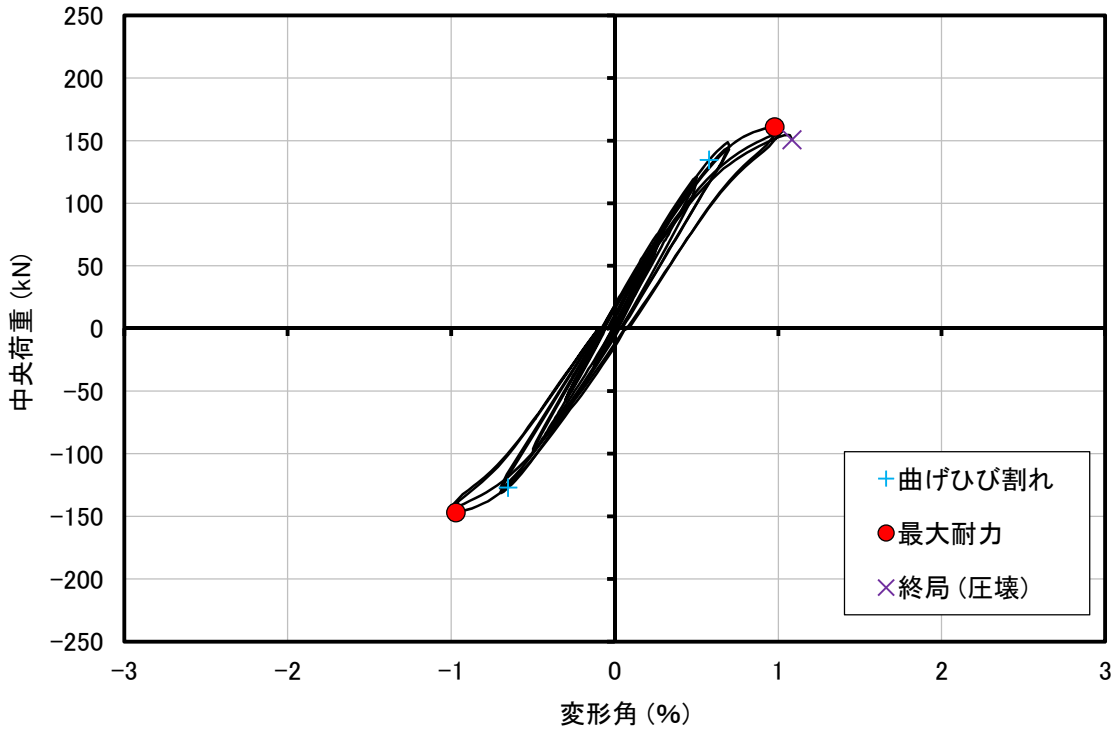


(f)　PHC03

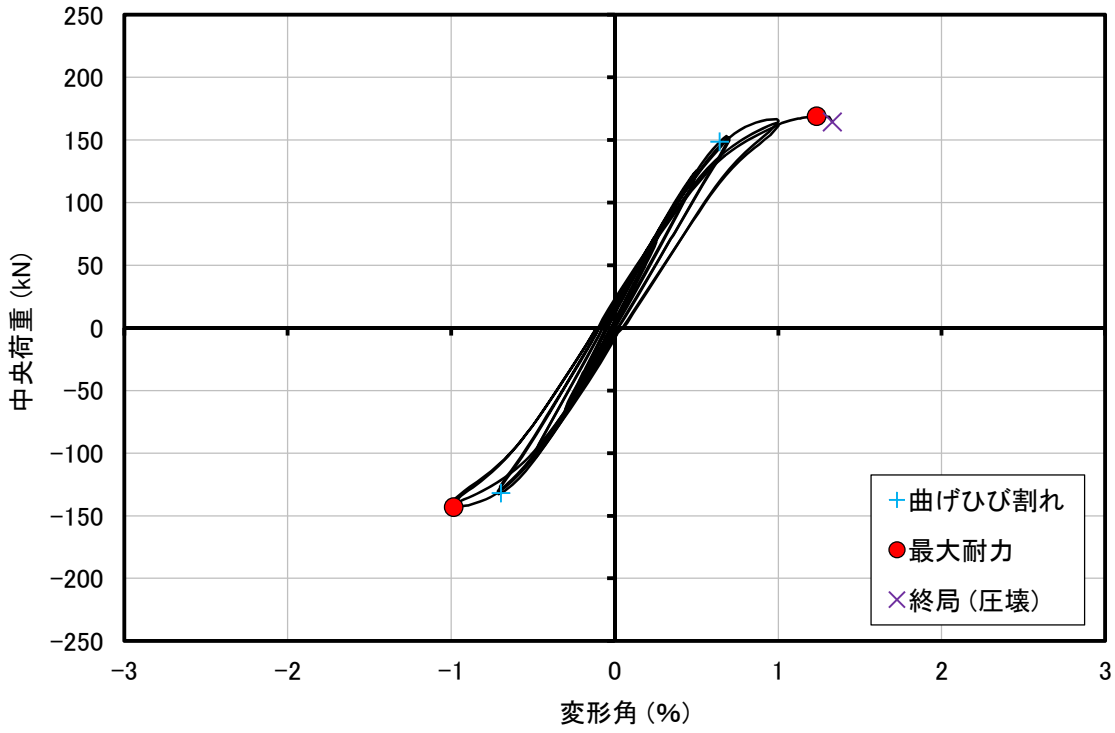


(g)　PHC04

図 2.4.4　荷重－変形角関係（PHC 杭 A 種）（次項に続く）

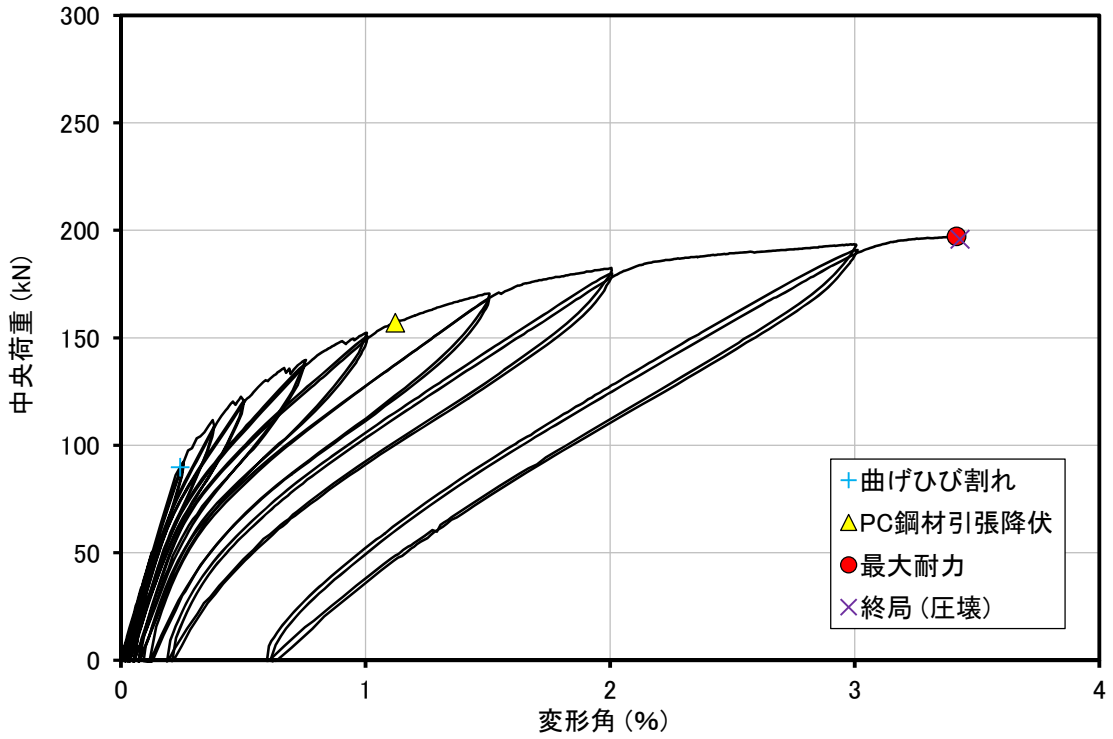


(h)　PHC05

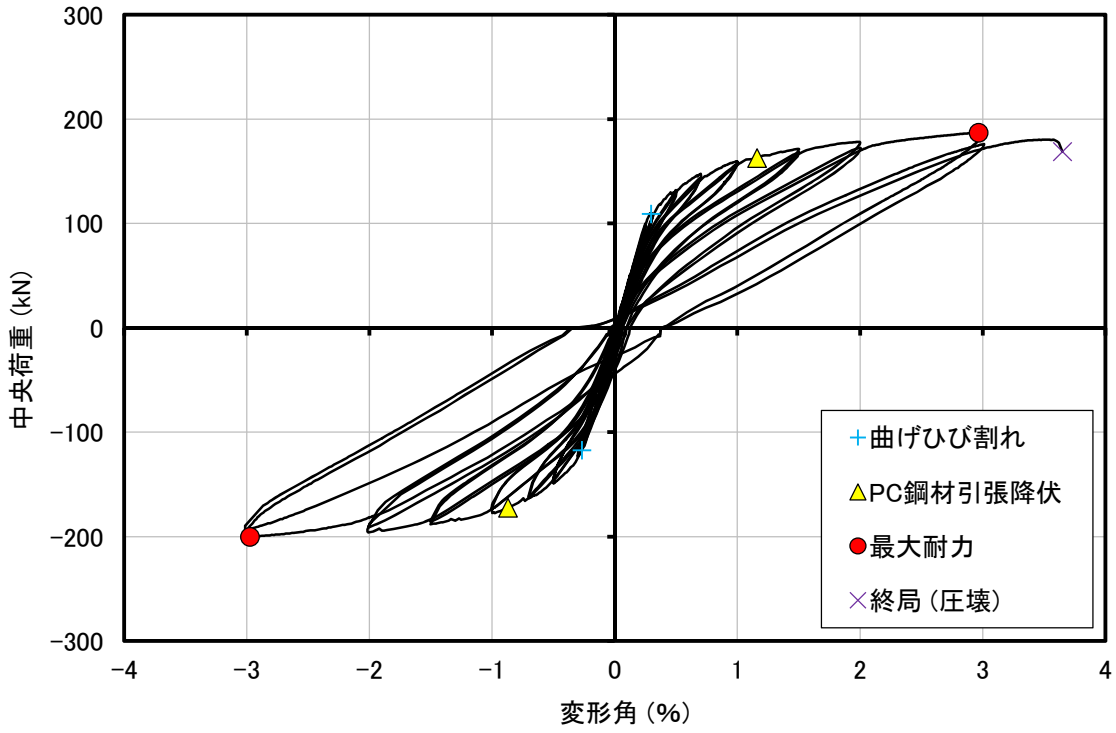


(i)　PHC06

図 2.4.4　荷重－変形角関係（PHC 杭 A 種）

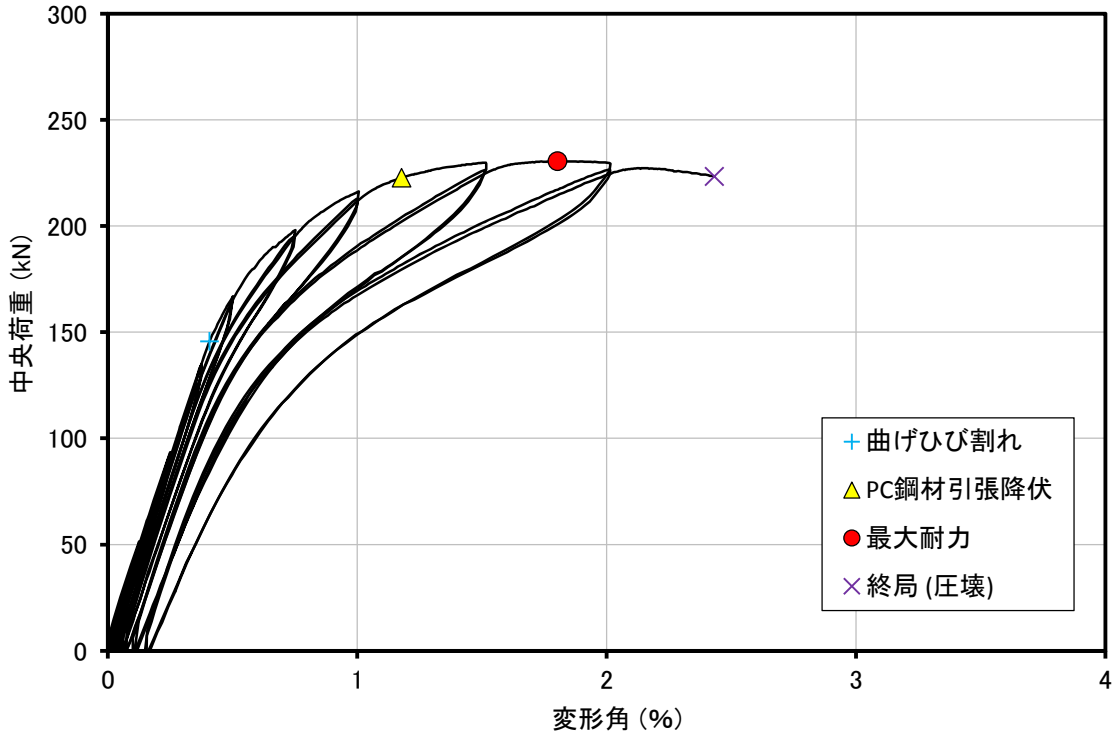


(a)　PHC17

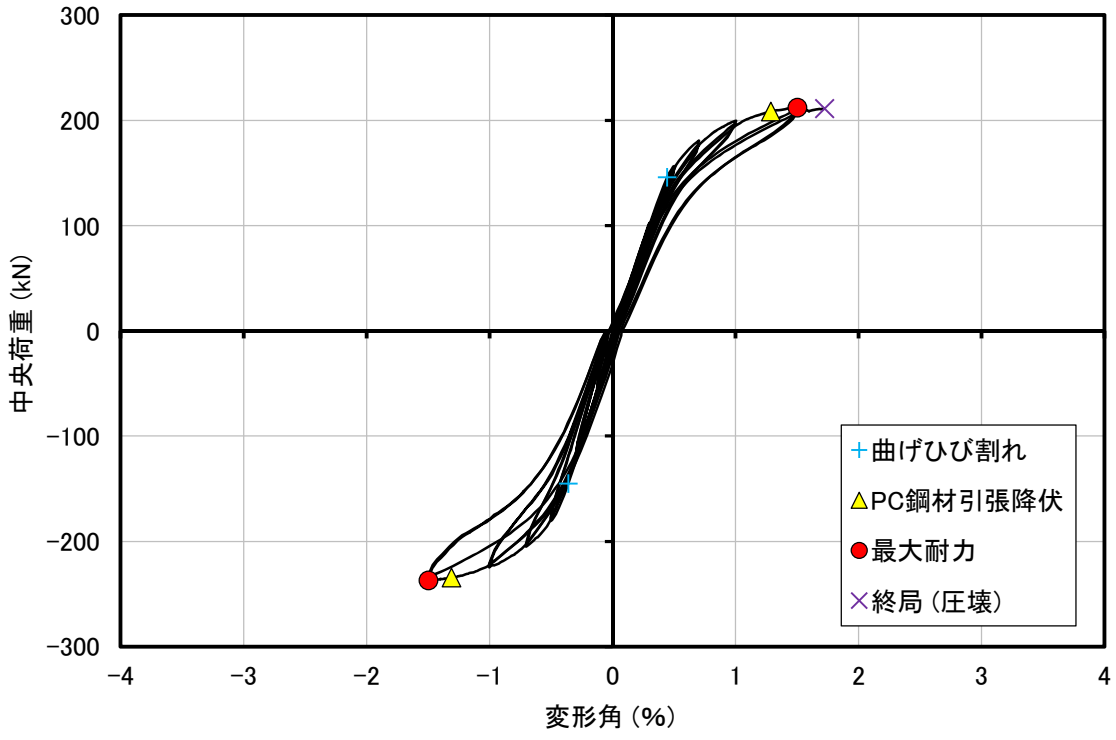


(b)　PHC11

図 2.4.5　荷重－変形角関係（PHC 杭 C 種）（次項に続く）

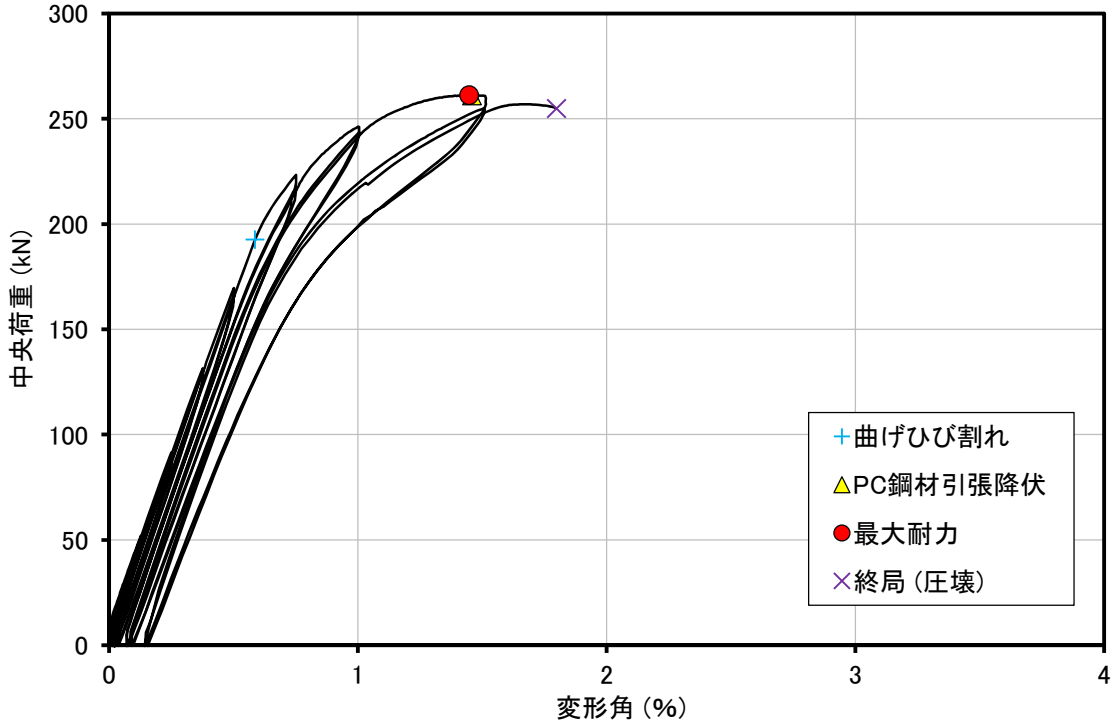


(c)　PHC16

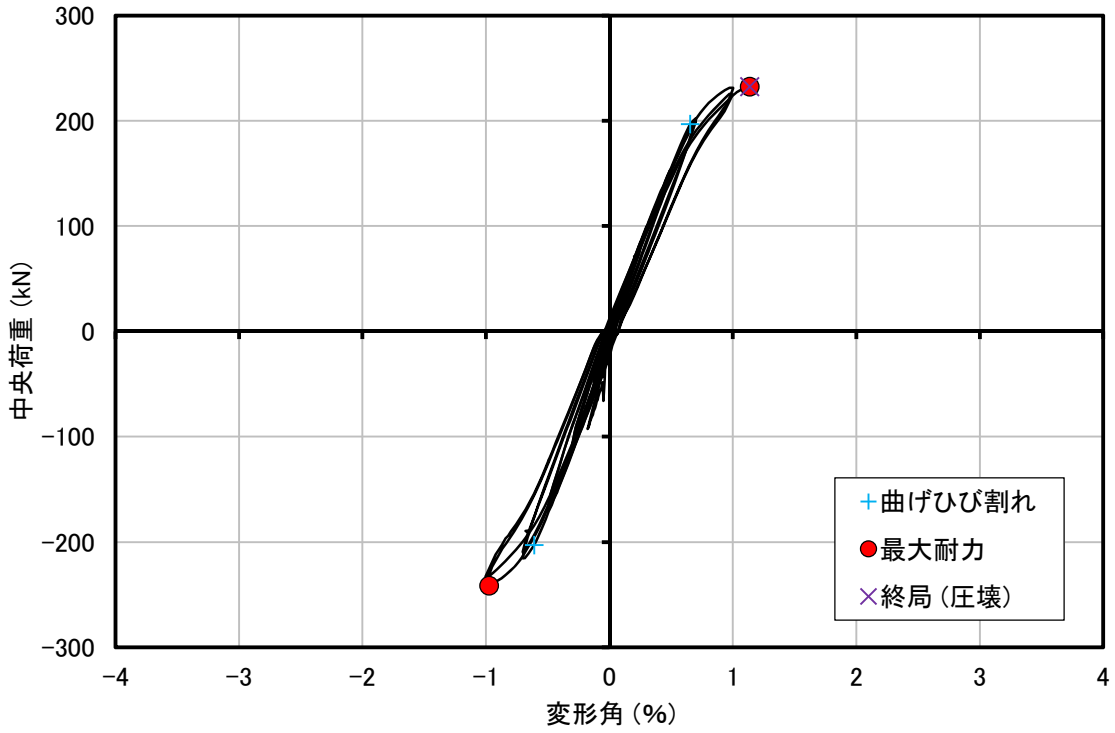


(d)　PHC10

図 2.4.5　荷重－変形角関係（PHC 杭 C 種）（次項に続く）

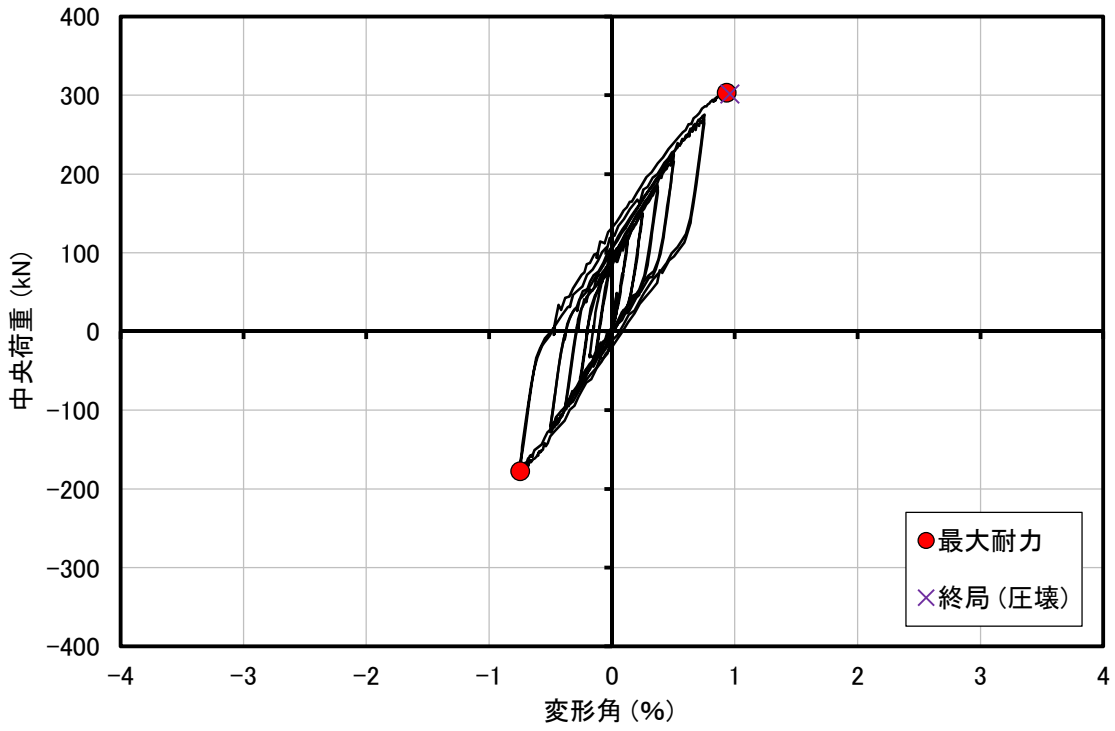


(e)　PHC15

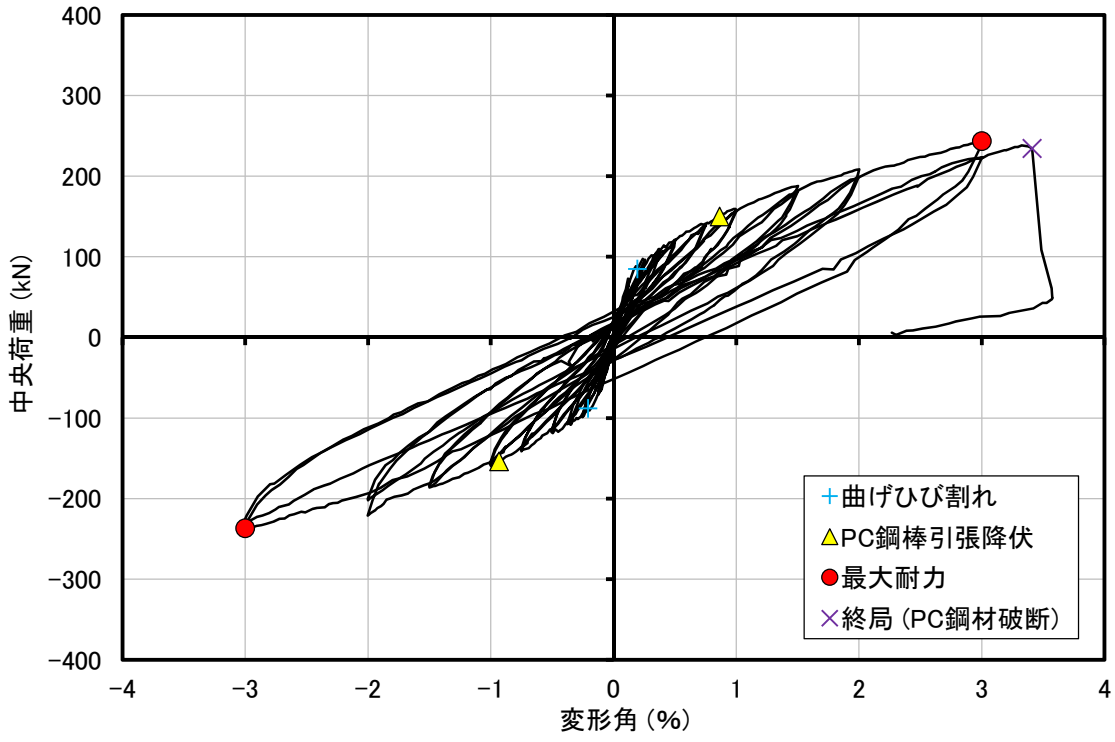


(f)　PHC09

図 2.4.5　荷重－変形角関係（PHC 杭 C 種）（次項に続く）



(g)　PHC01



(h)　PHC02

図 2.4.5　荷重－変形角関係（PHC 杭 C 種）

2.4.2 モーメントー曲率関係

表 2.4.6 から表 2.4.10 に各特性点のモーメント・曲率の値，図 2.4.6 から図 2.4.10 に各試験体のモーメントー曲率関係を示す。荷重－変形角関係の場合と同様に，表中の「―」は実験中に発生しなかったことを確認したもの，または，発生し得ないもの（一方向載荷の負側など）を表している。鋼材にひずみゲージを貼付していない試験体の降伏点や，計測の不良などによって現象の発生の有無が判断できないものについては「No Data」と表記した。また，現象の発生を確認したものの，計測不良等により発生した時期が不明瞭な場合は「○」を表記した。

モーメントは軸力の P－δ効果による付加モーメントを考慮して式(2.4.1)によって算出した。軸力の P－δ効果によってモーメントーφD 関係における最大耐力点は荷重－変形関係における最大耐力点と必ずしも同一ではない。また，曲率φは特に注釈のない限り軸方向変位計 H1, H5 の計測値を用いて算出した値で，本論分では杭直径 D=400mm を乗じて無次元化し，φD として扱った。

$$M = Q \cdot \frac{L_s - 1}{2} + N \cdot (\delta_1 - \delta_2) \qquad (2.4.1)$$

ここに，　M：杭体中央のモーメント（kN・m）　Q：鉛直載荷ジャッキ 1 台によるせん断力（kN）

L_s：試験体支持スパン（m）　N：作用軸力（kN）　δ_1：杭体中央の鉛直変位（m）

δ_2：杭端部の鉛直変位（m）

各特性点のモーメント・曲率の値は正負で概ね等しい。また，同条件下で実験を行った試験体では同様の結果が得られ，実験の再現性が確認できた。

表 2.4.6　実験結果一覧（SC 杭）

試験体名	鋼管引張降伏				鋼管圧縮降伏				最大モーメント				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	
SC16	437	0.427	—	—	565	1.55	—	—	613	4.32	—	—	○	○	—	—	B
SC17	469	0.527	509	0.575	526	1.14	No Data	No Data	602	4.31	550	1.66	555	4.38	—	—	B
SC10	642	0.591	510	0.491	No Data	No Data	602	0.885	726	1.84	659	1.93	677	1.97	—	—	B
SC11	589	0.532	576	0.501	691	0.989	619	0.772	719	1.96	677	1.89	579	2.01	—	—	B
SC12	707	0.615	679	0.601	784	0.972	679	0.601	824	1.35	729	0.821	822	1.38	—	—	B
SC13	741	0.623	690	0.695	695	0.521	690	0.695	846	1.35	703	0.775	787	1.45	—	—	B
SC14	—	—	—	—	726	0.421	536	0.273	747	0.452	696	0.403	747	0.452	—	—	B
SC15※1	323	0.363	277	0.315	—	—	—	—	486	1.58	459	1.41	—	—	—	—	—

※1：終局まで載荷を行っていないため，最大耐力は参考値．

表 2.4.7　実験結果一覧（PRC 杭　Ⅰ種）

試験体名	曲げひび割れ				異形鉄筋引張降伏				異形鉄筋圧縮降伏				PC鋼材引張降伏				最大モーメント				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	
PRC22	76.5	0.0440	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	217	2.24	—	—	215	2.37	—	—	C
PRC23	78.1	0.0573	—	—	142	0.345	—	—	—	—	—	—	174	0.585	—	—	216	2.25	—	—	216	2.35	—	—	C
PRC17	86.9	0.0707	99.3	0.0720	117	0.183	119	0.135	—	—	—	—	139	0.349	154	0.397	225	2.73	222	1.56	217	3.40	203	2.07	※2
PRC18	230	0.161	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	458	1.13	—	—	458	1.14	—	—	C
PRC19	261	0.163	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	No Data	No Data	—	—	460	1.01	—	—	460	1.03	—	—	C
PRC20	257	0.183	—	—	407	0.553	—	—	393	0.497	—	—	No Data	No Data	—	—	454	0.867	—	—	441	0.856	—	—	C
PRC21	236	0.168	—	—	371	0.457	—	—	No Data	No Data	—	—	415	0.633	—	—	454	0.929	—	—	439	0.932	—	—	C
PRC15	275	0.177	237	0.194	428	0.543	349	0.432	347	0.313	332	0.379	—	—	397	0.566	428	0.543	408	0.603	—	—	408	0.603	C
PRC16	277	0.213	244	0.179	402	0.537	388	0.543	300	0.277	244	0.179	—	—	—	—	422	0.662	400	0.608	422	0.662	—	—	C

※2：負側は PC 鋼材の破断，正側はコンクリートの圧壊で，負側が先．

表 2.4.8　実験結果一覧（PRC 杭　Ⅲ種）

試験体名	曲げひび割れ				異形鉄筋引張降伏				異形鉄筋圧縮降伏				PC鋼材引張降伏				最大モーメント				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	
PRC11	85.0	0.0547	—	—	192	0.308	—	—	—	—	—	—	230	0.453	—	—	295	1.81	—	—	295	1.81	—	—	C
PRC14	75.9	0.0585	98.9	0.0453	203	0.377	217	0.321	—	—	—	—	236	0.545	253	0.454	287	1.78	299	2.31	273	1.84	297	2.34	C
PRC09	289	0.195	—	—	459	0.535	—	—	390	0.371	—	—	497	0.677	—	—	545	0.972	—	—	545	0.972	—	—	C
PRC10	281	0.193	—	—	449	0.491	—	—	381	0.340	—	—	520	0.836	—	—	565	1.05	—	—	565	1.05	—	—	C
PRC12	179	0.152	245	0.160	—	—	—	—	227	0.235	353	0.309	—	—	—	—	367	0.604	370	0.348	367	0.604	—	—	C
PRC13	226	0.153	256	0.155	—	—	450	0.561	338	0.375	—	—	—	—	—	—	412	0.591	452	0.589	—	—	452	0.589	C
PRC07	506	0.318	484	0.342	—	—	—	—	228	0.0857	186	0.114	—	—	—	—	561	0.410	504	0.368	551	0.411	—	—	C
PRC08	○※3	0.0413	○※4	○※4	○※3	0.275	○※3	0.316	—	—	—	—	198	0.465	135	0.628	256	2.44	200	1.59	172	2.46	149	2.22	F

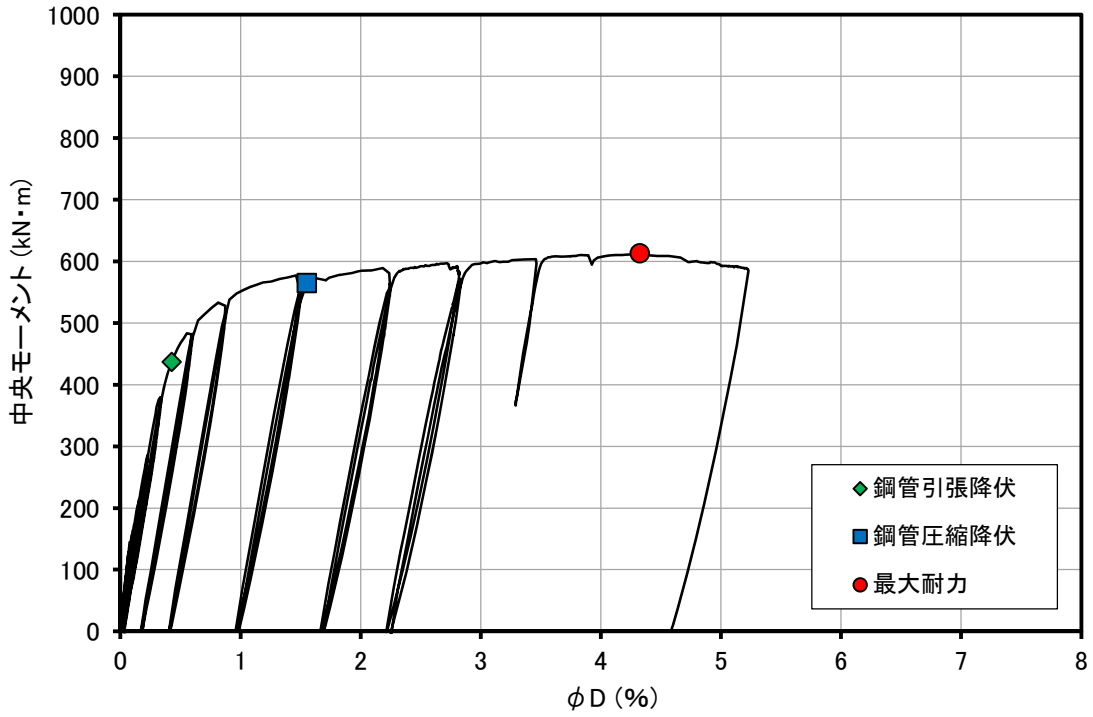
※3：載荷ミスによりモーメントは計測できなかった．※4：負側曲げひび割れ発生点はひずみゲージの値から読み取れなかった．

表 2.4.9　実験結果一覧（PHC 杭 A 種）

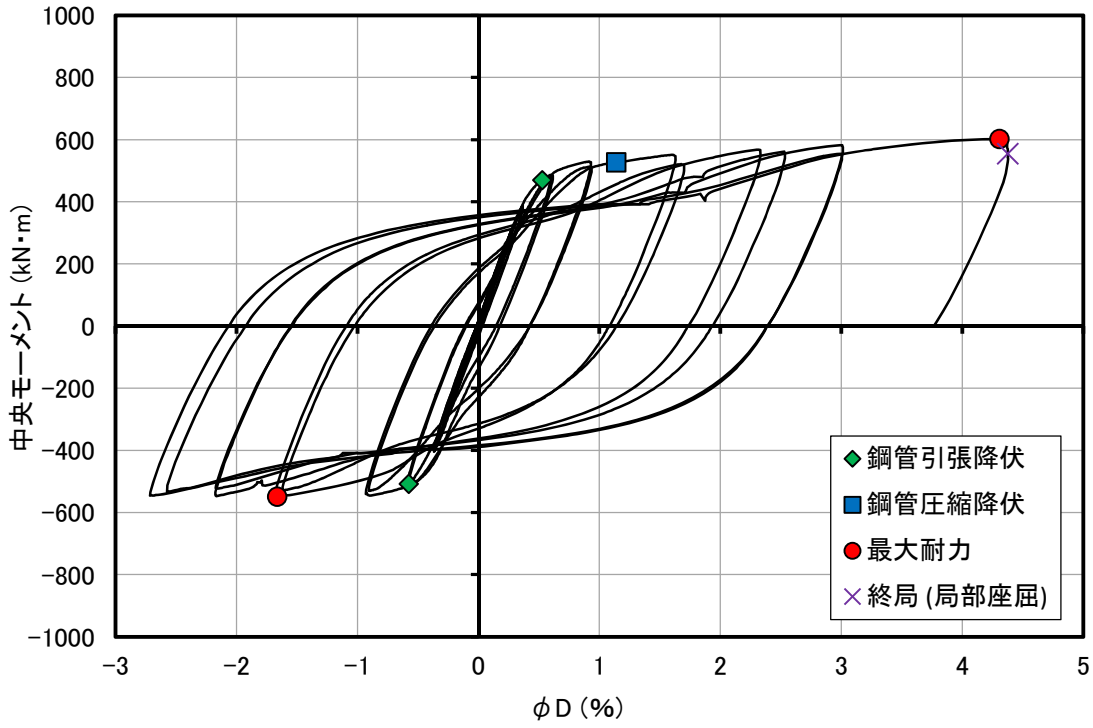
試験体名	曲げひび割れ				PC鋼材引張降伏				最大モーメント				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	
PHC14	63.1	0.0413	—	—	97.1	0.587	—	—	105	1.35	—	—	87.6	1.37	—	—	F
PHC07	46.6	0.0360	60.0	0.0427	No Data	No Data	No Data	No Data	92.9	0.847	95.4	0.731	—	—	87.5	1.31	F
PHC08	46.9	0.0387	59.5	0.0533	No Data	No Data	93.8	0.628	90.0	1.18	99.7	1.66	85.1	1.50	—	—	F
PHC12	243	0.172	—	—	382	0.612	—	—	392	0.765	—	—	389	0.875	—	—	C
PHC13	239	0.181	—	—	356	0.579	—	—	387	1.01	—	—	386	1.08	—	—	C
PHC03	255	0.239	203	0.191	No Data	No Data	No Data	No Data	328	0.529	269	0.416	328	0.529	—	—	C
PHC04	255	0.237	207	0.184	No Data	No Data	No Data	No Data	322	0.491	272	0.417	322	0.491	—	—	C
PHC05	219	0.213	214	0.220	No Data	No Data	—	—	286	0.377	268	0.425	280	0.445	—	—	C
PHC06	234	0.221	231	0.261	—	—	No Data	No Data	316	0.514	269	0.417	316	0.514	—	—	C

表 2.4.10　実験結果一覧（PHC 杭 C 種）

試験体名	曲げひび割れ				PC鋼材引張降伏				最大モーメント				終局				破壊形式
	正側		負側		正側		負側		正側		負側		正側		負側		
	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	M (kN・m)	φD (%)	
PHC17	112	0.0933	—	—	196	0.505	—	—	247	1.72	—	—	245	1.81	—	—	C
PHC11	136	0.107	147	0.107	203	0.613	216	0.494	234	1.82	251	1.55	211	2.66	—	—	C
PHC16	199	0.135	—	—	327	0.576	—	—	380	1.41	—	—	380	1.41	—	—	C
PHC10	202	0.149	197	0.120	316	0.639	349	0.591	337	0.929	361	0.703	337	0.929	—	—	C
PHC15	291	0.201	—	—	449	0.552	—	—	470	0.704	—	—	470	0.704	—	—	C
PHC09	303	0.221	309	0.205	—	—	—	—	389	0.445	388	0.399	389	0.445	—	—	C
PHC01	—	—	—	—	—	—	—	—	504	0.374	422	0.302	504	0.374	—	—	C
PHC02	81.7	0.0973	84.1	0.135	134	0.475	137	0.568	190	1.78	184	2.08	174	1.88	—	—	F

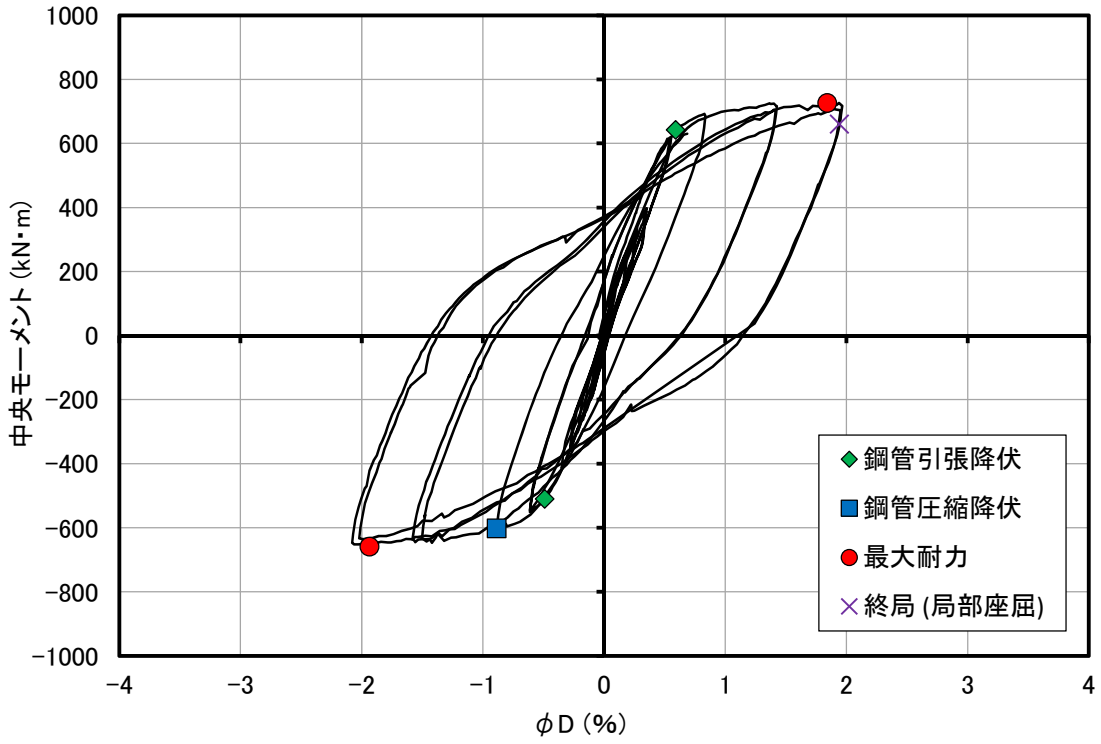


(a)　SC16

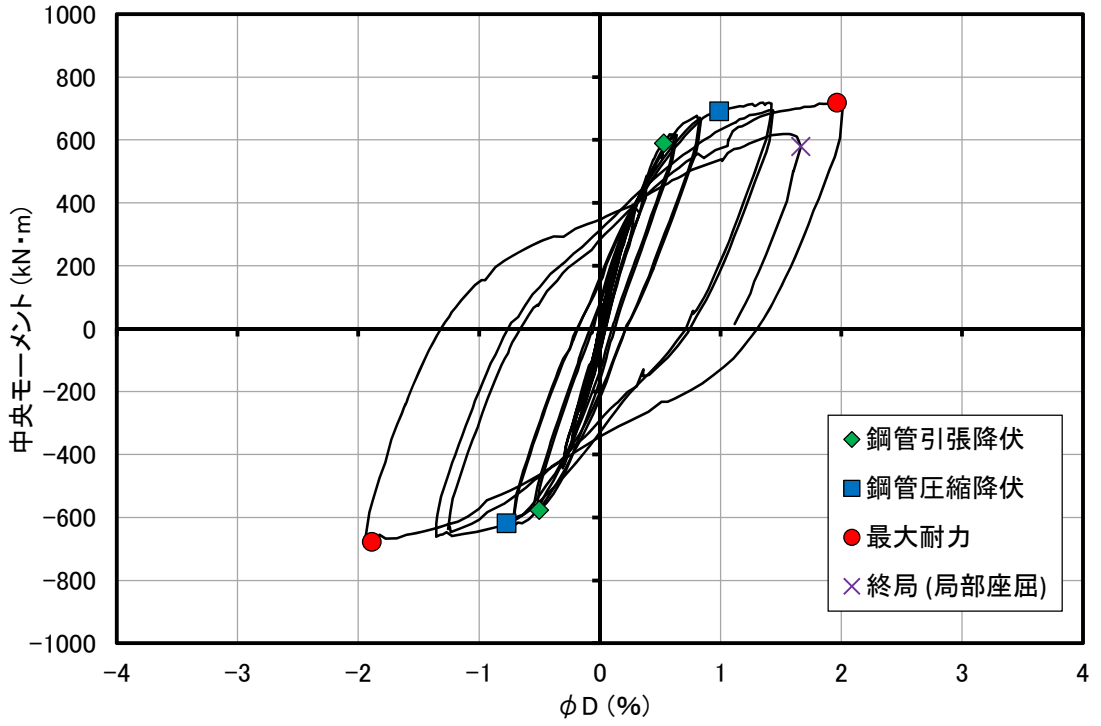


(b)　SC17

図 2.4.6　モーメントーφD 関係（SC 杭）（次項に続く）

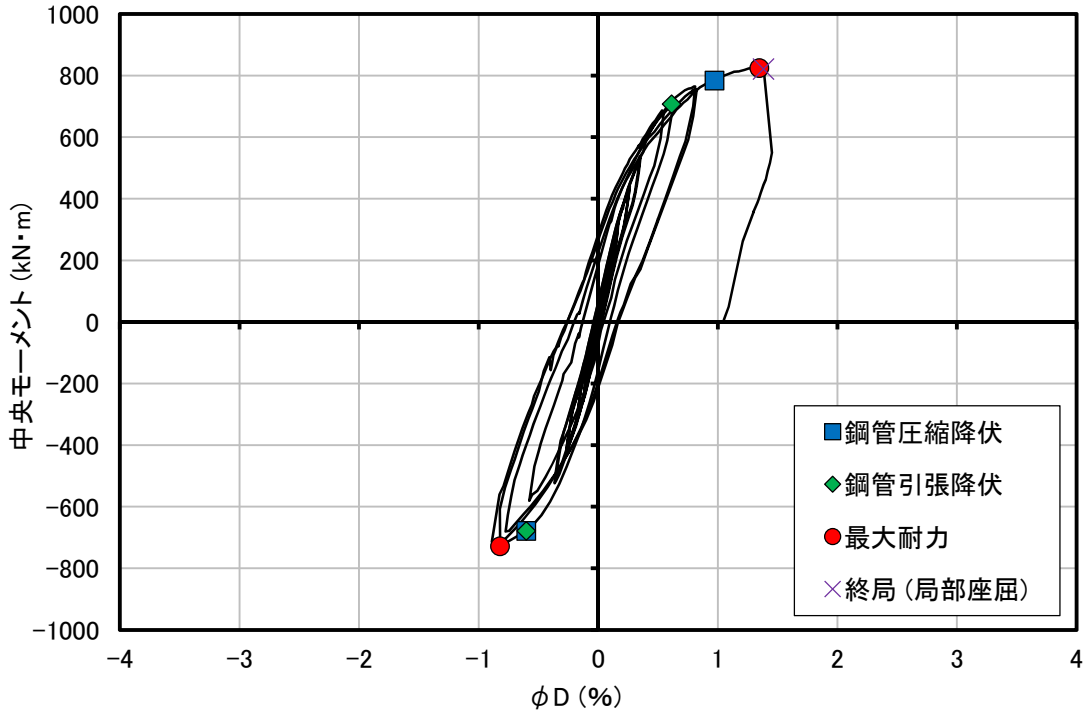


(c)　SC10

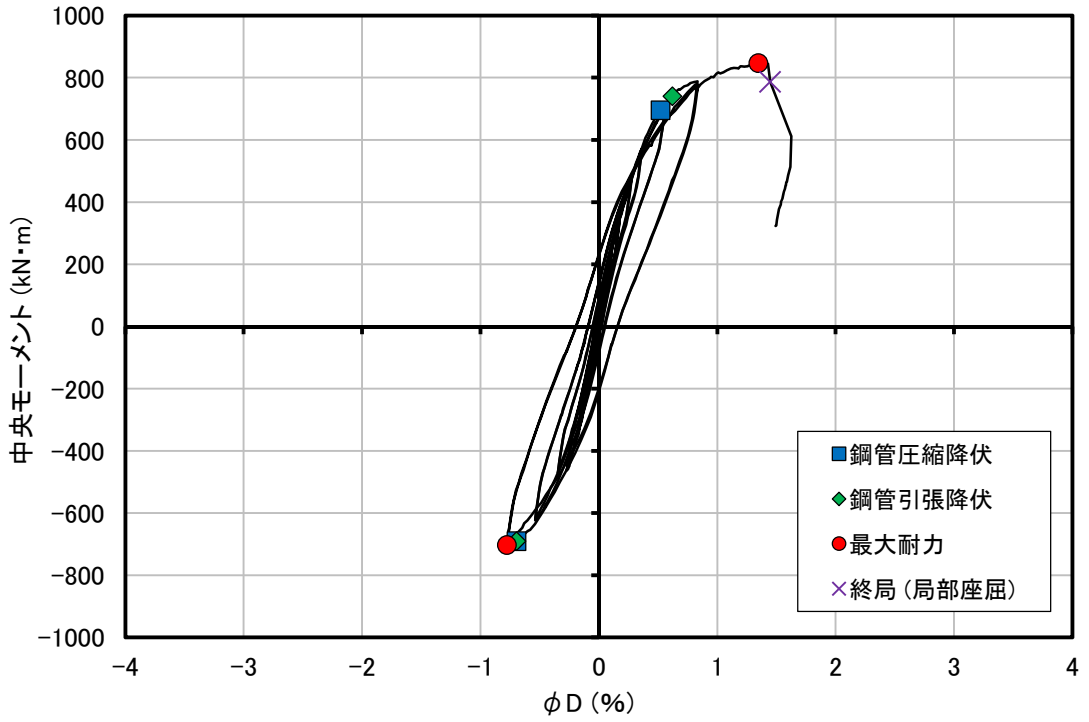


(d)　SC11

図 2.4.6　モーメントーφD 関係（SC 杭）（次項に続く）

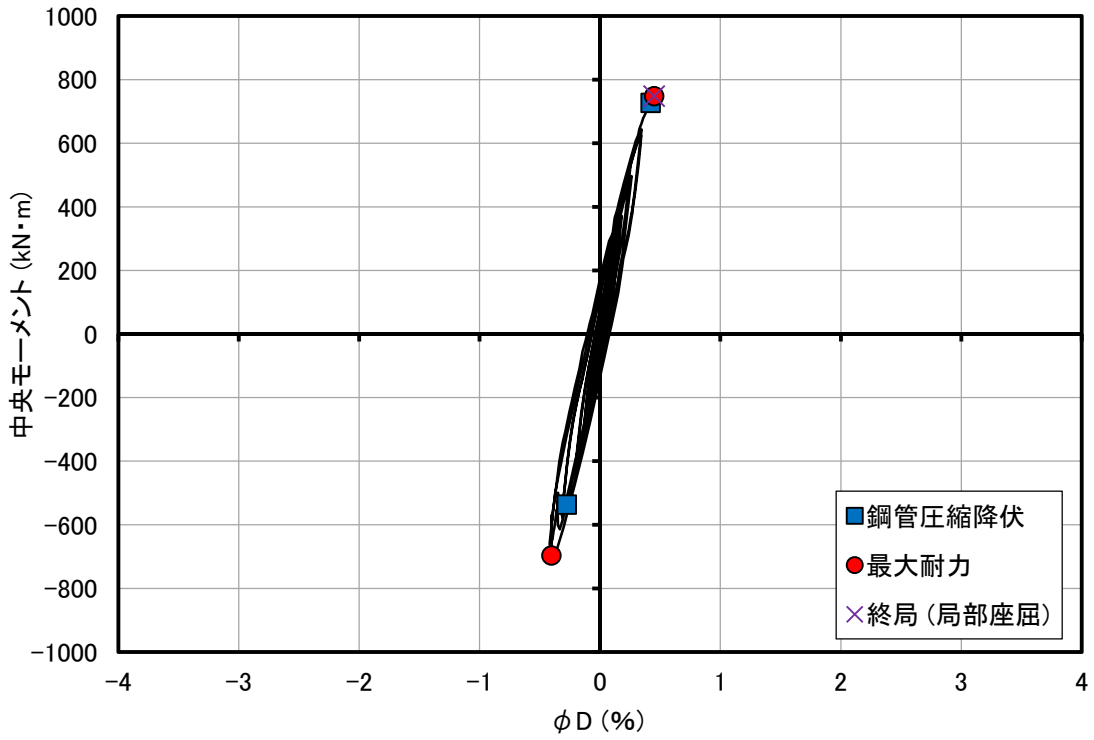


(e)　SC12

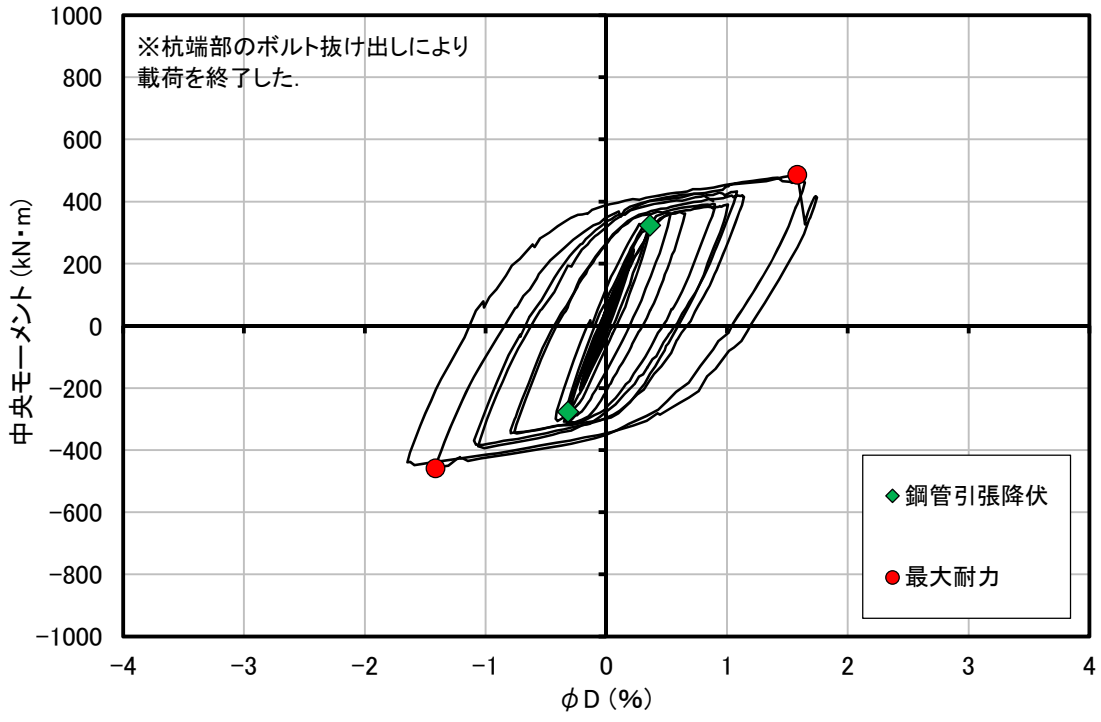


(f)　SC13

図 2.4.6　モーメントーφD 関係（SC 杭）（次項に続く）

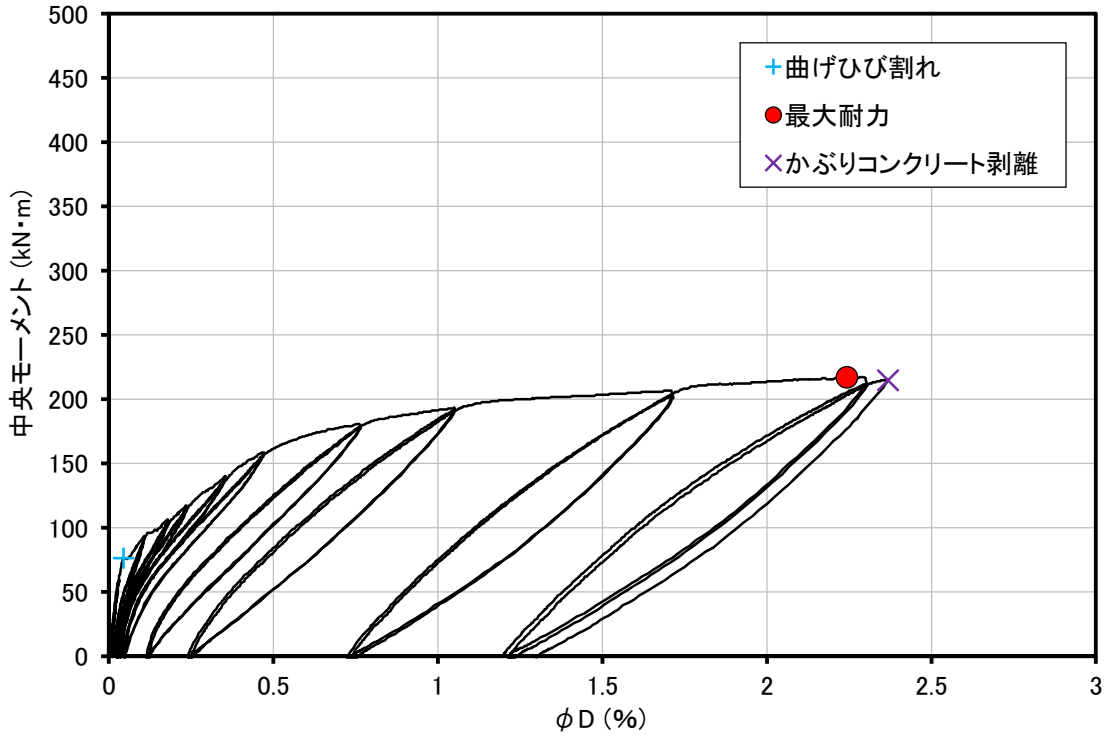


(g)　SC14

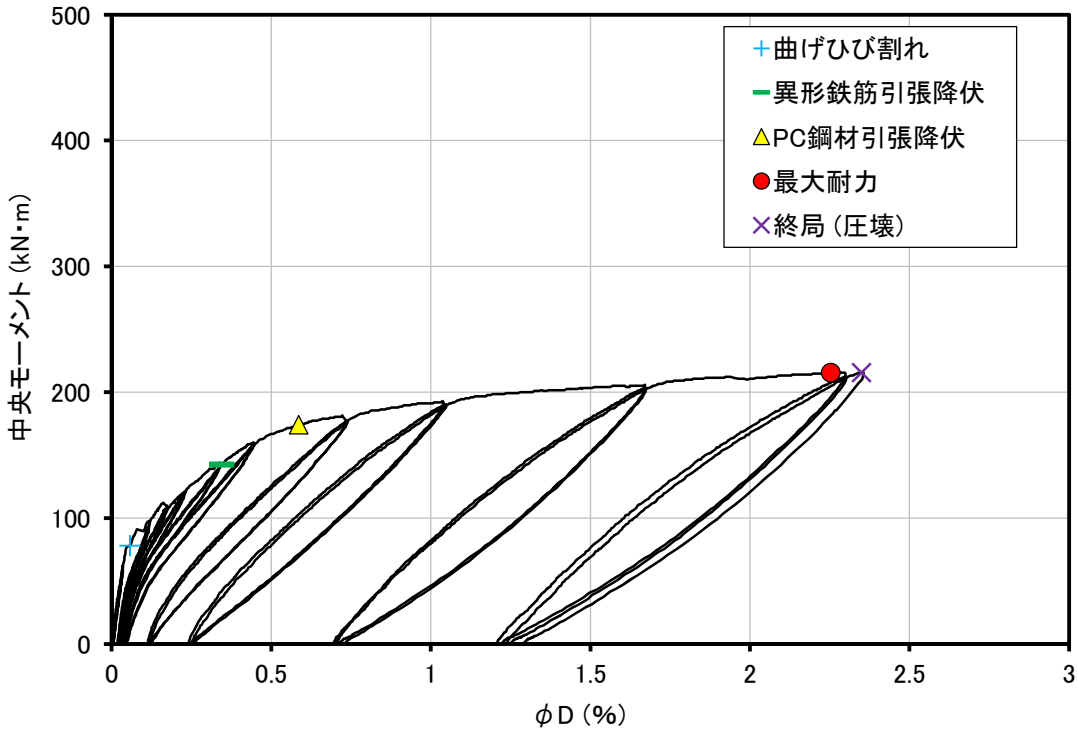


(h)　SC15

図 2.4.6　モーメントーφD 関係（SC 杭）

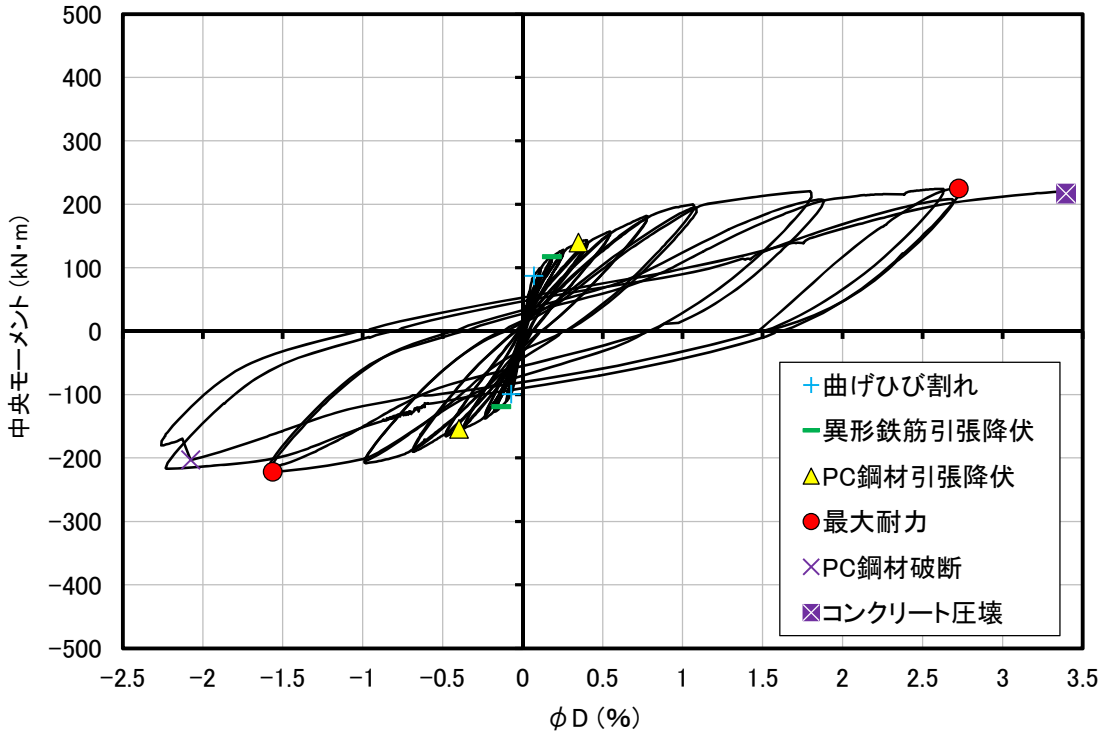


(a)　PRC22



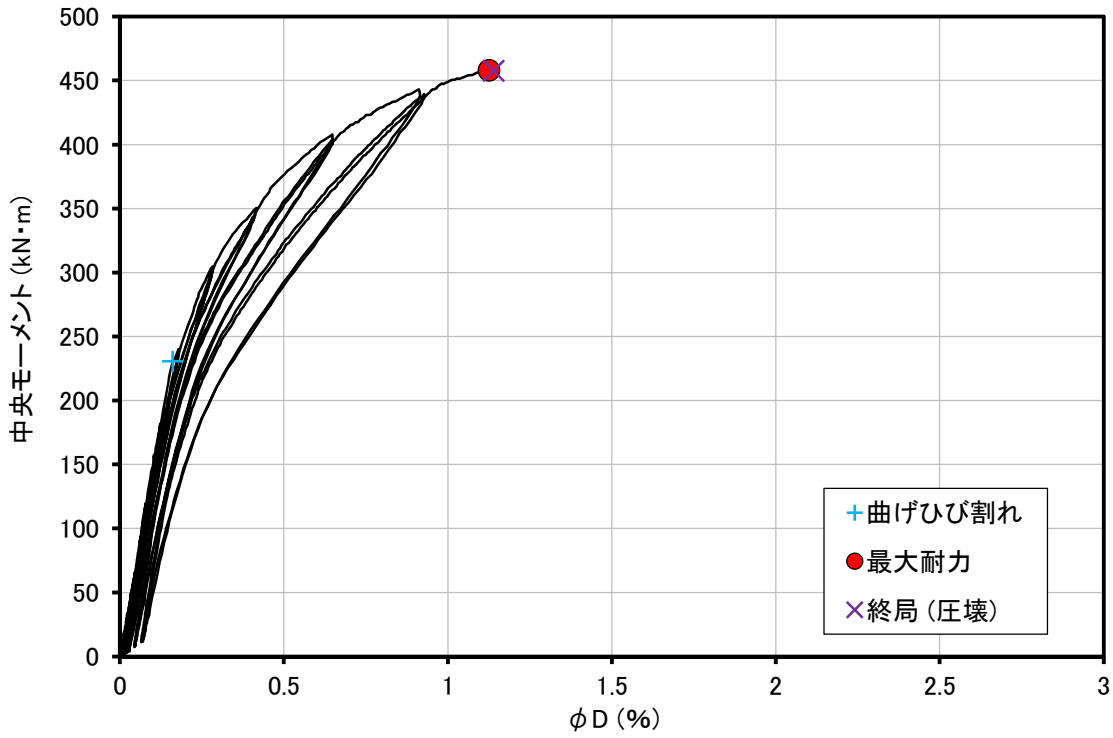
(b)　PRC23

図 2.4.7　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

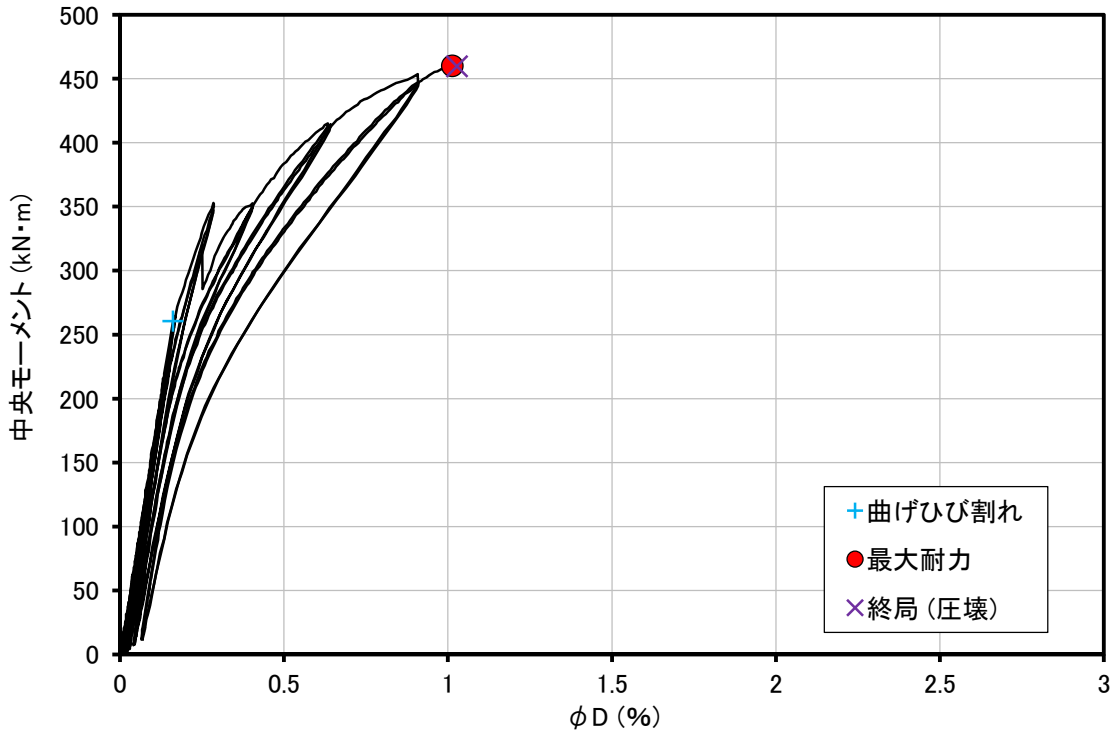


(c)　PRC17

図 2.4.7　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

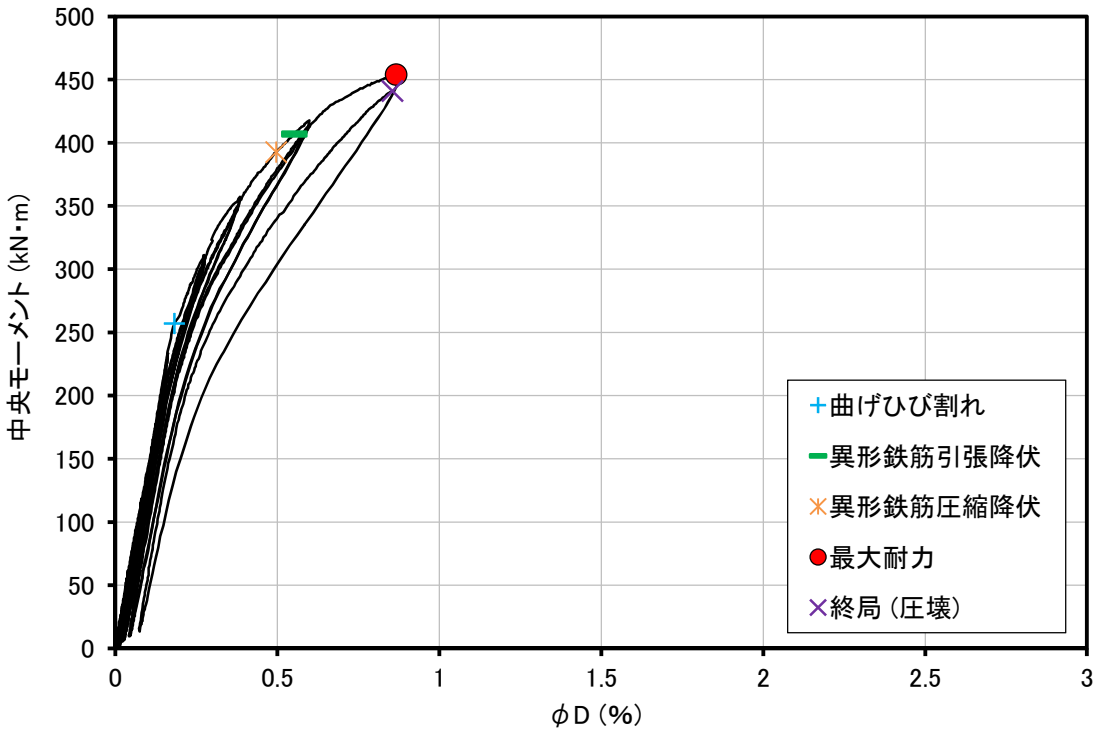


(d)　PRC18

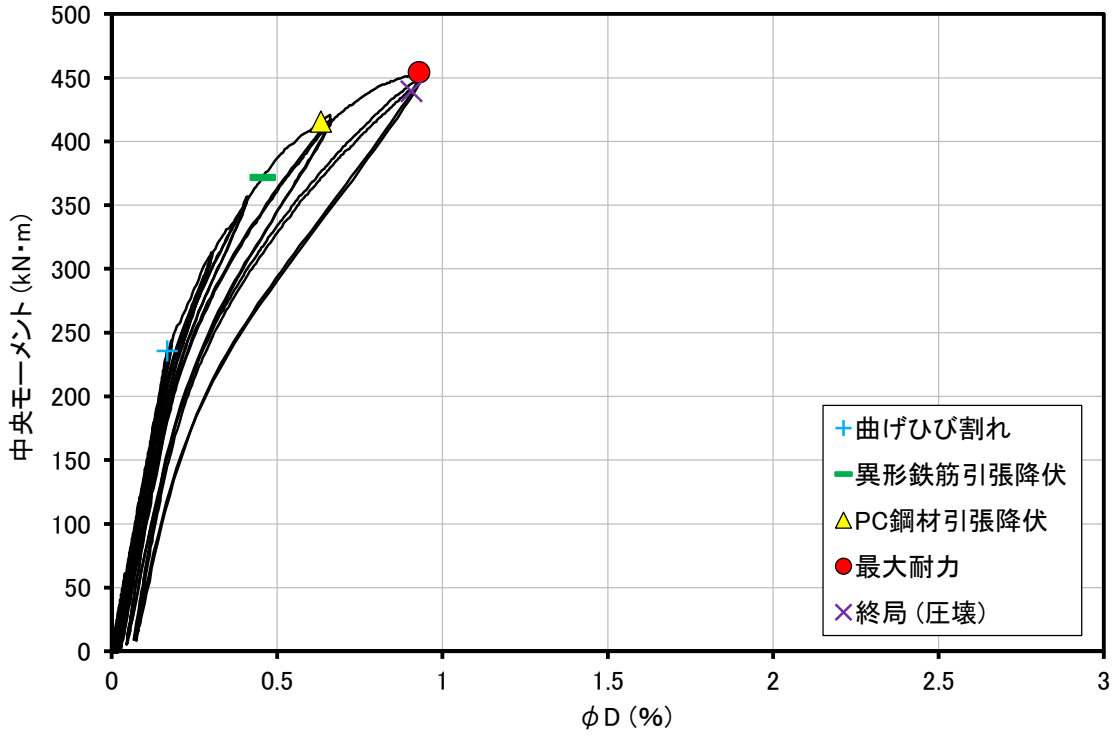


(e)　PRC19

図 2.4.7　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

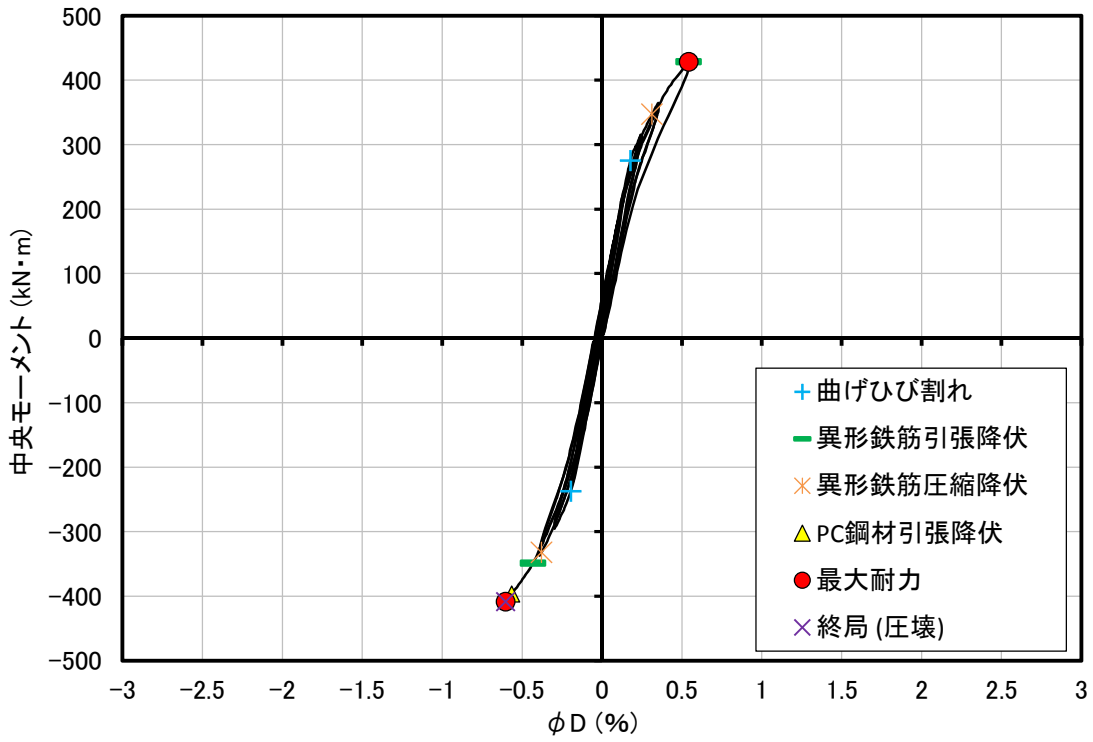


(f)　PRC20

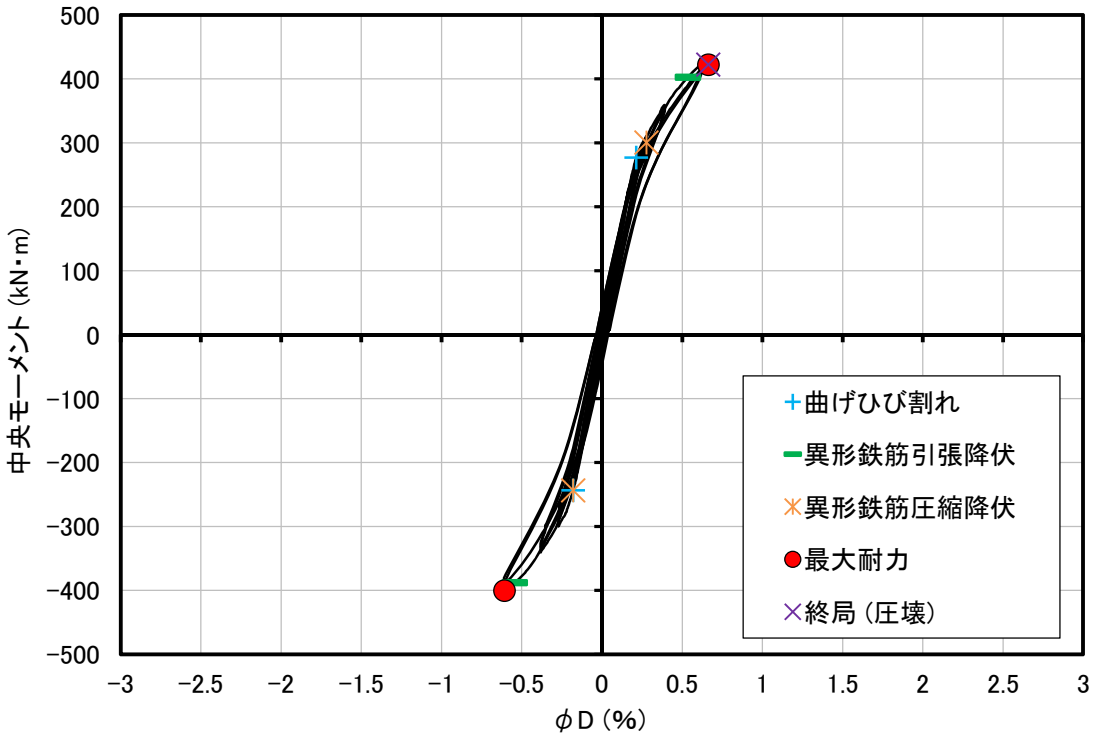


(g)　PRC21

図 2.4.7　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）

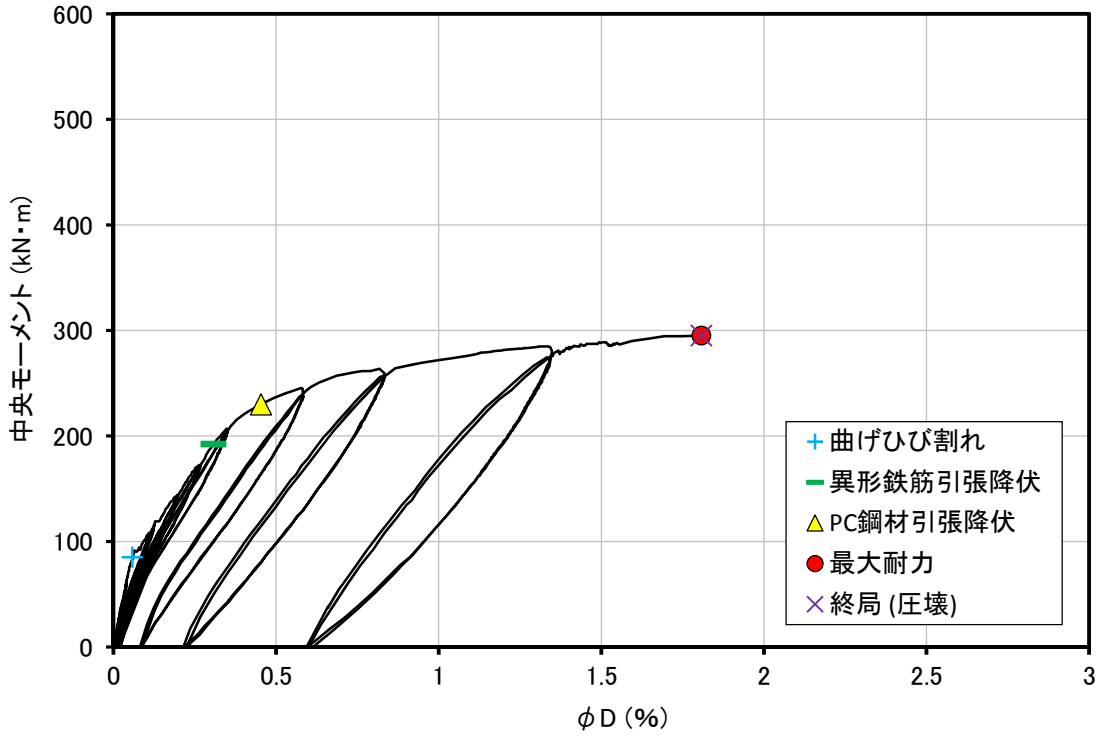


(h)　PRC15

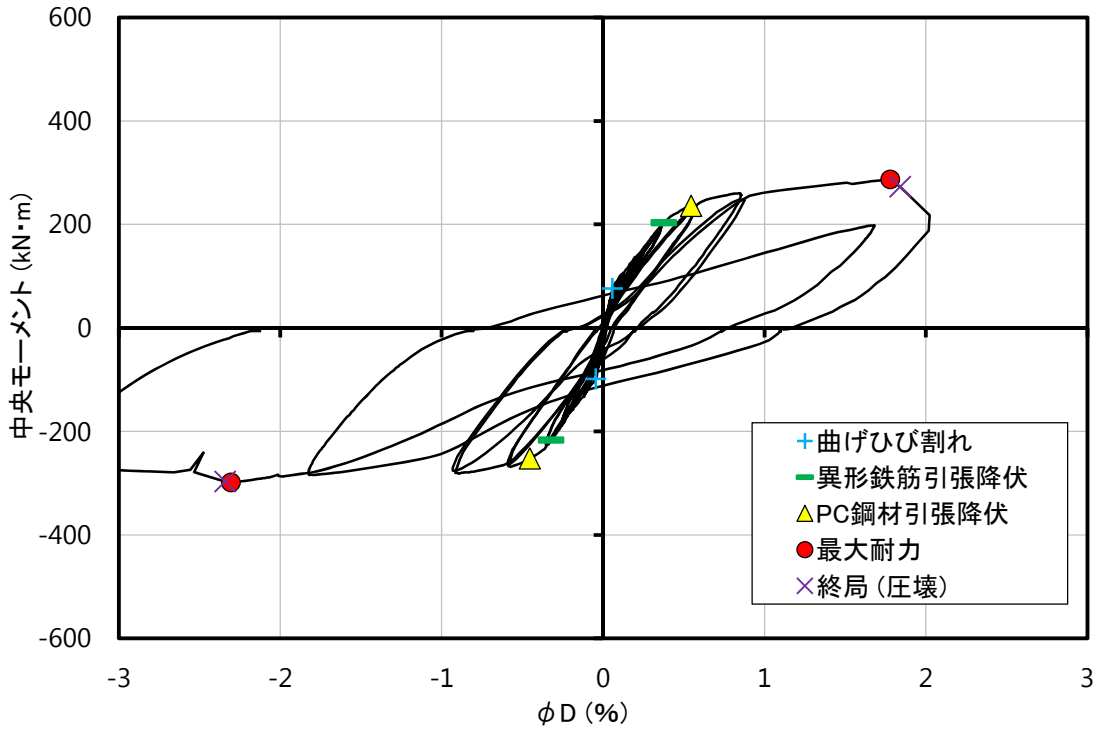


(i)　PRC16

図 2.4.7　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅰ種）

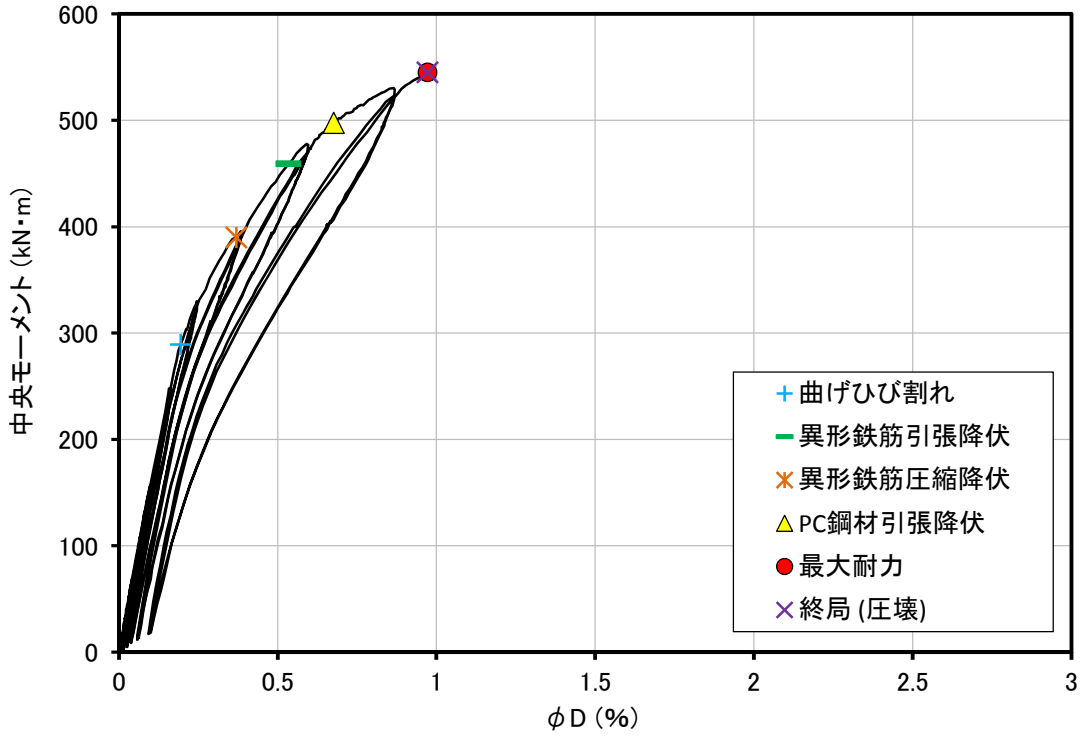


(a)　PRC11

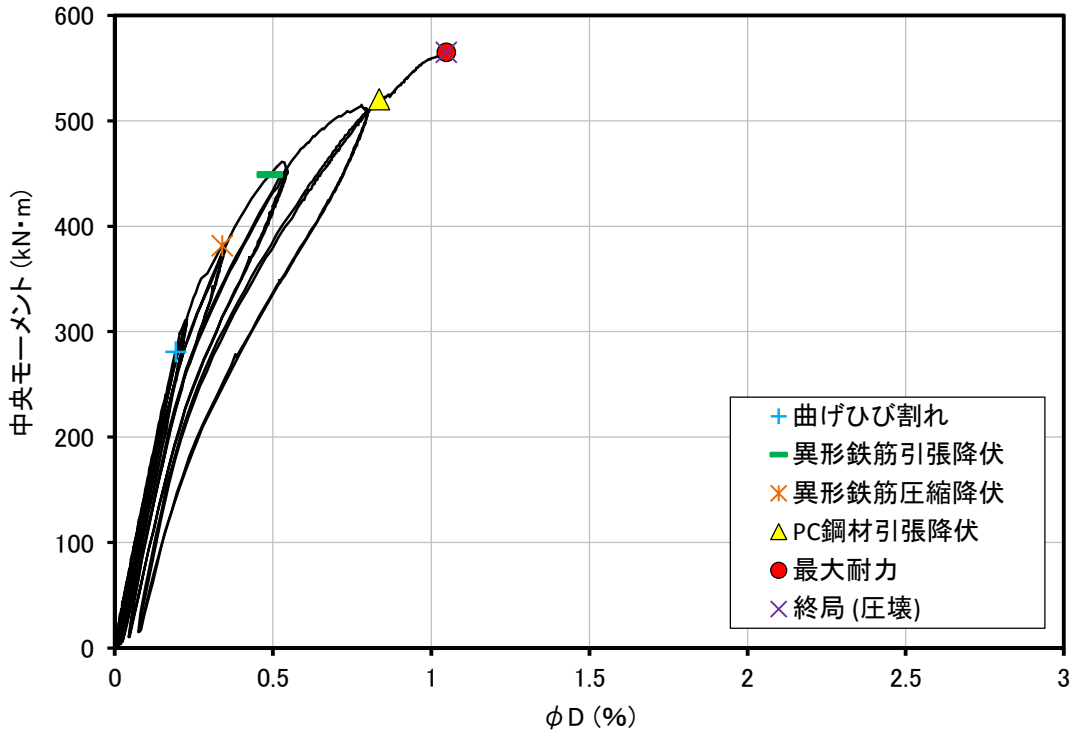


(b)　PRC14

図 2.4.8　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅲ種）（次項に続く）

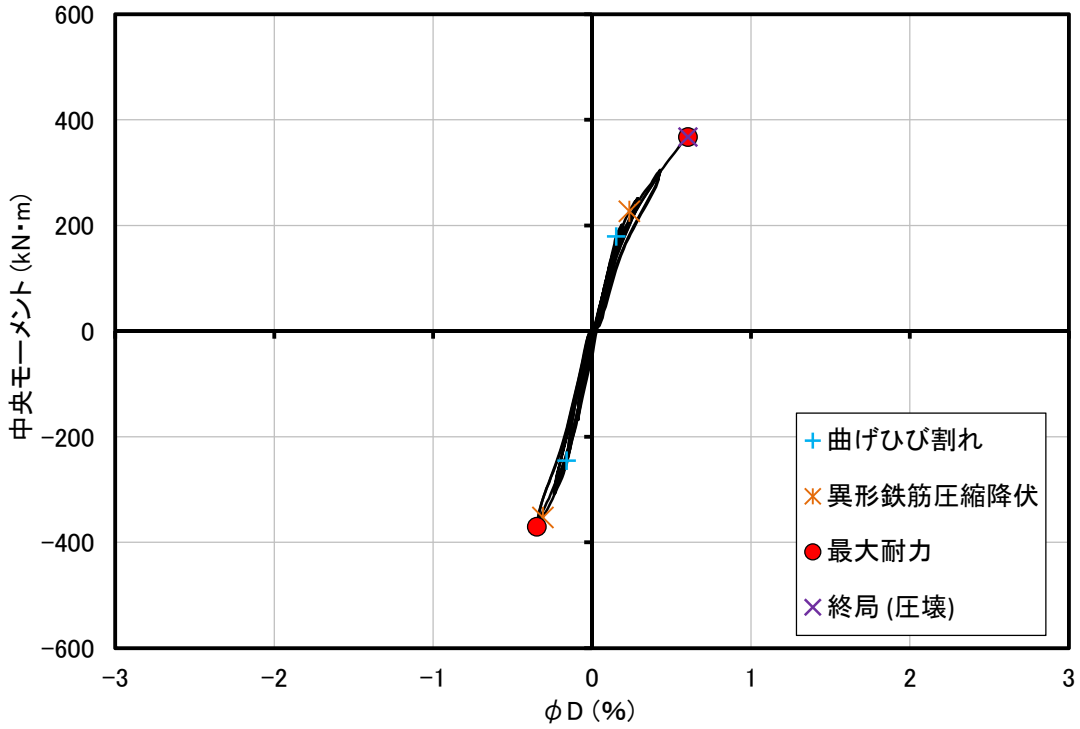


(c)　PRC09

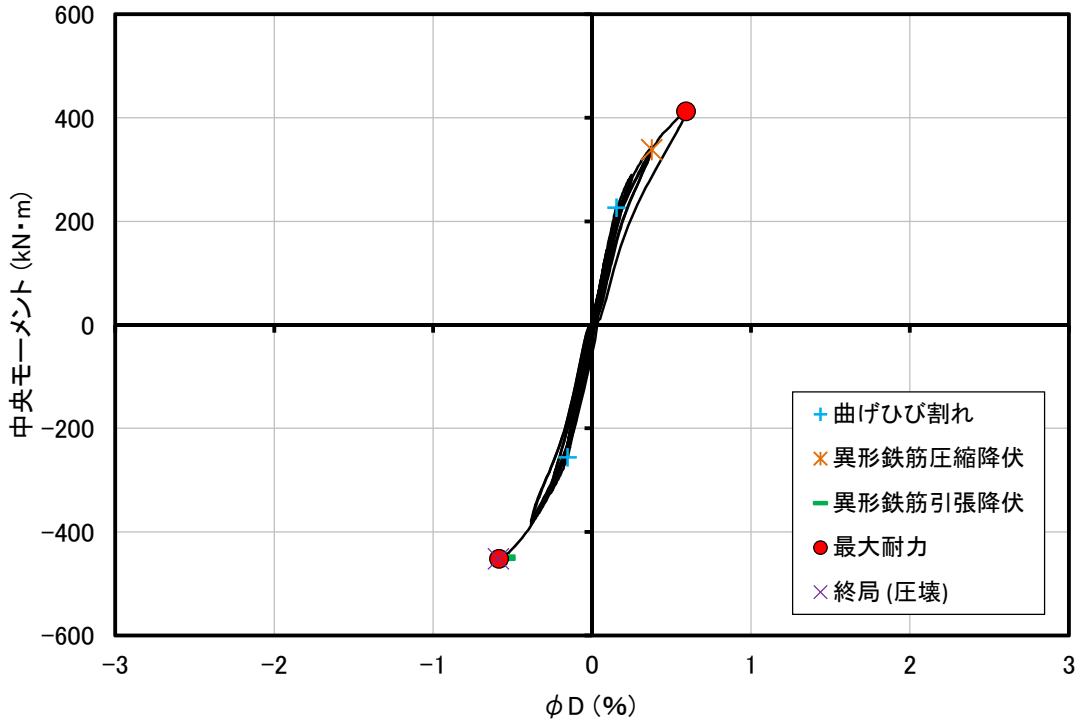


(d)　PRC10

図 2.4.8　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅲ種）（次項に続く）

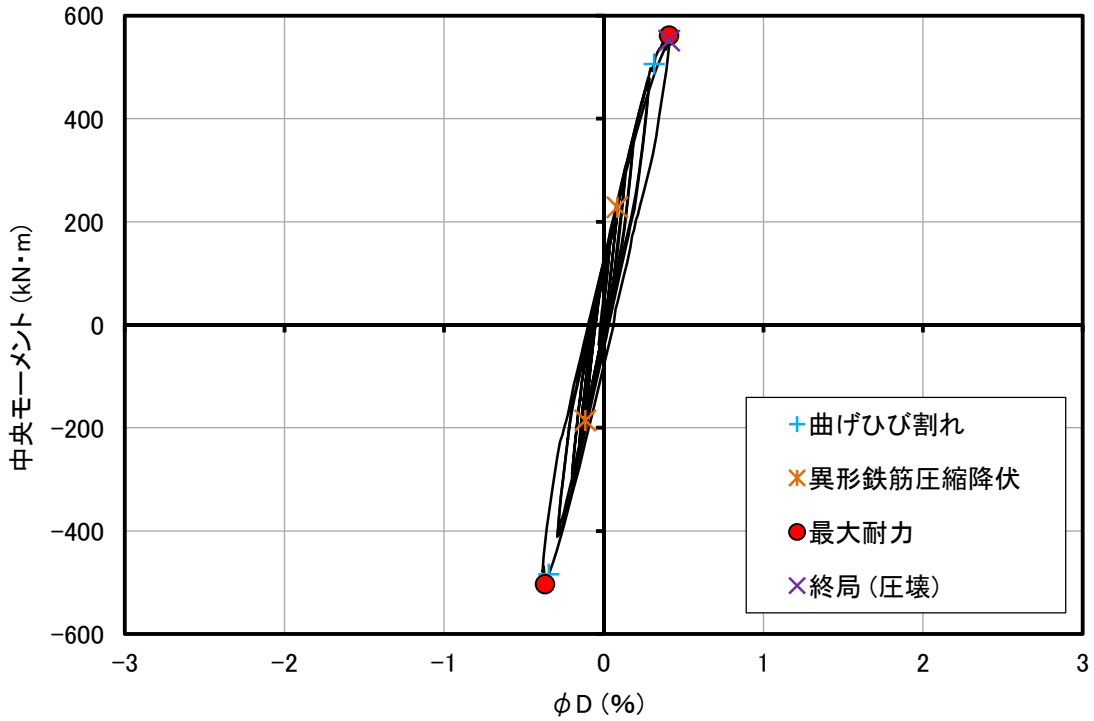


(e)　PRC12

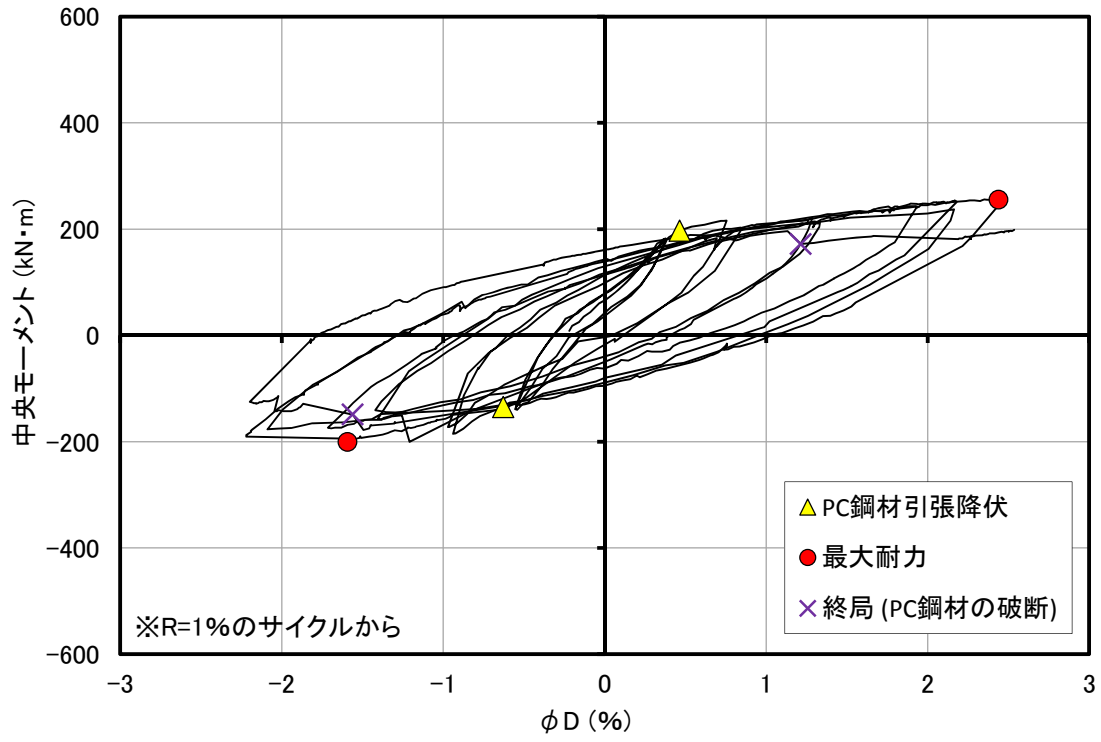


(f)　PRC13

図 2.4.8　モーメントーφD 関係（PRC 杭　Ⅲ種）（次項に続く）

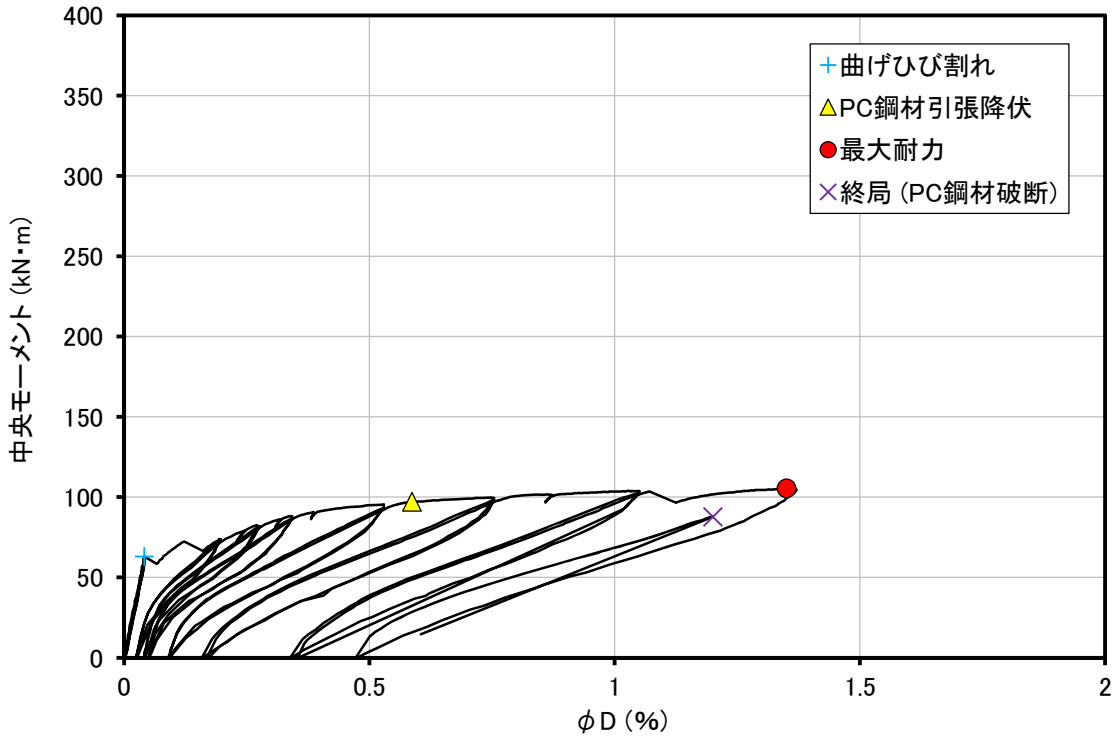


(g)　PRC07



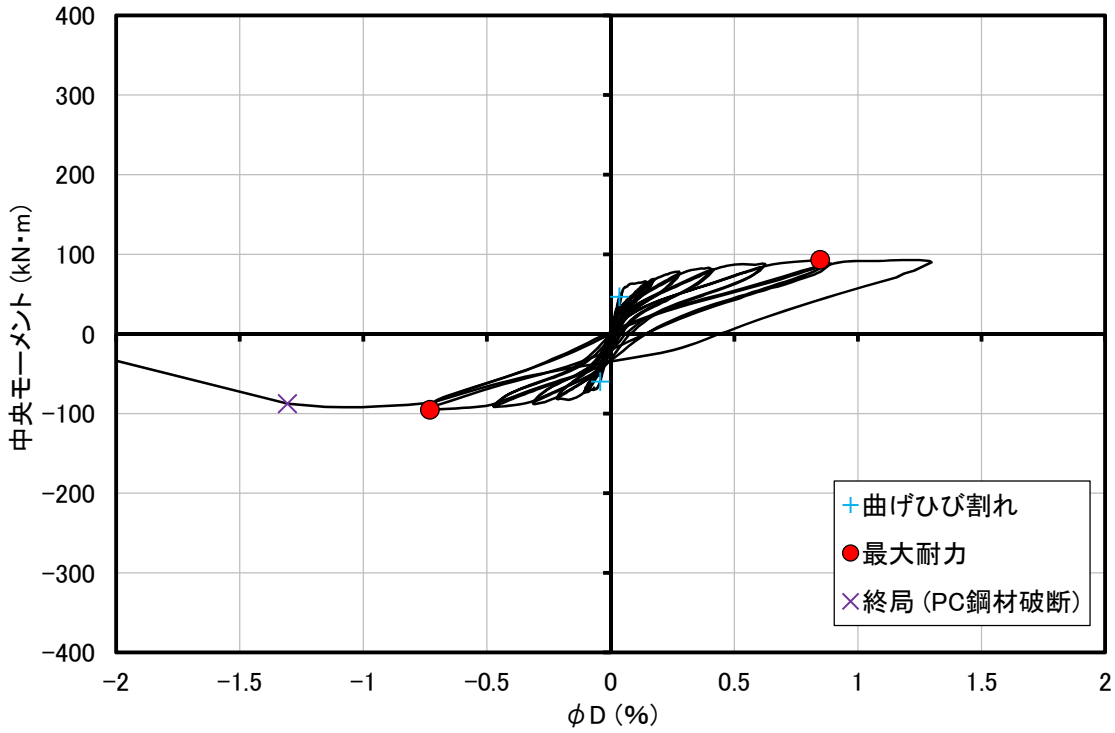
(h)　PRC08

図 2.4.8　モーメントーφD 関係（PRC 杭 Ⅲ種）

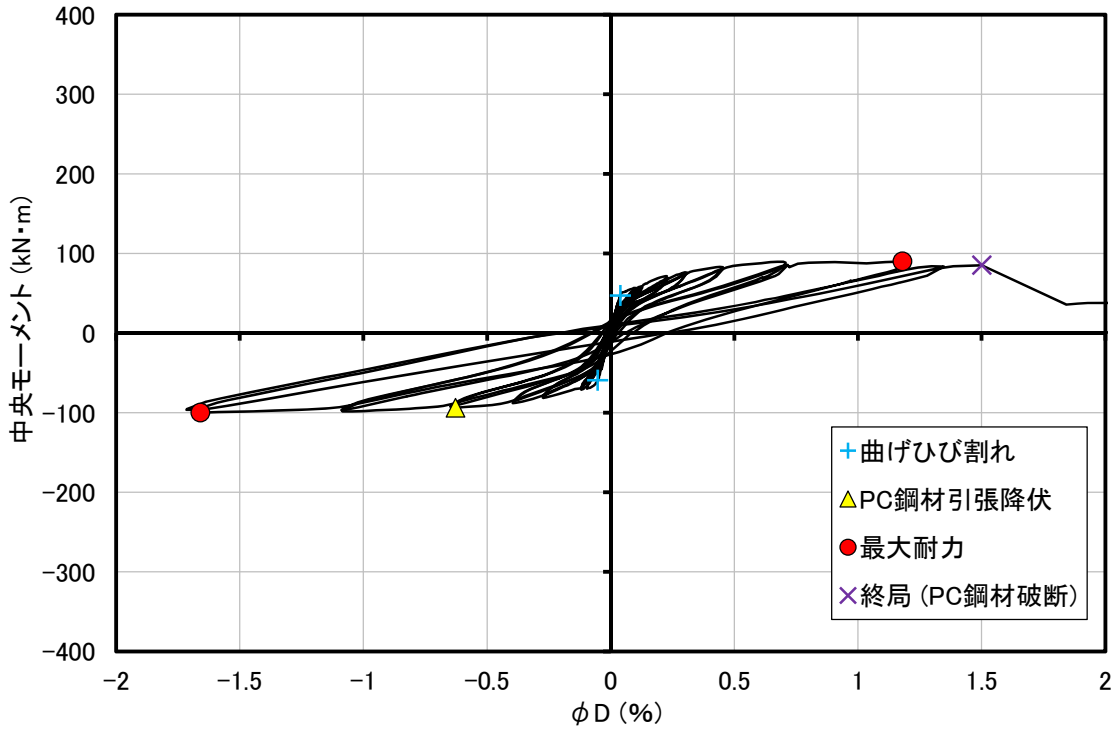


(a)　PHC14

図 2.4.9　モーメントーφD 関係（PHC 杭　A 種）（次項に続く）

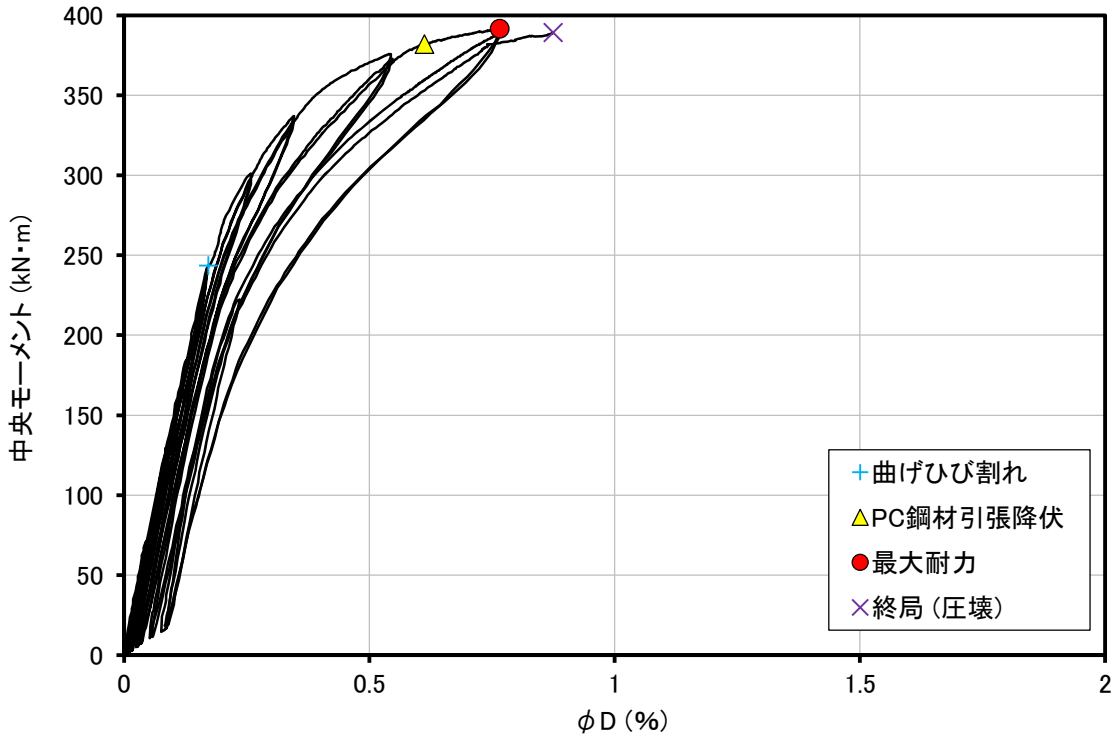


(b)　PHC07

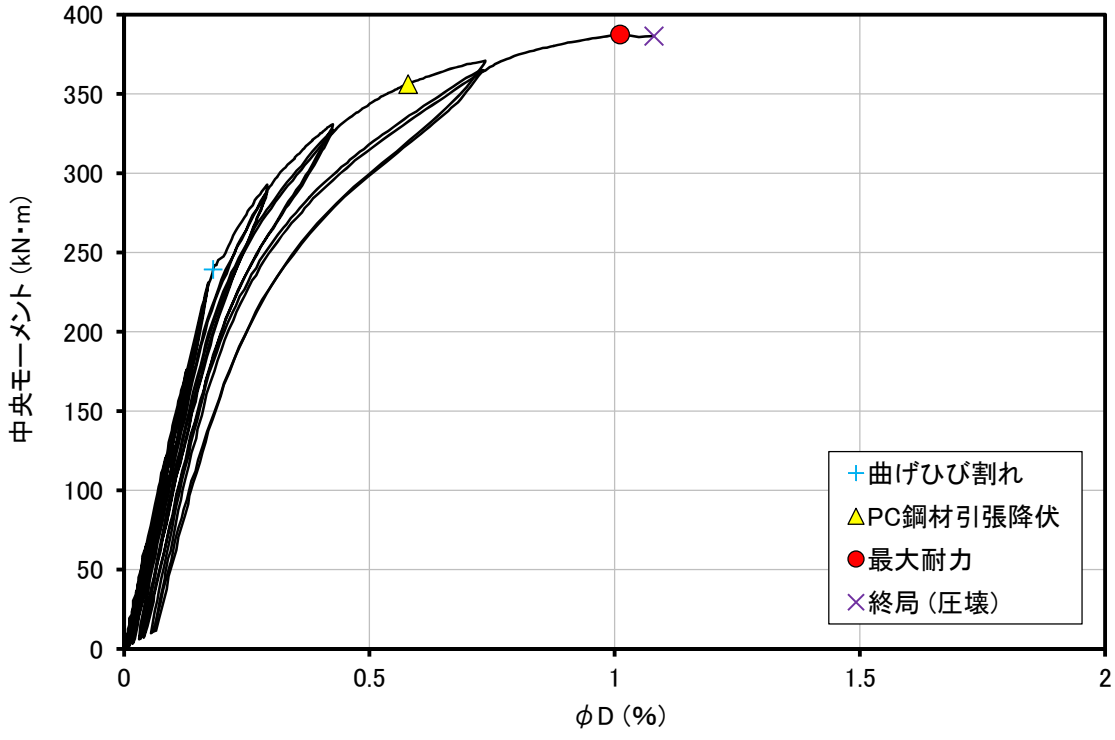


(c)　PHC08

図 2.4.9　モーメントーφD 関係（PHC 杭 A 種）（次項に続く）

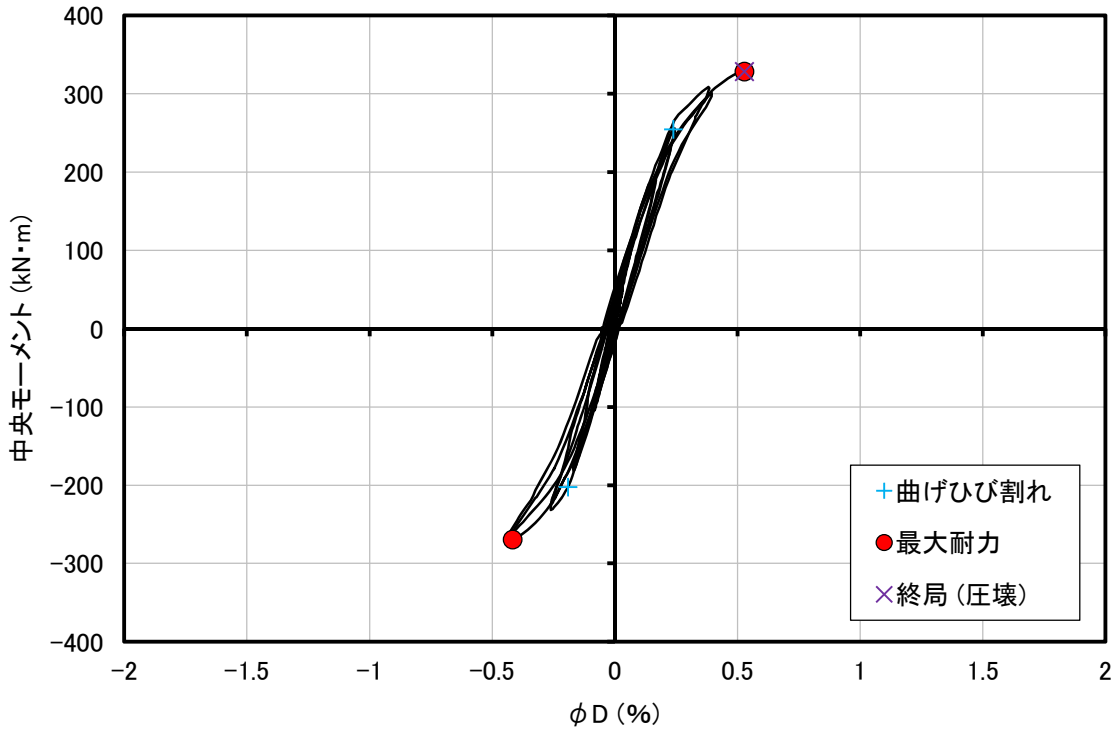


(d)　PHC12

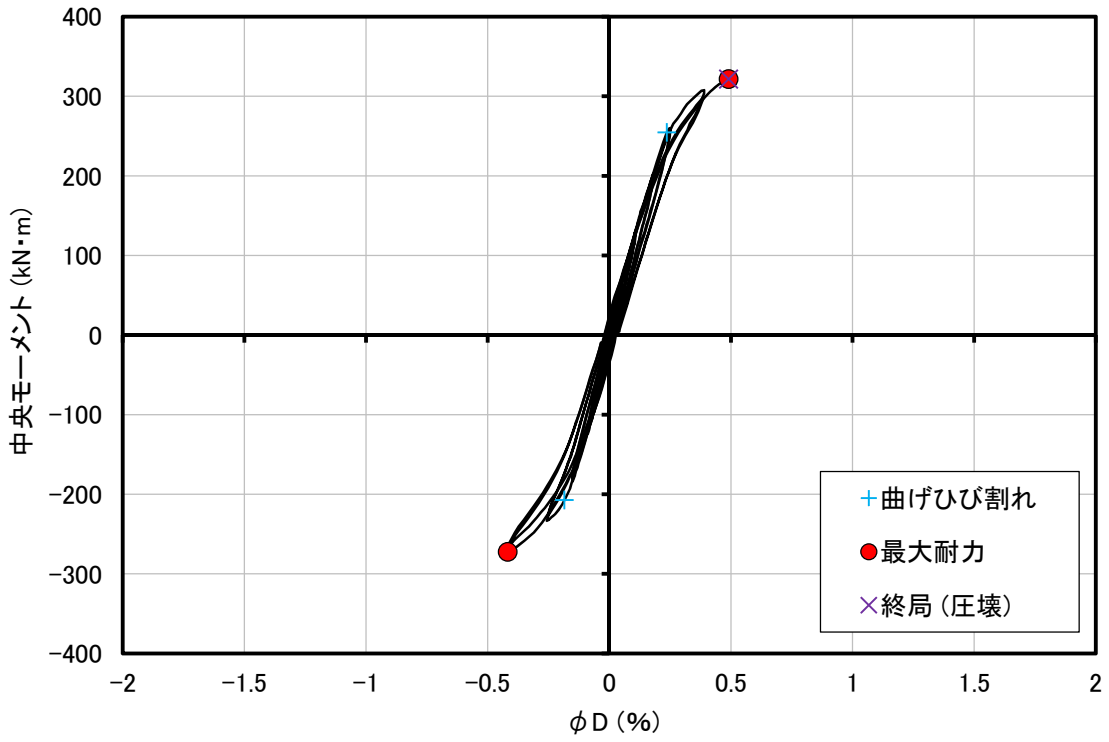


(e)　PHC13

図 2.4.9　モーメントーφD 関係（PHC 杭 A 種）（次項に続く）

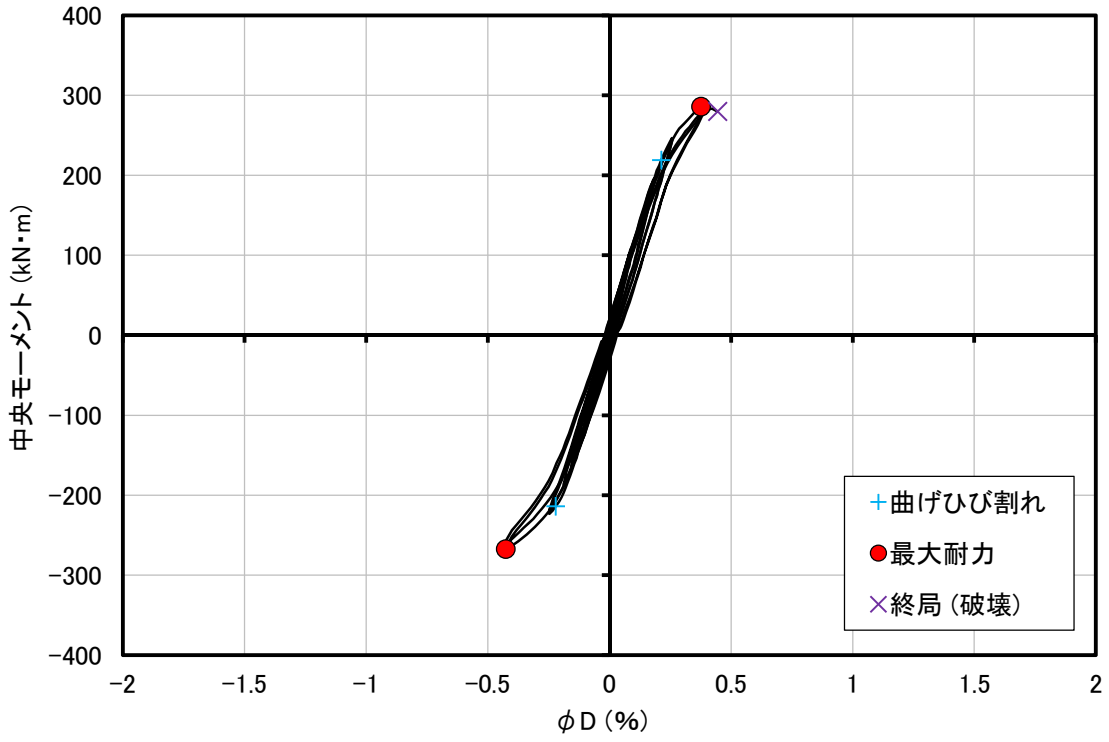


(f)　PHC03

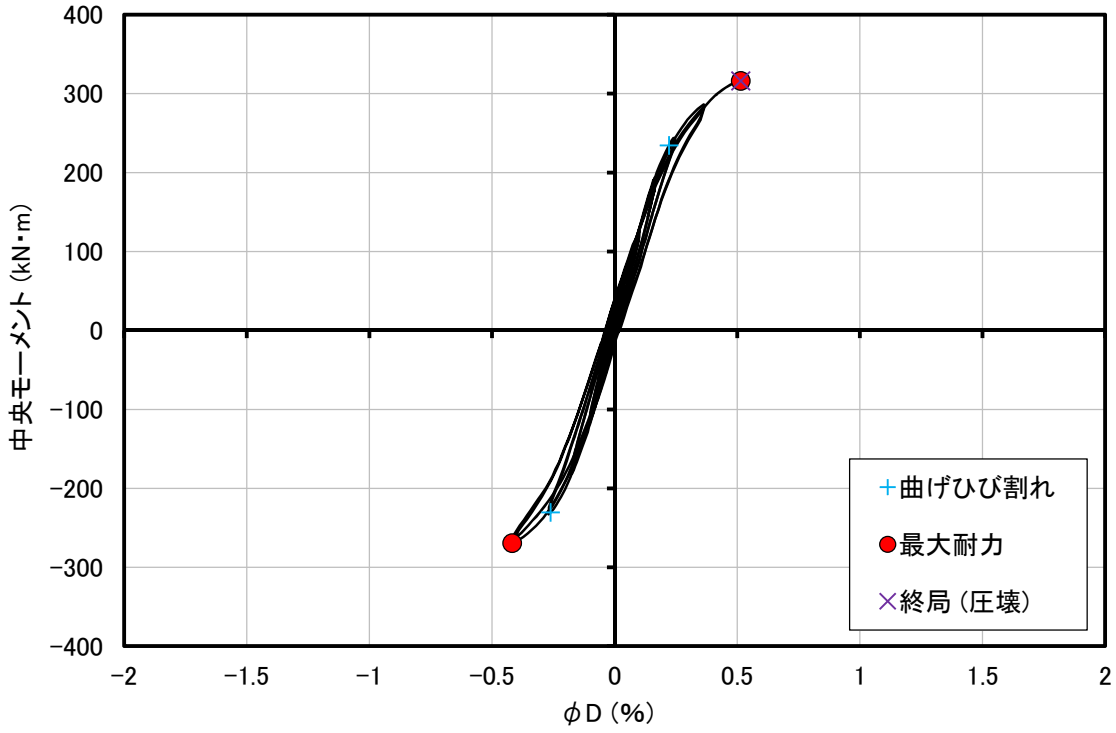


(g)　PHC04

図 2.4.9　モーメントーφD 関係（PHC 杭 A 種）（次項に続く）

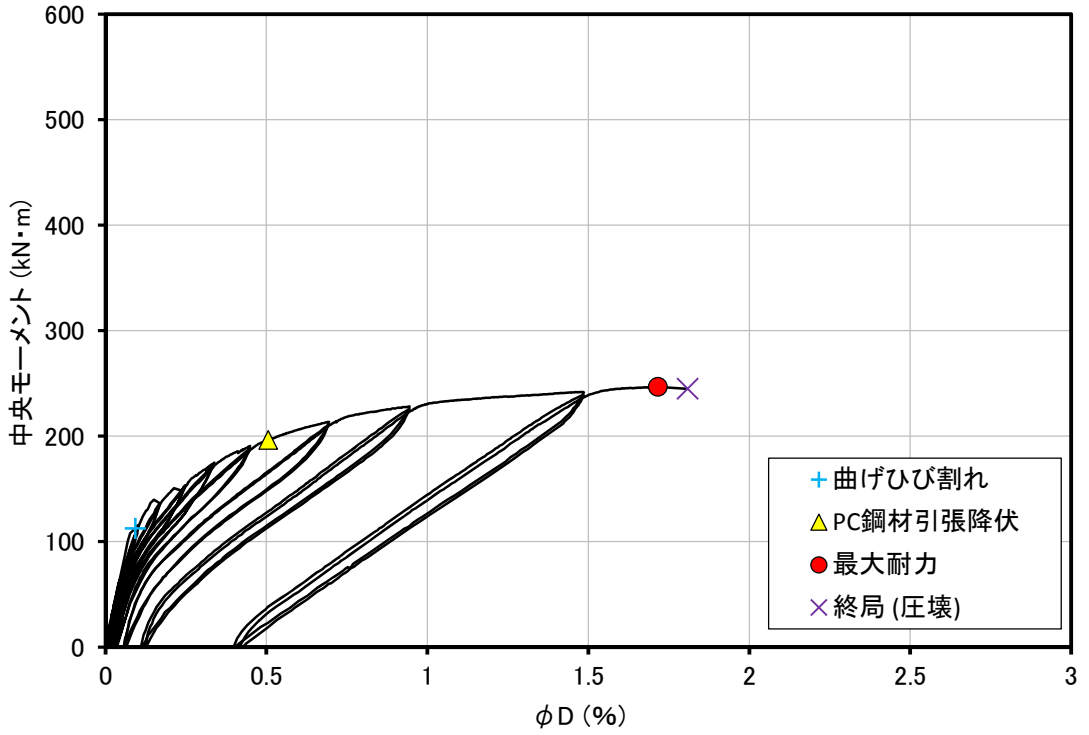


(h)　PHC05

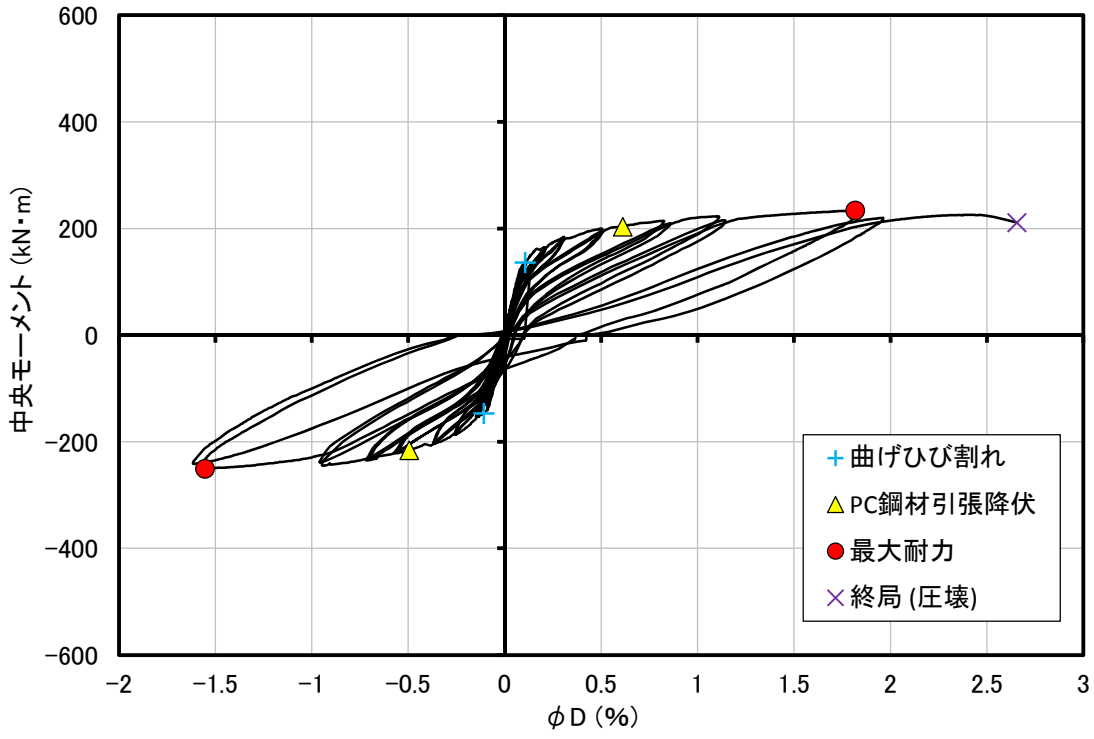


(i)　PHC06

図 2.4.9　モーメントーφD 関係（PHC 杭 A 種）

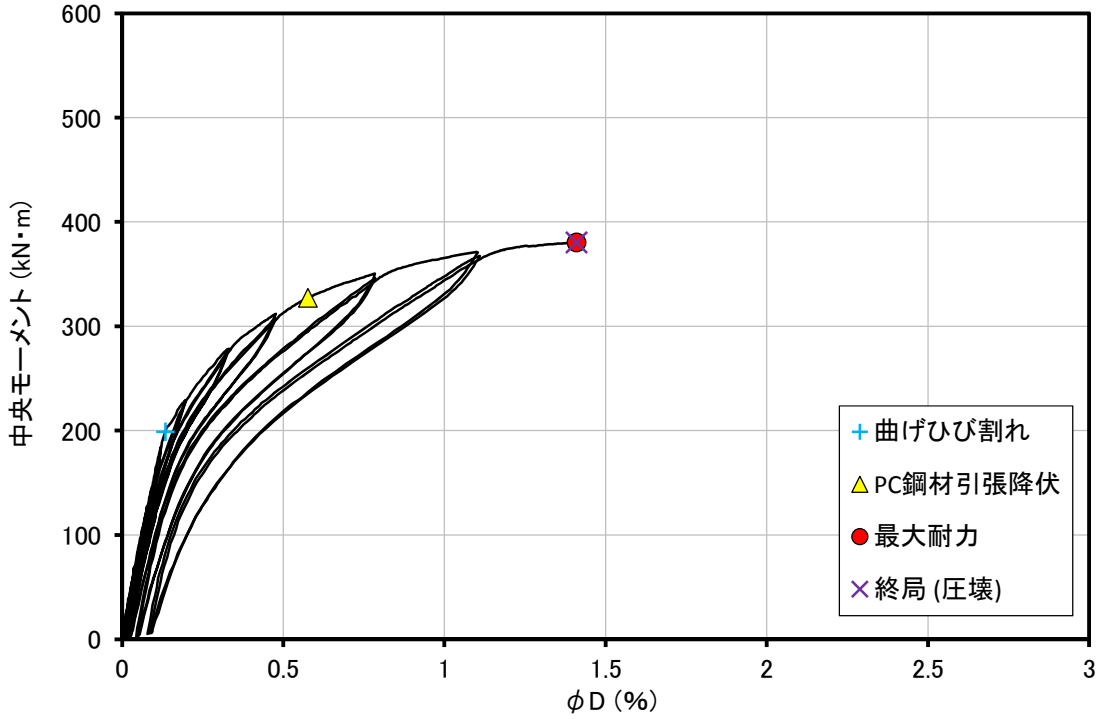


(a)　PHC17

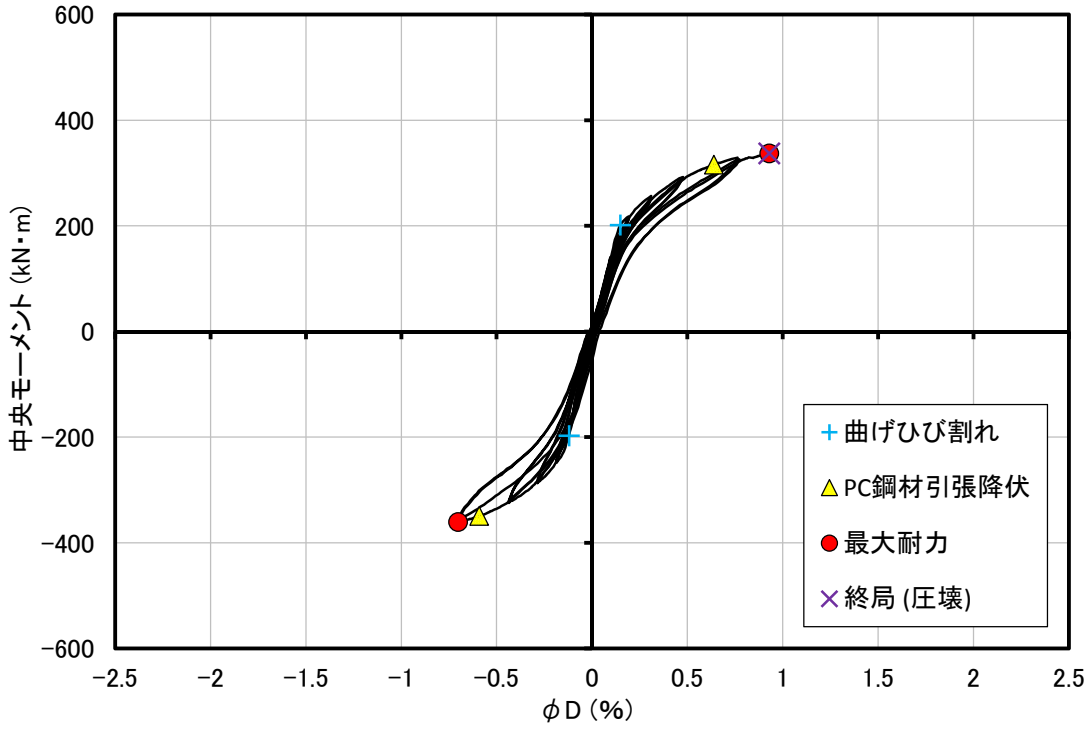


(b)　PHC11

図 2.4.10　モーメントーφD 関係（PHC 杭 C 種）（次項に続く）

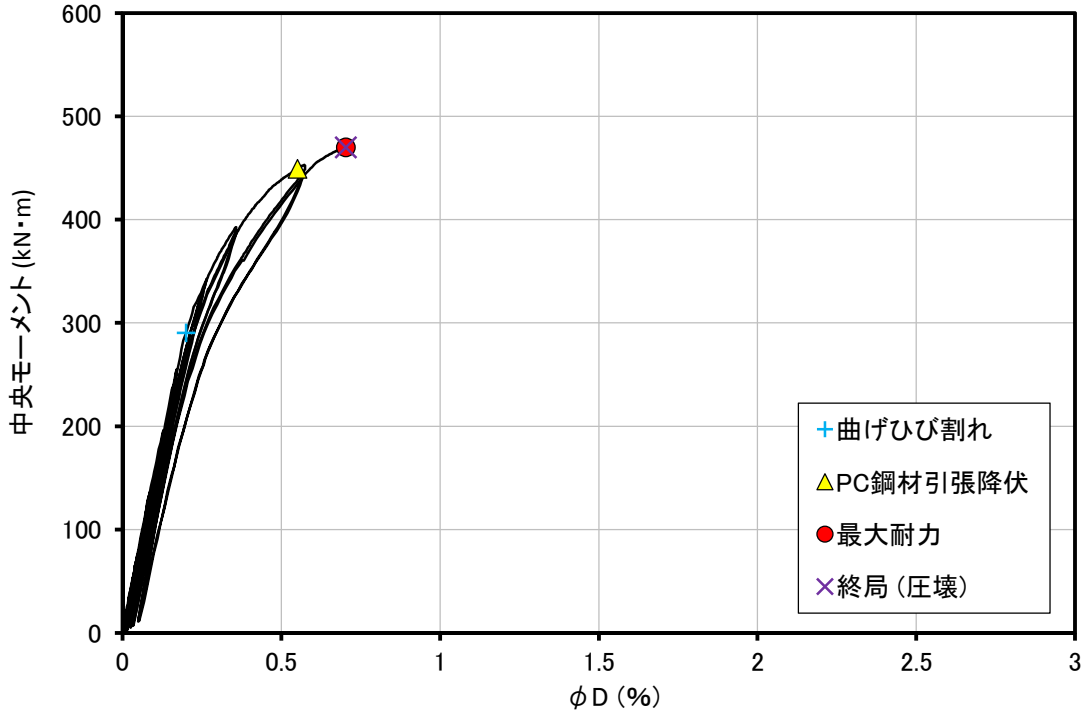


(c)　PHC16

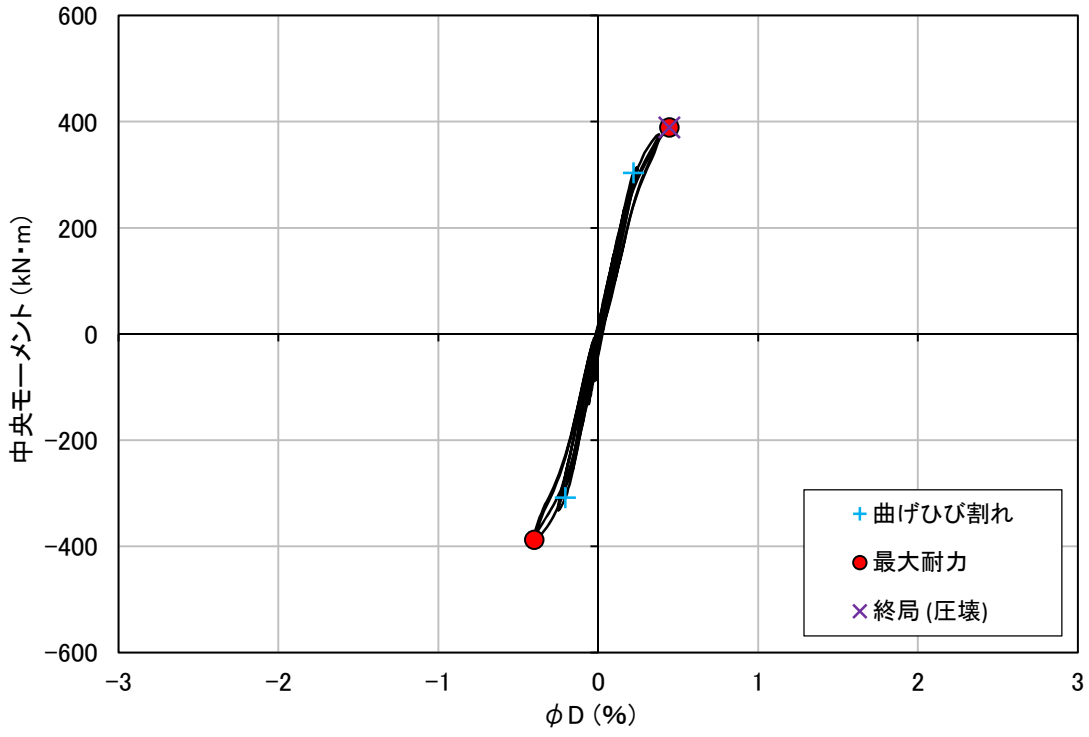


(d)　PHC10

図 2.4.10　モーメントーφD 関係（PHC 杭 C 種）（次項に続く）

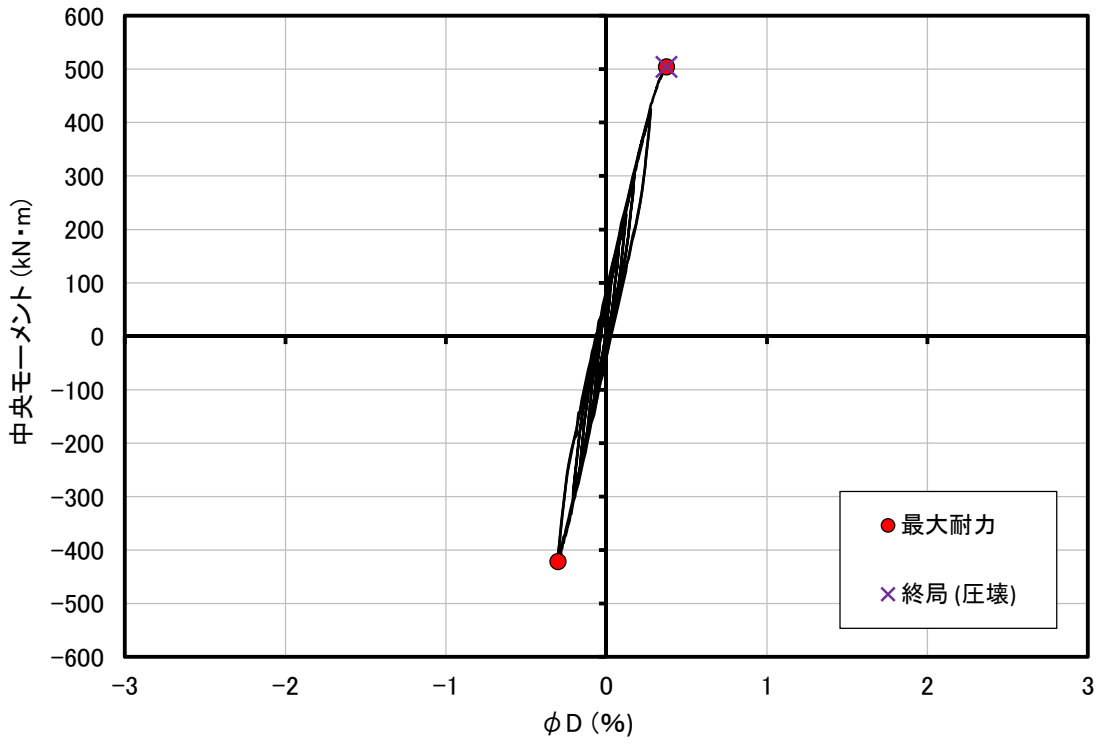


(e)　PHC15

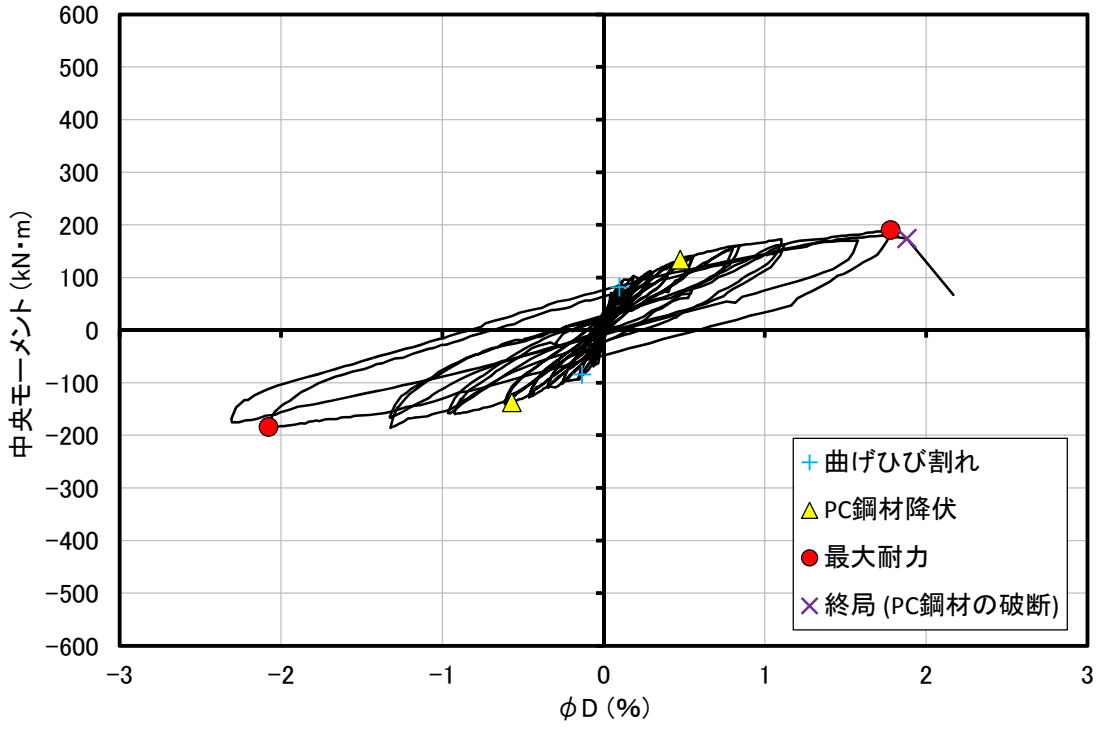


(f)　PHC09

図 2.4.10　モーメントーφD 関係（PHC 杭 C 種）（次項に続く）



(g)　PHC01



(h)　PHC02

図 2.4.10　モーメントーφD 関係（PHC 杭 C 種）

2.4.3　変形性能

杭体の曲げ変形性能の指標として，終局時曲率および塑性率を比較した。塑性率は降伏時曲率 ϕ_y に対する終局時曲率 ϕ_u の比率である。杭体の「降伏時」は「鋼管・異形鉄筋・PC 鋼材が引張降伏ひずみに達した時点のうち，最も早期に達した点」と定義した。

終局時曲率，降伏時局率の値は試験体が破壊した載荷方向のもので，正載荷，負載荷の両方で終局状態となった試験体は先に到達した載荷方向の値を用いた。杭体が降伏せずに破壊した試験体の塑性率は 1.0 として扱った。鋼材にひずみゲージを貼付していない試験体，計測不良などにより降伏時曲率が不明である試験体については塑性率を算出しなかった。また，SC16 は局部座屈発生点が明確でないため，便宜上最大耐力点の曲率を終局時曲率として用いた。SC15 は終局状態まで載荷を行っていないため，参考値として最大耐力時の曲率を示した。

表 2.4.11 に各試験体の降伏時および終局時の ϕD，塑性率を示した。図 2.4.11 および図 2.4.12 は，終局時 ϕD と軸力比，塑性率と ϕD の関係をそれぞれ示したものである。終局時 ϕD と軸力比の関係を見ると，各杭種とも無軸力の試験体から作用する圧縮軸力が増大するにしたがって変形性能が低下していることが確認できる。引張軸力下では，今回の軸力レベルでは無軸力試験体と同程度か，やや大きな変形性能を示した。ただし，2.4.8 項に示すように引張軸力下では繰り返し載荷によって杭体に軸方向変形が生じ，外縁ひずみの推移にも大きな影響を与えた。したがって引張軸力下における杭体の変形性能は載荷サイクルに依存して変化すると思われる。

塑性率を変形性能の指標として見ても，終局時 ϕD と同様，各杭種とも作用圧縮軸力の増大に伴って変形性能が低下していることが確認できる。

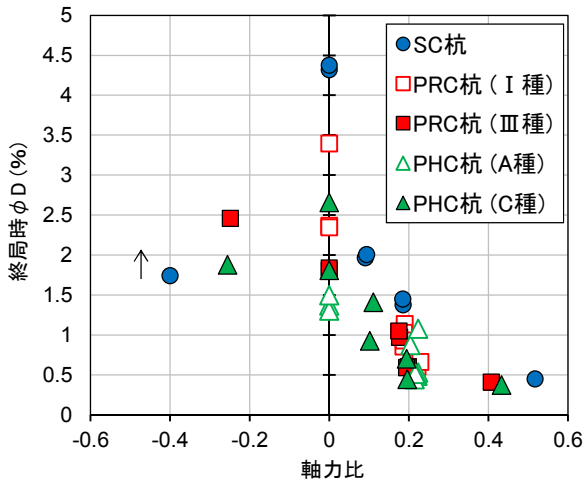


図 2.4.11　終局時 ϕD と軸力比の関係

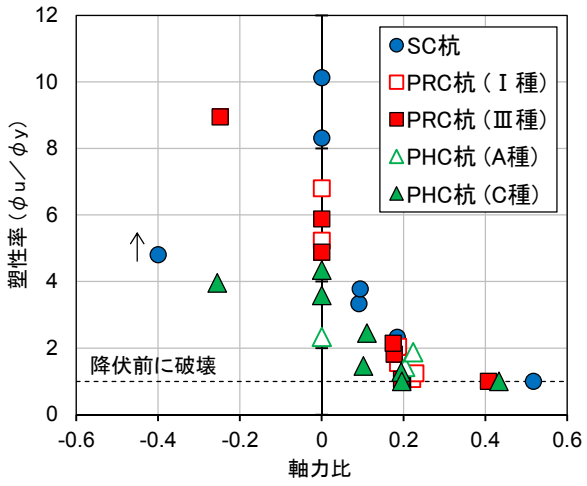


図 2.4.12　塑性率と軸力比の関係

表 2.4.11　各試験体の塑性率

試験体名	軸力比	降伏時φD（%）	終局時φD（%）	塑性率
SC16	0.00	0.427	4.32	10.1
SC17	0.00	0.527	4.38	8.31
SC10	0.09	0.591	1.97	3.33
SC11	0.09	0.532	2.01	3.78
SC12	0.18	0.615	1.38	2.24
SC13	0.18	0.623	1.45	2.33
SC14	0.52	—	0.452	1.00
SC15	−0.40	0.363	1.74	4.80
PRC22	0.00	—	2.37	—
PRC23	0.00	0.345	2.35	6.80
PRC17	0.00	0.397	2.07	5.22
PRC18	0.19	—	1.14	—
PRC19	0.19	—	1.03	—
PRC20	0.19	0.553	0.856	1.55
PRC21	0.19	0.457	0.932	2.04
PRC15	0.22	0.566	0.603	1.07
PRC16	0.23	0.537	0.662	1.23
PRC11	0.00	0.308	1.81	5.88
PRC14	0.00	0.377	1.84	4.88
PRC09	0.18	0.535	0.972	1.82
PRC10	0.17	0.491	1.05	2.14
PRC12	0.20	—	0.604	1.00
PRC13	0.19	0.561	0.589	1.05
PRC07	0.41	—	0.411	1.00
PRC08	−0.25	0.275	2.46	8.95
PHC14	0.00	0.587	1.37	2.34
PHC07	0.00	—	1.31	—
PHC08	0.00	—	1.50	—
PHC12	0.20	0.612	0.875	1.43
PHC13	0.22	0.579	1.08	1.87
PHC03	0.22	—	0.529	—
PHC04	0.22	—	0.491	—
PHC05	0.21	—	0.445	—
PHC06	0.22	—	0.514	—
PHC17	0.00	0.505	1.81	3.58
PHC11	0.00	0.613	2.66	4.34
PHC16	0.11	0.576	1.41	2.45
PHC10	0.10	0.639	0.929	1.45
PHC15	0.19	0.552	0.704	1.28
PHC09	0.20	—	0.445	1.00
PHC01	0.43	—	0.374	1.00
PHC02	−0.26	0.475	1.88	3.96

2.4.4　破壊性状

以下に各試験体の破壊過程を述べる。実験終了後の各試験体の破壊状況は附録に示した。

（1）SC 杭

圧縮軸力を加えた試験体は全て鋼管の局部座屈によって終局を迎えた（写真 2.4.1）。無軸力試験体でも載荷によって鋼管の局部座屈が発生したが，これらの試験体には座屈検知用の軸方向変位計を設置していなかった。SC16 については座屈発生点を明確に読み取ることができなかったため，今回は便宜的に最大耐力点の変形を終局変形として扱う。引張軸力を加えた SC15 は，正側 R=4%の載荷 1 周目で杭端部を載荷装置に固定するボルトが抜け出してしまい（写真 2.4.2），杭体が終局に至る前に載荷を終了した。

各試験体とも載荷の進行に伴って鋼管が降伏したが，作用軸力によって圧縮・引張降伏のいずれが先行するか異なっていた。軸力－1200～1000kN の範囲では引張降伏が先行し，SC16，SC17，SC10，SC11 ではその後，圧縮降伏が発生した。ただし，一部試験体では圧縮降伏の発生は一方の載荷方向のみで見られた。SC12，SC13 では試験体，載荷方向によって圧縮・引張降伏が発生する順序が異なっていた。SC14 では圧縮降伏のみが発生した。

さらに載荷が進行すると，各試験体とも最大耐力を記録後に正載荷側で鋼管の局部座屈が発生した。座屈発生位置は全て載荷点近傍であり，SC14 を除いて等モーメント区間の内側であった。軸力を加えた試験体は座屈発生後に急激に耐力低下を生じたが，各試験体とも終局に至っても軸力を保持していた。

（2）PRC 杭

i)　I 種

軸力 2000kN を加えた試験体は全てコンクリートの圧壊によって終局に至った。無軸力の試験体は，一方向載荷の試験体は載荷の進行によってかぶりコンクリートの剥離が発生し，載荷を終了した。正負交番載荷（PRC17）ではコンクリートの圧壊に先行して PC 鋼材の破断が発生した。その後，コンクリートの圧壊が発生したが，正側 R=6%の 1 周目まで載荷を継続した。モーメント－φD 関係については，コンクリート圧壊以降は曲率を正確に計測できなかったため，圧壊時点までを示した。

全試験体とも載荷の進行に伴って曲げひび割れが発生した。無軸力の試験体ではその後，異形鉄筋の引張降伏，PC 鋼材の引張降伏が続いて発生し，最大耐力を迎えた。PRC23 と比較して PRC17 はやや早期に引張降伏が発生する結果となった。鋼材ゲージの有無，載荷方法によって最大耐力に顕著な差は見られなかったが，最大耐力後，一方向載荷ではコンクリートの圧壊が先行し，正負交番載荷では PC 鋼材の破断が先行した。これは，2.4.7 項に示す軸方向変形の差，つまり，正負交番載荷によって引張側の軸方向ひずみが進行したためであると思われる。

軸力 2000kN を加えた試験体では，曲げひび割れの発生後，異形鉄筋の圧縮降伏が先行して発生した。その後は異形鉄筋の引張降伏が発生し，PRC21，PRC15 では PC 鋼材の引張降伏が発生後にコンクリートが圧壊した。PRC20，PRC16 では PC 鋼材が降伏する前にコンクリートの圧壊によって終局に至った。杭体の肉厚やコンクリート強度等が異なるため直接の比較は困難であるが，正負交番載荷の試験体は一方向載荷の試験体と比較して最大耐力，変形性能ともに小さくなった。また，一方向載荷の

試験体では鋼材ゲージの有無によって最大耐力に顕著な差は見られなかったものの，鋼材ゲージを貼付した試験体の方がやや早期にコンクリートが圧壊した。

ii)　Ⅲ種

PRC08 は載荷ミスによって R=0.75%のサイクルまで荷重を正確に計測できなかった。そのため，図中には R=1%のサイクル以降を示した。載荷に伴い曲げひび割れ，異形鉄筋の引張降伏が発生したが，R=0.75%以前であるため図中には示していない。PRC08 は PC 鋼材の破断，その他の試験体はコンクリートの圧壊によって終局に至った。

載荷が進行すると，PRC07 を除きはじめに曲げひび割れが発生した。PRC11，PRC14 では一方向・正負交番載荷に関わらず異形鉄筋の引張降伏，PC 鋼材の引張降伏が続いて発生した。また，耐力・変形性能も同程度であった。PRC14 では正側の圧壊後も載荷を継続し，負側でも圧壊に至った。

PRC09，PRC10，PRC12，PRC13 では載荷方式によって耐力・変形性能に差が見られ，PRC12，PRC13 が比較的早期に破壊に至った。PRC09，PRC10 では曲げひび割れ後に異形鉄筋の圧縮降伏，引張降伏が順に発生し，PC 鋼材が引張降伏した後にコンクリートが圧壊した。PRC12，PRC13 では曲げひび割れ後に異形鉄筋が降伏したものの，載荷方向・試験体によって圧縮降伏のみ，引張降伏のみが見られる場合があった。PC 鋼材は引張降伏に至らず，コンクリートが圧壊した。また，PRC12，PRC13 は同条件下の試験でも耐力に比較的大きな差が見られた。

PRC07 では異形鉄筋の圧縮降伏が先行し，曲げひび割れが発生後，終局に至った。圧縮軸力を加えた試験体は非常に激しくコンクリートが圧壊し，軸力を保持できなくなった。

PRC08 は載荷の進行によって曲げひび割れ，異形鉄筋の引張降伏，PC 鋼材の引張降伏が順に発生し，最大耐力を迎えた。その後，負側 R=4%の 2 週目の載荷で PC 鋼材が破断し，耐力が最大時の 6 割程度まで低下したが軸力は保持していた。続く正側 R=5%の載荷でも PC 鋼材が破断し，耐力が最大時の 8 割程度まで低下したため載荷を終了した。終局に至っても軸力保持性能は喪失しなかった。

iii)　Ⅰ種とⅢ種の比較

無軸力試験体では，Ⅲ種では全てコンクリートの圧壊によって終局に至ったのに対し，Ⅰ種では正負交番載荷によって PC 鋼材の破断が先行した。これは，異形鉄筋量の少ないⅠ種では引張側の応力を負担するために，中立軸位置が浅くなり，大きな引張ひずみが生じたことが一因であると思われる。曲げひび割れ発生後の鋼材の降伏発生順序に関しては，無軸力，軸力 2000kN ともにⅠ種，Ⅲ種で顕著な違いは見られなかった。

（3）PHC 杭

i)　A 種

無軸力試験体は PC 鋼材の破断，軸力 2000kN の試験体はコンクリートの圧壊によって終局に至った。

無軸力試験体では載荷の進行に伴って，曲げひび割れ，PC 鋼材の引張降伏が発生し，最大耐力を迎えた。載荷を進めると耐力がやや低下した後に PC 鋼材が破断した。破断時には急激に耐力低下を起こした。

軸力 2000kN を加えた場合は，一方向載荷の試験体では曲げひび割れ発生後に PC 鋼材の引張降伏が発生し，コンクリートの圧壊に至った。一方で，正負交番載荷の試験体では，PC 鋼材のひずみが計測できているものに関しては降伏ひずみに達する前にコンクリートが圧壊した。一方向載荷と正負交番載荷では最大耐力，変形性能に差が見られており，正負交番載荷では早期にコンクリートが圧壊した。

ii） C 種

PHC02 は PC 鋼材の破断，その他の試験体はコンクリートの圧壊によって終局に至った。PHC01 以外の試験体は載荷の進行によってはじめに曲げひび割れが発生した。その後，各試験体とも PC 鋼材が引張降伏し，最大耐力後に終局を迎えた。ただし，PHC09 は PC 鋼材の降伏前にコンクリートが圧壊し，終局に至った。

PHC17，PHC11 は圧縮外縁のコンクリートが圧壊するに留まったが，圧縮軸力を加えた試験体は最大耐力と同時に急激に圧壊し，ほぼ全断面のコンクリートが飛散する非常に脆性的な破壊となった。試験体ごとにコンクリート強度や肉厚が異なるため直接の比較は困難だが，載荷方式による耐力の差が他の杭種と比較して大きく，軸力が増大するにつれてその差は顕著となった。

PHC01 については曲げひび割れ，PC 鋼材の降伏は見られず，杭体は弾性のまま載荷が進行した。R=1%の正側 1 周目でコンクリートが激しく圧壊して終局に至った。PHC02 は曲げひび割れ，PC 鋼材の引張降伏が順に発生し，その後最大耐力を迎えた。正側 R=4%の載荷で PC 鋼材が破断して急激な耐力低下を起こし，軸力を保持できなくなった。

iii）A 種と C 種の比較

無軸力試験体では，A 種では PC 鋼材の破断，C 種ではコンクリートの圧壊によって終局に至った。PHC 杭の A 種と C 種では，PRC 杭の場合と同様に軸方向鋼材の量が異なっている。よって，A 種では C 種と比較して中立軸位置が浅いため引張側ひずみの進行が早く，結果的に破壊モードの差が生じたと考えられる。

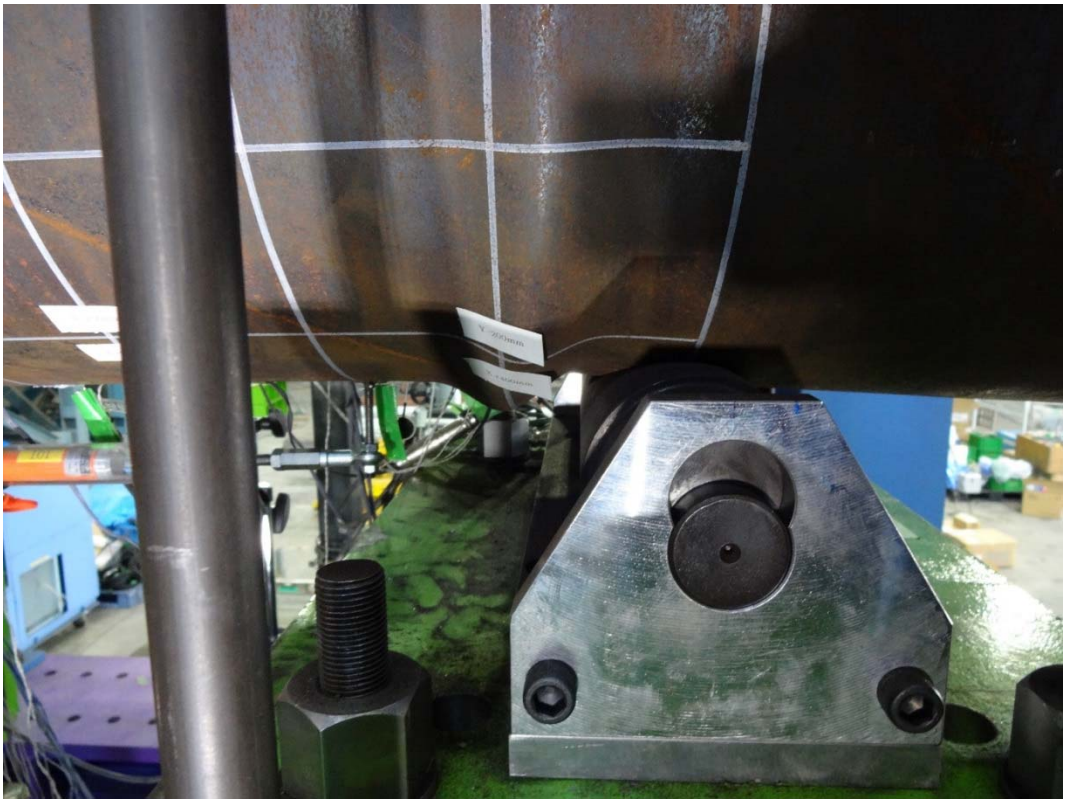


写真 2.4.1　載荷点近傍における鋼管の局部座屈（SC12）

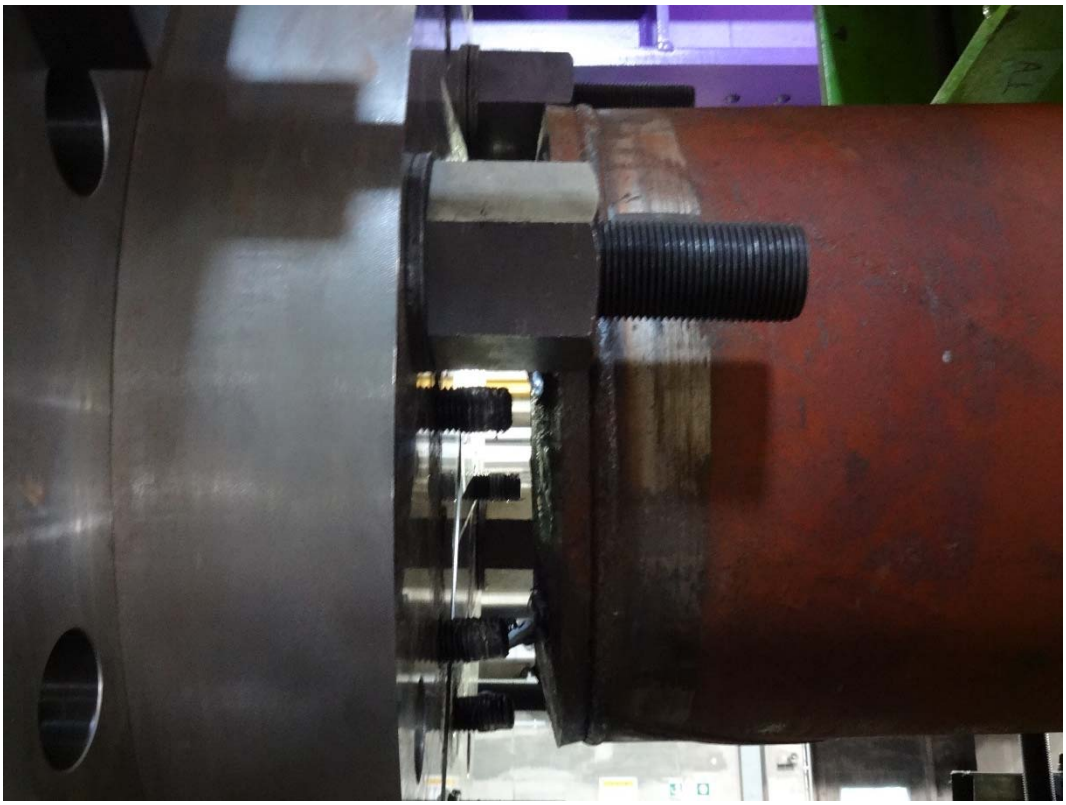


写真 2.4.2　杭端部のボルトの抜け出し（SC15）

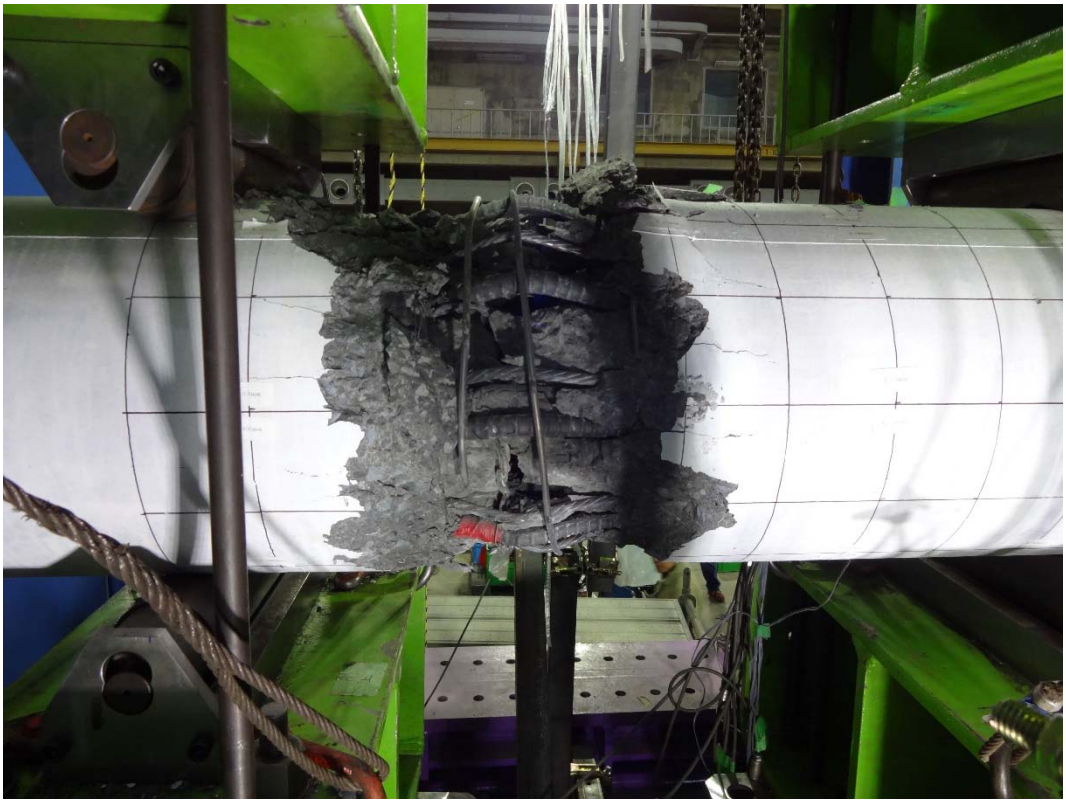


写真 2.4.3　試験体の最終状況（PRC07）

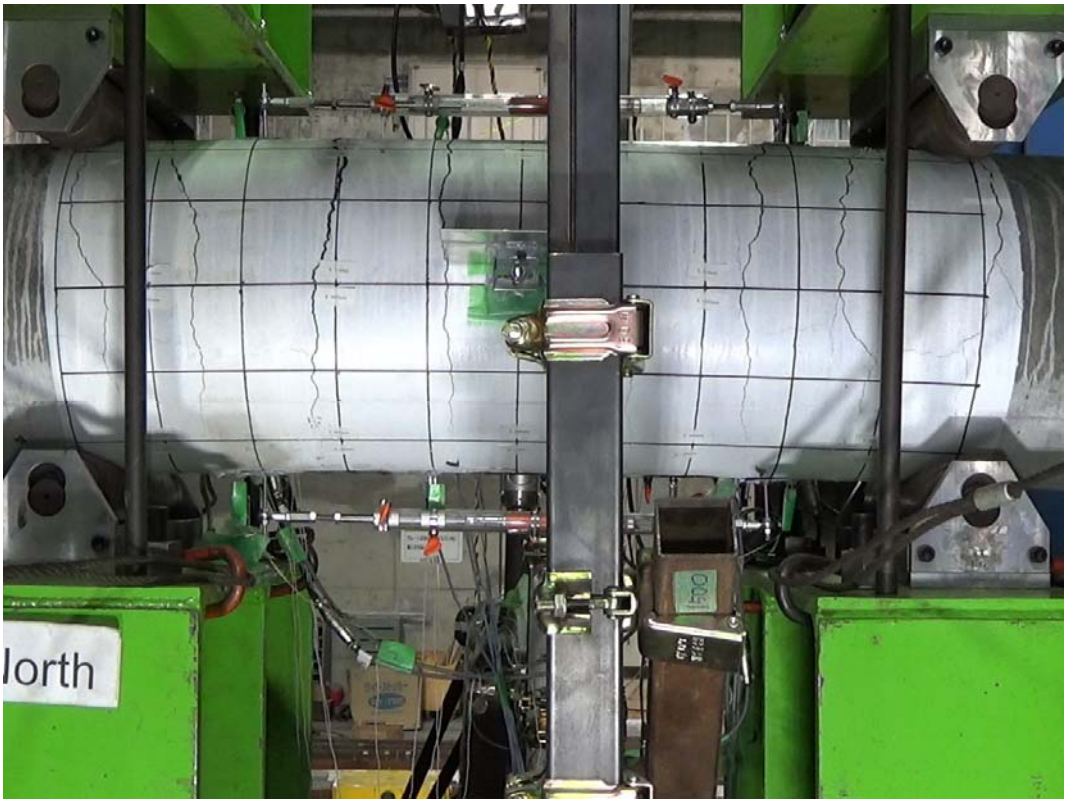


写真 2.4.4　試験体の最終状況（PHC02）

2.4.5　プレストレスによる初期ひずみ

今回の実験では，PRC 杭および PHC 杭内部の PC 鋼材・異形鉄筋にひずみゲージを貼付し，ひずみの計測を行った。プレストレスを導入することによって生じるひずみ（以下，初期ひずみ）を計測するため，計測は実験時だけでなく杭体製造前（緊張力導入前），杭体製造後（載荷装置への設置前）にも行った。

表 2.4.12 に計測した初期ひずみを示す。同一の PC 鋼材・異形鉄筋に貼付した計測値にもばらつきが大きく，設計値から大きく外れるものが見られる。そこで，本実験では初期ひずみを計算によって算出し，杭体に軸力およびせん断力を載荷することによって生じるひずみ増分を加えることで，ひずみの絶対値を求めることとした。

表 2.4.12　ひずみゲージにより計測した初期ひずみ（単位：μ）

試験体名	P1	P2	P3	P4	P5	P6	平均	R1	R2	R3	R4	R5	R6
PRC23	1339	1532	1520	1977	1827	1870	1745	918	880	812	1259	1167	1111
PRC17	—	3992	—	3661	3918	3979	3963	−196	−215	—	−8	19	218
PRC20	1636	1816	1954	3199	3093	2788	3146	771	1083	863	−92	−164	345
PRC21	2649	2546	1031	2667	2948	3051	2829	126	−126	—	−310	−172	−2450
PRC15	2309	3803	—	—	—	—	3803	22	91	—	−98	−52	−121
PRC16	—	—	4024	4527	3748	—	4276	362	−68	−67	632	439	613
PRC11	4458	3510	2335	3490	1409	3776	3915	109	−739	614	−613	369	321
PRC14	—	—	5020	—	4095	—	4558	8	−58	−180	−48	—	−189
PRC09	3489	3876	3424	—	3952	4224	3885	−288	−396	−79	727	−71	−369
PRC10	—	3556	—	—	3553	—	3555	—	245	−204	720	−185	—
PRC12	—	—	3701	3130	2635	—	3416	−358	—	−352	−312	−558	−117
PRC13	3739	3876	3667	2998	—	3285	3761	−197	−158	−196	−158	−158	−195
PRC07	3546	3705	3574	3538	3765	3761	3670	−86	−57	−8	−15	113	−80
PRC08	3378	3928	2017	3482	2438	2215	3705	−53	−221	−128	−20	52	−18
PHC14	3426	2851	3474	2858	1388	3494	3313	—	—	—	—	—	—
PHC08	2634	—	3915	—	—	—	3915	—	—	—	—	—	—
PHC12	3326	3446	2413	3094	3173	3372	3329	—	—	—	—	—	—
PHC13	3280	3525	3319	3203	2963	3116	3289	—	—	—	—	—	—
PHC05	3608	3580	3790	—	—	—	3659	—	—	—	—	—	—
PHC06	—	—	—	2082	3741	3952	3847	—	—	—	—	—	—
PHC17	3040	3132	3034	2459	3137	2972	3086	—	—	—	—	—	—
PHC11	4528	4290	4029	5338	5451	—	5106	—	—	—	—	—	—
PHC16	3760	3851	3687	3443	2985	3283	3605	—	—	—	—	—	—
PHC10	6530	5075	4285	3821	4542	3448	5382	—	—	—	—	—	—
PHC15	2840	3177	2480	2148	3142	3446	3255	—	—	—	—	—	—
PHC09	2385	3326	3762	4377	—	4807	4592	—	—	—	—	—	—
PHC01	2285	1675	3405	2855	1925	3424	3415	—	—	—	—	—	—
PHC02	3696	3669	3125	3352	3356	3233	3461	—	—	—	—	—	—

※斜線，網掛け部の数値は平均値の計算から除外した。

初期ひずみの計算方法

初期ひずみの計算方法を以下に示す。計算は JIS A 5337[2-18]に従った。図 2.4.13 には PC 鋼材の初期ひずみの計算手順を示す。

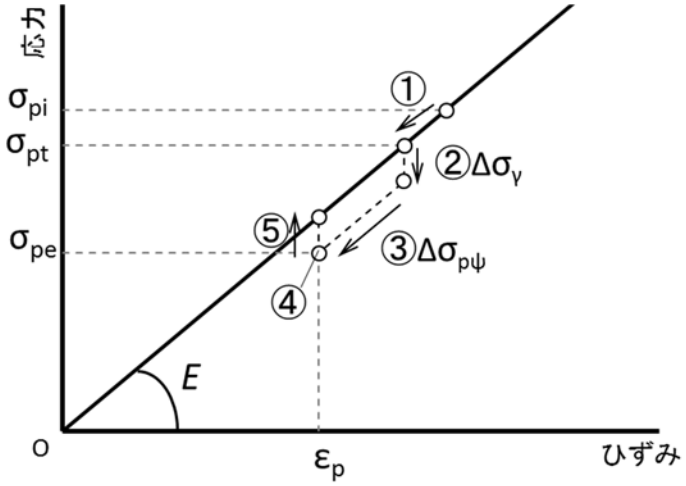


図 2.4.13　PC 鋼材の初期ひずみ計算の手順

① プレストレス導入直後の PC 鋼材の引張応力度 σ_{pt} (N/mm²)

$$\sigma_{pt} = \frac{\sigma_{pi}}{1 + n' \dfrac{A_p}{A_c}} \qquad (2.4.2)$$

σ_{pi} ：PC 鋼材の初期引張応力度（N/mm²）
A_p ：PC 鋼材の断面積（mm²）
A_c ： コンクリートの断面積（mm²）
n' ： プレストレス導入時の PC 鋼材とコンクリートの弾性係数比（E_p/E_c'）
E_p ：PC 鋼材の弾性係数（N/mm²）
E_c' ： プレストレス導入時のコンクリートの弾性係数（N/mm²）

PRC 杭の計算においてはコンクリートと異形鉄筋がプレストレスによって同量の圧縮ひずみを受けるとし，A_cに代わり$A_c + (E_d/E_c')A_d$を用いた。

E_d ： 異形鉄筋の弾性係数（N/mm²）
A_d ： 異形鉄筋の断面積（mm²）

② PC 鋼材のリラクセーションによる引張応力度の減少量 $\Delta\sigma_\gamma$ (N/mm²)

$$\Delta\sigma_\gamma = \gamma_0\left(\sigma_{pt} - 2\Delta\sigma_{p\psi}\right) \qquad (2.4.3)$$

γ_0 ：PC 鋼材の純リラクセーション
$\Delta\sigma_{p\phi}$ ： コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材の引張応力度の減少量

③　コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による

PC 鋼材の引張応力度の減少量 $\Delta\sigma_{p\phi}$ (N/mm²)

$$\Delta\sigma_{p\psi} = \frac{n\psi\sigma_{cpt} + E_p\varepsilon_s}{1 + n\frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}}\left(1 + \frac{\psi}{2}\right)} \tag{2.4.4}$$

σ_{cpt} ：プレストレス導入直後のプレストレス (N/mm²)

$$\sigma_{cpt} = \frac{\sigma_{pt}A_p}{A_c}$$

n　：PC 鋼材とコンクリートの弾性係数比 (E_p/E_c)

ϕ　：コンクリートのクリープ係数

ε_s　：コンクリートの乾燥収縮度

E_p　：PC 鋼材の弾性係数 (N/mm²)

E_c　：コンクリートの弾性係数 (N/mm²)

④　PC 鋼材の有効引張応力度 σ_{pe} (N/mm²)

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p\psi} - \Delta\sigma_{\gamma} \tag{2.4.5}$$

有効プレストレス応力度 σ_{ce} (N/mm²)

$$\sigma_{ce} = \frac{\sigma_{pe}A_p}{A_c} \tag{2.4.6}$$

PRC 杭の場合は①と同様に異形鉄筋の影響を考慮し，A_cに代わり$A_c + (E_d/E_c)A_d$を用いた。

⑤　PC 鋼材の初期ひずみ ε_p

PC 鋼材の初期ひずみを求める際は，PC 鋼材の実際の応力度にリラクセーションによる減退分を加えてから弾性係数で除して算出した。

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{pe} + \Delta\sigma_{\gamma}}{E_p} \tag{2.4.7}$$

⑥　異形鉄筋・コンクリートの初期ひずみ ε_c

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{ce}}{E_c} \tag{2.4.8}$$

初期ひずみの計算値を表 2.4.13 に示す。多くの試験体において，算出した PC 鋼材の初期ひずみとひずみゲージにより計測した初期ひずみの誤差は 20%程度におさまっており，ある程度の妥当性を持った値であると考えられる。そこで，本研究では全試験体とも算出した初期ひずみと載荷によるひずみ増分を足し合わせることでひずみの絶対値とした。ただし，一部の試験体では計算値と実測値との誤差が大きく，PRC17 のように実測値／計算値の比率が 0.43 という場合も見られる。

表 2.4.13　計算により求めた初期ひずみ

試験体名	PC鋼材のひずみ（μ）	実測値／計算値	コンクリートおよび異形鉄筋のひずみ（μ）
PRC22	4316	—	−145
PRC23	4318	0.92	−151
PRC17	4088	0.43	−163
PRC18	4319	—	−142
PRC19	4320	—	−141
PRC20	4316	0.88	−154
PRC21	4313	0.99	−154
PRC15	4086	0.77	−166
PRC16	4073	0.69	−174
PRC11	3915	0.87	−146
PRC14	4558	0.97	−145
PRC09	3885	0.87	−148
PRC10	3555	0.80	−146
PRC12	3416	0.73	−142
PRC13	3761	0.81	−143
PRC07	3670	0.84	−141
PRC08	3705	0.85	−143
PHC14	3538	0.94	−81.2
PHC07	3958	—	−90.6
PHC08	3971	0.99	−104
PHC12	3545	0.94	−80.1
PHC13	3548	0.93	−81.1
PHC03	3993	—	−104
PHC04	3985	—	−103
PHC05	3997	0.92	−102
PHC06	3978	0.97	−102
PHC17	3610	0.85	−210
PHC11	4104	1.24	−210
PHC16	3592	1.00	−221
PHC10	3617	0.90	−207
PHC15	4196	1.28	−214
PHC09	4040	1.14	−207
PHC01	3619	0.94	−213
PHC02	3613	0.96	−205

2.4.6　ひずみの推移

（1）杭体表面ひずみ

載荷サイクル１周目ピーク時の，杭体圧縮および引張外縁のひずみを表 2.4.14 に示す。値は軸方向変位計 H1, H5 の計測値から平面保持を仮定して求めた。表中の破壊時ひずみは，載荷サイクルの途中，前サイクルのピーク時変形よりも大きな変形で破壊した試験体についてのみ示した。図 2.4.14 から図 2.4.18 には，表 2.4.14 のひずみ値とピーク時φD の関係を図示した。また，SC 杭については杭体表面のひずみゲージ A 列～C 列の値をあわせて示した。

i)　SC 杭

変位計から算出した平均的な外縁ひずみは，正負で概ね同様の挙動を示した。ただし，正側で先に鋼管が降伏して残留ひずみが残ることで，負側のひずみ挙動に影響を与える場合があった。特に引張降伏が先行した試験体では，負側のひずみ値が正側と比較してやや圧縮ひずみが小さく，引張ひずみが大きくなる傾向がみられた。

ひずみゲージの値が取得できている範囲では，変位計から算出した値はひずみゲージの計測値の平均的な挙動を捕らえている。ただし，等曲げモーメント区間内であっても鋼管のひずみの進展は必ずしも均一でなく，一部が降伏することでその位置に塑性ひずみが発生し，変形が集中して進行する場合があった。SC10，SC11，SC12，SC13 は最大耐力時に圧縮外縁ひずみが 5000μ程度まで進行しているものが多く，PRC 杭，PHC 杭と比較してやや大きな圧縮ひずみまで変形することが可能であった。SC15 は載荷が進行すると鋼管の残留ひずみによって全断面引張状態になり，圧縮縁，引張縁ともに引張方向にひずみが進行した。

ii)　PRC 杭

変位計から算出した外縁ひずみは，正負で概ね同様の挙動を示した。圧縮軸力を加えた試験体は圧縮外縁ひずみが 3000～4000μ程度で圧壊した。また，コンクリートが圧壊した無軸力試験体では，圧壊時にやや大きな圧縮ひずみが記録された。PC 鋼材の破断が発生した無軸力の試験体（PRC17）については，正側φD=3.4%時に，前サイクルよりも圧縮縁のひずみが小さくなっており，引張側に大きくひずみが推移していることが分かる。PRC08 では圧縮外縁のひずみも載荷の進行に伴って引張側に移行し，大変形時には全断面引張となった。

iii）PHC 杭

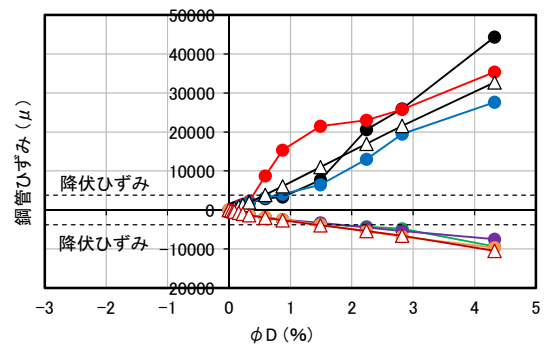
変位計から算出した外縁ひずみは，正負で概ね同様の挙動を示した。作用軸力によるひずみの進展状況の違いは PRC 杭と概ね同様であった。コンクリートの圧壊によって破壊した試験体を見ると，正負交番載荷の試験体と比較して一方向載荷の試験体では破壊時の圧縮外縁ひずみがやや大きかった。また，PHC02 では載荷の進行によって圧縮外縁ひずみの進展が小さくなったものの，大きく引張側に移行することはなかった。

表 2.4.14　外縁位置のひずみ（次項に続く）

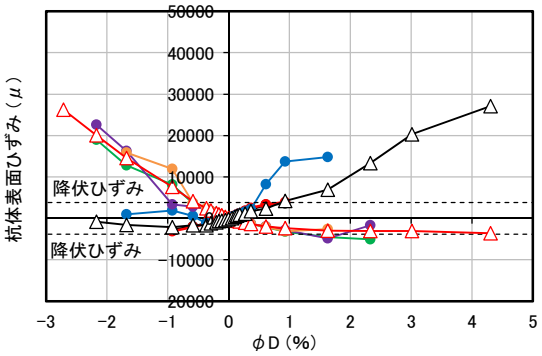
		外縁ひずみ（μ）																					
		1/800		1/400		1/267		1/200		1/133		1/100		1/67		1/50		1/33		1/25		1/20		破壊時	
		正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
SC16	圧縮	−173	—	−332	—	−408	—	−687	—	−967	—	−1337	—	−1995	—	−2643	—	−3922	—	−5403	—	−6610	—	−10512	—
	引張	173	—	348	—	458	—	887	—	1300	—	1970	—	3912	—	6077	—	10972	—	16970	—	21577	—	32728	—
SC17	圧縮	−275	−233	−452	−428	−602	−573	−735	−703	−1040	−1010	−1338	−1245	−1978	−1705	−2385	−1675	−2993	−2170	−3052	−1635	−3048	−845	−3277	—
	引張	325	300	602	678	852	973	1118	1270	1707	1843	2355	2395	4195	4122	6935	7592	13327	14603	20268	20085	27098	26262	40510	—
SC10	圧縮	−619	−378	−861	−591	−978	−743	−1271	−916	−1538	−1316	−1891	−1576	−2791	−4403	−3545	−4743	−1952	−5822	−2454	−6077	—	—	—	—
	引張	−39	−131	−14	83	195	310	696	624	1163	1291	1716	1818	1016	3311	3228	5718	8368	13938	13246	18643	—	—	—	—
SC11	圧縮	−388	−377	−626	−475	−866	−696	−1122	−844	−1720	−1121	−1946	−1354	−2853	−1963	−3377	−2222	−4870	−3120	−5453	−3330	—	—	—	—
	引張	46	77	234	258	474	538	705	736	1520	1313	1754	1746	3461	3538	4877	5005	9303	10453	14594	16097	—	—	—	—
SC12	圧縮	−416	−738	−855	−850	−938	−1049	−1001	−1028	−1580	−1652	−1981	−2022	−2692	−2609	−3178	−3249	—	—	—	—	—	—	−5008	—
	引張	−676	−378	−228	−250	−104	−43	−74	−55	647	802	1239	1338	2642	2784	3928	4558	—	—	—	—	—	—	7933	—
SC13	圧縮	−895	−688	−1093	−886	−1227	−1001	−1502	−1264	−1860	−1621	−2193	−1891	−2934	−2533	−3686	−3163	—	—	—	—	—	—	−5809	—
	引張	−255	−454	−40	−239	93	−74	485	289	1060	879	1601	1383	2859	2667	4828	4404	—	—	—	—	—	—	8851	—
SC14	圧縮	−1565	−1418	−1780	−1683	−2058	−1944	−2329	−2297	−2819	−2986	−3400	−3528	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−4180	—
	引張	−818	−1024	−687	−809	−518	−631	−363	−403	−39	−6	200	312	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	513	—
SC15	圧縮	690	462	431	238	217	35	28	−132	−238	−179	363	1312	1503	5034	10851	13732	19928	25041	—	—	—	—	—	—
	引張	1010	1222	1344	1478	1683	1848	2055	2282	3063	3388	5403	4805	11330	12908	21991	24918	36881	41768	—	—	—	—	—	—
PRC22	圧縮	−218	—	−456	—	−634	—	−759	—	−994	—	−1191	—	−1676	—	−2068	—	−2946	—	−3746	—	—	—	−4021	—
	引張	49	—	571	—	1099	—	1574	—	2526	—	3289	—	5857	—	8199	—	14161	—	18827	—	—	—	19552	—
PRC23	圧縮	−343	—	−551	—	−733	—	−834	—	−1079	—	−1264	—	−1663	—	−2068	—	−2829	—	−3528	—	—	—	−3556	—
	引張	−9	—	649	—	1014	—	1432	—	2294	—	3162	—	5711	—	8332	—	13877	—	19459	—	—	—	20004	—
PRC17	圧縮	−358	−348	−568	−558	−731	−696	−825	−818	−1040	−1020	−1191	−1165	−1533	−1506	−1805	−1748	−2473	−2316	−3391	−2445	—	—	−3081	—
	引張	82	39	592	415.3	1122	1037	1749	1542	3014	2660	4315	3622	6307	5347	8929	8105	15580	13390	23982	19835	—	—	30905	—
PRC18	圧縮	−889	—	−1102	—	−1312	—	−1535	—	−1888	—	−2321	—	−2973	—	−3608	—	—	—	—	—	—	—	−4075	—
	引張	−416	—	−262	—	−18	—	305	—	992	—	1899	—	3568	—	5578	—	—	—	—	—	—	—	7378	—
PRC19	圧縮	−899	—	−1115	—	−1314	—	−1518	—	−1942	—	−2261	—	−2899	—	−3555	—	—	—	—	—	—	—	−3799	—
	引張	−542	—	−351	—	−136	—	93	—	876	—	1736	—	3391	—	5489	—	—	—	—	—	—	—	6425	—
PRC20	圧縮	−792	—	−997	—	−1204	—	−1413	—	−1799	—	−2220	—	−2889	—	−3616	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	引張	−566	—	−344	—	−137	—	47	—	774	—	1454	—	2898	—	4891	—	—	—	—	—	—	—	—	—
PRC21	圧縮	−747	—	−998	—	−1194	—	−1411	—	−1834	—	−2202	—	−2919	—	−3539	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	引張	−427	—	−218	—	−47	—	203	—	1126	—	1752	—	3628	—	5714	—	—	—	—	—	—	—	—	—
PRC15	圧縮	−817	−1098	−1031	−1298	−1252	−1521	−1466	−1743	−1905	−2200	−2379	−2648	−3246	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−3048
	引張	−690	−418	−484	−218	−272	−28	−66	177	582	793	1188	1299	2247	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2699
PRC16	圧縮	−962	−1327	−1171	−1556	−1402	−1780	−1618	−2004	−2045	−2462	−2541	−2897	−3356	−3749	—	—	—	—	—	—	—	—	−3620	—
	引張	−936	−554	−744	−342	−555	−160	−372	23	322	638.5	993	1324	2458	2718	—	—	—	—	—	—	—	—	2614	—
PRC11	圧縮	−328	—	−523	—	−590	—	−867	—	−1102	—	−1407	—	−1918	—	−2438	—	−3465	—	—	—	—	—	−4302	—
	引張	72	—	583	—	650	—	1093	—	1512	—	2100	—	3895	—	5882	—	9975	—	—	—	—	—	13778	—
PRC14	圧縮	−189	−227	−422	−480	−486	−557	−746	−822	−952	−1021	−1189	−1277	−1647	−1695	−2093	−2135	−4787	−2662	—	—	—	—	—	—
	引張	189	244	539	613	702	707	1196	1272	1669	1638	2356	2344	4047	4245	6393	7085	15370	15629	—	—	—	—	—	—
PRC09	圧縮	−818	—	−1017	—	−1103	—	−1430	—	−1753	—	−2197	—	−2832	—	−3478	—	—	—	—	—	—	—	−3736	—
	引張	−511	—	−304	—	−210	—	117	—	607	—	1543	—	3028	—	5082	—	—	—	—	—	—	—	5890	—
PRC10	圧縮	−781	—	−989	—	−1087	—	−1430	—	−1744	—	−2196	—	−2901	—	−3567	—	—	—	—	—	—	—	−4510	—
	引張	−541	—	−349	—	−301	—	16.83	—	322.7	—	1124	—	2313	—	4246	—	—	—	—	—	—	—	5764	—
PRC12	圧縮	−374	−760	−995	−920	−1090	−1015	−1422	−1359	−1749	−1759	−2222	−2239	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−2787	—
	引張	−760	−374	−89	−214	−10	−135	471	241	1131	641	2071	1255	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3253	—
PRC13	圧縮	−791	−780	−1010	−1026	−1140	−1138	−1470	−1481	−1813	−1818	−2288	−2298	−3036	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−3108	—
	引張	−378	−406	−210	−226	−180	−165	184	212	694	782	1485	1529	2884	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2772	—
PRC07	圧縮	−1473	−1769	−1759	−1818	−1965	−2022	−2301	−2300	−2831	−2883	−3540	−3502	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	引張	−1007	−704	−779	−803	−565	−608	−321	−447	109	−97	727	205	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
PRC08	圧縮	324	227	172	−3	27	−204	−111	−328	−354	−516	−297	−943	−701	−1256	−465	−1158	27	1024	5463	7597	—	—	—	—
	引張	1053	1025	1414	1414	1909	1807	2405	2223	3348	2802	3792	4288	7154	7809	12684	12560	21976	21595	30298	29481	—	—	—	—

表 2.4.14　外縁位置のひずみ

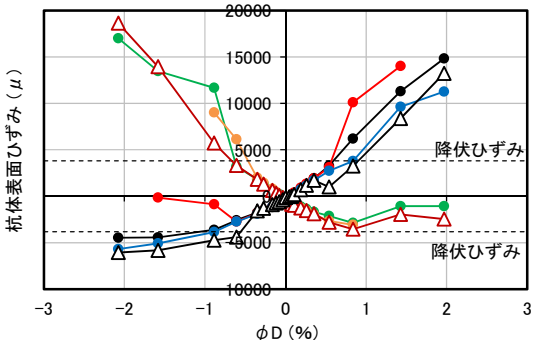
		外縁ひずみ（μ）																							
		1/800		1/400		1/267		1/200		1/133		1/100		1/67		1/50		1/33		1/25		1/20		破壊時	
		正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
PHC14	圧縮	−248	—	−436	—	−511	—	−571	—	−788	—	−973	—	−1419	—	−1781	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	引張	152	—	1524	—	2182	—	2842	—	4492	—	6561	—	9074	—	11286	—	—	—	—	—	—	—	—	—
PHC07	圧縮	−288	−304	−514	−526	−606	−593	−811	−853	−999	−1081	−1376	−1399	−1771	−1759	−2169	—	—	—	—	—	—	—	—	−2058
	引張	139	122	899	394	1141	461	1962	1321	3067	2066	4877	3334	7056	5694	10804	—	—	—	—	—	—	—	—	11009
PHC08	圧縮	−289	−306	−494	−504	−562	−559	−784	−797	−982	−946	−1232	−1152	−1667	−1386	−2011	−1464	—	—	—	—	—	—	−1857	—
	引張	98	81	519	429	704	601	1509	1923	2124	2988	3208	5261	5426	9428	9936	—	—	—	—	—	—	—	13183	—
PHC12	圧縮	−776	—	−1000	—	−1231	—	−1436	—	−1967	—	−2440	—	−3301	—	−4188	—	—	—	—	—	—	—	−5220	—
	引張	−409	—	−227	—	−38	—	184	—	540	—	947	—	2066	—	3412	—	—	—	—	—	—	—	3460	—
PHC13	圧縮	−794	—	−1009	—	−1231	—	−1459	—	−1933	—	−2451	—	−3243	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−4083	—
	引張	−427	—	−229	—	−31	—	181	—	921	—	1722	—	3997	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6637	—
PHC03	圧縮	−903	−1149	−1163	−1379	−1239	−1450	−1526	−1788	−1877	−2190	−2472	−2783	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−2957	—
	引張	−830	−509	−770	−312	−652	−217	−99	138.5	269	657	1122	1650	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2083	—
PHC04	圧縮	−896	−1188	−1136	−1440	−1303	−1569	−1711	−1931	−2100	−2309	−2773	−2899	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−3247	—
	引張	−776	−535	−596	−400	−570	−362	−245	−83.8	60	578	800	1601	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1333	—
PHC05	圧縮	−948	−1070	−1194	−1365	−1388	−1520	−1767	−1939	−2149	−2182	−2789	−2690	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−3125	—
	引張	−648	−617	−460	−405	−408	−334	−87	34.67	345	378	985	1670	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1229	—
PHC06	圧縮	−907	−1096	−1149	−1333	−1229	−1425	−1555	−1784	−1912	−2196	−2446	−2737	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−3177	—
	引張	−747	−516	−522	−313	−442	−212	−115	163	341	717.2	1001	1650	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1756	—
PHC17	圧縮	−438	—	−650	—	−880	—	−1035	—	−1303	—	−1615	—	−2175	—	−2630	—	−3688	—	—	—	—	—	−4933	—
	引張	2	—	363	—	827	—	1432	—	2083	—	2878	—	4772	—	6810	—	11152	—	—	—	—	—	13147	—
PHC11	圧縮	−400	−433	−644	−630	−758	−740	−1099	−1046	−1358	−1259	−1823	−1615	−2372	−2138	−2959	−2530	−4096	−3101	—	—	—	—	−5715	—
	引張	6	51	231	276	351	619	1010	1469	1766	2350	3285	3946	5876	5235	8225	7311	14321	13239	—	—	—	—	19638	—
PHC16	圧縮	−439	—	−615	—	−889	—	−1077	—	−1509	—	−1859	—	−2525	—	−3166	—	—	—	—	—	—	—	−3727	—
	引張	−53	—	165	—	305	—	877	—	1792	—	2908	—	5308	—	7874	—	—	—	—	—	—	—	10360	—
PHC10	圧縮	−629	−662	−829	−841	−924	−936	−1289	−1347	−1592	−1687	−2021	−2086	−2697	−2704	—	—	—	—	—	—	—	—	−3036	—
	引張	−216	−249	−16	13	63	91	644	519	1514	1193	2726	2274	5036	4309	—	—	—	—	—	—	—	—	6258	—
PHC15	圧縮	−867	—	−1060	—	−1240	—	−1438	—	−1960	—	−2436	—	−3274	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−3687	—
	引張	−480	—	−287	—	−33	—	182	—	621	—	1064	—	2393	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3273	—
PHC09	圧縮	−1004	−955	−1254	−1232	−1335	−1299	−1684	−1637	−2034	−2027	−2679	−2604	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−2934	—
	引張	−577	−542	−427	−365	−362	−299	−30	−10	420	480	1148	1423	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1520	—
PHC01	圧縮	−1483	−1691	−1718	−1945	−1969	−2183	−2228	−2442	−2724	−2905	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−3436	—
	引張	−1196	−983	−984	−779	−758	−583	−538	−372	−100	21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	310	—
PHC02	圧縮	−413	−527	−563	−713	−640	−770	−640	−853	−698	−1045	−793	−1238	−933	−1405	−227	−1403	−447	−1292	—	—	—	—	6180	—
	引張	53	233	437	953	1080	1910	2147	2760	3488	3702	4633	5028	7373	7928	10667	11943	17220	19615	—	—	—	—	24860	—



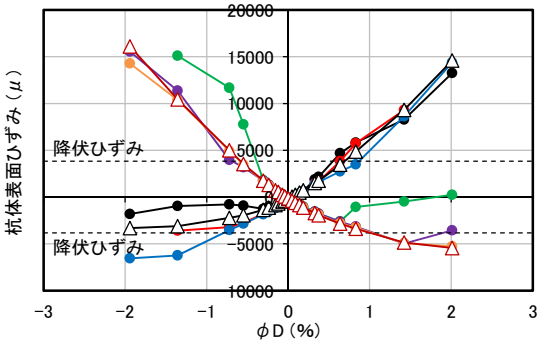
(a)　SC16



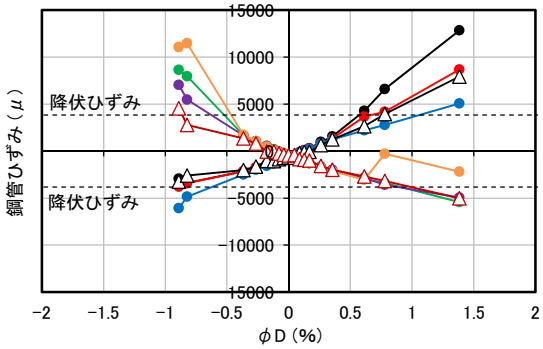
(b)　SC17



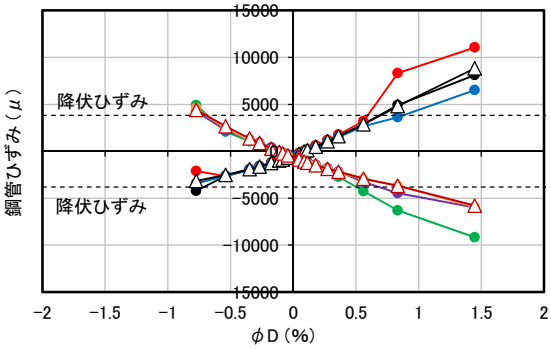
(c)　SC10



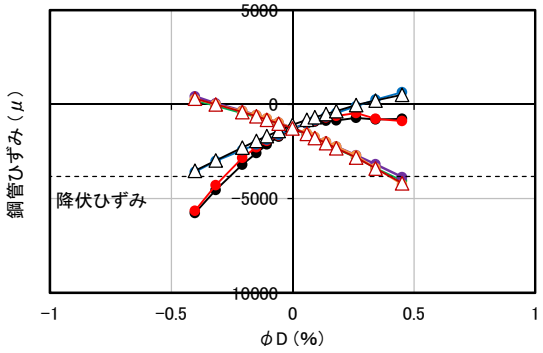
(d)　SC11



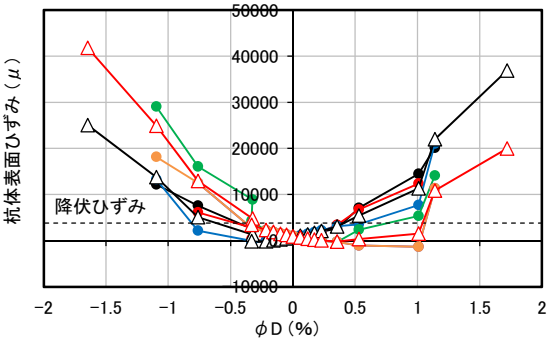
(e)　SC12



(f)　SC13



(g)　SC14



(h)　SC15

CA1　CB1　CC1　CA5　CB5　CC5　変位計

図 2.4.14　杭体の圧縮および引張外縁ひずみ（SC 杭）

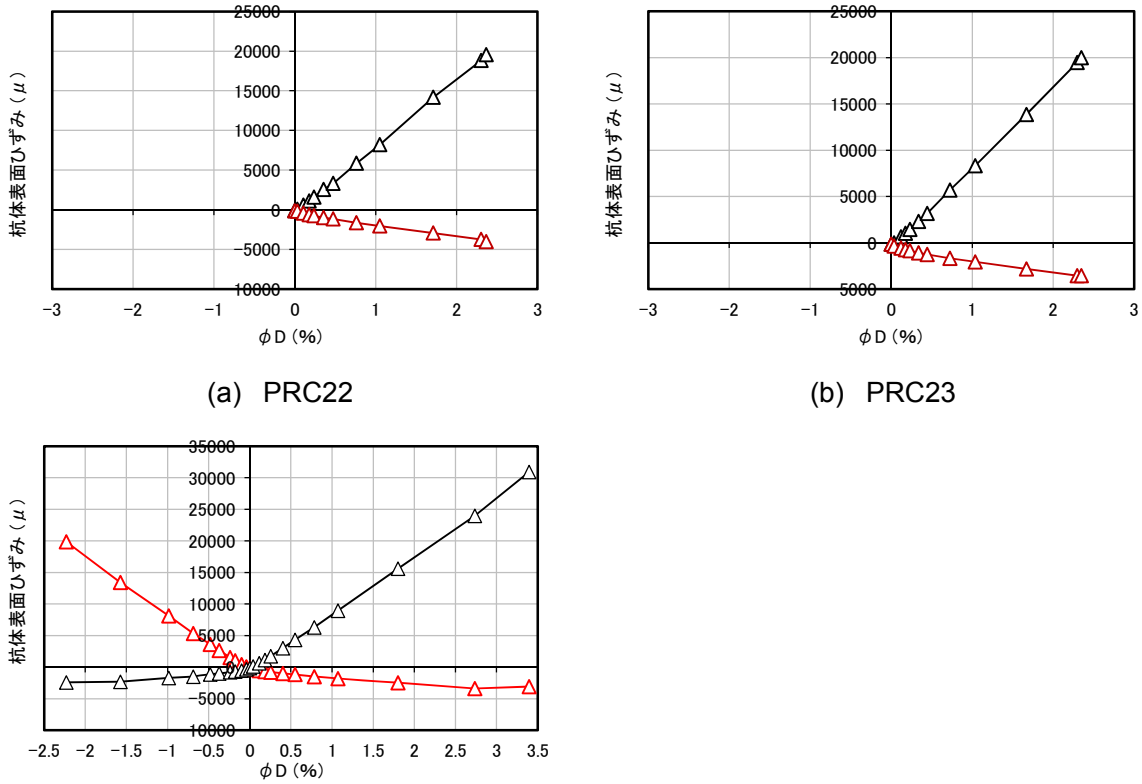
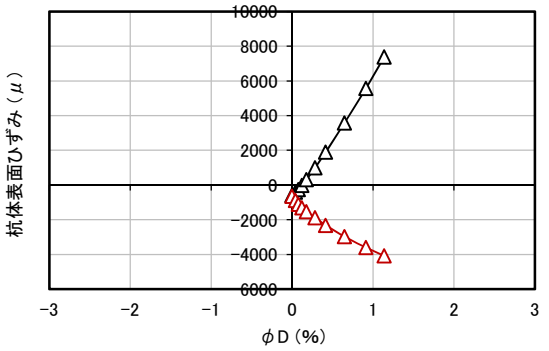
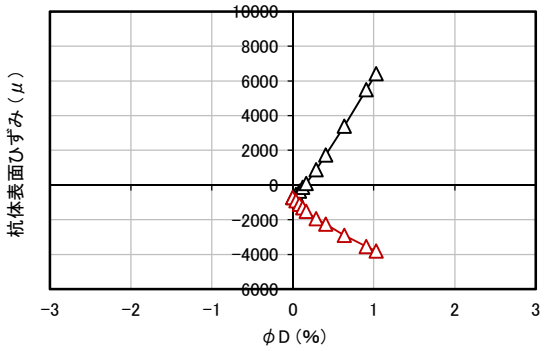


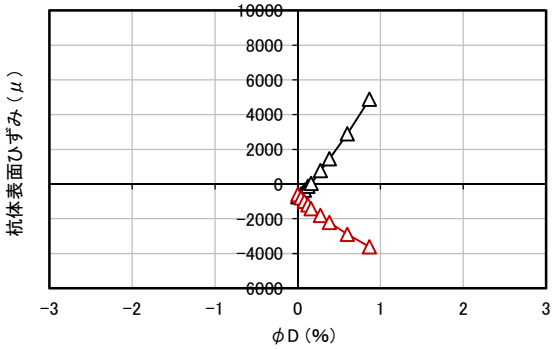
図 2.4.15　杭体の圧縮および引張外縁ひずみ（PRC 杭　Ⅰ種）（次項に続く）



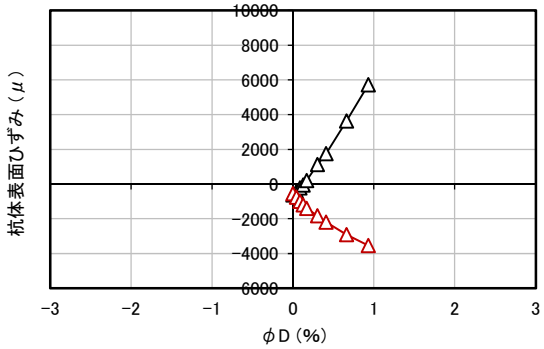
(d)　PRC18



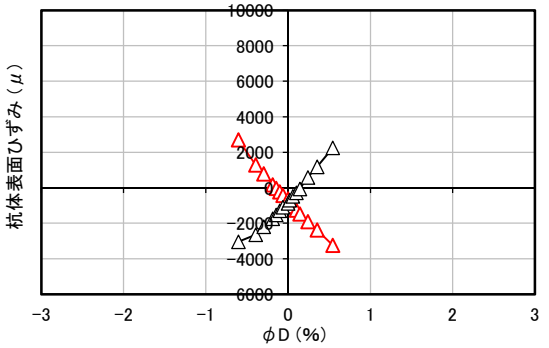
(e)　PRC19



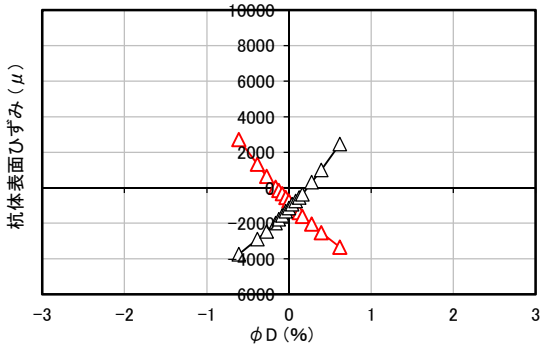
(f)　PRC20



(g)　PRC21



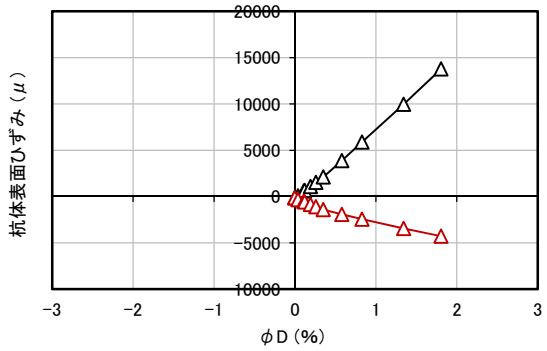
(h)　PRC15



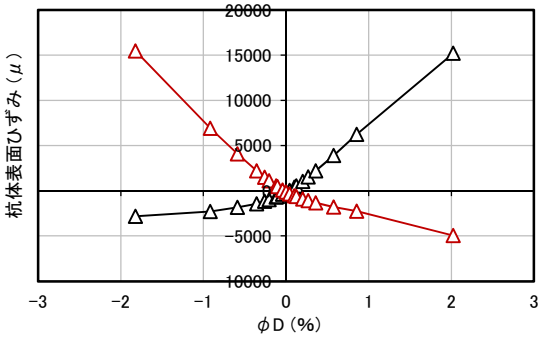
(i)　PRC16

変位計（杭体上側）　変位計（杭体下側）

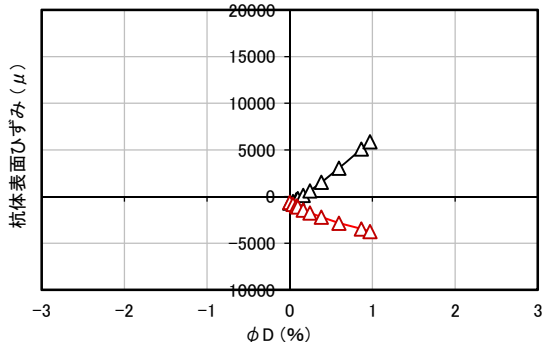
図 2.4.15　杭体の圧縮および引張外縁ひずみ（PRC 杭　Ⅰ種）



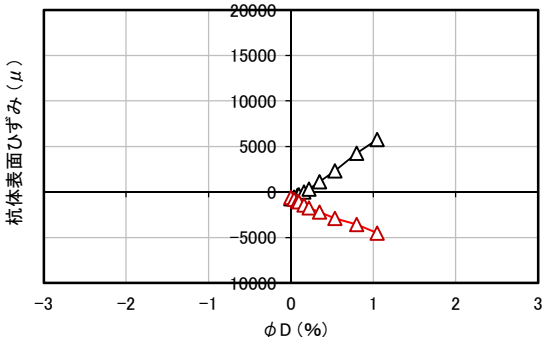
(a)　PRC11



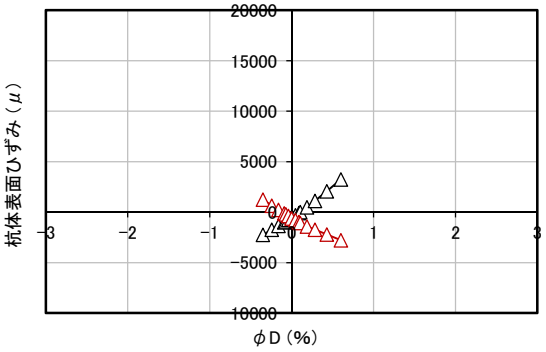
(b)　PRC14



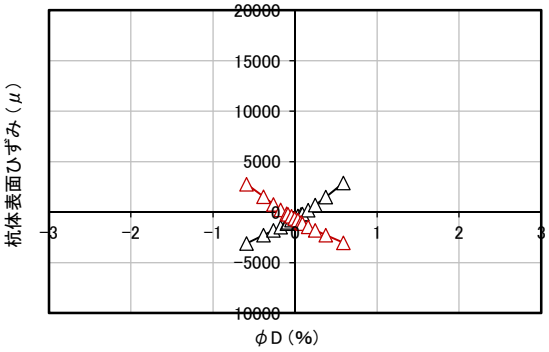
(c)　PRC09



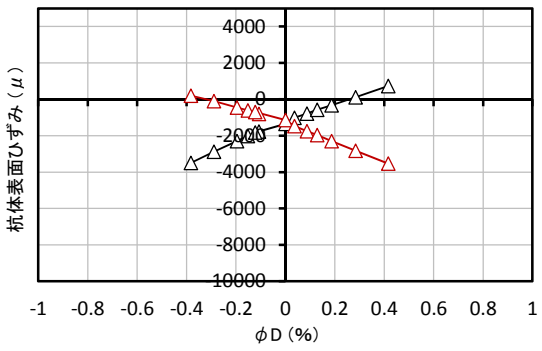
(d)　PRC10



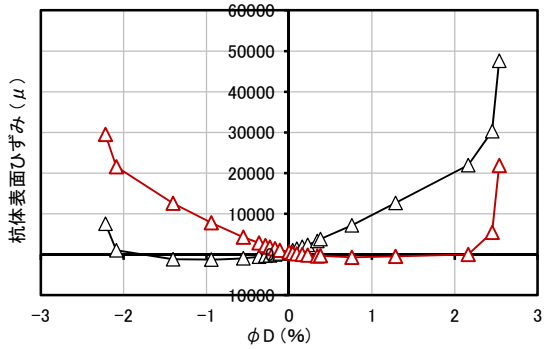
(e)　PRC12



(f)　PRC13



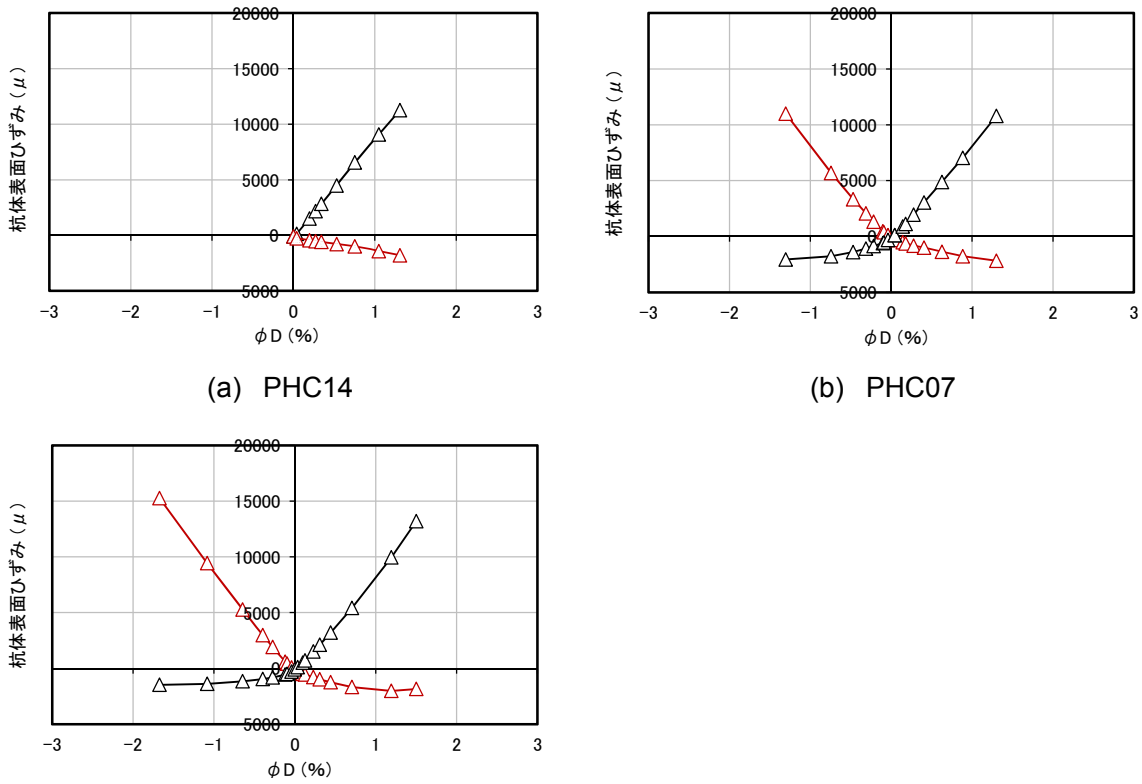
(g)　PRC07



(h)　PRC08

変位計（杭体上側）　変位計（杭体下側）

図 2.4.16　杭体の圧縮および引張外縁ひずみ（PRC 杭　Ⅲ種）



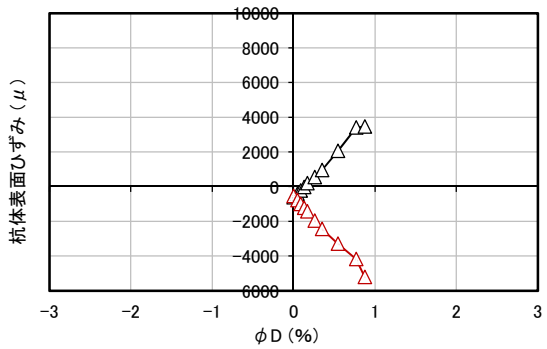
(a)　PHC14

(b)　PHC07

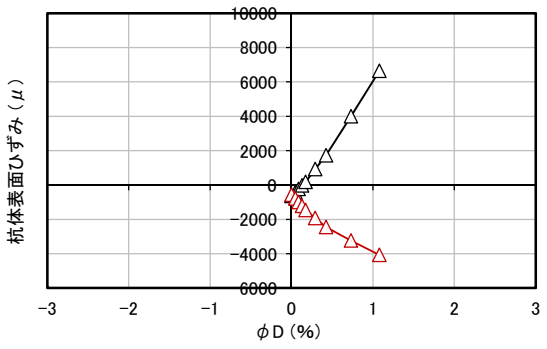
(c)　PHC08

変位計（杭体上側）　変位計（杭体下側）

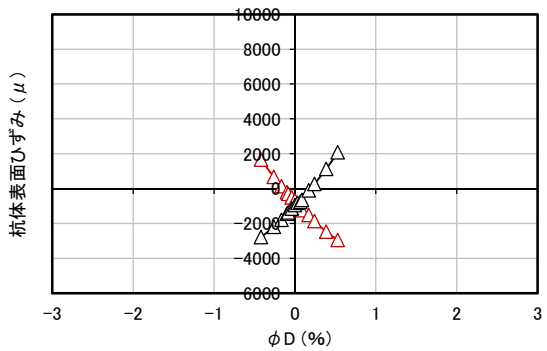
図 2.4.17　杭体の圧縮および引張外縁ひずみ（PHC 杭　A 種）（次項に続く）



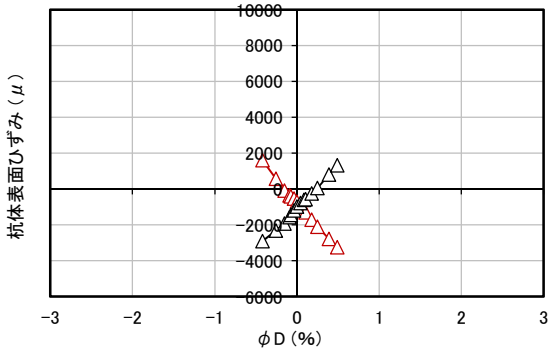
(d)　PHC12



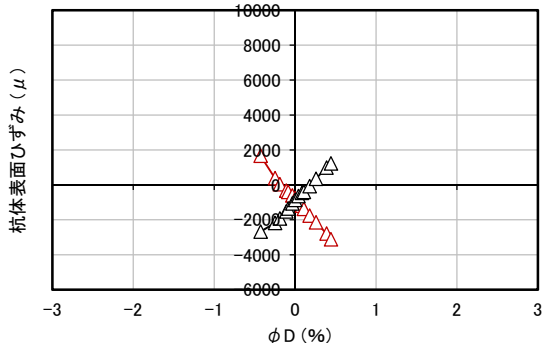
(e)　PHC13



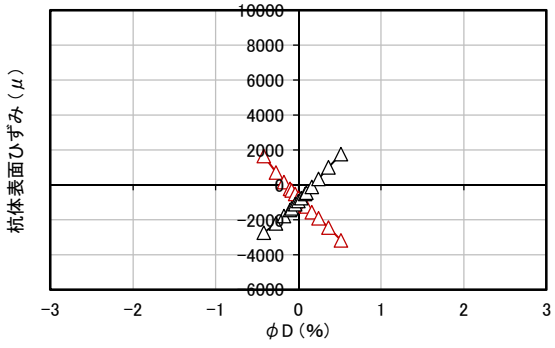
(f)　PHC03



(g)　PHC04



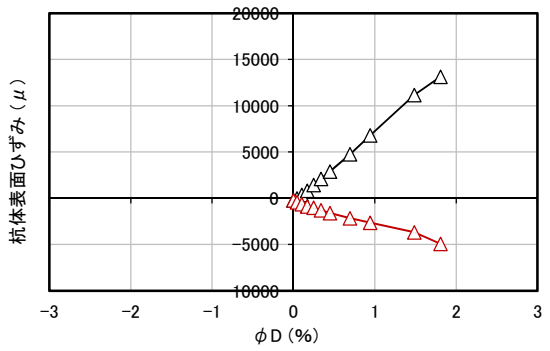
(h)　PHC05



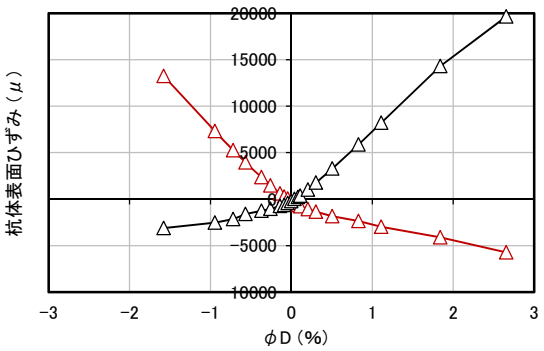
(i)　PHC06

変位計（杭体上側）　変位計（杭体下側）

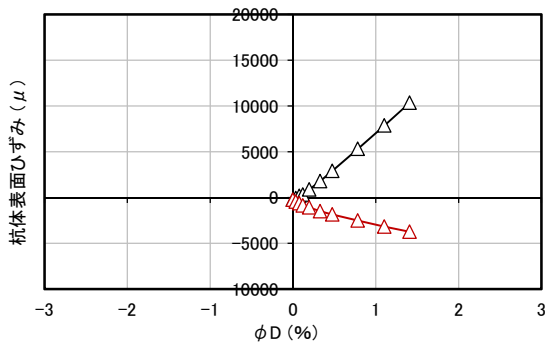
図 2.4.17　杭体の圧縮および引張外縁ひずみ（PHC 杭 A 種）



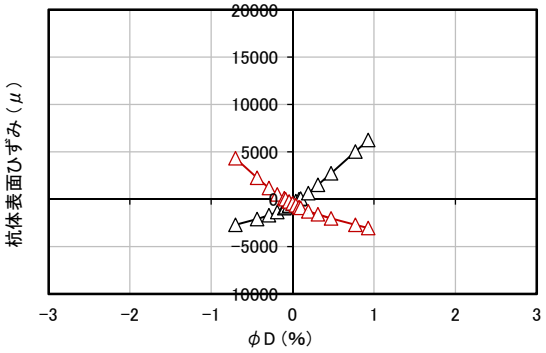
(a)　PHC17



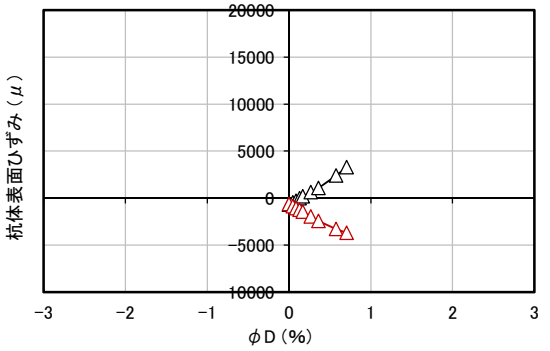
(b)　PHC11



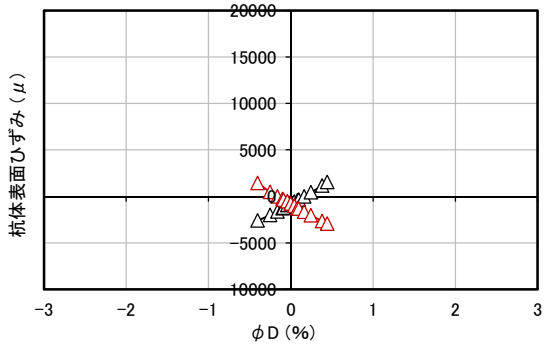
(c)　PHC16



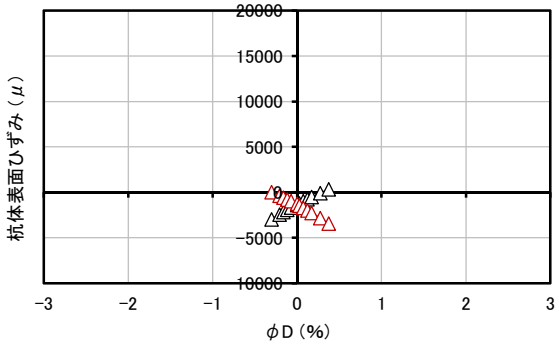
(d)　PHC10



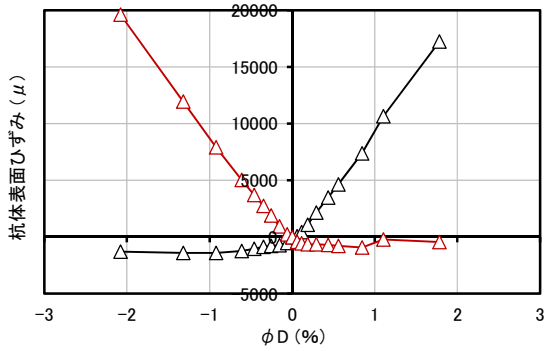
(e)　PHC15



(f)　PHC09



(g)　PHC01



(h)　PHC02

変位計（杭体上側）　変位計（杭体下側）

図 2.4.18　杭体の圧縮および引張外縁ひずみ（PHC 杭　C 種）

(2) PC 鋼材・異形鉄筋のひずみ

以下に PRC 杭および PHC 杭内部の PC 鋼材，異形鉄筋のひずみの進展挙動を示す。値は載荷サイクル１周目ピーク時のものである。

2.4.5 項に示したように，本研究では載荷以前の初期ひずみは計算値を用いているが，これに載荷による増加分を加えたひずみ値を見ても，各試験体とも降伏ひずみ付近で値（絶対値）が急激に大きくなっていることが確認できる。このことから，初期ひずみの計算値は実際のひずみとおおよそ一致しており，計算値を用いても鋼材の降伏を判断できていると考えられる。

同一の鋼材に貼付した 3 枚のひずみゲージの値は，鋼材が弾性範囲にある場合はほぼ同様の推移を示している。値が降伏ひずみに達するとひずみの増加率は変化し，3 つの計測値はそれぞれ別々に推移する。例えば，PHC17 の PC 鋼材のひずみ（図 2.4.24 (a)）を見ると，P1, P2, P3 が降伏ひずみに達した後に，P3 と比較して P1 および P2 のひずみは大きな値を示している。このように，鋼材の降伏後はひずみが局所的に進行し，他の部分のひずみの進行が鈍くなるような場合もみられた。

弾性範囲内では，圧縮縁および引張縁に位置する鋼材のひずみはそれぞれ圧縮方向，引張方向に単調に進行するが，降伏ひずみに到達してからは必ずしも同じ方向に進行しない場合がある。例えば，PRC17 の PC 鋼材のひずみ（図 2.4.19 (b)）を見ると，P1, P2, P3 の値は正側で降伏ひずみに達した後に負側では前サイクルピーク時よりも大きな値を示している。これは，正側載荷で鋼材が引張降伏した際に塑性ひずみが発生するためである。同様に P5 のひずみ値は負側載荷で降伏ひずみに達した後に，正側では前サイクルピーク時よりも大きなひずみ値を示している。

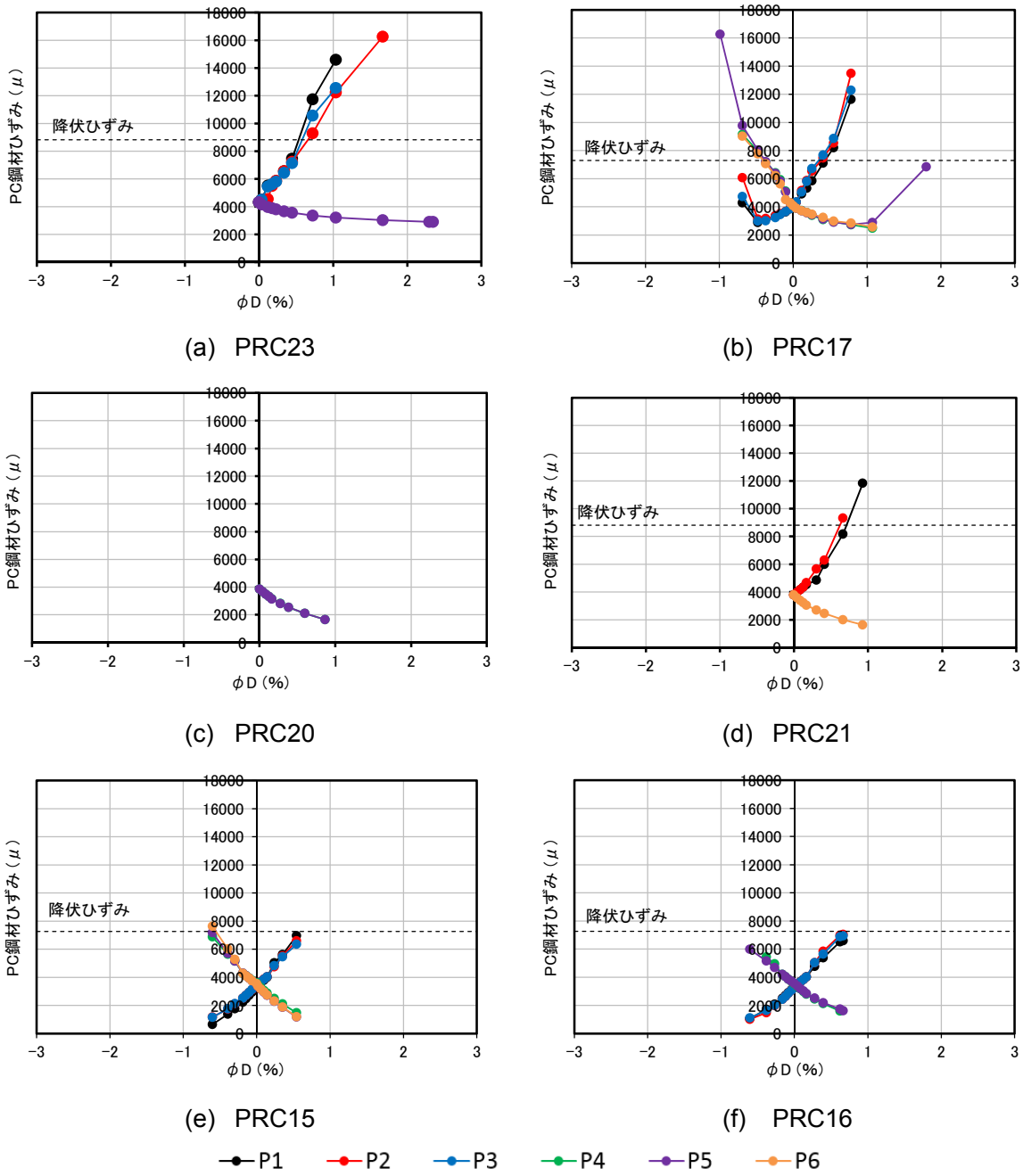


図 2.4.19　PC 鋼材のひずみ（PRC 杭　I 種）

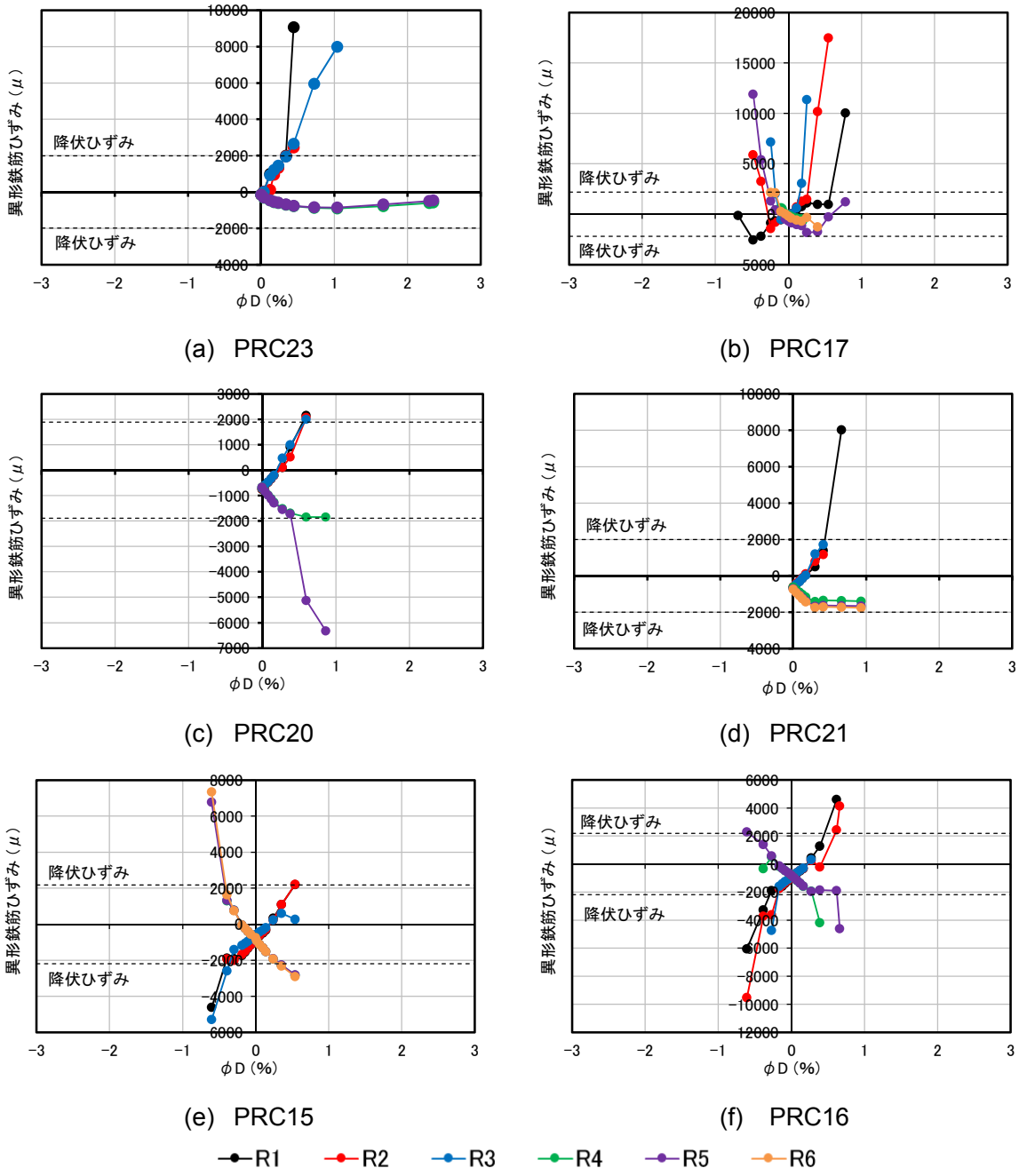


図 2.4.20　異形鉄筋のひずみ（PRC 杭　Ⅰ種）

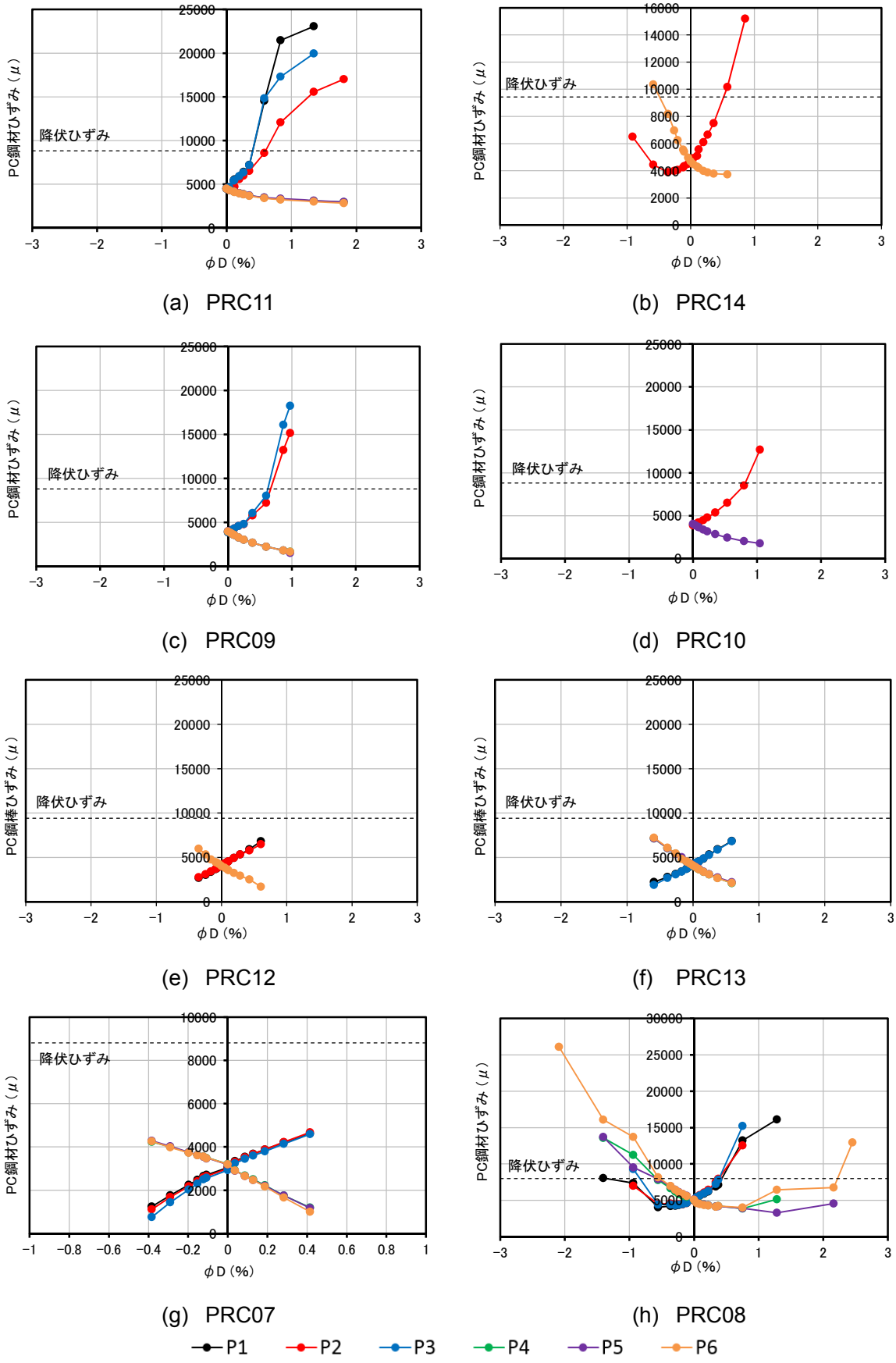


図 2.4.21　PC 鋼材のひずみ（PRC 杭 Ⅲ種）

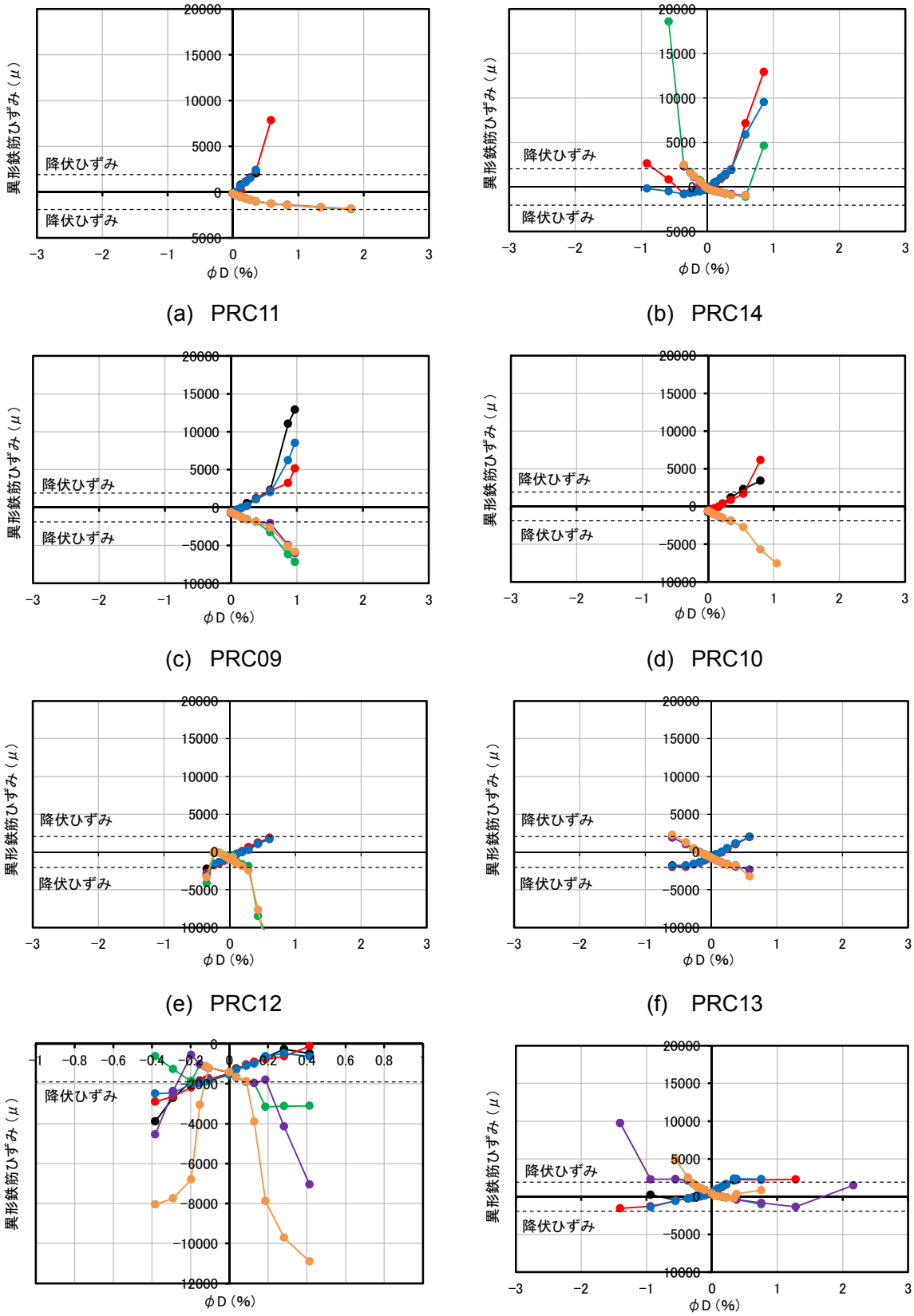


図 2.4.22　異形鉄筋のひずみ（PRC 杭 Ⅲ種）

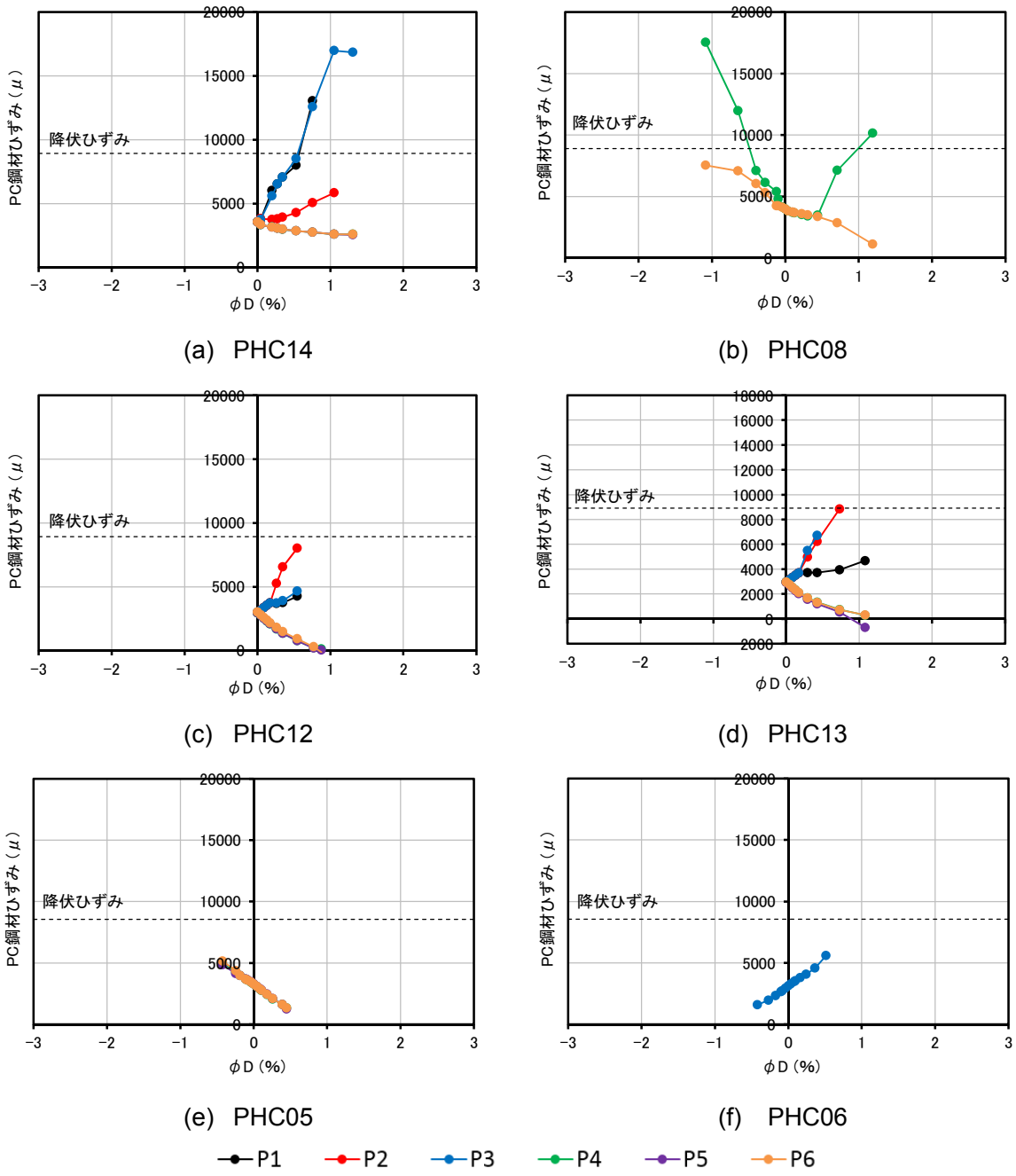


図 2.4.23　PC 鋼材のひずみ（PHC 杭 A 種）

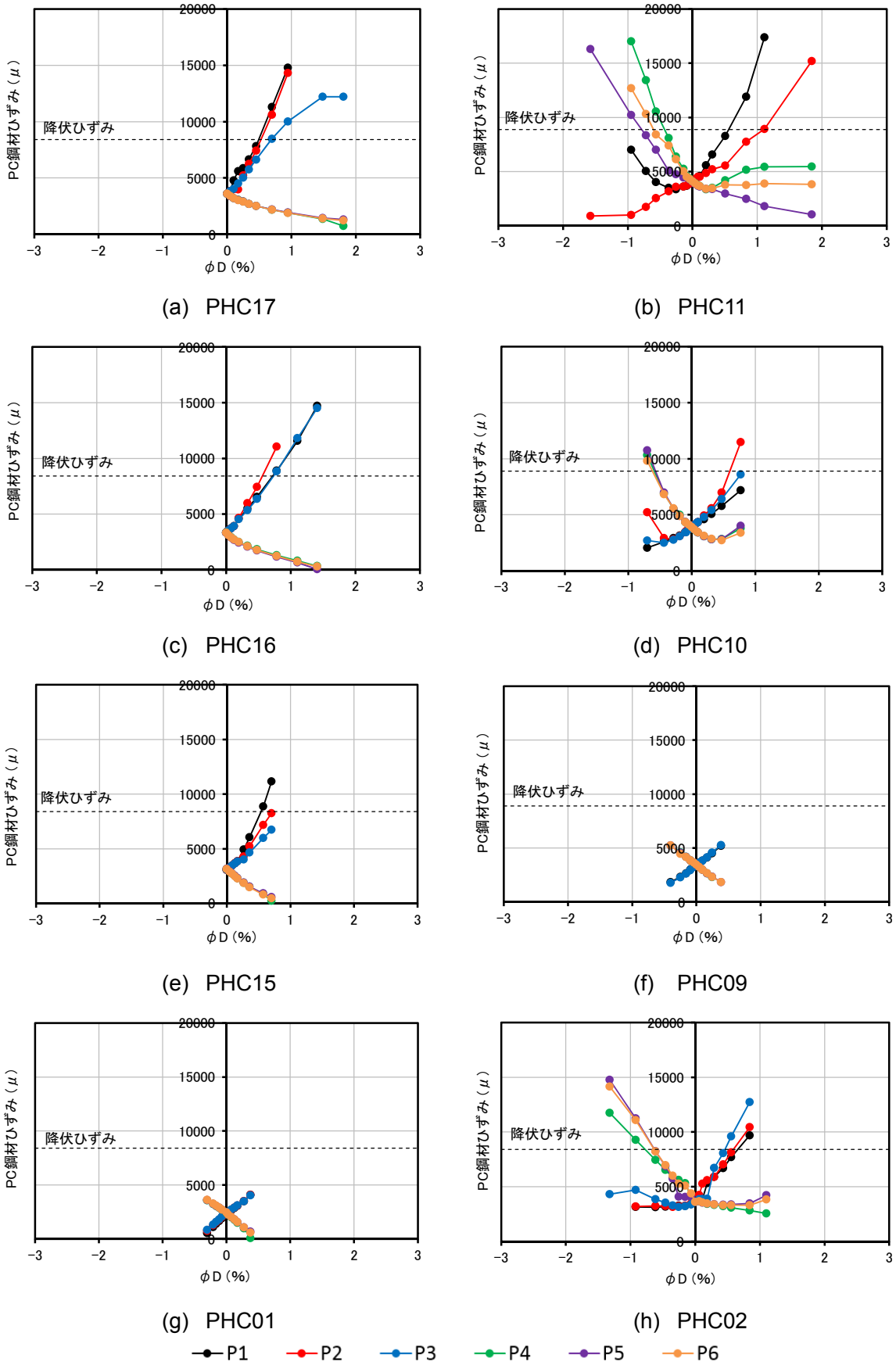


図 2.4.24　PC 鋼材のひずみ（PHC 杭 C 種）

2.4.7　軸方向変形

図 2.4.25 から図 2.4.29 に杭体の曲率と軸方向ひずみの関係を示す。軸方向ひずみは軸方向変位計 H2, H4 計測値を平均して求めた。軸力導入によって生じたひずみは無視し，載荷サイクル開始後の増分値のみを示した。表 2.4.15 には各試験体の残留軸方向ひずみの値を示した。値は載荷サイクル 2 週目終了後にφ=0 となった時点での断面中心位置でのひずみである。図 2.4.25 から図 2.4.29 と同様に軸力導入後の増分値を示した。一方向載荷の試験体は残留変形が発生し，φD=0 まで変形が戻ることがないため，表からは除いた。また，図 2.4.30 は杭体の残留軸方向ひずみを杭種ごとに示したものである。一部の試験体は軸方向ひずみの値が大きいため，別図に示した。

表 2.4.15　残留軸方向ひずみ

	残留軸方向ひずみ（μ）										
	1/800	1/400	1/267	1/200	1/133	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25	1/20
SC17	−17	−33	−33	−33	−25	525	592	2242	5575	8600	11583
SC10	−4	−13	−17	−17	13	38	217	563	1325	2713	—
SC11	−13	−29	−46	−88	−129	−129	46	1104	1871	—	—
SC12	−42	−46	−13	−63	−96	−133	−13	13	—	—	—
SC13	−17	−17	−13	−21	−29	−54	4	—	—	—	—
SC14	−75	−121	−175	−250	−450	−729	—	—	—	—	—
SC15	146	171	225	350	1288	3767	12983	24504	42621	—	—
PRC17	8	17	58	92	200	317	517	3508	4000	7575	—
PRC15	0	−25	−58	−75	−158	−225	—	—	—	—	—
PRC16	−29	−67	−108	−142	−221	−288	−379	—	—	—	—
PRC14	0	−33	−67	−83	−58	−25	142	1008	—	—	—
PRC12	0	−50	−83	−167	−233	−367	—	—	—	—	—
PRC13	−20	−45	−54	−81	−115	−155	—	—	—	—	—
PRC07	−37	−62	−104	−167	−329	—	—	—	—	—	—
PRC08	−4	33	25	83	213	500	2646	6850	14021	23250	—
PHC07	0	−50	−50	−50	−25	50	383	—	—	—	—
PHC08	−33	−33	−33	8	25	92	358	1683	—	—	—
PHC03	−58	−75	−67	−92	−150	−217	—	—	—	—	—
PHC04	−33	−117	−158	−225	−300	−425	—	—	—	—	—
PHC05	−25	−75	−100	−150	−158	−200	—	—	—	—	—
PHC06	−42	−63	−63	−100	−142	−217	—	—	—	—	—
PHC11	0	0	−25	−58	−100	−42	−25	133	1975	—	—
PHC10	8	−17	−75	−100	−108	−100	−67	—	—	—	—
PHC09	−17	−92	−100	−133	−192	−258	—	—	—	—	—
PHC01	−17	−42	−83	−133	−233	—	—	—	—	—	—
PHC02	33	58	83	192	275	508	1767	3875	8983	—	—

（1）SC 杭

SC15，SC16，SC17，SC10，SC11 では載荷の進行に伴って引張方向の残留ひずみが発生した。これらは鋼管の引張降伏が先行した試験体であり，降伏後の鋼管の塑性ひずみが主な残留軸方向ひずみの原因であると考えられる。SC16 の軸方向ひずみは SC17 のものと比較して小さい。杭体の一方のみで鋼管が引張降伏したこと，正側載荷のみで載荷回数が少ないことが原因だと思われる。SC15 は前述のように載荷が進行すると全断面引張の状態になり，R=3%の載荷で 4%を超える大きな軸方向変形が生じた。SC12，SC13 では軸方向の変形はほとんど見られなかった。SC14 では載荷によって圧縮方向の軸方向ひずみが進行した。鋼管の圧縮降伏以前からひずみは進行しており，コンクリートの残留ひずみも軸方向の変形に影響を与えていると考えられる。

（2）PRC 杭

i)　I 種

PRC17 では，載荷が進行するにつれて引張方向の残留軸方向ひずみが生じた。この値はⅢ種の場合（PRC14）と比較して大きい。2.4.4 項で述べたように，PRC14 がコンクリートの圧壊によって破壊したのに対して，PRC17 は PC 鋼材の破断が先行した。異形鉄筋量の少ない I 種は中立軸位置が浅く，引張縁のひずみが大きくなったのに加えて，発生した引張方向のひずみが残留軸方向ひずみとして蓄積したことで，より引張側のひずみが早期に進行することになったと思われる。

PRC15 と PRC16 では，載荷の進行に伴って圧縮方向に軸方向ひずみが進行していることが分かる。モーメントー曲率関係に明確な差は見られないが，PRC15 と比較して PRC16 の方が残留軸方向ひずみの値はやや大きい。一方向載荷の試験体では，残留変形が生じるため明確な残留軸方向ひずみの発生状況は分からないが，PRC21 を除けば圧縮方向のひずみはほとんど見られない。PRC21 については小変形時に圧縮側にひずみが進行しているが，PRC20 と耐力や変形性能に明確な差は見られない。

ii)　Ⅲ種

PRC08 では載荷によって大きな引張方向の軸方向ひずみが生じた。SC 杭の場合と同様に，鋼材が引張降伏し，その塑性ひずみによって発生した変形であると考えられる。PRC11，PRC14 では鋼材が引張降伏したものの，R=1.5%までは顕著な残留軸方向変形が生じなかった。PRC14 で正側圧壊後に残留変形が急増しているものの，それ以前は載荷方式による差はあまり見られない。PRC12，PRC13，PRC09，PRC10 では載荷方式によって差が見られた。PRC12，PRC13 では載荷に伴って徐々に圧縮方向の軸方向変形が進行した。PRC09，PRC10 では微小な圧縮方向ひずみが見られるが，PRC09 では載荷が進行するにつれて残留変形が引張側に移行した。PRC07 では載荷によって比較的大きな圧縮方向変形が生じた。

（3）PHC 杭

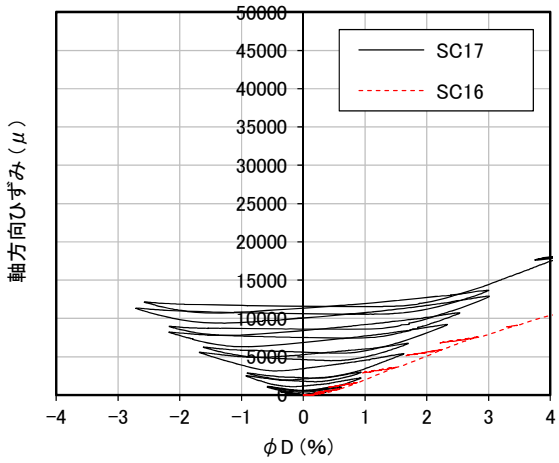
i）　A 種

PHC07，PHC08 では，R=1.5%の載荷からやや大きな引張方向の残留軸方向ひずみが見られた。PHC11 では R=2%以降に引張方向の残留軸方向ひずみが発生しているが，A 種では C 種と比較して早期に引張方向の軸方向ひずみが生じたことになる。2.4.4 項で述べたように，PHC 杭の無軸力試験体は A 種では PC 鋼材の破断，C 種ではコンクリートの圧壊により破壊したが，引張側ひずみの進展の違いが軸方向ひずみにもあらわれている。

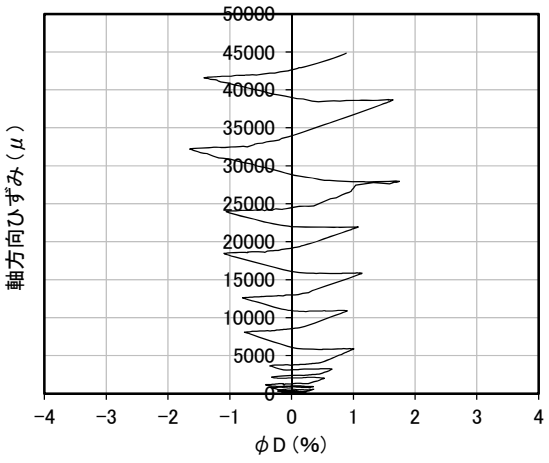
軸力 2000kN の試験体では載荷の進行に伴って圧縮方向の軸方向ひずみが発生した。残留軸方向ひずみの値はほとんどの試験体で C 種（PHC09）と同程度であるが，PHC04 では比較的大きな圧縮方向のひずみが発生した。ただし，耐力や変形性能に他試験体との差は見られなかった。

ii）C 種

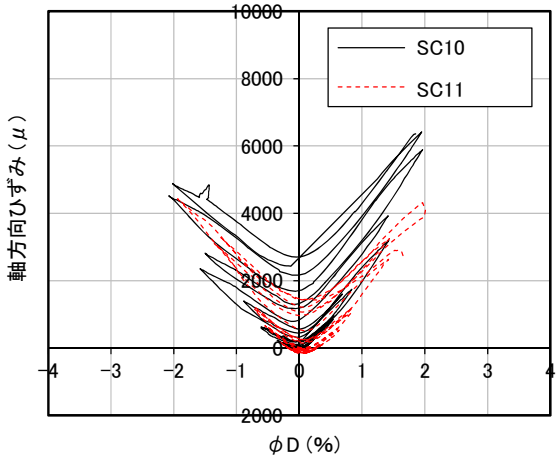
作用軸力による軸方向ひずみの発生状況の違いは PRC 杭 Ⅲ種と同様の傾向を示したが，生じた残留ひずみは比較的小さな値となった。PHC16，PHC10 では載荷方式による違いは小さいが，PHC15，PHC09 では正負交番載荷の試験体で比較的大きな圧縮側の残留軸方向ひずみが発生した。PHC09 と PHC01 では作用軸力が変化しても残留軸方向ひずみの値に顕著な差は見られなかった。



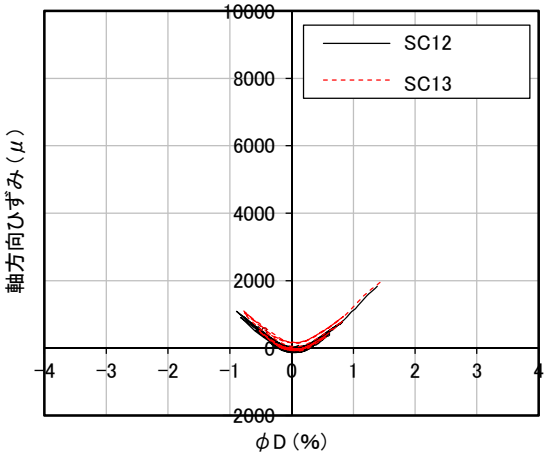
(a)　SC16, SC17



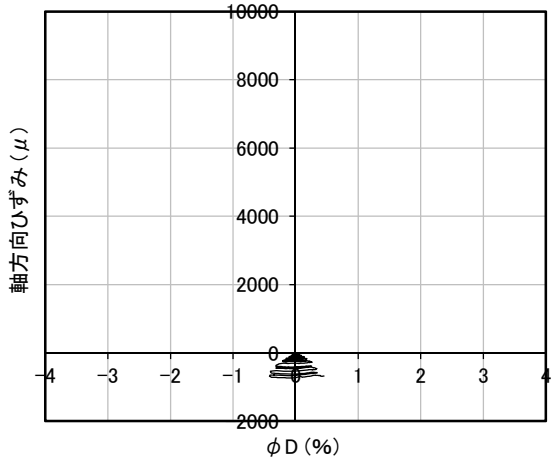
(b)　SC15



(c)　SC10, SC11

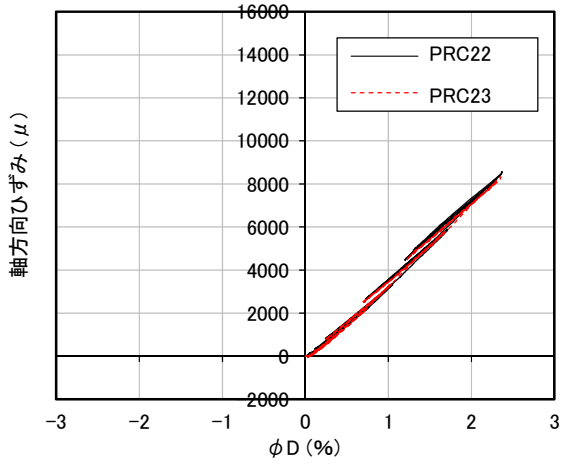


(d)　SC12, SC13

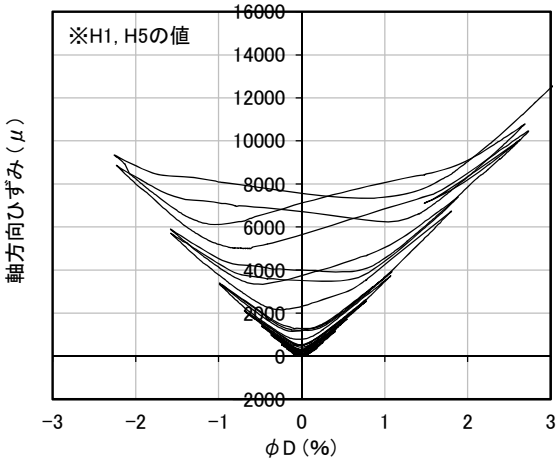


(e)　SC14

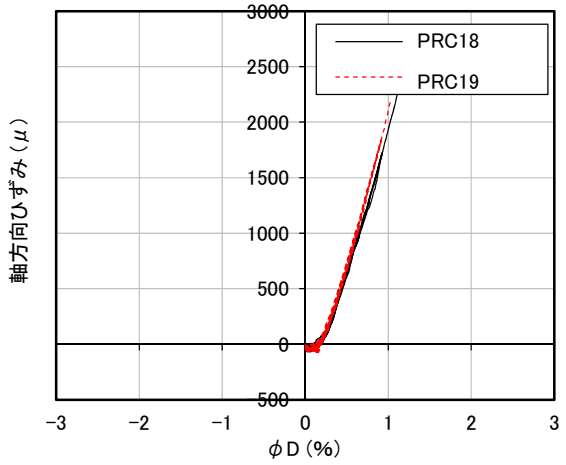
図 2.4.25　軸方向ひずみと曲率の関係（SC 杭）



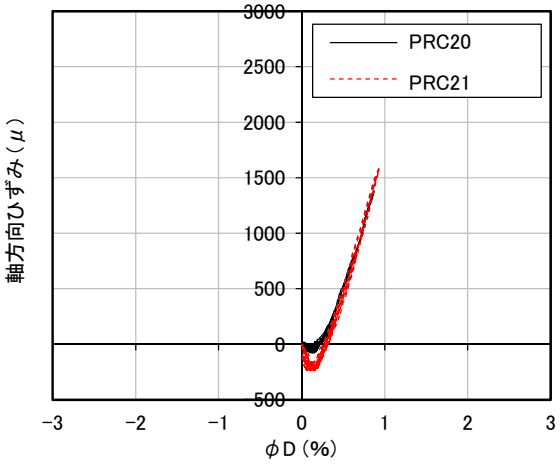
(a)　PRC22, PRC23



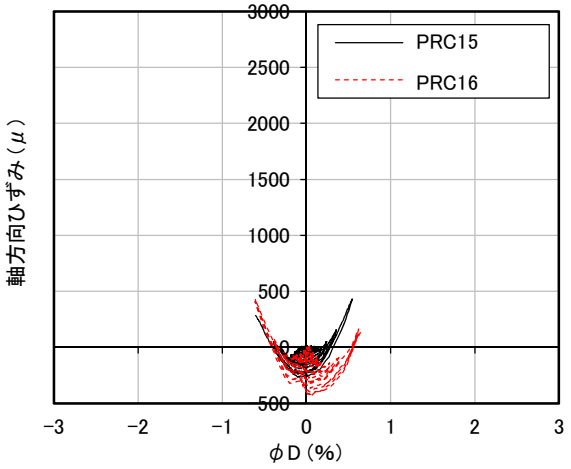
(b)　PRC17



(c)　PRC18, PRC19

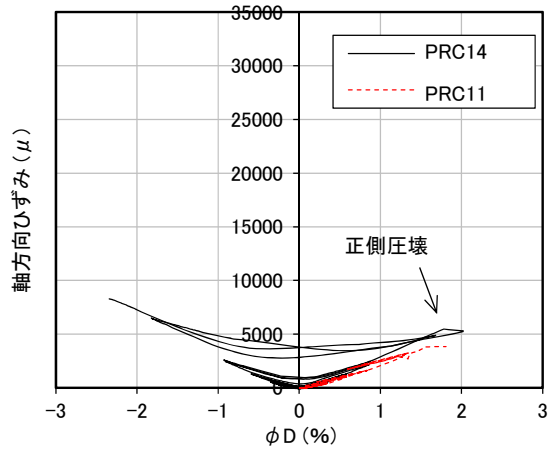


(d)　PRC20, PRC21

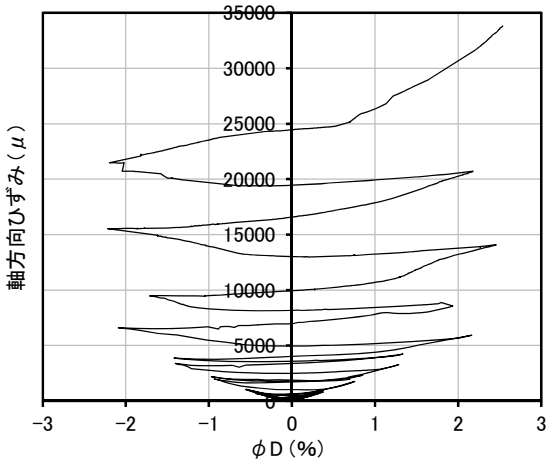


(e)　PRC15, PRC16

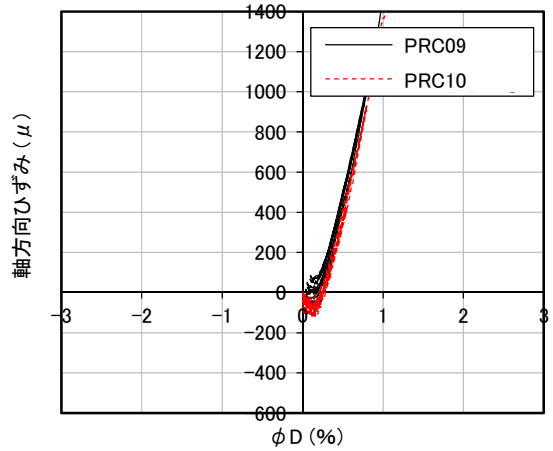
図 2.4.26　軸方向ひずみと曲率の関係（PRC 杭　Ⅰ種）



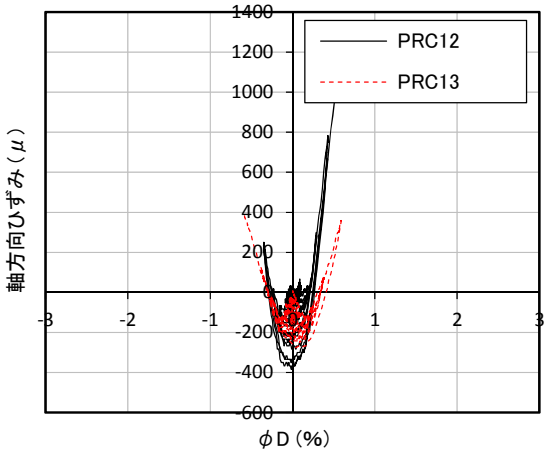
(a)　PRC14, PRC11



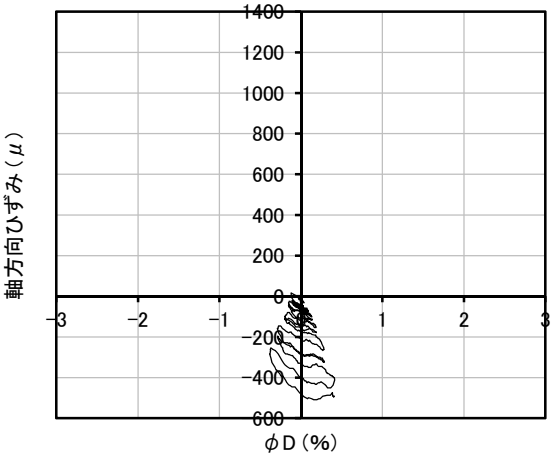
(b)　PRC08



(c)　PRC09, PRC10

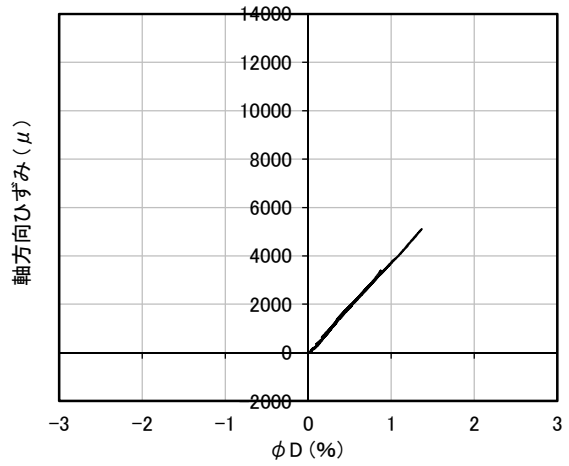


(d)　PRC12, PRC13

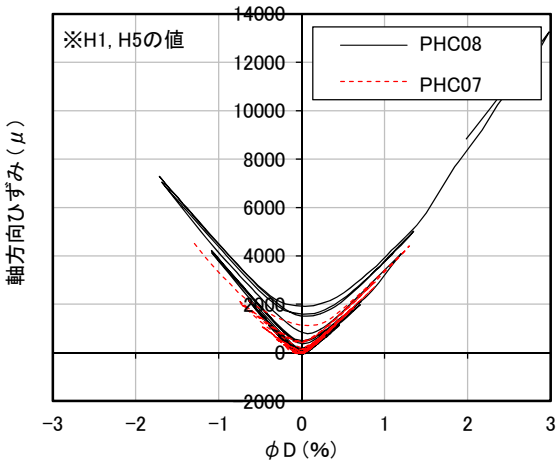


(e)　PRC07

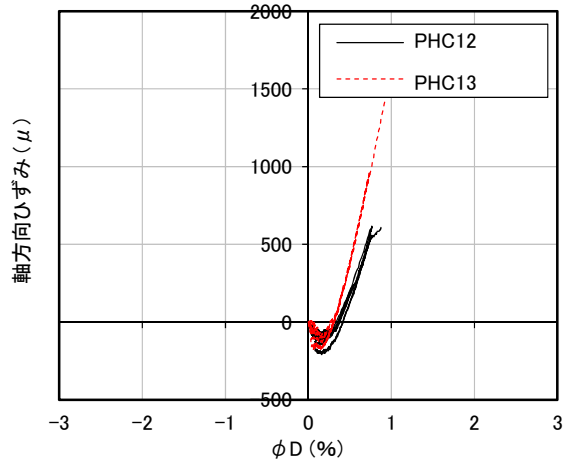
図 2.4.27　軸方向ひずみと曲率の関係（PRC 杭　Ⅲ種）



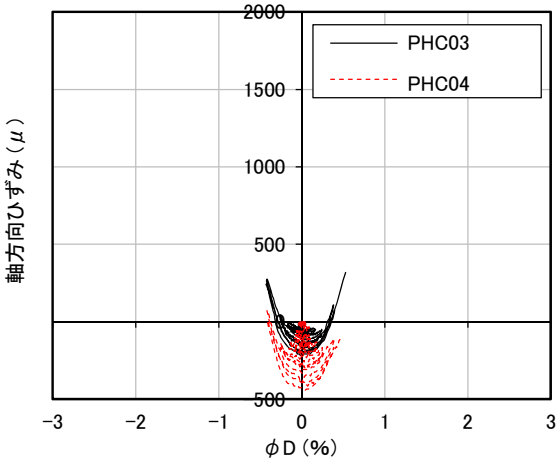
(a)　PHC14



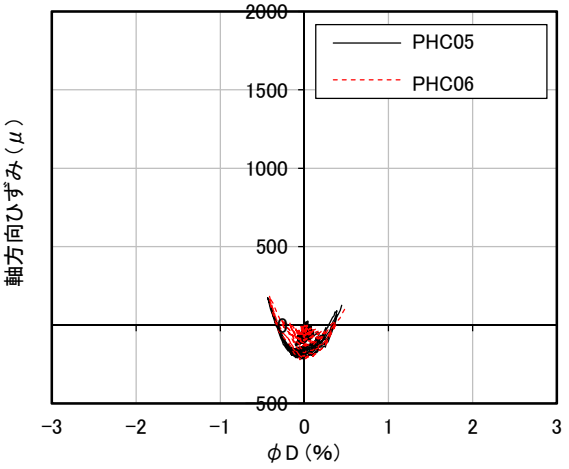
(b)　PHC08, PHC07



(c)　PHC12, PHC13

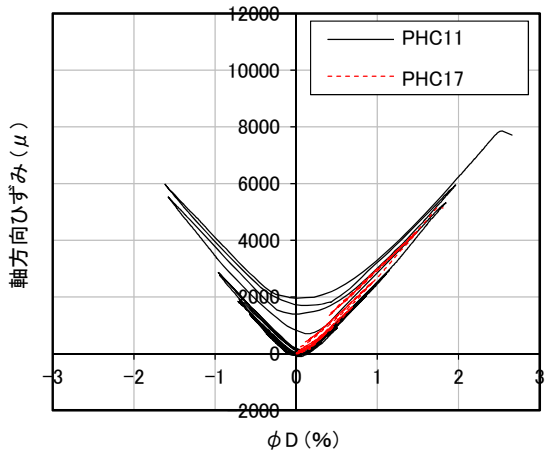


(d)　PHC03, PHC04

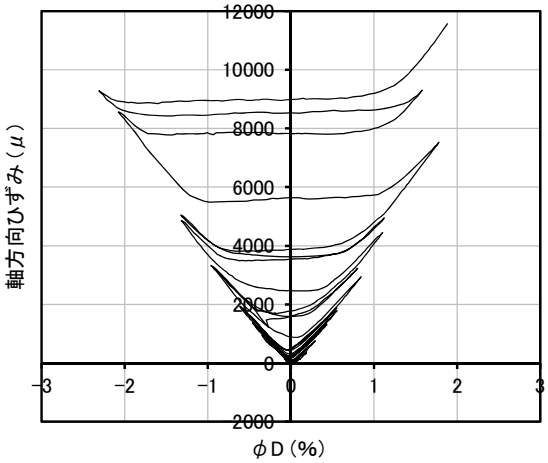


(e)　PHC05, PHC06

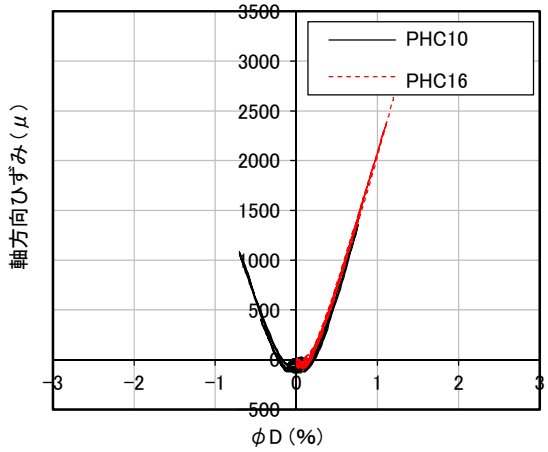
図 2.4.28　軸方向ひずみと曲率の関係（PHC 杭 A 種）



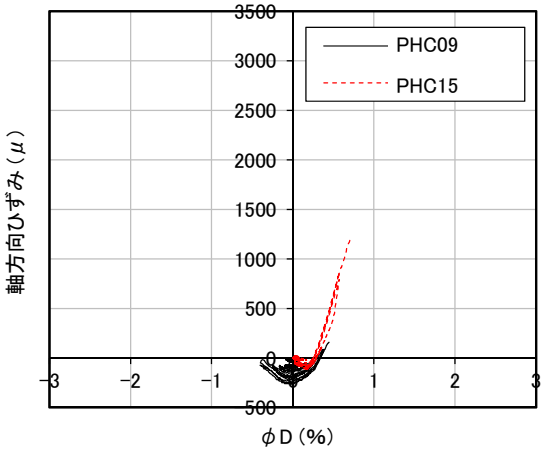
(a)　PHC11, PHC17



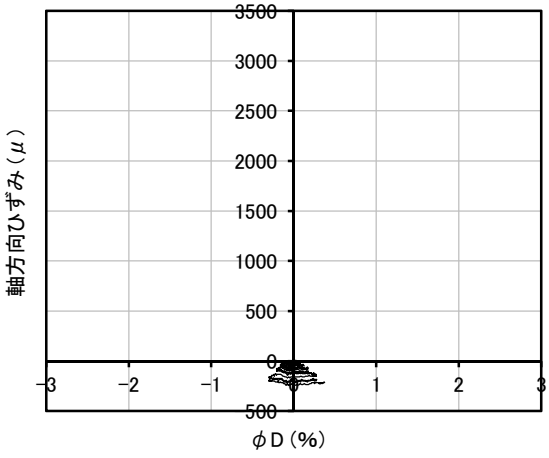
(b)　PHC02



(c)　PHC10, PHC16

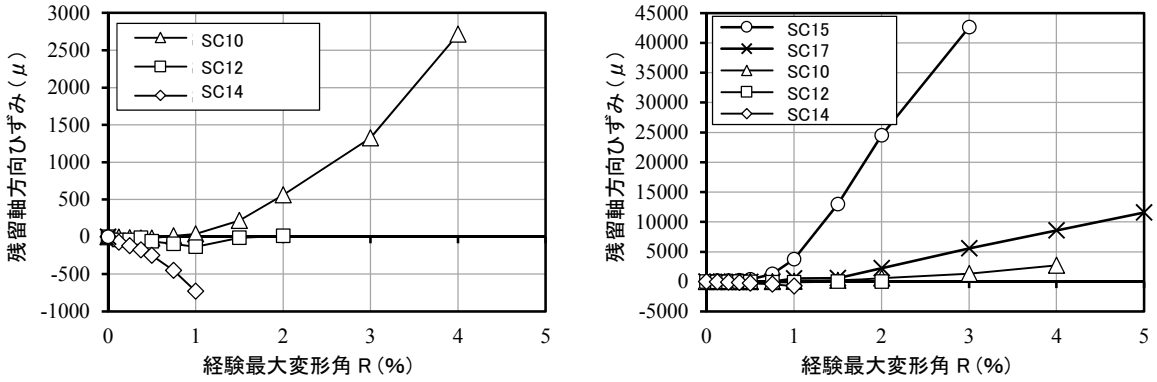


(d)　PHC09, PHC15

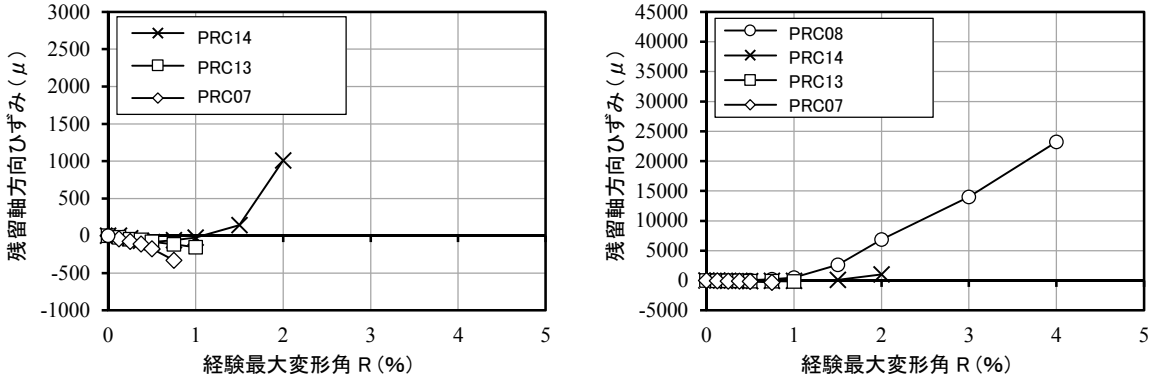


(e)　PHC01

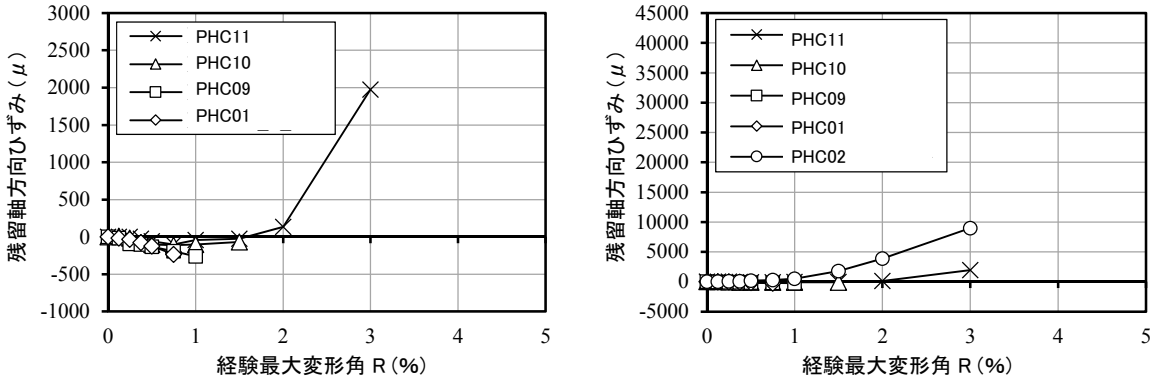
図 2.4.29　軸方向ひずみと曲率の関係（PHC 杭 C 種）



(a) SC 杭



(b) PRC 杭　Ⅲ種



(c) PHC 杭　C 種

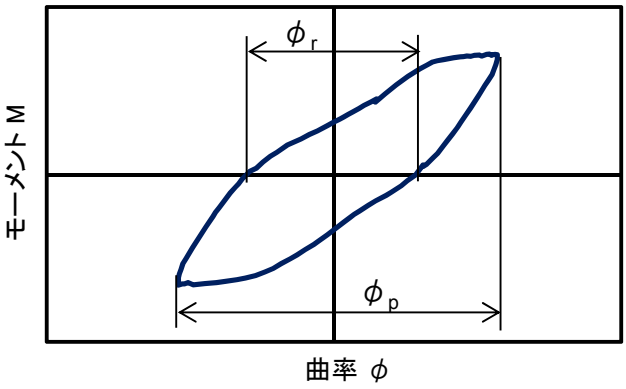
図 2.4.30　残留軸方向ひずみ

2.4.8　残留変形

表 2.4.16 および図 2.4.32 に各試験体のモーメント－曲率関係における残留変形率の推移を示す。残留変形率は図 2.4.31 に示すピーク時変形 ϕ_p に対する残留変形 ϕ_r の比であり，式(2.4.9)によって算出される。計算には載荷サイクル 2 週目の値を用いた。

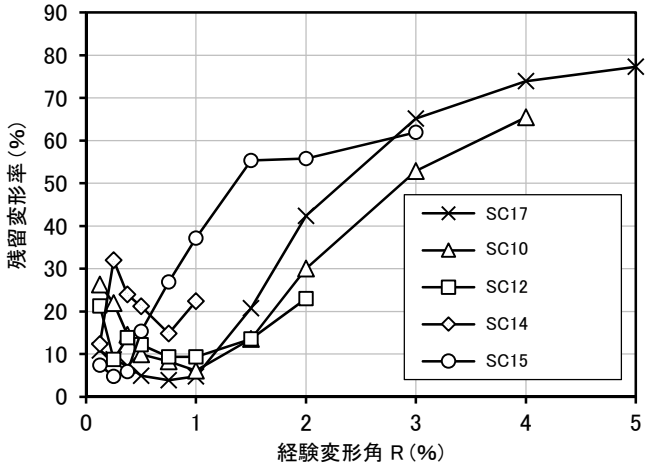
表 2.4.16　M－φ関係における残留変形率の推移

	残留変形率 (%)										
	1/800	1/400	1/267	1/200	1/133	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25	1/20
SC17	10.8	8.8	7.2	4.9	3.9	4.8	20.7	42.4	65.1	73.9	77.3
SC10	26.2	21.9	14.5	10.0	8.3	6.1	13.5	30.0	52.9	65.4	－
SC11	22.4	11.3	3.7	4.7	8.3	5.8	12.0	25.8	51.4	－	－
SC12	21.2	8.7	13.8	12.2	9.3	9.4	13.5	23.0	－	－	－
SC13	16.4	20.8	8.9	7.6	9.1	7.9	11.6	20.5	－	－	－
SC14	12.3	31.9	23.9	21.2	14.8	22.3	－	－	－	－	－
SC15	7.4	4.8	5.9	15.4	26.9	37.1	55.3	55.8	61.9	－	－
PRC17	4.8	5.1	4.1	4.3	6.9	7.8	10.7	19.2	32.9	50.4	－
PRC15	6.6	4.1	5.9	5.6	4.9	4.6	－	－	－	－	－
PRC16	5.8	4.5	4.6	4.4	4.5	4.0	5.2	－	－	－	－
PRC14	11.1	4.6	2.7	3.0	1.8	2.2	6.7	22.4	－	－	－
PRC12	1.7	2.5	5.5	6.5	2.0	2.6	－	－	－	－	－
PRC13	10.2	7.6	6.2	5.5	6.2	5.8	－	－	－	－	－
PRC07	36.1	22.8	18.5	22.4	18.8	－	－	－	－	－	－
PRC08	11.1	15.2	10.6	8.0	7.4	7.7	34.3	40.1	41.6	61.2	－
PHC07	6.3	4.0	3.4	3.8	3.8	4.2	8.1	－	－	－	－
PHC08	7.0	4.2	3.8	3.4	3.6	4.4	7.2	13.6	－	－	－
PHC03	−6.3	1.8	4.4	13.0	9.8	7.0	－	－	－	－	－
PHC04	11.7	8.2	9.0	8.0	7.1	6.2	－	－	－	－	－
PHC05	7.0	7.8	7.4	6.6	7.4	6.6	－	－	－	－	－
PHC06	10.7	10.5	9.0	9.5	9.5	7.9	－	－	－	－	－
PHC11	4.6	3.8	3.3	1.8	2.5	2.3	2.4	3.4	18.6	－	－
PHC10	11.3	7.2	4.6	4.2	4.5	2.9	3.4	－	－	－	－
PHC09	3.2	0.0	0.7	4.9	3.0	4.9	－	－	－	－	－
PHC01	36.0	22.8	21.5	15.0	15.0	－	－	－	－	－	－
PHC02	2.1	9.1	9.3	4.9	8.1	9.4	10.6	14.4	24.0	－	－

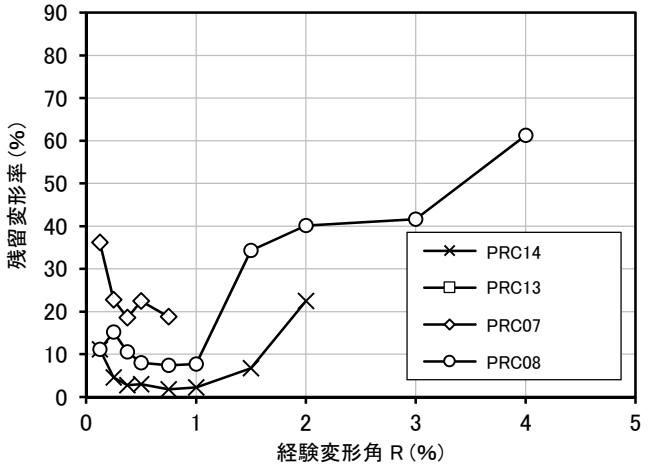


$$\text{残留変形率} = {\varphi_r}/{\varphi_p} \qquad (2.4.9)$$

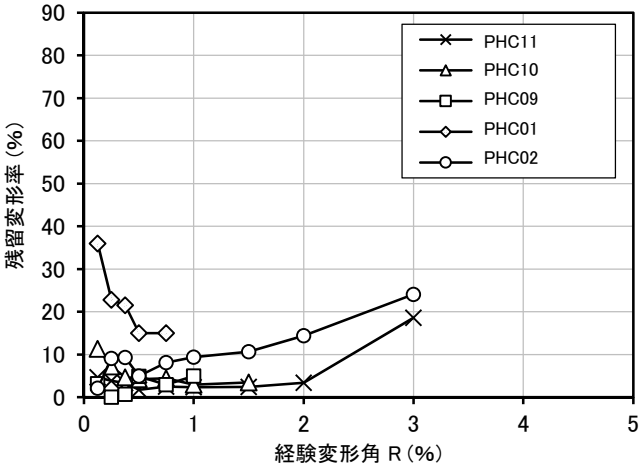
図 2.4.31　残留変形率の算出方法



(a)　SC 杭



(b)　PRC 杭　Ⅲ種



(c)　PHC 杭　C 種

図 2.4.32　M－φ関係における残留変形率

2.4.9　まとめ

一定軸力下における既成コンクリート杭の曲げ実験を行い，以下の知見を得た。

- 杭体の曲げ変形性能は作用軸力が増大するに従って低下した。
- 作用軸力の違いによって杭体は異なる破壊過程を示し，曲げひび割れ，鋼材の降伏などの特性点は，発生の順序や有無が変化した。
- 今回の実験範囲では無軸力または圧縮軸力を作用させた SC 杭は鋼管の局部座屈によって耐力低下を起こし終局に至ったが，載荷終了時まで軸力保持性能を喪失しなかった。
- 圧縮軸力を作用させた PHC 杭，PRC 杭は最大耐力点においてコンクリートが急激に圧壊する脆性的な破壊性状を示した。
- 引張軸力を作用させた PHC 杭，PRC 杭は PC 鋼材の破断によって終局に至った。破断時，PHC 杭では急激に耐力低下し軸力保持性能を喪失したが，PRC 杭では異形鉄筋の存在によって軸力を保持した。
- PRC 杭および PHC 杭の内部の軸方向筋（PC 鋼材・異形鉄筋）は降伏すると急激にひずみが進行し，平面保持が成立しなくなった。
- 引張軸力から低圧縮軸力が作用し，鋼材の引張降伏が先行する場合には載荷が進行するにつれて引張方向の残留軸方向ひずみが発生し，特に引張軸力下では杭体の顕著な伸びが確認された。

2.5 断面解析

平面保持を仮定した断面解析によって，実験で取得したモーメント－曲率関係を評価した。ここで解析の対象としたのは本実験で実施した試験体とする。ただし，実験で最大耐力が記録できなかった SC15 試験体は解析対象から外したため，計 41 体である。

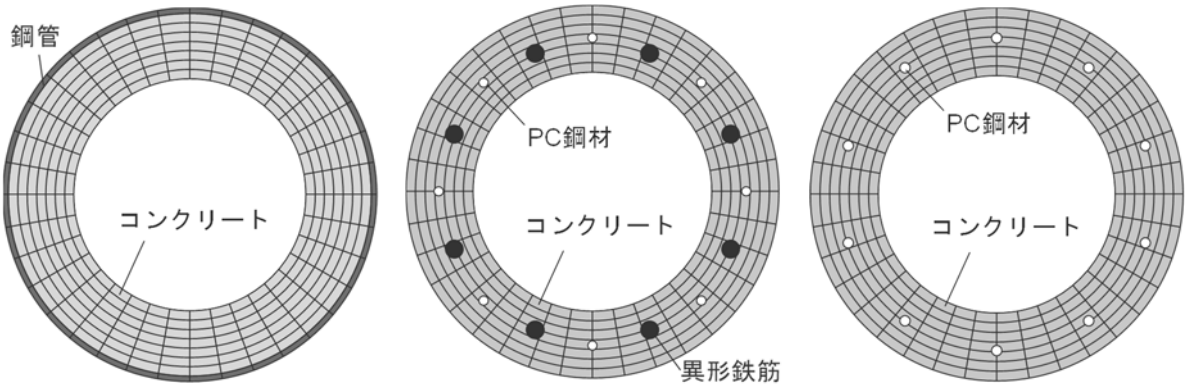
2.5.1 解析モデルの概要

（1） 計算方法

断面解析では，平面保持の仮定に基づき曲率を増加させ，軸方向の力の釣り合いを満たすように中立軸位置を決定し，そのときのモーメントを求めた。解析は曲率を単調に増加させる方法（Pushover 解析）と，実験で記録した曲率の履歴を解析で与える方法（繰返し解析）の 2 種類を実施した。

（2） 試験体のモデル化

解析に先立ち，試験体の杭体断面を図 2.5.1 のように要素分割した。鋼管，コンクリートは円周方向に 36 分割し，コンクリートはさらに半径方向に等厚に 7 分割した。PC 鋼材と異形鉄筋による断面欠損は考慮しなかった。各要素の重心位置に，該当する材料の一軸応力－ひずみ関係を持つ非線形バネを設定して解析を行った。この非線形バネは，既往の文献などで紹介されている方法として Case1，本研究で提案する方法として Case2 のそれぞれの場合についての解析を行った。両 Case ともプレストレス力は各要素に初期ひずみを与えることで模擬した。ひずみは PC 鋼材の引張合力とその他の要素の圧縮合力が釣り合うように与えており，PC 鋼材のひずみは 2.4.6 項に示す初期ひずみと等しい。また，コンクリートの引張側の応力負担は無視した。本研究で実施した解析を，表 2.5.1 のようにまとめる。



(a) SC 杭　　(b) PRC 杭　　(c) PHC 杭

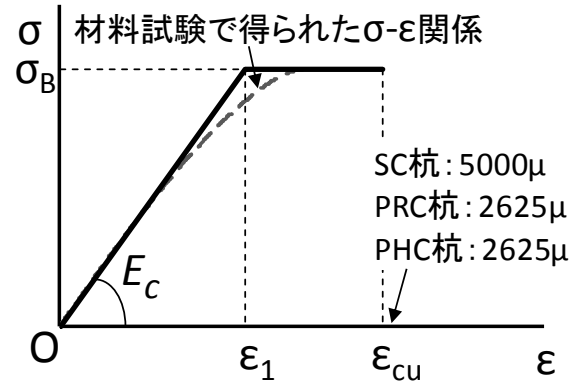
図 2.5.1　断面の分割図

表 2.5.1　実施した解析一覧

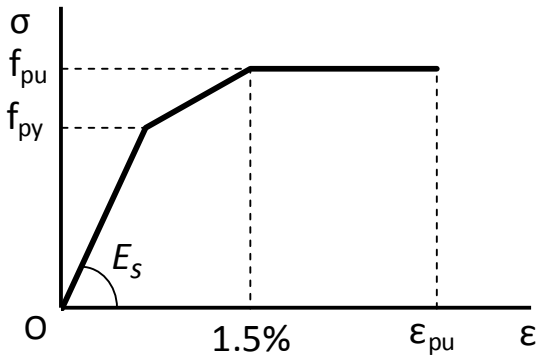
		PRC杭	PHC杭	SC杭
Pushover 解析	Case1	17体	17体	7体
	Case2	17体	17体	
繰返し 解析	Case1			
	Case2	17体	17体	

1）解析 Case1

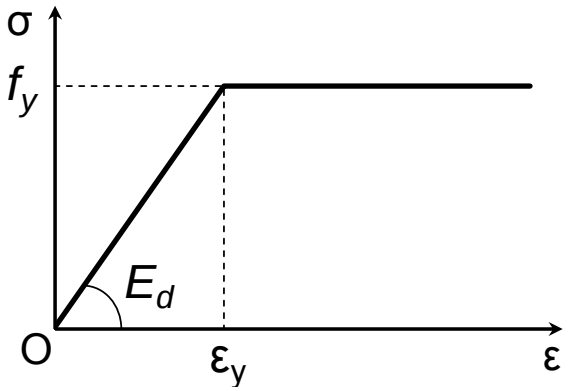
解析 Case1 で用いた材料の応力－ひずみ関係を図 2.5.2 に示す。Case 1 は，PHC 杭および PRC 杭では，RC 基礎指針[2-20]で提案されている材料モデルを用いて計算を行ったものである。SC 杭は，RC 基礎指針[2-20]に記載がないため，文献[2-15]で提案されている材料モデルを用いた。コンクリートはひずみ軟化域を持たないバイリニア型のモデルで，圧縮応力は材料試験の 1/3 割線剛性で圧縮強度 σ_B まで直線的に上昇する。圧縮応力が圧縮強度 σ_B に到達してからは，終局ひずみ ε_{cu} までそれを維持する。終局ひずみ ε_{cu} の値には，RC 基礎指針[2-20]や文献[2-15]に従い SC 杭 5000μ，PRC 杭・PHC 杭 2625μ を用いた。PRC 杭・PHC 杭の PC 鋼材はトリリニア型のモデルである。また，引張限界ひずみは 5000μ とした。PRC 杭の普通鉄筋や SC 杭の外殻鋼管はすべてひずみ硬化の影響を無視し，完全弾塑性とした。なお，この時の限界歪は設定していない。



(a) コンクリート



(b) PC 鋼材



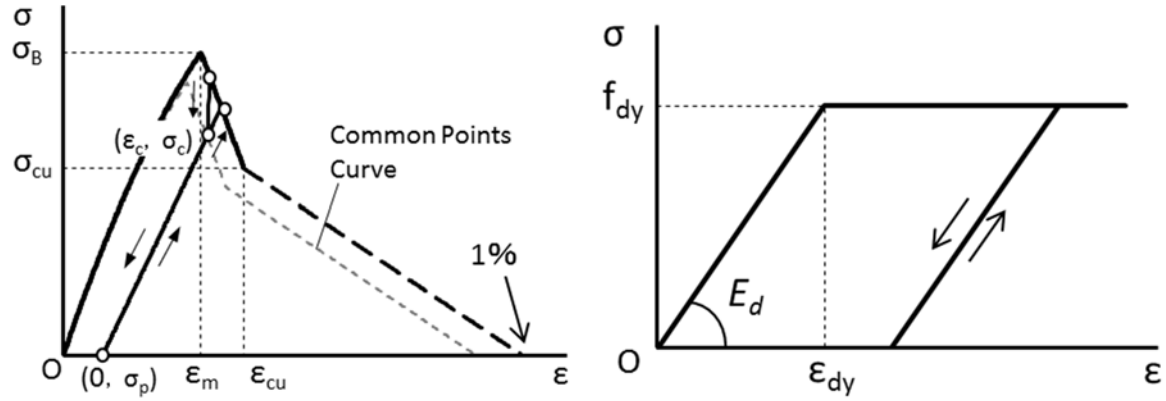
(c) 外殻鋼管・普通鉄筋

図 2.5.2　材料の応力－ひずみ関係（Case1）

2）解析 Case2

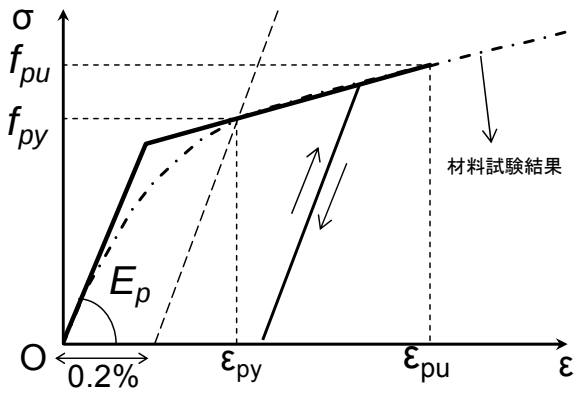
解析 Case 2 では，PHC 杭および PRC 杭について，既往の評価法と比べ材料の現状に即した材料特性を提案し解析を行った。本研究では，SC 杭については Case2 の解析を実施しなかった。Case2 では，Case1 からコンクリートモデルを変更し，六車渡邊モデル[2-19]を用いた。ただし，スパイラル筋による拘束効果は考慮せず，全断面プレーンコンクリートとして計算した。圧縮強度時ひずみ ε_m には材料試験値

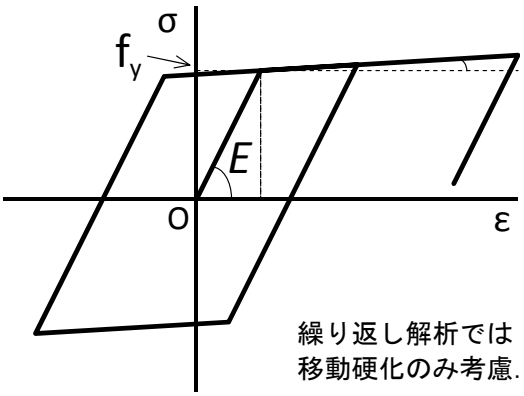
を用いた。六車渡邉モデルでは ε_m の値の上限を 2871μ と定めているが，今回は材料試験によってそれを上回る結果が得られたため，この上限を無視した。文献[2-19]では除荷・再載荷履歴は直線と 2 次曲線によって構成されているが，今回は実験の M－ϕ 関係との適合性を考慮してすべて直線状の履歴とした。除荷時はコモンポイント（ε_c，σ_c）と応力が 0 となる点（ε_p，0）を直線で結んだ。再載荷時はコモンポイントまでは除荷時と同じ履歴とし，それ以降も勾配は変化せず，骨格曲線まで復帰することとした。材料モデルの ε_{cu} の値は，各試験体の実験値 ${}_e\varepsilon_u$ を参考に決定した。2.4.6 項（１）では，本実験における杭体表面のひずみの計測結果が示されている。実験におけるコンクリート圧壊時の各試験体の圧縮側杭体表面のひずみを ${}_e\varepsilon_u$ とした。片側繰返し載荷の場合と，両側繰返し載荷の場合とに分けてそれぞれの実験値 ${}_e\varepsilon_u$ を図 2.5.3 に示す。図 2.5.3 に示すように，今回の実験の範囲ではコンクリート強度によって ${}_e\varepsilon_u$ の値が大きく変わることはなかった。一方，片側繰返し載荷の場合と比べると，両側繰返し載荷の場合は ${}_e\varepsilon_u$ の値が小さくなった。そこで，片側繰返し載荷の場合と両側繰返し載荷の場合とに分けて，それぞれの ${}_e\varepsilon_u$ を材料試験の圧縮強度時ひずみ ε_m で除したあとに平均値を算出した。その結果，片側繰返し載荷の場合は ${}_e\varepsilon_u$／ε_m の平均値が 1.437，両側繰返し載荷の場合は ${}_e\varepsilon_u$／ε_m の平均値が 1.133 となった。そこで材料モデルの ε_{cu} の値は，片側繰返し載荷の場合は $\varepsilon_{cu}=1.437\varepsilon_m$，両側繰返し載荷の場合は $\varepsilon_{cu}=1.133\varepsilon_m$ の値を用いた。



(a) コンクリート（六車・渡邊モデル）

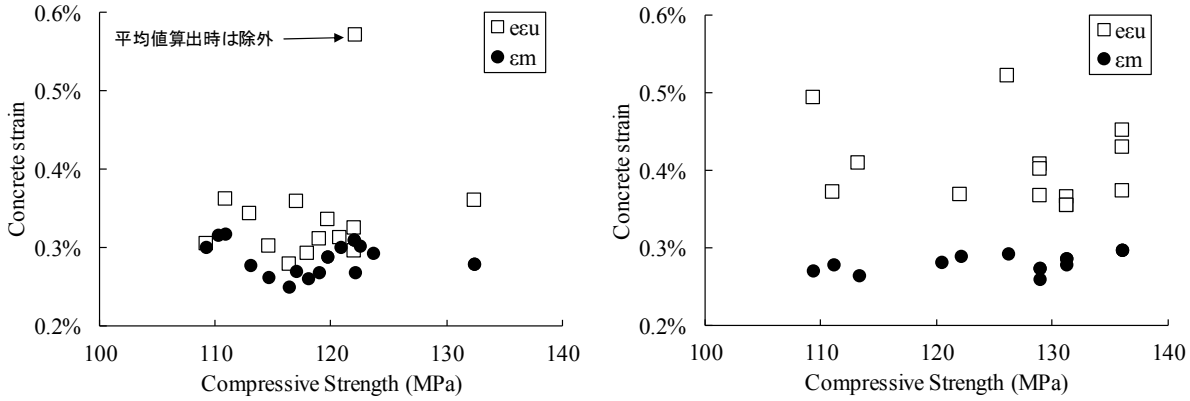
(b) 異形鉄筋





(c) PC 鋼材

図 2.5.3　材料の応力－ひずみ関係（Case 2）



(a) 両側繰返し載荷　　(b) 片側繰返し載荷

図 2.5.4　コンクリートの終局ひずみ（Case 2）

PC 鋼材のモデルはトリリニア型のモデルであるが，折れ曲がり点は 2 次勾配部分が材料試験の 0.2%オフセットによる降伏点を通過するように設定した。また引張限界ひずみ時に材料試験の引張強度と一致するように 2 次勾配を決定した。PC 鋼材の引張限界ひずみは，PC 鋼材が破断によって終局を迎えた試験体の実験値を参考に決定した。PC 鋼材が破断によって終局を迎えた試験体の破断ひずみの一覧と，PHC 杭と PRC 杭のそれぞれの平均値を表 2.5.2 に示す。表に示した実験値は，PC 鋼棒に貼付した歪みゲージの値ではなく，2.4.6 項（１）で示したように，変位計から推定したひずみである。そのため，この破断ひずみは実際に破断した箇所のように変形が集中した箇所のひずみではなく，変位計の計測区間内で一様にならしたあとのひずみであるが，今回はこの値（PHC 杭で 1.73%，PRC 杭で 2.70%）を採用した。

PRC 杭の普通鉄筋の材料モデルは Case1 と同様完全弾塑性とした。

表 2.5.2　PC 鋼材の破断ひずみ（Case 2）

試験体	破断時歪	試験体	破断時歪
PHC02	2.68%	PRC08	3.30%
PHC07	1.36%	PRC17	2.09%
PHC08	1.58%	平均	2.70%
PHC14	1.29%		
平均	1.73%		

(3) 特性点の定義

解析における各特性点の定義を表 2.5.3 に示す。曲げひび割れ点の算出に用いたコンクリート曲げ強度は式(2.5.1)および式(2.5.2)によって算出した[2-21]。

$$\sigma_f = 0.440 \cdot {\sigma_B}^{0.678} \tag{2.5.1}$$

$$\varepsilon_f = \frac{\sigma_f}{E_c} \tag{2.5.2}$$

ただし，　σ_f：コンクリート曲げ強度（MPa）

σ_B：コンクリート圧縮強度（MPa）

E_c：コンクリートヤング係数（MPa）

表 2.5.3　解析における特性点の定義

	定義
曲げひび割れ	引張側コンクリートのひずみがε_fに達した点（PRC および PHC 杭のみ）
PC 鋼材の降伏	PC 鋼材の引張ひずみが降伏ひずみ ε_y（材料試験値）に達した点
最大モーメント	最大のモーメントを記録した点
終局	以下のうち，はじめに到達した点 ⅰ) SC 杭 圧縮外縁コンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した点または，モーメントが最大時の 80%まで低下した点 ⅱ) PRC および PHC 杭 圧縮側コンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した点または，引張側 PC 鋼材が引張限界ひずみに達した点または，モーメントが最大時の 80%まで低下した点.

2.5.2 解析結果

（1） 特性点のモーメントー曲率

以下に算出した各特性点のモーメントおよび曲率の値を示す。また，各数値の右欄の括弧内には計算値に対する実験値の比率を表記した。表下部には，各特性点のモーメントおよび曲率に対する実験値／計算値の平均と，その標準偏差を示した。

1）SC 杭

計算値の終局点は全てコンクリートの圧壊によって決定した。しかし，実験では鋼管の局部座屈によって終局状態となっている。

降伏点について，モーメントは実験値／計算値が 1.03～1.19 となり，安全側に評価出来た。一方，降伏時の曲率は，実験値／計算値が 0.75～0.93 となり計算は実験値を過大評価していた。最大耐力時について，モーメントは実験値／計算値が 1.22～1.36 となり，安全側に評価出来たものの計算は実験値を過小評価していた。最大耐力時の曲率も実験値／計算値が 1.03～2.44 となり，安全側に評価出来たものの計算は実験値を過小評価していた。これは，今回の解析では鋼管のひずみ硬化による耐力の上昇や鋼管によるコンクリートの拘束状況を考慮していないことが原因であると考えられる。降伏点モーメント，降伏点曲率，最大耐力の実験値／計算値の標準偏差はそれぞれ 0.05，0.07，0.05 とばらつきの小さな結果となった。一方で，最大耐力時の曲率は 0.43 であり，ばらつきが大きな結果となった。

2）PRC 杭

（a）Case1

曲げひび割れ時のモーメントは実験値／計算値が 0.77～2.11，その平均値が 1.53，標準偏差が 0.34 となった。また，曲げひび割れ時の曲率は，実験値／計算値が 0.88～2.14，その平均値が 1.49，標準偏差が 0.35 となった。モーメントも曲率も，計算値が実験値を過小評価しており，またばらつきが大きく精度が悪い結果となった。

PC 鋼材降伏時のモーメントは実験値／計算値が 0.79～1.05，その平均値が 0.95，標準偏差が 0.08 となった。危険側になる試験体があるものの，実験値を精度良く評価出来た。また，PC 鋼材降伏時の曲率は，実験値／計算値が 0.67～0.98，その平均値が 0.78，標準偏差が 0.10 となった。全体的に計算値が実験値を過大評価した結果となり精度が悪い結果となった。

最大耐力時のモーメントは実験値／計算値が 0.88～1.15，その平均値が 1.01，標準偏差が 0.08 となった。危険側になる試験体があるものの，実験値を精度良く評価出来た。また，最大耐力時の曲率は，実験値／計算値が 0.73～1.33，その平均値が 0.91，標準偏差が 0.18 となった。全体的に計算値が実験値を過大評価した結果となった。

（b）Case2

Case2 では，Pushover 解析と繰返し解析を実施した。表に示したように，両解析において大きな差はなかった。ただし，引張軸力を導入した PRC08 と軸力 0 の PRC14 試験体の最大耐力時の曲率の評価では，繰返し解析の推定精度が悪くなった。軸力が引張または 0 の場合は，鉄筋の繰返し挙動によって曲率の制度に影響が出る場合があることがわかった。

Case2 の Pushover 解析における解析の精度について以下のように示す。

曲げひび割れ時のモーメントは実験値／計算値が 0.75～1.20，その平均値が 1.08，標準偏差が 0.12 となった。また，曲げひび割れ時の曲率は，実験値／計算値が 0.70～1.10，その平均値が 0.92，標準偏差が 0.11 となった。Case1 と比べると，モーメントも曲率も計算精度が大きく向上した。

PC 鋼材降伏時のモーメントは実験値／計算値が 0.80～1.05，その平均値が 0.96，標準偏差が 0.08 となった。危険側になる試験体があるものの，実験値を精度良く評価出来た。また，PC 鋼材降伏時の曲率は，実験値／計算値が 0.67～0.97，その平均値が 0.77，標準偏差が 0.10 となった。Case1 とほとんど同じ結果となった。

最大耐力時のモーメントは実験値／計算値が 0.85～1.19，その平均値が 1.06，標準偏差が 0.08 となった。また，最大耐力時の曲率は，実験値／計算値が 0.81～1.49，その平均値が 1.05，標準偏差が 0.18 となった。ばらつきに関しては Case1 とほとんど同じ結果となったが，曲率の平均値が改善され精度がわずかに良くなった。

3）PHC 杭

（a）Case1

曲げひび割れ時のモーメントは実験値／計算値が 1.30～3.02，その平均値が 1.76，標準偏差が 0.48 となった。また，曲げひび割れ時の曲率は，実験値／計算値が 1.34～2.58，その平均値が 1.87，標準偏差が 0.70 となった。モーメントも曲率も，計算値が実験値を過小評価しており，またばらつきが大きく精度が悪い結果となった。

PC 鋼材降伏時のモーメントは実験値／計算値が 0.89～1.08，その平均値が 0.99，標準偏差が 0.06 となった。危険側になる試験体があるものの，実験値を精度良く評価出来た。また，PC 鋼材降伏時の曲率は，実験値／計算値が 0.58～0.80，その平均値が 0.70，標準偏差が 0.10 となった。計算値が実験値を過大評価した結果となり精度が悪い結果となった。

最大耐力時のモーメントは実験値／計算値が 0.80～1.21，その平均値が 0.99，標準偏差が 0.10 となった。危険側になる試験体があるものの，実験値を精度良く評価出来た。また，最大耐力時の曲率は，実験値／計算値が 0.34～1.15，その平均値が 0.69，標準偏差が 0.27 となった。全体的に計算値が実験値を過大評価した結果となり精度が悪い結果となった。

（b）Case2

PRC 杭と同様に Case2 では，Pushover 解析と繰返し解析を実施した。PRC 杭と同様に，両解析において大きな差はなかった。ただし， PHC08 試験体の最大耐力時の曲率の評価では，両者に差があった。

Case2 の Pushover 解析における解析の精度について以下のように示す。

曲げひび割れ時のモーメントは実験値／計算値が 1.02～1.59，その平均値が 1.21，標準偏差が 0.15 となった。また，曲げひび割れ時の曲率は，実験値／計算値が 0.64～1.57，その平均値が 1.05，標準偏差が 0.23 となった。Case1 と比べると，モーメントも曲率も計算精度が大きく向上した。

PC 鋼材降伏時のモーメントは実験値／計算値が 0.90～1.10，その平均値が 1.02，標準偏差が 0.06 となった。Case1 と同じように実験値を精度良く評価出来た。また，PC 鋼材降伏時の曲率は，実験値／計算値が 0.53～0.84，その平均値が 0.68，標準偏差が 0.10 となった。Case1 とほとんど同じ結果となっ

た。

最大耐力時のモーメントは実験値／計算値が 0.84～1.48，その平均値が 1.04，標準偏差が 0.14 となった。また，最大耐力時の曲率は，実験値／計算値が 0.48～1.21，その平均値が 0.83，標準偏差が 0.23 となった。Case1 とほとんど同じ結果となったが，曲率の平均値が改善された。

表 2.5.4　各特性点のモーメント曲率一覧（SC 杭）

(a) Case 1 （Pushover 解析）

Specimens	Tensile Yeilding of steel tube				The maximum moment point			
	M		φ		M		φ	
	kNm		1/km		kNm		1/km	
SC10	541.7	(1.19)	2.472	(0.93)	590.5	(1.23)	4.509	(1.58)
SC11	542.5	(1.09)	2.472	(0.84)	590.8	(1.22)	4.559	(1.67)
SC12	642.8	(1.10)	2.770	(0.86)	664.6	(1.24)	3.418	(1.53)
SC13	643.1	(1.15)	2.759	(0.88)	660.0	(1.28)	3.240	(1.62)
SC14	0.0	-	0.000	-	548.3	(1.36)	1.703	(1.03)
SC16	425.4	(1.03)	2.196	(0.75)	490.6	(1.25)	8.714	(1.92)
SC17	425.8	(1.10)	2.200	(0.93)	486.2	(1.24)	6.868	(2.44)
Ave.		**1.11**		**0.86**		**1.26**		**1.68**
S.D.		**0.05**		**0.07**		**0.05**		**0.43**

表 2.5.5　各特性点のモーメント曲率一覧（PRC 杭）

(a) Case 1　(Pushover 解析)

Specimens	FrexuralCrack				Tensile Yeilding of PSBar				The maximum moment point			
	M		φ		M		φ		M		φ	
	kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km	
PRC07	364.7	(1.39)	0.996	(1.28)	0.0	-	0.000	-	518.5	(1.08)	1.628	(1.01)
PRC08	10.3	-	0.028	-	189.0	(1.05)	2.576	(0.72)	222.0	(1.15)	8.028	(1.22)
PRC09	184.8	(1.56)	0.508	(1.54)	500.9	(0.99)	3.392	(0.80)	517.5	(1.05)	4.784	(0.81)
PRC10	184.4	(1.52)	0.504	(1.53)	501.2	(1.04)	3.400	(0.98)	518.1	(1.09)	4.820	(0.87)
PRC11	42.4	(2.00)	0.116	(1.89)	249.0	(0.92)	2.692	(0.67)	290.5	(1.02)	9.920	(0.73)
PRC12	232.2	(0.77)	0.692	(0.88)	424.2	-	4.396	-	459.3	(0.80)	3.196	(0.76)
PRC13	183.8	(1.23)	0.500	(1.22)	0.0	-	0.000	-	468.8	(0.88)	2.752	(0.86)
PRC14	42.4	(1.79)	0.116	(2.02)	249.5	(0.95)	2.904	(0.75)	280.5	(1.02)	5.900	(1.21)
PRC15	184.6	(1.49)	0.580	(1.22)	414.4	-	2.756	-	422.7	(1.01)	3.060	(0.71)
PRC16	183.0	(1.51)	0.572	(1.49)	415.9	-	2.752	-	430.3	(0.98)	3.388	(0.78)
PRC17	41.2	(2.11)	0.132	(2.14)	176.7	(0.79)	2.004	(0.70)	214.8	(1.05)	8.192	(1.33)
PRC18	183.1	(1.26)	0.508	(1.27)	445.3	-	3.456	-	455.1	(1.01)	4.436	(1.01)
PRC19	182.7	(1.43)	0.504	(1.29)	445.4	-	3.448	-	455.6	(1.01)	4.468	(0.91)
PRC20	185.2	(1.39)	0.552	(1.32)	443.7	-	3.472	-	455.9	(1.00)	4.572	(0.76)
PRC21	185.0	(1.27)	0.552	(1.22)	443.7	(0.94)	3.476	(0.73)	455.8	(1.00)	4.564	(0.81)
PRC22	40.9	(1.87)	0.108	(1.63)	188.1	-	2.688	-	216.8	(1.00)	9.912	(0.91)
PRC23	40.6	(1.92)	0.116	(1.98)	186.4	(0.93)	2.680	(0.87)	217.0	(0.99)	10.580	(0.85)
Ave.		**1.53**		**1.49**		**0.95**		**0.78**		**1.01**		**0.91**
S.D.		**0.34**		**0.35**		**0.08**		**0.10**		**0.08**		**0.18**

(b) Case 2 (Pushover 解析)

Specimens	FrexuralCrack				Tensile Yeilding of PSBar				The maximum moment point				Ultimate point			
	M		φ		M		φ		M		φ		M		φ	
	kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km	
PRC07	429.2	(1.18)	1.224	(1.04)	0.0	-	0.000	-	469.6	(1.19)	1.472	(1.11)	464.6	(1.19)	1.532	(1.07)
PRC08	31.1	-	0.176	-	187.9	(1.05)	2.584	(0.72)	217.3	(1.18)	7.612	(1.28)	217.1	(0.79)	7.856	(1.25)
PRC09	243.2	(1.19)	0.712	(1.10)	493.5	(1.01)	3.460	(0.78)	494.9	(1.10)	3.784	(1.03)	491.7	(1.11)	4.368	(0.89)
PRC10	242.9	(1.16)	0.708	(1.09)	493.9	(1.05)	3.464	(0.97)	495.6	(1.14)	3.860	(1.09)	492.6	(1.15)	4.408	(0.95)
PRC11	77.8	(1.09)	0.288	(0.76)	247.5	(0.93)	2.708	(0.67)	283.5	(1.04)	8.948	(0.81)	283.3	(1.04)	9.472	(0.76)
PRC12	237.2	(0.75)	0.684	(0.89)	0.0	-	0.000	-	432.9	(0.85)	2.304	(1.05)	432.7	(0.85)	2.324	(1.04)
PRC13	236.5	(0.96)	0.696	(0.88)	0.0	-	0.000	-	442.6	(0.93)	2.520	(0.94)	442.5	(1.02)	2.560	(0.92)
PRC14	74.0	(1.03)	0.268	(0.87)	247.0	(0.96)	2.948	(0.74)	275.3	(1.04)	6.672	(1.07)	272.4	(1.00)	5.632	(1.31)
PRC15	229.3	(1.20)	0.808	(0.88)	389.9	-	2.960	-	393.1	(1.09)	2.680	(0.81)	392.7	(1.04)	2.744	(0.88)
PRC16	229.1	(1.21)	0.812	(1.05)	401.1	-	2.908	-	401.3	(1.05)	2.952	(0.90)	401.1	(1.05)	3.004	(0.88)
PRC17	70.5	(1.23)	0.300	(0.94)	175.0	(0.80)	2.028	(0.69)	209.2	(1.08)	7.304	(1.49)	208.9	(1.04)	7.628	(1.78)
PRC18	236.6	(0.97)	0.704	(0.92)	434.0	-	3.556	-	434.0	(1.06)	3.500	(1.29)	431.0	(1.06)	4.004	(1.14)
PRC19	236.4	(1.10)	0.700	(0.93)	434.6	-	3.540	-	434.6	(1.06)	3.536	(1.15)	431.7	(1.07)	4.040	(1.02)
PRC20	239.5	(1.07)	0.752	(0.97)	435.6	-	3.536	-	435.8	(1.04)	3.624	(0.96)	432.6	(1.02)	4.184	(0.82)
PRC21	240.3	(0.98)	0.756	(0.89)	435.5	(0.95)	3.540	(0.72)	435.6	(1.04)	3.612	(1.03)	432.5	(1.02)	4.176	(0.89)
PRC22	70.0	(1.09)	0.252	(0.70)	186.4	-	2.704	-	210.5	(1.03)	9.464	(0.95)	210.5	(1.02)	9.404	(1.01)
PRC23	71.7	(1.09)	0.280	(0.82)	185.1	(0.94)	2.692	(0.87)	211.2	(1.02)	10.320	(0.87)	211.2	(1.02)	10.100	(0.93)
Ave.		**1.08**		**0.92**		**0.96**		**0.77**		**1.06**		**1.05**		**1.03**		**1.03**
S.D.		**0.12**		**0.11**		**0.08**		**0.10**		**0.08**		**0.18**		**0.09**		**0.24**

(c) Case 2 (繰返し解析)

Specimens	FrexuralCrack				Tensile Yeilding of PSBar				The maximum moment point				Ultimate point			
	M		φ		M		φ		M		φ		M		φ	
	kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km	
PRC07	439.4	(1.15)	1.223	(1.04)	0.0	-	0.000	-	476.4	(1.18)	1.431	(1.15)	473.4	(1.16)	1.495	(1.10)
PRC08	29.9	-	0.165	-	185.8	(1.07)	2.476	(0.75)	192.3	(1.33)	3.020	(3.23)	150.9	(1.14)	6.480	(1.52)
PRC09	241.2	(1.20)	0.704	(1.11)	493.5	(1.01)	3.460	(0.78)	494.3	(1.10)	3.888	(1.00)	-	-	-	-
PRC10	241.0	(1.17)	0.700	(1.10)	492.0	(1.06)	3.476	(0.96)	495.6	(1.14)	3.844	(1.09)	-	-	-	-
PRC11	77.1	(1.10)	0.283	(0.77)	246.5	(0.93)	2.640	(0.69)	283.5	(1.04)	8.955	(0.81)	283.5	(1.04)	8.955	(0.81)
PRC12	238.0	(0.75)	0.684	(0.89)	0.0	-	0.000	-	432.9	(0.85)	2.304	(1.05)	432.9	(0.85)	2.304	(1.05)
PRC13	238.4	(0.95)	0.699	(0.88)	0.0	-	0.000	-	439.2	(0.94)	2.364	(1.00)	-	-	-	-
PRC14	72.5	(1.05)	0.256	(0.91)	246.5	(0.96)	2.800	(0.78)	276.9	(1.04)	10.960	(0.65)	266.6	(1.02)	6.600	(1.12)
PRC15	231.4	(1.19)	0.807	(0.88)	0.0	-	0.000	-	373.5	(1.15)	2.180	(1.00)	102.6	(3.98)	-16.820	-(0.14)
PRC16	230.3	(1.20)	0.808	(1.05)	400.8	-	2.888	-	401.1	(1.05)	2.968	(0.89)	401.1	(1.05)	2.968	(0.89)
PRC17	68.6	(1.27)	0.283	(1.00)	174.4	(0.80)	2.011	(0.69)	200.9	(1.12)	7.221	(1.51)	187.4	(1.16)	11.344	(1.20)
PRC18	234.0	(0.98)	0.693	(0.93)	434.0	-	3.531	-	434.0	(1.06)	3.499	(1.29)	430.0	(1.06)	3.973	(1.15)
PRC19	236.4	(1.10)	0.700	(0.93)	434.6	-	3.483	-	434.6	(1.06)	3.567	(1.14)	432.1	(1.06)	3.975	(1.03)
PRC20	238.3	(1.08)	0.747	(0.98)	428.7	-	3.584	-	435.4	(1.04)	3.488	(0.99)	432.8	(1.02)	4.171	(0.82)
PRC21	238.1	(0.99)	0.747	(0.90)	435.5	(0.95)	3.541	(0.72)	435.6	(1.04)	3.659	(1.02)	-	-	-	-
PRC22	69.2	(1.11)	0.245	(0.72)	186.4	-	2.704	-	210.5	(1.03)	9.029	(0.99)	206.9	(1.04)	9.205	(1.03)
PRC23	70.8	(1.10)	0.272	(0.84)	184.9	(0.94)	2.677	(0.87)	211.1	(1.02)	9.179	(0.98)	-	-	-	-
Ave.		**1.09**		**0.93**		**0.96**		**0.78**		**1.07**		**1.16**		**1.30**		**0.96**
S.D.		**0.12**		**0.11**		**0.08**		**0.09**		**0.10**		**0.56**		**0.85**		**0.40**

表 2.5.6　各特性点のモーメント曲率一覧（PHC 杭）

(a) Case 1　(Pushover 解析)

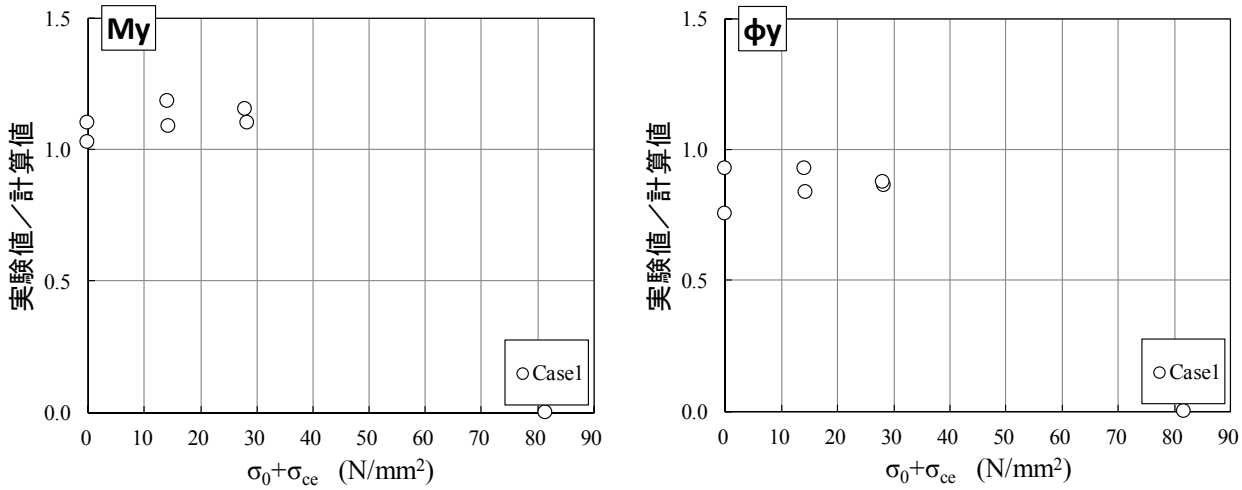
Specimens	FrexuralCrack				Tensile Yeilding of PSBar				The maximum moment point			
	M		φ		M		φ		M		φ	
	kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km	
PHC01	347.4	-	1.060	-	0.0	-	0.000	-	415.9	(1.21)	1.464	(1.02)
PHC02	33.0	(2.48)	0.096	(4.05)	151.3	(0.89)	2.772	(0.69)	184.0	(1.03)	9.312	(0.76)
PHC03	170.4	(1.49)	0.592	(1.61)	356.8	-	3.552	-	358.1	(0.92)	3.668	(0.58)
PHC04	169.8	(1.50)	0.588	(1.61)	356.8	-	3.552	-	358.3	(0.90)	3.688	(0.53)
PHC05	168.1	(1.30)	0.580	(1.47)	0.0	-	0.000	-	355.6	(0.80)	3.504	(0.43)
PHC06	169.3	(1.38)	0.564	(1.57)	0.0	-	0.000	-	354.5	(0.89)	3.328	(0.62)
PHC07	23.1	(2.02)	0.072	(2.00)	85.5	-	2.556	-	101.4	(0.92)	13.260	(0.26)
PHC08	24.4	(1.92)	0.084	(1.84)	85.3	-	2.564	-	101.0	(0.89)	12.380	(0.38)
PHC09	202.1	(1.50)	0.584	(1.51)	0.0	-	0.000	-	419.5	(0.93)	2.492	(0.71)
PHC10	131.5	(1.54)	0.388	(1.54)	334.4	(0.95)	3.256	(0.79)	338.5	(1.00)	3.608	(1.03)
PHC11	61.2	(2.22)	0.176	(2.43)	201.6	(1.01)	2.840	(0.86)	228.0	(1.03)	6.356	(1.15)
PHC12	165.6	(1.47)	0.504	(1.37)	366.8	(1.04)	3.868	(0.63)	376.4	(1.04)	5.456	(0.56)
PHC13	165.3	(1.45)	0.512	(1.42)	360.4	(0.99)	3.936	(0.59)	363.2	(1.07)	4.428	(0.91)
PHC14	20.9	(3.02)	0.064	(2.58)	89.7	(1.08)	2.924	(0.80)	104.7	(1.01)	15.944	(0.34)
PHC15	201.9	(1.44)	0.588	(1.37)	448.5	(1.00)	3.784	(0.58)	453.9	(1.04)	4.328	(0.65)
PHC16	132.1	(1.51)	0.404	(1.34)	333.3	(0.98)	3.380	(0.68)	351.1	(1.08)	5.496	(1.03)
PHC17	57.4	(1.95)	0.172	(2.17)	199.4	(0.98)	2.936	(0.69)	230.7	(1.07)	8.712	(0.79)
Ave.		**1.76**		**1.87**		**0.99**		**0.70**		**0.99**		**0.69**
S.D.		**0.48**		**0.70**		**0.06**		**0.10**		**0.10**		**0.27**

(b) Case 2 (Pushover 解析)

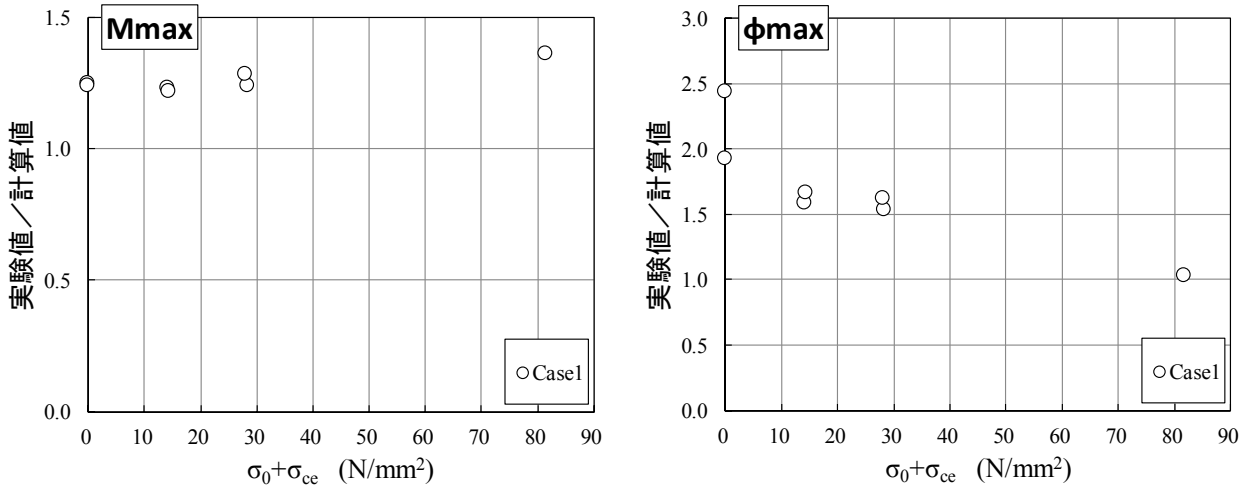
Specimens	FrexuralCrack				Tensile Yeilding of PSBar				The maximum moment point				Ultimate point			
	M		φ		M		φ		M		φ		M		φ	
	kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km	
PHC01	0.0	-	0.000	-	0.0	-	0.000	-	340.0	(1.48)	1.240	(1.21)	331.2	(1.52)	1.312	(1.14)
PHC02	57.9	(1.41)	0.248	(1.57)	148.2	(0.90)	2.816	(0.67)	176.9	(1.07)	7.460	(0.95)	176.8	(0.98)	7.464	(1.01)
PHC03	215.7	(1.18)	0.820	(1.16)	335.7	-	3.792	-	343.1	(0.96)	3.172	(0.67)	342.4	(0.96)	3.328	(0.64)
PHC04	215.4	(1.18)	0.816	(1.16)	336.9	-	3.780	-	343.4	(0.94)	3.164	(0.62)	342.7	(0.94)	3.348	(0.59)
PHC05	214.8	(1.02)	0.800	(1.07)	333.0	-	3.780	-	342.1	(0.84)	3.132	(0.48)	341.6	(0.82)	3.228	(0.55)
PHC06	214.9	(1.09)	0.776	(1.14)	317.6	-	3.948	-	340.1	(0.93)	2.984	(0.69)	339.6	(0.93)	3.052	(0.67)
PHC07	42.8	(1.09)	0.224	(0.64)	84.5	-	2.588	-	96.5	(0.96)	7.004	(0.48)	96.5	(0.91)	7.008	(0.75)
PHC08	43.1	(1.09)	0.240	(0.64)	84.4	-	2.592	-	96.4	(0.93)	7.016	(0.67)	96.4	(0.88)	7.020	(0.86)
PHC09	250.0	(1.21)	0.780	(1.13)	0.0	-	0.000	-	392.4	(0.99)	2.284	(0.78)	392.1	(0.99)	2.316	(0.77)
PHC10	173.6	(1.16)	0.564	(1.06)	324.9	(0.97)	3.412	(0.75)	324.9	(1.04)	3.416	(1.09)	324.8	(1.04)	3.368	(1.10)
PHC11	91.9	(1.48)	0.328	(1.30)	197.8	(1.03)	2.932	(0.84)	233.6	(1.00)	7.420	(0.98)	227.7	(0.93)	5.996	(1.77)
PHC12	212.1	(1.15)	0.712	(0.97)	359.3	(1.06)	3.996	(0.61)	359.5	(1.09)	4.284	(0.71)	357.4	(1.09)	4.844	(0.72)
PHC13	208.7	(1.15)	0.708	(1.02)	339.0	(1.05)	4.200	(0.55)	345.1	(1.12)	3.488	(1.16)	342.8	(1.13)	3.900	(1.11)
PHC14	39.6	(1.59)	0.208	(0.79)	88.6	(1.10)	2.948	(0.80)	99.5	(1.06)	7.196	(0.75)	99.5	(0.88)	7.200	(0.76)
PHC15	248.7	(1.17)	0.804	(1.00)	416.2	(1.08)	4.144	(0.53)	426.3	(1.10)	3.396	(0.83)	422.8	(1.11)	3.800	(0.74)
PHC16	171.9	(1.16)	0.592	(0.91)	326.6	(1.00)	3.512	(0.66)	333.1	(1.14)	4.696	(1.20)	333.0	(1.14)	4.912	(1.15)
PHC17	88.6	(1.26)	0.328	(1.14)	195.7	(1.00)	2.996	(0.67)	224.0	(1.10)	7.800	(0.88)	224.0	(1.09)	7.804	(0.93)
Ave.		**1.21**		**1.05**		**1.02**		**0.68**		**1.04**		**0.83**		**1.02**		**0.90**
S.D.		**0.15**		**0.23**		**0.06**		**0.10**		**0.14**		**0.23**		**0.16**		**0.30**

(c) Case 2 (繰返し解析)

Specimens	FrexuralCrack				Tensile Yeilding of PSBar				The maximum moment point				Ultimate point			
	M		φ		M		φ		M		φ		M		φ	
	kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km		kNm		1/km	
PHC01	0.0	-	0.000	-	0.0	-	0.000	-	343.2	(1.47)	1.236	(1.21)	337.8	(1.49)	1.268	(1.18)
PHC02	57.1	(1.43)	0.240	(1.62)	147.8	(0.91)	2.748	(0.69)	163.5	(1.16)	6.960	(1.02)	163.5	(1.06)	6.960	(1.08)
PHC03	214.6	(1.19)	0.804	(1.19)	336.8	-	3.739	-	343.0	(0.96)	3.195	(0.66)	342.8	(0.96)	3.285	(0.64)
PHC04	212.5	(1.20)	0.792	(1.20)	337.0	-	3.772	-	343.4	(0.94)	3.172	(0.62)	342.9	(0.94)	3.332	(0.59)
PHC05	212.8	(1.03)	0.780	(1.09)	333.1	-	3.776	-	342.1	(0.84)	3.141	(0.48)	342.1	(0.82)	3.141	(0.57)
PHC06	215.8	(1.09)	0.772	(1.15)	318.1	-	3.933	-	340.0	(0.93)	2.995	(0.69)	339.6	(0.93)	3.053	(0.67)
PHC07	42.4	(1.10)	0.219	(0.66)	84.2	-	2.528	-	94.3	(0.99)	6.917	(0.49)	94.3	(0.93)	6.917	(0.76)
PHC08	42.5	(1.10)	0.229	(0.67)	83.3	-	2.485	-	85.1	(1.06)	2.827	(1.67)	80.3	(1.06)	2.891	(2.08)
PHC09	252.1	(1.20)	0.780	(1.13)	0.0	-	0.000	-	392.4	(0.99)	2.284	(0.78)	392.4	(0.99)	2.284	(0.78)
PHC10	173.5	(1.16)	0.560	(1.06)	325.3	(0.97)	3.392	(0.75)	327.9	(1.03)	3.568	(1.04)	325.3	(1.04)	3.392	(1.10)
PHC11	91.5	(1.49)	0.324	(1.32)	198.2	(1.02)	2.912	(0.84)	234.3	(1.00)	7.160	(1.02)	232.6	(0.91)	6.840	(1.56)
PHC12	211.2	(1.15)	0.708	(0.97)	0.0	-	0.000	-	346.7	(1.13)	2.908	(1.05)	-	-	-	-
PHC13	207.6	(1.15)	0.704	(1.03)	339.5	(1.05)	4.165	(0.56)	345.0	(1.12)	3.472	(1.16)	343.1	(1.13)	3.877	(1.11)
PHC14	36.9	(1.71)	0.165	(1.00)	88.5	(1.10)	2.932	(0.80)	94.0	(1.12)	4.280	(1.26)	94.0	(0.93)	4.280	(1.28)
PHC15	248.6	(1.17)	0.804	(1.00)	416.2	(1.08)	4.144	(0.53)	426.3	(1.10)	3.408	(0.83)	422.9	(1.11)	3.792	(0.74)
PHC16	168.9	(1.18)	0.576	(0.94)	325.9	(1.00)	3.508	(0.66)	332.9	(1.14)	4.920	(1.15)	332.7	(1.14)	4.880	(1.16)
PHC17	86.1	(1.30)	0.309	(1.21)	195.6	(1.00)	2.992	(0.68)	224.0	(1.10)	7.800	(0.88)	224.0	(1.09)	7.800	(0.93)
Ave.		**1.23**		**1.08**		**1.02**		**0.69**		**1.06**		**0.94**		**1.03**		**1.01**
S.D.		**0.18**		**0.23**		**0.06**		**0.11**		**0.14**		**0.31**		**0.15**		**0.40**

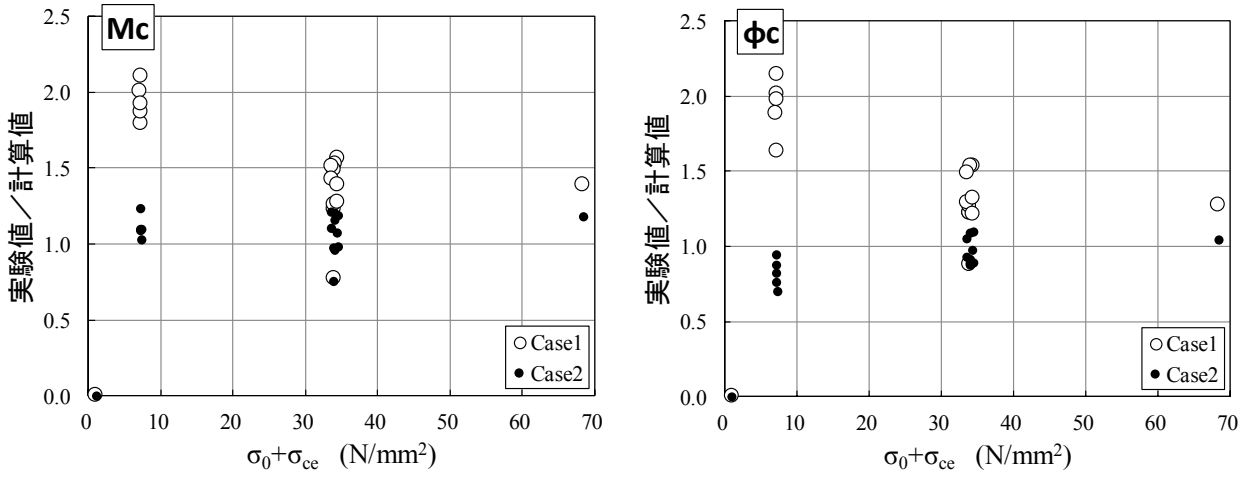


（a）降伏時モーメント My および降伏時曲率φy の推定精度

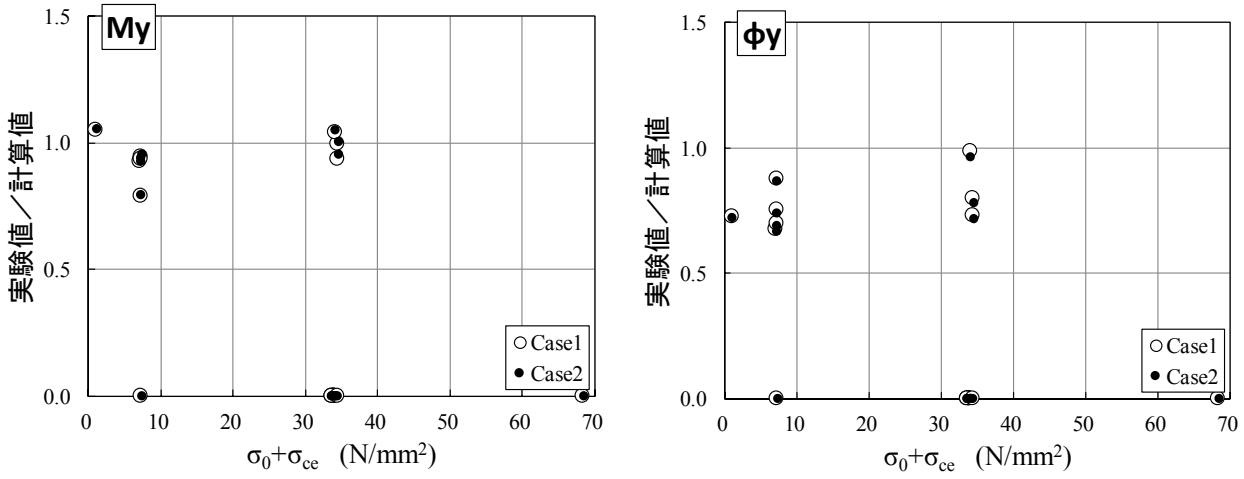


（b）最大耐力時モーメント Mmax および最大耐力時曲率φmax の推定精度

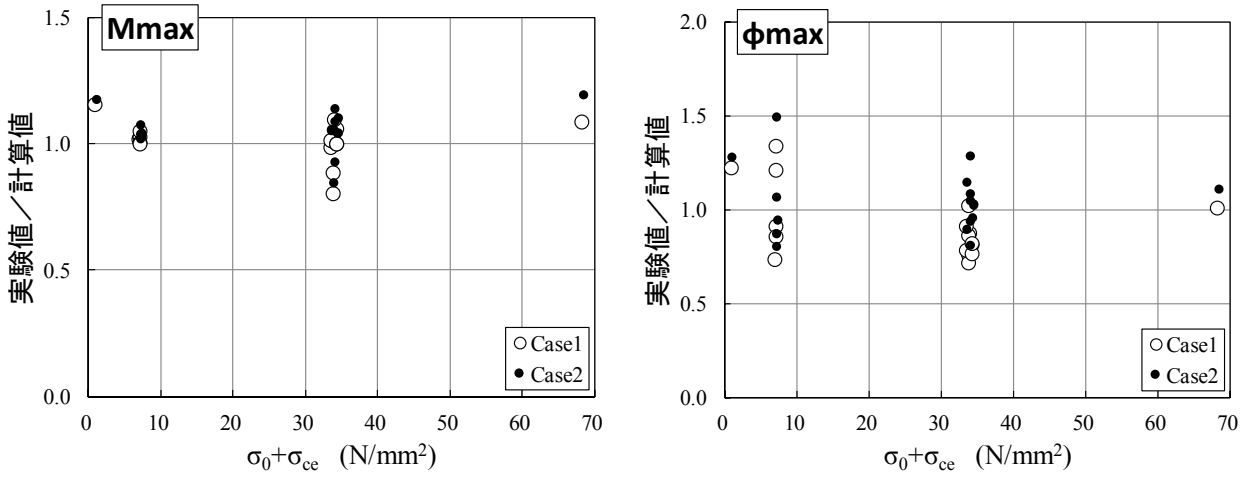
図 2.5.2　計算結果の精度（SC 杭）



(a) 曲げひび割れ時モーメント Mc およびひび割れ時曲率 φc の推定精度

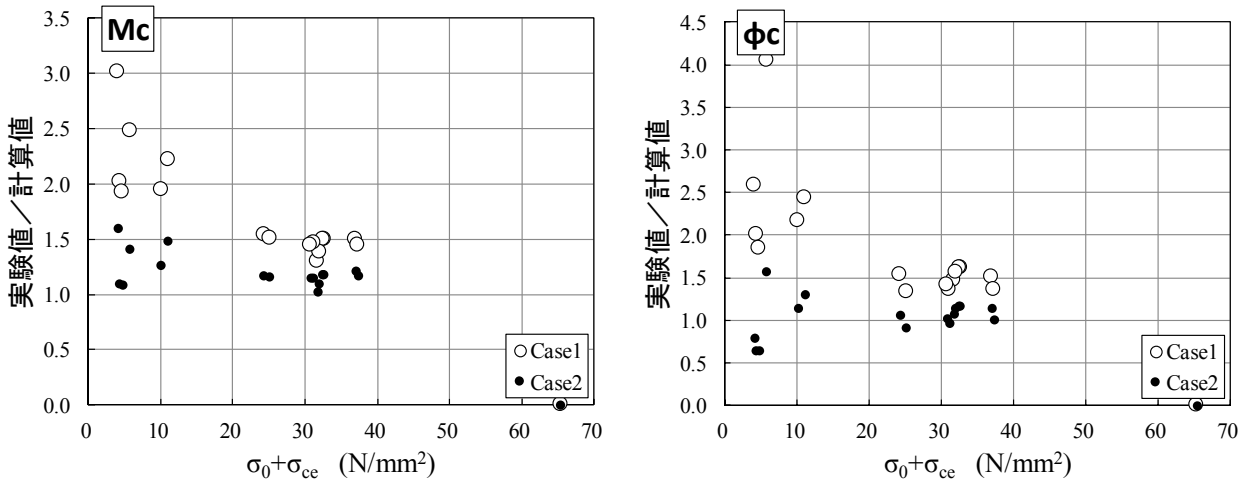


(b) 降伏時モーメント My および降伏時曲率 φy の推定精度

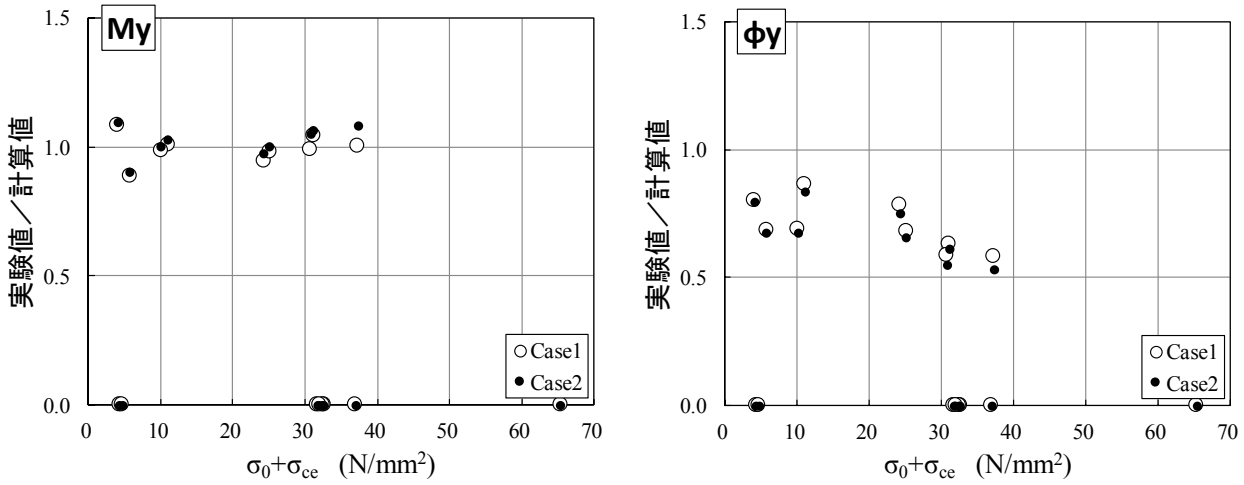


(c) 最大耐力時モーメント Mmax および最大耐力時曲率 φmax の推定精度

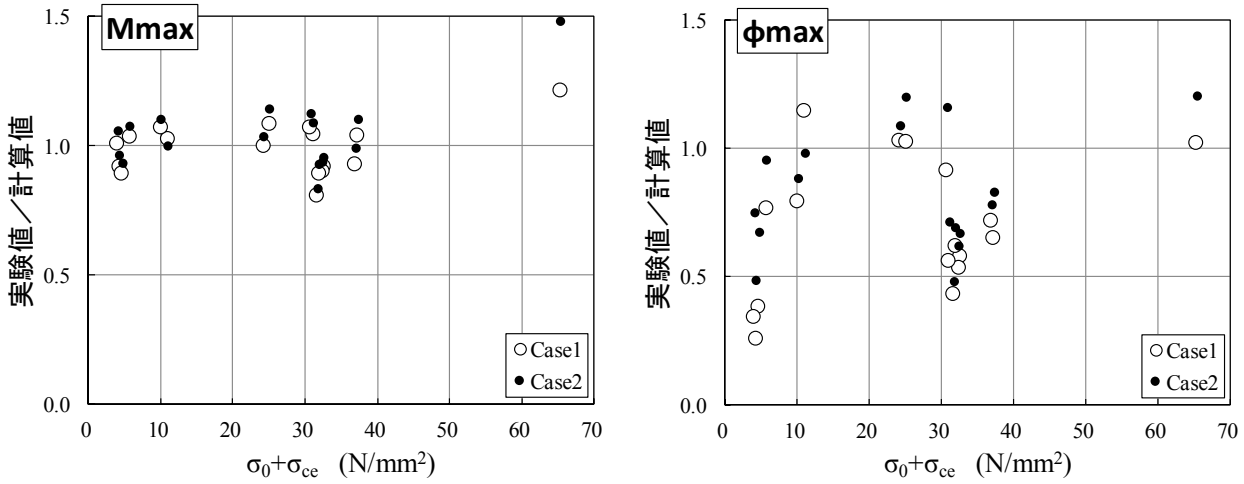
図 2.5.3　計算結果の精度（PRC 杭）



(a) 曲げひび割れ時モーメント Mc およびひび割れ時曲率 φc の推定精度



(b) 降伏時モーメント My および降伏時曲率 φy の推定精度

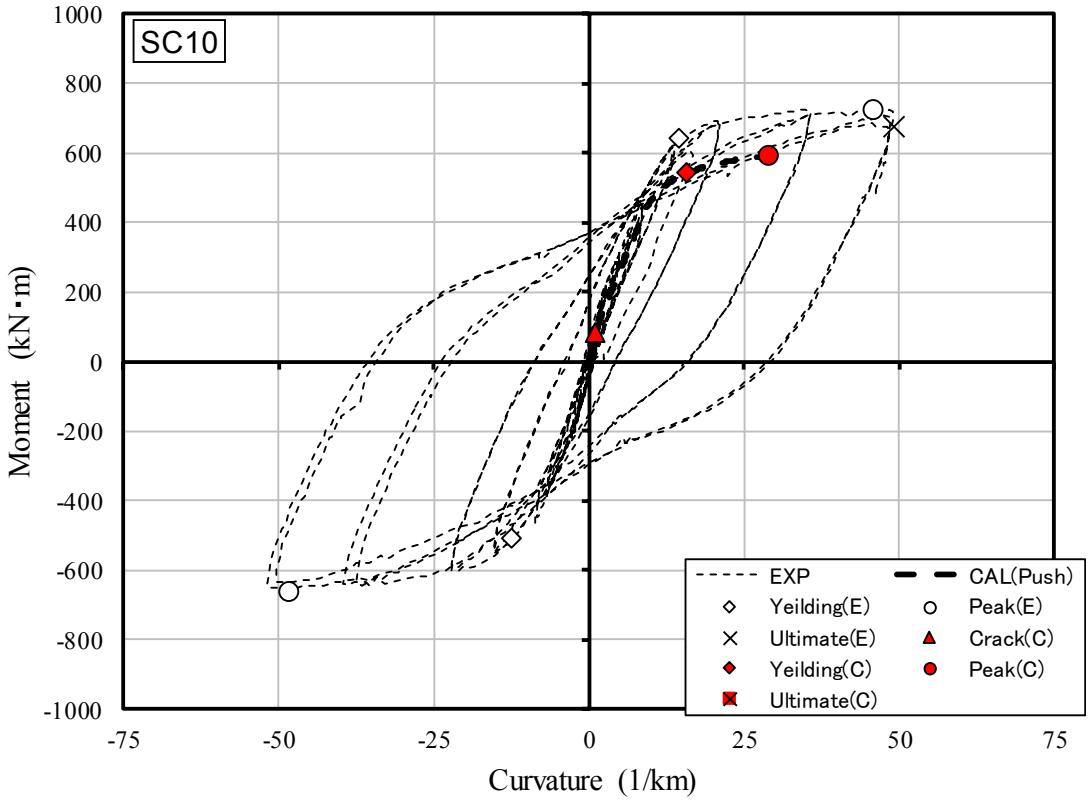


(c) 最大耐力時モーメント Mmax および最大耐力時曲率 φmax の推定精度

図 2.5.4　計算結果の精度（PHC 杭）

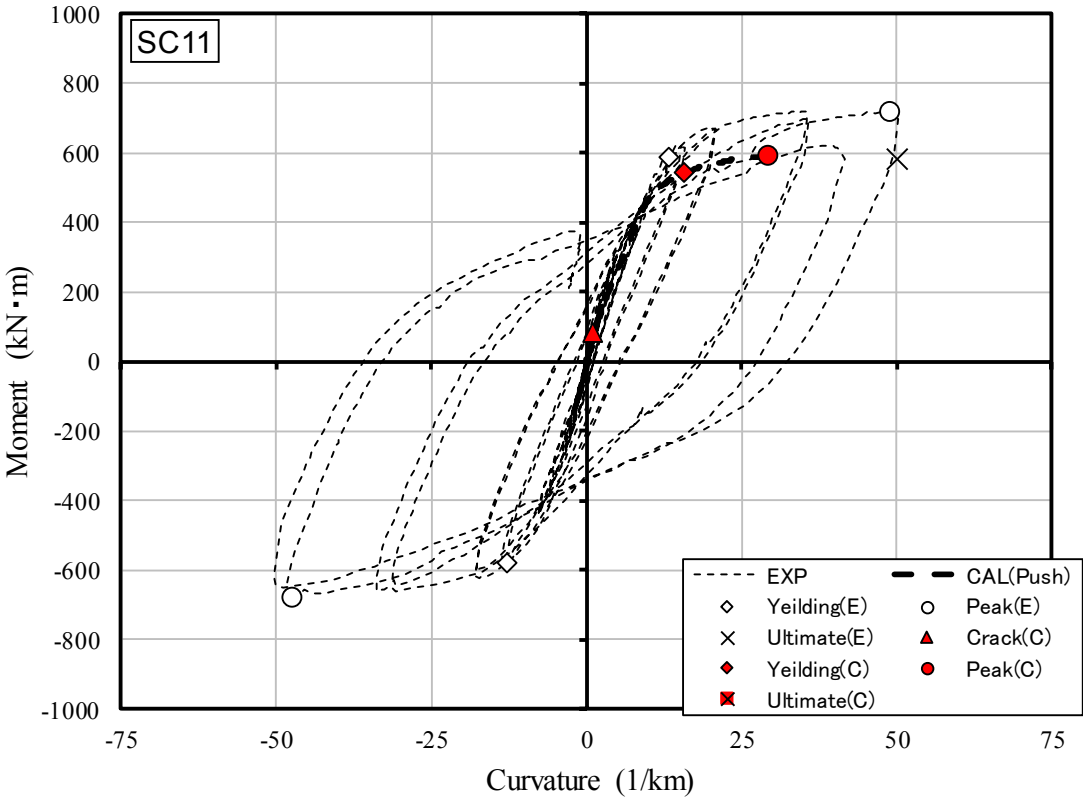
（2） モーメントー曲率関係

以下に，解析結果としてモーメントー曲率関係と実験値との比較を試験体ごとに示す。なお，グラフ中の特性点は繰返し解析のみプロットした。凡例の「(E)」は実験値を示し，「(C)」は繰返し解析の結果を示している。

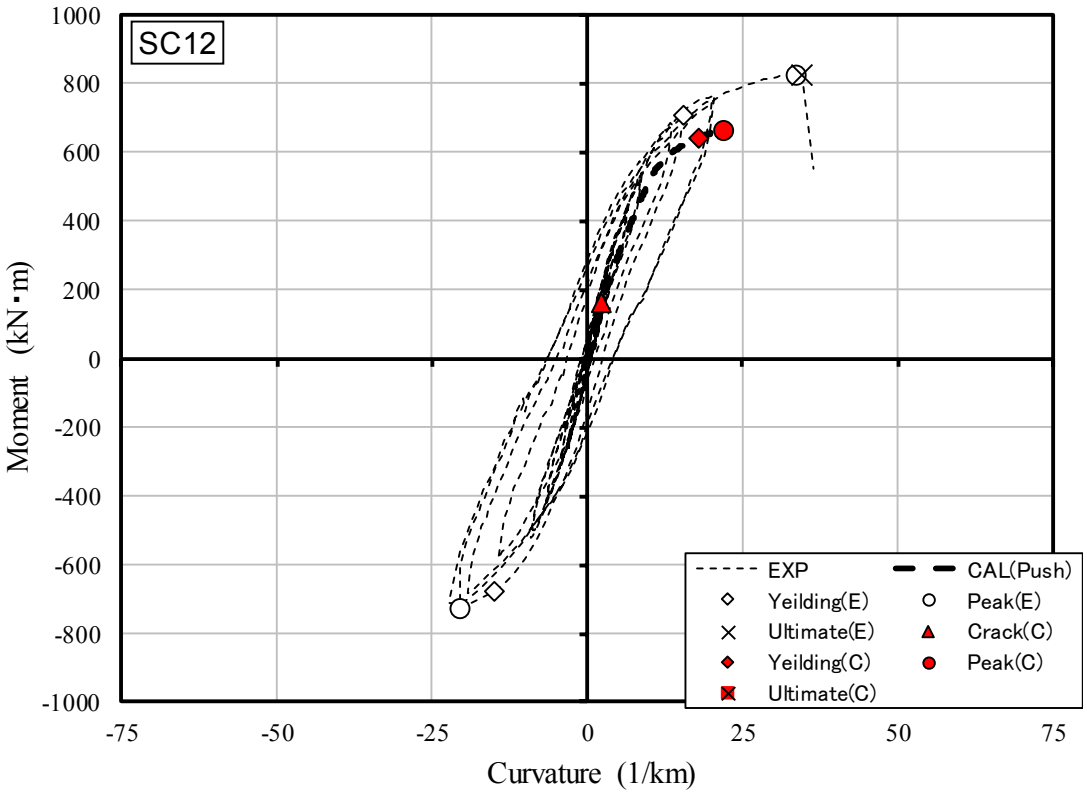


(a) SC10

図 2.5.5　モーメントーφD 関係の比較（SC 杭）（次項に続く）

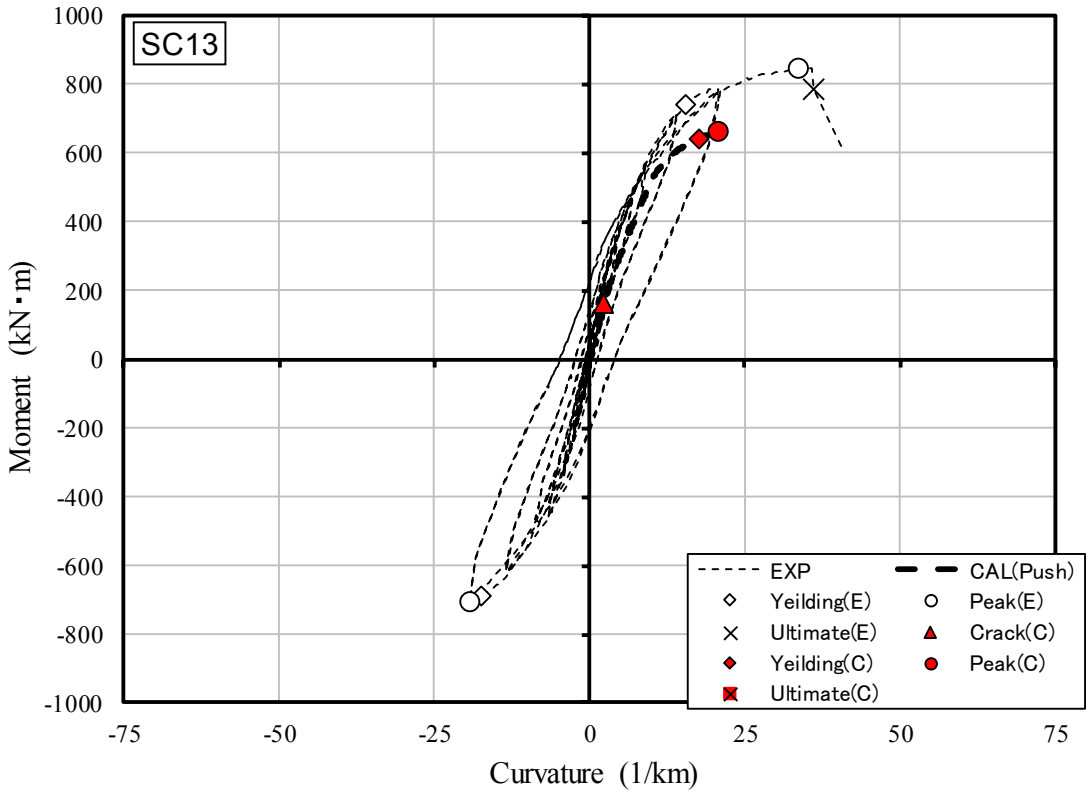


(b)　SC11

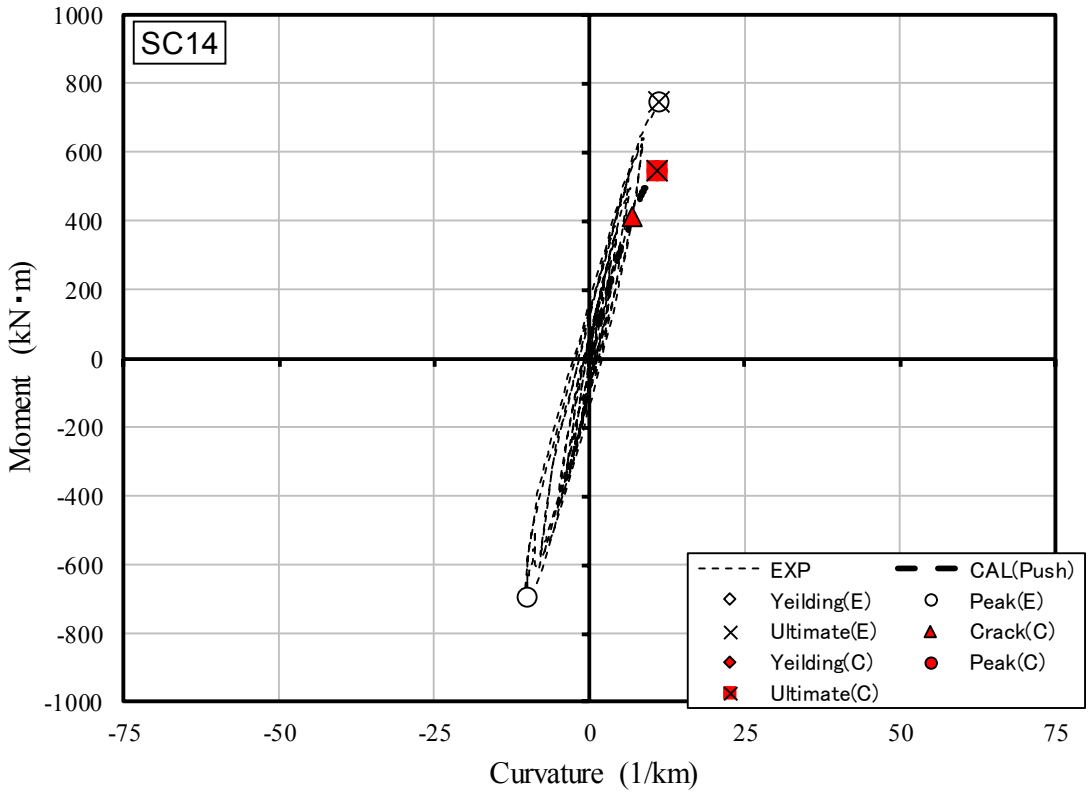


(c)　SC12

図 2.5.5　モーメントーφD 関係の比較（SC 杭）（次項に続く）

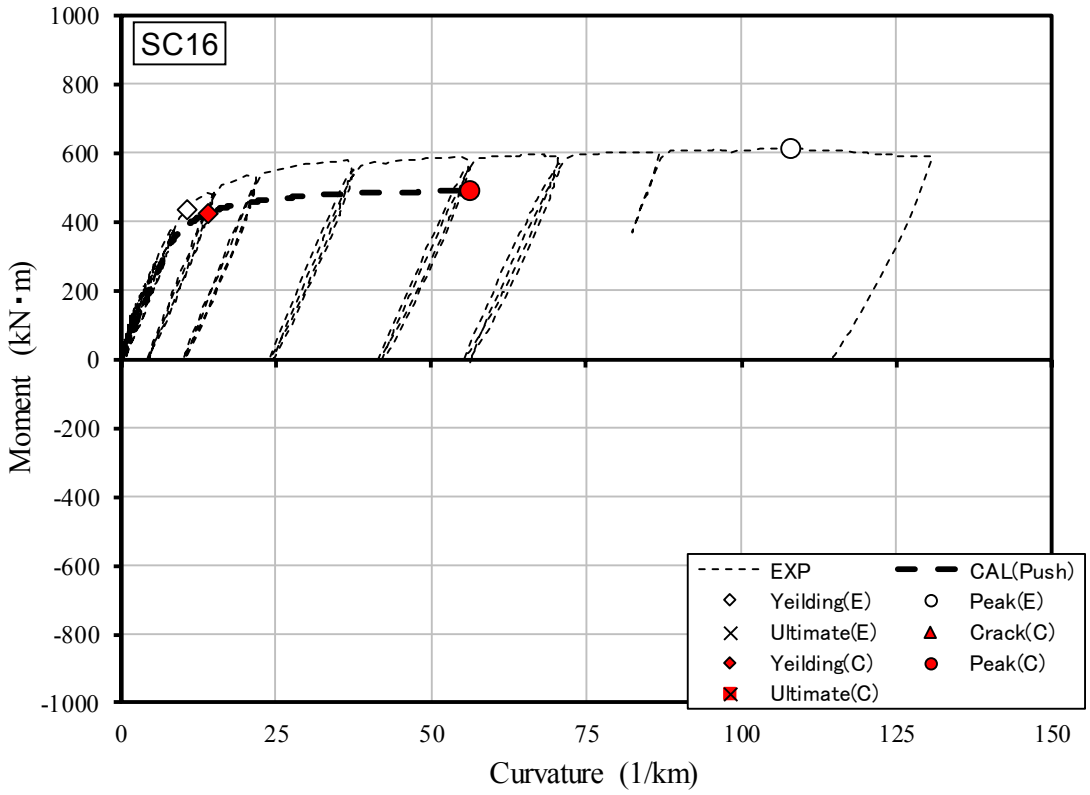


(d)　SC13

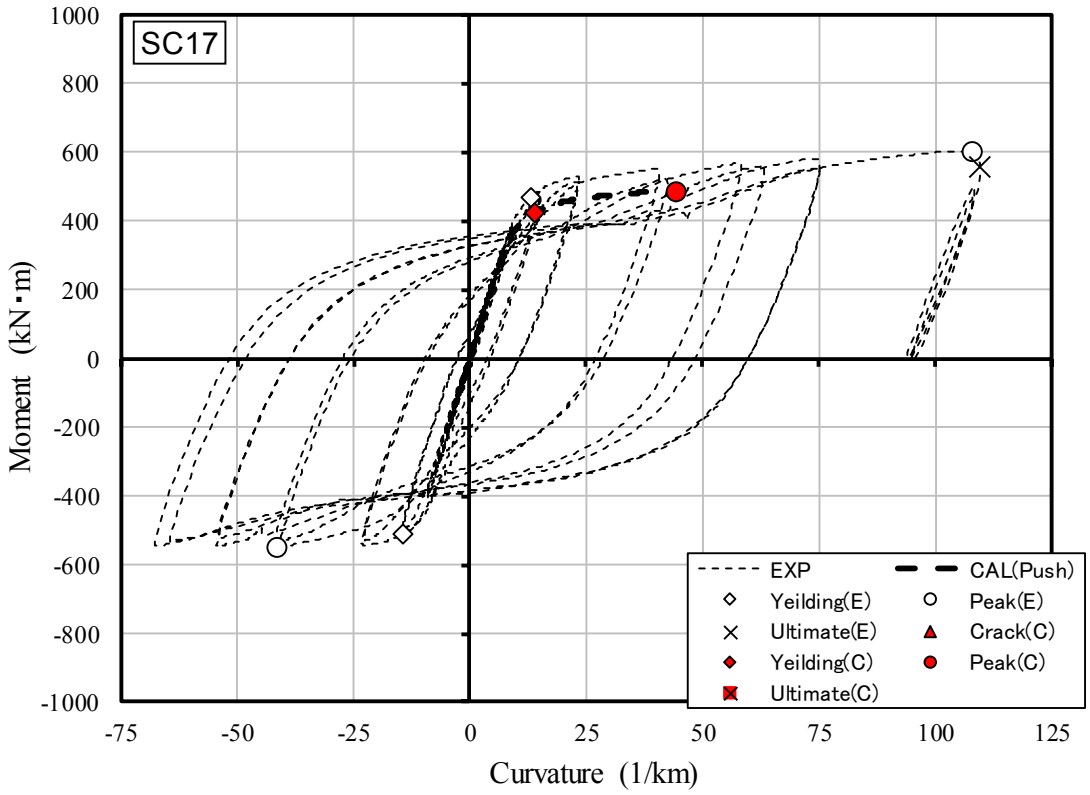


(e)　SC14

図 2.5.5　モーメントーφD 関係の比較（SC 杭）（次項に続く）

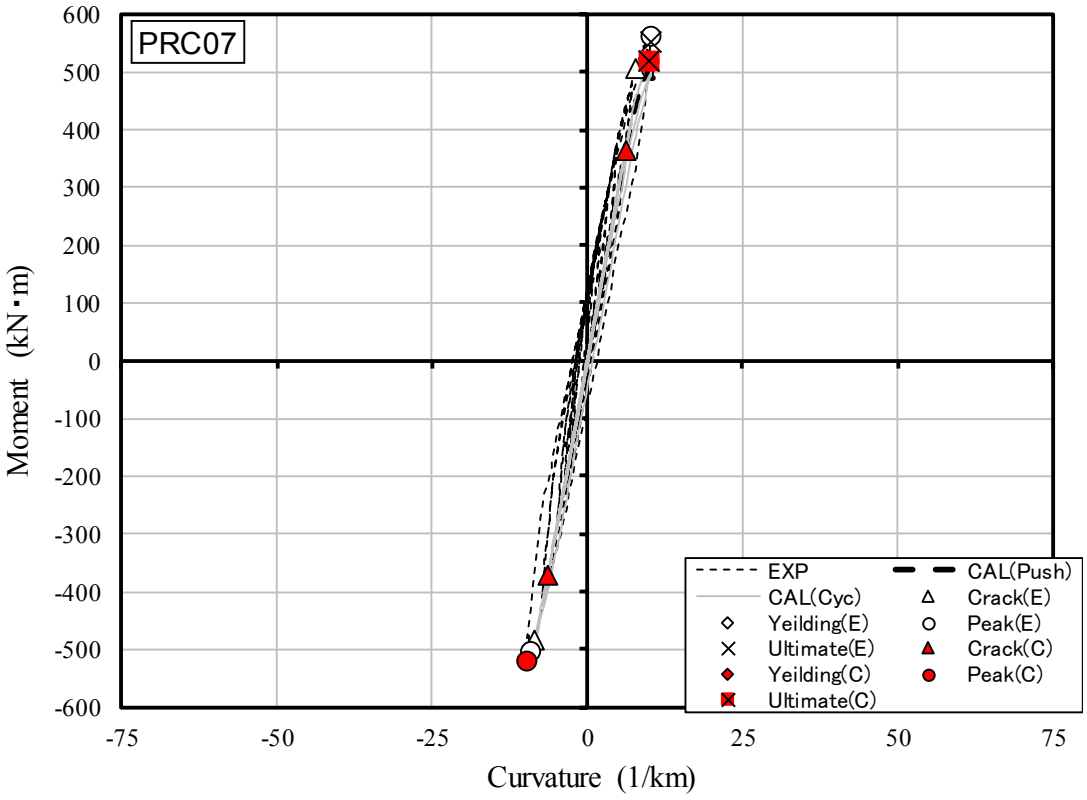


(f)　SC16

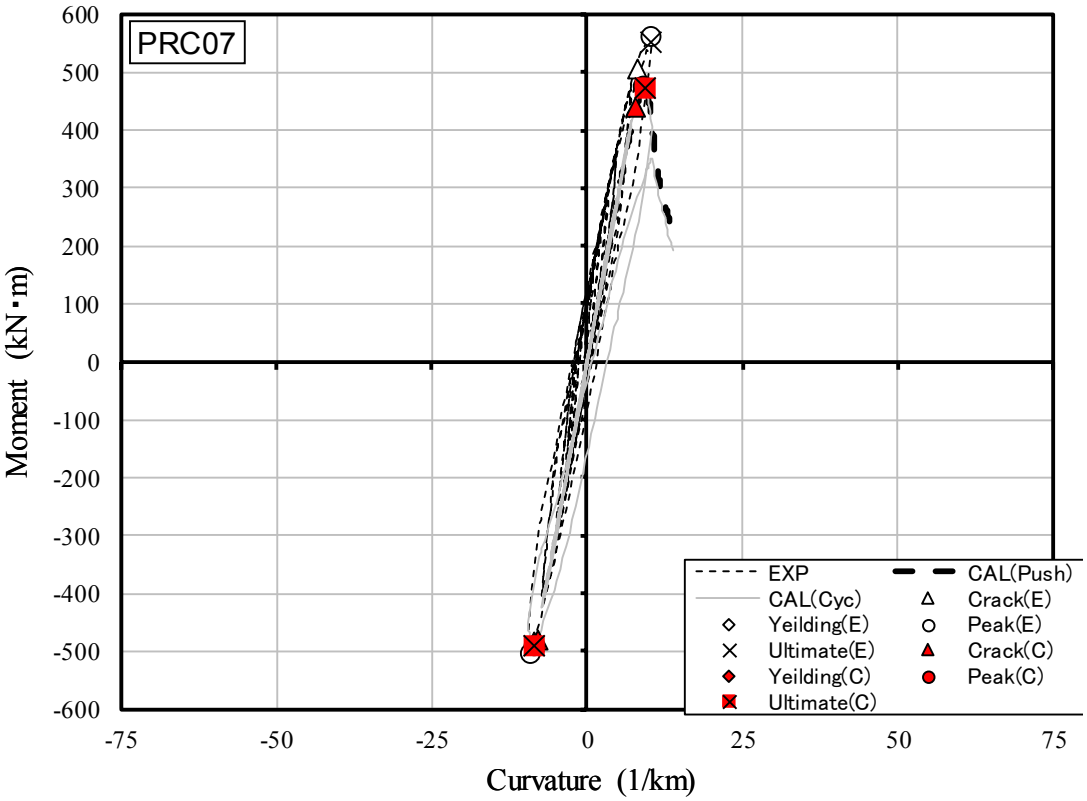


(g)　SC17

図 2.5.5　モーメントーφD 関係の比較（SC 杭）



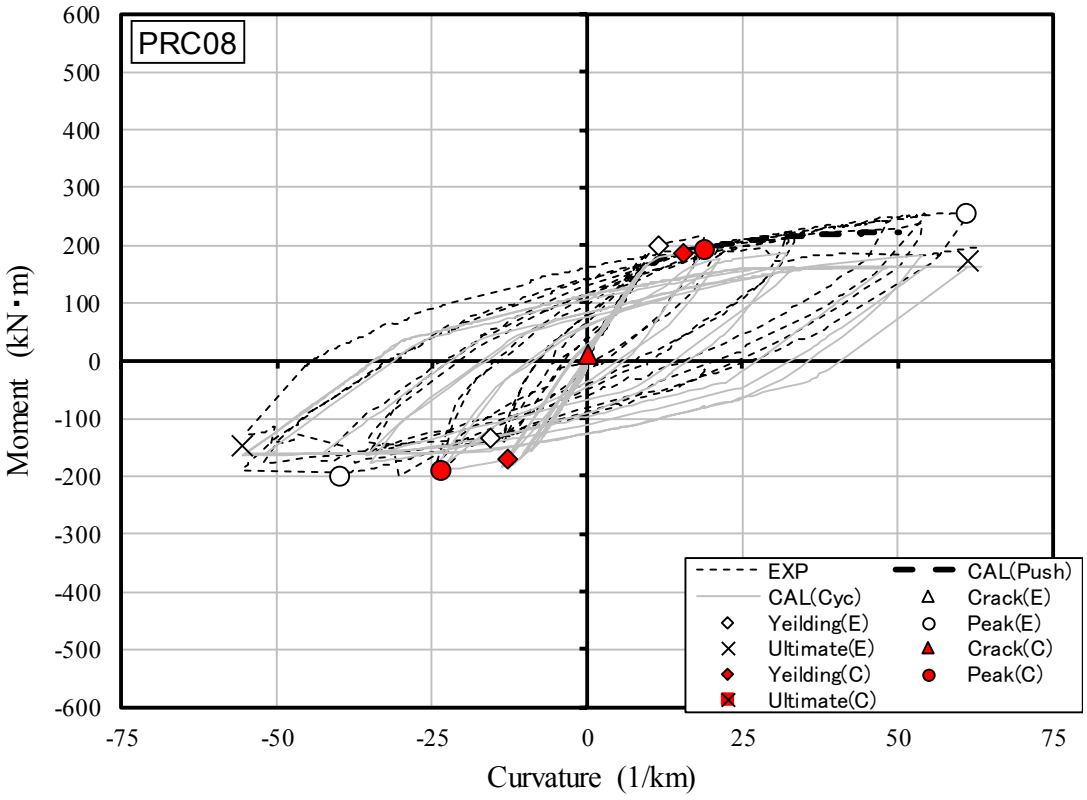
Case 1



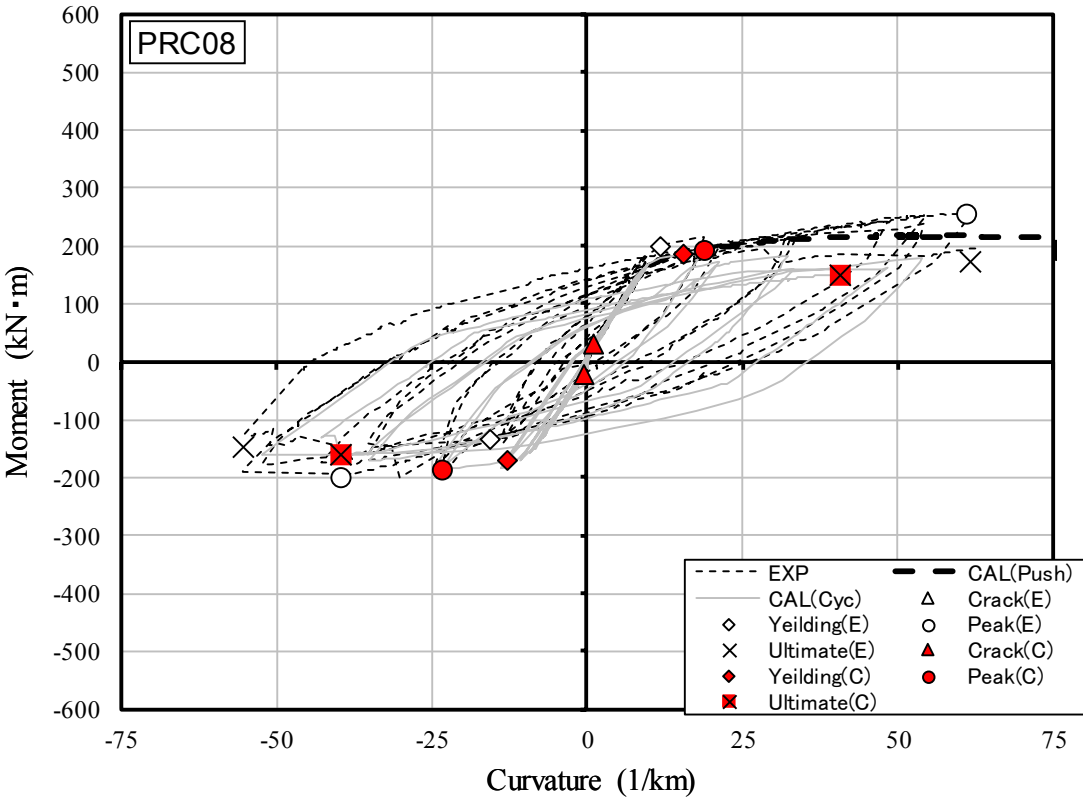
Case 2

(a)　PRC07

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



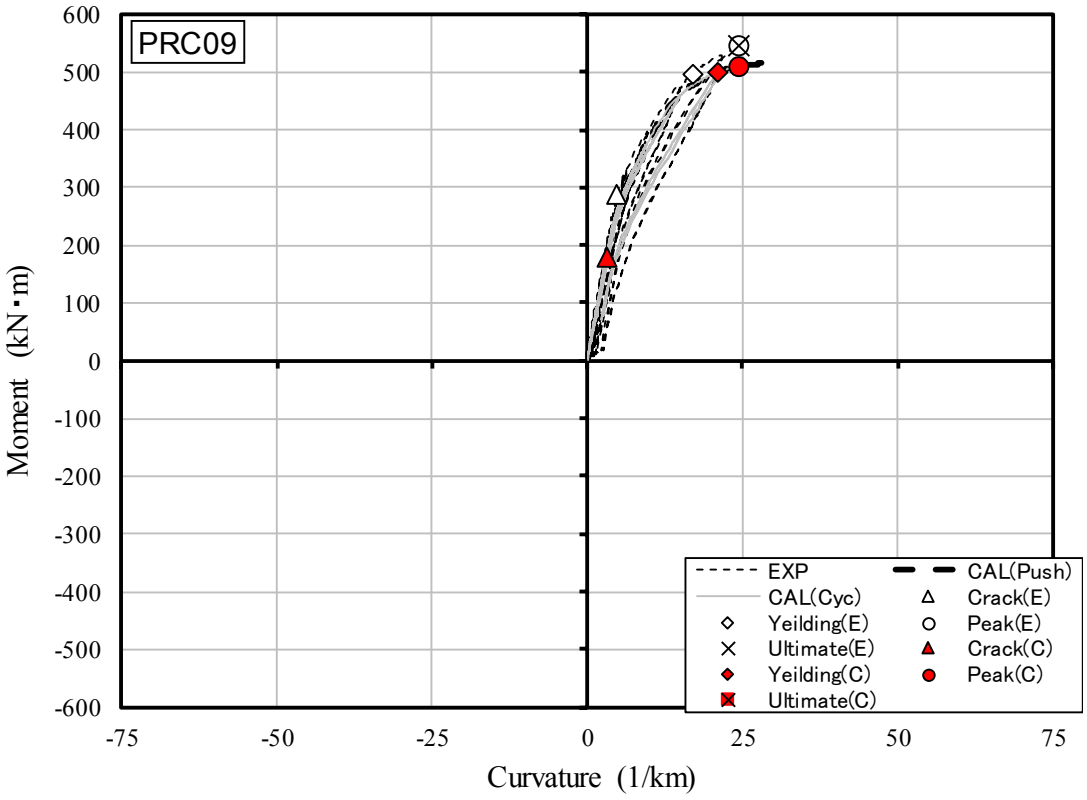
Case 1



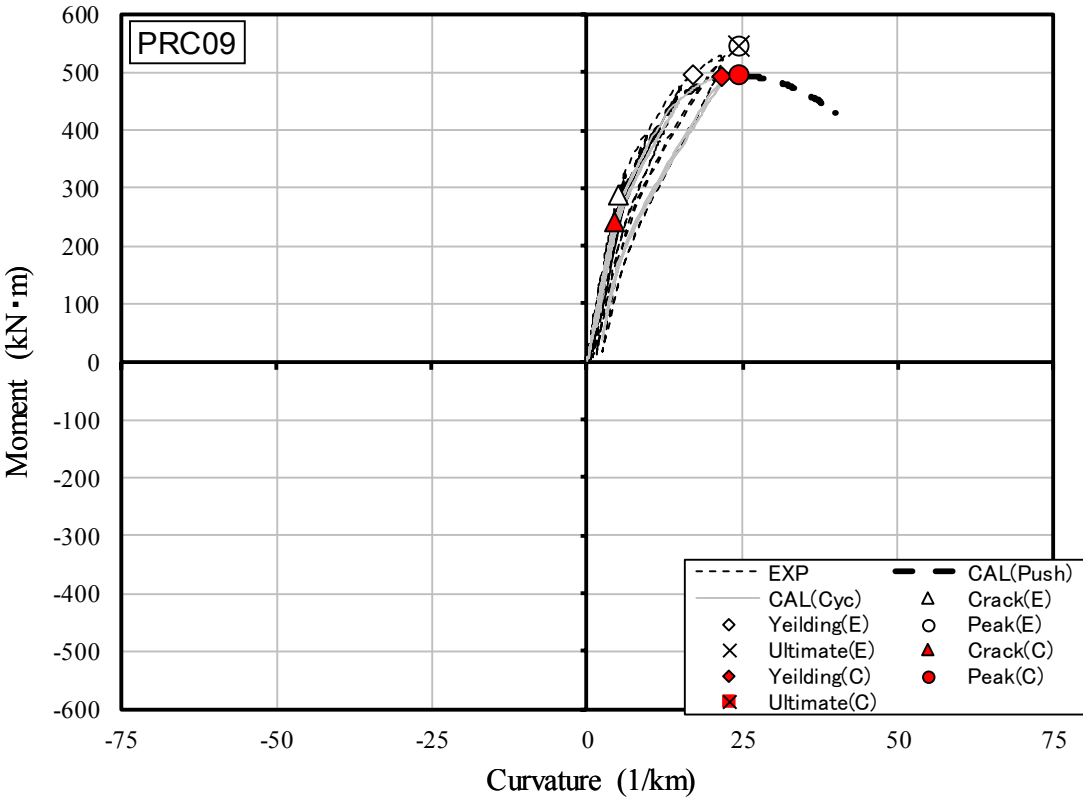
Case 2

(b)　PRC08

図 2.5.5　モーメント－曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



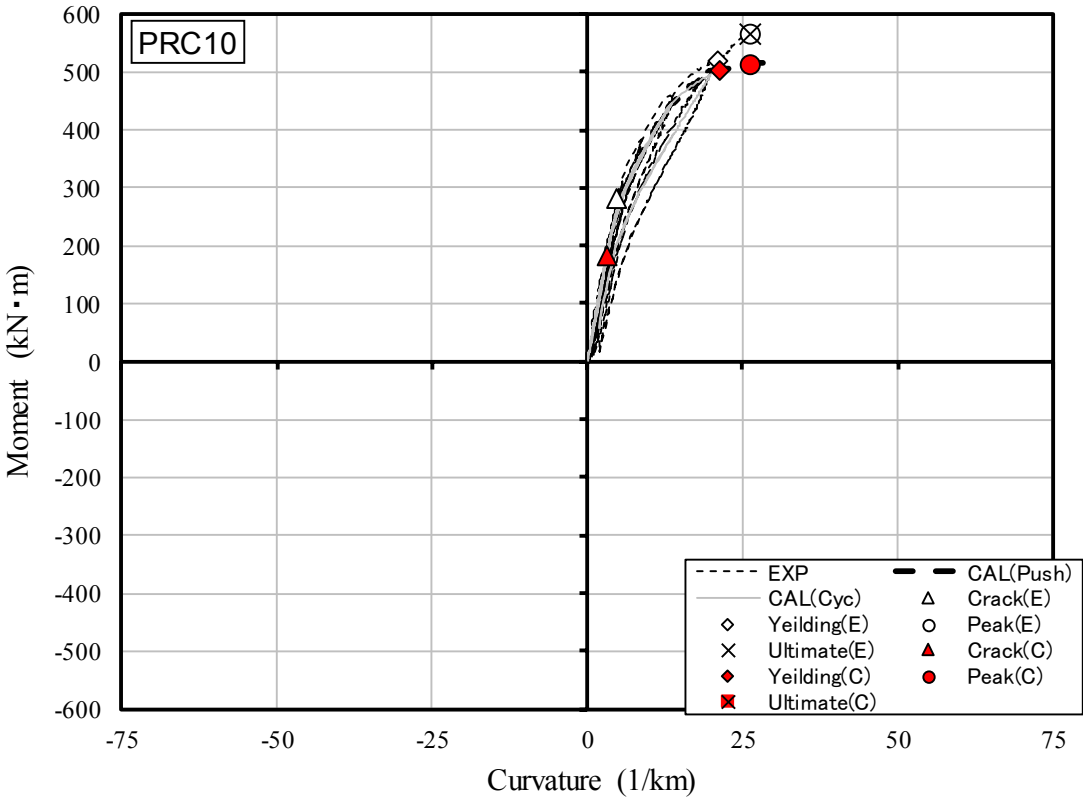
Case 1



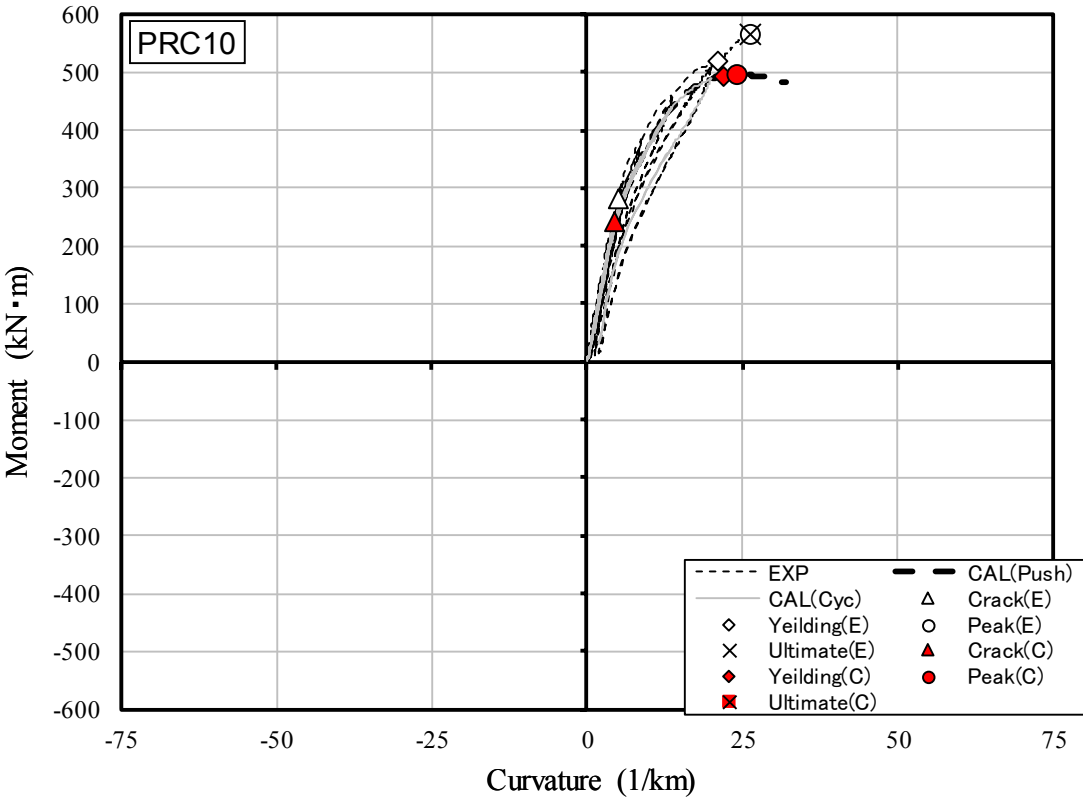
Case 2

(c)　PRC09

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



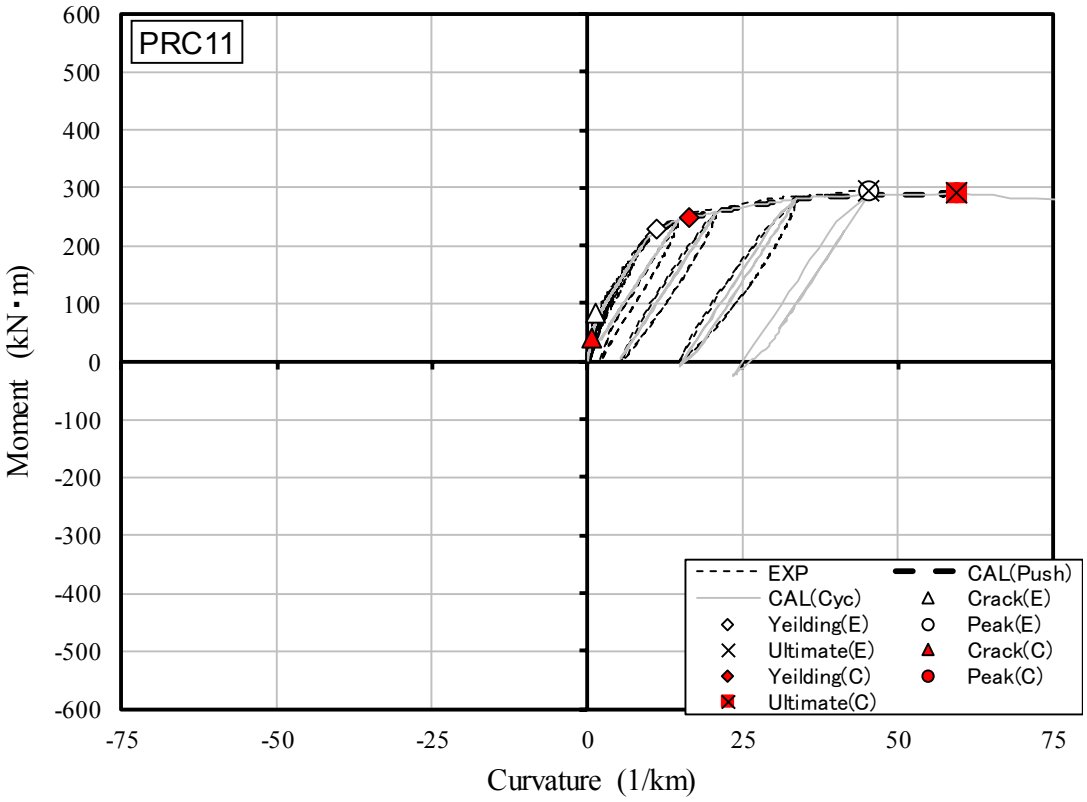
Case 1



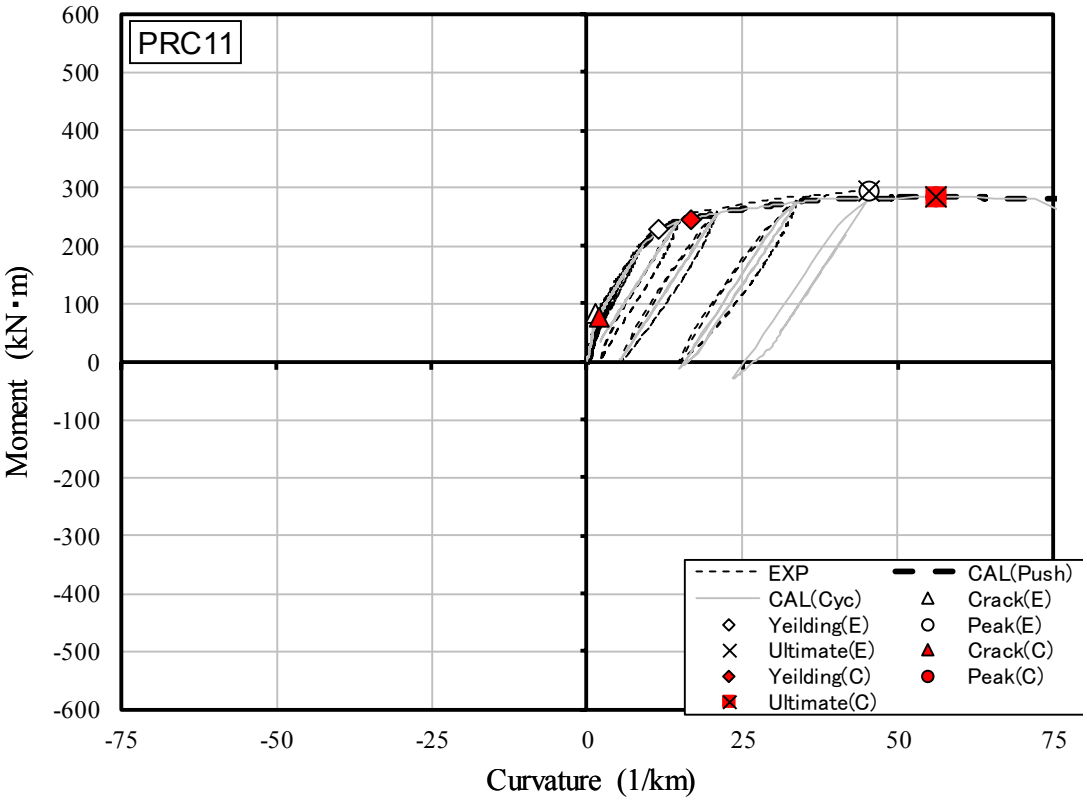
Case 2

(d)　PRC10

図 2.5.5　モーメント－曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



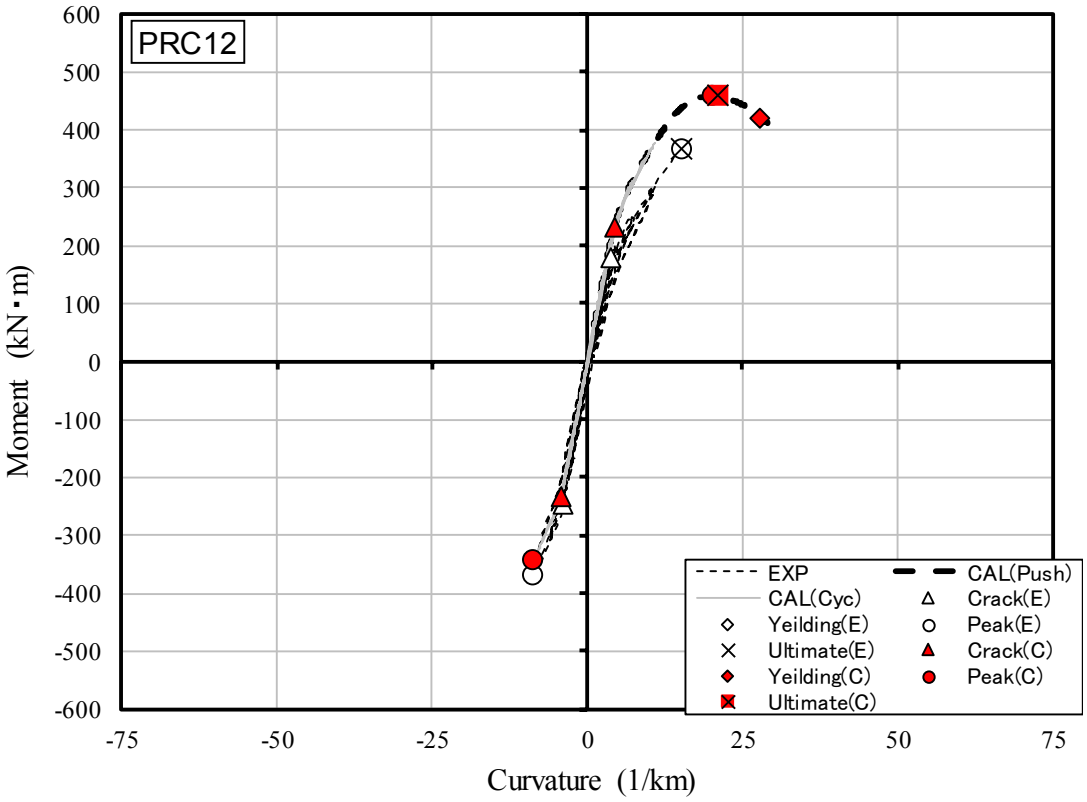
Case 1



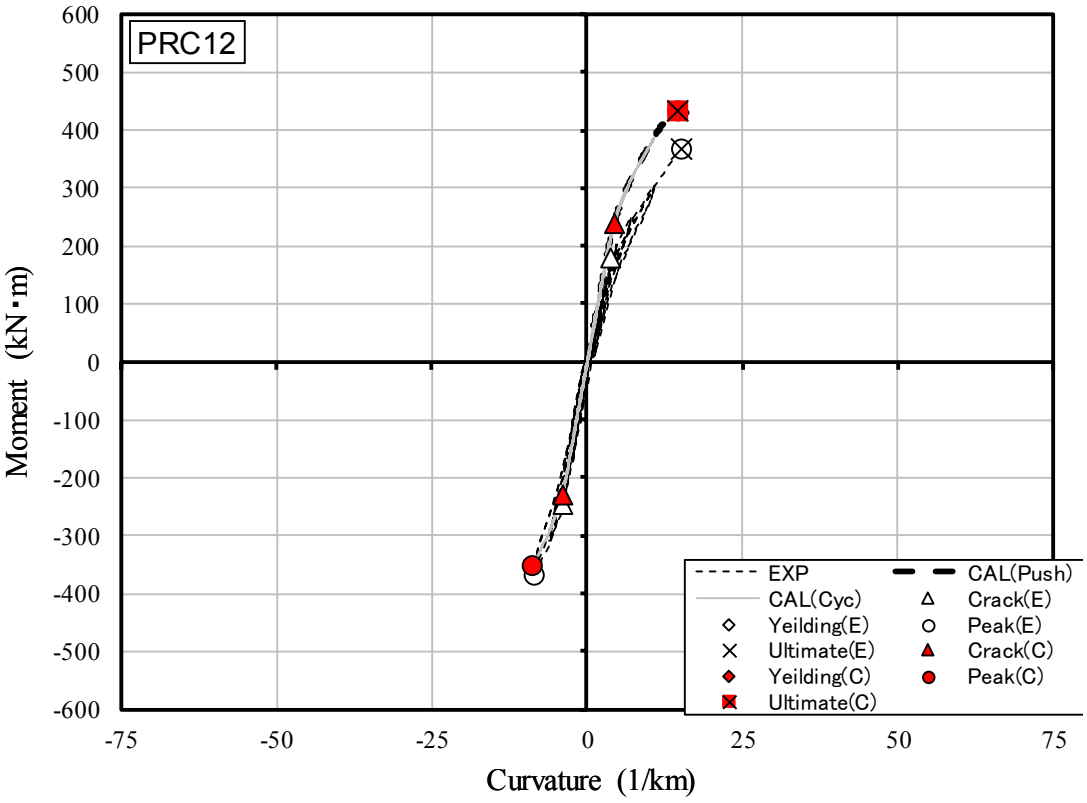
Case 2

(e)　PRC11

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



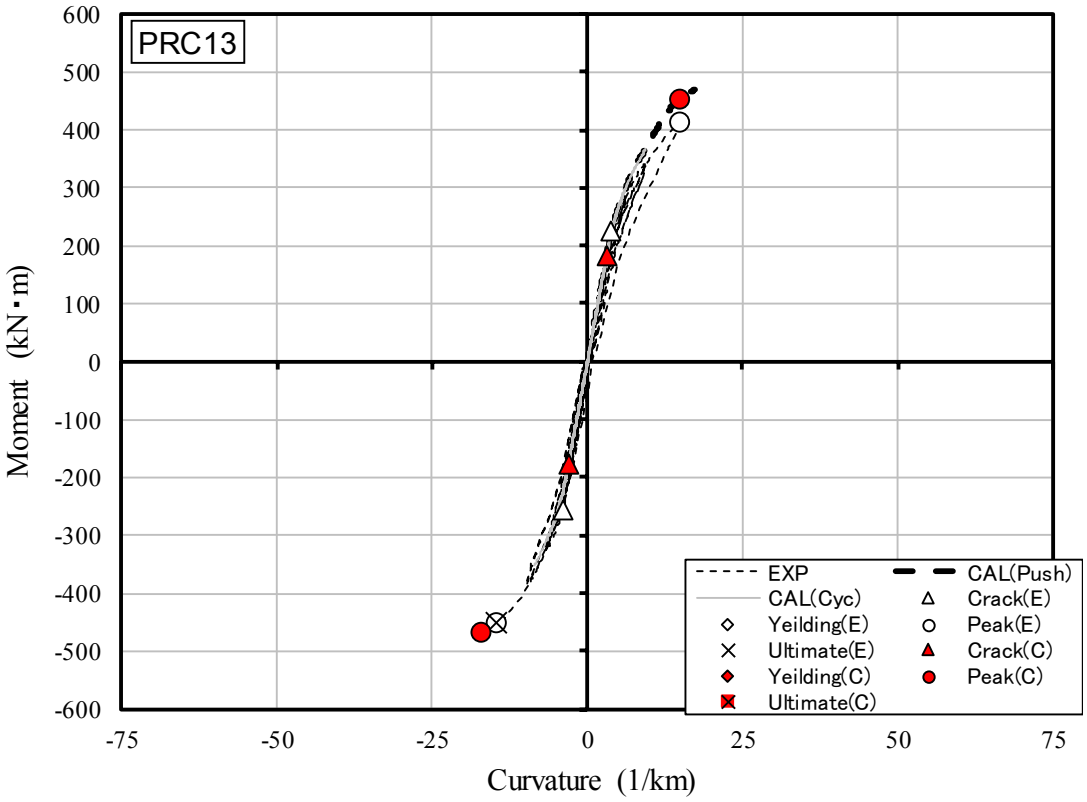
Case 1



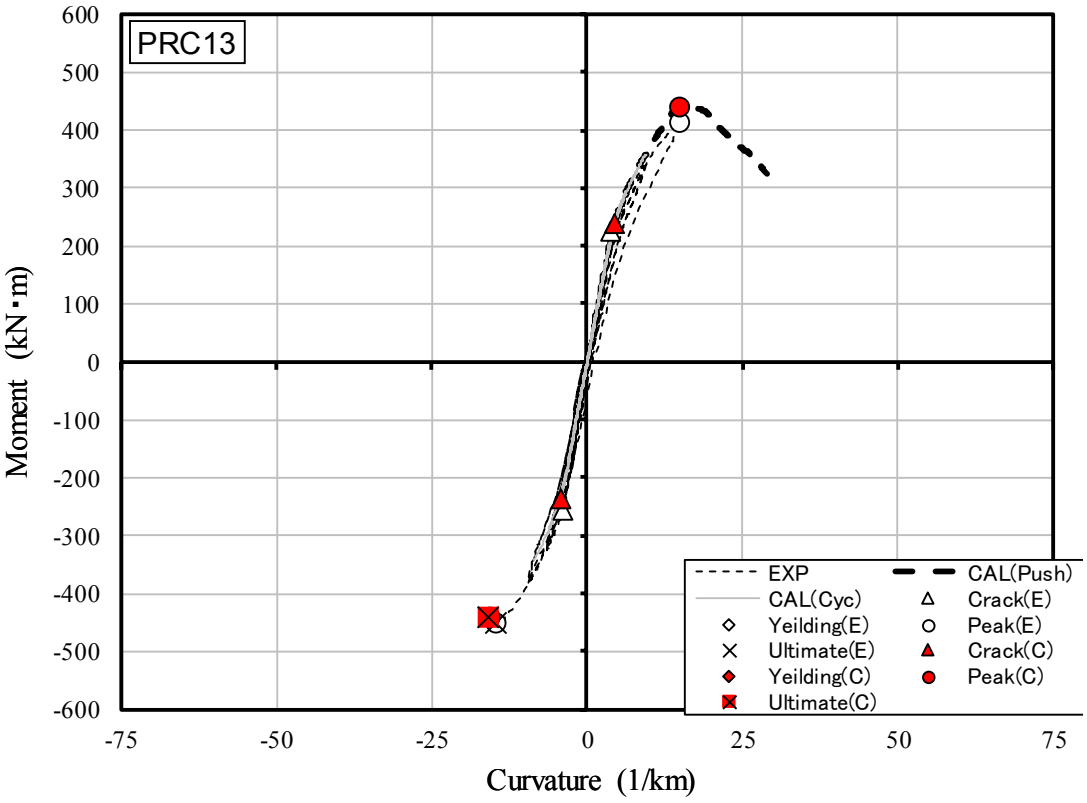
Case 2

(f)　PRC12

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



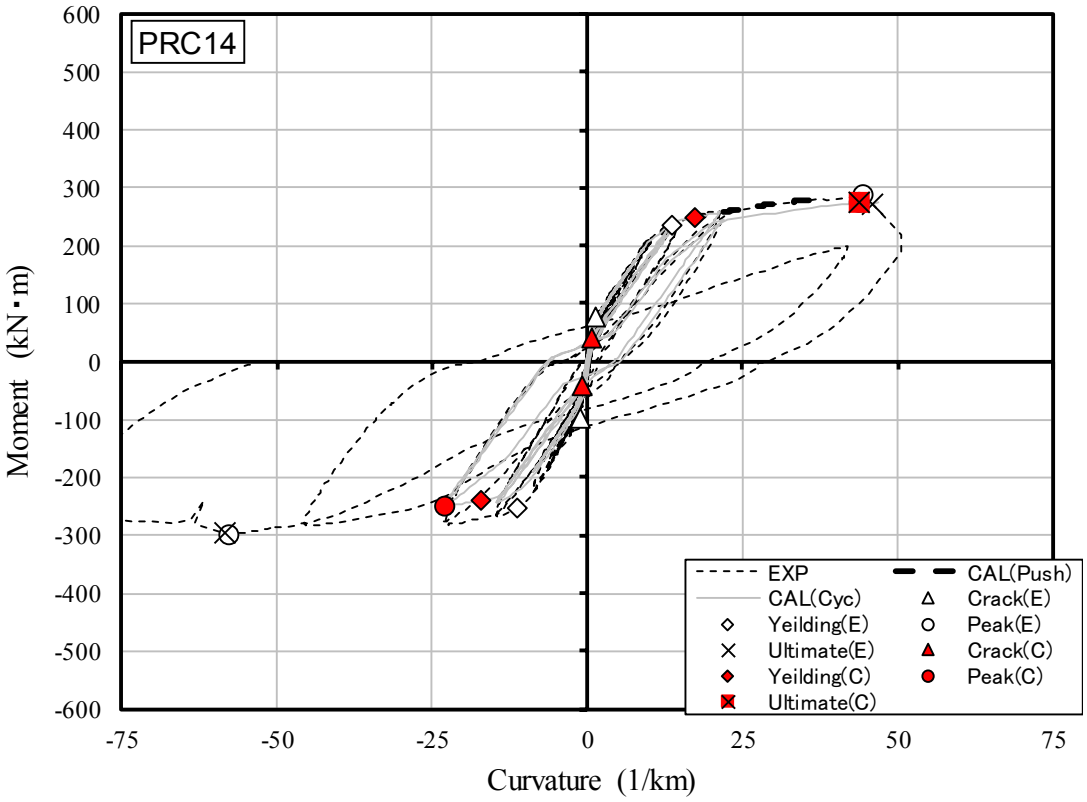
Case 1



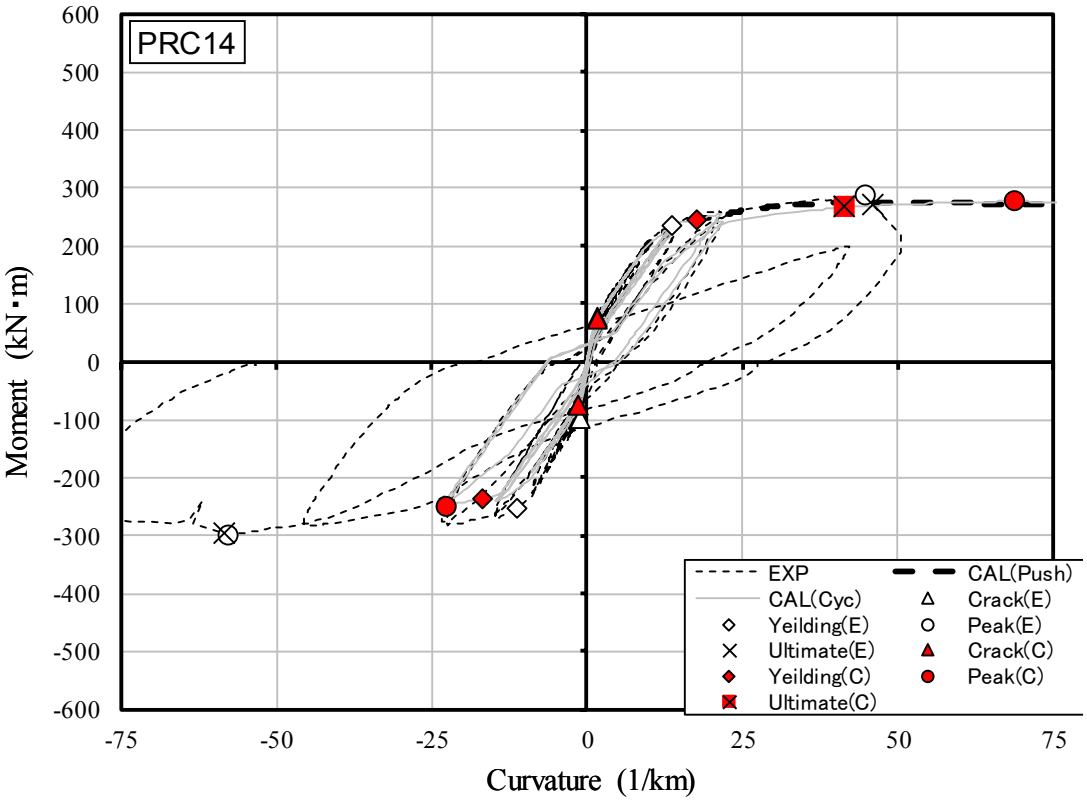
Case 2

(g)　PRC13

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



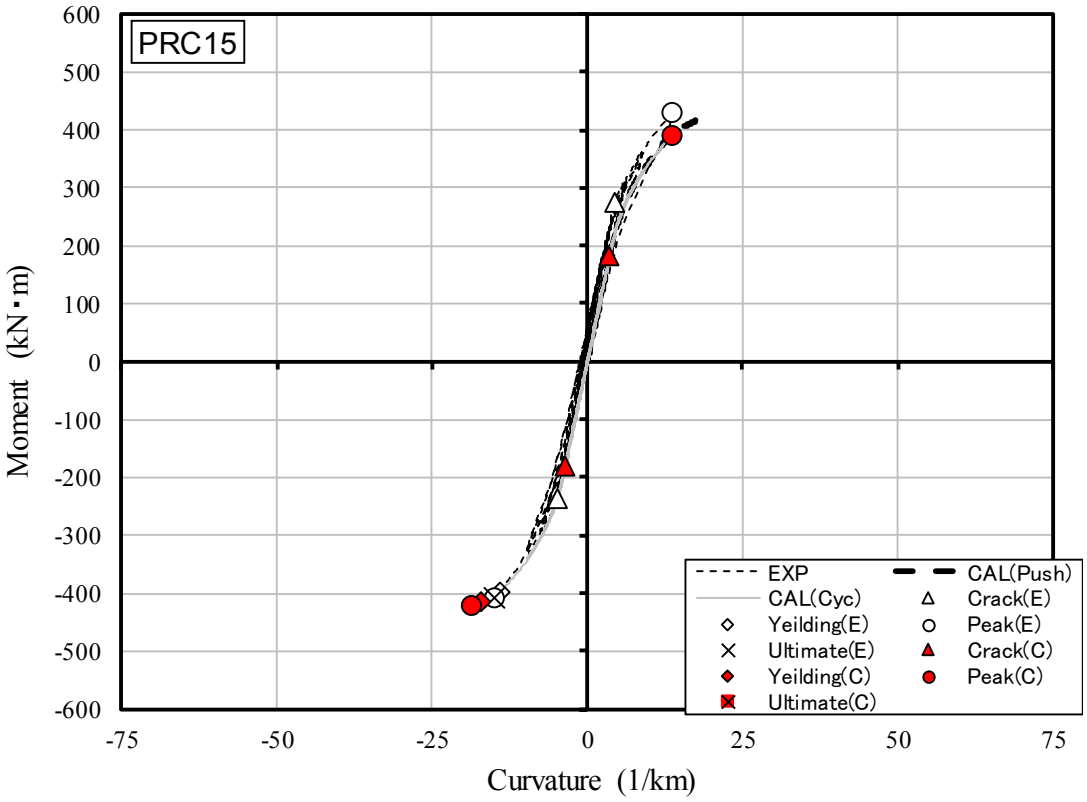
Case 1



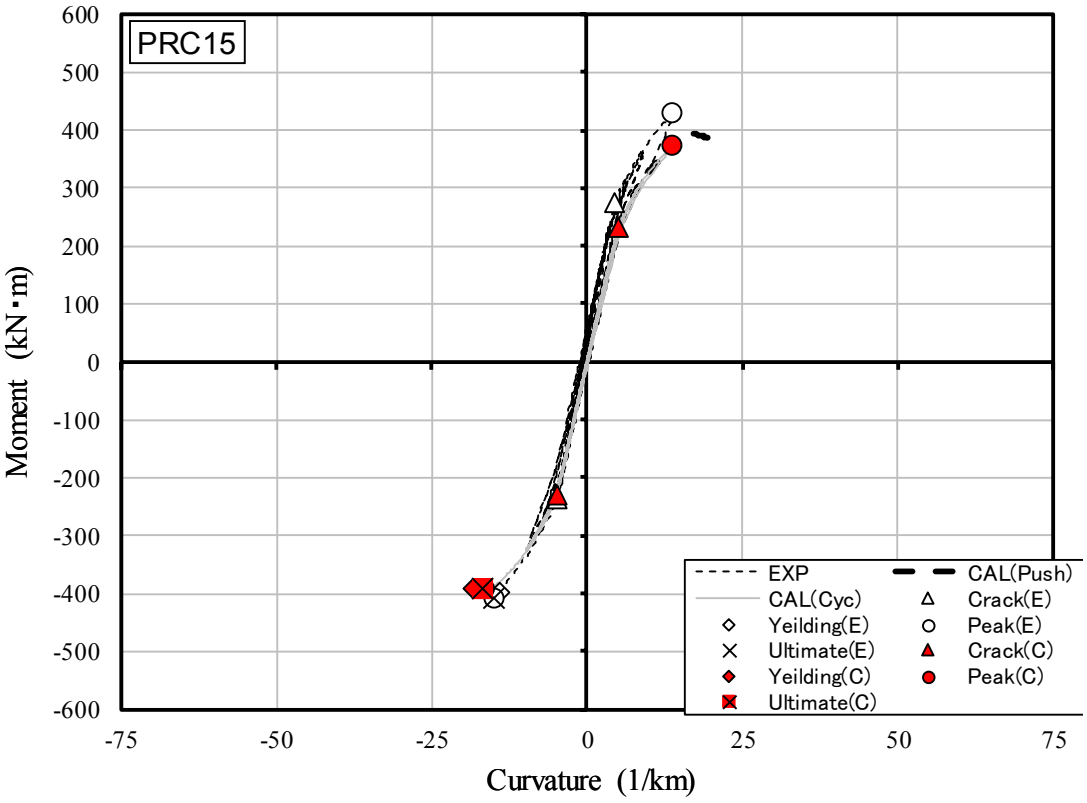
Case 2

(h)　PRC14

図 2.5.5　モーメント－曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



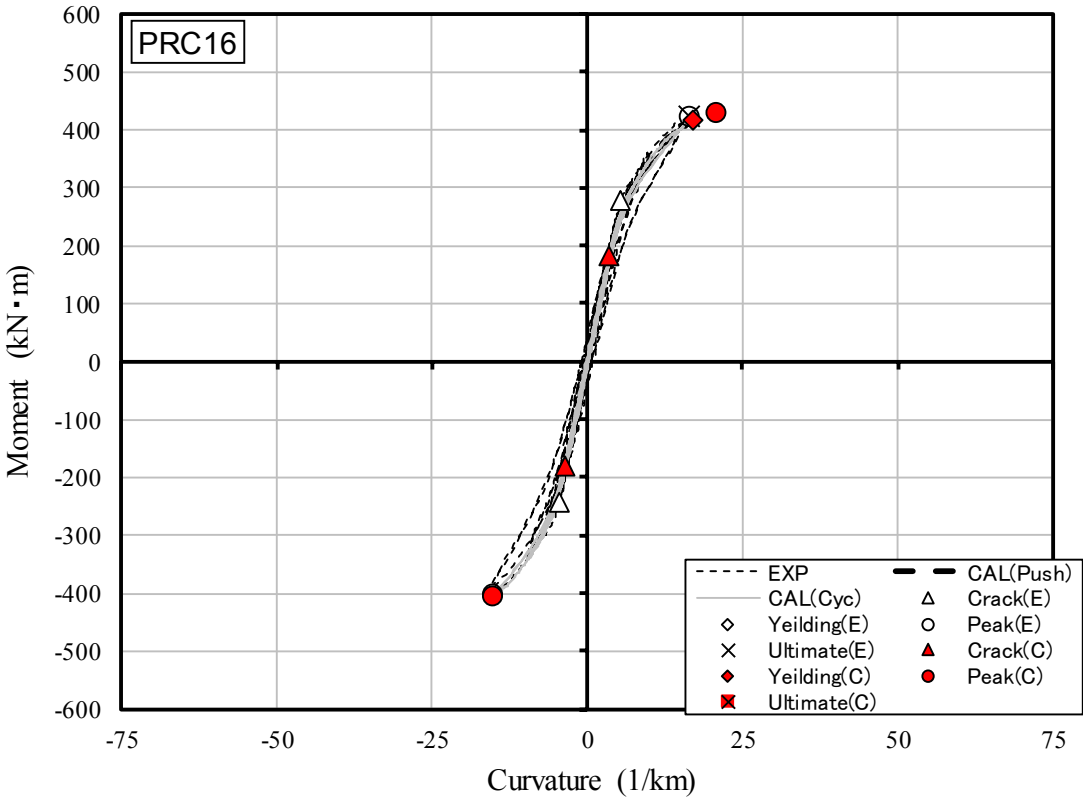
Case 1



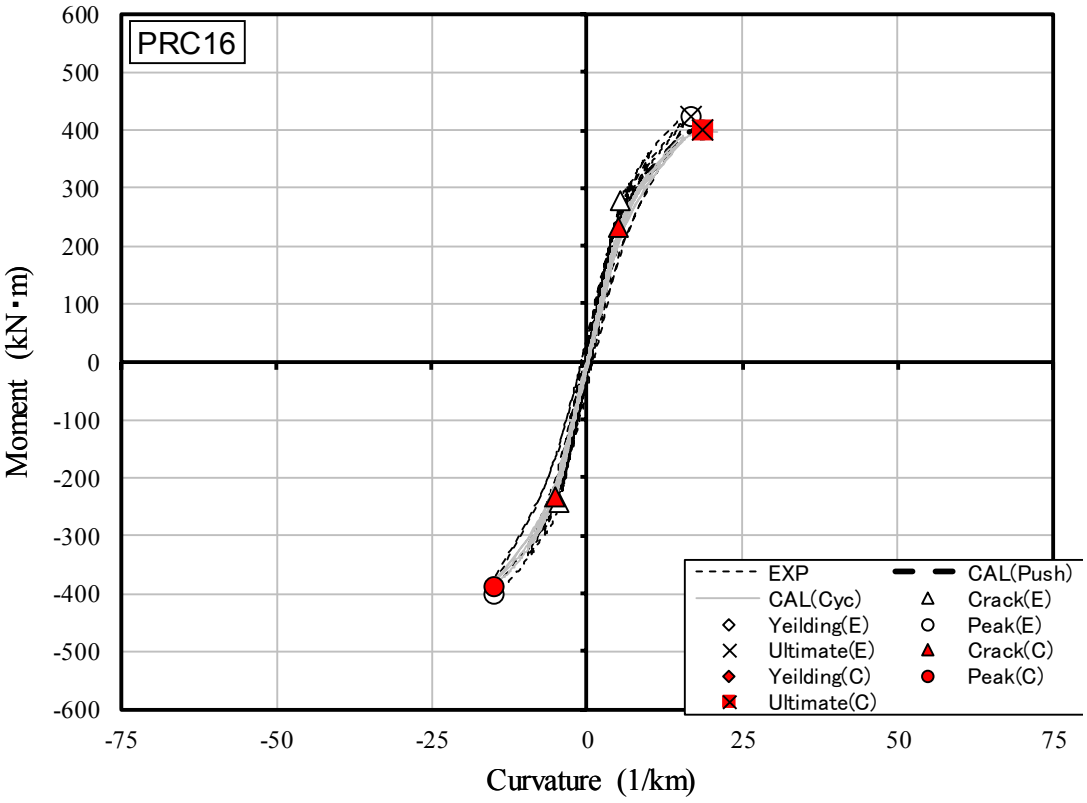
Case 2

(i)　PRC15

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



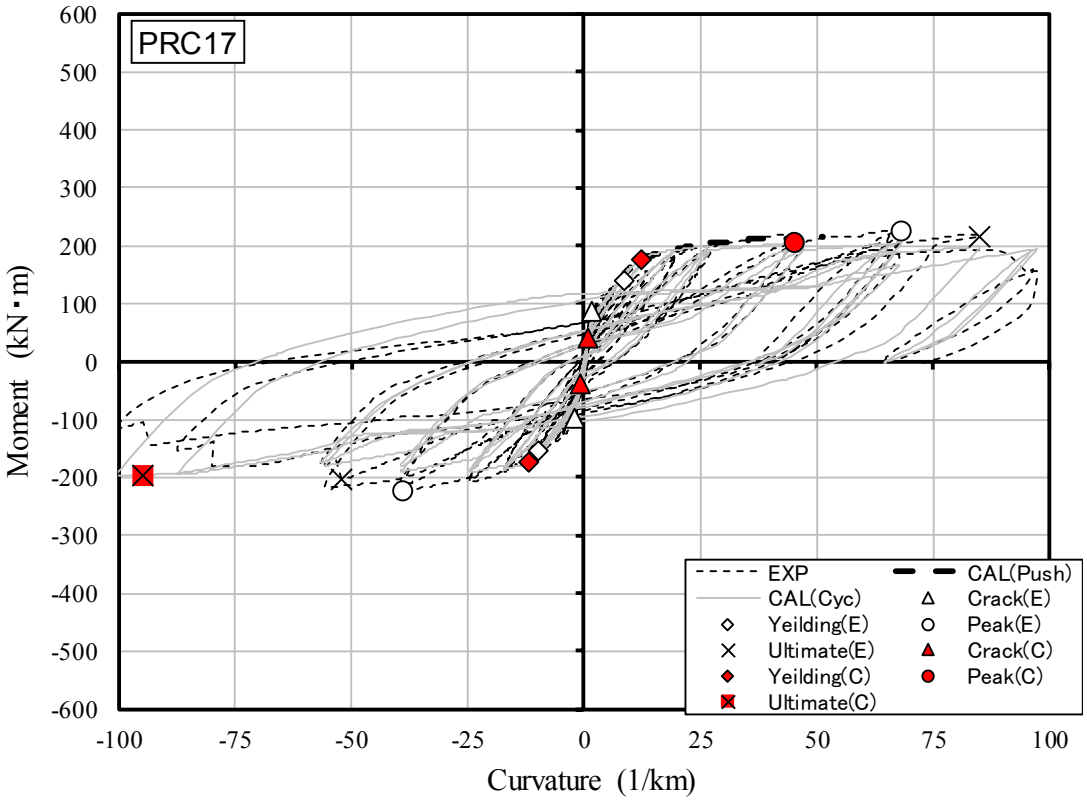
Case 1



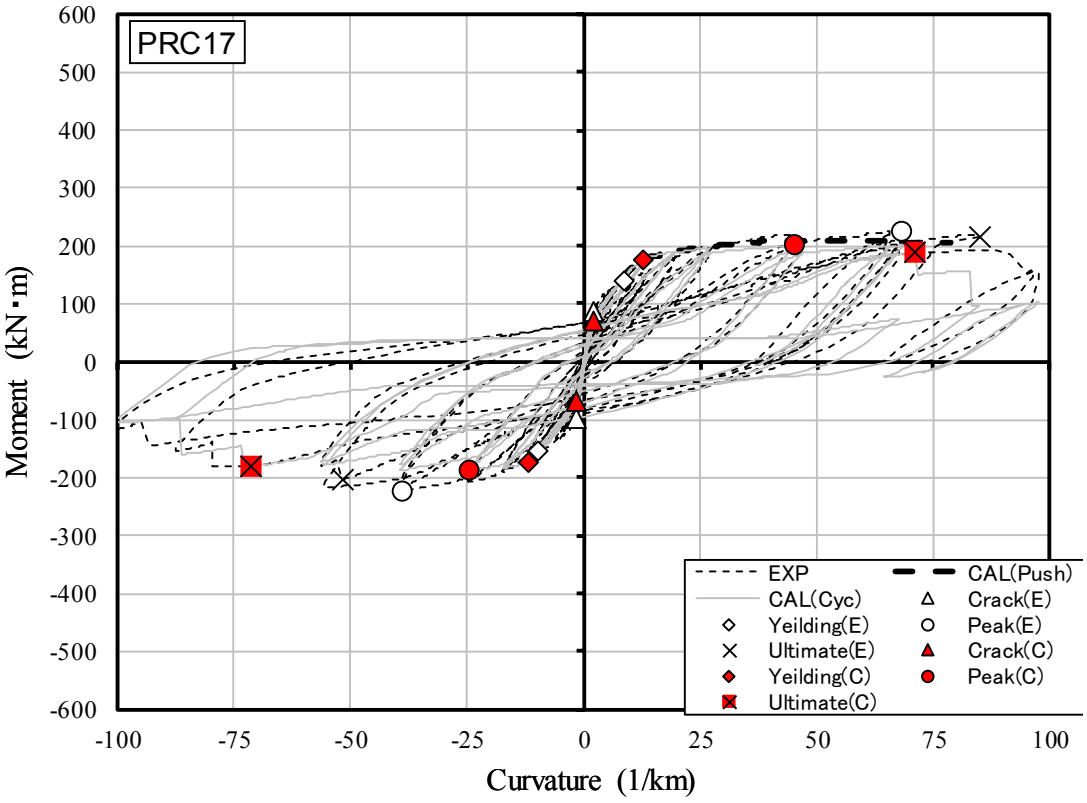
Case 2

(j)　PRC16

図 2.5.5　モーメント－曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



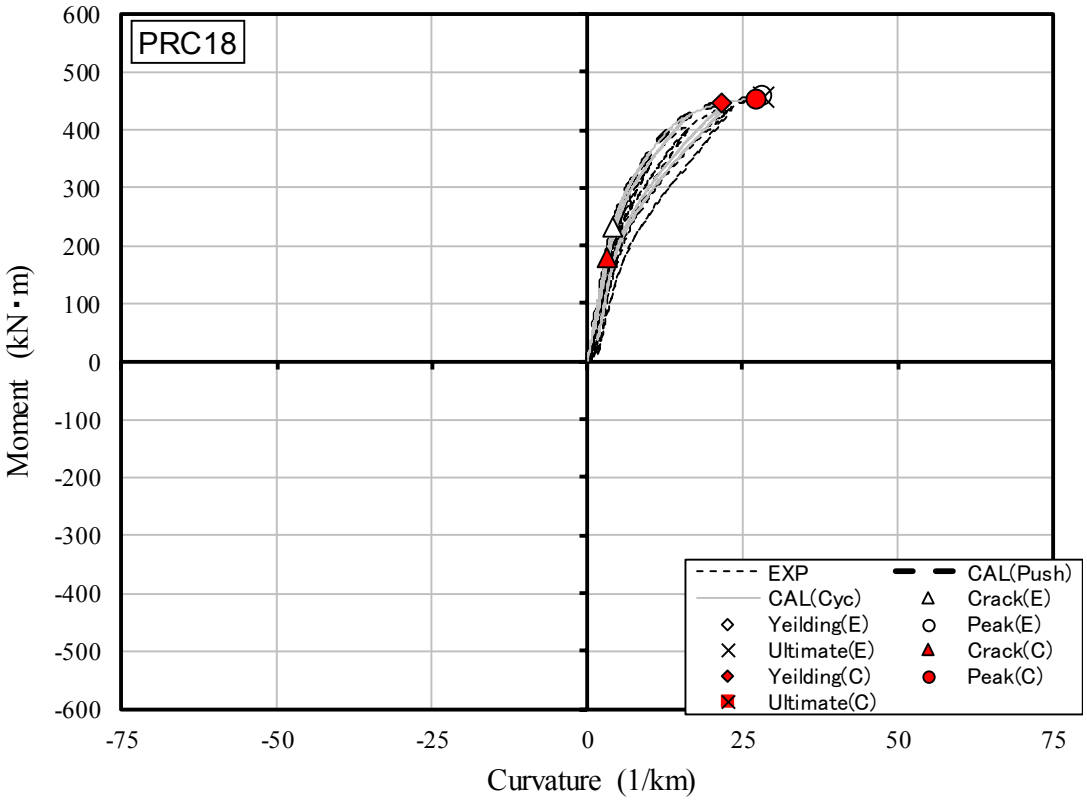
Case 1



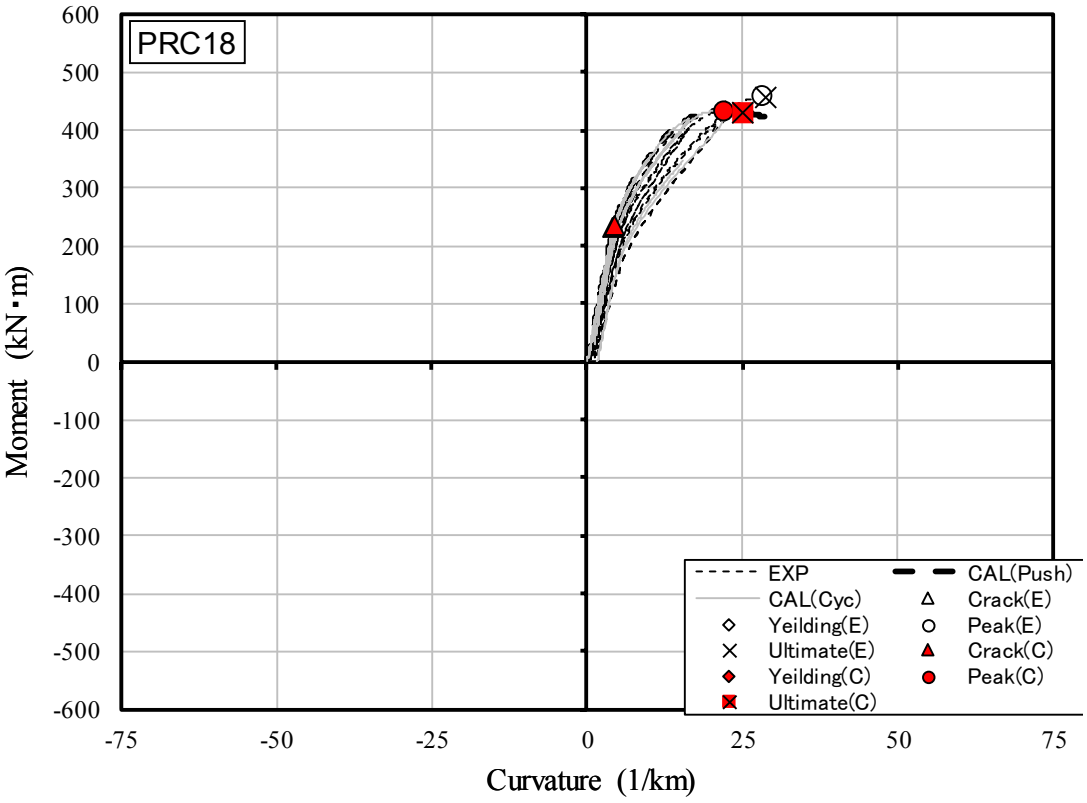
Case 2

(k)　PRC17

図 2.5.5　モーメント－曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



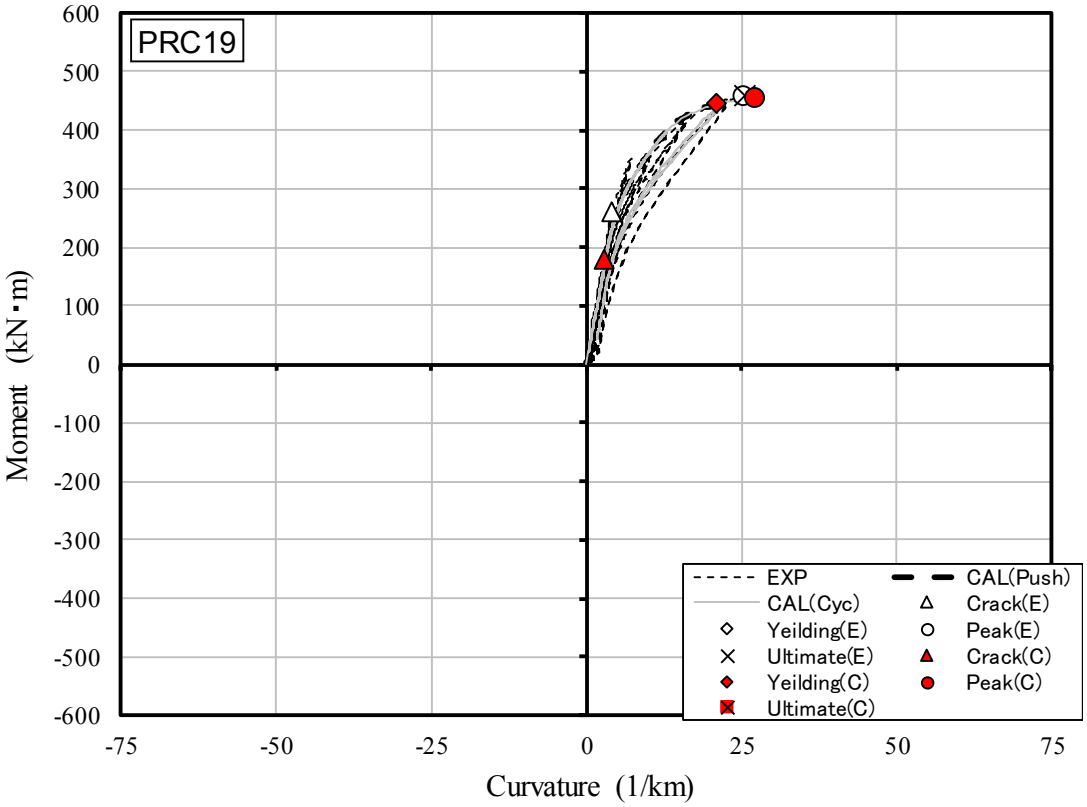
Case 1



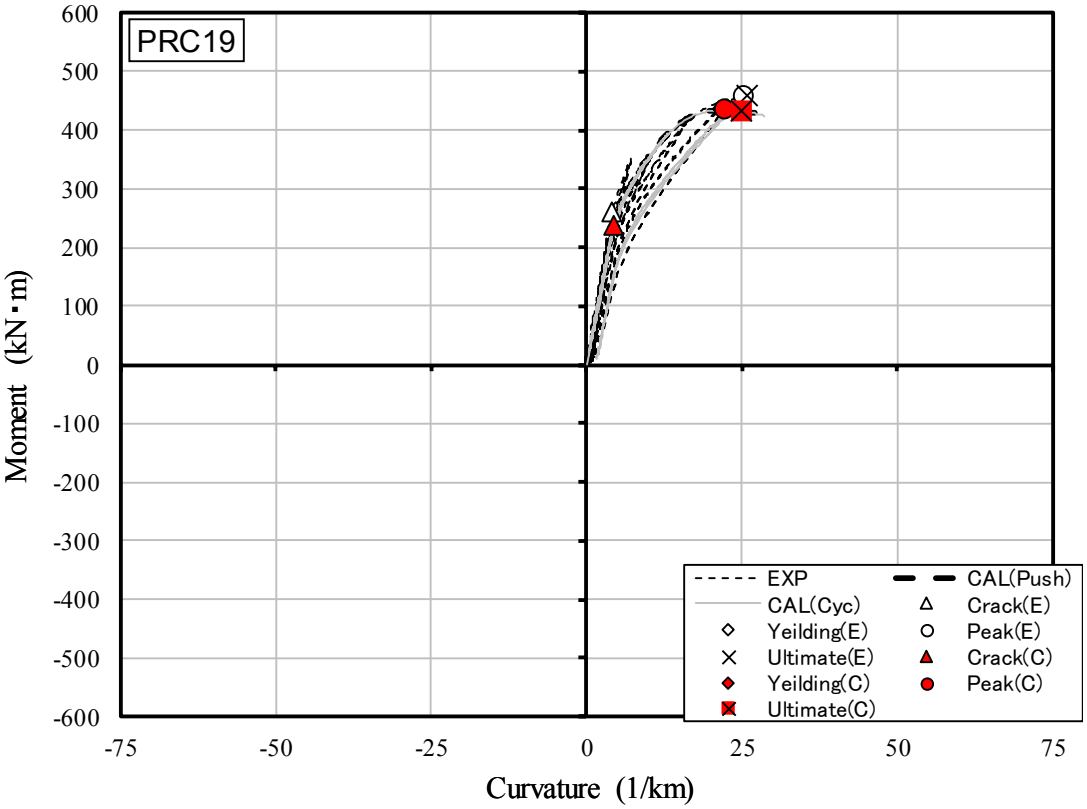
Case 2

(l)　PRC18

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



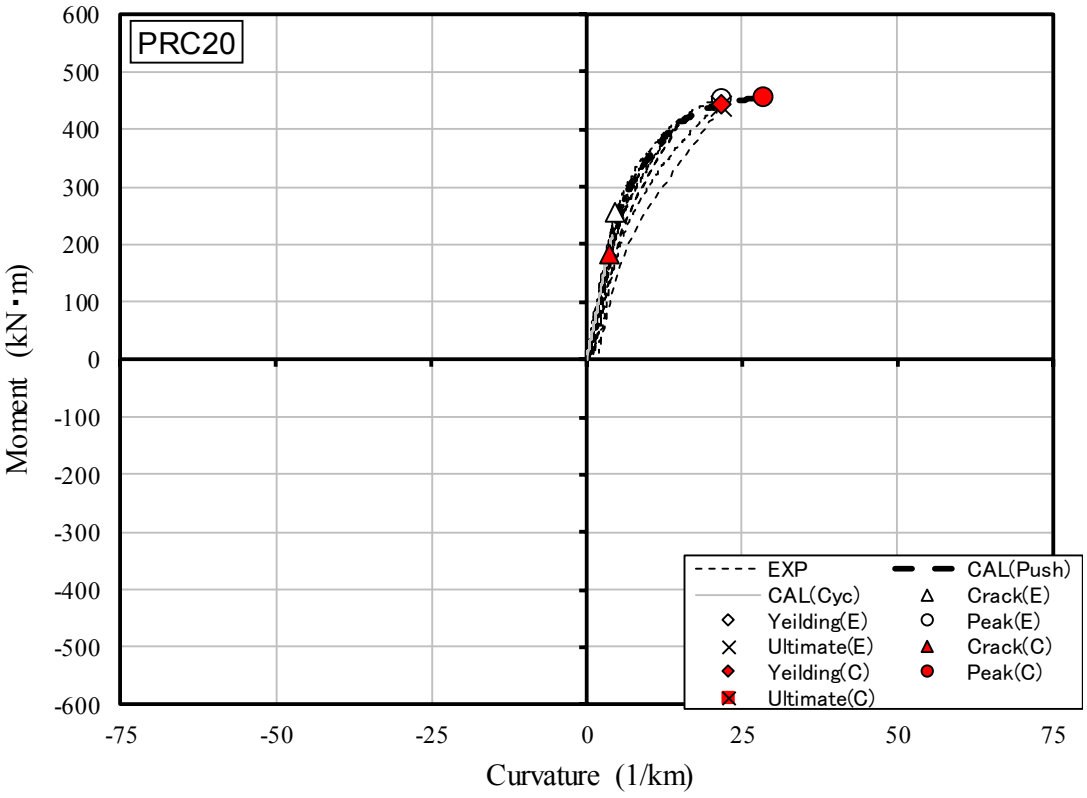
Case 1



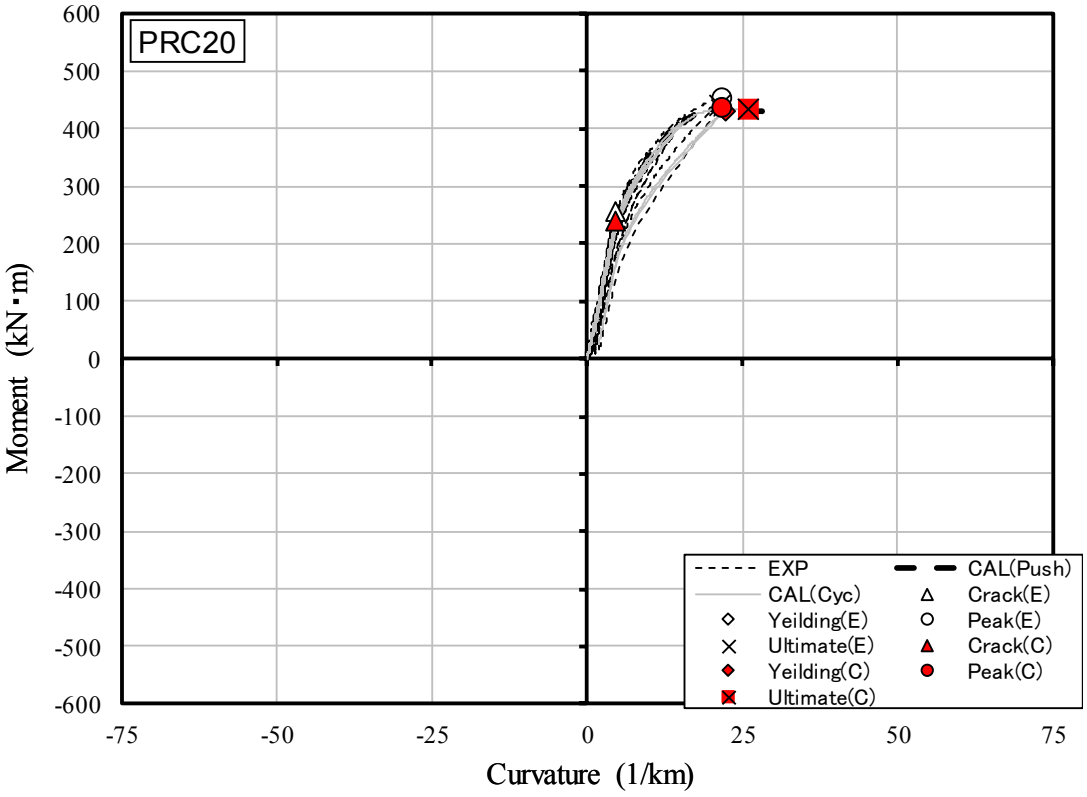
Case 2

(m) PRC19

図 2.5.5　モーメント－曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



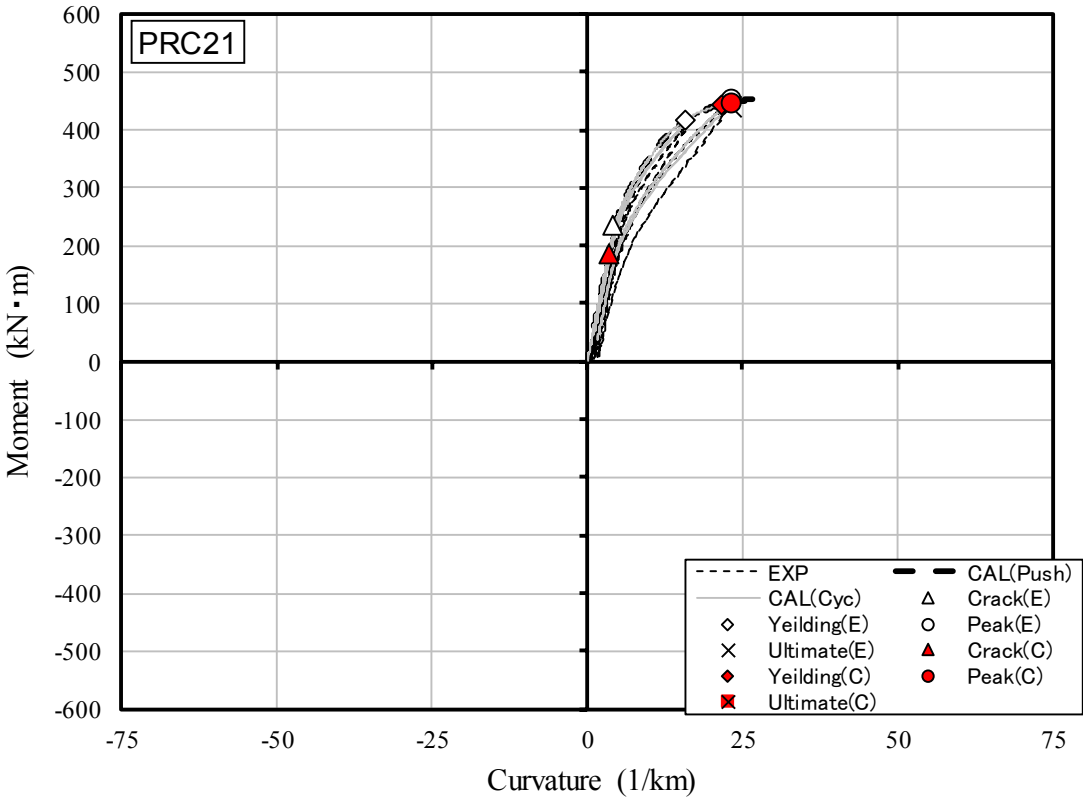
Case 1



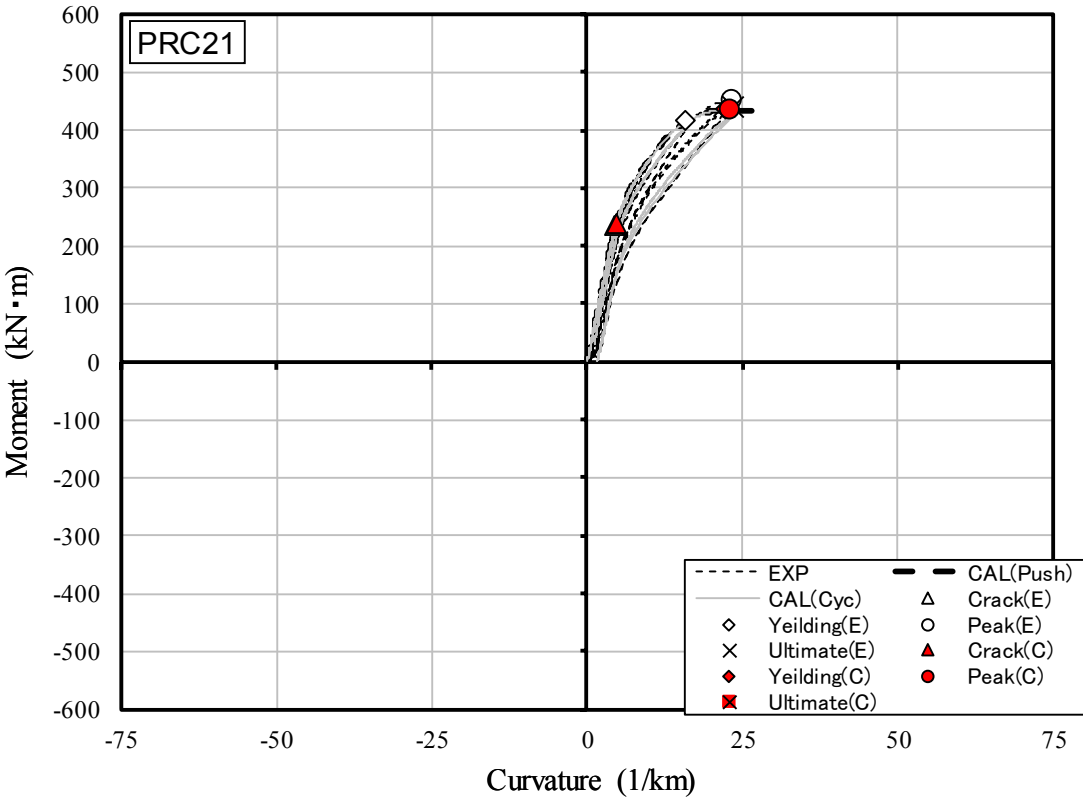
Case 2

(n)　PRC20

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



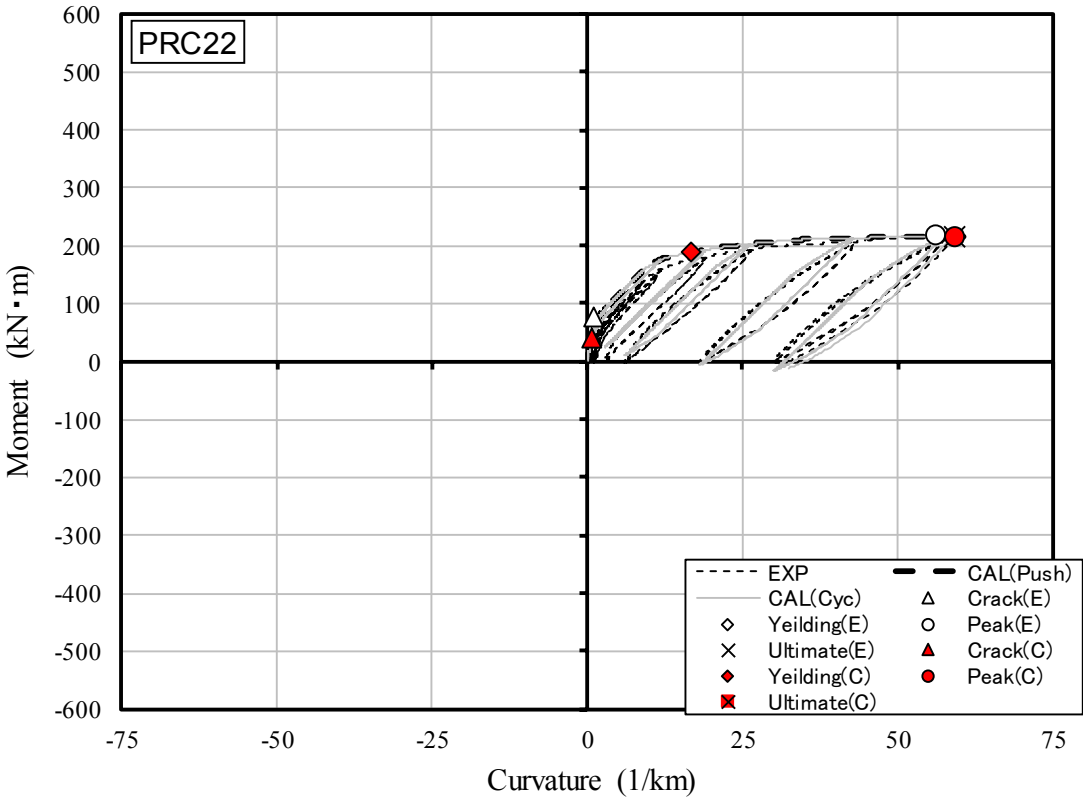
Case 1



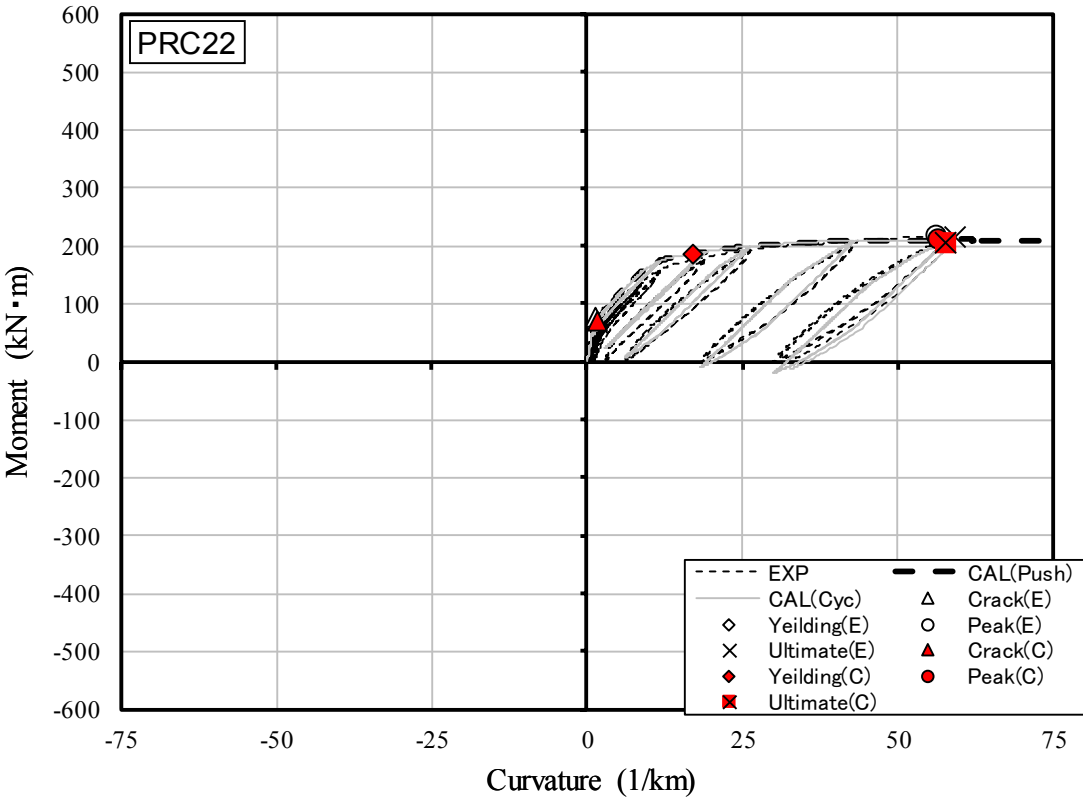
Case 2

(o)　PRC21

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



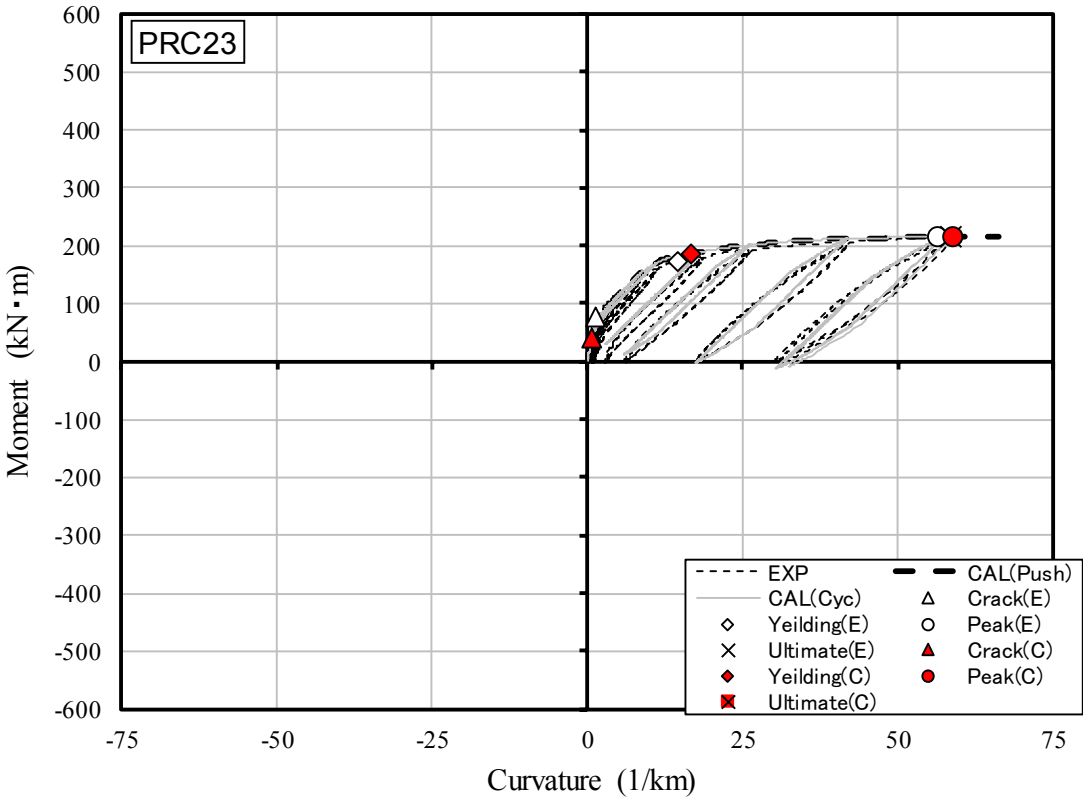
Case 1



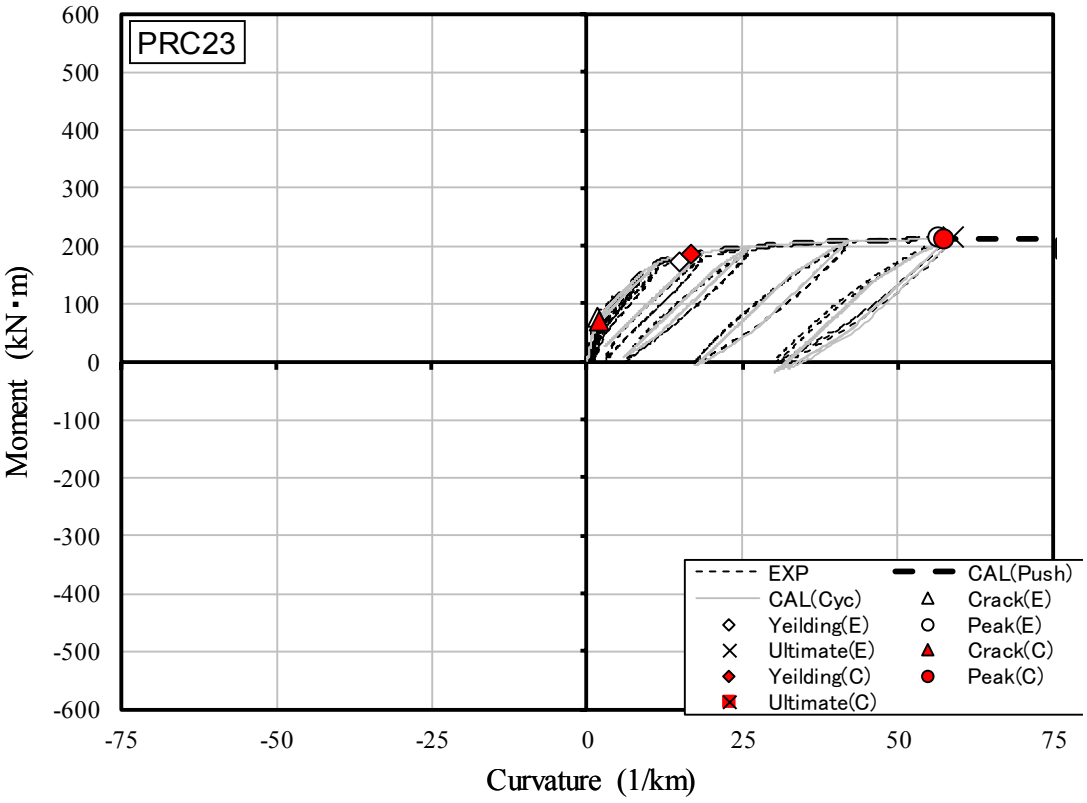
Case 2

(p)　PRC22

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）（次項に続く）



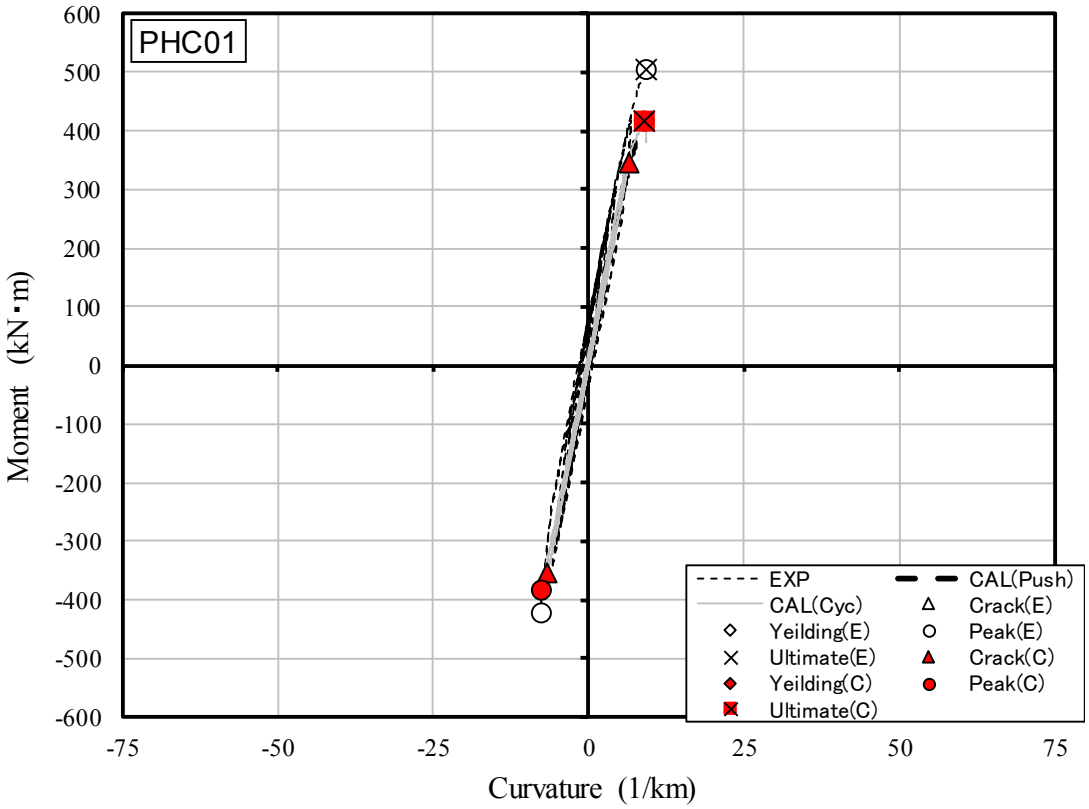
Case 1



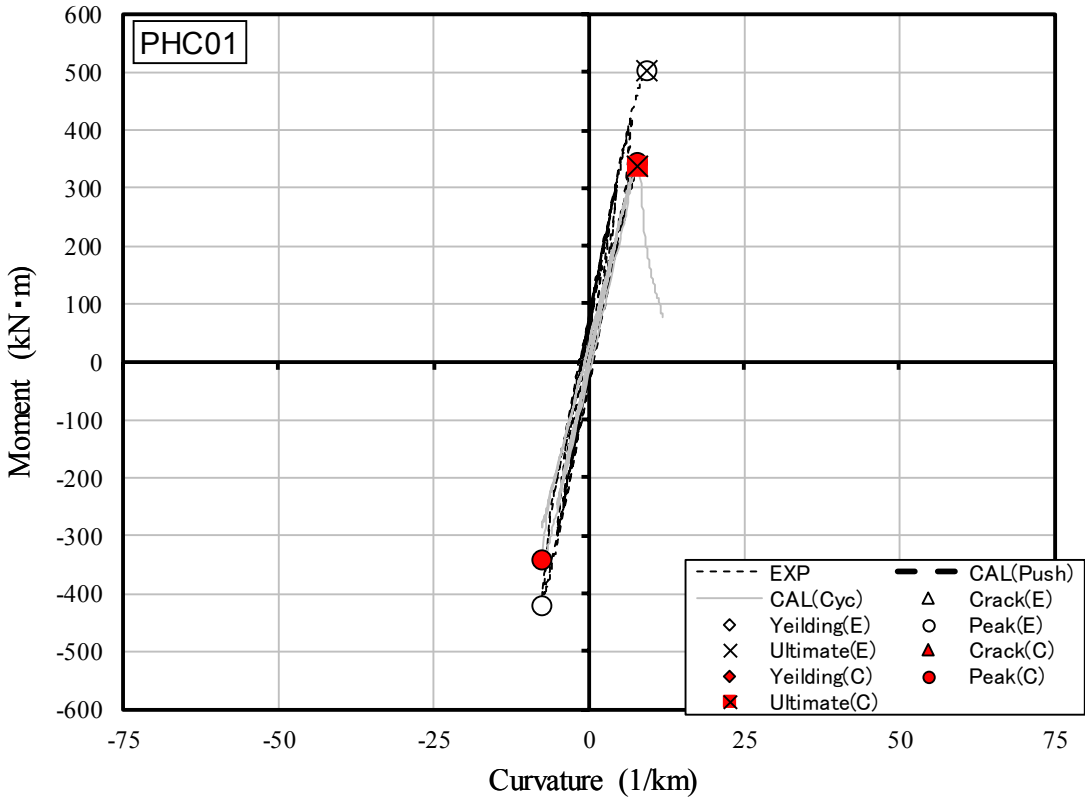
Case 2

(q)　PRC23

図 2.5.5　モーメントー曲率関係の比較（PRC 杭）



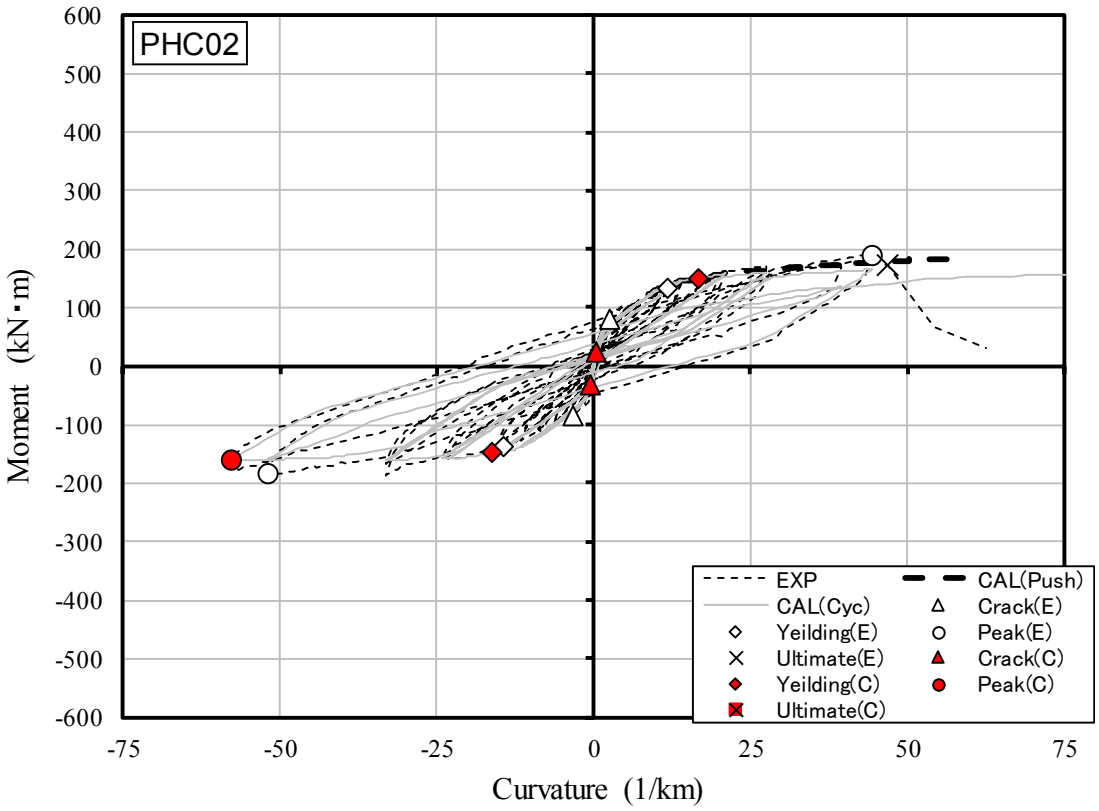
Case 1



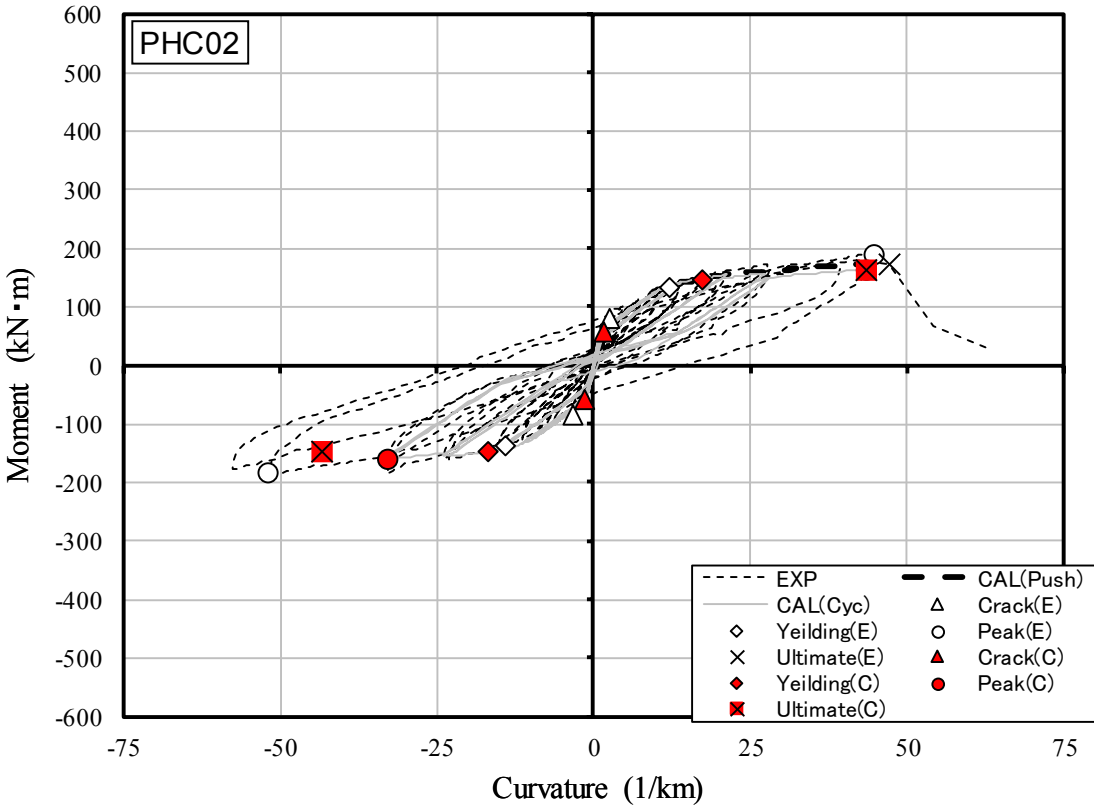
Case 2

(a)　PHC01

図 2.5.6　モーメント－曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



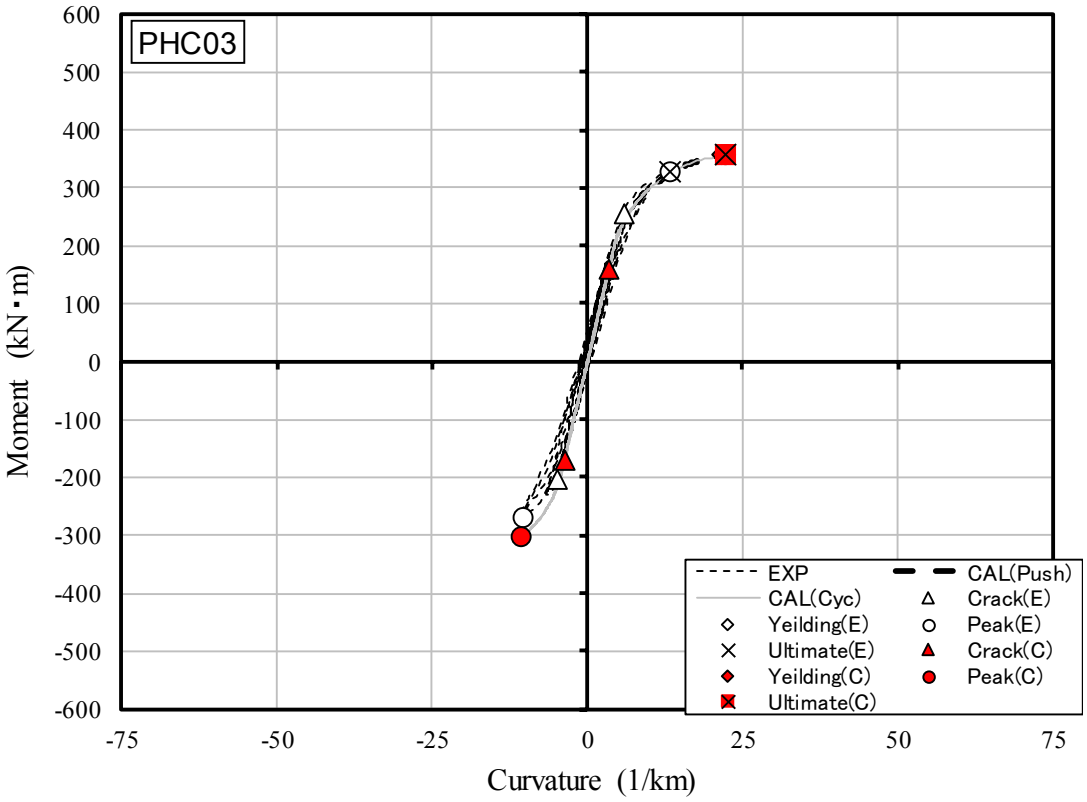
Case 1



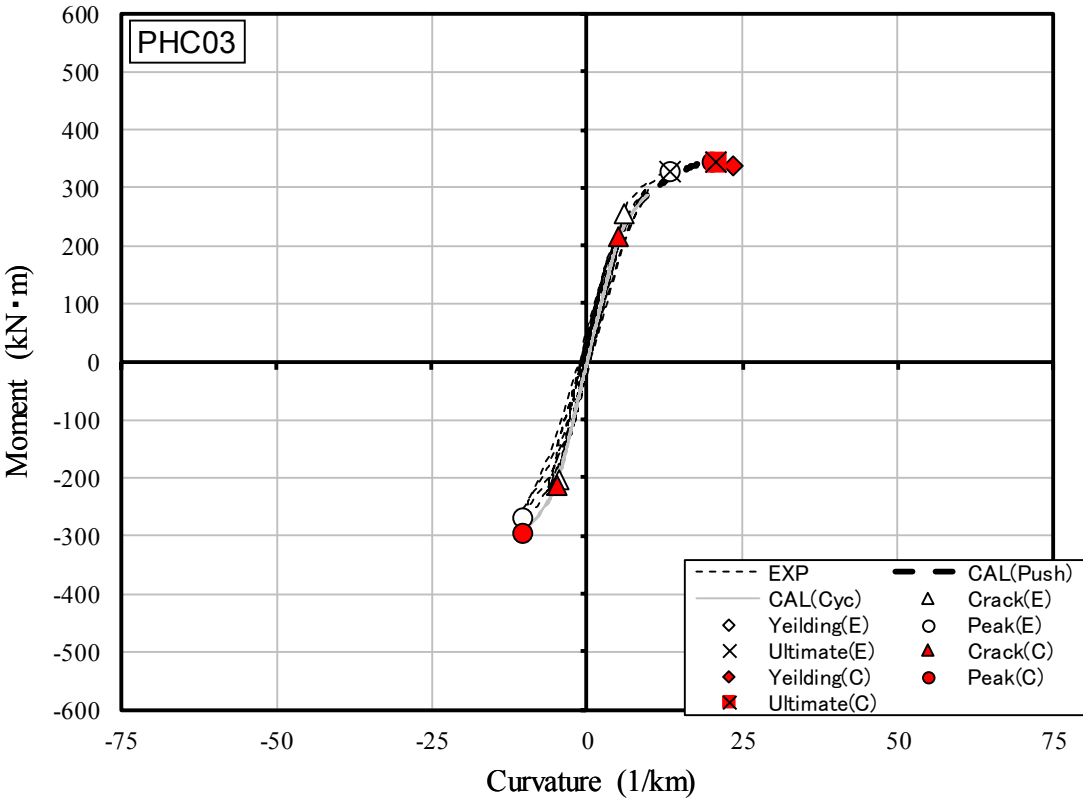
Case 2

(b)　PHC02

図 2.5.6　モーメント－曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



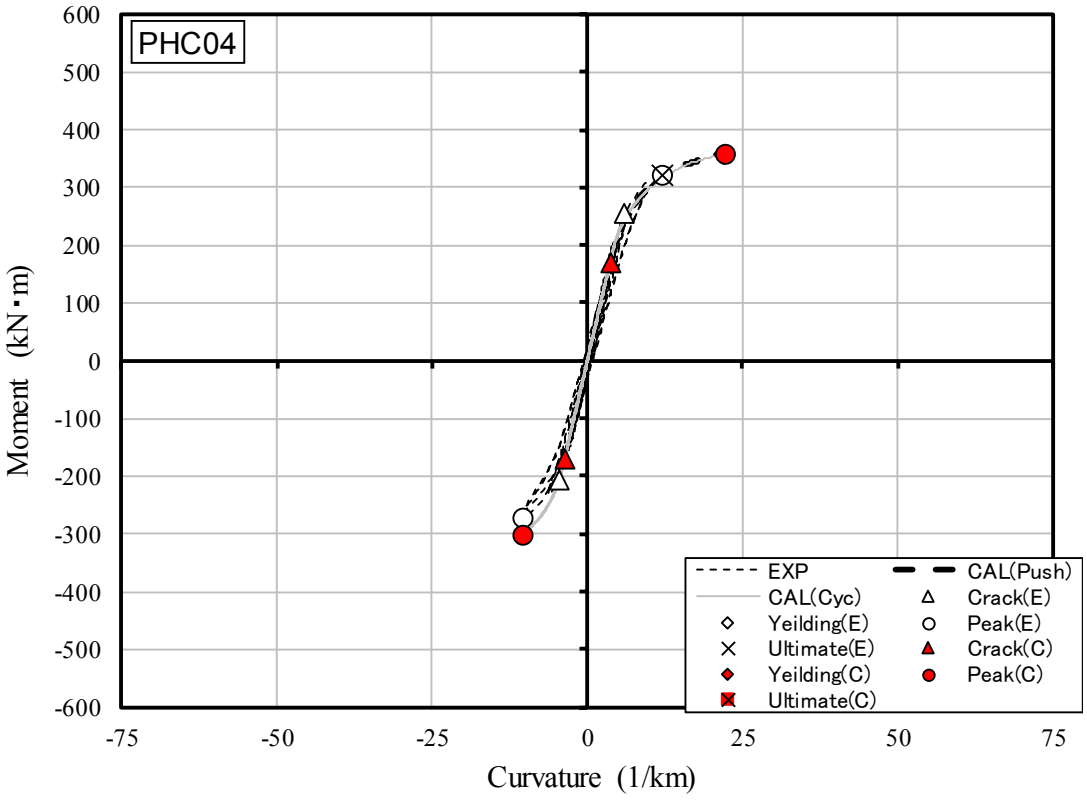
Case 1



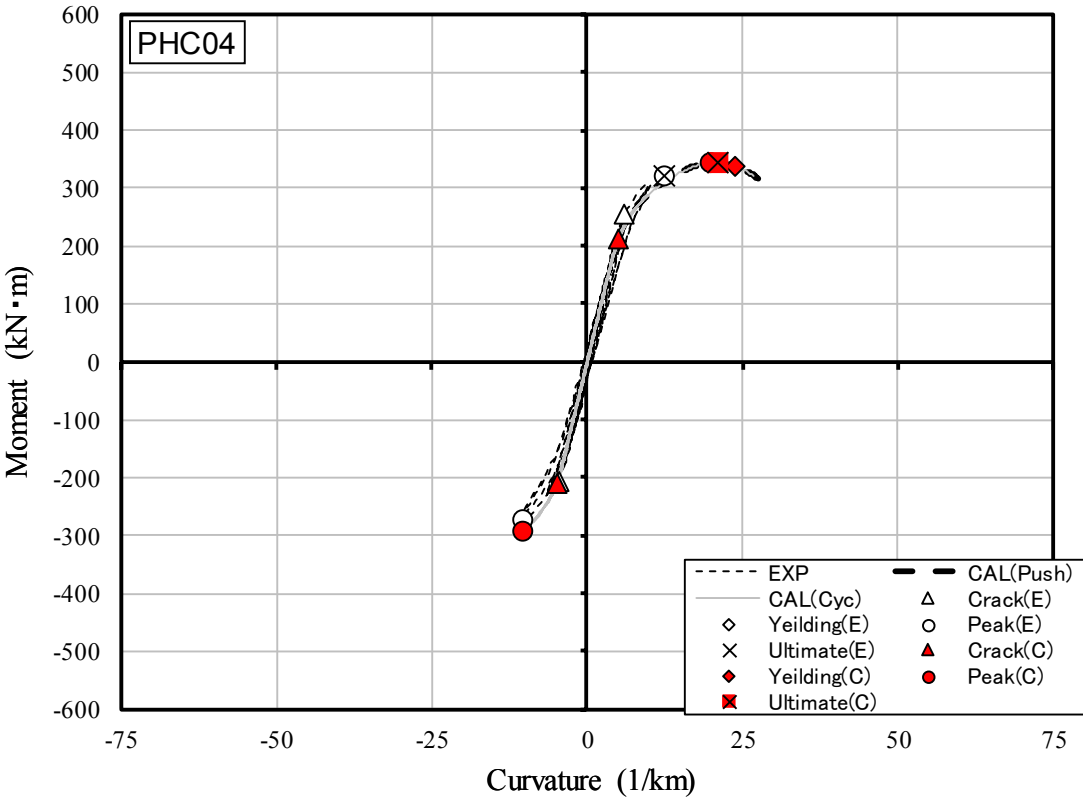
Case 2

(c)　PHC03

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



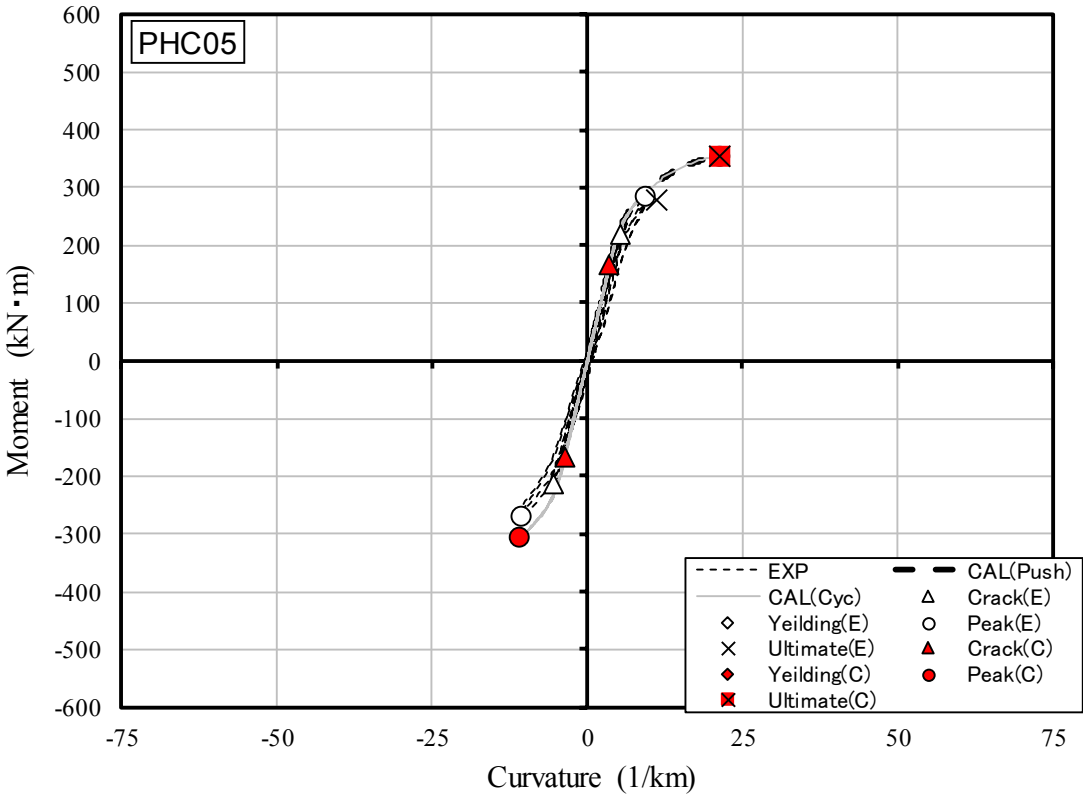
Case 1



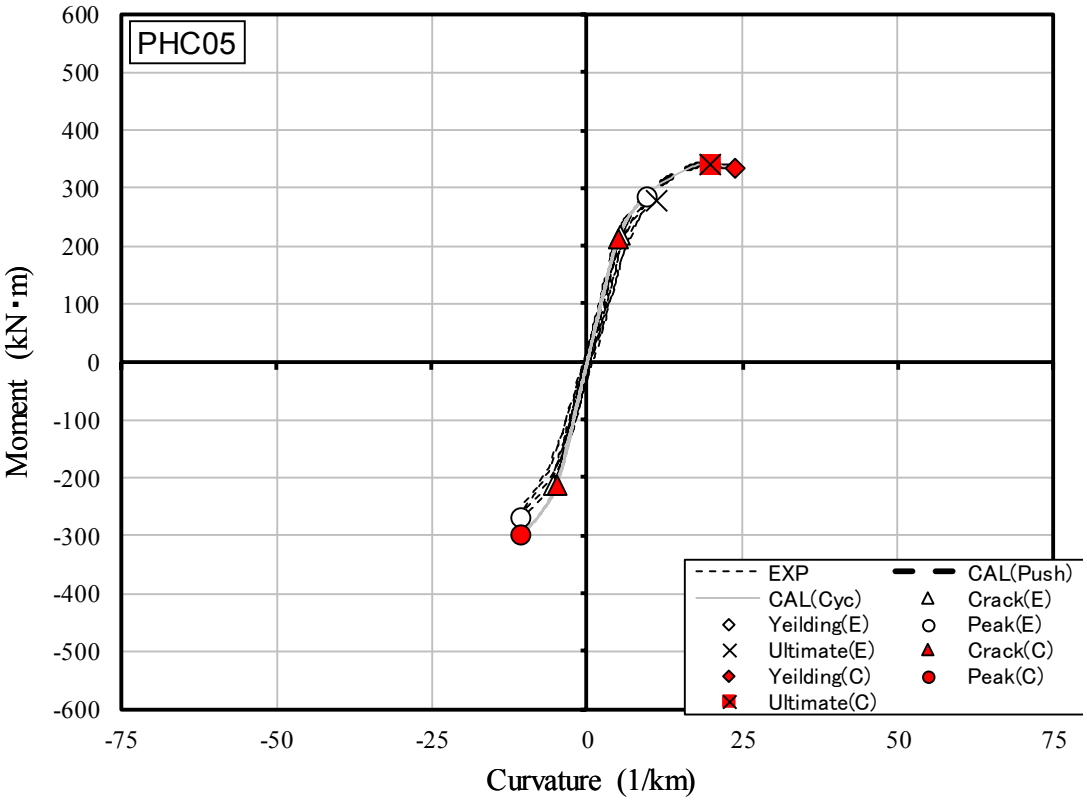
Case 2

(d)　PHC04

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



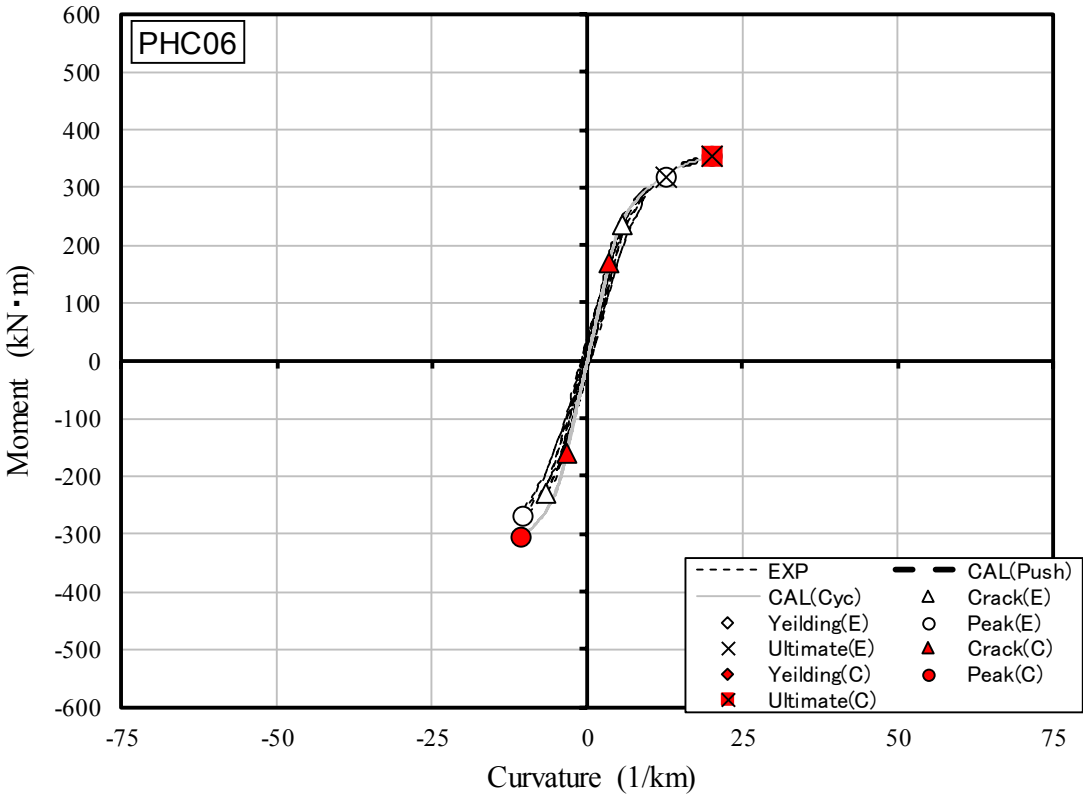
Case 1



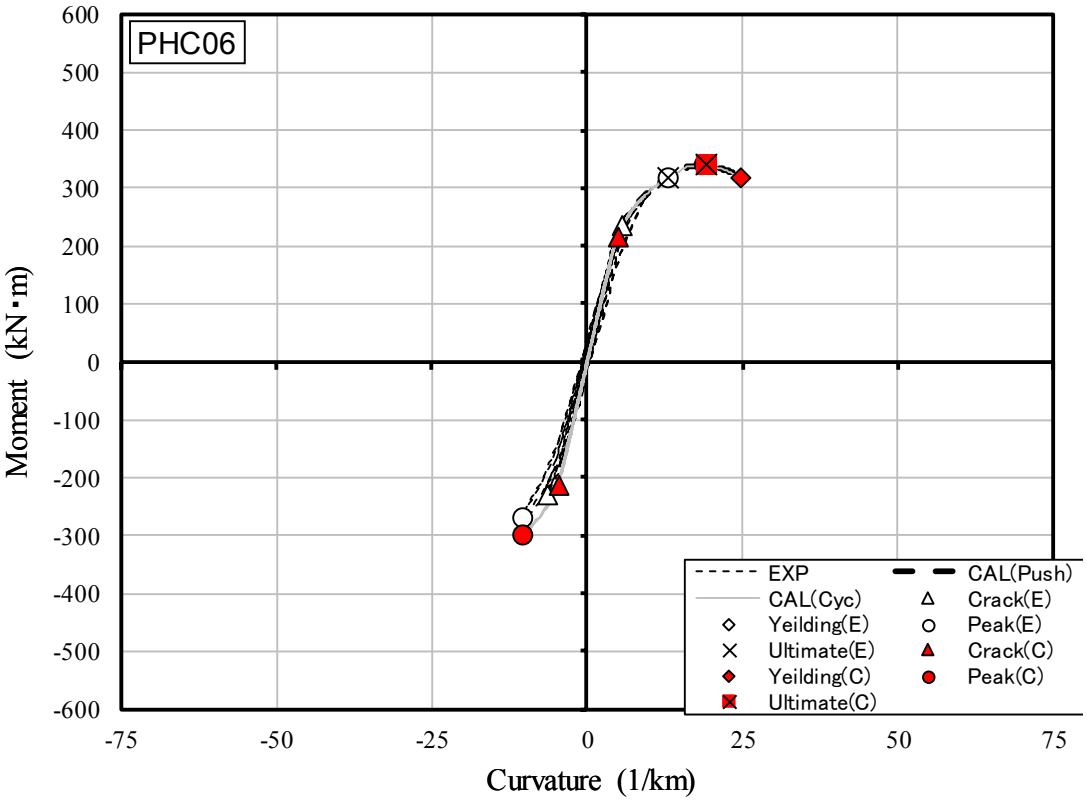
Case 2

(e)　PHC05

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



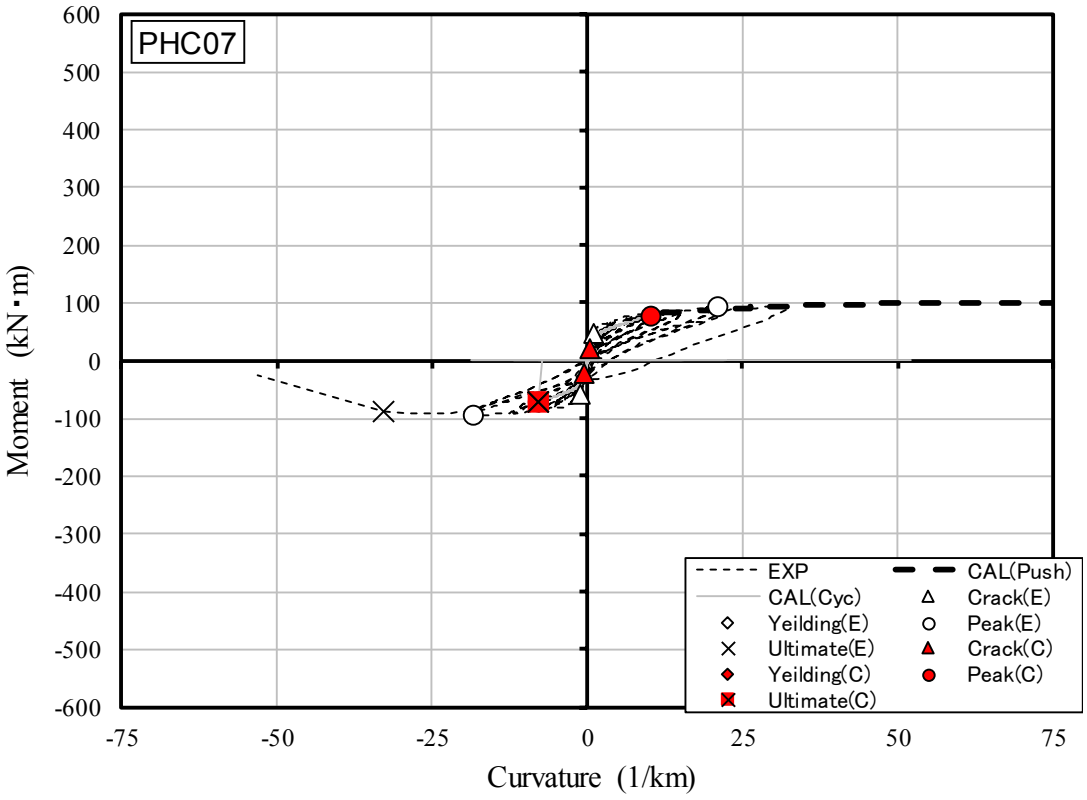
Case 1



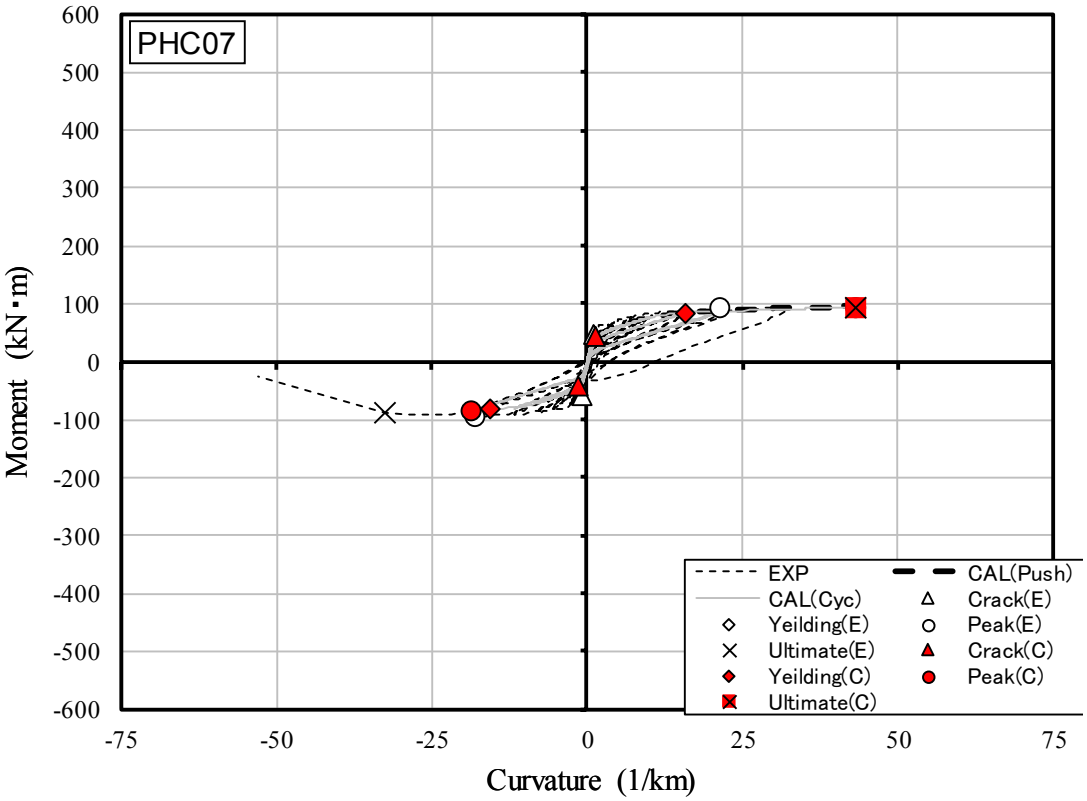
Case 2

(f)　PHC06

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



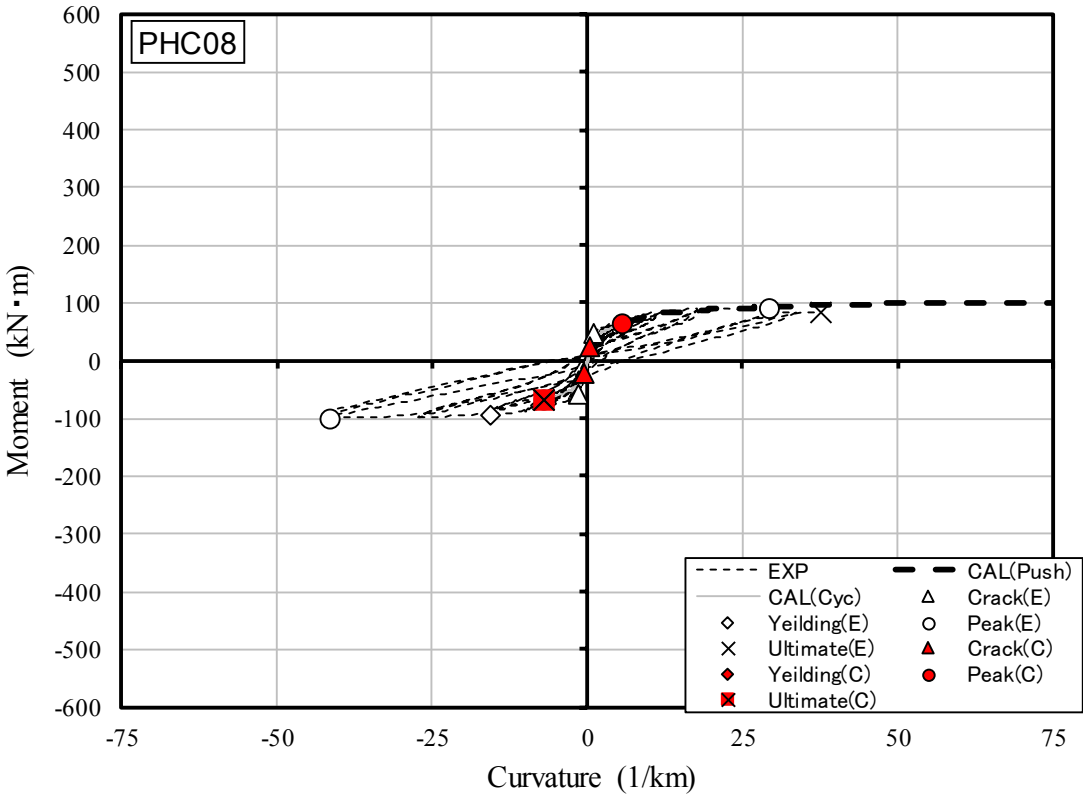
Case 1



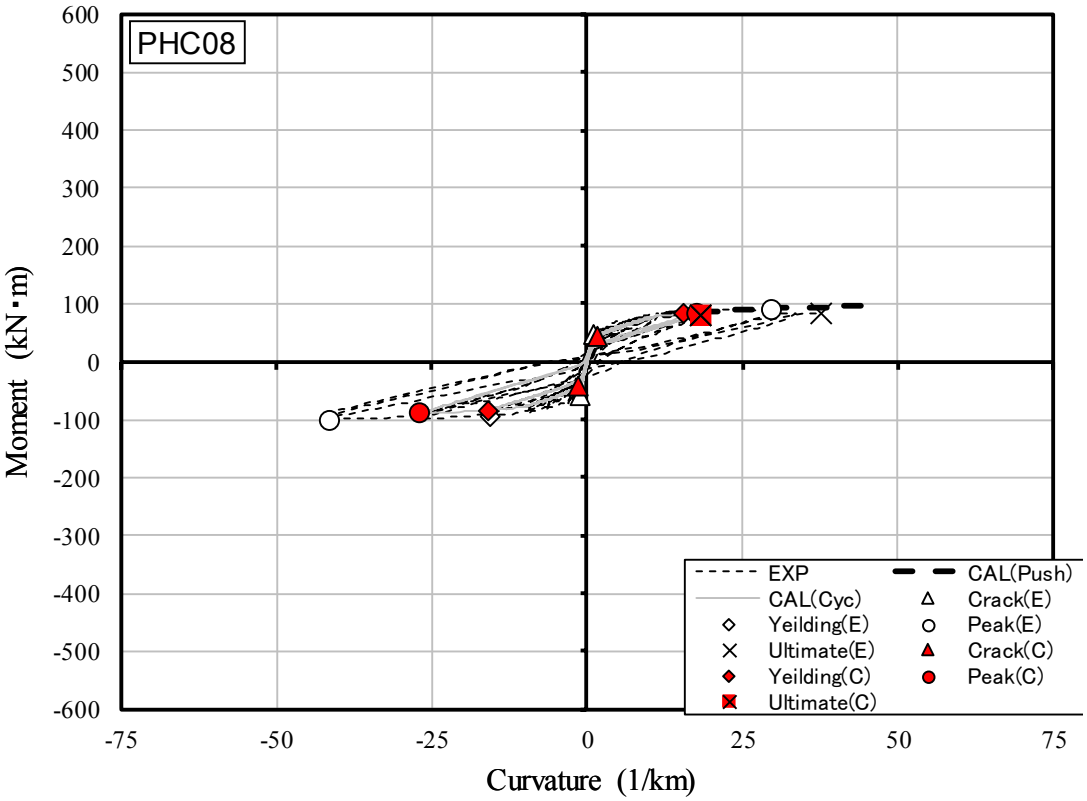
Case 2

(g)　PHC07

図 2.5.6　モーメント－曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



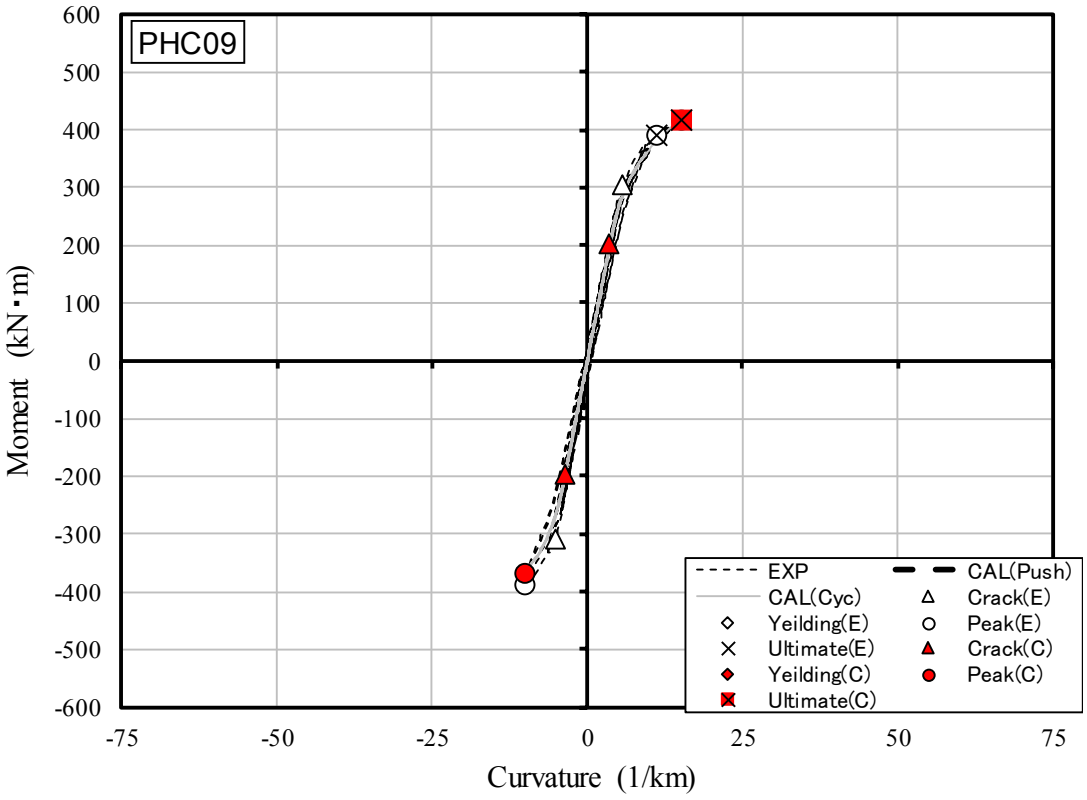
Case 1



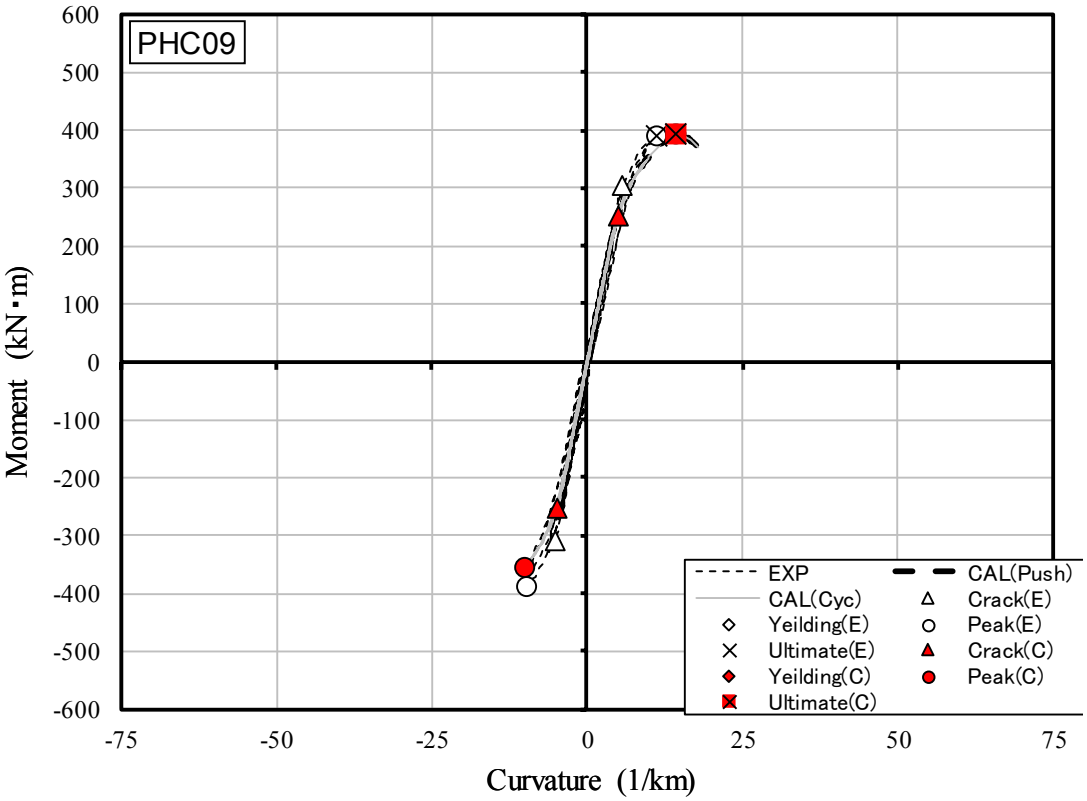
Case 2

(h)　PHC08

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



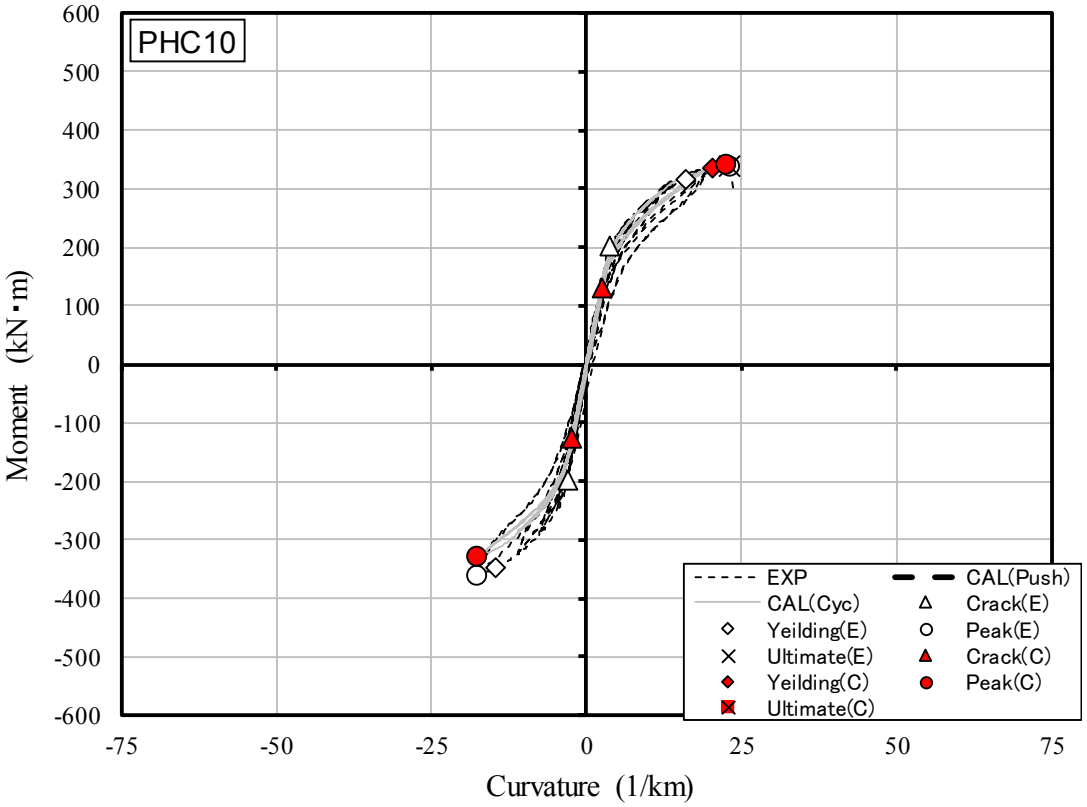
Case 1



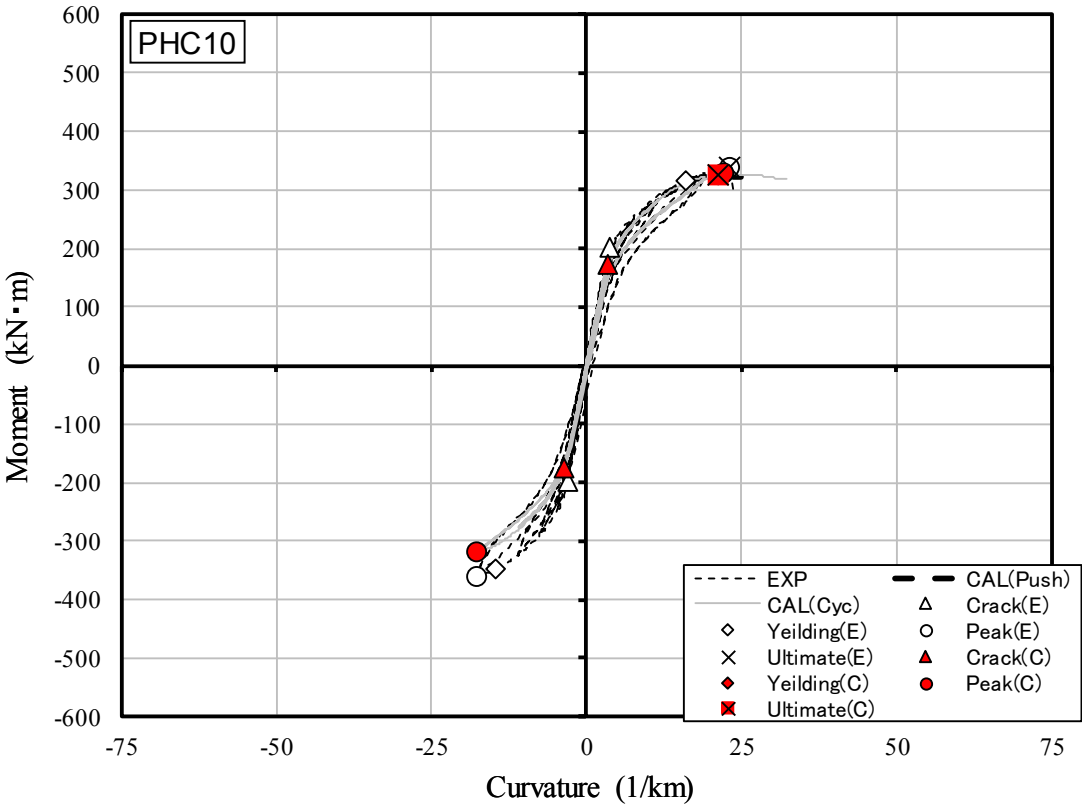
Case 2

(i)　PHC09

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



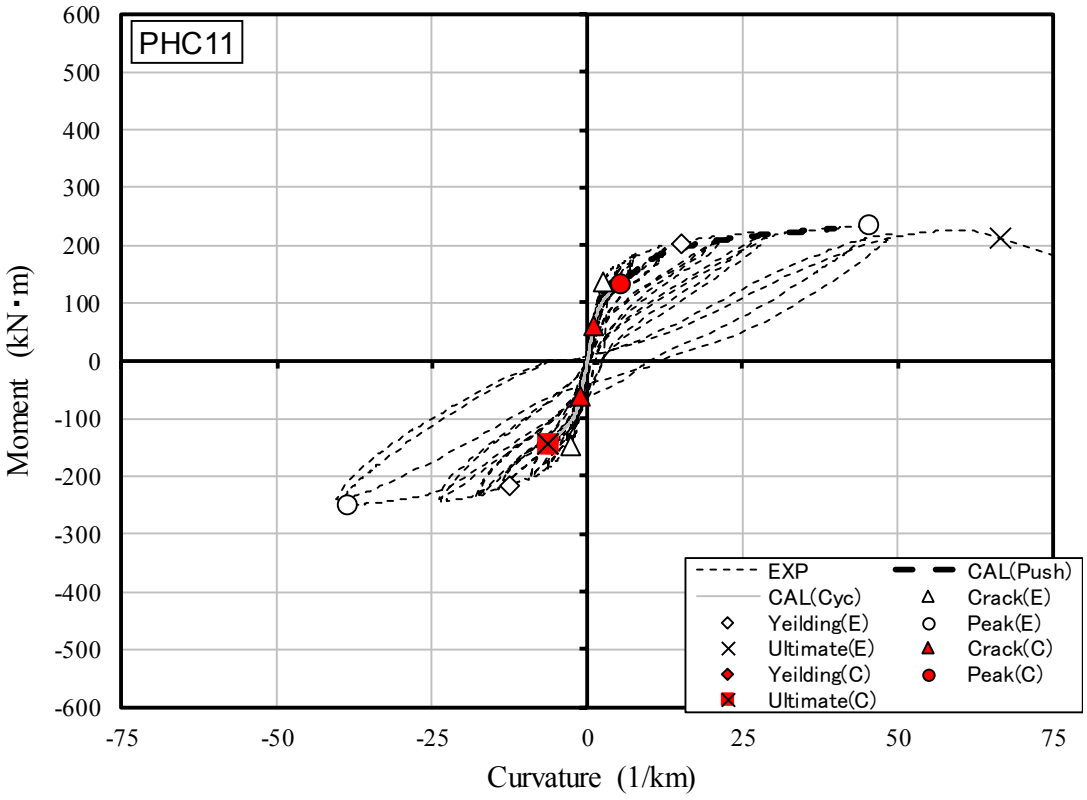
Case 1



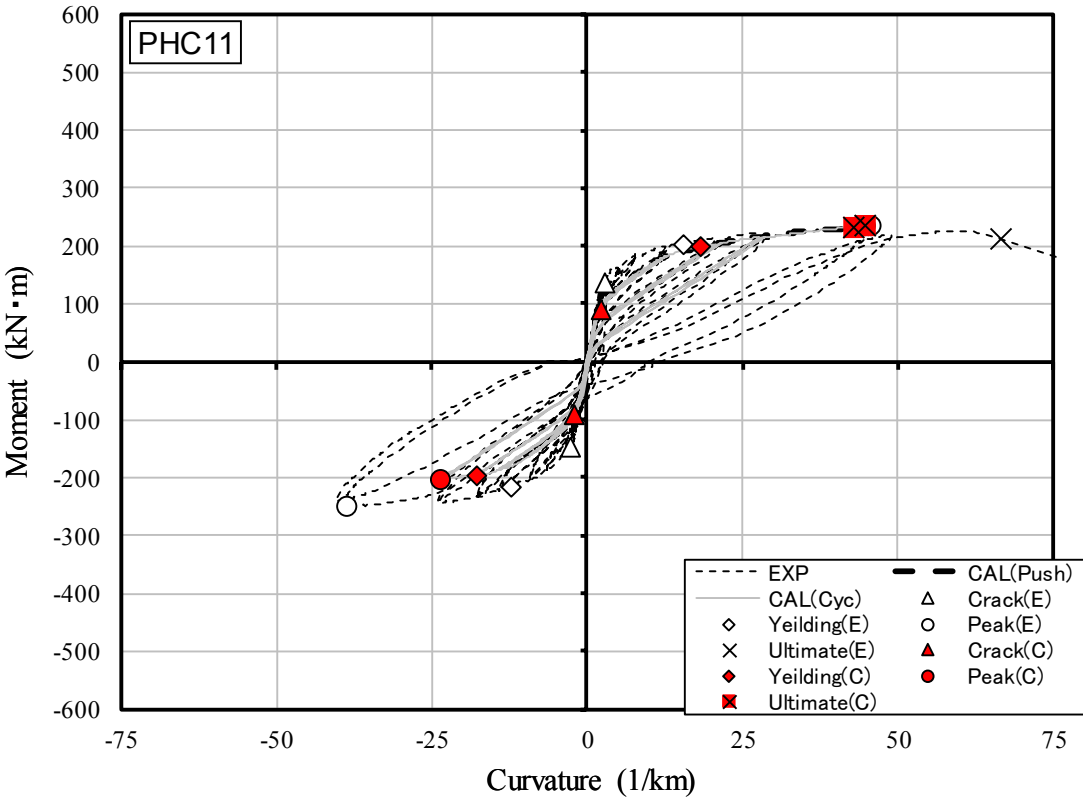
Case 2

(j)　PHC10

図 2.5.6　モーメント－曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



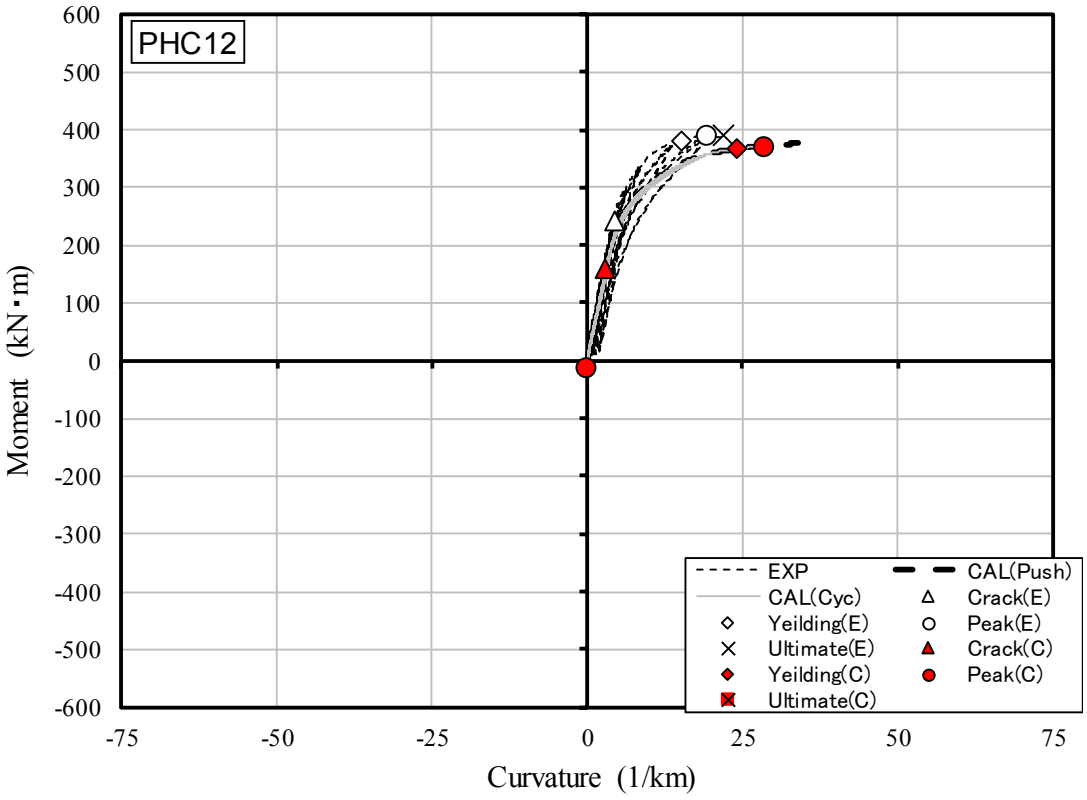
Case 1



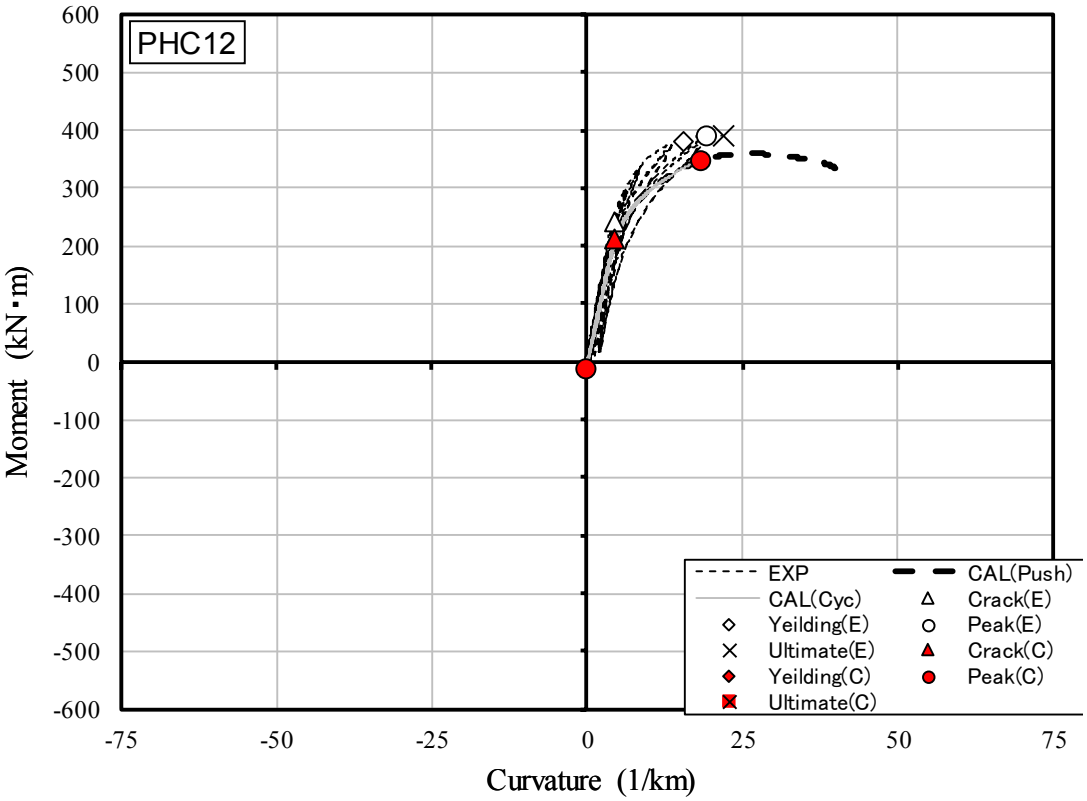
Case 2

(k)　PHC11

図 2.5.6　モーメント－曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



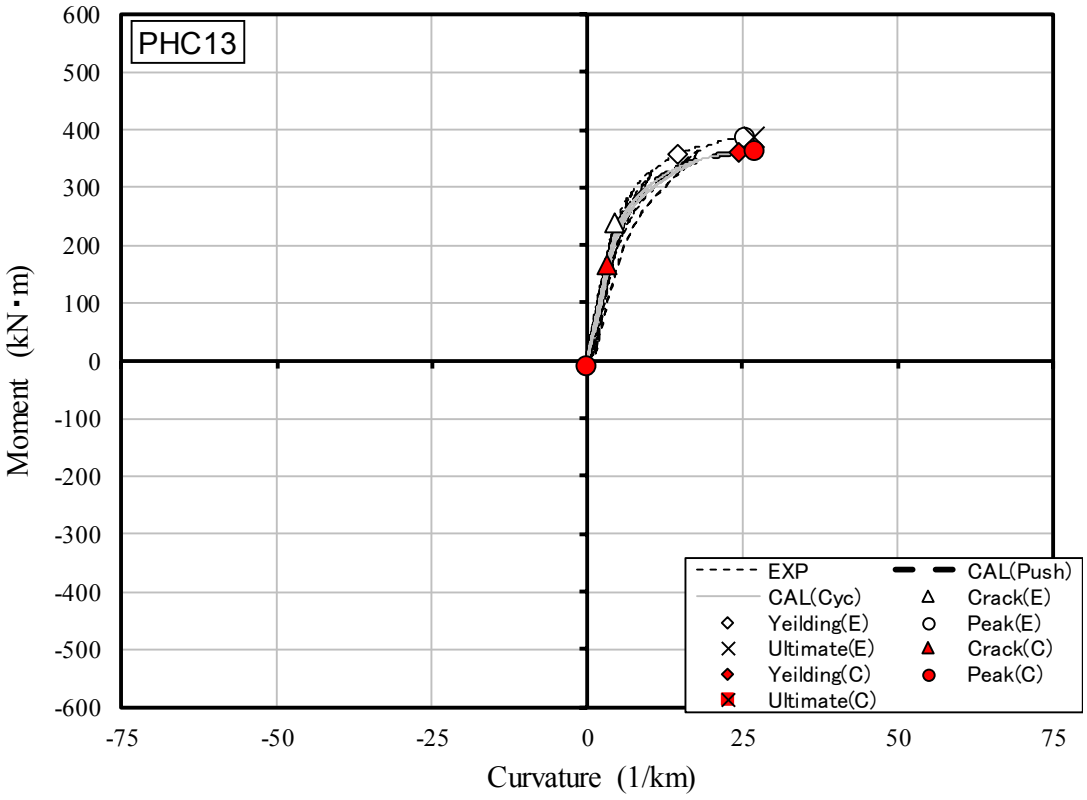
Case 1



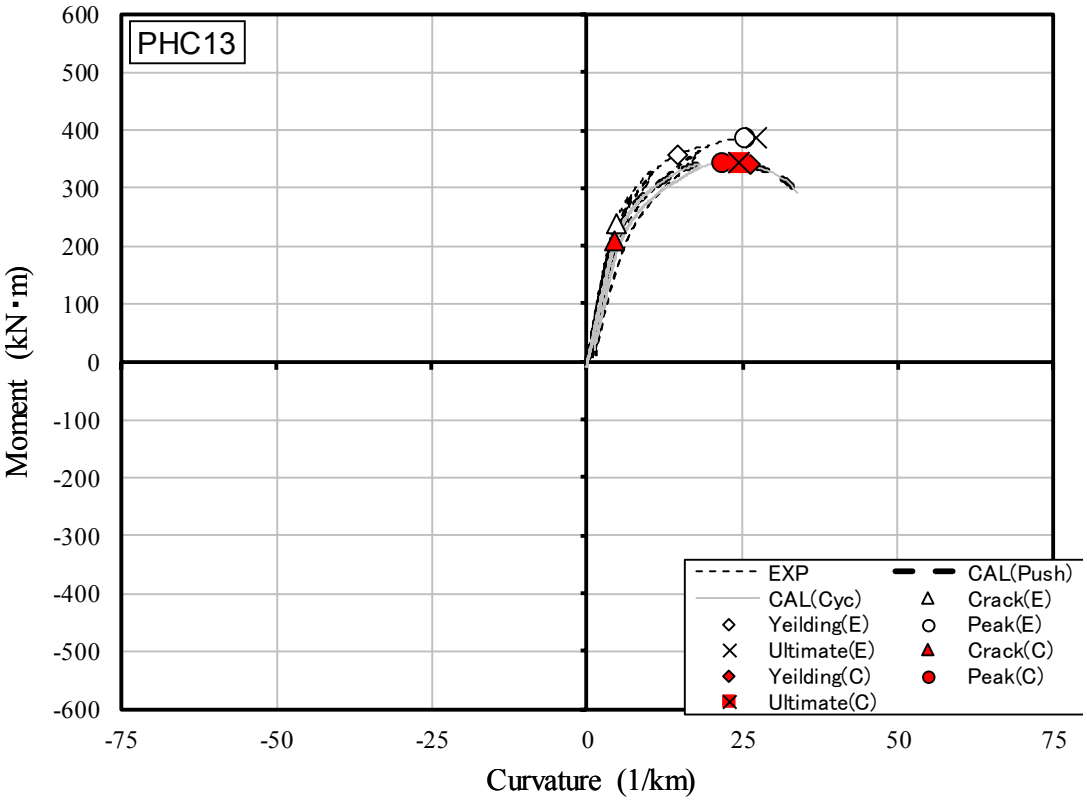
Case 2

(l)　PHC12

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



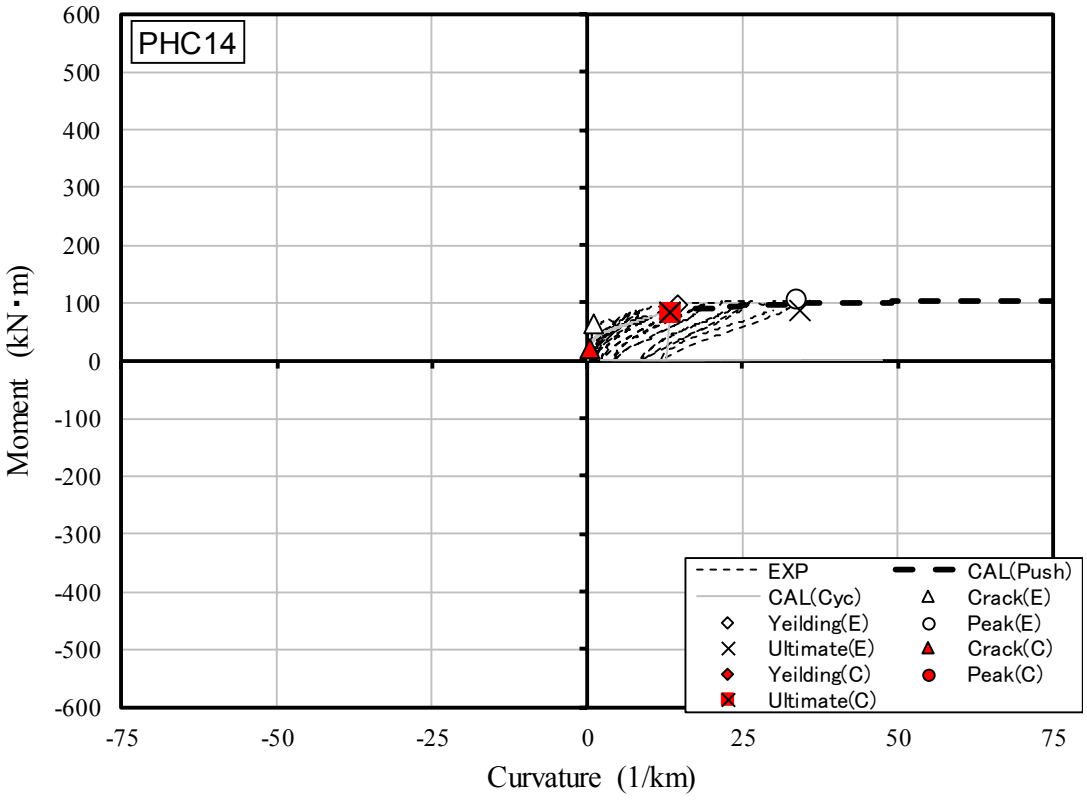
Case 1



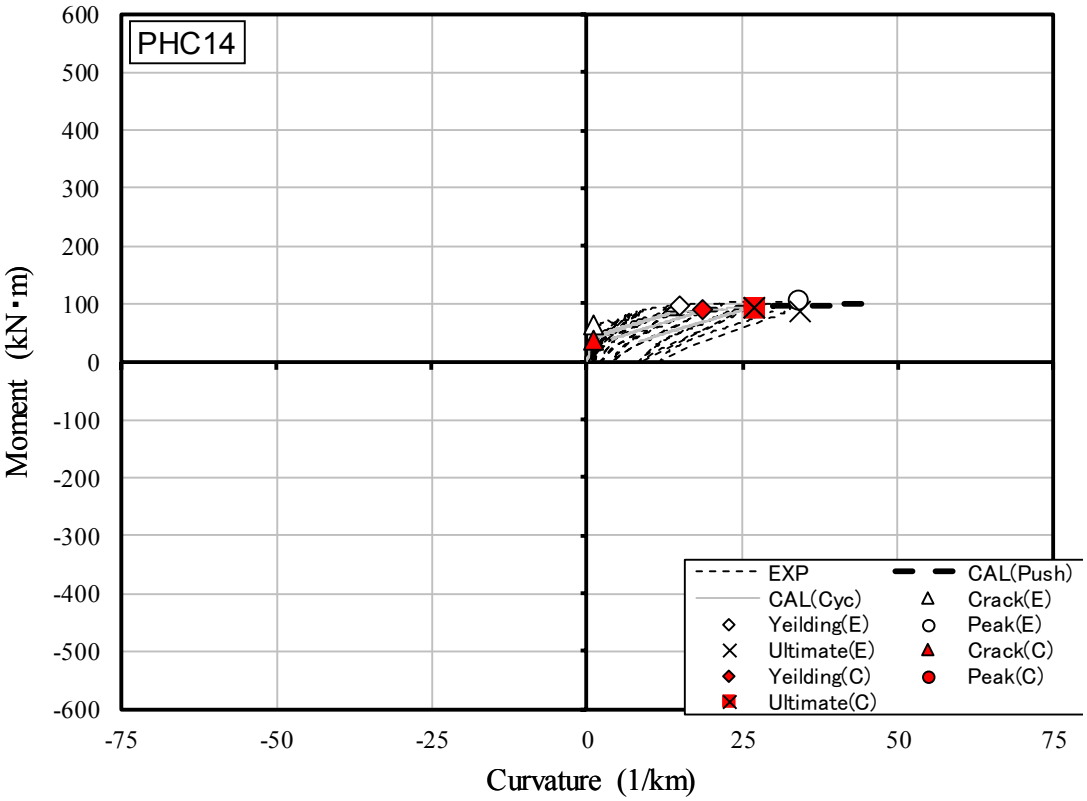
Case 2

(m) PHC13

図 2.5.6　モーメント－曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



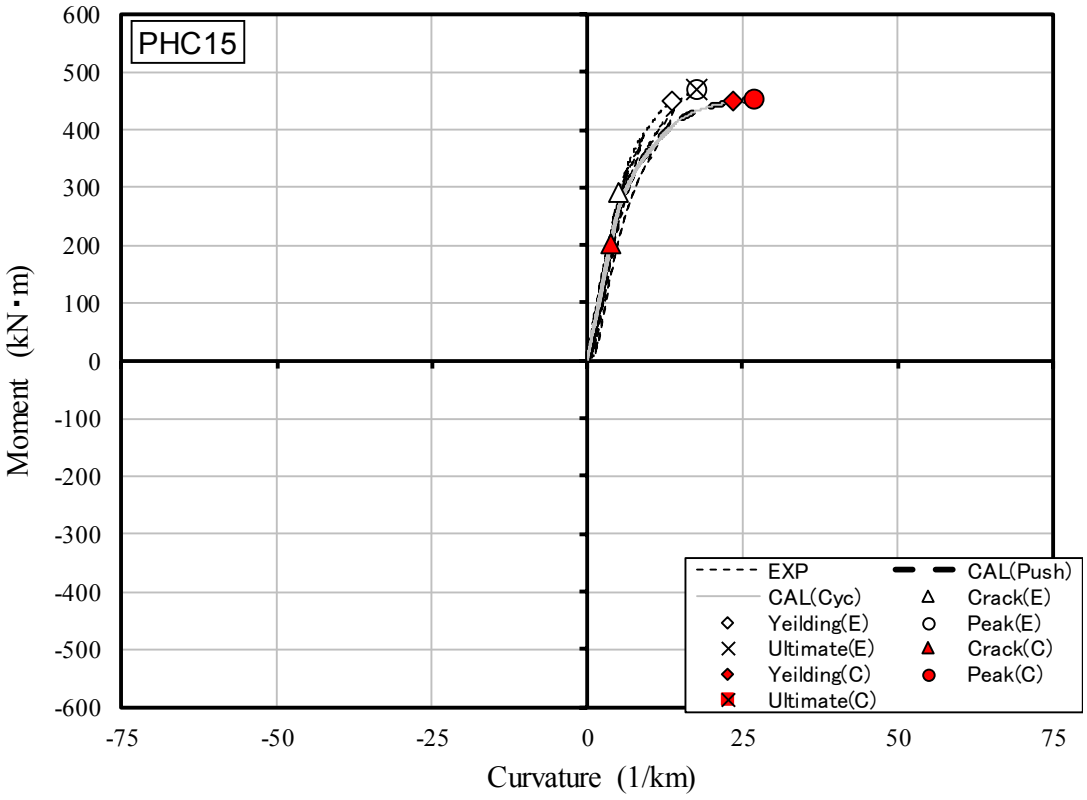
Case 1



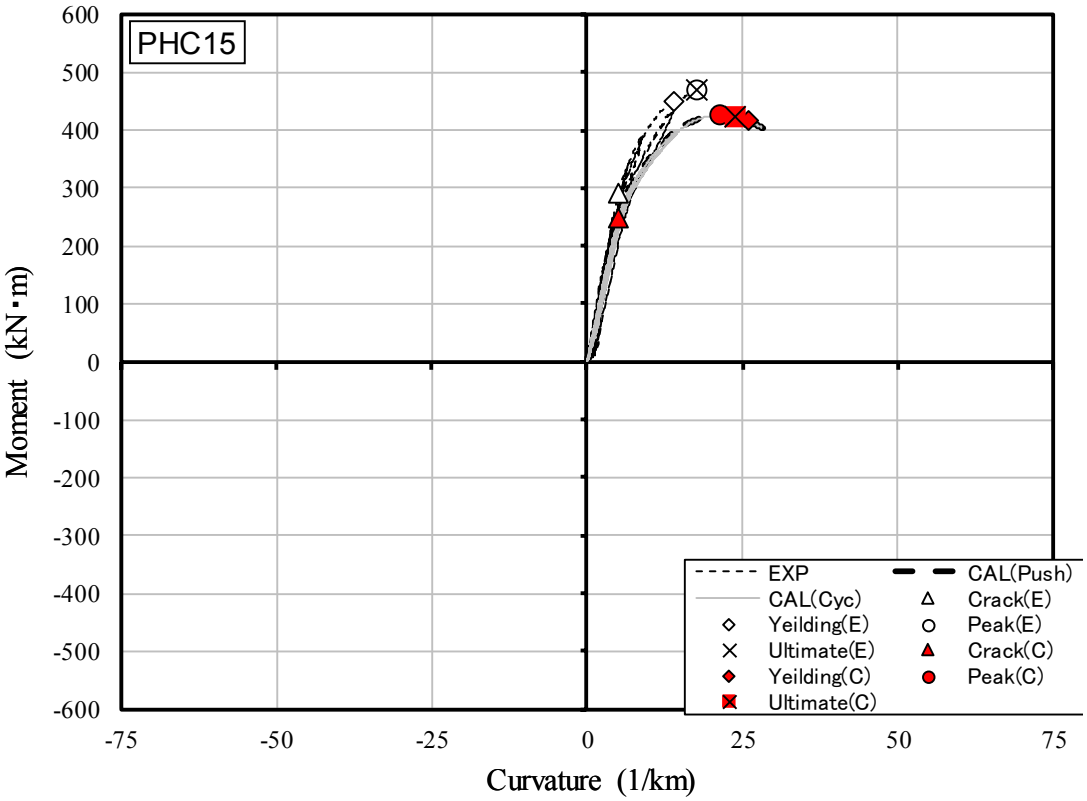
Case 2

(n)　PHC14

図 2.5.6　モーメント－曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



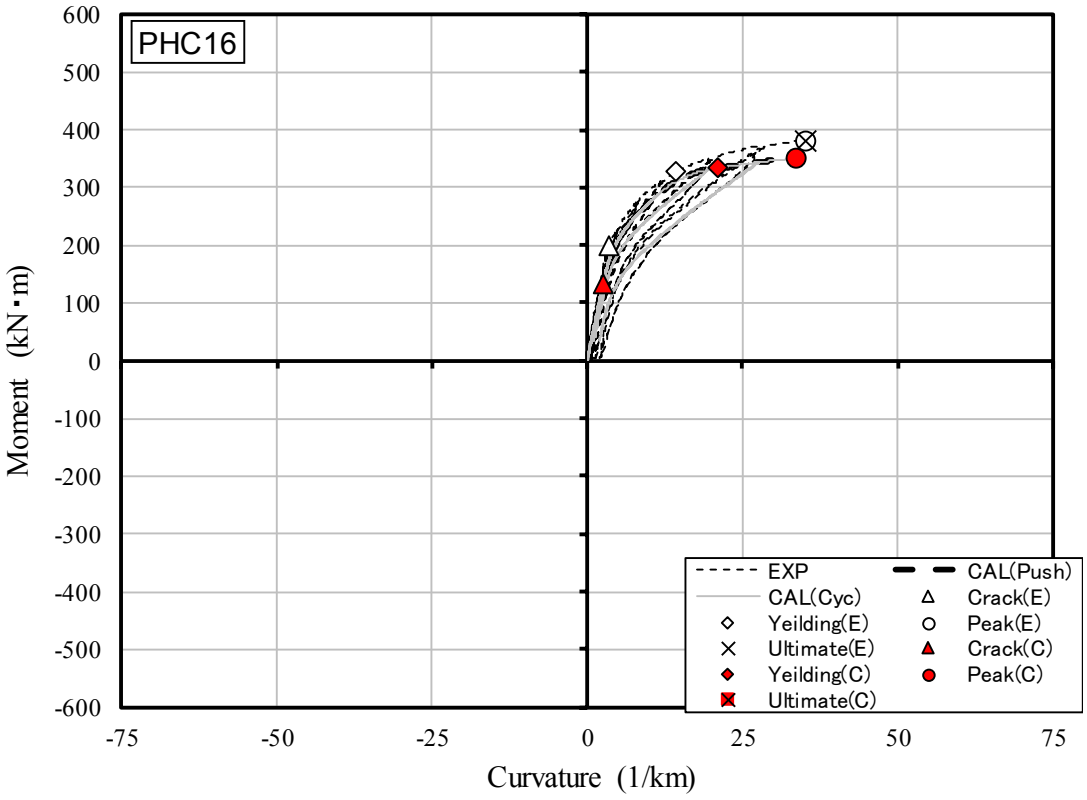
Case 1



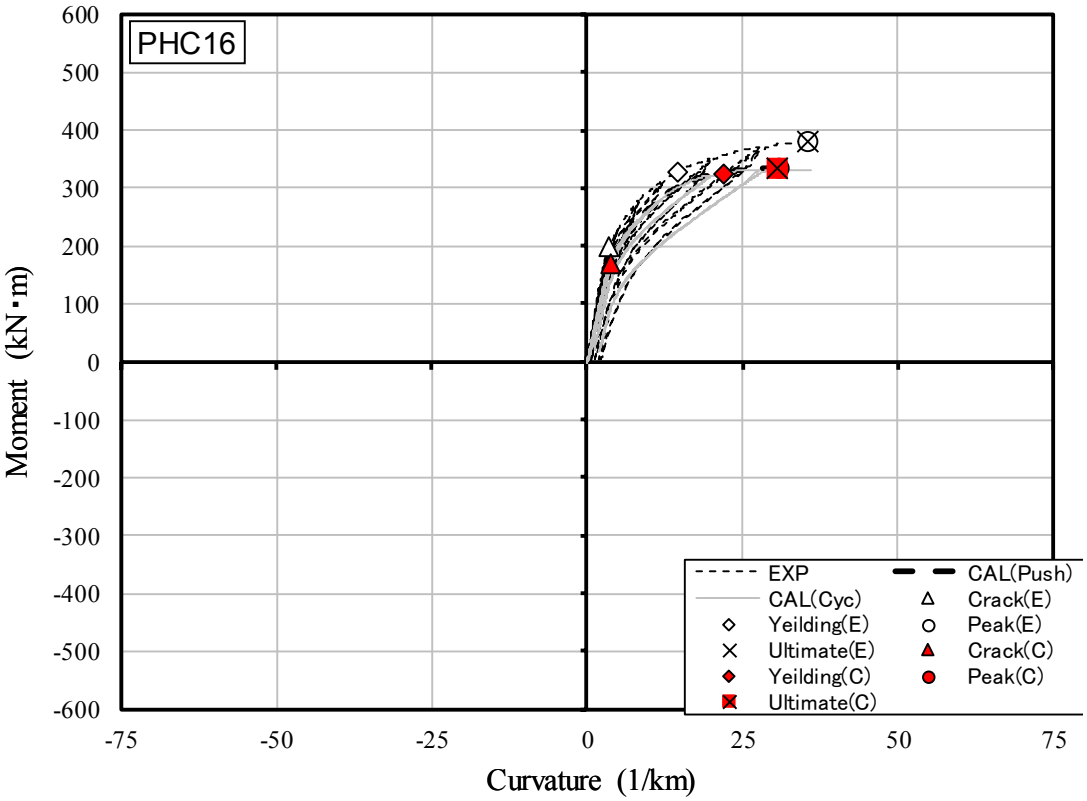
Case 2

(o)　PHC15

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



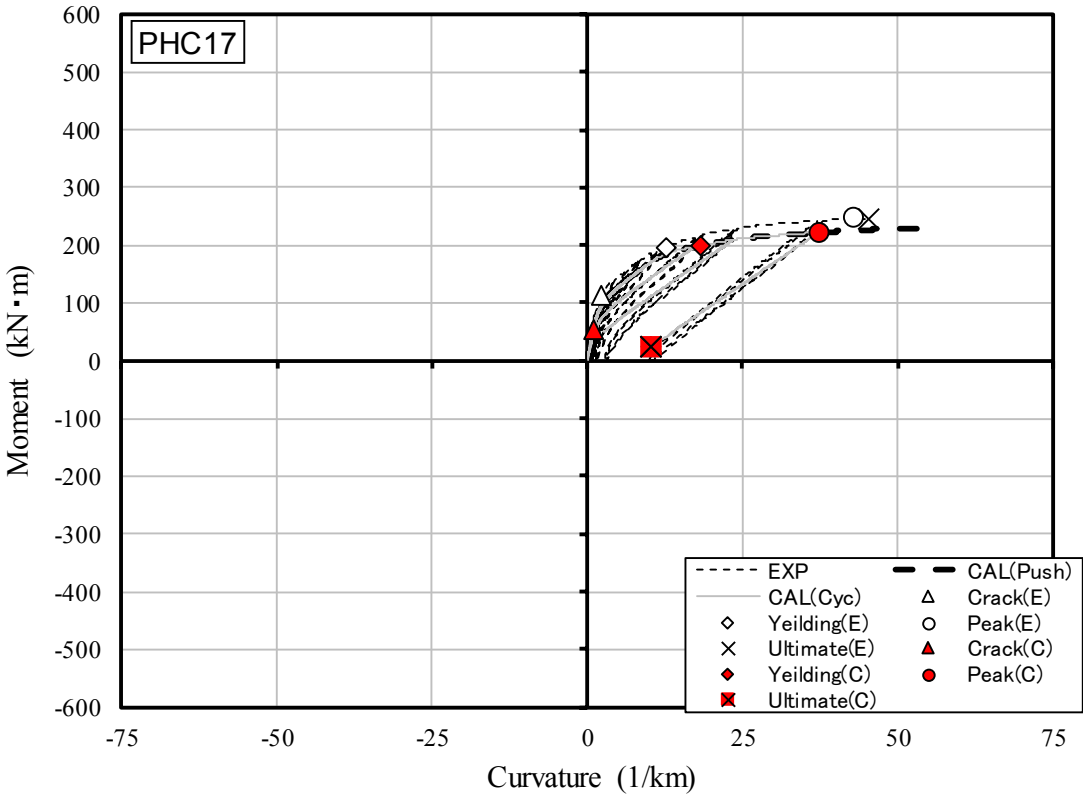
Case 1



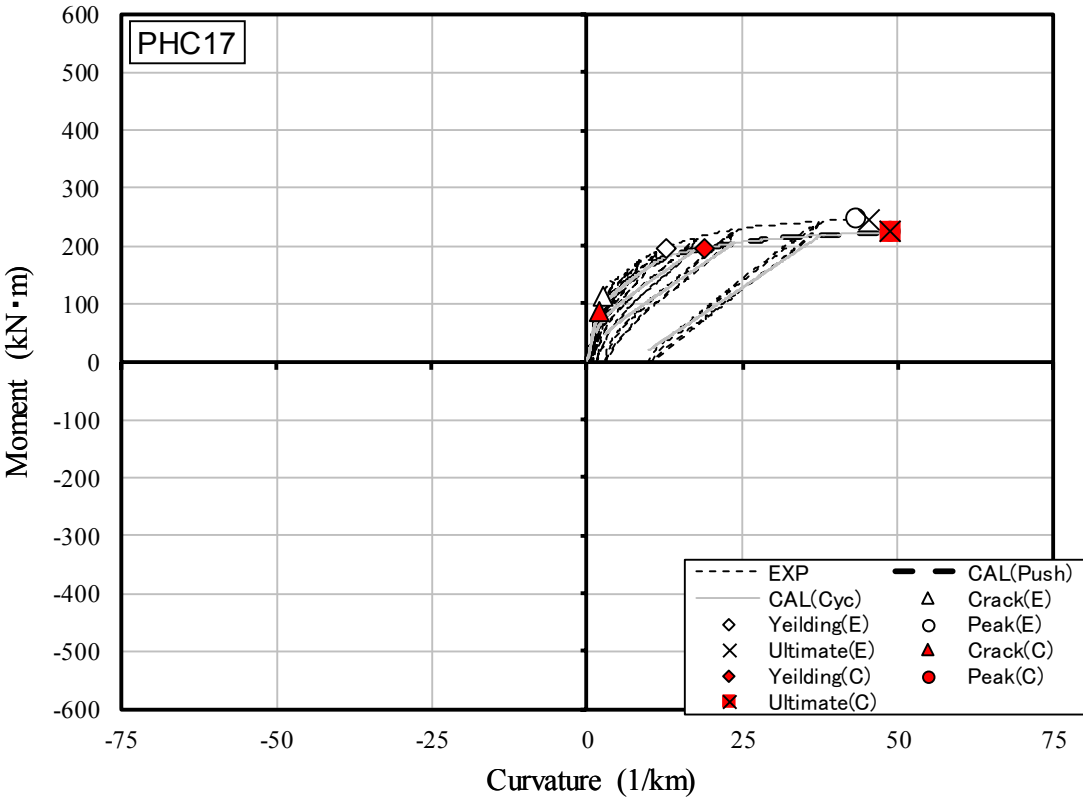
Case 2

(p)　PHC16

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）（次項に続く）



Case 1



Case 2

(q)　PHC17

図 2.5.6　モーメントー曲率関係の比較（PHC 杭）

（3） 破壊性状

今回の断面解析で得られた破壊形式と実験の破壊形式を表 2.5.7 に示す。C はコンクリートの圧壊による破壊，YC は PC 鋼棒降伏後コンクリートの圧壊による破壊，YF は PC 鋼棒降伏後 PC 鋼棒の破断による破壊，YB は外殻鋼管降伏後の外殻鋼管局部座屈による破壊を表している。なお，実験の結果のうち括弧で表示されているものは，実験において PC 鋼棒の降伏が記録出来ていないが，他の実験結果を元に PC 鋼棒の降伏が推定できるものは破壊形式を推定した。表中に網掛けしている箇所は，解析によって実験時の破壊性状が再現出来なかった箇所である。

1）SC 杭

Case 1 では，外殻鋼管局部座屈を考慮できない。そのため，全ての試験体で破壊性状を再現出来なかった。

2）PRC 杭および PHC 杭

PC 鋼材の破断によって終局に至った試験体（PRC 杭 2 体，PHC 杭 4 体）について，Case 1 では，PC 鋼材の破断と判定できなかった。一方，Case2 では PC 鋼材の破断ひずみを小さくすることで，PHC 杭 4 体については実験を再現することができた。PRC 杭 2 体は繰返し解析では PC 鋼材の破断を再現出来たものの，Pushover 解析では再現することが出来なかった。

コンクリートの圧壊によって終局に至った試験体（PRC 杭 3 体，PHC 杭 6 体）は，Case1 では 9 体中 6 体が，Case2 では 9 体全てについて実験を再現することが出来た。

PC 鋼棒降伏後コンクリートの圧壊による破壊によって終局に至った試験体（PRC 杭 12 体，PHC 杭 7 体）は，Case1 では 19 体全てが，Case2 では 19 体中 14 体について実験を再現することが出来た。Case2 で実験を再現出来なかった試験体のうち 5 体中 4 体は，PC 鋼棒降伏より前にコンクリートの圧壊による破壊と判定され，残りの 1 体は PC 鋼材の破断による破壊と判定された。

表 2.5.7　断面解析と実験の破壊形式の比較

	Experimental Results	Case1 Pushover	Case2 Pushover	Case2 Cyclic
PHC01	C	C	C	C
PHC02	YF	YC	YF	YF
PHC03	(C)	YC	C	C
PHC04	(C)	YC	C	C
PHC05	C	C	C	C
PHC06	C	C	C	C
PHC07	YF	YC	YF	YF
PHC08	YF	YC	YF	YF
PHC09	C	C	C	C
PHC10	YC	YC	C	YC
PHC11	YC	YC	YC	YC
PHC12	YC	YC	YC	－
PHC13	YC	YC	C	C
PHC14	YF	YC	YF	YF
PHC15	YC	YC	C	C
PHC16	YC	YC	YC	YC
PHC17	YC	YC	YF	YF

	Experimental Results	Case1 Pushover	Case2 Pushover	Case2 Cyclic
PRC07	C	C	C	C
PRC08	YF	YC	YC	YF
PRC09	YC	YC	YC	－
PRC10	YC	YC	YC	－
PRC11	YC	YC	YC	YC
PRC12	C	YC	C	C
PRC13	C	C	C	－
PRC14	YC	YC	YC	YC
PRC15	YC	YC	C	C
PRC16	YC	YC	YC	YC
PRC17	YF	YC	YC	YF
PRC18	(YC)	YC	YC	YC
PRC19	(YC)	YC	YC	YC
PRC20	(YC)	YC	YC	YC
PRC21	YC	YC	YC	－
PRC22	(YC)	YC	YC	YC
PRC23	YC	YC	YC	－

	Experimental Results	Case1 Pushover
SC10	YB	C
SC11	YB	C
SC12	YB	C
SC13	YB	C
SC14	YB	C
SC16	YB	C
SC17	YB	C

記号の意味：

C：コンクリートの圧壊による破壊

YC：PC 鋼棒降伏後コンクリートの圧壊による破壊

YF：PC 鋼棒降伏後 PC 鋼棒の破断による破壊

YB：外殻鋼管降伏後の外殻鋼管局部座屈による破壊

－：終局状態に達していない。

()：実験では PC 鋼棒の降伏が記録出来ていないが，他の実験結果を元に PC 鋼棒の降伏を推定して破壊形式を推定した。

2.5.3 まとめ

平面保持を仮定した断面解析によって，実験で得たモーメントー曲率関係，ひずみの推移，破壊性状について評価を行った。その結果，以下の知見を得た。

(1) SC 杭の鋼管によるコンクリートの拘束状況に関しては不明瞭な部分が多く，引き続き研究が必要である。杭体の曲げ性状を適切に評価するためには，ひずみ軟化域の応力低下性状，曲げ圧縮限界ひずみなどを明らかにすることが求められる。また，鋼管のひずみ硬化による耐力の上昇や局部座屈発生点に関する知見を踏まえた断面解析により最大耐力の評価を行う必要がある。

(2) PHC 杭および PRC 杭において，コンクリートの圧壊によって終局に至った試験体の曲率評価には，コンクリートの終局ひずみを適切に設定することが重要である。既往の文献では，終局ひずみとして PRC 杭・PHC 杭では 2625μ を用いているが，本研究ではコンクリートの材料モデルの変更と共に実情に合わせた終局ひずみを提案した。解析で用いた終局ひずみは，両側繰返し載荷の場合でコンクリートの最大強度時ひずみ（ε_m）の 1.133 倍である。その結果，コンクリートの圧壊によって終局に至った試験体の破壊モードを再現することが出来た。また，最大耐力時のモーメントおよび曲率を精度良く推定することが出来た。

(3) PHC 杭および PRC 杭において，PC 鋼材の破断によって終局に至った試験体の評価には，PC 鋼材の破断ひずみを適切に設定することが重要である。既往の文献では，破断ひずみとして PRC 杭・PHC 杭では 50000μ を用いているが，本研究では実験結果から破断ひずみ PHC 杭で 17300μ，PRC 杭で 27000μ として計算を行った。既往の評価法では，PC 鋼材の破断が解析で再現出来なかったが，PC 鋼材の破断ひずみを小さくすることで，繰返し解析では PC 鋼材の破断を再現出来た。

(4) 既往の文献による断面解析と，本研究で提案した材料モデルを用いた断面解析を PHC 杭および PRC 杭を対象にそれぞれ実施した。その結果，提案手法は，曲げひび割れ時のモーメントおよび曲率の評価精度が大きく向上した。一方で，曲げ降伏時のモーメントや曲率はそれほど変化がなかった。また，曲げ耐力時は，曲率の評価精度が向上したことが確認出来た。

2.6 結論

2.6.1 まとめ

本研究では杭種，作用軸力が異なる既成コンクリート杭の終局までの曲げ性状に関するデータを収集するとともに，断面解析による曲げ性状の評価精度に計算条件が与える影響について考察した。結論を以下に示す。

(1) PHC 杭と PRC 杭は，コンクリートの圧壊または PC 鋼棒の破断によって耐力が決定した。一方，SC 杭は，鋼管の局部座屈により耐力が決定した。

(2) 杭種，作用軸力によって杭体は異なる曲げ破壊性状を示す。無軸力および圧縮軸力を作用させた SC 杭は鋼管の局部座屈によって耐力低下を起こし終局に至ったが，軸力保持性能を喪失しなかった。無軸力および圧縮軸力を作用させた PHC 杭および PRC 杭はコンクリートの圧壊によって脆性的に破壊し，軸力保持性能を喪失した。引張軸力を作用させた PHC 杭および PRC 杭は PC 鋼材の破断によって終局に至った。終局時，PHC 杭では急激に耐力低下し軸力保持性能を喪失したが，PRC 杭では異形鉄筋が応力を負担し，軸力を保持した。

(3) 既往の文献による断面解析と，本研究で提案した材料モデルを用いた断面解析を PHC 杭および PRC 杭を対象にそれぞれ実施した。その結果，提案手法は，曲げひび割れ時のモーメントおよび曲率の評価精度が大きく向上した。一方で，曲げ降伏時のモーメントや曲率はそれほど変化がなかった。また，曲げ耐力時は，曲率の評価精度が向上したことが確認出来た。

2.6.2 今後の課題

(1) SC 杭の鋼管によるコンクリートの拘束状況に関しては不明瞭な部分が多く，引き続き研究が必要である。杭体の曲げ性状を適切に評価するためには，ひずみ軟化域の応力低下性状，曲げ圧縮限界ひずみなどを明らかにすることが求められる。また，鋼管のひずみ硬化による耐力の上昇や局部座屈発生点に関する知見を踏まえた断面解析により最大耐力の評価を行う必要がある。
(2) 引張軸力を加えた SC 杭については終局状態を実験によって確認できなかった。
(3) PHC 杭と PRC 杭が曲げ圧壊する場合は脆性的な破壊となるため，現状では十分な安全率を持った設計が必要になる。２次設計を PHC 杭と PRC 杭に適用するためには，現状よりも靭性のある杭の開発が望まれる。

参考文献

[2-1] 金子治，中井正一，阿部秋男，飯場正紀，久世直哉，平出務：2011 年東日本大震災における建築物の杭基礎の被害状況と要因分析，地盤工学会誌，vol62，No.1，pp.16-19，2012.1

[2-2] 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，1984

[2-3] 国土交通省告示第 1113 号，2001

[2-4] 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001

[2-5] 金子治，中井正一，向井智久，飯場正紀，平出務，阿部秋男：大地震時に対する耐震性能評価のための既製コンクリート杭の曲げ強度と変形特性，日本建築学会技術報告集，第 21 巻，第 47 号，pp.95－98，2015

[2-6] 杉村義広，中田慎介，川島俊一，阿部道彦：高強度プレストレストコンクリートぐいの地震被害とその再現実験，日本建築学会論文報告集，第 340 号，pp.40－50，1984

[2-7] 黒正清治，和田章，小林克巳，武秀彦，堀井昌博，木原碩美：高強度 PC 杭の曲げ変形性能に関する実験研究（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2135－2138，1987

[2-8] 六車熙，渡邉史夫，幅伊佐男，浅井政宏：超高強度 PC くいの曲げ靭性改善に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.69－72，1985

[2-9] 西山峰広，六車熙，渡邉史夫：高一様伸び鋼棒と横拘束併用による高強度 PC くいの曲げ靭性改善，コンクリート工学年次論文報告集，pp.477－482，1987

[2-10] 黒正清治，和田章，小林克巳，光木史朗，上田邦成：軸力と水平力を受ける高強度 PC 杭の力学性状に関する実験，日本建築学会構造系論文報告集，第 376 号，pp.71－80，1987

[2-11] 黒正清治，堀井昌博，和田章，林静雄，小林克巳，渡辺厚，光木史朗，上田邦成：高強度 PC 杭の中空部にコンクリートを中詰めした効果に関する研究，本建築学会構造系論文報告集，第 390 号，pp.134－141，1988

[2-12] 長江拓也，岸田慎司，香取慶一，林静雄：PRC 杭の耐震性能に及ぼす軸方向異形鉄筋と横補強筋の影響，日本建築学会構造系論文集，第 538 号，pp.123－129，2000

[2-13] 長江拓也，岸田慎司，柳瀬高仁，香取慶一，林静雄：PRC 杭の耐震性能と横補強筋量の関係－杭径および軸力が異なる場合－，日本建築学会構造系論文集，第 551 号，pp.95－102，2002

[2-14] 宮蔭和人，長江拓也，岸田慎司，林静雄：せん断破壊と圧縮破壊が混在する PRC 杭の変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1153－1158，2003

[2-15] 既製コンクリート杭－基礎構造設計マニュアル－建築編，コンクリートパイル建設技術協会，2009.5

[2-16] 日本工業規格 JIS A 1136，1993

[2-17] 日本工業規格 JIS Z 2241，2011

[2-18] 日本工業規格 JIS A 5337，1995

[2-19] 六車熙，岩清水隆，光枝良，井上弘行：横補強による高強度コンクリートの靭性改善に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.97-100，1983.6.

[2-20] 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説，2017.3

[2-21] 野口貴文，友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集，第 472 号，pp.11-16，1995.6

謝辞

本研究は，平成 28 度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。

第３章

既製コンクリート杭（PHC 杭，PRC 杭）のせん断破壊実験

3.1 はじめに

3.1.1 研究背景

高強度プレストレストコンクリート杭（以下，PHC 杭）及び高強度プレストレスト鉄筋コンクリート杭（以下，PRC 杭）のせん断性能に関しては，これまでにも多くの既製コンクリート杭を使用したせん断実験[3-1]が行われてきたが，ほとんどが無軸力下での設計せん断耐力の確認を目的とした実験であり，地震時の軸力変動を考慮した高圧縮軸力下や引張軸力作用下での実験は殆ど行われていない。そのため，鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説[3-2] （以下，RC 基礎指針）に掲載されている終局せん断耐力式では，軸方向応力度によって適用範囲を制限されている。一方，大地震時には転倒モーメントにより杭に大きな変動軸力が作用するため，杭には高圧縮軸力や引張軸力が作用する場合がある。そのため大地震時での構造設計のためには，高圧縮軸力下や引張軸力作用下の杭体における終局に至るまでのせん断性状に関するデータの収集・蓄積が不可欠である。

PHC 杭及び PRC 杭では製作過程で遠心成型や高温高圧蒸気養生を行う為，内部の鋼材のひずみを計測したデータは少なく，PC 鋼材や異形鉄筋，らせん筋といった鋼材の地震時の挙動も十分に把握されていない。

また既往の研究では，JIS によって規定されている単純梁形式載荷もしくは杭頭部を模擬しスタブに接合した逆対称加力形式載荷によるものが多い。しかし，前者の載荷形式では曲げの影響が大きく曲げ圧壊破壊が先行し易く，後者の場合はスタブへのめり込みにより端部圧壊が先行し易い為，終局までのせん断性状を確認する上では適していないと考えられる。

3.1.2 研究目的

本研究では，PHC 杭および PRC 杭の杭体のせん断性能に注目し，大地震時を想定した軸力下の PHC 杭および PRC 杭における終局までのせん断耐力，破壊性状等のデータ収集と，RC 基礎指針に示されているせん断ひび割れ耐力式やせん断終局耐力式，岸田らの提案するせん断終局耐力式[3-3]といった既存のせん断性能評価式の適用性の確認を目的として，一定軸力作用下でのせん断実験を実施した。なお，試験体は PHC 杭 C 種 3 体，PRC 杭 IV 種 6 体で，使用したコンクリートはすべての試験体で設計基準強度 Fc=105MPa の高強度コンクリートを使用している。作用軸力はプレストレスを考慮しない軸力比 N/N0 で引張軸力下 N/N0＝-0.10～-0.26，中圧縮軸力下 N/N_0＝0.13～0.14，高圧縮軸力下 N/N0＝0.24～0.34 の 3 つのレベルとし，せん断力･変形角に加え，杭体内部の PC 鋼棒，らせん筋および異形鉄筋のひずみや杭体表面の主ひずみの計測を行った。

3.1.3 既往の評価式

現在，PHC 杭および PRC 杭のせん断強度評価式として用いられている式には，RC 基礎指針に掲載されているせん断ひび割れ耐力式およびせん断終局耐力式がある。また岸田らは RC 造の上部構造のせん断耐力式として用いられる荒川式を修正した式を提案している[3-3]。

（１）せん断ひび割れ耐力式

（式 3.1）に，RC 基礎指針に掲載されているせん断ひび割れ耐力式（PHC 杭・PRC 杭共通）を示す。コンクリートの短期許容斜張応力度σ_dはプレストレストコンクリート造柱梁のコンクリートの斜張応力度の考え方を準用し設定されている。

$$Q_{su} = \frac{t \cdot I}{S_0} \cdot \sqrt{\left(\sigma_g + 2\sigma_d\right)^2 - {\sigma_g}^2} \qquad \text{（式 3.1）}$$

記号

Q_{su}：PHC 杭のせん断終局強度 [N]

t：杭の肉厚 [mm]

D：杭の外径 [mm]

d：杭の有効せい，次式により算出。

$$d = \mathrm{D} - {}^{t}/_{2}$$

σ_g：有効プレストレスを考慮した軸方向応力度(N/mm^2) で，次式による．

$$\sigma_g = \sigma_e + \sigma_0$$

σ_e：有効プレストレス量 [MPa]

σ_0：軸方向力 N による平均軸方向応力度(N/mm^2)で，次式による．

$$\sigma_0 = N/A_e$$

A_e：コンクリートの換算断面積 [mm^2]で，次式による．

$$A_e = A + (n-1) \cdot A_p$$

A：杭の全断面積 [mm^2]で，次式による．

$$A = \pi \cdot ({r_0}^2 - {r_i}^2)$$

A_p：軸方向鉄筋の全断面積 [mm^2]

n：ヤング係数比で，次式により算出．

$$n = E_p/E_c$$

E_p：PC 鋼材のヤング係数［GPa］

E_c：コンクリートのヤング係数 [GPa]

σ_d：コンクリートの短期許容斜張応力度[N/mm^2]．ただし，$\sigma_d = 1.8$

I：杭の断面 2 次モーメント [mm^4]で，次式による．

$$I = \pi \cdot ({r_0}^4 - {r_i}^4)/4$$

S_0：杭の断面芯より片側にある杭断面の断面 1 次モーメント[mm^3] で，次式による．

$$S_0 = 2({r_0}^3 - {r_i}^3)/3$$

r_0：杭の外半径 [mm]

r_i：杭の内半径 [mm]

（２）せん断終局耐力式

RC 基礎指針に掲載されているせん断終局耐力式として，（**式 3.2**）（PHC 杭を対象）および（**式 3.3**）（PRC 杭を対象）および，岸田らの提案するせん断終局耐力式[3-3]（**式 3.4**）をそれぞれ示す。

・RC 基礎指針に掲載されているせん断終局耐力式（**式 3.2**）（PHC 杭を対象）

（**式 3.2**）は PHC 杭を対象としており，従来から短期許容せん断耐力式として使用されてきたものに対し，せん断スパン比および寸法効果による影響を考慮した式となっている。これは，PHC 杭のせん断強度がせん断ひび割れ強度の 1.0～1.1 倍程度の範囲にあるとされ，かつ，せん断ひび割れ強度（＝せん断強度）はせん断スパン比と杭断面の寸法効果に大きく依存することが理由とされている。

$$Q_{su} = \alpha \cdot \eta \cdot \frac{t \cdot I}{S_0} \cdot \sqrt{\left(\sigma_g + 2\sigma_d\right)^2 - {\sigma_g}^2} \qquad \text{（式 3.2）}$$

記号

Q_{su}：PHC 杭のせん断終局強度 [N]

α：杭のせん断スパン比による係数で，次式による．

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1} \text{ かつ } 1 \leqq \alpha \leqq 2$$

$M/(Q \cdot d)$：せん断スパン比

t：杭の肉厚 [mm]

D：杭の外径 [mm]

d：杭の有効せい，次式により算出。

$$d = \mathrm{D} - \frac{t}{2}$$

η：寸法効果による低減係数で，次式による．

$$\begin{cases} 270\text{mm} \leqq d < 600\text{mm の時} \\ \quad \eta = \dfrac{1800 - d}{1600} \\ \\ 600\text{mm} \leqq d \text{の時} \\ \quad \eta = 0.75 \end{cases}$$

σ_g：有効プレストレスを考慮した軸方向応力度(N/mm^2) で，次式による．

$$\sigma_g = \sigma_e + \sigma_0$$

σ_e：有効プレストレス量 [MPa]

σ_0：軸方向力 N による平均軸方向応力度(N/mm^2)で，次式による．

ただし，σ_0の範囲は 0～30(N/mm^2)とする．

$$\sigma_0 = N/A_e$$

A_e：コンクリートの換算断面積 [mm^2]で，次式による．

$$A_e = A + (n-1) \cdot A_p$$

A：杭の全断面積 [mm^2]で，次式による．

$$A = \pi \cdot ({r_0}^2 - {r_i}^2)$$

A_p：軸方向鉄筋の全断面積 [mm^2]

n：ヤング係数比で，次式により算出.

$$n = E_p/E_c$$

E_p：PC 鋼材のヤング係数［GPa］

E_c：コンクリートのヤング係数 [GPa]

σ_d：コンクリートの短期許容斜張応力度[N/mm^2]. ただし，$\sigma_d = 1.8$

I：杭の断面 2 次モーメント [mm^4]で，次式による.

$$I = \pi \cdot ({r_0}^4 - {r_i}^4)/4$$

S_0：杭の断面芯より片側にある杭断面の断面 1 次モーメント[mm^3] で，次式による.

$$S_0 = 2({r_0}^3 - {r_i}^3)/3$$

r_0：杭の外半径 [mm]

r_i：杭の内半径 [mm]

・RC 基礎指針に掲載されているせん断終局耐力式（**式 3.3**）（PRC 杭を対象）

（**式 3.3**）は PRC 杭を対象としている。PHC 杭に対してせん断補強を目的としてらせん筋量を増やし，また靭性確保のため軸方向に異形鉄筋を配している PRC 杭では，せん断ひび割れ強度に対してせん断強度がかなり大きくなることが確認されている[3-3]。このことから，RC 基礎指針では従来 RC 造柱のせん断耐力式として用いられる荒川式を基に，断面形状による幅 b の修正およびプレストレスの影響を考慮した（**式 3.3**）を採用している。

$$Q_{su}=\left[\frac{0.092k_uk_p(18+\sigma_c)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{p_{wy}\cdot\sigma_{wy}}+0.1(\sigma_0+\sigma_e)\right]\cdot b\cdot j \qquad (式\ 3.3)$$

記号

Q_{su}：PRC 杭のせん断終局強度 [N]

$M/(Q\cdot d)$：せん断スパン比

t：杭の肉厚 [mm]

D：杭の外径 [mm]

d：杭の有効せい，次式により算出。

$$d=\mathrm{D}-{}^{t}/_{2}$$

σ_c：コンクリートの圧縮強度［MPa］

k_u：断面寸法による補正係数で，下表による．

杭外径(mm)	300	350	400	450 以上
k_u	0.82	0.76	0.73	0.72

k_p：引張鉄筋比による補正係数で，次式による．

$$k_p=0.82(100p_t)^{0.23}$$

p_t：引張鉄筋比 $\left(={}^{p_g}/_{4}\right)$

p_g：軸方向鉄筋比 $\left(={}^{A_p}/_{b\cdot d}\right)$

A_p：軸方向鉄筋（鉄筋および PC 鋼材）の全断面積 [mm^2]

b：有効断面幅で，次式による．

$$b=A_e/D$$

A_e：コンクリートの換算断面積 [mm^2]で，次式による．

$$A_e=A+n\cdot A_p$$

n：ヤング係数比で，次式により算出．

$$n=E_p/E_c$$

E_p：PC 鋼材のヤング係数［GPa］

E_c：コンクリートのヤング係数 [GPa]

A：杭の全断面積 [mm^2]で，次式による．

$$A=\pi\cdot({r_0}^2-{r_i}^2)$$

r_0：杭の外半径 [mm]

r_i：杭の内半径 [mm]

p_{wy}：らせん筋比で，次式による．

$$p_{wy} = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w：1 組のらせん筋の断面積［mm²］

x：らせん筋のピッチ［mm］

σ_{wy}：らせん筋の降伏強度 [MPa].

σ_0：軸方向力 N による平均軸方向応力度(N/mm²)で，次式による．

ただし，σ_0 の範囲は 0～5(N/mm²)とする．

$$\sigma_0 = N/A_e$$

σ_e：有効プレストレス量 [MPa]

j：応力中心距離 [mm]で，次式による．

$$j = {}^{7}/_{8}\, d$$

・岸田らの提案するせん断終局耐力式[3-3]

岸田らの提案する PHC 杭のせん断終局耐力式[3-3]を（**式 3.4**）に示す。

$$Q_{su} = (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3 + \tau_4) \cdot b_e \cdot j \qquad \text{（式 3.4）}$$

記号

Q_{su}：PHC 杭のせん断終局強度 [N] （PRC 杭にも準用）

t：杭の肉厚 [mm]

D：杭の外径 [mm]

b_e：有効断面幅 [mm]で，次式による．

$$b_e = (\alpha \cdot A_e)/D$$

α：杭の肉厚による補正係数で，次式による．

$$\alpha = -1.24\,{}^{t}/_{D} + 1.19$$

A_e：コンクリートの換算断面積 [mm²]で，次式による．

$$A_e = A + n \cdot A_p$$

A：杭の全断面積 [mm²]で，次式による．

$$A = \pi \cdot ({r_0}^2 - {r_i}^2)$$

r_0：杭の外半径 [mm]

r_i：杭の内半径 [mm]

A_p：軸方向鉄筋（鉄筋および PC 鋼材）の全断面積 [mm²]

n：ヤング係数比で，次式により算出．

$$n = E_p/E_c$$

E_p：PC 鋼材のヤング係数 [GPa]

E_c：杭体コンクリートのヤング係数 [GPa]

d：杭の有効せい [mm] で，次式により算出。

$$d = \mathrm{D} - {}^{t}/_{2}$$

j：応力中心距離 [mm]で，次式による．

$$j = {}^{7}/_{8}\,d$$

τ_1：コンクリート負担分 [MPa] で，次式による．

$$\tau_1 = \frac{0.115 k_u k_p (\sigma_c + 17.7)}{M/(Q \cdot d) + 0.115}$$

$M/(Q \cdot d)$：せん断スパン比

k_u：断面寸法による補正係数で，「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010，日本建築学会」の p.160 の解説図 15.3 による．

k_p：引張鉄筋比による補正係数で，次式による．

$$k_p = 0.82(100 p_t)^{0.23}$$

p_t：引張鉄筋比 $\left(= p_g/4\right)$

p_g：軸方向鉄筋比 $\left(= A_p/(b_e \cdot j)\right)$

σ_c：コンクリートの圧縮強度 [MPa]

τ_2：らせん筋負担分 [MPa] で，次式による．

$$\begin{cases} 0.785 \cdot p_{wy} \cdot \sigma_{wy} \leq 7.4\ [MPa]\text{の時,} \\ \quad \tau_2 = 0.657 \cdot \left(0.785 \cdot p_{wy} \cdot \sigma_{wy}\right) \\ \\ 7.4\ [MPa] \leq 0.785 \cdot p_{wy} \cdot \sigma_{wy}\text{の時,} \\ \quad \tau_2 = 4.87 \end{cases}$$

p_{wy}：らせん筋比で，次式による．

$$p_{wy} = a_w/(b_e \cdot x)$$

a_w：1 組のらせん筋の断面積［mm²］

x：らせん筋のピッチ［mm］

σ_{wy}：らせん筋の降伏強度 [MPa].

τ_3：軸力負担分［MPa］で，次式による．

$$\begin{cases} \sigma_e + {\sigma_0}' \leq 7.4\ [MPa]\ \textit{の時,} \\ \quad \tau_3 = 0.102(\sigma_e + {\sigma_0}') \\ \\ 27.4\ [MPa] \leq \sigma_e + {\sigma_0}'\ \textit{の時,} \\ \quad \tau_2 = 2.79 \end{cases}$$

$\sigma_e + {\sigma_0}'$：複合軸方向応力度 [MPa] で，次式による．

$$\sigma_e + {\sigma_0}' = \sigma_e + \frac{N_s}{b_e \cdot j}$$

σ_e：有効プレストレス量 [MPa]

N_s：杭体が負担する軸方向外力 [N] で，次式による．

$$N_s = \frac{A \cdot E_c}{A \cdot E_c + A_{中} \cdot E_{中}} \cdot N$$

N：軸方向外力［N］

$A_{中}$：中詰めコンクリートの断面積［mm²］

$E_{中}$：中詰めコンクリートのヤング係数［mm²］

τ_4：中詰めコンクリート負担分［MPa］で，次式による．

$$\tau_4 = \left(0.312\sigma_{中\,0} + 0.01\sigma_{中c}\right) \cdot \frac{A_{中}}{b_e \cdot j}$$

$\sigma_{中c}$：中詰めコンクリートの圧縮強度［MPa］

$\sigma_{中\,0}$：中詰めコンクリートの負担する軸方向外力［N]で，次式による．

$$\sigma_{中\,0} = \frac{N - N_s}{A_{中}}$$

3.2 実験概要

3.2.1 実験の目的

大地震時を考慮した各種軸力下の PHC 杭および PRC 杭における終局までのせん断強度，変形性能，破壊性状等のデータ収集と，従来使用されてきた終局せん断耐力式の適用性の確認を目的として，一定軸力作用下でのせん断実験を実施した。なお，曲げの影響やスタブへのめり込みによる端部圧壊の影響を受けず，せん断破壊およびせん断終局耐力を正確に確認できるよう単純支持，張出梁形式方式とした。以下に実験の目的を簡潔に記す。

- 曲げの影響やスタブへのめり込みによる端部圧壊の影響を受けにくい張出梁形式方式のせん断載荷実験を行い，杭体の終局に至るまでのせん断耐力，破壊性状を正確に計測・確認する。
- 大地震時を想定した各種軸力を作用させることで軸力が杭体のせん断耐力，破壊性状に与える影響を確認する。
- RC 基礎指針のせん断終局耐力式の適用範囲を超える軸力が作用した場合のせん断終局強度の適用性を確認する。

3.2.2 試験体の概要

本研究では，PHC 杭および PRC 杭の 2 種類の既製コンクリート杭を対象に，試験体数全 9 体のせん断載荷実験を実施した。試験体詳細図を**図 3.2.1** に，試験体諸元を**表 3.2.1** に示す。表中の諸数値の算出方法も表下部の注釈に示す。

試験杭は実大相当とし，直径は PHC 杭，PRC 杭共に 400mm，杭の壁厚の規格値は PHC 杭が 65mm，PRC 杭が 70mm，コンクリートの設計基準強度は 105MPa である。また，PHC 杭にはプレストレス量の異なる A～C 種が，PRC 杭には軸方向主筋量の異なる I～IV 種がそれぞれ存在しているが，本実験では PHC 杭ではプレストレス量の最も大きな C 種，PRC 杭では，軸方向主筋量の最も多い IV 種を対象としている。PHC 杭は製造会社により PC 鋼棒の径や本数が異なり，PRC 杭も同様にらせん筋の径やピッチに違いがあるが，各合計断面積は概ね等しいものとなっている。

PHC 杭ではパラメータを作用軸力とし，地震時の上部構造の転倒モーメントにより杭体に作用すると考えられる軸力の変動を考慮した，引張軸力-344kN (σ_0=約-4.3N/mm^2, 軸力比約 0.04), 中圧縮軸力 1368kN (σ_0=約 16.8N/mm^2, 軸力比約 0.19)，高圧縮軸力 2752kN (σ_0=約 34.4N/mm^2, 軸力比約 0.32)の 3 つの水準とした。本実験では PHC 杭のせん断終局耐力の算定には，RC 基礎指針[3-2]によるせん断終局耐力を準用している。RC 基礎指針[3-2]では，PHC 杭のせん断終局耐力式の適用範囲を，プレストレス量を含まない平均軸方向応力度σ_0が 0~30MPa の範囲としている。本試験体では，引張軸力および高圧縮軸力を与えた試験体が適用範囲外となっている。また作用軸力の決定にあたり，せん断破壊先行となるように規格値を用いて算出した曲げ余裕度（曲げ終局耐力／せん断終局耐力）が 1.4 以上となる軸力としている。せん断スパン比は確実にせん断破壊となるよう 1.4 とした。

PRC 杭ではせん断スパン比および作用軸力としている。せん断スパン比は，確実にせん断破壊させることを目的とした 1.4 と，実際の地震被害で杭体のせん断破壊が確認された建物を想定した 2.1 の 2 種類としている。作用軸力は PHC 杭と同様に引張軸力，中圧縮軸力，高圧縮軸力の 3 つの水準とし，シアスパン比 1.4 では引張軸力-510kN（σ_0=約-5.6N/mm², 軸力比約 0.00), 中圧縮軸力下 1655kN（σ_0=約 17.7N/mm², 軸力比約 0.17），高圧縮軸力下 4137kN（σ_0=約 43.9 N/mm², 軸力比約 0.36），シアスパン比 2.1 では引張軸力下-196kN（σ_0=約-2.1N/mm²，軸力比約 0.03），中圧縮軸力下 1655kN（σ_0=約 18.1N/mm²，軸力比約 0.18），

高圧縮軸力下 2731kN（σ_0=約 29.0 N/mm²，軸力比約 0.27）とした。本実験では PRC 杭のせん断終局耐力の算定には，RC 基礎指針[3-2]によるせん断終局耐力を準用している。RC 基礎指針[3-2]では，PHC 杭のせん断終局耐力式の適用範囲を，プレストレス量を含まない平均軸方向応力度σ_0が 0~5MPa としているが，PRC 杭ではすべての試験体が適用範囲外となっている。また作用軸力の決定にあたり，PRC 杭においてもせん断破壊先行となるように規格値を用いて算出した曲げ余裕度（曲げ終局耐力／せん断終局耐力）が 1.4 以上となる軸力としている。

なお，PHC 杭および PRC 杭の曲げ終局耐力の算出には，一般社団法人コンクリートパイル建設技術協会（以下，COPITA）が提供している『杭の N－M 図・M－φ図・せん断力図作成システム，Ver.3.4』を使用している。

表 3.2.1　試験体諸元（実測値）

試験体名	PHC18	PHC19	PHC20	PRC24	PRC25	PRC26	PRC27	PRC28	PRC29
杭種	PHC C種			PRC Ⅳ種					
杭径 D (mm)	400								
杭肉厚 t (mm)	76.1	77.3	75.5	81.2	80.7	83.4	80.6	83.4	83.7
実断面積 A ($\times10^4$mm^2)	7.7	7.8	7.7	8.1	8.1	8.3	8.1	8.3	8.3
異形鉄筋	-			8-D22					
PC鋼棒	10-φ11.2			8-φ10.0					
らせん筋	φ3.2@100			φ6.5@70					
シアスパン比 M/Qd	1.4			2.1			1.4		
作用軸力 N (kN)	-344	1368	2752	-196	1655	2731	-510	1655	4137
作用軸力による軸方向応力度 σo(MPa)	-4.3	16.8	34.5	-2.1	18.0	28.8	-5.6	17.5	43.7
軸外力のみの軸力比 N/No	-0.26	0.13	0.27	-0.10	0.14	0.23	-0.25	0.13	0.34
有効プレストレス量 σe (MPa)	10.3	10.3	10.3	6.6	6.7	6.5	6.7	6.5	6.5
プレストレスによる軸力 Ne (kN)	789	794	786	512	515	518	520	516	518
軸力比 (N+Ne)/No	0.04	0.19	0.32	0.03	0.18	0.27	0.00	0.17	0.36
軸応力度 σg (Mpa)	6.0	27.1	44.8	4.5	24.7	35.3	1.2	24.1	50.2
コンクリート圧縮強度 σ_B (Mpa)	116	117	114	119	127	121	124	132	129
計算曲げ降伏耐力 Q_{My} (kN)	283	782	767	338	678	605	378	922	646
計算曲げ終局耐力 Q_{Mu} (kN)	401	821	955	510	846	939	608	1166	1357
計算せん断耐力 $_{AIJ}Q_{su}$ (kN)	228	442	551	349	490	557	445	620	784
設計破壊モード	せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊

※1：N は圧縮が正

※2：σe：有効プレストレス量：σg=σo+σe

σo：軸外力応力度：σo=N/((A-Ap-Ad)+Ap・(Ep/Ec)+Ad・(Ed/Ec)

(A：実断面積，Ap：PC 鋼材の全断面積，Ad：異形鉄筋の全断面積，Ep：PC 鋼材の弾性係数，Ed：異形鉄筋の弾性係数，Ec：コンクリートの弾性係数)

※3：(N+Ne)/NO=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne>0 時)，

(N+Ne)/NO=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne<0 時)

(fpy:PC 鋼材降伏強度 ， fdy:異形鉄筋降伏強度 ，σB コンクリートの圧縮強度)

PHC 杭および PRC 杭はそれぞれ JIS により標準規格化[3-4]されているが，**表 3.2.1** では寸法および材料強度に実測値を使用している為，試験体ごとに値が異なっている。寸法および材料強度を標準規格値とした試験体諸元を**表 3.2.2** に示す。

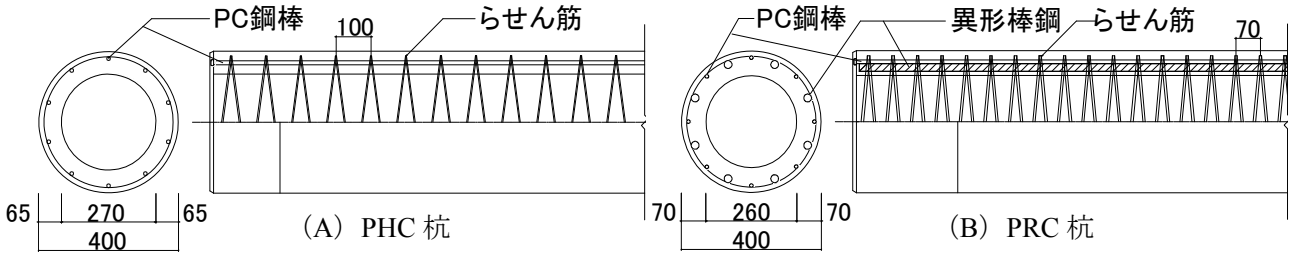


図 3.2.1　試験体詳細図

表 3.2.2　試験体諸元（規格値）

試験体名	PHC18	PHC19	PHC20	PRC24	PRC25	PRC26	PRC27	PRC28	PRC29
杭種	PHC C種			PRC Ⅳ種					
杭径 D (mm)	400								
杭肉厚 t (mm)	65			70					
実断面積 A ($\times10^4$mm^2)	6.8			7.3					
異形鉄筋	-			8-D22					
PC鋼棒	10-ϕ11.2			8-ϕ10.0					
らせん筋	ϕ3.2@100			ϕ6.5@70					
シアスパン比 M/Qd	1.36			2.1			1.36		
作用軸力 N (kN)	-344	1368	2752	-196	1655	2731	-510	1655	4137
作用軸力による軸方向応力度 σo(MPa)	-4.75	18.89	38.01	-2.24	18.92	31.22	-5.83	18.92	47.30
軸外力のみの軸力比 N/No	-0.27	0.16	0.33	-0.10	0.18	0.30	-0.27	0.18	0.45
有効プレストレス量 σe (MPa)	10.0			5.3					
プレストレスによる軸力 Ne (kN)	684			385					
軸力比 (N+Ne)/No	0.04	0.23	0.38	0.03	0.22	0.33	-0.03	0.22	0.48
軸応力度 σg (Mpa)	5.57	29.16	48.35	4.36	25.60	37.76	0.91	25.43	53.82
コンクリート圧縮強度 σ_B (Mpa)	105								
計算曲げ降伏耐力 Q_{My} (kN)	276	701	693	283	513	423	299	704	294
計算曲げ終局耐力 Q_{Mu} (kN)	374	701	693	455	744	779	530	1021	959
計算せん断耐力 $_{AI}Q_{su}$ (kN)	194	397	505	303	427	497	372	514	678
設計破壊モード	せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊

※1：N は圧縮が正

※2：σe：有効プレストレス量：σg=σo+σe

σo：軸外力応力度：σo=N/((A-Ap-Ad)+Ap・(Ep/Ec)+Ad・(Ed/Ec)

(A：実断面積，Ap：PC 鋼材の全断面積，Ad：異形鉄筋の全断面積，Ep：PC 鋼材の弾性係数，Ed：異形鉄筋の弾性係数，Ec：コンクリートの弾性係数)

※3：(N+Ne)/NO=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne>0 時)，

(N+Ne)/NO=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne<0 時)

(fpy:PC 鋼材降伏強度 ， fdy:異形鉄筋降伏強度 ，σB コンクリートの圧縮強度)

3.2.3 材料特性

（１）コンクリート

PHC 杭，PRC 杭ともに設計基準強度 105MPa の高強度コンクリートを遠心締固めによって成形し，オートクレーブ養生により製造されたものである。材料試験は各試験体の載荷時に，圧縮強度試験と割裂引張試験を実施した。圧縮強度試験に使用した供試体は，試験体と同様に遠心締固めにより成形しオートクレーブ養生により作成したもので，寸法は JISA1136[3-5]に基づき，外径 200mm，高さ 300mm，肉厚 40mm とした。割裂引張試験ではφ100×200mm のシリンダー供試体を使用した。各試験体の圧縮強度試験および割裂引張試験の結果を**表 3.2.3** に示す。なお，コンクリートの弾性係数は最大圧縮強度の 1/3 時点と原点とを結んだ直線の勾配である割線弾性係数とした。また**表 3.2.3** の各値は平均値を示している。

表 3.2.3　コンクリートの材料試験結果一覧

試験体名		PHC18	PHC19	PHC20	PRC24	PRC25	PRC26	PRC27	PRC28	PRC29
杭種		PHC C種			PRC IV種					
コンクリート	圧縮強度 σc（MPa）	116	117	114	119	127	121	124	132	129
	圧縮強度時ひずみ εc（μ）	2323	2403	2304	2398	2519	2564	2411	2688	2658
	割裂引張強度 σt（MPa）	5.1	6.2	5.5	6.5	8.5	8.6	8.6	7.8	8.0
	弾性係数 Ec(GPa）	49.1	48.7	50.4	49.6	50.4	47.2	51.4	49.1	48.5

（２）鋼材（PC 鋼棒・らせん筋・異形鉄筋）

PC 鋼棒およびらせん筋と異形鉄筋の材料試験結果を**表 3.2.4** に示す。また，各鋼材の規格値を**表 3.2.5** に示す。なお，PC 鋼棒およびらせん筋の降伏応力は 0.2%永久伸びに対する応力としている。また，らせん筋は PHC 杭では普通鉄線と呼ばれる規格値の定められていない鋼材を使用している為，規格値においても材料試験結果を使用している。

表 3.2.4　鋼材の材料試験結果一覧

		σ_y (MPa)	σ_t (MPa)	E_s (GPa)
PC鋼棒（異形）	φ10.0	1360	1431	199
	φ11.2	1323	1439	198
らせん筋（丸鋼）	φ3.2	631	695	148
	φ6.5	597	649	186
異形鉄筋	D22	387	563	190

表 3.2.5　鋼材の規格値一覧

		σ_y (MPa)	σ_t (MPa)	E_s (GPa)
PC鋼棒（異形）	φ 10	1245	-	200
	φ 11.2	1245	-	200
らせん筋（丸鋼）	φ 3.2	631	695	148
	φ 6.5	490	-	200
異形鉄筋	D22	345	-	200

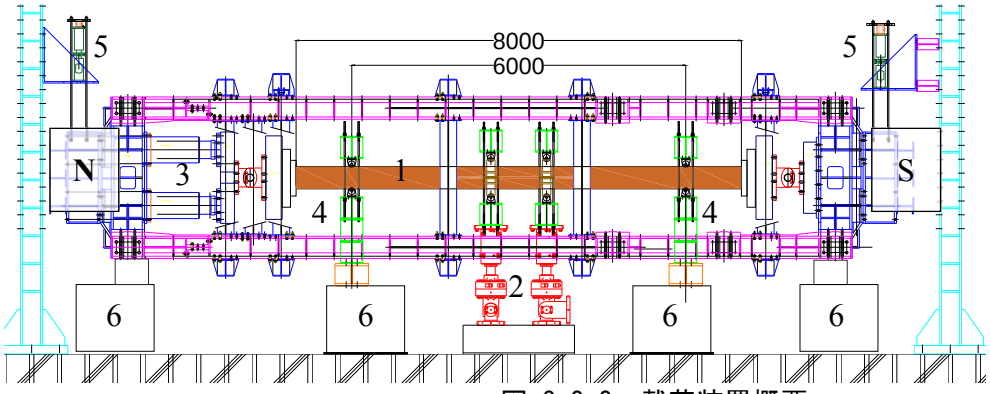
3.2.4 載荷方法

載荷装置概要を**図 3.2.2** に示す。本実験では，杭体を横にした状態で単純支持をし，杭体北側に水平方向に取り付けた 4 本の軸力ジャッキにより所定の軸力を作用させながら，載荷点である試験体中央に設置した 2 本の鉛直ジャッキを逆対称方向に動かし，試験体に曲げせん断力を作用させた。

取り付く 2 本の鉛直ジャッキの間隔は 1.0m（シアスパン比 1.4）もしくは 1.5m（シアスパン比 2.1）であり，ここを試験対象区間とした。**図 3.2.3** には試験体に作用するモーメント図を示す。試験対象区間の長さ l から外側に 175mm 離れた位置の鉛直変位δ_{+175}とδ_{-175}（但し，鉛直上側を正とする）から（**式 3.5**）を用いて算出した変形角を代表変形角 R とし，これを用いて変形角制御による正負交番繰り返し載荷を行った。加力サイクルは R=±0.125%，±0.25%，±0.5%，±0.75%，±1%，±1.5%，±2.0%，±3.0%，±4.0%でそれぞれ 2 回ずつとした。ただし，作用軸力が保持出来なくなる，または各サイクル 1 周目ピーク時のせん断力が最大耐力の 80%に低下した時を終局と定義し載荷を終了した。また，載荷中は載荷装置の自重が試験に影響を与えないよう載荷装置の両端部に取り付けた 4 本の吊りジャッキによって装置を吊上げ，載荷装置の自重をキャンセルした。

図 3.2.4 には載荷装置および試験体の取り付き部の写真を，**図 3.2.5** には試験対象区間周辺の写真を示す。載荷点は杭体に鋼製の円形バンドを取り付け，更に枕材を介してジャッキに取り付けている。載荷装置およびジャッキの制御等の詳細は附録に示した。

$$R = (\delta_{+175} - \delta_{-175})/(l + 175(mm) \times 2) \qquad \text{（式 3.5）}$$



1：試験体
2：せん断力載荷ジャッキ
(押 400t／引 150ｔ×2 台)
3：軸力ジャッキ
(押 500t／引 200ｔ×4 台)
4：試験体支持点
5：フレーム吊上げジャッキ
6：コンクリートブロック

図 3.2.2　載荷装置概要

＊ 鉛直上側を正とする

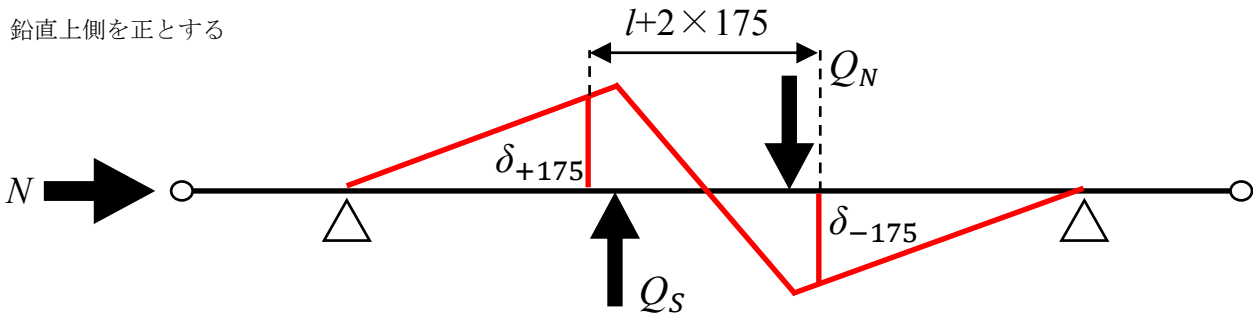


図 3.2.3　モーメント図



図 3.2.4　載荷装置および試験体の取り付き部



図 3.2.5　試験対象区間バンド取り付け状況

3.2.5 計測計画

（１）変位計

1）全体変位計

本実験では，反力床に固定した不動柱に変位計を設置し，南北それぞれの載荷点から外側に e=175mm 離れた位置および支持点の 4 か所と作用軸力の P-δ による付加モーメントを算出する為，南北それぞれの杭端部の 2 か所の計 6 か所で鉛直変位を計測した。**図 3.2.6** に，全体変位計の設置図を示す。計測は杭体の回転を考慮しそれぞれの位置で東西 2 つずつ行い，平均値を**図 3.2.6** に示す D1～D6 としている。この時，相対鉛直変位 δ は以下に示す（**式 3.6**）により算出した。

$$\delta = \delta_{+175} - \delta_{-175}$$
$$= \left\{ D3 - \frac{(D2 - D5)(2a + b + e)}{2a + 2b} - D5 \right\} - \left\{ D4 - \frac{(D2 - D5)(b - e)}{2a + 2b} - D5 \right\} \quad \text{（式 3.6）}$$

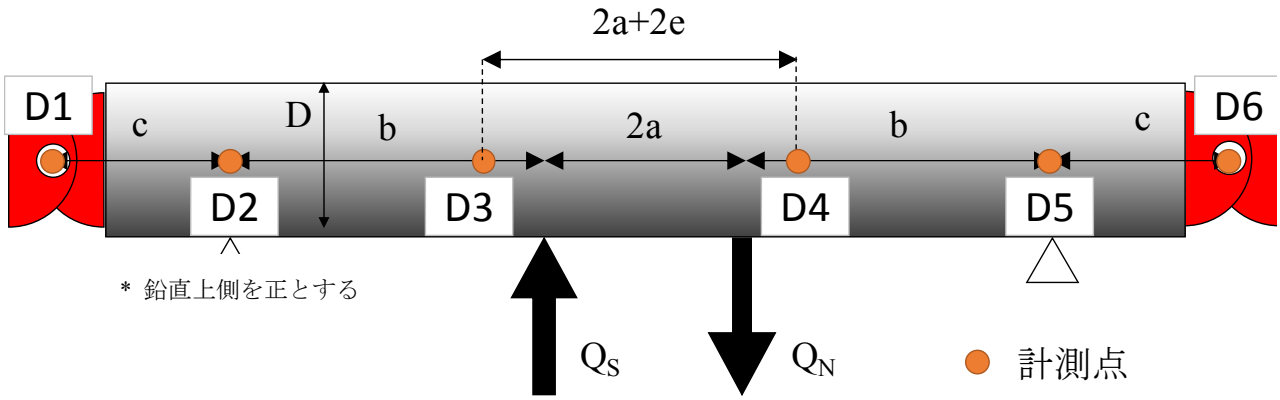


図 3.2.6　全体変位計設置図

2）部分変位計

杭体の曲率を計測することを目的とし，載荷対象区間内を 6 つまたは 8 つの区間に分割するよう部分変位計を設置した。**図 3.2.7** および**図 3.2.8** にシアスパン比 1.4 およびシアスパン比 2.1 のそれぞれの部分変位計の設置図を示す。

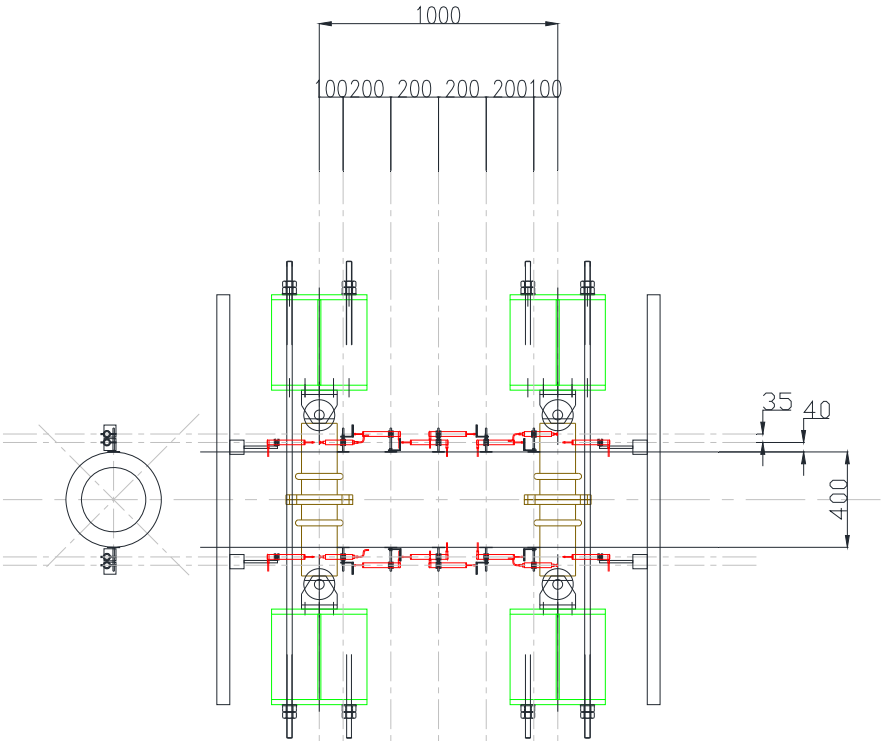


図 3.2.7　部分変位計設置図（シアスパン比 1.36）

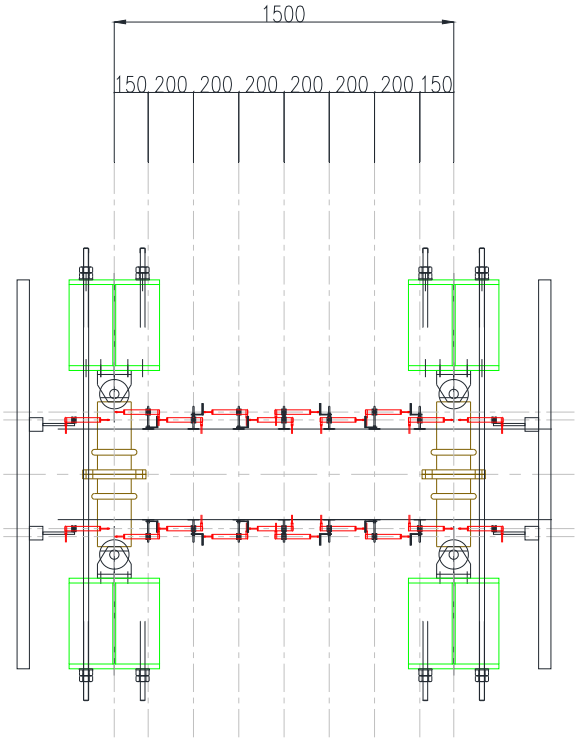


図 3.2.8　部分変位計設置図（シアスパン比 2.04）

（２）ひずみゲージ

1）PC 鋼棒・らせん筋・異形鉄筋

PHC 杭および PRC 杭内部に配されている PC 鋼棒およびらせん筋と異形鉄筋にひずみゲージを貼り付け，プレストレス導入前から終局に至るまでのひずみの推移を計測した。図 3.2.9～図 3.2.11 に PHC 杭およびシアスパン比の異なるそれぞれの PRC 杭のひずみゲージ貼り付け位置を示す。なお図中の赤線は PC 鋼棒を，オレンジ線は異形鉄筋を，緑線はらせん筋を示し，赤丸は PC 鋼棒の，白抜きの赤丸は異形鉄筋の，緑丸はらせん筋のそれぞれひずみゲージ位置を示している。

計測には検長 2mm の箔ひずみゲージ（東京測器研究所）を使用し，PC 鋼棒および異形鉄筋においては載荷装置設置時に試験体上下縁となる一本ずつにそれぞれ 5 枚ずつ，試験対象区間を等分するように貼り付け，らせん筋は載荷装置設置時に断面方向中央となる位置に 4 つずつ貼り付けた。

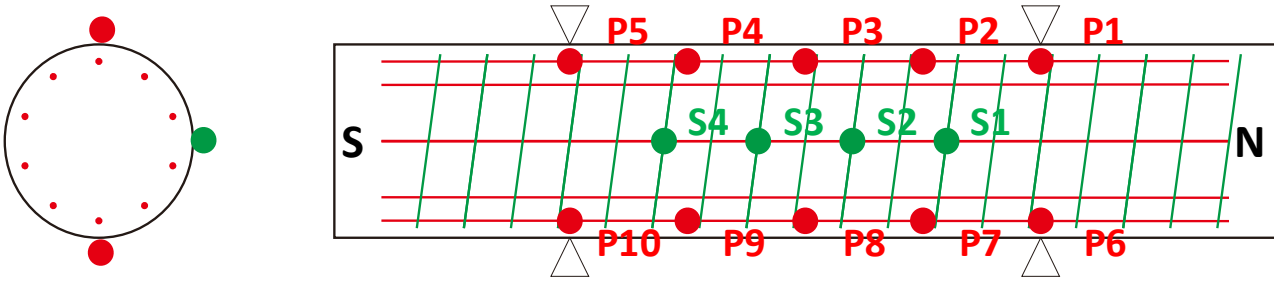


図 3.2.9　ひずみゲージ貼付位置：PHC 杭

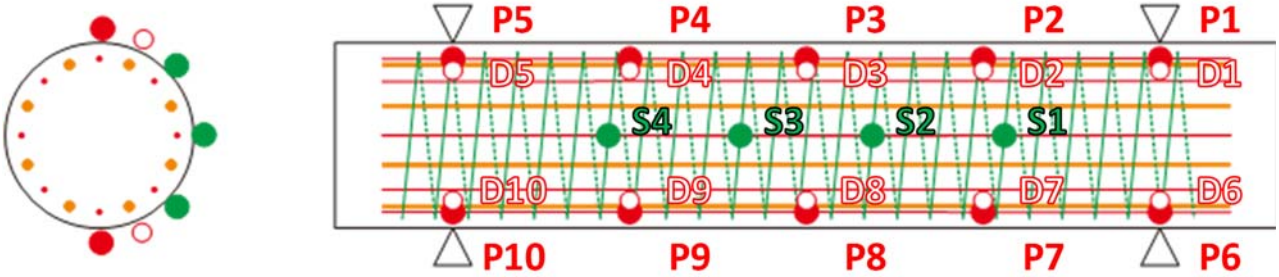


図 3.2.10　ひずみゲージ貼付位置：PRC 杭，シアスパン比 2.1

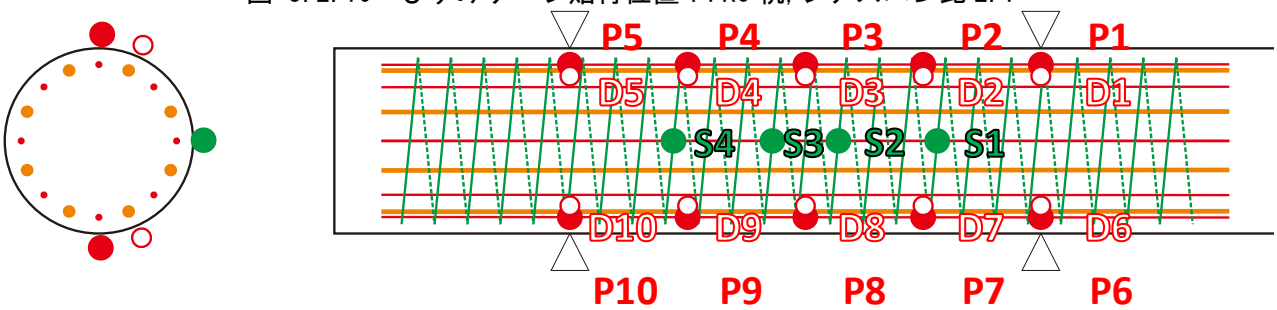


図 3.2.11　ひずみゲージ貼付位置：PRC 杭，シアスパン比 1.4

2）コンクリートゲージ

図 3.2.12 および図 3.2.13 に杭体コンクリート表面に貼付するひずみゲージの貼付位置を示す。載荷対象主応力を測定する目的で，杭体中心に３軸コンクリートひずみゲージを貼り付け計測を行った。これらの計測結果を用いて，杭体表面中立軸付近での主応力および杭体軸方向からの主応力の角度を算出した。

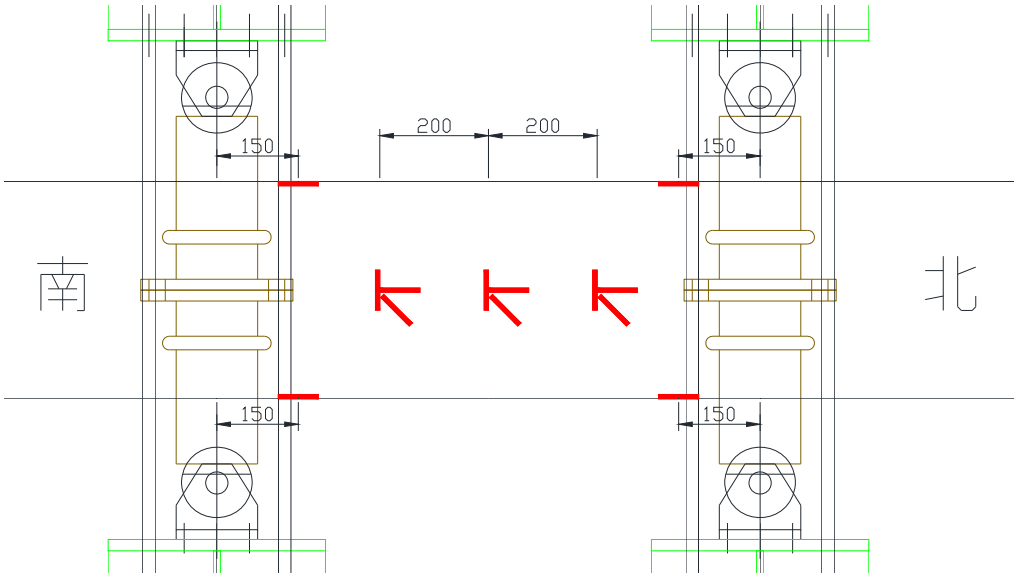


図 3.2.12　コンクリートひずみゲージ（シアスパン比 1.4）

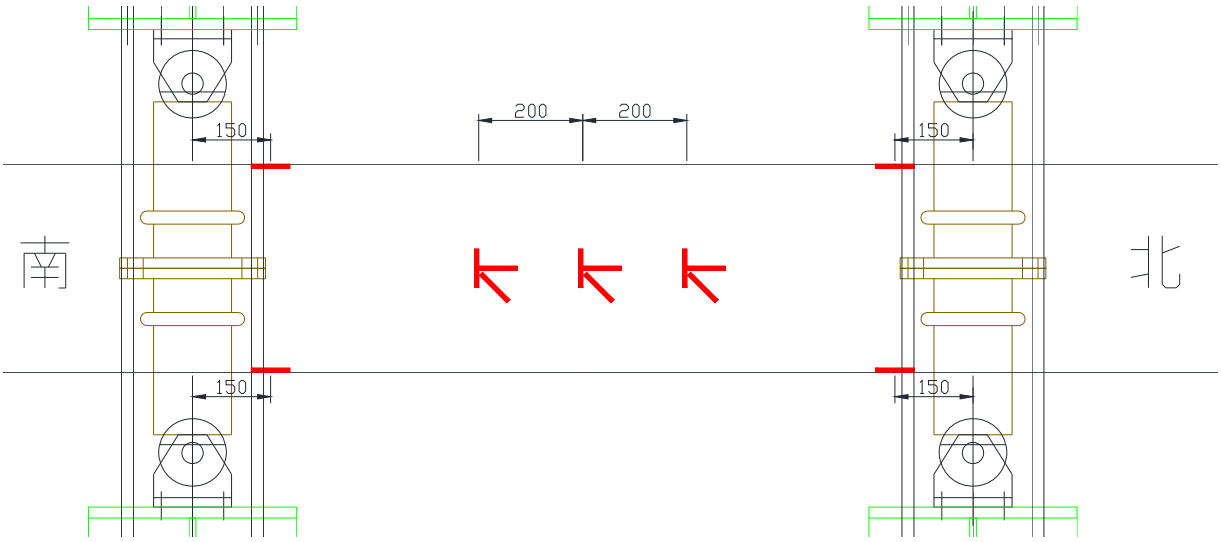


図 3.2.13　コンクリートひずみゲージ（シアスパン比 2.1）

3.3 実験結果

3.3.1 せん断力 - 代表変形角関係

各試験体のせん断力 Q－代表変形角 R 関係を**図 3.3.1～図 3.3.3** に示す。ただし，図中の終局は，作用軸力が保持出来なくなる，または各サイクル 1 周目ピーク時のせん断力が最大耐力の 80%まで低下した点としている。また，各試験体の各特性点の一覧を**表 3.3.1** に示す。なお，せん断力 Q は載荷装置中央の 2 本の鉛直ジャッキによるモーメントと作用軸力の P-δ 効果による付加モーメントの合計を試験対象区間長さ *l* で除した値である。また，表中の【 - 】は実験中に発生しなかったものもしくは，発生し得ないもの（例：PHC 杭における主筋降伏など）を示している。破壊モードの詳細については 3.3.6 章に示す。

（１）PHC 杭（PHC18～PHC20）

引張軸力下の PHC18 では，正負ともに代表変形角 R=0.25%サイクル時にせん断ひび割れが発生し，その後 R=+0.5%サイクル一回目途中にらせん筋が降伏し，R=+0.5%サイクル一回目ピーク時に最大耐力となった。その後，R＝0.75%サイクル時に耐力が最大耐力の 80%以下となり終局に至った。作用軸力は最大耐力以降も維持し続けていた。

中圧縮軸力下の PHC19 では R=+0.5%サイクル一回目にせん断ひび割れと共に，軸方向に伸びるひび割れ（以下，軸方向ひび割れ）が発生し，同時にらせん筋が降伏に至った。その後，R=+0.5%サイクル一回目ピーク時に最大耐力となり，R＝+0.75%一回目途中で軸力保持能力を喪失するような破壊が生じ終局となった。

高圧縮軸力下の PHC20 では R=+0.5%サイクル一回目に軸方向ひび割れが発生し，同サイクル中にらせん筋の降伏も確認された。その後，R＝+0.75%一回目ピーク直前に最大耐力を記録すると同時に，軸力保持性能が失われる破壊が生じ終局となった。

（２）PRC 杭：シアスパン比 2.1（PRC24～PRC26）

引張軸力下の PRC24 では R=+0.5%サイクル一回目にせん断ひび割れが発生し，その後の負側 R=-0.5%サイクル一回目にらせん筋が降伏に至った。R=+0.75%サイクル中に異形鉄筋（主筋），PC 鋼棒の順に引張降伏に至り，正負とも R=1.5%サイクル一回目に最大耐力となった。最大耐力以降も作用軸力は維持し続け，R＝2.0%サイクル時に耐力が最大耐力の 80%以下となり終局に至った。

中圧縮軸力下の PRC25 では，R=-0.5%サイクル一回目にせん断ひび割れが発生し，同サイクル中にらせん筋の降伏も確認された。その後，正負とも R=0.75%サイクル一回目に最大耐力を記録し，R=1.0%サイクルで耐力が最大耐力の 80%以下となり終局となった。軸力保持性能は最大耐力以降も維持し続けた。

高圧縮軸力下の PRC26 では R=+0.5%サイクル一回目に正側の最大耐力を記録した後の負側 R=-0.5%サイクル時に軸方向ひび割れが発生し同サイクルピーク時に負側の最大耐力となった。その後，負側は R=-0.75%サイクル時に，正側では R=-1.0%サイクル時にそれぞれ耐力が最大耐力の 80%以下となり終局に至った。軸力保持性能は最大耐力以降も維持し続けていた。

（３）PRC 杭：シアスパン比 1.4（PRC27～PRC29）

引張軸力下の PRC27 では，正負とも R=0.5%サイクル時にせん断ひび割れが発生した後，負側は R=-0.75%サイクルで，正側は R=+1.0%サイクルでそれぞれ PC 鋼棒の引張降伏が確認された。らせん筋も R=+1.0%サイクル時に降伏に至っている。その後 R=+1.5%サイクル時に異形鉄筋（主筋）が引張降伏に至り，同サイクルピーク時に最大耐力を記録し，次の R=2.0%サイクル時に耐力が最大耐力の 80%以下となり終局に至った。なお，作用軸力は最大耐力以降も維持し続けていた。

中圧縮軸力下の PRC28 では正負ともに R=0.5%サイクル時にせん断ひび割れが発生した後，正側でらせん筋が降伏し，同サイクルピーク時に最大耐力となっている。その後，R=1.0%サイクル時に正負とも耐力が最大耐力の 80%となり終局に至った。軸力保持性能は最大耐力以降も維持し続けていた。

高圧縮軸力下の PRC29 では正側 R=+0.5%サイクル時に異形鉄筋（主筋）およびらせん筋が降伏に至り同サイクルピーク時に正側の最大耐力となった。次の負側 R=-0.5%サイクルでも正側と同様に，異形鉄筋が降伏に至った後，軸方向ひび割れが発生し，同サイクルピーク時に負側の最大耐力となった。その後，正側 R=+0.75%サイクル中に軸力保持能力を喪失するような破壊が生じて終局に至った。

表 3.3.1　各特性点の一覧

試験体名				PHC18	PHC19	PHC20	PRC24	PRC25	PRC26	PRC27	PRC28	PRC29
実施年度/載荷形式				2016年/片持ち梁形式 単純支持								
実施者				東工大								
実施場所				BRI								
試験日				2016/10/26	2016/10/22	2016/11/9	2016/11/2	2016/10/28	2016/11/4	2016/10/19	2016/11/11	2016/11/16
杭種				PHC-C種			CPRC-IV種					
シアスパン比				1.36			2.04			1.36		
軸力 N			(kN)	-344	1368	2752	-196	1655	2731	-510	1655	4137
軸力比 (N+Ne)/No				0.04	0.19	0.32	0.03	0.18	0.27	0.00	0.17	0.36
せん断耐力計算値*1			(kN)	467	673	665	335	480	475	353	515	506
設計破壊モード				せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊	せん断破壊	曲げ降伏後せん断破壊
せん断ひび割れ	正側	Q	(kN)	207.4	372.0	397.1	222.4	373.7	-*2	219.3	437	-*2
		R*	(%)	0.20	0.31	0.29	0.328	0.372	-*2	0.418	0.291	-*2
	負側	Q	(kN)	-183.8	-333.5	-*2	-213.8	-459.3	-407.1	-193.8	-356	-391.6
		R*	(%)	-0.18	-0.24	-*2	-0.388	-0.493	-0.399	-0.304	-0.276	-0.319
らせん筋降伏	正側	Q	(kN)	241.6	372*3	442	-	-	-	404.1	536	563.3
		R*	(%)	0.416	0.31*3	0.433	-	-	-	1.062	0.417	0.359
	負側	Q	(kN)	-	-	-	-216.7	-413.1	-305.8	-	-	-
		R*	(%)	-	-	-	-0.393	-0.396	-0.964	-	-	-
PC鋼材引張降伏	正側	Q	(kN)	-	-	-	326.7	-	-	379.7	-	-
		R*	(%)	-	-	-	0.705	-	-	0.932	-	-
	負側	Q	(kN)	-	-	-	-288.8	-	-	-291.7	-	-
		R*	(%)	-	-	-	-0.683	-	-	-0.675	-	-
主筋引張降伏	正側	Q	(kN)	-	-	-	297.6	-	-	420.4	-	-
		R*	(%)	-	-	-	0.6	-	-	1.147	-	-
	負側	Q	(kN)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		R*	(%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
主筋圧縮降伏	正側	Q	(kN)	-	-	-	-	254.8	-	-	373	447.5
		R*	(%)	-	-	-	-	1.382	-	-	1.071	0.257
	負側	Q	(kN)	-	-	-	-	-	481.9	-	-	-357.7
		R*	(%)	-	-	-	-	-	0.716	-	-	-0.276
最大耐力	正側	Q	(kN)	247.6	420.6	467.5	433.1	525.5	508.7	464.1	627	671
		R*	(%)	0.518	0.498	0.726	1.564	0.76	0.499	1.453	0.584	0.502
	負側	Q	(kN)	-198.5	-337.4	-326.8	-382.8	-482.6	-453.9	-424.8	-517	-547.9
		R*	(%)	-0.269	-0.257	-0.255	-1.484	-0.757	-0.505	-1.491	-0.508	-0.509
終局	正側	Q	(kN)	198	345.5	467.5	343.4	418.8	407	371.28	502	583.2
		R*	(%)	0.712	0.688	0.726	1.997	1.123	0.759	2.062	0.895	0.789
	負側	Q	(kN)	-158.8	-	-	-306.2	-386.1	-363.1	-339.8	-413.8	-
		R*	(%)	-0.564	-	-	-1.51	-0.77	-0.77	-1.51	-0.76	-
破壊モード				せん断破壊	軸方向ひび割れを伴う破壊	軸方向ひび割れを伴う破壊	曲げ降伏後せん断破壊	せん断破壊	軸方向ひび割れを伴う破壊	曲げ降伏後せん断破壊	せん断破壊	軸方向ひび割れを伴う破壊

*1:　（式 3.2）および（式 3.3）を参照。
*2:　ひび割れが真横に走っているため判断が不能。
*3:　正側せん断ひび割れと同時に降伏。（負側のせん断ひび割れでは降伏せず）

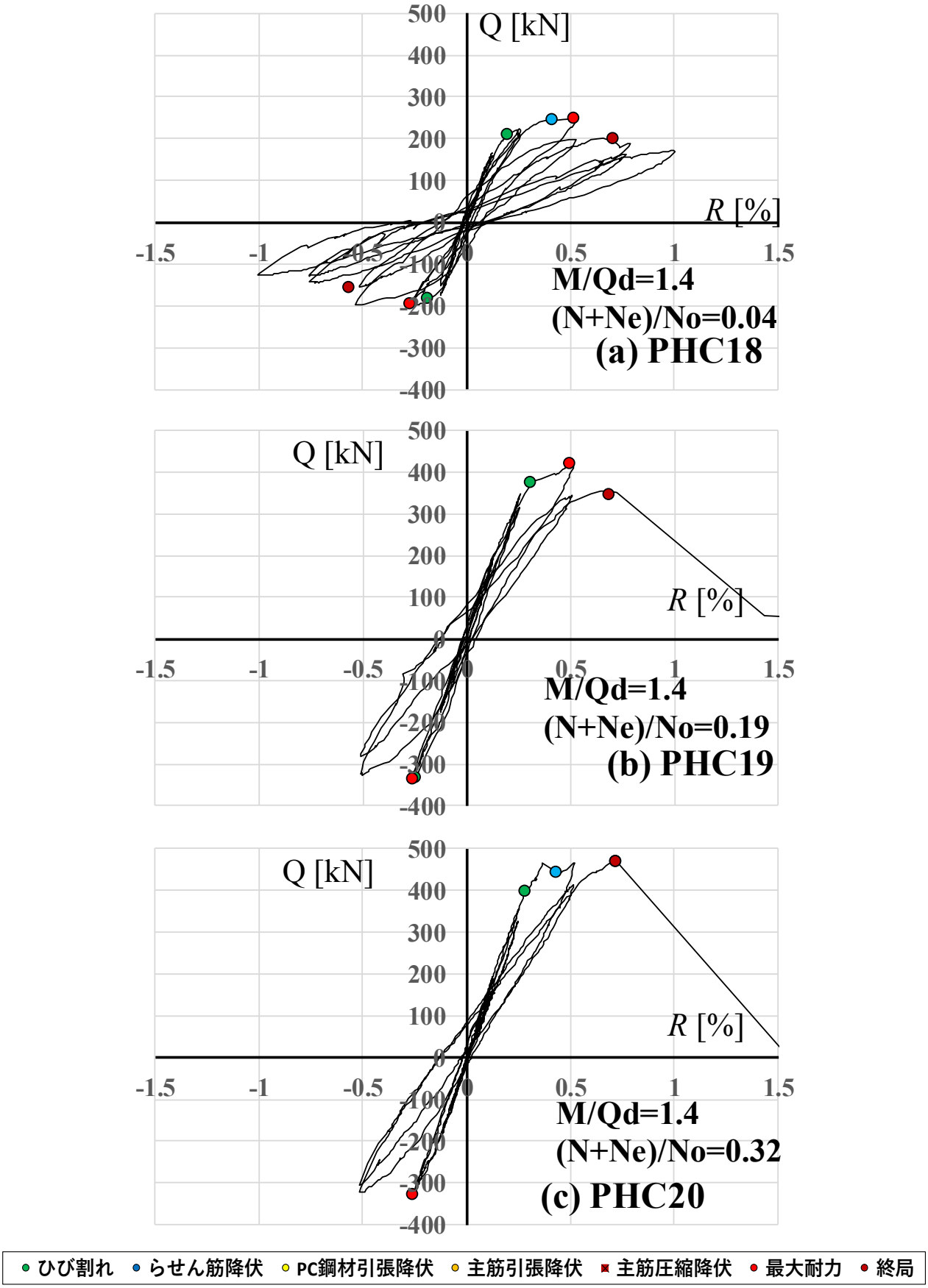


図 3.3.1　せん断力 Q－代表変形角 R 関係（PHC 杭）

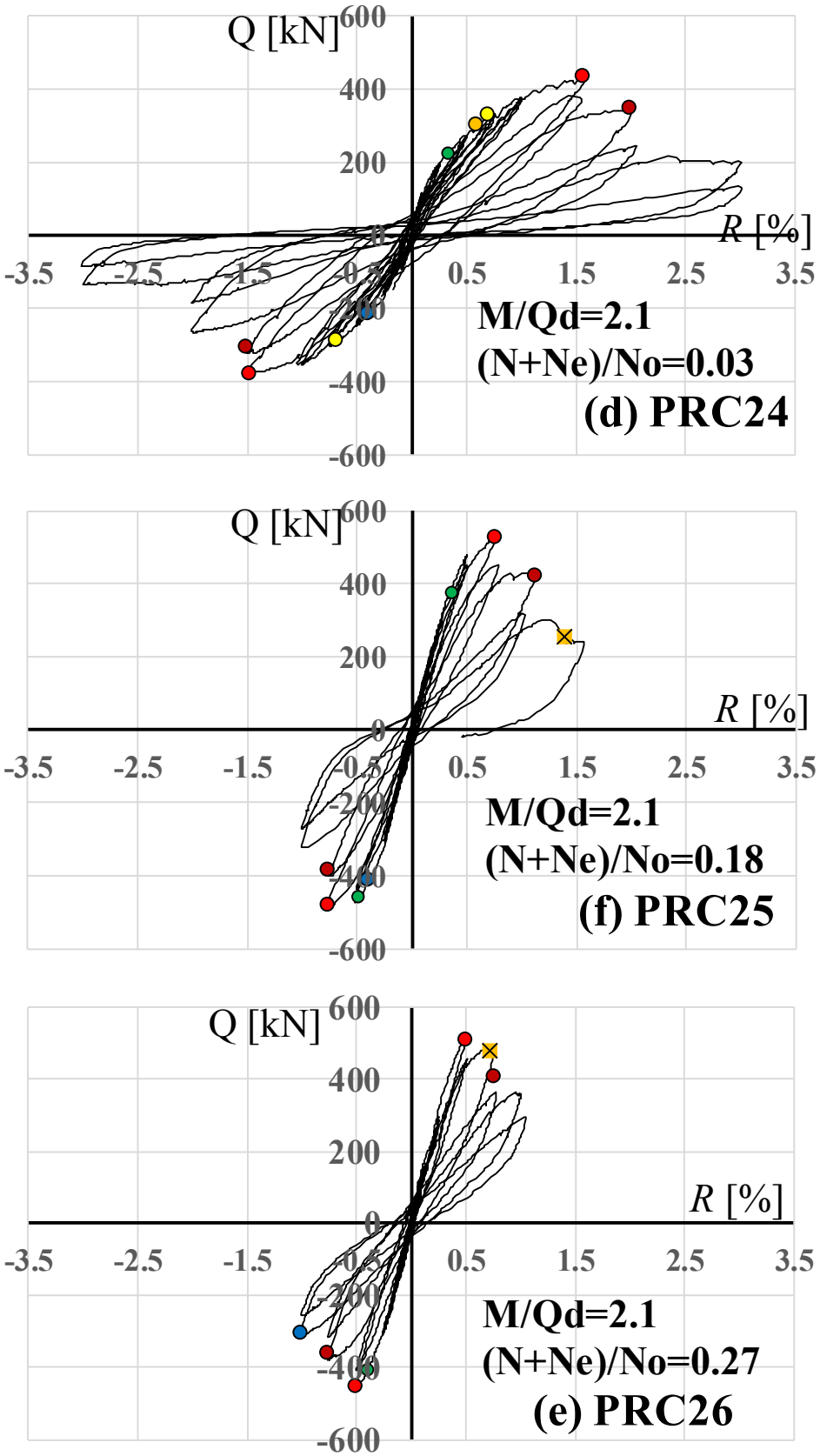


図 3.3.2　せん断力 Q－代表変形角 R 関係（PRC 杭：シアスパン比 2.1）

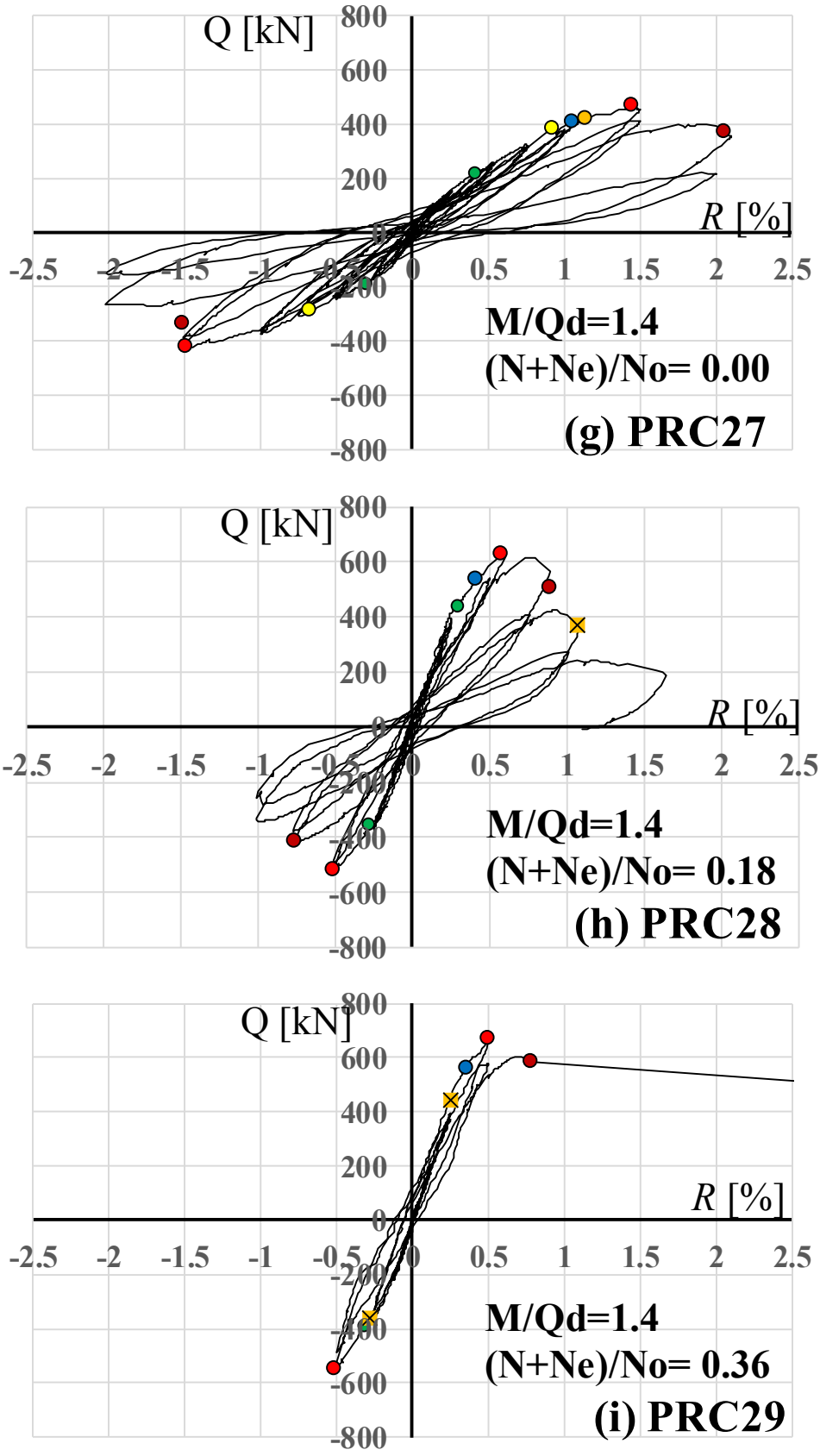


図 3.3.3　せん断力 Q－代表変形角 R 関係（PRC 杭：シアスパン比 1.4）

3.3.2 損傷の進展状況と最終破壊性状

各試験体の，東西両面の正側最大耐力時および最終破壊状況を**図 3.3.4～図 3.3.12** に示す。また**図 3.3.12** には PRC29 の軸力保持能力喪失時も併せて示している。（但し，PHC19 および PRC27 は西面のみ）

（１）PHC 杭（PHC18～PHC20）

引張軸力下の PHC18 では，せん断ひび割れ，らせん筋の降伏が順に発生し最大耐力に至った。その後，載荷の進行と共にせん断ひび割れの進行および本数の増加が起こったものの，作用軸力は維持し続けたまま終局に至っている。また載荷後，らせん筋の破断が確認された。

中圧縮軸力下の PHC19 では，せん断ひび割れと共に，杭体の軸方向に対して平行して走る軸方向ひび割れが発生すると同時にらせん筋が降伏した後，最大耐力に到達した。その後，らせん筋が破断し，それに伴って軸方向ひび割れが急激に広がり，同時に軸力保持性能を喪失した。

高圧縮軸力下の PHC20 では，軸方向ひび割れ，らせん筋の降伏が順に発生し，最大耐力を記録すると同時にらせん筋が破断し，それに伴って軸方向ひび割れが急激に広がり，軸力保持性能を喪失した。

（２）PRC 杭：シアスパン比 2.1（PRC24～PRC26）

引張軸力下の PRC24 では，せん断ひび割れ発生後，らせん筋，異形鉄筋（主筋）および PC 鋼棒が順に降伏し，最大耐力に至った。その後，載荷の進行と共にせん断ひび割れの進行およびひび割れ本数の増加が起こり，試験対象区間内の広範囲でかぶりコンクリートの剥落が見られたが，作用軸力は維持し続けたまま終局に至っている。

中圧縮軸力下の PRC25 では，らせん筋の降伏後にせん断ひび割れが発生し，最大耐力に至った。その後，載荷の進行と共にせん断ひび割れの進行およびひび割れ本数の増加が起こり，試験対象区間内の一部でかぶりコンクリートの剥落が見られたが，作用軸力は維持し続けたまま終局に至っている。

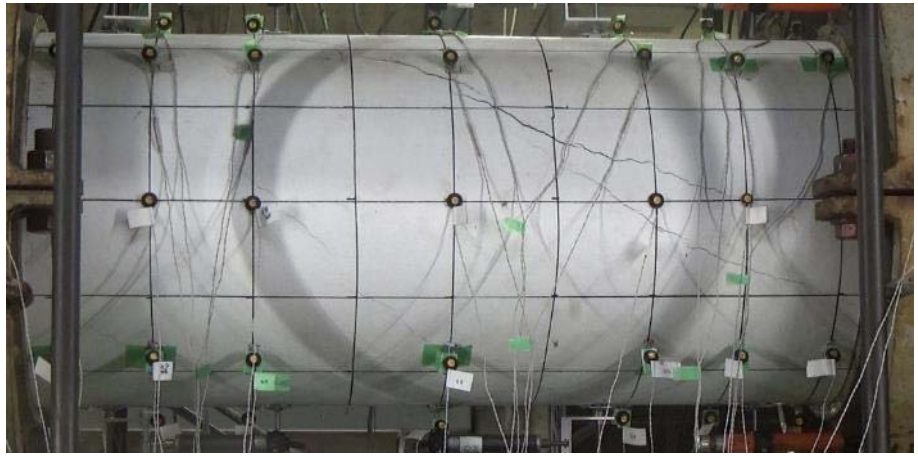
高圧縮軸力下の PRC26 では，最大耐力到達後，軸方向ひび割れが発生した。その後，異形鉄筋（主筋）の圧縮降伏およびらせん筋の降伏が発生し終局に至ったが，軸力保持能力を喪失するような破壊は生じなかった。

（３）PRC 杭：シアスパン比 1.4（PRC27～PRC29）

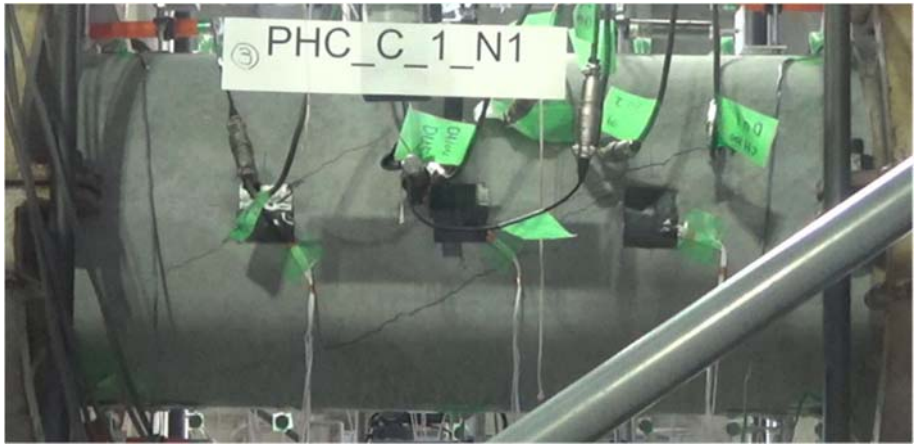
引張軸力下の PRC24 では，せん断ひび割れが発生した後，PC 鋼棒の引張降伏，らせん筋の降伏，異形鉄筋（主筋）の引張降伏が順に発生し，最大耐力に至った。その後，載荷の進行と共にせん断ひび割れの進行およびひび割れ本数の増加が起こり，試験対象区間内の広範囲でかぶりコンクリートの剥落が見られたが，作用軸力は維持し続けたまま終局に至っている。

中圧縮軸力下の PRC28 では，せん断ひび割れ，らせん筋の降伏が順に発生した後，最大耐力となっている。その後，載荷の進行と共にせん断ひび割れの進行およびひび割れ本数の増加が起こり，試験対象区間内の一部でかぶりコンクリートの剥落が見られたが，作用軸力は維持し続けたまま終局に至っている。

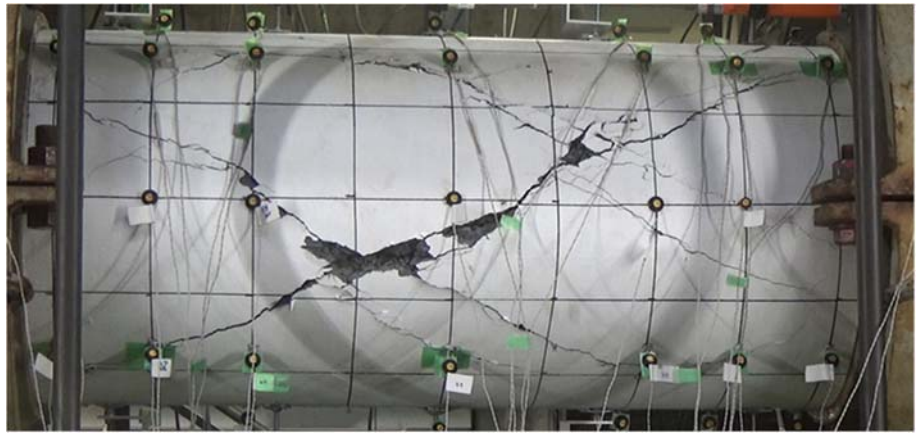
高圧縮軸力下の PRC29 では，異形鉄筋（主筋）およびらせん筋の降伏，軸方向ひび割れが順に発生し，最大耐力となった。その後らせん筋が破断し，それに伴って軸方向ひび割れが急激に広がり，同時に軸力保持性能を喪失した。



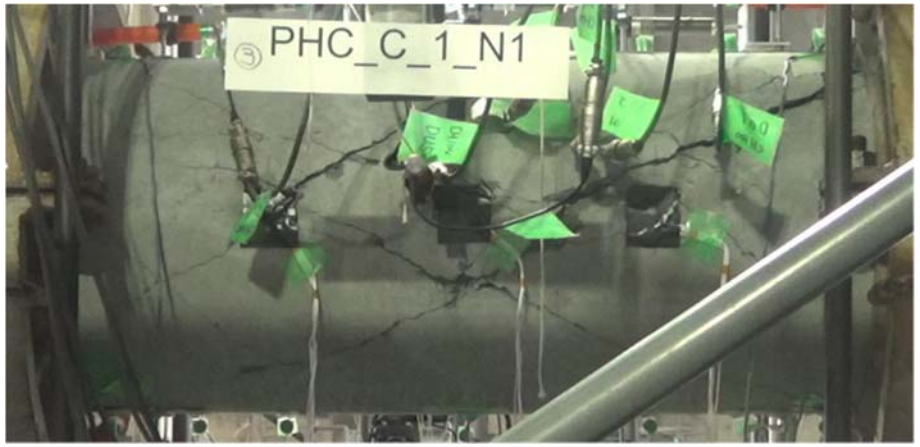
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

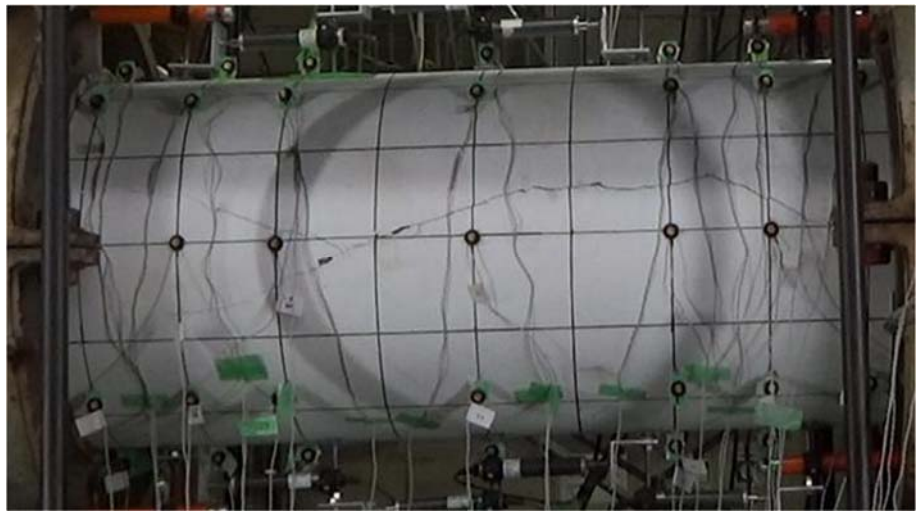


(c)　最終破壊状況（西面）

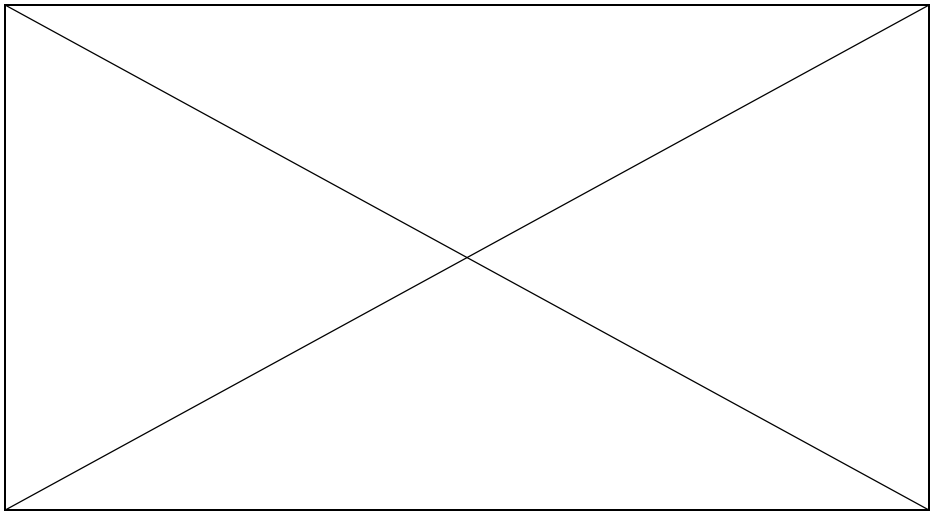


(d)　最終破壊状況（東面）

図 3.3.4　最大耐力時および最終破壊状況（PHC18）



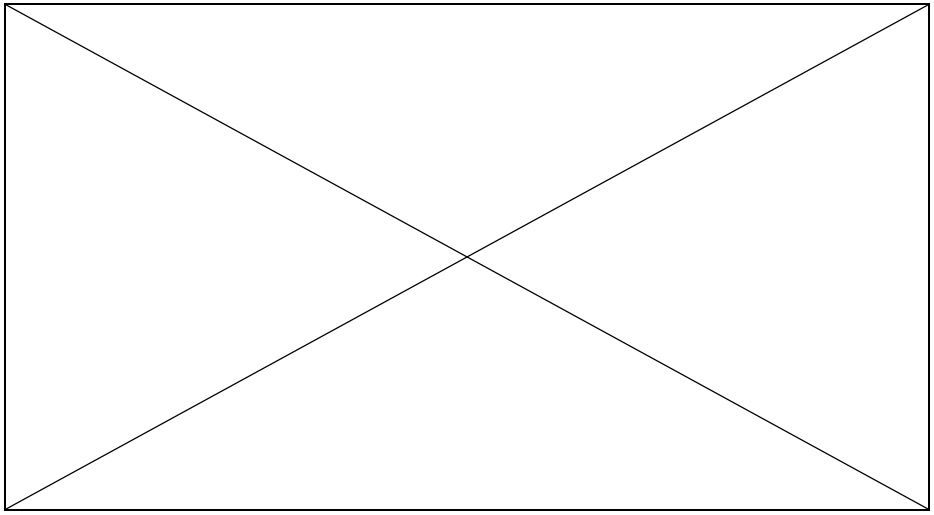
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

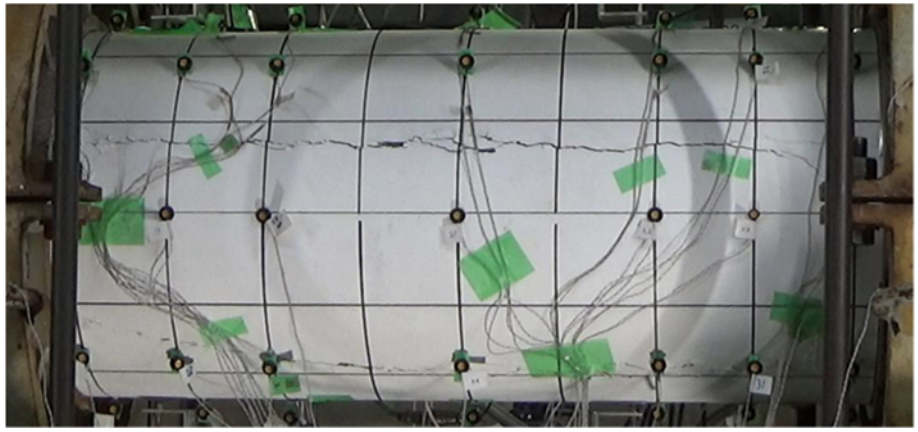


(c)　最終破壊状況（西面）



(d)　最終破壊状況（東面）

図 3.3.5　最大耐力時および最終破壊状況（PHC19）



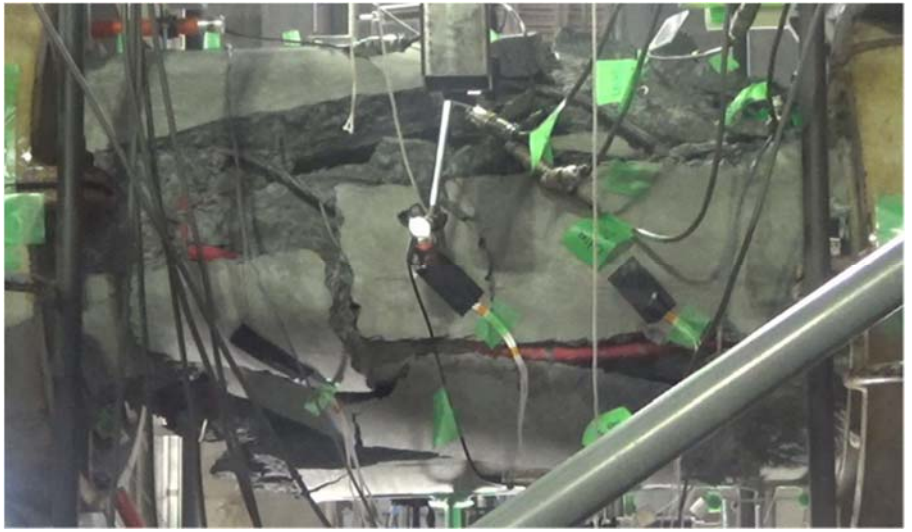
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

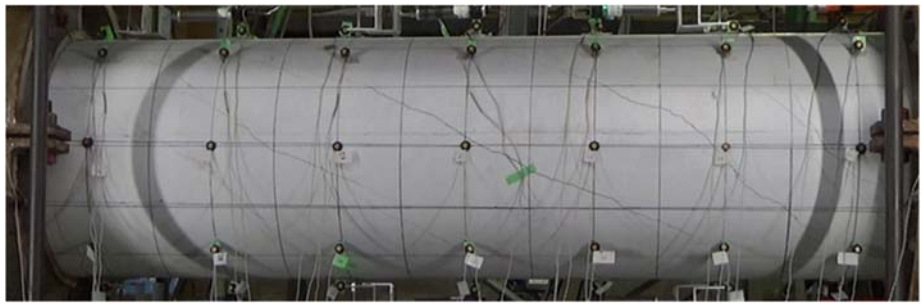


(c)　最終破壊状況（西面）

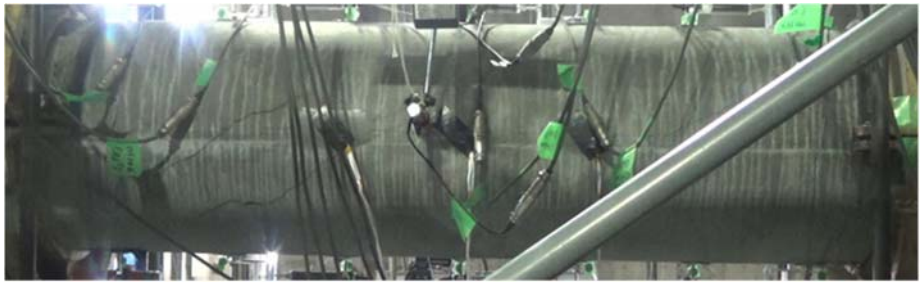


(d)　最終破壊状況（東面）

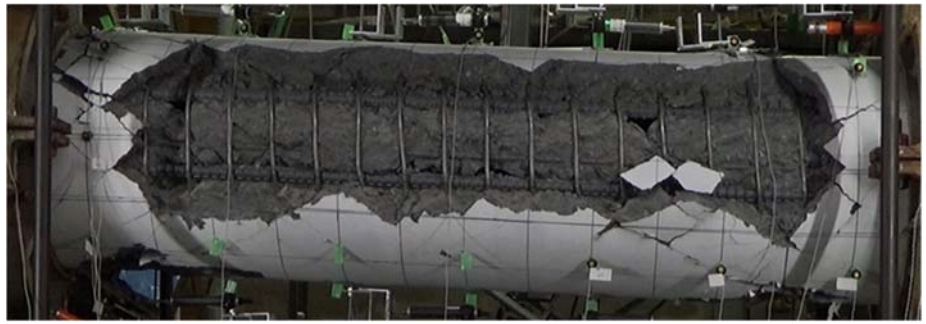
図 3.3.6　最大耐力時および最終破壊状況（PHC20）



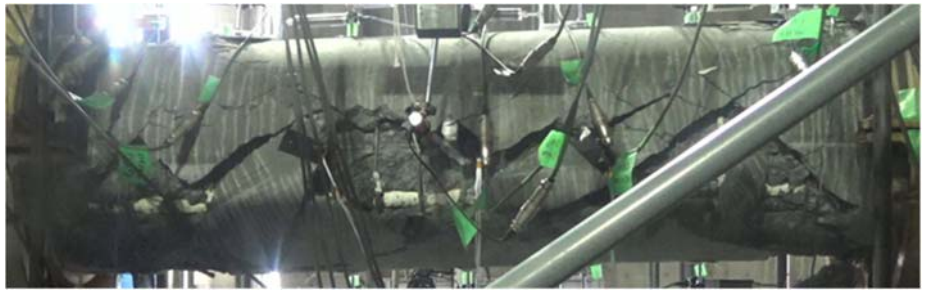
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

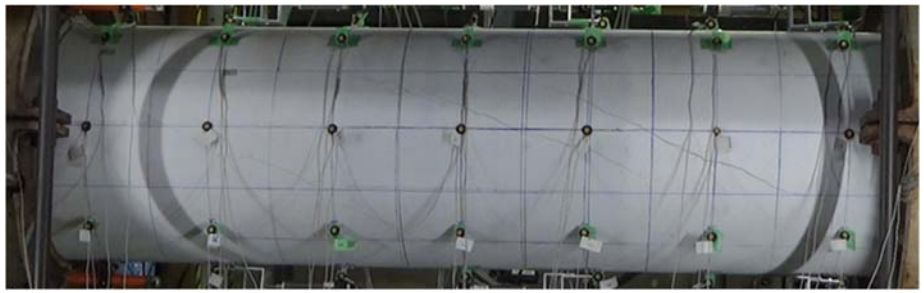


(c)　最終破壊状況（西面）

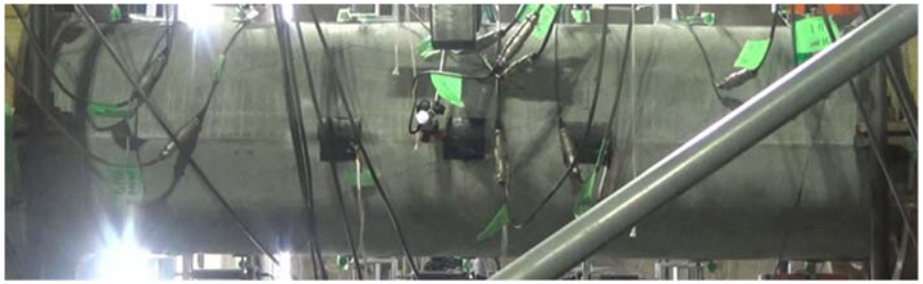


(d)　最終破壊状況（東面）

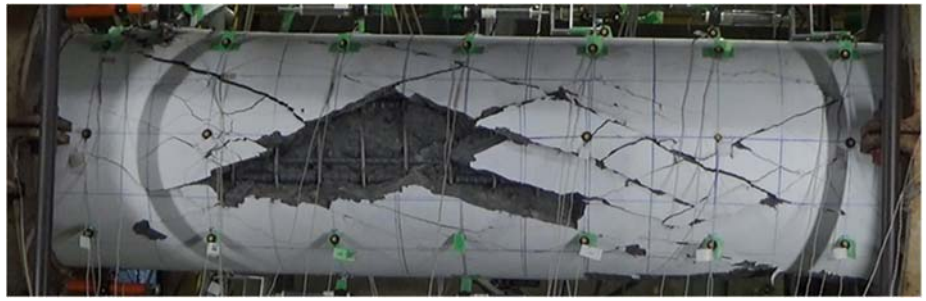
図 3.3.7　最大耐力時および最終破壊状況（PRC24）



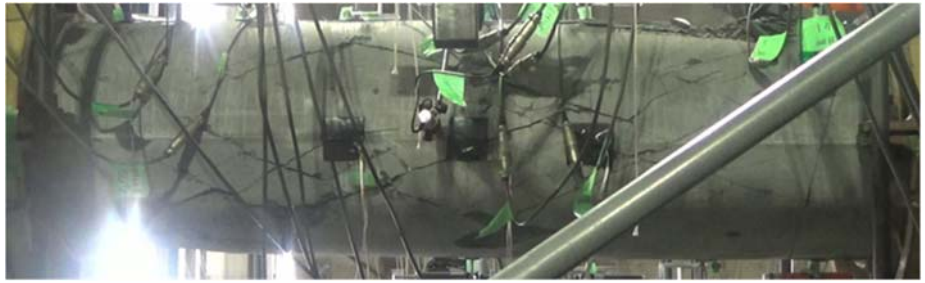
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

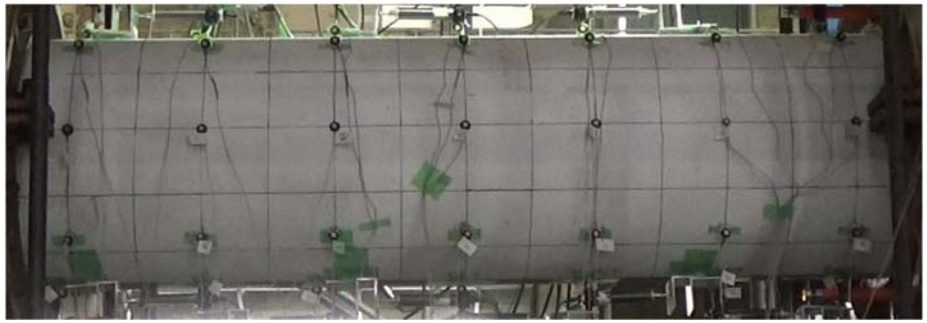


(c)　最終破壊状況（西面）

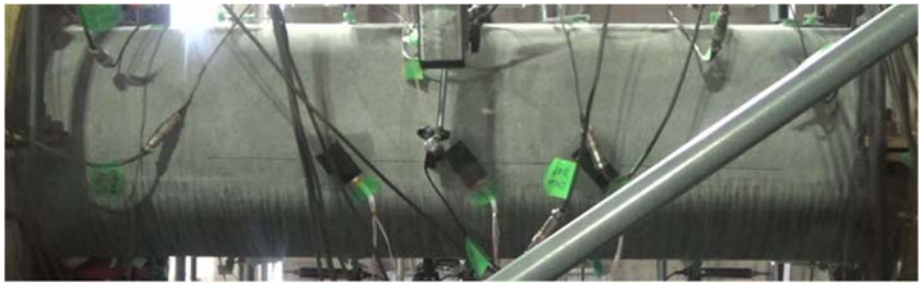


(d)　最終破壊状況（東面）

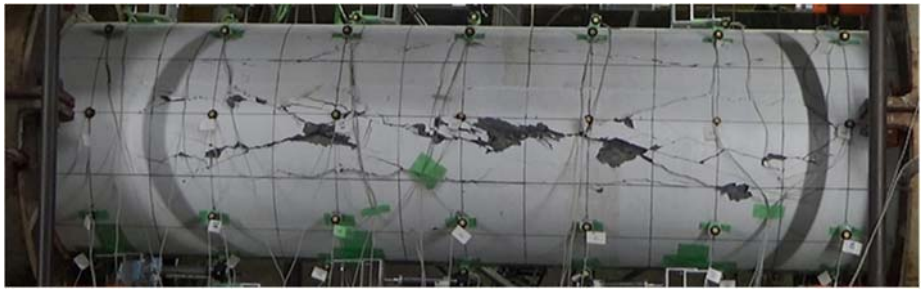
図 3.3.8　最大耐力時および最終破壊状況（PRC25）



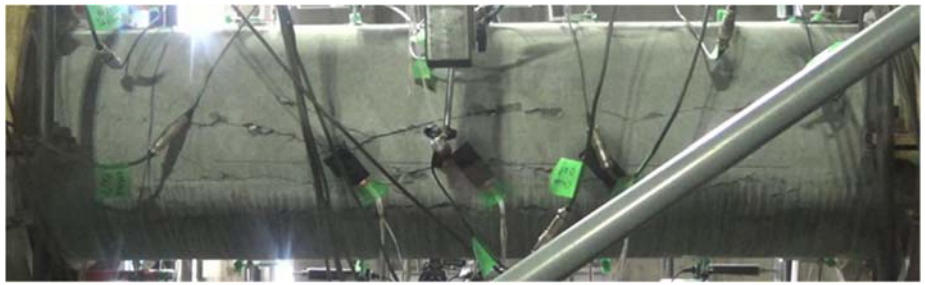
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

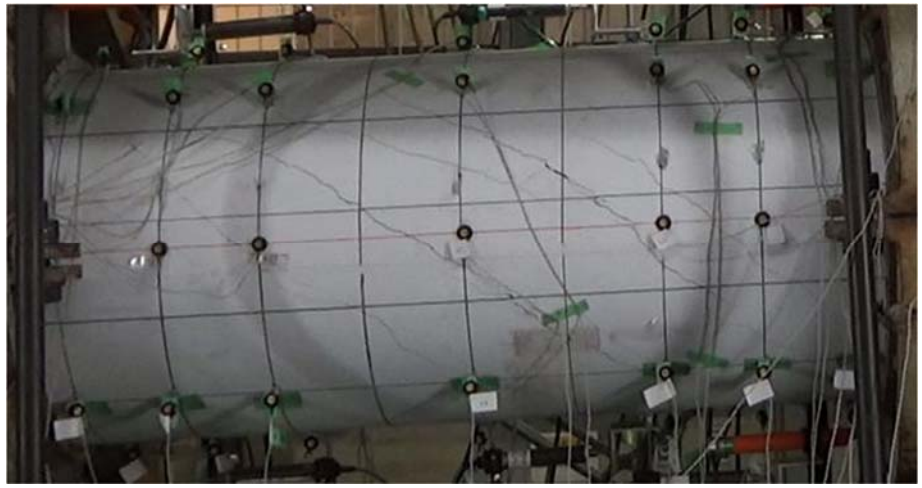


(c)　最終破壊状況（西面）

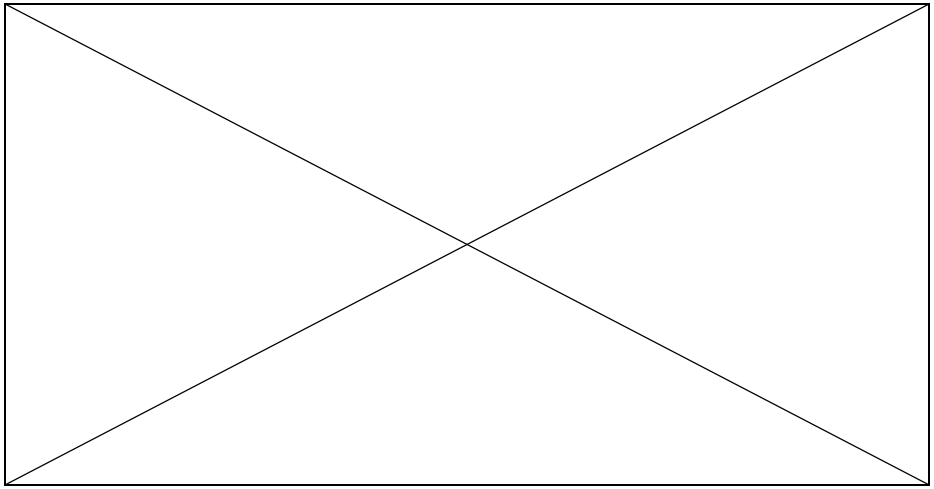


(d)　最終破壊状況（東面）

図 3.3.9　最大耐力時および最終破壊状況（PRC26）



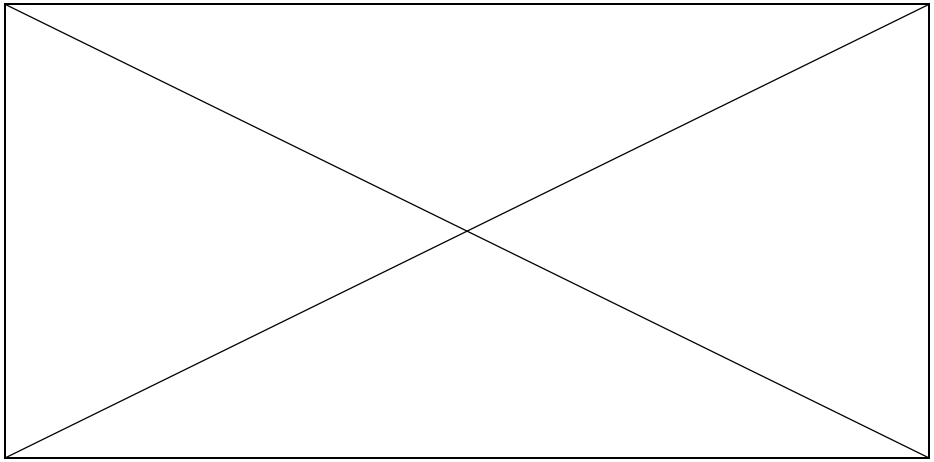
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

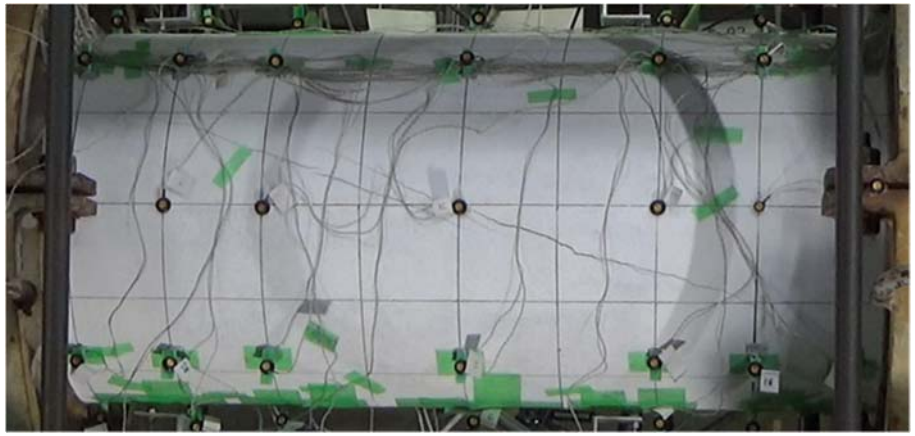


(c)　最終破壊状況（西面）

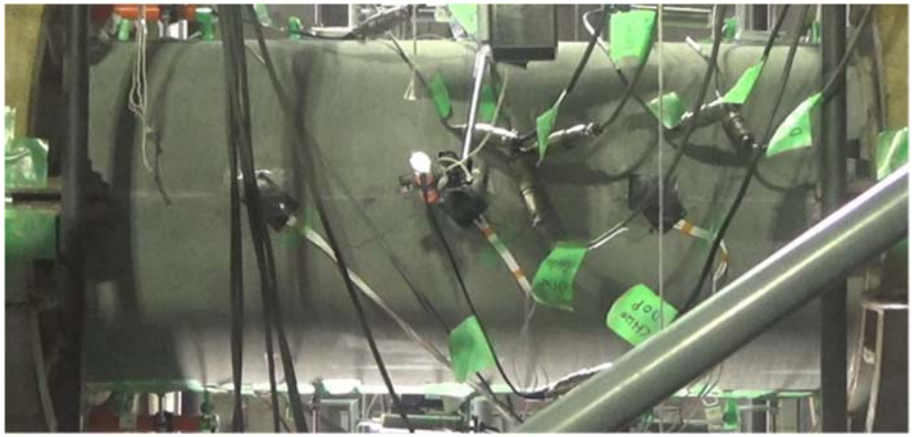


(d)　最終破壊状況（東面）

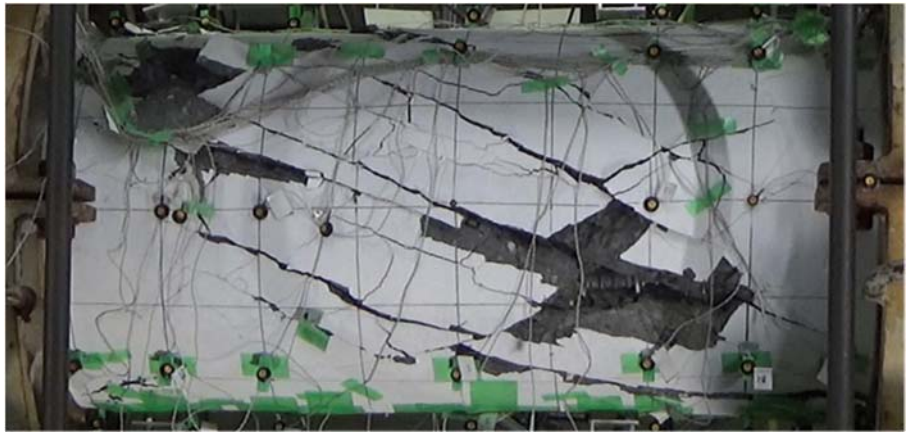
図 3.3.10　最大耐力時および最終破壊状況（PRC27）



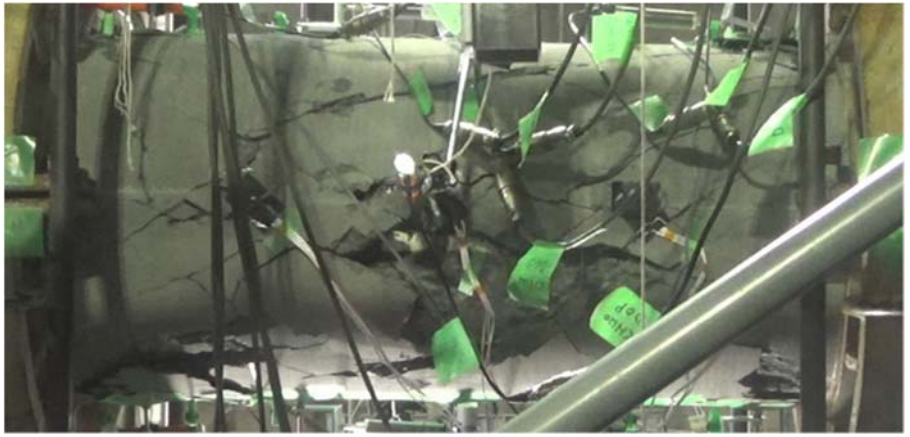
(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）

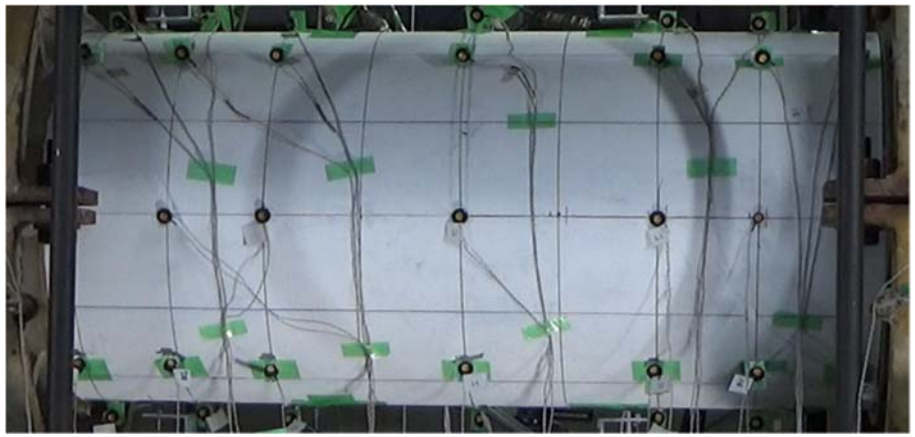


(c)　最終破壊状況（西面）

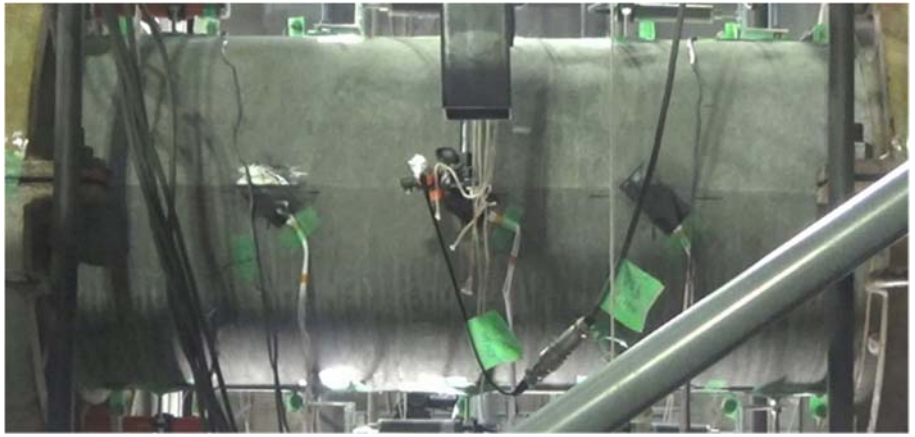


(d)　最終破壊状況（東面）

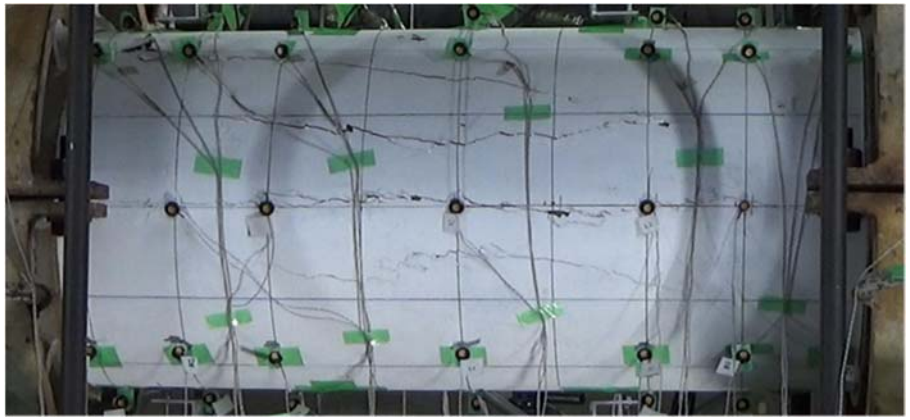
図 3.3.11　最大耐力時および最終破壊状況（PRC28）



(a)　最大耐力時（西面）



(b)　最大耐力時（東面）



(c)　軸力保持能力喪失時（西面）



(d)　軸力保持能力喪失時（東面）

図 3.3.12　最大耐力時と軸力保持能力喪失時および最終破壊状況（PRC29）: 次ページへ続く



(e)　最終破壊状況（西面）



(f)　最終破壊状況（東面）

図 3.3.12　最大耐力時と軸力保持能力喪失時および最終破壊状況（PRC29）

3.3.3 変形分離

杭体試験体に生じた全体変形を，せん断変形および曲げ変形のそれぞれに変形分離を行った結果を示す。分離の方法については，**図 3.2.7** および**図 3.2.8** に示したように試験体に取り付けた部分変位計により曲げ変形を算出し，全体変位から曲げ変形を減じたものをせん断変形とした。

（１）PHC 杭（PHC18～PHC20）

PHC18~20 の各サイクル正側 1 回目ピークおよび最大耐力，せん断ひび割れ発生時の変形分離の結果を以下の図 3.3.13 に示す。PHC18~20 は杭種を PHC 杭とした試験体で，それぞれの試験体は PHC18 が引張軸力下，PHC19 が中圧縮軸力下，PHC20 が高圧縮軸力下でシアスパン比は全て 1.4 となっている。

PHC20 ではすべてのサイクルでせん断成分が 60%を上回っており，せん断が支配的であることがわかる。PHC18 および PHC19 ではひび割れが発生する以前のサイクルでは曲げ成分が 60%程度となっているもののひび割れ発生後は徐々にせん断成分が上昇し，最大耐力到達時にはどちらの試験体ともせん断成分が 50%を上回る結果となっている。

（２）PRC 杭：シアスパン比 2.1（PRC24～PRC26）

PRC24~26 の各サイクル正側 1 回目ピークおよび最大耐力，せん断ひび割れ発生時の変形分離の結果を以下の図 3.3.14 に示す。なお PRC25 の正側最大耐力は+0.75%サイクル一回目ピークと同時に記録されている。また PRC26 では正側ではサイクルごとのバラつきが大きく計測時の不良が考えられる為，値の安定していた負側での結果を示している。

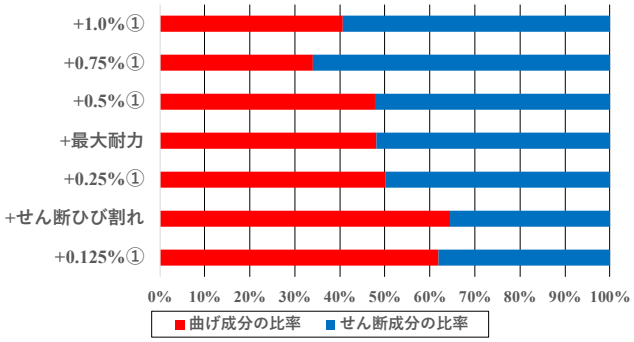
PRC24~26 は杭種を PRC 杭とした試験体で，それぞれの試験体は PRC24 が引張軸力下，PRC25 が中圧縮軸力下，PRC26 が高圧縮軸力下でシアスパン比は全て 2.1 となっている。

PRC26 では殆どのサイクルでせん断成分が 50%を上回っており，せん断による変形が支配的であったと言える。PRC25 および PRC24 ではひび割れ発生以前のサイクルでは曲げ成分が 60%以上と卓越していたものの，ひび割れ発生以降はせん断成分が徐々に上昇していることから，せん断による変形が支配的であったと考えられる。

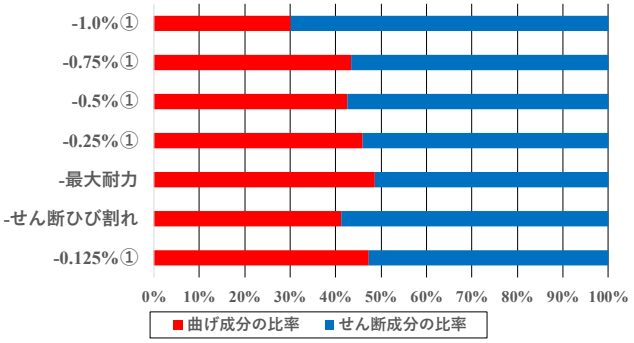
（３）PRC 杭：シアスパン比 1.4（PRC27～PRC29）

PRC27~29 の各サイクル正側 1 回目ピークおよび最大耐力，せん断ひび割れ発生時の変形分離の結果を以下の図 3.3.15 に示す。PRC27~29 は杭種を PRC 杭とした試験体で，それぞれの試験体は PRC27 が引張軸力下，PRC28 が中圧縮軸力下，PRC29 が高圧縮軸力下でシアスパン比は全て 1.4 となっている。

PRC29 では殆どのサイクルでせん断成分が 50%以上となっていることからせん断変形が支配的であったと考えられる。PRC27 および PRC28 では初期のサイクルではせん断成分が 50%以上となっているものの，サイクルの進行に伴って，正側では曲げ成分の増加が，負側ではせん断成分の増加がそれぞれ確認された。

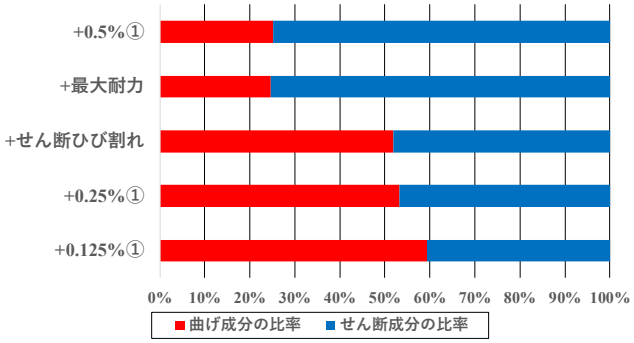


【正側サイクル】

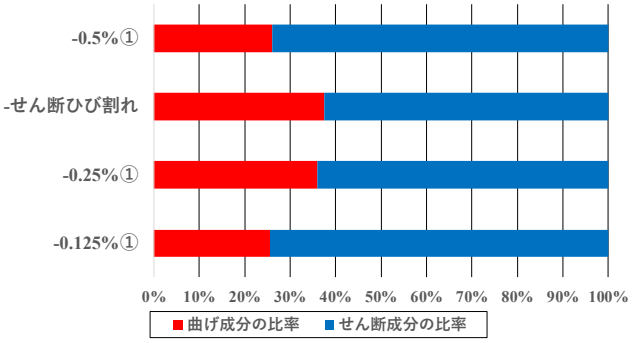


【負側サイクル】

(A) PHC18

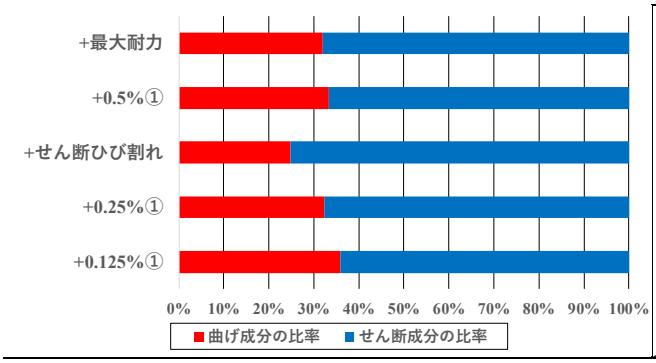


【正側サイクル】

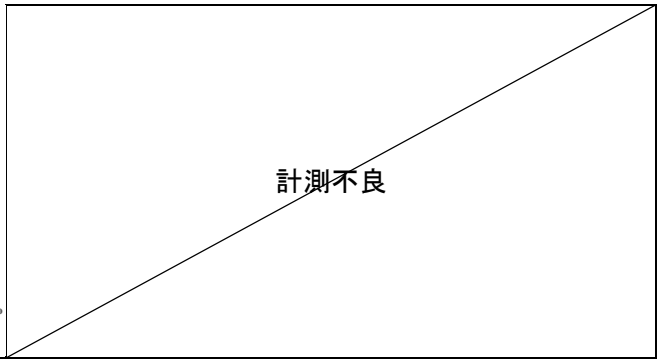


【負側サイクル】

(B) PHC19



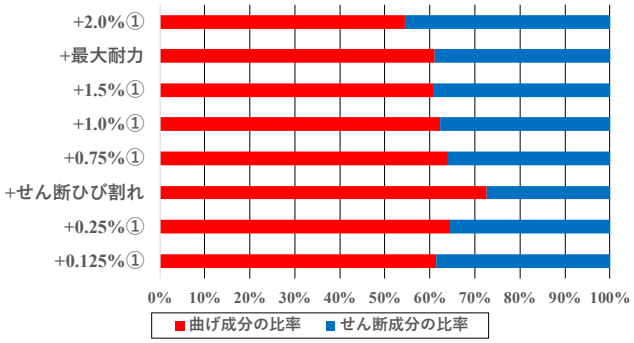
【正側サイクル】



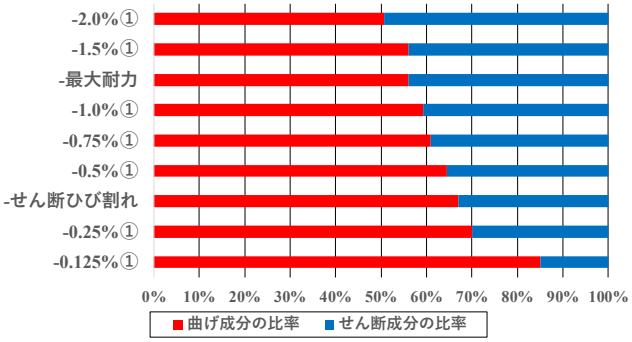
【負側サイクル】

(C) PHC20

図 3.3.13　PHC 杭の変形分離の結果（PHC18～PHC20）

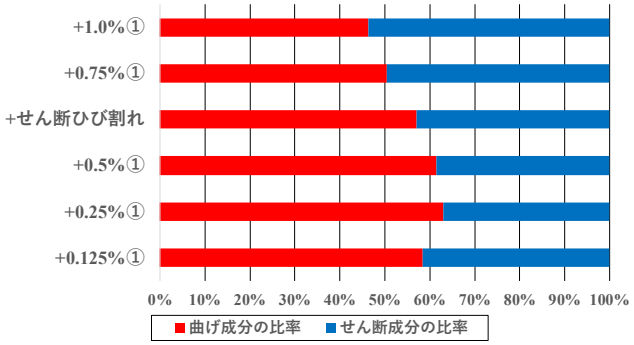


【正側サイクル】

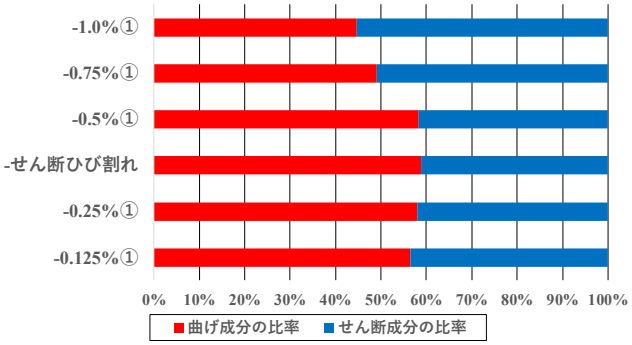


【負側サイクル】

(A) PRC24

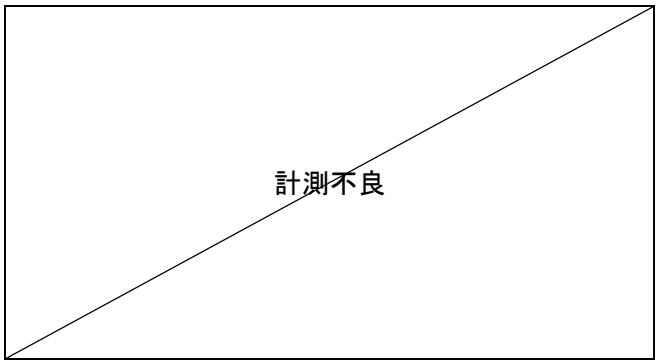


【正側サイクル】

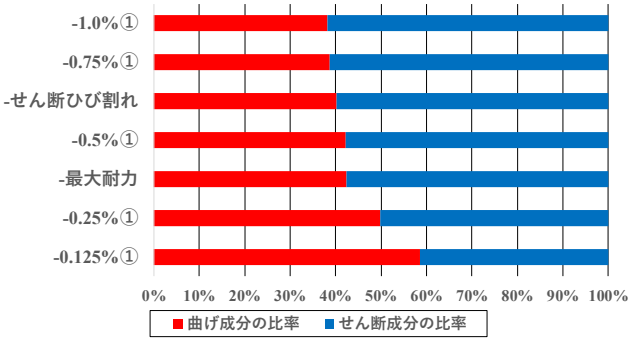


【負側サイクル】

(B) PRC25



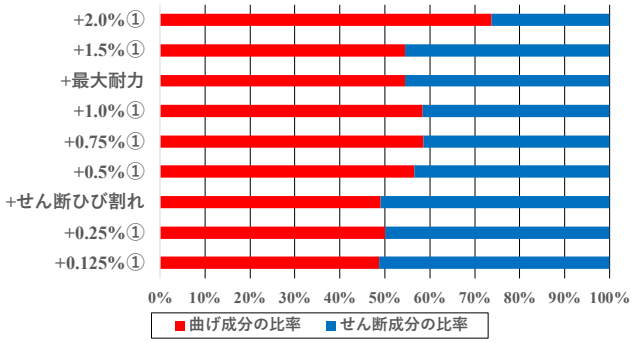
【正側サイクル】



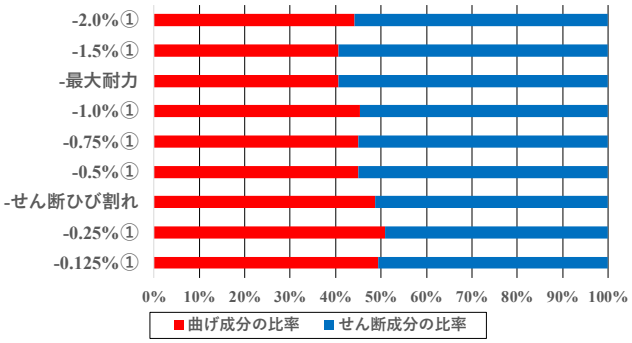
【負側サイクル】

(C) PRC26

図 3.3.14　PRC 杭：シアスパン比 2.1 の変形分離の結果（PRC24～PRC26）

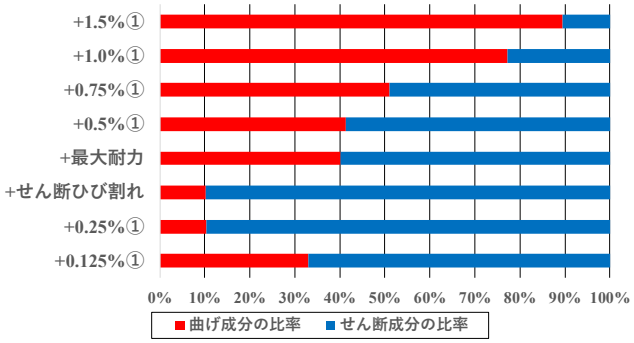


【正側サイクル】

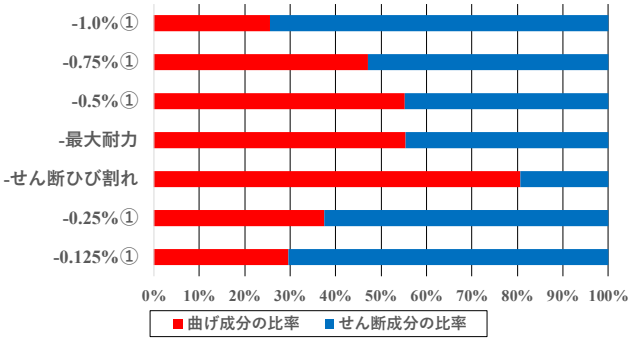


【負側サイクル】

(A) PRC27

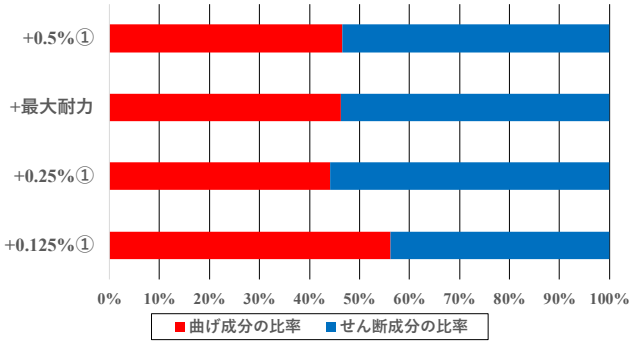


【正側サイクル】

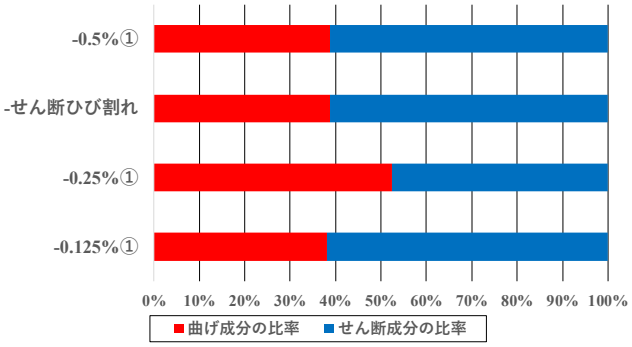


【負側サイクル】

(B) PRC28



【正側サイクル】



＊【負側サイクル】

(C) PRC29

＊　負側最大耐力は-0.5%ピークと同時

図 3.3.15　PRC 杭：シアスパン比 1.4 の変形分離の結果（PRC27～PRC29）

3.3.4 ひずみの推移

（１）プレストレスによる初期ひずみ

本実験では杭体試験体内部の PC 鋼材・らせん筋および異形鉄筋にひずみゲージを貼り付けひずみの計測を実施した。この時，プレストレス導入時に生じるひずみ（以下，初期ひずみ）の影響を考慮し，計測を試験体製造時（プレストレス導入前），試験体完成時のそれぞれで行い，それらの計測値の差分を初期ひずみとした。

表 3.3.2 から**表 3.3.4** に PC 鋼棒・異形鉄筋・らせん筋の初期ひずみを示す。杭種を PHC 杭とした試験体では同一の PC 鋼棒に貼り付けたひずみゲージの初期ひずみのバラつきが最大 4%未満と小さい為，すべてのひずみゲージの初期ひずみを計測による初期ひずみの平均値に揃え，これに実験時に発生したひずみの増分を加えることでひずみの推移を求めた。

表 3.3.2　実測した PC 鋼棒の初期ひずみ

試験体名	上側PC鋼棒					下側PC鋼棒					標準偏差		平均ひずみ
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10			
	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(%)	(μ)
PHC18	3233	3309	~~1974~~	3248	3305	3366	~~2790~~	3148	3214	3302	64	2.0	3266
PHC19	3546	3624	3814	3716	3648	3540	3448	3471	3495	3345	131	3.7	3565
PHC20	3339	3281	3353	3380	3278	3634	3497	3340	3547	3424	112	3.3	3407
PRC24	4440	4501	4411	4685	4672	4900	4536	4529	4675	4723	142	3.1	4607
PRC25	-	-	4859	3995	-	4756	4717	4484	4829	4618	277	6.0	4608
PRC26	4135	3834	4842	4656	4808	4828	4488	4711	5030	4478	344	7.5	4581
PRC27	4708	4950	4912	4821	4784	4831	-	5017	5160	5414	206	4.2	4955
PRC28	4584	4611	4513	4645	4914	3702	4212	4794	4750	4699	332	7.3	4542
PRC29	4191	4058	4383	~~3189~~	3910	3590	~~3021~~	3939	3488	~~3302~~	293	7.4	3937

＊斜線部は平均値から除外している

表 3.3.3　実測した異形鉄筋の初期ひずみ

試験体名	上側PC鋼棒					下側PC鋼棒					標準偏差		平均ひずみ
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10			
	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(%)	(μ)
PHC18	3233	3309	~~1974~~	3248	3305	3366	~~2790~~	3148	3214	3302	64	2.0	3266
PHC19	3546	3624	3814	3716	3648	3540	3448	3471	3495	3345	131	3.7	3565
PHC20	3339	3281	3353	3380	3278	3634	3497	3340	3547	3424	112	3.3	3407
PRC24	4440	4501	4411	4685	4672	4900	4536	4529	4675	4723	142	3.1	4607
PRC25	-	-	4859	3995	-	4756	4717	4484	4829	4618	277	6.0	4608
PRC26	4135	3834	4842	4656	4808	4828	4488	4711	5030	4478	344	7.5	4581
PRC27	4708	4950	4912	4821	4784	4831	-	5017	5160	5414	206	4.2	4955
PRC28	4584	4611	4513	4645	4914	3702	4212	4794	4750	4699	332	7.3	4542
PRC29	4191	4058	4383	~~3189~~	3910	3590	~~3021~~	3939	3488	~~3302~~	293	7.4	3937

＊斜線部は平均値から除外している

表 3.3.4　実測したらせん筋の初期ひずみ

試験体名	らせん筋				標準偏差		平均ひずみ
	S1	S2	S3	S4			
	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(μ)	(%)	(μ)
PHC18	9	-215	~~-1693~~	~~5735~~	112	108.7	-103
PHC19	122	-99	65	4	82	-356.0	23
PHC20	-429	-280	-247	-234	78	26.1	-298
PRC24	-26	-114	-4	359	181	-336.7	54
PRC25	-32	-1	-9	-71	27	96.2	-28
PRC26	143	181	14	-173	138	-335.3	41
PRC27	21	-401	-419	-531	210	63.2	-333
PRC28	-250	-142	-117	-168	50	29.5	-169
PRC29	-1	-344	162	147	204	2262.6	-9

＊斜線部は平均値から除外している

杭種を PRC 杭とした試験体では，同一の PC 鋼棒・異形鉄筋に貼り付けているひずみゲージにおいても初期ひずみの値に大きな差がみられた。そこで PC 鋼材および異形鉄筋の初期ひずみを計算によって求め，それに実験時に発生したひずみの増分を加えることでひずみの推移を求めた。

らせん筋は全ての試験体で実測による初期ひずみに大きなバラつきが生じたことから，プレストレス導入による影響は小さく無視できるものと仮定し，すべての試験体で初期ひずみを 0 に揃え，それに実験時に発生したひずみの増分を加えることでひずみの推移を求めた。

1）初期ひずみの計算方法

有効プレストレス，PC 鋼材の初期ひずみの計算方法を以下に示す。計算方法は JIS A 5337[3-6]を参考に（**式 3.7**）～（**式 3.13**）を用いた。また，コンクリートのクリープ係数，乾燥収縮，プレストレス導入時のヤング係数，PC 鋼材の初期引張応力度，純リラクセーションの値は，試験体を製造した各工場の実測値を用いた。また，**図 3.16** に PC 鋼棒の初期ひずみの計算手順を示す。

① プレストレス導入直後の PC 鋼材の引張応力度 σ_{pt} (N/mm^2)

$$\sigma_{pt} = \frac{\sigma_{pi}}{1 + n' \dfrac{A_p}{A_c + (E_d/E_c')A_d}} \qquad \text{（式 3.7）}$$

但し，

σ_{pi} : PC 鋼材の初期引張応力度 (N/mm^2)
A_p : PC 鋼材の断面積 (mm^2)
A_c : コンクリートの断面積 (mm^2)
n’ : プレストレス導入時の PC 鋼材とコンクリートの弾性係数比 (E_p/E_c’)
E_p : PC 鋼材の弾性係数 (N/mm^2)
E_c’ : プレストレス導入時のコンクリートの弾性係数 (N/mm^2)

PRC 杭の計算においてコンクリートと異形鉄筋がプレストレスによって同量の圧縮ひずみを受けるとし，A_cに代わり$A_c + (E_d/E_c')A_d$を用いた。PHC 杭では異形鉄筋の断面積を 0 として計算を行っている。

E_d : 異形鉄筋の弾性係数 (N/mm^2)
A_d : 異形鉄筋の断面積 (mm^2)

② PC 鋼材のリラクセーションによる引張応力度の減少量$\Delta\sigma_\gamma$ (N/mm^2)

$$\Delta\sigma_\gamma = \gamma_0\left(\sigma_{pt} - 2\Delta\sigma_{p\psi}\right) \qquad \text{（式 3.8）}$$

但し，

γ_0 : PC 鋼材の純リラクセーション
$\Delta\sigma_{p\phi}$: コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材の引張応力度の減少量

③ コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材の引張応力度の減少量$\Delta\sigma_{p\phi}$ (N/mm^2)

$$\Delta\sigma_{p\psi} = \frac{n\psi\sigma_{cpt} + E_p\varepsilon_s}{1 + n\dfrac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}}\left(1 + \dfrac{\psi}{2}\right)} \qquad \text{（式 3.9）}$$

但し，

σ_{cpt}　：プレストレス導入直後のプレストレス (N/mm^2)

$$\sigma_{cpt} = \frac{\sigma_{pt} A_p}{A_c}$$

n　　: PC 鋼材とコンクリートの弾性係数比 (E_p/E_c)

ϕ　　：コンクリートのクリープ係数

ε_s　：コンクリートの乾燥収縮度

E_p　　: PC 鋼材の弾性係数 (N/mm^2)

E_c　　：コンクリートの弾性係数 (N/mm^2)

④　PC 鋼材の有効引張応力度 σ_{pe} (N/mm^2)

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p\psi} - \Delta\sigma_{\gamma} \qquad \text{（式 3.10）}$$

有効プレストレス σ_{ce} (N/mm^2)

$$\sigma_{ce} = \frac{\sigma_{pe} A_p}{A_c + (E_d/E_c) A_d} \qquad \text{（式 3.11）}$$

①と同様，PRC 杭では異形鉄筋の影響を考慮し，A_cに代わり$A_c + (E_d/E_c)A_d$を用い，PHC 杭では異形鉄筋の断面積を 0 として計算を行った。

⑤　PC 鋼材のひずみ ε_p

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{pe} + \Delta\sigma_{\gamma}}{E_p} \qquad \text{（式 3.12）}$$

ひずみを求める際は，PC 鋼材の実際の応力度にリラクセーションによる減退分を加えてから弾性係数で除して算出した。

⑥　異形鉄筋・コンクリートの初期ひずみ ε_c

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{ce}}{E_c} \qquad \text{（式 3.13）}$$

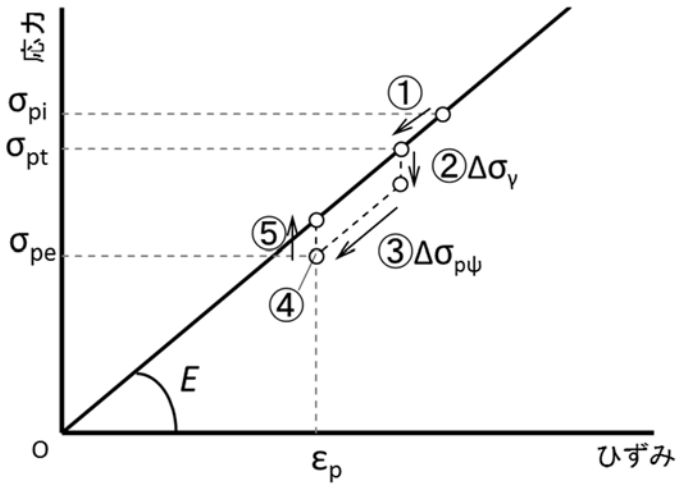


図 3.16　PC 鋼棒初期ひずみの計算手順

2）初期ひずみの計算結果

初期ひずみの計算結果および計算過程を**表 3.3.5** から**表 3.3.7** に示す。PRC 杭では多くの試験体で計算によって求めた PC 鋼棒の初期ひずみと，実測した初期ひずみの誤差が最大 16%程度に収まっていたことから，初期ひずみを計算によりおおむね良好に評価できていると考えられる。このため，本実験で実施した杭種を PRC 杭とした試験体で，計算による初期ひずみに実験時のひずみ増分を加算した値を本実験におけるひずみの推移とした。一方で，PHC 杭では計算による初期ひずみと計測による初期ひずみの差が大きく，計算による初期ひずみでは過大評価となることから，計測による初期ひずみを用いることとする。

表 3.3.5　計算から求めた初期ひずみ

試験体名	PC鋼棒			異形鉄筋	
	実測 平均ひずみ (μ)	計算ひずみ (μ)	実測/計算 (μ)	実測 平均ひずみ (μ)	計算ひずみ (μ)
PHC18	3266	4095	0.80	-	-
PHC19	3565	4122	0.86	-	-
PHC20	3407	4076	0.84	-	-
PRC24	4607	4668	0.99	-529	-140
PRC25	4608	4677	0.99	-631	-135
PRC26	4581	4680	0.98	-728	-130
PRC27	4955	4702	1.05	-378	-131
PRC28	4542	4673	0.97	-424	-133
PRC29	3937	4696	0.84	-247	-134

表 3.3.6　計算による初期ひずみの計算過程（PHC 杭）

	製造社　杭種		JP_PHC_C		
	試験体名		PHC18	PHC19	PHC20
	旧試験体名		JP3 PHC_C_1_T2	JP2 PHC_C_1_02	JP1 PHC_C_1_04
	製造日		9/27	9/27	9/26
	試験日		10/26	10/22	11/9
	材齢	(日)	29	25	44
	材齢	(週)	4.1	3.6	6.3
コンクリート	直径 D	(mm)	400	400	400
	肉厚 tc	(mm)	76.1	77.3	75.5
	ヤング係数 Ec	(N/mm2)	4.91.E+04	4.87.E+04	5.04.E+04
	プレストレス導入時のヤング係数 Ec’	(N/mm2)	4.58.E+04	4.58.E+04	4.58.E+04
	断面積 Ac	(mm2)	76436	77366	75929
PC鋼材	ヤング係数 Ep	(N/mm2)	197900	197900	197900
	PC鋼材の本数		10	10	10
	(1本の)断面積	(mm2)	100	100	100
	断面積 Ap	(mm2)	1000	1000	1000
有効プレストレス	初期緊張荷重 P	(kN)	911	911	911
①	PC鋼材の初期緊張応力 σ_{pi}	(N/mm2)	911	911	911
①	PS導入時の弾性係数比 n’		4.3	4.3	4.3
①	PS導入直後のPC鋼材応力 σ_{pt}	(N/mm2)	862	863	862
	PS導入直後のプレストレス σ_{cpt}	(N/mm2)	11.3	11.2	11.4
	弾性係数比 n		4.0	4.1	3.9
	クリープ係数 ψ		0.43	0.41	0.47
	乾燥収縮ひずみ ε_s		0.00018	0.00016	0.00019
③	クリープ，乾燥収縮による減退量 $\Delta\sigma_{p\psi}$	(N/mm2)	51.8	47.1	55.3
	PC鋼材の純リラクセーション γ_o		0.028	0.028	0.028
②	リラクセーションによる減退量 $\Delta\sigma_{\gamma}$	(N/mm2)	21.2	21.5	21.0
④	有効引張応力度 $\sigma_{pe}=\sigma_{pt}-\Delta\sigma_{p\psi}-\Delta\sigma_{\gamma}$	(N/mm2)	789	794	786
	有効プレストレス σ_{ce}	(N/mm2)	10.32	10.26	10.35
⑤	PC鋼材のひずみを求めるための応力 $\sigma_{pe}+\Delta\sigma_{\gamma}$	(N/mm2)	810.4	815.7	806.7
	実験開始時のPC鋼材のひずみ ε	(μ)	4095	4122	4076

実測値	P1	(μ)	3233	3546	3339
	P2	(μ)	3309	3624	3281
	P3	(μ)	1974	3814	3353
	P4	(μ)	3248	3716	3380
	P5	(μ)	3305	3648	3278
	P6	(μ)	3366	3540	3634
	P7	(μ)	2790	3448	3497
	P8	(μ)	3148	3471	3340
	P9	(μ)	3214	3495	3547
	P10	(μ)	3302	3345	3424
	緑色だけの平均	(μ)	3266	3565	3407
	実測/計算		0.797	0.865	0.836

表 3.3.7　計算による初期ひずみの計算過程（PRC 杭）

	製造社　杭種		MA_PRC_IV					
	試験体名		PRC24	PRC25	PRC26	PRC27	PRC28	PRC29
	旧試験体名		05 CPRC_IV_2_T1	04 CPRC_IV_2_02	06 CPRC_IV_2_03	01 CPRC_IV_1_T3	08 CPRC_IV_1_02	09 CPRC_IV_1_05
	製造日		9/21	9/21	9/26	9/27	9/29	10/20
	試験日		11/2	10/28	11/4	10/20	11/11	11/16
	材齢	(日)	42	37	39	23	43	27
	材齢	(週)	6	5.3	5.6	3.3	6.1	3.9
コンクリート	直径 D	(mm)	400	400	400	400	400	400
	肉厚 tc	(mm)	81.2	80.65	83.35	80.6	83.4	83.7
	ヤング係数 Ec	(N/mm2)	4.72.E+04	4.95.E+04	5.04.E+04	5.14.E+04	4.91.E+04	4.85.E+04
	プレストレス導入時のヤング係数 Ec’	(N/mm2)	45700	45700	45700	45700	45700	45700
	断面積 Ac	(mm2)	78405	77994	79995	77956	80032	80251
PC鋼材	ヤング係数 Ep	(N/mm2)	199300	199300	199300	199300	199300	199300
	PC鋼材の本数		8	8	8	8	8	8
	(1本の)断面積	(mm2)	78.5	78.5	78.5	78.5	78.5	78.5
	断面積 Ap	(mm2)	628	628	628	628	628	628
異形鉄筋	ヤング係数 Ep	(N/mm2)	189000	189000	189000	189000	189000	189000
	異形鉄筋の本数		8	8	8	8	8	8
	(1本の)断面積	(mm2)	286.5	286.5	286.5	286.5	286.5	286.5
	断面積 Ap	(mm2)	2292	2292	2292	2292	2292	2292
有効プレストレス	初期緊張荷重 P	(kN)	624	624	624	624	624	624
①	PC鋼材の初期緊張応力 σ_{pi}	(N/mm2)	994	994	994	994	994	994
①	PS導入時の弾性係数比 n’		4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4
①	PS導入直後のPC鋼材応力 σ_{pt}	(N/mm2)	964	963	964	963	964	964
	PS導入直後のプレストレス σ_{cpt}	(N/mm2)	6.9	6.9	6.8	6.9	6.8	6.7
	弾性係数比 n		4.2	4.0	4.0	3.9	4.1	4.1
	クリープ係数 ψ		0.488	0.482	0.484	0.453	0.488	0.468
	乾燥収縮ひずみ ε_s		0.000102	0.000096	0.000098	0.000076	0.000103	0.000082
③	クリープ，乾燥収縮による減退量 $\Delta\sigma_{p\psi}$	(N/mm2)	33.3	31.3	31.5	26.4	32.8	28.3
	PC鋼材の純リラクセーション γ_o		0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
②	リラクセーションによる減退量 $\Delta\sigma_\gamma$	(N/mm2)	9.9	9.9	9.9	10.0	9.9	10.0
④	有効引張応力度 $\sigma_{pe}=\sigma_{pt}-\Delta\sigma_{p\psi}-\Delta\sigma_\gamma$	(N/mm2)	920	922	923	927	921	926
	有効プレストレス σ_{ce}	(N/mm2)	6.6	6.7	6.5	6.7	6.5	6.5
⑤	PC鋼材のひずみを求める為の応力 $\sigma_{pe}+\Delta\sigma_\gamma$	(N/mm2)	930.3	932.1	932.6	937.1	931.3	935.9
	実験開始時のPC鋼材のひずみ	(μ)	4668	4677	4680	4702	4673	4696
実測値 (PC鋼材)	P1	(μ)	4440	-	4135	4708	4584	4191
	P2	(μ)	4501	-	3834	4950	4611	4058
	P3	(μ)	4411	4859	4842	4912	4513	4383
	P4	(μ)	4685	3995	4656	4821	4645	3189
	P5	(μ)	4672	-	4808	4784	4914	3910
	P6	(μ)	4900	4756	4828	4831	3702	3590
	P7	(μ)	4536	4717	4488	-	4212	3021
	P8	(μ)	4529	4484	4711	5017	4794	3939
	P9	(μ)	4675	4829	5030	5160	4750	3488
	P10	(μ)	4723	4618	4478	5414	4699	3302
	緑色だけの平均	(μ)	4607	4608	4581	4955	4542	3937
	実測/計算		0.987	0.985	0.979	1.054	0.972	0.838

（２）PC 鋼材・らせん筋・異形鉄筋のひずみ

以下に，各試験体の PC 鋼棒・らせん筋および異形鉄筋のひずみの進展挙動を示す。値は各載荷サイクル 1 周目ピーク時のものである。

1）PHC 杭（PHC18～PHC20）

図 3.3.17 から**図 3.3.19** に PHC 杭 3 体の PC 鋼棒およびらせん筋の載荷サイクル各ピーク時の代表変形角とひずみの関係を示す。

PHC18～20 では PC 鋼棒はすべての試験体で降伏には至らなかった。また，同一の PC 鋼棒に張り付けた５枚のひずみゲージの値は載荷点が最も大きく変動し，載荷区間中央付近ではひび割れ発生以前はほとんど変動がなかった。上下端 PC 鋼棒で同一の位置に張り付けたひずみゲージの値を比較した場合，正負対称に同様の挙動を示していた。

らせん筋はひび割れ発生以前ではひずみの変動がほとんど発生しておらず，ひび割れがひずみゲージの貼り付け位置付近まで進展すると共に急激にひずみが発生していた。PHC20 では材料試験結果による降伏ひずみには至らなかったものの，最終破壊時はらせん筋の破断が確認されている。一方で，らせん筋の各ひずみゲージの値では，材料試験結果による降伏ひずみには到達していないことから，ひび割れ発生箇所周辺で局所的にひずみが進展し，他の部分ではひずみの進展が鈍くなっていたことが考えられる。

2）PRC 杭：シアスパン比 2.1（PRC24～PRC26）

図 3.3.20 から**図 3.3.24** に，シアスパン比 2.1 とした PRC 杭 3 体の PC 鋼棒およびらせん筋と異形鉄筋の載荷サイクル各ピーク時の代表変形角とひずみの関係を示す。

シアスパン比を 2.1 に大きくした PRC24～26 では，圧縮軸力下の試験体では PC 鋼棒の降伏には至らなかった。引張軸力下の PRC24 で±0.75%サイクル時 PC 鋼棒の引張降伏が確認された。PHC 杭と同様に同一の PC 鋼棒に張り付けた５枚のひずみゲージの値は載荷点が最も大きく変動し，載荷区間中央付近ではひび割れ発生以前はほとんど変動がなかった。また，弾性域内では上下端 PC 鋼棒で同一の位置に張り付けたひずみゲージの値を比較した場合，正負対称に同様の挙動を示していた。

らせん筋では，すべての試験体で降伏に達していた。ひび割れ発生以前ではひずみの変動がほとんど発生せず，ひび割れがひずみゲージの貼り付け位置付近まで進展すると共に急激にひずみが発生していた。

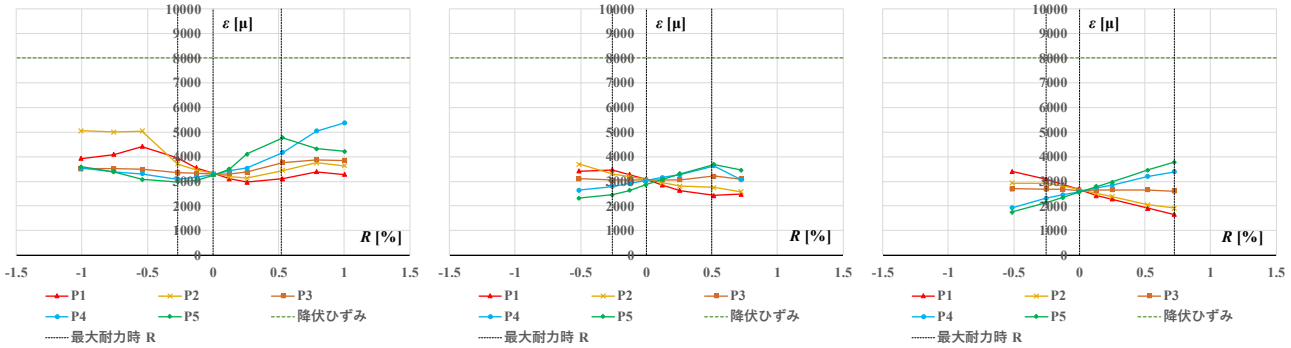
異形鉄筋ではプレストレスによる初期ひずみのバラつきが大きく，軸力導入後に圧縮側の降伏値に至っているひずみゲージもあった。また，PC 鋼棒と同様に同一の異形鉄筋に張り付けた５枚のひずみゲージの値は載荷点が最も大きく変動し，載荷区間中央付近ではひび割れ発生以前はほとんど変動がなかった。引張軸力下の PRC24 では引張降伏到達以降，ひずみの増加率が変化し急激にひずみが増加しているのに対して,，圧縮軸力下の PRC25 および PRC26 ではひび割れ発生等以前に圧縮降伏に達したものの以降もひずみの増加率に変化は見られなかった。

3）PRC 杭：シアスパン比 1.4（PRC27～PRC29）

図 3.3.25 から**図 3.3.29** に，シアスパン比 1.4 とした PRC 杭 3 体の PC 鋼棒およびらせん筋と異形鉄筋の載荷サイクル各ピーク時の代表変形角とひずみの関係を示す。

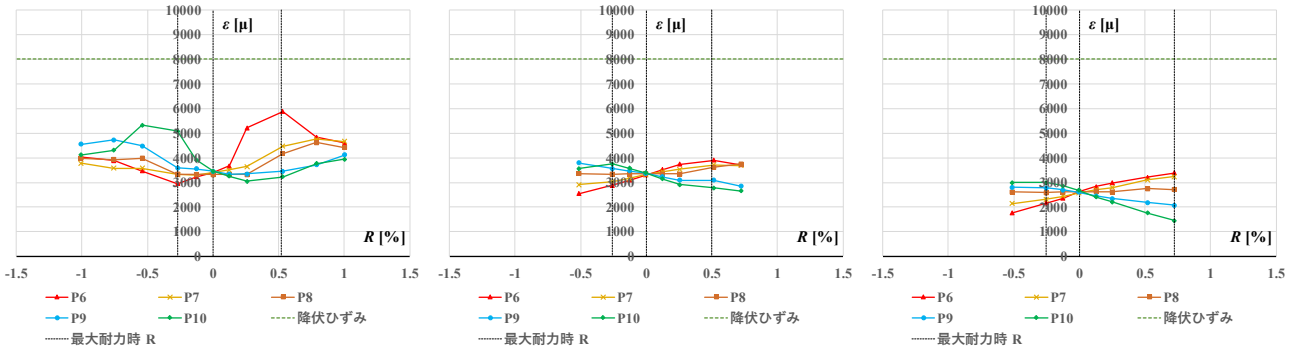
シアスパン比を 1.4 と短くした PRC27～29 では，圧縮軸力下の PRC28 および PRC29 では PC 鋼棒の降伏には至らなかった。引張軸力下の PRC27 で正側 1.0%サイクル時，負側 0.75%サイクル時に PC 鋼棒の引張降伏が確認された。PHC 杭と同様に同一の PC 鋼棒に張り付けた５枚のひずみゲージの値は載荷点が最も大きく変動し，載荷区間中央付近ではひび割れ発生以前はほとんど変動がなかった。また，弾性域内では上下端 PC 鋼棒で同一の位置に張り付けたひずみゲージの値を比較した場合，正負対称に同様の挙動を示していた。

らせん筋では，すべての試験体で降伏に達していた。ひび割れ発生以前ではひずみの変動がほとんど発生せず，ひび割れがひずみゲージの貼り付け位置付近まで進展すると共に急激にひずみが発生していた。



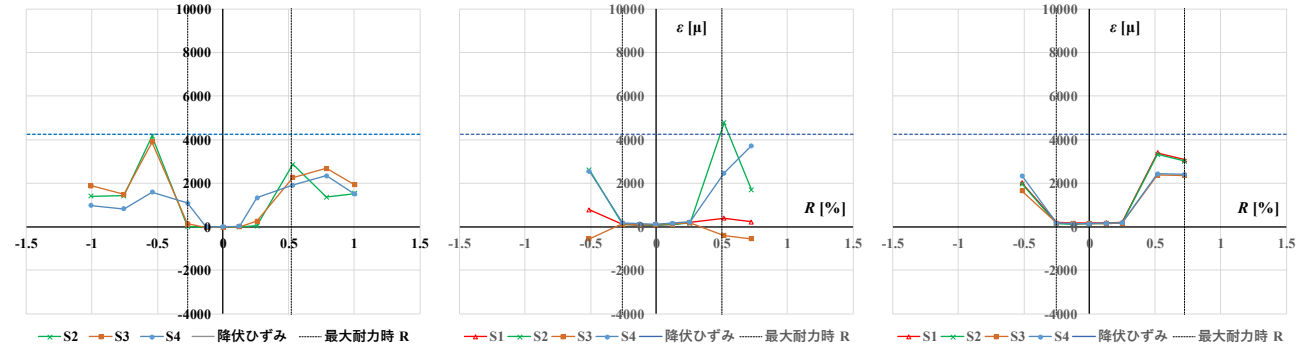
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.17　上端 PC 鋼棒：PHC 杭



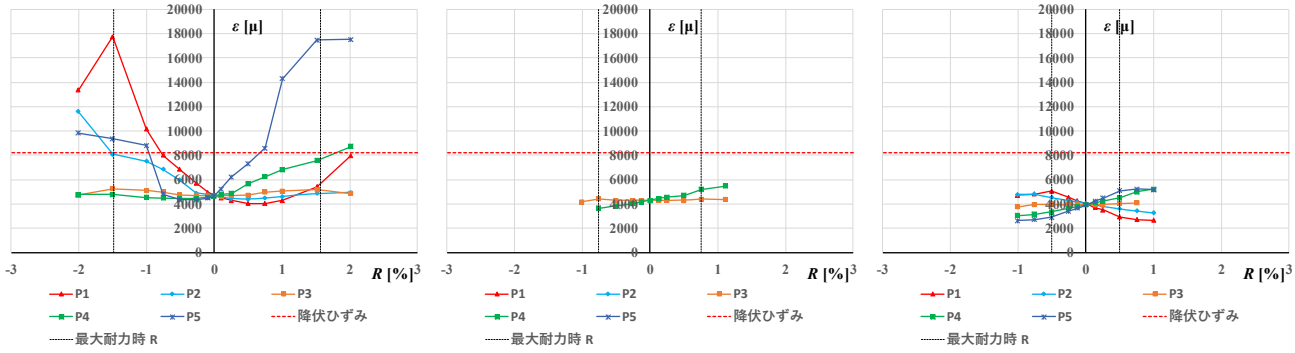
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.18　下端 PC 鋼棒：PHC 杭



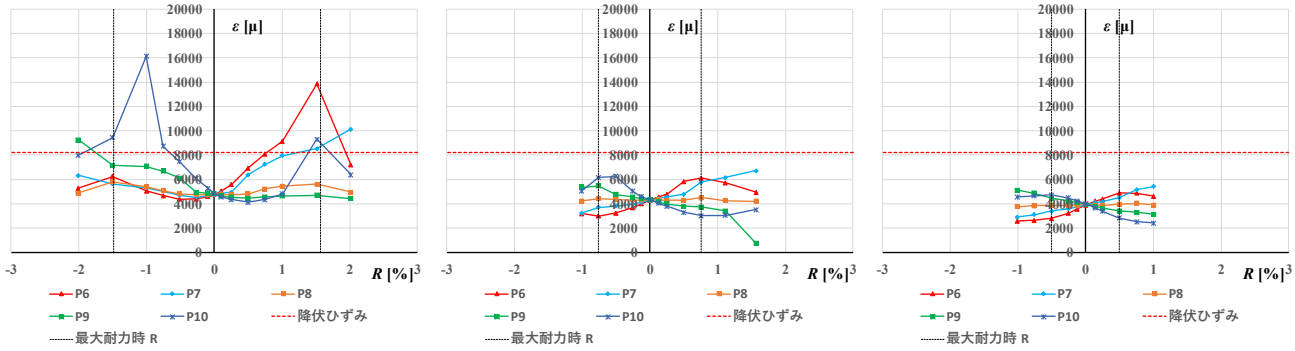
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.19　らせん筋：PHC 杭



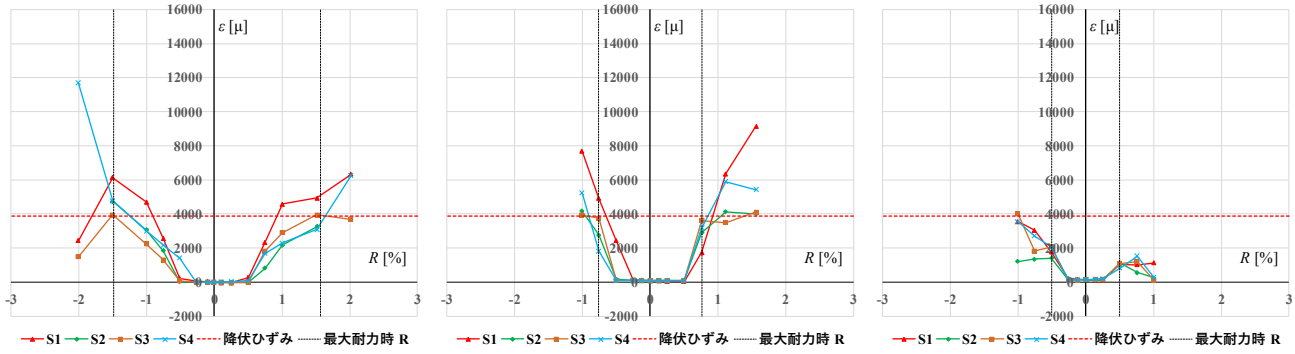
(a)PRC24　(b)PRC25　(c)PRC26

図 3.3.20　上端 PC 鋼棒：PRC 杭：シアスパン比 2.1



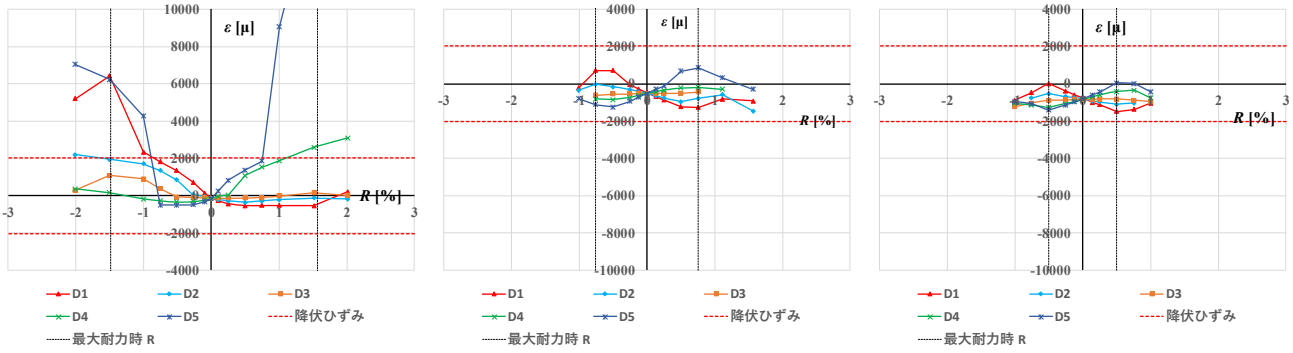
(a)PRC24　(b)PRC25　(c)PRC26

図 3.3.21　下端 PC 鋼棒：PRC 杭：シアスパン比 2.1



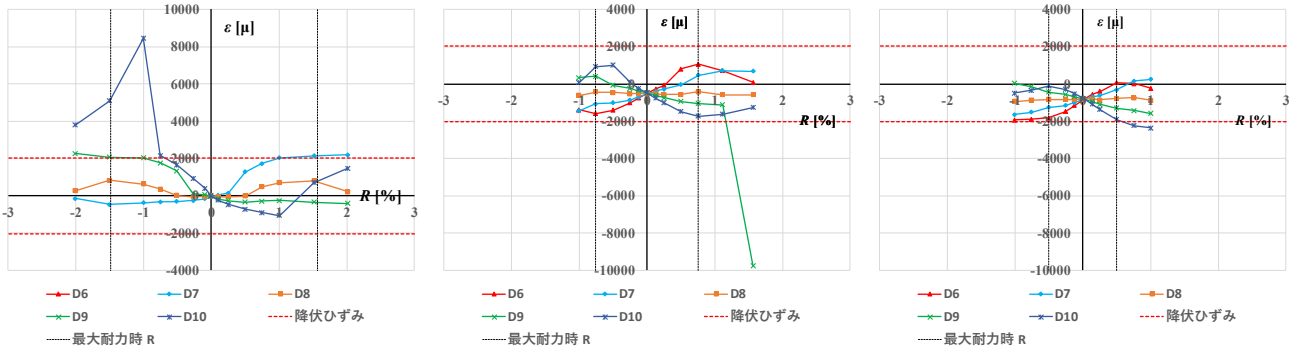
(a)PRC24　(b)PRC25　(c)PRC26

図 3.3.22　らせん筋：PRC 杭：シアスパン比 2.1



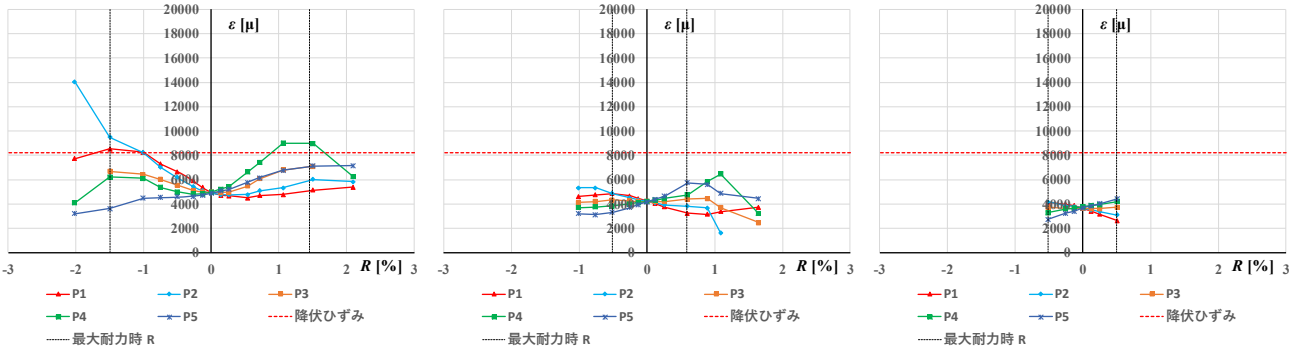
(a)PRC24　(b)PRC25　(c)PRC26

図 3.3.23　上端異形鉄筋：PRC 杭：シアスパン比 2.1



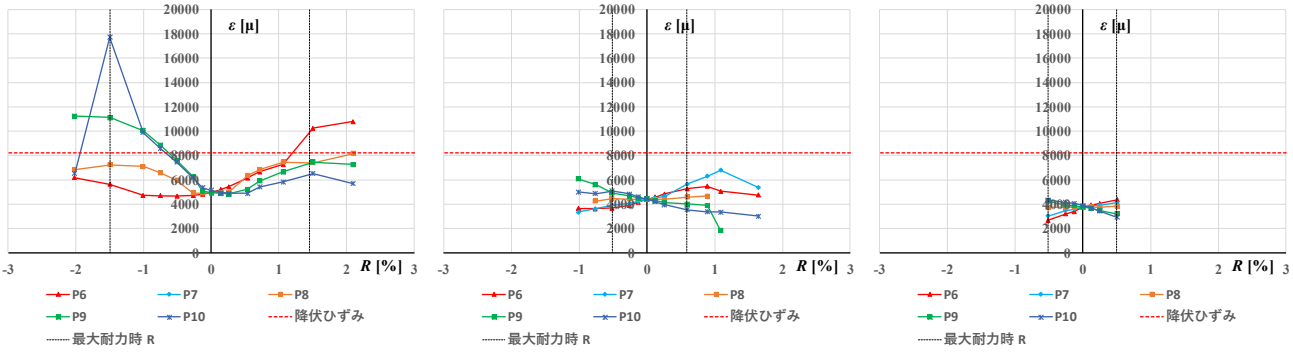
(a)PRC24　(b)PRC25　(c)PRC26

図 3.3.24　下端異形鉄筋：PRC 杭：シアスパン比 2.1



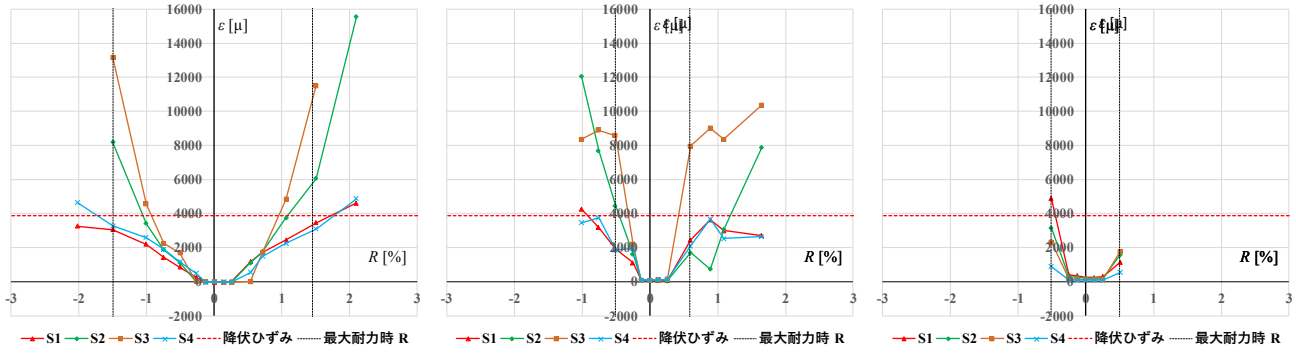
(d)PRC27　(e)PRC28　(f)PRC29

図 3.3.25　上端 PC 鋼棒：PRC 杭：シアスパン比 1.4



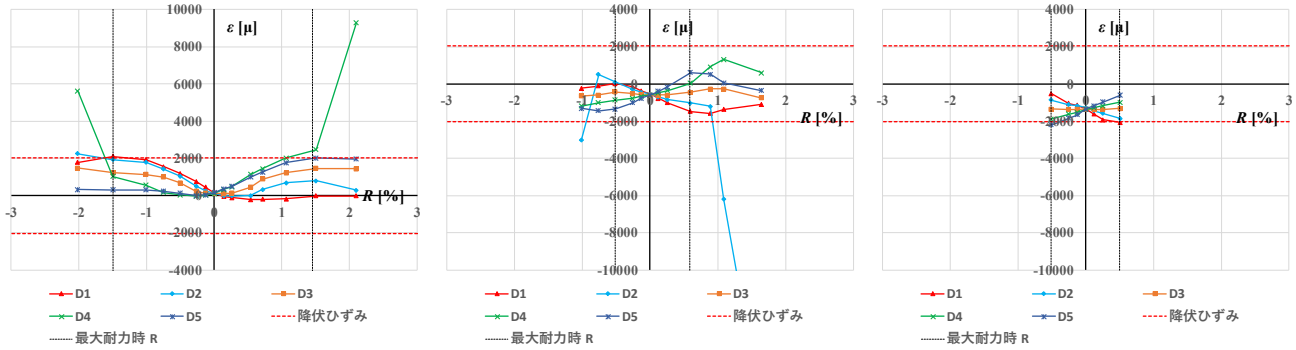
(d)PRC27　(e)PRC28　(f)PRC29

図 3.3.26　下端 PC 鋼棒：PRC 杭：シアスパン比 1.4



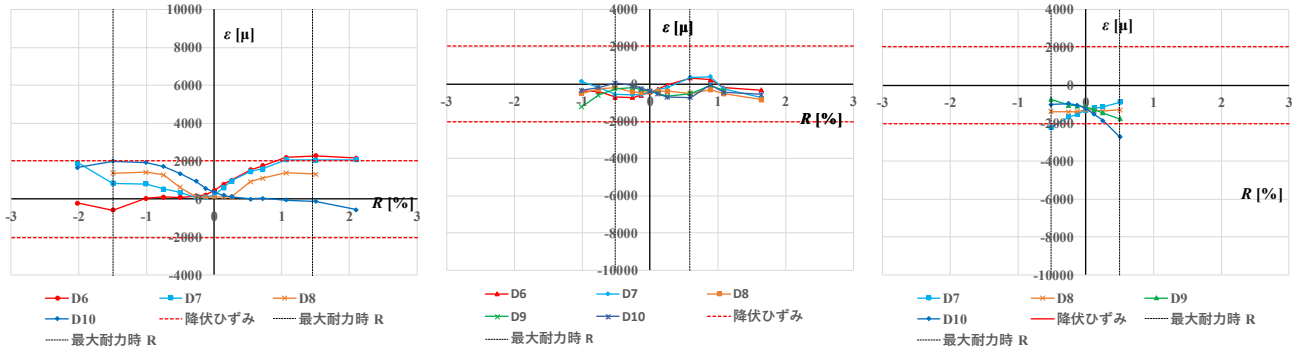
(d)PRC27　(e)PRC28　(f)PRC29

図 3.3.27　らせん筋：PRC 杭：シアスパン比 1.4



(d)PRC27　(e)PRC28　(f)PRC29

図 3.3.28　上端異形鉄筋：PRC 杭：シアスパン比 1.4



(d)PRC27　(e)PRC28　(f)PRC29

図 3.3.29　下端異形鉄筋：PRC 杭：シアスパン比 1.4

（３）コンクリートの主ひずみ・主応力分布

本実験では，3.2 節の**図 3.2.12** および**図 3.2.13** に示したように，試験対象区間の杭体表面中央の中立軸付近に３軸コンクリートひずみゲージを貼り付け計測を行った。これらの計測結果を用いて，杭体表面中立軸付近での主応力および杭体軸方向からの主応力の角度を算出した。

1）計算方法

主応力および杭体軸方向からの主応力の角度の計算方法を以下に示す。また，プレストレスによるコンクリートの初期ひずみを考慮し補正を行った。コンクリートのヤング係数，ポアソン比は材料試験値を用いた。

・プレストレスによる初期ひずみの補正

本実験では，**図 3.3.30** に示す方向で３軸コンクリートゲージを貼り付け，各軸方向のゲージから得られたひずみをそれぞれ$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$と定義した。

しかし，これらはプレストレス導入後に貼り付けを行っている為，イニシャル値にはプレストレスによる初期ひずみの影響が反映されていない。

そこで，プレストレスによる３軸の各方向の初期ひずみを計算により算出し，それらの値と実験時のイニシャル値の和を，新たにプレストレスによる初期ひずみを考慮したイニシャル値$\varepsilon_1', \varepsilon_2', \varepsilon_3'$として補正を行い使用した。以下にプレストレスによる各軸方向の初期ひずみの計算方法を示す。

・　初期ひずみを考慮した第 1 軸（水平）ひずみ ε_1'

$$\varepsilon_1' = \varepsilon_1 + \frac{\sigma_{ps}}{E} \qquad \text{（式 3.14）}$$

・　初期ひずみを考慮した第 2 軸（鉛直）ひずみ ε_2'

$$\varepsilon_2' = \varepsilon_2 + \frac{\sigma_{ps} \cdot \nu}{E} \qquad \text{（式 3.15）}$$

・　初期ひずみを考慮した第 3 軸（45 度）ひずみ ε_3'

$$\varepsilon_3' = \varepsilon_3 + \varepsilon_1' \cos\frac{\pi}{4} + \varepsilon_2' \cos\frac{\pi}{4} \qquad \text{（式 3.16）}$$

ただし，

E ：コンクリートのヤング係数　[N/mm^2]

ν：コンクリートのポアソン比

σ_{ps}：有効プレストレス量　[N/mm^2]

・主応力および杭体軸方向からの主応力の角度

主応力および杭体軸方向からの主応力の角度は以下の計算式から求めることができる。

・　最大主応力 σ_{max}

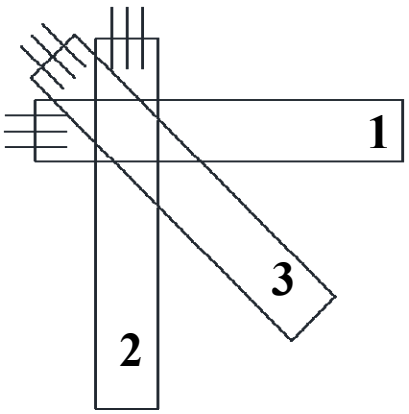
$$\sigma_{max} = \frac{E}{2}\left[\frac{\varepsilon_1' + \varepsilon_2'}{1-\nu} + \frac{1}{1+\nu}\sqrt{2\{(\varepsilon_1' - \varepsilon_3')^2 + (\varepsilon_2' - \varepsilon_3')^2\}}\right] \quad \text{（式 3.17）}$$

・　最小主応力 σ_{min}

$$\sigma_{max} = \frac{E}{2}\left[\frac{\varepsilon_1' + \varepsilon_2'}{1-\nu} - \frac{1}{1+\nu}\sqrt{2\{(\varepsilon_1' - \varepsilon_3')^2 + (\varepsilon_2' - \varepsilon_3')^2\}}\right] \quad \text{（式 3.18）}$$

・　杭体軸方向からの主応力の角度　θ

$$\theta = \frac{1}{2}\tan^{-1}\left\{\frac{2\varepsilon_3' - (\varepsilon_1' + \varepsilon_2')}{\varepsilon_1' - \varepsilon_2'}\right\} \quad \text{（式 3.19）}$$



第 1 軸（水平方向）：ε_1
第 2 軸（鉛直方向）：ε_2
第 3 軸（45°方向）：ε_3

図 3.3.30　3 軸コンクリートゲージの貼り付け方向

2）計算結果

以下に主応力および杭体軸方向からの主応力の角度を算出した結果（以下，実験値）を示す。なおデータの信頼性からひび割れ発生までのデータを対象とした。また，計算結果の妥当性を確認する為，各種杭の実測寸法，実験時の軸方向力およびせん断力からせん断応力度と軸方向応力度を算出し，モールの応力円を用いて計算した主応力および杭体軸方向からの最小主応力の角度（以下，計算値）をオレンジ線で表示している。

(a) PHC 杭（PHC18～PHC20）

PHC18～20 の主応力－代表変形角 R 関係および杭体軸方向からの主応力の角度 θ－代表変形角 R 関係を**図 3.3.31** から**図 3.3.33** に示す。

主応力の角度 θ および最小主応力 σmin においてはすべての試験体で実験値，計算値ともに同様の傾向を示しており良好な評価ができていると考えられる。

一方，最大主応力 σmax については引張軸力下の PHC18 では計算値・実験値ともに同様の傾向を示し

ているのに対し，圧縮軸力下の PHC19 および PHC20 では実験値が計算値を大きく上回る結果となった。

(b) PRC 杭：シアスパン比 2.1（PRC24～PRC26）

PRC24～26 の主応力－代表変形角 R 関係および杭体軸方向からの主応力の角度 θ－代表変形角 R 関係を**図 3.3.34** から**図 3.3.36** に示す。

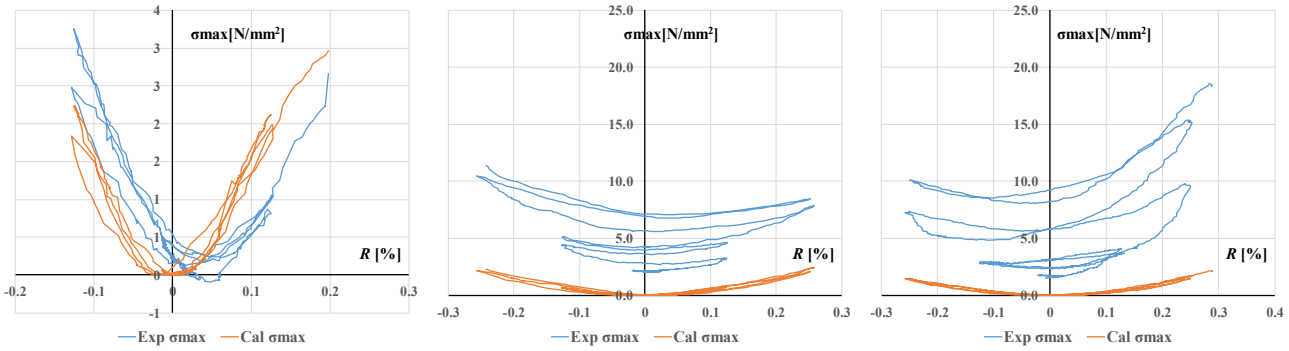
これらの試験体では，最大・最小主応力および杭体軸方向からの主応力の角度の全てで実験値・計算値の整合性が高く良好な評価となった。

(c) PRC 杭：シアスパン比 1.4（PRC27～PRC29）

PRC27～29 の主応力－代表変形角 R 関係および杭体軸方向からの主応力の角度 θ－代表変形角 R 関係を**図 3.3.37** から**図 3.3.39** に示す。

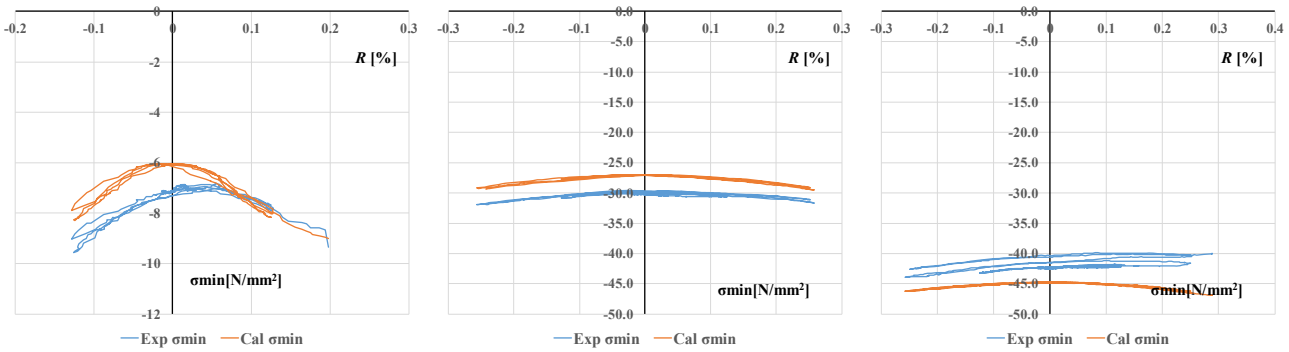
PRC27 では計測制度が悪く，計算値と実験値が大きくずれる結果となった。

一方で，中圧縮軸力下の PRC28 では最大・最小主応力および主応力の角度の全てで計算値と計算値の整合性が高く良好な評価となっている。しかし，高圧縮軸力下の PRC29 では圧縮軸力下の PHC19 および PHC20 と同様に最大主応力で実験値が計算値を大きく上回る結果となった。



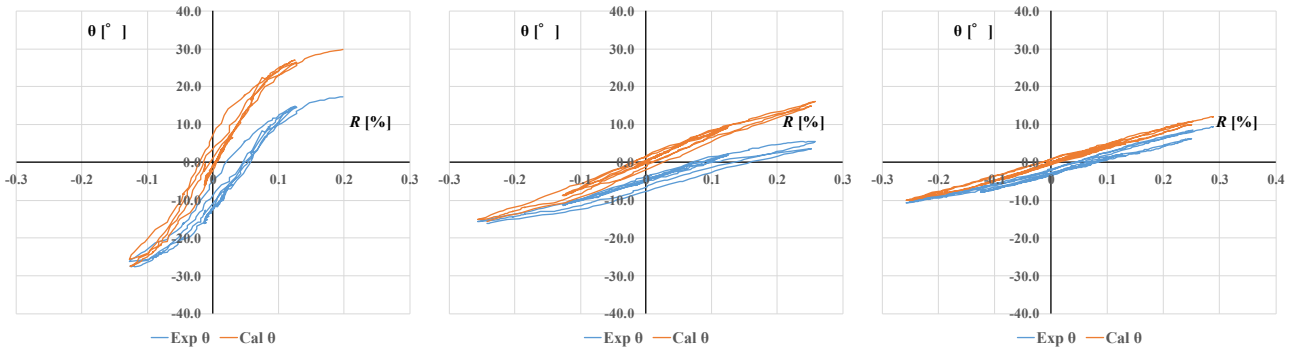
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.31　PHC 杭：最大主応力度σmax－代表変形角 R 関係



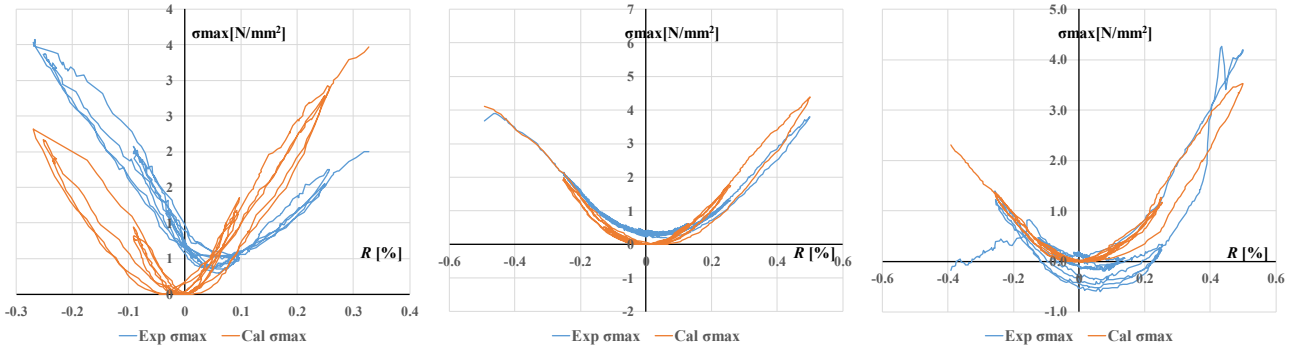
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.32　PHC 杭：最小主応力度σmin－代表変形角 R 関係



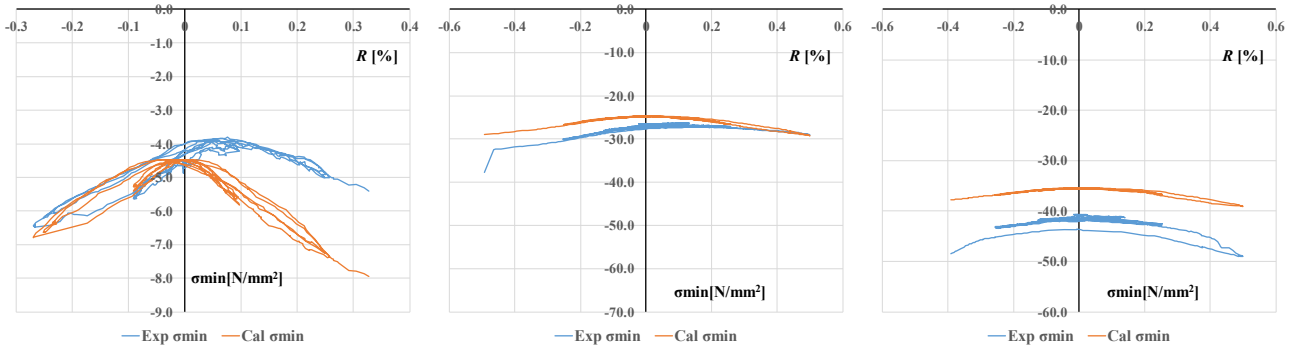
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.33　PHC 杭：杭体軸方向からの最小主応力の角度 θ－代表変形角 R 関係



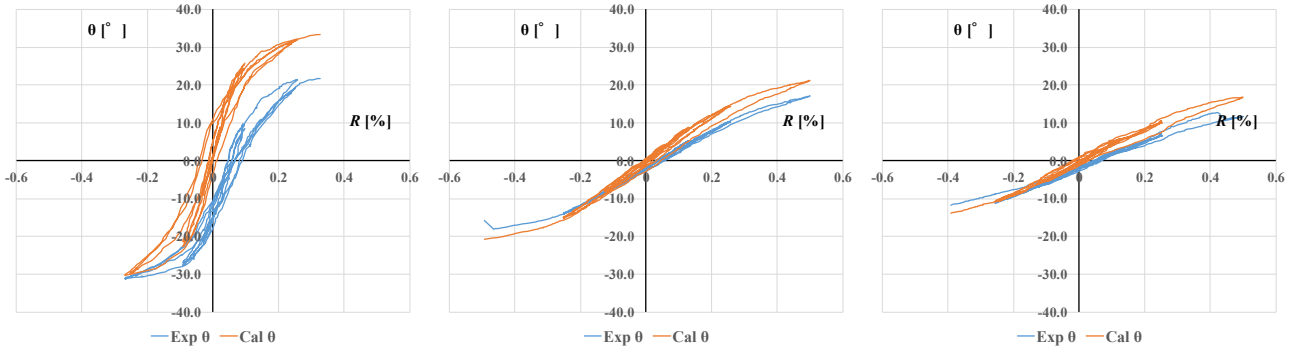
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.34　PRC 杭：シアスパン比 2.1：最大主応力度σmax－代表変形角 R 関係



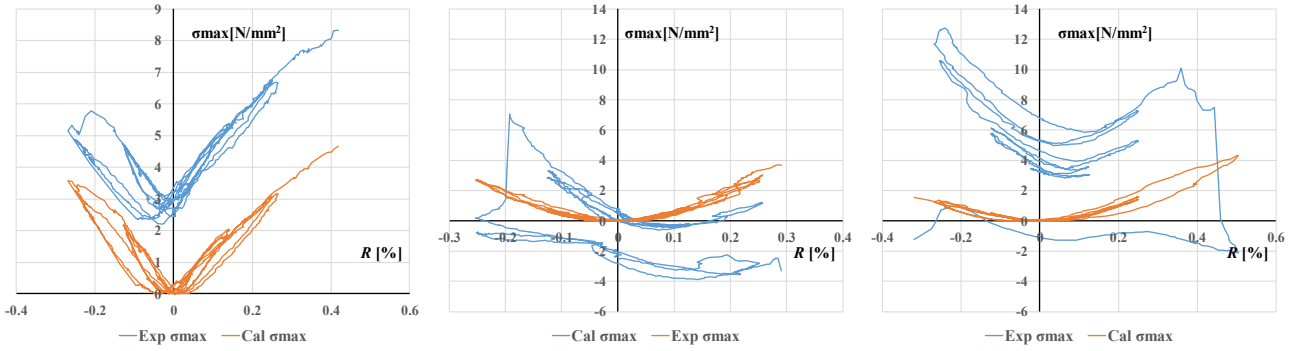
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.35　PRC 杭：シアスパン比 2.1：最小主応力度σmin－代表変形角 R 関係



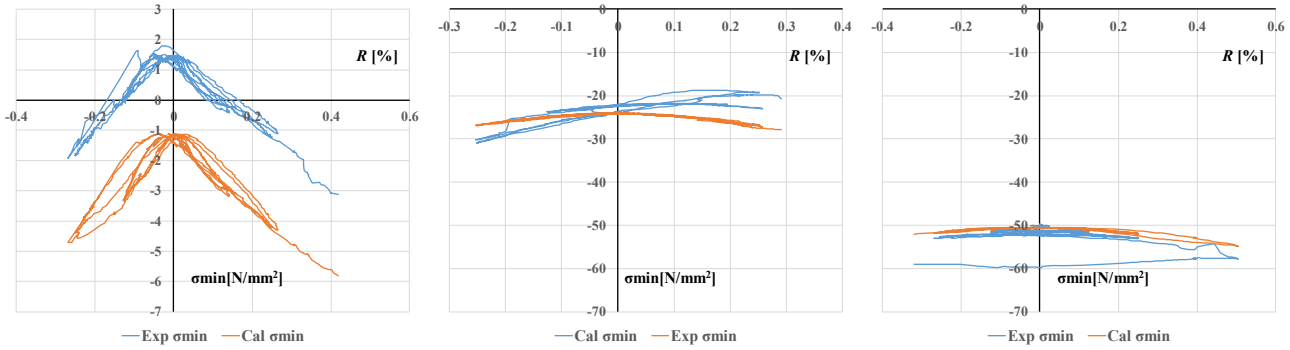
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.36　PRC 杭：シアスパン比 2.1：杭体軸方向からの最小主応力の角度 θ－代表変形角 R 関係



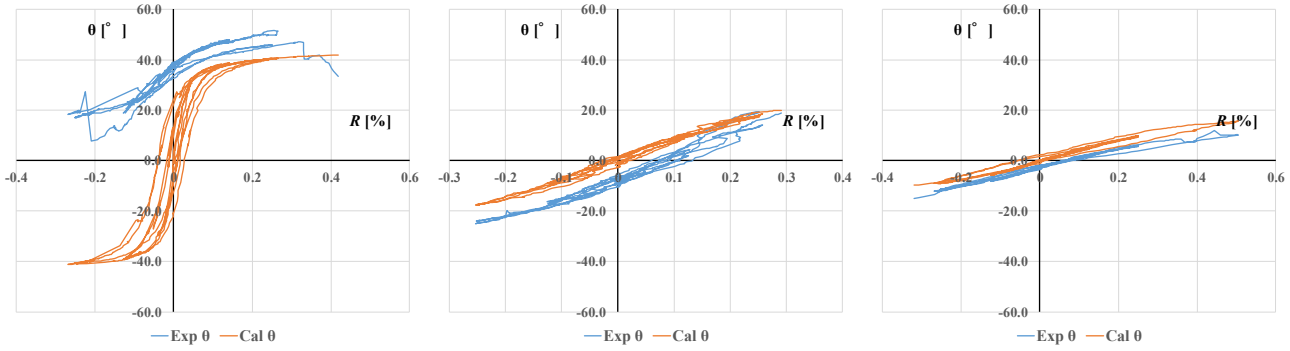
(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.37　PRC 杭：シアスパン比 1.4：最大主応力度σmax－代表変形角 R 関係



(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.38　PRC 杭：シアスパン比 1.4：最小主応力度σmin－代表変形角 R 関係



(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.39　PRC 杭：シアスパン比 1.4：杭体軸方向からの最小主応力の角度 θ －代表変形角 R 関係

3.3.5 PC 鋼材および異形鉄筋の平均付着応力

本実験では，圧縮軸力下の一部の試験体で，杭体の軸方向に対して平行して走る軸方向ひび割れが発生し，PC 鋼棒および異形鉄筋の付着割裂破壊が疑われたことから，PC 鋼棒および異形鉄筋に貼り付けたひずみゲージの計測結果を用いて，杭体内部上下端での PC 鋼棒および異形鉄筋の平均付着応力度の算出を行った。

（１）計算方法

PC 鋼棒および異形鉄筋の平均付着応力度τ_bの計算方法を以下に示す。

$$\tau_b = \frac{(\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n) \cdot E \cdot A_s}{\pi R \cdot L} \qquad \text{（式 3.20）}$$

ただし，

ε_n：PC 鋼棒および異形鉄筋のひずみ [μ]
E ：PC 鋼棒および異形鉄筋のヤング係数 [N/mm^2]
As：PC 鋼棒および異形鉄筋一本当たりの公称断面積 [mm^2]
R ：PC 鋼棒および異形鉄筋の直径 [mm]
L ：ひずみゲージの間隔 [mm]（PRC24～26 では 375mm 間隔，その他は 250mm 間隔）

（２）計算結果

以下に各試験体の PC 鋼棒および異形鉄筋の平均付着応力度τ_bを算出した結果を示す。なおデータの信頼性から PC 鋼棒および異形鉄筋の降伏が発生していない R=±0.5%サイクルまでのデータを対象とした。また，PC 鋼棒および異形鉄筋のヤング係数は材料試験結果を用いている。

1）PHC 杭（PHC18～PHC20）

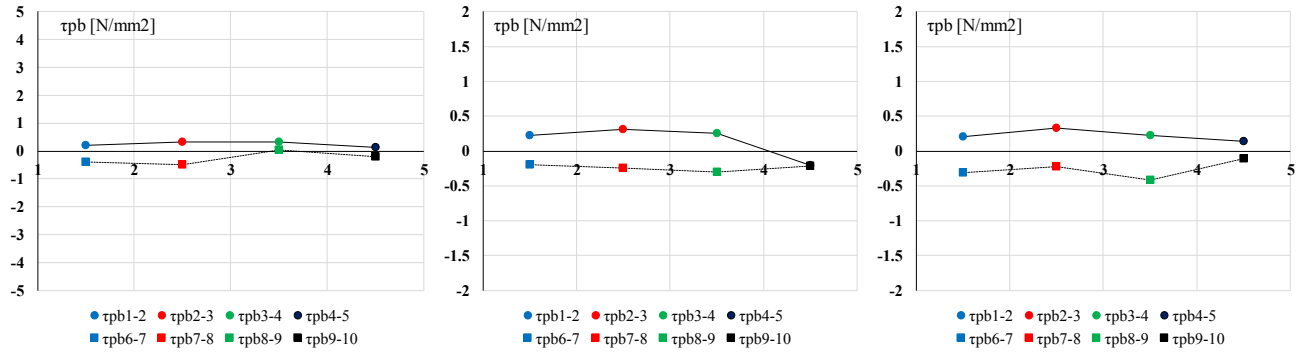
PHC18～20 の平均付着応力度τ_bを**図 3.3.40** から**図 3.3.42** に示す。どの試験体においても変形角の増大と共に平均付着応力度の増加が見られ，軸方向ひび割れ発生後においても付着応力度の低下は確認されなかった。このことから，PC 鋼棒の付着性能は健全に発揮されており付着破壊等は発生しなかったことが確認された。

2）PRC 杭：シアスパン比 2.1（PRC24～PRC26）

PRC24～26 の PC 鋼棒の平均付着応力度τ_{pb}を**図 3.3.43** から**図 3.3.45** に，異形鉄筋の平均付着応力度τ_{db}を**図 3.3.46** から**図 3.3.48** に示す。これらの試験体では PC 鋼棒においては PHC18～20 と概ね同様の傾向が見られ，軸方向ひび割れが発生していた試験体においても付着応力の低下は確認されなかった。また，異形鉄筋の付着応力においても，PC 鋼棒と同様の傾向が見られ，降伏到達に至るまで平均付着応力度の低下は確認されなかったことから，これらの試験体では異形鉄筋においても付着破壊等は確認されなかった。

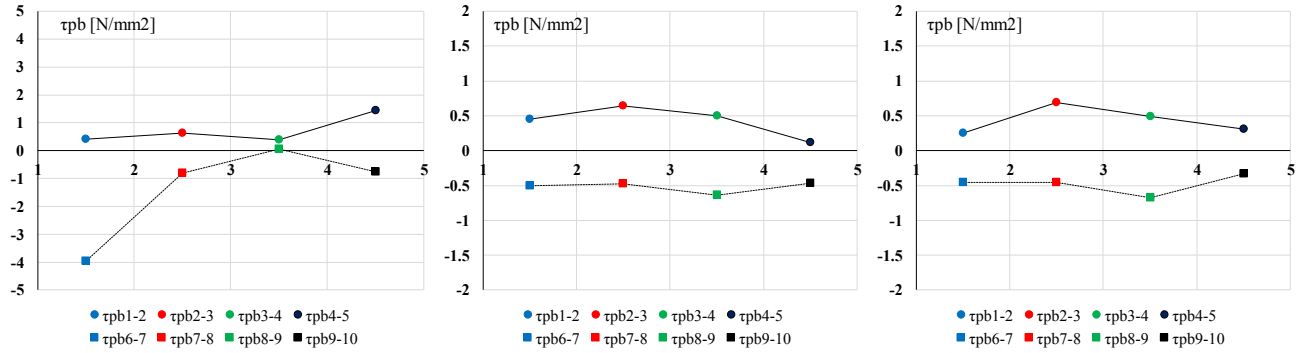
3）PRC 杭：シアスパン比 1.4（PRC27～PRC29）

PRC27～29 の PC 鋼棒の平均付着応力度τ_{pb}を**図 3.3.49** から**図 3.3.51** に，異形鉄筋の平均付着応力度τ_{db}を**図 3.3.52** から**図 3.3.54** 示す。これらの試験体においてもほかの試験体と同様の傾向を示しており，付着性能が低下していた試験体は確認されなかった。



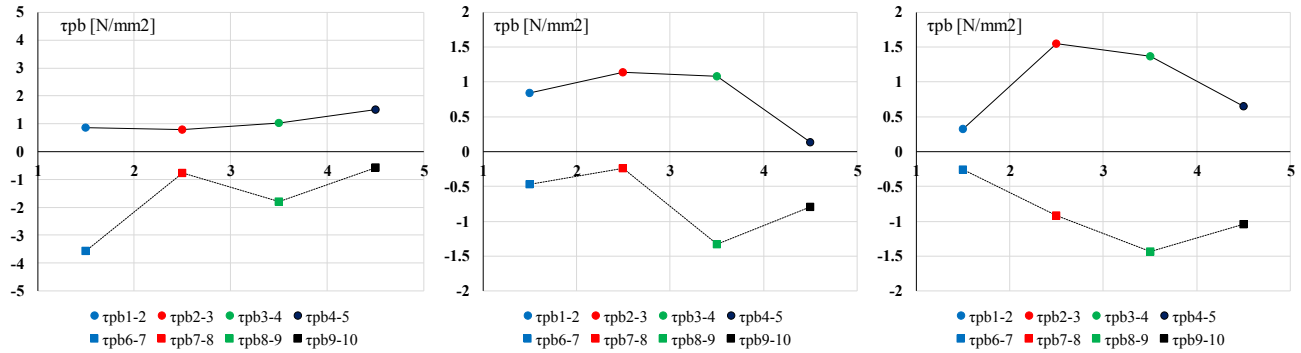
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.40　PHC 杭：+0.125%サイクルピーク時



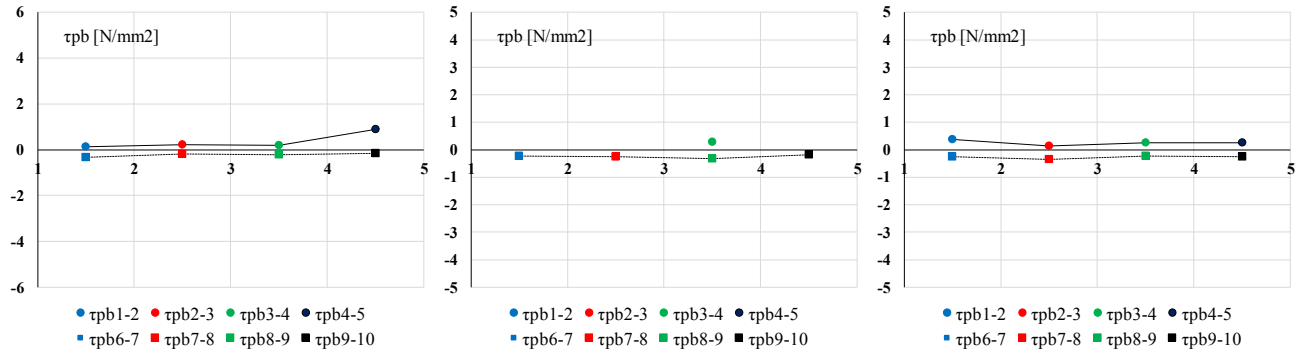
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.41　PHC 杭：+0.25%サイクルピーク時



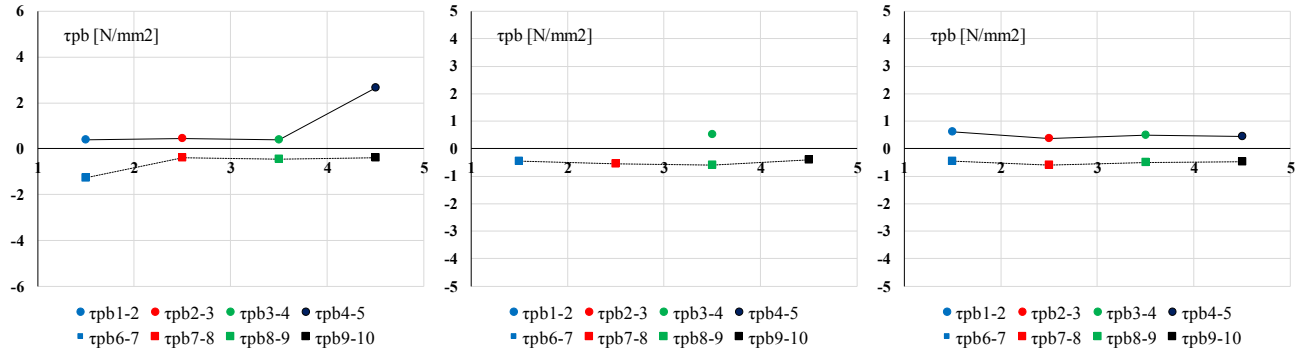
(a) PHC18　(b) PHC19　(c) PHC20

図 3.3.42　PHC 杭：+0.5%サイクルピーク時



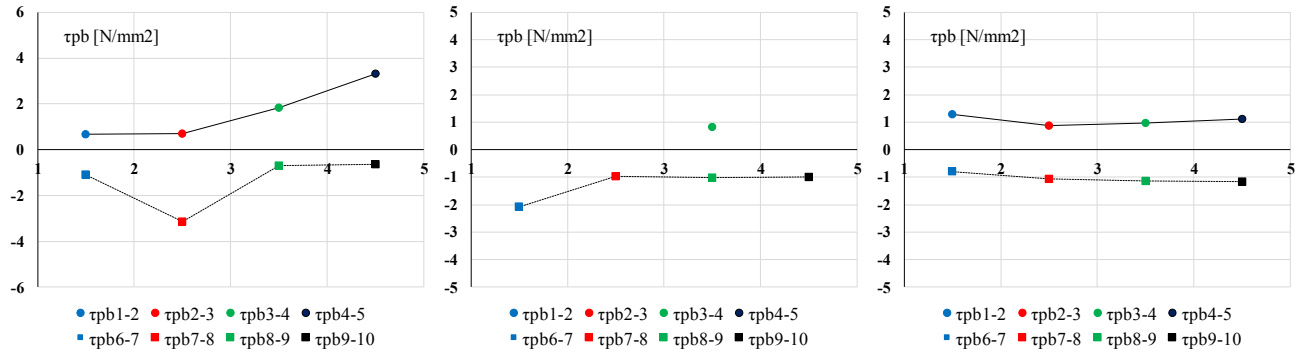
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.43　PRC 杭：シアスパン比 2.1：PC 鋼棒：+0.125%サイクルピーク時



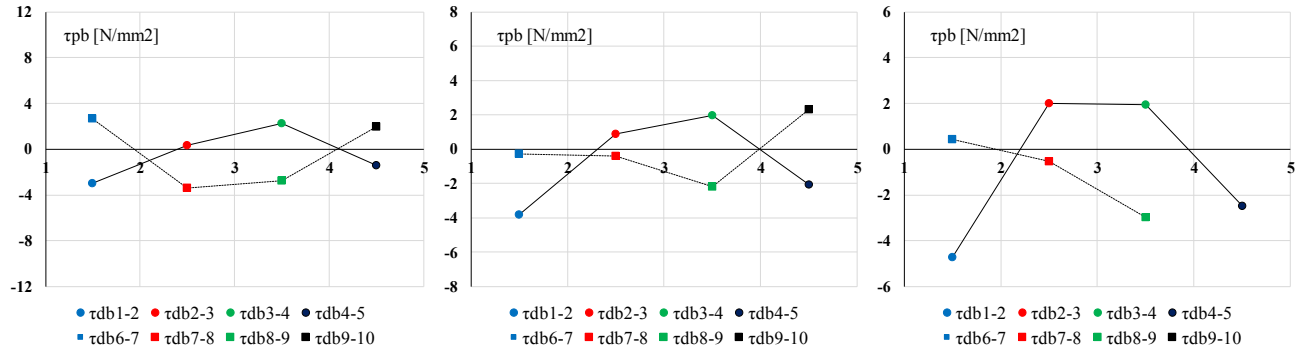
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.44　PRC 杭：シアスパン比 2.1：PC 鋼棒：　+0.25%サイクルピーク時



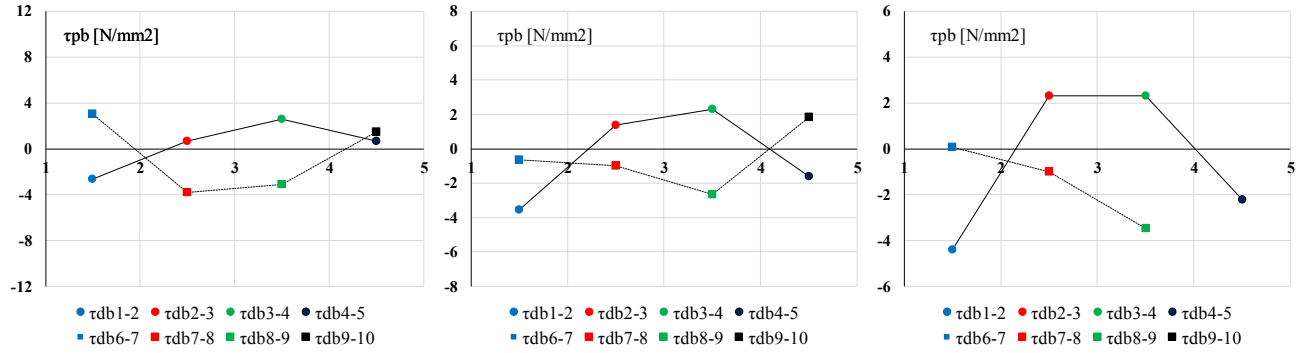
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.45　PRC 杭：シアスパン比 2.1：PC 鋼棒：　+0.5%サイクルピーク時



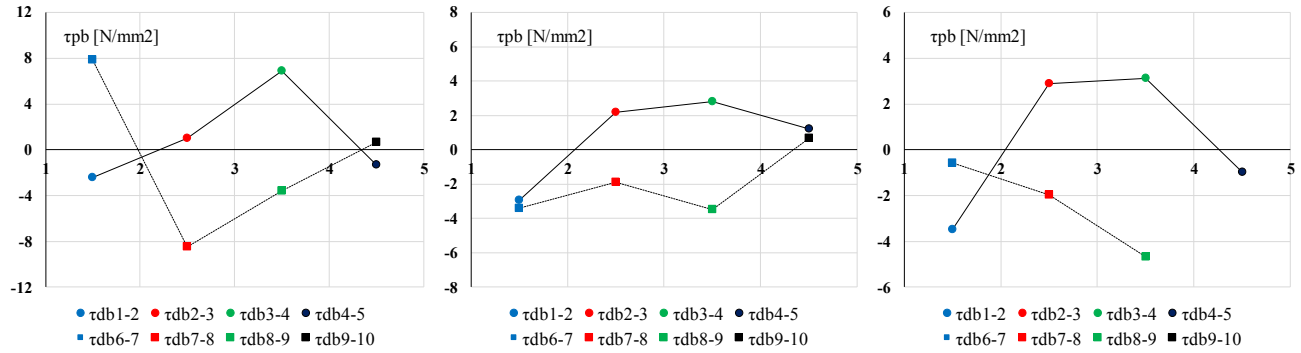
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.46　PRC 杭：シアスパン比 2.1：異形鉄筋：+0.125%サイクルピーク時



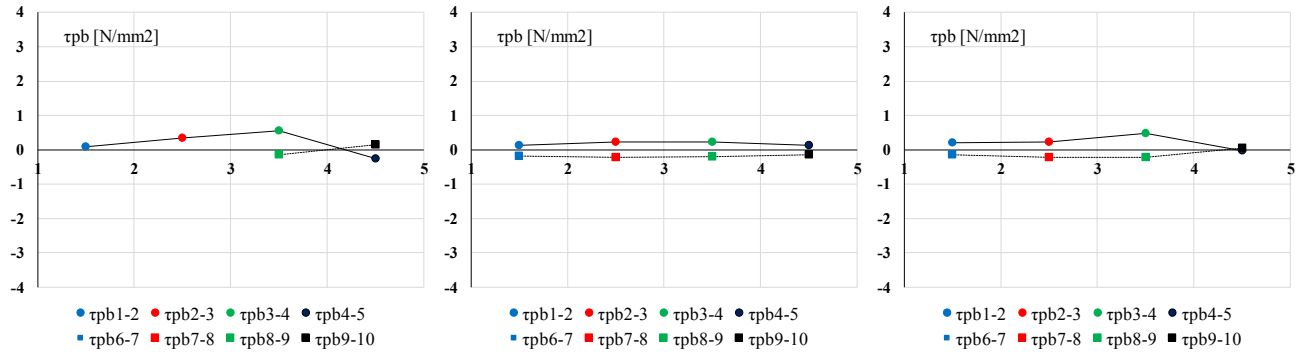
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.47　PRC 杭：シアスパン比 2.1：異形鉄筋：　+0.25%サイクルピーク時



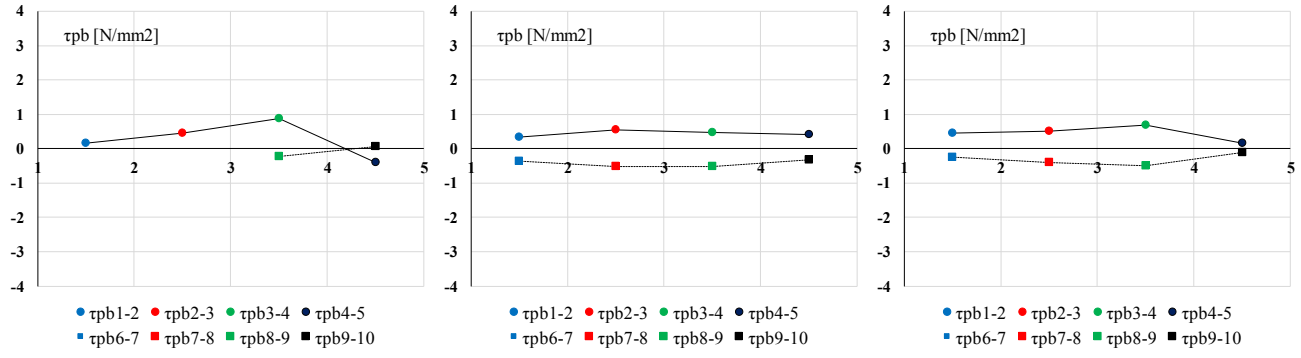
(a) PRC24　(b) PRC25　(c) PRC26

図 3.3.48　PRC 杭：シアスパン比 2.1：異形鉄筋：　+0.5%サイクルピーク時



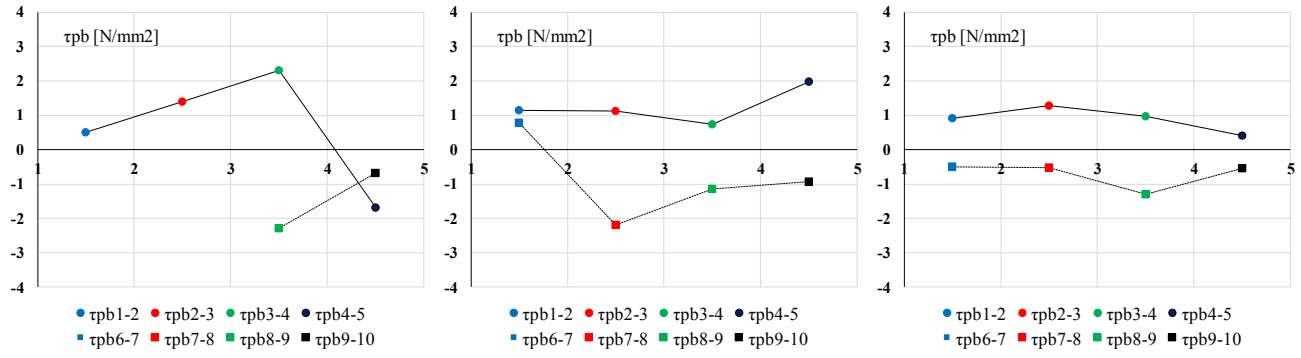
(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.49　PRC 杭：シアスパン比 1.4：PC 鋼棒：+0.125%サイクルピーク時



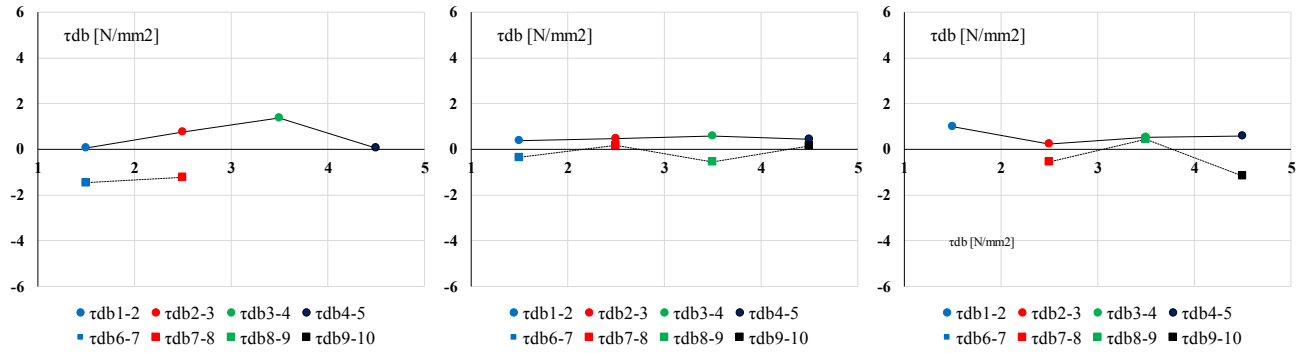
(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.50　PRC 杭：シアスパン比 1.4：PC 鋼棒：　+0.25%サイクルピーク時



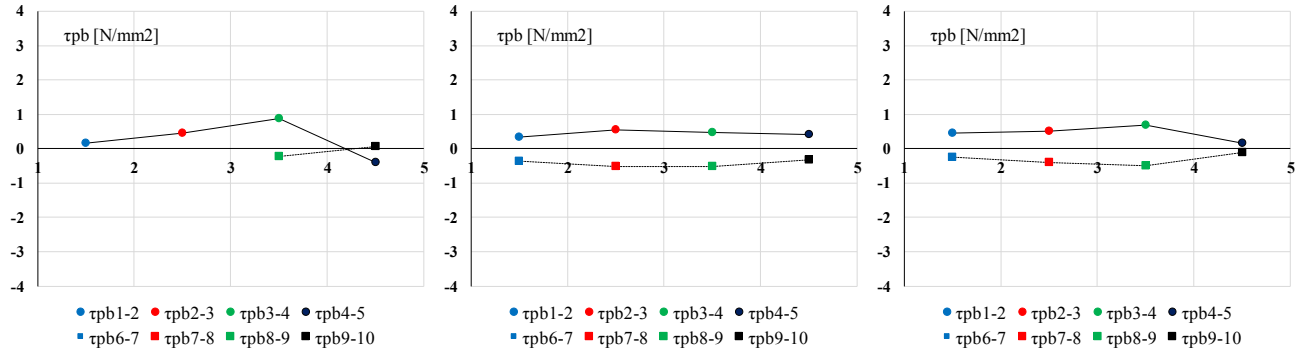
(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.51　PRC 杭：シアスパン比 1.4：PC 鋼棒：　+0.5%サイクルピーク時



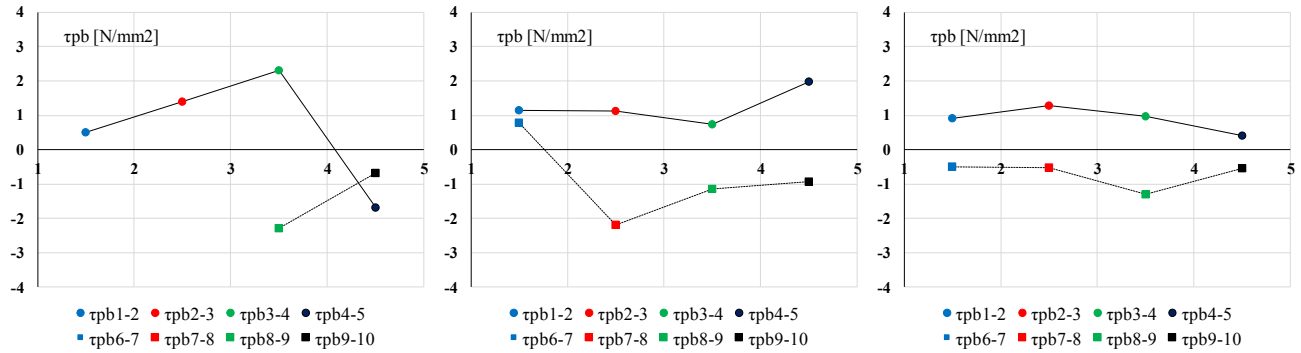
(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.52　PRC 杭：シアスパン比 1.4：異形鉄筋：+0.125%サイクルピーク時



(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.53　PRC 杭：シアスパン比 1.4：異形鉄筋：　+0.25%サイクルピーク時



(a) PRC27　(b) PRC28　(c) PRC29

図 3.3.54　PRC 杭：シアスパン比 1.4：異形鉄筋：　+0.5%サイクルピーク時

3.3.6 破壊モードの考察

3.3.1 項から 3.3.5 項の結果を元に,各試験体の破壊性状の検討および特定を行った結果,『せん断破壊』,『曲げ降伏後のせん断破壊』,『軸方向ひび割れを伴う破壊』の 3 種類の破壊モードが確認された。以下に各試験体の破壊モードの詳細を述べる。

（１）PHC 杭（PHC18～PHC20）

引張軸力下の PHC18 では,軸方向に対して斜めに走るせん断ひび割れが発生した後,最大耐力に至り,載荷の進行と共に，これらのひび割れの進展や本数の増加が確認されたことや，終局到達前に PC 鋼棒の降伏が確認されなかったことから，破壊モードは『せん断破壊』と考えられる。

中圧縮軸力下の PHC19 では，せん断ひび割れと同時に，軸方向に対して平行に走る軸方向ひび割れの発生が確認されたこと，最大耐力到達後にらせん筋の破断に伴って軸方向ひび割れが急激に広がると同時に軸力保持性能を喪失する破壊となったこと,軸方向ひび割れの発生後も PC 鋼棒の付着性能は健全に発揮されていたことなどから，破壊モードは従来のせん断破壊ではなく,『軸方向ひび割れを伴う破壊』であると考えられる。

高圧縮軸力下の PHC20 では，軸方向ひび割れが発生した後，最大耐力に到達し，その後らせん筋の破断に伴って軸方向ひび割れが急激に広がると同時に軸力保持性能を喪失する破壊となったこと，PC 鋼棒の付着性能は軸方向ひび割れの発生後も健全に発揮されていたことなどから，破壊モードは PHC19 と同様にせん断破壊ではなく,『軸方向ひび割れを伴う破壊』であると考えられる。

（２）PRC 杭：シアスパン比 2.1（PRC24～PRC26）

引張軸力下の PRC24 ではせん断ひび割れの発生後，異形鉄筋および PC 鋼棒が引張降伏に至り，その後最大耐力に達し，載荷の進行と共に，せん断ひび割れの進展や本数の増加が確認されたことから，破壊モードは『曲げ降伏後のせん断破壊』であると考えられる。

中圧縮軸力下の PRC25 では，せん断ひび割れが発生した後，最大耐力に至り，載荷の進行と共に，これらのひび割れの進展や本数の増加が確認されたことや,終局到達前に PC 鋼棒および異形鉄筋の降伏が確認されなかったことから，破壊モードは『せん断破壊』であると考えられる。

高圧縮軸力下の PRC26 では，軸方向ひび割れの発生以降，軸力保持能力は維持し続けたものの，耐力の上昇は無く，脆性的な破壊となっていることや，PC 鋼棒の付着性能は軸方向ひび割れの発生後も健全に発揮されていたことなどから，破壊モードは『軸方向ひび割れを伴う破壊』であると考えられる。

（３）PRC 杭：シアスパン比 1.4（PRC27～PRC29）

引張軸力下の PRC27 ではせん断ひび割れの発生後，異形鉄筋および PC 鋼棒が引張降伏に至り，その後最大耐力に達し，載荷の進行と共に，せん断ひび割れの進展や本数の増加が確認されたことから，破壊モードは PRC24 と同様に『曲げ降伏後のせん断破壊』であると考えられる。

中圧縮軸力下の PRC28 では，せん断ひび割れが発生した後，最大耐力に至り，載荷の進行と共に，これらのひび割れの進展や本数の増加が確認されたことや,終局到達前に PC 鋼棒および異形鉄筋の降伏が確認されなかったことから，破壊モードは『せん断破壊』であると考えられる。

高圧縮軸力下の PHC20 では，軸方向ひび割れが発生した後，最大耐力に到達し，その後らせん筋の破断に伴って軸方向ひび割れが急激に広がると同時に軸力保持性能を喪失する破壊となったこと，PC 鋼棒および異形鉄筋の付着性能は軸方向ひび割れの発生後も健全に発揮されていたことなどから，破壊モードは『軸方向ひび割れを伴う破壊』であると考えられる。

3.4 考察

3.4.1 弾性剛性の計算値と実験値の比較

本項では，本実験で得られた試験体の弾性剛性について，実験値と計算値の比較を実施する。この時，試験体の弾性剛性として，せん断剛性と曲げ剛性を考慮する。以下に弾性剛性の実験値の定義，計算方法，実験値と計算値の比較の結果を示す。

（１）実験値の定義

実験で得られた弾性剛性は，杭の試験区間に作用しているせん断力を杭体試験体試験区間の全体変形で除した値とする。この時，杭の試験区間は逆対称曲げモーメント分布となっている。また，実験ではせん断変形および曲げ変形をそれぞれ分離できるように試験体に変位計を取り付けて計測を実施した。せん断変形と曲げ変形の分離の結果は，3.3.3 項に示した。3.3.3 項では，サイクルごとの変形分離の結果を示している。本研究では，一番小さい変形角である，0.125%サイクルの実験値正負平均値を弾性剛性の実験値とする。なお全ての試験体において，0.125%サイクル時点でひび割れは発生していなかった。試験体の弾性剛性実験値を**表 3.4.1** に示す。

表 3.4.1 に示すように，せん断スパン比の大きな PRC24～PRC26 は，PRC27～PRC29 に比べて剛性が小さく，また曲げ成分比率が大きくなっていることがわかる。

表 3.4.1　弾性剛性実験値一覧

正負平均	PRC24	PRC25	PRC26	PRC27	PRC28	PRC29	PHC18	PHC19	PHC20
曲げ剛性　(kN/mm)	167	255	169	288	789	890	533	844	433
せん断剛性　(kN/mm)	615	343	239	278	369	813	679	668	241
弾性剛性　(kN/mm)	131	146	99	142	251	425	298	373	155
曲げ成分比率	79%	57%	59%	49%	32%	48%	56%	44%	36%
せん断成分比率	21%	43%	41%	51%	68%	52%	44%	56%	64%

（２）弾性剛性の計算方法

弾性剛性の計算では，実験と同様に逆対称曲げモーメント分布が作用するときの杭の試験区間のせん断変形および曲げ変形をそれぞれ計算する。それぞれの計算方法を以下に示す。

$$\frac{1}{K}=\frac{1}{K_f}+\frac{1}{K_{fs}} \qquad \text{（式 3.21）}$$

ただし，

K　：　弾性剛性　（N/mm）

K_f　：　曲げ剛性　（N/mm）

K_s　：　せん断剛性　（N/mm）

$$K_f=\frac{12\cdot E_c\cdot I}{L^3} \qquad \text{（式 3.22）}$$

ただし，

E_c　：　コンクリートヤング係数　（N/mm^2）

I ： 鉄筋・PC 鋼棒を無視した断面二次モーメント　（mm^4）（$=\frac{\pi}{64}(D^4-d^4)$）

D ： 杭の外径（mm）

d ： 杭の内径（mm）

L ： 試験区間の長さ（mm）

$$K_S=\frac{A\cdot G_c}{\kappa\cdot L} \qquad \text{（式 3.23）}$$

ただし，

G_c ： コンクリートせん断弾性係数（N/mm^2）（$=E_c/(2\times(1+\nu))$）

ν ： コンクリートのポアソン比（=0.3）

A ： 杭の断面積（mm^2））（$=\frac{\pi}{4}\left(D^2-d^2\right)$）

κ ： せん断変形に関する形状係数で以下のように計算する。

$$\kappa=\frac{8\left(4\eta^2-1\right)\arcsin(\eta)+8\eta\sqrt{1-\eta^2}\left(1+2\eta^2\right)+2\pi\left(5+13\eta^2+3\eta^4\right)}{9\pi\left(1+\eta^2\right)^2}$$

η ： 杭の外径と内径の比（$=d/D$）

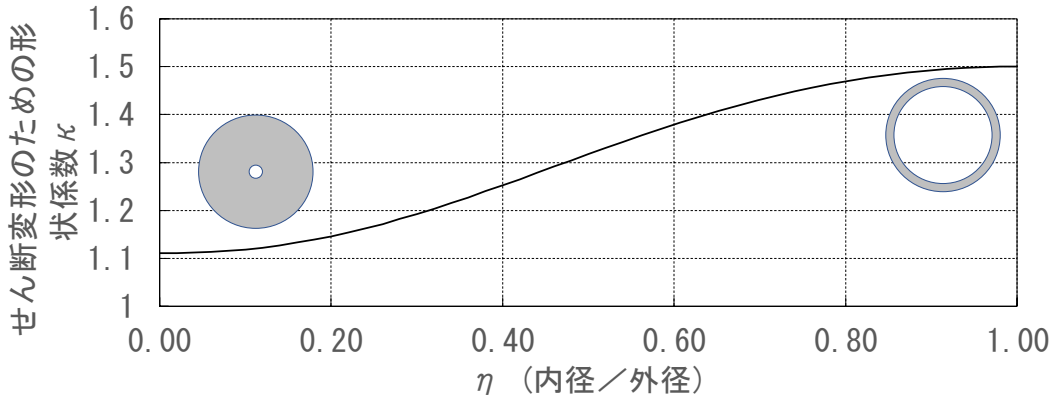


図 3.4.1　せん断変形に関する形状係数

（３）実験値と計算値の比較

表 3.4.2 に実験値と計算値の比較を示す。曲げ剛性，せん断剛性，弾性剛性の計算値とそれぞれの実験値と計算値の比較を示す。また，曲げ変形成分とせん断変形成分の計算値とそれぞれの実験値と計算値の比較を示す。

曲げ剛性について，実験値／計算値が 0.44～1.34 となり，大きくばらついているものの，9 体の平均値は 0.99 となった。一方で，せん断剛性は 実験値／計算値が 0.23～0.79 となり，ばらつきも大きく，9 体の平均値も 0.48 となり，計算式は剛性を過大評価する結果となった。弾性剛性も同様に，実験値／計算値が 0.34～1.06 となり，ばらつきも大きく，9 体の平均値も 0.72 となり，計算式は剛性を過大評価する結果となった。

実験結果では，せん断スパン比の大きな PRC24～PRC26 は，PRC27～PRC29 に比べて剛性が小さく，また曲げ成分比率が大きくなっていたが，計算値も同様の結果であった。

表 3.4.2　弾性剛性実験値一覧

計算値	PRC24	PRC25	PRC26	PRC27	PRC28	PRC29	PHC18	PHC19	PHC20	9体の平均
曲げ剛性　(kN/mm)	201	192	192	653	672	630	648	630	629	-
実／計	(0.83)	(1.33)	(0.88)	(0.44)	(1.17)	(1.41)	(0.82)	(1.34)	(0.69)	(0.99)
せん断剛性　(kN/mm)	779	740	753	1120	1174	1103	1080	1058	1044	-
実／計	(0.79)	(0.46)	(0.32)	(0.25)	(0.31)	(0.74)	(0.63)	(0.63)	(0.23)	(0.48)
弾性剛性　(kN/mm)	160	152	153	412	427	401	405	395	393	-
実／計	(0.82)	(0.96)	(0.65)	(0.34)	(0.59)	(1.06)	(0.74)	(0.94)	(0.39)	(0.72)
曲げ成分比率	79%	79%	80%	63%	64%	64%	62%	63%	62%	-
実／計	(0.99)	(0.72)	(0.74)	(0.78)	(0.50)	(0.75)	(0.90)	(0.70)	(0.57)	(0.74)
せん断成分比率	21%	21%	20%	37%	36%	36%	38%	37%	38%	-
実／計	(1.04)	(2.07)	(2.04)	(1.38)	(1.87)	(1.44)	(1.17)	(1.50)	(1.71)	(1.58)

3.4.2 既往の設計法による計算耐力値と実験耐力値の比較

（１）せん断ひび割れ耐力

本実験から得られた実験せん断ひび割れ耐力 $_{exp}Q_{cr}$ と，RC 基礎指針 [3-2]に掲載されているせん断ひび割れ耐力式を用いて実測寸法および材料試験結果から算出した計算せん断ひび割れ耐力値 $_{AIJ}Q_{cr}$ を比較した結果を以下に示す。**表 3.4.3** には，各試験体の実験せん断ひび割れ耐力 $_{exp}Q_{cr}$ と計算せん断ひび割れ耐力値 $_{AIJ}Q_{cr}$ の一覧を示す。また，**図 3.4.2** には各試験体の実験せん断ひび割れ耐力 $_{exp}Q_{cr}$ と計算せん断ひび割れ耐力値 $_{AIJ}Q_{cr}$ の比較図を，**図 3.4.3** には，作用軸力による軸方向応力度と実験せん断ひび割れ耐力の計算せん断ひび割れ耐力に対する比率の関係を，**図 3.4.4** には，プレストレスを考慮した軸力比 (N+Ne)/N0 と実験せん断ひび割れ耐力の計算せん断ひび割れ耐力に対する比率の関係を示す。

実験せん断ひび割れ耐力 $_{exp}Q_{cr}$ と既往のせん断ひび割れ耐力式を用いて算出した計算せん断ひび割れ耐力値 $_{AIJ}Q_{cr}$ を比較した場合，$_{exp}Q_{cr}$／$_{AIJ}Q_{cr}$ の変動係数が 0.26 とバラつきが大きいものの，中圧縮軸力下の試験体では $_{exp}Q_{cr}$／$_{AIJ}Q_{cr}$ が平均 1.38 と比較的良好な評価となった。一方で，引張軸力下では，$_{exp}Q_{cr}$／$_{AIJ}Q_{cr}$ が平均 1.73，最大 2.25 と計算せん断ひび割れ耐力が過小評価となっており，高圧縮軸力下では $_{exp}Q_{cr}$／$_{AIJ}Q_{cr}$ が平均 1.06 と概ね安全側の評価となっているが，最も軸方向応力の大きい PRC29 では $_{exp}Q_{cr}$／$_{AIJ}Q_{cr}$ が 0.93 と危険側の評価となっている。

表 3.4.3　実験せん断ひび割れ耐力と計算せん断ひび割れ耐力値の一覧

No	軸力 N [kN]	軸外力のみの軸力比 N/No	プレストレスを考慮した軸力 N+Ne [kN]	軸力比 (N+Ne)/No	作用軸力による軸応力度 σ_0 [N/mm2]	軸応力度σg [N/mm2]	シアスパン比 M/Qd	せん断力[kN] 実験値 expQcr	せん断力[kN] 計算値 AIJQcr	比率 Qexp/Qcal
PHC18	-344	-0.26	445	0.04	-4.3	6.0	1.4	207	151	1.38
PHC19	1368	0.13	2162	0.19	16.8	27.1	1.4	372	293	1.27
PHC20	2752	0.27	3538	0.32	34.5	44.8	1.4	397	365	1.09
PRC24	-196	-0.10	316	0.03	-2.1	4.5	2.1	222	143	1.56
PRC25	1655	0.14	2170	0.18	18.0	24.7	2.1	374	291	1.28
PRC26	2731	0.23	3249	0.27	28.8	35.3	2.1	407	354	1.15
PRC27	-510	-0.25	10	0.00	-5.6	1.2	1.4	219	97	2.25
PRC28	1655	0.13	2171	0.17	17.5	24.1	1.4	437	296	1.48
PRC29	4137	0.34	4655	0.36	43.7	50.2	1.4	392	421	0.93

※1：N は圧縮が正

※2：σg=σo+σe,(σe：有効プレストレス量,σo：軸外力応力度)
σo=N/((A-Ap-Ad)+Ap・(Ep/Ec)+Ad・(Ed/Ec)
（A：実断面積, Ap：PC 鋼材の全断面積, Ad：異形鉄筋の全断面積, Ep：PC 鋼材の弾性係数, Ed：異形鉄筋の弾性係数, Ec：コンクリートの弾性係数）

※3：N/N0=N/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N >0 時),
N/N0=N/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N <0 時)
(fpy:PC 鋼材降伏強度 , fdy:異形鉄筋降伏強度 ,σB コンクリートの圧縮強度)

※4：(N+Ne)/N0=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne>0 時),
(N+Ne)/N0=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne<0 時)

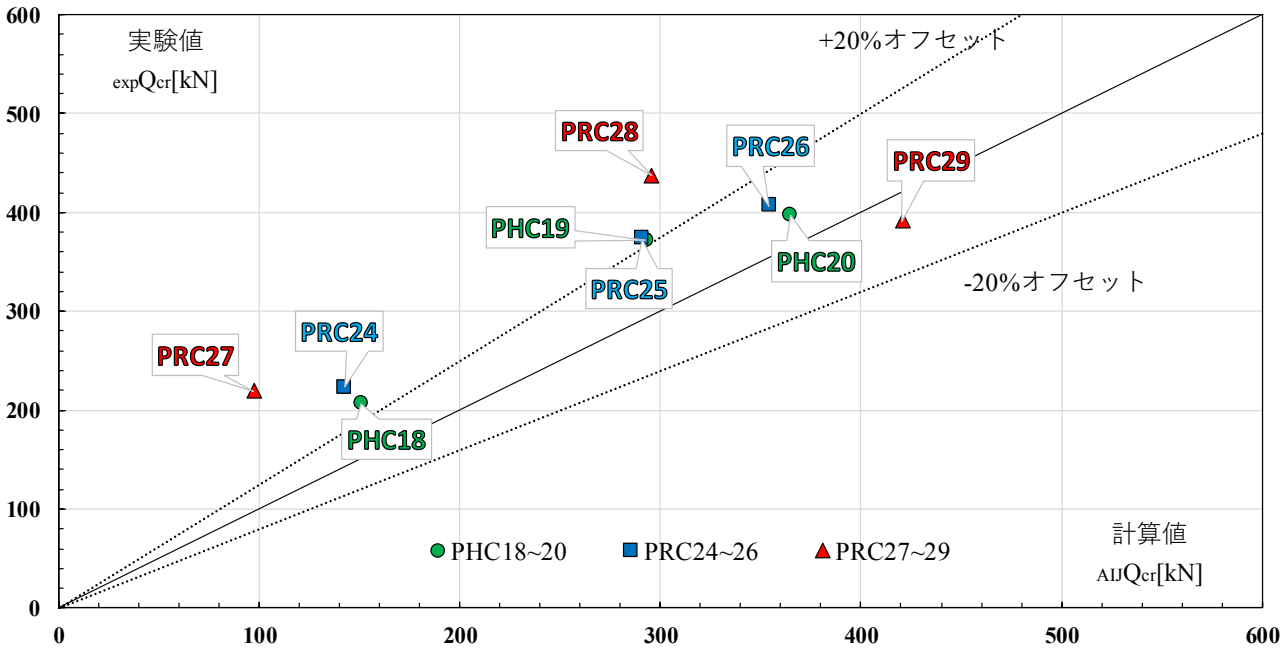


図 3.4.2　実験せん断ひび割れ耐力と計算せん断ひび割れ耐力の比較

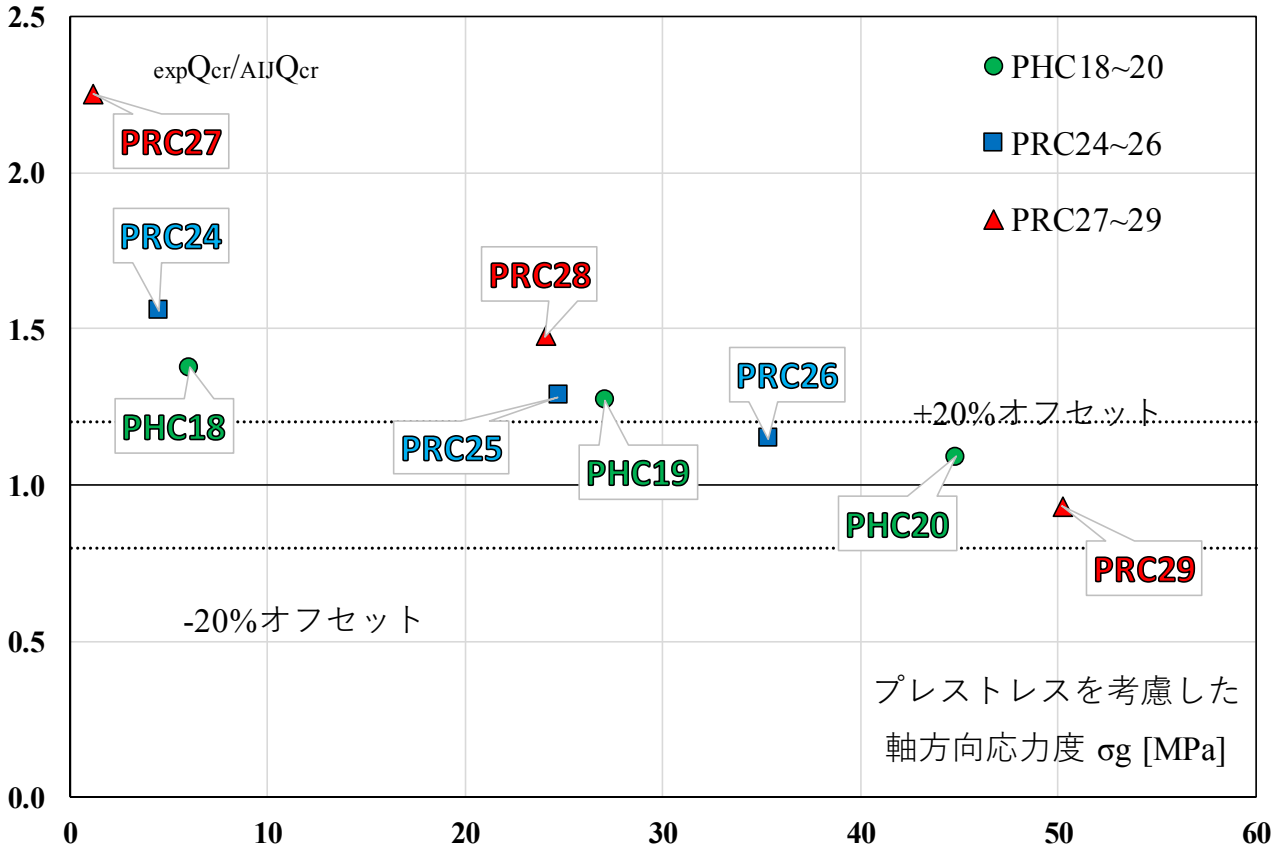


図 3.4.3　プレストレスを考慮した軸方向応力度と
実験せん断ひび割れ耐力の計算せん断ひび割れ耐力に対する比率の関係

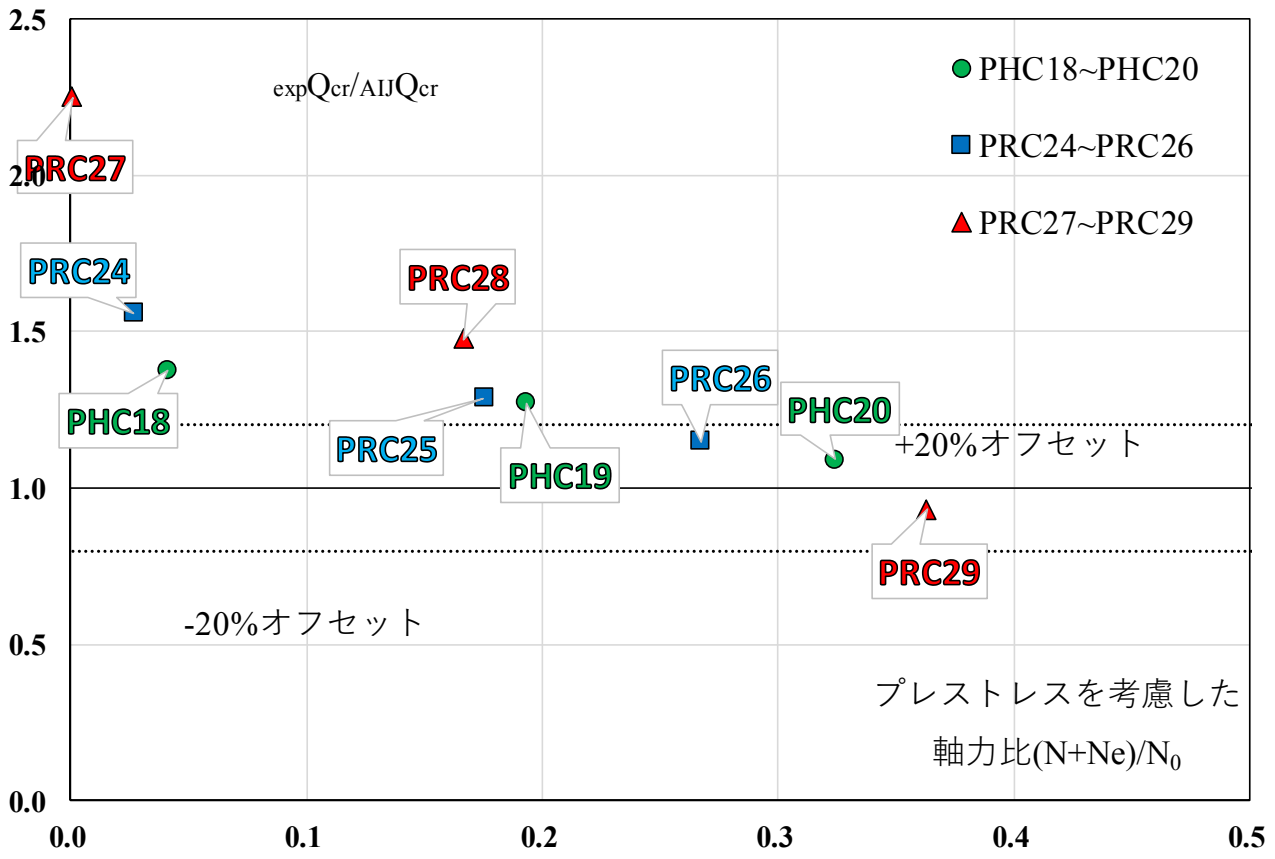


図 3.4.4　プレストレスを考慮した軸力比と
実験せん断ひび割れ耐力の計算せん断ひび割れ耐力に対する比率の関係

（２）せん断耐力

（１）RC 基礎指針[3-2]に掲載されているせん断終局耐力式

以下に本実験から得られた実験最大耐力値 $_{exp}Q_{su}$ と RC 基礎指針[3-2]に掲載されているせん断終局耐力式を用いて実測寸法および材料試験結果から算出した計算せん断耐力値 $_{AIJ}Q_{su}$ を比較した結果を示す。**表 3.4.4** には，各試験体の実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$ と計算せん断耐力値 $_{AIJ}Q_{su}$ の一覧を示す。また，**図 3.4.5** には各試験体の実験せん断ひび割れ耐力と計算せん断ひび割れ耐力値の比較図を，**図 3.4.6** には，プレストレスを考慮した軸力比 (N+Ne)/N0 と実験最大耐力／計算せん断耐力値の関係を示す。加えて，プレストレスを含まない軸方向応力度σ_0によって適用範囲が設けられていることから**図 3.4.7** には，それらの適用範囲と実験最大耐力／計算せん断耐力値の関係を示す。

実験最大耐力／計算せん断耐力値は全体の平均 1.01 変動係数 0.12 と概ね良好な評価となった。また，適用範囲内での不良率を 5%以下としているが，適用範囲外となる引張軸力下の全 3 体（PHC18, PRC24, PRC27）と中圧縮軸力下の 2 体（PRC25, PRC28）の計 5 体では実験最大耐力／計算せん断耐力値が 1.01~1.24（平均 1.09，変動係数 0.08）と安全側かつ概ね良好の評価精度となった。これらの試験体は全て軸方向に対して斜めに走るせん断ひび割れが発生し，破壊モードがせん断破壊もしくは曲げ降伏後のせん断破壊となった試験体であった。しかし，高圧縮軸力下の PHC 杭 1 体および PRC 杭 2 体と，適用範囲となっている中圧縮軸力下の PHC 杭 1 体（PHC18）の計 4 体では実験最大耐力／計算せん断耐力値が 0.86~0.96（平均 0.90，変動係数 0.06）と危険側の評価となっている。これらの試験体は軸方向対して平行して走る軸方向ひび割れが発生し，最終的に軸方向ひび割れを伴う破壊に至った試験体である。

以上のことから，本実験で実施した試験体の範囲内では，最大耐力の評価を行った場合，引張軸力下の PHC 杭，PRC 杭 5 体において適用範囲外ではあるものの概ね良好な評価精度となることが確認された。一方で，引張軸力同様に式の適用範囲外である高圧縮軸力下の PHC 杭，PRC 杭 3 体では，適切に評価することが出来ないことが確認された。これは，破壊性状が軸方向ひび割れを伴う破壊に変化することが原因であると考えられる。

表 3.4.4　実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$ と計算せん断耐力値 $_{AIJ}Q_{su}$ の一覧

No	軸力N [kN]	軸外力のみの軸力比 N/No	プレストレスを考慮した軸力 N+Ne [kN]	軸力比 (N+Ne)/No	作用軸力による軸応力度 σ_0 [N/mm2]	軸応力度σg [N/mm2]	シアスパン比 M/Qd	せん断力[kN] 実験値 expQsu	せん断力[kN] 計算値 AIJQsu	比率 expQsu/AIJQsu
PHC18	-344	-0.26	445	0.04	-4.3	6.0	1.4	248	226	1.10
PHC19	1368	0.14	2162	0.19	16.8	27.1	1.4	421	439	0.96
PHC20	2752	0.30	3538	0.32	34.5	44.8	1.4	468	546	0.86
PRC24	-196	-0.10	316	0.03	-2.1	4.5	2.1	433	349	1.24
PRC25	1655	0.16	2170	0.18	18.0	24.7	2.1	526	490	1.07
PRC26	2731	0.26	3249	0.27	28.8	35.3	2.1	509	557	0.91
PRC27	-510	-0.25	10	0.00	-5.6	1.2	1.4	464	445	1.04
PRC28	1655	0.16	2171	0.17	17.5	24.1	1.4	627	620	1.01
PRC29	4137	0.40	4655	0.36	43.7	50.2	1.4	671	784	0.86

※1：N は圧縮が正
※2：σg=σo+σe,(σe：有効プレストレス量,σo：軸外力応力度)
σo=N/((A-Ap-Ad)+Ap・(Ep/Ec)+Ad・(Ed/Ec)
（A：実断面積, Ap：PC 鋼材の全断面積, Ad：異形鉄筋の全断面積, Ep：PC 鋼材の弾性係数, Ed：異形鉄筋の弾性係数, Ec：コンクリートの弾性係数）
※3：N/N0=N/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N >0 時),
N/N0=N/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N <0 時)
(fpy:PC 鋼材降伏強度 , fdy:異形鉄筋降伏強度 ,σB コンクリートの圧縮強度)
※4：(N+Ne)/N0=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne>0 時),
(N+Ne)/N0=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne<0 時)

（２）岸田らの提案するせん断終局耐力式[3-8]

以下に本実験から得られた実験最大耐力値 $_{exp}Q_{su}$ と岸田らの提案するせん断終局耐力式[3-8]を用いて実測寸法および材料試験結果から算出した計算せん断耐力値 $_{岸田}Q_{su}$ を比較した結果を示す。

表 3.4.5 には，各試験体の実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$ と計算せん断耐力値 $_{岸田}Q_{su}$ の一覧を示す。また，**図 3.4.8** には各試験体の実験せん断ひび割れ耐力と計算せん断ひび割れ耐力値の比較図を，**図 3.4.9** には，プレストレスを考慮した軸力比 (N+Ne)/N0 と実験最大耐力／計算せん断耐力値の関係を示す。

張軸力下でシアスパン比 2.1 とした 1 体（PRC24）を除いたすべての試験体で危険側の評価となっている。これは，実験結果を基に提案された平均式である為と考えられる。
一方で，実験最大耐力／計算せん断耐力値は全体の平均 0.92 変動係数 0.10 となっており破壊モードの違いを問わず実験結果と概ね整合していると考えられる。

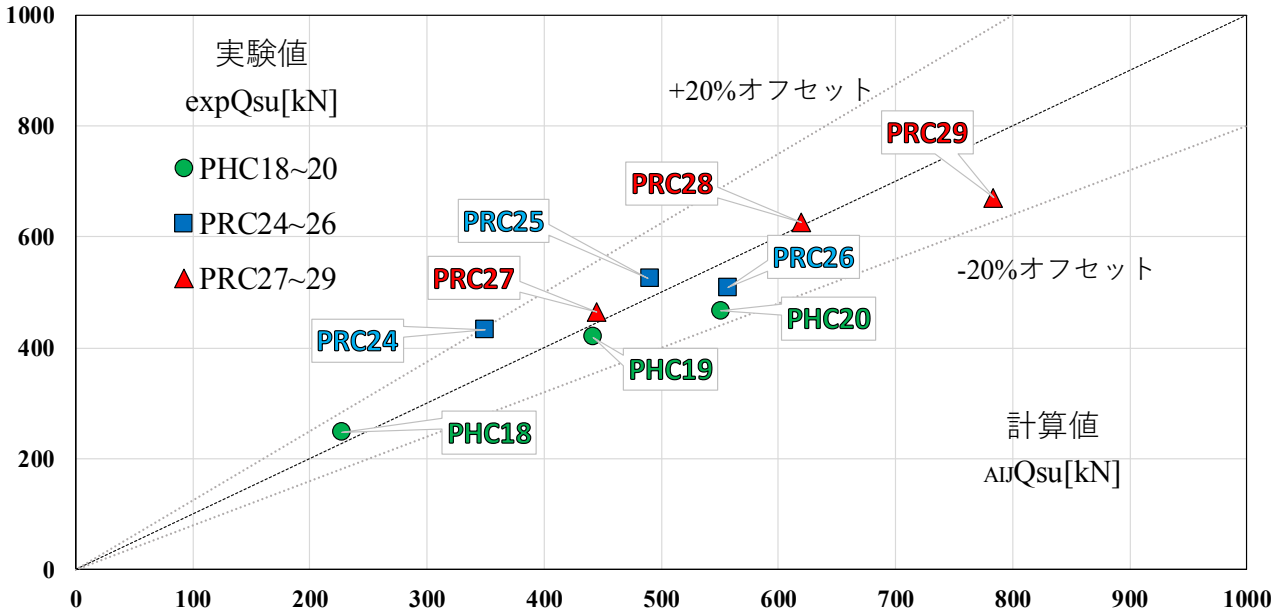


図 3.4.5　実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$ と計算せん断耐力値 $_{AIJ}Q_{su}$ の比較

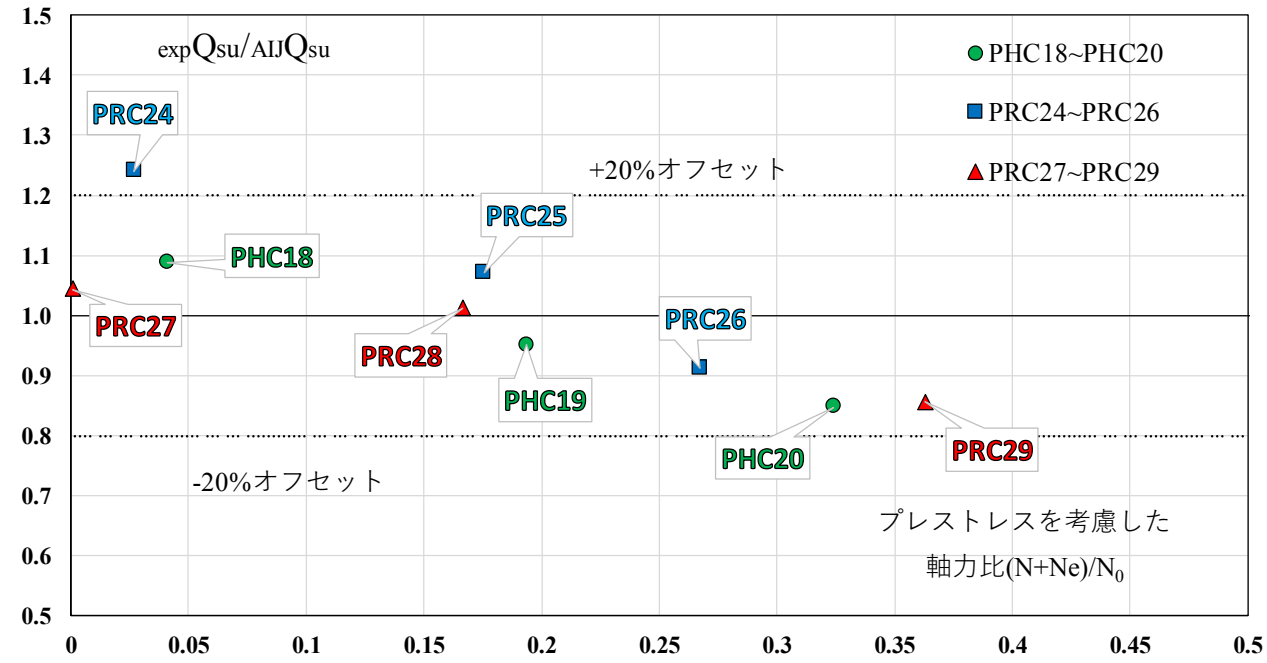
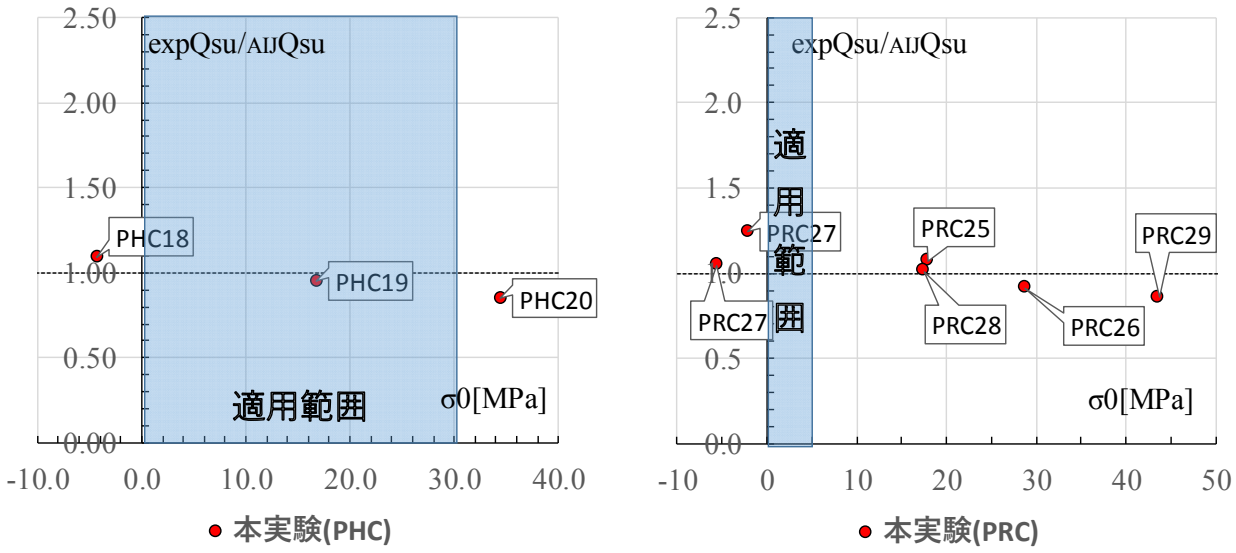


図 3.4.6　プレストレスを考慮した軸力比と実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$／計算せん断耐力値 $_{AIJ}Q_{su}$ の関係



(A)RC 基礎指針式の適用範囲（PHC 杭）　　(B)RC 基礎指針式の適用範囲（PRC 杭）

図 3.4.7　RC 基礎指針適用範囲と実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$／計算せん断耐力値 $_{AIJ}Q_{su}$ の関係

表 3.4.5　実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$ と計算せん断耐力値 $_{岸田}Q_{su}$ の一覧

No	軸力N [kN]	軸外力のみの軸力比 N/No	プレストレスを考慮した軸力 N+Ne [kN]	軸力比 (N+Ne)/No	作用軸力による軸応力度 σ_0 [N/mm2]	軸応力度σg [N/mm2]	シアスパン比 M/Qd	せん断力[kN] 実験値 expQsu	せん断力[kN] 計算値 岸田Qsu	比率 expQsu/岸田Qsu
PHC18	-344	-0.26	445	0.04	-4.3	6.0	1.4	248	331	0.75
PHC19	1368	0.14	2162	0.19	16.8	27.1	1.4	421	477	0.88
PHC20	2752	0.30	3538	0.32	34.5	44.8	1.4	468	471	0.99
PRC24	-196	-0.10	316	0.03	-2.1	4.5	2.1	433	397	1.09
PRC25	1655	0.16	2170	0.18	18.0	24.8	2.1	526	560	0.94
PRC26	2731	0.26	3249	0.27	28.8	35.5	2.1	509	551	0.92
PRC27	-510	-0.25	10	0.00	-5.6	1.1	1.4	464	511	0.91
PRC28	1655	0.16	2171	0.17	17.5	24.2	1.4	627	718	0.87
PRC29	4137	0.40	4655	0.36	43.7	50.5	1.4	671	710	0.95

※1：N は圧縮が正

※2：σg=σo+σe,(σe：有効プレストレス量,σo：軸外力応力度)
σo=N/((A-Ap-Ad)+Ap・(Ep/Ec)+Ad・(Ed/Ec)
（A：実断面積, Ap：PC 鋼材の全断面積, Ad：異形鉄筋の全断面積, Ep：PC 鋼材の弾性係数, Ed：異形鉄筋の弾性係数, Ec：コンクリートの弾性係数）

※3：N/N0=N/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N >0 時),
N/N0=N/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N <0 時)
(fpy:PC 鋼材降伏強度 , fdy:異形鉄筋降伏強度 ,σB コンクリートの圧縮強度)

※4：(N+Ne)/N0=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(σB・(A－Ap－Ad)+fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne>0 時),
(N+Ne)/N0=(N+σe*(A－Ap－Ad))/(fpy・Ap+fdy・Ad)　(N+Ne<0 時)

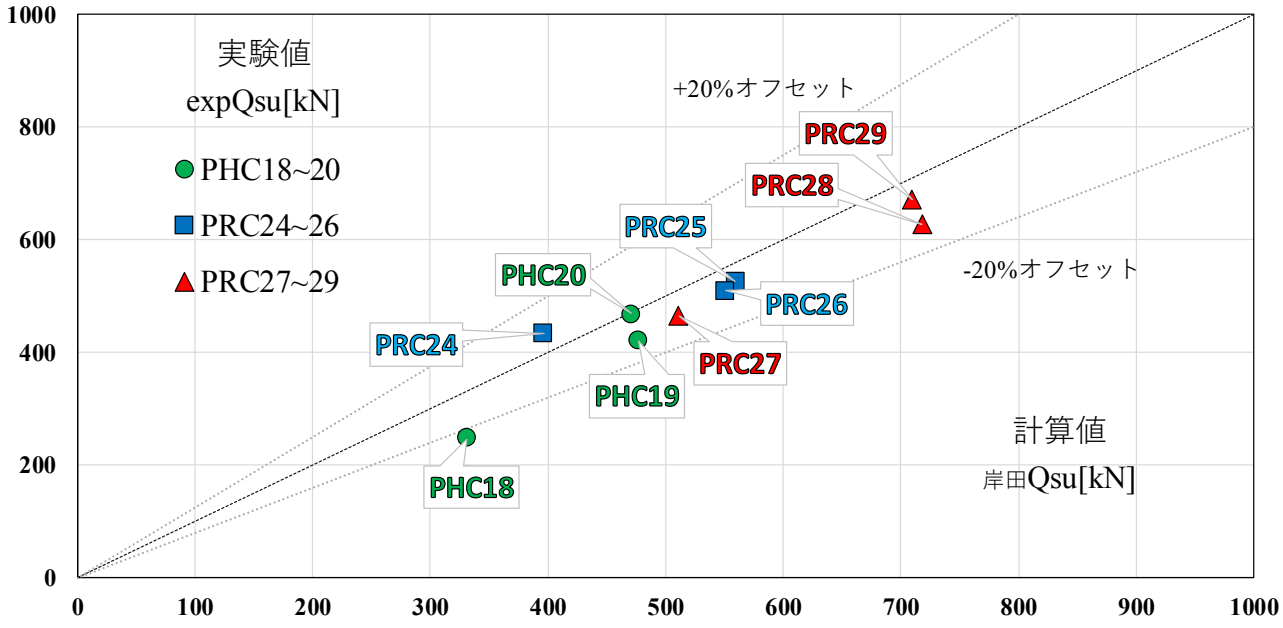


図 3.4.8　実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$ と計算せん断耐力値 $_{岸田}Q_{su}$ の比較

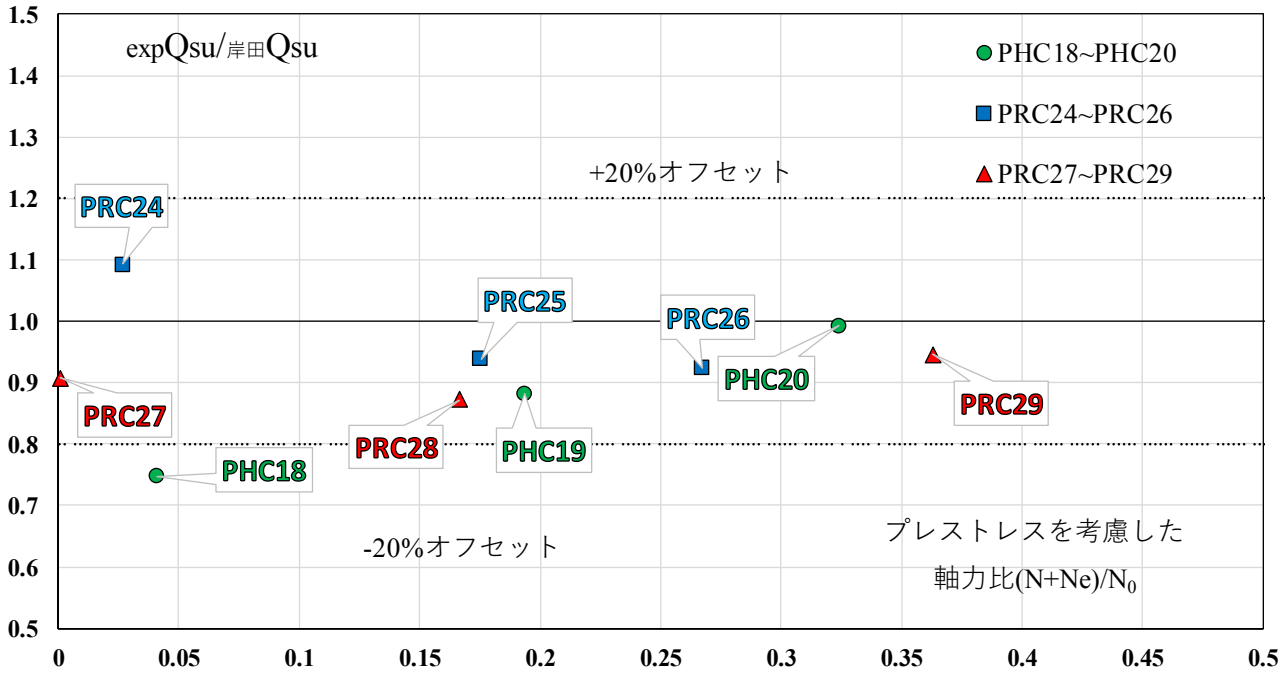
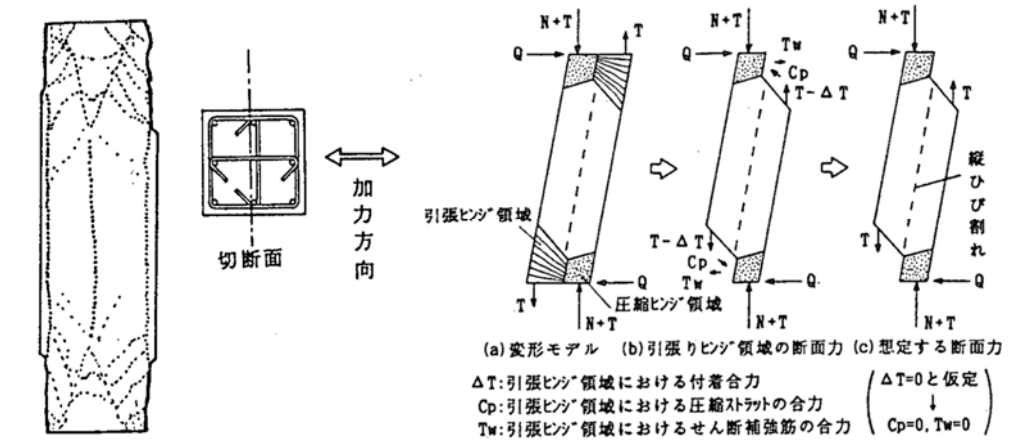


図 3.4.9　プレストレスを考慮した軸力比と実験最大耐力 $_{exp}Q_{su}$／計算せん断耐力値 $_{岸田}Q_{su}$ の関係

3.4.3 軸方向ひび割れ耐力の計算値と実験値の比較

既往の文献を調べると，軸方向のひび割れを伴う破壊は，例えば村田らの研究[3-8]や青山らの研究[3-9]において報告されている。文献[3-8]では，高強度コンクリートを用いた高軸力下の柱において，柱の両端に塑性ヒンジが形成された後に，縦ひび割れが発生したことによって柱の水平耐力の低下が起こったと報告している。この縦ひび割れは，**図 3.4.10(a)**のように中間鉄筋に沿って発生した。そこで，村田らは**図 3.4.10(b)**のように柱の軸方向に破壊面を仮定し，そこに作用するせん断応力度がコンクリートの一面せん断ひび割れ強度に達したときの部材のせん断力を計算し，実験値との比較を行なっている。



(a) 試験体破壊状況　　(b)仮定する計算モデル

図 3.4.10　縦ひび割れを伴う RC 造柱[3-8]

これらの既往の研究を参考に，実験で観察された軸方向ひび割れにおいて破壊面を仮定し，そこに作用するせん断応力度がコンクリートの一面せん断ひび割れ強度に達したときの部材のせん断力を計算することとした。なお，文献[3-8]では部材の両端に塑性ヒンジが発生しているが，本研究では弾性時に軸方向ひび割れが発生しているので，それを考慮して**図 3.4.11** のように破壊面を想定した。ここでは，PC 鋼棒や異形鉄筋の断面欠損を考慮して破壊面を決定している。

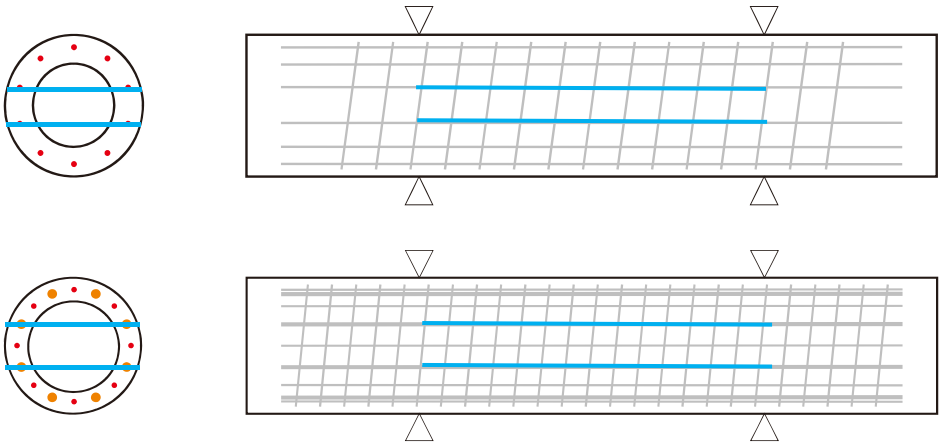


図 3.4.11　仮定するせん断破壊面（青線）

本研究で提案する軸ひび割れ耐力 Q_{ac} は（式 3.24）を用いて計算できる。ここで，コンクリートの一面せん断ひび割れ強度 τ_c は，文献[3-10]を参考に（式 3.25）を用いて，断面欠損を考慮した破壊面位置におけるせん断応力係数 κ_s は，（式 3.26）を用いて，それぞれ計算する。

$$Q_{ac} = \frac{\tau_c \cdot A}{\kappa_s} \qquad \text{（式 3.24）}$$

Q_{ac} ： 軸ひび割れ耐力（N）

τ_c ： コンクリートの一面せん断ひび割れ強度（N/mm^2）

A ： 杭の断面積（mm^2）$\left(=\frac{\pi}{4}\left(D^2-d^2\right)\right)$

κ_s ： 断面欠損を考慮した破壊面位置におけるせん断応力係数

$$\tau_c = 1.90\sigma_B{}^{0.323} \qquad \text{（式 3.25）}$$

σ_B ： コンクリート圧縮強度（N/mm^2）

$$\kappa_s = \kappa_{s0} \cdot \frac{b_e}{b_e - \sum d_i} \qquad \text{（式 3.26）}$$

$\sum d_i$ ： 破壊面位置を横切る鉄筋直径の合計値（mm）

D ： 杭の外径（mm）（**図 3.4.12** 参照）

d ： 杭の内径（mm）（**図 3.4.12** 参照）

η ： 杭の内径／杭の外径　（=d/D）

y_1 ： 杭断面中心から危険断面の位置までの距離（mm）（**図 3.4.12** 参照）

κ_{s0} ： 破壊面位置におけるせん断応力係数

$$\kappa_{s0} = \begin{cases} \dfrac{4}{3}\cdot\dfrac{1+\eta+\eta^2}{1+\eta^2} & y_1 = 0 \\ \dfrac{16}{3}\cdot\dfrac{\left\{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - {y_1}^2\right\}^{1.5} - \left\{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - {y_1}^2\right\}^{1.5}}{\left\{\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - {y_1}^2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - {y_1}^2}\right\}(D^2+d^2)} & 0 < y_1 \leqq \mathrm{d}/2 \\ \dfrac{16}{3}\cdot\dfrac{\left\{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - {y_1}^2\right\}}{(D^2+d^2)} & \dfrac{\mathrm{d}}{2} < y_1 \leqq \mathrm{D}/2 \end{cases}$$

b_e ： 破壊面位置の断面幅（mm）

$$b_e = \begin{cases} 2\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - {y_1}^2} - 2\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - {y_1}^2} & 0 \leqq y_1 \leqq \mathrm{d}/2 \\ 2\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - {y_1}^2} & \mathrm{d}/2 \leqq y_1 \leqq \mathrm{D}/2 \end{cases}$$

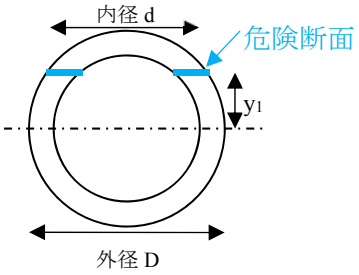
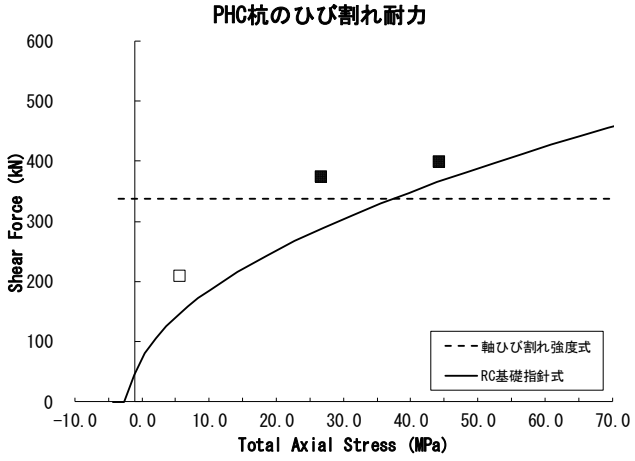
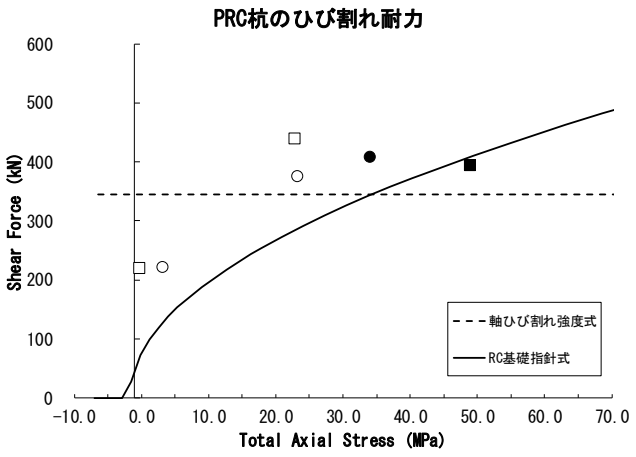


図 3.4.12　危険断面の位置と記号の定義

計算の結果を図 3.4.13 に示す。また，本研究で実施した試験体の軸方向ひび割れ耐力の実験値を，図 3.4.13 にそれぞれプロットで示す。プロットのうち，黒塗りは軸方向ひび割れが発生した試験体であり，白塗りは斜めひび割れが発生した試験体である。また，四角のプロットは，せん断スパン比が小さい試験体，丸のプロットはせん断スパン比が大きい試験体を表している。図 3.4.13 には，2 つの式の計算結果を掲載した。実線で示した RC 基礎指針式[3-2]は，モールの応力円に基づく半理論式でありせん断ひび割れ耐力を評価するものである。この式は，実験値の下限を評価する式となっている。また，軸方向ひび割れが発生する時のせん断力を点線で示した。本研究では，この 2 本の線のうち耐力が小さい方でひび割れ耐力が決定すると考える。図 3.4.13 を見ると，ある軸方向応力度（2 本の評価曲線の交点）を超えると，軸方向ひび割れ耐力計算値のほうがせん断ひび割れ耐力計算値よりも小さくなるため，杭のひび割れ耐力はこの軸方向ひび割れ耐力で頭打ちとなることが分かる。また，この計算方法で実験値を評価すると，ひび割れの種類に応じて実験のひび割れ耐力を評価出来ている。せん断ひび割れ耐力計算値は，PHC 杭および PRC 杭のせん断ひび割れ耐力実験値を安全側に評価できている。PHC 杭と比べると PRC 杭の方が実験値を過小評価しているが，これは計算式が実験値の下限を評価する式であること，実験値のばらつきが大きいことが原因と考えられる。特に図 3.4.13 (b)の PRC 杭の四角のプロットを見ると，中軸力で実施した実験よりも高軸力で実施した実験のひび割れ耐力が小さくなっている。これは，杭に働く軸方向応力度が大きくなったことによって，ひび割れ耐力が軸ひび割れ耐力で決定されるようになり，ひび割れ耐力が頭打ちになったこと示している。



(a) PHC 杭



(b) PRC 杭

図 3.4.13　ひび割れ耐力の計算結果

上部構造の RC 造柱では，軸方向ひび割れが発生しないにも関わらず，既製杭ではなぜ軸方向ひび割れが発生するのか？これは，杭に作用するせん断応力が大きいためと考えられる。上部構造の柱は通常，中実断面なので，最大せん断応力のための断面係数は矩形断面の場合は 1.5，円形断面の場合は 1.33 である。一方，既製杭は通常中空断面なので，**図 3.4.14** に示すように形状係数が 1.9 程度と大きくなる。そのため，断面の中立軸付近に大きなせん断応力が作用する。また，杭に配筋されている PC 鋼棒や普通鉄筋により断面欠損が起こるため，その部分はさらに応力が集中することになる。このことが原因で，杭の軸方向のせん断応力が大きくなり，軸方向に割れるような破壊が発生すると考えられる。このような破壊を防ぐためには，杭の肉厚を厚くしたり，高軸力を作用させないようにしたりといった設計が重要である。

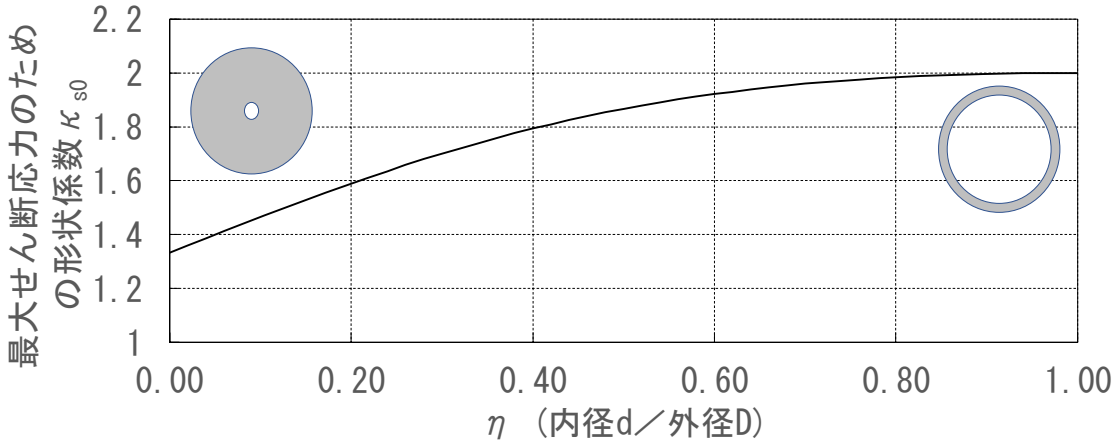


図 3.4.14　最大せん断応力のための形状係数

3.5 結論

3.5.1 まとめ

PHC 杭および PRC 杭における各種一定軸力下のせん断載荷実験を実施し，以下の知見を得た。

(1)　引張軸力下の PHC 杭 1 体では，せん断ひび割れ，らせん筋の降伏が順に発生したのに対し，引張軸力下の PRC 杭 2 体では，せん断ひび割れ発生後，らせん筋，異形鉄筋（主筋）および PC 鋼棒が順に引張降伏し，最大耐力に至った。また，中圧縮軸力下および高圧縮軸力下の 6 体では PC 鋼棒・異形鉄筋の引張降伏は確認されなかった。これらのことから杭種および作用軸力の違いにより，鋼材の降伏やひび割れなど特性点の発生の有無や発生順が変化することが確認された。

(2)　本実験の範囲では，高圧縮軸力下の 3 体と中圧縮軸力下の PHC 杭 1 体で杭体軸方向に平行して走る軸方向ひび割れが発生する軸方向ひび割れを伴う破壊となった。これらの試験体はシアスパン比 2.1 の PRC 杭を除き，最大耐力以降に軸力保持能力を喪失する破壊が発生し終局に至った。

(3)　軸方向ひび割れを伴う破壊となった試験体では，RC 基礎構造指針[3-2]のせん断終局耐力式を準用してせん断耐力を算出し最大耐力を評価した場合，式の適用範囲内である中圧縮軸力下の PHC 杭 1 体を含むすべての試験体で実験最大耐力／計算せん断耐力値が 0.86~0.96（平均 0.90, 変動係数 0.06）と危険側の評価となった。このことから，これらの式を準用し最大耐力を適切に評価することはできないことが確認された。

(4)　引張軸力下の 3 体および中圧縮軸力下の PRC 杭 2 体ではせん断破壊もしくは曲げ降伏後のせん断破壊となった。これらの試験体では，最大耐力以降も作用軸力は維持し続け，耐力が最大耐力の 80%以下となり終局に至った。これらの試験体では，RC 基礎構造指針[3-2]のせん断終局耐力式を準用してせん断耐力を算出し最大耐力を評価した場合，式の適用範囲外となっている引張軸力下および中圧縮軸力下の PRC 杭を含むすべての試験体で，実験最大耐力／計算せん断耐力値が 1.01~1.24（平均 1.09，変動係数 0.08）と安全側かつ概ね良好な評価となることが確認された。

(5)　既往の文献を参考に軸方向ひび割れ耐力についての検討結果を示した。軸方向にひび割れ面を仮定することで，試験体に発生した軸方向ひび割れの耐力式の提案を行った。

(6)　試験体の弾性剛性について実験値と計算値の検討結果を示した。せん断スパン比の違いによる剛性の変化や，曲げ成分とせん断成分の比率の変化など，定性的な評価では実験結果を評価出来た。しかし，実験値／計算値はばらつきが大きく，精度よく評価出来たとはいえない。

3.5.2 今後の課題

- 軸方向ひび割れ耐力の評価は，今回の限られた試験体の実験結果を用いて評価を行っており，評価精度を上げるには，追加の検討により精度検証が必要である。
- せん断変形を考慮した弾性剛性についての検討を示したが，現状の設計法ではせん断剛性を取り入れることの出来るモデル化手法について，十分な検討がされているわけではない。今後，設計時のモデル化も含めた検討が必要である。
- 本実験で実施した試験体数およびパラメータは限定的であり，今後も実験によるデータ収集が求められる。

参考文献

[3-1] 多田正明 : PRC くいのせん断耐力とその試験方法，コンクリート工学，Vol.39，No.12，pp.25-30，2001.12
[3-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説，2017.3
[3-3] 岸田 慎司，堀井 昌博，桑原 文夫，林 静雄 : 大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.532，pp.103-110，2000.6
[3-4] JIS A 5373：2016　プレキャストプレストレストコンクリート製品
[3-5] JIS A 1136：1993　遠心力締固めコンクリートの圧縮強度試験方法
[3-6] JIS A 5337：1995
[3-7] 岸田 慎司，堀井 昌博，桑原 文夫，林 静雄 : 大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.532，pp.103-110，2000.6
[3-8] 村田義行，栗原雅之，薬研地彰，上之薗隆志，平石久広：高強度鉄筋コンクリート造柱の縦割れに関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.155-156，1991
[3-9] 青山博之，日比純一，小谷俊介：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の変形性能に関する研究　その１～２，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.571-572，1992
[3-10] 日本建築学会：高強度コンクリートの技術の現状（2009），2009

謝辞

本研究は，平成 28 度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。

第４章

場所打ち RC 杭の杭頭部曲げせん断実験

4.1　はじめに

東北地方太平洋沖地震では，鉄筋コンクリート造建築物において杭基礎部の損傷により建物全体が傾斜する被害が報告されている[4-1]。杭基礎部の損傷および建物の傾斜は，建物の継続使用性を阻害する要因となる被害であり，避けるべきである。

本研究では，場所打ち鉄筋コンクリート杭を検討対象とする。小林ら[4-2]は，杭頭接合部を模した試験体の静的載荷実験を実施し，いずれの試験体も杭頭部の曲げ破壊が生じ，最大荷重は断面解析による杭体の曲げ耐力の 1.1～1.3 倍となったことを示した。長江ら[4-3]は，高強度せん断補強筋を用いた場所打ち杭の静的載荷実験を実施し，せん断耐力が計算値の 1.3～1.7 倍程度であることを示した。日比野ら[4-4]は，主筋に高強度鉄筋を用いた場所打ち杭の静的載荷実験を実施し，最大耐力が曲げ耐力計算値の 0.9～1.2 倍程度となることを示した。しかし，場所打ち杭を対象とした実験的検討例は少なく，耐震性能が充分に明らかにされているとは言い難い。

また、杭体損傷後の補修・補強に関しては，平出ら[4-5]は、杭頭部が曲げ圧壊した試験体に対して、圧壊している杭頭部にエポキシ樹脂を注入後、モルタルを塗布して断面補修し、その上に鋼管を巻く補強を施し、補強前に比べて最大耐力が２割程度向上したことを報告している。

本研究では，場所打ち杭の耐震性能を明らかにするための構造実験を実施した。また，曲げ破壊した杭体に対して，モルタル補修および鋼板巻き立て補強を施した杭の耐震性能についても実験的に確認した。

4.2　実験概要

4.2.1　試験体概要

対象とした杭は、一般的な 8 階建てＲＣ造建物に使用される場所打ちコンクリート杭である。試験体のスケールは 1/3 とし，計 9 体を製作した。加力の都合上、180 度回転させて杭頭部が下側に来るようにしている。試験体のパラメータは，シアスパン比および軸力比（杭体断面積とコンクリート設計基準強度の積に対する作用軸力の比）とした。試験体配筋図の一例を**図 4.2.1** に，試験体パラメータ一覧を**表 4.2.1** に，各試験体の相関関係を**図 4.2.2** に示す。

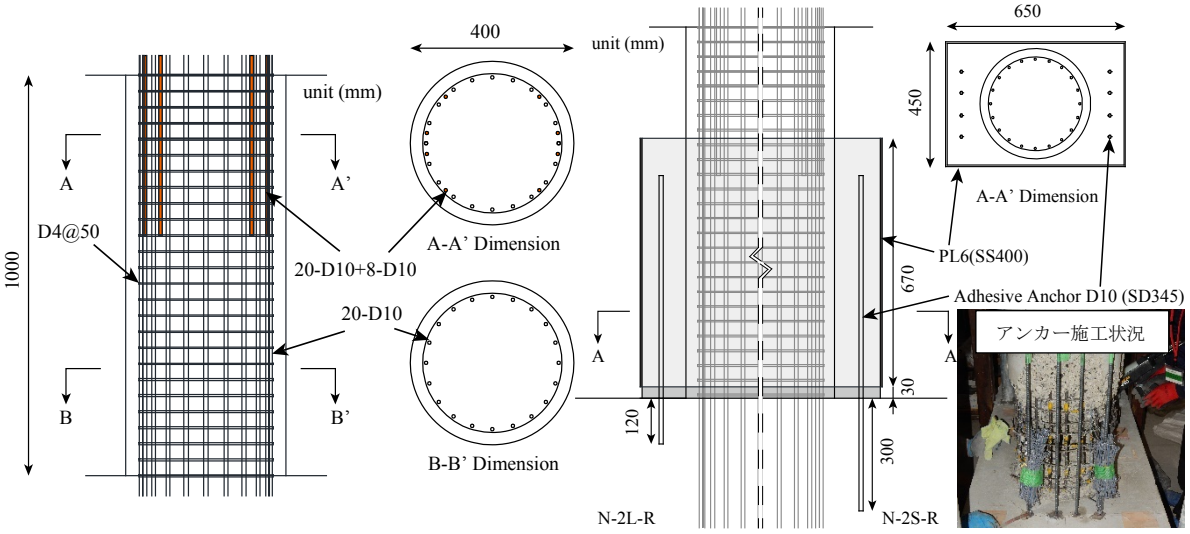
なお、試験体名については、下記ルールに基づき命名した。

【軸力条件】―【シアスパン比】【軸力】－【補足】

【軸力条件】・・N：一定軸力、V：変動軸力

【軸力】・・L：長期軸力相当（軸力比 0.15）、S：短期軸力相当（軸力比 0.4）

【補足】・・I：逆対象形式、C：片持ち梁形式、R：補修・補強、H：高強度主筋使用



(a) 基本配筋図　　(b) 鋼板巻き立て補強（N-2S-R, N-2L-R）

図 4.2.1 試験体配筋図の一例

表 4.2.1 試験体パラメーター覧

Specimen	Shear Span Ratio	Axial Force Ratio η	Remarks
N-3L	3.0	0.15	R<2.0%
	2.0	0.40	R>2.0%
N-2S	2.0	0.40	
N-2L		0.15	
V-2		0 to 0.40	varying axial forces
N-1.75S-I	1.75	0.40	
N-1.75S-C			Cantilever Loading
V-1.75		-0.20 to 0.40	varying axial forces
N-3L-R	3.0	0.15	Repaired
N-2S-R	2.0	0.15	Steel Jacketing
N-2L-R			Steel Jacketing
N-1.4S-H	1.4	0.40	Main Reinforcement: USD785
N-1.4S			Main Reinforcement: SD390

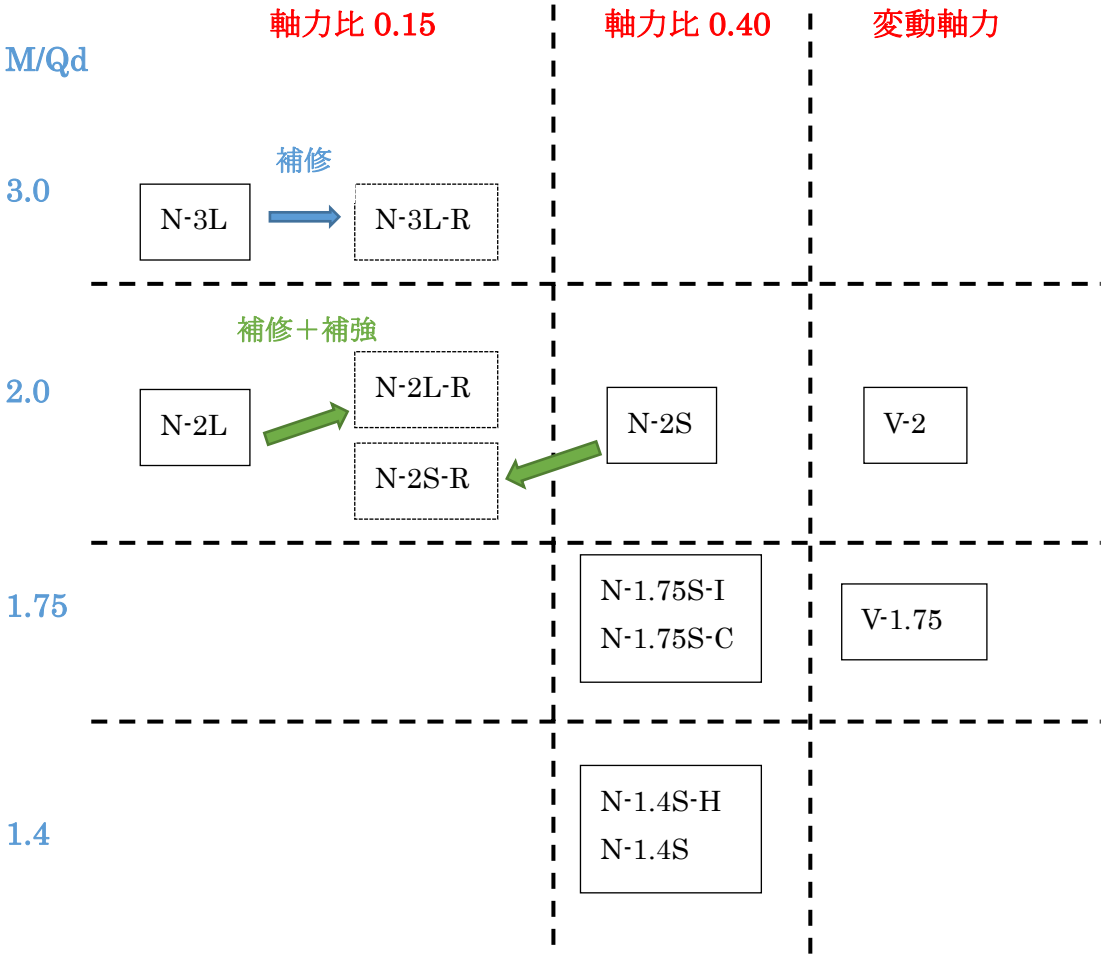


図 4.2.2 試験体相関関係

4.2.2　杭体の補修・補強概要

杭頭損傷後の応急的な復旧を想定して，載荷後の試験体 N-3L に補修を施した試験体 N-3L-R を製作した。N-3L の杭頭部で圧壊が認められた領域を斫り出し，座屈した主筋やせん断補強筋は切断等をせずに，斫り出した部分に補修用ポリマーセメントモルタル（圧縮強度約 45N/mm²）を打ち込んだ。さらに，ひび割れ部にはエポキシ樹脂を充填した。

また，試験体 N-2S，N-2L に対しては、杭頭損傷後の耐震補強による耐震性能の向上を目的として、鋼板巻き立て補強を行った試験体 N-2S-R および N-2L-R を製作した。まず、杭頭圧壊部のコンクリートを斫り出し，座屈した主筋を切断した。このとき、せん断補強筋は特に処理を行っていない。曲げ補強筋として接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂，注入式，コアドリル穿孔）を施工した。あと施工アンカーの有効埋込長さについては，試験体 N-2L-R は，合成構造設計指針[4-6]を参考にアンカー母材が降伏する最小定着長さの 12da（da: アンカー径）とした。ただし，設計に用いた付着強度 τ は，事前に実施したアンカー引張試験結果を参考に 18.8MPa とした。一方，試験体 N-2S-R は RC 規準[4-7]の直線定着の必要定着長さと同等の 30da とした。あと施工アンカーを施工後に，鋼板を設置し，鋼板内部に無収縮モルタル（圧縮強度約 50N/mm²）を打設した。なお，鋼板が曲げ耐力に寄与しないように，

鋼板を杭頭部から 30mm ほど離している。また，載荷におけるシアスパン比，軸力比は原則補強前と同様としたが，加力装置の容量の関係から，試験体 N-2S-R は既存部断面に対する軸力比を 0.15 とした。



写真 4.2.1 試験体 N-3L の最終破壊状況



写真 4.2.2 破壊領域の斫り出し



写真 4.2.3 モルタルによる補修状況

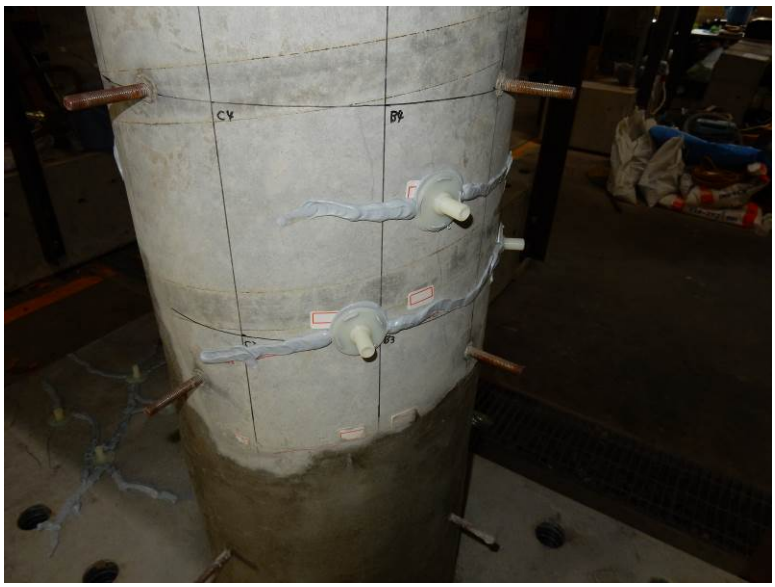
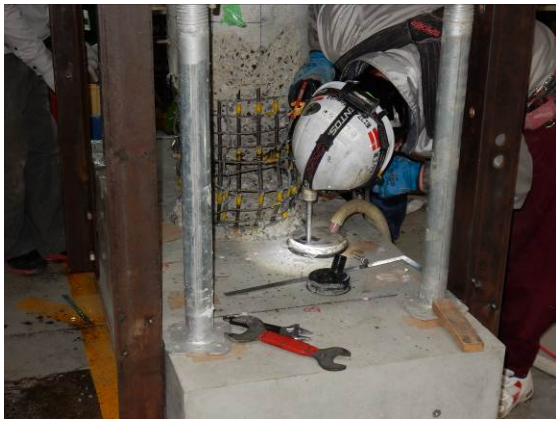


写真 4.2.4 ひび割れ部へのエポキシ樹脂注入



(a) アンカー打設位置の決定



(b) 穿孔

写真 4.2.5 あと施工アンカーの打設



(a) 樹脂注入



(b) 設置状況

写真 4.2.6 あと施工アンカーの打設



(a) 鋼板設置



(b) モルタル充填

写真 4.2.7 鋼板巻き立て補強

4.2.3　使用材料

使用材料の材料特性一覧を**表 4.2.2，4.2.3** に示す。なお、いずれの試験体もコンクリートは設計基準強度 Fc=33N/mm² の普通コンクリートを使用しているが、試験体 N-3L、N-2S、N-2L、V-2 についてはコンクリート供試体を取れていないため、後段の計算においては設計基準強度を用いている。

表 4.2.2 使用鉄筋の材料特性

(a) N-1.75S-I, N-1.75S-C,V-1.75

呼び径	材質	ヤング係数 [N/mm^2]	降伏強度 [N/mm^2]	降伏歪 [μ]	引張強度 [N/mm^2]
D4	SD295A	1.81×10^5	402*	2210**	539
D10	SD390	1.85×10^5	430	3133	624
	* 0.2%オフセット耐力　** 降伏強度/ヤング係数				

(b) その他

呼び径	材質	ヤング係数 [N/mm^2]	降伏強度 [N/mm^2]	降伏歪 [μ]	引張強度 [N/mm^2]
D4	SD295A	1.78×10^5	374	2068	527
D10	SD390	1.91×10^5	425	2459	625
D10	USD785	1.91×10^5	963	4980	1090
PL6	SS400	2.03×10^5	305	1512	463

表 4.2.3 使用コンクリートの材料特性

試験体	試験体名	ヤング係数 [N/mm^2]	圧縮強度 [N/mm^2]
N-1.4S-H N-1.4S	上スタブ・試験体部	2.51×10^4	35.1
	下スタブ	2.72×10^4	38.7
N-1.75S-I N-1.75S-C, V-1.75	上スタブ・試験体部	2.47×10^4	37.0
	下スタブ	$2.3.7\times10^4$	36.1

4.2.4　載荷方法

試験装置図を**図 4.2.3** に示す。3 本のオイルジャッキにより加力される機構となっている。試験体の下スタブはフーチングを想定しており，杭を 180 度回転させ，杭頭部が下側に来るような形で載荷装置に設置している。鉛直荷重は，下スタブ上端から 2995mm の位置にピン接合された鉛直ジャッキにより作用させる。水平荷重は，載荷梁の両端に取り付けられた 2 本の水平ジャッキにより，変位制御で作用させる。2 本の水平ジャッキは，載荷荷重が同じになるようにコンピュータ制御されている。水平載荷は，漸増振幅で正負交番繰返し載荷とする。載荷振幅は水平変形角で±1/800，1/400，1/200，1/100，1/50，1/33，1/25，1/20 rad.とし，載荷が不能になった時点で実験を終了する。変位制御する位置は，上スタブの下端に取り付けられた水平変位計とする。

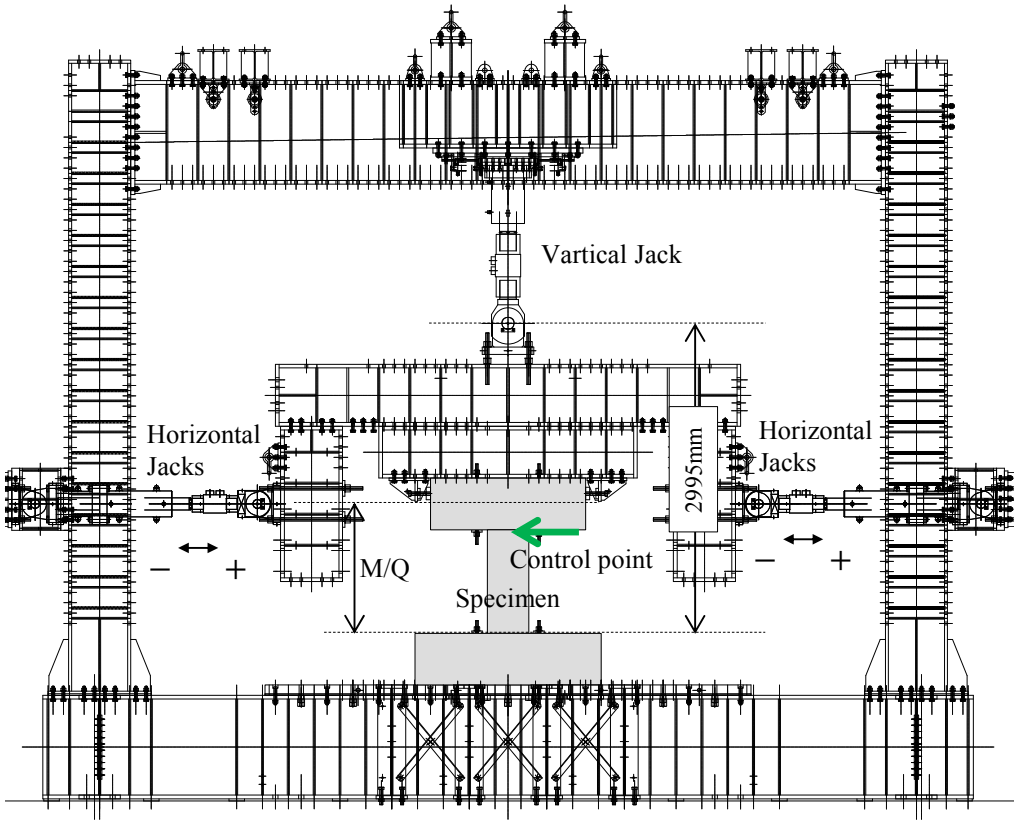


図 4.2.3 実験装置全体図

4.2.5　計測方法

図 4.2.4 に曲げ変形の計測方法，**図 4.2.5** に水平変位およびスタブ回転変位の計測方法を示す。

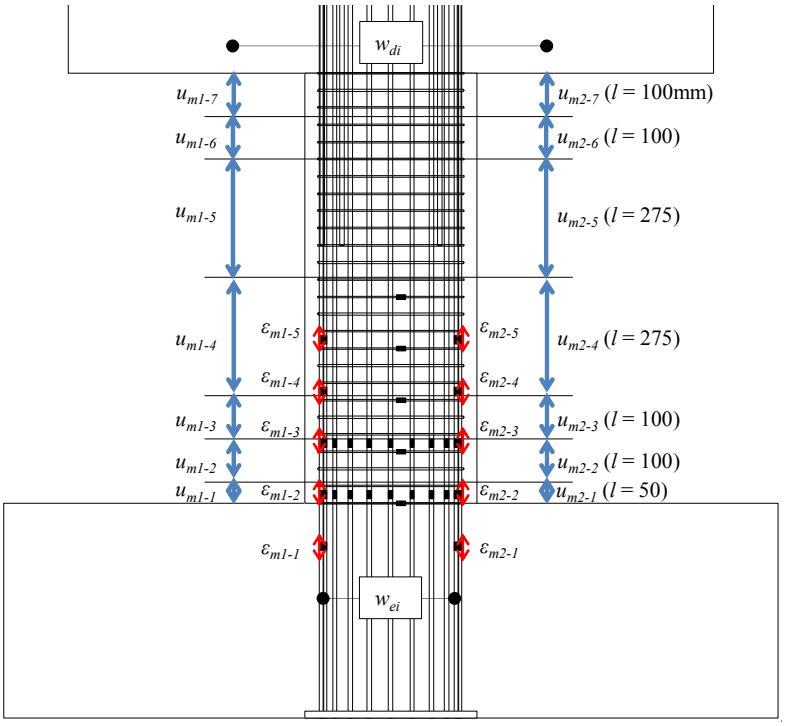


図 4.2.4 曲げ変形の計測方法

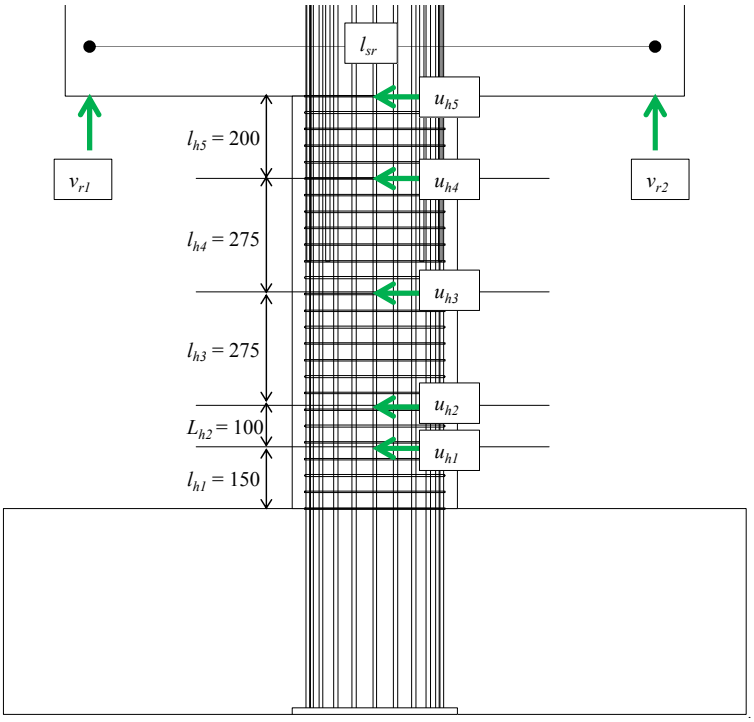


図 4.2.5 水平変位およびスタブ回転変位の計測方法

図 4.2.6 に大変位時の試験体の変形状態を示す。大変位時になると，鉛直ジャッキによる PΔ 効果が無視できなくなるため，杭頭せん断力を算出する際には，PΔ 効果を取り除いて計算する。

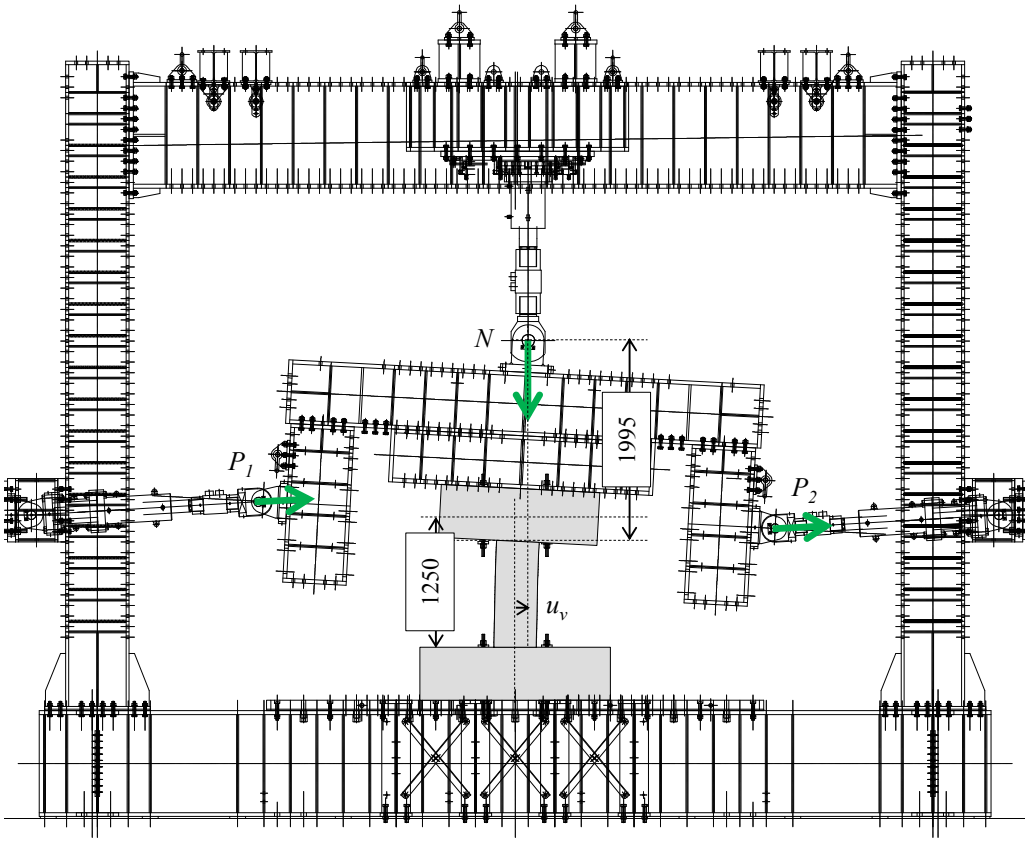
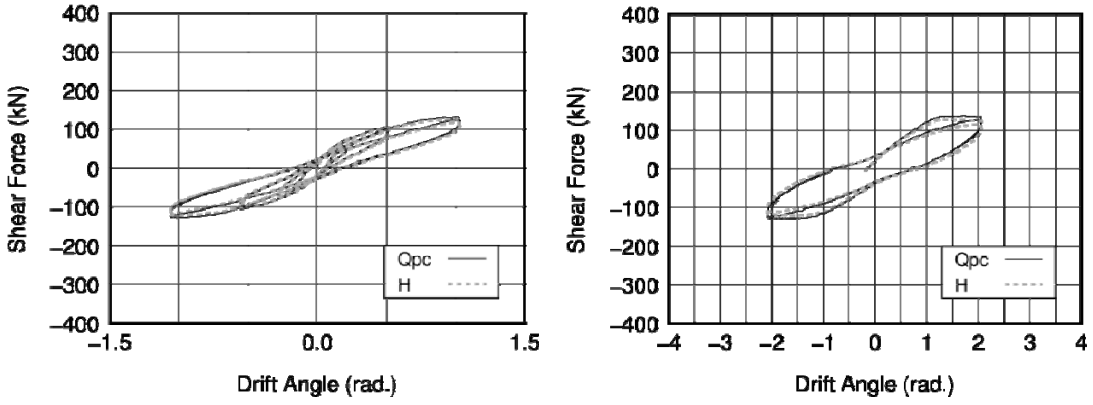


図 4.2.6 大変位時の試験体の変形状態

4.3　実験結果

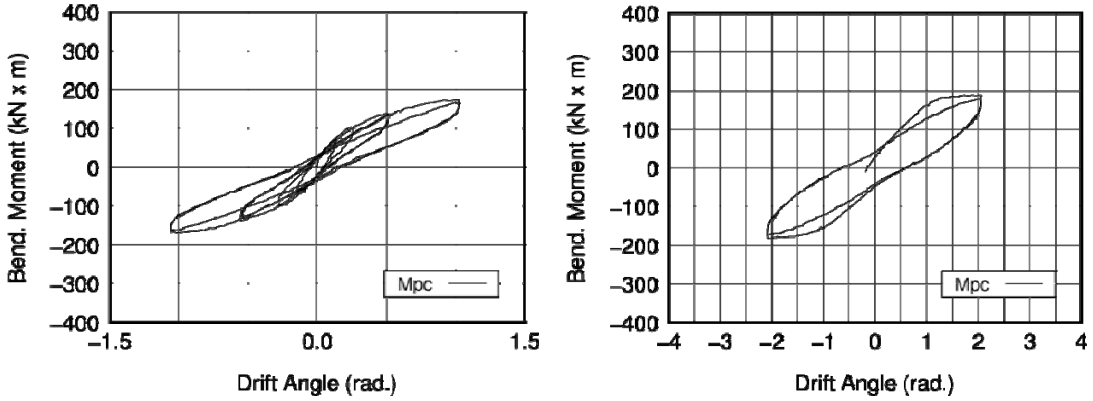
4.3.1　試験体 N-3L

試験体 N-3L は，変形角 R=2.0%サイクルまでは、シアスパン比を 3.0、軸力比を 0.15 として載荷した。R=0.6%で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。R=2.0%サイクル後に、シアスパン比を 2.0、軸力比を 0.40 として再度載荷した。R=2.0%サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。



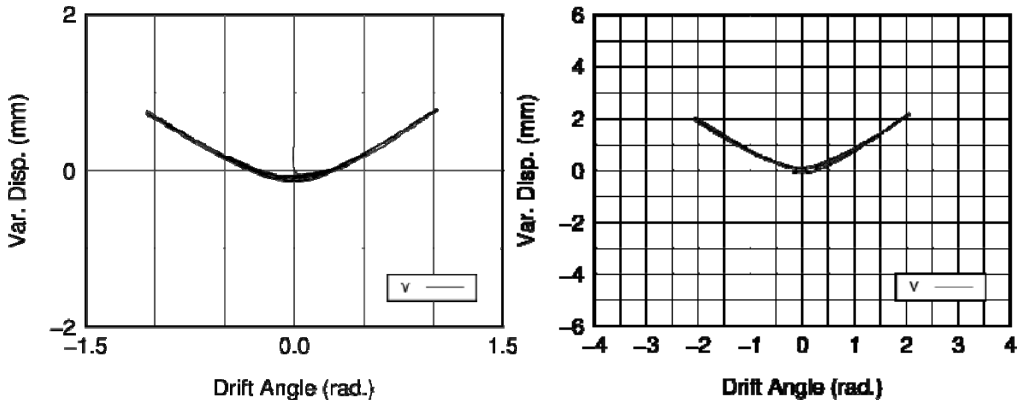
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%

図 4.3.1 水平荷重－変形角関係（ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc）



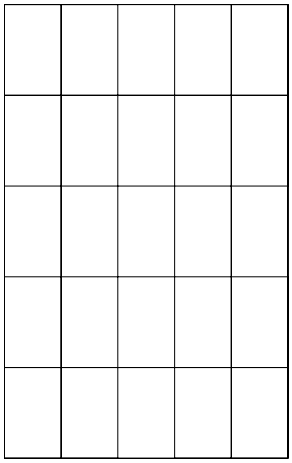
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.2 杭頭曲げモーメント－変形角関係

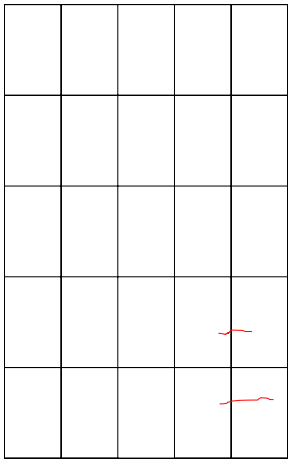


(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

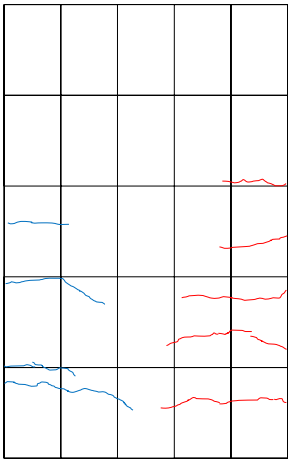
図 4.3.3 軸変形－変形角関係



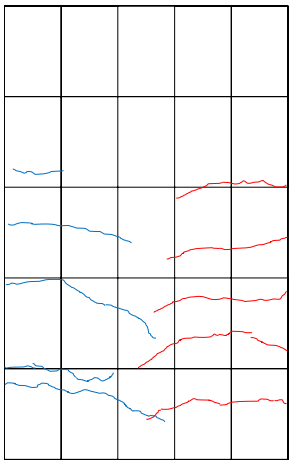
(a) 載荷点変形角 1/800



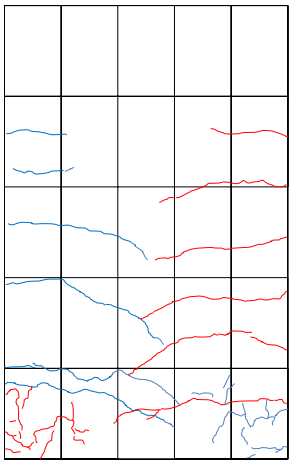
(b) 載荷点変形角 1/400



(c) 載荷点変形角 1/200

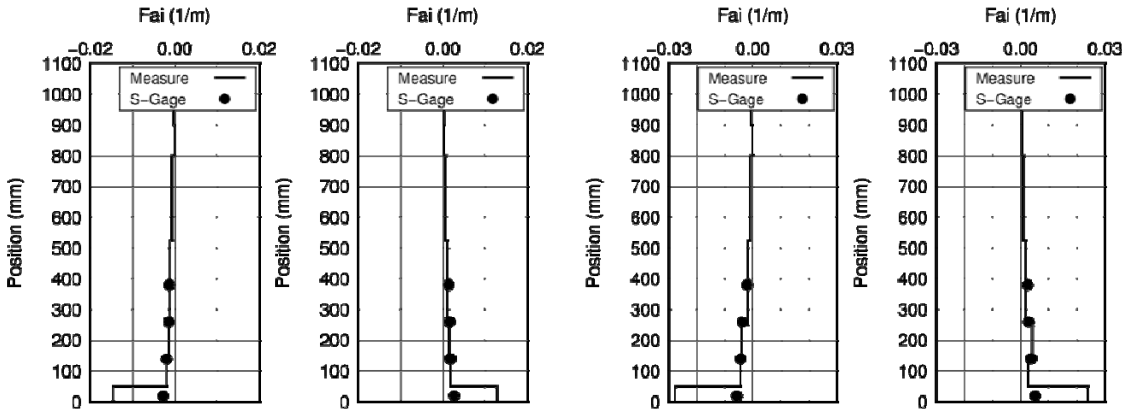


(d) 載荷点変形角 1/100

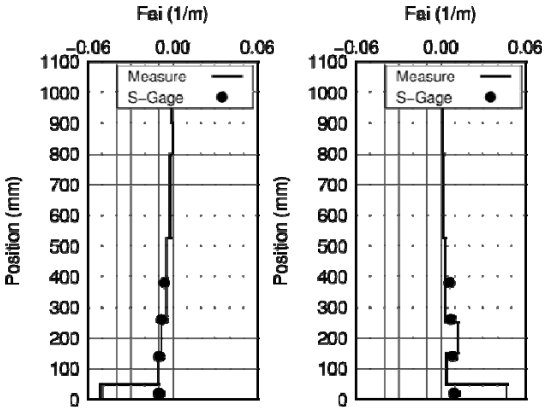


(e) 載荷点変形角 1/50

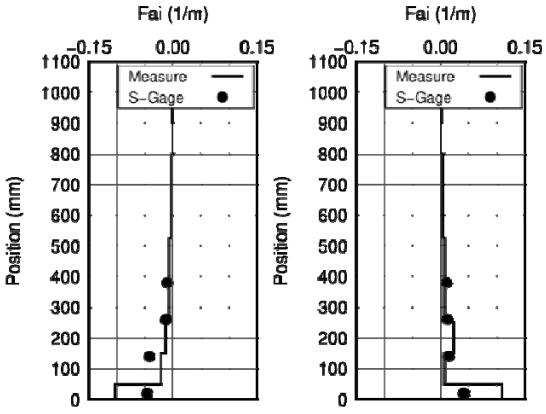
図 4.3.4 各載荷振幅終了時のひび割れ図



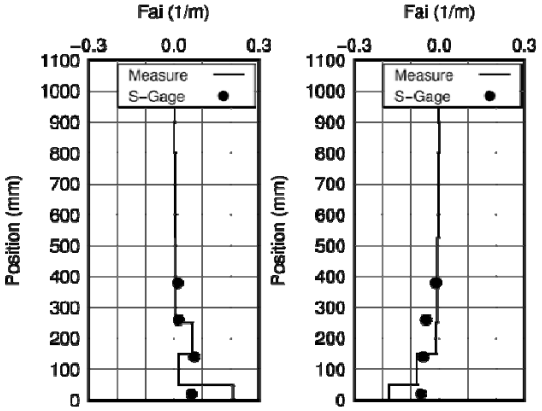
(a) 載荷点変形角 1/800（左:負，右:正）　(b) 載荷点変形角 1/400（左:負，右:正）



(c) 載荷点変形角 1/200（左:負，右:正）

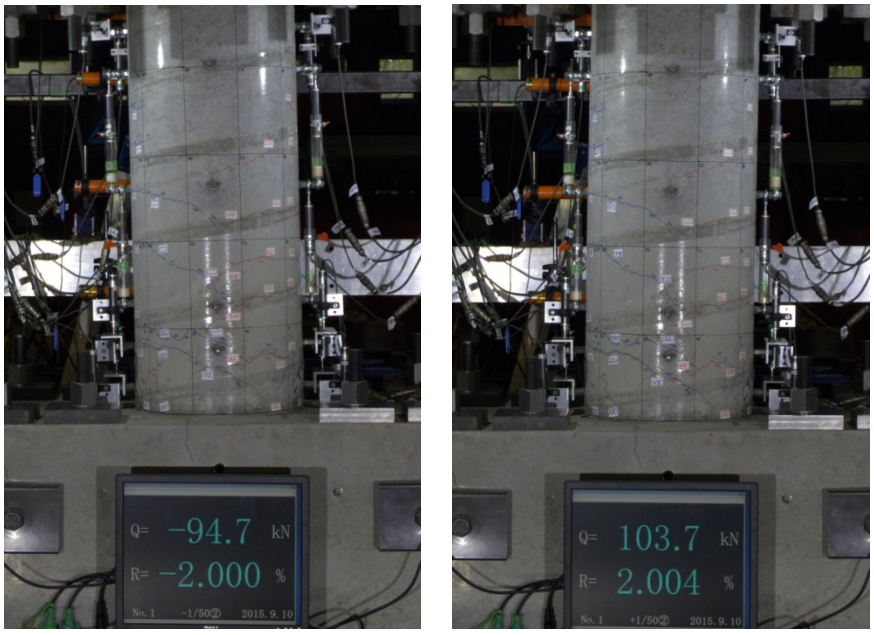


(d) 載荷点変形角 1/100（左:負，右:正）



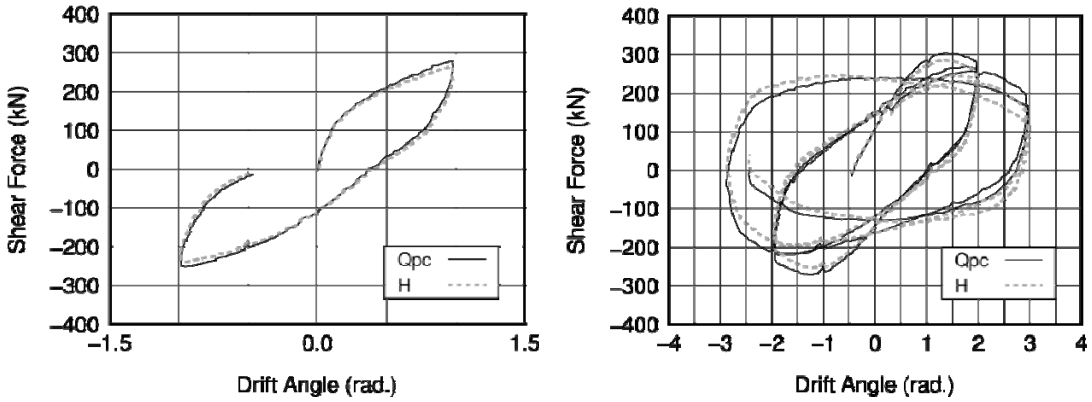
(e) 載荷点変形角 1/50（左:負，右:正）

図 4.3.5 杭の曲率分布（変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値）



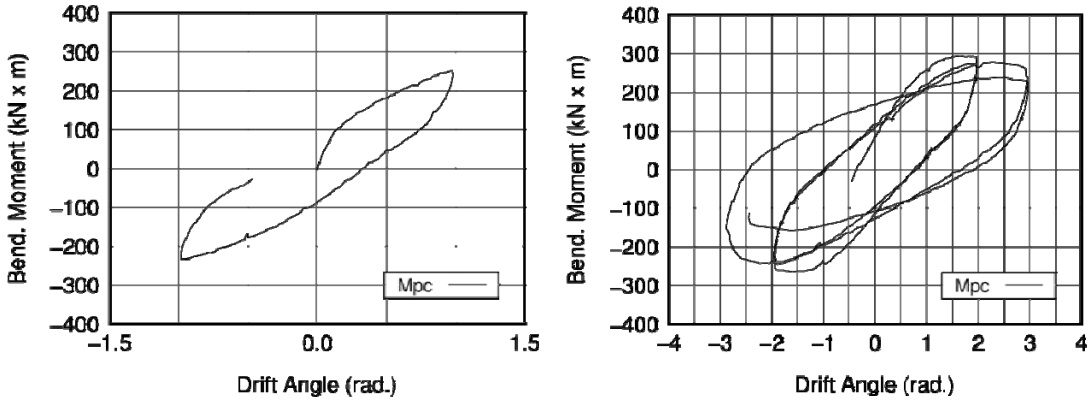
(a)　−2.0%時　　(b)　2.0%時

写真 4.3.1 最大変位時の様子



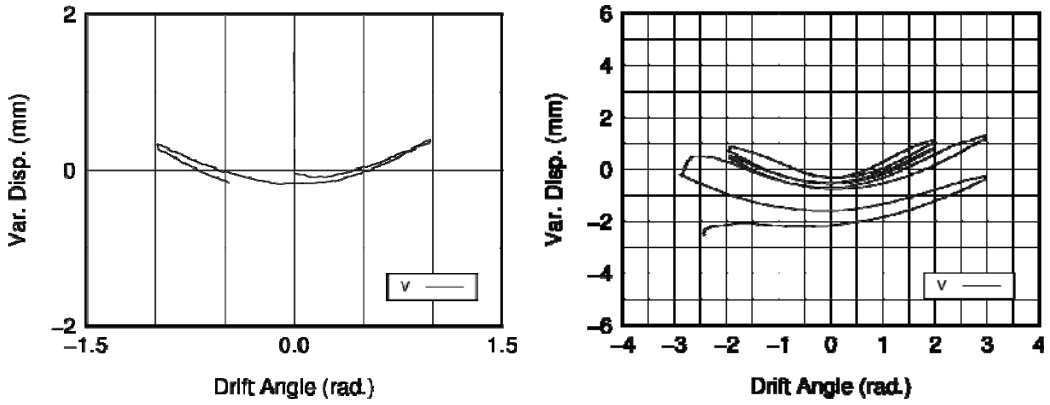
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.6 水平荷重－変形角関係（ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc）



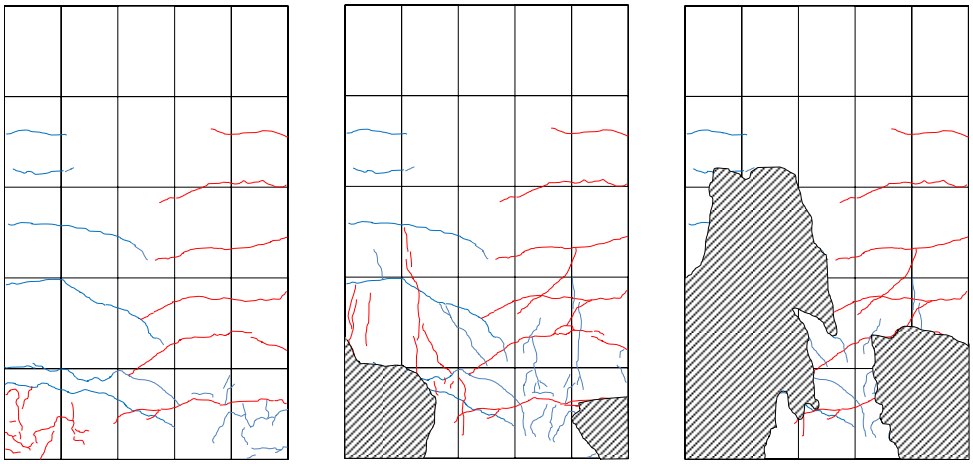
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.7 杭頭曲げモーメント－変形角関係



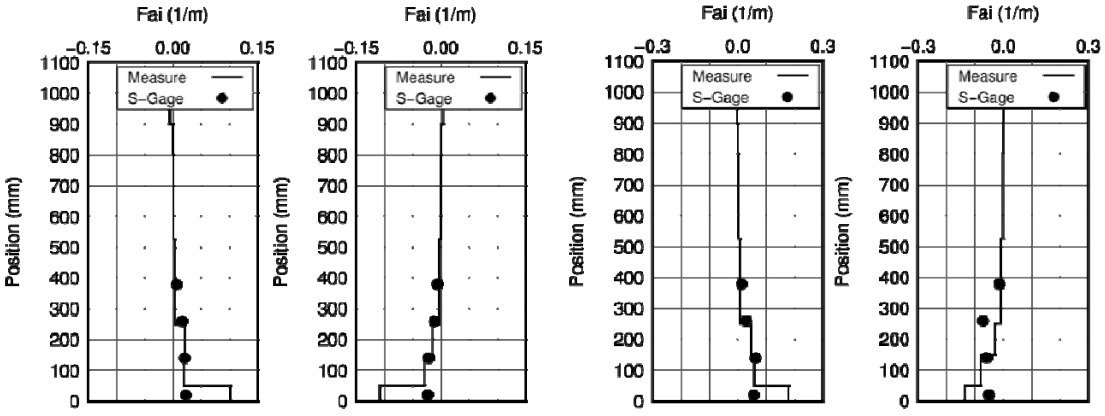
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.8 軸変形－変形角関係

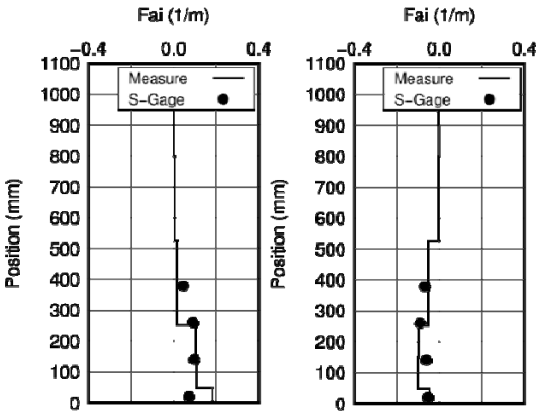


(a) 載荷点変形角 1/100　(b) 載荷点変形角 1/50　(c) 載荷点変形角 1/33

図 4.3.9 各載荷振幅終了時のひび割れ図

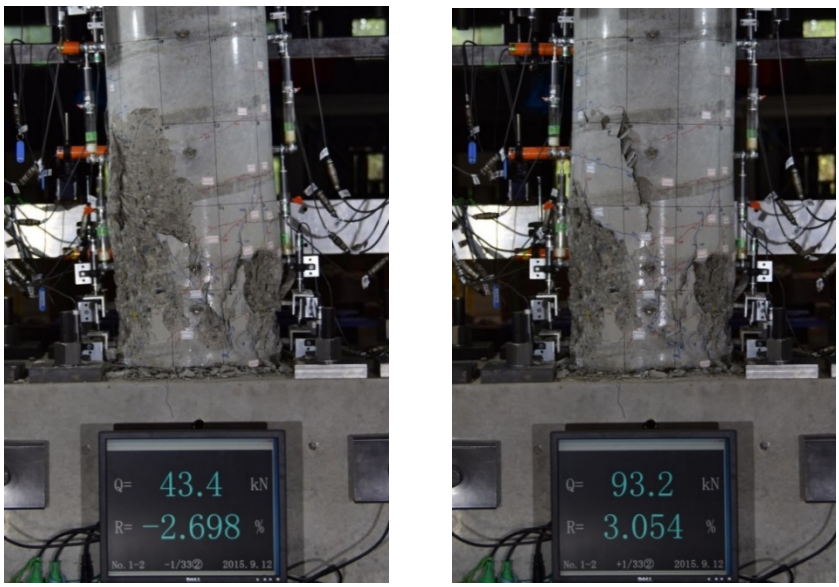


(c) 載荷点変形角 1/100（左:負，右:正）　(d) 載荷点変形角 1/50（左:負，右:正）



(e) 載荷点変形角 1/50（左:負，右:正）

図 4.3.10 杭の曲率分布（変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値

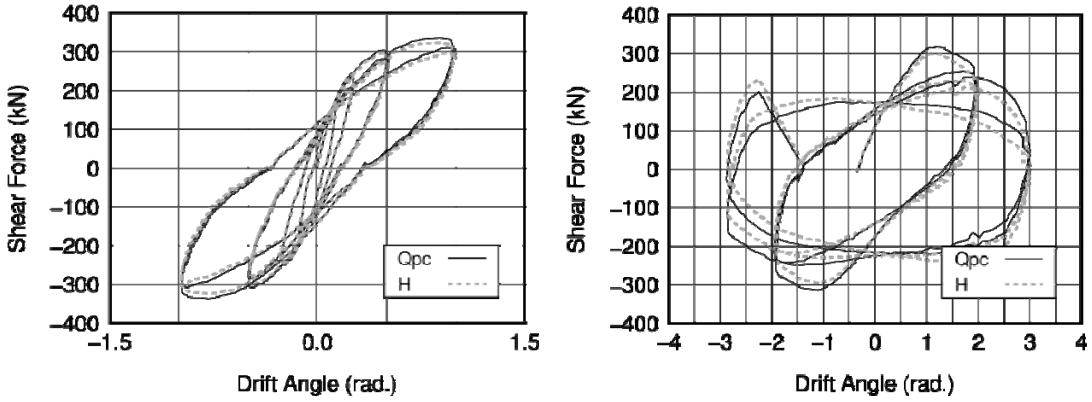


(a)　-3.0%時　　(b)　3.0%時

写真 4.3.2 最大変位時の様子

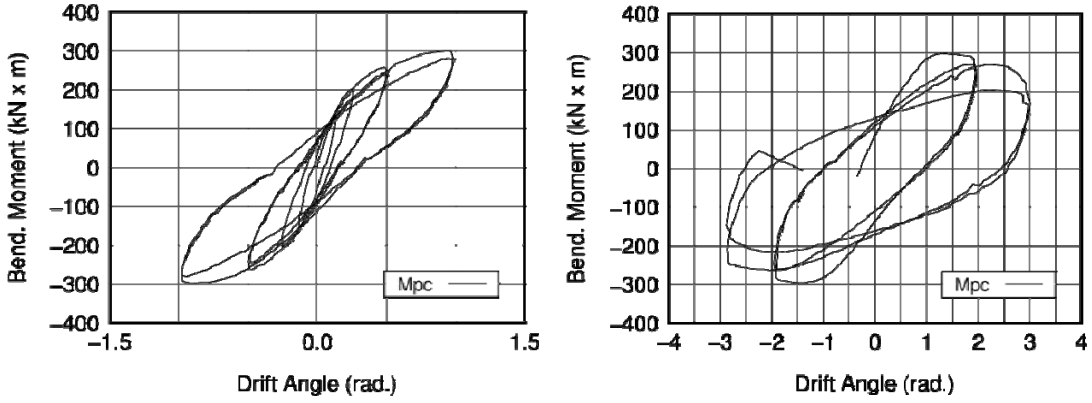
4.3.2　試験体 N-2S

試験体 N-2S は，R=0.7%で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達し，R=1.0%で圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。R=3.0%サイクルで，コンクリートの圧壊が著しく進展し，R=-3.0%の 2 回目で杭頭部がせん断破壊した。



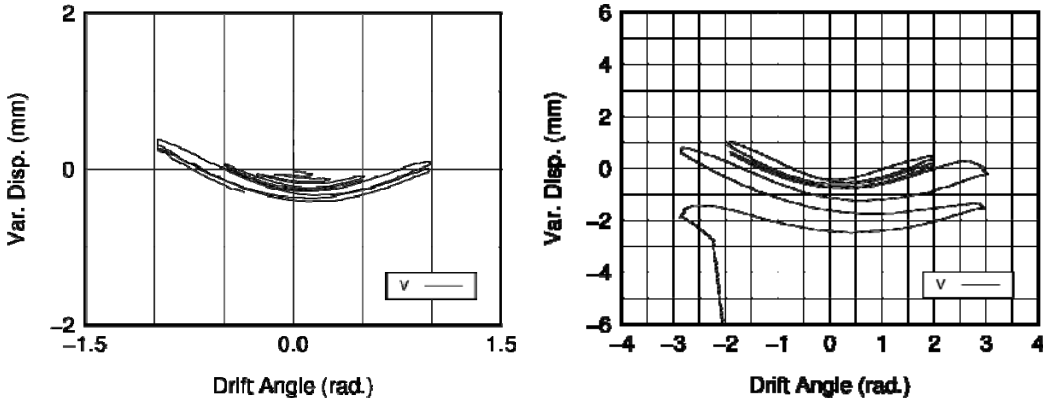
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.11 水平荷重－変形角関係（ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc）



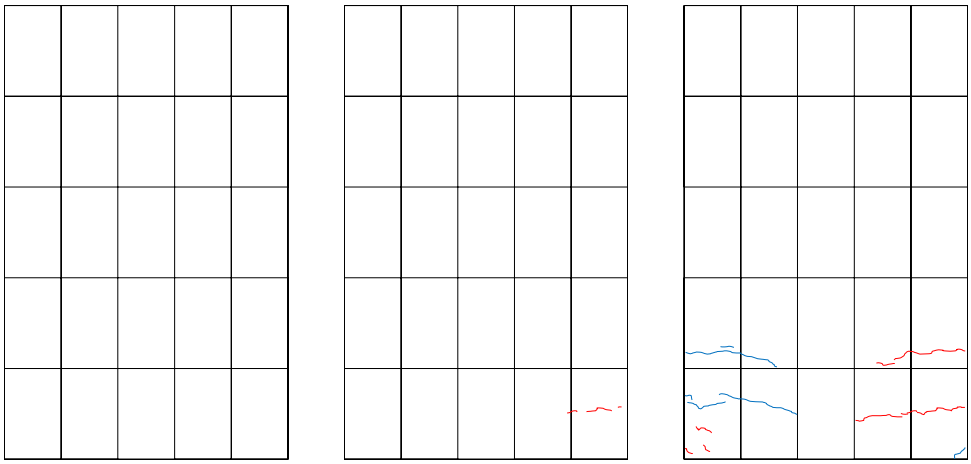
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.12 杭頭曲げモーメント－変形角関係

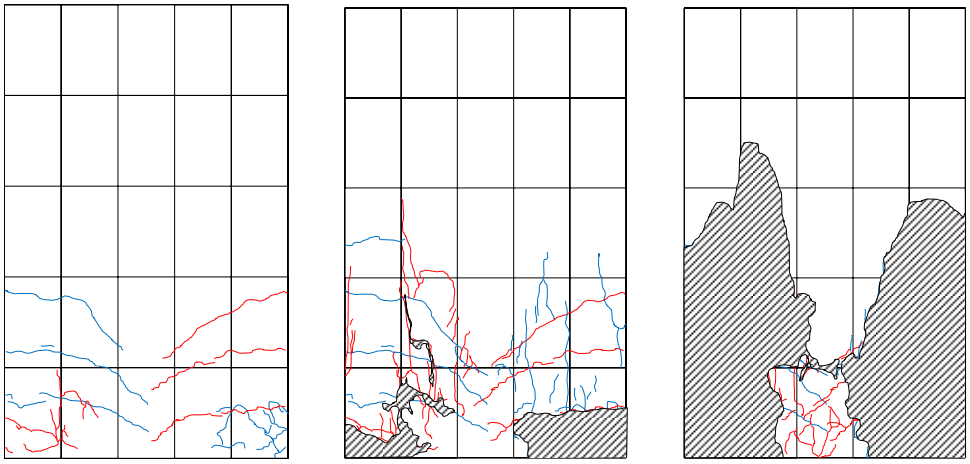


(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.13 軸変形－変形角関係

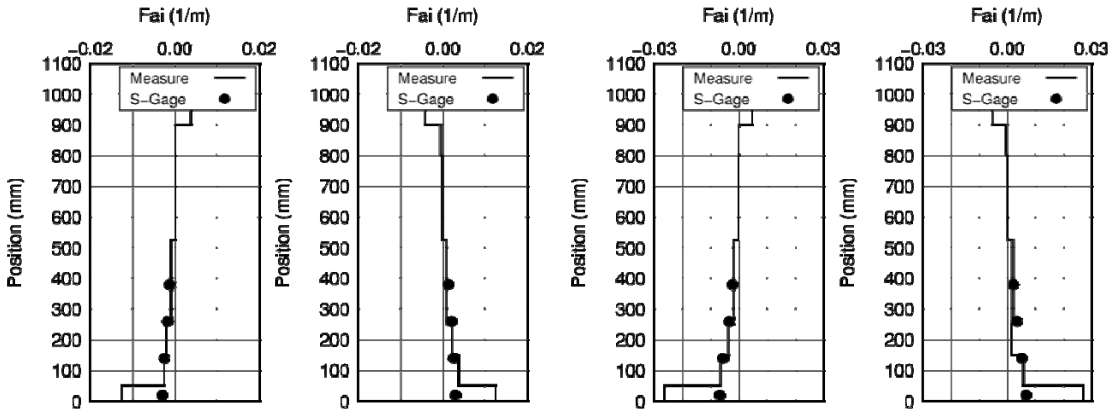


(a) 載荷点変形角 1/800　(b) 載荷点変形角 1/400　(c) 載荷点変形角 1/200

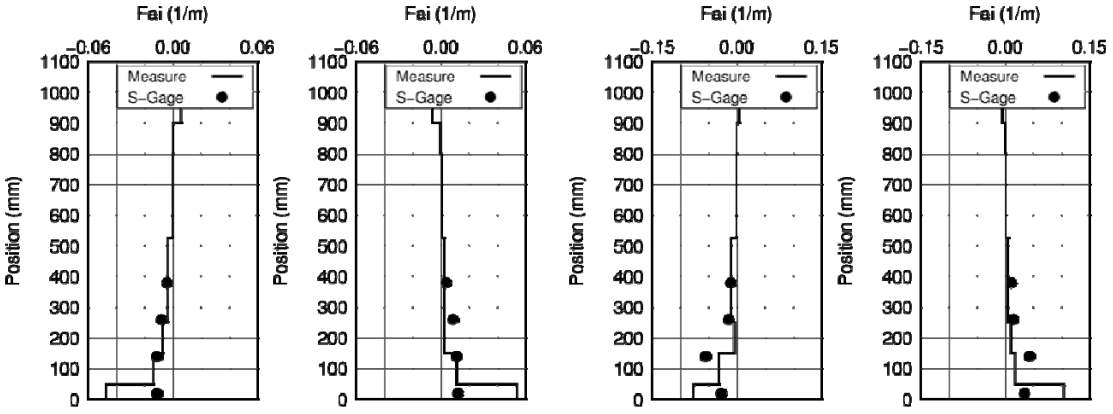


(d) 載荷点変形角 1/100　(e) 載荷点変形角 1/50　(f) 載荷点変形角 1/33

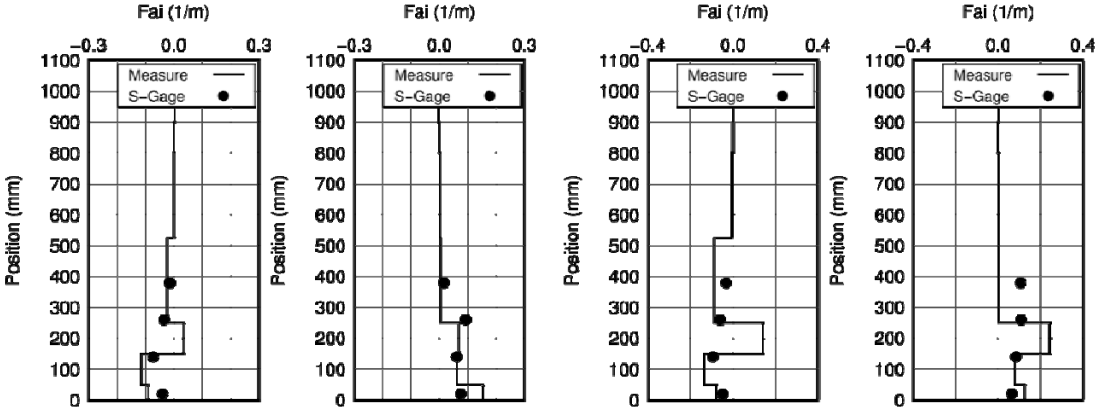
図 4.3.14 各載荷振幅終了時のひび割れ図



(a) 載荷点変形角 1/800（左:負，右:正）　(b) 載荷点変形角 1/400（左:負，右:正）

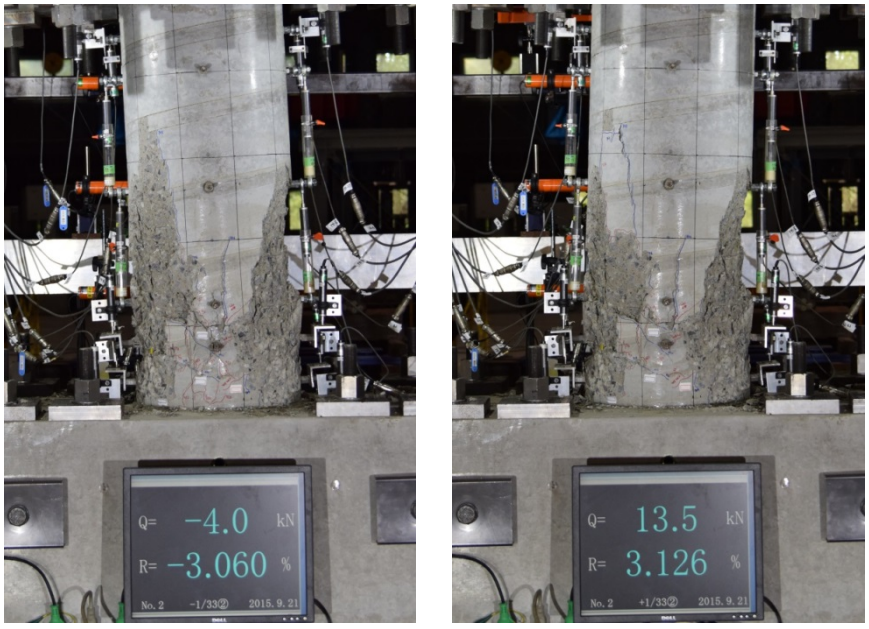


(c) 載荷点変形角 1/200（左:負，右:正）　(d) 載荷点変形角 1/100（左:負，右:正）



(e) 載荷点変形角 1/50（左:負，右:正）　(f) 載荷点変形角 1/33（左:負，右:正）

図 4.3.15 杭の曲率分布（変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値）



(a)　-2.0%時　　(b)　2.0%時

写真 4.3.3 最大変位時の様子

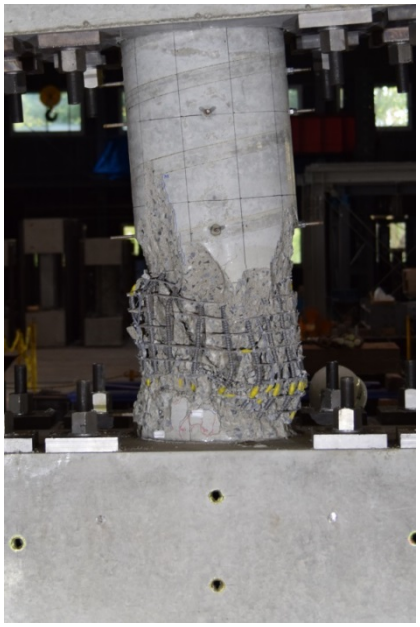
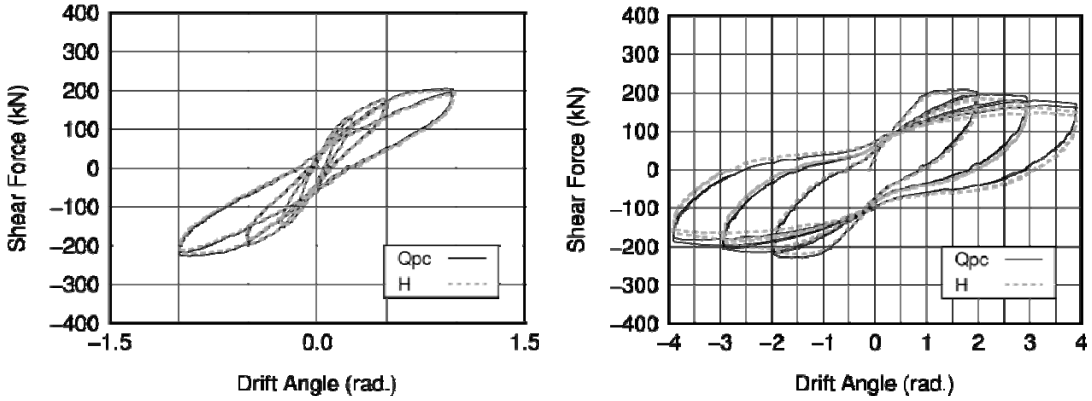


写真 4.3.4 せん断破壊時の様子（3.0%・2 サイクル目）

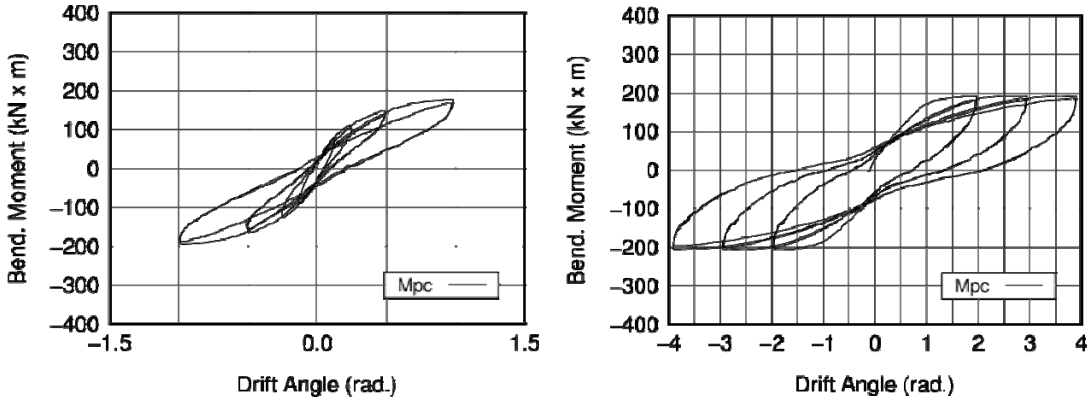
4.3.3　試験体 N-2L

試験体 N-2L は, R=0.5%サイクルで最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。R=2.0%サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。



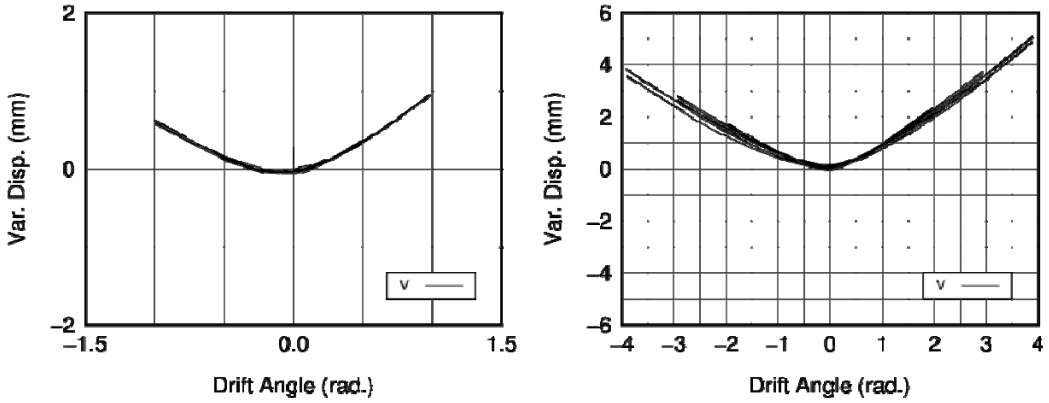
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.16 No.3 の水平荷重－変形角関係（ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc）



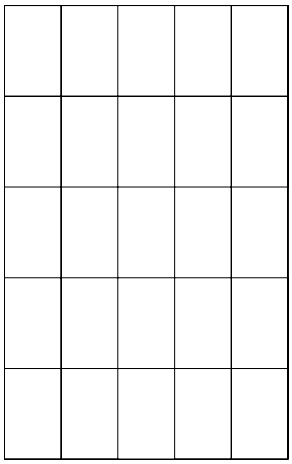
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.17 No.2 の杭頭曲げモーメント－変形角関係

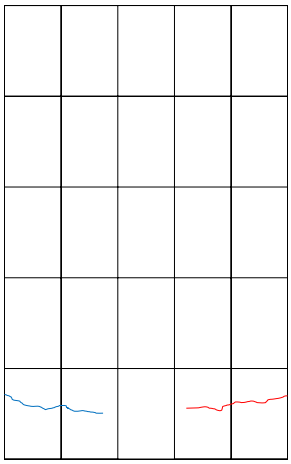


(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

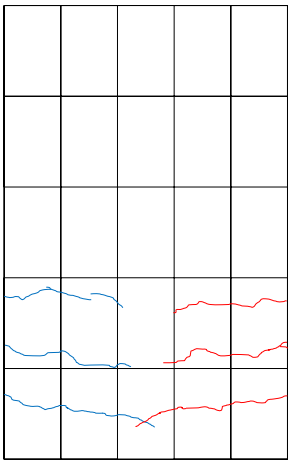
図 4.3.18 No.3 の軸変形－変形角関係



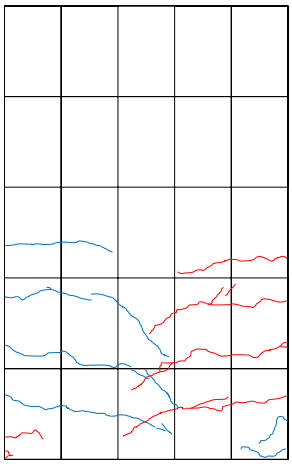
(a) 載荷点変形角 1/800



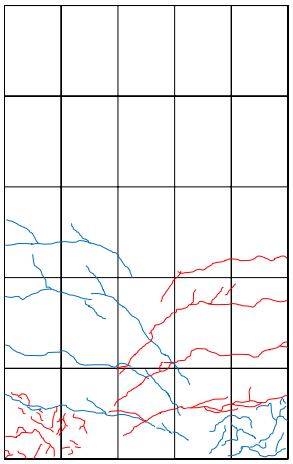
(b) 載荷点変形角 1/400



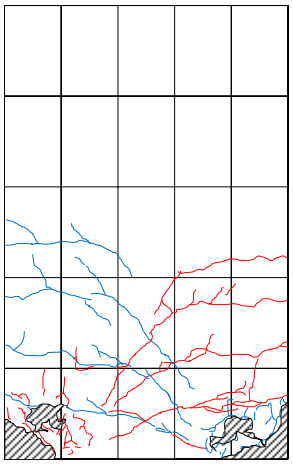
(c) 載荷点変形角 1/200



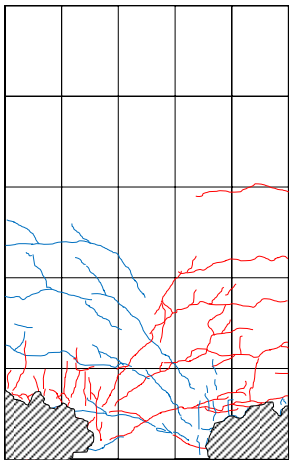
(d) 載荷点変形角 1/100



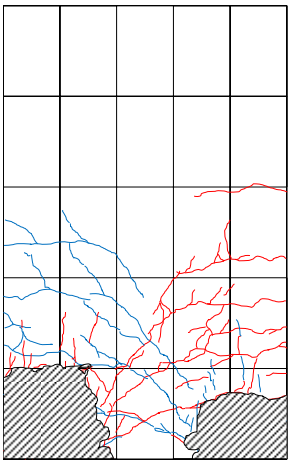
(e) 載荷点変形角 1/50



(f) 載荷点変形角 1/33

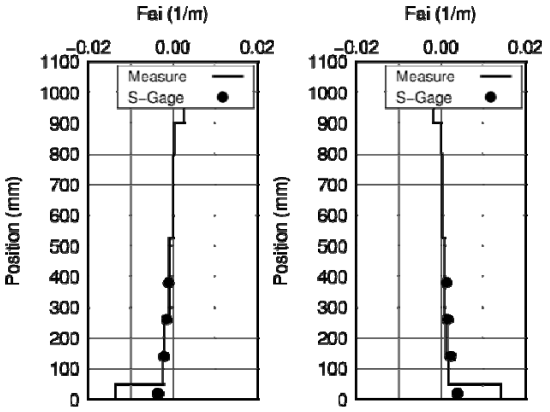


(d) 載荷点変形角 1/25

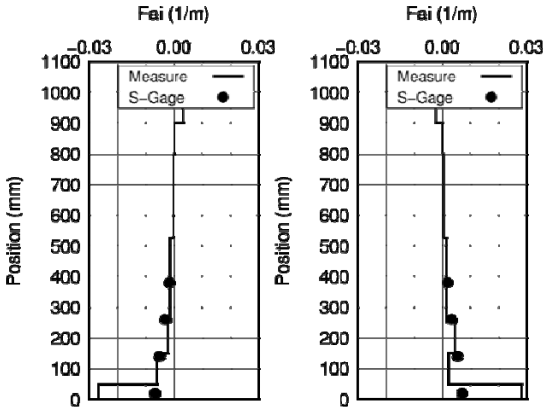


(e) 載荷点変形角 1/20

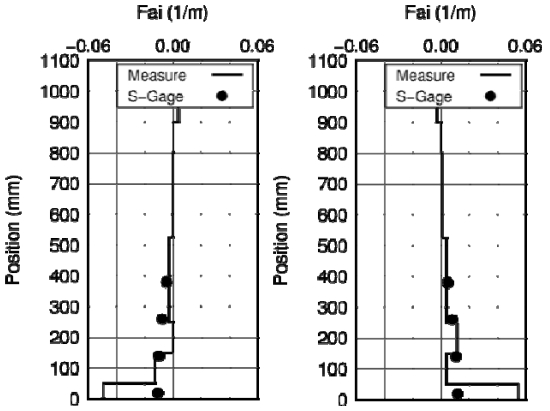
図 4.3.19 No.3 の各載荷振幅終了時のひび割れ図



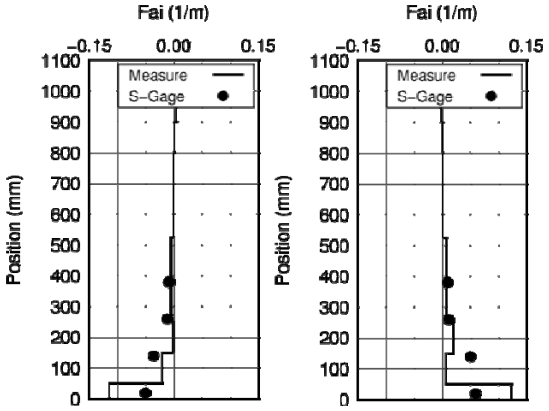
(a) 載荷点変形角 1/800（左:負，右:正）



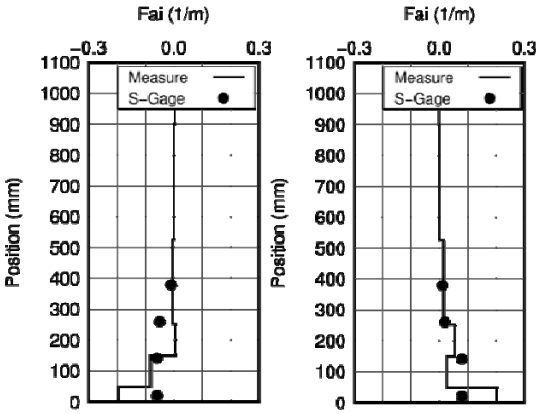
(b) 載荷点変形角 1/400（左:負，右:正）



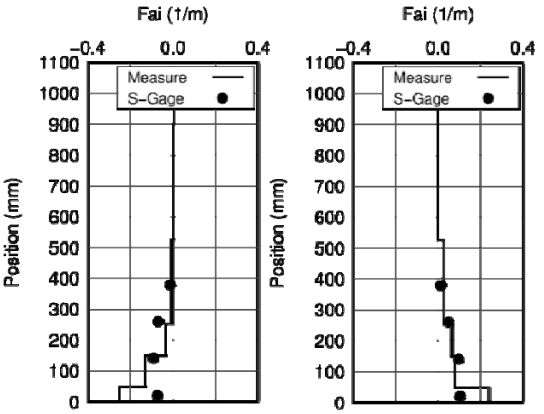
(c) 載荷点変形角 1/200（左:負，右:正）



(d) 載荷点変形角 1/100（左:負，右:正）

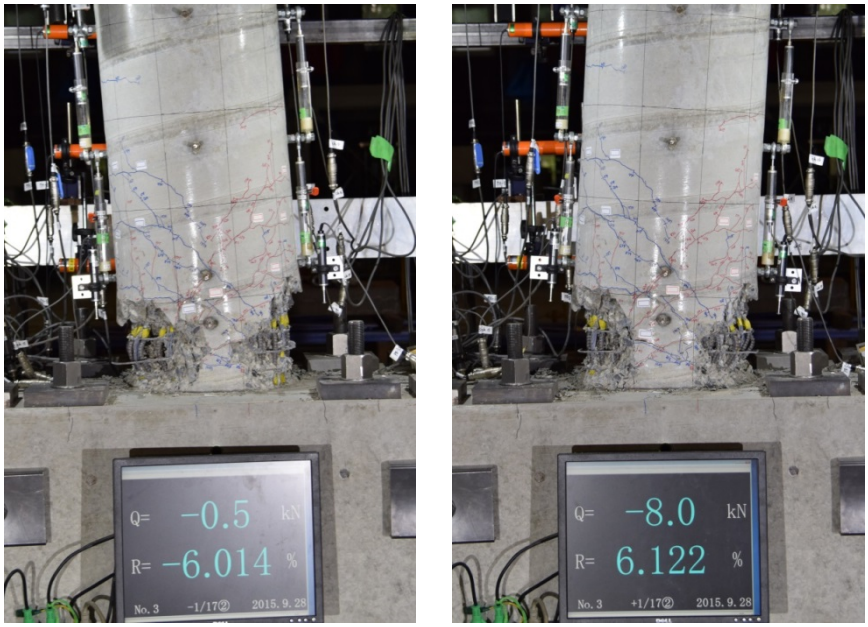


(e) 載荷点変形角 1/50（左:負，右:正）



(f) 載荷点変形角 1/33（左:負，右:正）

図 4.3.20 杭の曲率分布（変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値）

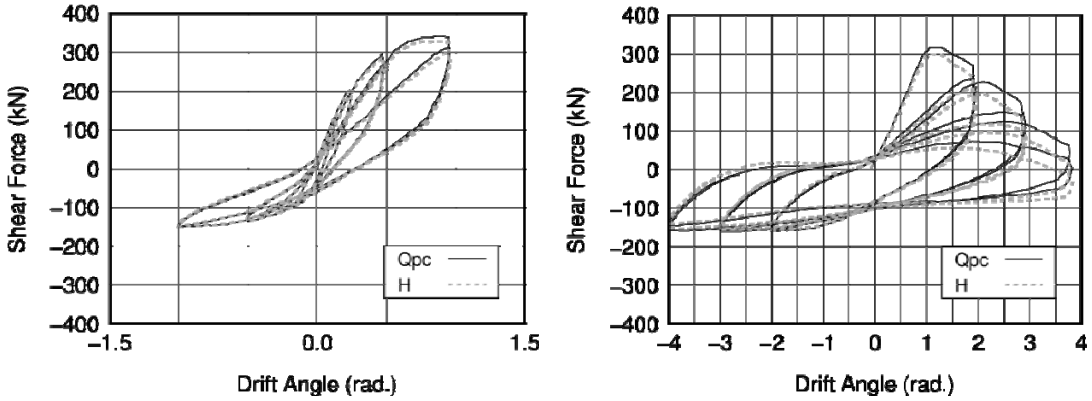


(a)　−6.0%時　　(b)　6.0%時

写真 4.3.5 最大変位時の様子

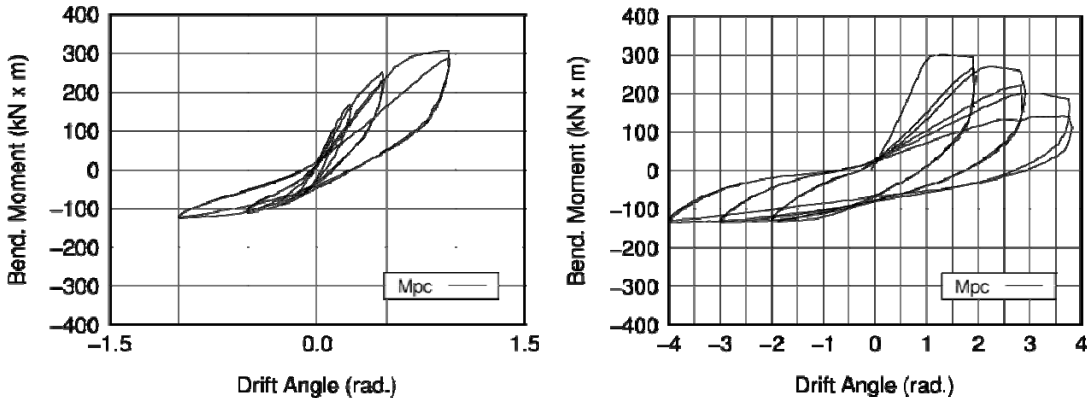
4.3.4　試験体 V-2

試験体 V-2 は，正側（軸力が増加する方向）では，R=0.6%で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達し，R=1.0%で圧縮側コンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。負側（軸力が減少する方向）では，R=-0.4%で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。以降，R=2.0%サイクルで圧縮側コンクリートの圧壊が確認されたものの，耐力低下は R=-4%まで生じなかった。



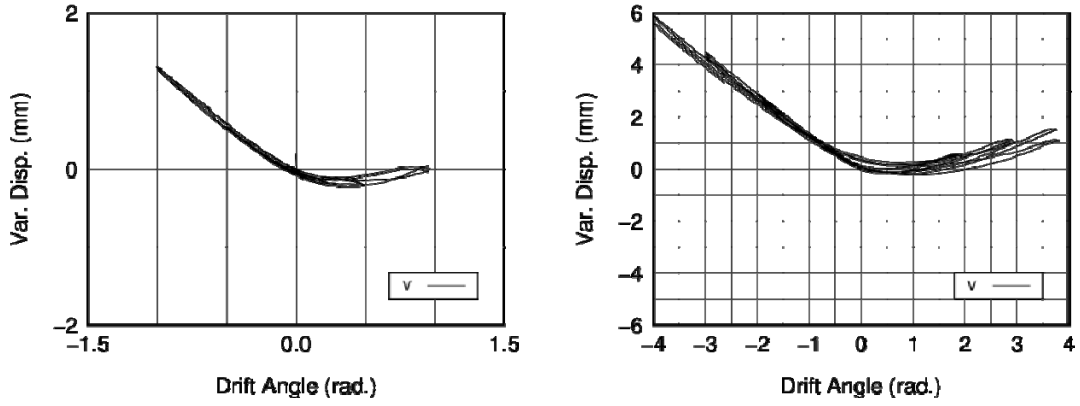
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.21 水平荷重－変形角関係（ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc）



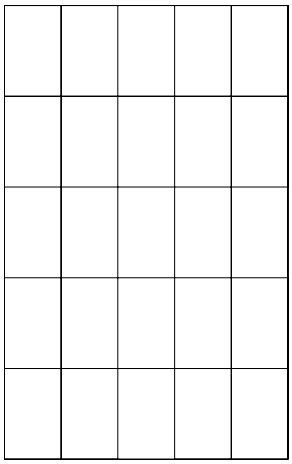
(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.22 杭頭曲げモーメント－変形角関係

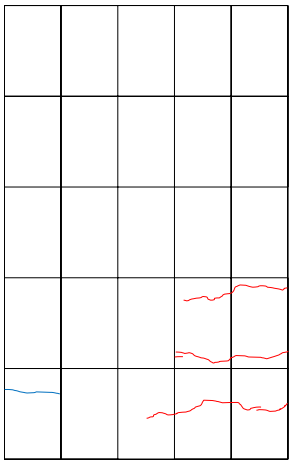


(a) 載荷点変形角 2%まで　　(b) 載荷点変形角 2%以上

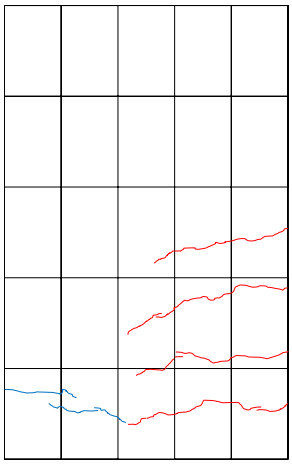
図 4.3.23 軸変形－変形角関係



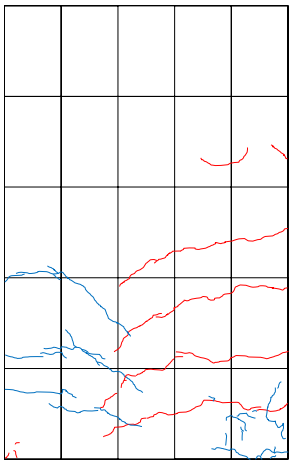
(a) 載荷点変形角 1/800



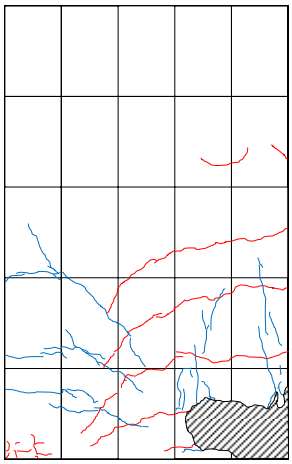
(b) 載荷点変形角 1/400



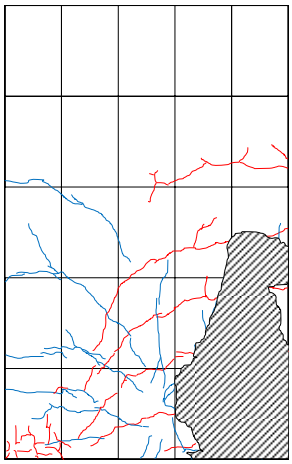
(c) 載荷点変形角 1/200



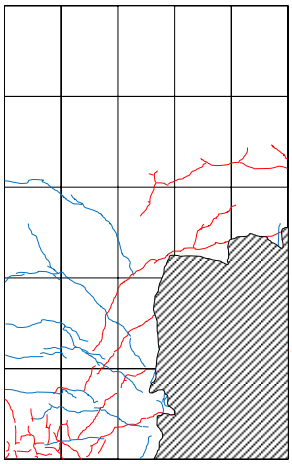
(d) 載荷点変形角 1/100



(e) 載荷点変形角 1/50

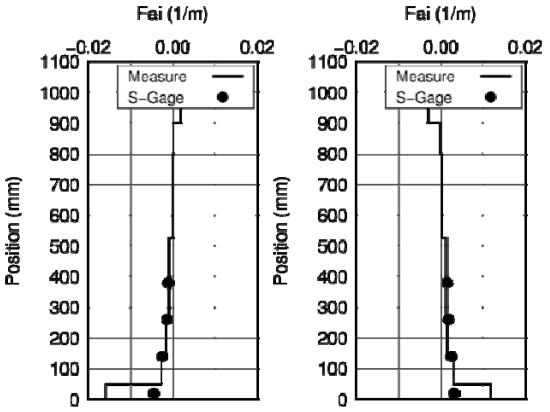


(f) 載荷点変形角 1/33

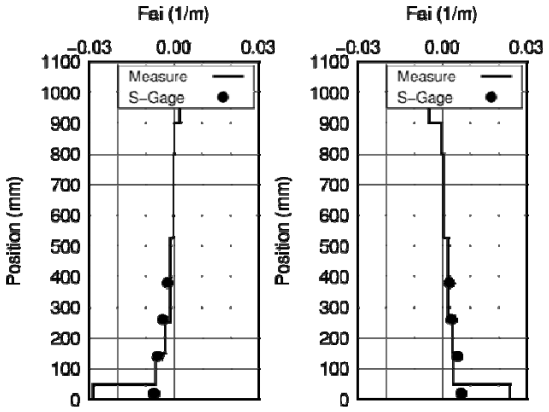


(g) 載荷点変形角 1/25

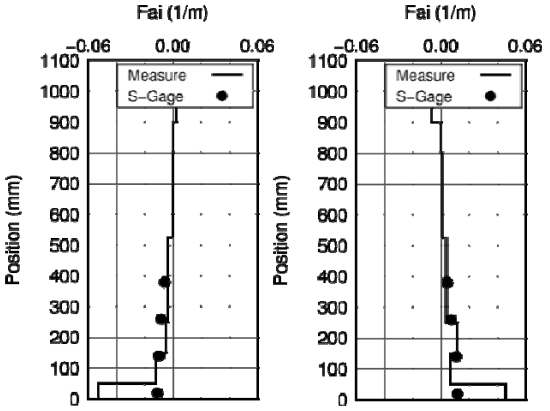
図 4.3.24 各載荷振幅終了時のひび割れ図



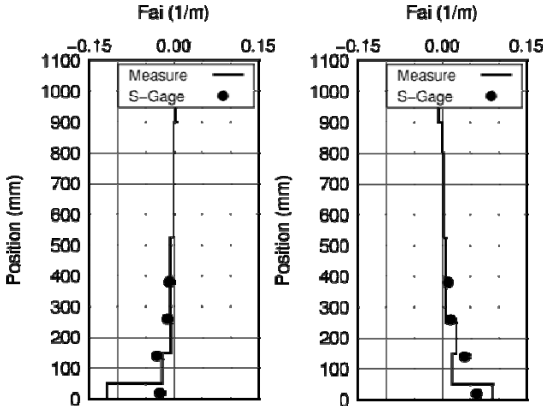
(a) 載荷点変形角 1/800（左:負，右:正）



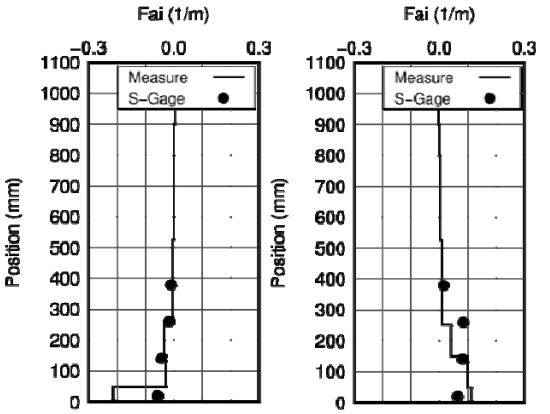
(b) 載荷点変形角 1/400（左:負，右:正）



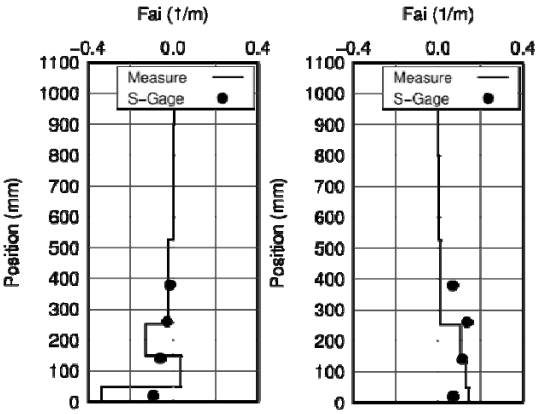
(c) 載荷点変形角 1/200（左:負，右:正）



(d) 載荷点変形角 1/100（左:負，右:正）

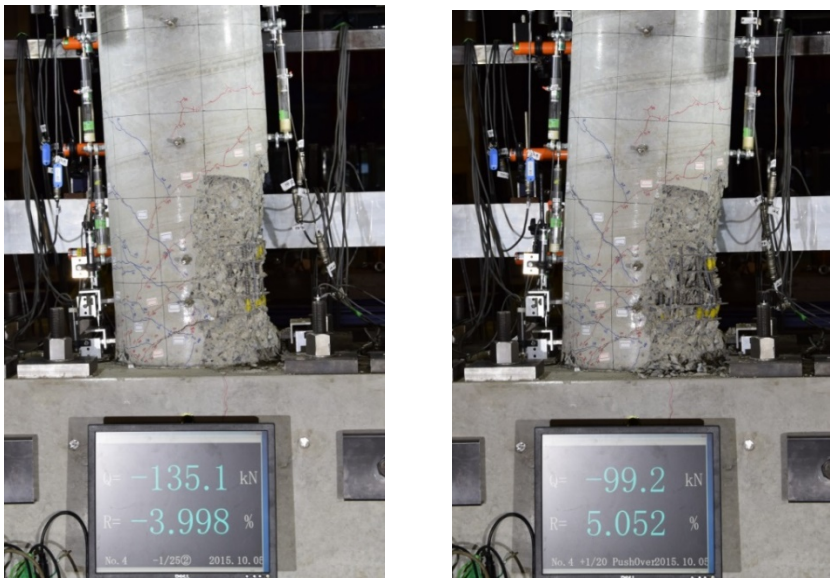


(e) 載荷点変形角 1/50（左:負，右:正）



(f) 載荷点変形角 1/33（左:負，右:正）

図 4.3.25 杭の曲率分布（変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値）



(a)　-4.0%時　　(b)　5.0%時（P0）

写真 4.3.6 最大変位時の様子

4.3.5　試験体 N-1.75-S-1

破壊過程

R=0.25%サイクル

端部に曲げひび割れが発生

R=0.5%サイクル

杭頭・杭脚部から 150～200mm の位置に曲げひび割れが発生

最大ひび割れ幅 0.15mm

R=1%サイクル

主筋の引張降伏（上側 0.80%　下側 0.66%）

杭頭・杭脚部の曲げ圧壊が発生（R=0.76%）

最大耐力時，主筋は 4 段目（20 本中 7 本）までが引張降伏

R=2%サイクル 1 回目

せん断ひび割れが発生し，耐力が徐々に低下（せん断破壊）

正側，負側ともに R=1.1%

せん断ひび割れはやや下側による傾向が見られる。

R=2%サイクル 2 回目正側

R=1.75%で軸支持能力を喪失，せん断ひび割れ部が滑るように軸方向破壊

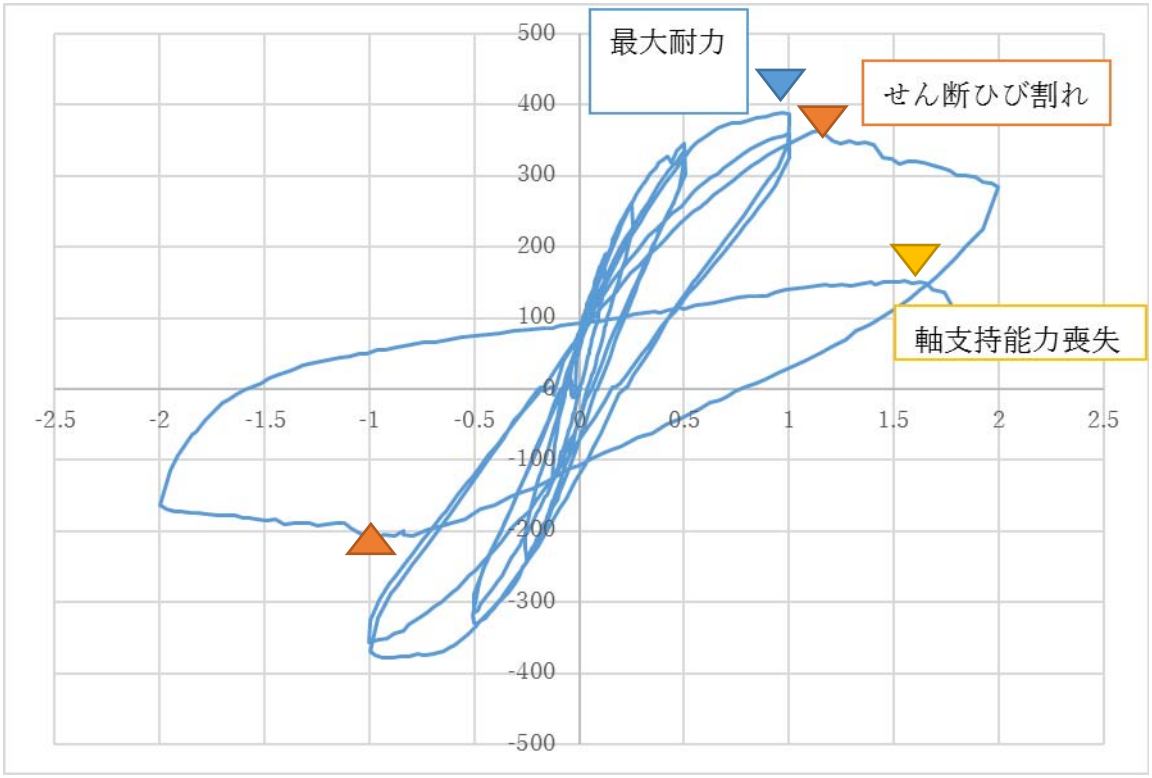
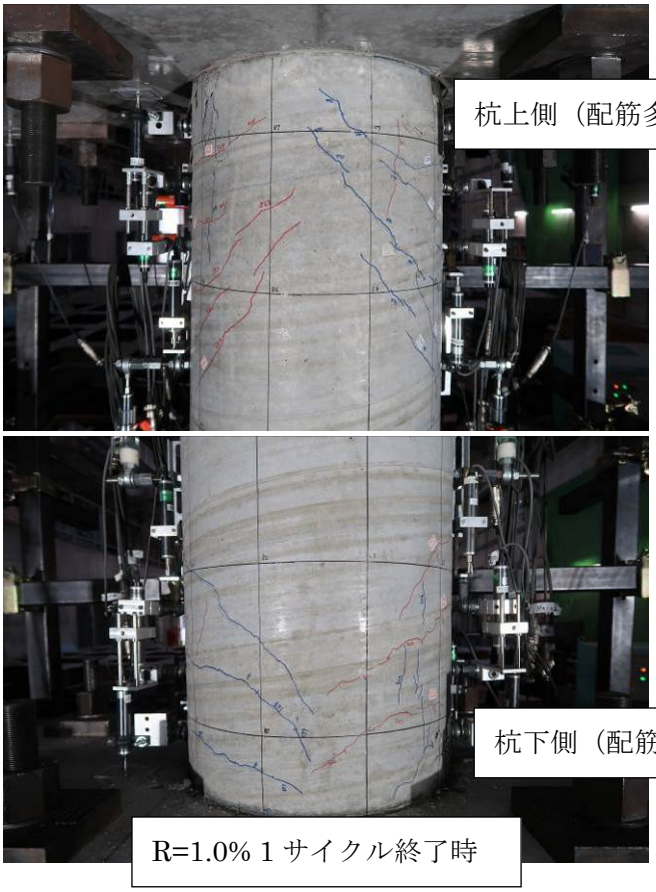
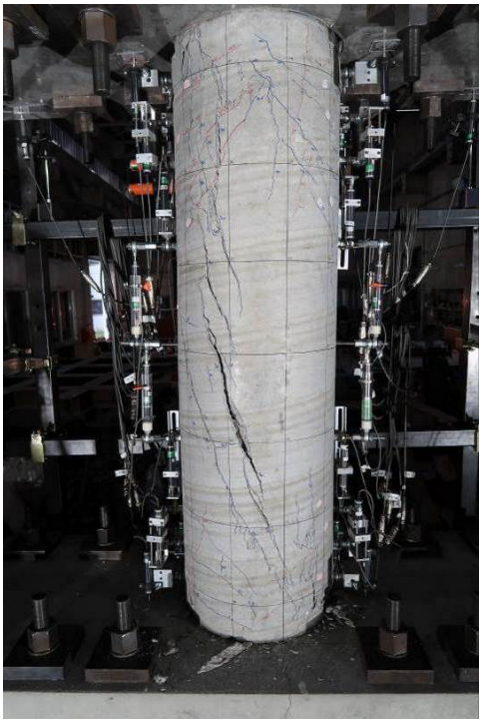
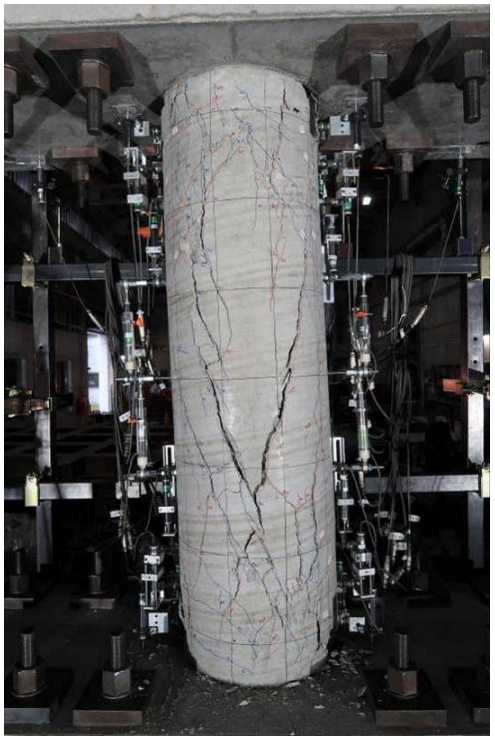


図 4.3.26 荷重―変形角関係

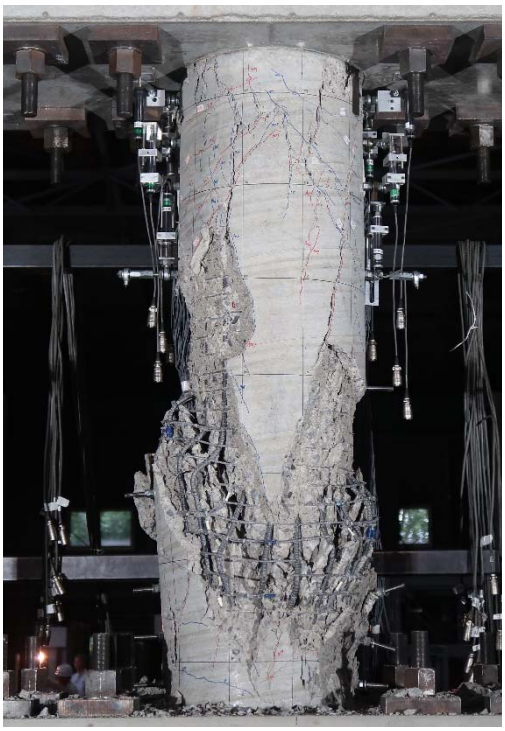




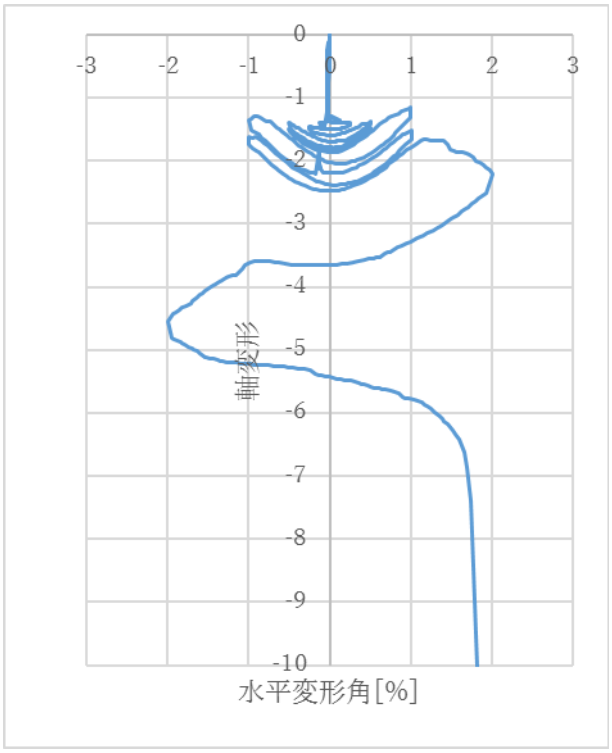
・R=2%サイクル正側 1 回目



・R=2%サイクル負側 1 回目



最終破壊状況（軸支持能力喪失）



軸方向変形と水平変形角の関係

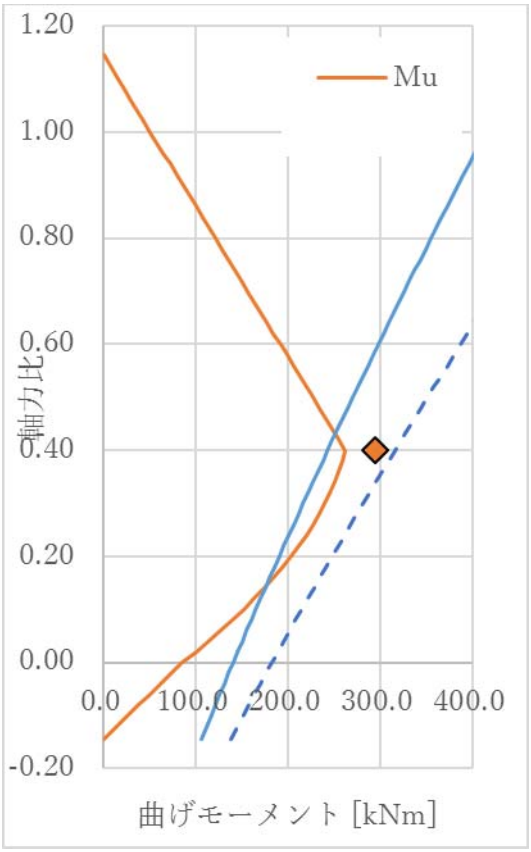


図 4.3.27　Ｎ－Ｍ相関と No.7 最大耐力

4.3.6　試験体 N-1.75-S-C

破壊過程

R=0.25%サイクル

端部に曲げひび割れが発生

R=0.5%サイクル

杭頭部から 150～200mm の位置に曲げひび割れが発生

最大ひび割れ幅 0.25mm

R=1%サイクル

主筋の引張降伏（水平変形角 0.60%），ほぼ同時にコンクリートの圧壊が発生

R=0.857 で最大耐力，主筋は 3 段目（20 本中 5 本）までが引張降伏

R=2%サイクル

圧壊領域が進展し，耐力が徐々に低下

R=3%サイクル 1 回目正側

R=3%到達後除荷時に，圧壊により軸支持能力を喪失

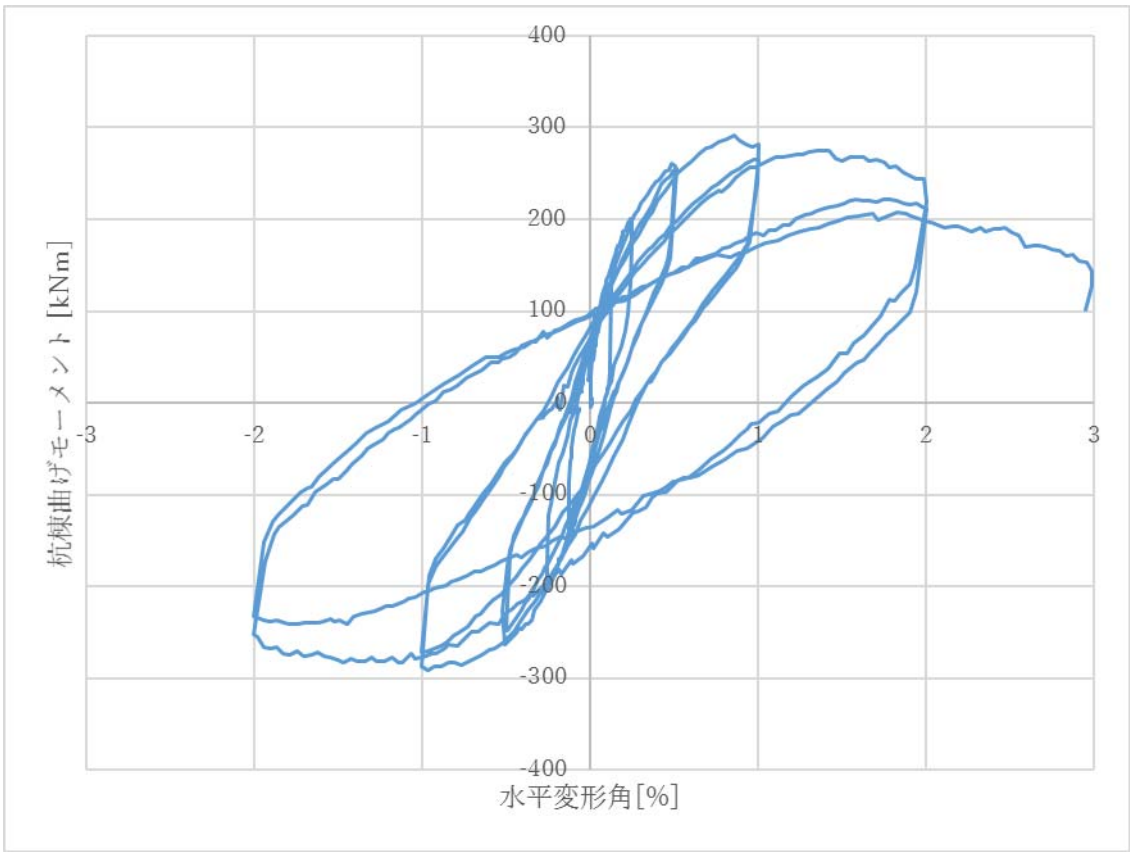
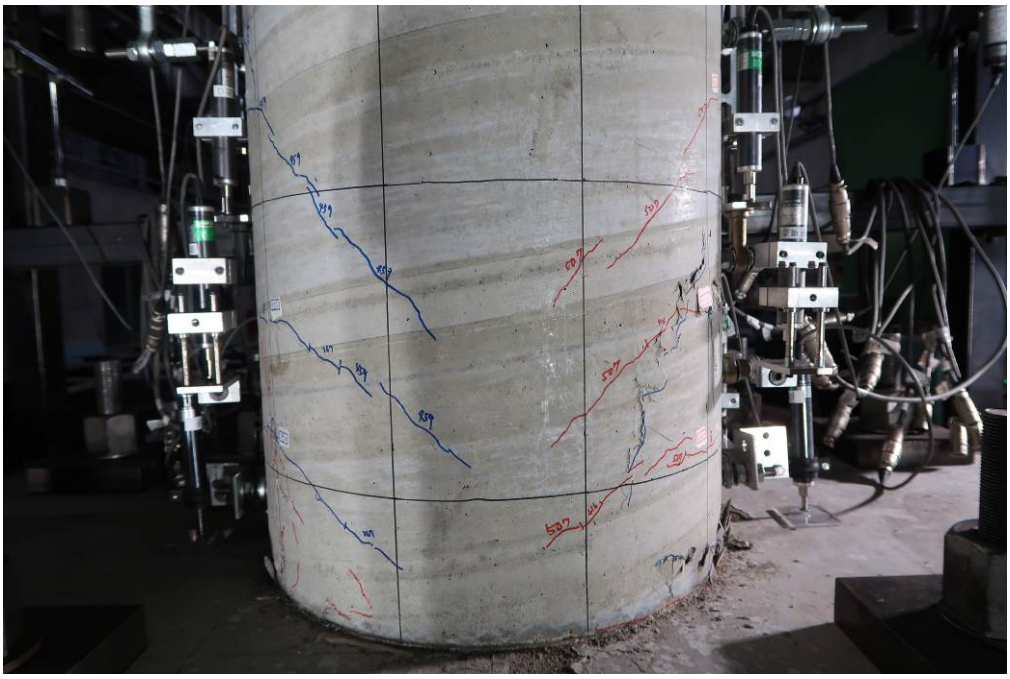
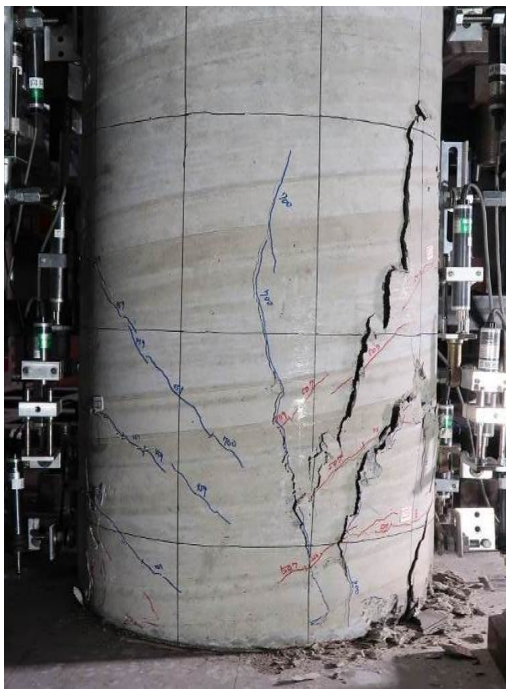
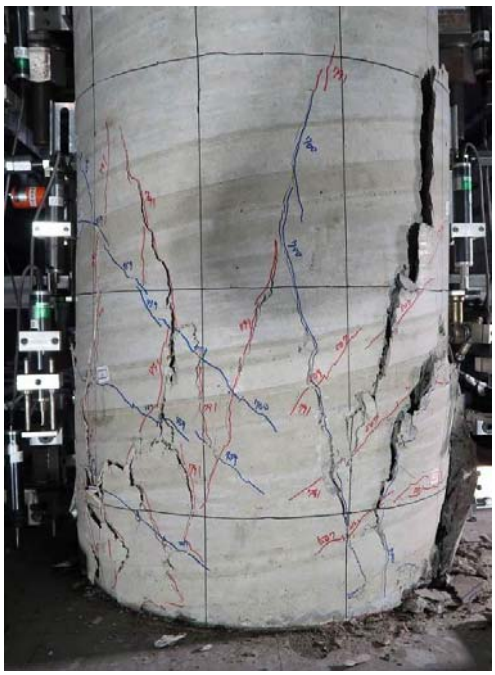


図 4.3.28 杭頭曲げモーメント－変形角関係



R=1.0%サイクル終了時

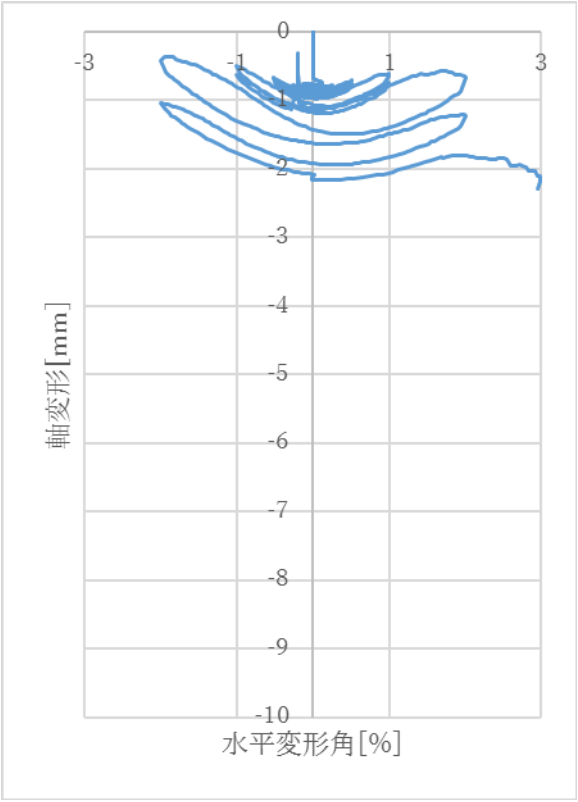




R=2.0%サイクルピーク時



最終破壊状況（軸支持能力喪失）



軸方向変形と水平変形角の関係

図 4.3.29 結果

4.3.7　試験体 V-1.75

軸力比は，圧縮側は鉄筋圧縮耐力＋コンクリート圧縮耐力に対する比，引張側は鉄筋引張耐力に対する比として定義する。

耐震杭実験 No.5(鉄筋あり)と同様に，軸力比を-0.21～+0.36（変形 0 時は軸力比 0.087)として載荷した。

軸力は，杭頭曲げモーメントに対して比例関係となるように制御した。

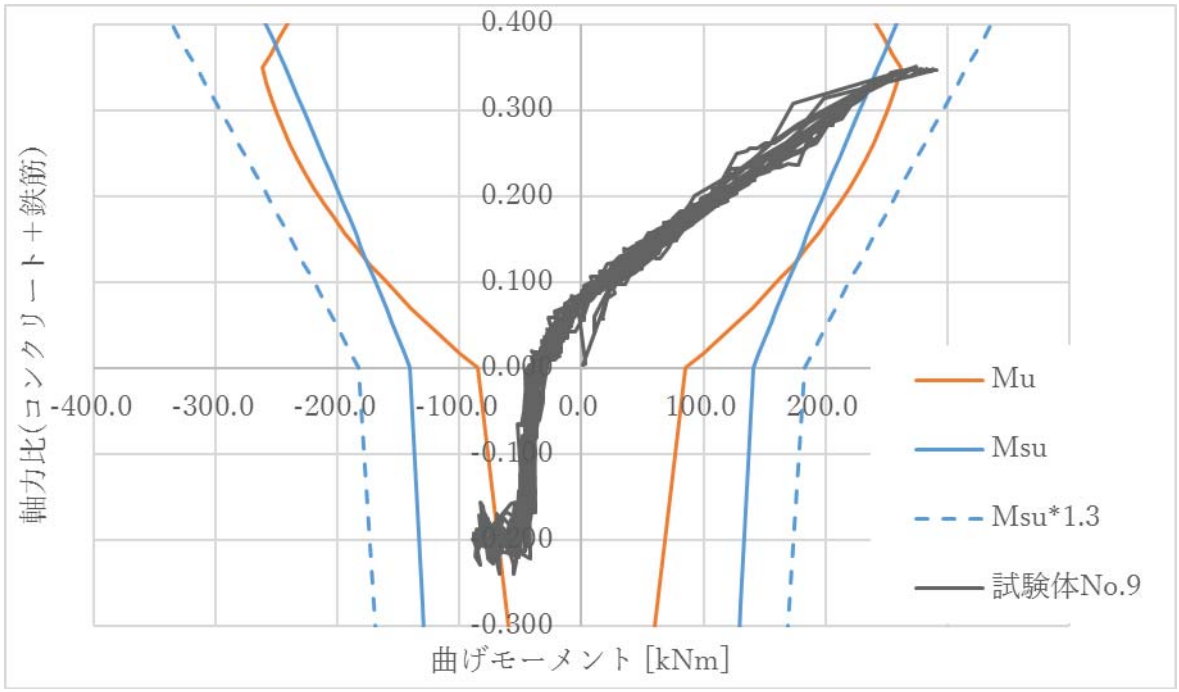


図 4. 3. 30 曲げモーメント―軸力比関係

破壊過程

R=0.125%サイクル

負側で端部に曲げひび割れ発生

R=0.25%サイクル

負側の曲げひび割れが増加

R=0.5%サイクル

正側でも曲げひび割れが発生

負側では R=-0.33%で主筋が引張降伏

最大ひび割れ幅は，正側で 0.25mm，負側で 0.50mm

R=1%サイクル

主筋の引張降伏（水平変形角 0.59%)，ほぼ同時にコンクリートの圧壊が発生

R=0.87%で最大耐力，主筋は 4 段目（20 本中 7 本）までが引張降伏

R=2%サイクル

正側では圧壊領域が進展し，耐力が徐々に低下

主筋の座屈を確認

R=4%サイクル

2 サイクル目正側載荷中に軸支持能力の低下を確認

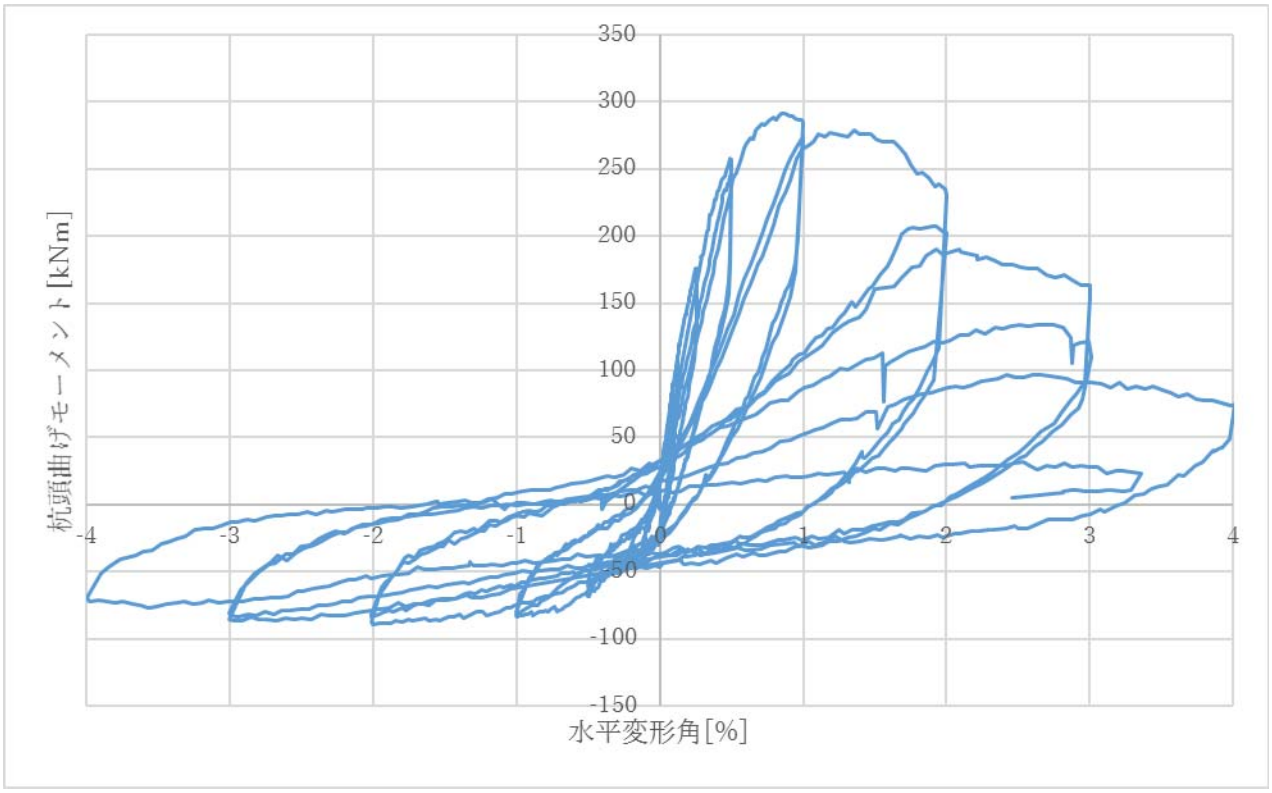
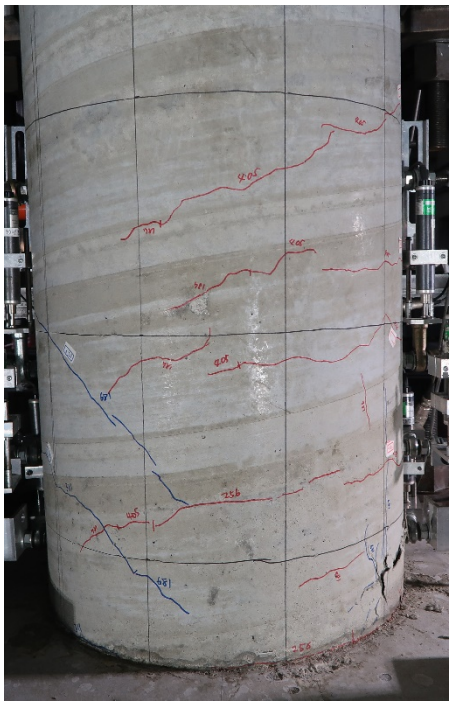
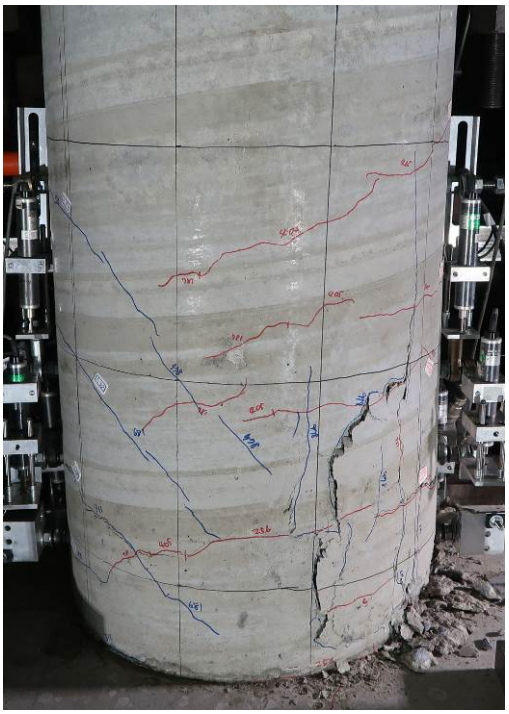


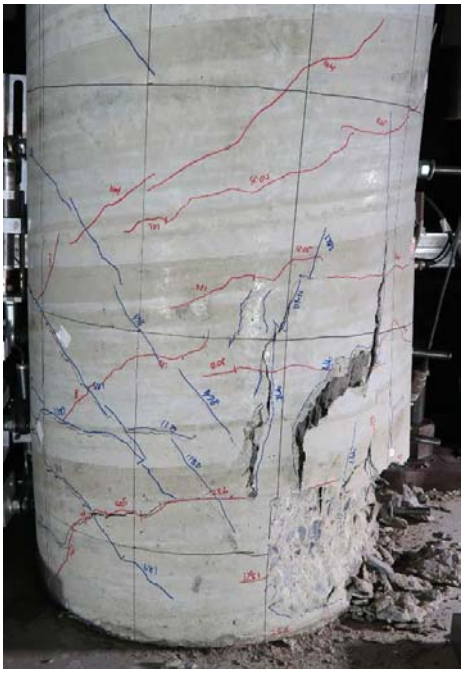
図 4.3.31 杭頭曲げモーメント一変形角関係



R=1.0%サイクル終了時



R=2.0%ピーク時



R=3.0%ピーク時



軸支持能力喪失時

写真 4.3.7 実験時の様子

4.3.8　試験体 N-1.4S

R=0.5%で曲げひび割れが生じたことが確認された。R=+0.928%で，せん断ひび割れの発生と同時に，せん断補強筋が破断し，せん断破壊した。最大耐力は 523.9kN であり，荒川 mean 式計算値の 1.37 倍程度である。最大耐力時，柱脚部の引張側主筋のひずみは 2000μ程度であり，曲げ降伏前にせん断破壊している。

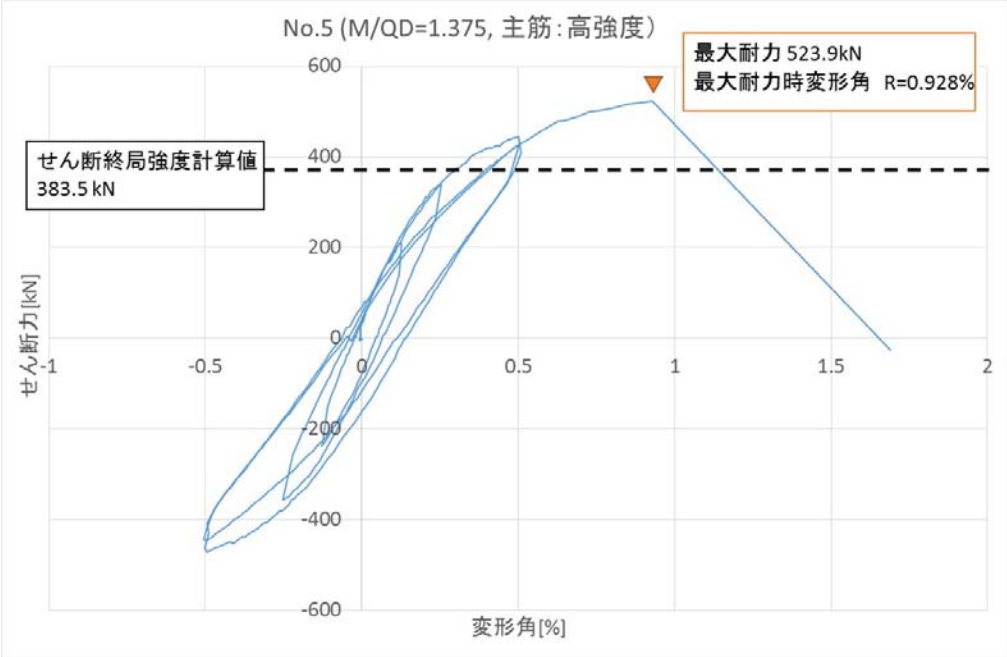
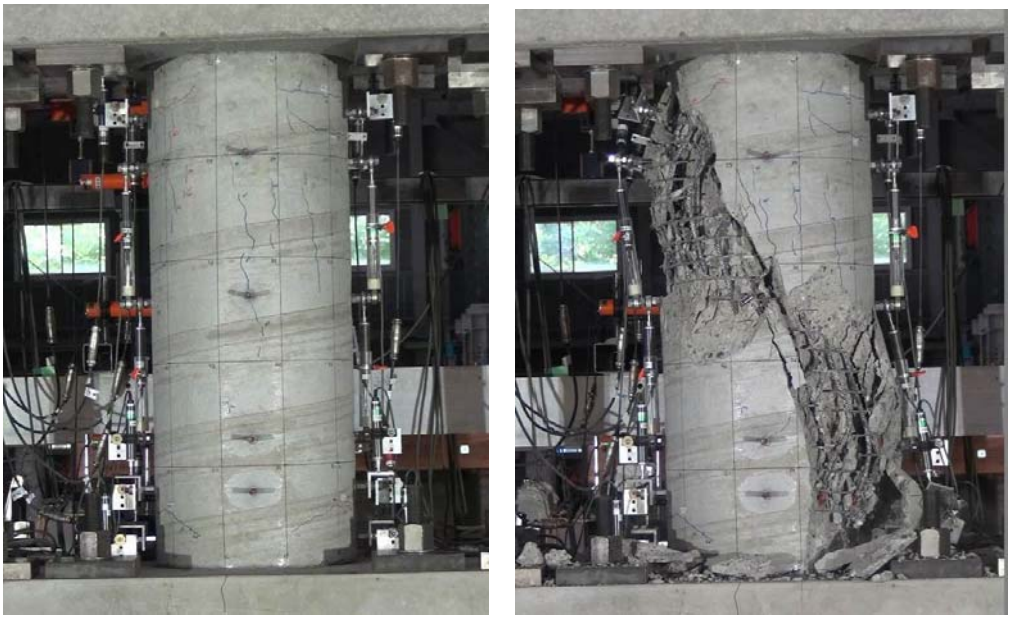


図 4.3.32 荷重―変形角関係



(a) R=+0.5%時　　(b) 実験終了時

写真 4.3.8 実験時の様子

4.3.9　試験体 N-1.4S-H

R=0.5%で曲げひび割れが生じたことが確認された。R=+0.878%で，せん断ひび割れの発生と同時に，せん断補強筋が破断し，せん断破壊した。最大耐力は 520.4kN であり，計算値の 1.36 倍程度である。主筋は，R=0.388%で圧縮降伏しており，R=0.5%時には端部コンクリートの圧壊が確認されている。圧壊が先行したものの，正側で引張側となる主筋は，負側の R=0.5%(1 回目)で圧縮降伏した後に，正側 R=0.5%(2 回目)で引張降伏している。

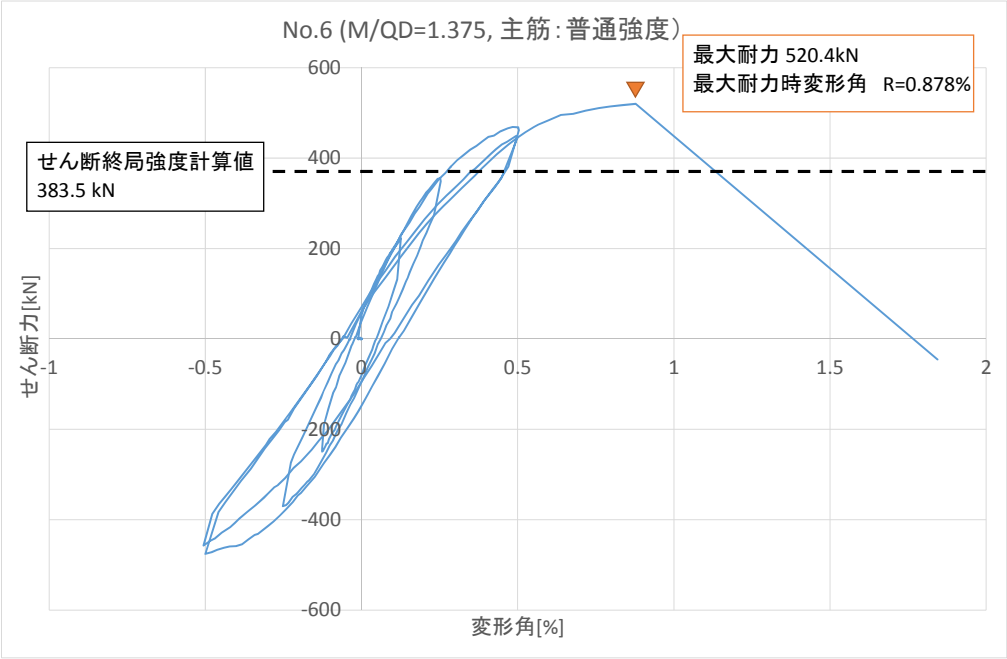
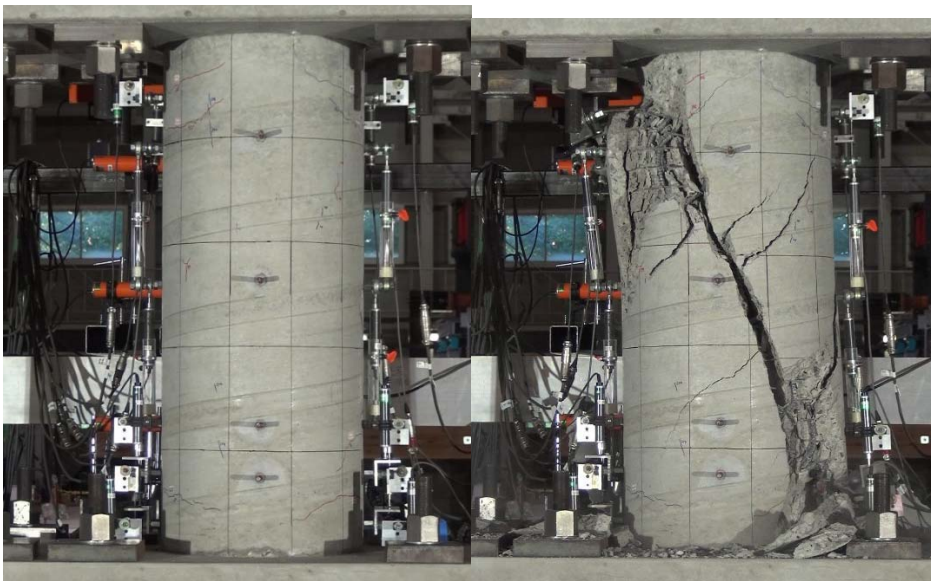


図 4.3.33 荷重―変形角関係



(a) R=+0.5%時　　(b) 実験終了時

写真 4.3.9 実験時の様子

4.3.10　補修試験体 N-3L-R

N-3L 試験体の下半分を補修した試験体である。本試験体は、試験体セッティング作業中に誤って引張軸力が導入されたため, 柱脚部から 200～400mm の範囲の補修部に斜めひび割れが 1 本が発生した。

R=0.5%サイクルで, 曲げひび割れが複数発生した。正方向では, R=1.0%サイクルで最大耐力となり, 補修部と既存部の境界付近のモルタルが剥落した。負方向では，R=1.6%で補修部と既存部の境界付近のモルタルが剥落し，最大耐力となった。いずれの方向においても，補修前の No.1 試験体の最大耐力を超えず，曲げ耐力計算値に対しても最大耐力は 8 割程度であった。

引張軸力によるひび割れについては、載荷中は柱脚部の曲げひび割れと同様にひび割れが開閉しており、剛性に影響を与えていた可能性がある。しかし、最大耐力付近では上述のように補修部と既存部の境界付近での圧壊が生じており、最大耐力に与える影響は小さかったと考えられる。

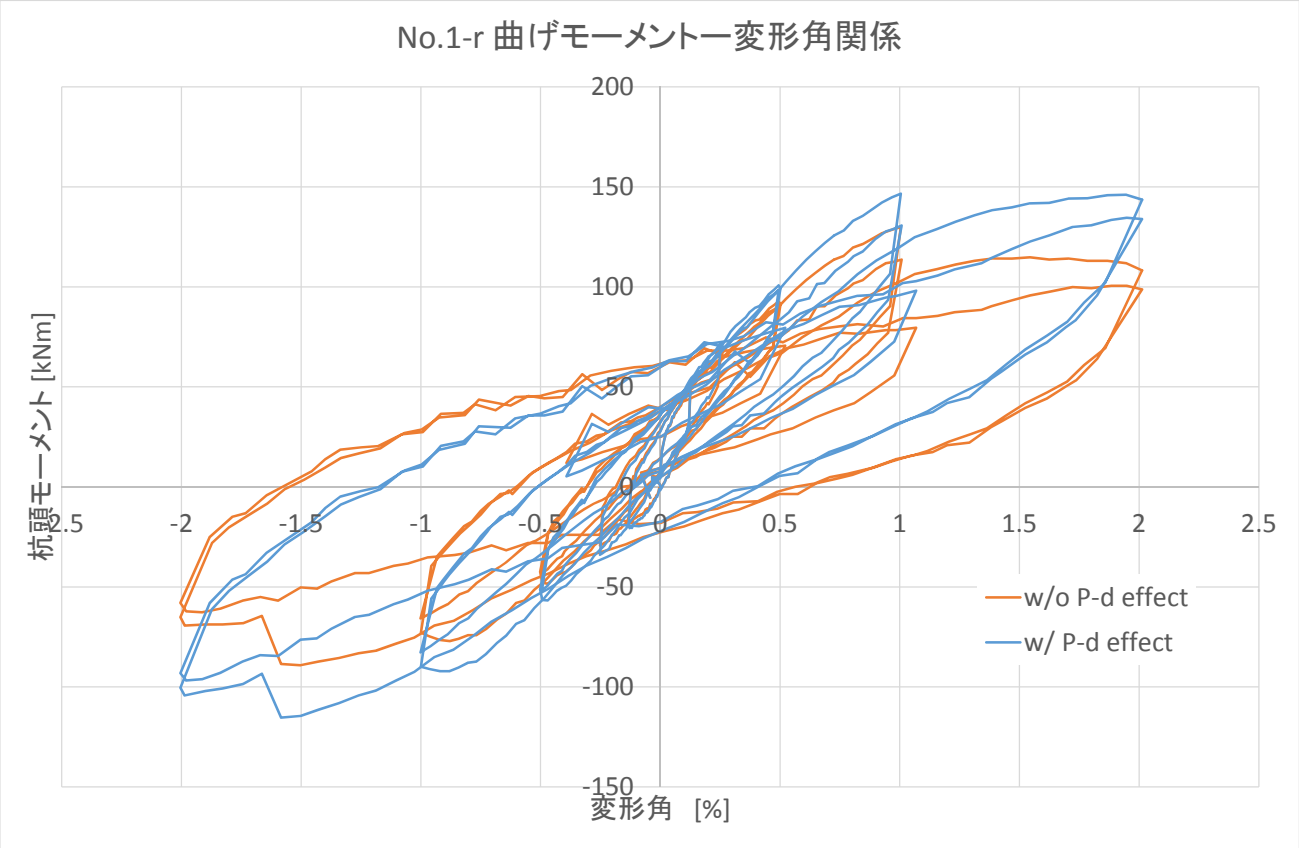
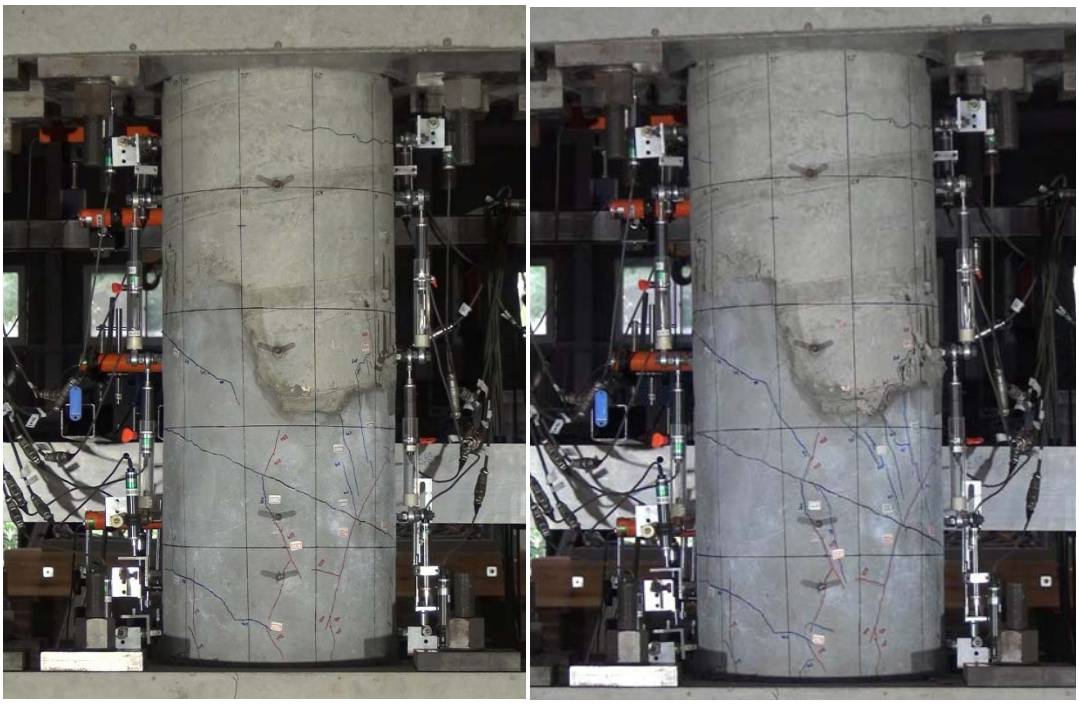


図 4. 3. 34 荷重―変形角関係



(a) R=1.0%サイクル終了時　　(b) R=-1.6%時点

写真 4.3.10 実験時の様子

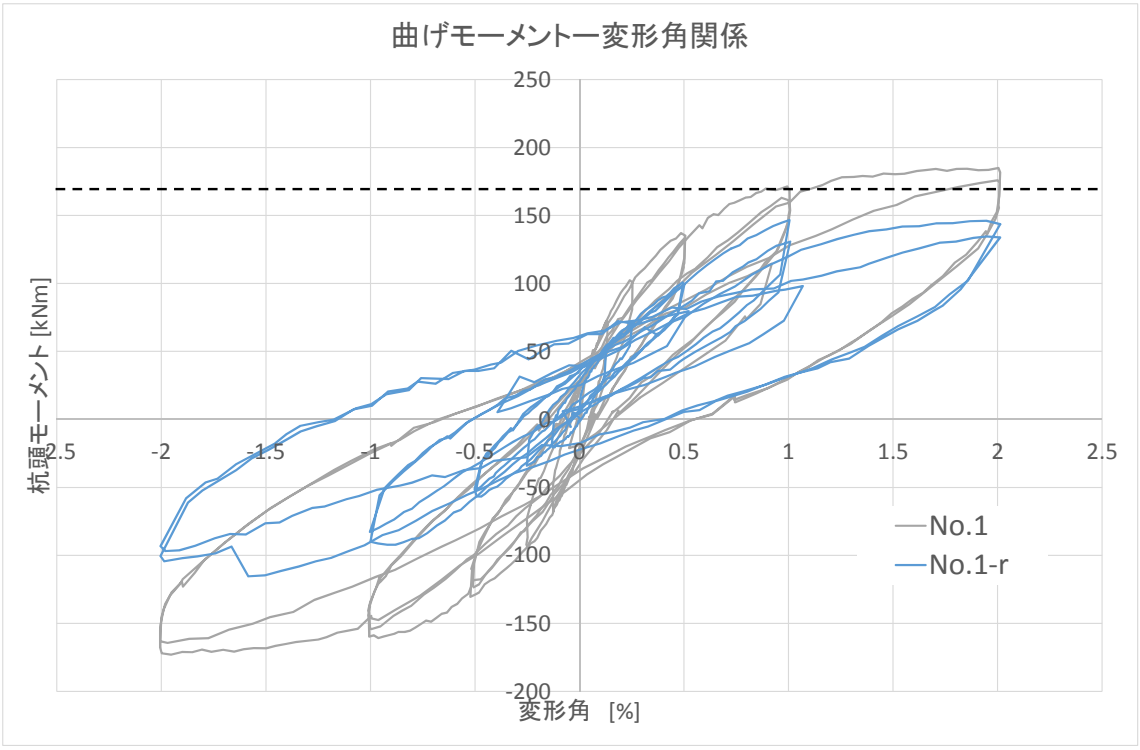


図 4.3.35 荷重―変形角関係

4.3.11　補修・補強試験体 N-2S-R

R=2.0%サイクルで最大耐力となった。最大耐力以降は，鋼板巻部脚部での曲げ変形が卓越し，R=4.0%サイクルの負方向で，アンカー筋の破断が確認された。曲げ耐力は，補強断面の曲げ強度（240kN）を大きく超えた。

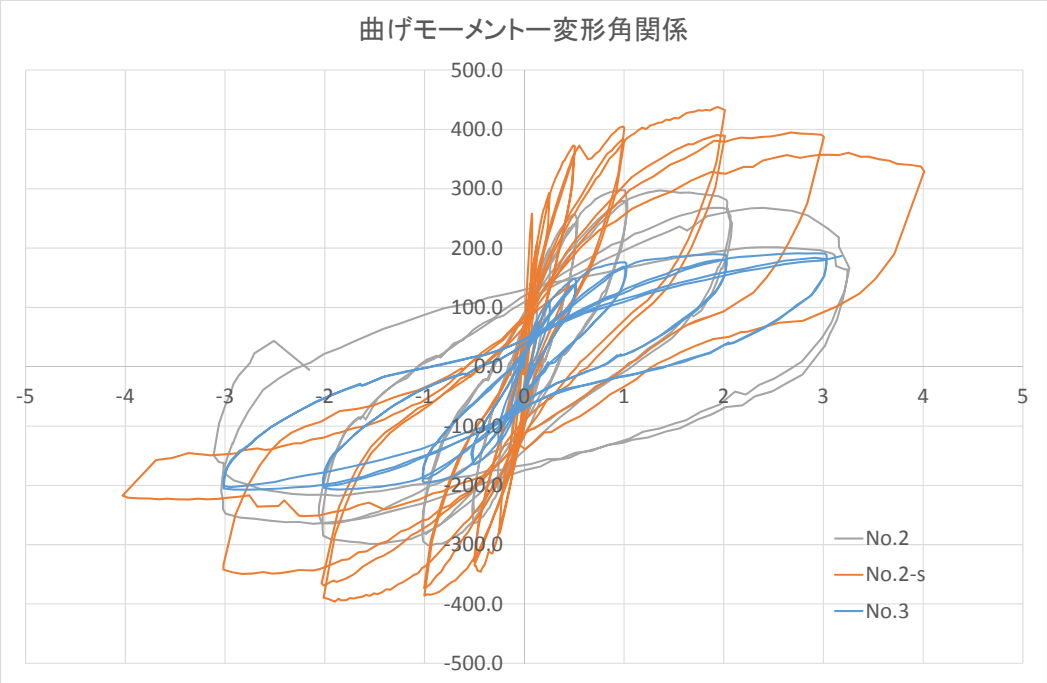
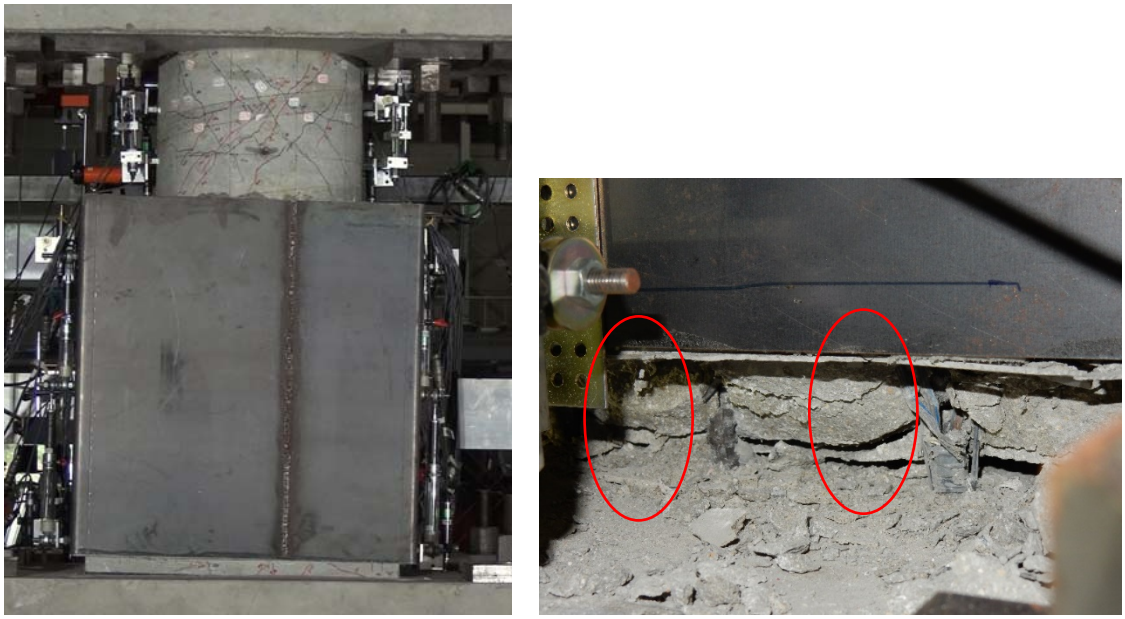


図 4.3.36 荷重―変形角関係



(a) R=+3%時　　(b) アンカーの破断

写真 4.3.11 実験時の様子

4.3.12　補修・補強試験体 N-2L-R

R=1.0%サイクルで最大耐力となった。最大耐力以降は，鋼板巻部脚部での曲げ変形が卓越したが，アンカー筋の破断は確認されなかった。

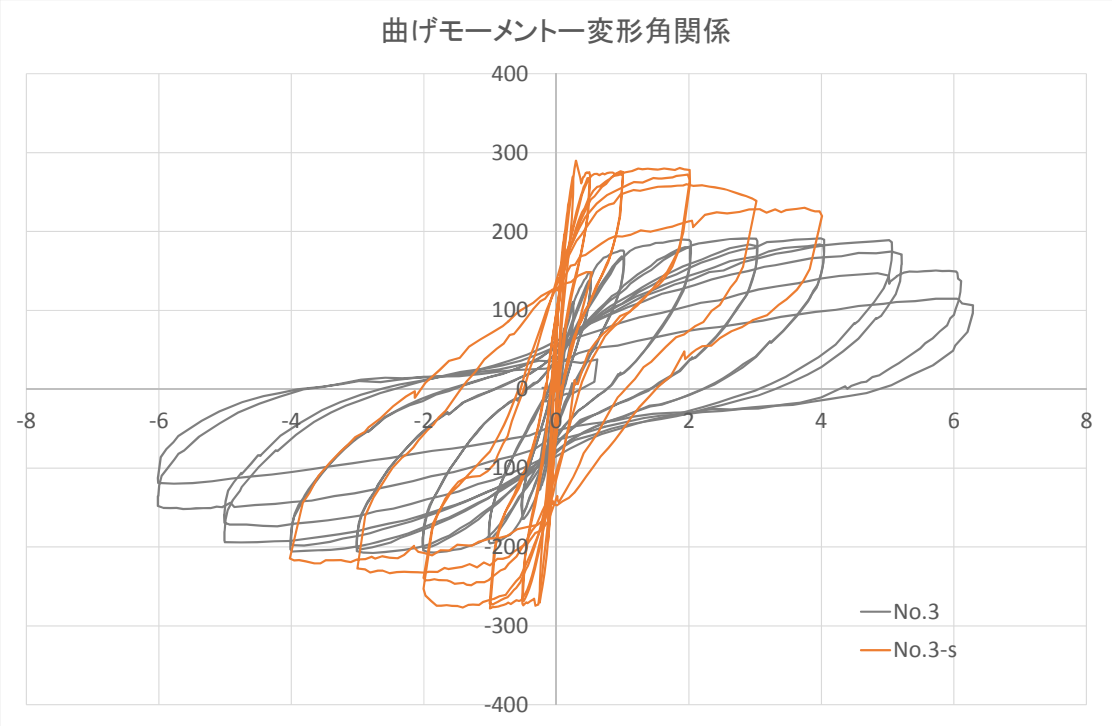
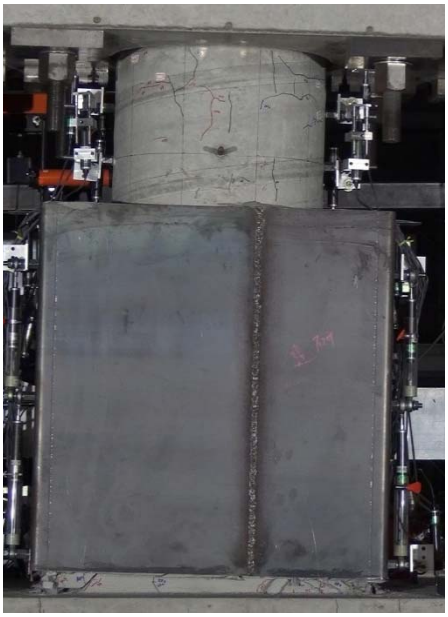


図 4.3.37 荷重―変形角関係



(a) R=+3%時



(b) 脚部の損傷状況（アンカー破断無し）

写真 4.3.12 実験時の様子

4.4　考察

4.4.1　最大耐力の評価

杭体の耐力を，既往の柱の耐力評価式により評価する場合の評価精度について検討する。杭の曲げ耐力 M_u は，円形断面を等価な正方形断面に置換し，構造関係技術基準解説書[4-8]に示される柱の曲げ耐力略算式を適用して算定した。

$$M_u = 0.5 g_1 a_g \sigma_y d_e + 0.5 N d_e \left(1 - \eta\right)$$

（式 4.1）

ここに，g_1: 応力中心距離比(=0.8)，a_g: 主筋全断面積，σ_y: 主筋の降伏強度，d_e: 等価正方形断面の辺長

杭のせん断耐力は，円形断面の直径と部材せいが同一となるように置換した等価矩形断面に対して柱のせん断耐力評価式を適用して算定した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wye}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e j_e$$

（式 4.2）

ここに，p_{te}:等価断面の引張鉄筋比，d_e:等価断面有効せい，b_e:等価断面幅，p_{we}:等価補強筋比，σ_{wye}:補強筋等価降伏強度，j_e:有効せい（=7/8d_e）

なお，補強した試験体(N-2S-R，N-2L-R)については，曲げ耐力は補強部分の断面を対象として，あと施工アンカーを主筋に置き換え，（式 4.1）を適用した。また，せん断耐力については，補強部分は大断面で充分なせん断耐力を有しているため，補強をしていない上部側を評価対象として算定した。

実験時最大耐力と計算耐力を比較した結果を**表 4.4.1** に示す。曲げ型試験体（N-3L, N-2S, N-2L, V-2）は，曲げ耐力の実験値/計算値が 1.05～1.52 となり，概ね安全側に評価されることが分かる。曲げ耐力の評価精度は，既往の文献[4-2], [4-4]での検討結果とほぼ同様である。せん断型試験体(N-1.4S-H, N-1.4S)では，せん断耐力の実験値/計算値が 1.33~1.34 となり，既往の文献[4-3]における検討結果とほぼ同様の評価精度となった。

補修した試験体 N-3L-R は，曲げ耐力の実験値/計算値が 0.83 となり，計算値に達しなかった。補強した試験体(N-2S-R，N-2L-R)は，曲げ耐力の実験値/計算値は 1.17～1.75 となり，あと施工アンカーによる曲げ補強効果も十分に発揮された。

表 4.4.1 実験時最大耐力と計算耐力の比較

Specimen	$Q_{e,max}$(+) [kN]	$Q_{e,max}$(-) [kN]	$M_{e,max}$(+) [kNm]	$M_{e,max}$(-) [kNm]	Failure Mode	M_u [kNm]	Q_{mu} [kN]	Q_{su} [kN]	Q_{su} / Q_{mu} [-]	$M_{e,max}$ / M_u [-]	$Q_{e,max}/Q_{su}$ [-]
N-3L	154.1	-118.6	184.9	-142.3	FY	176.0	146.7	209.3	1.43	**1.05**	0.74
	512.0	-447.5	409.6	-358.0	FF	268.6	335.8	322.5	0.96	**1.52**	1.59
N-2S	371.8	-375.5	297.4	-300.4	FS	268.6	335.8	322.5	0.96	**1.11**	1.15
N-2L	238.5	-259.3	190.8	-207.4	FF	176.0	220.0	243.8	1.11	**1.08**	0.98
V-2(+)	382.8	-	306.2	-	FF	268.6	335.8	322.5	0.96	**1.14**	1.19
V-2(-)	-	-170.0	-	-136.0	FF	108.8	135.9	208.3	1.53	**1.25**	0.82
N-3L-R	122.2	-96.2	146.6	-115.4	FF	176.0	146.7	209.3	1.43	**0.83**	0.58
N-2S-R	543.3	-495.0	434.6	-396.0	FY	248.1	310.1	523.9	1.69	**1.75**	1.04
N-2L-R	362.3	-342.9	289.8	-274.3	FY	248.1	310.1	523.9	1.69	**1.17**	0.69
N-1.4S-H	523.9	-	304.8	-	S	278.8	507.2	390.7	0.77	1.09	**1.34**
N-1.4S	520.4	-	302.1	-	S	386.4	702.5	390.7	0.56	0.78	**1.33**

$Q_{e,max}$(+)(-): 最大作用せん断力(正側，負側)，$M_{e,max}$(+)(-)： 杭頭部最大モーメント

Failure Mode: FY/曲げ降伏，FF/曲げ破壊，FS/曲げ降伏後せん断破壊，S/せん断破壊

M_u: 杭頭部曲げ耐力，Q_{mu}: 杭頭部曲げ耐力時せん断力，Q_{su}: せん断耐力

4.4.2　杭体の復元力特性の評価

杭体の曲げモーメント－変形角関係を，一般的に柱部材に用いられる 3 折れ線モデルにモデル化する手法について検討する。対象とする試験体は，曲げ破壊型試験体 3 体（N-3L，N-2S，N-2L）とする。初期剛性は，円形断面部材の曲げ剛性・せん断剛性を考慮して算定した。第一折れ点は曲げひび割れ点とし，既往の文献[4-7]に従い曲げひび割れモーメントを算定した。第 2 折れ点は，耐力については全鉄筋の半数が降伏する時点として（式 4.1）で算定した曲げ耐力とし，変形角については（式 4.3）で示される柱の剛性低下率α_yを適用して算定した降伏点剛性により評価した。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \qquad \text{（式 4.3）}$$

試験体 N-3L，N-2S，N-2L の，曲げモーメント―変形角関係の実験値と計算値を比較した結果を**図 4.4.1** に示す。計算による 3 折れ線モデルは，実験値とよく対応している。第 2 折れ点変形角については，例えば**図 4.4.2** に示すように，計算での第 2 折れ点変形角前後で，杭主筋が柱頭部で 4 段目まで（A 段から D 段まで）降伏しており，5 段目（E 段）の杭主筋も降伏歪程度までひずみが生じていることから，式(2)で示す曲げ耐力計算時に想定する全主筋の半分が降伏した応力状態とほぼ同様となっている。

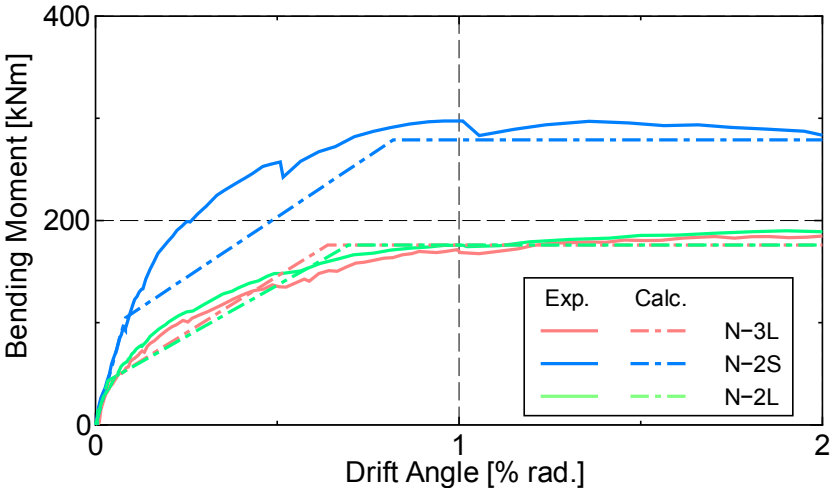


図 4.4.1 曲げモーメント－変形角関係

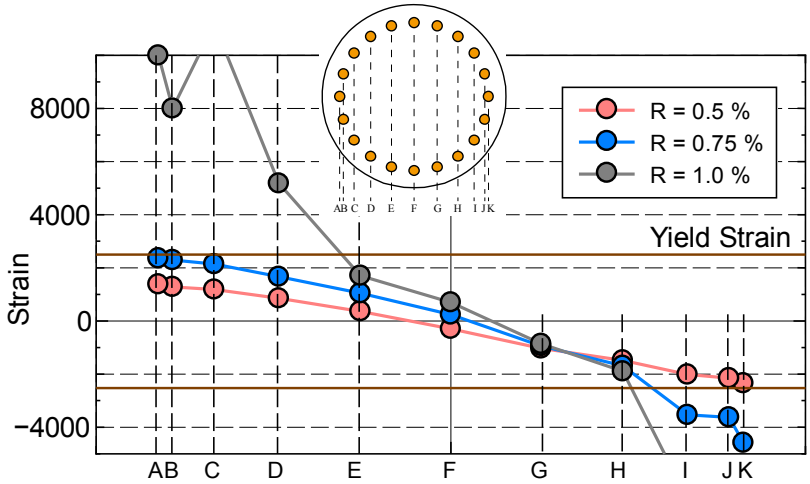


図 4.4.2 試験体 N-2S の杭頭部の主筋ひずみ分布

4.4.3　杭頭部の補修補強効果

補修した試験体 N-2L-R では，**図 4.4.3** に示すように，剛性・耐力が補修前に比べて 8 割程度に留まった。

試験体 N-2S-R，N-2L-R の補強前後での杭頭部の曲げモーメント－変形角関係を比較した結果を**図 4.4.3** に示す。補強前に比べて，剛性・耐力が大幅の向上していることが確認できる。R=0.2~0.3%であと施工アンカーの引張降伏が確認された後，定着長を 12da とした試験体 N-2L-R は耐力が緩やかに低下した。これは，降伏後の繰り返し載荷によりアンカーの抜け出しが生じたためと考えられる。一方，定着長を 30da とした試験体 N-2S-R は降伏後の耐力が上昇し，あと施工アンカーが破断するに至った。また，降伏後の履歴ループを比較すると，試験体 N-2L-R の方がエネルギー吸収の小さいループ形状となっている。

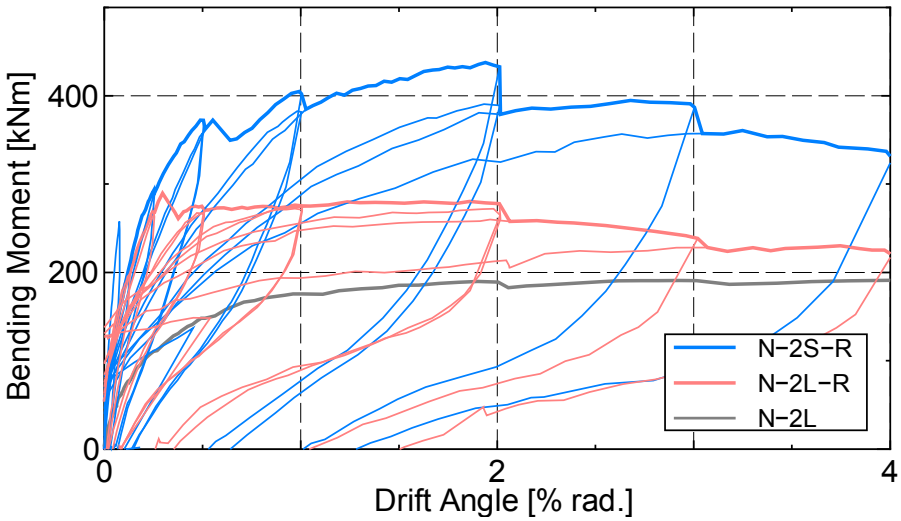


図 4.4.3 杭頭部曲げモーメント－変形角関係の比較

4.5　結論

4.5.1　まとめ

・杭体の曲げ耐力およびせん断耐力は，既往の柱の耐力評価式により安全側に評価される。
・損傷後の杭頭部を補修することで，補修前に 8 割程度まで耐震性能を復旧することができる。
・損傷後の杭頭部を，鋼板巻き立て補強し，充分な定着長を有するあと施工アンカーを曲げ補強筋として用いることで，補強前に比べて剛性・耐力を向上することができる。

4.5.2　今後の課題

・場所打ちコンクリート杭の曲げせん断実験において，せん断余裕度が低いほど部材の変形性能が小さくなった。靭性を確保するためにどの程度のせん断余裕度が必要となるかについて検討する必要がある。
・せん断スパン比が地震時に大きく変動する杭において，設計時におけるせん断余裕度の計算方法を含めたモデル化手法の開発が必要である。

参考文献

[4-1]　金子治，中井正一，阿部秋男，飯場正紀，久世直哉，平出務：2011 年東日本大震災における建築物の杭基礎の被害状況と要因分析，地盤工学会誌，Vol. 62 ，No. 1，pp. 16-19, 2014.1

[4-2]　小林勝巳ほか：水平力を受ける場所打ち杭―基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 509, pp. 83-90, 1998.7

[4-3]　長江拓也ほか：軸部を細くした場所打ちコンクリート杭のせん断ひび割れと破壊過程，コンクリート工学年次論文集，Vol. 22，No. 3，pp. 619-624，2000.7

[4-4]　日比野陽ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ち杭の曲げ性状（その 1～2），日本建築学会学術講演梗概集（北陸），pp. 585-588，2010.9

[4-5]　平出務ほか：既製杭・ＲＣ杭を用いたト型部分架構に対する静的載荷実験 その 3 補修を施した場合，日本建築学会学術講演梗概集（九州），pp. 387-388，2016.9

[4-6]　日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11

[4-7]　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010，2010.6

[4-8]　国土交通省住宅局建築指導課ほか監修: 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8

第５章

杭基礎部分架構を用いたパイルキャップせん断実験

5.1　はじめに

5.1.1　本研究の目的と背景

大地震時における建築物の耐震性能は現行の耐震基準において確保されているが，地震後の継続使用を確保する対策については確立されていない。特に防災拠点施設（庁舎や避難施設）においては地震直後から建築物の継続使用が求められる。そのため「建築物の地震後の継続使用性」を要求性能とした性能指向型耐震設計の実施に資する手法の構築が必要とされている。

背景に，2011 年の東日本大震災では杭頭部・パイルキャップの損傷により防災拠点施設の継続使用が困難になった事例がある。原因として，曲げモーメントの集中によるパイルキャップの損傷が建物の軸方向変形に対して影響を及ぼし，建物に傾斜を生じさせたためである。現在までに杭体・基礎構造材の基本性能を把握するための実験研究は精力的に行われているが，柱と杭と基礎梁およびパイルキャップを 1 つの架構としての性能評価を目的とした実験研究は少なく，パイルキャップに関する力学的根拠に基づいた性能評価の手法は確立されていない。

そこで本研究では以下の項目(1)〜(5)を変数とした実験を行い，各部材（柱・基礎梁・パイルキャップ・杭）の破壊性状より建物の継続使用に及ぼす影響を検討する。

さらに継続使用という観点から，既往の研究[5-5][5-6][5-7][5-8][5-9][5-12][5-13][5-14][5-15]にて確認された破壊形式について分類および明確化のため，パイルキャップせん断破壊と柱脚曲げ破壊の検討を行う。

また既往の研究[5-12]においてパイルキャップのせん断終局強度式の考察は行われてきたが，載荷方向の違いなどは考慮されていないことからパイルキャップのせん断終局強度式の検討も行う。

(1)　パイルキャップの配筋による影響

パイルキャップ内部の補強筋を一般的な配筋方法（袴筋・ベース筋・帯筋）と，既往の研究[5-6]にて提案されたかご筋型（縦筋・帯筋）に変え，異なる 2 種類の配筋方法の違いによる破壊性状の差異の確認を目的とした。またかご筋型によるパイルキャップ内部の鉄筋量（縦筋量・帯筋量）を変化させたことによる破壊性状への影響の有無の確認も目的とした。

(2)　袖壁付柱による影響

東日本大震災において上部構造物の非耐力壁への被害が地震後の継続使用性に影響を与えた事例が散見されたことにより，袖壁を構造体として活用する研究が精力的に実施されている。袖壁付柱の有無が各部材の破壊性状に与える影響を確認することを目的とした。

(3)　偏心柱による影響

敷地条件や意匠上の都合により，敷地の端に柱が配置される場合，上部柱心と杭心がずれたパイルキャップが計画されている。偏心柱を有するパイルキャップに関する実験研究はされていない。杭心とずれた心を持つ柱による破壊性状の確認を目的とした。

(4)　軸力の変動による影響

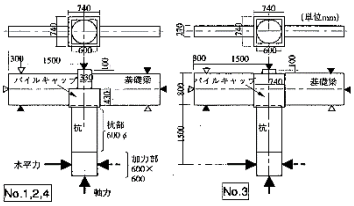
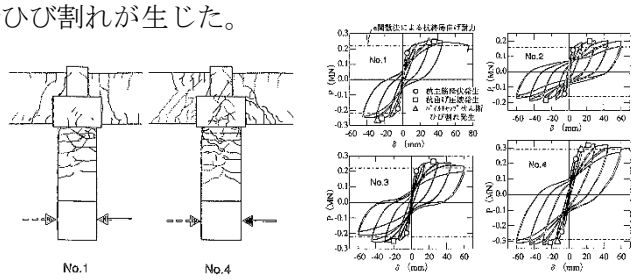
地震時に転倒モーメントにより大きな軸力の変動がパイルキャップに作用することになるが，変動軸力を受けるパイルキャップに関する実験研究は行われていない。軸力の変動が各部材の破壊性状に与える影響の確認を目的とした。

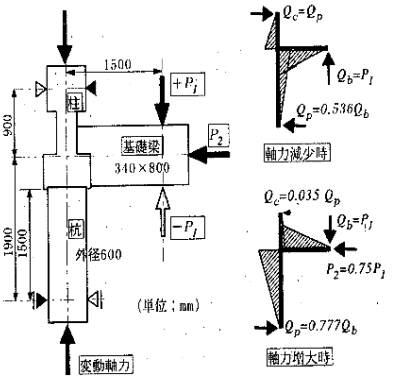
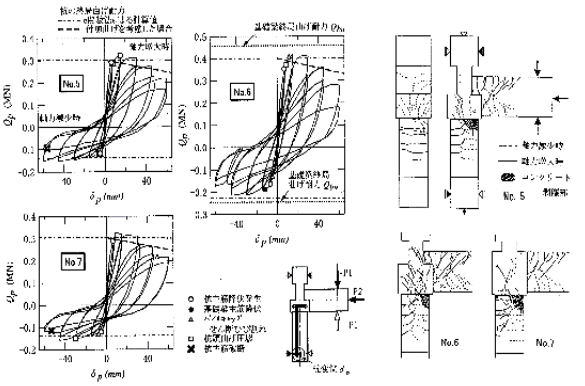
(5)　杭頭接合面の補強による影響

パイルキャップを有する杭基礎構造システムでは杭頭接合面が破壊モードの 1 つとして考えられる。杭頭接合面の破壊がパイルキャップなどの各部材に与える影響の確認を目的とし，接合面補強

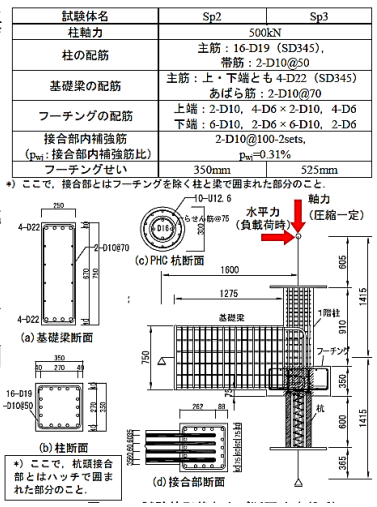
筋として中子筋を配筋することで破壊性状に差異が見られるのかを検討する。

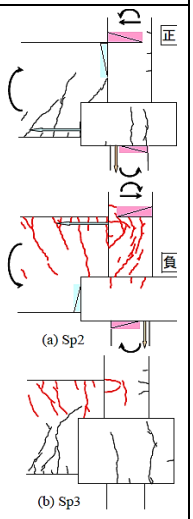
5.1.2 既往の研究

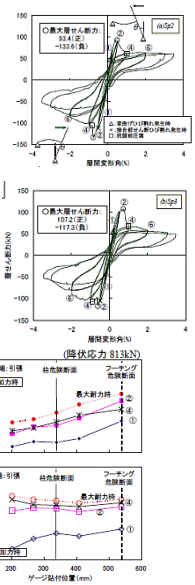
題目	[1]水平力を受ける場所打ち杭-基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究
著者	小林勝己，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章
出典	日本建築学会構造系論文集　第 509 号，83-90，1998 年 7 月
試験体	試験体は 4 体製作し，諸元と形状および加力点・支持位置の図を下に示す。 本実験では，特に基礎梁との相互作用を考慮した杭頭部の力学特性に焦点を当てている。そのため，柱からの加力を省略し，実験を簡略化している。 試験体は，いずれも杭頭部が曲げ破壊するように設計されている。 10~15 階の建物中柱直下の杭を想定した約 3 分の 1 縮小模型である No.1 を基本試験体とし，軸力，パイルキャップせい，主筋量を変更させた試験体を用いて実験を行った。 表 1　試験体諸元 杭主筋比 pg(%) / 軸力 (MPa) / パイルキャップ成／基礎梁成 / 杭主筋の定着長 / Qbu^*／Qpu^{**} No.1 / 0.70 / 2.5 / 0.5 / 40 d_M / 1.4 No.2 / 0.70 / 0.8 / 0.5 / 40 d_M / 2.0 No.3 / 0.70 / 2.5 / 1.0 / 74 d_M / 1.4 No.4 / 1.26 / 2.5 / 0.5 / 30 d_M / 1.1 （杭主筋 No.1～3; 28-D10, No.4; 28-D13, d_M：杭主筋径） *Qbu；基礎梁曲げ耐力時の水平力（学会式による計算値） **Qpu；杭頭曲げ耐力時の水平力（e 関数法による計算値） 
実験結果	各試験体の荷重と加力点変位関係，破壊性状の図を下記に示す。 すべての試験体において，杭の曲げひび割れ・基礎梁の曲げひび割れに次いで杭主筋の曲げ引張降伏が生じた。杭主筋の降伏後，曲げひび割れが進展するとともに，杭頭部の回転が大きくなり，杭頭部のコンクリートが曲げ圧壊して最大荷重に達した。No.1，No.4 においては加力サイクル中にパイルキャップにせん断ひび割れが生じた。 
まとめ	① 中柱直下の杭で，基礎梁の降伏やパイルキャップの破壊が先行しない場合では，基礎梁との相互関係を考慮しても，杭主筋のパイルキャップ内の定着に関して，主筋径の約 40 倍の定着長が有効であり，それ以上は顕著な差が出ないことが判明した。 ② 柱主筋の降伏までの変形特性は，杭材の曲げ変形及びせん断変形の計算値，杭主筋のパイルキャップからの抜け出しによる変位成分の評価値，基礎梁の変形とそれに伴うパイルキャップの回転による変位成分の測定値の合計で評価することができる。 ③ 本実験の範囲内では，杭頭部の曲げ耐力と破壊状況に関して，基礎梁の曲げ引張領域に位置するパイルキャップに杭主筋を定着していることの影響は若干であり，いずれの試験体とも大変形時までは安定した履歴性状を示す結果となった。

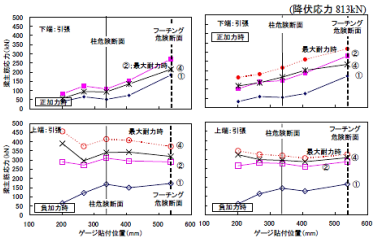
題目	[2]側柱下の場所打ち杭-基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究
著者	小林勝己，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章
出典	日本建築学会構造系論文集　第 520 号，61-68，1999 年 6 月
試験体	試験体は 3 体製作し，10 階建ての建物を想定して，各部材の大きさを設定し，約 3 分の 1 縮小モデルとした。右図に試験体形状と加力方法を示す。試験体 No.5 を本実験の基本試験体とし，試験体 No.6 は No.5 と比べ，パイルキャップせいと柱主筋比を大きくし，杭補強筋比と杭の終局曲げ耐力時の基礎梁の余裕度を低くしている。試験体 No.7 は No.5 に対して，パイルキャップせいと杭主筋定着長を大きくしている。 
実験結果	杭せん断力と変位関係と，最終ひび割れ状況を右図に示す。いずれの試験体も，杭主筋が曲げ降伏して最大荷重に達した後に，軸力増大時に杭頭部の曲げ圧壊が著しくなり，耐力低下を生じた。軸力増大時の最大荷重は，すべての試験体で杭の終局曲げ耐力の計算値を上回っていた。一方，軸力減少時は，$\delta_p = 60mm$において，耐力低下が生じている。これは軸力増大時の損傷の影響と考えられる。 
まとめ	① パイルキャップのせん断ひび割れ耐力は，ひび割れ発生状況を考慮して有効体積を仮定し，平均せん断応力度を算定することにより，主応力度式を用いた評価がおおむね可能であった。ただし，軸力減少時においては，基礎梁の下端筋の影響を考慮して，パイルキャップの有効体積を設定する必要がある。 ② 基礎梁の曲げ耐力及び軸力増大時の変形特性に関して，基礎梁の有効スパンを設定することにより，概ね実験値との対応を図ることができた。軸力減少時に基礎梁主筋が降伏した試験体の降伏時変形については，基礎梁主筋定着部に位置するパイルキャップの損傷による影響と考えられるため，実験値を過小評価する結果となった。

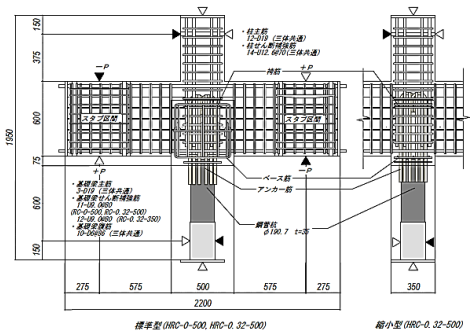
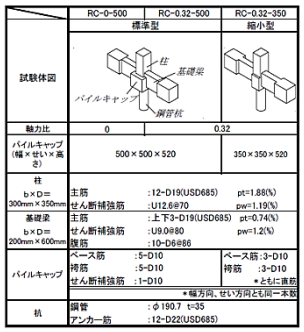
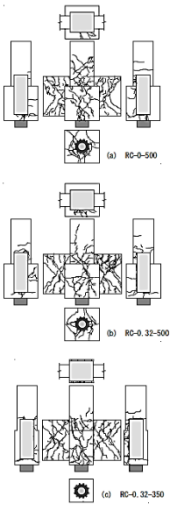
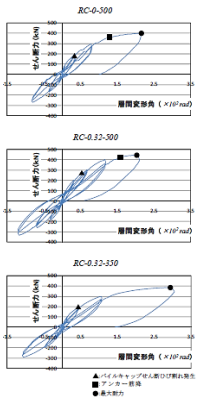
題目	[3]柱・基礎梁・杭からなる T 形部分架構の耐震性能に関する実験的研究
著者	岸田慎司，大村哲矢，北山和宏
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）2004 年 8 月
試験体	試験体は側柱下の杭頭接合部に注目し，柱・基礎梁・PHC 杭の T 形接合部を対象としたフーチングせいの異なる試験体 Sp2,Sp3 の 2 体である。 右図に試験体形状，断面寸法および試験体諸元を示す。試験体は実施建物を参考にし，縮尺を約 2 分の 1 とした。試験体形状及びコンクリート設計基準強度は共通とし，軸力は実施設計例の構造計算書に基づき 500kN とした。
実験結果	層間変形角 3.57%終了時のひび割れ状況が右図となる。両試験体とも，下端引張側となる 0.15%時にフーチングとの境界部に曲げひび割れが発生し，上端引張となる-0.2%時には柱との境界位置に曲げひび割れが発生した。 0.5%時に正載荷ではせん断ひび割れ，負載荷では接合部に縦方向のせん断ひび割れが発生した。-1.0%時に試験体 Sp2 は接合部内に多数のせん断ひび割れが発生したが，試験体 Sp3 は発生しなかった。両試験体とも最終的な破壊形式は杭頭部のアンカー筋の抜け出しによる破壊である。
まとめ	① 右図（上：正載荷，下：負載荷）の層せん断力-層間変形角関係より，正負で最大層せん断力が異なり，両試験体とも負載荷で高くなった。また，フーチングせいの違いによる比較すると，フーチングが引張側となる場合にはフーチングせいの大きいほうが最大耐力は大きくなるのに対して，圧縮側の場合には小さくなった。 ② 右図の梁主筋の応力分布図より，加力方向により危険断面位置が異なることが分かった。下端引張の場合にはフーチングと梁の付け根が危険断面位置となり，上端引張の場合には柱位置が危険断面になると考えられる。

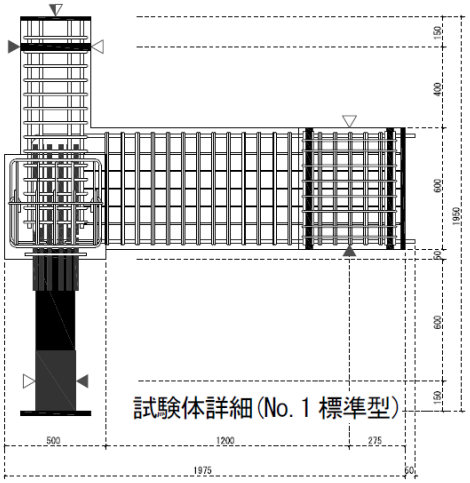
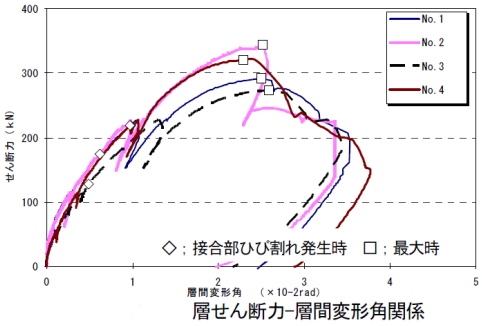
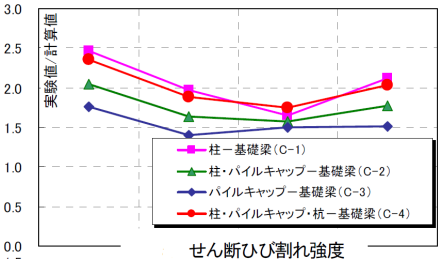


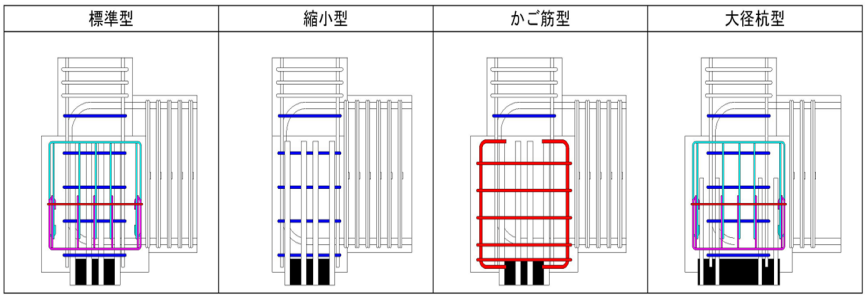
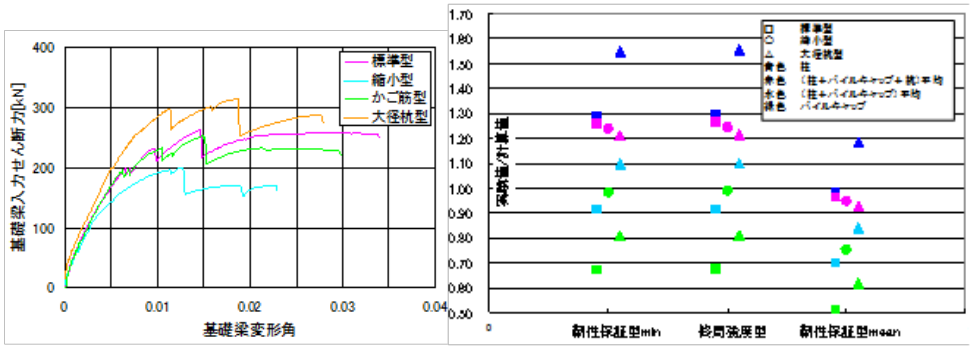


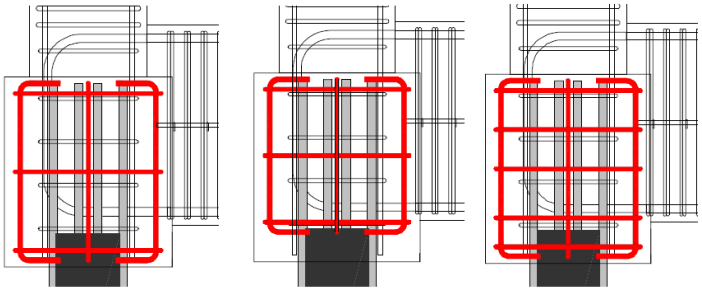
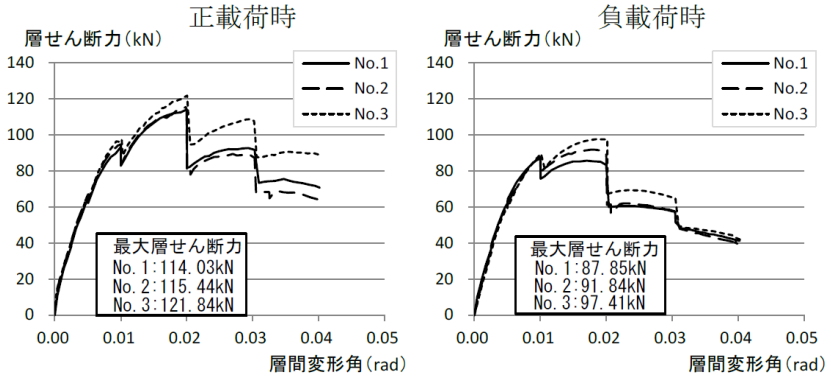


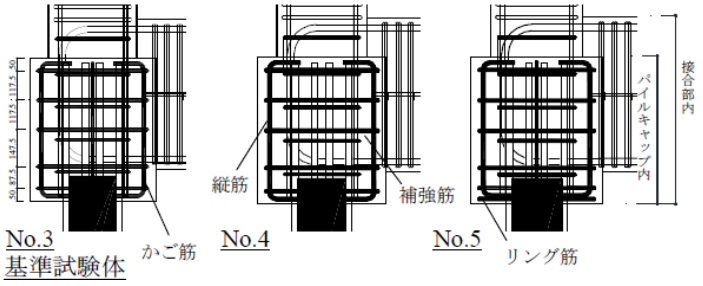
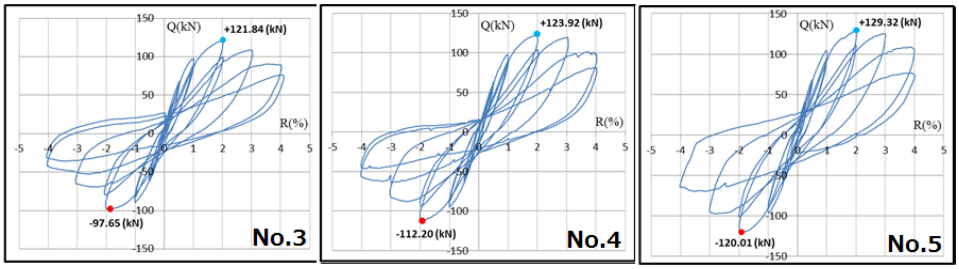


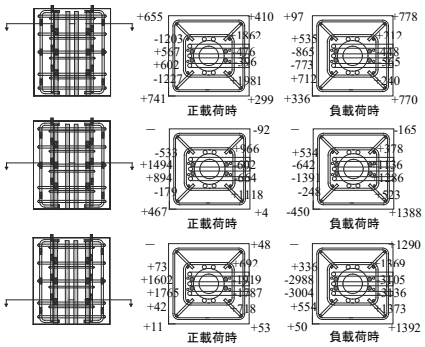
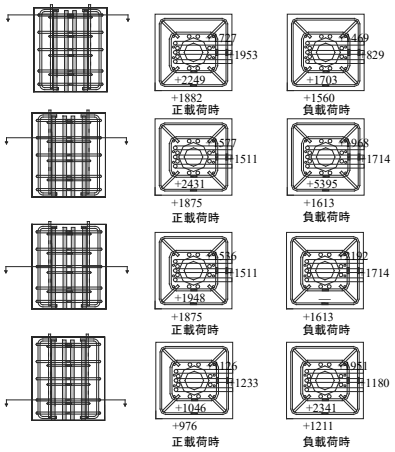
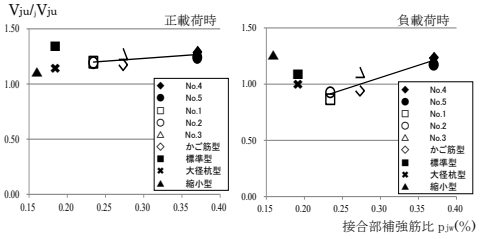
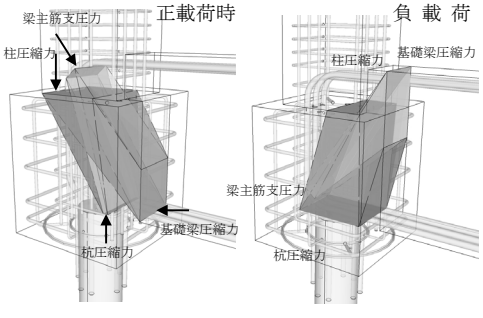
題目	[4]周辺架構を考慮したパイルキャップの耐震性能評価に関する実験研究
著者	酒井慎二，岸田慎司，小林恒一，林静雄
出典	コンクリート工学年次論文集，Vol,30，No.3，2008
試験体	試験体はパイルキャップとその周囲にとりついている杭・基礎梁・柱から構成された十字形の部分架構とし，実在建物の約 4 分の 1 の縮小モデルとした。「パイルキャップの幅とせいの寸法」及び「導入軸力」を変化させた試験体を 3 体製作した。試験体諸元及び試験体概要を下図に示す。  
実験結果	最大変形時におけるひび割れ発生状況を右図に示す。 すべての試験体において基礎梁の曲げひび割れ発生後，せん断ひび割れ，柱及びパイルキャップに斜め方向のひび割れが発生したのちに最大耐力に至った。「RC-0-500」及び「RC-0.32-500」 試験体は変位の増大に伴いパイルキャップ底部の杭頭周囲に抜け出しによるひび割れが入った。「RC-0.32-350」試験体はパイルキャップ底部の杭頭付近のコンクリートにひび割れや抜け出しなどの損傷はほとんど生じず，パイルキャップに発生したせん断ひび割れが次第に大きくなり最大耐力に達した。 
まとめ	層せん断力-層間変形角関係の図を示す。 ① 「RC-0-500」及び「RC-0.32-500」試験体は杭頭のアンカー筋が降伏後に，荷重の上限が緩やかになり，その後は杭の抜け出しが増加したため，変位のみが増大した。「RC-0.32-350」試験体は杭のアンカー筋が降伏する直前にパイルキャップのせん断ひび割れが拡大したことにより耐力が決定した。 ② パイルキャップを小さくすることでパイルキャップのせん断ひび割れ発生荷重は 3 割程度低い結果となり，現状のボリュームが耐震性能にも優れているという考えに至った。しかし，補強方法によってはボリュームを抑えることも可能と思われる。 

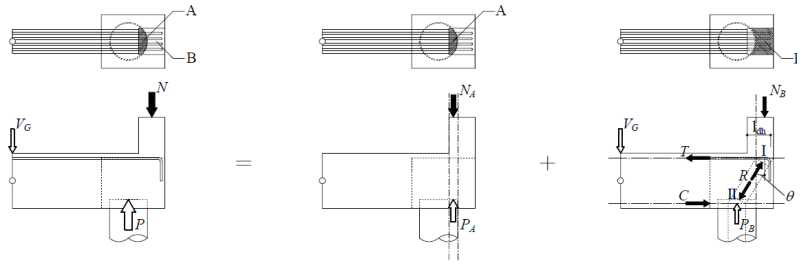
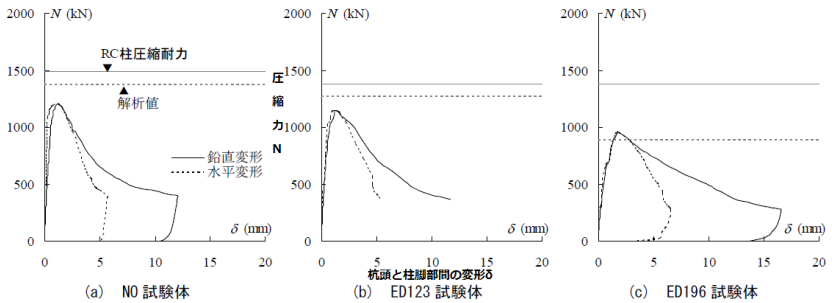
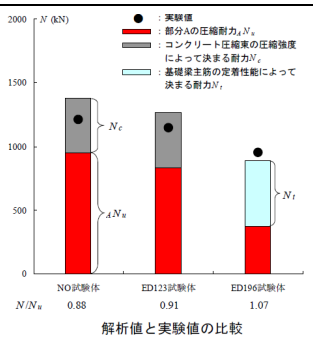
題目	[5]ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能評価
著者	松本玄徳，岸田慎司，酒井慎二，林靜雄
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2009 年 8 月
試験体	試験体は RC 造 6～10 層程度の中層建物の側柱下におけるト形部分架構を対象とし，約 1/4 縮小モデルを 4 体製作した。実験変数はパイルキャップ寸法，基礎梁主筋の定着長さ，載荷方向とした。No.1 と No.2 を標準型とし，初めの載荷方向を変えている。No.3 はパイルキャップ寸法をスケールダウンした縮小型，No.4 は基礎梁主筋の定着を柱の外側まで延長した定着型とした。 
実験結果	破壊形式については No.1 では上端基礎梁主筋の降伏後の抜け出し，No.2 では基礎梁上端のコンクリート圧壊，No.3 では基礎梁主筋は降伏していないが抜け出し破壊，No.4 では定着を長くしたことにより定着部の跳ね上げ破壊をしている。 初期剛性は全試験体とも概ね同程度だが負載荷から行った No.2 は最大耐力が No.1 に対して約 12%大きくなった。また定着を長くとった No.4 も No.1 に対して約 11%大きい結果となった。全試験体で靭性指針に基づき計算する際はパイルキャップ断面を考慮する必要があると考えられる。  層せん断力-層間変形角関係  せん断ひび割れ強度
まとめ	① 層せん断力-層間変形角関係から正負の加力方向により危険断面位置が異なり，耐力に影響する。 ② 基礎梁主筋の定着長さを長くすると耐力に影響する。 ③ 基礎梁主筋の折り曲げ定着部は跳ね出し破壊を防ぐため，せん断補強筋による拘束を考えなければならない。

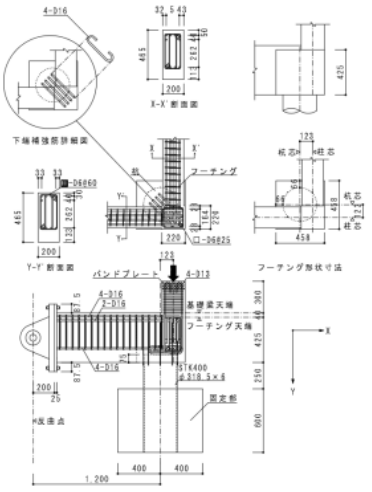
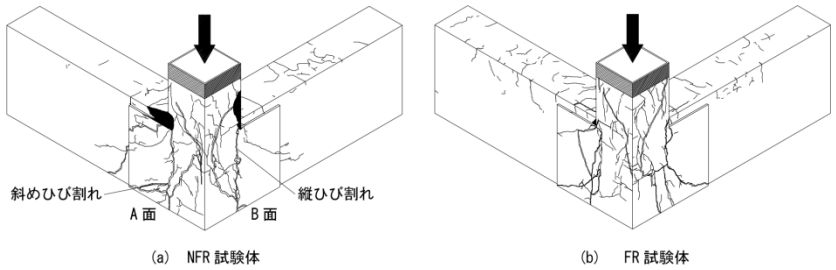
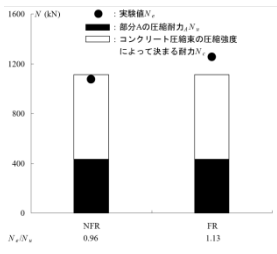
題目	[6]軸力を受けるト形部分架構におけるパイルキャップの耐震性能
著者	松本玄徳，林靜雄，岸田慎司
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）2010 年 9 月
試験体	試験体は RC 造中層建築物の側柱下におけるト形部分架構を対象とし，約 1/2 縮小モデルを 4 体製作した。実験変数はパイルキャップの寸法･配筋方法，杭径とした。標準型を標準とし，縮小型はパイルキャップせいと幅を柱に合わせ，かご筋型はパイルキャップ配筋をかご筋型にした。大径杭型は場所打ち杭を想定して杭径を大きくした。 
実験結果	破壊形式はかご筋型が柱の圧壊，他の試験体はせん断破壊とした。 標準型と比較し，縮小型の最大耐力は約 24%低い結果となった。かご筋型はパイルキャップのせん断破壊ではなく柱の圧壊によって最大耐力となり，最大耐力は標準型と比較し約 5%低い結果となった。大径杭型は標準型と比較し約 20%高い結果となった。大径杭型は標準型と比較して杭アンカー筋がパイルキャップ内でより外側に配筋されていることから，標準型より有効断面が大きく耐力が高い値になったと考えられる。 
まとめ	① パイルキャップ内柱せん断補強筋はせん断耐力に影響を及ぼす。 ② 接合部せん断耐力を評価する場合，有効断面には柱・パイルキャップ・杭を考慮する必要がある。また，靭性保証型 mean 式ではわずかに危険側になったものの，柱・パイルキャップ・杭を考慮して計算する場合が安全かつ精度良く評価することが可能であった。

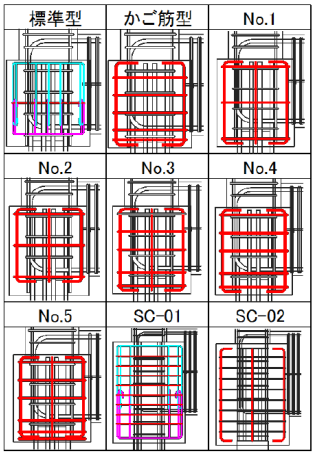
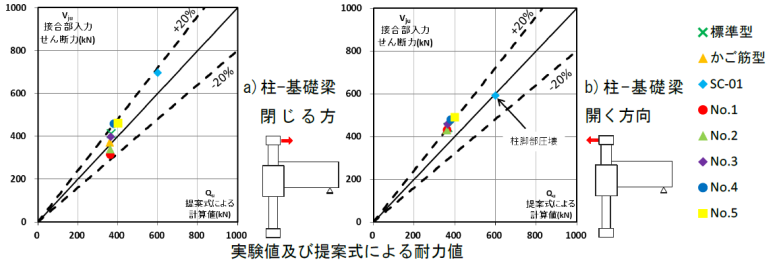
題目	[7]ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に及ぼす基礎梁位置の影響
著者	大和久貴義，上坂宜嗣，岸田慎司，林靜雄
出典	コンクリート工学年次論文集（名古屋）2013 年 7 月
試験体	試験体は RC 造中高層建築物の側柱下部におけるト形部分架構を想定し，約 1/2 縮小モデルとして 3 体製作した。実験変数はパイルキャップの配筋方法である。全試験体をかご筋型とし，No.1 を基準に No.2 は補強筋量を変えず縦筋を杭の埋め込み部までとした。No.3 は補強筋量のみ増やした。 
実験結果	破壊形式は全試験体でパイルキャップ内のせん断補強筋が降伏し，最大耐力以降で損傷が顕著に見られたことでパイルキャップのせん断破壊とした。 全試験体で，正負載荷時の最大層せん断力が異なっており，正載荷時で負載荷時より 25%程度最大耐力が大きくなっている。No.3 の最大耐力は No.1 と比べて正載荷時は 6.8%，負載荷時では 11.3%耐力が大きく，せん断補強筋の増加による耐力上昇が見られた。 
まとめ	① 加力方向によって，ストラット抵抗機構の形成が異なることが最大耐力に大きな差異が生じる要因となった。これは基礎梁位置を上げた影響により，負載荷時でのストラットが重なり合い，耐力が低くなるためと考えられる。 ② パイルキャップせん断補強筋量を増すことで，最大耐力の向上，周辺部材の変形抑制することが可能であった。 ③ 杭頭周囲に配筋をしていない試験体 No.2 では，試験体 No.1 と比べ，最大耐力に顕著な違いはないが，耐力低下が大きかった。

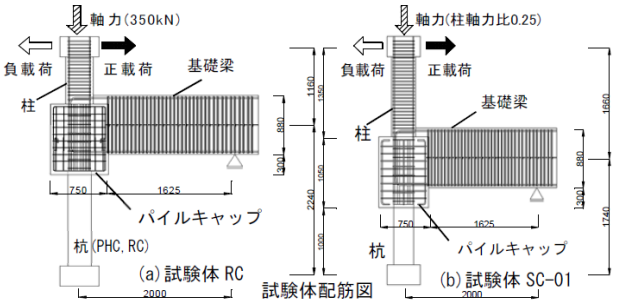
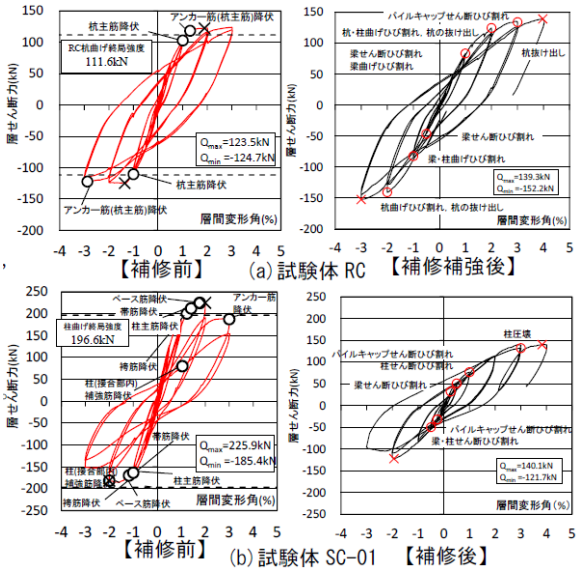
題目	[8]ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に関する実験研究 （その 3）リング筋の影響
著者	岸田慎司，小原拓
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)2014 年 9 月
試験体	試験体は RC 造 6～10 階建て中層建築物の側柱下部におけるト形部分架構を想定し，約 1/2 縮小モデルとして 2 体製作した。実験変数はパイルキャップ内配筋方法である。前項の[7]の試験体 No.3 を基準に No.4 は縦筋を 4 本に減らし補強筋を D13 に大きくした。No.5 は縦筋をそのままに補強筋を D13 に大きくし，パイルキャップ底面のひび割れを補強するためにリング筋を配筋した。 
実験結果	破壊形式については全試験体で正負ともに層間変形角 R＝2%時に最大耐力となり，同時にパイルキャップせん断補強筋，柱(接合部内)補強筋が降伏したことからパイルキャップのせん断破壊とした。 No.3 では正載荷時の方が負載荷時より最大耐力が 20%程度大きくなっているが試験体 No.4，No.5 では正載荷時と負載荷時の最大耐力の差は 7%～10%程度まで減少した。また，全試験体で最大耐力以降の耐力低下が正載荷時では緩やかに低下するが，負載荷時では急激に低下した。 
まとめ	① パイルキャップせん断補強筋比を上げたことで負載荷時の最大耐力が大きく増加する。正負の最大耐力差が試験体 No.3 では 20%程度であったが試験体 No.4，No.5 では 7%～10%程度まで減少した。 ② 杭頭部周辺にリング筋を配筋した試験体 No.5 は最大耐力時(R=2%時)までは杭の変形を抑えることができた。しかし R=4%時にはパイルキャップ底面のひび割れがリング筋状に発生したことで，杭の変形が大きくなった。

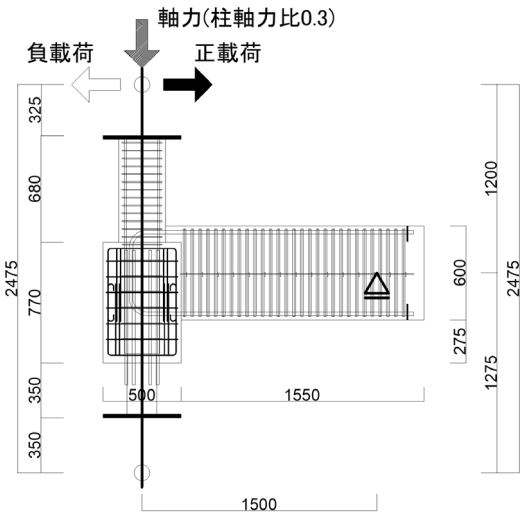
題目	[9]ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に関する実験研究 （その 4）パイルキャップのせん断強度式の検討
著者	小原拓，岸田慎司
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)2014 年 9 月
試験体	試験体詳細は，[8]と同様である。
実験結果	パイルキャップ内縦筋において，正負ともにパイルキャップ下部における内部の鉄筋（アンカー筋）の歪みが，外部の鉄筋（パイルキャップ縦筋）に比べて顕著であった。また，パイルキャップ内補強筋においても内部の鉄筋（接合部内補強筋）の歪みが，外部の鉄筋(パイルキャップ補強筋)の歪みに比べて顕著であった。これらはパイルキャップ内部の応力が内側に集中していることから生じたと考えられる。  図 1 パイルキャップ内縦筋の歪み分布 (試験体 No. 4)  図 2 パイルキャップ内補強筋の歪み分布 (試験体 No. 4)
まとめ	① パイルキャップ内縦筋，補強筋の歪み分布からパイルキャップ内部の鉄筋（アンカー筋，柱補強筋）の歪みが，パイルキャップ外部の鉄筋（縦筋，補強筋）の歪みと比べて大きくなり，梁主筋による応力が大きく影響した。 ② パイルキャップ内応力伝達機構から，加力方向によりストラット抵抗機構の形成が異なることで，最大耐力に差異が生じたと考えられる。またパイルキャップ内の歪みの結果から，パイルキャップの奥行方向でストラットの応力が異なると考えられる。 ③ 負載荷時では接合部補強筋比の影響が大きいことが確認でき，正載荷時と負載荷時では応力のメカニズムが異なることが確認できた。  図４パイルキャップせん断強度－接合部補強筋  図３パイルキャップ内応力伝達状況（試験体

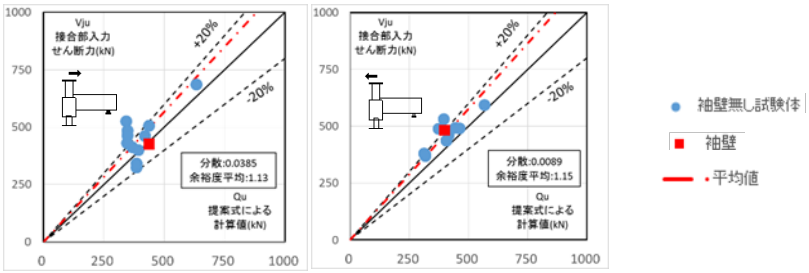
題目	[10,11]柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発（その 1）（その 2）
著者	加地由未子，杉山誠，西村泰志
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）2005 年 9 月
試験体	この研究では柱と杭が偏心した基礎接合部の耐力評価法の検討を行った。これは柱断面と杭断面の重複した部分 A と重複しない部分 B に分け，それぞれの伝達機構を考えたものである。A は直接杭へ圧縮力を伝達、B はアーチ機構によって杭へ圧縮力が伝達されるものとして足し合わせたものが偏心した基礎接合部の耐力とする。 試験体は実験変数を偏心距離 e とし，e = 123mm の ED123 と e = 196mm の ED196 合わせて 2 体を計画。結果の比較に既往の実験の試験体で e = 115mm とした NO 試験体について示した。  (a) 柱と杭が重複する部分 A　(b) 柱と杭が重複しない部分 B
実験結果	どちらの試験体も柱と杭が重複している部分では柱脚部の圧壊が顕著であった。このことから重複している部分ではコンクリートが圧縮強度に達しており，重複していない部分では圧縮強度に達していないことが推察される。 いずれの試験体も最大耐力発揮後、鉛直変形が水平変形に比べてはるかに大きくなり、急激に耐力が低下している。急激な耐力低下の傾向は偏心距離が小さいほど大きい。  (a) NO 試験体　(b) ED123 試験体　(c) ED196 試験体
まとめ	① 偏心距離が比較的小さい NO 試験体と ED123 試験体の解析値は実験値を過大評価している。ED196 試験体の解析値はおおむね実験値と一致した。 ② 耐力の決定要因については実験結果と対応していない部分があり、この点については検討していく必要がある。  解析値と実験値の比較

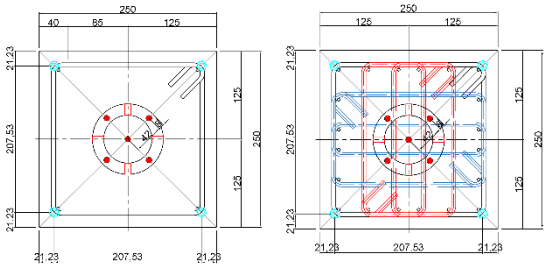
題目	[12,13]柱と梁が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発（その 3）（その 4）
著者	田中麻美，杉山誠，西村泰志
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）2006 年 9 月
試験体	柱心と杭心を偏心させた 2 つの試験体を用意した。 1 つはフーチングを無筋コンクリートとした NFR 試験体，1 つはフーチングに下端補強筋を配筋した FR 試験体である。 各試験体とも柱及び基礎梁断面､配筋量などは一定とした。 FR 試験体の配筋詳細図を右に示す。 
実験結果	各試験体の最終ひび割れ状況を下図に示す。 各試験体とも圧縮力載荷後、まず、フーチング A あるいは B 面に縦ひび割れが発生した。その後, フーチング A あるいは B 面に斜めひび割れが発生した。最大耐力発揮後，変形の増大に伴って斜めひび割れの幅は大きくなり，最大荷重時に柱脚部の圧壊が観察された。  (a) NFR 試験体　　(b) FR 試験体
まとめ	① NFR 試験体の最大荷重は，RC 柱の圧縮耐力の 80%程度である。一方，下端補強筋を有する FR 試験体は RC 柱の圧縮耐力をほぼ発揮している。 ② 下に解析値と実験値の比較の図を示す。 NFR 試験体の解析値は，実験値とほぼ対応しているのに対し，FR 試験体の解析値は，実験値を下回っている。二軸偏心を有する場合，軸力伝達を支障なく行うためには，下端補強筋を配筋する必要があると考えられてきたが，実際は不明な点が多いため，さらに検討をしていく必要がある。 

題目	[14]既製杭を用いたト形部分架構 パイルキャップのせん断強度式の検討
著者	桑原亮，岸田慎司，向井智久，伊藤宏亮
出典	コンクリート工学年次論文集（福岡）2016 年 7 月
試験体	試験体は実施設計を参考に約 1/2～1/2.5 スケールのト形部分架構とし杭に場所打ち杭・PHC 杭・SC 杭を用い，パイルキャップ内の配筋を標準型とした試験体を RC，PHC，SC-01 とし，SC 杭を用い，縦筋・帯筋量を 1.5 倍としたかご筋型の試験体を SC-02 として 4 体製作した。 この内の SC-01 と SC-02, [6][7][8]で行った既往の試験体を含めた 9 体を研究の対象とした。  パイルキャップ内配筋図
実験結果	破壊形式について SC-01 は帯筋の降伏後に最大耐力となり，以降はひび割れ幅が増大したことからパイルキャップのせん断破壊とした。SC-02 では帯筋量を増加させたことにより帯筋は最大耐力後に降伏し，柱脚部が圧壊した。既往の実験結果にこれら 2 つの実験結果を加えて耐力式の提案を行った。
まとめ	① パイルキャップ帯筋及びパイルキャップ内の柱帯筋がせん断に寄与していることが確認できた。縦筋として考慮する鉄筋は柱主筋のみであり，基礎梁の折り曲げ定着部やパイルキャップの縦筋はせん断に寄与していない。 ② 柱・基礎梁は部材断面，杭についてはアンカー筋の外周 100mm を加えた円柱断面においての主筋の応力として圧縮域を考察した結果，概ね実験時のパイルキャップせん断ひび割れと一致した。 ③ 本研究では修正荒川 mean 式を参考にパイルキャップせん断強度式を提案した。これはせん断に寄与する有効体積を考察し，それを基に各計算要素をパイルキャップに置き換えたものである。 $$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23}(F_c+18)}{a/D+0.12} + 0.2\sqrt{{}_cP_w \, {}_c\sigma_{wy} + {}_{pc}P_w \, {}_{pc}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$ 要素 F_c:コンクリート強度(N/mm^2) p_t: 引張鉄筋比(%) a/D:せん断スパン比 ${}_cp_w$: 柱せん断補強筋比 ${}_c\sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm^2) ${}_{pc}p_w$: パイルキャップせん断補強筋比 ${}_{pc}\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm^2) σ_0:軸方向応力度(N/mm^2) b:部材幅(mm) j:応力中心間距離(mm)  実験値及び提案式による耐力値

題目	[15]既製杭・RC 杭を用いたト形部分架構に対する静的載荷実験 （その 3　補修を施した場合）
著者	平出務，岸田慎司，向井智久，柏尚稔
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）2016 年 8 月
試験体	試験体は[14]で製作した試験体のうちRC とSC-01 を実験後に補修したものを用いる。[14]で行った実験の最終破壊状況は試験体 RC が杭頭部の圧壊、SC-01 ではパイルキャップのせん断破壊となっている。 実験後の試験体のひび割れにエポキシ樹脂・セメントフィラーを注入，欠損部には型枠を作ってモルタルを打設，杭頭の圧壊部分には鋼管を巻くことで補修・補強して載荷実験を行った。 
実験結果	破壊形式について RC は杭の抜け出し破壊，SC-01 ではパイルキャップのせん断破壊と判断した。 RC の最大耐力は正・負載荷両方で補修前よりそれぞれ 12.8%，22%増加し，最大耐力時の R もそれぞれ R=2.96% から 3.97%，R=1.36%から 3.03%へと大きくなった。 SC-01 の最大耐力は正・負載荷両方で補修前よりそれぞれ 38%，34.4%減少し，最大耐力時の R はそれぞれ R=1.89%から 3.83%，R=1.6%から 1.94%へと大きくなった。 
まとめ	① 前回の実験で杭頭部の圧壊をしていた RC では正・負載荷両方で最大耐力が増加し，各部材の変形性能は補修前程度に改善した。 ② 前回の実験でせん断破壊していた SC-01 では正・負載荷両方で耐力上昇は見込めず，それぞれの耐力は 2/3 以下に減少した。各部材の変形性能は正載荷時には補修前と違いはなかったが，負載荷時には柱の変形が大きくなり，正負で部材の変形状況が異なった。

題目	[16]大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究 (その 15　袖壁付柱と偏心柱を有する SC 杭頭接合部のト形部分架構に関する実験結果)
著者	中村直樹，郡司大裕，岸田慎司，向井智久
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（広島）2017 年 9 月
試験体	験体は実建物の 1/3 スケールで，パイルキャップ内の配筋方法・鉄筋量を変化させた A シリーズ, 袖壁付柱を有する B シリーズ，偏心柱を有する C シリーズとした。試験体 A-1 を基準としてパイルキャップ内を標準型（袴筋・ベース筋・帯筋）に配筋した。試験体 A-2，A-3 はかご筋型（縦筋・帯筋）に配筋し，A-2 の縦筋量は A-1 の 1.63 倍，A-3 では 3.13 倍とした。試験体 B-1 はパイルキャップ内を標準型に配筋し，厚さ 80mm，長さ 300mm（柱の 1D）の袖壁を設けた。試験体 C-1 は柱心と杭心が 100mm ずれており，パイルキャップ内を標準型に配筋した。また試験体 C-2 はパイルキャップ内をかご筋型に配筋した。 
実験結果	試験体 A-1，A-2，A-3 の最大耐力に差はあまり見られなかったこと。また最大耐力時層間変形角も 3 試験体とも 1~2%の間を示した。袖壁付柱を有する試験体 B-1 では A-1 と比較し，最大耐力が正側で 1.25 倍，負側で 1.40 倍と大きな値となった。耐力低下率では正載荷で 27%（A-1 は 19%）と耐力低下が大きくなった。偏心柱を有する試験体 C-2 では最大耐力（A-1 と比較）が正載荷で 0.91 倍，負載荷で 1.22 倍と載荷方向により異なる結果を示した。
まとめ	① パイルキャップ内の配筋方法・縦筋量を変化させても，最大耐力，最大耐力時層間変形角，破壊性状に差異は確認できなかった。パイルキャップ内の配筋方法・縦筋量はパイルキャップのせん断終局強度に及ぼす影響は小さいと考えられる。 ② パイルキャップせん断破壊した試験体で，パイルキャップ内の配筋が同一であっても，袖壁の有無により最大耐力に差が生じた。袖壁付柱はパイルキャップのせん断終局強度に影響を及ぼすと考えられる。 ③ 試験体 C-2 では偏心柱を有しても，パイルキャップ内の配筋をかご筋型とし，縦筋・帯筋ともに増量し，柱脚部に鋼板巻き立て補強を行うことで，パイルキャップの損傷および柱脚の曲げ圧壊を防ぐことができることを確認した。

題目	[17]大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究 （その 25　既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討）
著者	岸田慎司，向井智久，中村聡宏
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018 年 9 月
試験体	[16]の試験体は 6 体製作した。実験変数をパイルキャップ内の配筋方法（標準型・かご筋型），上部構造の形状（袖壁付近・偏心柱）とした。今回の試験体 6 体と，[6][7][8][9][14]で行った既往の試験体を含めた 12 体を研究の対象とした。
修正案	ト形部分架構のパイルキャップにおいて，杭 - 基礎梁が開く方向では杭のアンカー筋がせん断破壊に対して有効な鉄筋であると判明した。 本研究では[12]にて提案されたパイルキャップせん断強度式をもとに，式を再検討した。以下にその修正式を示す。 $$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23}(F_c+18)}{\frac{a}{D}+0.12} + 0.85\sqrt{{}_cP_w\ {}_c\sigma_{wy} + {}_{pc}P_w\,{}_{pc}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$ ここで　F_c:コンクリート強度(N/mm^2),p_t: 引張鉄筋比(%) a/D:せん断スパン比 ${}_cp_w$: 柱せん断補強筋比, ${}_c\sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm^2) ${}_{pc}p_w$: パイルキャップせん断補強筋比 ${}_{pc}\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm^2) σ_0:軸方向応力度(N/mm^2),b:部材幅(mm), ［式の再提案箇所］ ・せん断強度算定式時のパイルキャップの作用軸力 Npc 柱軸力と同じ値としていたが，基礎梁のせん断力による作用軸力の増減を考慮し次式のように定義した。 Npc=Nc+Qb Nc:柱軸力，Qb:基礎梁せん断力（下向きを正） ・せん断補強筋に対する係数 実験値のせん断耐力から靭性指針式より算出した無筋時におけるせん断耐力を除した値をせん断補強筋の効果量と考え，0.2 としていた。本研究では想定する有効  断面が異なるため，元の修正荒川 mean 式に従い，係数を 0.85 とした。 有効断面せいとパイルキャップにせん断強度算定時のパイルキャップの作用軸力，せん断補強筋の係数，有効引張鉄筋を修正することで，精度良く実験値を評価できることを確認した。 本式により，[14]において考慮されなかった載荷方向の違いを考慮した評価および袖壁付柱を有する試験体における評価が可能となった。

題目	[18]大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究 (その 24 縮小支圧要素試験結果および提案式との比較)
著者	浅井陽一，向井智久
出典	日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018 年 9 月
試験体	支圧盤及び試験体は実寸に対して 1/10 の縮小寸法とした。試験体は 11 体作製し，実験変数は帯筋有無の影響，支承部と支圧部の面積比，支承部のコンクリート圧縮強度，支圧盤形状，帯筋比の影響，試験体寸法の影響である。No.1-1,No.1-8 の配筋図を図 1 に示す。 面積比は標準的な杭寸法及びパイルキャップ寸法による面積比を網羅するように 2.56～4.47 とした。コンクリートの骨材最大寸法は 13mm とし，帯筋の降伏応力度は D6 で 392N/mm²，D10 で 361N/mm²である。加力は単調載荷とした。式(1)は圧縮強度と面積比の平方根を，式(2)は引張強度と面積比の平方根を考慮した支圧強度式である。この提案式についても重ねて検討する。 $\sigma_{bb}=\sigma_{cb}\times\sqrt{(Ac/A1)}$・・・・・・・・・・・・・・(1) $\sigma_{bb}=10\times\sigma_t\times\sqrt{(Ac/A1)}$ $=1.8\times\sigma_{cb}^{(0.8-\sigma cb/2000)}\times\sqrt{(Ac/A1)}$・・・・・・(2) σ_{bb}：支圧強度,σ_{cb}：コンクリートの圧縮強度 σ_t：コンクリートの引張強度(N/mm²) Ac：支承面積(mm²),A1：支圧面積(mm²)  (a)No. 1-1 (b)No. 1-8 図 1 配筋図(単位 mm)
実験結果	No.0-1, No.0-2 では載荷面において支圧盤から隅角部に向かってひび割れが進展し，その後側面にひび割れが発生し破壊に至った。その他の試験体は側面にひび割れが発生し，その後載荷面において支圧盤から隅角部に向かってひび割れが発生し破壊に至った。
まとめ	支圧部を中空とした試験では，コンクリート引張強度を考慮した提案式(2)と最大荷重との比は 1.04 で式（1）より適合性が比較的高いことが分かった。中子筋方式は鉄筋補強の影響で耐力が向上し，その他試験体と異なる支圧強度比-めり込み変形関係となった。支圧盤を中実試験体とした場合提案式は過大評価したが，載荷形状の違いが影響した可能性も考えられる。

5.2 実験概要

5.2.1 試験体概要

(1)　試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2

試験体は鉄筋コンクリート造(RC 造)，8 階建ての中層建築物の側柱下における T 形部分架構を参考に設計を行った。パイルキャップ，基礎梁，柱，杭により構成された約 1/3 スケールモデルの試験体を 7 体製作した。**表 5.2.2** に試験体諸元，**図 5.2.1～図 5.2.14** に各試験体の形状および配筋詳細，**写真 5.2.1～写真 5.2.2** に配筋写真を示す。

1) 実験変数

(a)上部構造の形状 → 標準的なパイルキャップ A-1，A-2，A-3（**図 5.2.1**）

袖壁付パイルキャップ B-1（**図 5.2.2**）

偏心柱を有するパイルキャップ C-1，C-2（**図 5.2.3**）

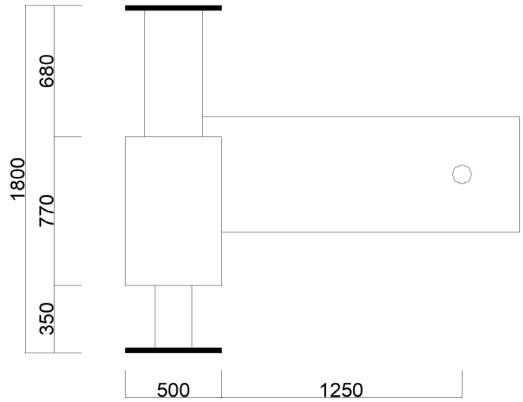


図 5.2.1 標準的なパイルキャップ

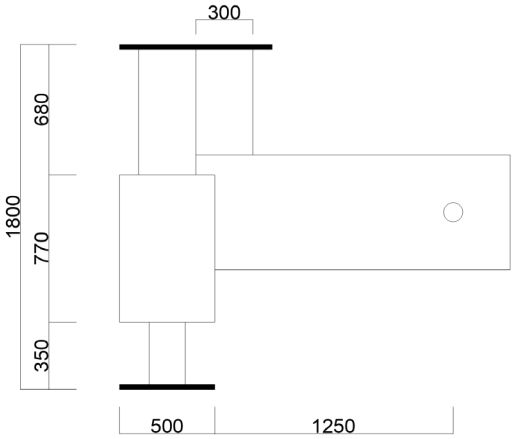


図 5.2.2 袖壁付パイルキャップ

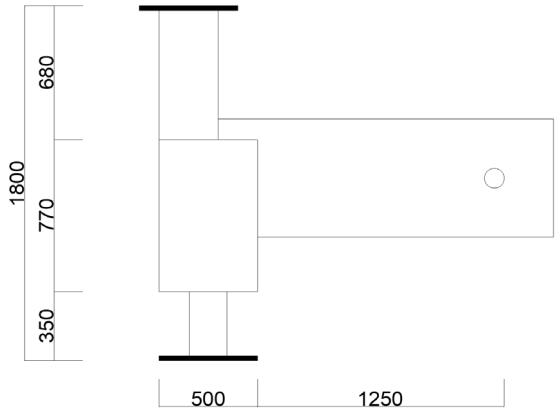


図 5.2.3 偏心柱を有するパイルキャップ

(b)パイルキャップ内配筋 → 標準型 A-1, B-1, C-1

(一般的な袴筋・ベース筋による配筋方法 **図 5.2.4, 写真 5.2.1**)

かご筋型 A-2, A-3, C-2

(鉄筋径・施工性の向上を図った合理的な配筋方法 **図 5.2.5, 写真 5.2.2**)

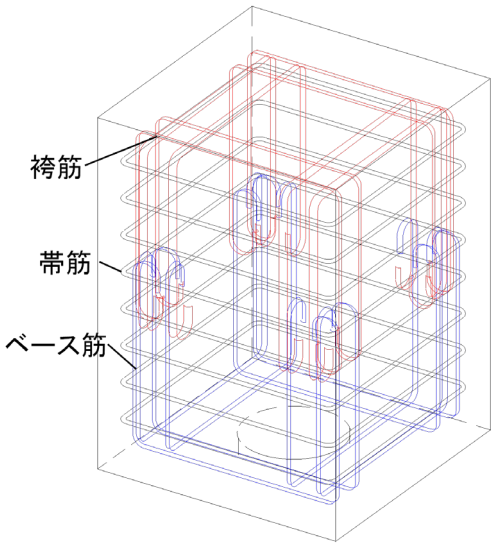


図 5.2.4 標準型配筋

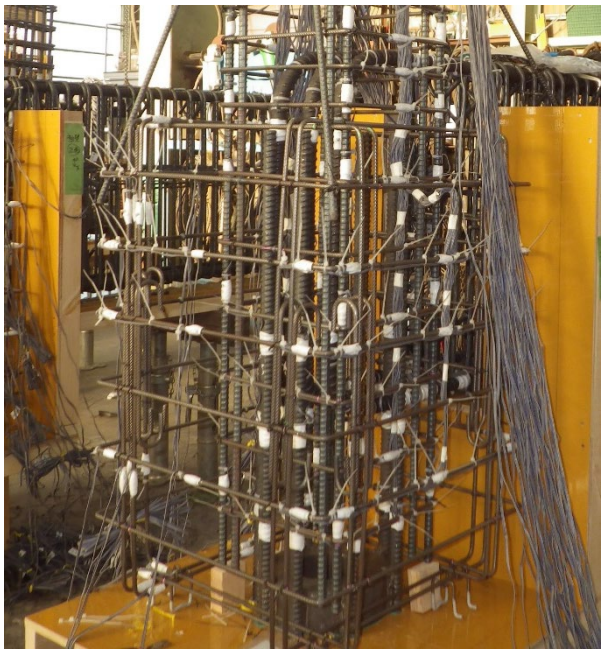


写真 5.2.1 標準型配筋

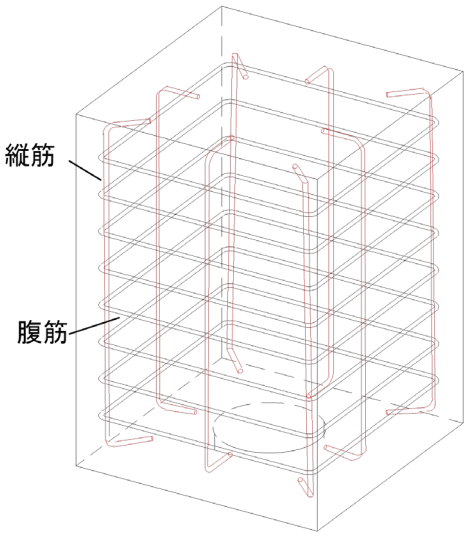


図 5.2.5 かご筋型配筋

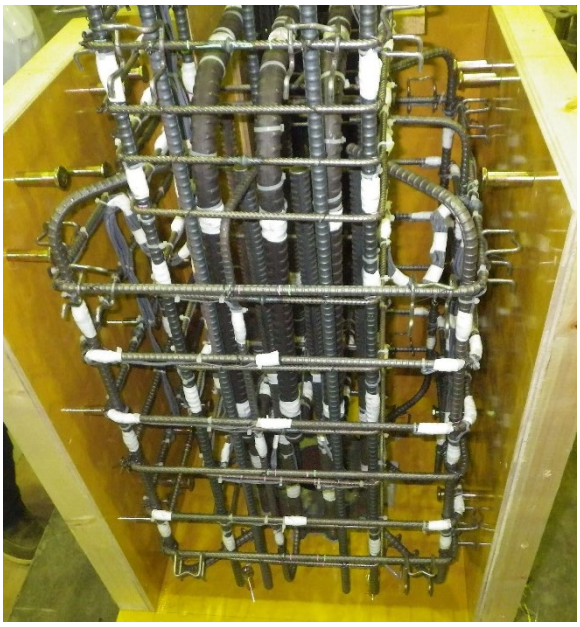


写真 5.2.2 かご筋型配筋

(c)パイルキャップ内縦筋量 → 基準 A-1，A-2，B-1，C-1
（パイルキャップ断面積に対する縦筋比を統一）
縦筋量 2 倍 A-3，C-2
（パイルキャップ断面積に対する縦筋比を増加）

(d)パイルキャップ内帯筋量 → 基準 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1
強化型 C-2

実験変数は接合部の形式とパイルキャップ内の配筋方法，縦筋量とする。接合部の形式について，本研究では標準，袖壁付，柱の偏心した接合部の 3 種を変数とした。パイルキャップ内の配筋は標準型(一般的な袴筋・ベース筋による配筋方法)かご筋型(鉄筋径・施工性の向上を図った合理的な配筋方法)とし，配筋方法と縦筋量，帯筋量(腹筋量)を変数とした.

表 5.2.1 に各試験体の上部構造の形状，パイルキャップ内配筋，パイルキャップ内縦筋量，パイルキャップ内帯筋量を示す。

表 5.2.1 実験変数

試験体	A-1	A-2	A-3	B-1	C-1	C-2
上部構造の形状	基準	基準	基準	袖壁付	偏心	偏心
パイルキャップ内配筋	標準型	かご筋型	かご筋型	標準型	標準型	かご筋型
パイルキャップ内縦筋量	基準	基準	2倍	基準	基準	基準
パイルキャップ内帯筋量	基準	基準	基準	基準	基準	強化型

2) 試験体断面寸法

表 5.2.2，**表 5.2.3** に試験体諸元を示す。柱，梁，杭については断面・配筋ともに全試験体で共通とした。柱断面は 300mm×300mm，柱主筋は D13(SD345)を 8 本配筋した。基礎梁断面は 200mm×600mm，基礎梁主筋は D22(PBSD930)を上端下端ともに 3 本配筋した。パイルキャップ内の配筋について，標準型の配筋は共通として袴筋・ベース筋にそれぞれ D6(SD295A)を 8 本配筋し，腹筋には D6(SD295A)を 6 本配筋した。かご筋型の配筋は縦筋について標準では縦筋に D6(SD295A)と D10(SD295A)をそれぞれ 4 本ずつ配筋し，縦筋量 2 倍では縦筋に D10(SD295A)と D13(SD295A)をそれぞれ 4 本ずつ配筋した。帯筋については標準では D6(SD295A)を 6 本，強化型では D10(SD295A)を 6 本配筋した。杭については SC 杭を用いて S45C，杭径 190.7mm，鋼管厚 45mm とした。アンカー筋には D19(SD490)を 8 本配筋した。袖壁付試験体は袖壁を長さ 300mm，厚さ 80mm とし，縦筋 D6(SD345)を 6 本，端部曲げ補強筋 D10(SD345)を 6 本，横筋 D6(SD345)を 6 本，端部補強筋 D6(SD345)を 6 本配筋した。

表 5.2.2 試験体諸元

試験体		A-1	A-2	A-3	B-1	C-1	C-2
軸力		745kN	778kN	767kN	760kN	755kN	706kN
(柱軸力比)		(0.3)	(0.3)	(0.3)	(0.3)	(0.3)	(0.3)
柱	幅×せい	300mm×300mm					
	主筋	8-D13(SD345)					
	補強筋	D6(SD345)@50　(パイルキャップ内D6(SD295A)@100)					
基礎梁	幅×せい	200mm×600mm					
	主筋	上端下端共3-D22(PBSD930)					
	補強筋	U9.0ウルボン@50					
杭	杭種(鋼管)	S45C　φ190.7mm　鋼管厚45mm					
	アンカー筋	8-D19(SD490)					
パイルキャップ	幅×せい×高さ	500mm×500mm×770mm					
	配筋方法	標準型	かご筋型	かご筋型	標準型	標準型	かご筋型
	袴筋(*は縦筋)	8-D6(SD295A)	4-D6(SD295A)*	4-D10(SD295A)*	8-D6(SD295A)		4-D10(SD295A)*
	ベース筋(*は縦筋)	8-D6(SD295A)	4-D10(SD295A)*	4-D13(SD295A)*	8-D6(SD295A)		4-D13(SD295A)*
	腹筋(*は帯筋)	6-D6(SD295A)	6-D6(SD295A)*		6-D6(SD295A)		6-D10(SD295A)*

表 5.2.3 袖壁内配筋

袖壁	
長さ×厚さ	300mm×80mm
縦筋	6-D6(SD345)@50
端部曲げ補強筋	6-D10(SD345)@50
横筋	6-D6(SD345)@50
端部補強筋	6-D6(SD345)@50

3) 各部材断面の決定

・パイルキャップ

500㎜×500㎜×770㎜（全試験体共通）

既製杭の杭径の 2.5D(500㎜)をパイルキャップ断面とし、パイルキャップの高さ 770㎜ は杭頭部のアンカー筋の定着長さにより決定した。

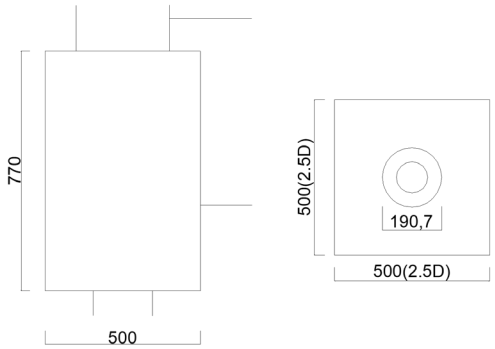


図 5.2.6 パイルキャップ寸法

・柱

300㎜×300㎜（全試験体共通）

柱断面は既存の建物の断面を縮小し決定した。

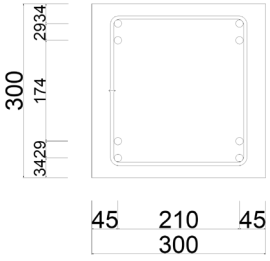


図 5.2.7 柱断面

・基礎梁

200㎜×880㎜（全試験体共通）

基礎梁断面は既存の建物の断面を縮小し決定した。

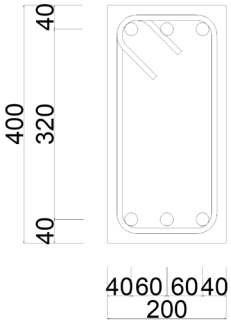


図 5.2.8 基礎梁断面

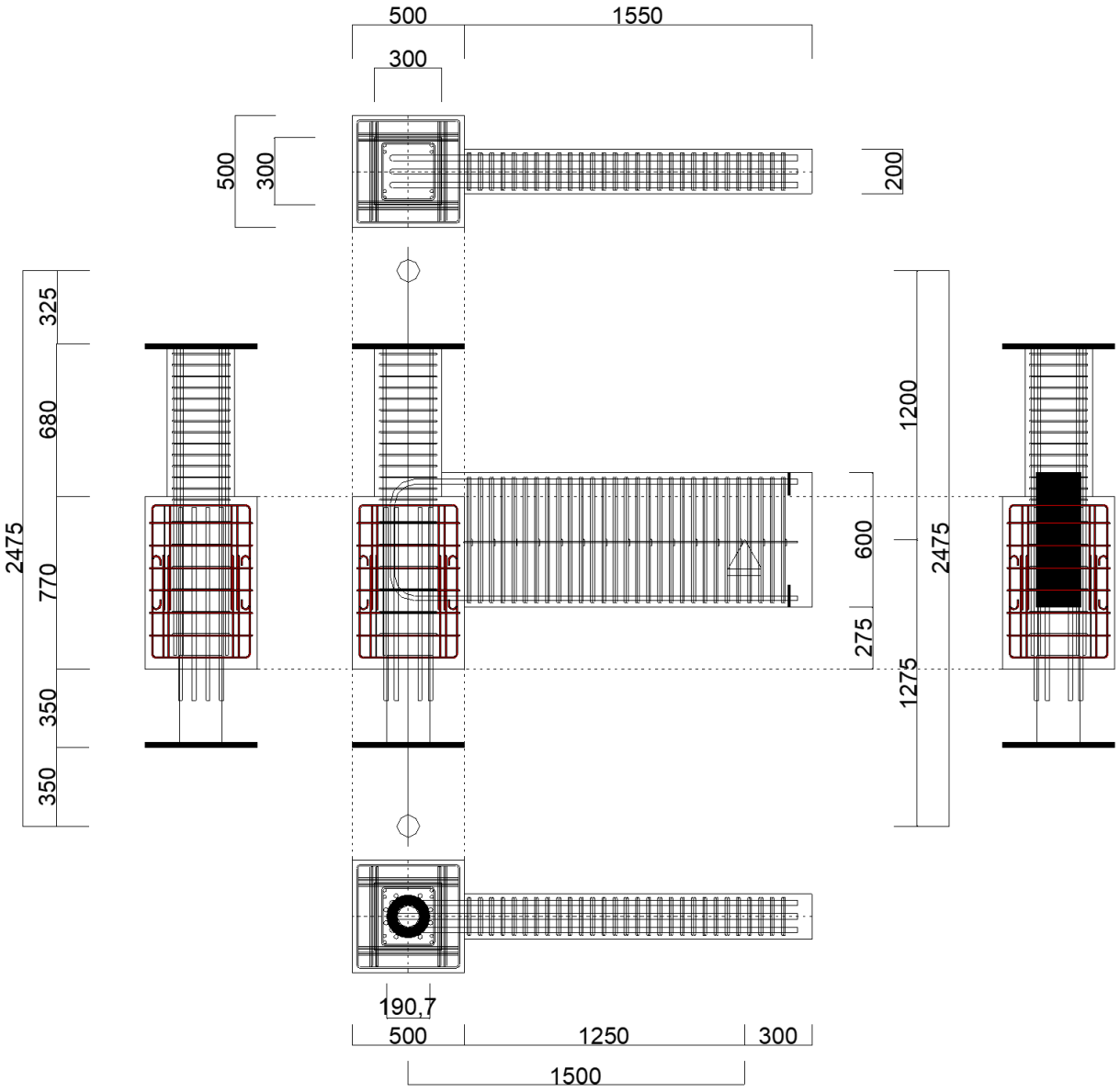


図 5.2.9 試験体図面 A-1

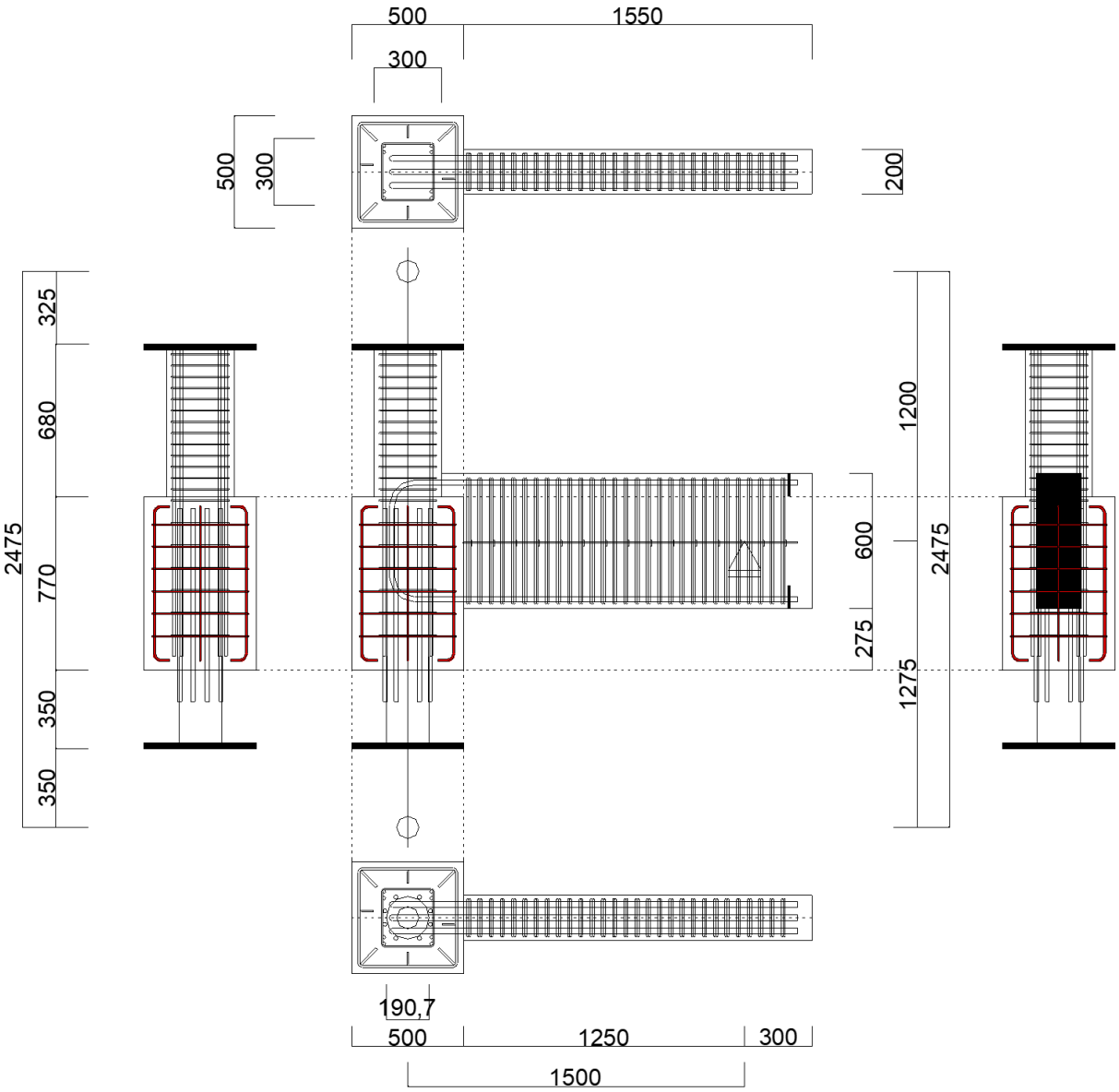


図 5.2.10 試験体図面 A-2

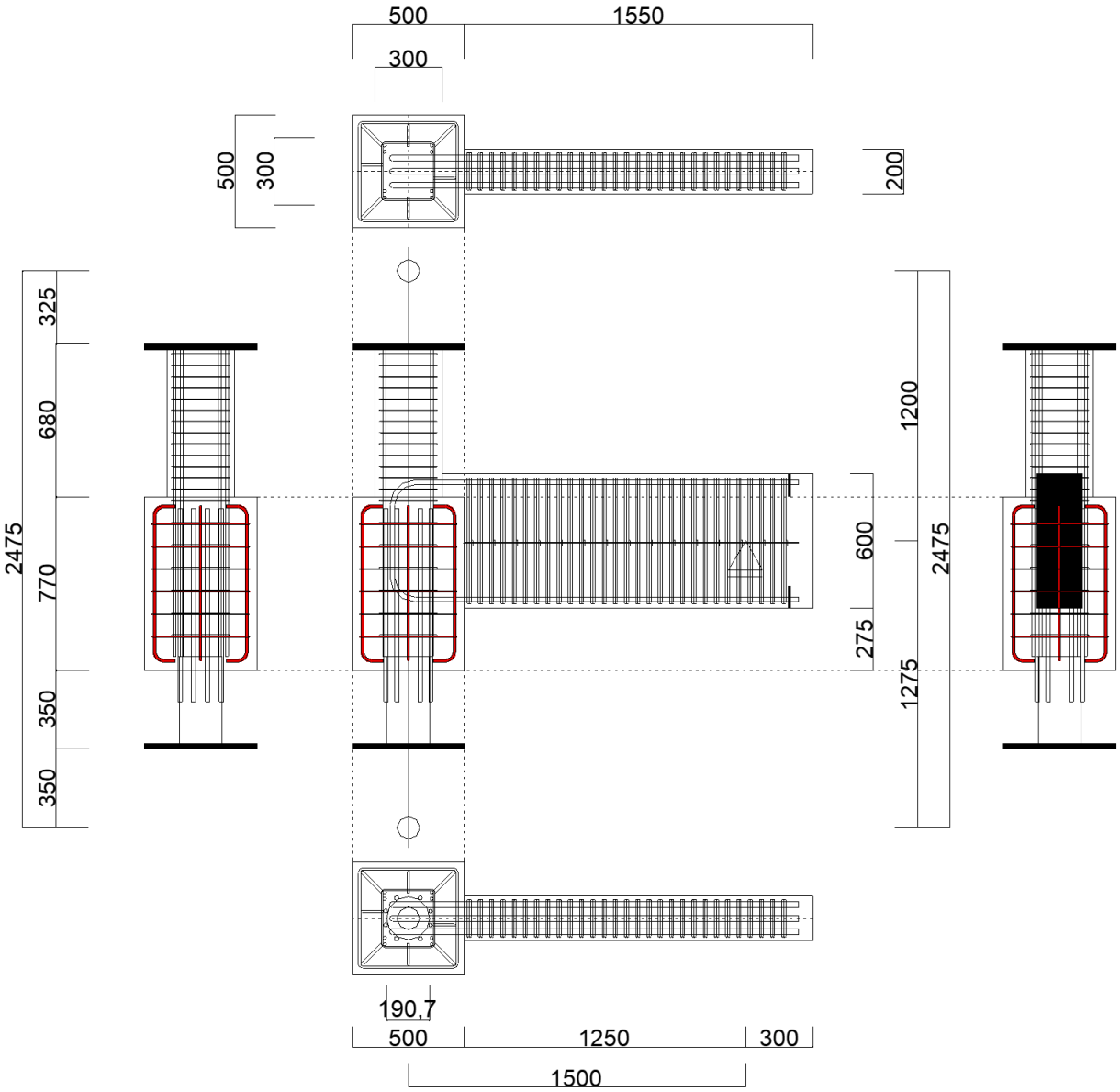


図 5.2.11 試験体図面 A-3

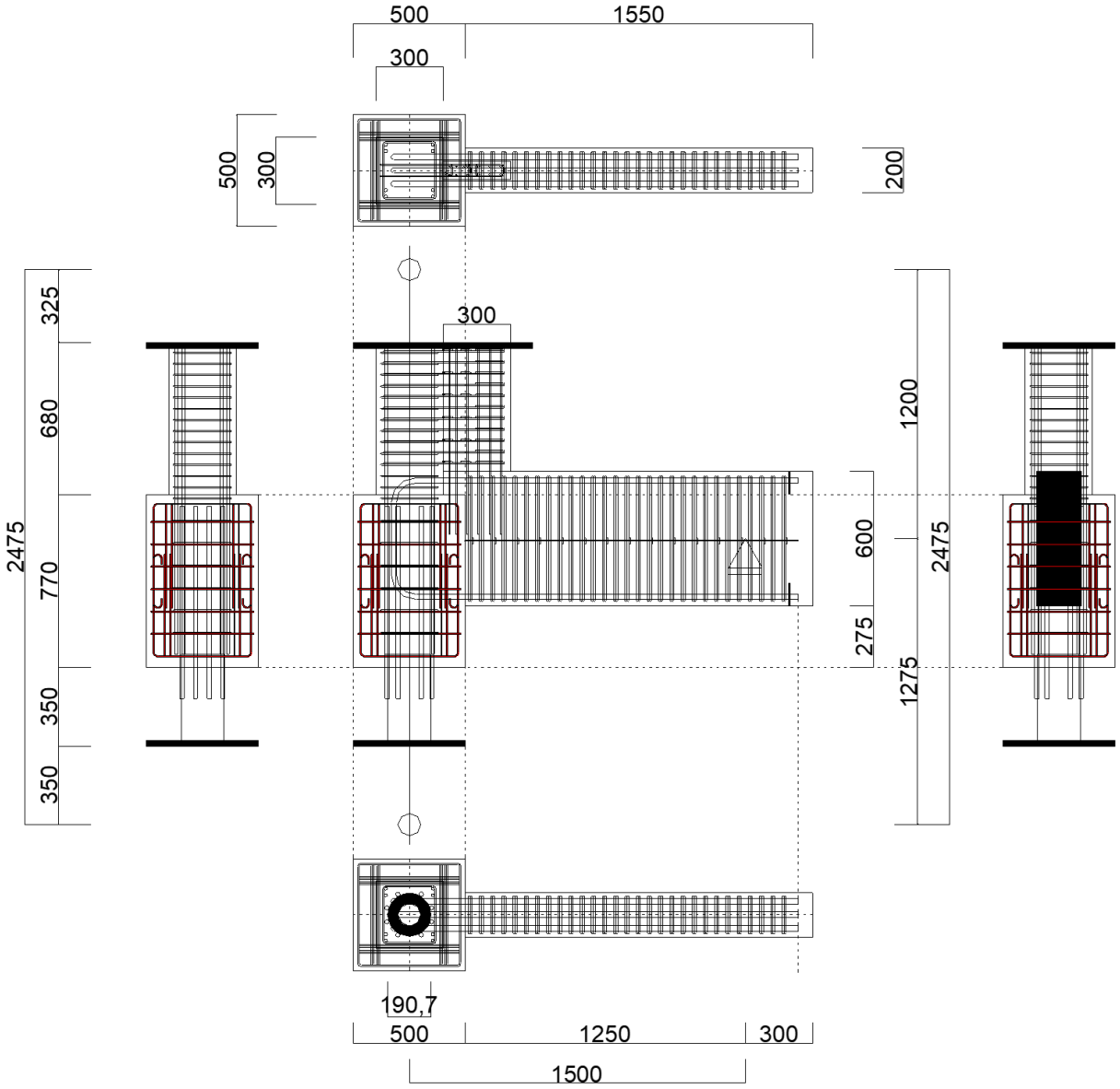


図 5.2.12 試験体図面 B-1

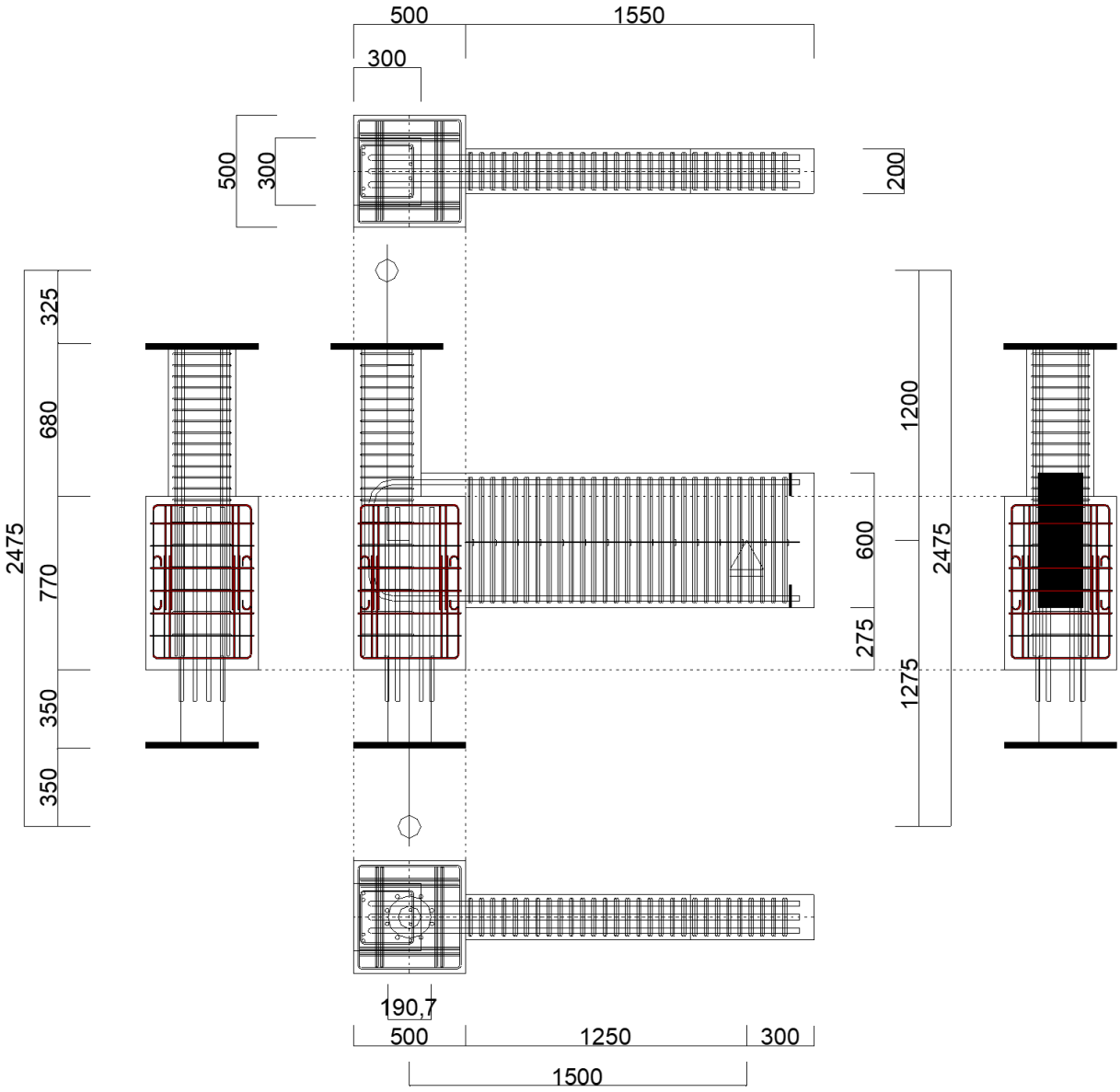


図 5.2.13 試験体図面 C-1

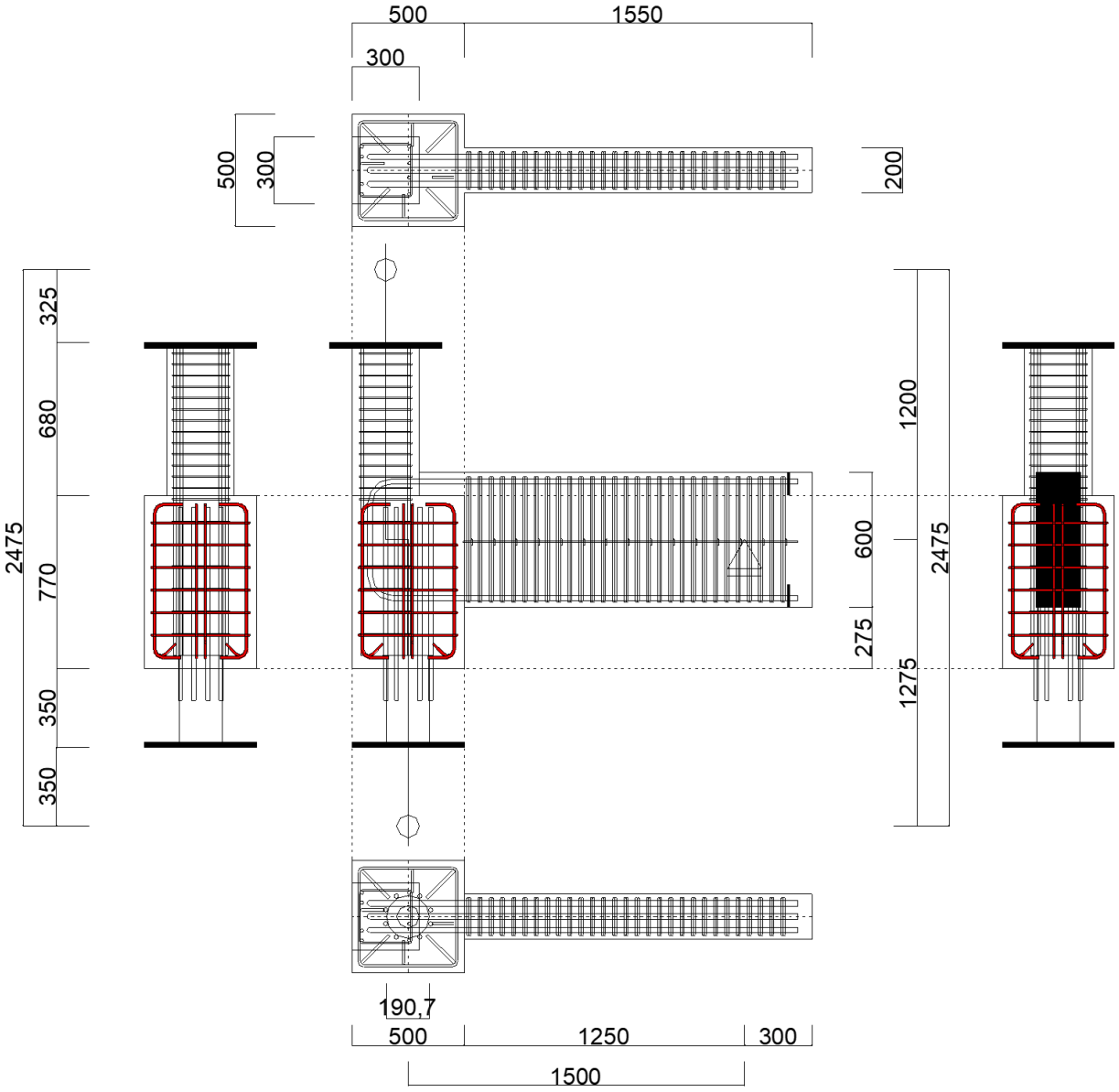


図 5.2.14 試験体図面 C-2

(2)　　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3

試験体は鉄筋コンクリート造（RC 造），8 階建ての中層建築物の側柱下における T 形部分架構を参考に設計を行った。パイルキャップ，基礎梁，柱，杭により構成された約 1/3 スケールモデルの試験体を 4 体製作した。**表 5.2.4** に実験変数，**表 5.2.5** に試験体諸元，**図 5.2.15～図 5.2.25** に各試験体の形状および配筋詳細，**写真 5.2.3～写真 5.2.4** に配筋写真を示す。

1)　実験変数

(a) 上部構造の形状　→　標準的なパイルキャップ A-4，A-5，A-6（**図 5.2.15**）

偏心柱を有するパイルキャップ C-3（**図 5.2.16**）

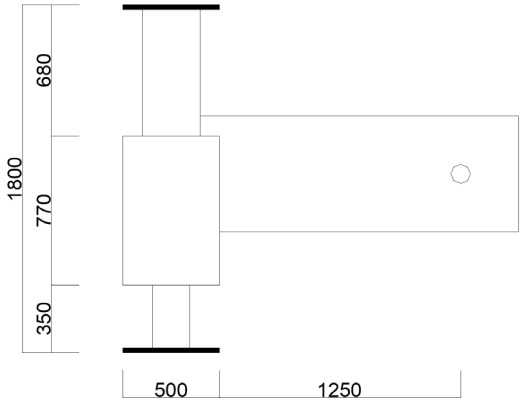


図 5.2.15 標準的なパイルキャップ

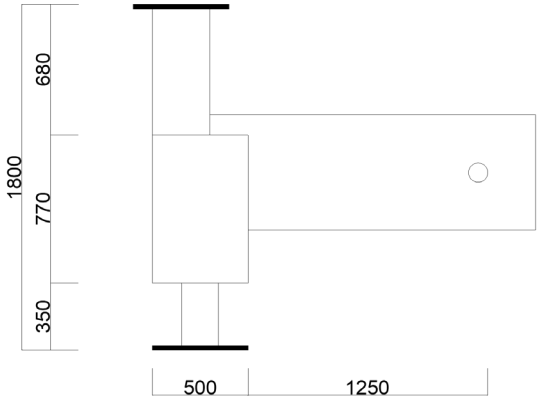


図 5.2.16 偏心柱を有するパイルキャップ

(b) 軸力　→　一定軸力：A-4，A-6，C-3（柱軸力比 0.2）

変動軸力：A-5（柱軸力比　正：0.2，負：0.0）

図 5.2.17 に軸力を変動させた試験体 A-5 の軸力と水平力の載荷ルートを示す。軸力は層せん断力に依存する形で変動載荷とした。

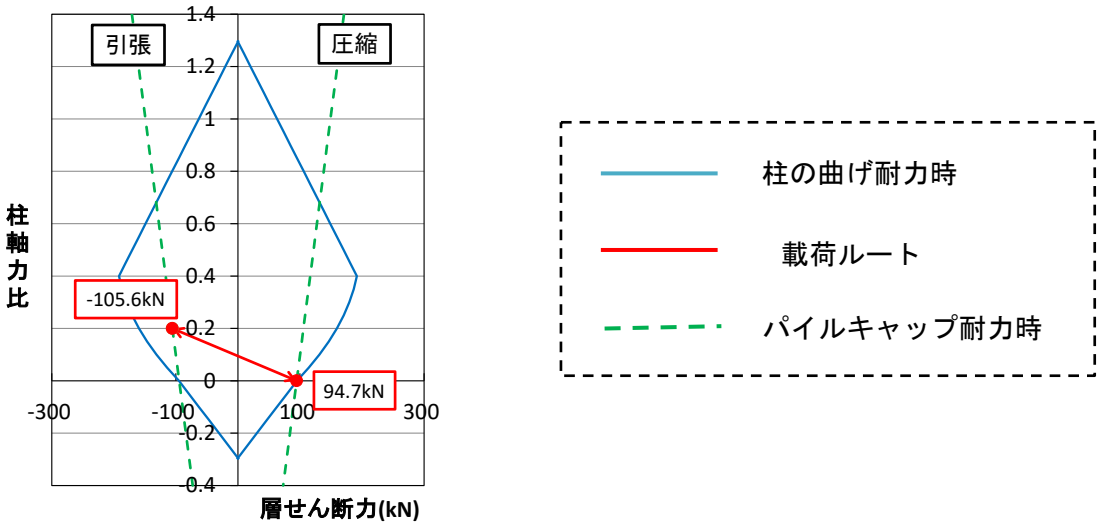


図 5.2.17 軸力と水平力の載荷ルート

(c)パイルキャップ内配筋方法　→　標準型 C-3
(一般的な袴筋・ベース筋・帯筋による配筋方法)
かご筋型 A-4，A-5，A-6
(鉄筋径・施工性の向上を図った合理的な配筋方法)

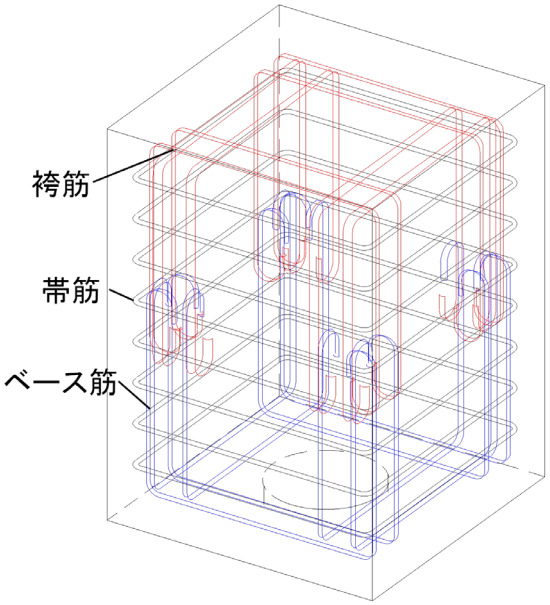


図 5.2.18 標準型配筋図

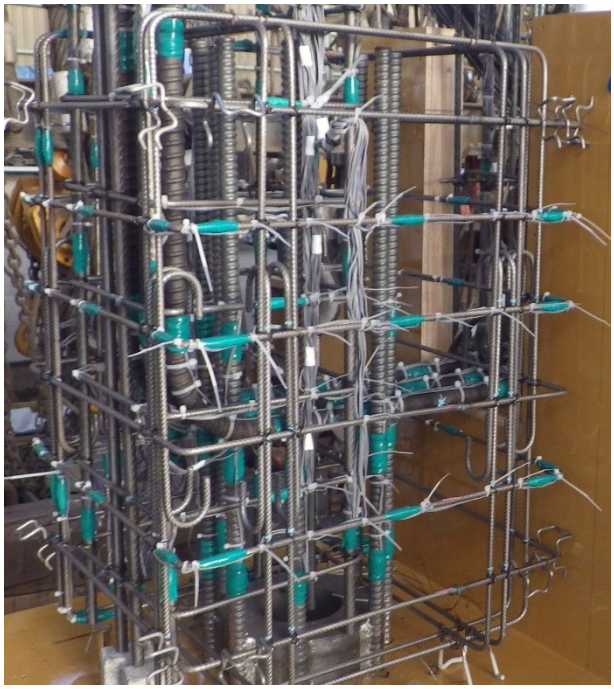


写真 5.2.3 標準型配筋（試験体 C-3）

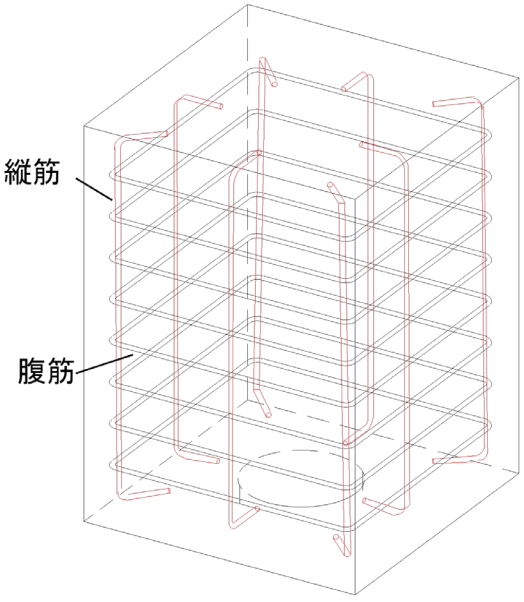


図 5.2.19 かご筋型配筋図



写真 5.2.4 かご筋型配筋（試験体 A-6）

(d)パイルキャップ内帯筋量　→　基準：A-4，A-5，C-3
（パイルキャップ断面積に対する帯筋比を統一）
帯筋量増加：A-6
（パイルキャップ断面積に対する帯筋比を増加）

表 5.2.4 にパイルキャップ内帯筋比(p_w）を示す。試験体 A-4，A-5，C-3 はパイルキャップ内帯筋量を同一に設計した。またパイルキャップ内の帯筋量を増加させた試験体 A-6 は，パイルキャップ・柱帯筋量（$p_w \times \sigma_y$）ともに基準試験体の 14.2 倍にした。

表 5.2.4 パイルキャップ内帯筋量

試験体名	パイルキャップ内帯筋量							
	パイルキャップ帯筋量			柱帯筋量			合計	
	降伏強度 f_y1 (N/mm^2)	パイルキャップ帯筋比 p_w1 (%)	帯筋比×降伏強度 $p_w1 \times f_y1$ (N/mm^2)	降伏強度 f_y2 (N/mm^2)	柱帯筋比 p_w2 (%)	帯筋比×降伏強度 $p_w2 \times f_y2$ (N/mm^2)	p_w1+p_w2 (%)	$p_w1 \times f_y1+p_w2 \times f_y2$
A-4	6-D6(SD295A)@100			7-D6(SD295A)@100			0.25	1.15
	455.8	0.13	0.58	455.8	0.13	0.58		
A-5	6-D6(SD295A)@100			7-D6(SD295A)@100			0.25	1.15
	455.8	0.13	0.58	455.8	0.13	0.58		
A-6	12-D13(SD785)@50			14-D13(SD785)@50			2.03	16.50
	813.7	1.01	8.25	813.7	1.01	8.25		
C-3	6-D6(SD295A)@100			7-D6(SD295A)@100			0.25	1.15
	455.8	0.13	0.58	455.8	0.13	0.58		

実験変数は上部構造の形状，パイルキャップ内配筋方法，軸力の変動の有無，パイルキャップ内の帯筋量を変数とした。また既往の研究[5-16]により，標準型（一般的な袴筋・ベース筋・帯筋による配筋方法）とかご筋型（鉄筋径・施工性の向上を図った合理的な配筋方法）では耐力差は生じないことからパイルキャップ内の配筋方法はかご筋型とした。また試験体 C-3 は，既往の研究[14)]で試験体 C-1 が柱の圧壊が原因で軸力保持が困難になり，実験途中で終了してしまった試験体 C-1 のやり直しの位置付けであるため，配筋は同一で柱軸力比を 0.2 に小さくした。

2)　試験体断面寸法

表 5.2.5 に試験体諸元を示す。柱，梁，杭については断面・配筋ともに全試験体で共通とした。柱断面は 300mm×300mm，柱主筋は D13(SD785)を 8 本とした。基礎梁断面は 200mm×600mm，基礎梁主筋は D22(PBSD930)を上端下端ともに 3 本配筋した。パイルキャップ内の配筋（かご筋型）は縦筋（90 度方向）に D6(SD295A)，縦筋（45 度方向）に D10(SD295A)をそれぞれ 4 本ずつ配筋した。帯筋については試験体 A-4，A-5 では D6(SD295A)を 6 本，試験体 A-6 では D13(SD785)を 6 本配筋した。杭については SC 杭を用いて S45C，杭径 190.7mm，鋼管厚 45mm とした。アンカー筋には D19(WSD490)を 8 本配筋した。

表 5.2.5 試験体諸元

試験体		C-3	A-4	A-5	A-6
軸力 （柱軸力比）		457.5kN （0.20）	499kN （0.19）	0～578kN （0～0.21）	559kN （0.21）
柱	幅×せい	300mm×300mm			
	主筋	8-D13(SD785)			
	補強筋	D6(SD785)@50			
基礎梁	幅×せい	200mm×600mm			
	主筋	6-D22(PBSD930)			
	補強筋	U9.0(1275MPa)ウルボン@50			
杭	杭体	S45C Φ190.7mm 鋼管厚45mm			
	杭頭定着筋	8-D19(WSD490)			
パイルキャップ	せい×幅×高さ	500mm×500mm×770mm			
	袴筋(*は縦筋)	8-D6(SD295A)*	4-D6(SD295A)		
	ベース筋(*は縦筋)	8-D6(SD295A)*	4-D10(SD295A)		
	帯筋	6-D6(SD295A)@100			12-D13(SD785)@50
	柱帯筋	7-D6(SD295A)@100			14-D13(SD785)@50

3)　各部材断面の決定

・パイルキャップ

500㎜×500㎜×770㎜（全試験体共通）

既製杭の杭径の 2.5D(500㎜)をパイルキャップ断面とし，パイルキャップの高さ 770㎜は杭頭部の定着筋の定着長さにより決定した。

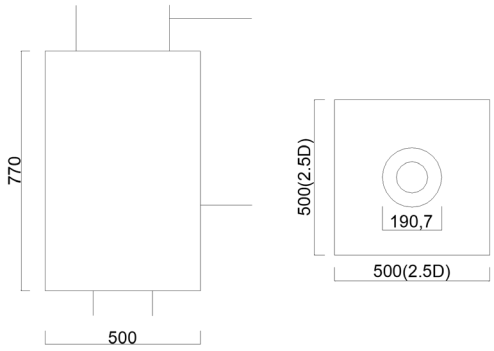


図 5.2.20 パイルキャップ寸法

・柱

300㎜×300㎜（全試験体共通）

柱断面は既存の建物の断面を縮小し決定した。

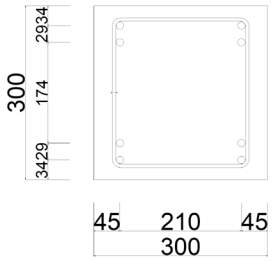


図 5.2.21 柱断面寸法

・基礎梁

200㎜×880㎜（全試験体共通）

基礎梁断面は既存の建物の断面を縮小し決定した。

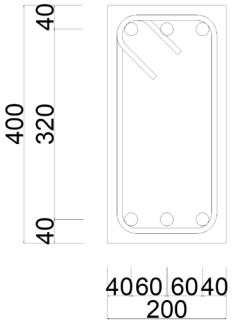


図 5.2.22 基礎梁断面寸法

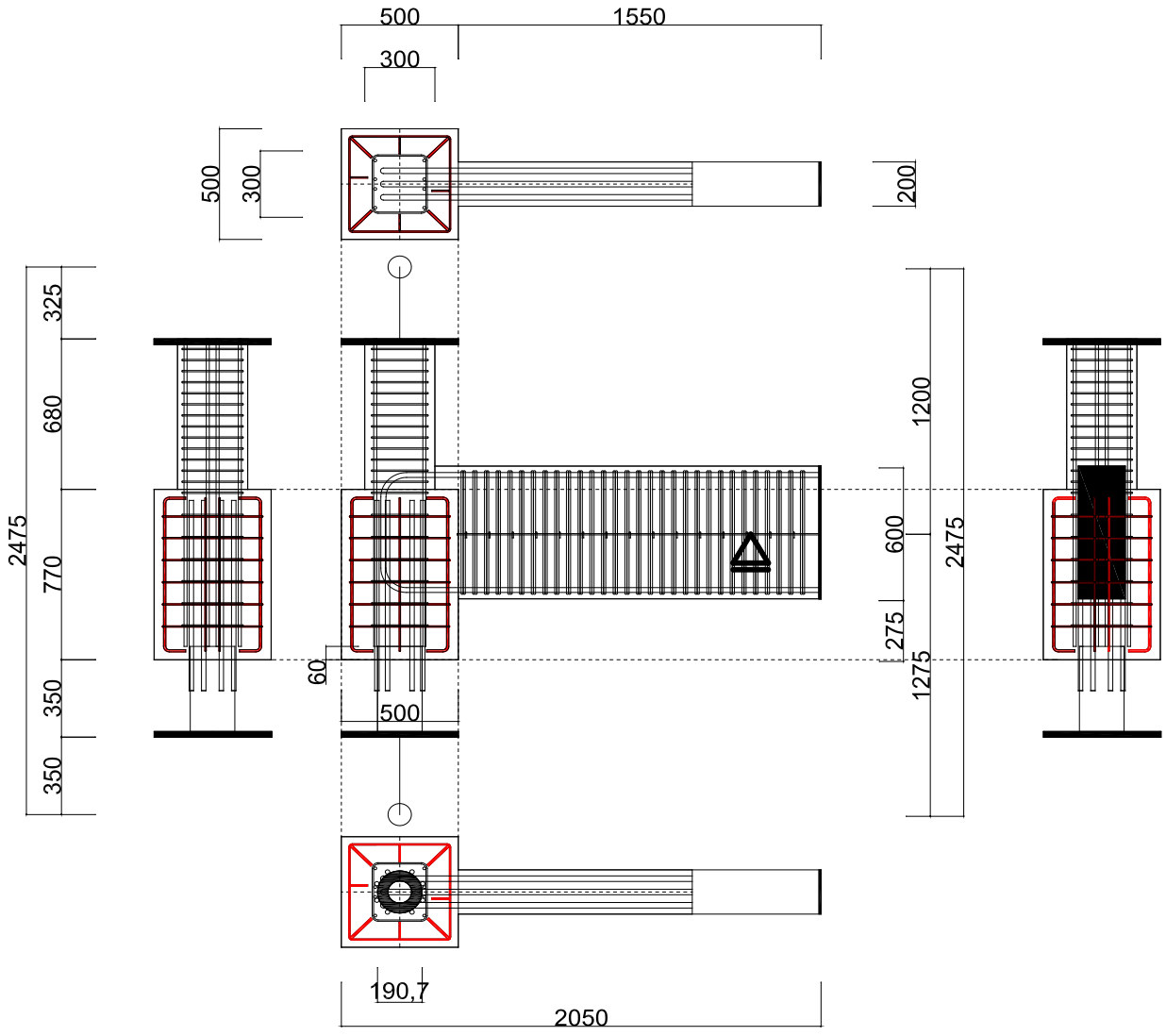


図 5.2.23　試験体 A-4, A-5 配筋図

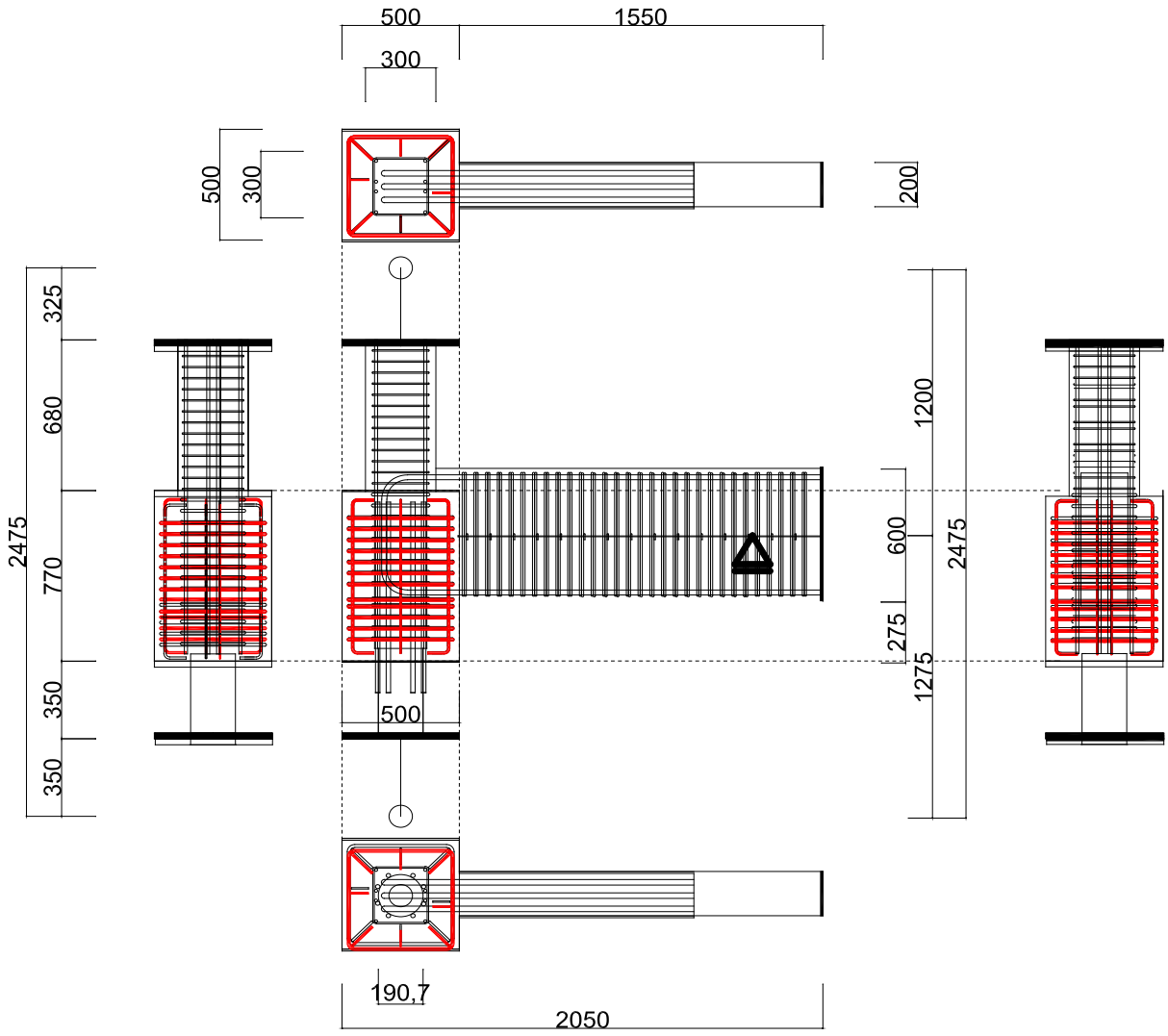


図 5.2.24　試験体 A-6 配筋図

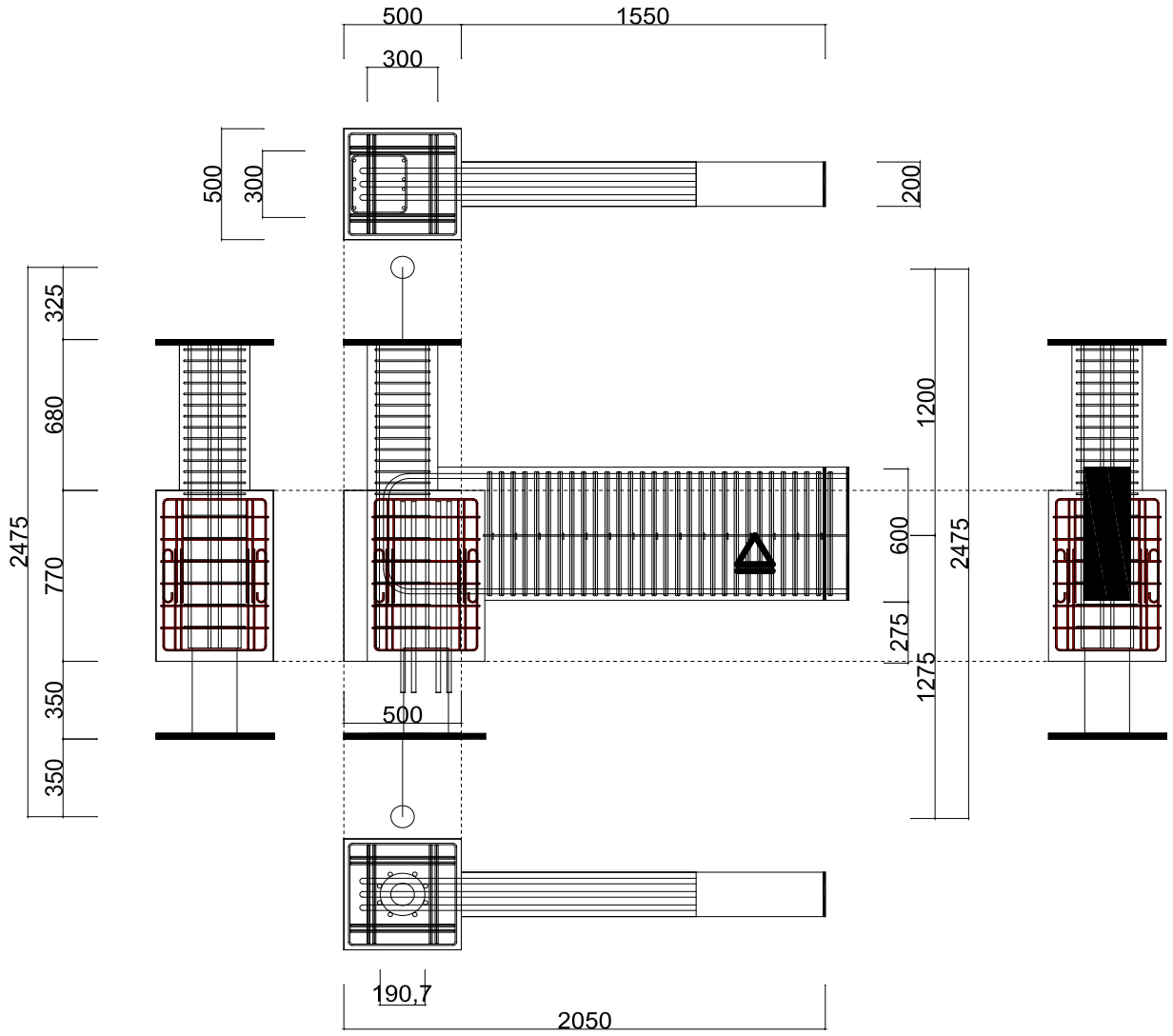


図 5.2.25　試験体 C-3 配筋図

(3)　　試験体 A-7a，A-7b，D-1，D-2

試験体は鉄筋コンクリート造(RC 造)，8 階建ての中層建築物の側柱下における T 形部分架構を参考に設計を行った。パイルキャップ，基礎梁，柱，杭により構成された約 1/3 スケールモデルの試験体を 4 体製作した。

1)　実験変数

(a)パイルキャップ内帯筋量の比率→パイルキャップ帯筋比：柱帯筋比=2.5：1　⇒ A-7a

パイルキャップ帯筋比：柱帯筋比=1：2.5　⇒ A-7b

(パイルキャップ断面積に対する帯筋量の比率)

(b)中子筋の有無→中子筋無し　⇒ D-1

中子筋有り　⇒ D-2

実験変数はパイルキャップ内のパイルキャップ帯筋量および柱帯筋量の比率と，杭頭接合面位置の中子筋の有無とした。またパイルキャップ内配筋は縦筋，帯筋からなるかご筋型配筋とした。

表 5.2.6 に実験変数を示す。

表 5.2.6　実験変数

試験体	A-7a	A-7b	D-1	D-2
パイルキャップ帯筋比	0.32	0.13	0.13	0.13
柱帯筋比	0.13	0.32	0.13	0.13
中子筋	無	無	無	有

2)　試験体断面寸法

表 5.2.7 に試験体諸元を示す。柱，梁，杭については断面・配筋ともに全試験体で共通とした。柱断面は 300mm×300mm，柱主筋は D13(SD785)を 8 本とした。基礎梁断面は 200mm×600mm，基礎梁主筋は D22(PBSD930)を上端下端ともに 3 本配筋した。パイルキャップ内の配筋（かご筋型）は縦筋（90 度方向）に D6(SD295A)，縦筋（45 度方向）に D10(SD295A)を試験体 A-7a，A-7b については 4 本ずつ配筋し，試験体 D-1，D-2 については縦筋（90 度方向）を 6 本，縦筋（45 度方向）を 4 本配筋した。帯筋については試験体 A-7a では D6(SD295A)を 15 本，試験体 A-7b，D-1，D-2 では D6(SD295A)を 6 本配筋した。パイルキャップ内柱帯筋については試験体 A-7a，D-1，D-2 では D6(SD295A)を 7 本，試験体 A-7b では D6(SD295A)を 17 本配筋した。杭については SC 杭を用いて S45C，杭径 190.7mm，鋼管厚 45mm とした。アンカー筋については試験体 A-7a, A-7b では D19(WSD490)を 8 本，試験体 D-1, D-2 では D19(WSD490)を 6 本配筋した。また試験体 D-1，D-2 には D16(SD785)のアンカー筋補強筋を 6 本配筋した。

表 5.2.7　試験体諸元

<table>
<tr><td colspan="2">試験体</td><td>A-7a</td><td>A-7b</td><td>D-1</td><td>D-2</td></tr>
<tr><td colspan="2">軸力（柱軸力比）</td><td colspan="4">540kN(0.2)</td></tr>
<tr><td colspan="2">コンクリート強度</td><td colspan="4">30N/mm^2</td></tr>
<tr><td rowspan="4">柱</td><td>幅×せい</td><td colspan="4">300mm×300mm</td></tr>
<tr><td>主筋</td><td colspan="4">8-D13(SD785)</td></tr>
<tr><td>補強筋</td><td colspan="4">D6(SD785)@50</td></tr>
<tr><td>パイルキャップ内補強筋
（帯筋比cPw[%]）</td><td>D6(SD295A)@100
(0.13)</td><td>D6(SD295A)@50
(0.32)</td><td colspan="2">D6(SD295A)@100
(0.13)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">基礎梁</td><td>幅×せい</td><td colspan="4">200mm×600mm</td></tr>
<tr><td>主筋</td><td colspan="4">上端下端共3-D22(PBSD930)</td></tr>
<tr><td>補強筋</td><td colspan="4">U9.0(1275MPa)ウルボン@50</td></tr>
<tr><td>腹筋</td><td colspan="4">2-D6(SD295A)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">杭</td><td>杭種</td><td colspan="4">S45C φ190.7 t-45mm</td></tr>
<tr><td>アンカー筋</td><td colspan="2">8-D19(SD490)</td><td colspan="2">6-D19(SD490)</td></tr>
<tr><td>アンカー筋補強筋
（帯筋比aPw[%]）</td><td></td><td></td><td colspan="2">D16(SD785)@80
(0.61)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">パイルキャップ</td><td>幅×せい×高さ</td><td colspan="4">500mm×500mm×770mm</td></tr>
<tr><td rowspan="2">縦筋</td><td colspan="2">4-D6(SD295A)</td><td colspan="2">6-D6(SD295A)</td></tr>
<tr><td colspan="4">4-D10(SD295A)</td></tr>
<tr><td>帯筋
（帯筋比pcPw[%]）</td><td>D6(SD295A)@50
(0.32)</td><td>D6(SD295A)@100
(0.13)</td><td colspan="2">D6(SD295A)@100
(0.13)
中子筋2-D6(SD295A)</td></tr>
</table>

3) 各部材断面の決定

・パイルキャップ

500mm×500mm×770mm（全試験体共通）

既製杭の杭径の 2.5D(500㎜)をパイルキャップ断面とし，パイルキャップの高さ 770㎜ は杭頭部のアンカー筋の定着長さにより決定した。

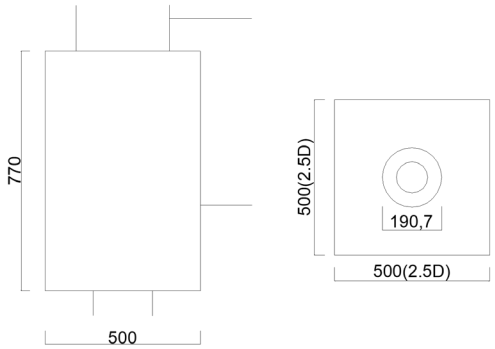


図 5.2.26 パイルキャップ寸法

・柱

300㎜×300㎜（全試験体共通）

柱断面は既存の建物の断面を縮小し決定した。

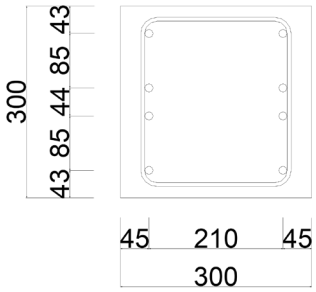


図 5.2.27 柱断面

・基礎梁

200㎜×600㎜（全試験体共通）

基礎梁断面は既存の建物の断面を縮小し決定した。

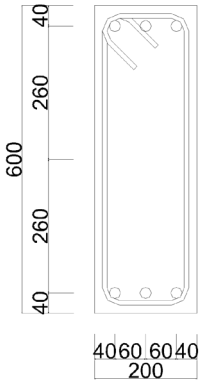


図 5.2.28 基礎梁断面

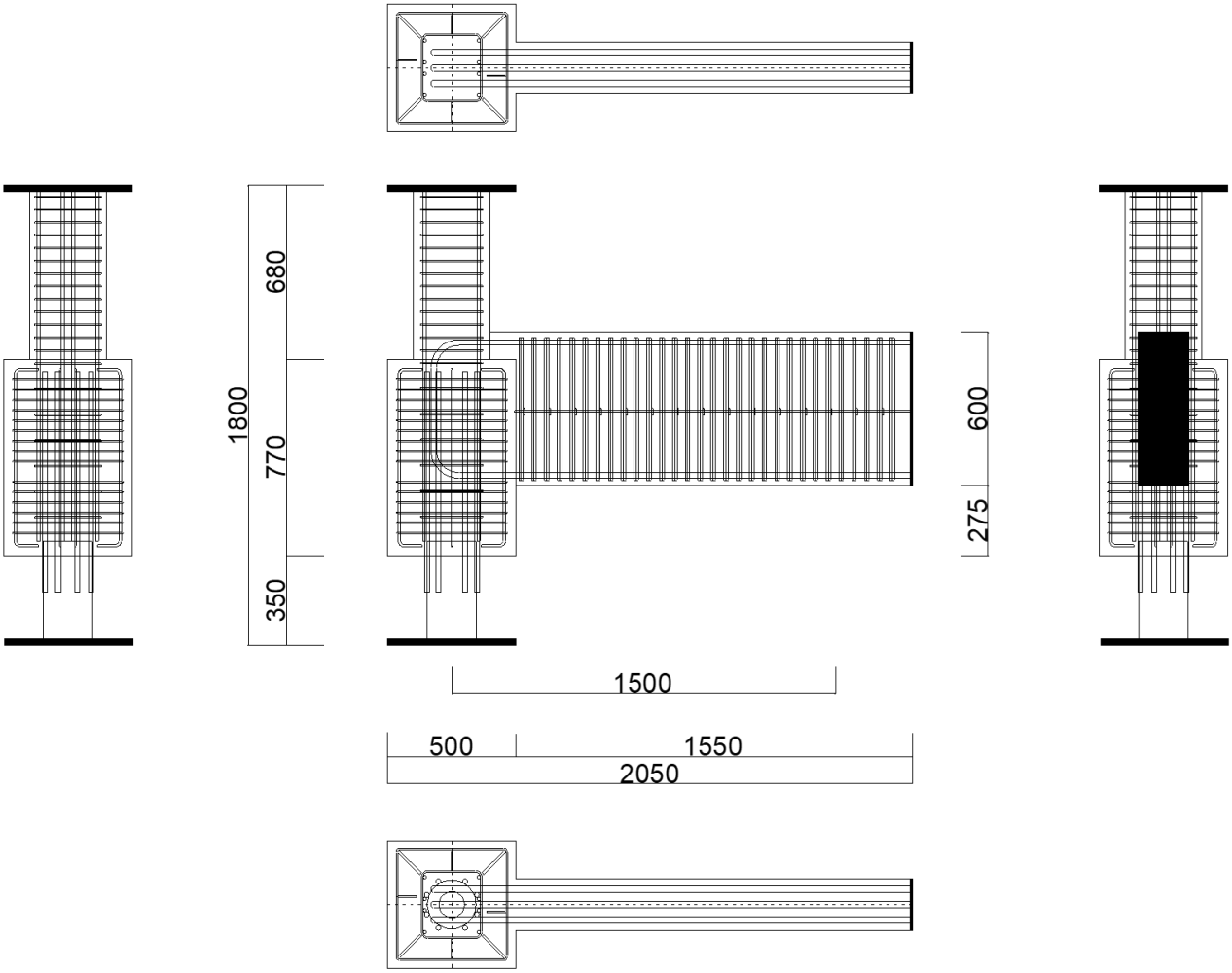


図 5.2.29　試験体 A-7a 配筋図

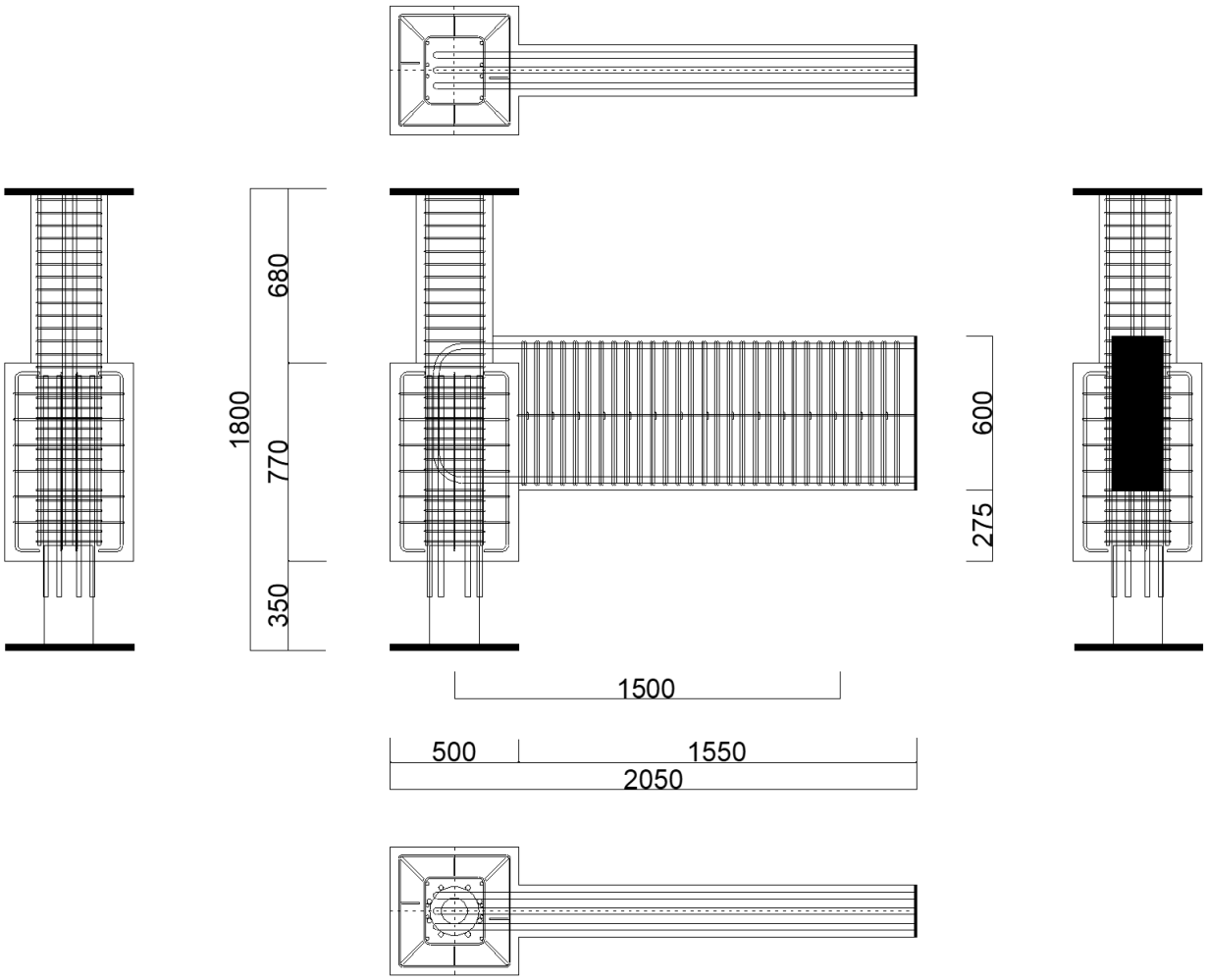


図 5.2.30　試験体 A-7b 配筋図

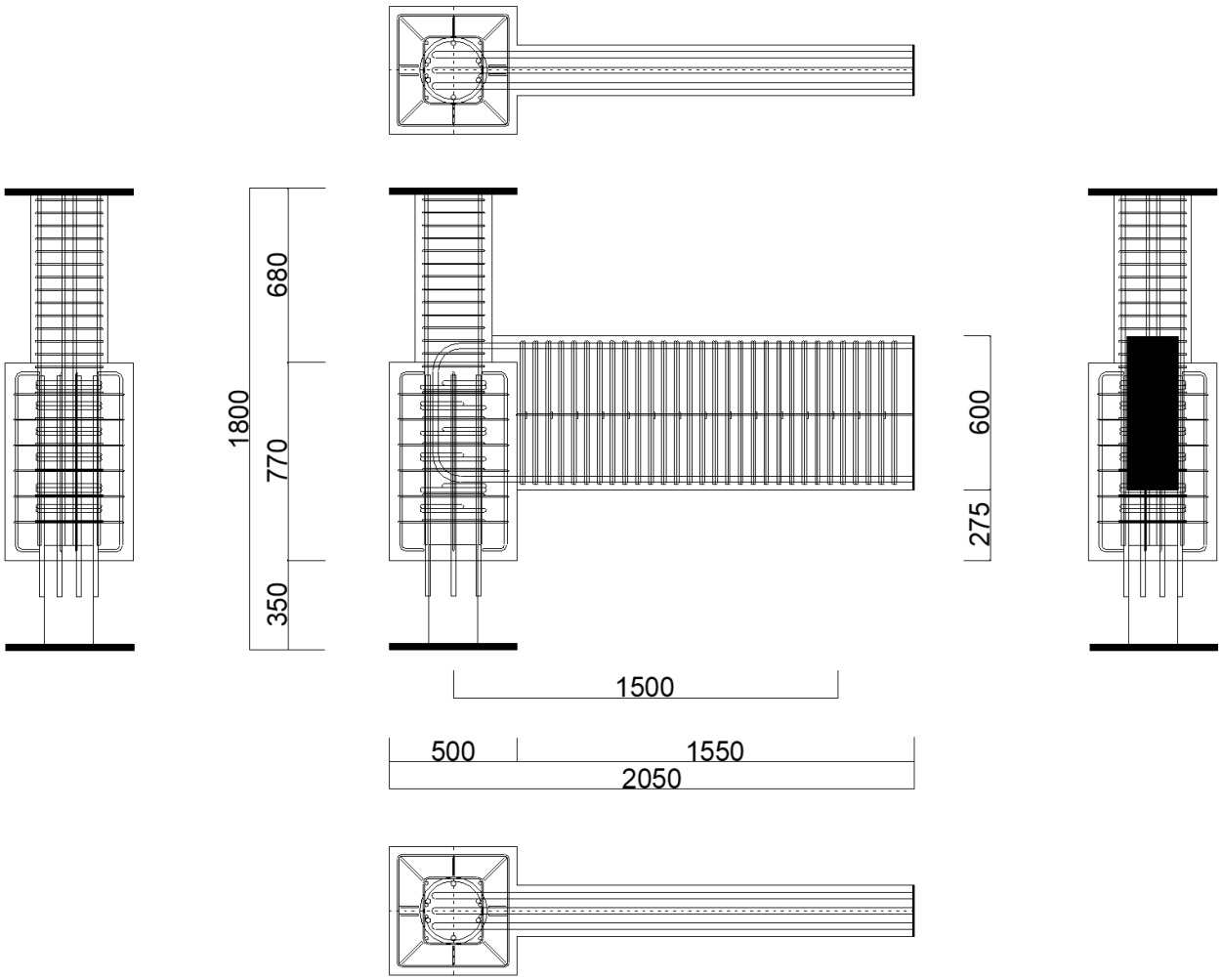


図 5.2.31　試験体 D-1 配筋図

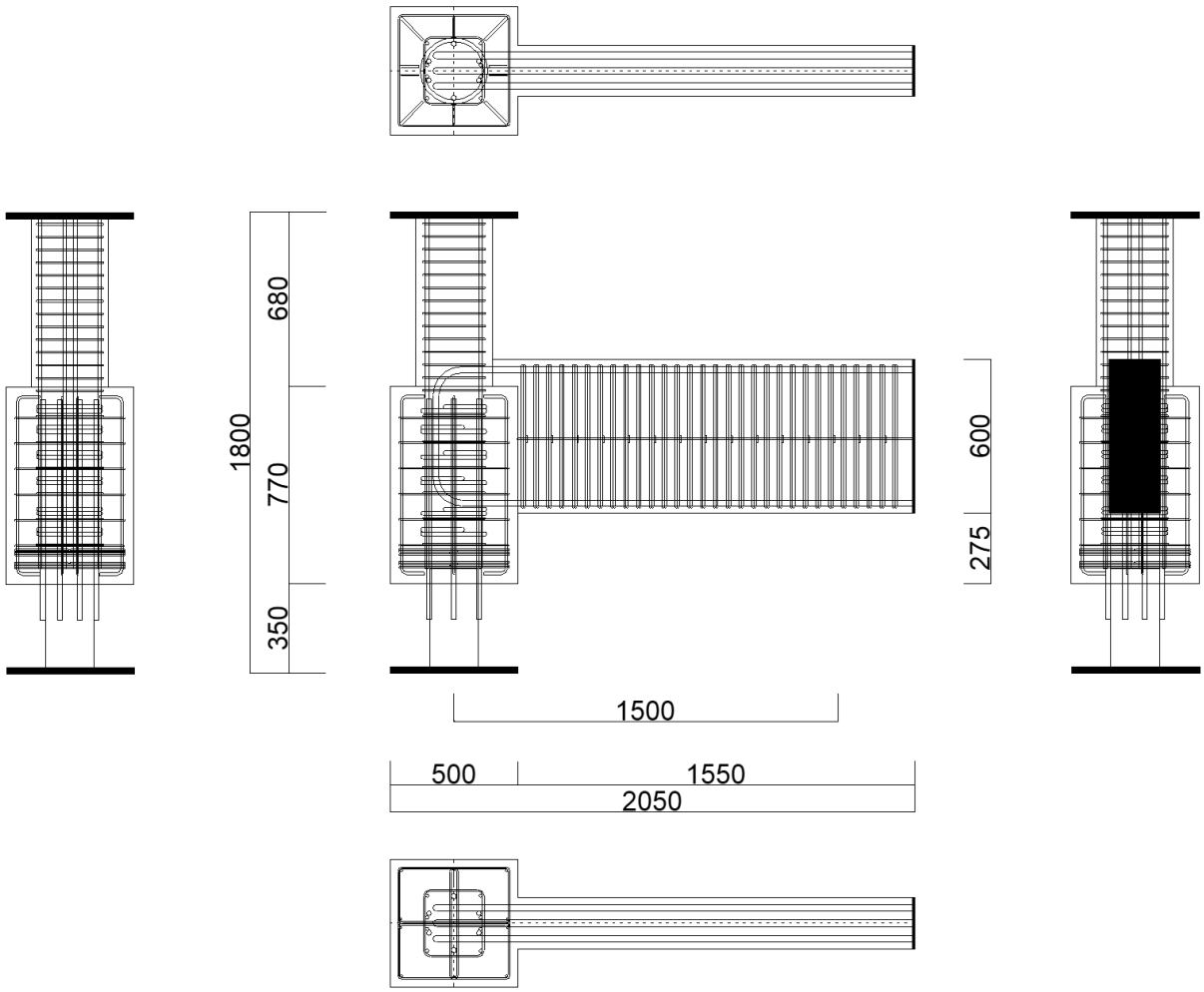


図 5.2.32　試験体 D-2 配筋図

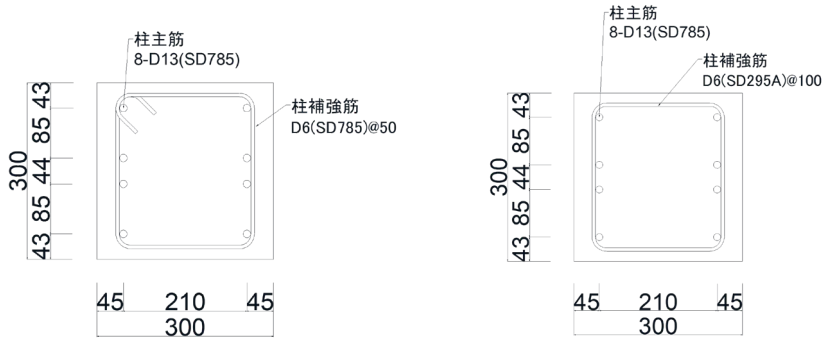


図 5.2.33　断面詳細図柱(左：上部柱，右：パイルキャップ内　全試験体共通)

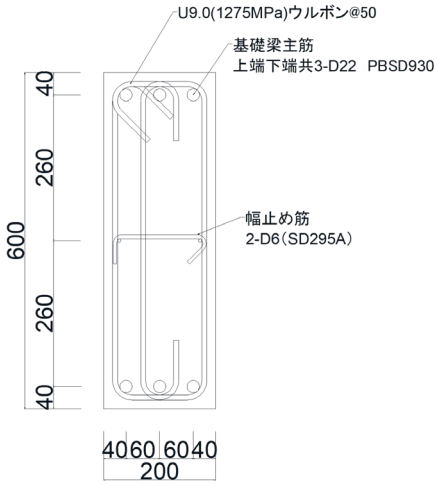


図 5.2.34　断面詳細図基礎梁(全試験体共通)

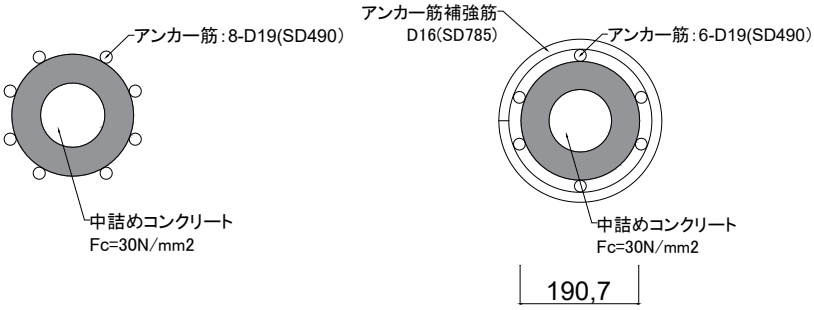


図 5.2.35　断面詳細図杭
(左：試験体 A-7a, A-7b，右：試験体 D-1, D-2)

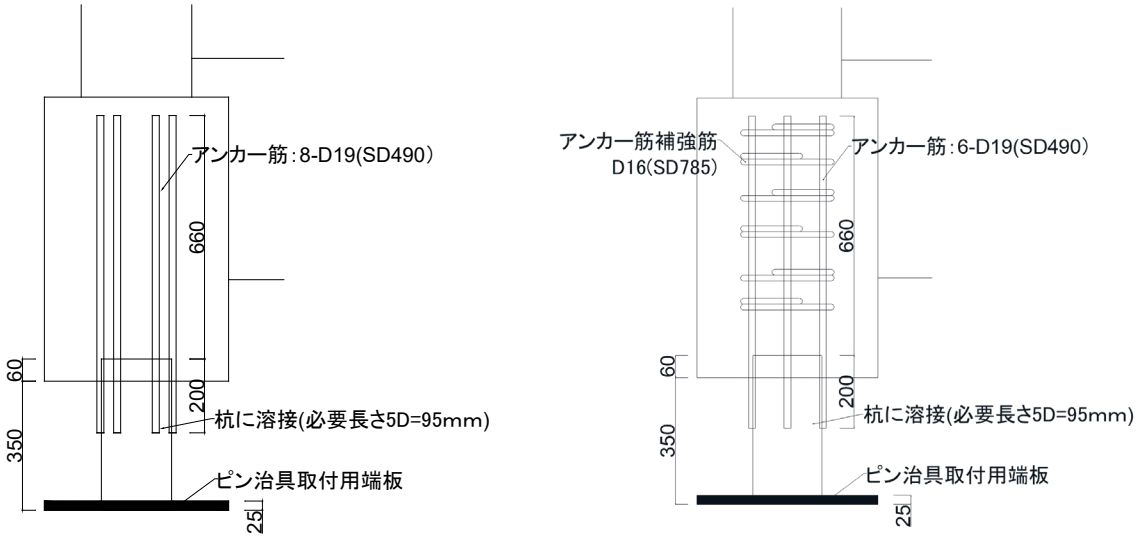


図 5.2.36　部材詳細図杭(左：試験体 A-7a, A-7b，右：試験体 D-1, D-2)

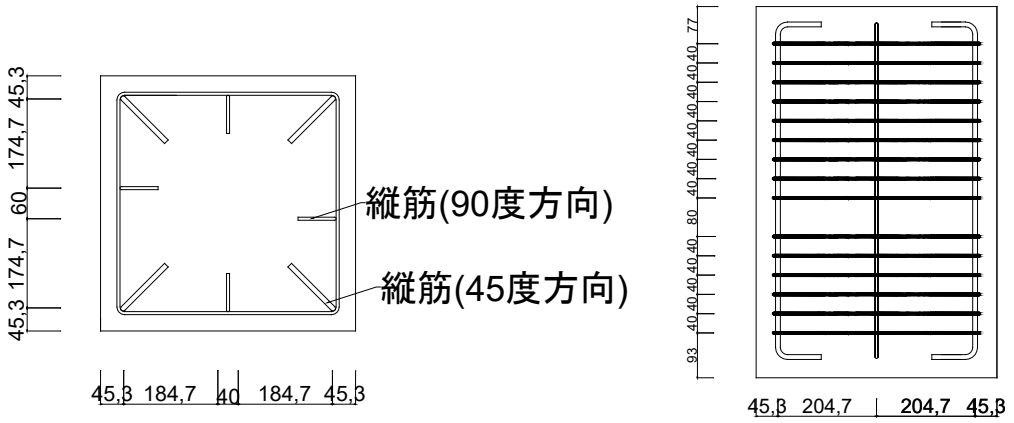


図 5.2.37　試験体 A-7a　断面詳細図パイルキャップ

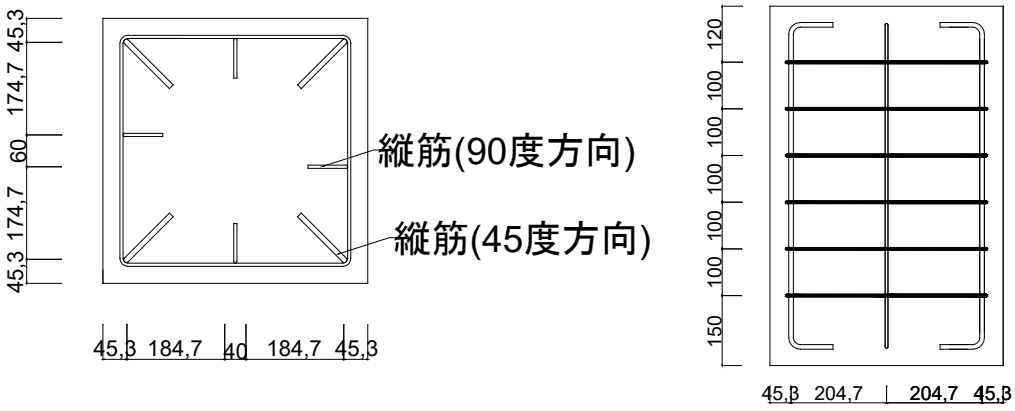


図 5.2.38　試験体 A-7b　断面詳細図パイルキャップ

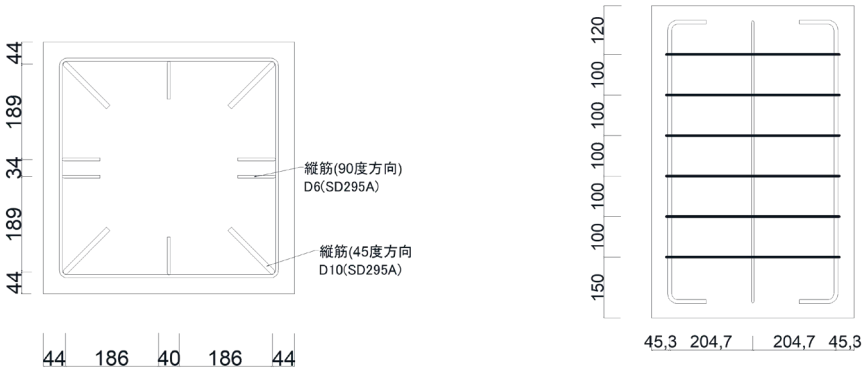


図 5.2.39　試験体 D-1　断面詳細図パイルキャップ

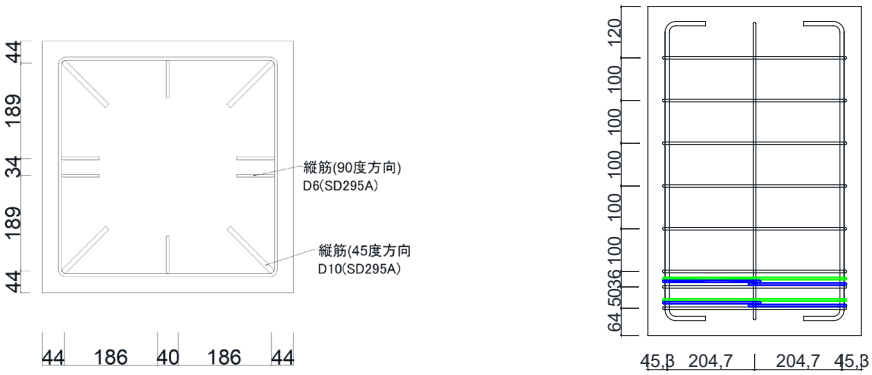


図 5.2.40　試験体 D-2　断面詳細図パイルキャップ

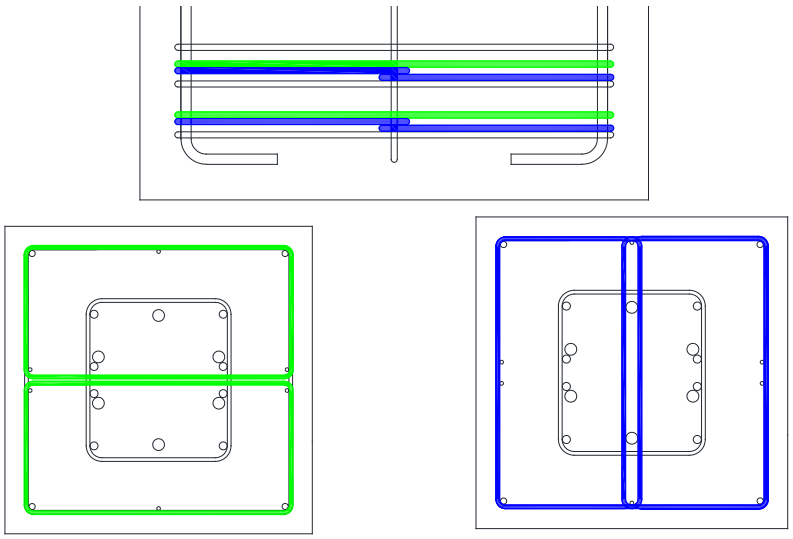


図 5.2.41　試験体 D-2　断面詳細拡大図パイルキャップ内中子筋
（左:1 段目　右:2 段目）

(1)，(2)，(3)の全試験体の実験変数を**表 5.2.8** に示す。

表 5.2.8　全試験体実験変数

試験体	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7a	A-7b	B-1	C-1	C-2	C-3	D-1	D-2
上部構造の形状	基準								袖壁付	偏心柱			基準	
パイルキャップ内配筋	標準型	かご筋型							標準型		かご筋型	標準型	かご筋型	
パイルキャップ内縦筋量	基準		2倍	基準							2倍		基準	
パイルキャップ帯筋比 p_cP_w[%] (A-1との比)	0.13 (1.0)					1.01 (7.7)	0.32 (2.5)	0.13 (1.0)			0.13 (1.0)			
パイルキャップ内柱帯筋比 $_cP_w$[%] (A-1との比)	0.13 (1.0)					1.01 (7.7)	0.13 (1.0)	0.32 (2.5)			0.13 (1.0)			
軸力比	0.3			0.2	0~0.2	0.2			0.3				0.2	
アンカー筋本数	8本												6本	
杭頭接合面の中子筋	無												有	

5.2.2 材料特性

(1) 試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2

1) コンクリート

コンクリートは，セメントに早強ポルトランドセメント，細骨材に砂(陸砂)，細骨材に砕石(最大径 13mm)を使用した。コンクリートの打設方向は縦打ちで柱頭部及び基礎梁より行い，基礎梁上面まで打設しコンクリートをならした後，柱頭部より再び打設を行った。打設は，試験体 A-1，C-1，C-2 と試験体 A-2，A-3，B-1 と 2 度に分けて行った。試験体の養生方法は気中養生，コンクリートの材料試験用テストピースは封緘養生とした。配合の設計条件を**表 5.2.9**，レディーミクストコンクリート配合表を**表 5.2.10**，フレッシュコンクリートの試験結果を**表 5.2.11** に示す。コンクリートの受け入れ調査記録を**写真 5.2.5～6** に示す。

コンクリート(柱・基礎梁)の圧縮試験は材齢 7 日(1 週)及び実験直前(各試験体)の 2 回，割裂試験は実験直前に 1 回行った。材齢 7 日の圧縮試験は試験体製作会社が試験を行い，圧縮強度の報告を受け，試験結果とした。各試験体におけるコンクリート圧縮強度は試験体 A-1，C-2 については材齢 150 日，184 日，190 日の試験結果の平均とし，試験体 C-1 は実験日を挟んだ 2 回分の試験結果を線形的に補完することで実験日の材料強度を求めた。試験体 A-2，A-3，B-1 については材齢 152 日，165 日，176 日，185 日の試験結果の平均とした。

各試験体におけるコンクリート引張割裂強度は試験体 A-1，C-2 については材齢 150 日，184 日，190 日の試験結果の平均とし，試験体 C-1 は実験日を挟んだ 2 回分の試験結果を線形的に補完することで実験日の材料強度を求めた。試験体 A-2，A-3，B-1 については材齢 152 日，165 日，176 日，185 日の試験結果の平均とした。

コンクリートの圧縮試験，割裂試験ともにアムスラー材料試験機にて行い，コンクリートのテストピースは直径 d=100㎜，全長 l=200㎜ とした。測定はコンプレッソメータを用いて測定を行った。

JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」での算出方法に倣い，**図 5.2.42** のように行った。

$$E_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\mu_1 - 50\mu}$$

Ec:コンクリートのヤング係数(N/mm^2)

σ_1:最大荷重の 1/3 に相当する応力(N/mm^2)

σ_2:50μ 時の応力(N/mm^2)

μ_1:応力 σ_1 時のひずみ(μ)

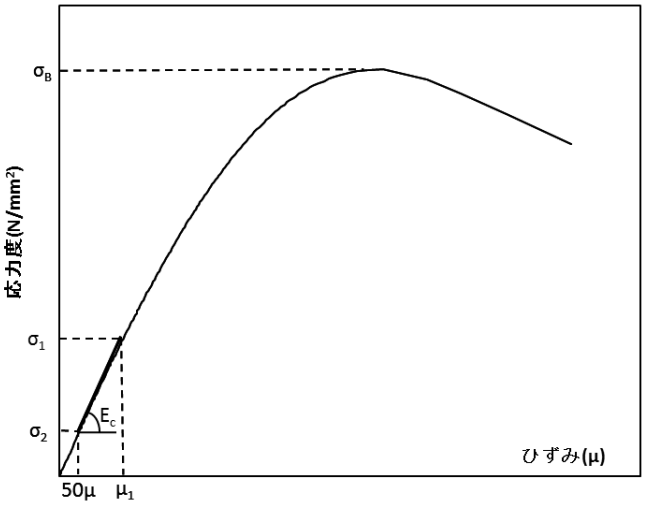


図 5.2.42 コンクリートの圧縮応力度―ひずみ関係

表 5.2.9　配合設計条件

	コンクリートの種類による記号	セメントの種類による記号	呼び強度	スランプ	骨材最大寸法
			N/mm^2	cm	mm
試験体A-1,C-1,C-2 試験体A-2,A-3,B-1	普通	H	18	18	13

表 5.2.10　レディーミクストコンクリート配合表

水セメント比	細骨材率	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
%	%	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3
67.9	52.1	196	289	891	845	2.89

表 5.2.11　フレッシュコンクリート試験結果

	スランプ	空気量	温度
	cm	%	℃
試験体A-1,C-1,C-2	18	5.0	10.5
試験体A-2,A-3,B-1	18	4.8	15.0



写真 5.2.5　試験体 A-1, C-1, C-2
コンクリート受入れ調査記録
(打設日 2016 年 1 月 29 日)



写真 5.2.6　試験体 A-2, A-3, B-1
コンクリート受入れ調査記録
(打設日 2016 年 2 月 12 日)

表 5.2.12　試験体 A-1 コンクリート強度

試験体A-1	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(150日)	1	27.1	2405	2.30
	2	28.2	2633	2.07
	3	27.5	2485	2.18
	平均	27.6	2508	2.18

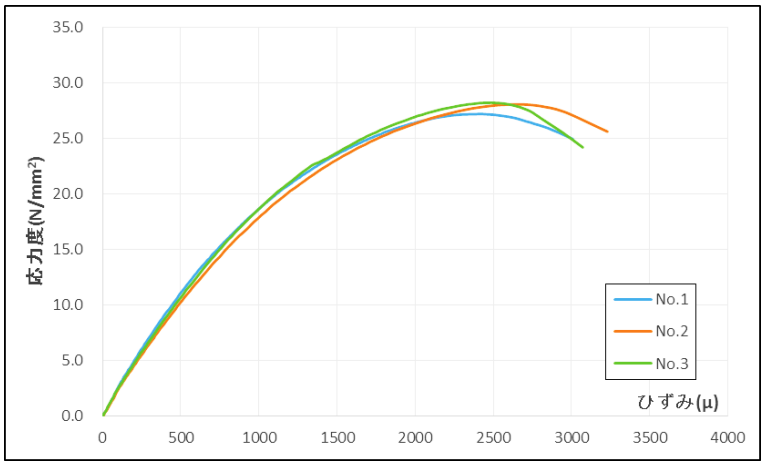


図 5.2.43　試験体 A-1 コンクリート強度

表 5.2.13　試験体 A-2 コンクリート強度

試験体A-2	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(152日)	1	28.3	2300	2.31
	2	29.5	2220	2.52
	3	28.7	2063	2.35
	平均	28.8	2194	2.39

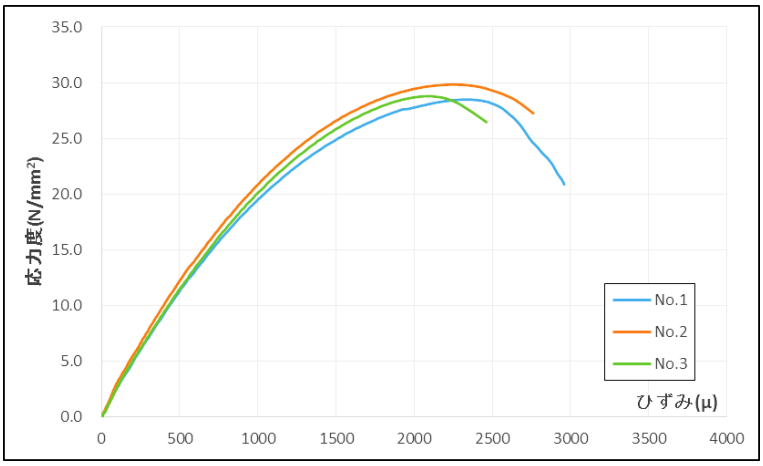


図 5.2.44　試験体 A-2 コンクリート強度

表 5.2.14　試験体 A-3 コンクリート強度

試験体A-3	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(165日)	1	29.1	2263	2.49
	2	27.9	2173	2.34
	3	28.1	2200	2.37
	平均	28.4	2212	2.40

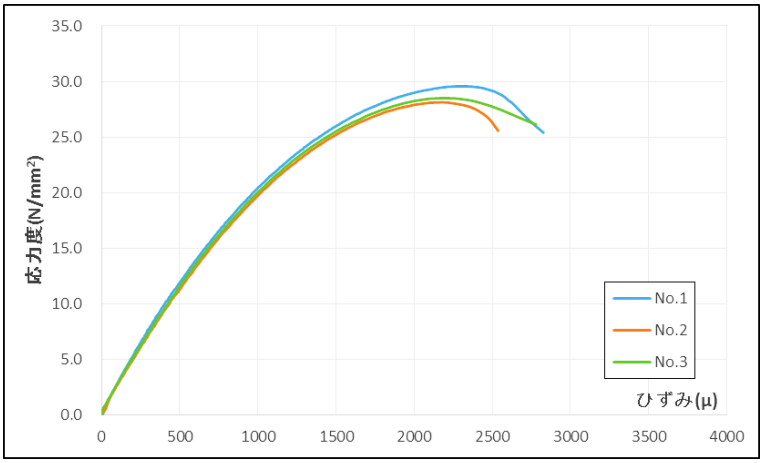


図 5.2.45　試験体 A-3 コンクリート強度

表 5.2.15　試験体 B-1 コンクリート強度

試験体B-1	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(176日)	1	29.6	2155	2.51
	2	27.8	2395	2.20
	3	27.7	2473	2.11
	平均*	27.8	2434	2.16

*No.2,No.3 の平均値を試験体 B-1 における材料特性とした

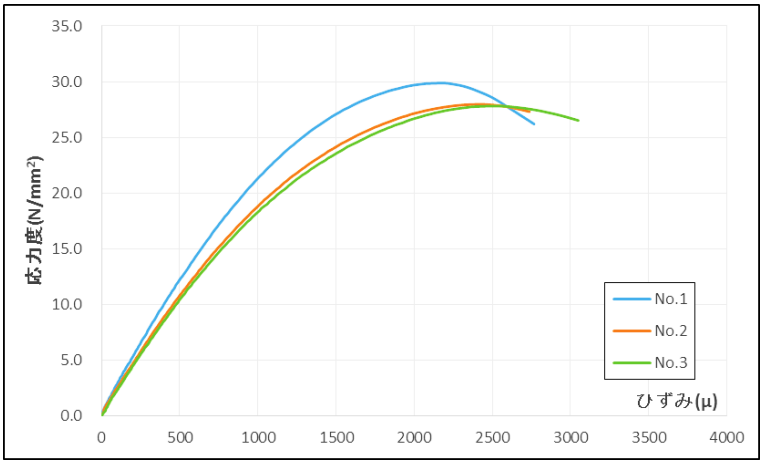


図 5.2.46　試験体 B-1 コンクリート強度

表 5.2.16　試験体 C-1 コンクリート強度

試験体C-1	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(23日)	1	28.3	1885	2.39
	2	28.3	1838	2.60
	3	27.9	1865	2.55
	平均	28.2	1863	2.51

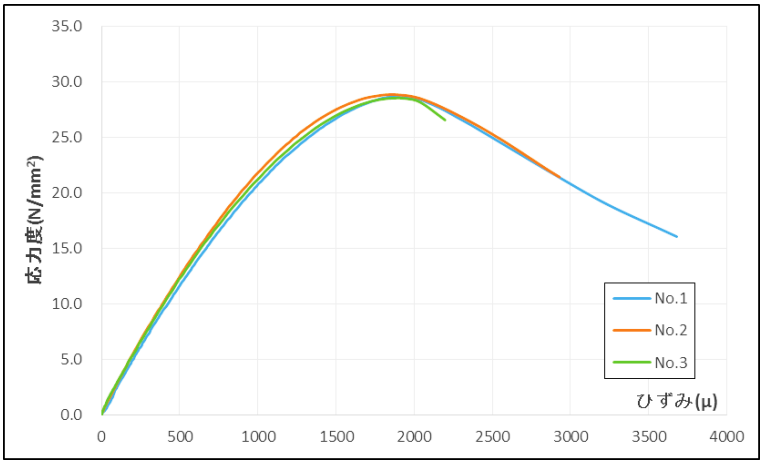


図 5.2.47　試験体 C-1 コンクリート強度

表 5.2.17　試験体 C-2 コンクリート強度

試験体C-2	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(184日)	1	27.1	2580	2.06
	2	25.2	2020	2.16
	3	27.4	2470	2.00
	平均*	27.3	2525	2.03

*No.1,No.3 の平均値を試験体 C-2 における材料特性とした

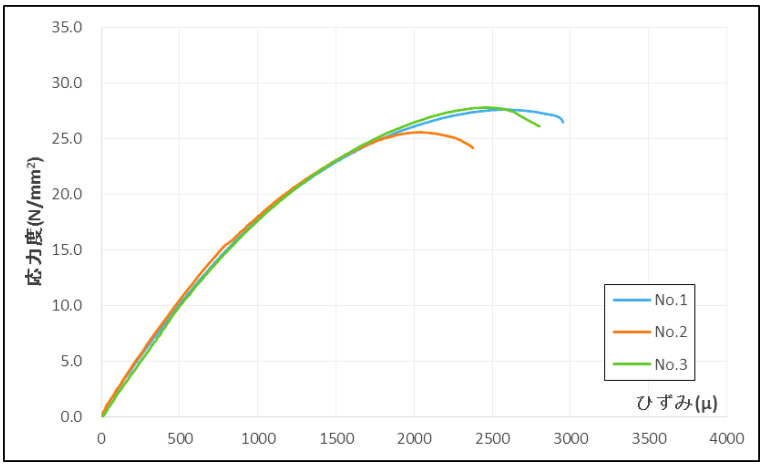


図 5.2.48　試験体 C-2 コンクリート強度

以下，参考資料。

・試験体 A-1，C-1，C-2 のコンクリートの材齢 31 日時材料試験結果

表 5.2.18　材齢 31 日時材料試験結果

試験体	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B (N/mm^2)	ε_{max} (μ)	×10^4 N/mm^2
実験前(31日)	1	31.8	2355	2.44
	2	30.7	2292.5	2.43
	3	30.2	2110	2.35
	平均	30.9	2253	2.41

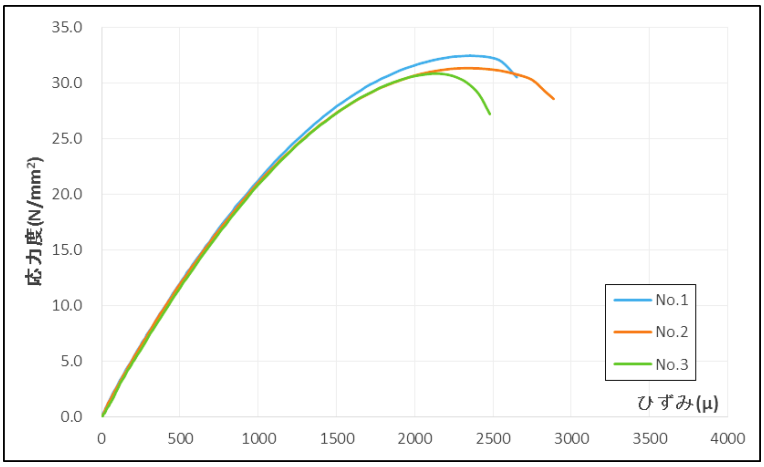


図 5.2.49　材齢 31 日時材料試験結果

・試験体 A-1，C-1，C-2 のコンクリートの材齢 190 日時材料試験結果

表 5.2.19　材齢 190 日時材料試験結果

試験体	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B (N/mm^2)	ε_{max} (μ)	×10^4 N/mm^2
実験後(190日)	1	28.1	2365	2.18
	2	27.1	2508	2.07
	3	27.4	2478	2.18
	平均	27.5	2450	2.14

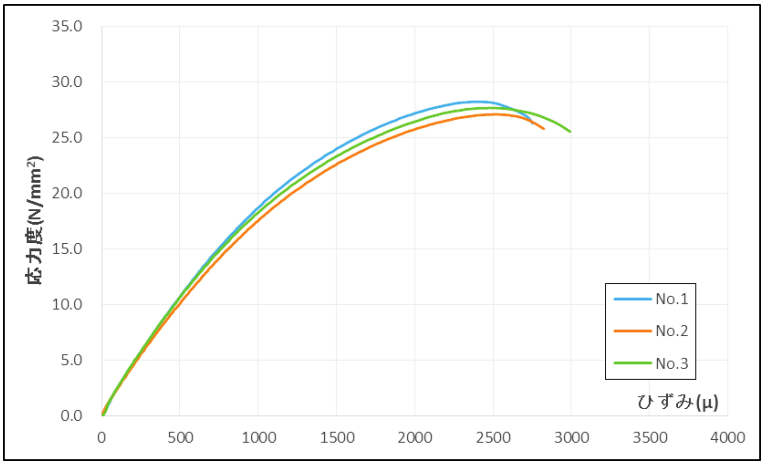


図 5.2.50　材齢 190 日時材料試験結果

・試験体 A-2，A-3，B-1 のコンクリートの材齢 185 日時材料試験結果

表 5.2.20　材齢 185 日時材料試験結果

試験体	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B (N/mm^2)	ε_{max} (μ)	×10^4 N/mm^2
実験後(185日)	1	25.6	2170	2.14
	2	28.0	2383	2.15
	3	29.8	2465	2.41
	平均	27.8	2339	2.23

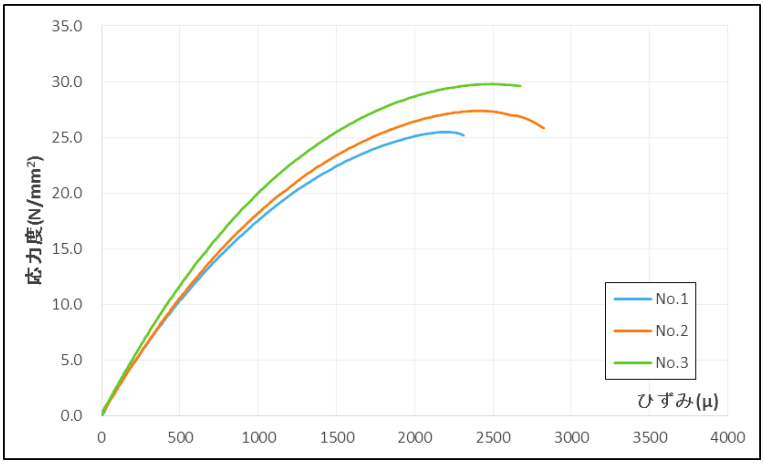


図 5.2.51　材齢 185 日時材料試験結果

表 5.2.21　試験体 A-1, C-1, C-2
コンクリート強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)
2016/2/5	7	20.3
2016/2/21	23	28.2
2016/2/29	31	30.9
2016/6/27	150	27.6
2016/7/31	184	26.6
2016/8/6	190	27.5

表 5.2.22　試験体 A-1, C-1, C-2
コンクリート強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)
2016/2/19	7	20.5
2016/7/13	152	28.8
2016/7/26	165	28.4
2016/8/6	176	27.75
2016/8/15	185	27.8

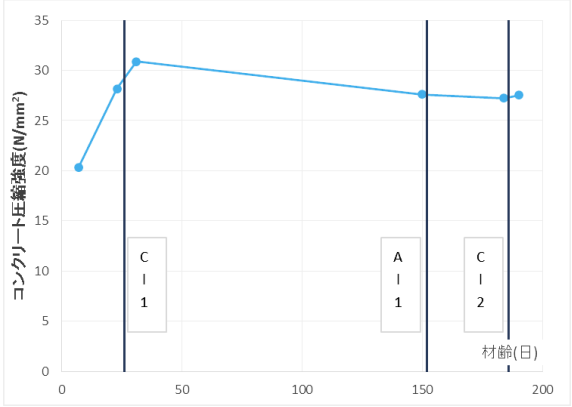


図 5.2.52　試験体 A-1, C-1, C-2
コンクリート圧縮強度-材齢関係
(打設日 2016 年 1 月 29 日)

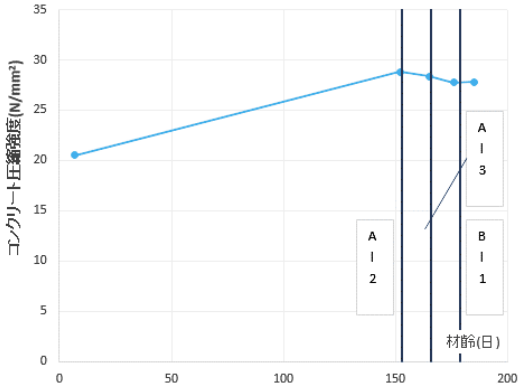


図 5.2.53　試験体 A-2, A-3, B-1
コンクリート圧縮強度-材齢関係
(打設日 2016 年 2 月 12 日)

表 5.2.23　試験体 A-1 コンクリート引張強度

試験体A-1 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(150日)	1	1.8	1.7
	2	1.7	
	3	1.7	

表 5.2.24　試験体 A-2 コンクリート引張強度

試験体A-2 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(152日)	1	2.1	2.2
	2	2.4	
	3	2.0	

表 5.2.25　試験体 A-3 コンクリート引張強度

試験体A-3 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(165日)	1	2.3	2.2
	2	2.2	
	3	2.2	

表 5.2.26　試験体 B-1 コンクリート引張強度

試験体B-1 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(176日)	1	1.6	1.4
	2	1.4	
	3	1.3	

表 5.2.27　試験体 C-1 コンクリート引張強度

試験体C-1 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(23日)	1	0.9	1.1
	2	1.2	
	3	1.1	

表 5.2.28　試験体 C-2 コンクリート引張強度

試験体C-2 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(184日)	1	1.4	1.5
	2	1.5	
	3	1.6	

以下，参考資料。

・試験体 A-1,C-1,C-2 のコンクリート材齢 31 日時材料試験結果

表 5.2.29　材齢 31 日時コンクリート引張強度

試験体 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(31日)	1	1.8	1.7
	2	1.5	
	3	1.8	

・試験体 A-1,C-1,C-2 のコンクリート材齢 190 日時材料試験結果

表 5.2.30　材齢 190 日時コンクリート引張強度

試験体 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(190日)	1	1.4	1.5
	2	1.5	
	3	1.7	

・試験体 A-2,A-3,B-1 のコンクリート材齢 185 日時材料試験結果

表 5.2.31　材齢 185 日時コンクリート引張強度

試験体 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(185日)	1	1.6	1.6
	2	1.6	
	3	1.5	

表 5.2.32　試験体 A-1, C-1, C-2
コンクリート引張強度-材齢関係

試験日	材齢（日）	圧縮強度（MPa）
2016/2/21	23	1.1
2016/2/29	31	1.7
2016/6/27	150	1.7
2016/7/31	184	1.5
2016/8/6	190	1.5

表 5.2.33　試験体 A-1, C-1, C-2
コンクリート引張強度-材齢関係

試験日	材齢（日）	引張強度（MPa）
2016/7/13	152	2.2
2016/7/26	165	2.2
2016/8/6	176	1.4
2016/8/15	185	1.6

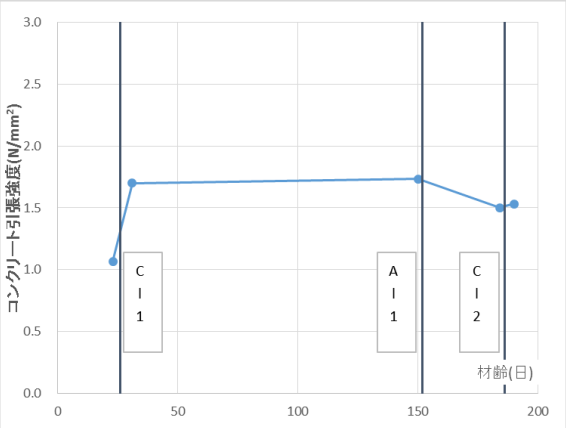


図 5.2.54　試験体 A-1, C-1, C-2
コンクリート引張強度-材齢関係
（打設日 2016 年 1 月 29 日）

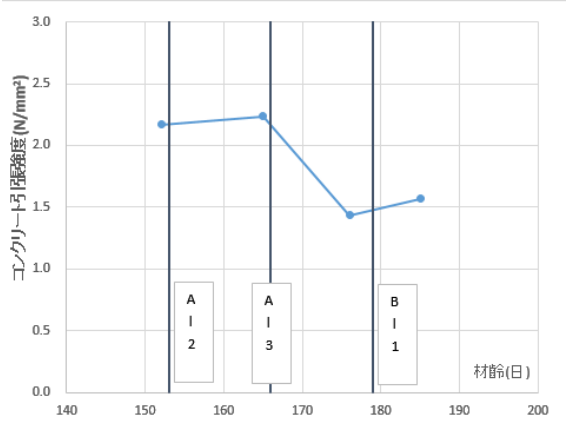


図 5.2.55　試験体 A-2, A-3, B-1
コンクリート引張強度-材齢関係
（打設日 2016 年 2 月 12 日）

2) 鉄筋

柱主筋には D13(SD345)，柱補強筋に D6(SD345)(パイルキャップ内は D6(SD295A))を使用した。袖壁には縦筋・横筋・端部補強筋に D6(SD345)，端部曲げ補強筋に D10(SD345)を使用した。

基礎梁主筋に D22(PBSD930/1080)，基礎梁補強筋に U9.0(SBPD1275/1420)，基礎梁の組立て筋として，幅止め筋 D6(SD295A)，腹筋 D10(SD295A)を使用した。杭頭定着筋には D19(SD490)を使用した。

パイルキャップについては，標準型の袴筋・ベース筋・補強筋は D6(SD295A)を使用した。かご筋型については試験体 A-2 には縦筋に D6(SD295A),D10(SD295A)，補強筋に D6(SD295A)を使用した。試験体 A-3 には縦筋に D10(SD295A),D13(SD295A)，補強筋に D6(SD295A)を使用した。試験体 C-2 には縦筋に D10(SD295A),D13(SD295A)，補強筋に D10(SD295A)を使用した。

鉄筋の引張試験はアムスラー試験機を用いて，試験片には計測用に 2 点ゲージを貼付し鉄筋のひずみは 2 点の平均とした。鉄筋の引張強度結果を**表 5.2.34～表 5.2.42** に，各鉄筋の引張応力度-ひずみ関係を**図 5.2.56～図 5.2.64** に示す。降伏棚の平均を鉄筋の降伏強度とし，明確な降伏棚が確認されない場合には 0.2%オフセット法により降伏強度を算出した。鉄筋のヤング係数には，弾性範囲内の一部区間において算出を行った。

表 5.2.34 鉄筋 D6(SD295A) 引張試験結果

D6 SD295A	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)
1	31.7	476.8	4393	439.5	1.89
2		486.3	4438	441.0	1.90
3		489.4	4383	441.0	1.95
平均	31.7	484.2	4405	440.5	1.91

表 5.2.35 鉄筋 D6(SD345) 引張試験結果

D6 SD345	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)
1	31.7	488.6	4684	18.3	1.82
2		505.4	4658	18.7	1.90
3		497.8	4630	18.4	1.89
平均	31.7	497.3	4657	18.5	1.87

表 5.2.36 鉄筋 D10(SD295A) 引張試験結果

D10 (SD295A)	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	71	372.9	1965	38.6	1.91	16092
2		379.9	2031	38.7	1.88	11515
3		369.9	1945	38.3	1.88	19834
平均	71	374.2	1980	38.5	1.89	15814

表 5.2.37　鉄筋 D10(SD345)　引張試験結果

D10 (SD345)	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	71.3	356.7	2319	38.8	1.81	15752
2		354.9	2840	38.2	1.76	15619
3		355.4	2117	38.6	1.80	14680
平均	71.3	355.7	2426	38.5	1.79	15350

表 5.2.38　鉄筋 D13(SD295A)　引張試験結果

D13 (SD295A)	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	126.7	341.1	1840	64.4	1.77	13776
2		345.4	2371	64.1	1.85	10688
3		351.9	1938	64.5	1.83	12052
平均	126.7	346.1	2050	64.3	1.82	12172

表 5.2.39　鉄筋 D13(SD345)　引張試験結果

D13 (SD345)	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	127	356.0	2155	66.3	1.76	31381
2		364.9	2303	68.2	1.68	24780
3		363.7	2192	68.6	1.72	27672
平均	127	361.5	2217	67.7	1.72	27944

表 5.2.40　鉄筋 D19(USD490)　引張試験結果

D19 (USD490)	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	287	513.3	3643	197.5	1.78	10392
2		525.1	4122	204.5	1.74	7062
3		527.3	4555	205.0	1.81	8703
平均	287	521.9	4107	202.3	1.78	8719

表 5.2.41　鉄筋 D22(PBSD980)　引張試験結果

D22 (PBSD980)	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)
1	287	1000.2	6739	439.5	2.01
2		1013.6	6728	441.0	2.04
3		1009.0	6768	441.0	2.01
平均	287	1007.6	6745	440.5	2.02

表 5.2.42　鉄筋 U9.0(SBPD1275/1420)　引張試験結果

U9.0 SPBD1275	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)
1	32	1316.6	8632	88.6	1.99
2		1323.3	8908	89.2	1.92
3		1282.8	8885	85.8	1.86
平均	32	1307.5	8808	87.9	1.92

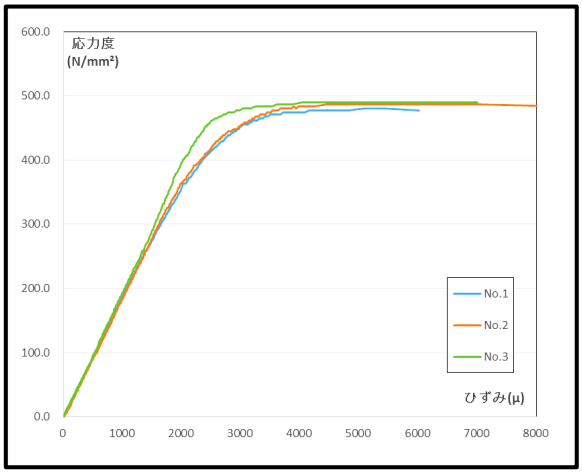


図 5.2.56　鉄筋 D6(SD295A)

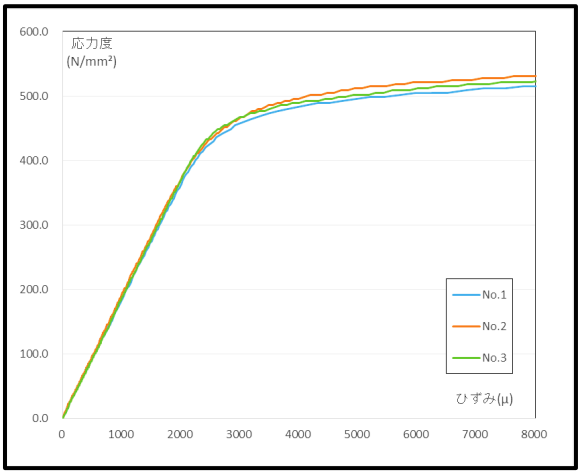


図 5.2.57　鉄筋 D6(SD345)

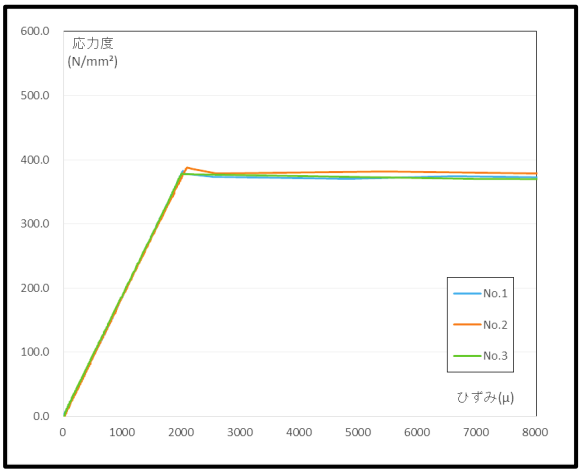


図 5.2.58　鉄筋 D10(SD295A)

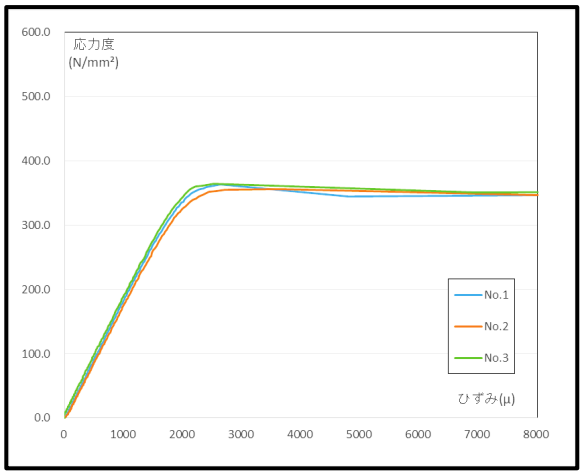


図 5.2.59　鉄筋 D10(SD345)

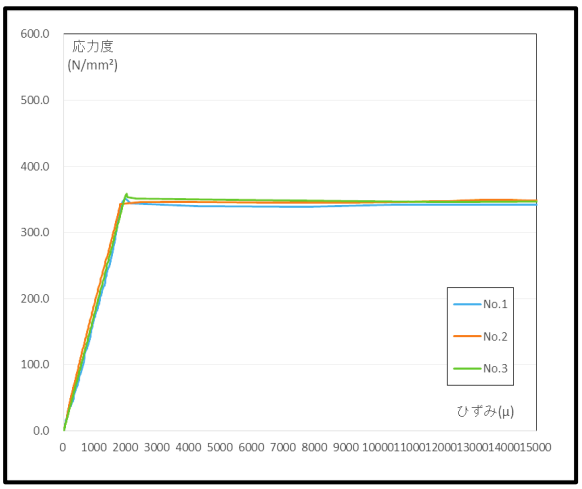


図 5.2.60　鉄筋 D13(SD295A)

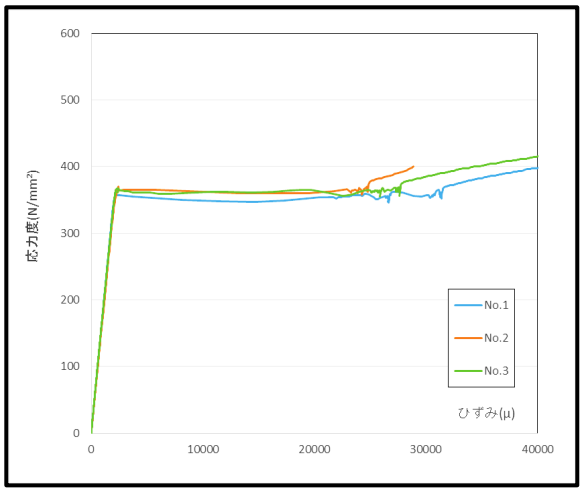


図 5.2.61　鉄筋 D13(SD345)

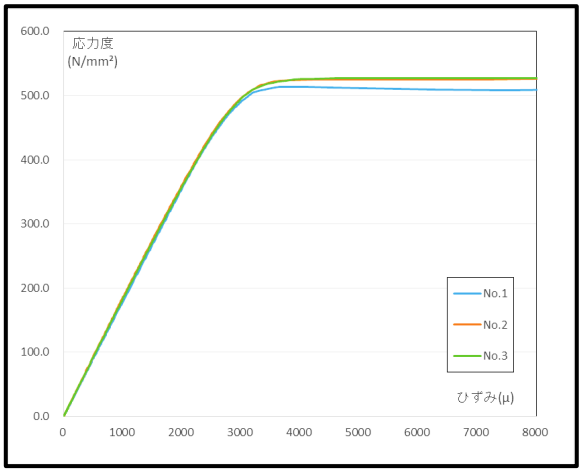


図 5.2.62　鉄筋 D19（USD490）

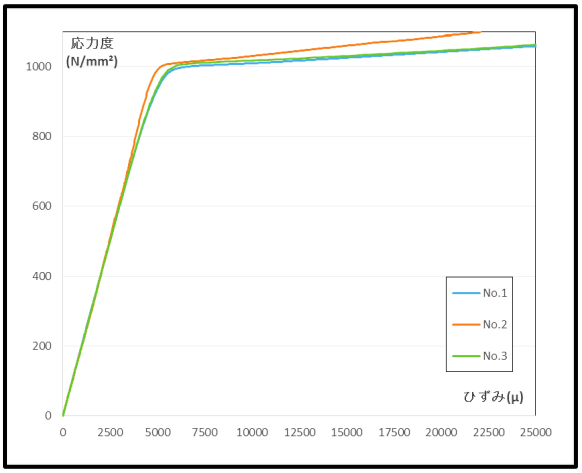


図 5.2.63　鉄筋 D22（PBSD980）

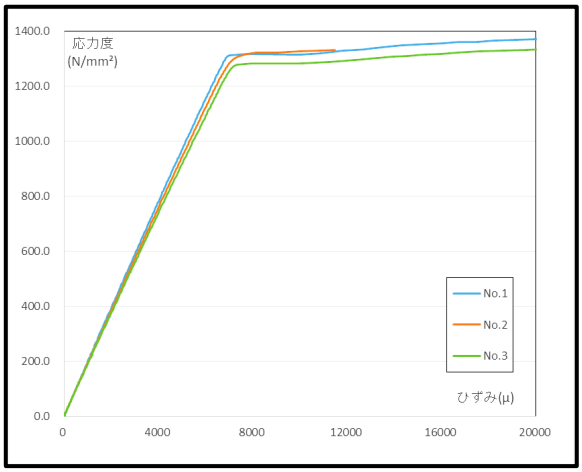


図 5.2.64　鉄筋 U9.0（SPBD1275/1420）

3) 材料特性まとめ

以下の表 5.2.43～表 5.2.45 に材料特性を示す。

表 5.2.43 鉄筋材料特性

鉄筋				
鉄筋	使用部材	降伏応力度(N/mm^2)	ヤング率(×10^{5}N/mm^2)	降伏ひずみ(μ)
D6(SD295A)	柱・パイルキャップ	484.2	1.91	4405
D6(SD345)	柱・袖壁	497.3	1.87	4657
D10(SD295A)	パイルキャップ	374.2	1.89	1980
D10(SD345)	袖壁	355.7	1.79	2426
D13(SD295A)	パイルキャップ	346.1	1.82	2050
D13(SD345)	柱	361.5	1.72	2217
D19(USD490)	アンカー筋	521.9	1.78	4107
D22(PBSD930/1080)	基礎梁主筋	1007.6	2.02	6745
U9.0(SBPD1275/1420)	基礎梁補強筋	1307.5	1.92	8808

表 5.2.44 コンクリート材料特性 圧縮

コンクリート			
試験体	コンクリート強度(N/mm^2)	ヤング率(×10^{4}N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ(μ)
A-1,C-2	27.2	2.12	2494
A-2,A-3,B-1	28.2	2.30	2295
C-1	29.2	2.47	2009

表 5.2.45 コンクリート材料特性 引張割裂

コンクリート	
試験体	引張割裂強度(N/mm^2)
A-1,C-2	1.6
A-2,A-3	2.2
B-1	1.5
C-1	1.3

(2)　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3

1)　コンクリート

コンクリートは，セメントに早強ポルトランドセメント，細骨材に砂（陸砂），粗骨材に砕石（最大径 13㎜）を使用した。コンクリートの打設方向は縦打ちで柱頭部及び基礎梁より行い，基礎梁上面まで打設しコンクリートをならした後，柱頭部より再び打設を行った。コンクリートは一体打ちとした。試験体の養生方法は気中養生，コンクリートの材料試験用テストピースは封緘養生とした。配合の設計条件を**表 5.2.46**，レディーミクストコンクリート配合表を**表 5.2.47**，フレッシュコンクリートの試験結果を**表 5.2.48** に示す。コンクリートの受け入れ調査記録を**写真 5.2.7** に示す。

コンクリート（柱・基礎梁）の圧縮試験は材齢 3、6 日及び実験直前（各試験体）の 3 回、割裂試験は実験直前に 1 回行った。材齢 3，6 日の圧縮試験は試験体製作会社が試験を行い，圧縮試験の報告を受け，試験結果とした。各試験体におけるコンクリート圧縮試験は材齢 23 日，27 日，37 日，58 日，533 日，682 日，686 日の試験結果の平均とした。

コンクリートの圧縮，引張割裂試験ともにアムスラー材料試験機にて材料試験を行い，コンクリートのテストピースは直径 d=100㎜，全長 l=200㎜ とした。測定はコンプレッソメータを用いて測定した。

JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」での算出方法に倣い，**図 5.2.65** のように行った。

$$E_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\mu_1 - 50\mu}$$

Ec:コンクリートのヤング係数(N/mm²)

σ 1:最大荷重の 1/3 に相当する応力(N/mm²)

σ 2:50μ 時の応力(N/mm²)

μ 1:応力 σ 1 時のひずみ(μ)

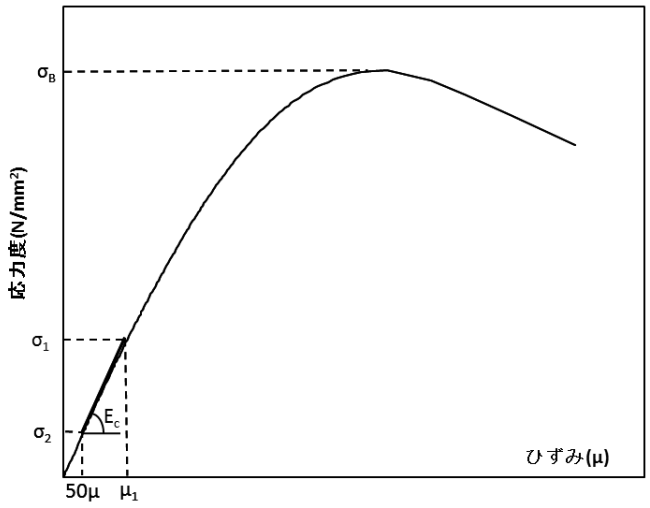


図 5.2.65　コンクリートの圧縮応力度-ひずみ関係

表 5.2.46　配合設計条件

	コンクリートの種類による記号	セメントの種類による記号	呼び強度 (N/mm^2)	スランプ (cm)	骨材最大寸法 (mm)
試験体A-4, A-5, A-6, C-3	普通	H	18	18	13

表 5.2.47　レディーミクストコンクリート配合表

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	水 (kg/m^3)	セメント (kg/m^3)	細骨材 (kg/m^3)	粗骨材 (kg/m^3)	混和剤 (kg/m^3)
67.9	52.1	196	289	891	845	2.89

表 5.2.48　フレッシュコンクリート試験結果

	スランプ (cm)	空気量 (%)	温度 (℃)
試験体A-4, A-5, A-6, C-3	18.5	4.6	17.0



写真 5.2.7　コンクリート受入れ調査記録（打設日 2016 年 12 月 3 日）

表 5.2.49　試験体 A-4 コンクリート強度

試験体A-4 [日]	No.	圧縮強度 σ_B(N/㎟)	ひずみ ε_{max}(μ)	ヤング率 ×10^4(N/㎟)
実験前(23日)	1	27.2	1915	2.20
	2	28.6	2080	2.29
	3	28.8	2020	2.40
	平均	28.2	2005	2.30

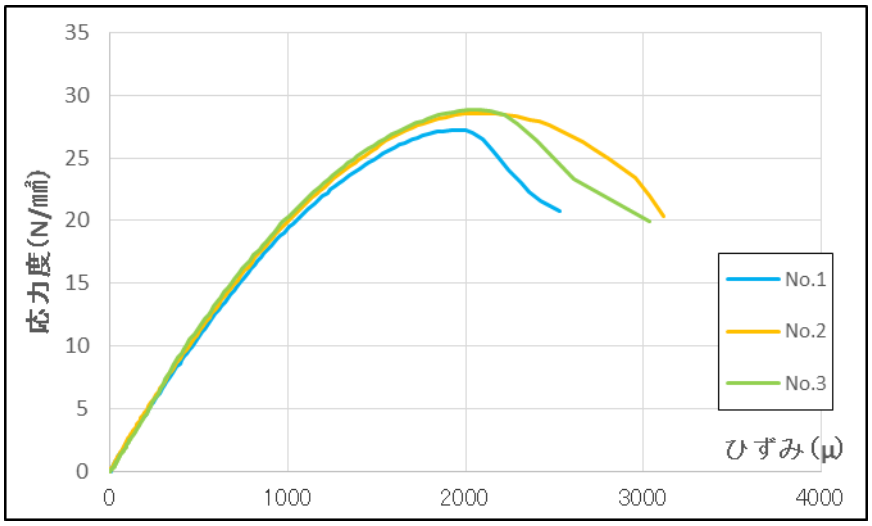


図 5.2.66　試験体 A-4 コンクリート強度

表 5.2.50　試験体 A-5 コンクリート強度

試験体A-5 [日]	No.	圧縮強度 σ_B(N/㎟)	ひずみ ε_{max}(μ)	ヤング率 ×10^4(N/㎟)
実験前(58日)	1	32.0	2638	2.34
	2	31.6	2968	1.95
	3	32.6	2673	2.27
	平均	32.1	2760	2.19

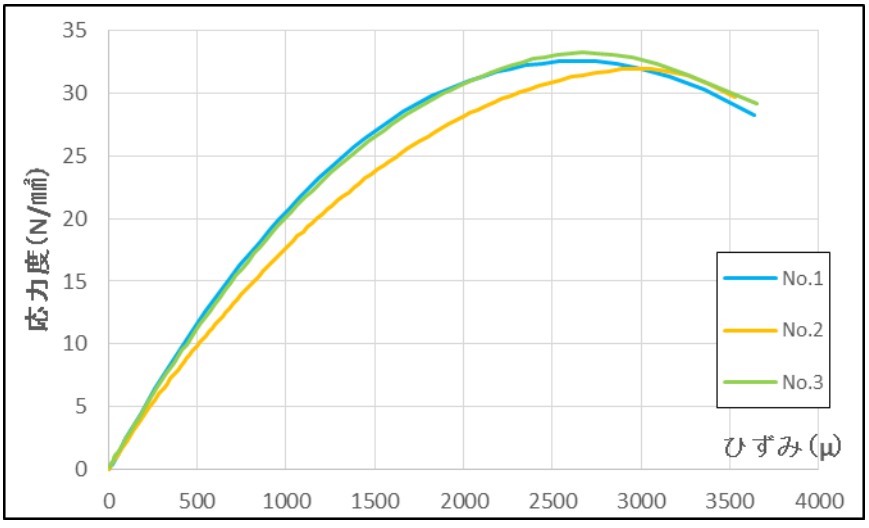


図 5.2.67　試験体 A-5 コンクリート強度

表 5.2.51　試験体 A-6 コンクリート強度

試験体A-6 [日]	No.	圧縮強度 σ_B(N/㎟)	ひずみ ε_{max}(μ)	ヤング率 ×10^4(N/㎟)
実験前(37日)	1	30.9	2333	2.29
	2	31.0	2808	2.25
	3	31.1	2345	2.42
	平均	31.0	2495	2.32

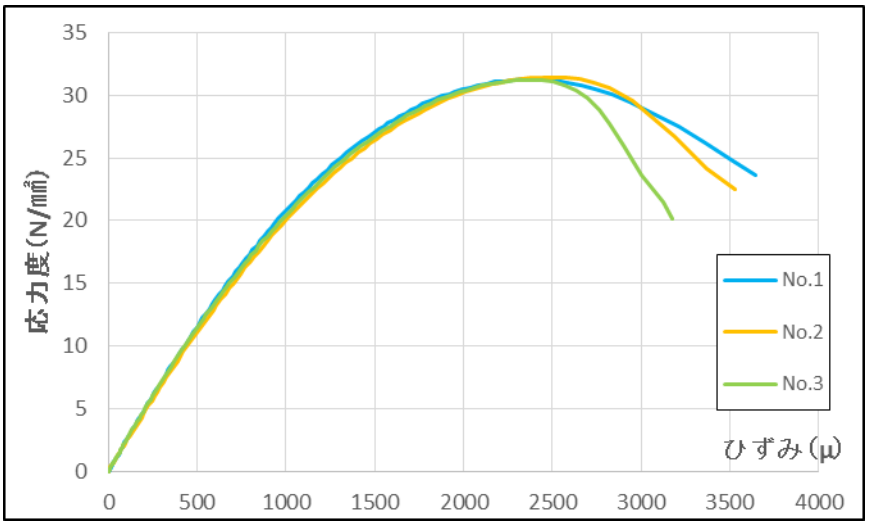


図 5.2.68　試験体 A-6 コンクリート強度

表 5.2.52　試験体 C-3 コンクリート強度

試験体C-3 [日]	No.	圧縮強度 σ_B(N/㎟)	ひずみ ε_{max}(μ)	ヤング率 ×10^4(N/㎟)
実験前(682日)	1	25.9	2160	2.15
	2	25.9	2330	2.16
	3	24.5	2233	1.88
	平均	25.4	2241	2.06

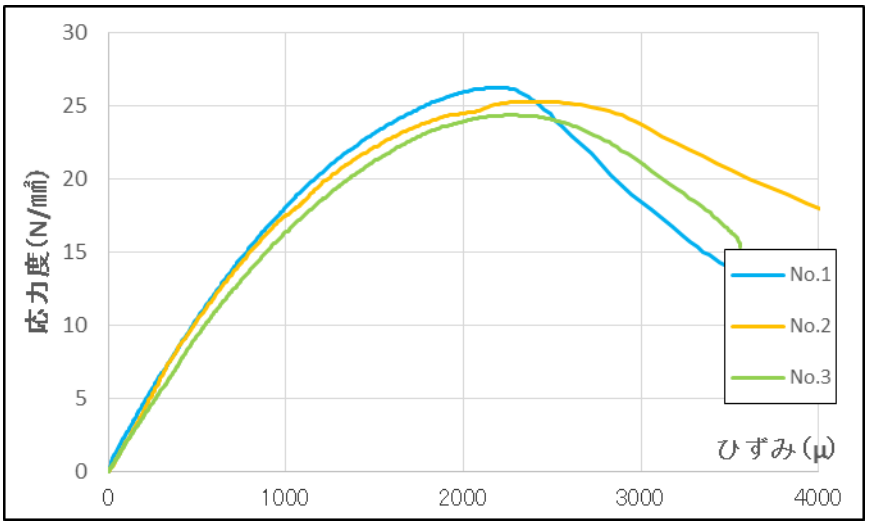


図 5.2.69 試験体 C-3 コンクリート強度

・試験体 A-4, A-5, A-6, C-3　コンクリート材齢 27 日時材料試験結果

表 5.2.53　材齢 27 日時材料試験結果

試験体 [日]	No.	圧縮強度 σ_B(N/㎟)	ひずみ ε_{max}(μ)	ヤング率 ×10^4(N/㎟)
実験前(27日)	1	29.1	2235	2.65
	2	29.0	2200	2.29
	3	28.5	2093	2.43
	平均	28.9	2176	2.46

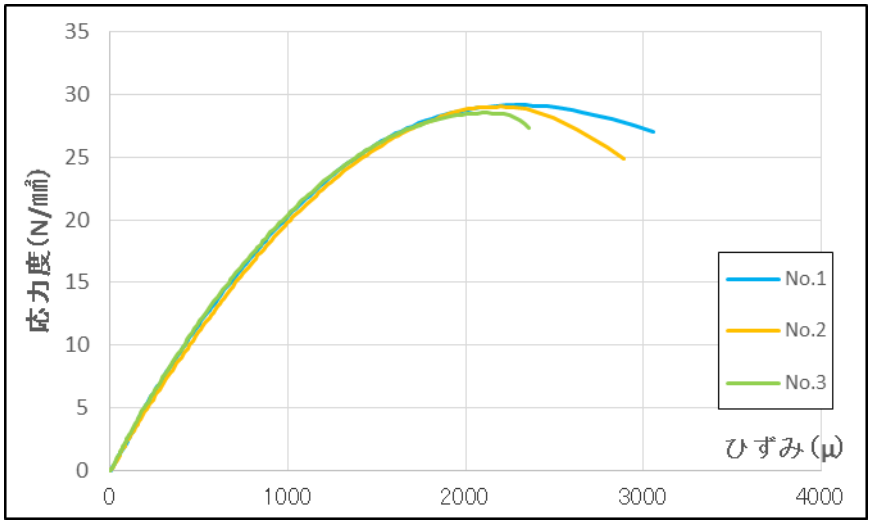


図 5.2.70　材齢 27 日時材料試験結果

・試験体 A-4, A-5, A-6, C-3　コンクリート材齢 533 日時材料試験結果

表 5.2.54　材齢 533 日時材料試験結果

試験体A-5 [日]	No.	圧縮強度 σ_B(N/㎟)	ひずみ ε_{max}(μ)	ヤング率 ×10^4(N/㎟)
実験後(533日)	1	26.0	2805	1.95
	2	25.8	2525	2.05
	3	25.5	2528	2.10
	平均	25.8	2619	2.03

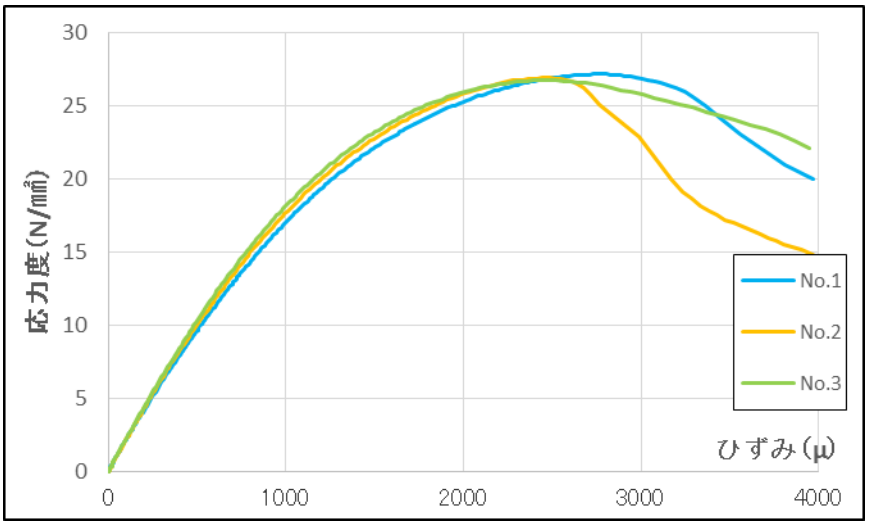


図 5.2.71　材齢 533 日時材料試験結果

・試験体 A-4，A-5，A-6，C-3　コンクリート材齢 686 日時材料試験結果

表 5.2.55　材齢 686 日時材料試験結果

試験体C-3 [日]	No.	圧縮強度 σ_B(N/㎟)	ひずみ ε_{max}(μ)	ヤング率 ×10^4(N/㎟)
実験後(686日)	1	26.6	2595	2.10
	2	25.8	2388	1.92
	3	26.6	2498	2.02
	平均	26.3	2494	2.01

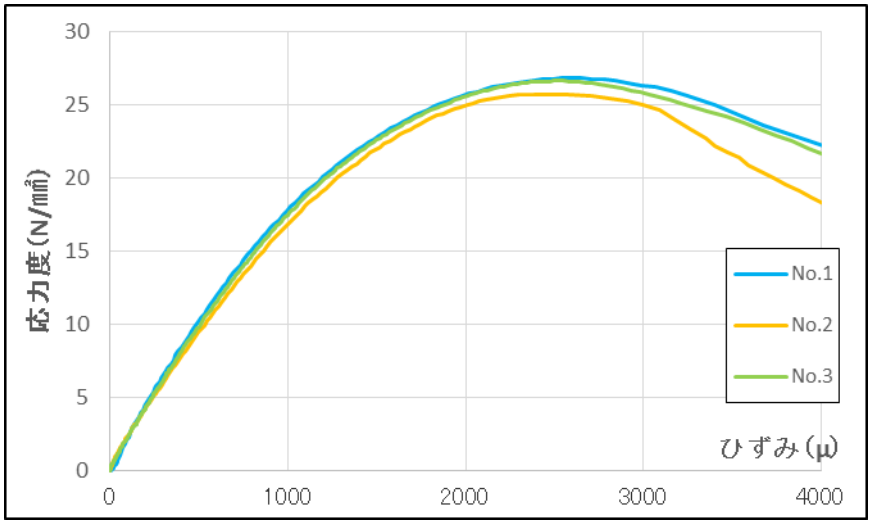


図 5.2.72　材齢 686 日時材料試験結果

表 5.2.56　コンクリート圧縮強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)
2016/12/6	3	14
2016/12/9	6	20.8
2016/12/26	23	28.2
2016/12/30	27	28.9
2017/1/9	37	31.0
2017/1/30	58	32.1
2018/5/20	533	25.8
2018/10/15	682	25.4
2018/10/19	686	26.3

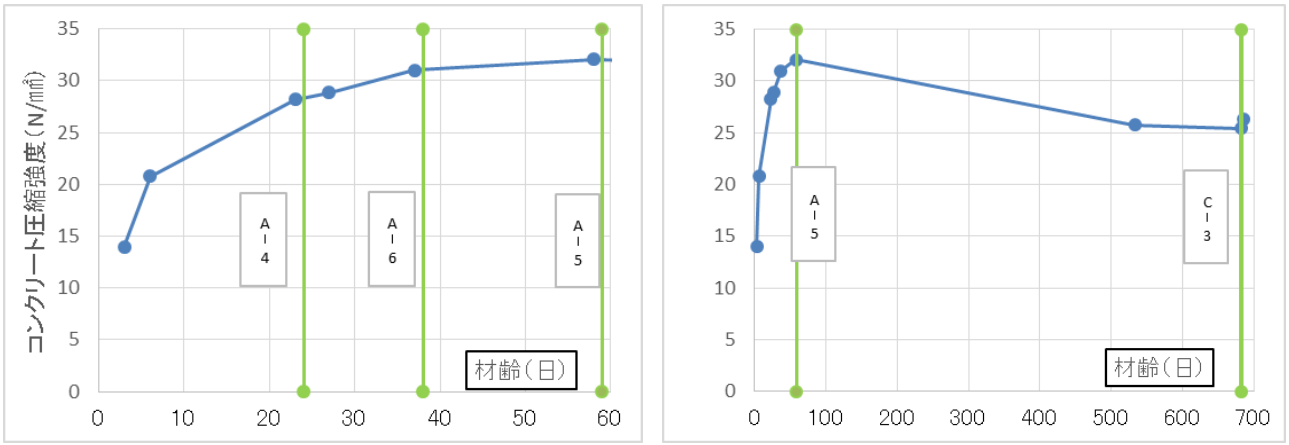


図 5.2.73　コンクリート圧縮強度-材齢関係（打設日 2016 年 12 月 3 日）

表 5.2.57　試験体 A-4 コンクリート引張強度

試験体A-4 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験前(23日)	1	2.0	1.9
	2	1.9	
	3	1.9	

表 5.2.58　試験体 A-5 コンクリート引張強度

試験体A-5 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験前(58日)	1	2.0	2.0
	2	2.2	
	3	1.7	

表 5.2.59　試験体 A-6 コンクリート引張強度

試験体A-6 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験前(37日)	1	2.1	2.1
	2	1.9	
	3	2.2	

表 5.2.60　試験体 A-5 コンクリート引張強度

試験体A-5 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験後(533日)	1	1.8	1.7
	2	1.7	
	3	1.6	

表 5.2.61　試験体 C-3 コンクリート引張強度

試験体C-3 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験前(682日)	1	2.0	2.0
	2	2.1	
	3	1.8	

表 5.2.62　試験体 C-3 コンクリート引張強度

試験体C-3 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験後(686日)	1	1.9	2.0
	2	2.0	
	3	2.1	

以下，参考資料。

・試験体 A-4，A-5，A-6，C-3　コンクリート材齢 27 日時材料試験結果

表 5.2.63　材齢 27 日時コンクリート引張強度

試験体 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験前(27日)	1	2.1	2.1
	2	1.9	
	3	2.4	

・試験体 A-4，A-5，A-6，C-3　コンクリート材齢 533 日時材料試験結果

表 5.2.64　材齢 533 日時材料試験結果

試験体A-5 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験後(533日)	1	1.8	1.7
	2	1.7	
	3	1.6	

・試験体 A-4，A-5，A-6，C-3　コンクリート材齢 686 日時材料試験結果

表 5.2.65　材齢 686 日時材料試験結果

試験体C-3 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm²)	平均値
実験後(686日)	1	1.9	2.0
	2	2.0	
	3	2.1	

表 5.2.66　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3　コンクリート引張強度-材齢関係

試験日	材齢（日）	引張強度（MPa）
2016/12/26	23	1.9
2016/12/30	27	2.1
2017/1/9	37	2.1
2017/1/30	58	2.0
2018/5/20	533	1.7
2018/10/15	682	2.0
2018/10/19	686	2.0

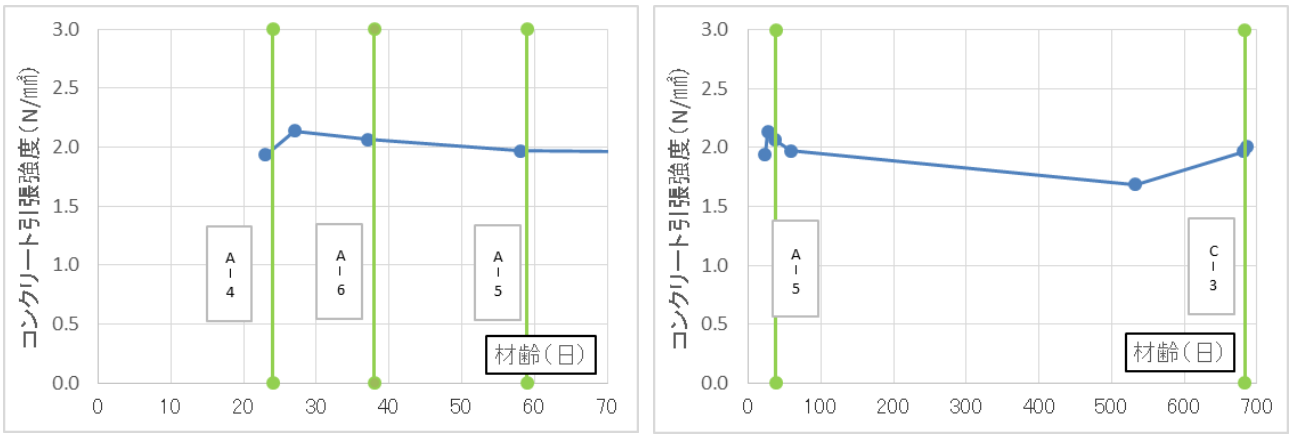


図 5.2.74　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3　コンクリート引張強度-材齢関係（打設日 2016 年 12 月 3 日）

2) 鉄筋

柱主筋には D13(SD785),柱補強筋には D6(SD785)(パイルキャップ内は,試験体 A-4,A-5 に D6(SD295A),試験体 A-6 に D13(SD785))を使用した。

基礎梁主筋には D22(PBSD980/1080), 基礎梁補強筋には U9.0(SBPD1275/1420), 基礎梁の組み立て筋として, 幅止め筋 D6(SD295A), 腹筋 D10(SD295A)を使用した。

杭頭定着筋（アンカー筋）には D19(SD490)を使用した。

パイルキャップ内では, 縦筋に D6(SD295A),D10(SD295A)を使用した。帯筋について, 試験体 A-4, A-5 では D6(SD295A), 試験体 A-6 では D13(SD785)を使用した。

鉄筋の引張試験はアムスラー試験機を用いて, 試験片には計測用に 2 点ゲージを貼付し鉄筋のひずみ量は 2 点の平均とした。鉄筋の引張強度結果を**表.5.2.67～表 2.2.73** に, 各鉄筋の引張応力度-ひずみ関係を**図 5.2.75～図 5.2.81** に示す。降伏棚の平均を鉄筋の降伏強度とし, 明確な降伏棚が確認されない場合には 0.2%オフセット法により降伏強度を算出した。鉄筋のヤング係数には, 弾性範囲内の一部区間において算出を行った。

表 5.2.67 鉄筋 D6(SD295A) 引張試験結果

D6 (SD295A)	公称断面 (㎟)	降伏強度 (N/㎟)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10^5(N/㎟)
1	31.7	456.4	4467	18.3	1.85
2		451.4	4465	18.2	1.83
3		459.7	4529	18.2	1.82
平均	31.7	455.8	4487	18.2	1.83

表 5.2.68 鉄筋 D6(SD785) 引張試験結果

D6 (SD785)	公称断面 (㎟)	降伏強度 (N/㎟)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10^5(N/㎟)
1	31.7	945.7	6671	36.2	2.02
2		930.8	6584	36.7	2.03
3		950.0	6766	37.1	1.99
平均	31.7	942.2	6674	36.6	2.01

表 5.2.69 鉄筋 D10(SD295A) 引張試験結果

D10 (SD295A)	公称断面 (㎟)	降伏強度 (N/㎟)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10^5(N/㎟)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	71.3	379.9	2120	38.0	1.85	20415
2		386.6	1971	37.9	1.83	12143
3		379.3	2151	38.0	1.82	22600
平均	71.3	381.9	2081	38.0	1.83	18386

表 5.2.70　鉄筋 D13(SD785)　引張試験結果

D13 (SD785)	公称断面 (㎟)	降伏強度 (N/㎟)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10^5(N/㎟)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	126.7	823.2	4256	135.6	2.01	19088
2		804.2	4201	133.0	2.00	18330
3		813.8	4283	134.5	1.96	14053
平均	126.7	813.7	4247	134.4	1.99	17157

表 5.2.71　鉄筋 D19(USD490)　引張試験結果

D19 (WSD490)	公称断面 (㎟)	降伏強度 (N/㎟)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10^5(N/㎟)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	286.5	519.9	3693	207.9	1.83	7753
2		509.2	3120	201.3	1.89	13754
3		527.7	3582	213.0	1.85	11827
平均	286.5	518.9	3465	207.4	1.86	11111

表 5.2.72　鉄筋 D22(PBSD980)　鉄筋試験結果

D22 (PBSD980)	公称断面 (㎟)	降伏強度 (N/㎟)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10^5(N/㎟)
1	387.1	970	6706	434.1	2.06
2		974	6850	439.4	2.01
3		966	6813	421.7	2.01
平均	387.1	970.0	6790	431.7	2.03

表 5.2.73　鉄筋 U9.0(SBPD1275/1420)　鉄筋試験結果

U9.0 (SBPD1275/1420)	公称断面 (㎟)	降伏強度 (N/㎟)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10^5(N/㎟)
1	63.6	1396	9236	94.1	1.93
2		1409	9122	94.4	1.98
3		1395	9182	94.1	1.94
平均	63.6	1400	9180	94.2	1.95

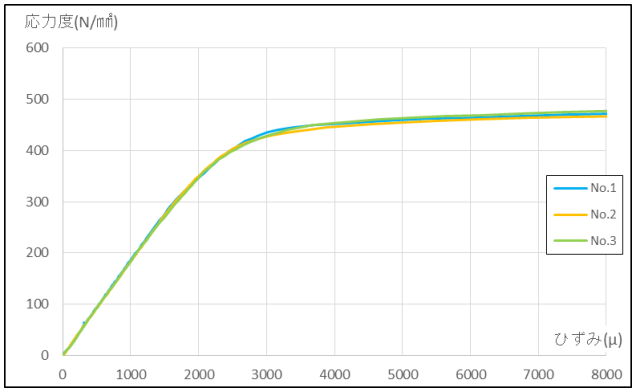


図 5.2.75　鉄筋 D6(SD295A)

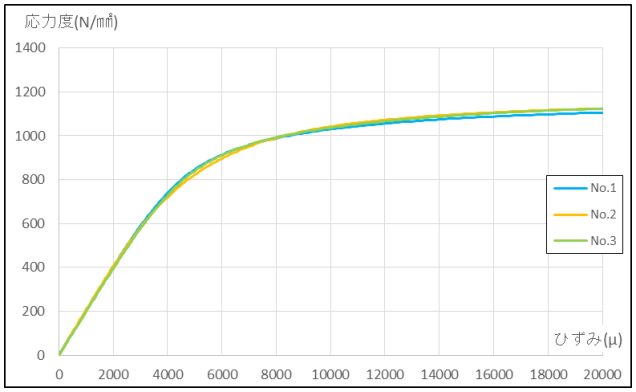


図 5.2.76　鉄筋 D6(SD785)

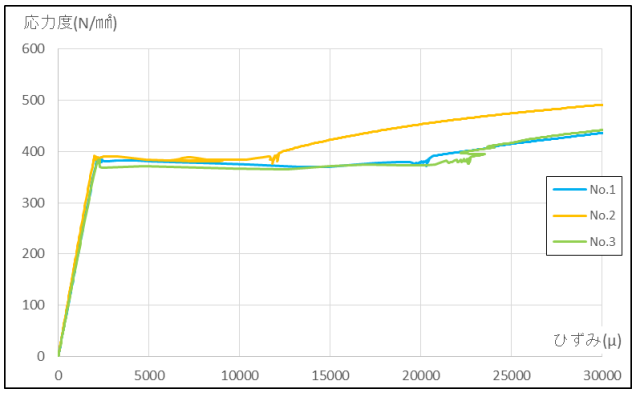


図 5.2.77　鉄筋 D10(SD295A)

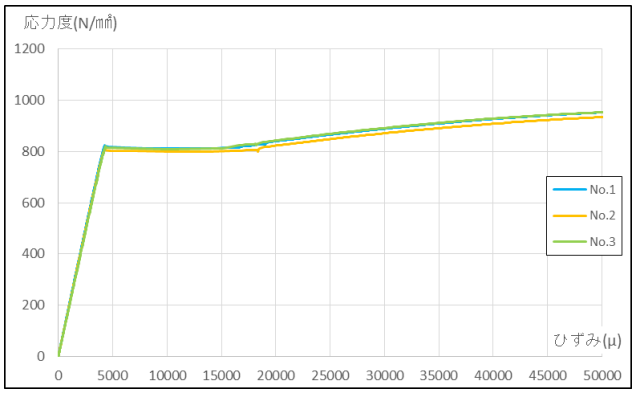


図 5.2.78 鉄筋 D13(SD785)

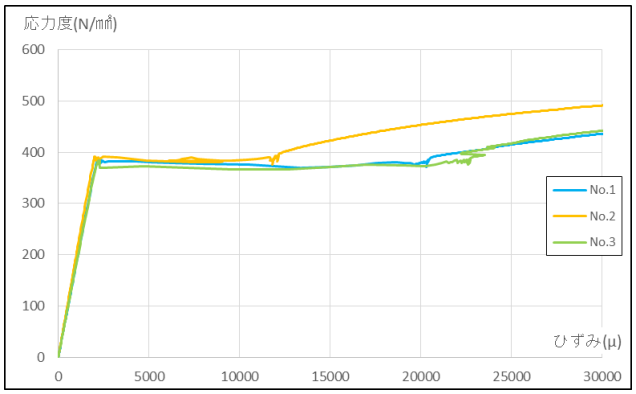


図 5.2.79　鉄筋 D19(USD490)

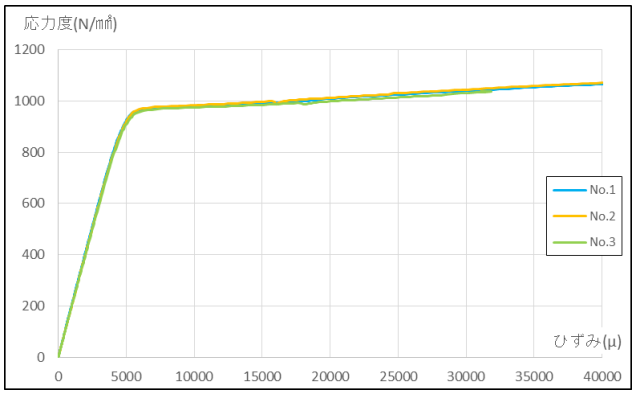


図 5.2.80　鉄筋 D22(PBSD980)

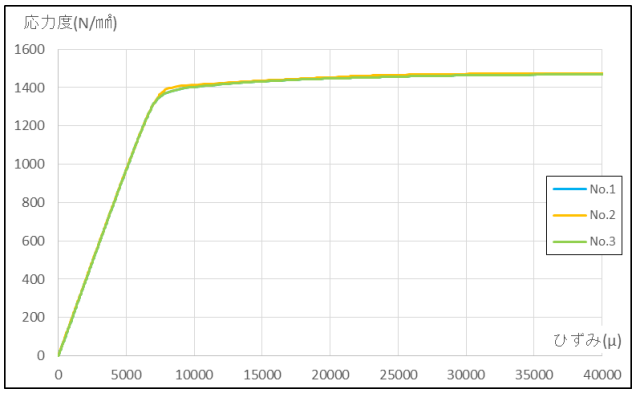


図 5.2.81　鉄筋 U9.0(SBPD1275/1420)

3) 材料特性まとめ

以下の**表 5.2.74～表 5.2.75** に材料特性を示す。

表 5.2.74 コンクリート材料特性

試験体	圧縮強度(N/mm^2)	割裂強度(N/mm^2)	ヤング率(×10^{4}N/mm^2)	圧縮強度時歪(μ)
A-4	28.5	2.0	2.32	2090
A-5	31.0	2.0	2.30	2495
A-6	28.9	1.8	2.11	2759
C-3	25.9	2.0	2.04	2241

表 5.2.75 鉄筋材料特性

鋼材	使用部材	降伏応力度(N/㎟)	ヤング係数(×10^{5}N/㎟)	降伏ひずみ(μ)
D6(SD295A)	パイルキャップ・基礎梁	455.8	1.83	4487
D6(SD785)	柱	942.2	2.01	6674
D10(SD295A)	パイルキャップ	381.9	1.83	2081
D13(SD785)	パイルキャップ・柱	813.7	1.99	4247
D19(USD490)	アンカー筋	518.9	1.86	3465
D22(PBSD980/1080)	基礎梁主筋	970.0	2.03	6790
U9.0(SBPD1275/1420)	基礎梁補強筋	1400	1.95	9180

(3)　試験体 A-7a，A-7b，D-1，D-2

1)　コンクリート

コンクリートは，セメントに早強ポルトランドセメント，細骨材に砂(陸砂），細骨材に砕石(最大径 13㎜)を使用した。コンクリートの打設方向は縦打ちで柱頭部及び基礎梁より行い，基礎梁上面まで打設しコンクリートをならした後，柱頭部より再び打設を行った。試験体の養生方法は気中養生，コンクリートの材料試験用テストピースは封緘養生とした。配合の設計条件を**表 5.2.76**，レディーミクストコンクリート配合表を**表 5.2.77**，フレッシュコンクリートの試験結果を**表 5.2.78** に示す。コンクリートの受け入れ調査記録を**写真 5.2.8** に示す。

コンクリート(柱・基礎梁)の圧縮試験は材齢 7 日(1 週)及び実験直前(各試験体)の 2 回，割裂試験は実験直前に 1 回行った。材齢 7 日の圧縮試験は試験体製作会社が試験を行い，圧縮強度の報告を受け，試験結果とした。各試験体におけるコンクリート圧縮強度及び引張割裂強度は，材齢 43 日，51 日，57 日，63 日，67 日の試験結果の平均とした。

コンクリートの圧縮試験、割裂試験ともにアムスラー材料試験機にて行い，コンクリートのテストピースは直径 d=100㎜，全長 l=200㎜ とした。測定は，コンプレッソメータを用いて測定を行った。

JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」での算出方法に倣い，**図 5.2.82** のように行った。

$$E_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\mu_1 - 50\mu}$$

Ec:コンクリートのヤング係数(N/㎟)

σ_1:最大荷重の 1/3 に相当する応力(N/㎟)

σ_2:50μ 時の応力(N/㎟)

μ_1:応力 σ_1時のひずみ(μ)

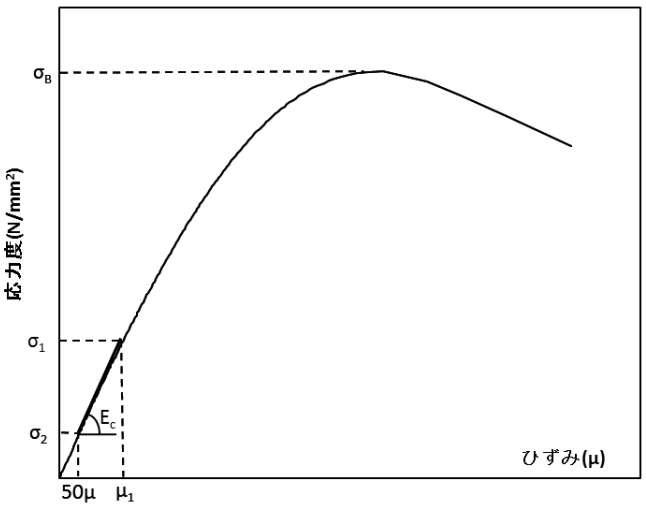


図 5.2.82　コンクリートの圧縮応力度―ひずみ関係

表 5.2.76　配合設計条件

	コンクリートの種類による記号	セメントの種類による記号	呼び強度	スランプ	骨材最大寸法
			N/mm^2	cm	mm
A-7a,A-7b,D-1,D-2	普通	H	18	18	13

表 5.2.77　レディーミクストコンクリート配合表

水セメント比	細骨材率	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
%	%	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3
67.9	52.1	196	289	891	845	2.89

表 5.2.78　フレッシュコンクリート試験結果

	スランプ	空気量	温度
	cm	%	℃
A-7a,A-7b,D-1,D-2	18	3.6	29.0



写真 5.2.8　試験体 A-7a, A-7b, D-1, D-2
コンクリート受入れ調査記録
（打設日 2018 年 9 月 10 日）

表 5.2.79　試験体 D-2 コンクリート強度

D-2	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(43日)	1	29.0	2510	2.12
	2	29.0	2410	2.15
	3	28.0	2748	1.97
	平均	28.7	2556	2.08

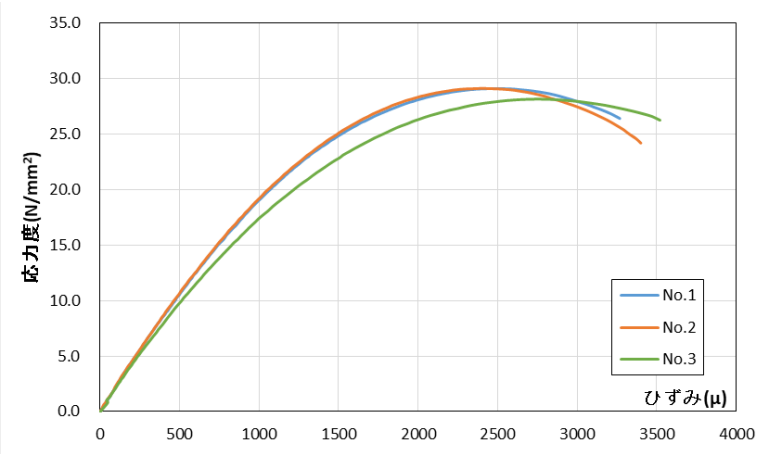


図 5.2.83　試験体 D-2 コンクリート強度

表 5.2.80　試験体 A-7a コンクリート強度

A-7a	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(50日)	1	28.1	2570	2.13
	2	27.6	2665	2.14
	3	27.6	2710	2.15
	平均	27.8	2648	2.14

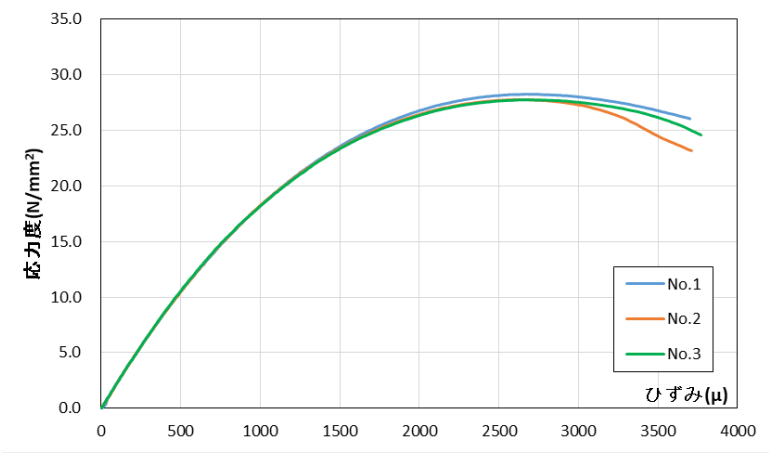


図 5.2.84　試験体 A-7a コンクリート強度

表 5.2.81　試験体 A-7b コンクリート強度

A-7b	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(56日)	1	27.7	2570	2.06
	2	29.5	2583	2.19
	3	28.3	2740	2.00
	平均	28.5	2631	2.09

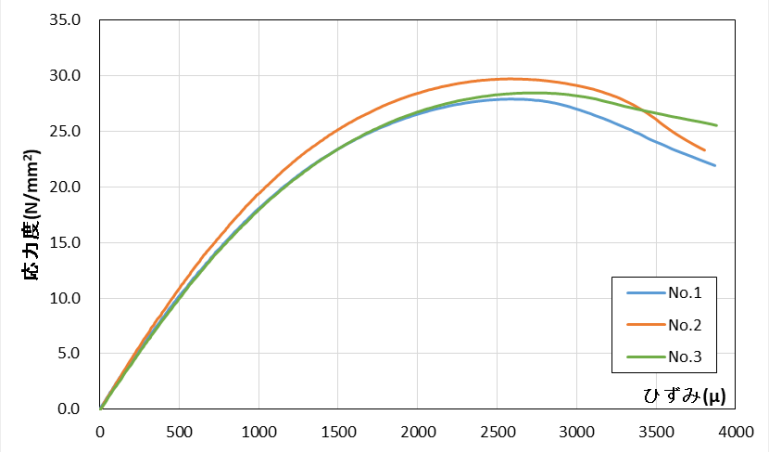


図 5.2.85　試験体 A-7b コンクリート強度

表 5.2.82　試験体 D-1 コンクリート強度

D-1	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B(N/mm^2)	ε_{max}（μ）	×10^4 N/mm^2
実験前(62日)	1	28.0	2608	2.10
	2	27.3	2598	2.14
	3	29.7	2560	2.27
	平均	28.9	2584	2.19

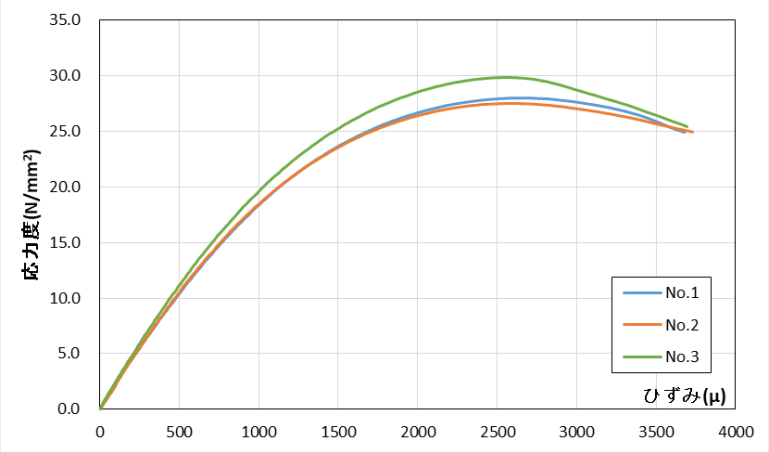
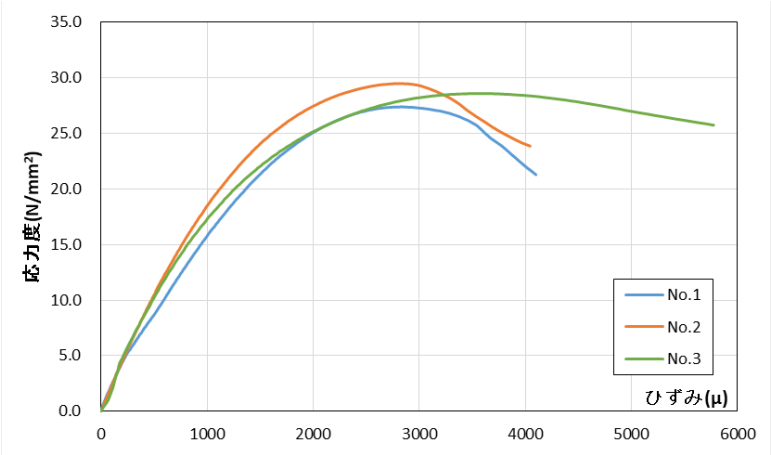


図 5.2.86　試験体 D-1 コンクリート強度

表 5.2.83　試験体 D-1 コンクリート強度

D-1	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
[日]		σ_B (N/mm^2)	ε_{max} (μ)	×10^4 N/mm^2
実験後(66日)	1	27.3	2833	1.72
	2	29.4	2845	2.11
	3	28.4	3620	2.06
	平均	28.4	2839	1.92



*最大強度時ひずみとヤング率は No.1，No.2 の平均値とした

図 5.2.87　試験体 D-1 コンクリート強度

以下，参考資料

表 5.2.84　試験体 D-1, D-2, A-7a, A-7b
コンクリート強度-材齢関係

試験日	材齢（日）	圧縮強度（MPa）
2018/10/23	43	28.7
2018/10/31	51	27.8
2018/11/6	57	28.5
2018/11/12	63	28.9
2018/11/16	67	28.4

表 5.2.85　試験体 D-1, D-2, A-7a, A-7b
コンクリート強度-材齢関係

試験日	材齢（日）	引張強度（MPa）
2018/10/23	43	2.0
2018/10/31	51	2.1
2018/11/6	57	2.2
2018/11/12	63	2.3
2018/11/16	67	2.1

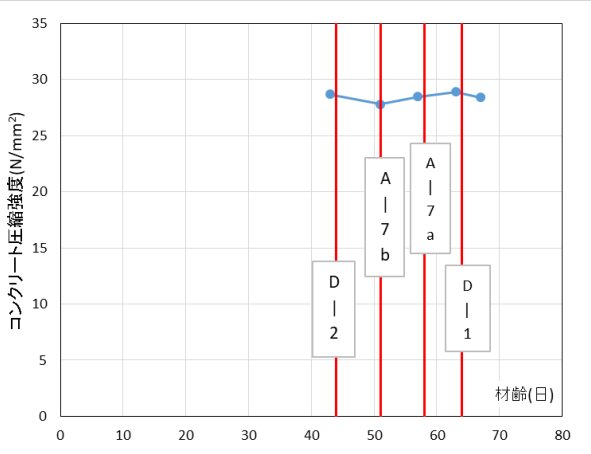


図 5.2.88　試験体 D-1, D-2, A-7a, A-7b
コンクリート圧縮強度-材齢関係
（打設日 2018 年 9 月 10 日）

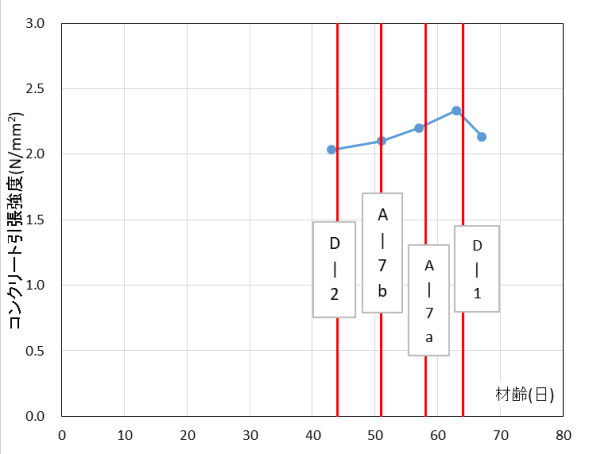


図 5.2.89　試験体 D-1, D-2, A-7a, A-7b
コンクリート引張強度-材齢関係
（打設日 2018 年 9 月 10 日）

表 5.2.86　試験体 D-2 コンクリート引張強度

D-2 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(43日)	1	2.1	2.0
	2	2.1	
	3	1.9	

表 5.2.87　試験体 A-7a コンクリート引張強度

A-7a [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(51日)	1	2.2	2.1
	2	2.1	
	3	2	

表 5.2.88　試験体 A-7b コンクリート引張強度

A-7b [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(57日)	1	2.2	2.2
	2	2.2	
	3	2.2	

表 5.2.89　試験体 D-1 コンクリート引張強度

D-1 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(63日)	1	2.5	2.3
	2	2.3	
	3	2.2	

表 5.2.90　試験体 D-1 コンクリート引張強度

D-1 [日]	No.	引張強度 σ_t(N/mm^2)	平均値
実験前(67日)	1	2.1	2.1
	2	2.4	
	3	1.9	

2) 鉄筋

柱主筋には D13(SD745)，柱補強筋に D6(SD745)(パイルキャップ内は D6(SD295A))を使用した。

基礎梁主筋に D22(PBSD930/1080)，基礎梁補強筋に U9.0(SBPD1275/1420)，基礎梁の組み立て筋として，幅止め筋 D6(SD295A)，腹筋 D6(SD295A)を使用した。杭アンカー筋には D19(SD490)を，杭アンカー筋の補強筋には D16(SD745)を使用した。

パイルキャップについては，かご筋型の縦筋に D6(SD295A)，D10(SD295A)，補強筋に D6(SD295A)を使用した。試験体 D-2 については，杭頭接合面の補強筋として中子筋に D6(SD295A)を使用した。

鉄筋の引張試験はアムスラー試験機を用いて，試験片には計測用に 2 点ゲージを貼付し鉄筋のひずみは 2 点の平均とした。鉄筋の引張強度結果を**表 5.2.91～表 5.2.98** に，各鉄筋の引張応力度-ひずみ係を**図 5.2.90～図 5.2.97** に示す。降伏棚の平均を鉄筋の降伏強度とし，明確な降伏棚が確認されない場合には 0.2%オフセット法により降伏強度を算出した。鉄筋のヤング係数には，弾性範囲内の一部区間において算出を行った。

表 5.2.91 鉄筋 D6(SD295A) 引張試験結果

D6 SD295A	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ(μ)
1	31.7	455.3	2278	17.7	2.04	14577
2		447.2	2144	17.8	2.13	14031
3		451.2	2317	17.7	1.97	15075
平均	31.7	451.2	2246	17.7	2.04	14561

表 5.2.92 鉄筋 D6(SD785) 引張試験結果

D6 SD785	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)
1	31.7	891.2	6690	34.2	1.90
2		900.1	6779	34.3	1.88
3		909.9	6584	34.8	1.99
平均	31.7	900.4	6684	34.4	1.92

表 5.2.93 鉄筋 D10(SD295A) 引張試験結果

D10 SD295A	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ(μ)
1	71.3	357.8	1997	35.5	1.79	26613
2		363.5	1979	35.5	1.87	26650
3		361.9	1990	35.8	1.83	25773
平均	71.3	361.0	1989	35.6	1.83	26345

表 5.2.94　鉄筋 D13(SD785)　引張試験結果

D10 (SD345)	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)
1	71.3	356.7	2319	38.8	1.81	15752
2		354.9	2840	38.2	1.76	15619
3		355.4	2117	38.6	1.80	14680
平均	71.3	355.7	2426	38.5	1.79	15350

*No.1，No.3 の平均値を材料特性とした

表 5.2.95　鉄筋 D16(SD785)　引張試験結果

D16 SD785	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ(μ)
1	198.6	851.9	4350	208.1	2.04	15129
2		859.5	4517	208.9	1.98	14602
3		858.3	5150	208.8	2.05	13690
平均	198.6	856.6	4672	208.6	2.02	14474

表 5.2.96　鉄筋 D19(SD490)　引張試験結果

D19 SD490	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)	ひずみ硬化開始時ひずみ(μ)
1	286.5	529.6	3055	198.6	1.87	11786
2		532.0	2962	199.3	1.91	14093
3		528.4	3064	197.3	1.91	11661
平均	286.5	530.0	3027	198.4	1.90	12513

表 5.2.97　鉄筋 D22(PBSD980)　引張試験結果

D22 PBSD980	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)
1	387.1	1000.5	6852	438.2	2.06
2		999.9	7000	438.1	2.00
3		997.8	6945	436.9	2.02
平均	387.1	999.4	6933	437.7	2.03

表 5.2.98　鉄筋 U9.0(SBPD1275)　引張試験結果

U9.0 SBPD1275	公称断面 (mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	ヤング率 ×10⁵(N/mm²)
1	64	1356.2	7052	91.5	2.68
2		1301.5	8642	88.9	1.96
3		1337.4	8702	90.0	2.00
平均	64	1319.5	8672	89.5	1.98

*No.2，No.3 の平均値を材料特性とした

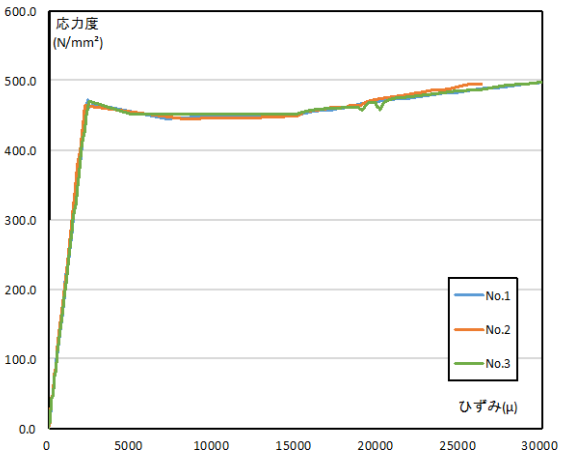


図 5.2.90　鉄筋 D6(SD295A)

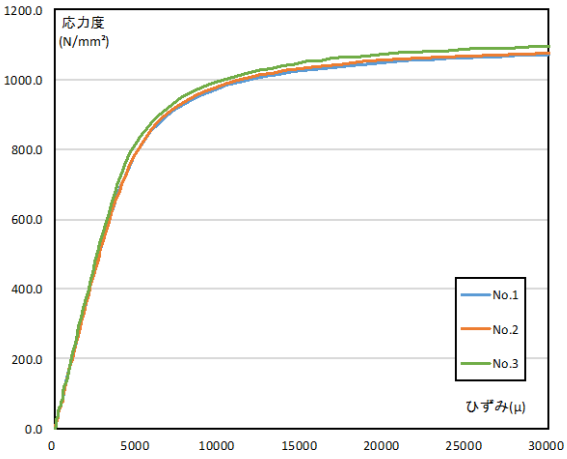


図 5.2.91　鉄筋 D6(SD785)

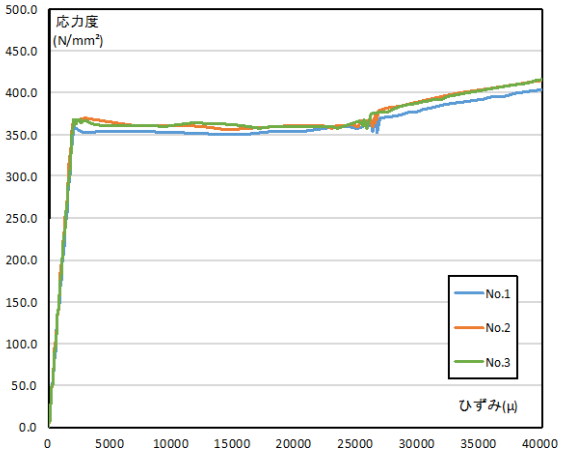


図 5.2.92　鉄筋 D10(SD295A)

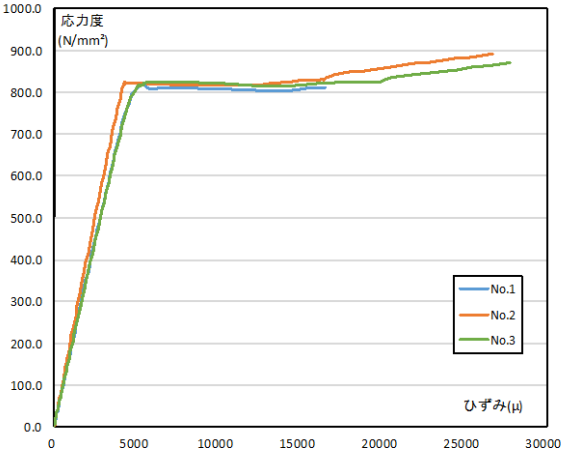


図 5.2.93　鉄筋 D13(SD785)

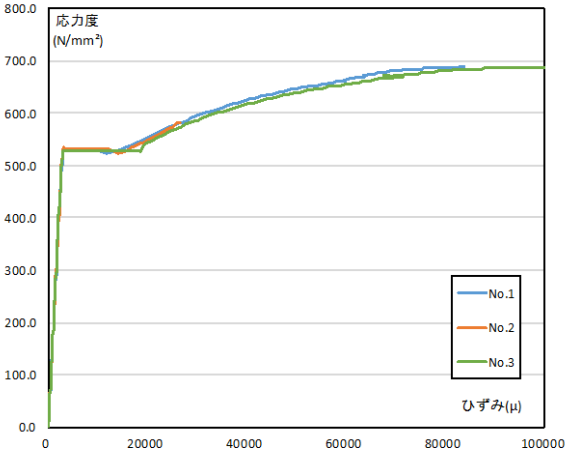


図 5.2.94　鉄筋 D16(SD785)

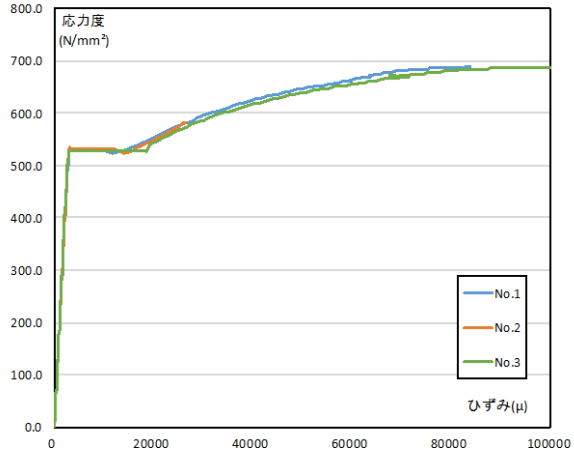


図 5.2.95　鉄筋 D19(SD490)

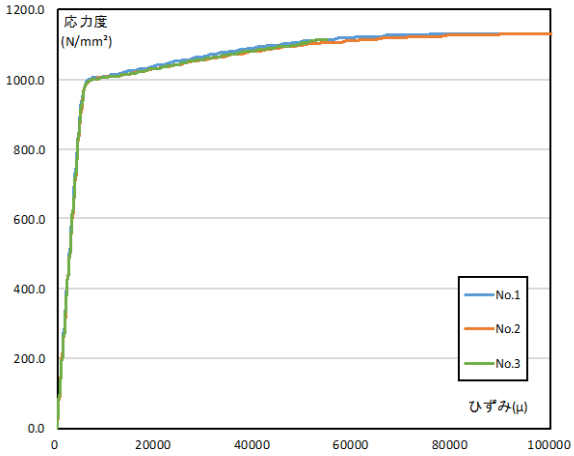


図 5.2.96　鉄筋 D22（PBSD980）

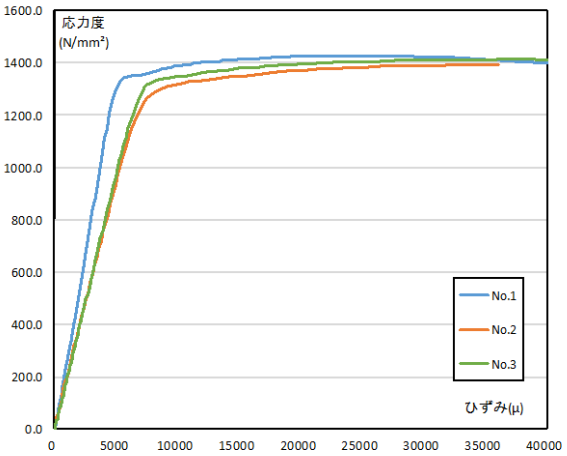


図 5.2.97　鉄筋 U9.0（SBPD1275）

3) 材料特性まとめ

以下の**表 5.2.99～表 5.2.101** に材料特性を示す。

表 5.2.99　鉄筋材料特性

鉄筋				
鉄筋	使用部材	降伏応力度(N/mm^2)	ヤング率(×10^{5}N/mm^2)	降伏ひずみ(μ)
D6(SD295A)	柱帯筋・パイルキャップ帯筋・縦筋 90度	451.2	2.04	2246
* D6(SD785)	柱補強筋	900.4	1.92	6684
D10(SD295A)	パイルキャップ縦筋 45度	361.0	1.83	1989
D13(SD785)	柱主筋	816.1	1.77	5331
D16(SD785)	アンカー筋帯筋	856.6	2.02	4672
D19(SD490)	アンカー筋	530.0	1.90	3027
* D22(PBSD930/1080)	基礎梁主筋	999.4	2.03	6933
* U9.0(SBPD1275/1420)	基礎梁補強筋	1319.5	1.98	8672

*0.2%オフセットにより降伏点を算出した

表 5.2.100　コンクリート材料特性　圧縮

試験体	コンクリート強度(N/mm^2)	ヤング率(×10^{4}N/mm^2)	圧縮強度時ひずみ(μ)
A-7a,A-7b,D-1,D-2	28.4	2652	2.08

表 5.2.101　コンクリート材料特性　引張割裂

試験体	引張割裂強度(N/mm^2)
A-7a,A-7b,D-1,D-2	2.2

5.2.3 載荷方法

(1)　　載荷装置

載荷装置図を**図 5.2.98**，写真を**写真 5.2.9** に示す。試験体の支承部について柱・杭脚部はピン支持，基礎梁はローラー支持とした。軸力は柱頭位置より軸力は柱頭位置より軸力加圧ジャッキによって導入し，載荷は柱頭位置より水平加圧ジャッキによって導入し，正負交番繰り返し載荷とした。

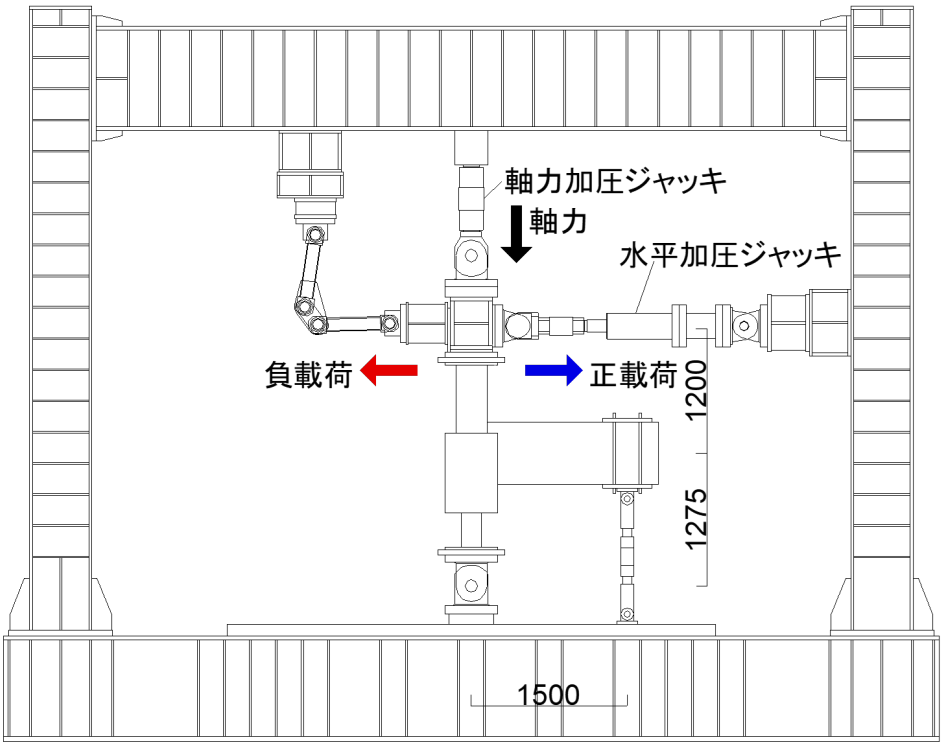


図 5.2.98 載荷装置図



写真 5.2.9 載荷装置図

(2)　　載荷スケジュール

加力は変位制御として柱頭位置での層間変形角を計測して行った。正負交番繰り返し載荷として，層間変形角 R = 0.125%，0.25%を 1 回，0.5%，1.0%，2.0%，3.0%を 2 回ずつ行い，除荷した。
図 5.2.99 にその加力スケジュールを示す。

載荷スケジュールを以下に示す。

○+1Cycle： 層間変形角 R = 0.125%
○+2Cycle： 層間変形角 R = 0.25%
○+3Cycle： 層間変形角 R = 0.5%
●+4Cycle： 層間変形角 R = 0.5%
○+5Cycle： 層間変形角 R = 1.0%
●+6Cycle： 層間変形角 R = 1.0%
○+7Cycle： 層間変形角 R = 2.0%
●+8Cycle： 層間変形角 R = 2.0%
○+9Cycle： 層間変形角 R = 3.0%
●+10Cycle： 層間変形角 R = 3.0%
○+11Cycle： 層間変形角 R = 4.0%
●+12Cycle： 層間変形角 R = 4.0%

○-1Cycle： 層間変形角 R = 0.125%
○-2Cycle： 層間変形角 R = 0.25%
○-3Cycle： 層間変形角 R = 0.5%
●-4Cycle： 層間変形角 R = 0.5%
○-5Cycle： 層間変形角 R = 1.0%
●-6Cycle： 層間変形角 R = 1.0%
○-7Cycle： 層間変形角 R = 2.0%
●-8Cycle： 層間変形角 R = 2.0%
○-9Cycle： 層間変形角 R = 3.0%
●-10Cycle： 層間変形角 R = 3.0%
○-11Cycle： 層間変形角 R = 4.0%
○-12Cycle： 層間変形角 R = 4.0%

○: 処女載荷　●: 繰り返し Cycle

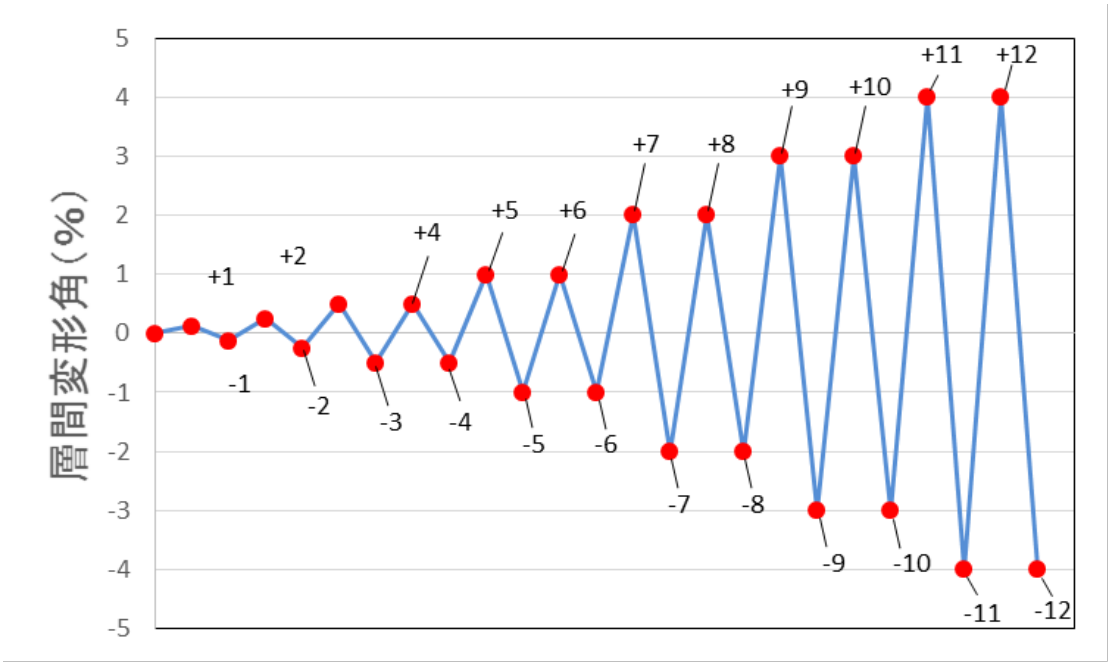


図 5.2.99 載荷スケジュール

5.2.4 測定方法

(1)　　せん断力および軸力

軸力は軸力加圧ジャッキより測定し，層せん断力は基礎梁せん断力よりモーメントの釣り合いから層せん断力に変換した。

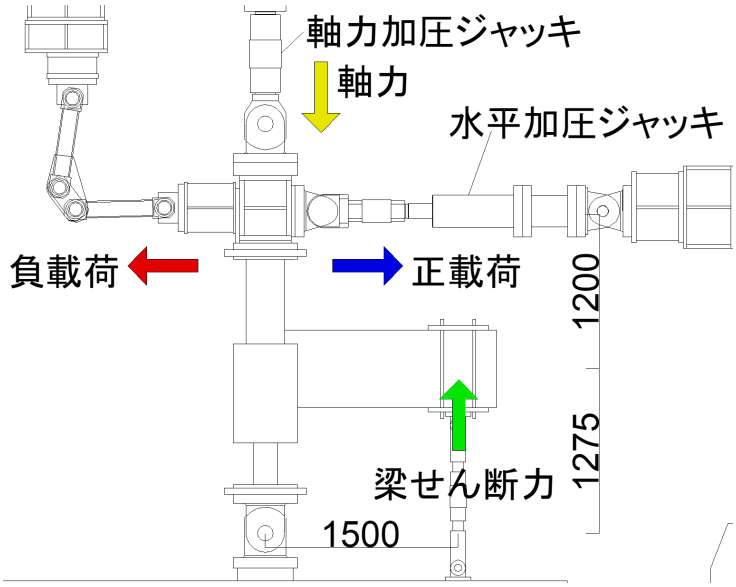


図 5.2.100 せん断力および軸力

(2)　　部材変位の測定方法

1)　層間変形角

層間変位は柱頭加力点位置で変位計(SDP-200)によって計測した値を用いた。層間変形角 R は柱頭加力点位置での層間変位 δ を柱頭加力点から杭脚支持点までの距離 H で除したものとした。算出方法を図 5.2.101 に示す。

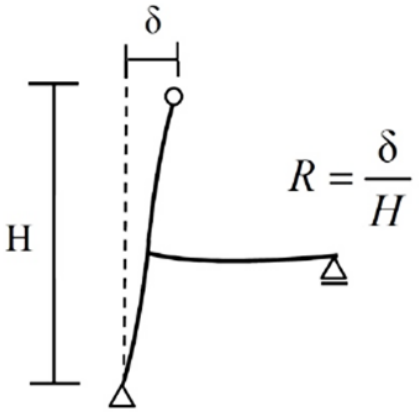


図 5.2.101 層間変形角 R 算出方法

2) 各部材変位

図 5.2.102～図 5.2.112 に試験体のインサート及び変位計の取付位置を示す。

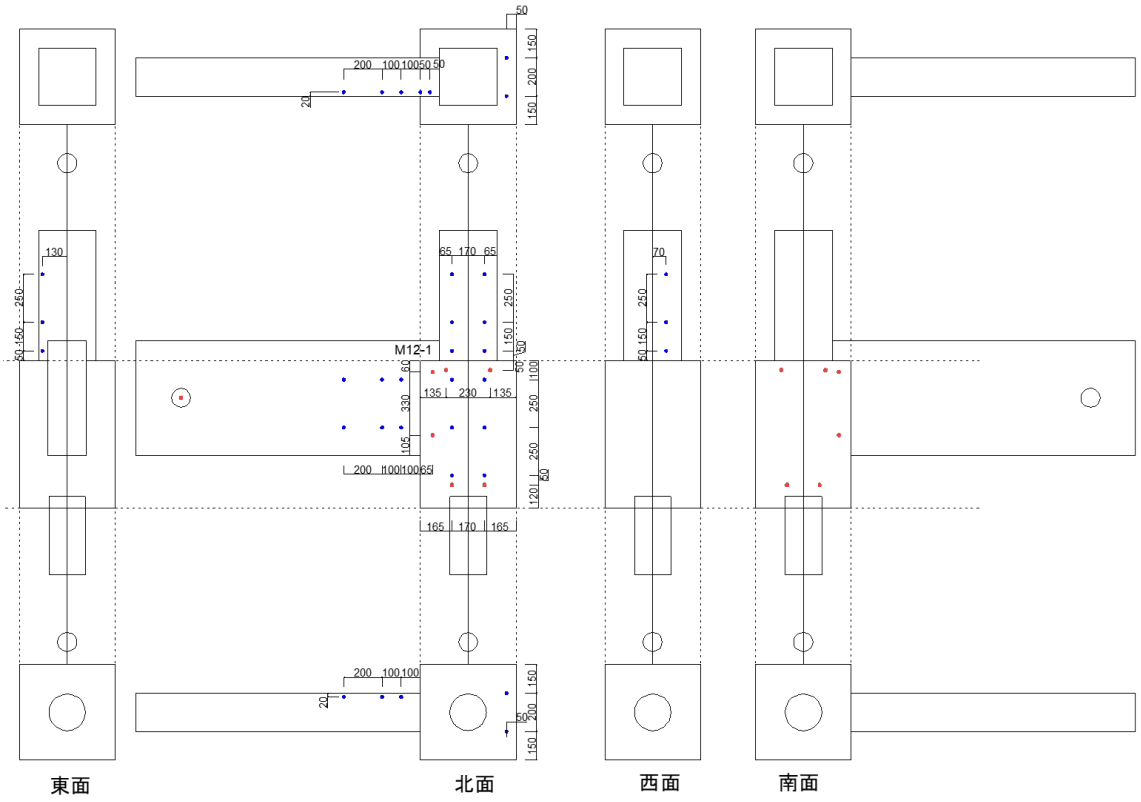


図 5.2.102 インサート図（AD シリーズ）

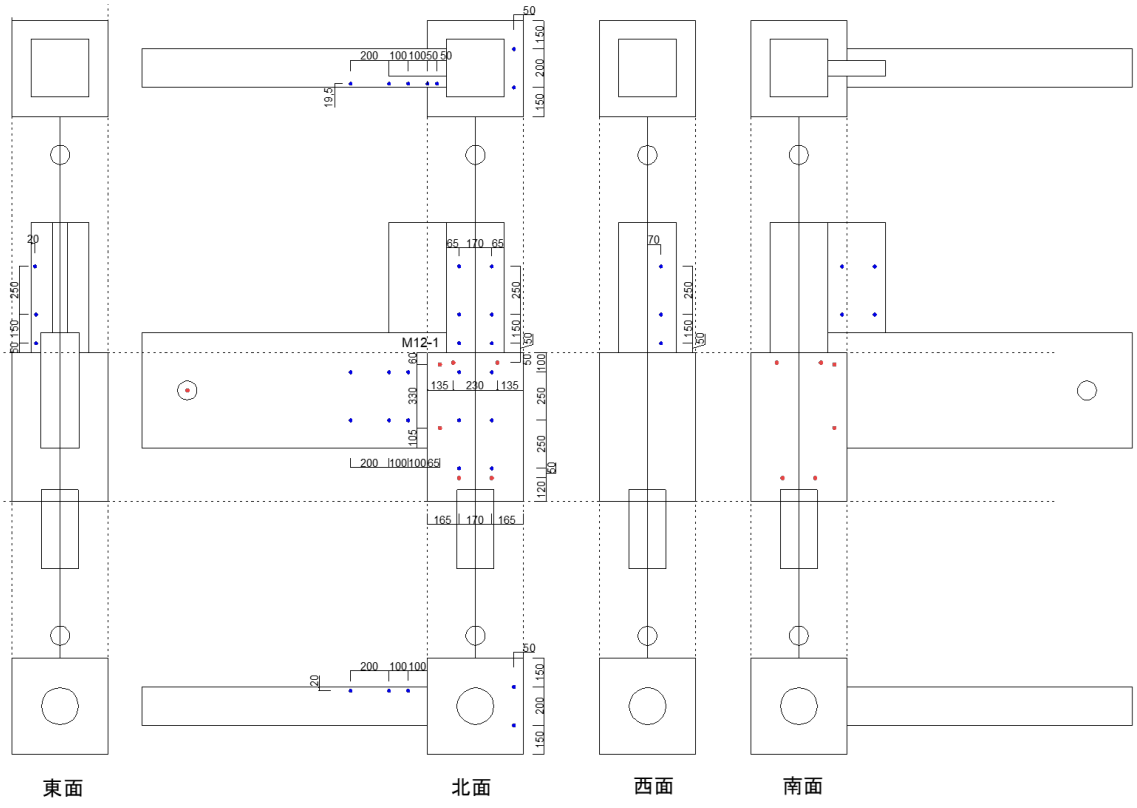


図 5.2.103 インサート図（B-1）

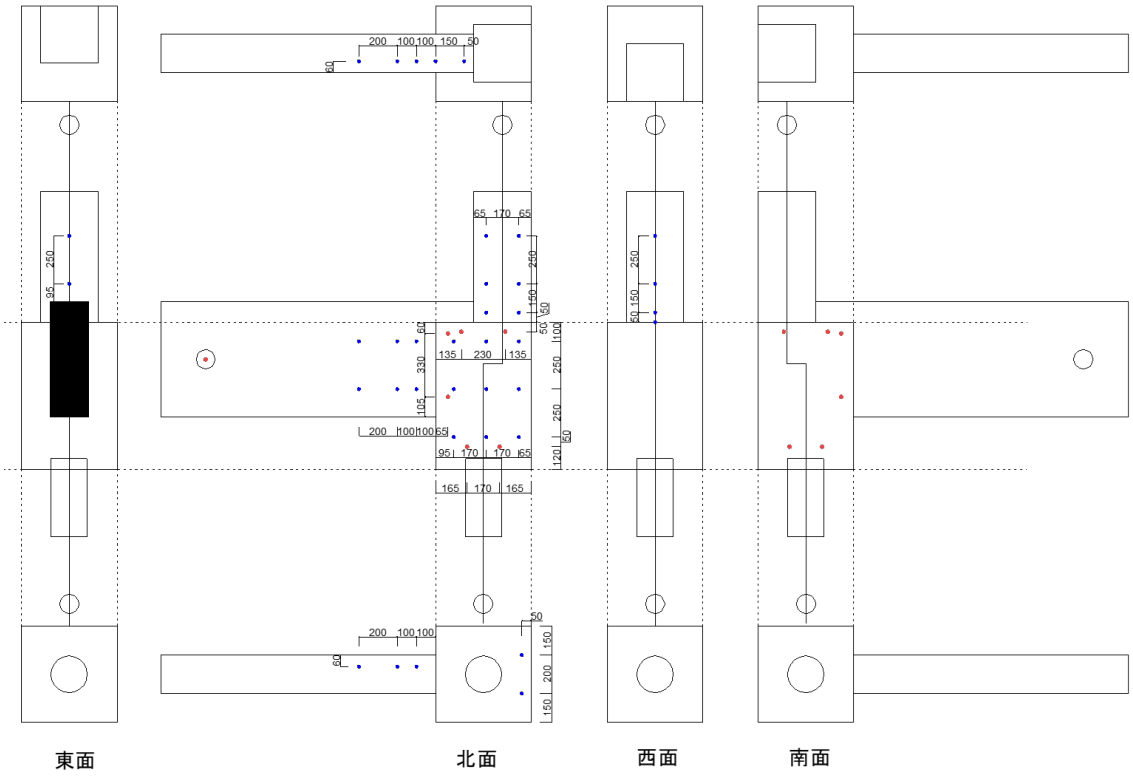


図 5.2.104 インサート図（C-1, C-2, C-3）

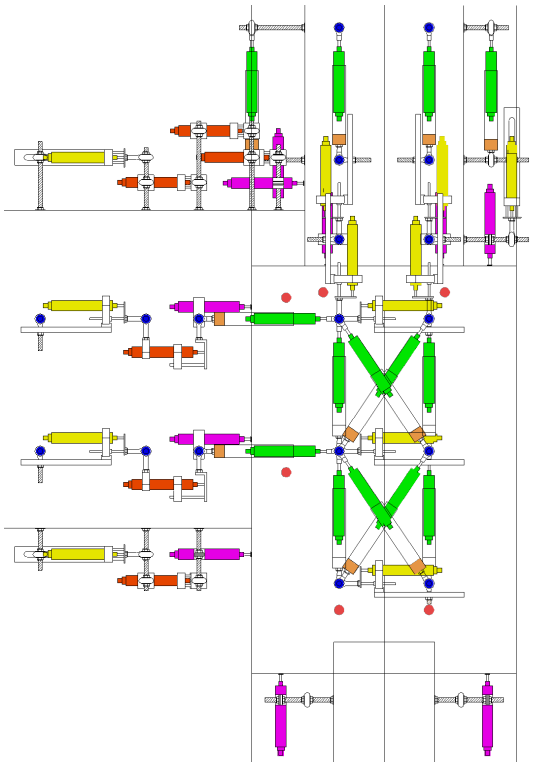


図 5.2.105 変位計配置図（ABD シリーズ）

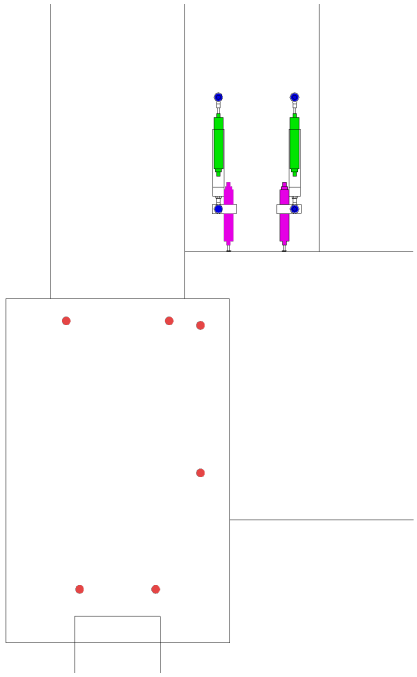


図 5.2.106 変位計配置図（B-1 のみ）

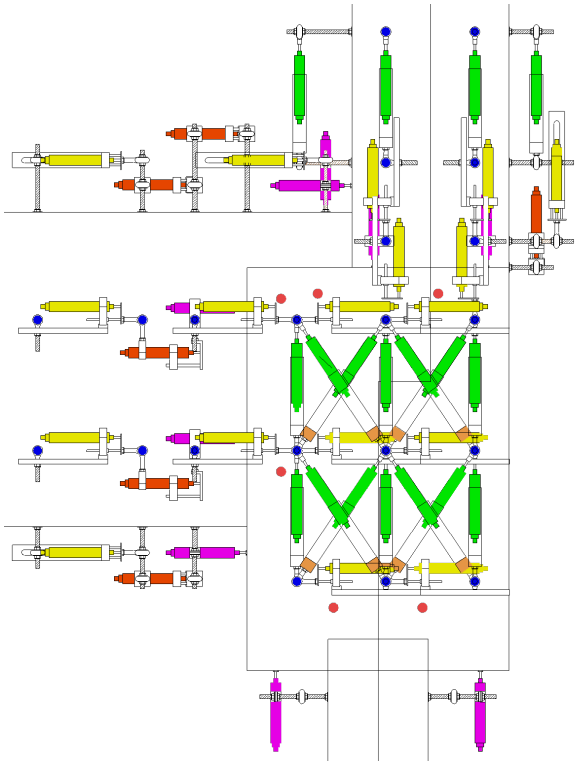


図 5.2.107 変位計配置図(C シリーズ)

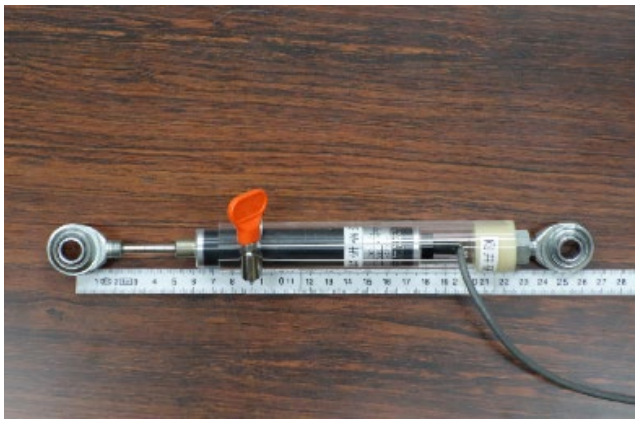


写真 5.2.10 アクリルパイプ

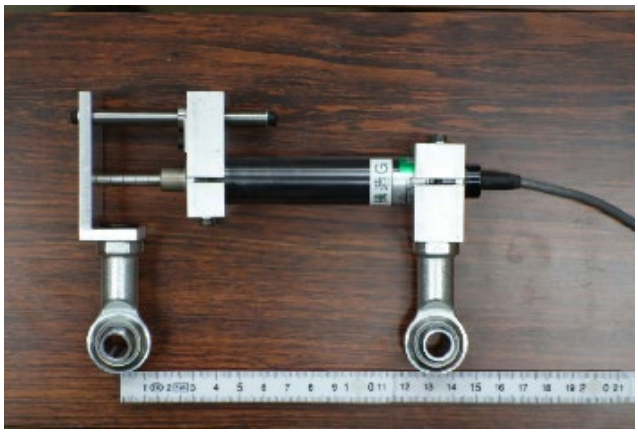


写真 5.2.11 短区間用治具 ver.1



写真 5.2.12 短区間用治具 ver.2

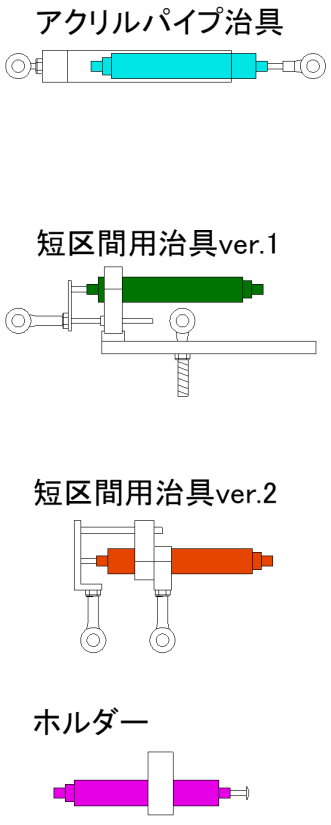


図 2.4.108 変位計取付治具

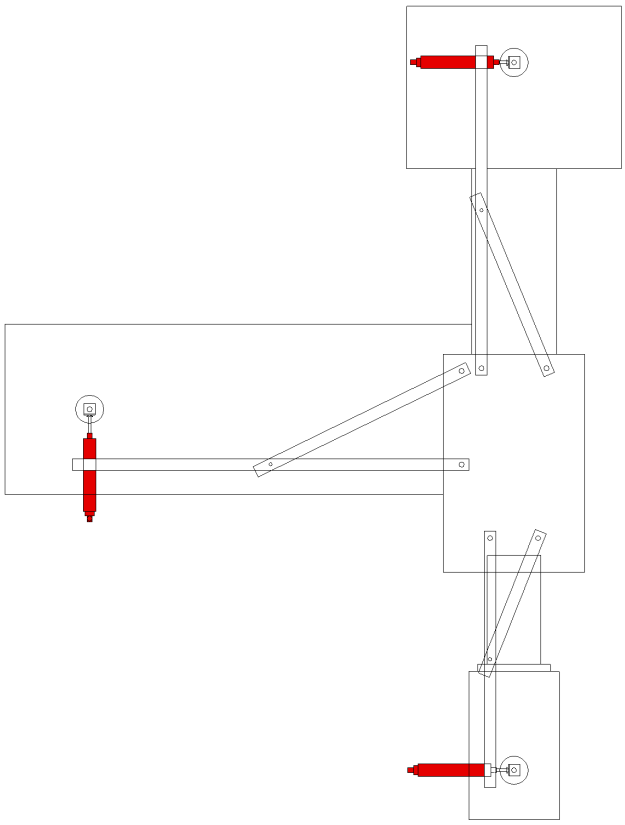


図 5.2.109 試験体治具図

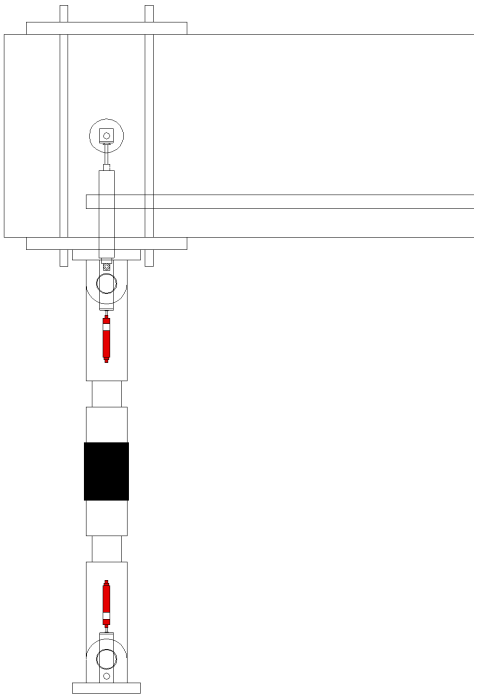


図 5.2.110 梁端変位計治具図面

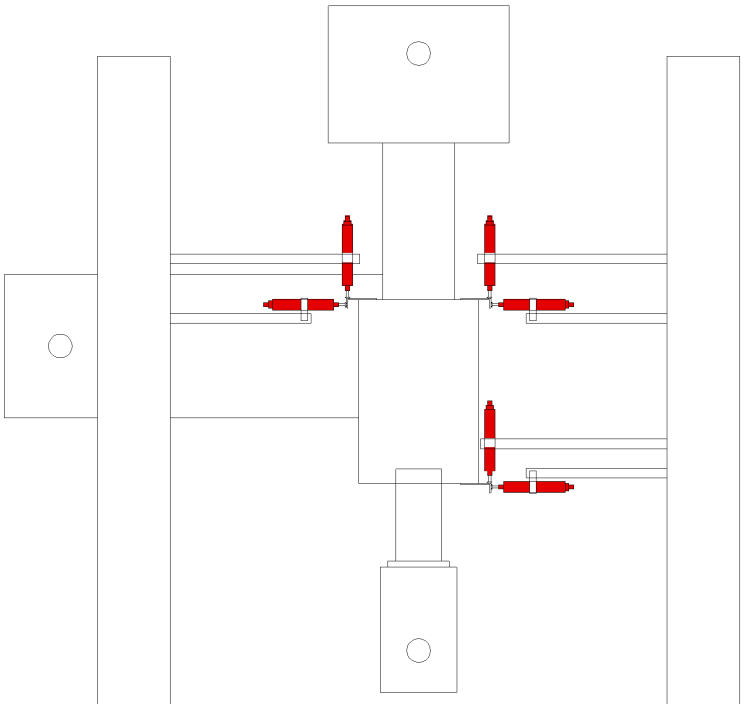


図 5.2.111 各部材絶対変位測定治具図面(A-1, A-4, A-5, A-6, A-7a, A-7b, C-1, D-1, D-2)

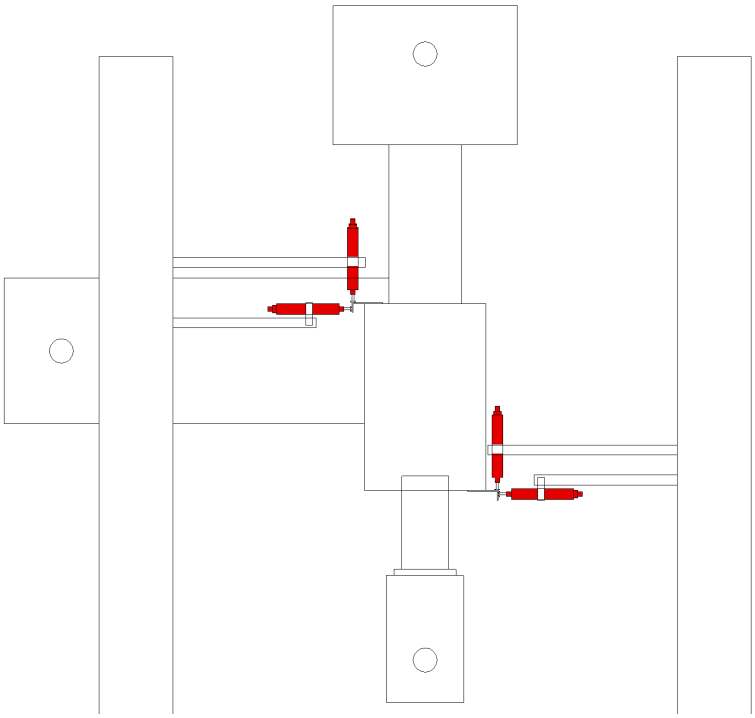


図 5.2.112 各部材絶対変位測定治具図面(A-2, A-3, B-1, C-2, C-3)

(3)　ひずみ量測定位置

図 5.2.113～図 5.2.133 に各部材およびひずみ測定位置を示す。ひずみは各位置に貼り付けたゲージ一枚の値を用いる。

(a)杭体ゲージ貼付位置

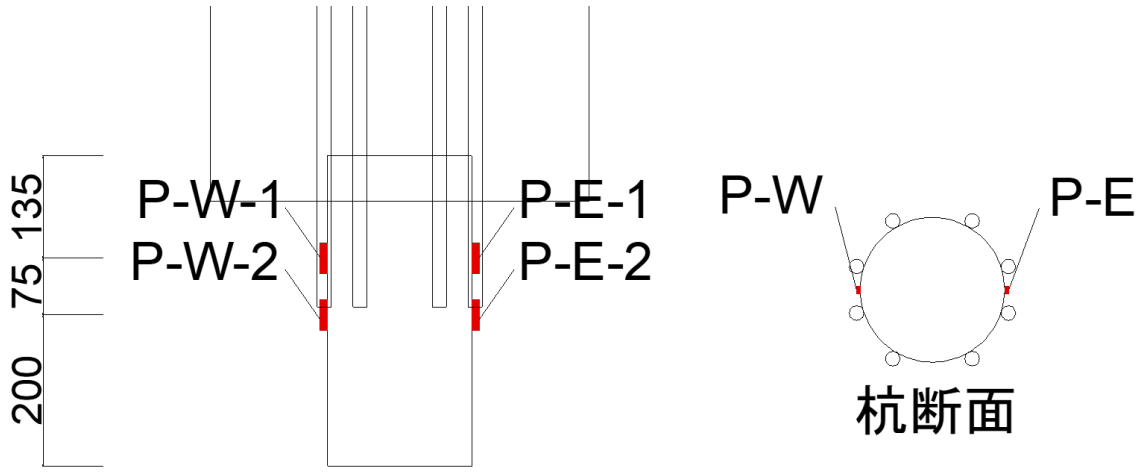


図 5.2.113 杭体ゲージ貼付位置（全試験体共通）

(b)杭頭定着筋（アンカー筋）ゲージ貼付位置

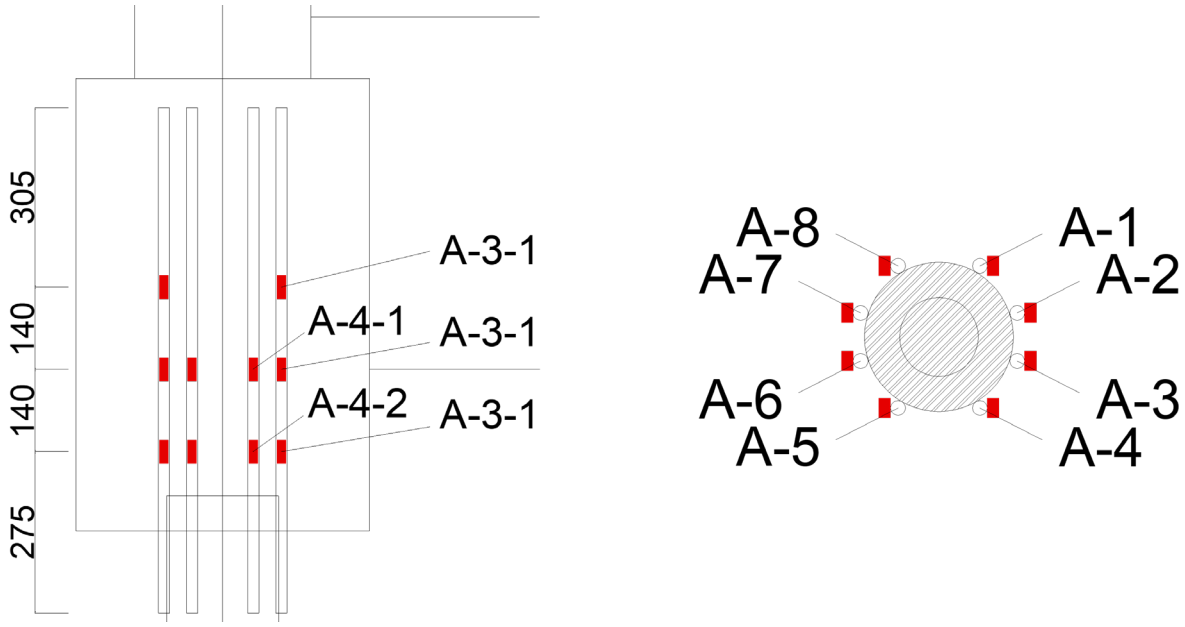


図 5.2.114 杭頭定着筋（アンカー筋）ゲージ貼付位置（A-1～A-6，BC シリーズ）

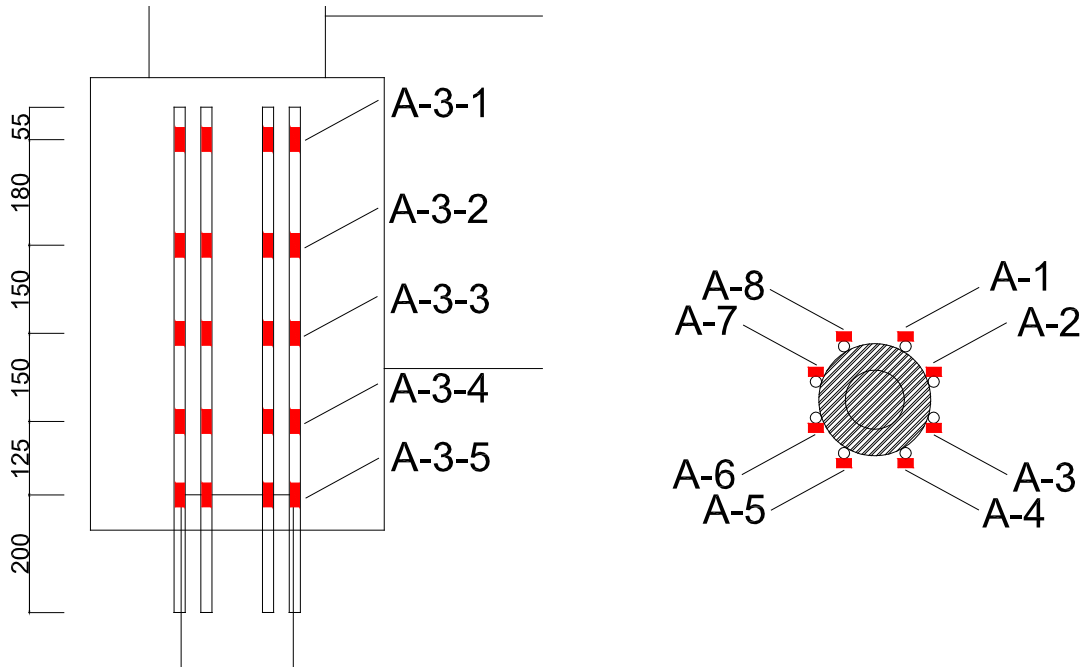


図 5.2.115 杭頭定着筋（アンカー筋）ゲージ貼付位置（A-7a, A-7b）

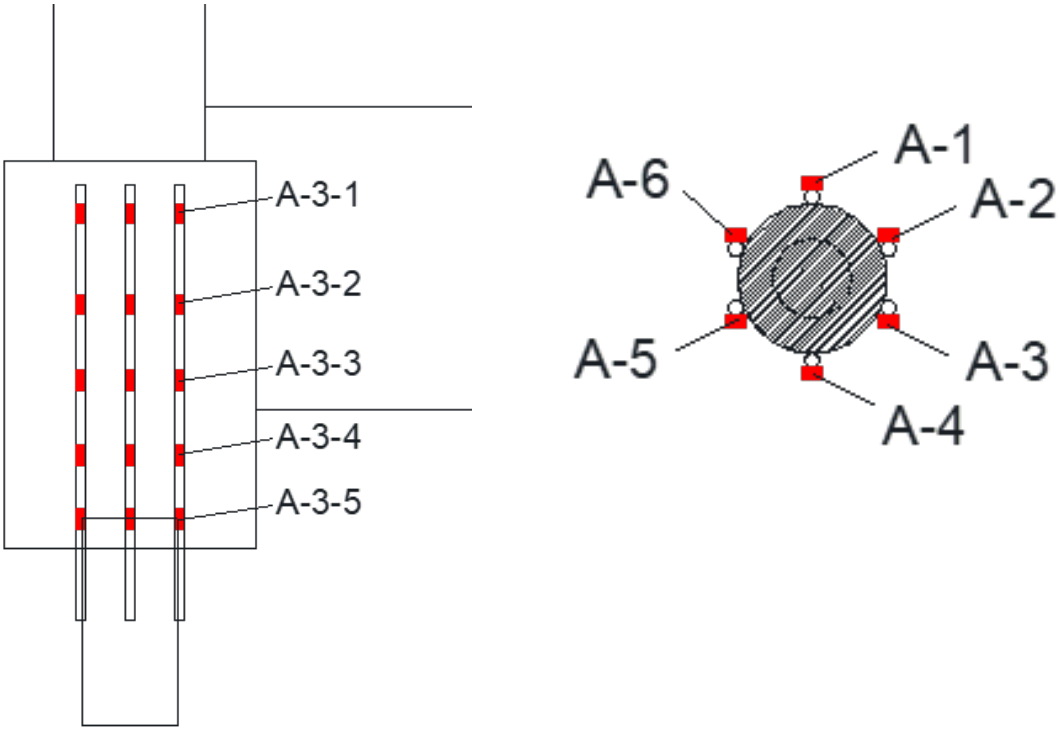


図 5.2.116 杭頭定着筋（アンカー筋）ゲージ貼付位置（D-1, D-2）

(c) 柱主筋ゲージ貼付位置

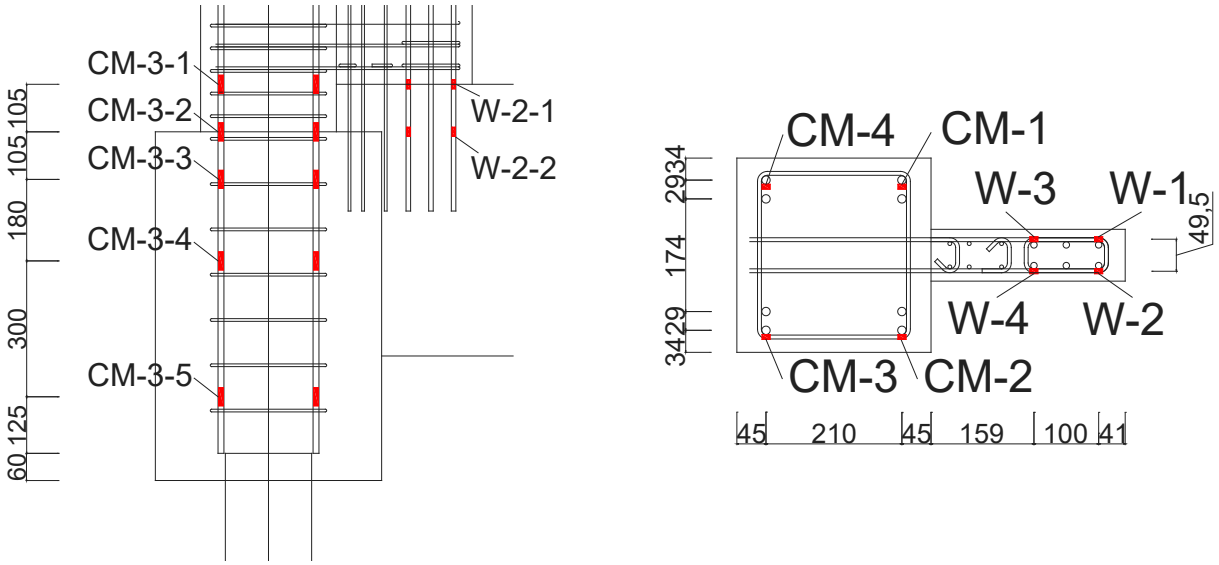


図 5.2.117 柱主筋ゲージ貼付位置（全試験体共通）

※W-1～4 は袖壁付試験体のみ

(d)柱補強筋ゲージ貼付位置

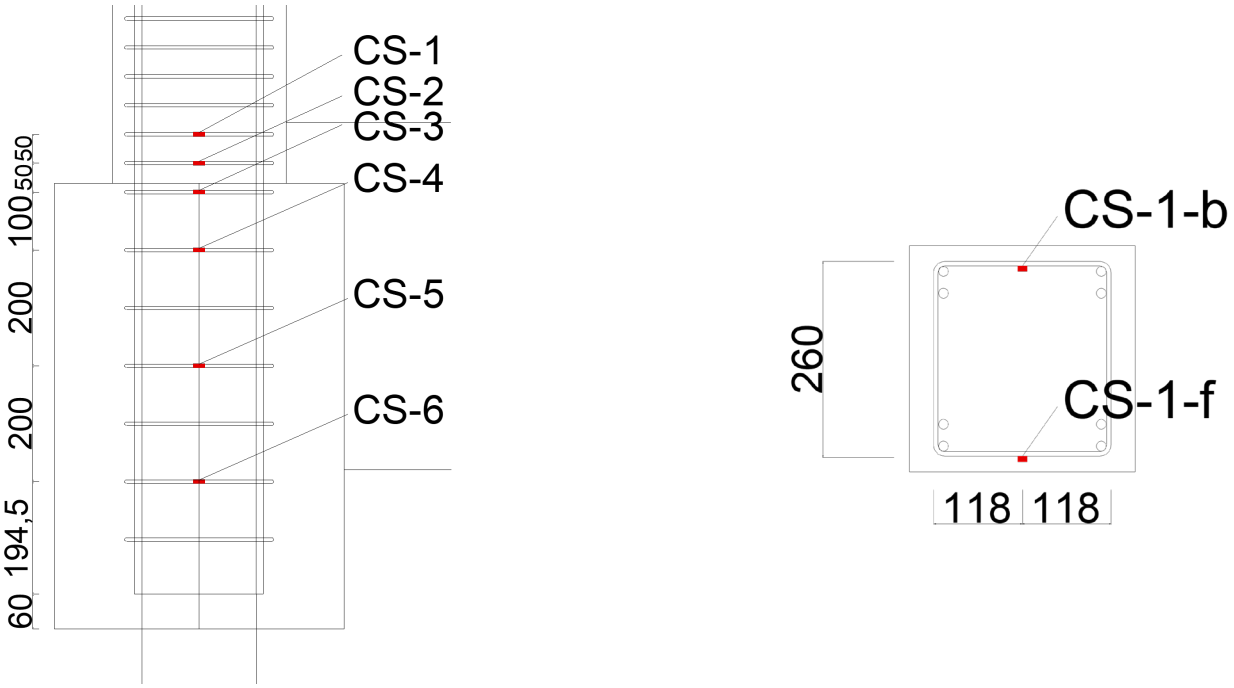


図 5.2.118 柱補強筋ゲージ貼付位置（A-1～A-6，BC シリーズ）

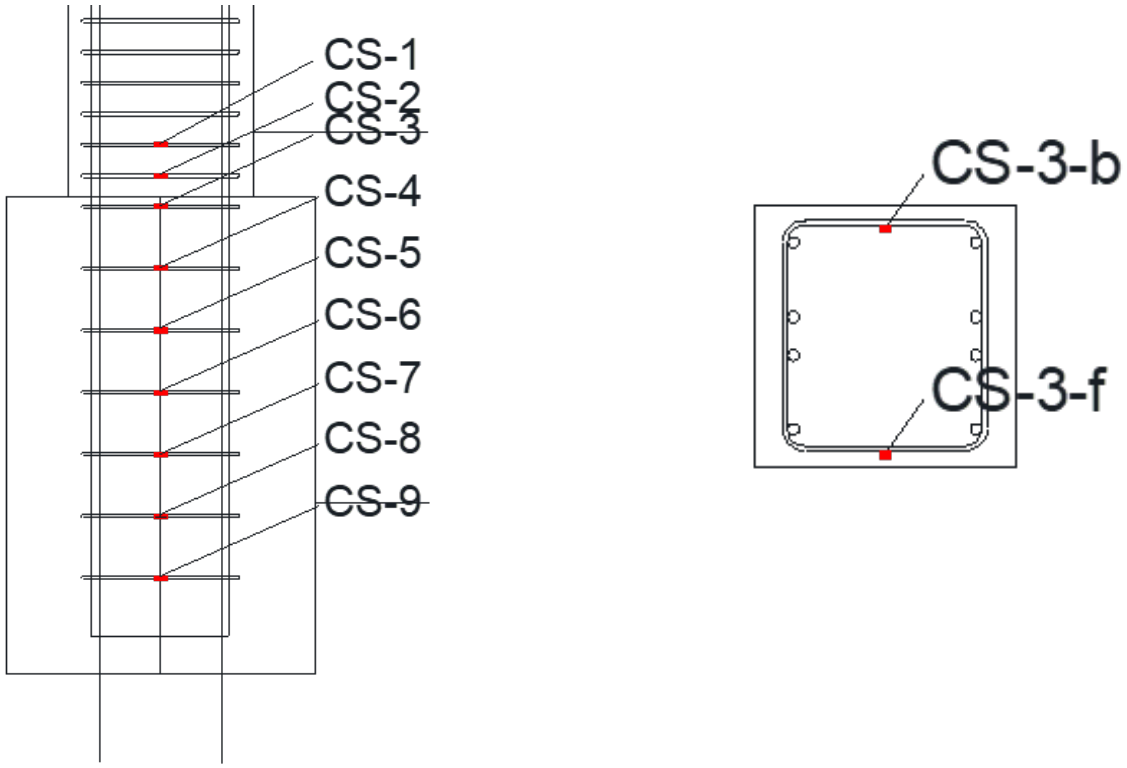


図 5.2.119 柱補強筋ゲージ貼付位置（A-7a, D-1, D-2）

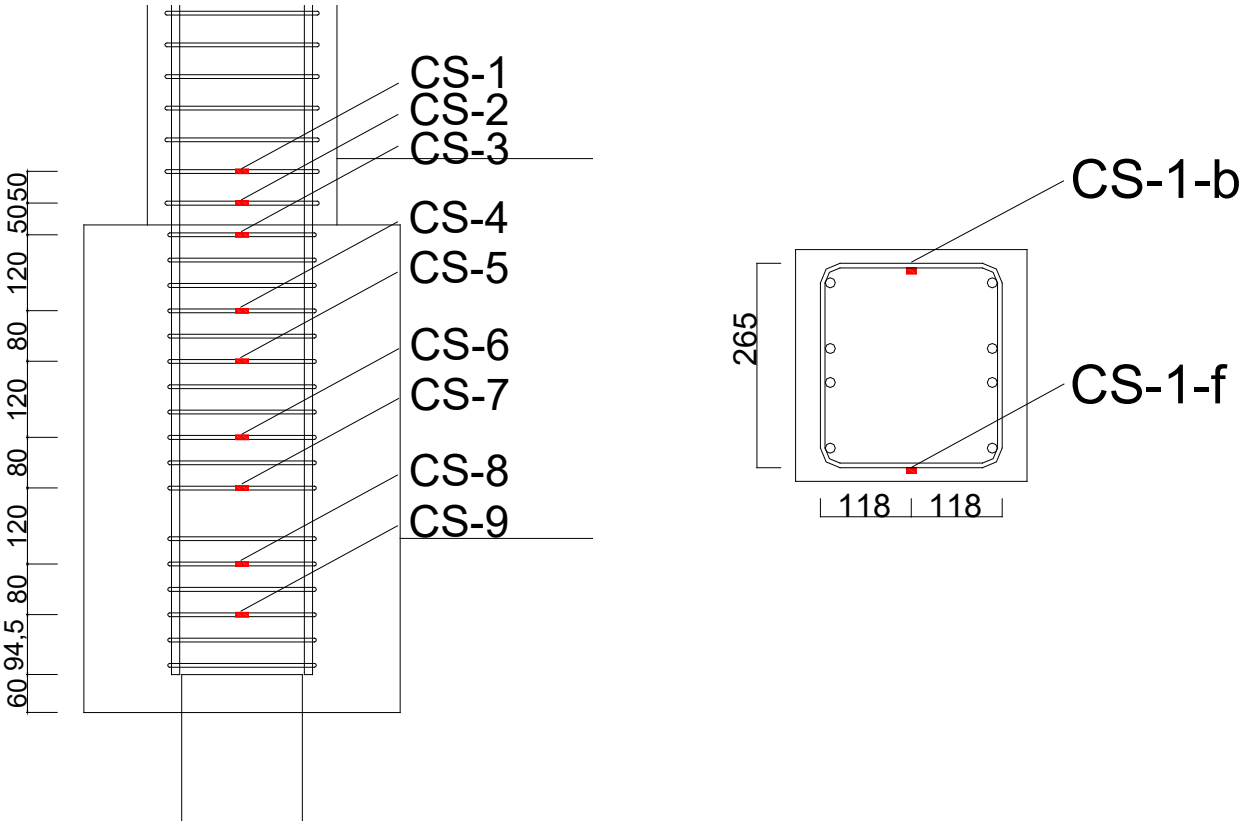


図 5.2.120 柱補強筋ゲージ貼付位置（A-7b）

(e) 基礎梁主筋ゲージ貼付位置

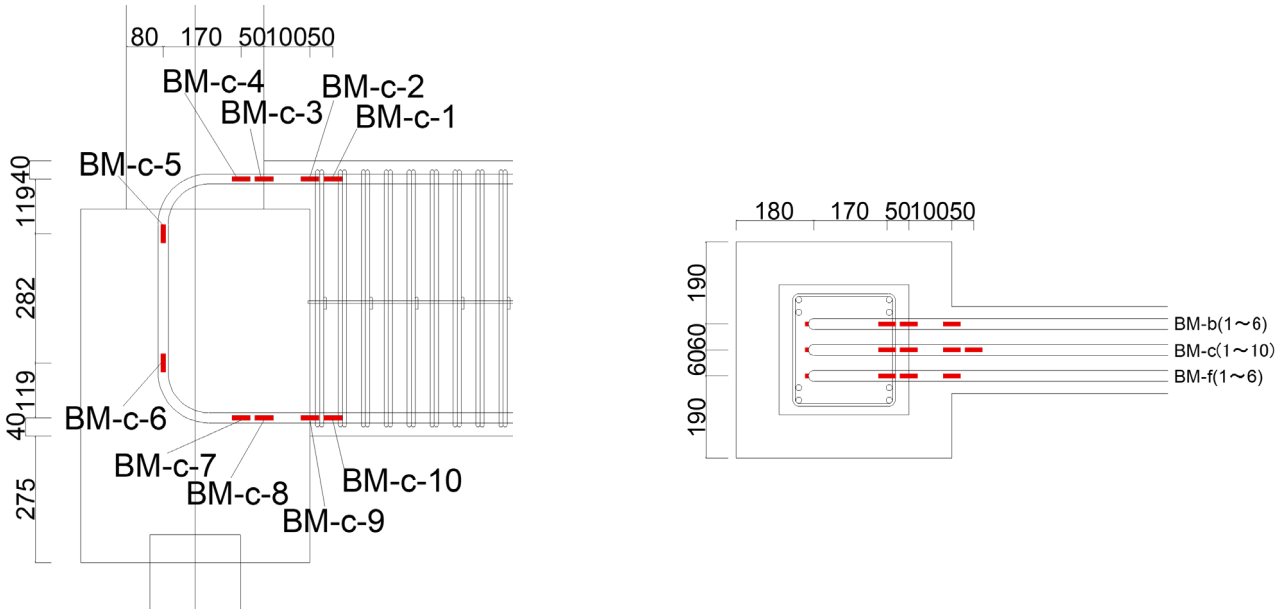


図 5.2.121 梁主筋ゲージ貼付位置（ABD シリーズ）

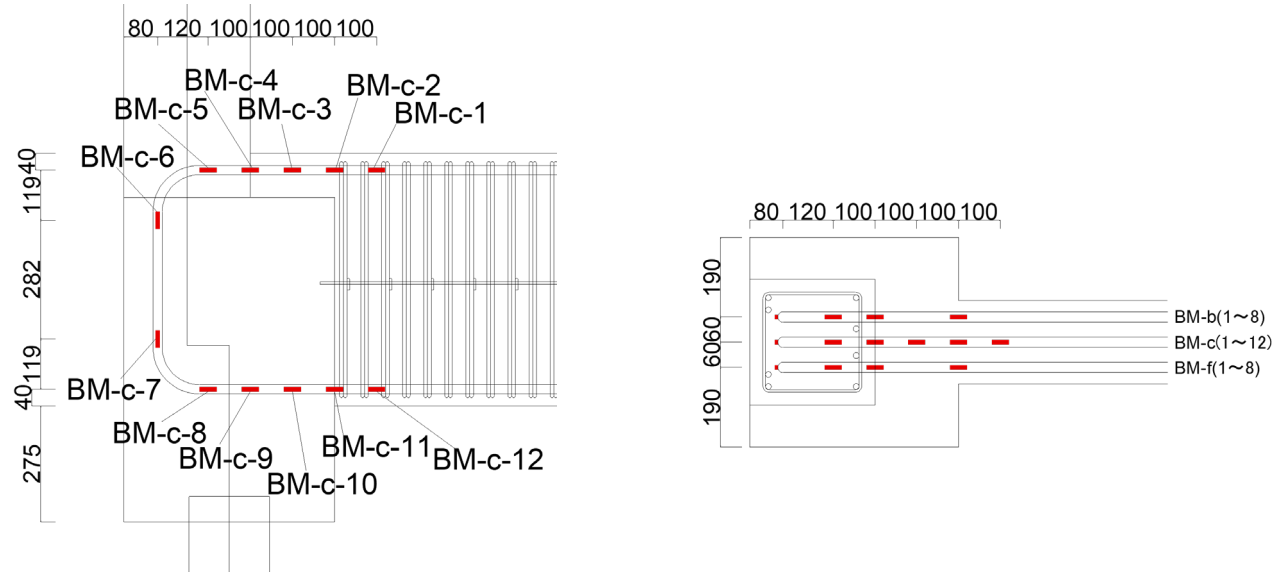


図 5.2.122 梁主筋ゲージ貼付位置（C シリーズ）

(f) 基礎梁補強筋ゲージ貼付位置

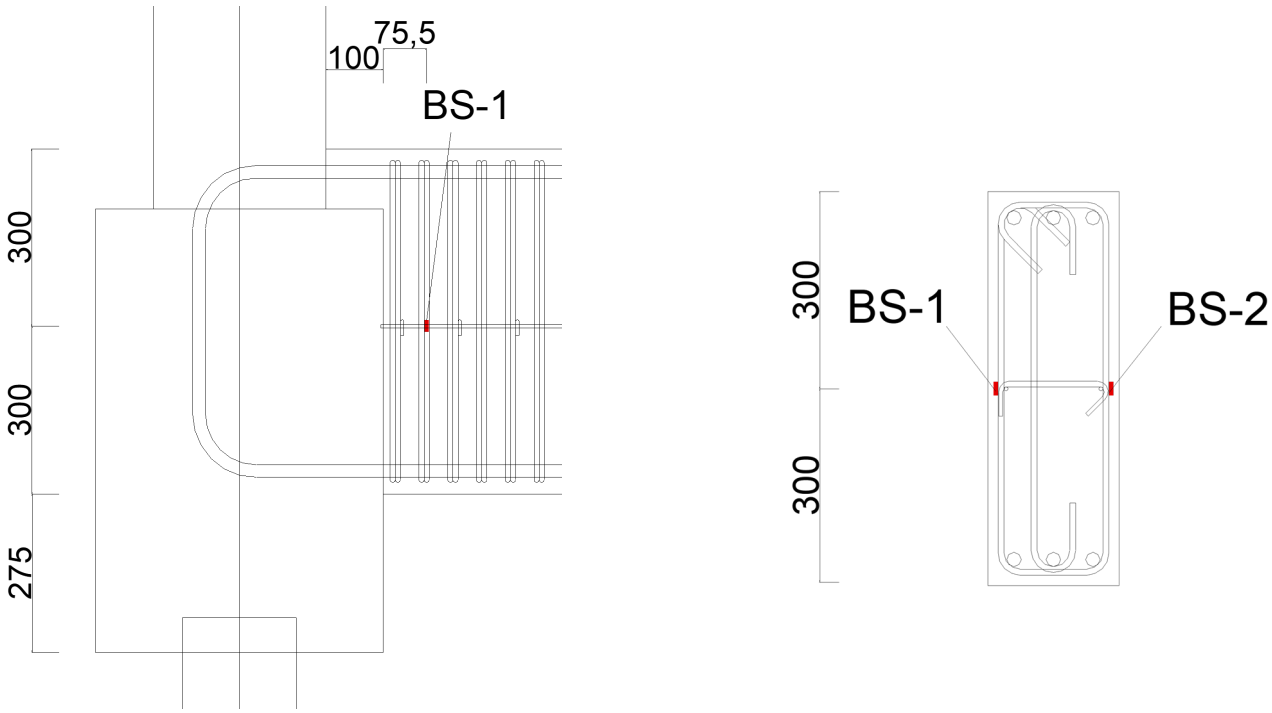


図 5.2.123 梁補強筋ゲージ貼付位置（全試験体共通）

(g)アンカー筋補強筋ゲージ貼付位置

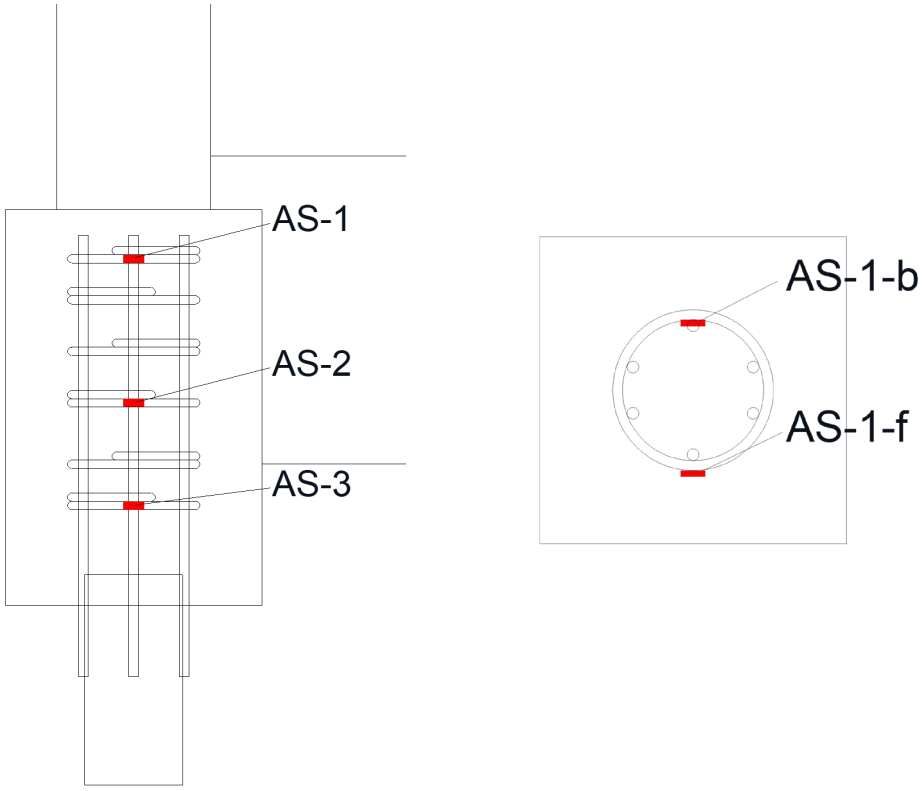


図 5.2.124 アンカー筋補強筋ゲージ貼付位置

(h)袴筋ゲージ貼付位置

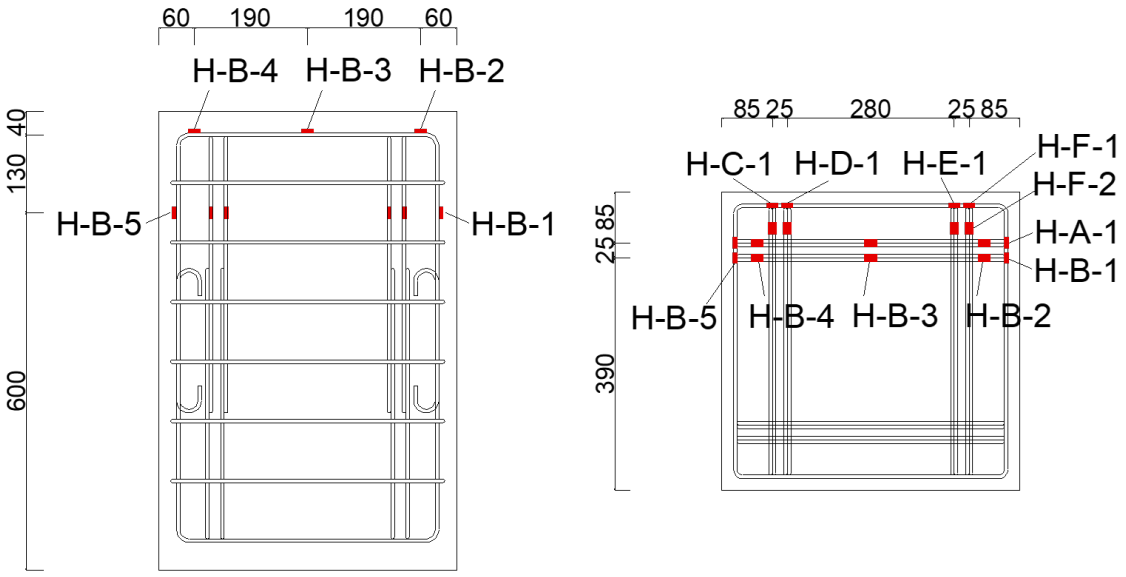


図 5.2.125 袴筋ゲージ貼付位置（A-1，B-1，C-1，C-3）

(i)ベース筋ゲージ貼付位置

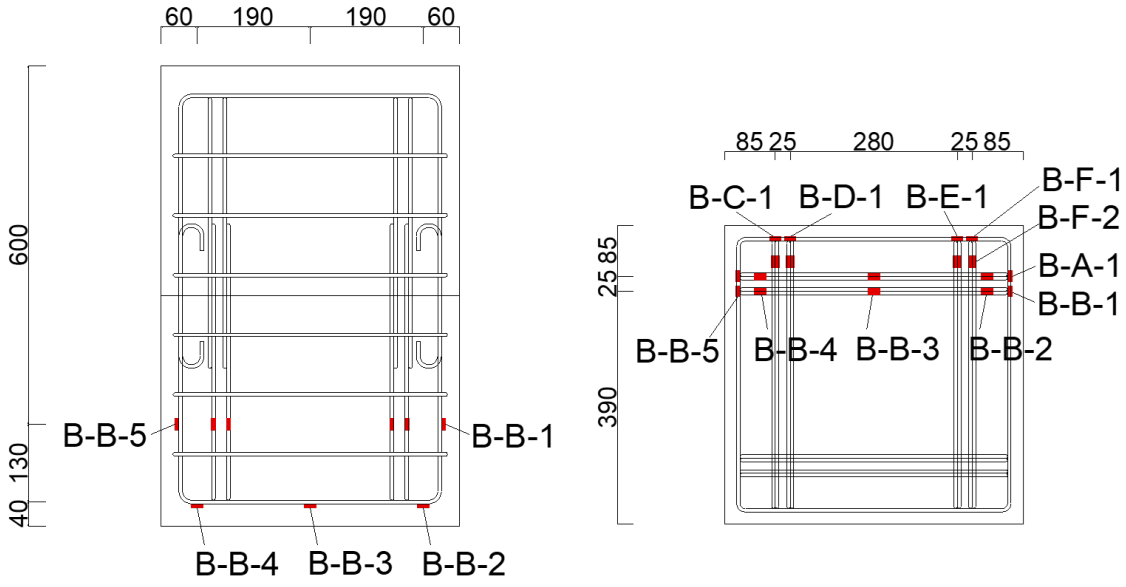


図 5.2.126 ベース筋ゲージ貼付位置（A-1，B-1，C-1，C-3）

(j)縦筋ゲージ貼付位置

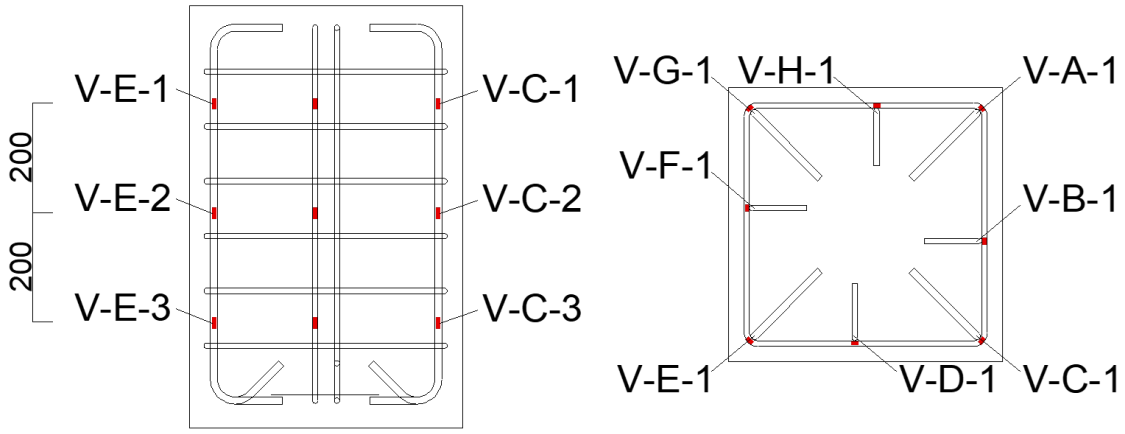


図 5.2.127 縦筋ゲージ貼付位置 (A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7a, A-7b, C-2, D-1, D-2)

(k)帯筋(腹筋)ゲージ貼付位置

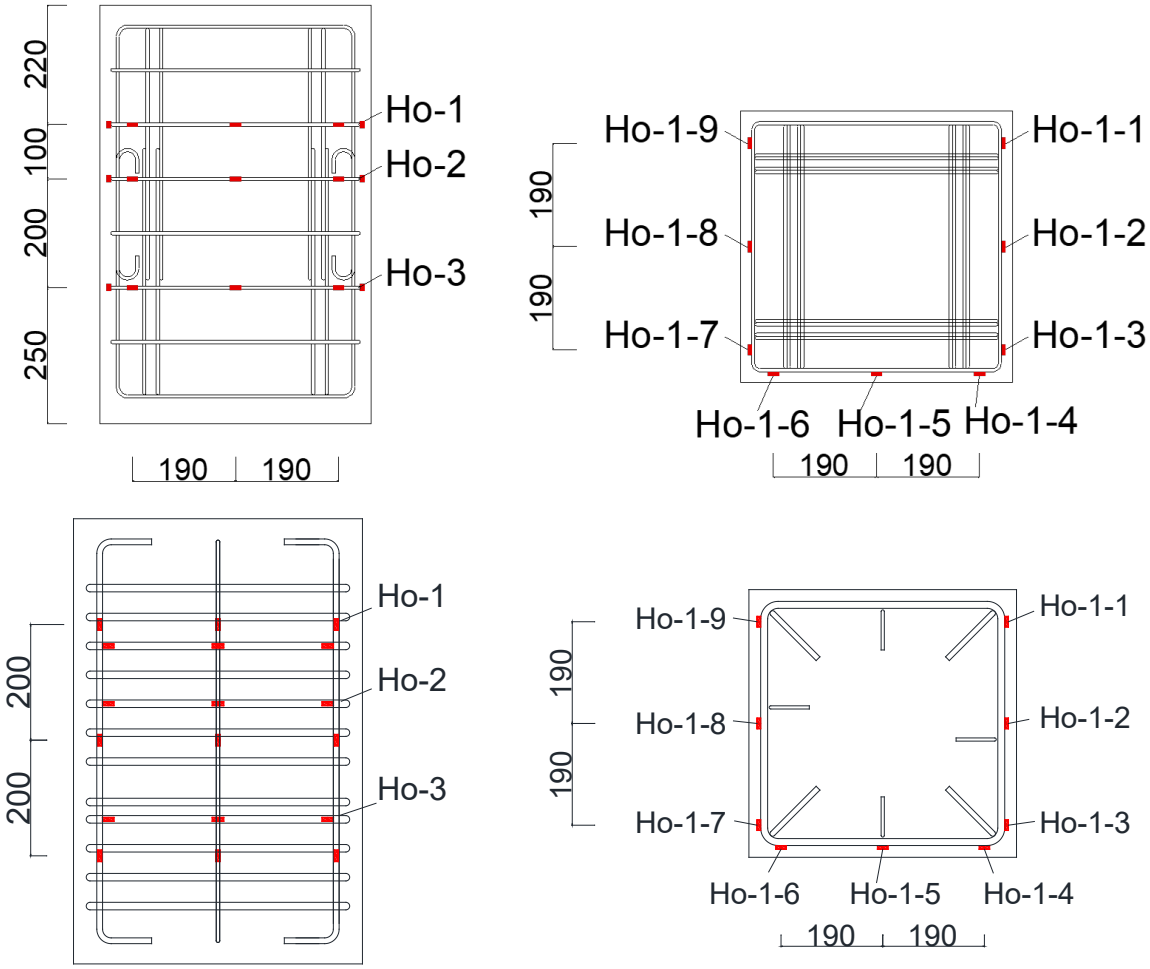


図 5.2.128 帯筋(腹筋)ゲージ貼付位置 (A-1～A-6, BC シリーズ)

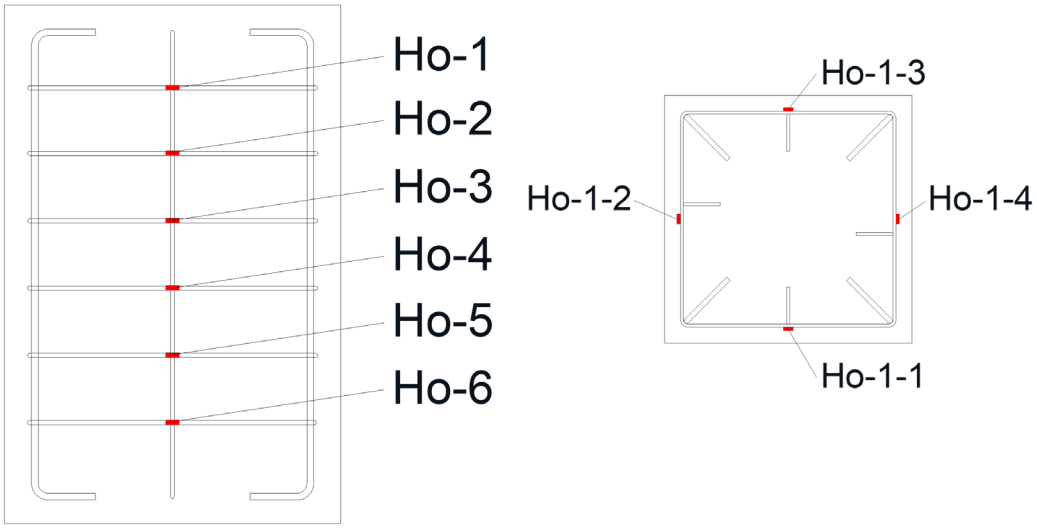


図 5.2.129 パイルキャップ補強筋ゲージ貼付位置（A-7b，D-1，D-2）

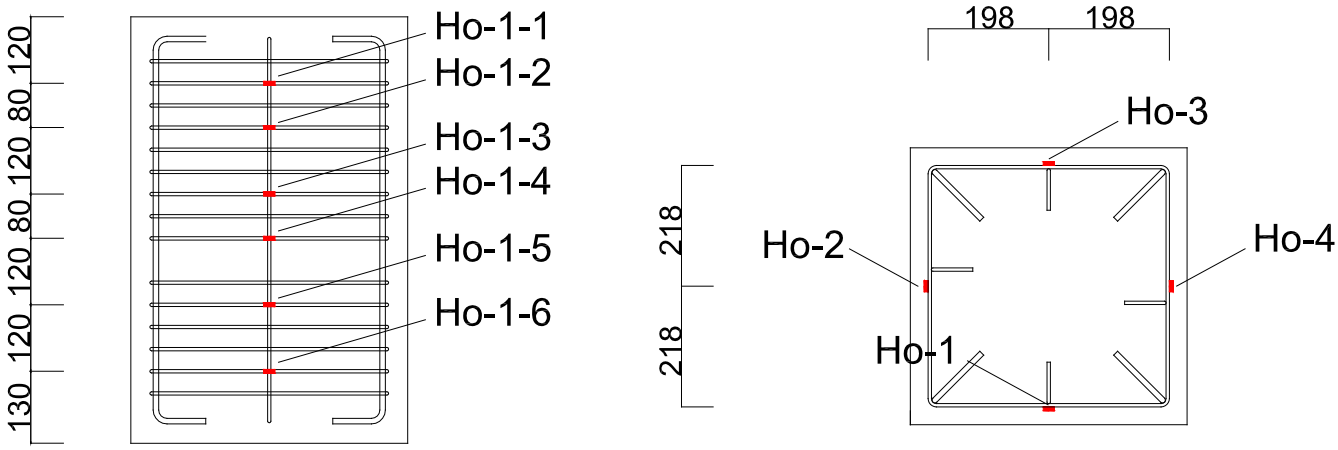


図 5.2.130 パイルキャップ補強筋ゲージ貼付位置（A-7a）

(1)中子筋ゲージ貼付位置

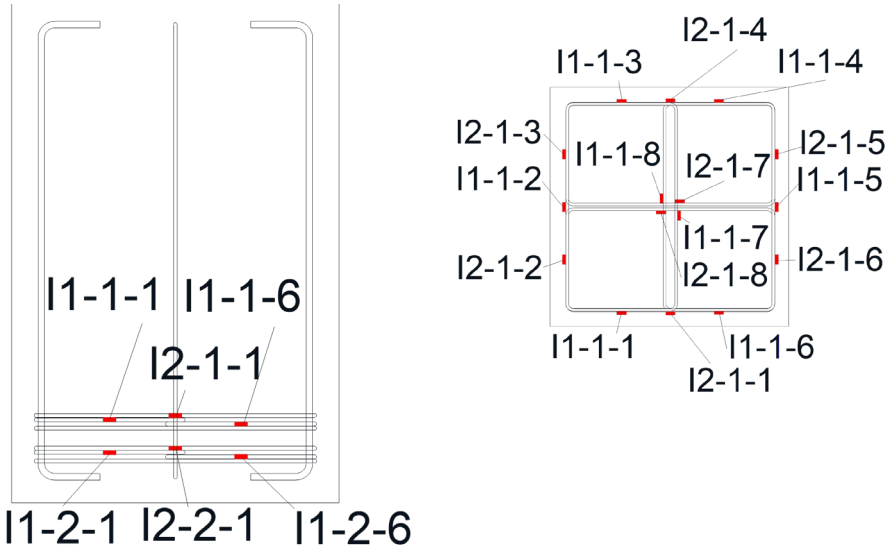


図 5.2.131 中子筋ゲージ貼付位置

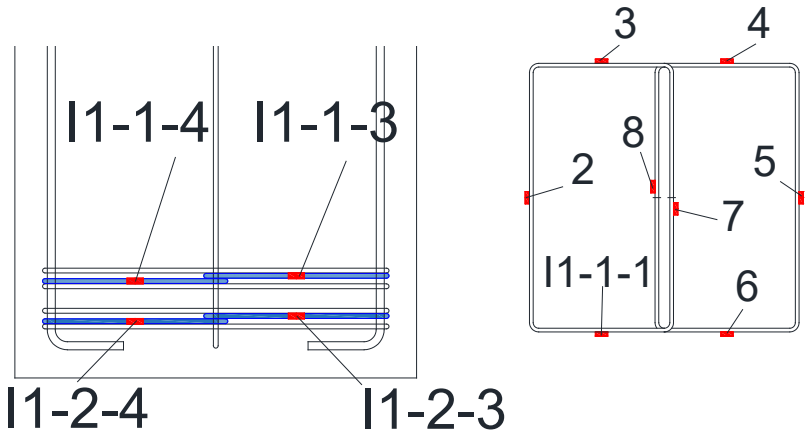


図 5.2.132 中子筋ゲージ貼付位置詳細　2 段目北面

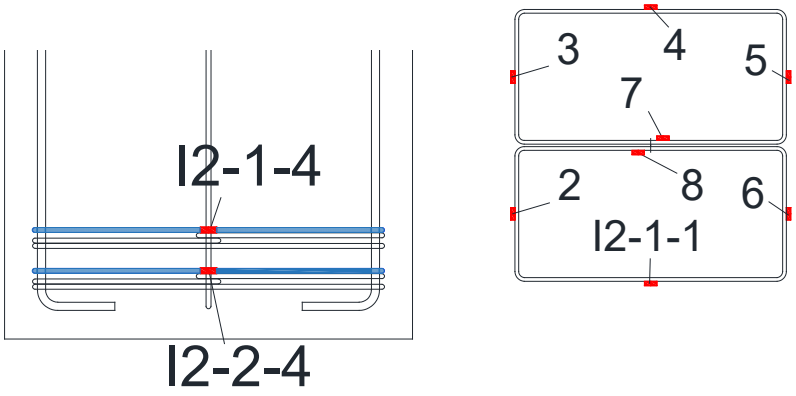


図 5.2.133 中子筋ゲージ貼付位置詳細　1 段目北面

5.3 実験結果

5.3.1 実験結果一覧 Q-R 関係

表 5.3.1～表 5.3.6 に正載荷，負載荷時におけるピーク荷重および各ピーク時における層間変形角を**表 5.3.7～20** に諸現象が発生した際の荷重を示す。試験体は全て正載荷から行い，Q は層せん断力，R は層間変形角を示す。

表 5.3.1 ピーク荷重及び層間変形角(正載荷時)1

Cycle	A-1		A-2		A-3		B-1		C-1		C-2	
	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
+1	35.9	0.125	21.1	0.084	21.2	0.083	31.1	0.127	29.4	0.126	23.9	0.128
+2	53.0	0.25	38.0	0.17	37.4	0.17	53.1	0.25	47.8	0.25	41.8	0.26
+3	79.9	0.50	63.4	0.34	59.7	0.34	82.4	0.51	71.8	0.50	71.1	0.50
+4	81.2	0.50	62.7	0.34	57.9	0.34	83.2	0.52	71.2	0.50	67.0	0.51
+5	106.2	1.00	89.8	0.67	84.5	0.67	117.8	1.00	93.3	1.00	97.1	1.00
+6	98.5	1.01	79.4	0.67	76.6	0.68	106.3	1.01	88.8	1.00	93.7	1.05
+7	112.9	2.01	112.7	1.34	108.8	1.34	137.0	2.00	53.5	2.00	106.1	2.01
+8	92.9	2.01	94.5	1.34	89.4	1.34	104.4	2.03	-77.3	2.09	99.4	2.01
+9	96.4	3.00	97.3	2.00	96.4	2.00	76.6	3.00			85.4	3.00
+10	71.4	3.00	78.5	2.01	81.5	2.03	53.5	3.01			67.6	3.01

表 5.3.2 ピーク荷重及び層間変形角(負載荷時)1

Cycle	A-1		A-2		A-3		B-1		C-1		C-2	
	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
-1	-16.4	-0.127	-21.7	-0.087	-18.0	-0.088	-34.2	-0.149	-21.7	-0.126	-22.2	-0.128
-2	-40.2	-0.25	-36.3	-0.17	-33.8	-0.17	-55.1	-0.25	-43.5	-0.25	-39.7	-0.25
-3	-70.6	-0.50	-59.8	-0.34	-58.2	-0.34	-88.8	-0.50	-75.3	-0.50	-72.1	-0.50
-4	-69.9	-0.50	-57.9	-0.33	-58.3	-0.33	-90.9	-0.51	-75.2	-0.50	-70.6	-0.50
-5	-100.6	-1.00	-91.5	-0.67	-92.1	-0.67	-133.5	-1.01	-114.7	-1.00	-110.6	-1.00
-6	-94.2	-1.01	-84.9	-0.67	-93.7	-0.68	-127.6	-1.01	-107.6	-1.00	-104.8	-1.00
-7	-97.9	-2.00	-103.3	-1.34	-104.1	-1.34	-137.4	-2.01	-120.0	-2.00	-127.6	-2.00
-8	-87.8	-2.00	-80.9	-1.35	-94.1	-1.34	-109.3	-2.00			-118.4	-2.01
-9	-75.9	-3.01	-85.3	-2.01	-89.2	-2.01	-72.7	-3.01			-85.9	-3.00
-10	-59.7	-3.00	-73.8	-2.01	-81.7	-2.01	-56.4	-3.01			-69.1	-3.01

表 5.3.3 ピーク荷重及び層間変形角(正載荷時)2

Cycle	A-4		A-5		A-6		C-3	
	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
+1	35.2	0.127	25.0	0.124	30.2	0.124	39.9	0.116
+2	52.7	0.25	39.7	0.25	48.7	0.25	55.1	0.25
+3	77.9	0.52	54.7	0.50	79.1	0.50	71.8	0.47
+4	74.5	0.51	51.8	0.50	78.2	0.50	73.2	0.49
+5	102.0	1.01	74.5	1.00	113.0	1.00	95.7	1.00
+6	91.4	1.01	68.5	1.00	106.7	1.00	96.9	1.00
+7	94.8	2.01	83.8	2.00	146.7	2.00	113.4	1.91
+8	71.8	2.01	60.8	2.01	129.7	2.00	107.3	1.97
+9	69.9	3.01	45.9	3.01	134.4	3.00	60.4	2.95
+10	53.8	3.00	38.7	3.06	123.5	3.01		
+11	44.1	4.03	30.8	4.03	88.8	4.00		
+12					47.8	4.01		

表 5.3.4 ピーク荷重及び層間変形角(負載荷時)2

Cycle	A-4		A-5		A-6		C-3	
	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
-1	-28.5	-0.125	-23.9	-0.127	-26.4	-0.125	8.5	-0.136
-2	-47.5	-0.25	-44.2	-0.26	-46.1	-0.25	-8.6	-0.25
-3	-70.0	-0.51	-70.0	-0.50	-73.8	-0.50	-36.6	-0.50
-4	-64.8	-0.51	-70.3	-0.51	-70.0	-0.50	-35.5	-0.51
-5	-88.8	-1.01	-98.7	-1.01	-103.9	-1.00	-64.8	-0.99
-6	-80.8	-1.01	-94.1	-1.01	-98.7	-1.00	-67.7	-1.00
-7	-76.8	-2.01	-88.5	-2.00	-127.9	-2.00	-85.9	-1.99
-8	-61.7	-2.01	-78.1	-2.03	-117.3	-2.00	-80.3	-2.02
-9	-61.7	-3.02	-74.1	-3.01	-124.8	-3.00	-3.9	-1.49
-10	-54.2	-3.03	-64.7	-3.01	-117.6	-3.02		
-11	-43.8	-4.01	-60.6	-4.01	-108.8	-4.00		
-12					-71.2	-4.01		

表 5.3.5　ピーク荷重及び層間変形角(正載荷時)3

Cycle	A-7a		A-7b		D-1		D-2	
	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
+1	20.0	0.13	19.7	0.13	17.0	0.12	20.0	0.13
+2	36.2	0.25	35.4	0.25	32.4	0.25	41.6	0.25
+3	57.6	0.50	56.1	0.50	54.1	0.51	61.0	0.50
+4	55.0	0.51	54.2	0.51	49.2	0.50	59.7	0.51
+5	79.1	1.00	76.8	1.01	74.6	1.01	86.3	1.00
+6	71.1	1.00	67.2	1.00	68.0	1.00	79.8	1.00
+7	89.4	2.01	80.4	2.00	95.6	2.01	107.4	2.01
+8	66.8	2.01	57.2	2.00	77.9	2.00	87.8	2.01
+9	73.7	3.00	58.5	3.01	78.5	3.00	86.3	3.01
+10	53.2	3.00	40.6	3.00	47.6	3.00	52.7	3.00

表 5.3.6　ピーク荷重及び層間変形角(負載荷時)3

Cycle	A-7a		A-7b		D-1		D-2	
	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
-1	-22.7	-0.12	-28.9	-0.13	-26.4	-0.13	-22.0	-0.13
-2	-42.7	-0.25	-48.0	-0.25	-47.3	-0.25	-44.5	-0.25
-3	-72.4	-0.50	-76.5	-0.50	-78.7	-0.50	-74.3	-0.51
-4	-70.4	-0.50	-75.1	-0.52	-76.2	-0.50	-72.0	-0.51
-5	-98.3	-1.02	-99.5	-1.01	-107.1	-1.00	-99.9	-1.00
-6	-91.4	-1.00	-93.1	-1.02	-101.9	-1.00	-94.6	-1.00
-7	-105.6	-2.01	-100.1	-2.02	-124.3	-2.01	-115.7	-2.01
-8	-92.6	-2.01	-85.1	-2.00	-108.1	-2.01	-101.0	-2.01
-9	-91.2	-3.00	-81.1	-3.01	-102.3	-3.00	-98.0	-3.01
-10	-77.1	-3.01	-64.2	-3.00	-76.5	-3.01	-66.2	-3.06

表 5.3.7　諸現象発生荷重(試験体 A-1)

A-1	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	577(正)	+5(+1.0%)	106.2	1.001	
		422(負)	-3(-0.5%)	-70.6	-0.502	
	曲げせん断ひび割れ発生	なし				
	主筋降伏時	※負載荷時に降伏				CM-3-2(圧縮)
		789(負)	-7(-2.0%)	-93.9	-1.299	CM-2-2
	補強筋降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	574(正)	+5(+1.0%)	104.7	0.903	CS-5-b
		※正載荷時に降伏				CS-5-b
基礎梁	曲げひび割れ発生	59(正)	+1(+0.125%)	35.9	0.125	
		194(負)	-1(-0.125%)	-16.4	-0.127	
	曲げせん断ひび割れ発生	256(正)	+2(+0.25%)	53.0	0.251	
		308(負)	-2(-0.25%)	-40.2	-0.253	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	369(正)	+3(+0.50%)	79.9	0.500	
		422(負)	-3(-0.5%)	-70.6	-0.502	
	底面ひび割れ発生	577(正)	+5(+1.0%)	106.2	1.001	
		526(負)	-4(-0.50%)	-69.9	-0.502	
	上面ひび割れ発生	1057(正)	+10(+3.0%)	71.4	3.002	
		620(負)	-5(-1.0%)	-100.6	-1.003	
	側面(西側)	755(正)	+7(+2.0%)	112.9	2.009	
		708(負)	-6(-1.0%)	-94.2	-1.006	
	側面(東側、基礎梁側)	369(正)	+3(+0.50%)	79.9	0.500	
		796(負)	-7(-2.0%)	-97.9	-2.002	
	袴筋降伏時	752(正)	+7(+2.0%)	114.4	1.810	H-A-3,H-E-1
		※正載荷時に降伏				H-A-3
	ベース筋降伏時	745(正)	+7(+2.0%)	109.6	1.304	B-B-1
		※正載荷時に降伏				B-B-1
	帯筋降伏時	752(正)	+7(+2.0%)	114.4	1.81	Ho-1-5
		※正載荷時に降伏				Ho-1-5
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.8　諸現象発生荷重(試験体 A-2)

A-2	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	385(正)	+5(+0.67%)	89.8	0.669	
		540(負)	-6(-0.67%)	-84.9	-0.668	
	曲げせん断ひび割れ発生	なし				
	主筋降伏時	792(正)	+9(+2.0%)	94.4	1.52	CM-1-1(圧縮)
		645(負)	-7(-1.33%)	-103.0	-1.288	CM-1-2
	補強筋降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	574(負)	-7(-1.33%)	-87.9	-0.707	CS-5-f
		※正載荷時に降伏				CS-5-f
基礎梁	曲げひび割れ発生	105(正)	+2(+0.167%)	38.0	0.171	
		61(負)	-1(-0.083%)	-21.7	-0.087	
	曲げせん断ひび割れ発生	203(正)	+3(+0.33%)	63.4	0.338	
		253(負)	-3(-0.33%)	-59.8	-0.341	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	385(正)	+5(+0.67%)	89.8	0.669	
		439(負)	-5(-0.67%)	-91.5	-0.672	
	底面ひび割れ発生	586(正)	+7(+1.33%)	112.7	1.339	
		540(負)	-6(-0.67%)	-84.9	-0.668	
	上面ひび割れ発生	586(正)	+7(+1.33%)	112.7	1.339	
		439(負)	-5(-0.67%)	-91.5	-0.672	
	側面(西側)	800(正)	+9(+2.0%)	97.3	2.004	
		646(負)	-7(-1.33%)	-103.3	-1.337	
	側面(東側、基礎梁側)	385(正)	+5(+0.67%)	89.8	0.669	
		748(負)	-8(-1.33%)	-80.9	-1.345	
	縦筋(A,C,E,G)降伏時	578(正)	+7(+1.33%)	101.6	0.916	V-A-2,V-C-2
		※正載荷時に降伏				V-C-2
	縦筋(B,D,F,H)降伏時	降伏なし				
	帯筋降伏時	696(正)	+8(+1.33%)	94.5	1.338	Ho-1-5
		※正載荷時に降伏				Ho-1-5
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
		861(負)	-9(-2.0%)	-85.9	-2.011	A-3-3(圧縮)
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.9　諸現象発生荷重(試験体 A-3)

A-3	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	497(正)	+6(+0.67%)	76.6	0.676	
		550(負)	-6(-0.67%)	-93.7	-0.678	
	曲げせん断ひび割れ発生	なし				
	主筋降伏時	※負載荷時に降伏				CM-1-2
		643(負)	-7(-1.33%)	-108.0	-1.090	CM-1-2
	補強筋(接合部内)降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	590(正)	+7(+1.33%)	95.0	0.949	CS-5-b
		※正載荷時に降伏				CS-5-b
基礎梁	曲げひび割れ発生	104(正)	+2(+0.167%)	37.4	0.171	
		154(負)	-2(-0.167%)	-33.8	-0.167	
	曲げせん断ひび割れ発生	200(正)	+3(+0.33%)	59.7	0.337	
		250(負)	-3(-0.33%)	-58.2	-0.335	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	400(正)	+5(+0.67%)	84.5	0.669	
		449(負)	-5(-0.67%)	-92.1	-0.667	
	底面ひび割れ発生	598(正)	+7(+1.33%)	108.8	1.337	
		648(負)	-7(-1.33%)	-104.1	-1.339	
	上面ひび割れ発生	696(正)	+8(+1.33%)	89.4	1.343	
		449(負)	-5(-0.67%)	-92.1	-0.667	
	側面(西側)	696(正)	+8(+1.33%)	89.4	1.343	
		648(負)	-7(-1.33%)	-104.1	-1.339	
	側面(東側、基礎梁側)	400(正)	+5(+0.67%)	84.5	0.669	
		747(負)	-8(-1.33%)	-94.1	-1.337	
	縦筋(A,C,E,G)降伏時	787(正)	+9(+2.0%)	98.6	1.779	V-C-2
		降伏なし				
	縦筋(B,D,F,H)降伏時	894(正)	+10(+2.0%)	81.3	1.959	B-D-2
		降伏なし				
	帯筋降伏時	784(正)	+9(+2.0%)	89.6	1.475	Ho-1-5
		※正載荷時に降伏				Ho-1-5
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
		837(負)	-9(-3.0%)	-93.7	-1.717	A-3-3(圧縮)
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.10　諸現象発生荷重(試験体 B-1)

B-1	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱・袖壁	曲げひび割れ発生	618(正)	+7(+2.0%)	137.0	2.002	
		76(負)	-1(-0.125%)	-34.2	-0.149	
	曲げせん断ひび割れ発生	728(正)	+8(+2.0%)	104.4	2.031	
		276(負)	-3(-0.50%)	-88.8	-0.502	
	主筋降伏時	降伏なし				
	袖壁縦筋降伏時	※負載荷時に降伏				W-2-1
		452(負)	-5(-1.0%)	-97.6	-0.570	W-2-1
	補強筋(接合部内)降伏時	611(正)	+7(+2.0%)	134.9	1.480	CS-5f
		※正載荷時に降伏				CS-5f
基礎梁	曲げひび割れ発生	34(正)	+1(+0.125%)	31.1	0.127	
		76(負)	-1(-0.125%)	-34.2	-0.149	
	曲げせん断ひび割れ発生	126(正)	+2(+0.25%)	53.1	0.251	
		176(負)	-2(-0.25%)	-55.1	-0.251	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	221(正)	+3(+0.50%)	82.4	0.51	
		276(負)	-3(-0.50%)	-88.8	-0.502	
	底面ひび割れ発生	414(正)	+5(+1.0%)	117.8	1.002	
		463(負)	-5(-1.0%)	-133.5	-1.006	
	上面ひび割れ発生	1084(正)	+11(+4.0%)	37.7	4.032	
		276(負)	-3(-0.50%)	-88.8	-0.502	
	側面(西側)	618(正)	+7(+2.0%)	137.0	2.002	
		463(負)	-5(-1.0%)	-133.5	-1.006	
	側面(東側、基礎梁側)	126(正)	+2(+0.25%)	53.1	0.251	
		276(負)	-3(-0.50%)	-88.8	-0.502	
	袴筋降伏時	降伏なし				
	ベース筋降伏時	727(正)	+8(+2.0%)	105.8	1.959	B-E-4
		降伏なし				
	帯筋降伏時	830(正)	+9(+3.0%)	85.8	2.321	Ho-1-8
		※正載荷時に降伏				Ho-1-8
アンカー筋	降伏時	※負載荷時に降伏				A-2-3(圧縮)
		661(負)	-7(-2.0%)	-128.5	-1.216	A-2-3(圧縮)
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.11　諸現象発生荷重(試験体 C-1)

C-1	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	608(正)	+1(+0.125%)	29.4	0.126	
		968(負)	-4(-0.50%)	-75.2	-0.503	
	曲げせん断ひび割れ発生	1017(正)	+5(+1.0%)	93.3	1.000	
		1058(負)	-5(-1.0%)	-114.7	-1.001	
	主筋降伏時	1100(正)	+6(+1.0%)	73.3	0.945	CM-2-1(圧縮)
		※正載荷時に降伏				CM-2-1(圧縮)
	補強筋降伏時	※負載荷時に降伏				CS-2-b
		1229(負)	-7(-2.0%)	-117.9	-0.913	CS-2-b
	補強筋(接合部内)降伏時	降伏なし				
基礎梁	曲げひび割れ発生	608(正)	+1(+0.125%)	29.4	0.126	
		660(負)	-1(-0.125%)	-21.7	-0.126	
	曲げせん断ひび割れ発生	816(正)	+3(+0.50%)	71.8	0.499	
		866(負)	-3(-0.50%)	-75.3	-0.502	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	712(正)	+2(+0.25%)	47.8	0.251	
		1058(負)	-5(-1.0%)	-114.7	-1.001	
	底面ひび割れ発生	816(正)	+3(+0.50%)	71.8	0.499	
		1240(負)	-7(-2.0%)	-120.0	-2.003	
	上面ひび割れ発生	1017(正)	+5(+1.0%)	93.3	1.000	
		866(負)	-3(-0.50%)	-75.3	-0.502	
	側面(西側)	916(正)	+4(+0.50%)	71.2	0.501	
		866(負)	-3(-0.50%)	-75.3	-0.502	
	側面(東側、基礎梁側)	916(正)	+4(+0.50%)	71.2	0.501	
		なし				
	袴筋降伏時	※負載荷時に降伏				H-A-3
		1228(負)	-7(-2.0%)	-113.9	-0.807	H-A-3
	ベース筋降伏時	降伏なし				
	帯筋降伏時	降伏なし				
		1240(負)	-7(-2.0%)	-120.0	-2.003	Ho-2-6
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.12　諸現象発生荷重(試験体 C-2)

C-2	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	128(正)	+2(+0.25%)	41.8	0.256	
		540(負)	-5(-1.0%)	-110.6	-1.002	
	曲げせん断ひび割れ発生	なし				
	主筋降伏時	775(正)	+7(+2.0%)	105.9	1.235	CM-1-1(圧縮)
		870(負)	-7(-2.0%)	-127.6	-2.003	CM-3-3(圧縮)
	補強筋降伏時	※負載荷時に降伏				CS-2-f
		1241(負)	-9(-3.0%)	-89.6	-2.945	CS-2-f
	補強筋(接合部内)降伏時	1094(正)	+9(+3.0%)	94.7	1.839	CS-6-f
		降伏なし				
基礎梁	曲げひび割れ発生	33(正)	+1(+0.125%)	23.9	0.128	
		83(負)	-1(-0.125%)	-22.2	-0.128	
	曲げせん断ひび割れ発生	223(正)	+3(+0.50%)	71.1	0.503	
		178(負)	-2(-0.25%)	-39.7	-0.249	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	223(正)	+3(+0.50%)	71.1	0.503	
		277(負)	-3(-0.50%)	-72.1	-0.502	
	底面ひび割れ発生	440(正)	+5(+1.0%)	97.1	1.004	
		なし				
	上面ひび割れ発生	なし				
		277(負)	-3(-0.50%)	-72.1	-0.502	
	側面(西側)	223(正)	+3(+0.50%)	71.1	0.503	
		870(負)	-7(-2.0%)	-127.6	-2.003	
	側面(東側、基礎梁側)	223(正)	+3(+0.50%)	71.1	0.503	
		1243(負)	-9(-3.0%)	-85.9	-3.003	
	縦筋(A,C,E,G)降伏時	降伏なし				
		1208(負)	-9(-3.0%)	-90.5	-1.307	V-G-2
	縦筋(B,D,F,H)降伏時	938(正)	+7(+2.0%)	100.7	1.850	V-B-3
		869(負)	-7(-2.0%)	-129.1	-1.981	V-H-1
	帯筋降伏時	1093(正)	+9(+3.0%)	92.2	1.749	Ho-2-5
		870(負)	-7(-2.0%)	-127.6	-2.003	Ho-1-5
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.13　諸現象発生荷重(試験体 A-4)

A-4	諸現象	step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	188	+3(+0.50%)	77.9	0.52	
		150	−2(−0.25%)	−47.5	−0.25	
	曲げせん断ひび割れ発生	347	+5(+1.0%)	102	1.01	
		305	−4(−0.50%)	−64.8	−0.51	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時	降伏なし				
		577	−9(−3.0%)	−61.7	−3.02	CS-1-b,CS-2-f,CS-3-b
	補強筋(接合部内)降伏時	※負載荷時に降伏				CS-4-f
		577	−7(−2.0%)	−76.8	−3.02	CS-4-f
基礎梁	曲げひび割れ発生	37	+1(+0.125%)	35.2	0.127	
		75	−1(−0.125%)	−28.5	−0.125	
	曲げせん断ひび割れ発生	105	+2(+0.25%)	52.7	0.25	
		150	−2(−0.25%)	−47.5	−0.25	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	188	+3(+0.50%)	77.9	0.52	
		397	−5(−1.0%)	−88.8	−1.01	
	底面ひび割れ発生	347	+5(+1.0%)	102	1.01	
		397	−5(−1.0%)	−88.8	−1.01	
	上面ひび割れ発生	525	+7(+2.0%)	94.8	2.01	
		150	−2(−0.25%)	−47.5	−0.25	
	側面(西側)	525	+7(+2.0%)	94.8	2.01	
		577	−7(−2.0%)	−76.8	−2.01	
	側面(東側、基礎梁側)	188	+3(+0.50%)	77.9	0.52	
		577	−7(−2.0%)	−76.8	−2.01	
	縦筋	525	+7(+2.0%)	94.8	2.01	V-B-2,V-D-3,V-H-2
		※正載荷時に降伏				V-D-3
	帯筋	525	+7(+2.0%)	94.8	2.01	Ho-1-5,Ho-2-5
		※正載荷時に降伏				Ho-1-5,Ho-2-5
杭頭定着筋	降伏時	950	+11(+4.0%)	44.1	4.03	A-6-2
		降伏なし				
杭	ひび割れ発生	降伏なし				
	圧壊発生					

表 5.3.14　諸現象発生荷重(試験体 A-5)

A-5	諸現象	step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	138	+2(+0.25%)	39.7	0.25	
		187	−2(−0.25%)	−44.2	−0.26	
	曲げせん断ひび割れ発生	443	+5(+1.0%)	74.5	1.00	
		497	−5(−1.0%)	−98.7	−1.01	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時	降伏なし				
		700	−7(−2.0%)	−88.5	−2.00	CS-1-b,CS-2-f,CS-3-b
	補強筋(接合部内)降伏時	※負載荷時に降伏				CS-4-f,CS-5-f
		700	−7(−2.0%)	−88.5	−2.00	CS-4-f,CS-5-f
基礎梁	曲げひび割れ発生	138	+2(+0.25%)	39.7	0.25	
		84	−1(−0.125%)	−23.9	−0.127	
	曲げせん断ひび割れ発生	240	+3(+0.50%)	54.7	0.50	
		292	−3(−0.50%)	−70	−0.51	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	443	+5(+1.0%)	74.5	1.00	
		497	−5(−1.0%)	−98.7	−1.01	
	底面ひび割れ発生	547	+6(+1.0%)	68.5	1.00	
		597	−6(−1.0%)	−94.1	−1.01	
	上面ひび割れ発生	647	+7(+2.0%)	83.8	2.00	
		292	−3(−0.50%)	−70	−0.51	
	側面(西側)	647	+7(+2.0%)	83.8	2.00	
		700	−7(−2.0%)	−88.5	−2.00	
	側面(東側、基礎梁側)	240	+3(+0.50%)	54.7	0.50	
		700	−7(−2.0%)	−88.5	−2.00	
	縦筋	647	+7(+2.0%)	83.8	2.00	V-B-3
		※正載荷時に降伏				V-D-2,V-D-3,V-H-2
	帯筋	※負載荷時に降伏				Ho-3-8
		900	−9(−3.0%)	−74.1	−3.01	Ho-3-8,Ho-2-8
杭頭定着筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	降伏なし				
	圧壊発生					

表 5.3.15　諸現象発生荷重(試験体 A-5)

A-6	諸現象	step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	142	+2(+0.25%)	48.7	0.124	
		192	−2(−0.25%)	−46.1	−0.25	
	曲げせん断ひび割れ発生	520	+6(+1.0%)	106.7	1.00	
		479	−5(−1.0%)	−103.9	−1.00	
	主筋降伏時	781	+9(+3.0%)	134.4	3.01	CM-3-1,CM-3-2,CM-4-1
		※正載荷時に降伏				CM-1-1,CM-2-1
	補強筋降伏時	降伏なし				
		1160	−12(−4.0%)	−71.2	−4.01	CS-1-f,CS-1-b(圧縮)
	補強筋(接合部内)降伏時	降伏なし				
基礎梁	曲げひび割れ発生	142	+2(+0.25%)	48.7	0.124	
		83	−1(−0.125%)	−26.4	−0.125	
	曲げせん断ひび割れ発生	244	+3(+0.50%)	79.1	0.50	
		294	−3(−0.50%)	−73.8	−0.50	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	439	+5(+1.0%)	113	1.00	
		479	−5(−1.0%)	−103.9	−1.00	
	底面ひび割れ発生	244	+3(+0.50%)	79.1	0.50	
		723	−8(−2.0%)	−117.3	−2.00	
	上面ひび割れ発生	439	+5(+1.0%)	113	1.00	
		723	−8(−2.0%)	−117.3	−2.00	
	側面(西側)	682	+8(+2.0%)	129.7	2.00	
		723	−8(−2.0%)	−117.3	−2.00	
	側面(東側、基礎梁側)	244	+3(+0.50%)	79.1	0.50	
		641	−7(−2.0%)	−127.9	−2.00	
	縦筋	781	+9(+3.0%)	134.4	3.01	V-B-2,V-B-3
		降伏なし				
	帯筋	降伏なし				
杭頭定着筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	降伏なし				
	圧壊発生					

表 5.3.16　諸現象発生荷重(試験体 C-3)

C-3	諸現象	step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	34	+1(+0.125%)	45.6	0.126	
		148	−2(−0.25%)	−13.4	−0.251	
	曲げせん断ひび割れ発生	106	+2(+0.25%)	60.2	0.252	
		148	−2(−0.25%)	−13.4	−0.251	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	降伏なし				
基礎梁	曲げひび割れ発生	34	+1(+0.125%)	45.6	0.126	
		61	−1(−0.125%)	4.12	−0.147	
	曲げせん断ひび割れ発生	105	+3(+0.5%)	52.7	0.25	
		150	−3(−0.5%)	−47.5	−0.25	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	542	+5(+1.0%)	101.2	1.00	
		648	−5(+1.0%)	−74.5657	−1.00	
	底面ひび割れ発生	542	+5(+1.0%)	101.2	1.00	
		853	−6(−1.0%)	−69.6364	−1	
	上面ひび割れ発生	767	+6(+1.0%)	99.9	1.005	
		290	−4(−0.5%)	−36.5657	−0.502	
	側面(西側)	105	+3(+0.5%)	52.7	0.25	
		150	−3(−0.5%)	−47.5	−0.25	
	側面(東側、基礎梁側)	105	+3(+0.5%)	52.7	0.25	
		1423	−8(−2.0%)	−83.2727	−2.027	
	袴筋, ベース筋	1030	+7(+2.0%)	132.4848	1.969	B-F-1
		※正載荷時に降伏				V-D-3
	腹筋	降伏なし				
杭頭定着筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	降伏なし				
	圧壊発生					

表 5.3.17　諸現象発生荷重(試験体 A-7a)

A-7a	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	35(正)	+1(+0.125%)	20.0	0.126	
		59(負)	-1(-0.125%)	-22.7	-0.123	
	曲げせん断ひび割れ発生	460(正)	+5(+1.0%)	79.1	1.000	
		560(負)	-5(-1.0%)	-98.3	-1.020	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	443(正)	+5(+1.0%)	68.6	0.728	CS-6-b
		915(負)	-7(-2.0%)	-84.9	-1.006	CS-4-b
基礎梁	曲げひび割れ発生	35(正)	+1(+0.125%)	20.0	0.126	
		59(負)	-1(-0.125%)	-22.7	-0.123	
	曲げせん断ひび割れ発生	106(正)	+2(+0.25%)	36.2	0.250	
		267(負)	-3(-0.50%)	-72.4	-0.503	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	209(正)	+3(+0.50%)	57.6	0.502	
		560(負)	-5(-1.0%)	-98.3	-1.020	
	底面ひび割れ発生	209(正)	+3(+0.50%)	57.6	0.502	
		732(負)	-6(-1.0%)	-91.4	-1.002	
	上面ひび割れ発生	838(正)	+7(+2.0%)	89.4	2.010	
		267(負)	-3(-0.50%)	-72.4	-0.503	
	側面(西側)	460(正)	+5(+1.0%)	79.1	1.000	
		946(負)	-7(-2.0%)	-105.6	-2.006	
	側面(東側、基礎梁側)	209(正)	+3(+0.50%)	57.6	0.502	
		946(負)	-7(-2.0%)	-105.6	-2.006	
	縦筋(A,C,E,G)降伏時	816(正)	+7(+2.0%)	85.6	1.398	V-A-2
		516(負)	-5(-1.0%)	-25.0	-0.038	V-C-2
	縦筋(B,D,F,H)降伏時	1051(正)	+8(+2.0%)	52.9	1.474	V-B-3
		1389(負)	-9(-3.0%)	-90.3	-2.507	V-F-2
	帯筋降伏時	458(正)	+5(+1.0%)	78.9	0.983	Ho-5-1
		920(負)	-7(-2.0%)	-93.1	-1.182	Ho-1-1
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.18　諸現象発生荷重(試験体 A-7b)

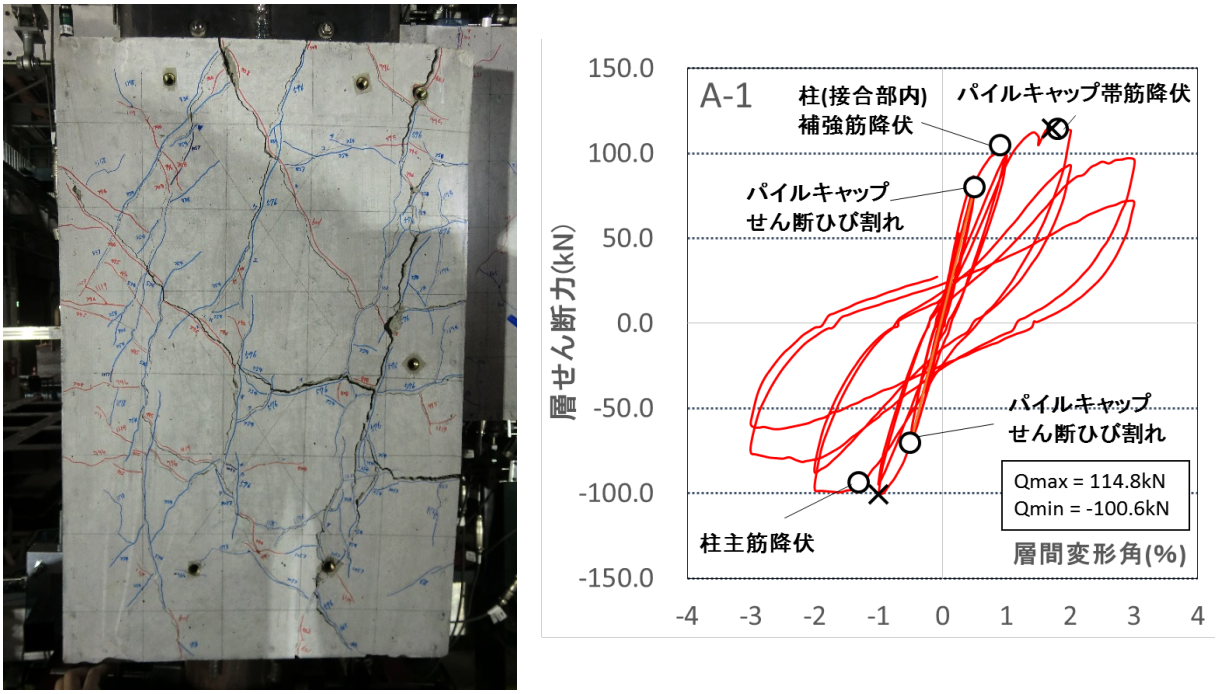
A-7b	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	22	+1(+0.125%)	19.7	0.125	
		58	-1(-0.125%)	-28.9	-0.128	
	曲げせん断ひび割れ発生	462(正)	+5(+1.0%)	76.8	1.006	
		545(負)	-5(-1.0%)	-99.5	-1.009	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	759(正)	+7(+2.0%)	76.3	1.238	CS-6-b
		1296(負)	-9(-2.0%)	-74.8	-2.03	CS-3-f
基礎梁	曲げひび割れ発生	22(正)	+1(+0.125%)	19.7	0.125	
		58(負)	-1(-0.125%)	-28.9	-0.128	
	曲げせん断ひび割れ発生	203(正)	+3(+0.50%)	56.1	0.501	
		258(負)	-3(-0.50%)	-76.5	-0.503	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	203(正)	+3(+0.50%)	56.1	0.501	
		545(負)	-5(-1.0%)	-99.5	-1.009	
	底面ひび割れ発生	462(正)	+5(+1.0%)	76.8	1.006	
		258(負)	-3(-0.50%)	-76.5	-0.503	
	上面ひび割れ発生	791(正)	+7(+2.0%)	80.4	2.004	
		360(負)	-4(-0.50%)	-75.1	-0.516	
	側面(西側)	462(正)	+5(+1.0%)	76.8	1.006	
		360(負)	-4(-0.50%)	-75.1	-0.516	
	側面(東側、基礎梁側)	94(正)	+2(+0.25%)	35.4	0.250	
		139(負)	-2(-0.25%)	-48.0	-0.252	
	縦筋(A,C,E,G)降伏時	768(正)	+7(+2.0%)	81.0	1.505	V-C-3
		※正載荷時に降伏				
	縦筋(B,D,F,H)降伏時	766(正)	+7(+2.0%)	80.7	1.553	V-B-2
		889(負)	-7(-2.0%)	-100.1	-2.016	V-H-1
	帯筋降伏時	461(正)	+5(+1.0%)	76.6	1.001	Ho-4-3
		683(負)	-6(-1.0%)	-89.5	-0.961	Ho-1-1
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					

表 5.3.19　諸現象発生荷重(試験体 D-1)

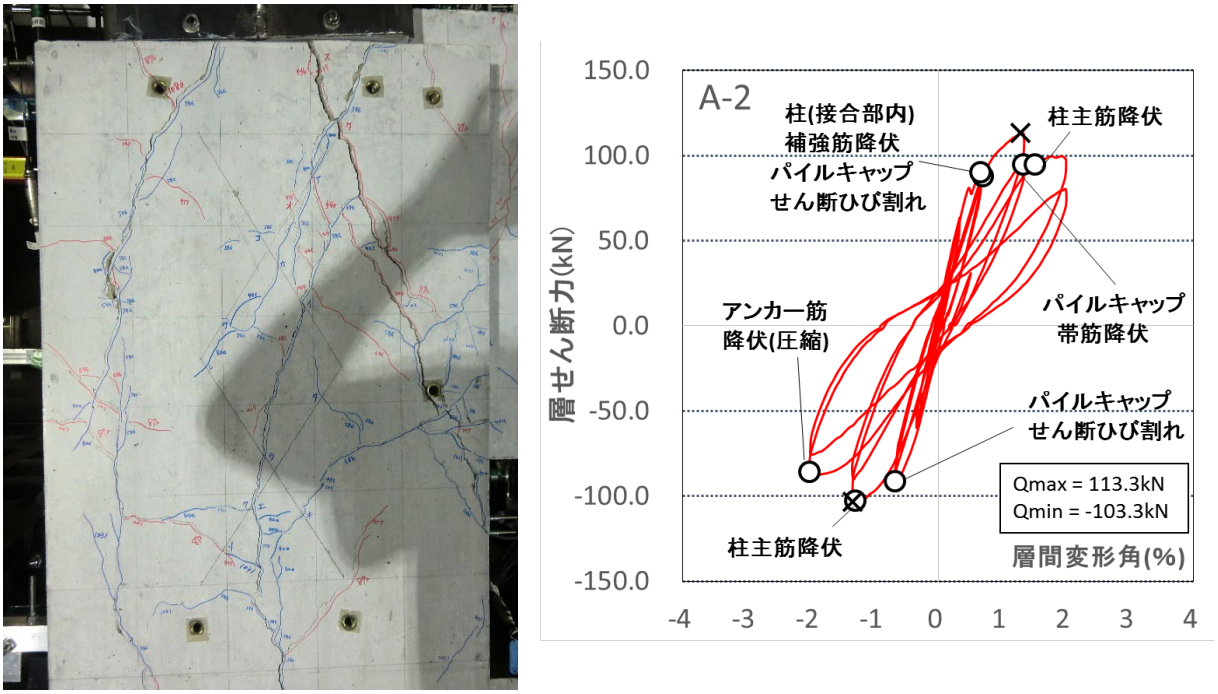
D-1	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	30(正)	+1(+0.125%)	17.0	0.123	
		64(負)	-1(-0.125%)	-26.4	-0.127	
	曲げせん断ひび割れ発生	780(正)	+7(+2.0%)	95.6	2.010	
		902(負)	-7(-2.0%)	-124.3	-2.007	
	主筋降伏時	1565(正)	+10(+3.0%)	48.0	2.973	CM-1-1(圧縮)
		1427(負)	-9(-3.0%)	-105.9	-2.717	CM-2-2
	補強筋降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	※負載荷時に降伏				
		882(負)	-7(-2.0%)	-119.1	-1.485	CS-3-b
基礎梁	曲げひび割れ発生	30(正)	+1(+0.125%)	17.0	0.123	
		64(負)	-1(-0.125%)	-26.4	-0.127	
	曲げせん断ひび割れ発生	190(正)	+3(+0.50%)	54.1	0.509	
		245(負)	-3(-0.50%)	-78.7	-0.503	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	448(正)	+5(+1.0%)	74.6	1.008	
		516(負)	-5(-1.0%)	-107.1	-1.002	
	底面ひび割れ発生	190(正)	+3(+0.50%)	54.1	0.509	
		1134(負)	-8(-2.0%)	-108.1	-2.012	
	上面ひび割れ発生	780(正)	+7(+2.0%)	95.6	2.010	
		516(負)	-5(-1.0%)	-107.1	-1.002	
	側面(西側)	30(正)	+1(+0.125%)	17.0	0.123	
		なし				
	側面(東側、基礎梁側)	97(正)	+2(+0.25%)	32.4	0.251	
		1134(負)	-8(-2.0%)	-108.1	-2.012	
	縦筋(A,C,E,G)降伏時	753(正)	+7(+2.0%)	77.3	1.164	V-C-3
		※正載荷時に降伏				
	縦筋(B,D,F,H)降伏時	※負載荷時に降伏				
		1432(負)	-9(-3.0%)	-104.7	-2.899	V-F-3
	帯筋降伏時	593(正)	+6(+1.0%)	63.3	0.922	Ho-6-4
		874(負)	-7(-2.0%)	-107.3	-1.148	Ho-1-3
アンカー筋	降伏時	769(正)	+7(+2.0%)	92.4	1.69	A-2-5
		※正載荷時に降伏				
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					
アンカー筋 補強筋	降伏時	降伏なし				

表 5.3.20　諸現象発生荷重(試験体 D-2)

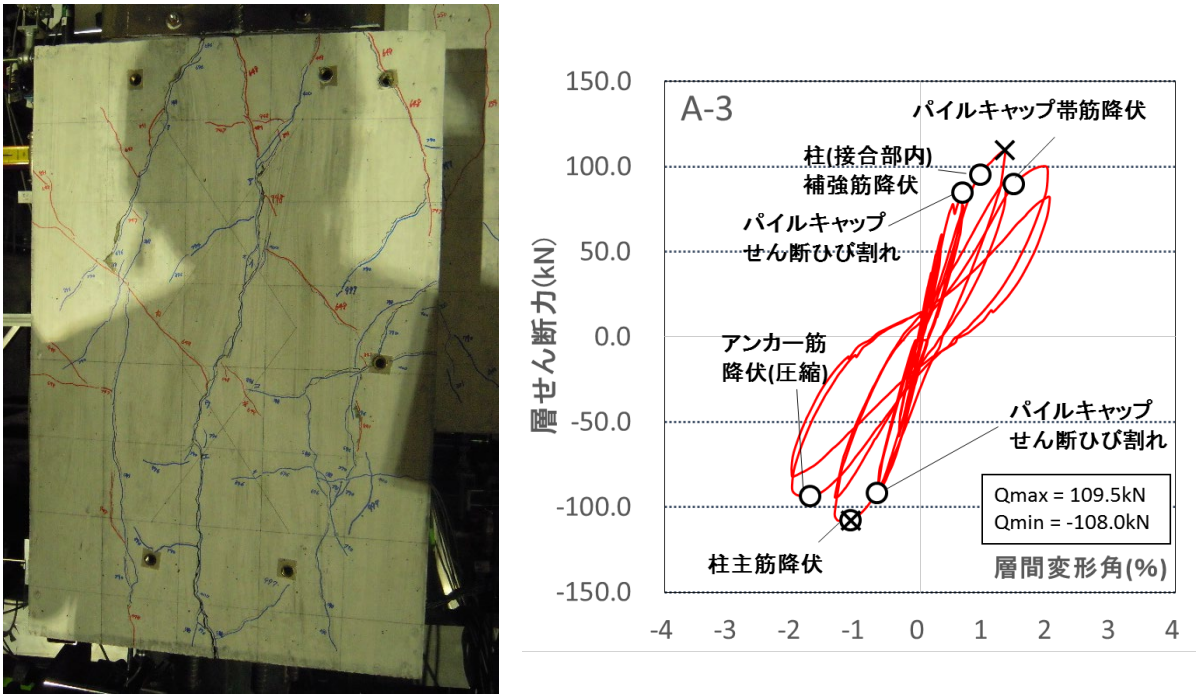
D-2	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置
柱	曲げひび割れ発生	153(正)	+3(+0.50%)	61.0	0.502	
		203(負)	-3(-0.50%)	-74.3	-0.505	
	曲げせん断ひび割れ発生	367(正)	+5(+1.0%)	86.3	1.004	
		454(負)	-5(-1.0%)	-99.9	-1.003	
	主筋降伏時	※負載荷時に降伏				
		1462(負)	-9(-3.0%)	-99.3	-2.76	CM-2-1
	補強筋降伏時	降伏なし				
	補強筋(接合部内)降伏時	1304(正)	+9(+3.0%)	87.7	2.358	CS-6-b
		887(負)	-7(-2.0%)	-112.5	-1.59	CS-3-b
基礎梁	曲げひび割れ発生	81(正)	+2(+0.25%)	41.6	0.250	
		112(負)	-2(-0.25%)	-44.5	-0.251	
	曲げせん断ひび割れ発生	81(正)	+2(+0.25%)	41.6	0.250	
		112(負)	-2(-0.25%)	-44.5	-0.251	
	主筋降伏時	降伏なし				
	補強筋降伏時					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	367(正)	+5(+1.0%)	86.3	1.004	
		454(負)	-5(-1.0%)	-99.9	-1.003	
	底面ひび割れ発生	367(正)	+5(+1.0%)	86.3	1.004	
		1471(負)	-9(-3.0%)	-98.0	-3.012	
	上面ひび割れ発生	782(正)	+7(+2.0%)	107.4	2.013	
		454(負)	-5(-1.0%)	-99.9	-1.003	
	側面(西側)	367(正)	+5(+1.0%)	86.3	1.004	
		なし				
	側面(東側、基礎梁側)	153(正)	+3(+0.50%)	61.0	0.502	
		1166(負)	-8(-2.0%)	-101.0	-2.011	
	縦筋(A,C,E,G)降伏時	353(正)	+5(+1.0%)	77.1	0.787	V-C-3
		※正載荷時に降伏				
	縦筋(B,D,F,H)降伏時	364(正)	+5(+1.0%)	85.4	0.975	V-B-3
		※正載荷時に降伏				
	帯筋降伏時	749(正)	+7(+2.0%)	91.5	1.224	Ho-2-3
		865(負)	-7(-2.0%)	-71.9	-0.699	Ho-1-1
	中子筋	降伏なし				
アンカー筋	降伏時	降伏なし				
杭	ひび割れ発生	なし				
	圧壊発生					
アンカー筋 補強筋	降伏時	降伏なし				



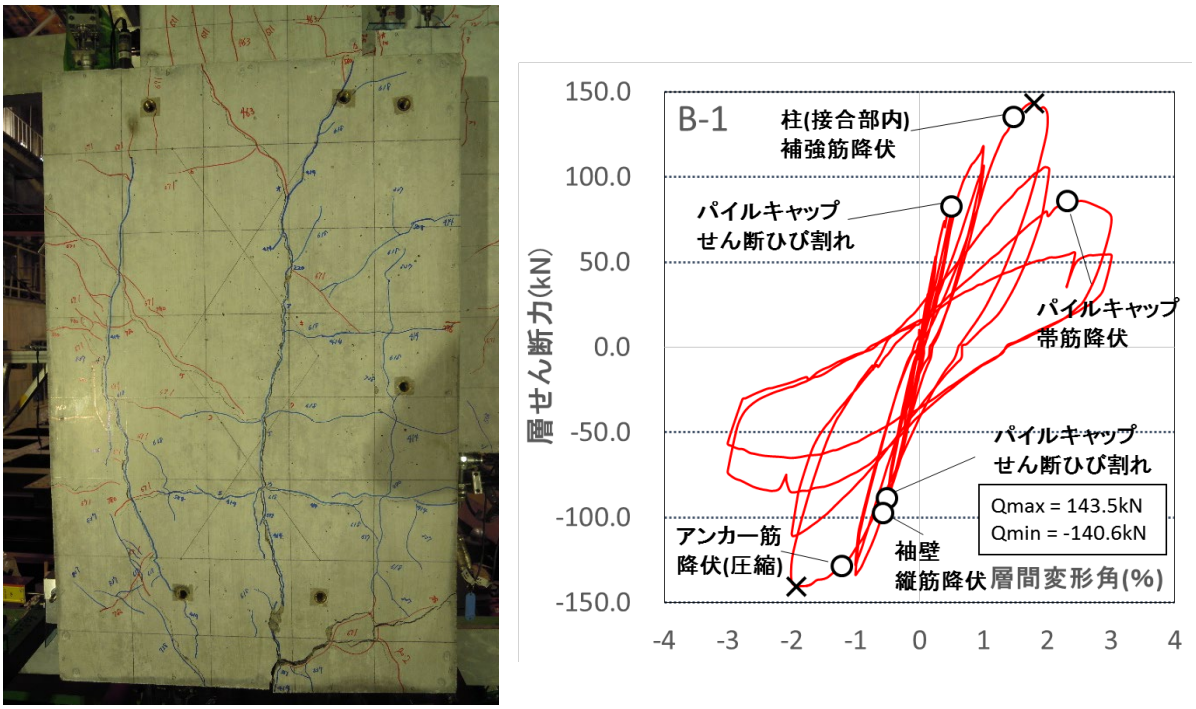
写真・図 5.3.1　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-1)



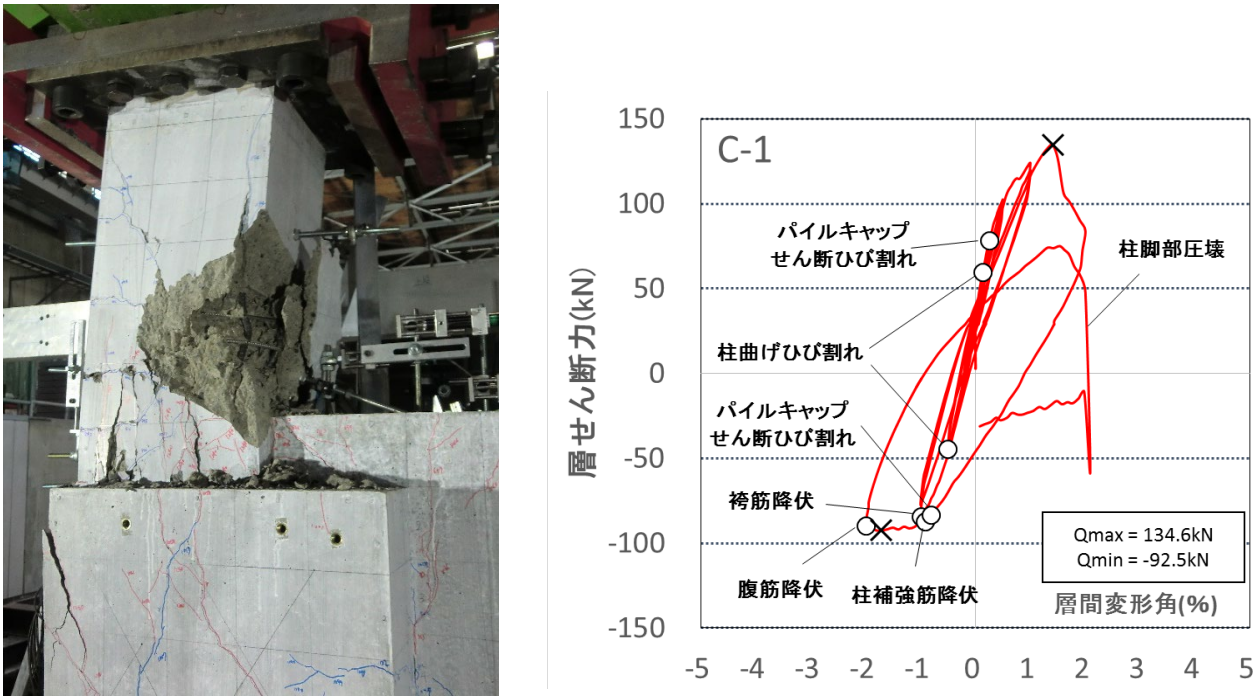
写真・図 5.3.2　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-2)



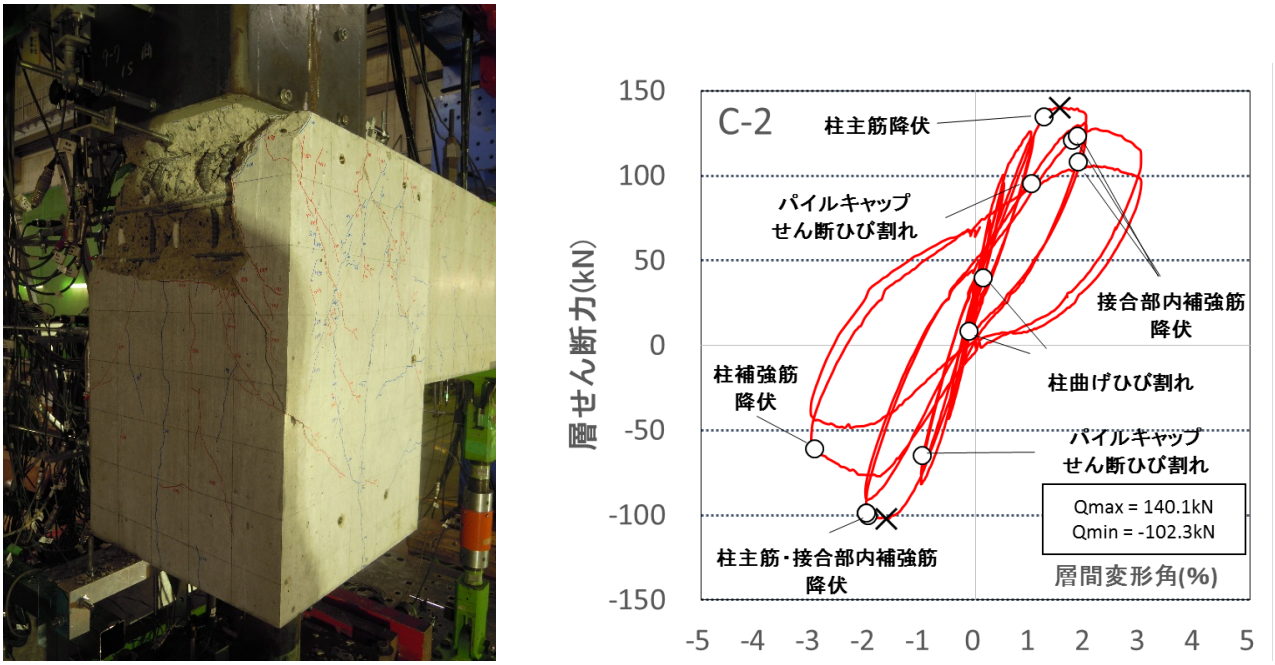
写真・図 5.3.3　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-3)



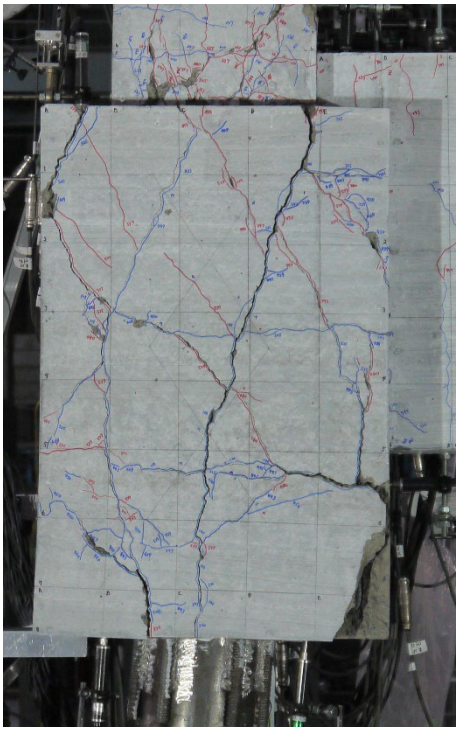
写真・図 5.3.4　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 B-1)

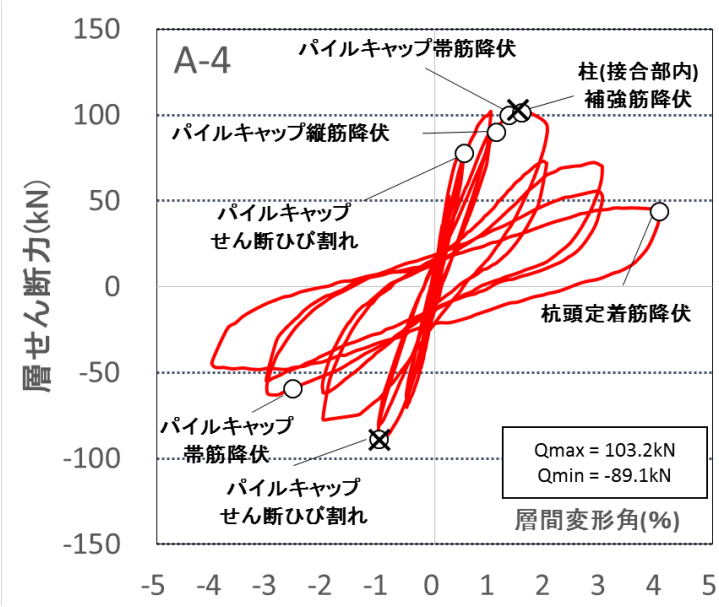


写真・図 5.3.5　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 C-1)

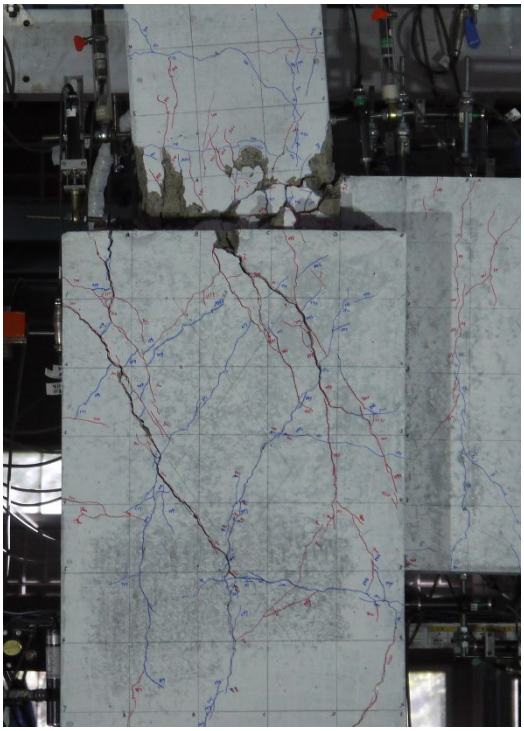


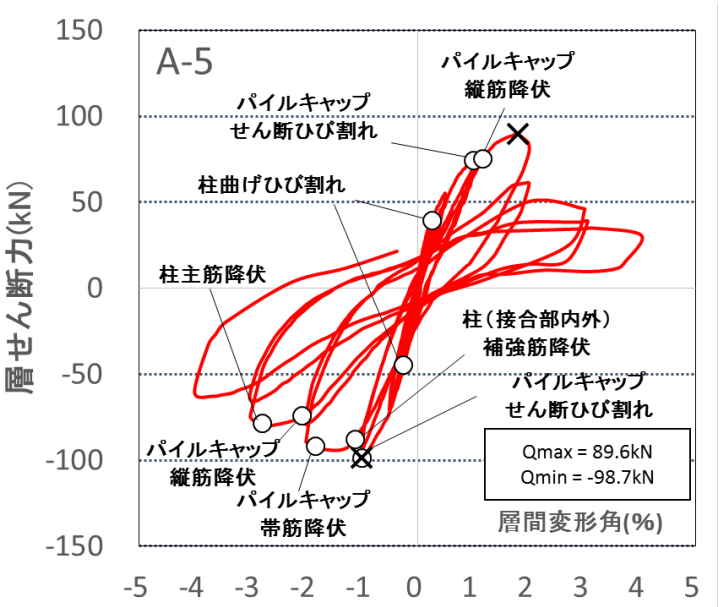
写真・図 5.3.6　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 C-2)



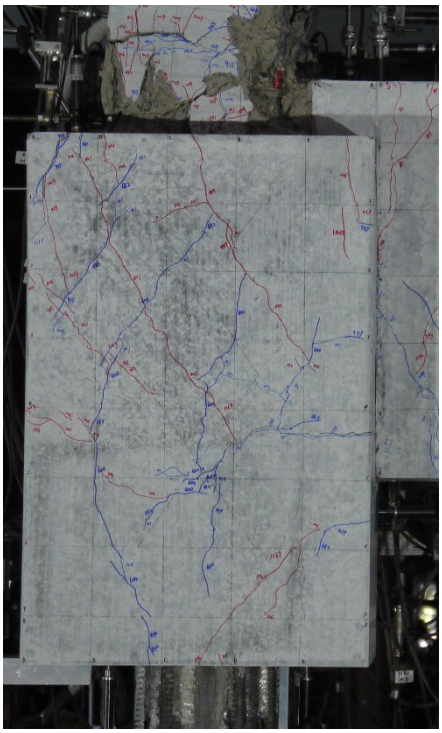


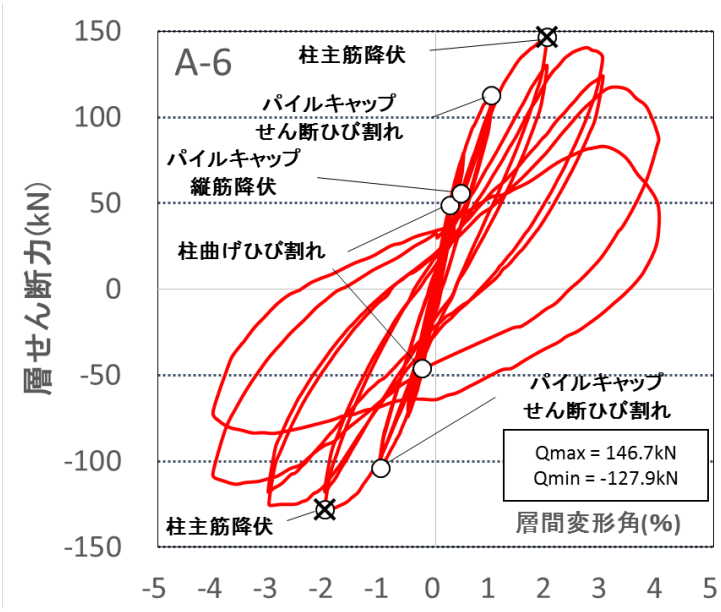
写真・図 5.3.7　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-4)



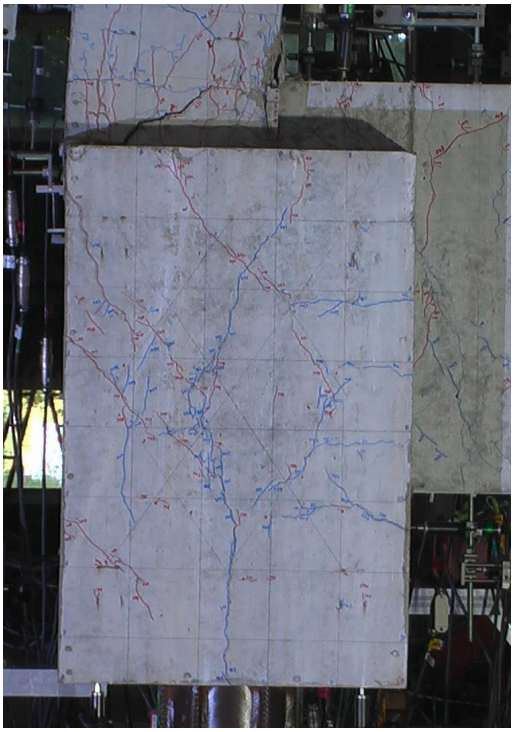


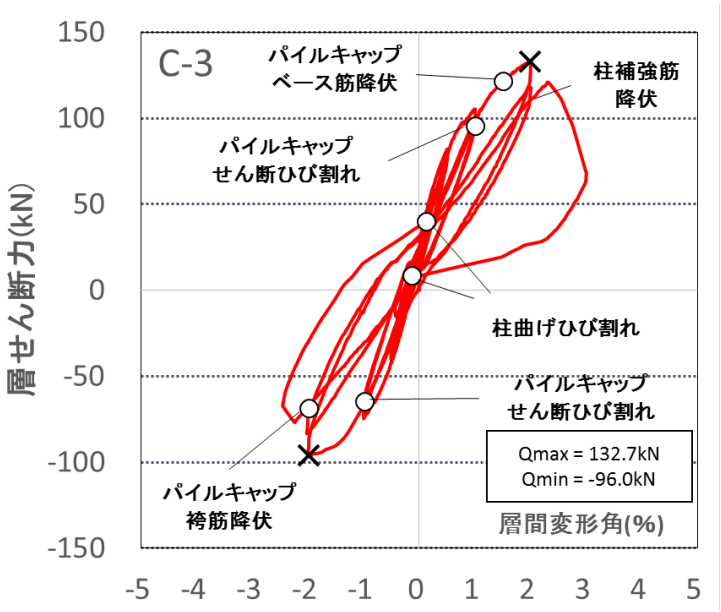
写真・図 5.3.8　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-5)



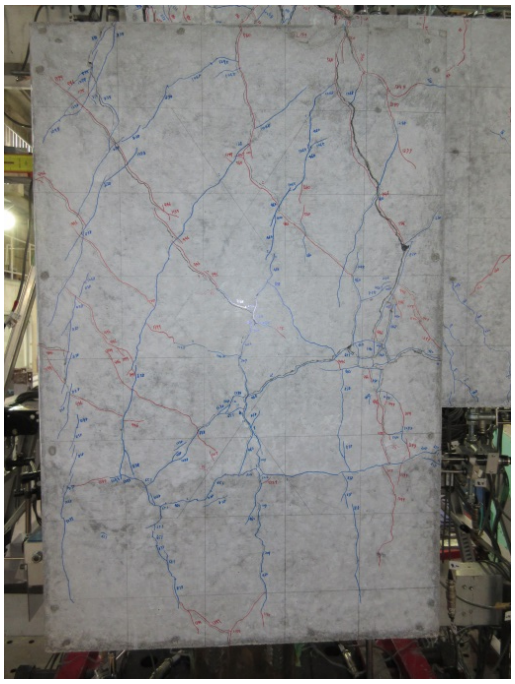


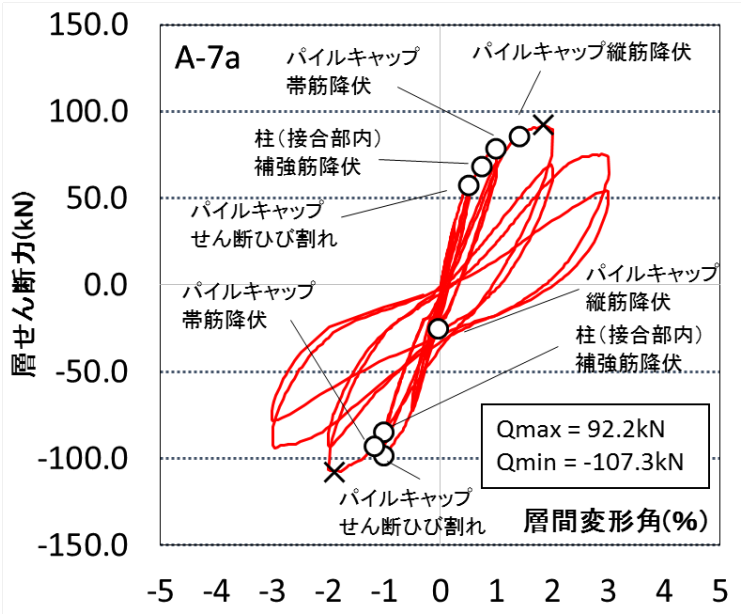
写真・図 5.3.9　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-6)



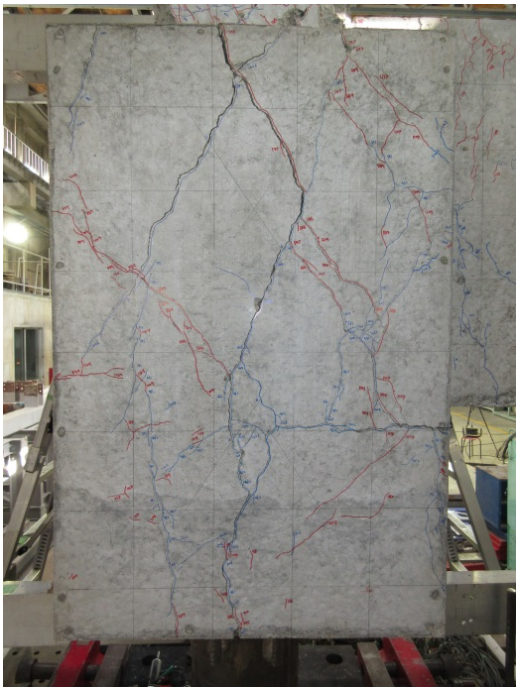


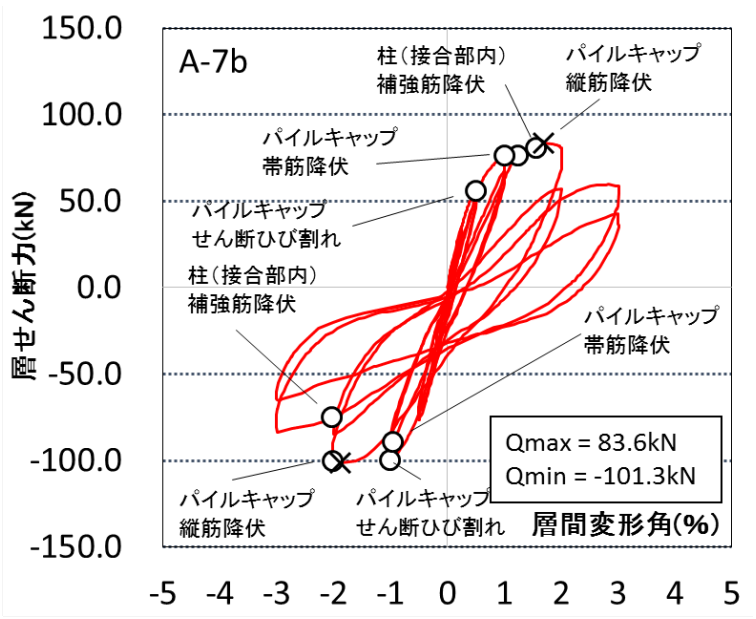
写真・図 5.3.10　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 C-3)





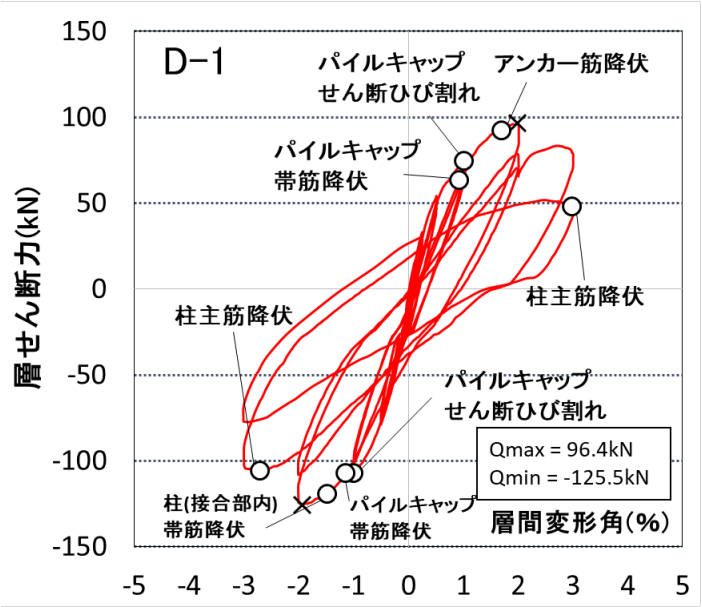
写真・図 5.3.11　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-7a)



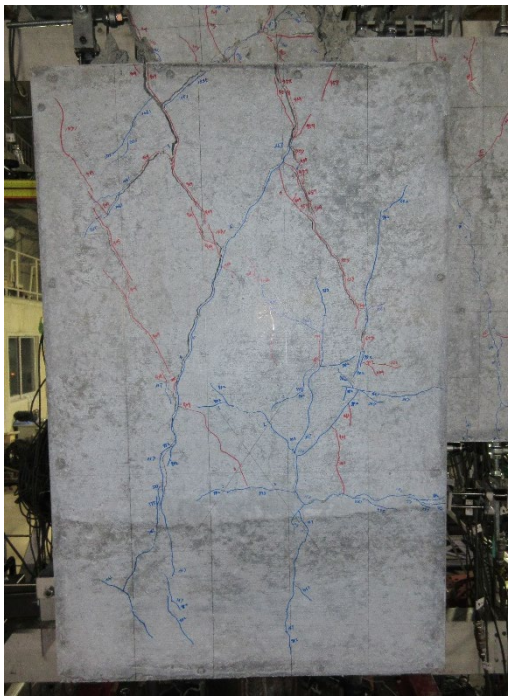


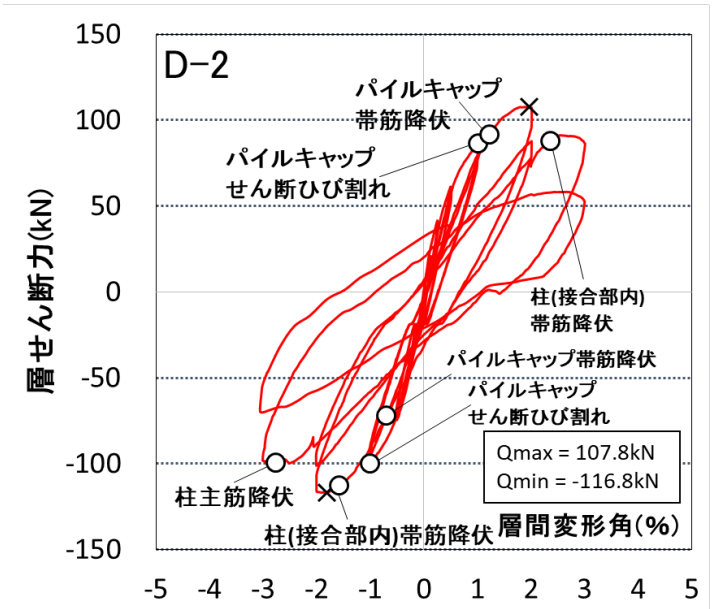
写真・図 5.3.12　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 A-7b)





写真・図 5.3.13　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 D-1)





写真・図 5.3.14　最終破壊状況及び Q-R 関係(試験体 D-2)

図 5.3.15～図 5.3.28 に本研究で実験を行った試験体 14 体の層せん断力-層間変形角関係を再掲する。

(1)　試験体　A-1，A-2，A-3，B-1，A-4，A-5

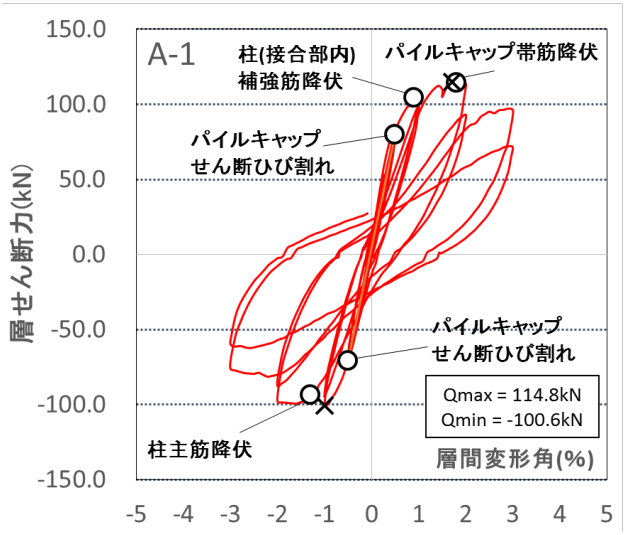


図 5.3.15 Q-R 関係 試験体 A-1

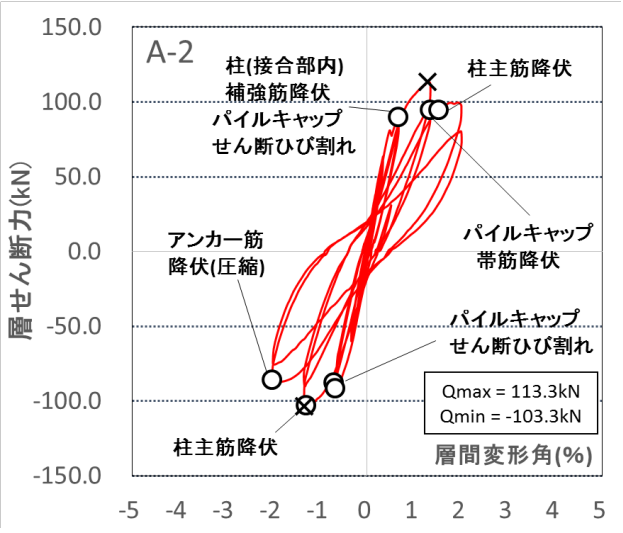


図 5.3.16 Q-R 関係 試験体 A-2

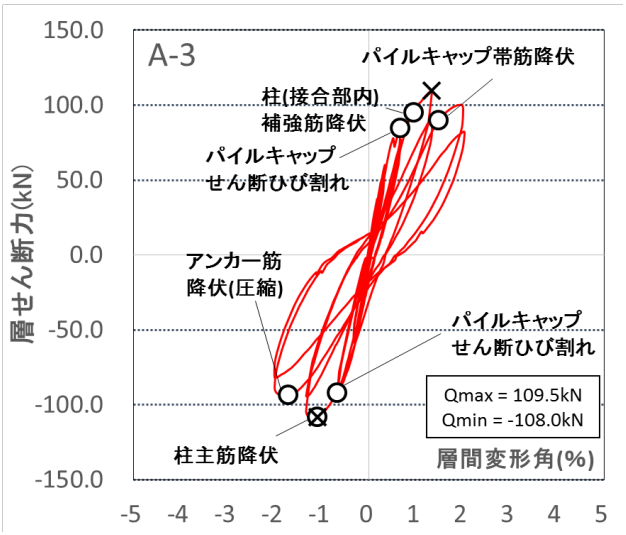


図 5.3.17 Q-R 関係 試験体 A-3

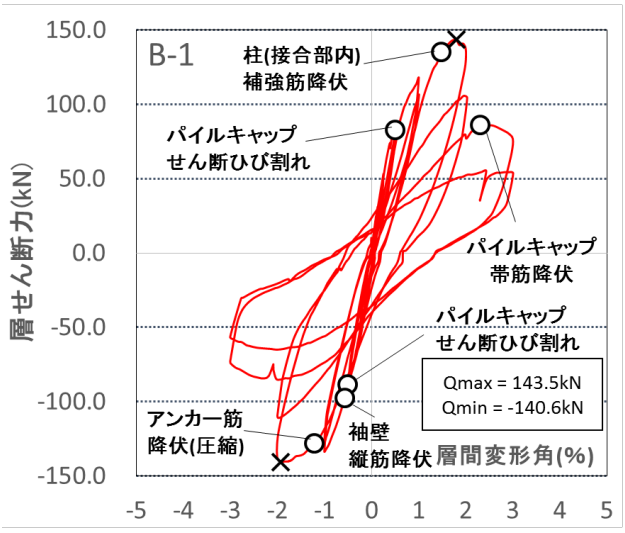


図 5.3.18 Q-R 関係 試験体 B-1

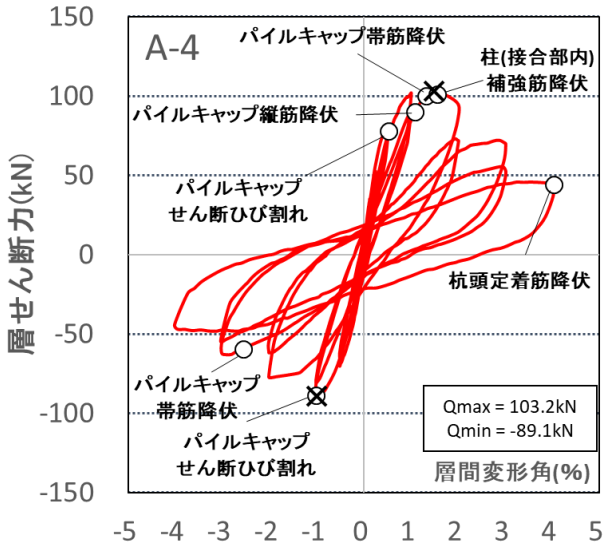


図 5.3.19 Q-R 関係 試験体 A-4

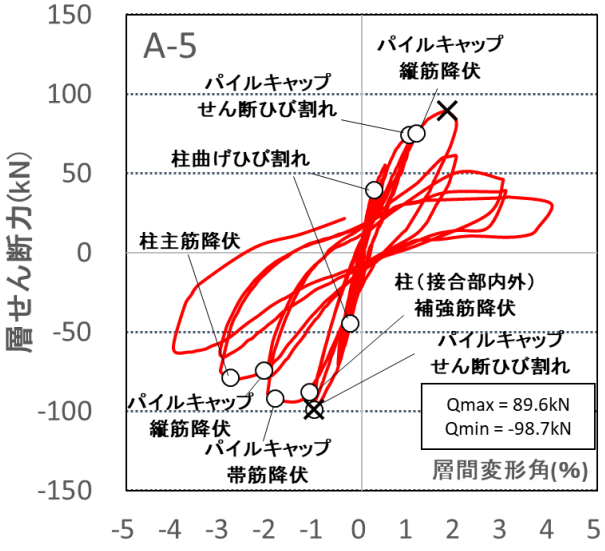


図 5.3.20 Q-R 関係 試験体 A-5

試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，A-4，A-5 はそれぞれパイルキャップでせん断破壊が起こったため，架構の最大耐力はパイルキャップにより決定したと考えられる。最大耐力は試験体 A-1，A-2，A-3 で大きな差異は見られず，パイルキャップの配筋方法の違い，縦筋量の差は影響が無いものと考えられる。また試験体 A-4 は試験体 A-1，A-2，A-3 と比較し，軸力比を 0.3→0.2 に変更したため，正負で最大耐力に軸力分の差が生じている。試験体 B-1 では正載荷，負載荷どちらも他のせん断破壊した試験体と比べて 1.3 倍程度の値となった。これは袖壁付柱の袖壁が耐力に寄与したためと考えられる。さらに試験体 A-5 では試験体 A-4 と比較し，最大耐力は正載荷時に約 0.87 倍，負載荷時に約 1.11 倍と載荷方向で異なる結果を示した。また同軸力比の負載荷時では耐力低下率に差が生じなかった，一方で軸力比を 0.2→0.0 に下げた正載荷時では耐力低下率が 32.3%→48.8%と高くなった。これは軸力の変動が耐力に寄与したためと考えられる。

(2) 試験体 C-1，C-2，C-3，A-6

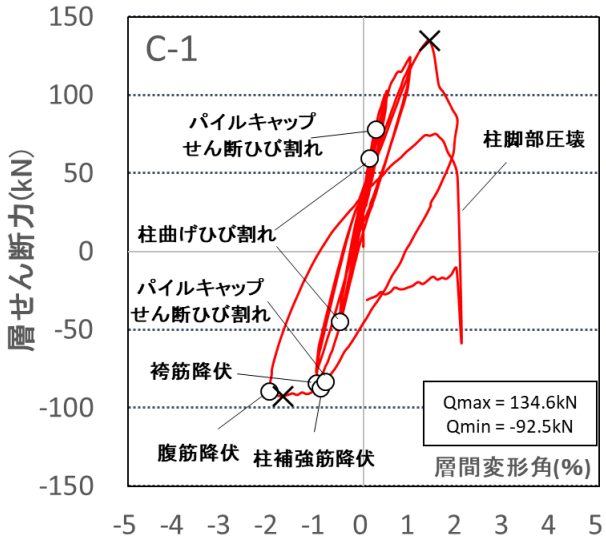


図 5.3.21 Q-R 関係 試験体 C-1

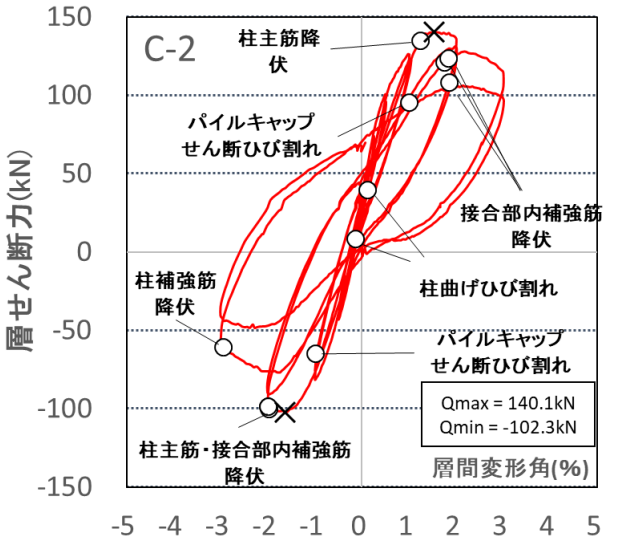


図 5.3.22 Q-R 関係 試験体 C-2

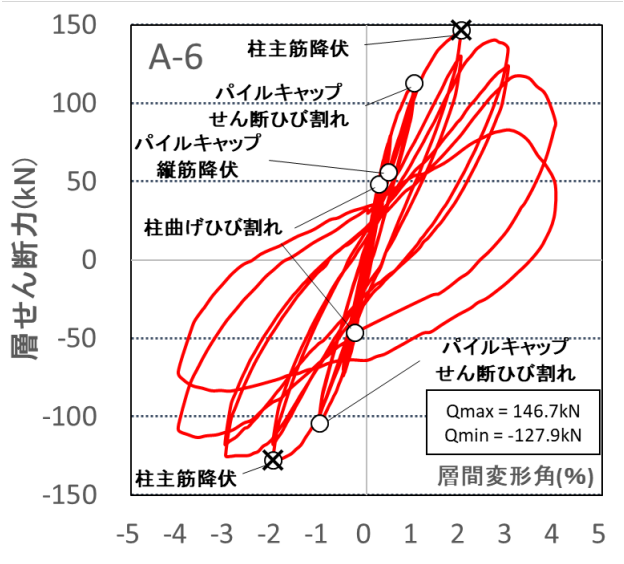


図 5.3.23 Q-R 関係 試験体 A-6

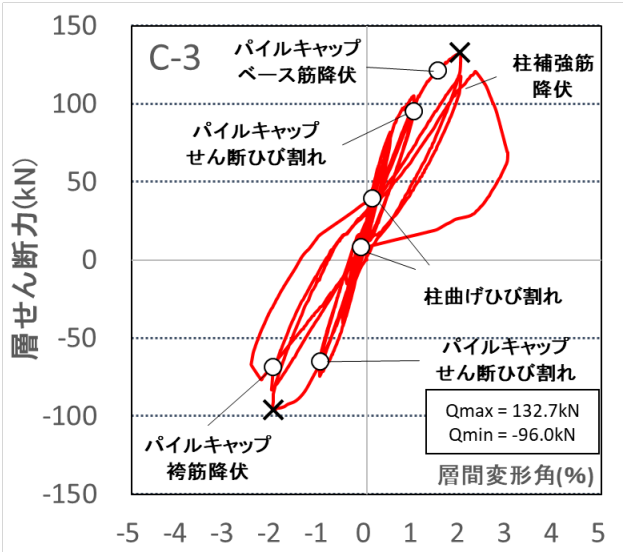


図 5.3.24 Q-R 関係 試験体 C-3

試験体 C-1，C-2，C-3，A-6 はそれぞれで破壊性状が柱であったため，架構の最大耐力は柱により決定したと考えられる。試験体 C-1，C-2，C-3 では柱軸力が偏心しているため，載荷方向による耐力の差が大きく出ている。試験体 3 体とも最大耐力時にパイルキャップのせん断ひび割れが生じたものの，最大耐力後のひび割れ幅の増大は見られなかった。しかし，試験体 C-2 はパイルキャップせん断破壊が生じなかったものの，パイルキャップせん断ひび割れの進展が見られたことから，負載荷時においてはある程度パイルキャップが損傷していたと考えられる。試験体 A-6 において，試験体 A-4 と比較し，最大耐力は正載荷時で約 1.42 倍，負載荷時で約 1.44 倍と増加する結果を示した。また耐力低下率では，正載荷時で 32.3%→8.4%，負載荷時で 14.0%→2.5%と最大耐力後の耐力低下率が減少する結果を示した。これはパイルキャップ内部の帯筋量が耐力に寄与しているためと考えられる。

(3)　試験体 A-7a，A-7b

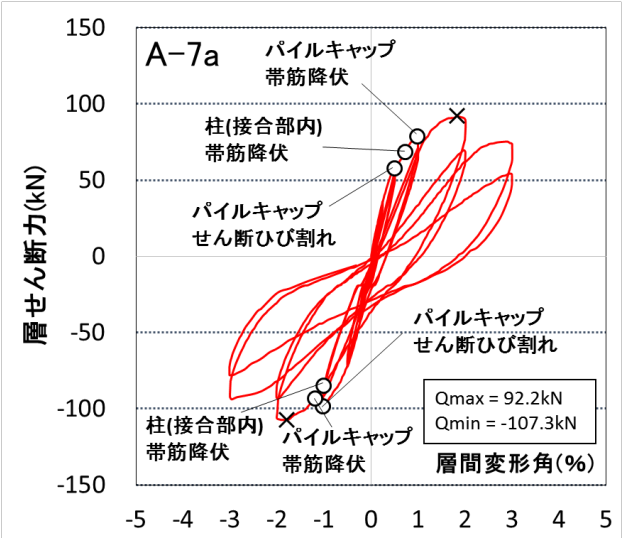


図 5.3.25 Q-R 関係 試験体 A-7a

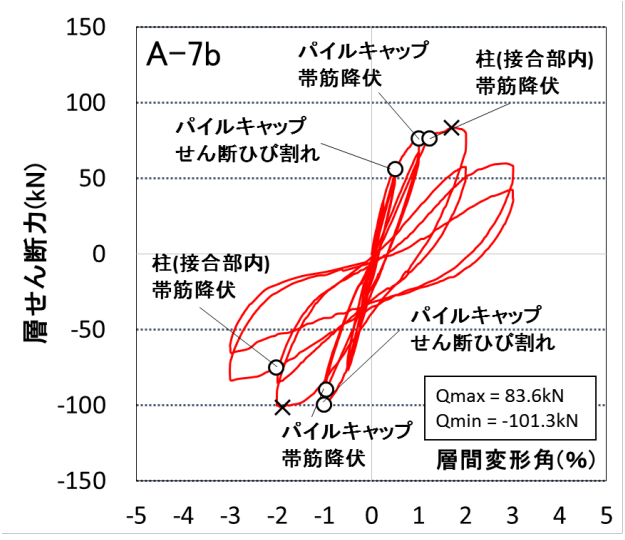


図 5.3.26 Q-R 関係 試験体 A-7b

試験体 A-7a，A-7b ともにパイルキャップで破壊したため，架構の最大耐力はパイルキャップにより決定したと考えられる。最大耐力は正載荷側で試験体 A-7a の方が約 1.1 倍大きく，負載荷側では大きな差異が見られなかった。試験体 A-4 と最大耐力を比較すると，試験体 A-7a は正載荷側で約 0.88 倍，負載荷側で約 1.17 倍となった。載荷方向によってパイルキャップ内の帯筋量が最大耐力に与える影響は異なると考えられる。また耐力低下率では，正載荷側では試験体 A-4 が 32.3%，試験体 A-7a が 20.0%，試験体 A-7b が 30.0%となった。これはパイルキャップ帯筋量が A-7a が A-4,A-7b と比べて多いことが影響していると考えられる。

(4)　試験体 D-1，D-2

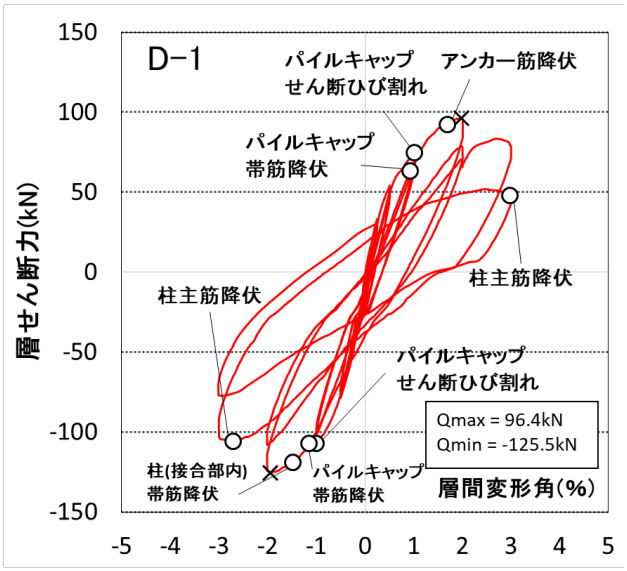


図 5.3.27 Q-R 関係 試験体 D-1

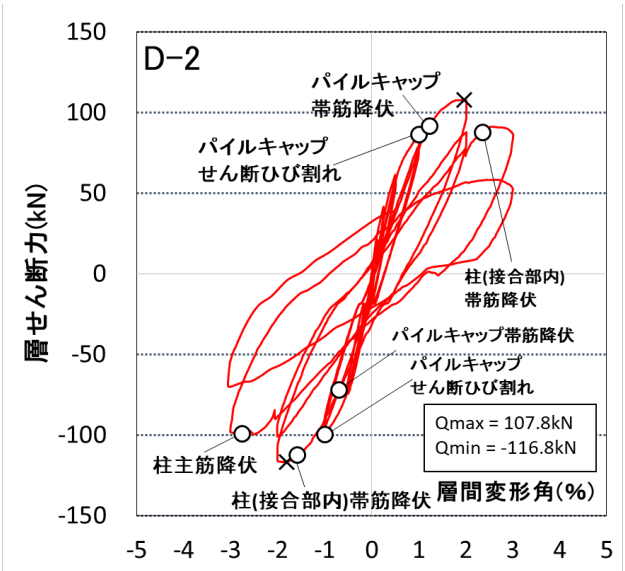


図 5.3.28 Q-R 関係 試験体 D-2

試験体 D-1 は正負で最大耐力を比較すると，負側で大きい値を示しており，載荷方向による耐力の差が大きく出ている。そのため，正負で最大耐力の決定要因が異なると考えられる。正側の最大耐力時に杭頭接合面の危険断面位置でアンカー筋が降伏していたため，正側の最大耐力は杭頭接合面によって決定したものと考えられる。負側の最大耐力時にはアンカー筋の降伏は見られず，柱脚部のコンクリートの圧壊が見られたため，負側の最大耐力は柱脚部により決定したものと考えられる。2%時から 3%時にかけての耐力低下率は 13%となった。

試験体 D-2 は，最大耐力時に柱脚部のコンクリートの圧壊が見られたため，最大耐力は柱脚部により決定したと考えられる。2%時から 3%時にかけての耐力低下率は 15%となった。

試験体 D-1，D-2 を比較すると，最大耐力は正側では D-2 の方が大きい値となった。これより，柱脚部の方が接合面よりも耐力が高いことがわかり，これは接合面に配筋した中子筋の影響であると考えられる。

以下に参考として，既往の研究で実験を行った試験体の実験結果を示す。いずれも本研究と同様にパイルキャップを有するト形部分架構のせん断実験を行った試験体である。既往の試験体諸元を**表 5.3.21** に，試験体図面を**図 5.3.29～5.3.36** に示す。

表 5.3.21　既往試験体諸元

試験体		標準型	かご筋型	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	SC-01
軸力		853kN 柱軸力比0.3	854kN 柱軸力比0.3	850kN 柱軸力比0.32			890kN 柱軸力比0.32	970kN 柱軸力比0.32	1050kN 柱軸力比0.25
コンクリート強度		25.2N/mm^2		25.4N/mm^2			26.6N/mm^2	29.0N/mm^2	29.0N/mm^2
柱	せい×幅	350mm×300mm							380mm×380mm
	主筋	8-D13(SD980)		8-D13(SD685)			8-D13(SD785)		8-D16(SD490)
	補強筋	パイルキャップ外U9.0 ウルボン@50　　パイルキャップ内D10(SD295)※かご筋型を除く							
基礎梁	幅×せい	200mm×600mm							200mm×880mm
	主筋	上端下端共3-D22(PBSD930/1080)							
	せん断補強筋	U9.0 ウルボン@50							
杭	杭種	鋼管　鋼管厚7mm ϕ 190.7							SC105パイル 鋼管厚7mm φ318.5
	アンカー筋	8-D22(USD980)							8-D25(SD390)
パイルキャップ	せい×幅×高さ	500mm×500mm×520mm		500mm×500mm×570mm					750mm×750mm×1050mm
	補強筋	袴筋:11-D6(SD295A) ベース筋:11-D6(SD295A)	縦筋:4-D13(SD295A)	縦筋:4-D13(SD295A) 4-D10(SD295A)			縦筋:4-D13(SD295A)	縦筋:4-D13(SD295A) 4-D10(SD295A) リング筋:2-D13(SD295A)	袴筋:8-D6(SD295A) ベース筋:8-D10(SD295A)
		帯筋:D6(SD295A)	帯筋:5-D10(SD295A)	帯筋:3-D10(SD295A)		帯筋:5-D10(SD295A)	帯筋:5-D13(SD295A)		帯筋:8-D6(SD295A)

標準型(2010 松本)

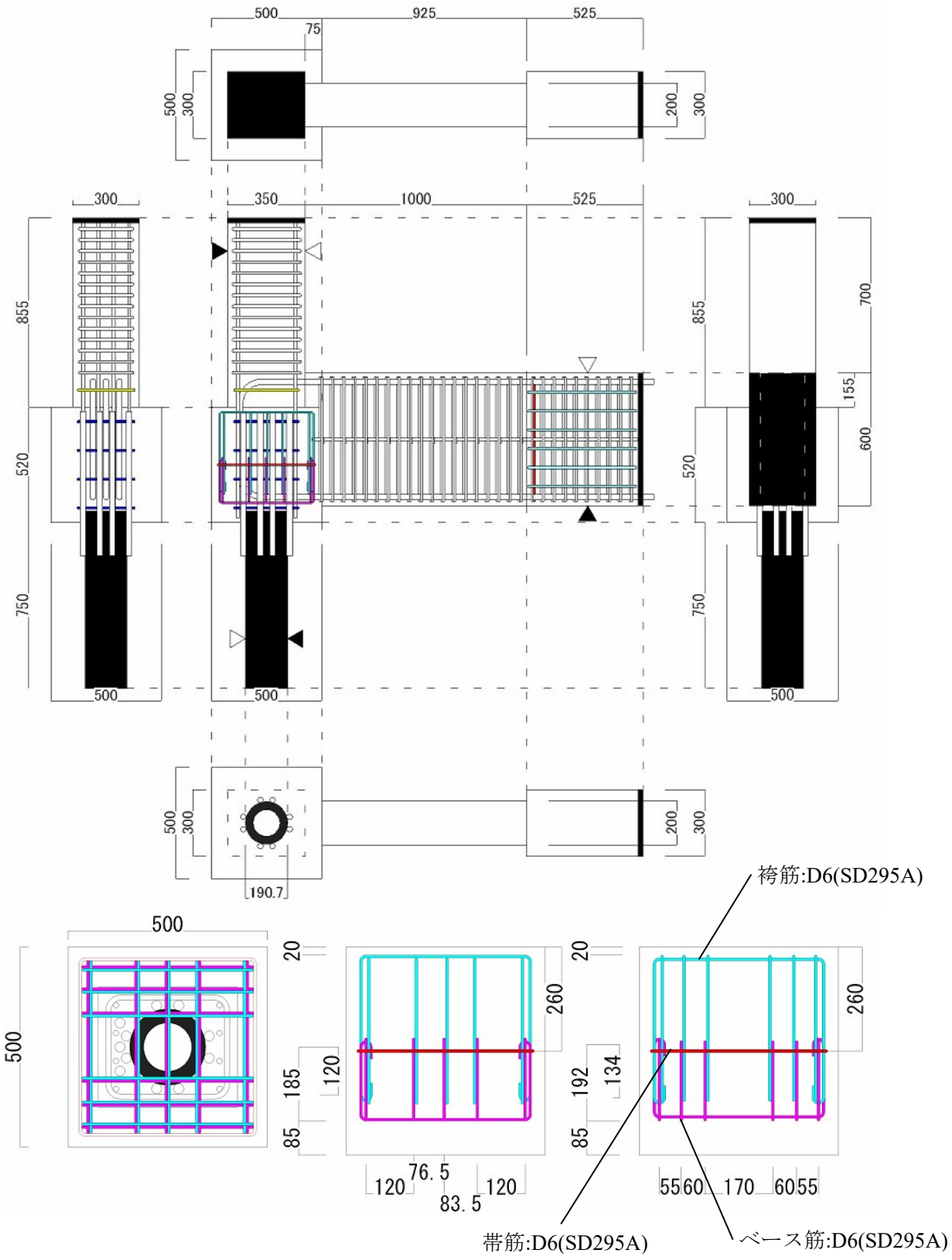


図 5.3.29　試験体標準型配筋図

かご筋型(2010 松本)

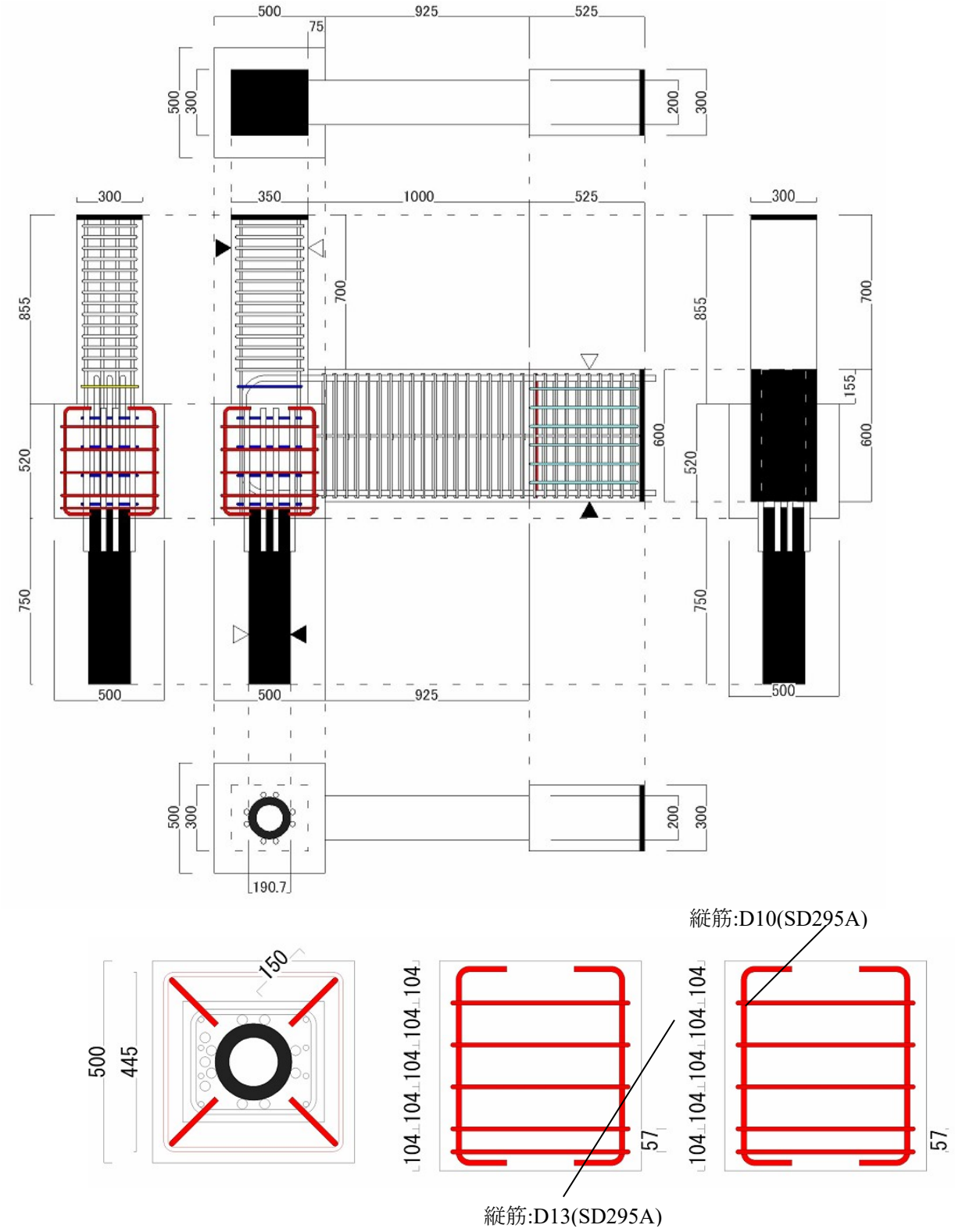
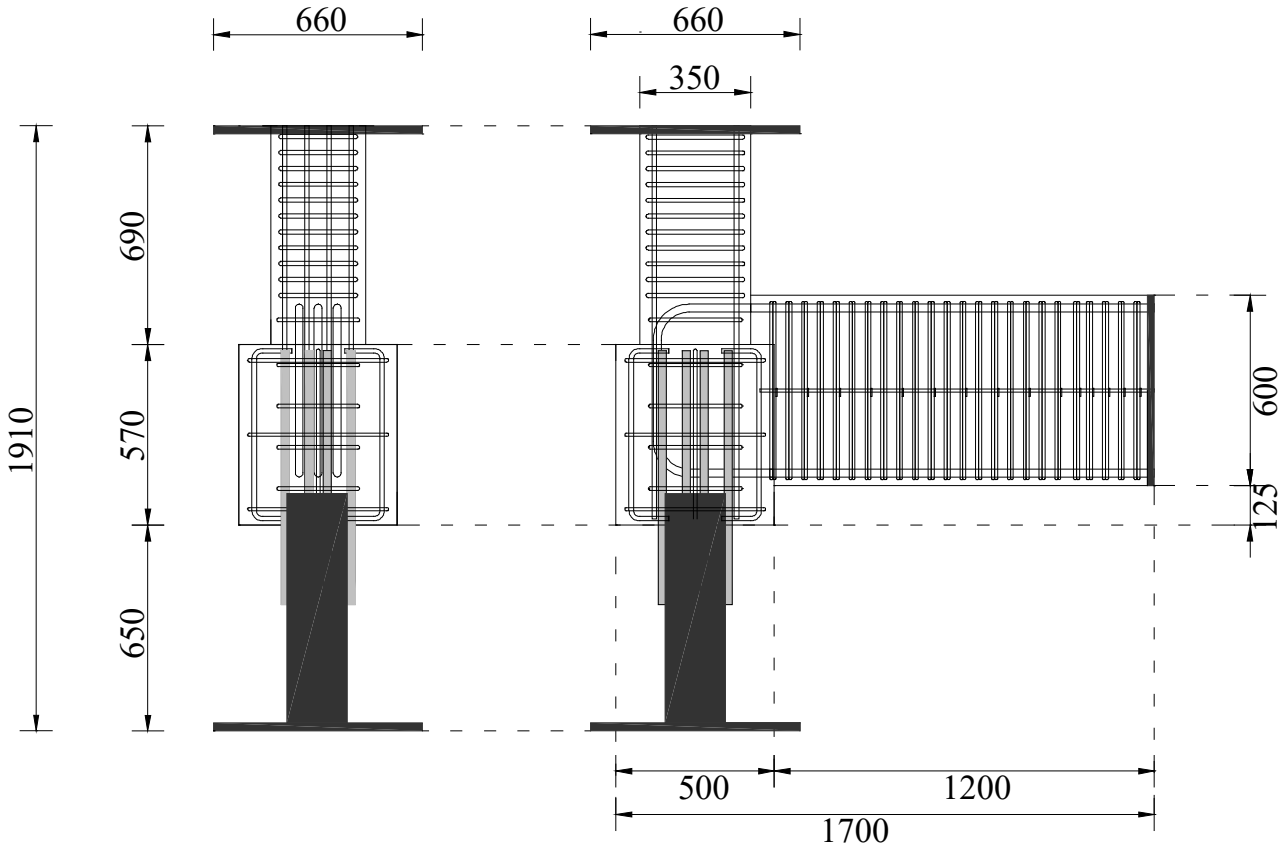


図 5.3.30　試験体かご筋型配筋図

試験体 No.1



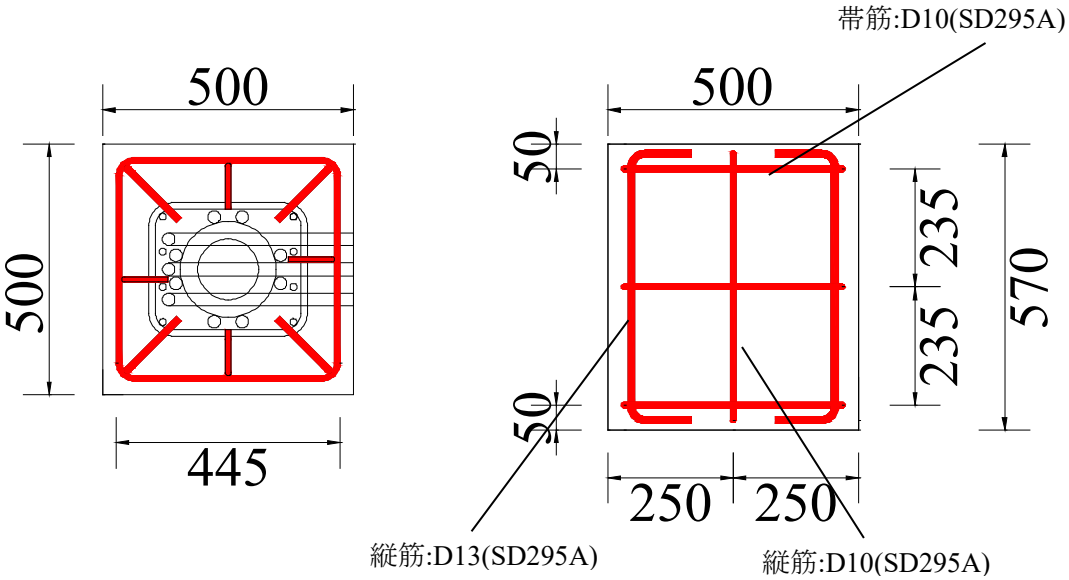
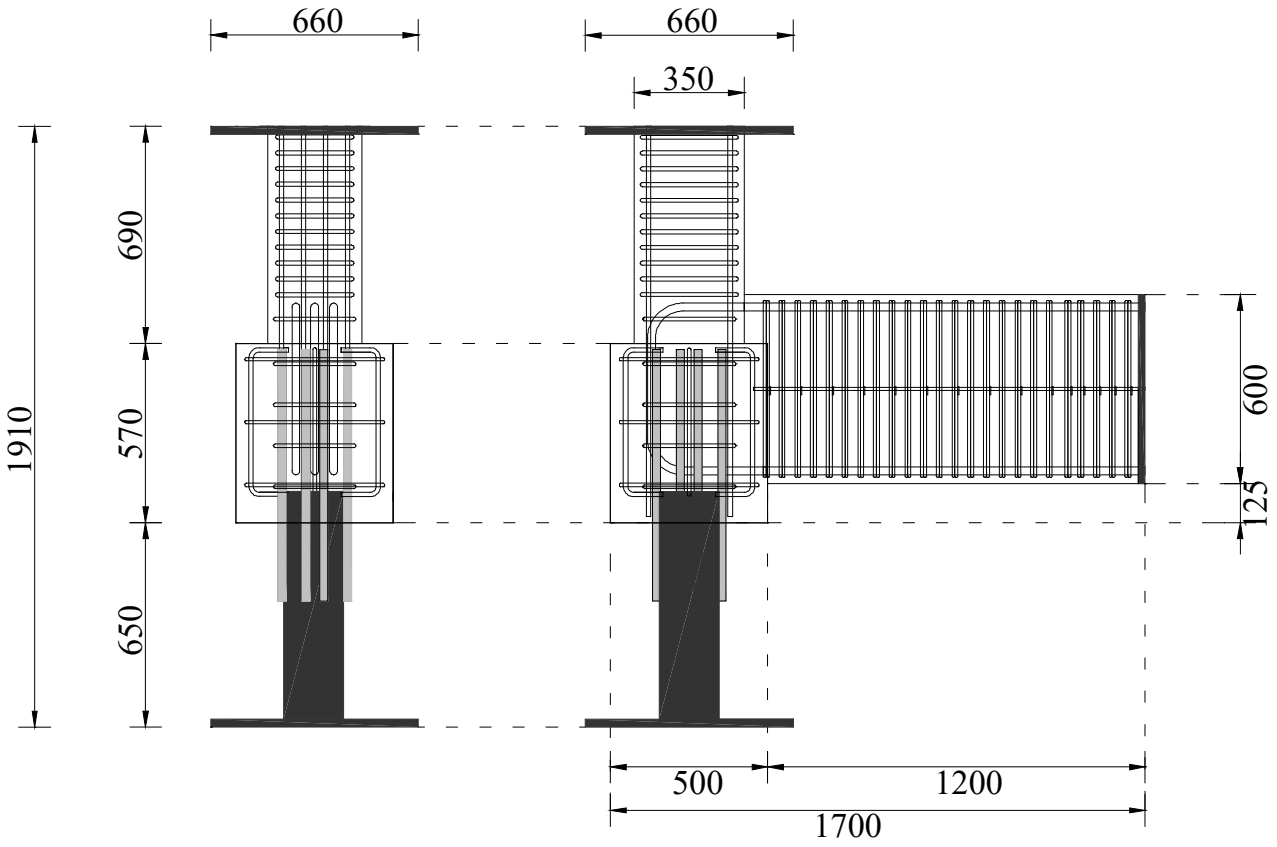


図 5.3.31　試験体 No.1 配筋図

試験体 No.2



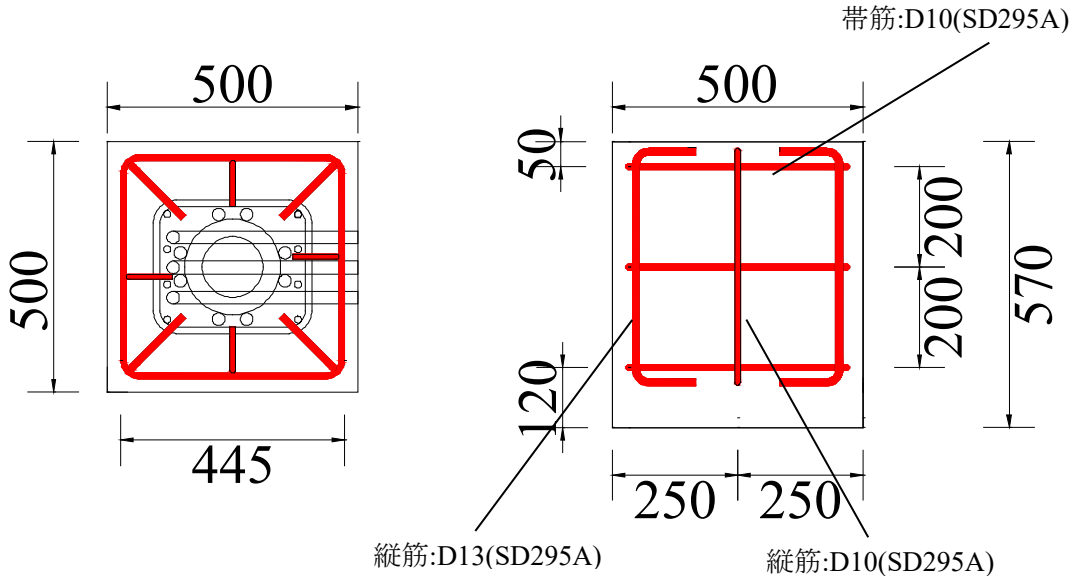
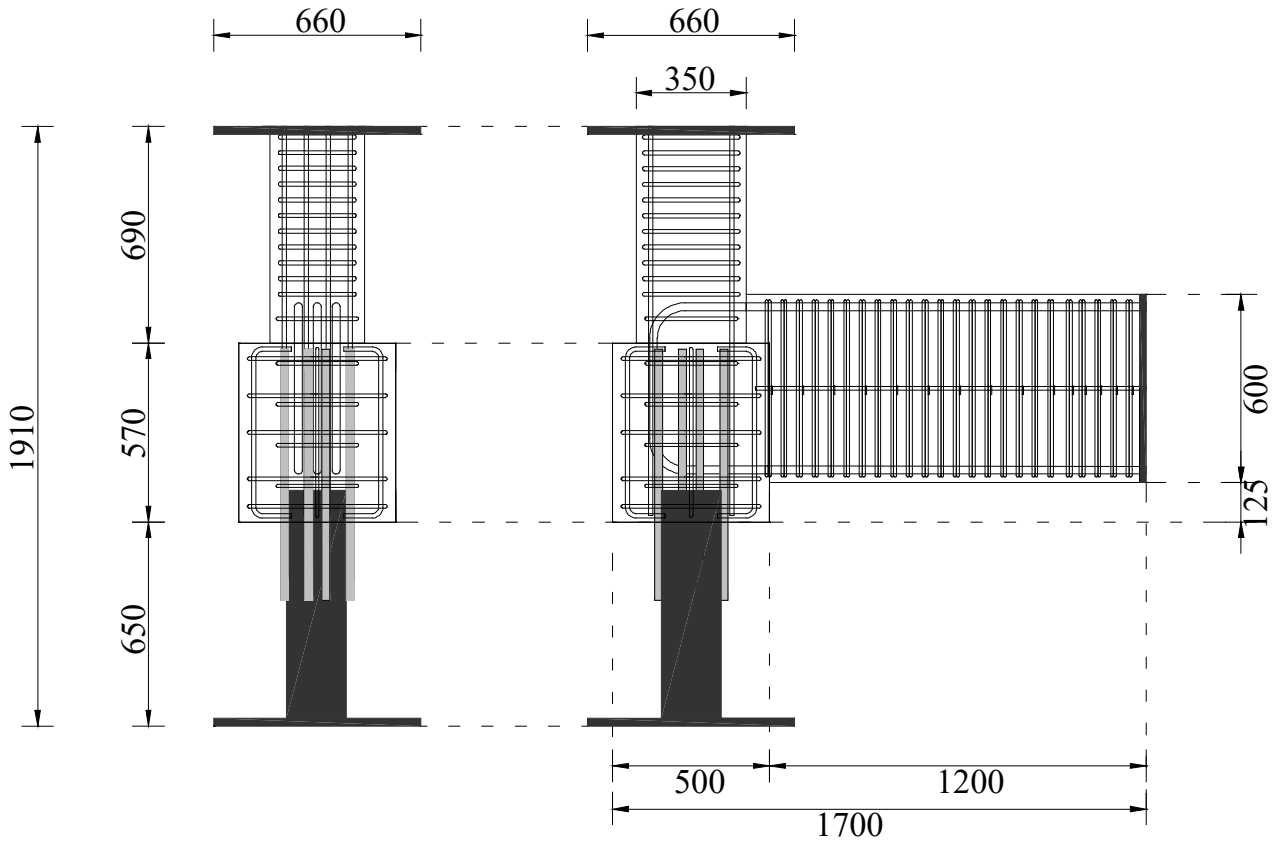


図 5.3.32　試験体 No.2 型配筋図

試験体 No.3



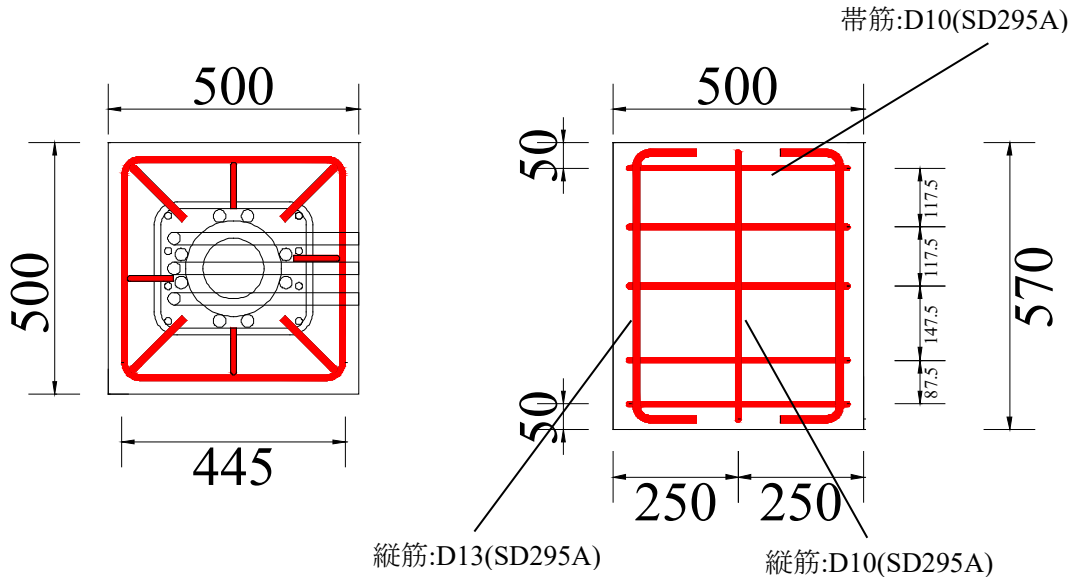
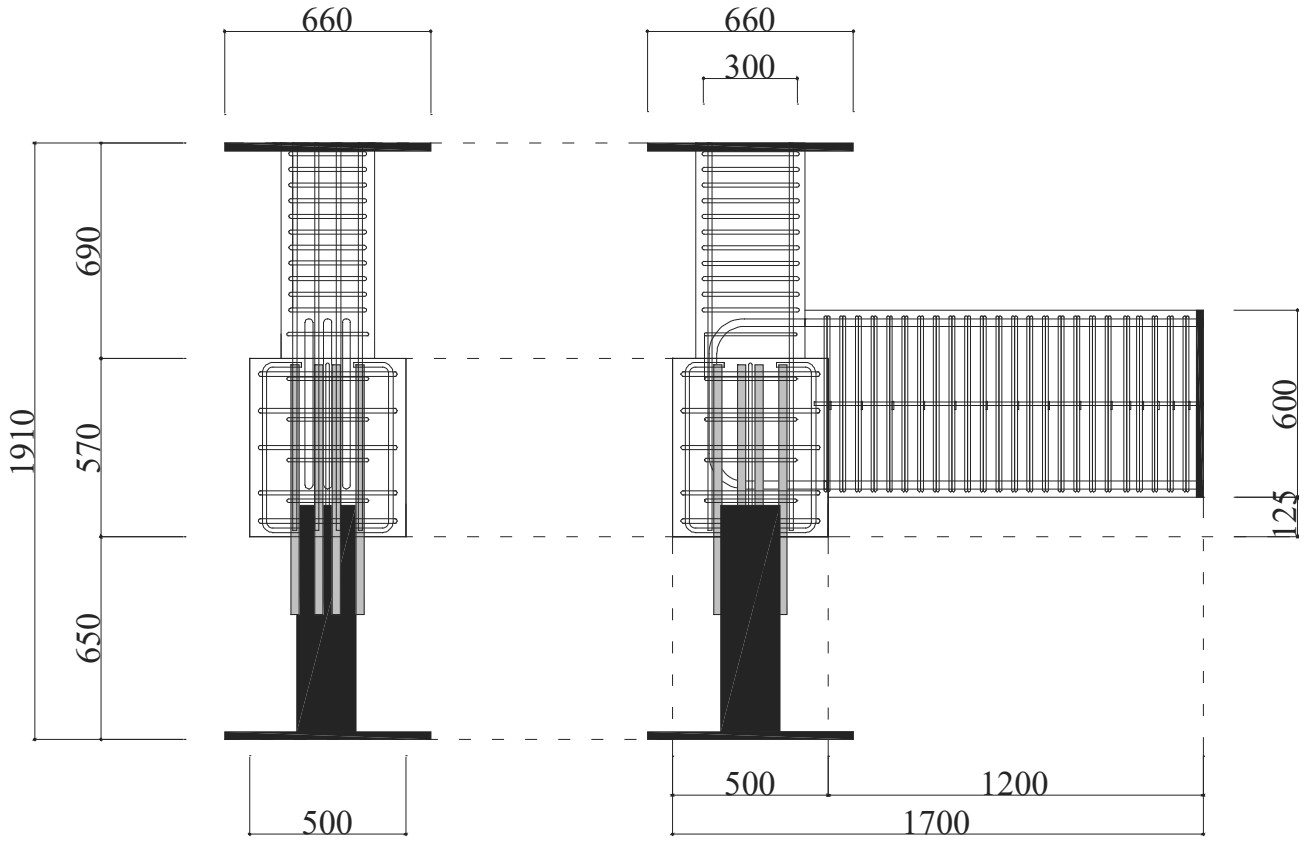


図 5.3.33　試験体 No.3 型配筋図

試験体 No.4



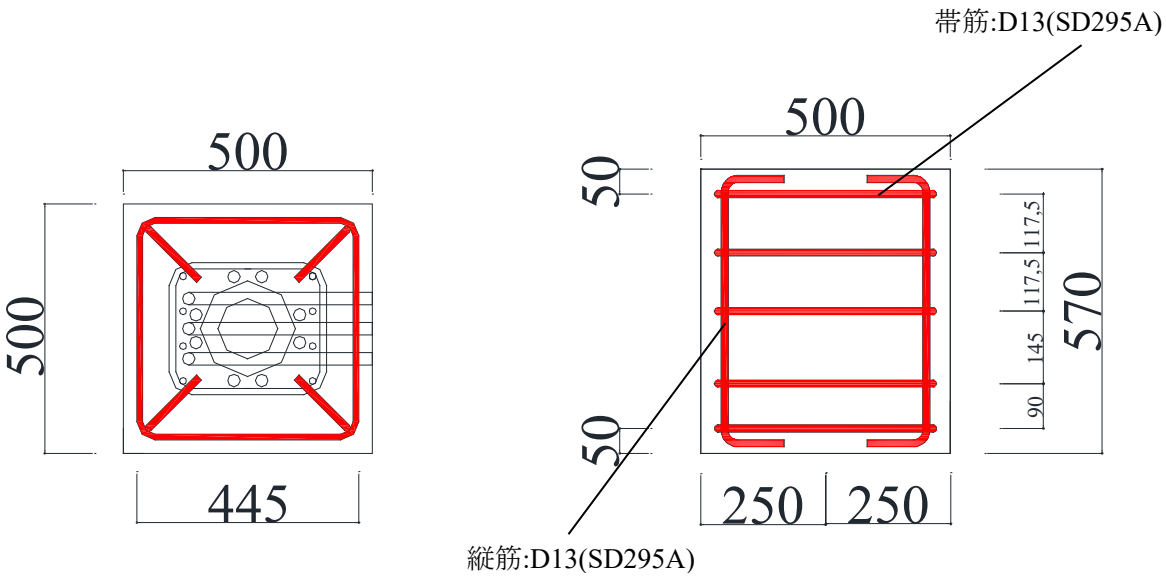
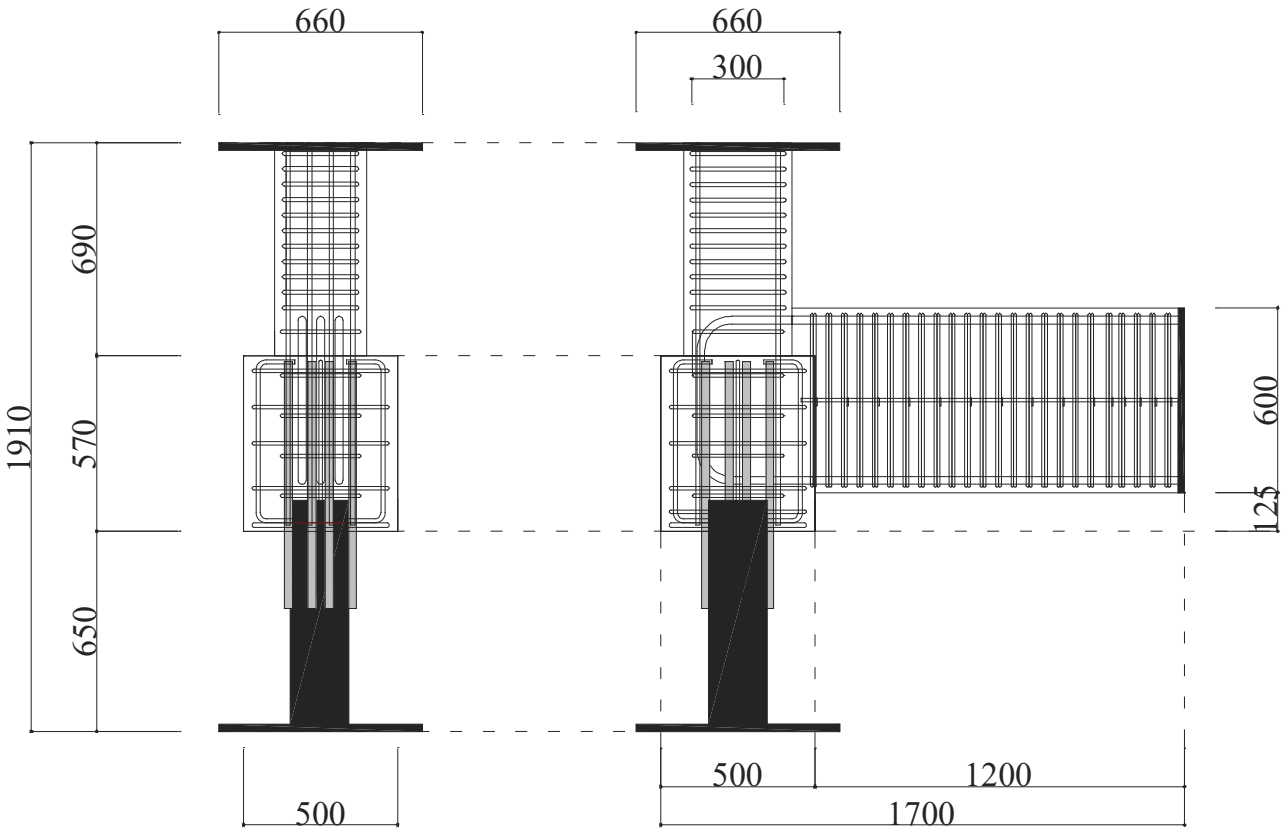


図 5.3.34　試験体 No.4 型配筋図

試験体 No.5



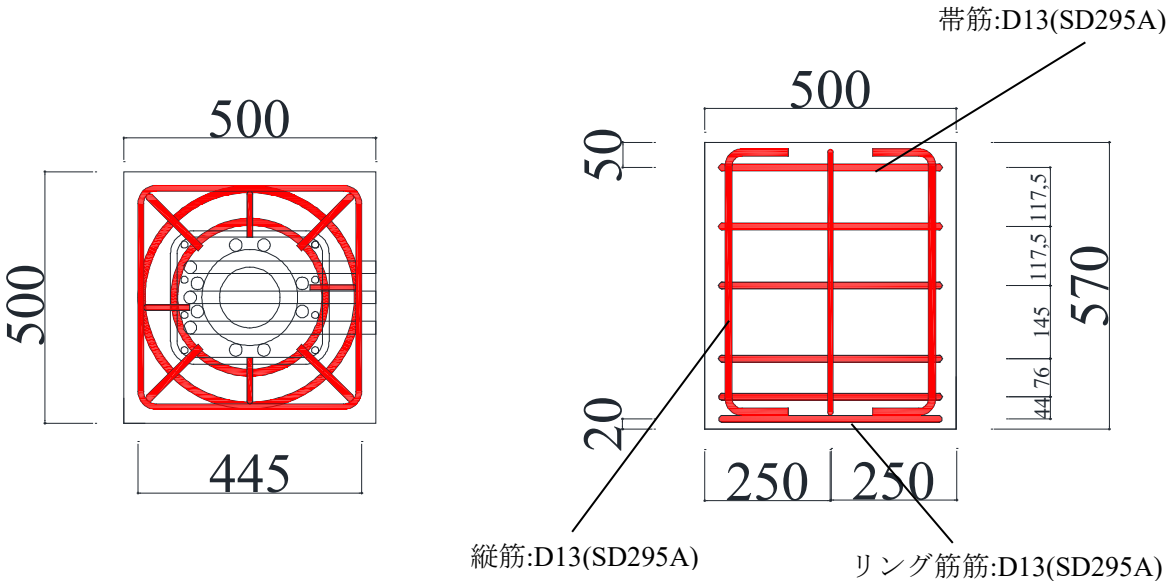


図 5.3.35　試験体 No.5 型配筋図

試験体 SC-01

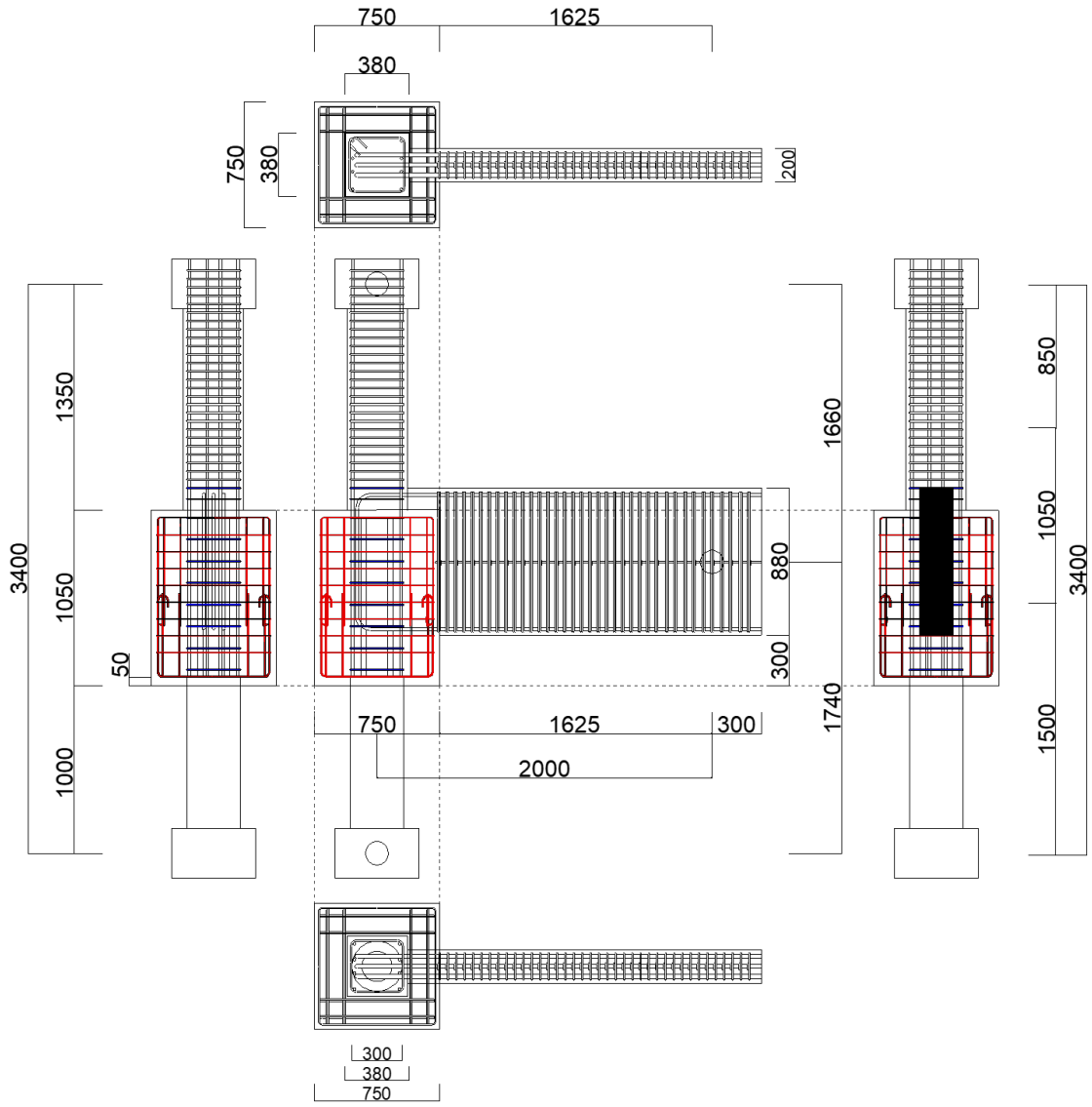


図 5.3.36　試験体試験体 SC-01 配筋図

既往研究の各試験体の層せん断力-層間変形角関係を**図 5.3.37～5.3.44** に示す。

(5)　試験体　標準型，かご筋型(2010 年 松本による実験)

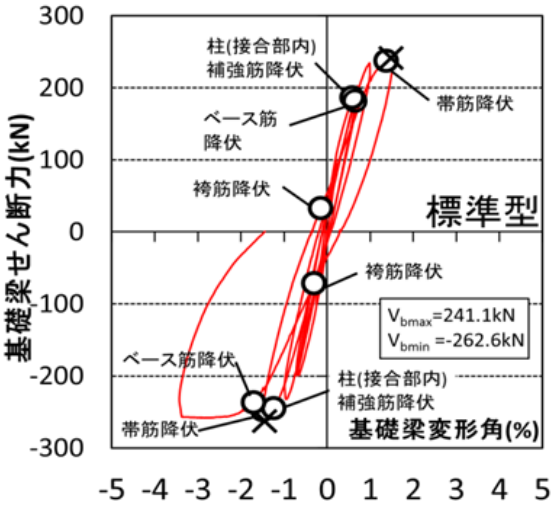


図 5.3.37 Q-R 関係 試験体標準型

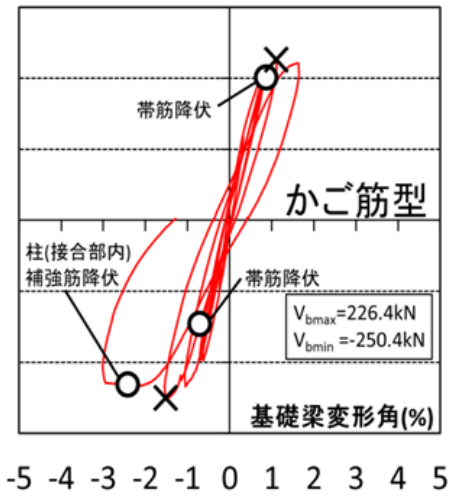


図 5.3.38 Q-R 関係 試験体かご筋型

試験体標準型はパイルキャップ内の配筋を標準的な配筋方法としたもので最大耐力前に柱補強筋と帯筋が降伏していることから架構の最大耐力はパイルキャップで決定された。かご筋型は新たに提案された配筋方法を用いたもので，パイルキャップせん断破壊はしていないが最大耐力前にパイルキャップ内の帯筋の降伏が見られたことから，架構の最大耐力はパイルキャップによるものが大きいと考えられる。

(6)　試験体　No.1，No.2，No.3，No.4，No.5(2013，2014 年 大和久，小原による実験)

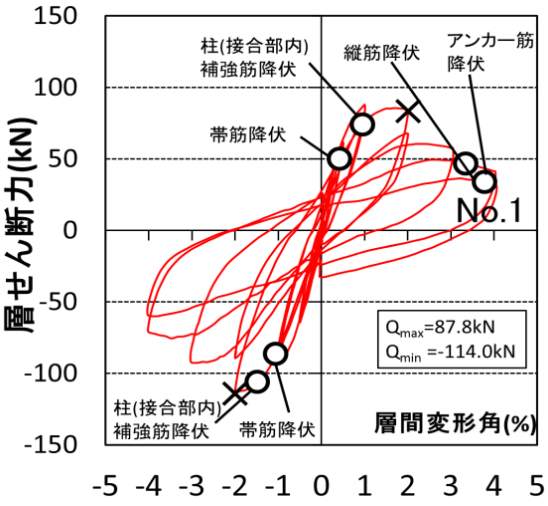


図 5.3.39 Q-R 関係 試験体 No.1

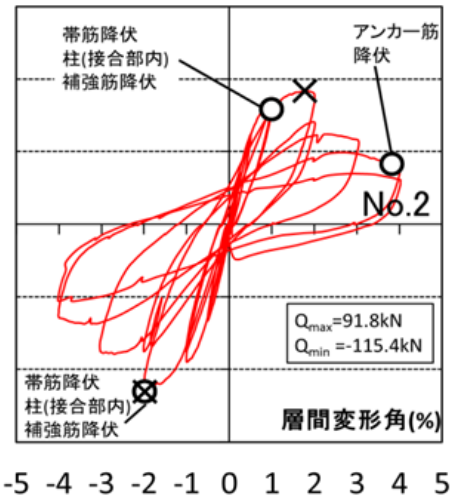


図 5.3.40 Q-R 関係 試験体 No.2

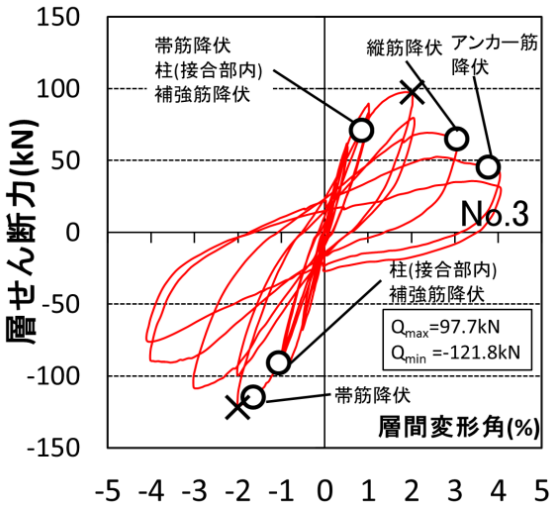


図 5.3.41 Q-R 関係 試験体 No.3

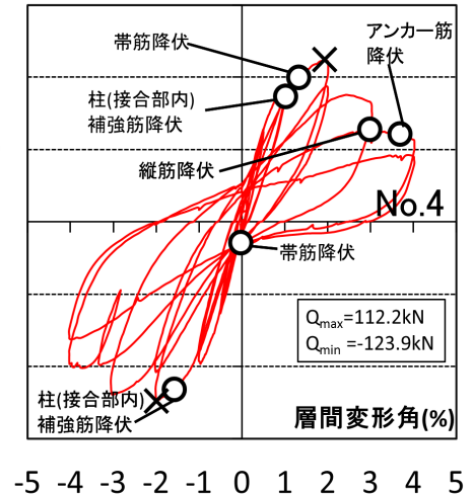


図 5.3.42 Q-R 関係 試験体 No.4

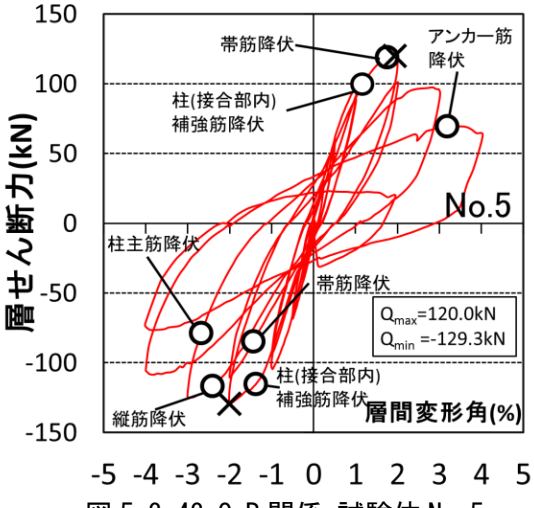


図 5.3.43 Q-R 関係 試験体 No.5

試験体 No.1～No.5 はいずれの試験体でも最大耐力前にパイルキャップ内（パイルキャップ・接合部内柱補強筋）帯筋が降伏し，パイルキャップがせん断破壊している。また帯筋量を増加させた試験体 No.4, No.5 では最大耐力後の耐力低下が減少したことから帯筋量が耐力低下に影響していると考えられる

(7)　試験体　SC-01(2015 年 伊藤による実験)

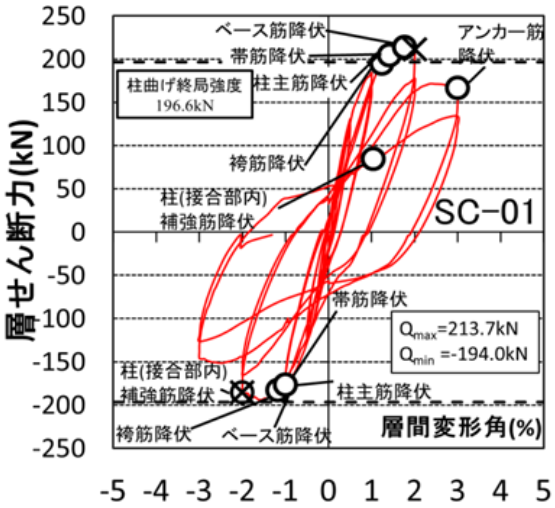


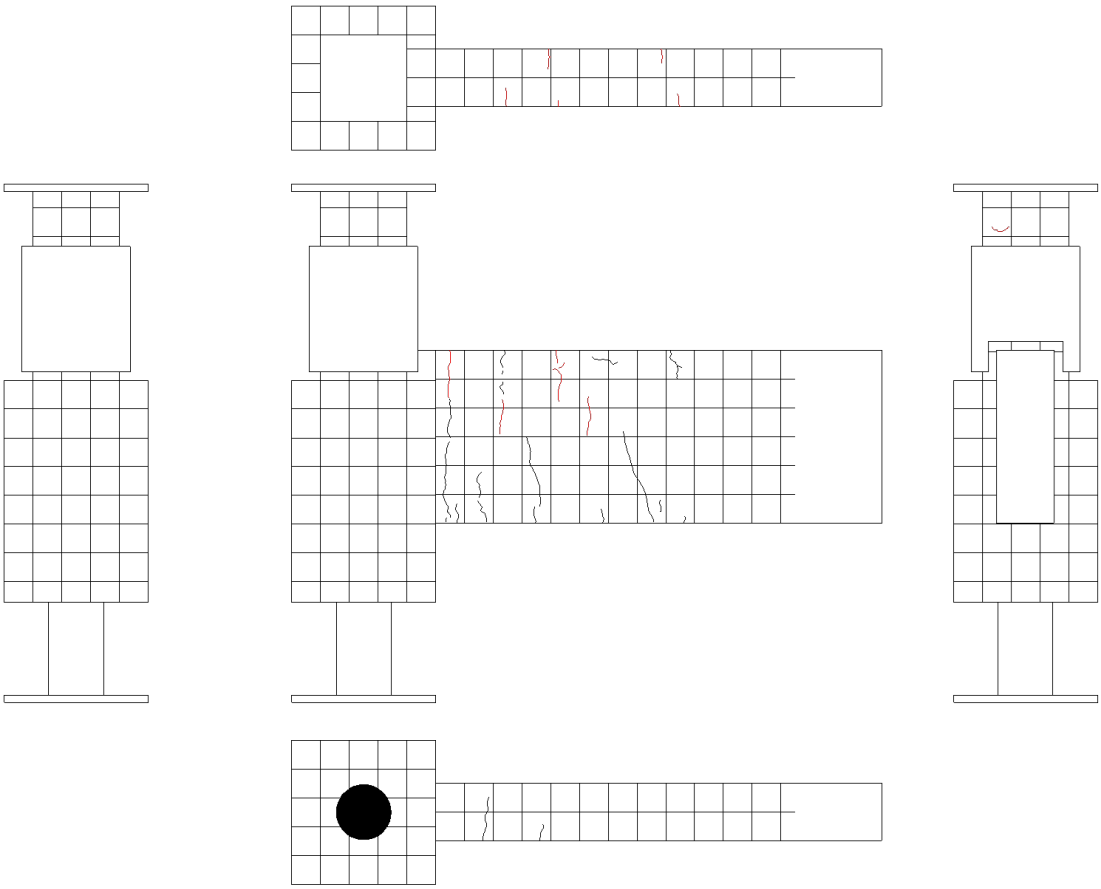
図 5.3.44 Q-R 関係 試験体 SC-01

試験体 SC-01 は試験体のスケールを 1/2 程度まで拡大したもので，最大耐力前に帯筋と柱補強筋が降伏していたため，最大耐力はパイルキャップによって決定したものと考えられる。

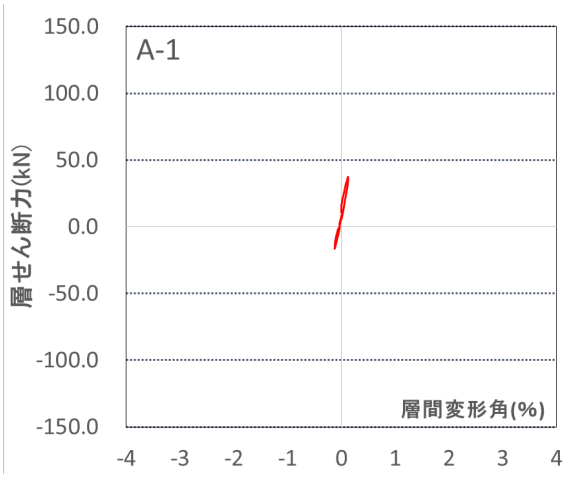
5.3.2 ひび割れ状況

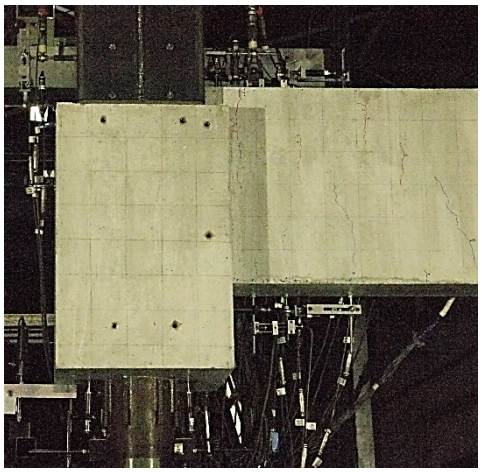
(1)　試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2

図・写真 5.3.44～図・写真 5.3.101 に各試験体に発生したひび割れ幅の図，ピーク時の荷重と層間変形角，そのサイクルの除荷までの層せん断力-層間変形角関係，ピーク時の部材写真を示す。正載荷時に発生，進展したひび割れを黒線，負載荷時に発生，進展したひび割れを赤線で表す。

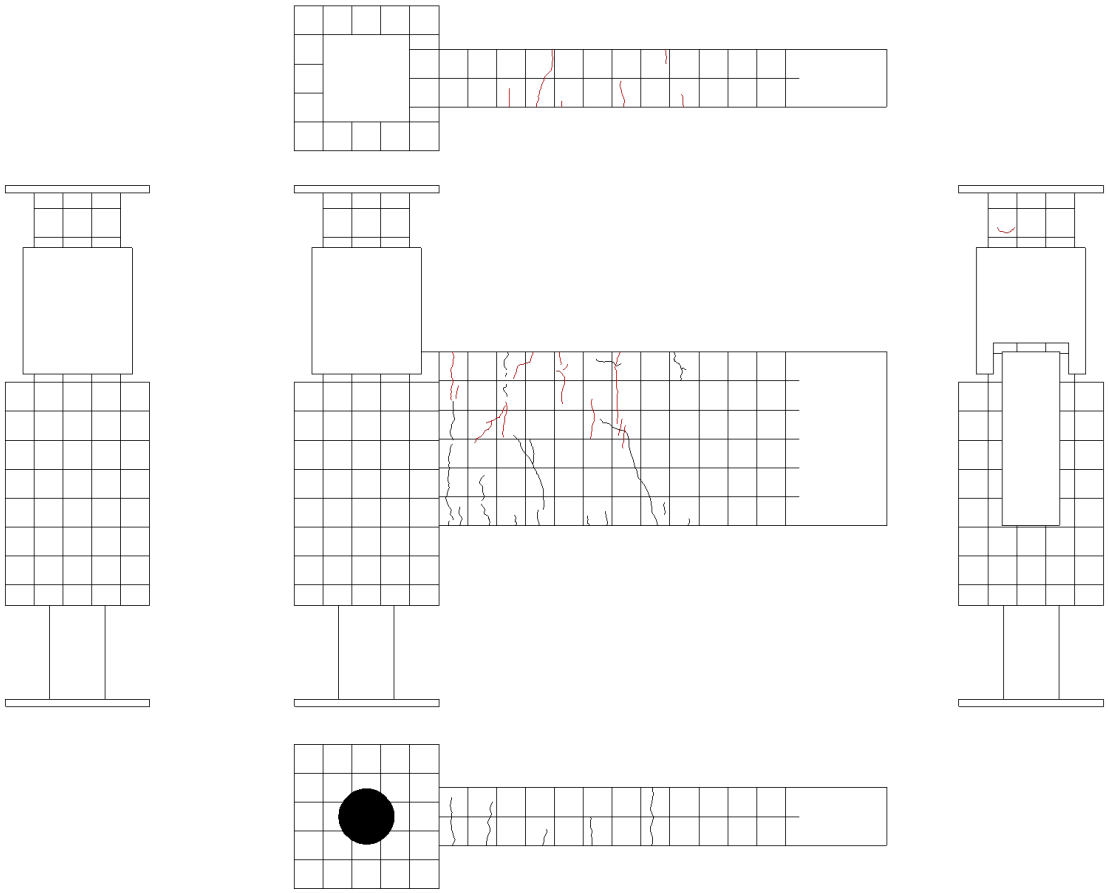


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+1	35.9	0.125
-1	−16.4	−0.127

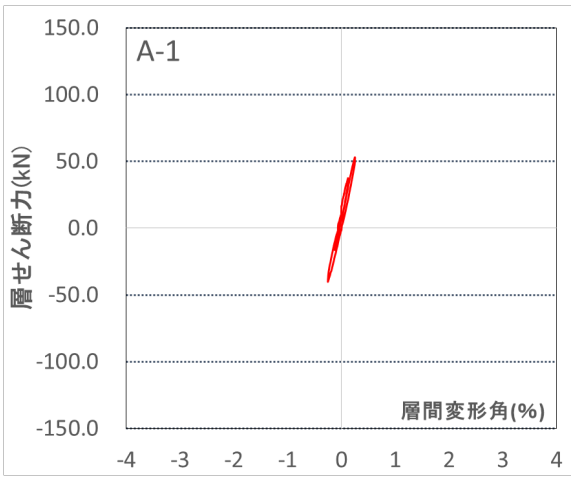


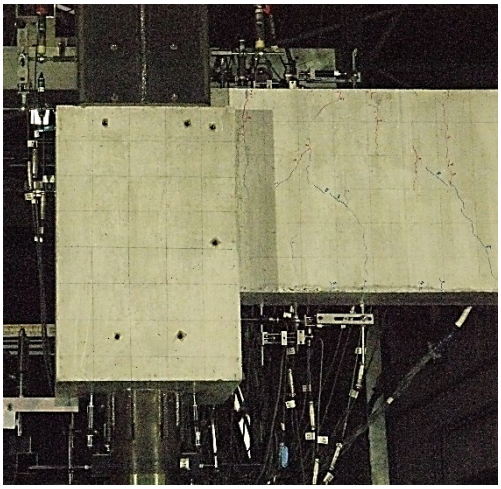


図・写真 5.3.44 試験体 A-1 ひび割れ状況（1Cycle）

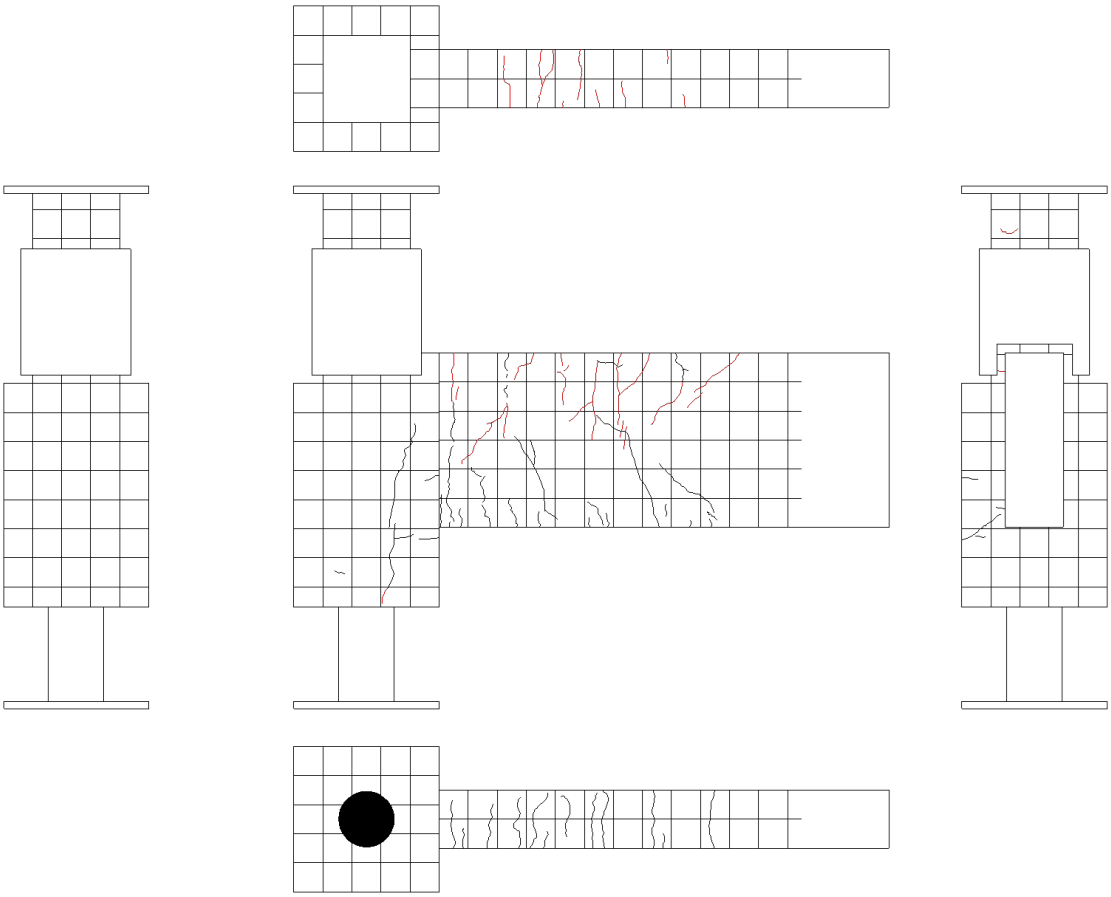


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+2	53.0	0.251
-2	−40.2	−0.253

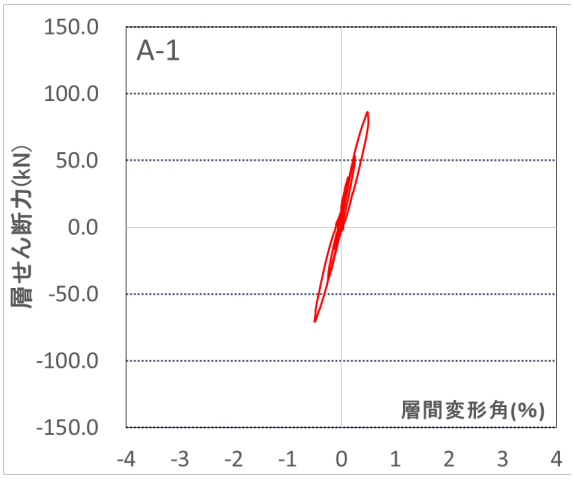


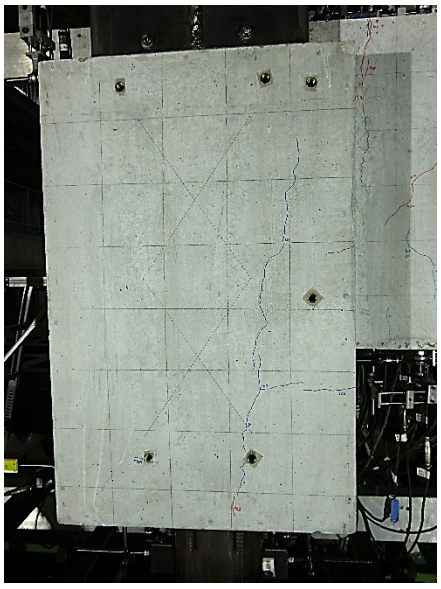


図・写真 5.3.45 試験体 A-1 ひび割れ状況（2Cycle）

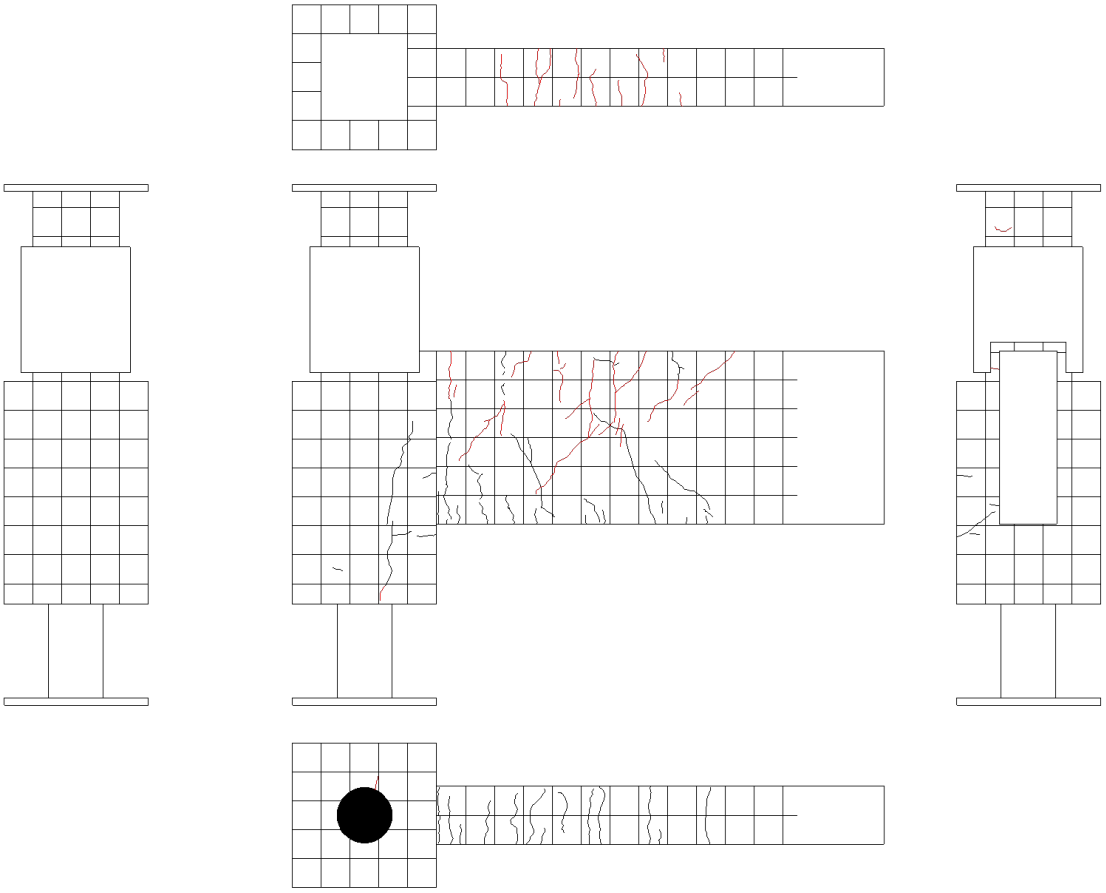


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+3	79.9	0.500
-3	−70.6	−0.502

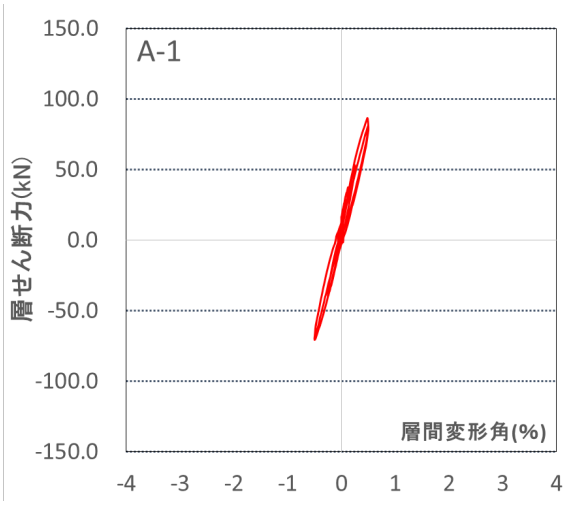


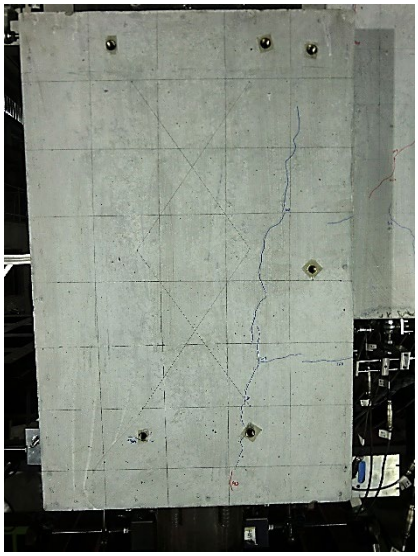


図・写真 5.3.46 試験体 A-1 ひび割れ状況（3Cycle）

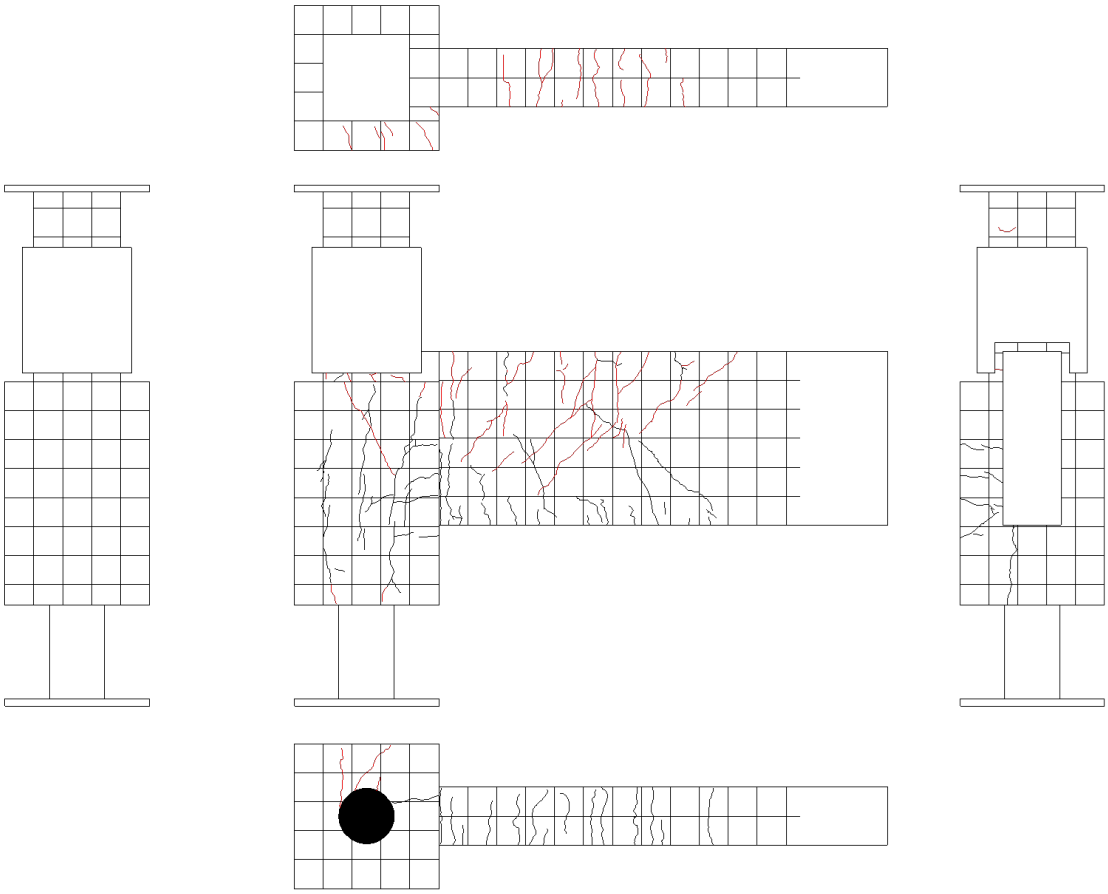


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+4	81.2	0.499
-4	−69.9	−0.502

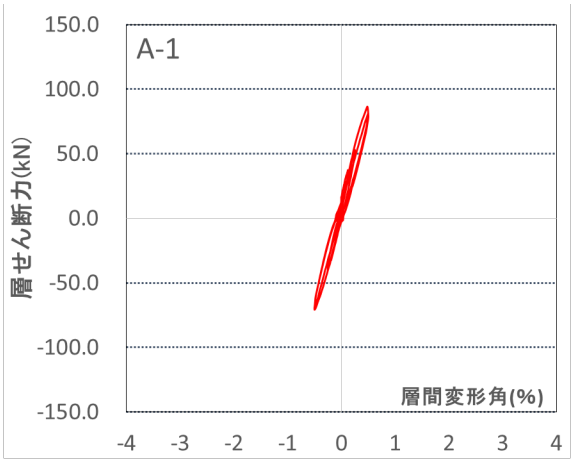




図・写真 5.3.47 試験体 A-1 ひび割れ状況（4Cycle）

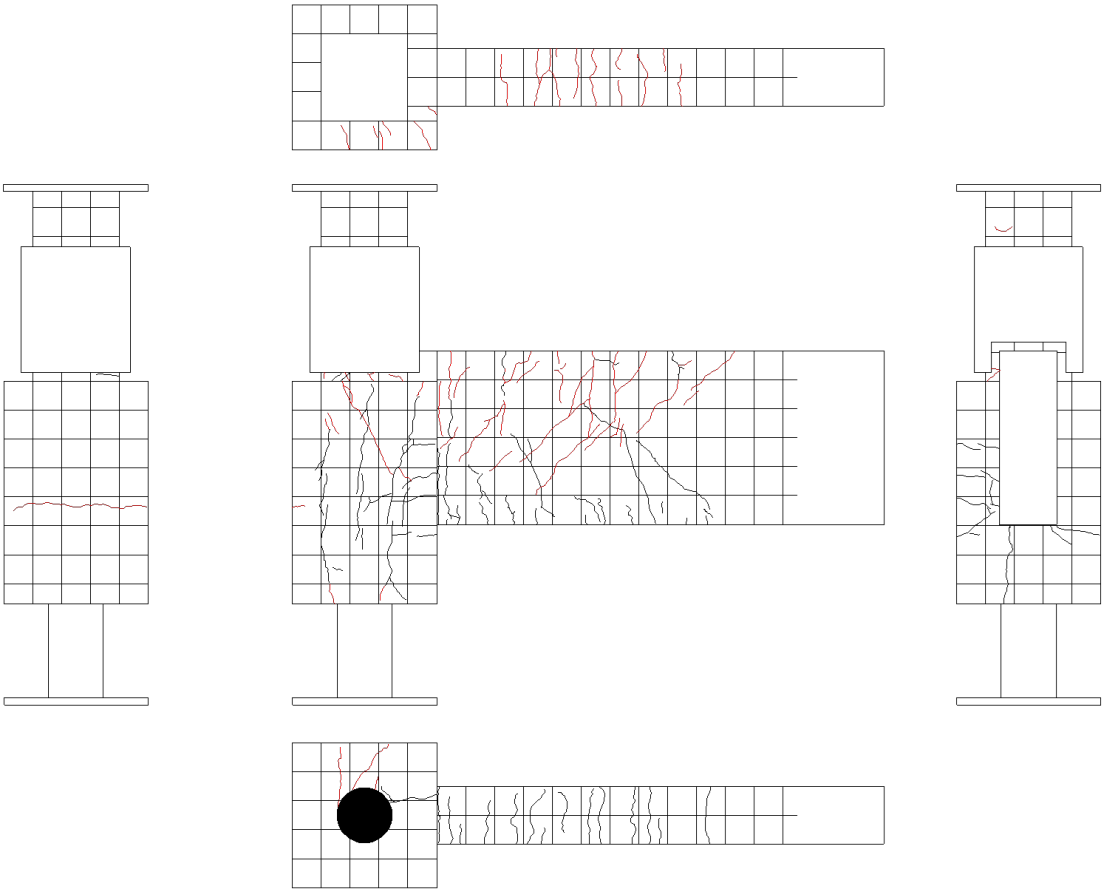


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+5	106.2	1.001
-5	−100.6	−1.003

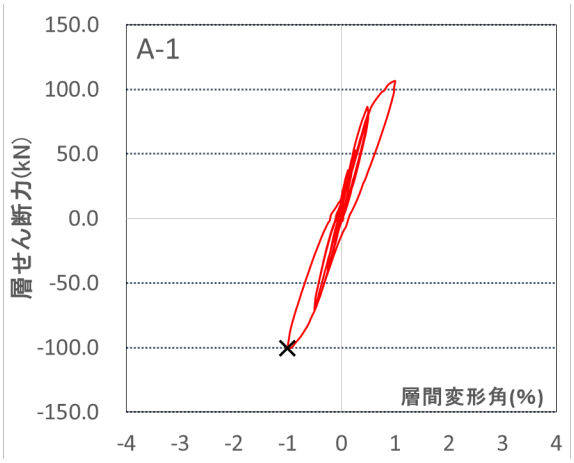


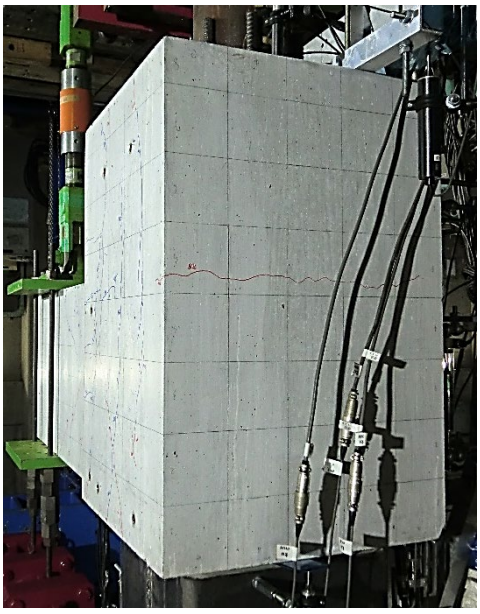


図・写真 5.3.48 試験体 A-1 ひび割れ状況（5Cycle）

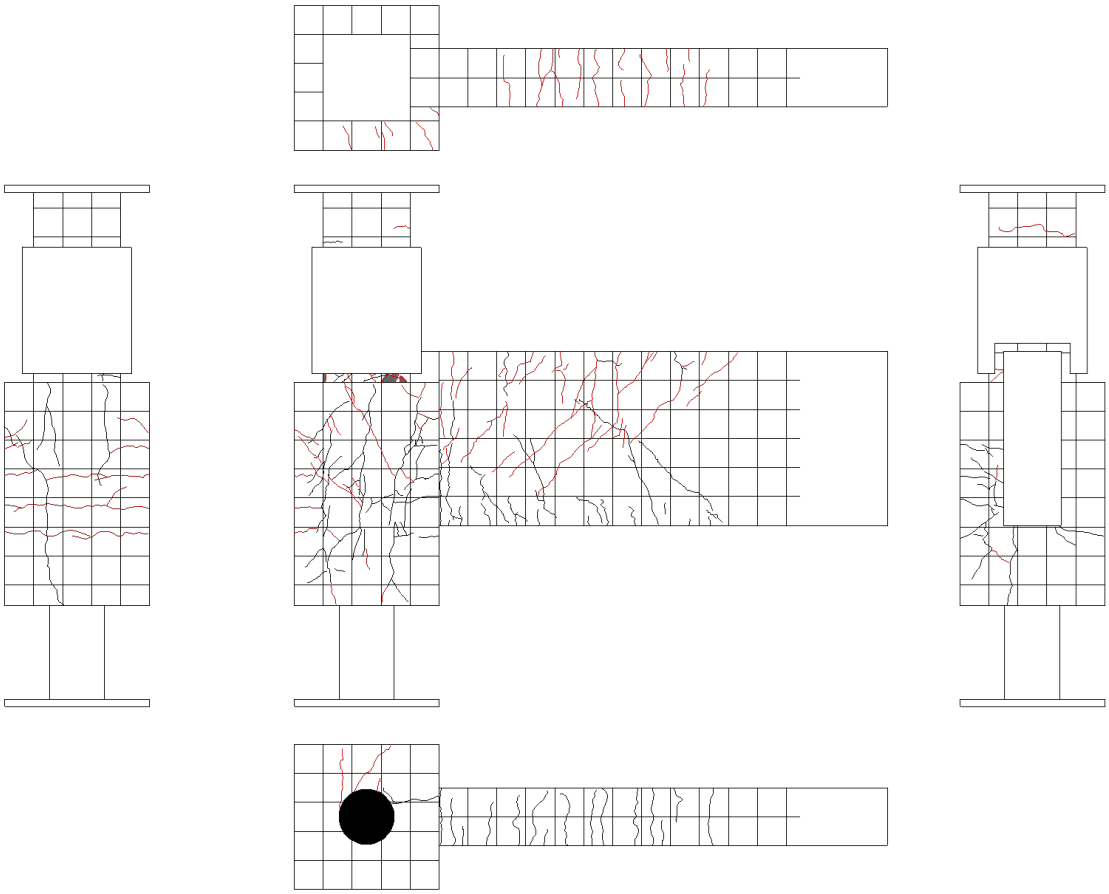


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+6	98.5	1.006
-6	−94.2	−1.006

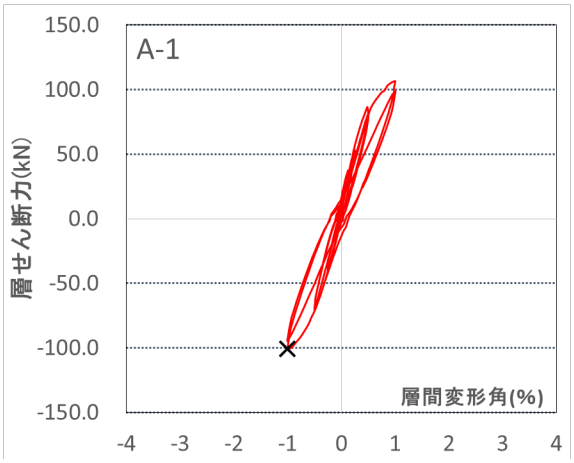


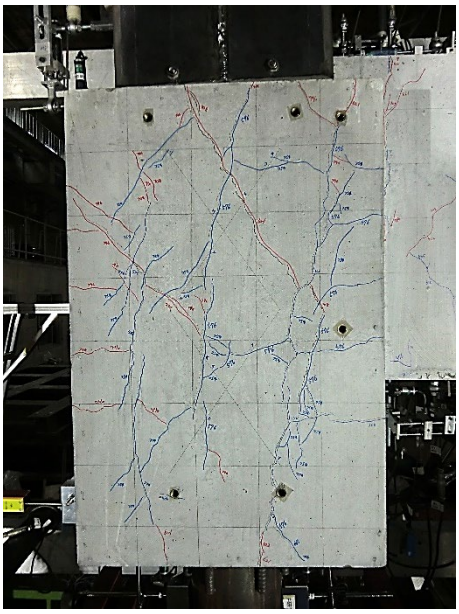


図・写真 5.3.49 試験体 A-1 ひび割れ状況（6Cycle）

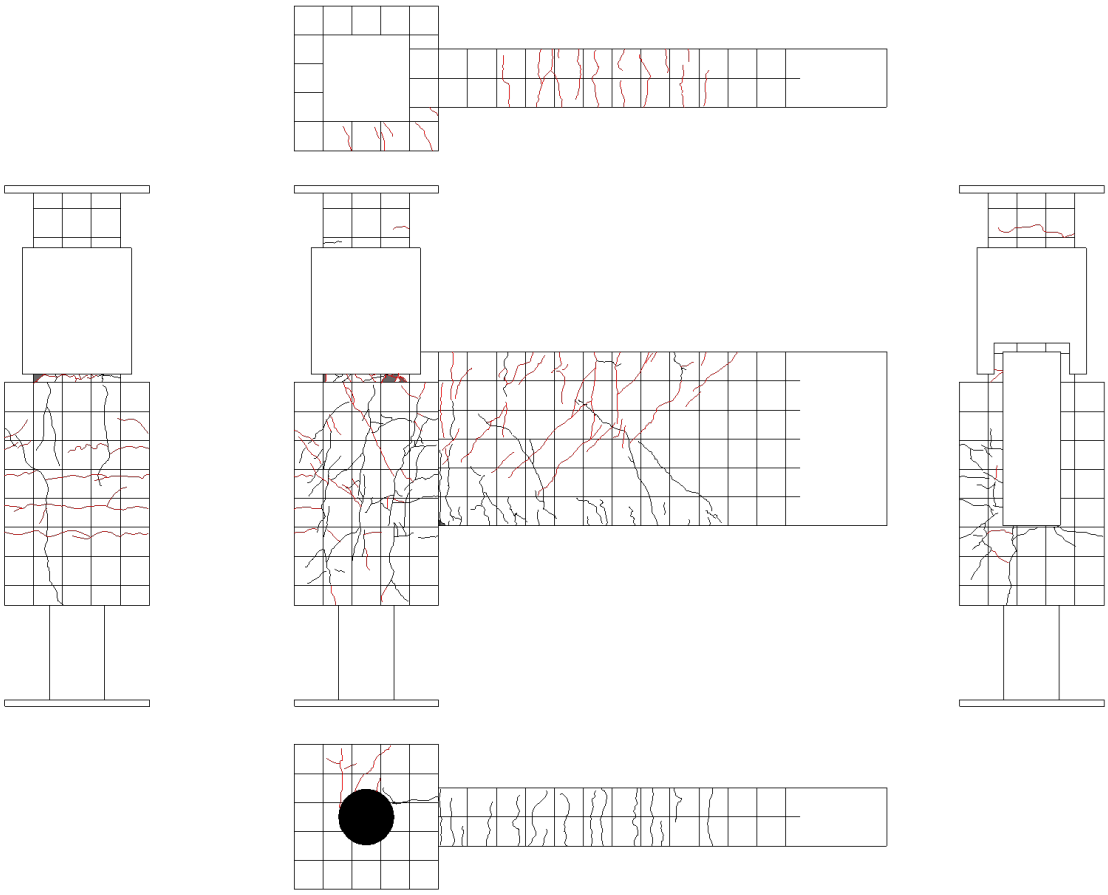


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+7	112.9	2.009
-7	−97.9	−2.002

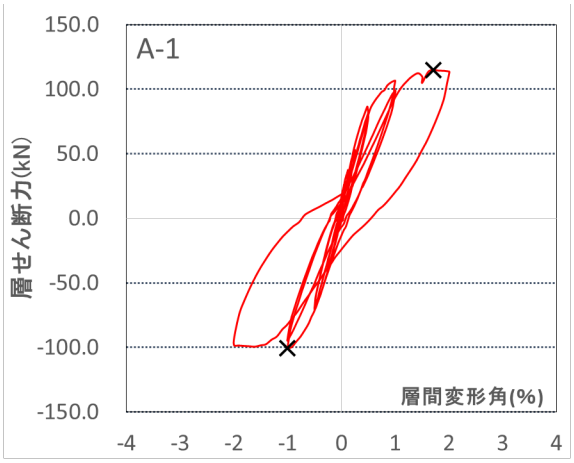


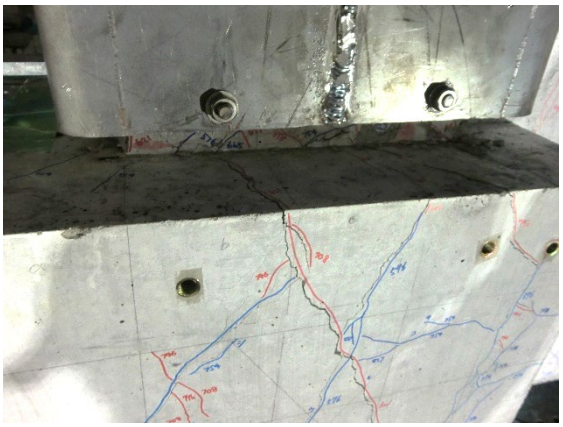


図・写真 5.3.50 試験体 A-1 ひび割れ状況（7Cycle）

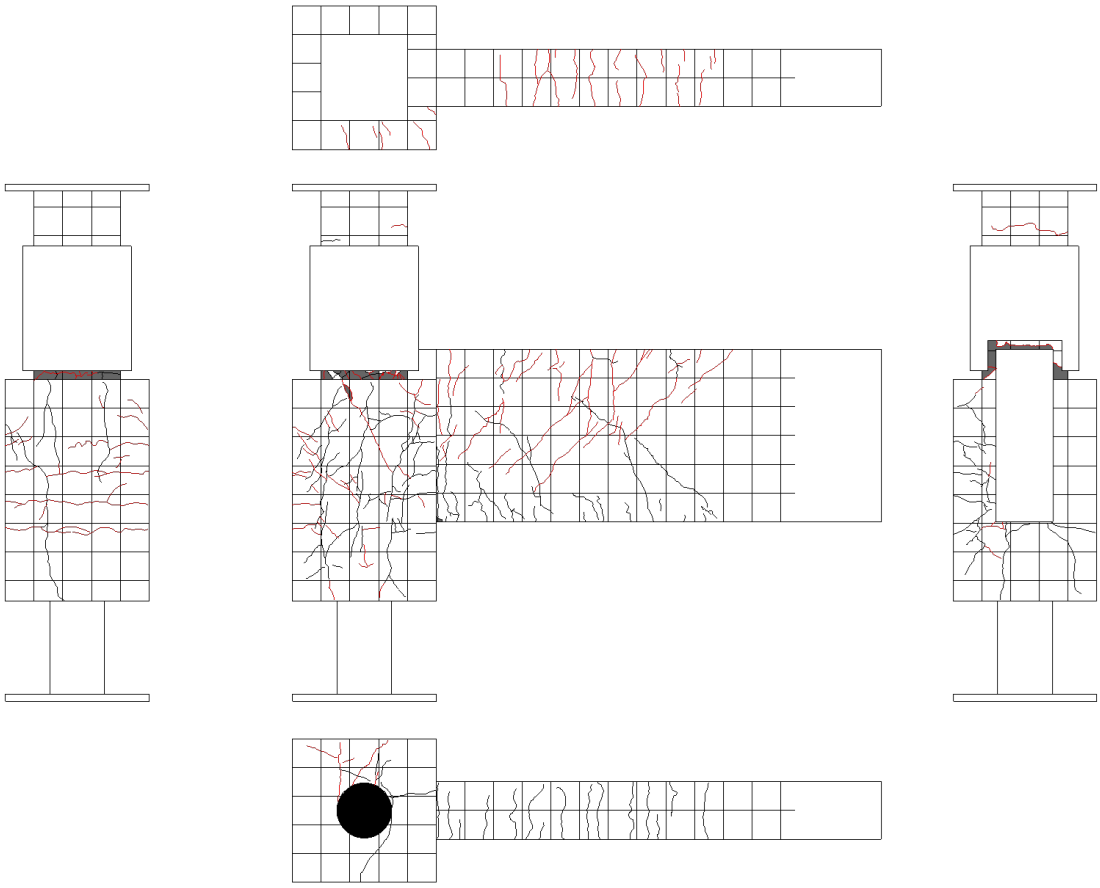


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+8	92.9	2.008
-8	−87.8	−2.002

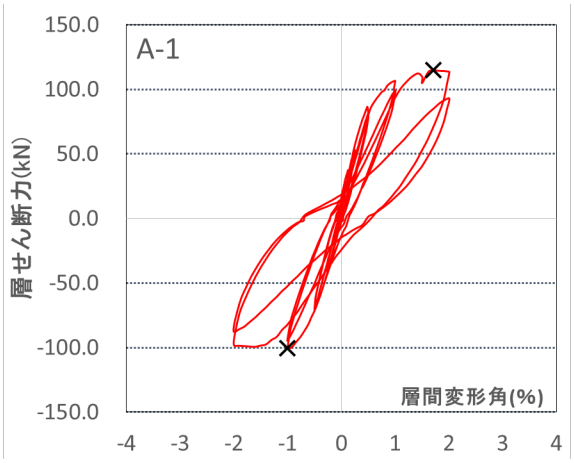


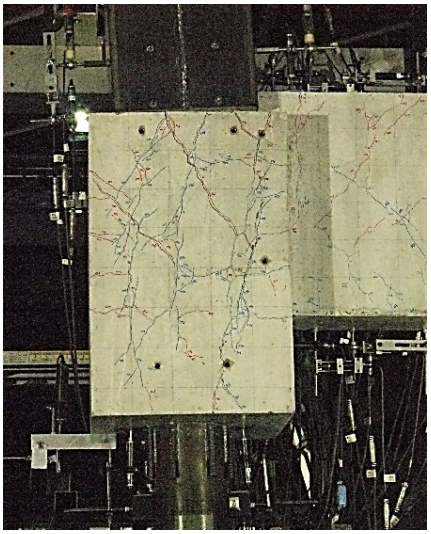


図・写真 5.3.51 試験体 A-1 ひび割れ状況（8Cycle）

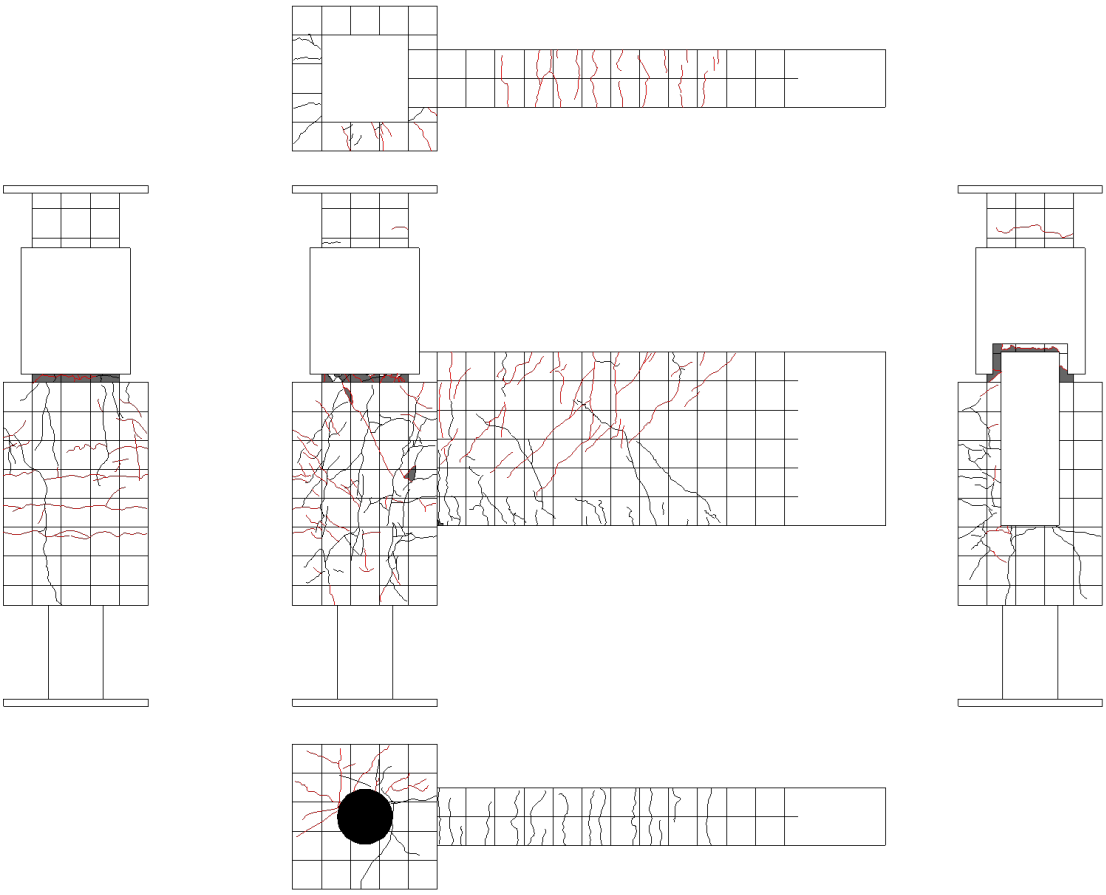


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+9	96.4	3.003
-9	−75.9	−3.005

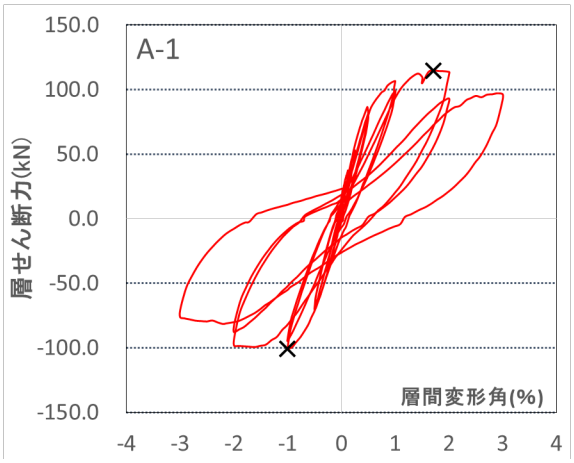


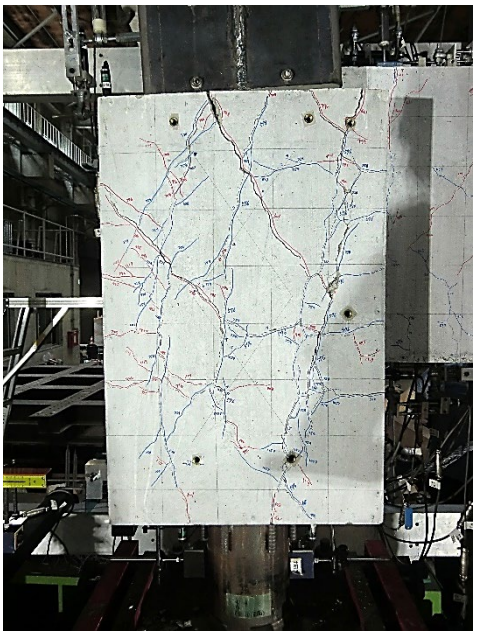


図・写真 5.3.52 試験体 A-1 ひび割れ状況（9Cycle）

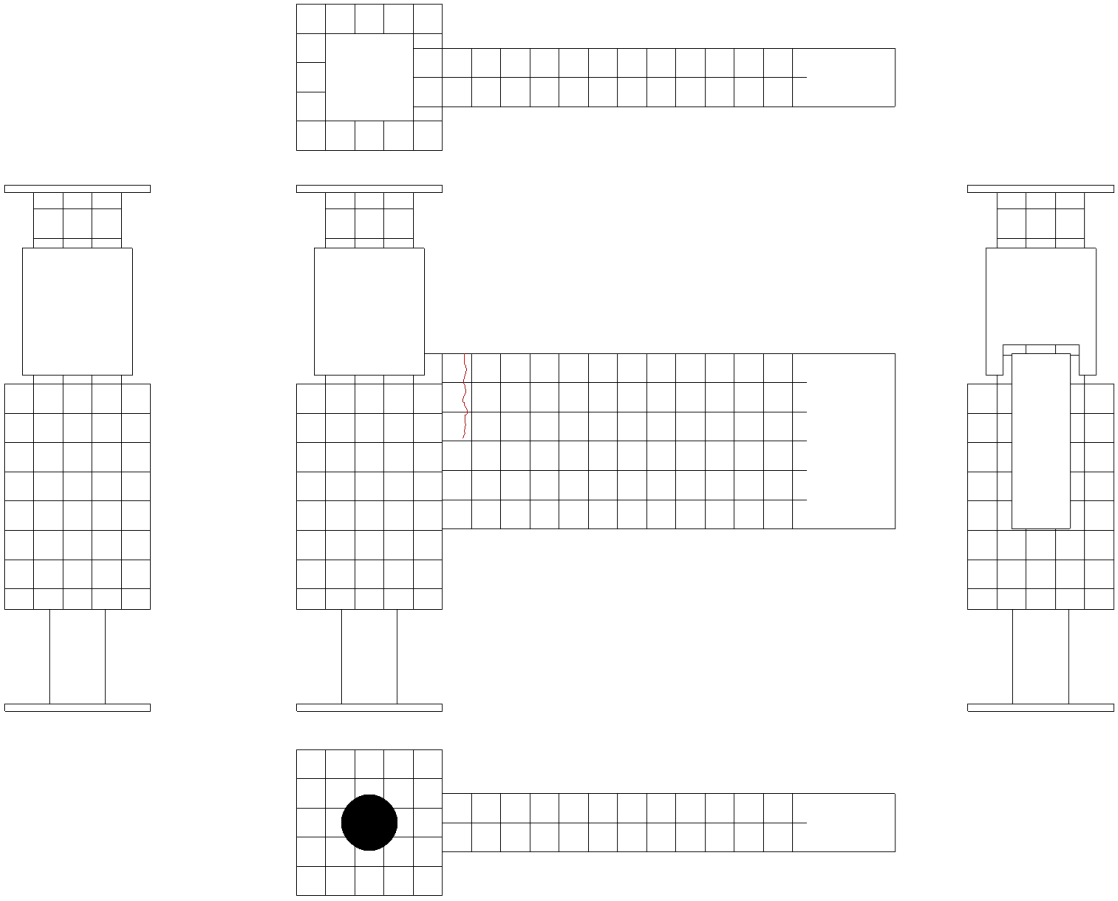


Cycle	A-1	
	Q(kN)	R(%)
+10	71.4	3.002
-10	−59.7	−3.004

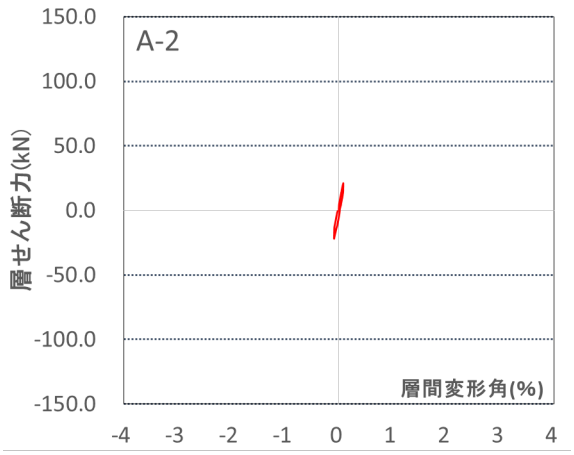


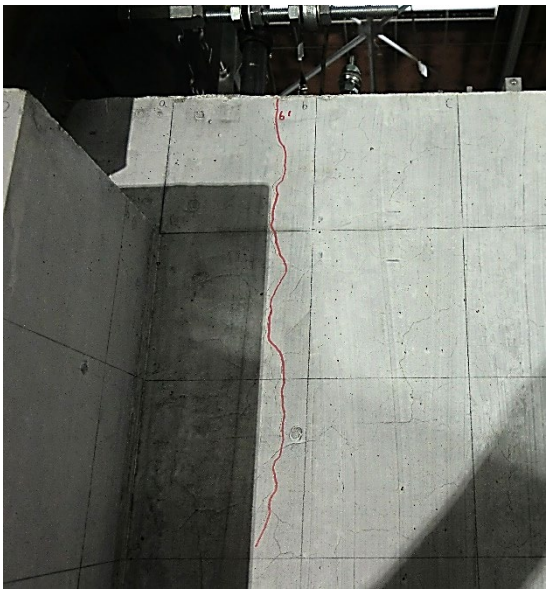


図・写真 5.3.53 試験体 A-1 ひび割れ状況（10Cycle）

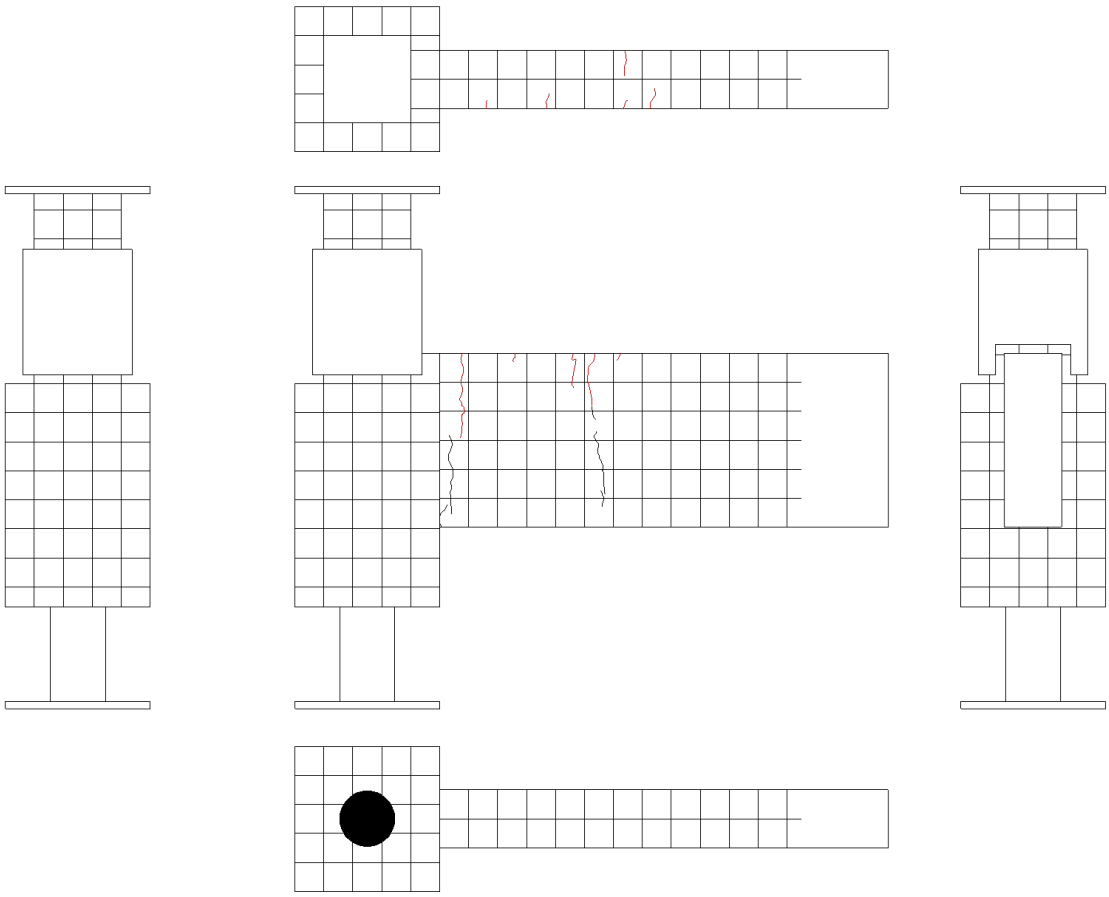


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+1	21.1	0.084
-1	−21.7	−0.087

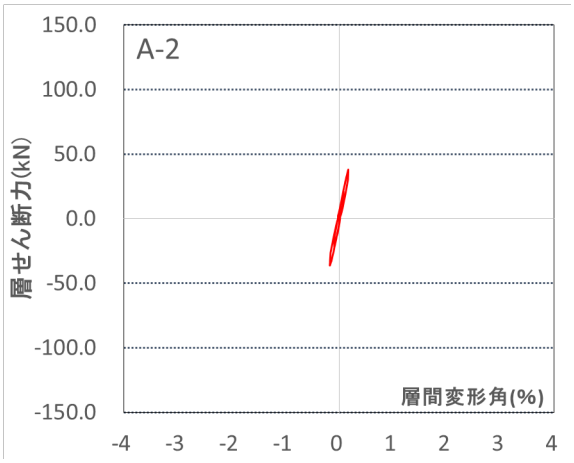


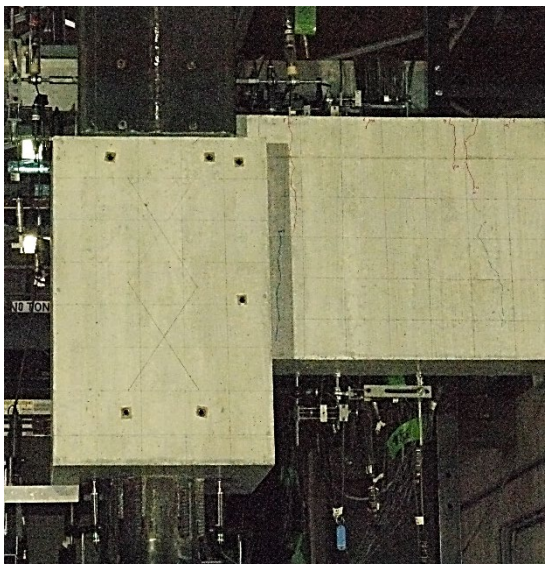


図・写真 5.3.54 試験体 A-2 ひび割れ状況（1Cycle）

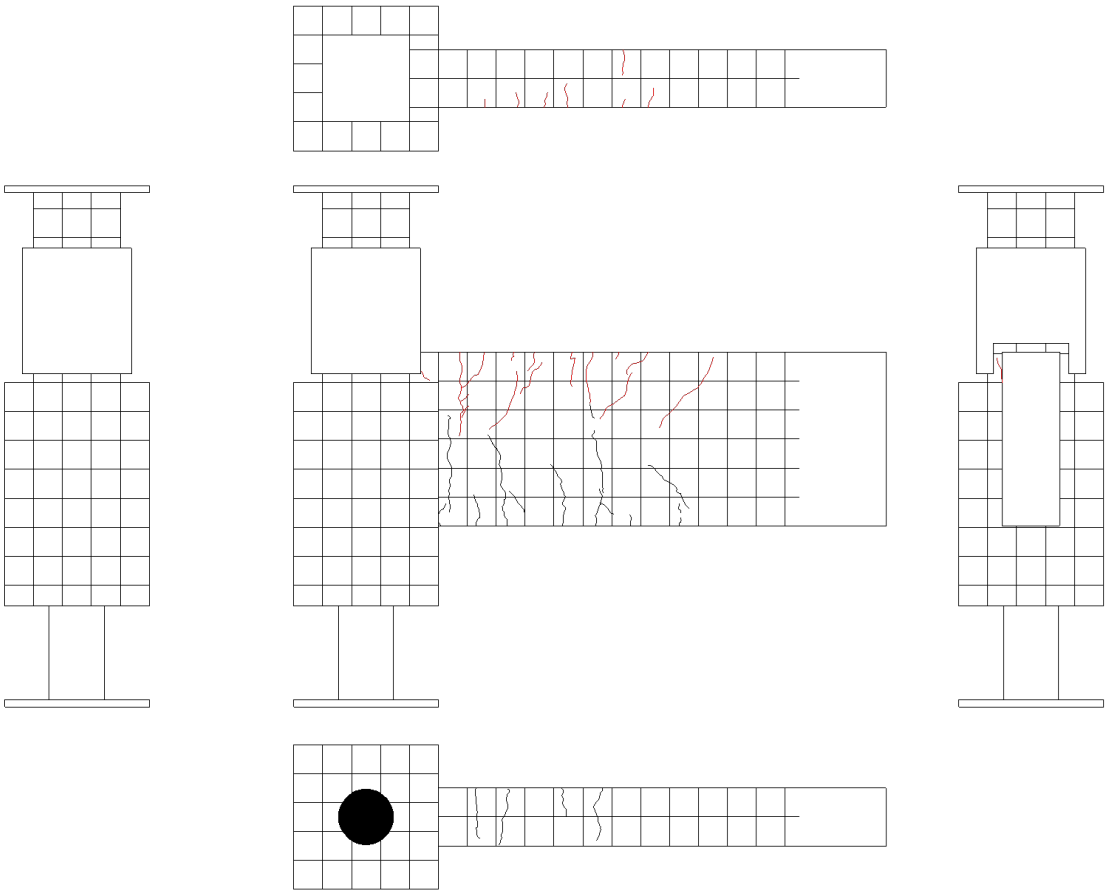


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+2	38.0	0.171
-2	−36.3	−0.171

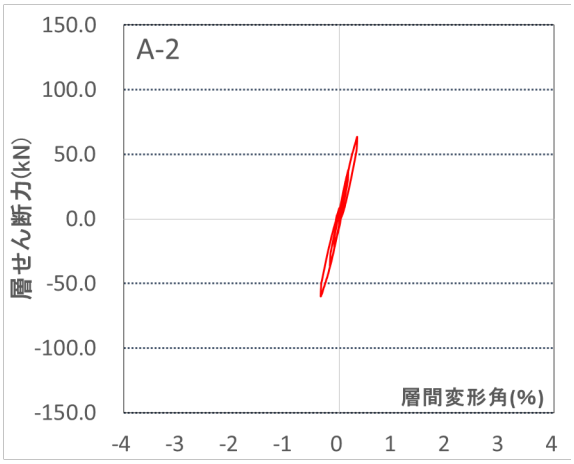


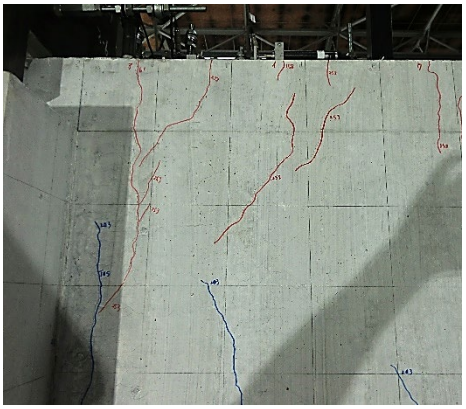


図・写真 5.3.55 試験体 A-2 ひび割れ状況（2Cycle）

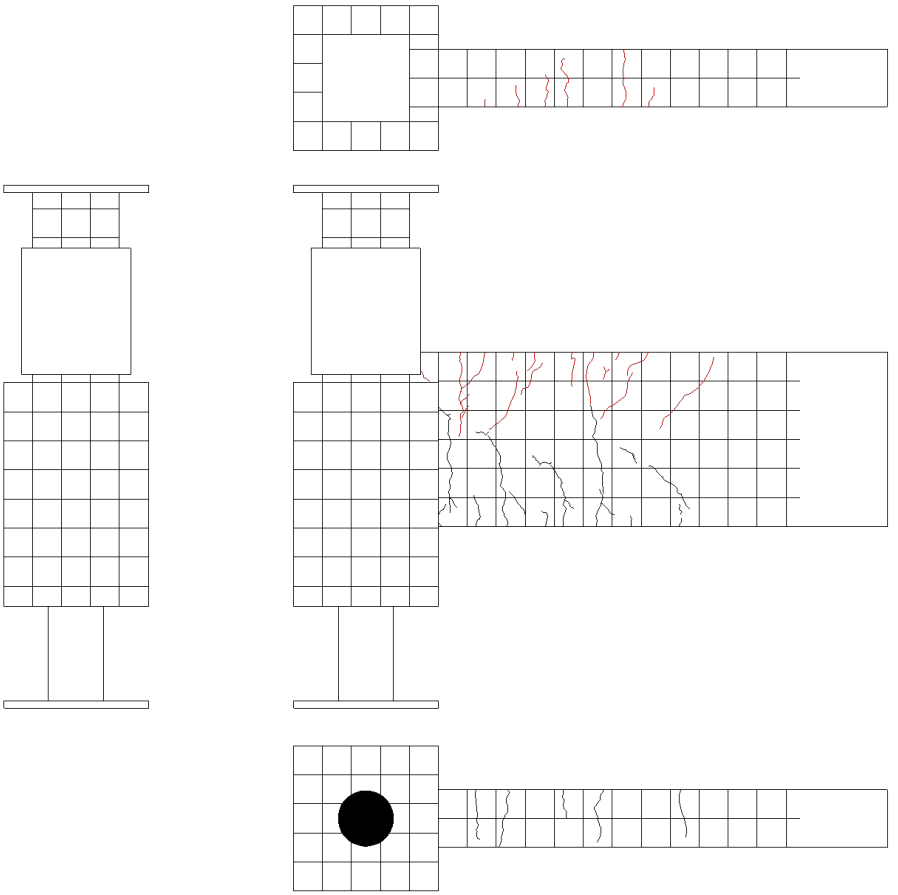


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+3	63.4	0.338
-3	−59.8	−0.341

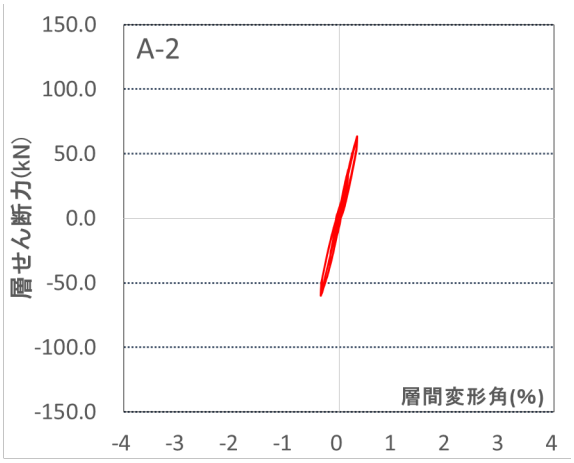


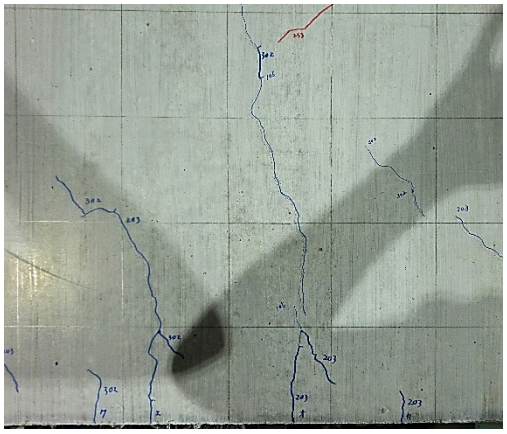


図・写真 5.3.56 試験体 A-2 ひび割れ状況（3Cycle）

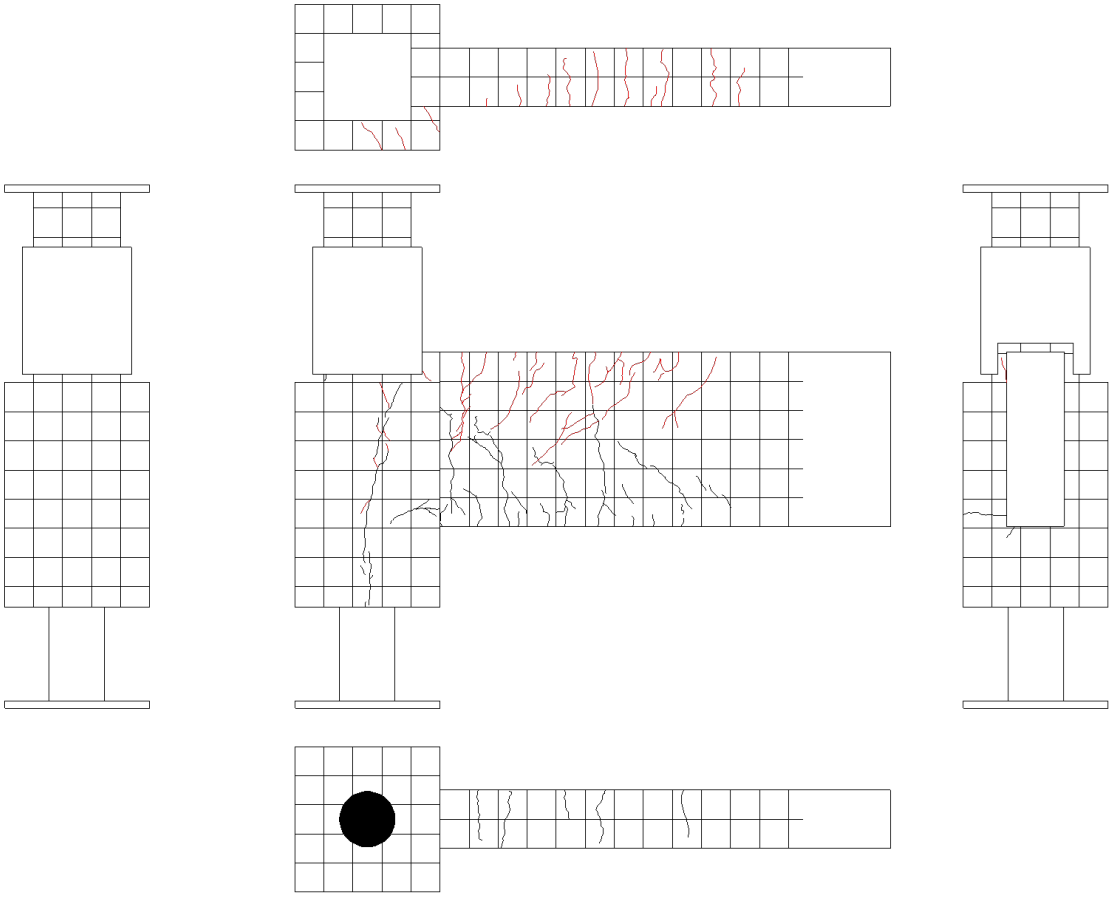


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+4	62.7	0.336
-4	−57.9	−0.334

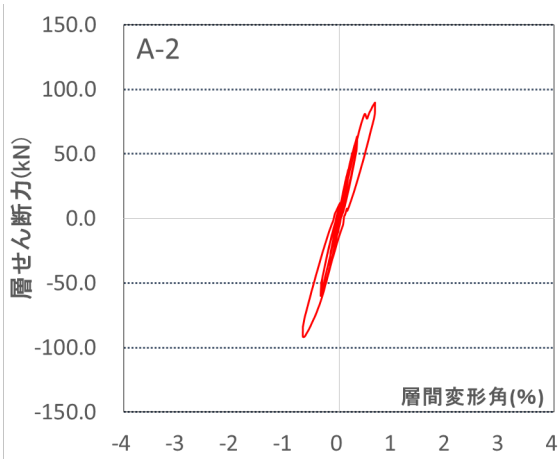


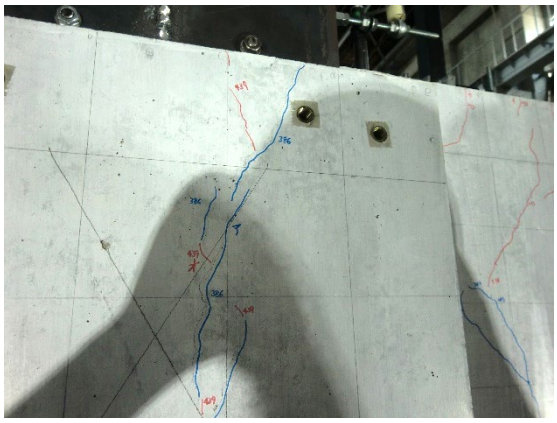


図・写真 5.3.57 試験体 A-2 ひび割れ状況（4Cycle）

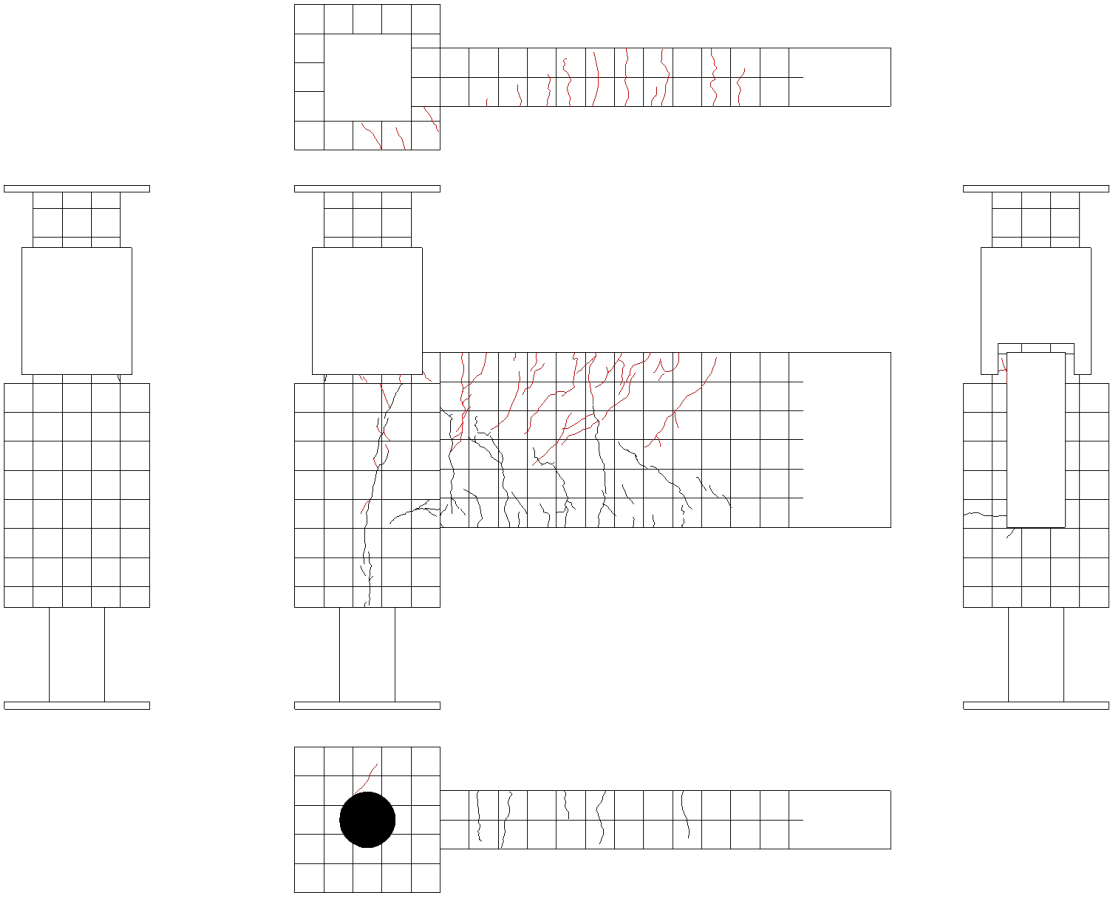


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+5	89.8	0.669
-5	−91.5	−0.672

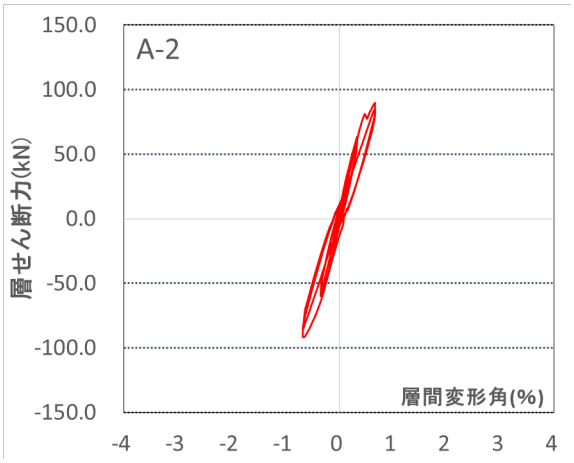


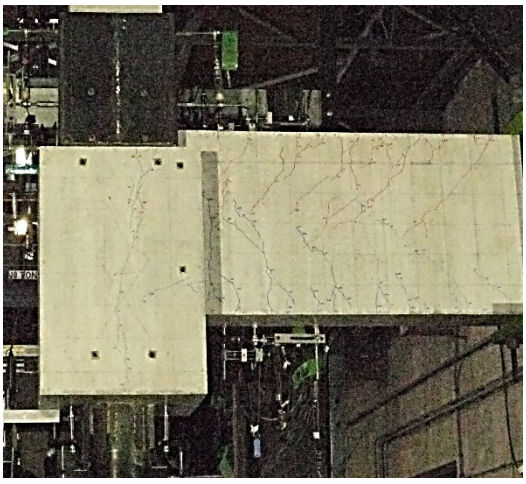


図・写真 5.3.58 試験体 A-2 ひび割れ状況（5Cycle）

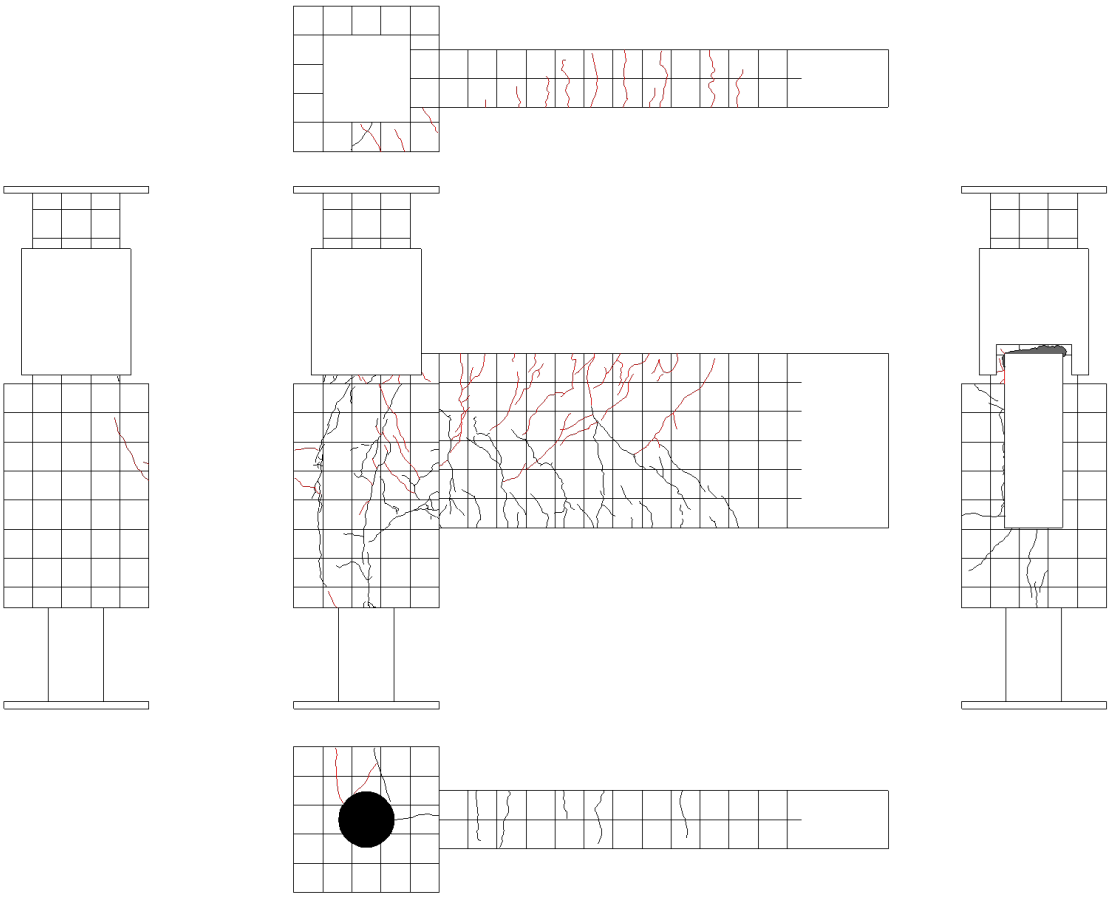


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+6	79.4	0.667
-6	−84.9	−0.668

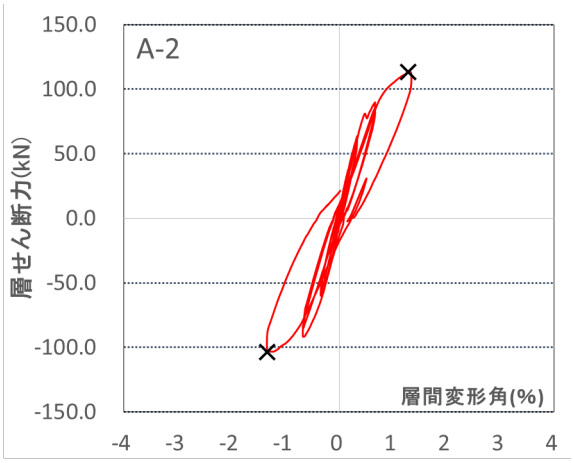


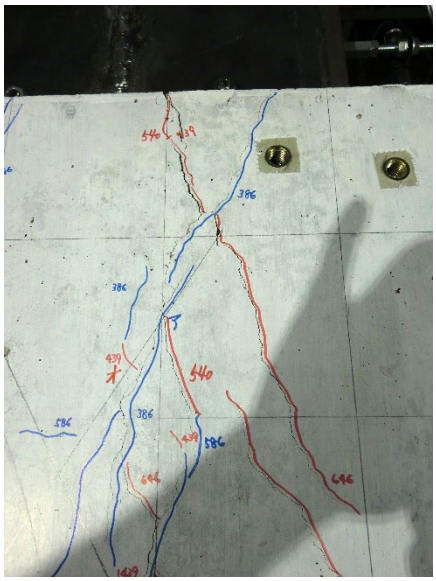


図・写真 5.3.59 試験体 A-2 ひび割れ状況（6Cycle）

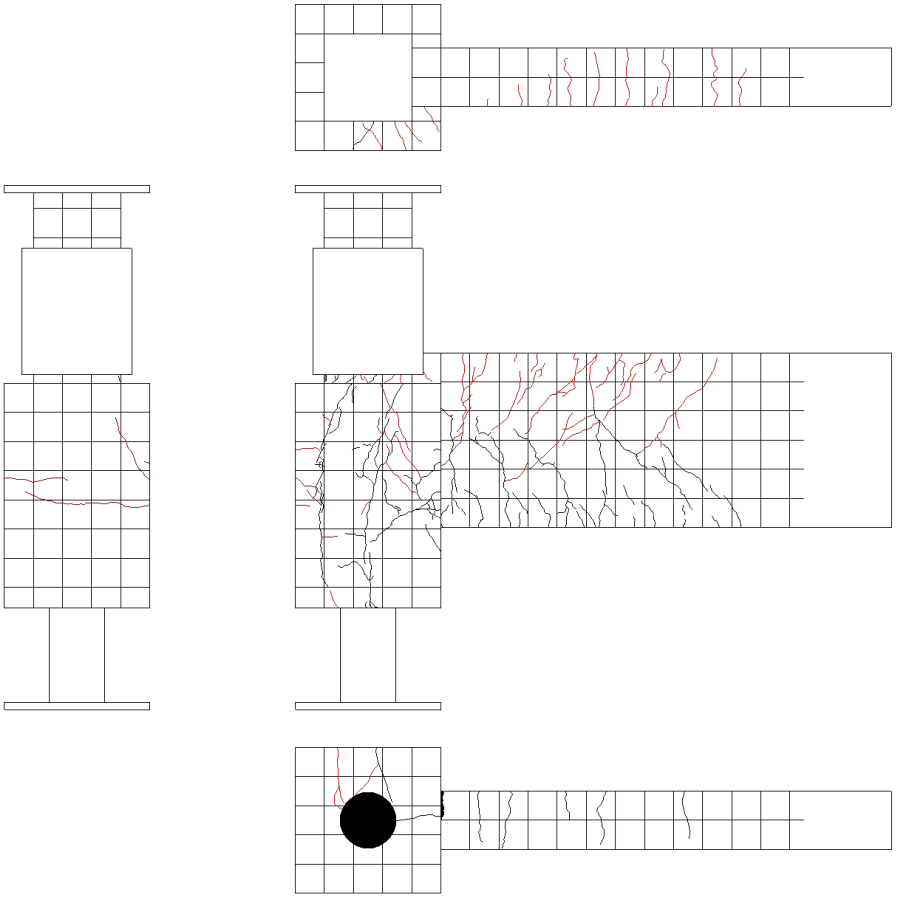


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+7	112.7	1.339
-7	−103.3	−1.337

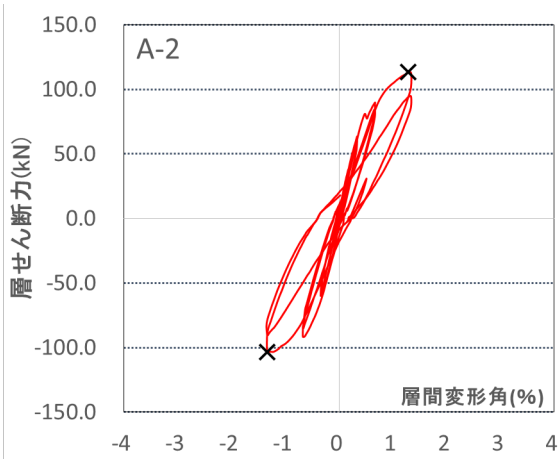


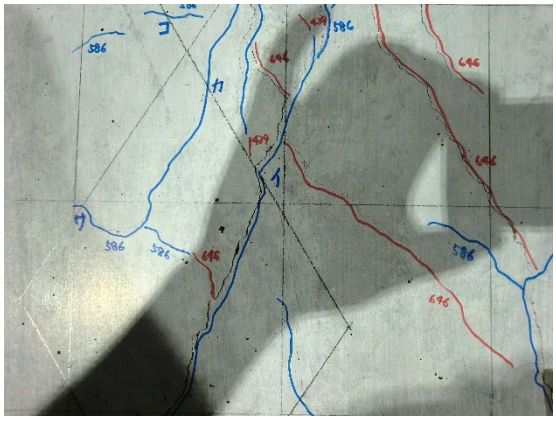


図・写真 5.3.60 試験体 A-2 ひび割れ状況（7Cycle）

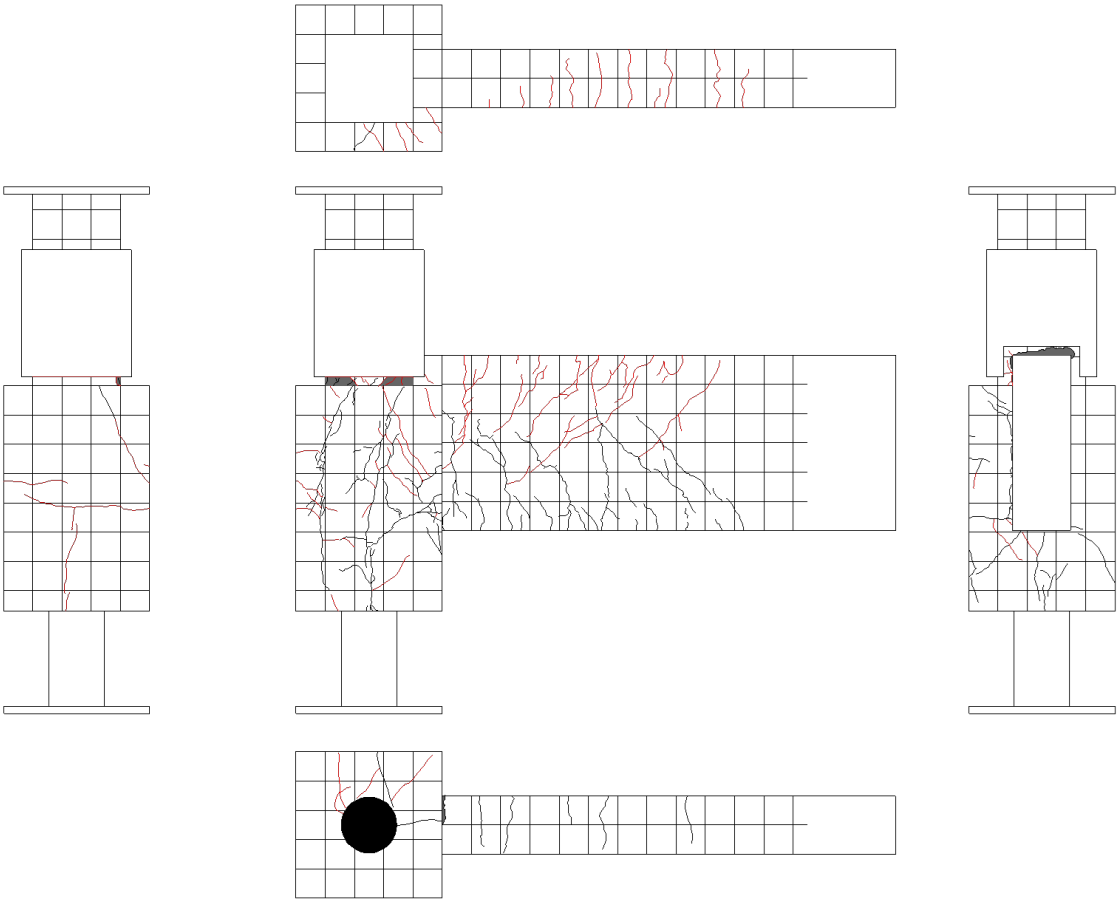


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+8	94.5	1.338
-8	−80.9	−1.345

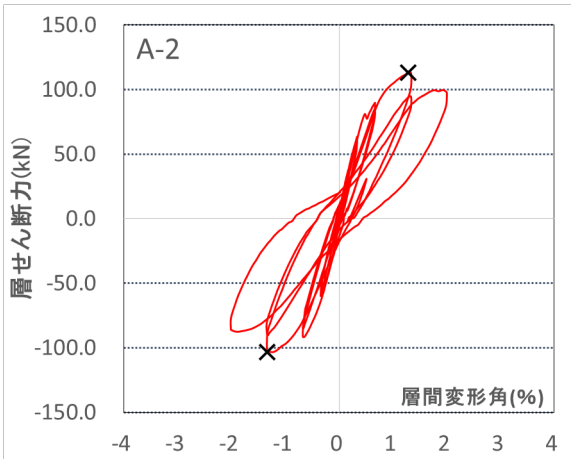


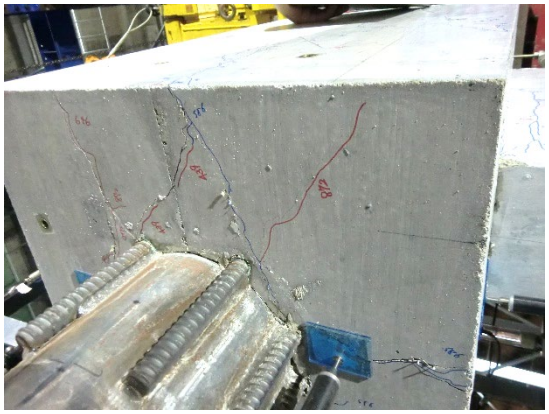


図・写真 5.3.61 試験体 A-2 ひび割れ状況（8Cycle）

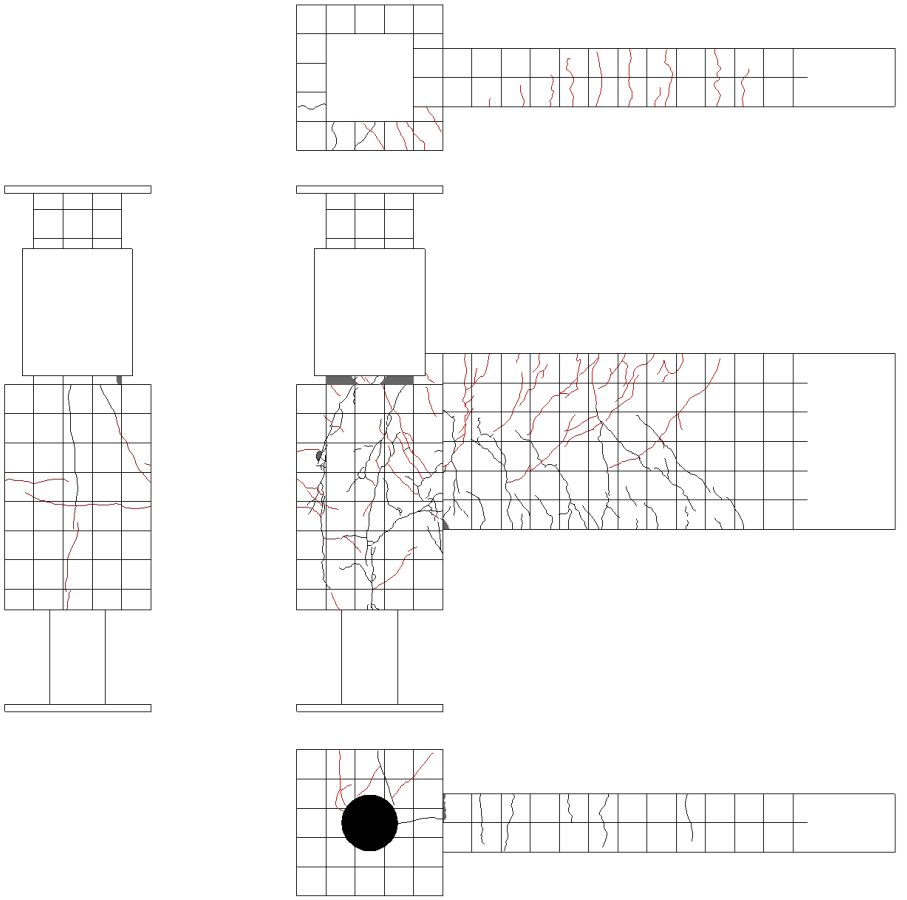


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+9	97.3	2.004
-9	−85.3	−2.011

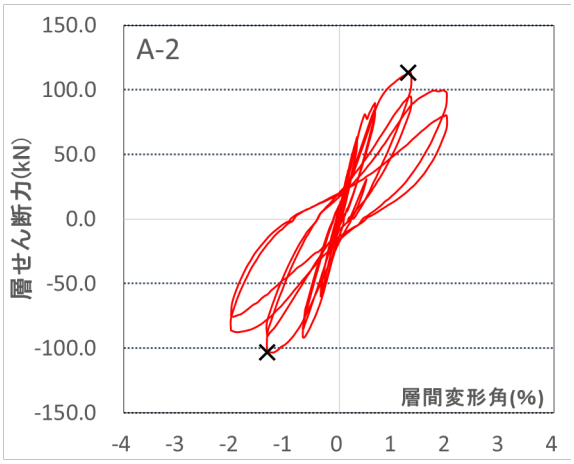


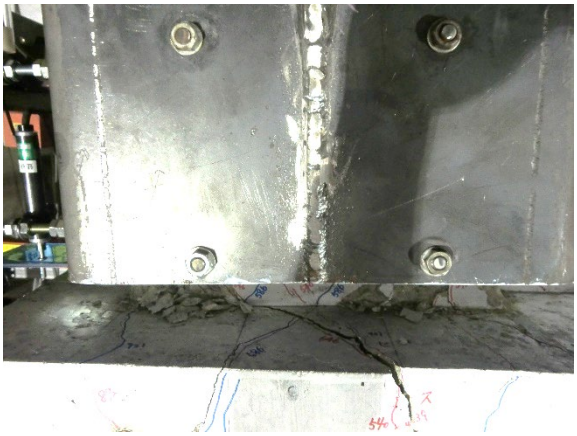


図・写真 5.3.62 試験体 A-2 ひび割れ状況（9Cycle）

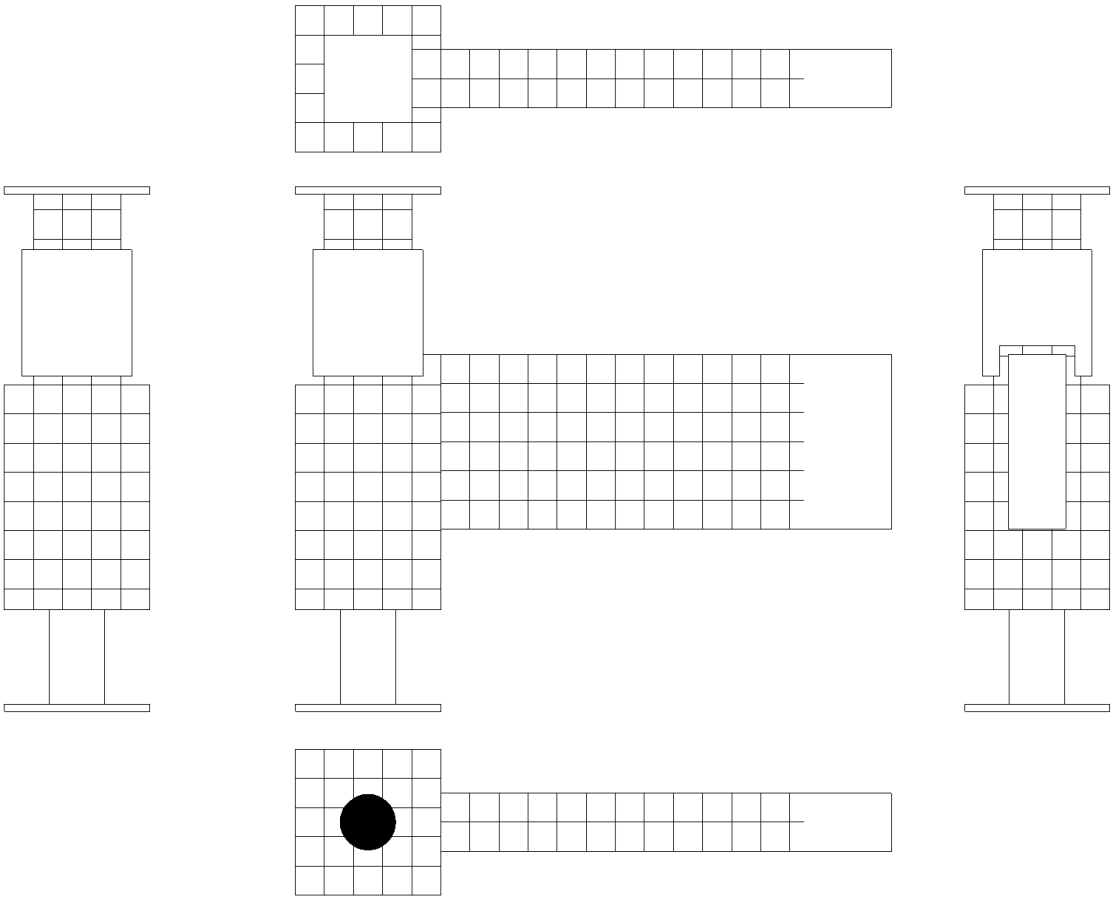


Cycle	A-2	
	Q(kN)	R(%)
+10	78.5	2.006
-10	−73.8	−2.006

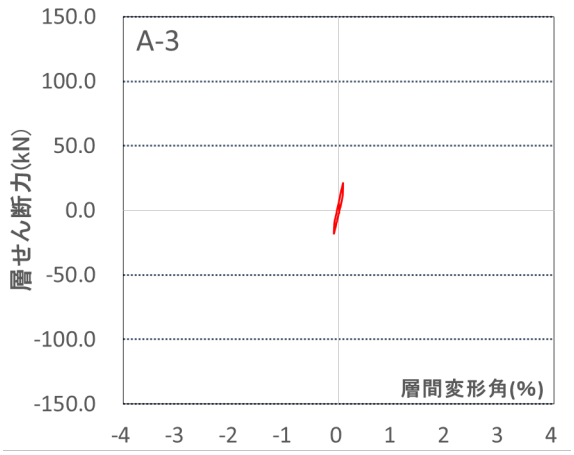


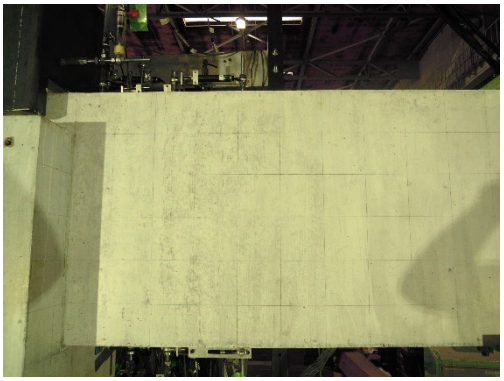


図・写真 5.3.63 試験体 A-2 ひび割れ状況（10Cycle）

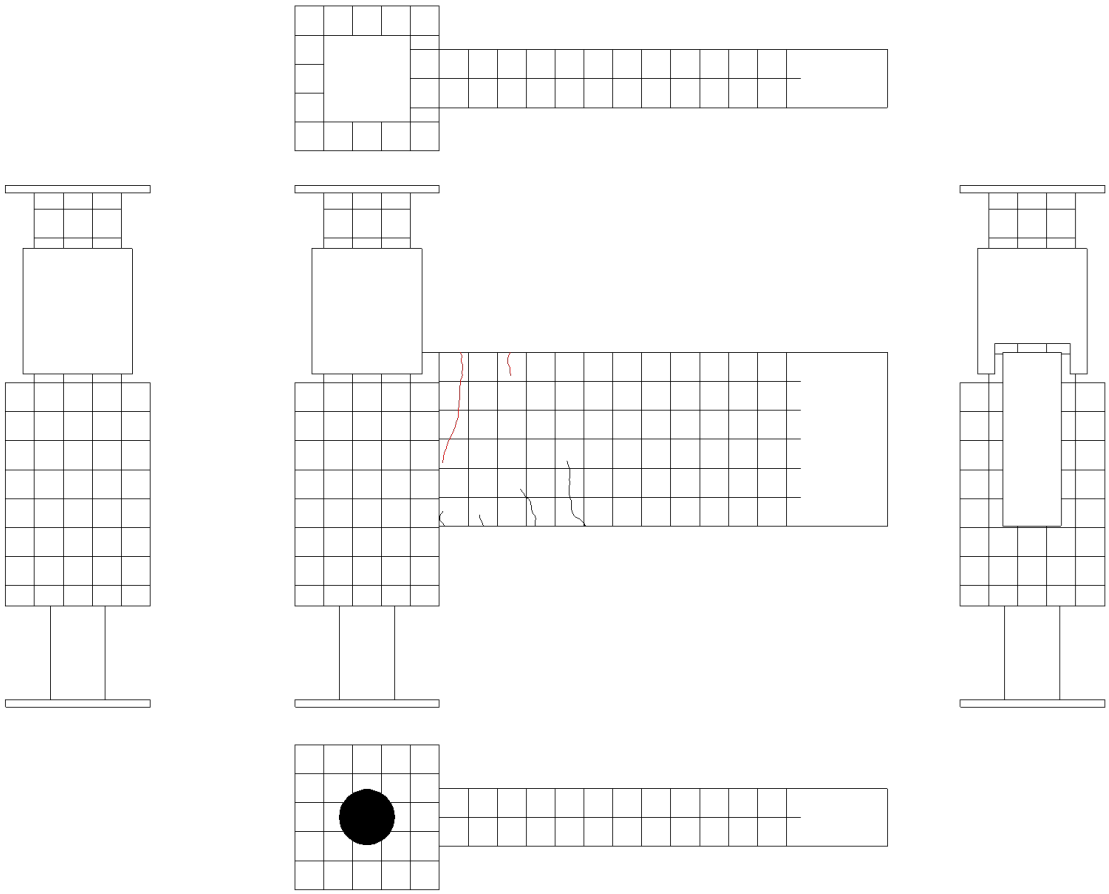


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+1	21.2	0.083
-1	−18.0	−0.088

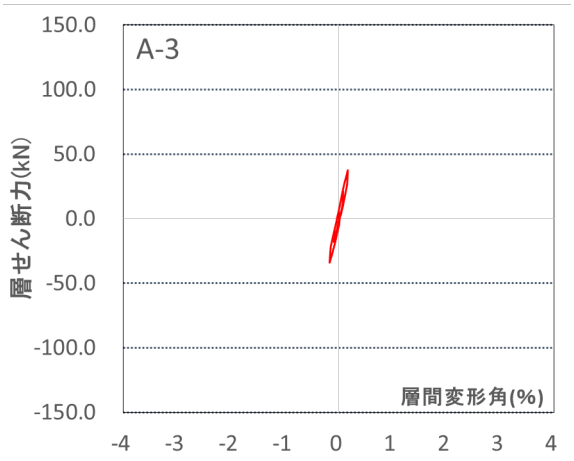


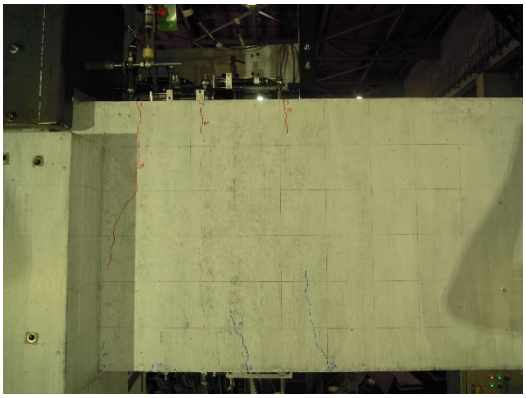


図・写真 5.3.64 試験体 A-3 ひび割れ状況（1Cycle）

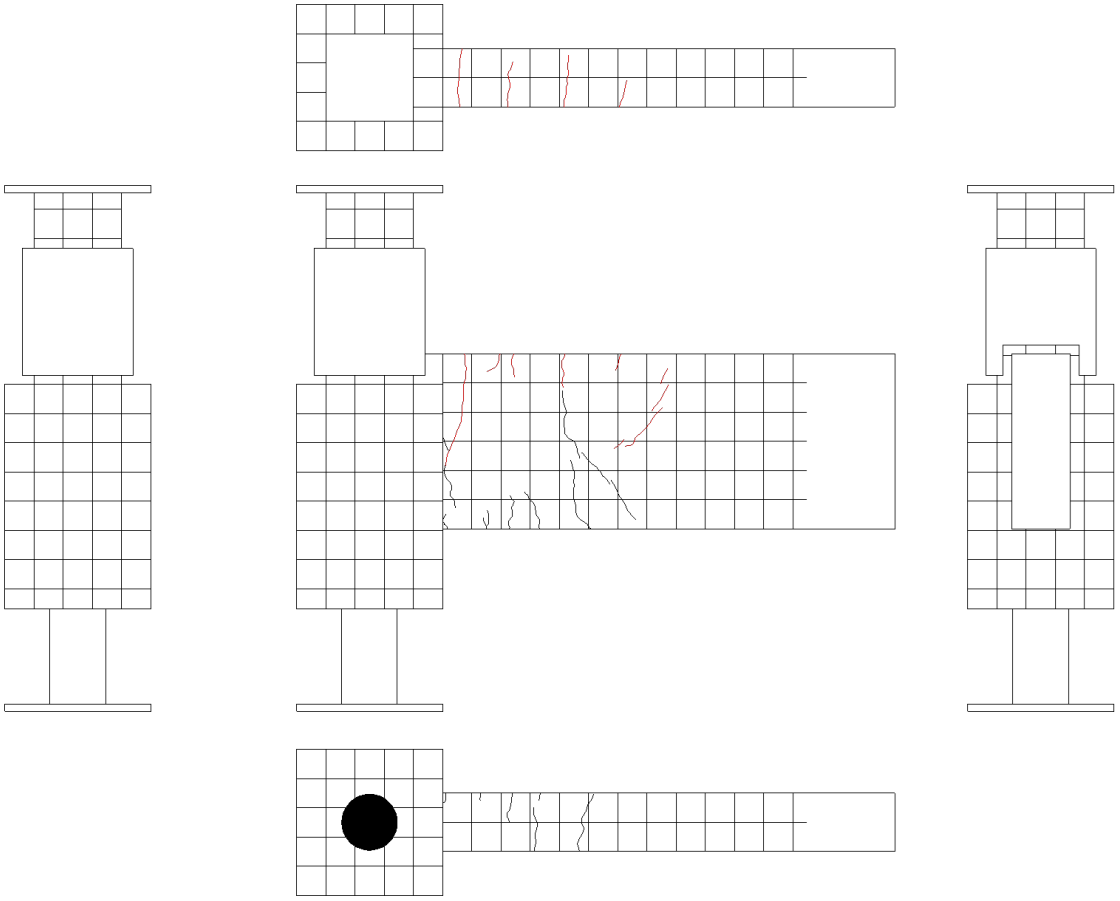


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+2	37.4	0.171
-2	−33.8	−0.167

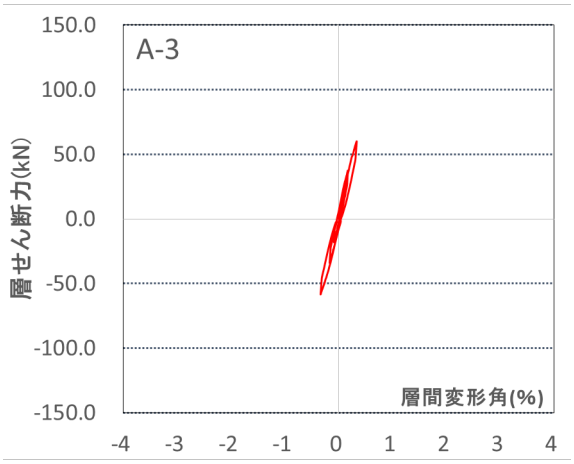


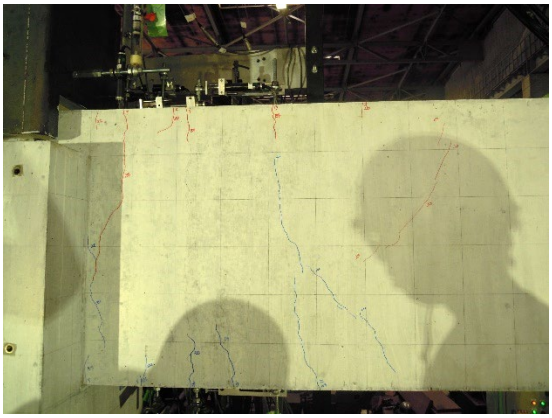


図・写真 5.3.65 試験体 A-3 ひび割れ状況（2Cycle）

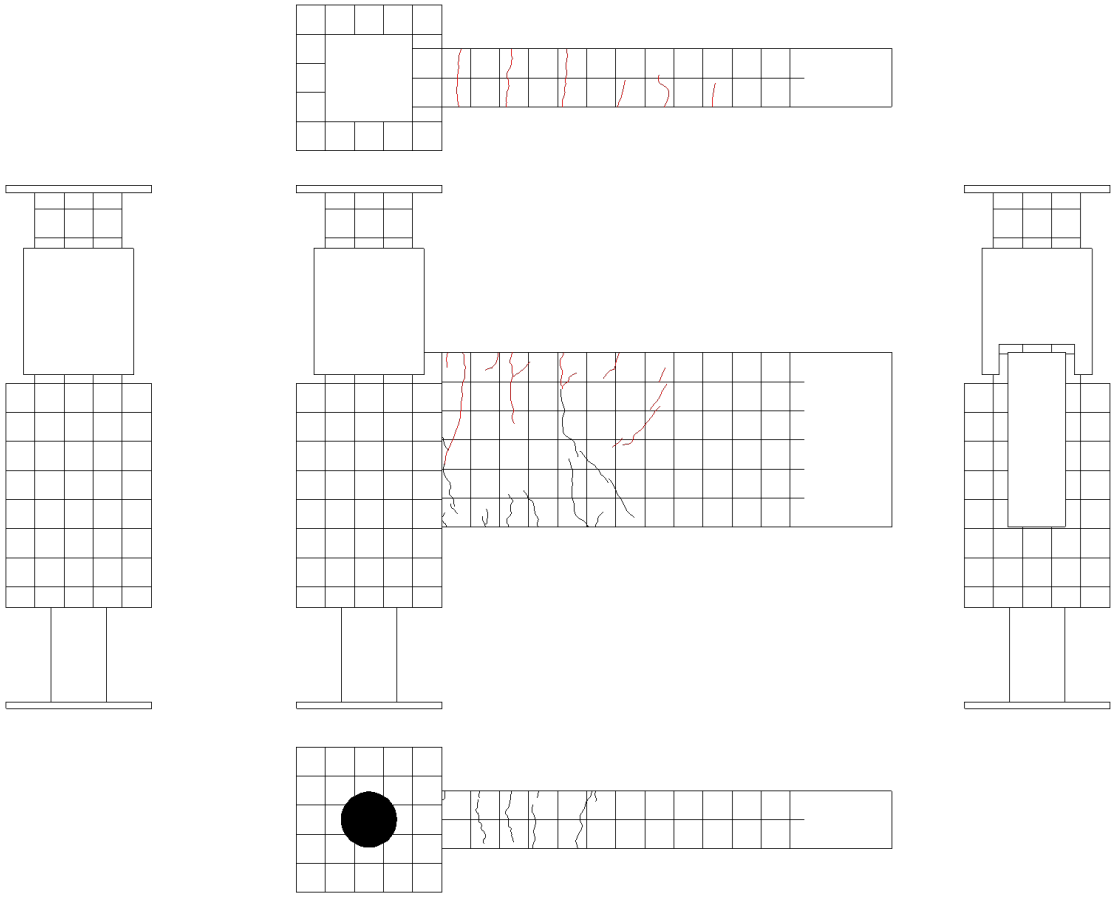


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+3	59.7	0.337
-3	−58.2	−0.335

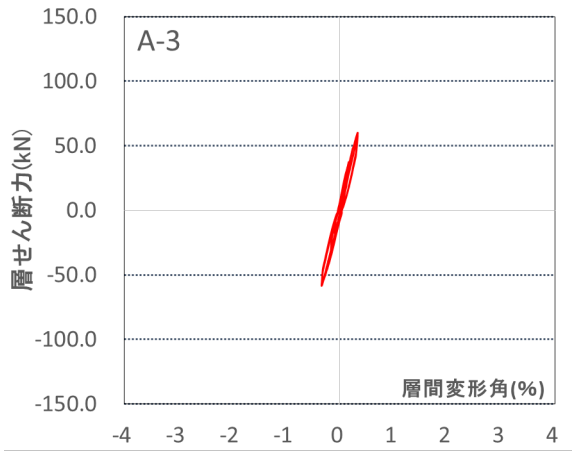


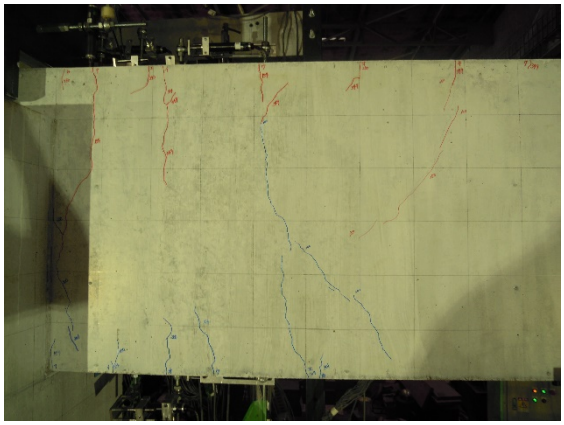


図・写真 5.3.66 試験体 A-3 ひび割れ状況（3Cycle）

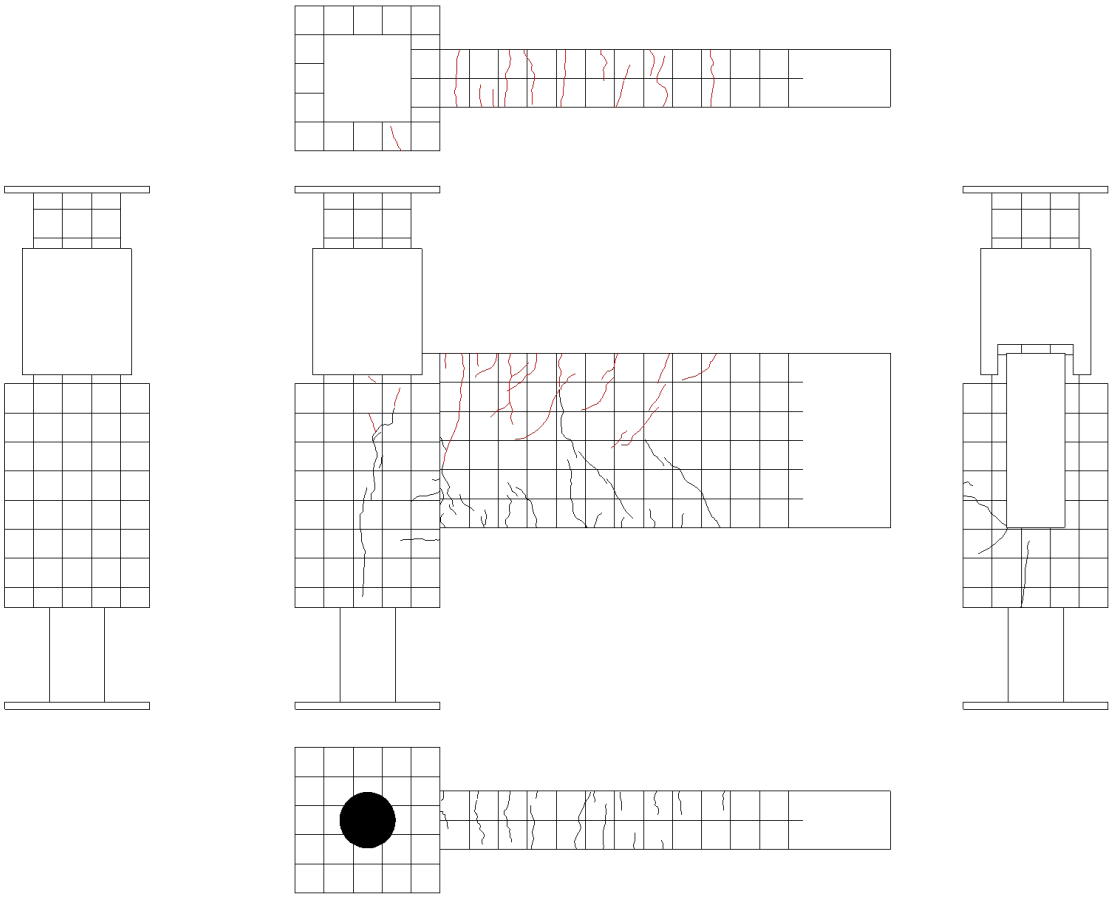


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+4	57.9	0.336
-4	−58.3	−0.334

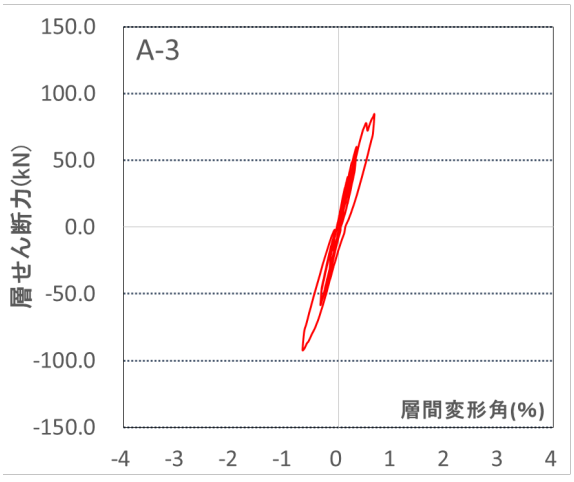


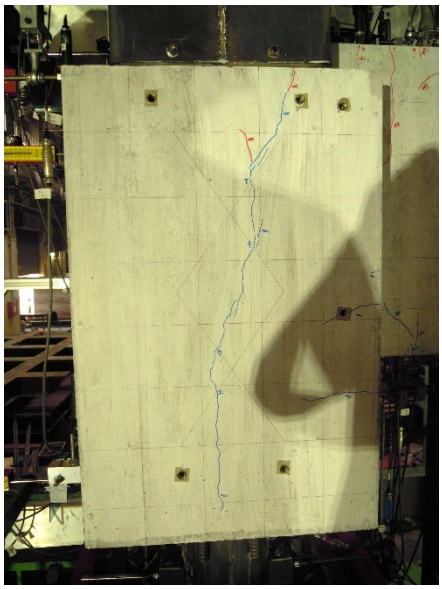


図・写真 5.3.67 試験体 A-3 ひび割れ状況（4Cycle）

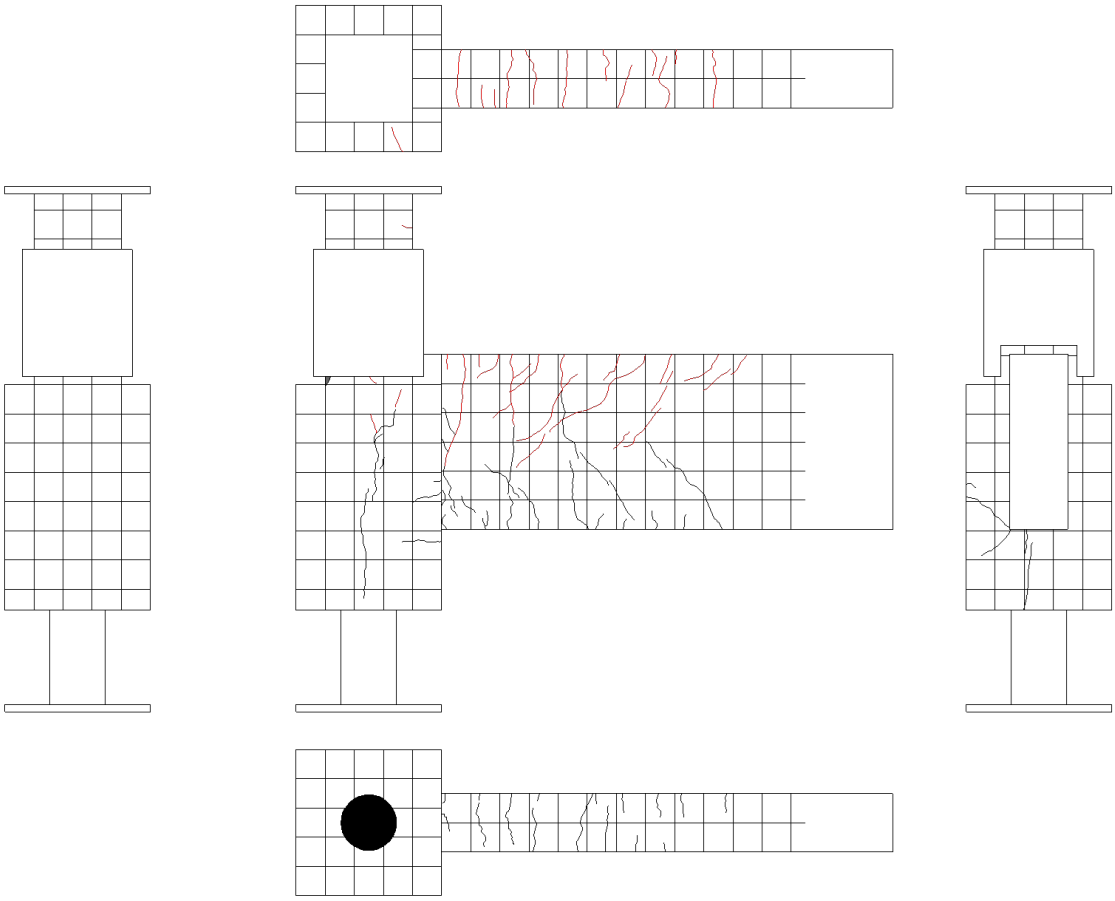


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+5	84.5	0.669
-5	−92.1	−0.667

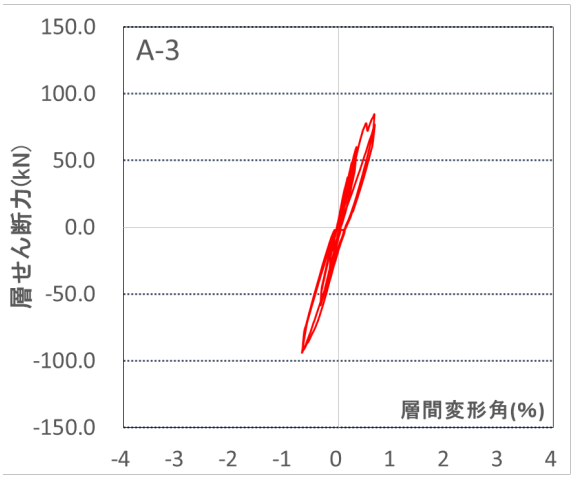


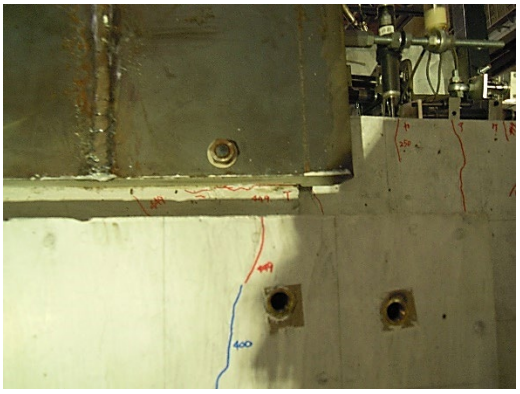


図・写真 5.3.68 試験体 A-3 ひび割れ状況（5Cycle）

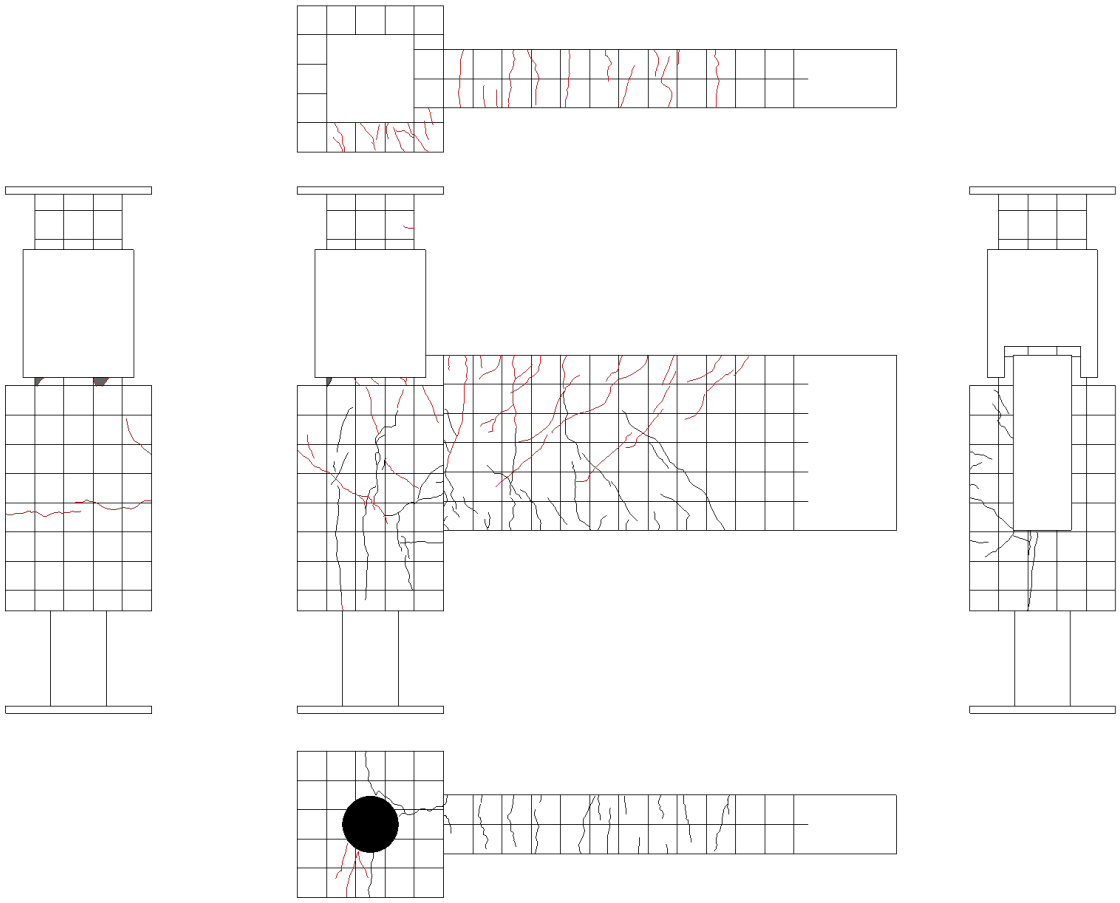


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+6	76.6	0.676
-6	−93.7	−0.678

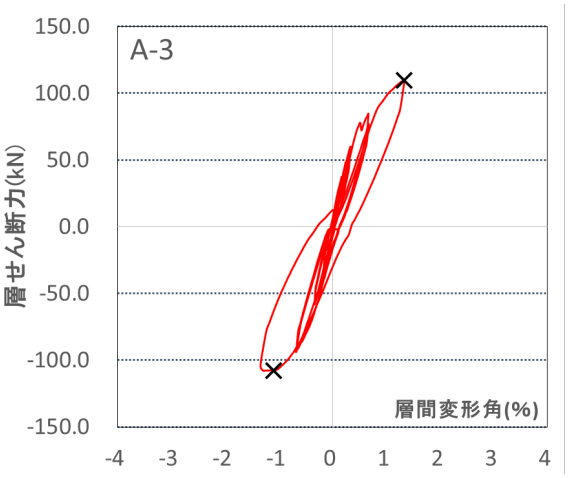


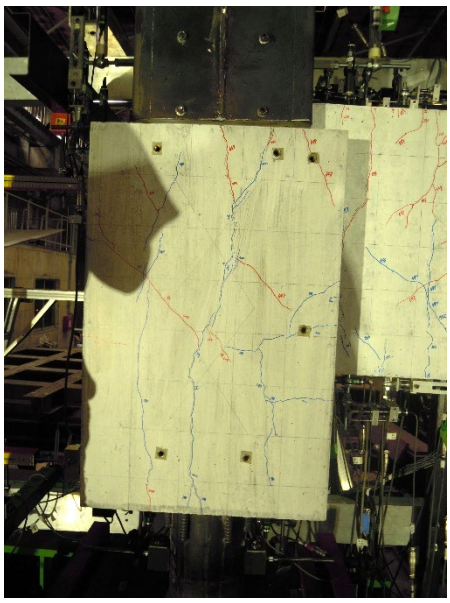


図・写真 5.3.69 試験体 A-3 ひび割れ状況（6Cycle）

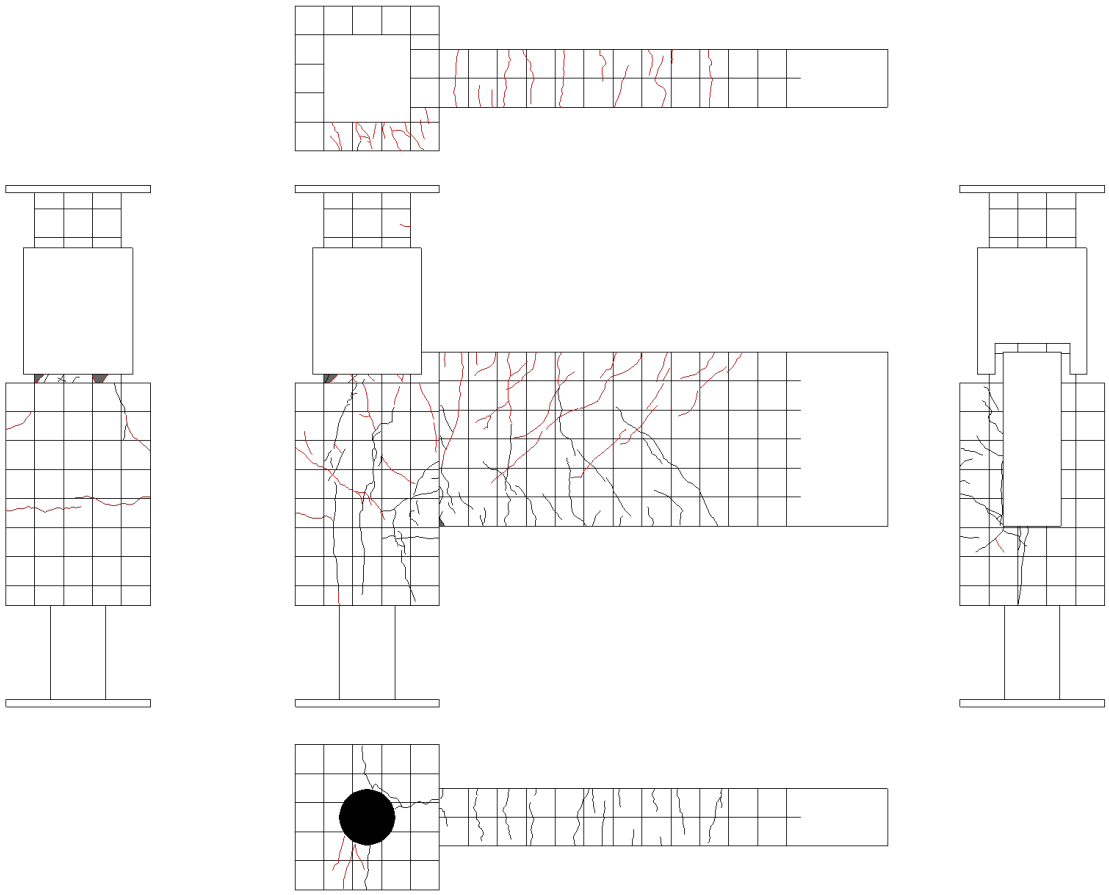


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+7	108.8	1.337
-7	−104.1	−1.339

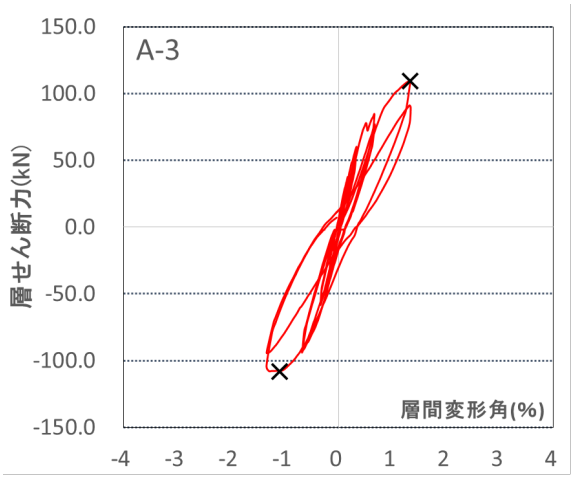


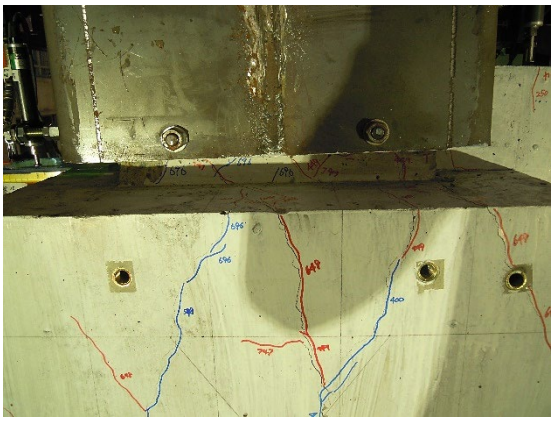


図・写真 5.3.70 試験体 A-3 ひび割れ状況（7Cycle）

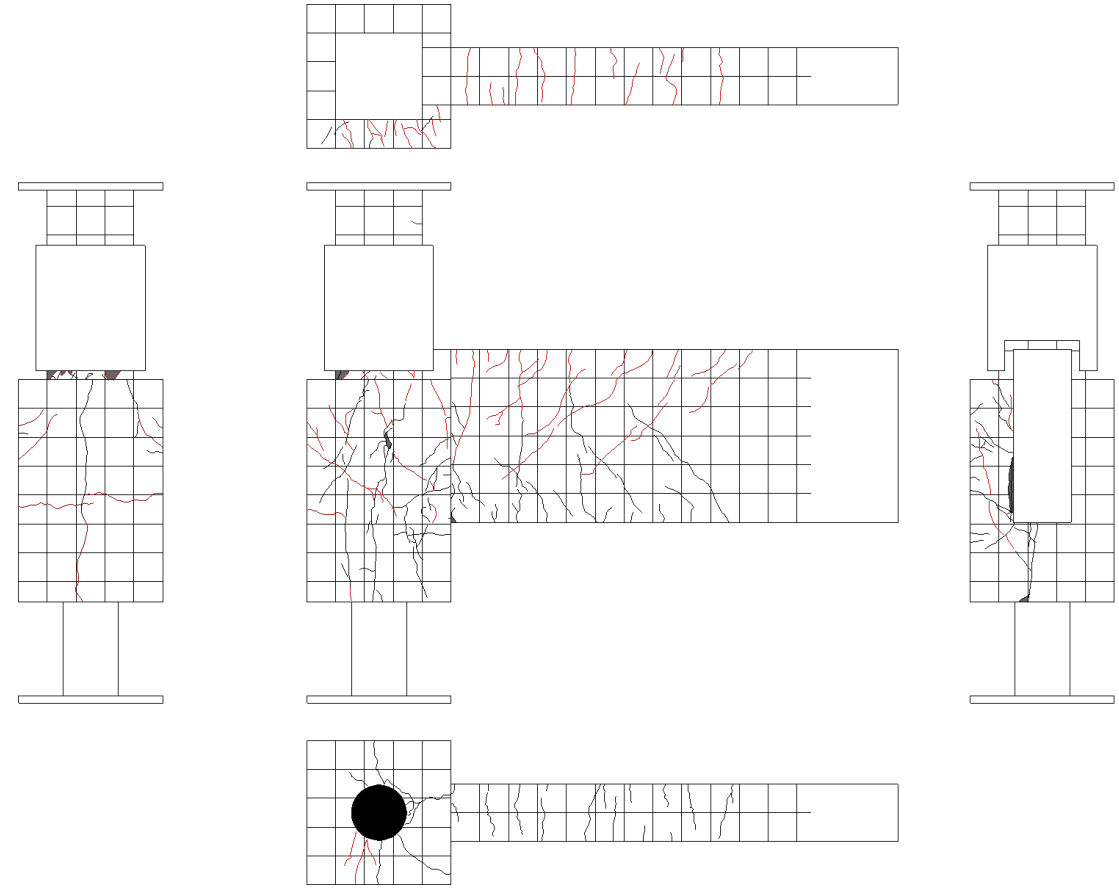


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+8	89.4	1.343
-8	−94.1	−1.337

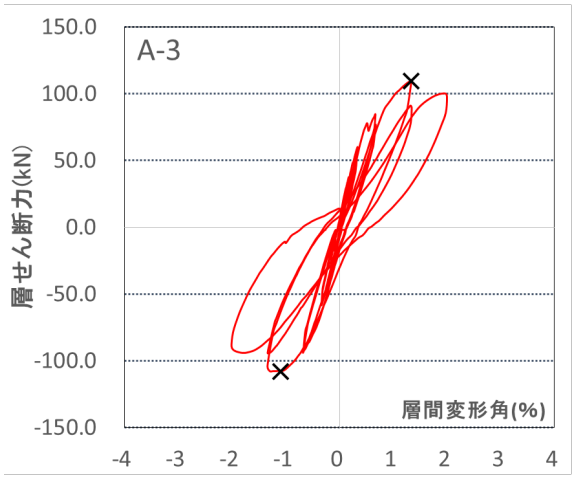


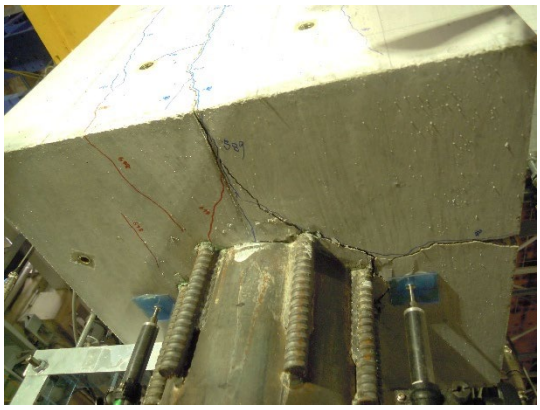


図・写真 5.3.71 試験体 A-3 ひび割れ状況（8Cycle）

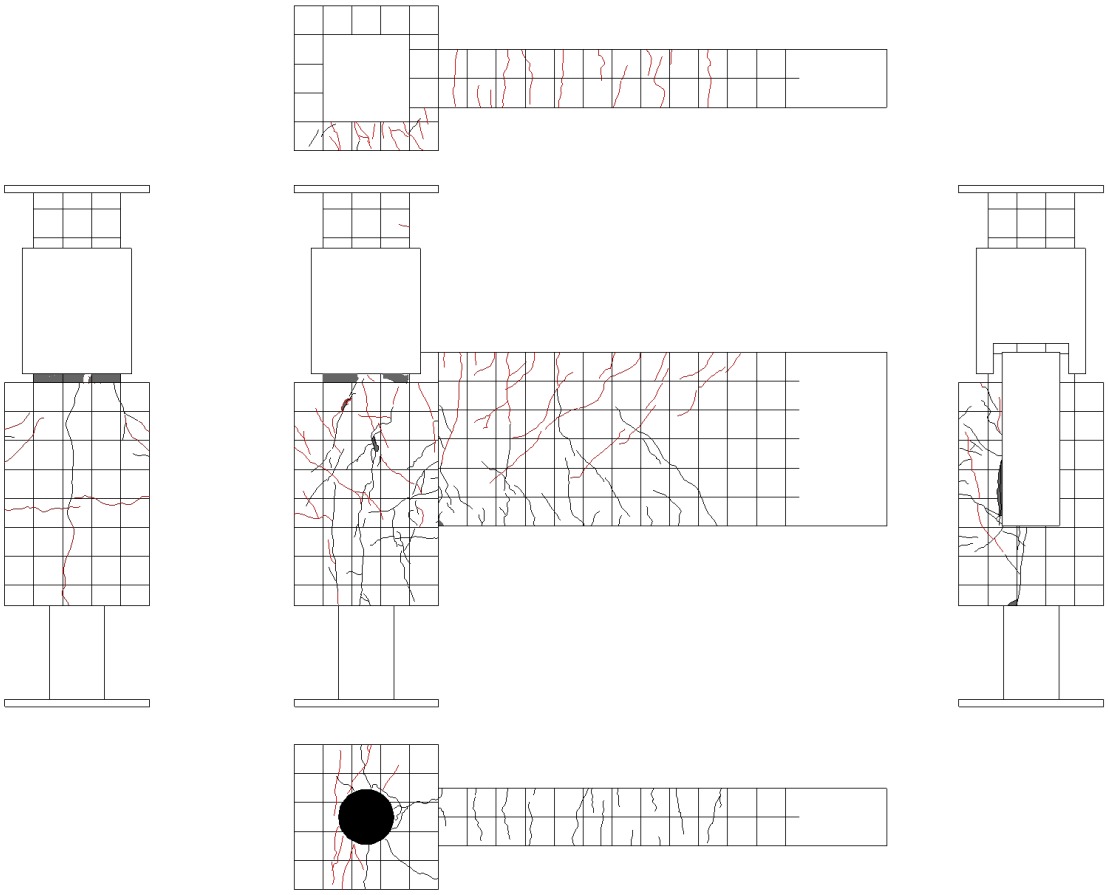


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+9	96.4	2.001
-9	−89.2	−2.006

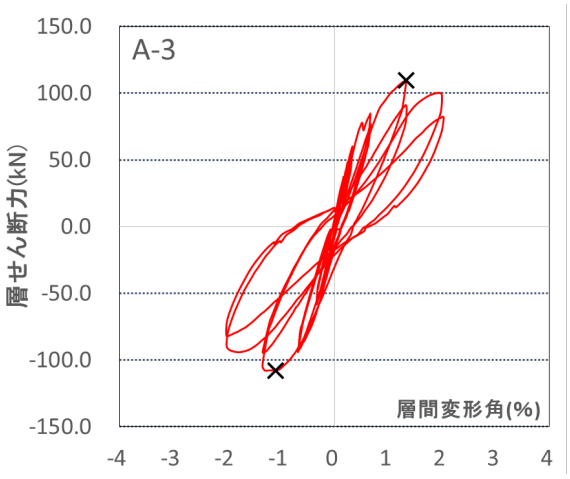




図・写真 5.3.72 試験体 A-3 ひび割れ状況（9Cycle）

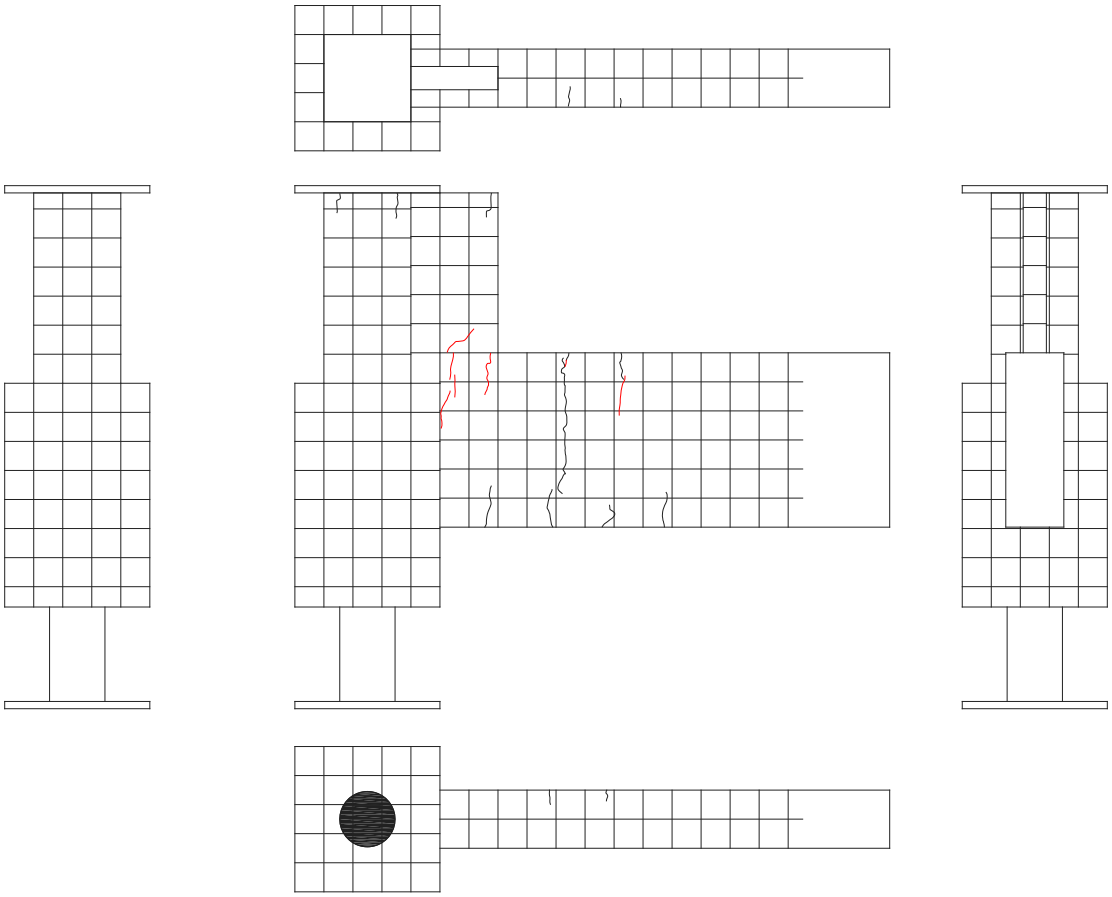


Cycle	A-3	
	Q(kN)	R(%)
+10	81.5	2.032
-10	−81.7	−2.009

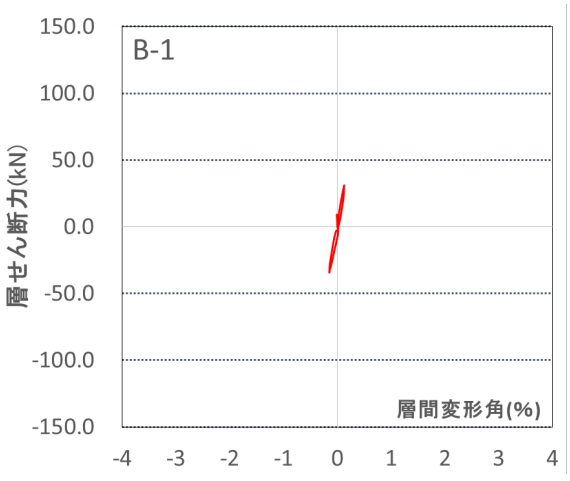


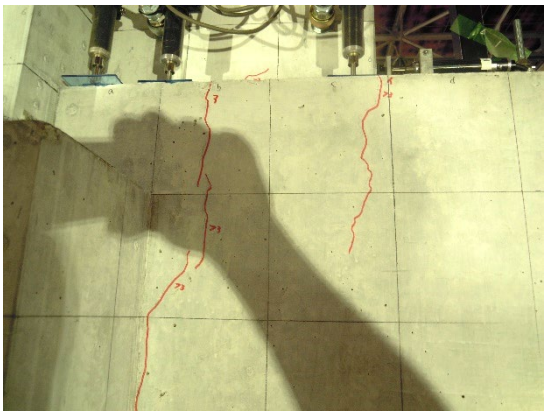


図・写真 5.3.73 試験体 A-3 ひび割れ状況（10Cycle）

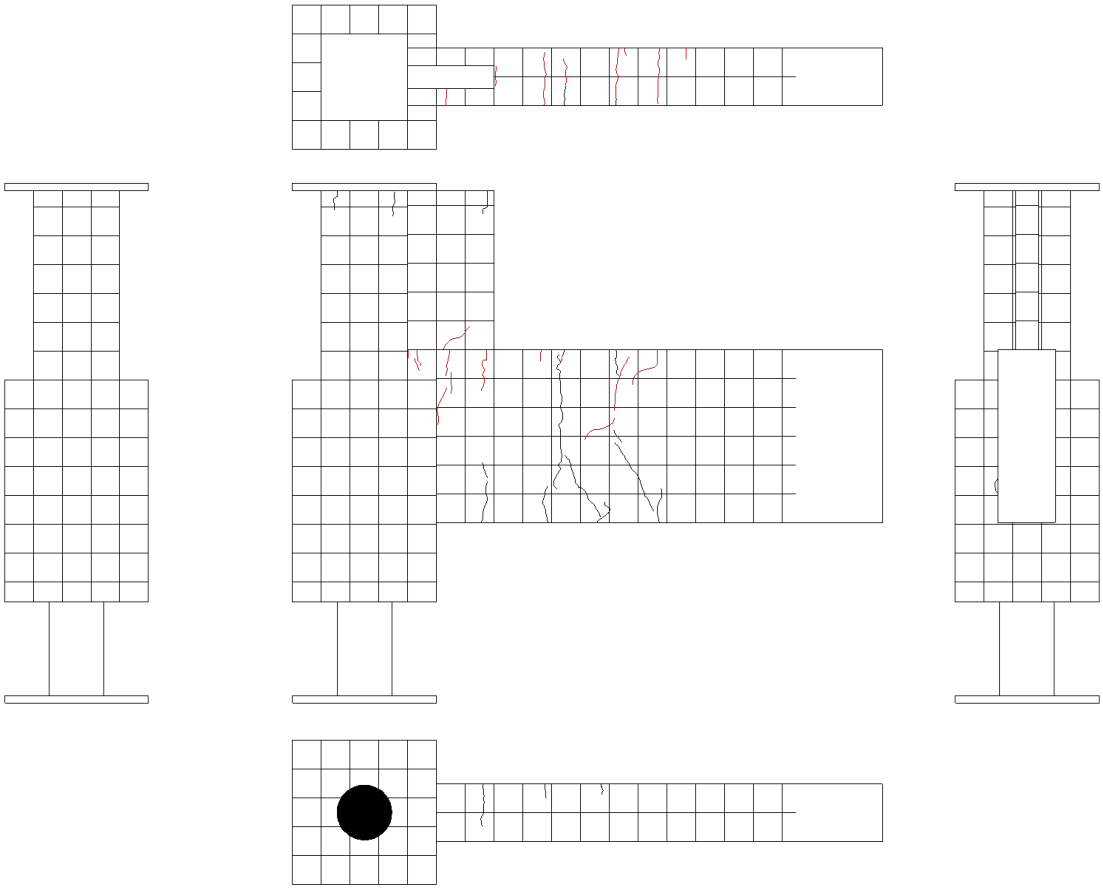


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+1	31.1	0.127
-1	−34.2	−0.149

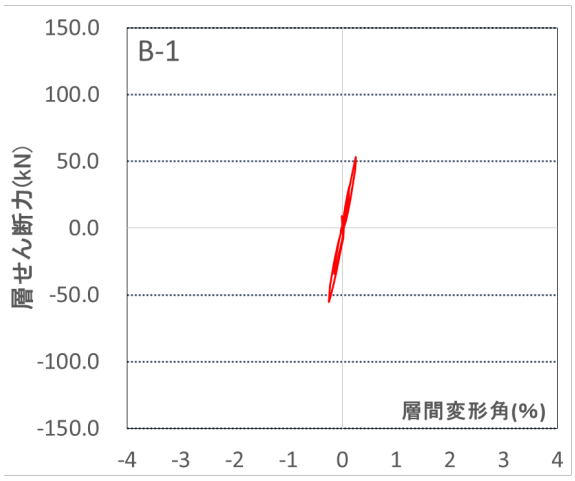


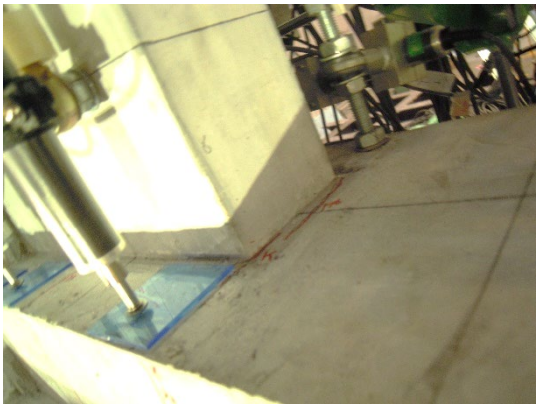


図・写真 5.3.74 試験体 B-1 ひび割れ状況（1Cycle）

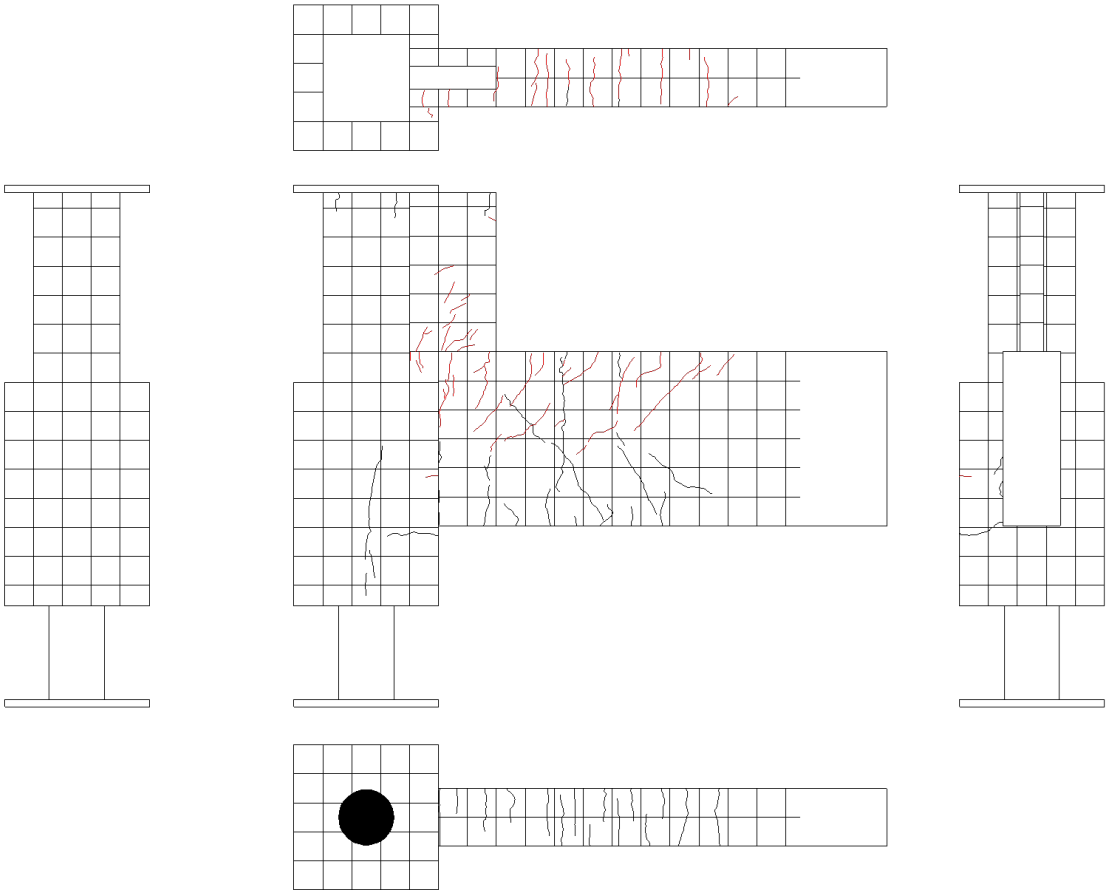


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+2	53.1	0.251
-2	−55.1	−0.251

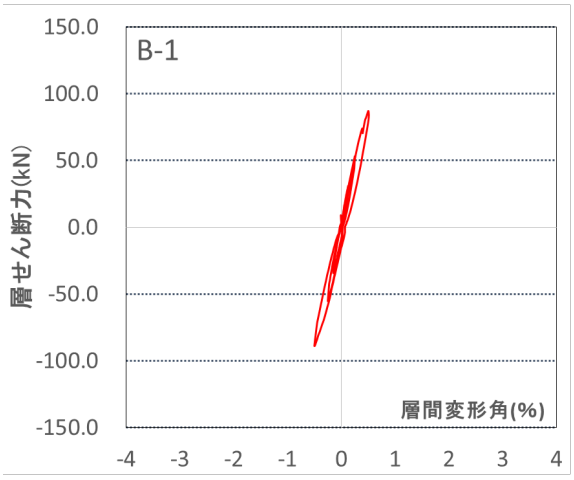


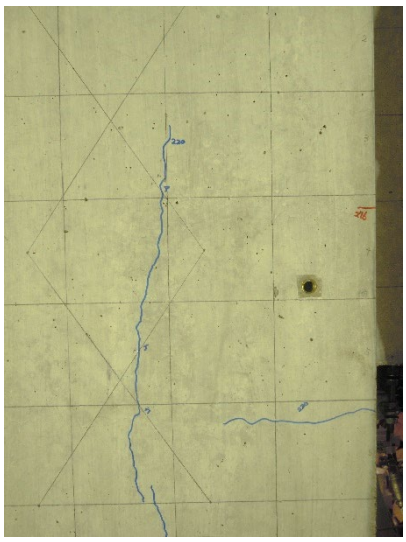


図・写真 5.3.75 試験体 B-1 ひび割れ状況（2Cycle）

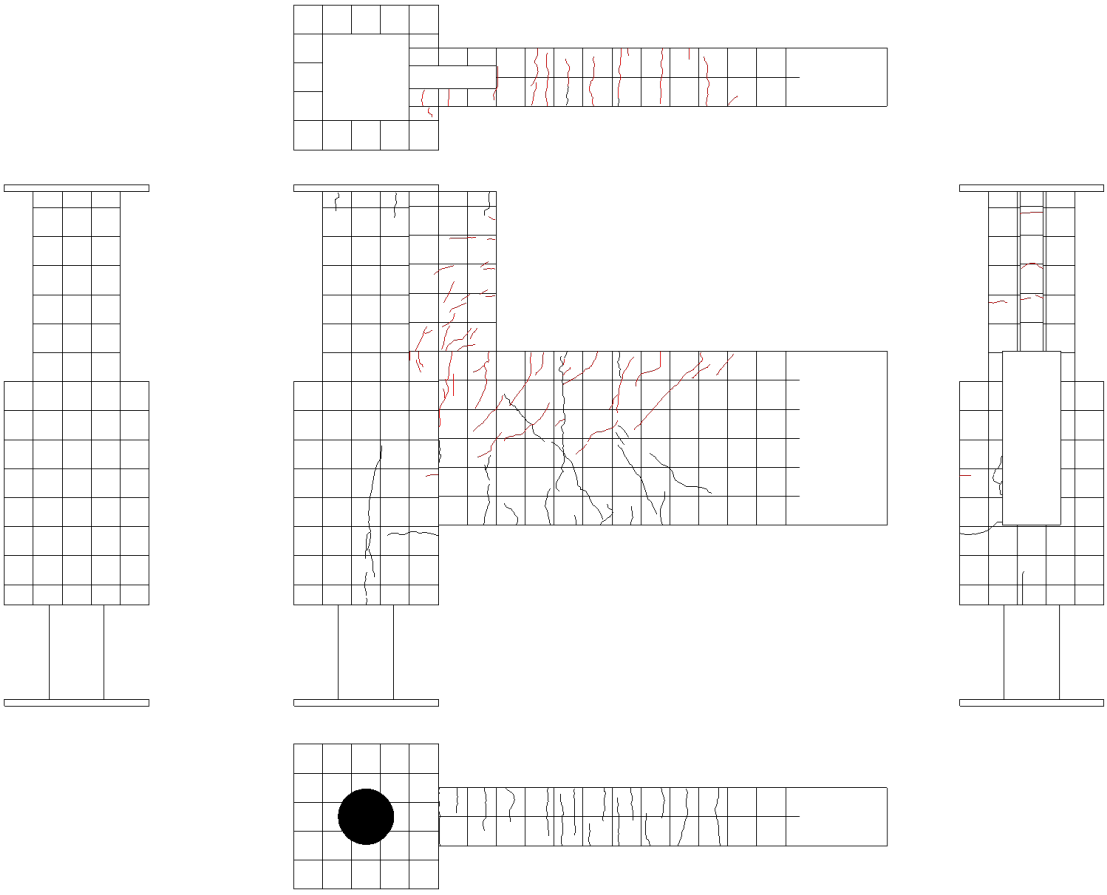


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+3	82.4	0.510
-3	−88.8	−0.502

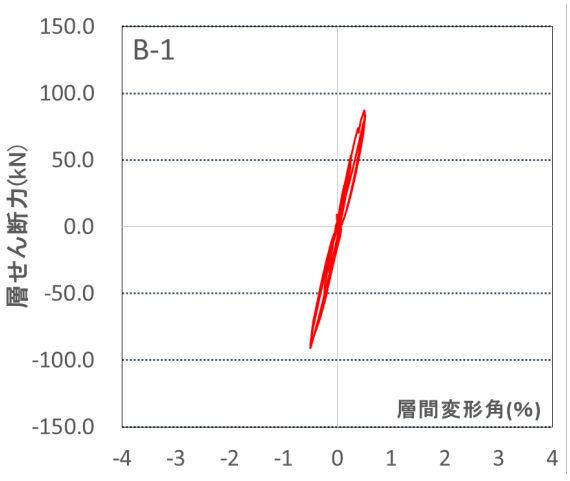


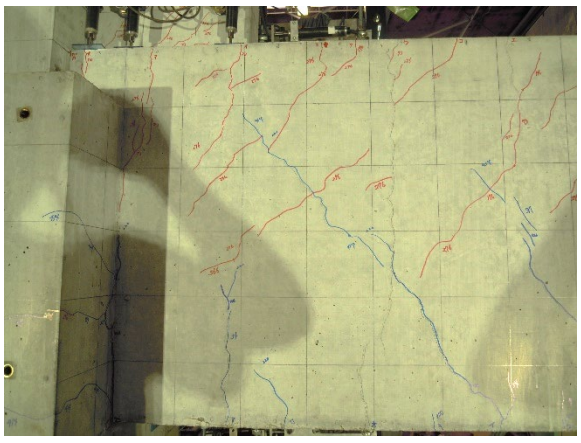


図・写真 5.3.76 試験体 B-1 ひび割れ状況（3Cycle）

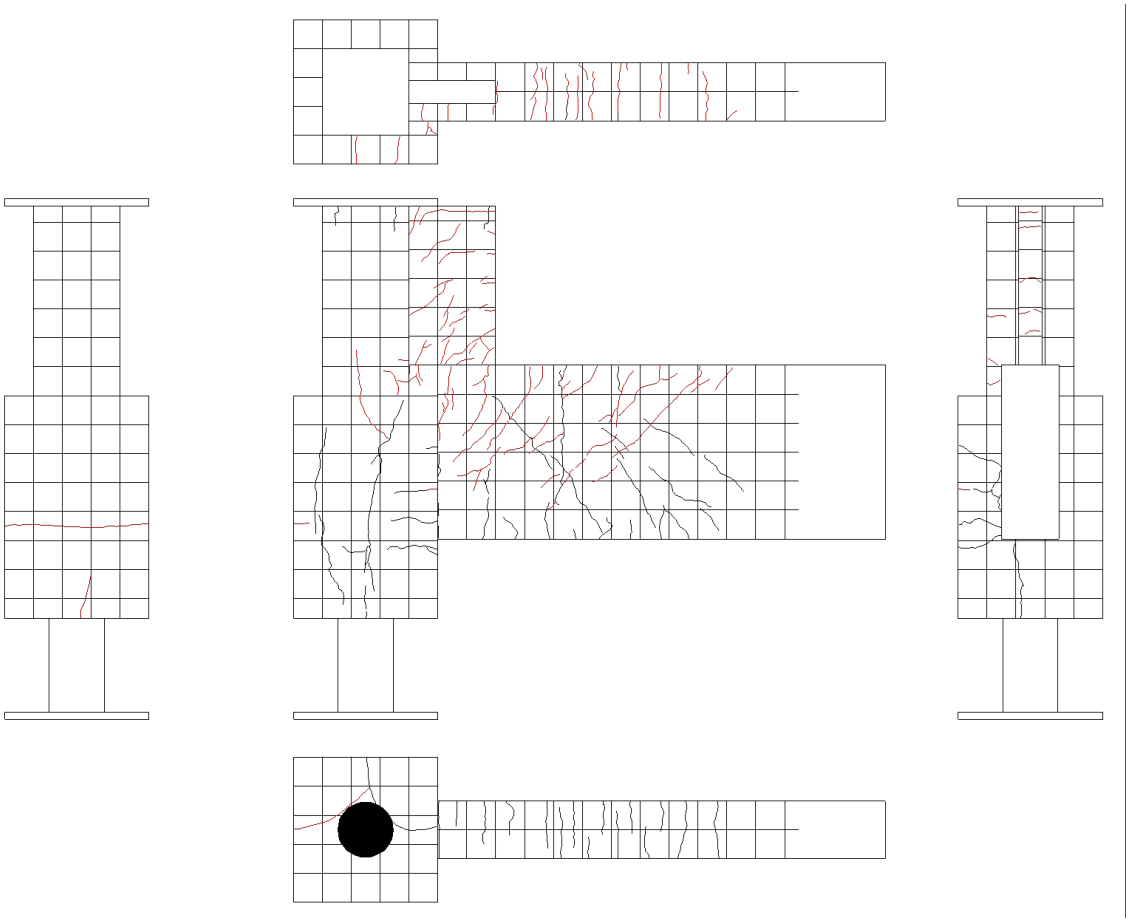


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+4	83.2	0.519
-4	−90.9	−0.505

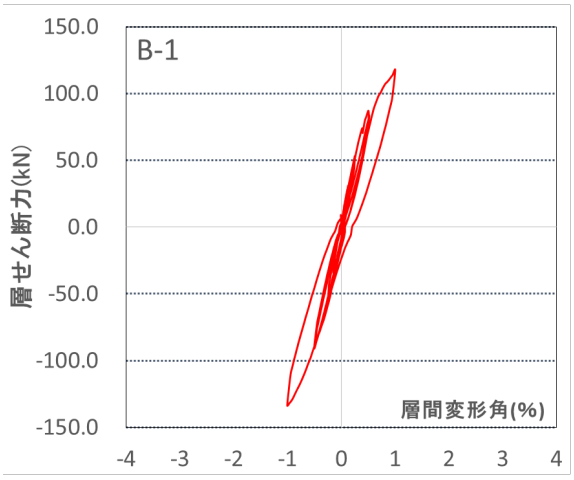


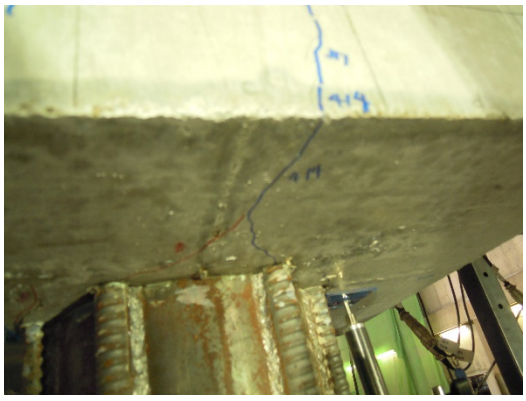


図・写真 5.3.77 試験体 B-1 ひび割れ状況（4Cycle）

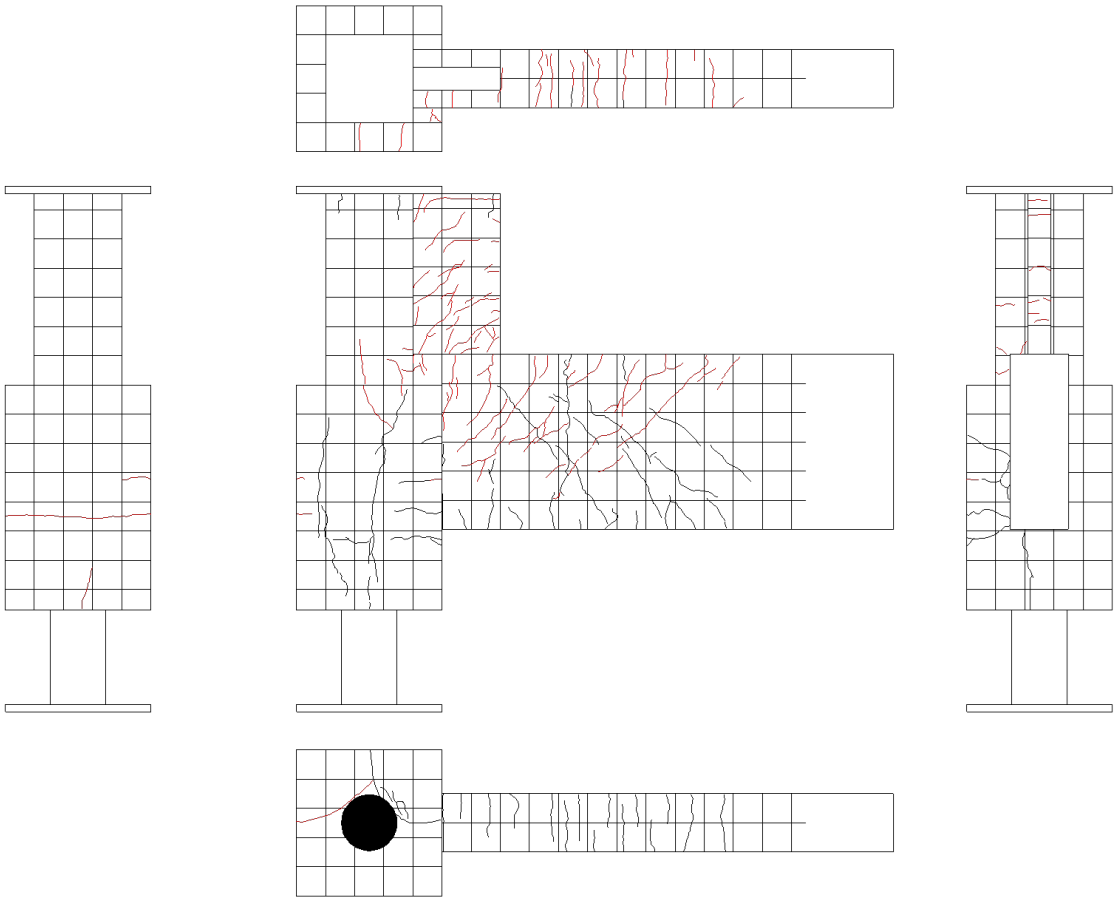


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+5	117.8	1.002
-5	−133.5	−1.006

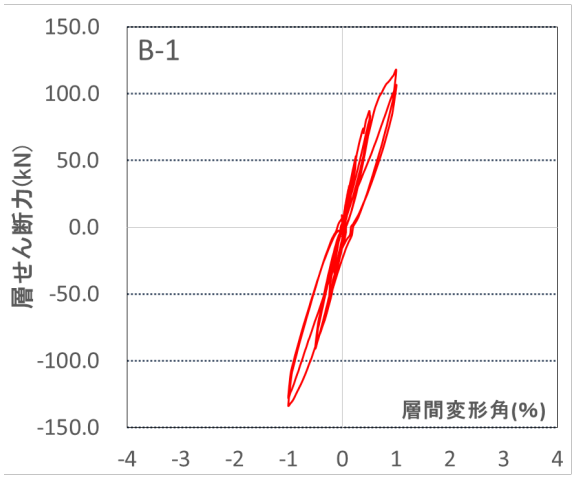


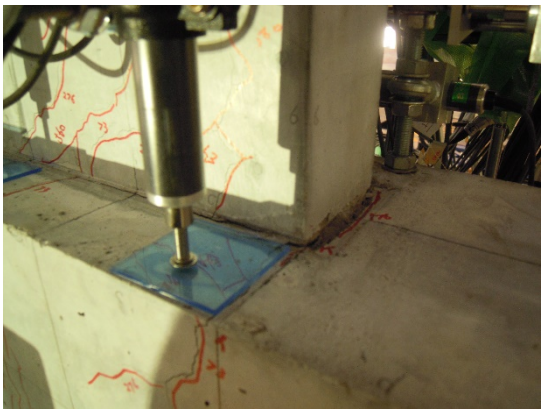


図・写真 5.3.78 試験体 B-1 ひび割れ状況（5Cycle）

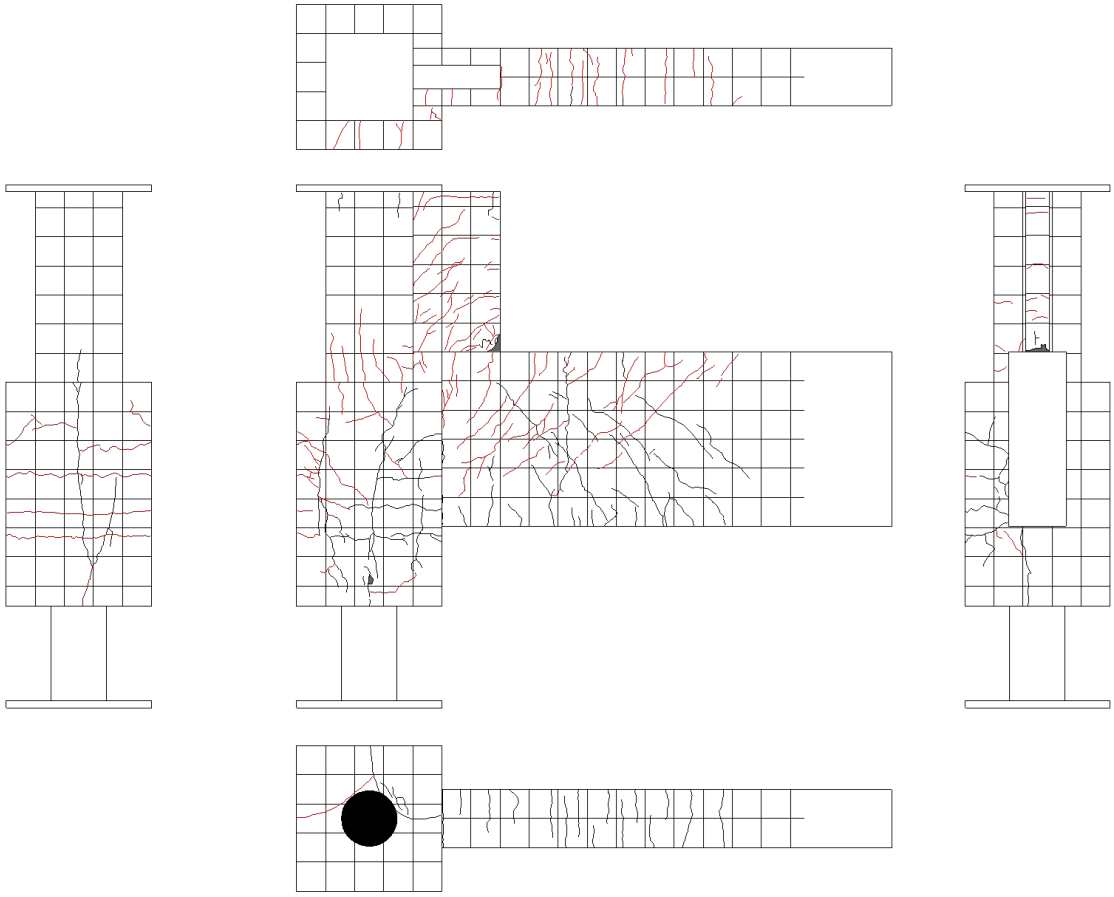


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+6	106.3	1.007
-6	−127.6	−1.006

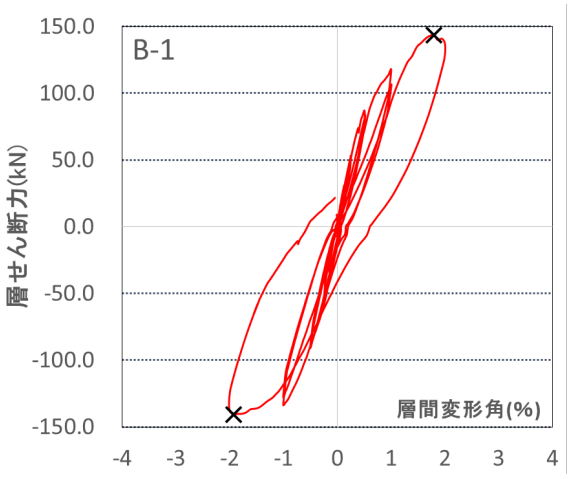


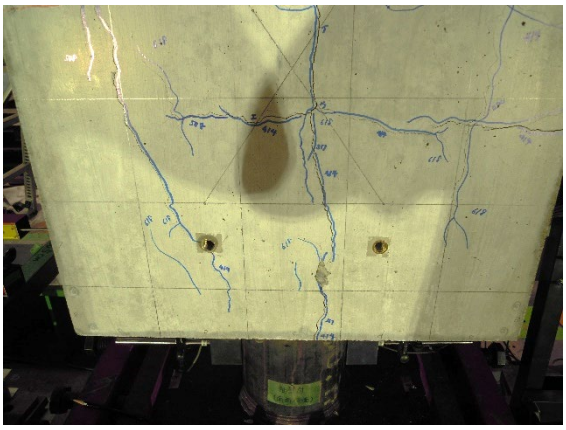


図・写真 5.3.79 試験体 B-1 ひび割れ状況（6Cycle）

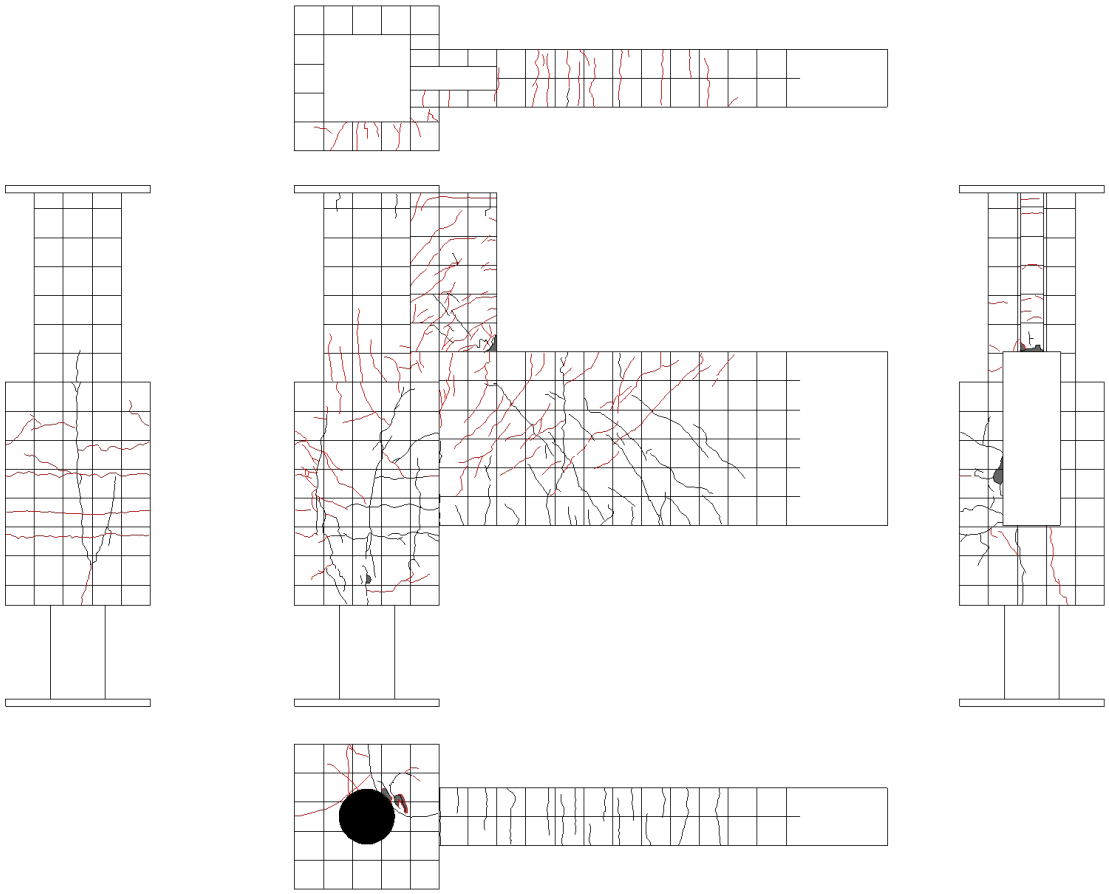


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+7	137.0	2.002
-7	−137.4	−2.007

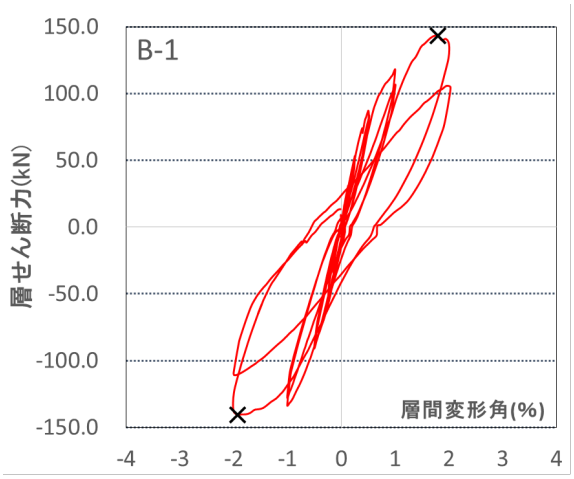


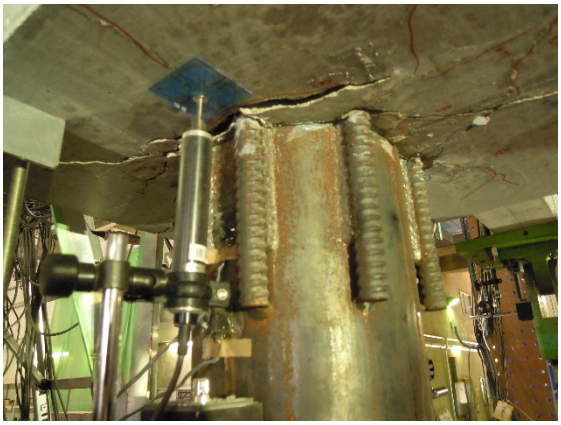


図・写真 5.3.80 試験体 B-1 ひび割れ状況（7Cycle）

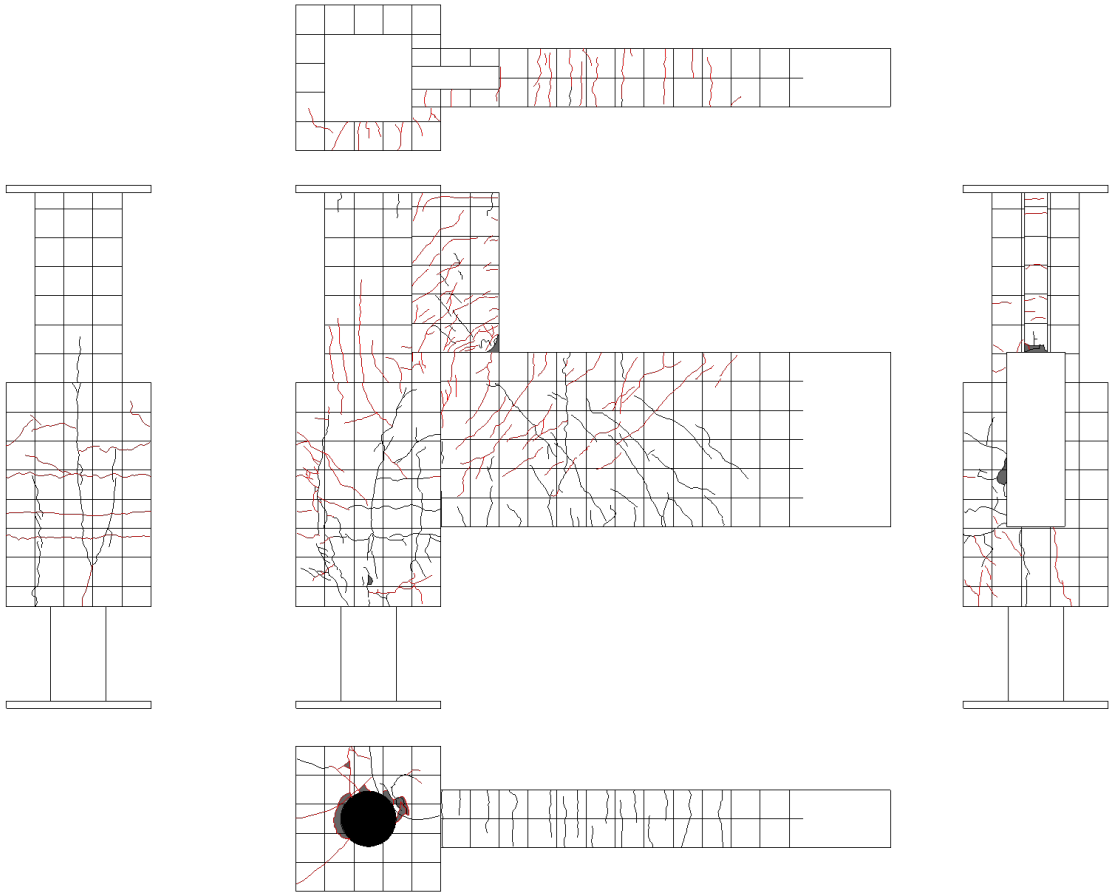


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+8	104.4	2.031
-8	−109.3	−2.004

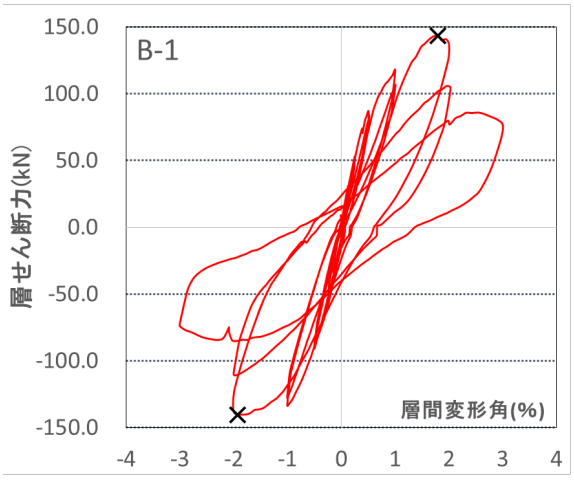




図・写真 5.3.81 試験体 B-1 ひび割れ状況（8Cycle）

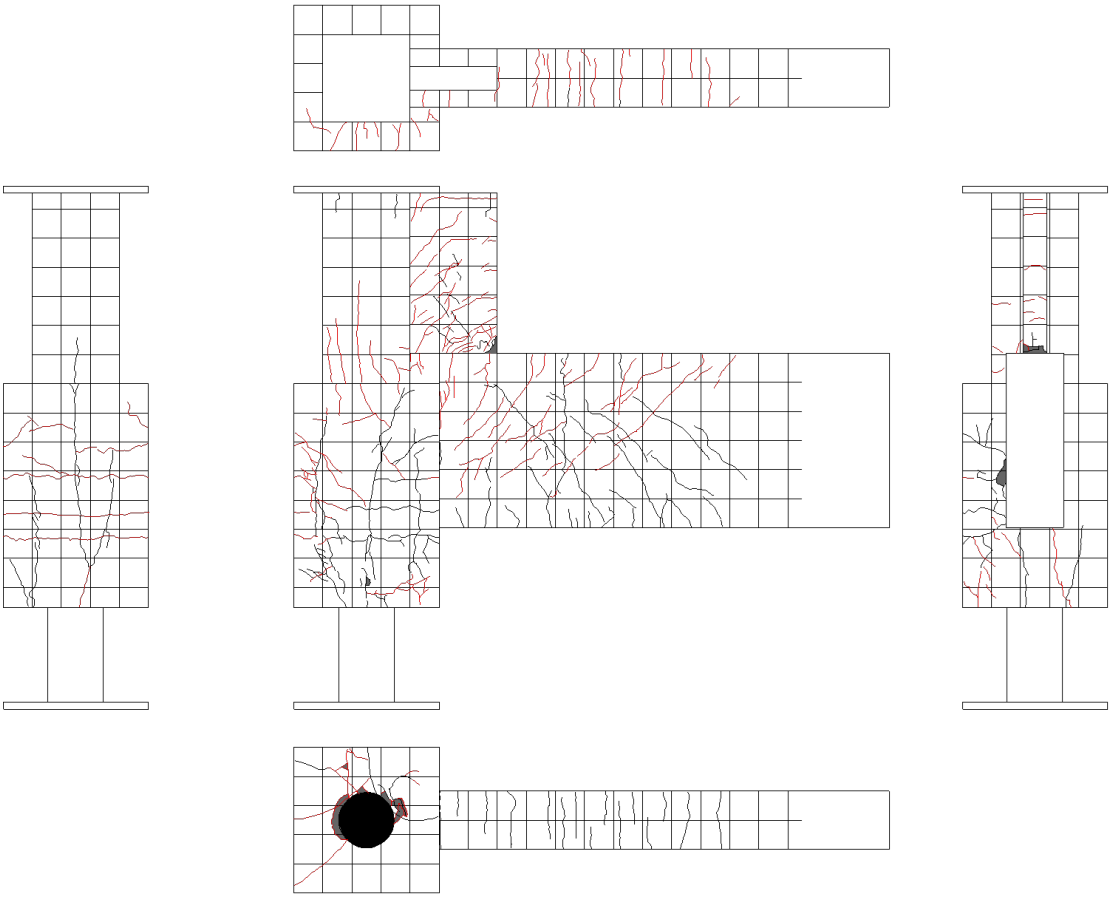


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+9	76.6	3.003
-9	−72.7	−3.007

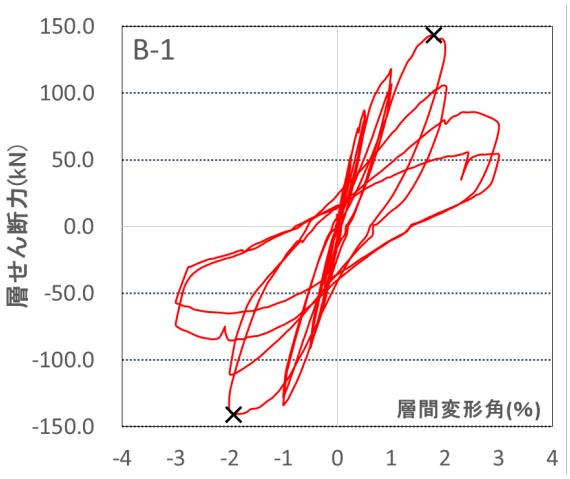


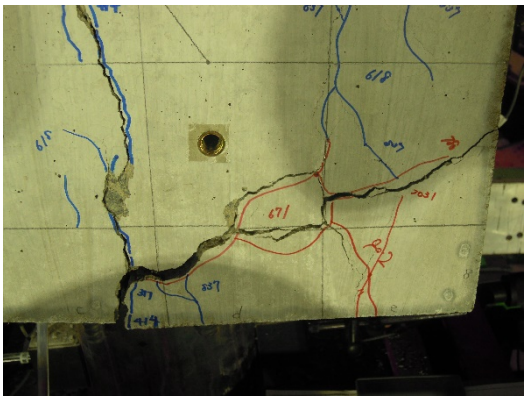


図・写真 5.3.82 試験体 B-1 ひび割れ状況（9Cycle）

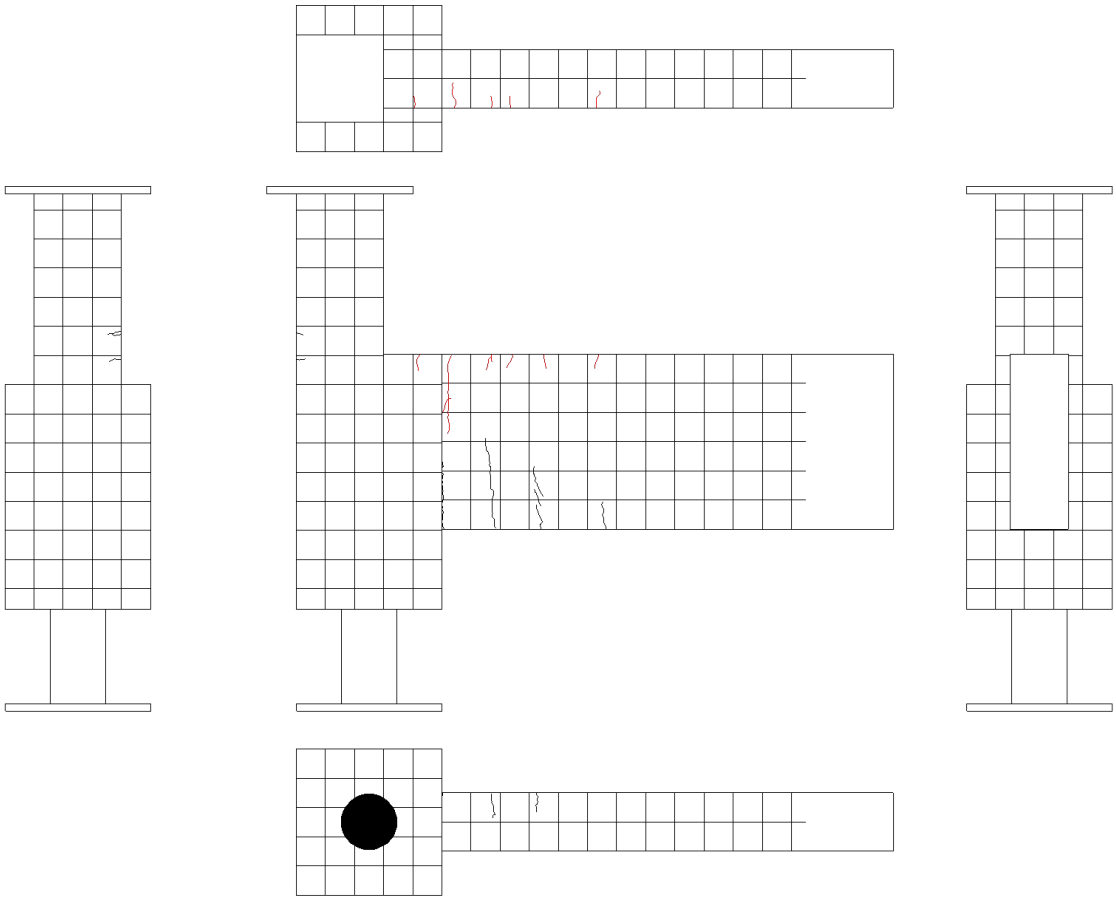


Cycle	B-1	
	Q(kN)	R(%)
+10	53.5	3.009
-10	−56.4	−3.007

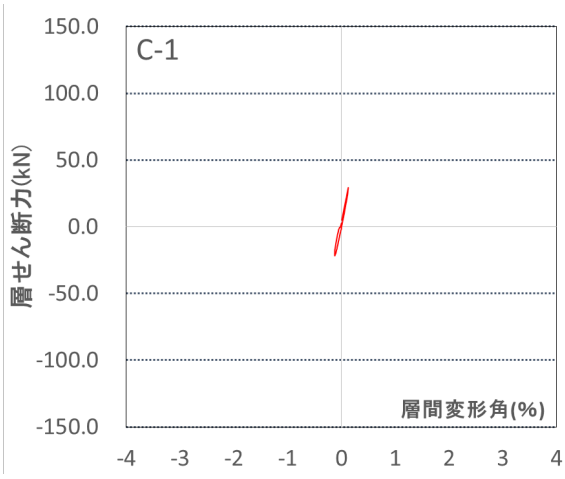


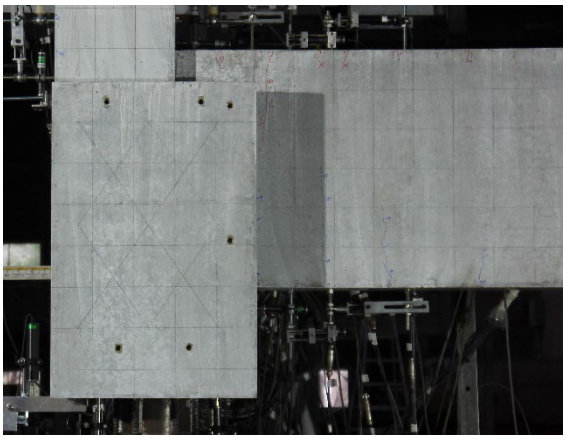


図・写真 5.3.83 試験体 B-1 ひび割れ状況（10Cycle）

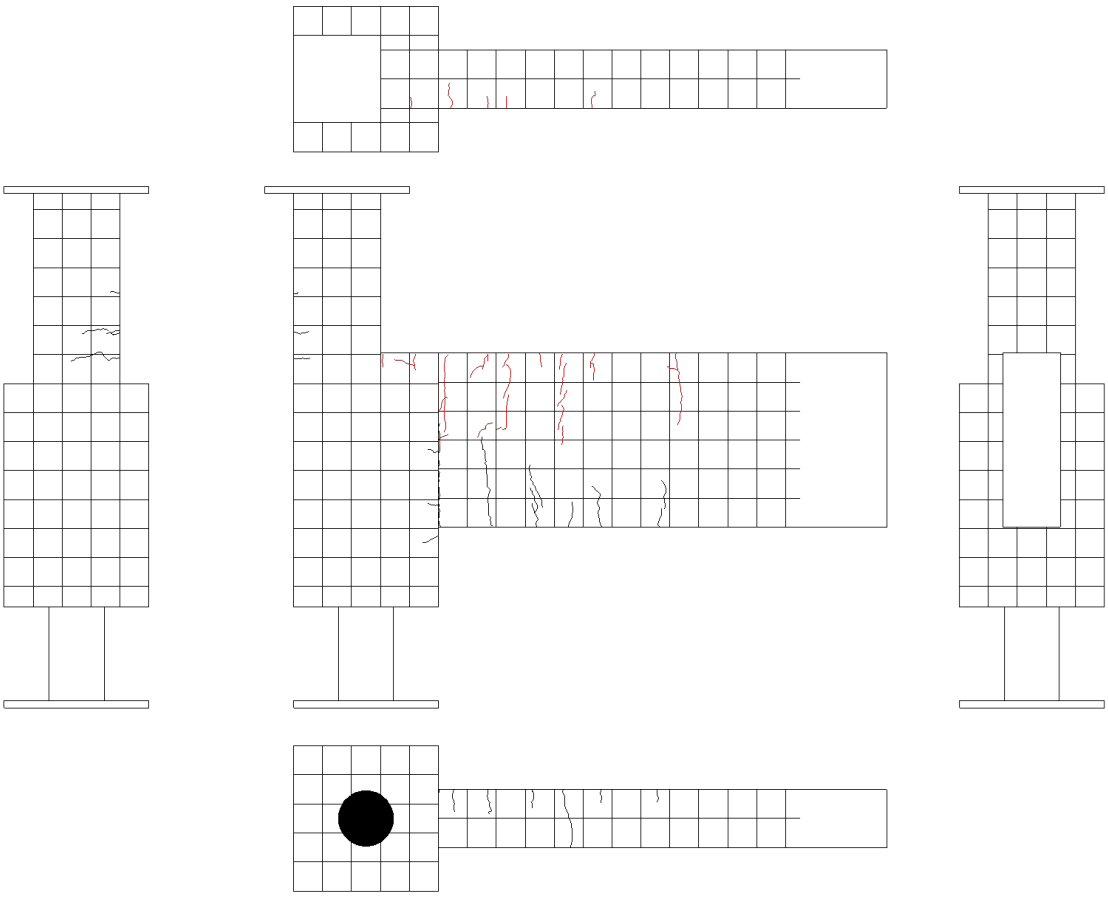


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+1	29.4	0.126
-1	−21.7	−0.126

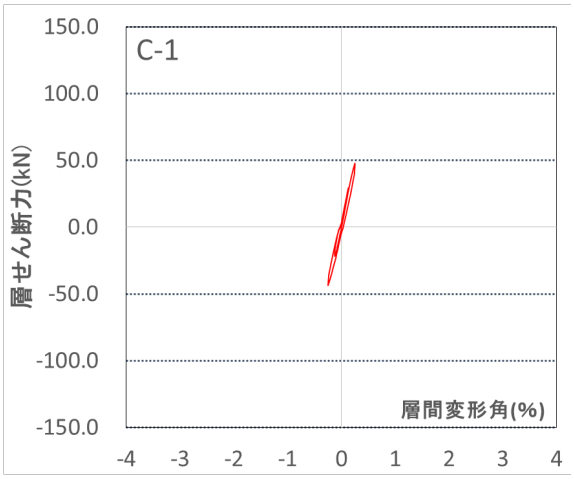


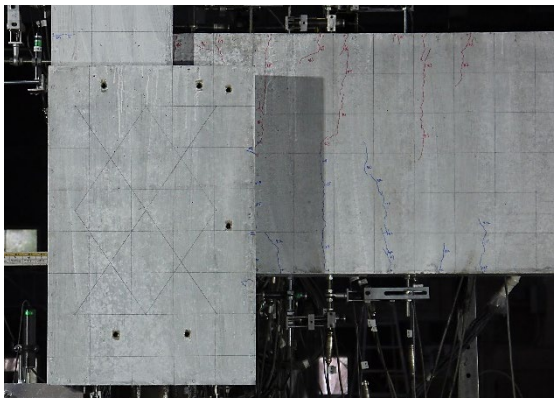


図・写真 5.3.84 試験体 C-1 ひび割れ状況（1Cycle）

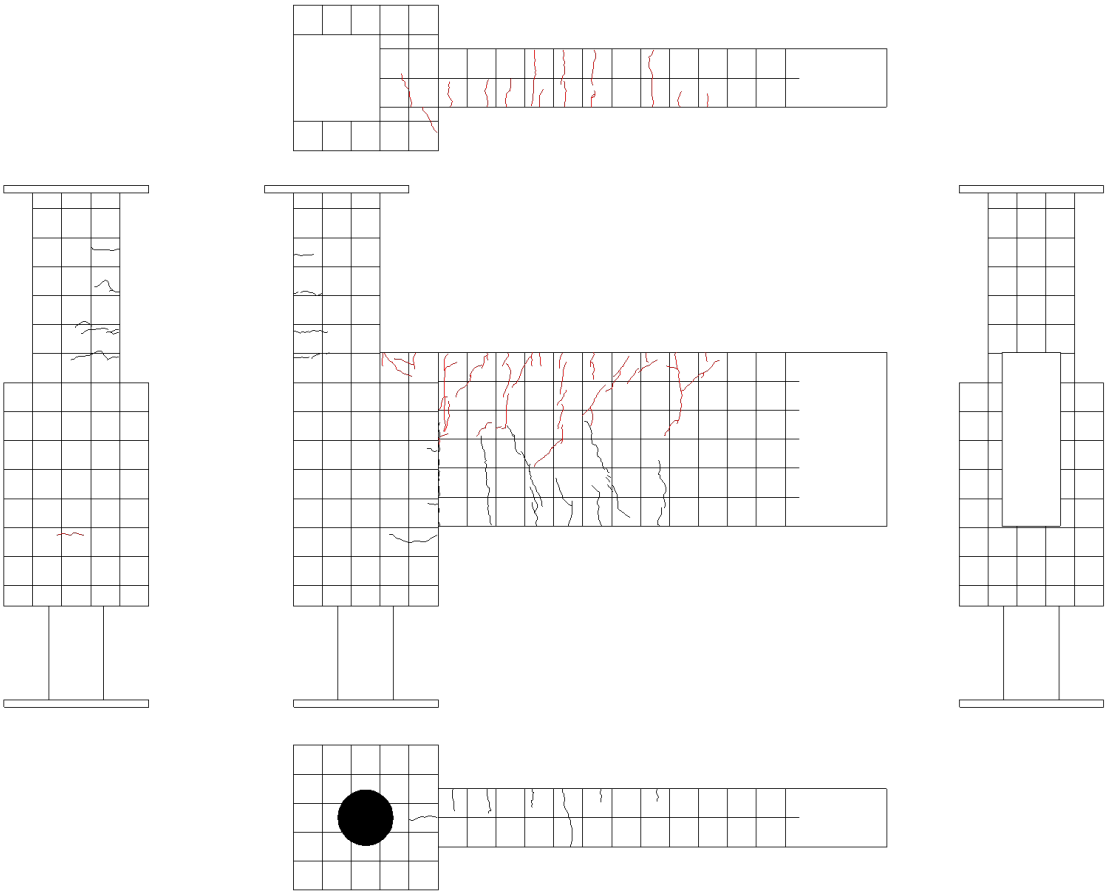


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+2	47.8	0.251
-2	−43.5	−0.251

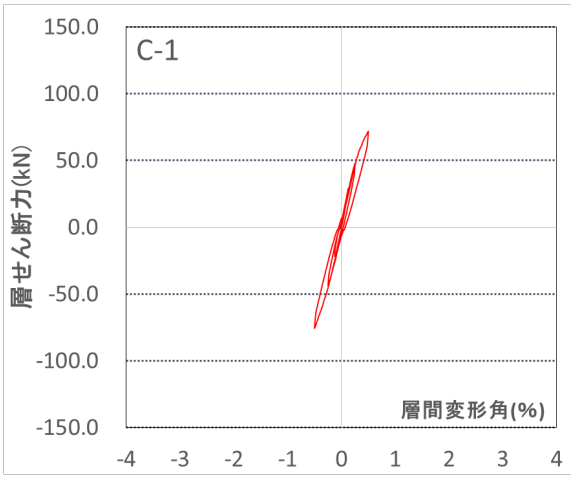


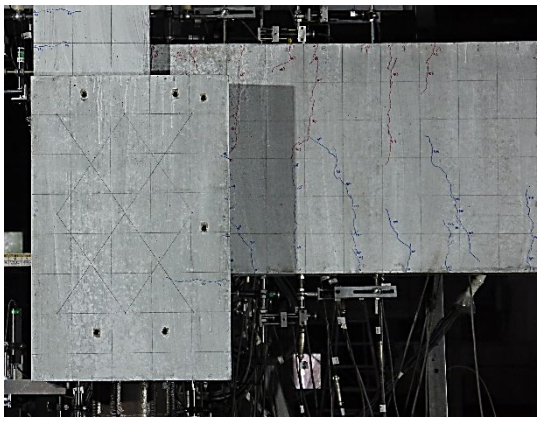


図・写真 5.3.85 試験体 C-1 ひび割れ状況（2Cycle）

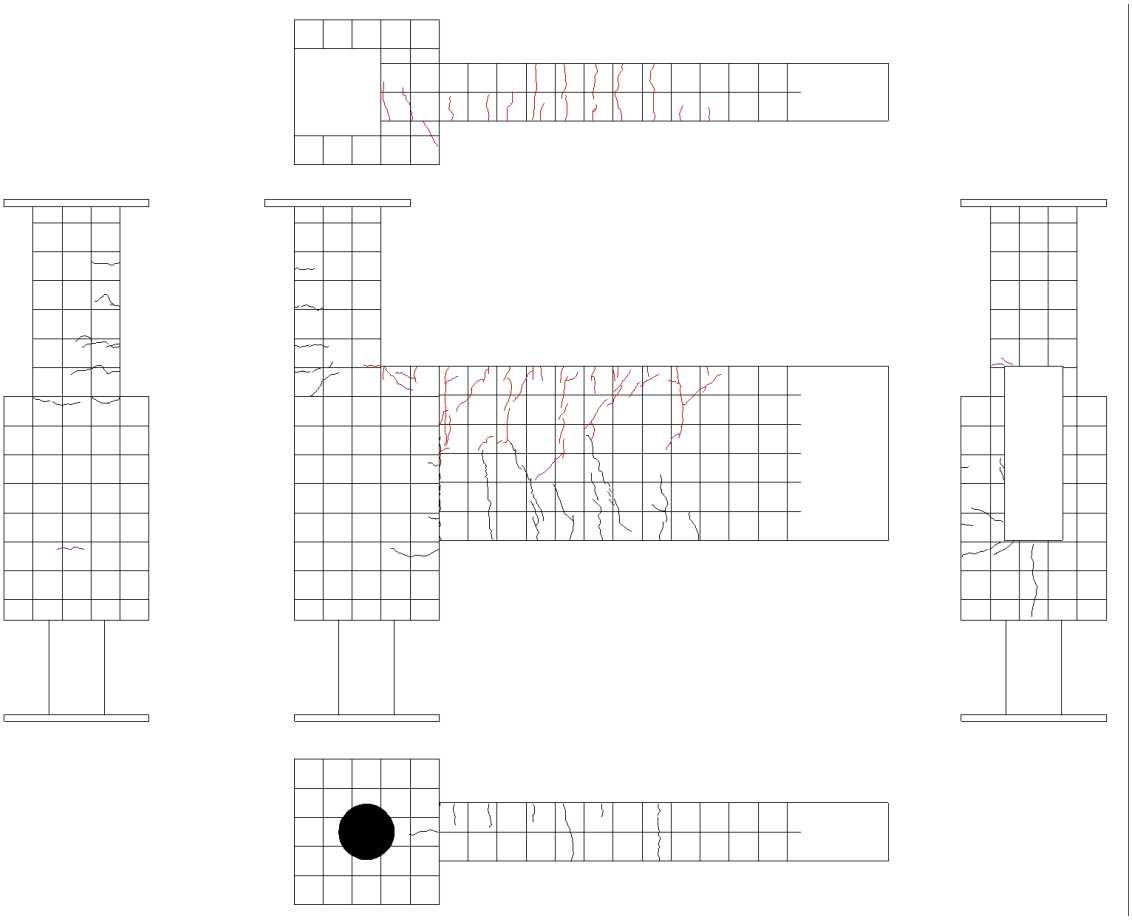


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+3	71.8	0.499
-3	−75.3	−0.502

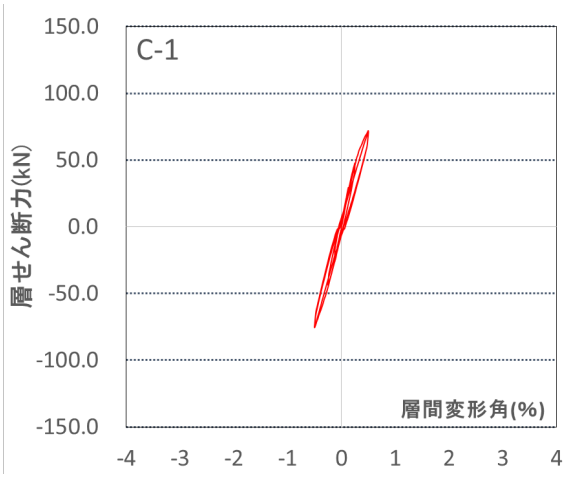


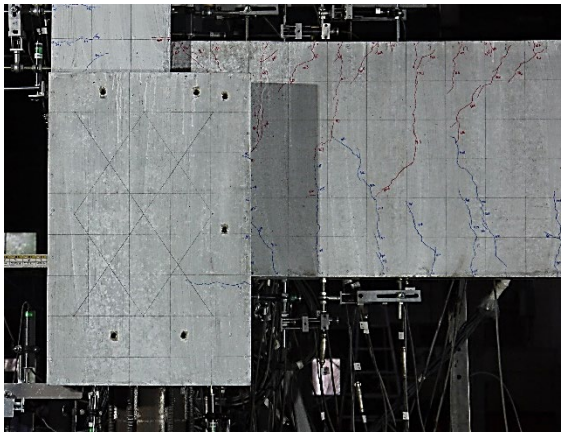


図・写真 5.3.86 試験体 C-1 ひび割れ状況（3Cycle）

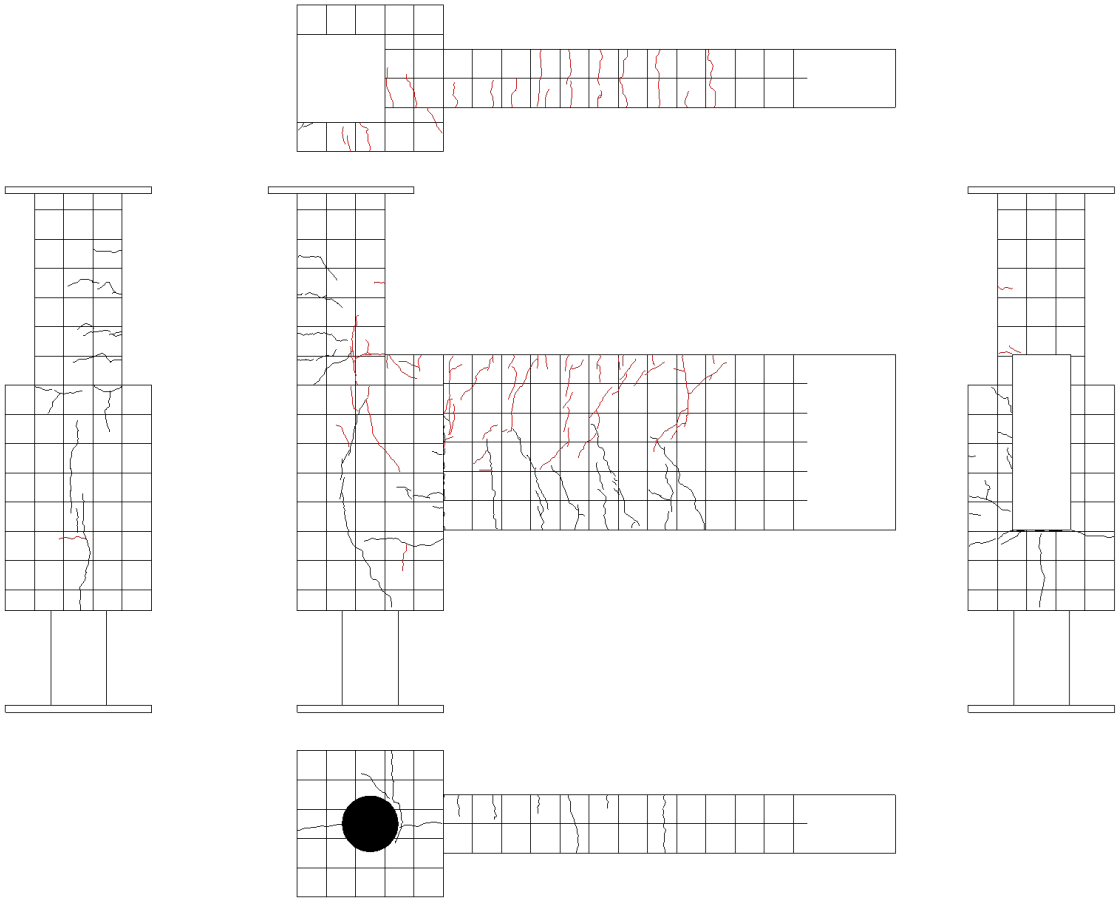


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+4	71.2	0.501
-4	−75.2	−0.503

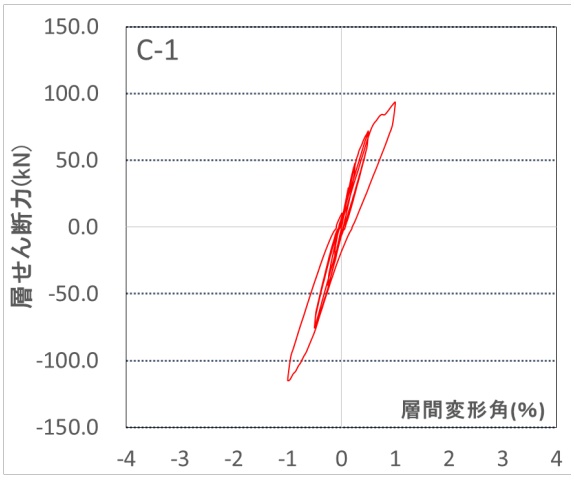


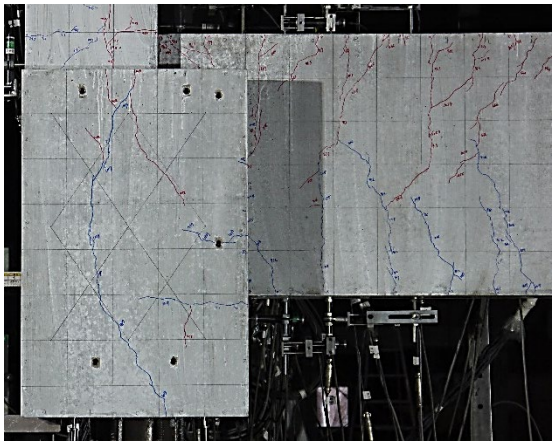


図・写真 5.3.87 試験体 C-1 ひび割れ状況（4Cycle）

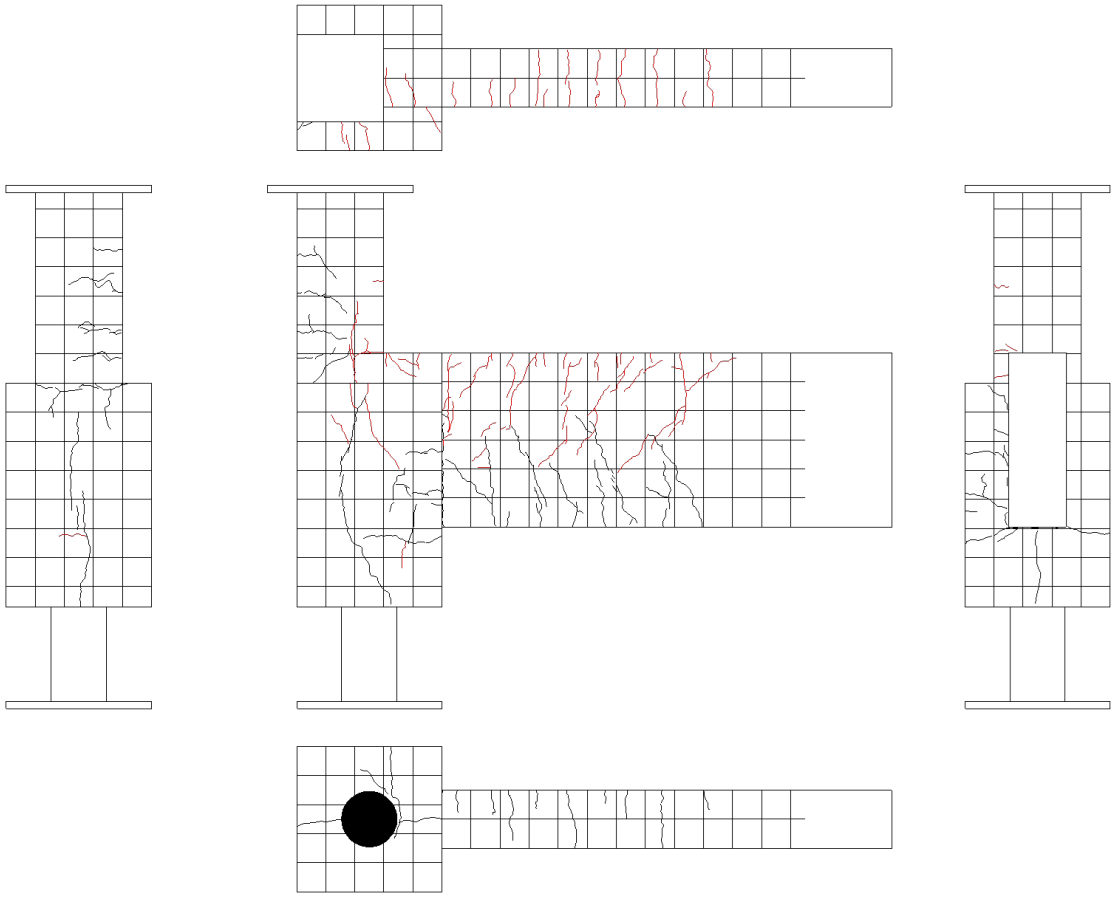


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+5	93.3	1.000
-5	−114.7	−1.001

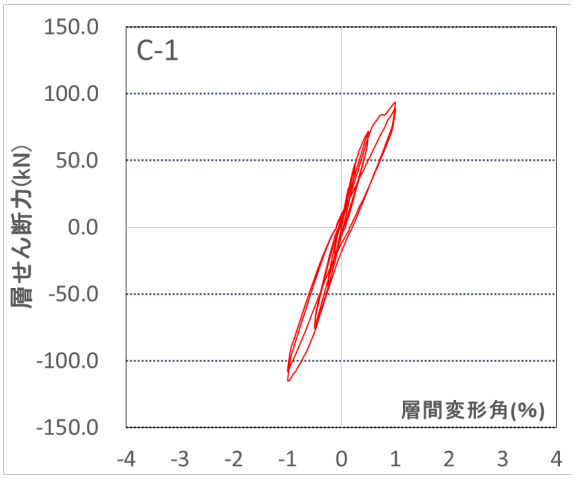


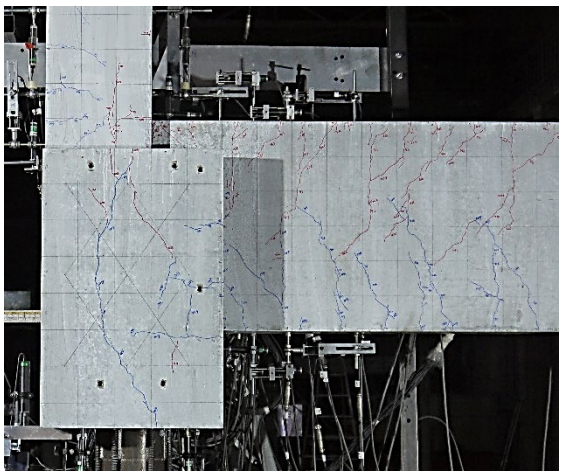


図・写真 5.3.88 試験体 C-1 ひび割れ状況（5Cycle）

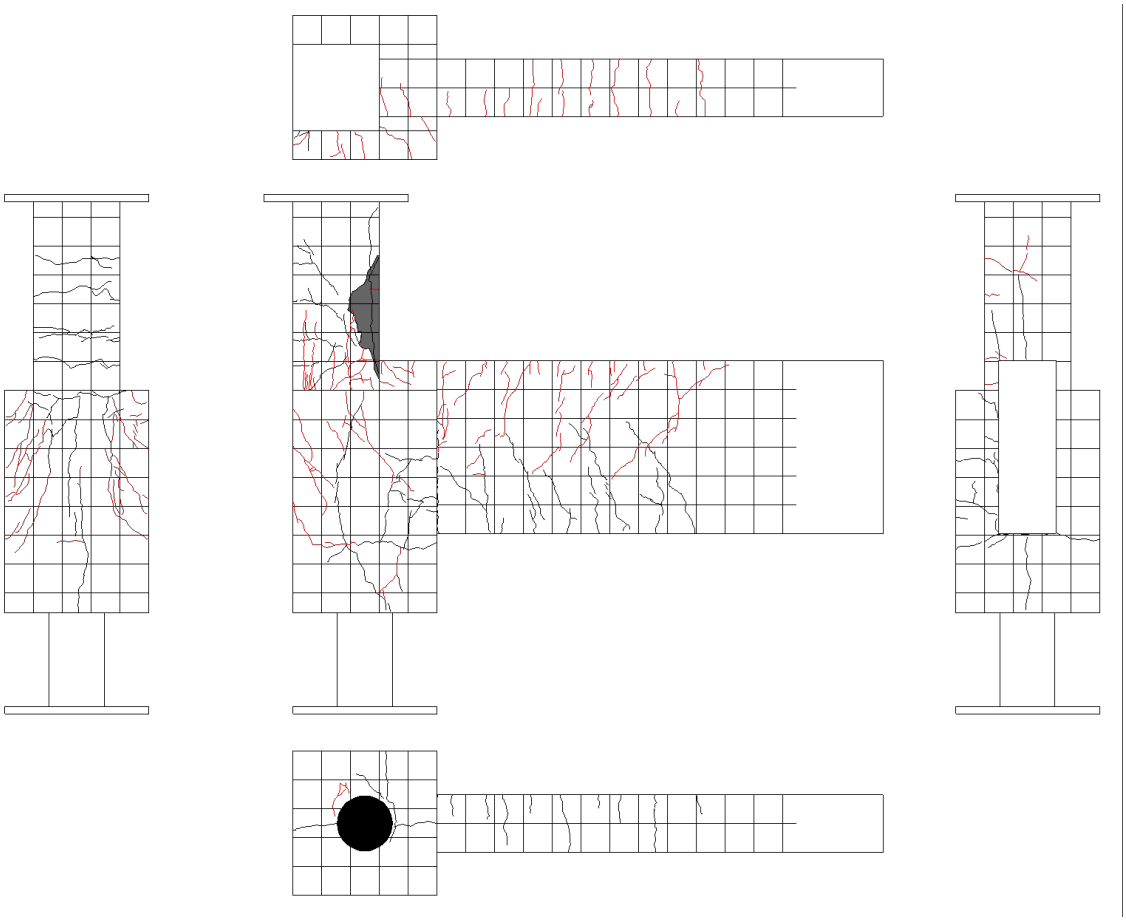


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+6	88.8	1.004
-6	−107.6	−1.002

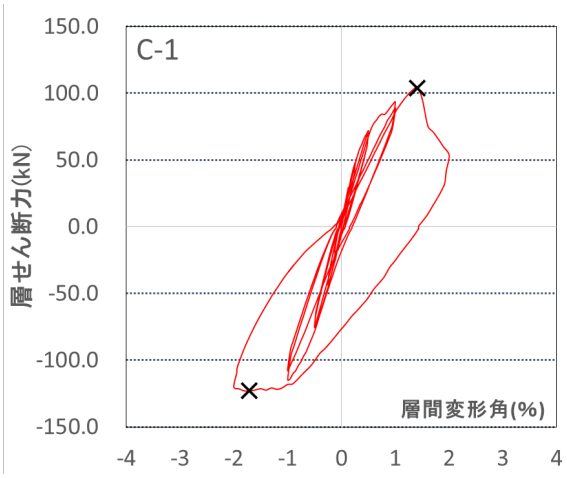


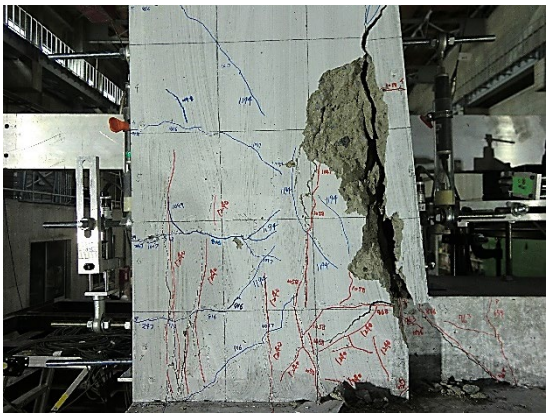


図・写真 5.3.89 試験体 C-1 ひび割れ状況（6Cycle）

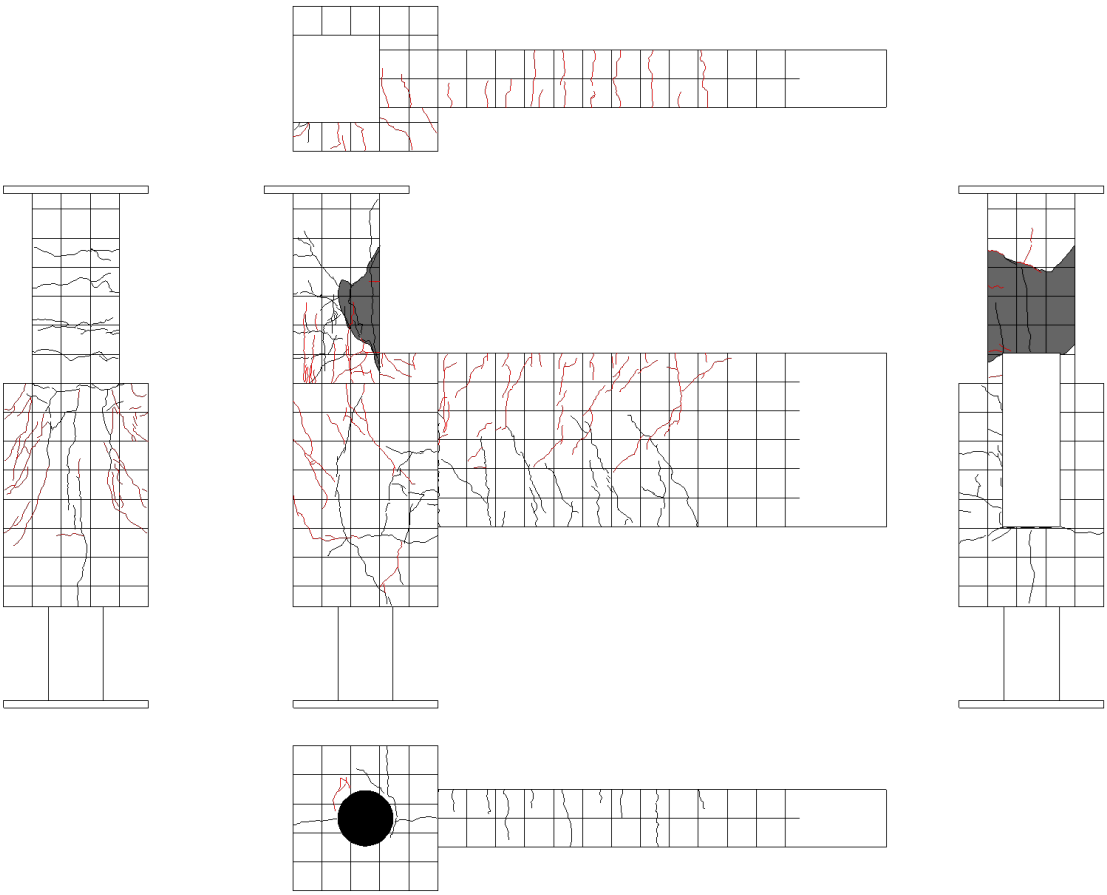


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+7	53.5	2.002
-7	−120.0	−2.003

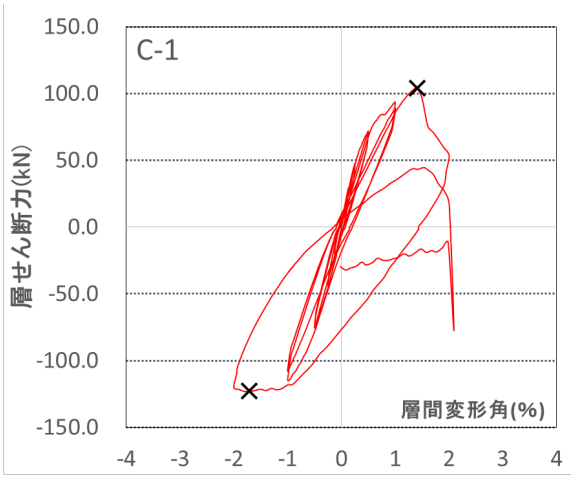


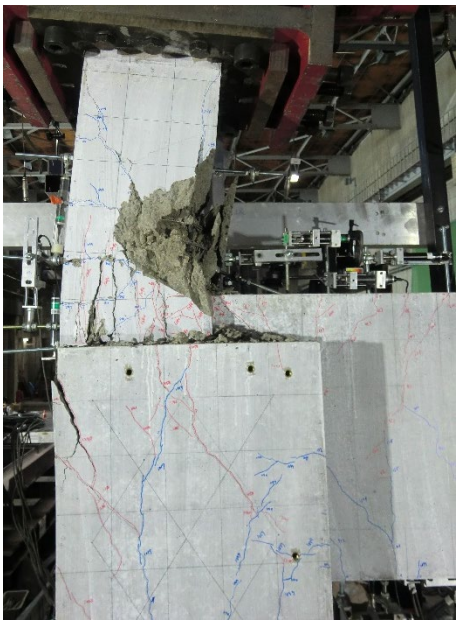


図・写真 5.3.90 試験体 C-1 ひび割れ状況（7Cycle）

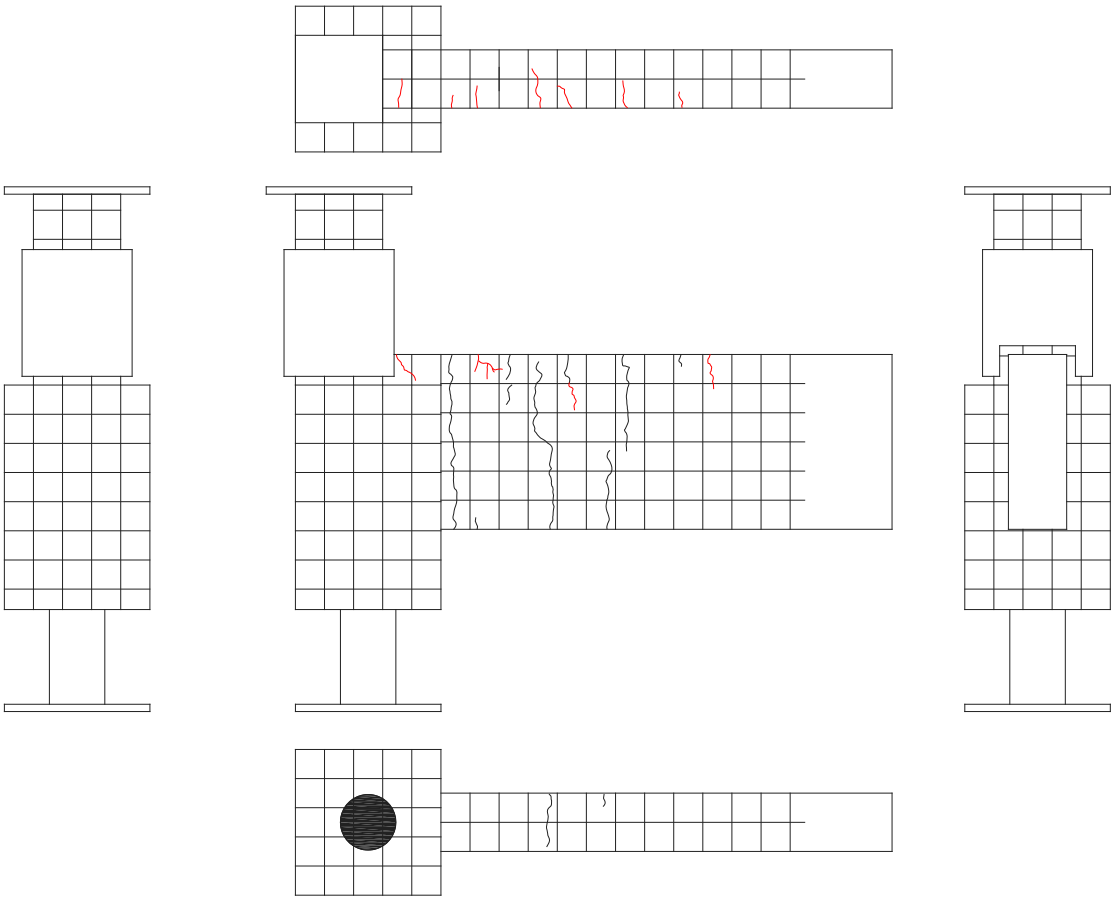


Cycle	C-1	
	Q(kN)	R(%)
+8	−77.3	2.090
-8	0.0	0.000

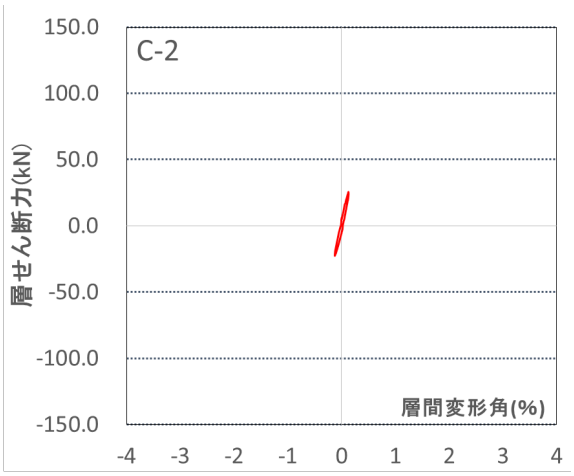


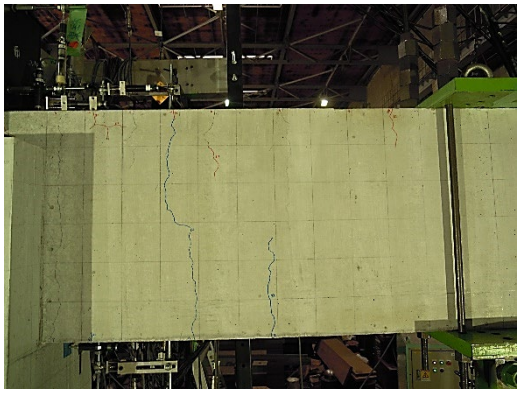


図・写真 5.3.91 試験体 C-1 ひび割れ状況（8Cycle）

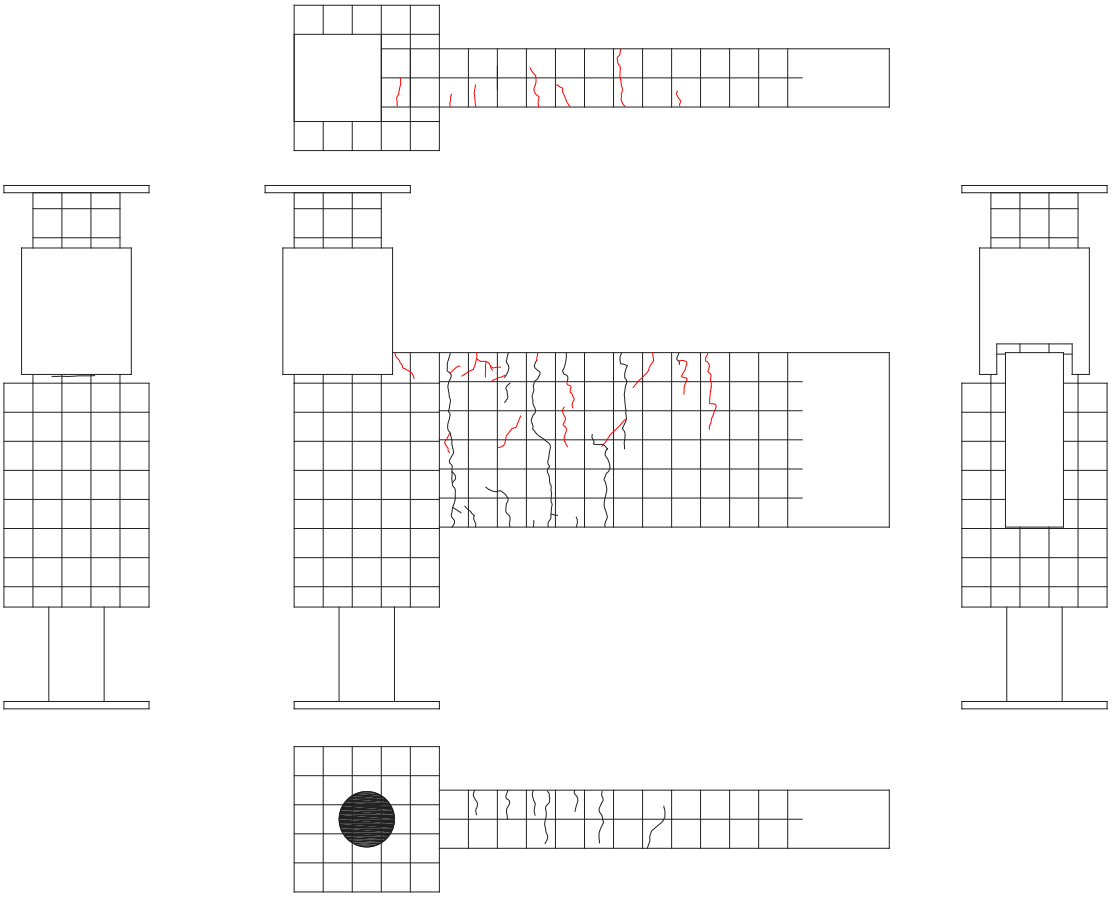


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+1	23.9	0.128
-1	−22.2	−0.128

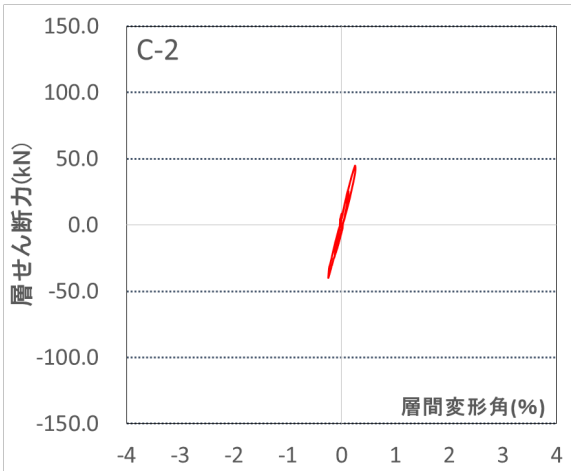


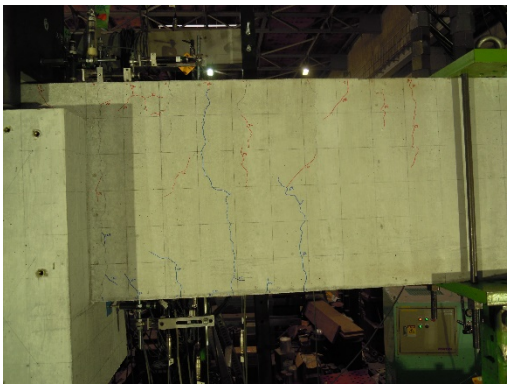


図・写真 5.3.92 試験体 C-2 ひび割れ状況（1Cycle）

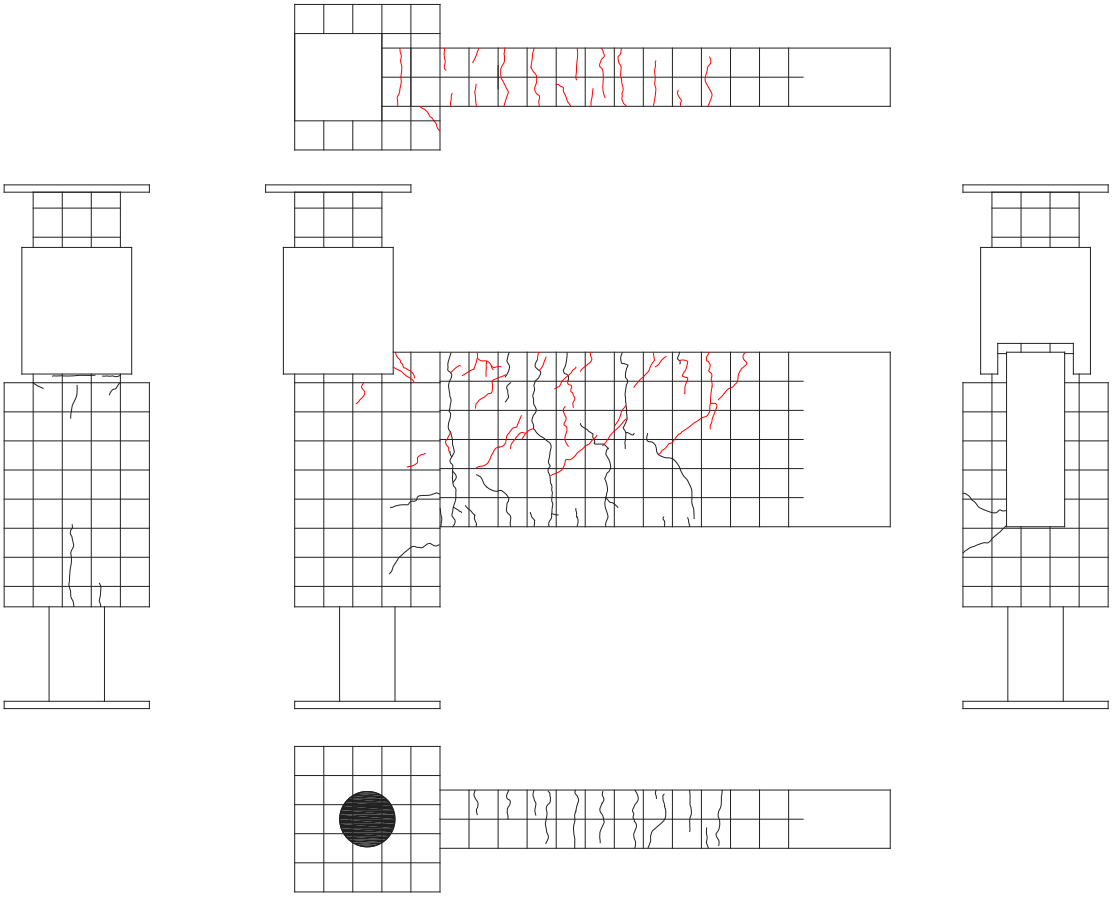


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+2	41.8	0.256
-2	−39.7	−0.249

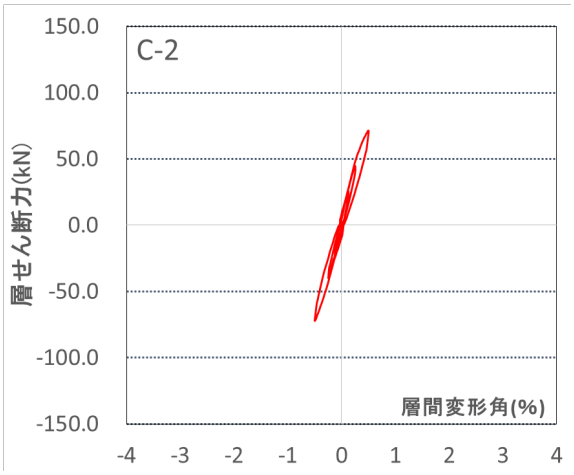


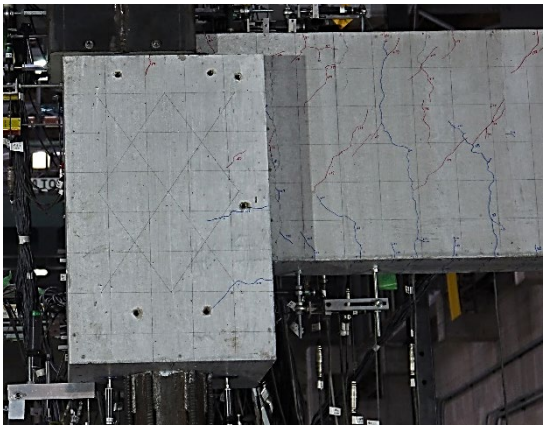


図・写真 5.3.93 試験体 C-2 ひび割れ状況（2Cycle）

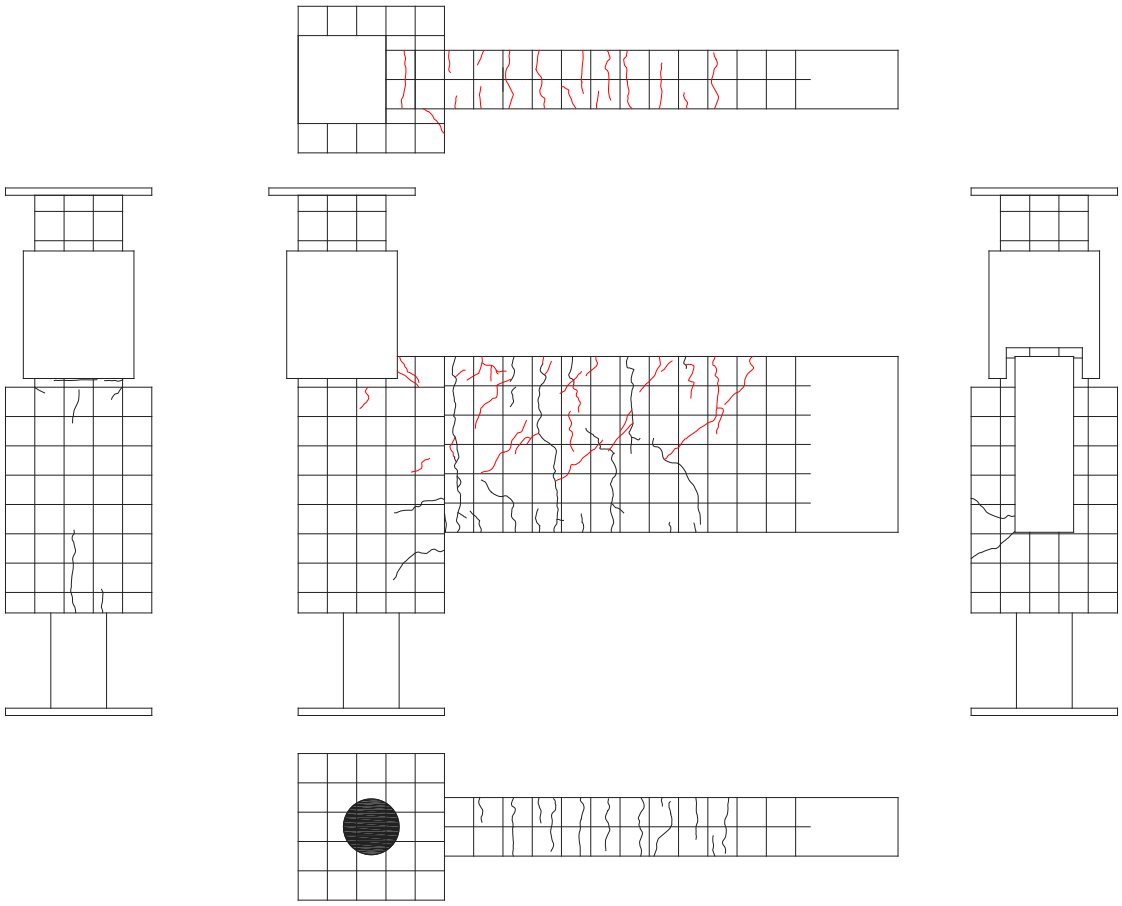


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+3	71.1	0.503
-3	−72.1	−0.502

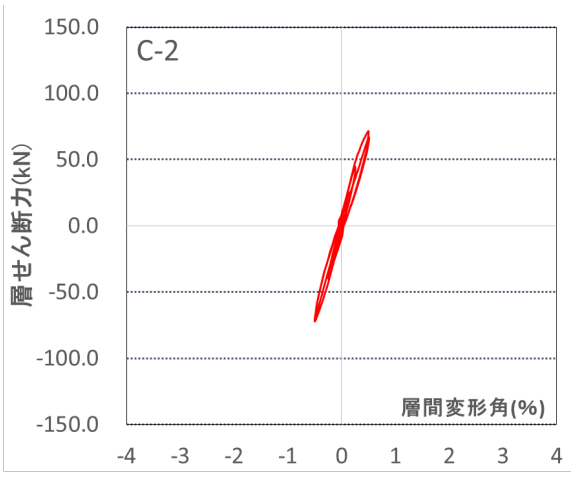


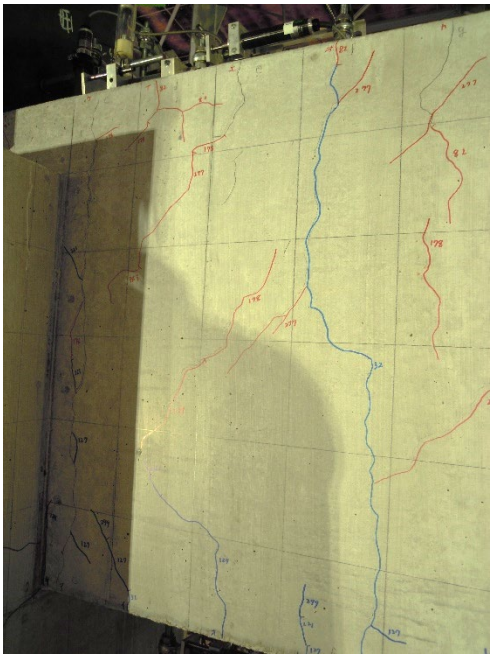


図・写真 5.3.94 試験体 C-2 ひび割れ状況（3Cycle）

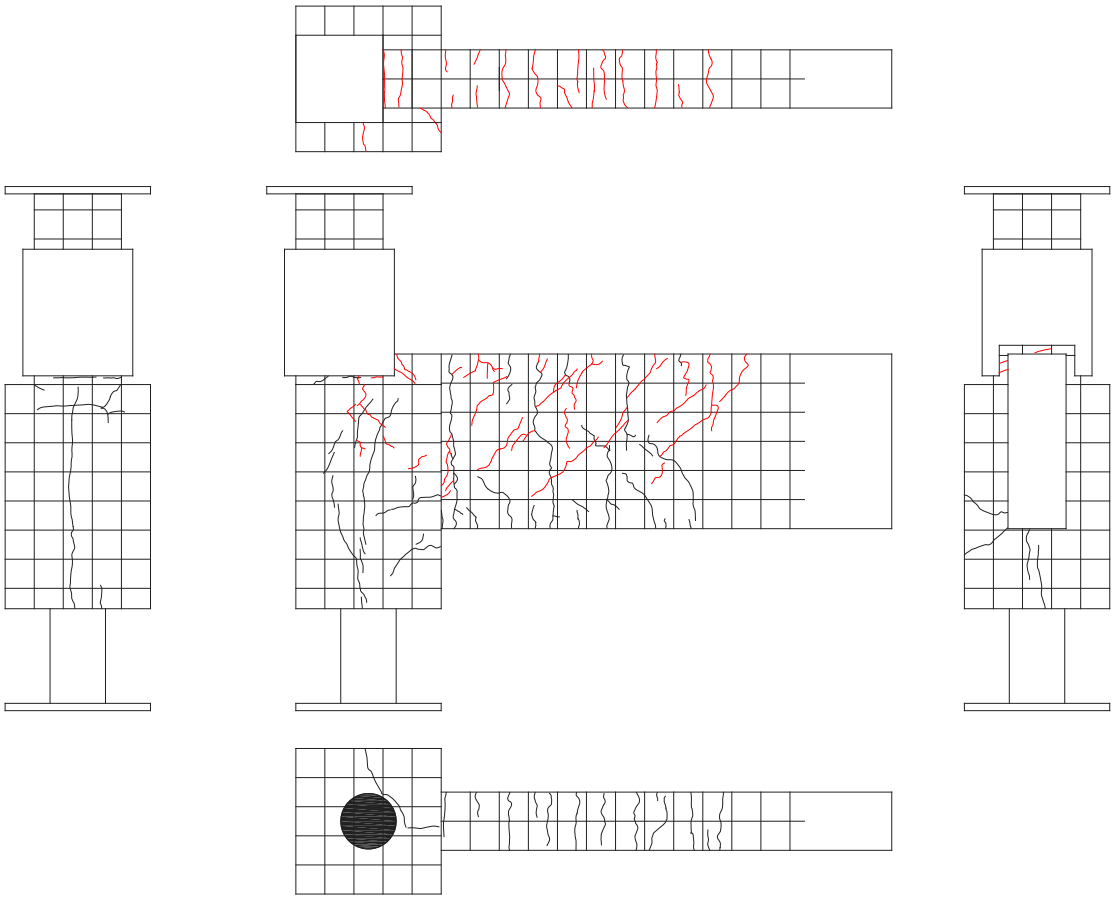


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+4	67.0	0.508
-4	−70.6	−0.503

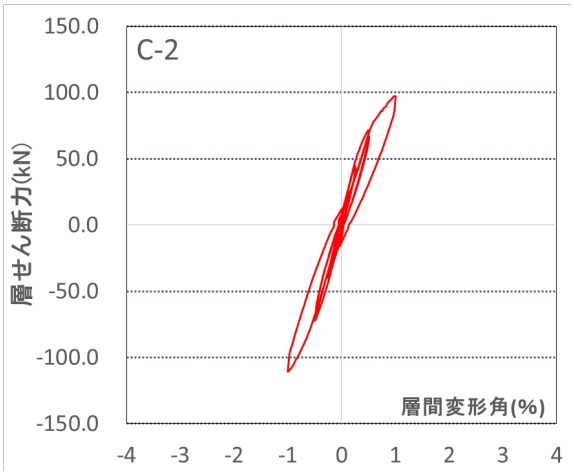


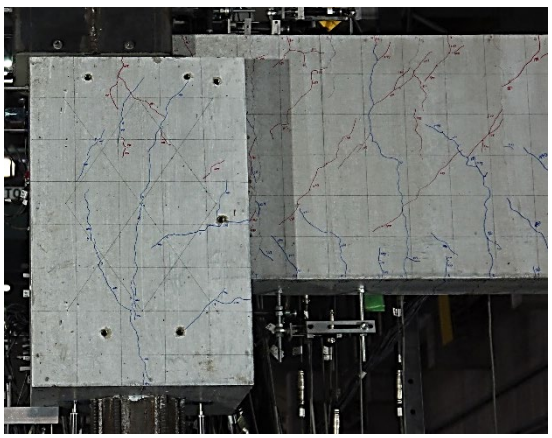


図・写真 5.3.95 試験体 C-2 ひび割れ状況（4Cycle）

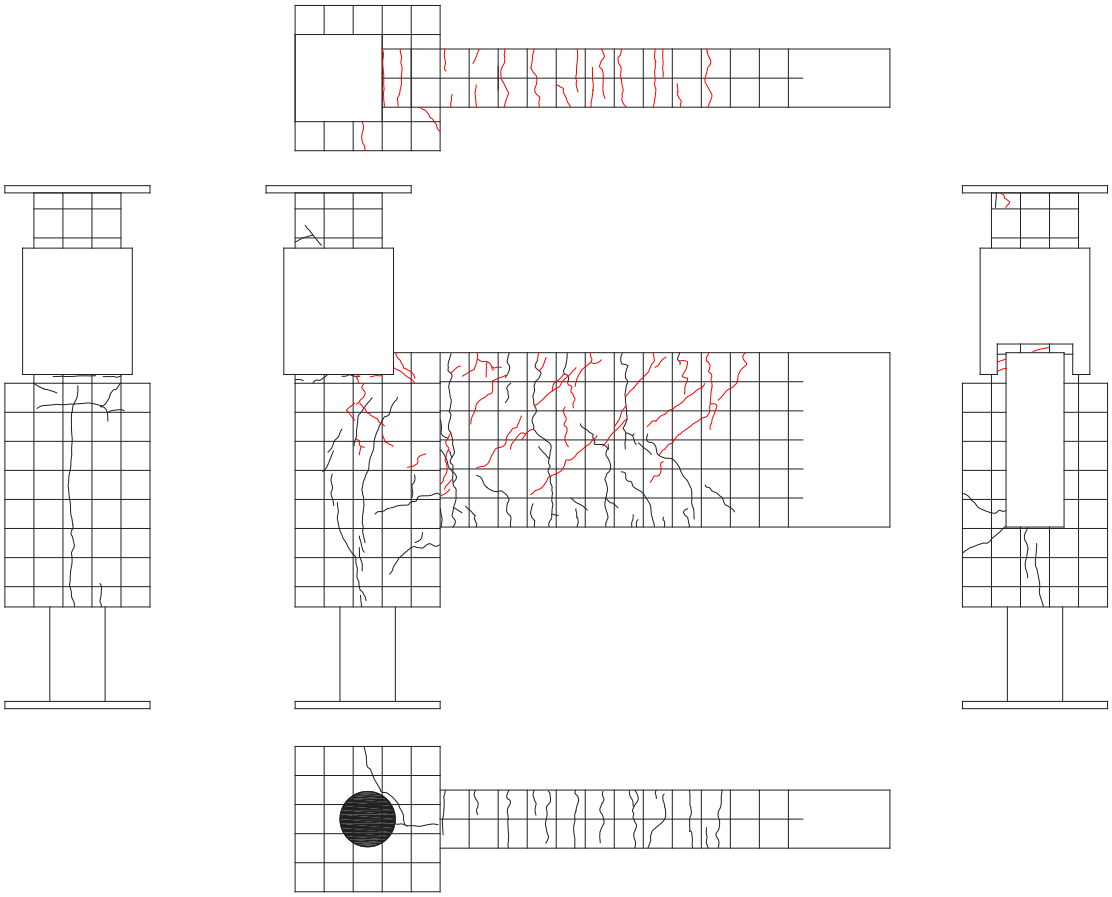


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+5	97.1	1.004
-5	−110.6	−1.002

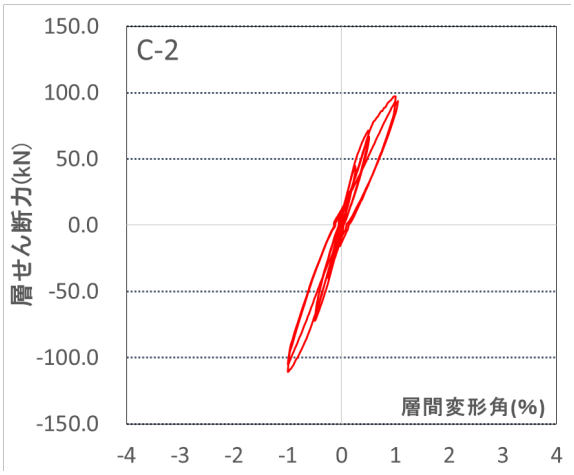


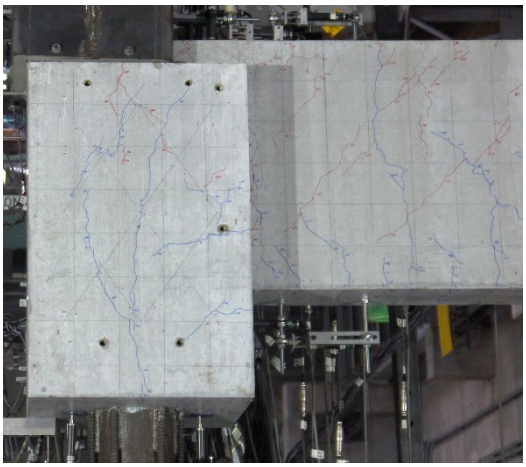


図・写真 5.3.96 試験体 C-2 ひび割れ状況（5Cycle）

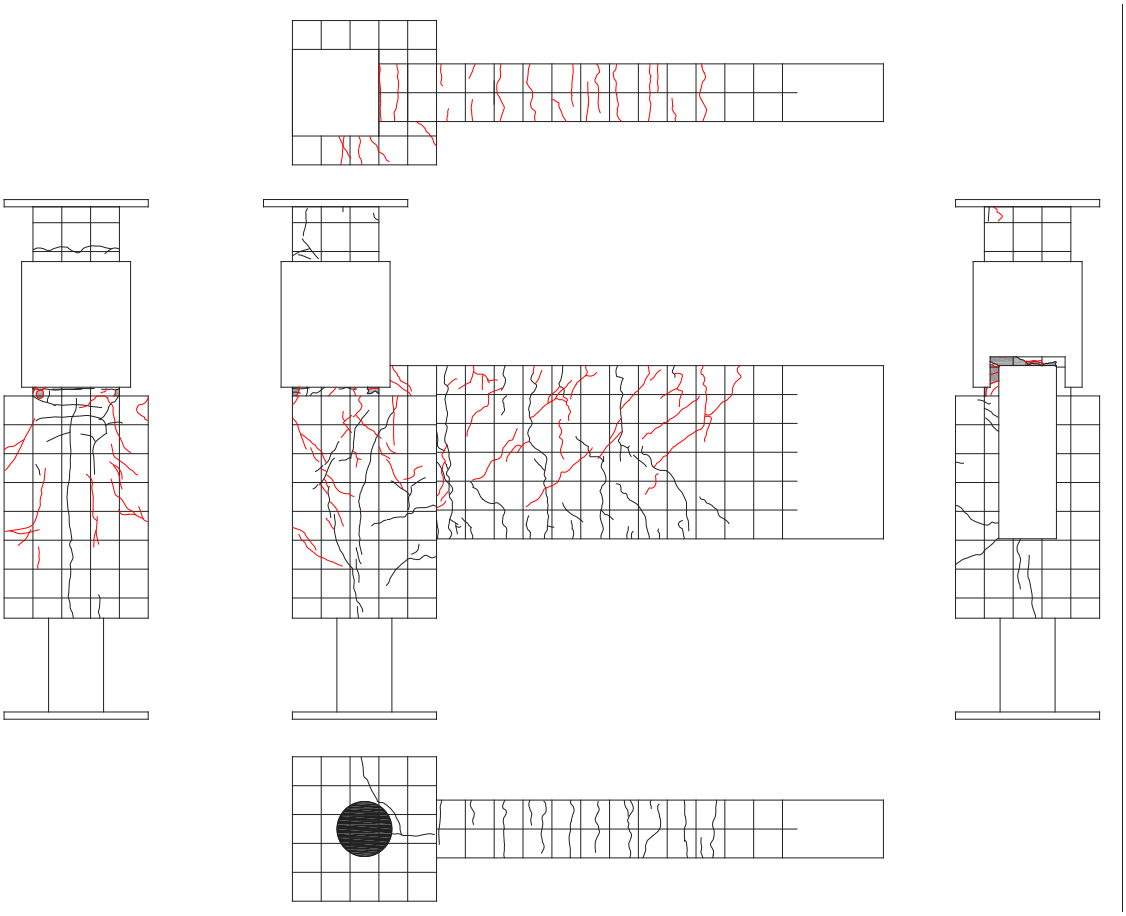


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+6	93.7	1.047
-6	−104.8	−1.002

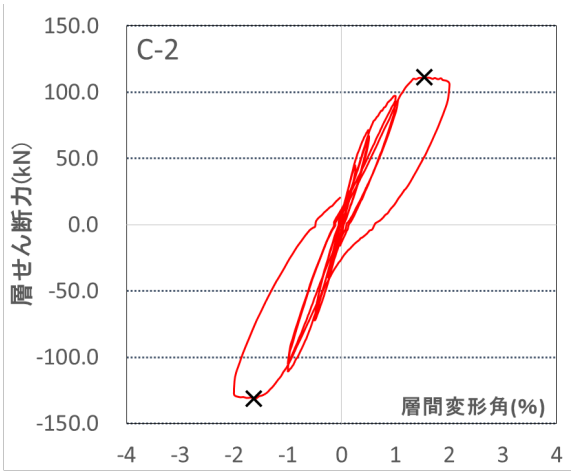


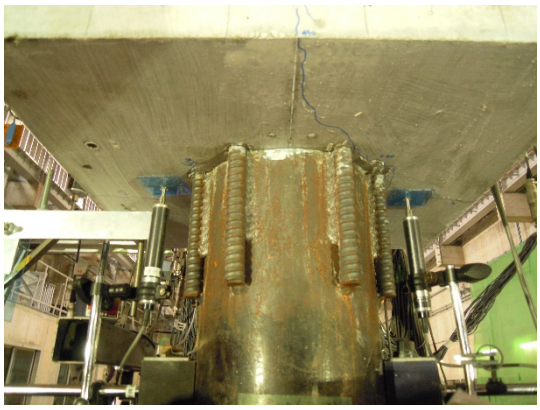


図・写真 5.3.97 試験体 C-2 ひび割れ状況（6Cycle）

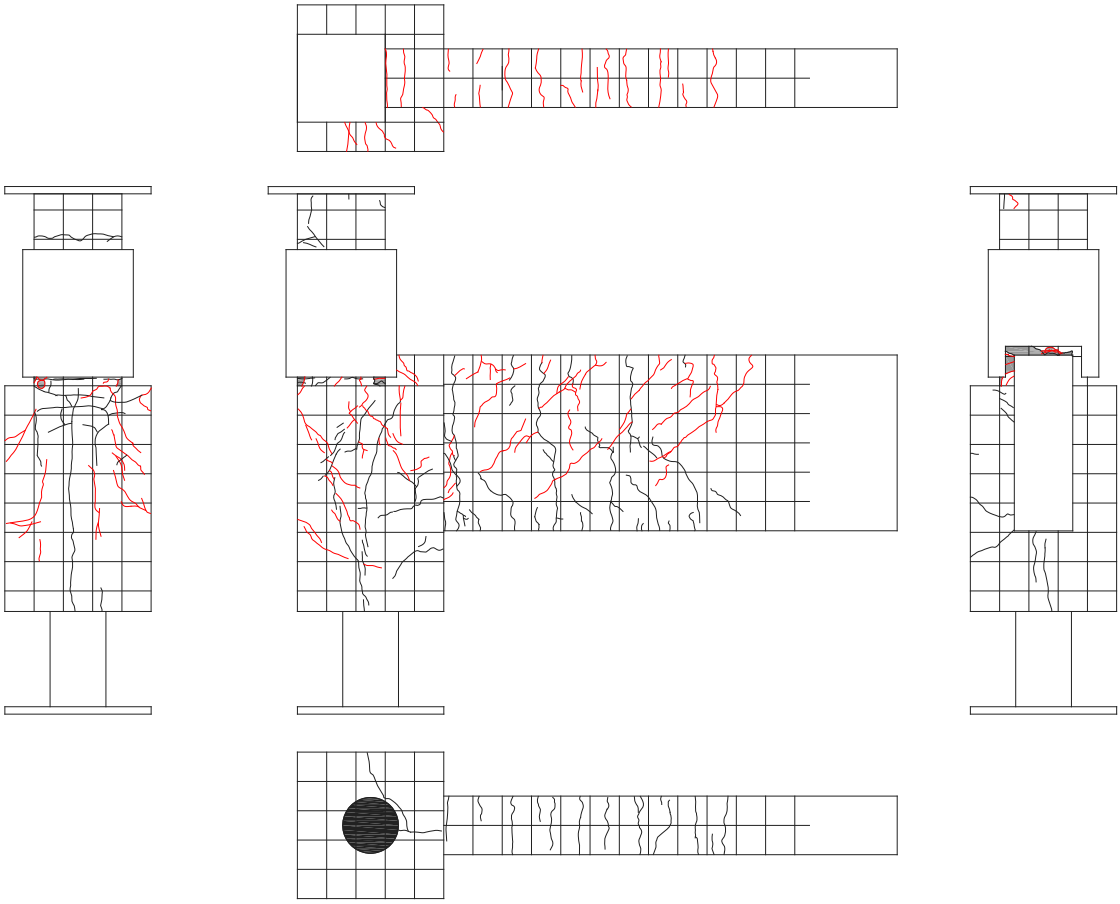


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+7	106.1	2.006
-7	−127.6	−2.003

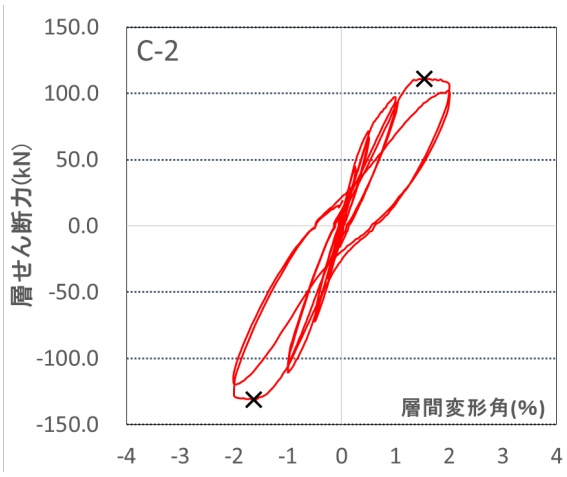


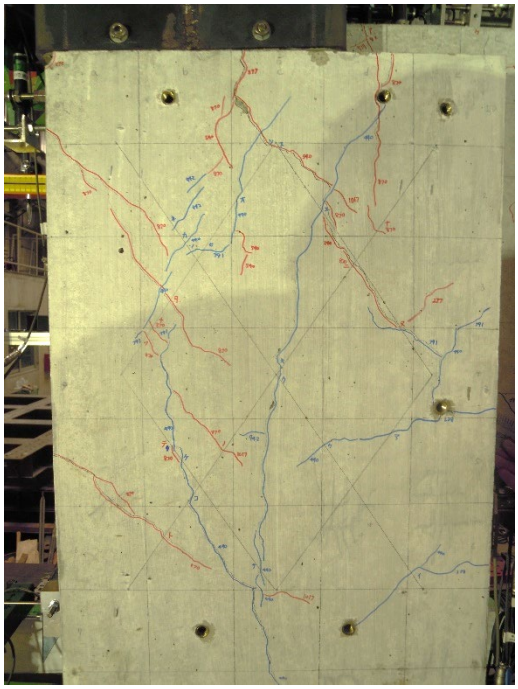


図・写真 5.3.98 試験体 C-2 ひび割れ状況（7Cycle）

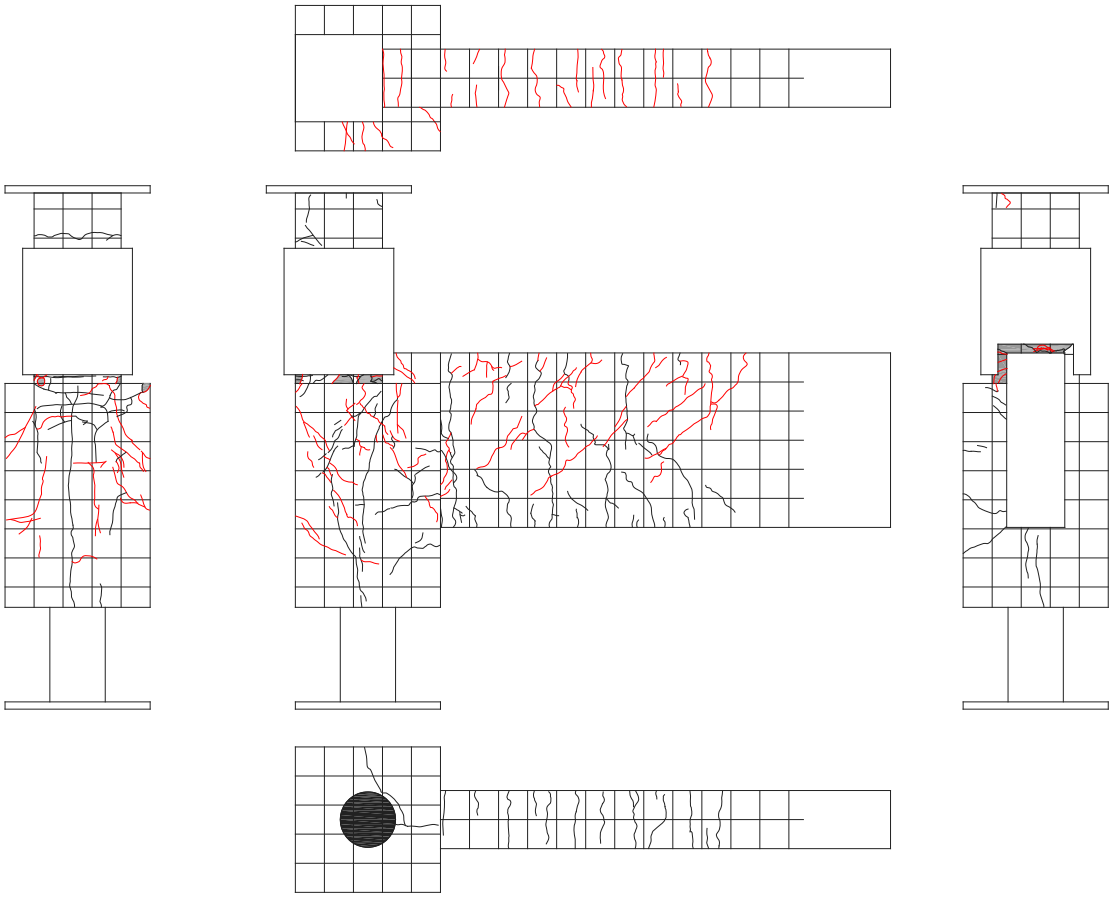


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+8	99.4	2.012
-8	−118.4	−2.011

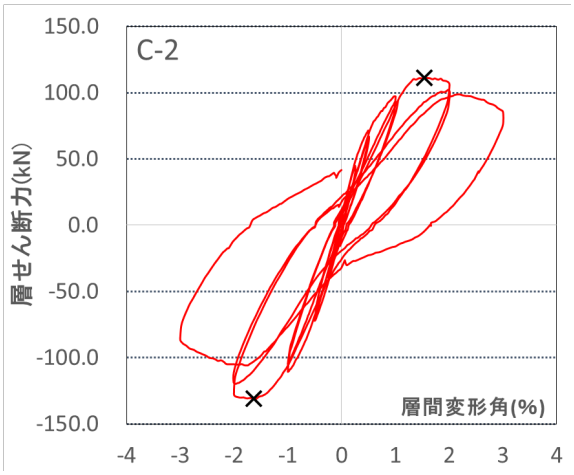


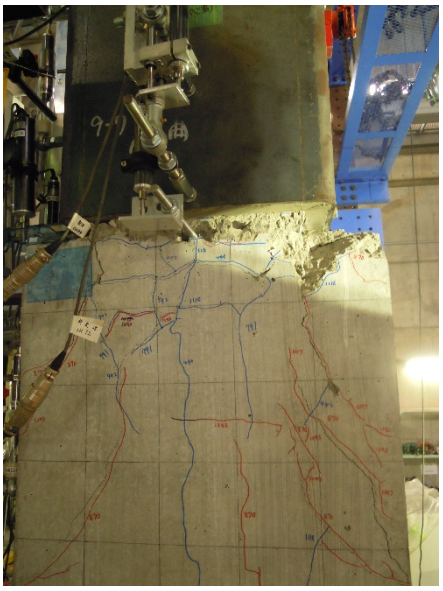


図・写真 5.3.99 試験体 C-2 ひび割れ状況（8Cycle）

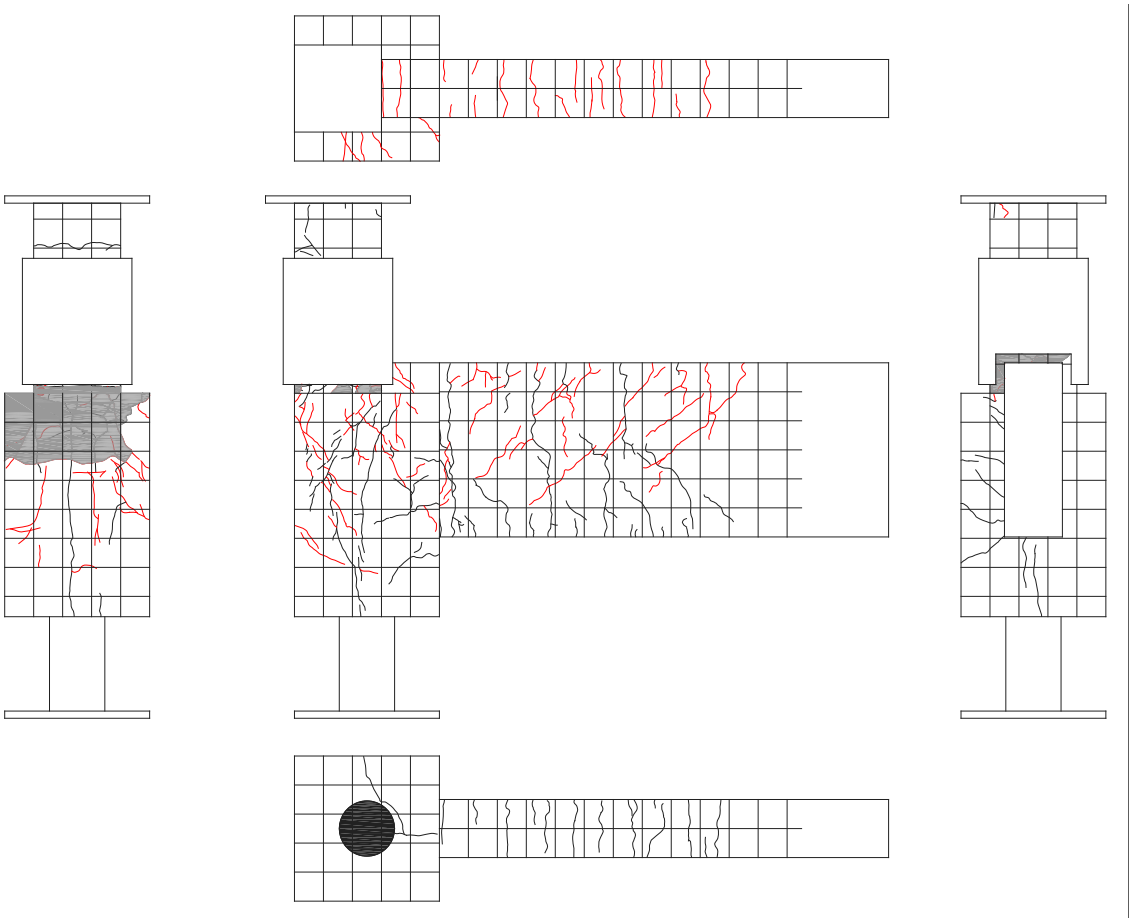


Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+9	85.4	3.001
-9	−85.9	−3.003

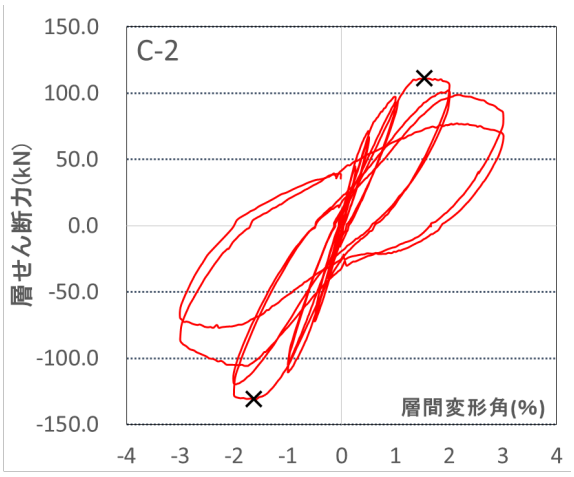




図・写真 5.3.100 試験体 C-2 ひび割れ状況（9Cycle）



Cycle	C-2	
	Q(kN)	R(%)
+10	67.6	3.011
-10	−69.1	−3.008

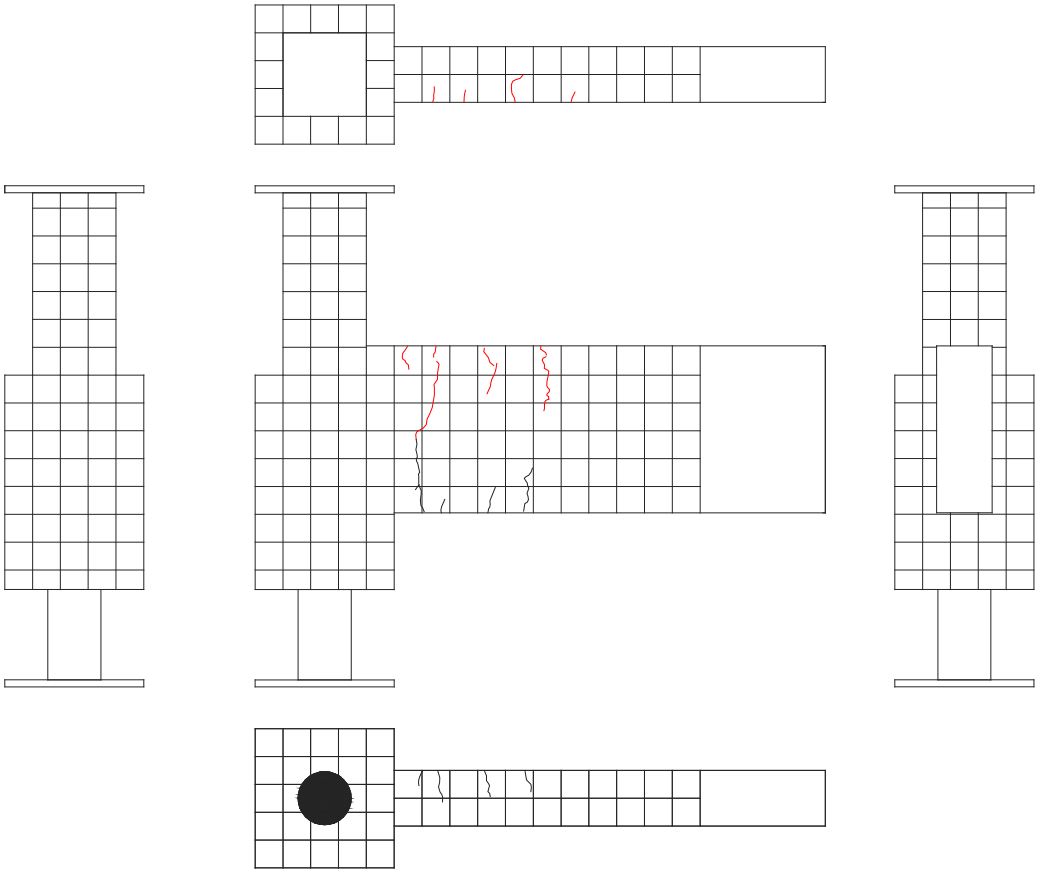




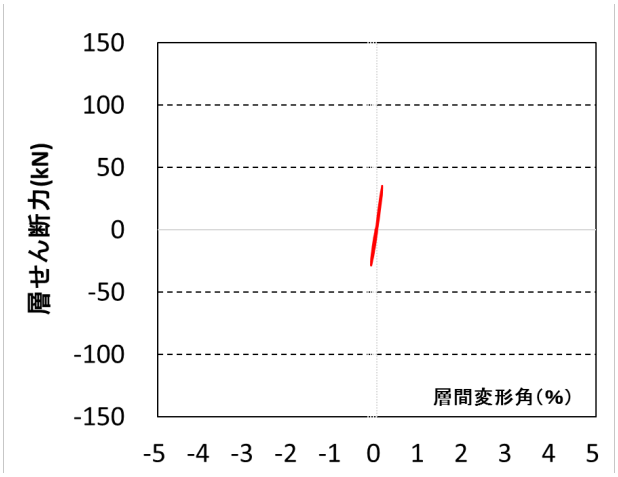
図・写真 5.3.101 試験体 C-2 ひび割れ状況（10Cycle）

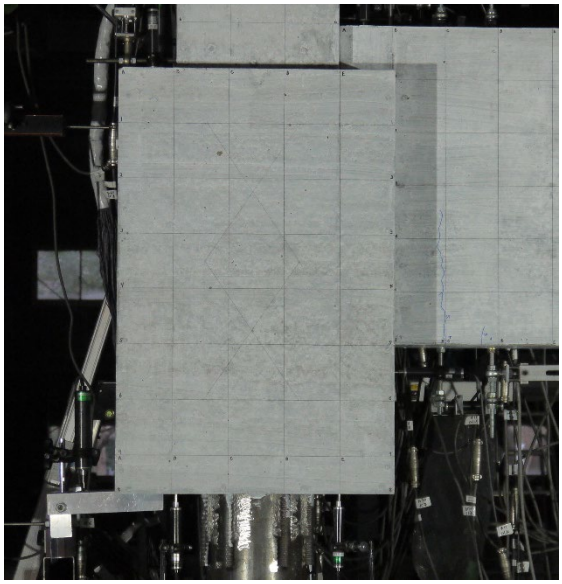
(2)　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3

図・写真 5.3.102～図・写真 5.3.143 に各試験体に発生したひび割れ幅の図，ピーク時の荷重と層間変形角，そのサイクルの除荷までの層せん断力-層間変形角関係，ピーク時の部材写真を示す。正載荷時に発生，進展したひび割れを黒線，負載荷時に発生，進展したひび割れを赤線で表す。

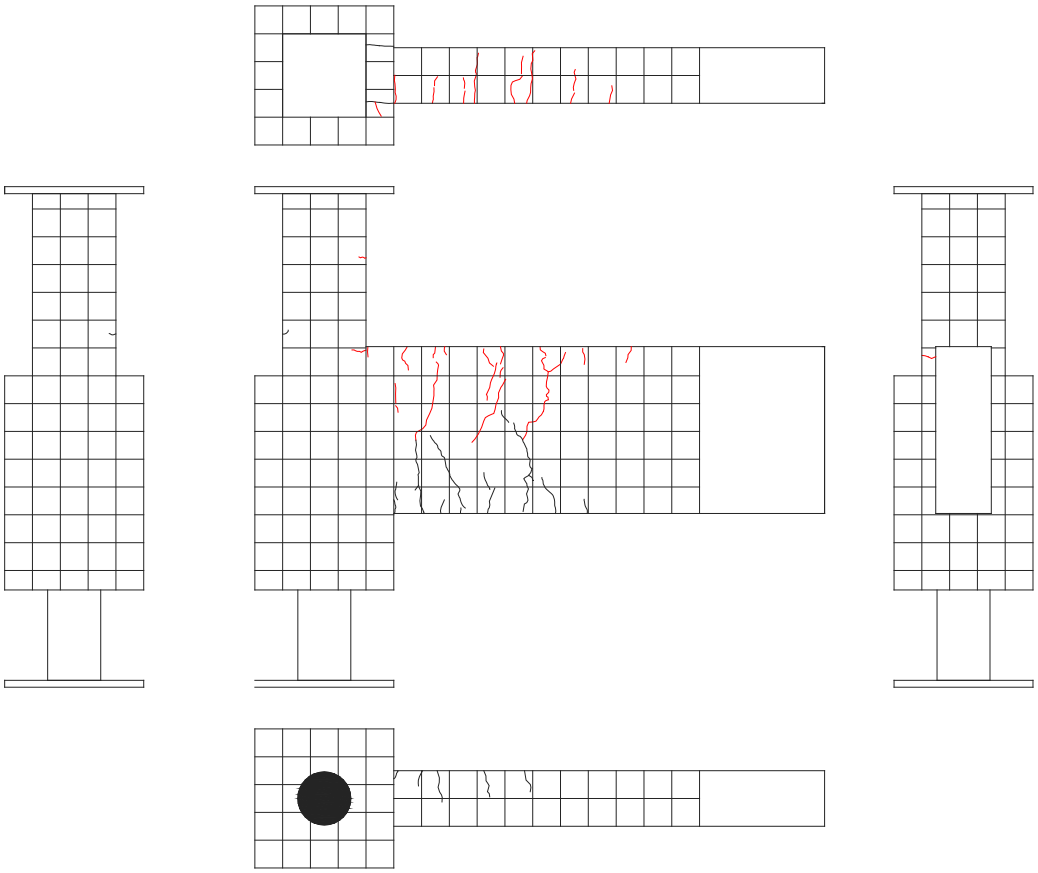


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+1	35.2	0.127
-1	-28.5	-0.125

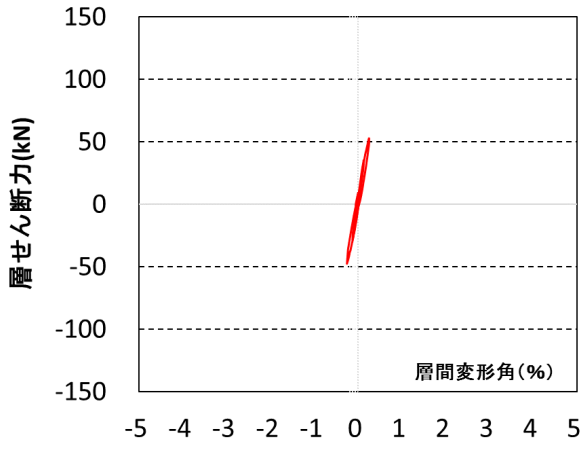


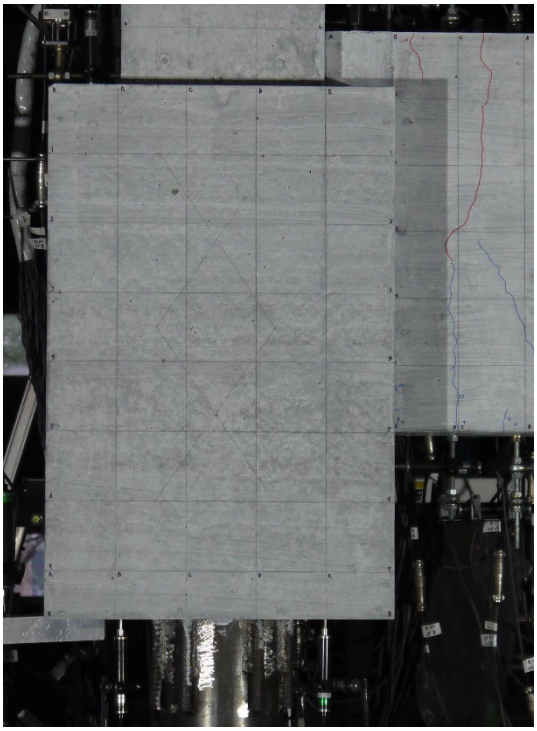


図・写真 5.3.102　試験体 A-4　ひび割れ状況（1Cycle）

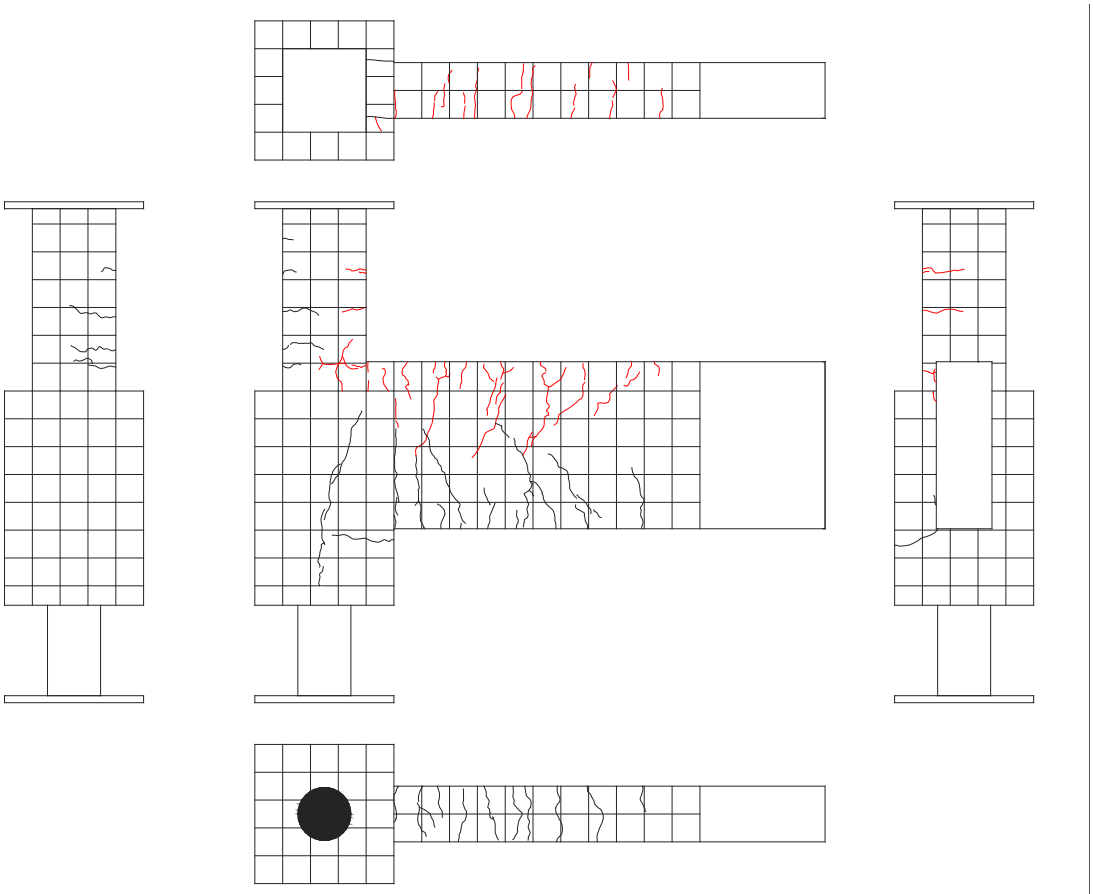


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+2	52.7	0.25
-2	-47.5	-0.25

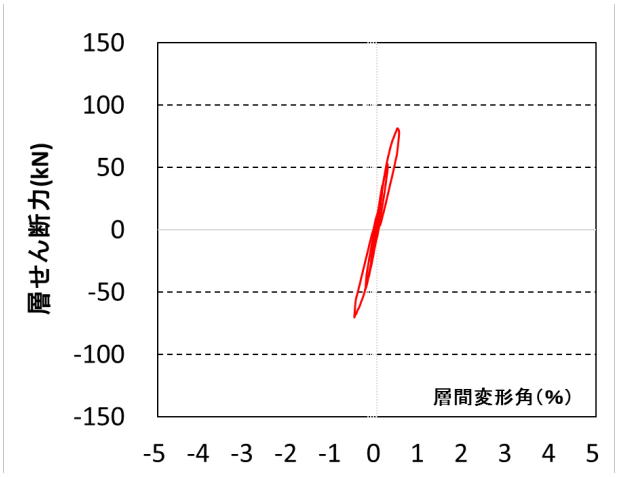


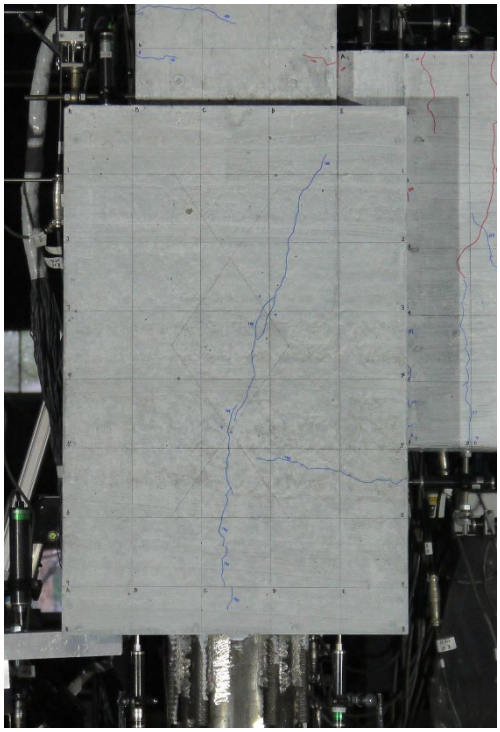


図・写真 5.3.103　試験体 A-4　ひび割れ状況（2Cycle）

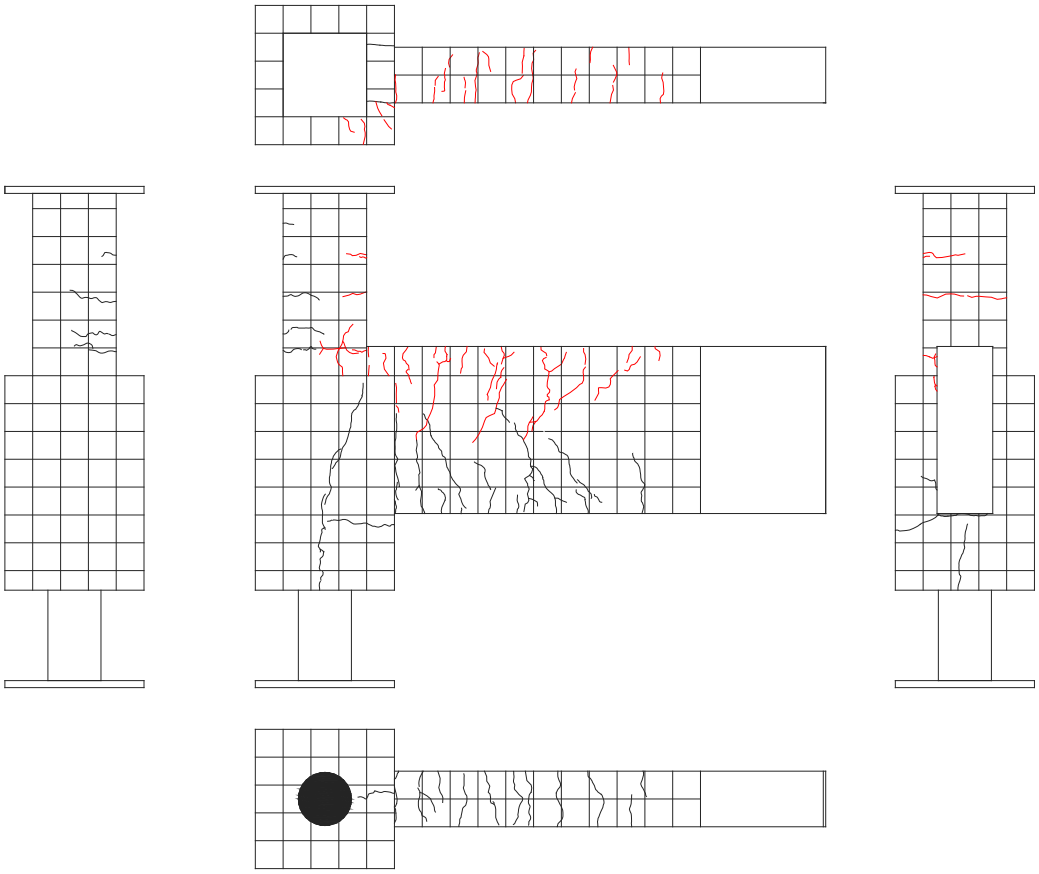


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+3	77.9	0.52
-3	-70.0	-0.51

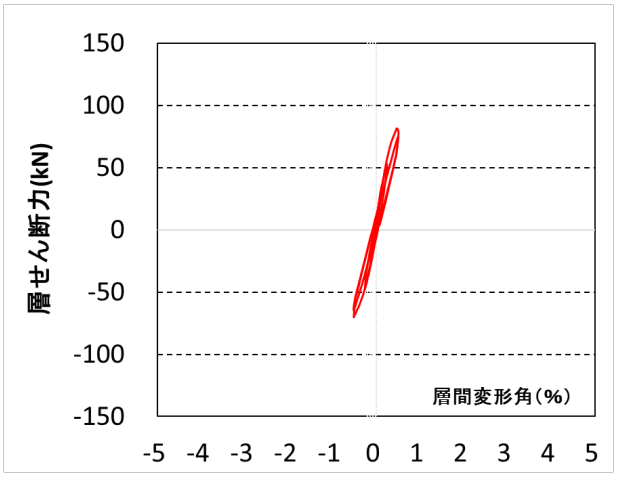


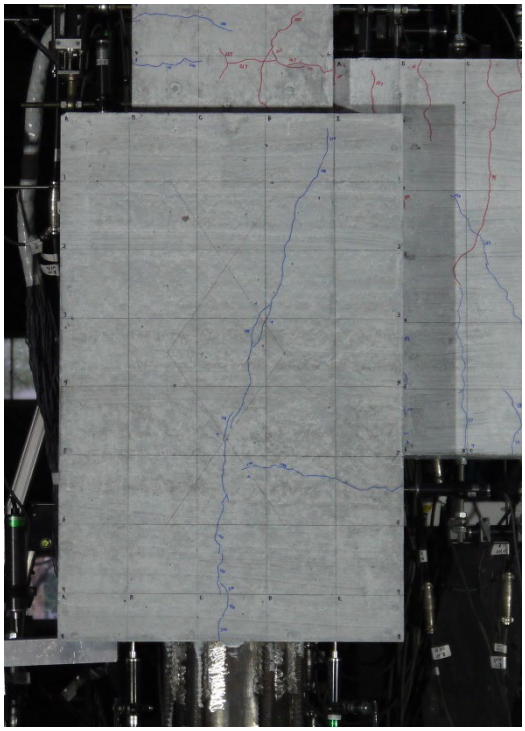


図・写真 5.3.104　試験体 A-4　ひび割れ状況（3Cycle）

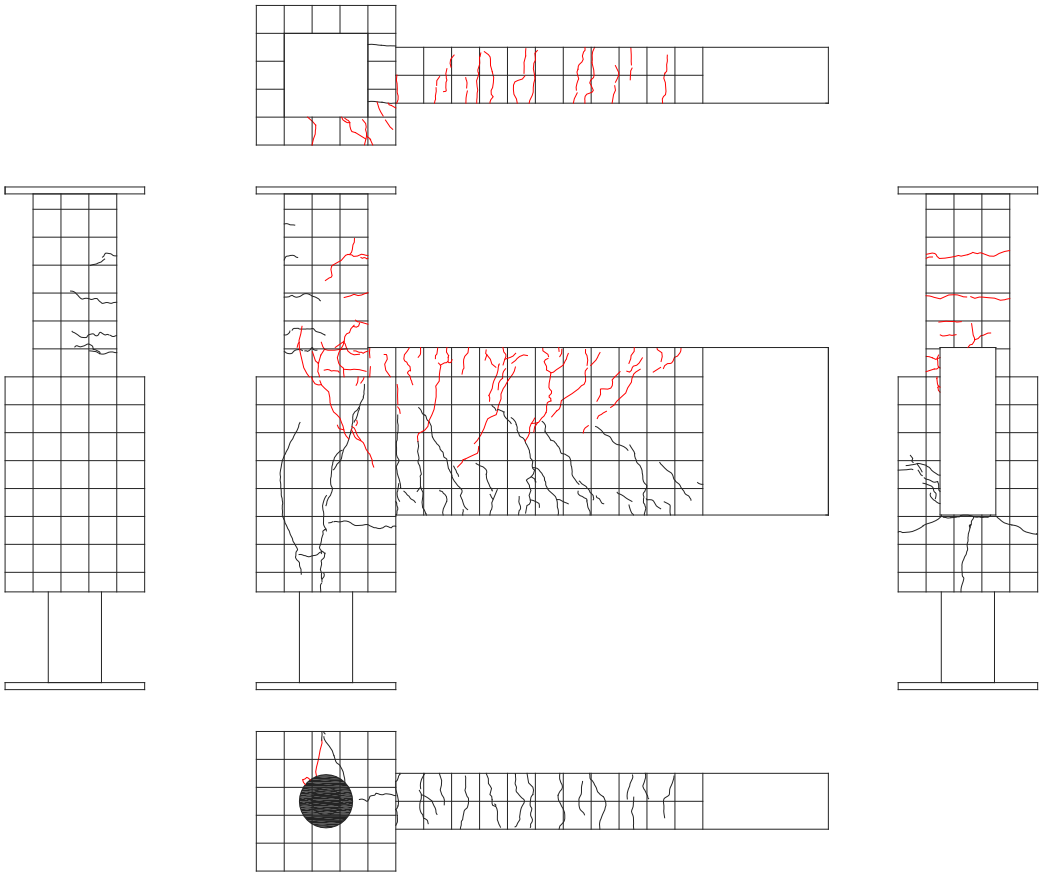


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+4	74.5	0.51
-4	-64.8	-0.51

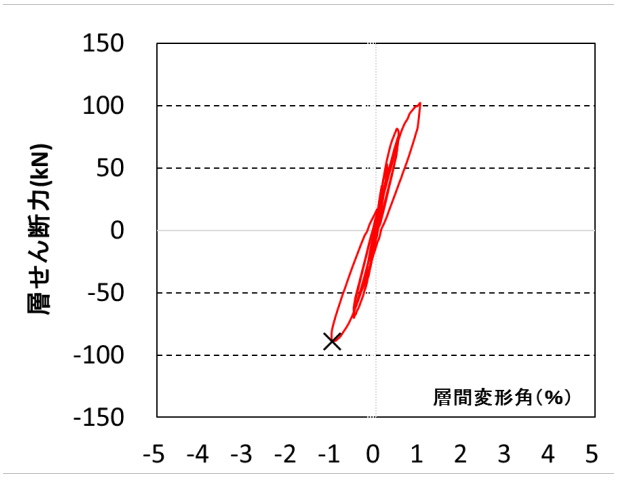


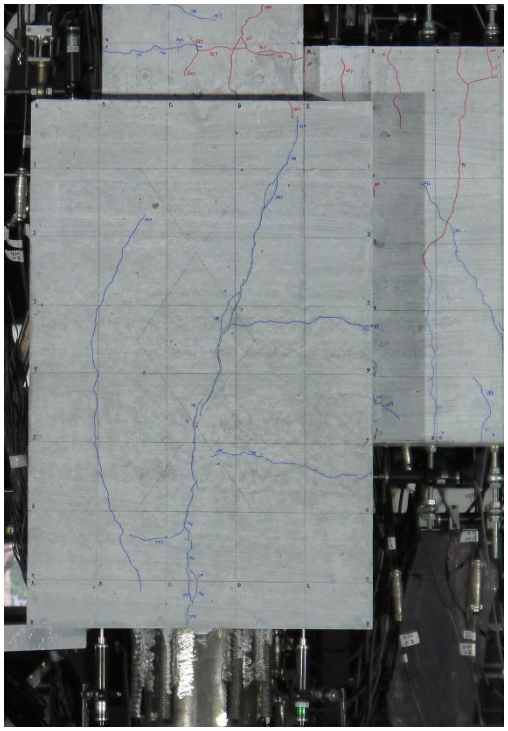


図・写真 5.3.105　試験体 A-4　ひび割れ状況（4Cycle）

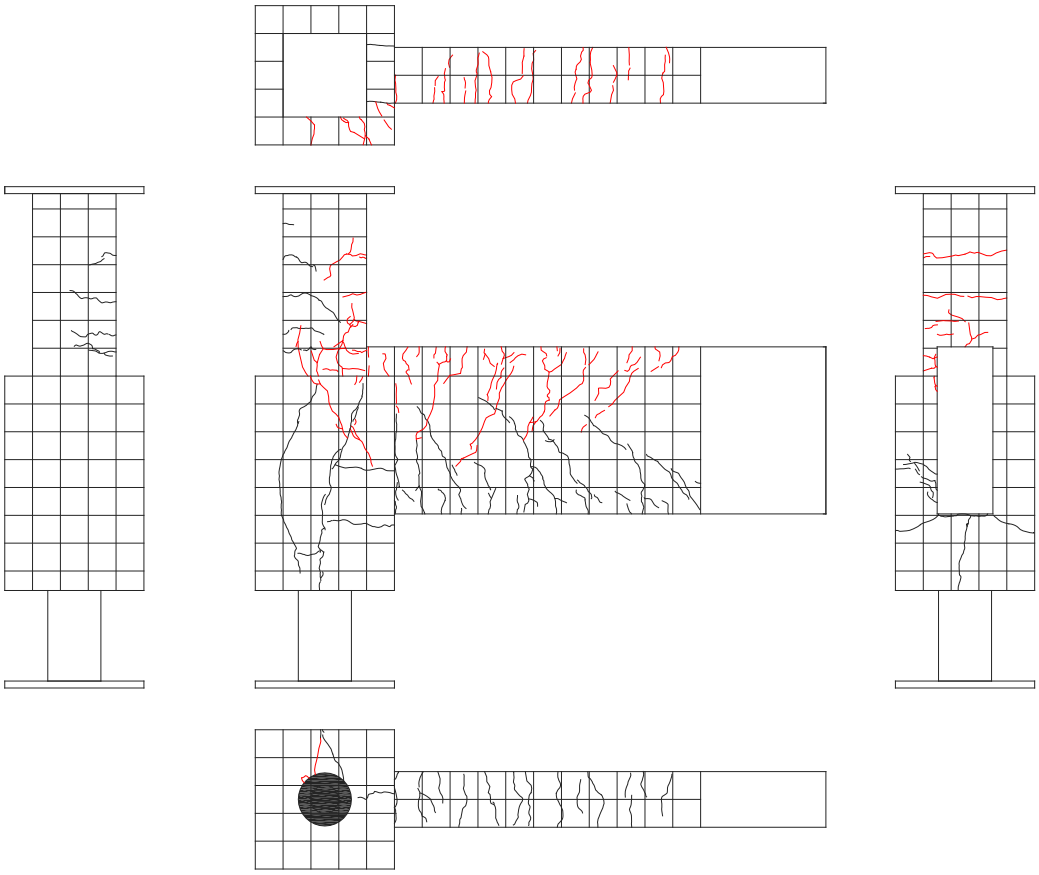


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+5	102.0	1.01
-5	-88.8	-1.01

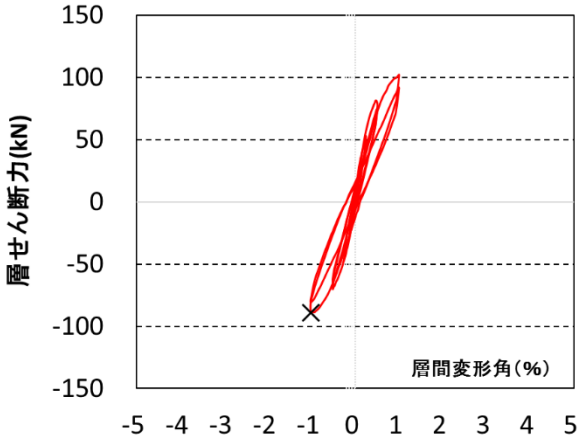


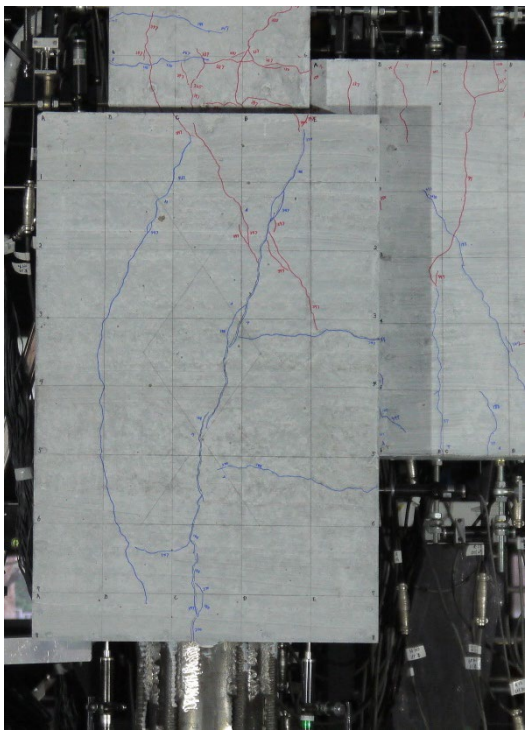


図・写真 5.3.106　試験体 A-4　ひび割れ状況（5Cycle）

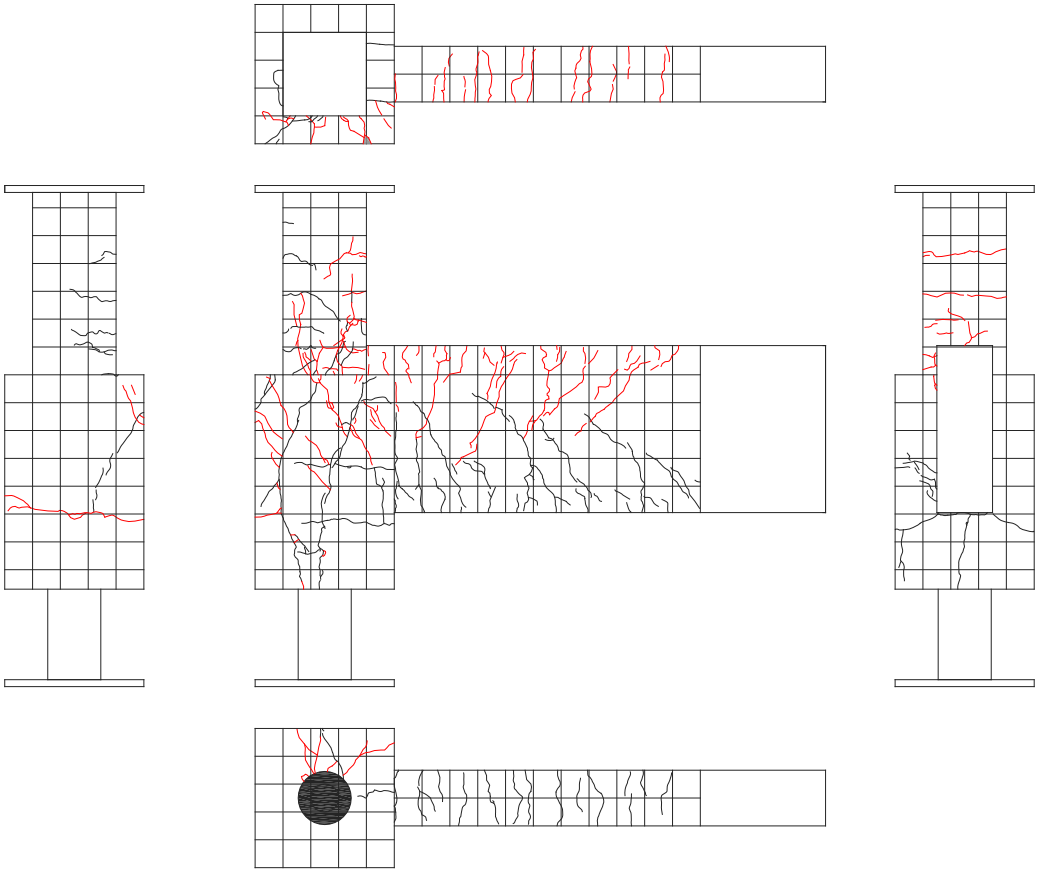


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+6	91.4	1.01
-6	-80.8	-1.01

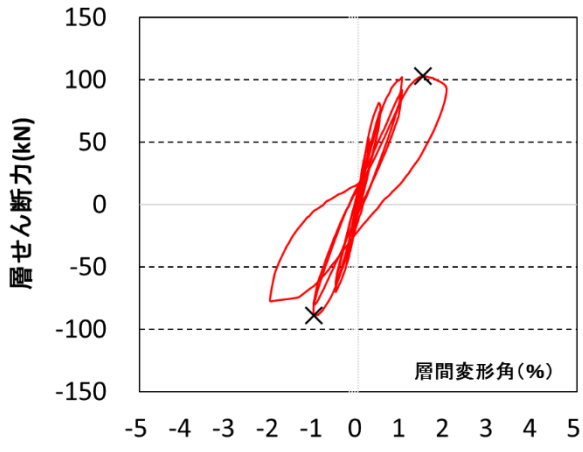


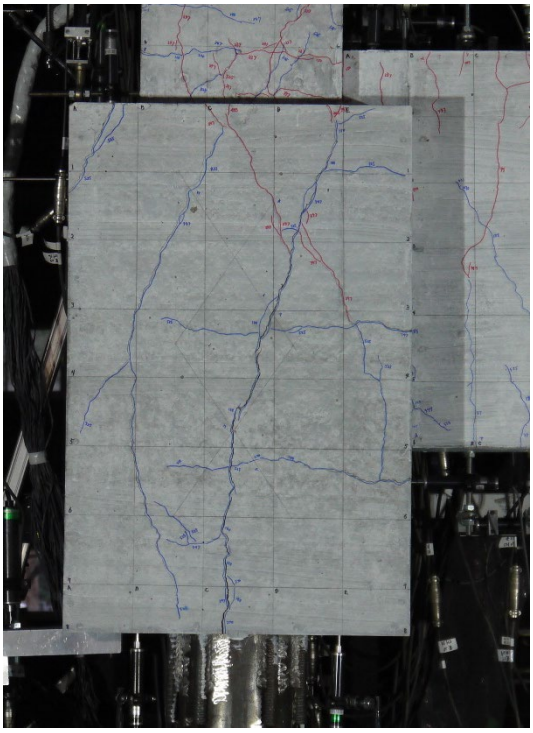


図・写真 5.3.107　試験体 A-4　ひび割れ状況（6Cycle）

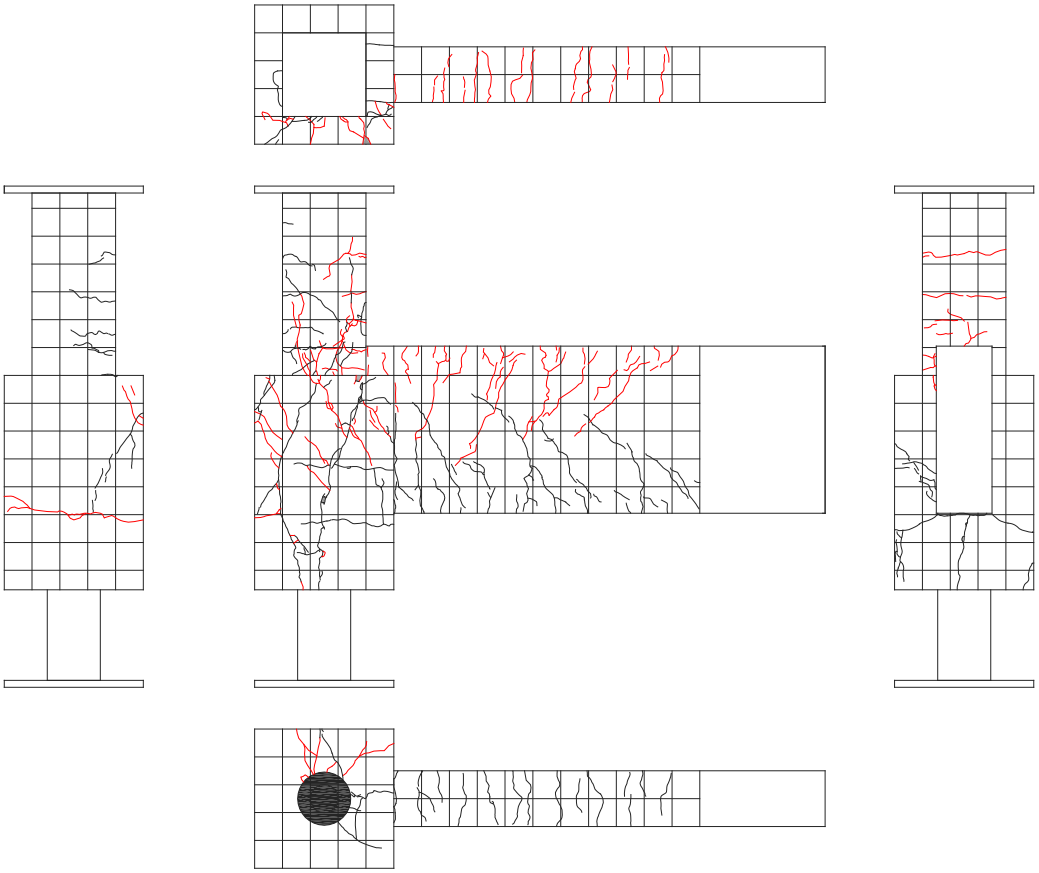


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+7	94.8	2.01
-7	-76.8	-2.01

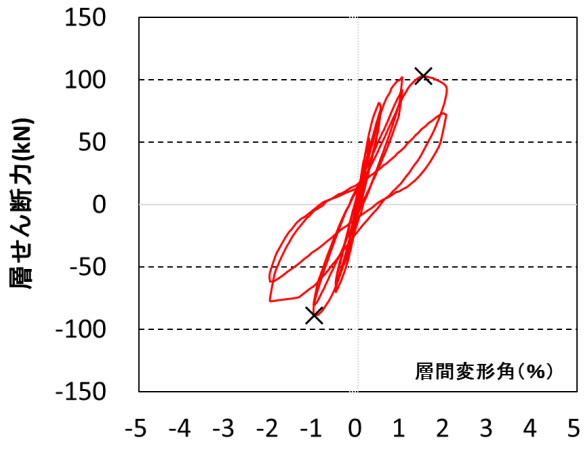


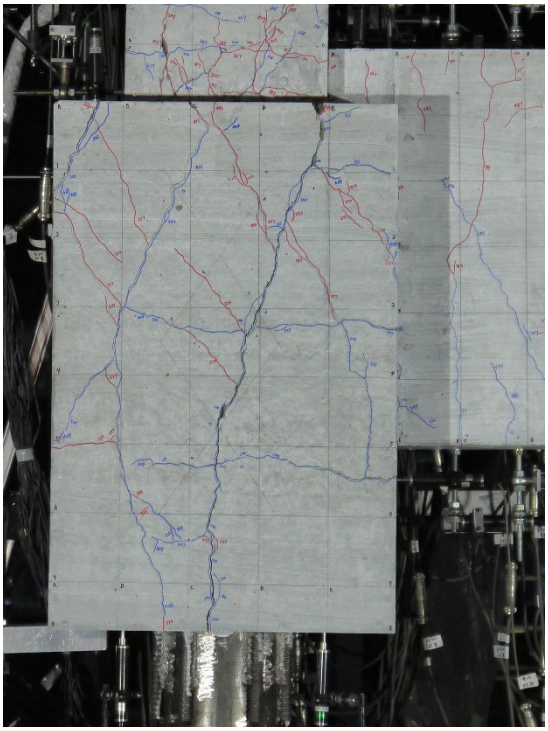


図・写真 5.3.108　試験体 A-4　ひび割れ状況（7Cycle）

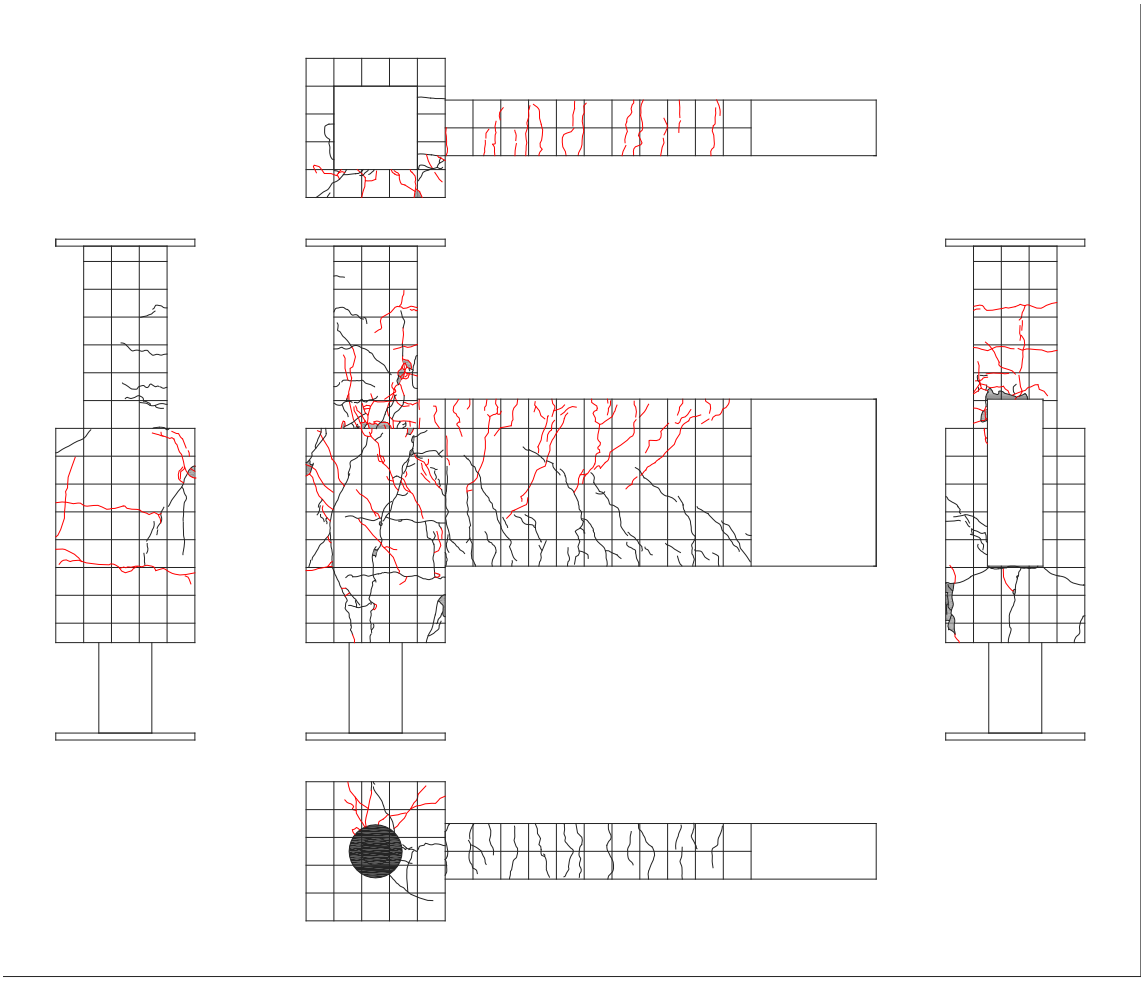


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+8	71.8	2.01
-8	-61.7	-2.01

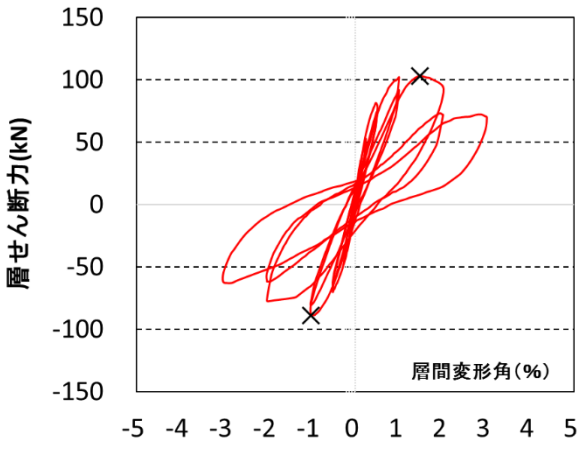


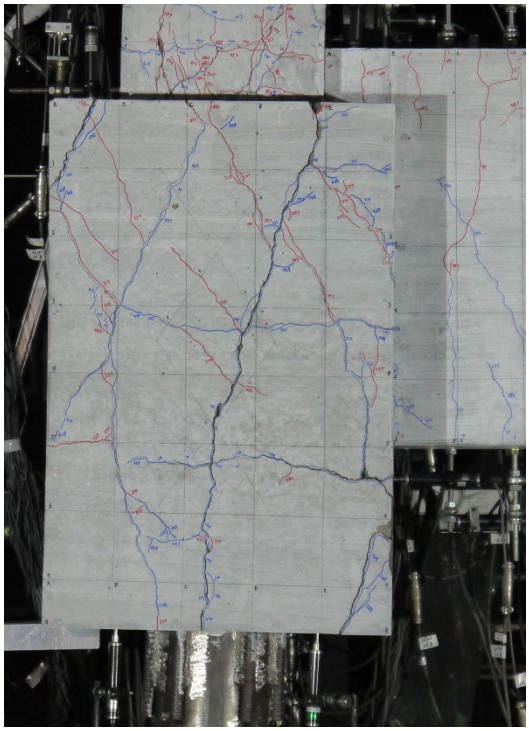


図・写真 5.3.109　試験体 A-4　ひび割れ状況（8Cycle）

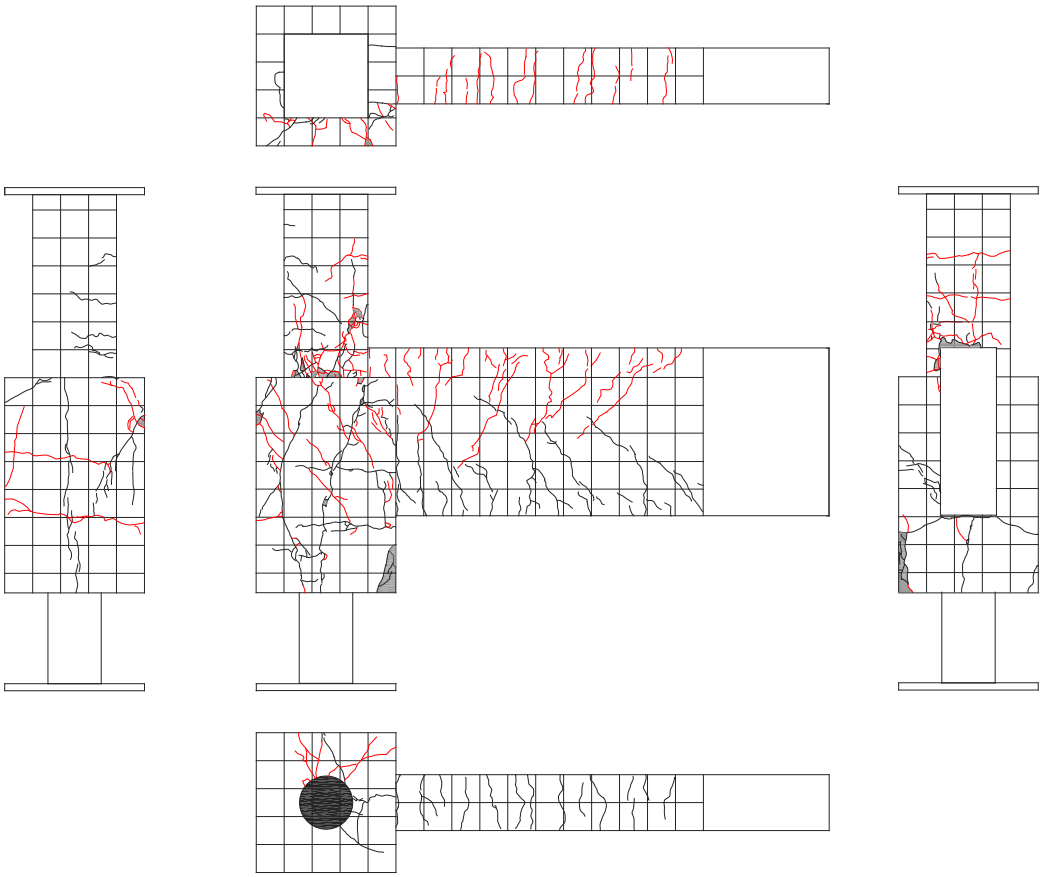


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+9	69.9	3.01
-9	-61.7	-3.02

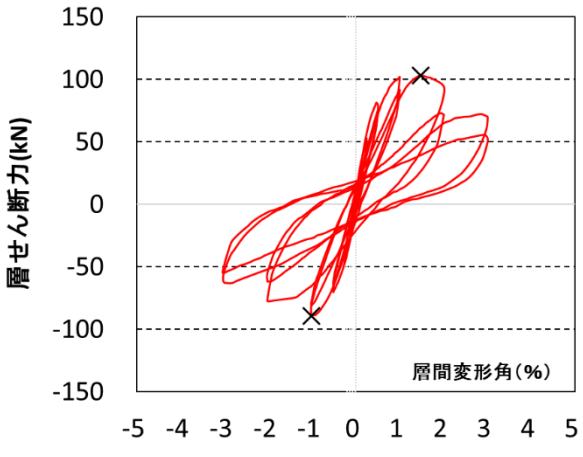


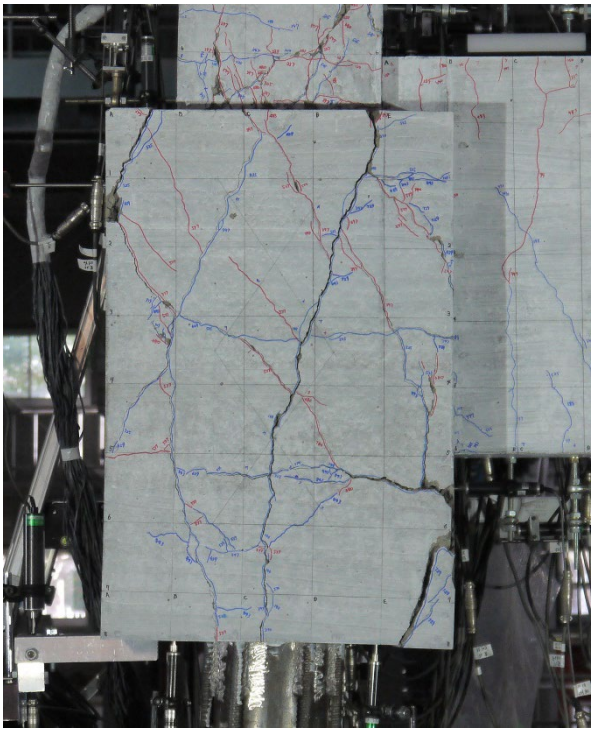


図・写真 5.3.110　試験体 A-4　ひび割れ状況（9Cycle）

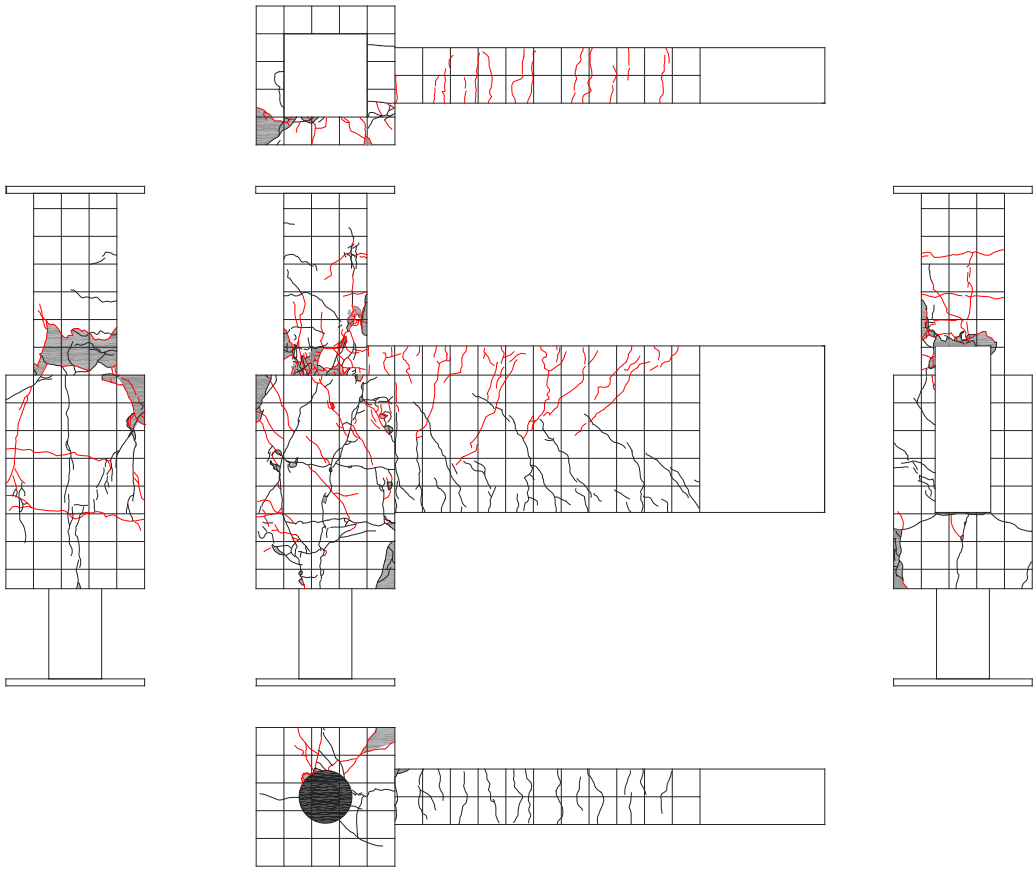


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+10	53.8	3.00
-10	-54.2	-3.03

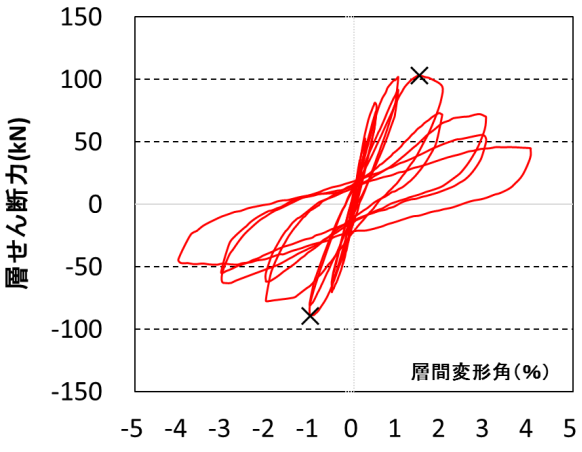


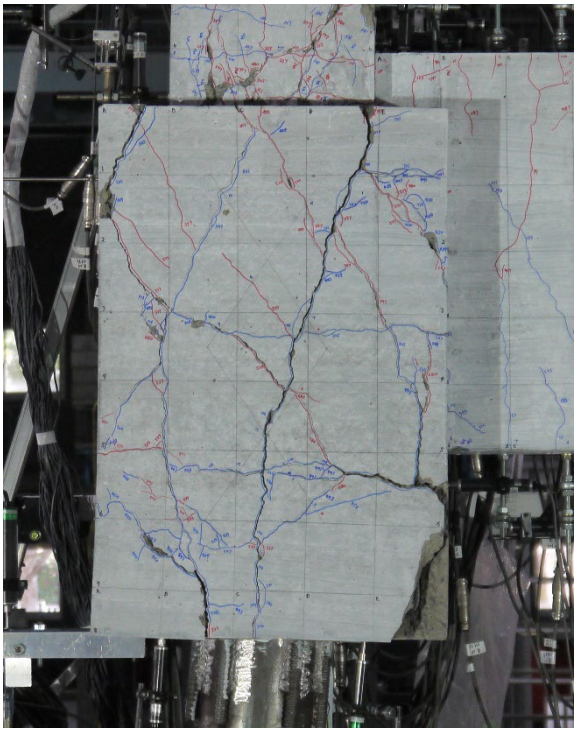


図・写真 5.3.111　試験体 A-4　ひび割れ状況（10Cycle）

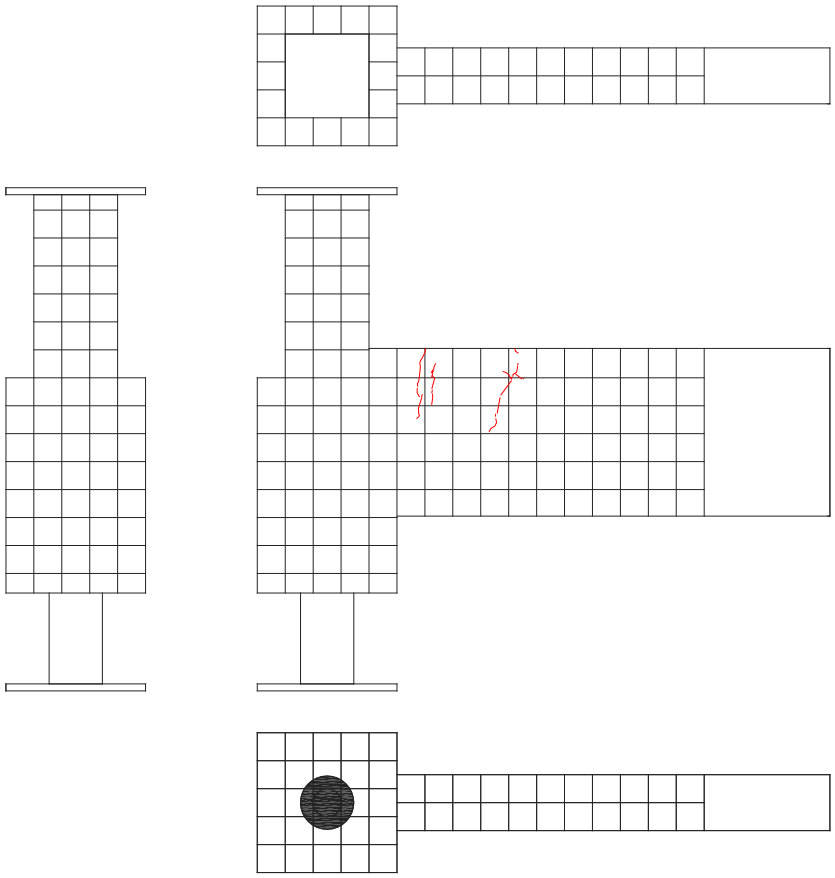


Cycle	A-4	
	Q(kN)	R(%)
+11	44.1	4.03
-11	-43.8	-4.01

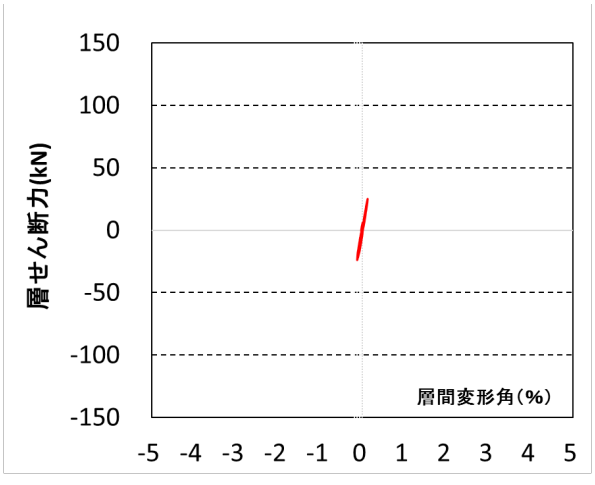


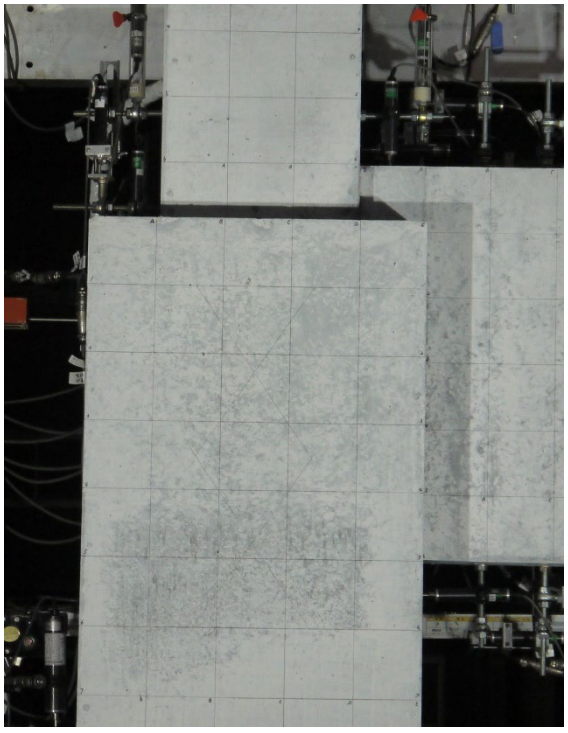


図・写真 5.3.112　試験体 A-4　ひび割れ状況（11Cycle）

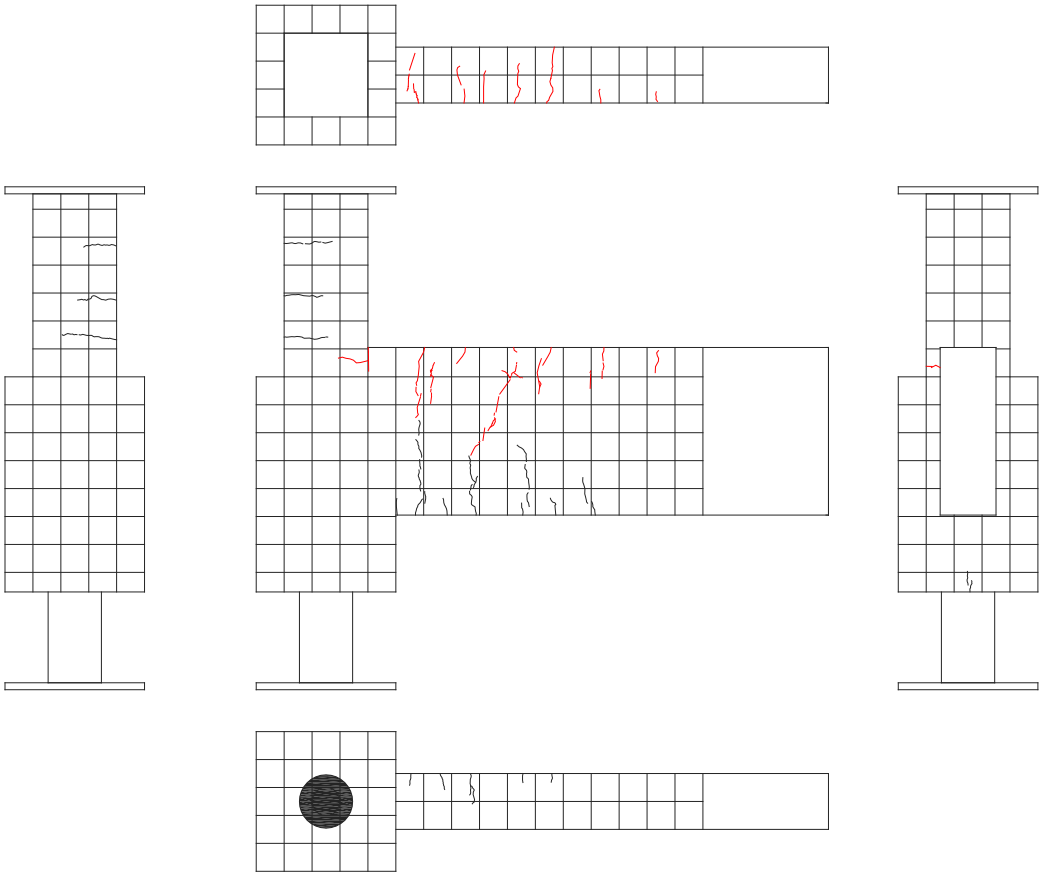


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+1	25.0	0.124
-1	-23.9	-0.127

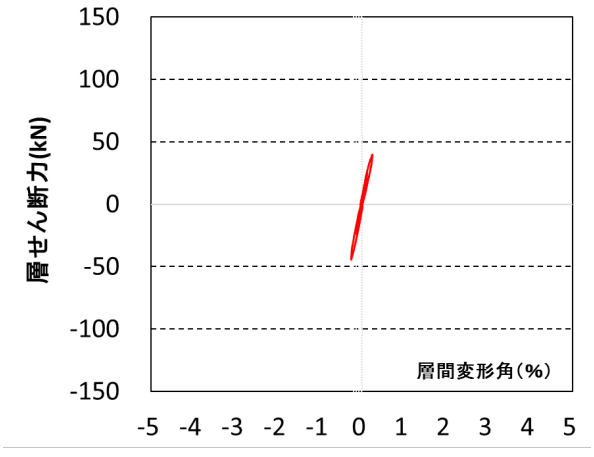


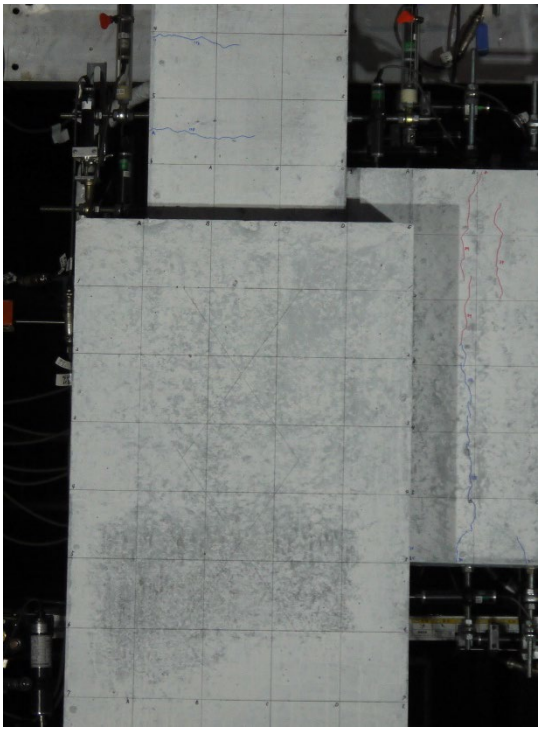


図・写真 5.3.113　試験体 A-5　ひび割れ状況（1Cycle）

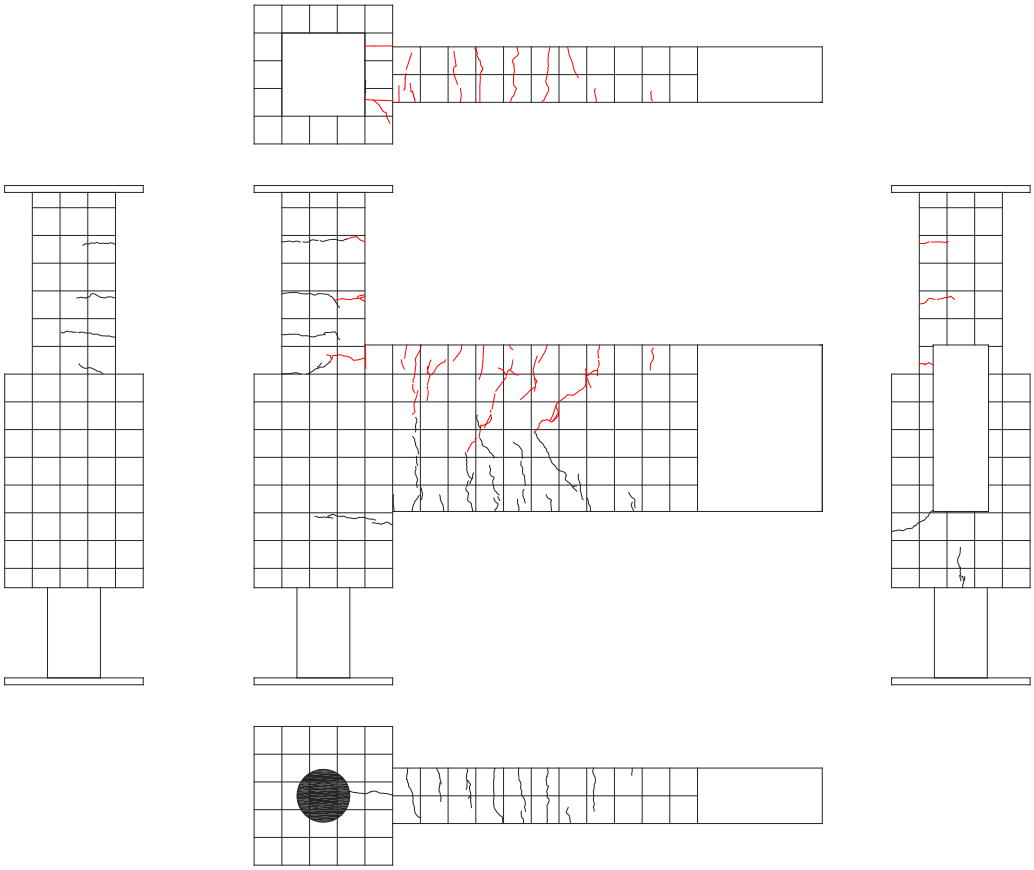


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+2	39.7	0.25
-2	-44.2	-0.26

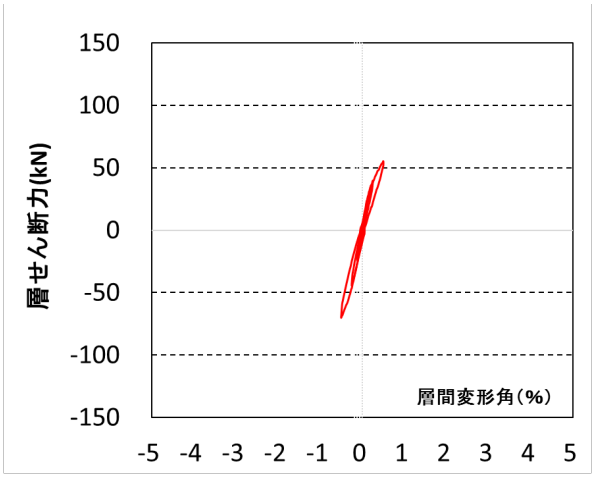


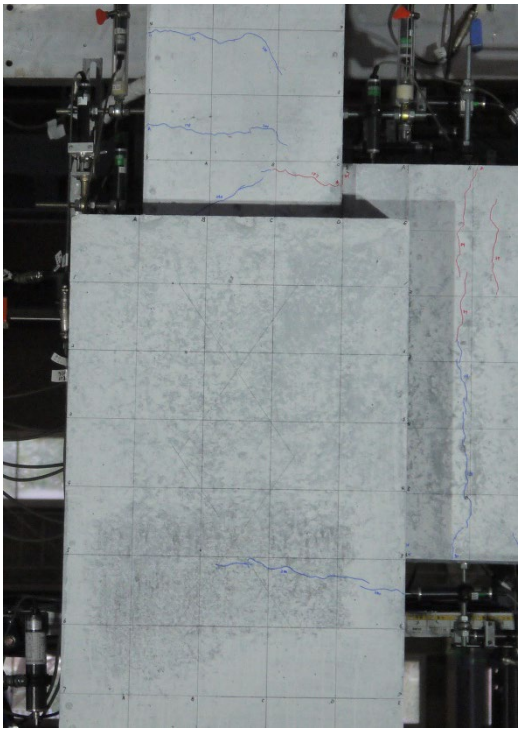


図・写真 5.3.114　試験体 A-5　ひび割れ状況（2Cycle）

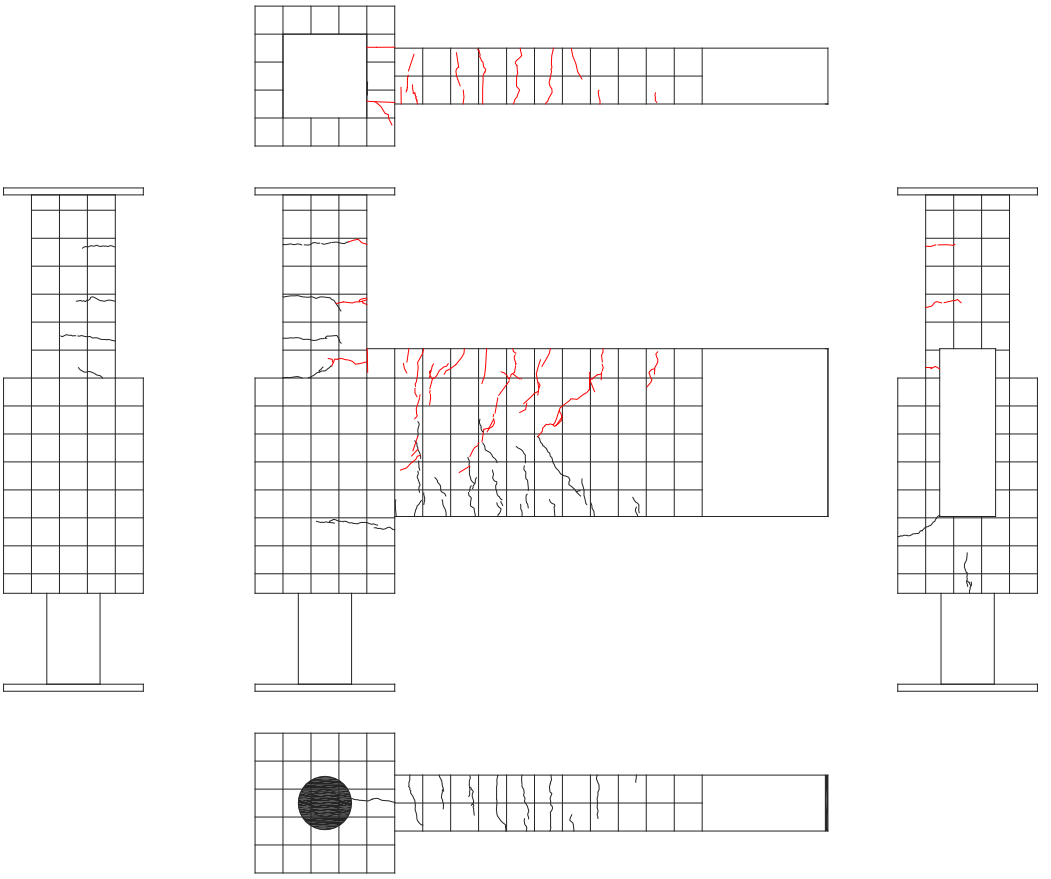


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+3	54.7	0.50
-3	-70.0	-0.50

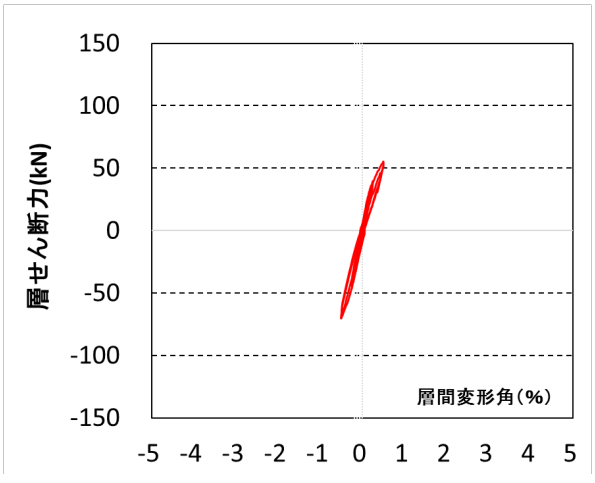


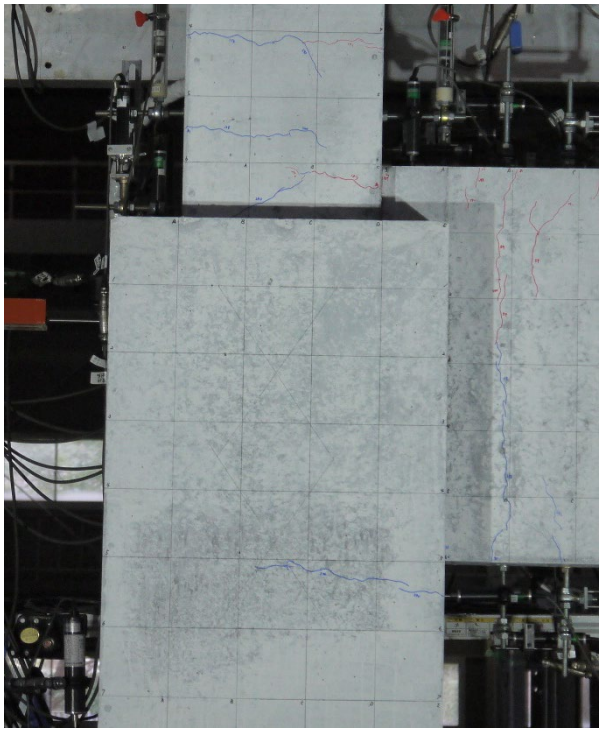


図・写真 5.3.115　試験体 A-5　ひび割れ状況（3Cycle）

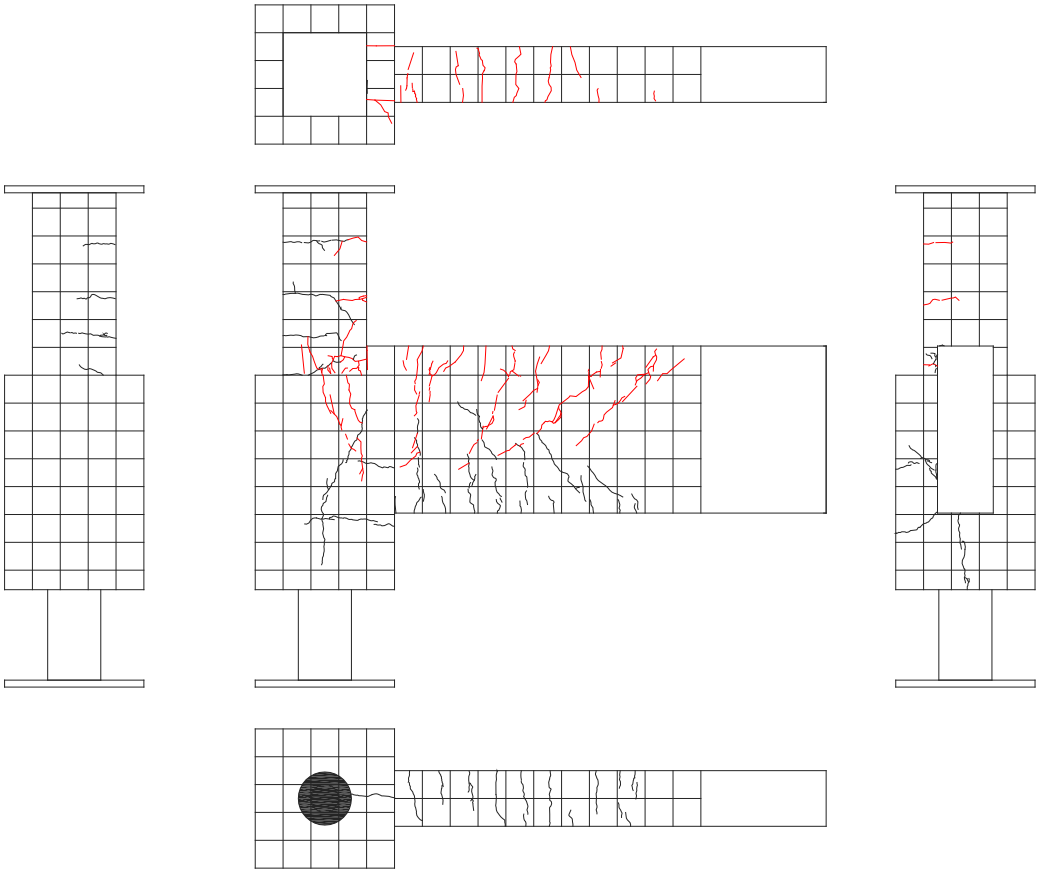


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+4	51.8	0.50
-4	-70.3	-0.51

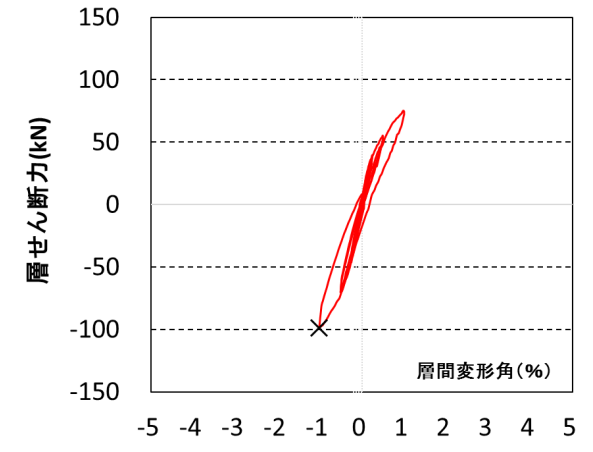


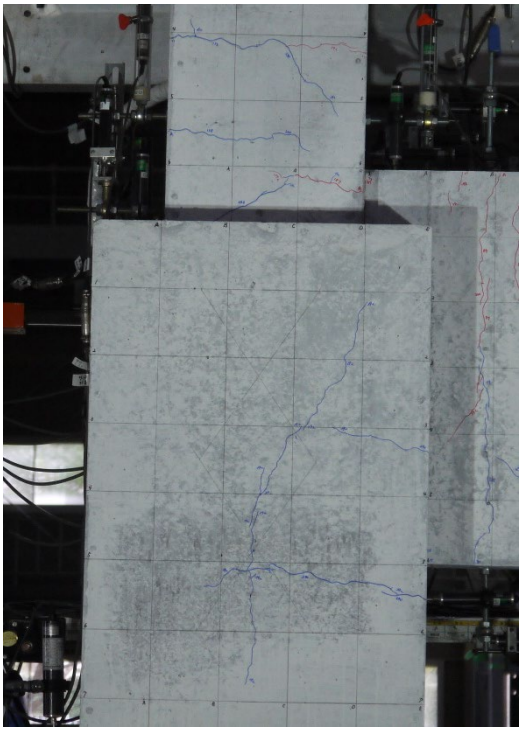


図・写真 5.3.116　試験体 A-5　ひび割れ状況（4Cycle）

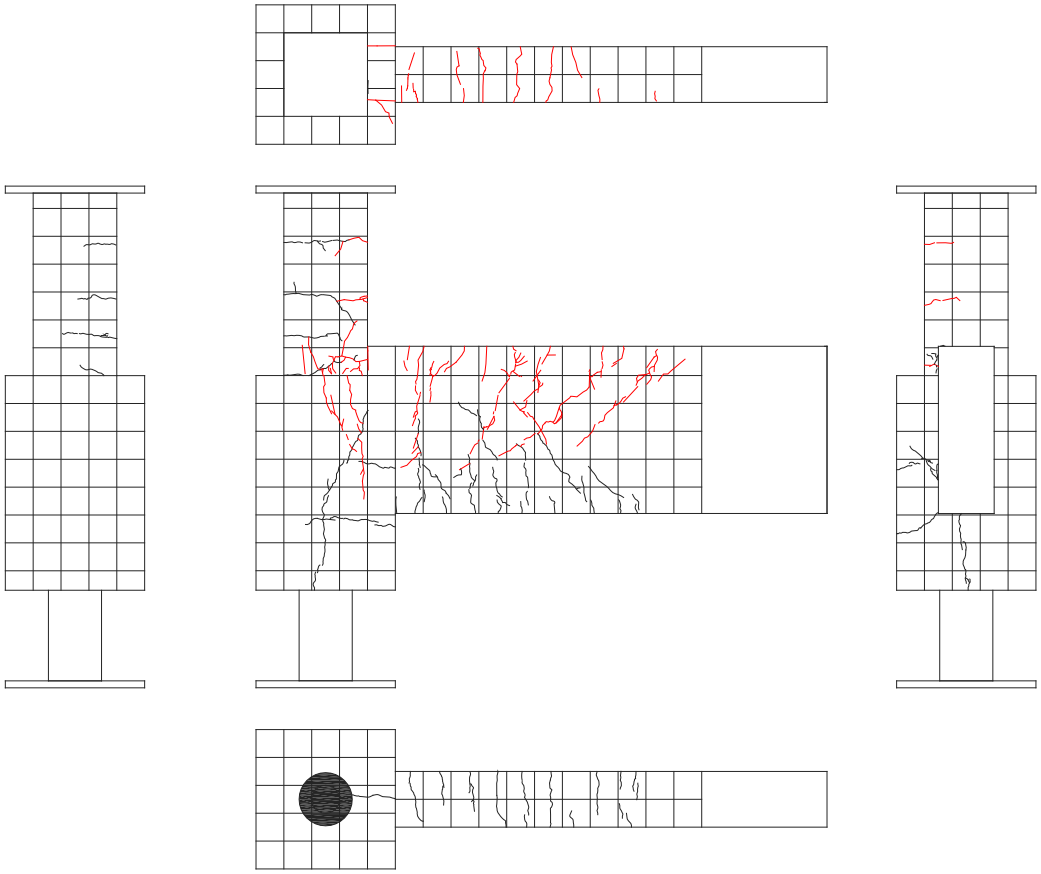


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+5	74.5	1.00
-5	-98.7	-1.01

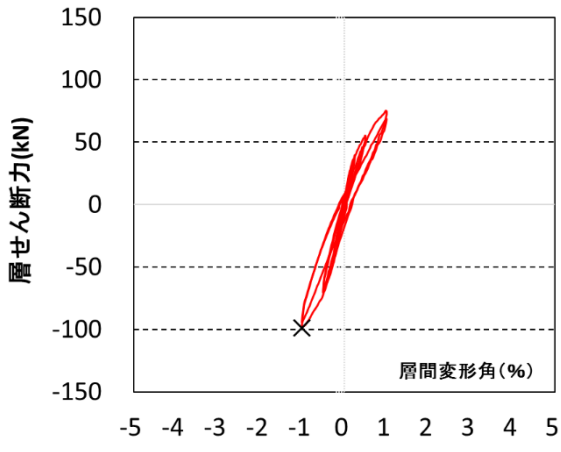


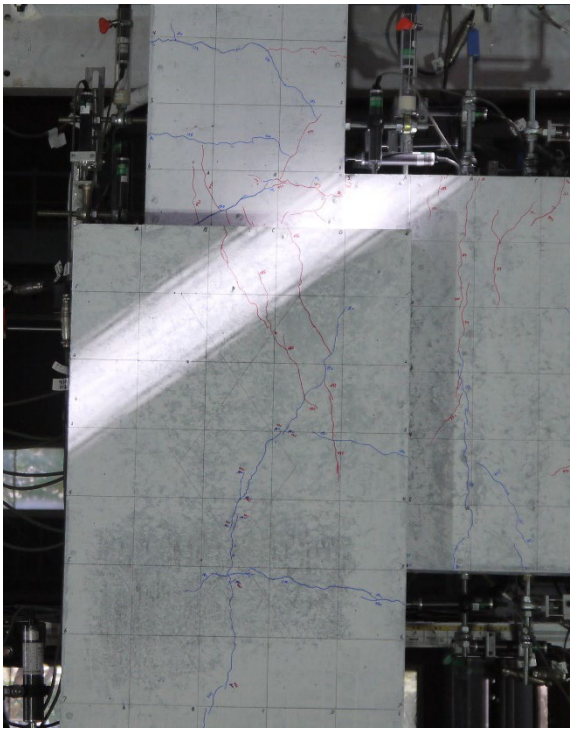


図・写真 5.3.117　試験体 A-5　ひび割れ状況（5Cycle）

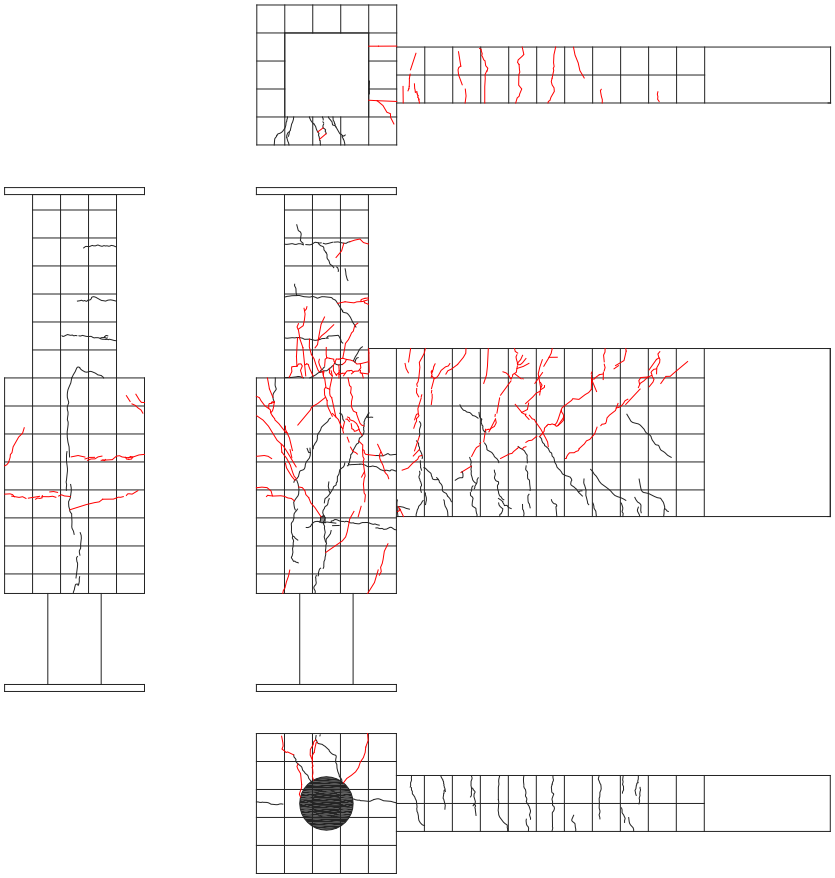


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+6	68.5	1.00
-6	-94.1	-1.01

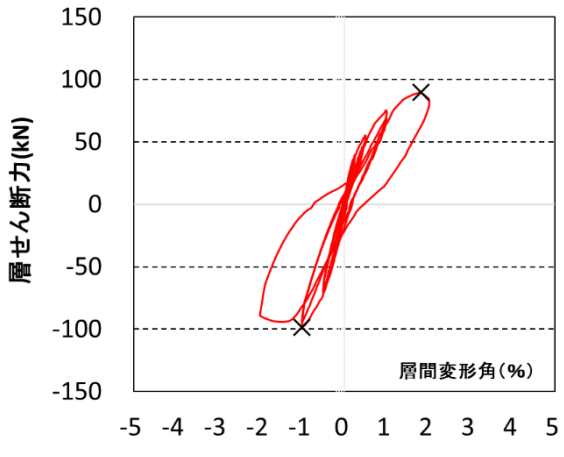


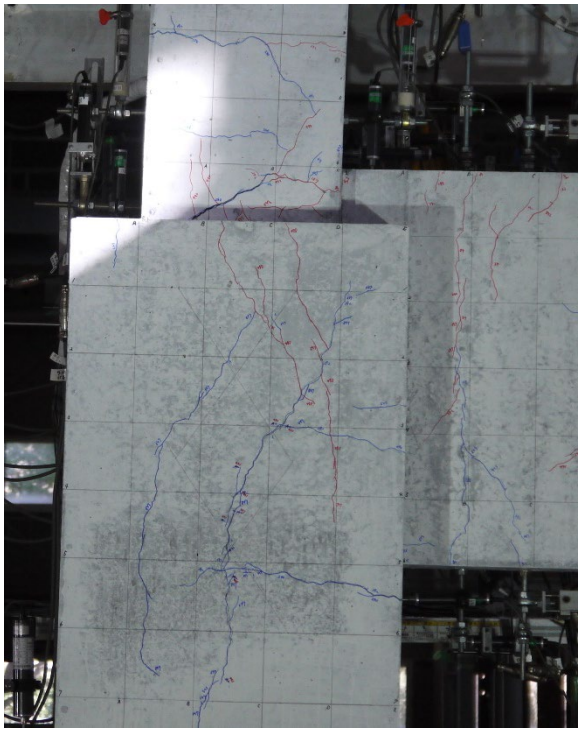


図・写真 5.3.118　試験体 A-5　ひび割れ状況（6Cycle）



Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+7	83.8	2.00
-7	-88.5	-2.00





図・写真 5.3.119　試験体 A-5　ひび割れ状況（7Cycle）

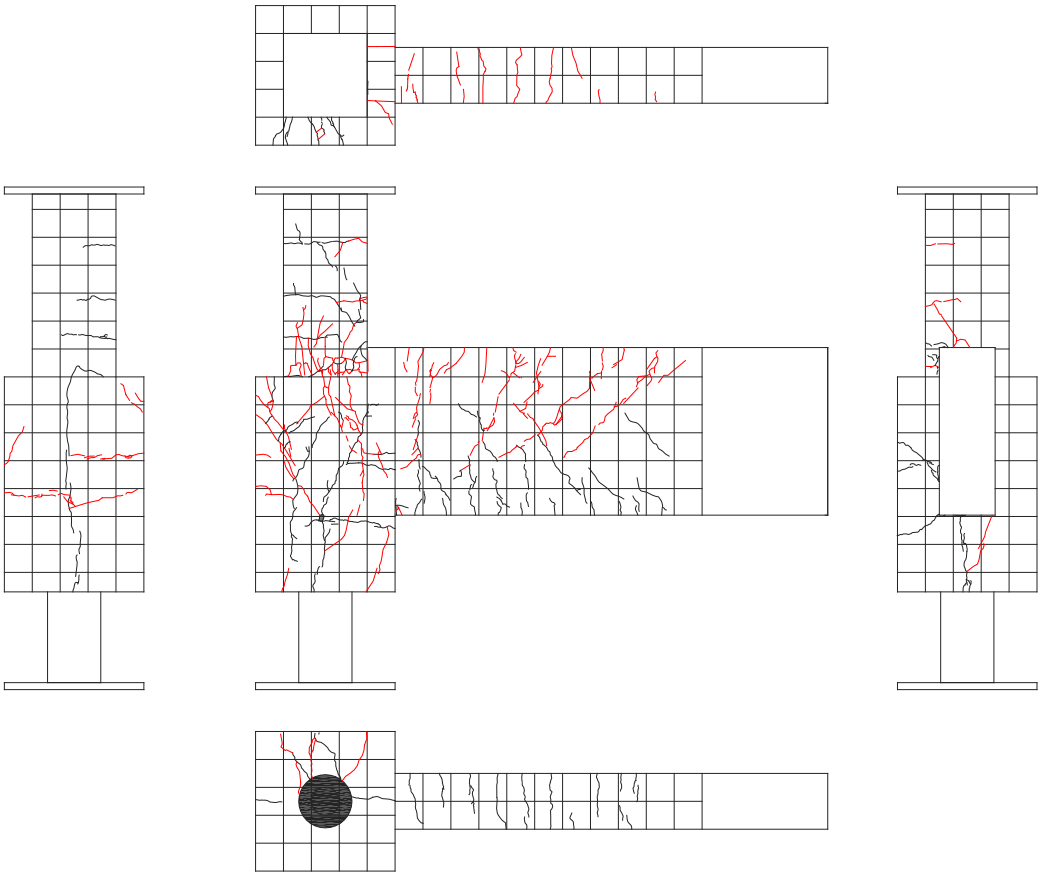
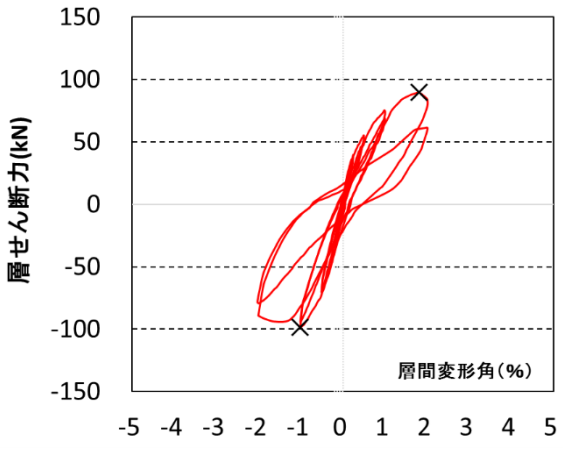
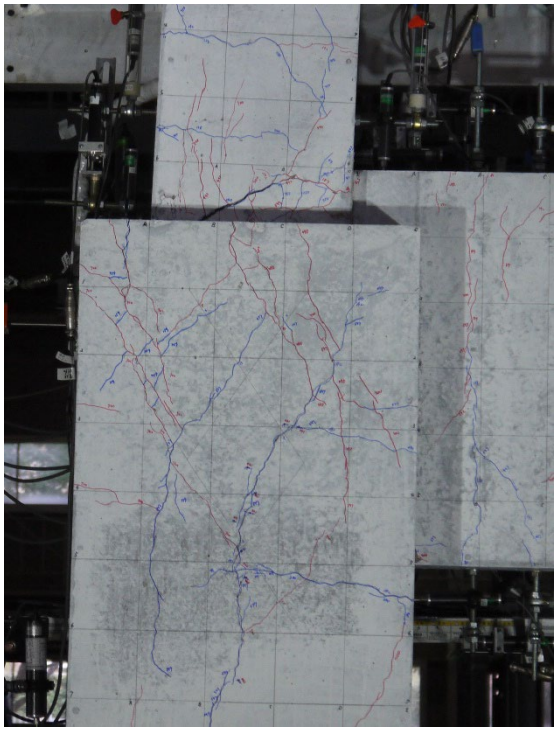


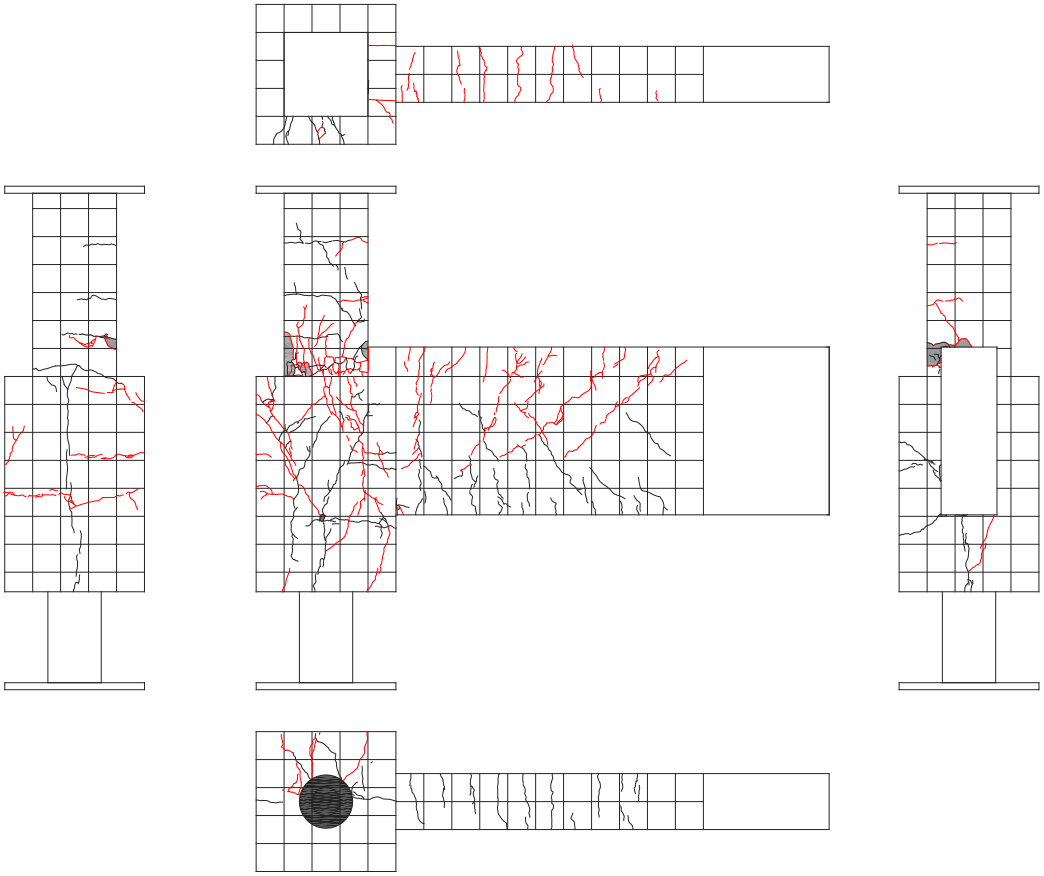
Figure 1

Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+8	60.8	2.01
-8	-78.1	-2.03

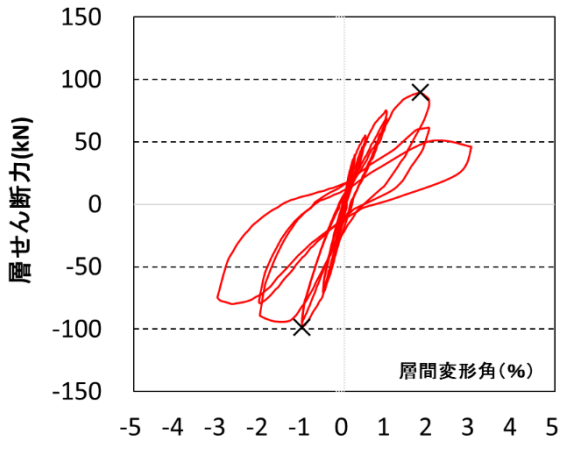


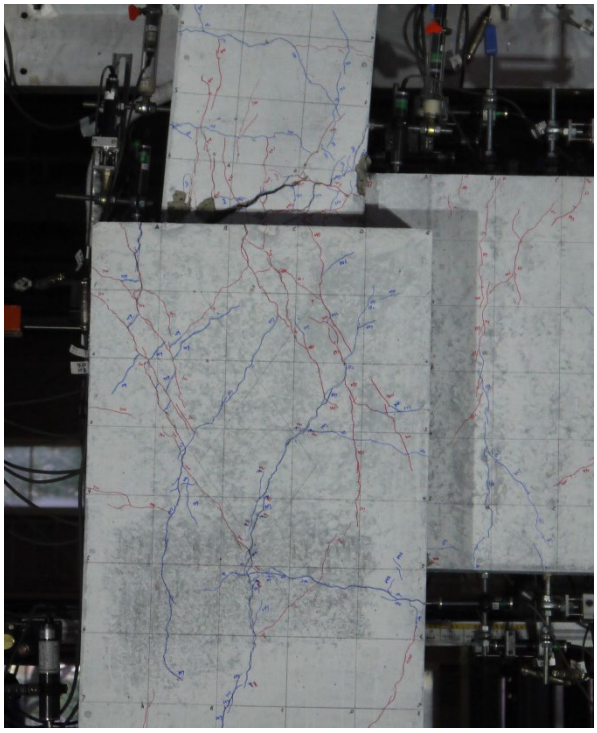


図・写真 5.3.120　試験体 A-5　ひび割れ状況（8Cycle）

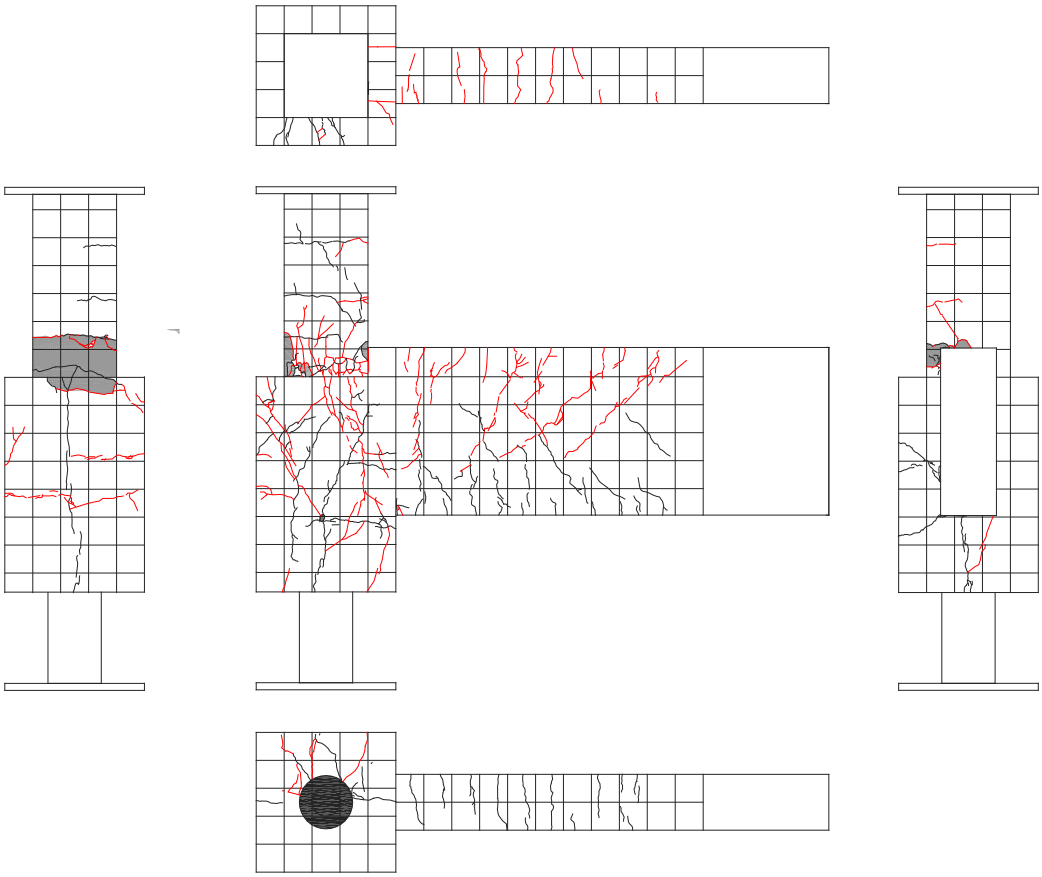


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+9	45.9	3.01
-9	-74.1	-3.01

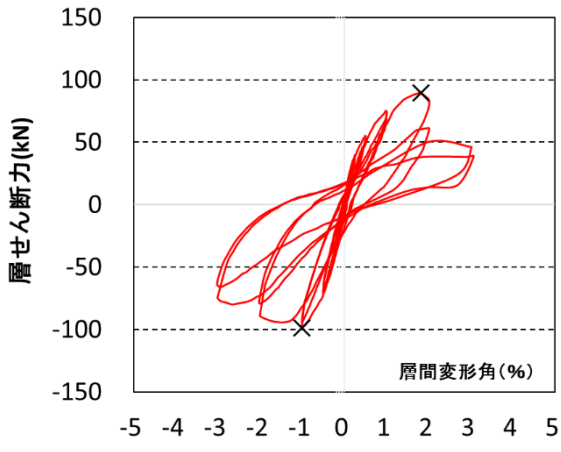


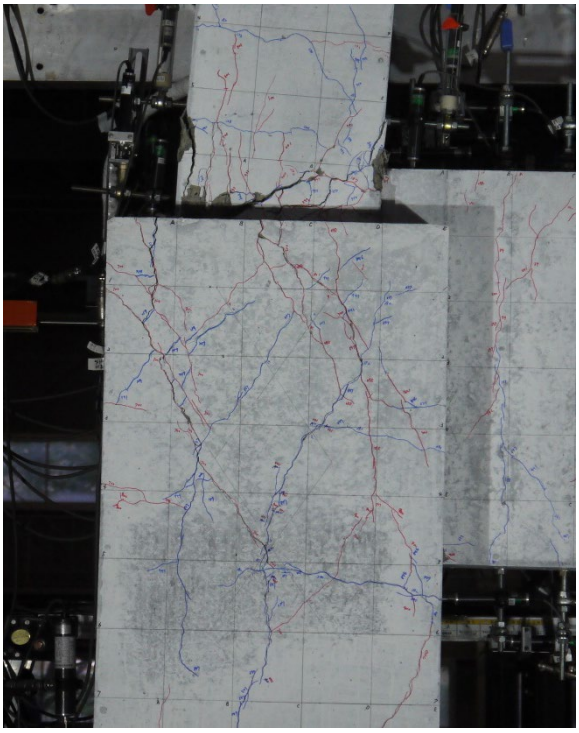


図・写真 5.3.121　試験体 A-5　ひび割れ状況（9Cycle）

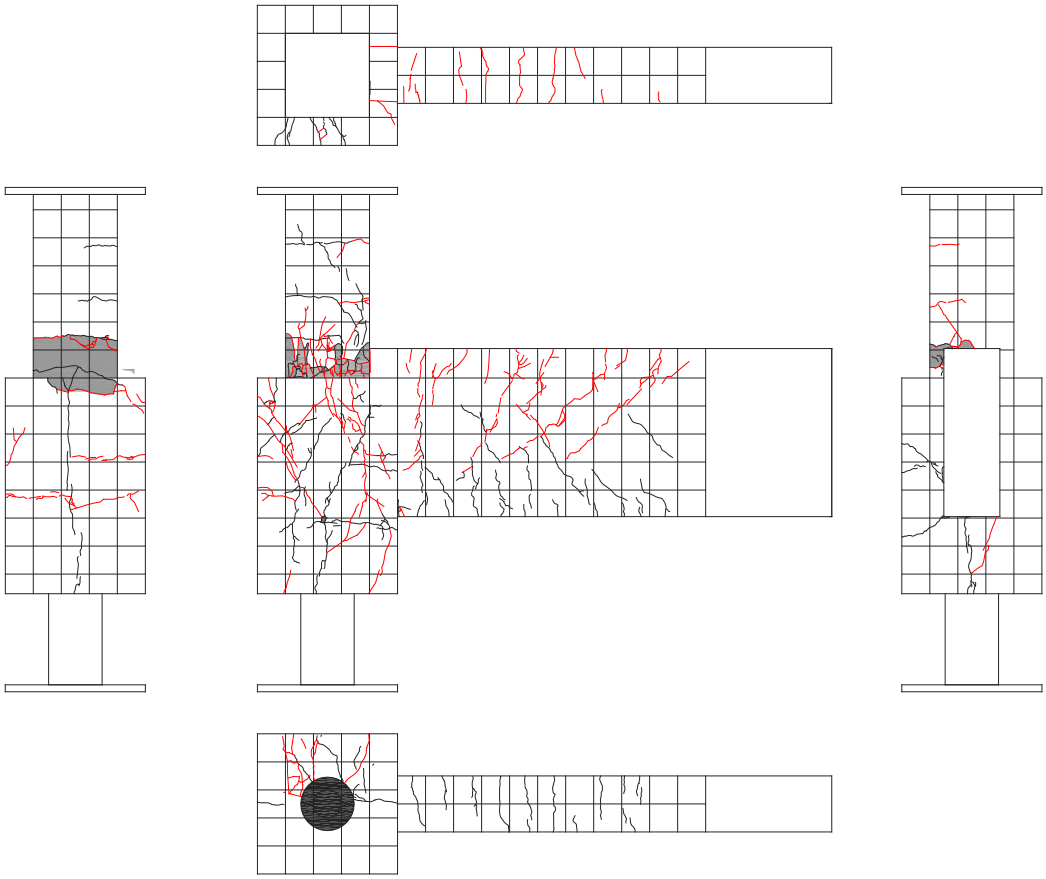


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+10	38.7	3.06
-10	-64.7	-3.01

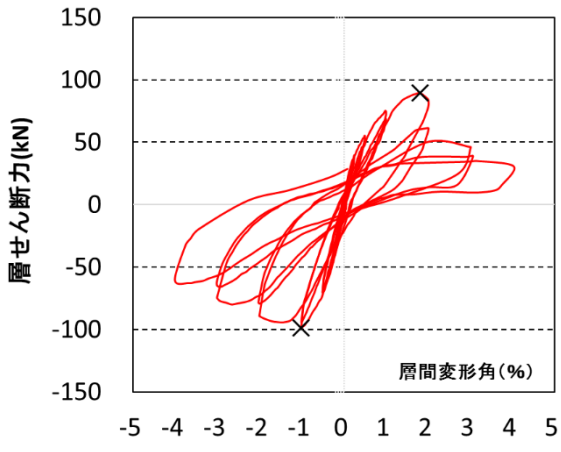


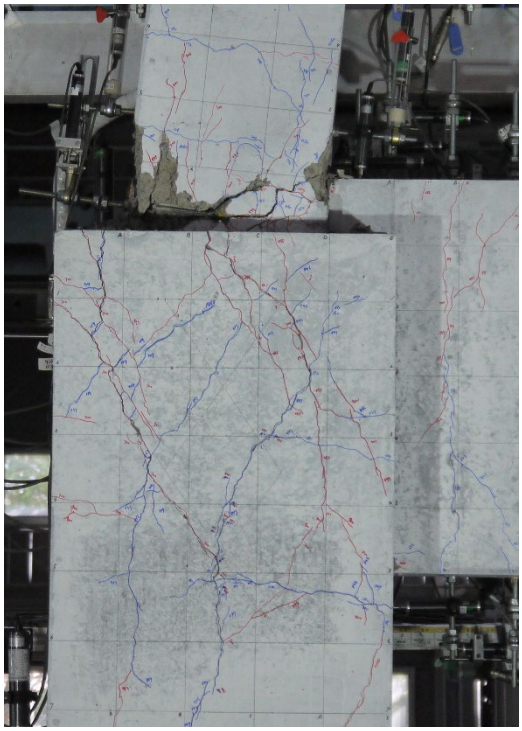


図・写真 5.3.122　試験体 A-5　ひび割れ状況（10Cycle）

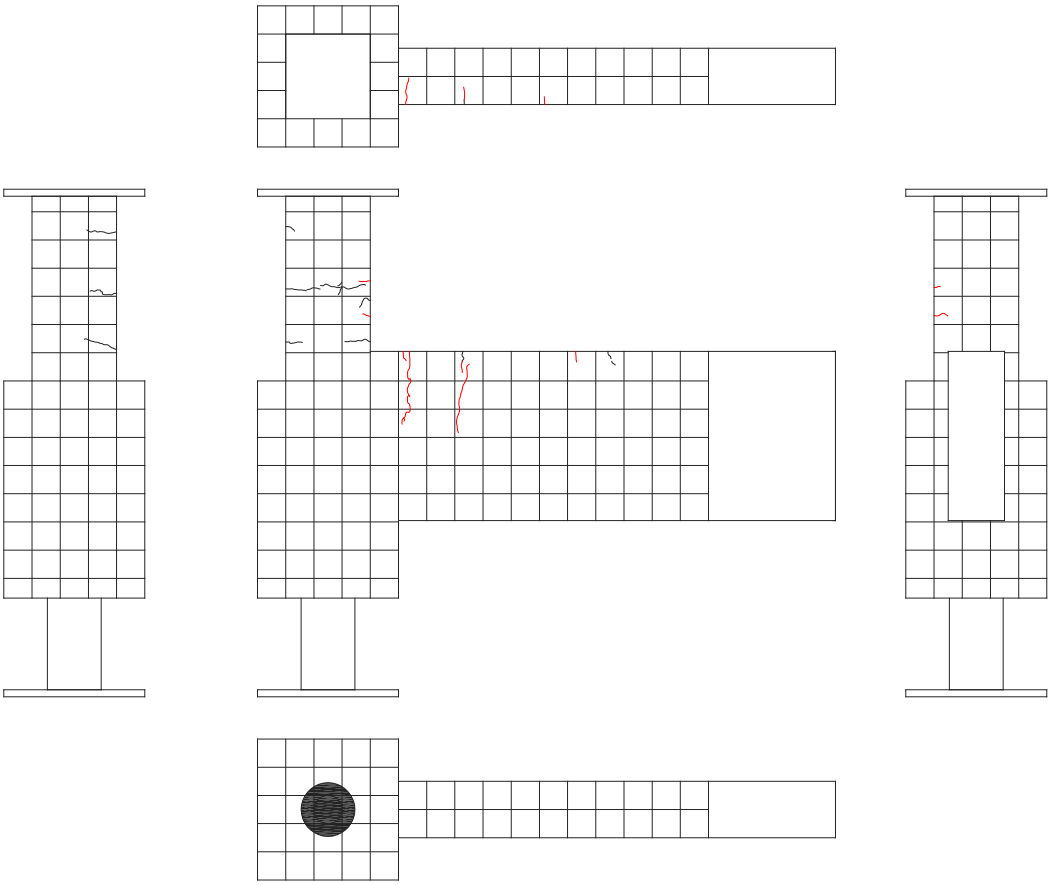


Cycle	A-5	
	Q(kN)	R(%)
+11	30.8	4.03
-11	-60.6	-4.01

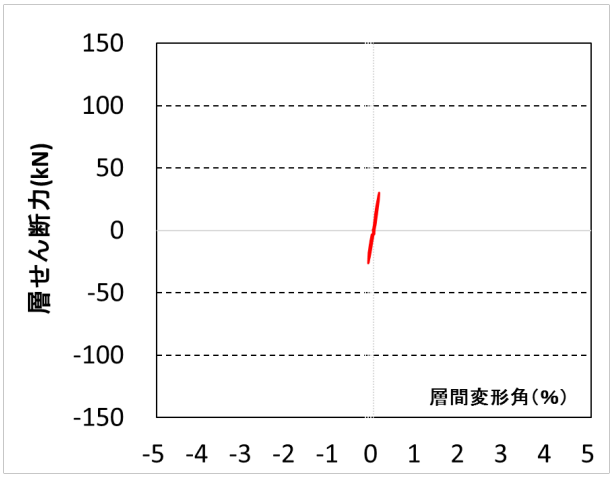


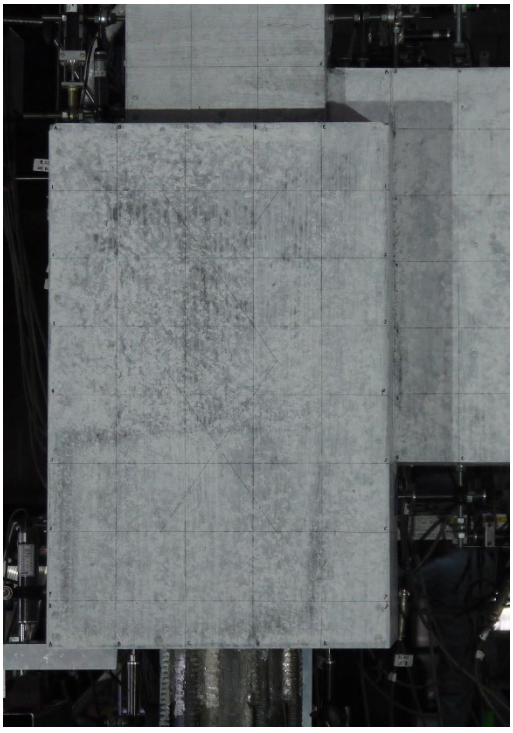


図・写真 5.3.123　試験体 A-5　ひび割れ状況（11Cycle）

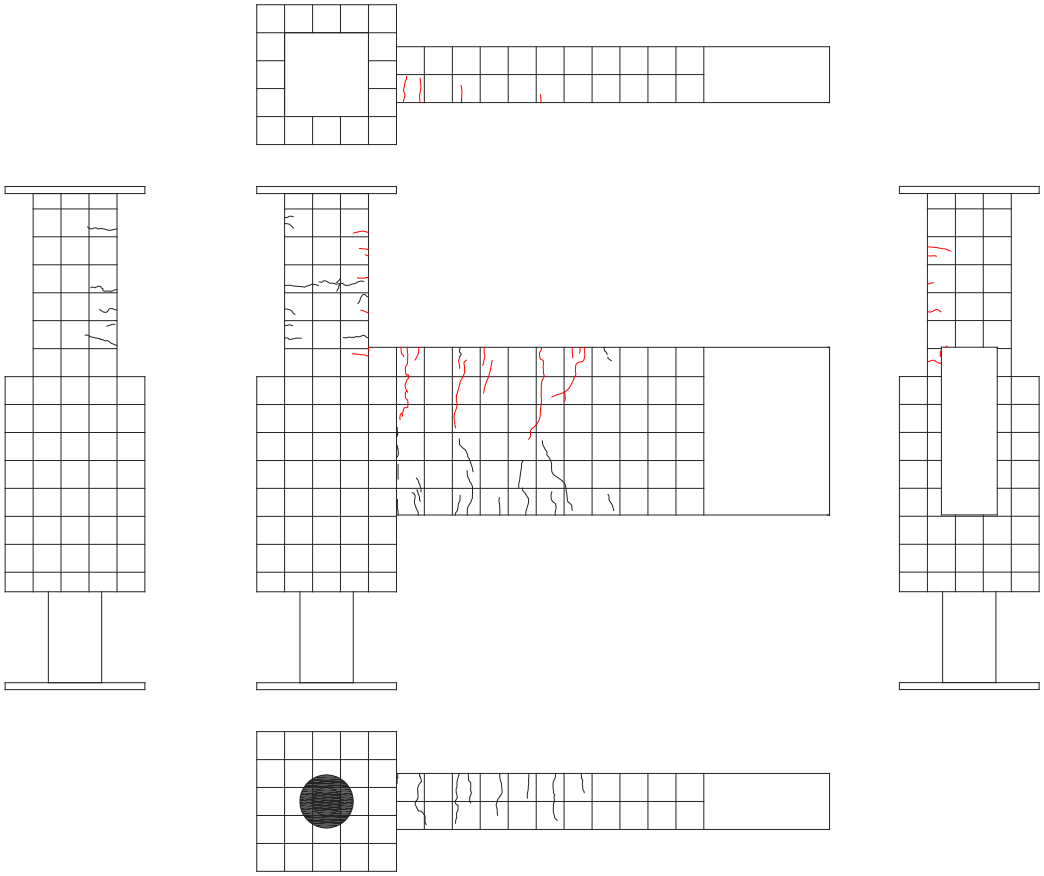


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+1	30.2	0.124
-1	-26.4	-0.125

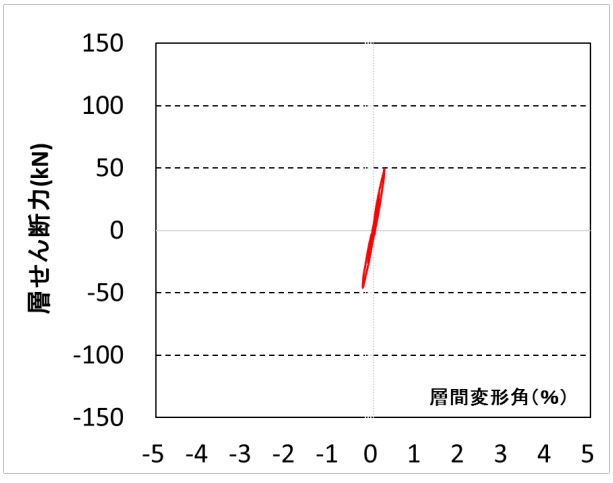


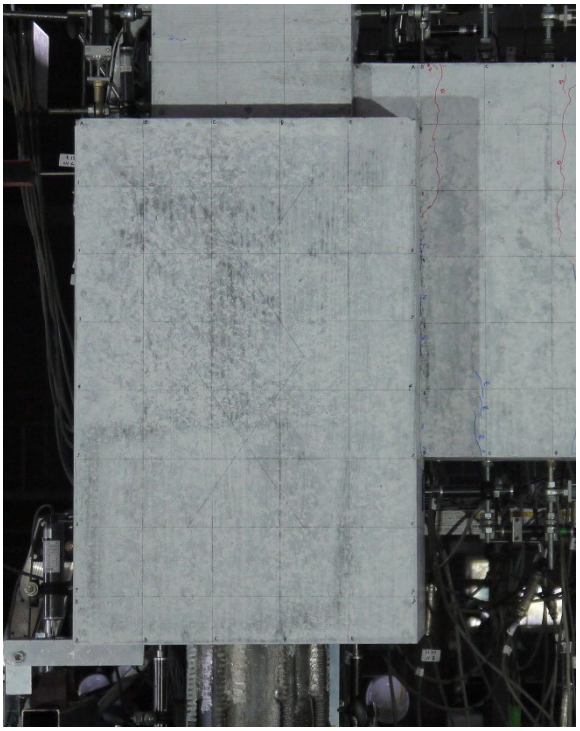


図・写真 5.3.124　試験体 A-6　ひび割れ状況（1Cycle）

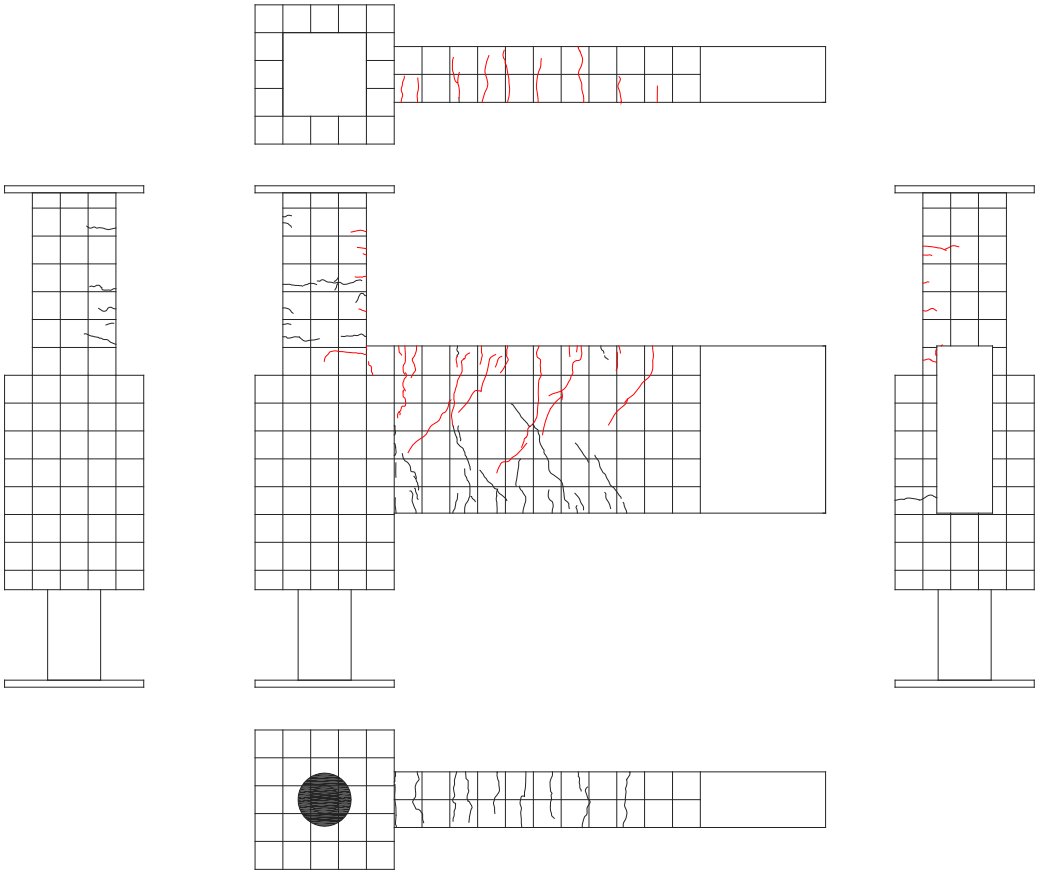


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+2	48.7	0.25
-2	-46.1	-0.25

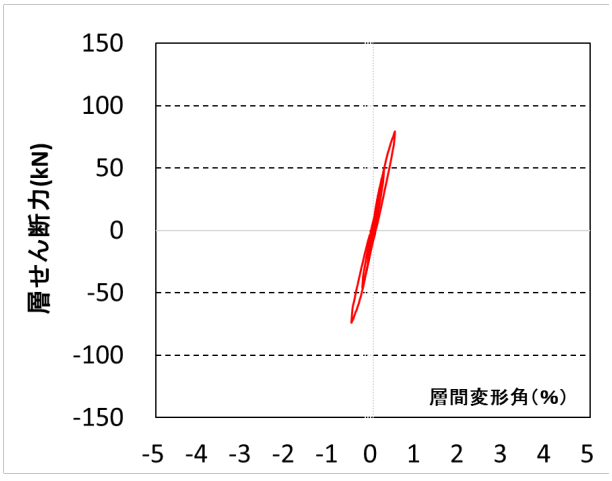


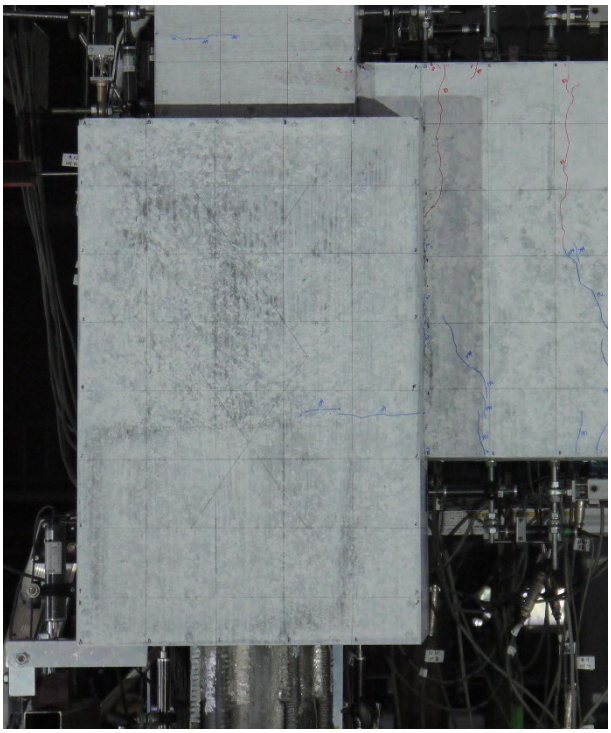


図・写真 5.3.125　試験体 A-6　ひび割れ状況（2Cycle）

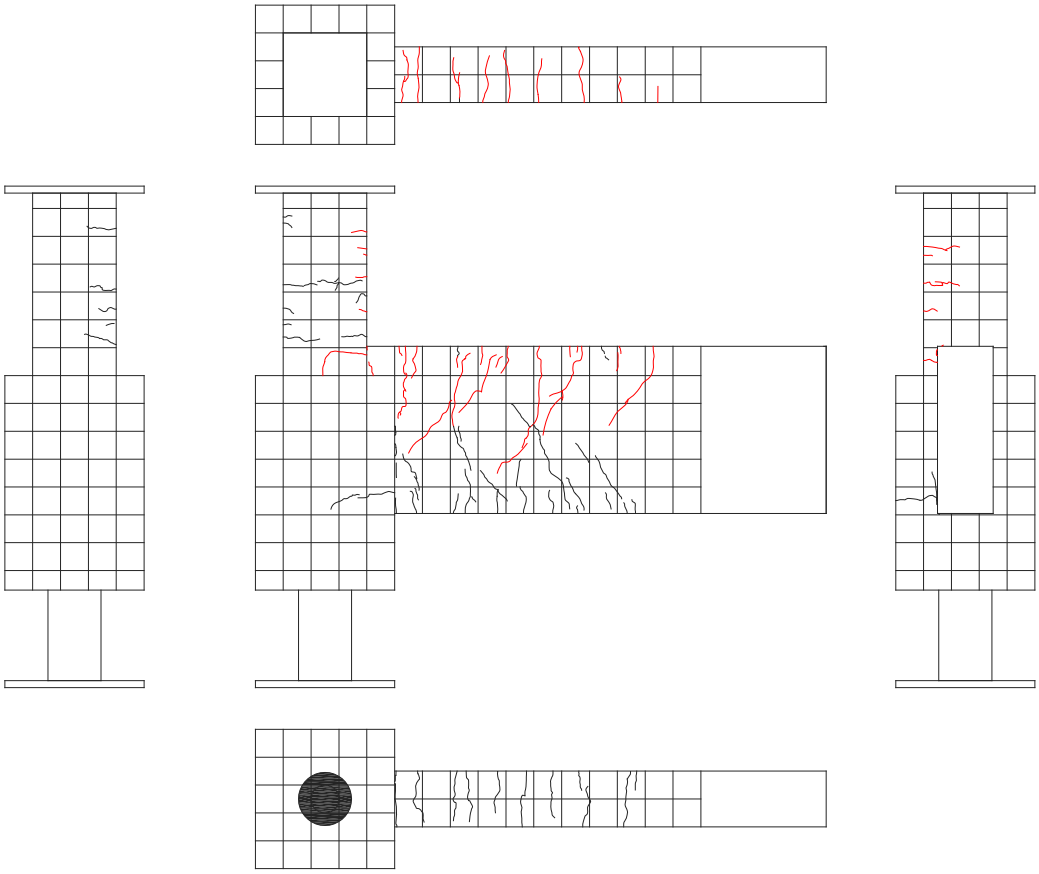


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+3	79.1	0.50
-3	-73.8	-0.50

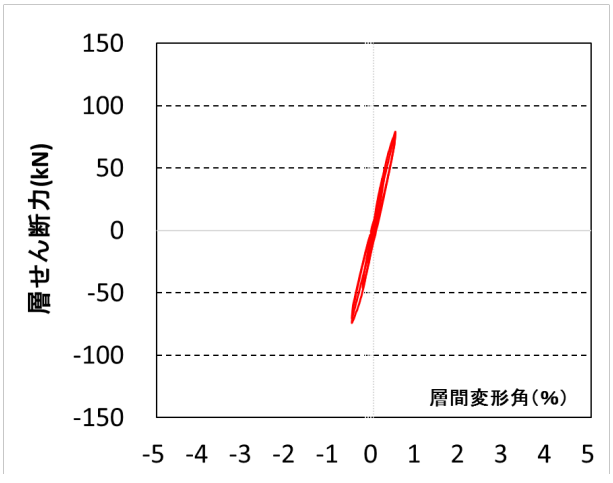


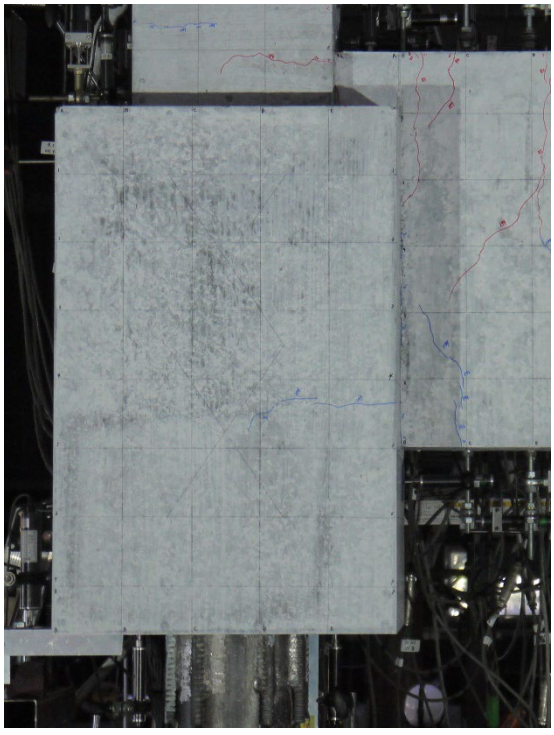


図・写真 5.3.126　試験体 A-6　ひび割れ状況（3Cycle）

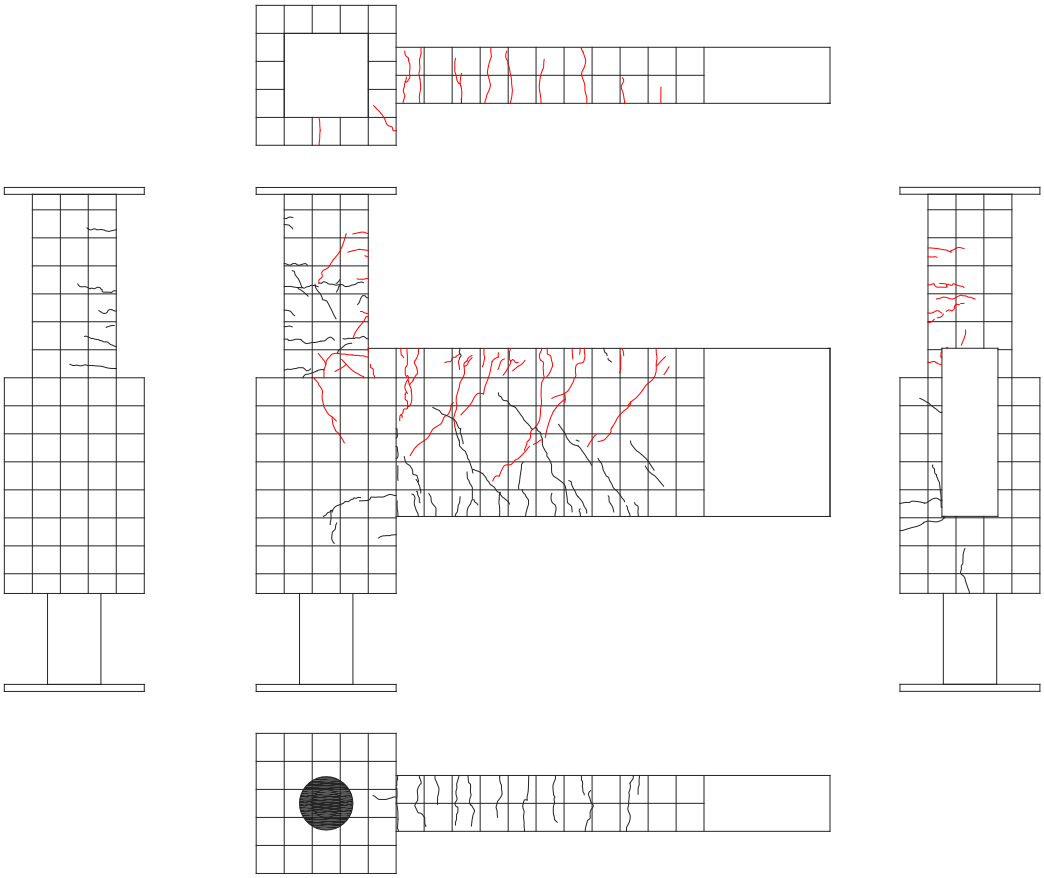


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+4	78.2	0.50
-4	-70.0	-0.50

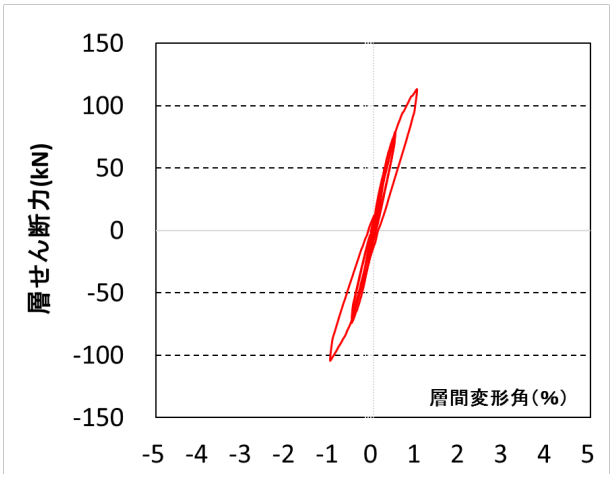


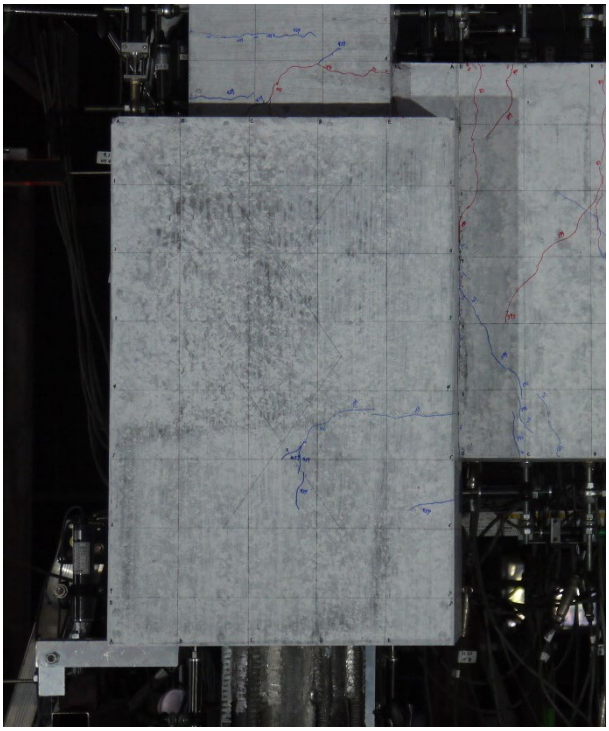


図・写真 5.3.127　試験体 A-6　ひび割れ状況（4Cycle）

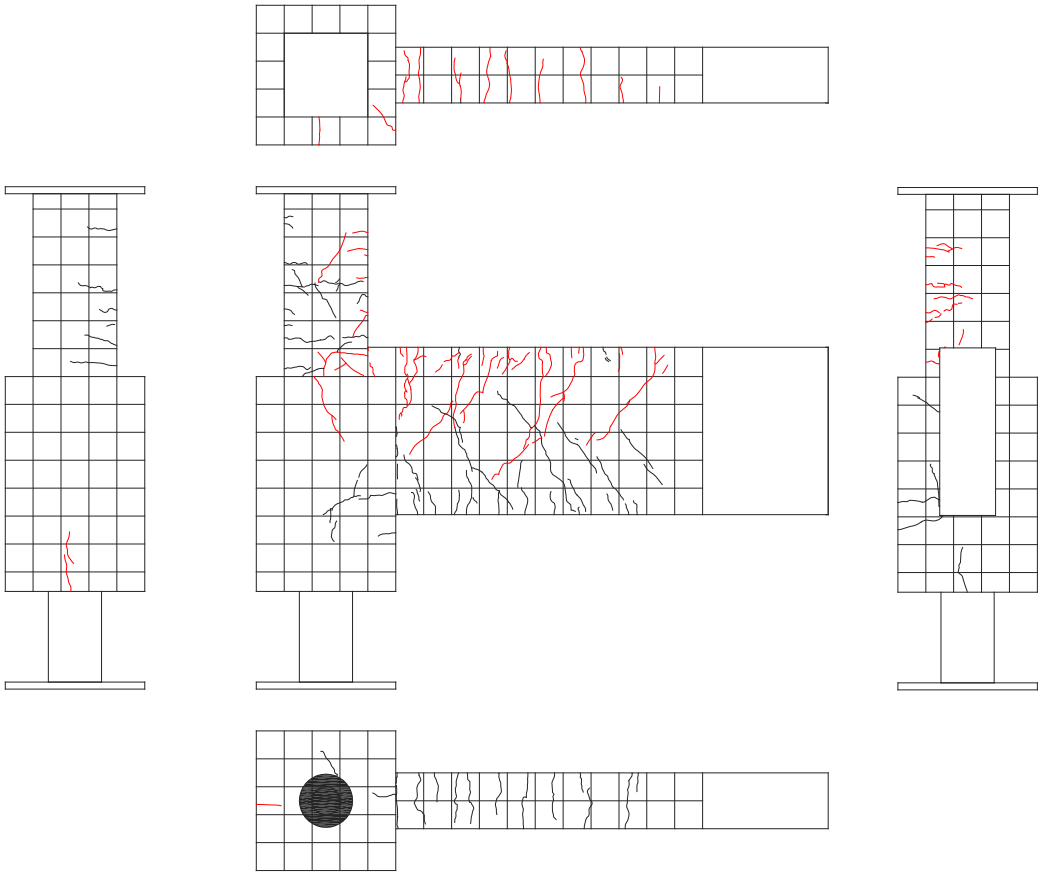


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+5	113.0	1.00
-5	-103.9	-1.00

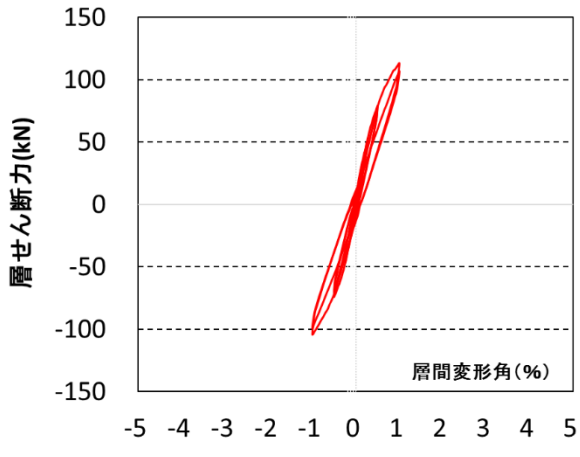


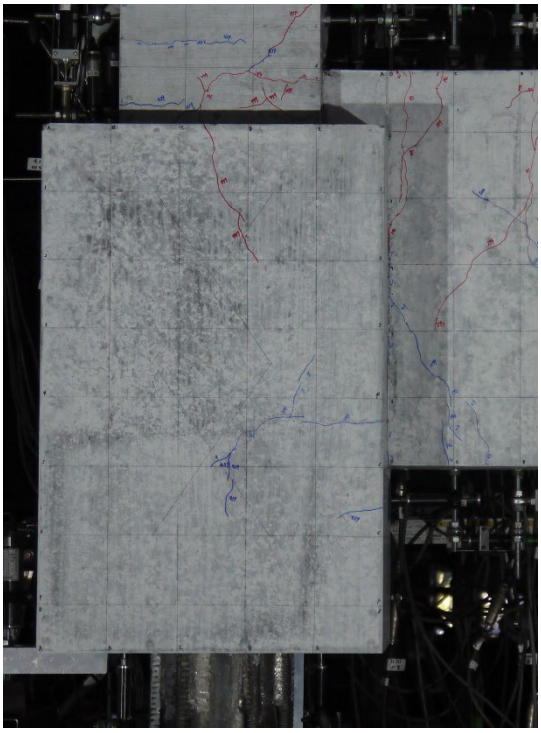


図・写真 5.3.128　試験体 A-6　ひび割れ状況（5Cycle）

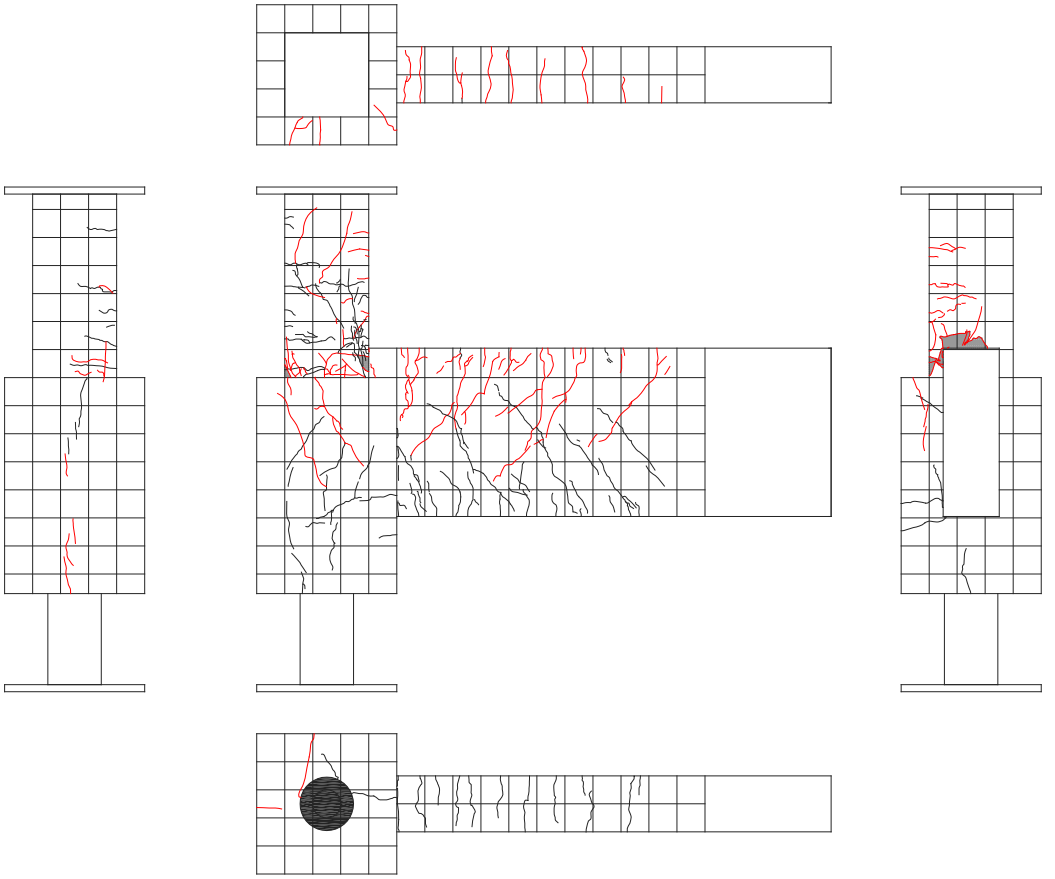


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+6	106.7	1.00
-6	-98.7	-1.00

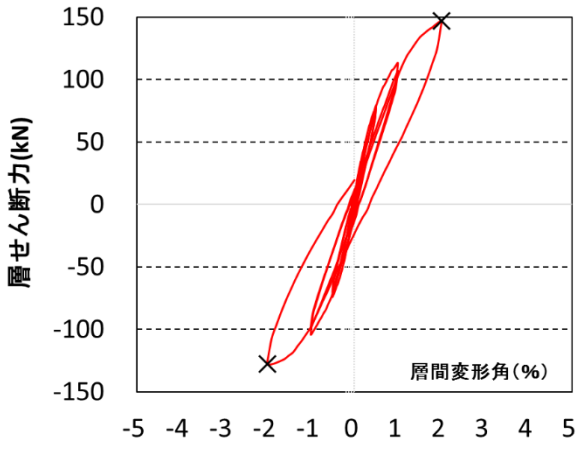


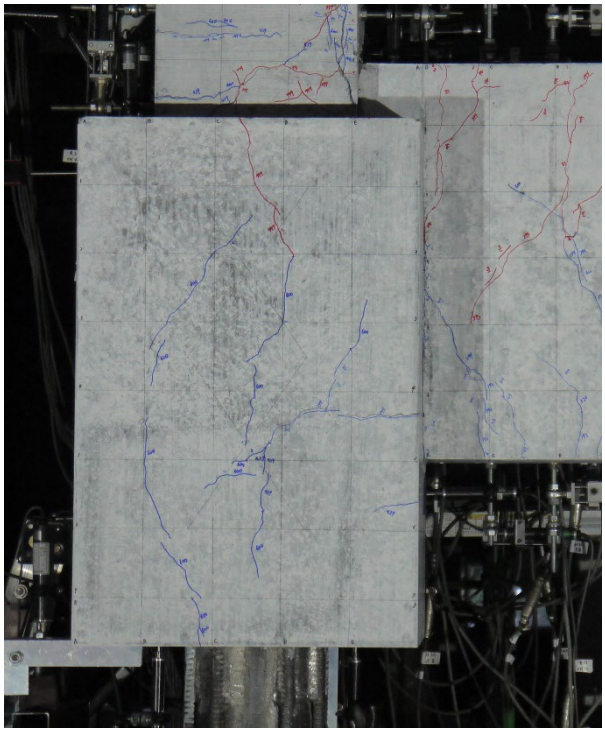


図・写真 5.3.129　試験体 A-6　ひび割れ状況（6Cycle）

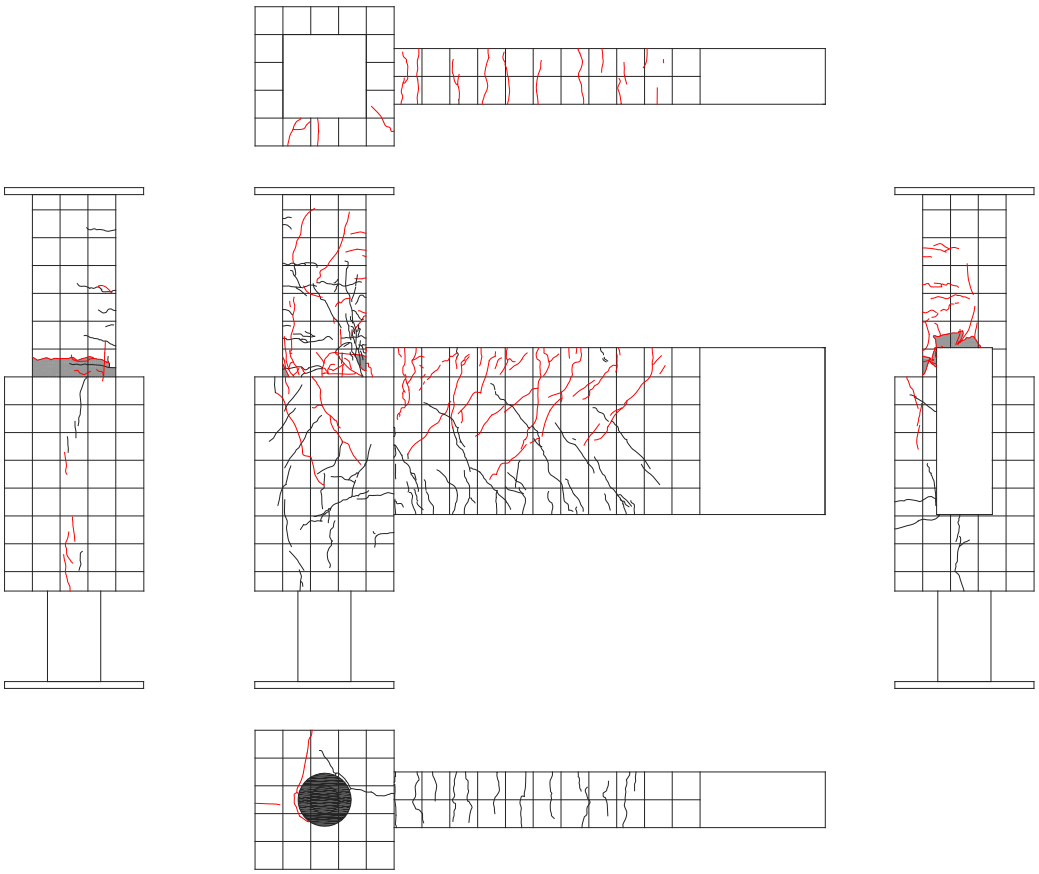


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+7	146.7	2.00
-7	-127.9	-2.00

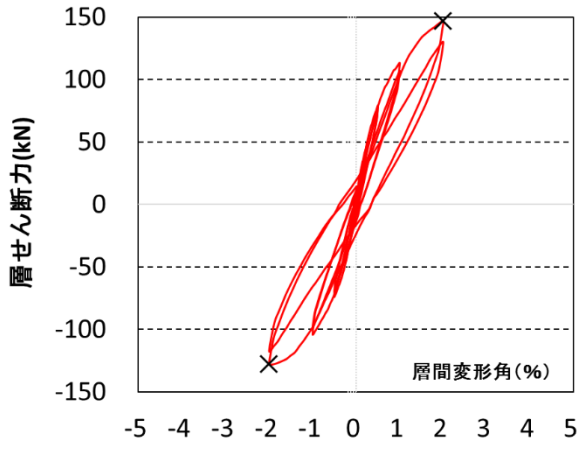


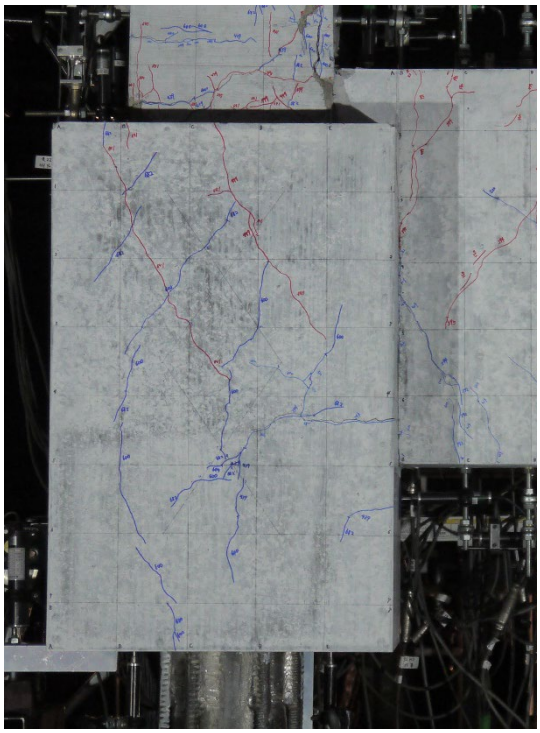


図・写真 5.3.130　試験体 A-6　ひび割れ状況（7Cycle）

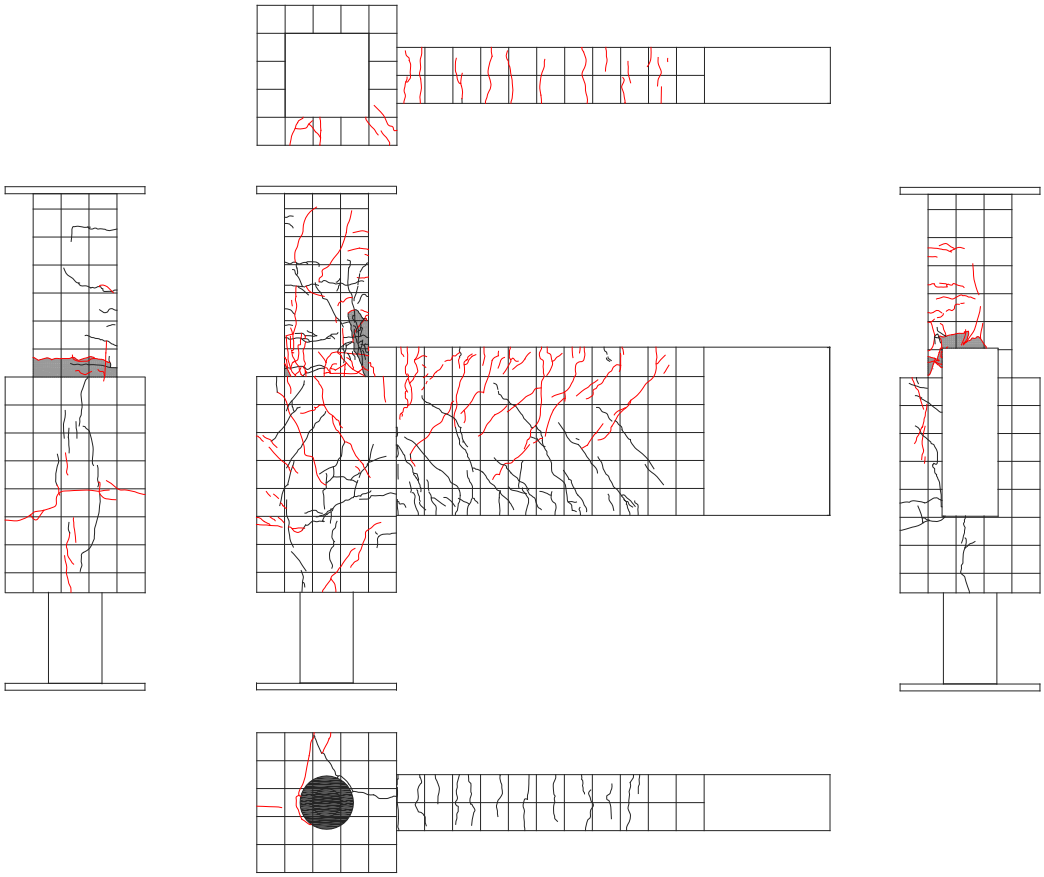


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+8	129.7	2.00
-8	-117.3	-2.00

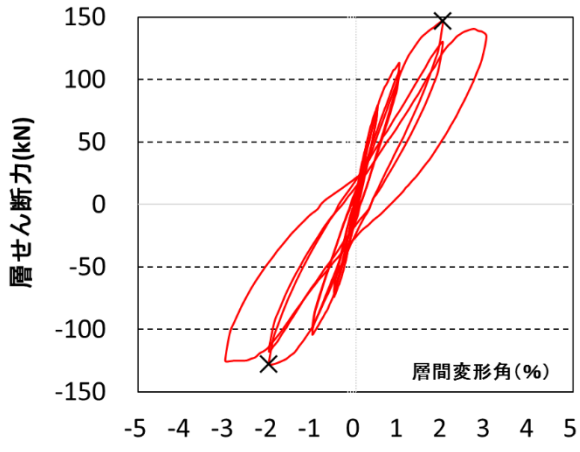


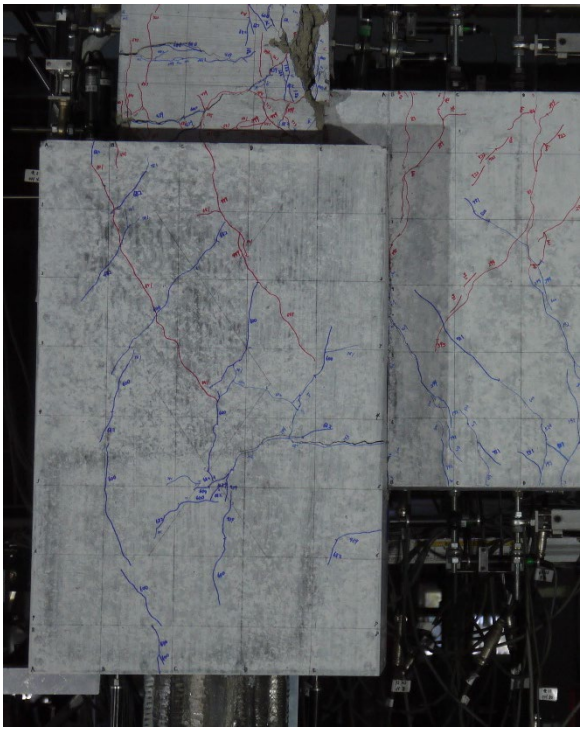


図・写真 5.3.131　試験体 A-6　ひび割れ状況（8Cycle）

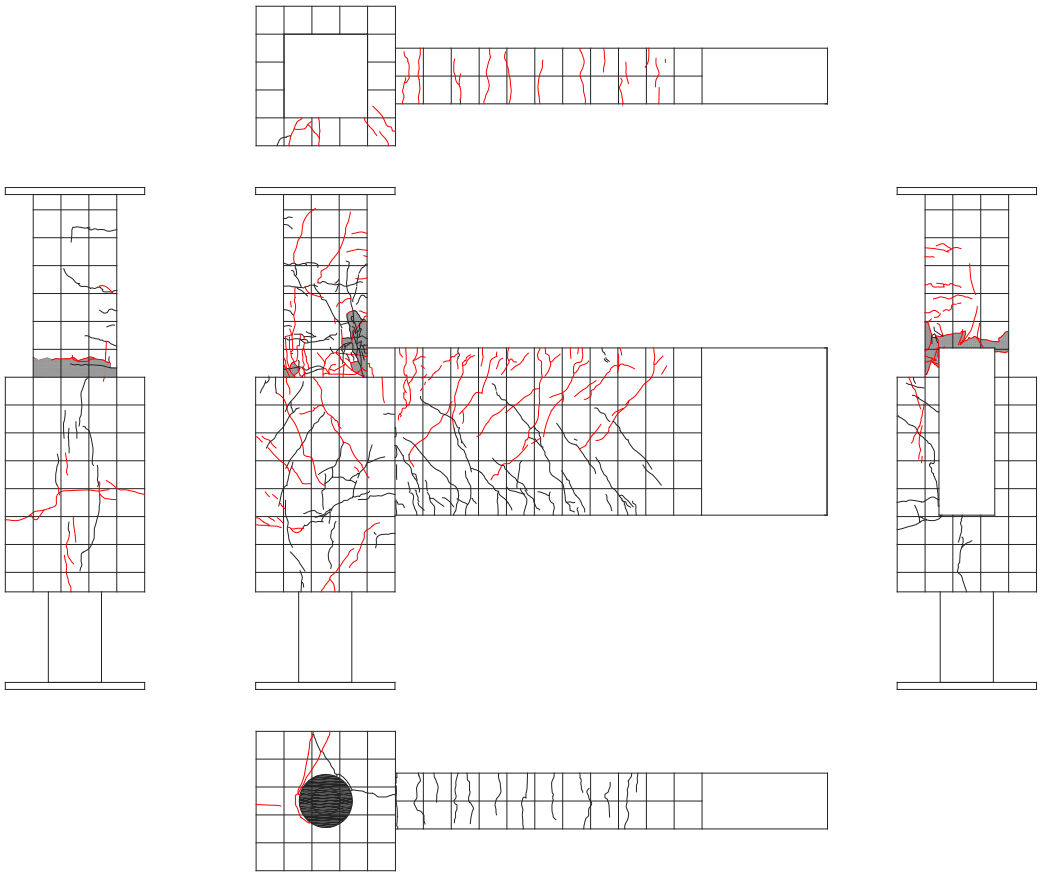


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+9	134.4	3.00
-9	-124.8	-3.00

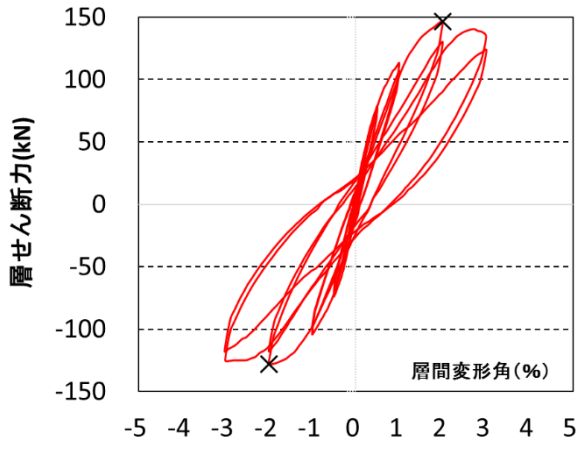


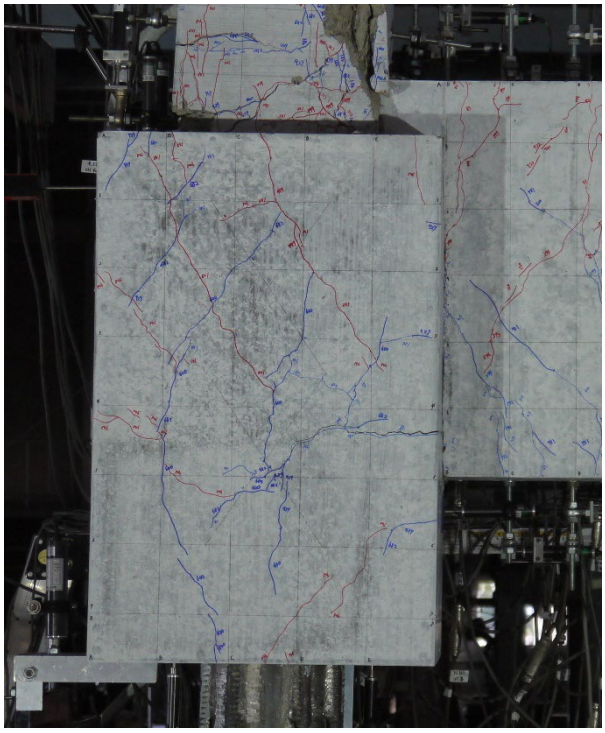


図・写真 5.3.132　試験体 A-6　ひび割れ状況（9Cycle）

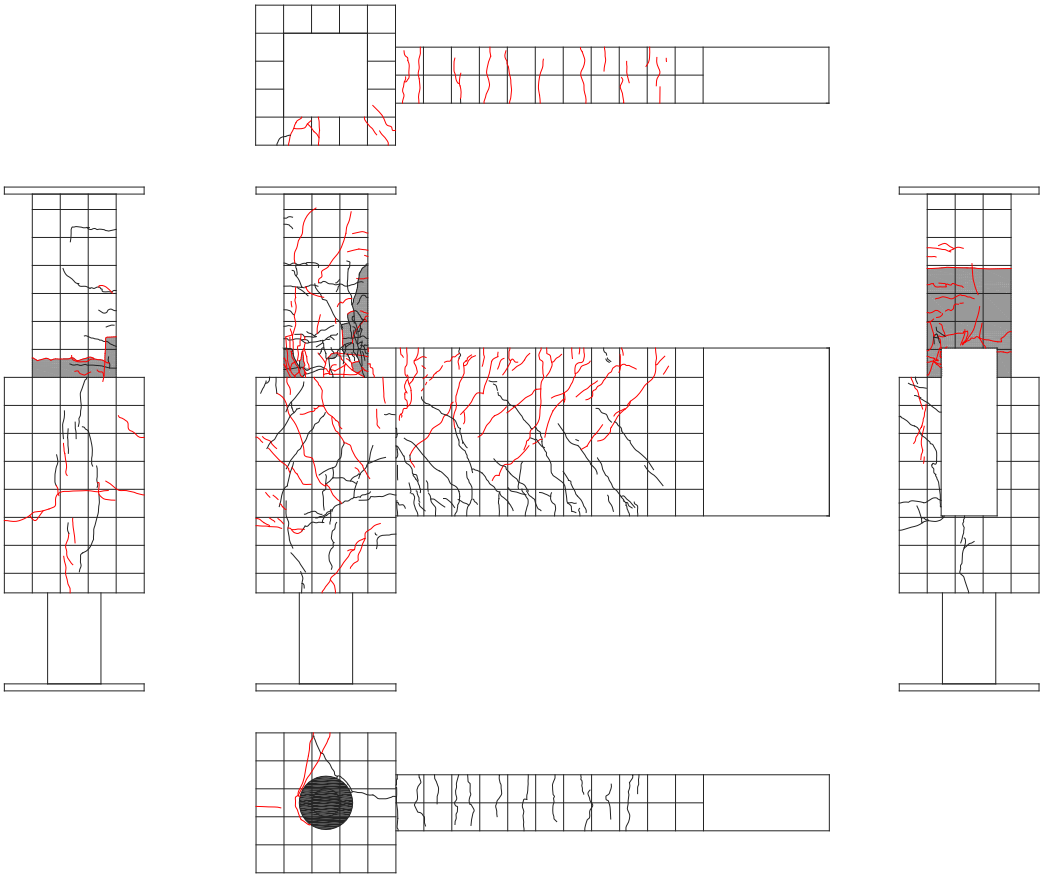


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+10	123.5	3.01
-10	-117.6	-3.02

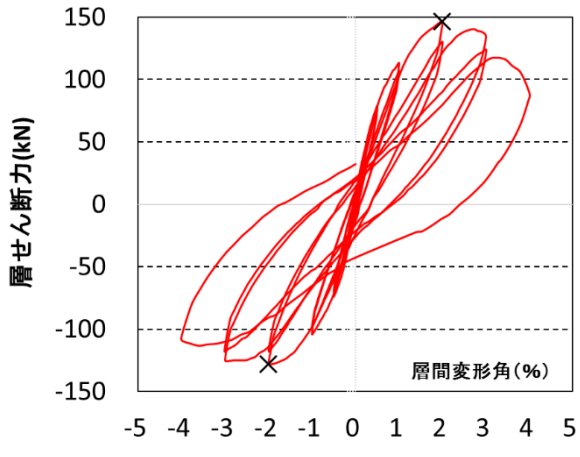


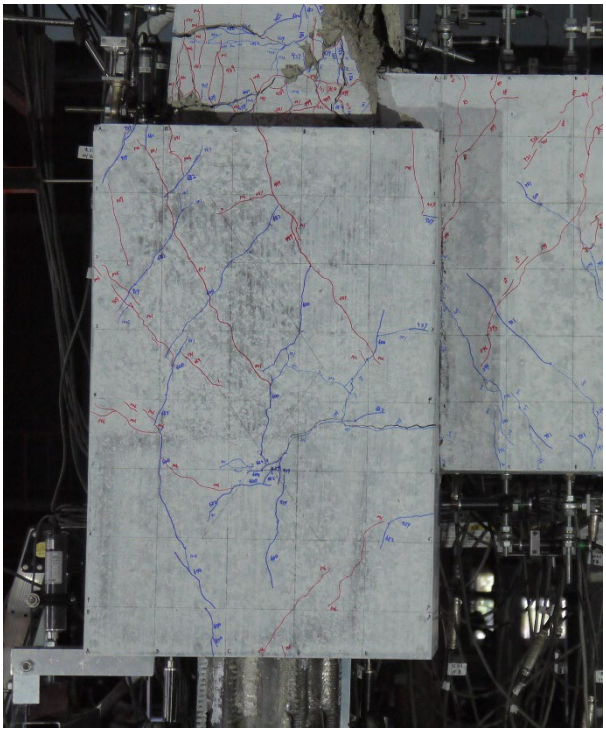


図・写真 5.3.133　試験体 A-6　ひび割れ状況（10Cycle）

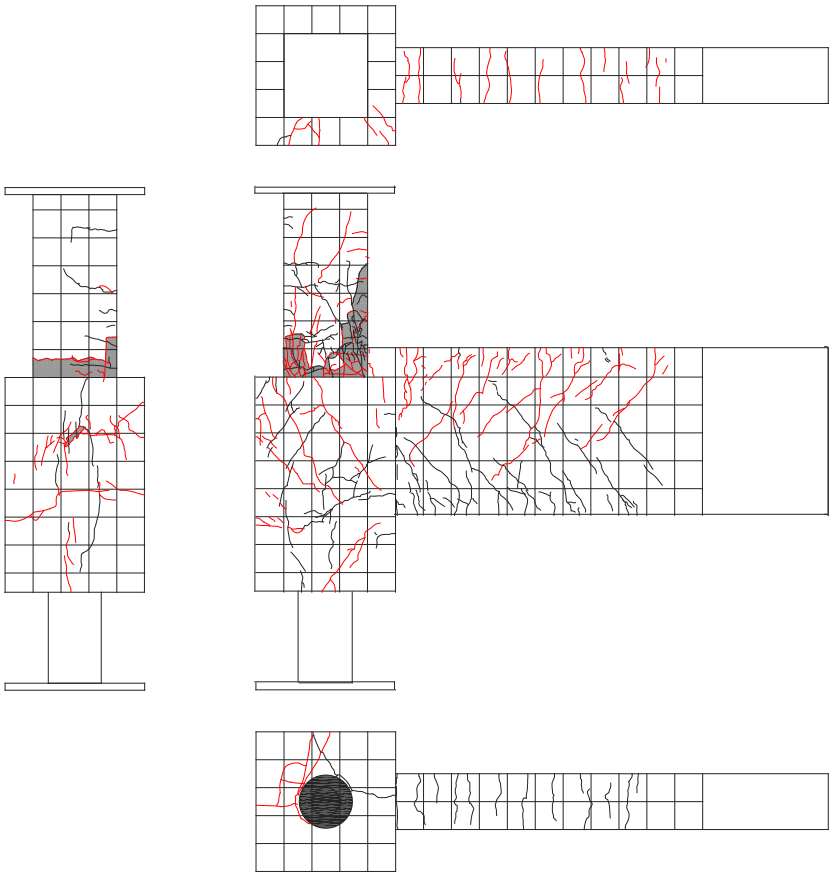


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+11	88.8	4.00
-11	-108.8	-4.00

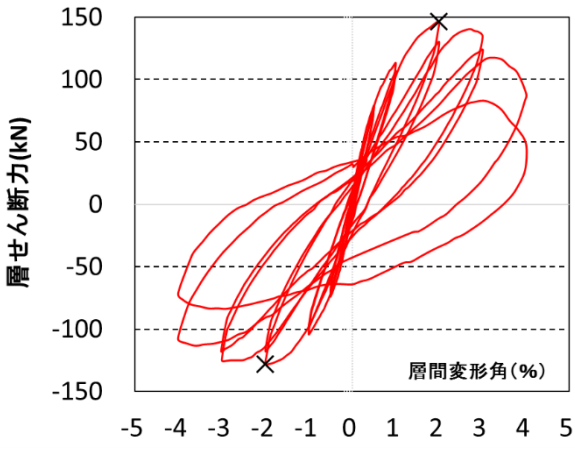


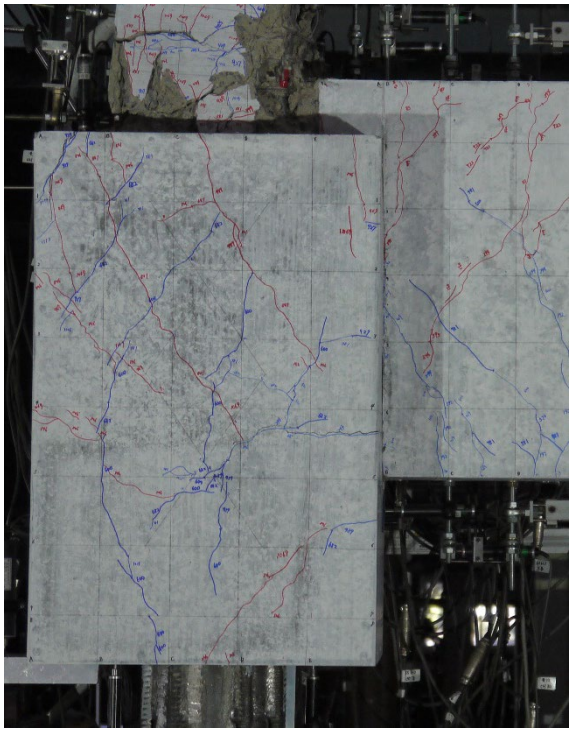


図・写真 5.3.134　試験体 A-6　ひび割れ状況（11Cycle）

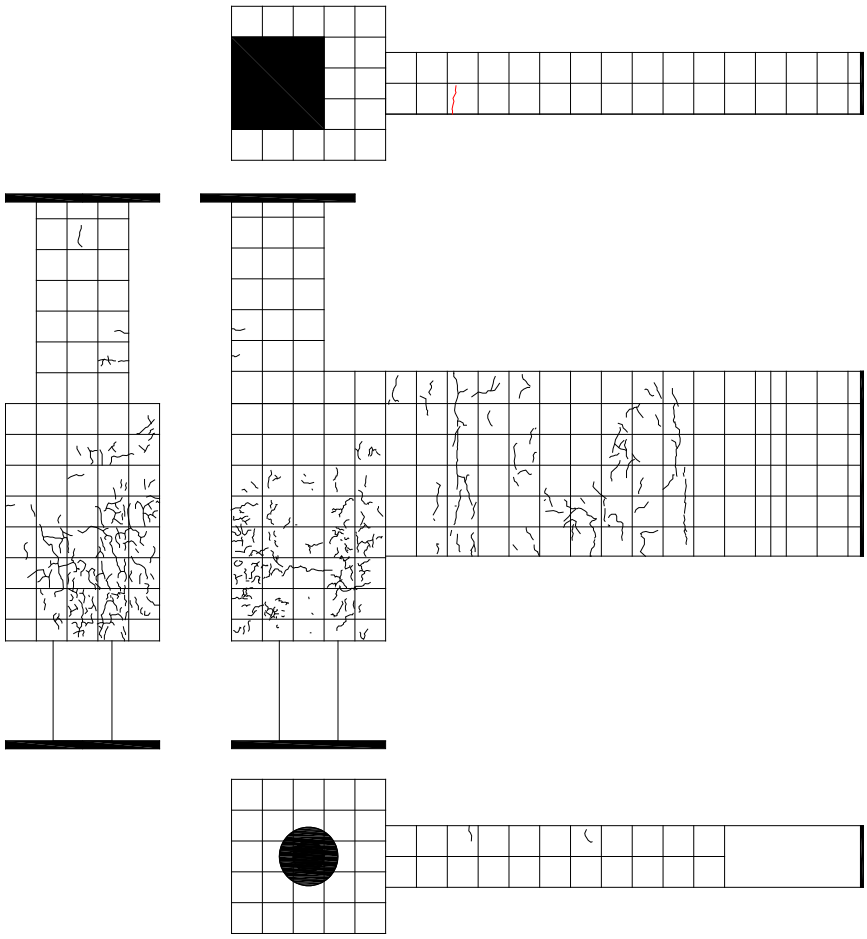


Cycle	A-6	
	Q(kN)	R(%)
+12	47.8	4.01
−12	−71.2	−4.01

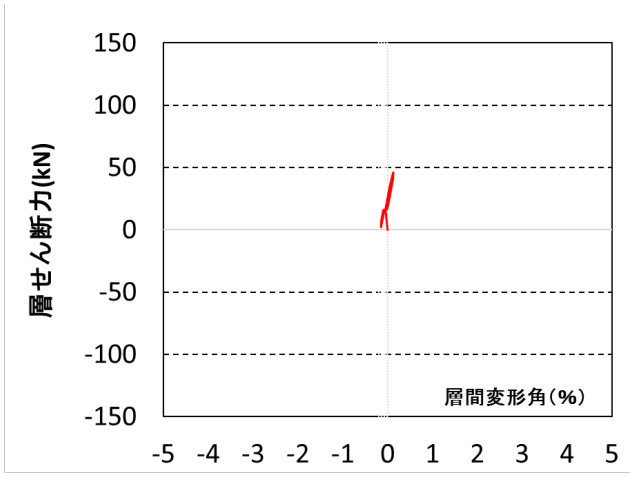


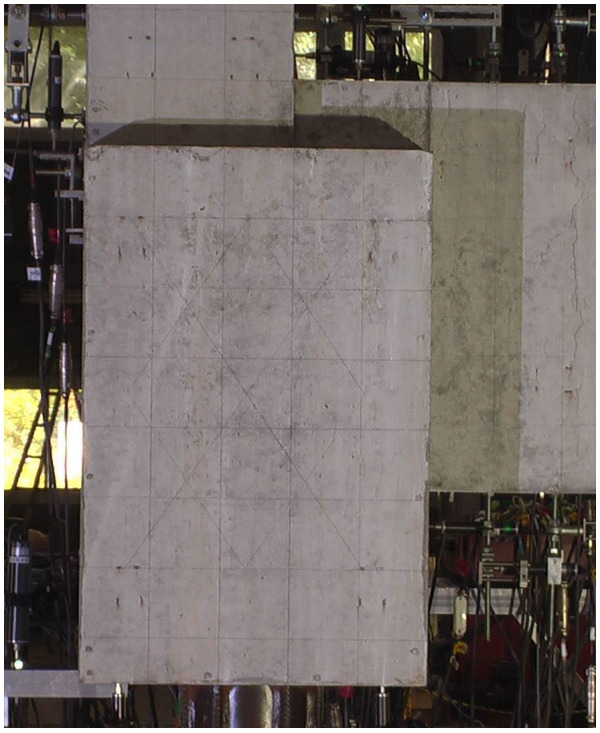


図・写真 5.3.135　試験体 A-6　ひび割れ状況（12Cycle）

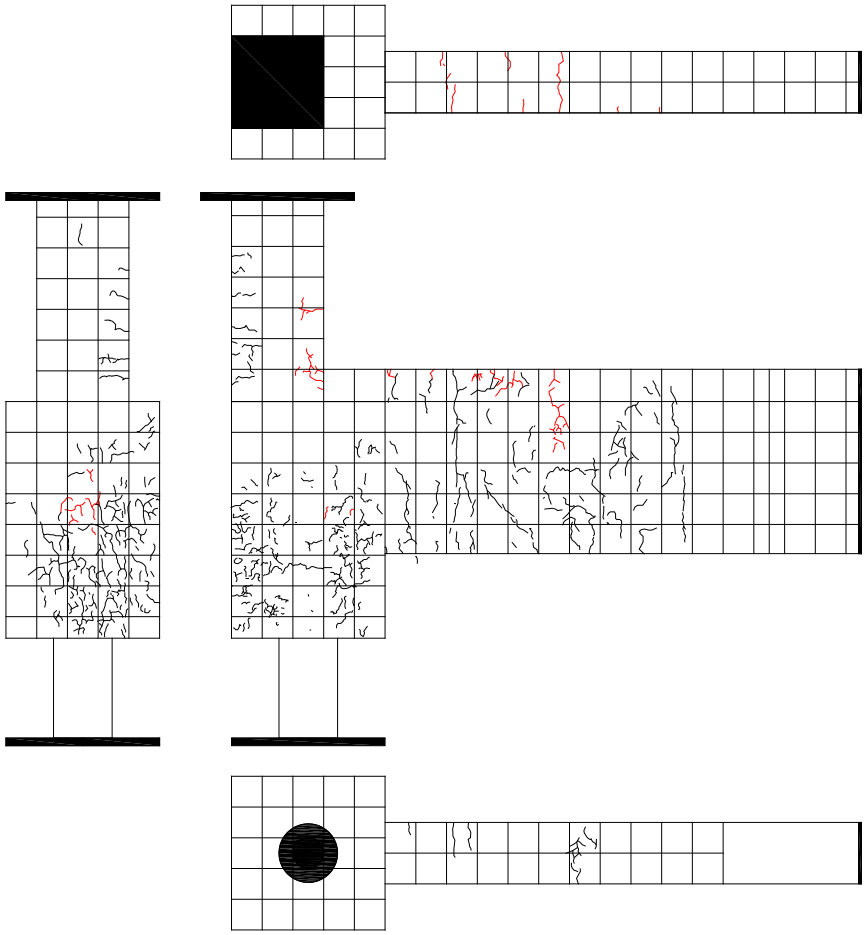


Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+1	39.9	0.116
−1	8.5	−0.136

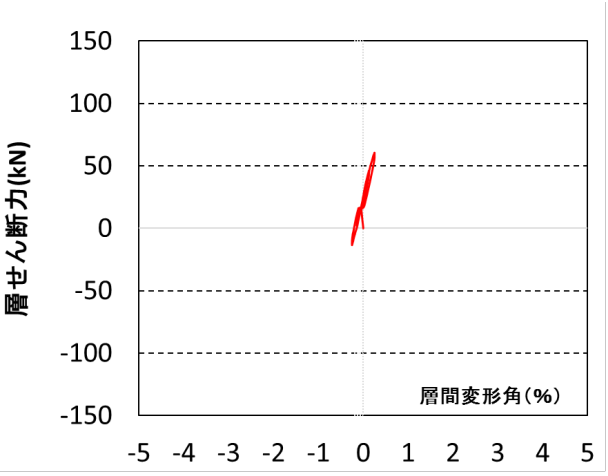


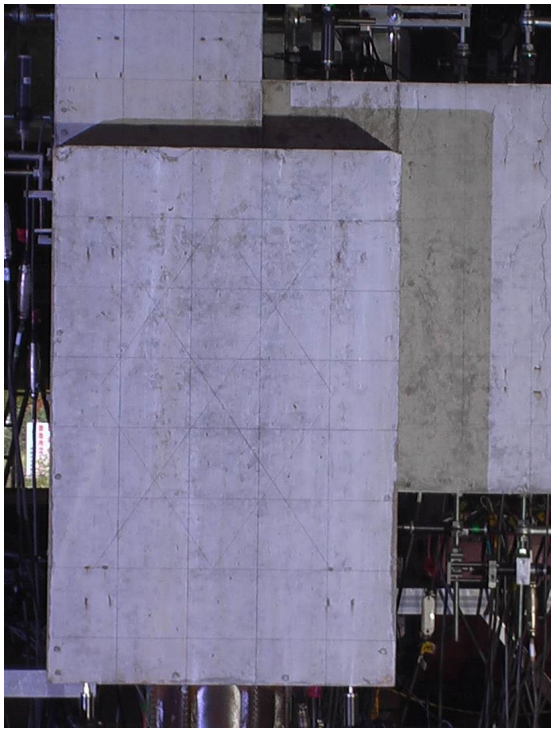


図・写真 5.3.136　試験体 C-3　ひび割れ状況（1Cycle）

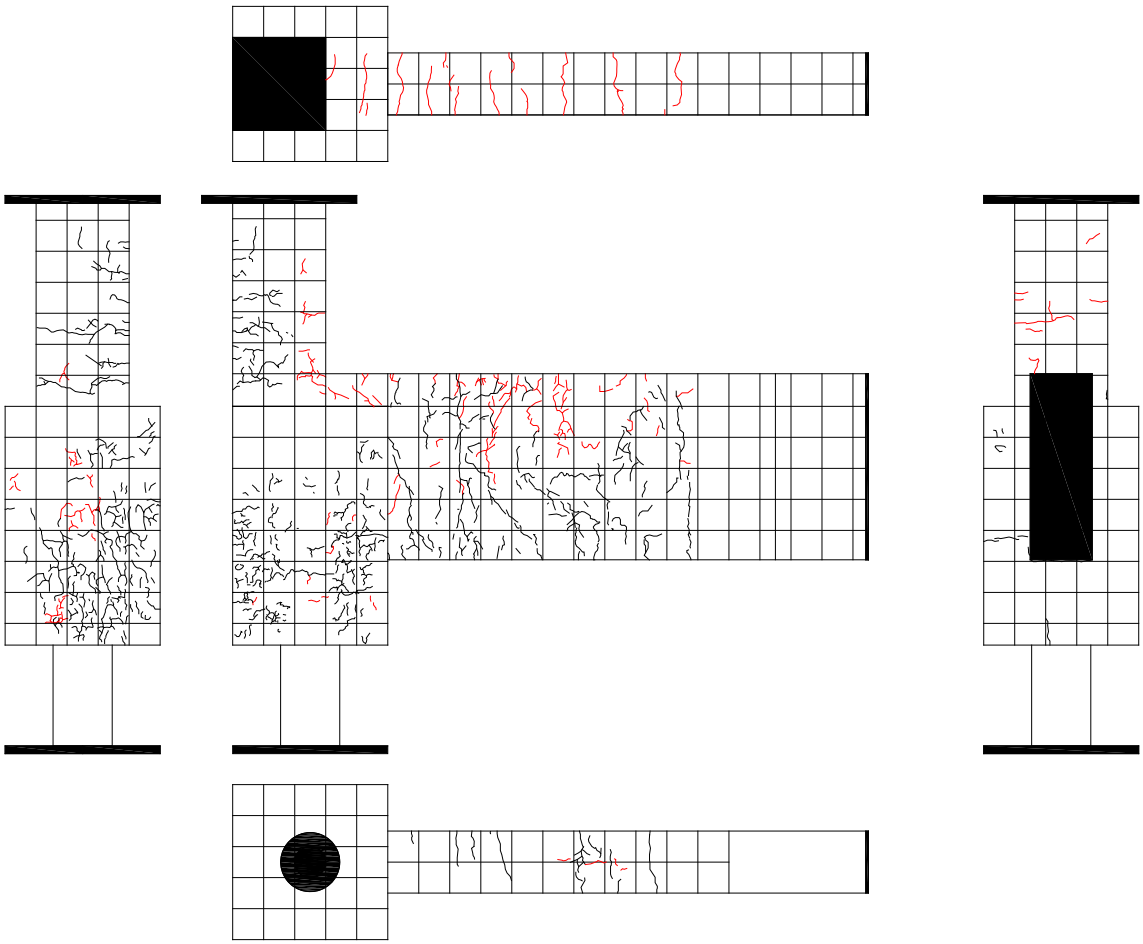


Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+2	55.1	0.248
−2	−8.6	−0.248

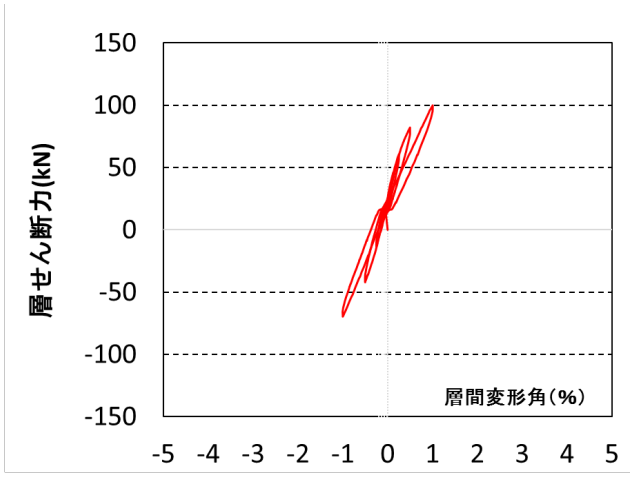


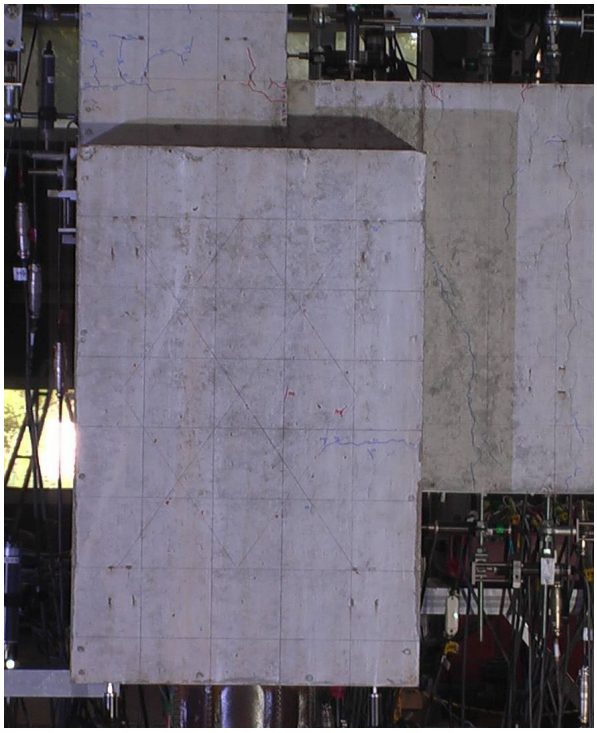


図・写真 5.3.137　試験体 C-3　ひび割れ状況（2Cycle）

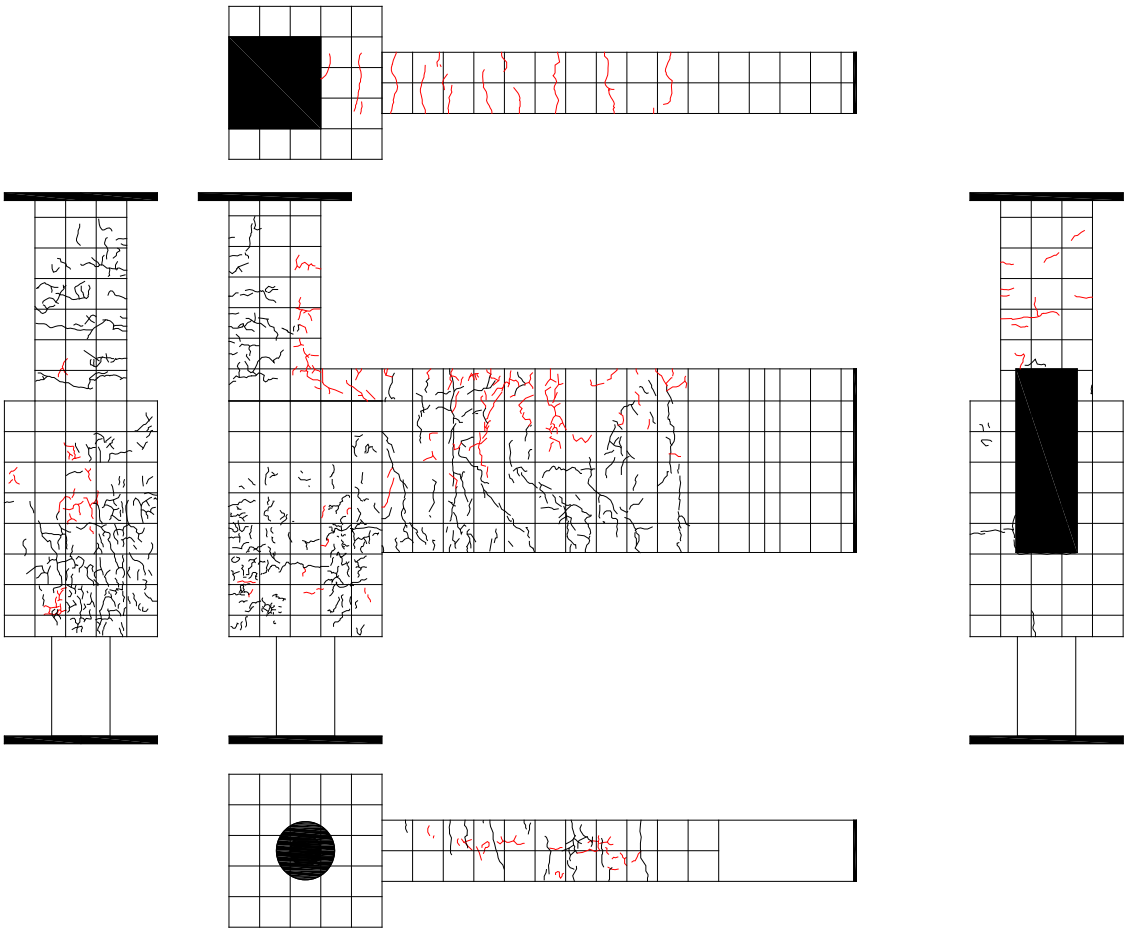


Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+3	71.8	0.47
-3	-36.6	-0.50

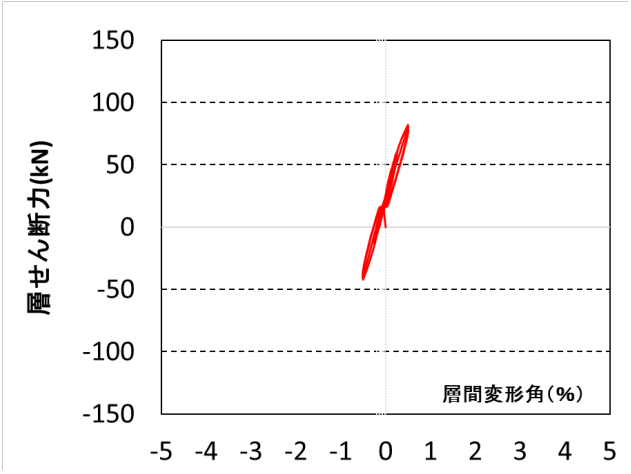


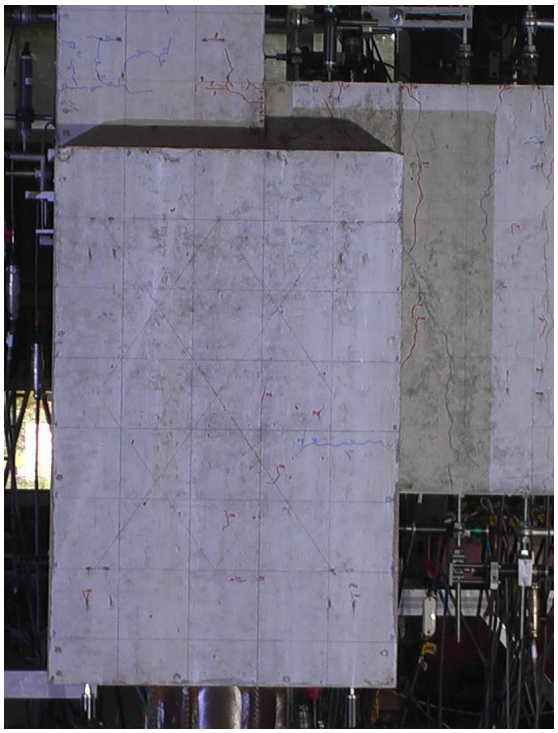


図・写真 5.3.138　試験体 C-3　ひび割れ状況（3Cycle）

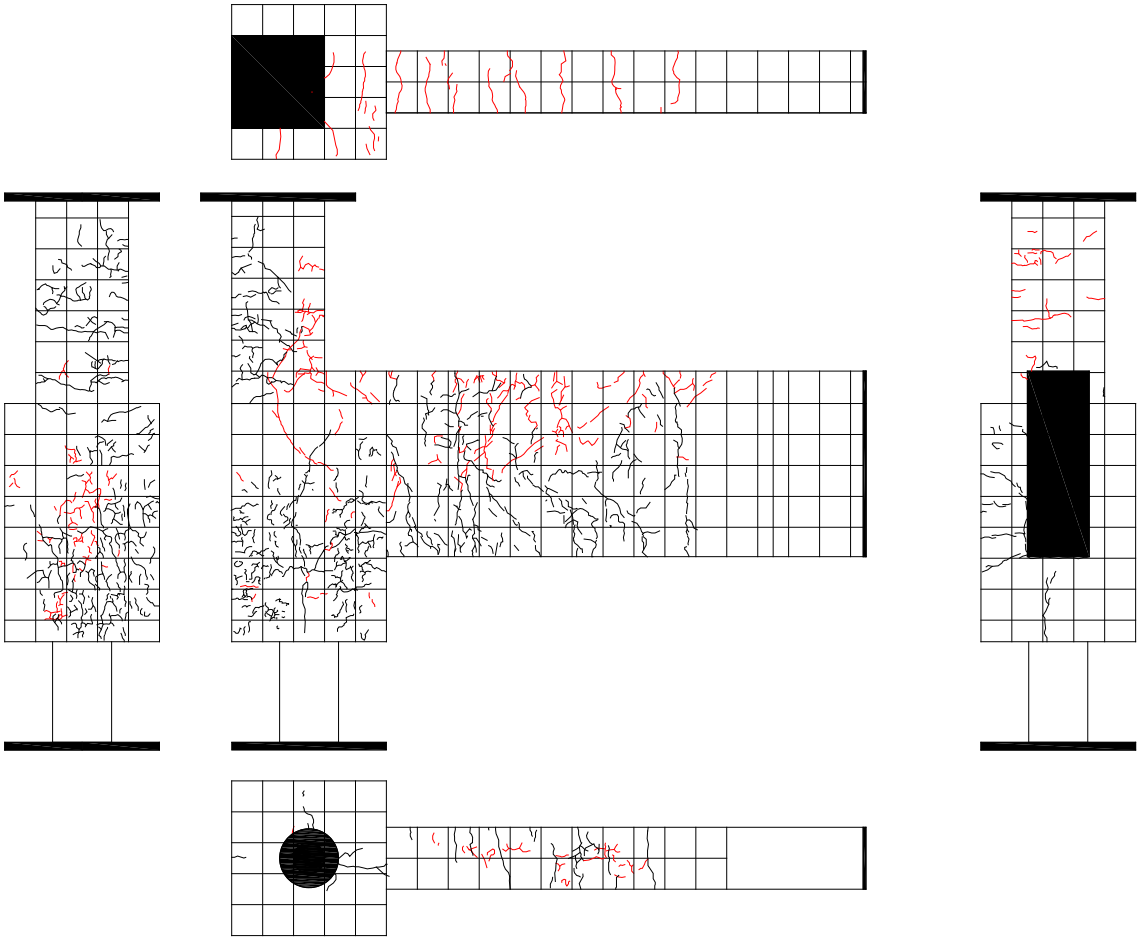


Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+4	73.2	0.49
-4	-35.5	-0.51

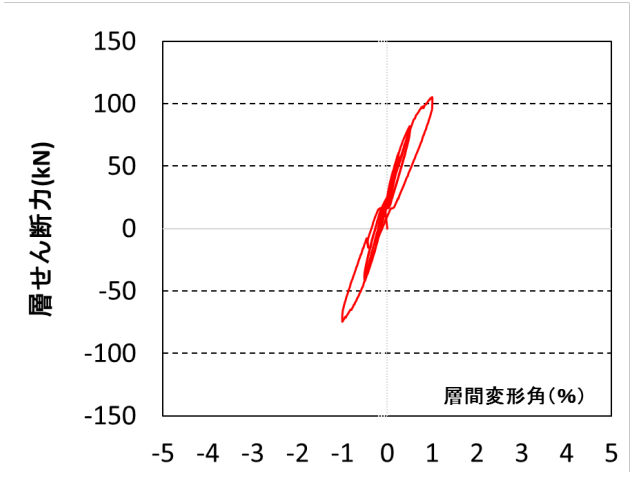


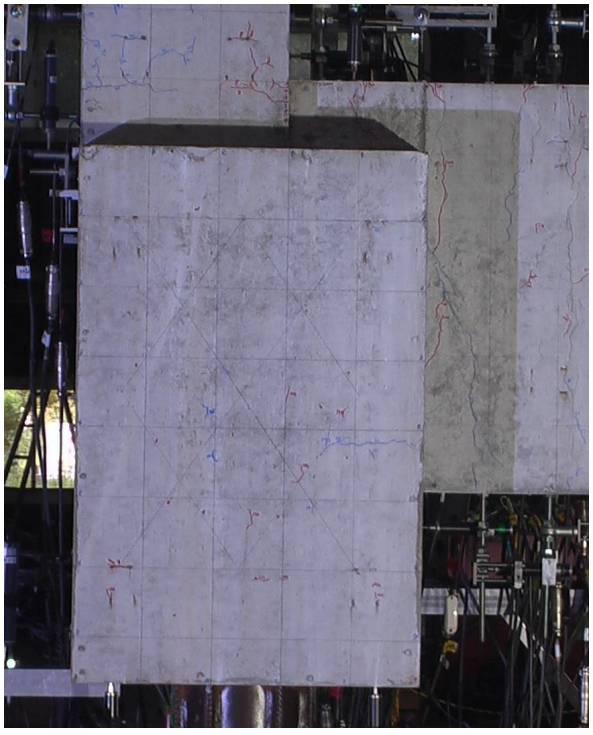


図・写真 5.3.139　試験体 C-3　ひび割れ状況（4Cycle）

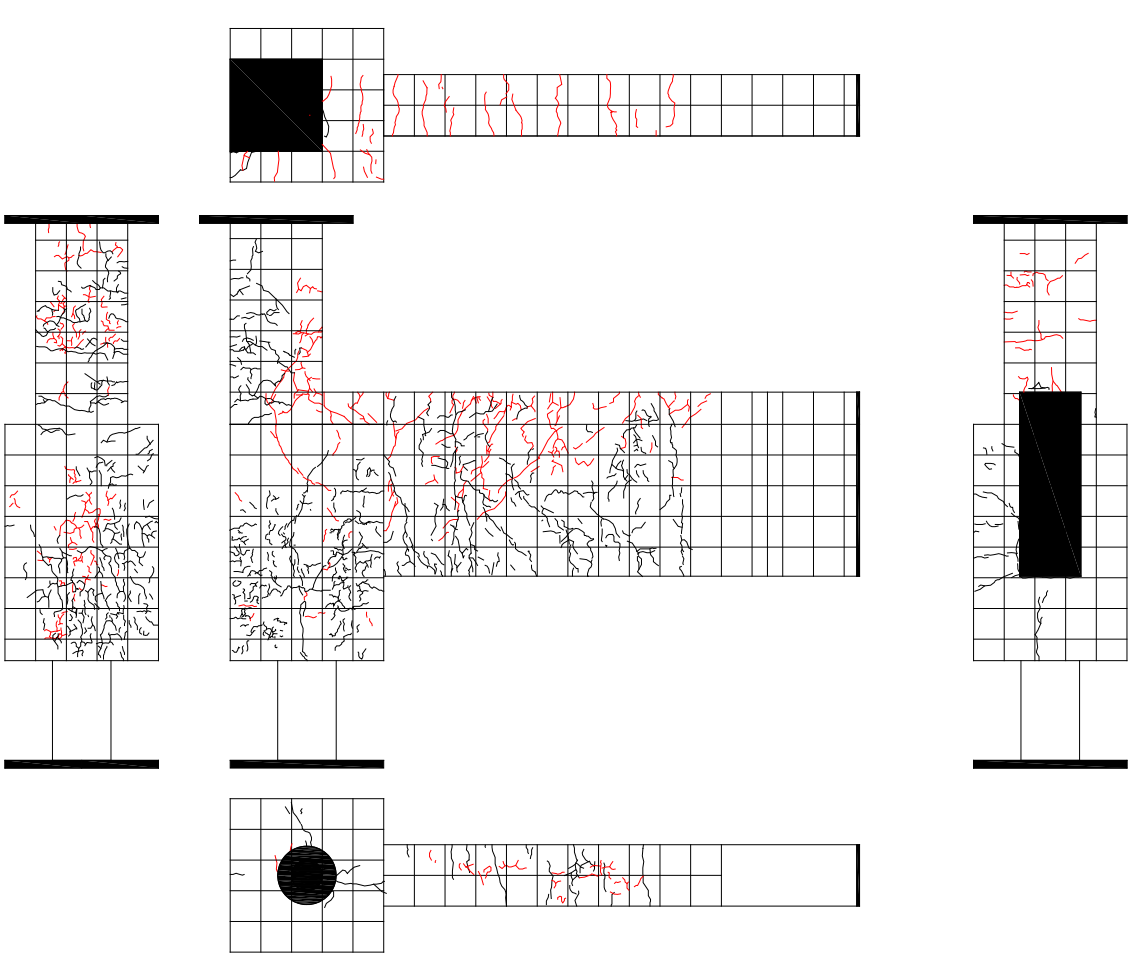


Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+5	95.7	1.00
-5	-64.8	-0.99

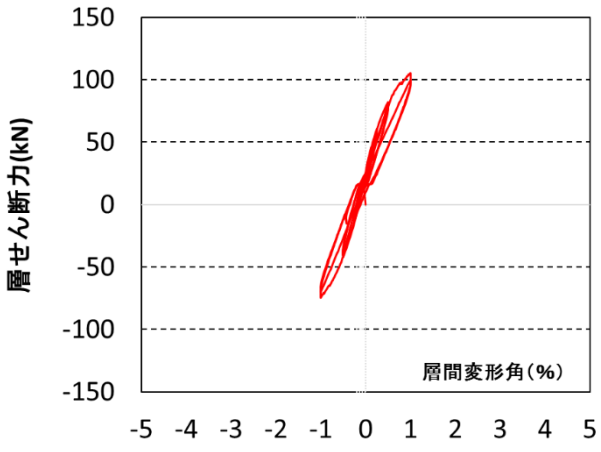


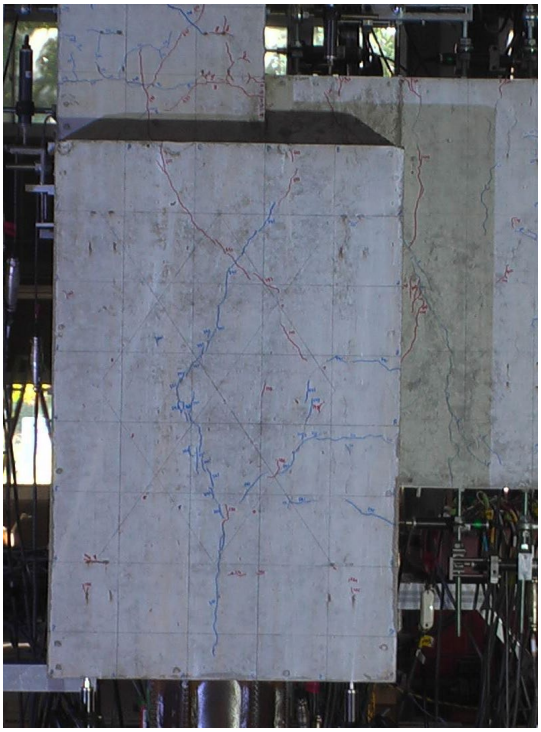


図・写真 5.3.140　試験体 C-3　ひび割れ状況（5Cycle）

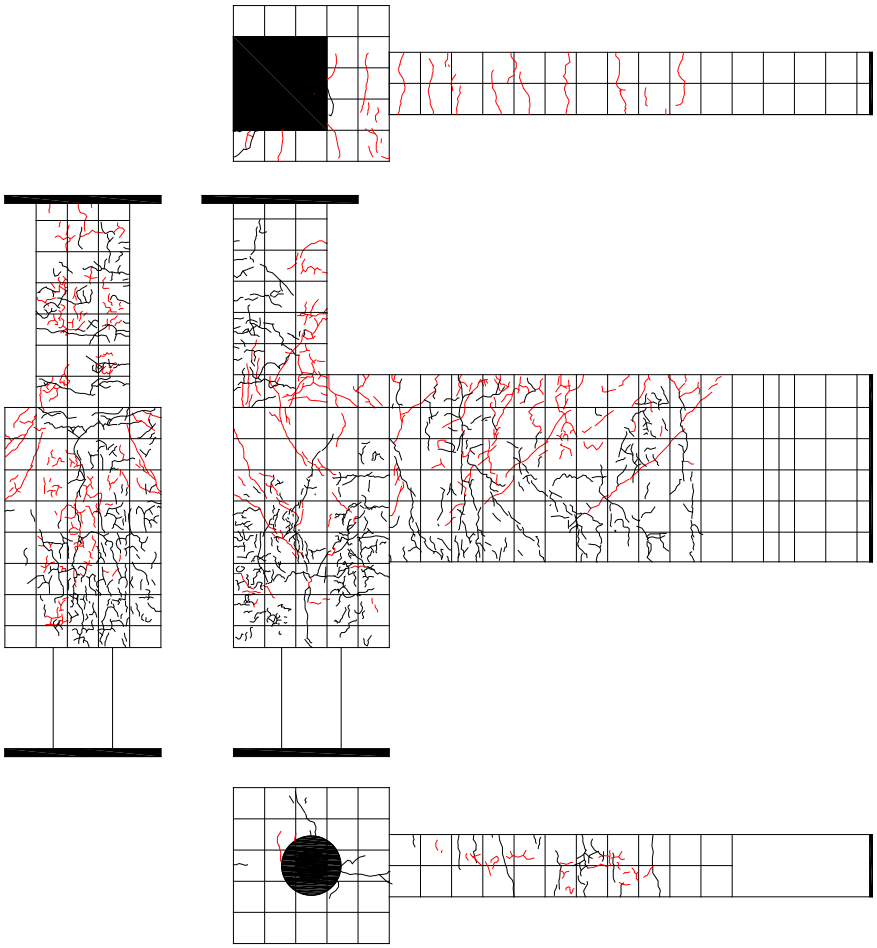


Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+6	96.9	1.00
-6	-67.7	-1.00

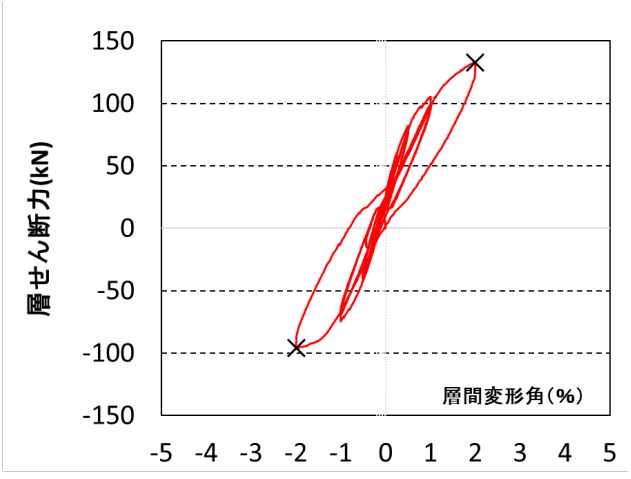


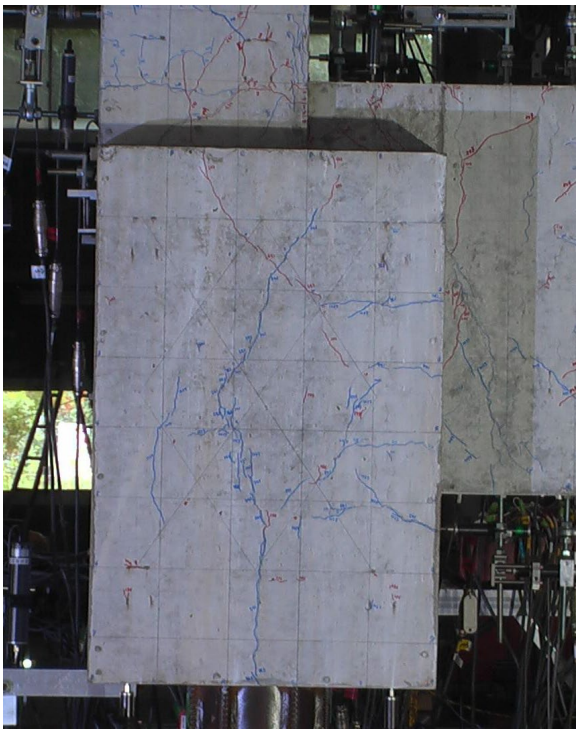


図・写真 5.3.141　試験体 C-3　ひび割れ状況（6Cycle）

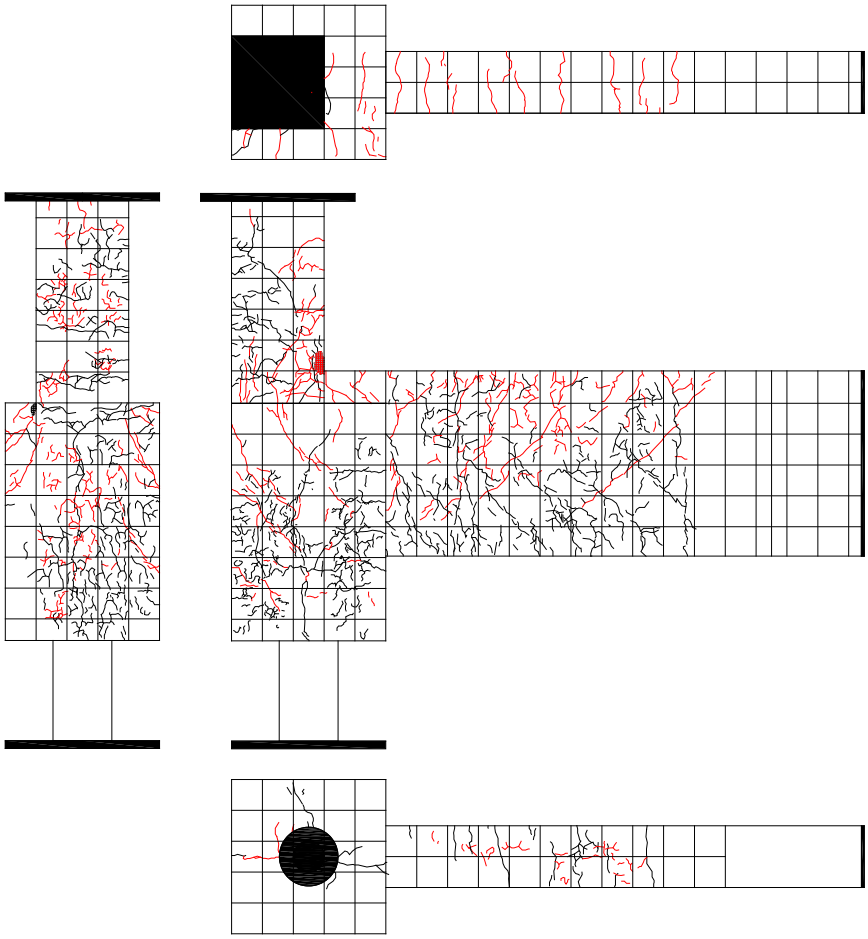


Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+7	113.4	1.91
−7	−85.9	−1.99

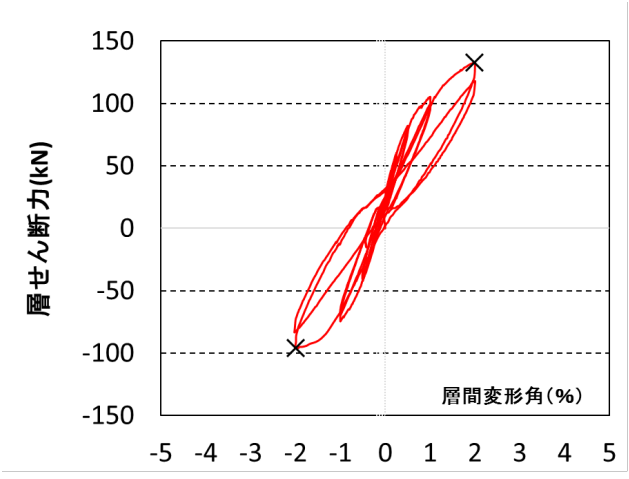


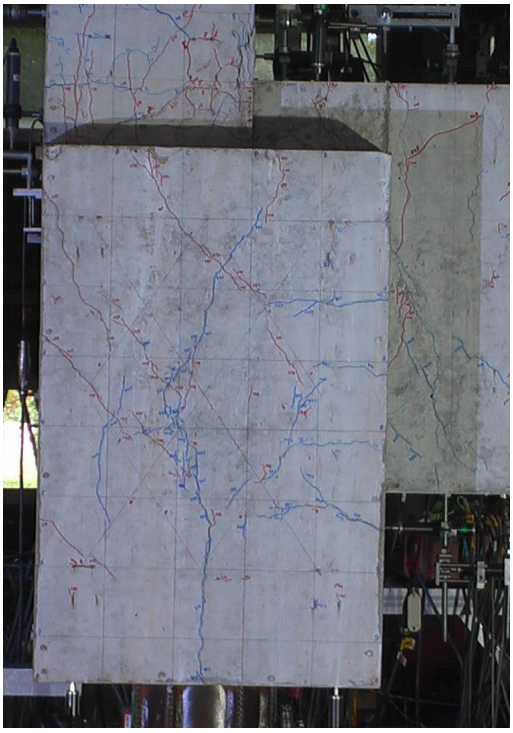


図・写真 5.3.142　試験体 C-3　ひび割れ状況（7Cycle）



Cycle	C-3	
	Q(kN)	R(%)
+8	107.3	1.97
-8	-80.3	-2.02

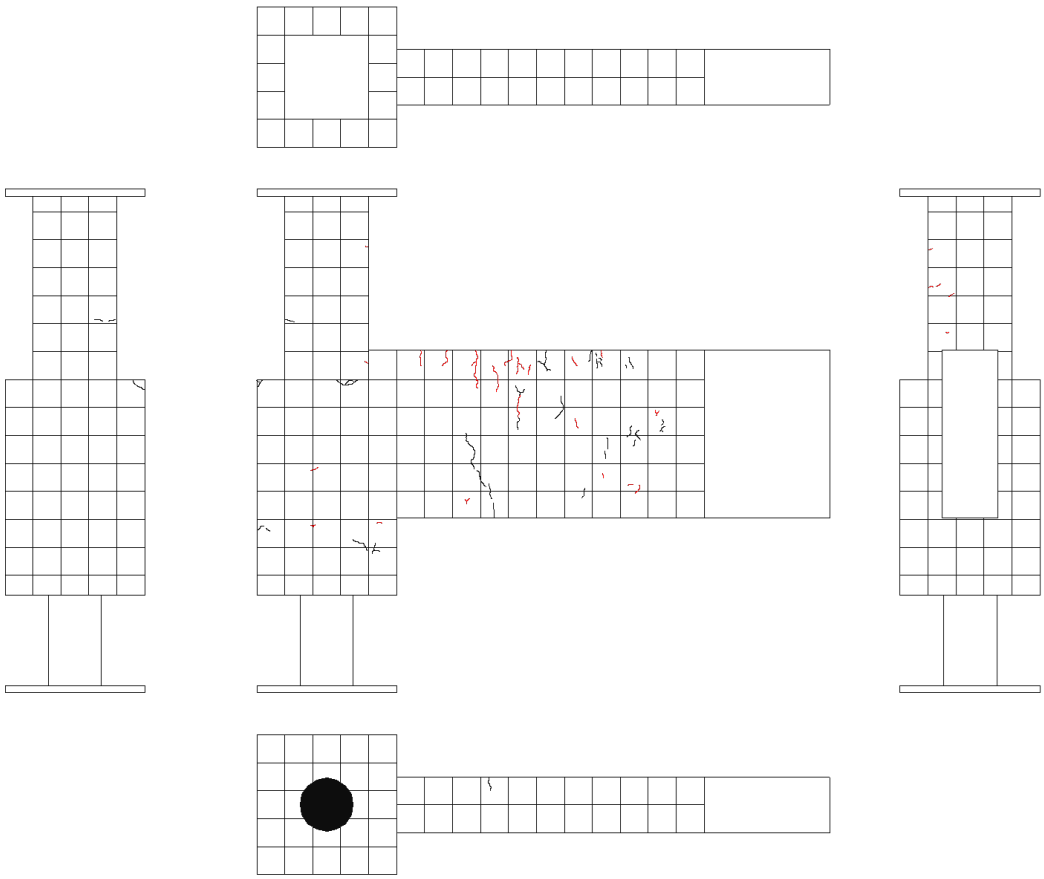




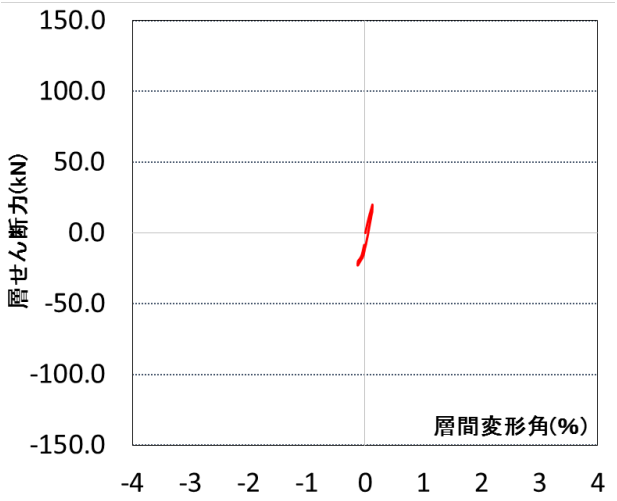
図・写真 5.3.143　試験体 C-3　ひび割れ状況（8Cycle）

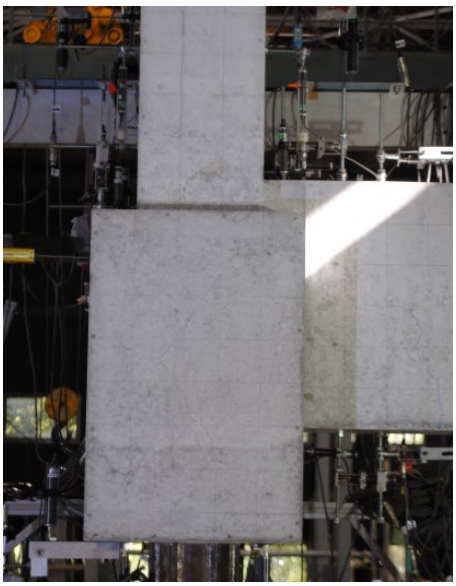
(3)　試験体 A-7a，A-7b，D-1，D-2

図・写真 5.3.144～図・写真 5.3.183 に各試験体に発生したひび割れ幅の図，ピーク時の荷重と層間変形角，そのサイクルの除荷までの層せん断力-層間変形角関係，ピーク時の部材写真を示す。正載荷時に発生，進展したひび割れを黒線，負載荷時に発生，進展したひび割れを赤線で表す。

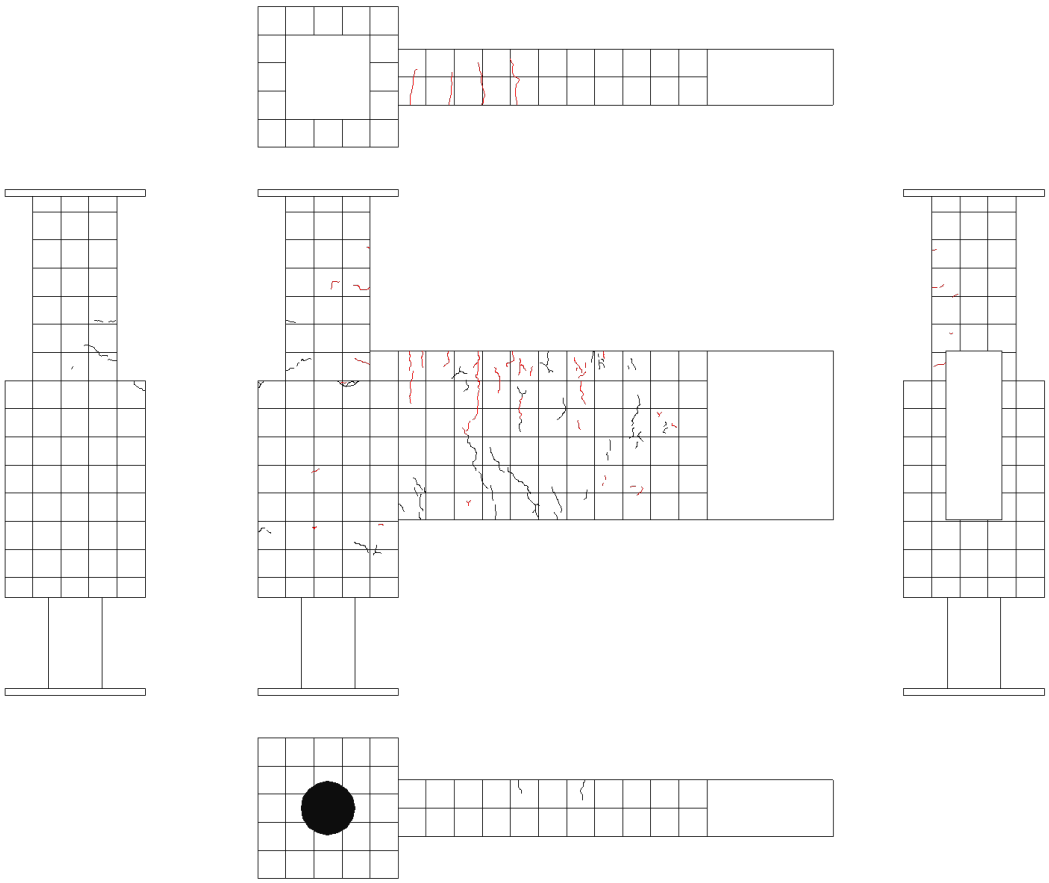


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+1	20.0	0.126
−1	−22.7	−0.123

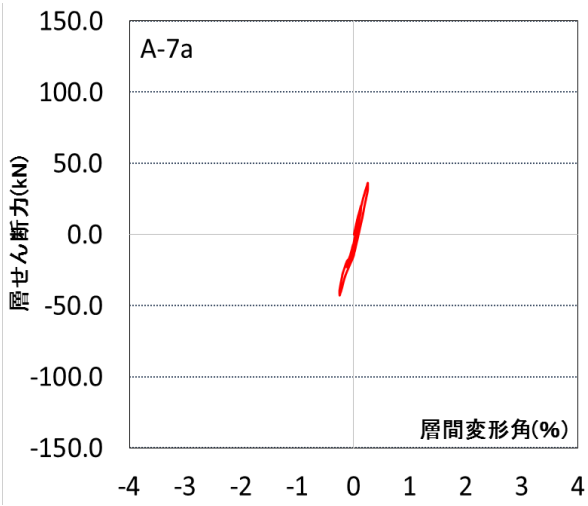


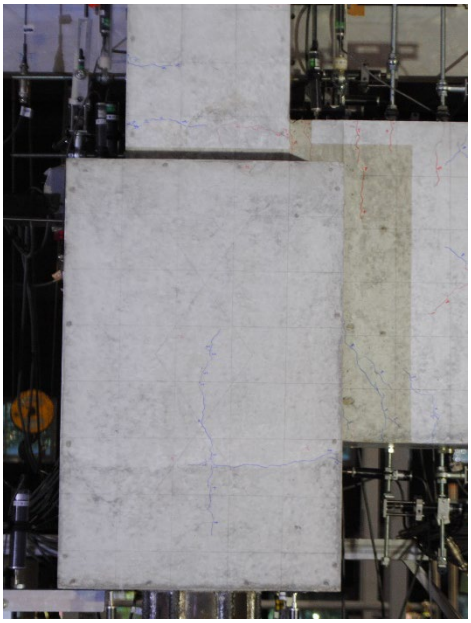


図・写真 5.3.144 試験体 A-7a ひび割れ状況 (1Cycle)

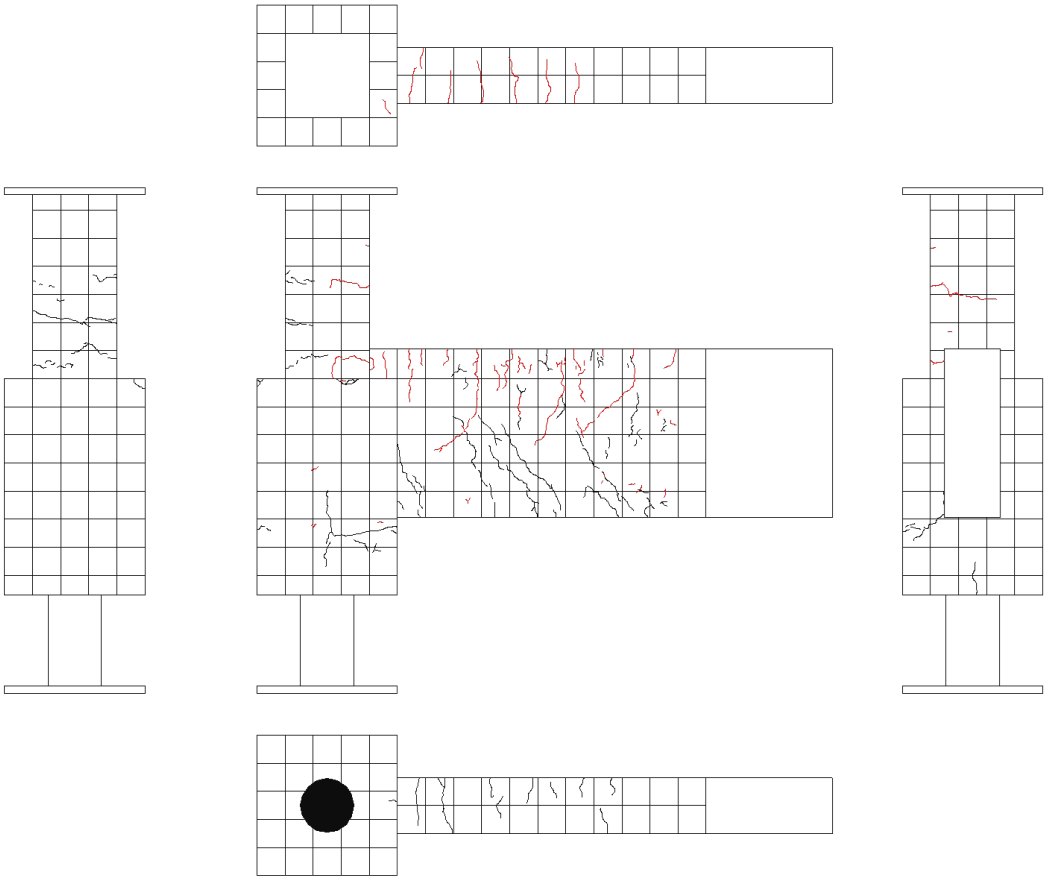


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+2	36.2	0.250
−2	−42.7	−0.253

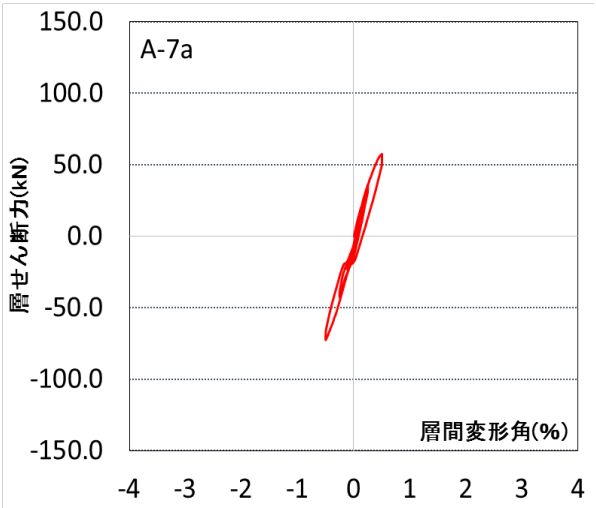


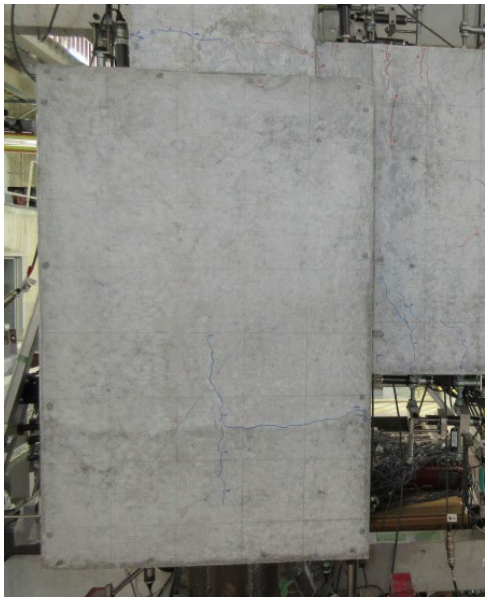


図・写真 5.3.145 試験体 A-7a ひび割れ状況 (2Cycle)

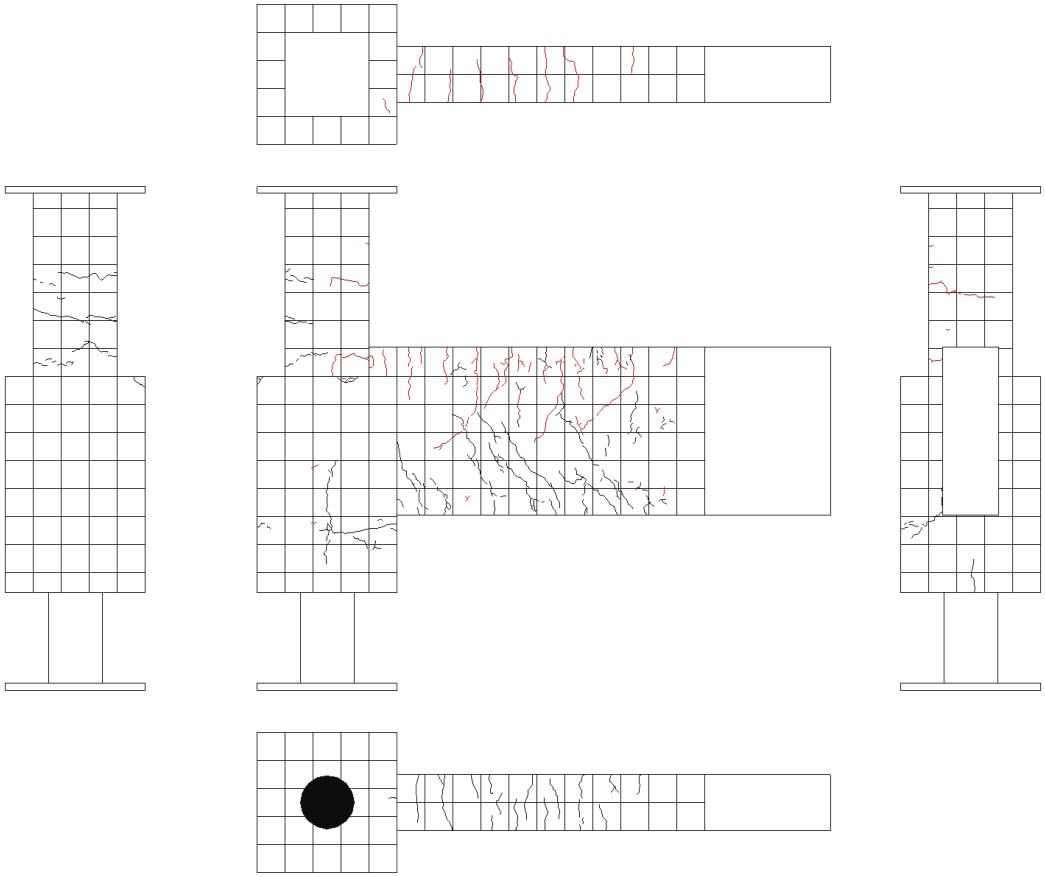


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+3	57.6	0.502
−3	−72.4	−0.503

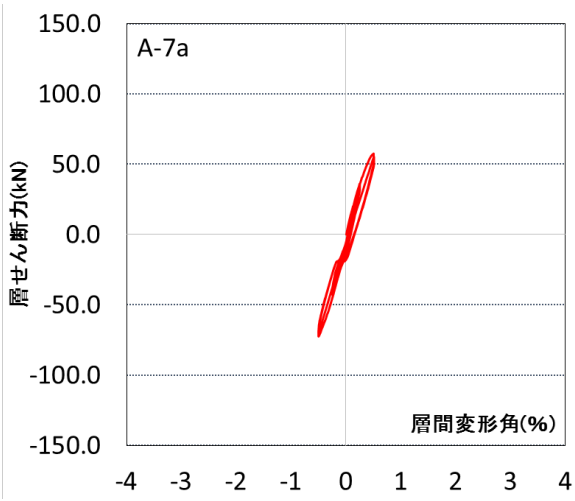




図・写真 5.3.146 試験体 A-7a ひび割れ状況 (3Cycle)

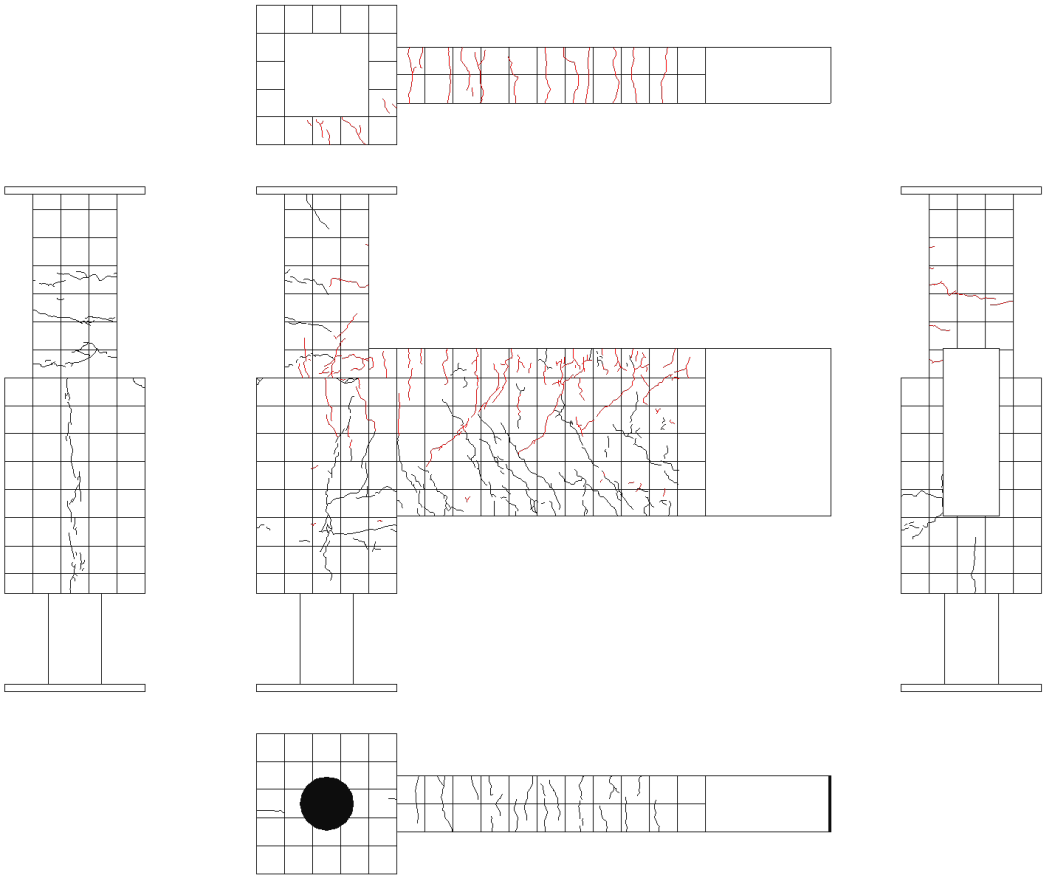


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+4	55.0	0.509
−4	−70.4	−0.503

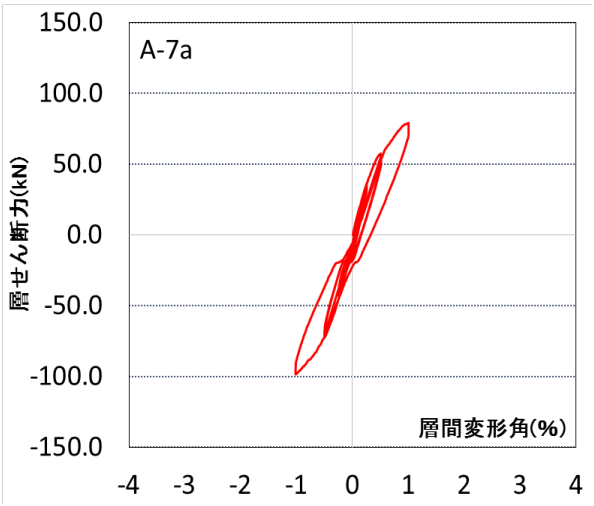


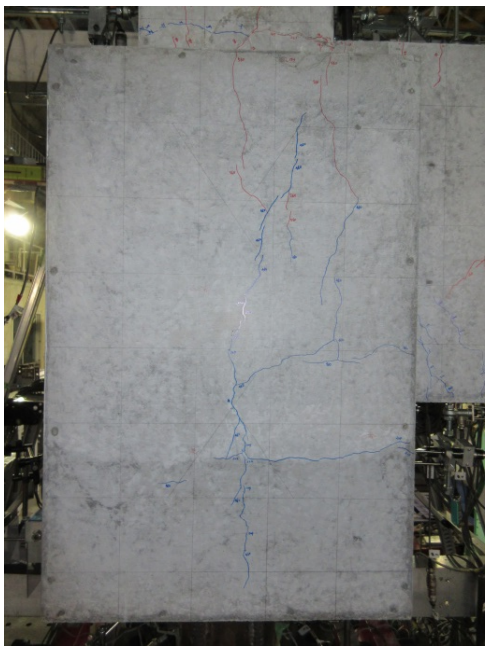


図・写真 5.3.147 試験体 A-7a ひび割れ状況 (4Cycle)

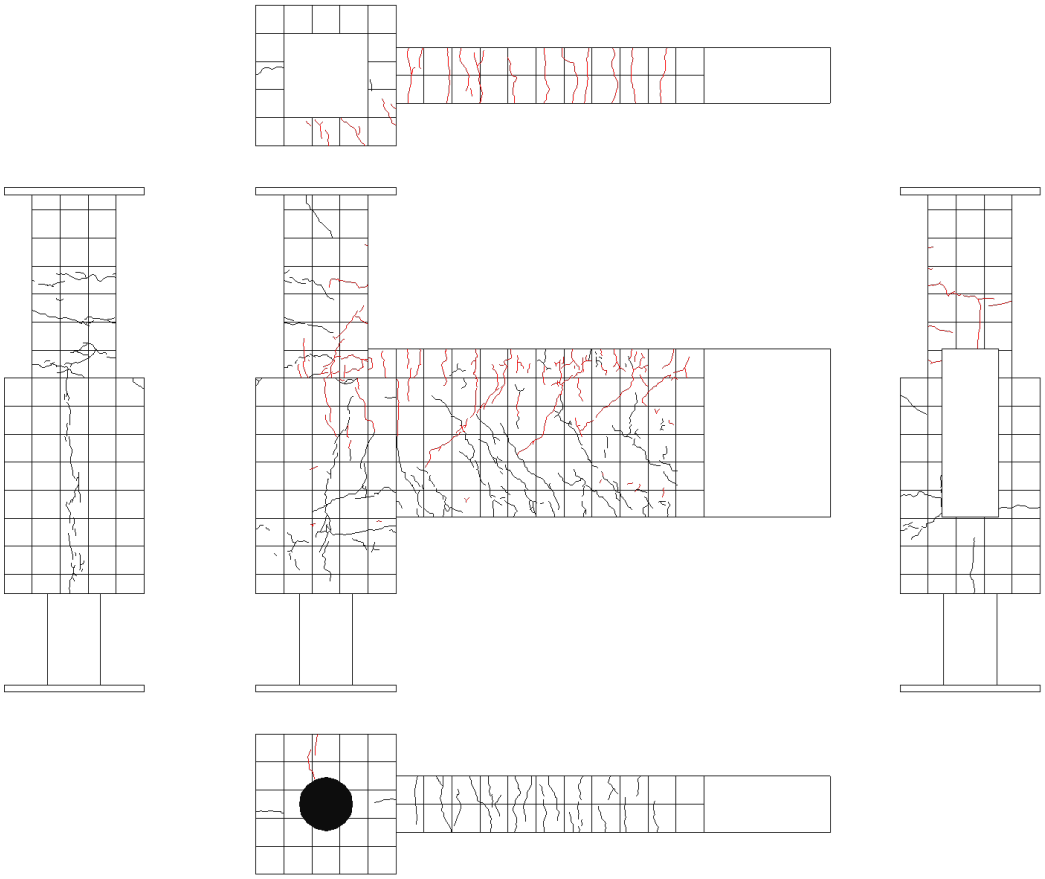


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+5	79.1	−1.020
−5	−98.3	1.000

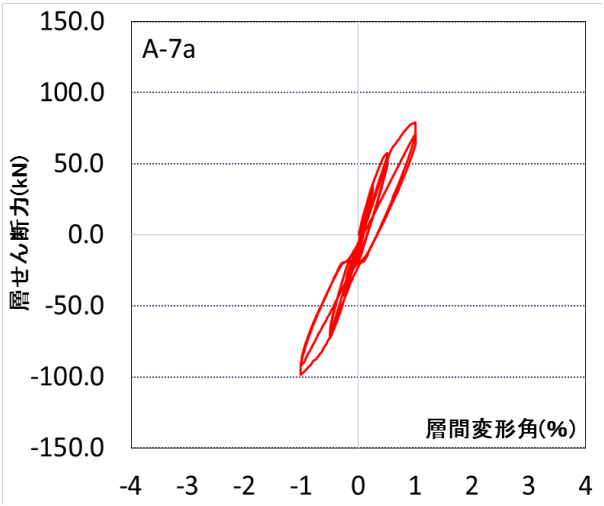


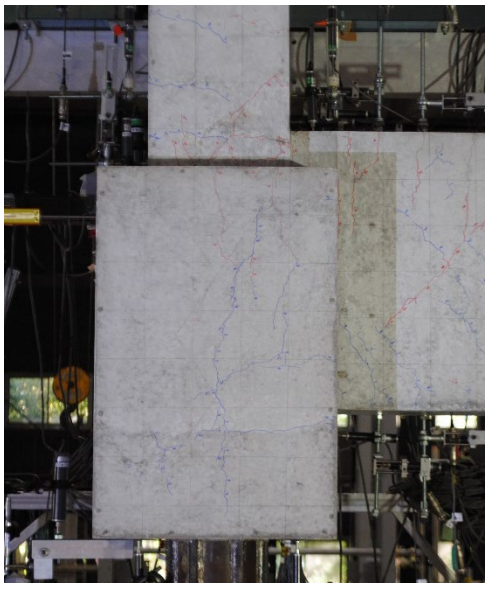


図・写真 5.3.148 試験体 A-7a ひび割れ状況（5Cycle）

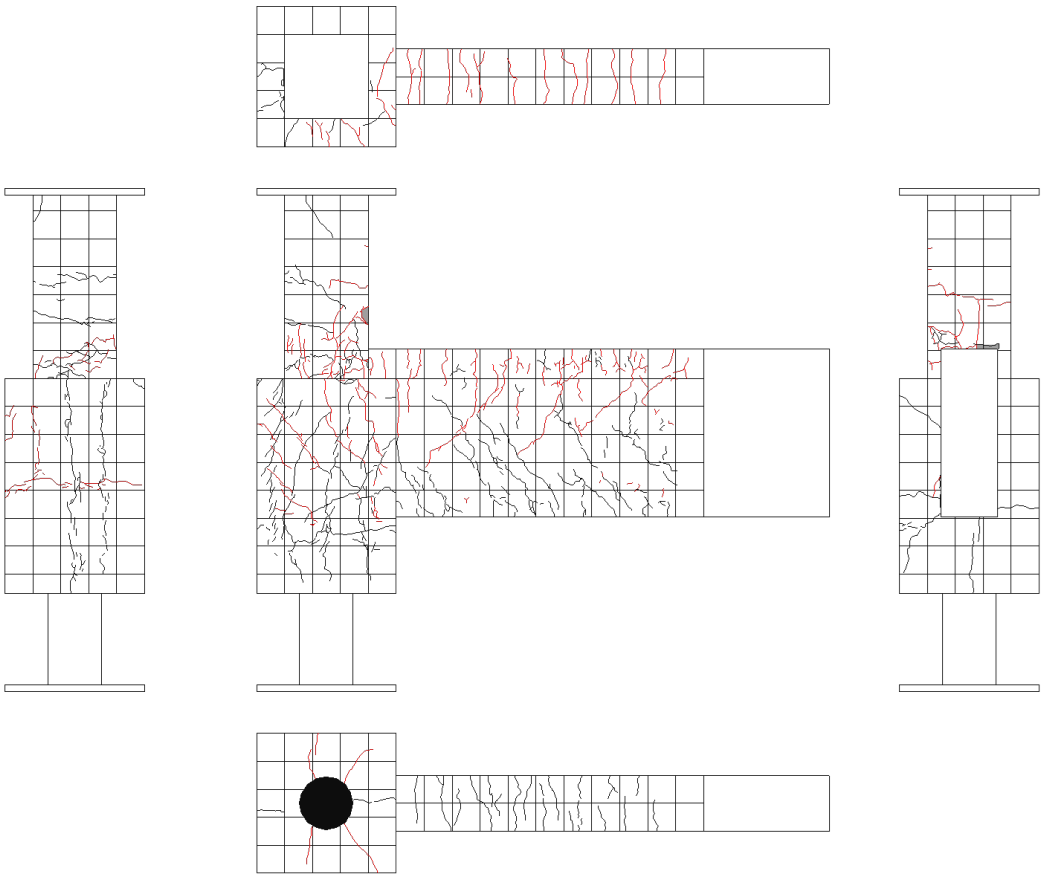


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+6	71.1	−1.002
−6	−91.4	1.004

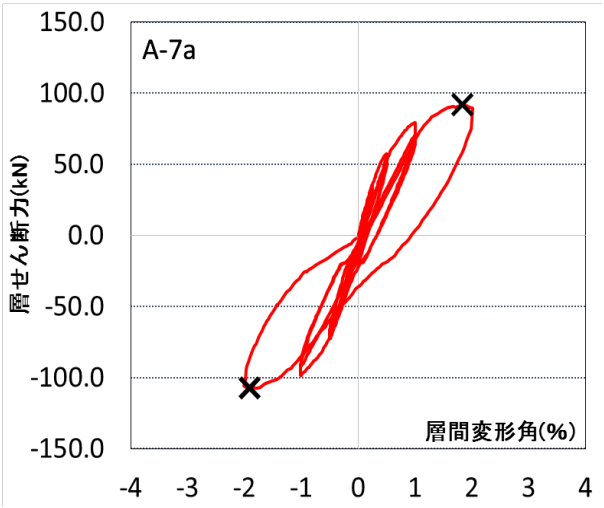


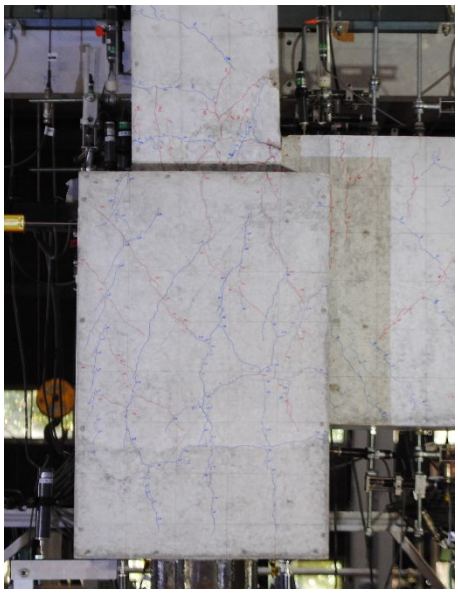


図・写真 5.3.149 試験体 A-7a ひび割れ状況（6Cycle）

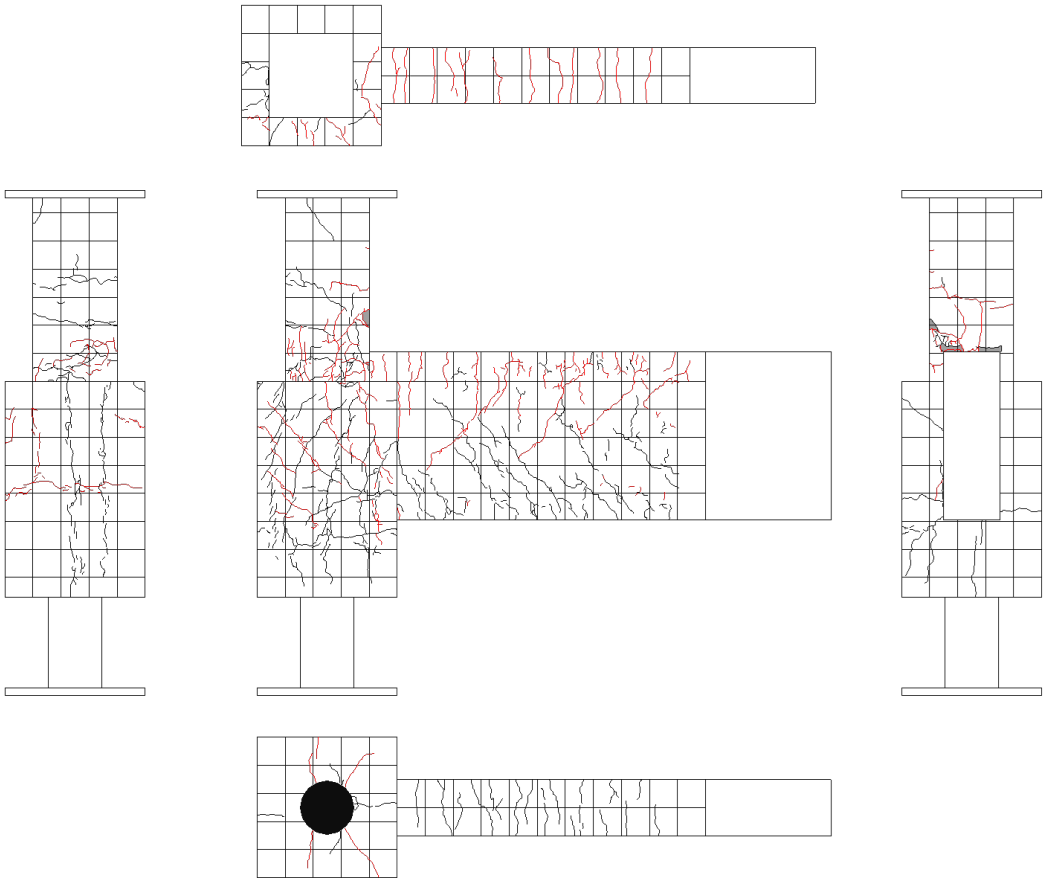


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+7	89.4	2.01
−7	−105.6	-2.006

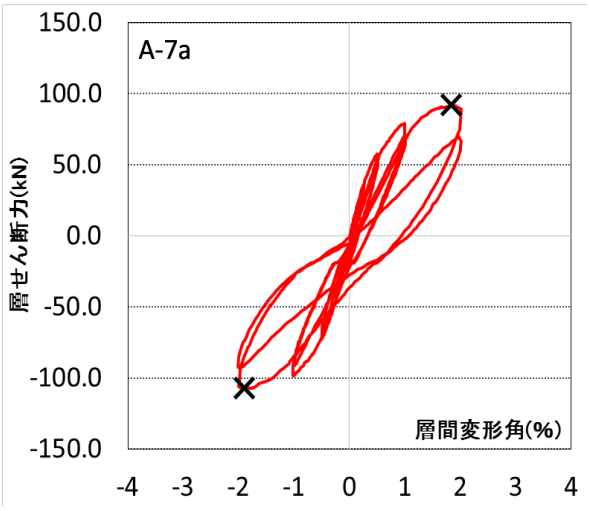


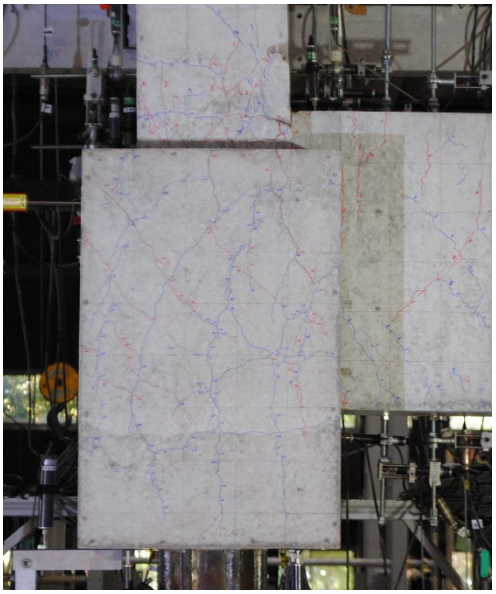


図・写真 5.3.150 試験体 A-7a ひび割れ状況 (7Cycle)

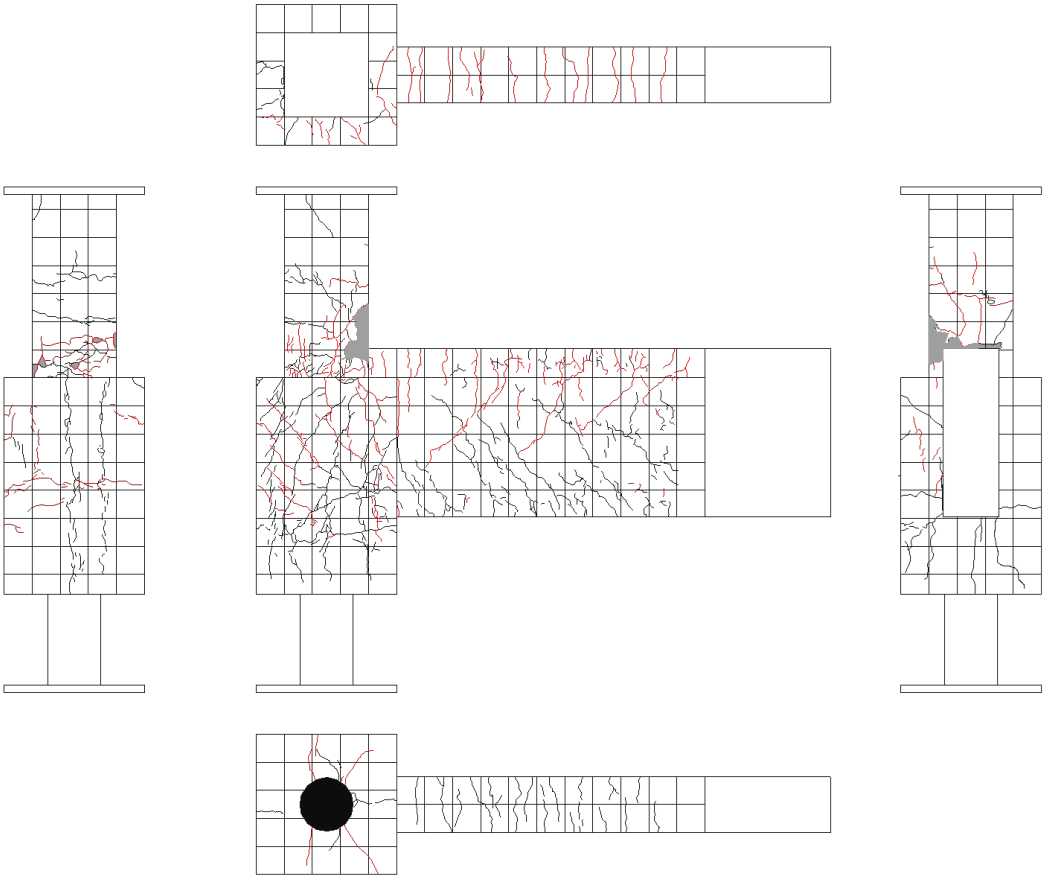


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+8	66.8	−2.010
−8	−92.6	2.009

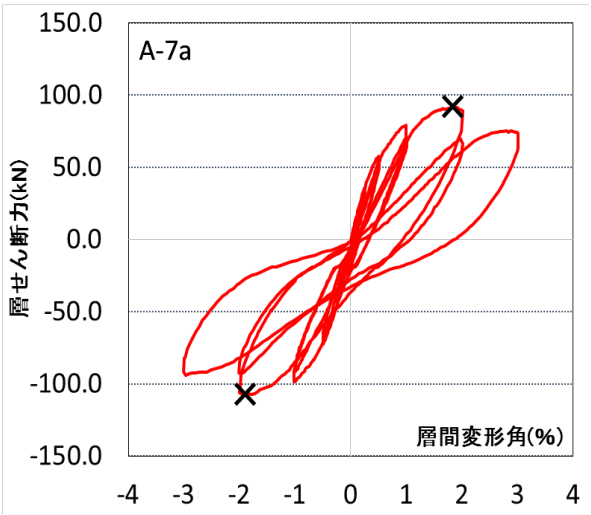


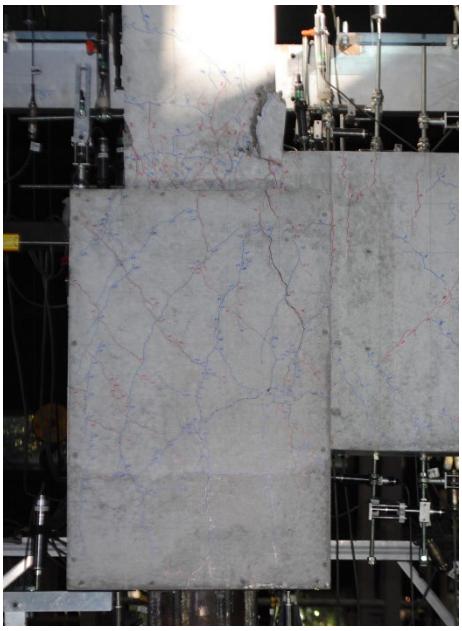


図・写真 5.3.151 試験体 A-7a ひび割れ状況 (8Cycle)

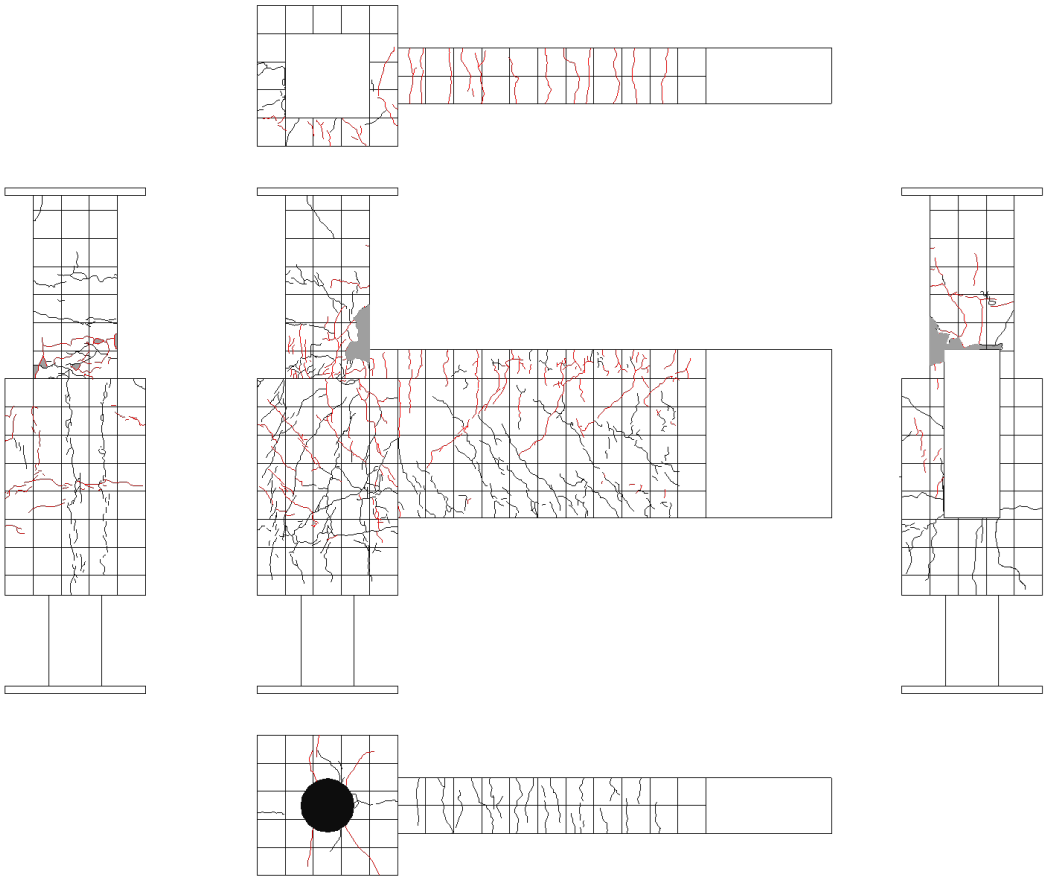


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+9	73.7	3.003
-9	-91.2	-3.001

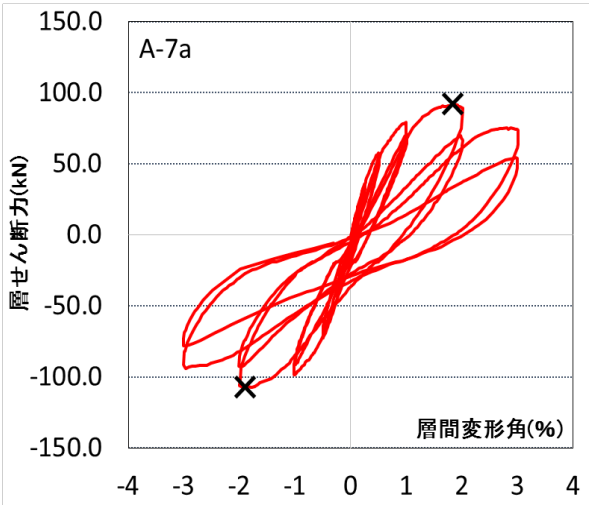


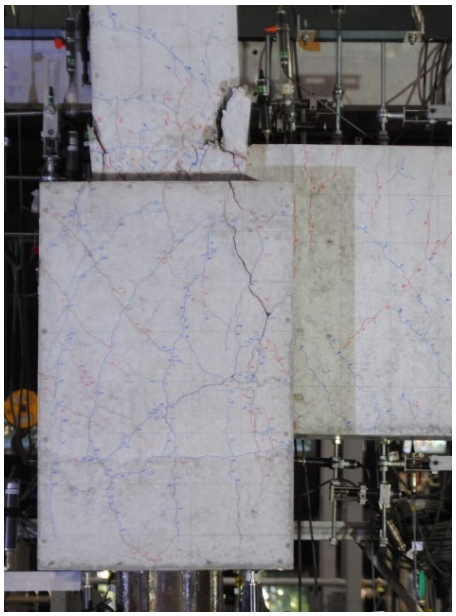


図・写真 5.3.152 試験体 A-7a ひび割れ状況（9Cycle）

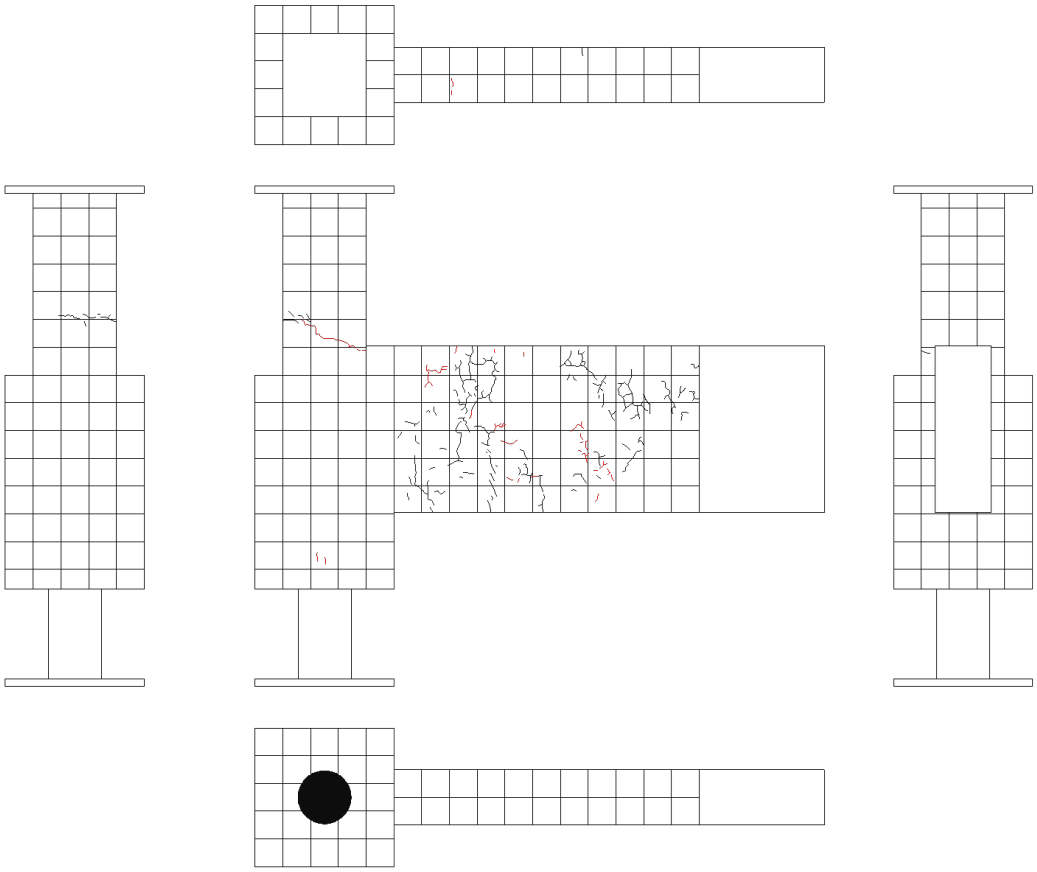


Cycle	A-7a	
	Q (kN)	R (%)
+10	53.2	3.000
−10	−77.1	-3.011

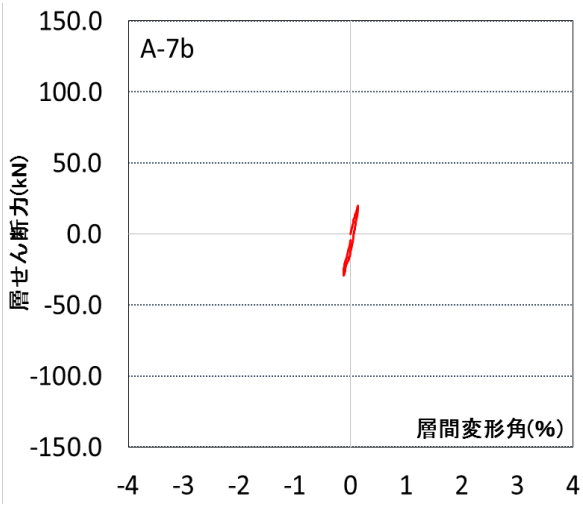


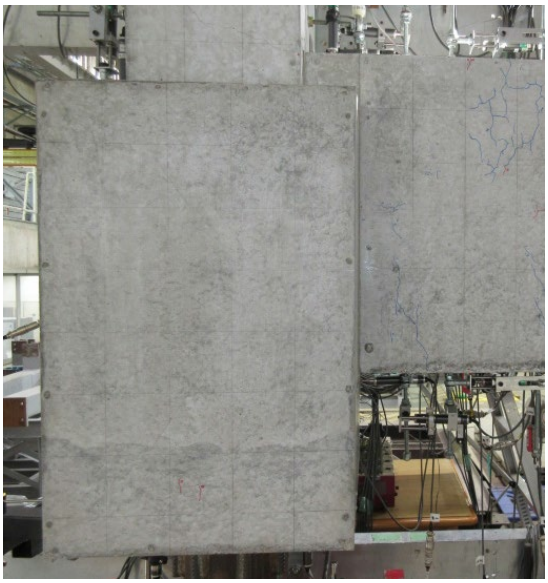


図・写真 5.3.153 試験体 A-7a ひび割れ状況 (10Cycle)

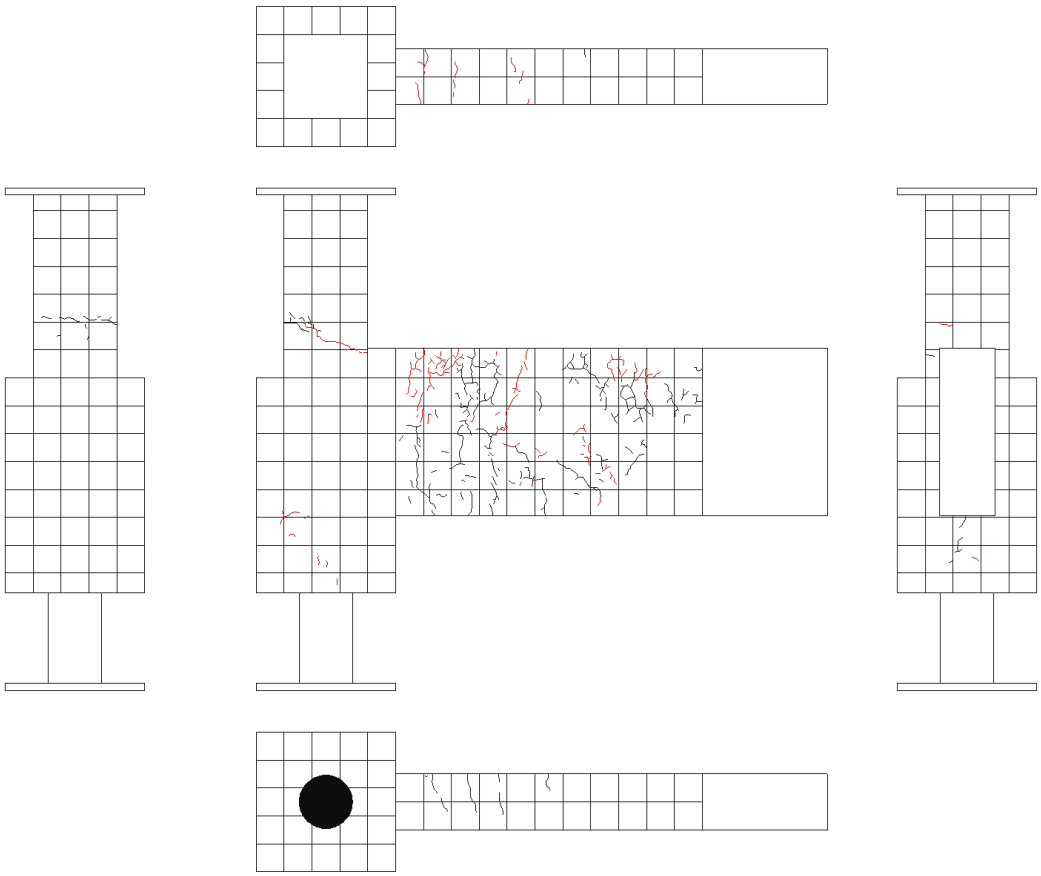


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+1	19.7	0.125
−1	−28.9	−0.128

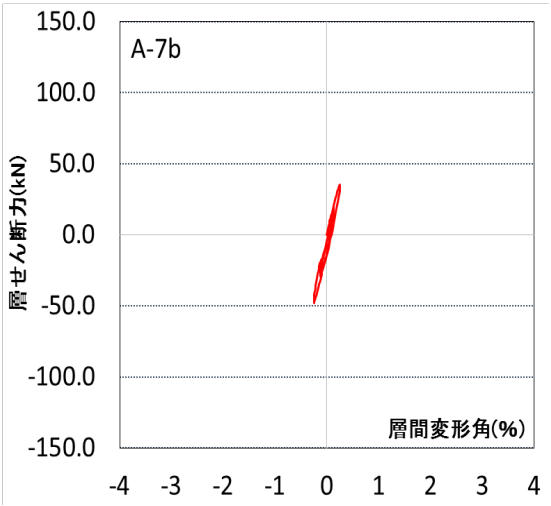




図・写真 5.3.154 試験体 A-7b ひび割れ状況（1Cycle）

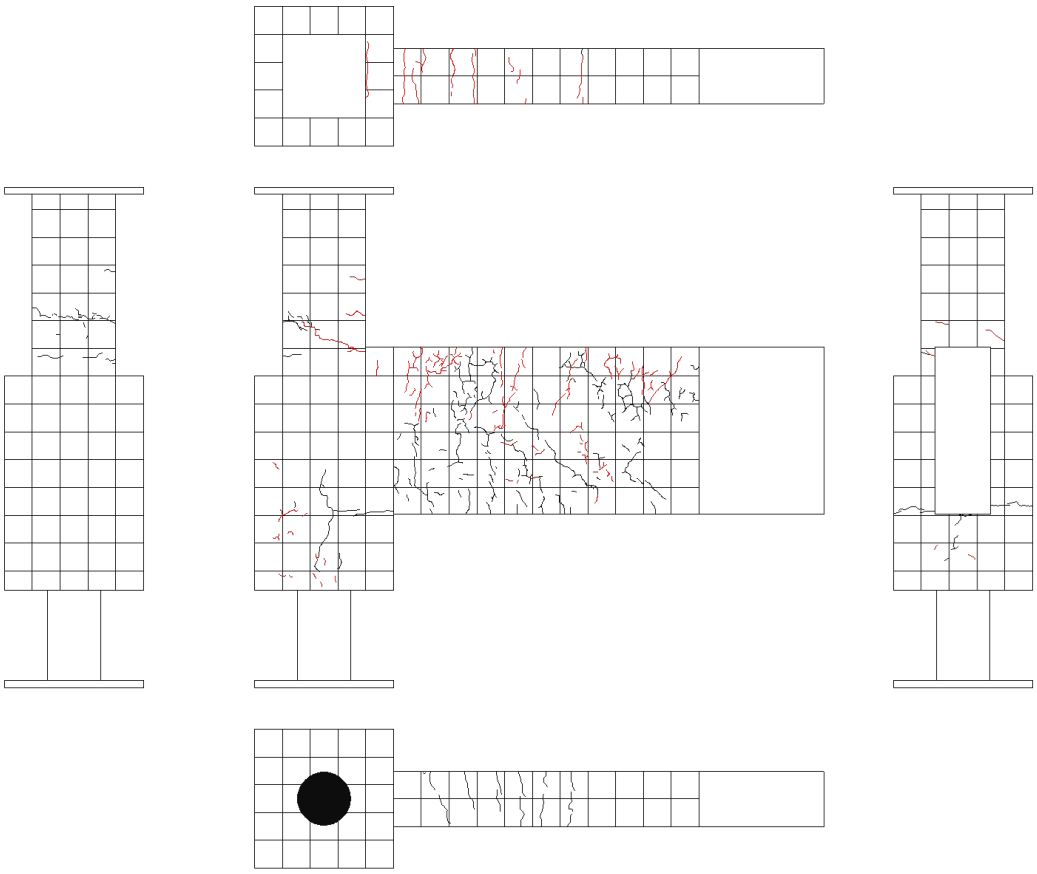


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+2	35.4	0.25
−2	−48.0	-0.252

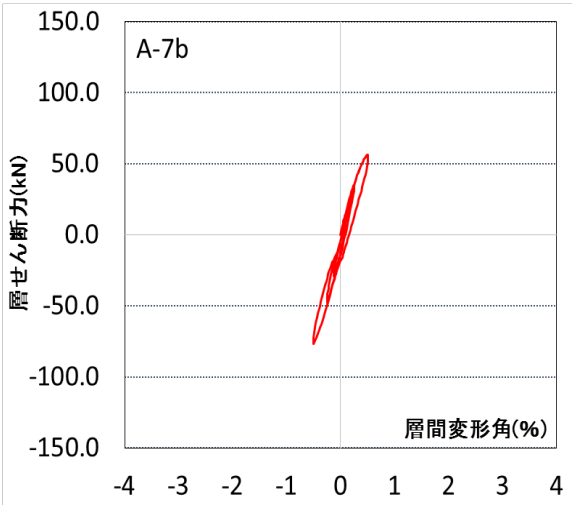


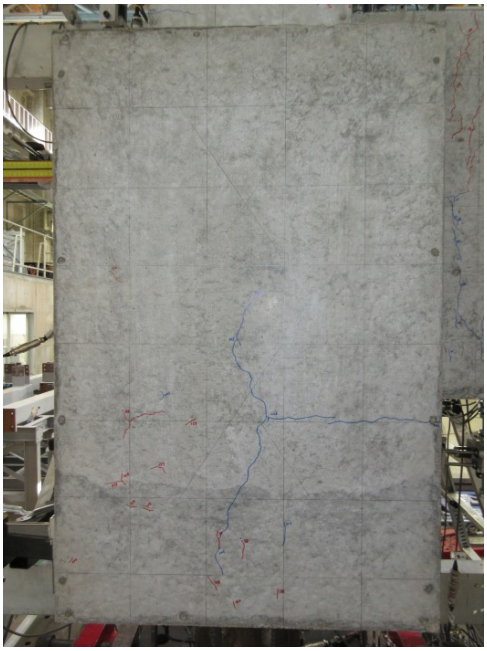


図・写真 5.3.155 試験体 A-7b ひび割れ状況（2Cycle）

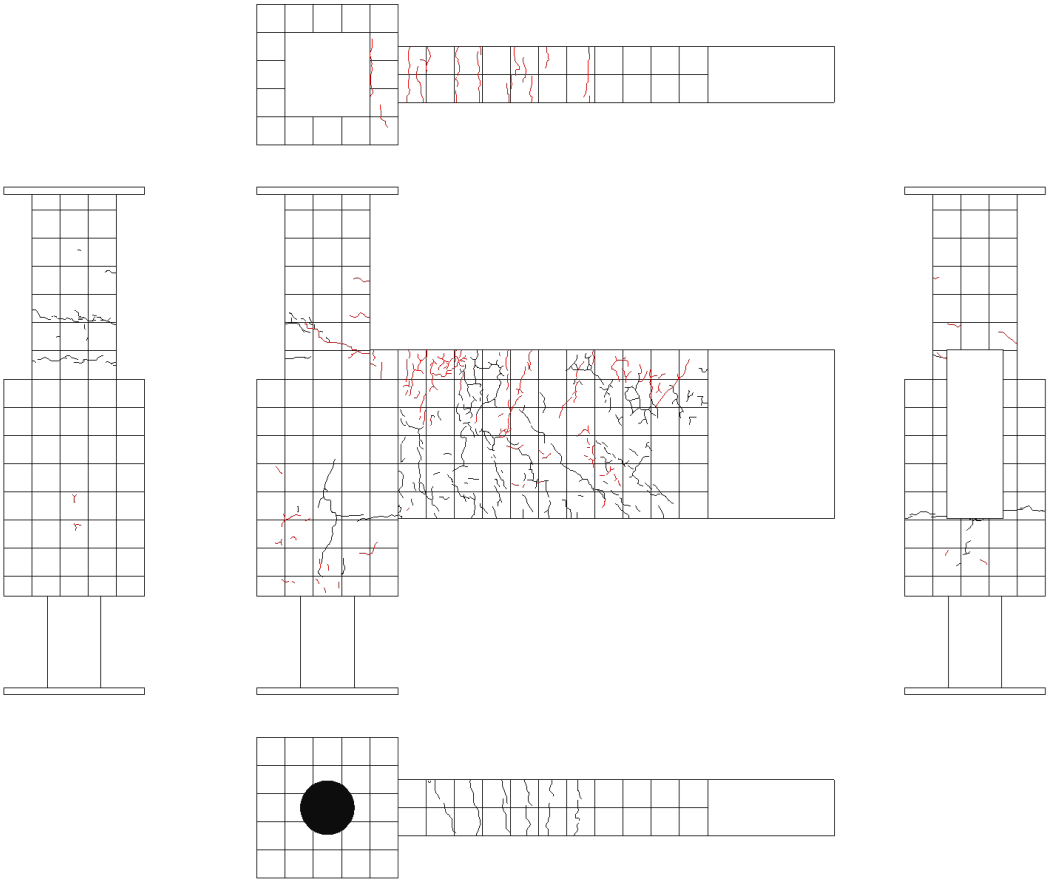


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+3	56.1	0.501
−3	−76.5	-0.503

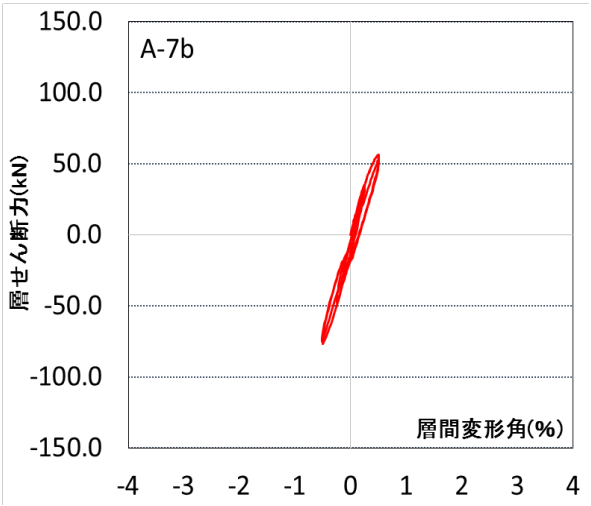


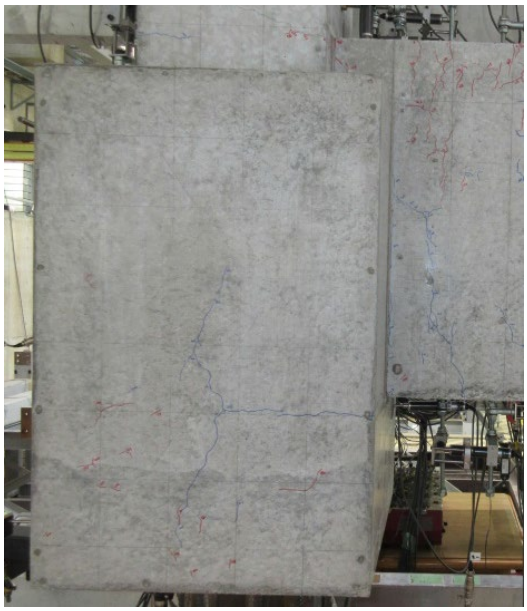


図・写真 5.3.156 試験体 A-7b ひび割れ状況 (3Cycle)

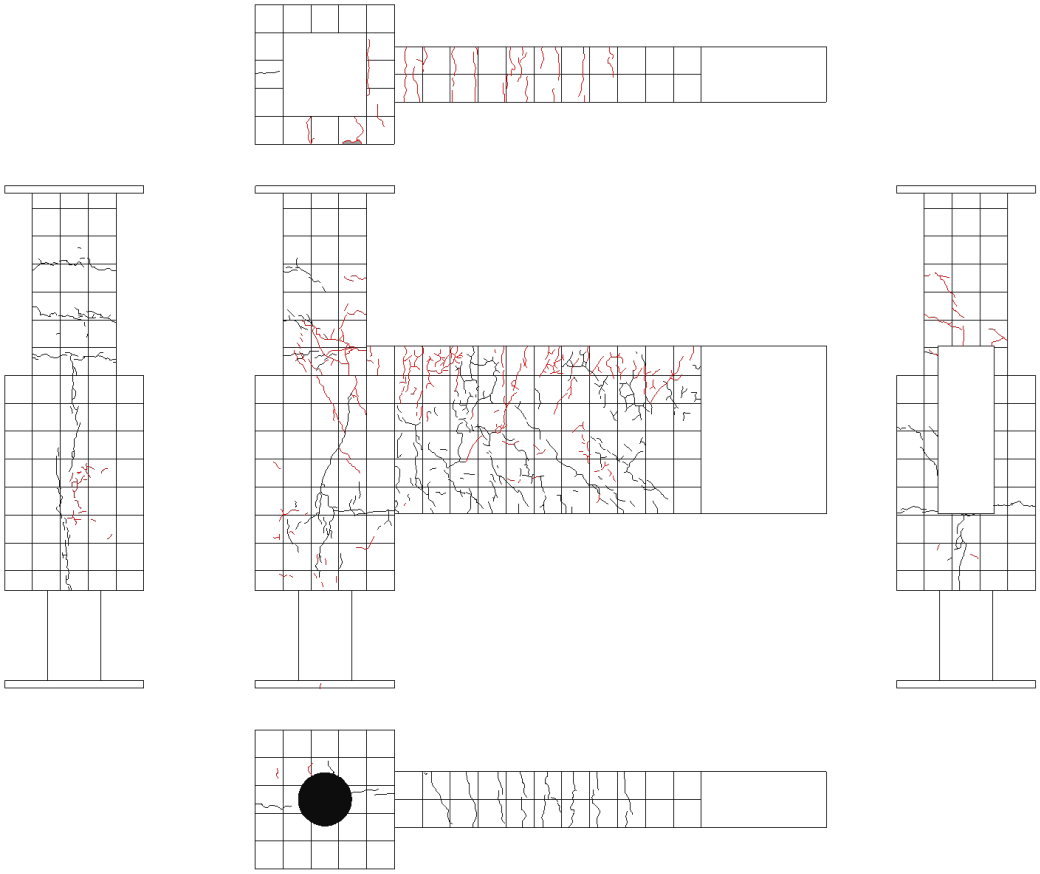


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+4	54.2	0.507
−4	−75.1	−0.516

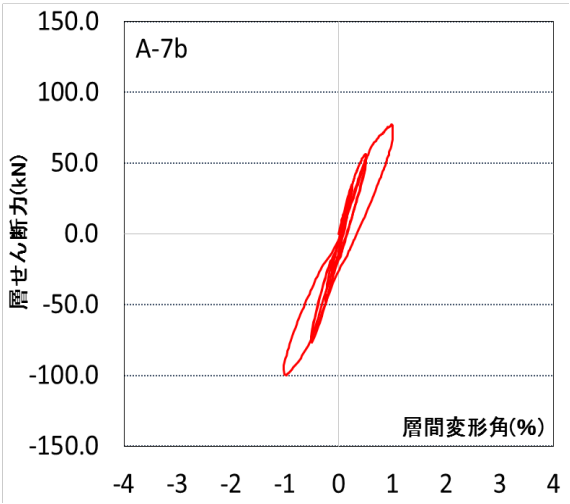


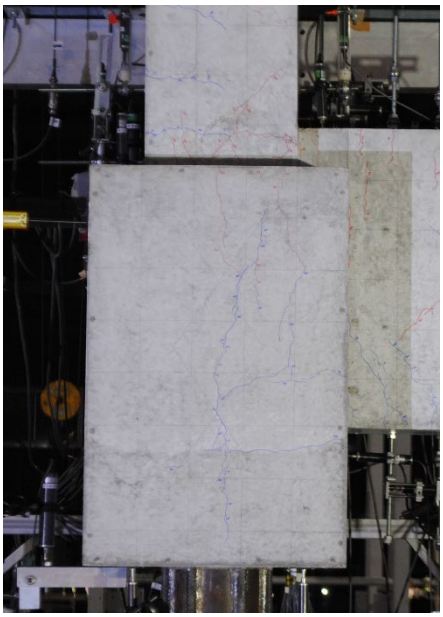


図・写真 5.3.157 試験体 A-7b ひび割れ状況（4Cycle）

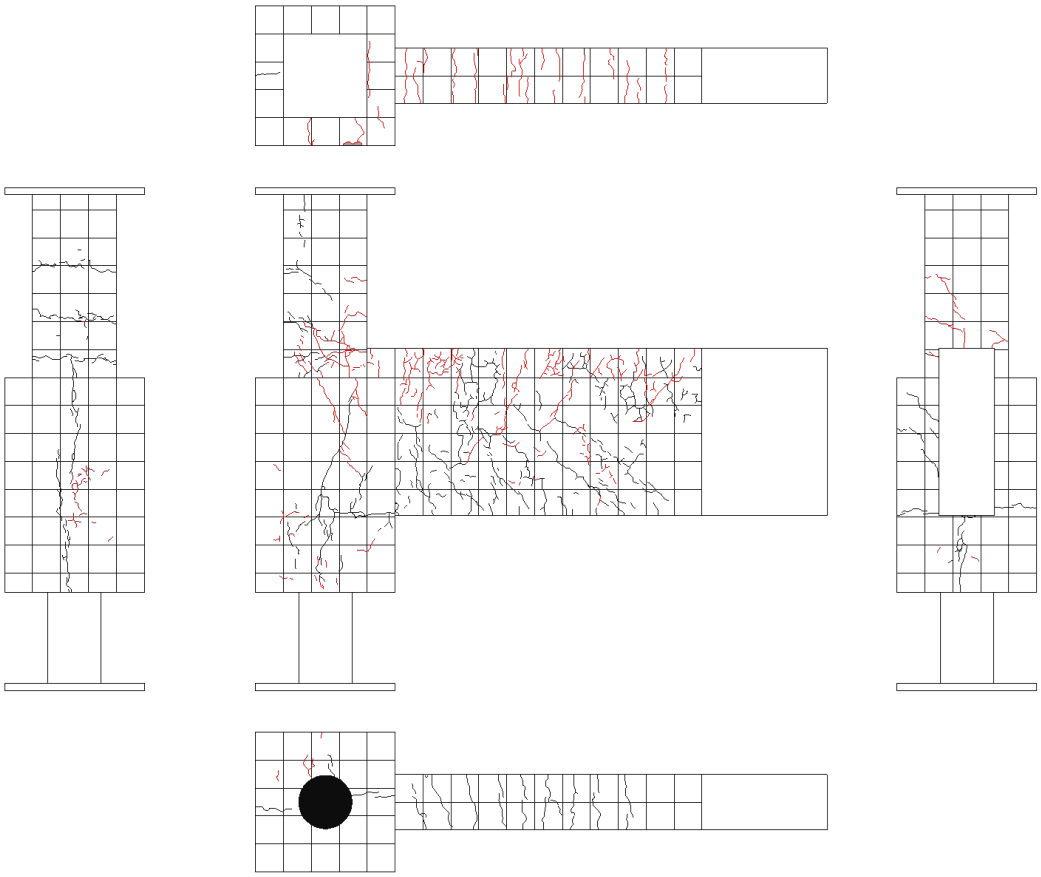


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+5	76.8	−1.009
−5	−99.5	1.006

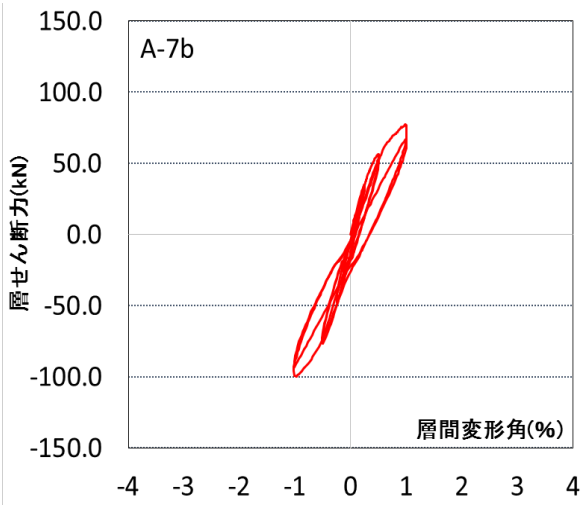


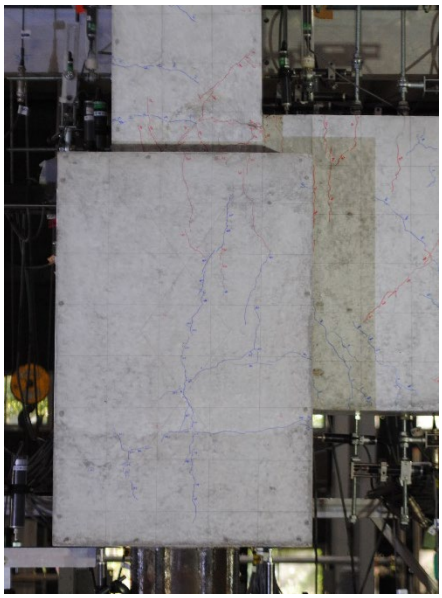


図・写真 5.3.158 試験体 A-7b ひび割れ状況 (5Cycle)

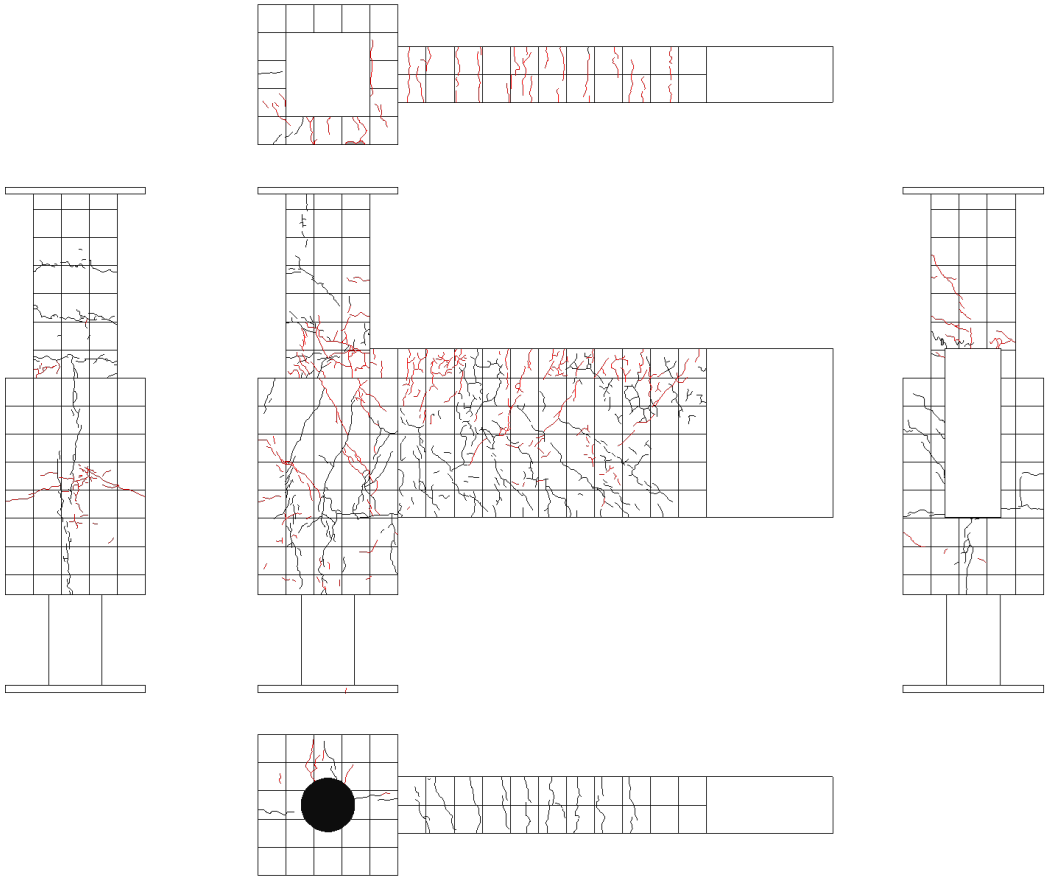


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+6	−93.1	1.001
−6	67.2	−1.019

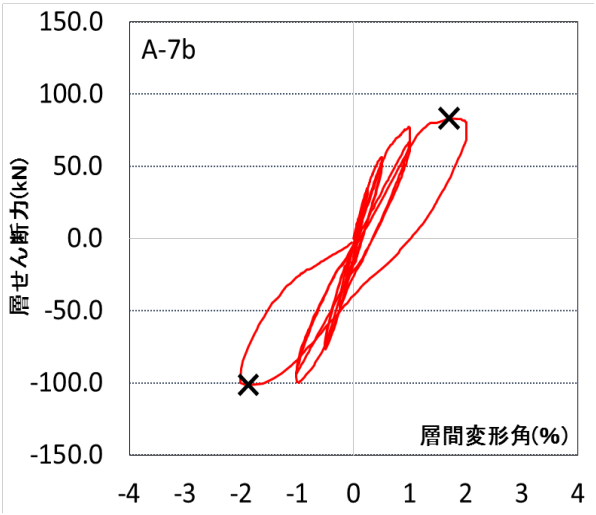


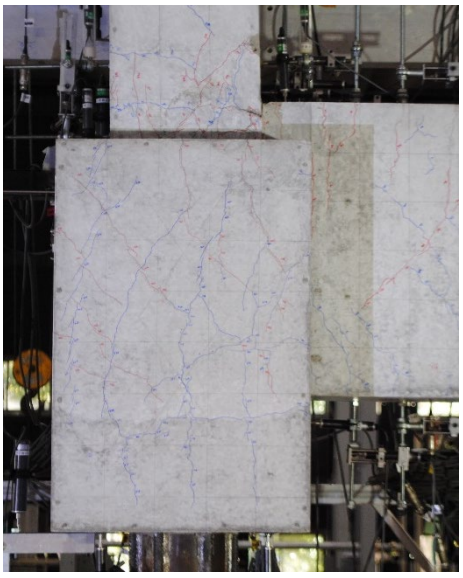


図・写真 5.3.159 試験体 A-7b ひび割れ状況 (6Cycle)

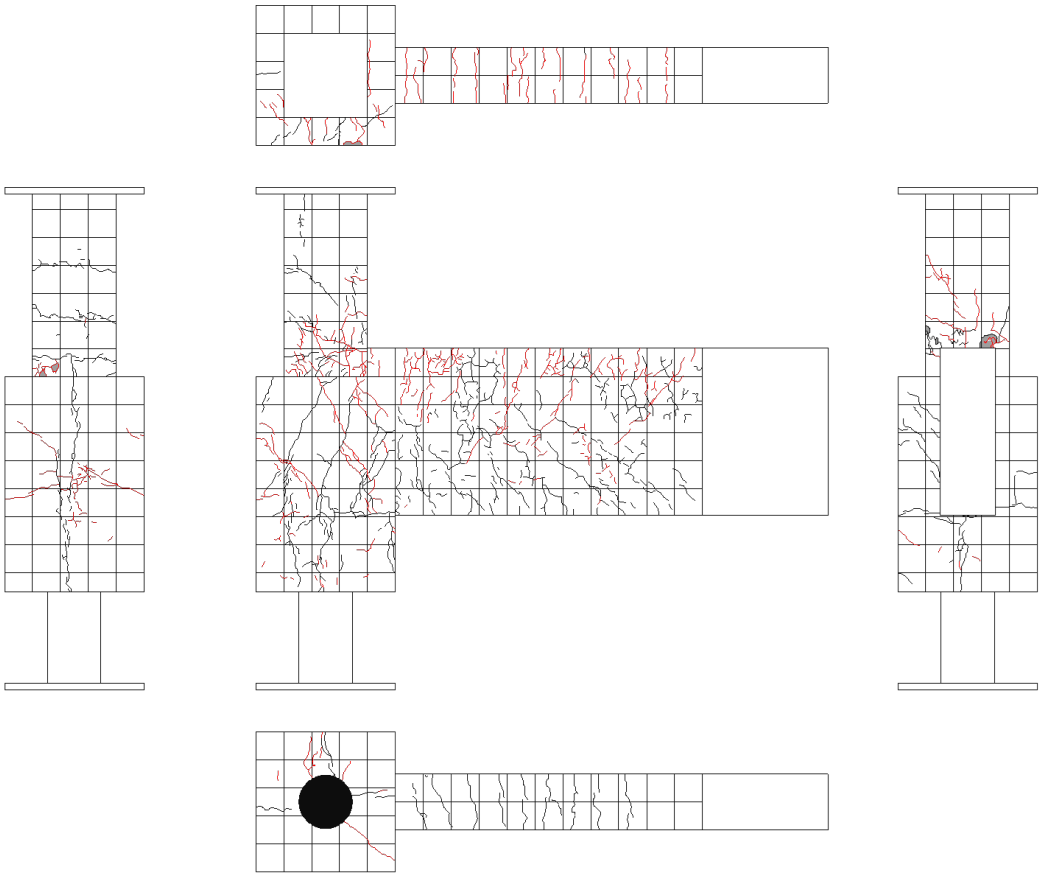


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+7	80.4	2.004
−7	−100.1	−2.016

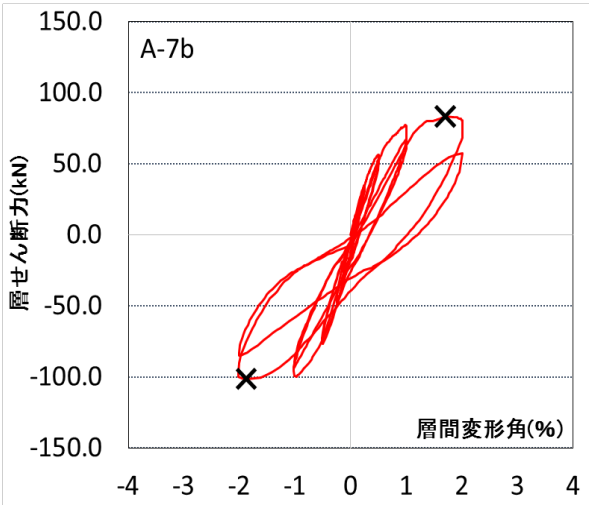


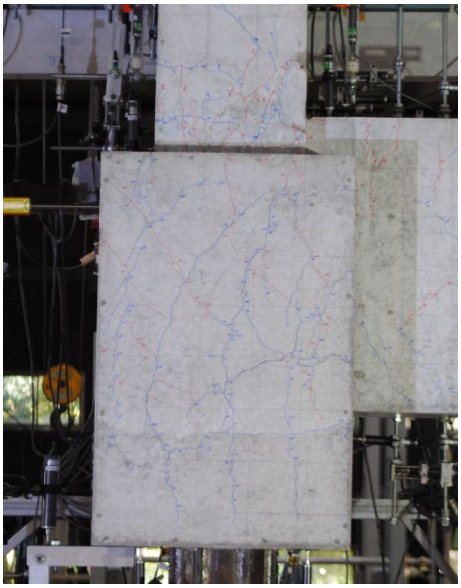


図・写真 5.3.160 試験体 A-7b ひび割れ状況（7Cycle）

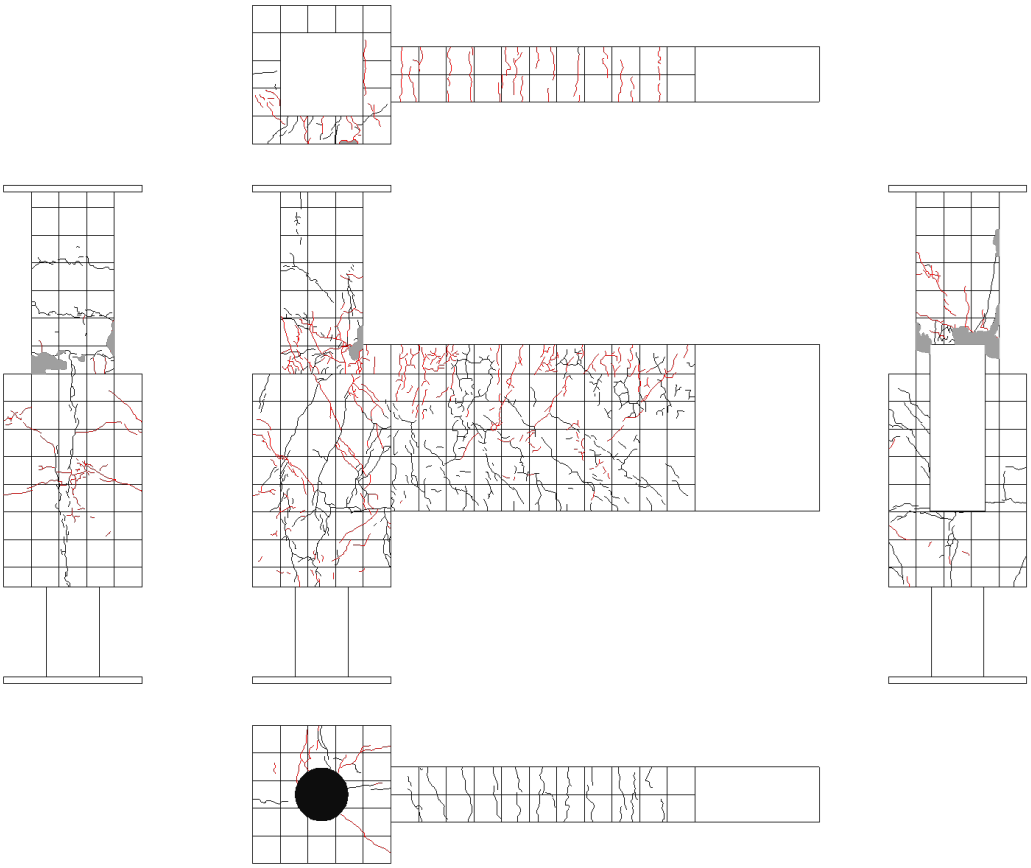


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+8	57.2	2.004
−8	−85.1	−2.001

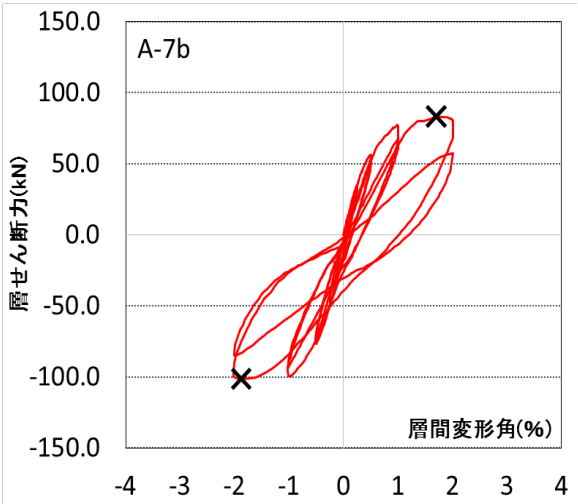


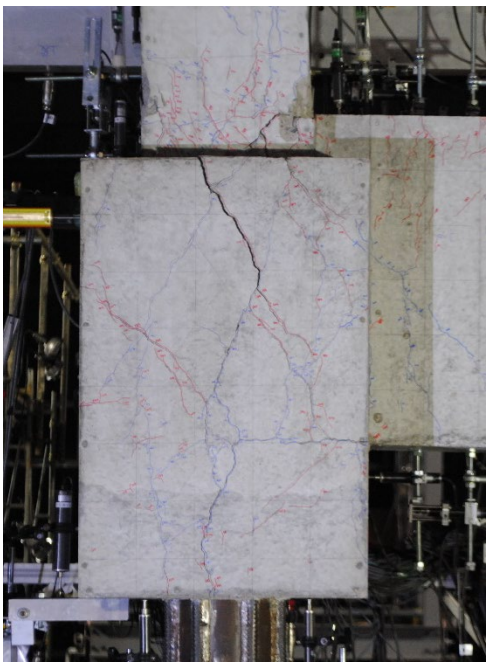


図・写真 5.3.161 試験体 A-7b ひび割れ状況 (8Cycle)

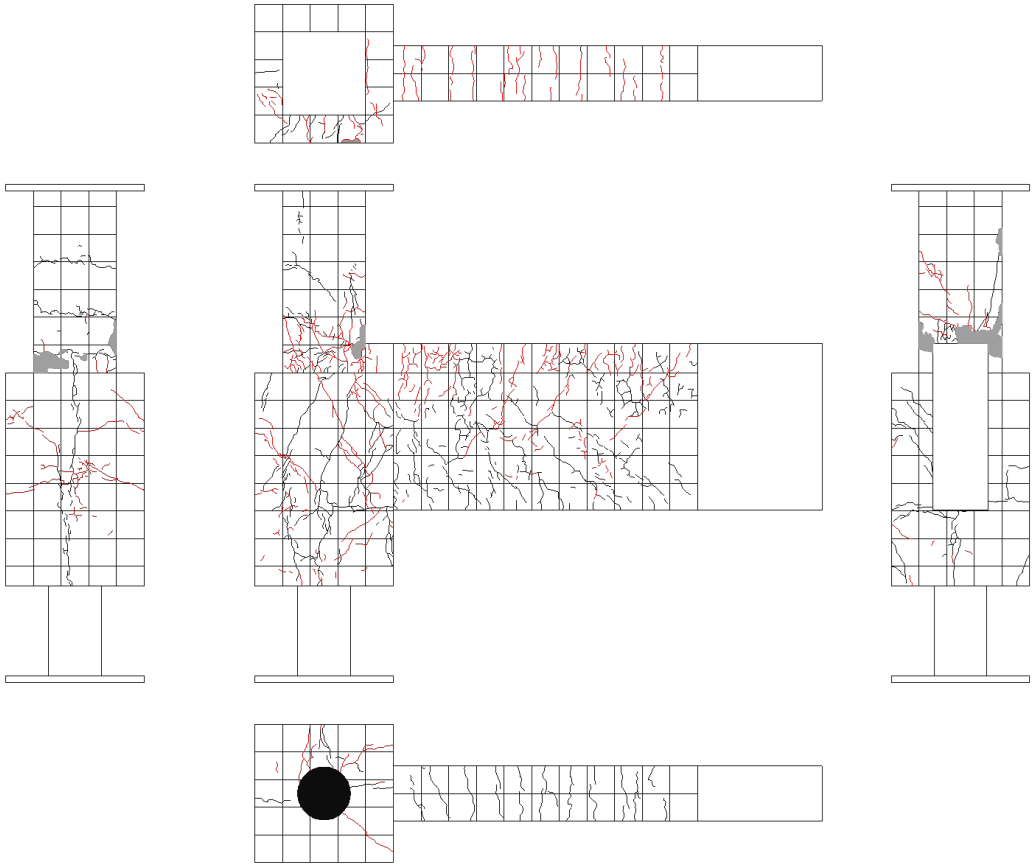


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+9	58.5	−3.013
−9	−81.1	3.008

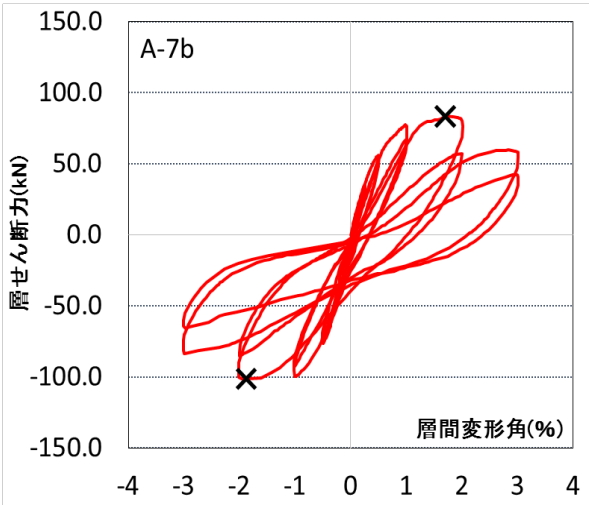


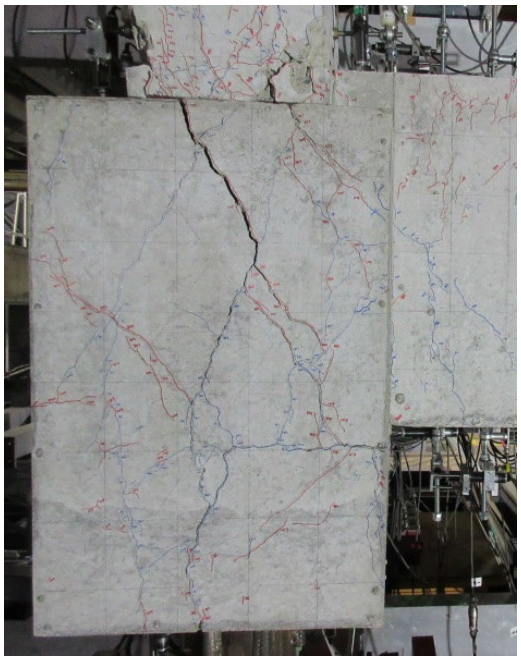


図・写真 5.3.162 試験体 A-7b ひび割れ状況（9Cycle）

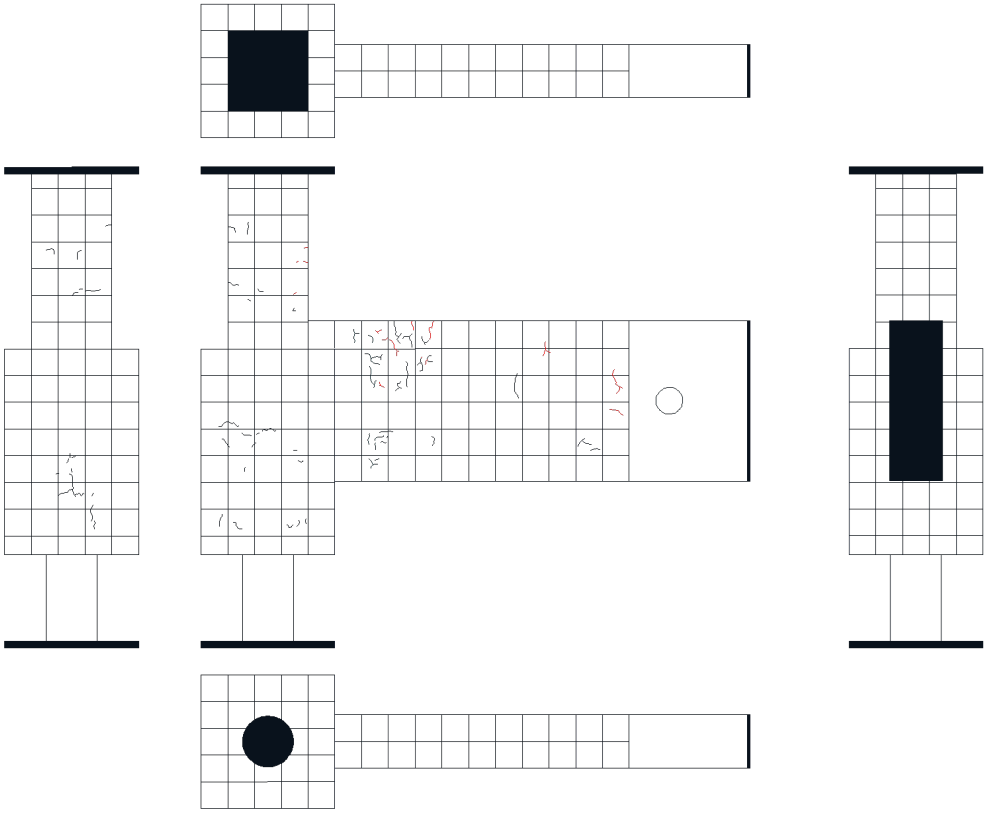


Cycle	A-7b	
	Q (kN)	R (%)
+10	40.6	−3.003
−10	−64.2	3.004

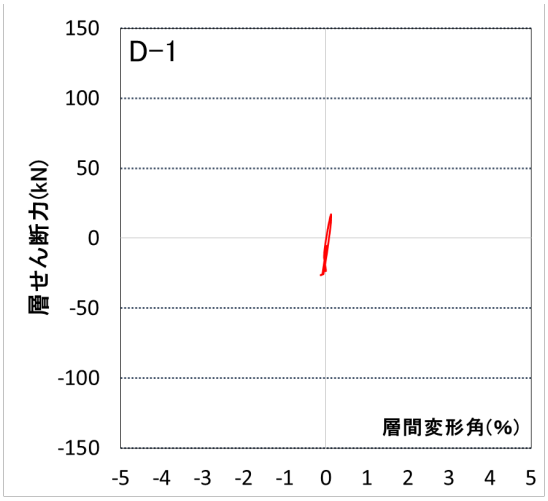


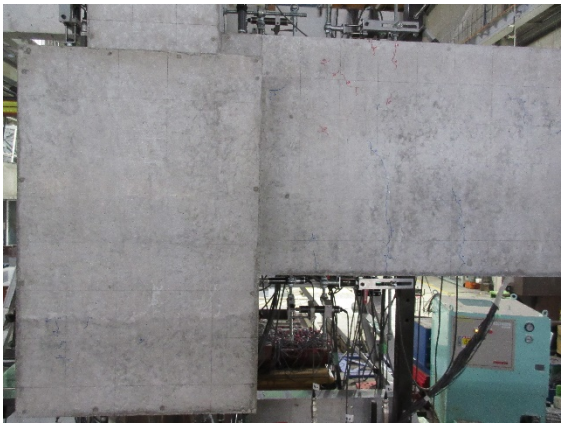


図・写真 5.3.163 試験体 A-7b ひび割れ状況 (10Cycle)

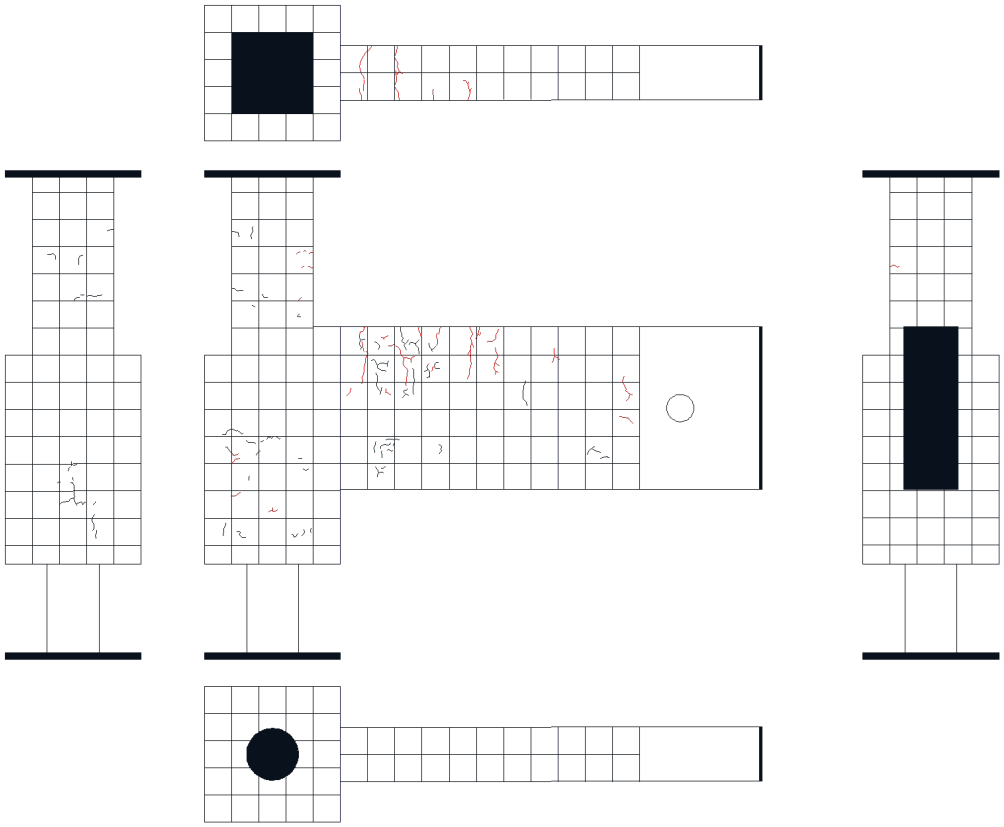


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+1	17.0	0.123
-1	-26.4	-0.127

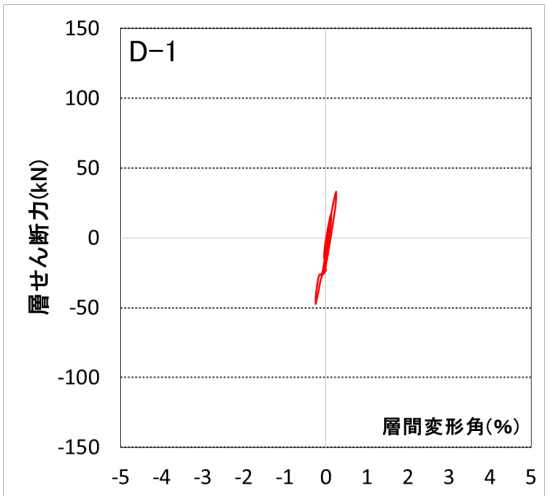


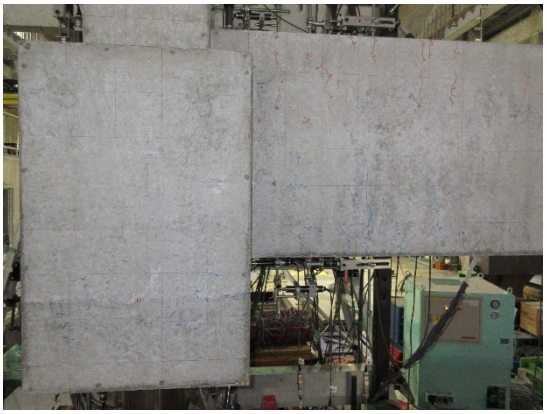


図・写真 5.3.164 試験体 D-1 ひび割れ状況（1Cycle）

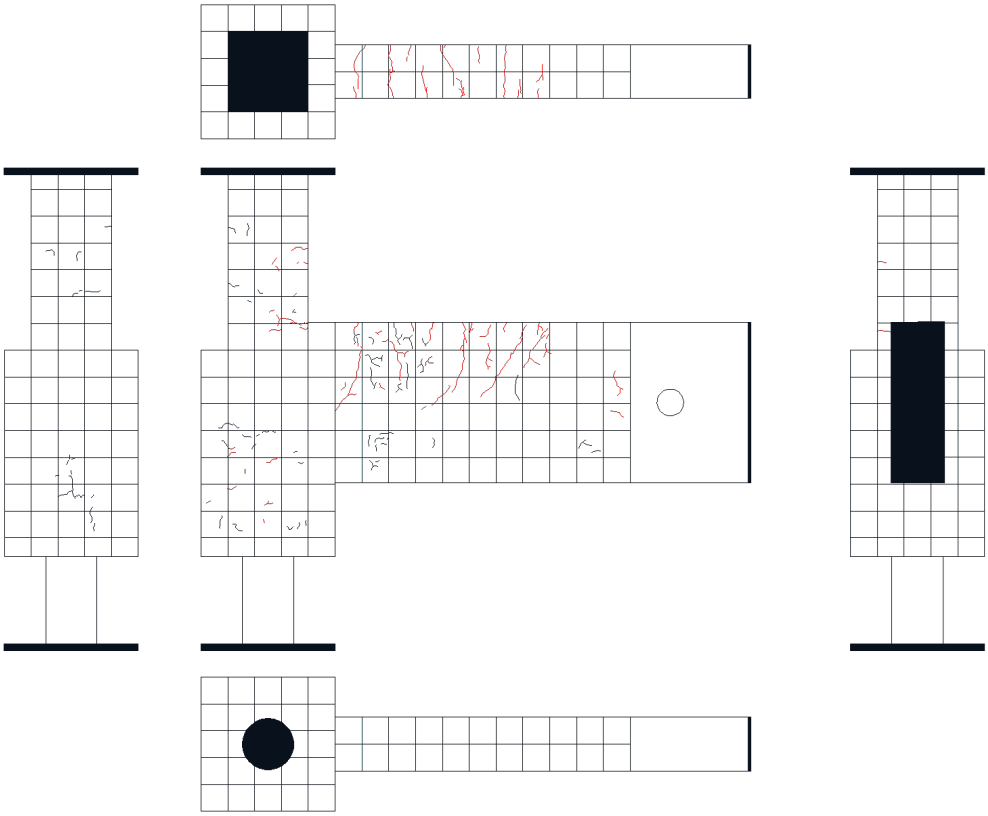


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+2	32.4	0.251
-2	-47.3	-0.250

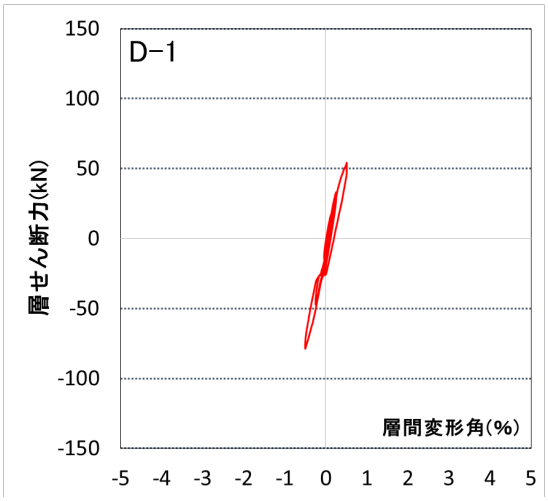


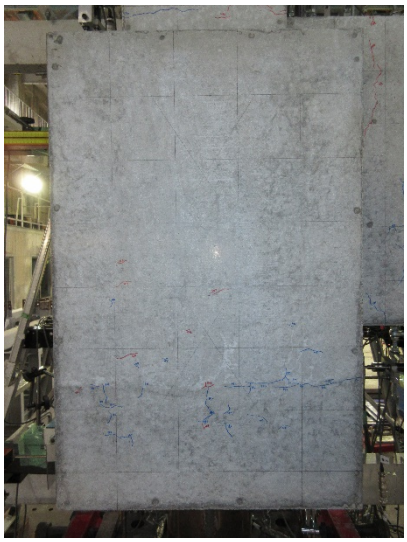


図・写真 5.3.165 試験体 D-1 ひび割れ状況（2Cycle）

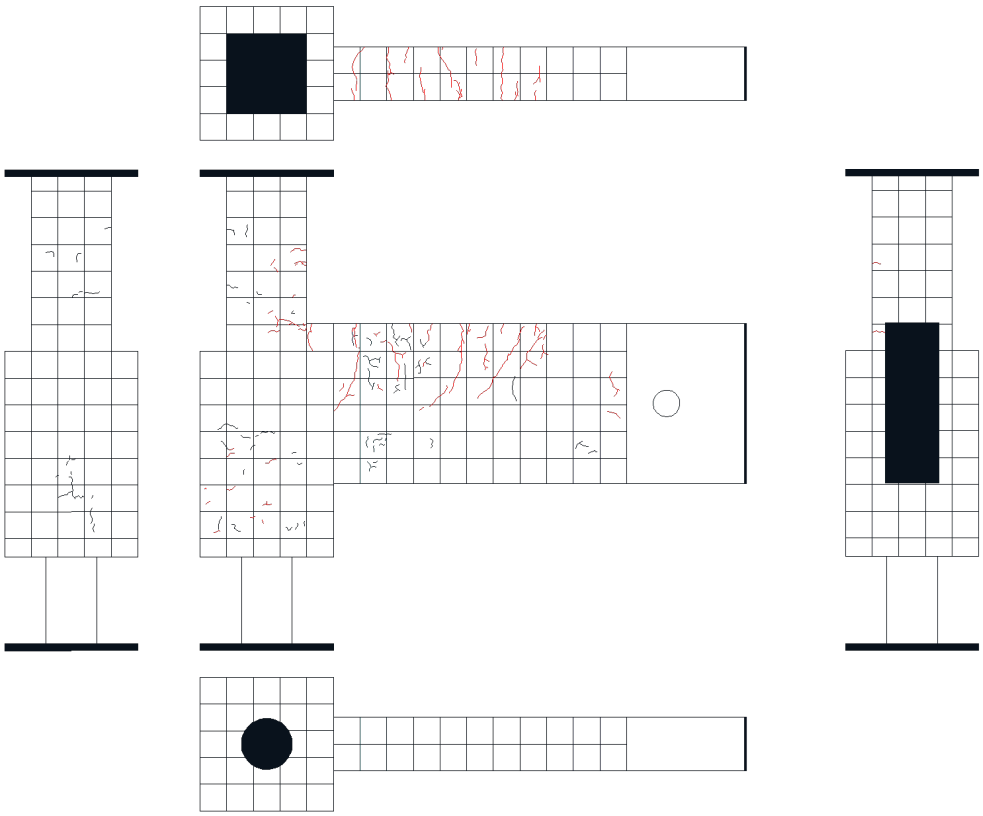


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+3	54.1	0.509
-3	-78.7	-0.503

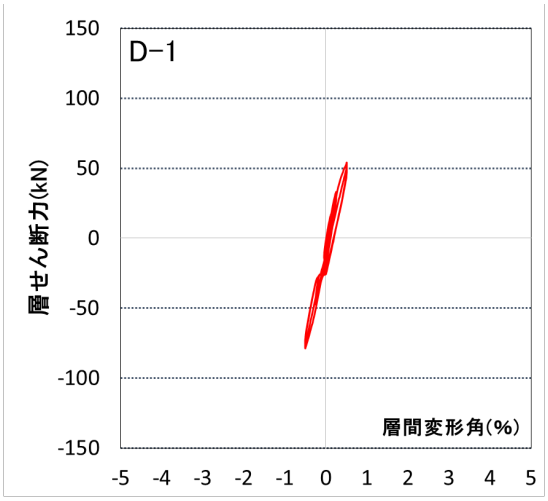


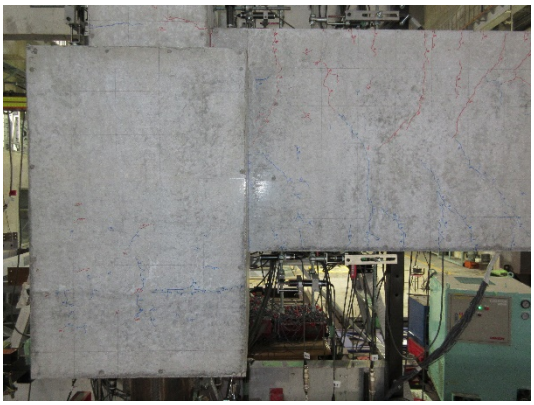


図・写真 5.3.166 試験体 D-1 ひび割れ状況（3Cycle）

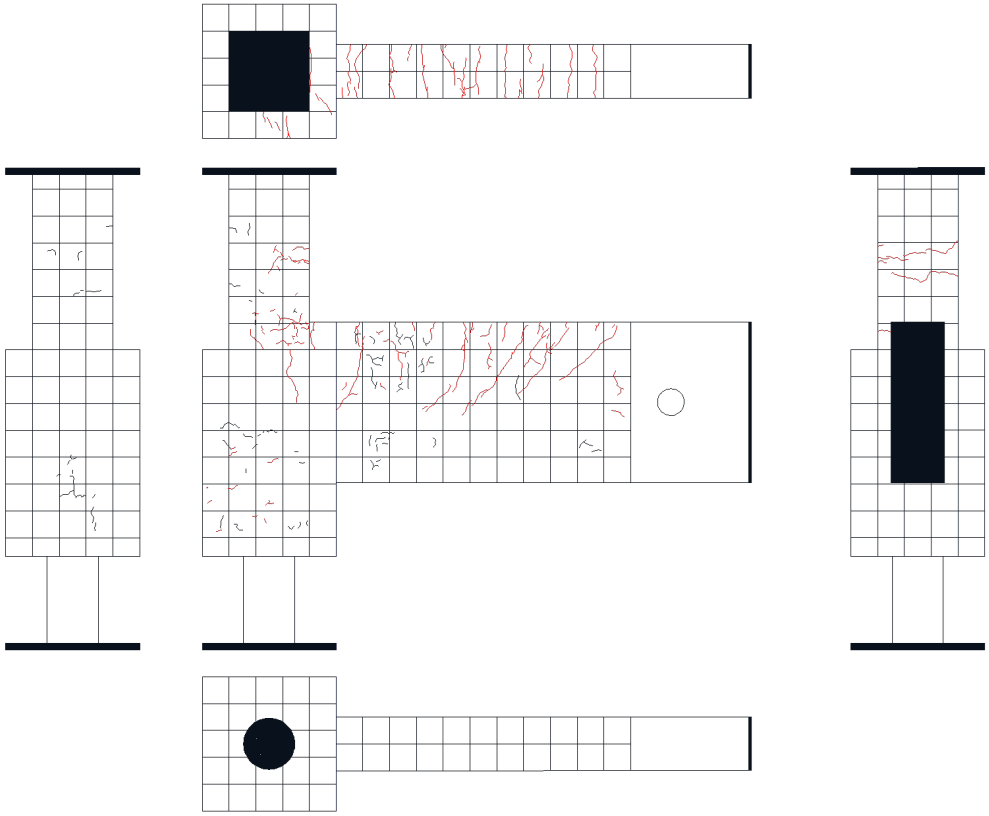


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+4	49.2	0.504
-4	-76.2	-0.503

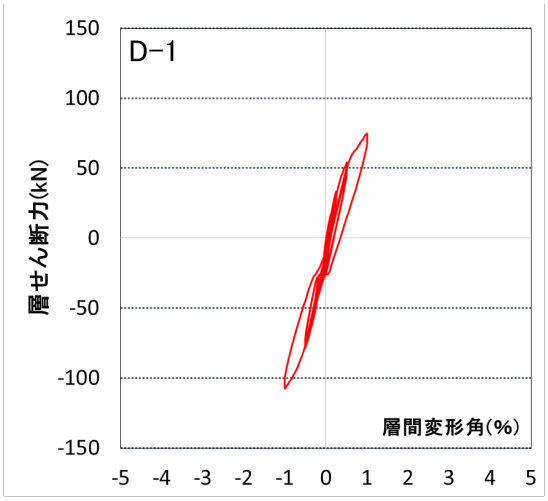


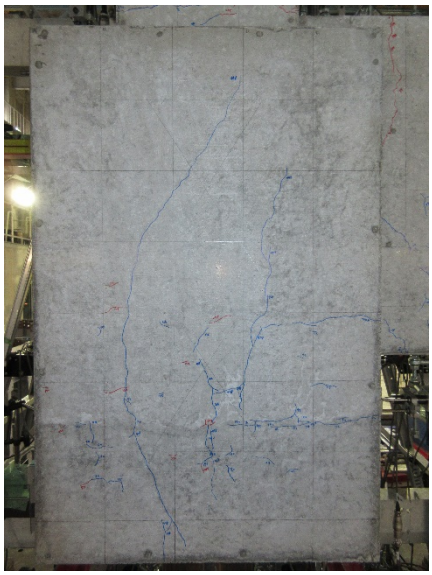


図・写真 5.3.167 試験体 D-1 ひび割れ状況（4Cycle）

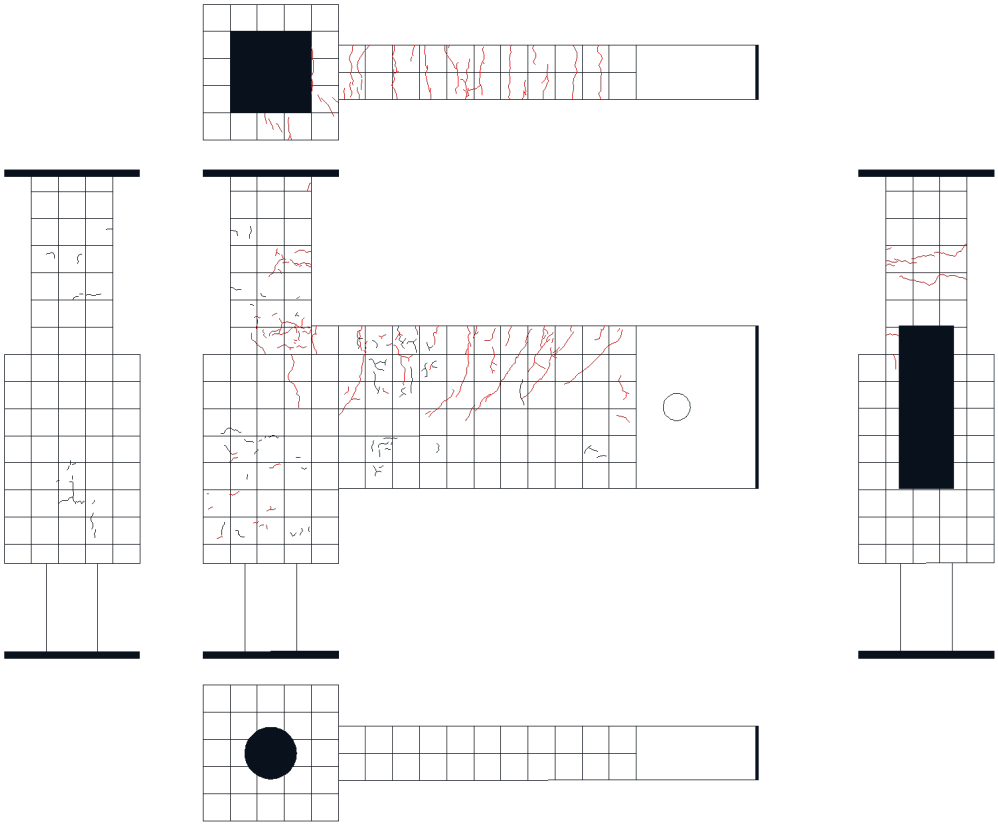


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+5	74.6	1.008
-5	-107.1	-1.002

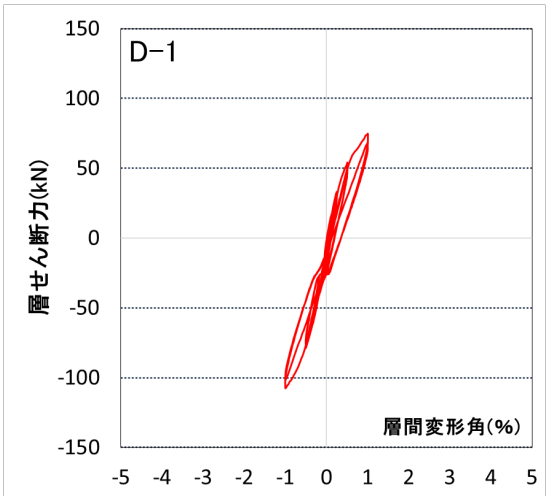




図・写真 5.3.168 試験体 D-1 ひび割れ状況（5Cycle）

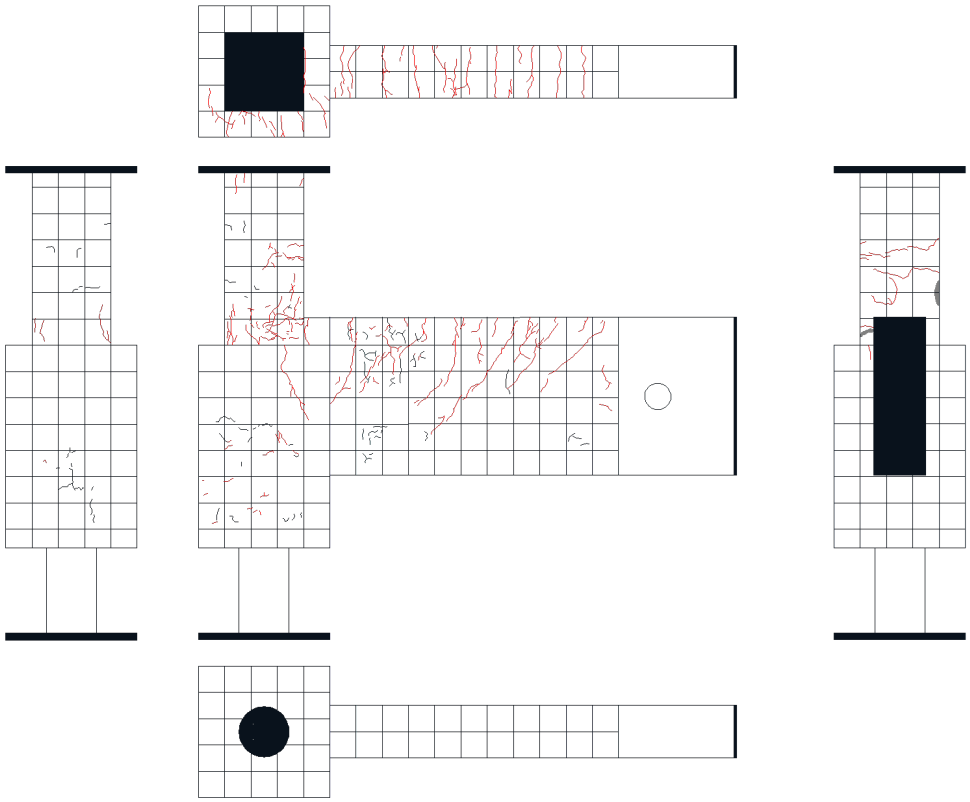


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+6	68.0	1.000
-6	-101.9	-1.000

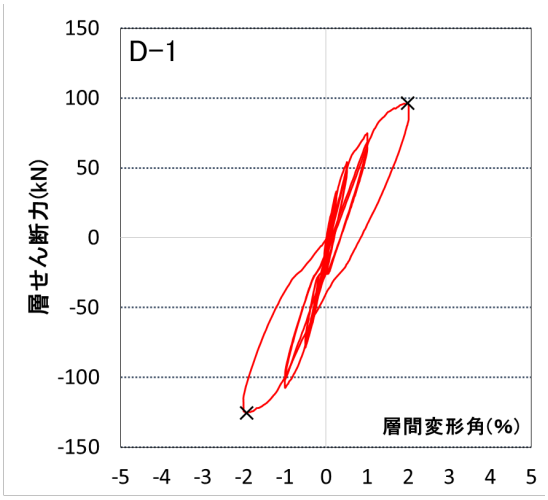


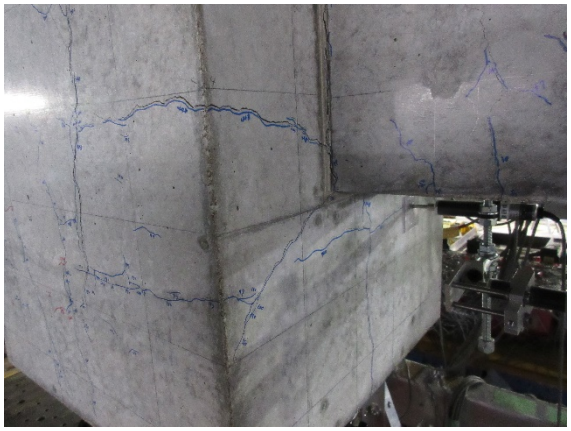


図・写真 5.3.169 試験体 D-1 ひび割れ状況（6Cycle）

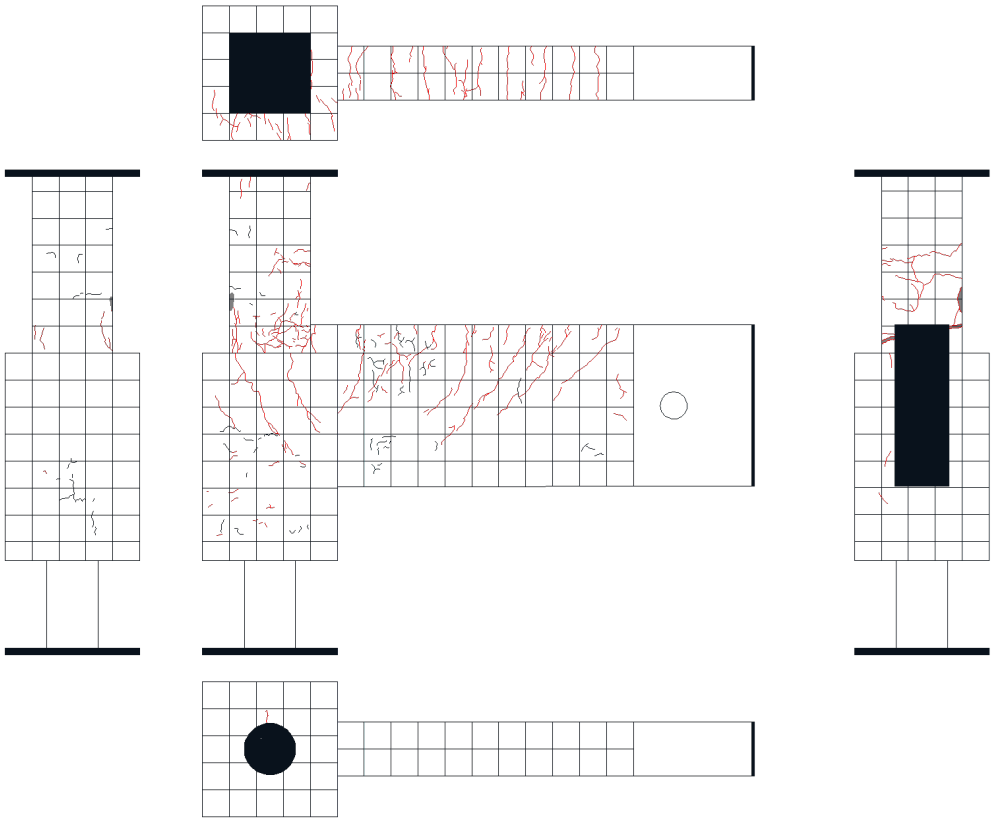


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+7	95.6	2.010
-7	-124.3	-2.007

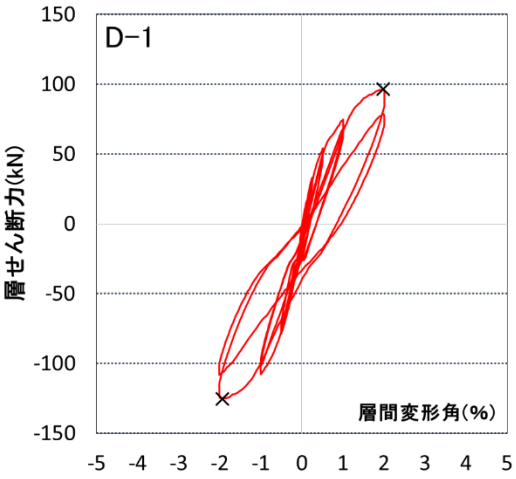




図・写真 5.3.170 試験体 D-1 ひび割れ状況（7Cycle）

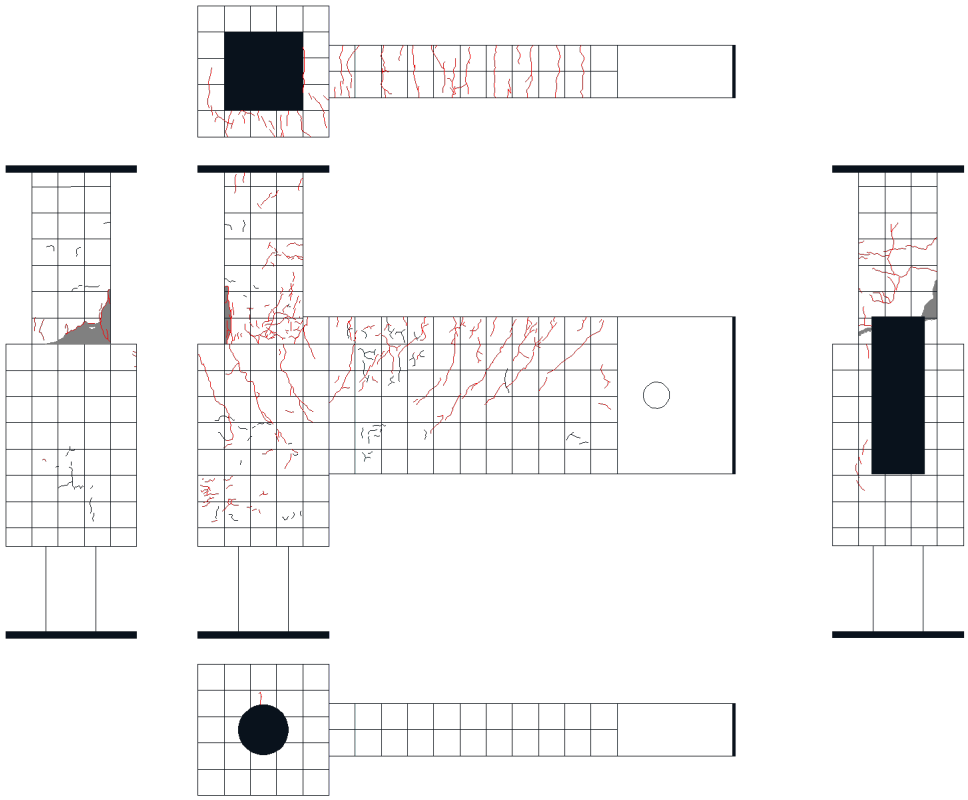


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+8	77.9	2.003
-8	-108.1	-2.012

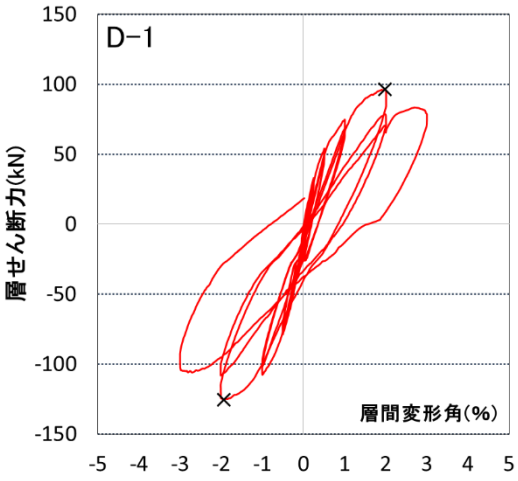


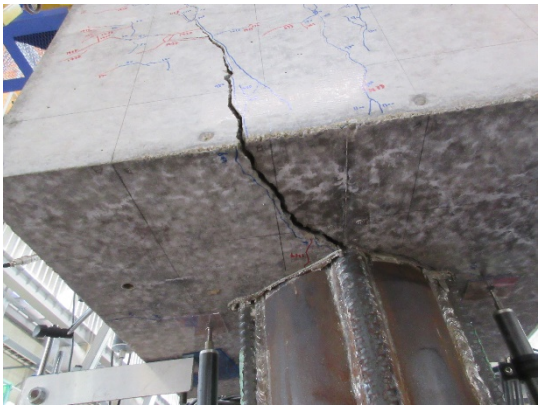


図・写真 5.3.171 試験体 D-1 ひび割れ状況（8Cycle）

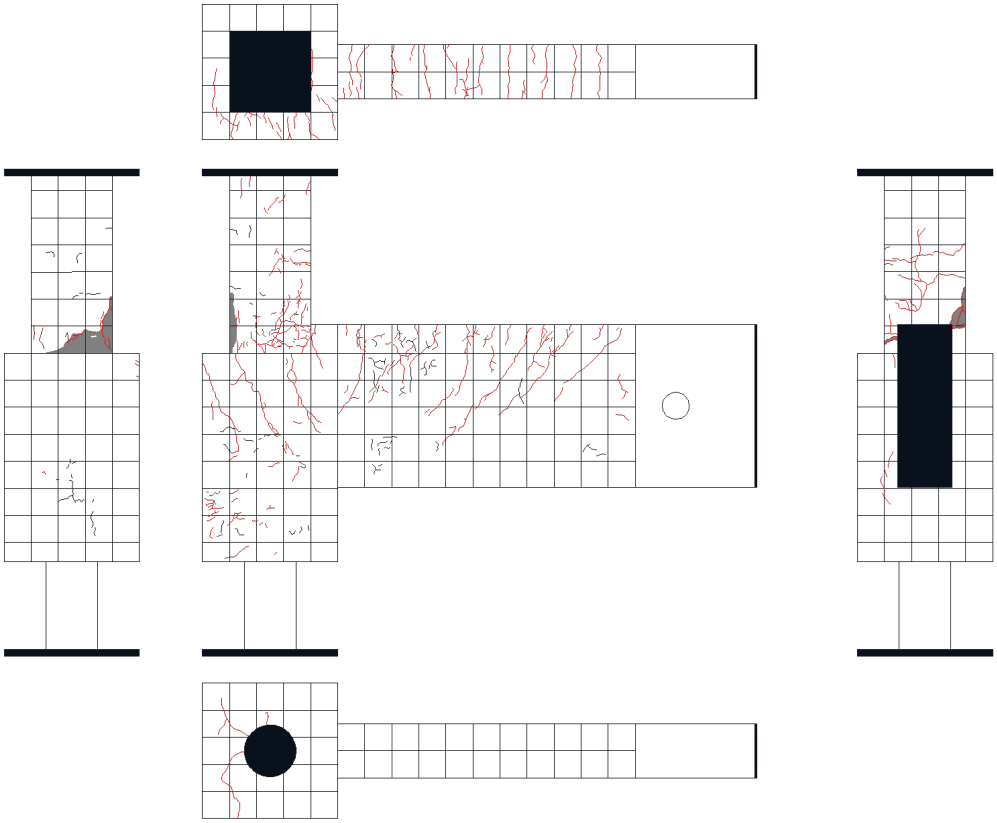


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+9	78.5	3.004
-9	-102.3	-3.002

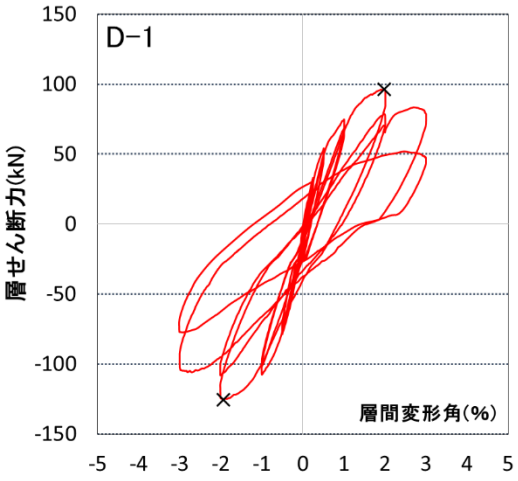


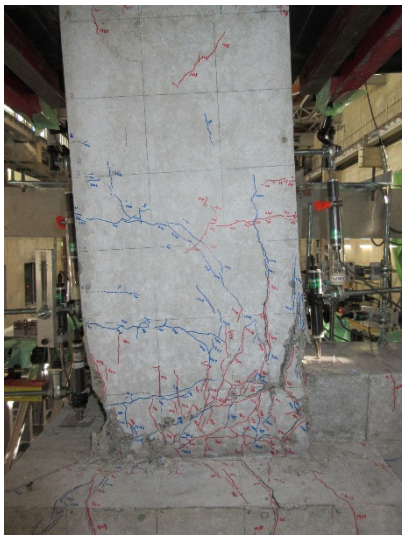


図・写真 5.3.172 試験体 D-1 ひび割れ状況（9Cycle）

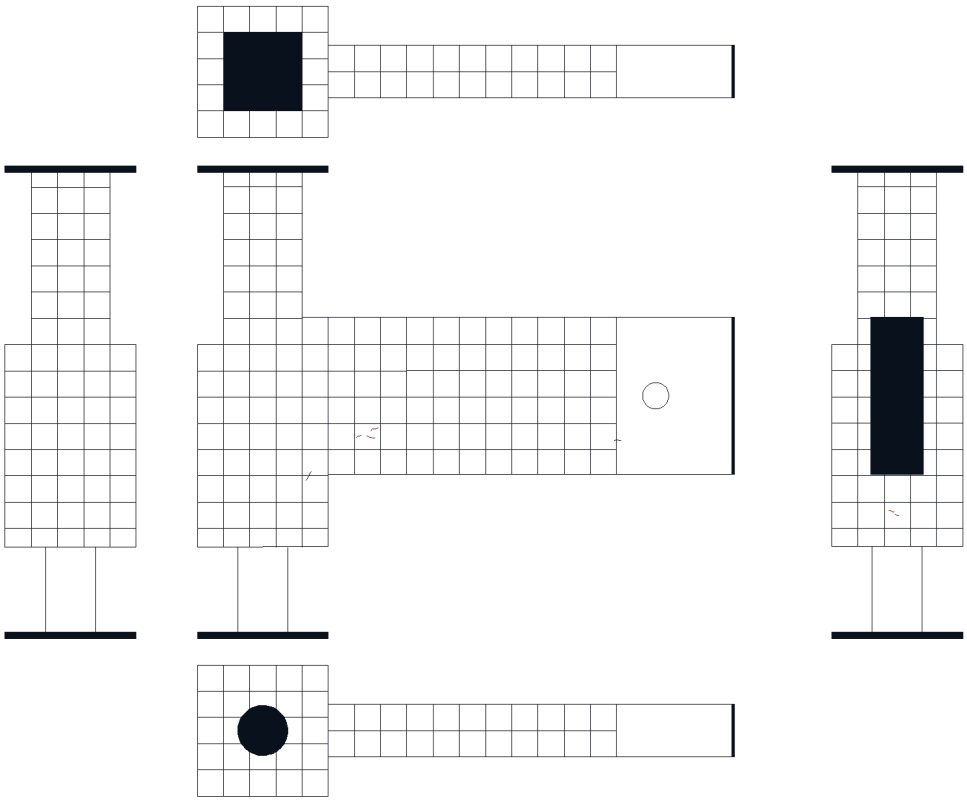


Cycle	D-1	
	Q(kN)	R(%)
+10	47.6	3.000
-10	-76.5	-3.012

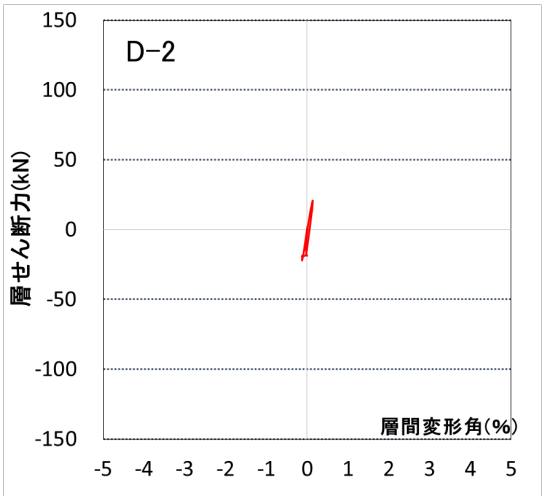


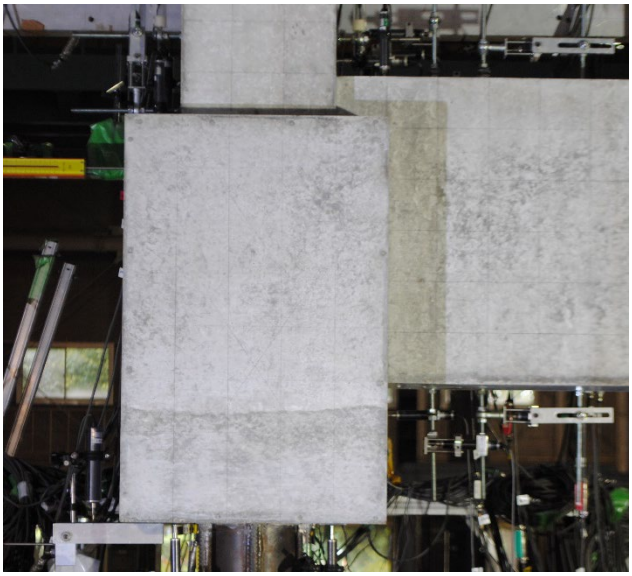


図・写真 5.3.173 試験体 D-1 ひび割れ状況（10Cycle）

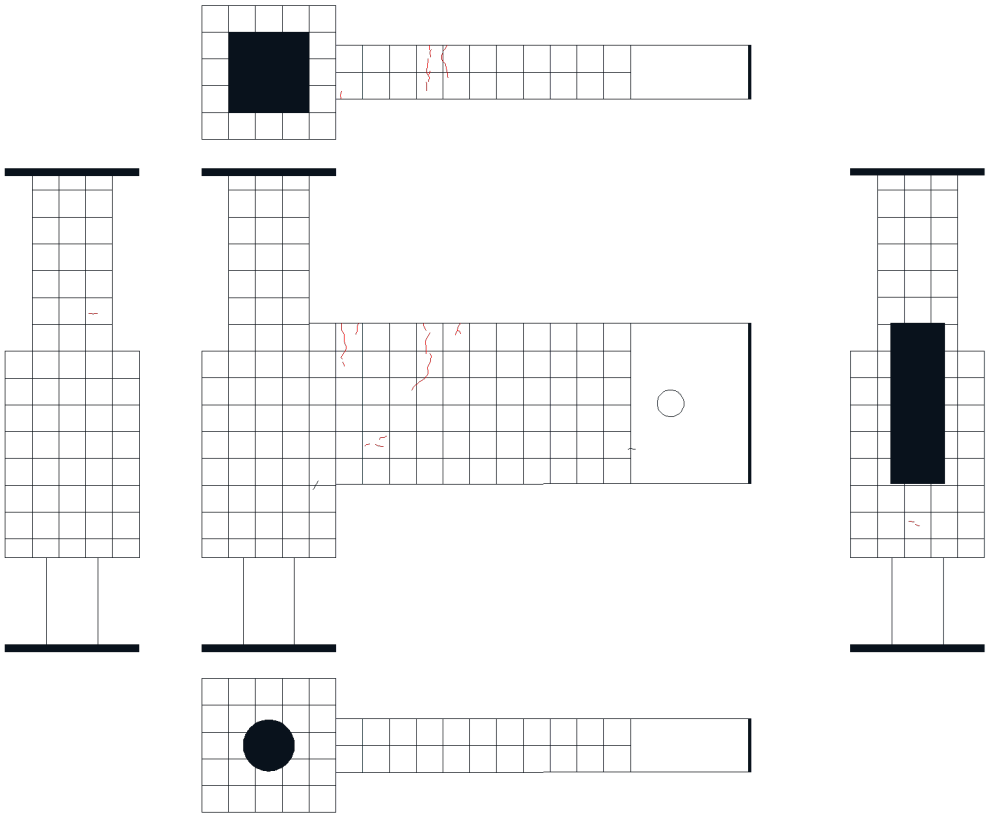


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+1	20	0.126
-1	-22	-0.126

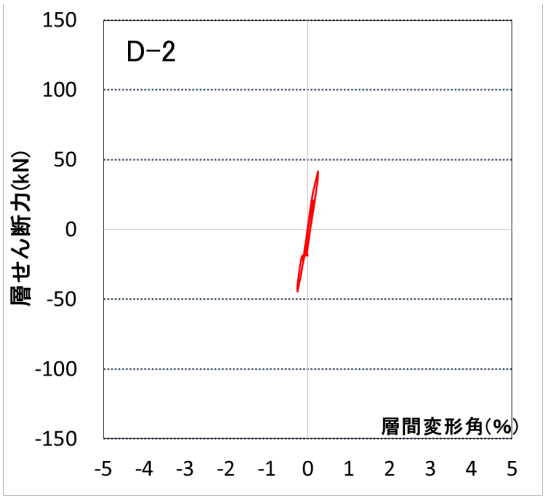


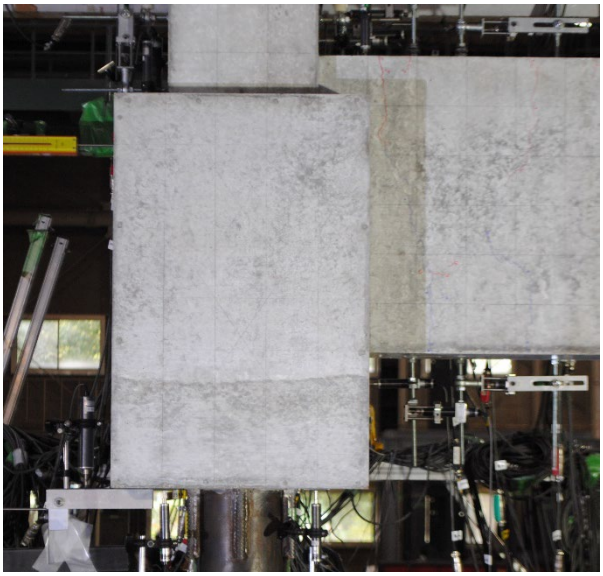


図・写真 5.3.174 試験体 D-2 ひび割れ状況（1Cycle）

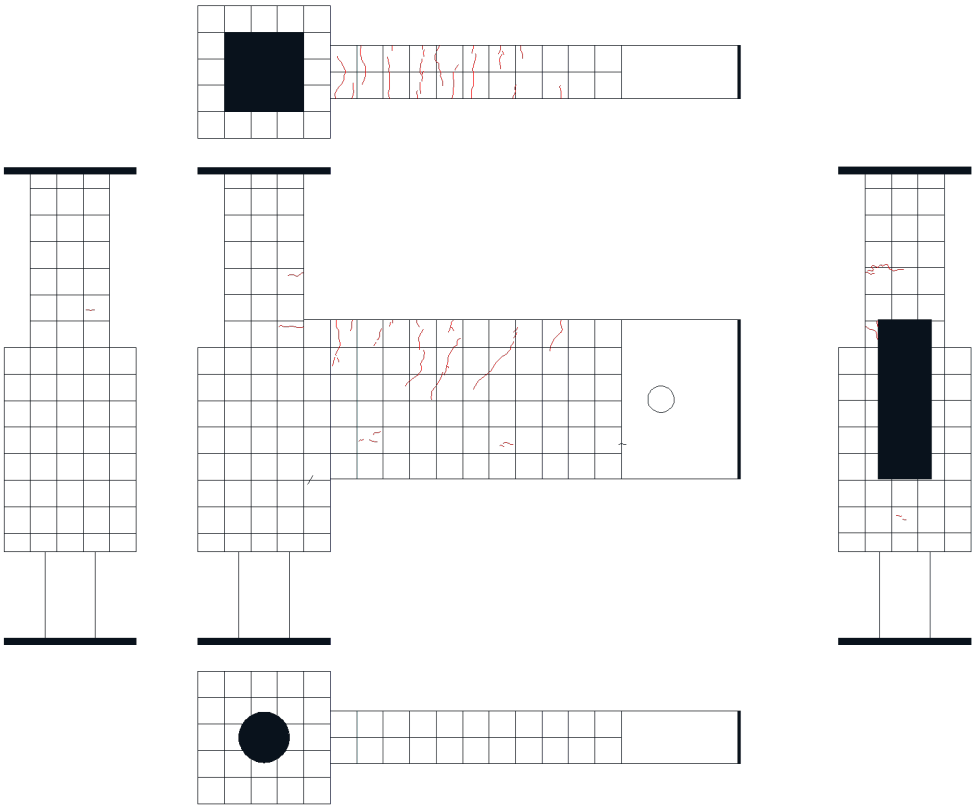


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+2	41.6	0.25
-2	-44.5	-0.251

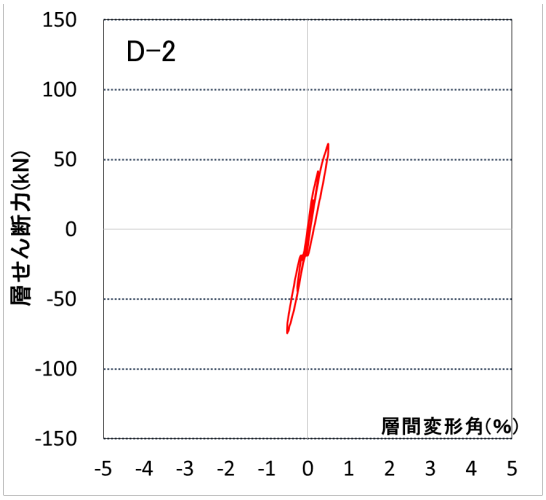


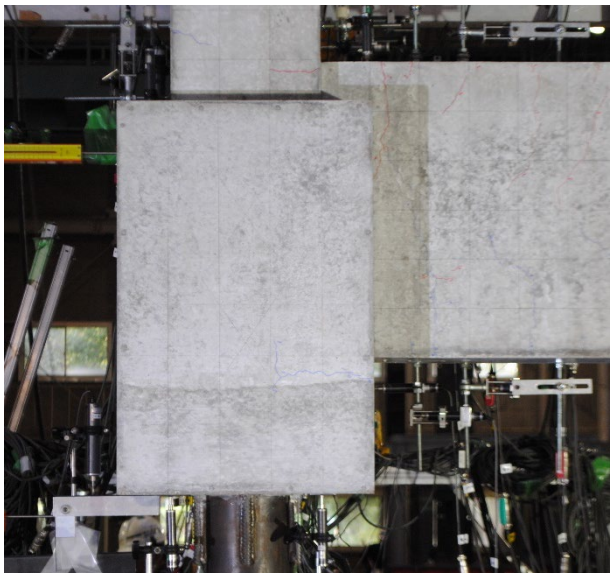


図・写真 5.3.175 試験体 D-2 ひび割れ状況 (2Cycle)

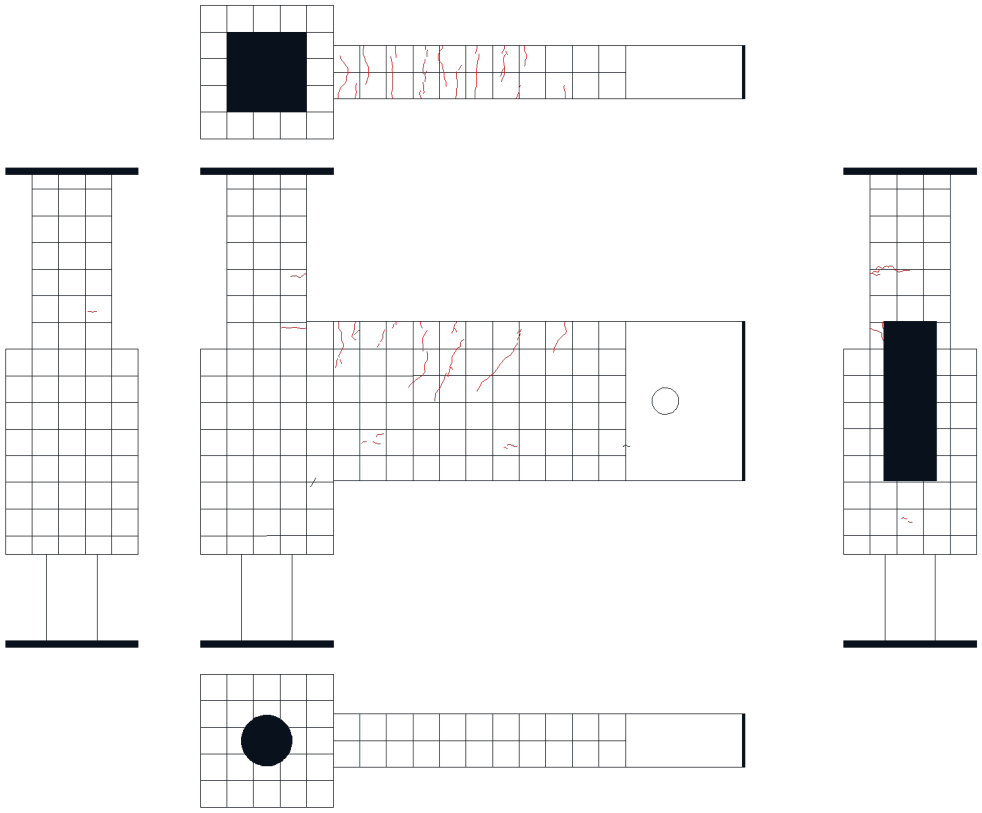


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+3	61	0.502
-3	-74.3	-0.505

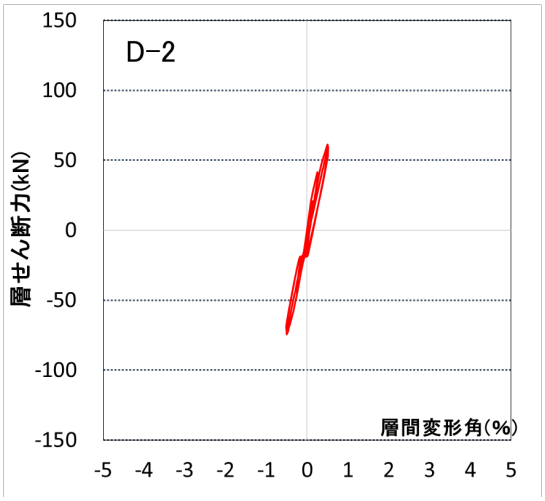


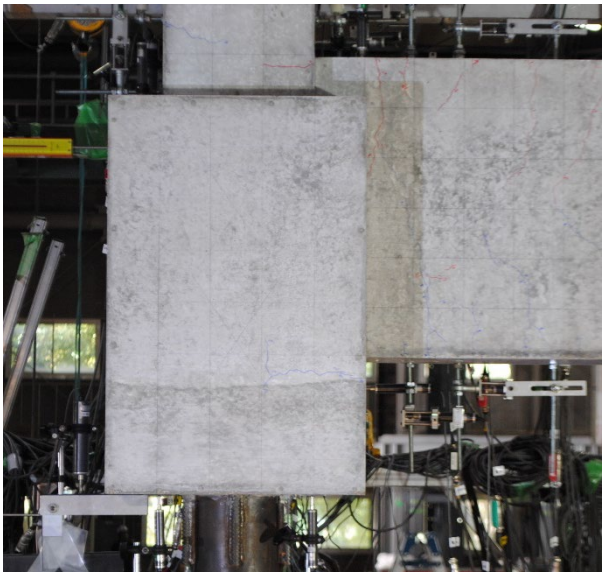


図・写真 5.3.176 試験体 D-2 ひび割れ状況（3Cycle）

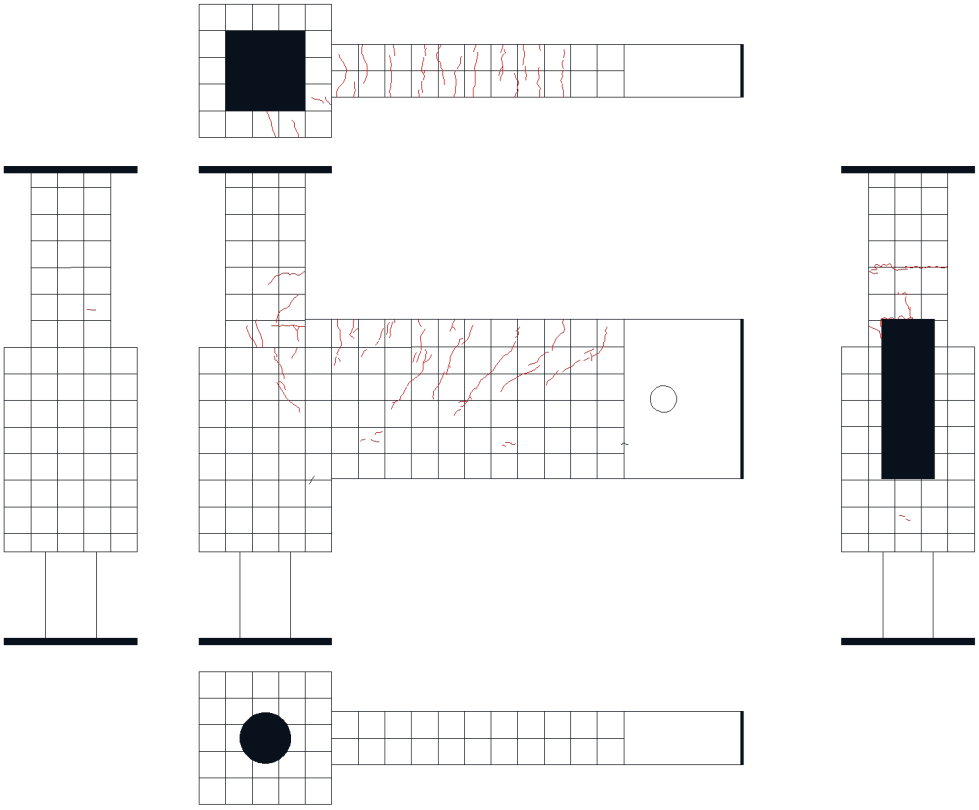


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+4	59.7	0.512
-4	-72	-0.506

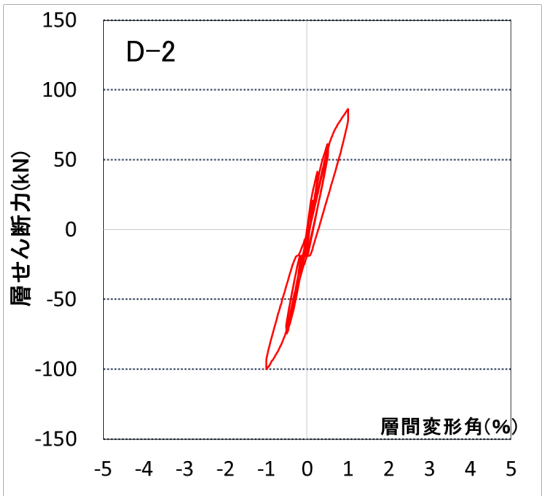


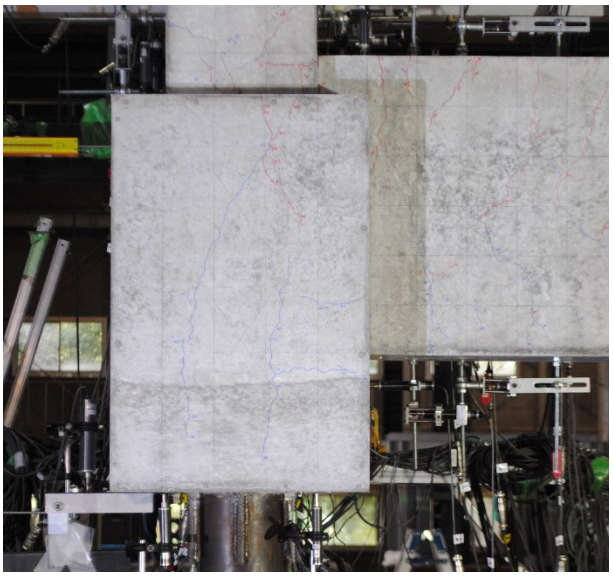


図・写真 5.3.177 試験体 D-2 ひび割れ状況（4Cycle）

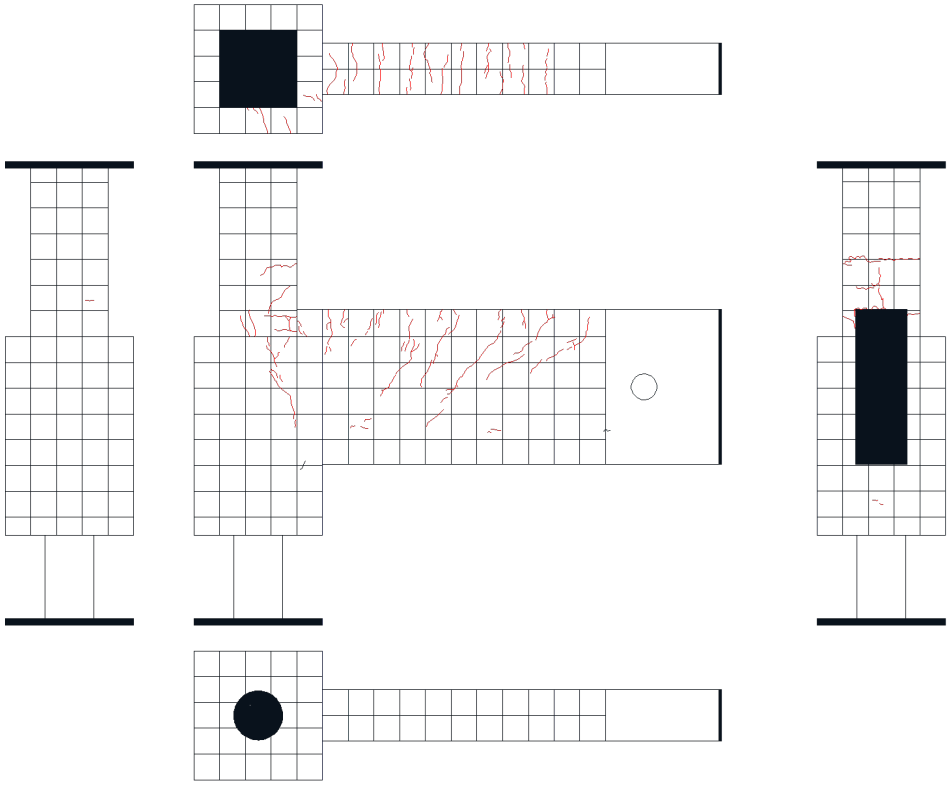


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+5	86.3	1.004
-5	-99.9	-1.003

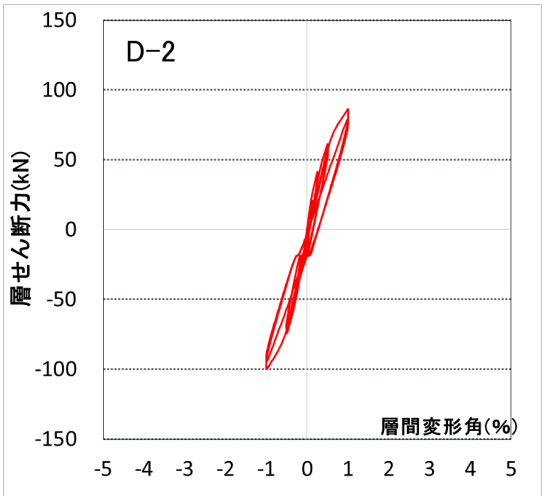


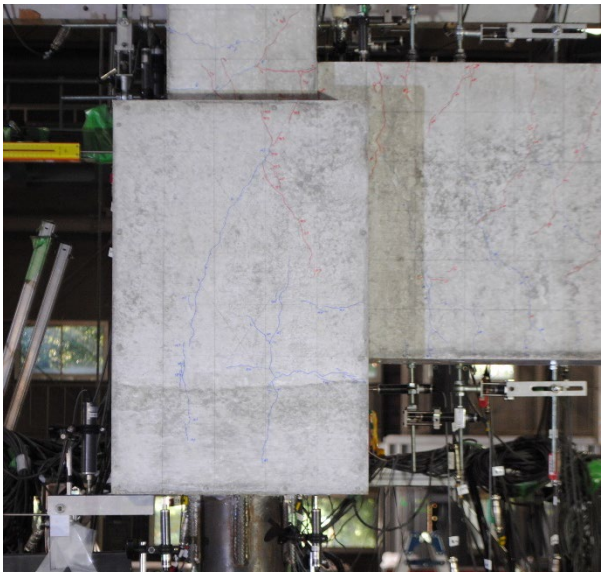


図・写真 5.3.178 試験体 D-2 ひび割れ状況（5Cycle）

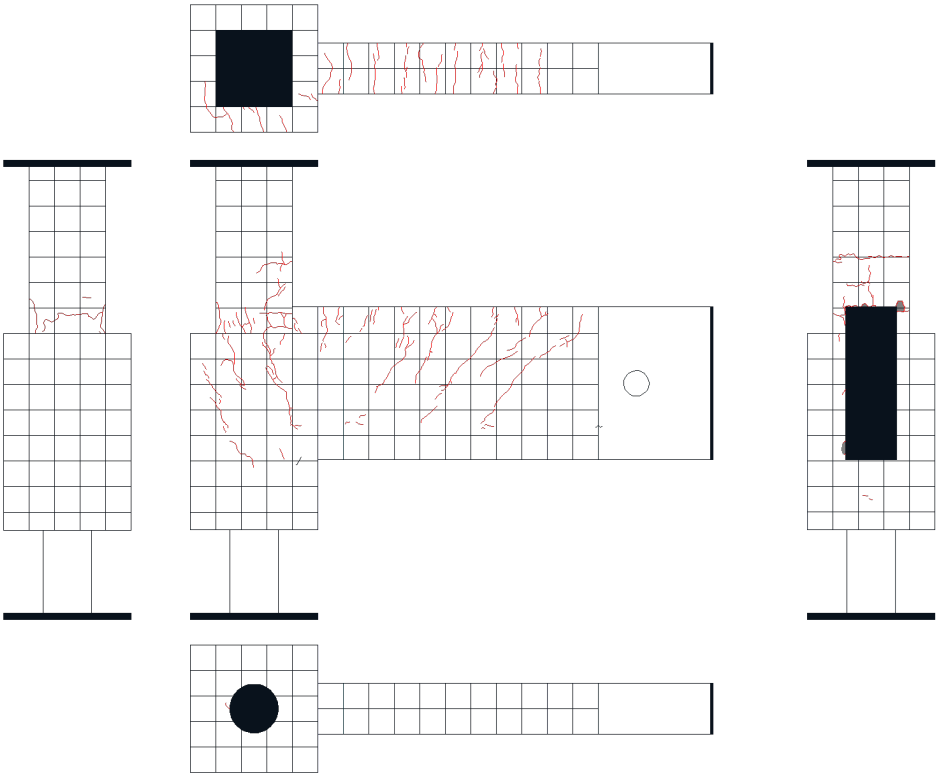


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+6	79.8	1.004
-6	-94.6	-1.004

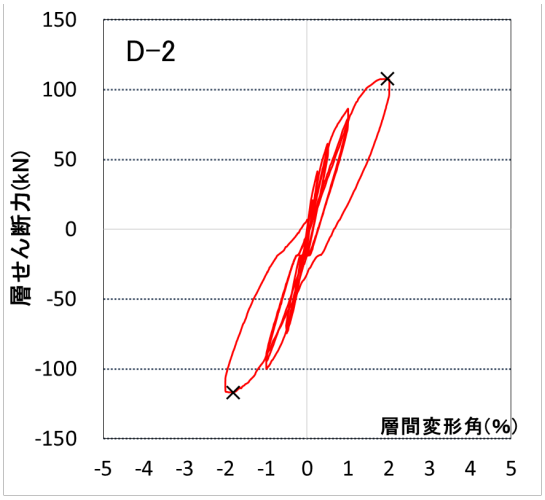


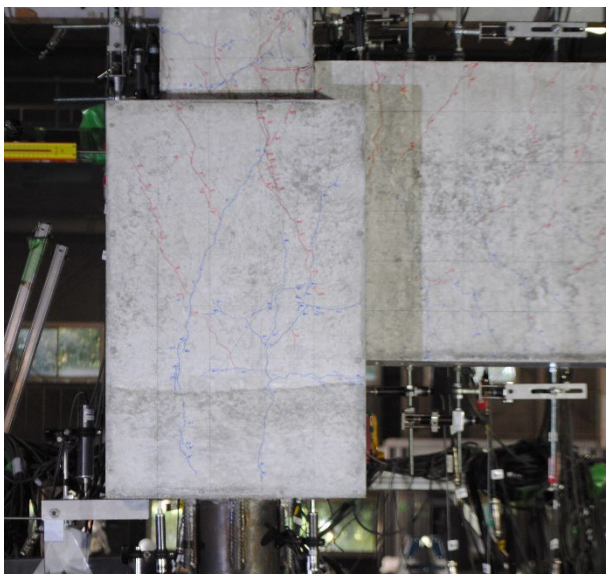


図・写真 5.3.179 試験体 D-2 ひび割れ状況（6Cycle）

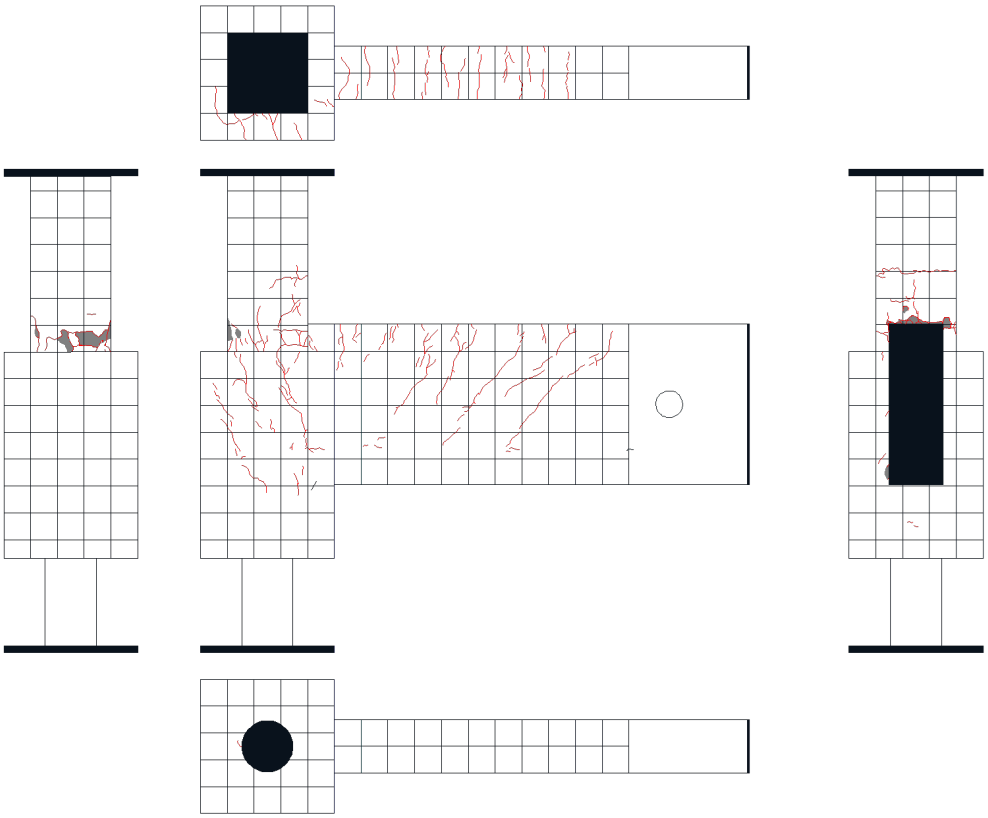


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+7	107.4	2.013
-7	-115.7	-2.006

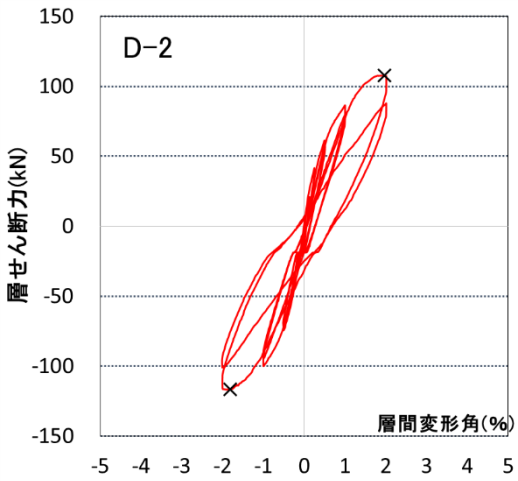


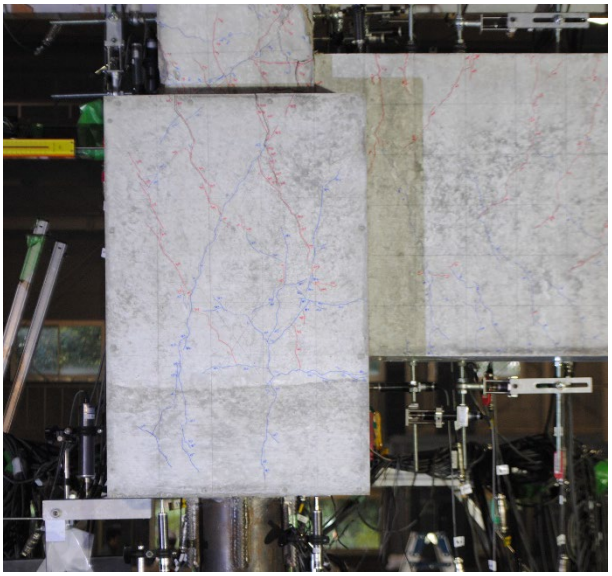


図・写真 5.3.180 試験体 D-2 ひび割れ状況（7Cycle）

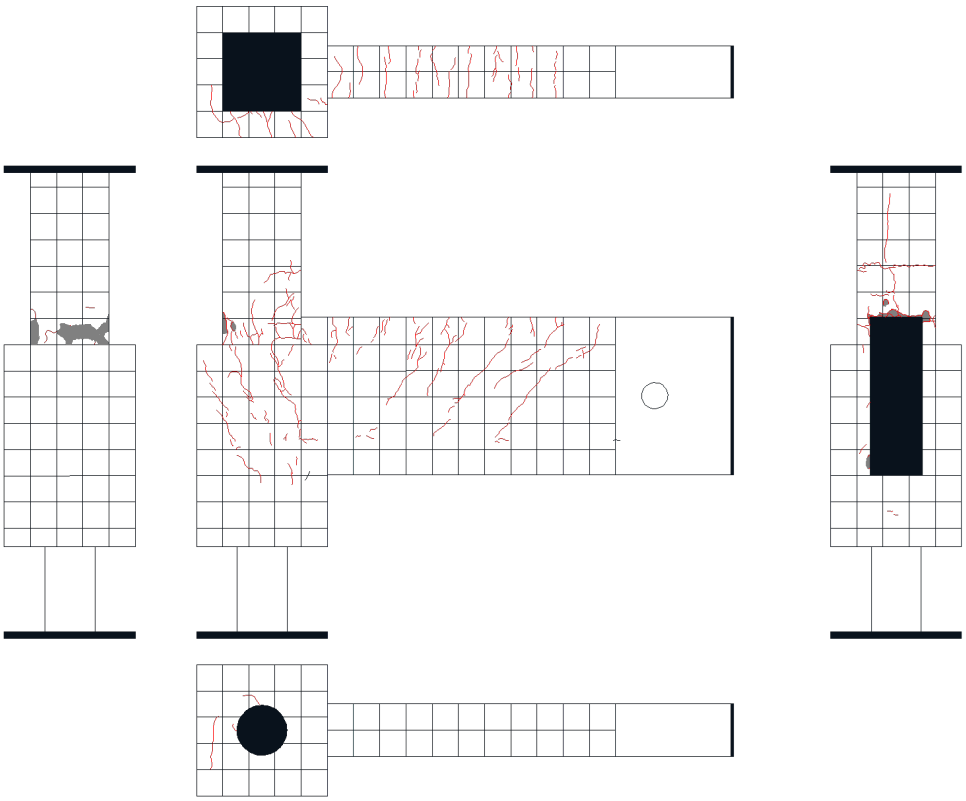


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+8	87.8	2.011
-8	-101	-2.011

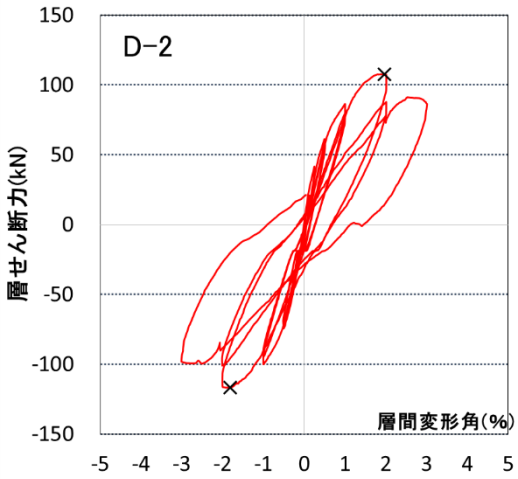


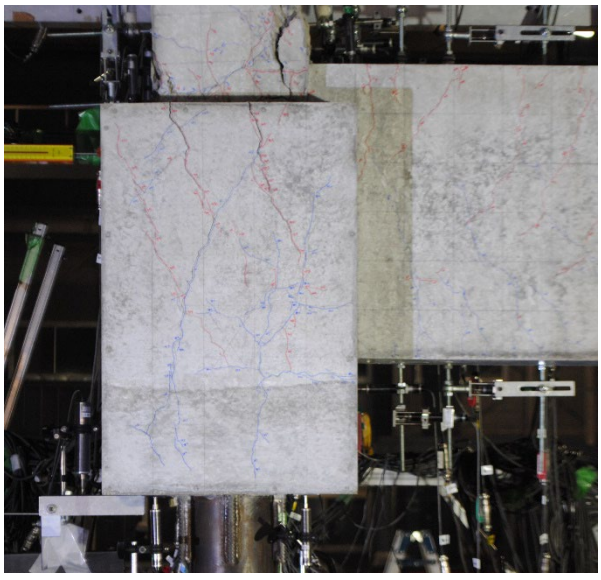


図・写真 5.3.181 試験体 D-2 ひび割れ状況（8Cycle）

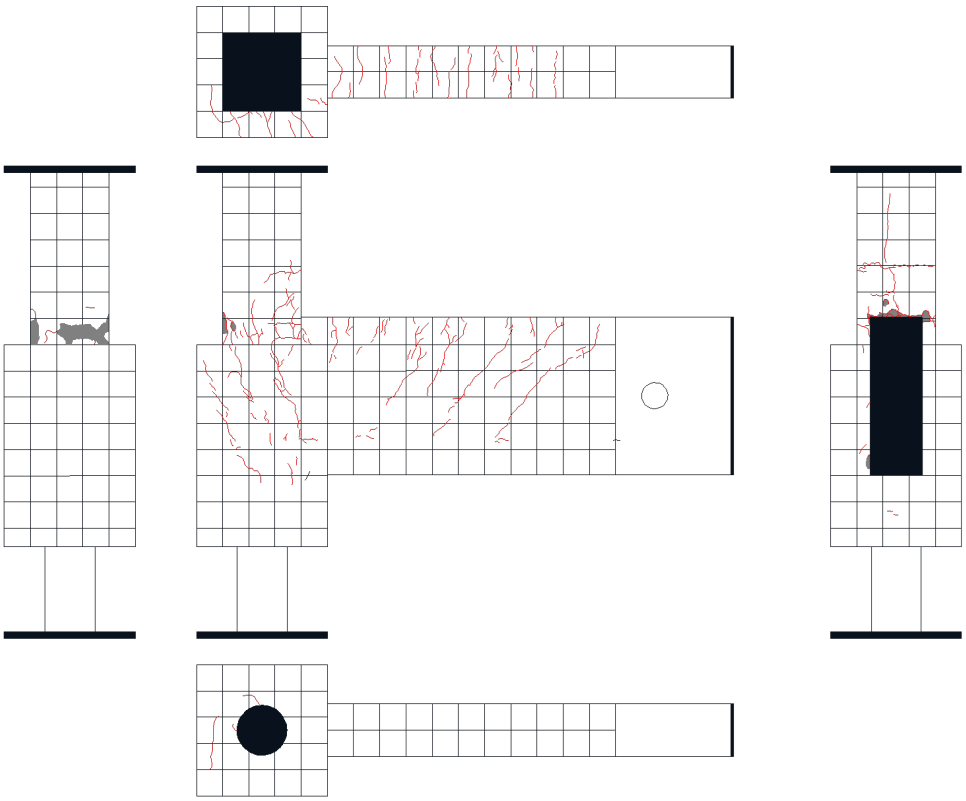


Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+9	86.3	3.009
-9	-98	-3.012

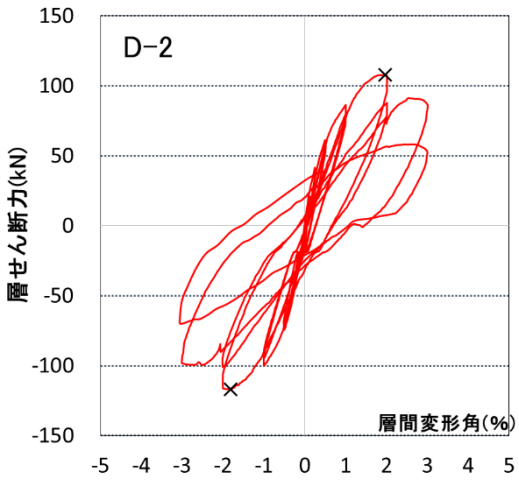


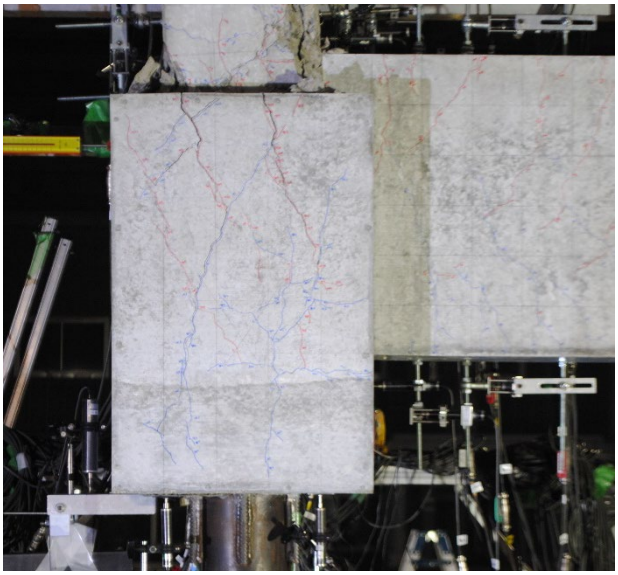


図・写真 5.3.182 試験体 D-2 ひび割れ状況（9Cycle）



Cycle	D-2	
	Q(kN)	R(%)
+10	52.7	3.002
-10	-66.2	-3.057





図・写真 5.3.183 試験体 D-2 ひび割れ状況（10Cycle）

次に，ひび割れ幅について以下に示す。

(1)　試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2

試験体 A-1 を**表 5.3.22～表 5.3.27**，**図 5.3.184～図 5.3.195**，試験体 A-2 を**表 5.3.28～表 5.3.32**，**図 5.3.196～図 5.3.205**，試験体 A-3 を**表 5.3.33～表 5.3.37**，**図 5.3.206～図 5.3.215**，試験体 B-1 を**表 5.3.38～表 5.3.42**,**図 5.3.216～図 5.3.225**,試験体 C-1 を**表 5.3.43～表 5.3.48**,**図 5.3.226～図 5.3.237**，試験体 C-2 を**表 5.3.49～表 5.3.53**，**図 5.3.238～図 5.3.247** に示す。

計測方法については，クラックスケールを用いて目視で測定した。繰り返し載荷を行ったサイクルにおいては 2 回目にひび割れ幅の測定を行った。

・試験体 A-1(正載荷)

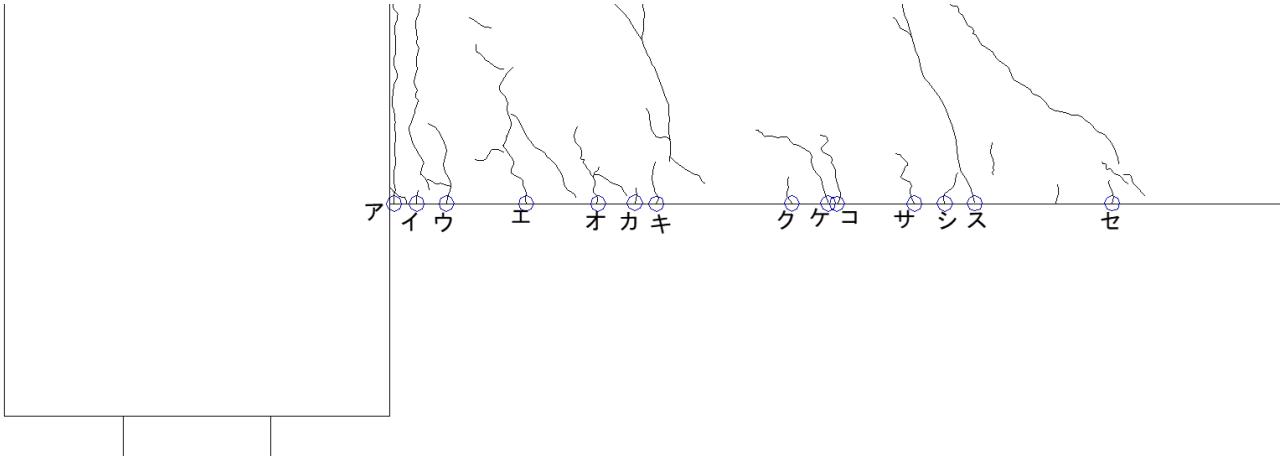


図 5.3.184 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-1　正載荷)

表 5.3.22 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　正載荷)

cycle		基準 正載荷ひび割れ													
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ
+1サイクル	+0.125		0.1	0.05	0.1			トジ			0.05			0.05	
+1除荷			0.1	0.05	0.05			トジ			0.05			トジ	
+2サイクル	+0.25	トジ	0.1	0.05	0.1	トジ		トジ	トジ		0.05			トジ	
+2除荷		トジ	0.05	トジ	0.05	トジ		トジ	トジ		0.05			トジ	
+4サイクル	+0.50	0.3	0.1	0.1	0.1	0.05	トジ	0.1	0.05		0.05		トジ	0.05	トジ
+4除荷		0.2	0.1	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05		0.05		トジ	0.05	トジ
+6サイクル	+1.0	1	0.05	0.1	0.1	0.05	トジ	0.05	0.05		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ
+6除荷		0.5	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05		トジ	0.05	0.05	0.05	トジ
+8サイクル	+2.0	圧壊	0.05	0.1	0.1	0.05	トジ	0.05	0.05		トジ	0.05	0.05	0.05	トジ
+8除荷		圧壊	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ
+10サイクル	+3.0	圧壊	トジ	0.1	0.1	0.05	トジ	0.05	0.1	0.05	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ
+10除荷		圧壊	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ

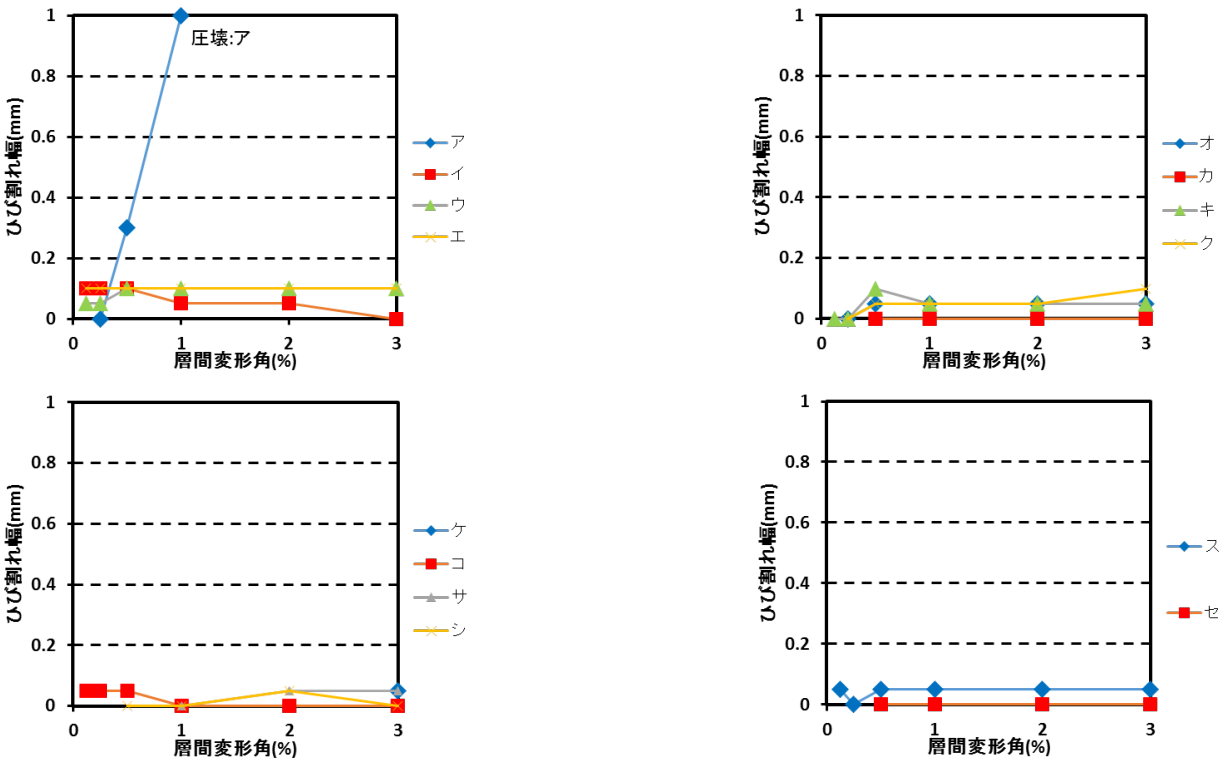


図 5.3.185 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　正載荷)

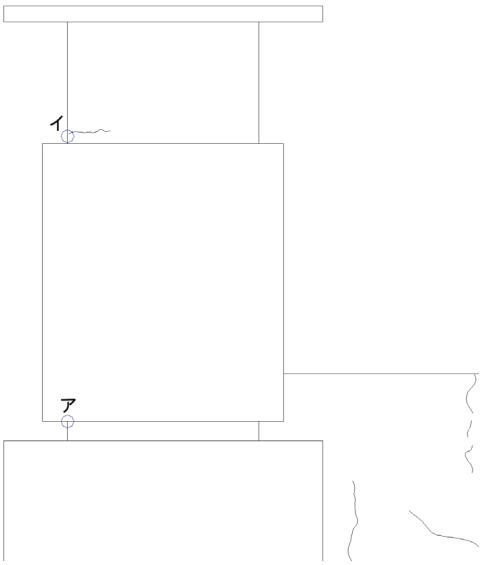


図 5.3.186 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-1　正載荷)

表 5.3.23 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　正載荷)

cycle		基準 正載荷ひび割れ	
		ア	イ
+1サイクル	+0.125		
+1除荷			
+2サイクル	+0.25		
+2除荷			
+4サイクル	+0.50		
+4除荷			
+6サイクル	+1.0	0.05	
+6除荷		トジ	
+8サイクル	+2.0	0.1	0.05
+8除荷		トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	圧壊	トジ
+10除荷		圧壊	トジ

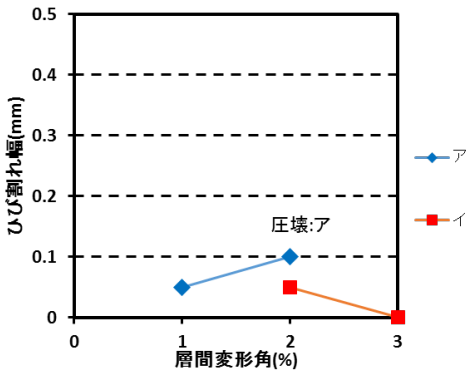


図 5.3.187 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　正載荷)

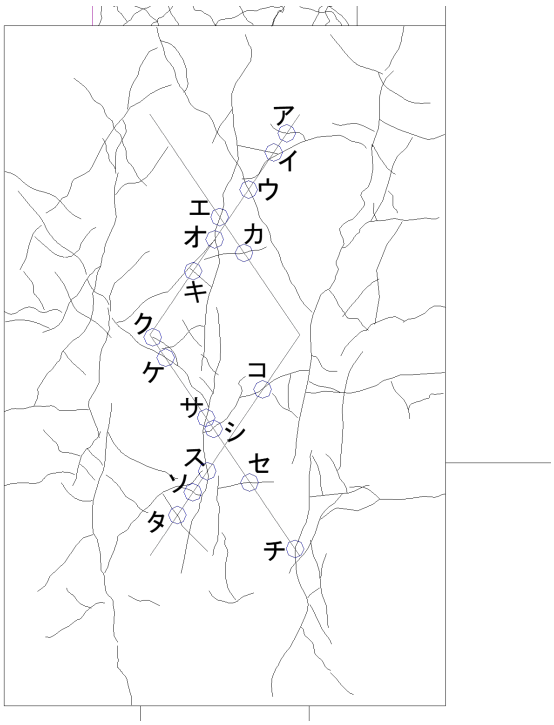


図 5.3.188 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-1　正載荷）

表 5.3.24 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　正載荷)

cycle		基準 正載荷ひび割れ																
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ	ソ	タ	チ
+1サイクル	+0.125																	
+1除荷																		
+2サイクル	+0.25																	
+2除荷																		
+4サイクル	+0.50																	0.1
+4除荷																		0.05
+6サイクル	+1.0				0.2	0.2					0.1	0.15		0.05				0.2
+6除荷					0.2	0.2					0.1	0.15		0.05				0.2
+8サイクル	+2.0	トジ	0.1	0.15	0.9	0.15	トジ		トジ	トジ	0.55	0.25	0.05	0.05				0.8
+8除荷		トジ	0.1	0.15	0.7	0.05	トジ		トジ	トジ	0.55	0.15	0.05	トジ				0.8
+10サイクル	+3.0	トジ	0.25	0.45	1.8	0.1	0.05	0.05	トジ	0.35	2	0.45	0.2	0.1	0.1	0.05	0.2	1.8
+10除荷		トジ	0.4	0.4	1.5	0.1	0.05	トジ	トジ	0.4	2	0.6	0.2	0.1	0.05	0.05	0.15	1

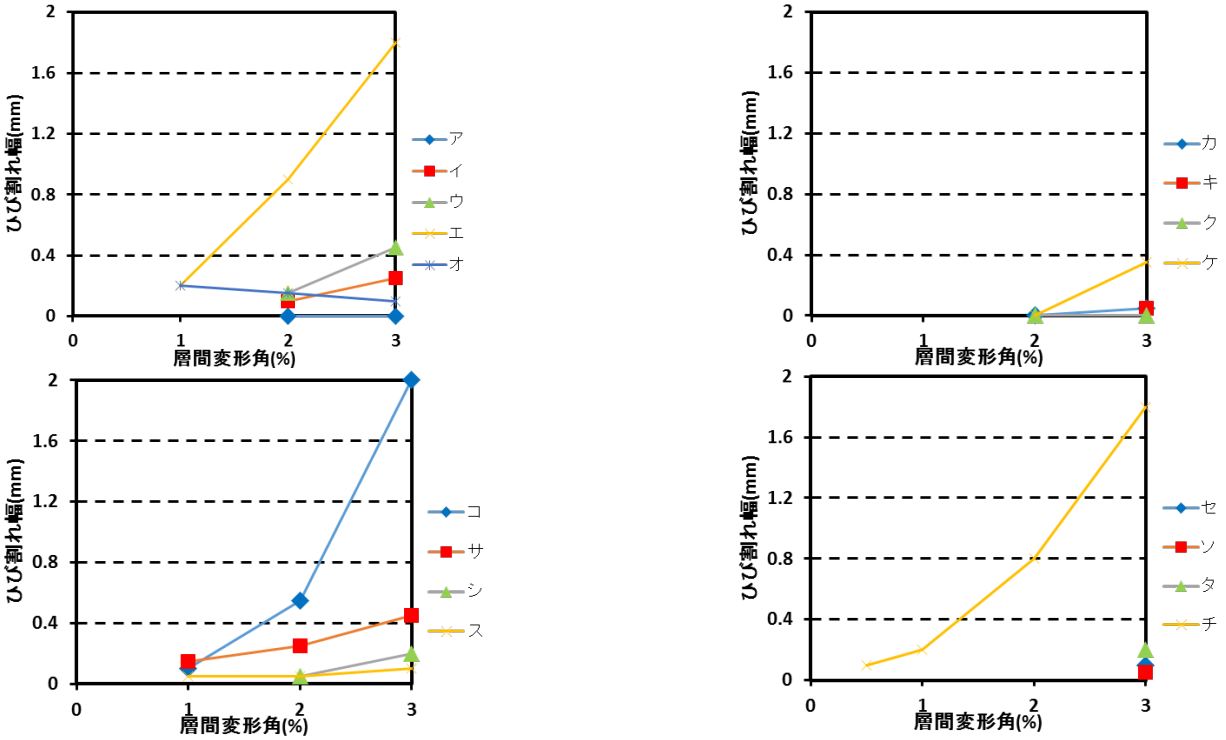


図 5.3.189 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-1　正載荷）

・試験体 A-1(負載荷)

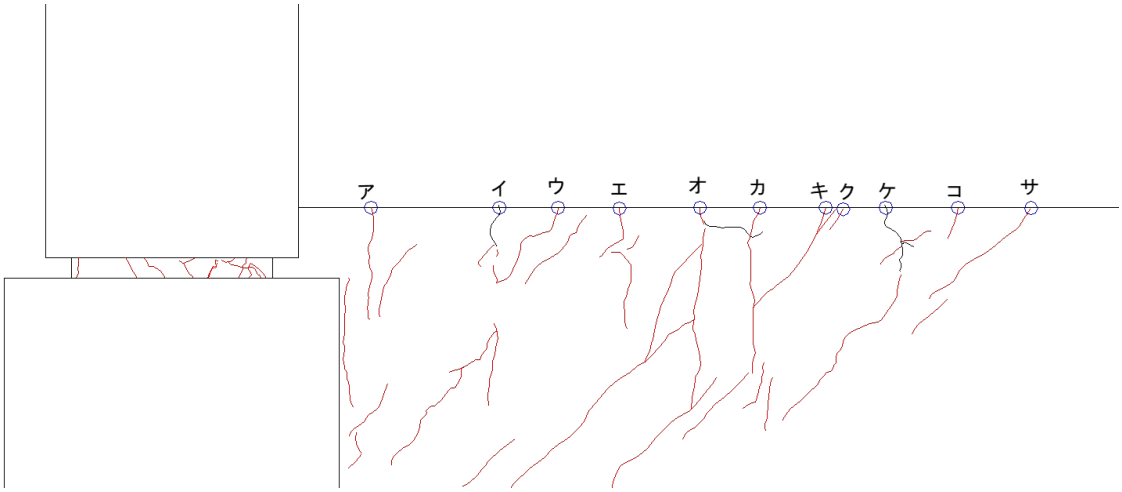


図 5.3.190 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-1　負載荷)

表 5.3.25 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　負載荷)

cycle		基準 負載荷ひび割れ										
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ
-1サイクル	-0.125	0.1	0.05		トジ					0.1		
-1除荷		0.05	0.05		0.05					0.1		
-2サイクル	-0.25	0.15	0.05	トジ	0.05		0.1			0.1		
-2除荷		0.1	0.05	トジ	0.05		0.1			0.1		
-4サイクル	-0.5	0.2	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ		0.1		トジ
-4除荷		0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ		0.05		トジ
-6サイクル	-1.0	0.15	0.15	0.1	0.1	0.05	0.05	0.05		0.1		0.05
-6除荷		0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ		0.1		0.05
-8サイクル	-2.0	0.25	0.15	0.1	0.1	0.1	0.1	0.05		0.1	0.05	0.05
-8除荷		0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ		0.1	トジ	0.05
-10サイクル	-3.0	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.05	トジ	0.15	0.05	0.05
-10除荷		0.1	0.1	0.05	0.1	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05

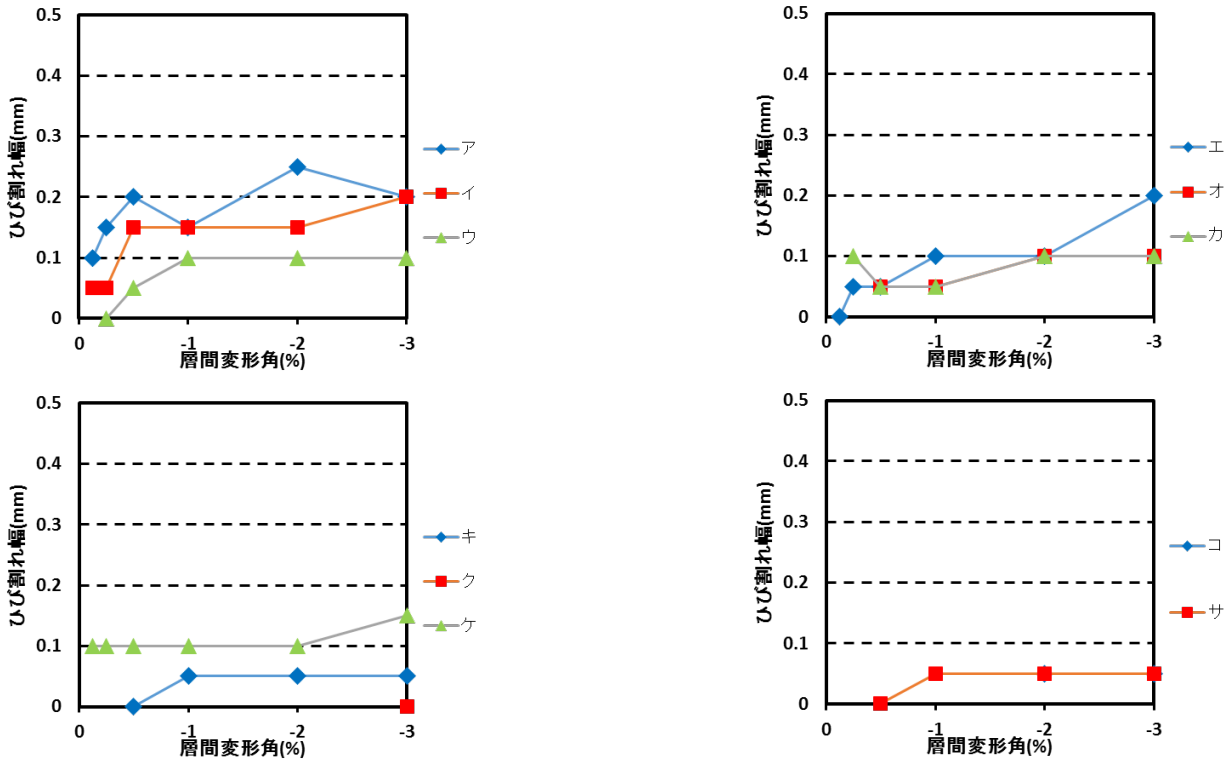


図 5.3.191 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　負載荷)

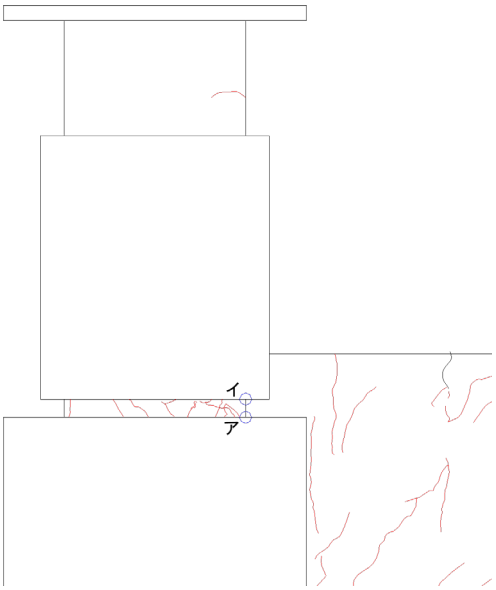


図 5.3.192 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-1　負載荷)

表 5.3.26 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　負載荷)

cycle		基準 負載荷ひび割れ	
		ア	イ
-1サイクル	-0.125		
-1除荷			
-2サイクル	-0.25		
-2除荷			
-4サイクル	-0.5		0.1
-4除荷			トジ
-6サイクル	-1.0		0.15
-6除荷			トジ
-8サイクル	-2.0		0.65
-8除荷			トジ
-10サイクル	-3.0	0.05	圧壊
-10除荷		トジ	圧壊

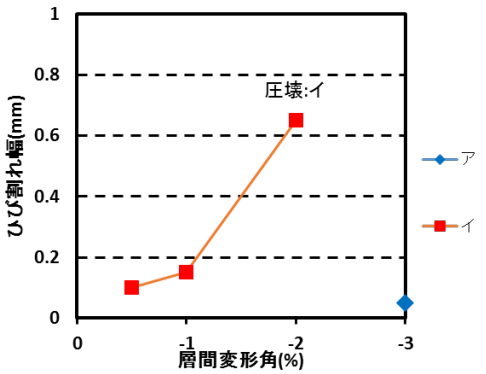


図 5.3.193 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　負載荷)

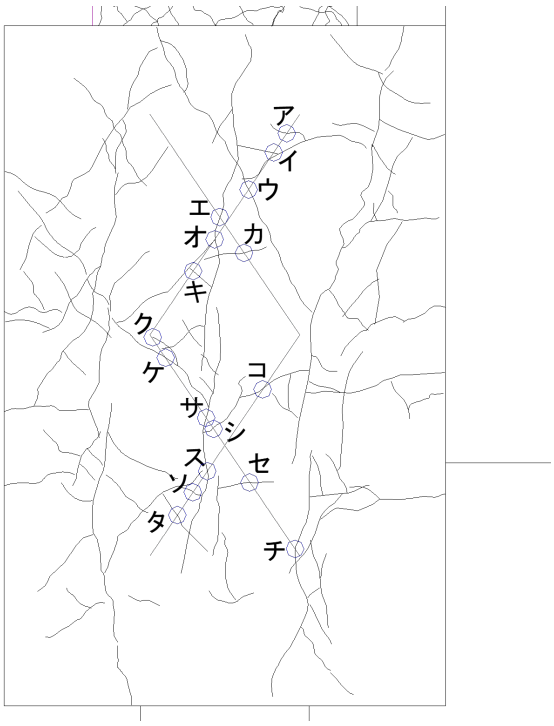


図 5.3.194 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-1　負載荷）

表 5.3.27 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-1　負載荷)

cycle		基準 負載荷ひび割れ																	
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ	ソ	タ	チ
−1サイクル	−0.125																	
−1除荷																		
−2サイクル	−0.25																	
−2除荷																		
−4サイクル	−0.5																	0.05
−4除荷																		トジ
−6サイクル	−1.0			0.15	0.05	0.05					トジ	0.05		トジ				0.15
−6除荷				0.05	0.1	0.05					トジ	0.05		トジ				0.15
−8サイクル	−2.0	トジ	0.05	0.95	0.25	0.05	0.05	0.1	0.05	0.35	0.05	0.1	トジ	0.2				0.7
−8除荷		トジ	0.05	0.35	0.3	0.05	0.05	0.05	トジ	0.2	0.25	0.1	0.05	0.1				0.6
−10サイクル	−3.0	トジ	0.35	2	0.35	0.05	0.05	0.2	トジ	2	0.45	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.7	1
−10除荷		トジ	0.15	2	0.4	0.05	0.05	0.25	トジ	1.8	0.6	0.1	0.05	0.2	0.05	0.1	0.65	1

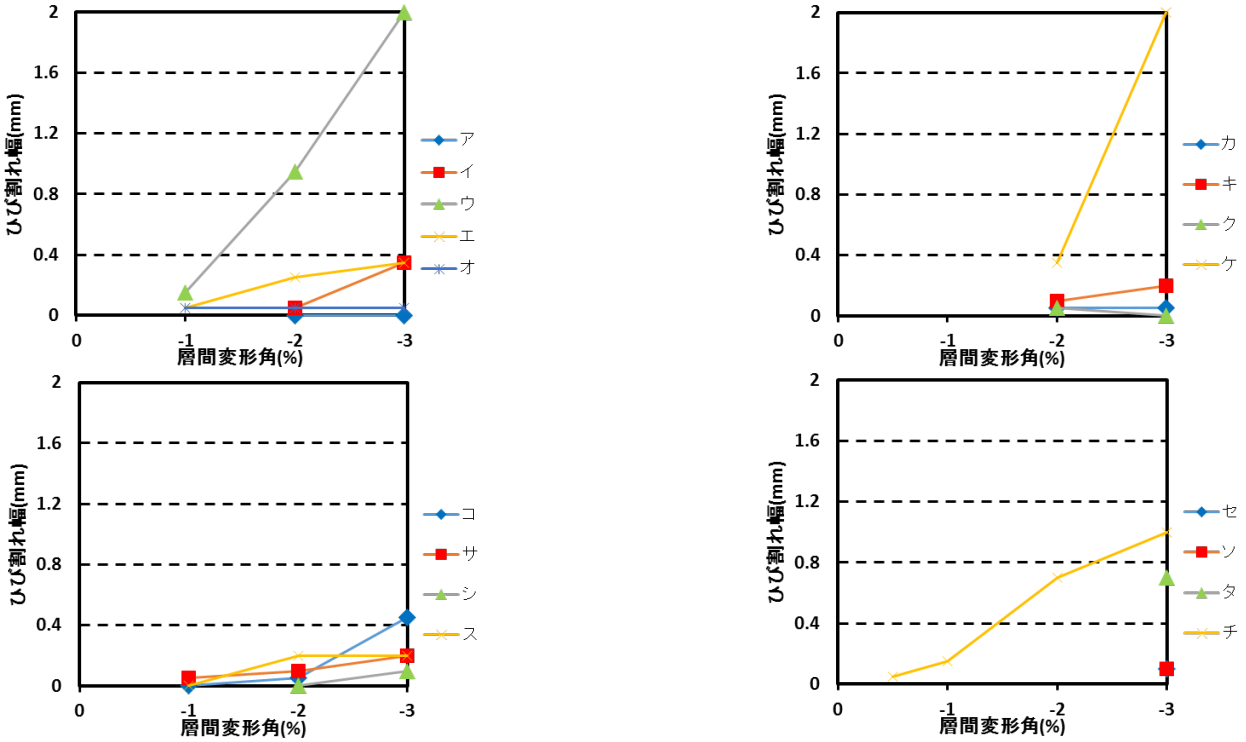


図 5.3.195 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-1　負載荷）

・試験体 A-2(正載荷)

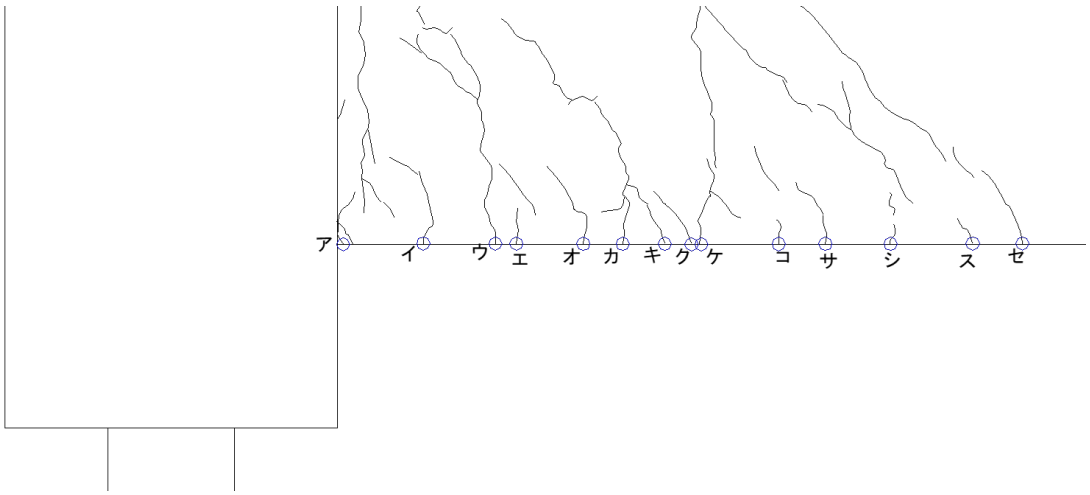


図 5.3.196 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-2　正載荷)

表 5.3.28 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　正載荷)

cycle		縦筋1.0倍 正載荷ひび割れ													
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ
+1サイクル	+0.125														
+1除荷															
+2サイクル	+0.25	0.1													
+2除荷		トジ													
+4サイクル	+0.50	0.35	0.05	0.05		トジ	0.05			0.05	トジ		トジ		
+4除荷		0.05	トジ	トジ		トジ	トジ			トジ	トジ		トジ		
+6サイクル	+1.0	0.55	0.05	0.1	トジ	トジ	0.1			0.05	トジ	トジ	トジ		
+6除荷		0.2	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			トジ	トジ	トジ	トジ		
+8サイクル	+2.0	1.3	0.1	0.1	0.05	0.05	0.1	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ
+8除荷		0.5	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	0.85	0.1	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10除荷		0.45	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

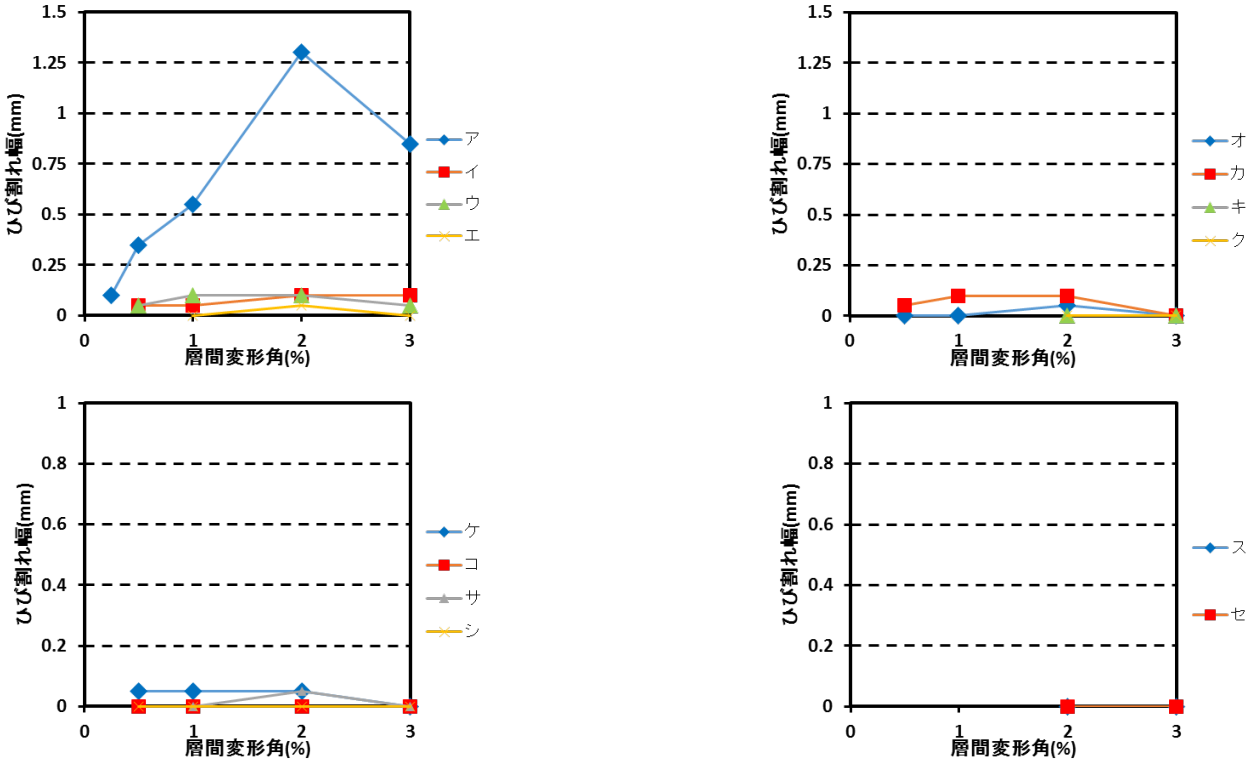


図 5.3.197 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　正載荷)

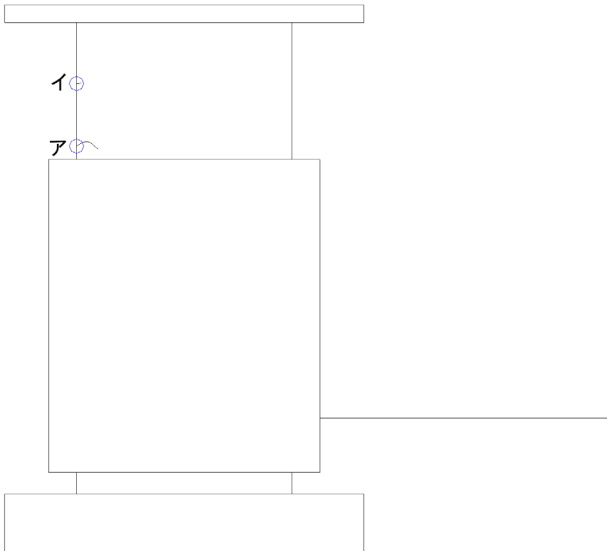


図 5.3.198 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-2　正載荷)

表 5.3.29 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　正載荷)

cycle		縦筋1.0倍 正載荷ひび割れ	
		ア	イ
+1サイクル	+0.125		
+1除荷			
+2サイクル	+0.25		
+2除荷			
+4サイクル	+0.50	トジ	
+4除荷		トジ	
+6サイクル	+1.0	トジ	トジ
+6除荷		トジ	トジ
+8サイクル	+2.0	0.05	トジ
+8除荷		トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	0.05	トジ
+10除荷		トジ	トジ

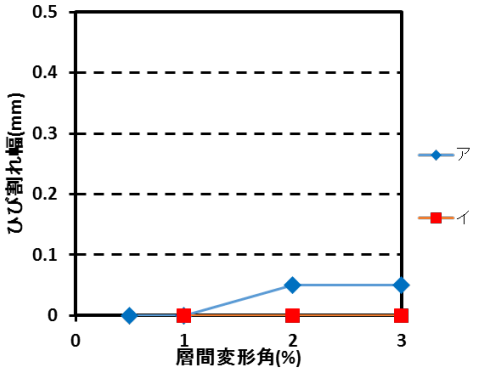


図 5.3.199 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　正載荷)

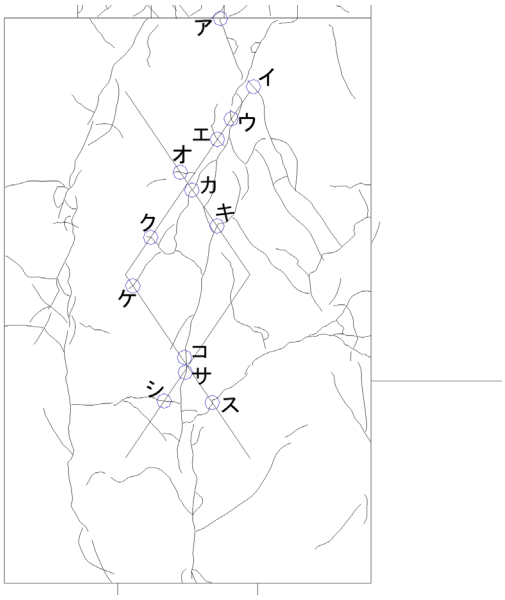


図 5.3.200 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-2　正載荷）

表 5.3.30 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　正載荷)

cycle		縦筋1.0倍 正載荷ひび割れ												
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス
+1サイクル	+0.125													
+1除荷														
+2サイクル	+0.25													
+2除荷														
+4サイクル	+0.50													
+4除荷														
+6サイクル	+1.0			0.2	トジ			0.35			0.4	0.4		
+6除荷				0.05	トジ			0.2			0.2	0.2		
+8サイクル	+2.0		トジ	0.4	トジ	トジ	0.1	0.55	トジ		0.6	0.6	0.15	0.1
+8除荷			トジ	0.25	トジ	トジ	0.005	0.5	トジ		0.5	0.45	0.05	0.05
+10サイクル	+3.0	1.4	0.9	0.6	トジ	トジ	0.3	0.65	トジ	0.05	0.65	0.65	0.5	0.25
+10除荷		1.4	0.9	0.35	トジ	トジ	0.1	0.55	トジ	トジ	0.55	0.55	0.25	0.2

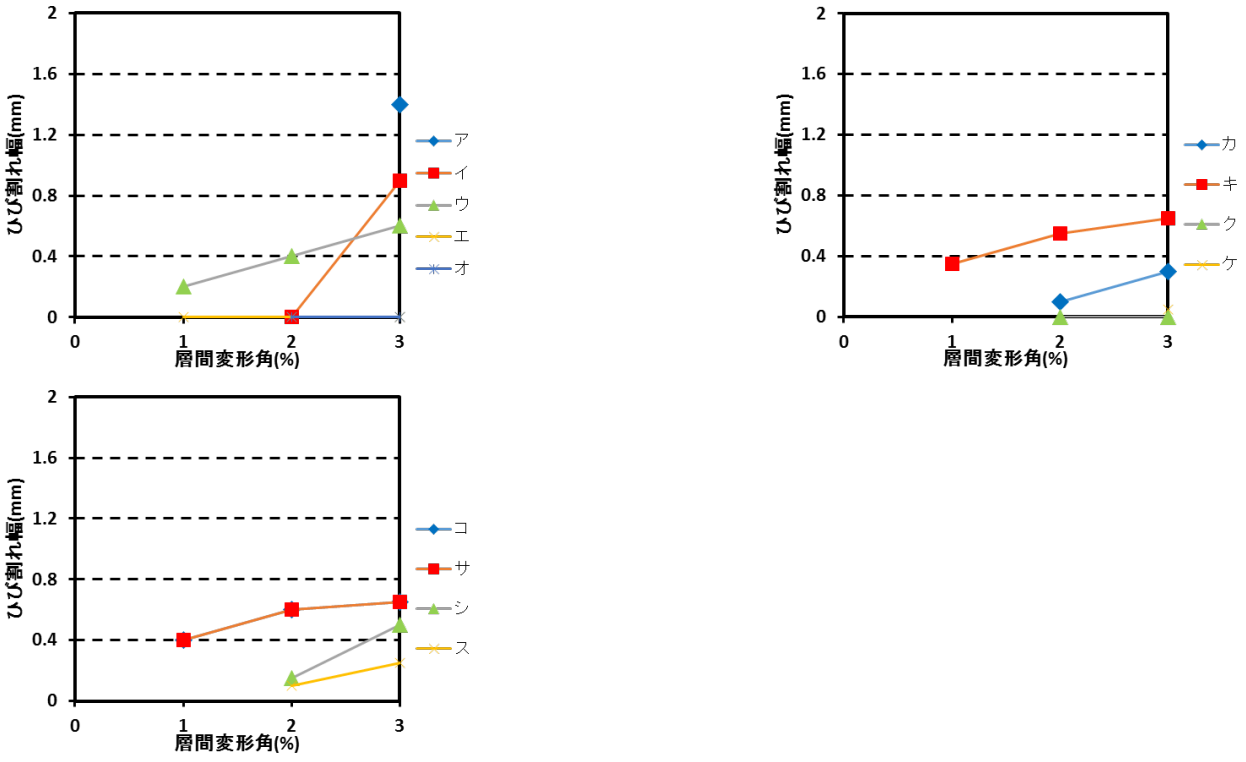


図 5.3.201 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-2　正載荷）

・試験体 A-2(負載荷)

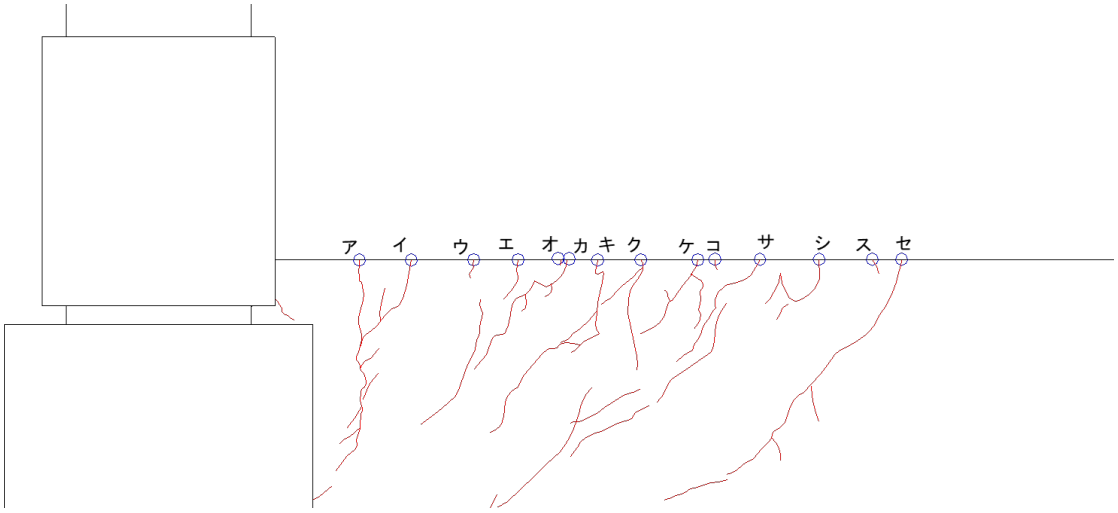


図 5.3.202 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-2　負載荷)

表 5.3.31 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　負載荷)

cycle		縦筋1.0倍 負載荷ひび割れ													
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ
-1サイクル	-0.125	トジ													
-1除荷		トジ													
-2サイクル	-0.25	0.1	トジ	トジ			トジ			トジ					
-2除荷		トジ	トジ	トジ			トジ			トジ					
-4サイクル	-0.5	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	0.1			0.1	0.05		0.05		
-4除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			トジ	トジ		トジ		
-6サイクル	-1.0	0.2	トジ	トジ	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.05	0.1	0.05	0.1	トジ	トジ
-6除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
-8サイクル	-2.0	0.2	トジ	0.05	トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	0.1	0.1	0.05	0.1	0.05	トジ
-8除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ
-10サイクル	-3.0	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	0.1	0.05	トジ
-10除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ

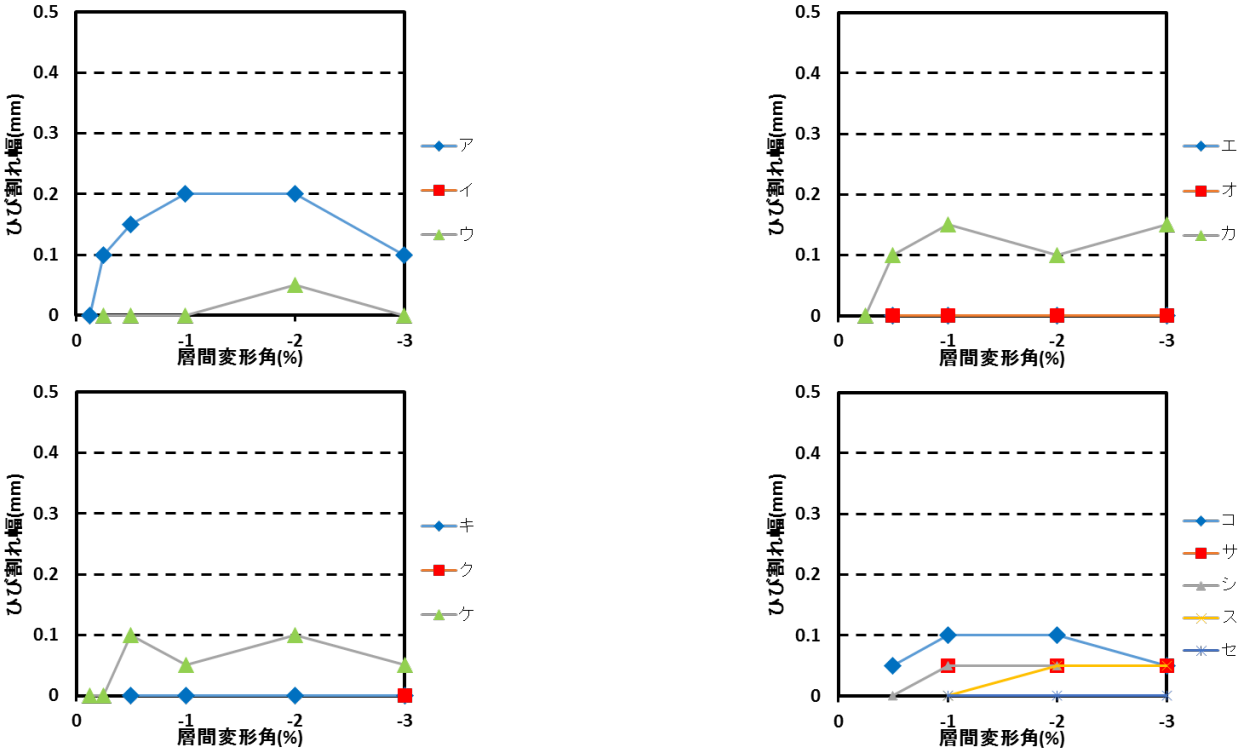


図 5.3.203 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　負載荷)

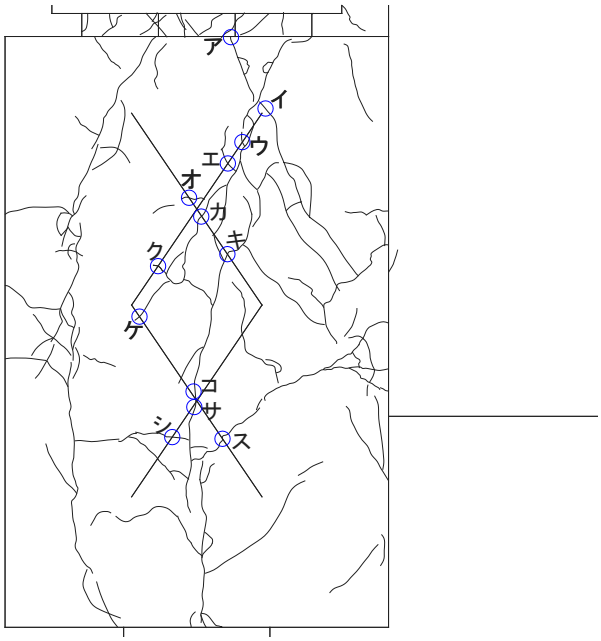


図 5.3.204 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-2　負載荷）

表 5.3.32 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-2　負載荷)

cycle		縦筋1.0倍 負載荷ひび割れ												
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス
−1サイクル	−0.125													
−1除荷														
−2サイクル	−0.25													
−2除荷														
−4サイクル	−0.5													
−4除荷														
−6サイクル	−1.0			0.05	トジ			0.2			0.2	0.2		
−6除荷				トジ	トジ			0.2			0.2	0.2		
−8サイクル	−2.0		0.7	0.25	トジ	トジ	トジ	0.45	トジ		0.5	0.5	トジ	トジ
−8除荷			0.55	0.2	トジ	トジ	トジ	0.5	トジ		0.5	0.5	トジ	トジ
−10サイクル	−3.0	3.5	2.5	0.35	トジ	トジ	0.05	0.45	トジ	トジ	0.6	0.6	0.05	0.05
−10除荷		3	3	0.25	トジ	トジ	0.05	0.5	トジ	トジ	0.5	0.55	0.05	0.05

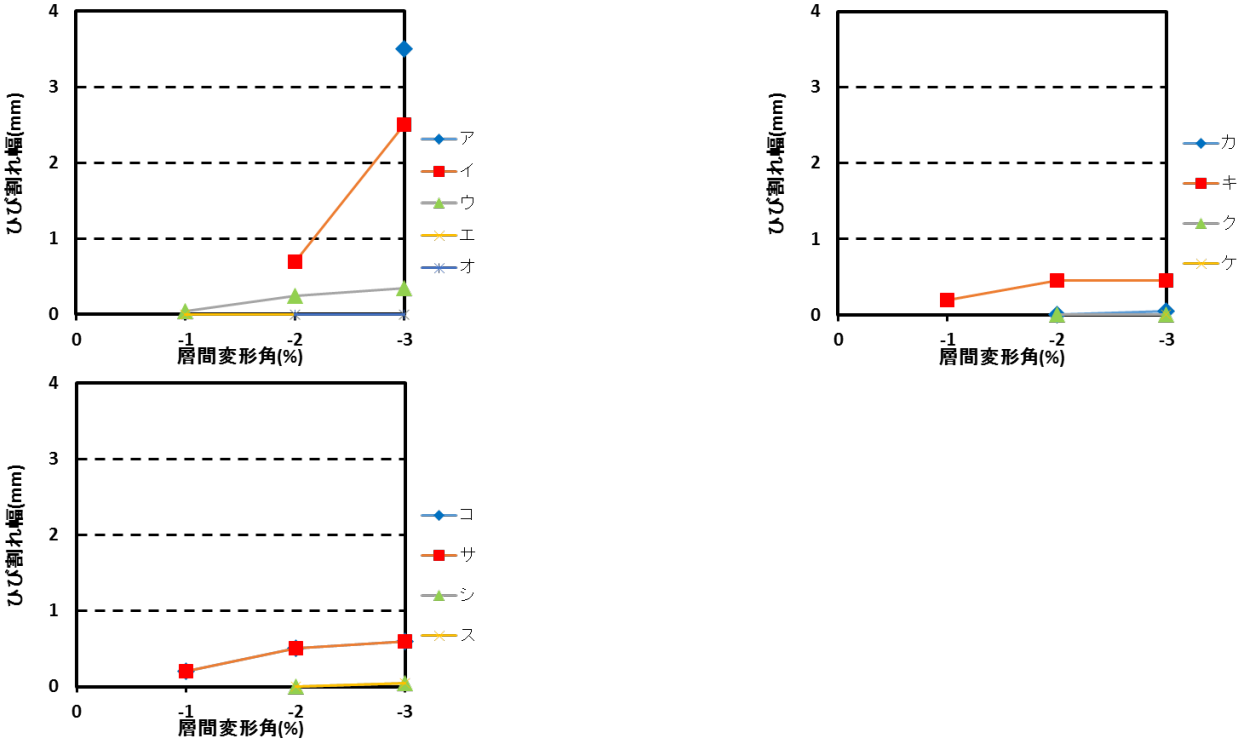


図 5.3.205 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-2　負載荷）

・試験体 A-3(正載荷)

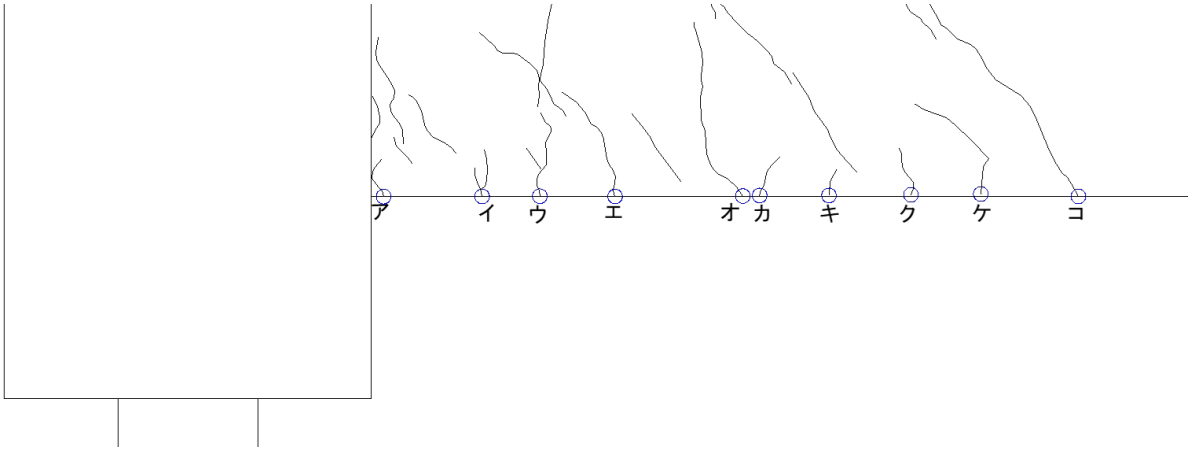


図 5.3.206 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-3　正載荷)

表 5.3.33 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　正載荷)

cycle		縦筋2.0倍 正載荷ひび割れ									
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ
+1サイクル	+0.125										
+1除荷											
+2サイクル	+0.25	0.2	トジ		トジ	トジ					
+2除荷		トジ	トジ		トジ	トジ					
+4サイクル	+0.50	0.4	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ				
+4除荷		0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ				
+6サイクル	+1.0	0.55	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+6除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8サイクル	+2.0	1.2	トジ	トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	2	0.05	トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10除荷		0.95	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

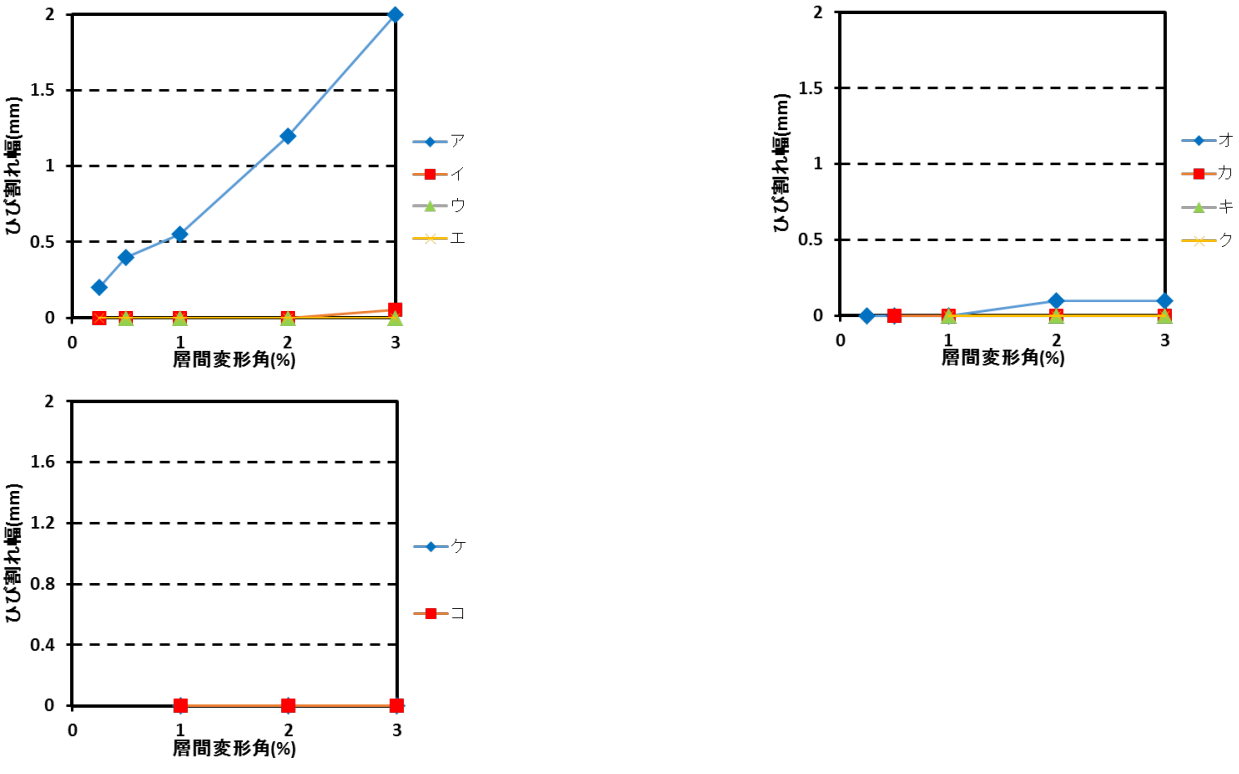


図 5.3.207 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　正載荷)

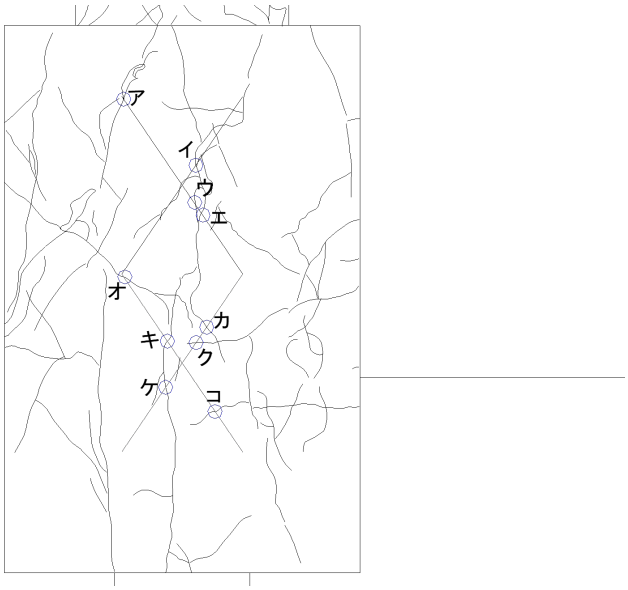


図 5.3.208 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-3　正載荷）

表 5.3.34 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　正載荷)

cycle		縦筋2.0倍 正載荷ひび割れ									
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ
+1サイクル	+0.125										
+1除荷											
+2サイクル	+0.25										
+2除荷											
+4サイクル	+0.50										
+4除荷											
+6サイクル	+1.0		0.15		0.15			0.2		0.15	
+6除荷			0.05		0.05			0.1		0.05	
+8サイクル	+2.0		0.4	0.25	0.3	トジ	トジ	0.55		0.5	
+8除荷			0.1	0.05	0.1	トジ	トジ	0.3		0.25	
+10サイクル	+3.0	0.1	0.65	0.3	0.65	0.1	トジ	0.9	0.05	0.6	トジ
+10除荷		0.05	0.45	0.2	0.4	0.05	トジ	0.65	トジ	0.5	トジ

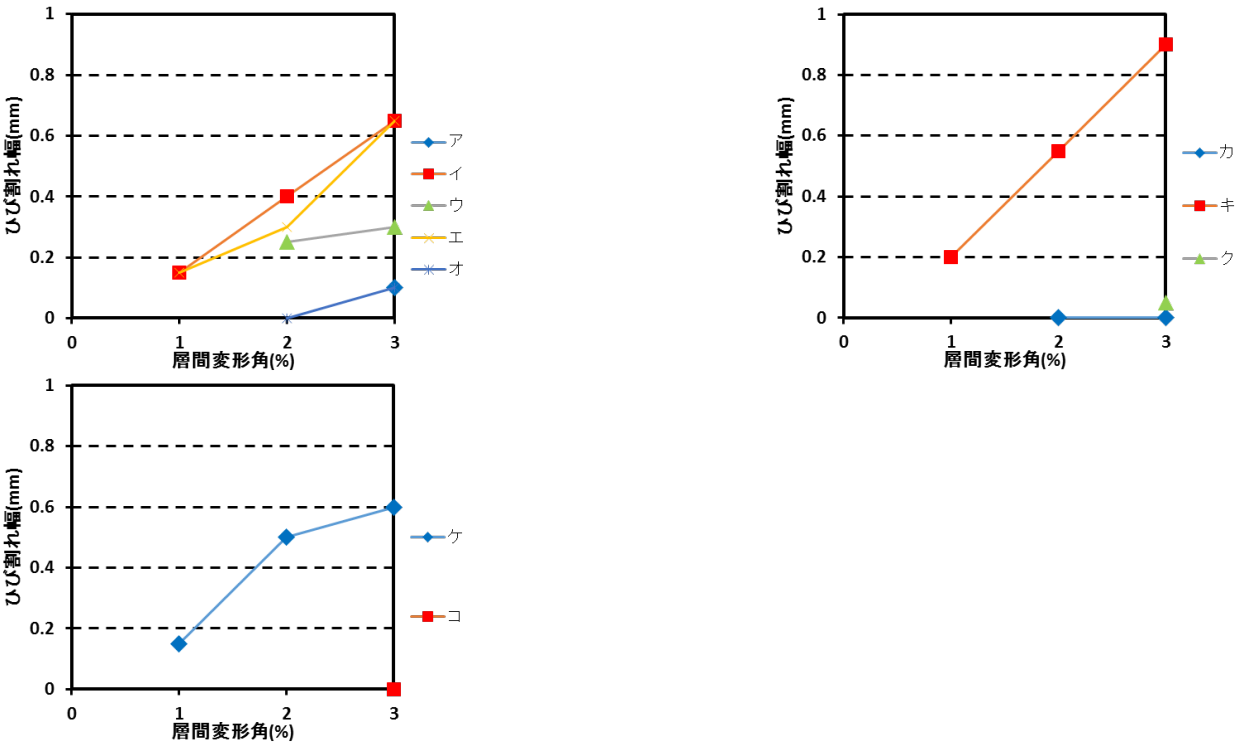


図 5.3.209 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-3　正載荷）

・試験体 A-3(負載荷)

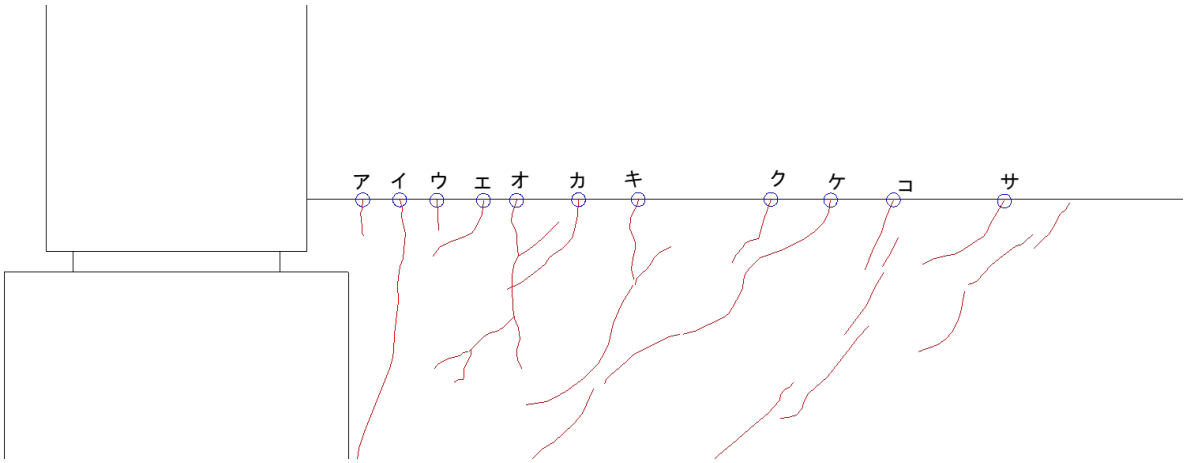


図 5.3.210 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-3　負載荷)

表 5.3.35 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　負載荷)

cycle		縦筋2.0倍 負載荷ひび割れ										
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ
-1サイクル	-0.125											
-1除荷												
-2サイクル	-0.25		0.05			トジ		トジ				
-2除荷			トジ			トジ		トジ				
-4サイクル	-0.5	トジ	トジ		トジ	トジ		0.05	トジ		トジ	トジ
-4除荷		トジ	トジ		トジ	トジ		トジ	トジ		トジ	トジ
-6サイクル	-1.0	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.1	0.05	トジ	トジ	トジ
-6除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
-8サイクル	-2.0	0.05	0.05	0.05	0.05	0.15	0.15	0.2	0.15	トジ	0.05	0.05
-8除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
-10サイクル	-3.0	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.05	0.1	0.1	トジ	トジ	トジ
-10除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

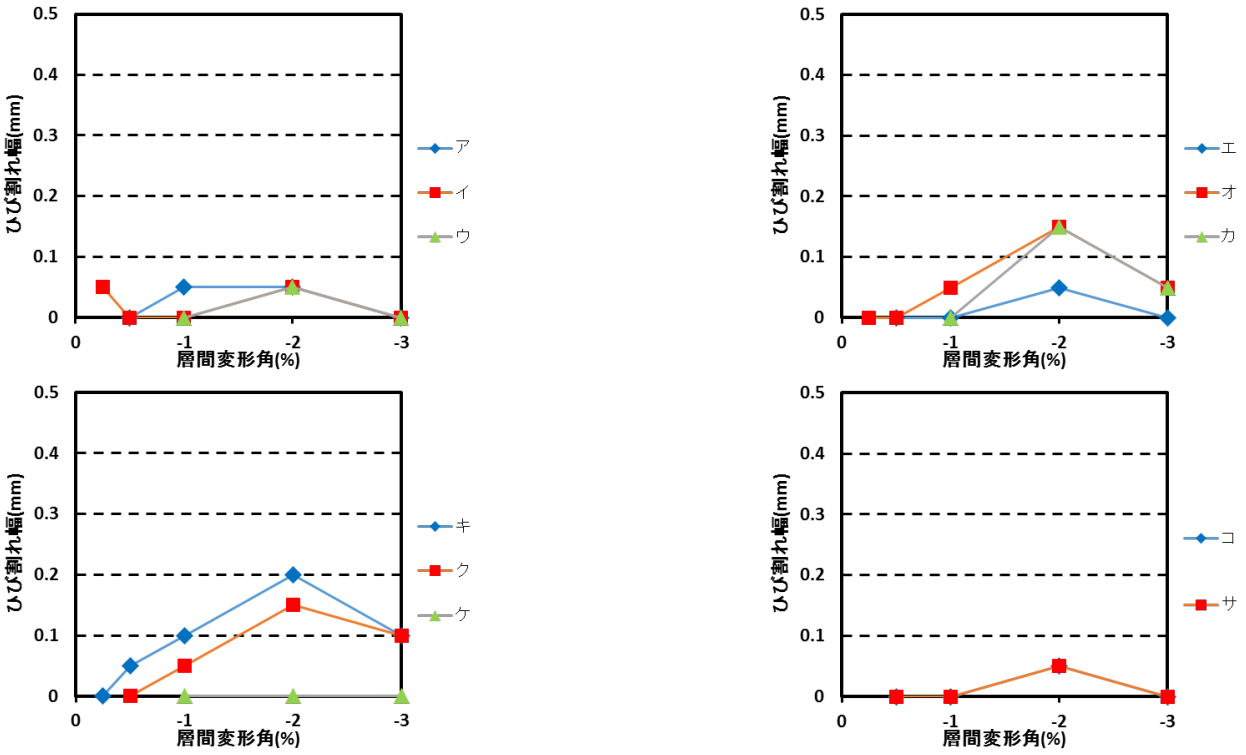


図 5.3.211 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　負載荷)

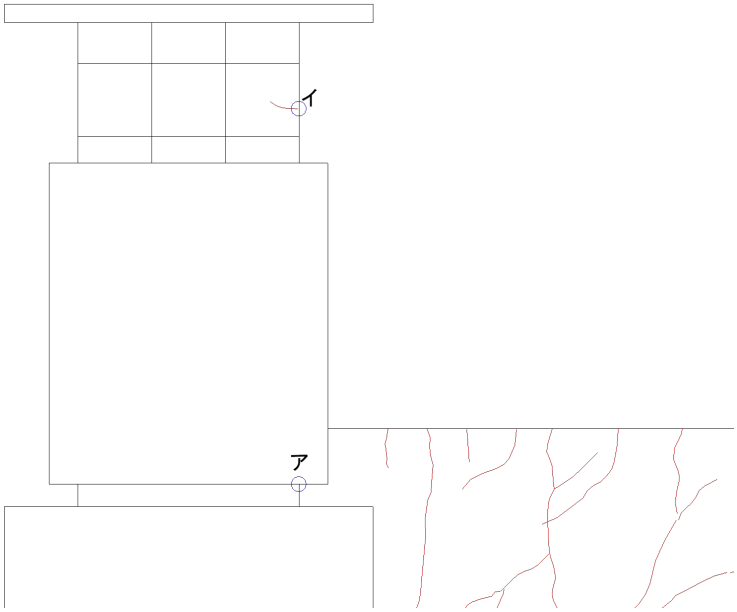


図 5.3.212 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-3　負載荷)

表 5.3.36 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　負載荷)

cycle		縦筋2.0倍 負載荷ひび割れ	
		ア	イ
-1サイクル	-0.125		
-1除荷			
-2サイクル	-0.25		
-2除荷			
-4サイクル	-0.5		トジ
-4除荷			トジ
-6サイクル	-1.0	トジ	トジ
-6除荷		トジ	トジ
-8サイクル	-2.0	圧壊	トジ
-8除荷		圧壊	トジ
-10サイクル	-3.0	圧壊	トジ
-10除荷		圧壊	トジ

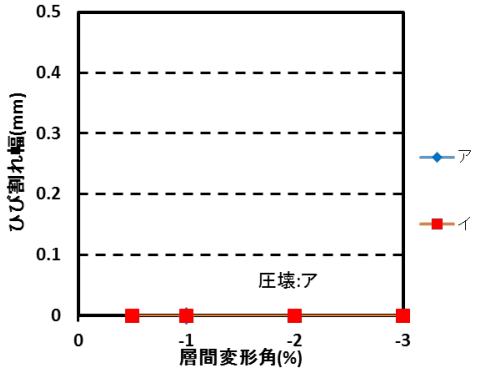


図 5.3.213 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　負載荷)

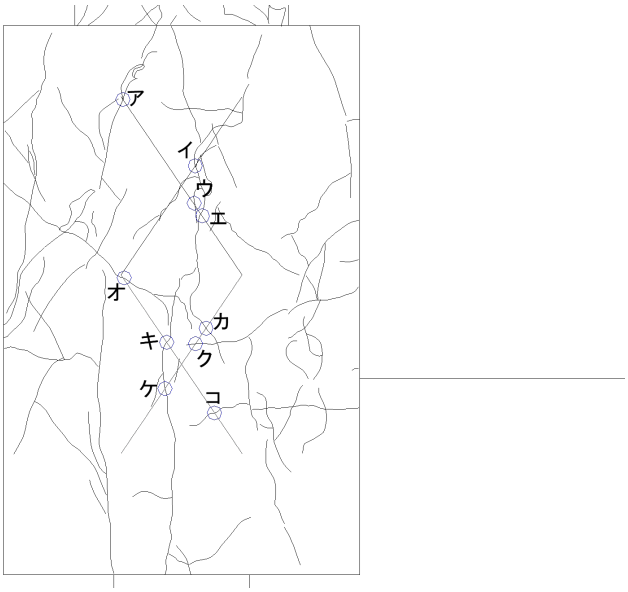


図 5.3.214 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-3　負載荷）

表 5.3.37 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-3　負載荷)

cycle		縦筋2.0倍 負載荷ひび割れ									
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ
-1サイクル	-0.125										
-1除荷											
-2サイクル	-0.25										
-2除荷											
-4サイクル	-0.5										
-4除荷											
-6サイクル	-1.0		0.05		0.05			0.05		0.05	
-6除荷			0.05		トジ			トジ		トジ	
-8サイクル	-2.0		0.6	トジ	0.05	0.3	トジ	0.35		0.35	
-8除荷			0.4	トジ	トジ	0.15	トジ	0.3		0.2	
-10サイクル	-3.0	0.05	1	トジ	0.25	0.55	トジ	0.65	トジ	0.65	トジ
-10除荷		0.05	0.9	トジ	0.2	0.45	トジ	0.6	トジ	0.45	トジ

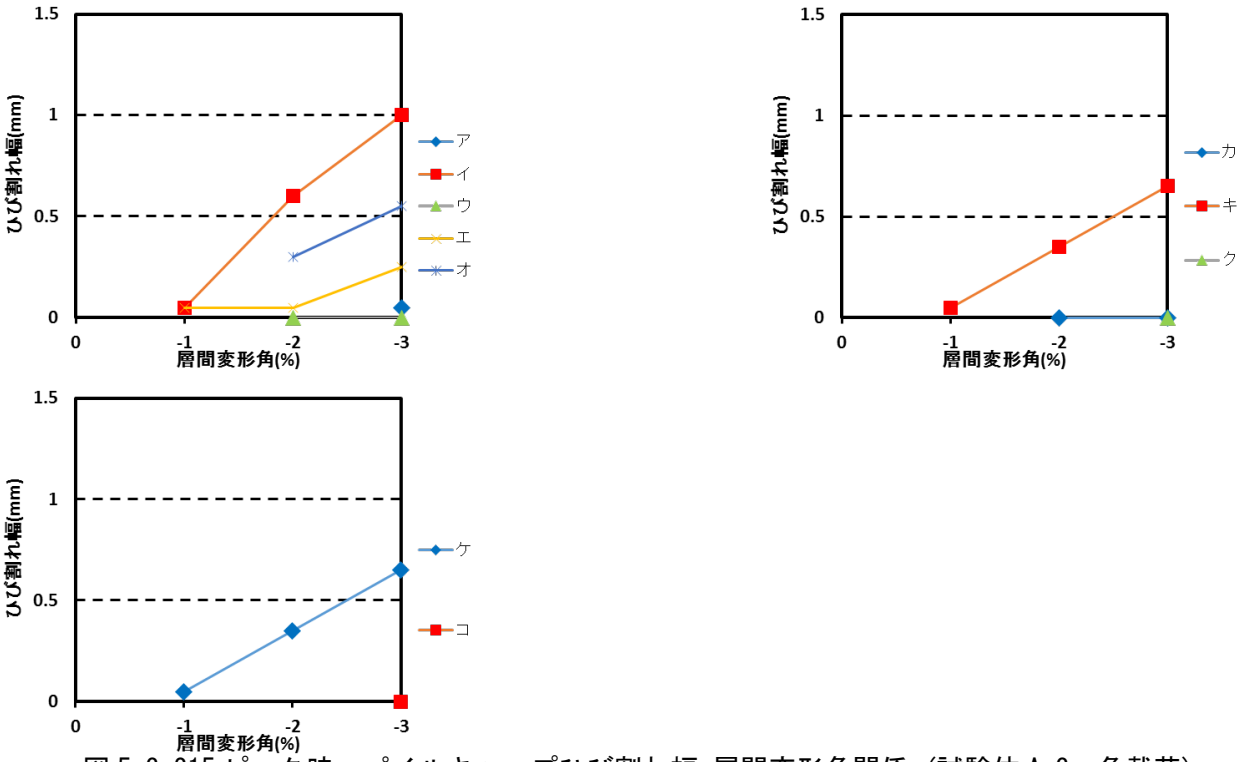


図 5.3.215 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-3　負載荷）

・試験体 B-1(正載荷)

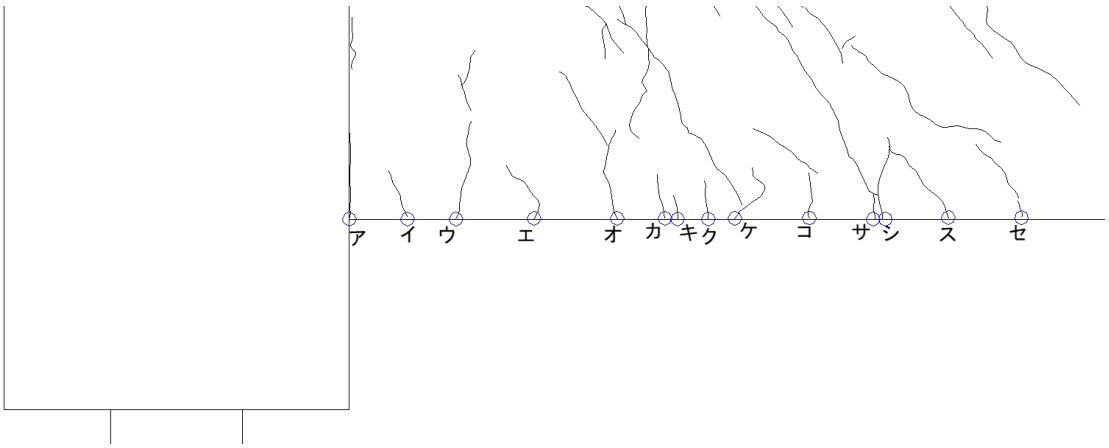


図 5.3.216 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 B-1　正載荷)

表 5.3.38 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　正載荷)

cycle		袖壁付 正載荷ひび割れ													
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ
+1サイクル	+0.125			0.05						トジ			トジ		
+1除荷				トジ						トジ			トジ		
+2サイクル	+0.25	0.1		0.05		トジ				0.05			トジ		
+2除荷		トジ		トジ		トジ				トジ			トジ		
+4サイクル	+0.50	0.25		0.15	トジ	0.1		トジ		0.1	トジ		トジ		
+4除荷		0.1		トジ	トジ	トジ		トジ		トジ	トジ		トジ		
+6サイクル	+1.0	0.3	トジ	0.15	トジ	0.1		トジ		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+6除荷		0.15	トジ	トジ	トジ	トジ		トジ		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8サイクル	+2.0	2.5	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8除荷		1.5	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	圧壊	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10除荷		圧壊	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

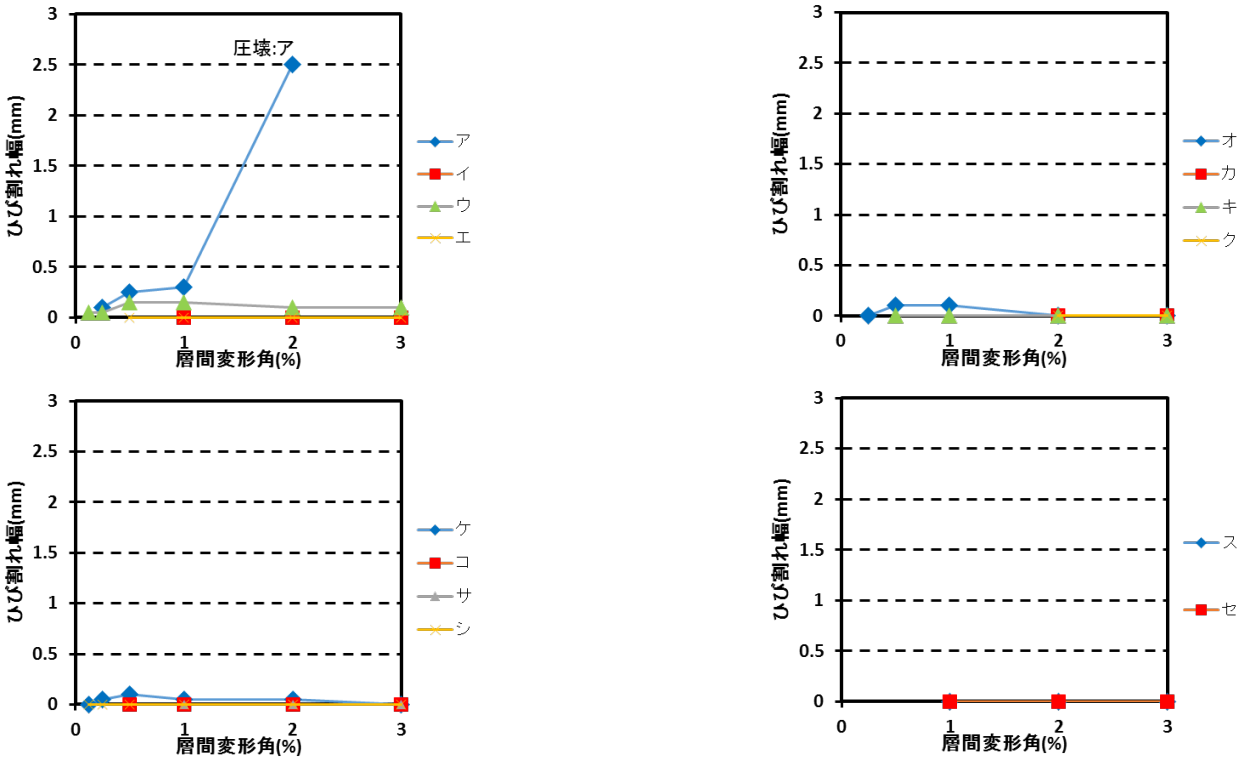


図 5.3.217 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　正載荷)

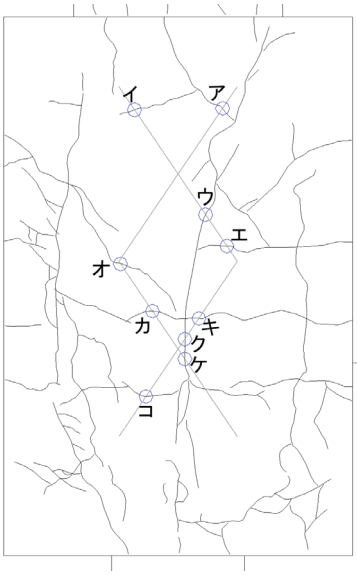


図 5.3.218 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 B-1　正載荷）

表 5.3.39 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　正載荷)

cycle		袖壁付 正載荷ひび割れ									
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ
+1サイクル	+0.125										
+1除荷											
+2サイクル	+0.25										
+2除荷											
+4サイクル	+0.50			0.1					0.1	0.15	
+4除荷				トジ					0.05	0.05	
+6サイクル	+1.0	トジ		0.35					0.25	0.2	0.05
+6除荷		トジ		0.1					0.1	0.15	トジ
+8サイクル	+2.0	0.2	トジ	0.7	トジ	トジ	トジ	トジ	0.75	0.75	0.45
+8除荷		0.35	トジ	0.6	トジ	トジ	トジ	トジ	0.65	0.55	0.1
+10サイクル	+3.0	0.45	トジ	0.75	トジ	0.25	0.05	トジ	1	0.45	0.15
+10除荷		0.45	トジ	0.5	トジ	0.15	トジ	トジ	0.95	0.4	0.3

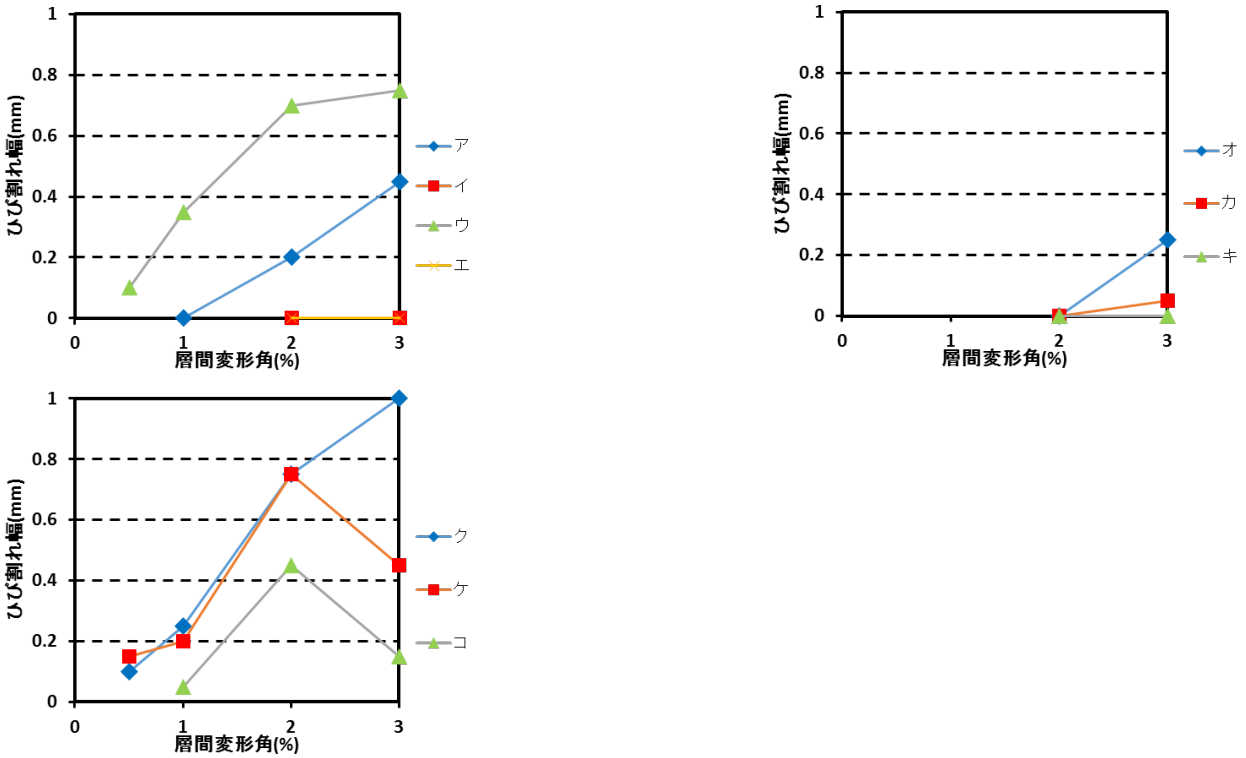


図 5.3.219 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 B-1　正載荷）

・試験体 B-1(負載荷)

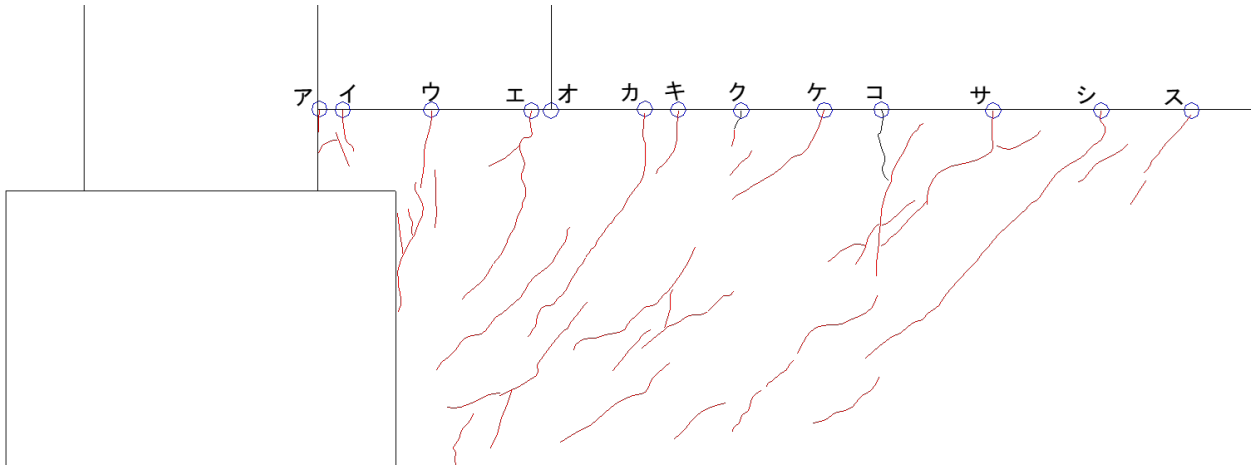


図 5.3.220 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 B-1　負載荷)

表 5.3.40 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　負載荷)

cycle		袖壁付 負載荷ひび割れ												
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス
-1サイクル	-0.125			トジ	0.05				0.05					
-1除荷				トジ	トジ				0.05					
-2サイクル	-0.25	0.1	0.1	0.05	0.05	0.2		トジ	0.1		0.1	トジ		
-2除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	0.05		トジ	0.1		0.1	トジ		
-4サイクル	-0.5	0.05	0.15	0.05	0.25	0.7	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	圧壊
-4除荷		0.05	0.05	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	圧壊
-6サイクル	-1.0	0.2	0.35	0.3	0.4	圧壊	0.15	トジ	0.1	トジ	トジ	0.05	0.05	圧壊
-6除荷		0.05	0.15	トジ	0.05	圧壊	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	圧壊
-8サイクル	-2.0	0.3	0.6	0.25	0.35	圧壊	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.1	圧壊
-8除荷		0.15	0.35	トジ	0.15	圧壊	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	圧壊
-10サイクル	-3.0	0.2	0.45	0.05	0.25	圧壊	0.1	トジ	0.05	0.05	0.1	0.1	0.05	圧壊
-10除荷		0.15	0.4	0.05	0.15	圧壊	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	圧壊

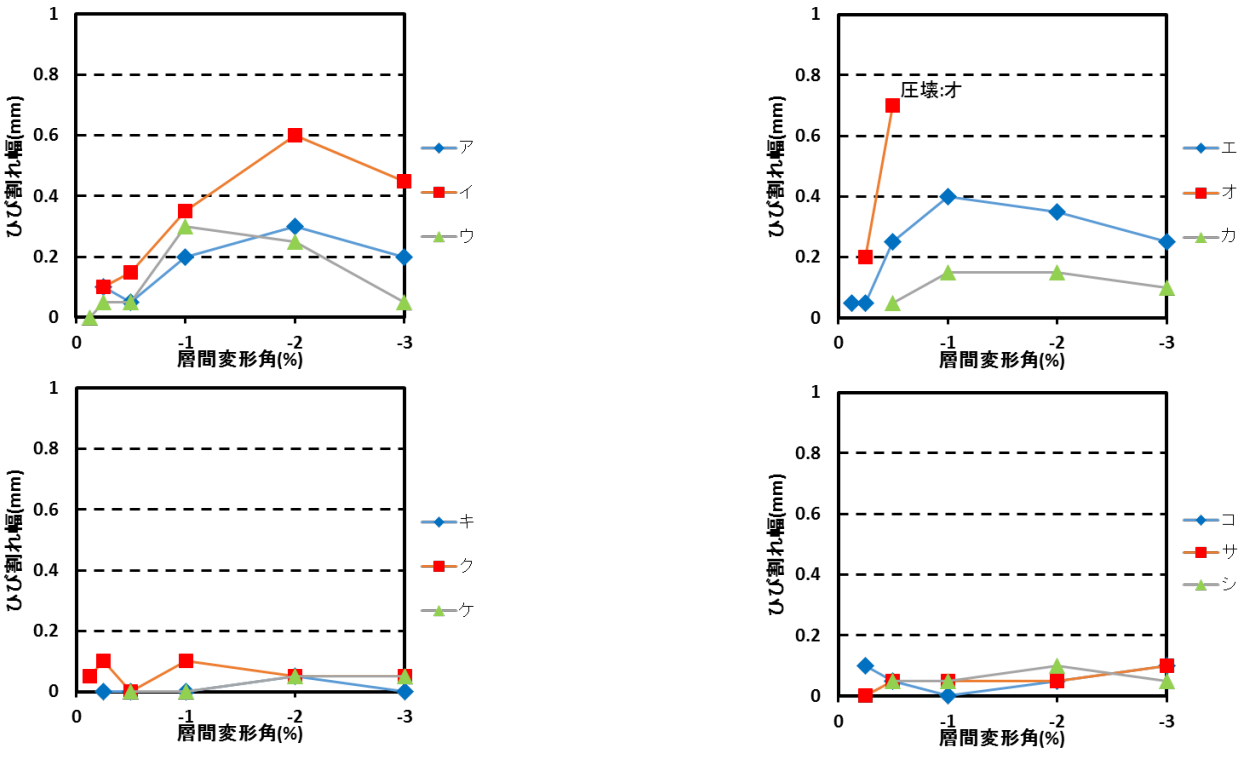


図 5.3.221 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　負載荷)

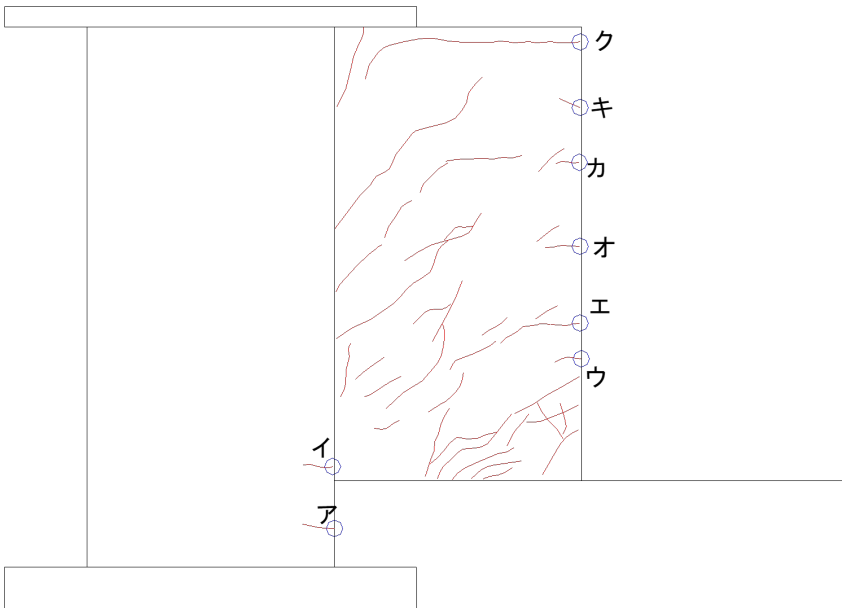


図 5.3.222 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 B-1　負載荷)

表 5.3.41 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　負載荷)

cycle		袖壁付 負載荷ひび割れ							
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク
-1サイクル	-0.125								
-1除荷									
-2サイクル	-0.25								
-2除荷									
-4サイクル	-0.5				トジ	0.1	トジ	トジ	
-4除荷					トジ	0.05	トジ	トジ	
-6サイクル	-1.0	0.05	トジ		トジ	0.1	トジ	トジ	
-6除荷		トジ	トジ		トジ	0.1	トジ	トジ	
-8サイクル	-2.0	0.35	トジ	トジ	0.1	0.15	トジ	0.05	トジ
-8除荷		0.15	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ
-10サイクル	-3.0	0.1	トジ	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ
-10除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ

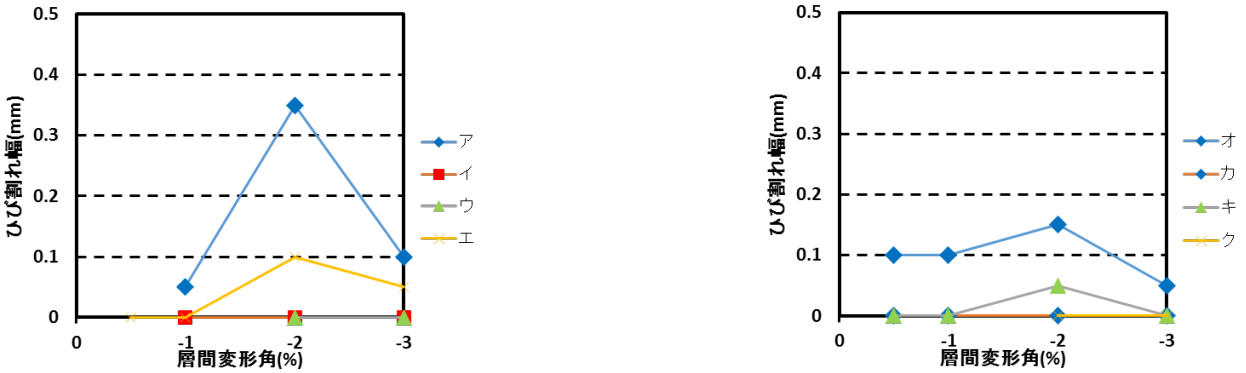


図 5.3.223 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　負載荷)

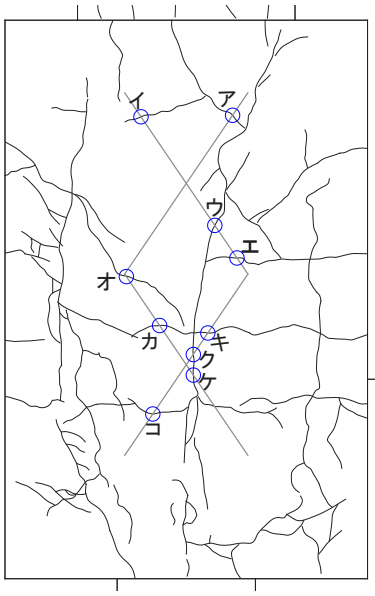


図 5.3.224 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 B-1　負載荷）

表 5.3.42 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 B-1　負載荷)

cycle		袖壁付 負載荷ひび割れ									
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ
−1サイクル	−0.125										
−1除荷											
−2サイクル	−0.25										
−2除荷											
−4サイクル	−0.5			トジ					トジ	トジ	
−4除荷				トジ					トジ	トジ	
−6サイクル	−1.0	0.05		0.1					0.1	0.15	トジ
−6除荷		0.05		0.1					0.1	0.1	トジ
−8サイクル	−2.0	0.6	トジ	0.45	トジ	0.15	トジ	トジ	0.75	0.75	0.1
−8除荷		0.45	トジ	0.35	トジ	0.1	トジ	トジ	0.7	0.55	0.05
−10サイクル	−3.0	0.6	トジ	0.4	トジ	0.15	トジ	トジ	1	0.5	0.1
−10除荷		0.4	トジ	0.45	トジ	0.15	トジ	トジ	0.95	0.5	0.1

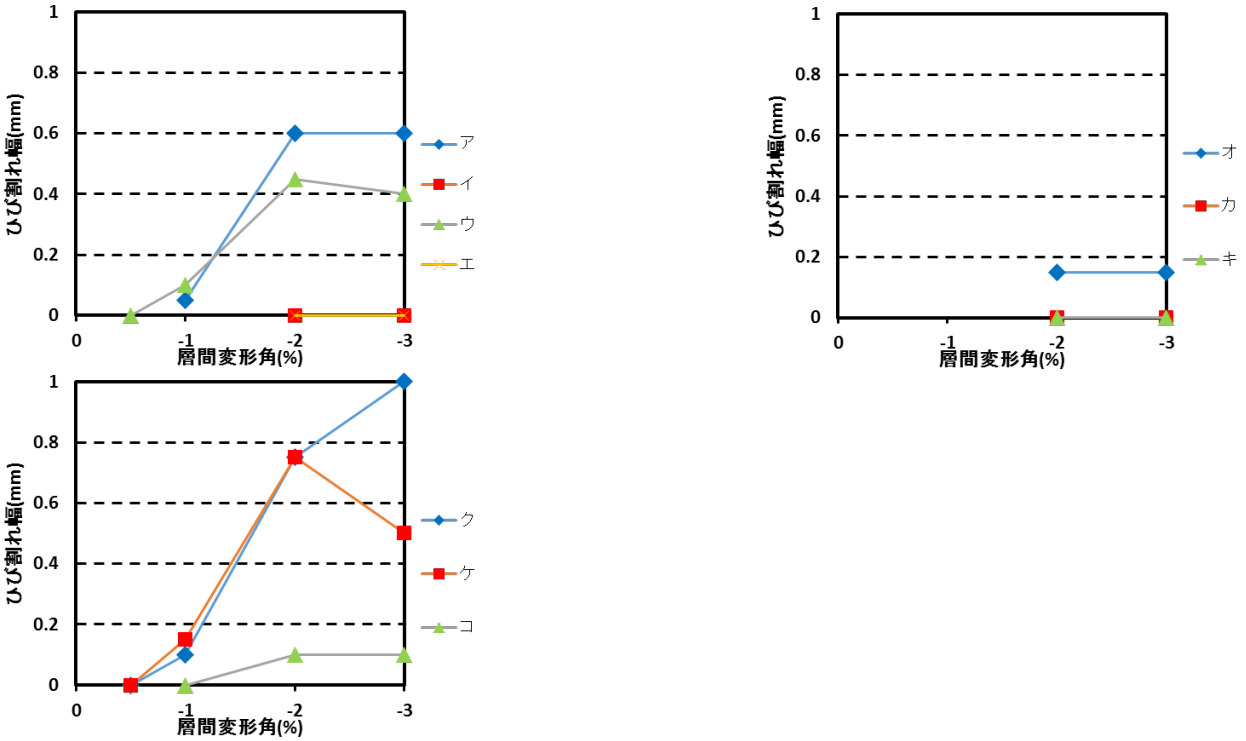


図 5.3.225 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 B-1　負載荷）

・試験体 C-1(正載荷)

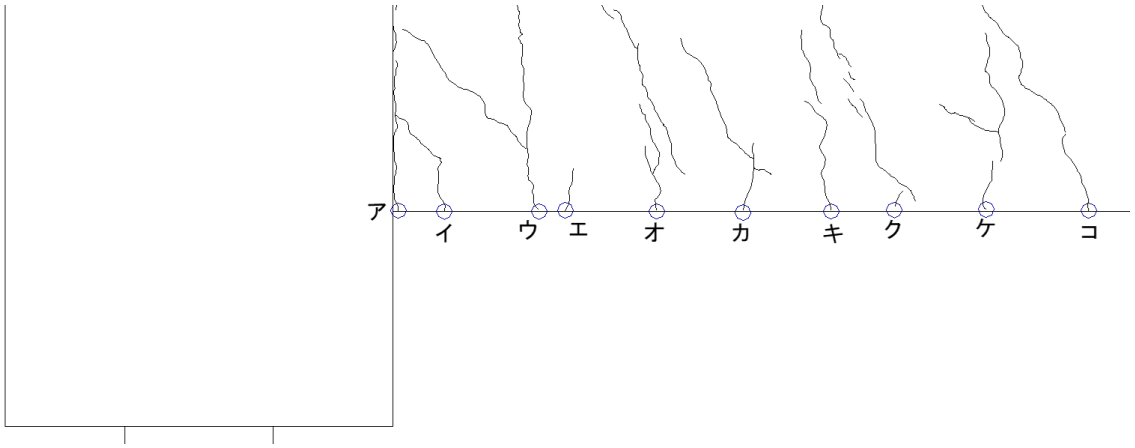


図 5.3.226 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 C-1　正載荷)

表 5.3.43 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　正載荷)

cycle		偏心標準 正載荷ひび割れ									
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ
+1サイクル	+0.125	0.1		0.05		0.05		トジ			
+1除荷		0.05		0.05		トジ		トジ			
+2サイクル	+0.25	0.2	トジ	0.1		0.1	トジ	0.05		トジ	
+2除荷		0.05	トジ	トジ		トジ	トジ	トジ		トジ	
+4サイクル	+0.50	0.4	0.1	0.1		0.15	0.05	0.05		0.05	トジ
+4除荷		0.15	トジ	トジ		0.05	トジ	トジ		トジ	トジ
+6サイクル	+1.0	0.7	0.1	0.1	0.05	0.2	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05
+6除荷		0.35	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8サイクル	+2.0	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8除荷		実験終了									

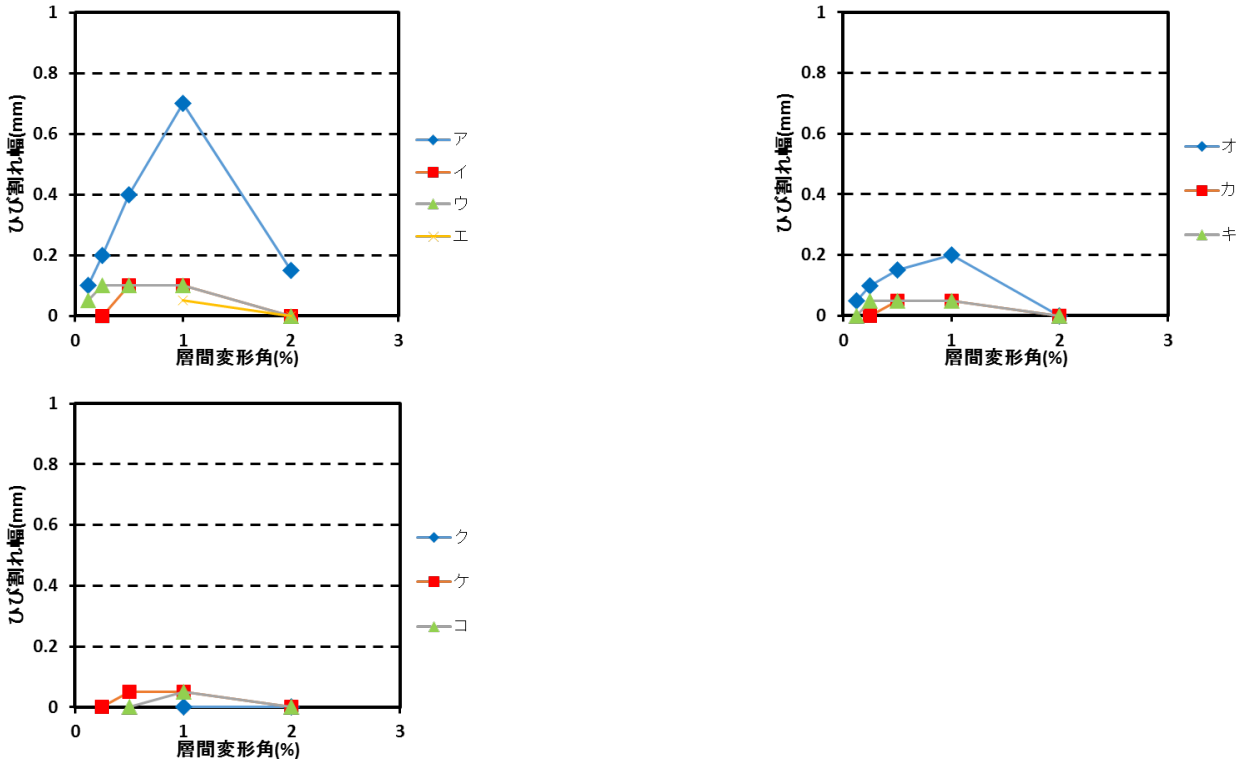


図 5.3.227 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　正載荷)



図 5.3.228 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 C-1　正載荷)

表 5.3.44 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　正載荷)

cycle		偏心標準 正載荷ひび割れ			
		ア	イ	ウ	エ
+1サイクル	+0.125	トジ	トジ		
+1除荷		トジ	トジ		
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	トジ	
+2除荷		0.05	トジ	トジ	
+4サイクル	+0.50	0.15	0.1	0.1	0.05
+4除荷		0.05	0.05	トジ	トジ
+6サイクル	+1.0	0.25	0.25	0.25	0.15
+6除荷		0.05	0.05	0.05	0.05
+8サイクル	+2.0	1.5	計測不可	2	0.25
+8除荷		実験計測			

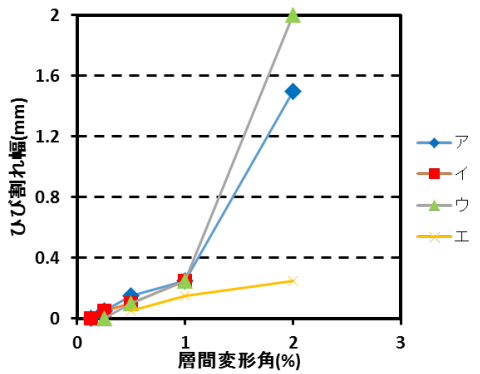


図 5.3.229 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　正載荷)



図 5.3.230 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 C-1　正載荷）

表 5.3.45 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　正載荷)

cycle		偏心標準 正載荷ひび割れ	
		ア	イ
+1サイクル	+0.125		
+1除荷			
+2サイクル	+0.25		
+2除荷			
+4サイクル	+0.50		
+4除荷			
+6サイクル	+1.0	0.2	0.25
+6除荷		0.1	0.15
+8サイクル	+2.0	計測無し	
+8除荷		計測無し	

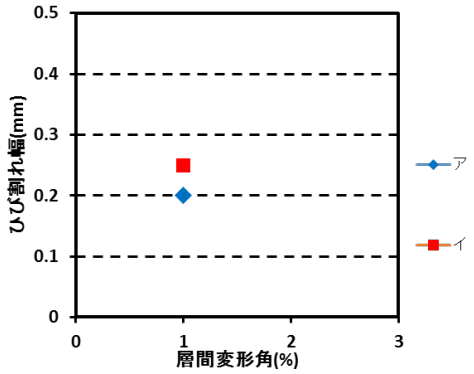


図 5.3.231 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 C-1　正載荷）

・試験体 C-1(負載荷)

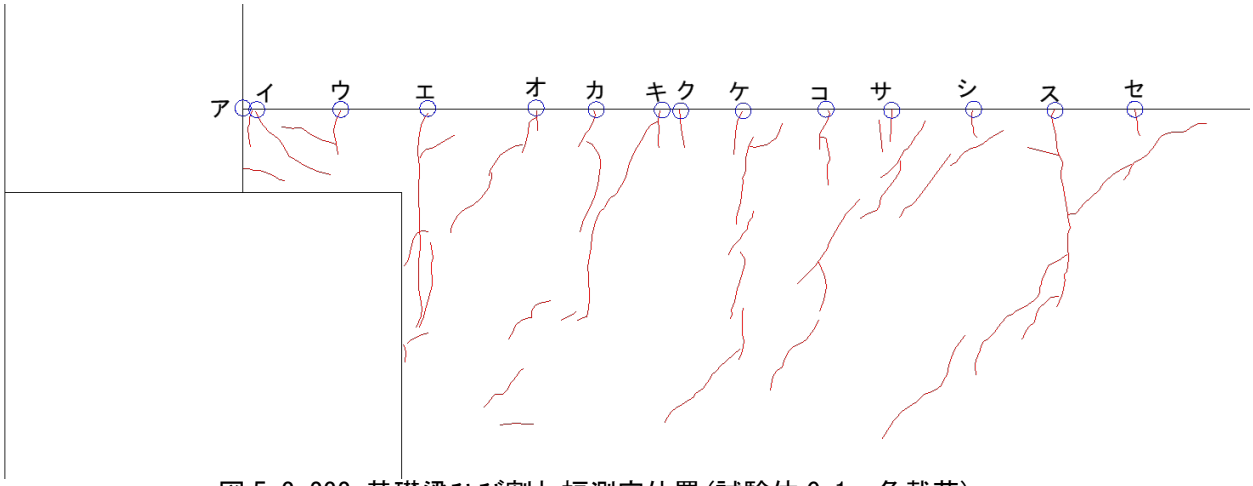


図 5.3.232 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 C-1　負載荷)

表 5.3.46 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　負載荷)

cycle		偏心標準 負載荷ひび割れ													
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ
-1サイクル	-0.125			0.05	0.05	0.05	0.05		0.05		0.05				
-1除荷				トジ	トジ	トジ	トジ		トジ		トジ				
-2サイクル	-0.25	トジ		0.2	0.1	0.05	0.1		0.05	トジ	0.05			0.05	
-2除荷		トジ		0.1	トジ	トジ	0.05		トジ	トジ	0.05			0.05	
-4サイクル	-0.5	0.05	0.3	0.25	0.1	0.15	0.15	0.05	トジ	10	0.1	0.05	0.05	0.05	0.05
-4除荷		トジ	0.1	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05
-6サイクル	-1.0	0.1	0.75	0.25	0.15	0.2	0.1	0.45	トジ	0.1	0.15	0.05	0.15	0.05	0.15
-6除荷		トジ	0.35	0.1	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05

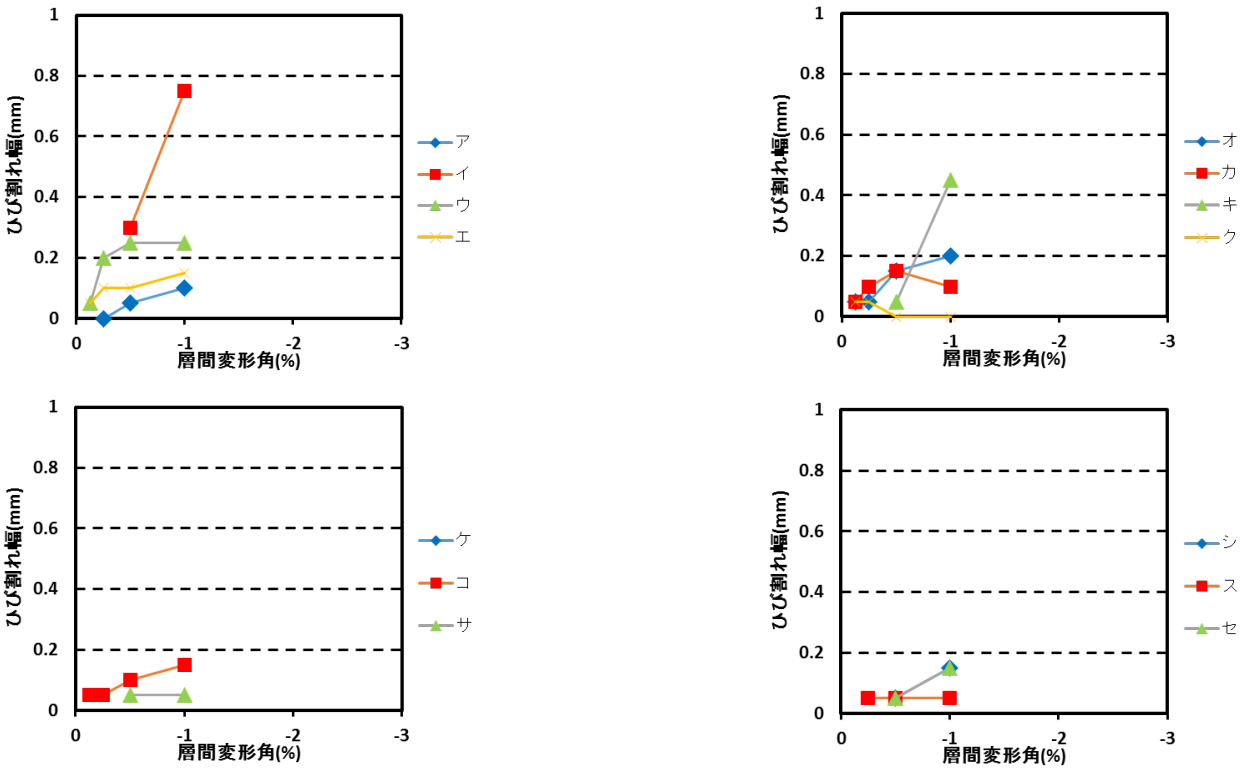


図 5.3.233 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　負載荷)

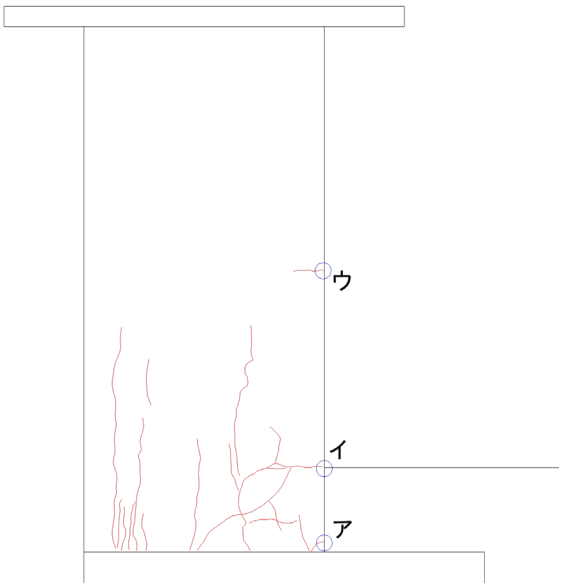


図 5.3.234 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 C-1　負載荷)

表 5.3.47 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　負載荷)

cycle		偏心標準 負載荷ひび割れ		
		ア	イ	ウ
-1サイクル	-0.125			
-1除荷				
-2サイクル	-0.25			
-2除荷				
-4サイクル	-0.5		0.05	
-4除荷			トジ	
-6サイクル	-1.0	0.1	0.45	トジ
-6除荷		0.1	0.05	0.05

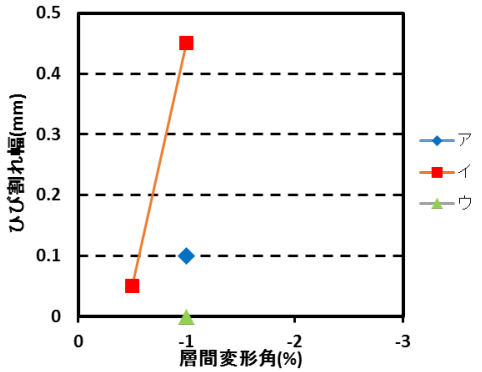


図 5.3.235 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　負載荷)

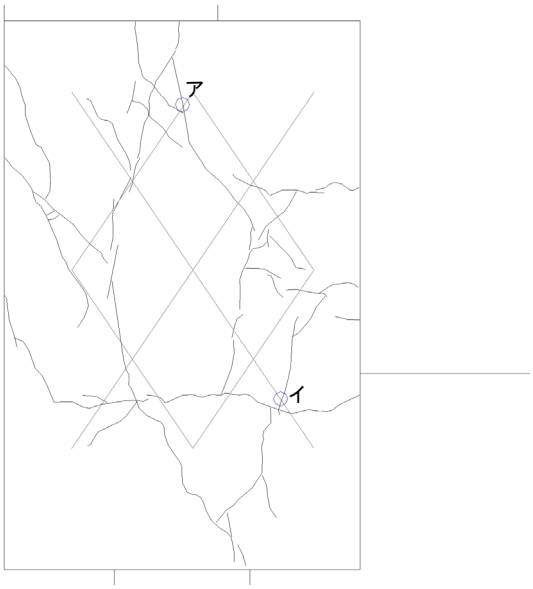


図 5.3.236 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 C-1　負載荷）

表 5.3.48 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-1　負載荷)

cycle		偏心標準 負載荷ひび割れ	
		ア	イ
-1サイクル	-0.125		
-1除荷			
-2サイクル	-0.25		
-2除荷			
-4サイクル	-0.5		
-4除荷			
-6サイクル	-1.0	0.15	0.05
-6除荷		トジ	トジ

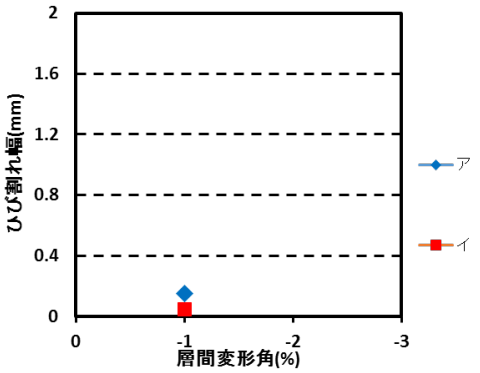


図 5.3.237 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 C-1　負載荷）

・試験体 C-2(正載荷)

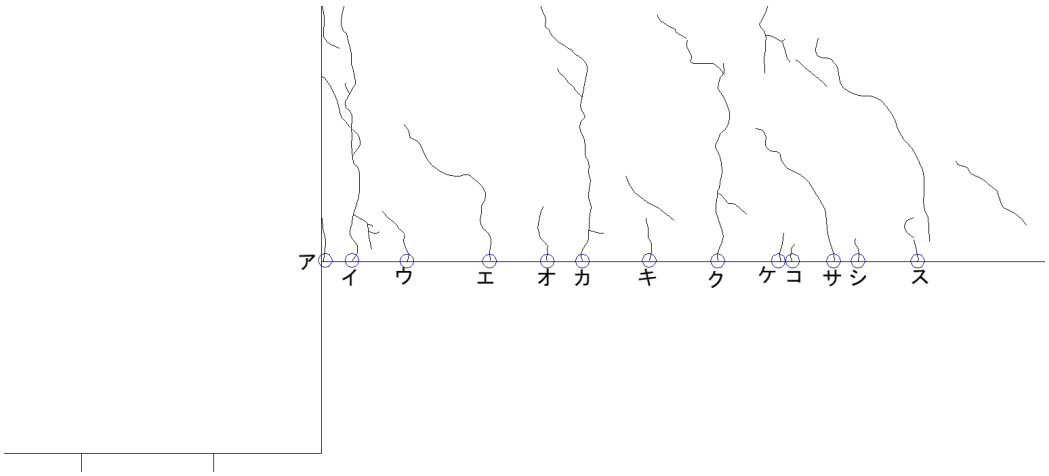


図 5.3.238 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 C-2　正載荷)

表 5.3.49 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　正載荷)

cycle		偏心かご 正載荷ひび割れ												
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス
+1サイクル	+0.125		0.1	トジ			0.05		トジ					
+1除荷			0.1	トジ			トジ		トジ					
+2サイクル	+0.25		0.15	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05					
+2除荷			0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05					
+4サイクル	+0.50	0.65	0.1	0.05	0.05	トジ	0.1	トジ	0.1		トジ		トジ	トジ
+4除荷		0.25	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05		トジ		トジ	トジ
+6サイクル	+1.0	0.8	トジ	0.05	0.05	トジ	0.1	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+6除荷		0.4	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8サイクル	+2.0	1	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8除荷		0.45	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10除荷		0.85	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

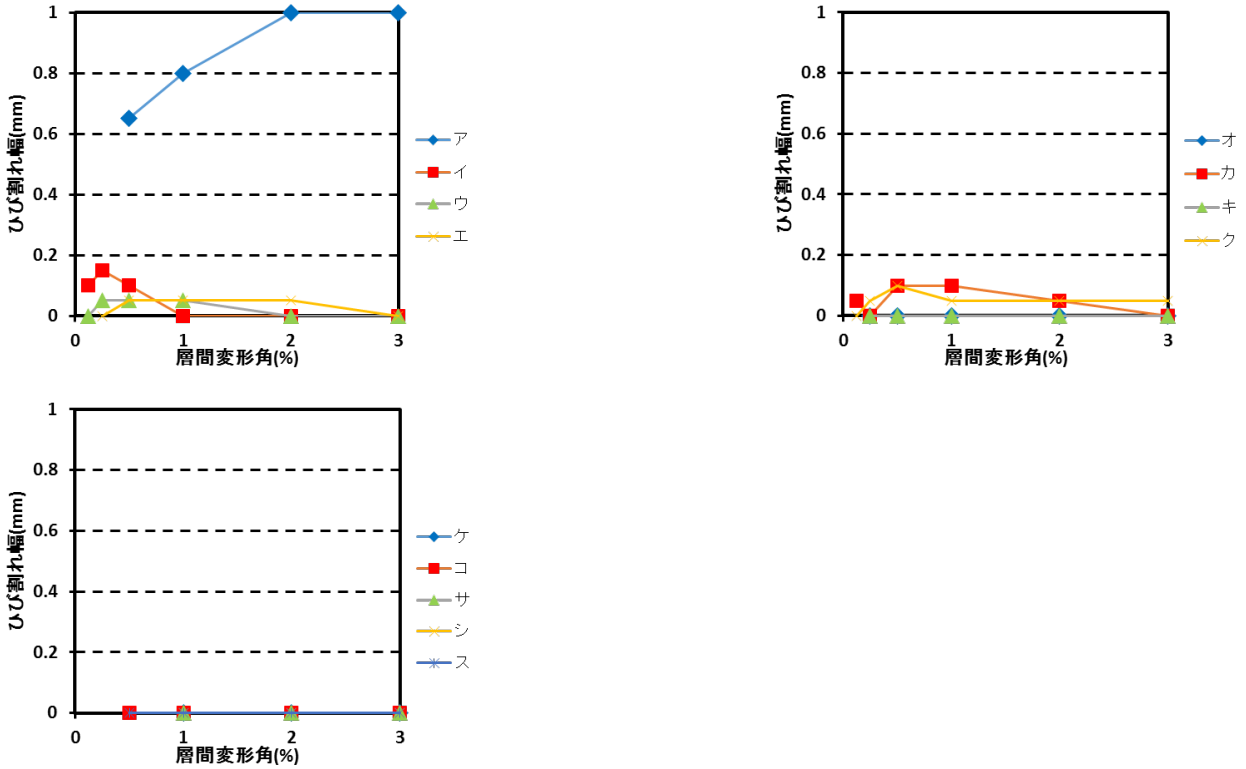


図 5.3.239 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　正載荷)

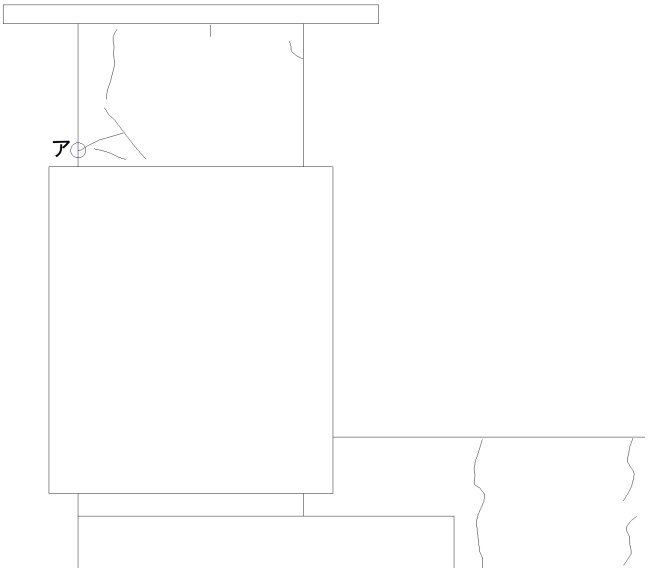


図 5.3.240 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 C-2　正載荷)

表 5.3.50 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　正載荷)

cycle		偏心かご 正載荷ひび割れ ア
+1サイクル	+0.125	
+1除荷		
+2サイクル	+0.25	
+2除荷		
+4サイクル	+0.50	
+4除荷		
+6サイクル	+1.0	0.1
+6除荷		トジ
+8サイクル	+2.0	0.35
+8除荷		0.1
+10サイクル	+3.0	0.4
+10除荷		トジ

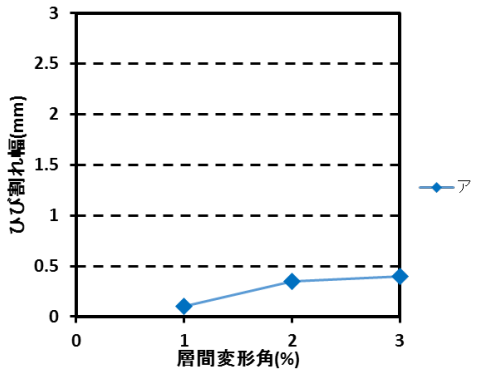


図 5.3.241 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　正載荷)

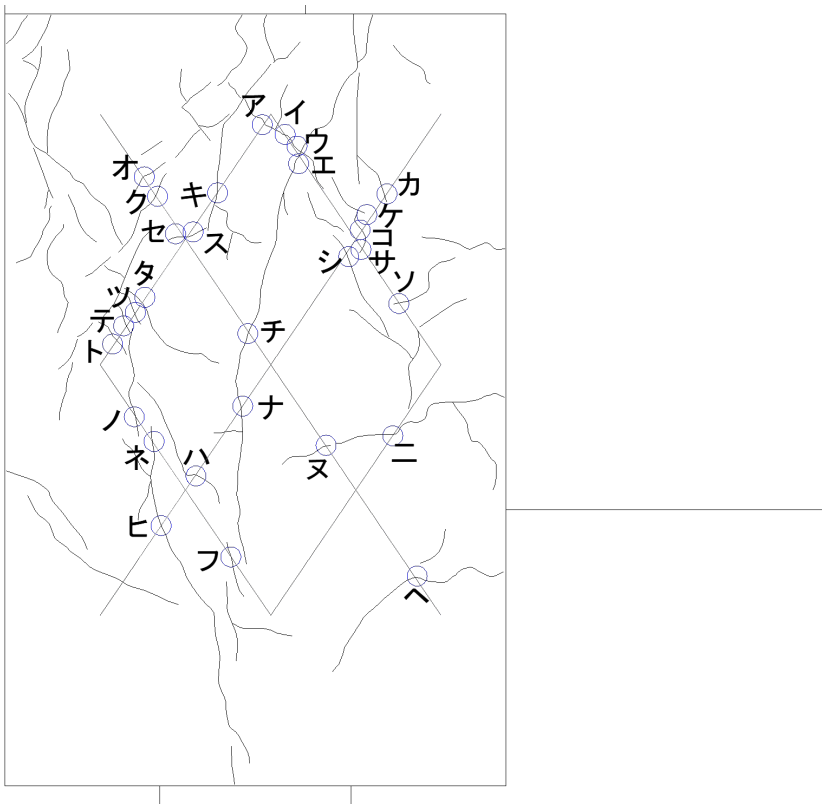
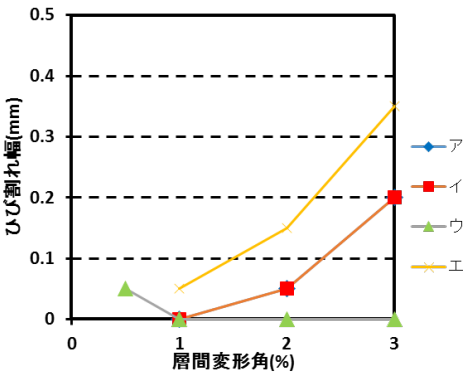


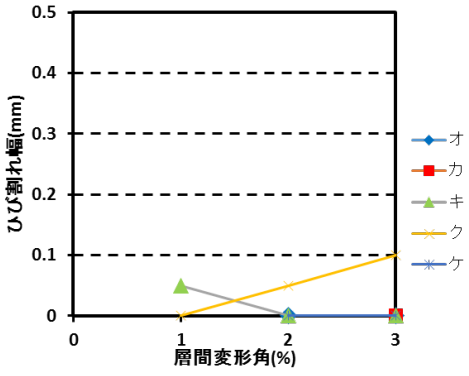
図 5.3.242 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 C-2　正載荷）

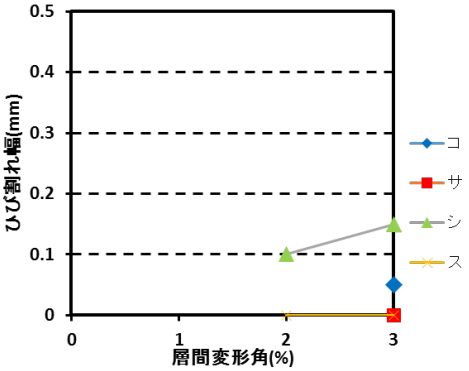
表 5.3.51 イルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　正載荷)

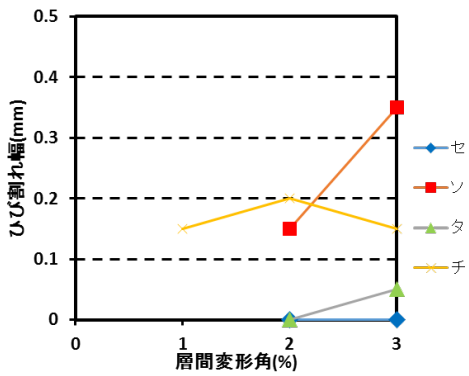
cycle		偏心かご 正載荷ひび割れ														
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ	ソ
+1サイクル	+0.125															
+1除荷																
+2サイクル	+0.25															
+2除荷																
+4サイクル	+0.50			0.05												
+4除荷				トジ												
+6サイクル	+1.0	トジ	トジ	トジ	0.05			0.05	トジ							
+6除荷		トジ	トジ	トジ	0.05			トジ	トジ							
+8サイクル	+2.0	0.05	0.05	トジ	0.15	トジ		トジ	0.05	トジ			0.1	トジ	トジ	0.15
+8除荷		0.1	0.15	トジ	0.1	トジ		トジ	0.05	トジ			0.1	トジ	トジ	0.15
+10サイクル	+3.0	0.2	0.2	トジ	0.35	トジ	トジ	トジ	0.1	トジ	0.05	トジ	0.15	トジ	トジ	0.35
+10除荷		0.15	0.15	トジ	0.3	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.25

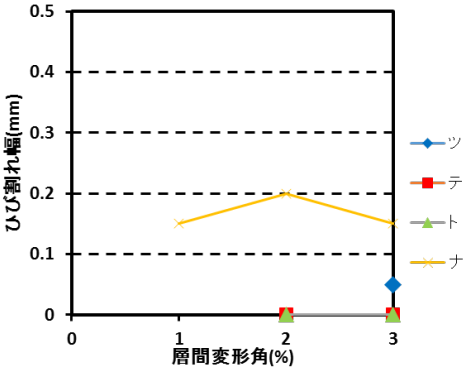
cycle		偏心かご 正載荷ひび割れ													
		タ	チ	ツ	テ	ト	ナ	ニ	ヌ	ネ	ノ	ハ	ヒ	フ	ヘ
+1サイクル	+0.125														
+1除荷															
+2サイクル	+0.25														
+2除荷															
+4サイクル	+0.50							0.05							
+4除荷								トジ							
+6サイクル	+1.0		0.15				0.15	0.15	トジ	トジ			トジ	0.05	
+6除荷			0.05				0.05	0.05	トジ	トジ			トジ	トジ	
+8サイクル	+2.0	トジ	0.2		トジ	トジ	0.2	0.1	トジ	0.1	0.05		0.1	0.05	0.05
+8除荷		0.05	0.15		トジ	トジ	0.15	0.05	トジ	0.05	トジ		0.1	0.05	0.05
+10サイクル	+3.0	0.05	0.15	0.05	トジ	トジ	0.15	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	0.1	0.05	0.15
+10除荷		0.05	0.1	トジ	トジ	トジ	0.15	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.1	0.05	0.15

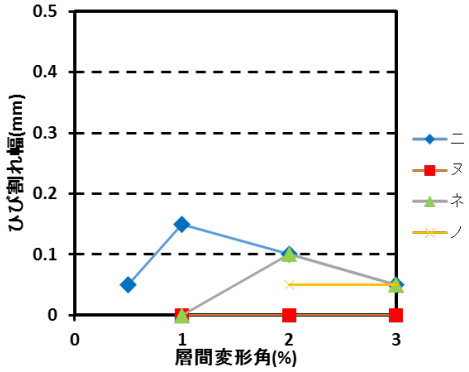












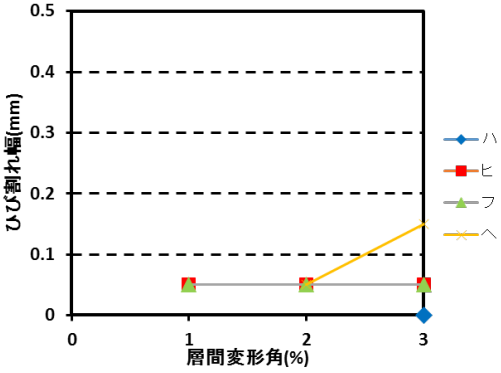


図 5.3.243 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 C-2　正載荷）

・試験体 C-2(負載荷)

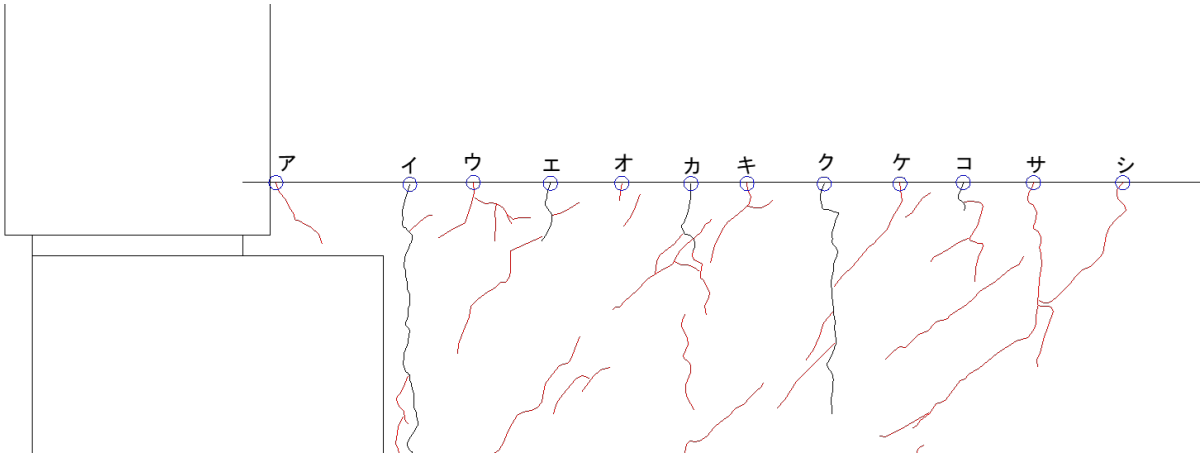


図 5.3.244 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 C-2　負載荷)

表 5.3.52 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　負載荷)

cycle		偏心かご 負載荷ひび割れ											
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ
-1サイクル	-0.125	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05		0.1		0.05	0.05	
-1除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05		0.05		トジ	トジ	
-2サイクル	-0.25	0.1	0.05	0.05	0.1	0.1	0.05		トジ	トジ	トジ	トジ	
-2除荷		0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05		トジ	トジ	トジ	トジ	
-4サイクル	-0.5	0.25	0.15	0.1	0.15	0.1	0.05		0.1	0.1	0.05	0.1	トジ
-4除荷		0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
-6サイクル	-1.0	0.25	0.1	0.1	0.2	0.1	0.05	0.1	0.1	0.1	0.05	0.1	トジ
-6除荷		0.1	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
-8サイクル	-2.0	0.2	0.15	0.15	0.2	0.15	0.1	0.15	0.1	0.1	0.1	0.15	トジ
-8除荷		0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ
-10サイクル	-3.0	トジ	0.1	0.05	0.15	0.05	0.05	0.1	0.1	0.05	0.05	0.05	トジ
-10除荷		トジ	0.05	トジ	0.1	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ

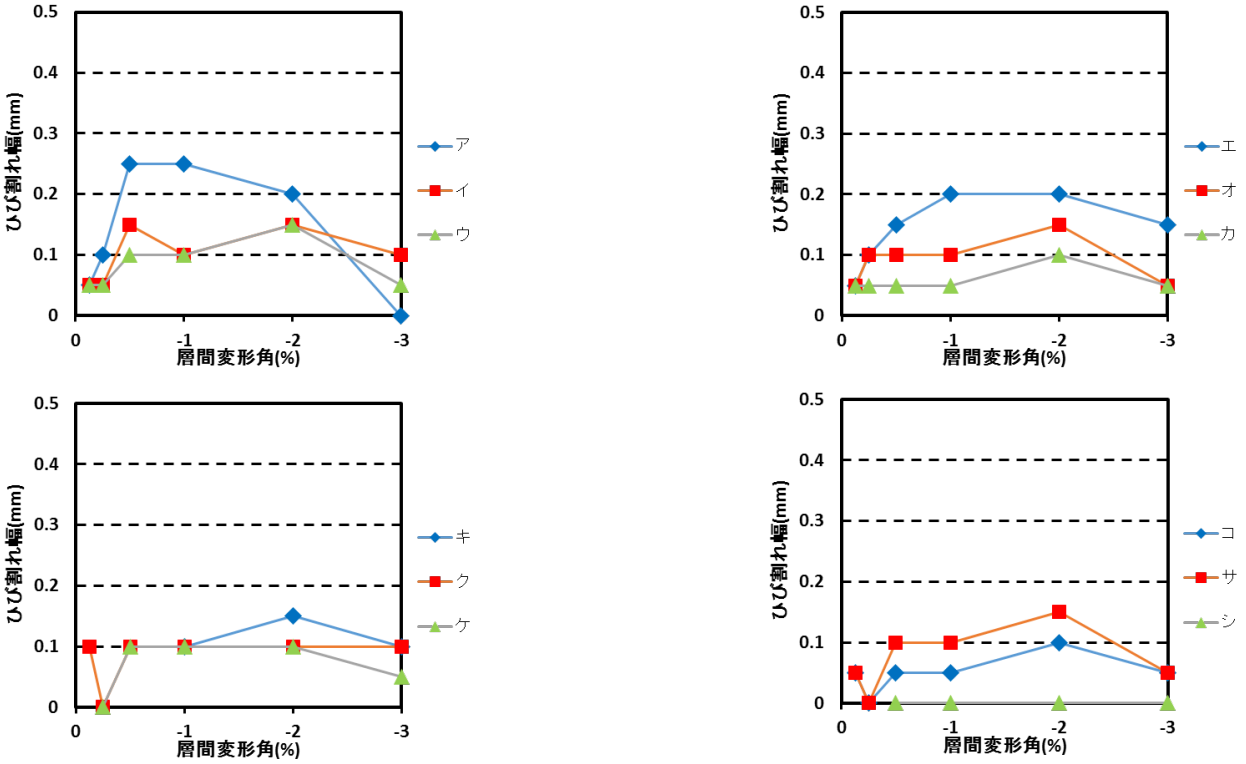


図 5.3.245 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　負載荷)

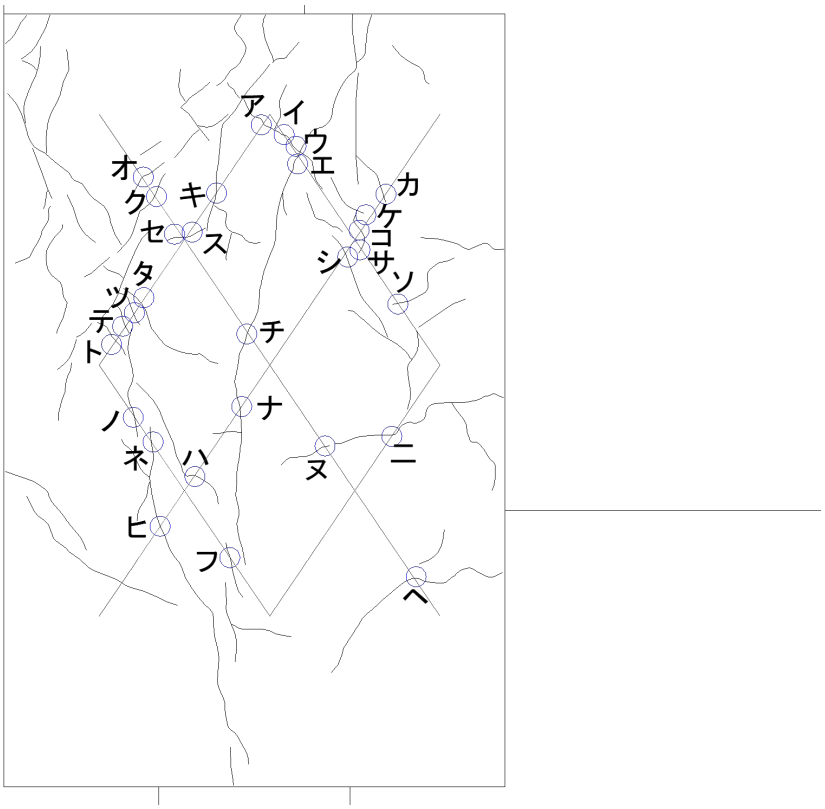


図 5.3.246 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 C-2　負載荷）

表 5.3.53 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-2　負載荷)

cycle		偏心かご 負載荷ひび割れ														
		ア	イ	ウ	エ	オ	カ	キ	ク	ケ	コ	サ	シ	ス	セ	ソ
-1サイクル	-0.125															
-1除荷																
-2サイクル	-0.25															
-2除荷																
-4サイクル	-0.5															
-4除荷																
-6サイクル	-1.0	0.05	0.05	0.05				0.05	トジ							
-6除荷		トジ	トジ	トジ				トジ	トジ							
-8サイクル	-2.0	0.45	0.55	0.05		トジ		トジ	トジ	トジ			0.55	トジ	トジ	0.35
-8除荷		0.25	0.25	0.05		トジ		トジ	トジ	トジ			0.25	トジ	トジ	0.25
-10サイクル	-3.0	0.45	6.5	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.85	トジ	トジ	0.65
-10除荷		0.3	3.5	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.55	トジ	トジ	0.5

cycle		偏心かご 負載荷ひび割れ														
		タ	チ	ツ	テ	ト	ナ	ニ	ヌ	ネ	ノ	ハ	ヒ	フ	ヘ	ホ
-1サイクル	-0.125															
-1除荷																
-2サイクル	-0.25															
-2除荷																
-4サイクル	-0.5							トジ							トジ	
-4除荷								トジ							トジ	
-6サイクル	-1.0		0.05				0.05	トジ	トジ	トジ			トジ	トジ	トジ	
-6除荷			0.05				0.05	トジ	トジ	トジ			トジ	トジ	トジ	
-8サイクル	-2.0	0.2	0.1		0.05	0.05	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	0.25
-8除荷		0.05	0.1		トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.15
-10サイクル	-3.0	0.05	0.2	0.15	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.1	0.05	トジ	0.2
-10除荷		0.05	0.15	0.1	トジ	トジ	0.1	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.1	0.1	トジ	0.1

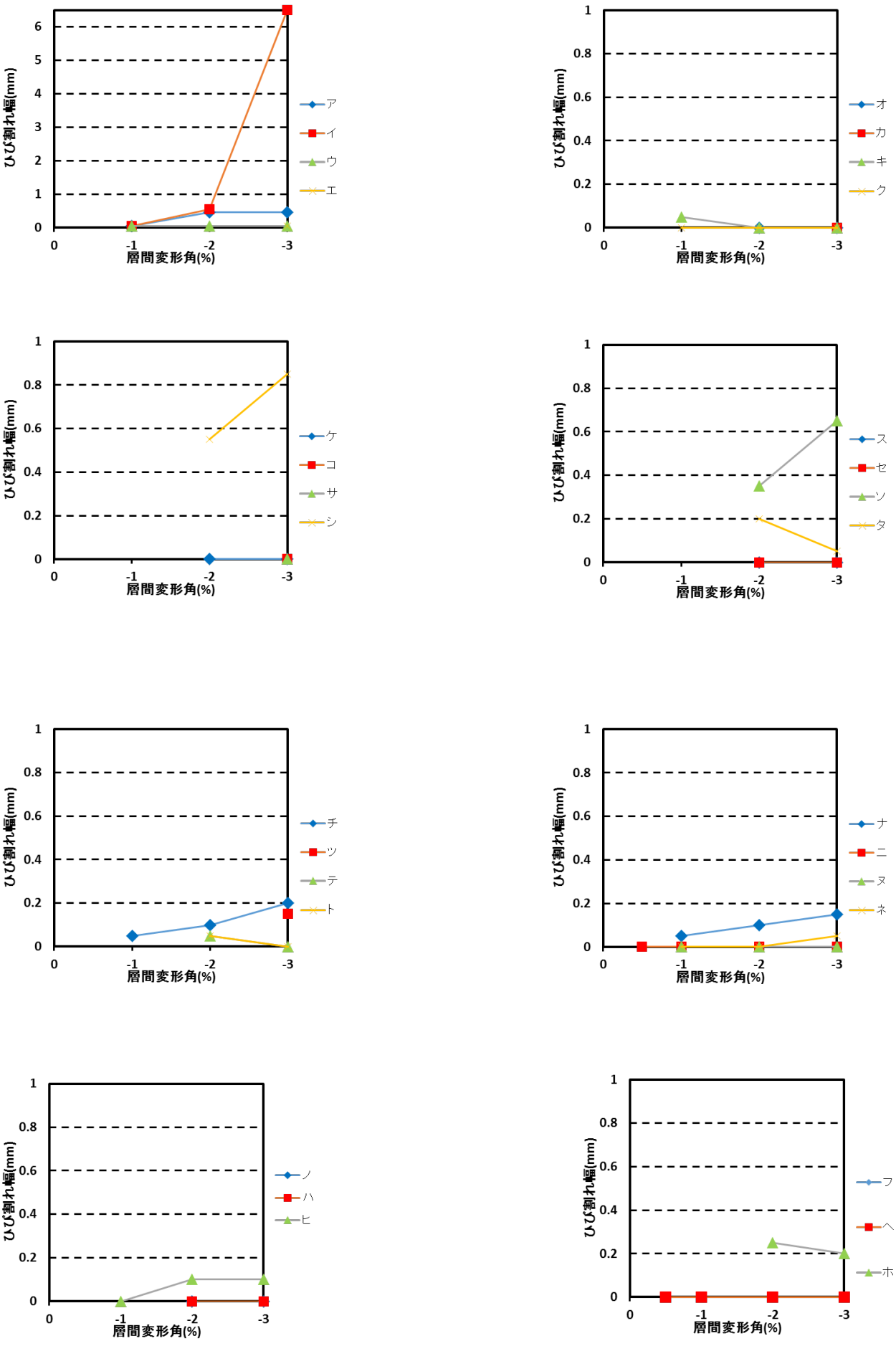


図 5.3.247 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 C-2　負載荷）

(2)　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3

試験体 A-4 を**表 5.3.54～表 5.3.59**，**図 5.3.248～図 5.3.259**，試験体 A-5 を**表 5.3.60～表 5.3.65**，**図 5.3.260～図 5.3.271**，試験体 A-6 を**表 5.3.66～表 5.3.71**，**図 5.3.272～図 5.3.283**，試験体 C-3 を**表 5.3.72～表 5.3.79**，**図 5.3.284～図 5.3.299** に示す。

・試験体 A-4

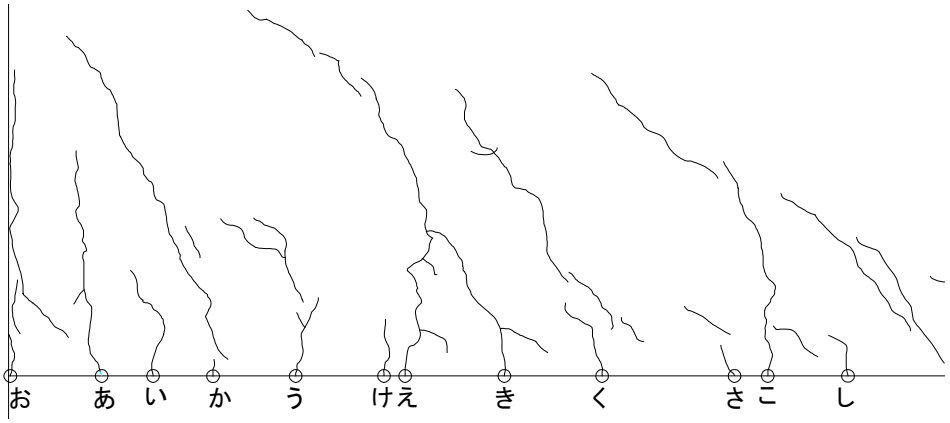


図 5.3.248　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-4　正載荷)

表 5.3.54　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-4　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ											
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し
+1サイクル	+0.125	0.05	0.05	トジ	0.05								
+1除荷		トジ	トジ	トジ	トジ								
+2サイクル	+0.25	0.10	0.10	0.05	0.05	0.15	0.05	0.10	0.05				
+2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ				
+3サイクル	+0.50	0.10	0.05	0.05	0.05	0.15	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05		
+3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ		
+5サイクル	+1.0	0.05	0.05	0.05	0.05	0.70	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05
+5除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.25	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ
+7サイクル	+2.0	0.05	0.05	0.05	0.05	圧壊	0.10	0.10	0.10	トジ	0.05	0.05	0.05
+7除荷		トジ	トジ	トジ	トジ		0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+9サイクル	+3.0	トジ	トジ	0.15	0.05		0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ
+9除荷		トジ	トジ	0.05	トジ		0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+11サイクル	+4.0	0.05	0.05	0.15	0.05		0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ
+11除荷		トジ	トジ	0.10	0.05		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

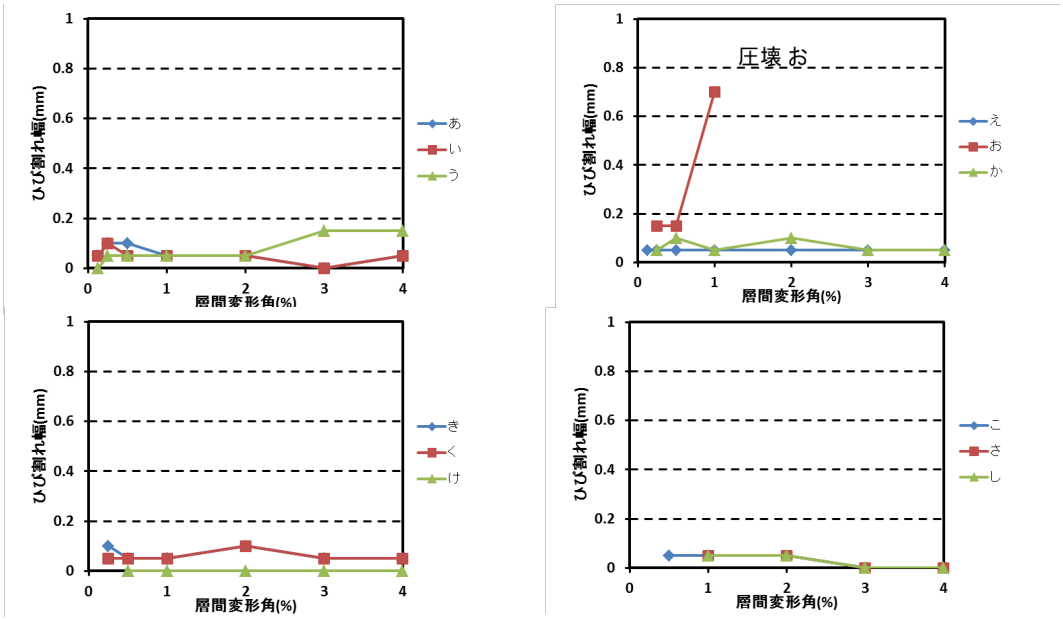


図 5.3.249　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(A-4　正載荷)

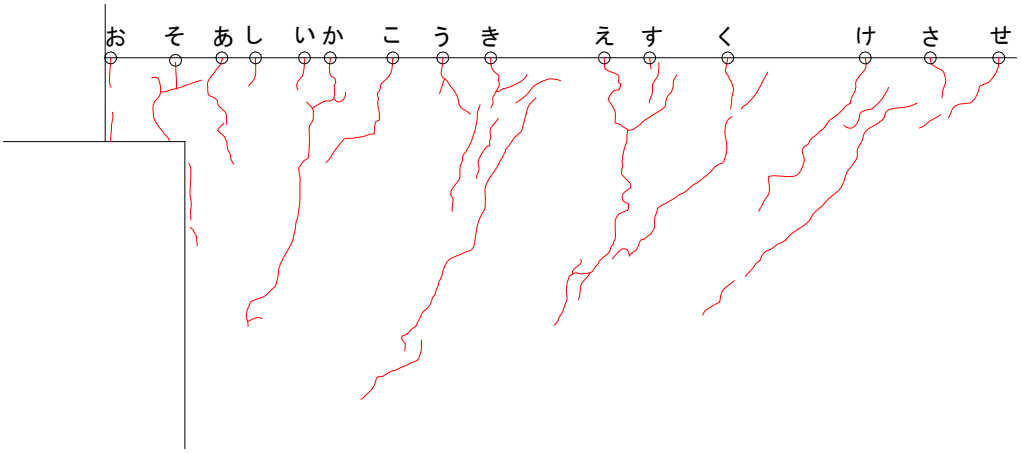


図 5.3.250　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-4　負載荷)

表 5.3.55　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-4　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ														
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ
-1サイクル	-0.125	0.05	0.10	0.05	トジ											
-1除荷		トジ	0.05	トジ	トジ											
-2サイクル	-0.25	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05						
-2除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ						
-3サイクル	-0.50	0.10	0.10	0.10	0.05	0.15	0.05	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05				
-3除荷		0.05	0.05	トジ	トジ	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ				
-5サイクル	-1.0	0.10	0.15	0.05	0.05	0.90	0.05	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	
-5除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.40	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	
-7サイクル	-2.0	0.05	0.10	0.05	0.05	5.00	0.05	0.15	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	
-7除荷		トジ	0.05	トジ	0.05	1.90	トジ	0.10	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	
-9サイクル	-3.0	トジ	0.10	0.10	0.05	3.50	0.05	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-9除荷		トジ	0.05	0.05	0.05	4.00	トジ	0.10	0.05	0.10	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05
-11サイクル	-4.0	トジ	0.10	0.05	0.05	7.00	0.05	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-11除荷		トジ	0.10	0.05	0.05	8.00	0.05	0.10	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

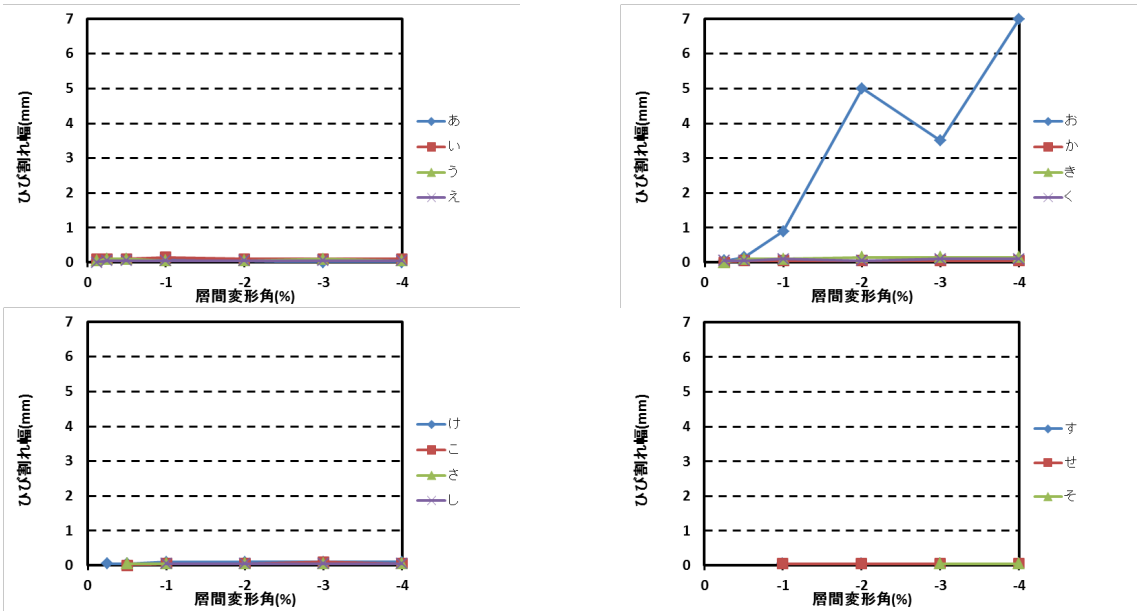


図 5.3.251　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(A-4　負載荷)

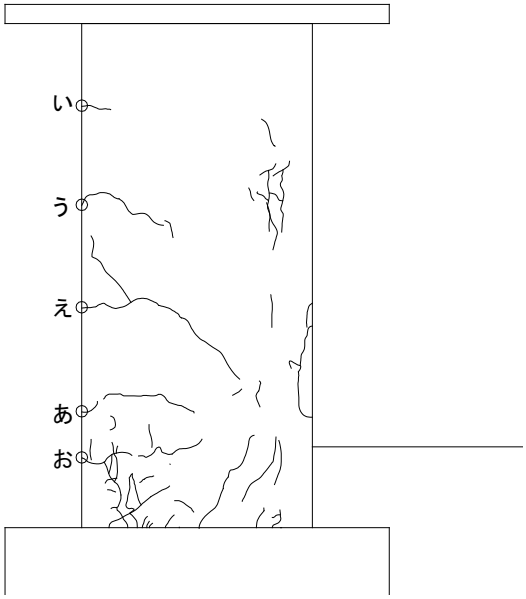


図 5.3.252　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-4　正載荷)

表 5.3.56　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-4　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ				
		あ	い	う	え	お
+1サイクル	+0.125					
+1除荷						
+2サイクル	+0.25	0.05				
+2除荷		トジ				
+3サイクル	+0.50	0.10	トジ	トジ	0.05	0.05
+3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+5サイクル	+1.0	0.05	トジ	0.05	0.15	0.55
+5除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	0.05
+7サイクル	+2.0	トジ	トジ	0.05	0.10	0.80
+7除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.15
+9サイクル	+3.0	トジ	トジ	トジ	トジ	0.80
+9除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.40
+11サイクル	+4.0	トジ	トジ	トジ	トジ	0.50
+11除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.60

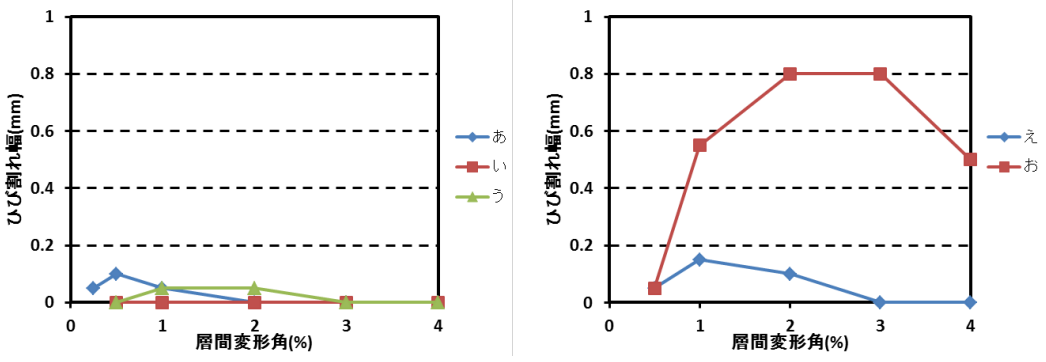


図 5.3.253　ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(A-4　正載荷)

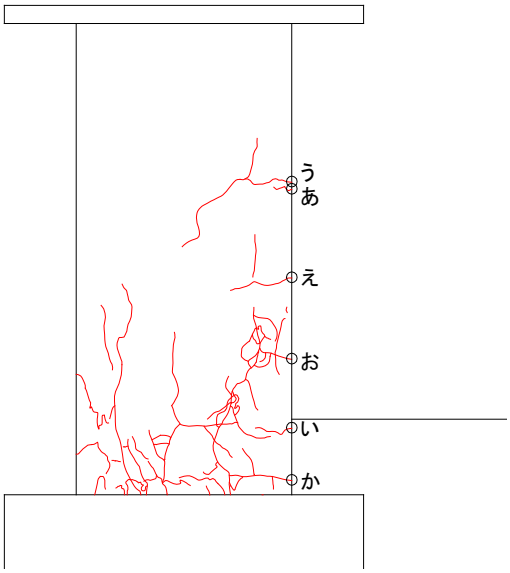


図 5.3.254　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-4　負載荷)

表 5.3.57　柱割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-4　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ					
		あ	い	う	え	お	か
-1サイクル	-0.125						
-1除荷							
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05				
-2除荷		トジ	トジ				
-3サイクル	-0.50	0.05	0.25	0.05	0.05		
-3除荷		トジ	0.05	トジ	トジ		
-5サイクル	-1.0	0.05	0.50	0.10	トジ	0.05	0.55
-5除荷		トジ	0.10	トジ	トジ	トジ	0.05
-7サイクル	-2.0	トジ	0.80	トジ	トジ	トジ	1.60
-7除荷		トジ	0.50	トジ	トジ	トジ	0.95
-9サイクル	-3.0	トジ	2.50	トジ	トジ	圧壊	5.00
-9除荷		トジ	1.40	トジ	トジ		4.00
-11サイクル	-4.0	トジ	3.50	トジ	トジ		10.0
-11除荷		トジ	3.00	トジ	トジ		10.0

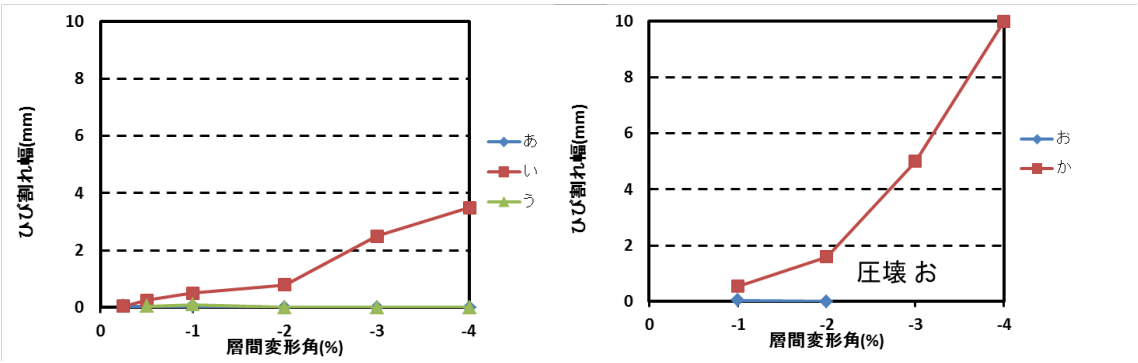


図 5.3.255　ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(A-4　負載荷)

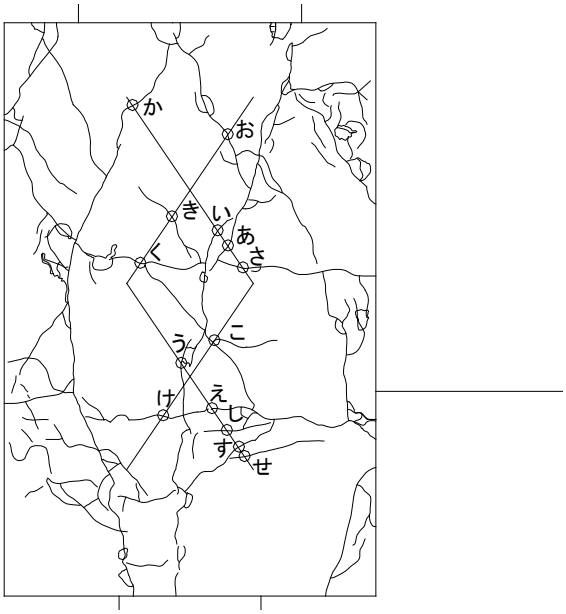


図 5.3.256　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 A-4　正載荷)

表 5.3.58　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-4　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ													
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ
+1サイクル	+0.125														
+1除荷															
+2サイクル	+0.25														
+2除荷															
+3サイクル	+0.50	0.15	トジ	0.10	トジ										
+3除荷		0.05	トジ	0.05	トジ										
+5サイクル	+1.0	0.60	トジ	0.70	トジ	0.05	0.05								
+5除荷		0.15	トジ	0.15	トジ	0.05	0.05								
+7サイクル	+2.0	1.60	トジ	1.30	0.20	0.50	0.20	トジ	0.05	0.15					
+7除荷		0.80	トジ	0.80	0.10	0.50	0.15	トジ	0.05	0.05					
+9サイクル	+3.0	2.50	トジ	2.50	0.60	0.40	0.45	トジ	0.30	0.60	0.20	0.15	0.15	0.05	
+9除荷		2.50	0.05	2.00	0.70	0.35	0.30	トジ	0.30	0.65	0.20	0.15	0.15	0.05	
+11サイクル	+4.0	3.00	トジ	3.50	0.55	0.25	0.25	トジ	2.50	0.85	0.25	0.10	0.25	0.05	0.05
+11除荷		3.00	トジ	3.00	0.35	0.35	0.30	トジ	2.50	1.20	0.40	0.05	0.25	0.05	0.05

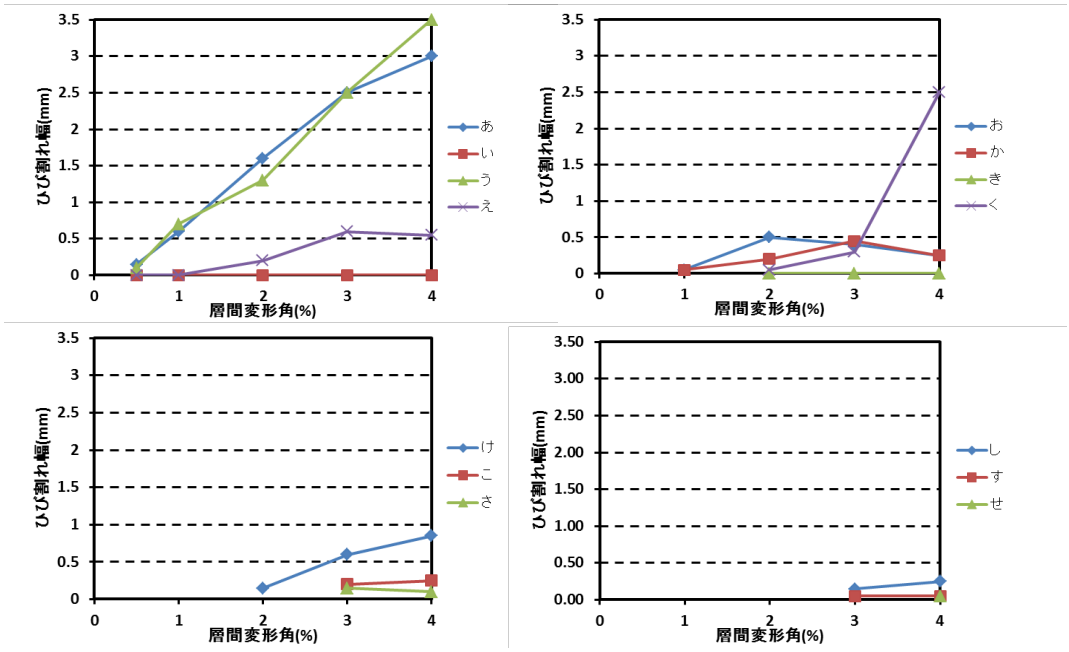


図 5.3.257　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(A-4　正載荷)

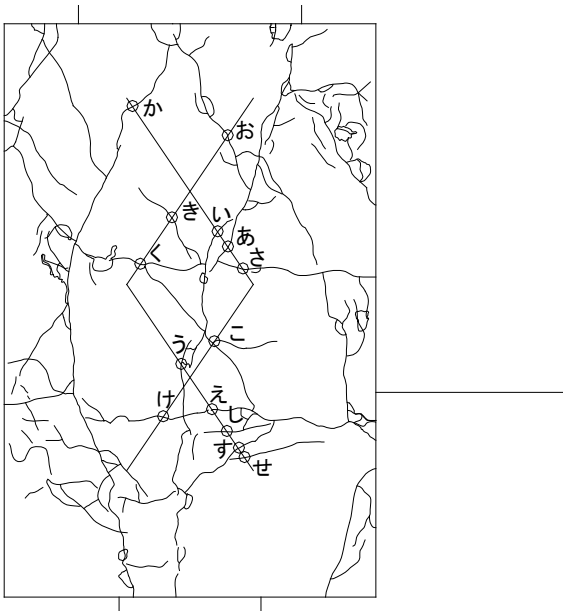


図 5.3.258　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 A-4　負載荷)

表 5.3.59　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-4　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ													
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ
-1サイクル	-0.125														
-1除荷															
-2サイクル	-0.25														
-2除荷															
-3サイクル	-0.50	0.05	トジ	トジ	トジ										
-3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ										
-5サイクル	-1.0	0.30	トジ	0.20	トジ	0.25	トジ								
-5除荷		0.25	トジ	0.15	トジ	0.20	0.05								
-7サイクル	-2.0	0.85	トジ	1.20	0.15	0.45	0.10	トジ	0.60	トジ	0.05	0.05			
-7除荷		0.75	トジ	1.30	0.20	0.60	0.15	トジ	0.75	トジ	0.10	0.05			
-9サイクル	-3.0	1.10	トジ	1.50	0.35	0.60	0.15	0.05	5.00	0.15	0.90	0.05	0.05	トジ	
-9除荷		1.00	トジ	1.50	0.30	0.50	0.20	0.05	4.00	0.30	0.75	0.05	0.05	トジ	
-11サイクル	-4.0	1.70	トジ	2.50	0.40	0.95	0.15	0.05	6.00	0.85	1.60	0.05	0.25	トジ	トジ
-11除荷		1.90	トジ	3.50	0.50	1.00	0.25	0.05	5.00	0.85	1.60	0.05	0.25	トジ	0.05

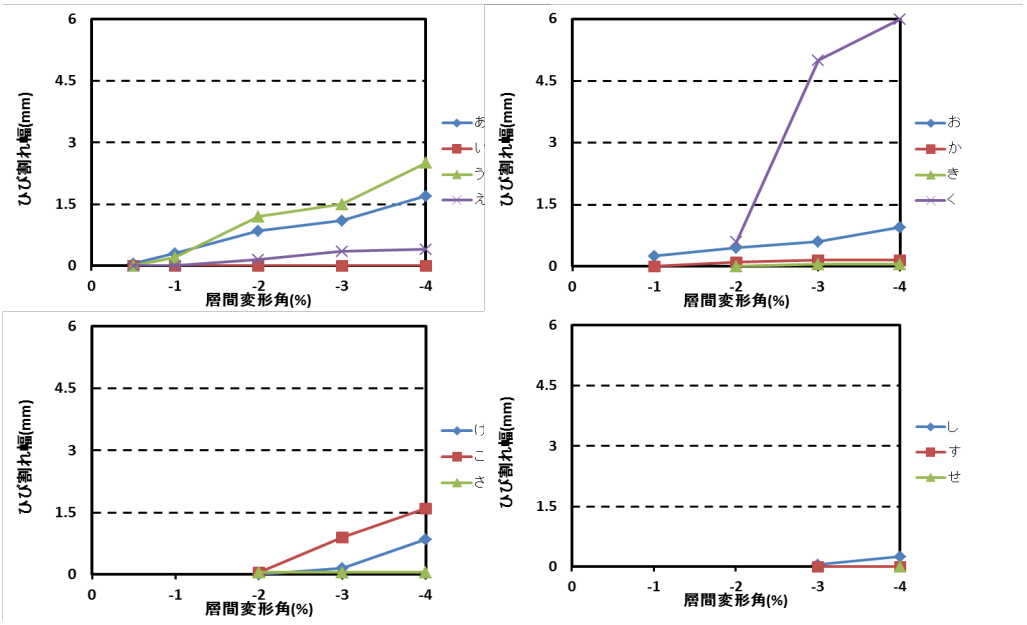


図 5.3.259　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(A-4　負載荷)

・試験体 A-5

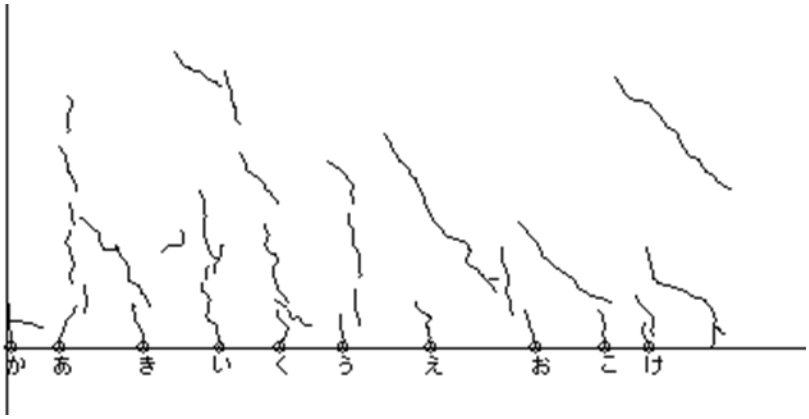


図 5.3.260　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-5　正載荷)

表 5.3.60　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-5　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ									
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ
+1サイクル	+0.125										
+1除荷											
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05			
+2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			
+3サイクル	+0.50	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.25	0.10	0.05	0.05	
+3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	
+5サイクル	+1.0	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.60	0.20	0.10	0.05	0.05
+5除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.30	0.05	0.05	トジ	トジ
+7サイクル	+2.0	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	1.00	0.20	0.15	0.05	0.05
+7除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.30	0.05	トジ	トジ	トジ
+9サイクル	+3.0	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	1.00	0.15	0.10	0.05	0.05
+9除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.40	0.05	トジ	0.05	トジ
+11サイクル	+4.0	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	圧壊	0.05	トジ	トジ	トジ
+11除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ		トジ	トジ	トジ	トジ

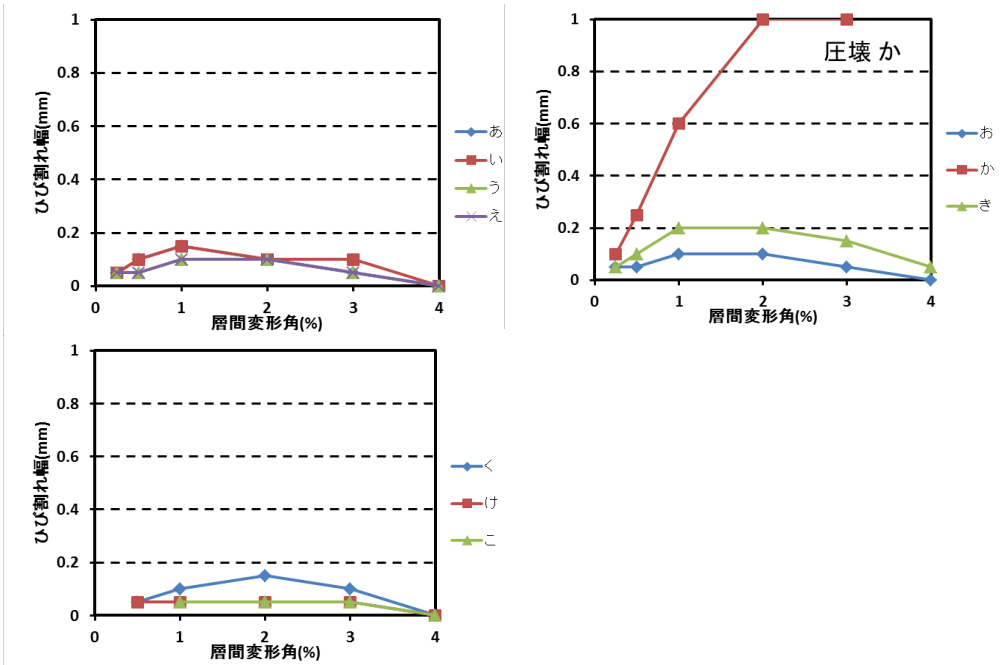


図 5.3.261　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(A-5　正載荷)

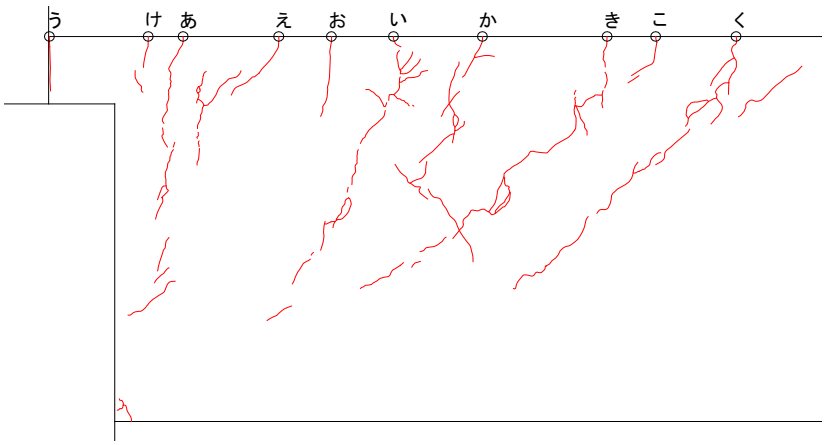


図 5.3.262　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-5　負載荷)

表 5.3.61　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-5　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ									
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ
-1サイクル	-0.125	トジ	トジ								
-1除荷		トジ	トジ								
-2サイクル	-0.25	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05		
-2除荷		0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ		
-3サイクル	-0.50	0.20	0.20	0.55	0.15	0.15	0.15	0.10	0.05	0.05	
-3除荷		トジ	0.05	0.25	0.05	0.10	0.05	トジ	トジ	トジ	
-5サイクル	-1.0	0.15	0.20	2.00	0.20	0.15	0.25	0.20	0.10	0.15	0.15
-5除荷		0.05	0.10	0.60	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05
-7サイクル	-2.0	0.20	0.20	5.00	0.25	0.15	0.25	0.15	0.10	0.25	0.10
-7除荷		0.10	0.15	3.00	0.15	0.10	0.10	0.05	0.10	トジ	0.25
-9サイクル	-3.0	0.15	0.20	6.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.05	0.10	0.10
-9除荷		0.05	0.10	5.00	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05
-11サイクル	-4.0	0.15	0.15	圧壊	0.20	0.05	0.15	0.05	トジ	トジ	トジ
-11除荷		トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

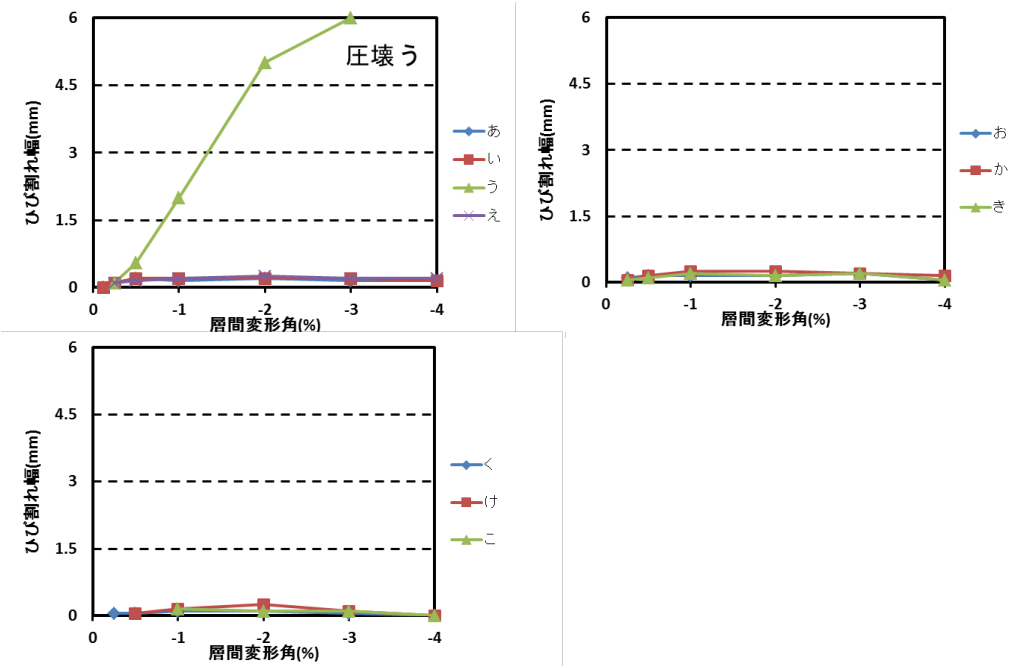


図 5.3.263　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(A-5　負載荷)

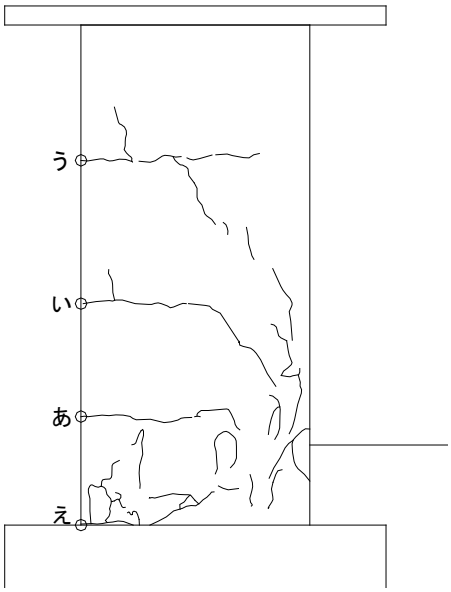


図 5.3.264　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-5　正載荷)

表 5.3.62　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-5　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ			
		あ	い	う	え
+1サイクル	+0.125				
+1除荷					
+2サイクル	+0.25	0.10	0.10	0.05	
+2除荷		トジ	トジ	トジ	
+3サイクル	+0.50	0.20	0.25	0.15	0.20
+3除荷		トジ	0.05	トジ	トジ
+5サイクル	+1.0	0.40	0.60	0.40	0.75
+5除荷		トジ	0.10	0.05	0.10
+7サイクル	+2.0	0.60	0.90	0.50	4.00
+7除荷		0.05	0.10	0.15	0.50
+9サイクル	+3.0	0.35	0.35	0.25	14.0
+9除荷		0.10	トジ	0.10	5.50
+11サイクル	+4.0	圧壊	トジ	トジ	圧壊
+11除荷			トジ	トジ	

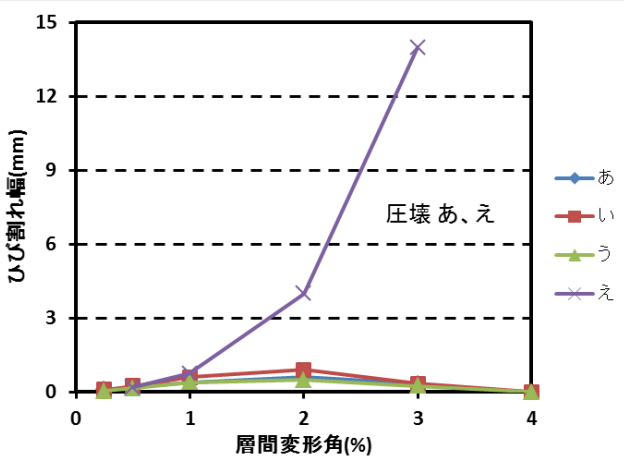


図 5.3.265　ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(A-5　正載荷)

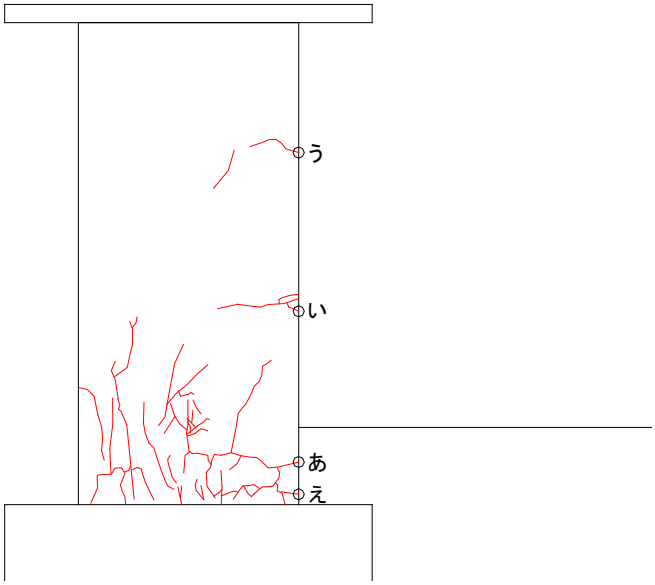


図 5.3.266　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-5　負載荷)

表 5.3.63　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-5　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ			
		あ	い	う	え
-1サイクル	-0.125				
-1除荷					
-2サイクル	-0.25	0.15			
-2除荷		トジ			
-3サイクル	-0.50	0.40	0.15	0.15	
-3除荷		0.10	0.05	0.05	
-5サイクル	-1.0	2.00	0.15	0.30	
-5除荷		0.50	トジ	0.10	
-7サイクル	-2.0	4.00	トジ	0.30	0.15
-7除荷		2.00	トジ	0.10	0.05
-9サイクル	-3.0	4.50	トジ	0.10	0.20
-9除荷		4.50	トジ	トジ	0.20
-11サイクル	-4.0	圧壊	トジ	トジ	トジ
-11除荷			トジ	トジ	トジ

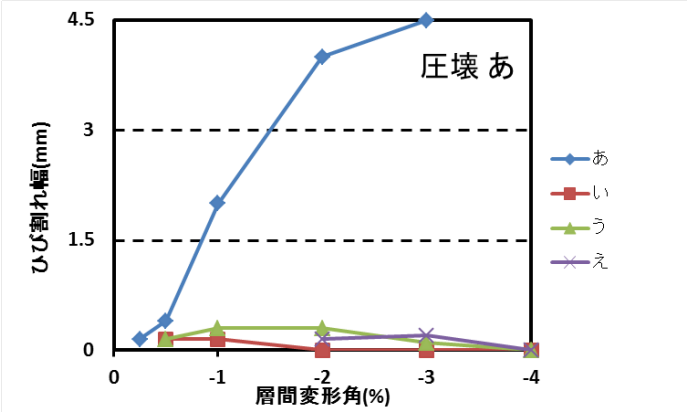


図 5.3.267　ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(A-5　負載荷)

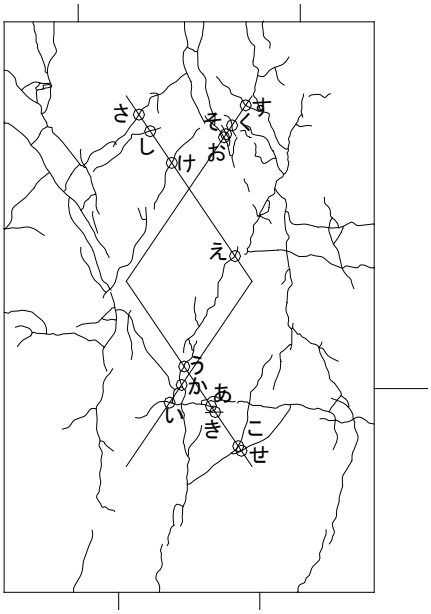


図 5.3.268　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 A-5　正載荷)

表 5.3.64　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-5　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ													
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ
+1サイクル	+0.125														
+1除荷															
+2サイクル	+0.25														
+2除荷															
+3サイクル	+0.50	0.05	0.05												
+3除荷		トジ	トジ												
+5サイクル	+1.0	0.10	0.10	0.25	0.20										
+5除荷		0.05	0.05	0.10	0.10										
+7サイクル	+2.0	0.10	0.25	0.85	0.60	0.10	0.40	0.05	0.05	0.05					
+7除荷		0.05	0.10	0.30	0.30	0.10	0.25	トジ	トジ	トジ					
+9サイクル	+3.0	0.15	0.15	0.40	0.55	0.10	0.95	トジ	0.15	0.20	トジ	トジ	0.25	0.15	
+9除荷		0.10	0.25	0.35	0.40	0.15	0.50	トジ	0.20	0.15	トジ	トジ	0.15	0.15	
+11サイクル	+4.0	0.10	0.05	0.55	0.60	0.05	1.50	トジ	0.15	0.20	トジ	トジ	0.35	0.75	トジ
+11除荷		0.05	トジ	0.25	0.55	0.05	0.95	トジ	0.25	0.20	トジ	トジ	0.40	0.75	トジ

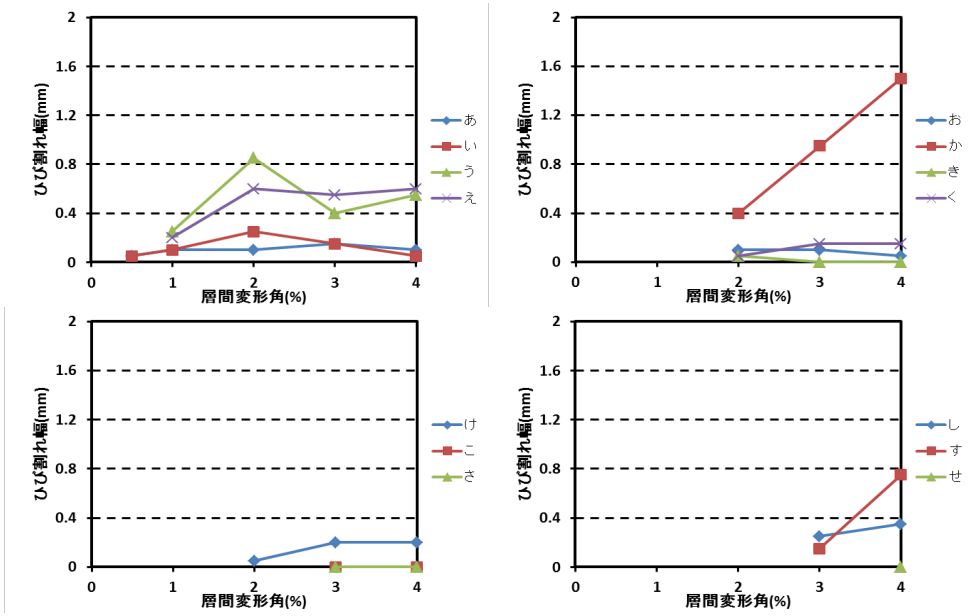


図 5.3.269　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(A-5　正載荷)

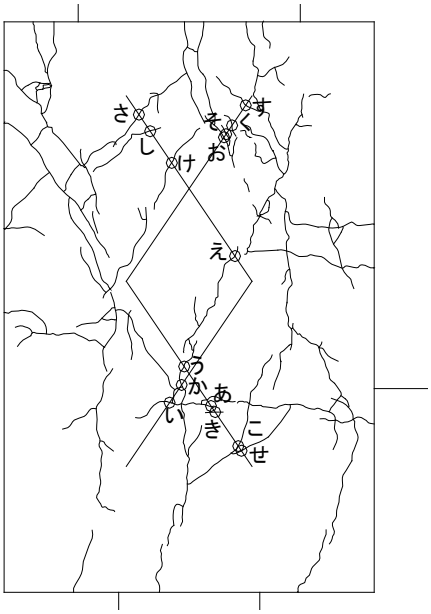


図 5.3.270　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 A-5　負載荷)

表 5.3.65　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-5　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ														
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ
-1サイクル	-0.125															
-1除荷																
-2サイクル	-0.25															
-2除荷																
-3サイクル	-0.50	トジ	トジ													
-3除荷		トジ	トジ													
-5サイクル	-1.0	トジ	トジ	0.05	0.05	0.30										
-5除荷		トジ	トジ	0.05	0.05	0.15										
-7サイクル	-2.0	0.15	トジ	0.35	0.30	0.70	0.80	トジ	0.55	0.05	0.15	トジ				
-7除荷		0.15	トジ	0.35	0.30	0.35	0.50	トジ	0.35	0.10	0.10	トジ				
-9サイクル	-3.0	0.40	トジ	0.40	0.35	0.30	1.60	トジ	0.80	0.10	0.35	0.10	0.05	1.50		
-9除荷		0.30	トジ	0.40	0.25	0.20	0.95	トジ	0.60	0.10	0.25	0.05	0.10	1.20		
-11サイクル	-4.0	0.70	トジ	0.60	0.25	0.30	2.00	トジ	0.55	0.25	0.10	0.05	0.15	3.00	0.05	0.05
-11除荷		0.40	トジ	0.45	0.25	0.10	2.00	トジ	0.70	0.10	0.05	トジ	0.15	3.00	0.05	0.05

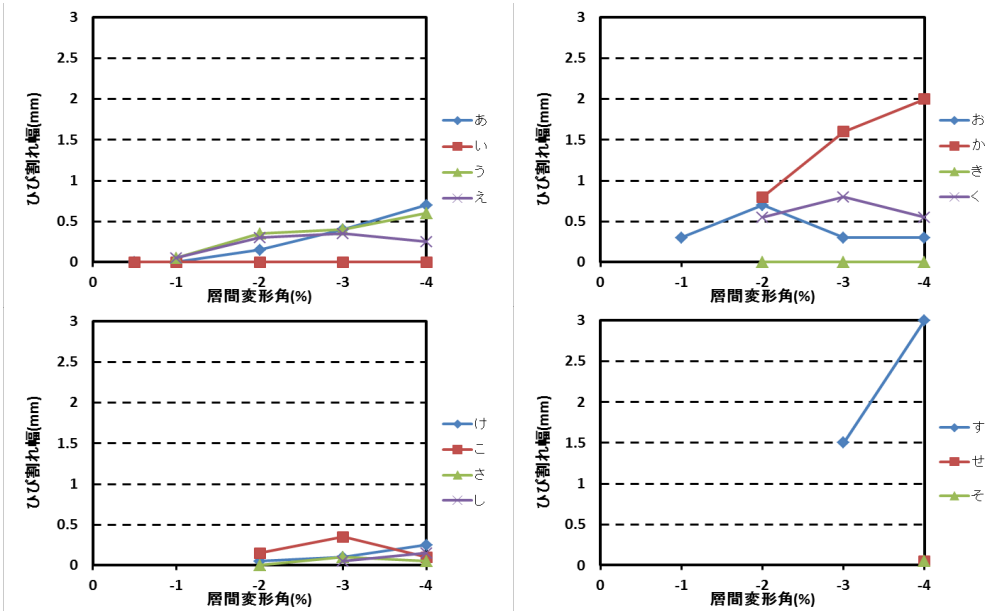


図 5.3.271　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(A-5　負載荷)

・試験体 A-6

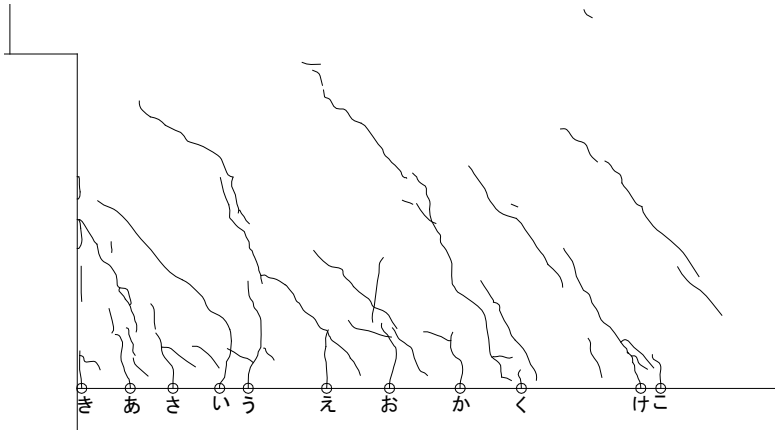


図 5.3.272　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-6　正載荷)

表 5.3.66　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-6　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ										
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ
+1サイクル	+0.125											
+1除荷		0.05										
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.15				
+2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ				
+3サイクル	+0.50	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.10	0.35	0.05	0.05	トジ	
+3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	トジ	
+5サイクル	+1.0	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05	0.85	0.05	0.05	0.05	トジ
+5除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.35	トジ	トジ	トジ	トジ
+7サイクル	+2.0	0.05	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	1.70	0.05	0.05	0.05	0.05
+7除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	0.70	トジ	トジ	トジ	トジ
+9サイクル	+3.0	0.05	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	1.70	0.05	0.05	0.05	0.05
+9除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.45	トジ	トジ	トジ	トジ
+11サイクル	+4.0	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	4.00	トジ	トジ	トジ	トジ
+11除荷		トジ	トジ	トジ	1.05	トジ	トジ	5.00	トジ	トジ	トジ	トジ

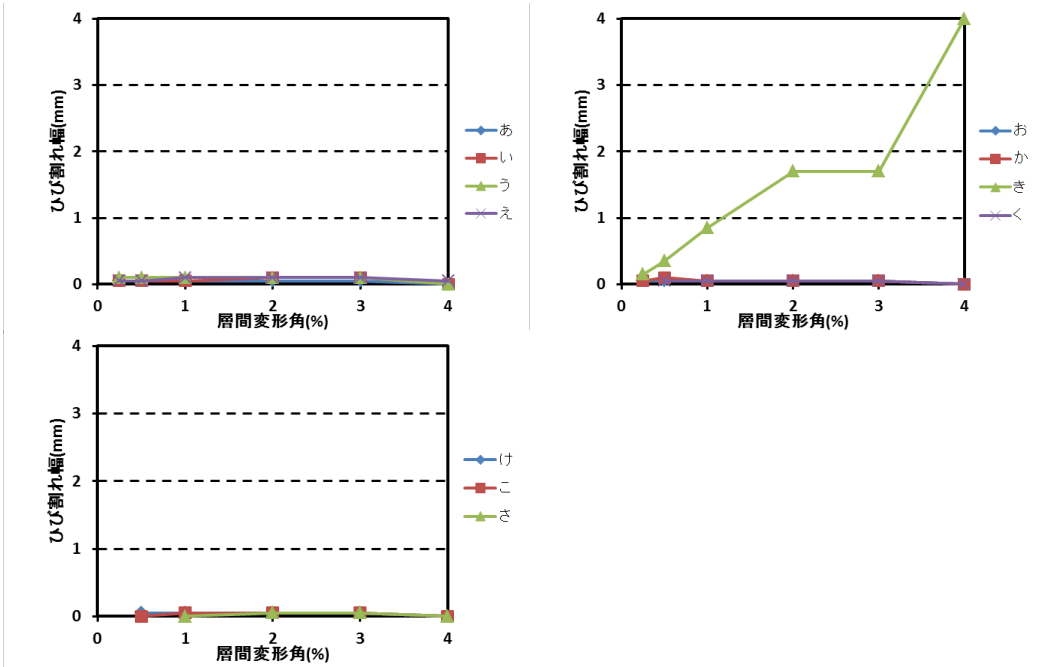


図 5.3.273　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(A-6　正載荷)

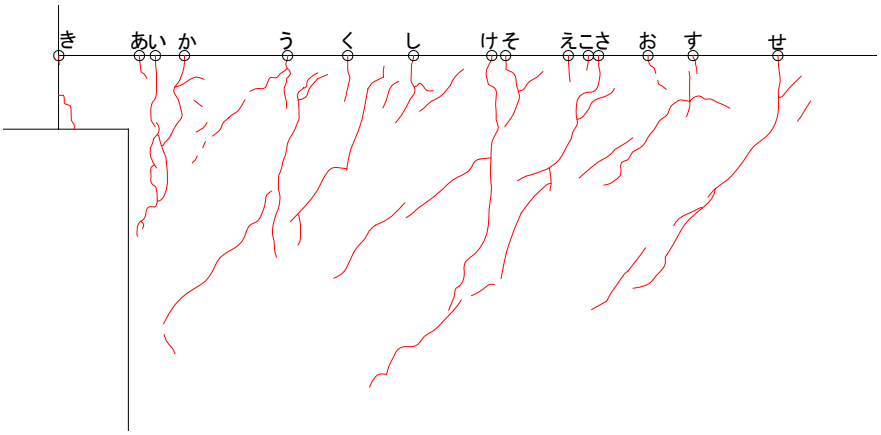


図 5.3.274　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-6　負載荷)

表 5.3.67　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-6　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ															
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ
-1サイクル	-0.125	0.05	トジ	0.10	0.05	0.05										
-1除荷		トジ	トジ	0.05	トジ	0.05										
-2サイクル	-0.25	0.05	トジ	0.10	トジ	0.05	0.05	トジ	0.10	0.05	0.05	トジ				
-2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ				
-3サイクル	-0.50	0.05	トジ	0.10	トジ	0.05	0.10	0.40	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	
-3除荷		トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	
-5サイクル	-1.0	0.05	トジ	0.25	トジ	0.05	0.10	1.40	0.10	0.05	0.05	0.05	0.15	0.10	0.05	0.05
-5除荷		トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.70	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ
-7サイクル	-2.0	0.05	トジ	0.45	トジ	トジ	0.10	圧壊	0.10	0.05	トジ	0.10	0.15	0.10	0.05	0.05
-7除荷		トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ		0.05	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-9サイクル	-3.0	0.05	トジ	0.25	トジ	トジ	0.10		0.05	0.05	トジ	0.05	0.10	0.10	0.05	0.10
-9除荷		トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ		0.05	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-11サイクル	-4.0	0.05	トジ	0.25	トジ	トジ	0.05		0.05	トジ	トジ	0.05	0.10	0.10	0.05	0.10
-11除荷		トジ	トジ	0.10	トジ	トジ	トジ		0.05	トジ	トジ	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05

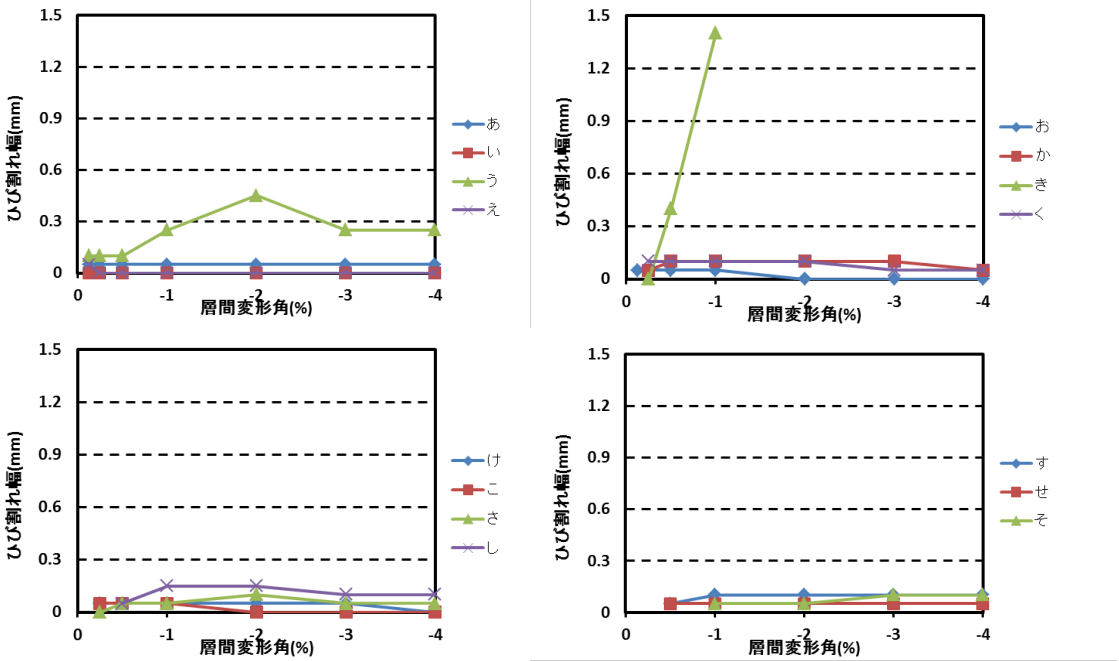


図 5.3.275　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(A-6　負載荷)

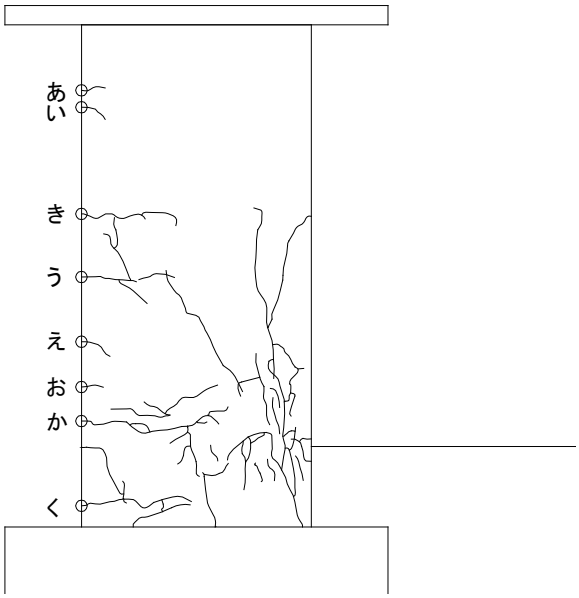


図 5.3.276　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-6　正載荷)

表 5.3.68　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-6　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ							
		あ	い	う	え	お	か	き	く
+1サイクル	+0.125								
+1除荷									
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	0.10	0.05	トジ	0.05		
+2除荷		トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ		
+3サイクル	+0.50	トジ	0.05	0.10	トジ	トジ	0.15		
+3除荷		トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ		
+5サイクル	+1.0	トジ	0.05	0.45	トジ	トジ	0.35	0.05	0.65
+5除荷		トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05
+7サイクル	+2.0	トジ	0.05	1.60	トジ	トジ	1.20	トジ	圧壊
+7除荷		トジ	0.05	0.35	トジ	トジ	0.05	トジ	
+9サイクル	+3.0	トジ	トジ	2.50	トジ	トジ	3.50	トジ	
+9除荷		トジ	トジ	0.60	トジ	トジ	1.40	トジ	
+11サイクル	+4.0	トジ	トジ	1.60	トジ	トジ	1.40	トジ	
+11除荷		トジ	トジ	1.60	トジ	トジ	1.40	トジ	

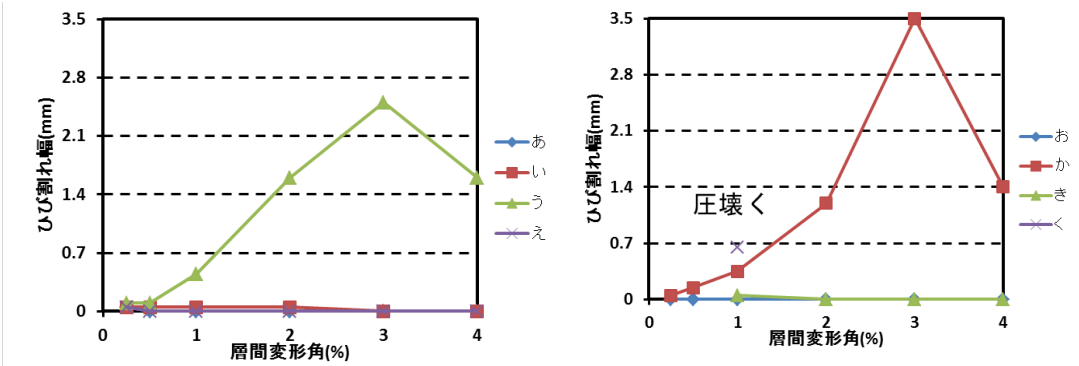


図 5.3.277　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(A-6　正載荷)

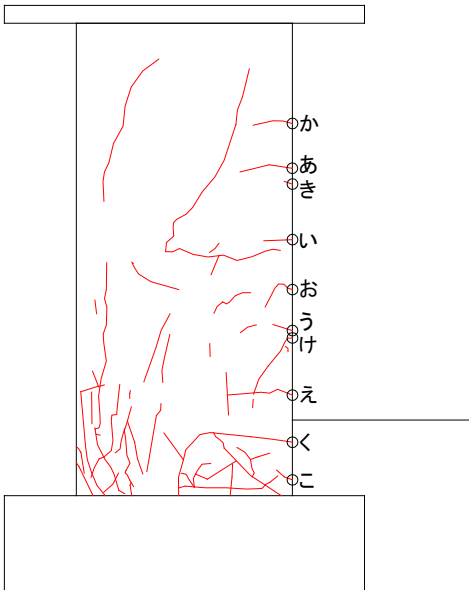


図 5.3.278　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-6　負載荷)

表 5.3.69　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-6　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ									
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ
-1サイクル	-0.125	0.05	0.10	0.05	0.05	0.10					
-1除荷		0.05	トジ	0.05	トジ	トジ					
-2サイクル	-0.25	0.10	トジ	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05		
-2除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ		
-3サイクル	-0.50	0.10	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	0.25		
-3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ		
-5サイクル	-1.0	0.15	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	0.90	0.05	0.10
-5除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.10	0.05	トジ
-7サイクル	-2.0	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	圧壊	圧壊	0.15
-7除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05			0.05
-9サイクル	-3.0	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			トジ
-9除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			トジ
-11サイクル	-4.0	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			トジ
-11除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			トジ

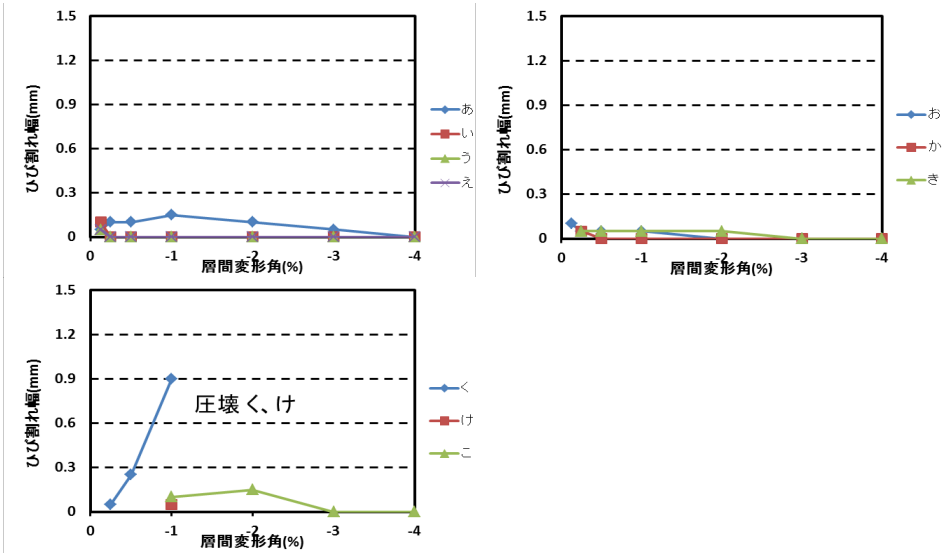


図 5.3.279　ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(A-6　負載荷)

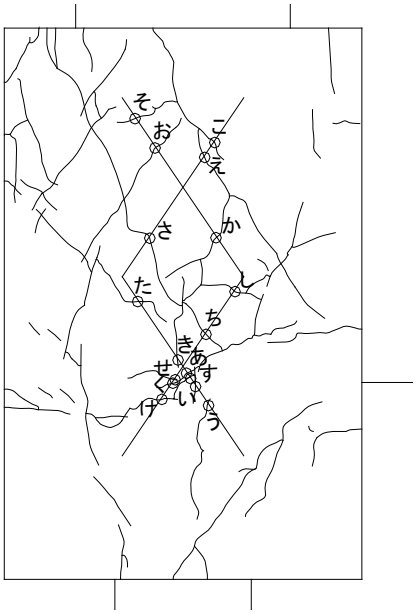


図 5.3.280　パイルキャップ割れ幅測定位置(試験体 A-6　正載荷)

表 5.3.70　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-6　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ																
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち
+1サイクル	+0.125																	
+1除荷																		
+2サイクル	+0.25																	
+2除荷																		
+3サイクル	+0.50																	
+3除荷																		
+5サイクル	+1.0	トジ	0.05	0.05	トジ													
+5除荷		トジ	トジ	トジ	トジ													
+7サイクル	+2.0	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	0.10	0.05	トジ	0.05	トジ				
+7除荷		トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ				
+9サイクル	+3.0	0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	トジ	トジ	0.10	0.05	トジ	0.10	0.05	0.05	トジ		
+9除荷		0.10	0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	0.10	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ		
+11サイクル	+4.0	0.15	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.10	0.15	0.05	0.05	0.10	0.05	トジ	トジ	トジ
+11除荷		0.15	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.10	0.15	0.05	0.05	0.10	0.05	トジ	トジ	トジ

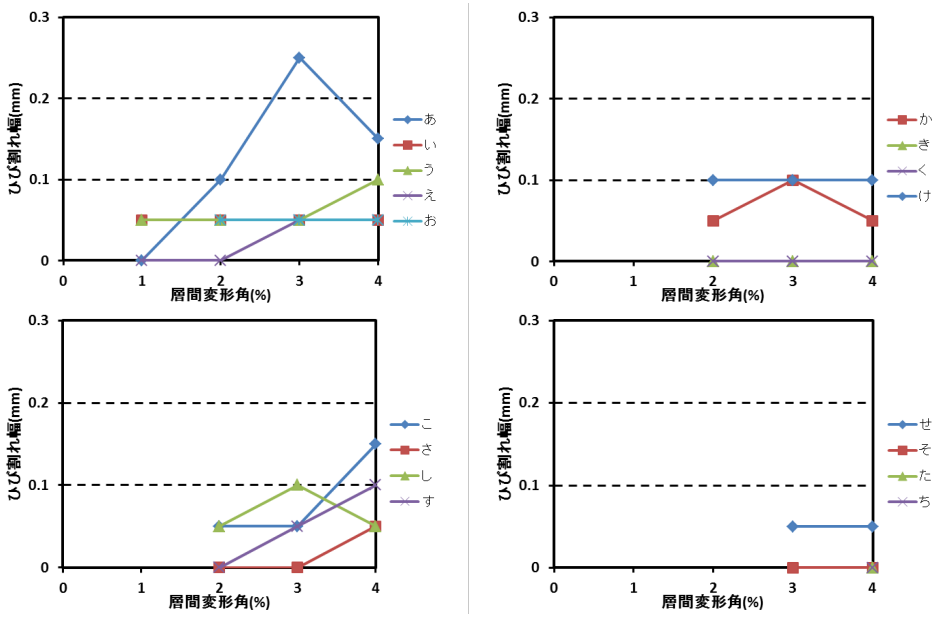


図 5.3.281　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(A-6　正載荷)

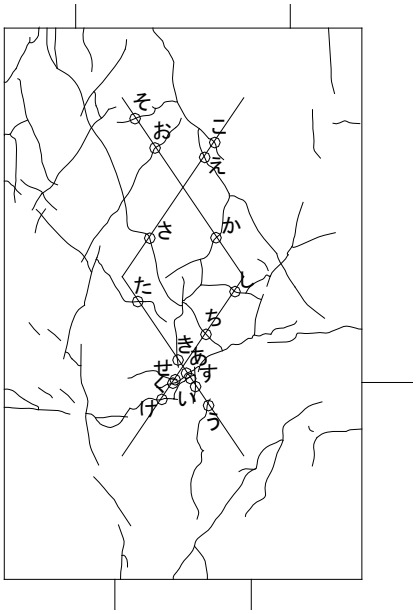


図 5.3.282　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 A-6　負載荷)

表 5.3.71　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-6　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ																
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち
-1サイクル	-0.125																	
-1除荷																		
-2サイクル	-0.25																	
-2除荷																		
-3サイクル	-0.50																	
-3除荷																		
-5サイクル	-1.0	トジ	トジ	トジ	0.05													
-5除荷		トジ	トジ	トジ	0.05													
-7サイクル	-2.0	トジ	0.05	0.05	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.15	0.05	トジ	トジ				
-7除荷		トジ	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ				
-9サイクル	-3.0	0.05	トジ	0.10	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.30	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	
-9除荷		トジ	トジ	0.05	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.25	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	
-11サイクル	-4.0	0.05	0.05	0.05	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.30	0.15	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05
-11除荷		トジ	0.05	0.10	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.30	0.10	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ

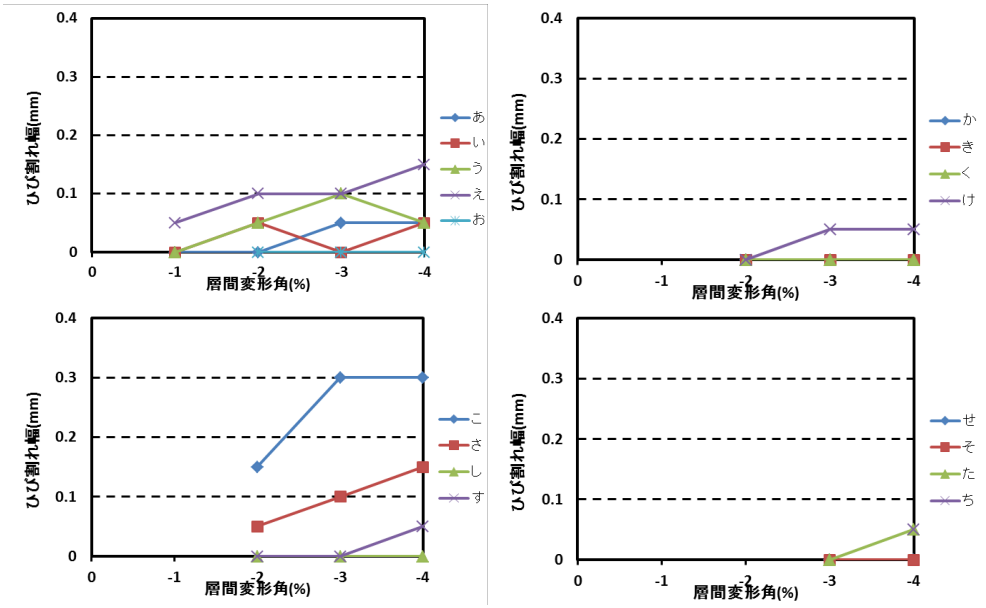


図 5.3.283　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(A-6　負載荷)

・試験体 C-3

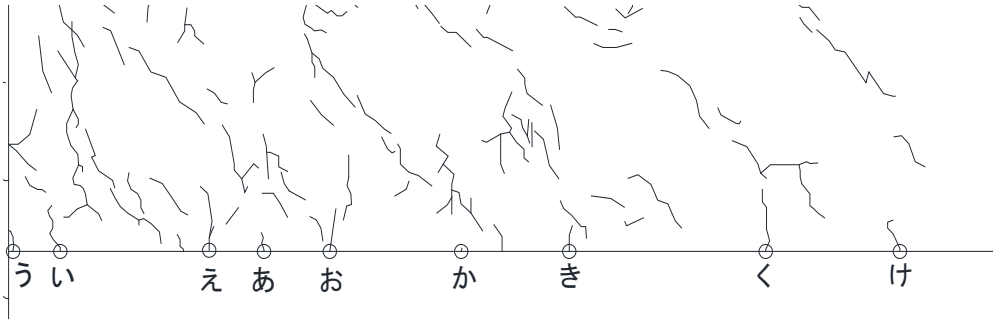


図 5.3.284　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　正載荷)

表 5.3.72　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ								
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け
+1サイクル	+0.125	0.05								
+1除荷		／								
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	0.10						
+2除荷		トジ	トジ	トジ						
+3サイクル	+0.50	0.05	0.05	0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
+3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+5サイクル	+1.0	0.05	0.05	1.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
+5除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+7サイクル	+2.0	0.05	0.05	1.10	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05
+7除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+9サイクル	+3.0	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ
+9除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

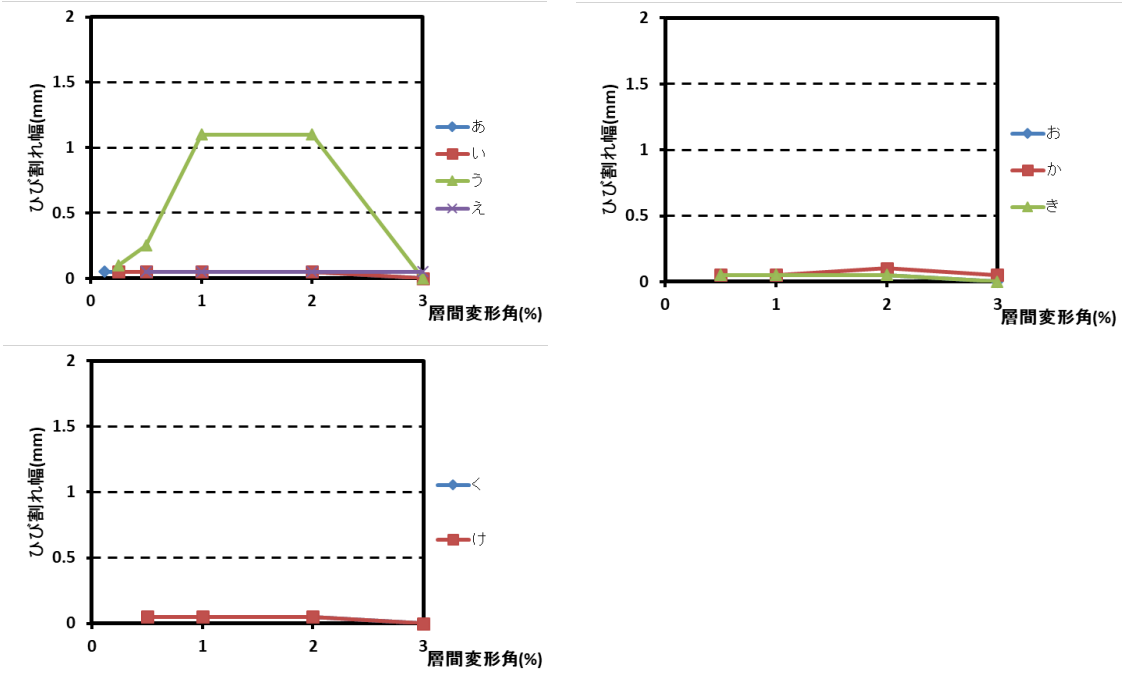


図 5.3.285　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　正載荷)

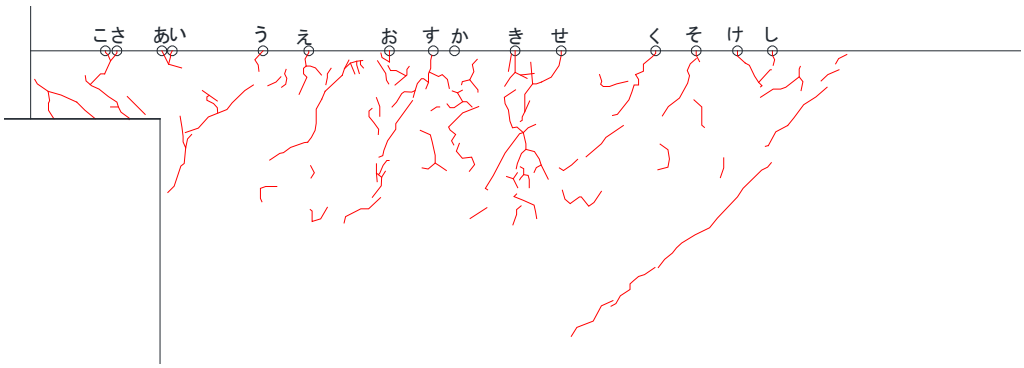


図 5.3.286　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　負載荷)

表 5.3.73　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ														
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ
-1サイクル	-0.125	0.05														
-1除荷		/														
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05						
-2除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ						
-3サイクル	-0.50	トジ	0.15	トジ	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ			
-3除荷		トジ	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			
-5サイクル	-1.0	トジ	0.15	0.05	0.15	0.10	0.10	0.15	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05
-5除荷		トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
-7サイクル	-2.0	トジ	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
-7除荷		トジ	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

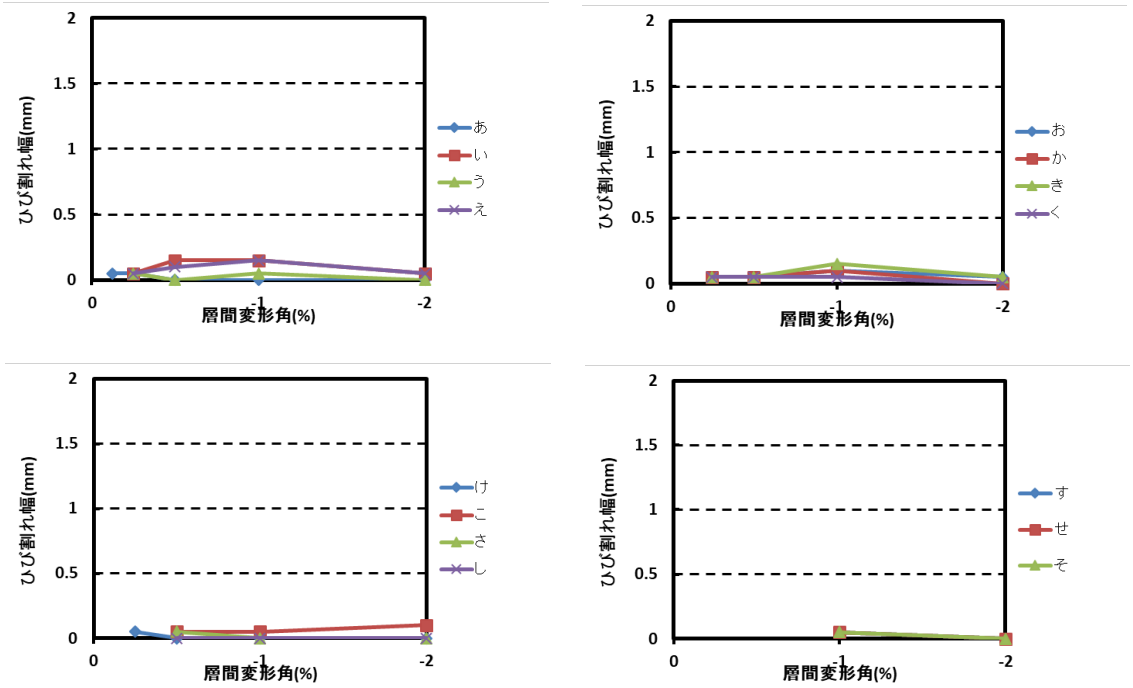


図 5.3.287　ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　負載荷)

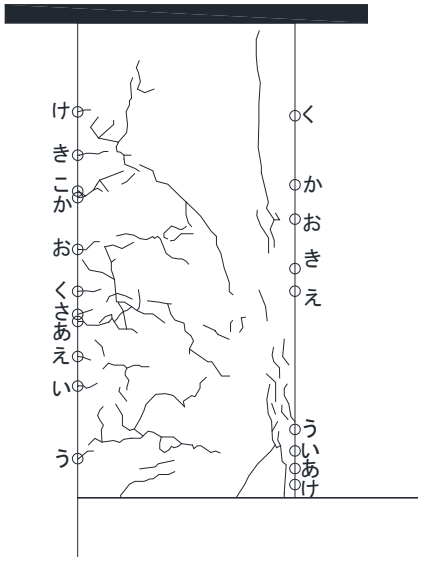


図 5.3.288　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　正載荷)

表 5.3.74　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ										
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ
+1サイクル	+0.125	0.05	0.05									
+1除荷		／	／									
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05			
+2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			
+3サイクル	+0.50	0.15	0.05	0.15	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	
+3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	
+5サイクル	+1.0	トジ	0.05	0.30	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	0.20	0.20
+5除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+7サイクル	+2.0	トジ	トジ	0.90	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.45	0.80
+7除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ
+9サイクル	+3.0	トジ	トジ	1.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.40	0.80
+9除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ

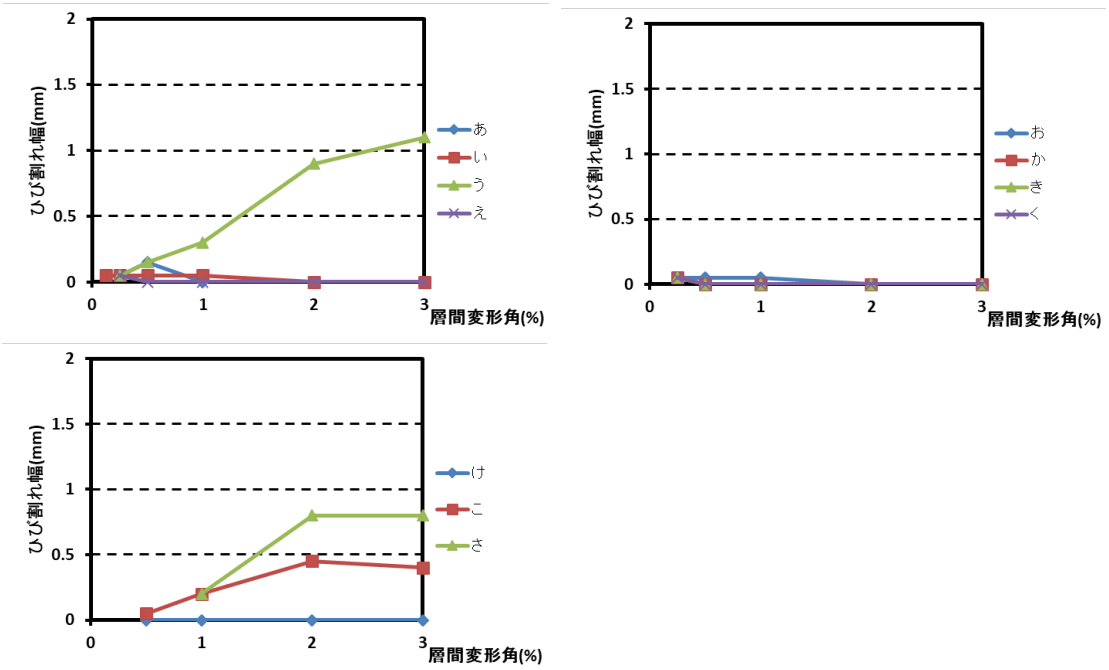


図 5.3.289　ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　正載荷)

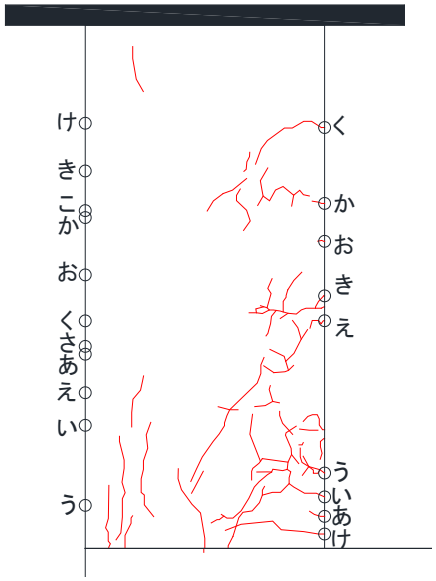


図 5.3.290　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　負載荷)

表 5.3.75　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ								
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け
-1サイクル	-0.125									
-1除荷										
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05	0.05						
-2除荷		トジ	トジ	トジ						
-3サイクル	-0.50	トジ	0.10	トジ	0.05	0.05	0.05			
-3除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ			
-5サイクル	-1.0	トジ	0.95	トジ	0.20	トジ	0.05	0.05		
-5除荷		トジ	0.10	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ		
-7サイクル	-2.0	0.05	0.10	圧	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.10
-7除荷		トジ	0.10		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05

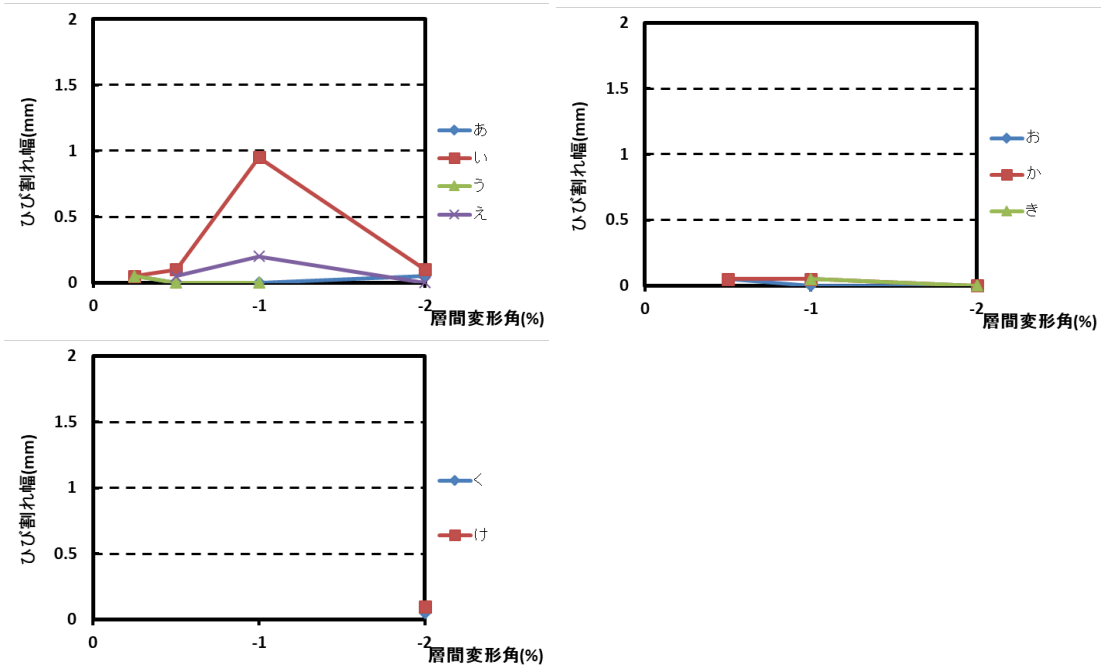


図 5.3.291　ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　負載荷)

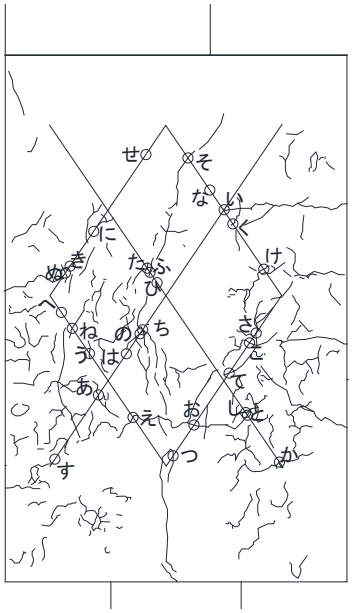


図 5.3.292　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　正載荷)

表 5.3.76　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ																
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た
+1サイクル	+0.125																
+1除荷																	
+2サイクル	+0.25																
+2除荷																	
+3サイクル	+0.50	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ				
+3除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ				
+5サイクル	+1.0	トジ	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	0.10	0.10
+5除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05
+7サイクル	+2.0	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05	トジ	0.10	トジ	トジ	0.05	0.15	0.25
+7除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.10	0.05	0.05
+9サイクル	+3.0	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.10	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.10	0.15	0.10
+9除荷		トジ	0.10	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.10	トジ	トジ	0.10	トジ	トジ	0.20	トジ	0.05

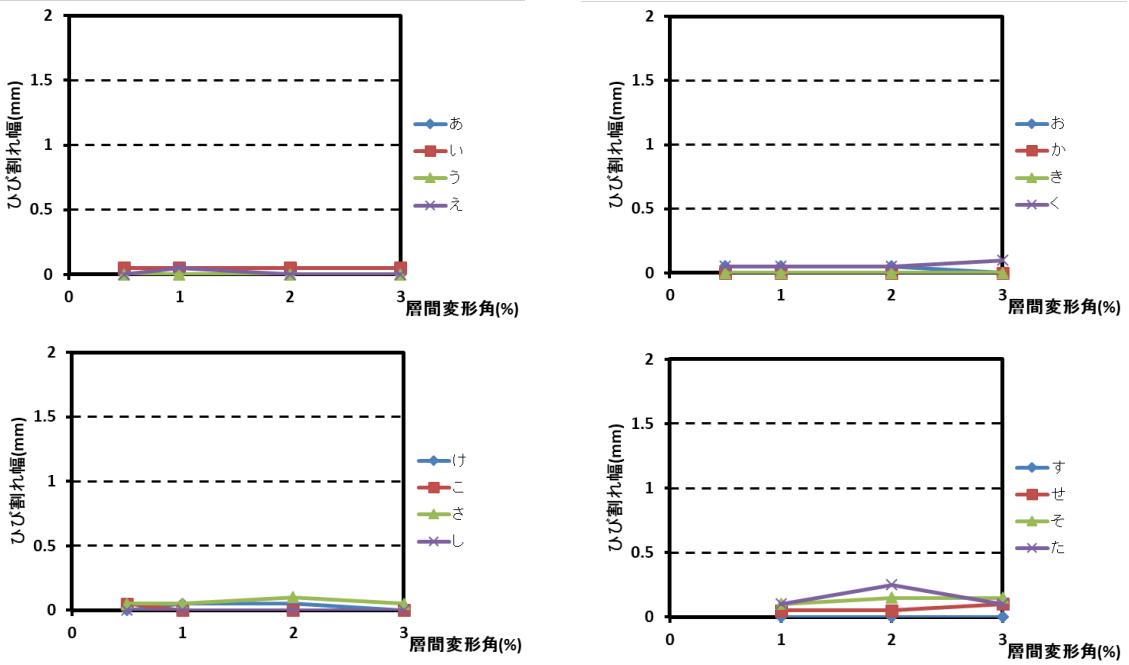


図 5.3.293　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　正載荷)

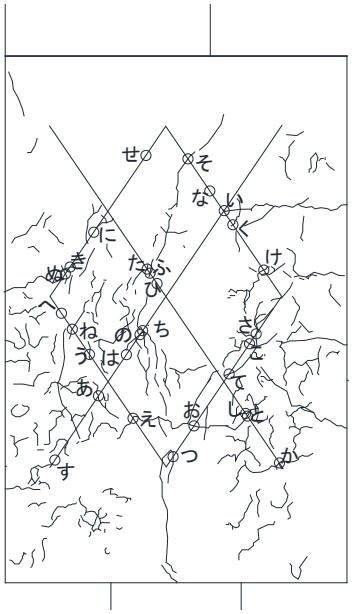


図 5.3.294　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　正載荷)

表 5.3.77　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ												
		ち	つ	て	と	な	に	ぬ	ね	の	は	ひ	ふ	へ
+1サイクル	+0.125													
+1除荷														
+2サイクル	+0.25													
+2除荷														
+3サイクル	+0.50													
+3除荷														
+5サイクル	+1.0	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05								
+5除荷		トジ	0.10	トジ	トジ	トジ								
+7サイクル	+2.0	0.05	0.75	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	
+7除荷		トジ	0.20	トジ	トジ	0.05	トジ	0.10	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	
+9サイクル	+3.0	トジ	0.55	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ
+9除荷		トジ	0.40	トジ	0.05	0.10	0.05	0.25	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ

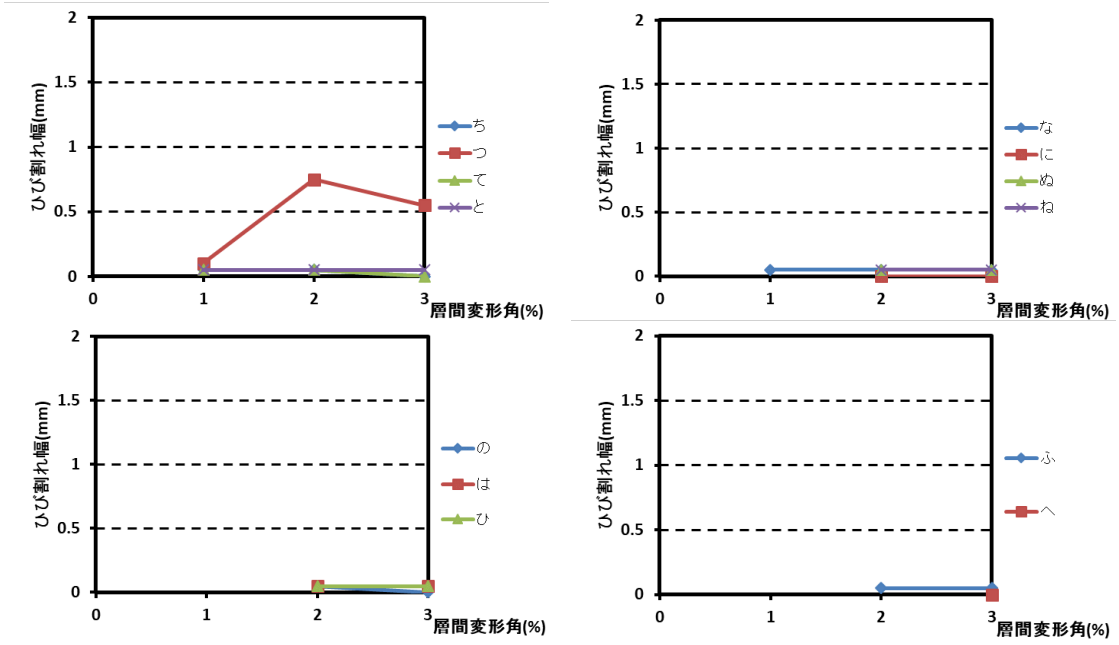


図 5.3.295　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　正載荷)

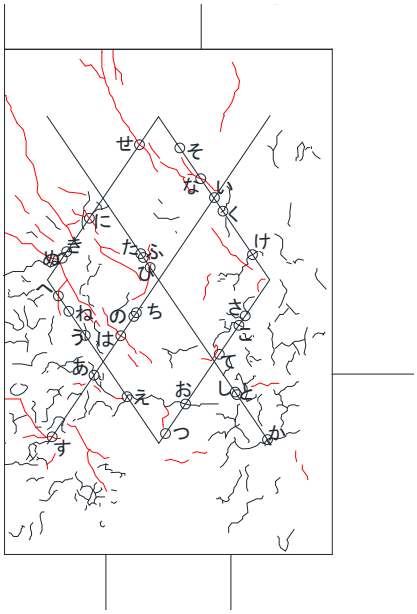


図 5.3.296　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　負載荷)

表 5.3.78　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ																
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た
-1サイクル	-0.125																	
-1除荷																		
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05							
-2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ							
-3サイクル	-0.50	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05				
-3除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ				
-5サイクル	-1.0	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.10	トジ	0.05	
-5除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	
-7サイクル	-2.0	トジ	0.15	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.20	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.55	トジ	0.05	
-7除荷		トジ	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.35	トジ	0.05	

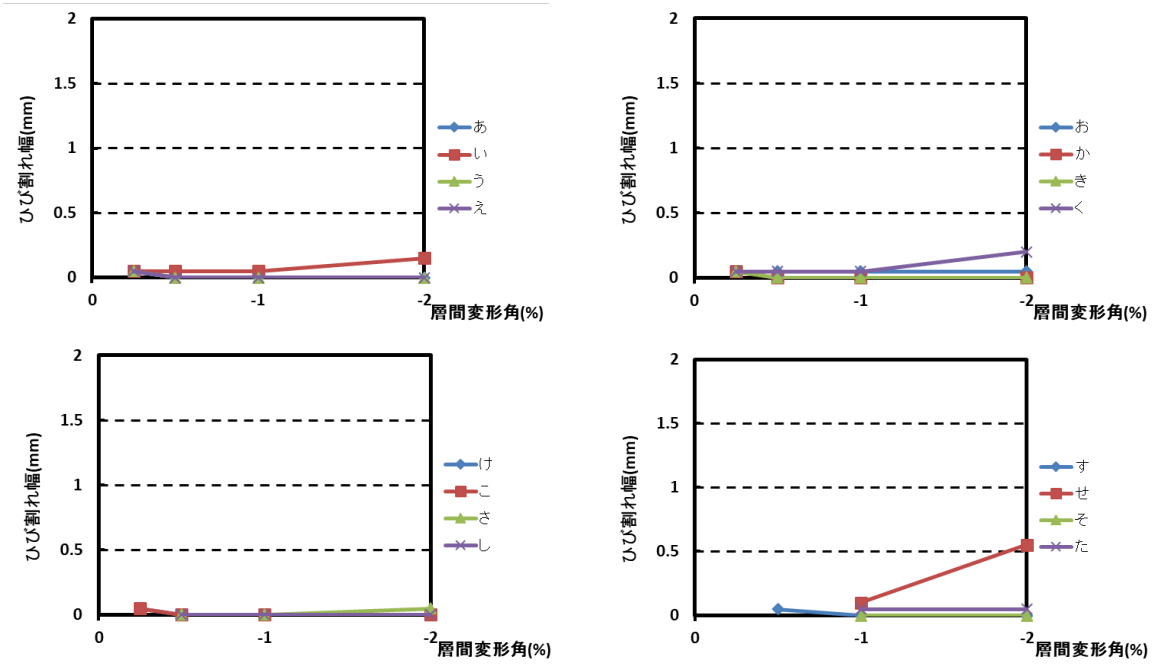


図 5.3.297　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　負載荷)

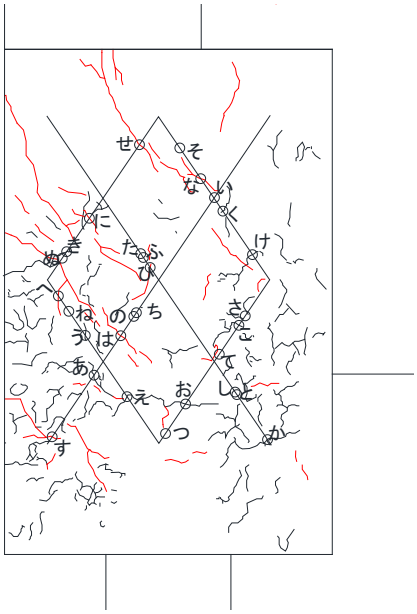


図 5.3.298　パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 C-3　負載荷)

表 5.3.79　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 C-3　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ												
		ち	つ	て	と	な	に	ぬ	ね	の	は	ひ	ふ	へ
-1サイクル	-0.125													
-1除荷														
-2サイクル	-0.25													
-2除荷														
-3サイクル	-0.50													
-3除荷														
-5サイクル	-1.0	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05								
-5除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ								
-7サイクル	-2.0	トジ	0.35	トジ	トジ	0.25	0.15	0.60	0.05	0.10	0.10	トジ	トジ	0.05
-7除荷		トジ	0.20	トジ	トジ	0.10	0.10	0.25	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ

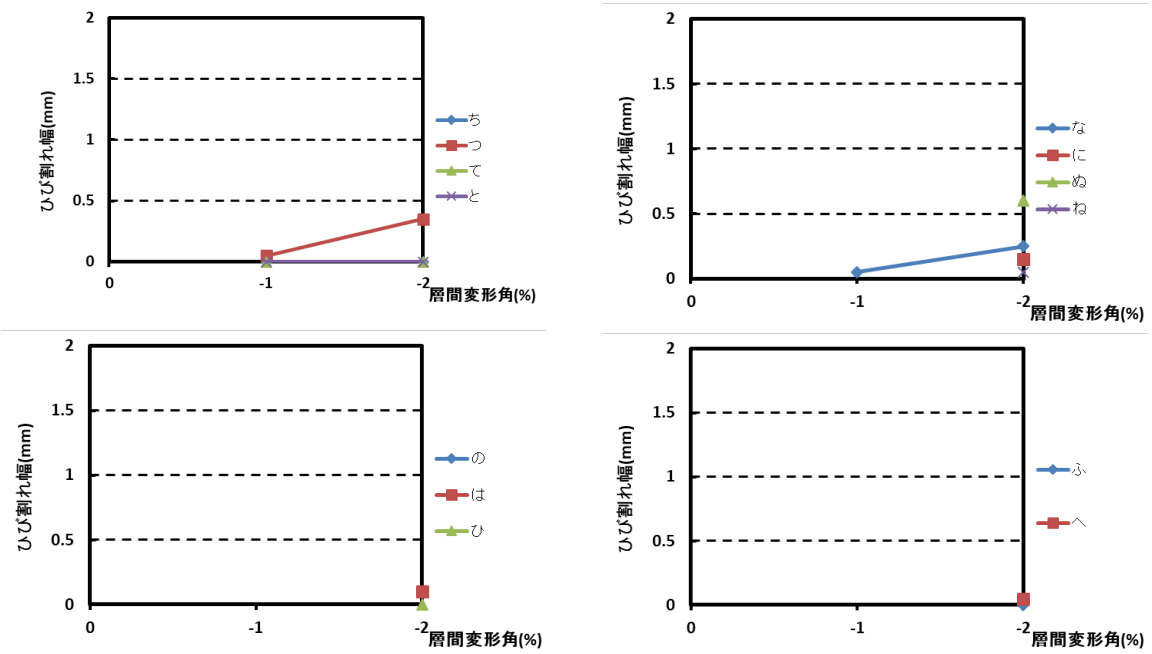


図 5.3.299　ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(C-3　負載荷)

(2)　試験体 A-7a，A-7b，D-1，D-2

試験体 A-7a を**表 5.3.80～表 5.3.85**，**図 5.3.300～図 5.3.311**，試験体 A-7b を**表 5.3.86～表 5.3.91**，**図 5.3.312～図 5.3.323**，試験体 D-1 を**表 5.3.92～表 5.3.97**，**図 5.3.324～図 5.3.335**，試験体 D-2 を**表 5.3.98～表 5.3.103**，**図 5.3.336～図 5.3.347** に示す。

・試験体 A-7a

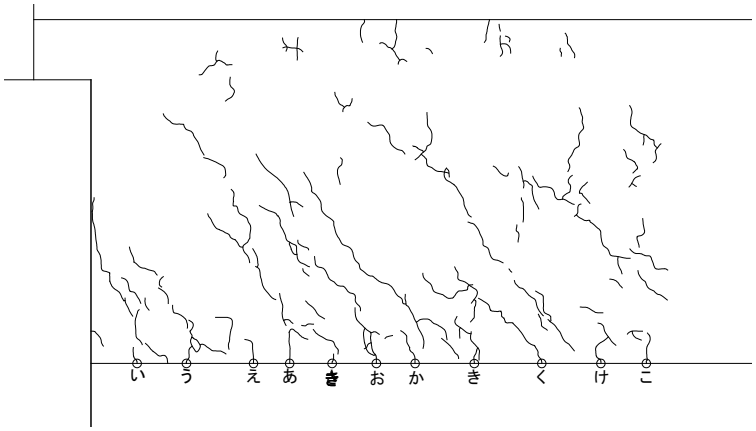
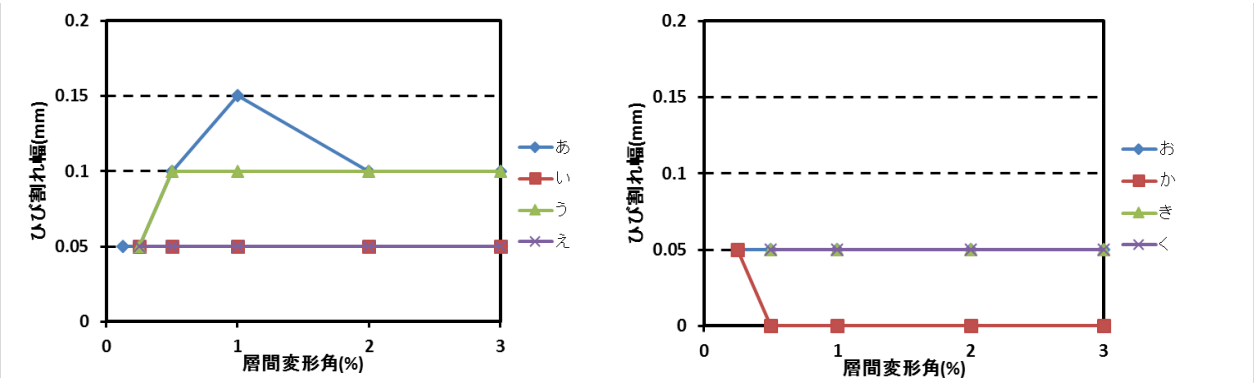


図 5.3.300 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-7a　正載荷)

表 5.3.80 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ										
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ
+1サイクル	+0.125	0.05										
+1除荷		トジ										
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05					
+2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ					
+3サイクル	+0.50	0.10	0.05	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05			
+3除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ			
+5サイクル	+1.0	0.15	0.05	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
+5除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+7サイクル	+2.0	0.10	0.05	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ
+7除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+9サイクル	+3.0	0.10	0.05	0.10	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	トジ
+9除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ



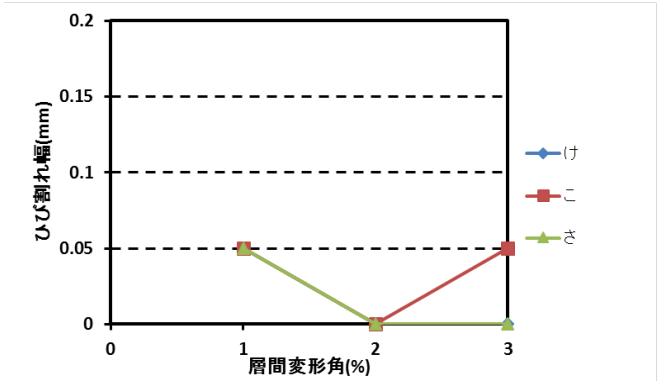


図 5.3.301 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　正載荷)

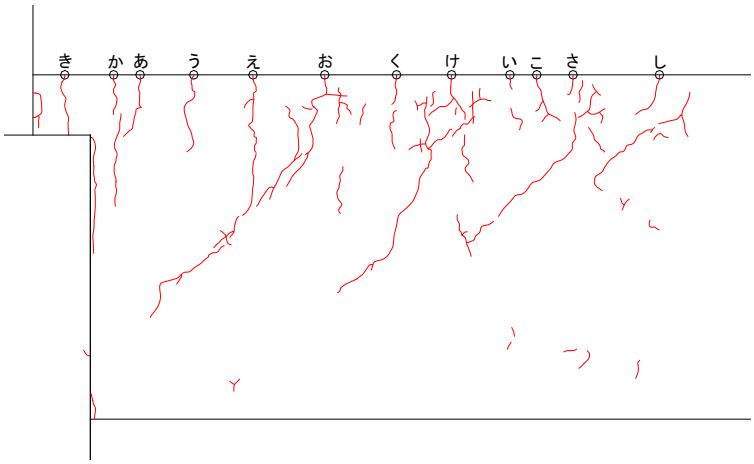


図 5.3.302 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-7a　負載荷)

表 5.3.81 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ											
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し
-1サイクル	-0.125	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05							
-1除荷		トジ	トジ	0.05	0.05	0.05							
-2サイクル	-0.25	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.10						
-2除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05						
-3サイクル	-0.50	0.05	トジ	0.05	0.10	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-3除荷		0.05	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ
-5サイクル	-1.0	0.05	トジ	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05
-5除荷		0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05
-7サイクル	-2.0	0.05	トジ	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05
-7除荷		0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05
-9サイクル	-3.0	0.05	トジ	0.10	0.10	0.10	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
-9除荷		0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ

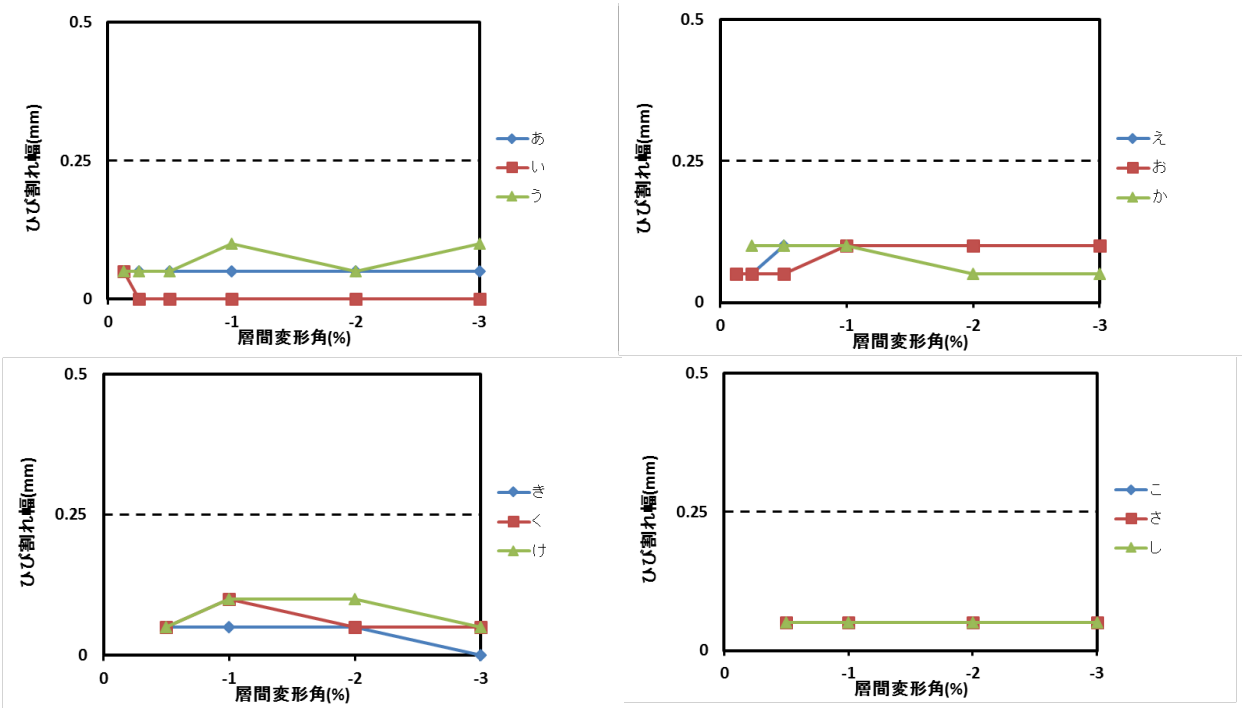


図 5.3.303 ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　負載荷)

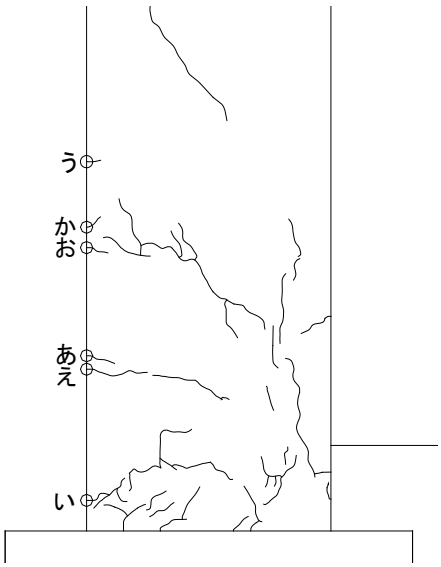


図 5.3.304 柱ひび割れ幅測定位置（試験体 A-7a　正載荷）

表 5.3.82 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ					
		あ	い	う	え	お	か
+1サイクル	+0.125	0.05					
+1除荷		0.05					
+2サイクル	+0.25	0.10	0.05	0.05			
+2除荷		0.05	トジ	トジ			
+3サイクル	+0.50	0.05	0.10	トジ	0.10	0.05	0.05
+3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+5サイクル	+1.0	トジ	0.35	トジ	0.20	0.25	トジ
+5除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ
+7サイクル	+2.0	トジ	1.40	トジ	0.30	0.50	トジ
+7除荷		トジ	0.65	トジ	トジ	0.10	トジ
+9サイクル	+3.0	トジ	圧壊	トジ	0.30	0.35	トジ
+9除荷		トジ		トジ	0.05	0.15	トジ

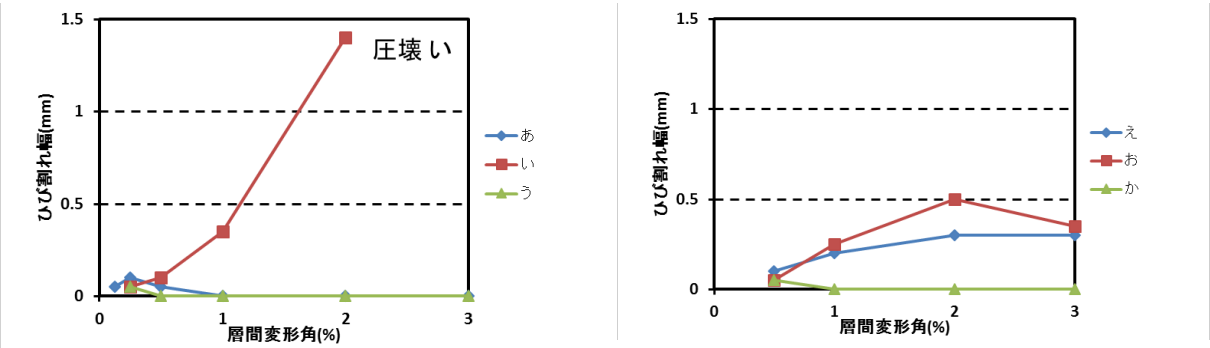


図 5.3.305 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-7a　正載荷）

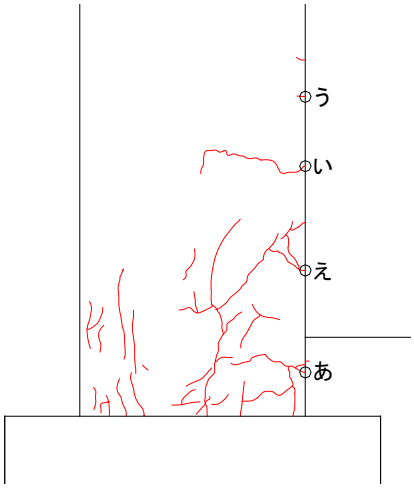


図 5.3.306 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-7a　負載荷)

表 5.3.83 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ			
		あ	い	う	え
-1サイクル	-0.125	0.05	0.05		
-1除荷		トジ	0.05		
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05		
-2除荷		トジ	0.05		
-3サイクル	-0.50	0.40	0.10	0.05	
-3除荷		0.05	0.05	トジ	
-5サイクル	-1.0	1.30	0.20	トジ	0.05
-5除荷		0.30	0.05	トジ	トジ
-7サイクル	-2.0	剥落	トジ	トジ	剥落
-7除荷			トジ	トジ	
-9サイクル	-3.0		0.05	トジ	
-9除荷			トジ	トジ	

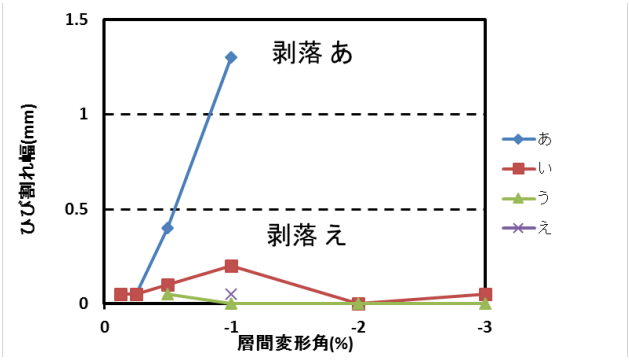


図 5.3.307 ピーク時 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　負載荷)

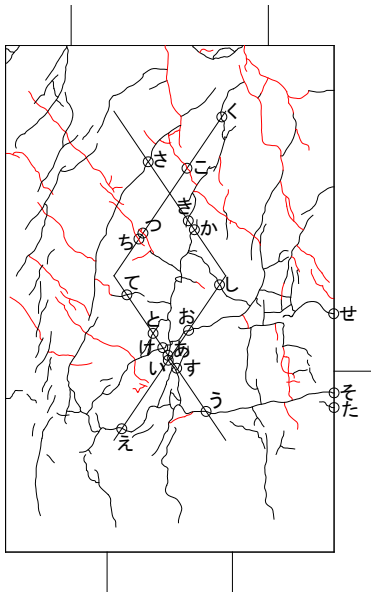


図 5.3.308 パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 A-7a　正載荷)

表 5.3.84 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ																				
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち	つ	て	と
+1サイクル	+0.125																				
+1除荷																					
+2サイクル	+0.25																				
+2除荷																					
+3サイクル	+0.50	0.05	0.05	0.05																	
+3除荷		0.05	0.05	トジ																	
+5サイクル	+1.0	0.25	0.15	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05											
+5除荷		0.10	0.10	トジ	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ											
+7サイクル	+2.0	0.40	0.20	0.05	0.05	0.70	0.10	0.05	0.05	0.15	トジ	0.20	0.15	0.05	2.50	0.35	0.05	トジ	トジ	0.05	0.05
+7除荷		0.25	0.15	0.05	0.05	0.50	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	0.10	トジ	1.40	0.15	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+9サイクル	+3.0	0.45	0.30	0.30	0.05	3.00	0.20	トジ	0.05	0.80	トジ	0.40	0.10	0.05	4.00	1.30	0.05	トジ	トジ	トジ	0.25
+9除荷		0.35	0.25	0.25	0.05	1.90	0.10	トジ	0.05	0.70	トジ	0.35	0.05	トジ	3.50	0.80	0.05	トジ	トジ	トジ	0.30

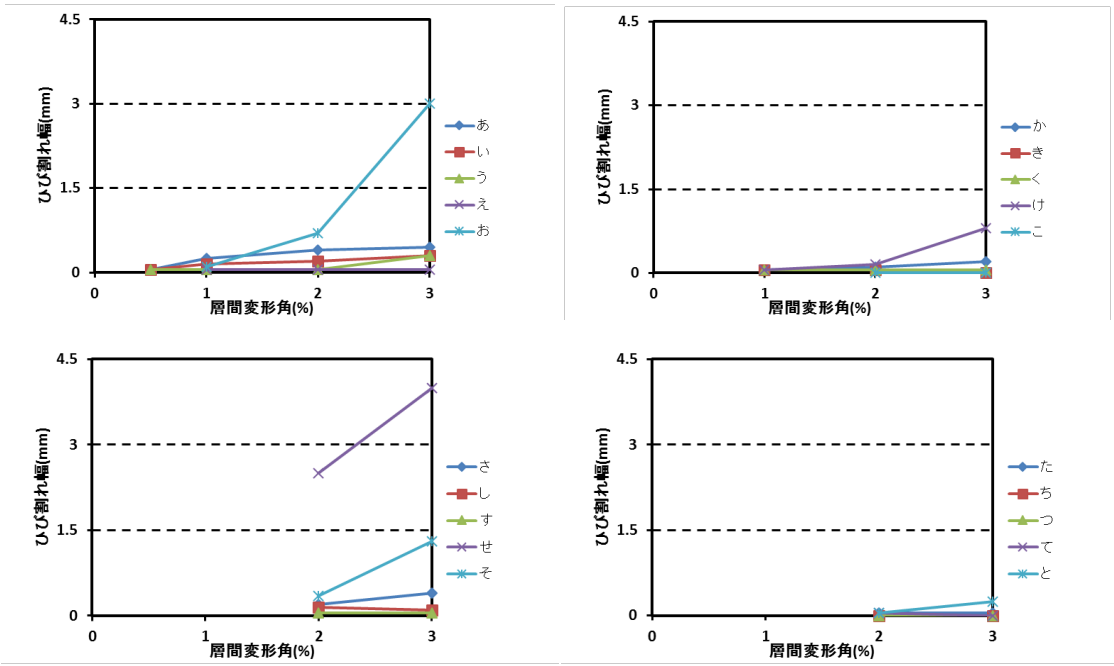


図 5.3.309 ピーク時 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　正載荷)

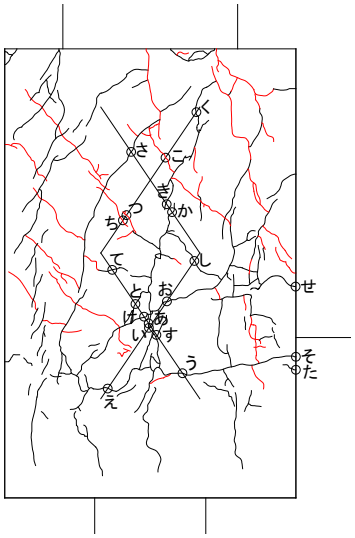


図 5.3.310 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-7a　負載荷）

表 5.3.85 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7a　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ																		
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち	つ	て	と
-1サイクル -1除荷	-0.125																				
-2サイクル -2除荷	-0.25																				
-3サイクル -3除荷	-0.50																				
-5サイクル	-1.0	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	0.05										
-5除荷		0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ										
-7サイクル	-2.0	0.20	0.15	0.05	0.05	0.10	0.05	トジ	0.05	トジ	0.20	トジ	0.10	トジ	0.10	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	トジ
-7除荷		0.15	0.10	トジ	トジ	0.10	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ	0.25	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ
-9サイクル	-3.0	0.05	0.35	0.15	0.05	0.55	0.05	トジ	0.05	0.05	0.25	トジ	0.05	トジ	1.00	0.30	トジ	0.30	トジ	トジ	0.10
-9除荷		0.40	0.25	0.10	0.05	0.65	0.05	トジ	0.05	0.05	0.20	トジ	0.05	トジ	1.00	0.30	トジ	0.20	トジ	トジ	0.05

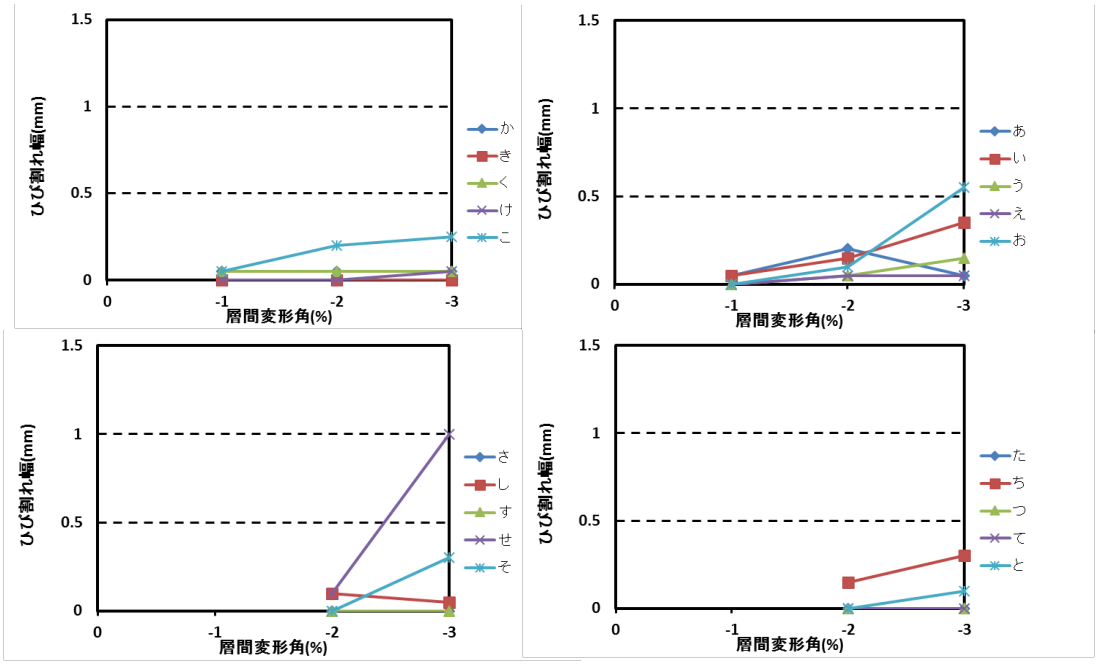


図 5.3.311 ピーク時 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-1　負載荷）

・試験体 A-7b

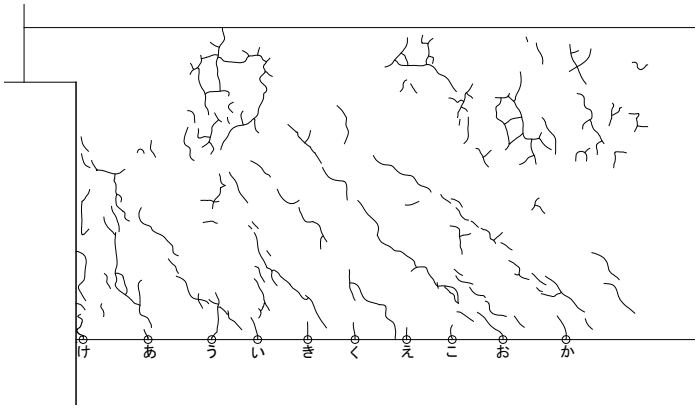


図 5.3.312 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-7b　正載荷)

表 5.3.86 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ									
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ
+1サイクル	+0.125	0.05	0.05								
+1除荷		トジ	トジ								
+2サイクル	+0.25	0.10	0.05	0.05							
+2除荷		トジ	トジ	トジ							
+3サイクル	+0.50	0.20	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.40	
+3除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.10	
+5サイクル	+1.0	0.20	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	1.70	0.05
+5除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.30	トジ
+7サイクル	+2.0	0.20	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	剥落	0.05
+7除荷		0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ		トジ
+9サイクル	+3.0	0.20	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ		0.05
+9除荷		0.10	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ		トジ

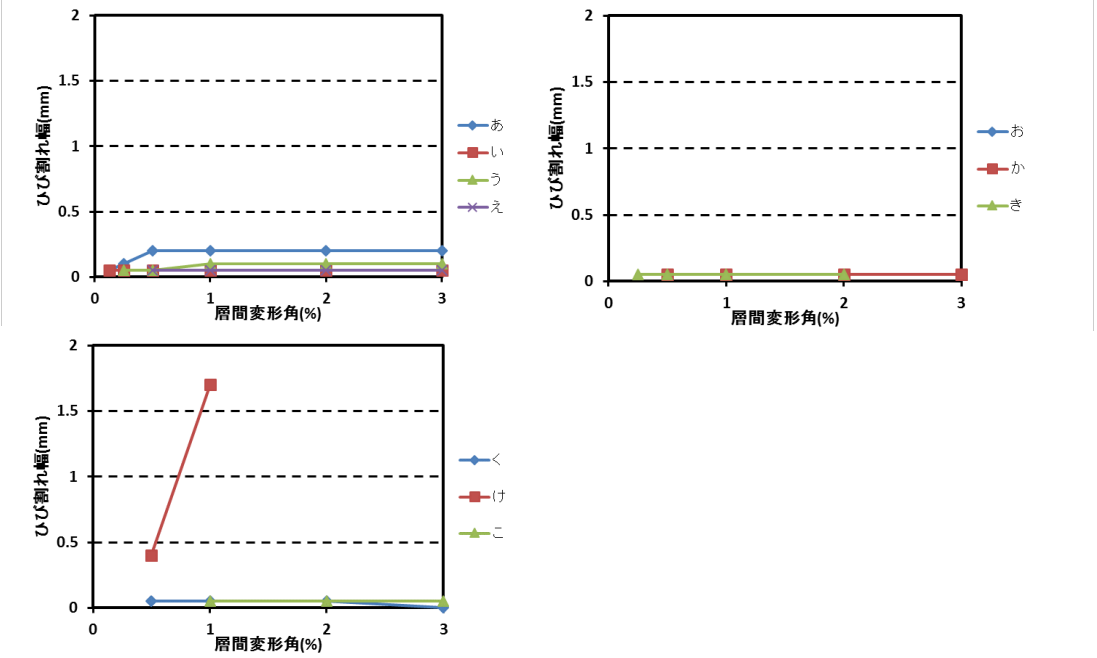


図 5.3.313 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　正載荷)

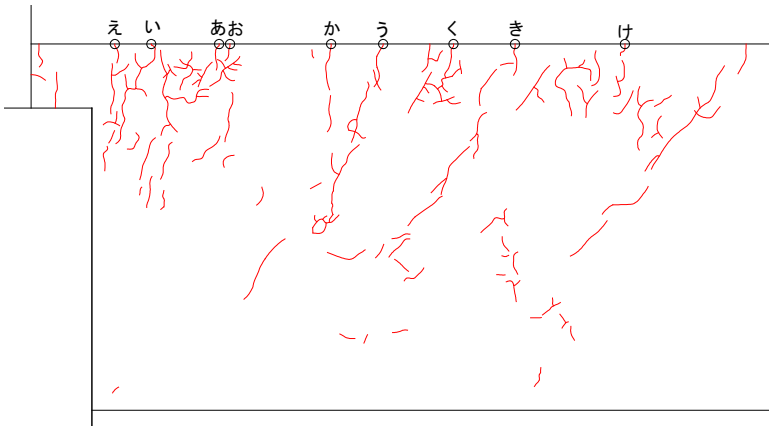


図 5.3.314 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 A-7b　負載荷)

表 5.3.87 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ								
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け
-1サイクル	-0.125	0.05								
-1除荷		トジ								
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05	0.05						
-2除荷		トジ	トジ	トジ						
-3サイクル	-0.50	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05		
-3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05		
-5サイクル	-1.0	0.10	0.10	0.10	0.05	トジ	0.05	0.10	0.05	0.05
-5除荷		トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ
-7サイクル	-2.0	0.05	0.05	0.10	0.05	トジ	0.05	0.10	0.05	トジ
-7除荷		0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ
-9サイクル	-3.0	0.05	0.05	0.10	トジ	トジ	0.05	0.10	0.05	トジ
-9除荷		0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ

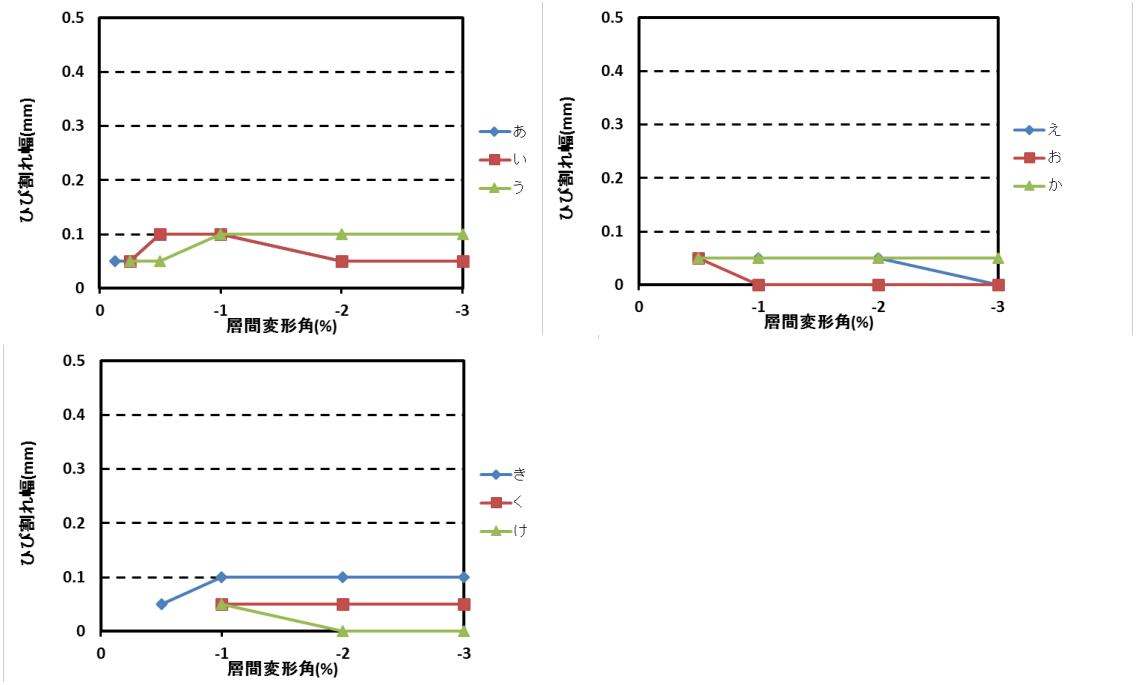


図 5.3.315 ピーク時　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　負載荷)

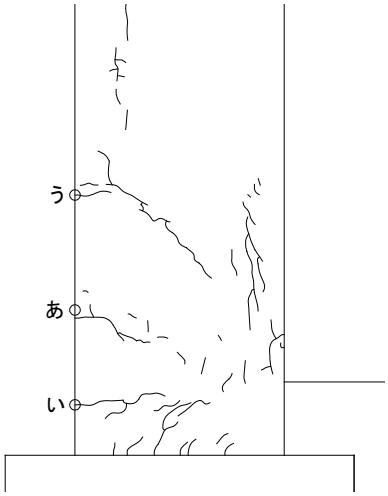


図 5.3.316 柱ひび割れ幅測定位置（試験体 A-7b　正載荷）

表 5.3.88 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ		
		あ	い	う
+1サイクル	+0.125	0.05		
+1除荷		0.05		
+2サイクル	+0.25	0.10		
+2除荷		0.05		
+3サイクル	+0.50	0.25	0.05	0.05
+3除荷		0.05	トジ	トジ
+5サイクル	+1.0	0.30	0.50	0.10
+5除荷		0.05	0.05	トジ
+7サイクル	+2.0	0.25	1.30	0.15
+7除荷		0.05	0.40	0.05
+9サイクル	+3.0	0.20	圧壊	0.15
+9除荷		0.05		0.05

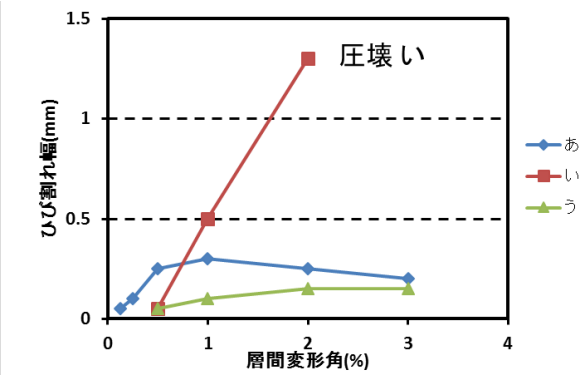


図 5.3.317 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-7b　正載荷）

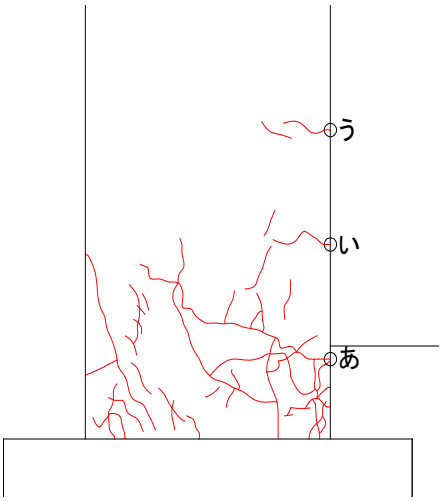


図 5.3.318 柱ひび割れ幅測定位置(試験体 A-7b　負載荷)

表 5.3.89 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ		
		あ	い	う
-1サイクル	-0.125	0.05		
-1除荷		トジ		
-2サイクル	-0.25	0.05		
-2除荷		トジ		
-3サイクル	-0.50	0.40	0.05	0.05
-3除荷		0.05	トジ	トジ
-5サイクル	-1.0	1.70	0.05	トジ
-5除荷		0.20	トジ	トジ
-7サイクル	-2.0	4.00	トジ	トジ
-7除荷		1.40	トジ	トジ
-9サイクル	-3.0	圧壊	トジ	トジ
-9除荷			トジ	トジ

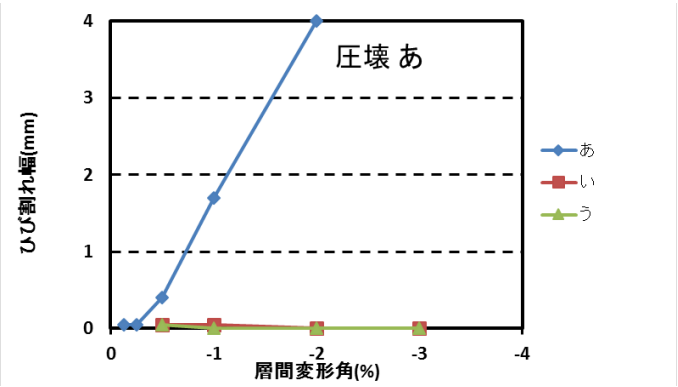


図 5.3.319 ピーク時 柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　負載荷)

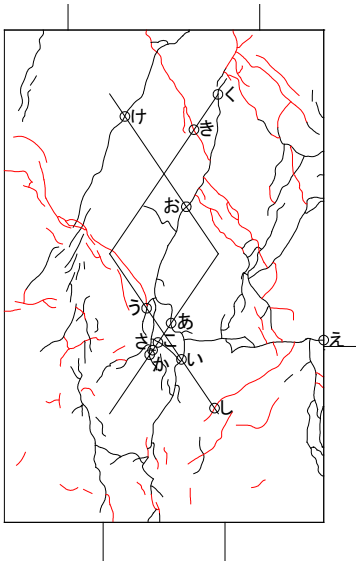


図 5.3.320 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 A-7b　正載荷）

表 5.3.90 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ											
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し
+1サイクル	+0.125												
+1除荷													
+2サイクル	+0.25												
+2除荷													
+3サイクル	+0.50	0.05	0.05	0.05	0.35								
+3除荷		トジ	0.05	トジ	0.10								
+5サイクル	+1.0	0.05	0.15	0.20	1.20	0.25	0.05	0.05	0.05				
+5除荷		0.05	0.05	0.05	0.50	0.10	0.05	0.05	0.05				
+7サイクル	+2.0	0.05	0.75	0.70	4.00	0.75	0.25	0.80	0.10	0.90	0.05	0.05	
+7除荷		0.05	0.55	0.60	2.50	0.60	0.25	0.70	0.05	0.55	トジ	0.05	
+9サイクル	+3.0	0.15	0.80	1.30	4.00	1.80	0.75	1.70	0.15	2.00	0.05	0.20	0.05
+9除荷		0.10	0.60	1.30	3.50	1.00	0.65	1.90	0.10	1.90	0.05	0.15	0.05

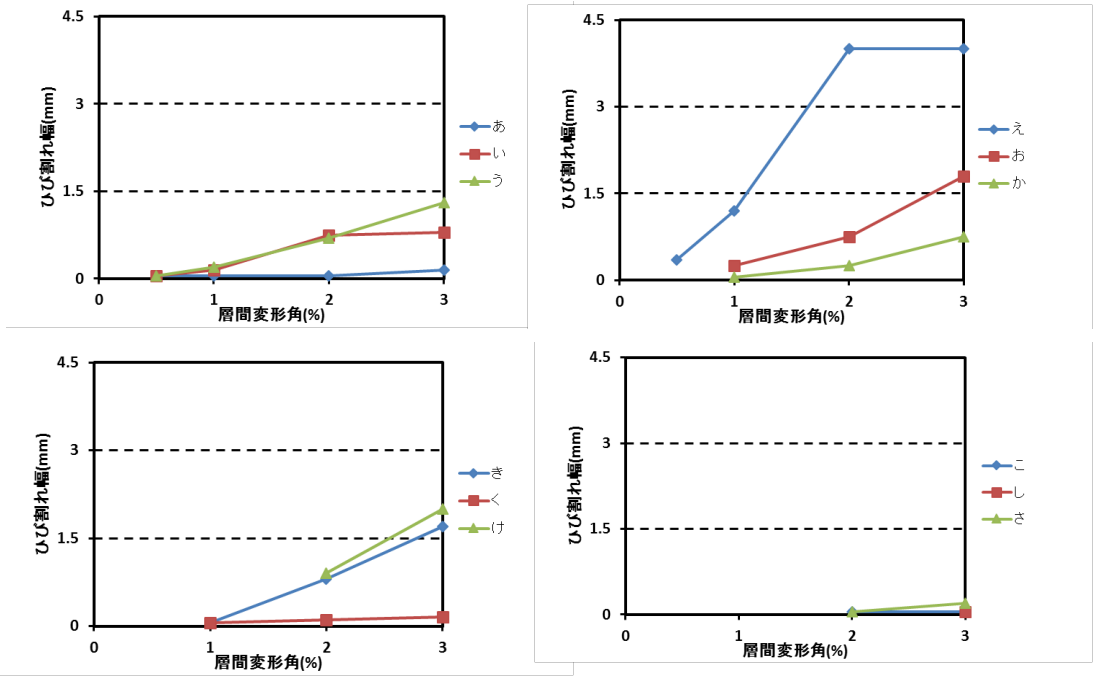


図 5.3.321 ピーク時 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 A-7b　正載荷）

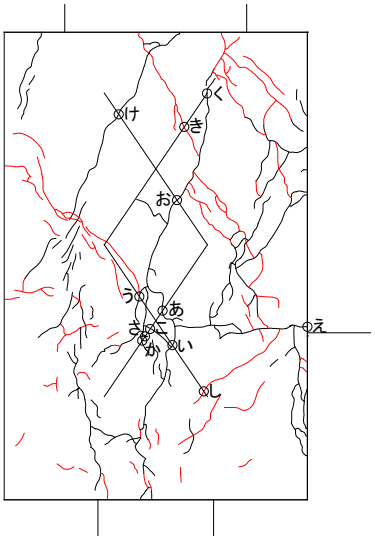


図 5.3.322 パイルキャップひび割れ幅測定位置(試験体 A-7b　負載荷)

表 5.3.91 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ										
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ
-1サイクル	-0.125											
-1除荷												
-2サイクル	-0.25											
-2除荷												
-3サイクル	-0.50	トジ	トジ	トジ	トジ							
-3除荷		トジ	トジ	トジ	トジ							
-5サイクル	-1.0	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	0.20	0.05			
-5除荷		0.05	0.05	トジ	0.10	0.05	トジ	0.10	トジ			
-7サイクル	-2.0	0.15	0.50	0.15	0.60	0.35	0.15	2.50	0.05	0.30	トジ	0.05
-7除荷		0.10	0.45	0.20	0.80	0.25	0.10	1.80	0.05	0.15	トジ	0.05
-9サイクル	-3.0	0.20	0.80	0.55	1.10	0.60	0.45	5.00	0.05	0.90	0.05	0.20
-9除荷		0.10	0.75	0.55	1.20	0.45	0.40	5.00	0.05	0.70	0.05	0.20

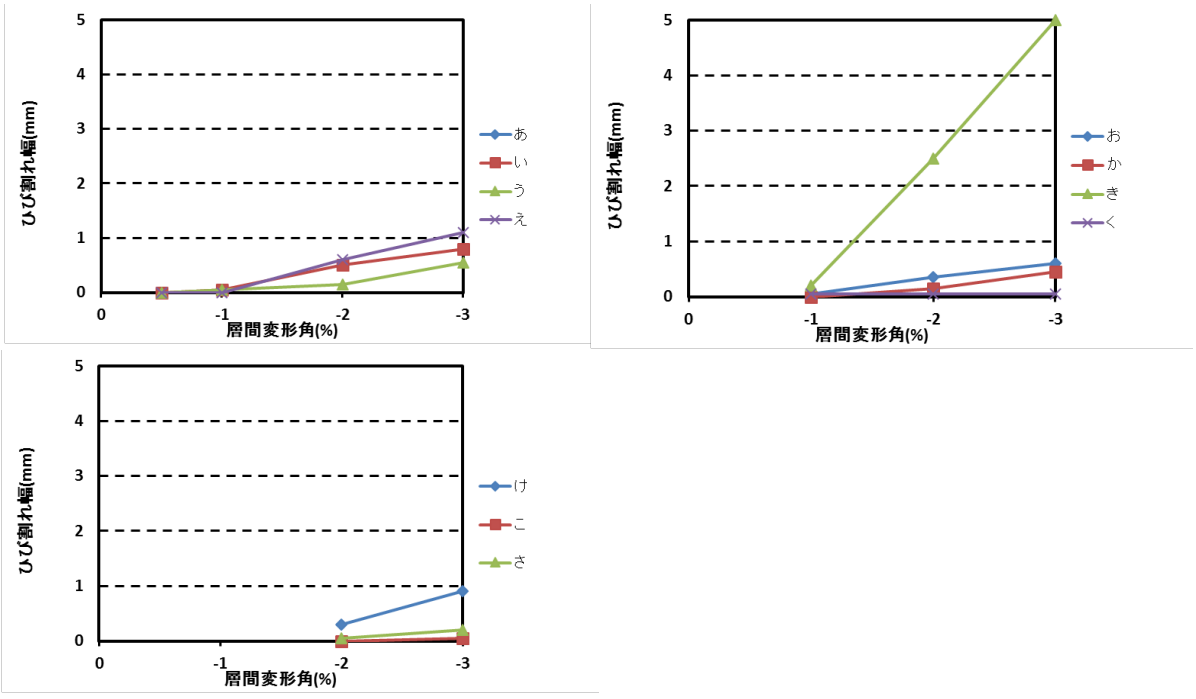


図 5.3.323 ピーク時 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 A-7b　負載荷)

・試験体 D-1

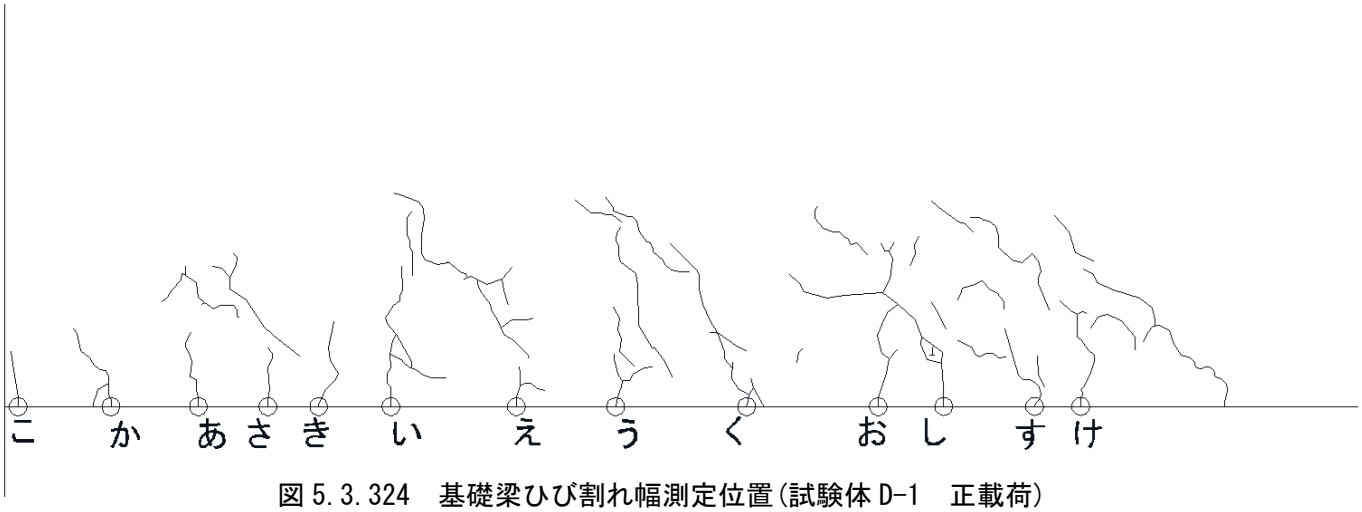


図 5.3.324　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 D-1　正載荷)

表 5.3.92　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　正載

cycle		正載荷ひび割れ												
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す
+1サイクル	+0.125	トジ	0.05	トジ										
+1除荷		トジ	トジ	トジ										
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05								
+2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ								
+4サイクル	+0.50	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05				
+4除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ				
+6サイクル	+1.0	0.20	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.45	0.05		
+6除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.15	トジ		
+8サイクル	+2.0	0.10	0.10	0.05	0.10	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.20	0.05	トジ	0.05
+8除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

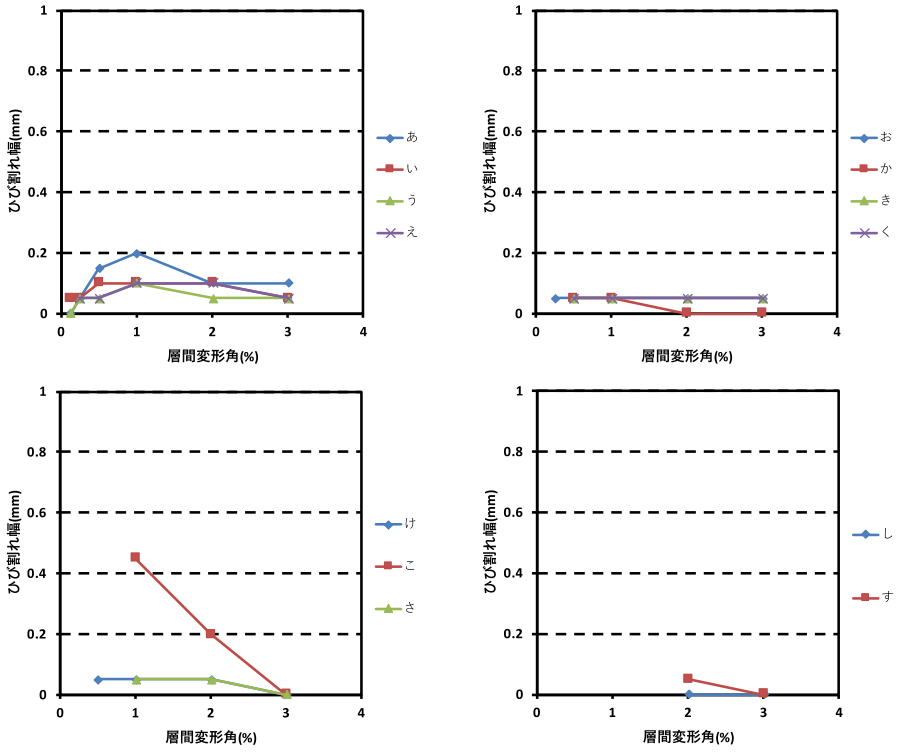


図 5.3.325 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　正載荷)

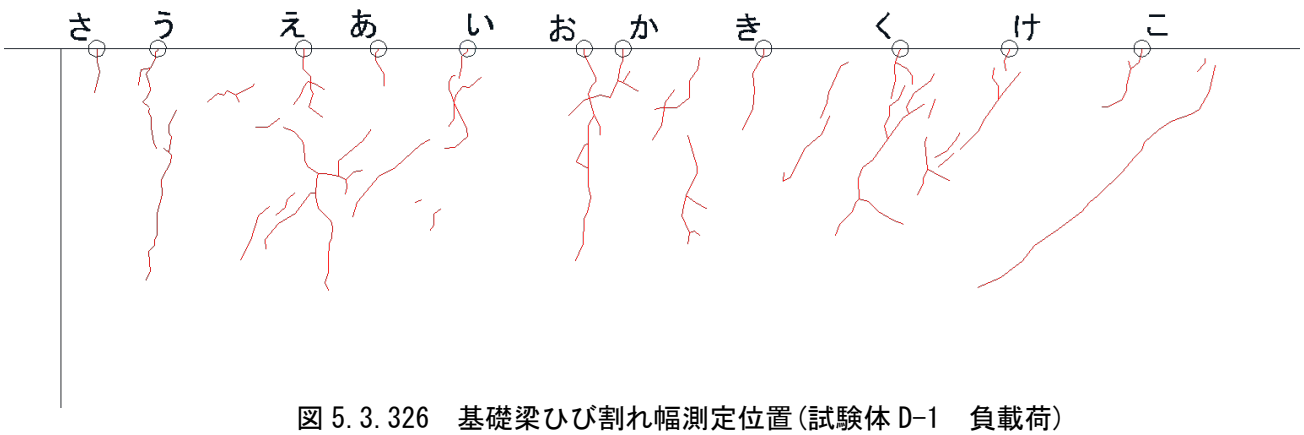


図 5.3.326　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 D-1　負載荷)

表 5.3.93　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　負載

cycle		負載荷ひび割れ										
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ
-1サイクル	-0.125	0.05	0.05									
-1除荷		トジ	トジ									
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05					
-2除荷		トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	トジ					
-4サイクル	-0.50	トジ	0.10	0.15	0.10	0.05	トジ	0.05	0.05			
-4除荷		トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	トジ			
-6サイクル	-1.0	トジ	0.10	0.15	0.10	0.15	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	
-6除荷		トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	
-8サイクル	-2.0	トジ	0.15	0.10	0.10	0.10	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	
-8除荷		トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05	
-10サイクル	-3.0	トジ	0.05	0.05	0.05	0.10	トジ	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05
-10除荷		トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05	トジ

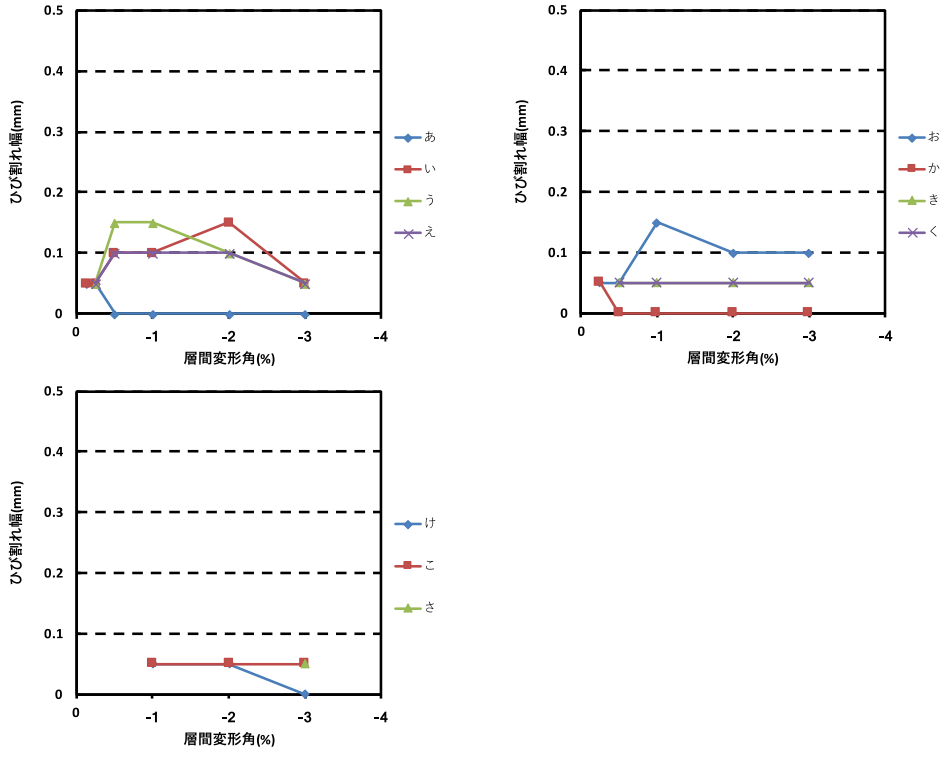


図 5.3.327 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　負載荷)

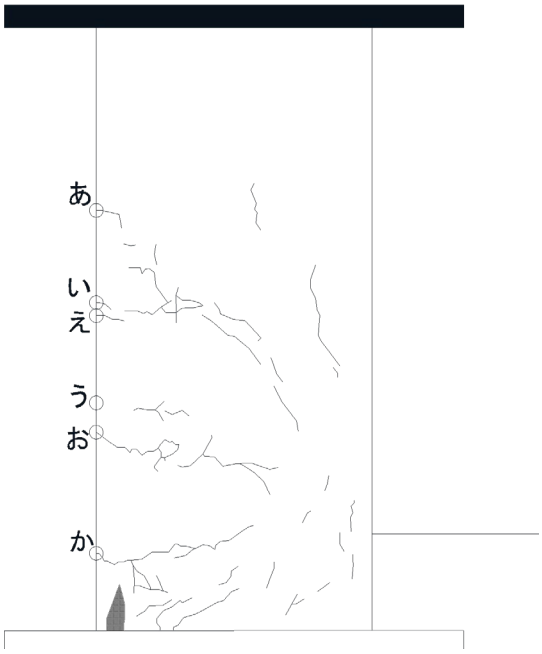


図 5.3.328　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 D-1　正載荷)

表 5.3.94　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ					
		あ	い	う	え	お	か
+1サイクル	+0.125	0.05	トジ	0.05			
+1除荷		0.05	トジ	0.05			
+2サイクル	+0.25	0.05	トジ	0.05			
+2除荷		トジ	トジ	トジ			
+4サイクル	+0.50	0.05	トジ	0.10	0.05	0.05	
+4除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	
+6サイクル	+1.0	0.05	トジ	0.05	0.10	0.15	0.45
+6除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05
+8サイクル	+2.0	トジ	トジ	トジ	0.50	0.25	2.50
+8除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	0.45
+10サイクル	+3.0	トジ	トジ	トジ	0.30	圧	圧
+10除荷		トジ	トジ	トジ	0.05		

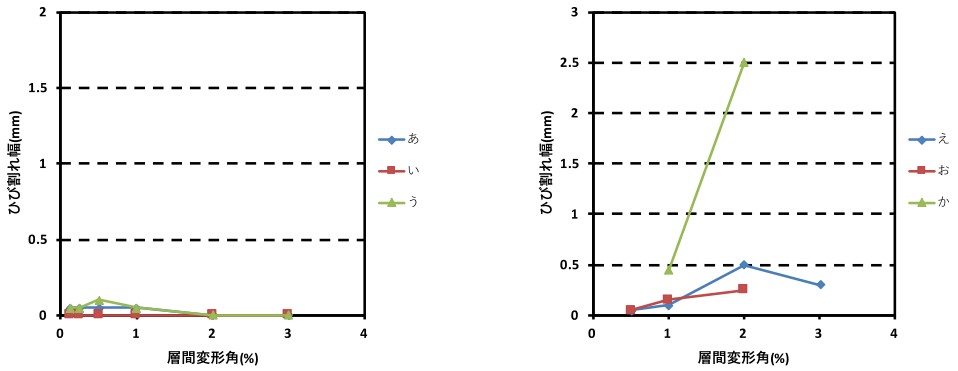


図 5.3.329 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　正載荷)

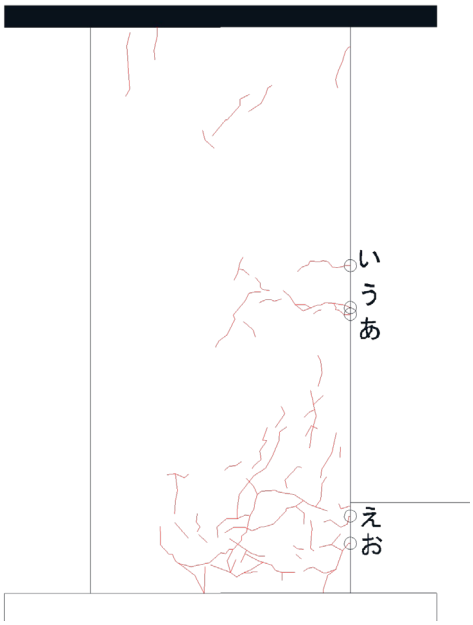


図 5.3.330　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 D-1　負載荷)

表 5.3.95　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ				
		あ	い	う	え	お
-1サイクル	-0.125	0.05	0.05			
-1除荷		トジ	トジ			
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05			
-2除荷		0.05	トジ			
-4サイクル	-0.50	トジ	0.05	トジ	0.10	
-4除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	
-6サイクル	-1.0	トジ	トジ	0.15	1.10	
-6除荷		トジ	トジ	トジ	0.15	
-8サイクル	-2.0	トジ	トジ	トジ	2.00	3.00
-8除荷		トジ	トジ	トジ	1.10	1.30
-10サイクル	-3.0	トジ	トジ	トジ	圧	圧
-10除荷		トジ	トジ	トジ		

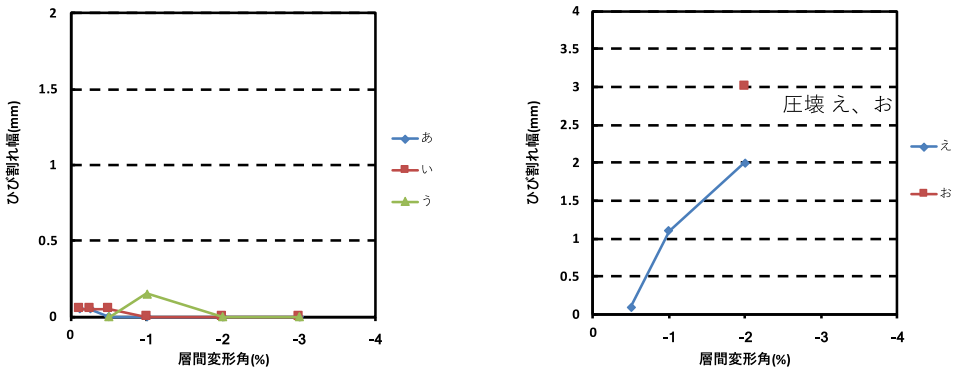


図 5.3.331 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　負載荷)

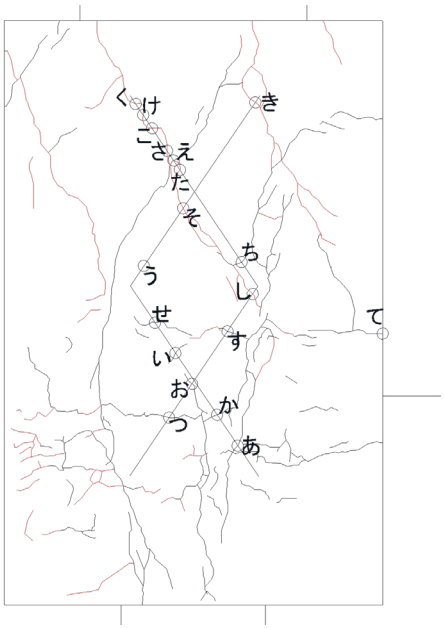


図 5.3.332 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 D-1　正載荷）

表 5.3.96 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ																			
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち	つ	て
+1サイクル	+0.125																			
+1除荷																				
+2サイクル	+0.25																			
+2除荷																				
+4サイクル	+0.50	0.05	0.05	0.05																
+4除荷		トジ	トジ	トジ																
+6サイクル	+1.0	0.5	トジ	トジ	0.05	トジ	0.05													
+6除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ													
+8サイクル	+2.0	0.20	トジ	トジ	0.25	トジ	0.05	0.15	0.25	0.30	0.10	0.15	0.10	0.05	トジ	0.15				
+8除荷		0.15	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.15	0.25	0.20	0.10	0.10	0.05	トジ	トジ	0.15				
+10サイクル	+3.0	0.65	トジ	トジ	0.25	トジ	0.05	0.40	0.85	1.00	0.45	0.85	0.60	0.05	トジ	0.35	0.05	0.05	0.05	1.8
+10除荷		0.55	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.35	0.55	0.80	0.30	0.90	0.50	トジ	トジ	0.30	トジ	トジ	トジ	1.2

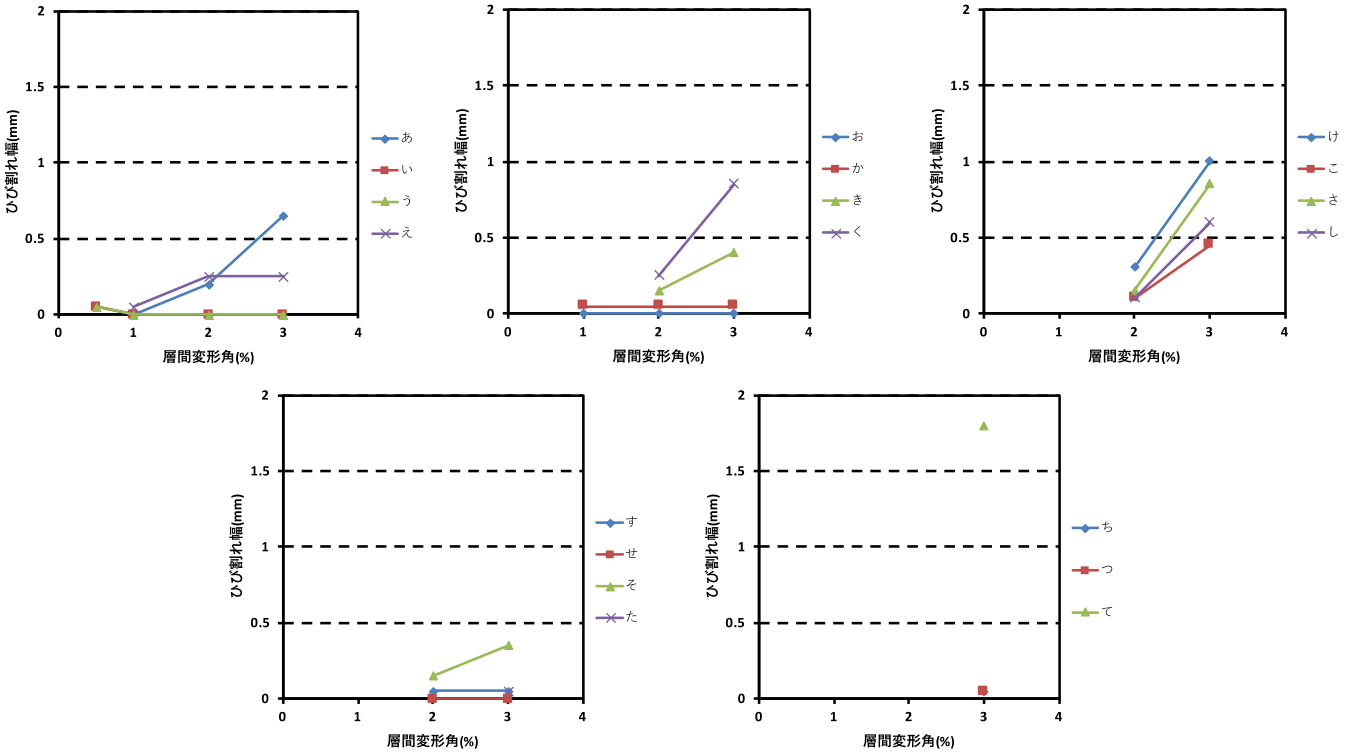


図 5.3.333 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 D-1　正載荷）

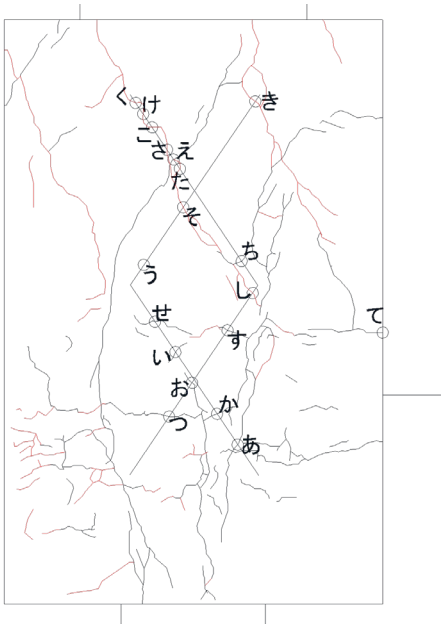


図 5.3.334 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 D-1　負載荷）

表 5.3.97 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-1　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ																			
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち	つ	て
-1サイクル	-0.125																				
-1除荷																					
-2サイクル	-0.25																				
-2除荷																					
-4サイクル	-0.50	トジ	トジ	トジ																	
-4除荷		トジ	トジ	トジ																	
-6サイクル	-1.0	トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.15													
-6除荷		トジ	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.05													
-8サイクル	-2.0	0.15	トジ	トジ	0.10	トジ	トジ	0.70	0.90	0.95	0.75	0.25	0.25	トジ	トジ	0.70					
-8除荷		0.10	トジ	トジ	0.05	トジ	トジ	0.25	0.65	0.90	0.40	0.20	0.20	トジ	トジ	0.55					
-10サイクル	-3.0	0.50	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.65	0.80	1.10	0.45	1.30	0.50	トジ	トジ	0.60	0.10	トジ	トジ	0.45	
-10除荷		0.55	トジ	トジ	0.15	トジ	トジ	0.60	0.65	0.90	0.35	1.40	0.50	トジ	トジ	0.60	0.05	トジ	トジ	0.40	

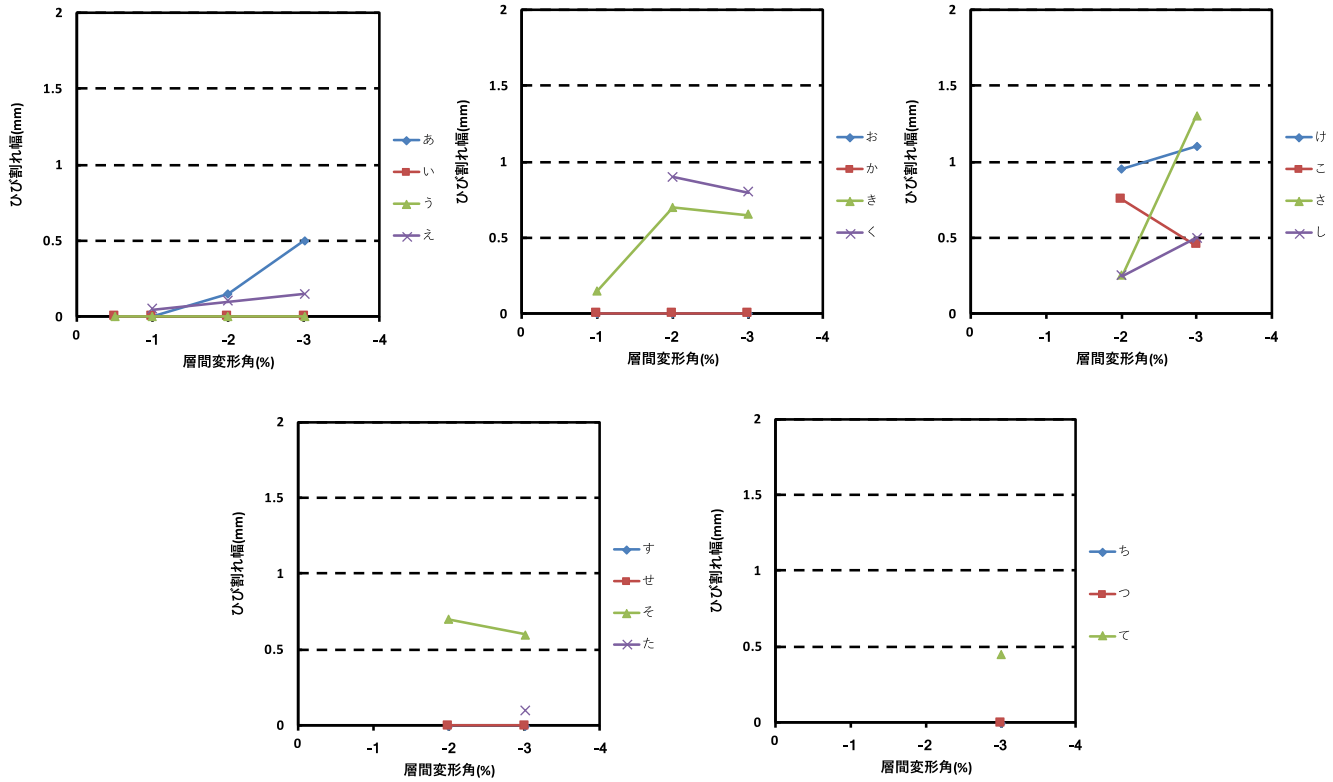


図 5.3.335 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 D-1　負載荷）

・試験体 D-2

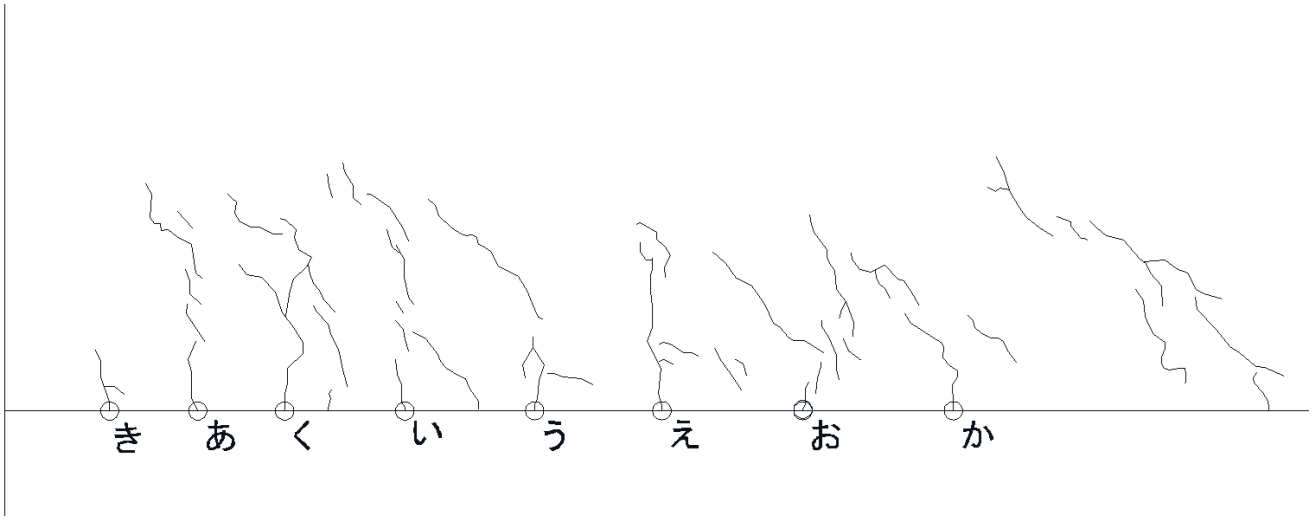


図 5.3.336　基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 D-2　正載荷)

表 5.3.98　基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ							
		あ	い	う	え	お	か	き	く
+1サイクル	+0.125								
+1除荷									
+2サイクル	+0.25	0.05	0.05						
+2除荷		トジ	トジ						
+4サイクル	+0.50	0.10	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
+4除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+6サイクル	+1.0	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
+6除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+8サイクル	+2.0	0.10	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05
+8除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ
+10サイクル	+3.0	0.15	0.10	0.05	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10
+10除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ

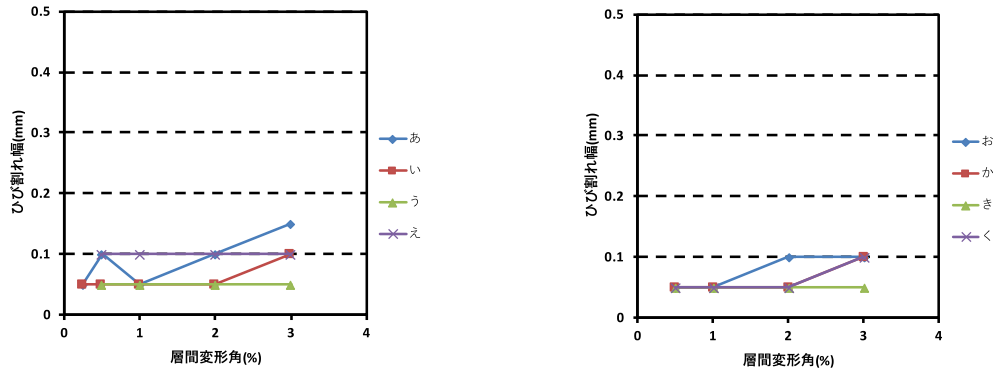


図 5.3.337 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　正載荷)

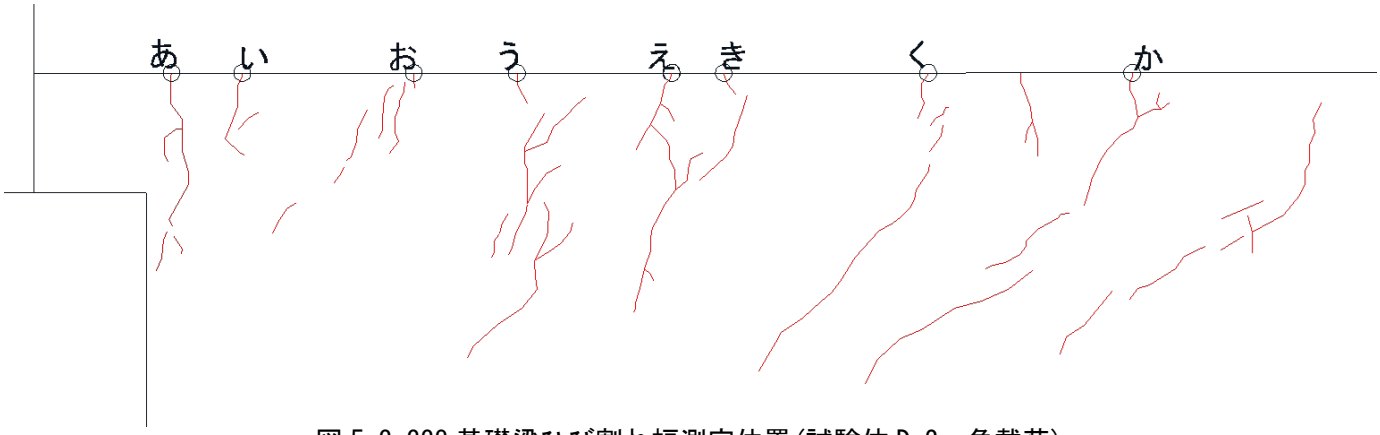


図 5.3.338 基礎梁ひび割れ幅測定位置(試験体 D-2　負載荷)

表 5.3.99 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ							
		あ	い	う	え	お	か	き	く
-1サイクル	-0.125								
-1除荷									
-2サイクル	-0.25	0.05	0.05	0.05	0.05				
-2除荷		トジ	トジ	トジ	トジ				
-3サイクル	-0.50	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05		
-3除荷		0.05	0.05	0.05	トジ	トジ	0.05		
-5サイクル	-1.0	0.10	0.10	0.10	0.05	0.15	0.15	0.10	0.05
-5除荷		0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	トジ	トジ
-7サイクル	-2.0	0.10	0.10	0.15	0.05	0.10	0.10	0.10	0.05
-7除荷		0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05
-9サイクル	-3.0	0.10	0.10	0.15	0.05	0.15	0.10	0.10	0.05
-9除荷		0.05	0.05	0.05	トジ	0.05	0.10	0.05	トジ
-11サイクル	-4.0								
-11除荷									

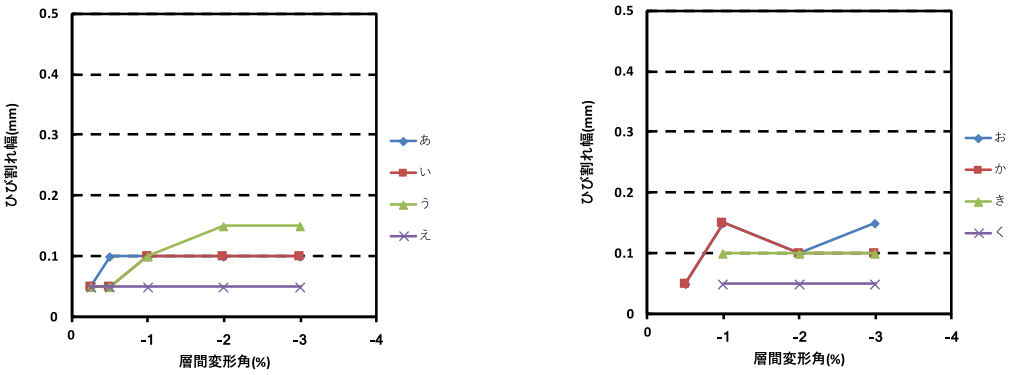


図 5.3.339 ピーク時 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　負載荷)

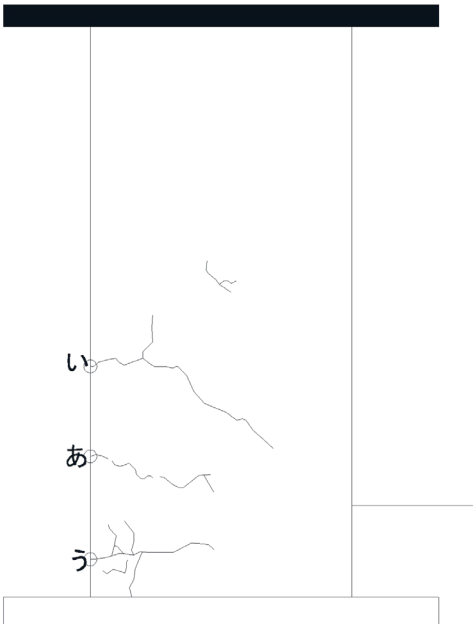


図 5.3.340　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 D-2　正載荷)

表 5.3.100　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ		
		あ	い	う
+1サイクル	+0.125			
+1除荷				
+2サイクル	+0.25			
+2除荷				
+4サイクル	+0.50	0.15	0.10	
+4除荷		トジ	トジ	
+6サイクル	+1.0	0.35	0.35	0.05
+6除荷		トジ	0.05	トジ
+8サイクル	+2.0	0.80	0.80	圧壊
+8除荷		トジ	0.05	
+10サイクル	+3.0	1.10	0.90	
+10除荷		0.10	0.05	

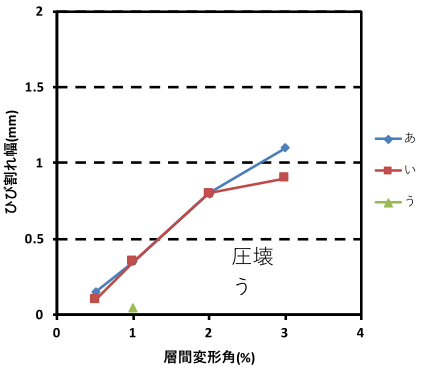


図 5.3.341 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　正載荷)

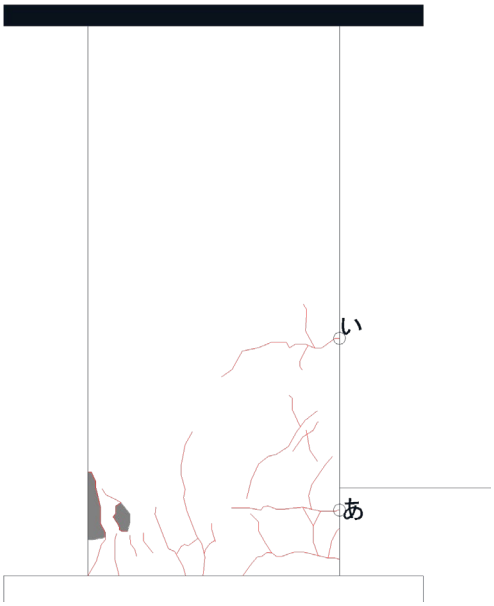


図 5.3.342　柱ひび割れ幅測定位置(試験体 D-2　負載

表 5.3.101　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　負載荷)

cycle		負載荷ひび割れ	
		あ	い
-1サイクル	-0.125		
-1除荷			
-2サイクル	-0.25		
-2除荷			
-4サイクル	-0.50	0.10	0.05
-4除荷		0.05	トジ
-6サイクル	-1.0	1.00	0.10
-6除荷		0.25	トジ
-8サイクル	-2.0	4.00	トジ
-8除荷		2.00	トジ
-10サイクル	-3.0	0.15	トジ
-10除荷		0.10	トジ

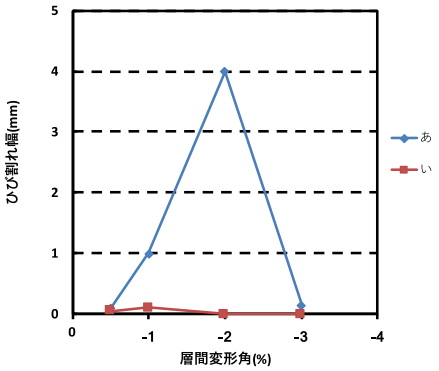


図 5.3.343 ピーク時　柱ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　負載荷)

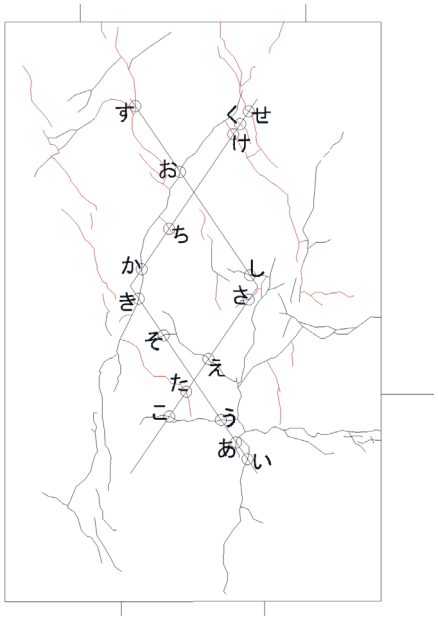


図 5.3.344 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 D-2　正載荷）

表 5.3.102 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ																	
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち
+1サイクル	+0.125																	
+1除荷																		
+2サイクル	+0.25																	
+2除荷																		
+4サイクル	+0.50	0.05																
+4除荷		トジ																
+6サイクル	+1.0	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.15										
+6除荷		トジ	0.05	トジ	トジ	トジ	0.05	0.05										
+8サイクル	+2.0	トジ	0.25	0.15	0.15	0.35	0.35	0.80	0.05	トジ	0.05	0.10	0.05	0.35	0.05	0.05		
+8除荷		トジ	0.10	0.05	0.05	0.20	0.10	0.45	0.10	トジ	トジ	0.05	トジ	0.30	0.10	トジ		
+10サイクル	+3.0	トジ	0.25	0.20	0.15	0.35	0.45	0.90	0.05	トジ	0.05	0.40	0.05	0.40	0.20	0.10	0.05	トジ
+10除荷		トジ	0.20	0.05	0.05	0.30	0.70	0.60	0.10	トジ	0.05	0.20	トジ	0.40	0.15	0.05	トジ	トジ

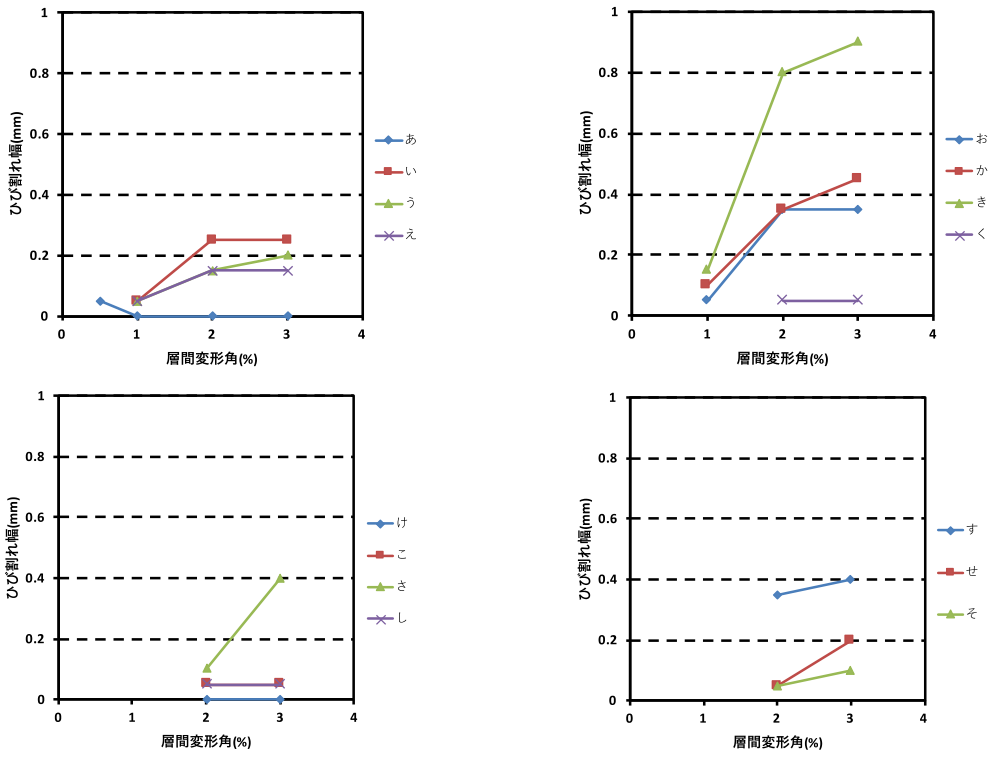


図 5.3.345 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 D-2　正載荷）

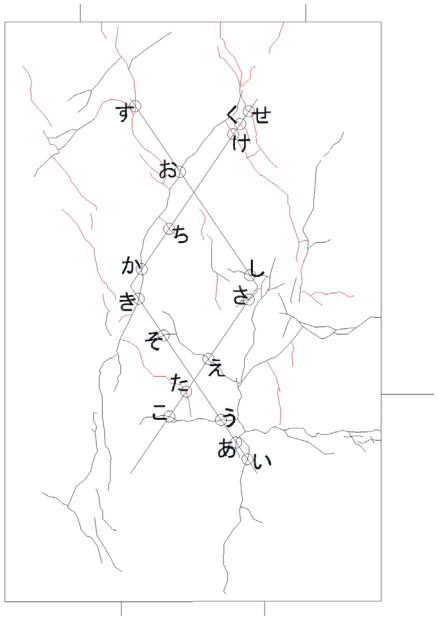


図 5.3.346 パイルキャップひび割れ幅測定位置（試験体 D-2　正載荷）

表 5.3.103 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 D-2　正載荷)

cycle		負載荷ひび割れ																
		あ	い	う	え	お	か	き	く	け	こ	さ	し	す	せ	そ	た	ち
-1サイクル	-0.125																	
-1除荷																		
-2サイクル	-0.25																	
-2除荷																		
-4サイクル	-0.50	トジ																
-4除荷		トジ																
-6サイクル	-1.0	トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.05	0.10	0.05								
-6除荷		トジ	トジ	トジ	トジ	トジ	0.05	0.05	0.05	0.05								
-8サイクル	-2.0	トジ	0.15	トジ	トジ	0.20	0.20	0.20	0.70	0.05	トジ	トジ	トジ	0.80	0.45	トジ	0.05	0.05
-8除荷		トジ	0.10	トジ	トジ	0.15	0.25	0.25	0.35	0.05	トジ	トジ	トジ	0.65	0.35	トジ	トジ	トジ
-10サイクル	-3.0	トジ	0.20	トジ	トジ	0.15	0.90	0.60	0.80	トジ	トジ	トジ	トジ	1.70	0.65	トジ	0.10	トジ
-10除荷		トジ	0.20	トジ	トジ	0.20	0.75	0.65	0.70	トジ	トジ	トジ	トジ	1.40	0.50	トジ	0.05	トジ

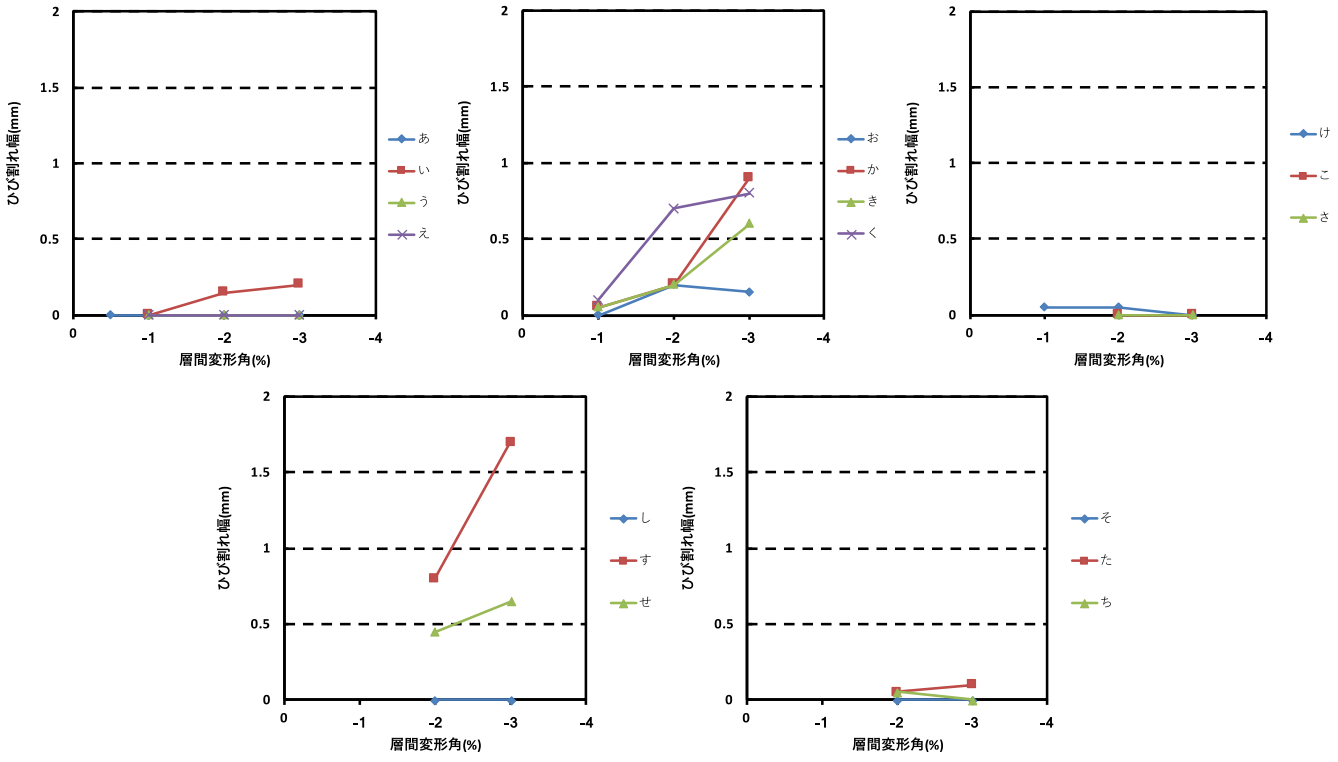


図 5.3.347 ピーク時　パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係（試験体 D-2　負載荷）

5.3.3 層間変形角-変形関係

(1)　試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2

図 5.3.348～図 5.3.424 に各試験体に設置した変位計の層間変形角-変形関係を示す。

1)　試験体 A-1

(a)部材変位

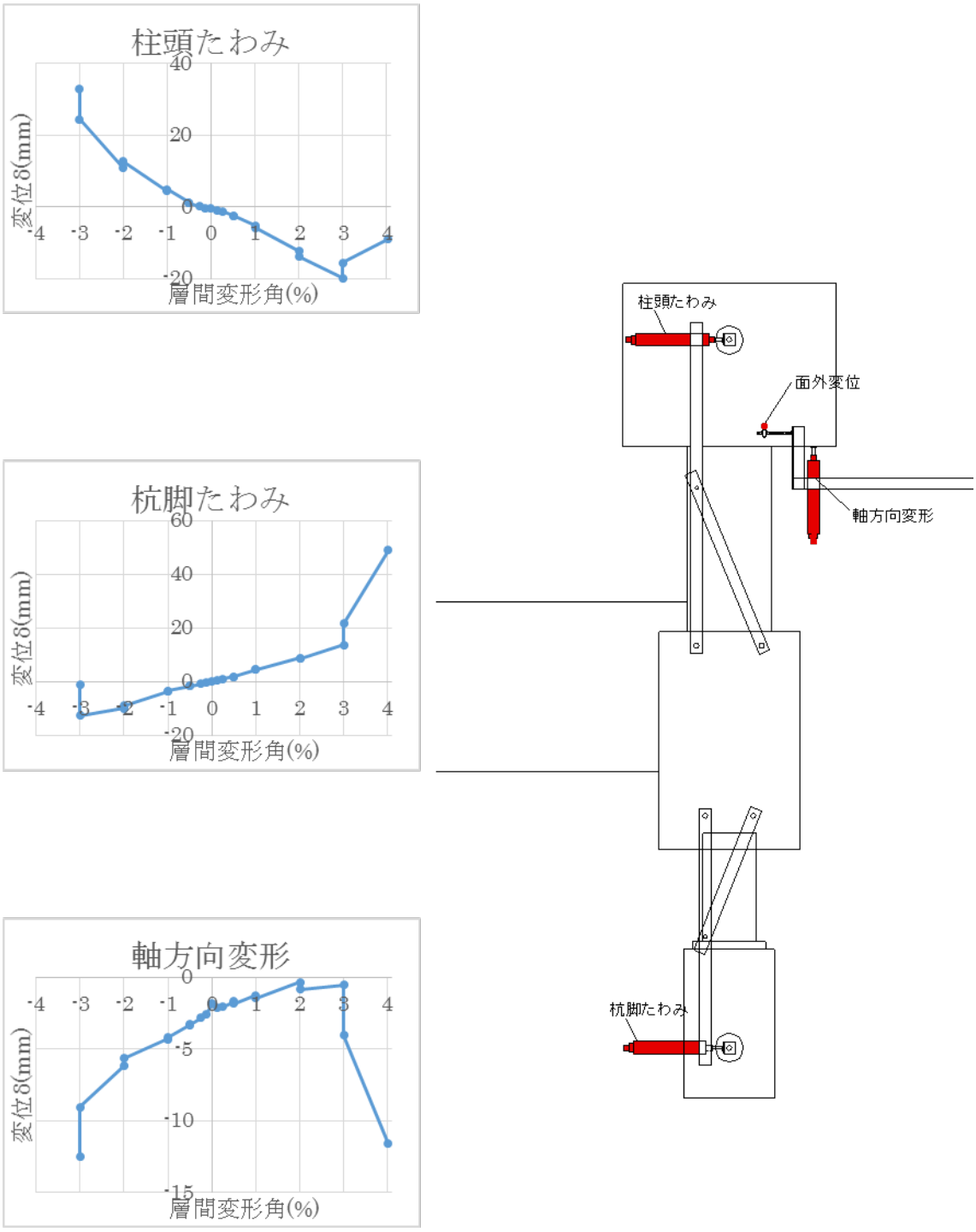
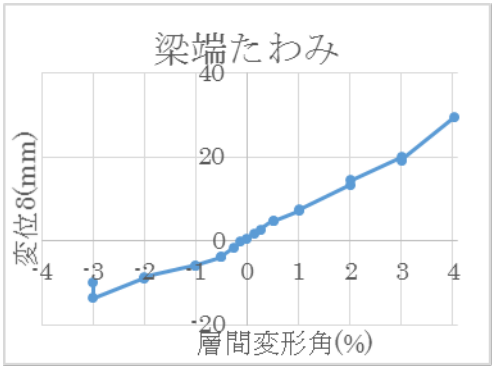
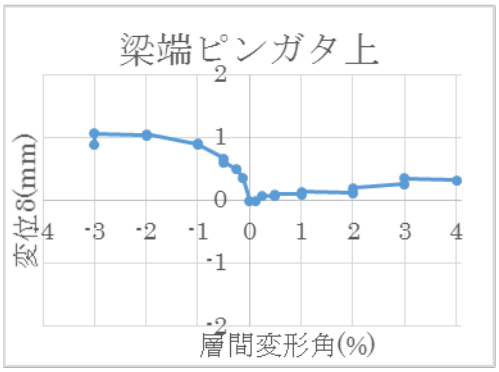
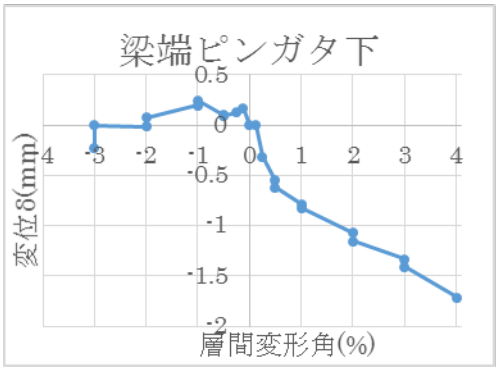


図 5.3.348 試験体 A-1　部材変位　層間変形角-変形関係 1







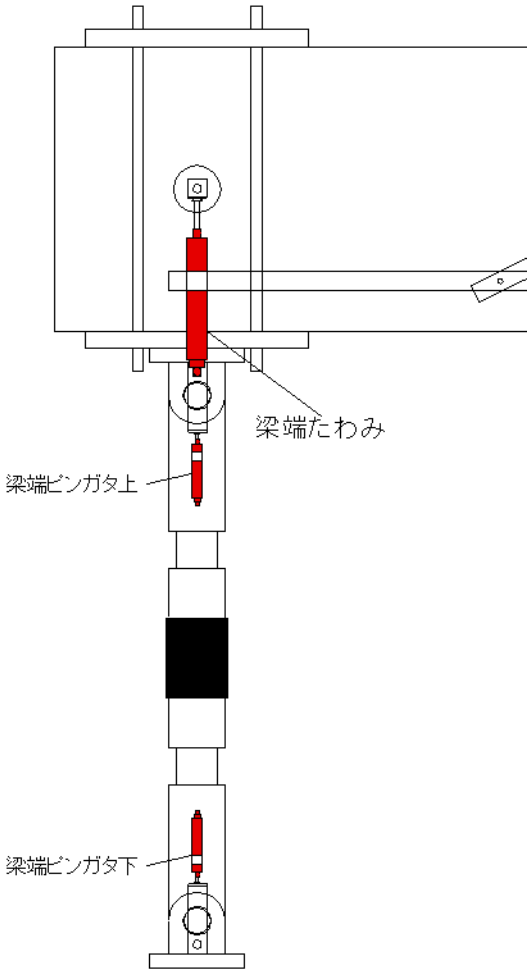
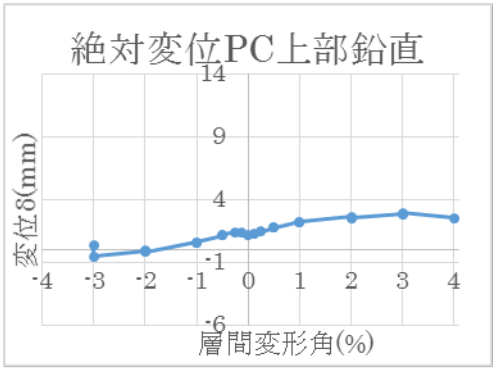
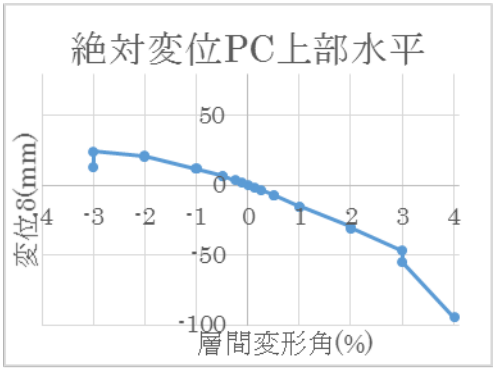
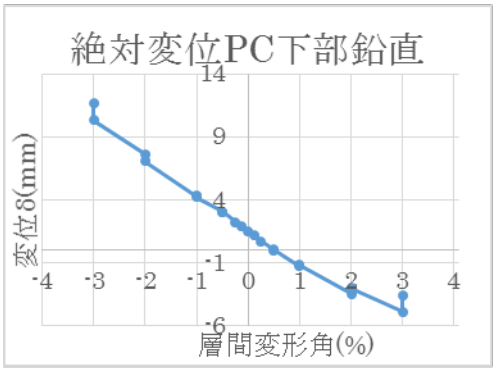


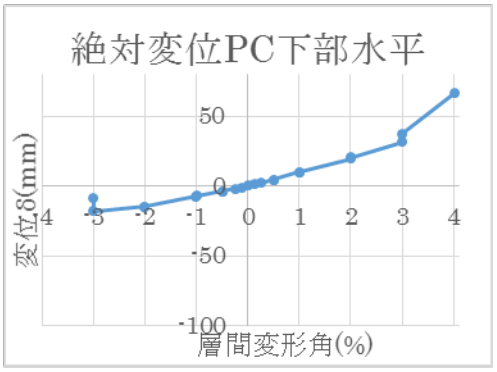
図 5.3.349 試験体 A-1　部材変位　層間変形角-変形関係２

(b)部材絶対変位









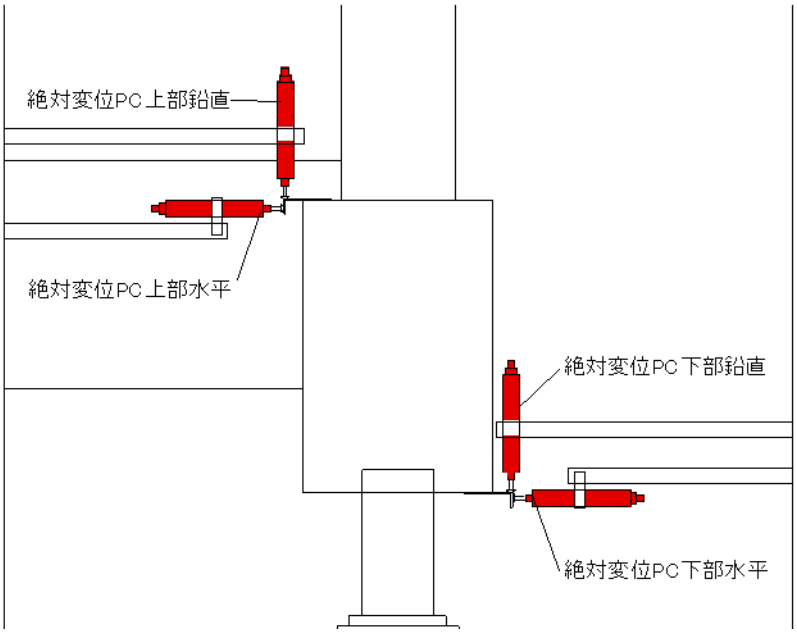
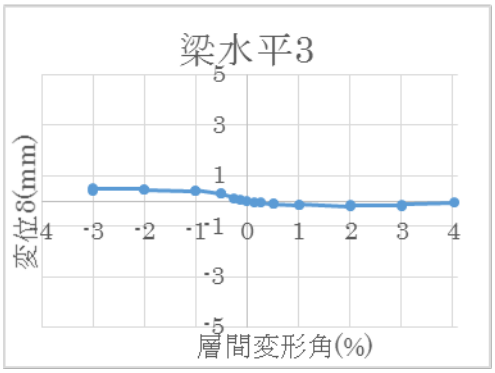
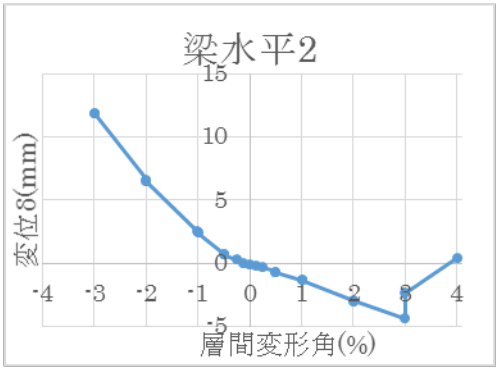
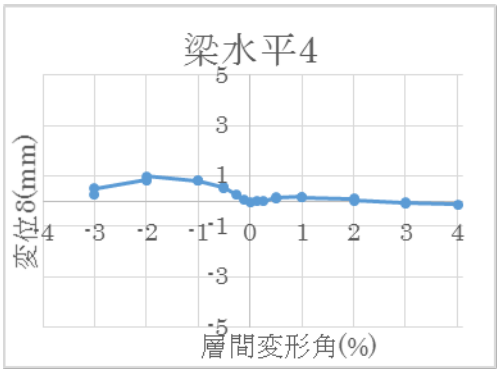


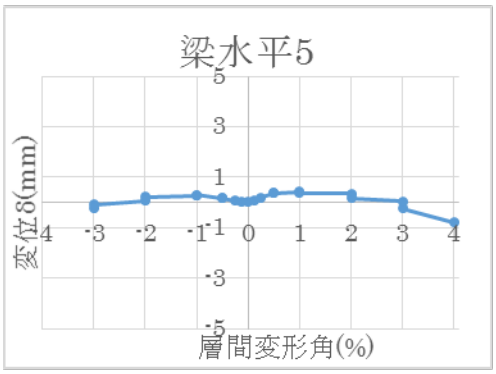
図 5.3.350 試験体 A-1　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

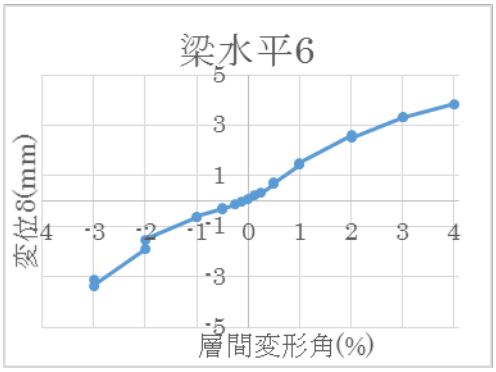
(c) 基礎梁変位











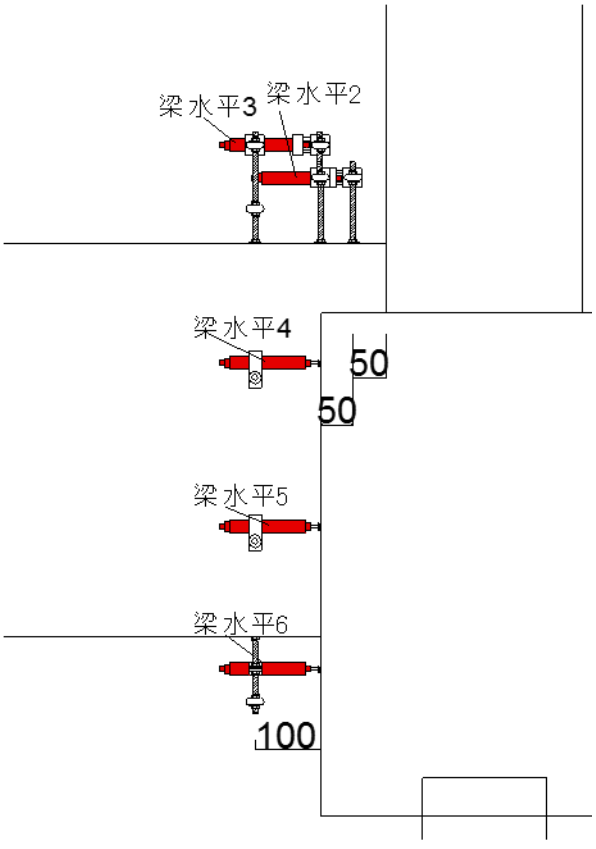


図 5.3.351 試験体 A-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

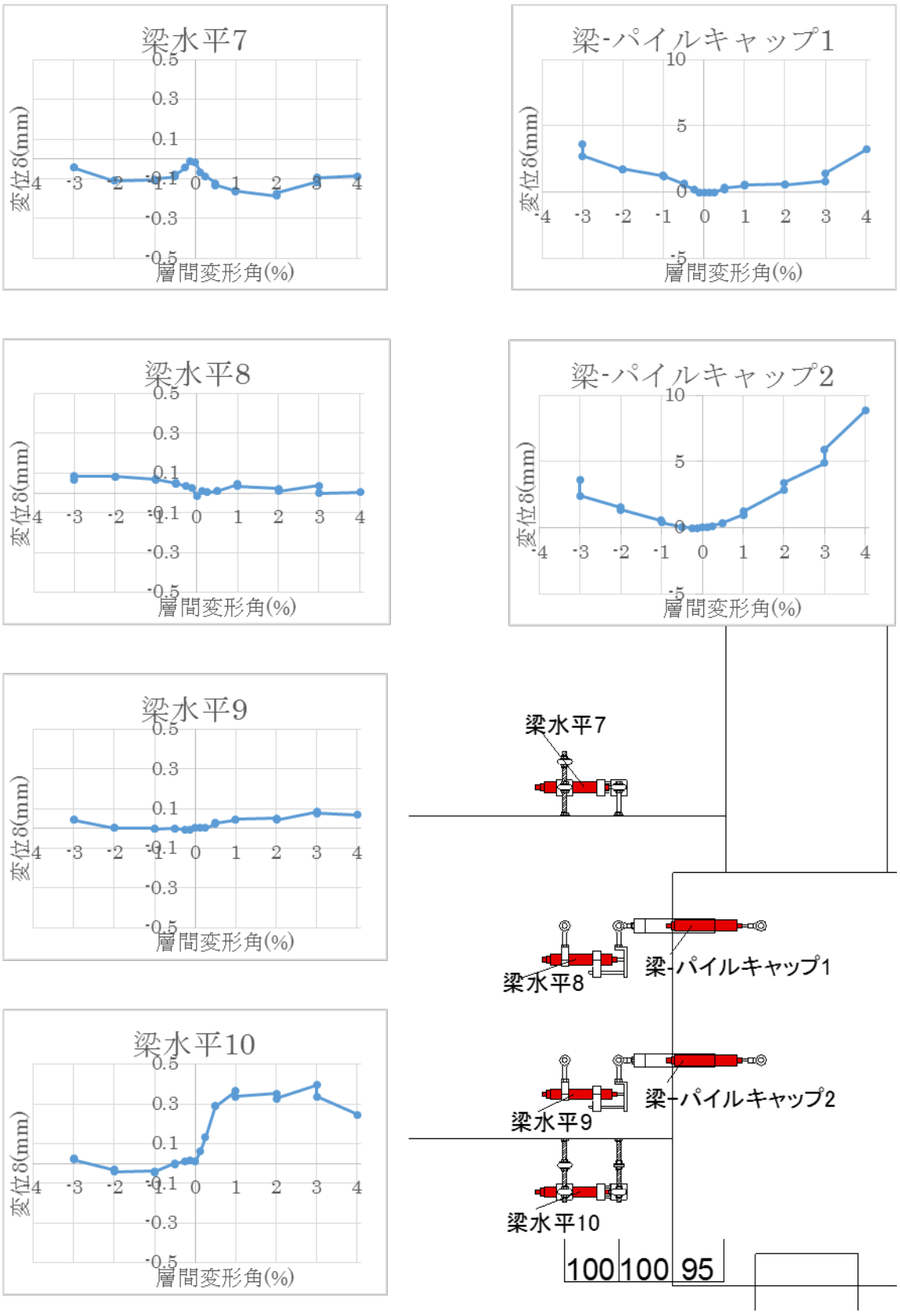


図 5.3.352 試験体 A-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係２

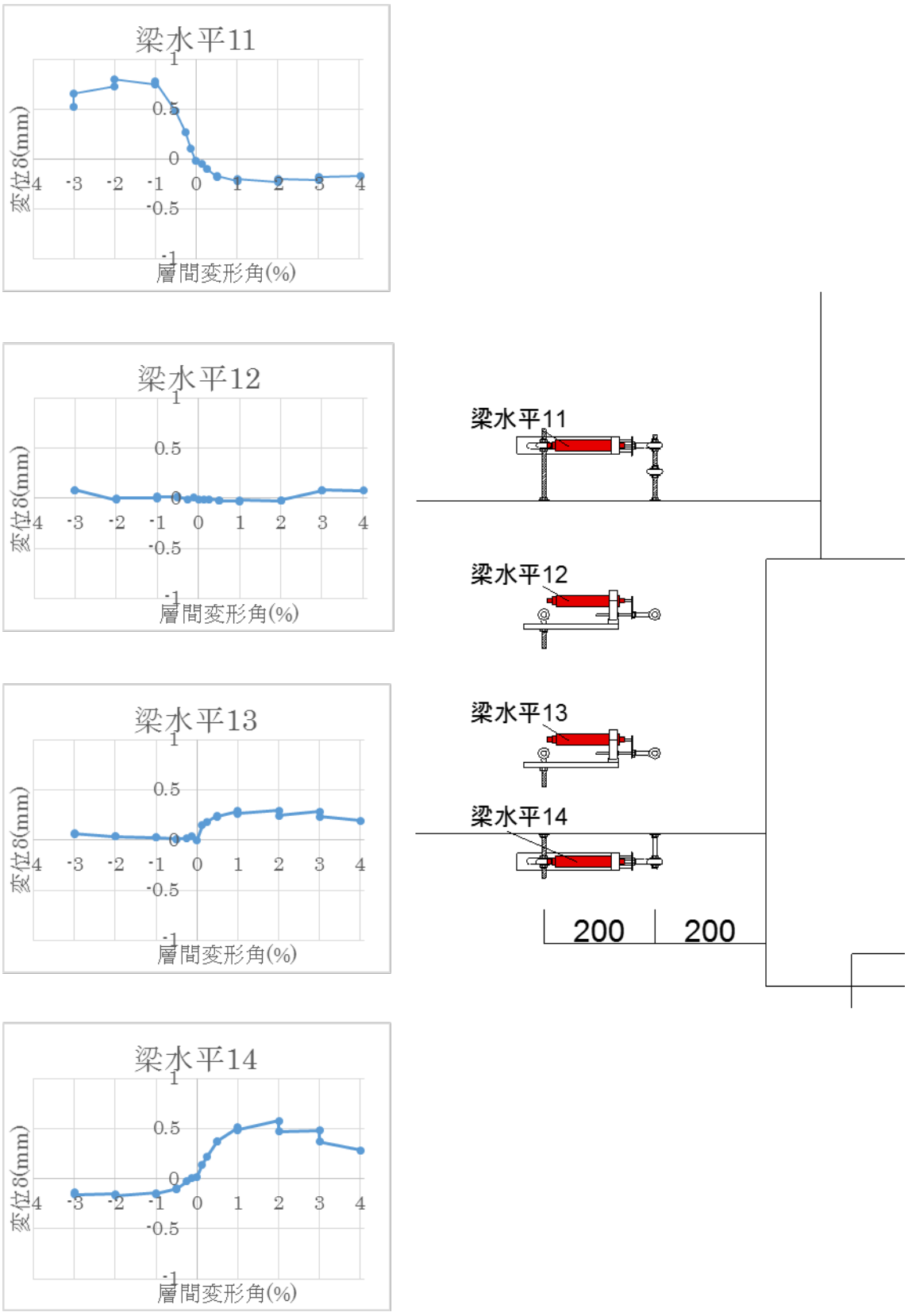
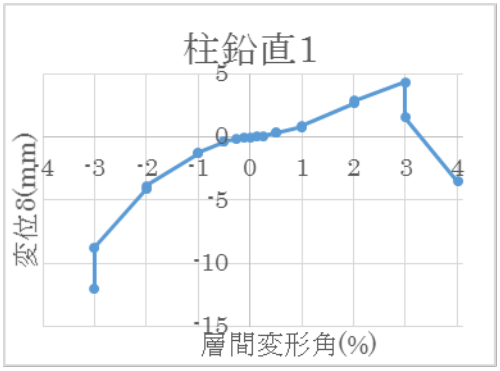
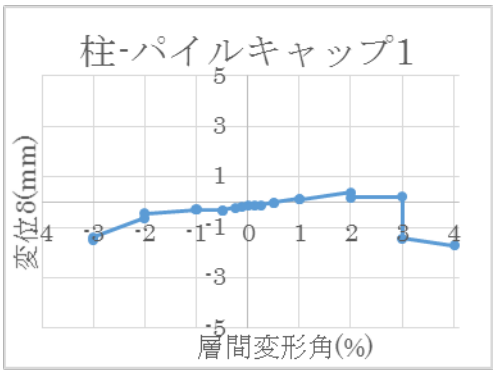
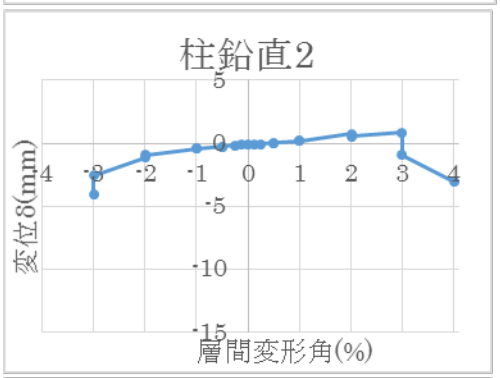


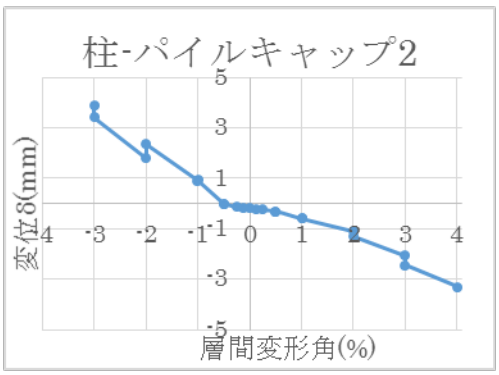
図 5.3.353 試験体 A-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係３

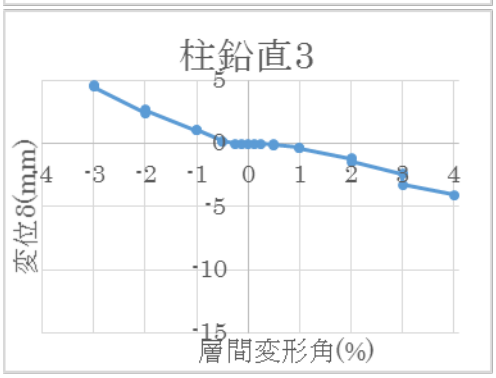
(d)柱変位











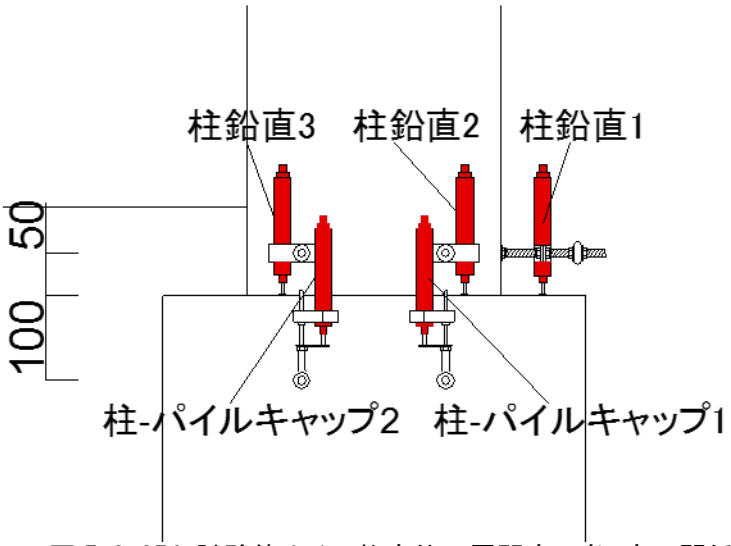
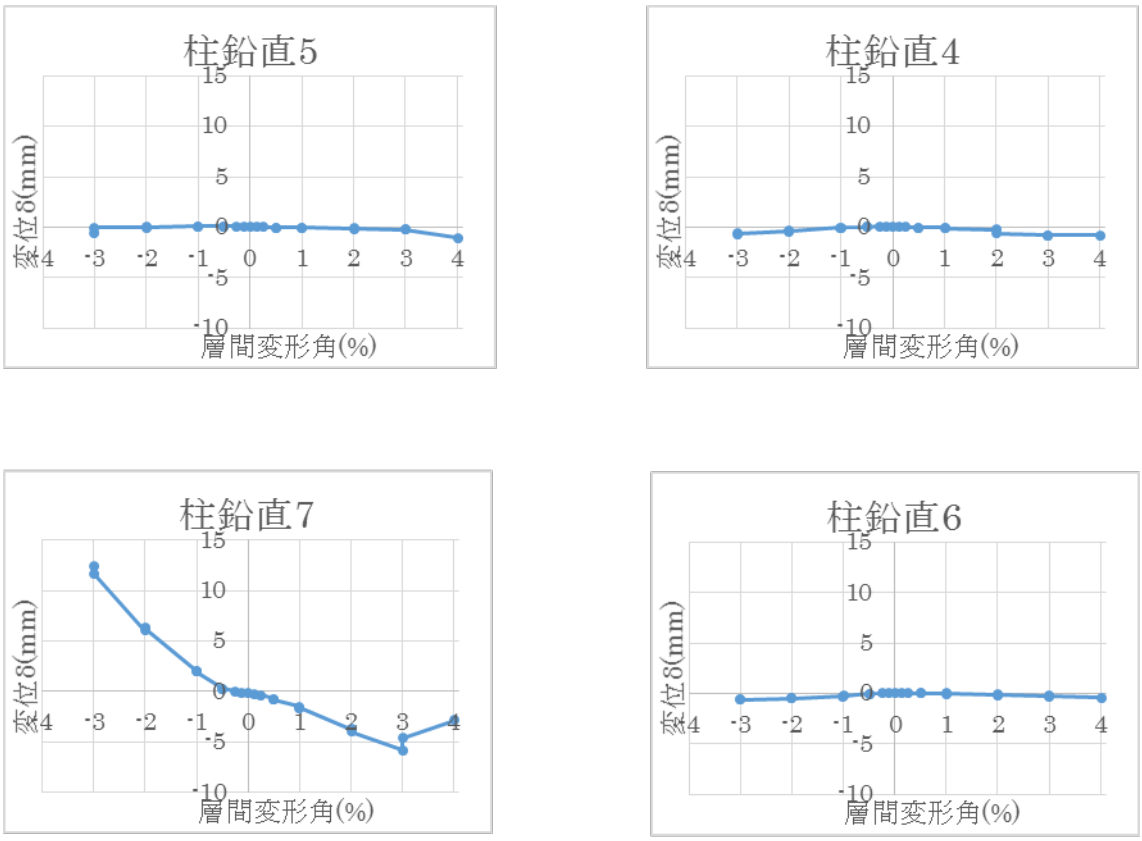


図 5.3.354 試験体 A-1　柱変位　層間変形角-変形関係 1



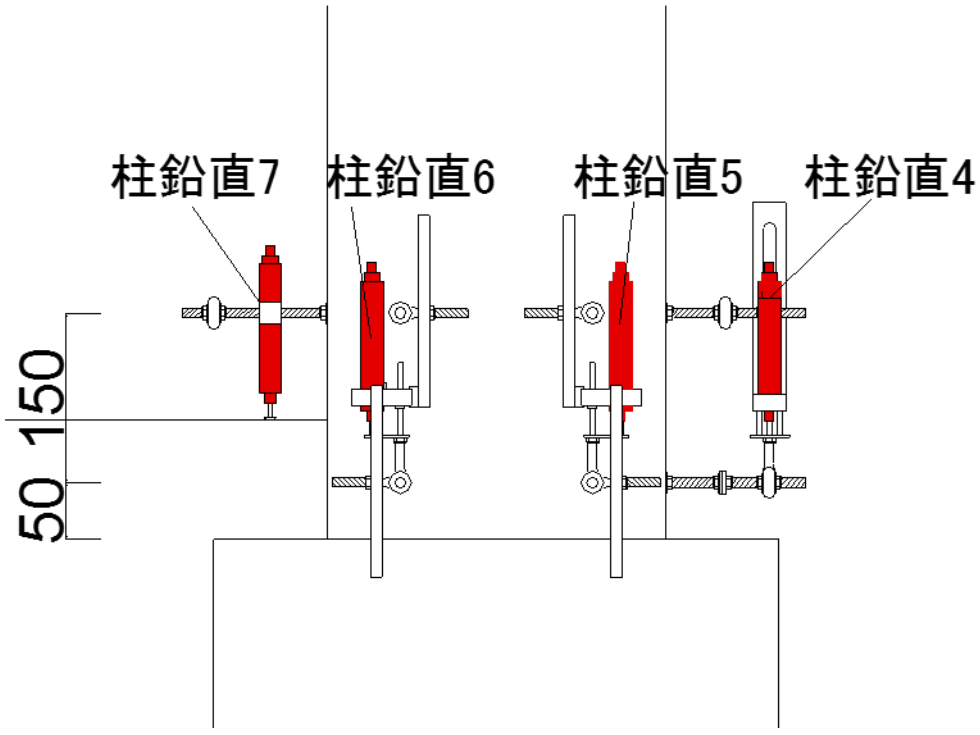
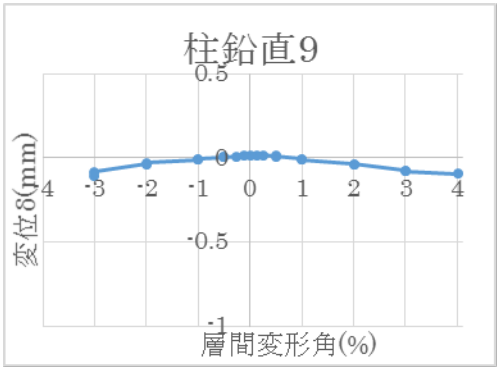
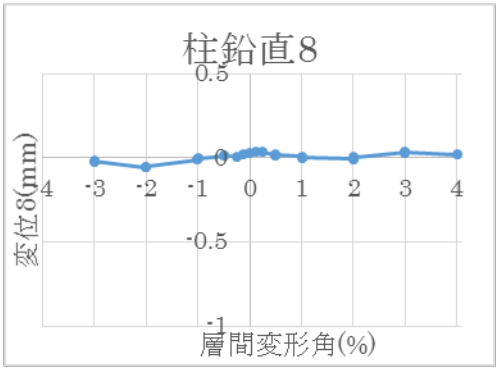
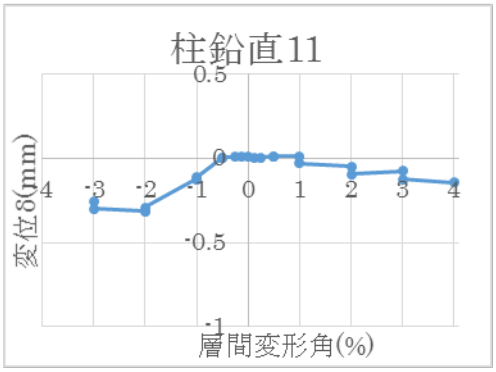
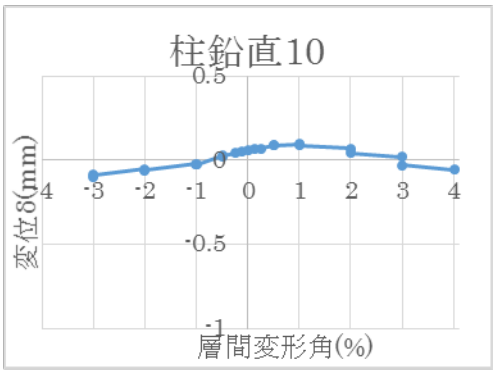


図 5.3.355 試験体 A-1　柱変位　層間変形角-変形関係２









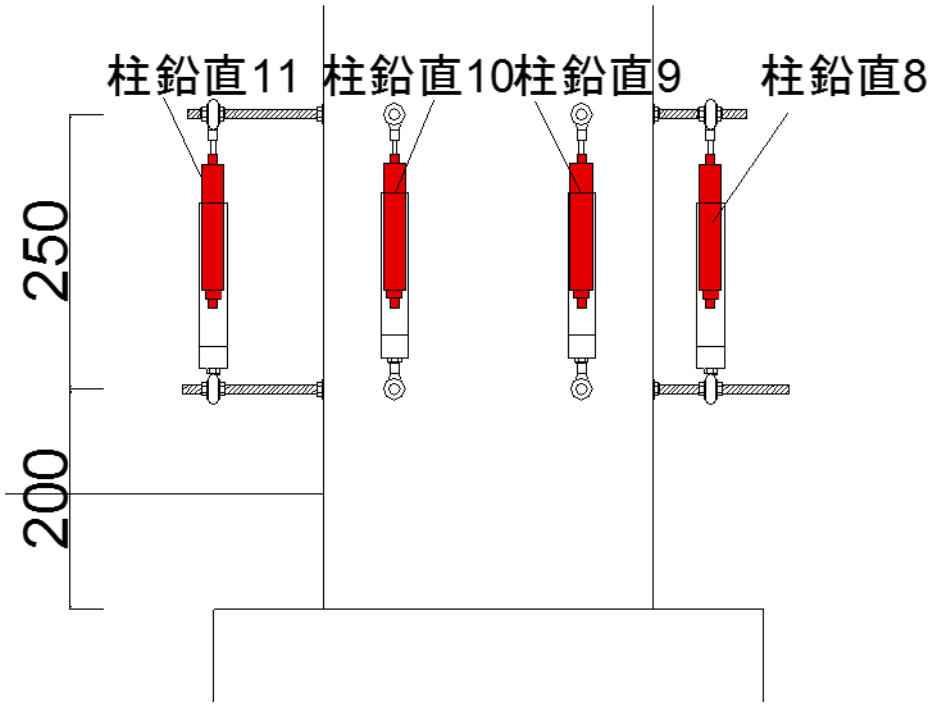
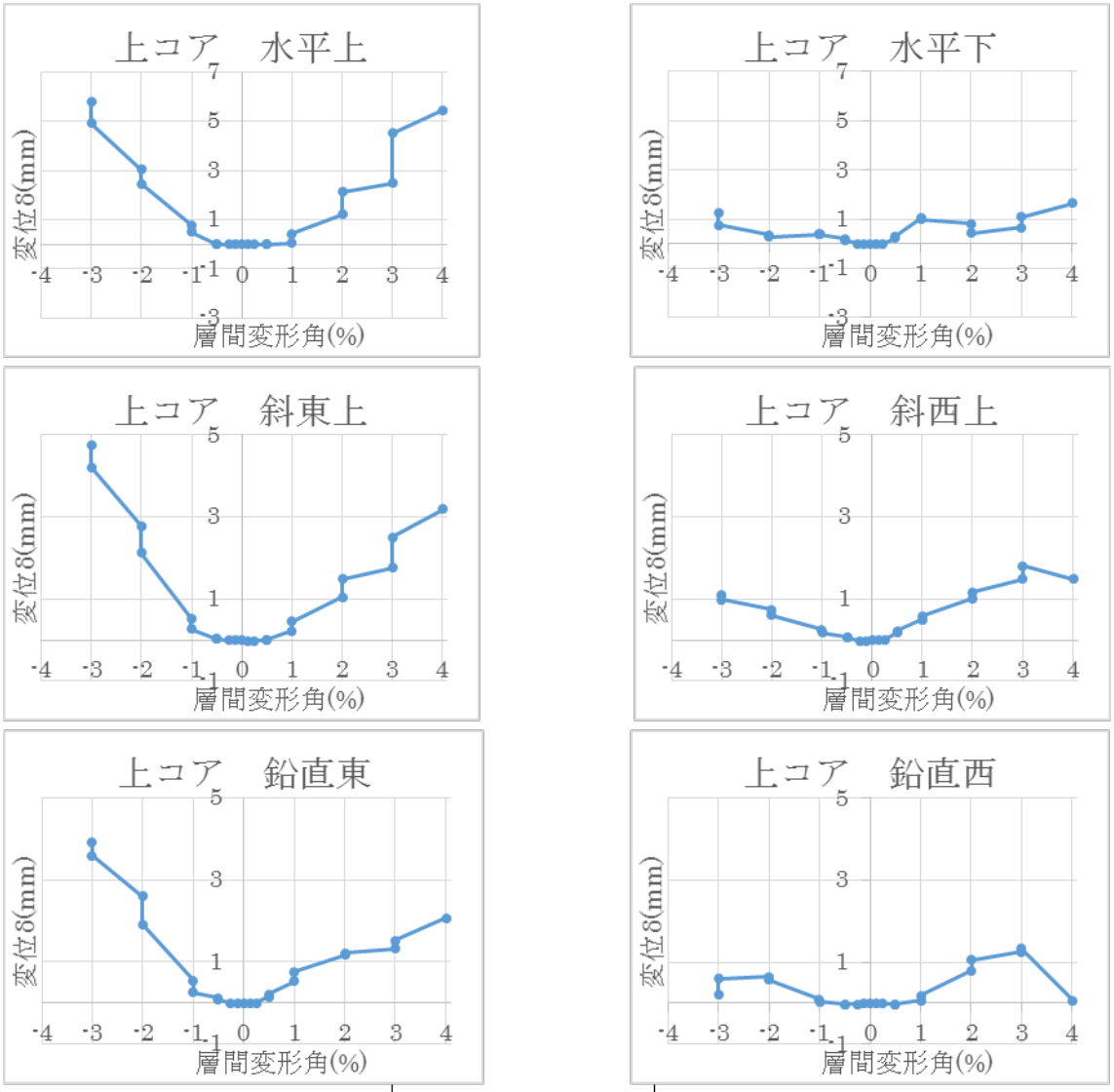


図 5.3.356 試験体 A-1　柱変位　層間変形角-変形関係３

(e)パイルキャップ変位



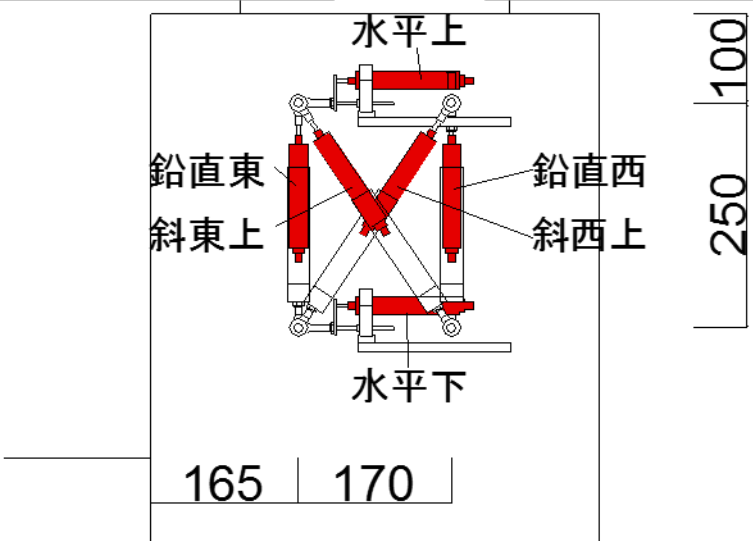


図 5.3.357 試験体 A-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

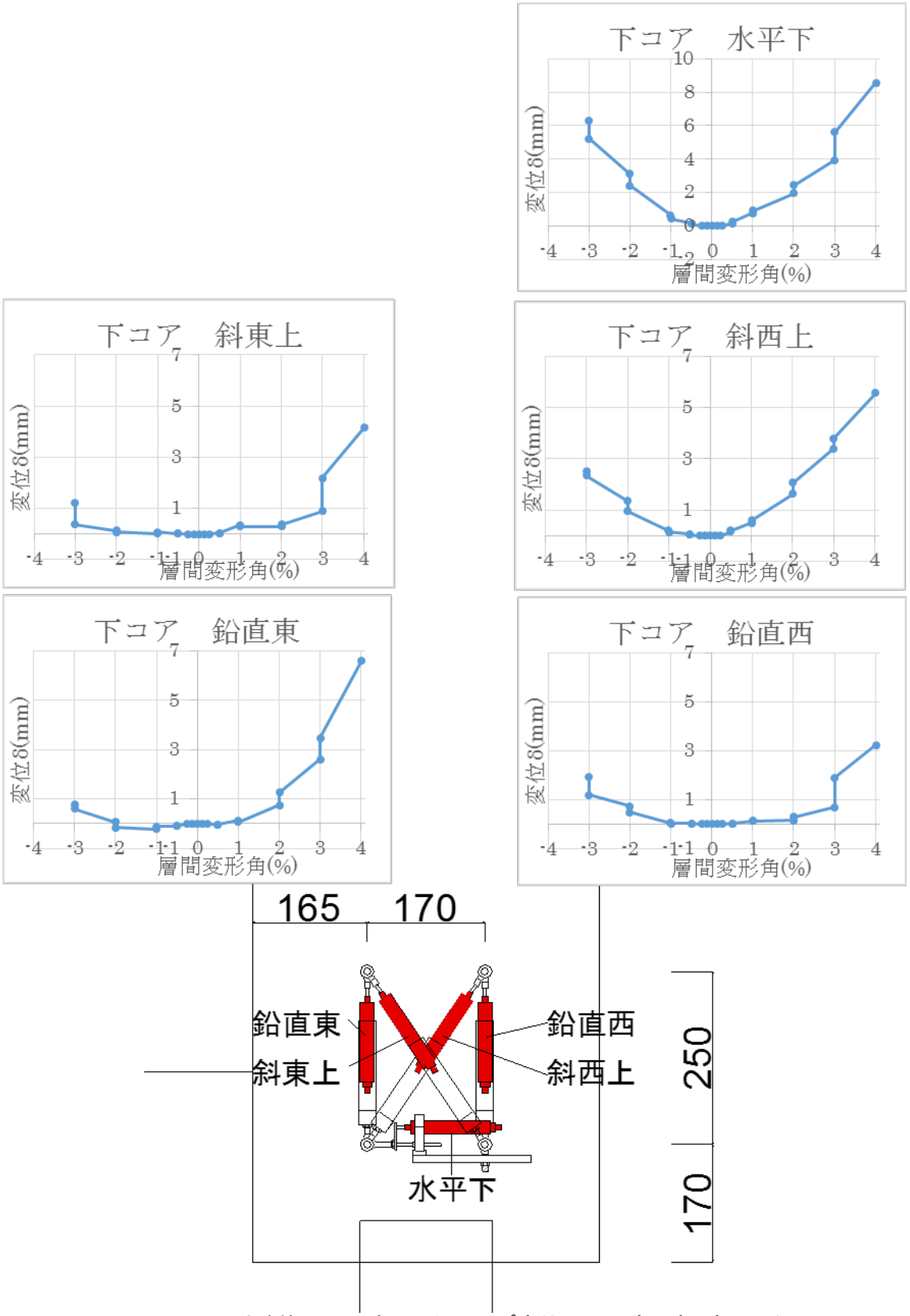
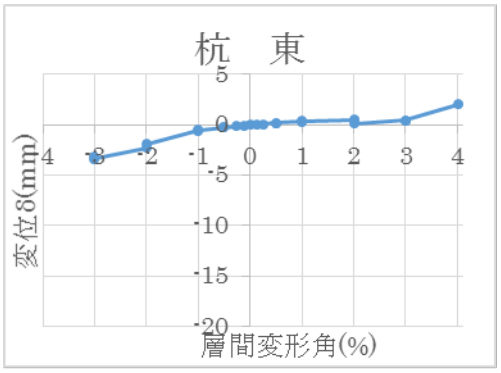
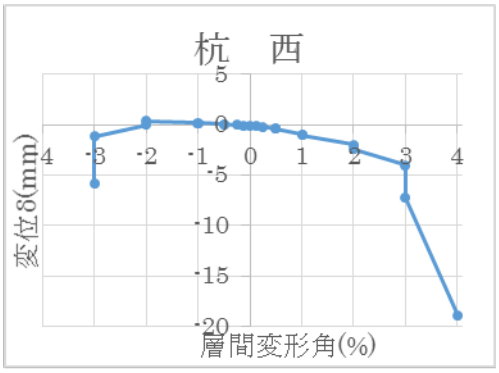


図 5.3.358 試験体 A-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係２

(f)杭変位





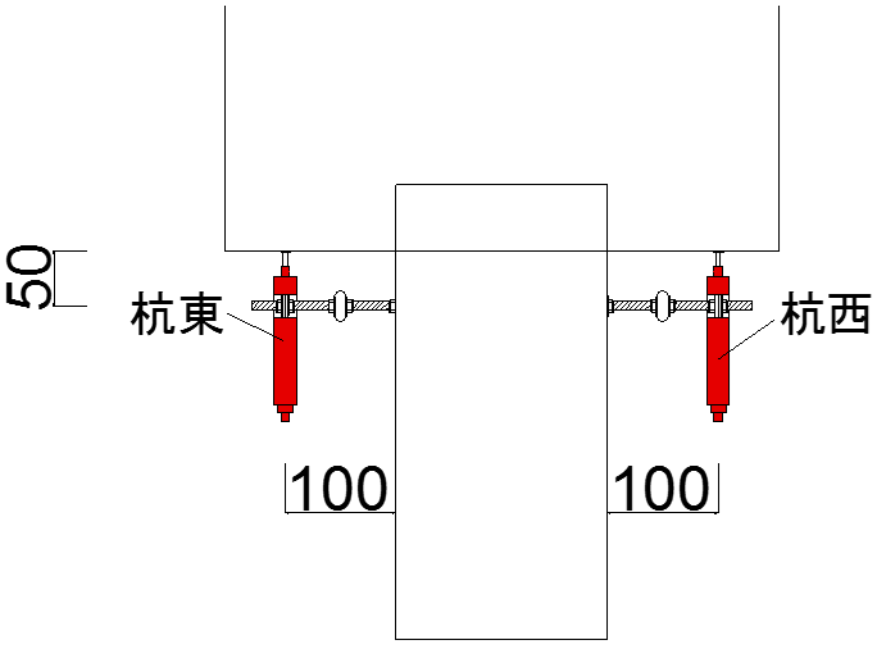
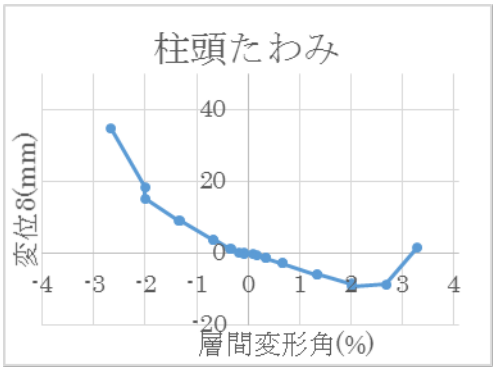
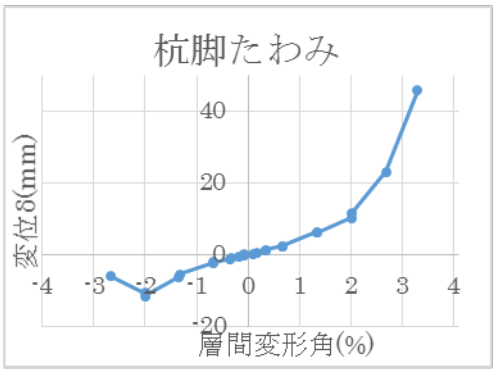


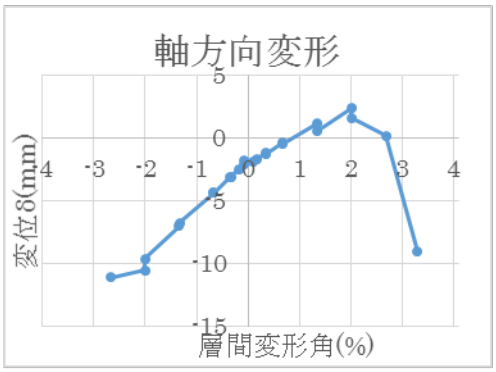
図 5.3.359 試験体 A-1　杭変位　層間変形角-変形関係

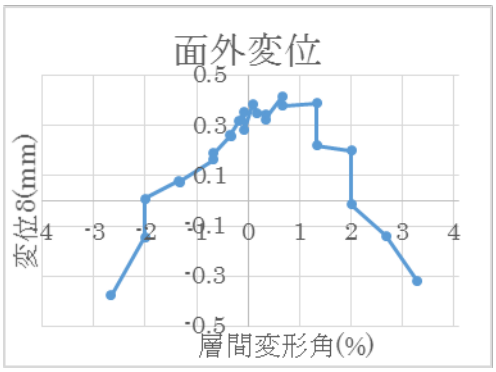
2)　試験体 A-2

(a)部材変位









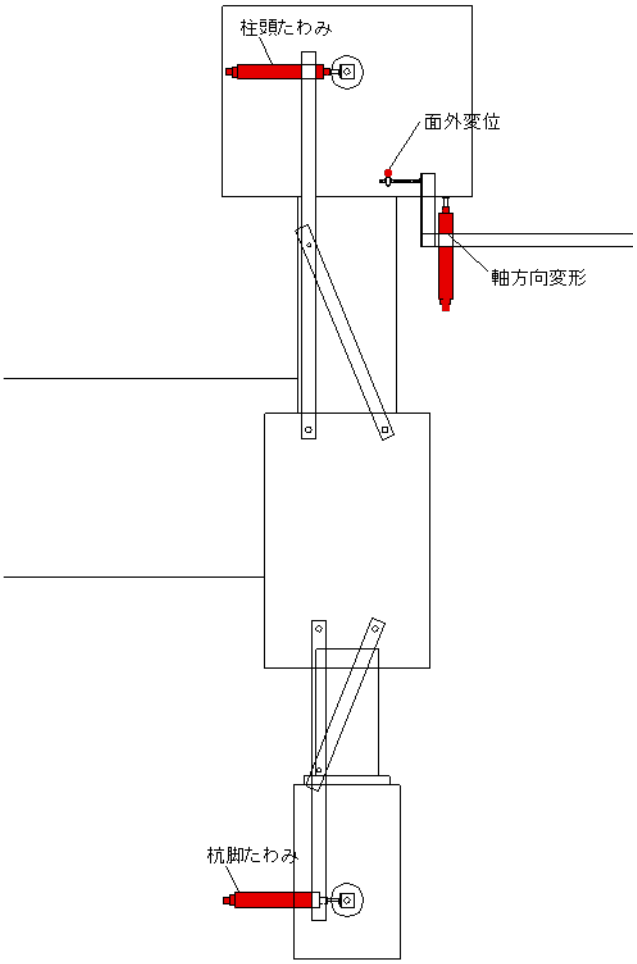
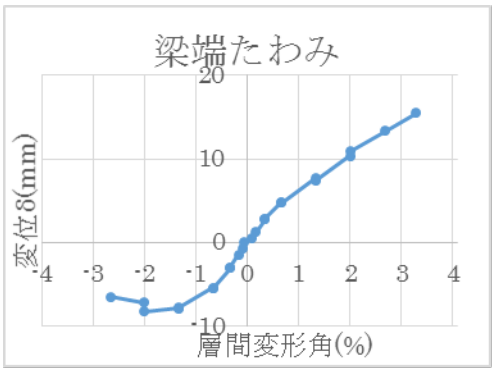
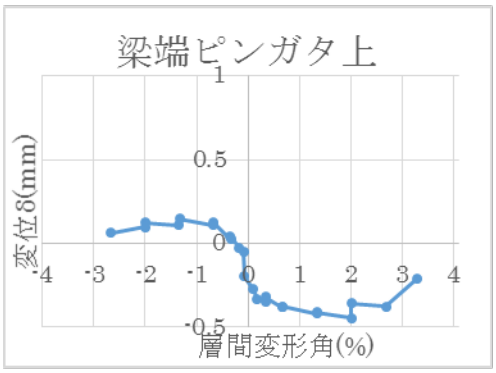
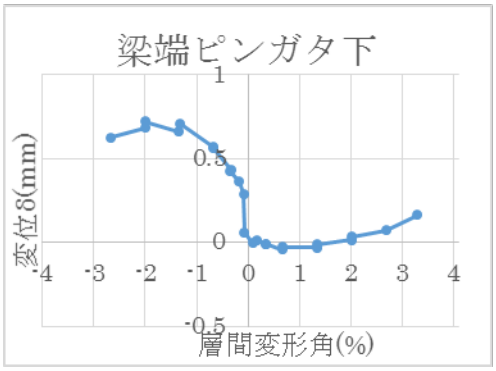


図 5.3.360 試験体 A-2　部材変位　層間変形角-変形関係 1







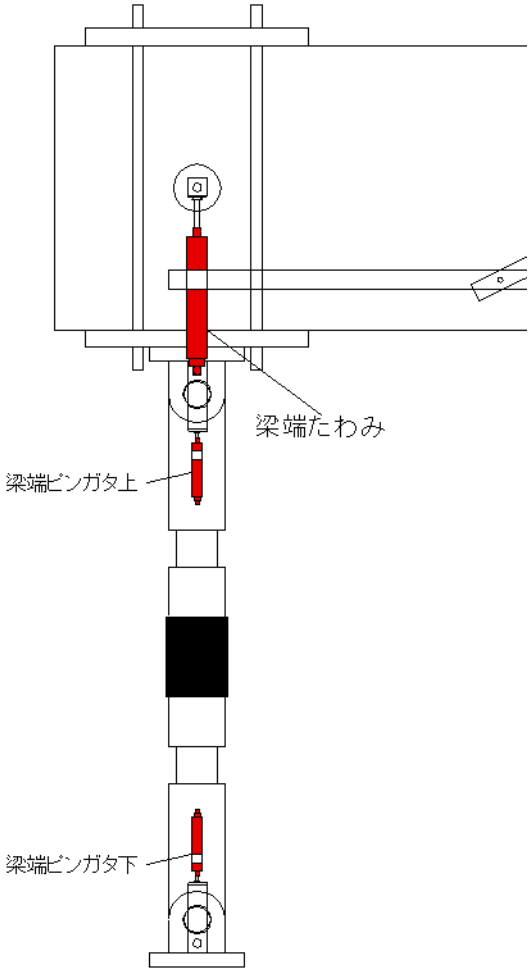


図 5.3.361 試験体 A-2　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b)部材絶対変位

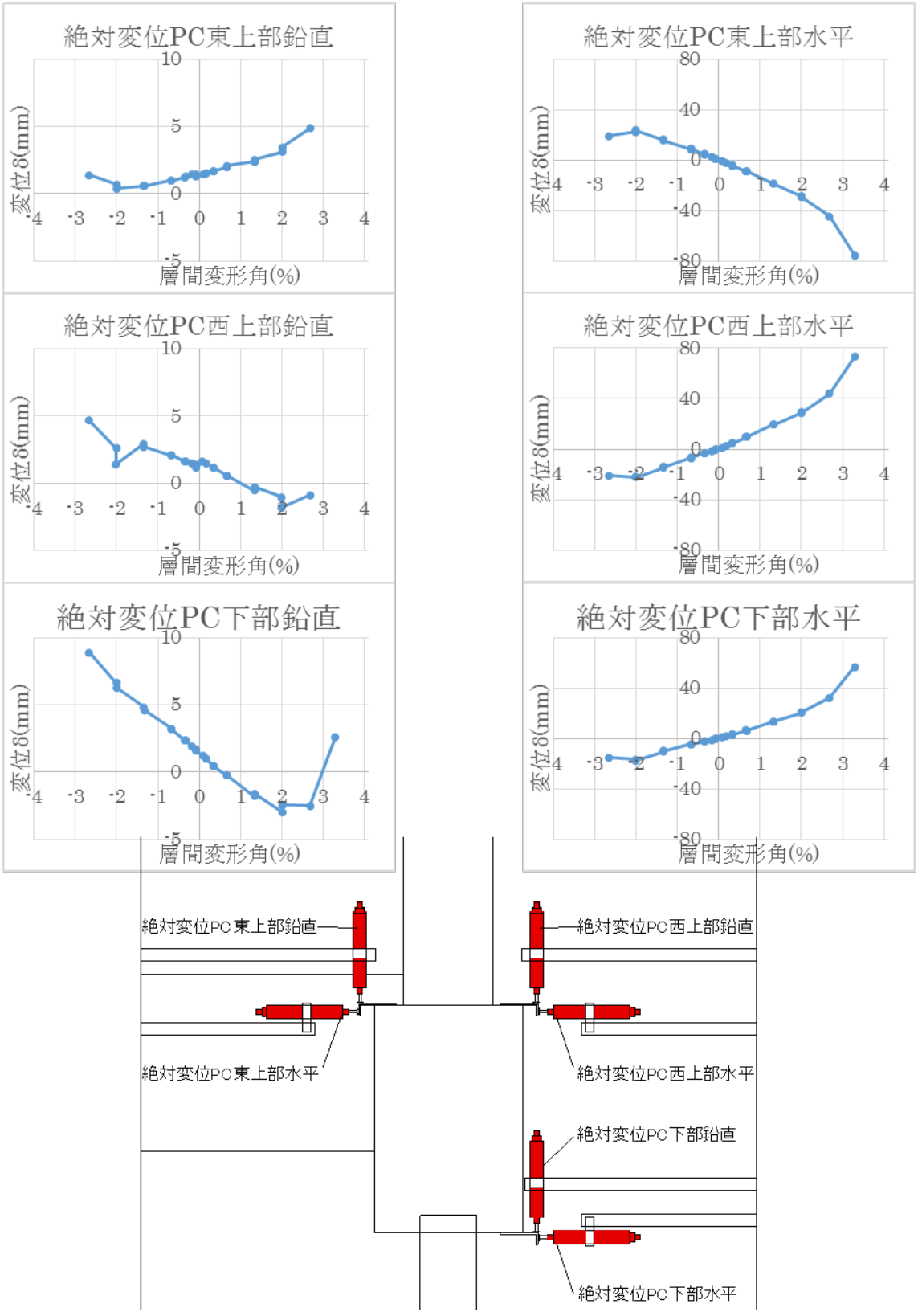
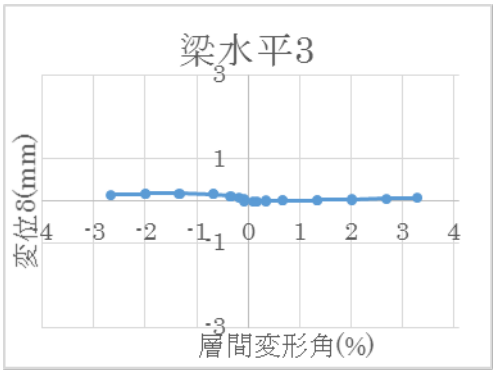
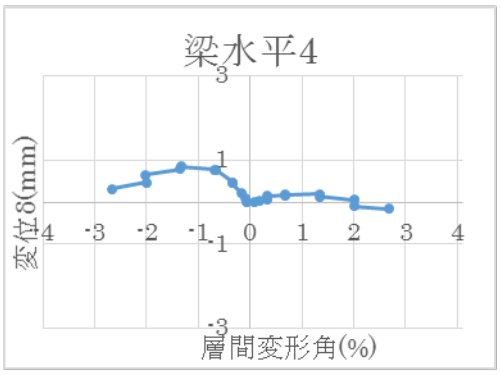
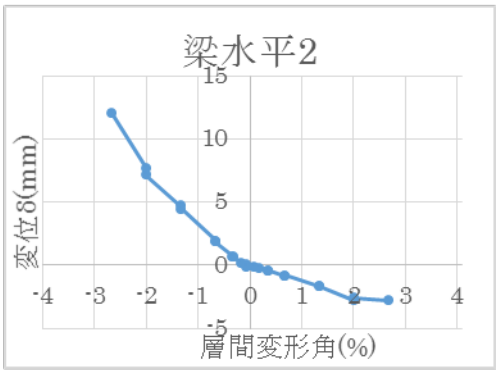


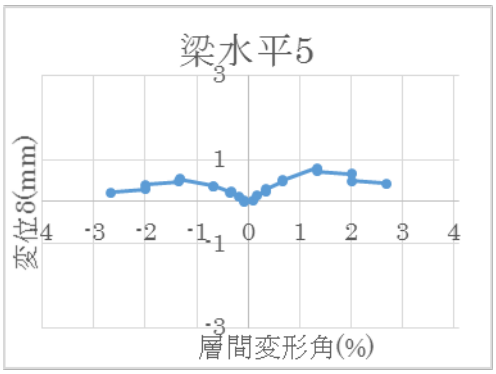
図 5.3.362 試験体 A-2　部材絶対変位　層間変形角-変形関係 1

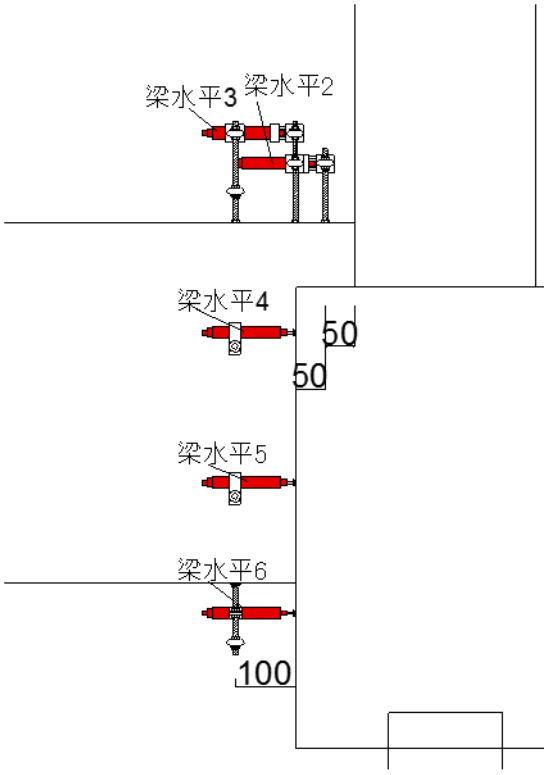
(c) 基礎梁変位











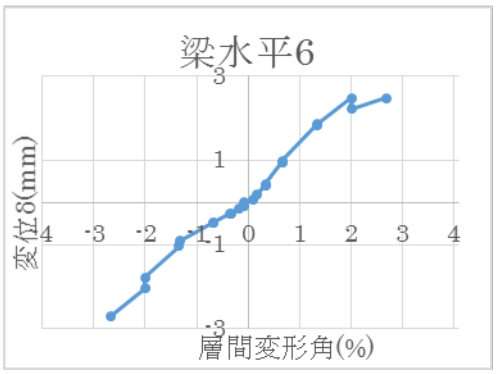


図 5.3.363 試験体 A-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

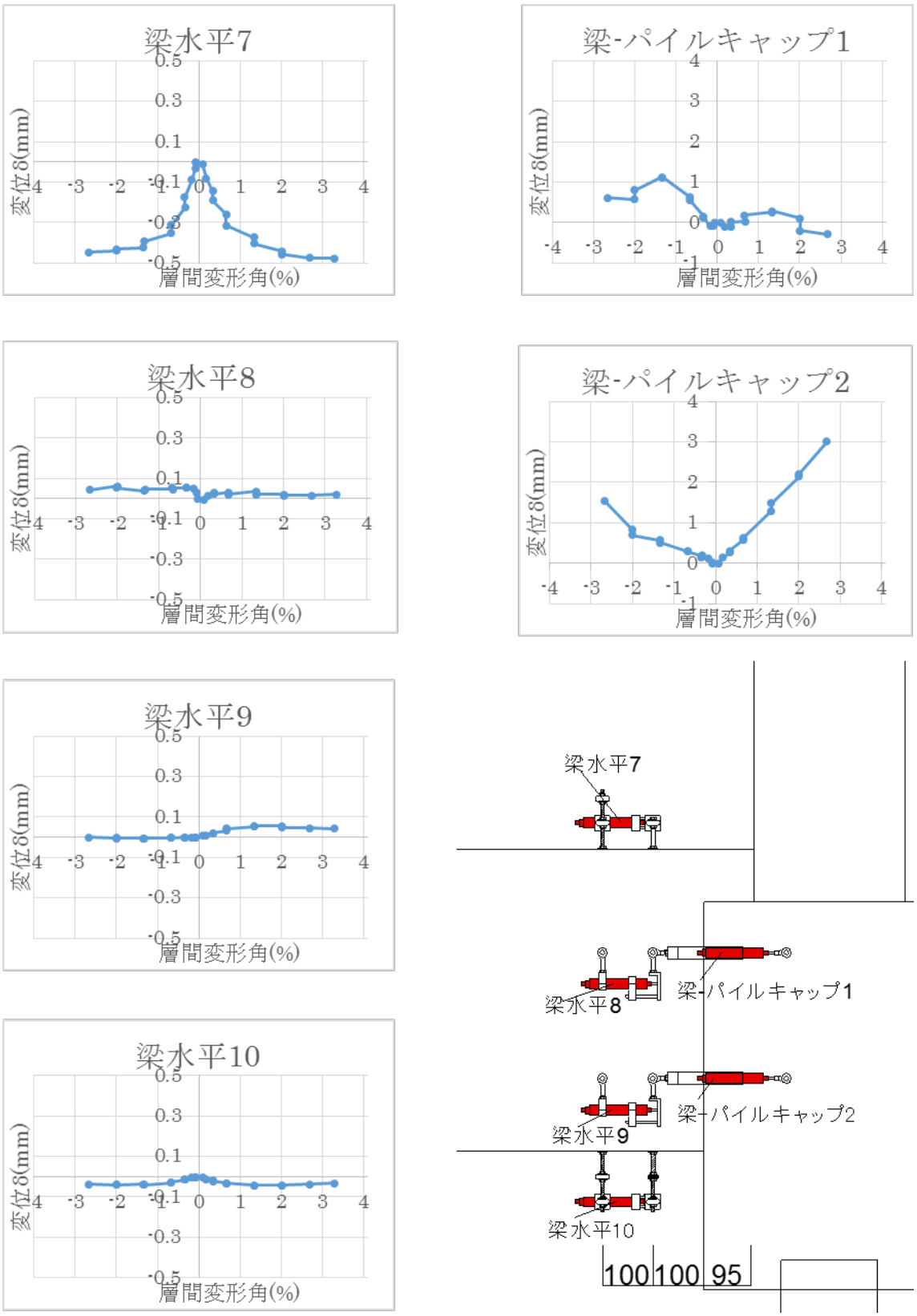


図 5.3.364 試験体 A-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2

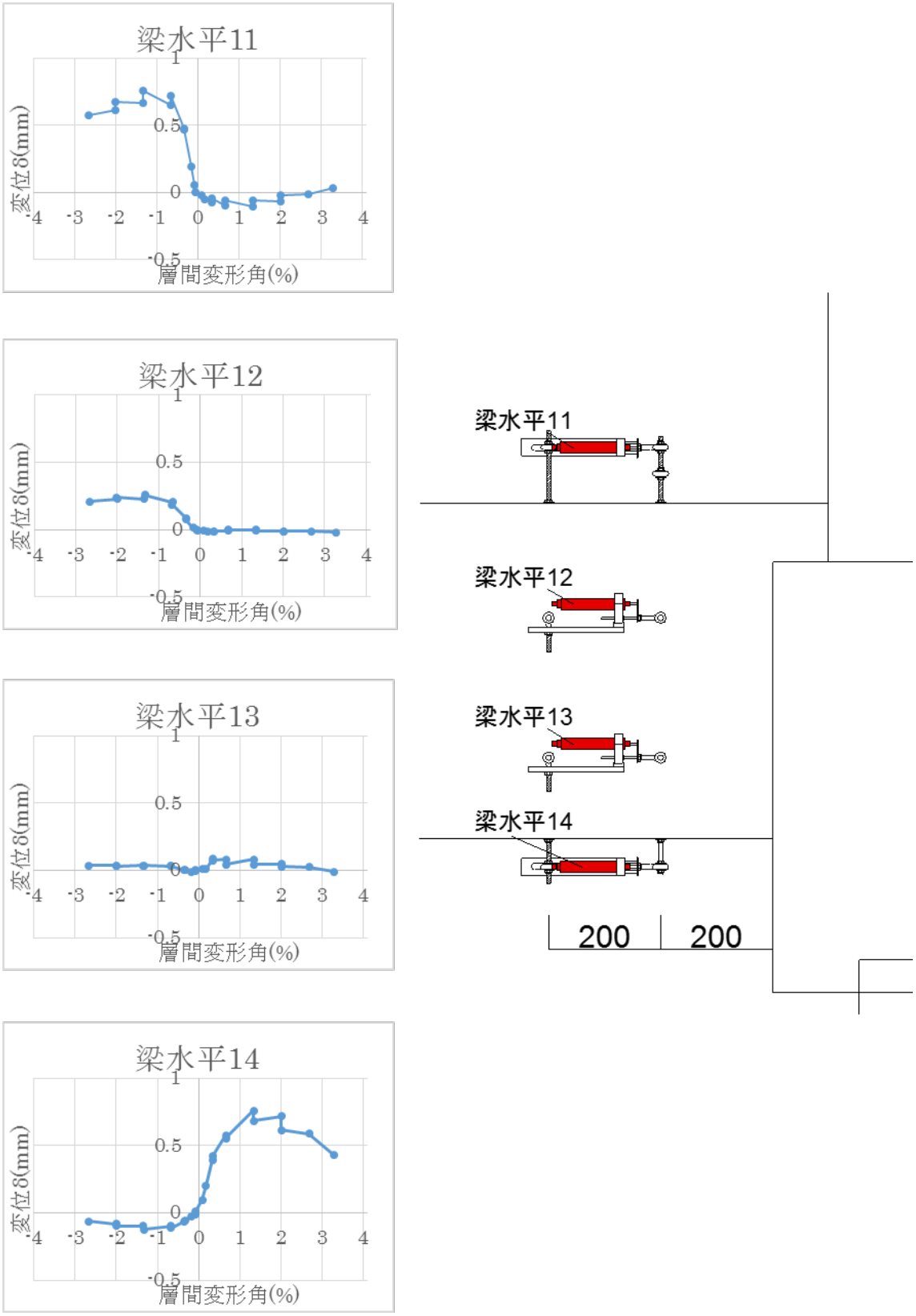
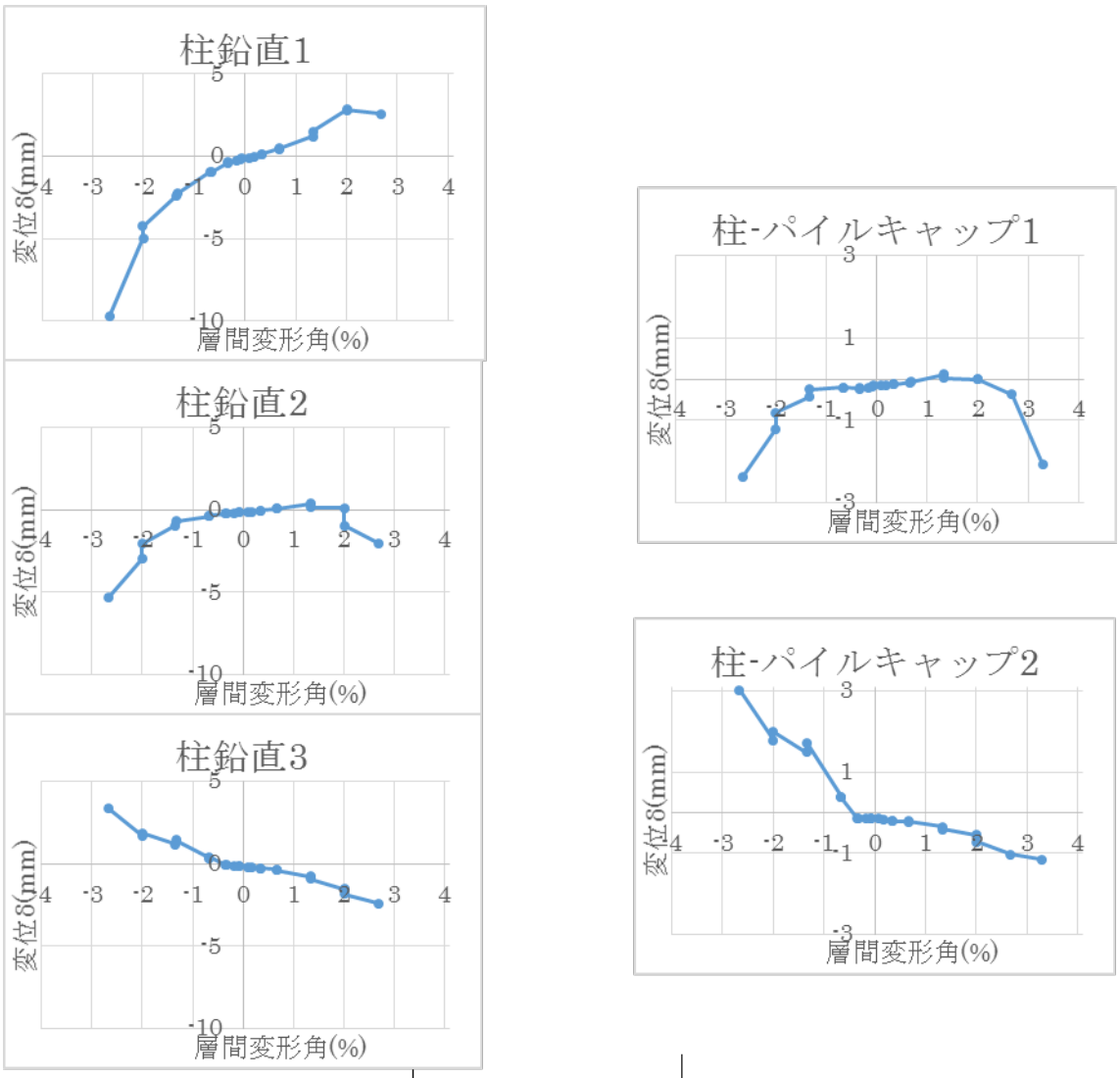


図 5.3.365 試験体 A-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位



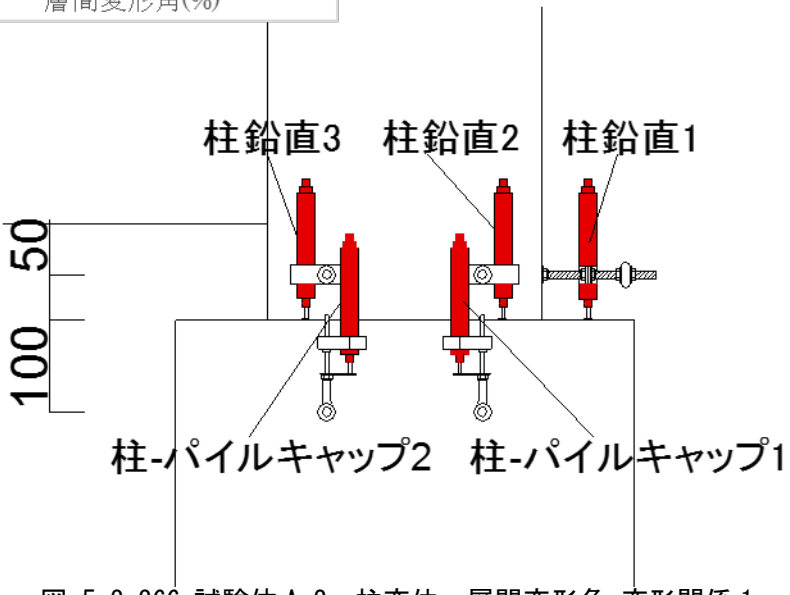
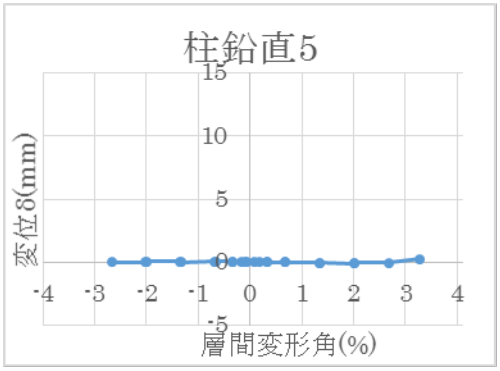
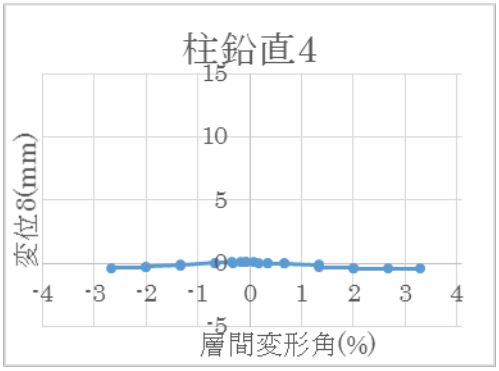
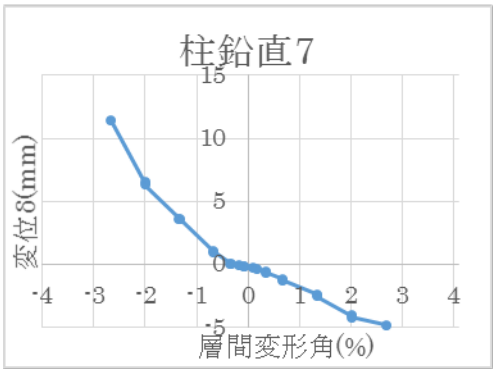
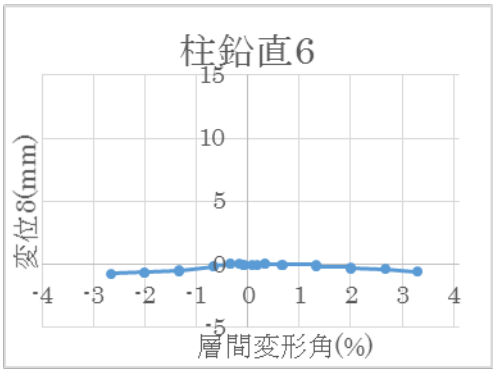


図 5.3.366 試験体 A-2　柱変位　層間変形角-変形関係 1









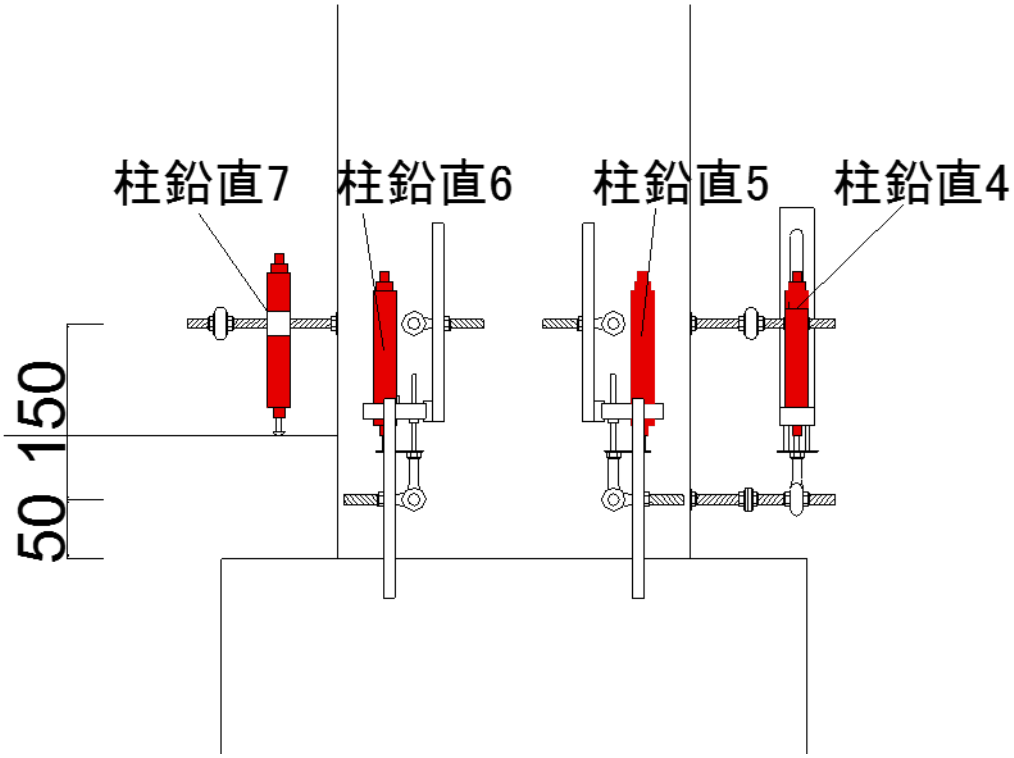
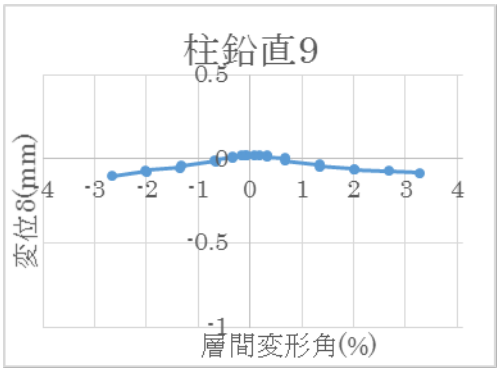
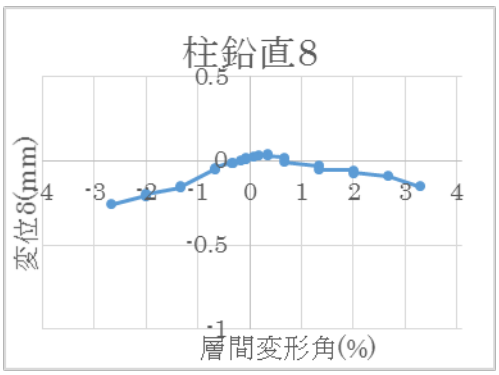
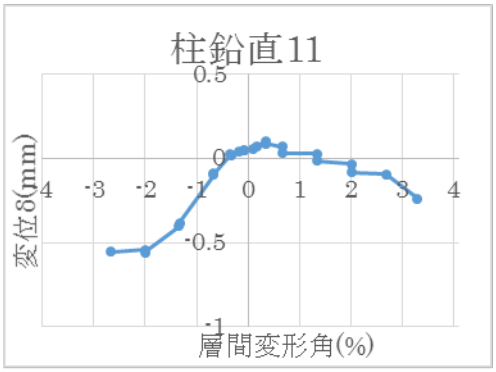
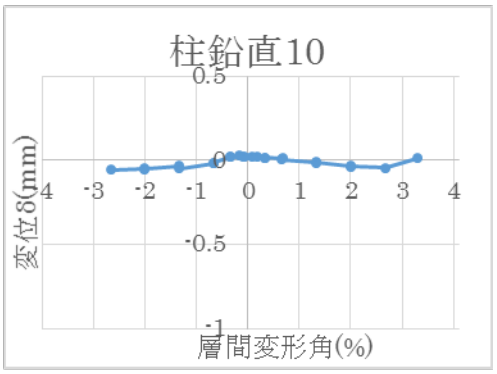


図 5.3.367 試験体 A-2　柱変位　層間変形角-変形関係 2









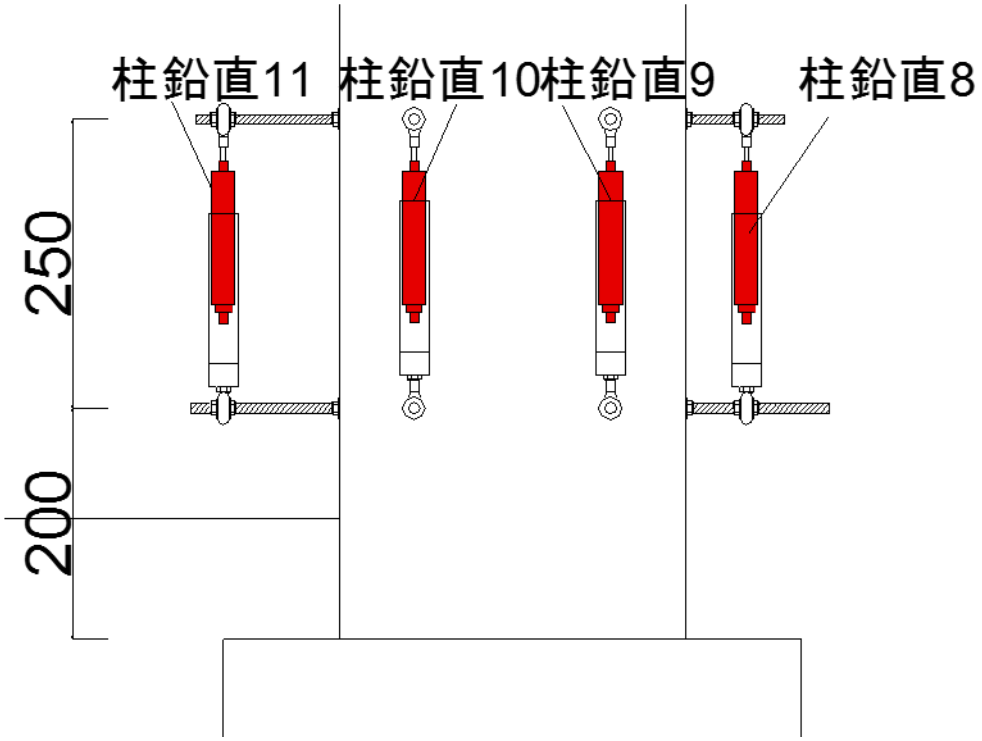


図 5.3.368 試験体 A-2　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位

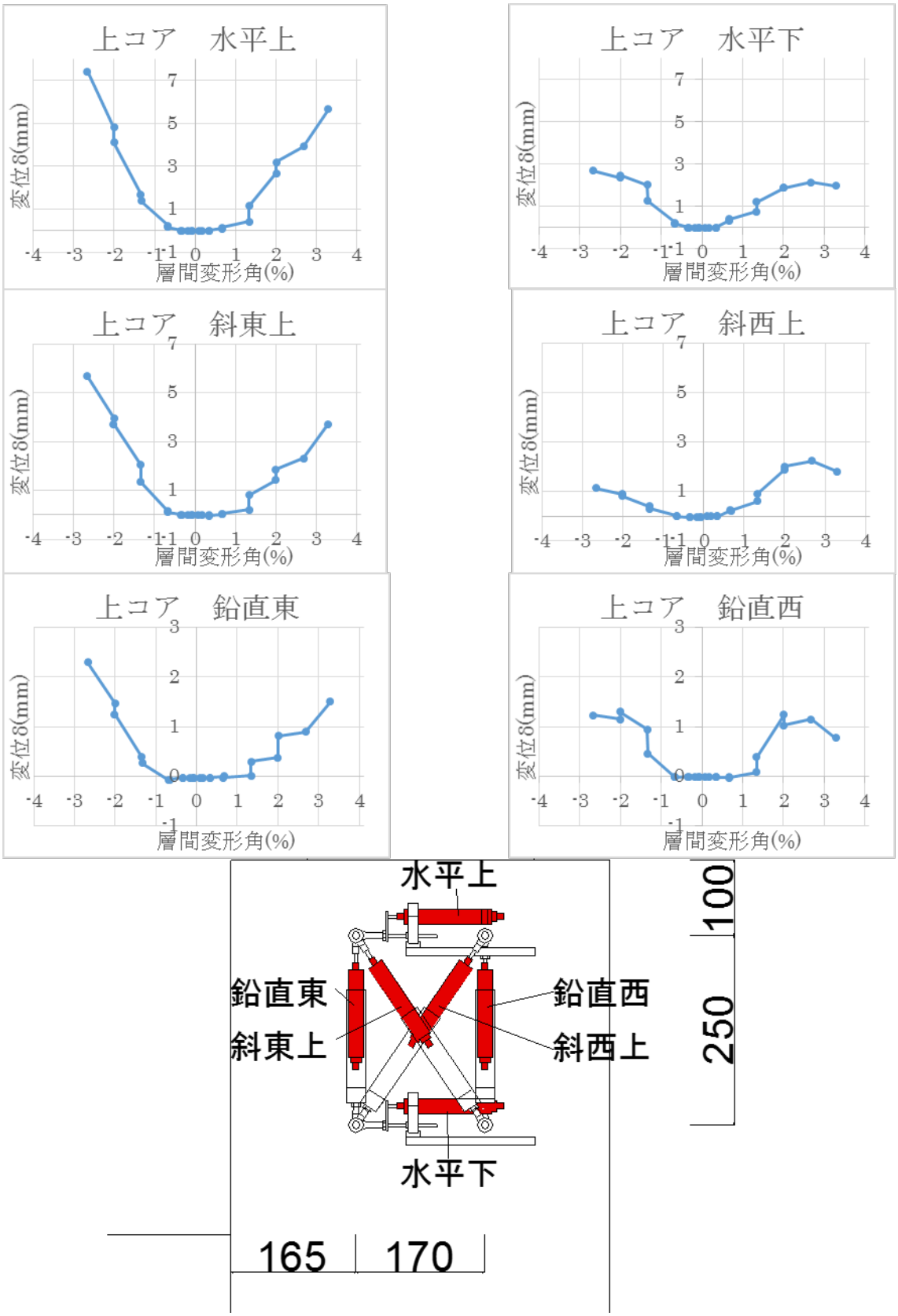


図 5.3.369 試験体 A-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

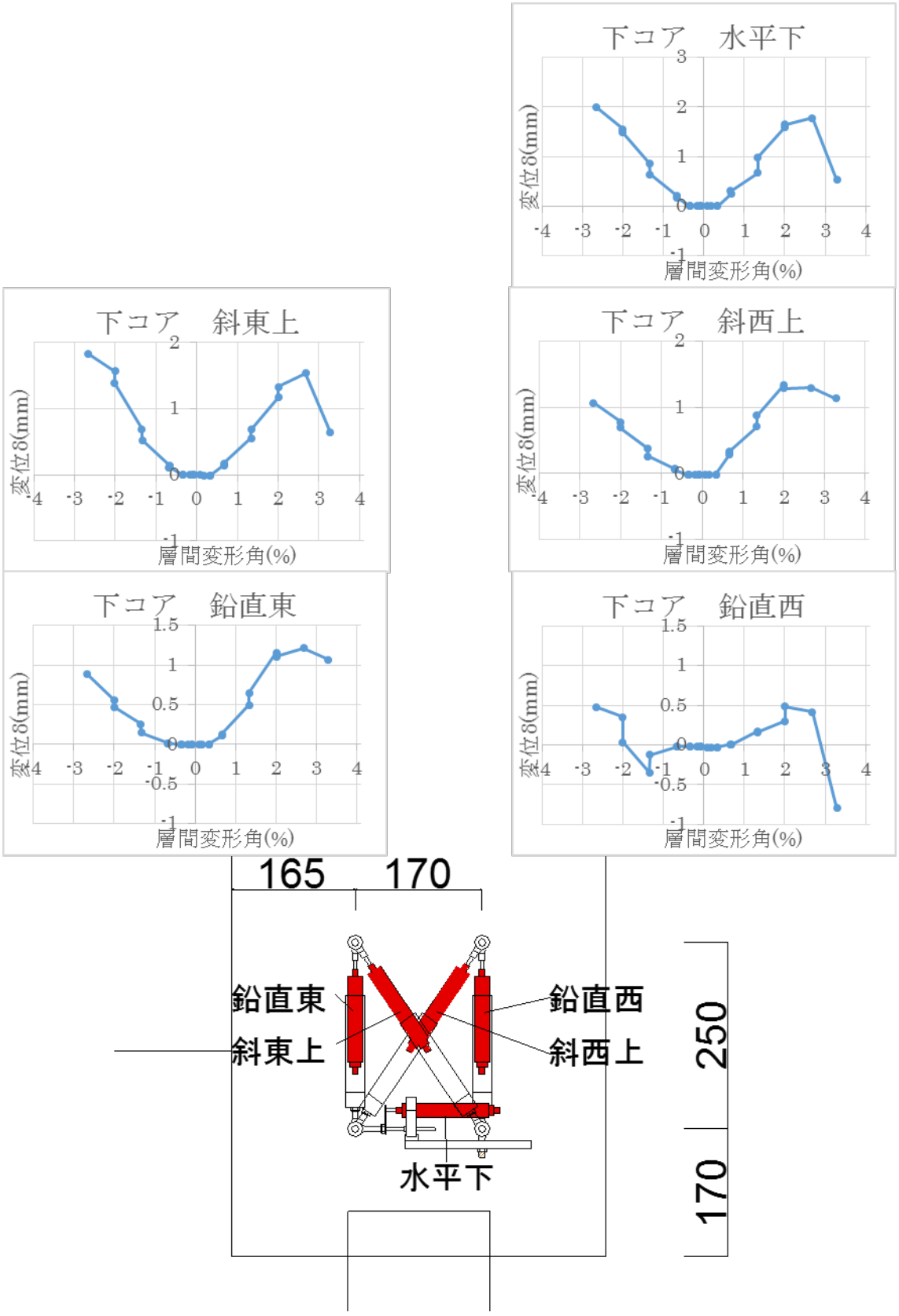
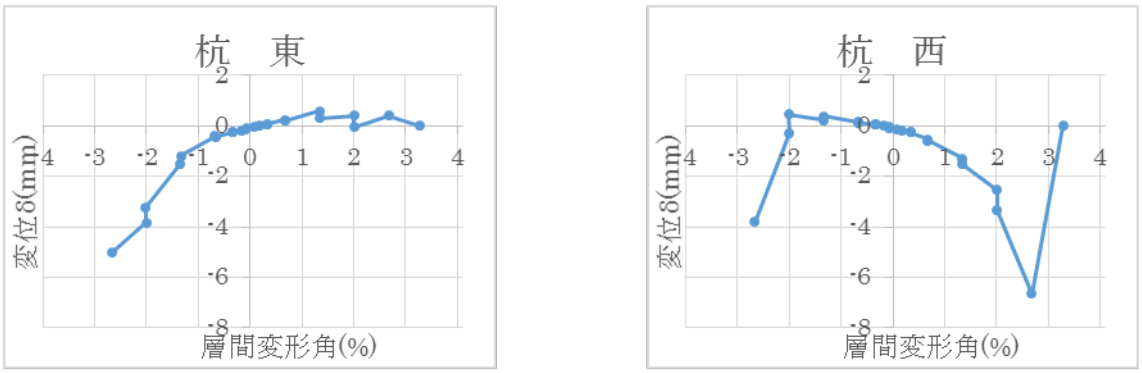


図 5.3.370 試験体 A-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

(f)杭変位



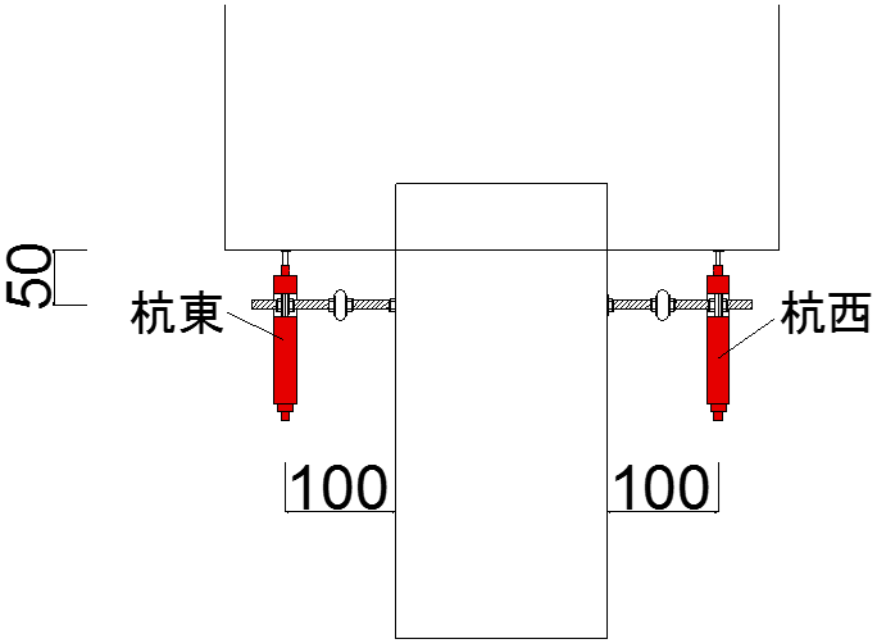
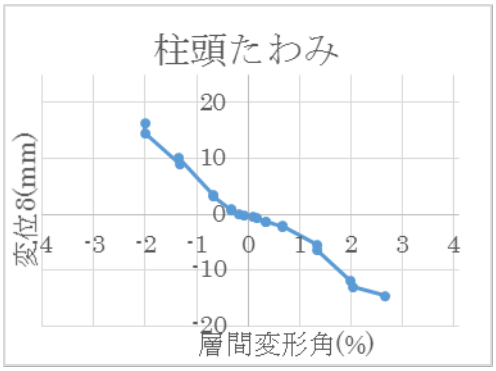
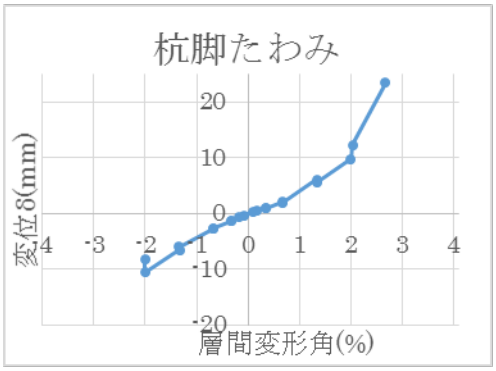


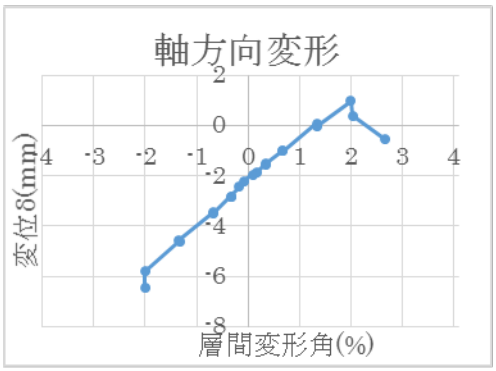
図 5.3.371 試験体 A-2　杭変位　層間変形角-変形関係

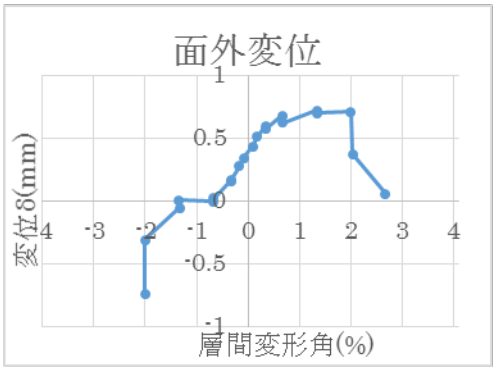
3)　試験体 A-3

(a)部材変位









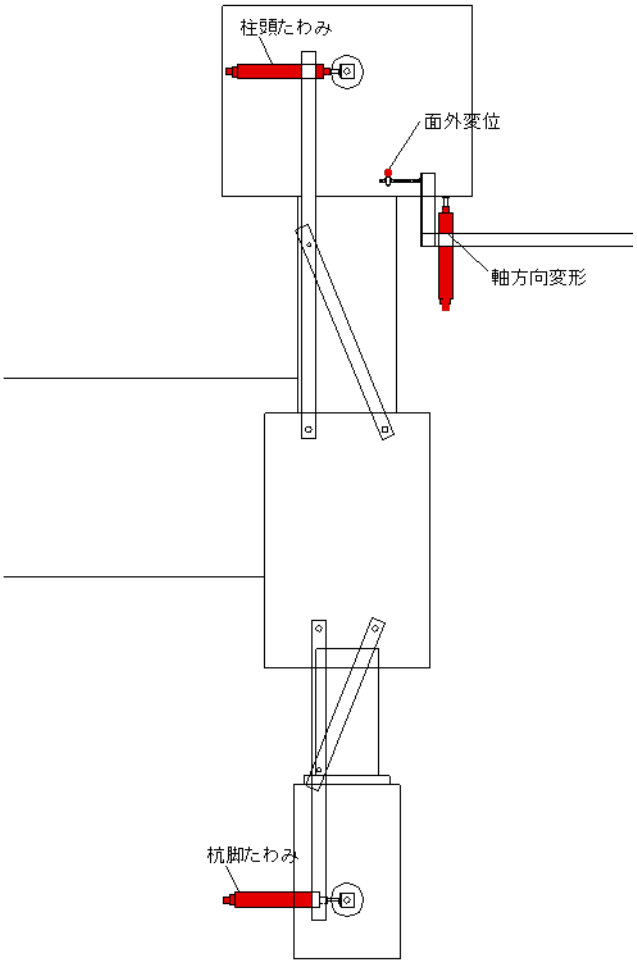
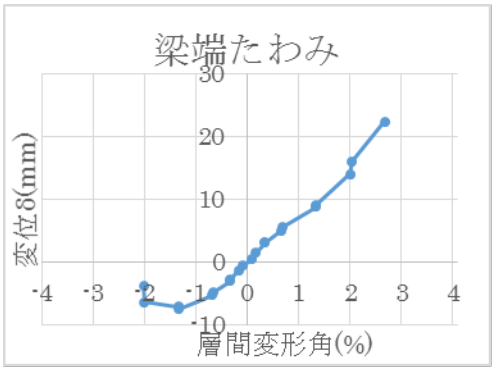
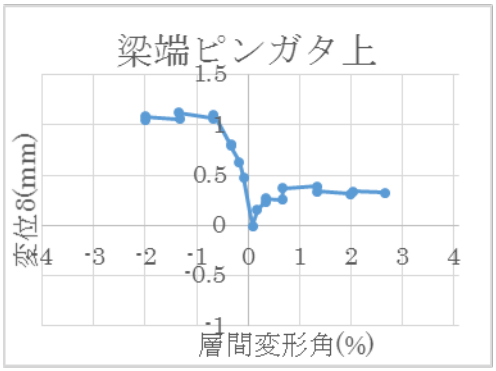
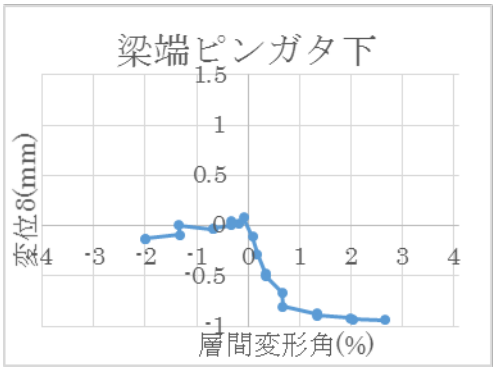


図 5.3.372 試験体 A-3　部材変位　層間変形角-変形関係 1







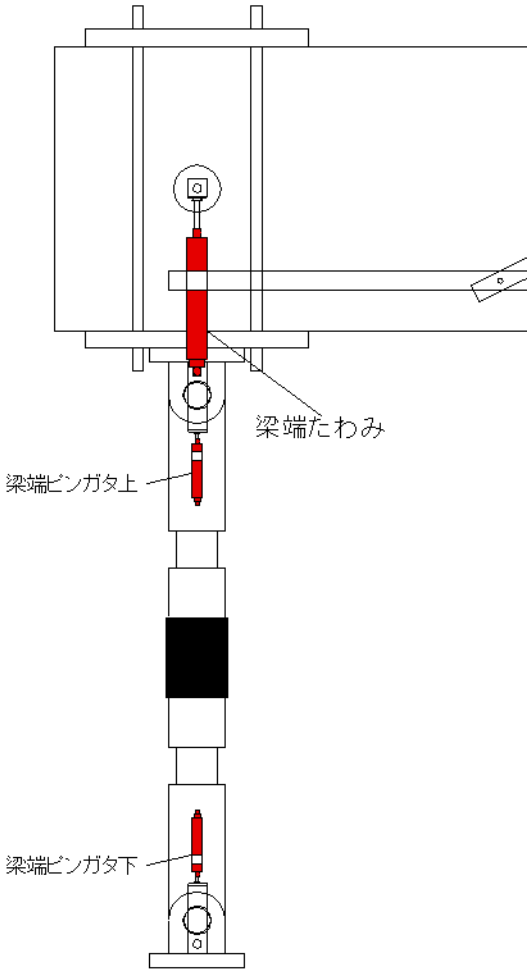


図 5.3.373 試験体 A-3　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b)部材絶対変位

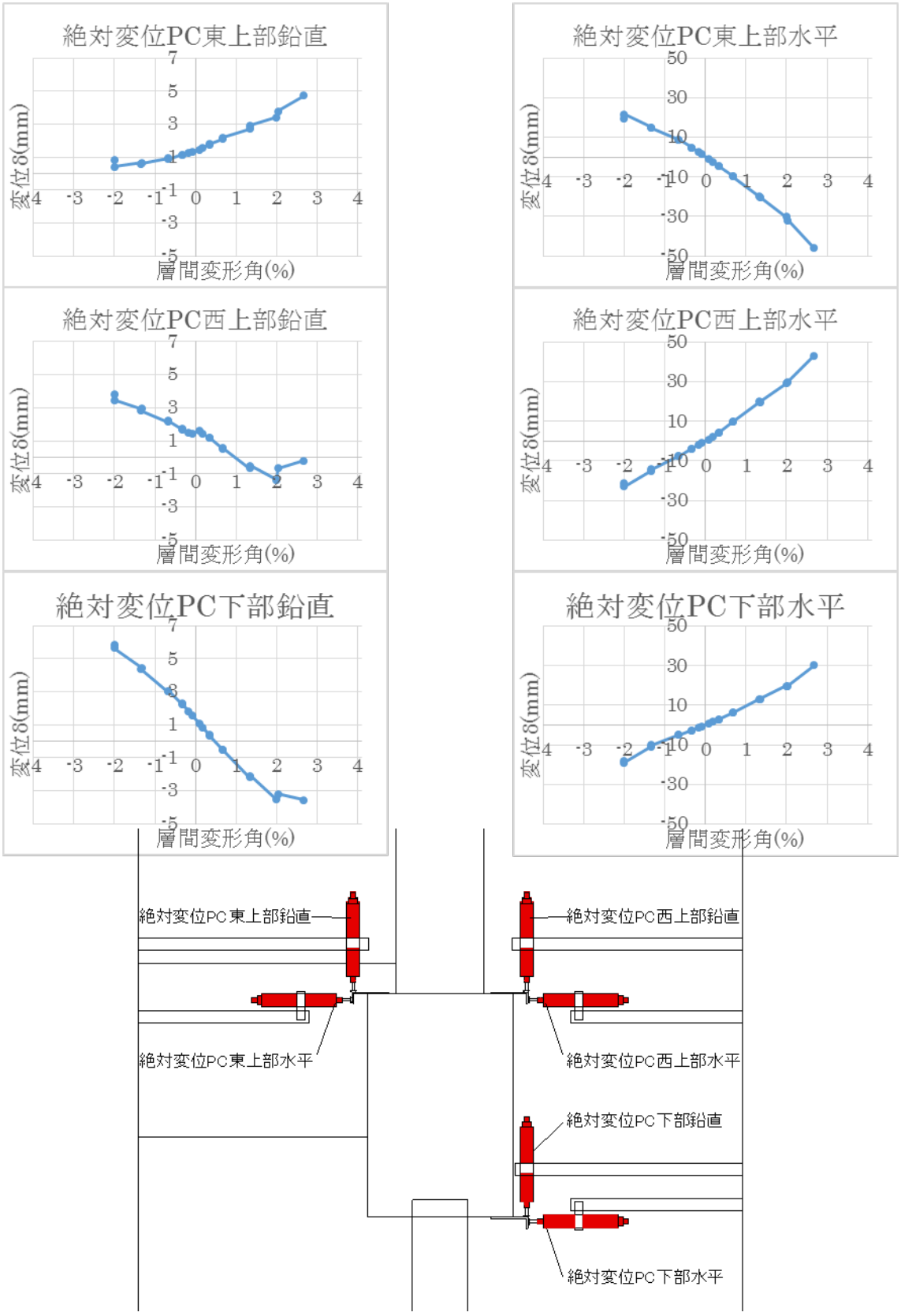
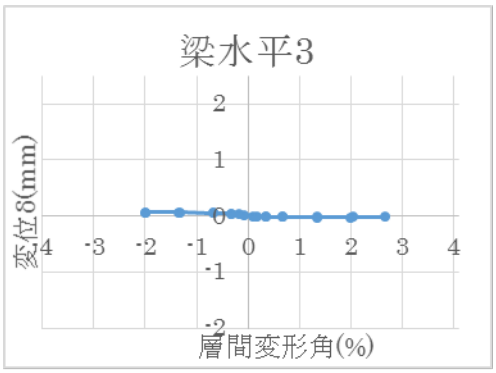
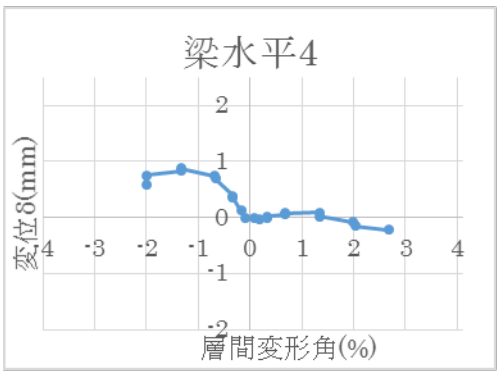
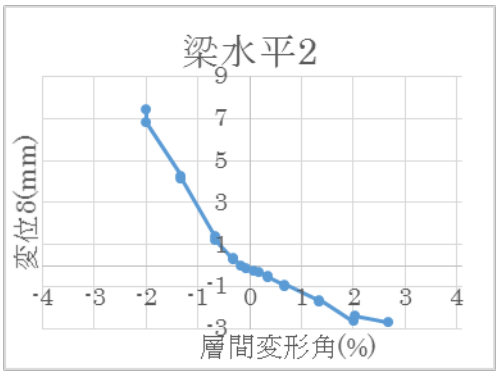


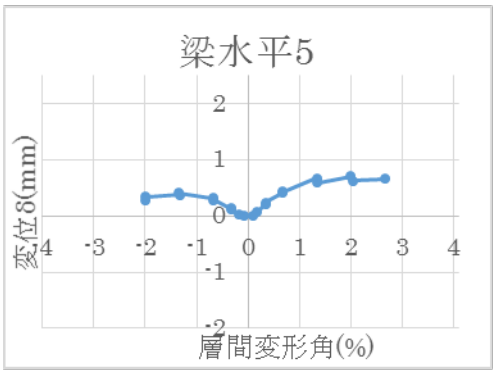
図 5.3.374 試験体 A-3　部材絶対変位　層間変形角-変形関係 1

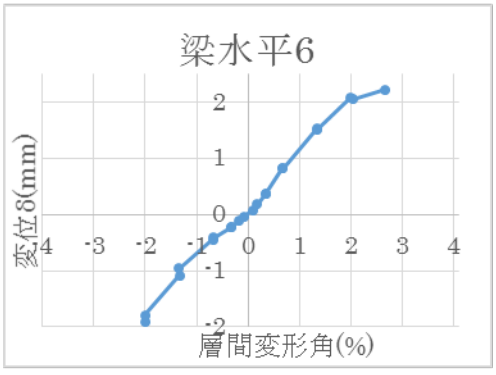
(c) 基礎梁変位











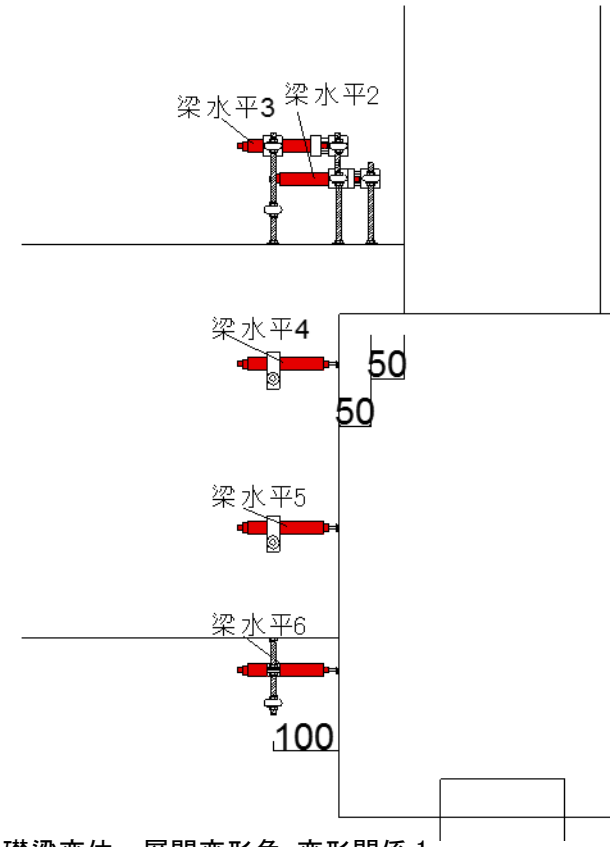


図 5.3.375 試験体 A-3　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

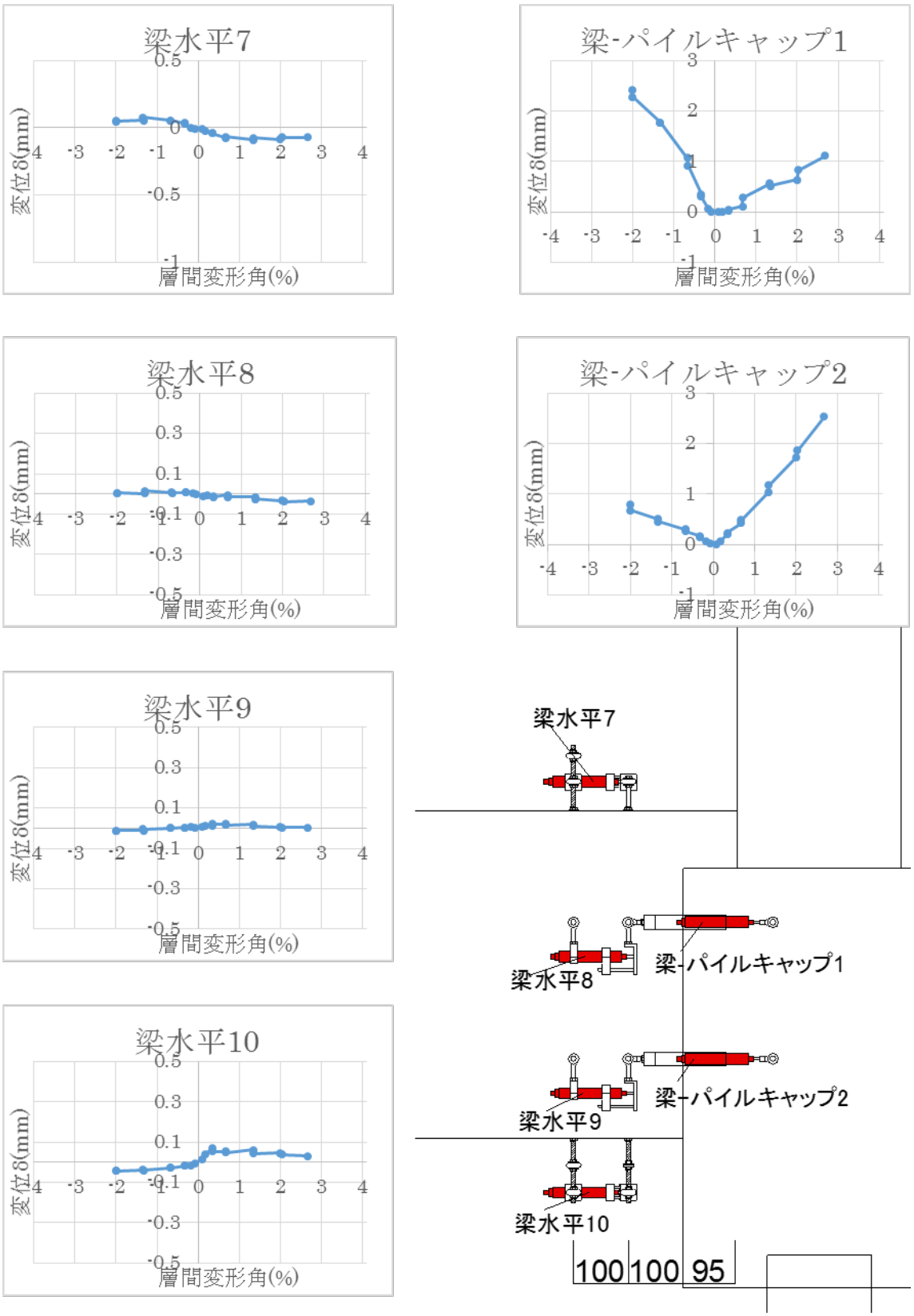


図 5.3.376 試験体 A-3　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2

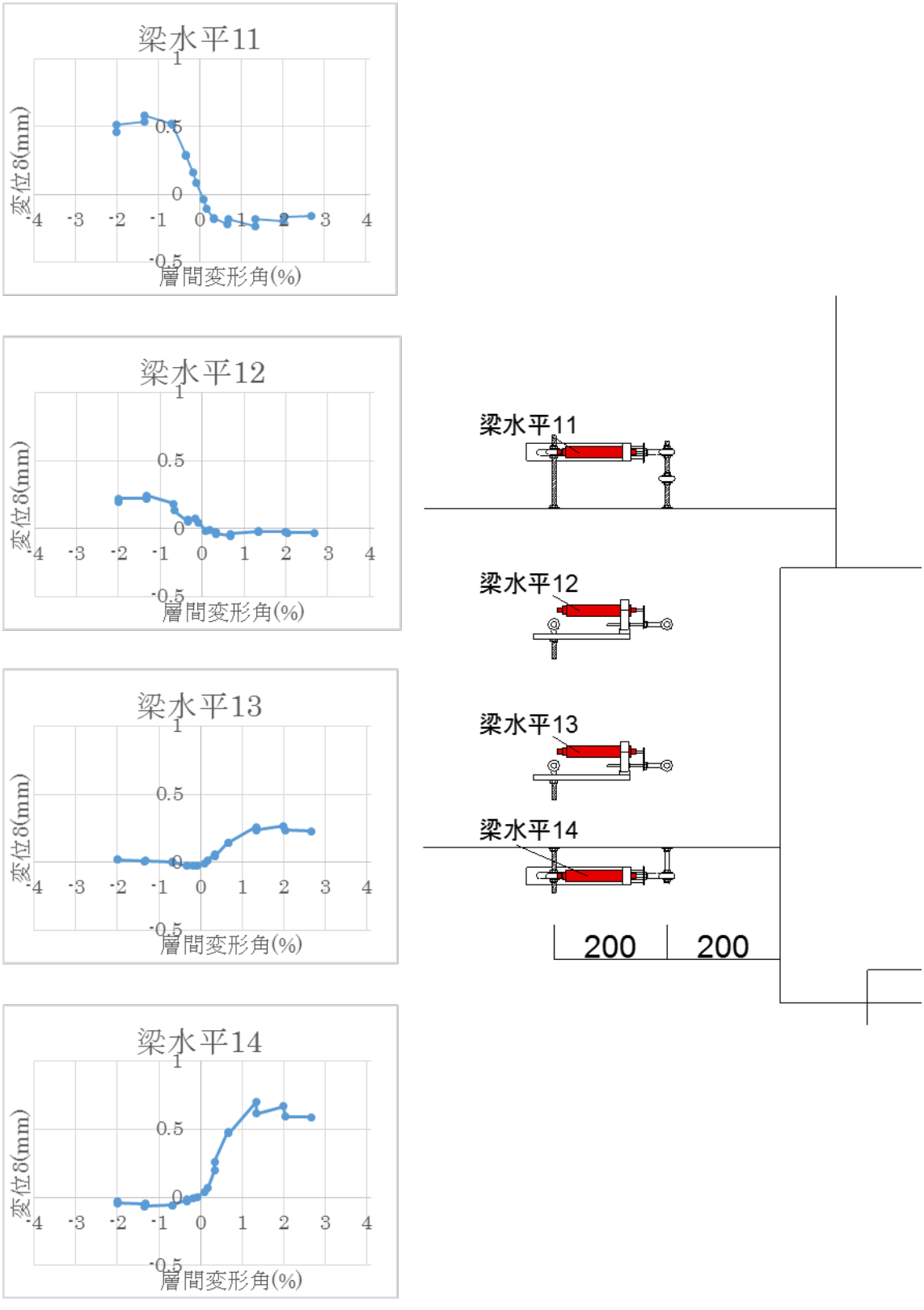
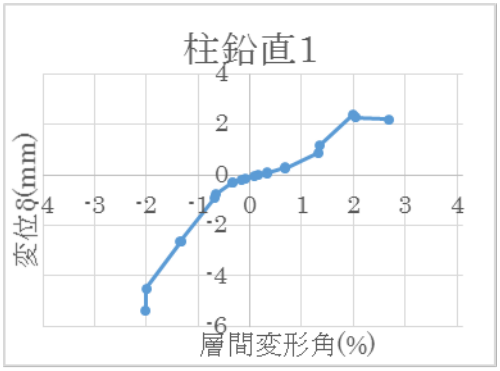
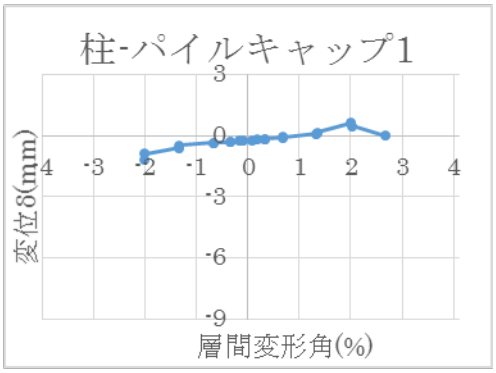
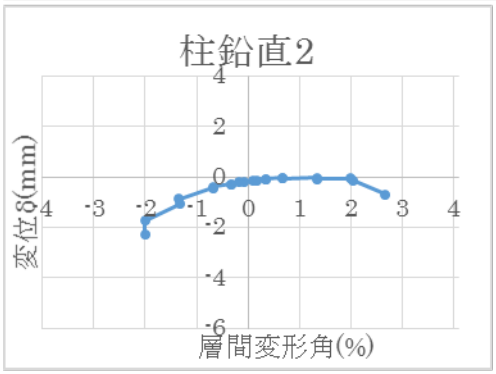


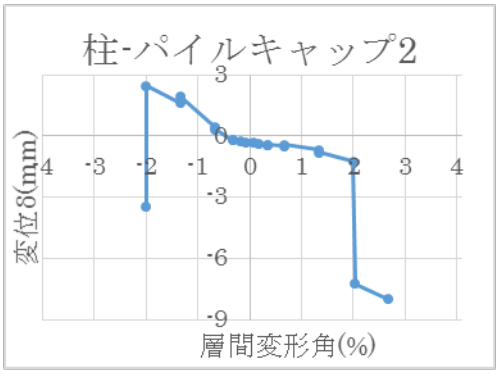
図 5.3.377 試験体 A-3　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

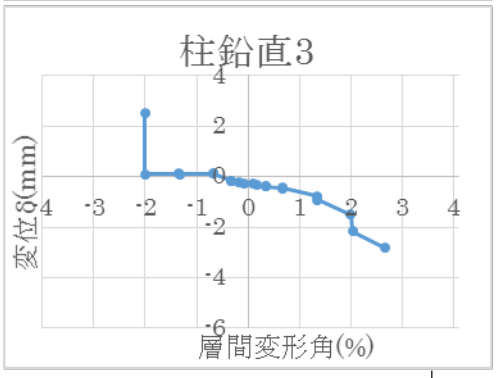
(d)柱変位











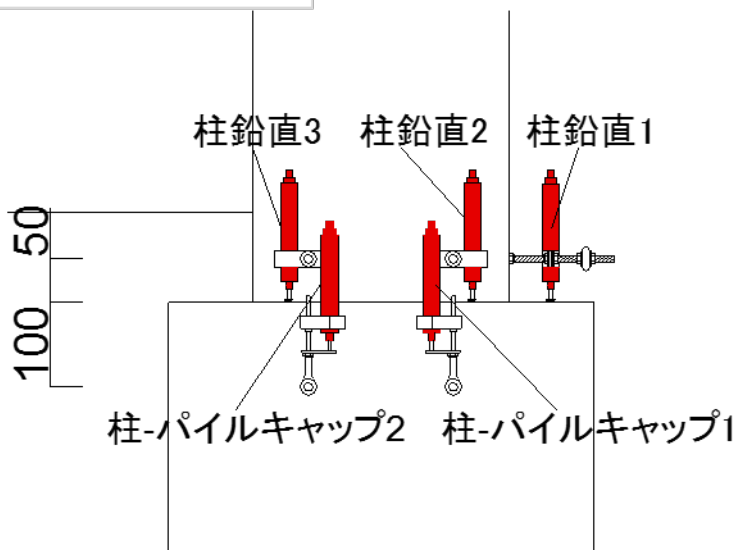
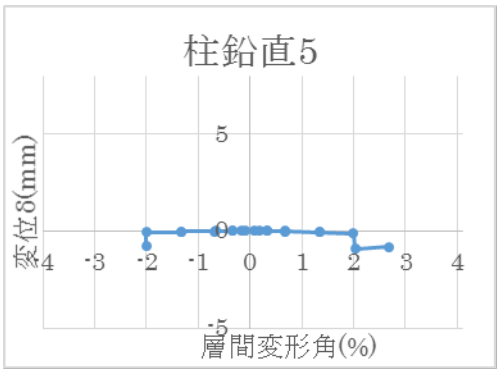
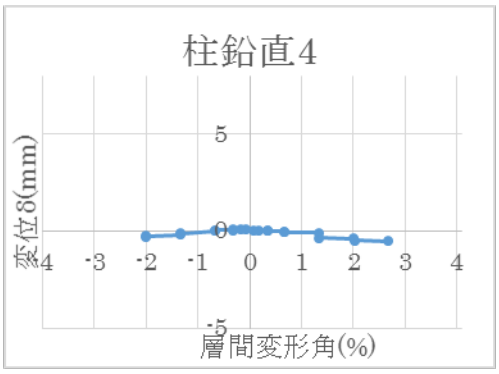
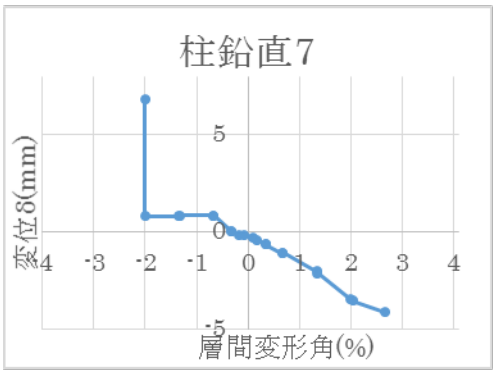


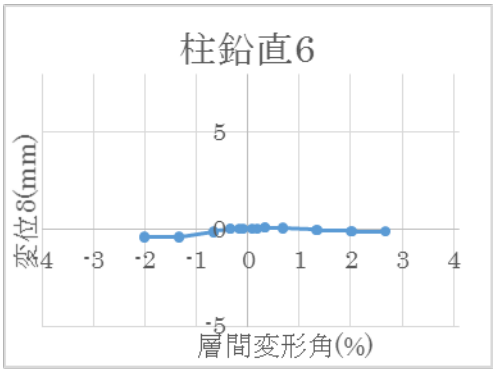
図 5.3.378 試験体 A-3　柱変位　層間変形角-変形関係 1

(e)柱変位









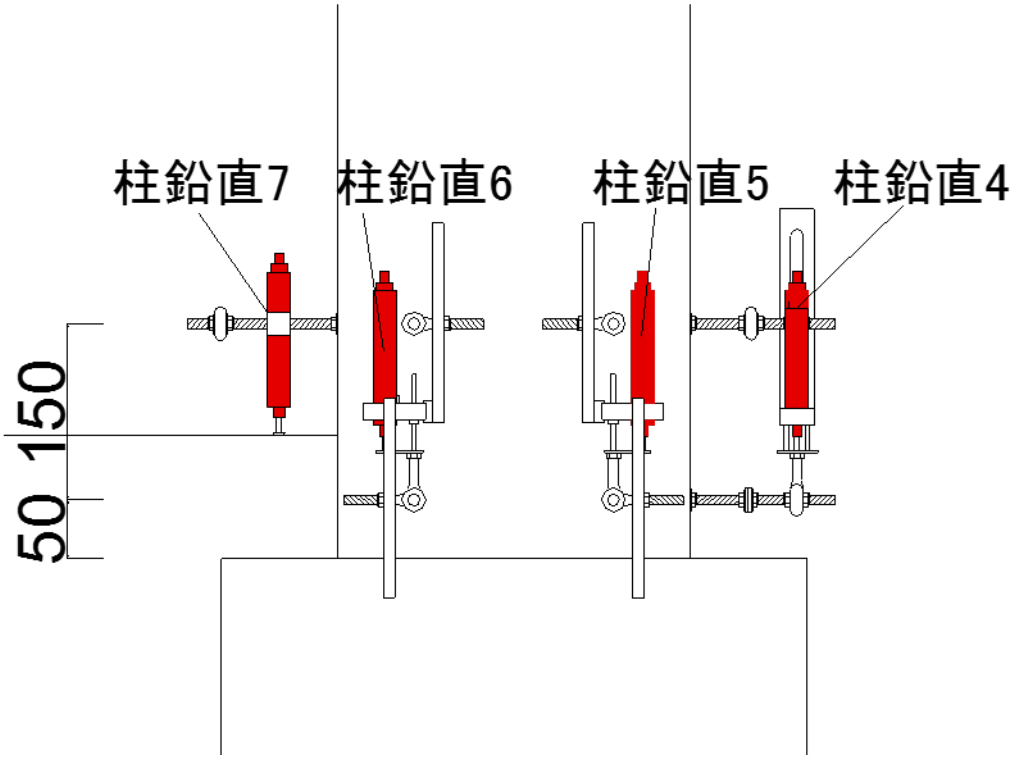
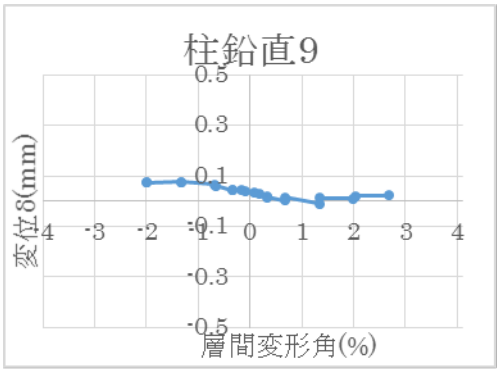
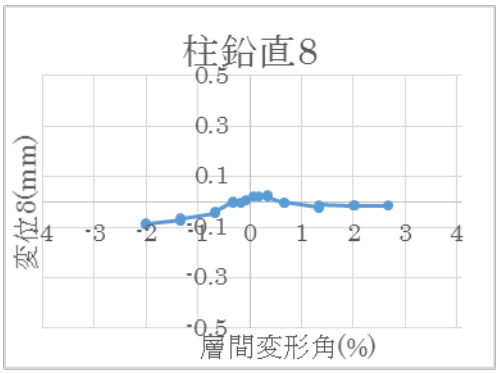
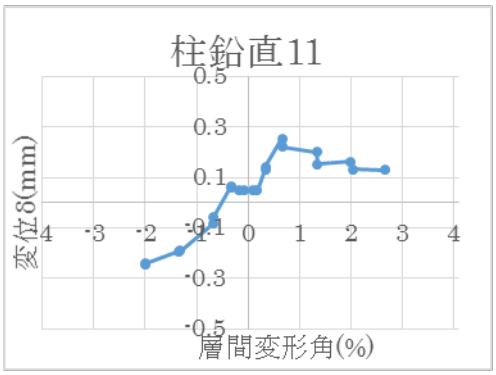
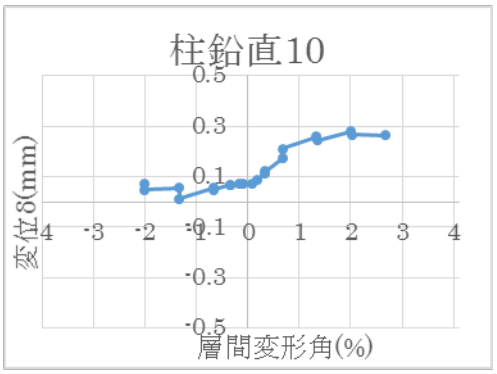


図 5.3.379 試験体 A-3　柱変位　層間変形角-変形関係 2









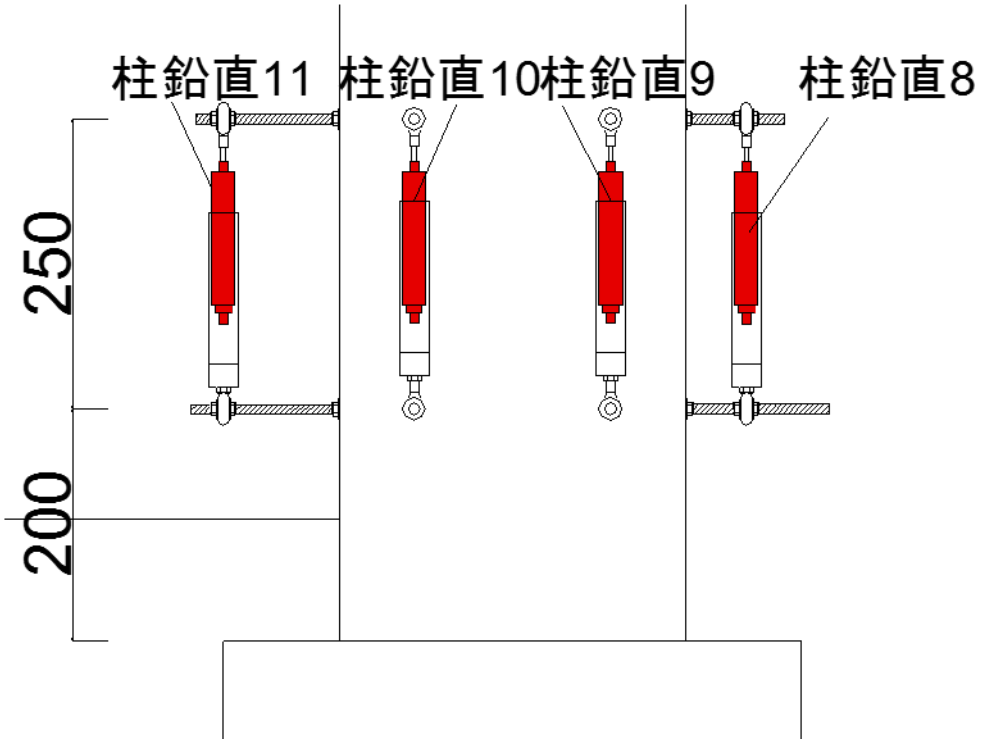


図 5.3.380 試験体 A-3　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(f)パイルキャップ変位

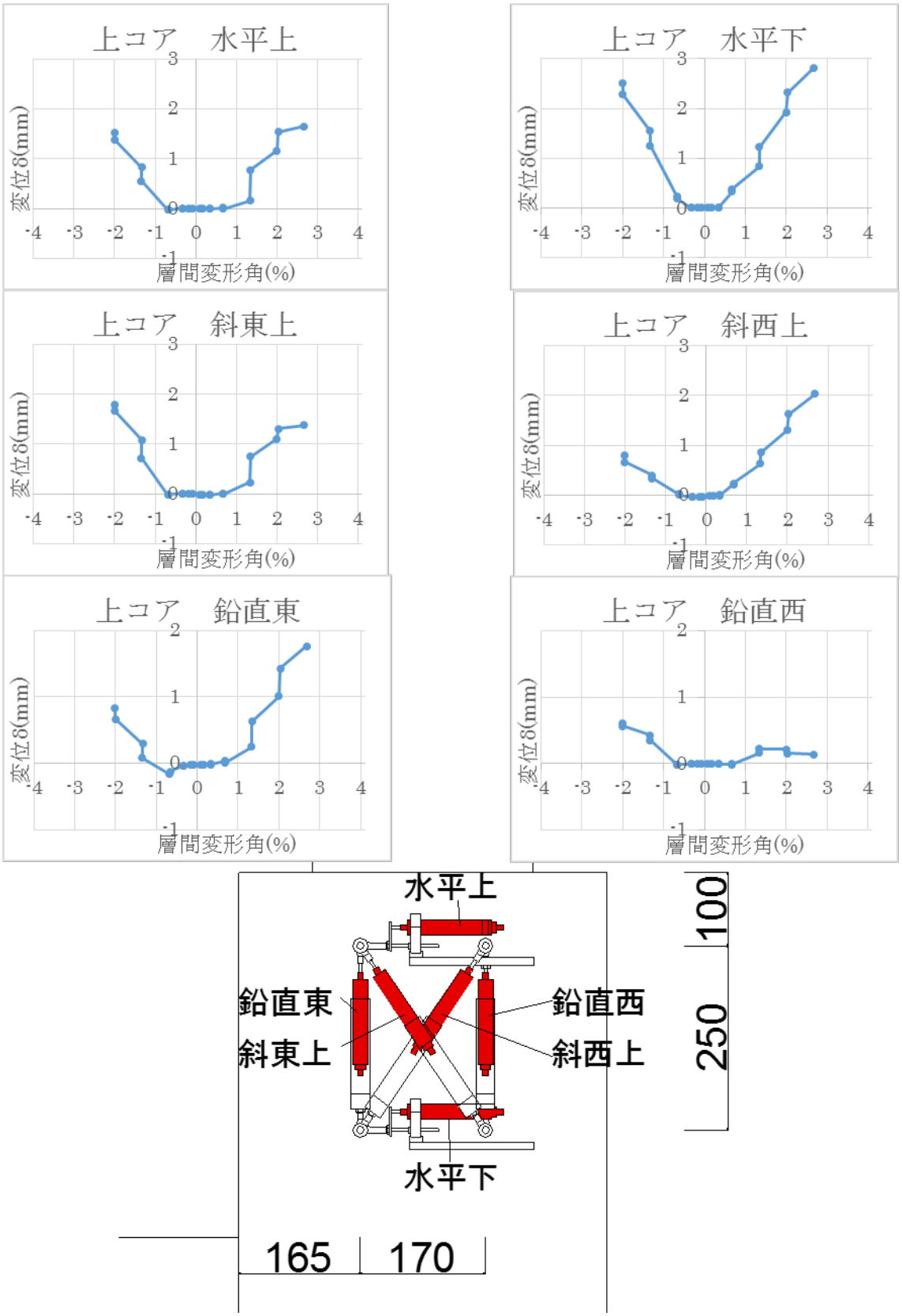


図 5.3.381 試験体 A-3　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

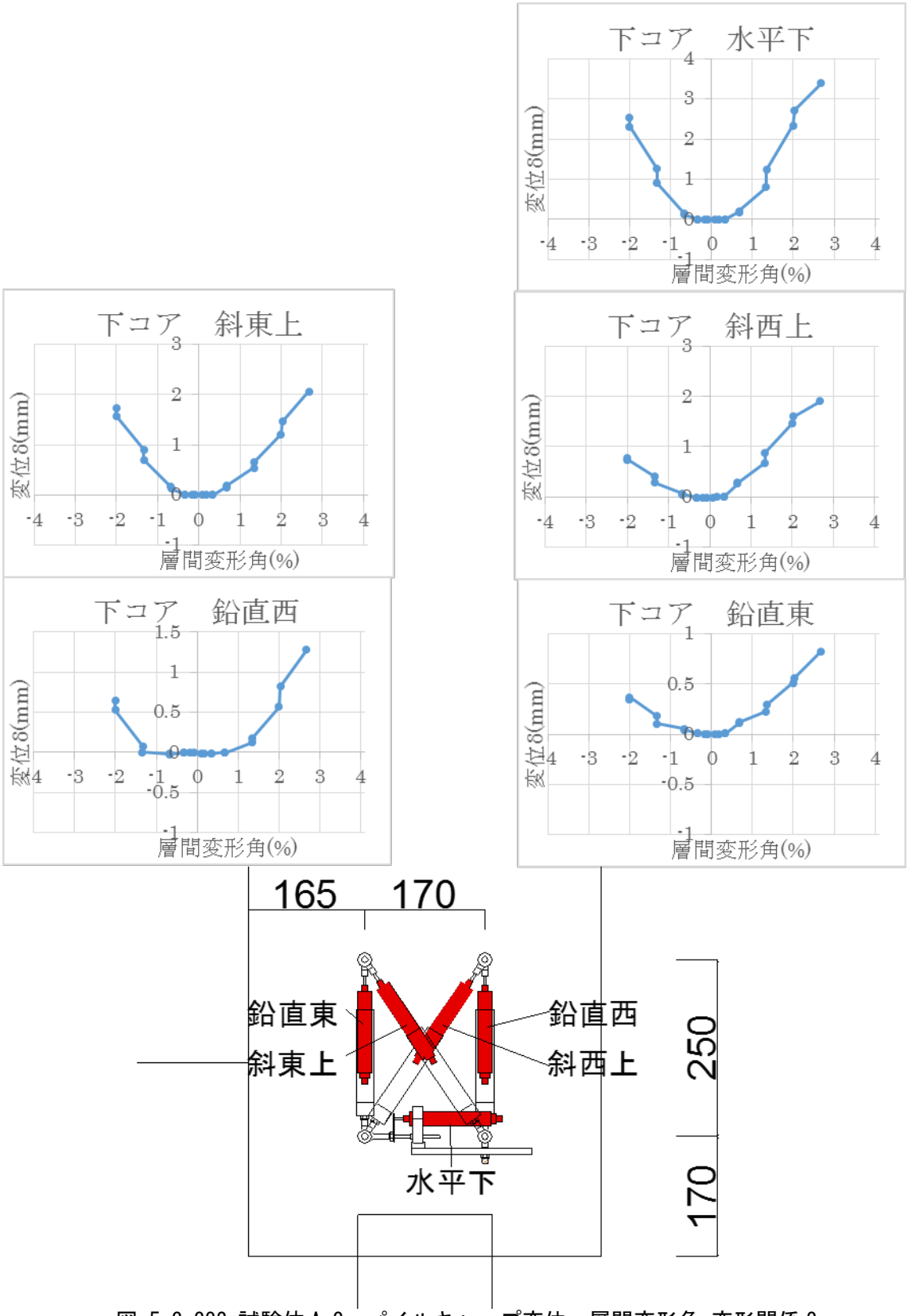
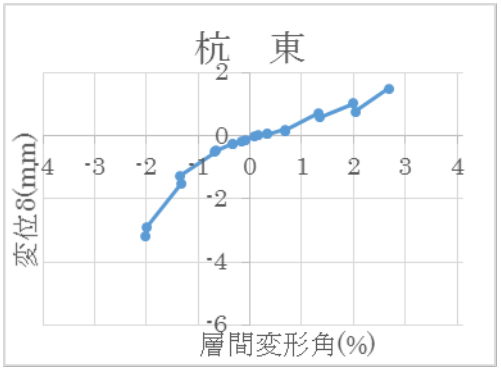
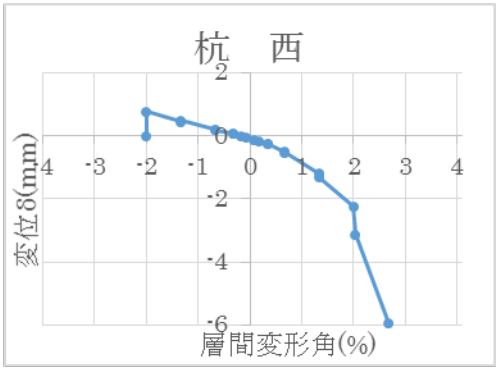


図 5.3.382 試験体 A-3　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

(g)杭変位





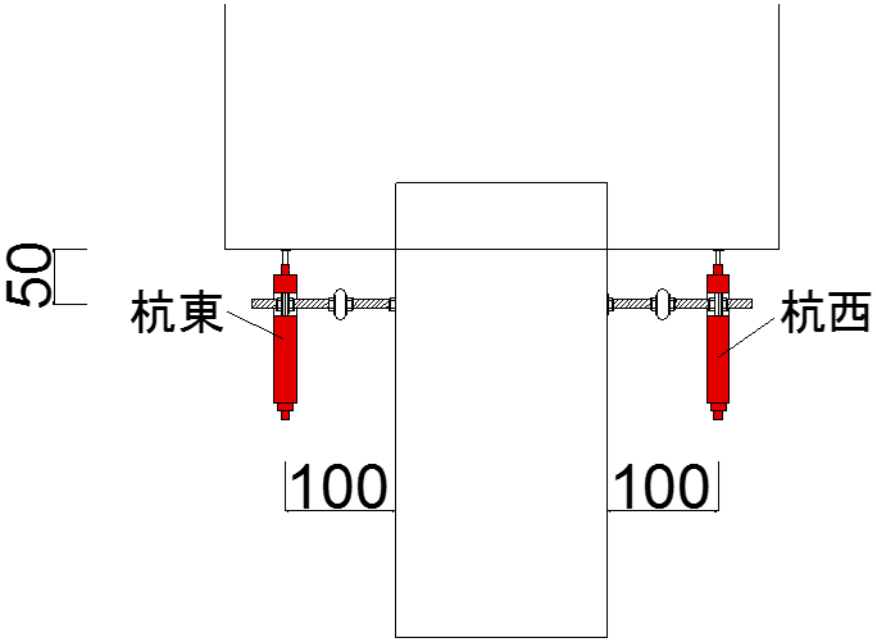


図 5.3.383 試験体 A-3　杭変位　層間変形角-変形関係

4)　試験体 B-1

(a)部材変位

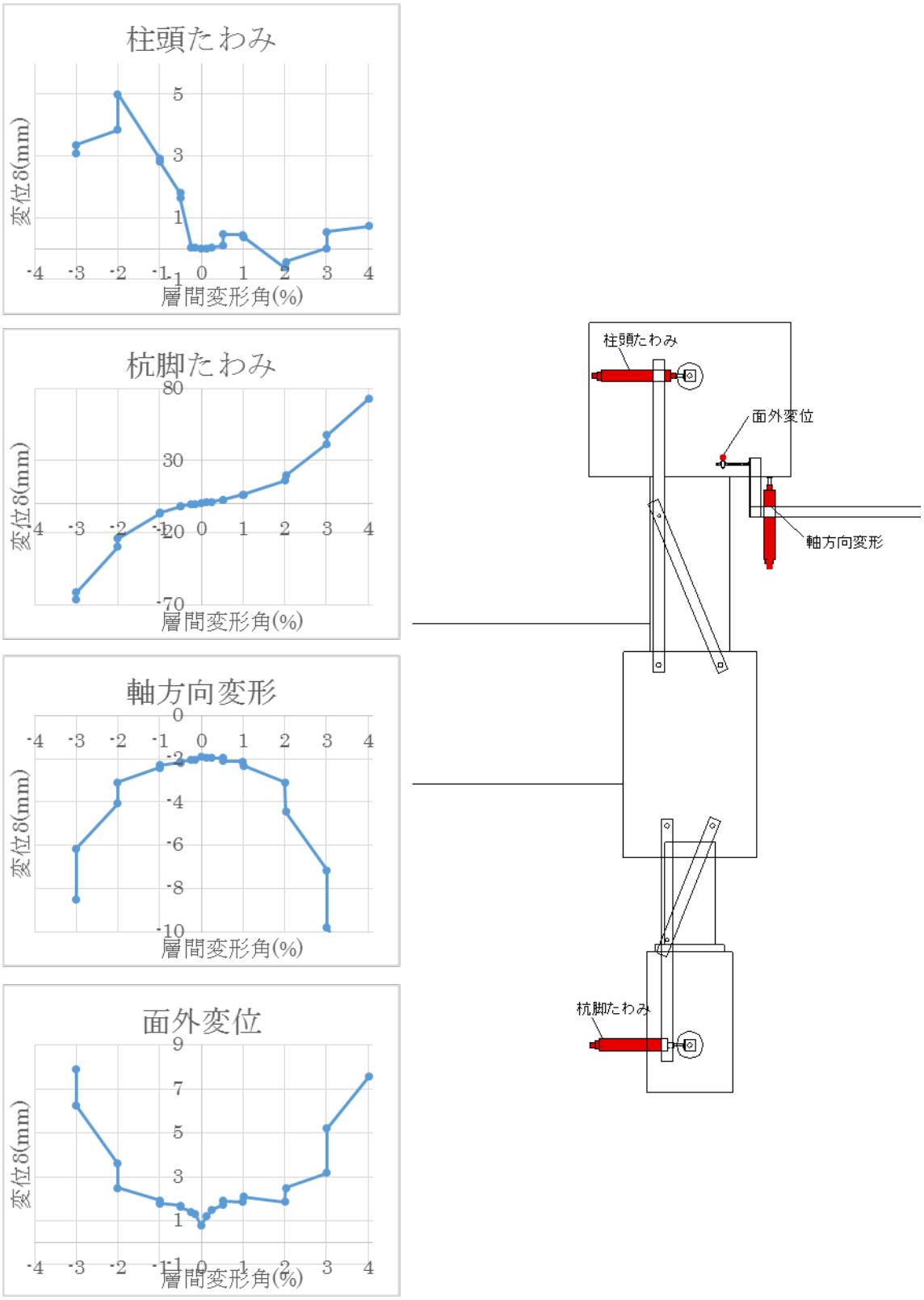
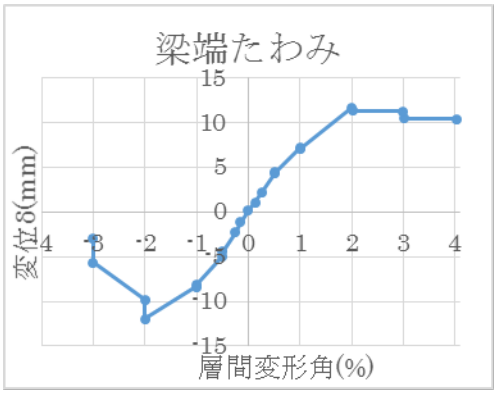
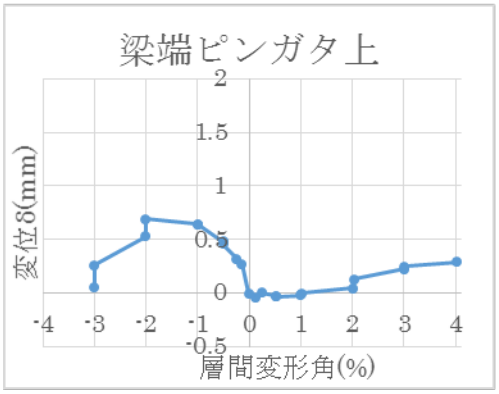
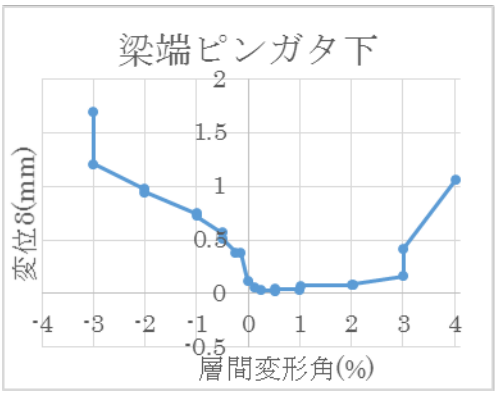


図 5.3.384 試験体 B-1　部材変位　層間変形角-変形関係 1







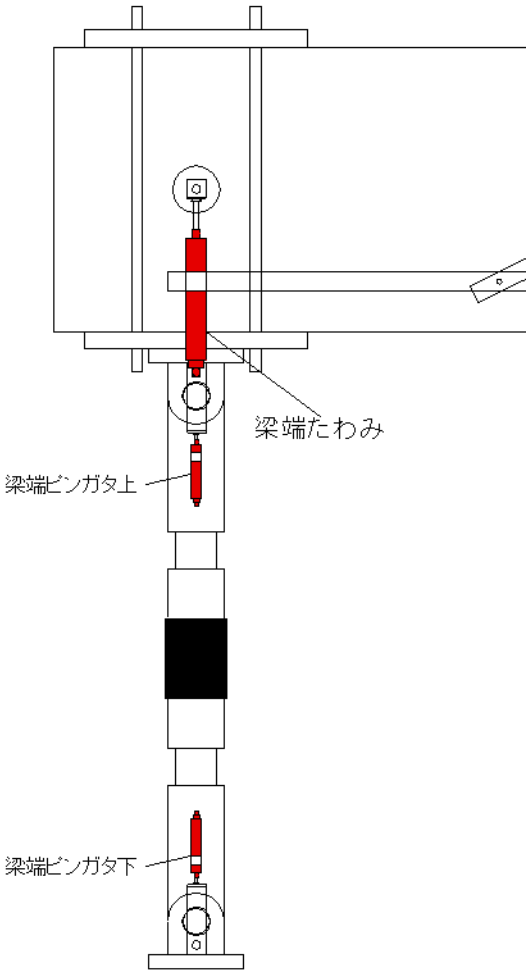


図 5.3.385 試験体 B-1　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b)部材絶対変位

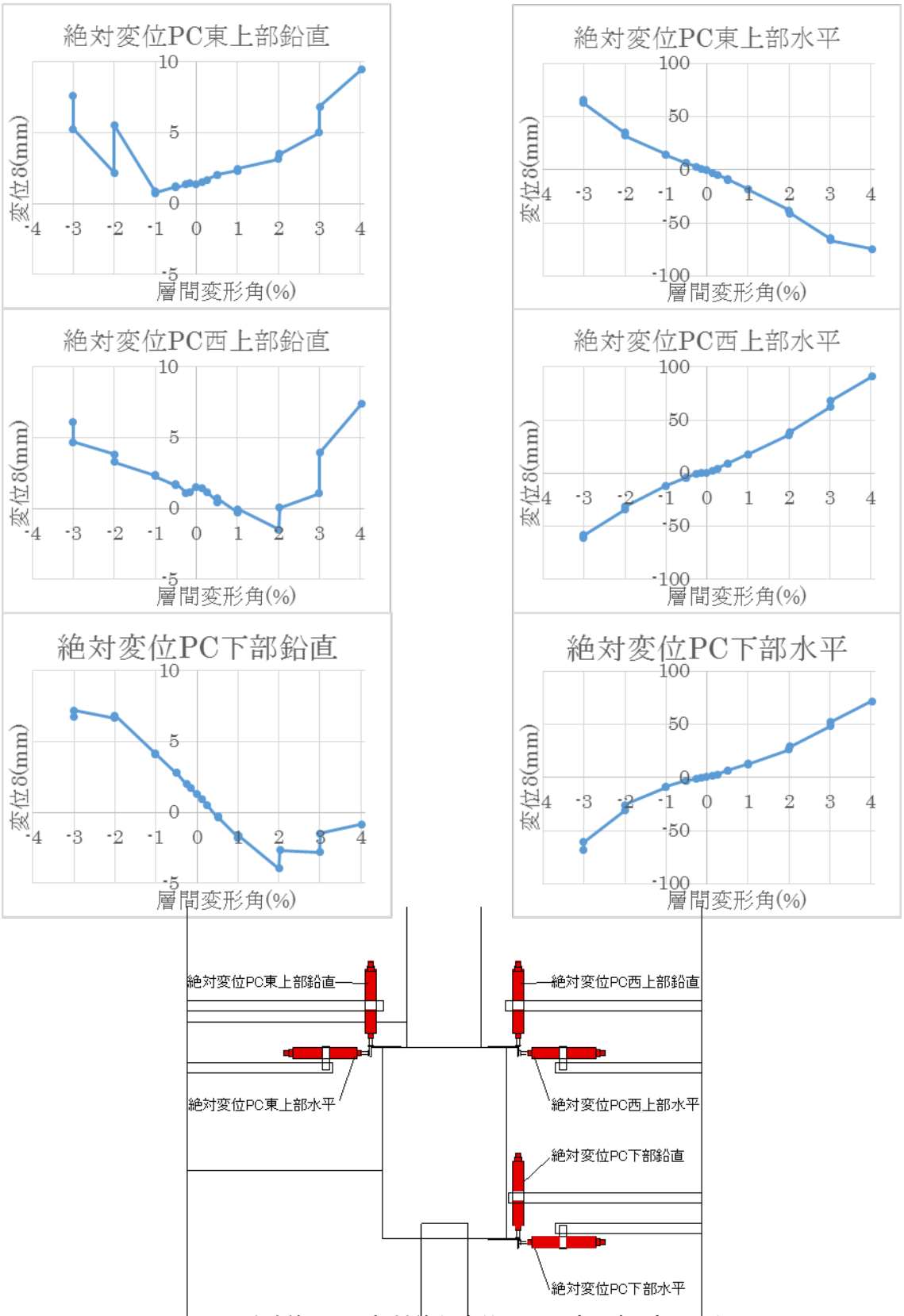


図 5.3.386 試験体 B-1　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

(c) 基礎梁変位

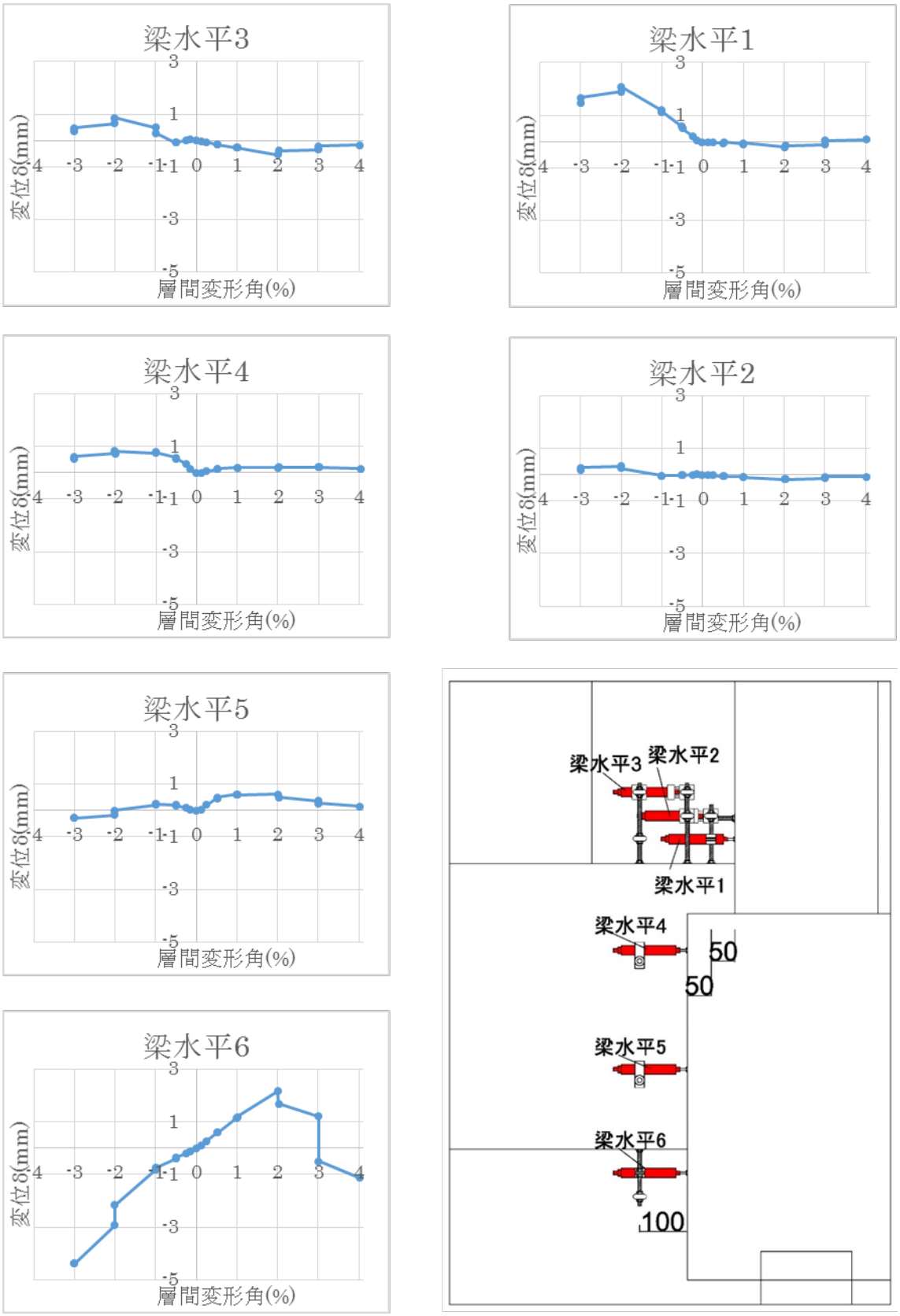


図 5.3.387 試験体 B-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

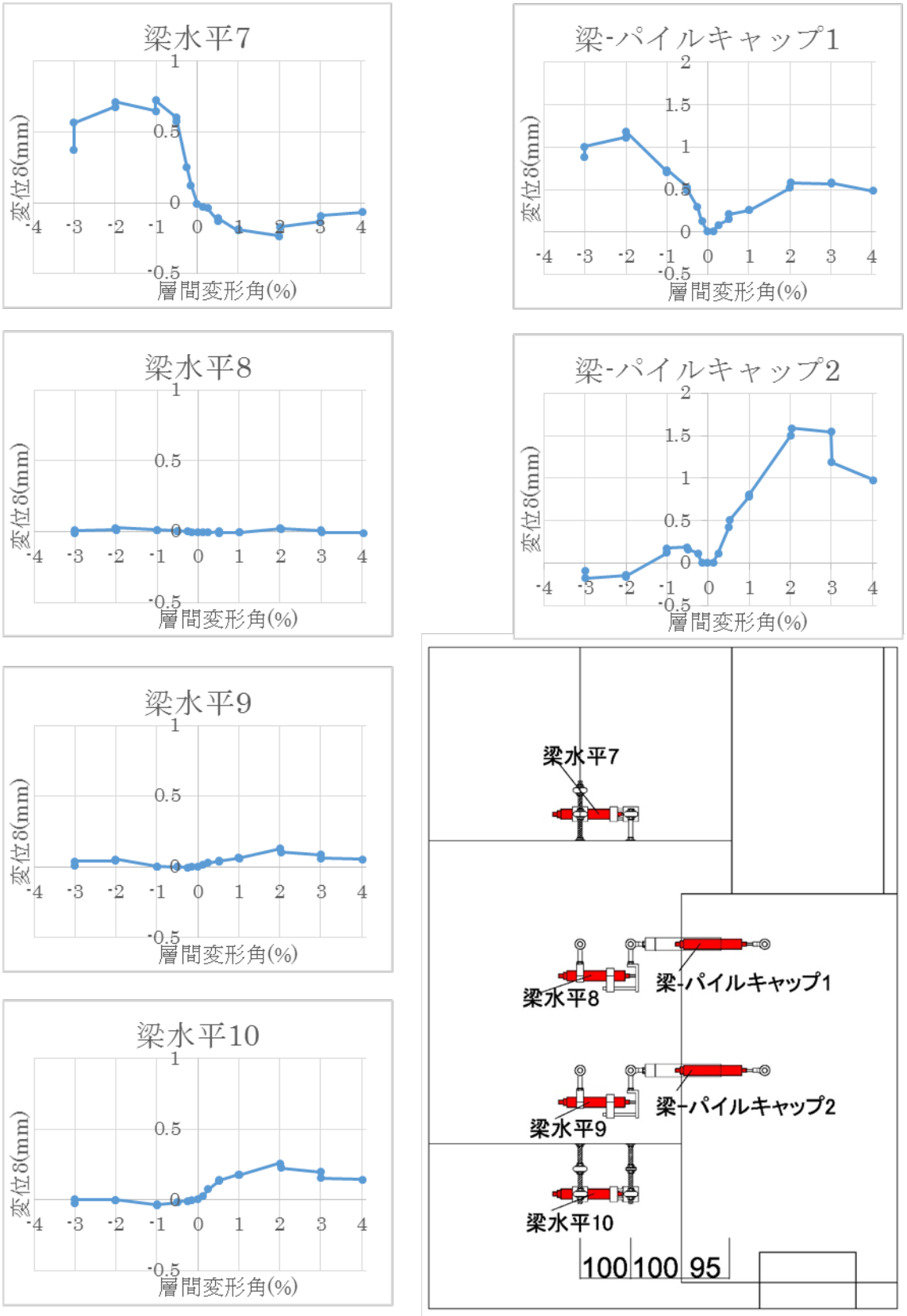


図 5.3.388 試験体 B-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2

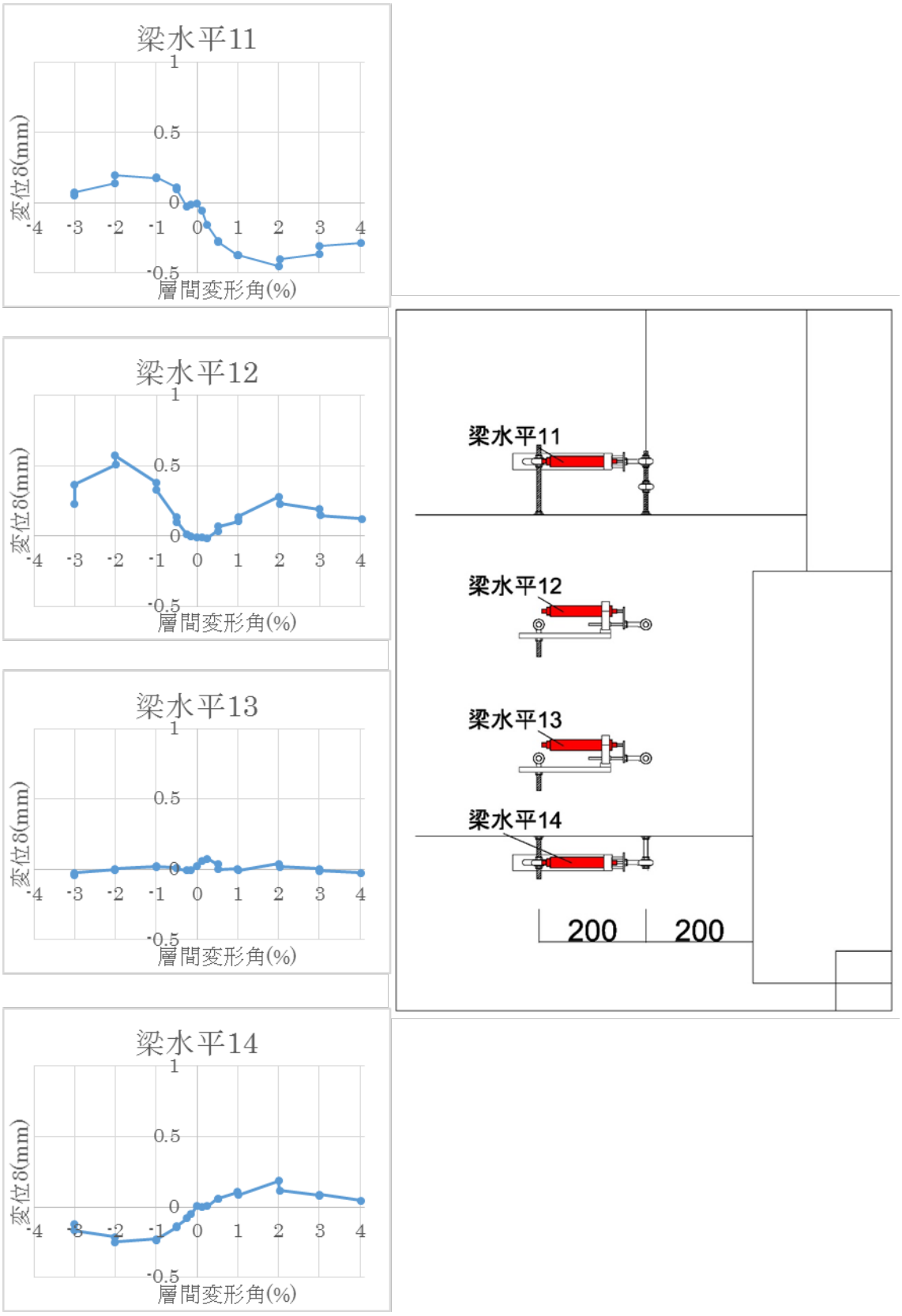


図 5.3.389 試験体 B-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位

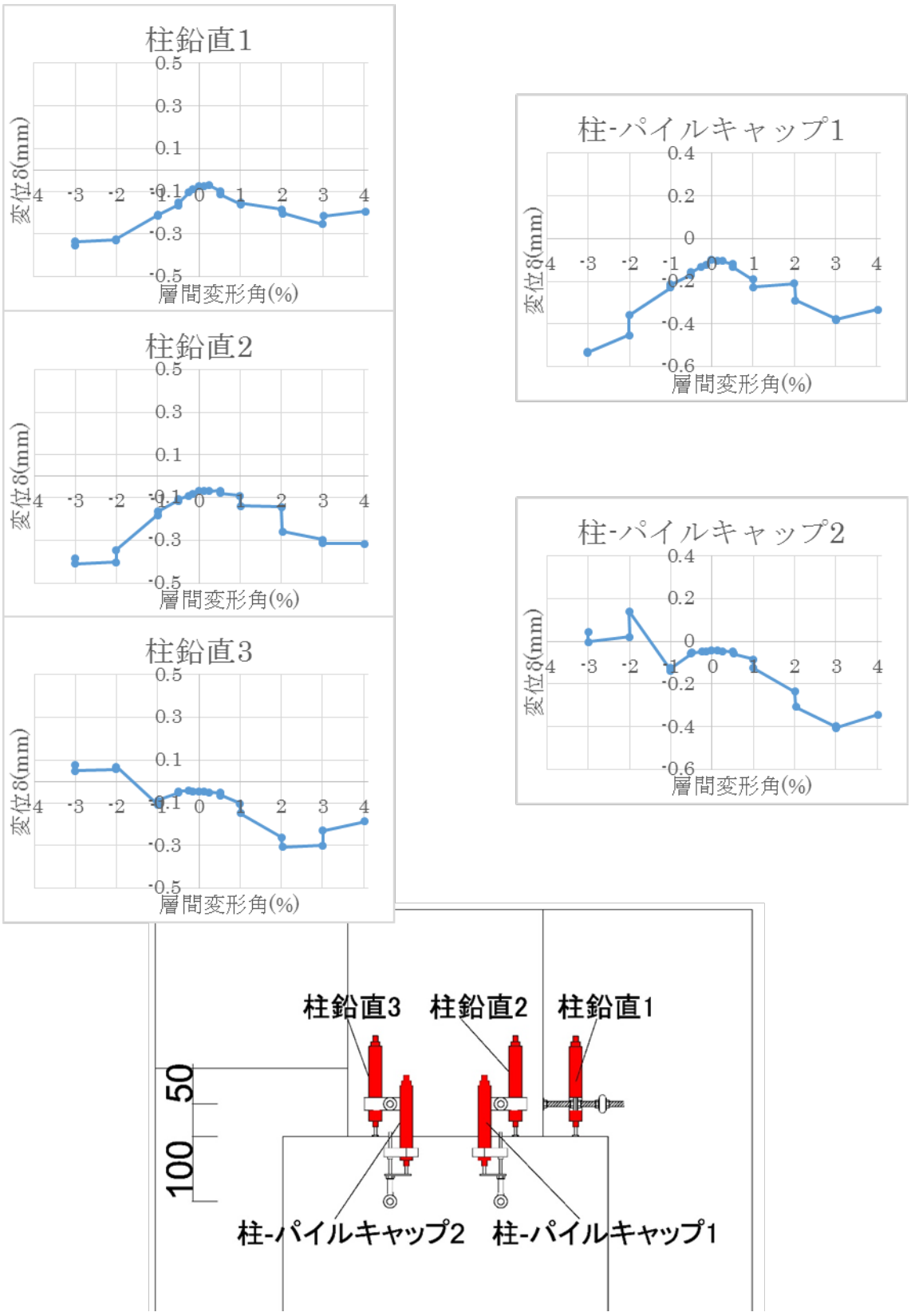
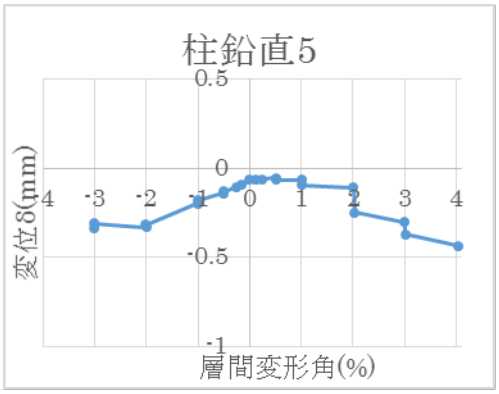
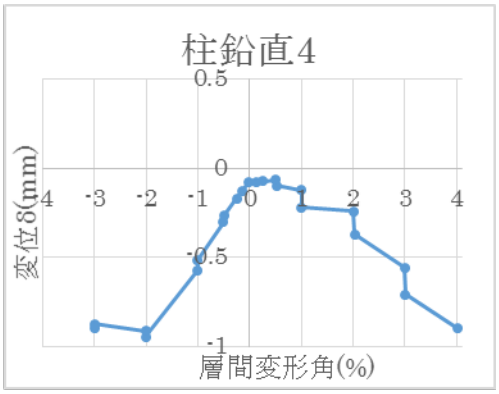
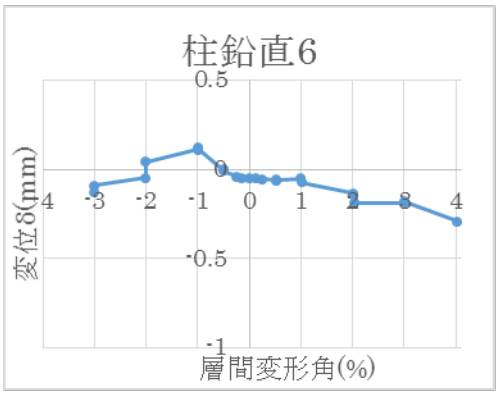


図 5.3.390 試験体 B-1　柱変位　層間変形角-変形関係 1







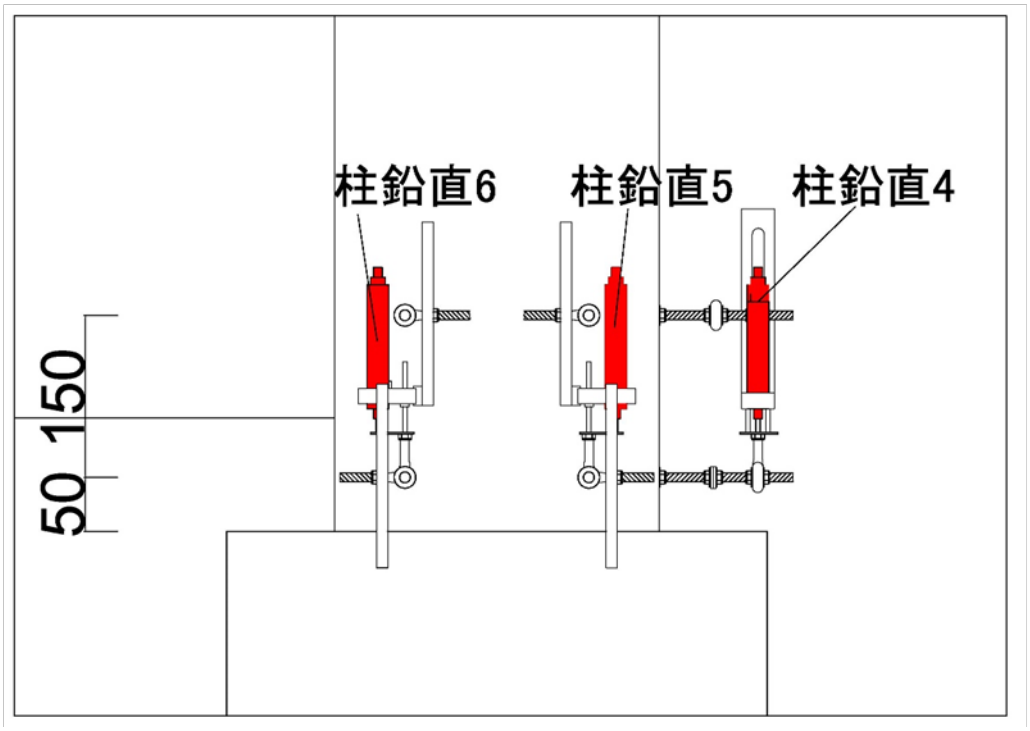


図 5.3.391 試験体 B-1　柱変位　層間変形角-変形関係 2

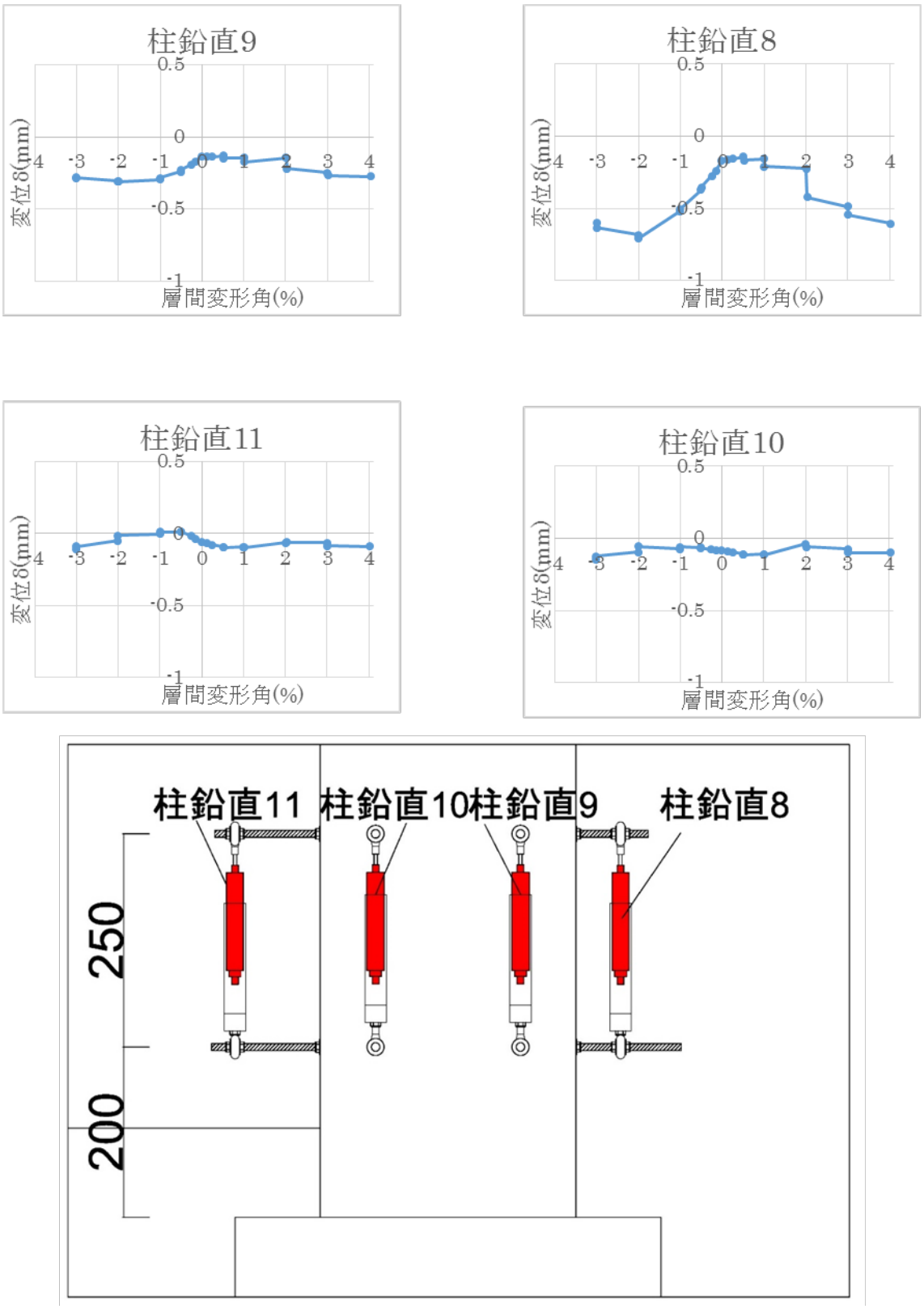


図 5.3.392 試験体 B-1　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位

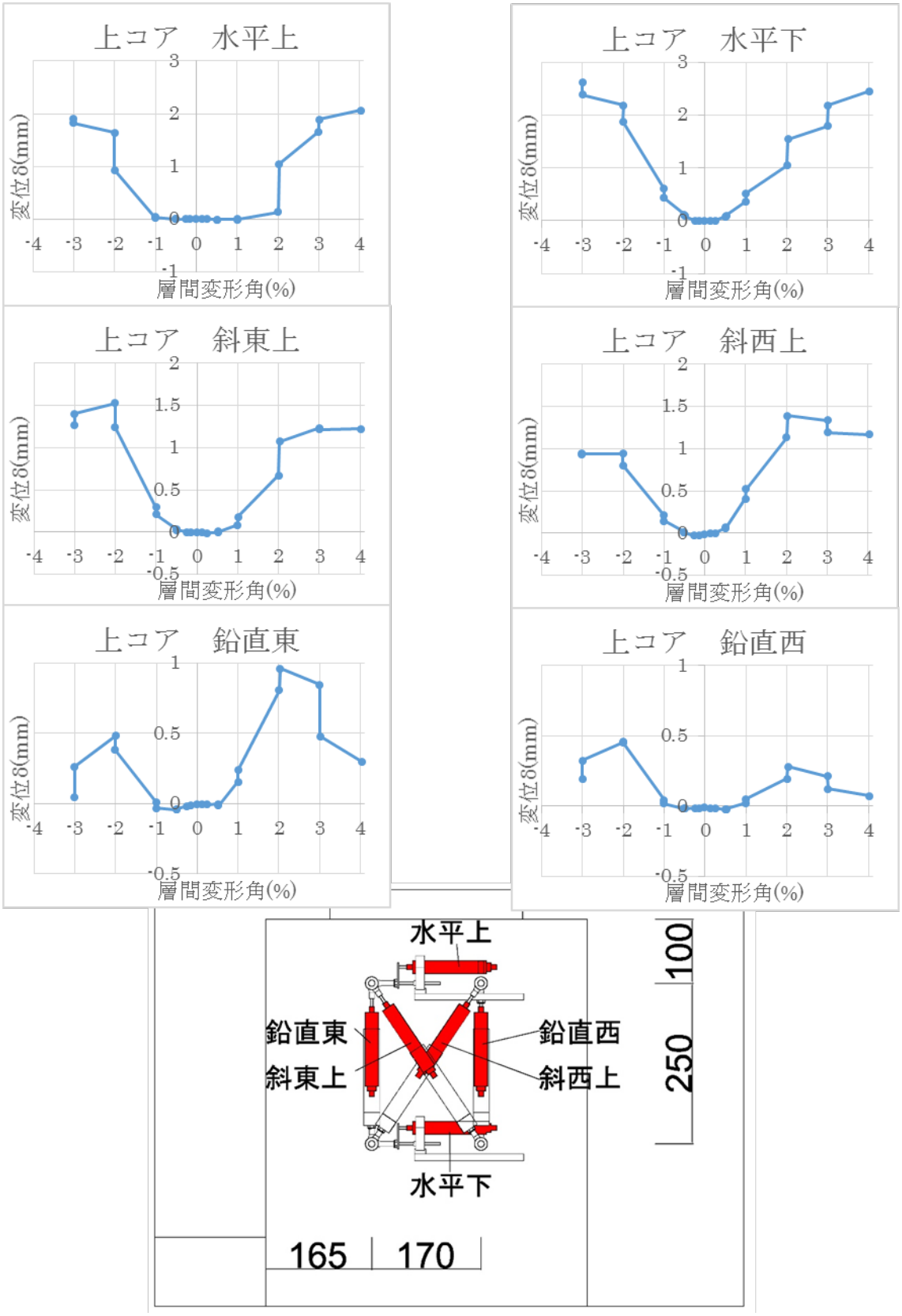


図 5.3.393 試験体 B-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

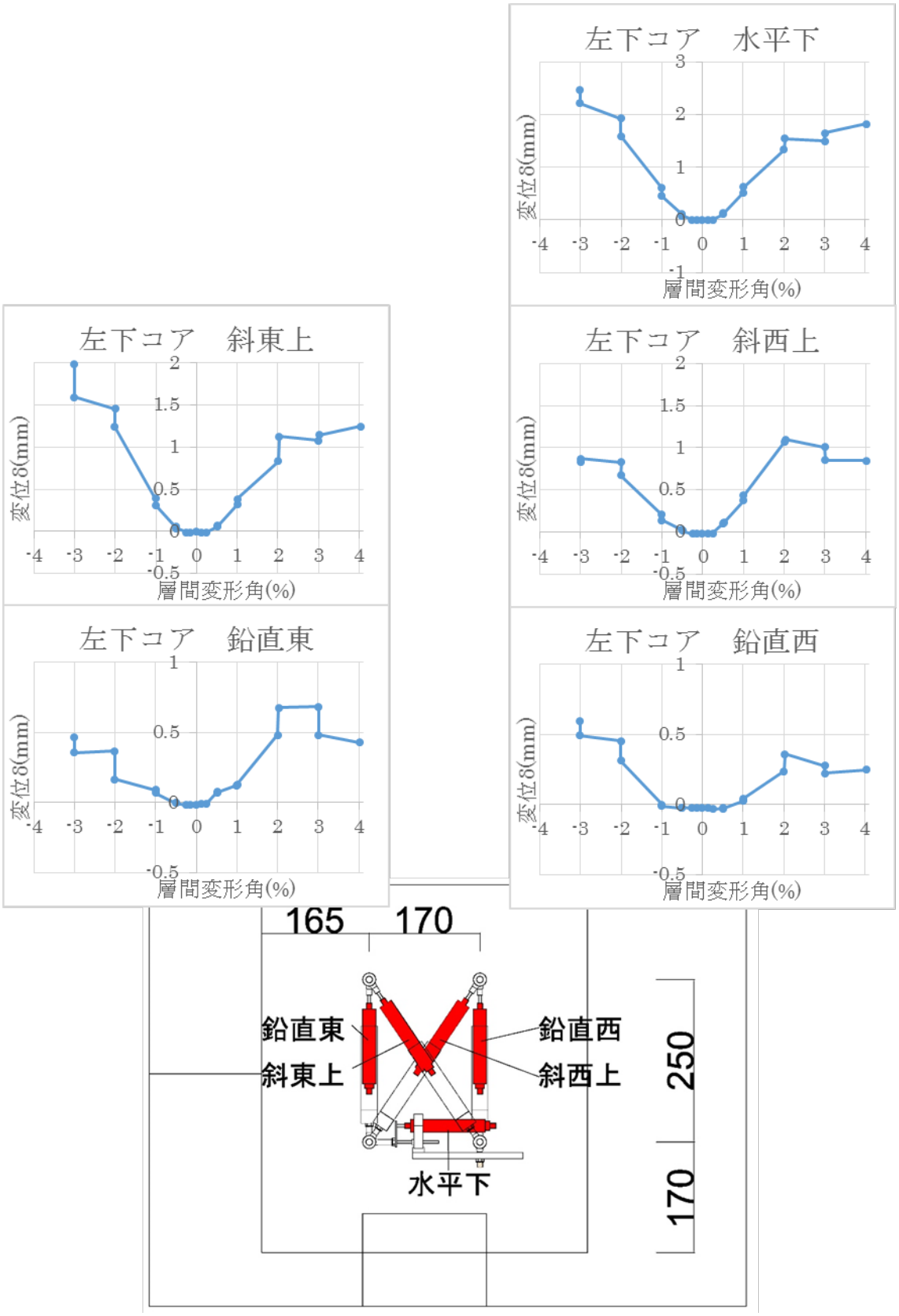
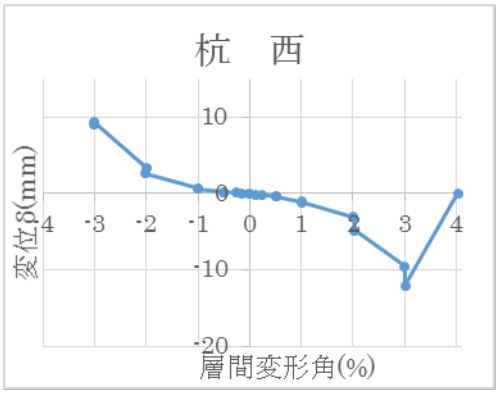
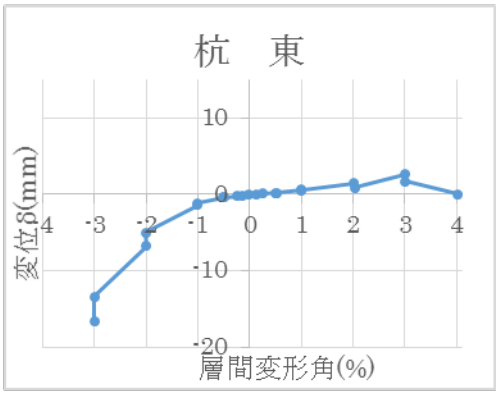


図 5.3.394 試験体 B-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

(f)杭鉛直変位





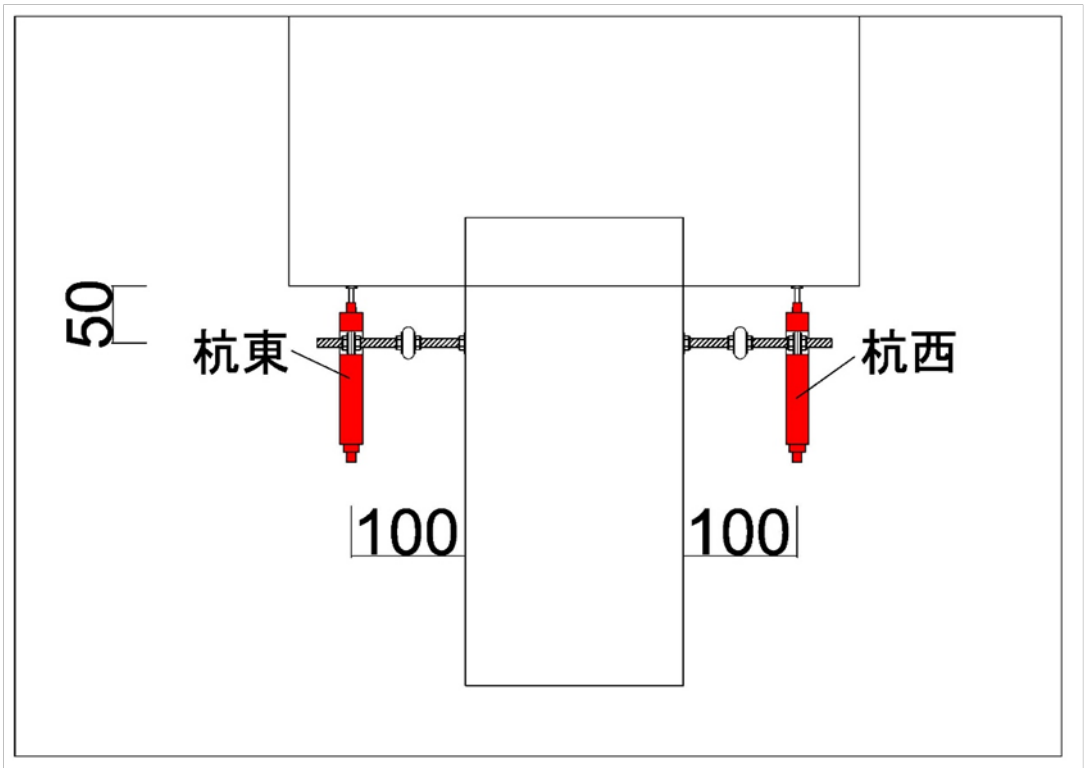


図 5.3.395 試験体 B-1　杭変位　層間変形角-変形関係

(g)袖壁変位

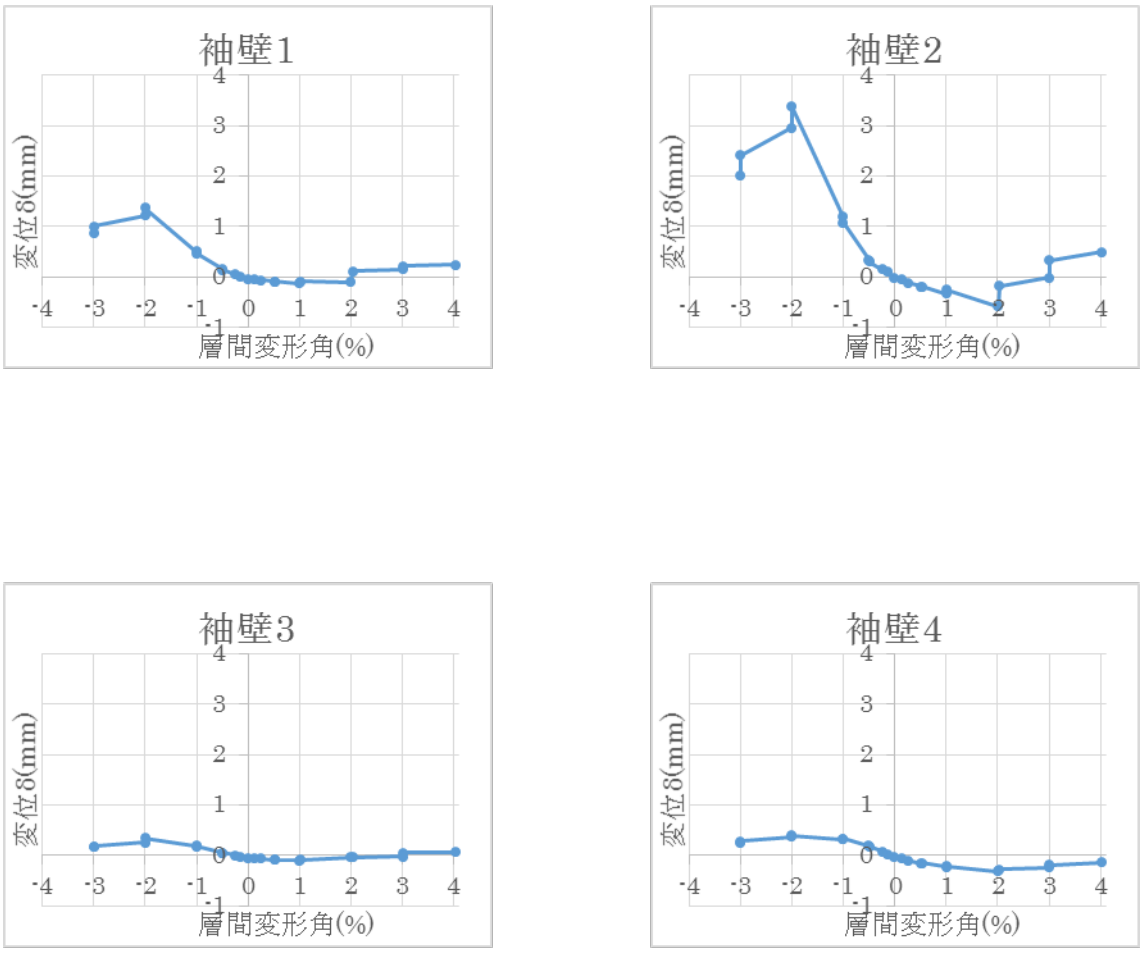
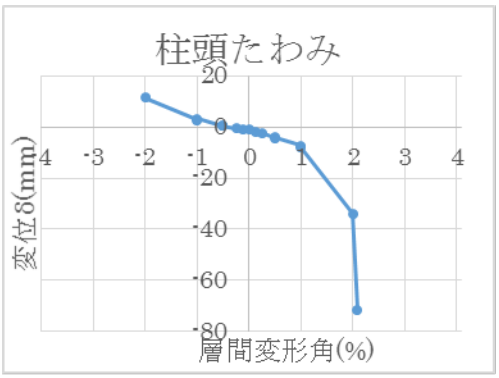
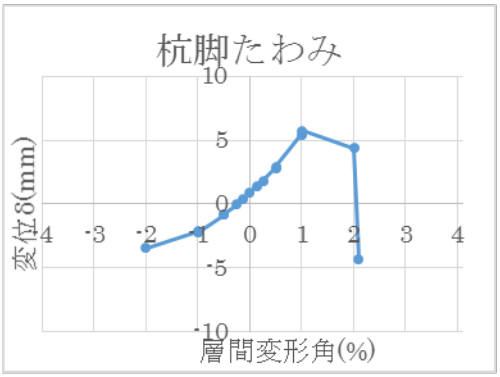


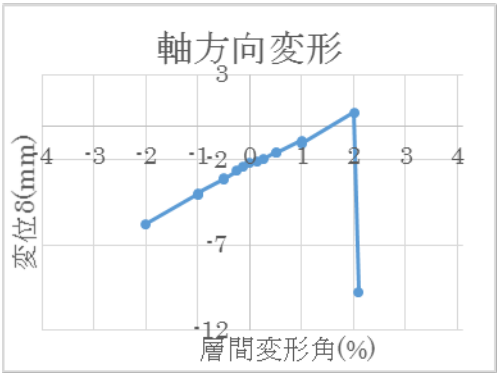
図 5.3.396 試験体 B-1　袖壁変位　層間変形角-変形関係

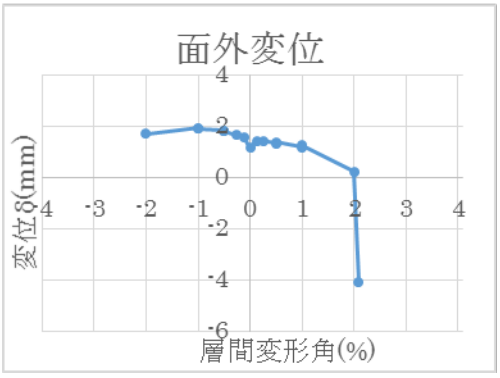
5)　試験体 C-1

(a)部材変位









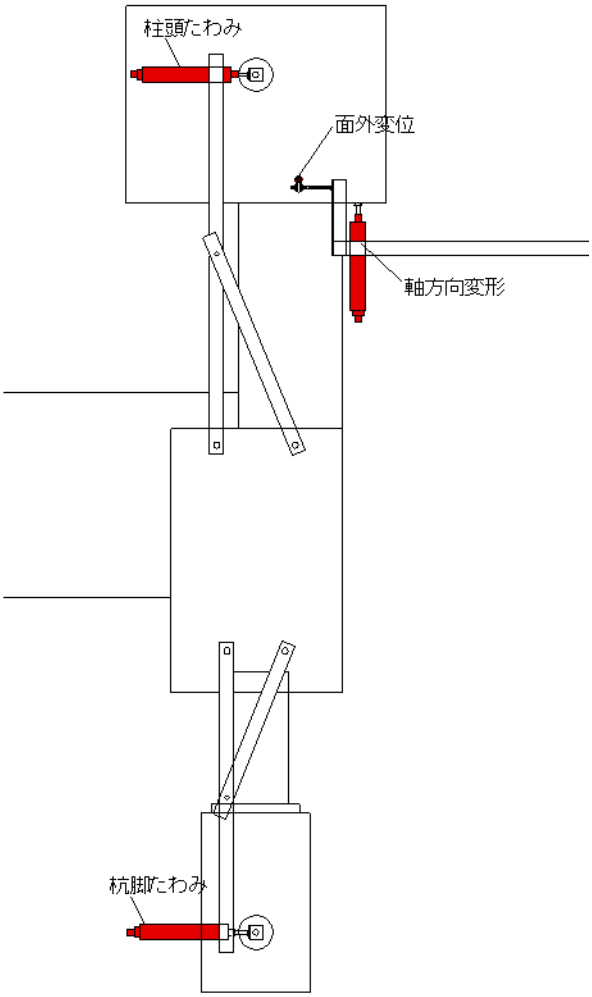
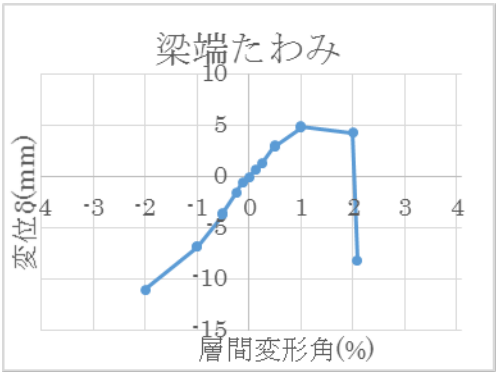
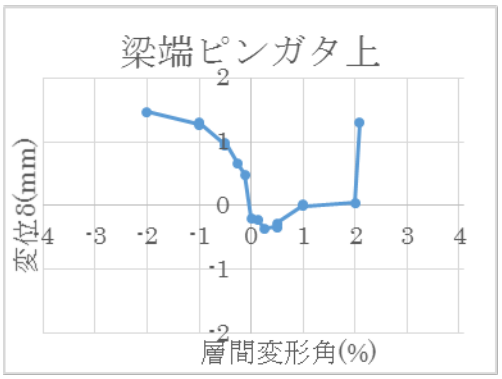
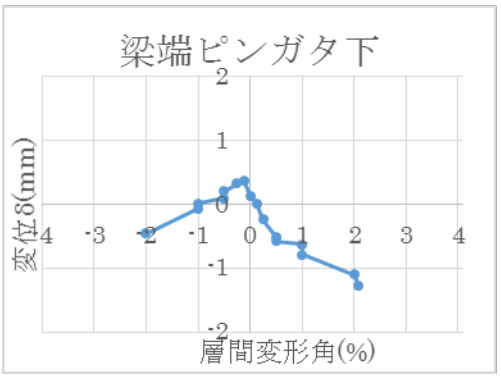


図 5.3.397 試験体 C-1　部材変位　層間変形角-変形関係 1







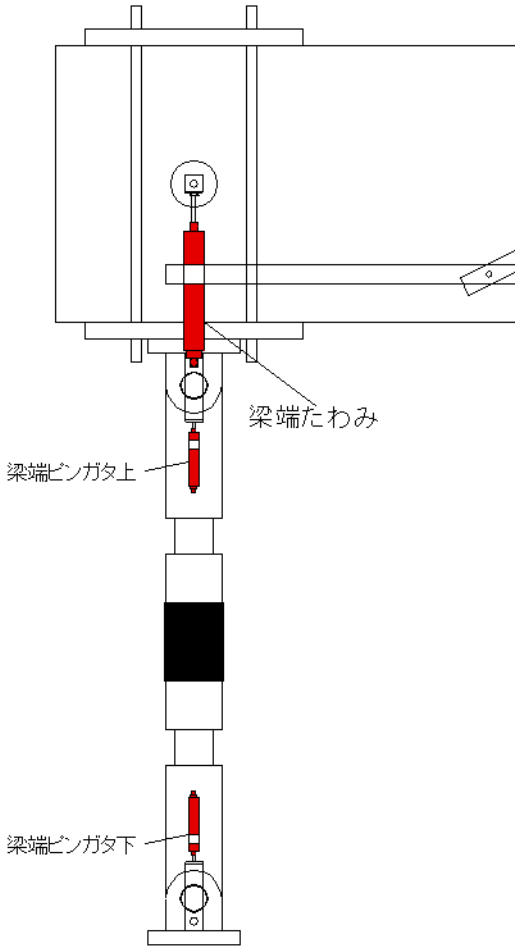
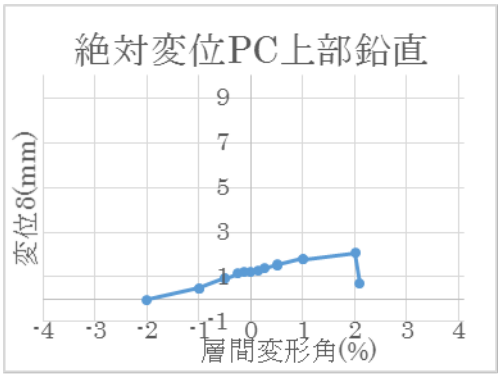
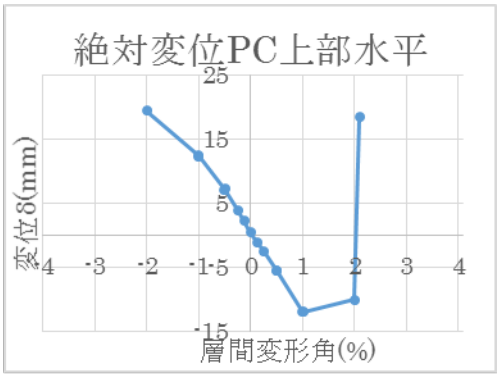
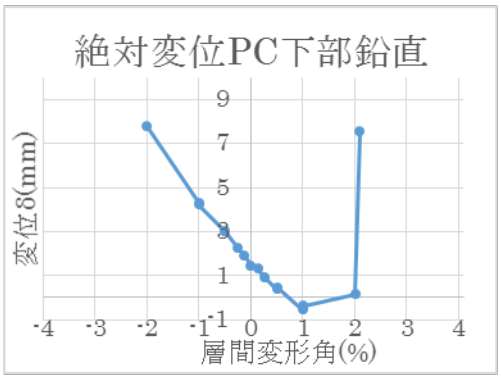


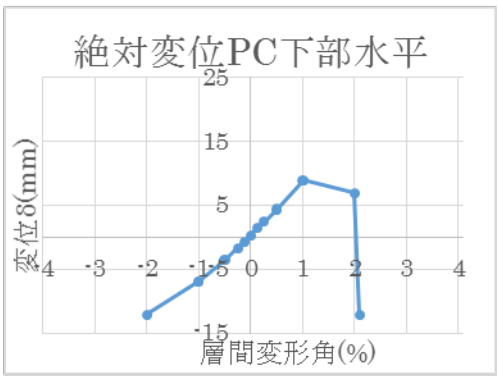
図 5.3.398 試験体 C-1　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b)部材絶対変位









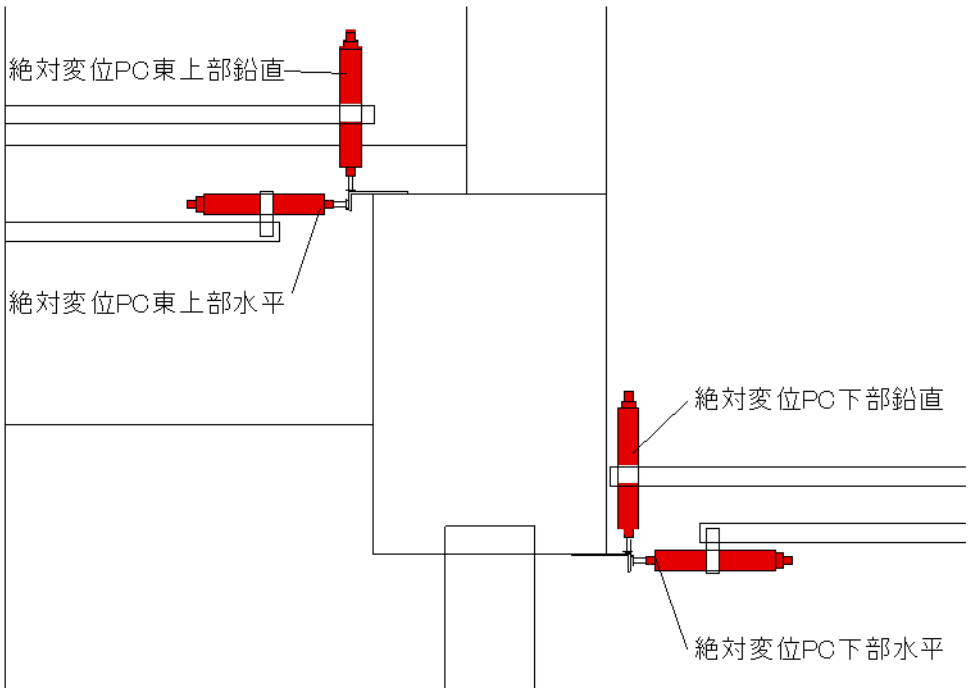


図 5.3.399 試験体 C-1　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

(c) 基礎梁変位

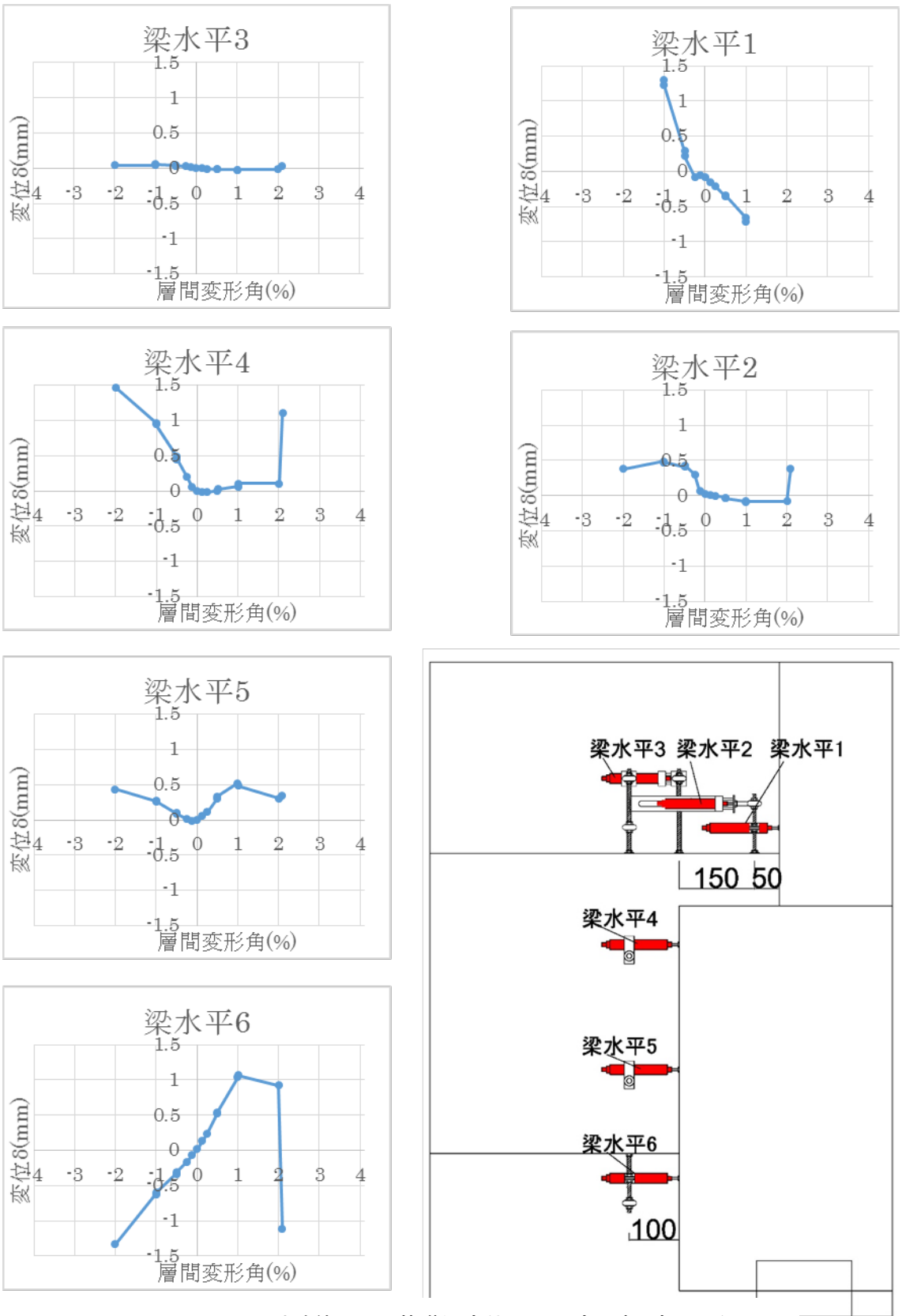


図 5.3.400 試験体 C-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

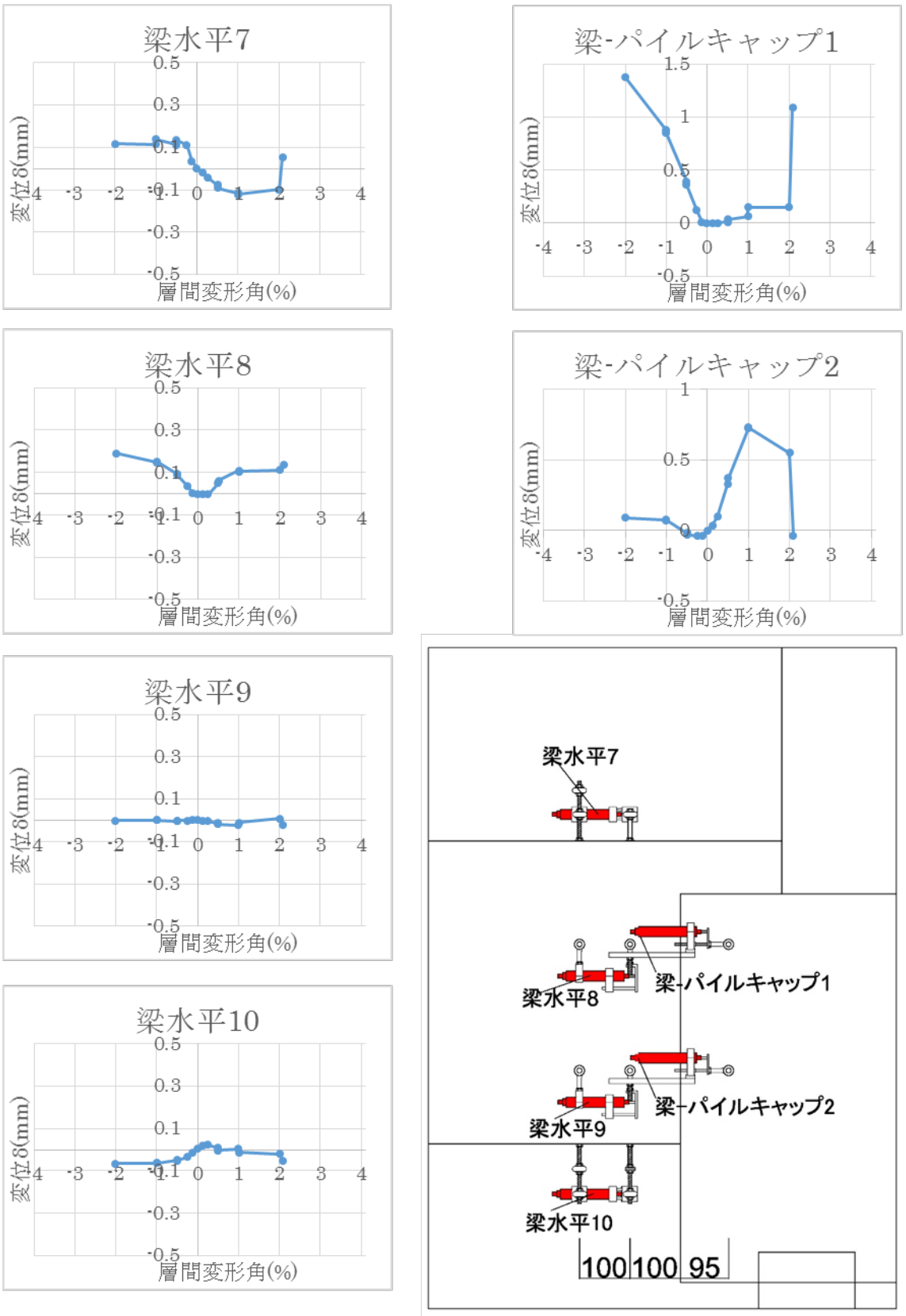
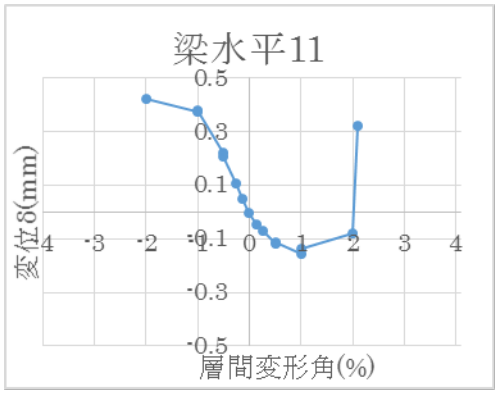
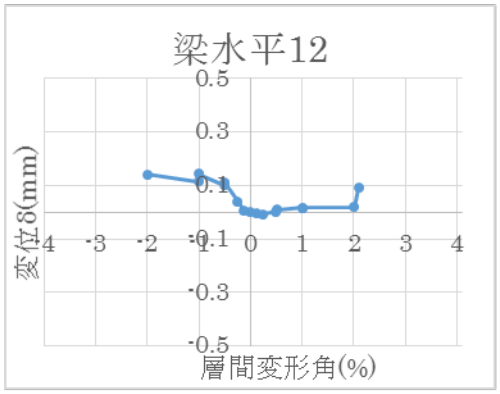
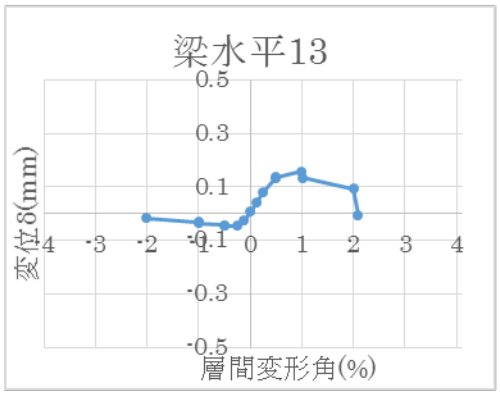
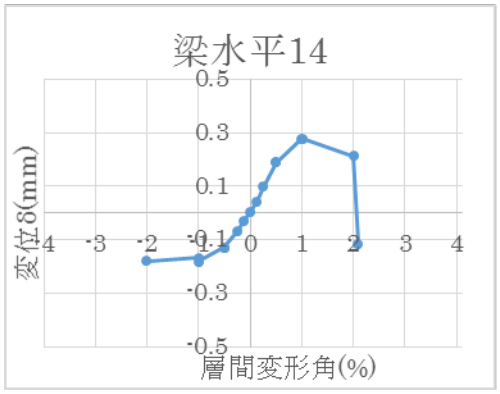


図 5.3.401 試験体 C-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2









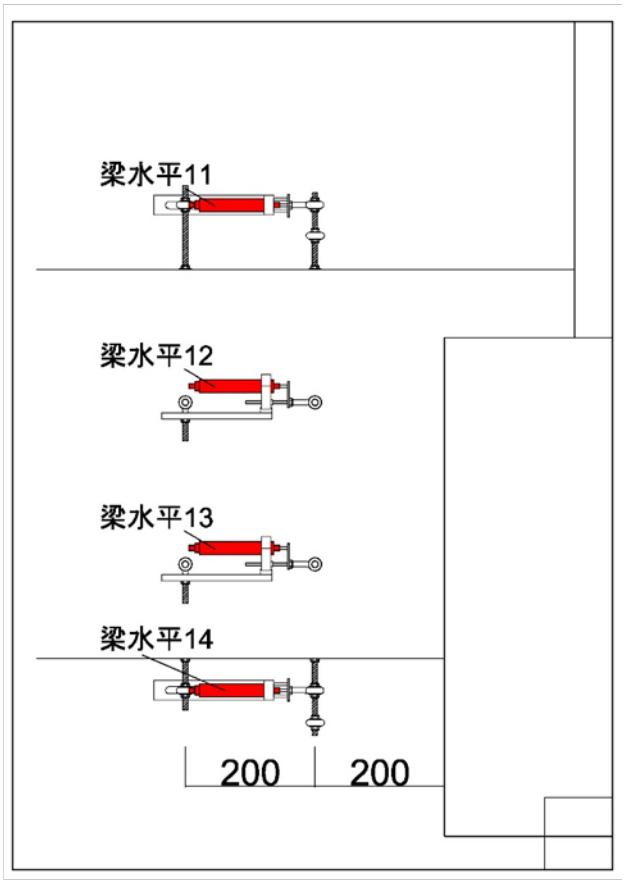
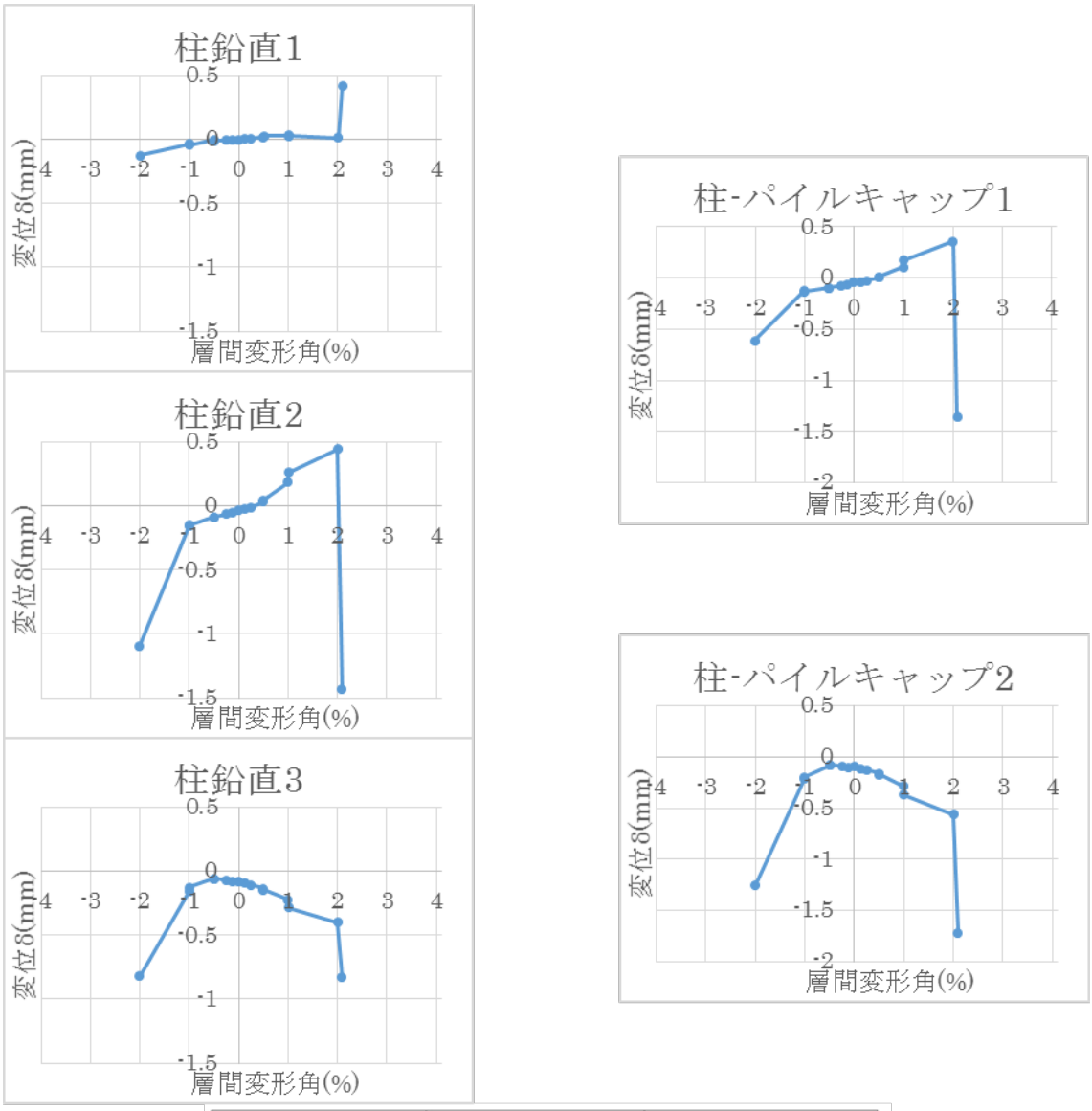


図 5.3.402 試験体 C-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位



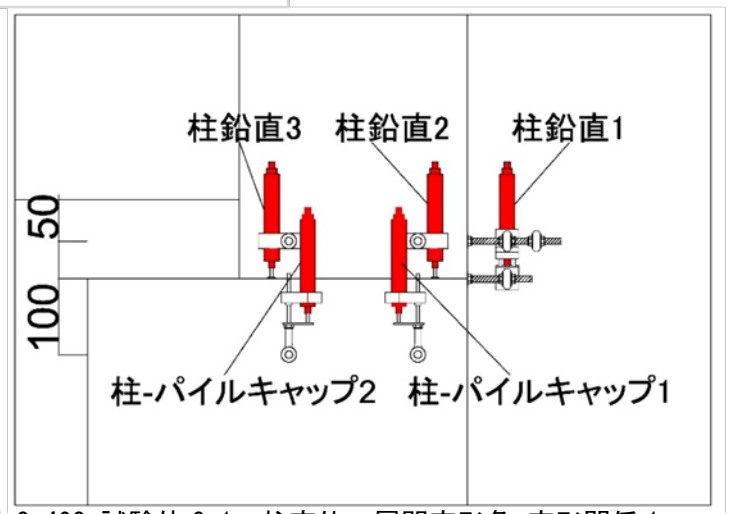


図 5.3.403 試験体 C-1　柱変位　層間変形角-変形関係 1

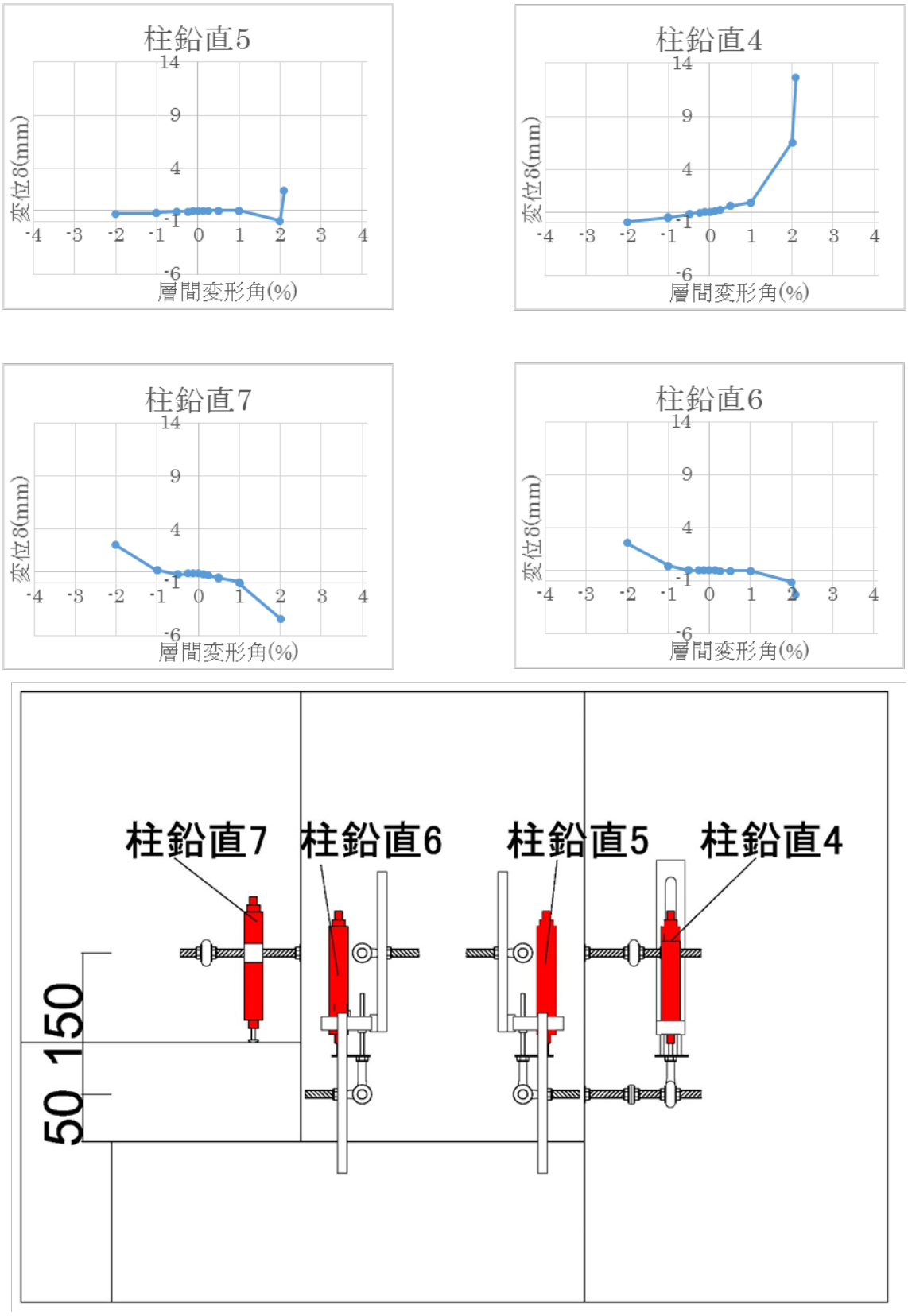


図 5.3.404 試験体 C-1　柱変位　層間変形角-変形関係 2

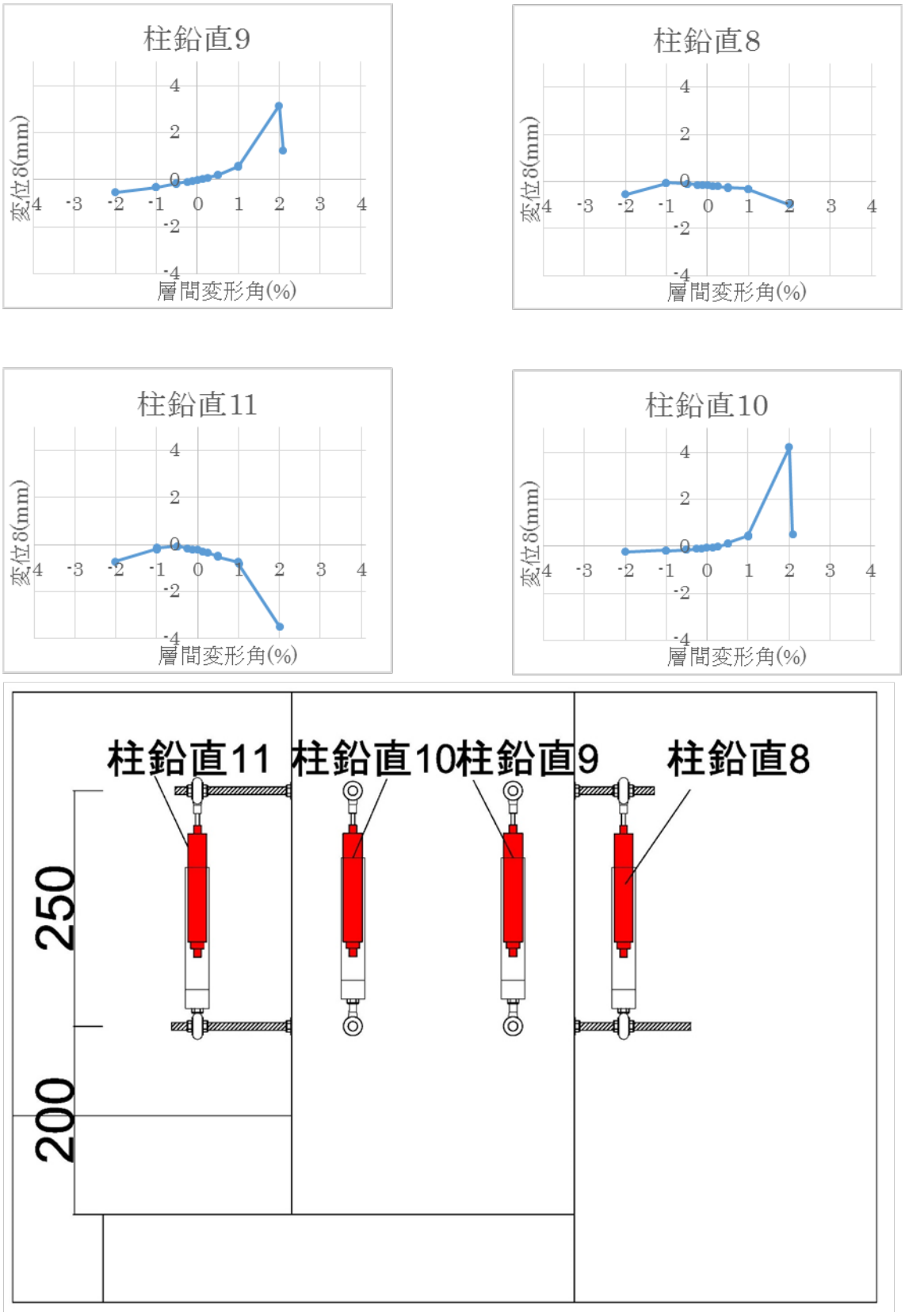
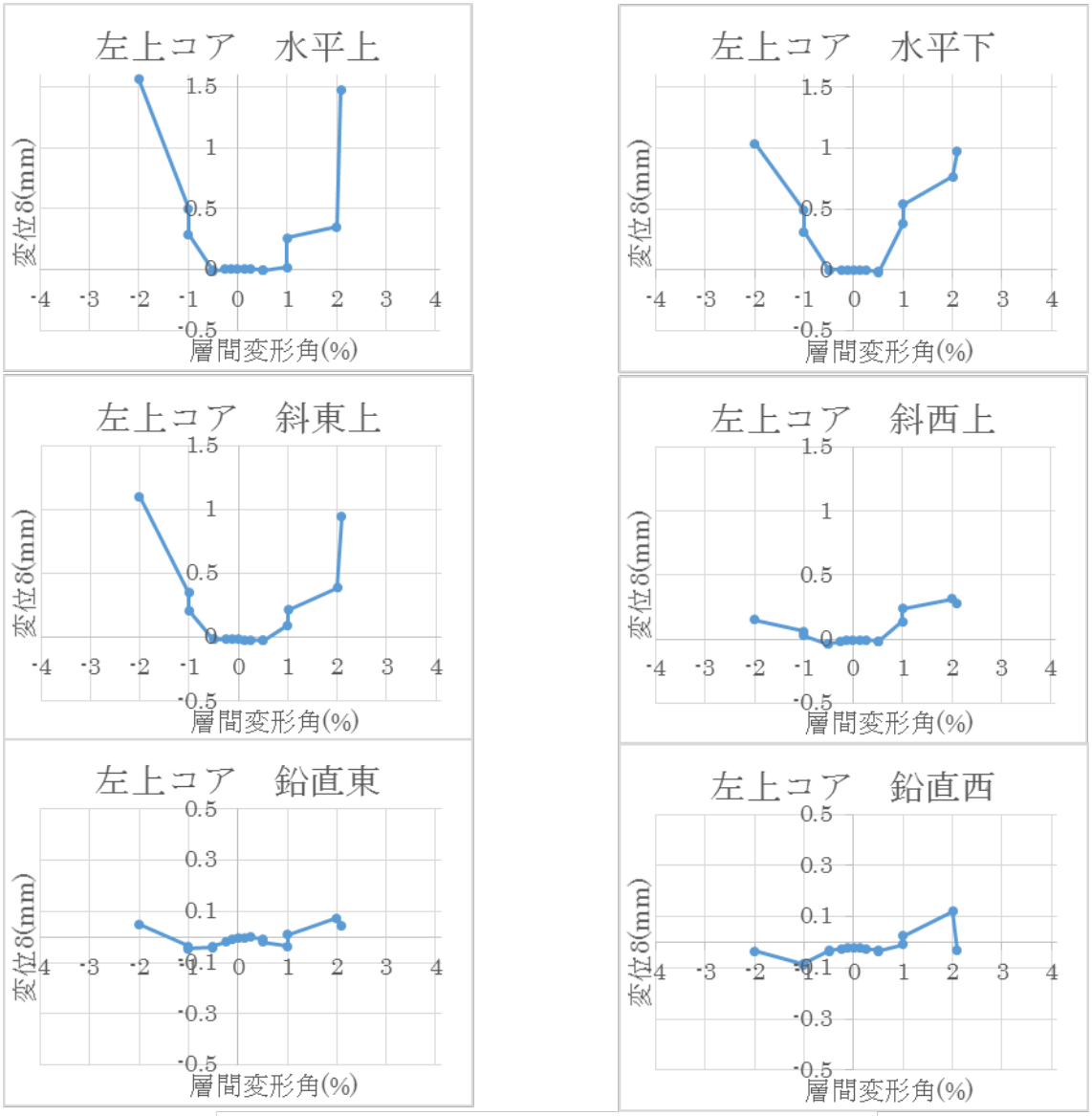


図 5.3.405 試験体 C-1　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位



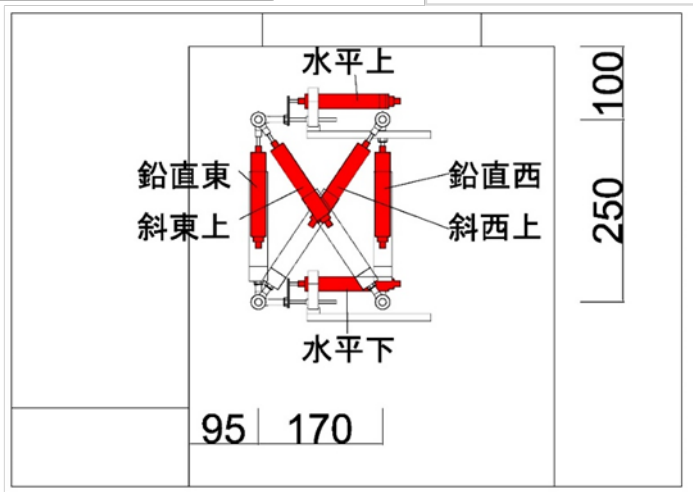


図 5.3.406 試験体 C-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

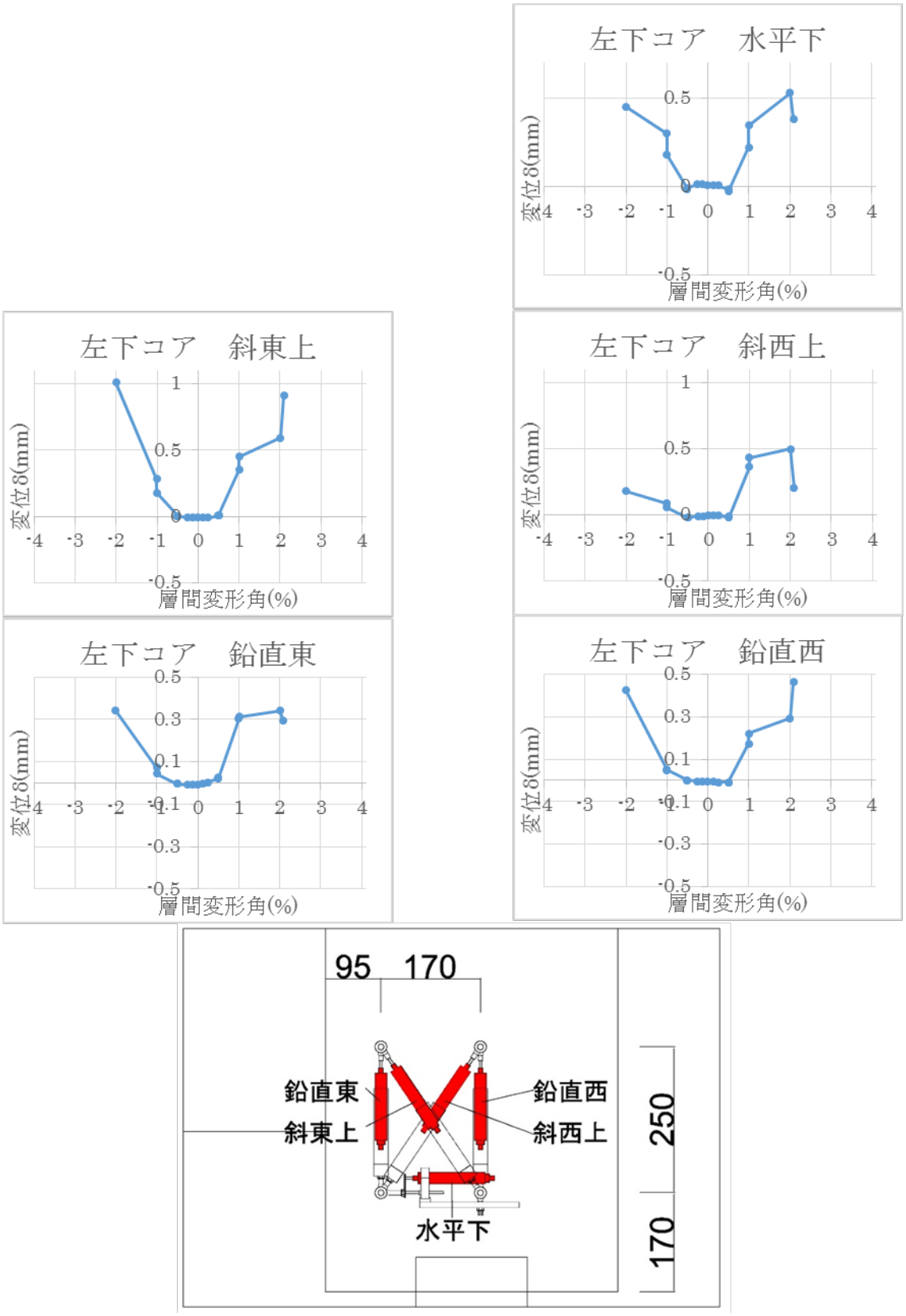


図 5.3.407 試験体 C-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

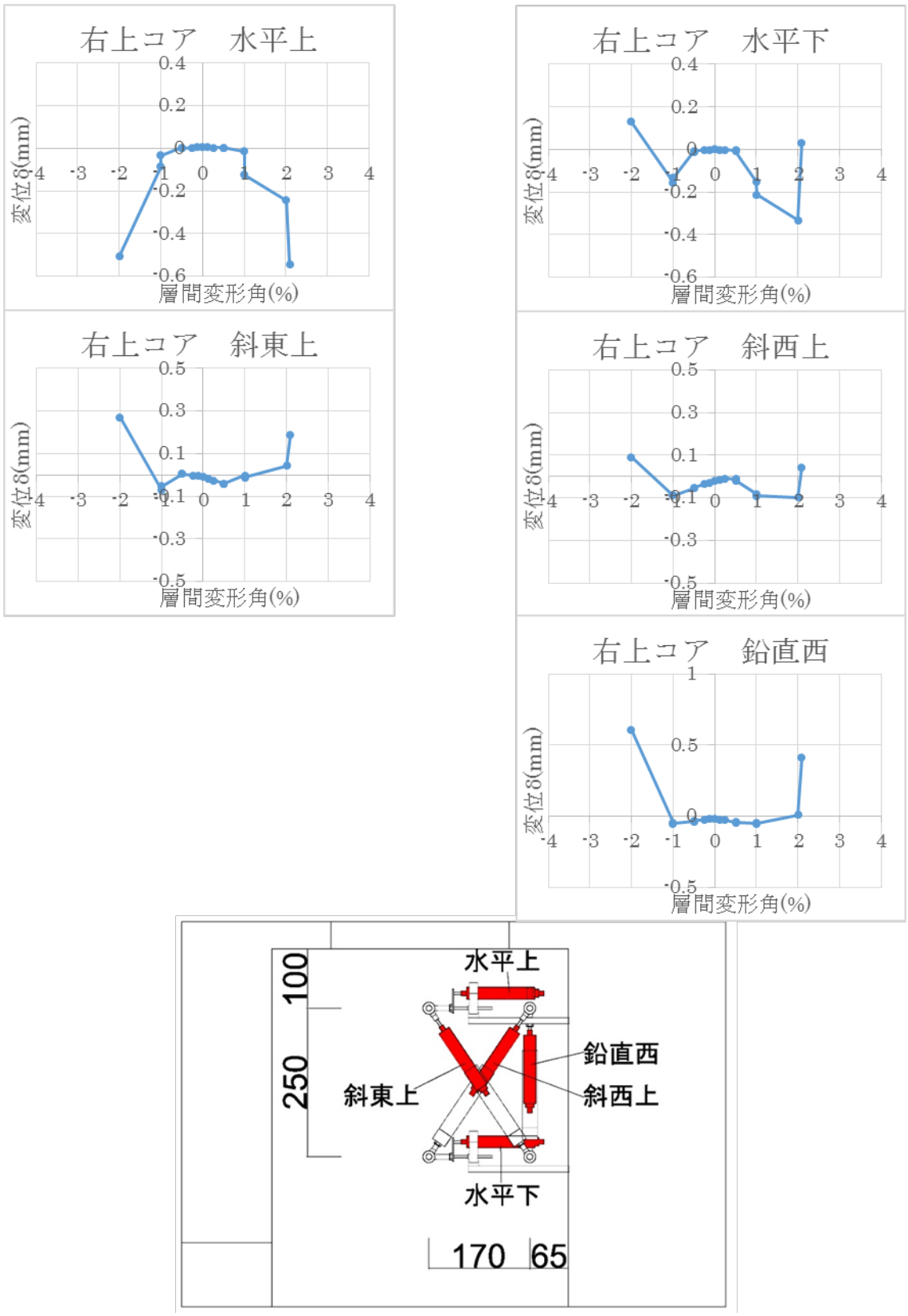


図 5.3.408 試験体 C-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 3

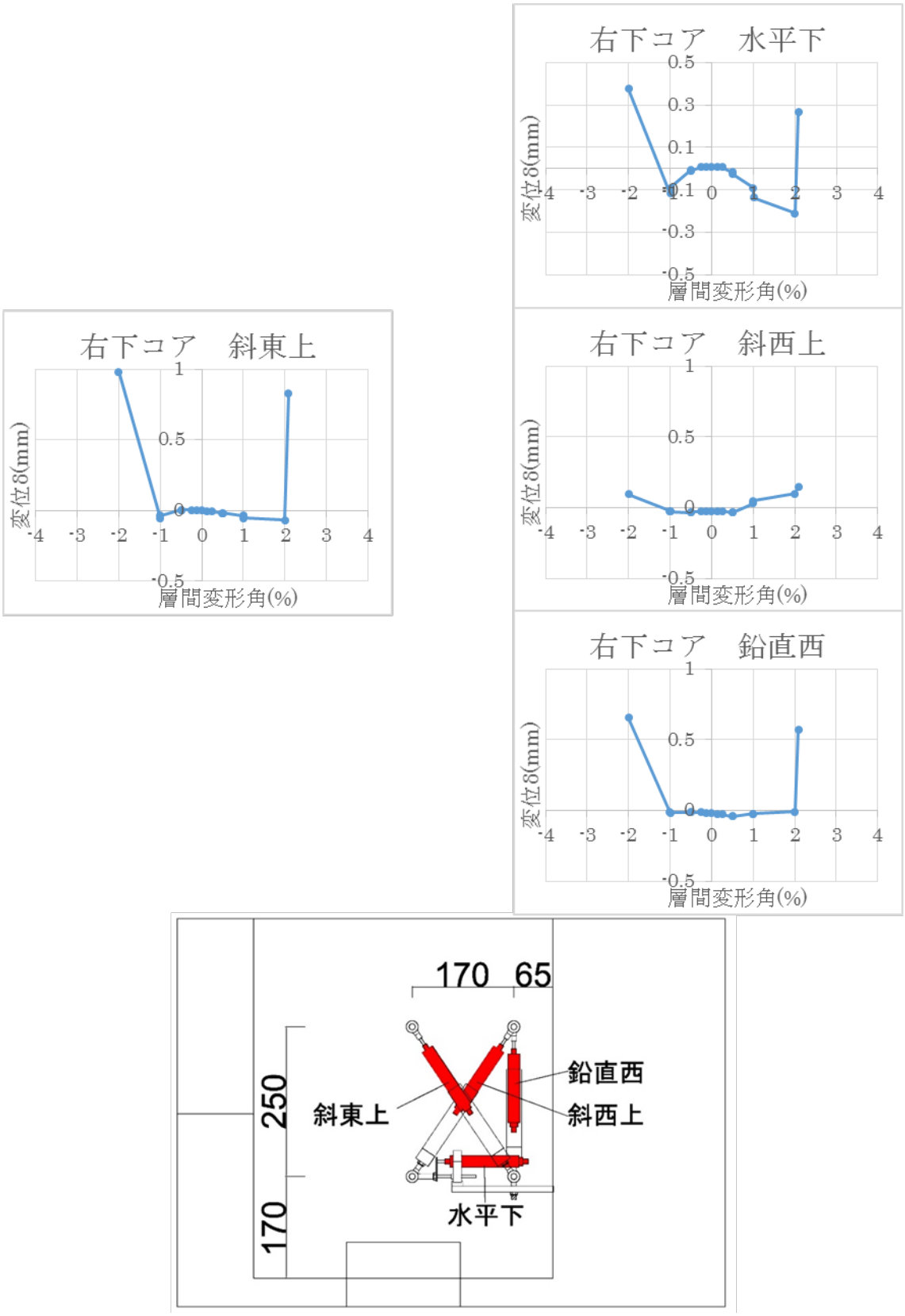
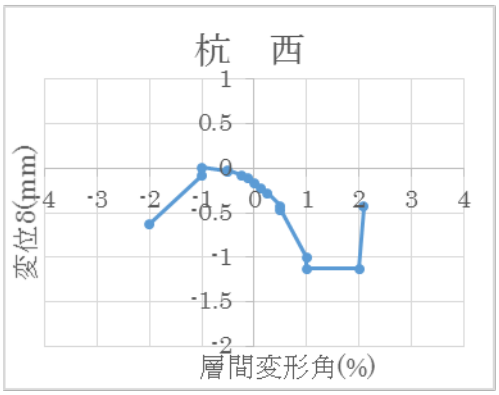
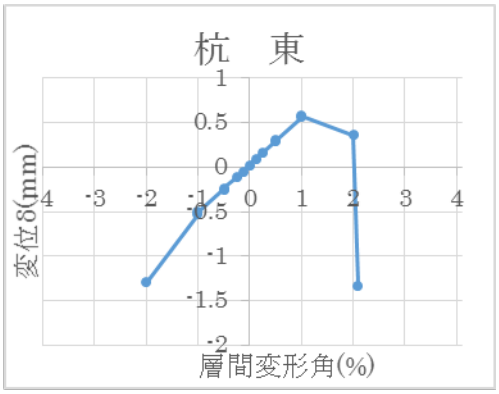


図 5.3.409 試験体 C-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 4

(f)杭変位





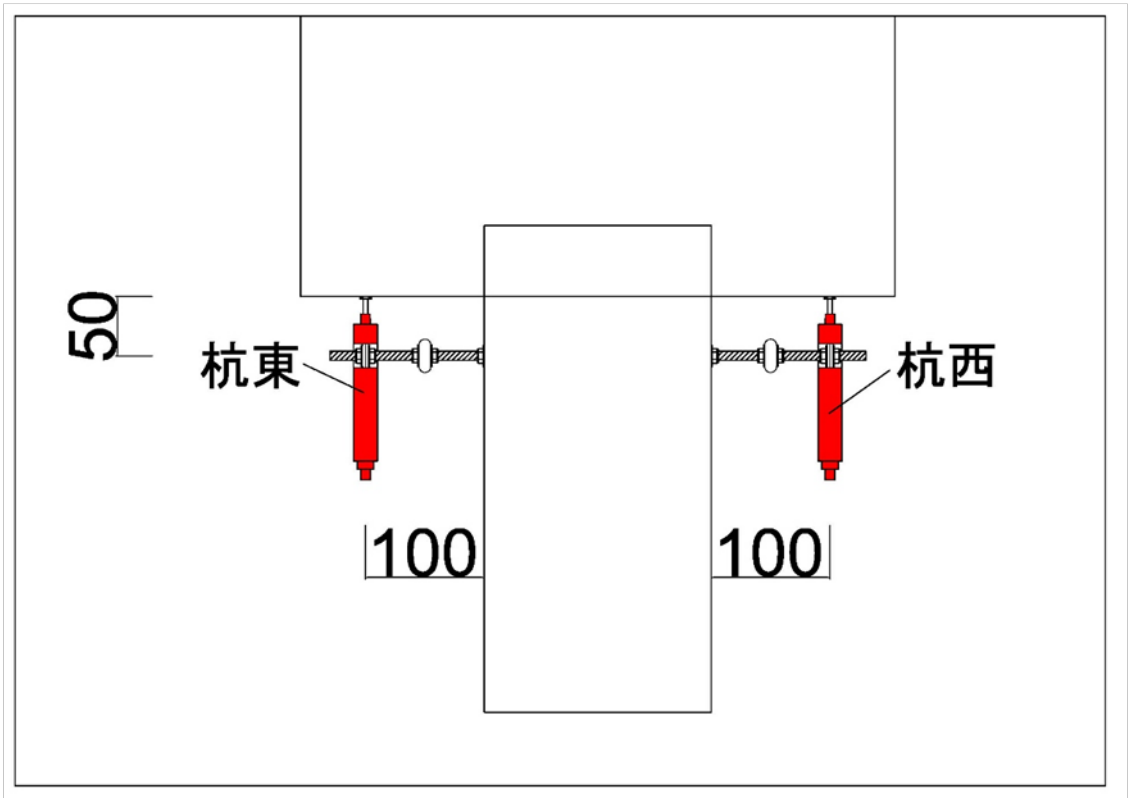
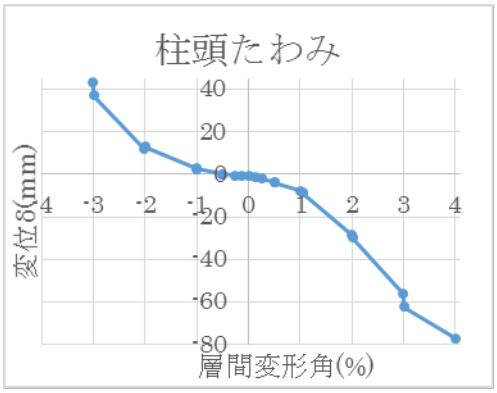
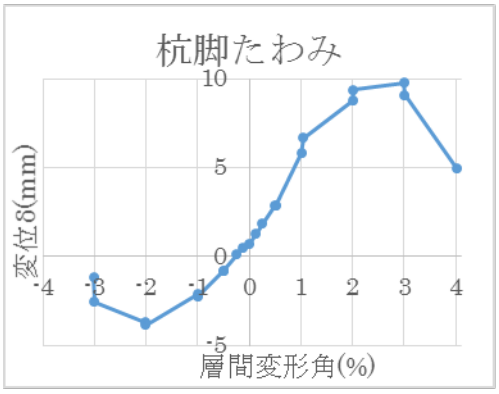


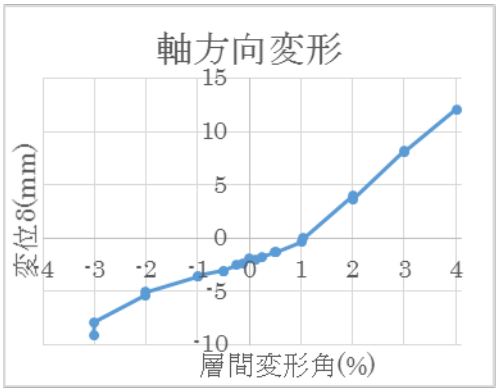
図 5.3.410 試験体 C-1　杭変位　層間変形角-変形関係

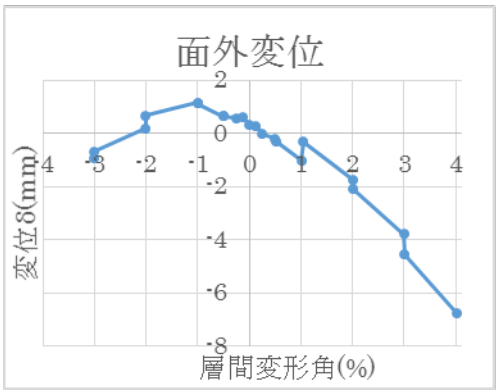
6)　試験体 C2

(a)部材変位









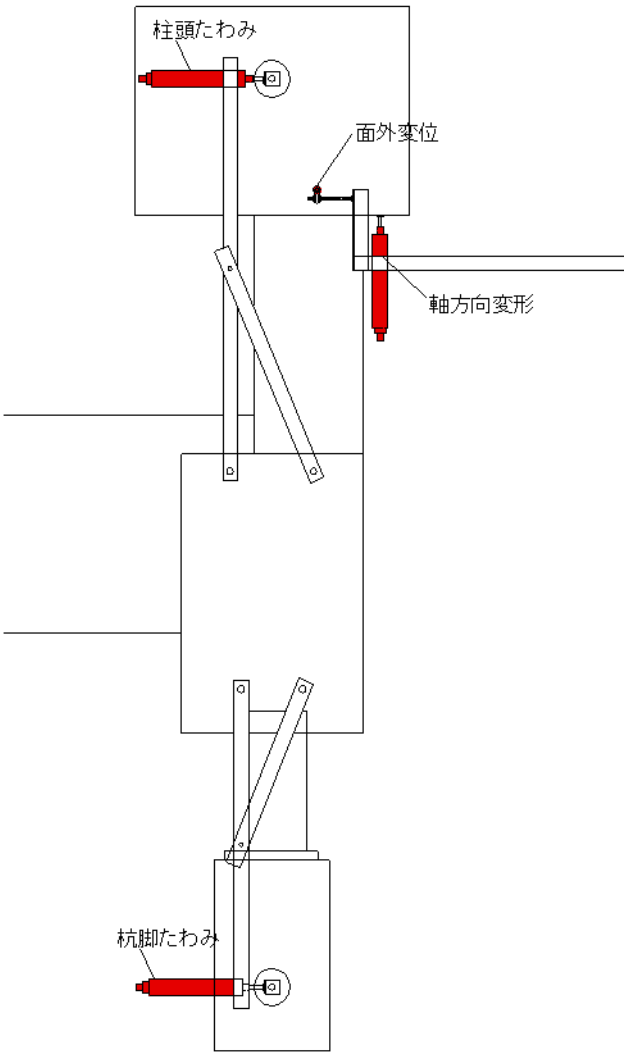
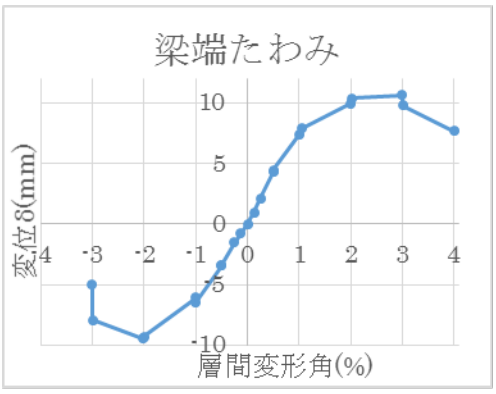
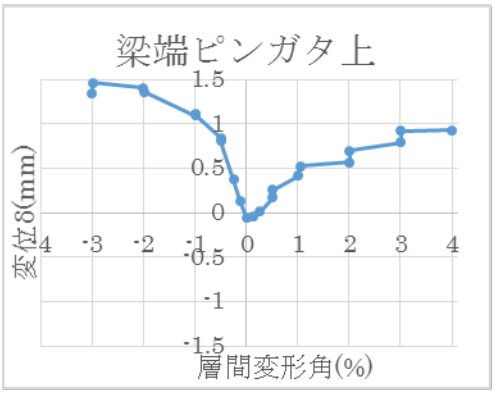
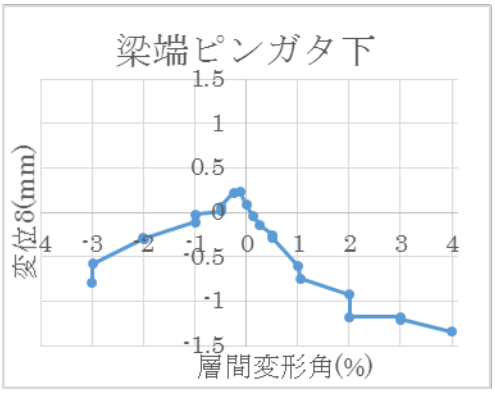


図 5.3.411 試験体 C-2　部材変位　層間変形角-変形関係 1







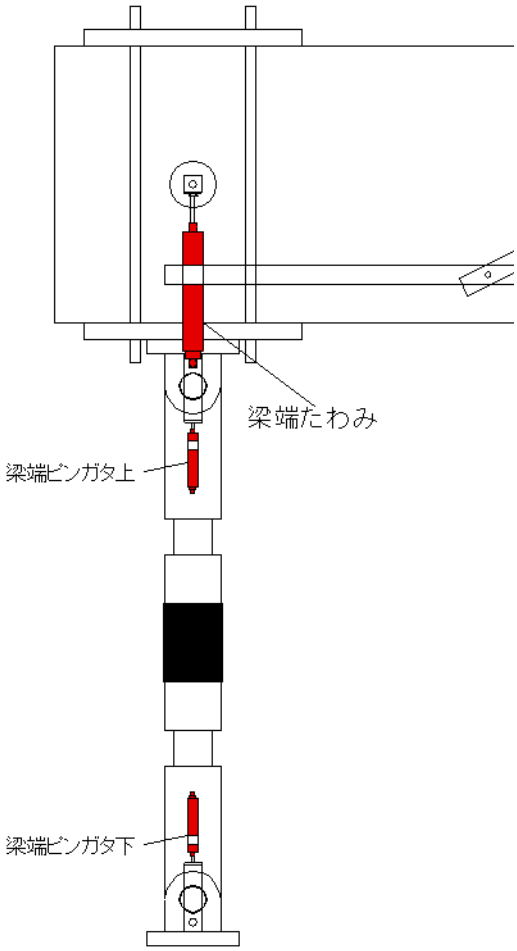


図 5.3.412 試験体 C-2　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b)部材絶対変位

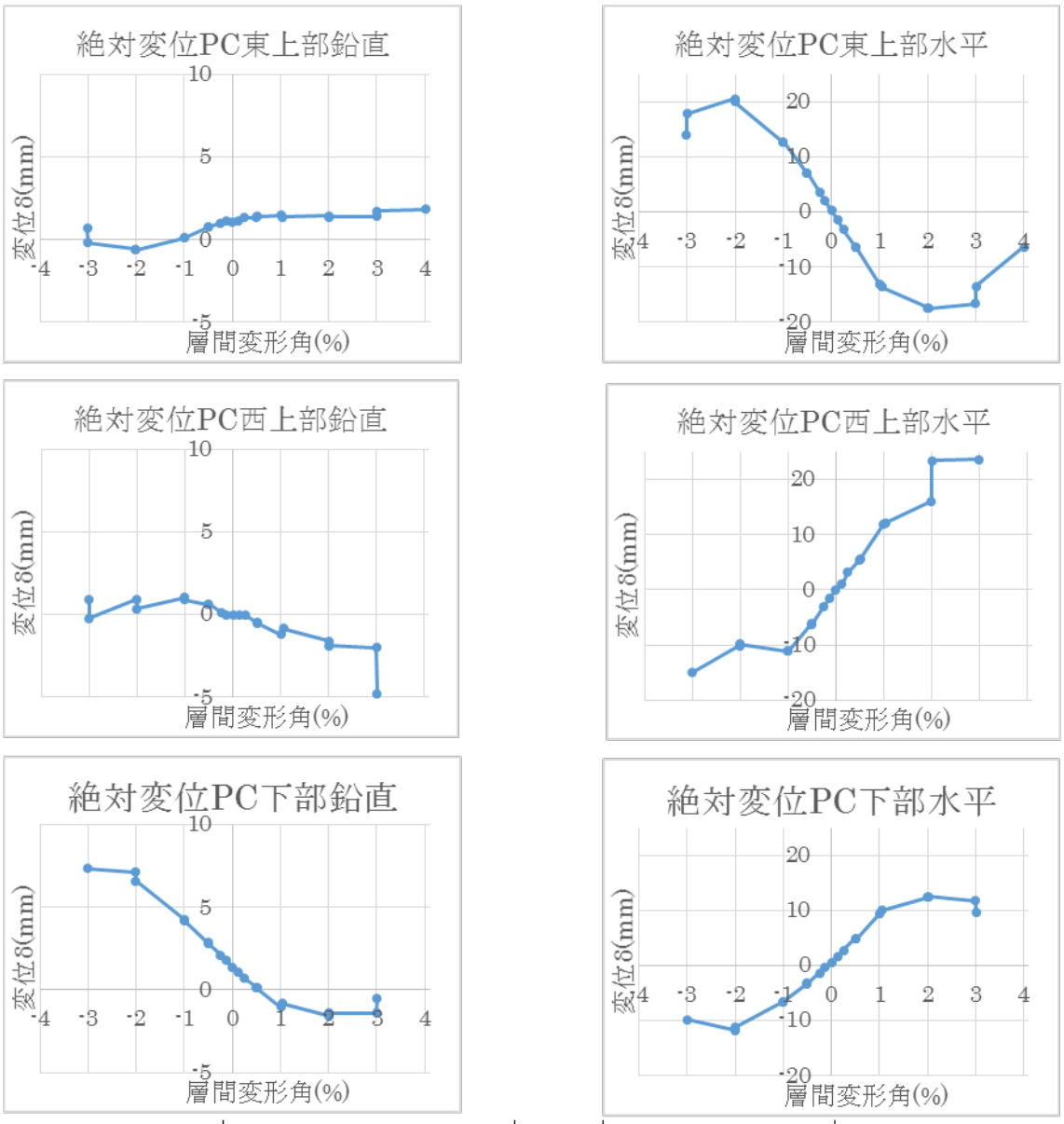
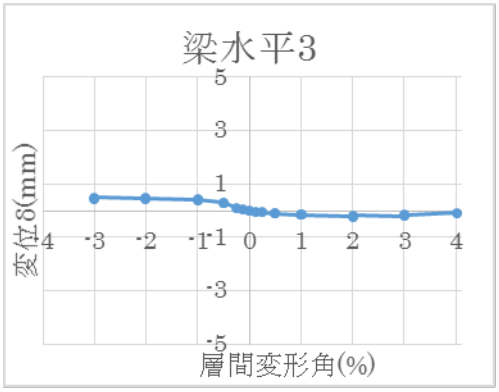
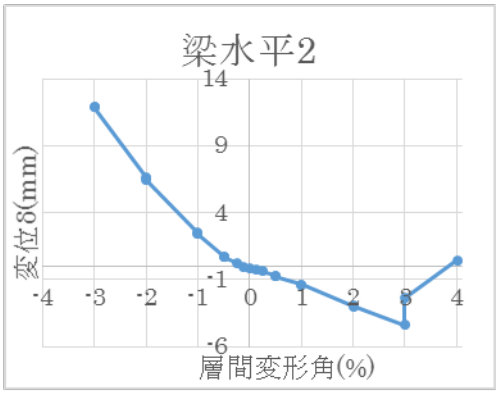
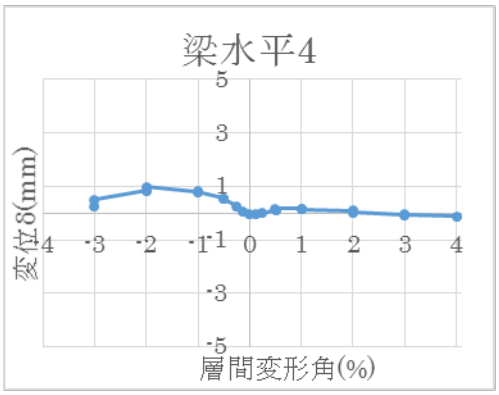


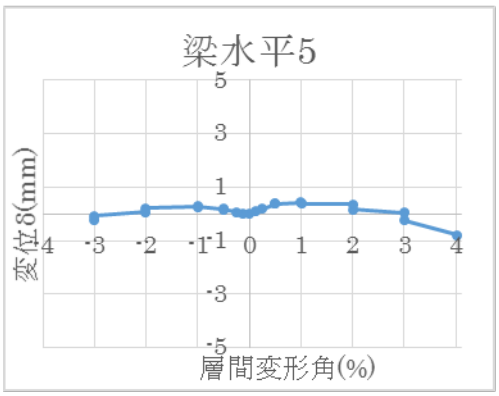
図 5.3.413 試験体 C-2　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

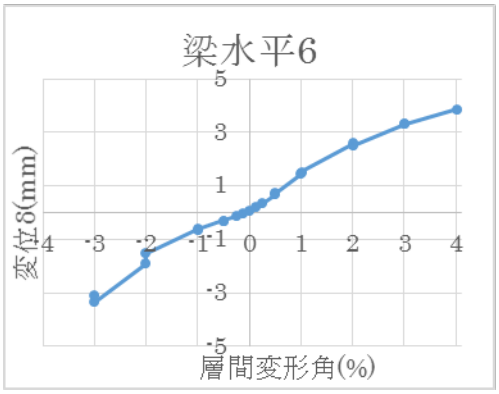
(c) 基礎梁変位











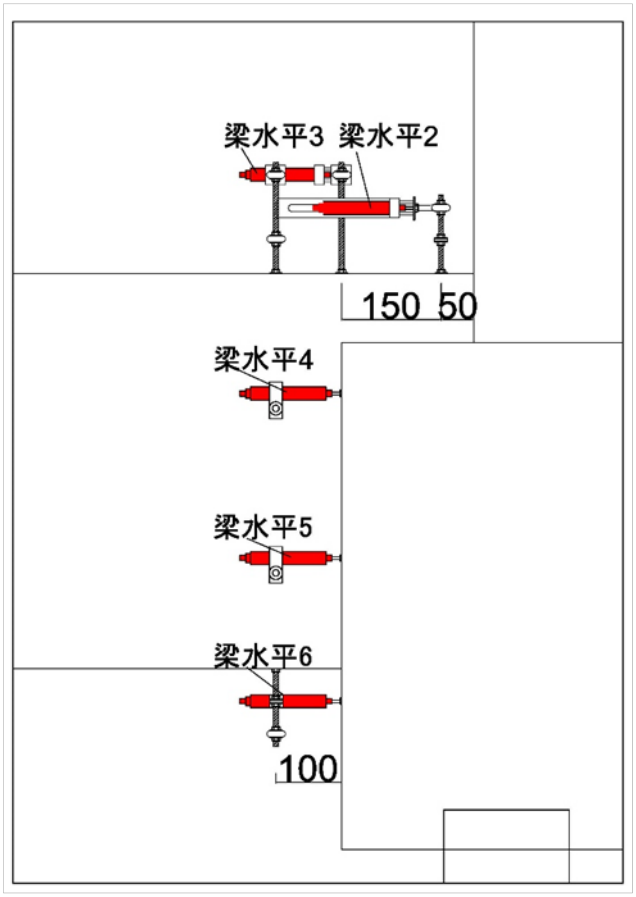


図 5.3.414 試験体 C-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

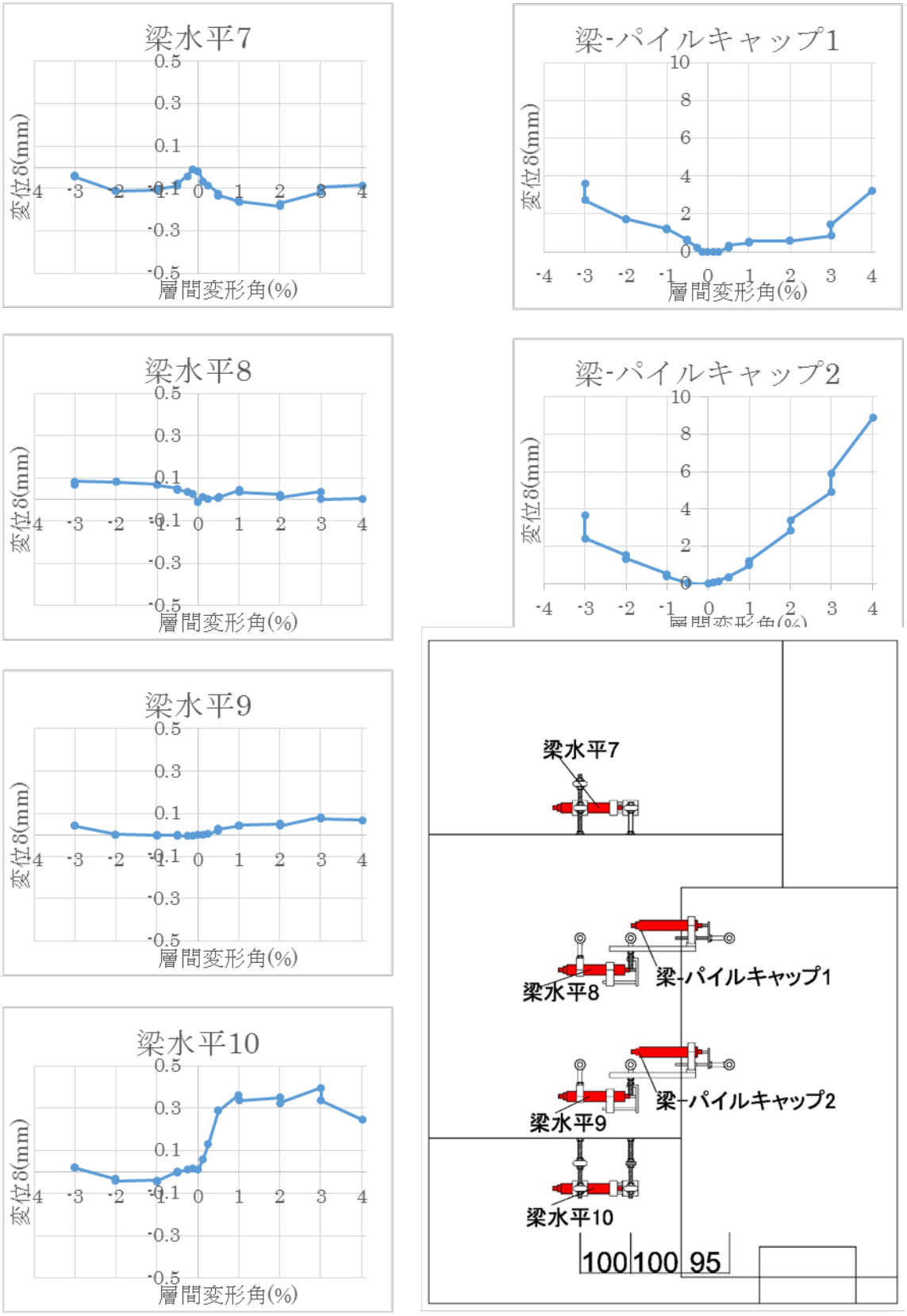
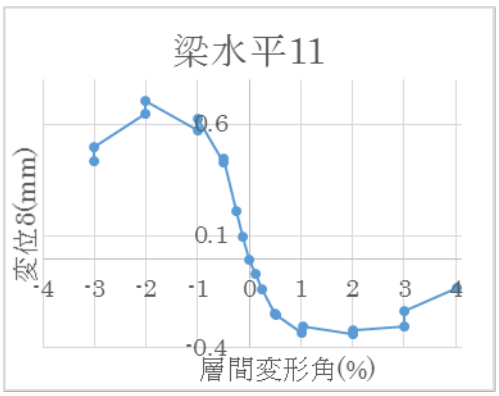
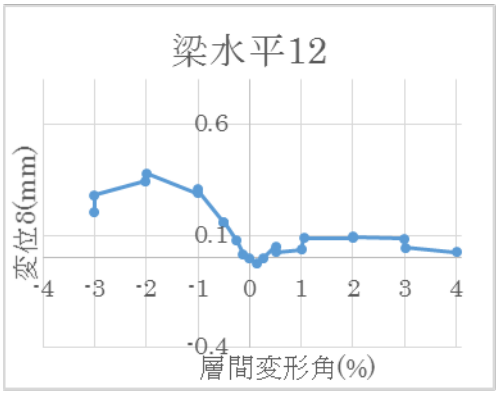
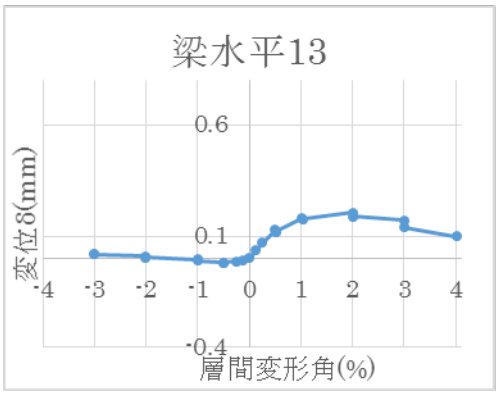


図 5.3.415 試験体 C-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2







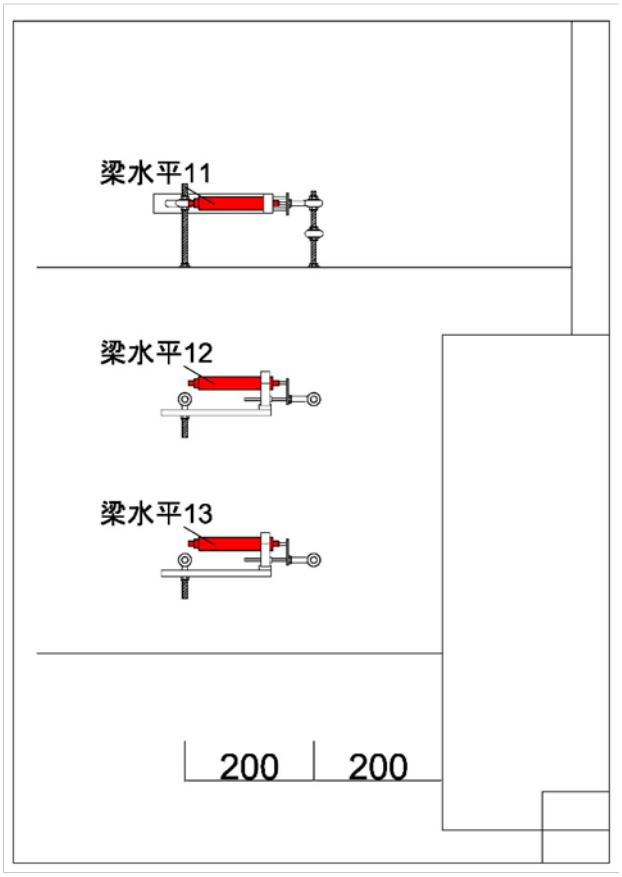


図 5.3.416 試験体 C-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位

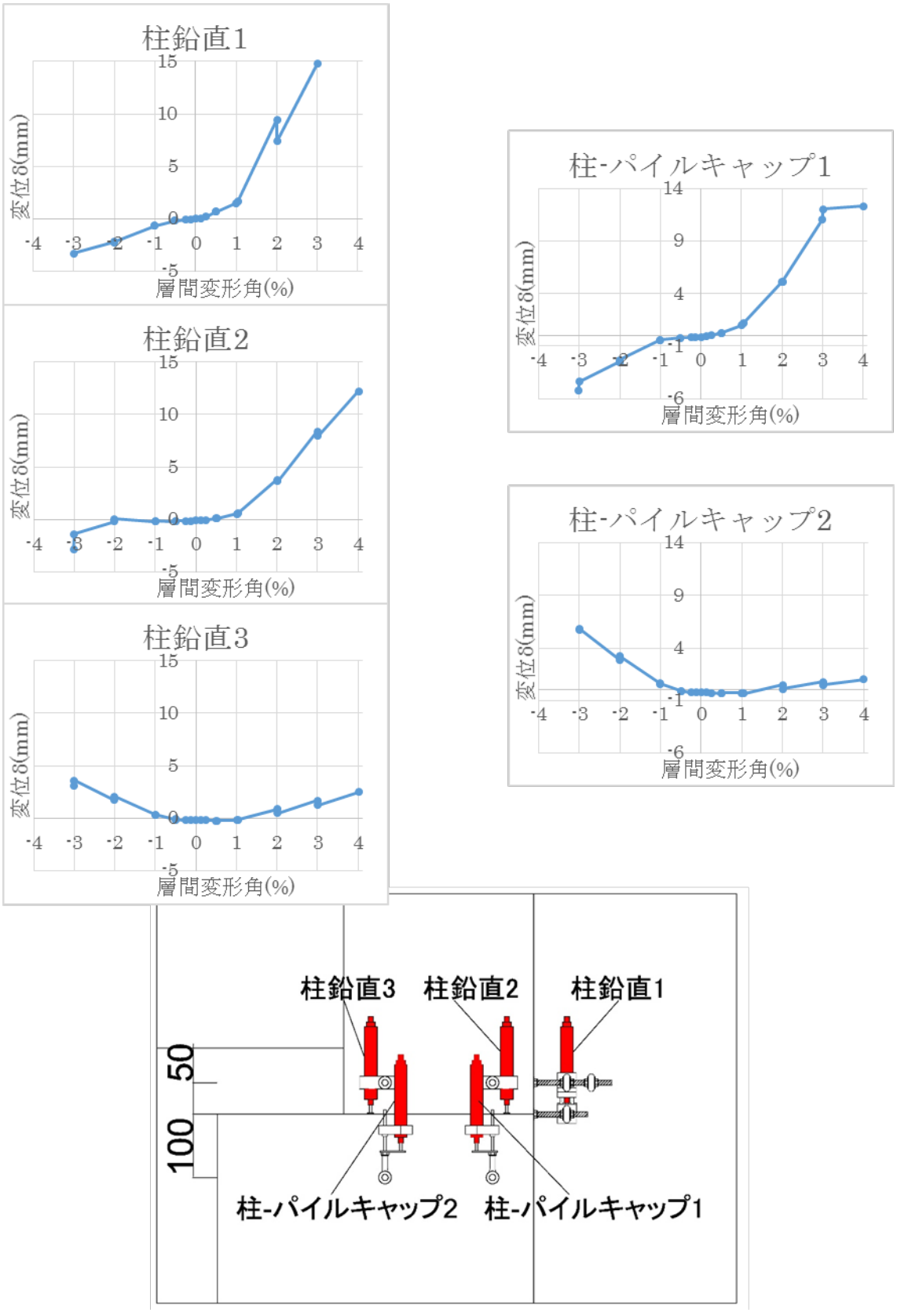
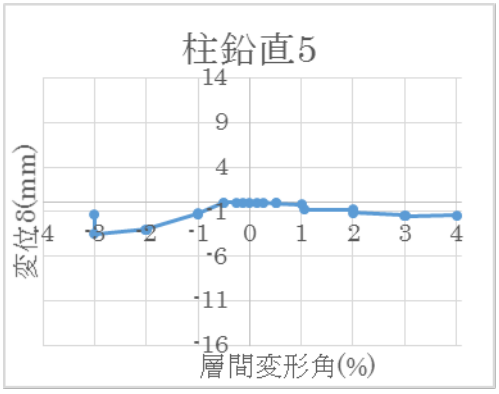
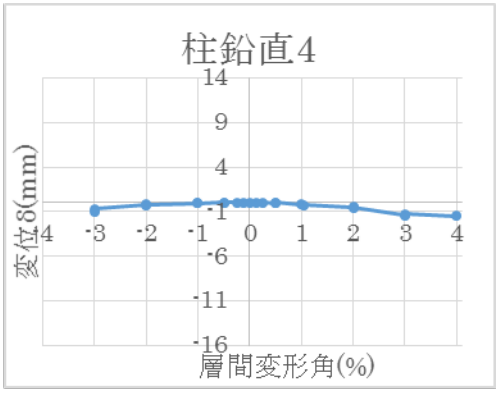
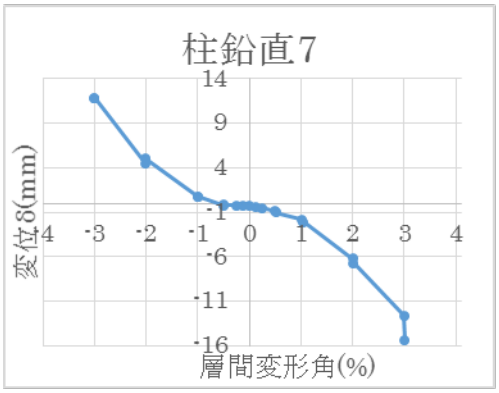
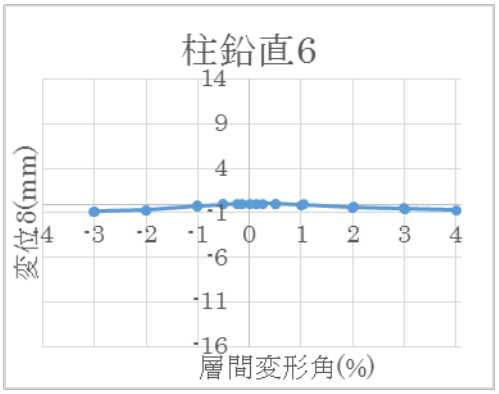


図 5.3.417 試験体 C-2　梁変位　層間変形角-変形関係 1









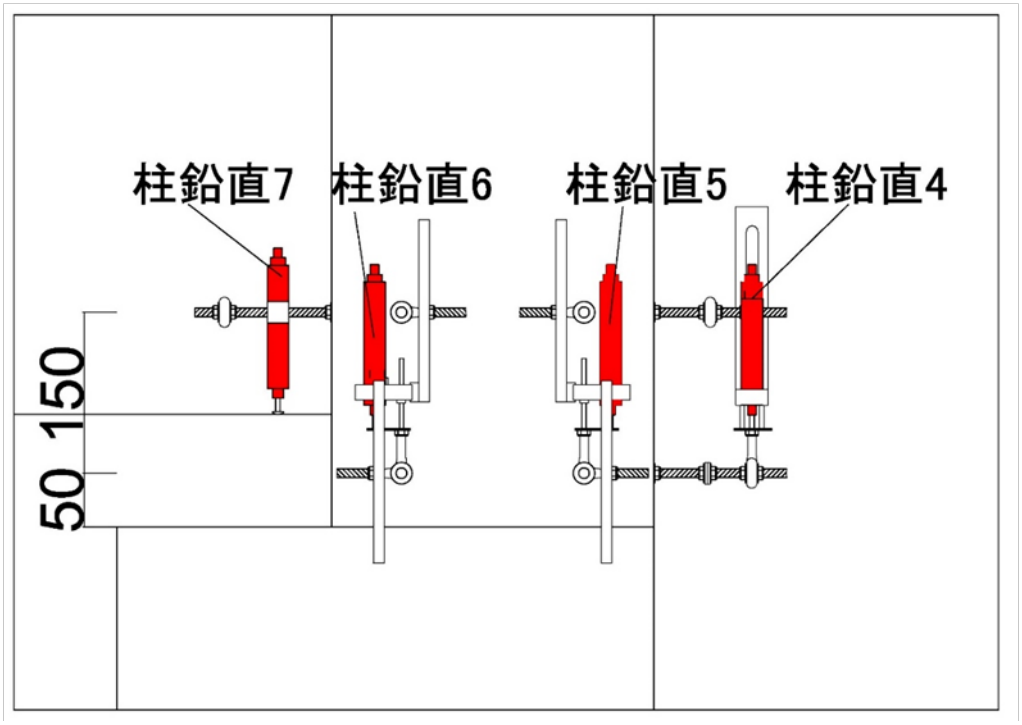
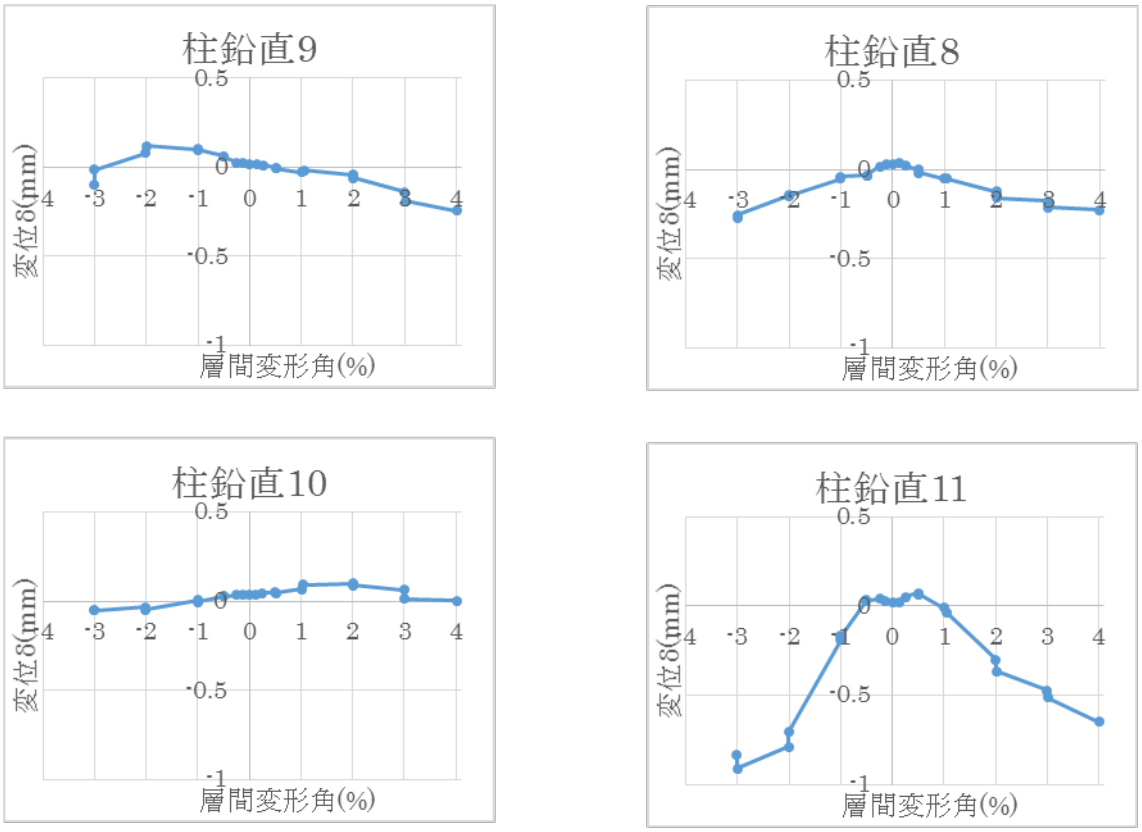


図 5.3.418 試験体 C-2　柱変位　層間変形角-変形関係 2



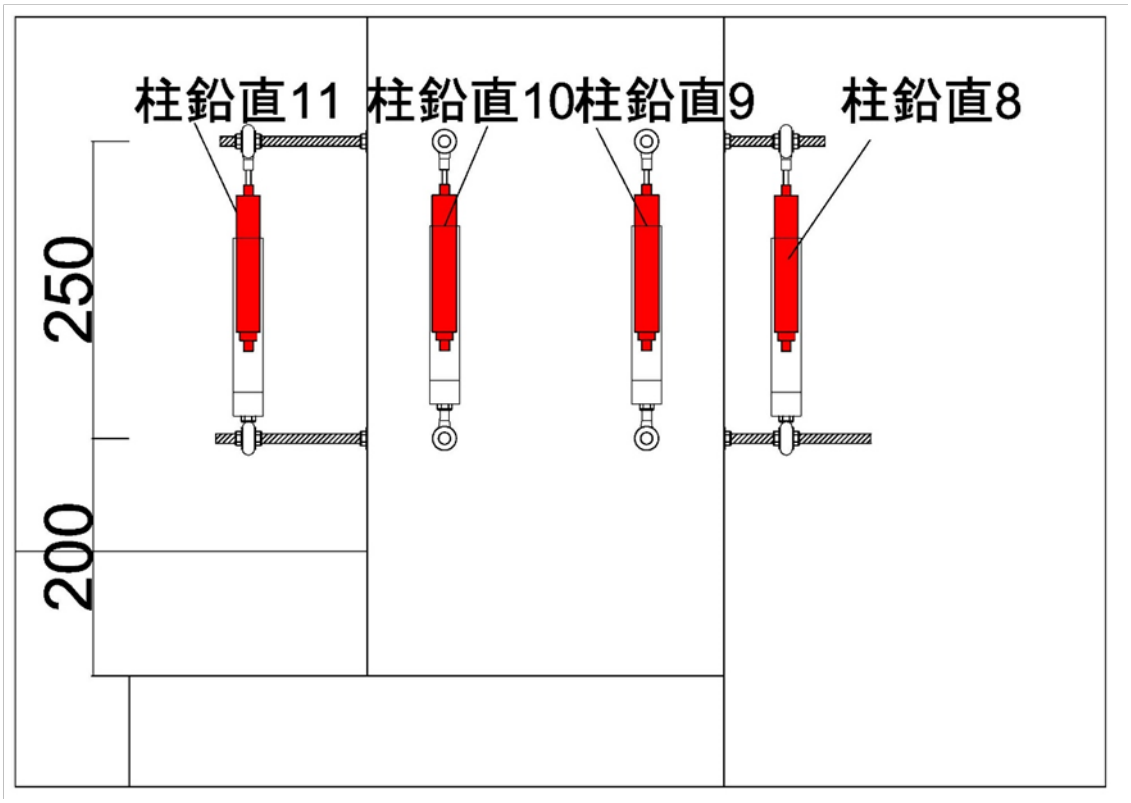
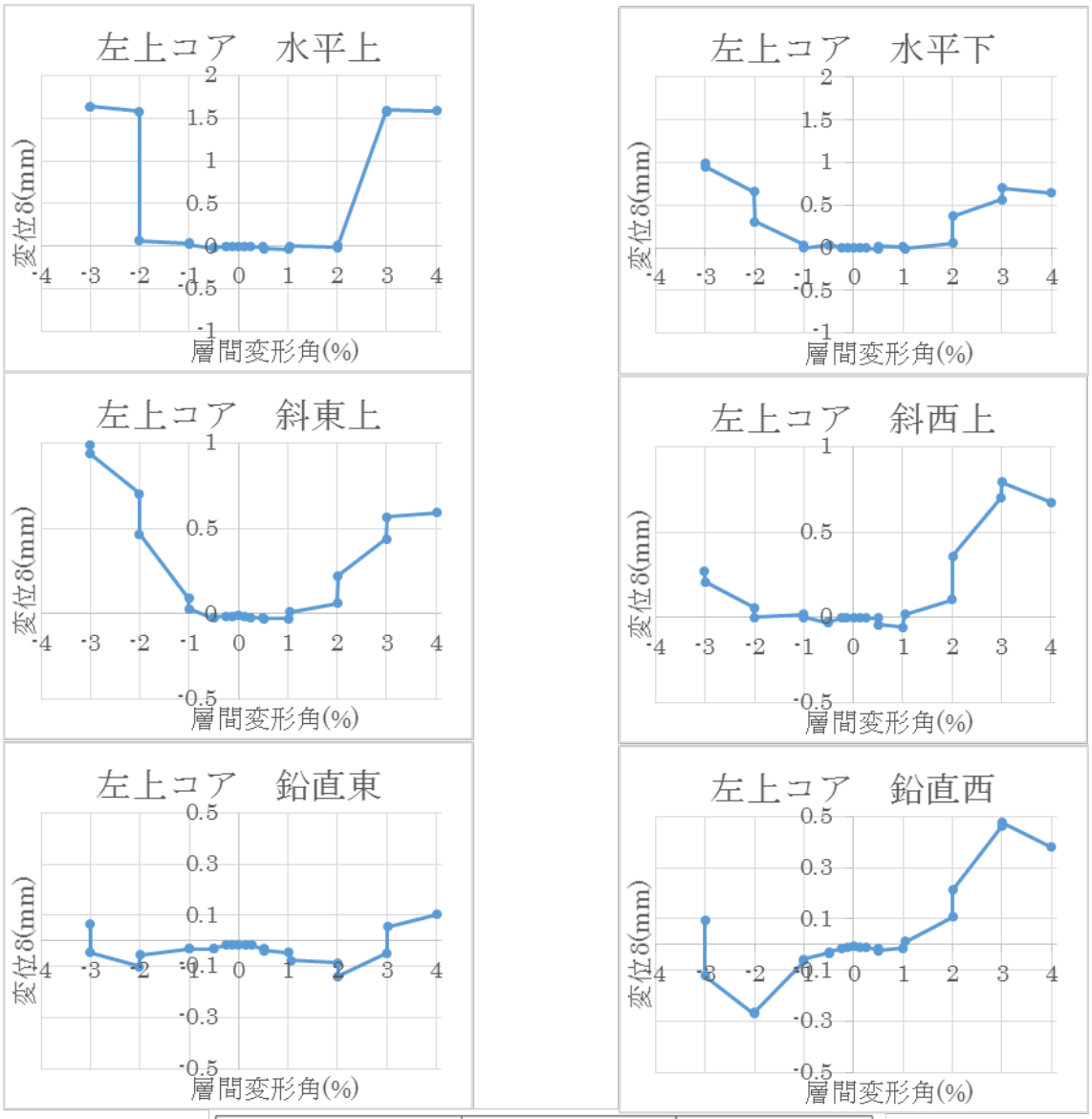


図 5.3.419 試験体 C-2　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位



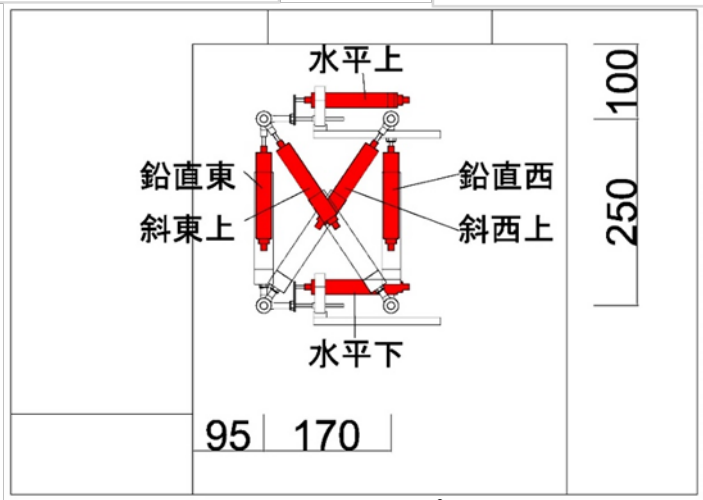


図 5.3.420 試験体 C-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

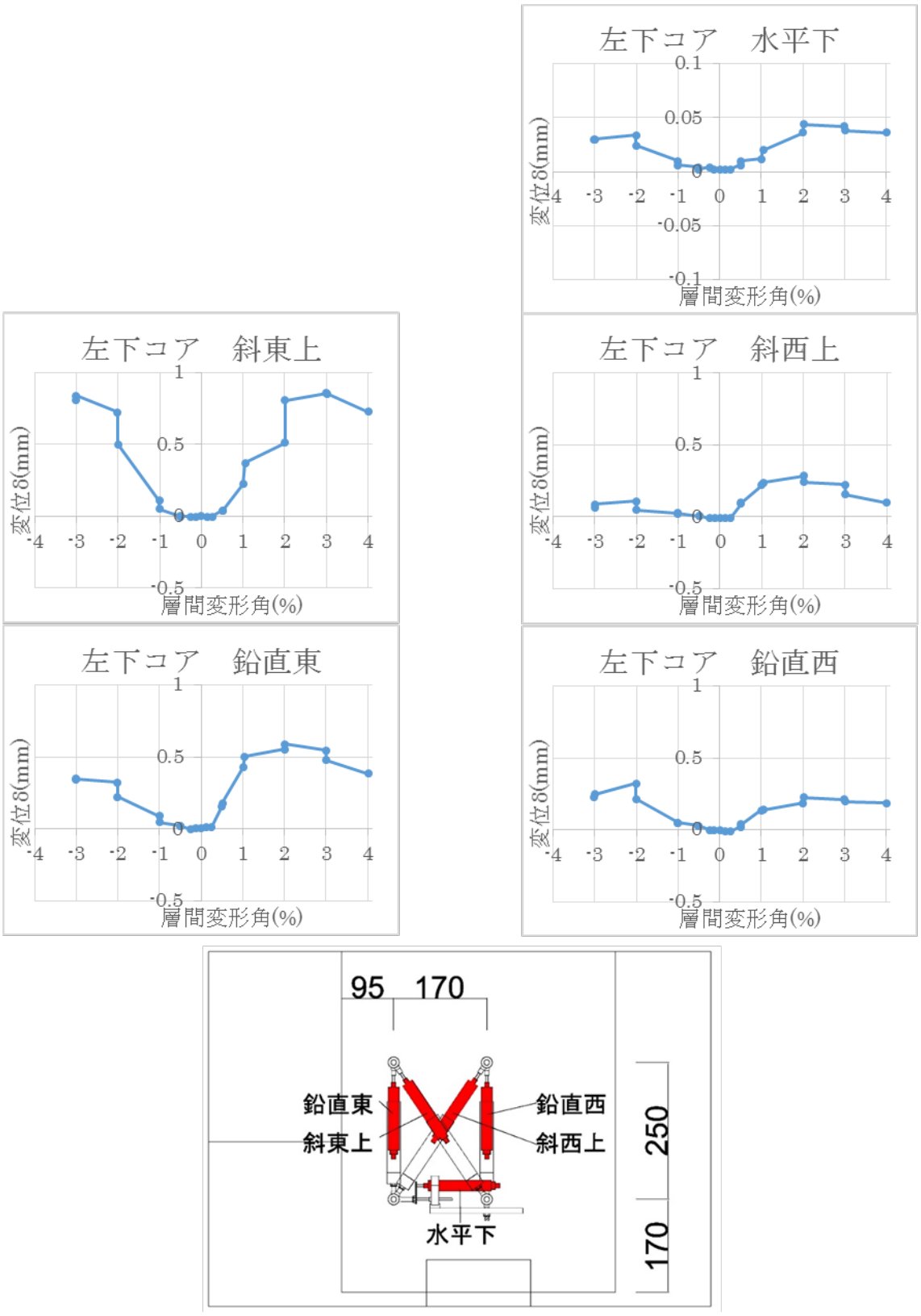


図　5.3.421　試験体 C-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係

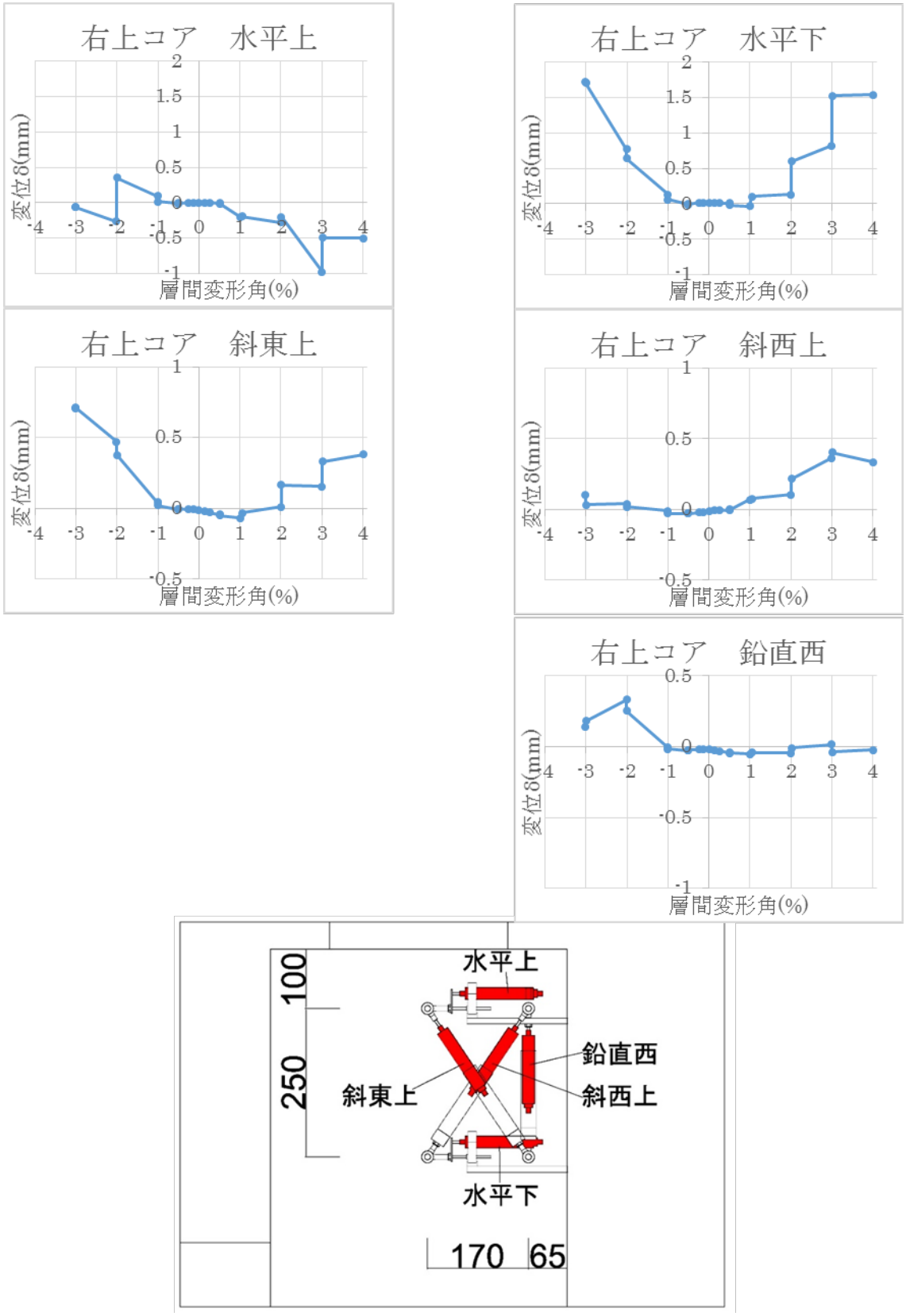
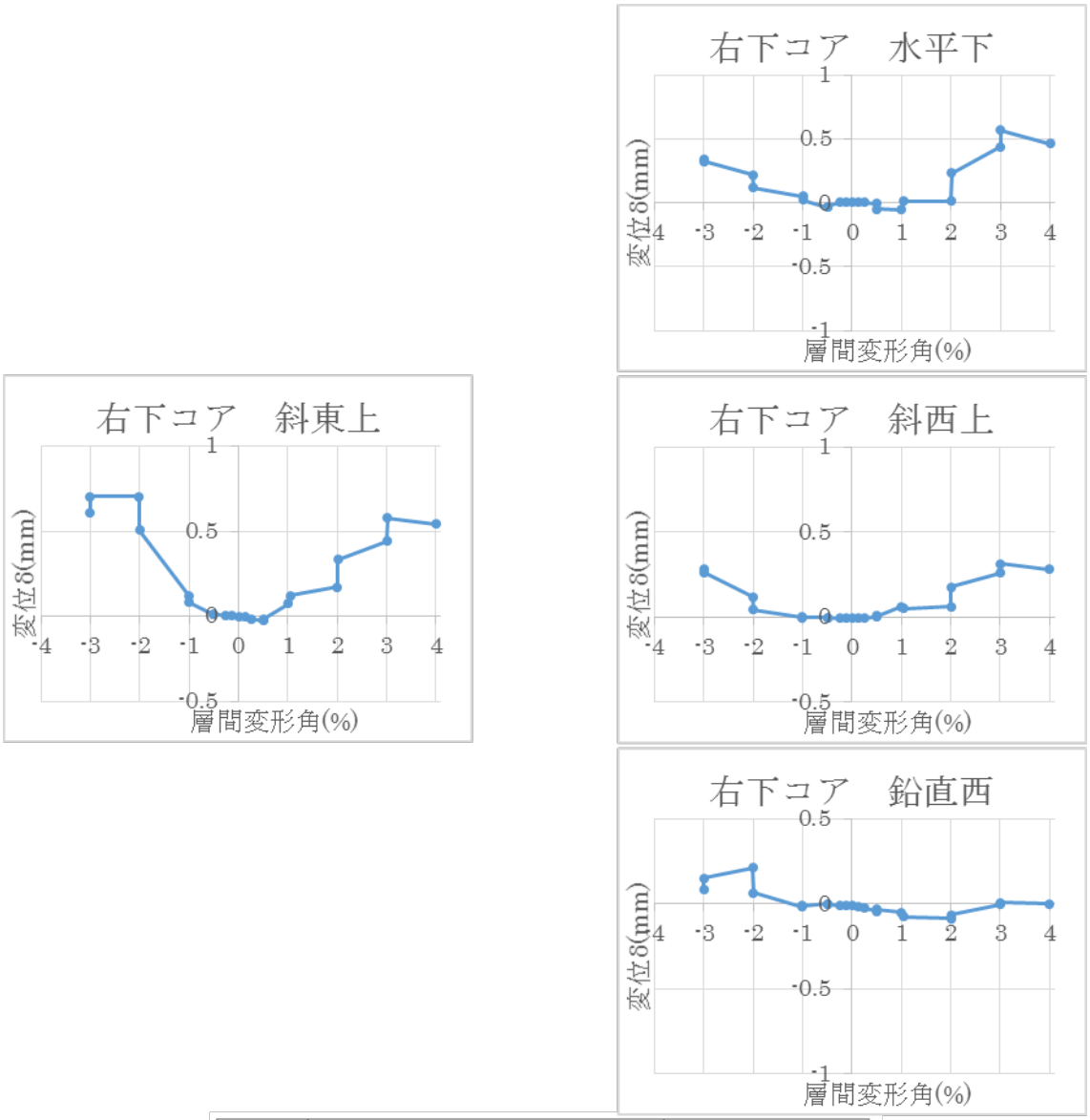


図 5.3.422 試験体 C-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 3



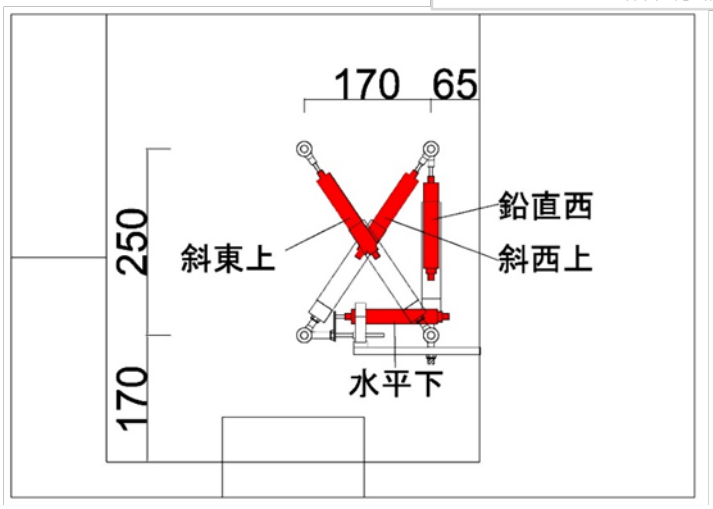
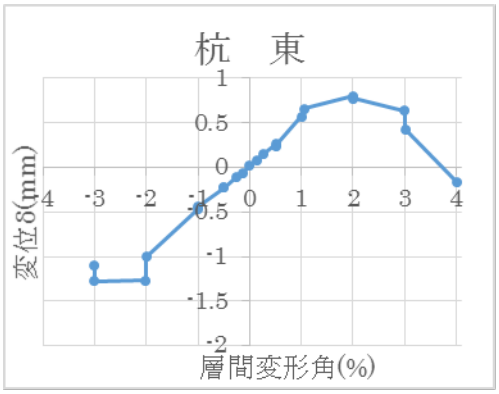
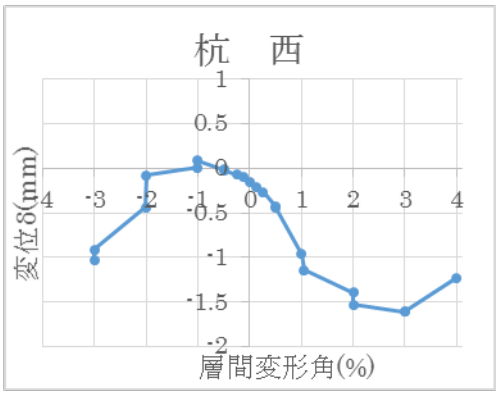


図 5.3.423 試験体 C-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 4

(f)杭鉛直変位





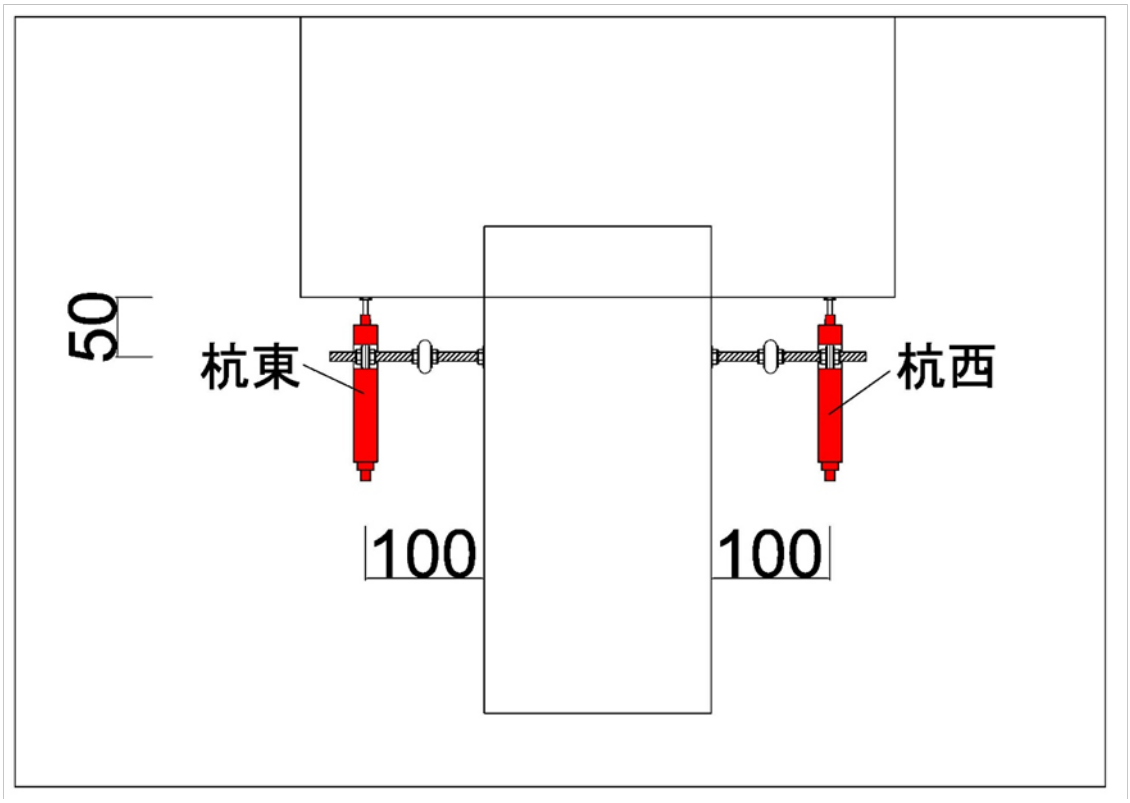


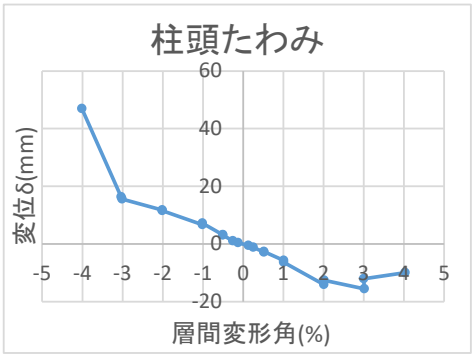
図 5.3.424 試験体 C-2　杭変位　層間変形角-変形関係

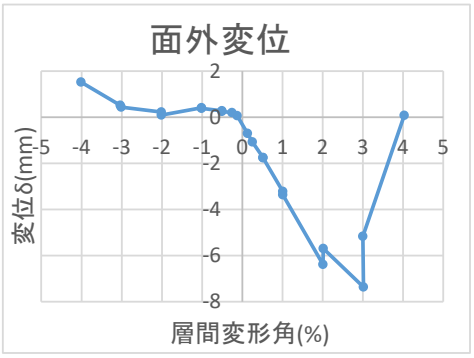
(2)　　試験体 A-4、A-5、A-6、C-3

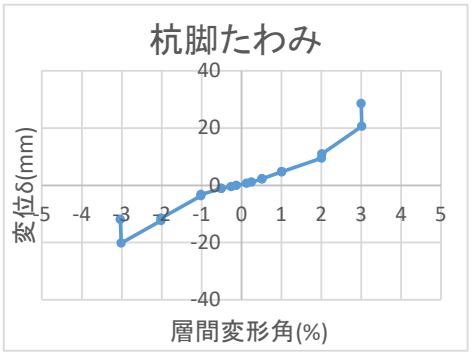
図 5.3.425～図 5.3.474 に各試験体に設置した変位計の層間変形角-変形関係を示す。
軸方向変形は東西に柱心からそれぞれ 300mm の位置で計測し、平均値を軸方向変形とした。

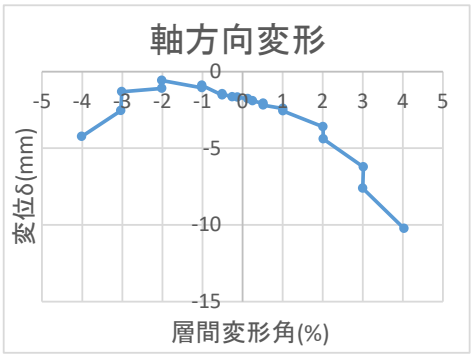
1)　試験体 A-4

(a)部材変位









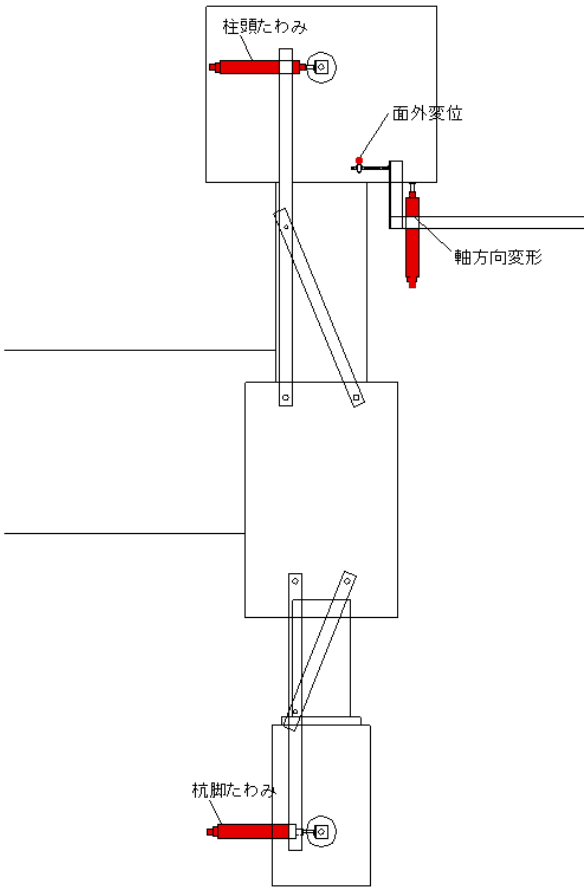
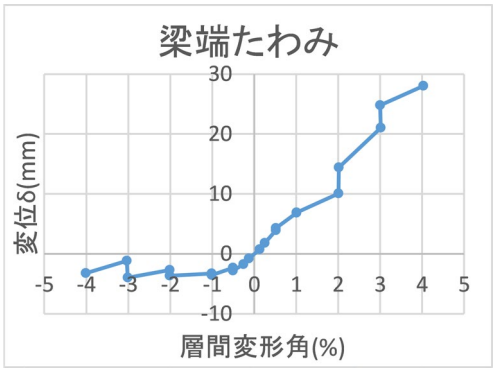
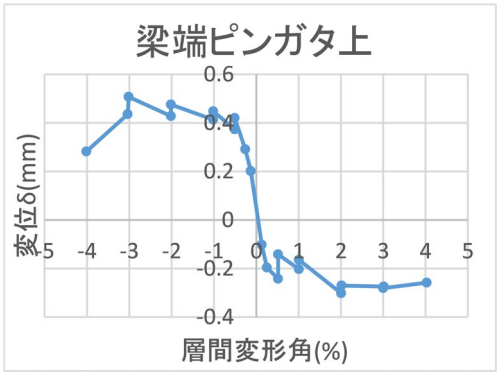
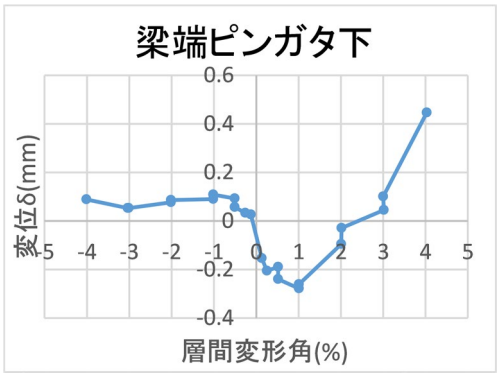


図 5.3.425 試験体 A-4　部材変位　層間変形角-変形関係 1







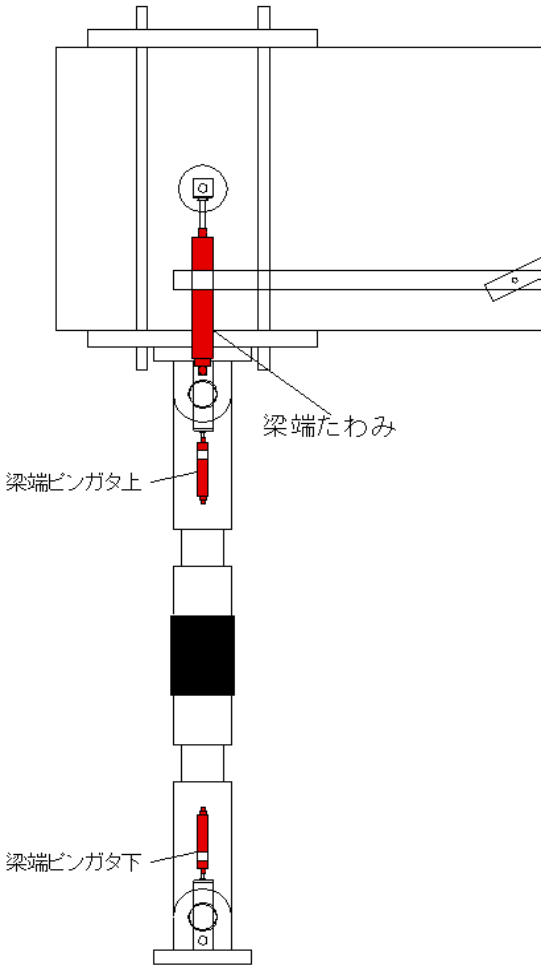
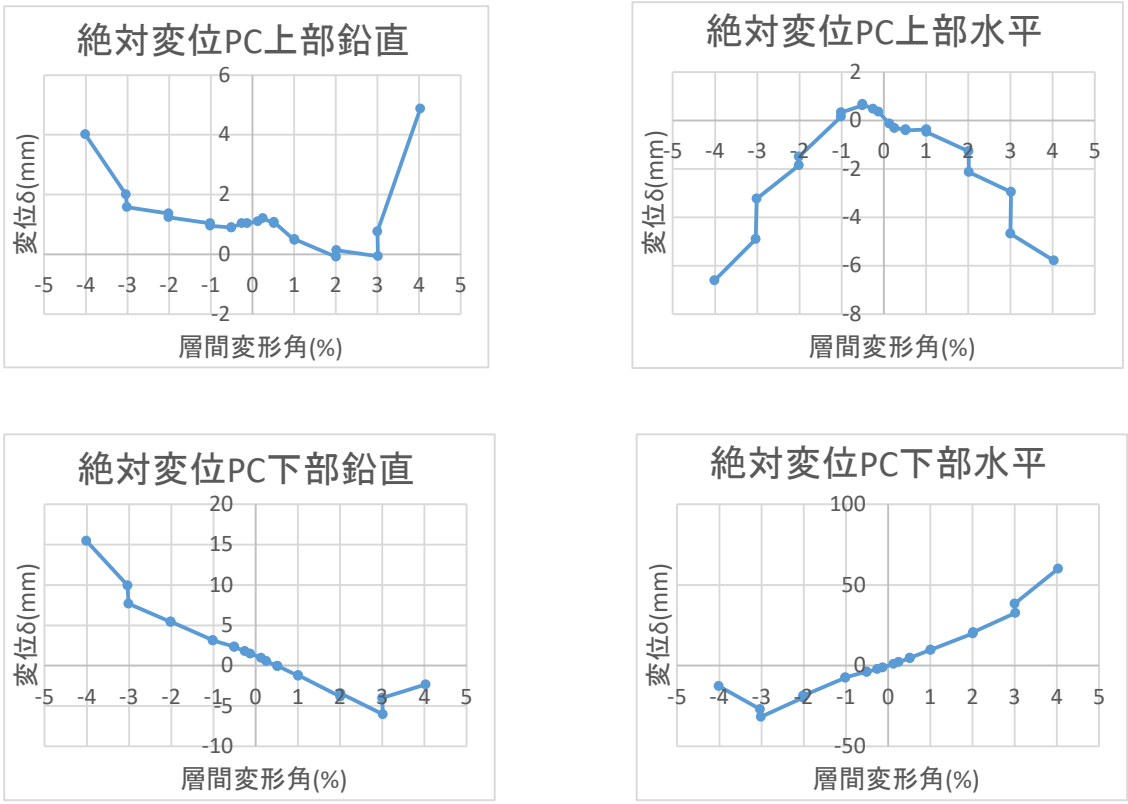


図 5.3.426 試験体 A-4　部材変位　層間変形角-変形関係２

(b) 部材絶対変位



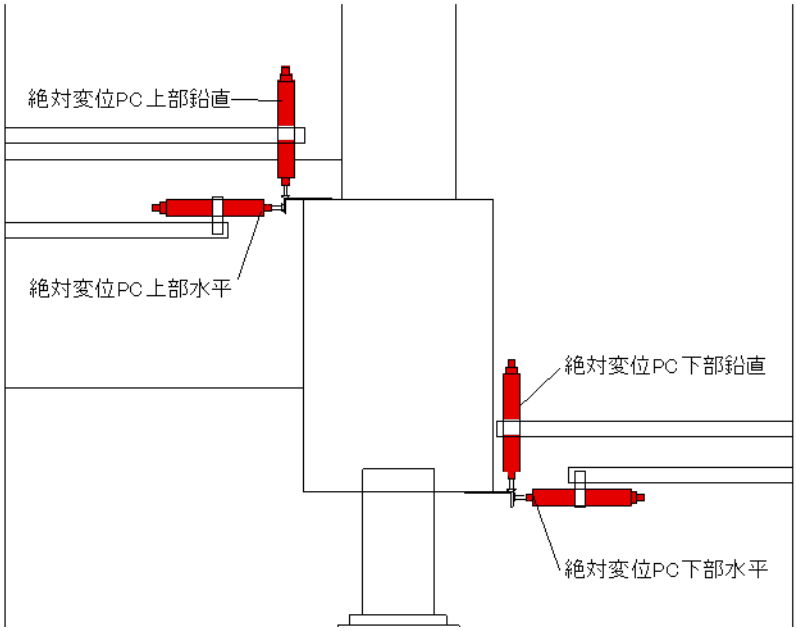
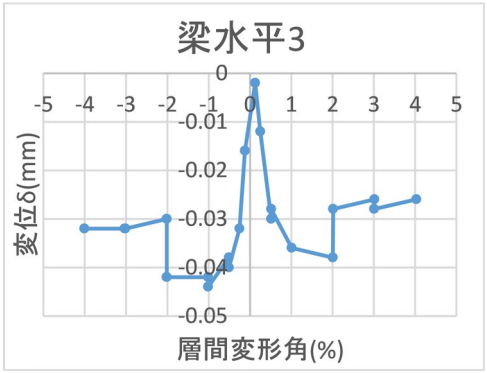
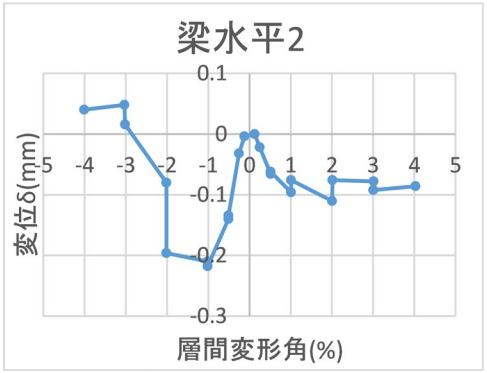
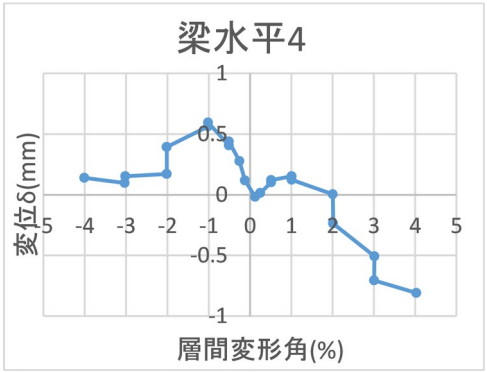


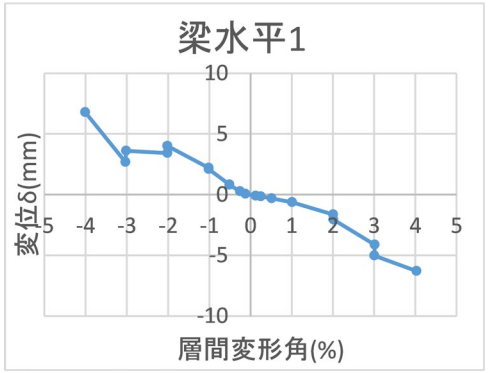
図 5.3.427 試験体 A-4　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

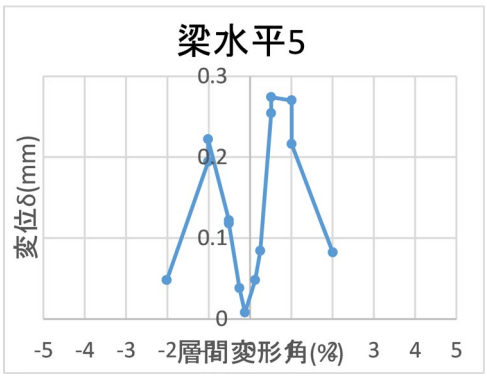
(c) 基礎梁変位

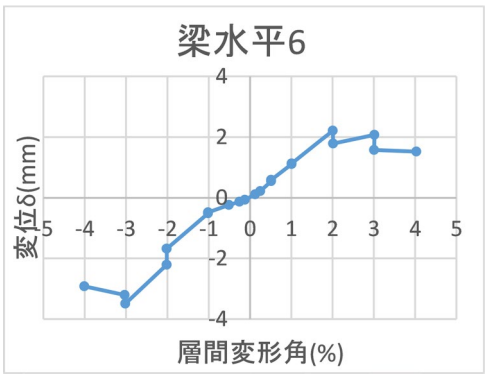












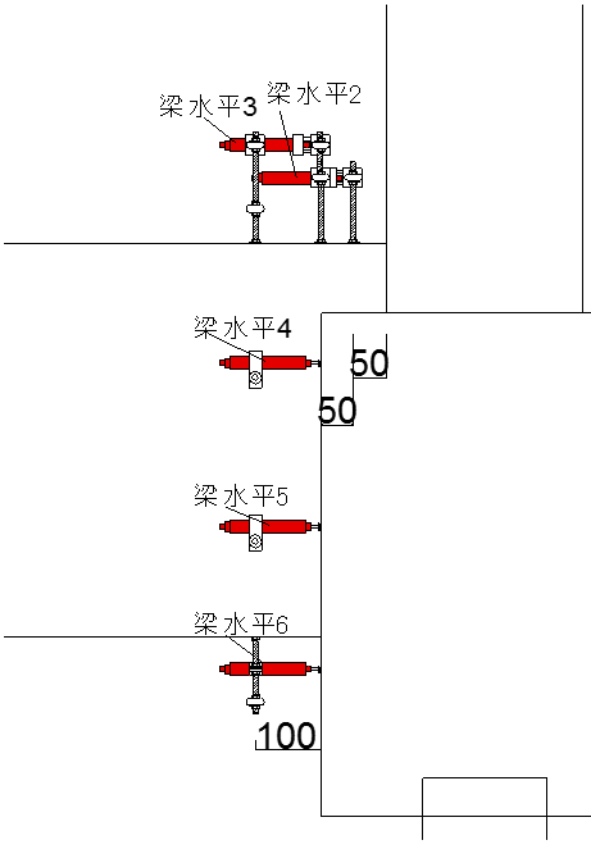
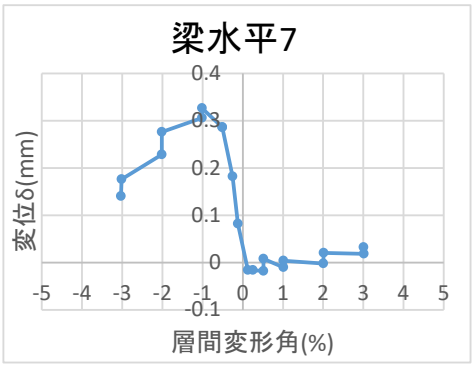
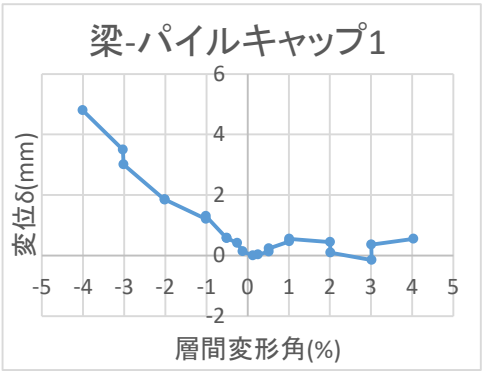
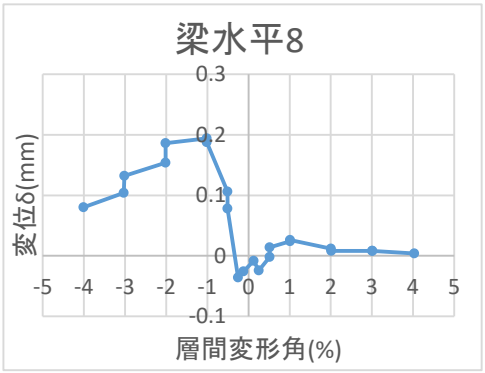
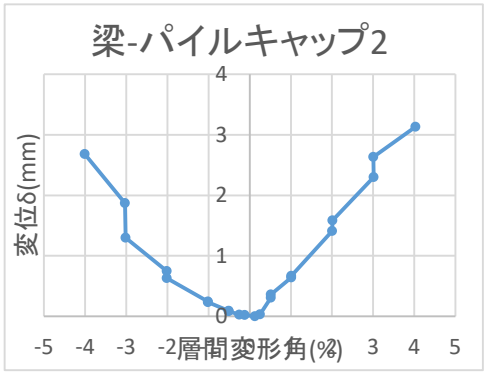


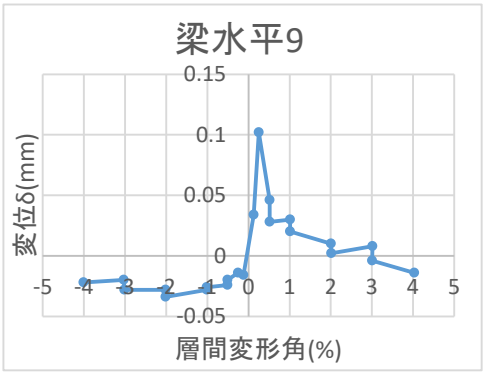
図 5.3.428 試験体 A-4　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

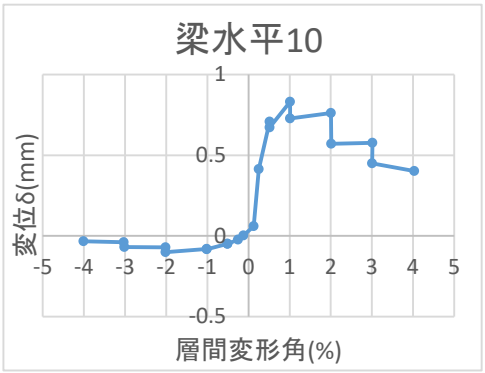












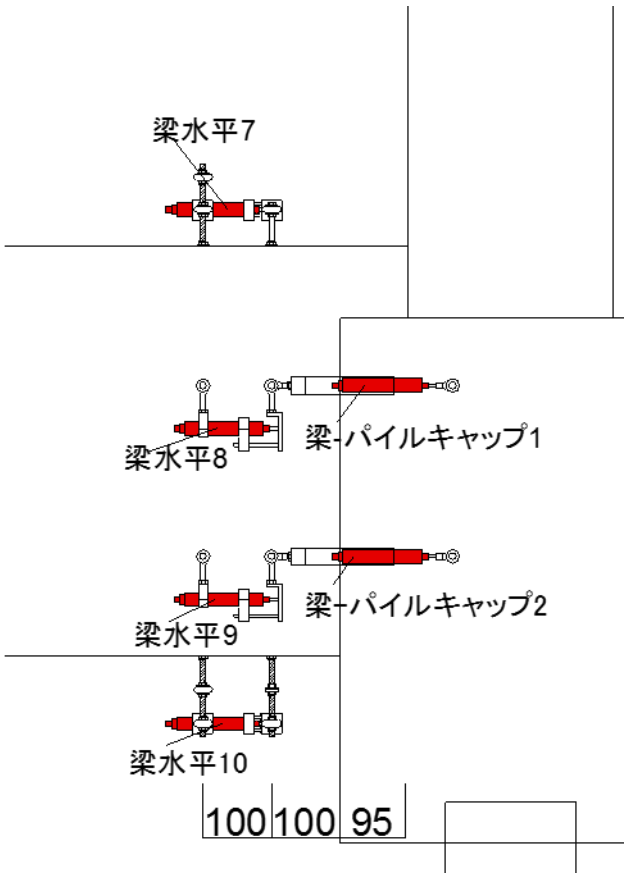
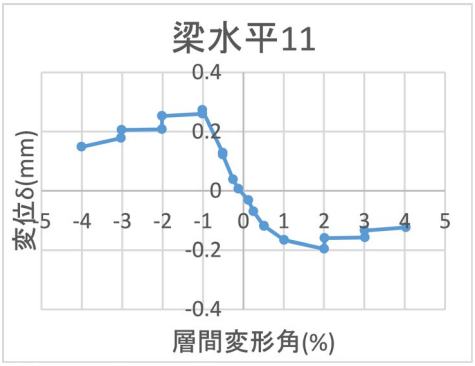
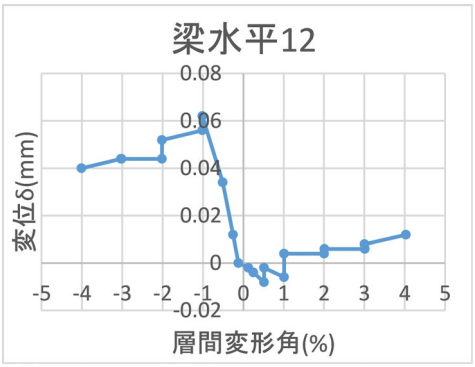
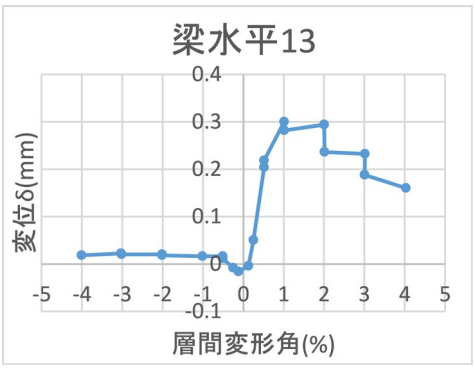
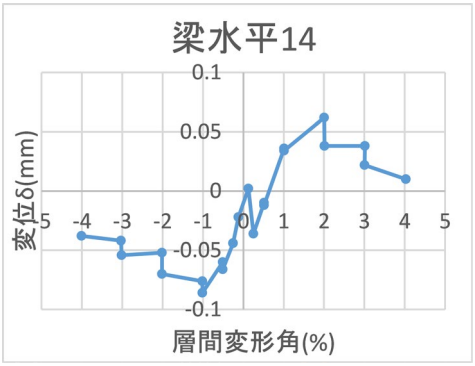


図　5.3.429　試験体 A-4　基礎梁変位　層間変形角-変形関係









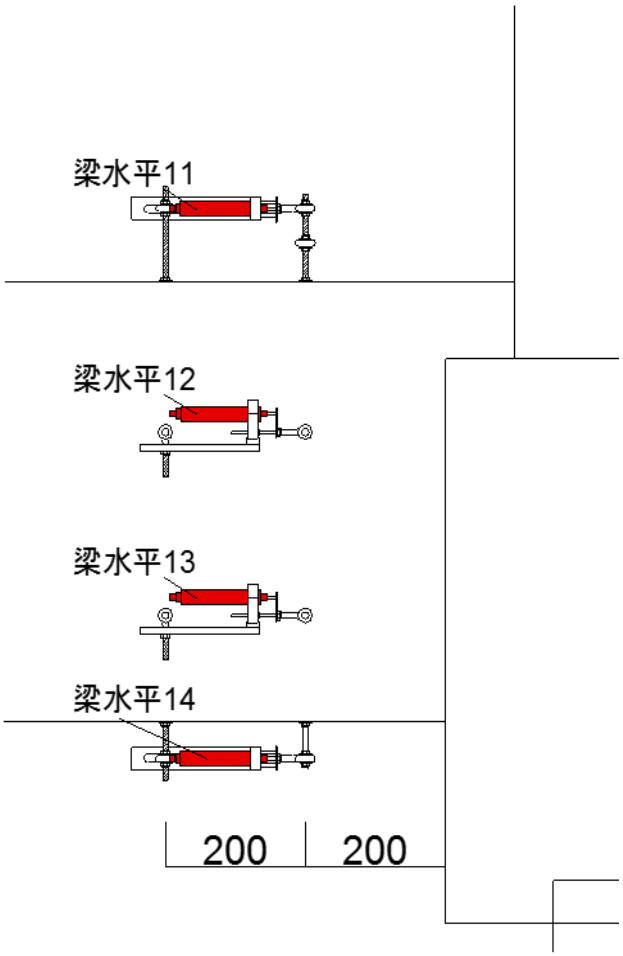


図 5.3.430 試験体 A-4　基礎梁変位　層間変形角-変形関係３

(d)柱変位

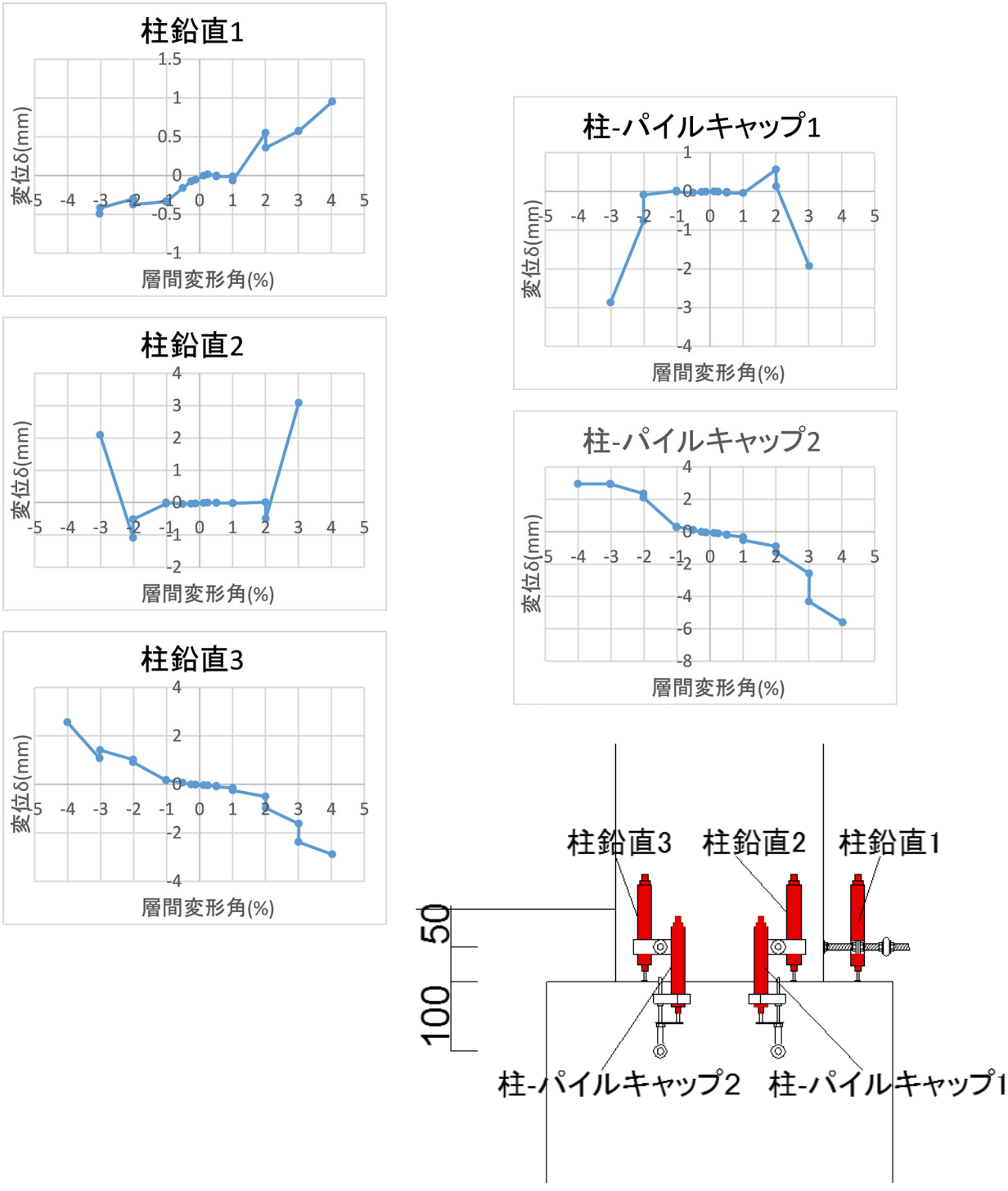
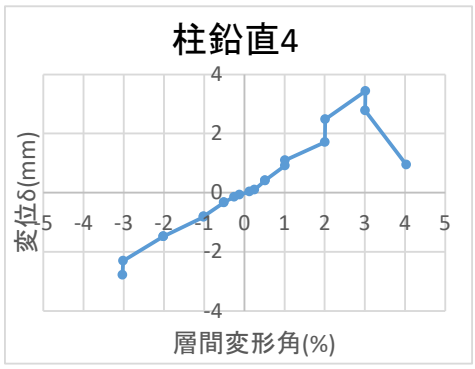
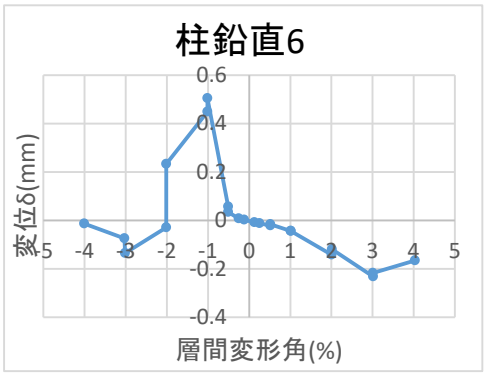
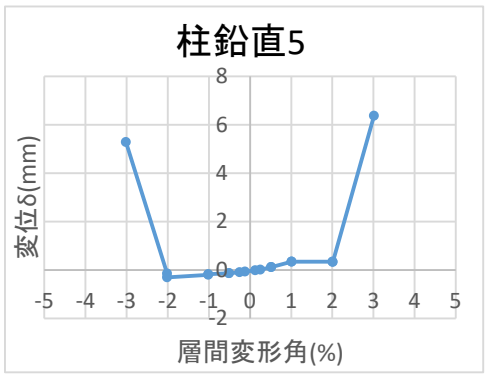
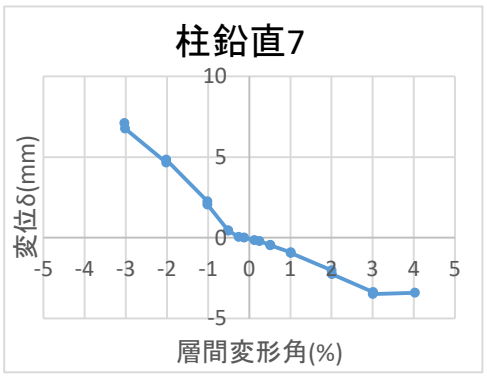


図 5.3.431 試験体 A-4　柱変位　層間変形角-変形関係 1









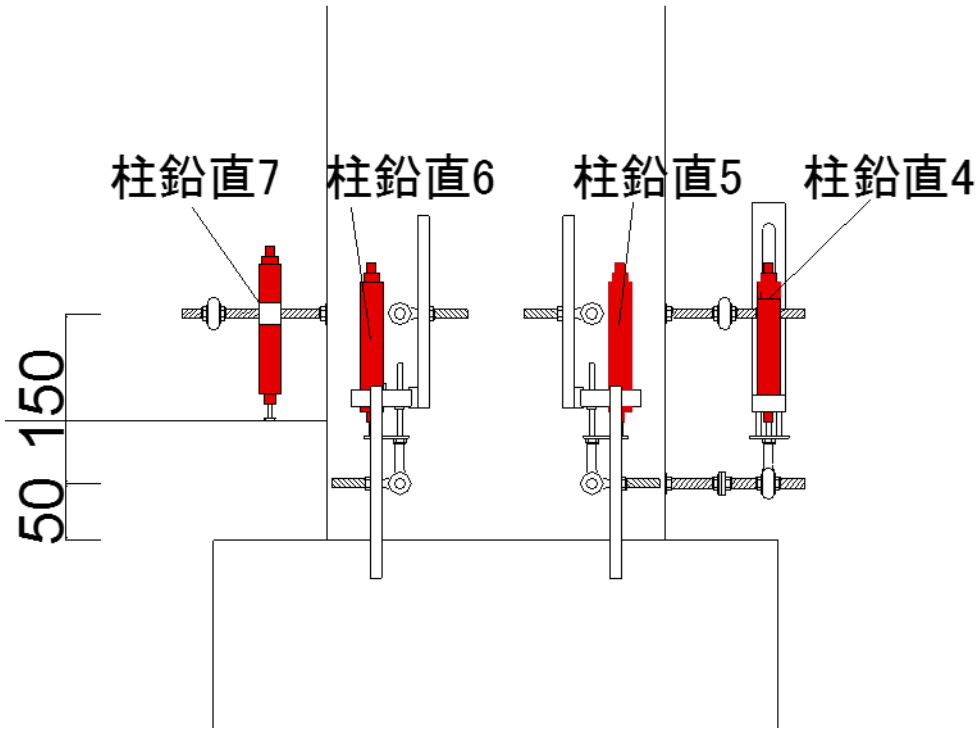
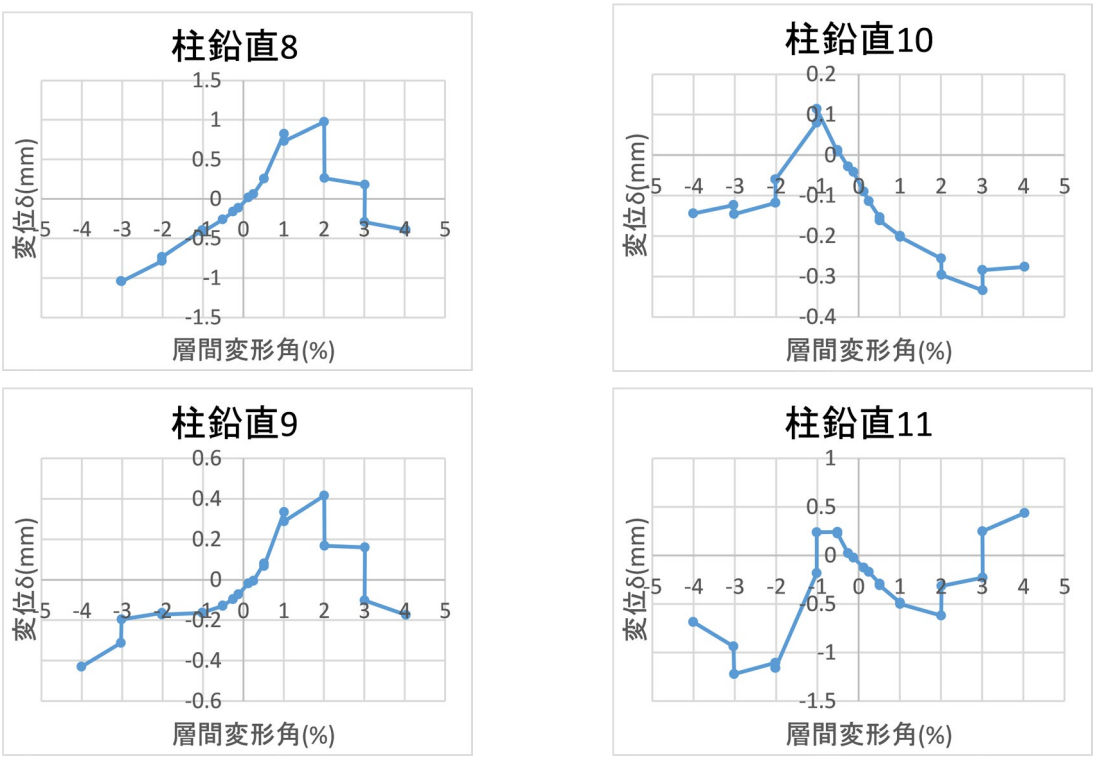


図 5.3.432 試験体 A-4　柱変位　層間変形角-変形関係 2



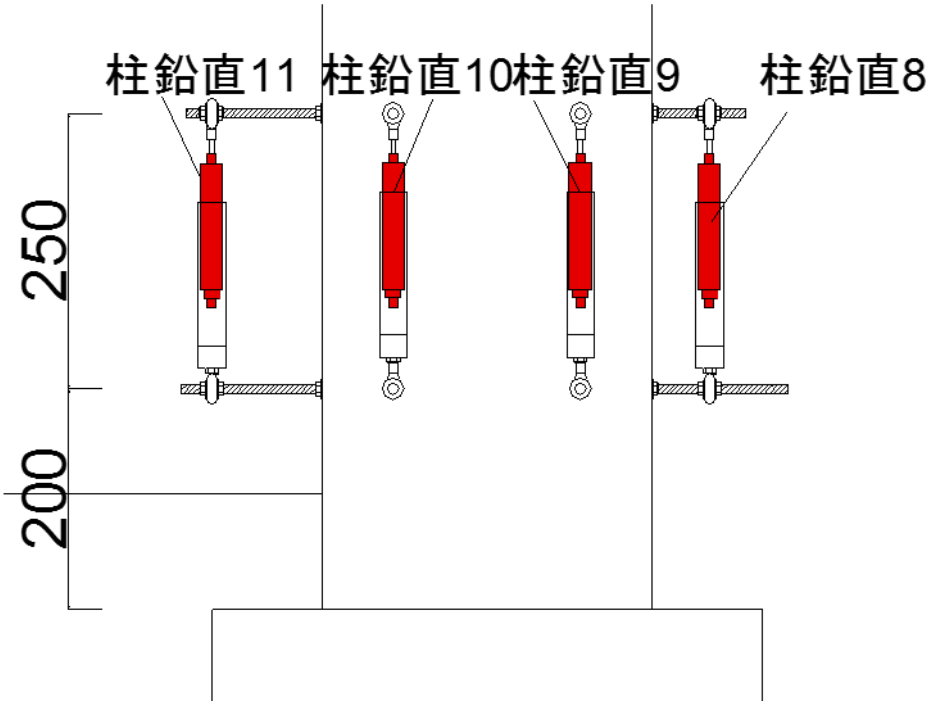


図 5.3.433 試験体 A-4　柱変位　層間変形角-変形関係３

(e)パイルキャップ変位

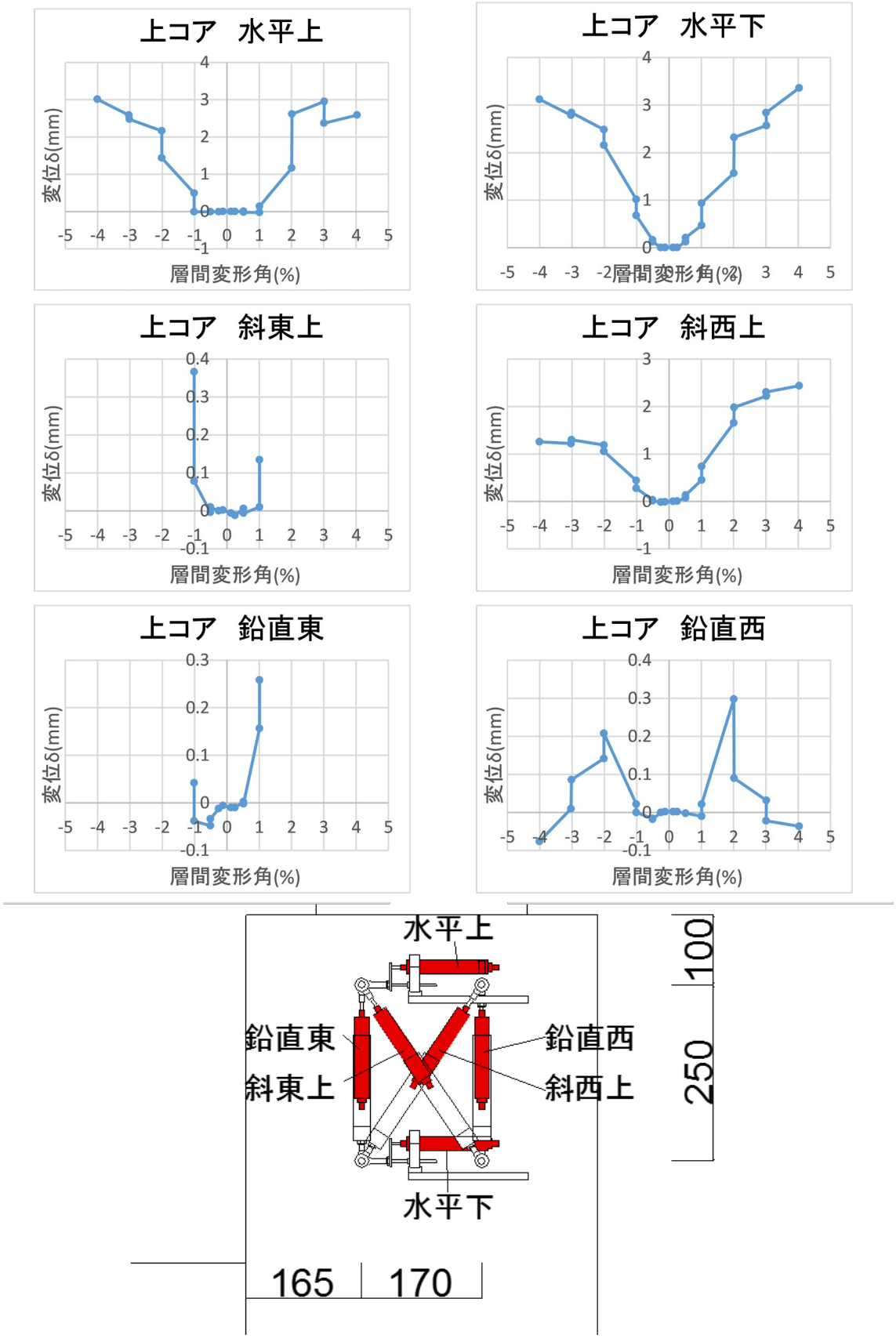


図 5.3.434 試験体 A-4　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

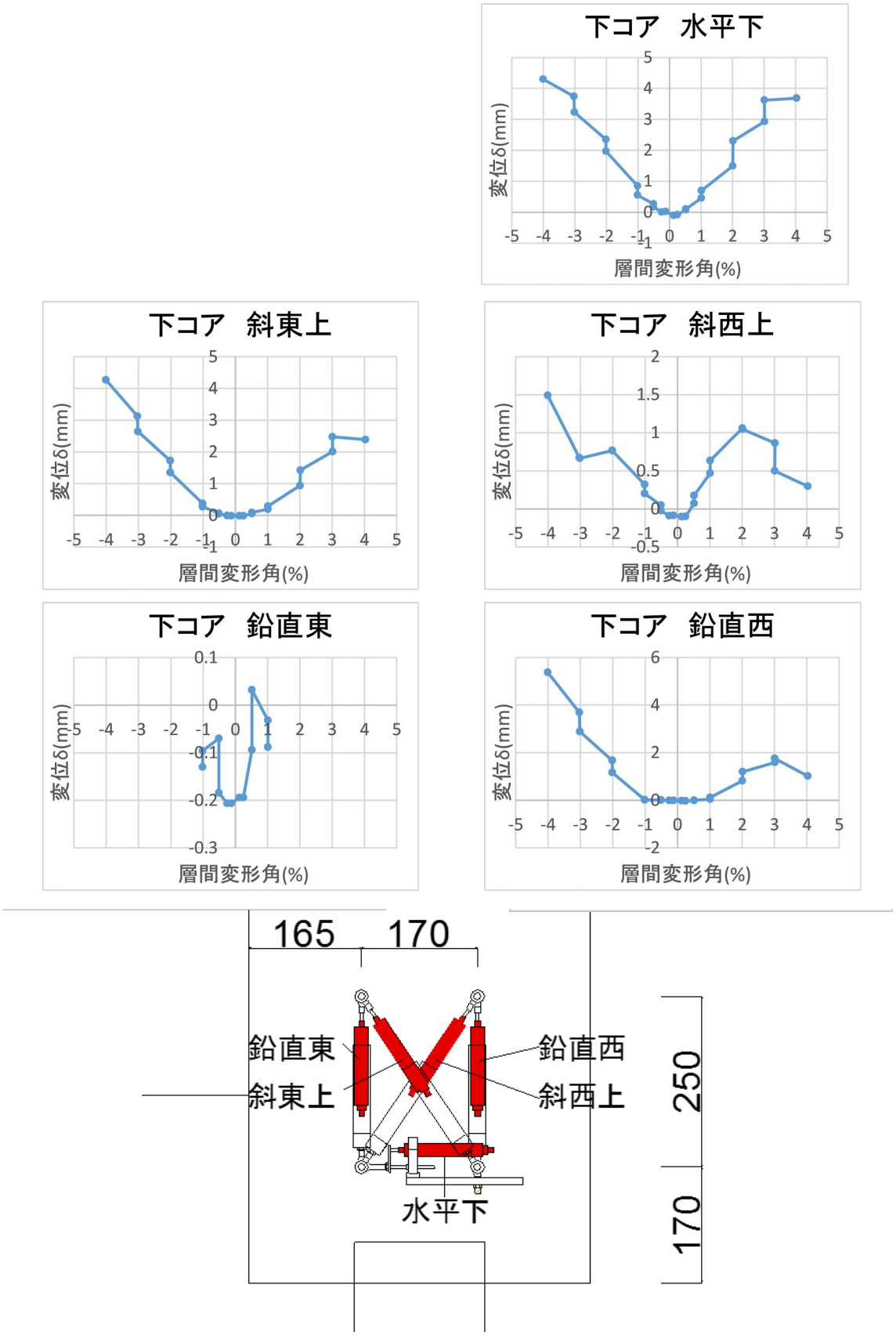
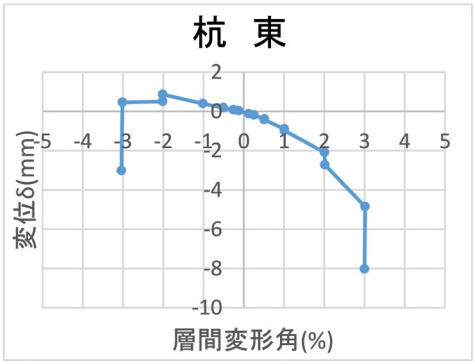
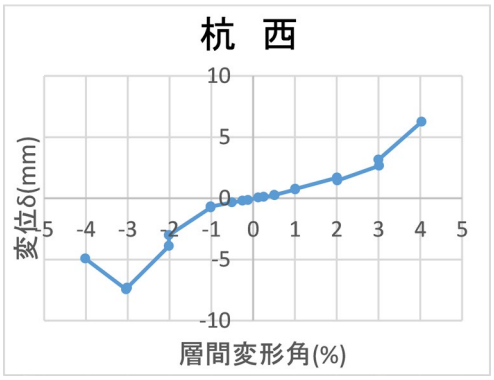


図 5.3.435 試験体 A-4　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係２

(f)杭変位





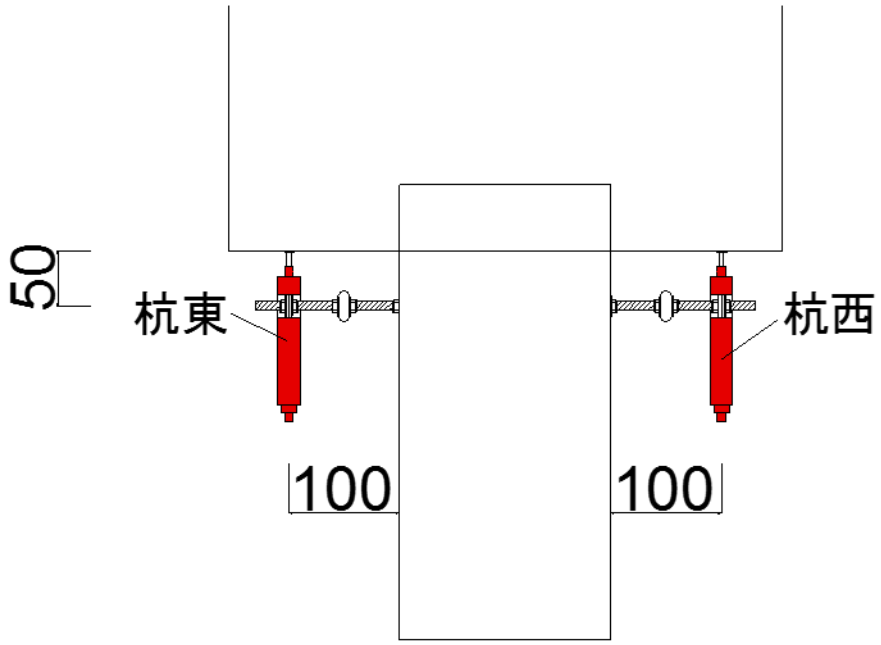


図 5.3.436 試験体 A-4　杭変位　層間変形角-変形関係

2)　試験体 A-5

(a)部材変位

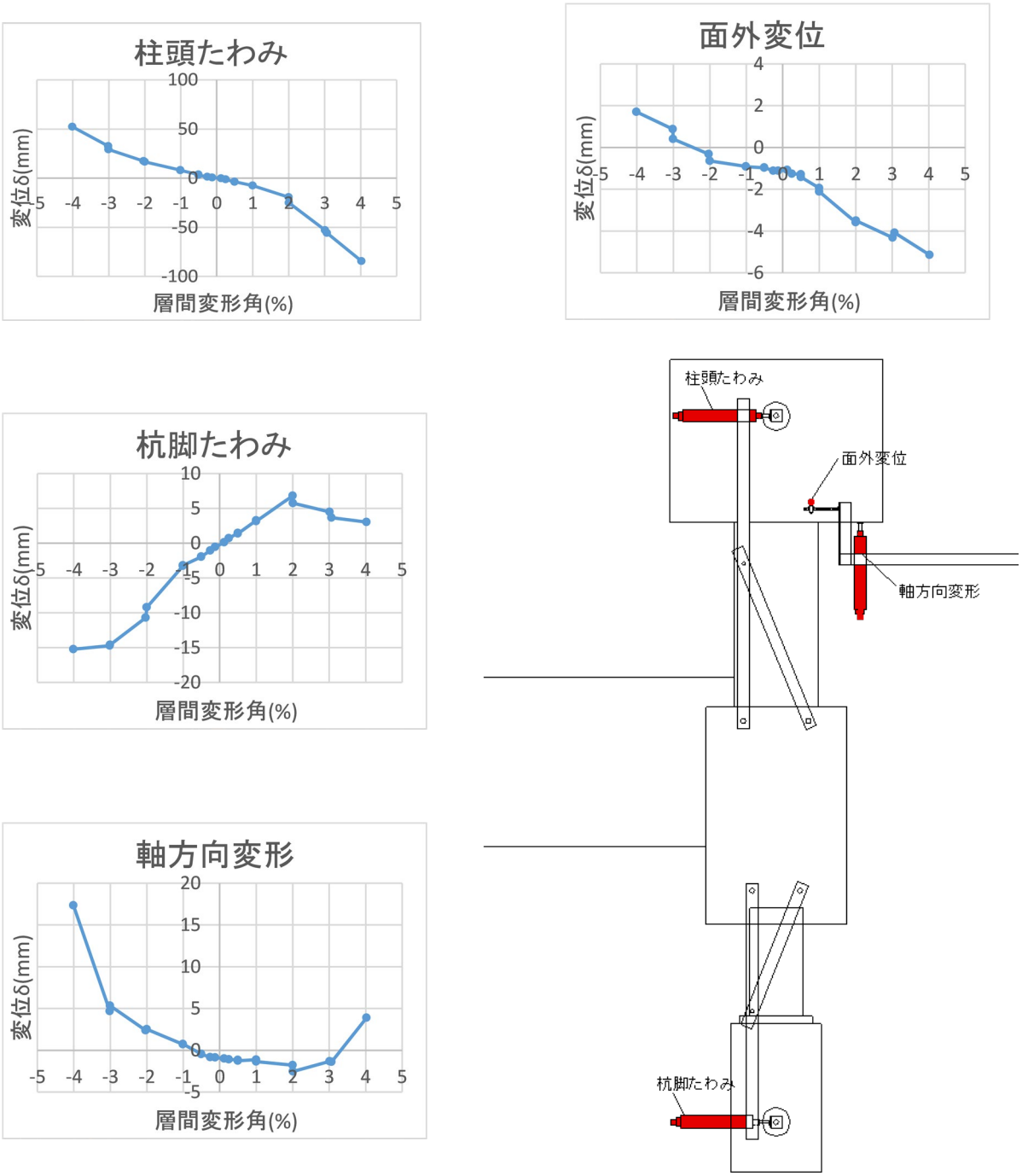
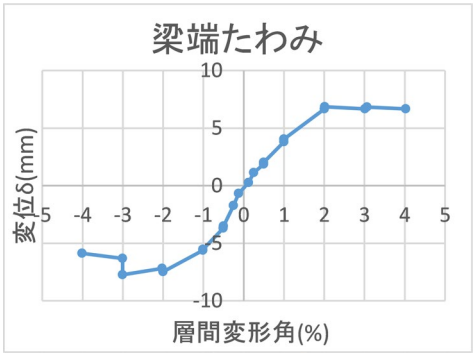
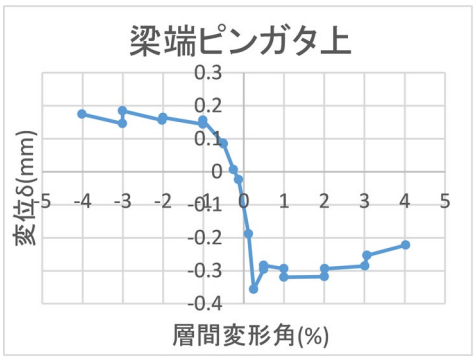
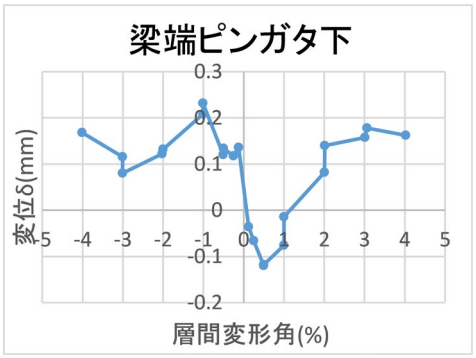


図 5.3.437 試験体 A-5　部材変位　層間変形角-変形関係 1







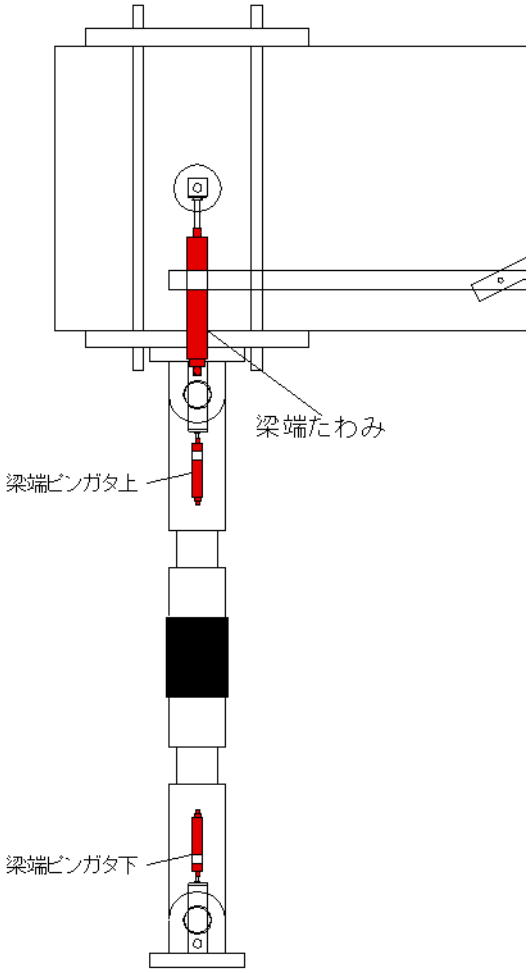
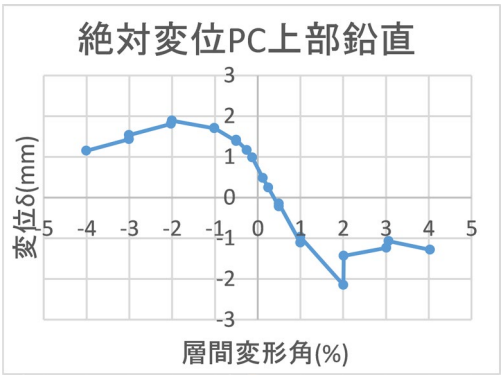
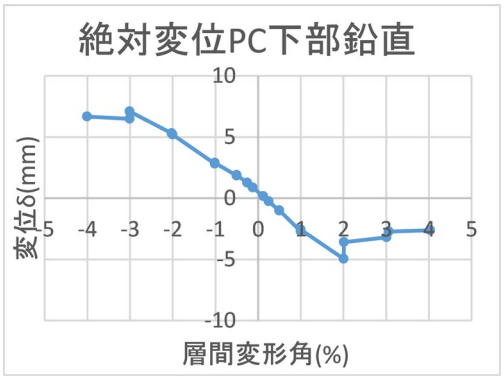
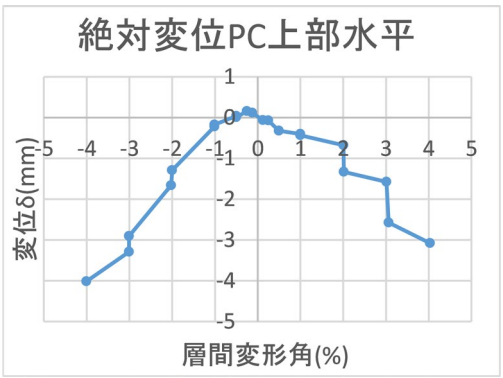


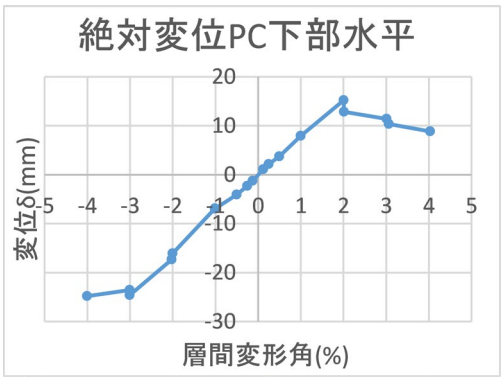
図 5.3.438 試験体 A-5　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b) 部材絶対変位









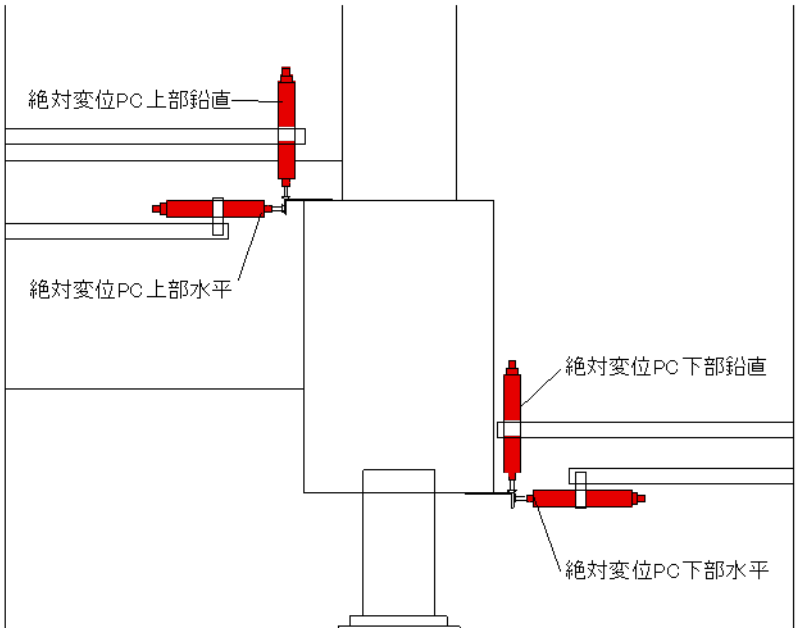


図 5.3.439 試験体 A-5　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

(c) 基礎梁変位

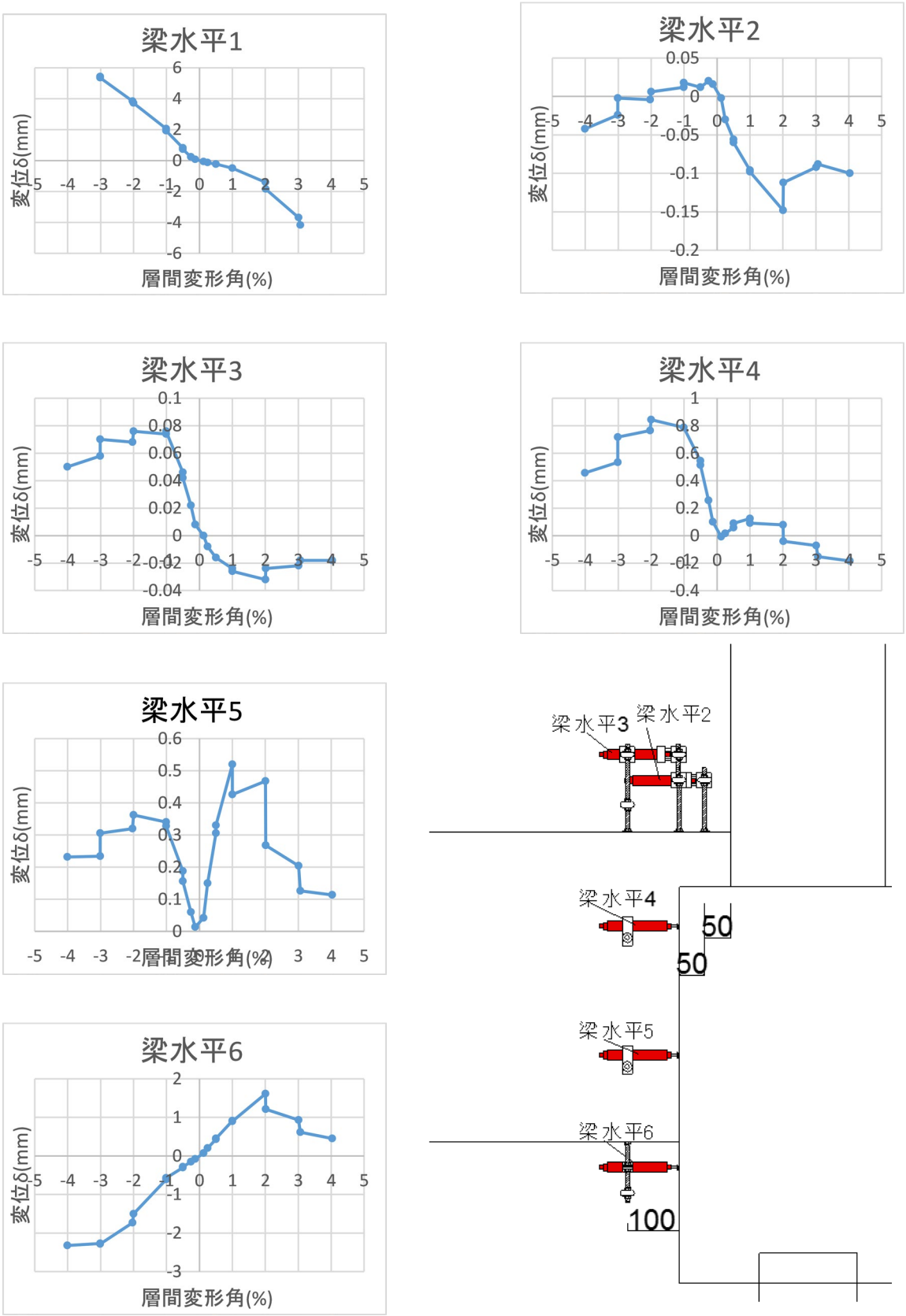
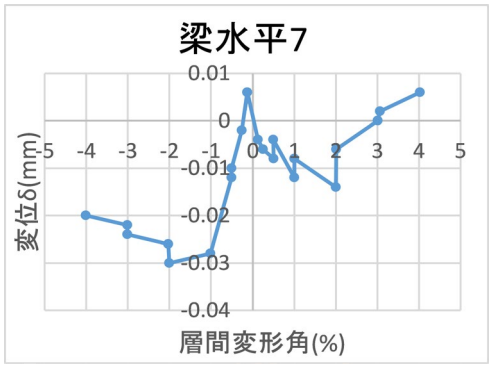
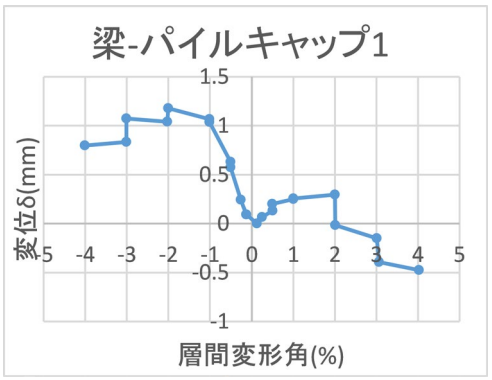
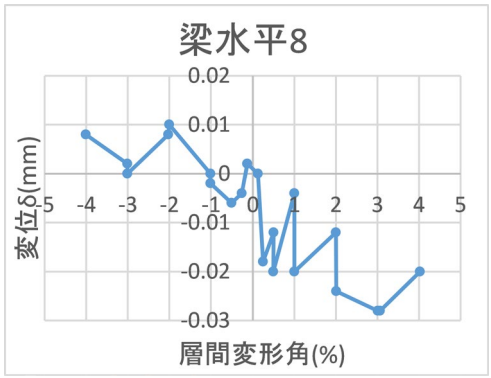
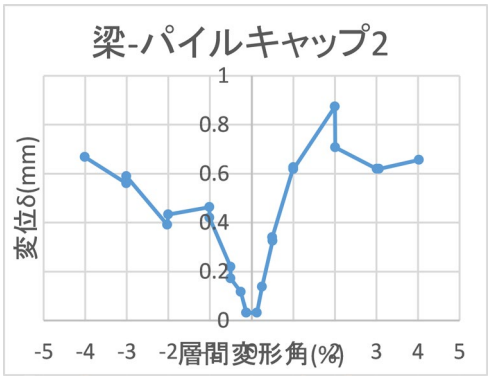


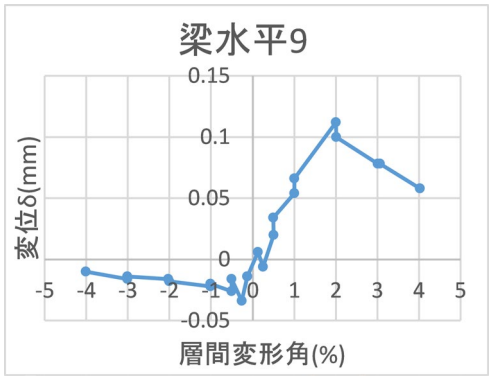
図 5.3.440 試験体 A-5　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

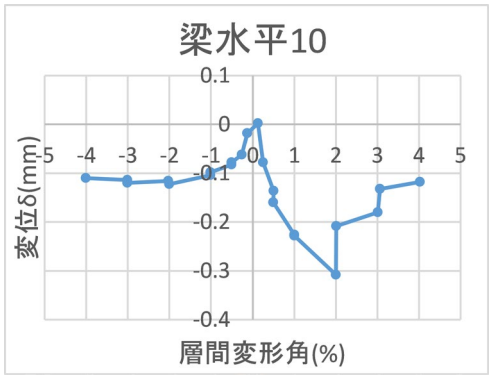












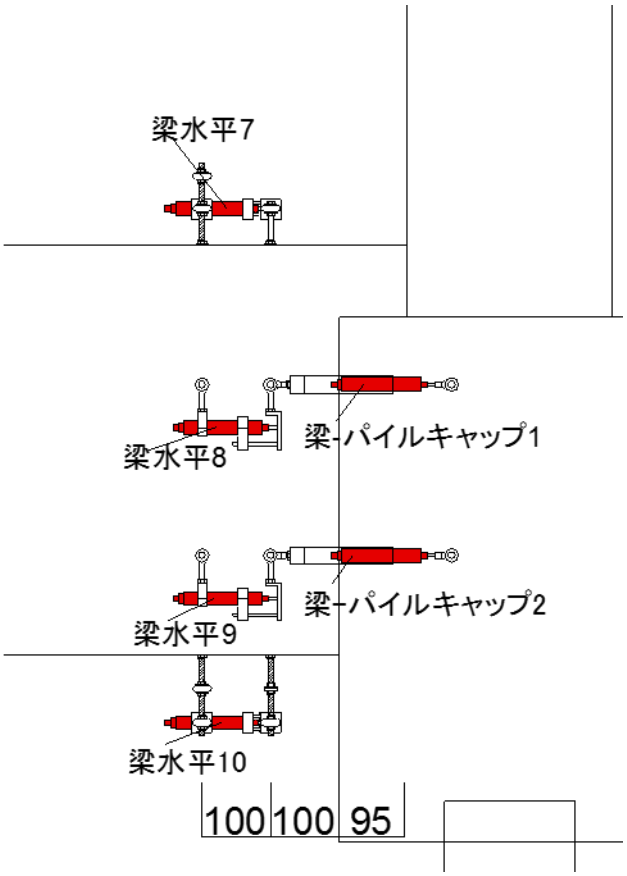
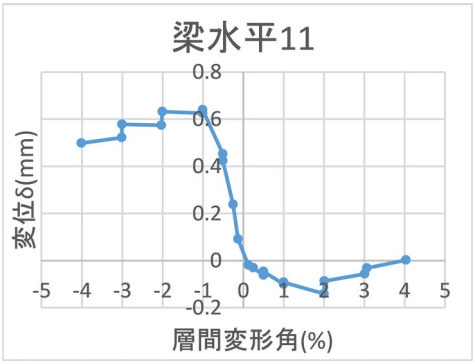
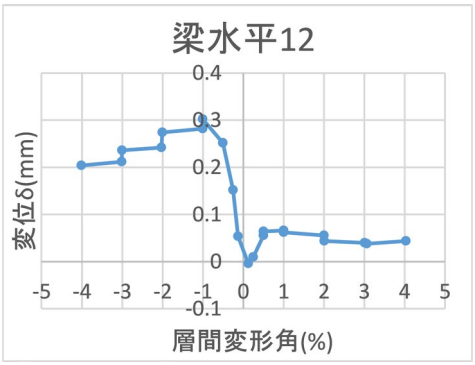
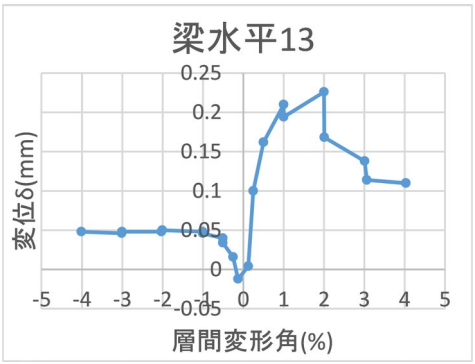
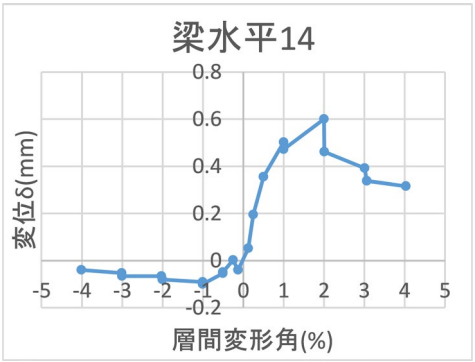


図 5.3.441 試験体 A-5　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2









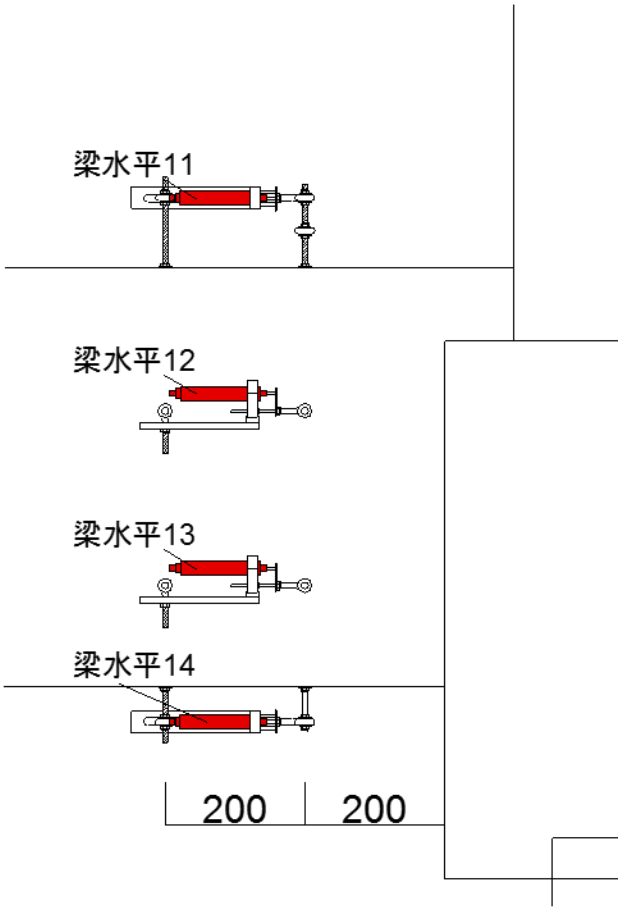


図 5.3.442 試験体 A-5　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位

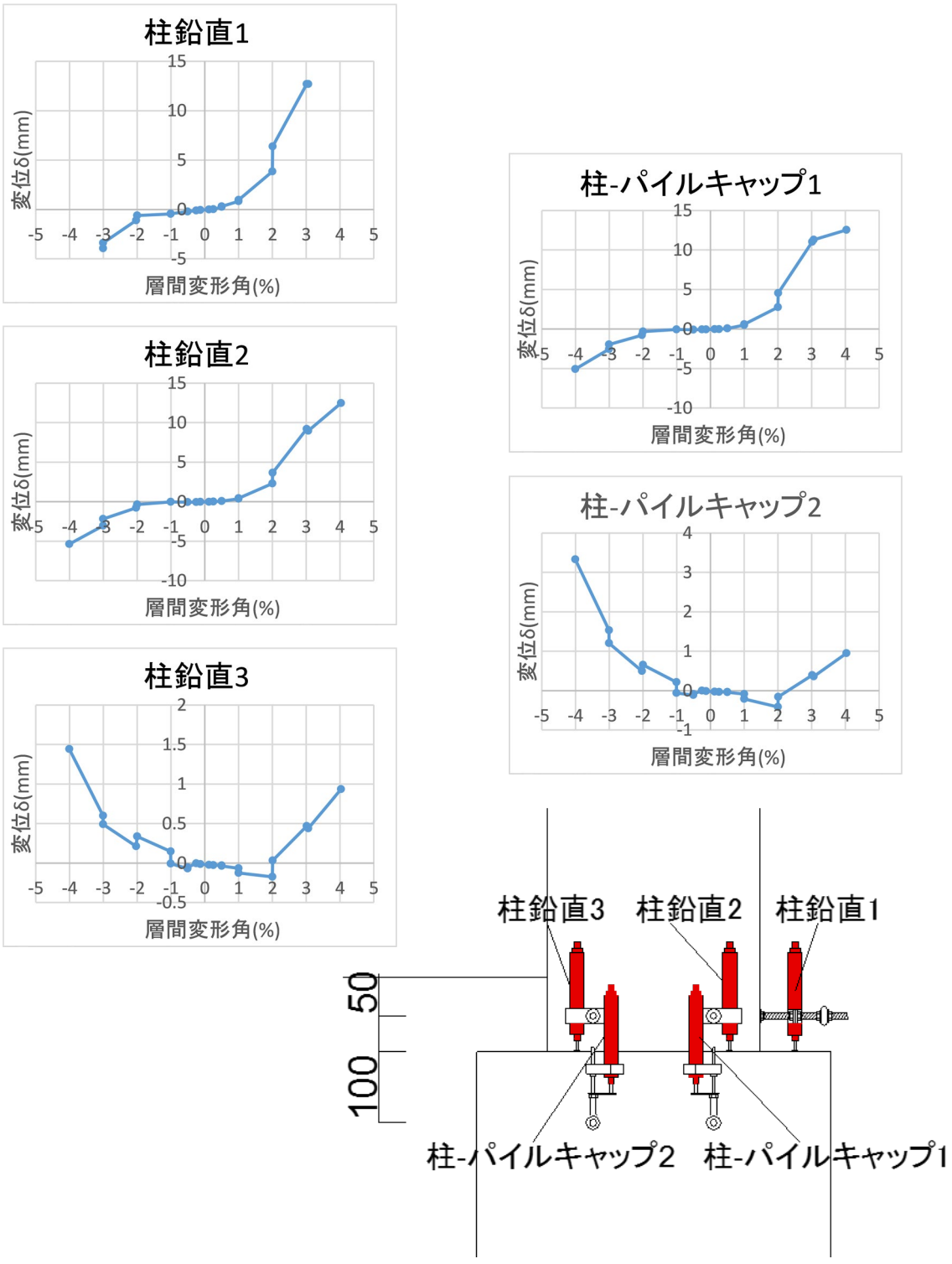
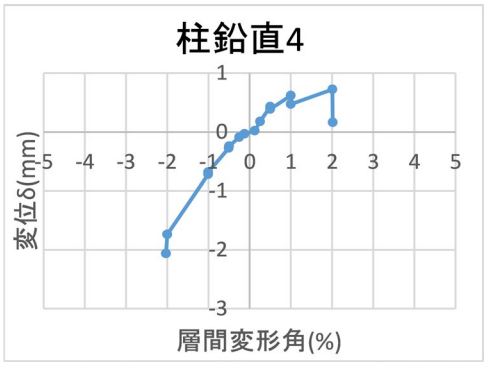
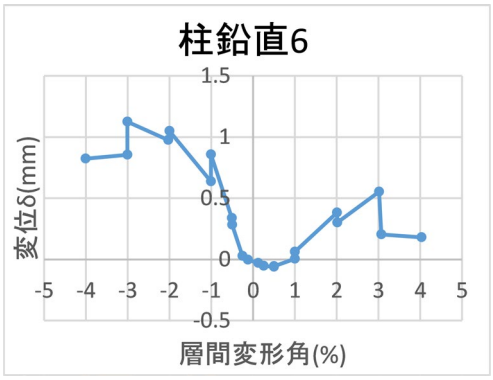
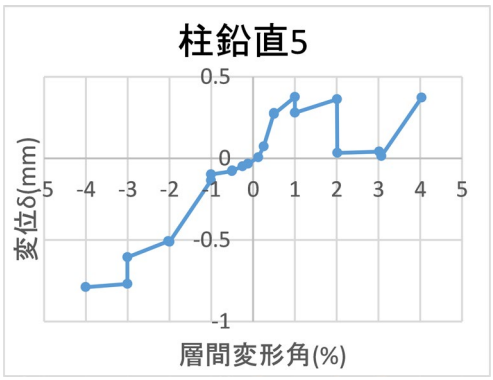
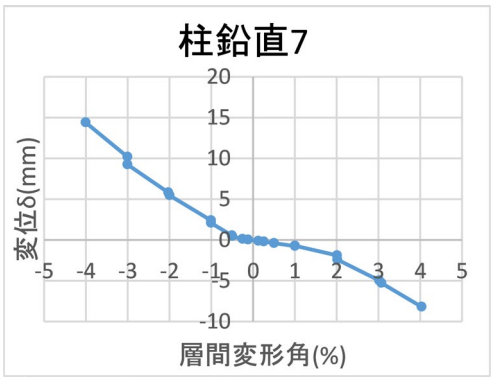


図 5.3.443 試験体 A-5　柱変位　層間変形角-変形関係 1









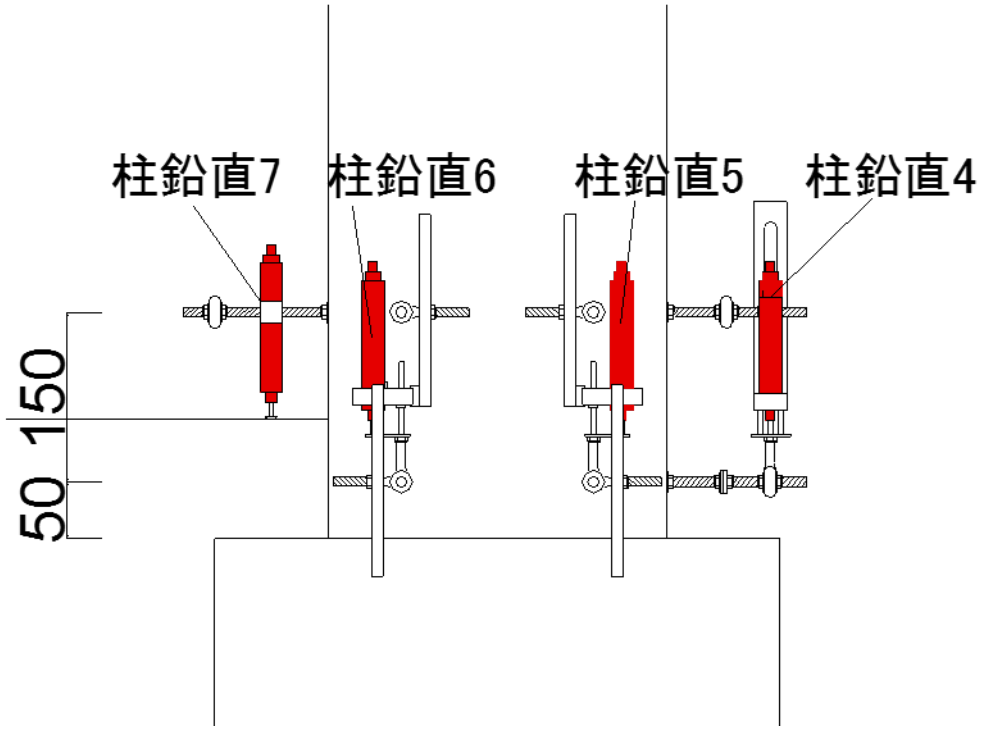
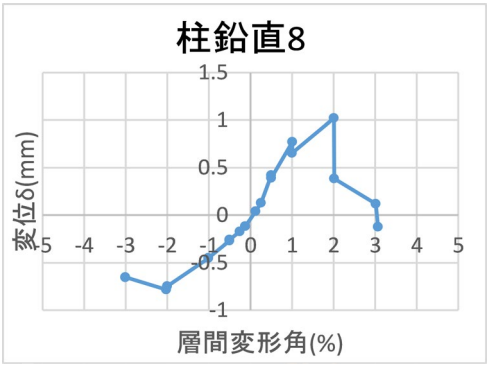
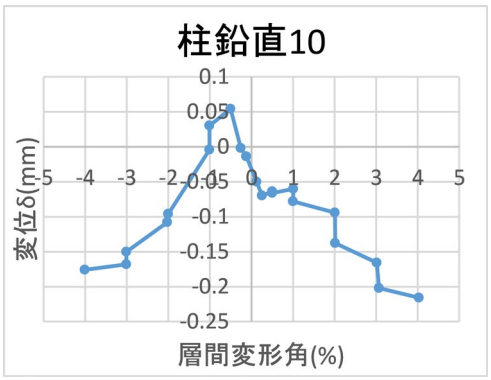
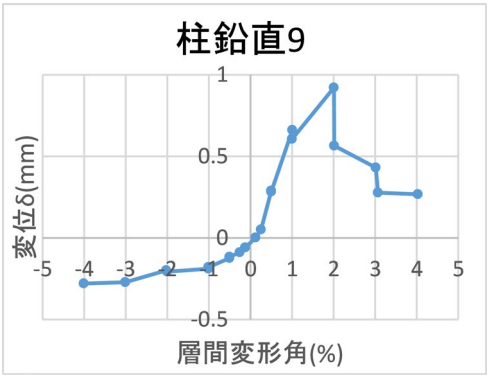
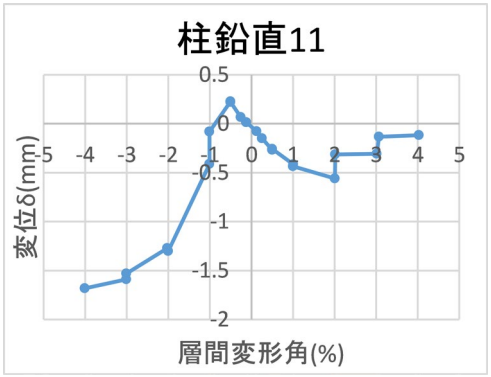


図 5.3.444 試験体 A-5　柱変位　層間変形角-変形関係 2









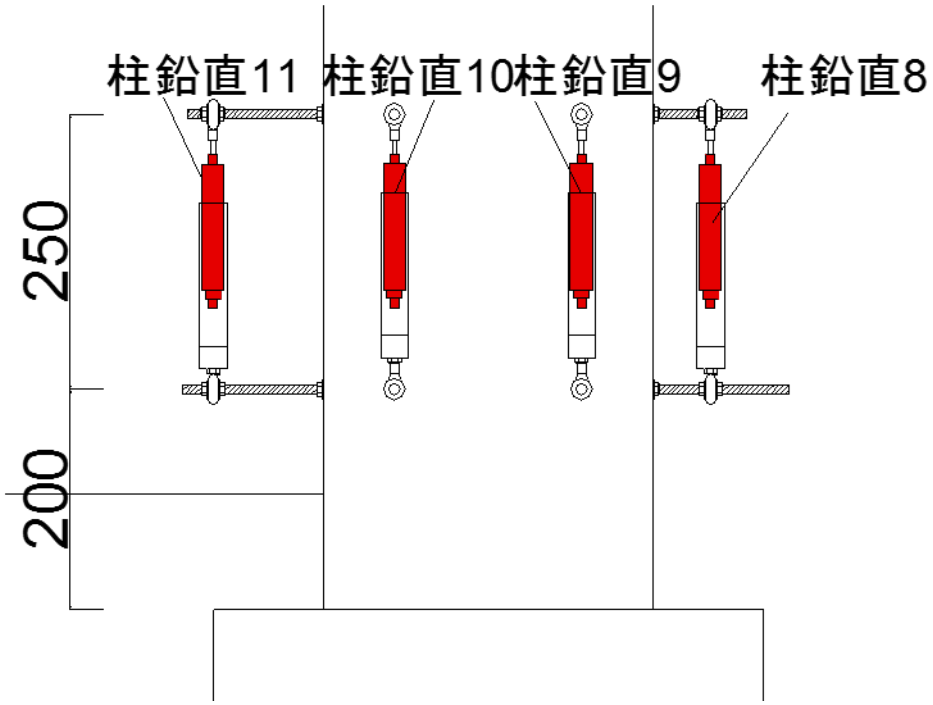


図 5.3.445 試験体 A-5　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位

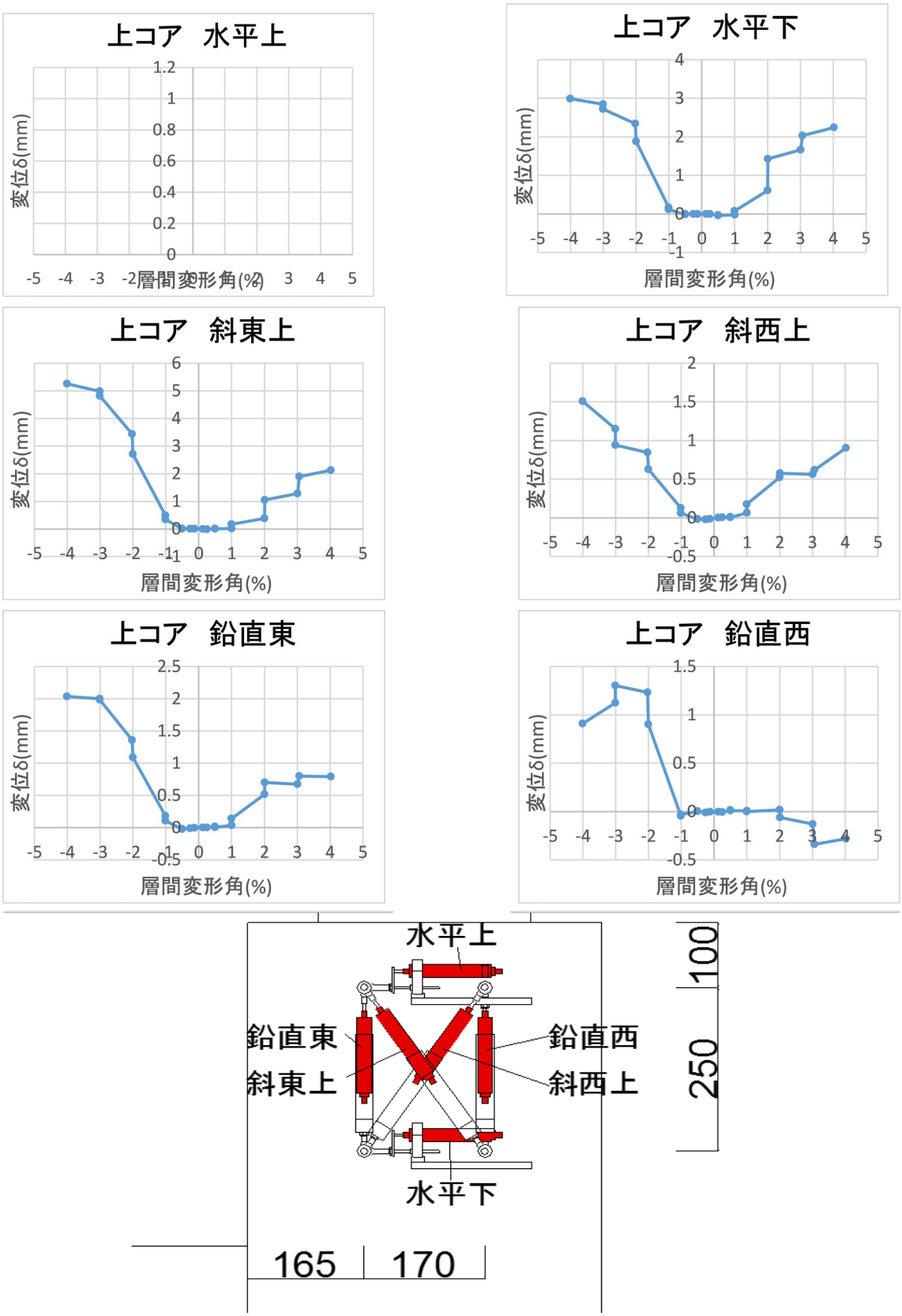
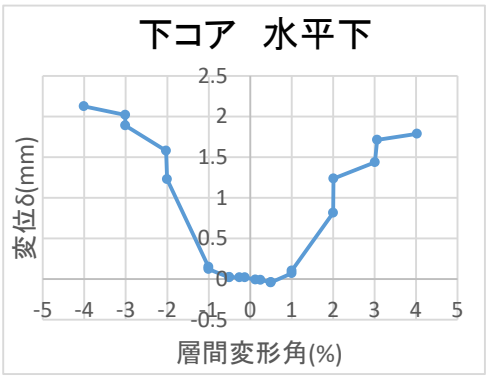
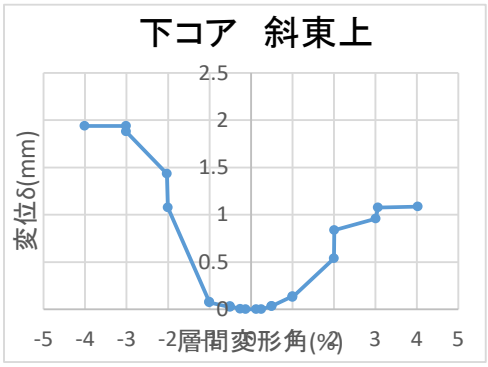
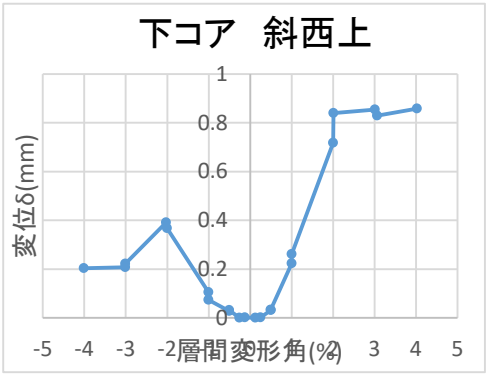
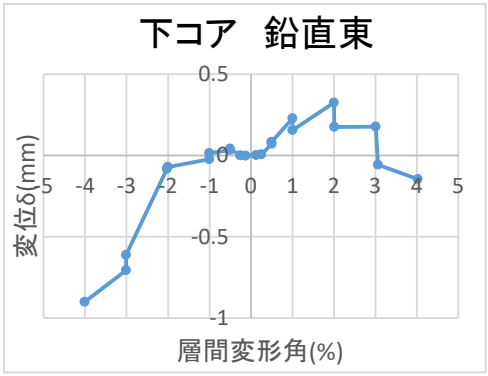


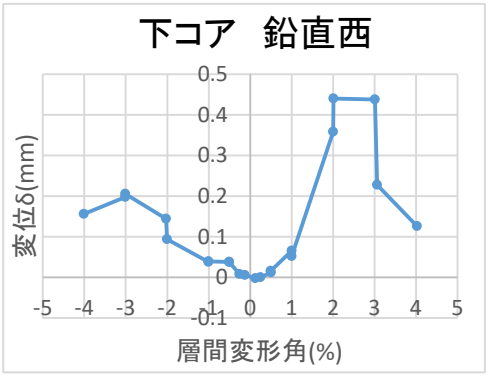
図 5.3.446 試験体 A-5　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1











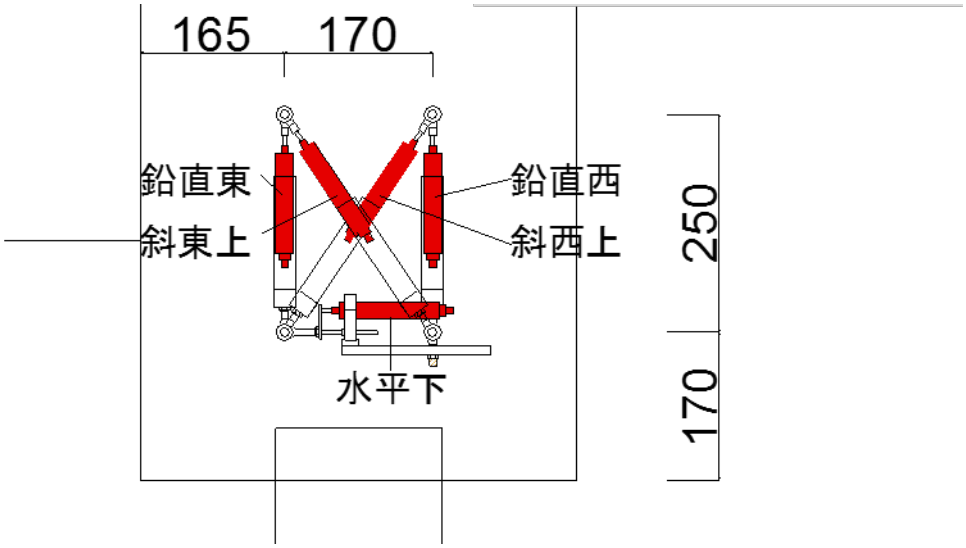


図 5.3.447 試験体 A-5　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

(f)杭変位

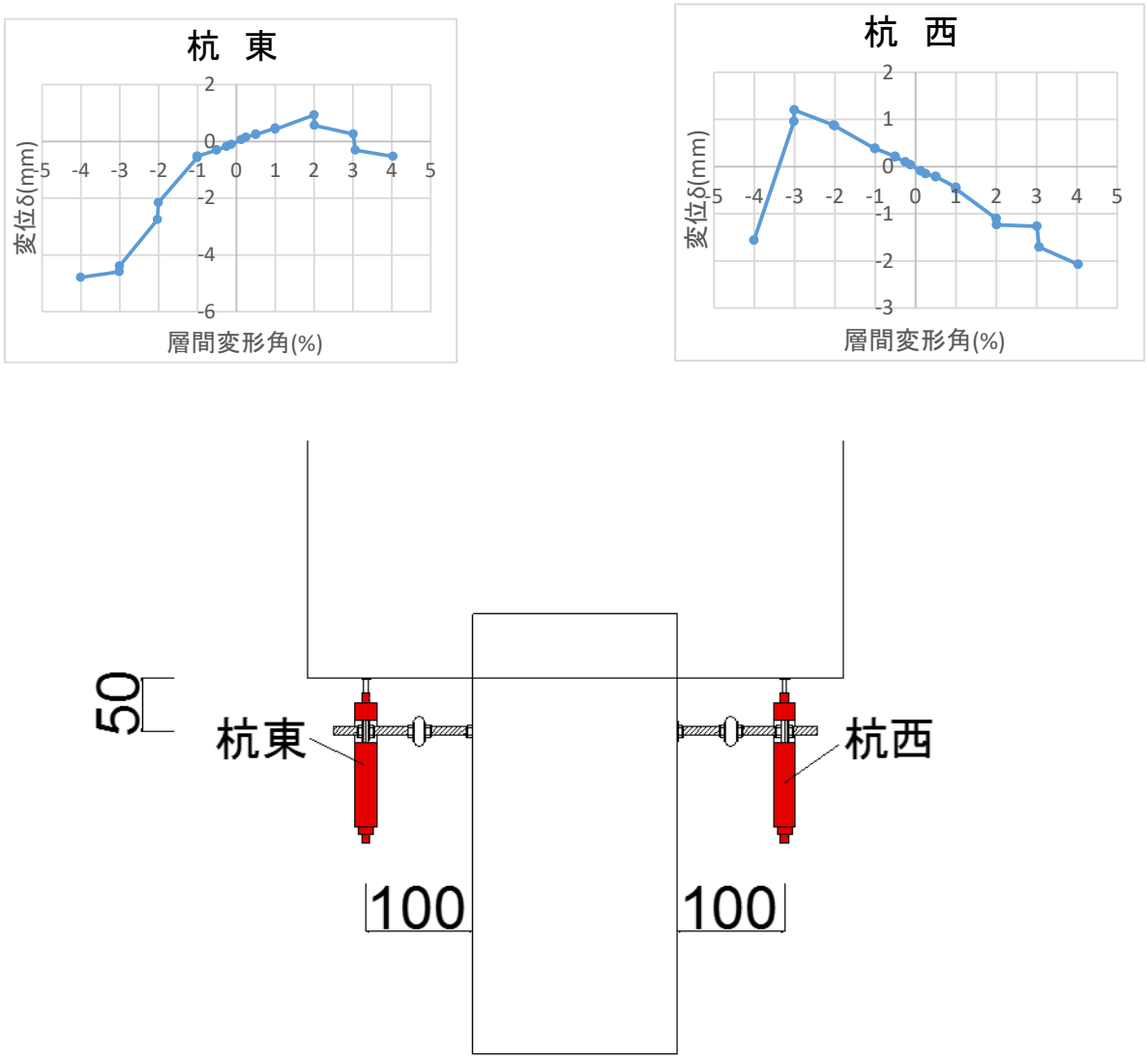
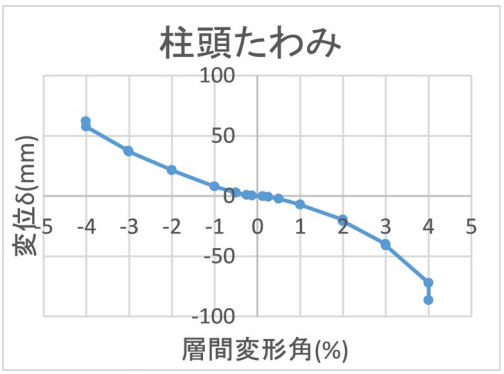
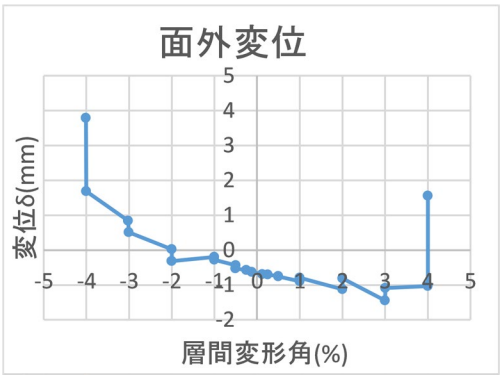


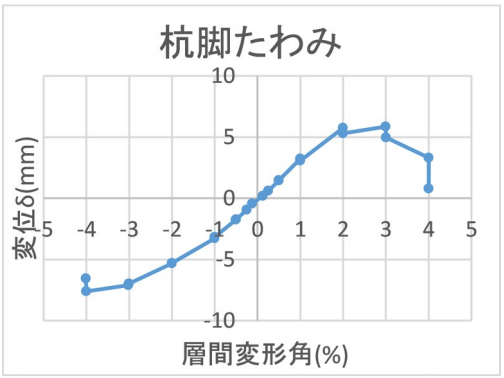
図 5.3.448 試験体 A-6　部材変位　層間変形角-変形関係 1

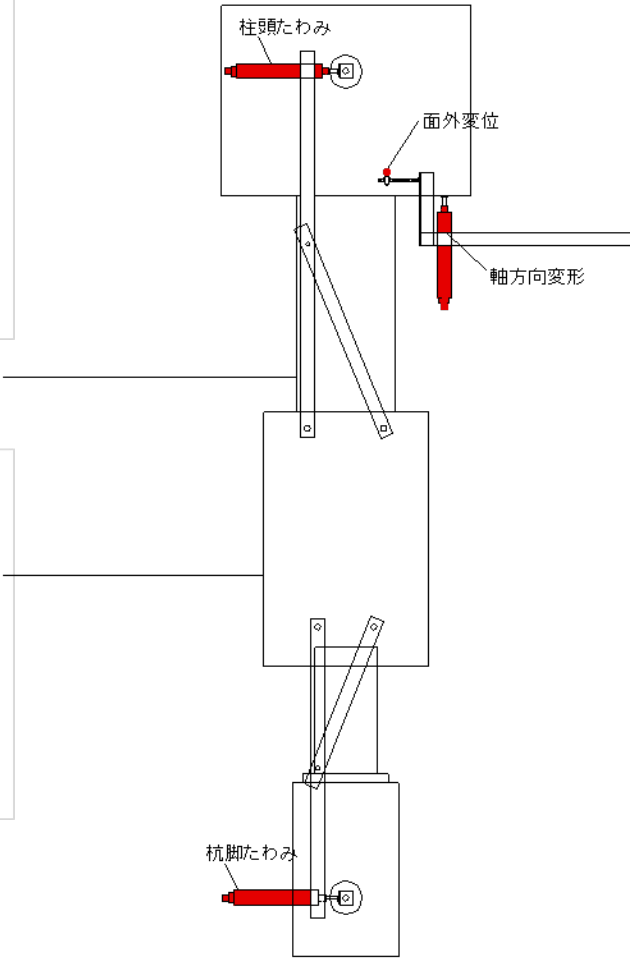
3)　試験体 A-6

(a)部材変位









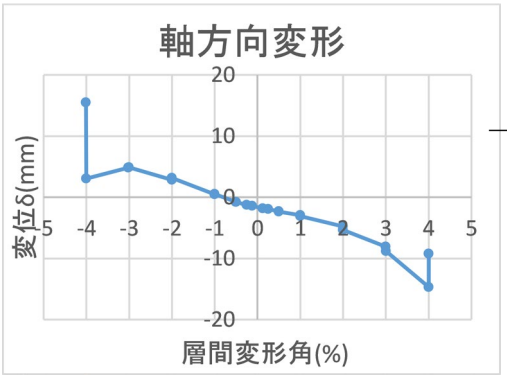
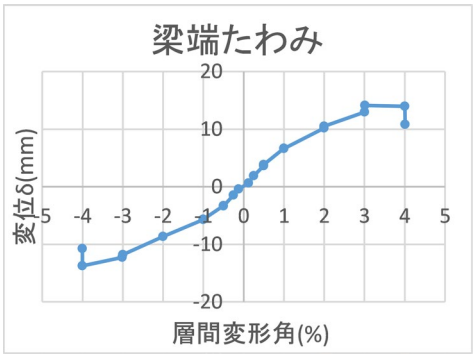
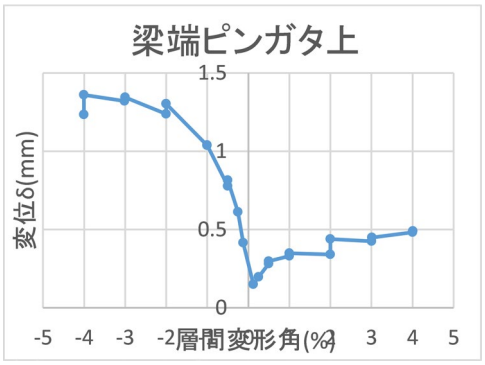
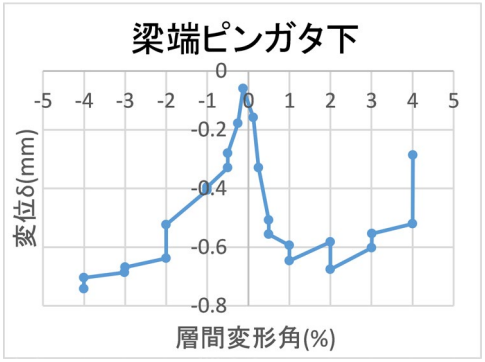


図 5.3.449 試験体 A-6　部材変位　層間変形角-変形関係 1







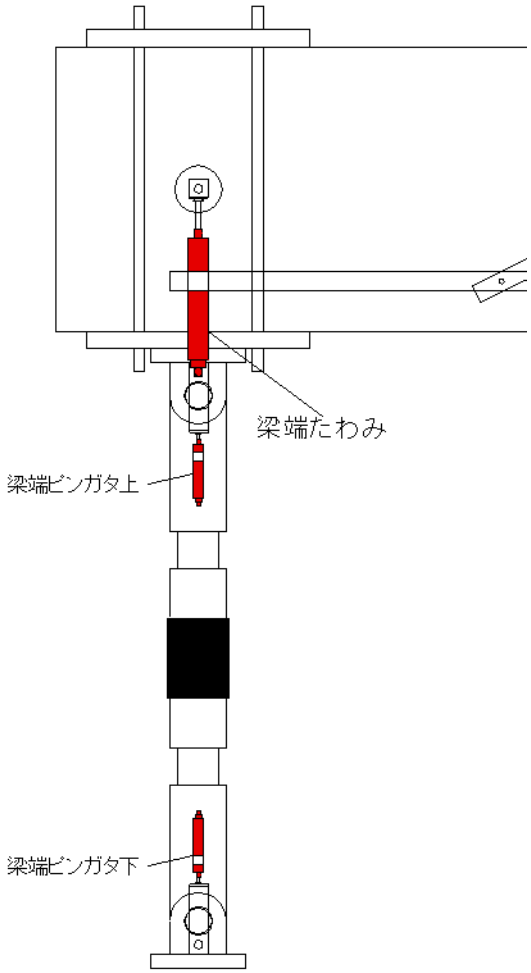
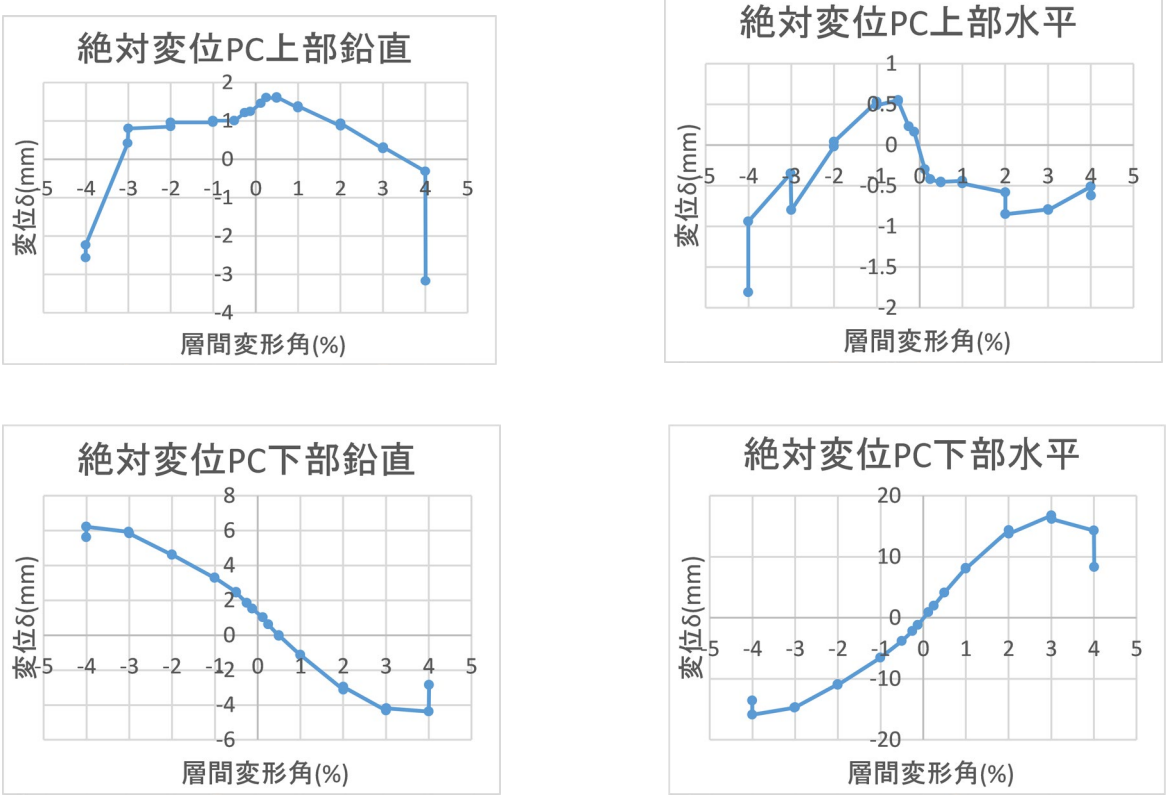


図 5.3.450 試験体 A-6　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b) 部材絶対変位



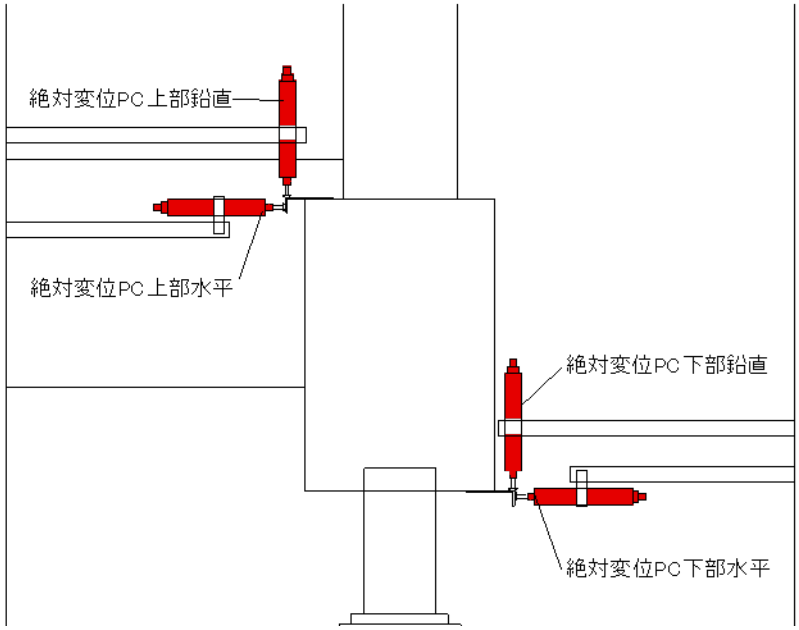


図 5.3.451 試験体 A-6　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

(c) 基礎梁変位

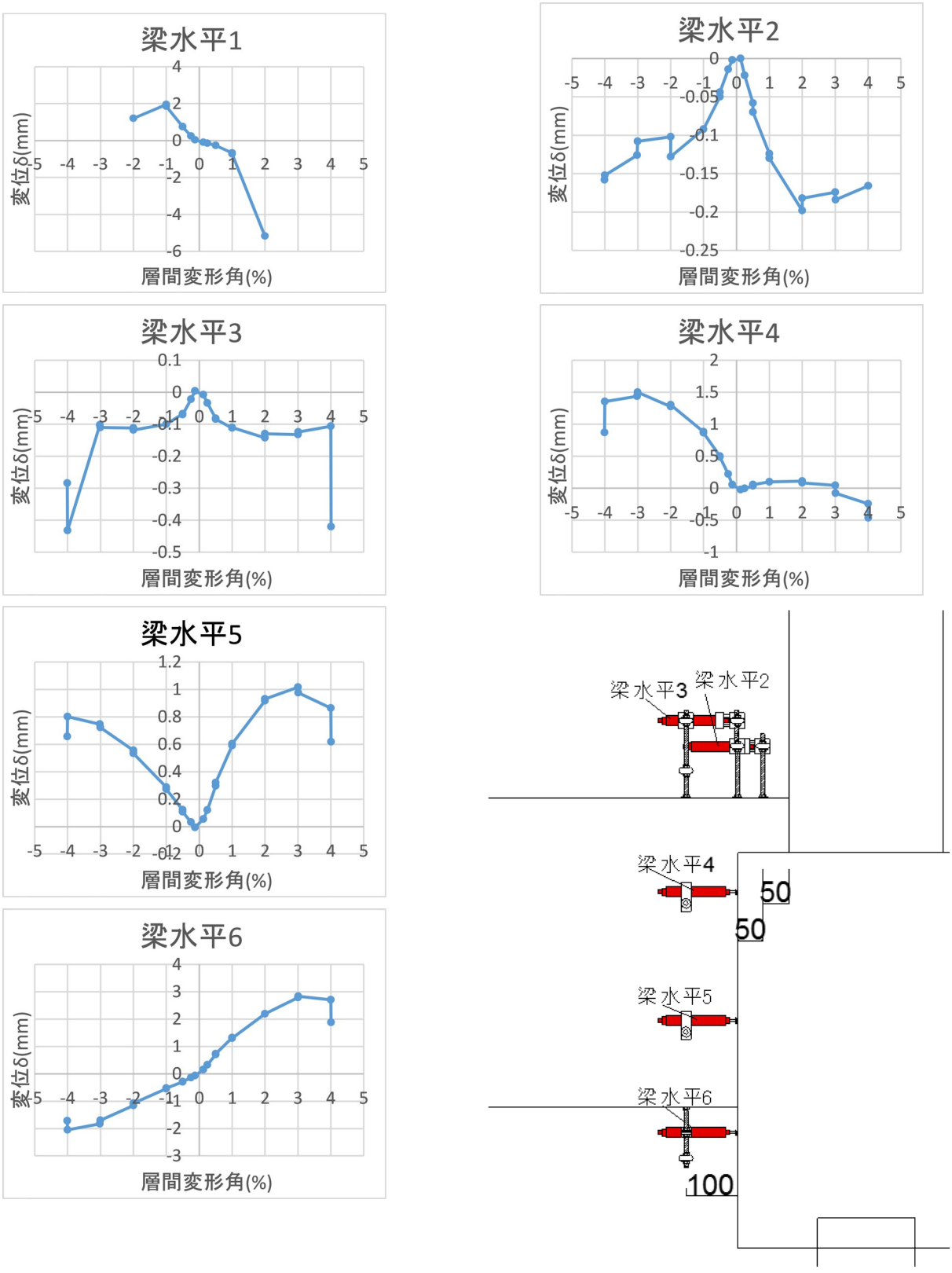


図 5.3.452 試験体 A-6　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

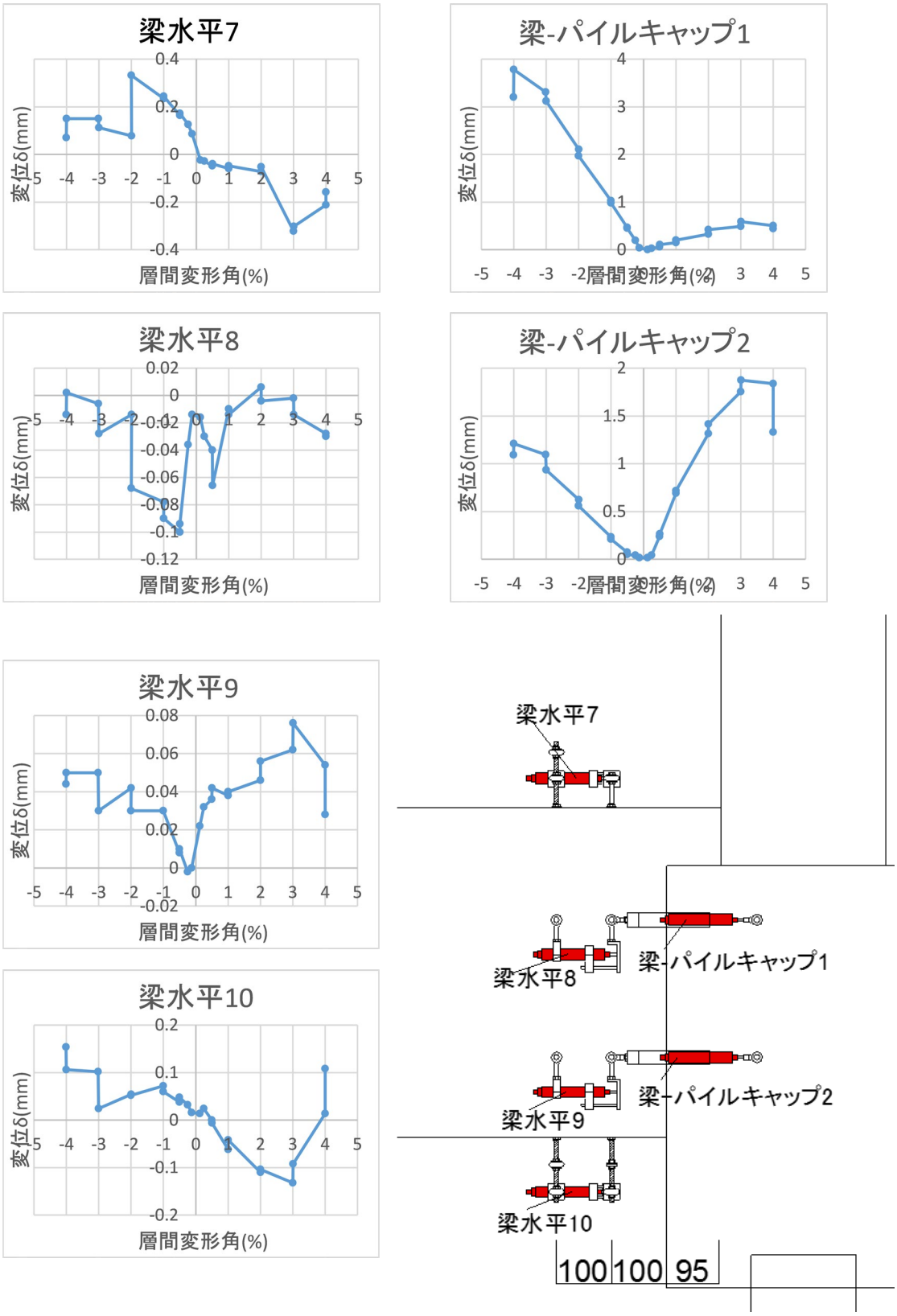
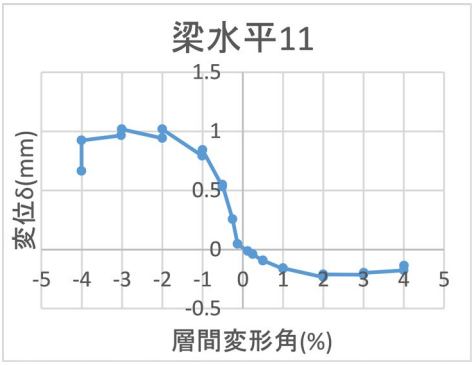
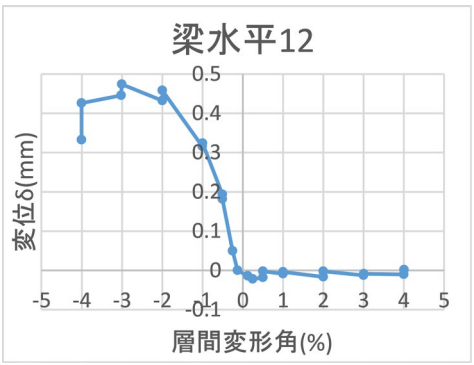
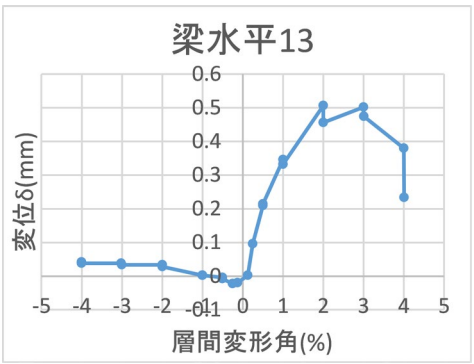


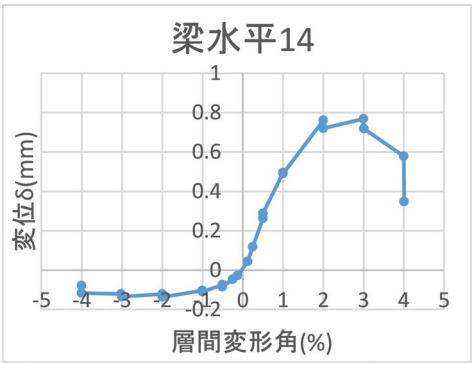
図 5.3.453 試験体 A-6　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2

(d)柱変位









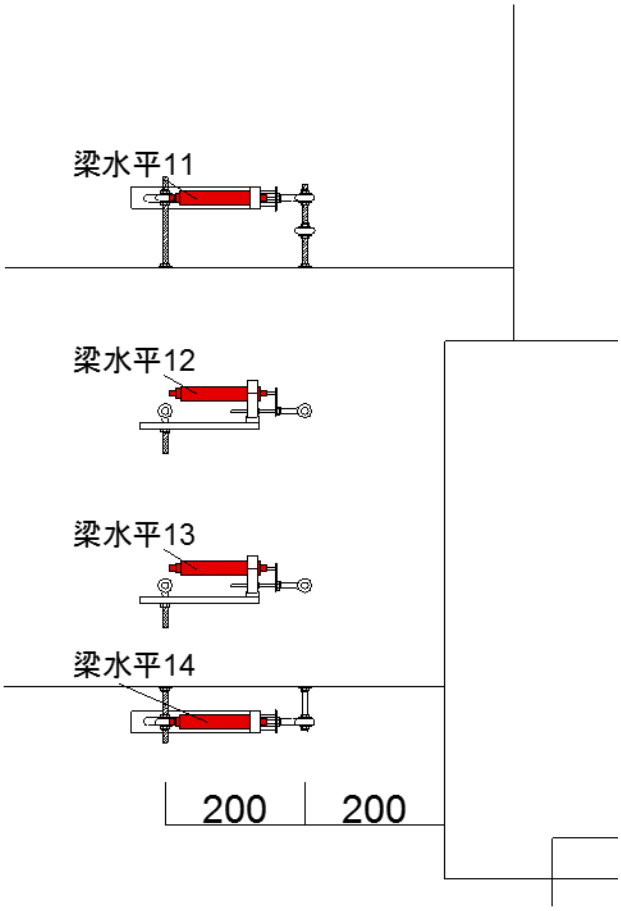


図 5.3.454 試験体 A-6　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

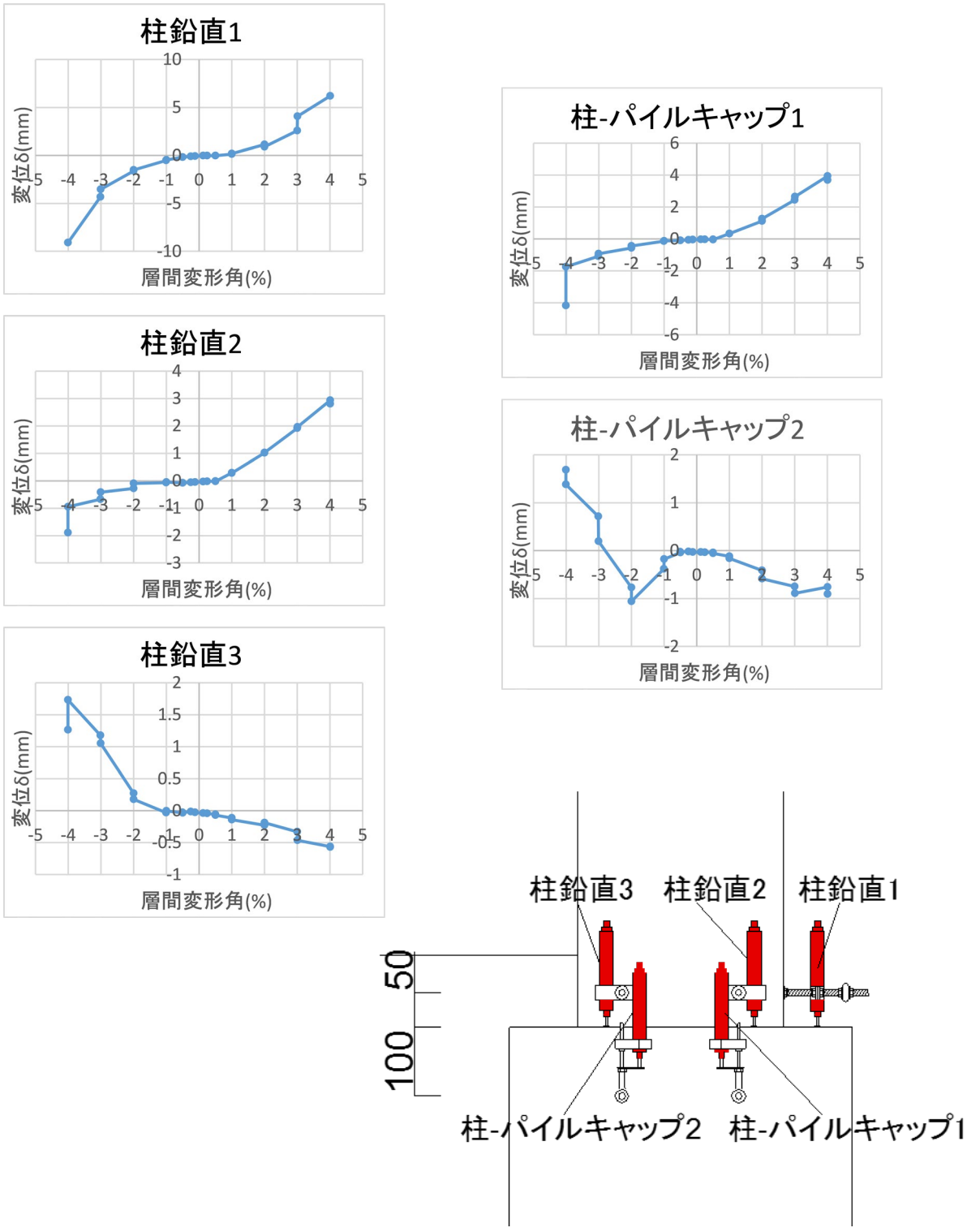
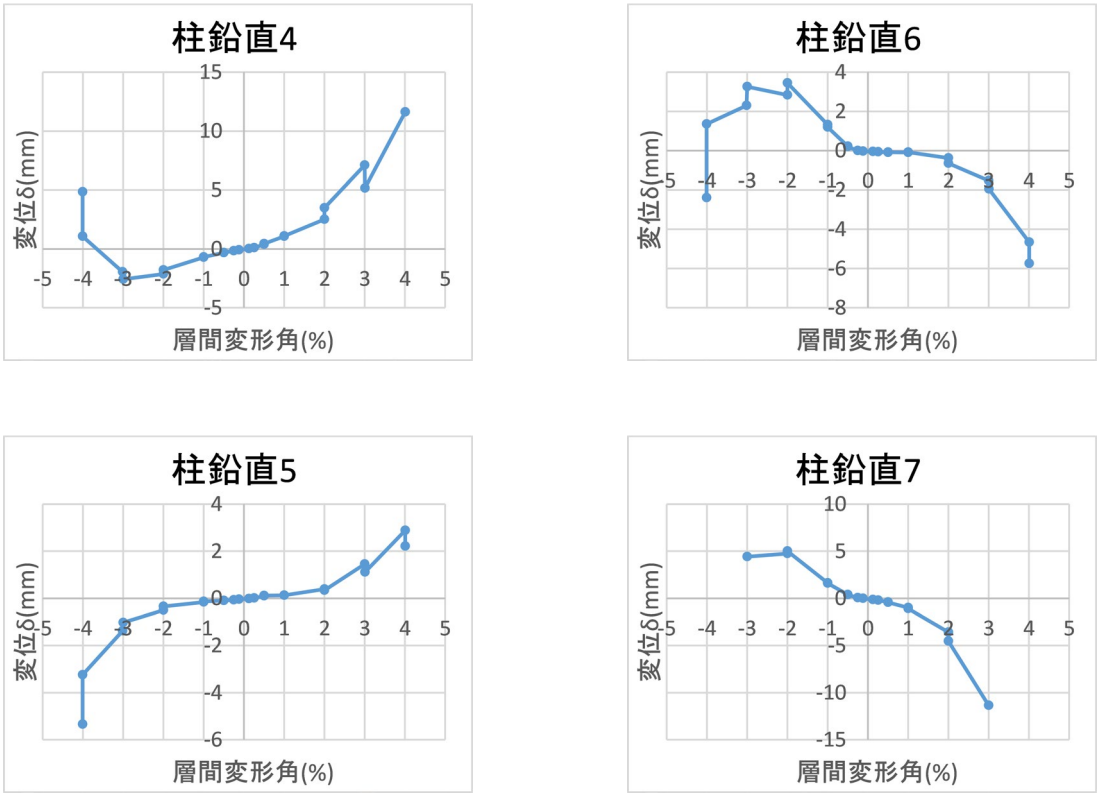


図 5.3.455 試験体 A-6　柱変位　層間変形角-変形関係 1



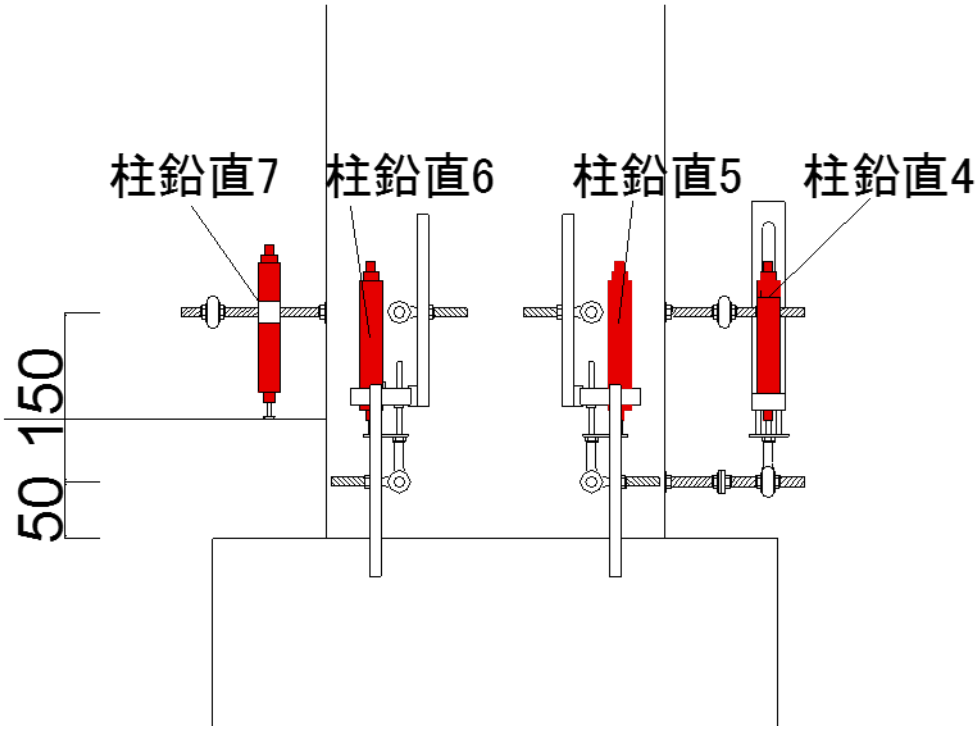
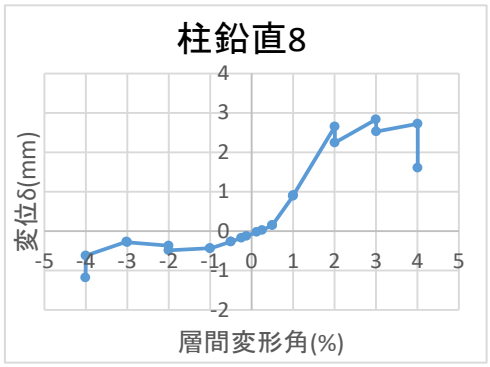
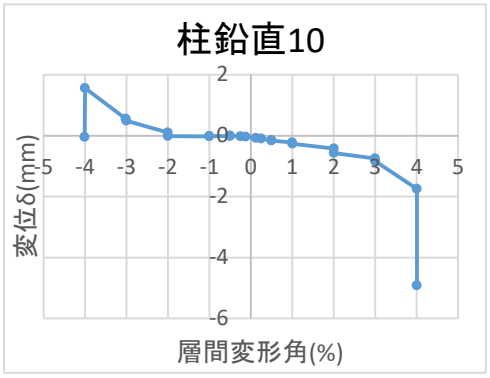
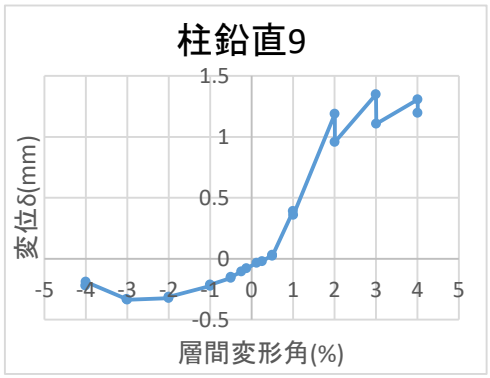
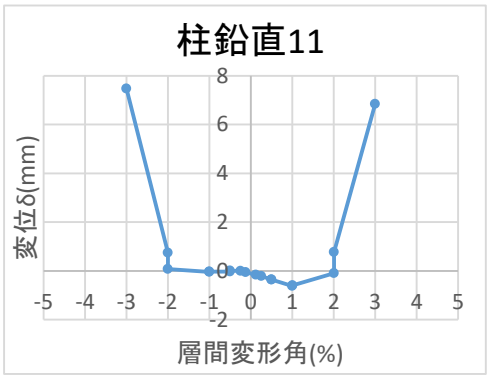


図 5.3.456 試験体 A-6　柱変位　層間変形角-変形関係 2









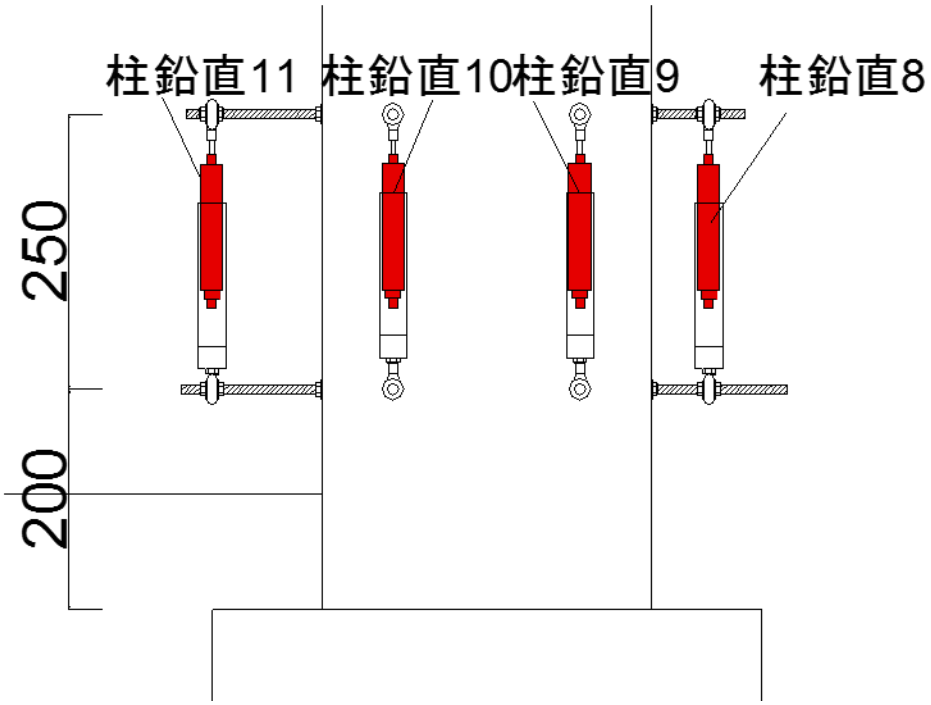


図 5.3.457 試験体 A-6　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位

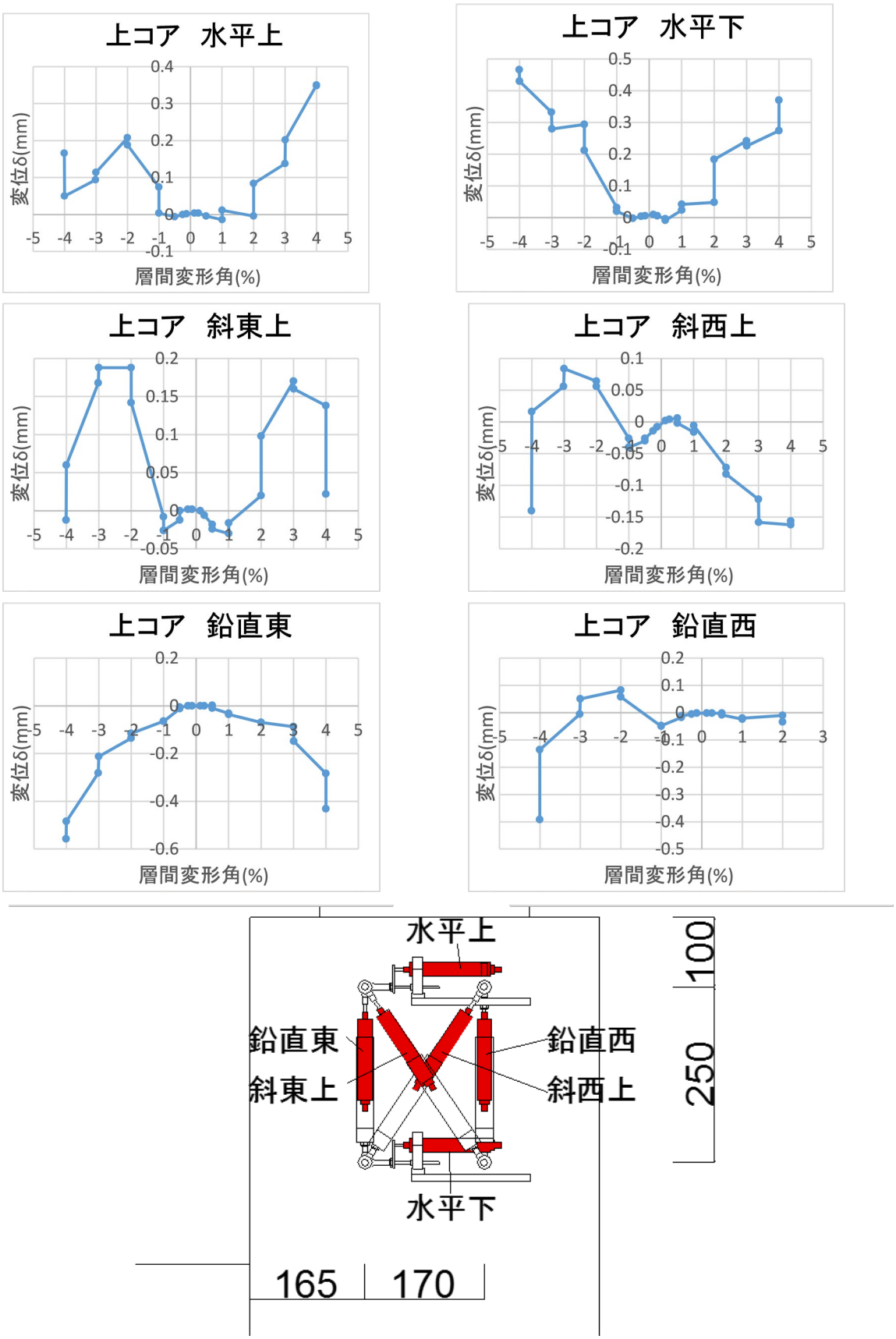


図 5.3.458 試験体 A-6　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

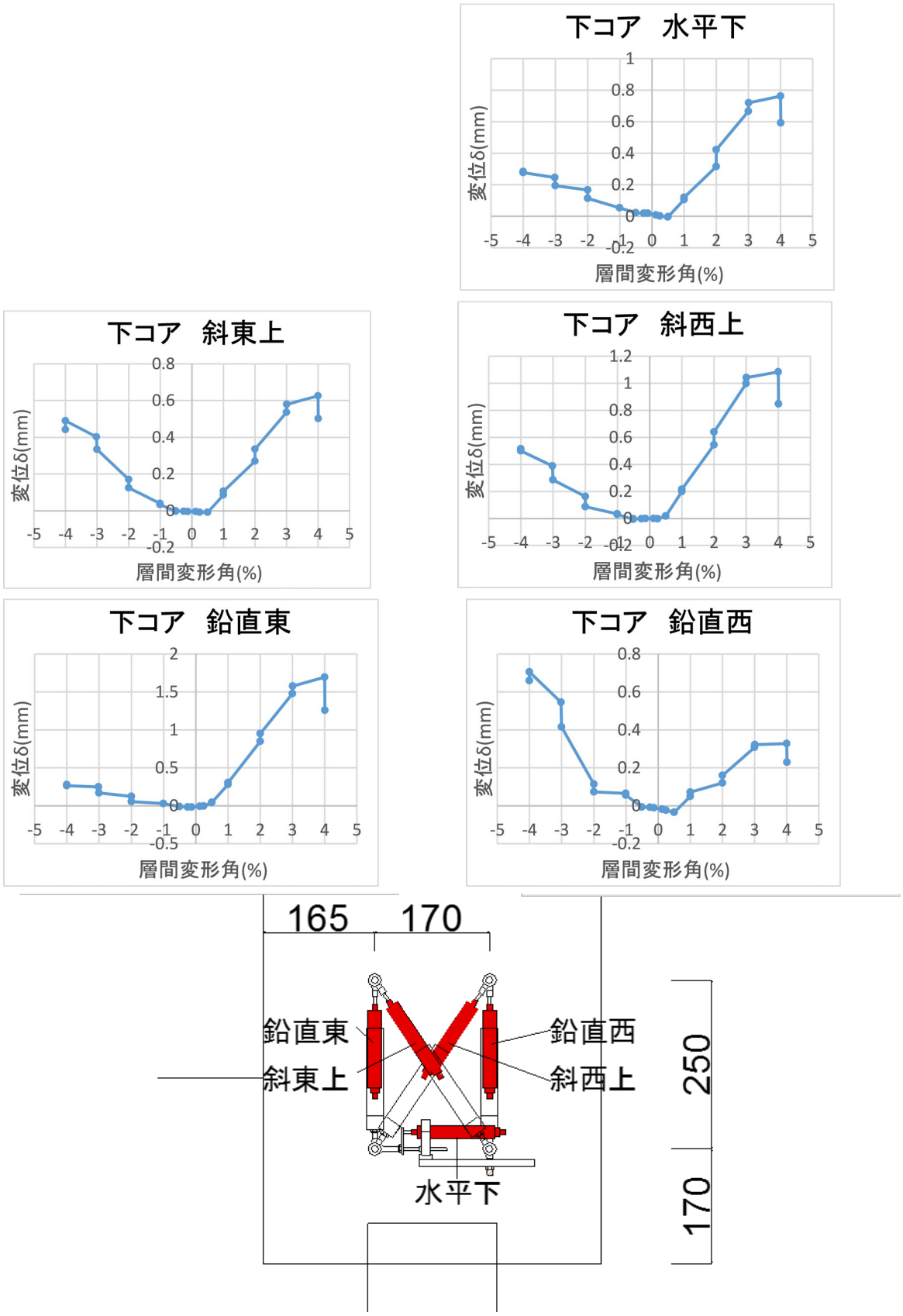
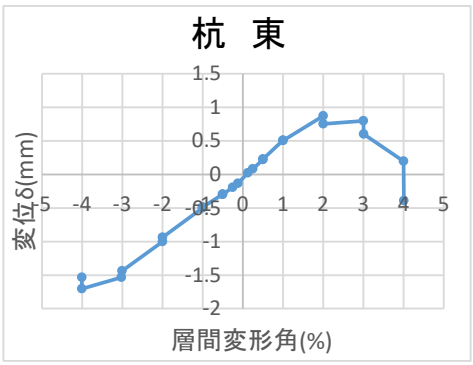
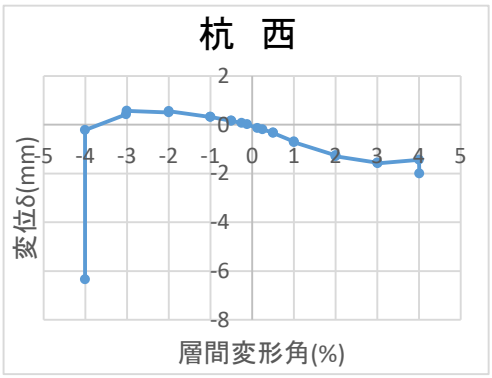


図 5.3.459 試験体 A-6　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

(f)杭変位





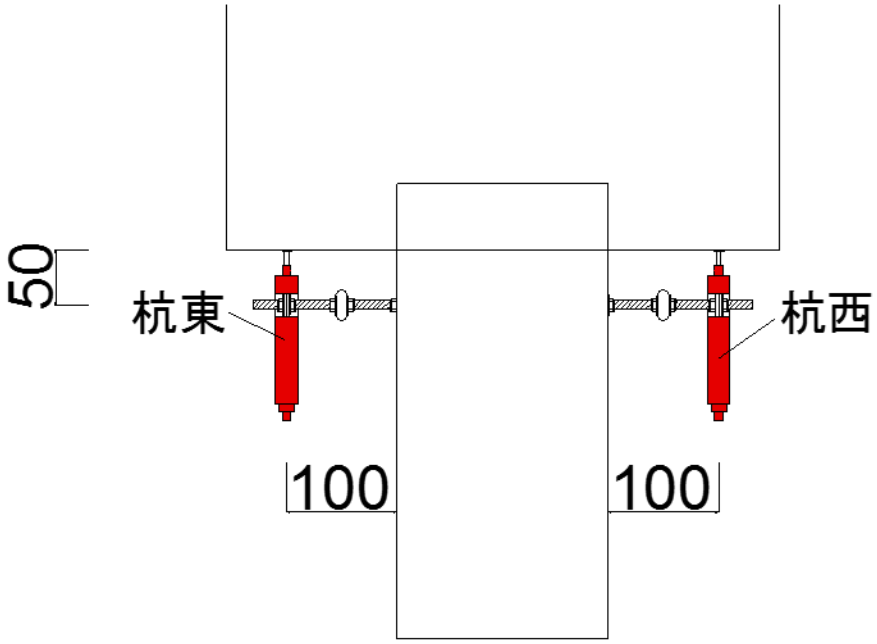
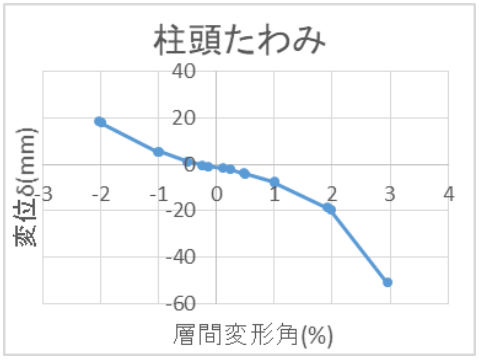
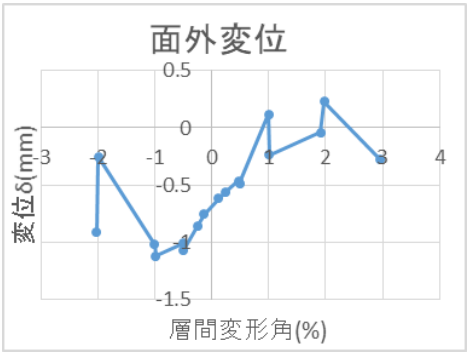


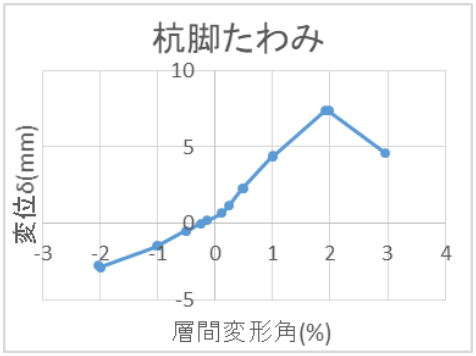
図 5.3.460 試験体 A-6　杭変位　層間変形角-変形関係

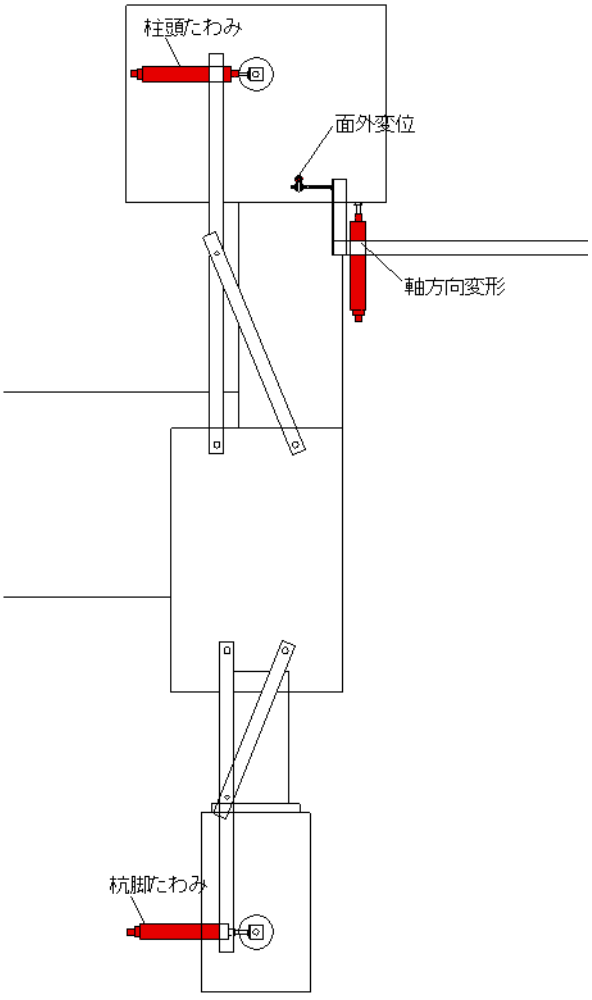
4)　試験体 C-3

(a)部材変位









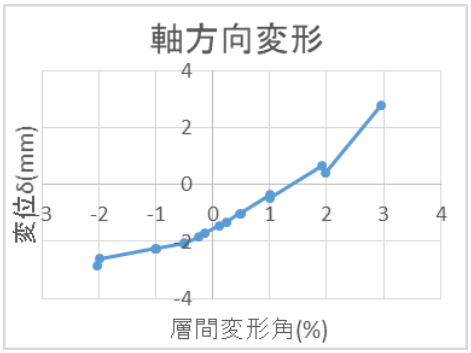
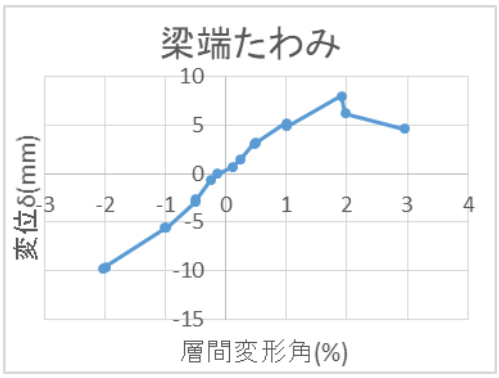
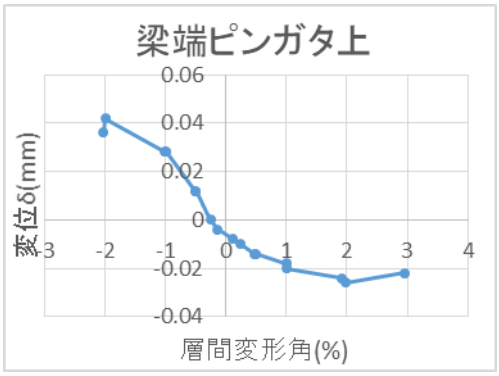
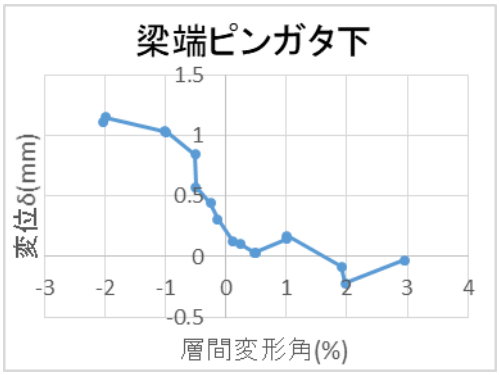


図 5.3.461 試験体 C-3　部材変位　層間変形角-変形関係 1







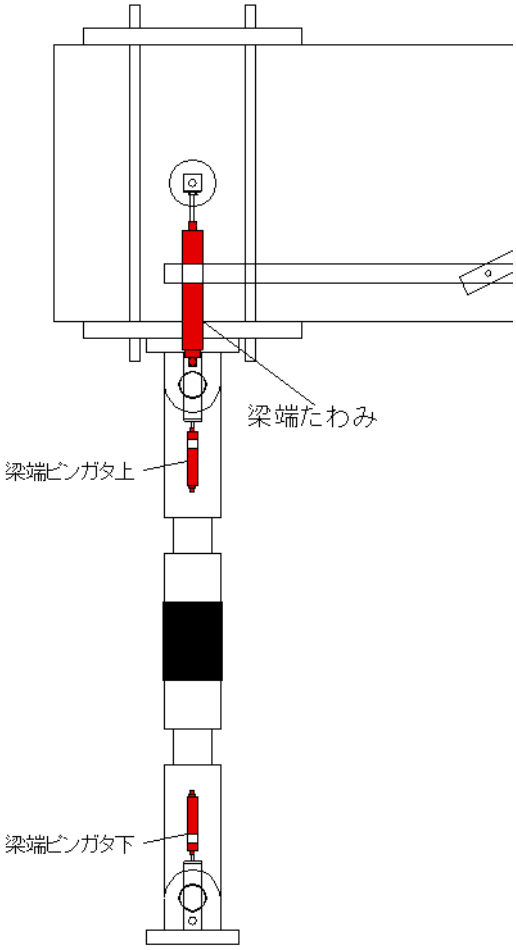
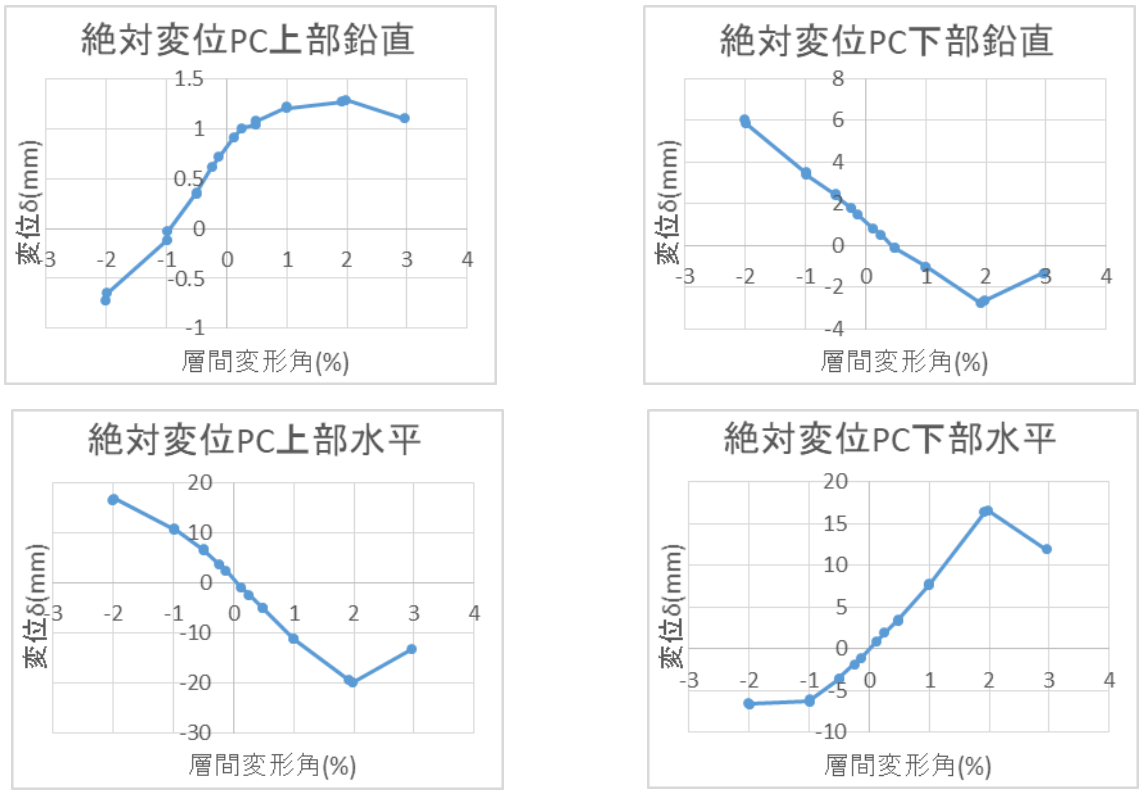


図 5.3.462 試験体 C-3　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b) 部材絶対変位



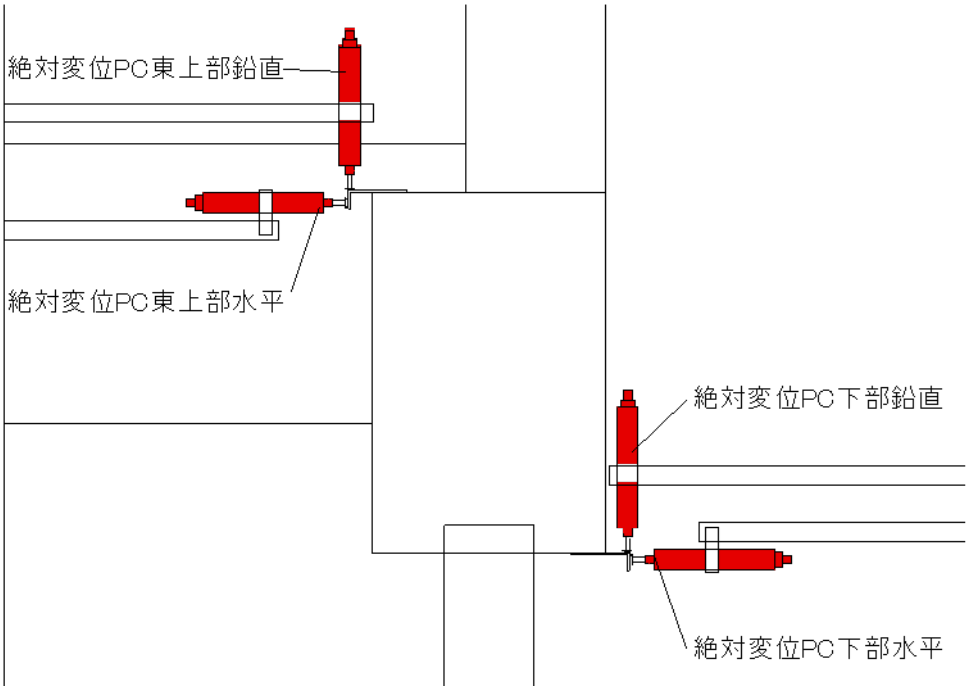
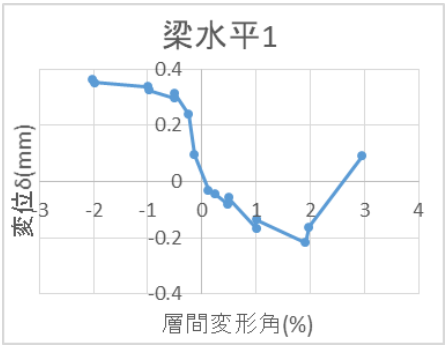
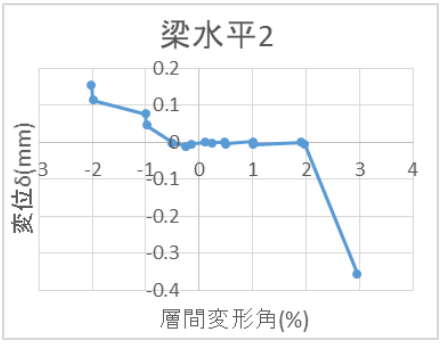
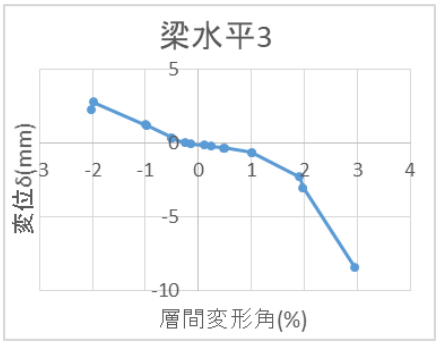


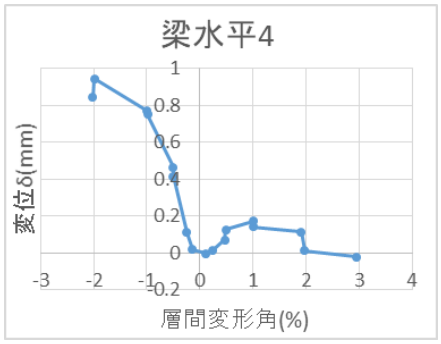
図 5.3.463 試験体 C-3　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

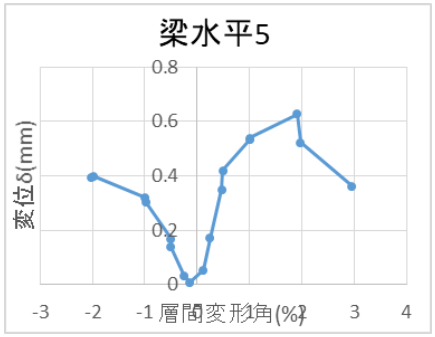
(c) 基礎梁変位

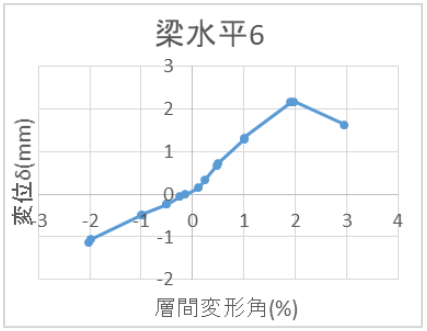












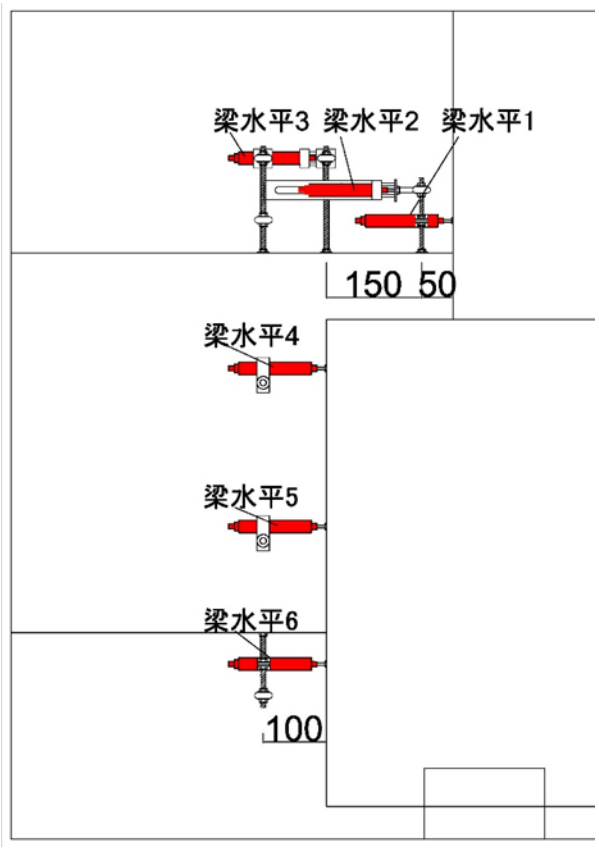
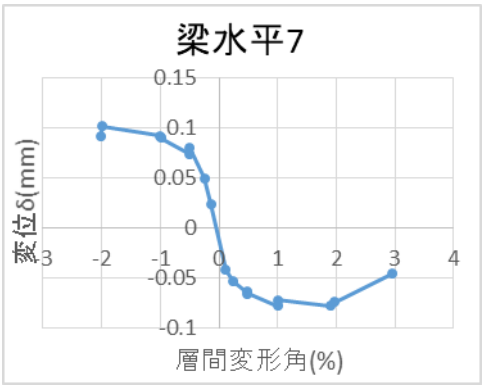
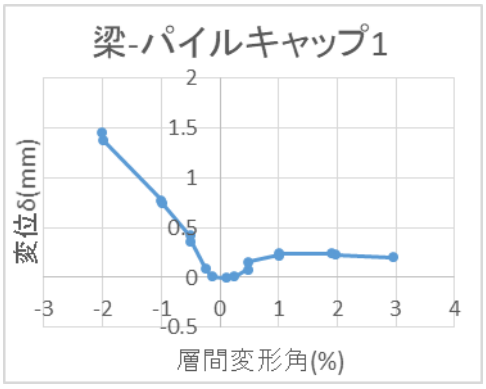
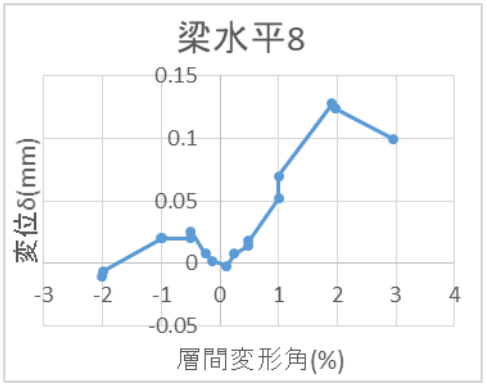
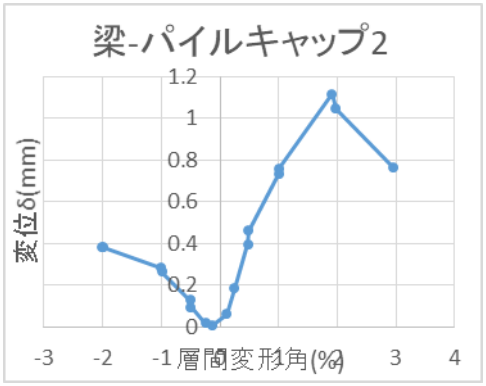


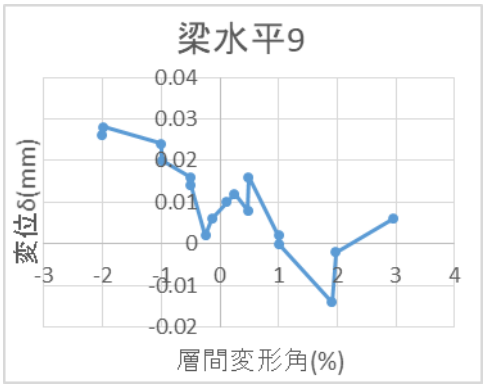
図 5.3.464 試験体 C-3　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

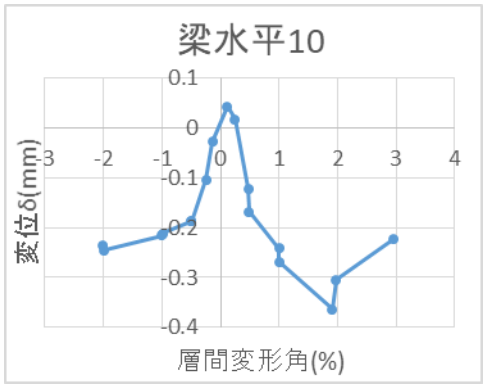












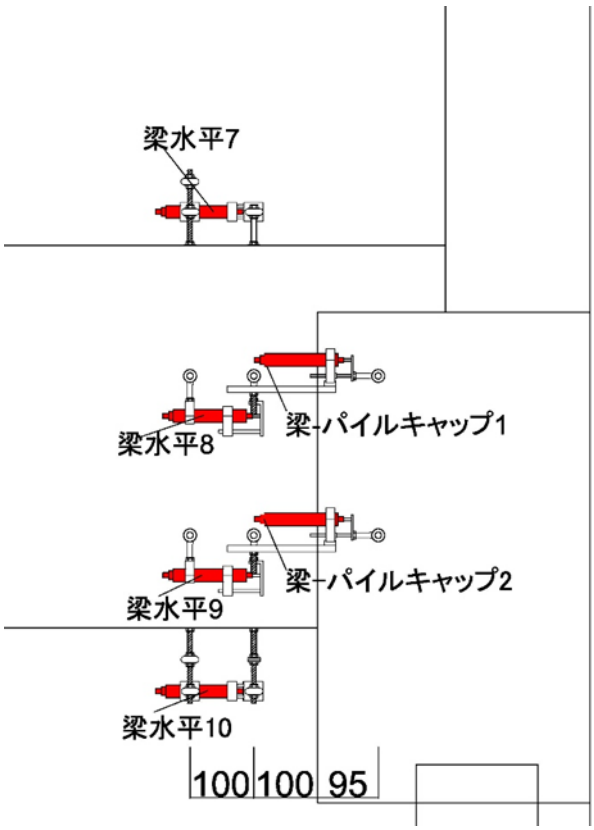
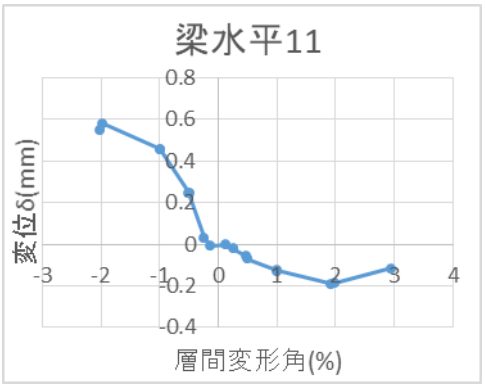
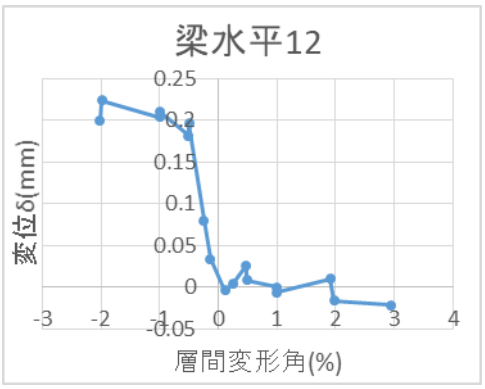
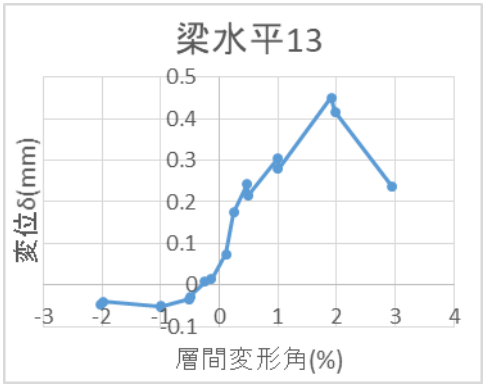
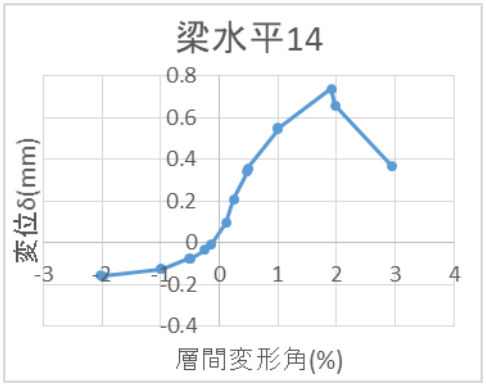


図 5.3.465 試験体 C-3　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2









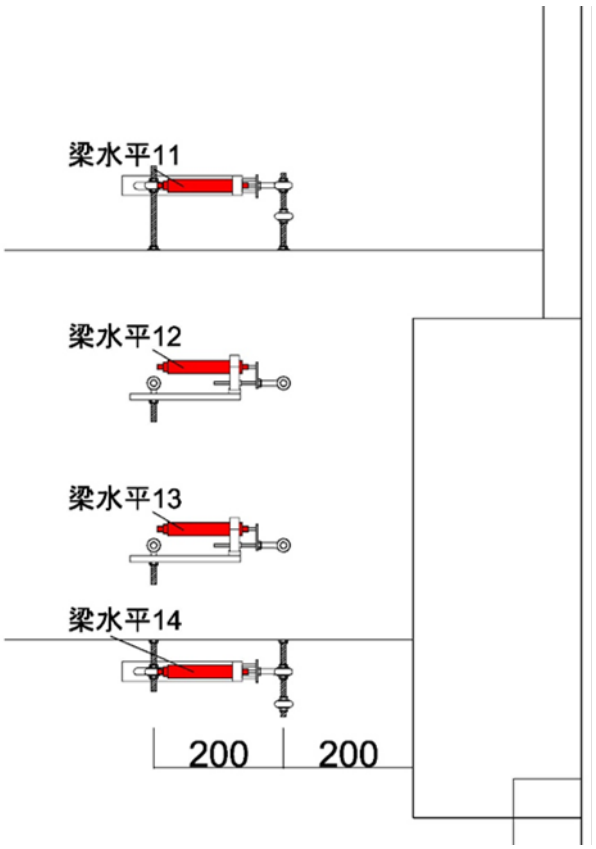


図 5.3.466 試験体 C-3　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位

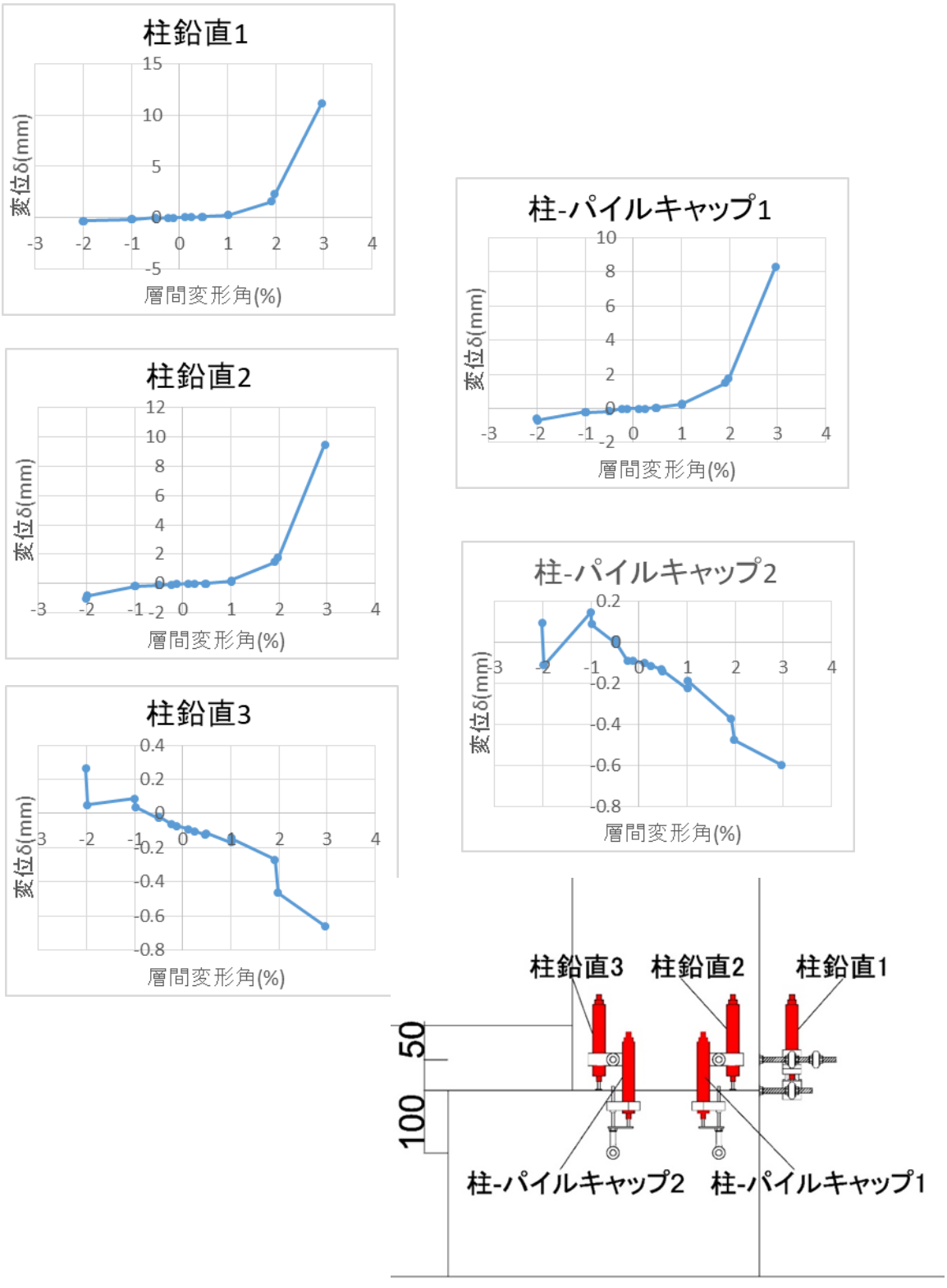
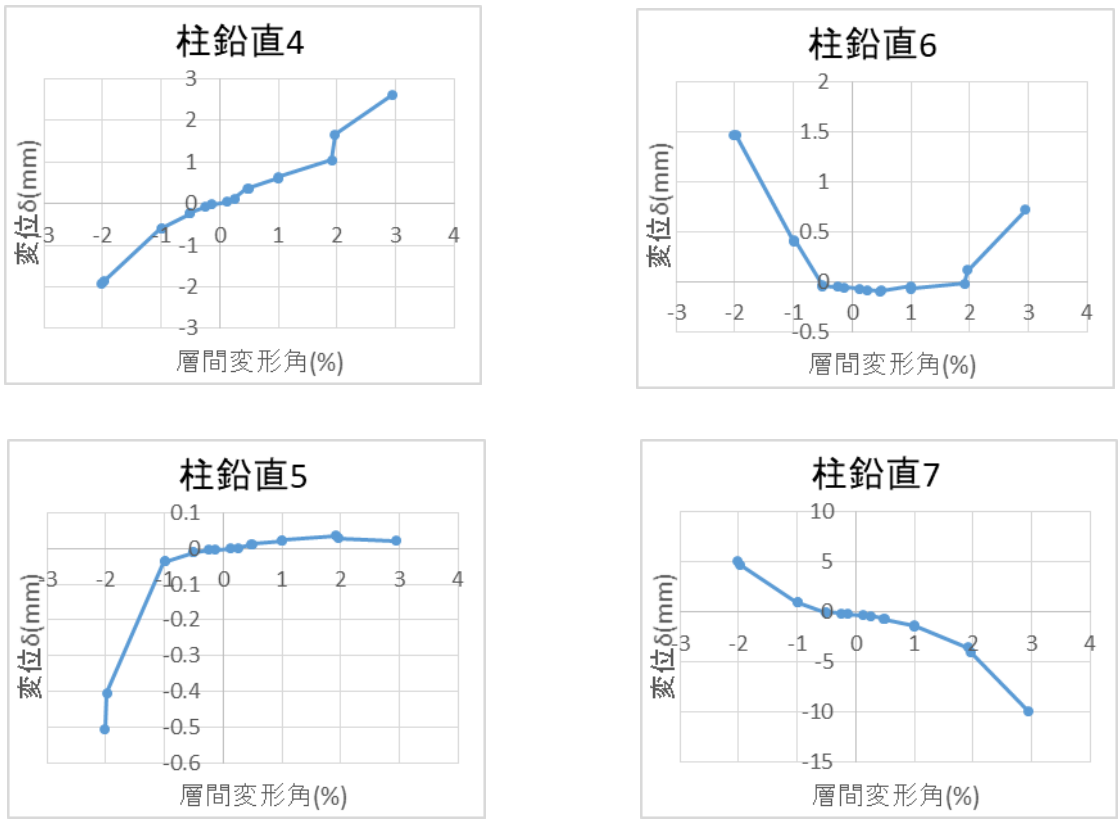


図 5.3.467 試験体 C-3　柱変位　層間変形角-変形関係 1



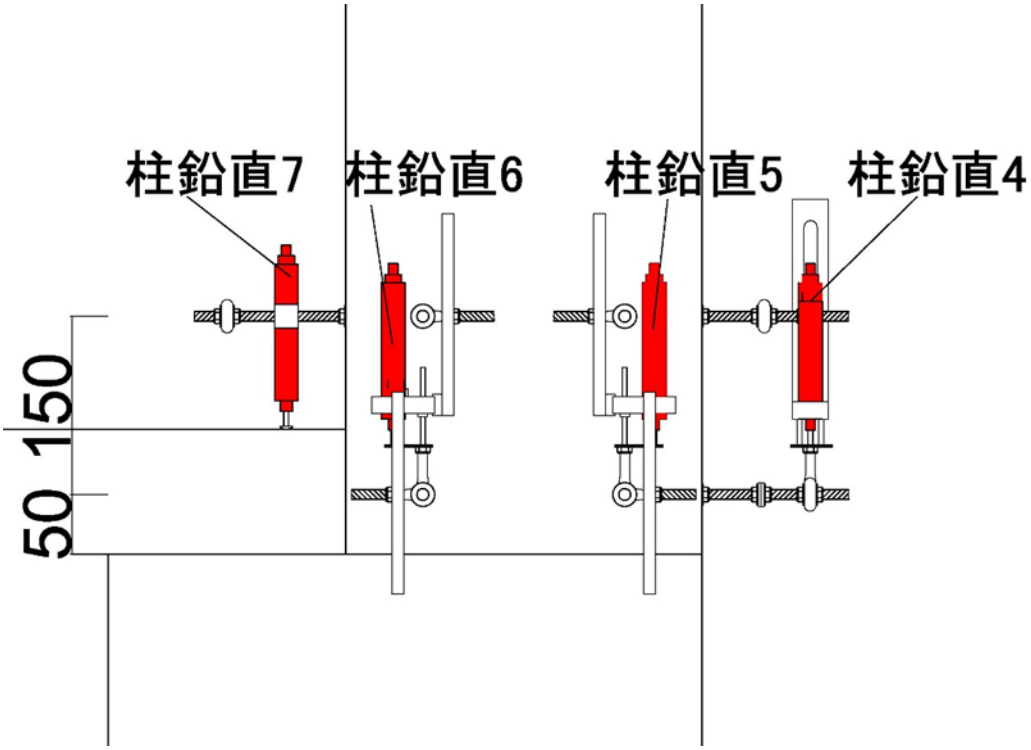
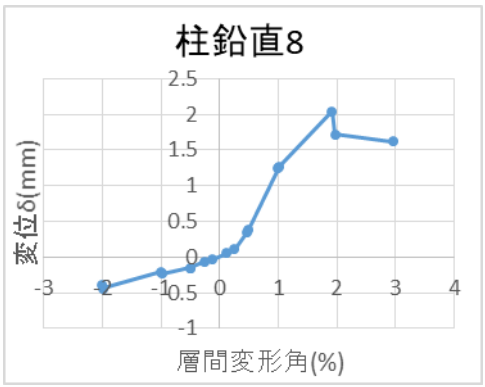
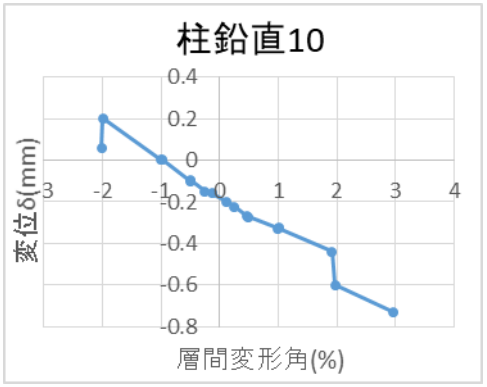
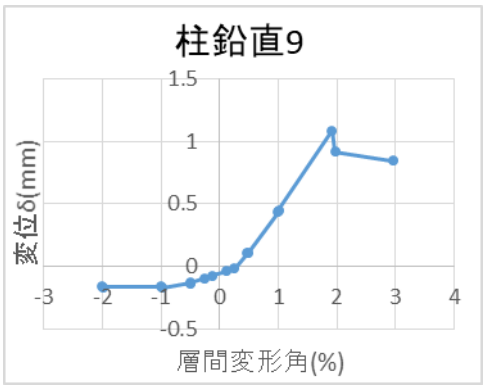
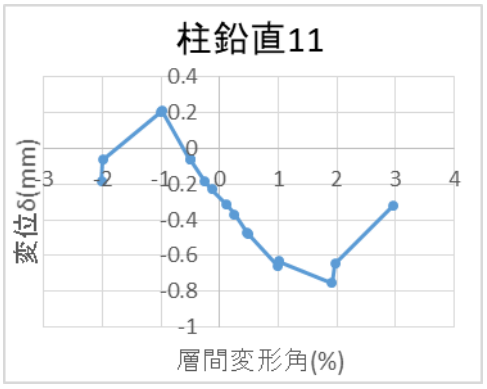


図 5.3.468 試験体 C-3　柱変位　層間変形角-変形関係 2









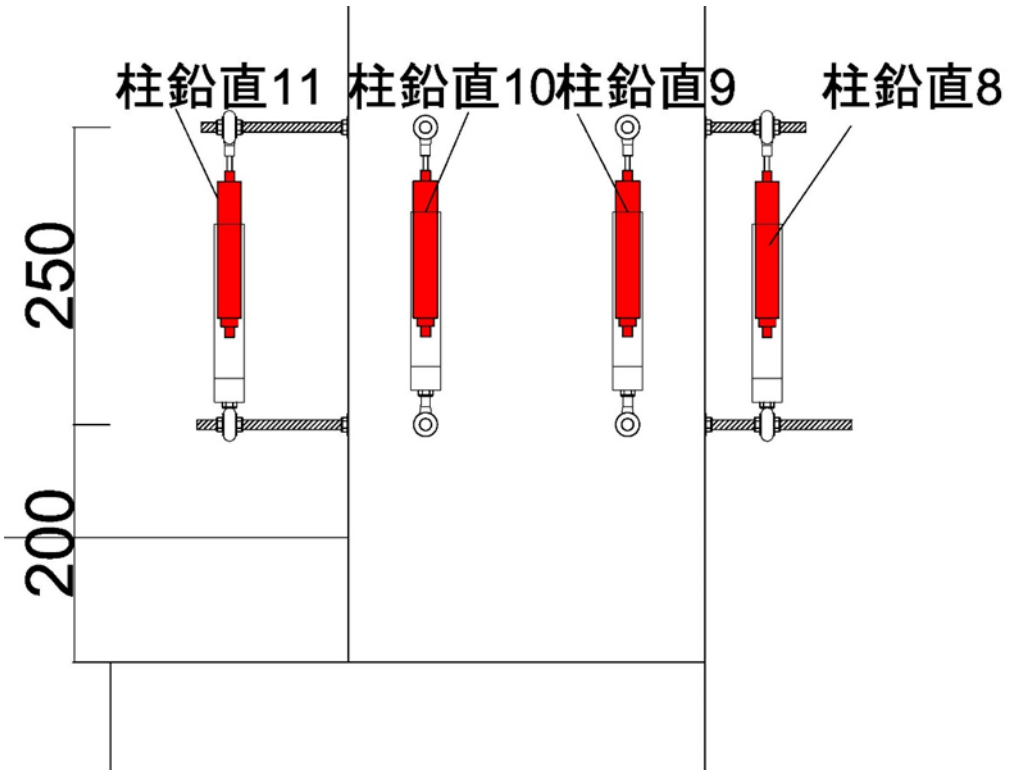


図 5.3.469 試験体 C-3　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位

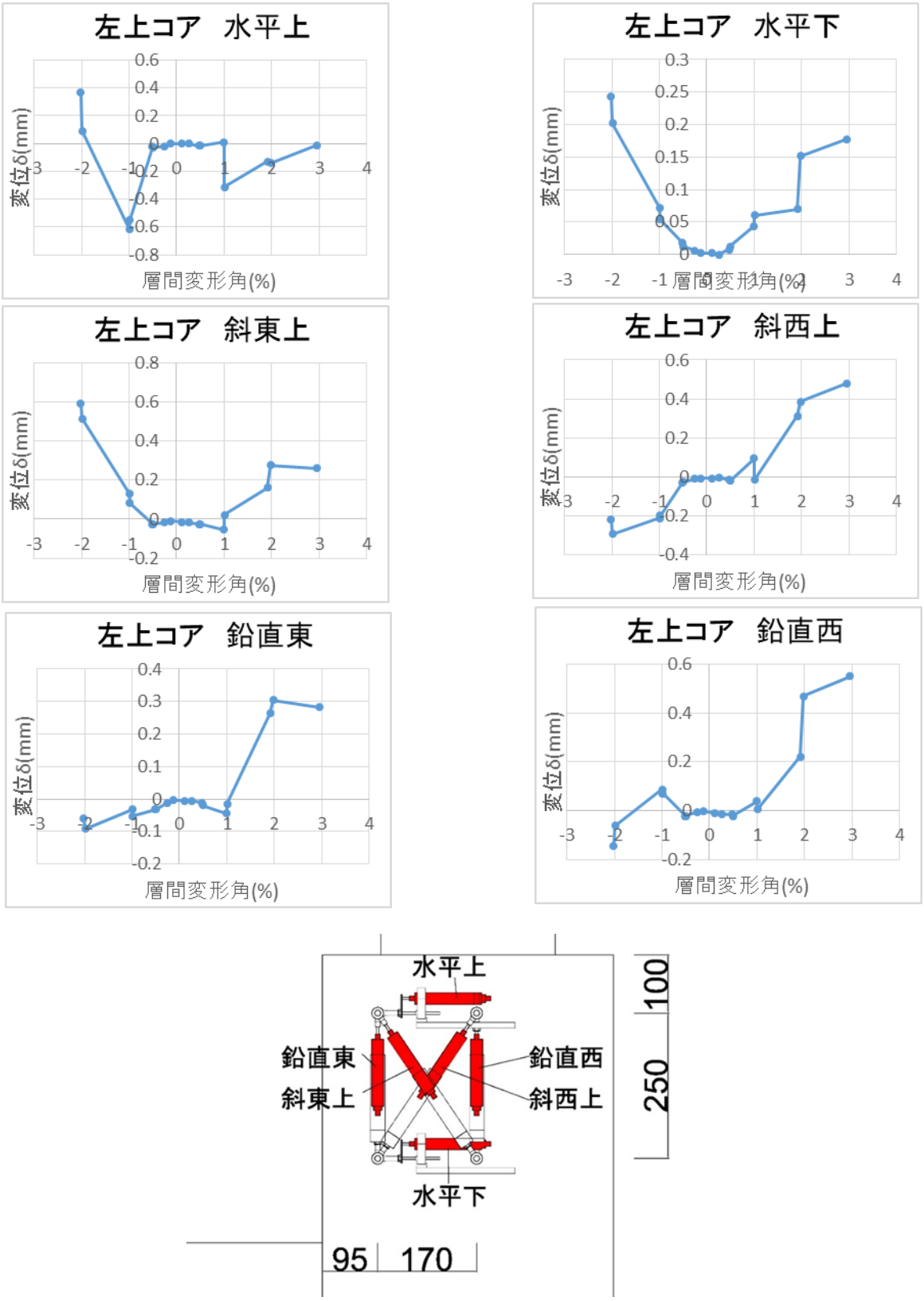


図 5.3.470 試験体 C-3　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

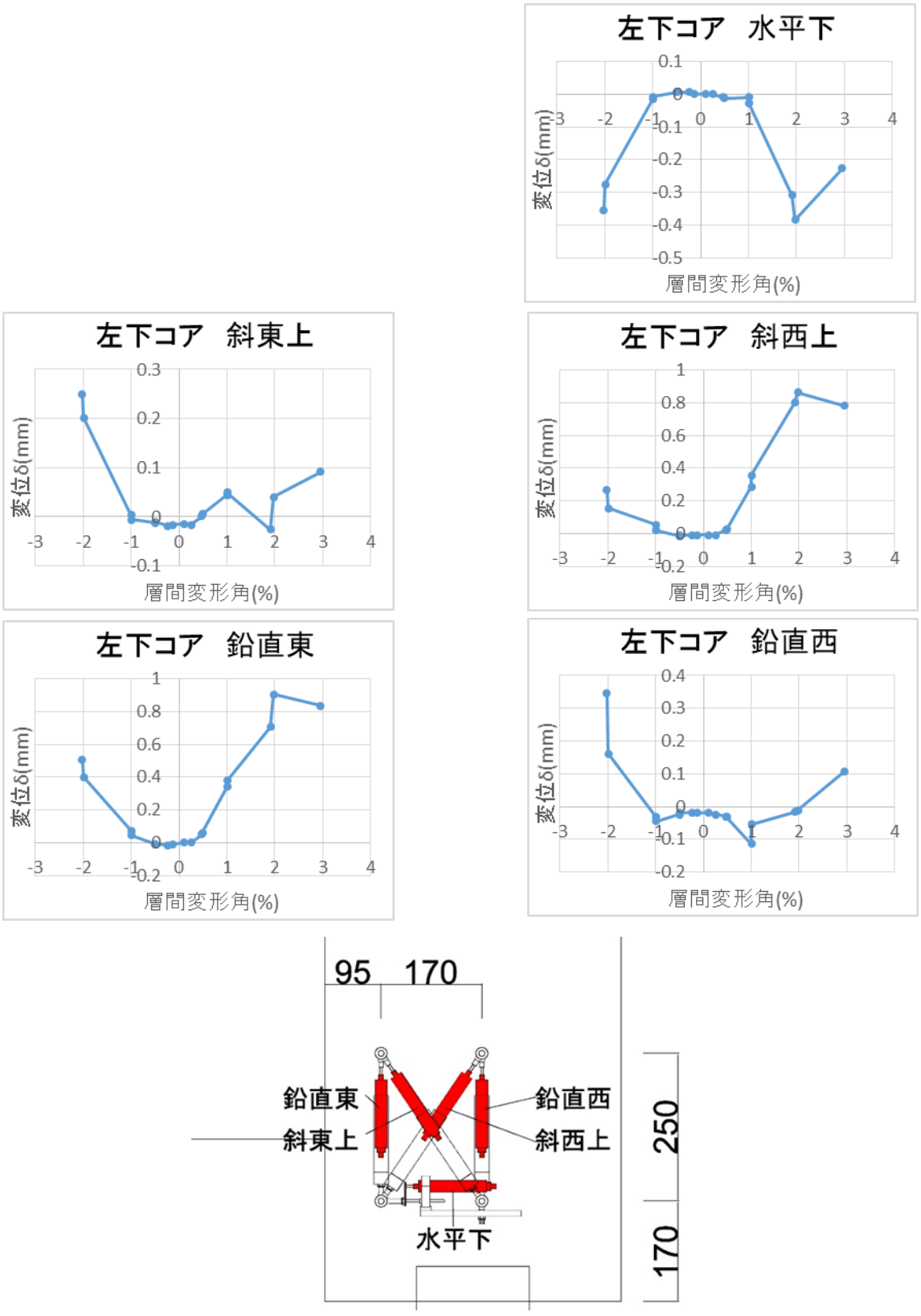
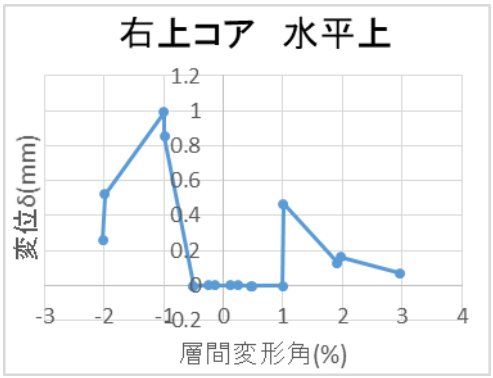
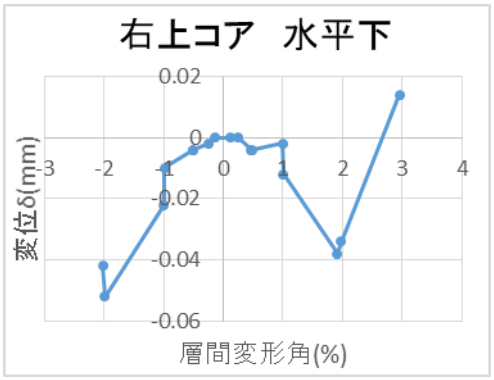
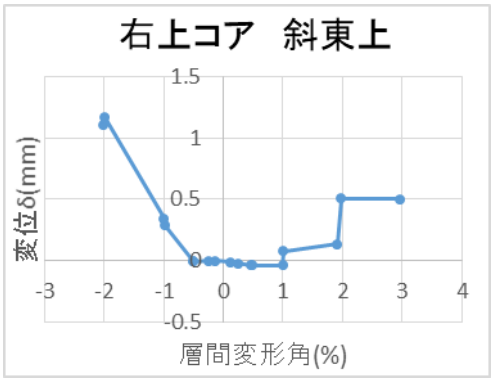
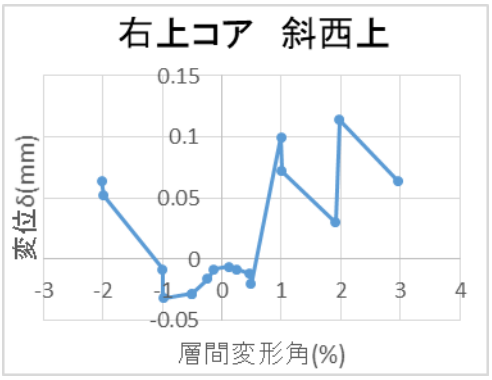


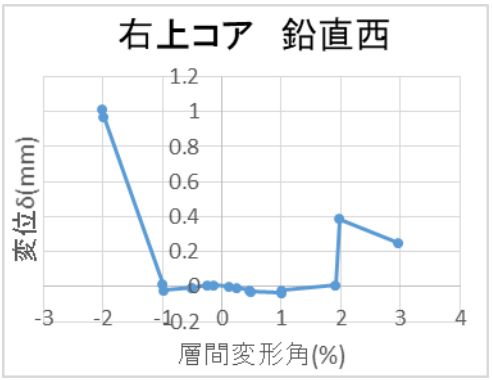
図 5.3.471 試験体 C-3　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2











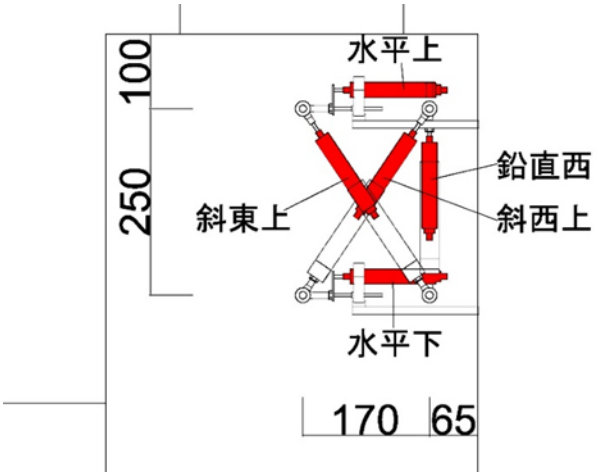
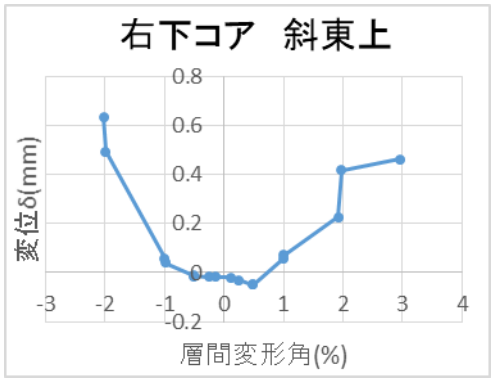
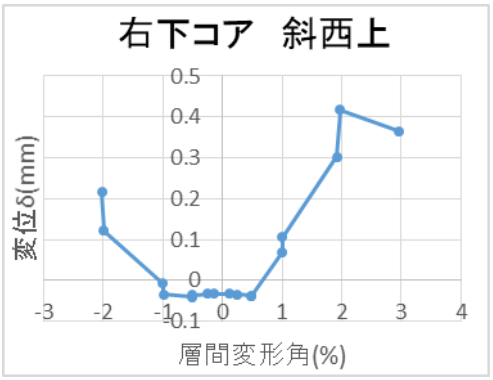
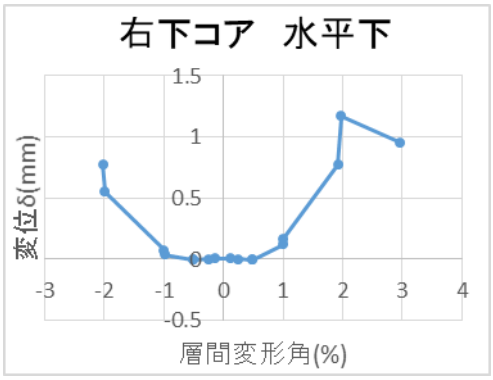
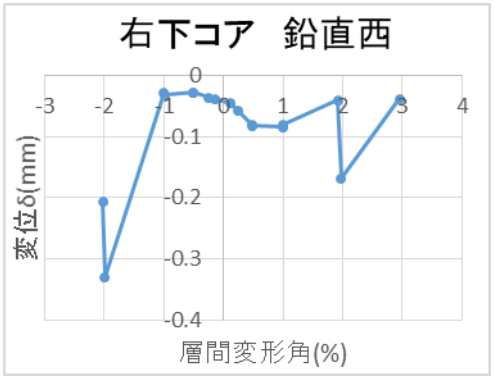


図 5.3.472 試験体 C-3　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 3









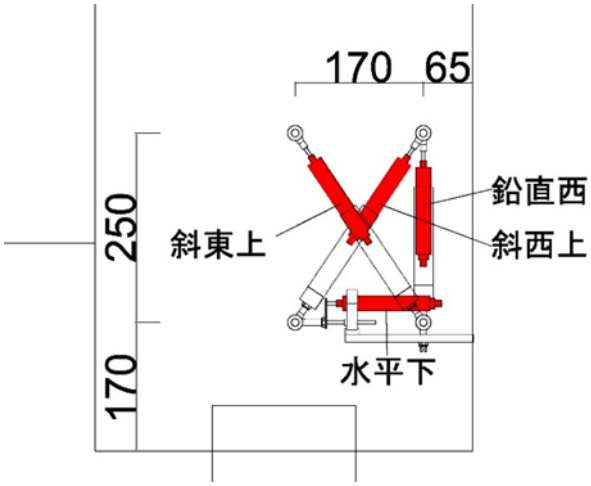
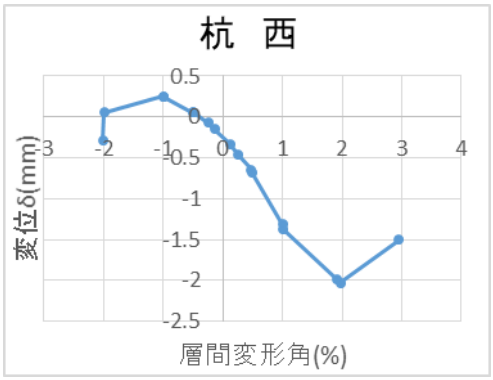
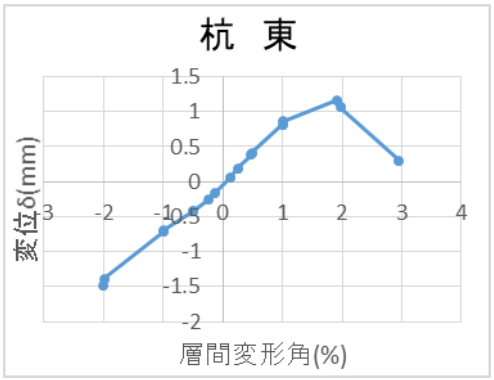


図 5.3.473 試験体 C-3　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 4

(f)杭変位





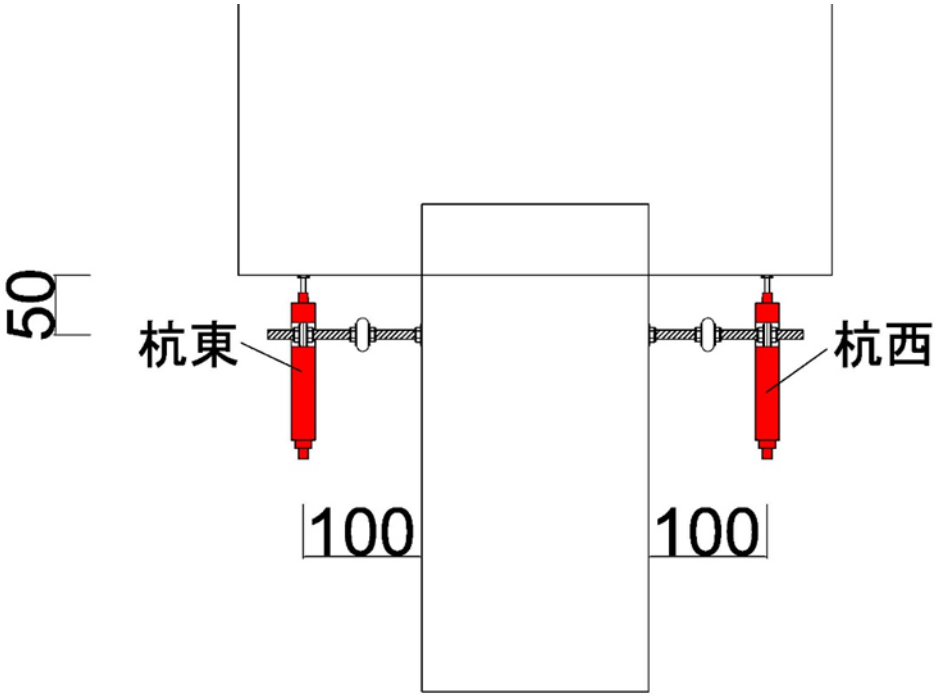


図 5.3.474 試験体 C-3　杭変位　層間変形角-変形関係

(3)　試験体 A-7a，A-7b，D-1，D-2

図 5.3.475～図 5.3.522 に各試験体に設置した変位計の層間変形角-変形関係を示す。軸方向変形は東西に柱心からそれぞれ 300mm の位置で計測し，平均値を軸方向変形とした。

1)　試験体 A-7a

(a)部材変位

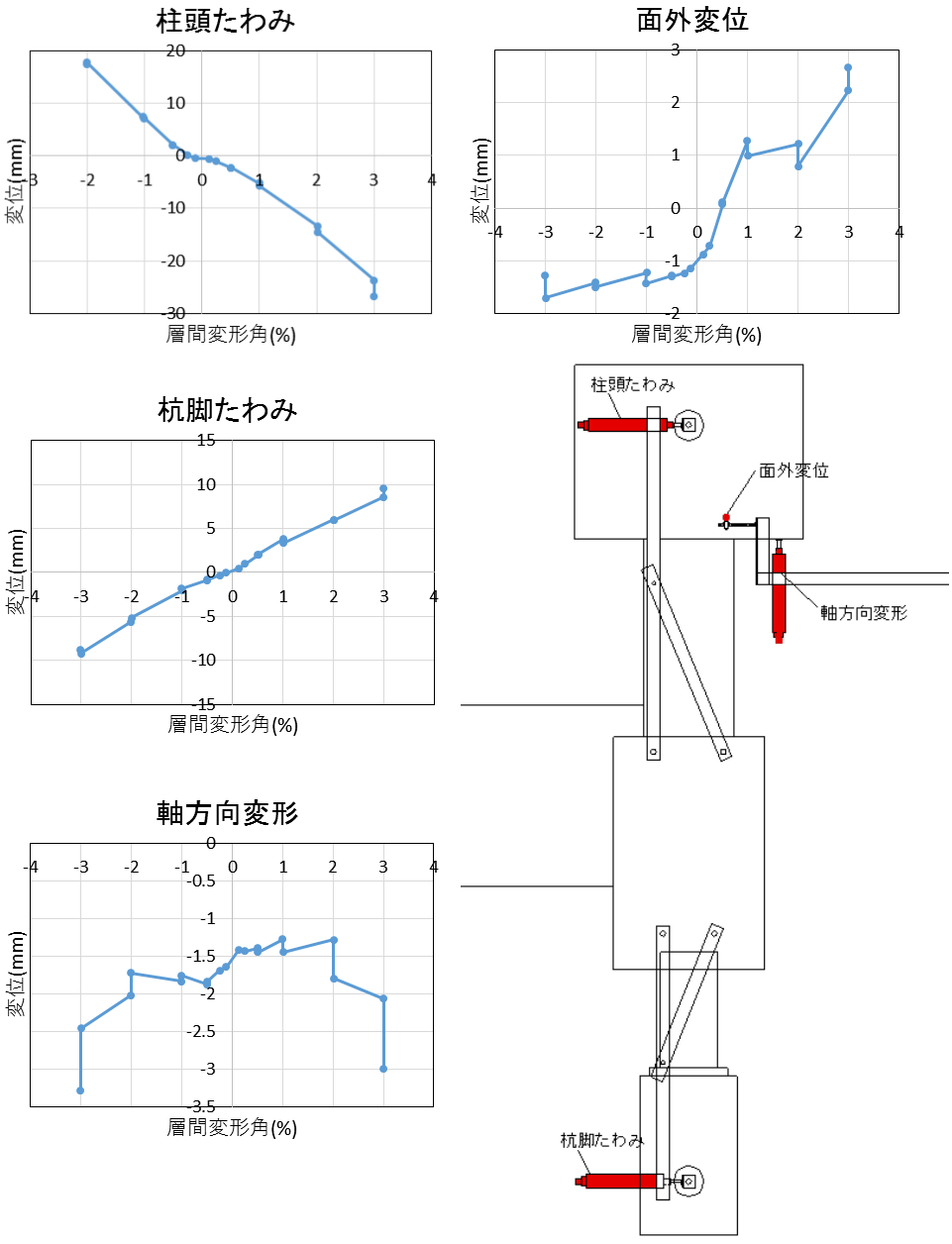


図 5.3.475 試験体 A-7a　部材変位　層間変形角-変形関係 1

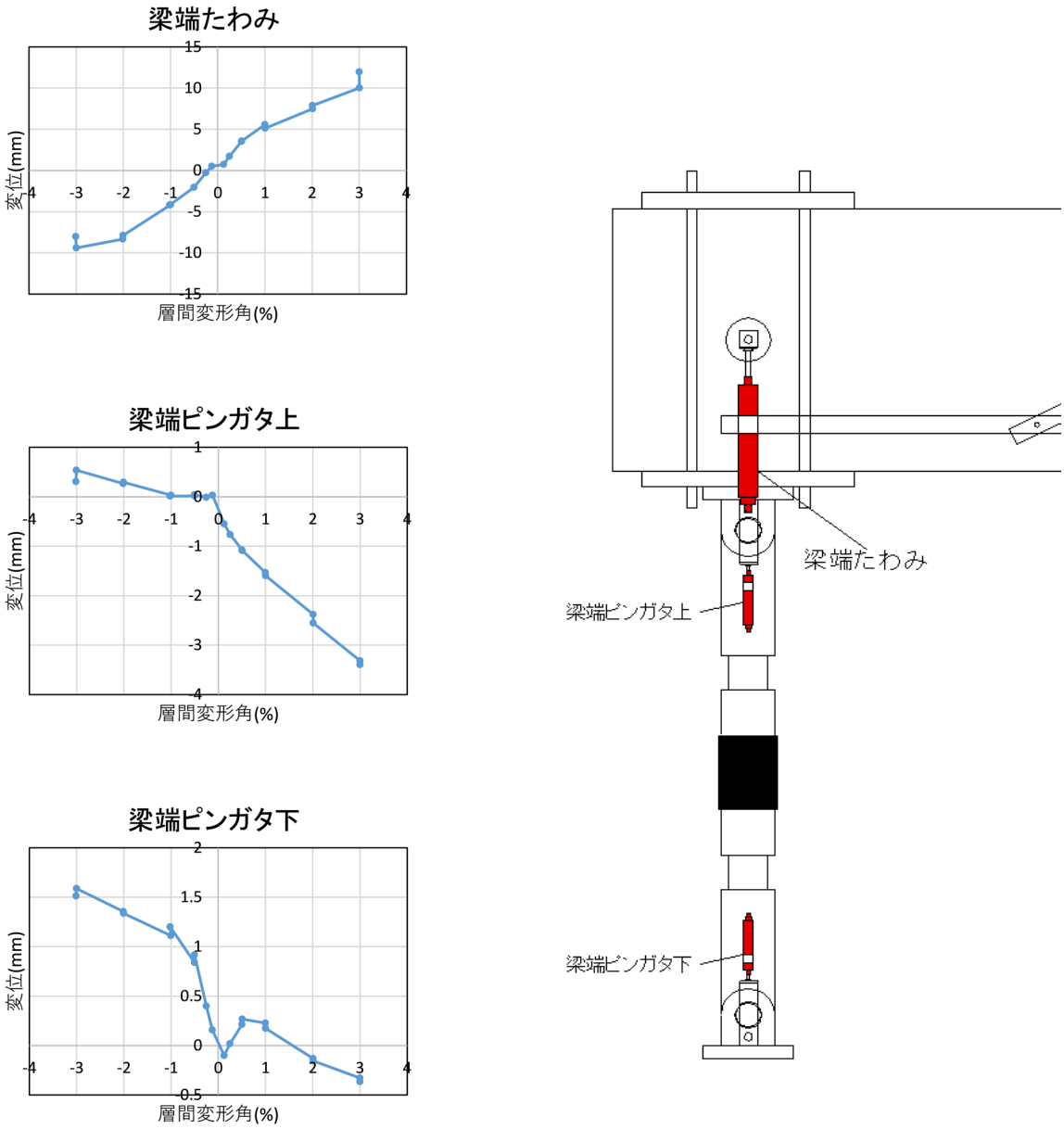
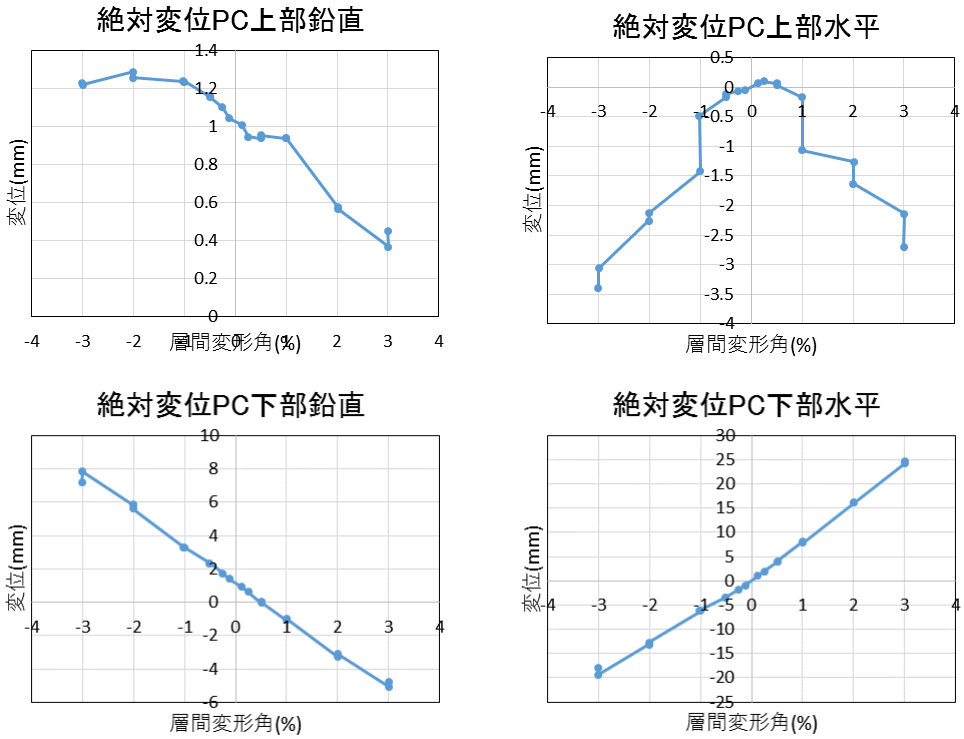


図 5.3.476 試験体 A-7a　部材変位　層間変形角-変形関係２

(b)部材絶対変位



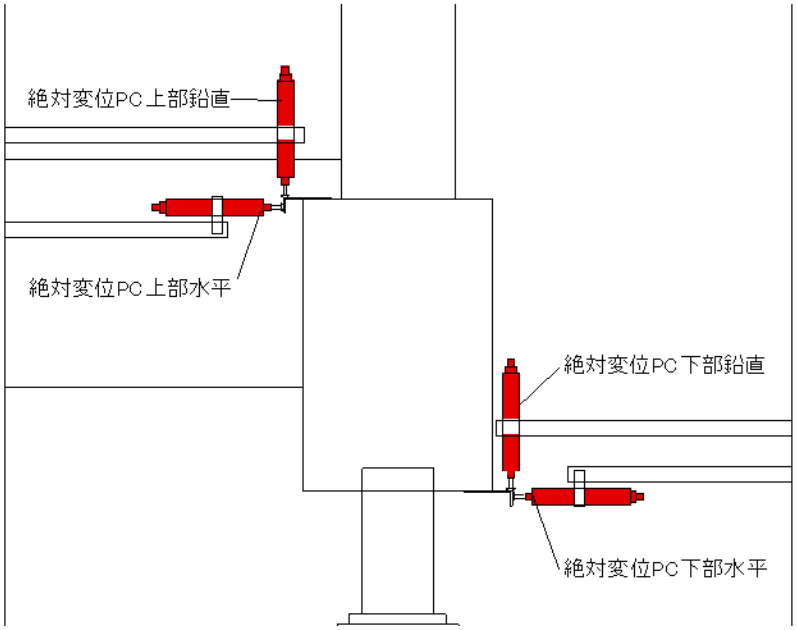


図 5.3.477 試験体 A-7a　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

(c)基礎梁変位

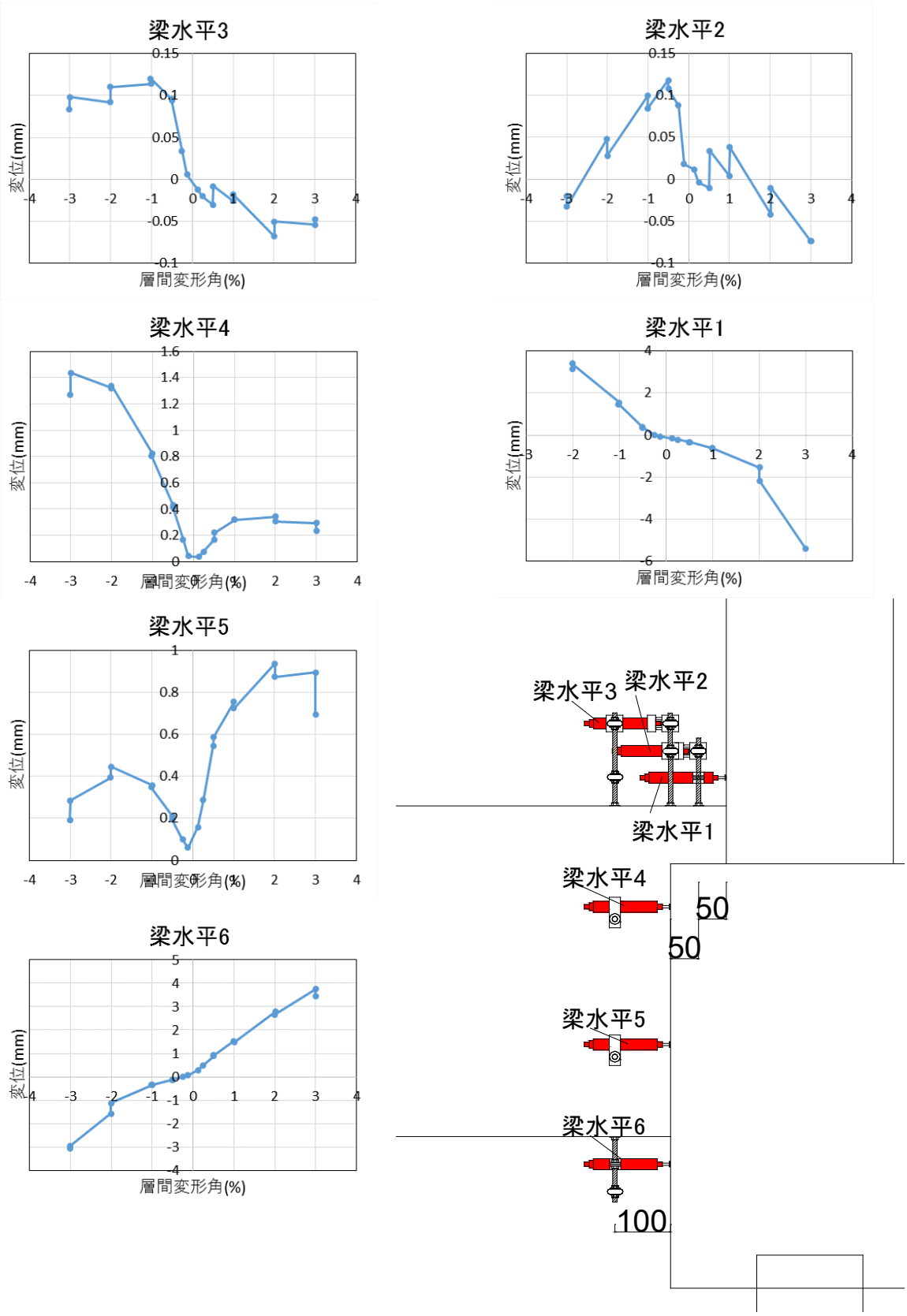


図 5.3.478 試験体 A-7a　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

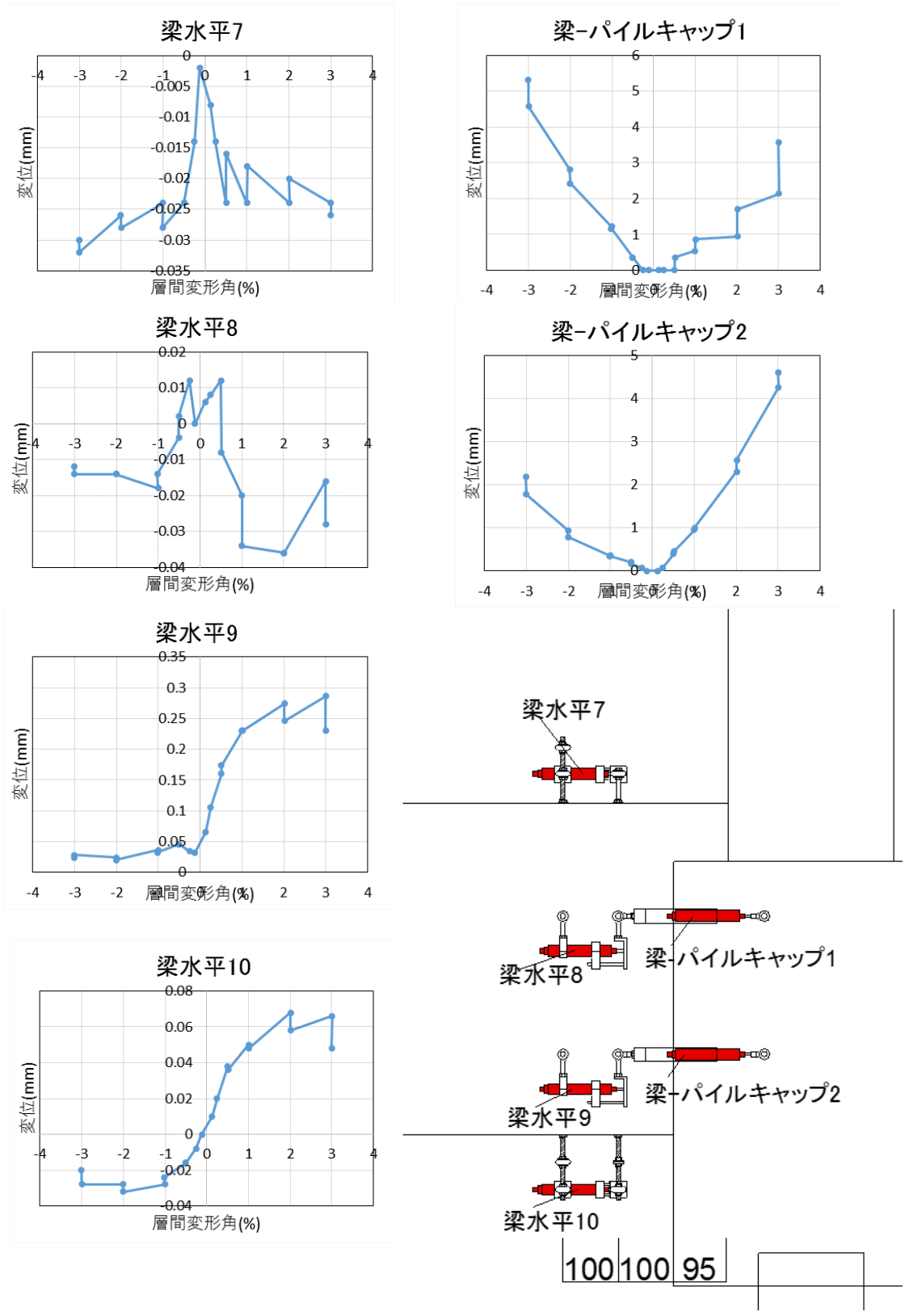


図 5.3.479 試験体 A-7a　基礎梁変位　層間変形角-変形関係２

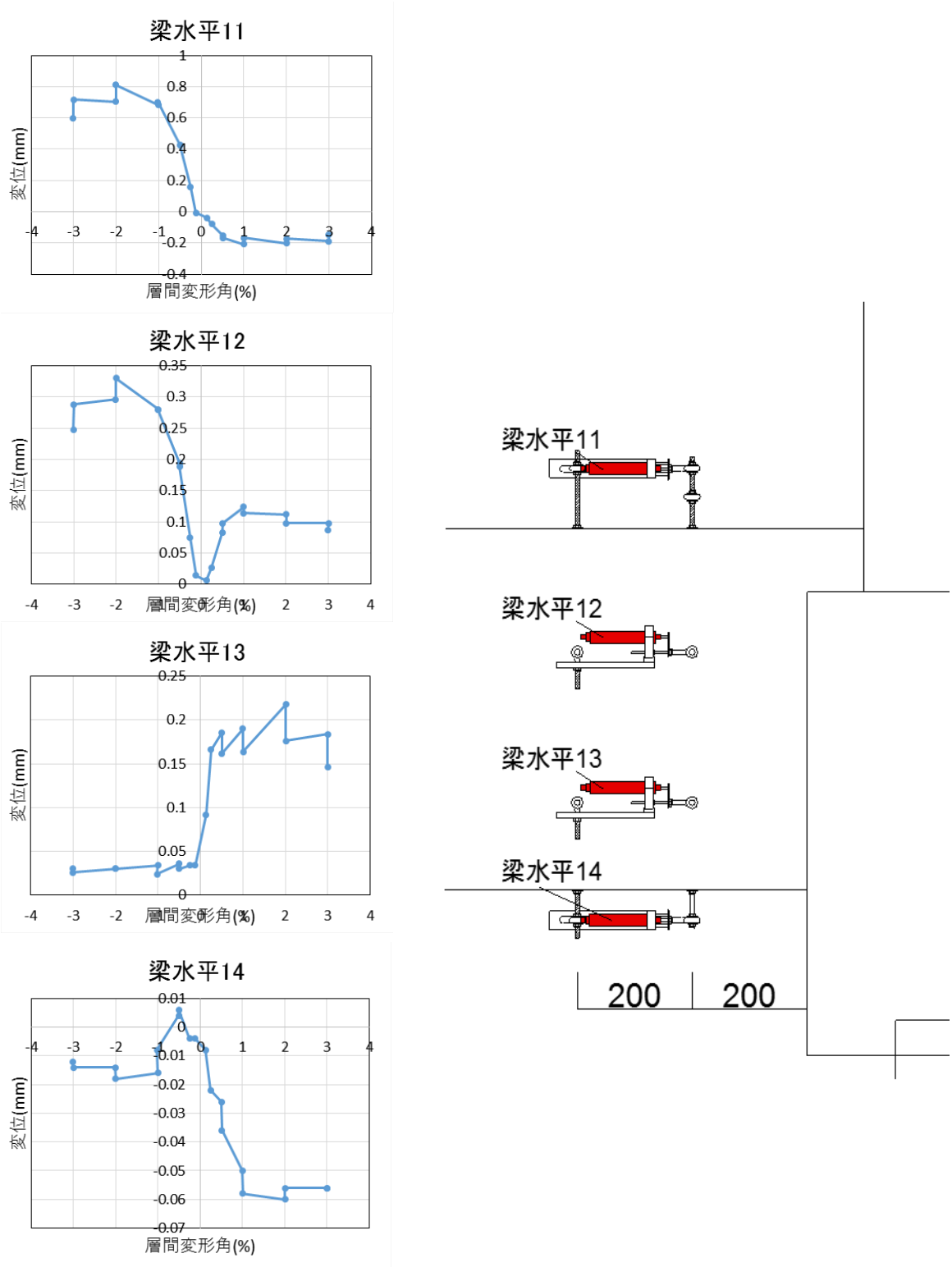
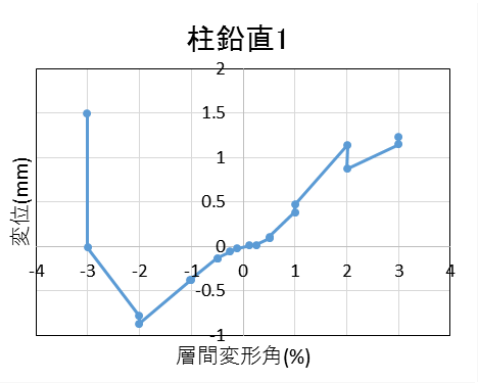
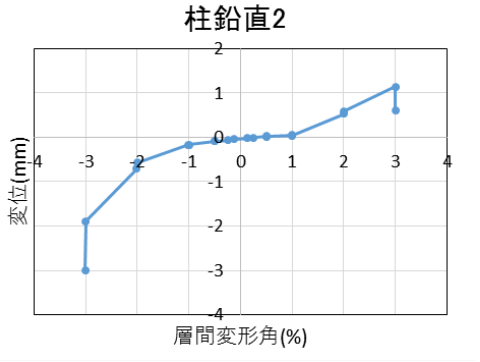
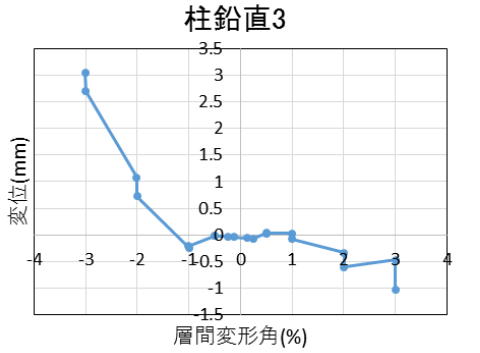


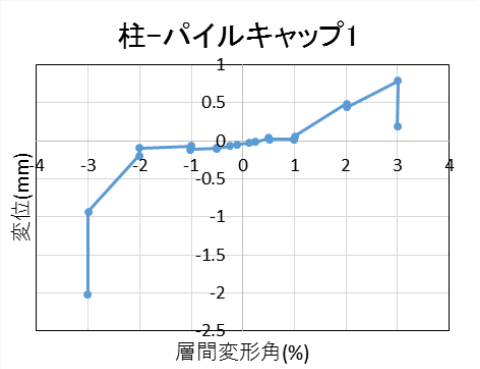
図 5.3.480 試験体 A-7a　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

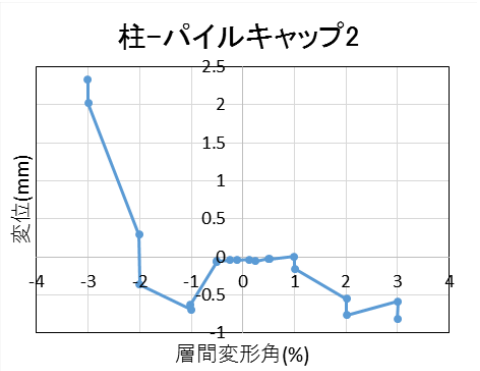
(d)柱変位











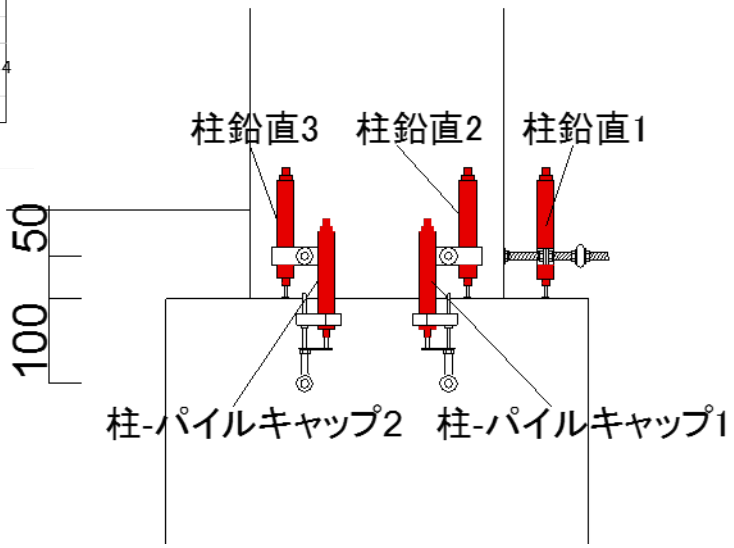
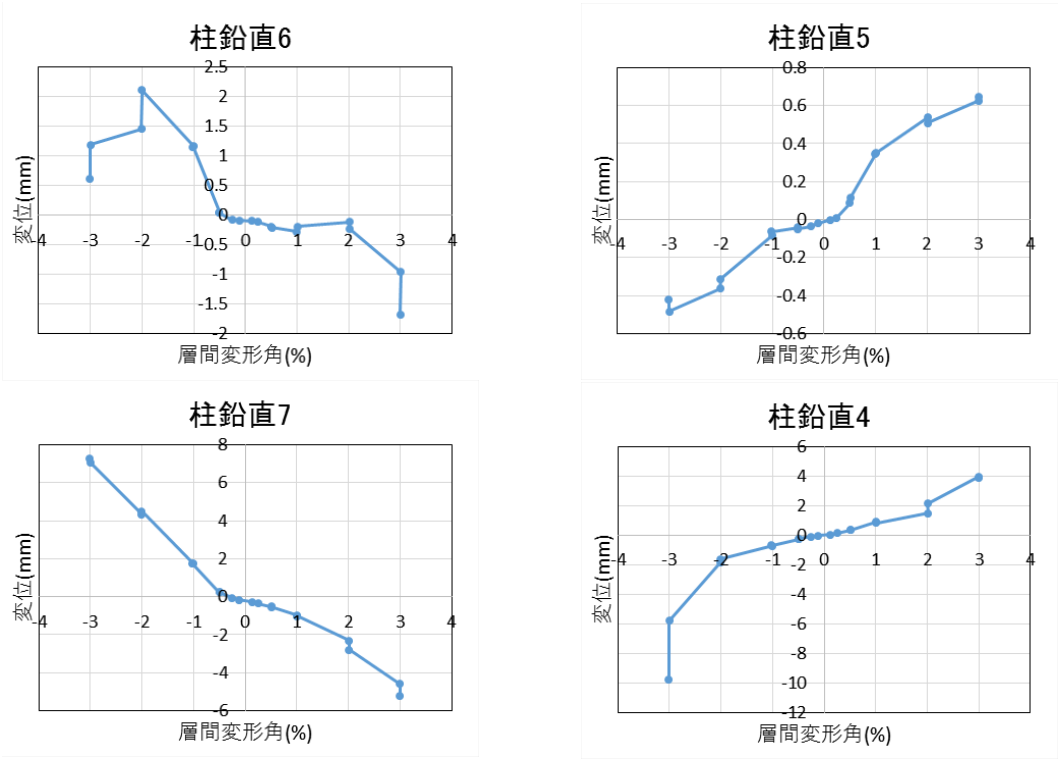


図 5.3.481 試験体 A-7a　柱変位　層間変形角-変形関係 1



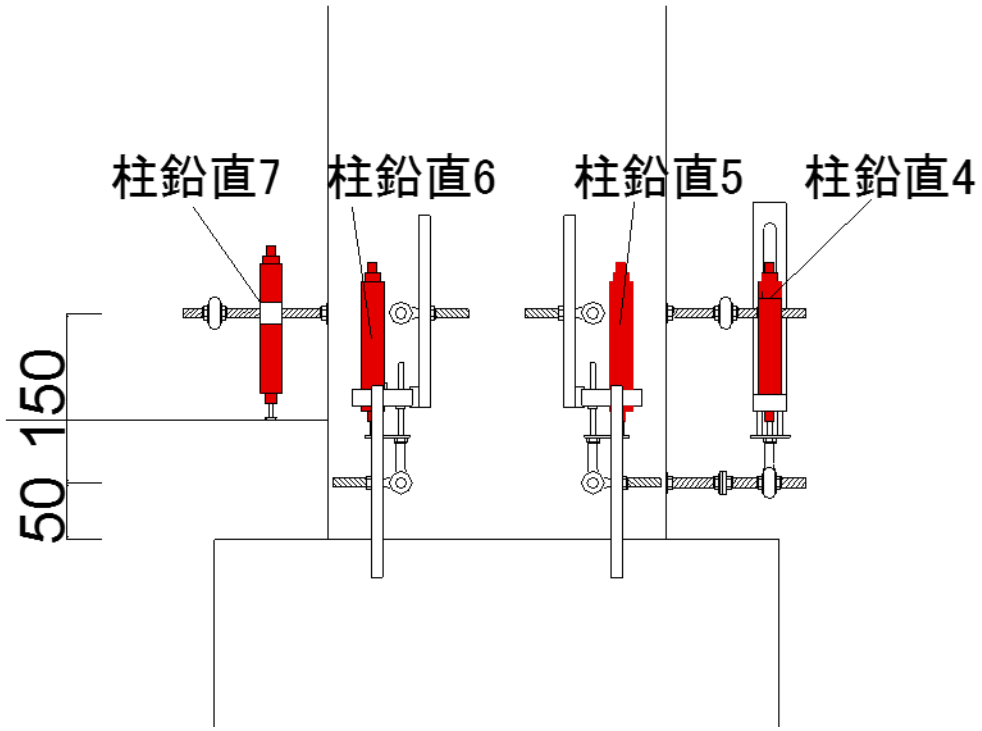
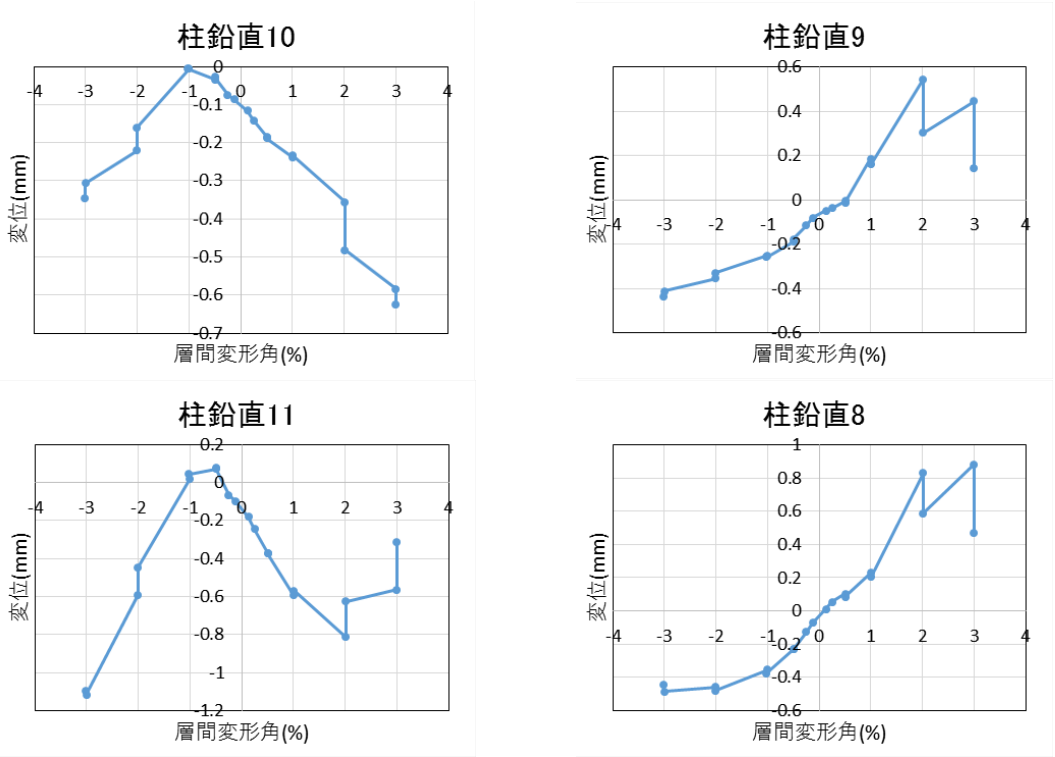


図 5.3.482 試験体 A-7a　柱変位　層間変形角-変形関係２



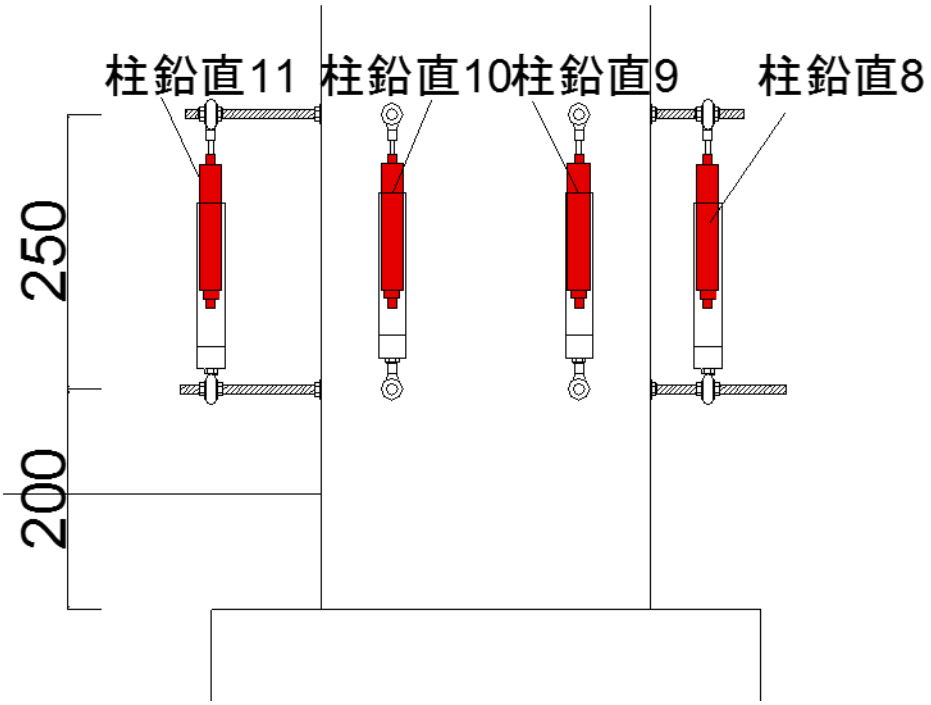


図 5.3.483 試験体 A-7a　柱変位　層間変形角-変形関係３

(e)パイルキャップ変位

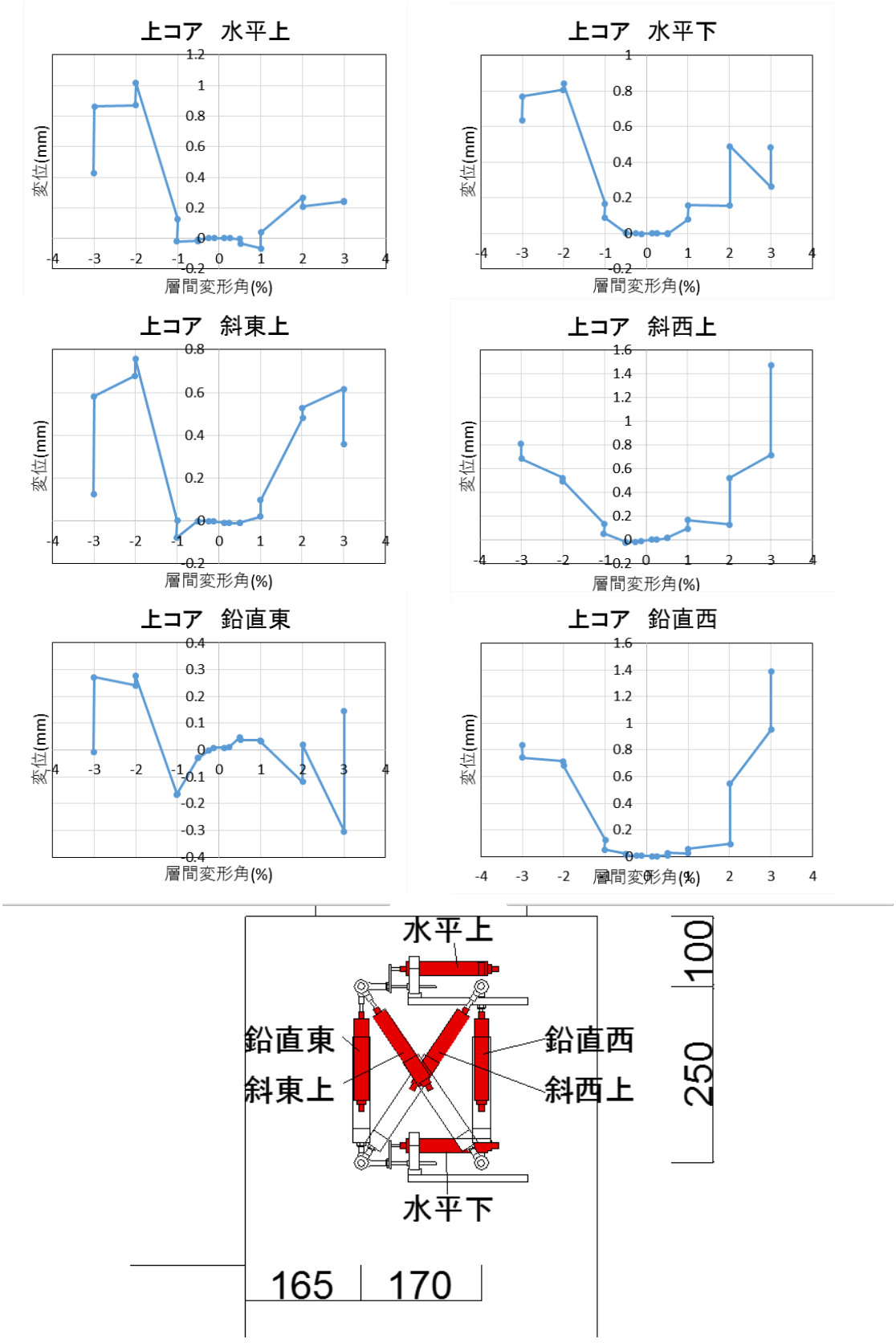


図 5.3.484 試験体 A-7a　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

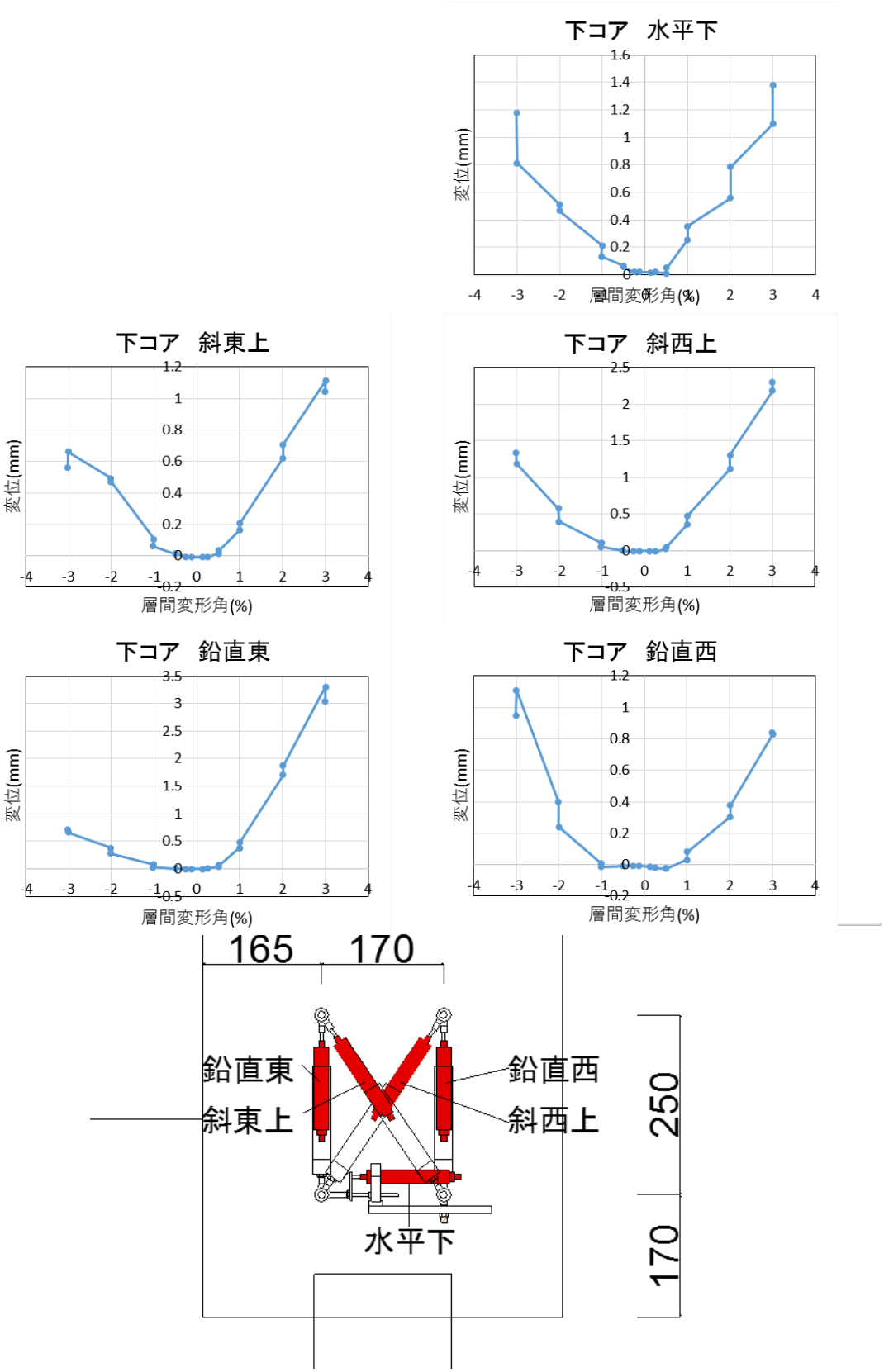
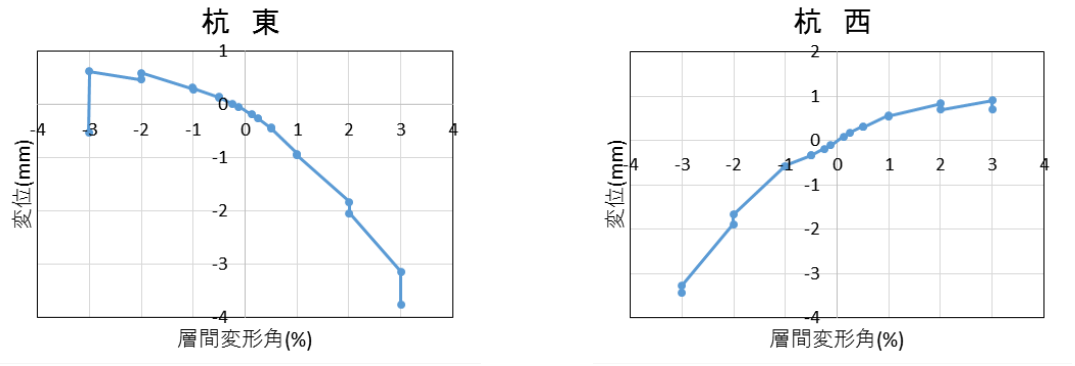


図 5.3.485 試験体 A-7a　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係２

(f)杭変位



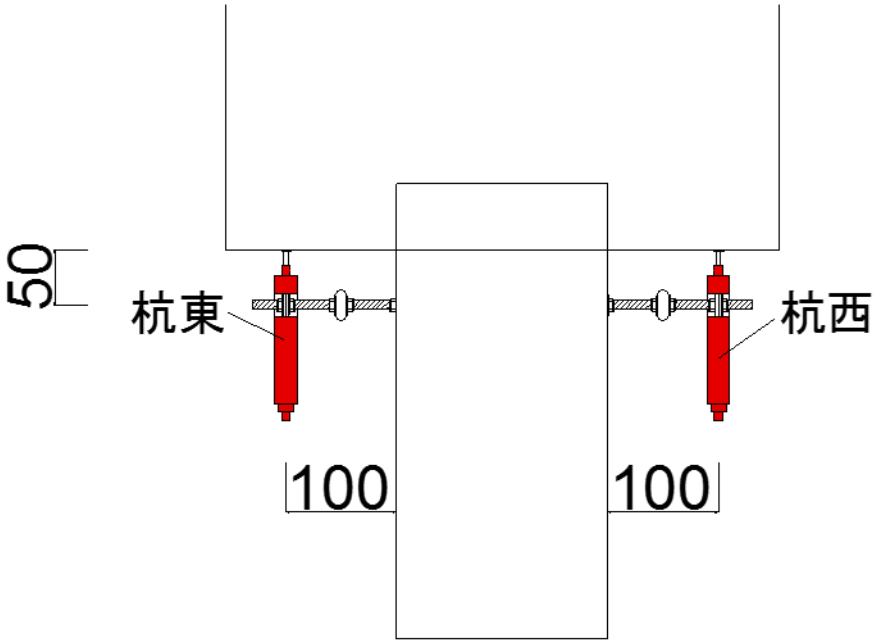


図 5.3.486 試験体 A-7a　杭変位　層間変形角-変形関係

2)　試験体 A-7b

(a)部材変位

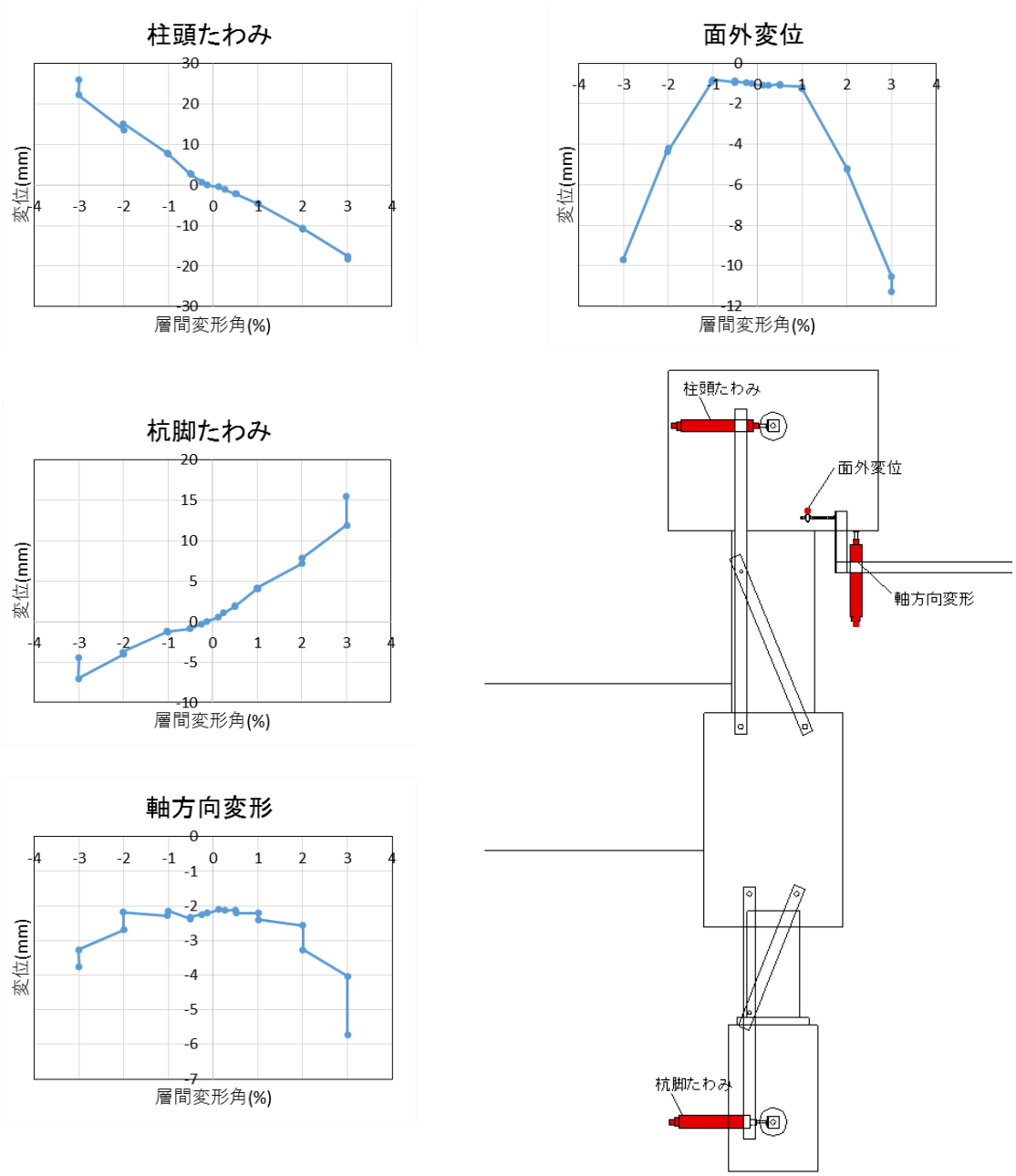


図 5.3.487 試験体 A-7b　部材変位　層間変形角-変形関係 1

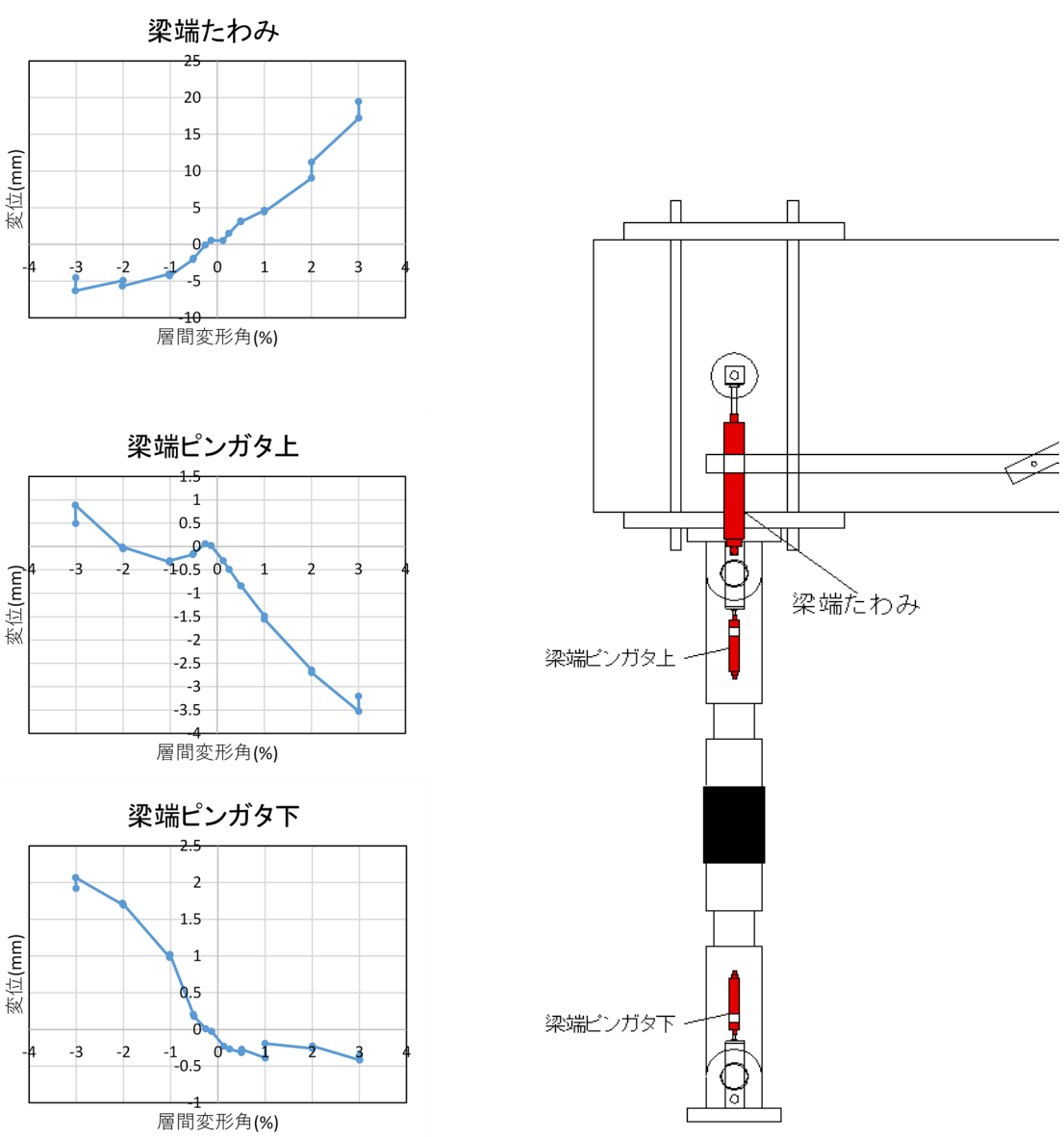
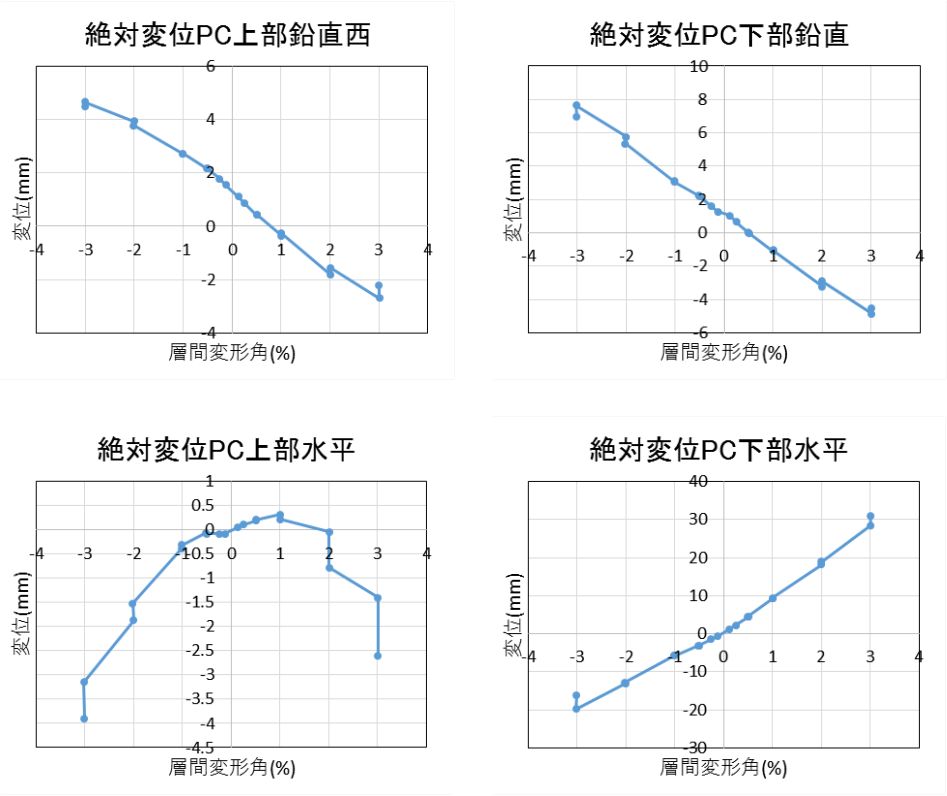


図 5.3.488 試験体 A-7b　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b)部材絶対変位



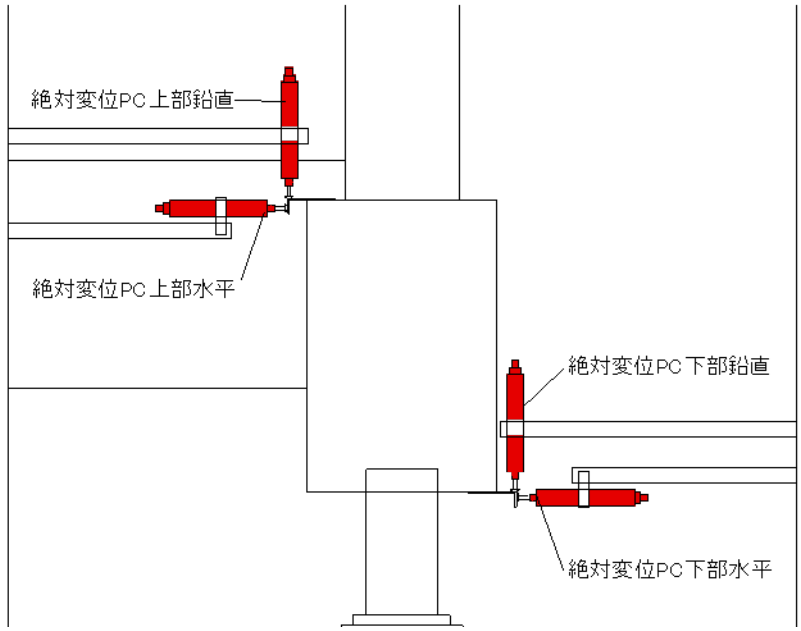


図 5.3.489 試験体 A-7b　部材絶対変位　層間変形角-変形関係 1

(c)基礎梁変位

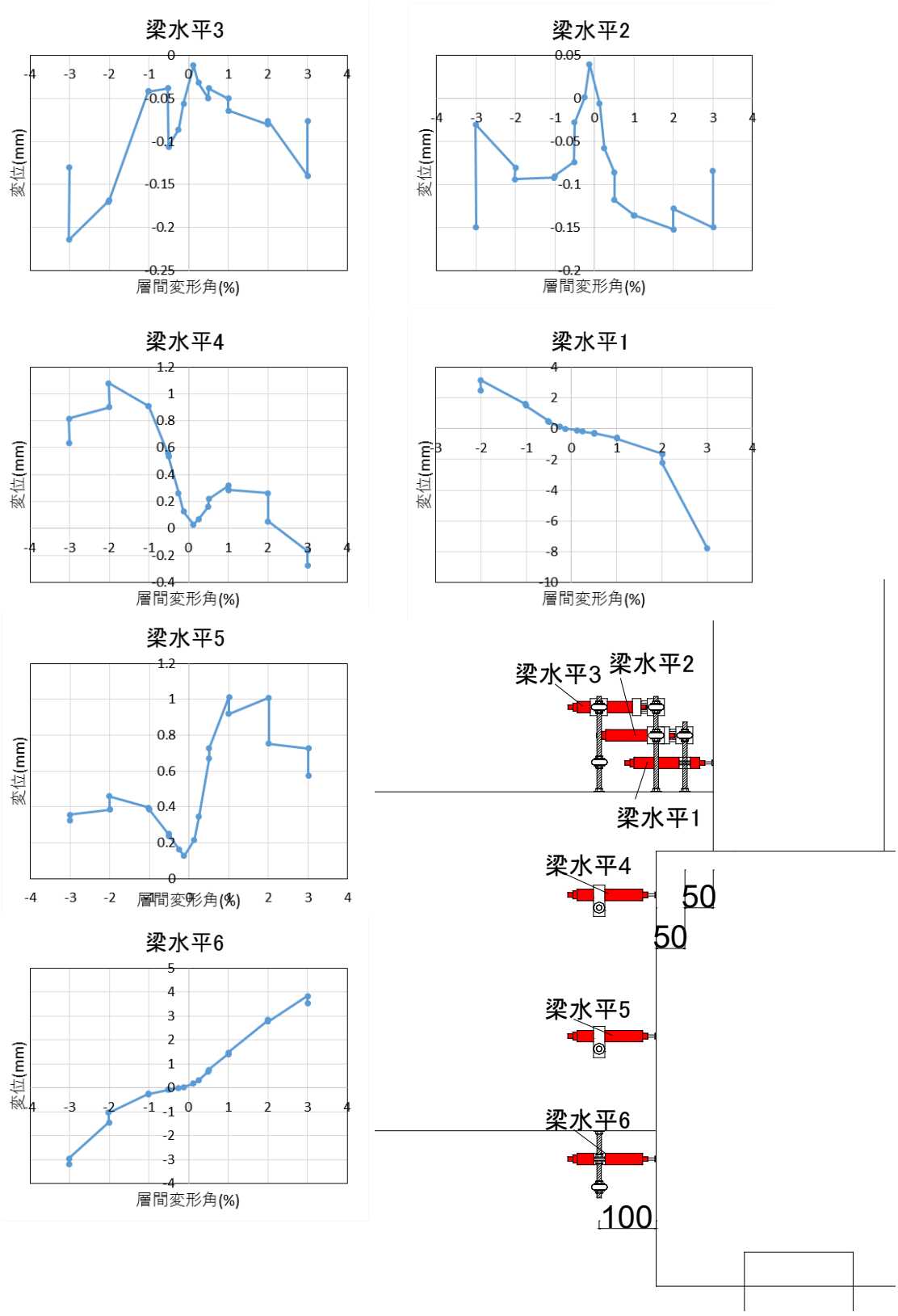


図 5.3.490 試験体 A-7b　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

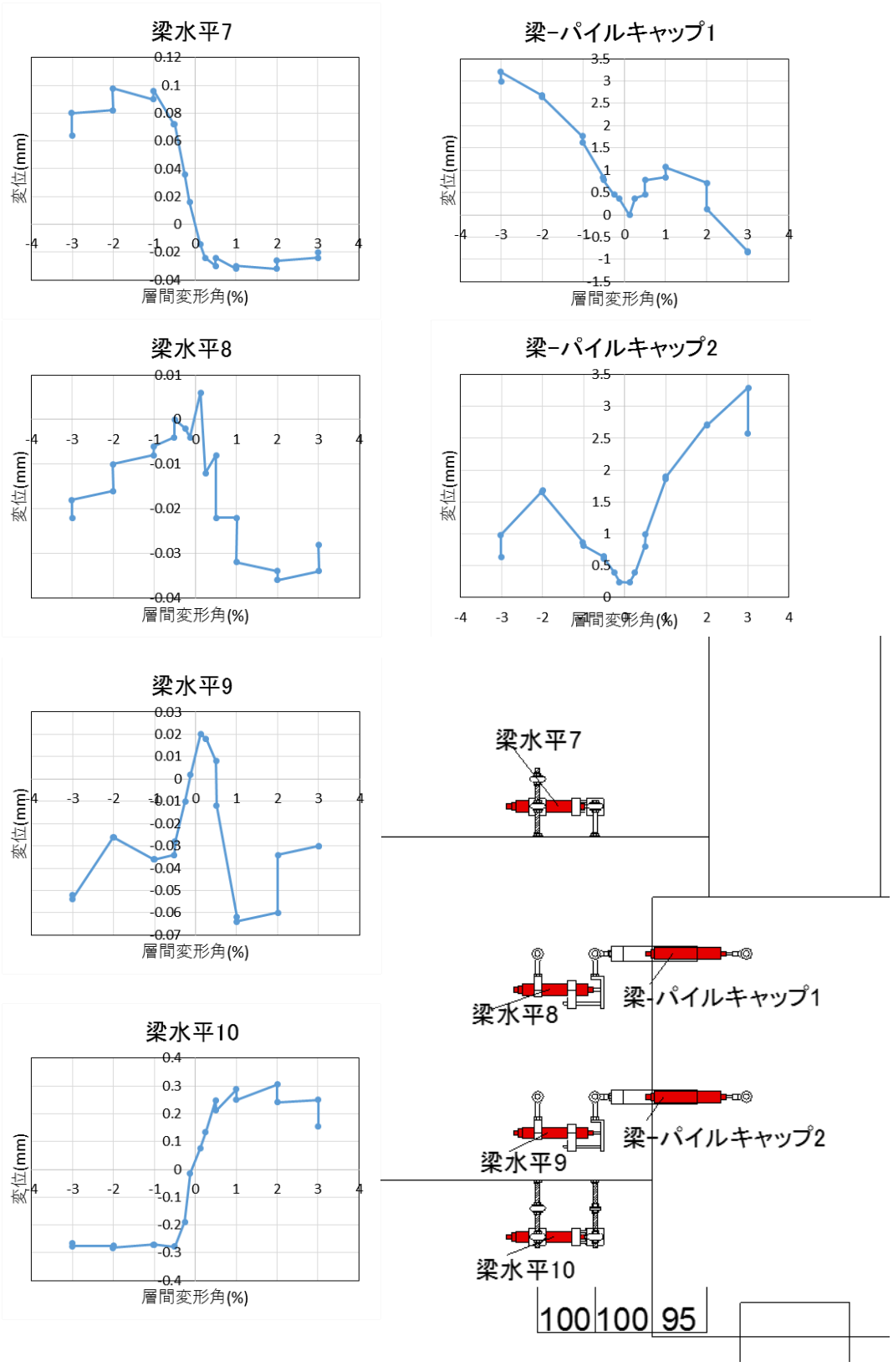


図　5.3.491 試験体 A-7b　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 2

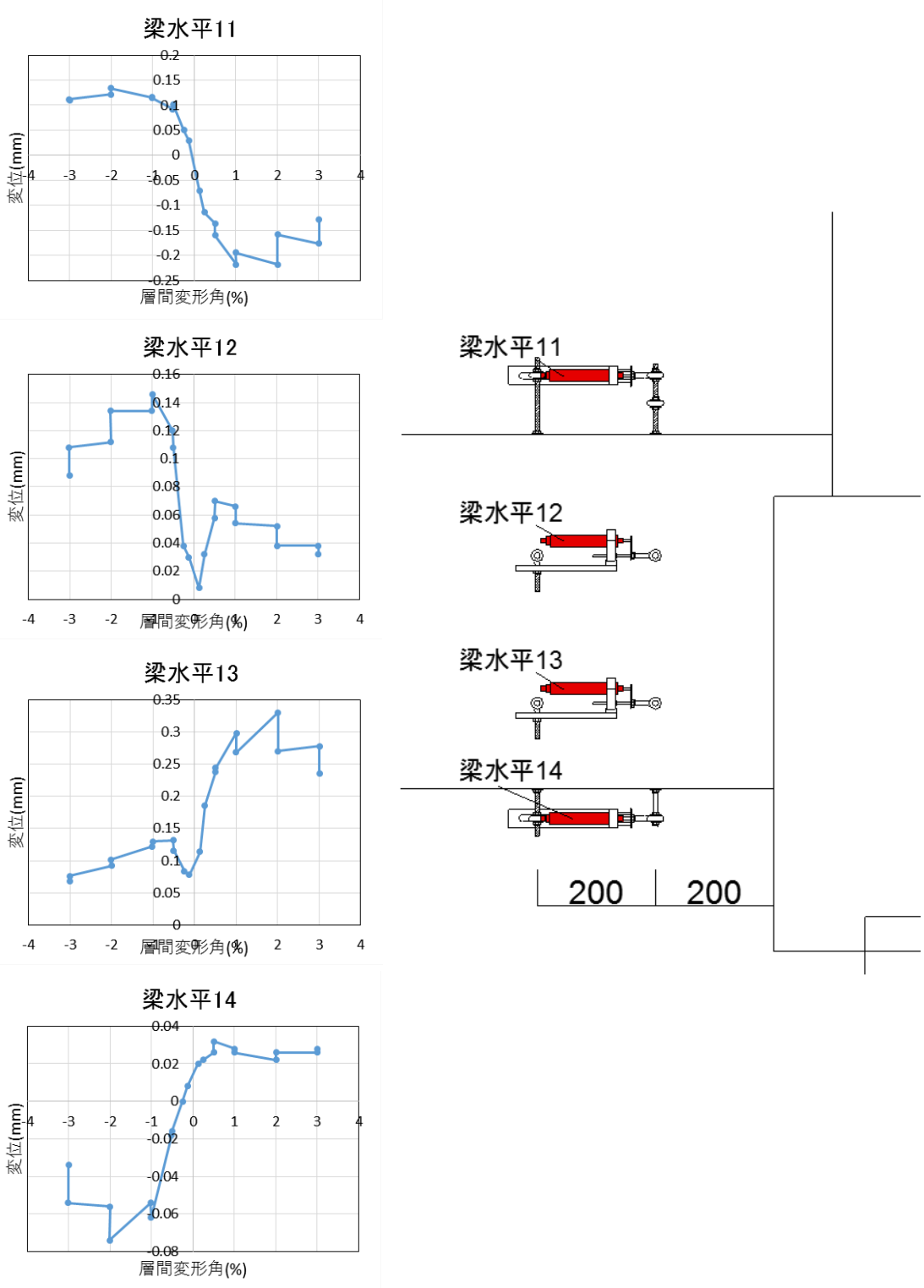


図　5.3.492 試験体 A-7b　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位

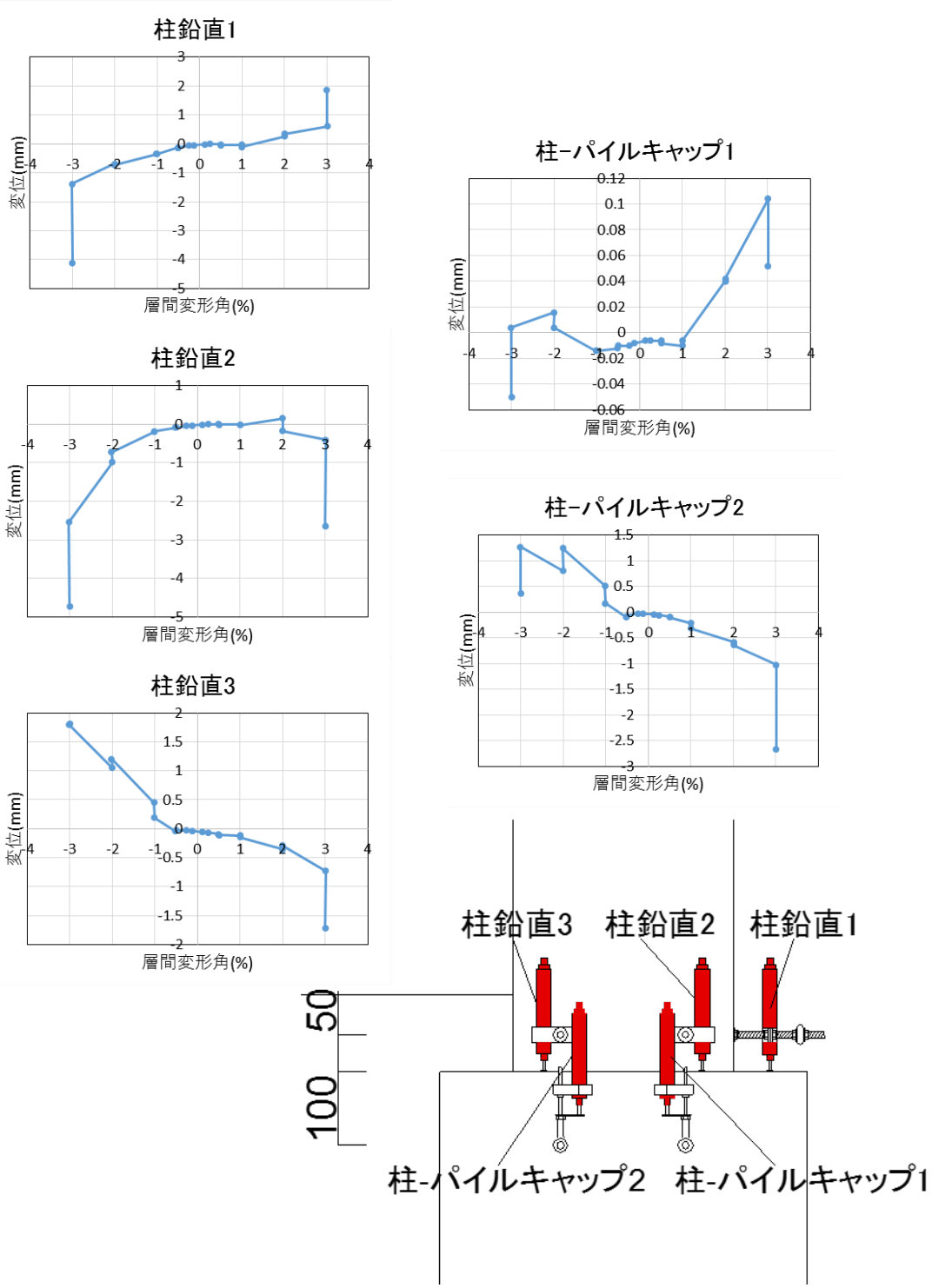


図　5.3.493 試験体 A-7b　柱変位　層間変形角-変形関係 1

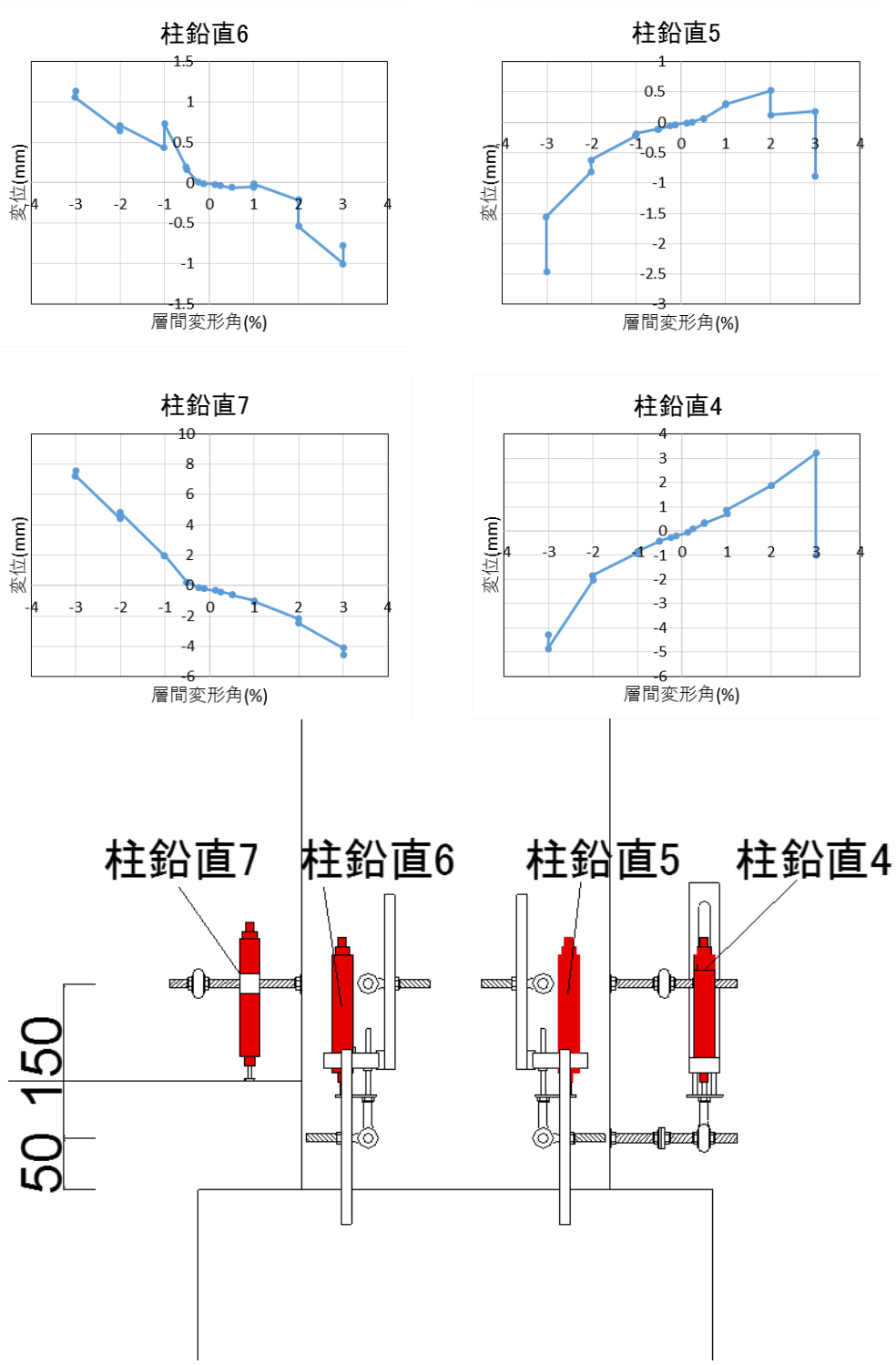


図　5.3.494 試験体 A-7b　柱変位　層間変形角-変形関係 2

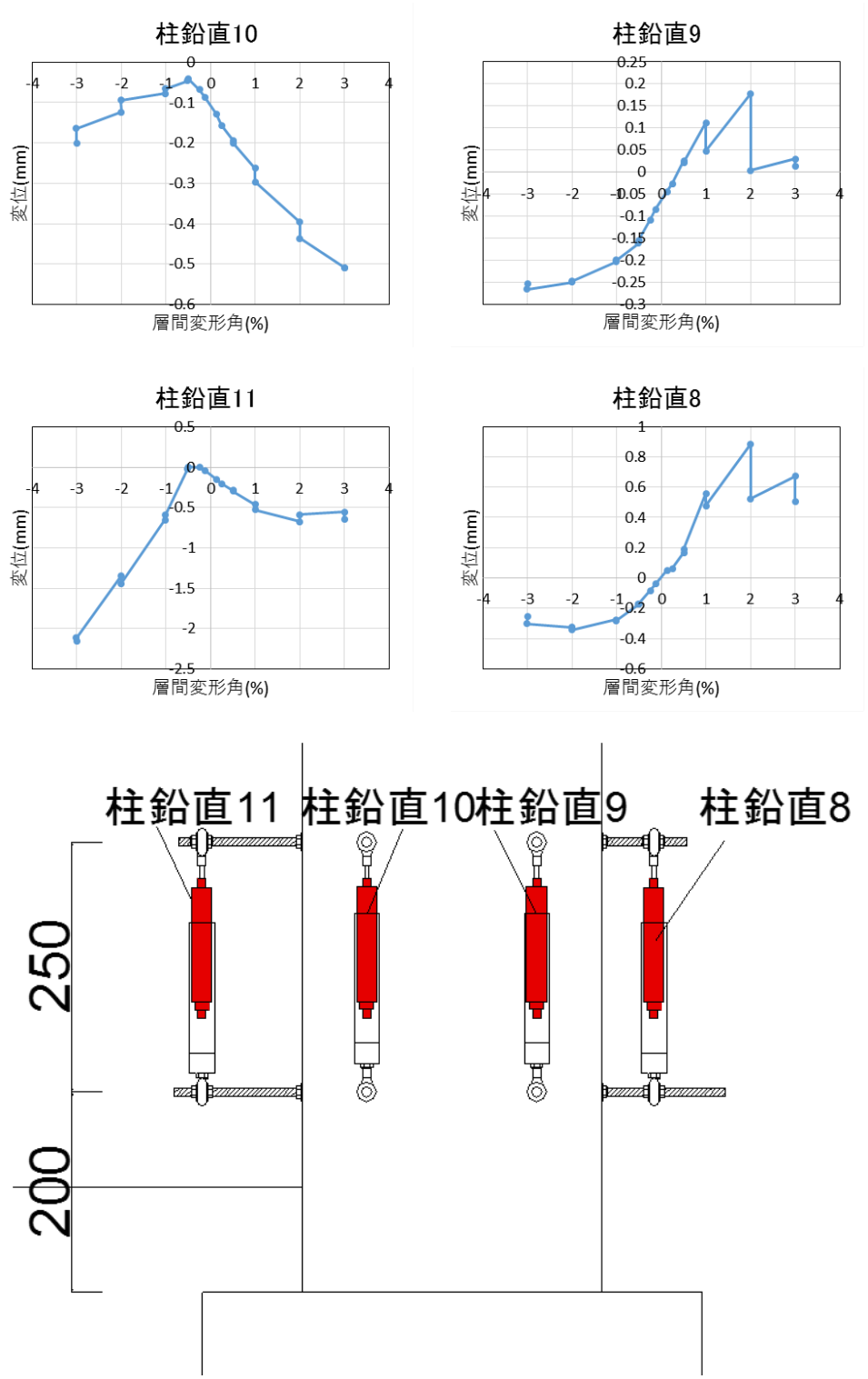


図　5.3.495 試験体 A-7b　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位

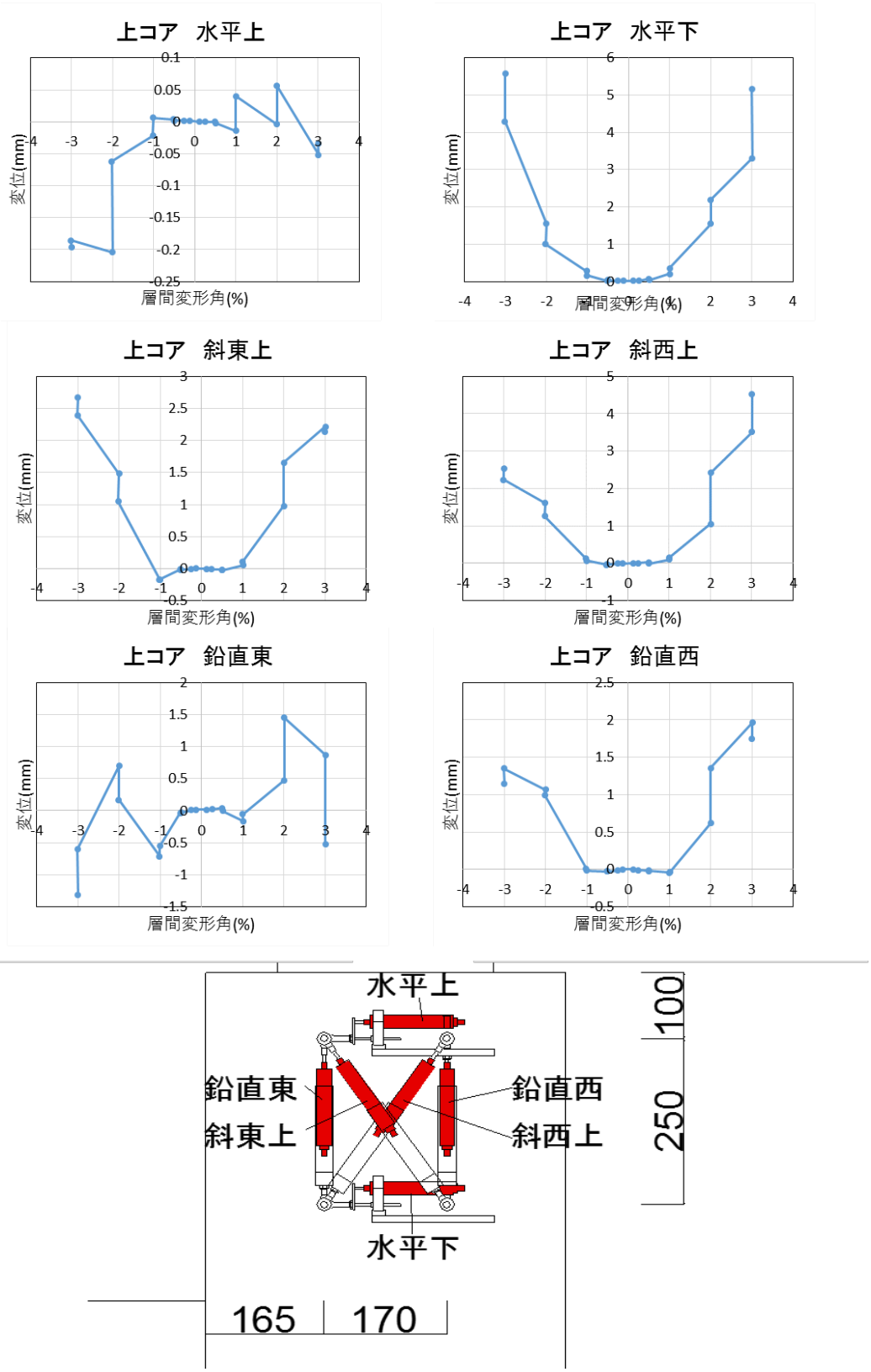


図　5.3.496 試験体 A-7b　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

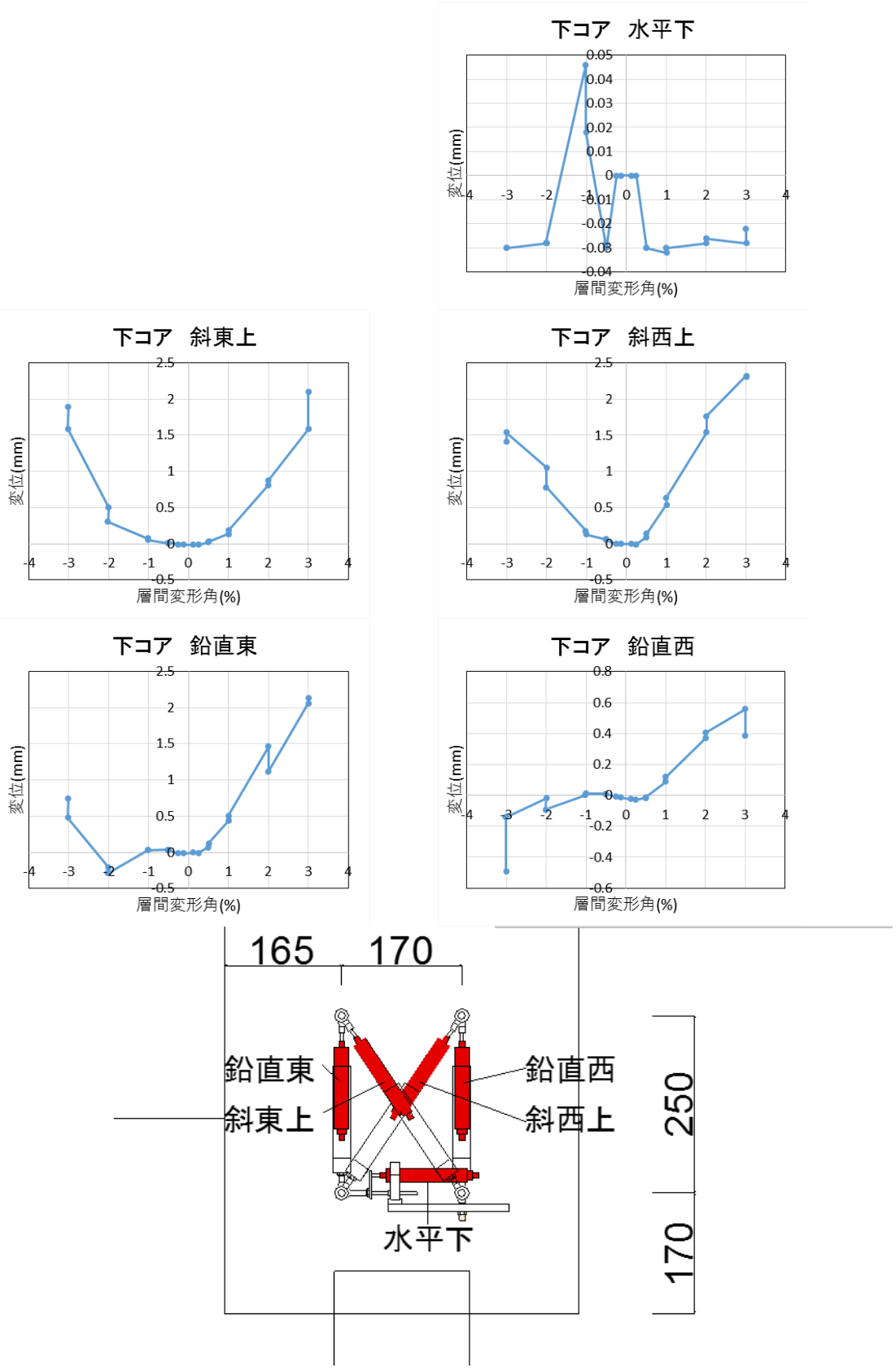
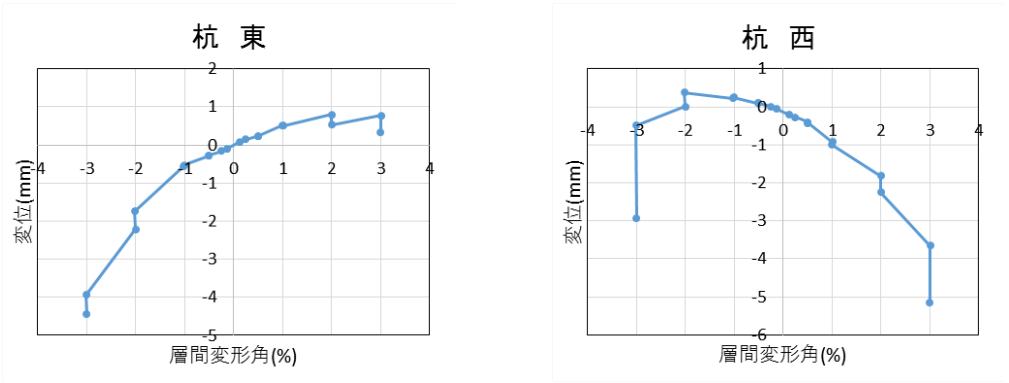


図　5.3.497 試験体 A-7b　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

(f)杭変位



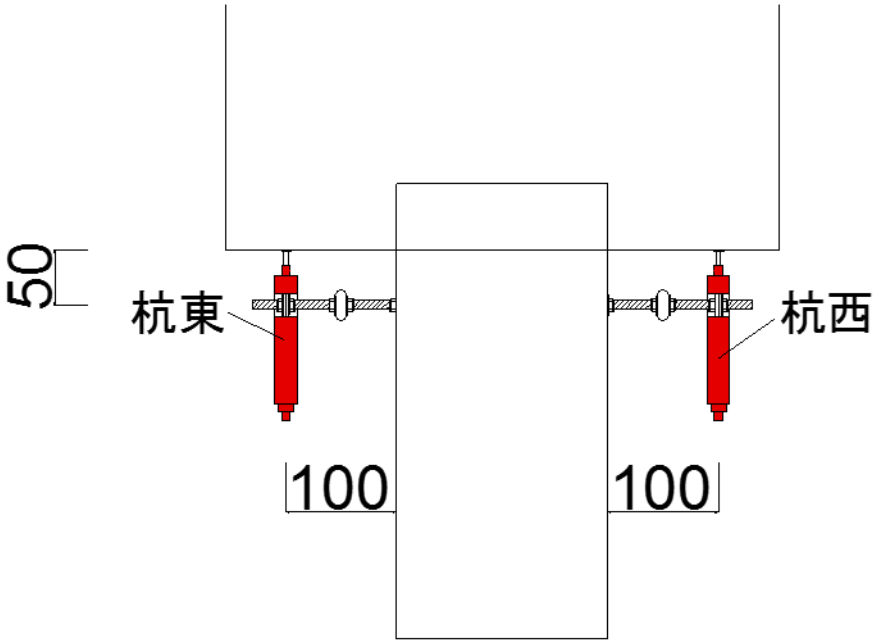


図　5.3.498 試験体 A-7b　部材変位　層間変形角-変形関係 1

3)　試験体 D-1

(a)部材変位

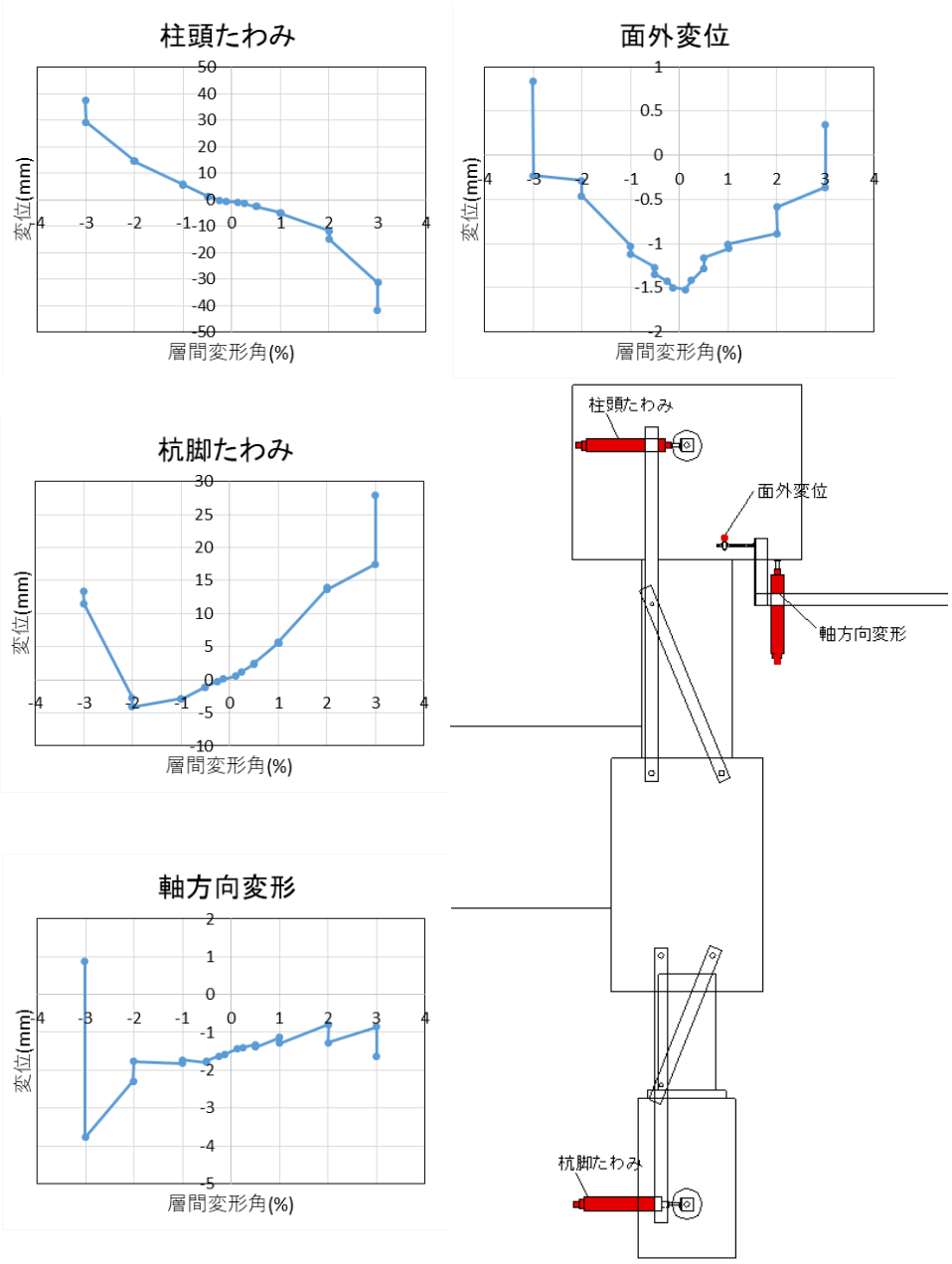


図　5.3.499 試験体 D-1　部材変位　層間変形角-変形関係 1

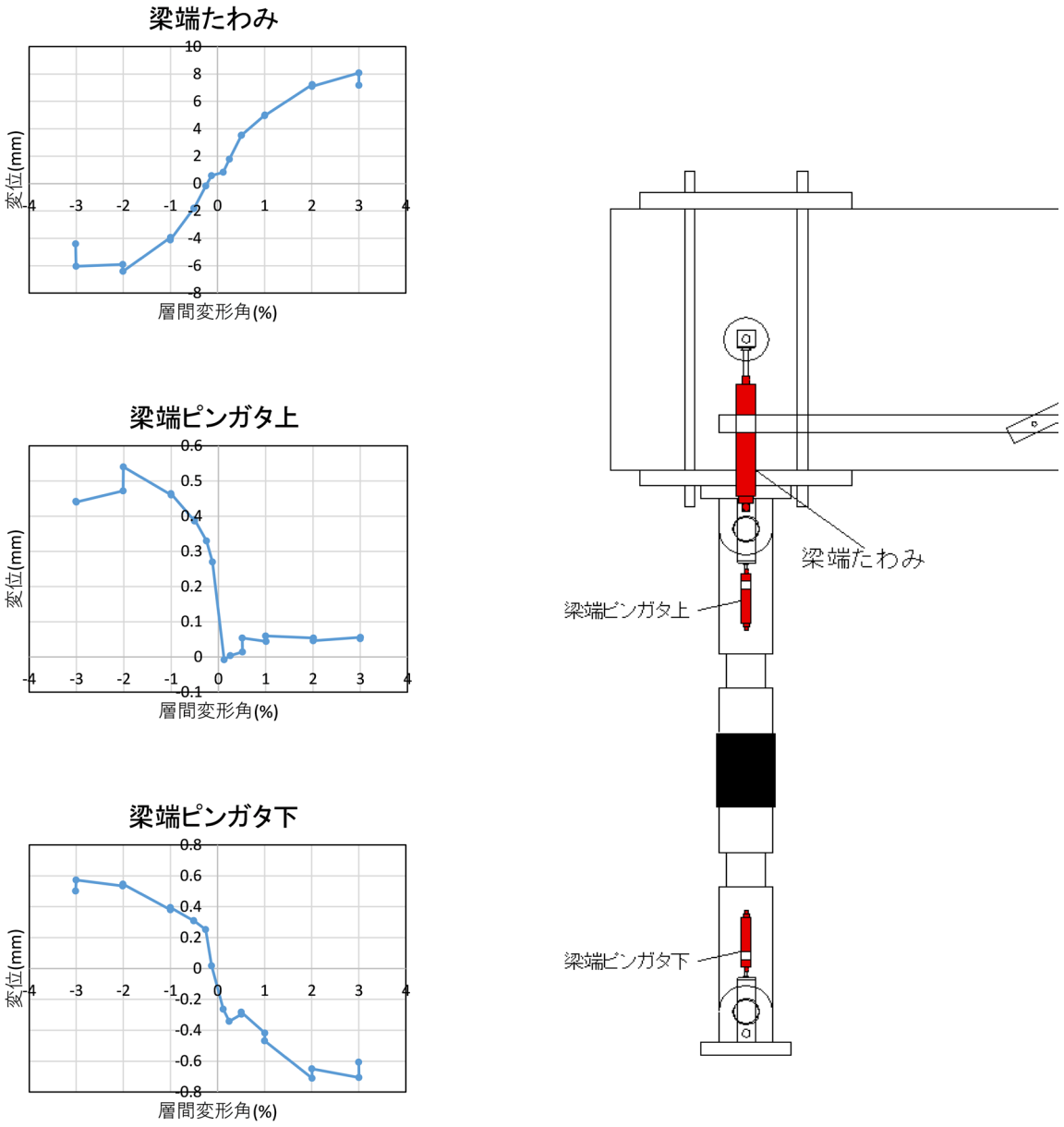
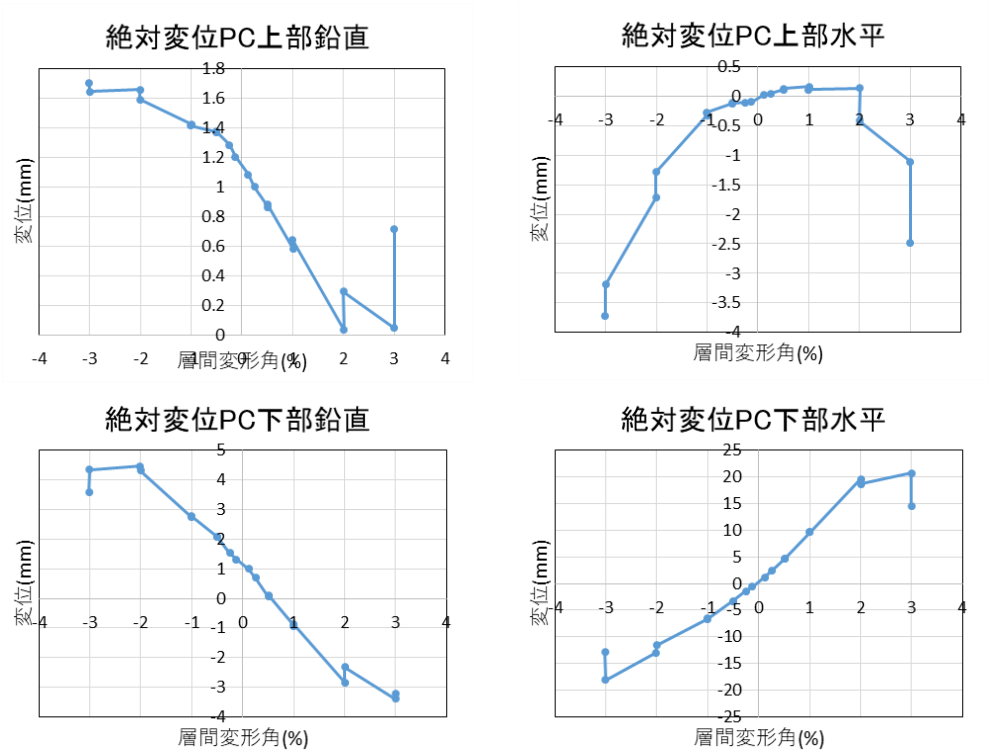


図　5.3.500 試験体 D-1　部材変位　層間変形角-変形関係２

(b)部材絶対変位



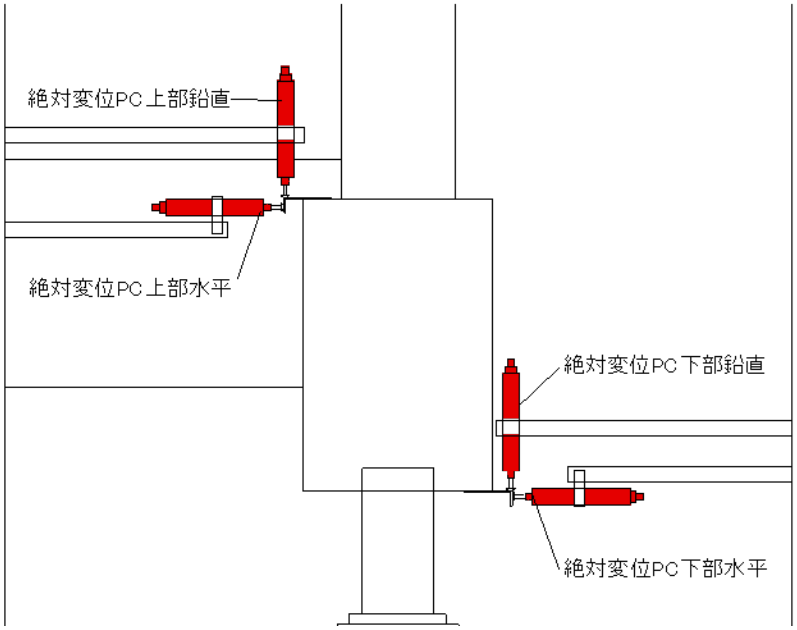


図 5.3.501 試験体 D-1　部材絶対変位　層間変形角-変形関係

(c)基礎梁変位

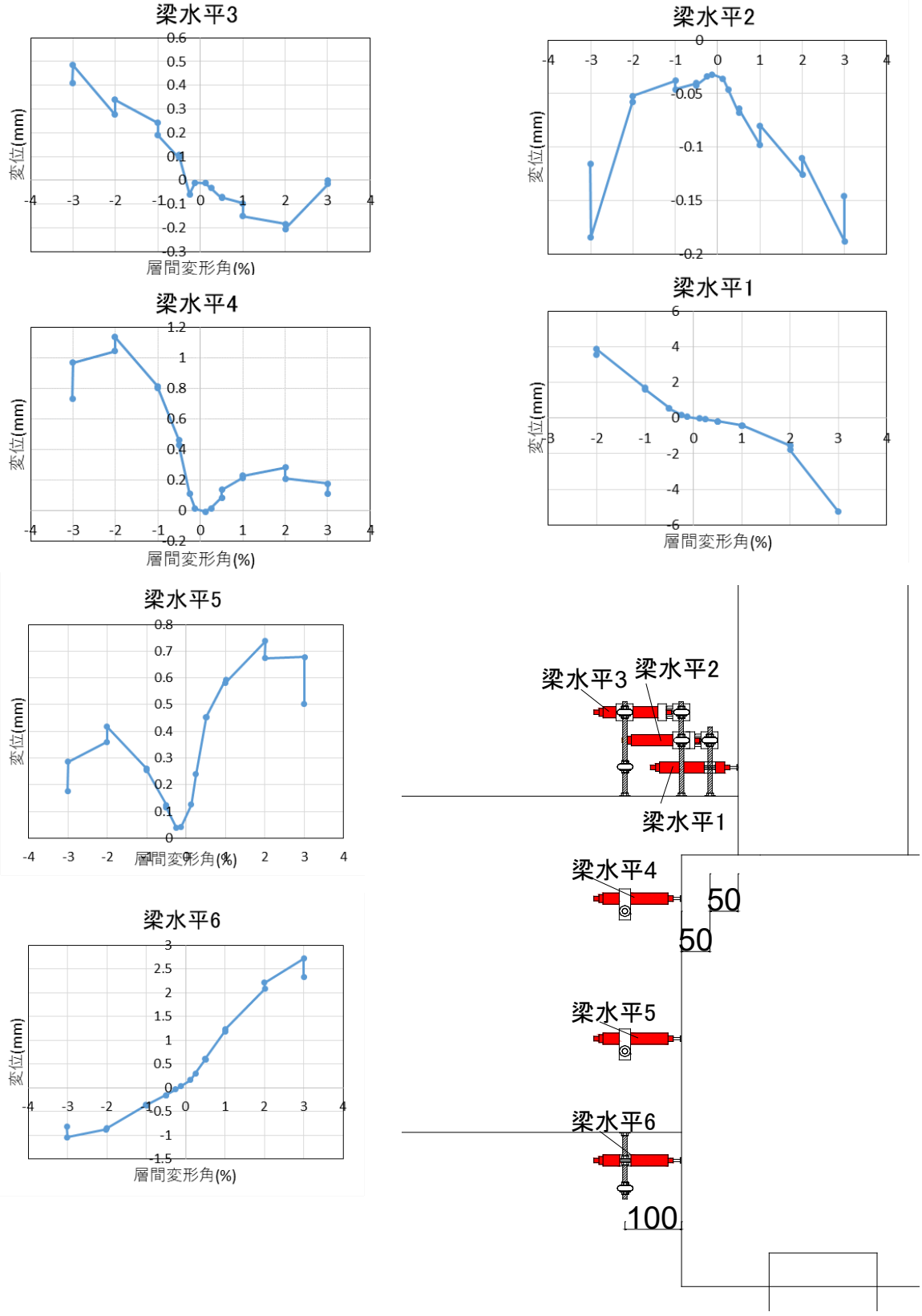


図 5.3.502 試験体 D-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

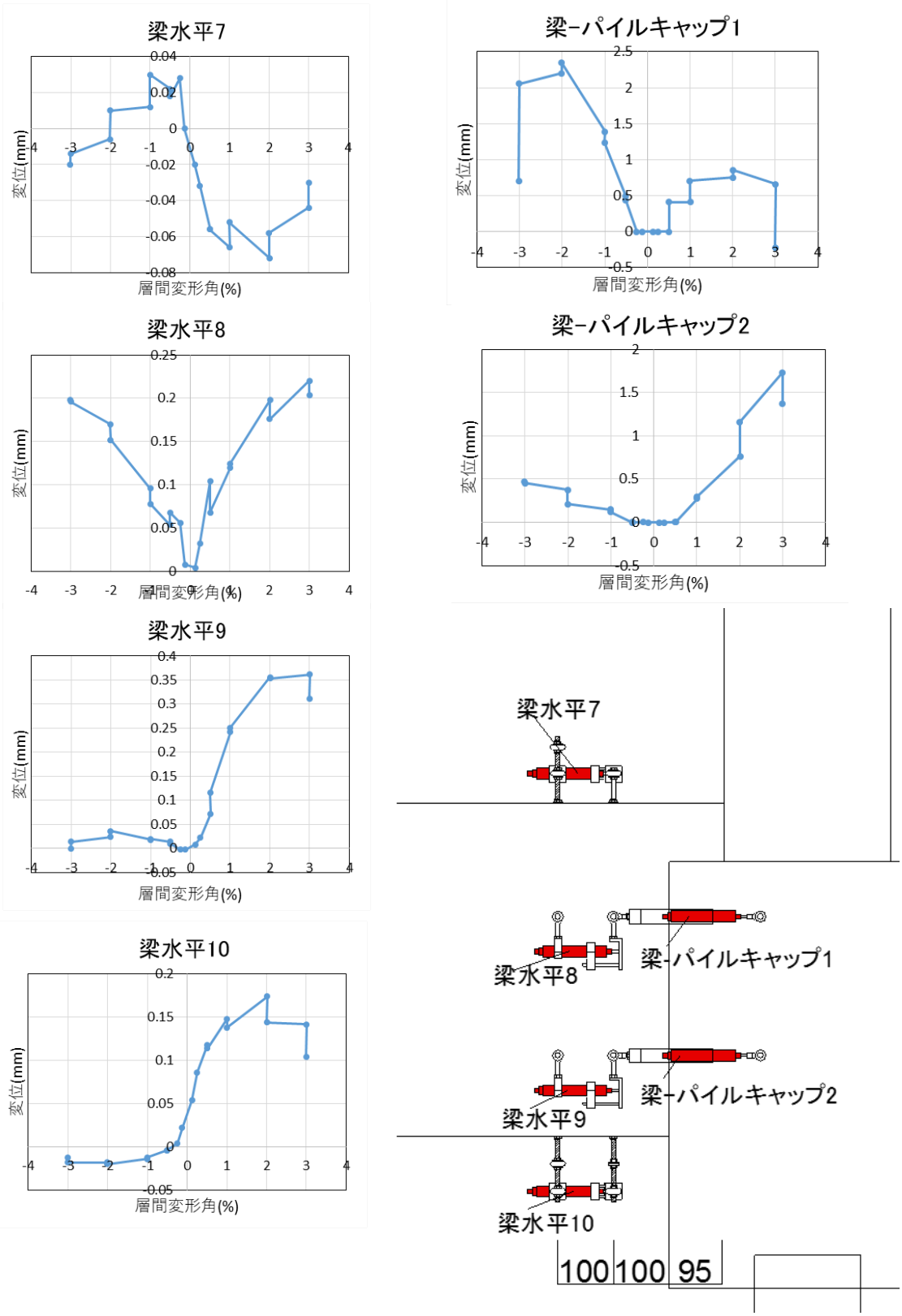


図 5.3.503 試験体 D-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係２

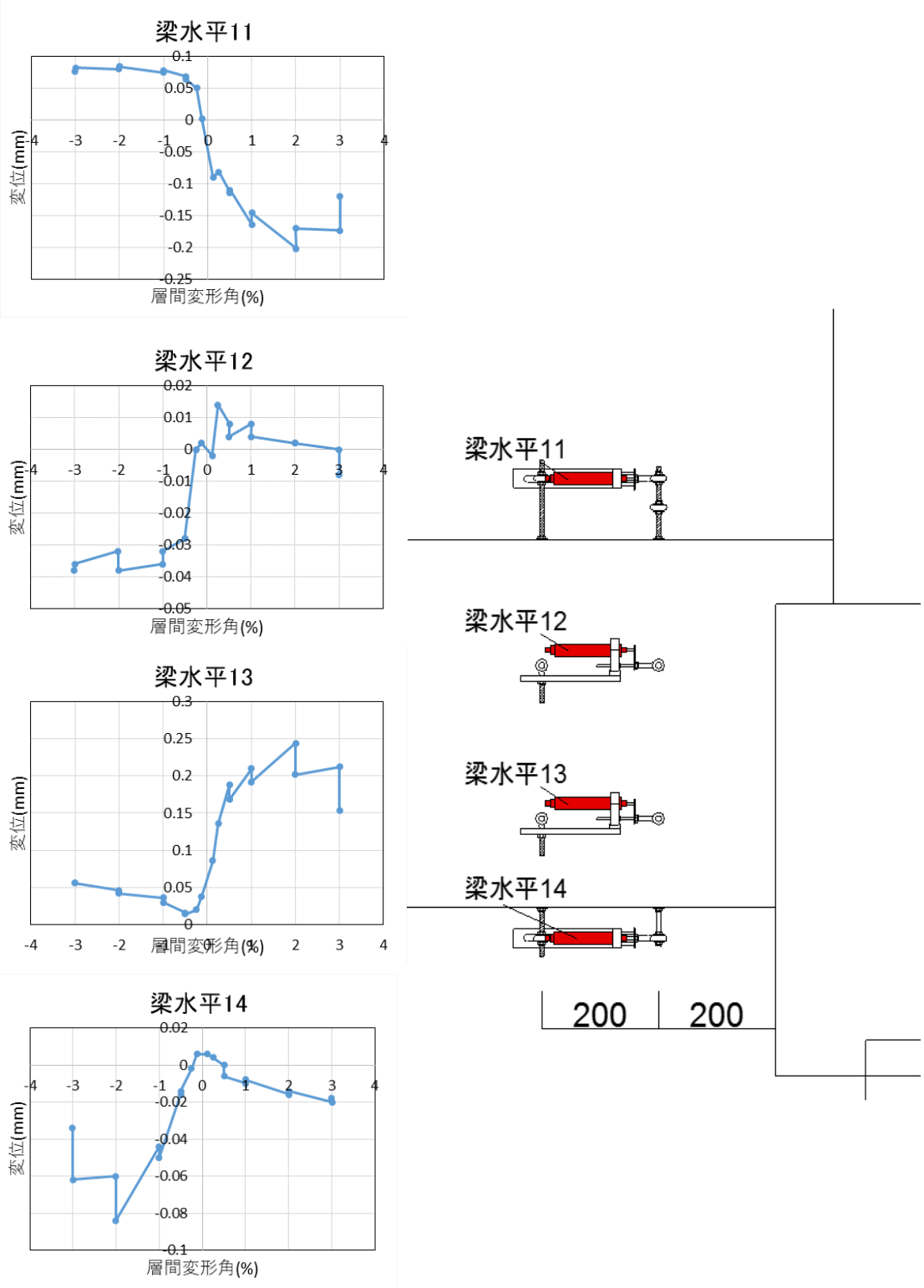


図 5.3.504 試験体 D-1　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位

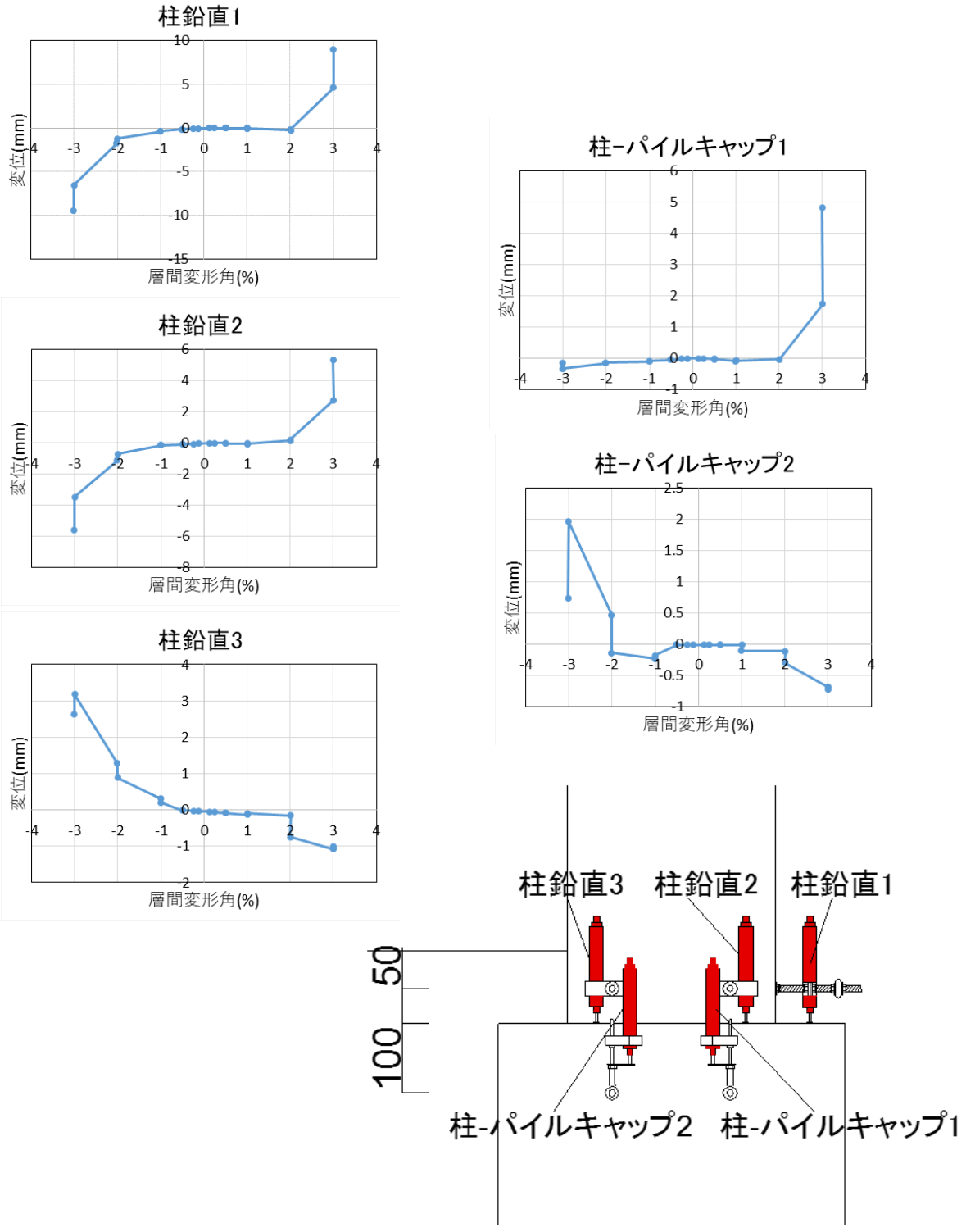
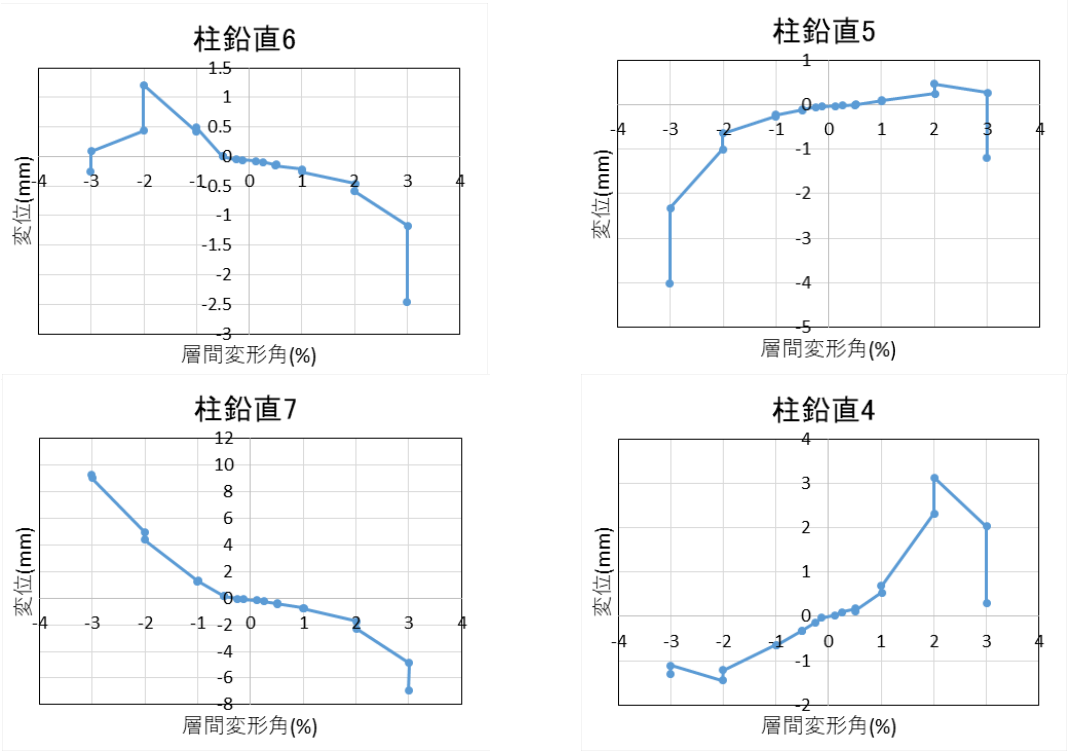


図 5.3.505 試験体 D-1　柱変位　層間変形角-変形関係 1



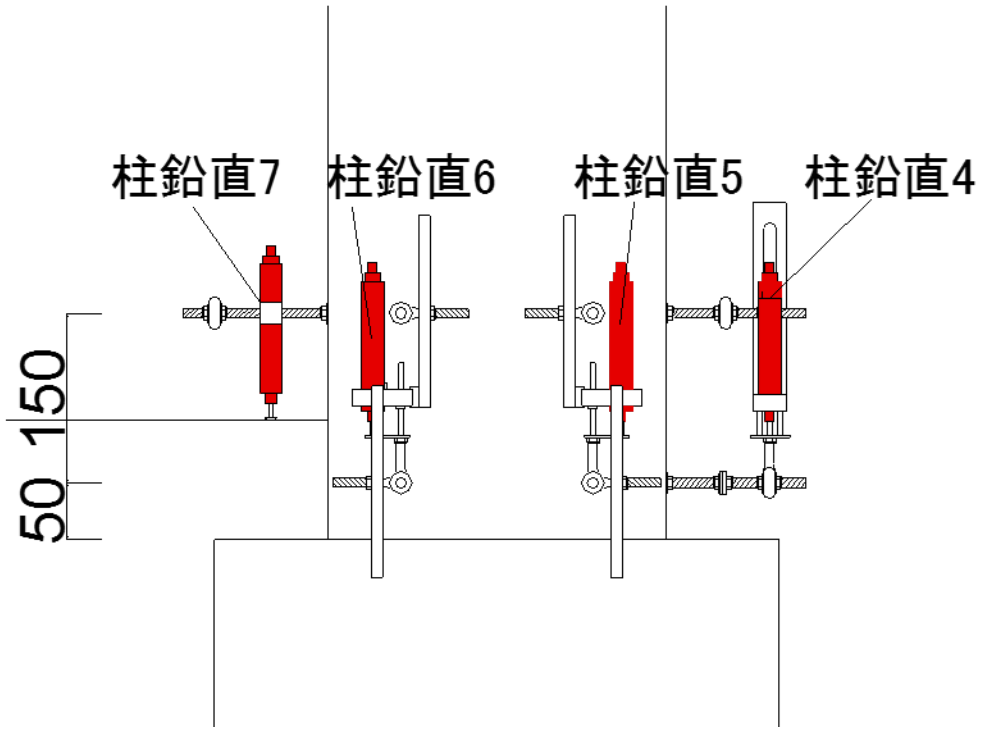
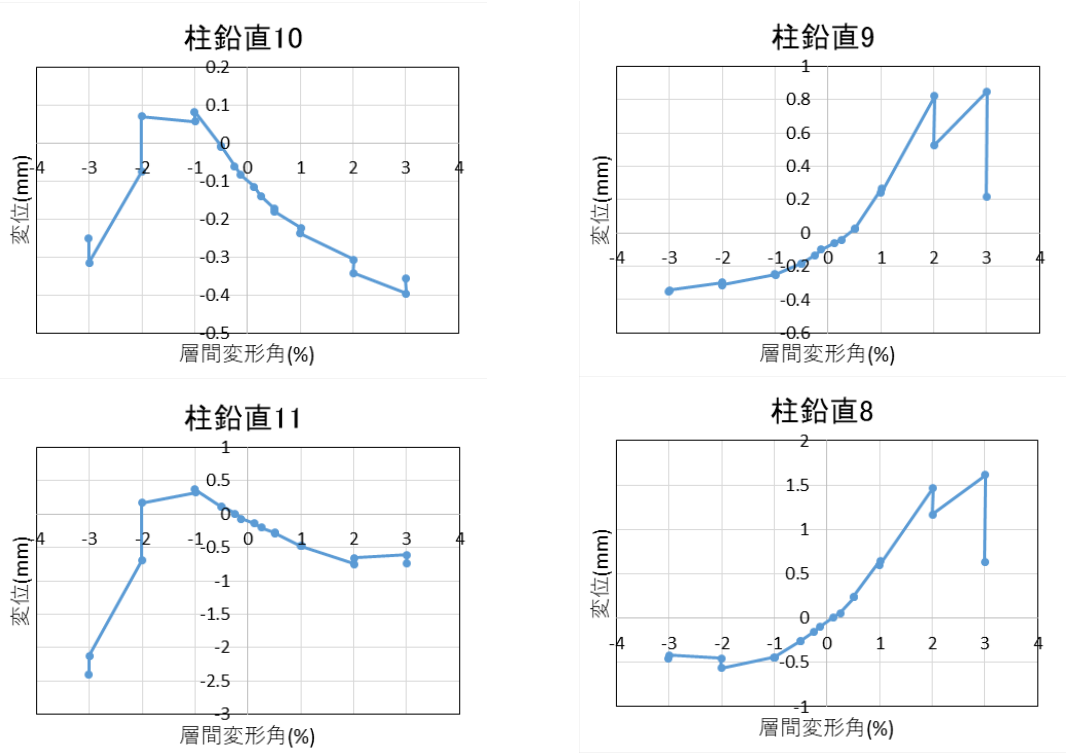


図 5.3.506 試験体 D-1　柱変位　層間変形角-変形関係２



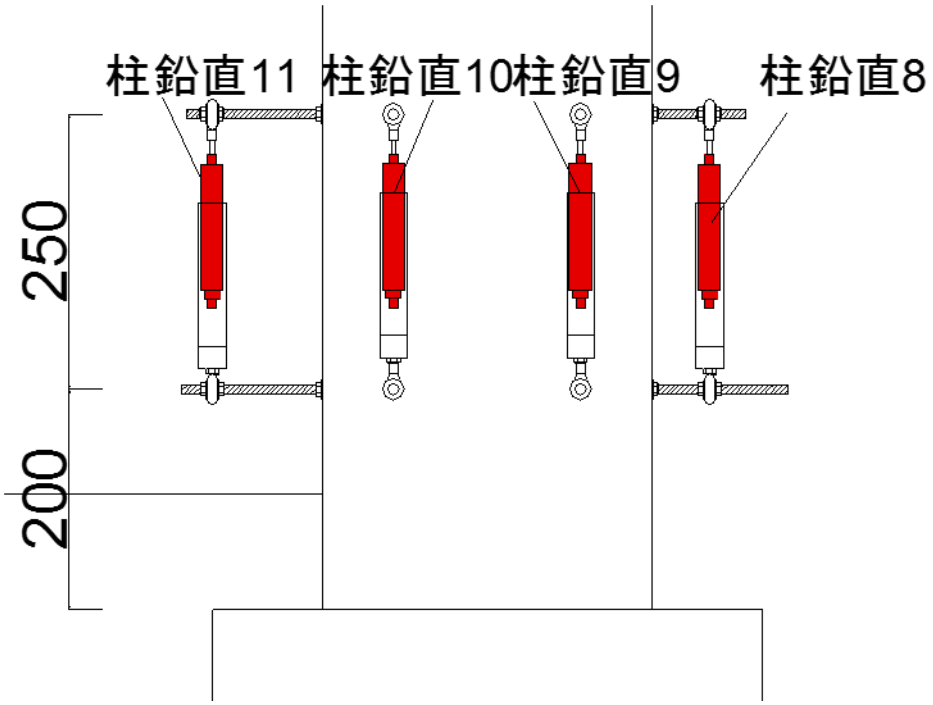
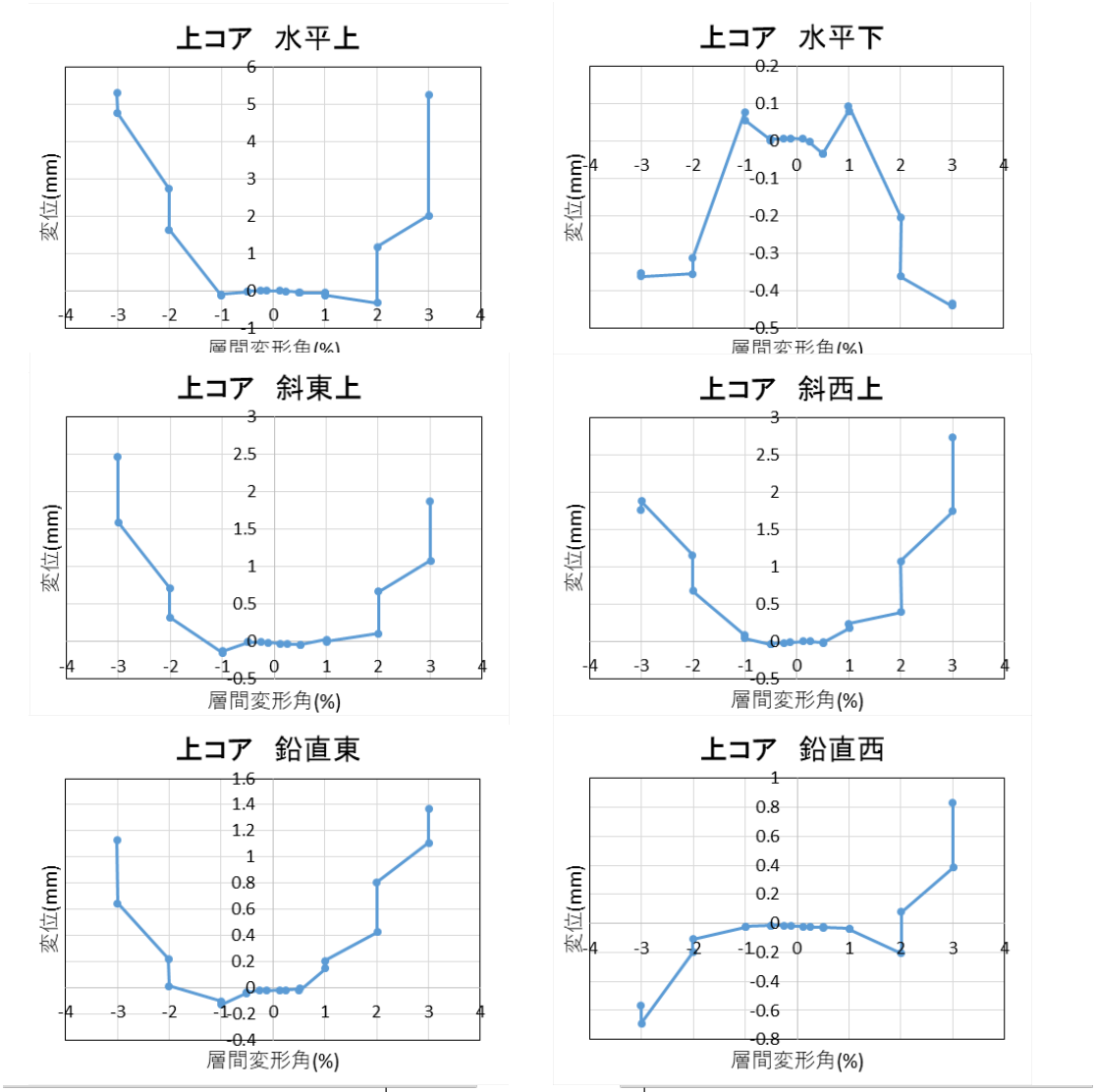


図 5.3.507 試験体 D-1　柱変位　層間変形角-変形関係３

(e)パイルキャップ変位



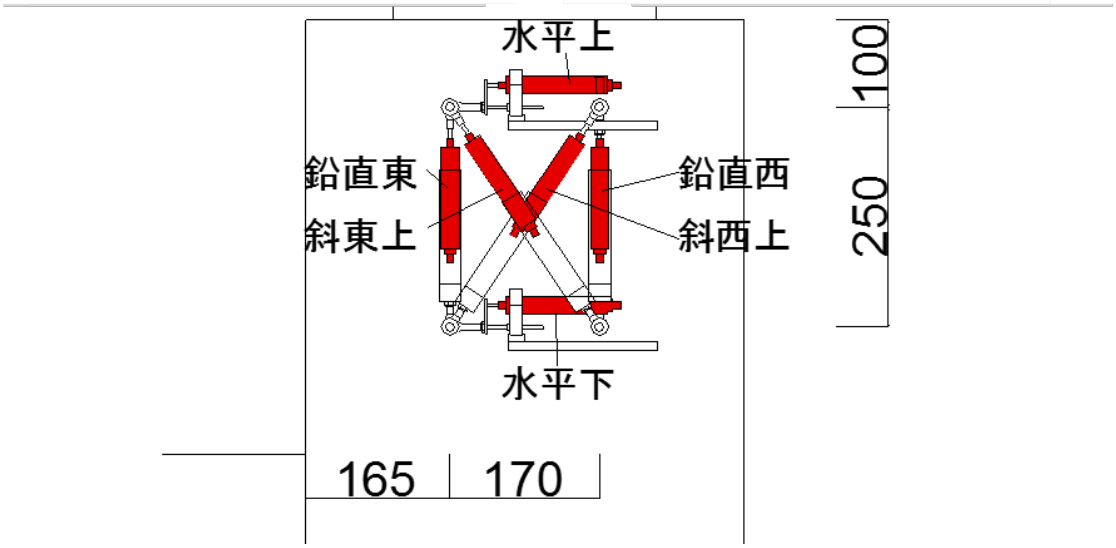


図 5.3.508 試験体 D-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

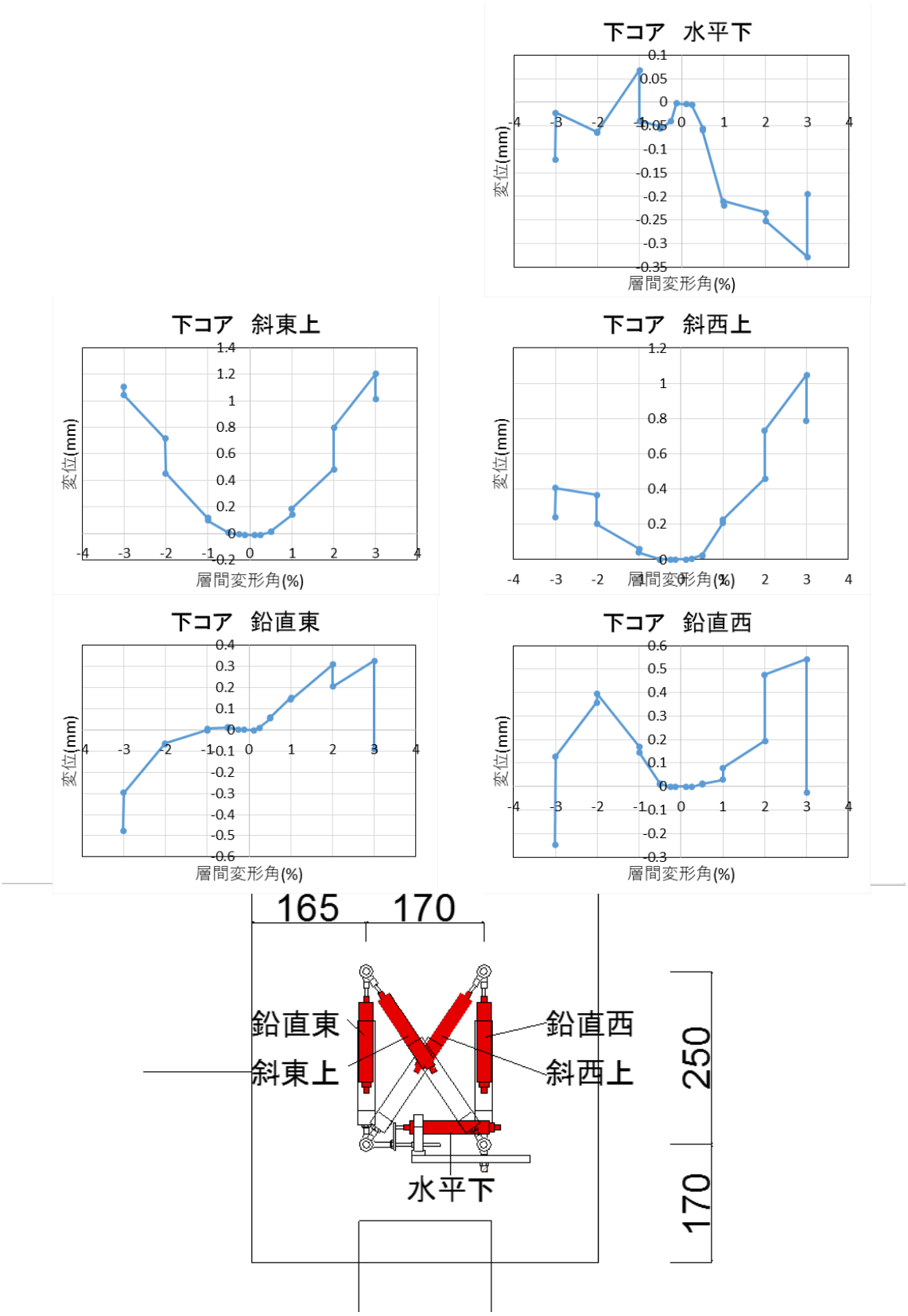
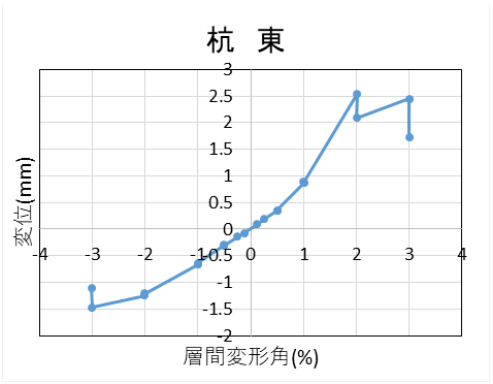
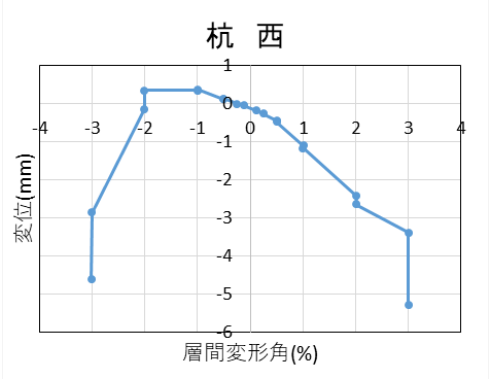


図 5.3.509 試験体 D-1　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係２

(f)杭変位





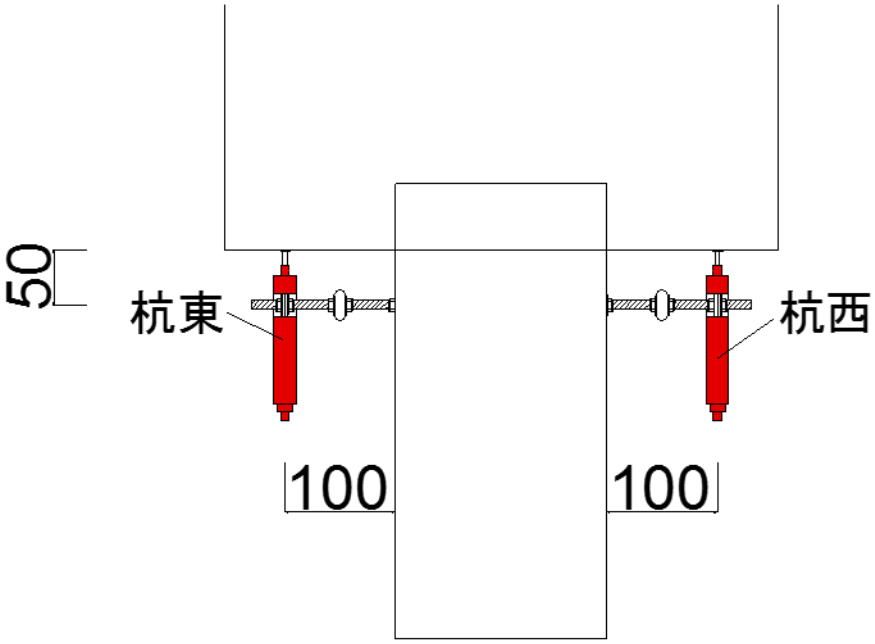


図 5.3.510 試験体 D-1　杭変位　層間変形角-変形関係

4)　試験体 D-2

(a)部材変位

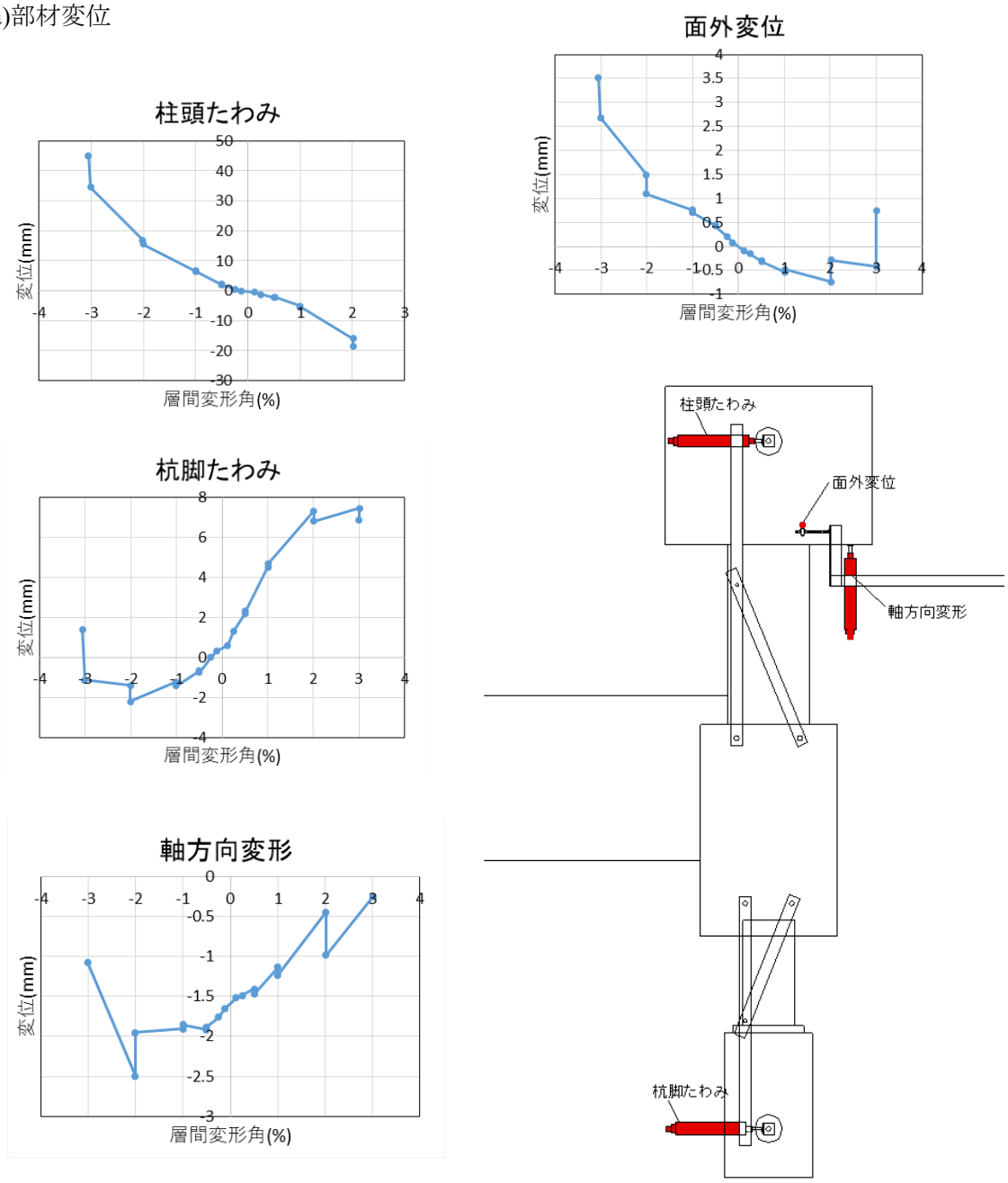


図 5.3.511 試験体 D-2　部材変位　層間変形角-変形関係 1

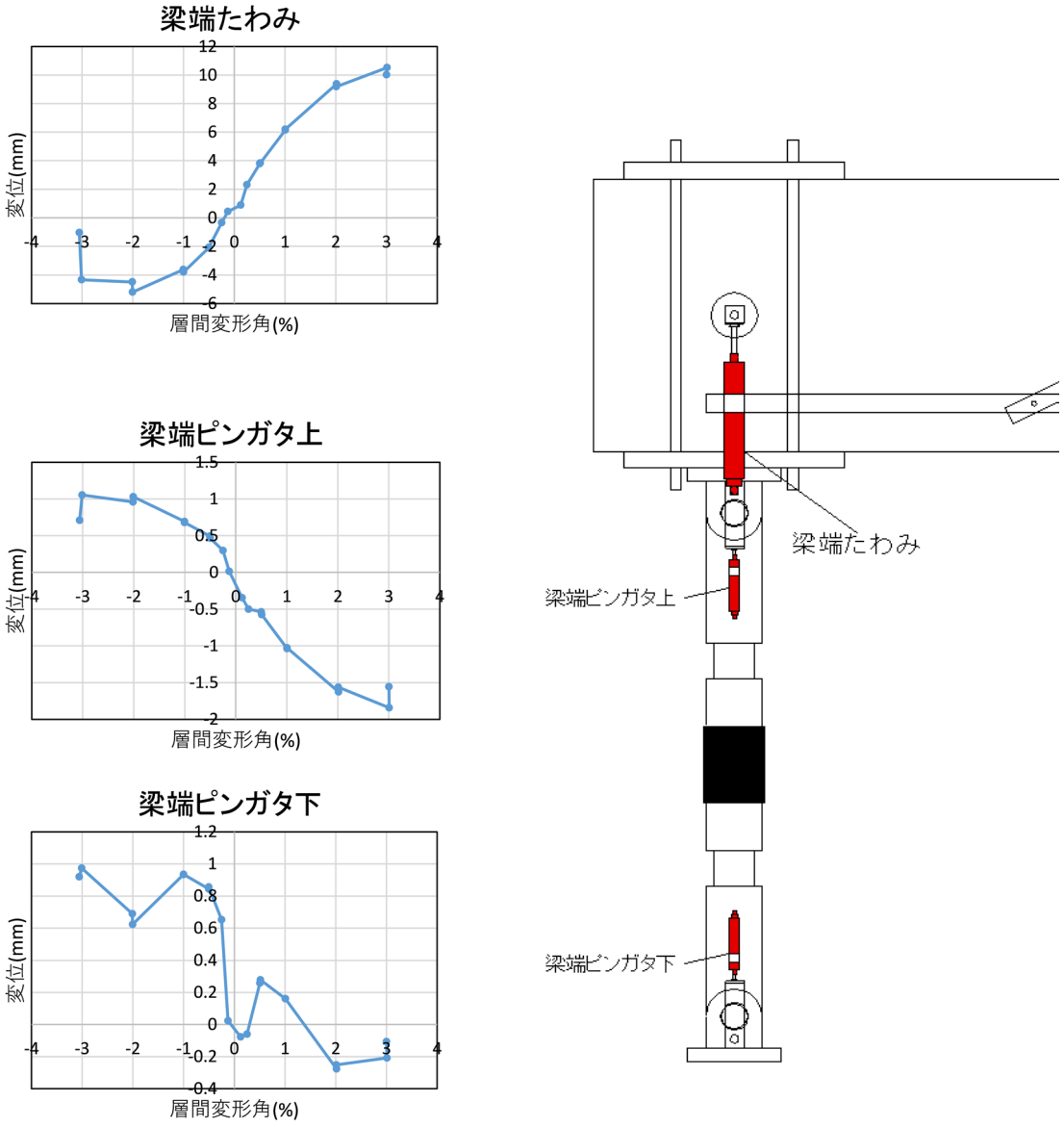
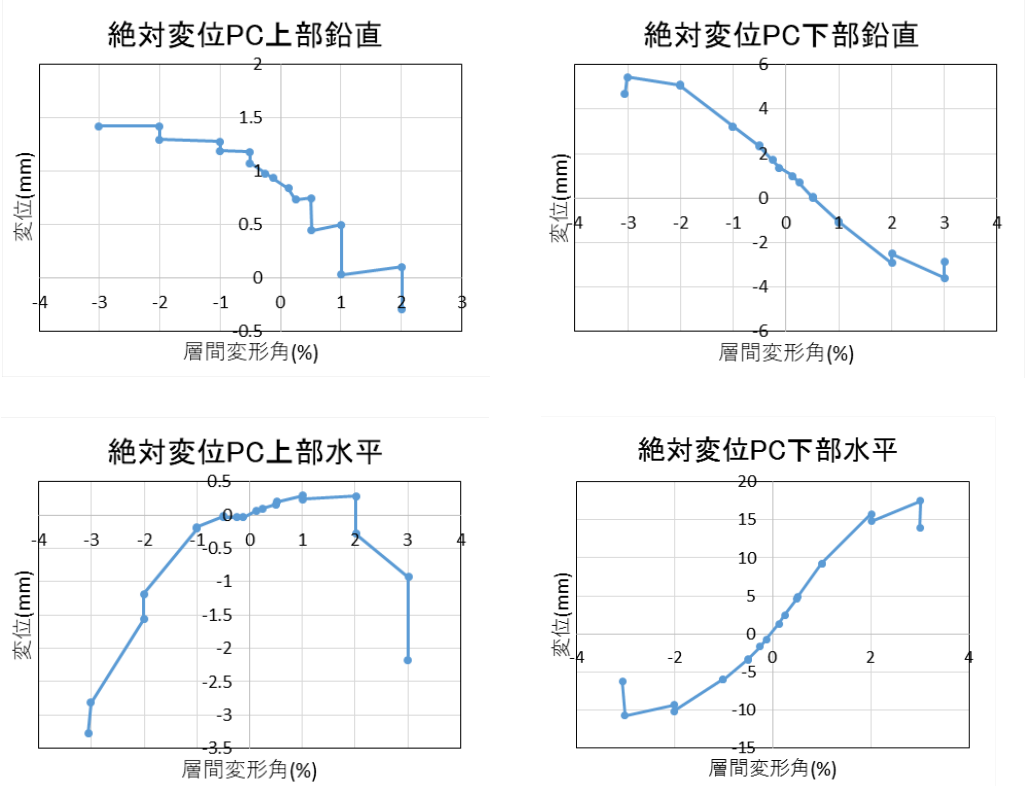


図 5.3.512 試験体 D-2　部材変位　層間変形角-変形関係 2

(b)部材絶対変位



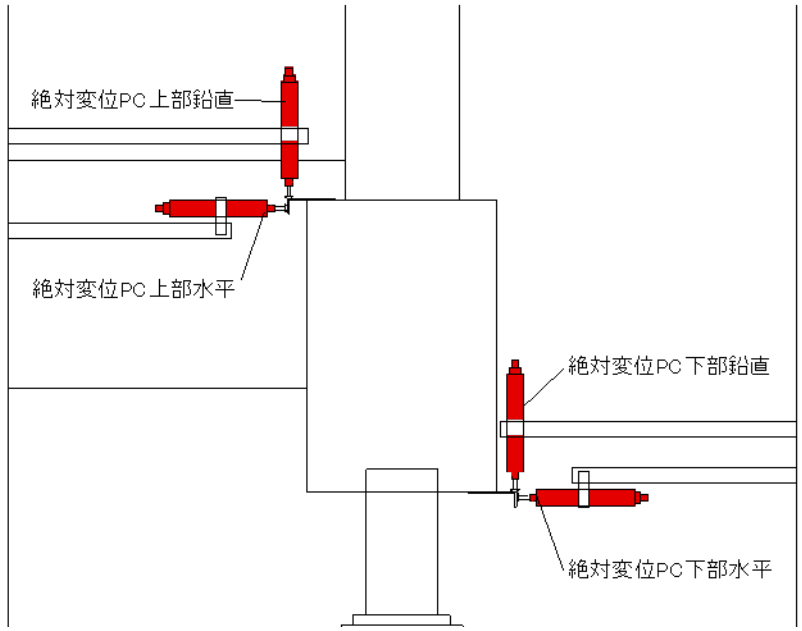


図 5.3.513 試験体 D-2　部材絶対変位　層間変形角-変形関係 1

(c)基礎梁変位

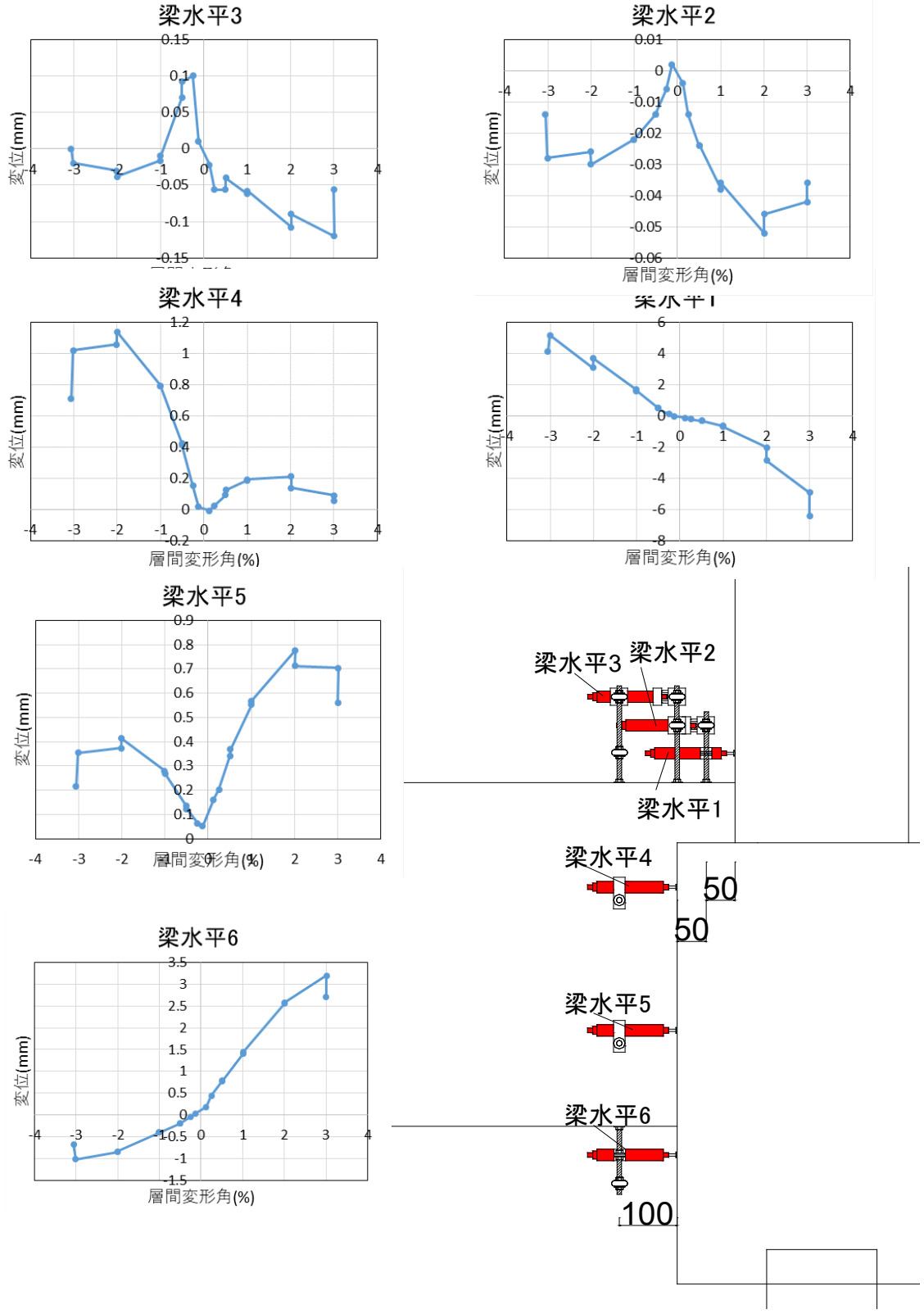


図 5.3.514 試験体 D-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 1

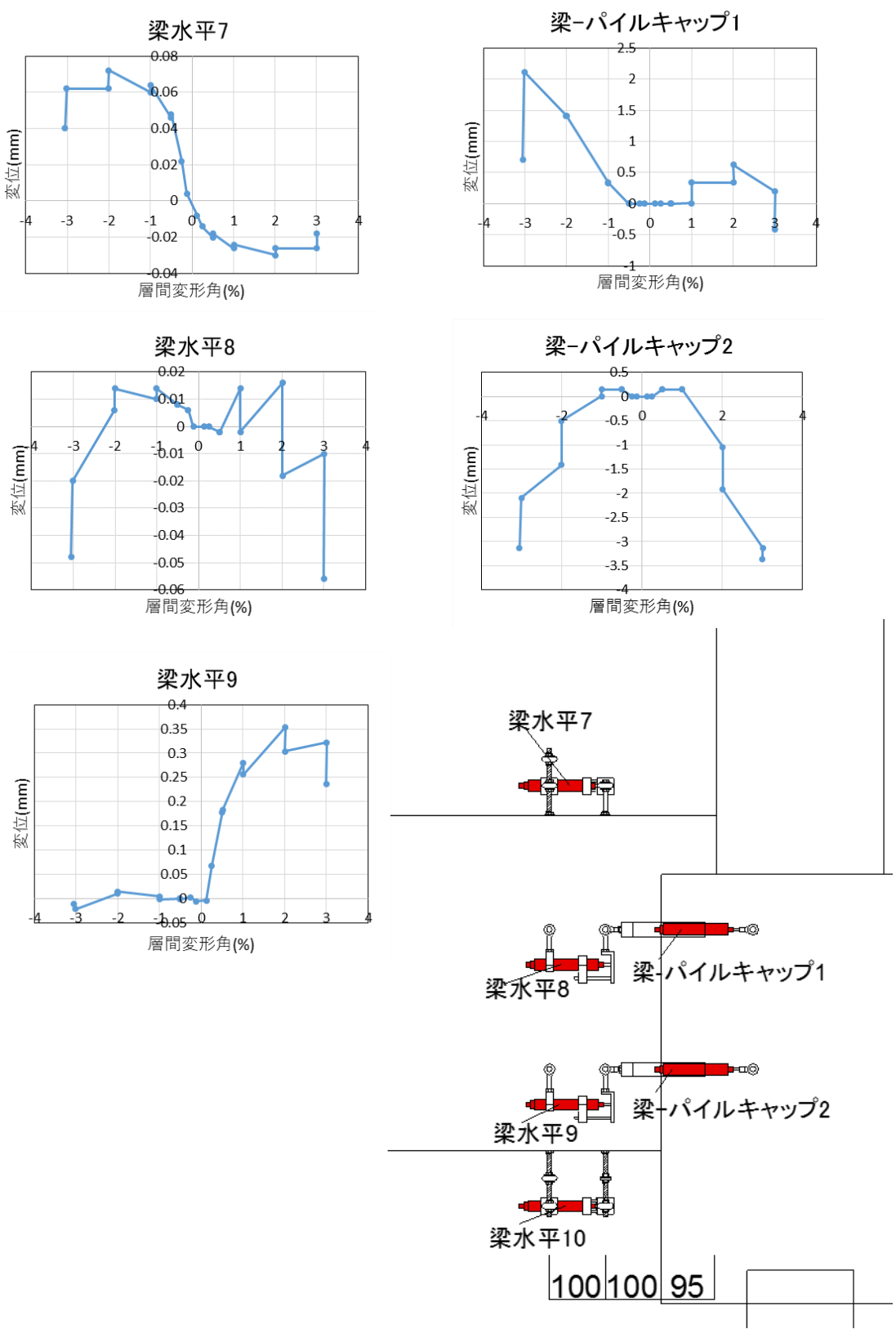


図 5.3.515 試験体 D-2　基礎梁変位　層間変形角−変形関係 2

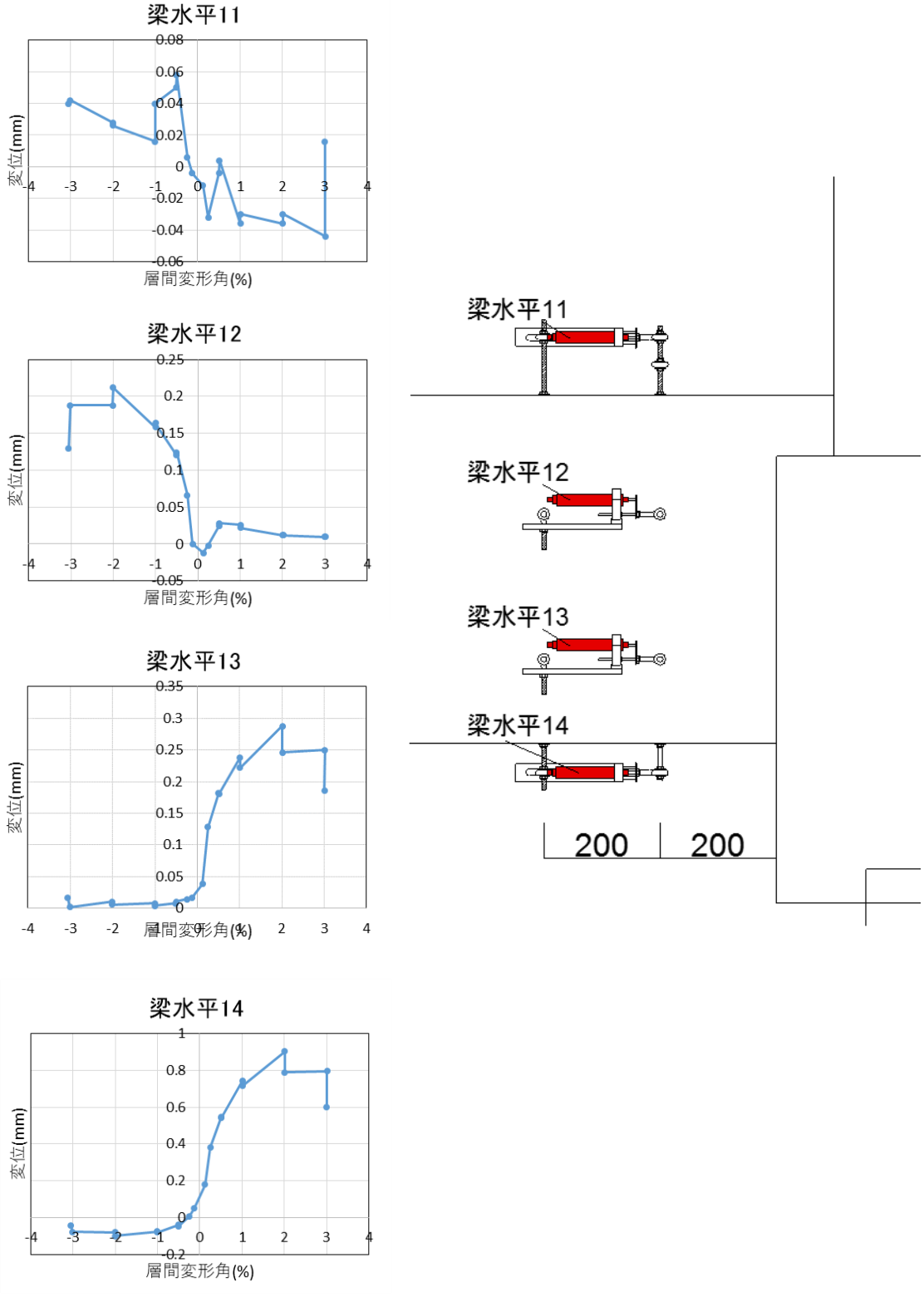


図 5.3.516 試験体 D-2　基礎梁変位　層間変形角-変形関係 3

(d)柱変位

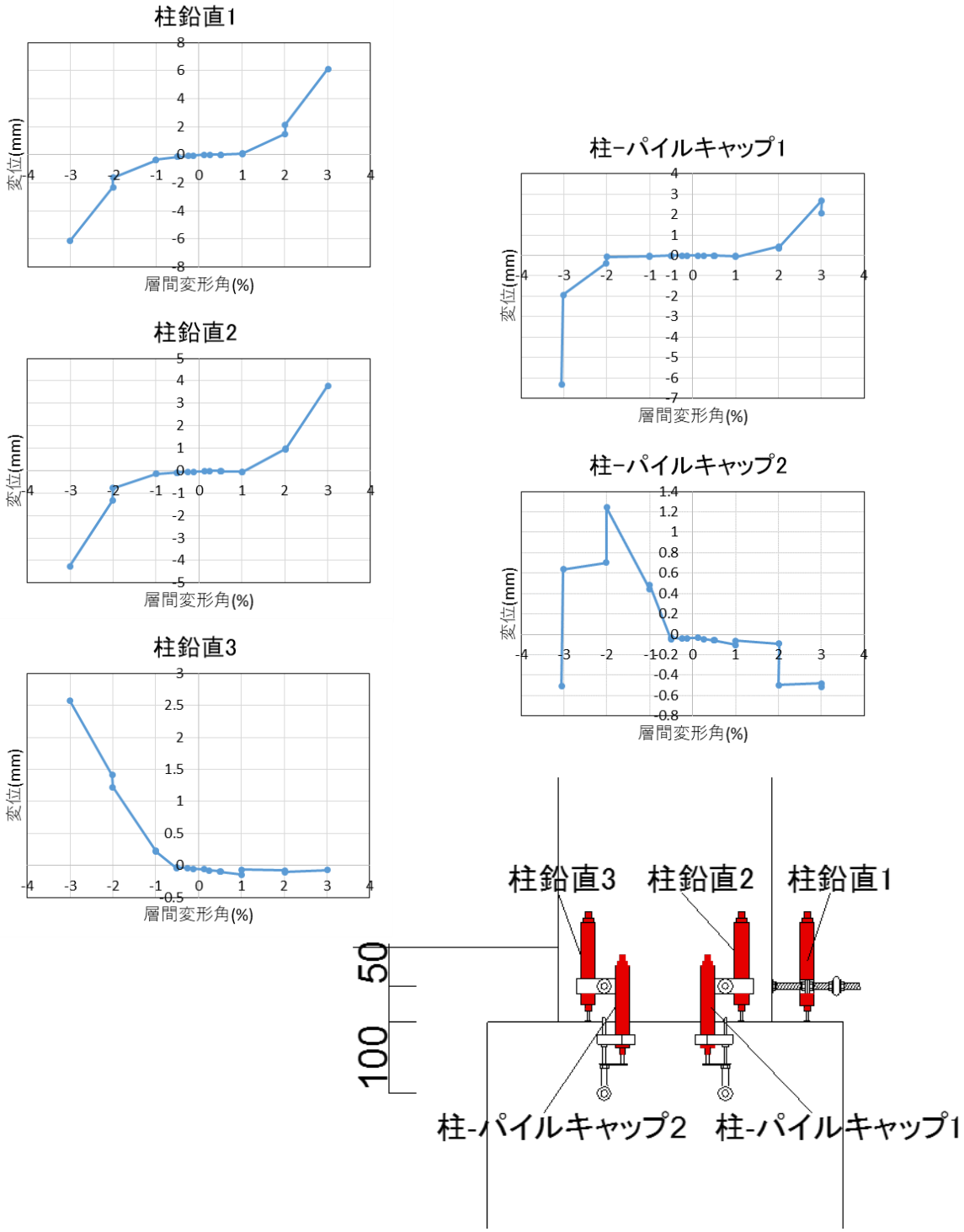


図 5.3.517 試験体 D-2　柱変位　層間変形角-変形関係 1

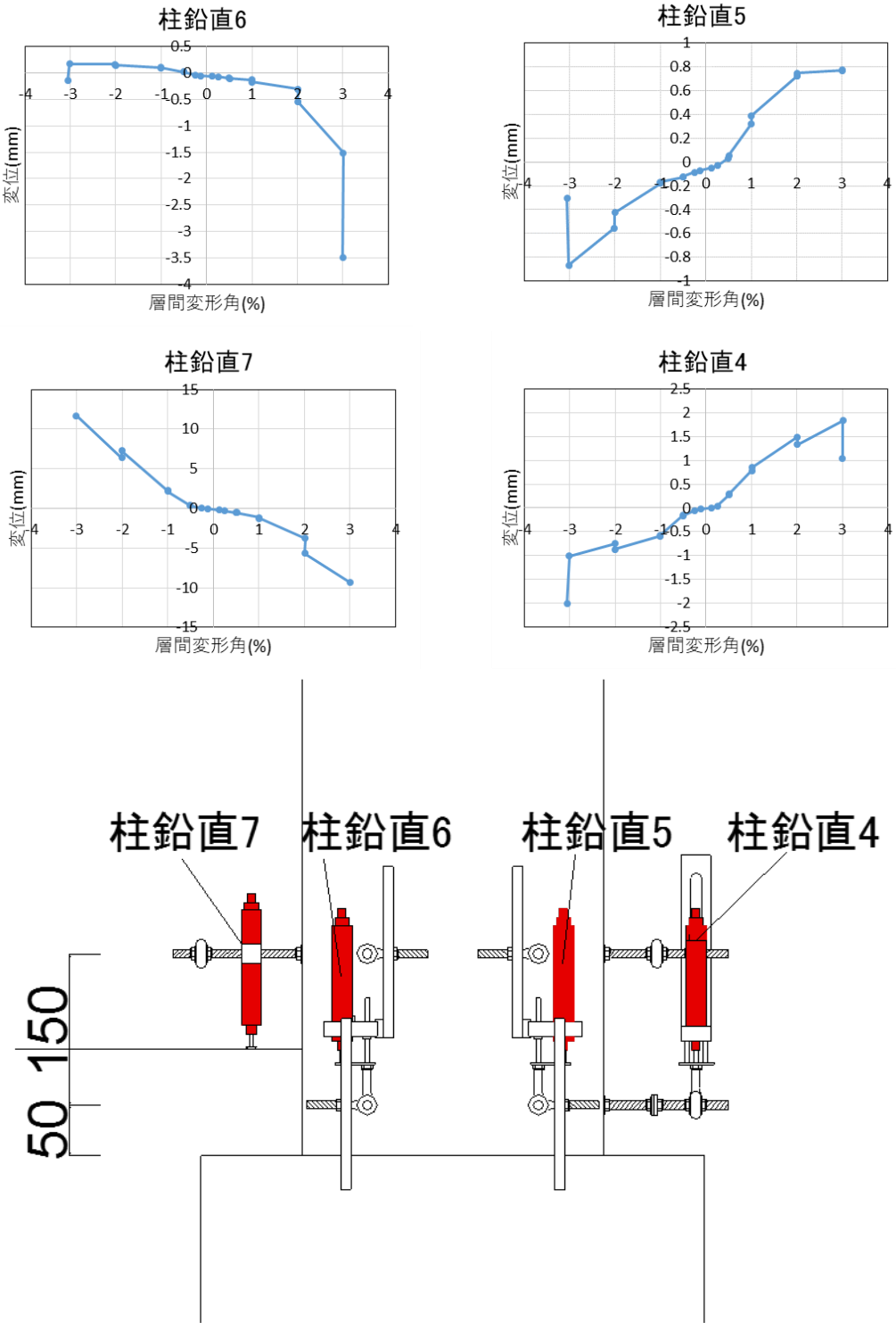


図 5.3.518 試験体 D-2　柱変位　層間変形角-変形関係 2

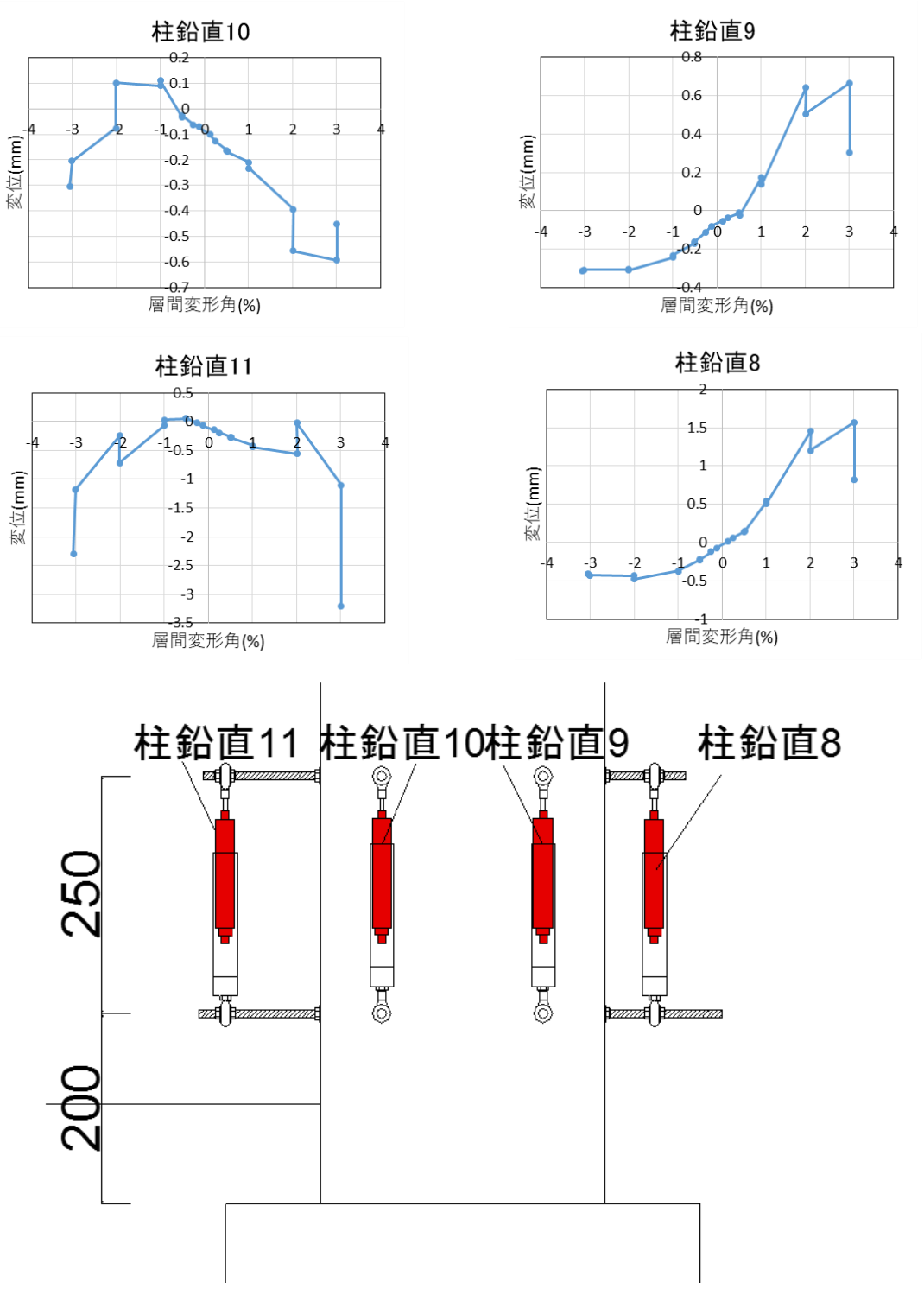


図 5.3.519 試験体 D-2　柱変位　層間変形角-変形関係 3

(e)パイルキャップ変位

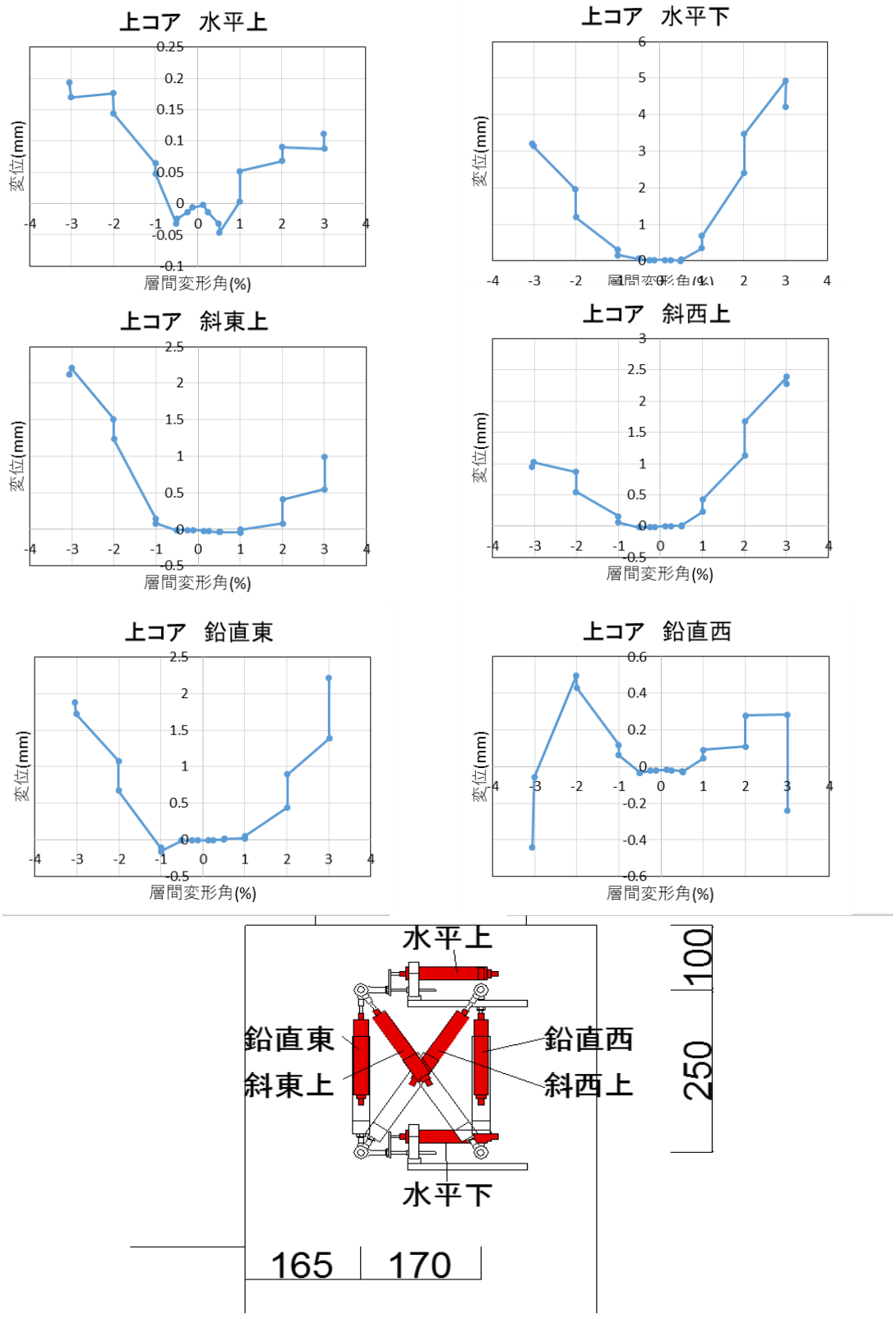


図 5.3.520 試験体 D-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 1

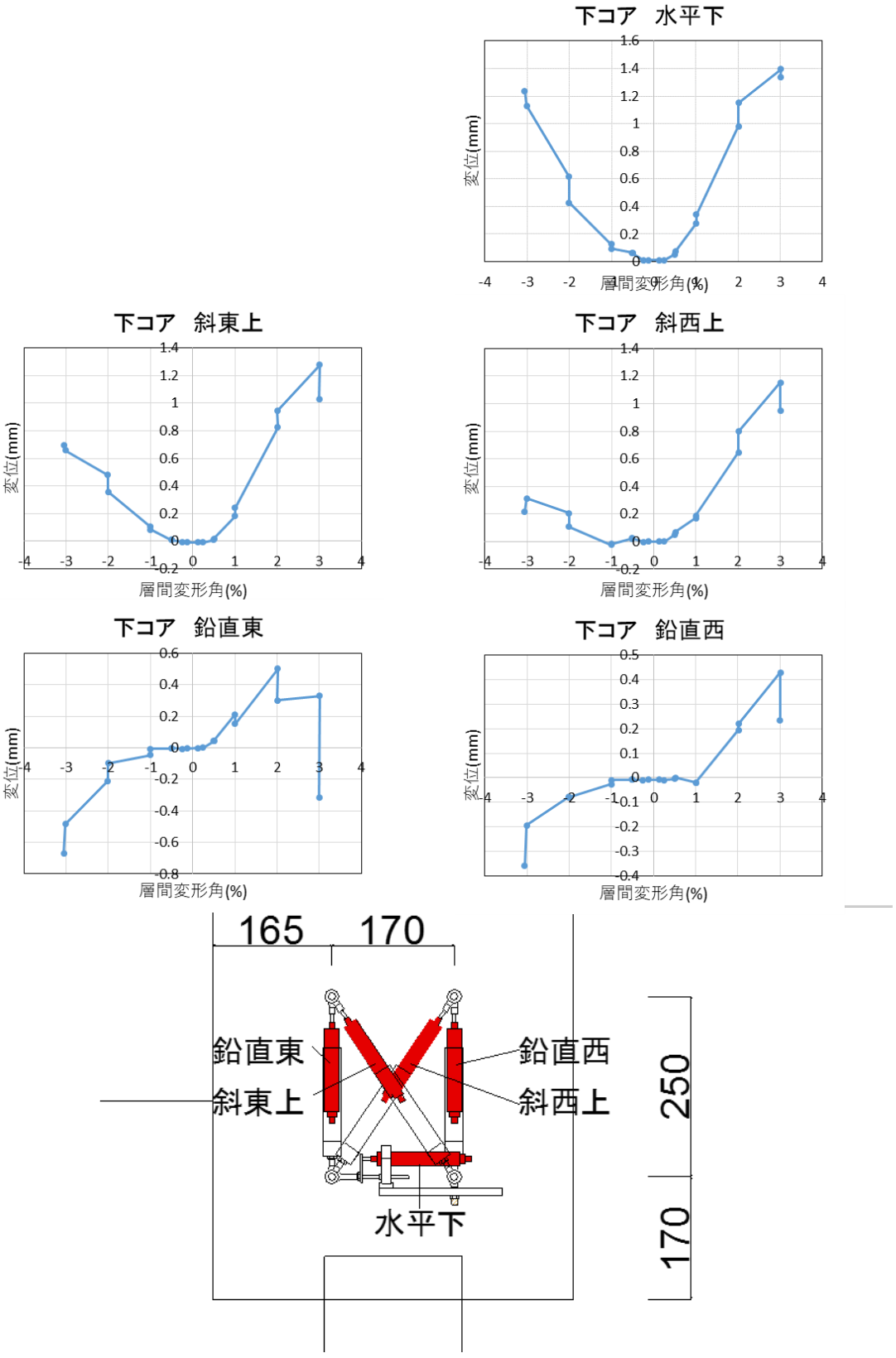


図 5.3.521 試験体 D-2　パイルキャップ変位　層間変形角-変形関係 2

(f)杭変位

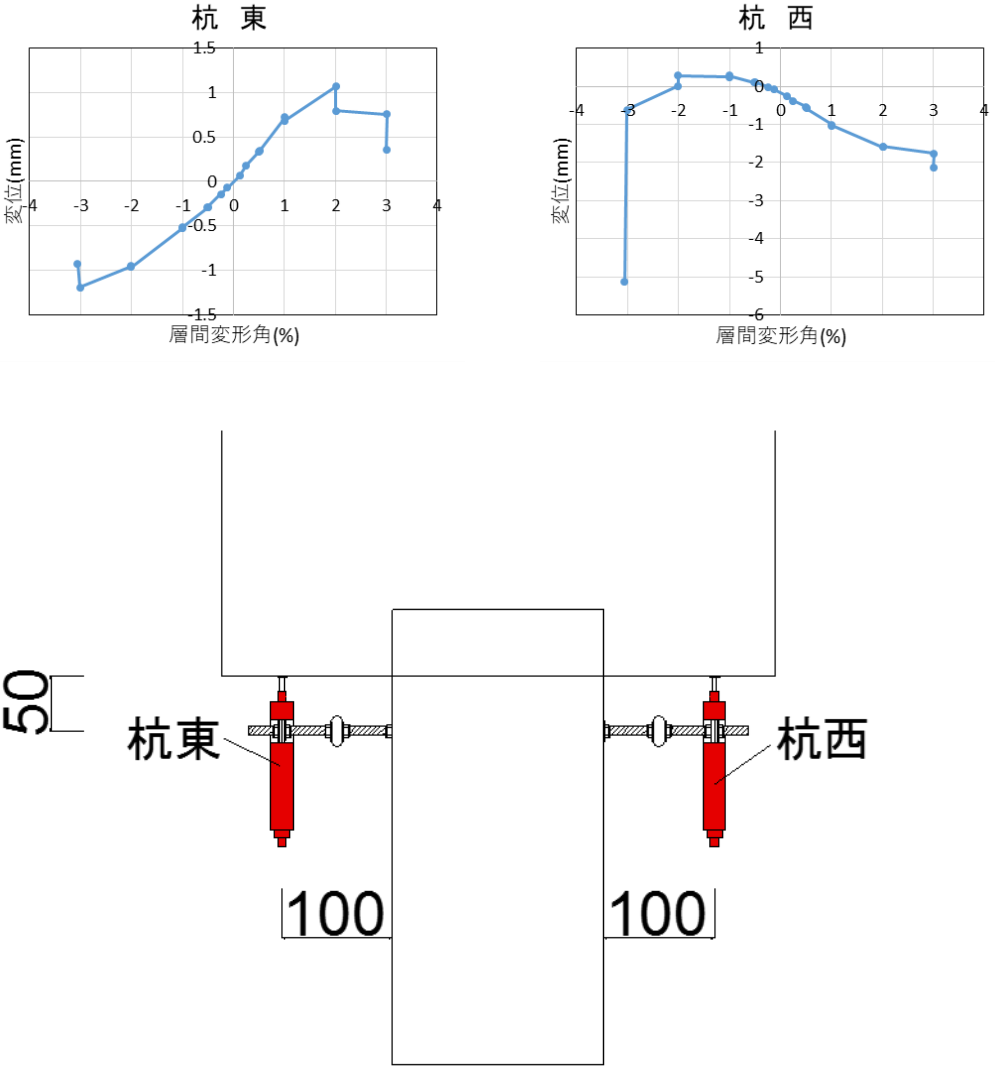


図 5.3.522 試験体 D-2　部材変位　層間変形角-変形関係 1

5.3.4 各鉄筋ひずみ分布

(1)　試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2 の各鉄筋ひずみ分布

1)　試験体 A-1

図 5.3.523～図 5.3.531 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.532** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.533** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.534** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.535** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.536～図 5.3.537** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.538～図 5.3.544** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

2)　試験体 A-2

図 5.3.545～図 5.3.553 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.554** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.555** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.556** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.557** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.558～図 5.3.559** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.560～図 5.3.564** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

3)　試験体 A-3

図 5.3.565～図 5.3.573 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.574** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.575** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.576** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.577** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.578～図 5.3.579** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.580～図 5.3.584** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

4)　試験体 B-1

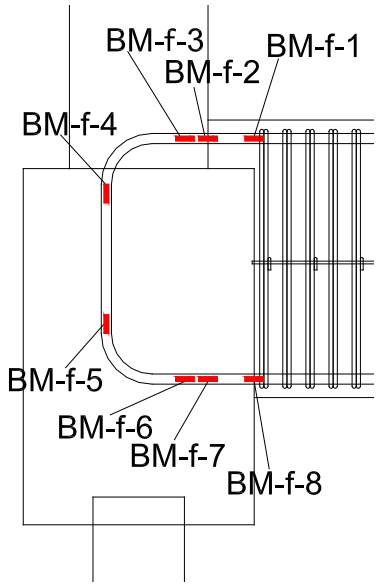
図 5.3.585～図 5.3.593 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.594** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.595** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.596** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.597** に袖壁縦筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.598** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.599～図 5.3.600** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.601～図 5.3.607** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

5)　試験体 C-1

図 5.3.608～図 5.3.616 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.617** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.618** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.619** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.620** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.621～図 5.3.622** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.623～図 5.3.629** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

6)　試験体 C-2

図 5.3.630～図 5.3.638 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.639** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.640** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.641** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.642** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.643～図 5.3.644** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.645～図 5.3.649** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。



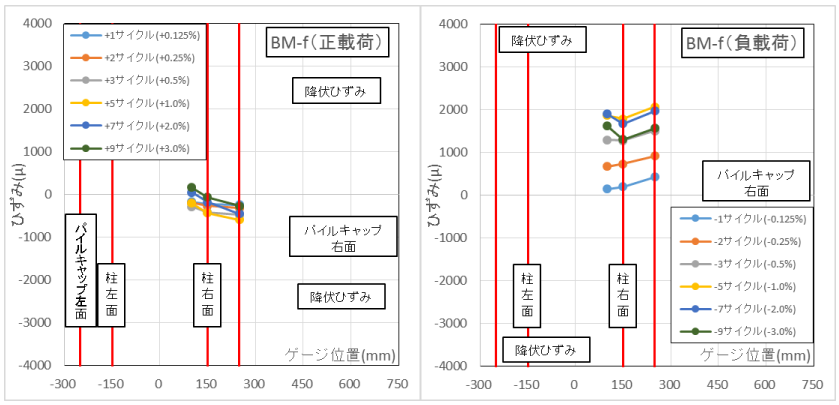
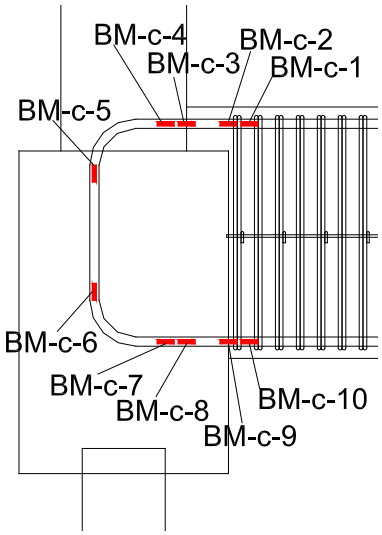


図 5.3.523　試験体 A-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)



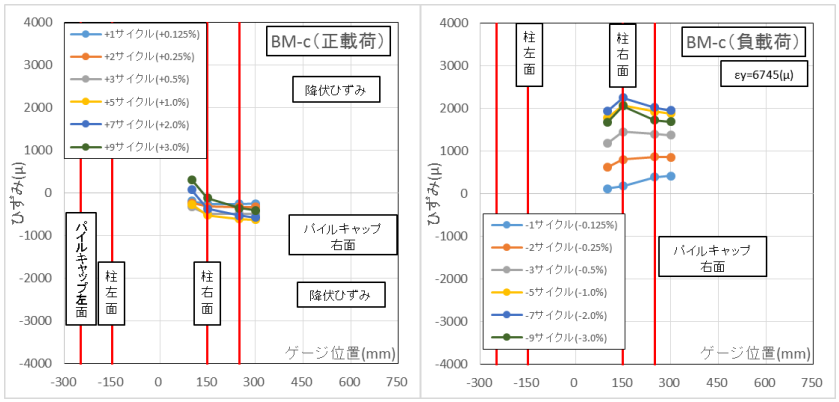
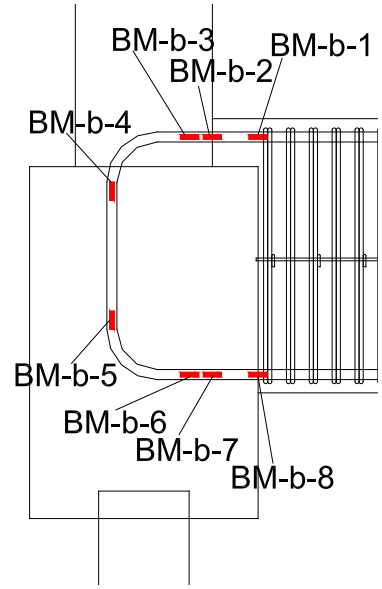


図 5.3.524　試験体 A-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)



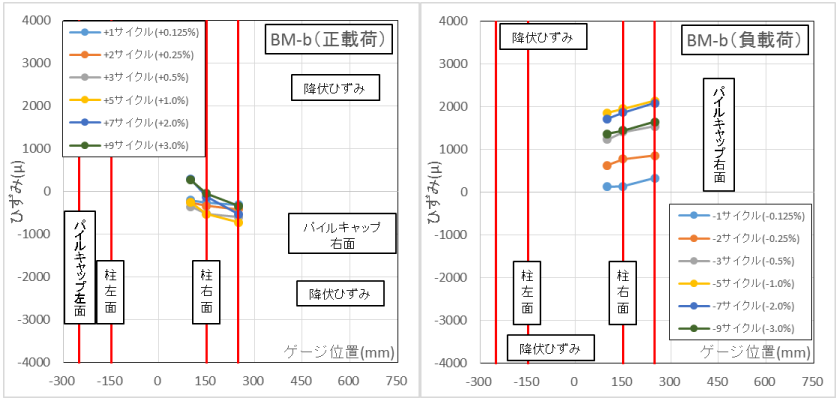
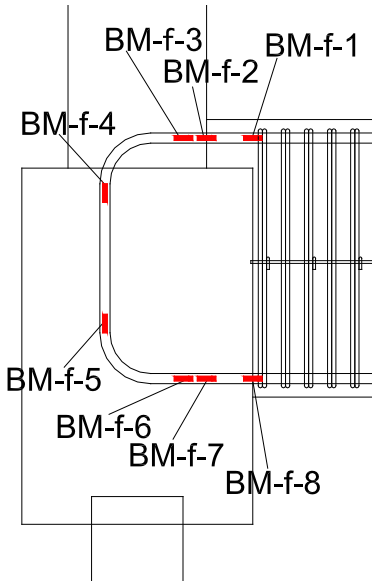


図 5.3.525　試験体 A-1 基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)



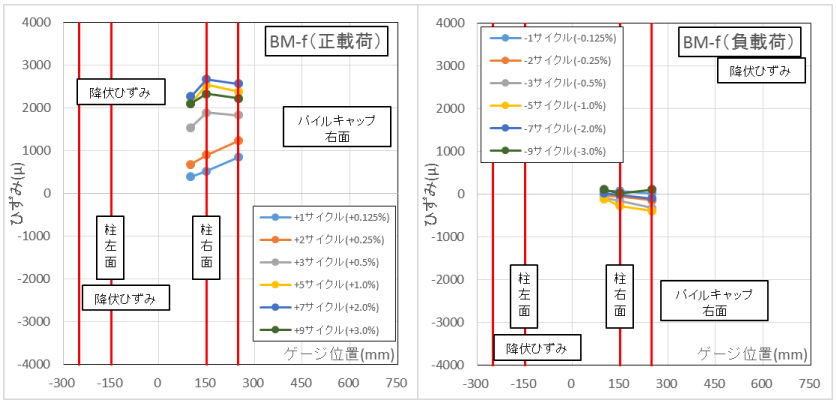
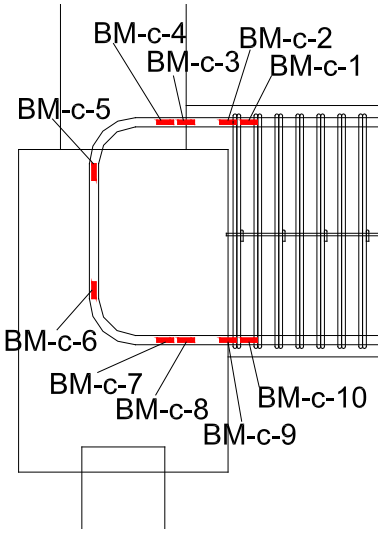


図 5.3.526　試験体 A-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)



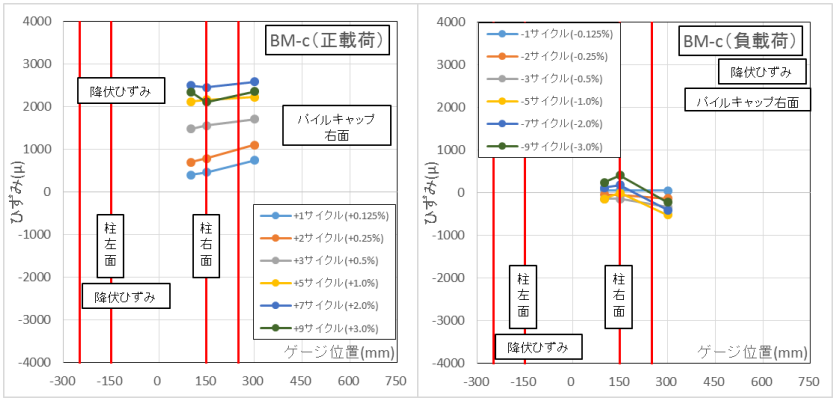
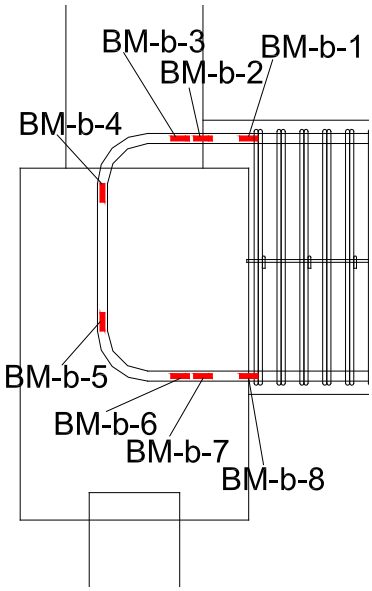


図 5.3.527　試験体 A-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)



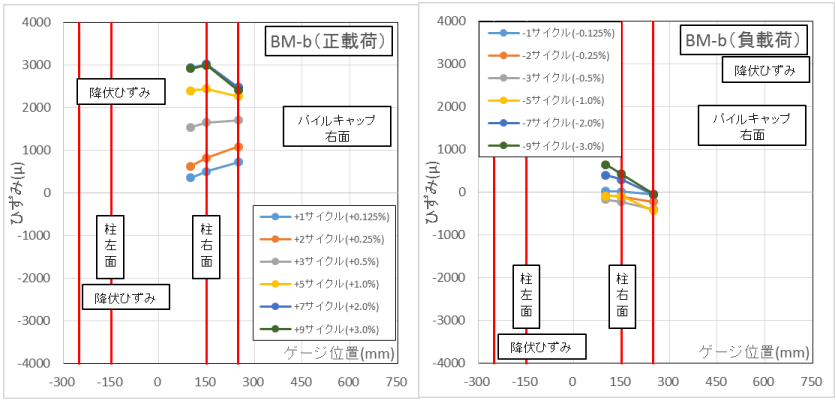


図 5.3.528　試験体 A-1 基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

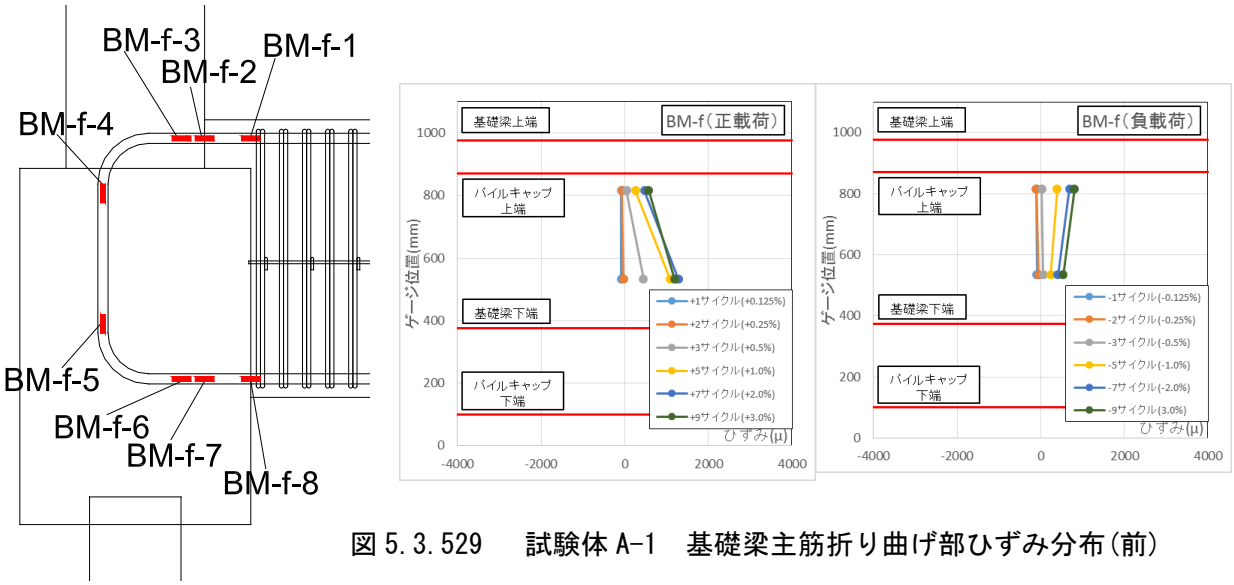


図 5.3.529　試験体 A-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

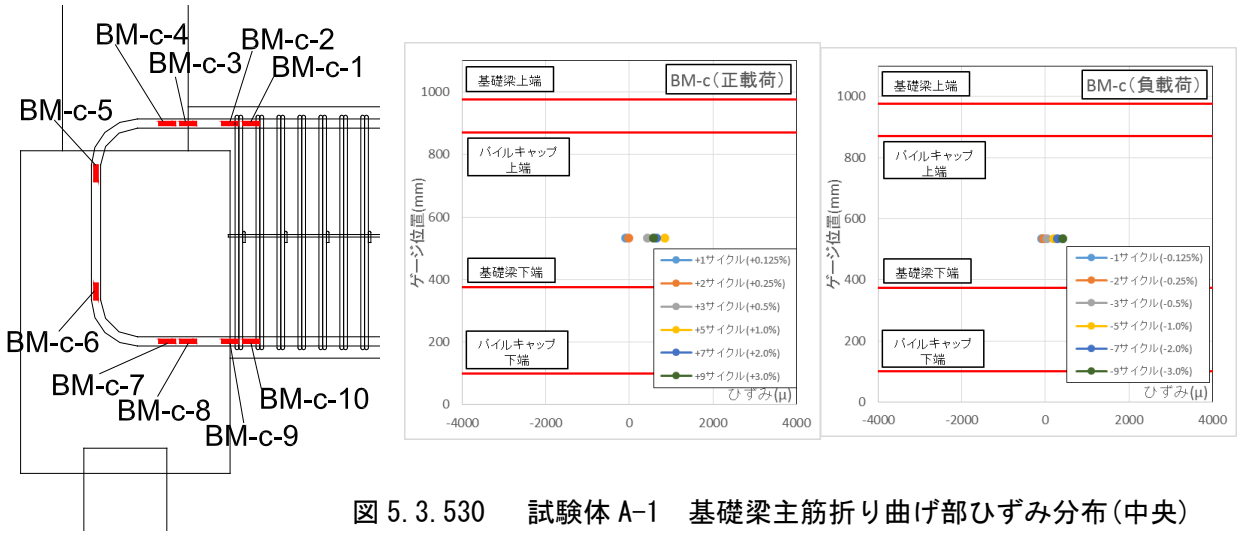


図 5.3.530　試験体 A-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

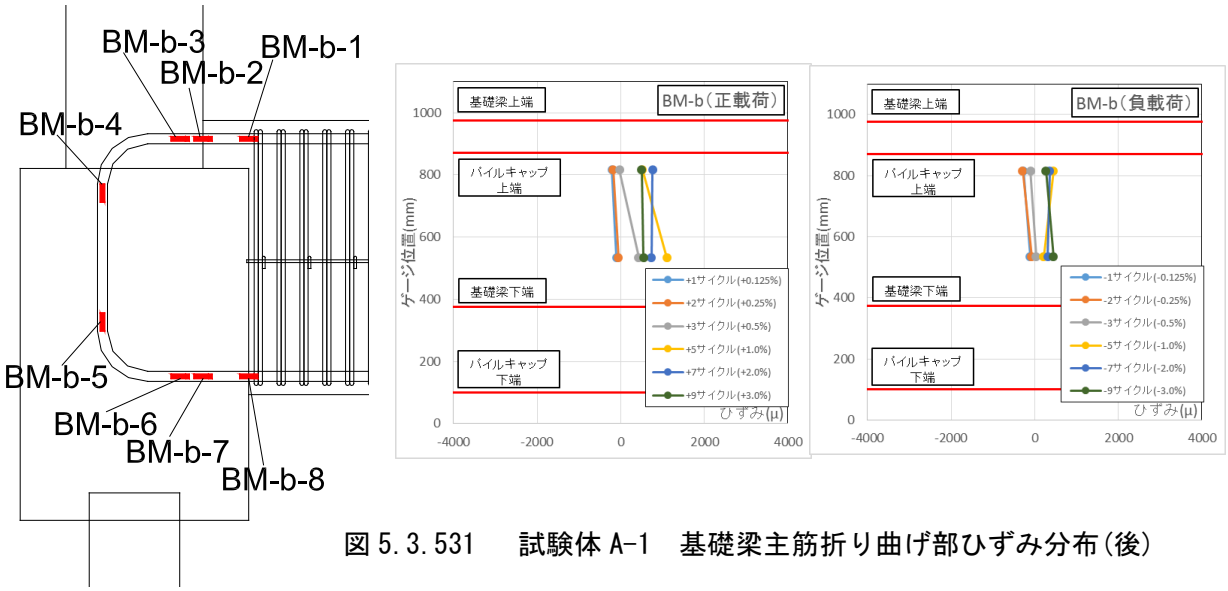
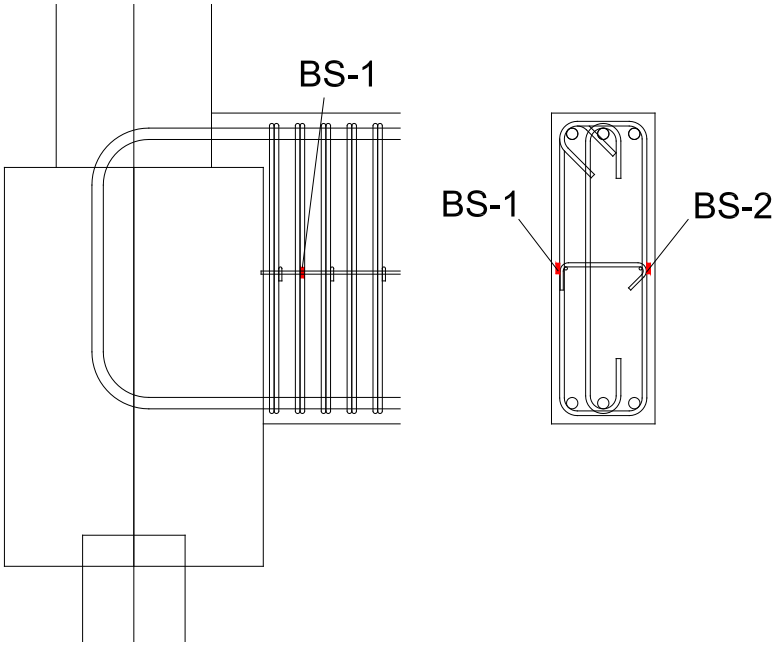


図 5.3.531　試験体 A-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)



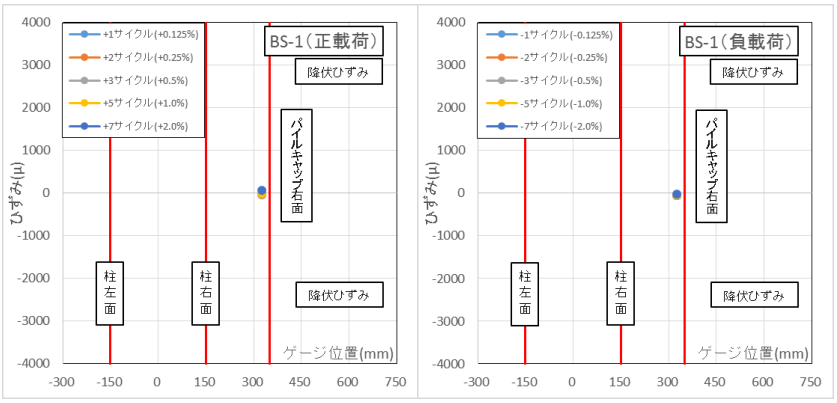


図 5.3.532　試験体 A-1　基礎梁補強筋ひずみ分布

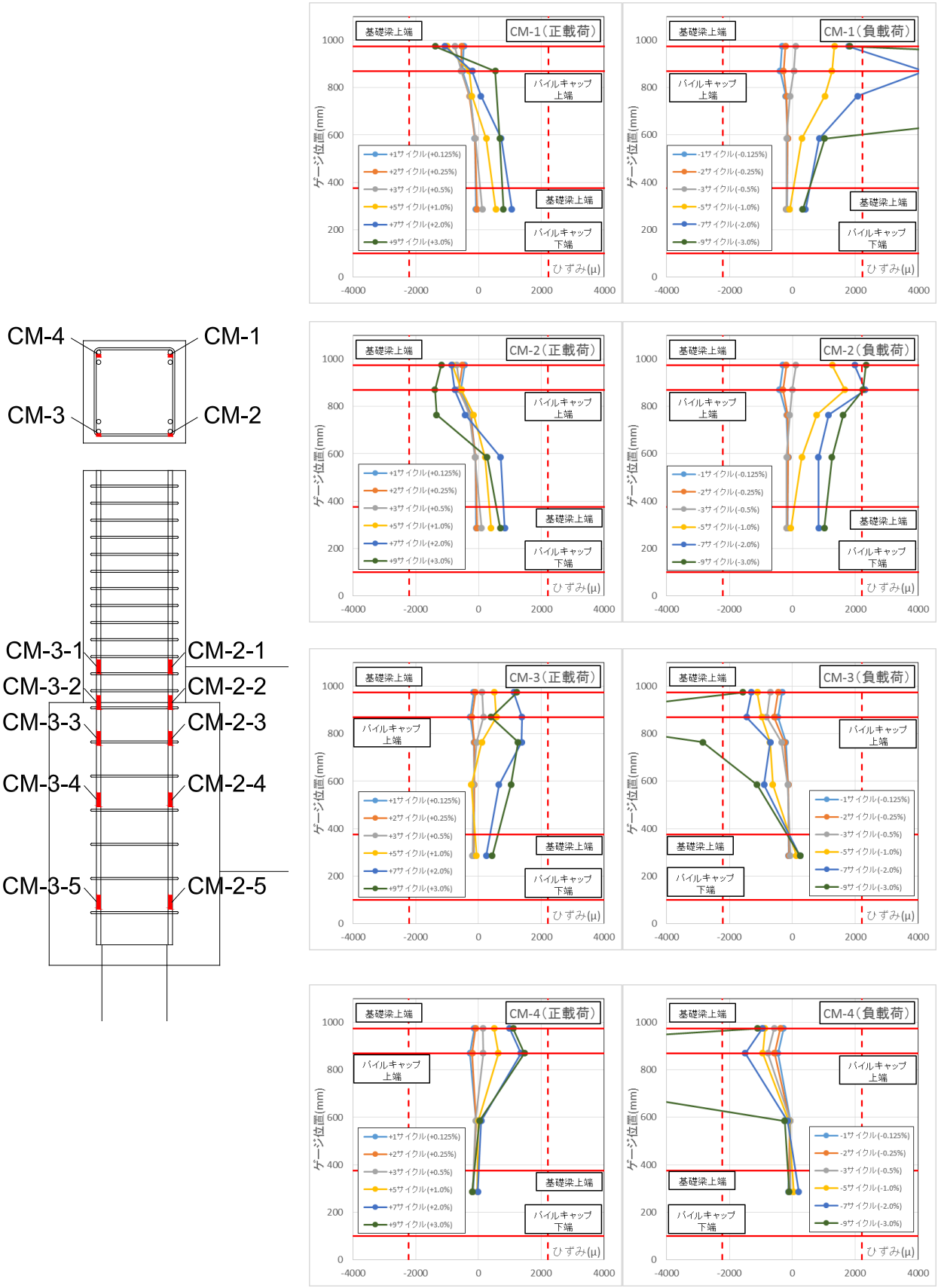


図 5.3.533　試験体 A-1　柱主筋ひずみ分布

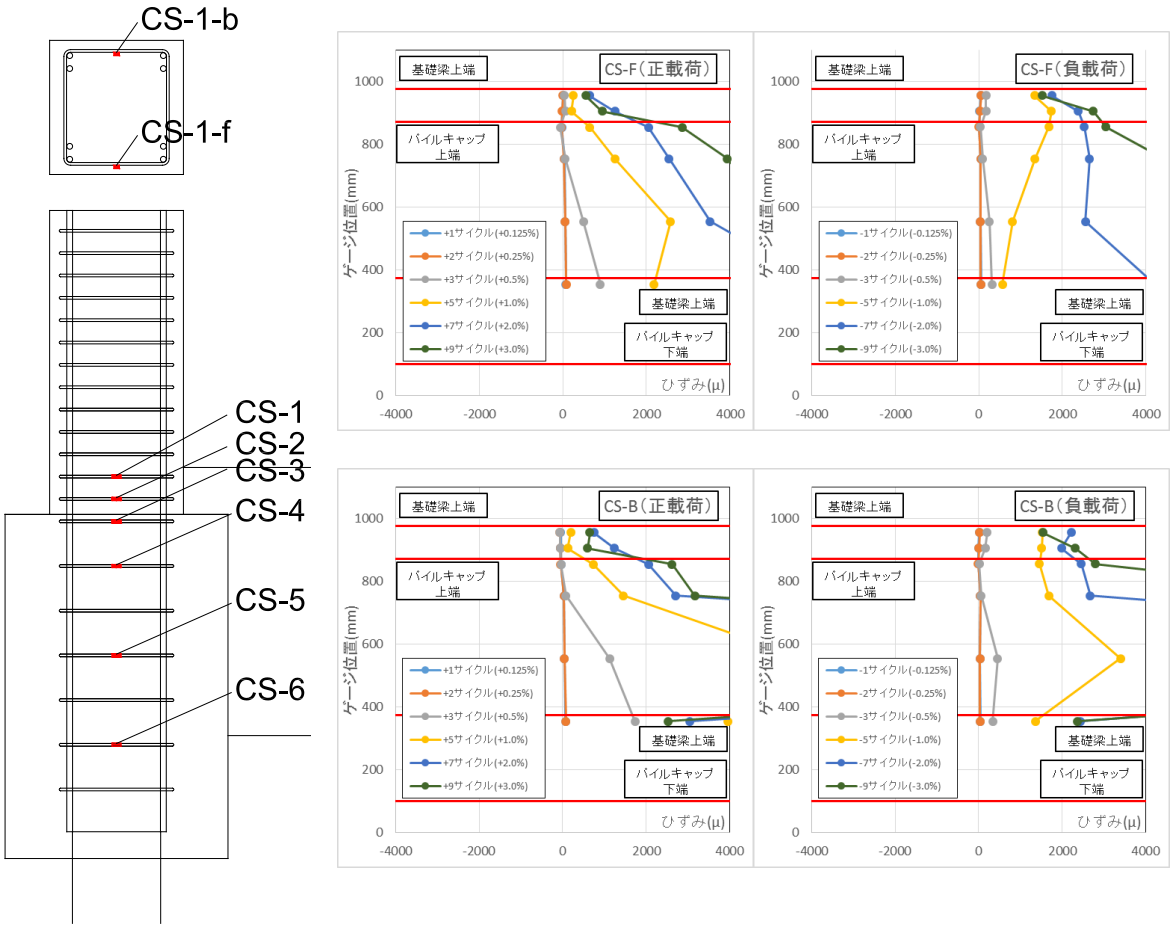


図 5.3.534　試験体 A-1　柱補強筋ひずみ分布

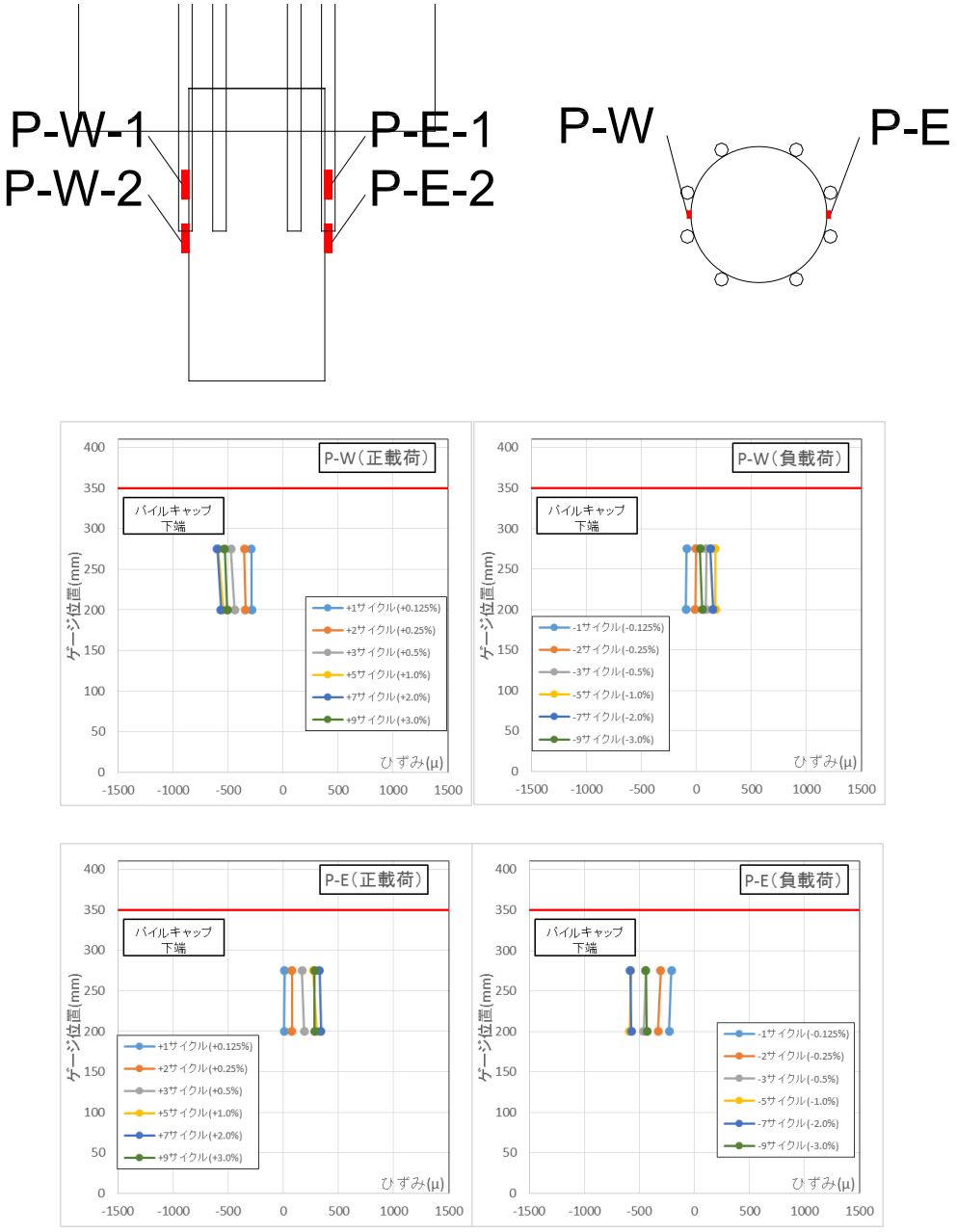


図 5.3.535　試験体 A-1　杭体ひずみ分布

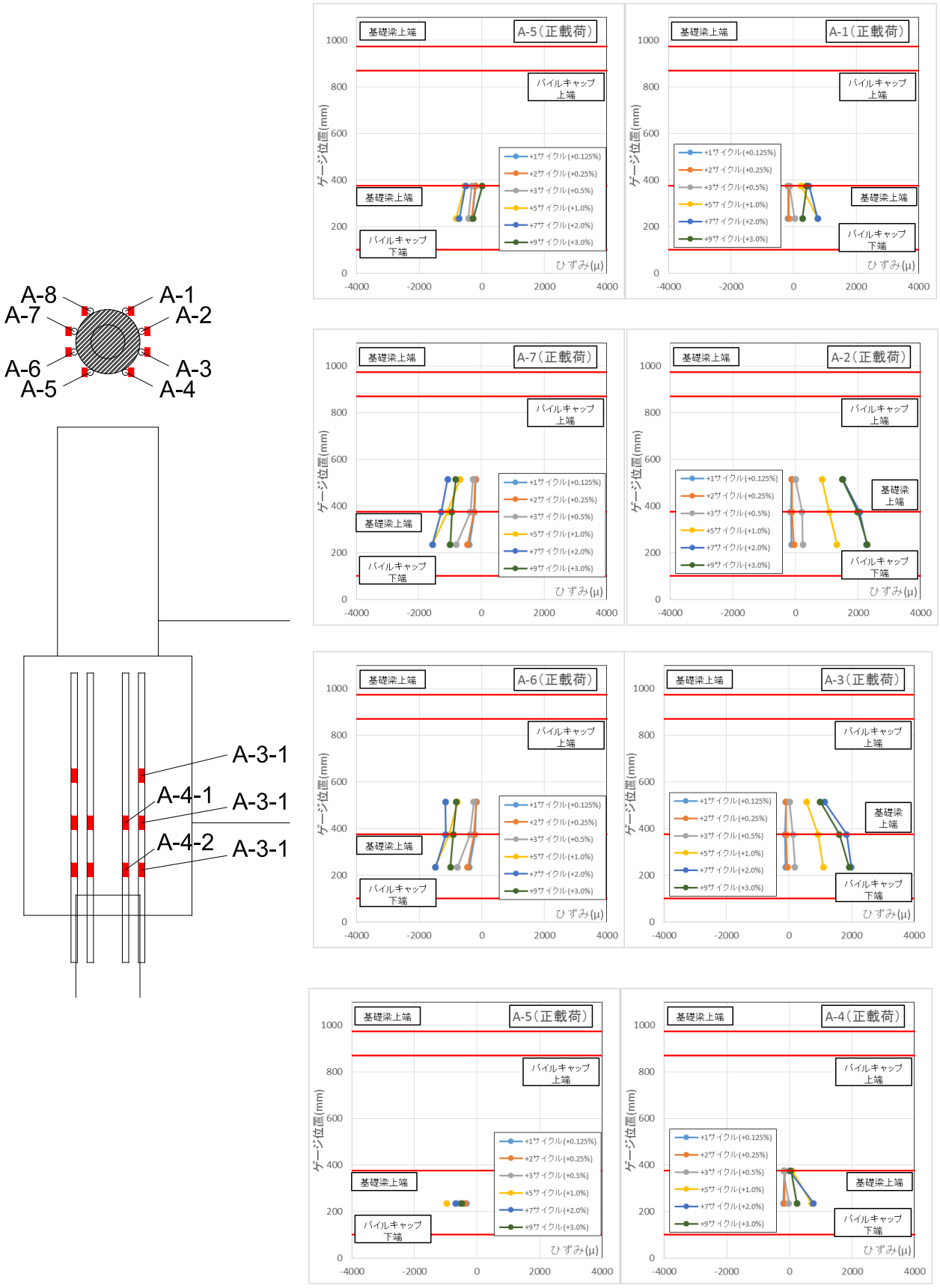
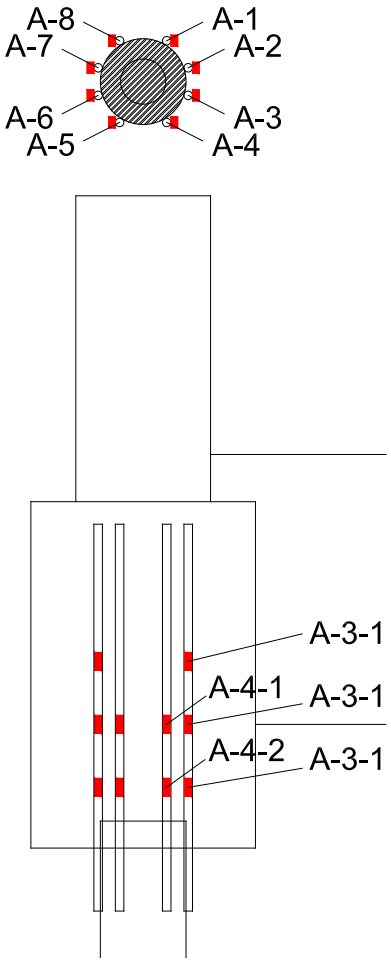


図 5.3.536　試験体 A-1　アンカー筋ひずみ分布（正載荷）



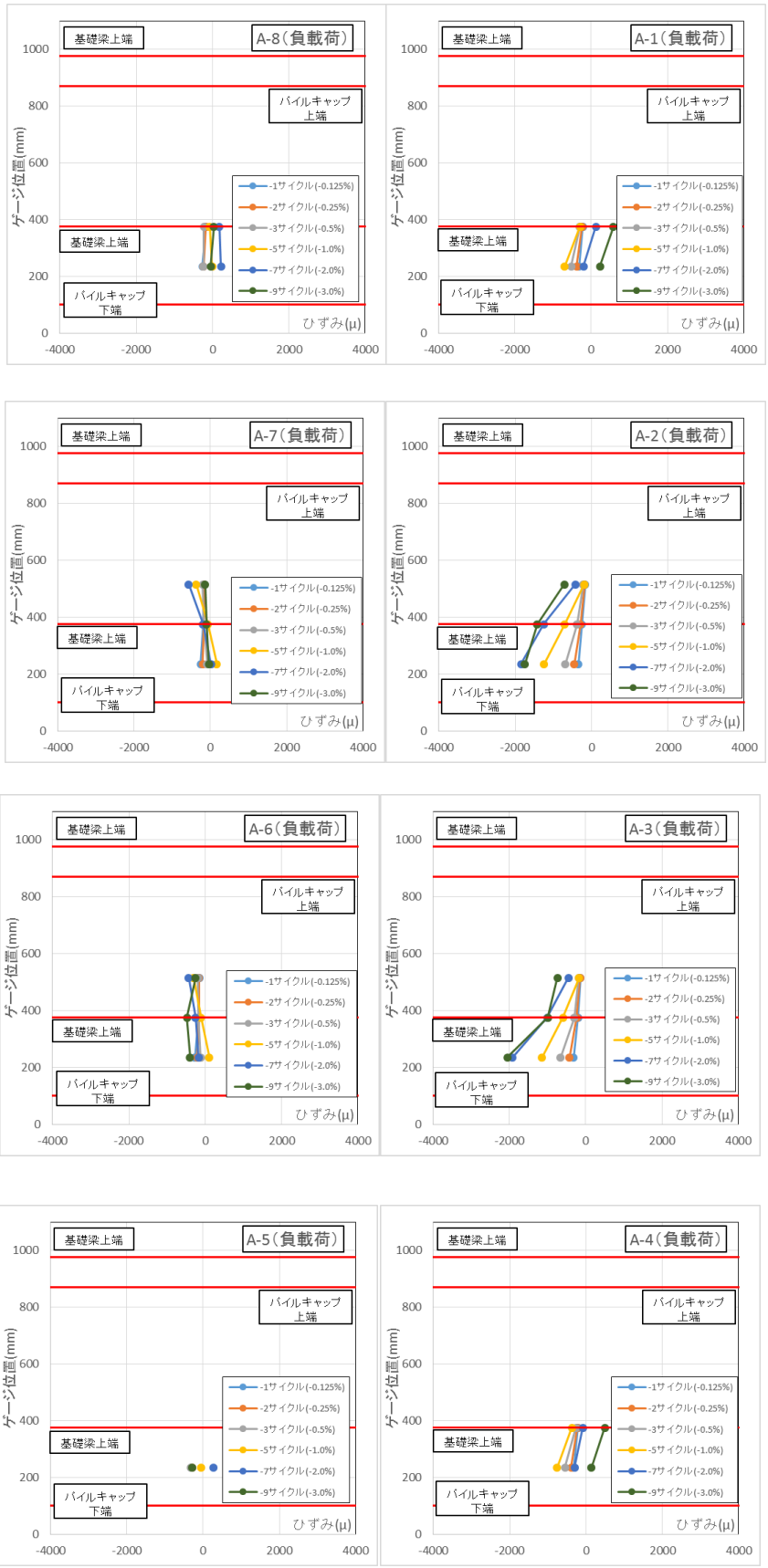


図 5.3.537　試験体 A-1　アンカー筋ひずみ分布（負載荷）

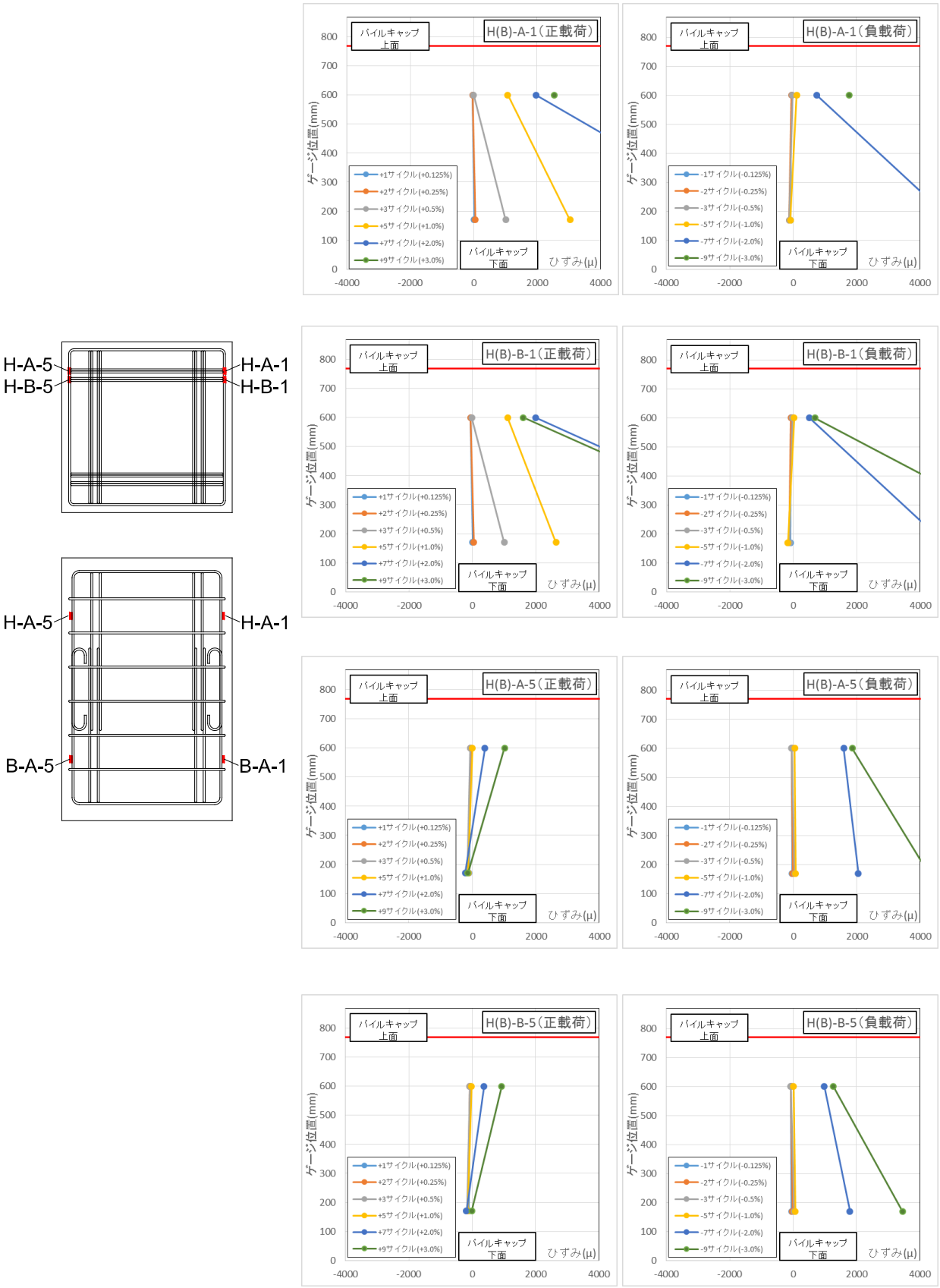


図 5.3.538　試験体 A-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 鉛直部)

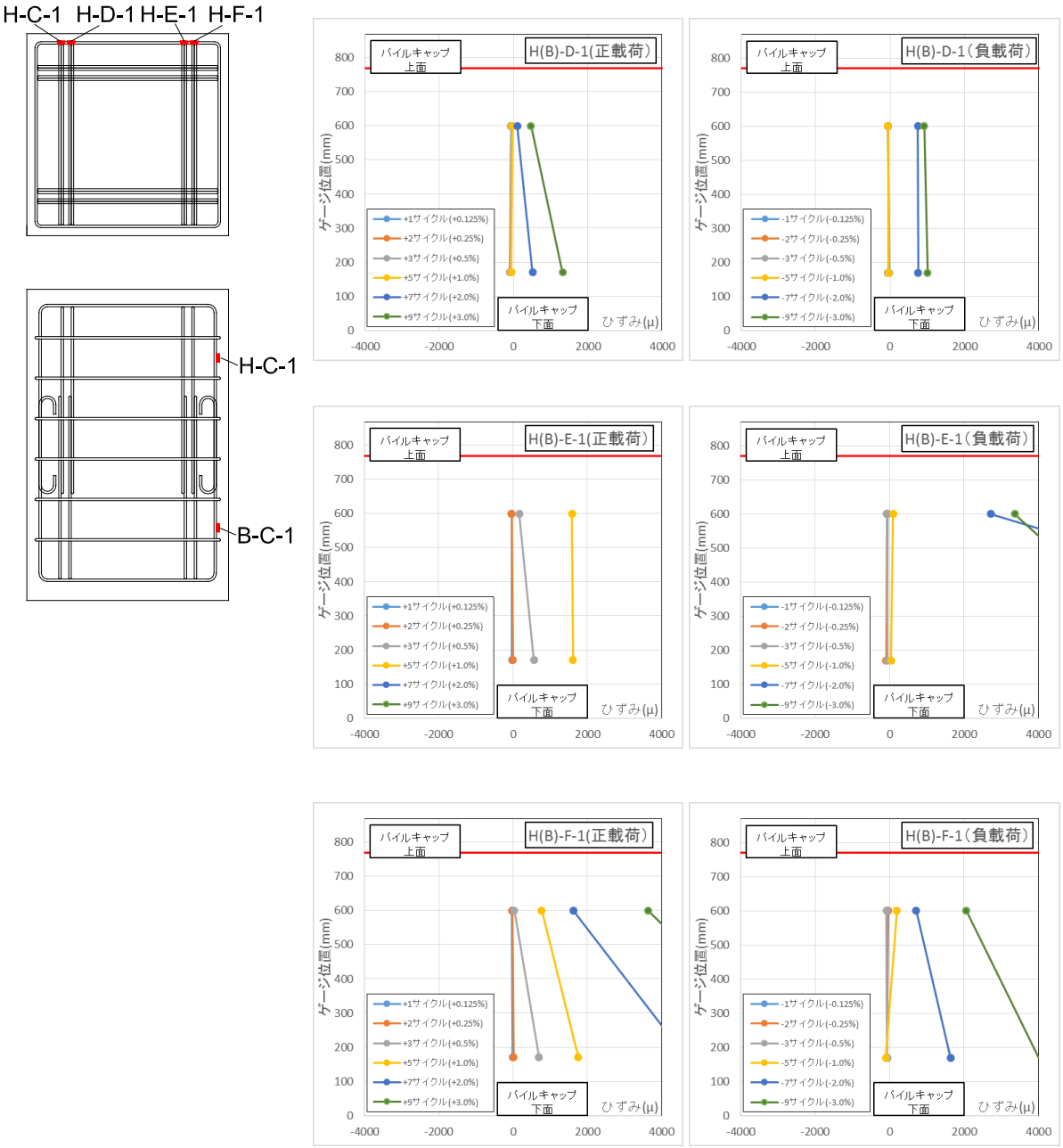
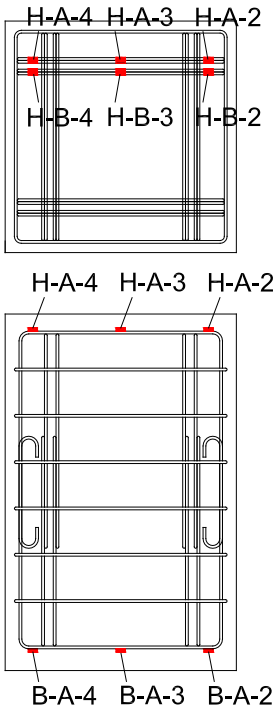


図 5.3.539　試験体 A-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 鉛直部)



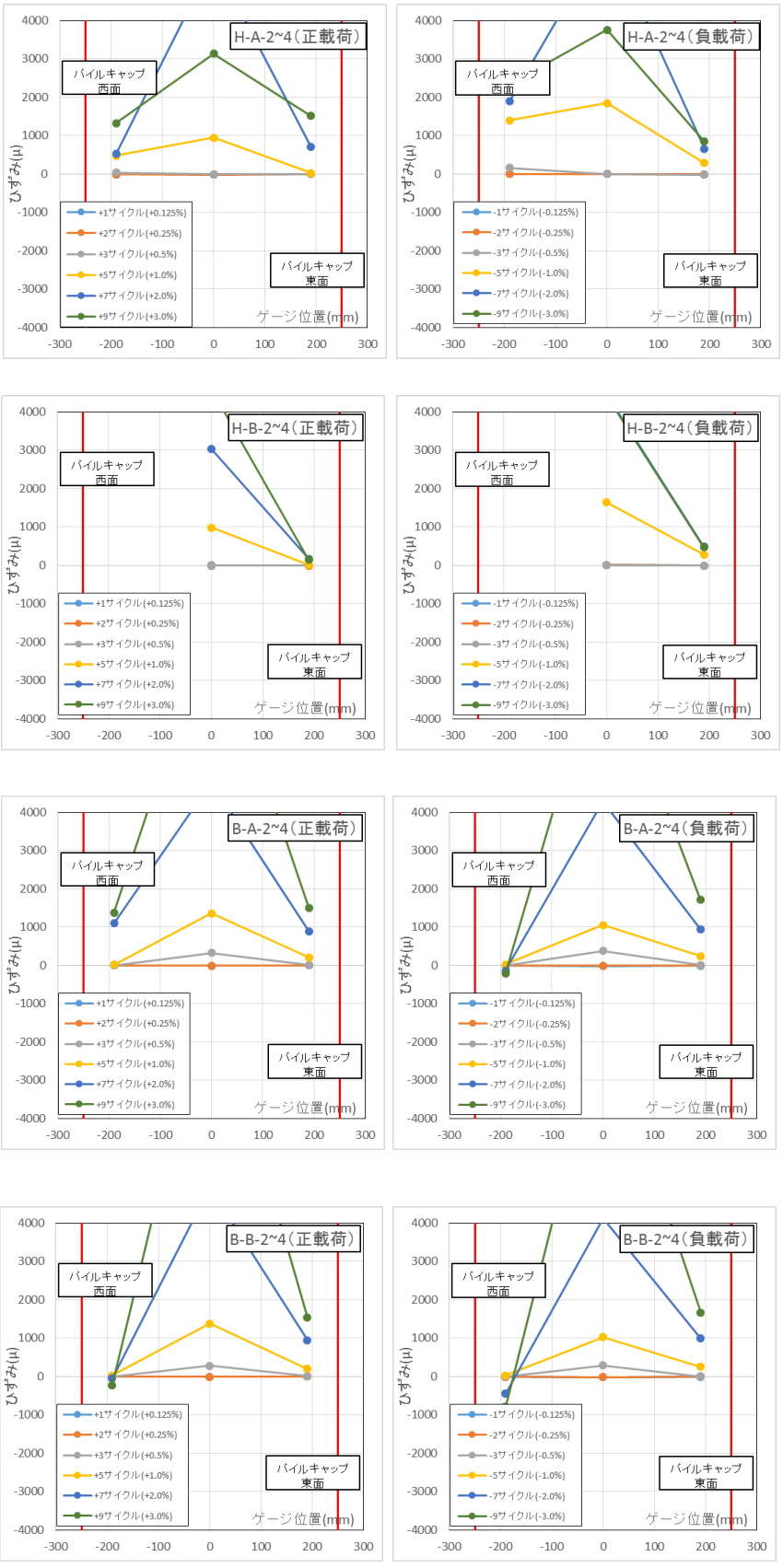


図 5.3.540　試験体 A-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 水平部)

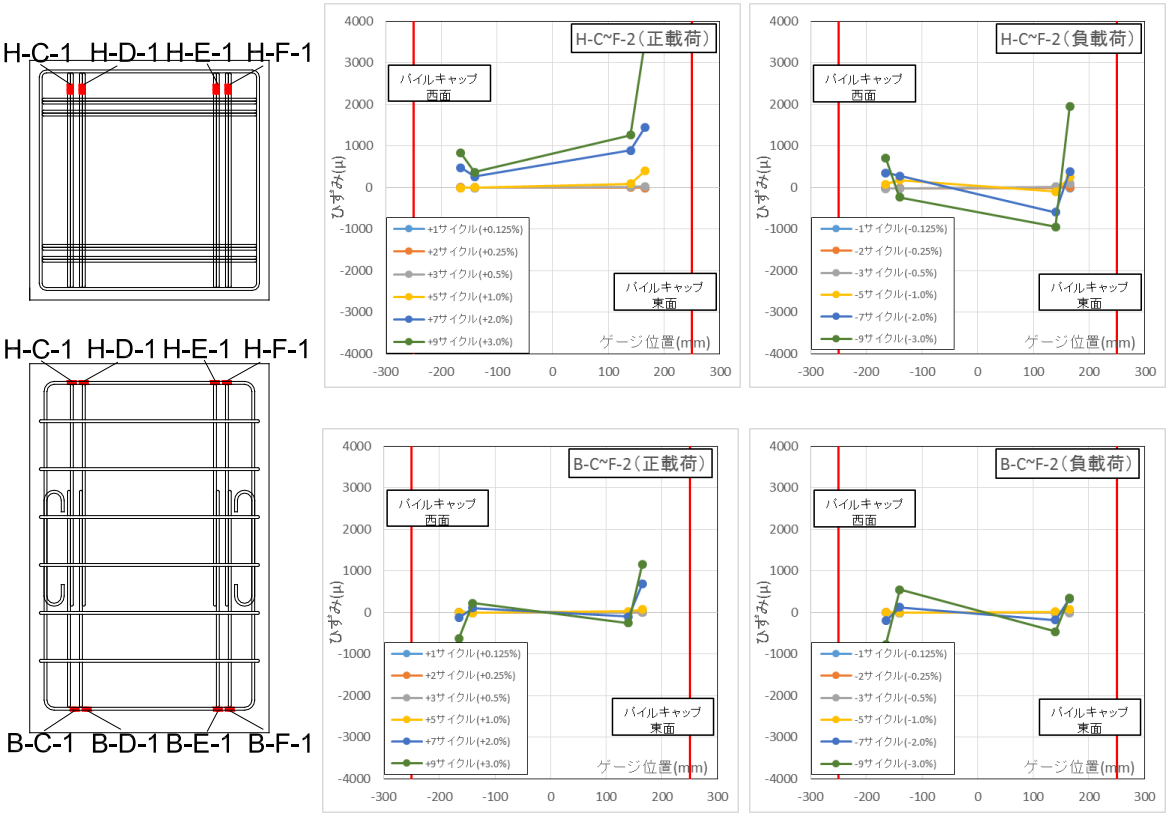


図 5.3.541　試験体 A-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 水平部)

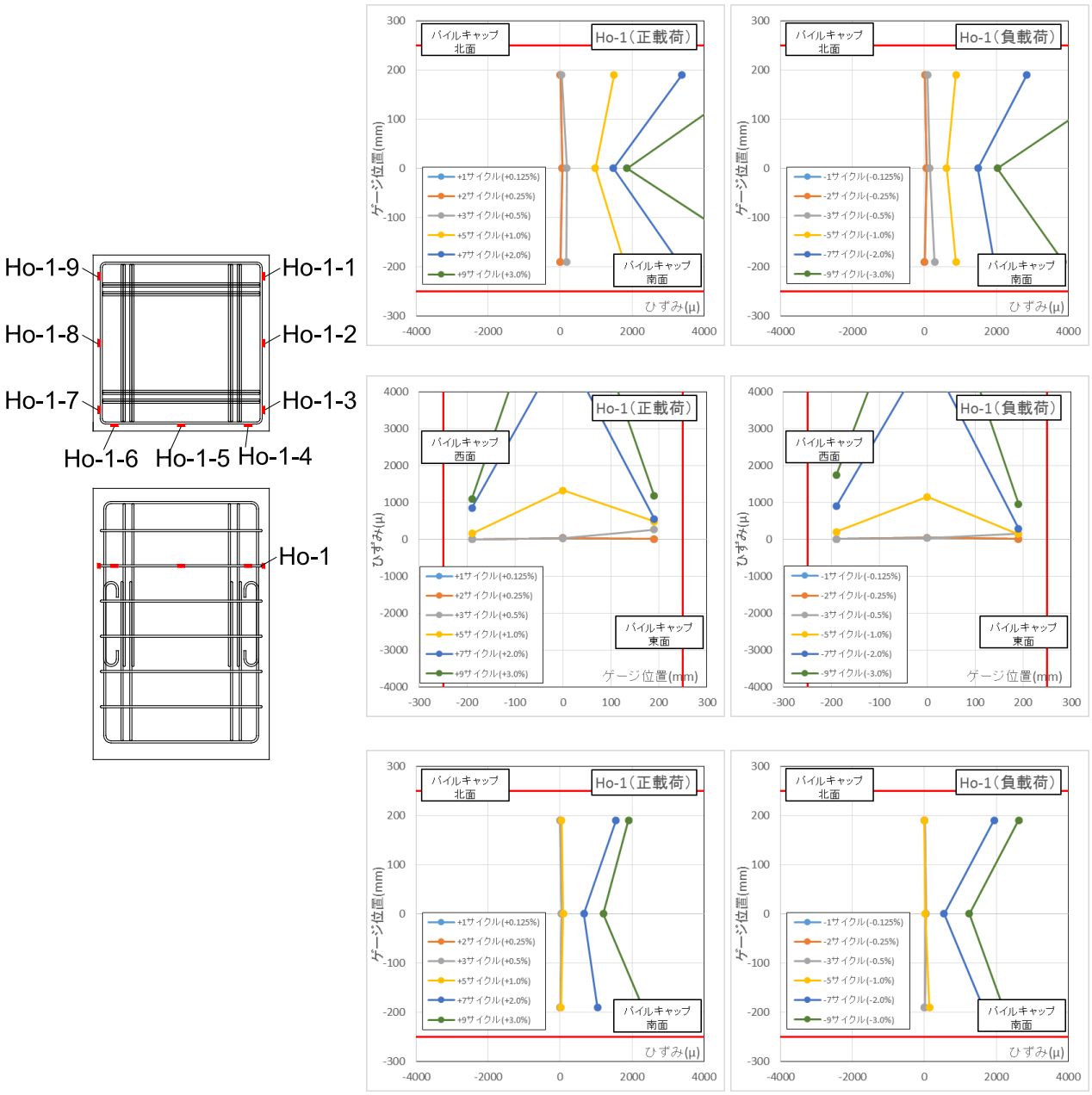


図 5.3.542　試験体 A-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-1)

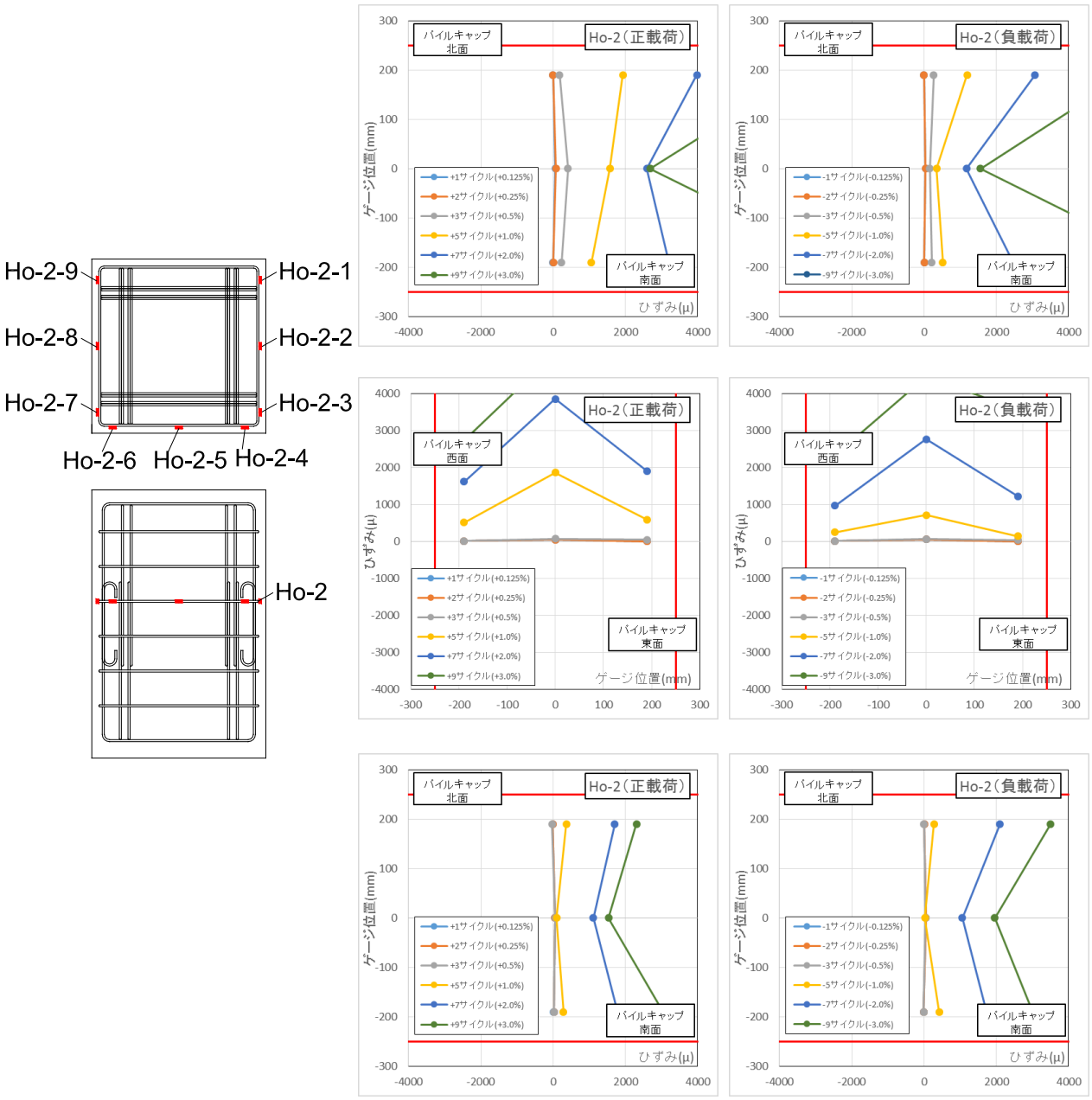


図 5.3.543　試験体 A-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-2)

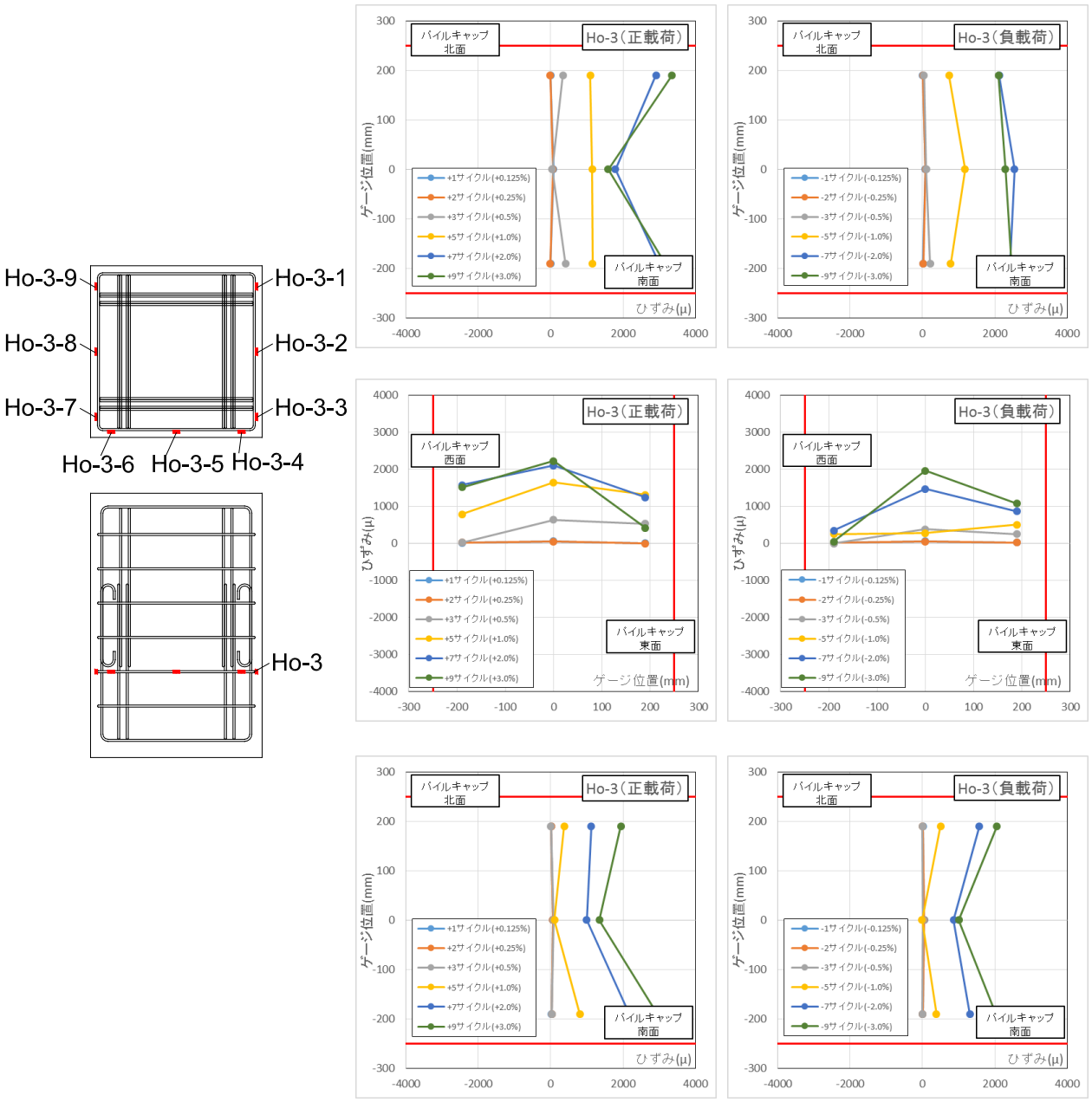
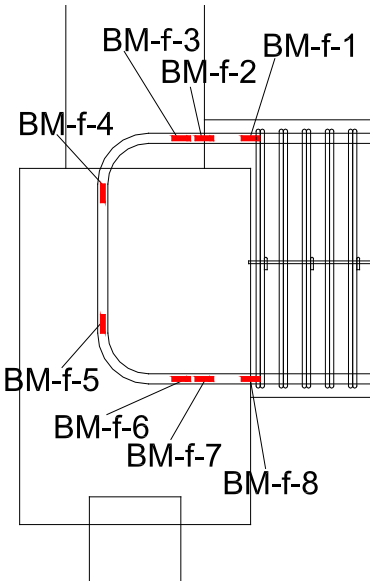


図 5.3.544　試験体 A-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-3)



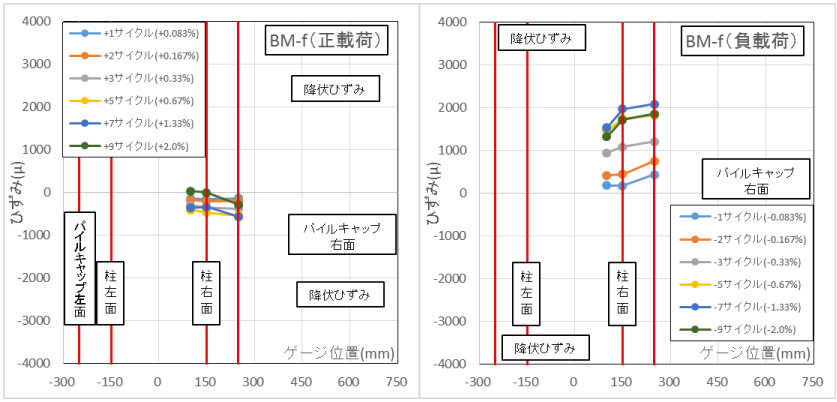
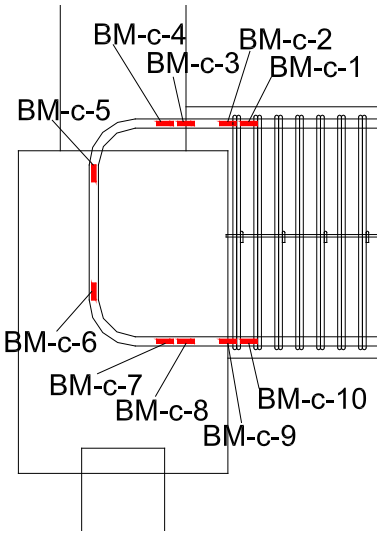


図 5.3.545　試験体 A-2　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)



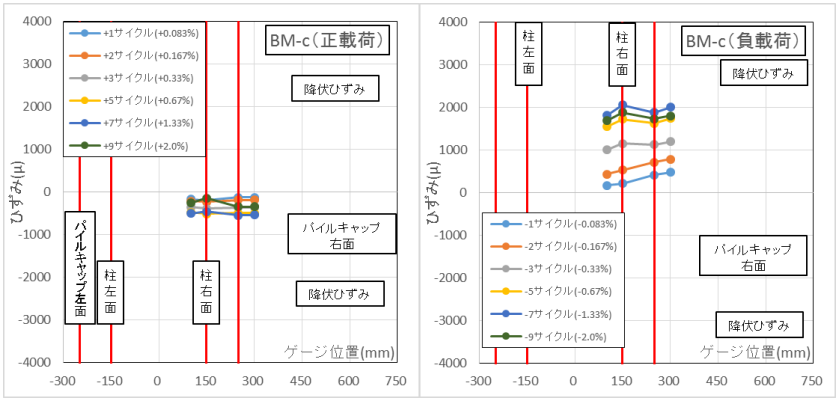
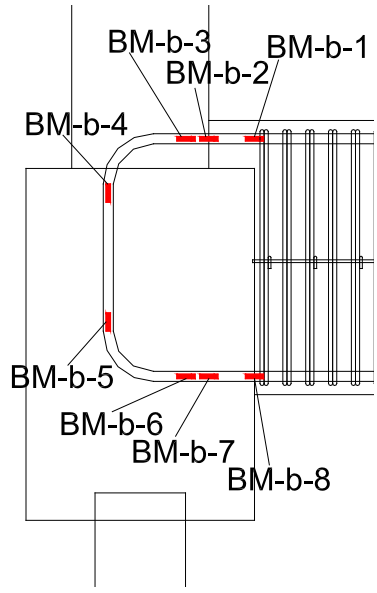


図 5.3.546　試験体 A-2　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)



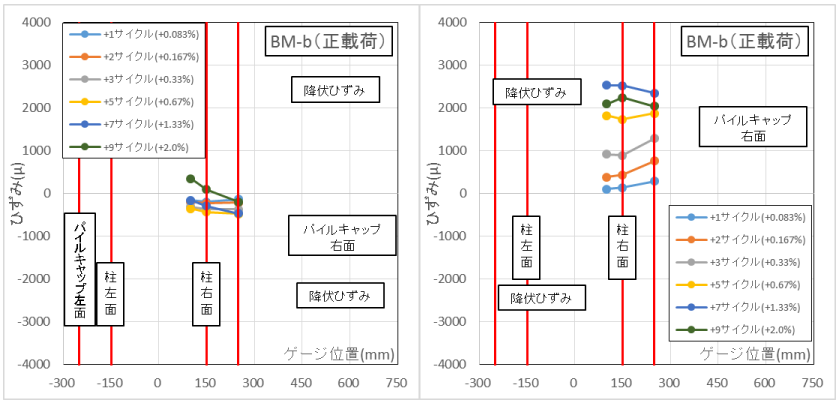
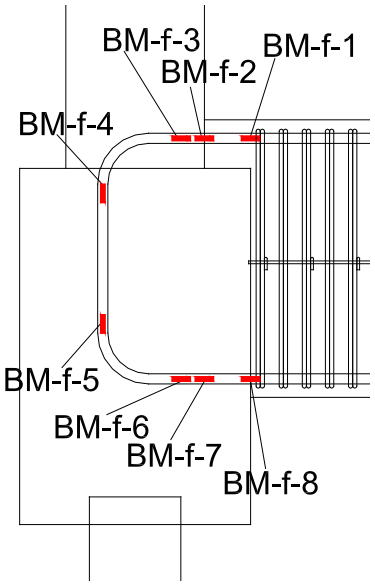


図 5.3.547　試験体 A-2 基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)



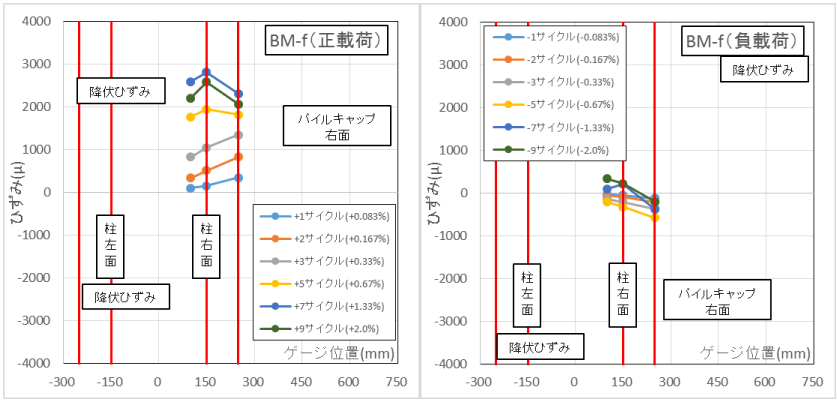
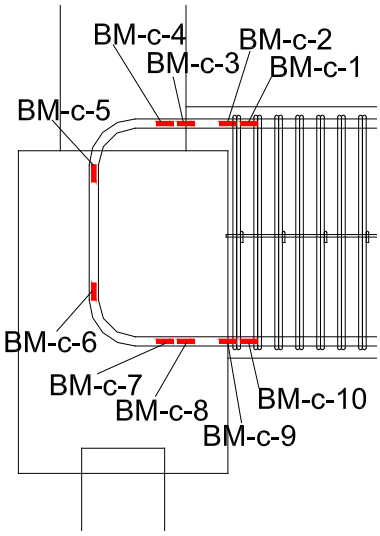


図 5.3.548　試験体 A-2　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)



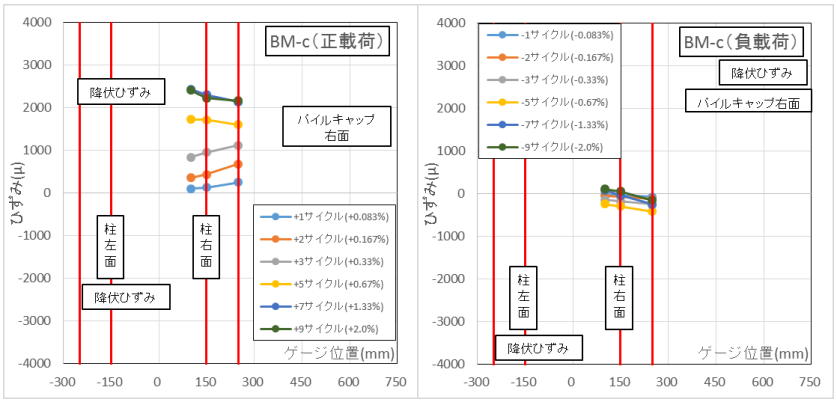
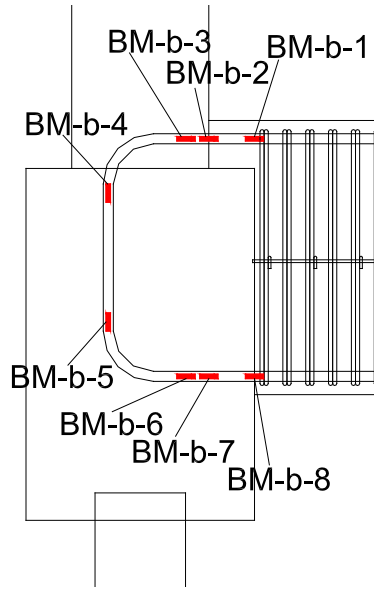


図 5.3.549　試験体 A-2　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)



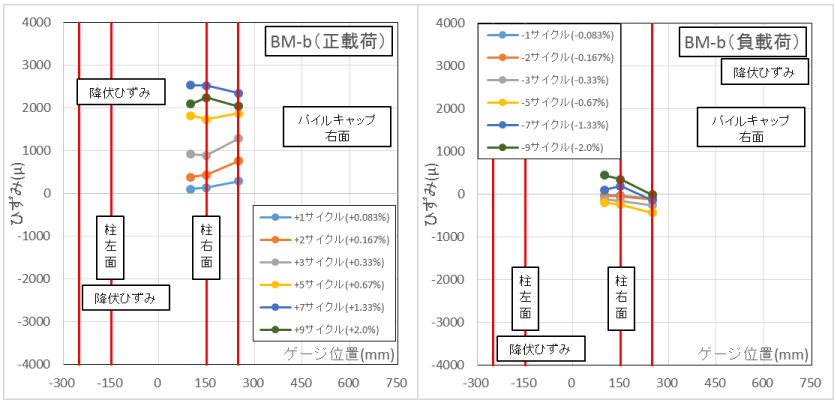


図 5.3.550　試験体 A-2 基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

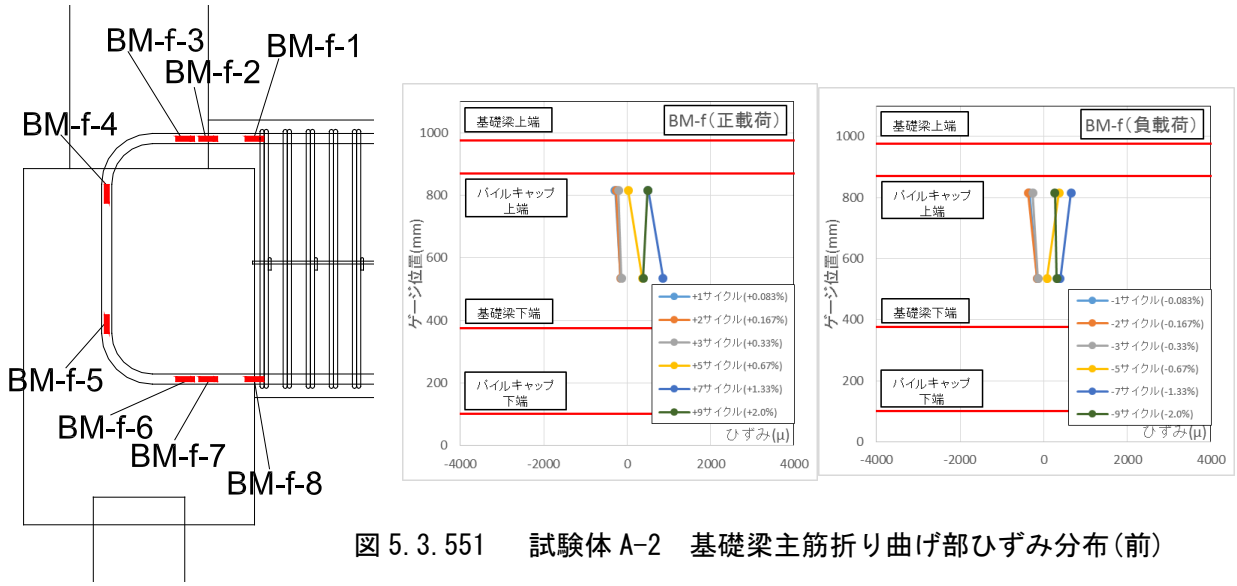


図 5.3.551　試験体 A-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

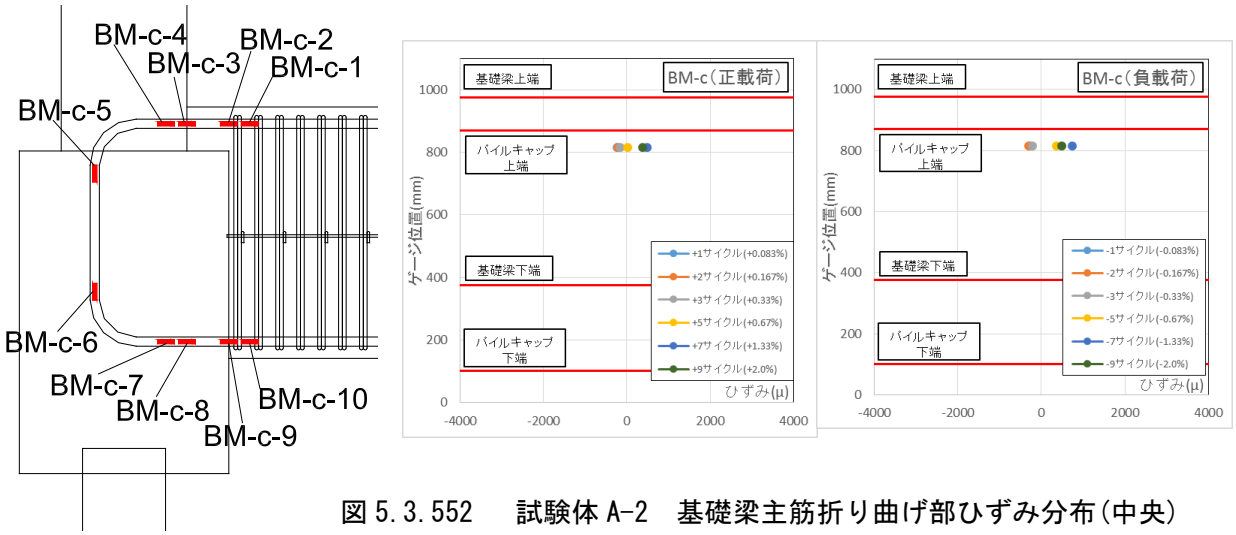


図 5.3.552　試験体 A-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

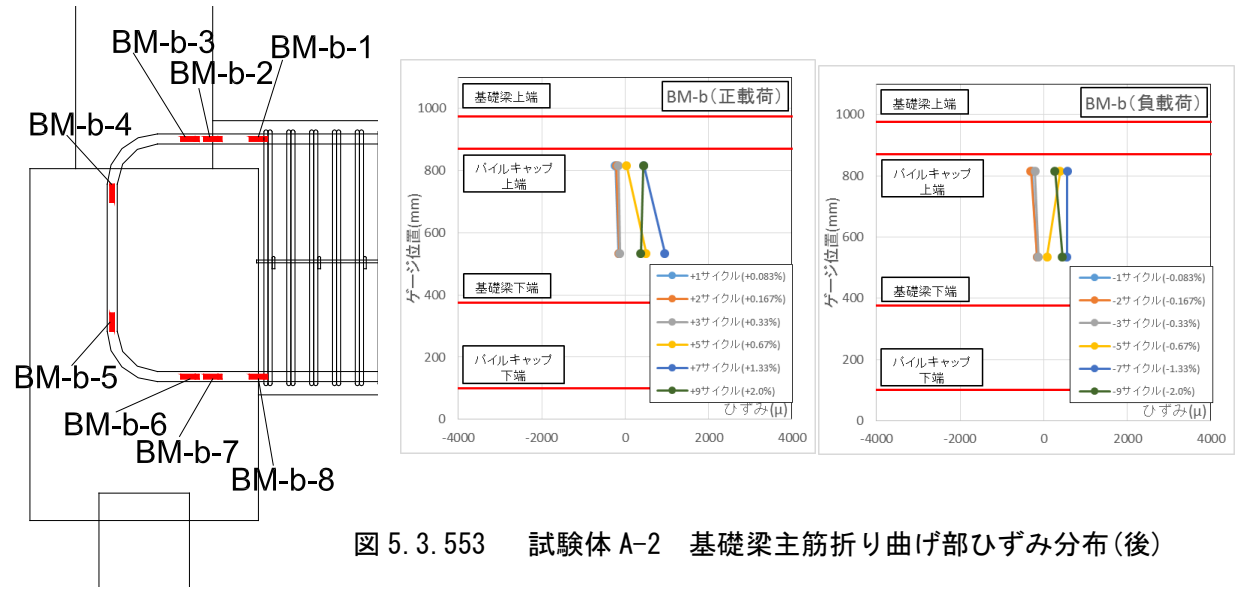


図 5.3.553　試験体 A-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

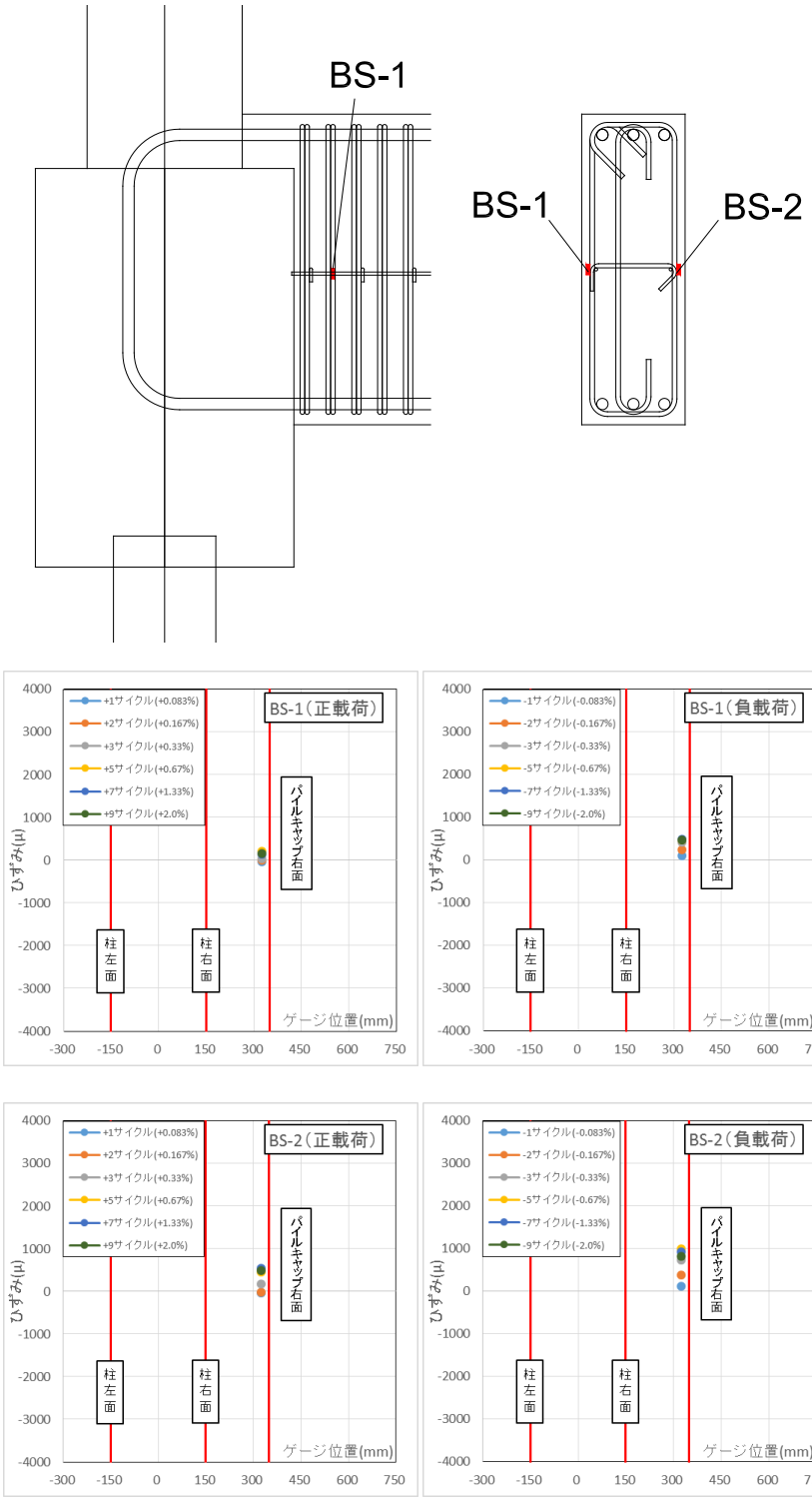
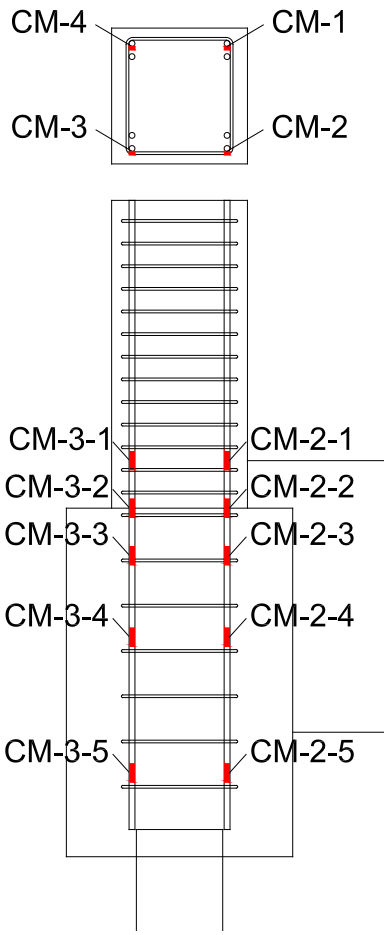
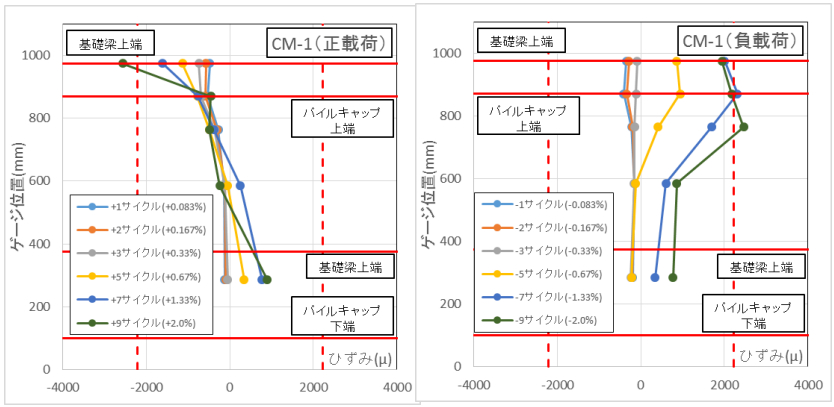
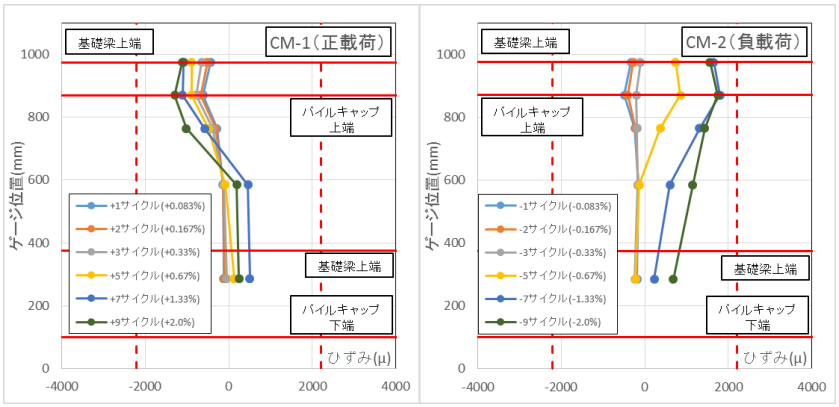
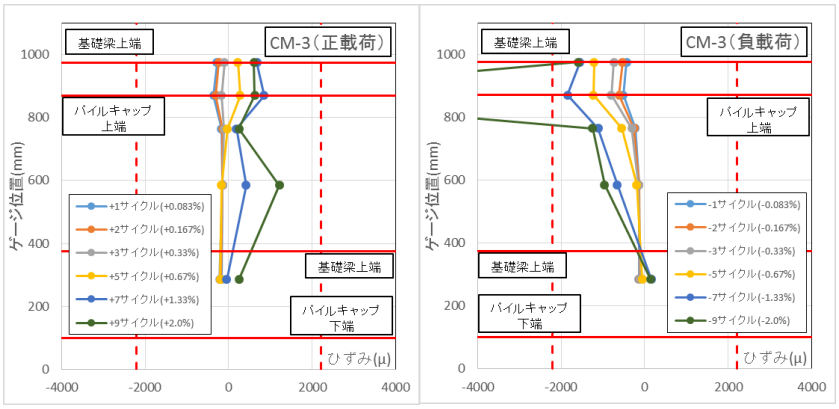


図 5.3.554　試験体 A-2　基礎梁補強筋ひずみ分布









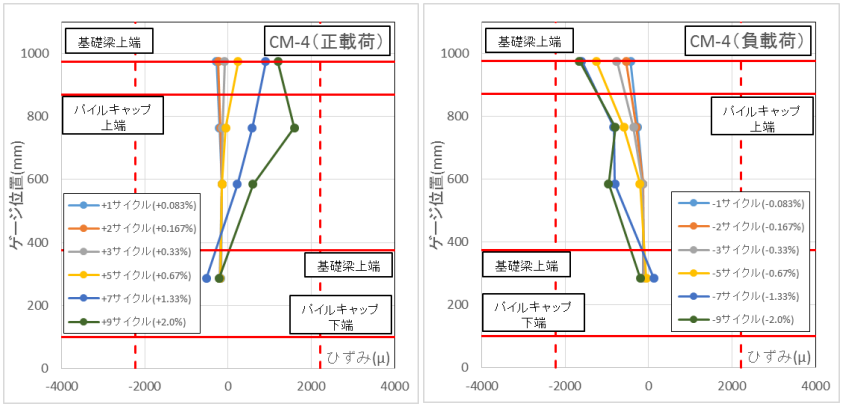


図 5.3.555　試験体 A-2　柱主筋ひずみ分布

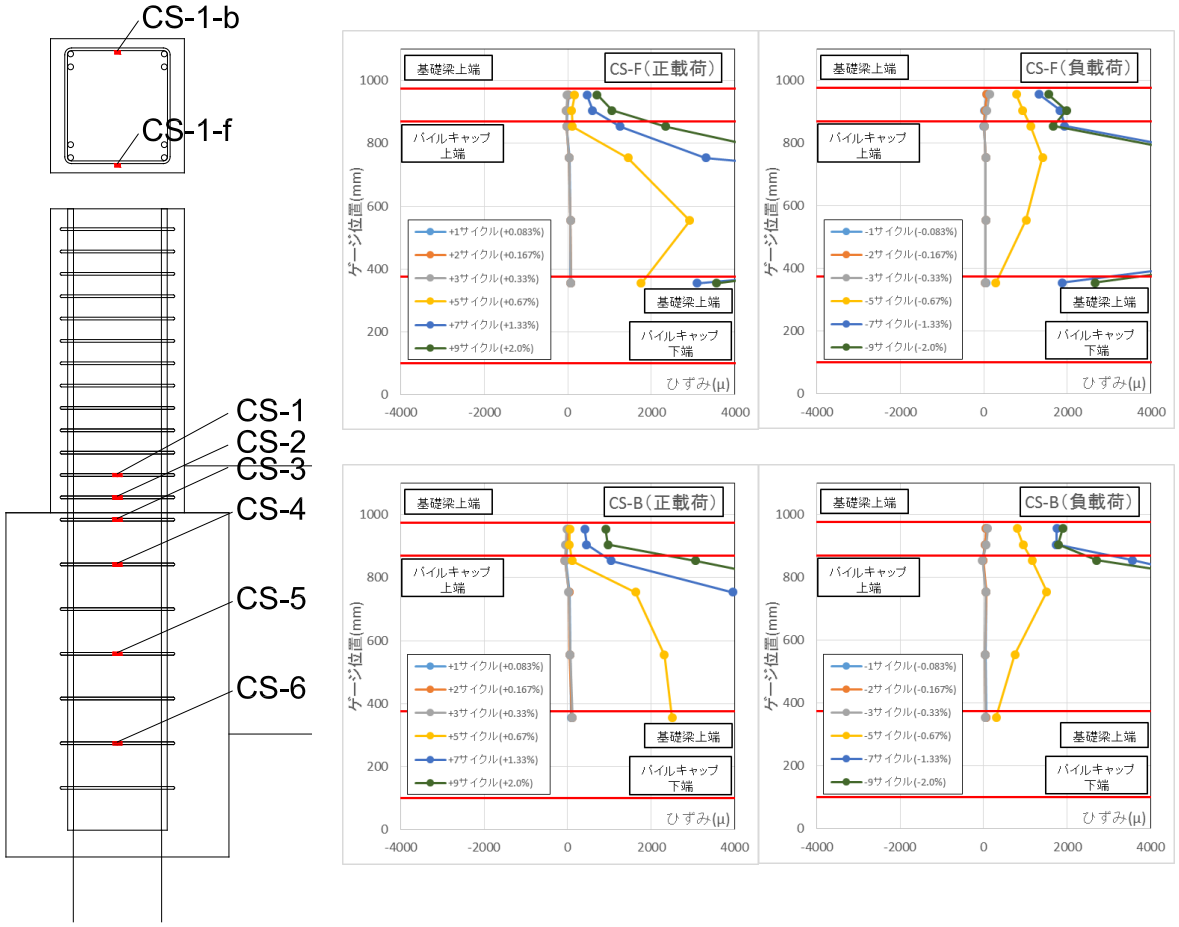


図 5.3.556　試験体 A-2　柱補強筋ひずみ分布

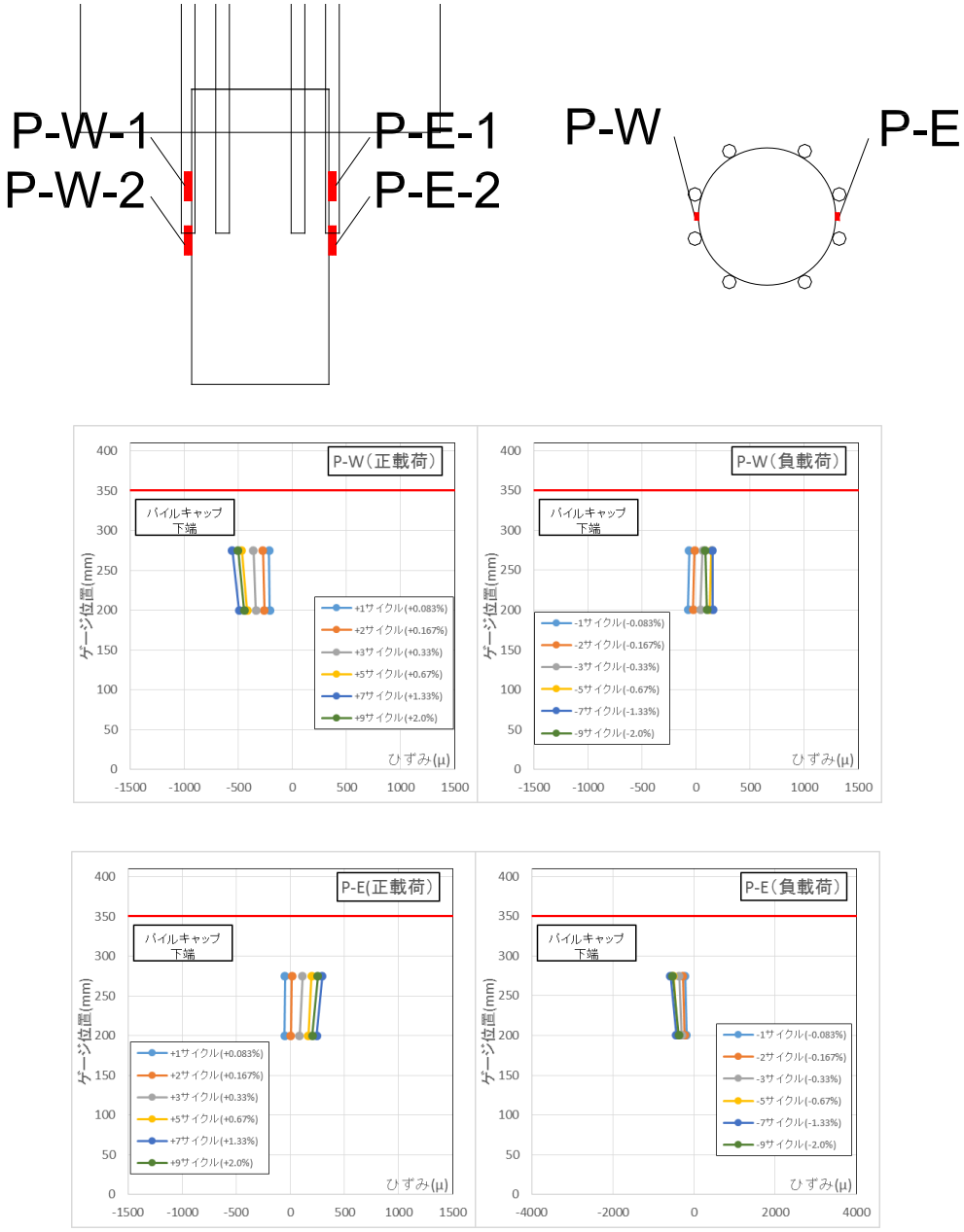


図 5.3.557　試験体 A-2　杭体ひずみ分布

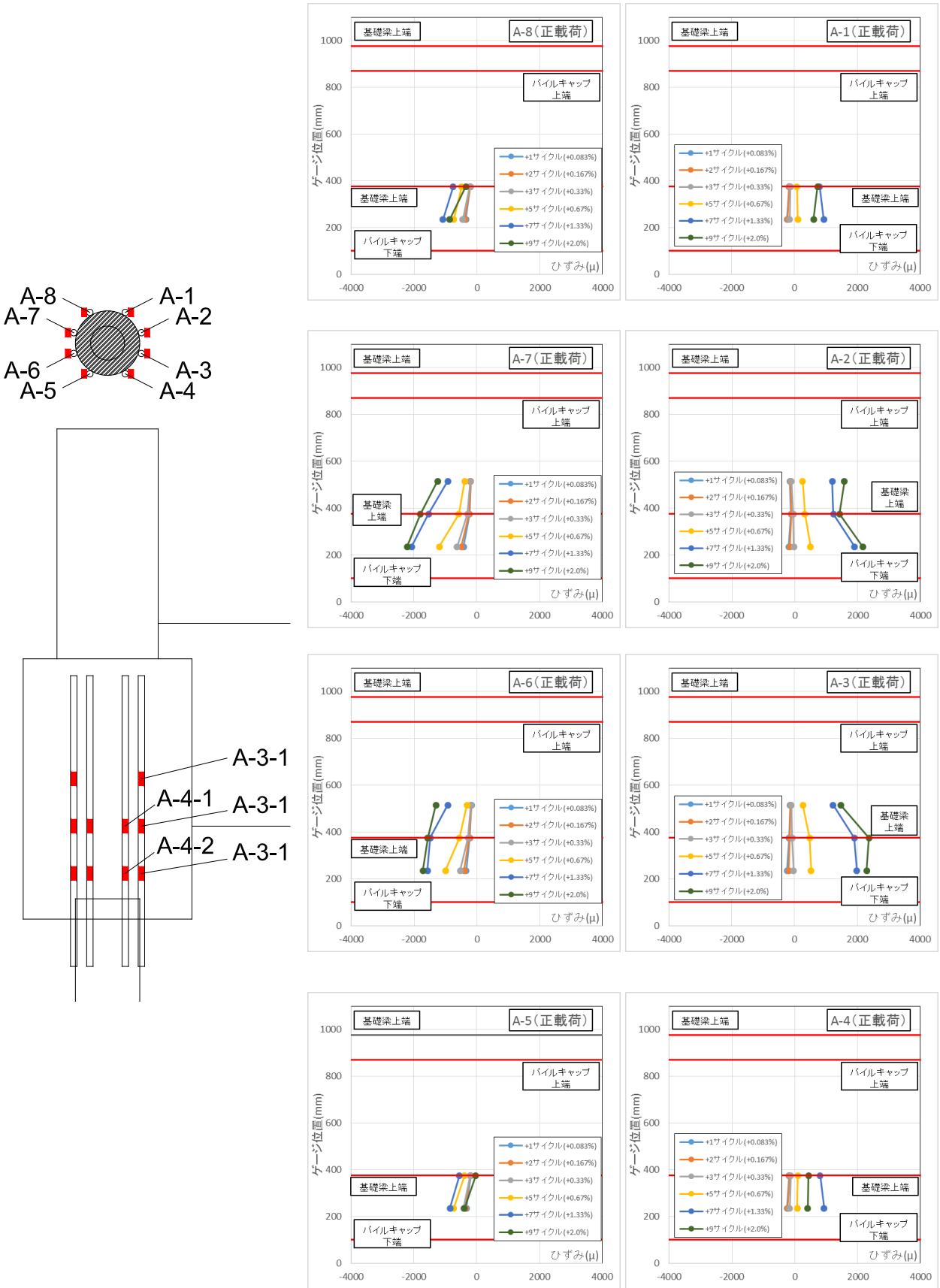


図 5.3.558　試験体 A-2　アンカー筋ひずみ分布(正載荷)

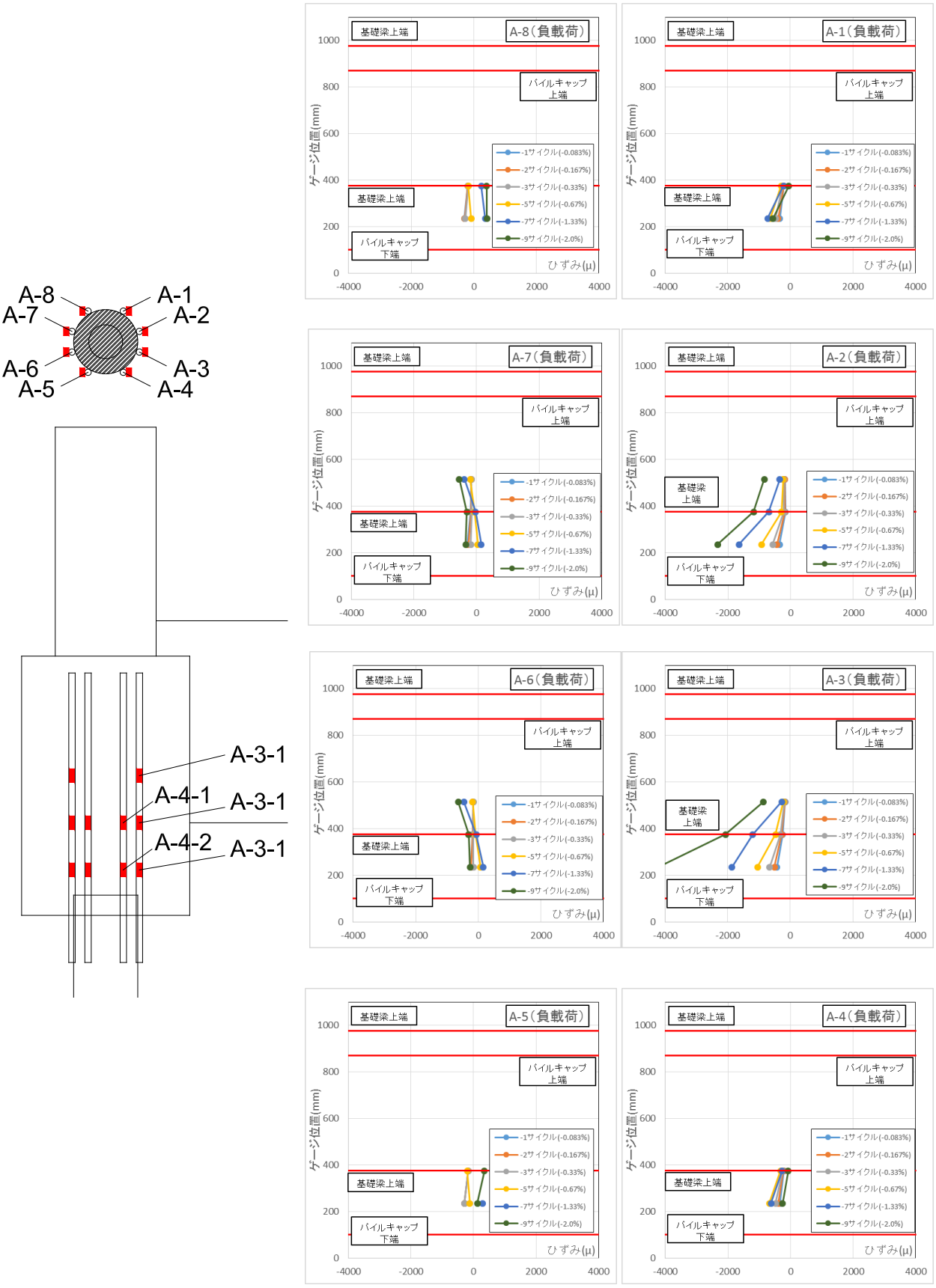
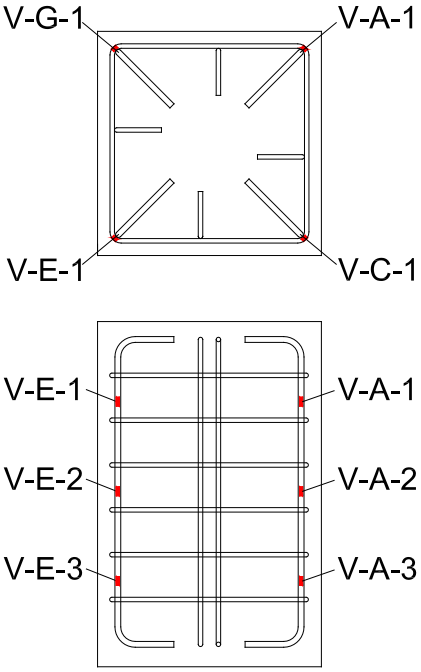


図 5.3.559　試験体 A-2　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)



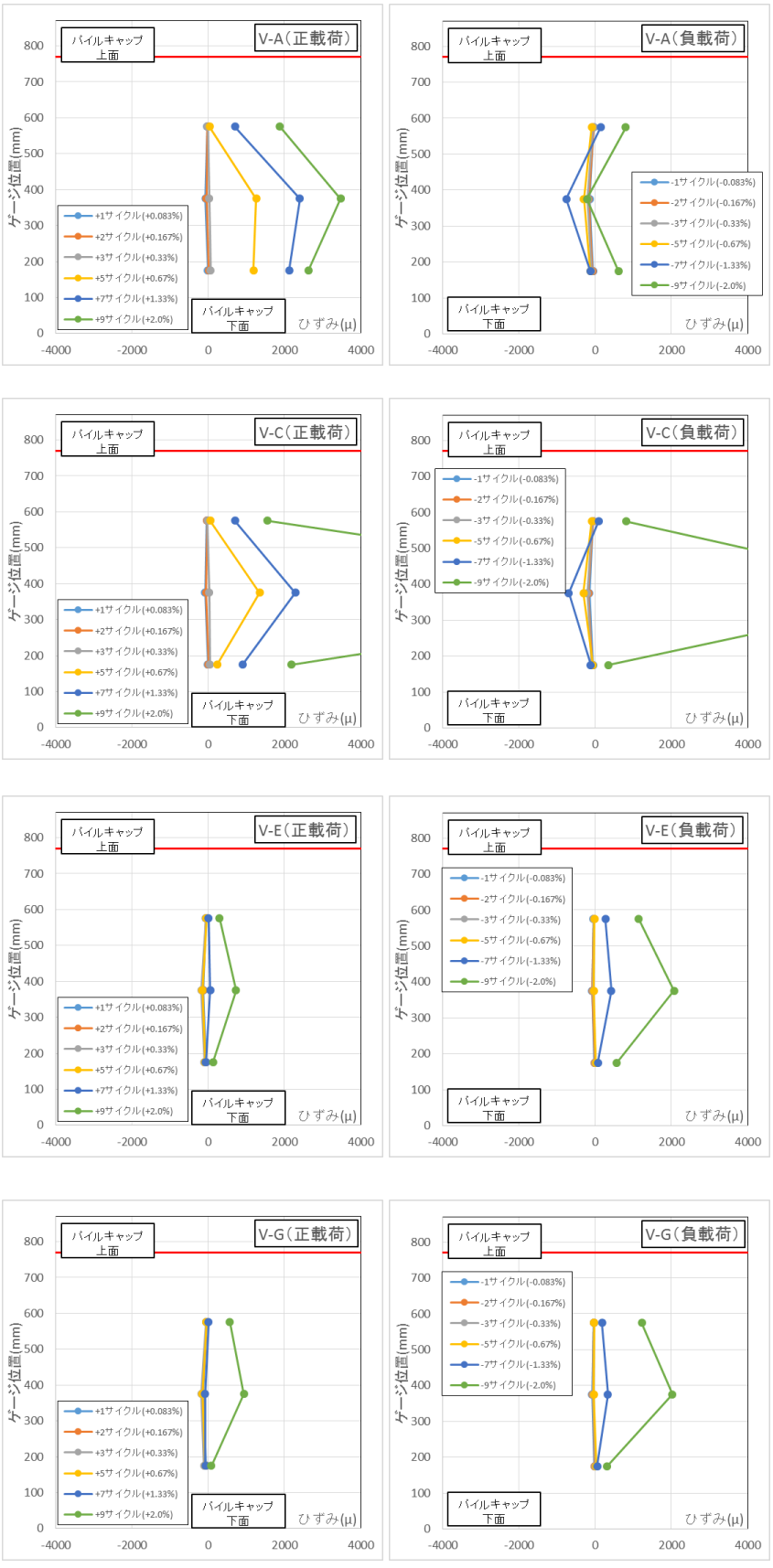


図 5.3.560　試験体 A-2　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対角部)

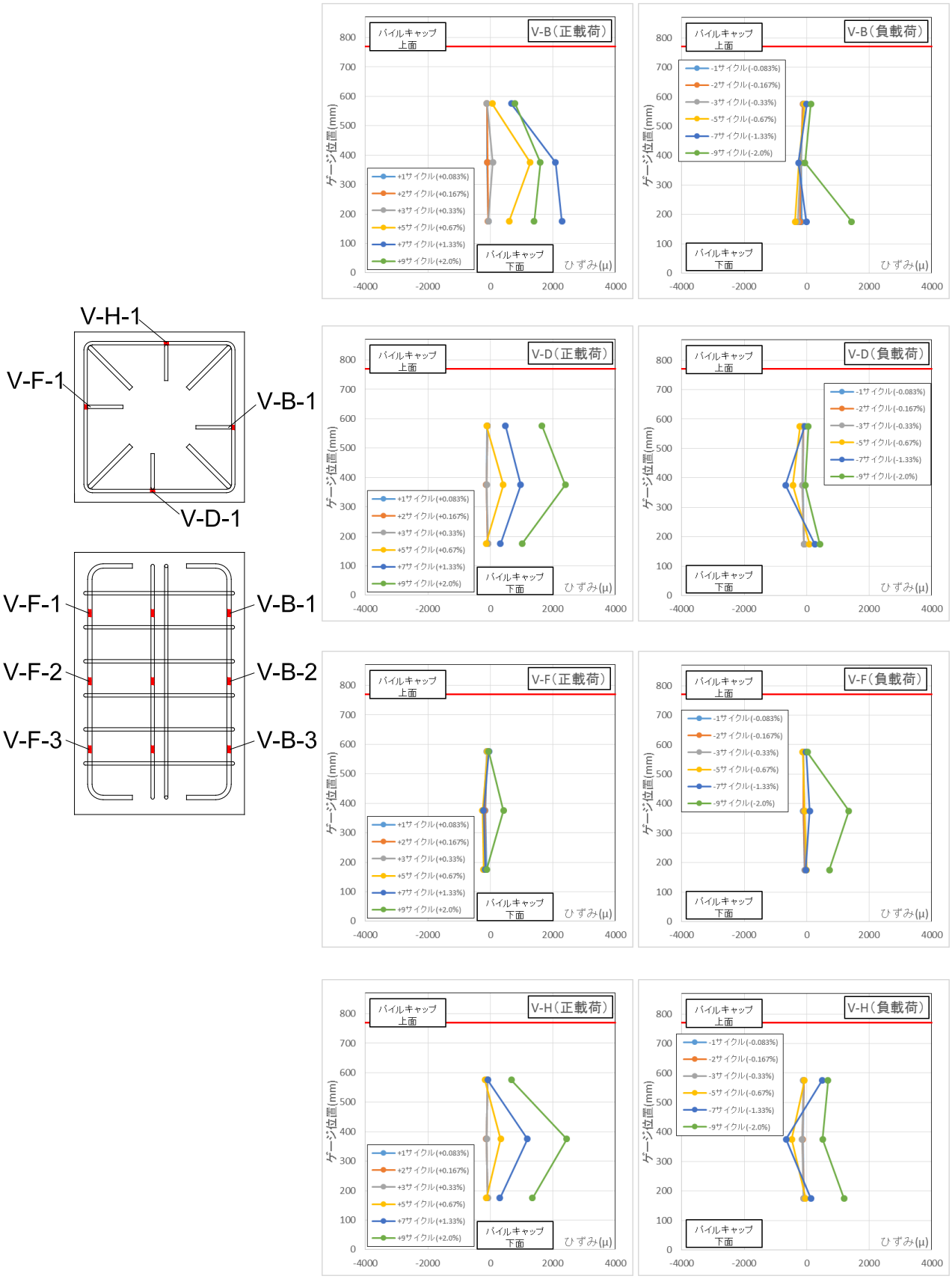


図 5.3.561　試験体 A-2　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)

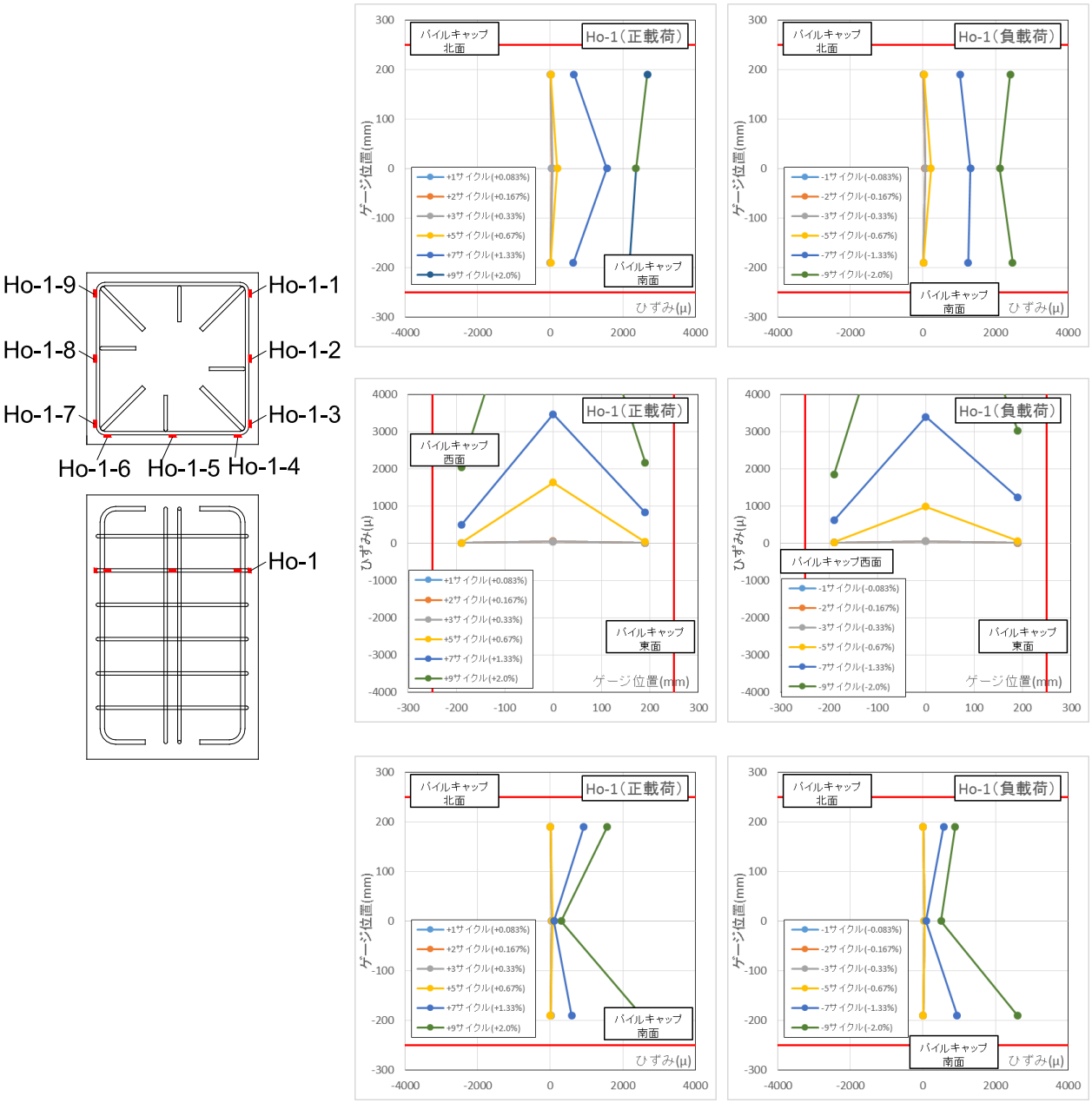


図 5.3.562　試験体 A-2　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-1)

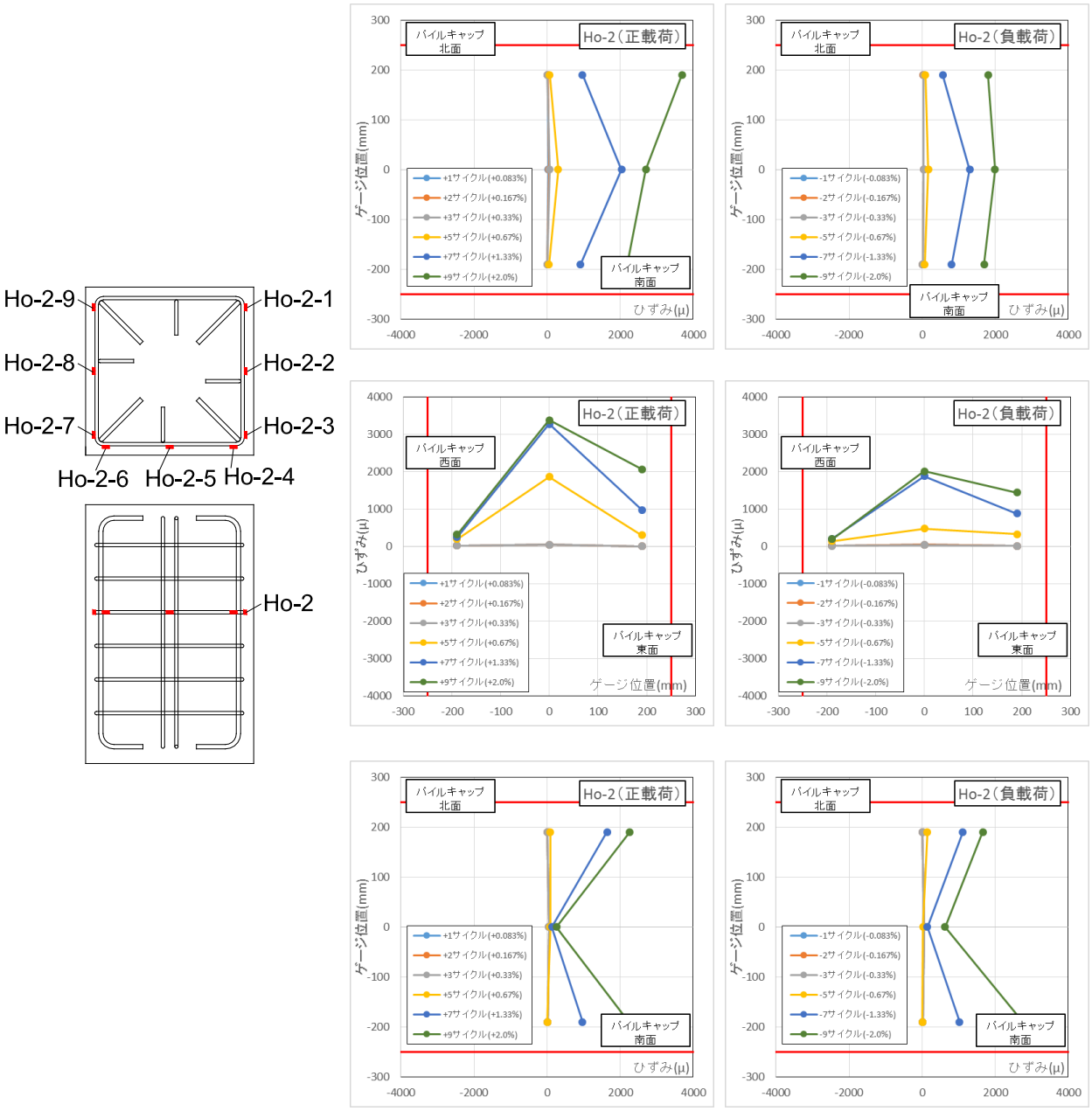


図 5.3.563　試験体 A-2　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-2)

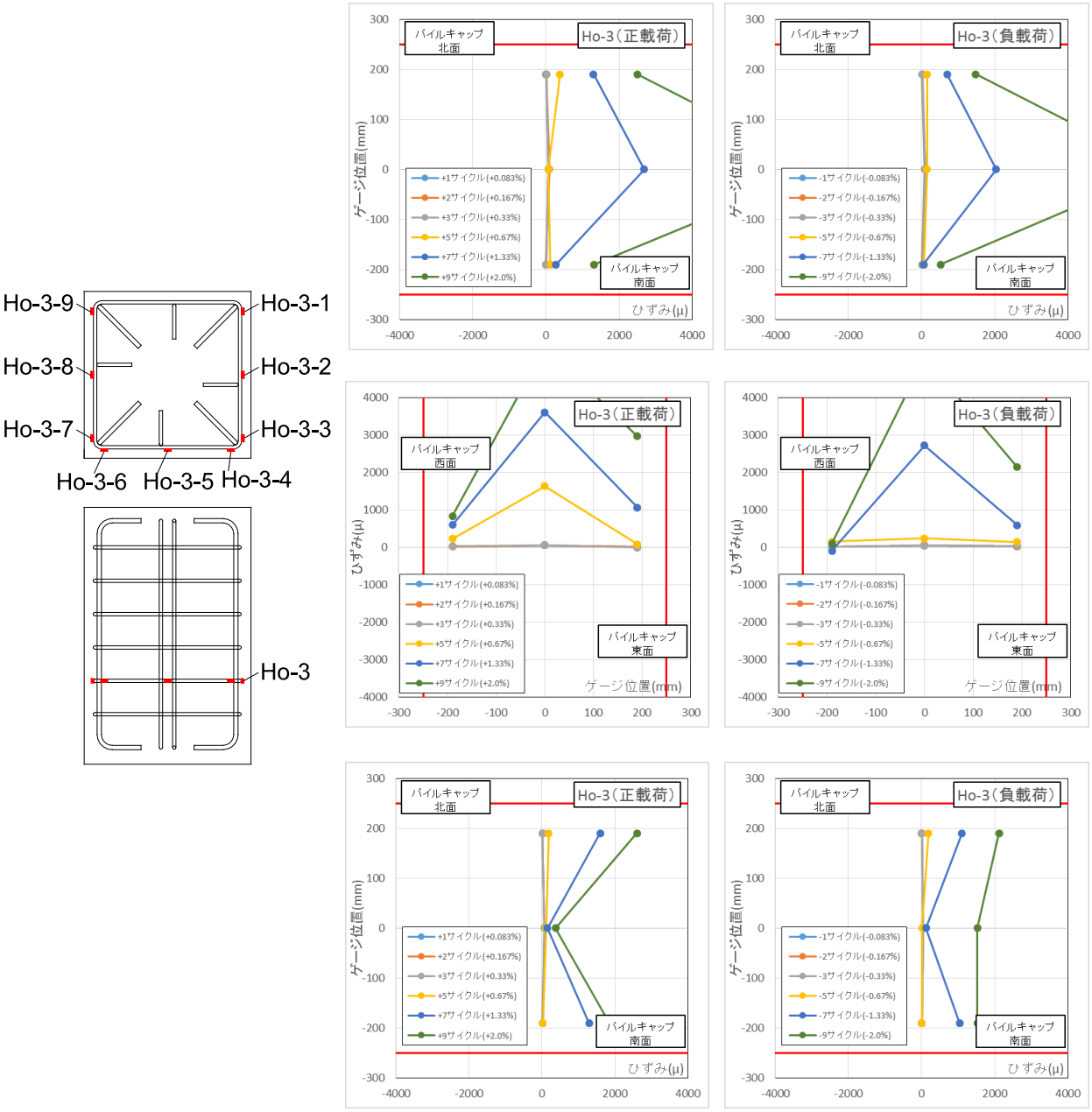
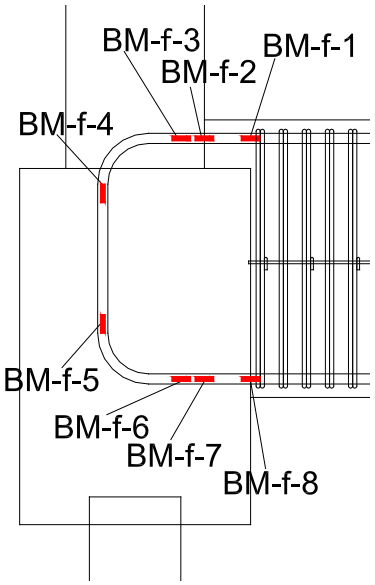


図 5.3.564　試験体 A-2　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-3)



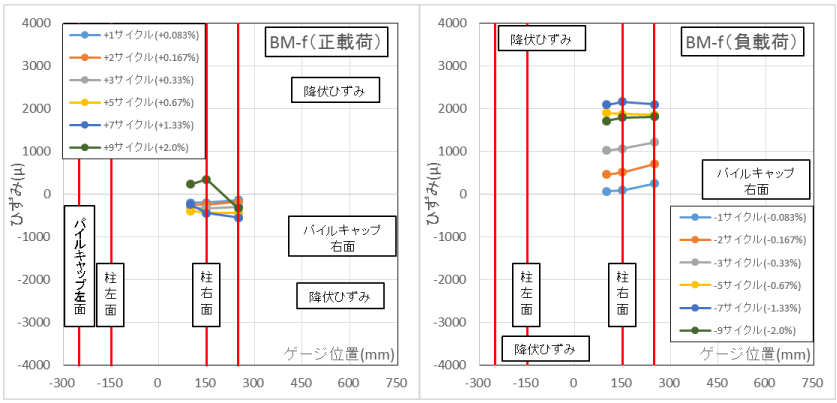
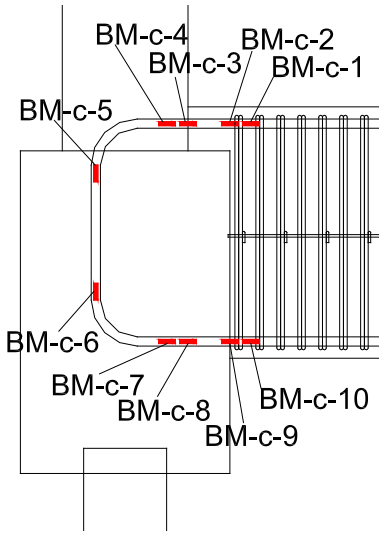


図 5.3.565　試験体 A-3　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)



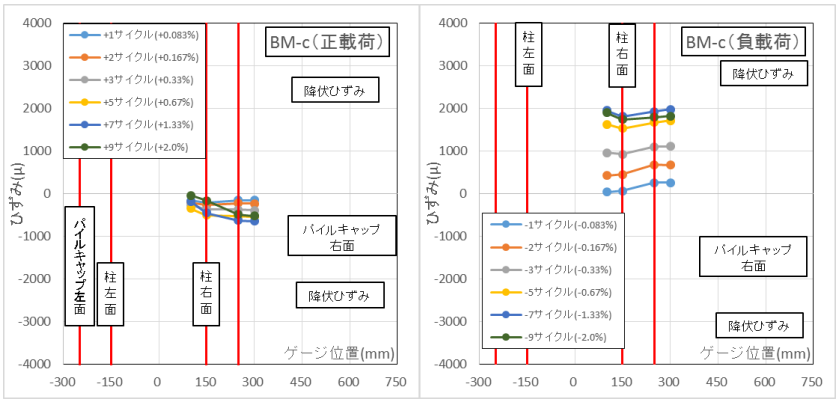
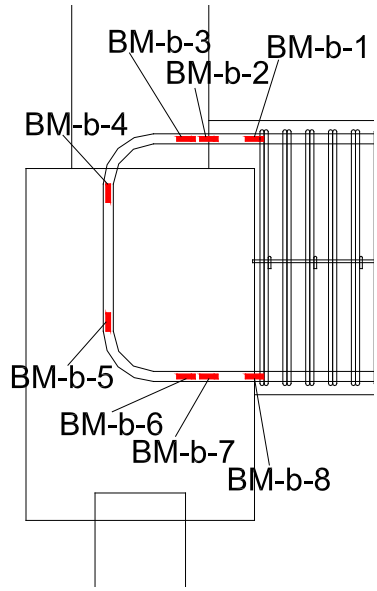


図 5.3.566　試験体 A-3　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)



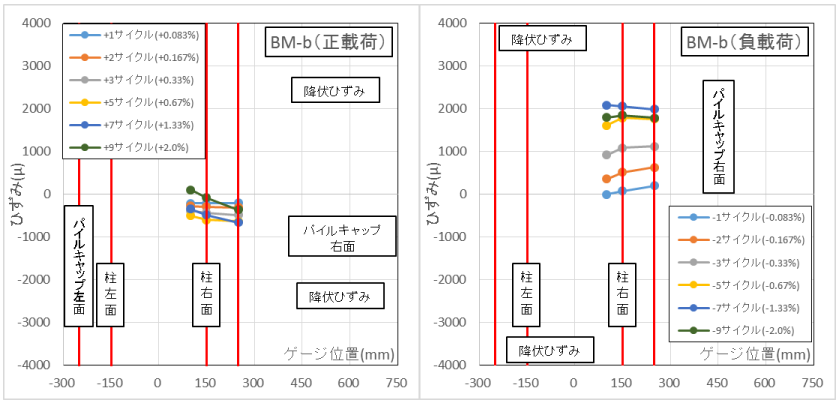


図 5.3.567　試験体 A-3　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

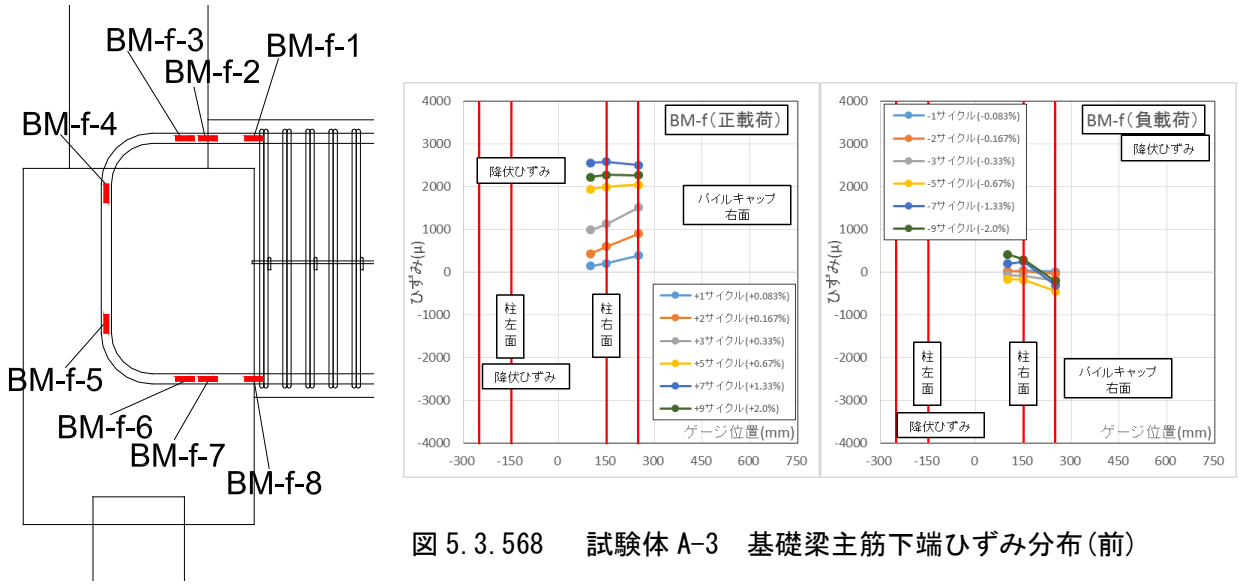


図 5.3.568　試験体 A-3　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

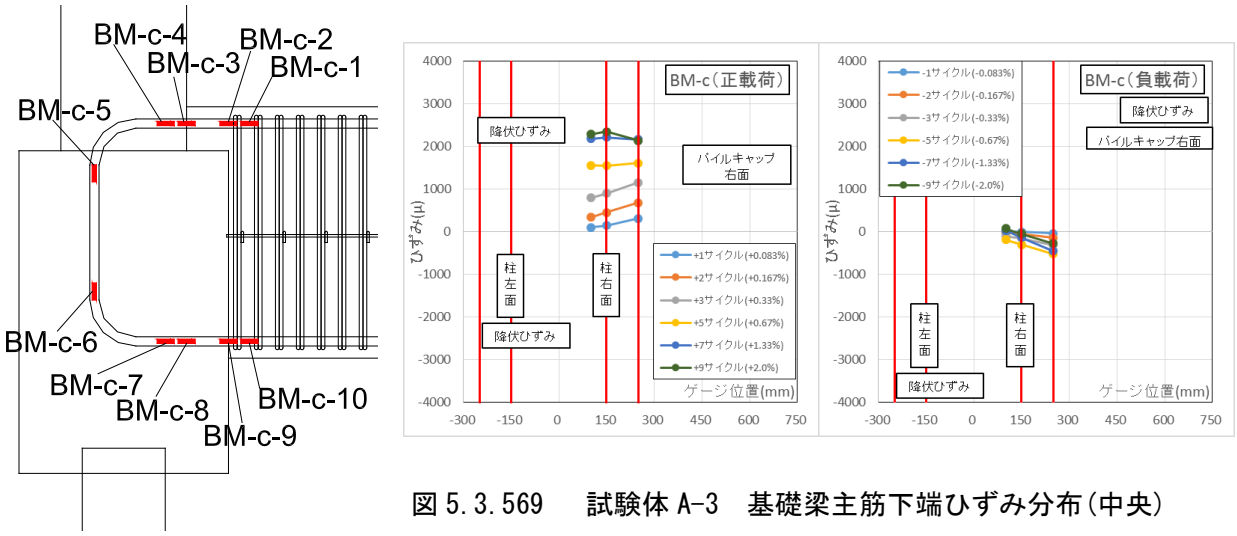


図 5.3.569　試験体 A-3　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

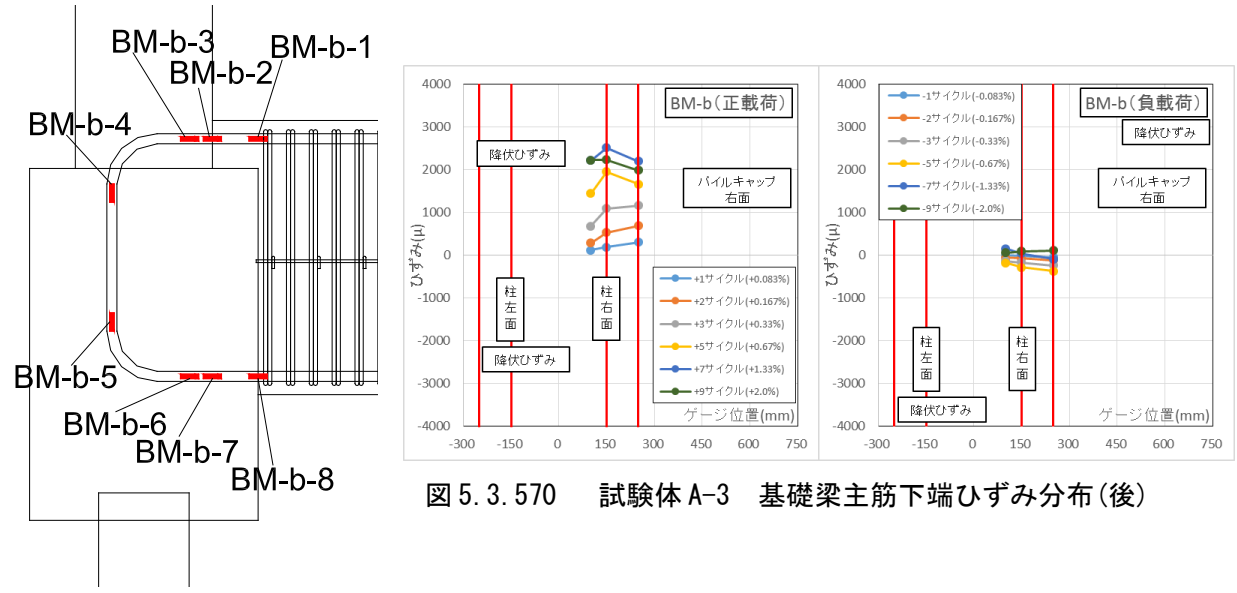


図 5.3.570　試験体 A-3　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

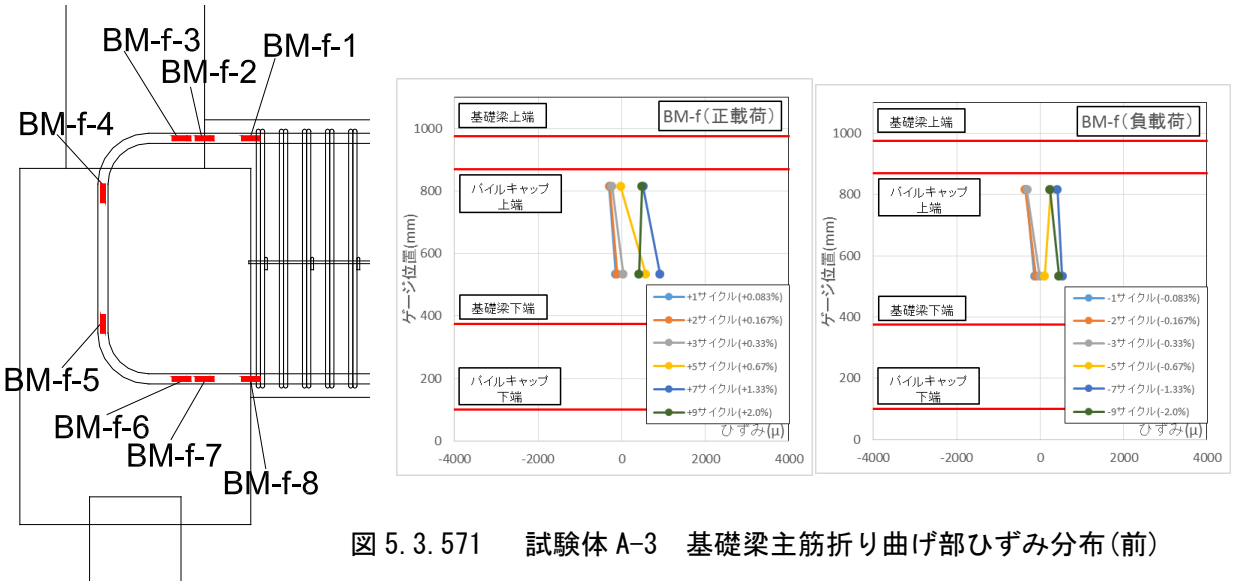


図 5.3.571　試験体 A-3　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

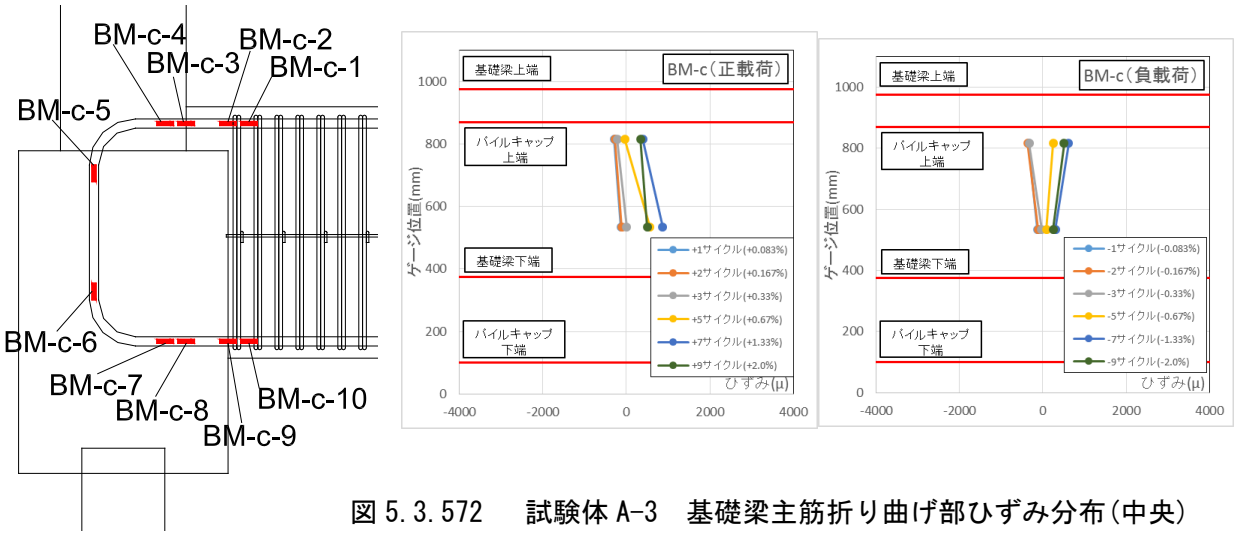


図 5.3.572　試験体 A-3　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

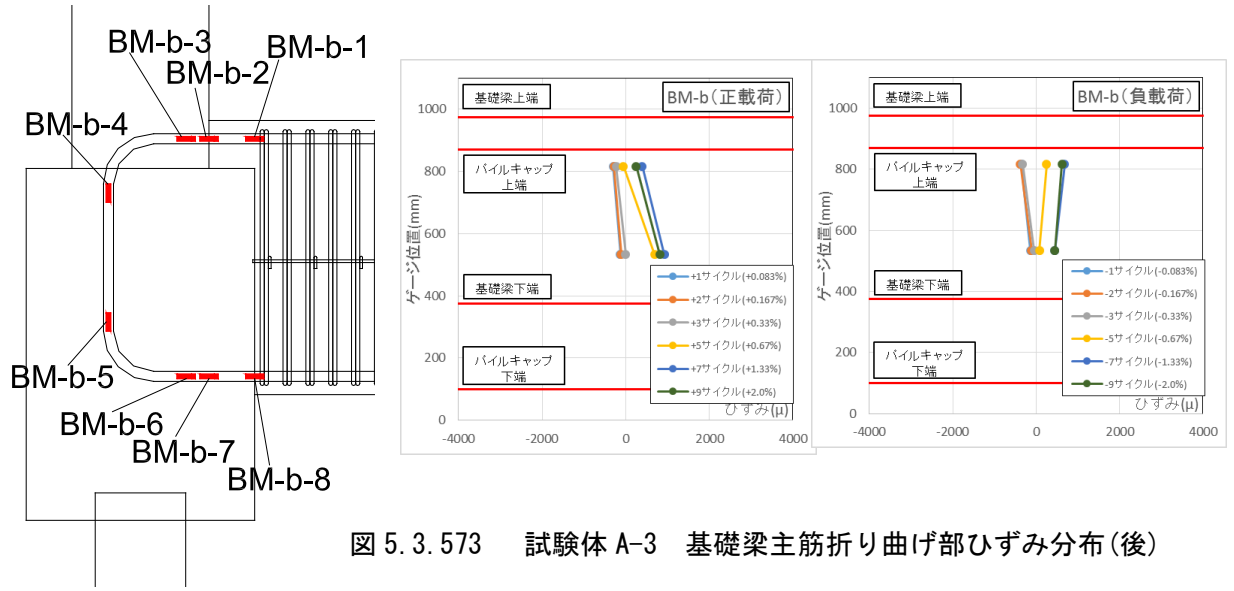


図 5.3.573　試験体 A-3　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

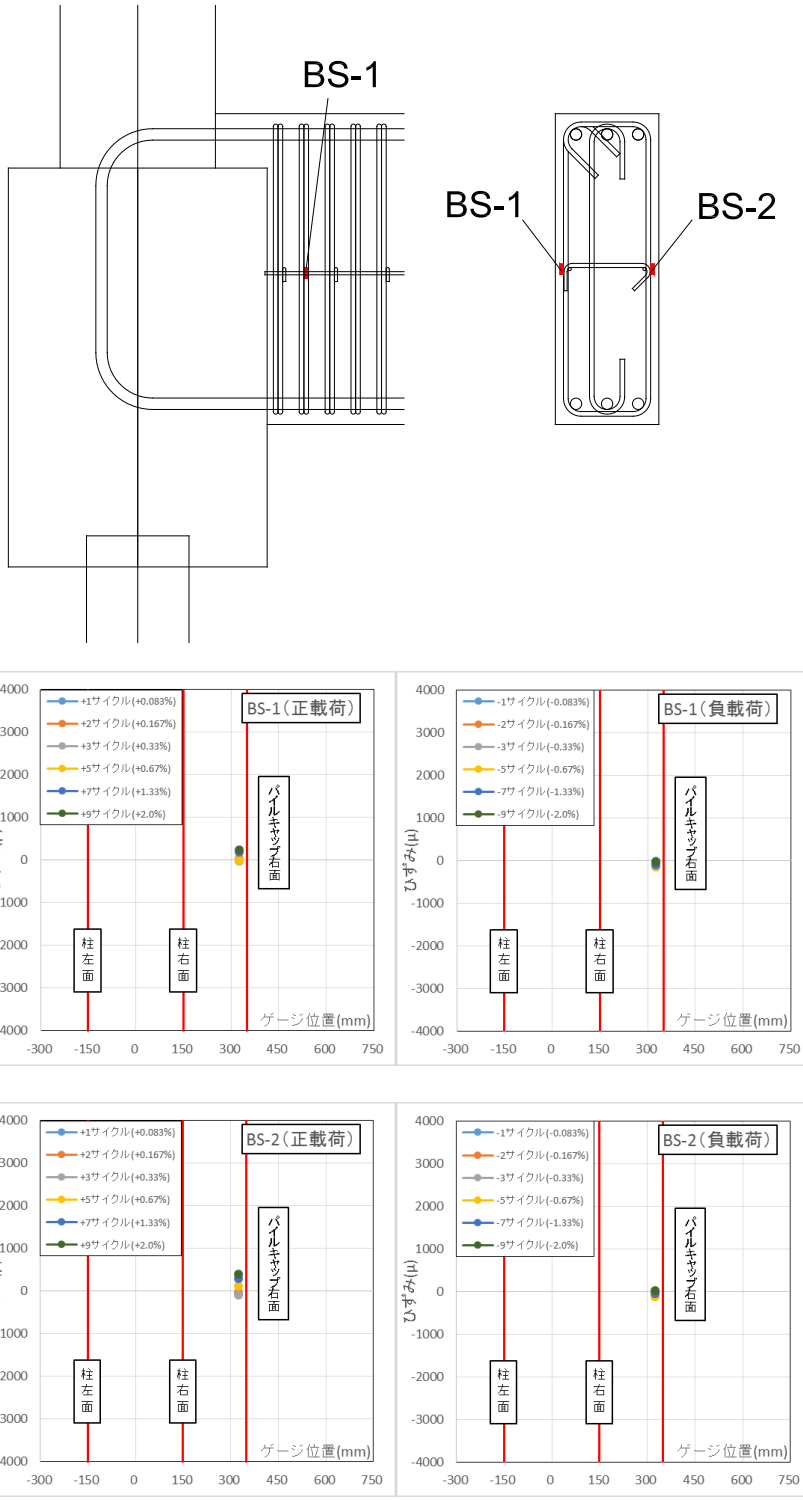
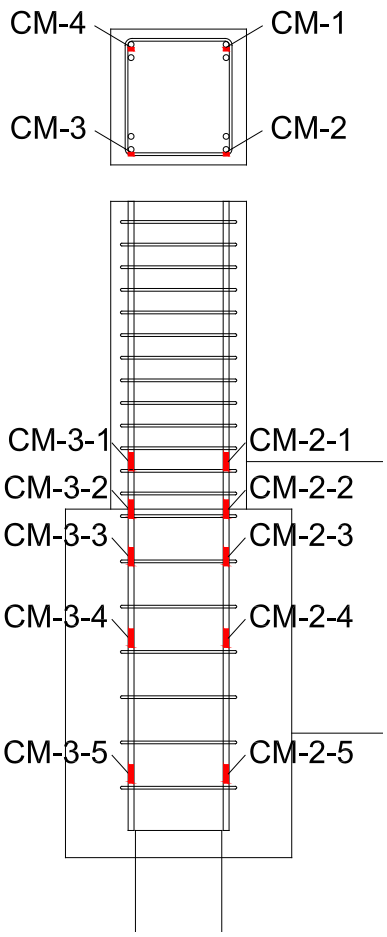


図 5.3.574　試験体 A-3　基礎梁補強筋ひずみ分布



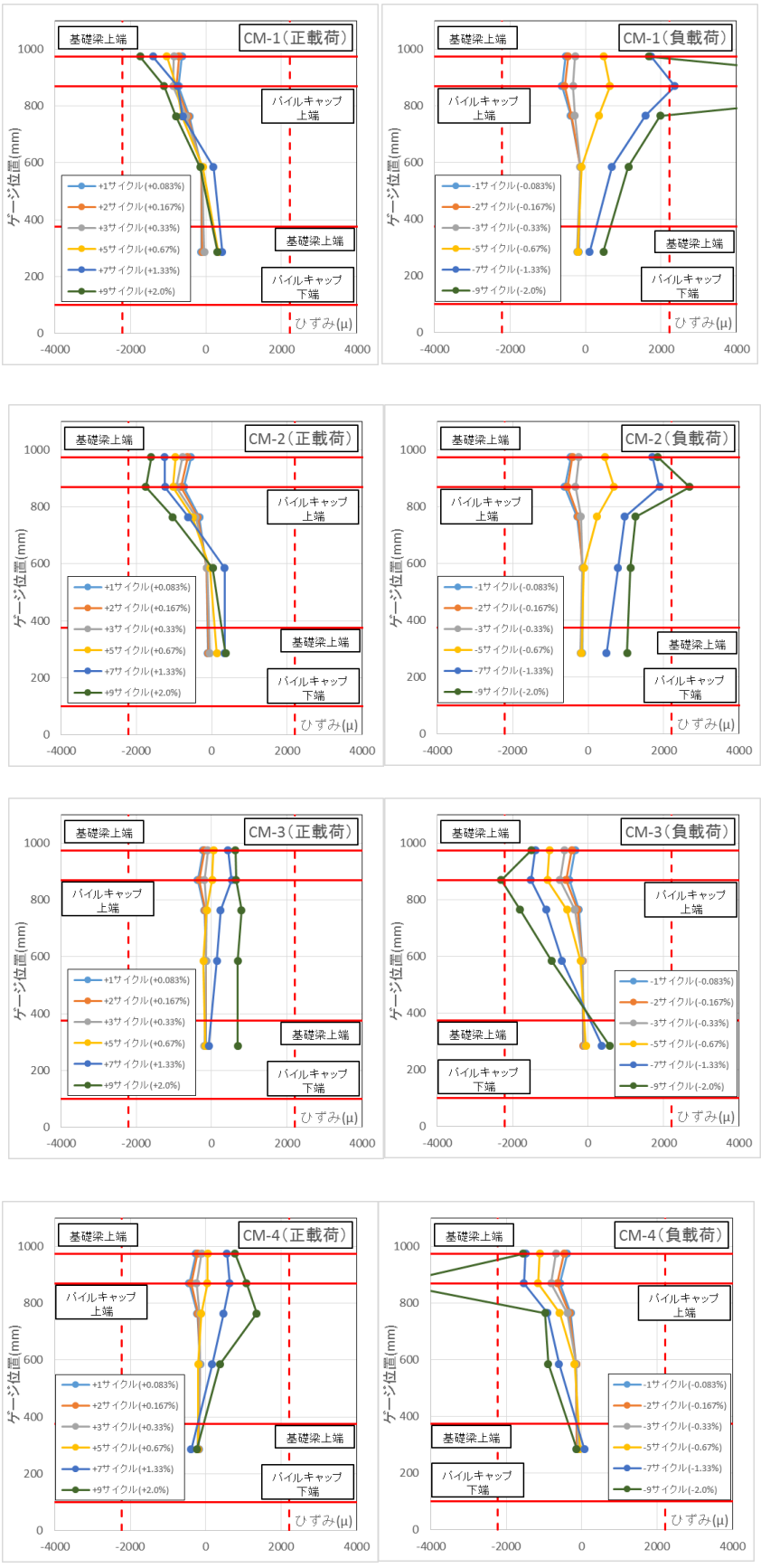


図 5.3.575　試験体 A-3　柱主筋ひずみ分布

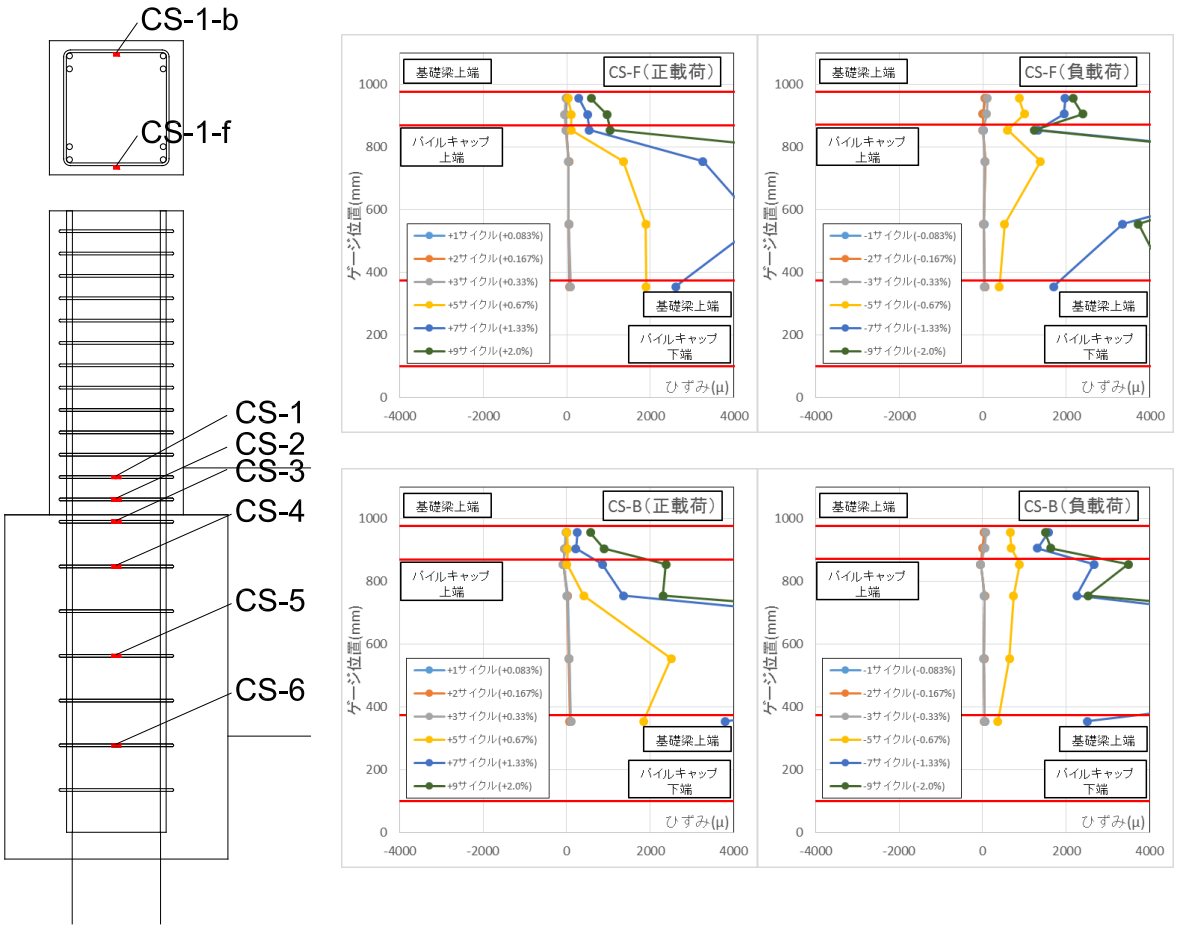


図 5.3.576　試験体 A-3　柱補強筋ひずみ分布

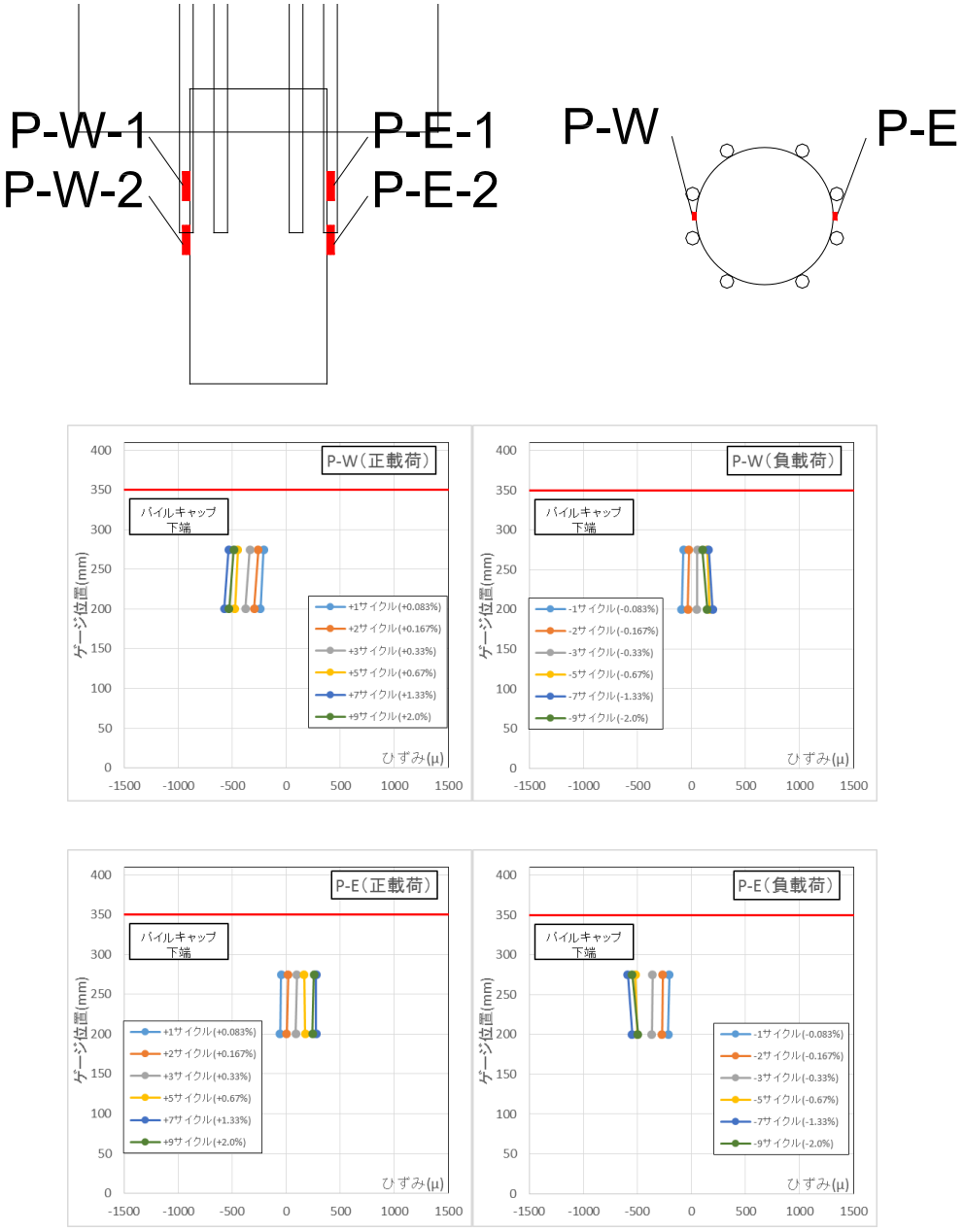
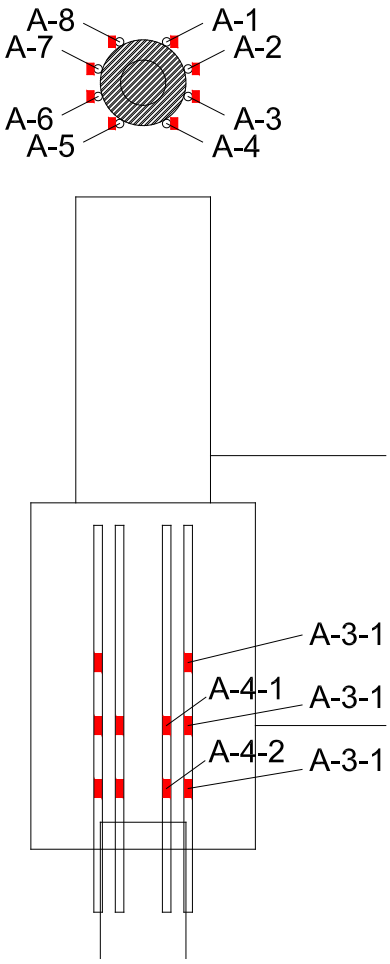


図 5.3.577　試験体 A-3　杭体ひずみ分布



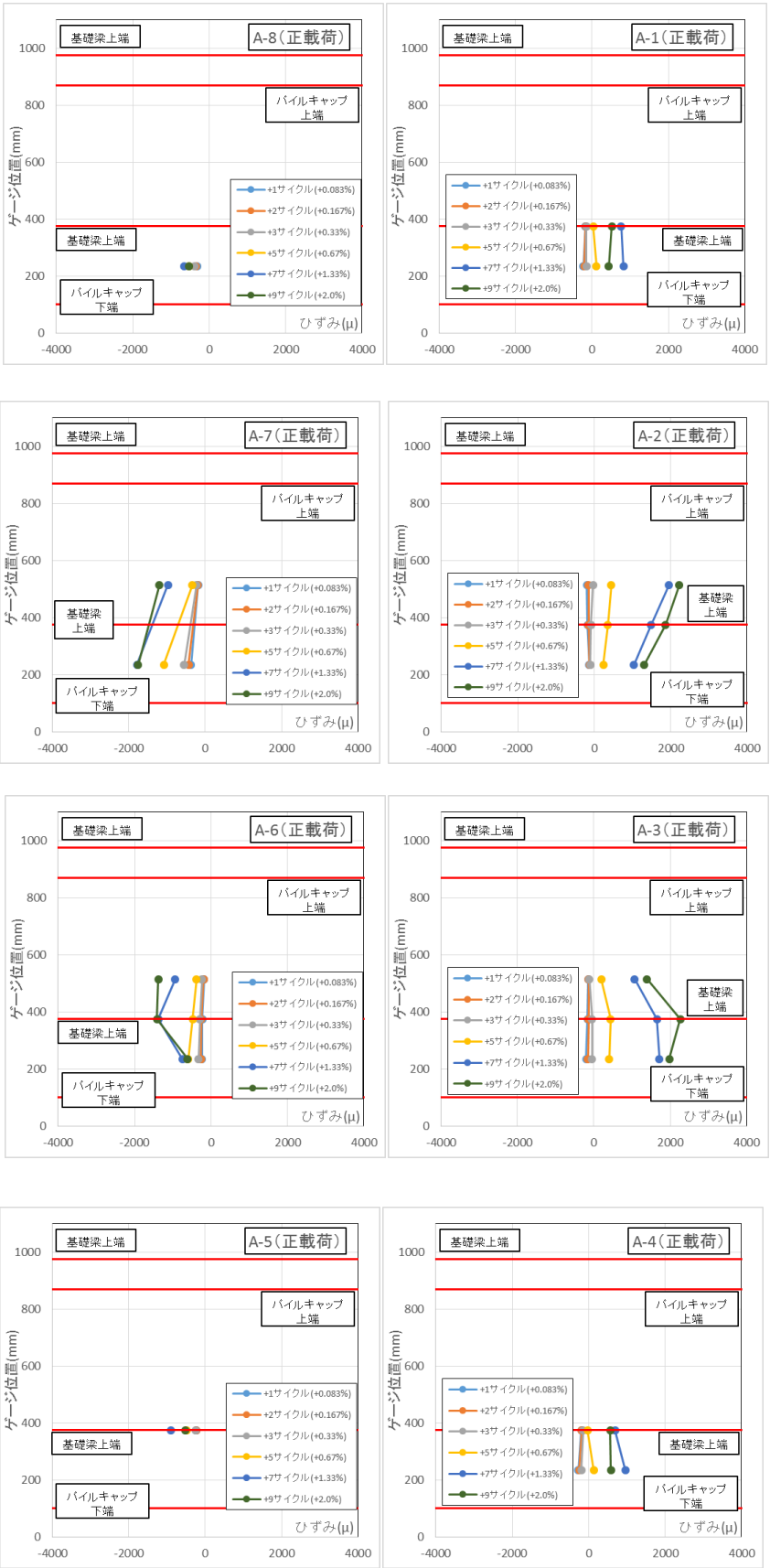
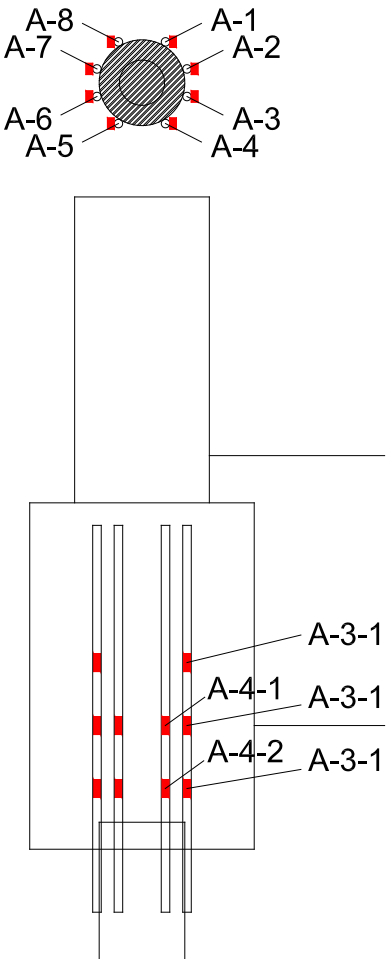


図 5.3.578　試験体 A-3　アンカー筋ひずみ分布（正載荷）



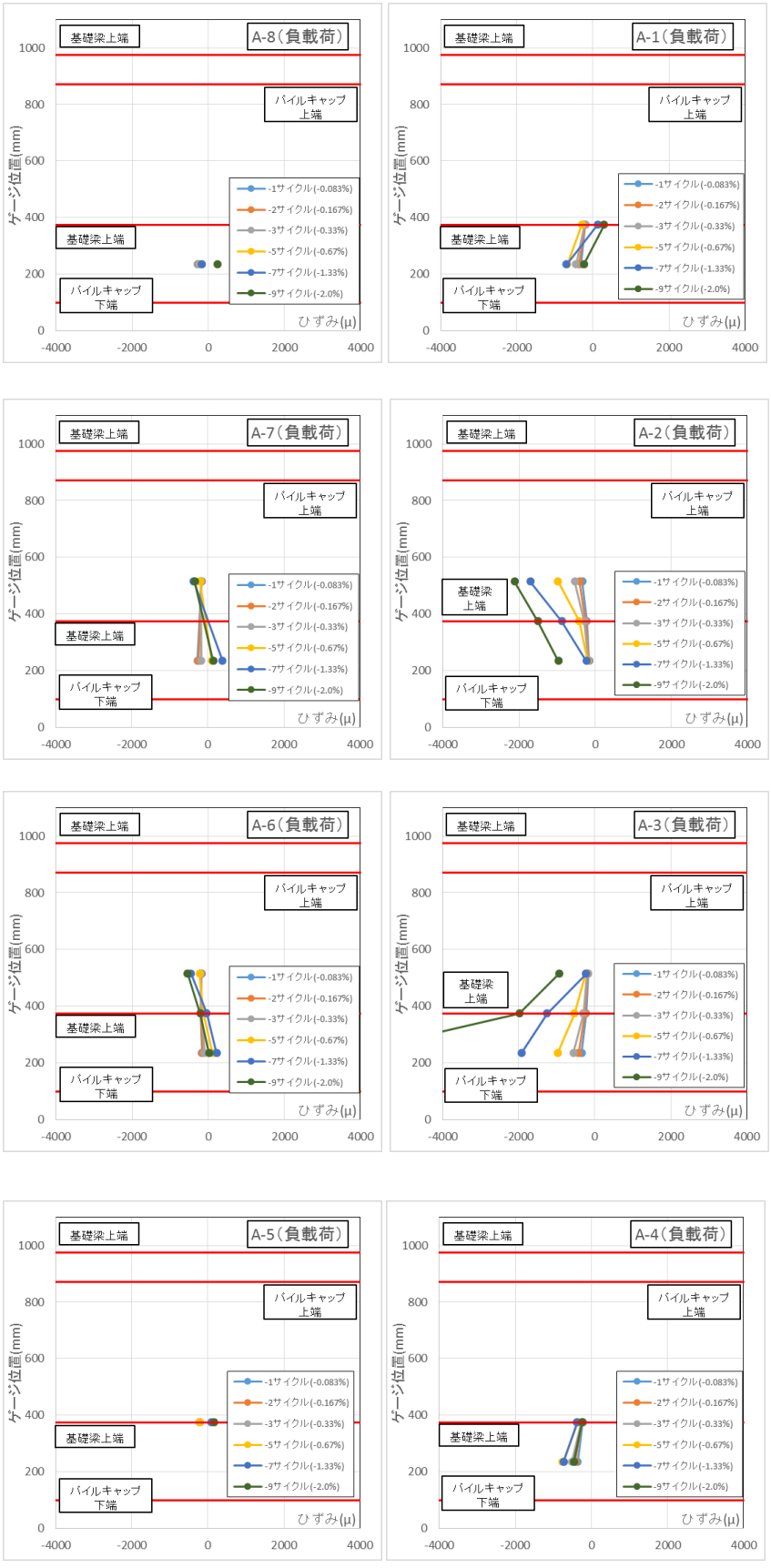


図 5.3.579　試験体 A-3　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)

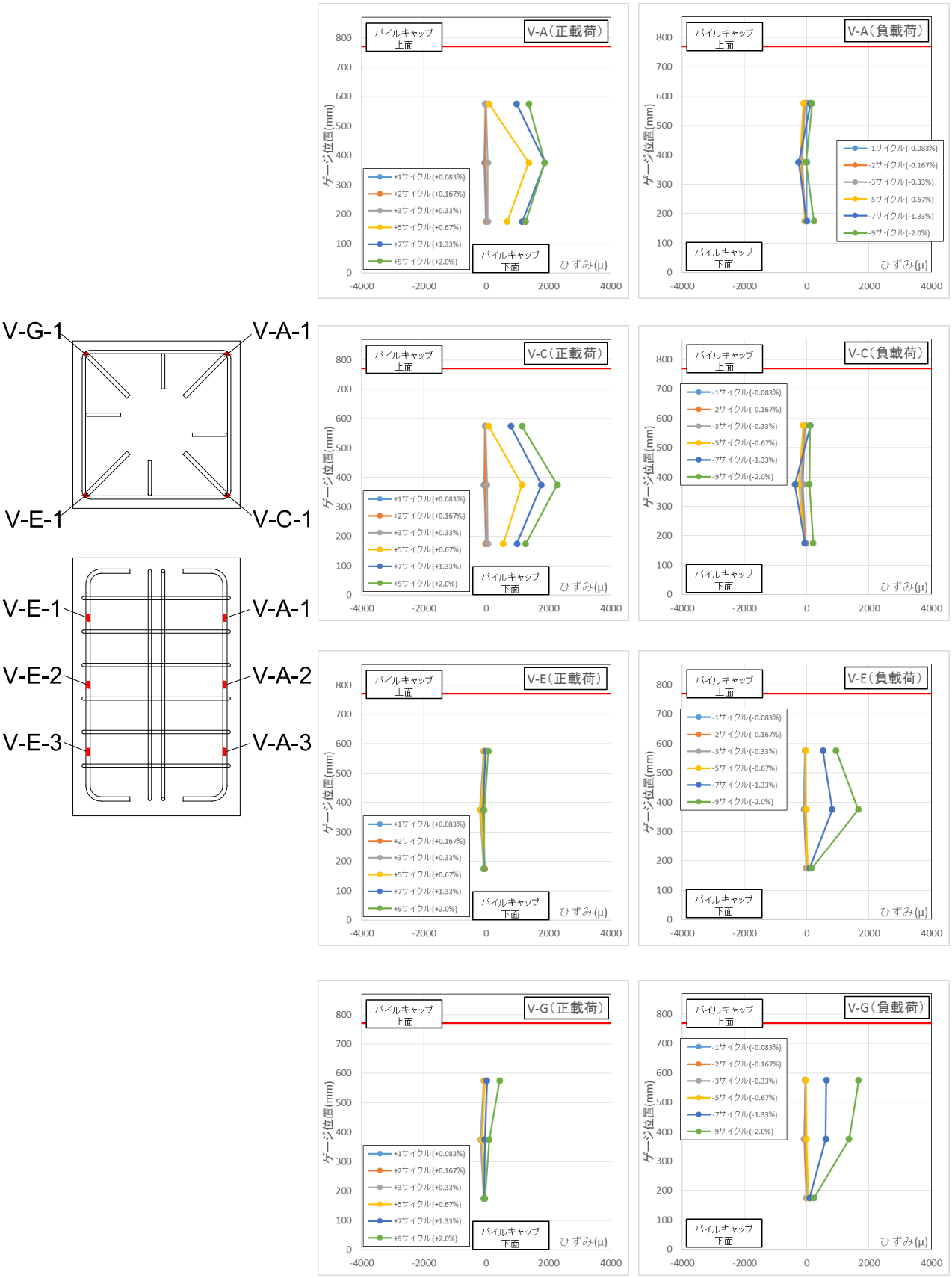


図 5.3.580　試験体 A-3　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対角部)

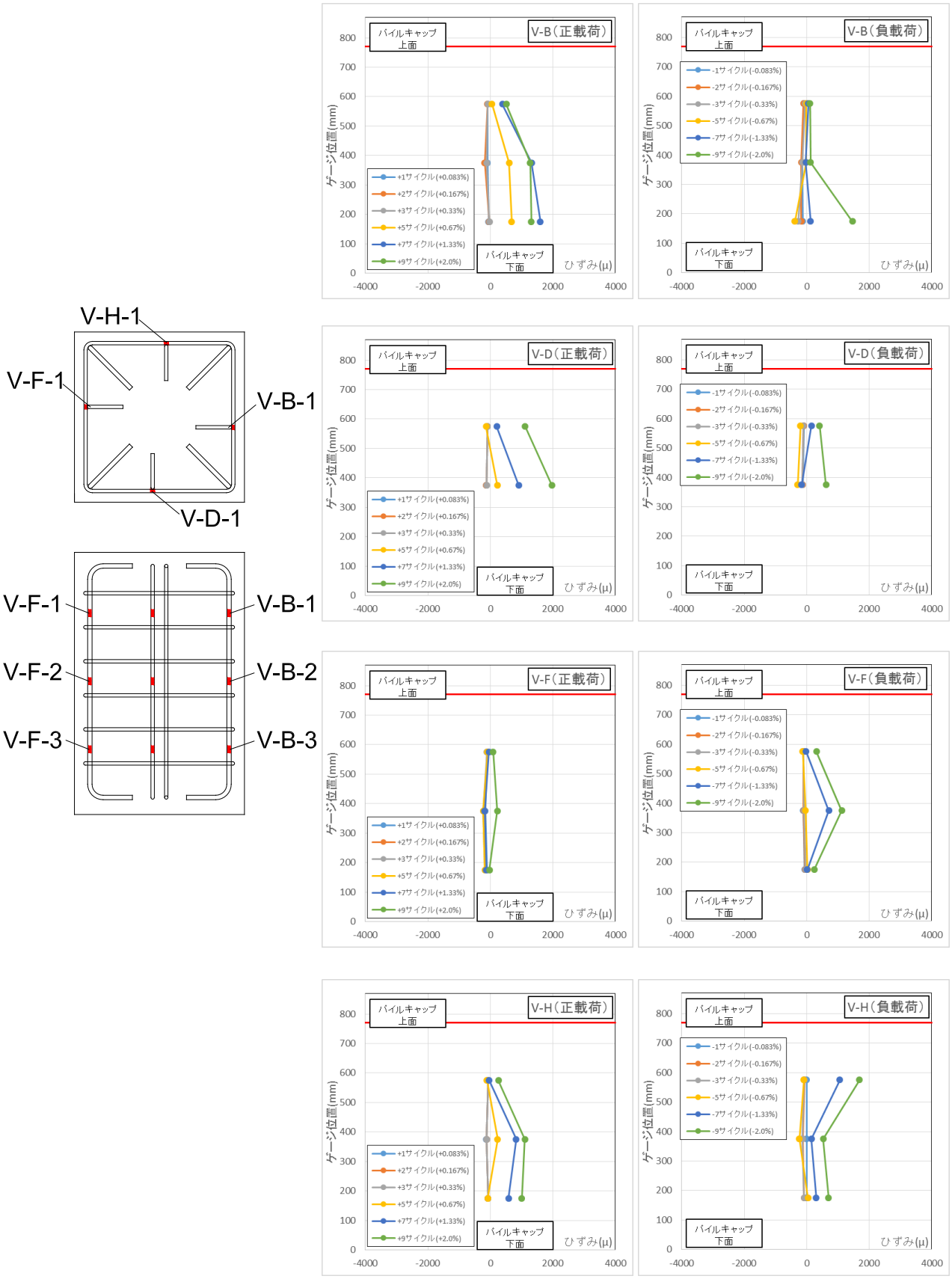


図 5.3.581　試験体 A-3　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)

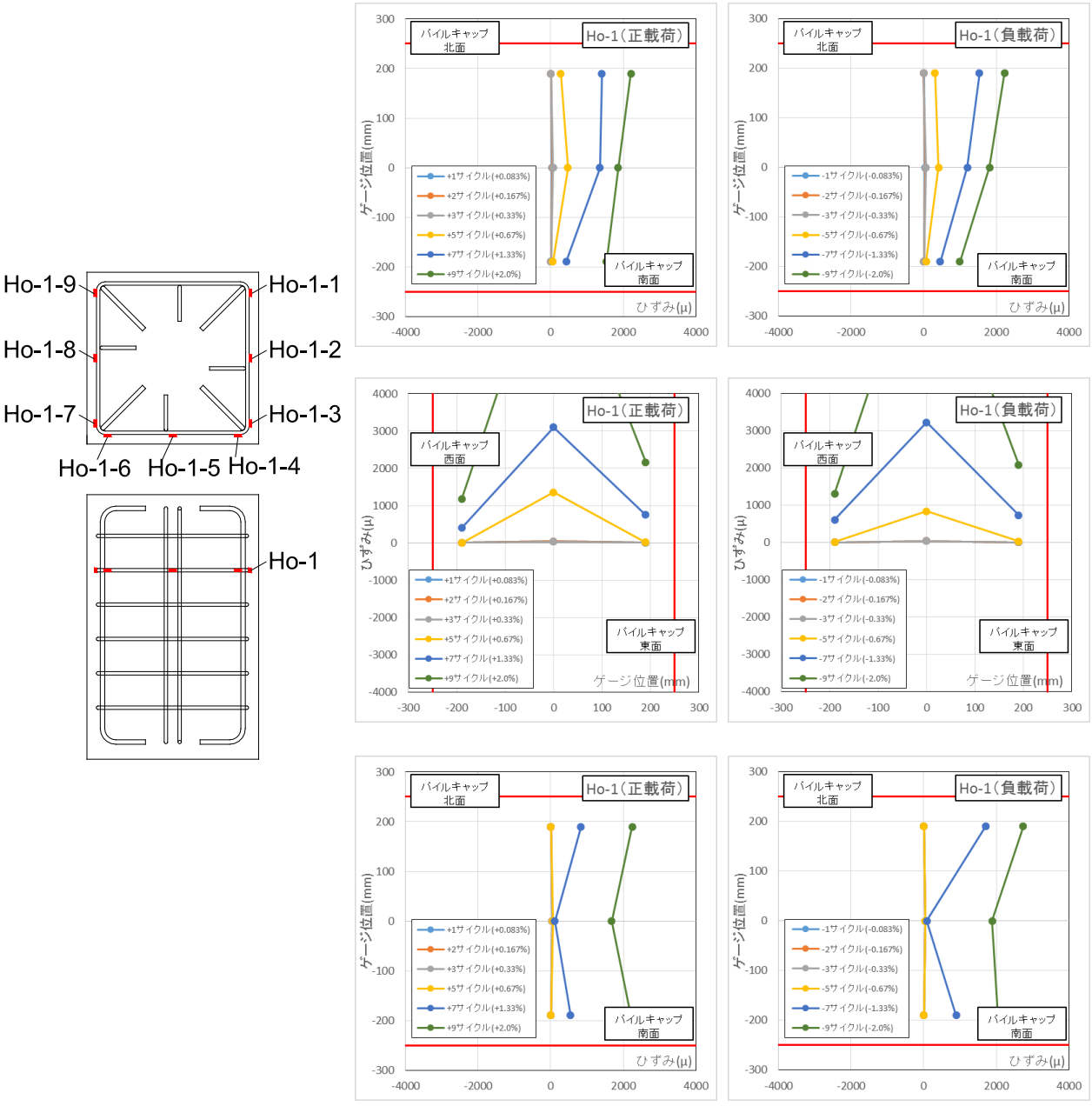


図 5.3.582　試験体 A-3　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-1)

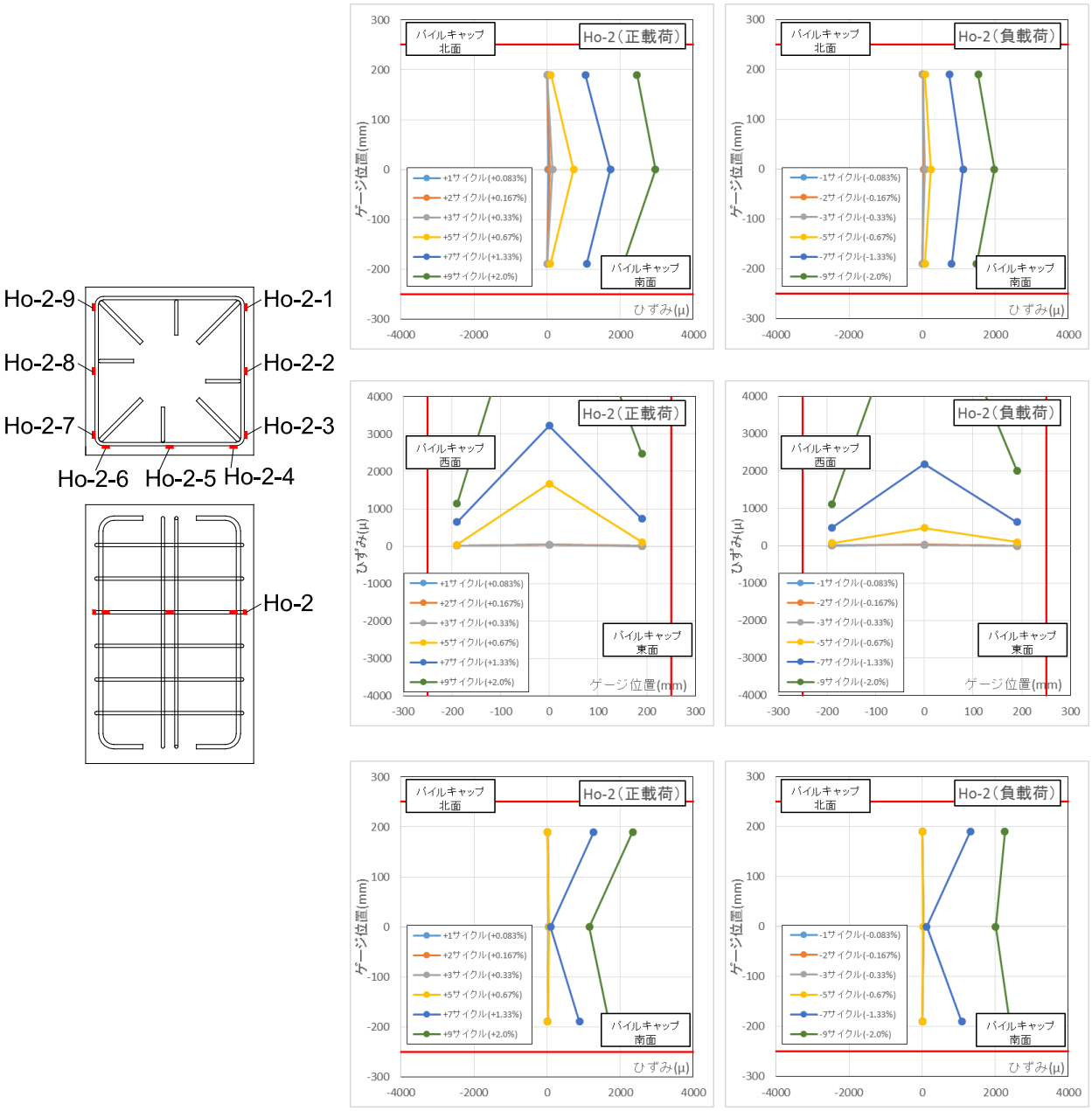


図 5.3.583　試験体 A-3　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-2)

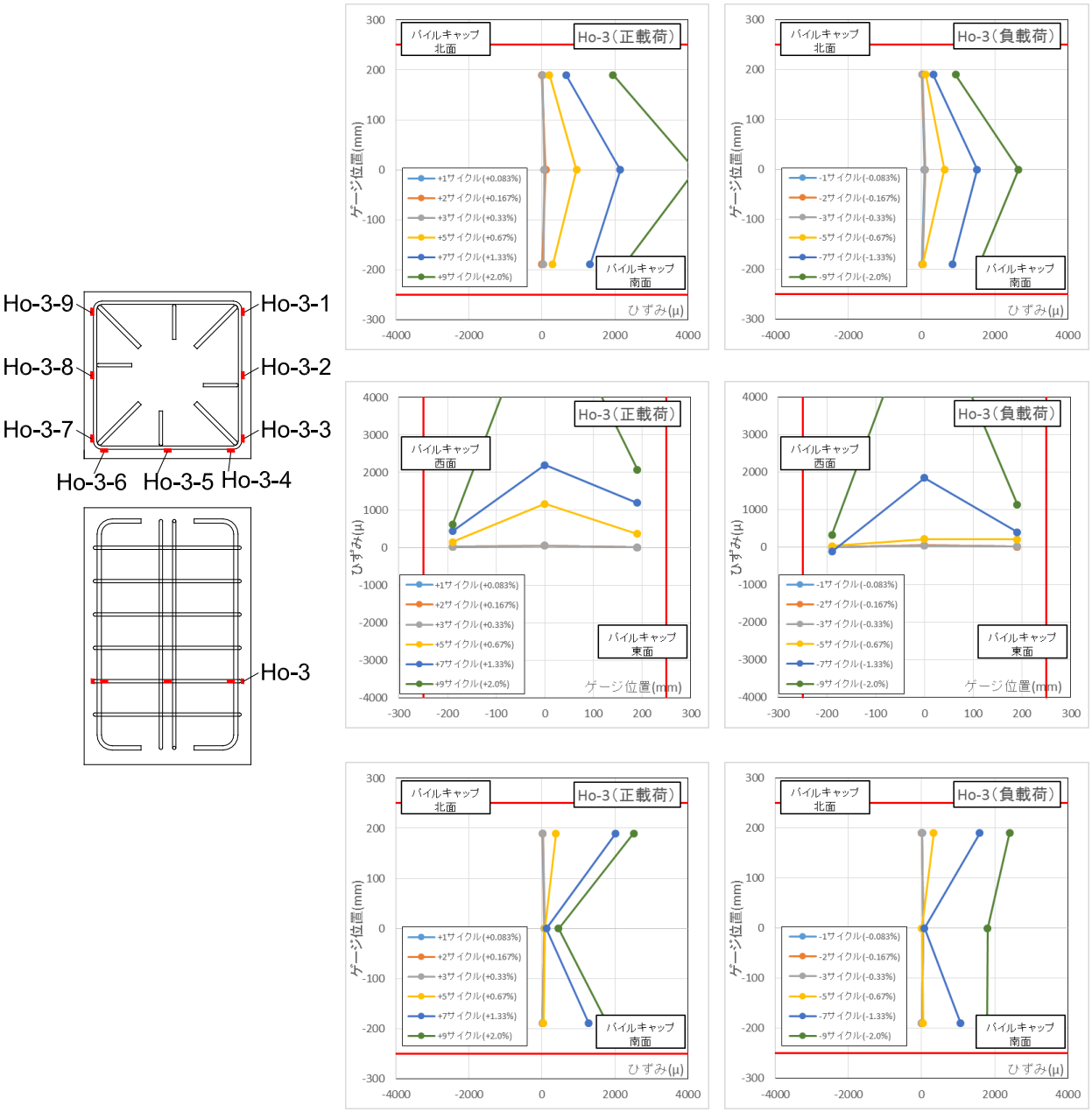
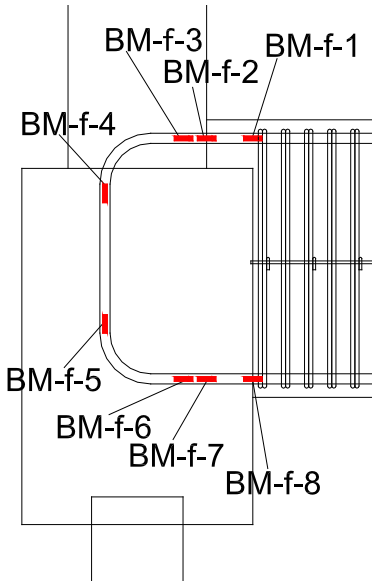


図 5.3.584　試験体 A-3　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-3)



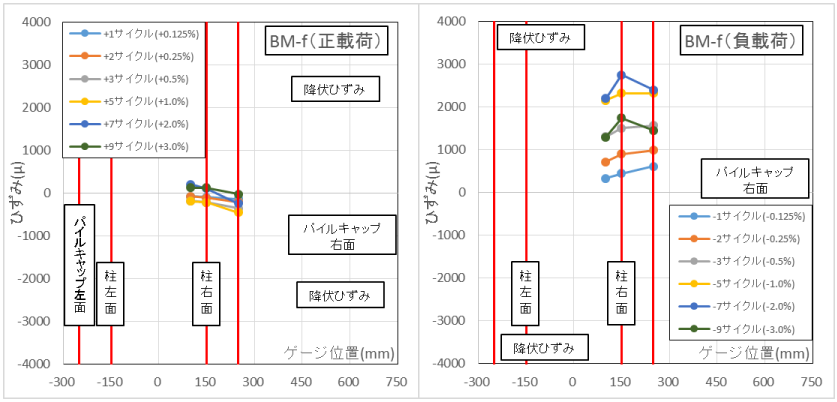
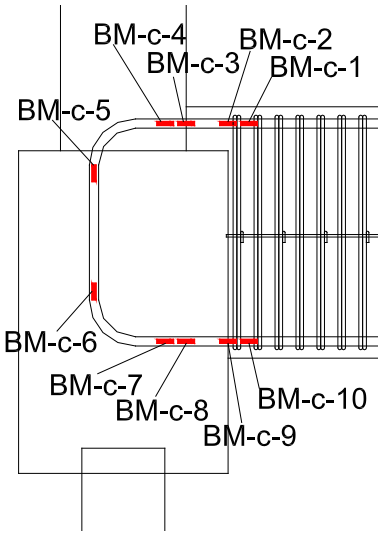


図 5.3.585　試験体 B-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)



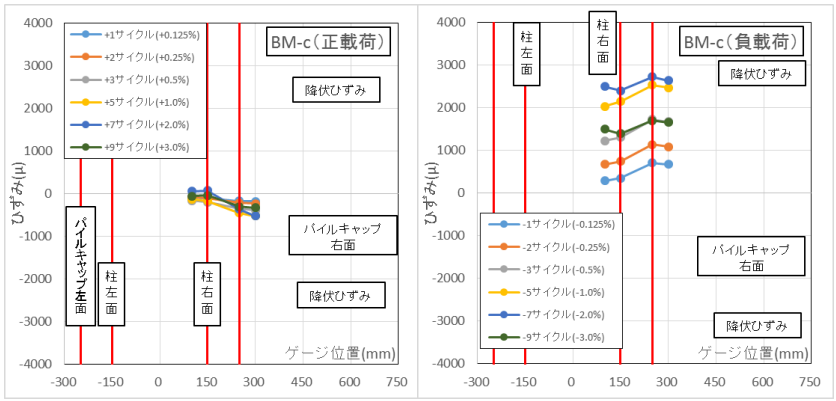
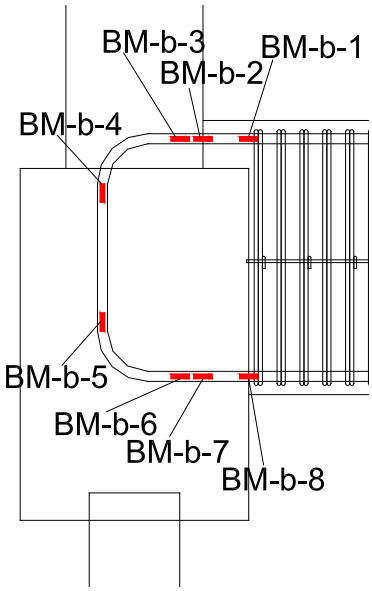


図 5.3.586　試験体 B-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)



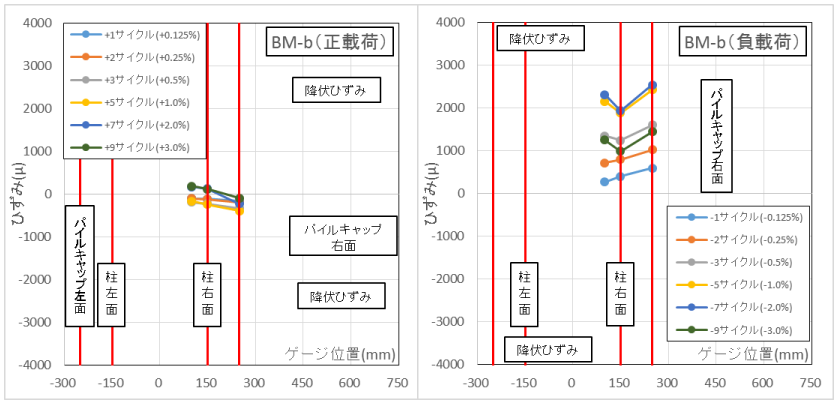
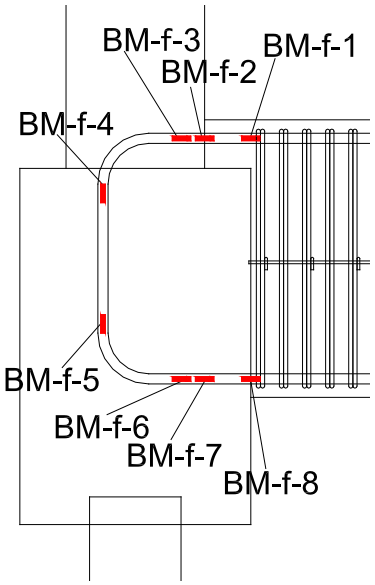


図 5.3.587　試験体 B-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)



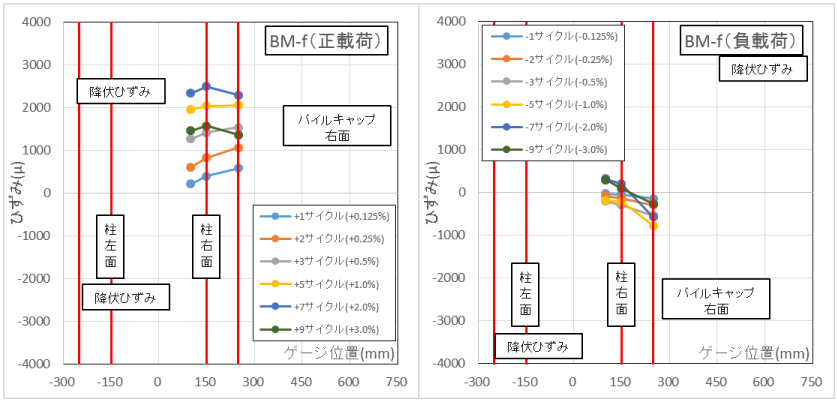
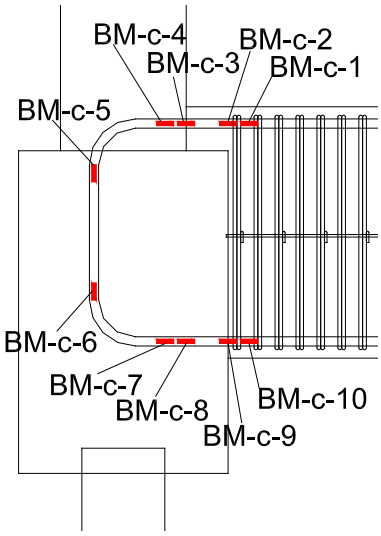


図 5.3.588　試験体 B-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)



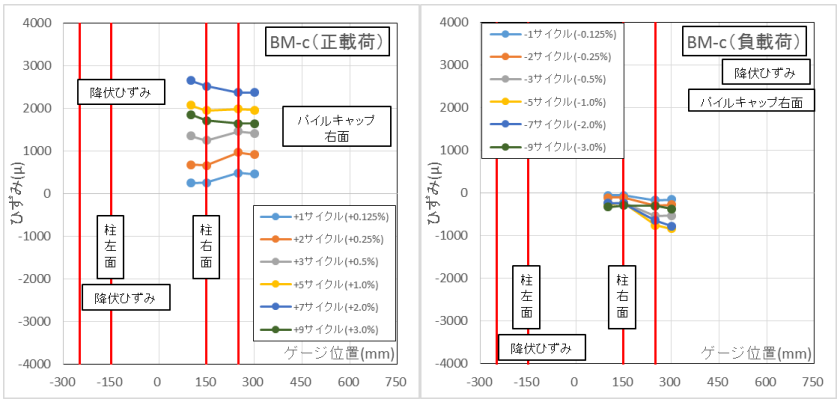
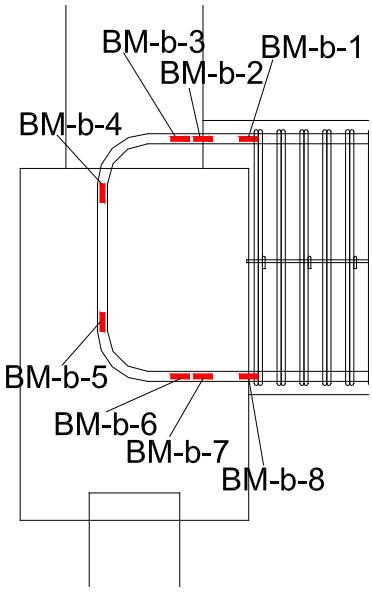


図 5.3.589　試験体 B-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)



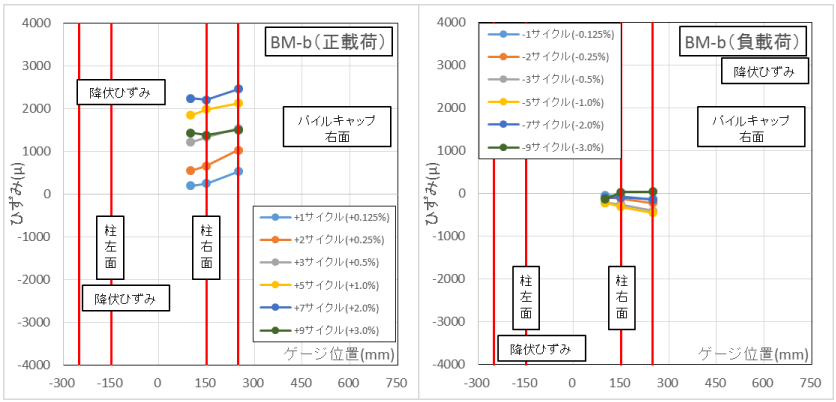


図 5.3.590　試験体 B-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

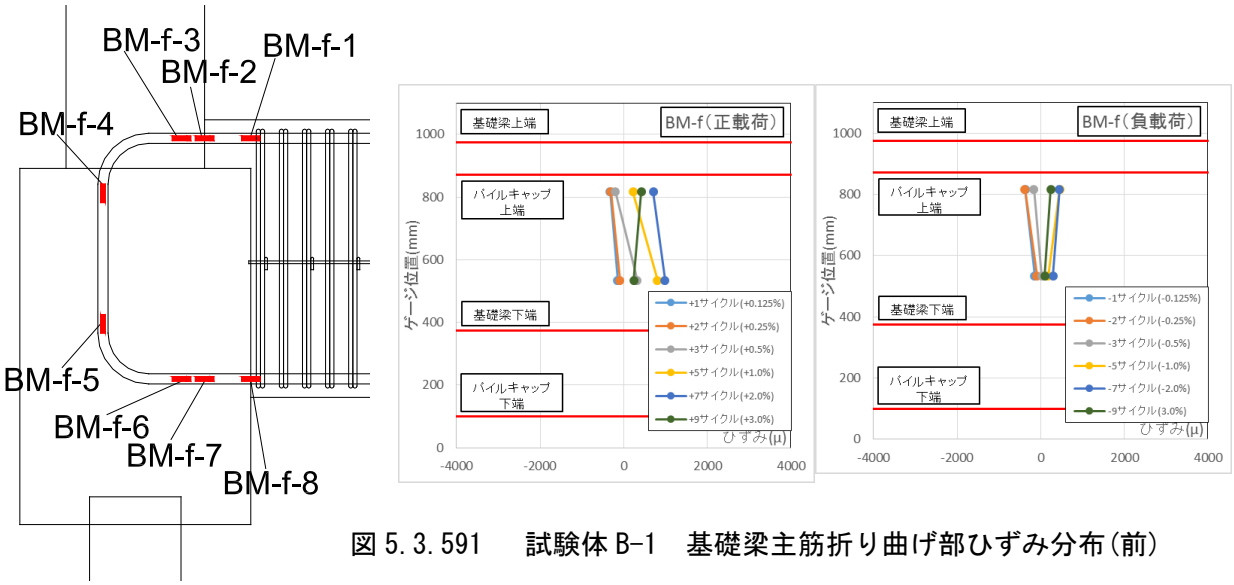


図 5.3.591　試験体 B-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

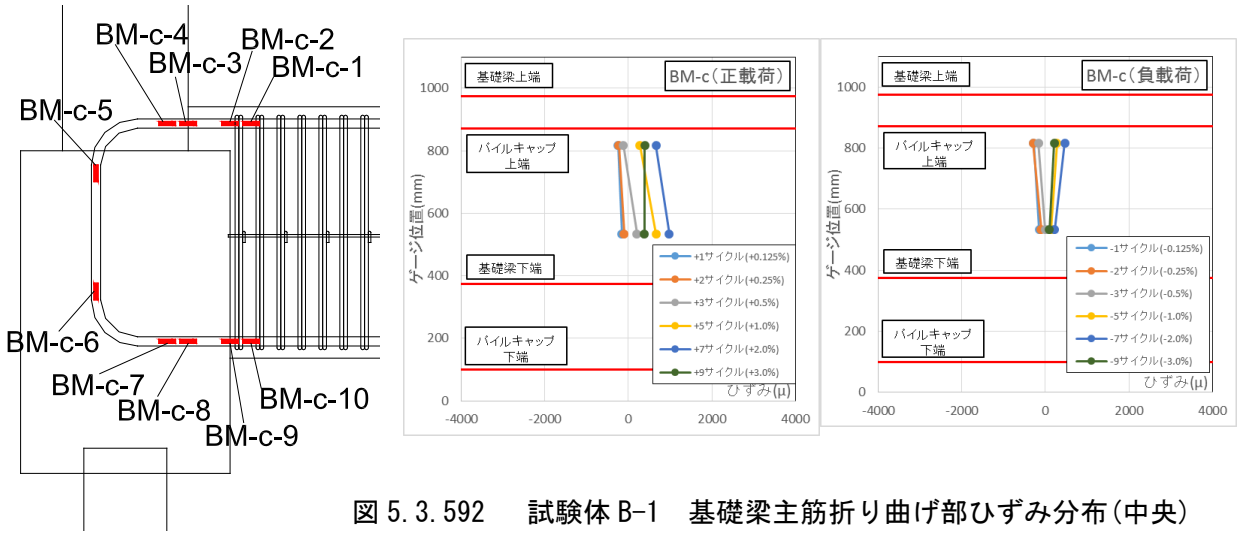


図 5.3.592　試験体 B-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

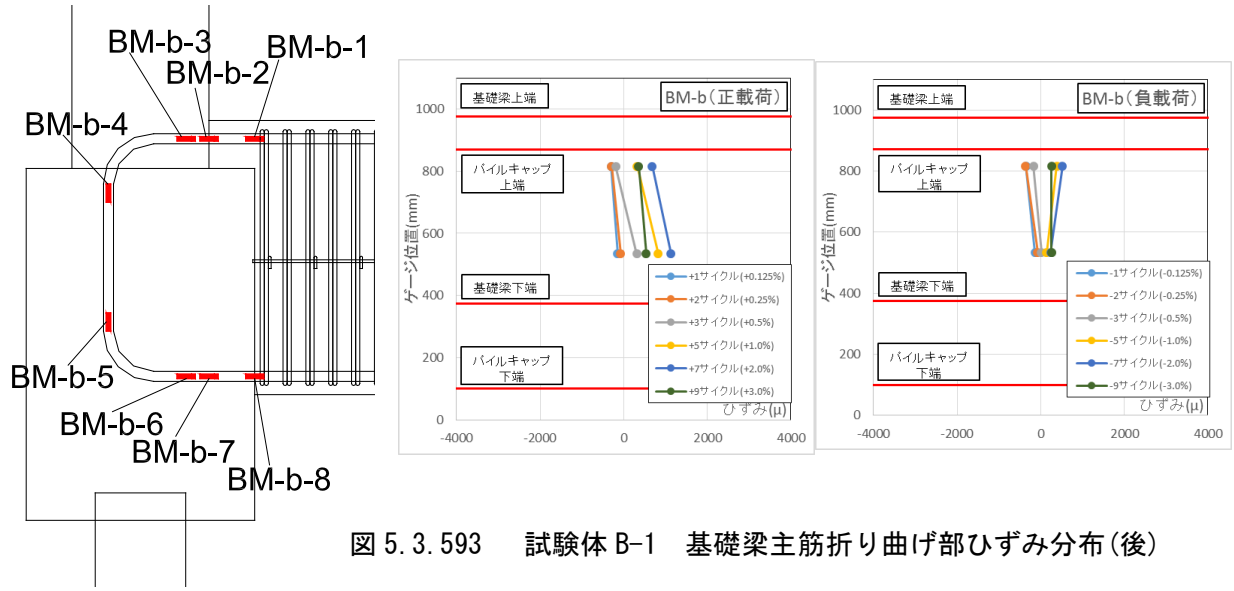


図 5.3.593　試験体 B-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

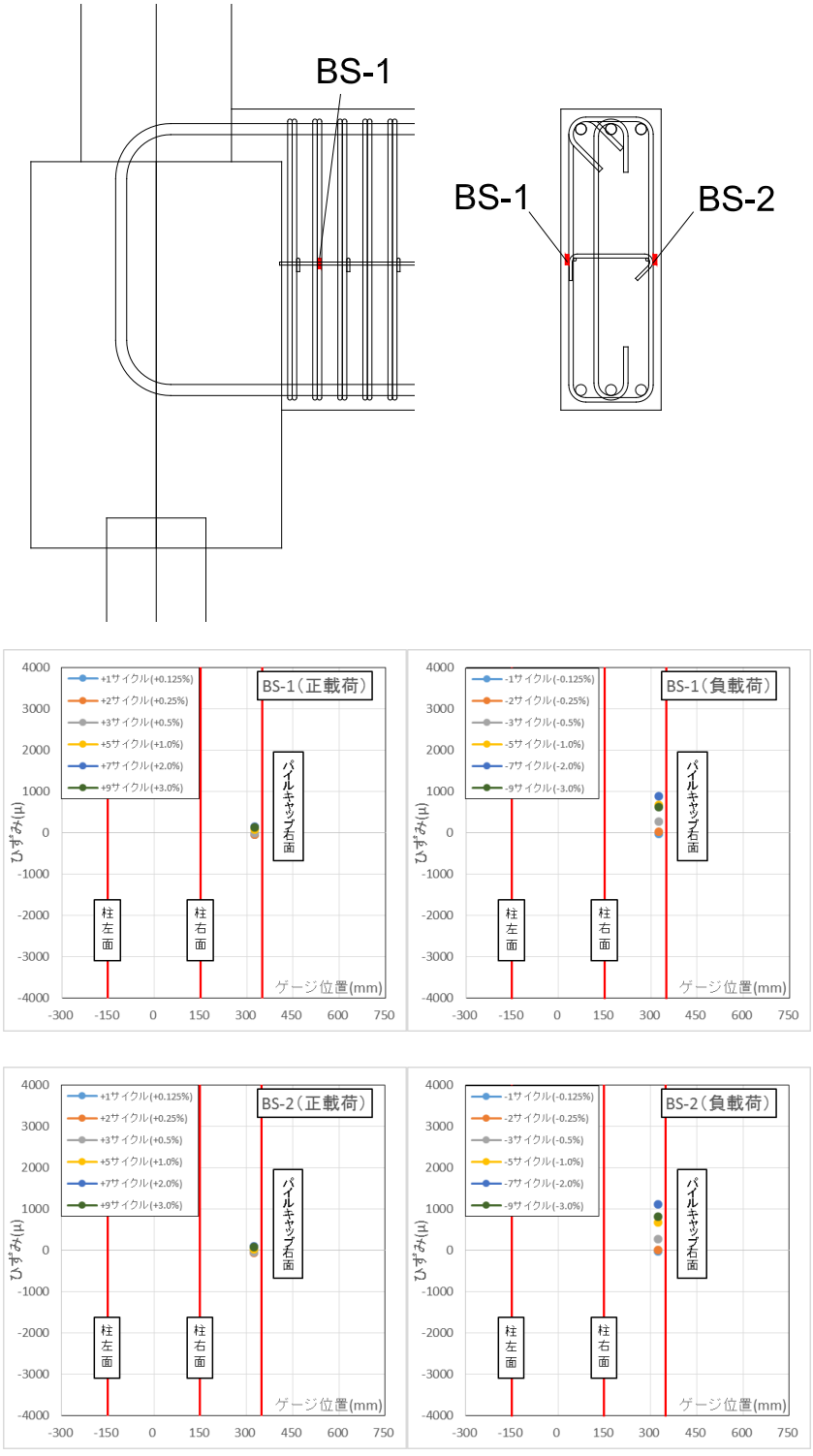
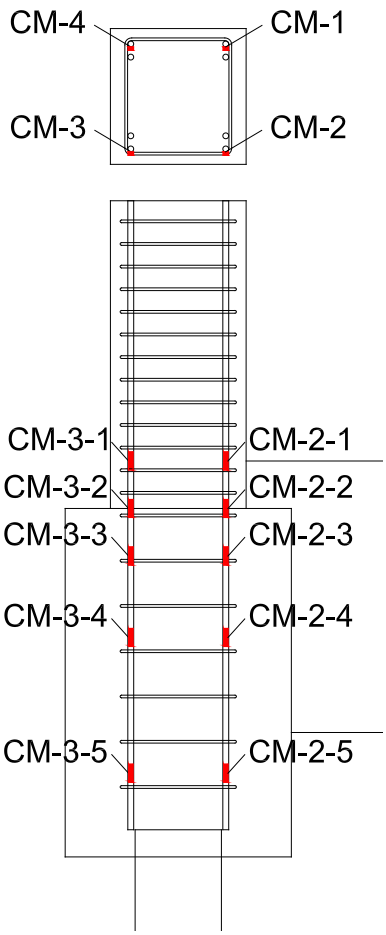


図 5.3.594　試験体 B-1　基礎梁補強筋ひずみ分布



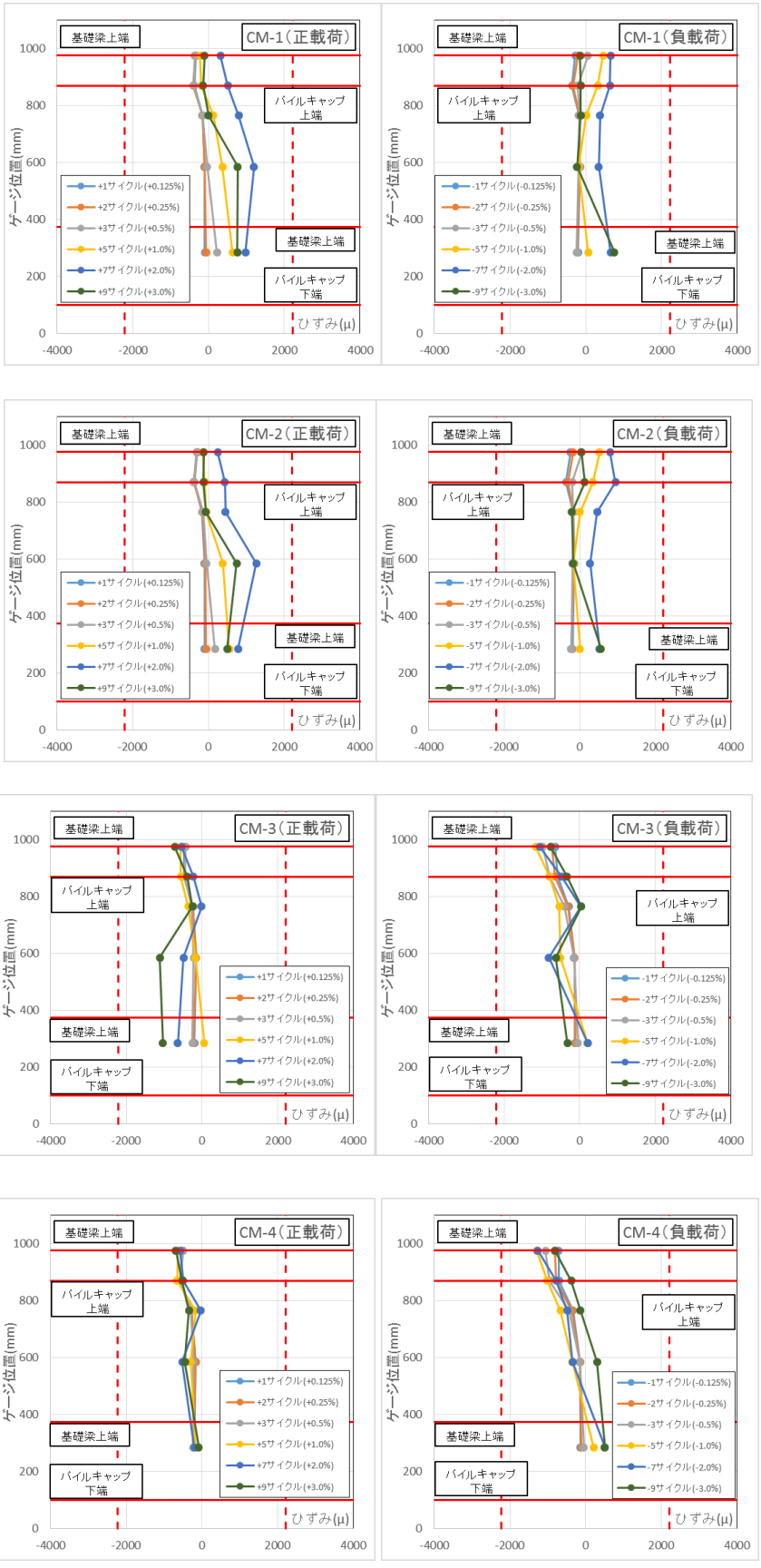


図 5.3.595　試験体 B-1　柱主筋ひずみ分布

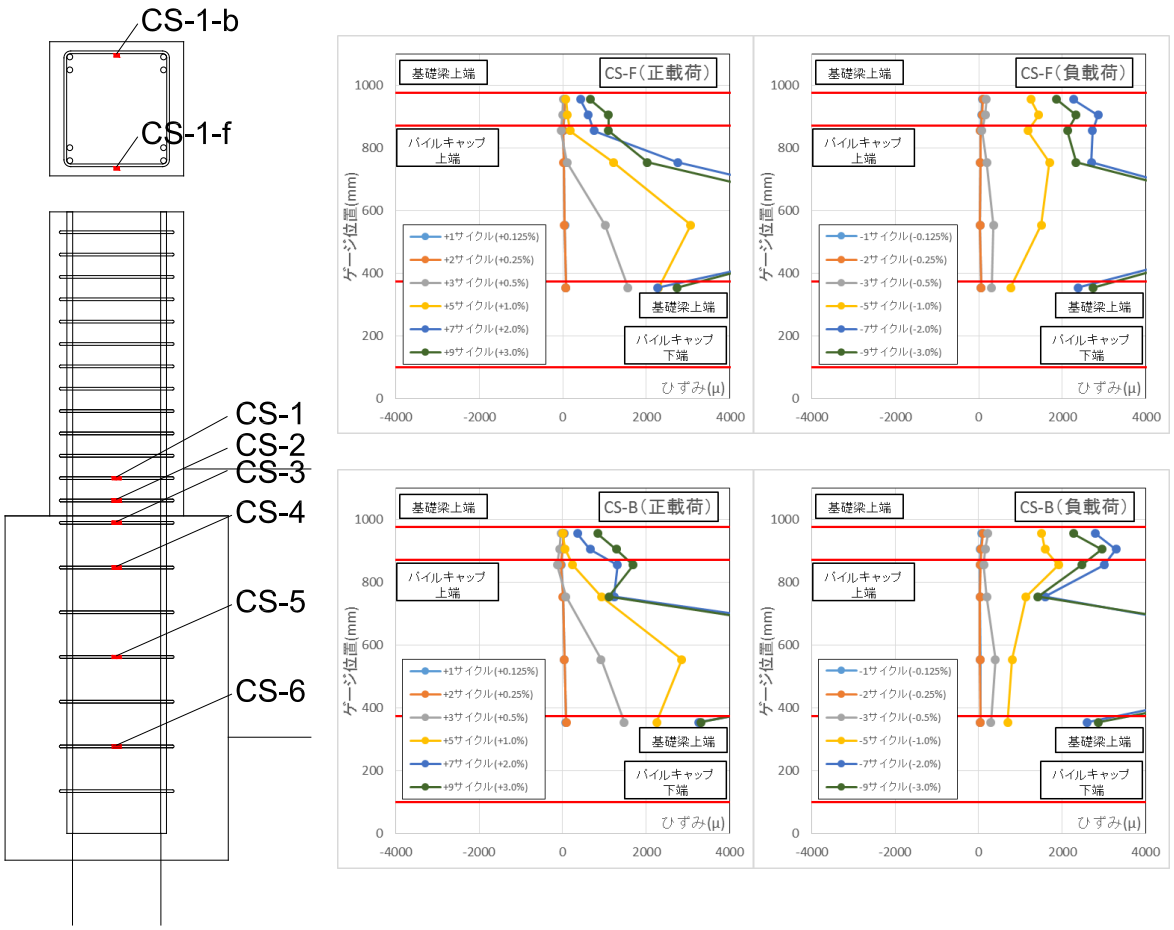


図 5.3.596　試験体 B-1　柱補強筋ひずみ分布

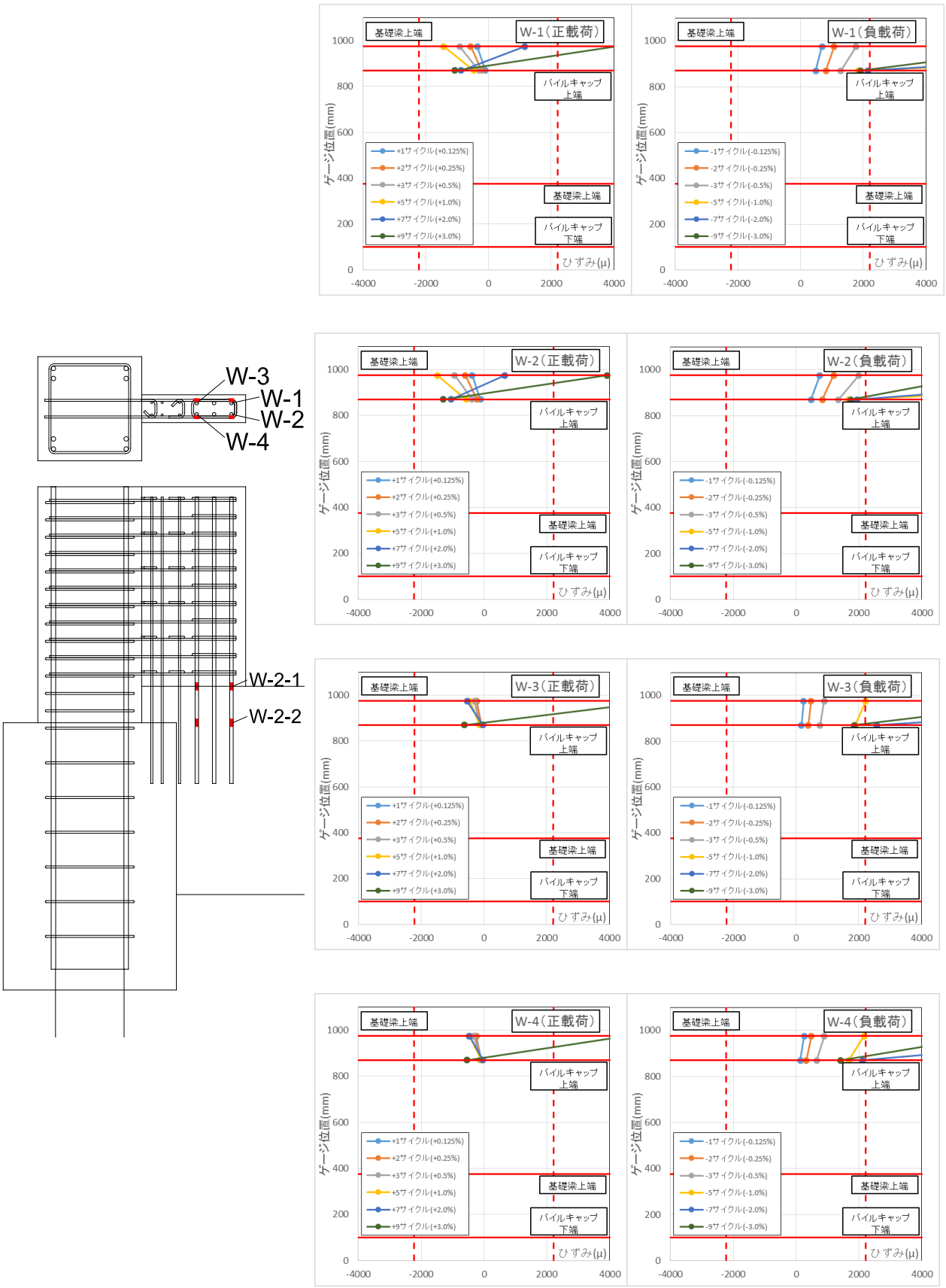


図 5.3.597　試験体 B-1　袖壁縦筋ひずみ分布

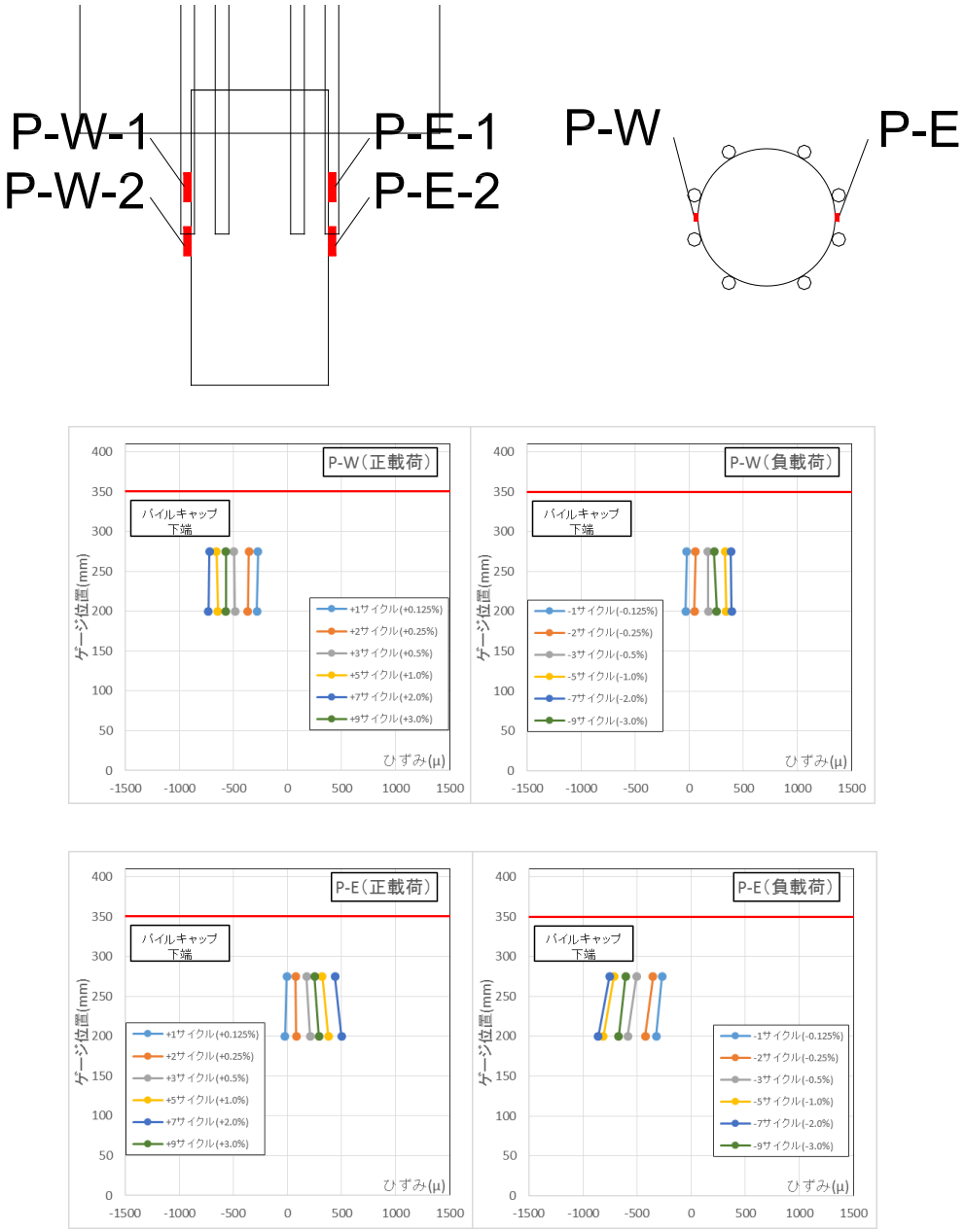


図 5.3.598　試験体 B-1　杭体ひずみ分布

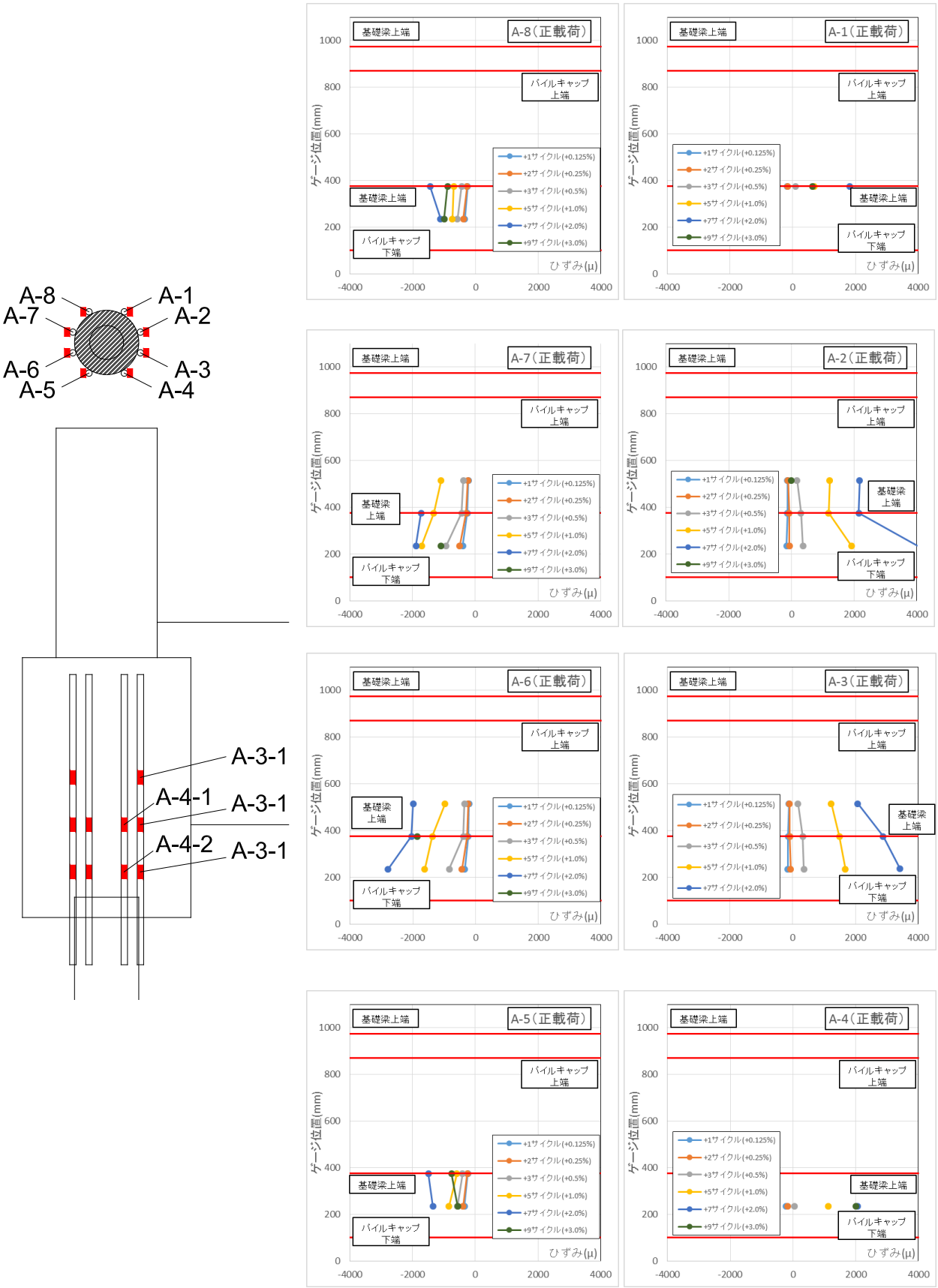


図 5.3.599　試験体 B-1　アンカー筋ひずみ分布(正載荷)

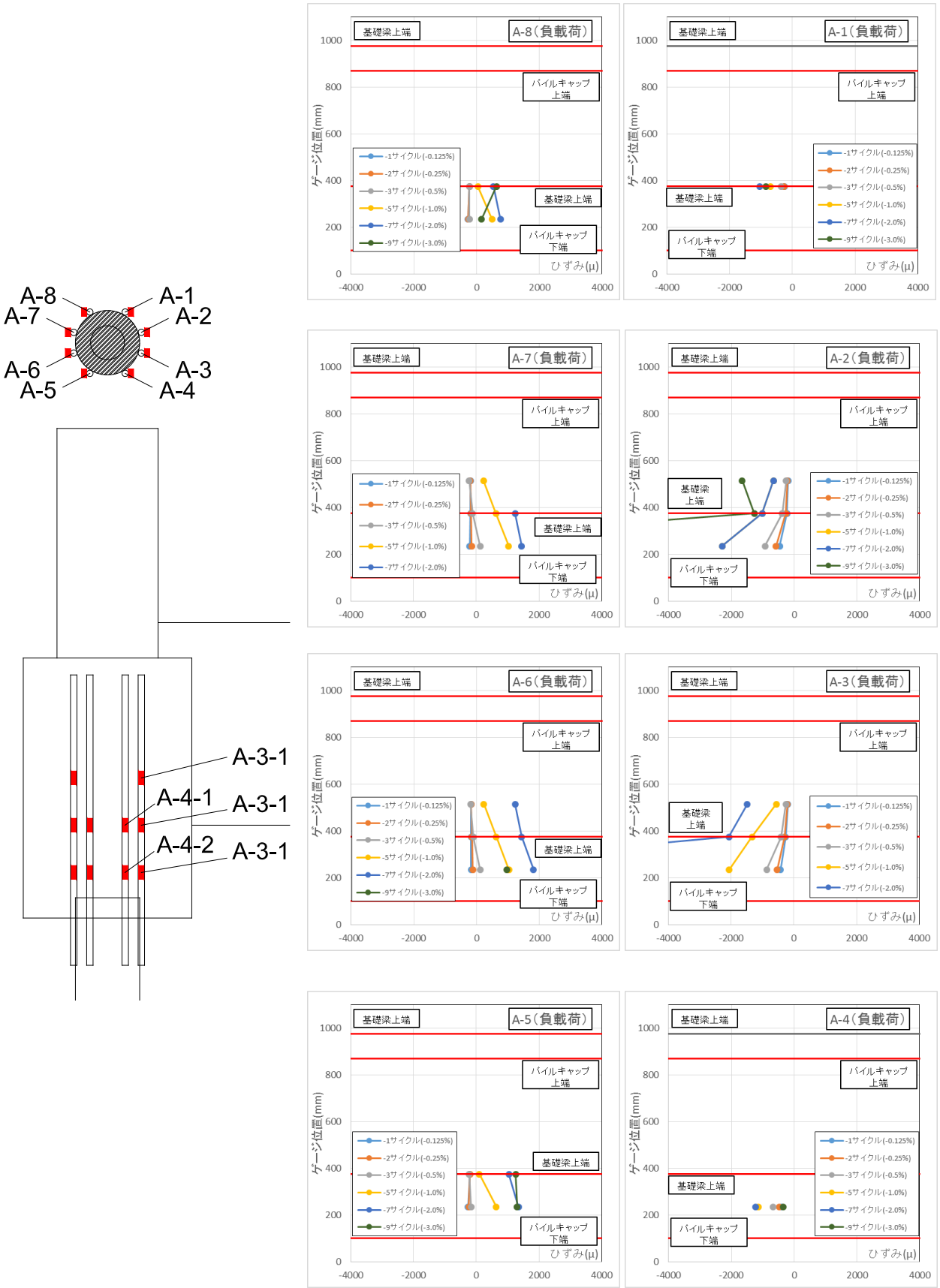


図 5.3.600　試験体 B-1　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)

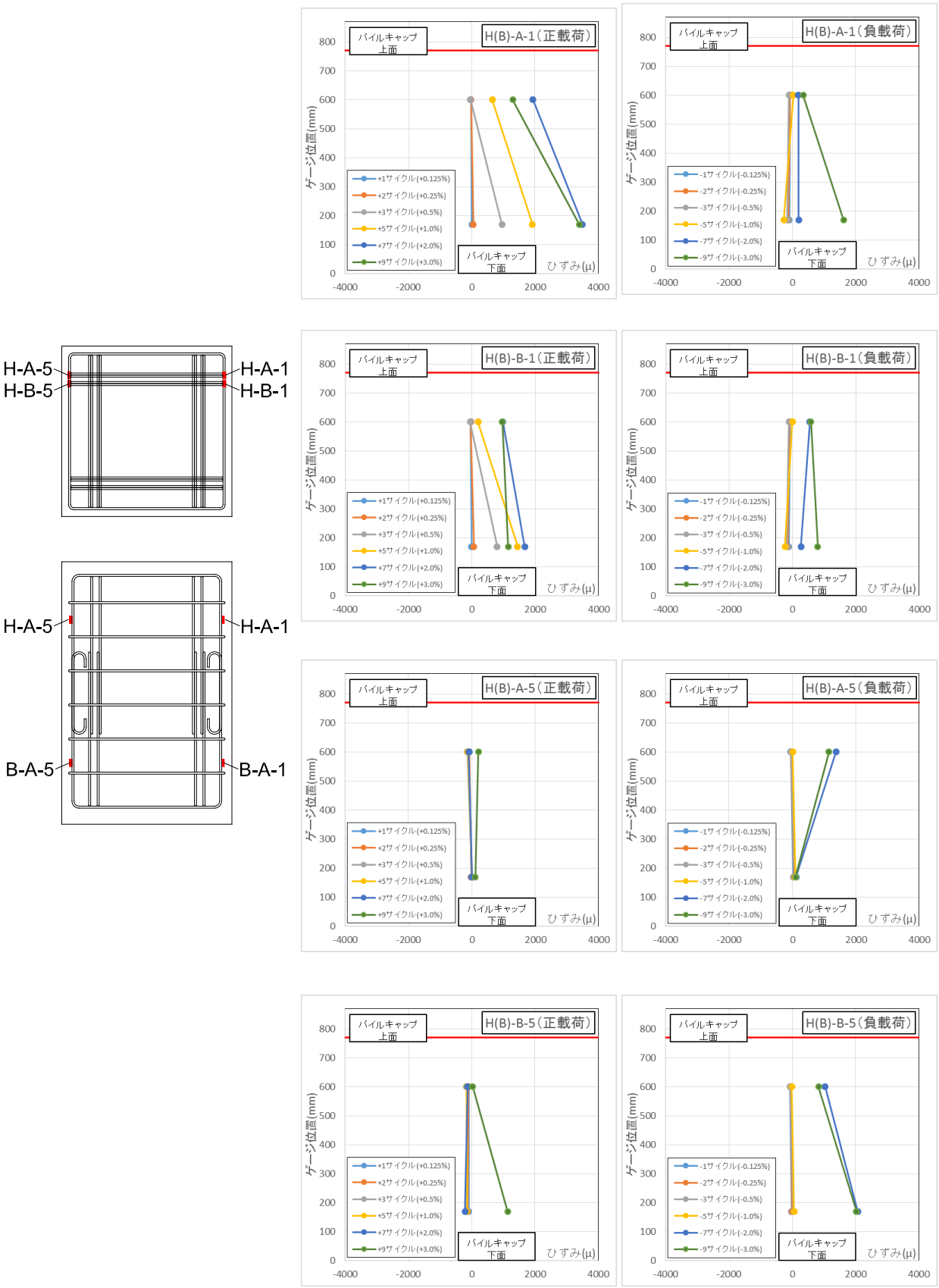


図 5.3.601　試験体 B-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 鉛直部)

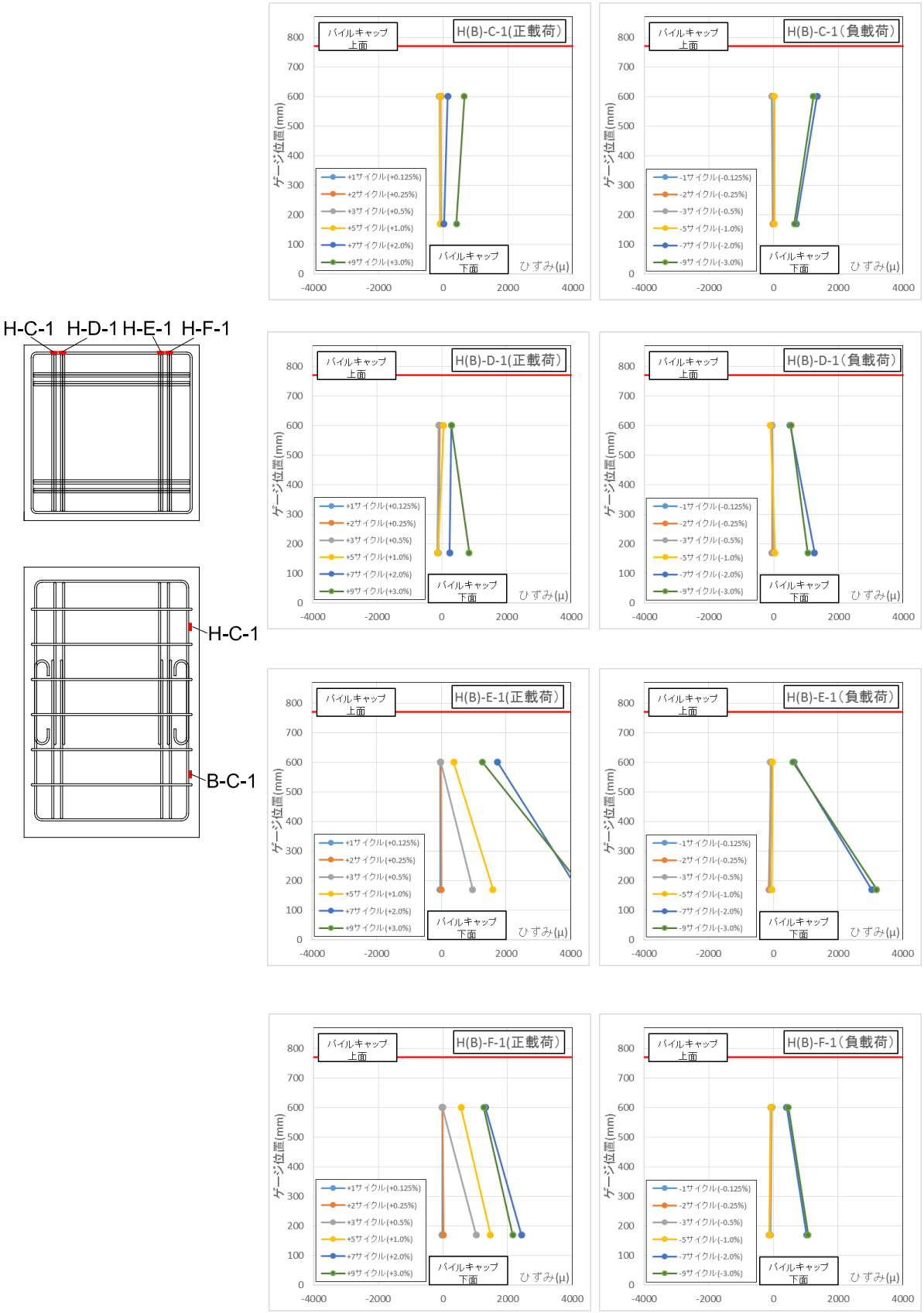
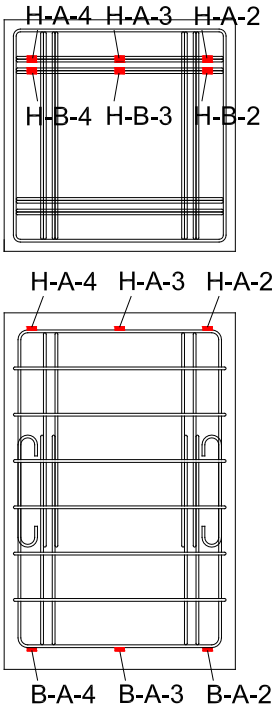


図 5.3.602　試験体 B-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 鉛直部)



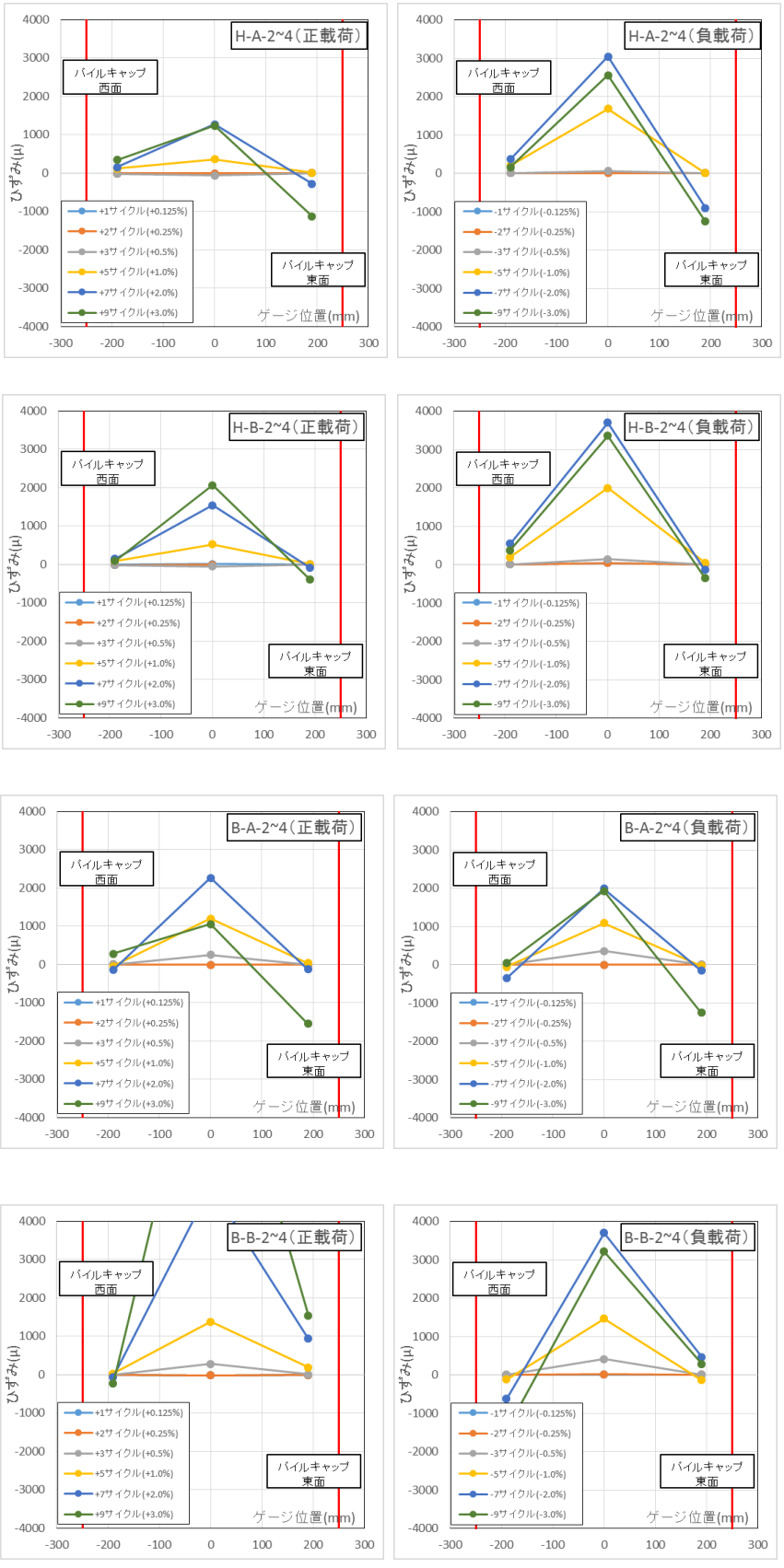


図 5.3.603　試験体 B-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 水平部)

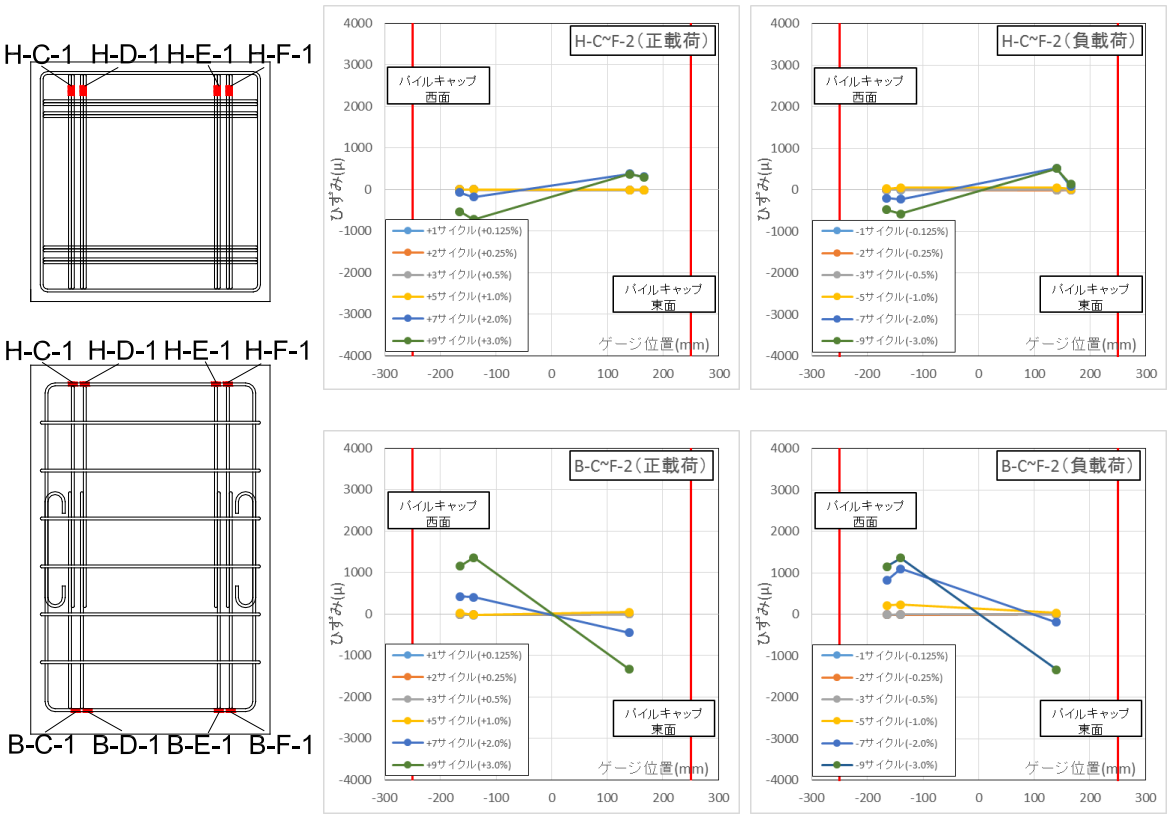


図 5.3.604　試験体 B-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 水平部)

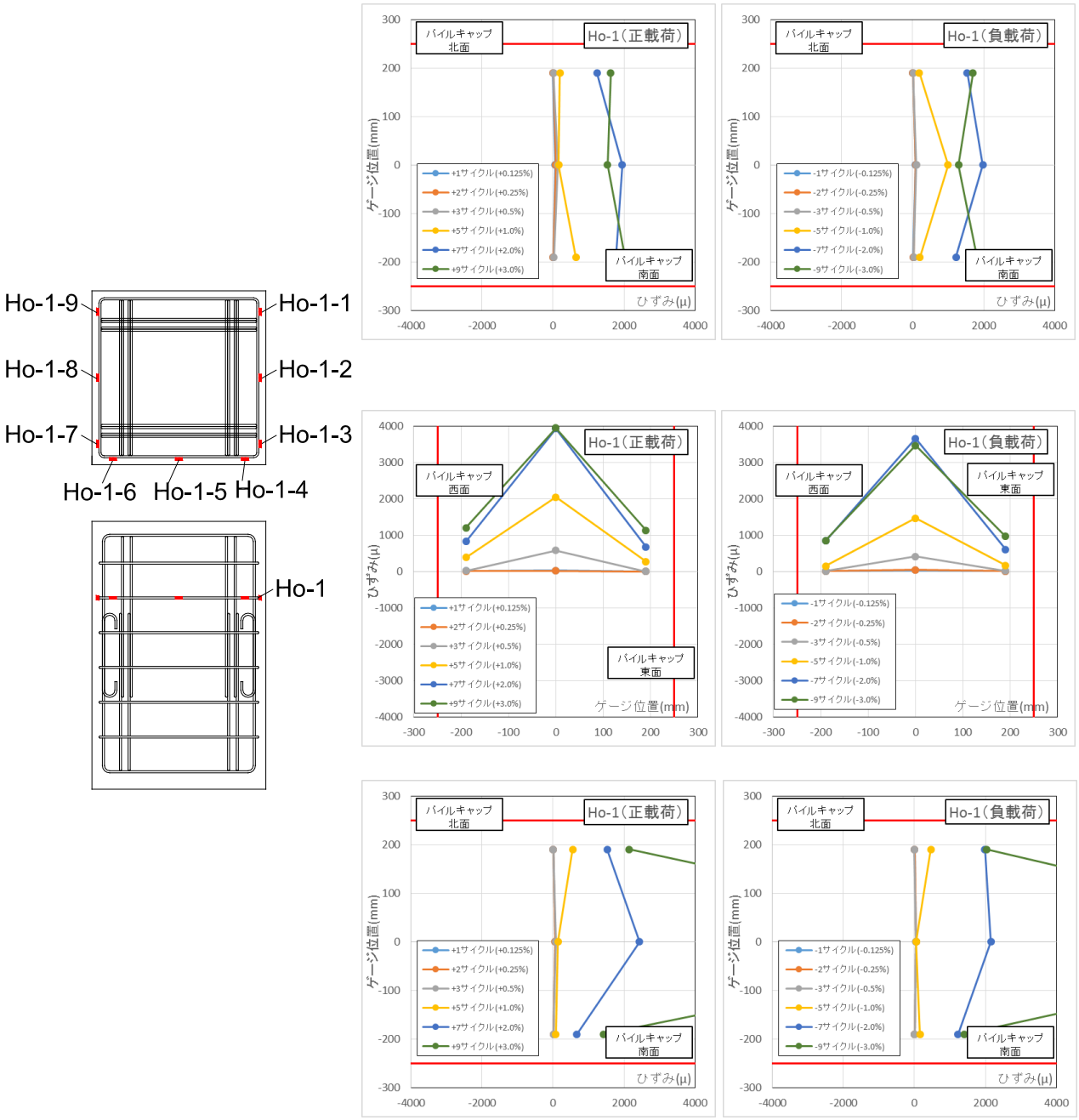


図 5.3.605　試験体 B-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-1)

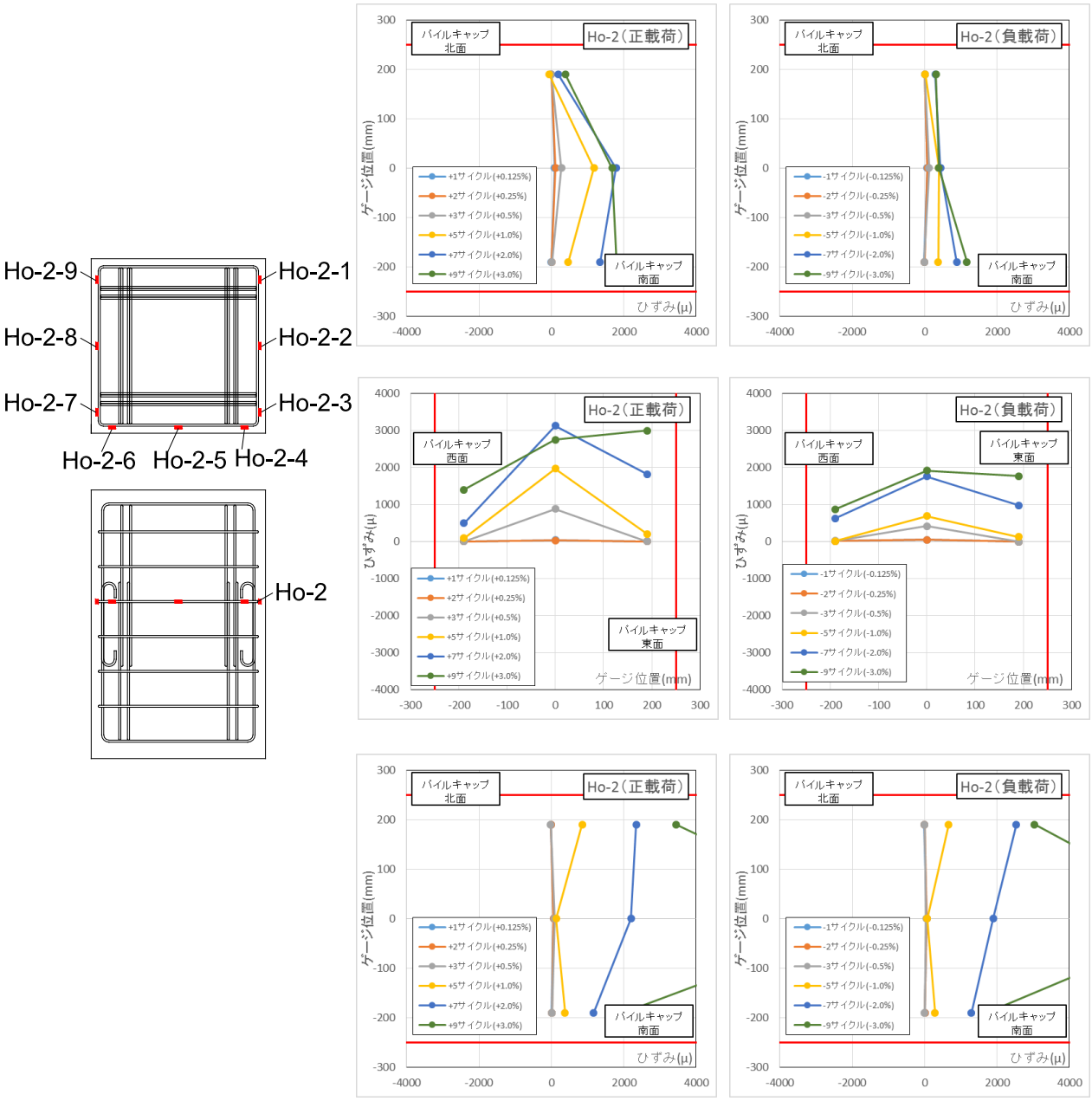


図 5.3.606　試験体 B-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-2)

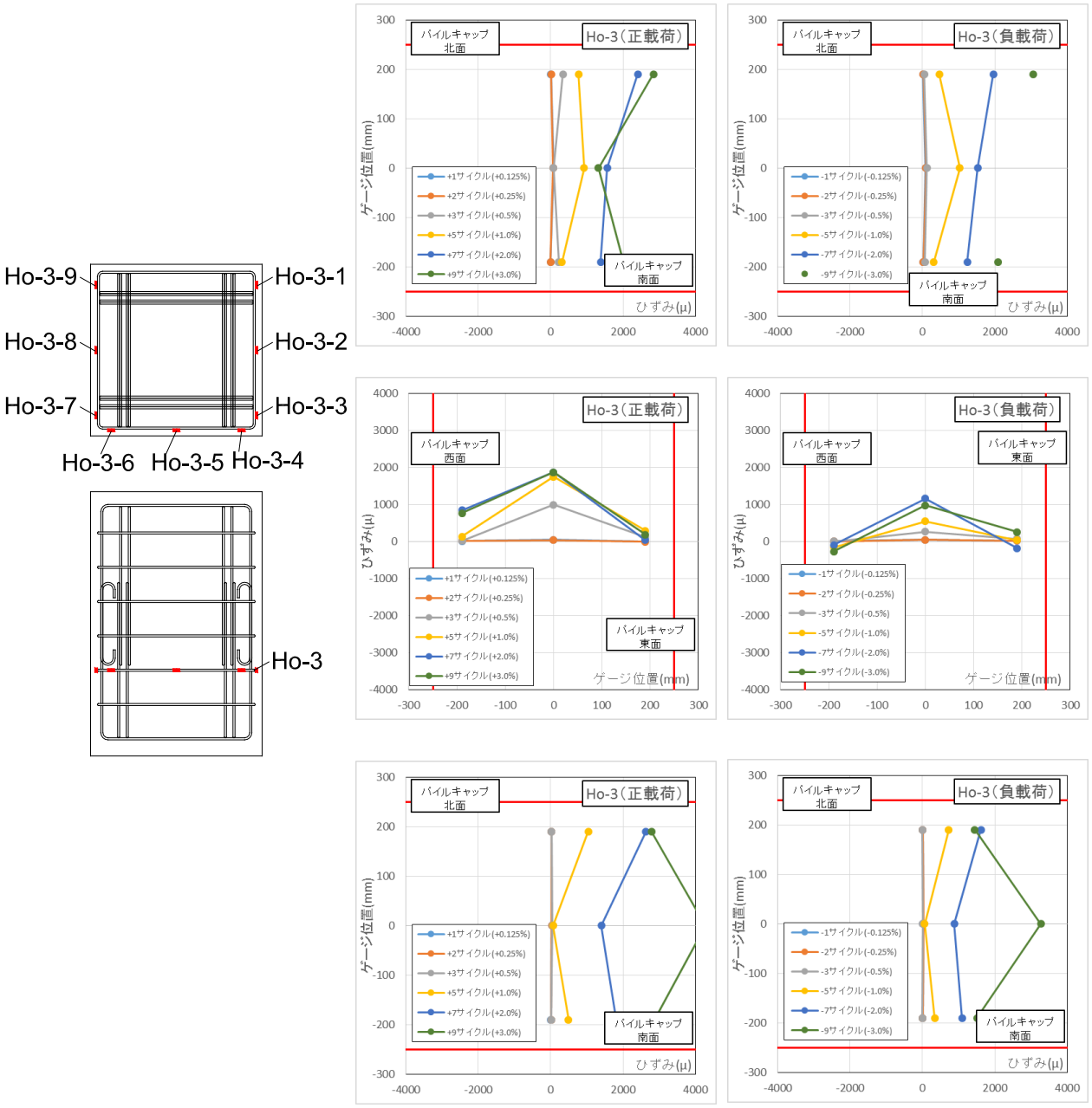


図 5.3.607　試験体 B-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-3)

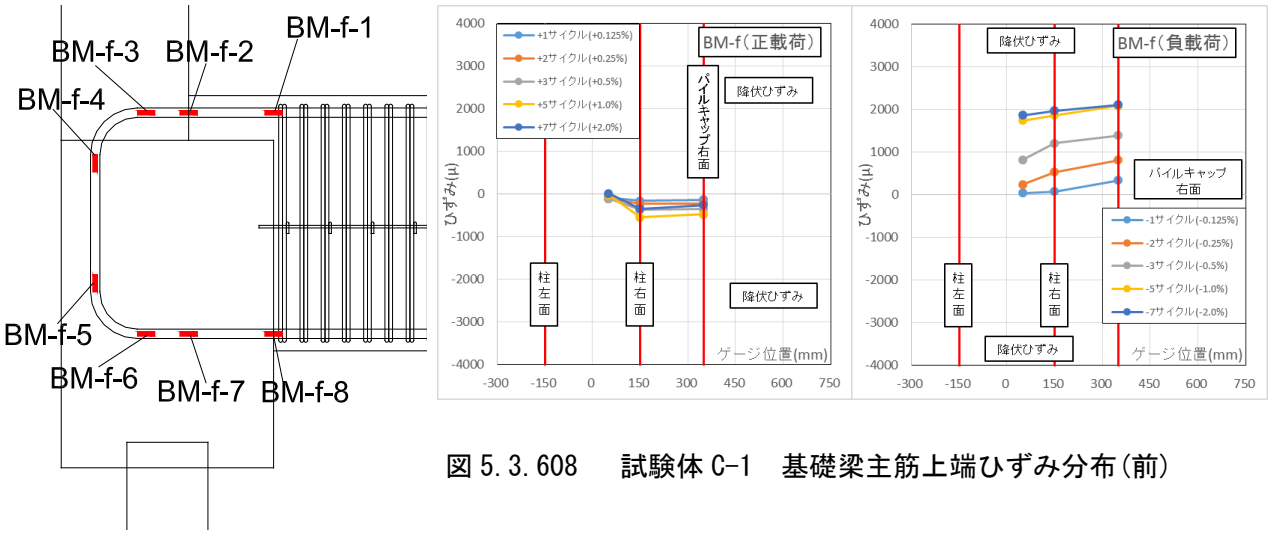


図 5.3.608　試験体 C-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

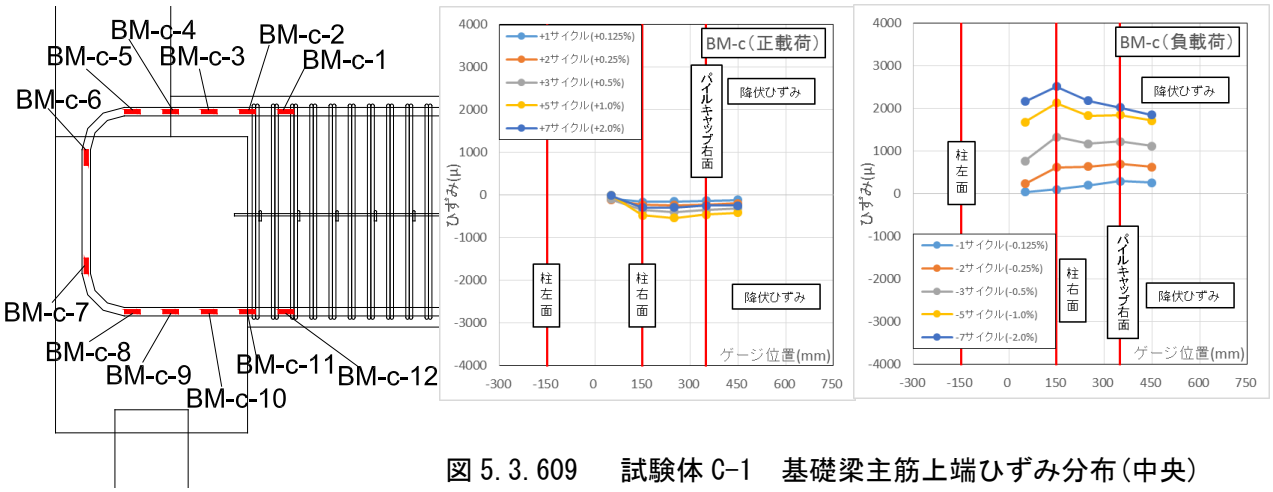


図 5.3.609　試験体 C-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

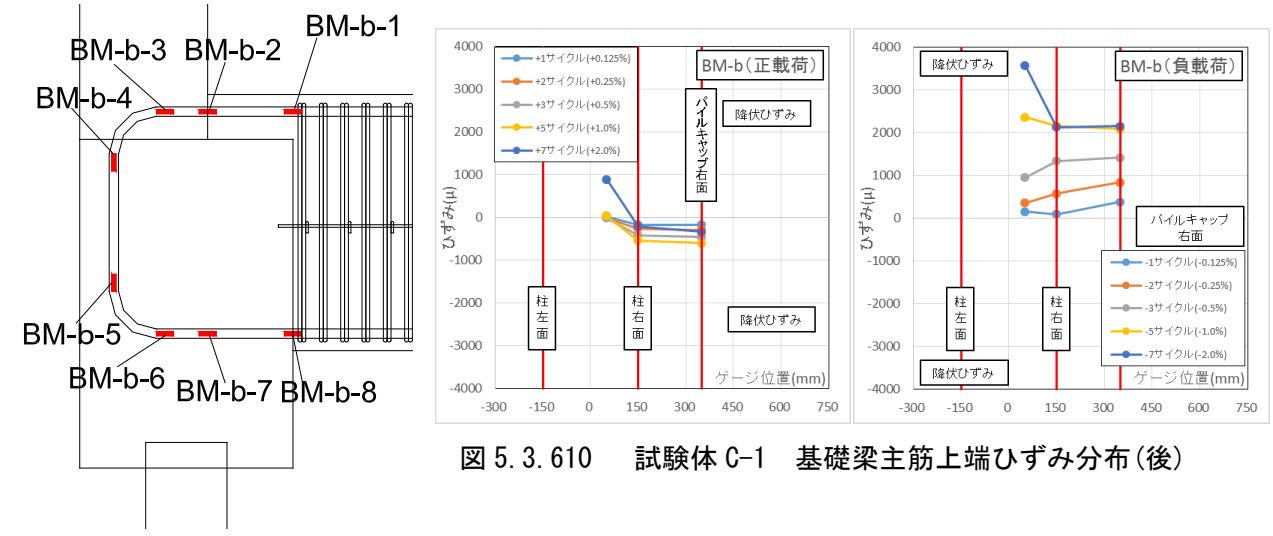


図 5.3.610　試験体 C-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

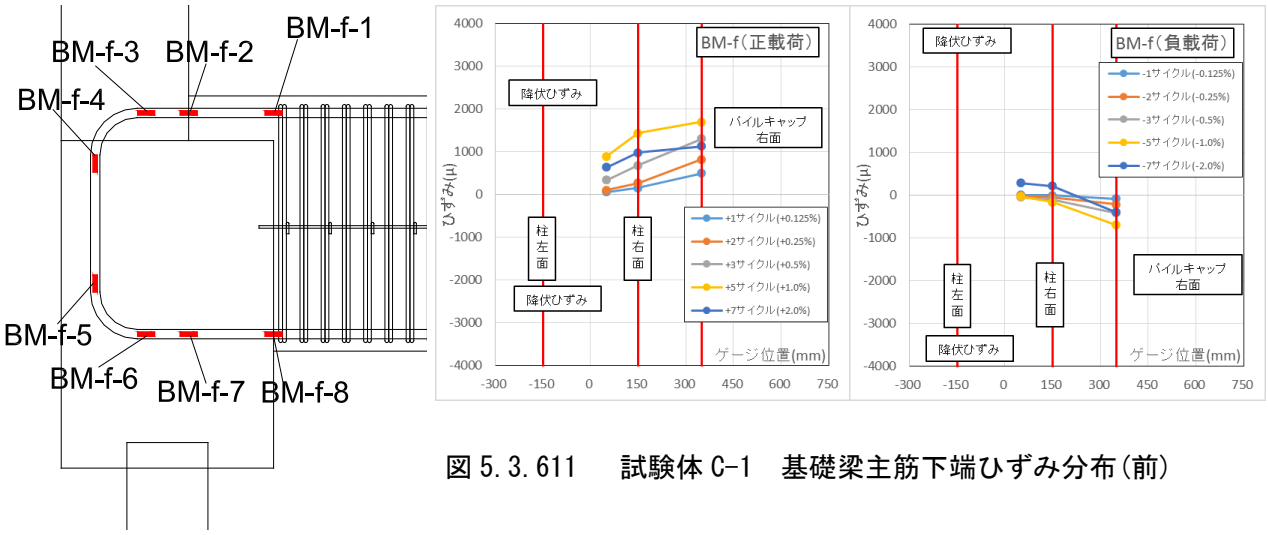


図 5.3.611　試験体 C-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

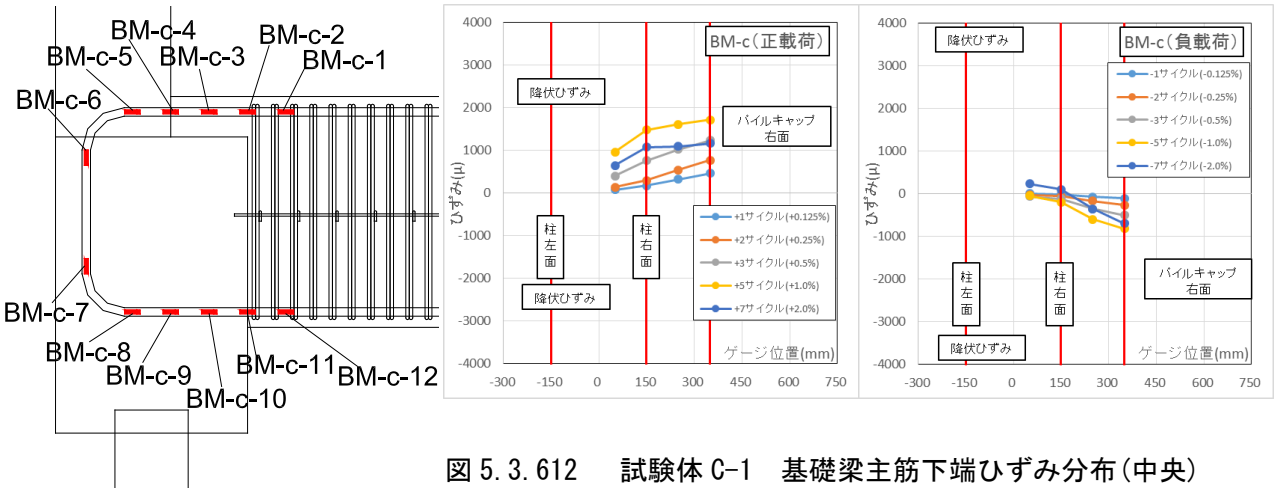


図 5.3.612　試験体 C-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

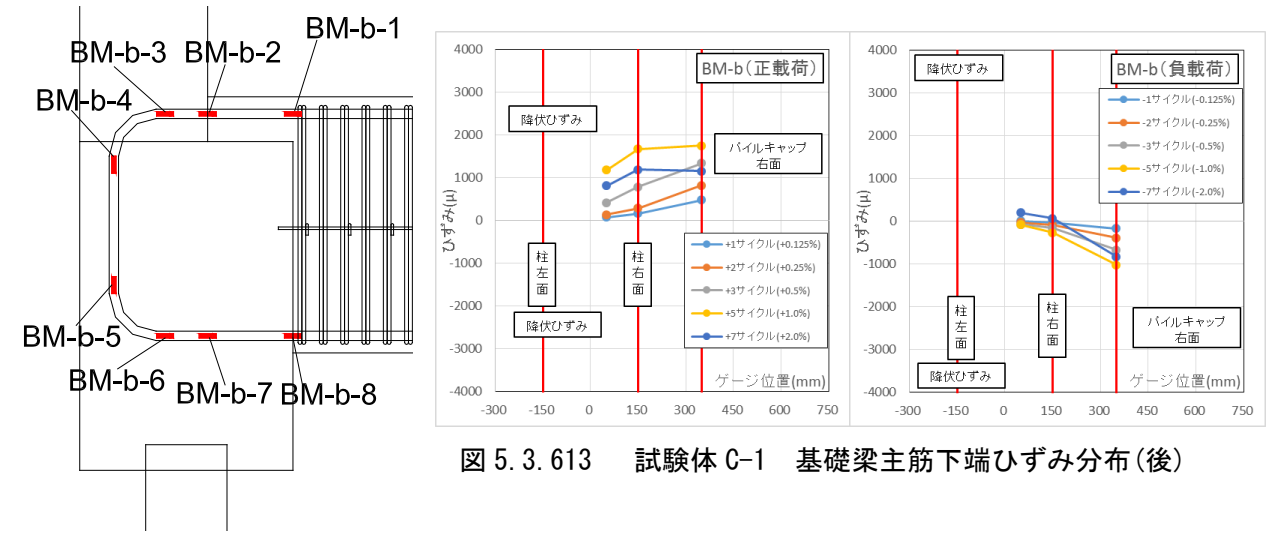


図 5.3.613　試験体 C-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

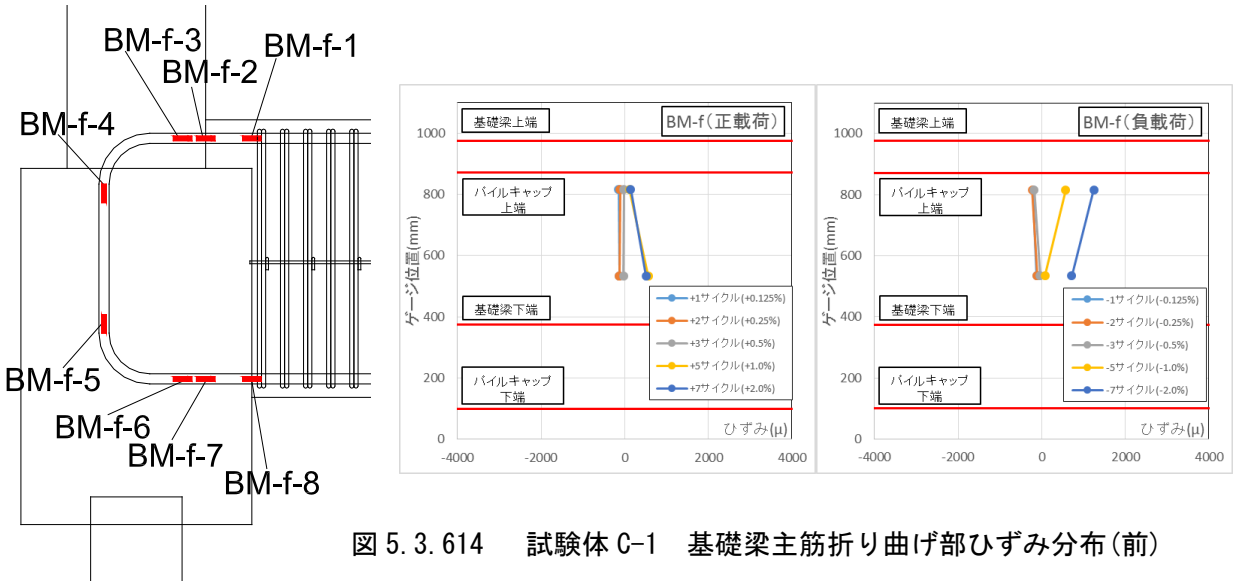


図 5.3.614　試験体 C-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

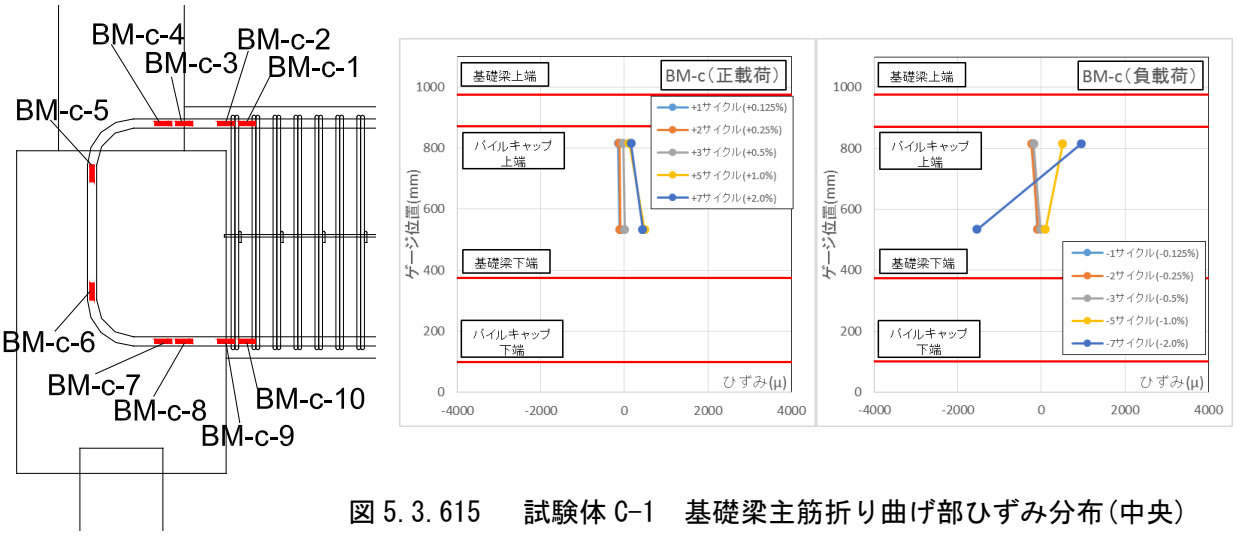


図 5.3.615　試験体 C-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

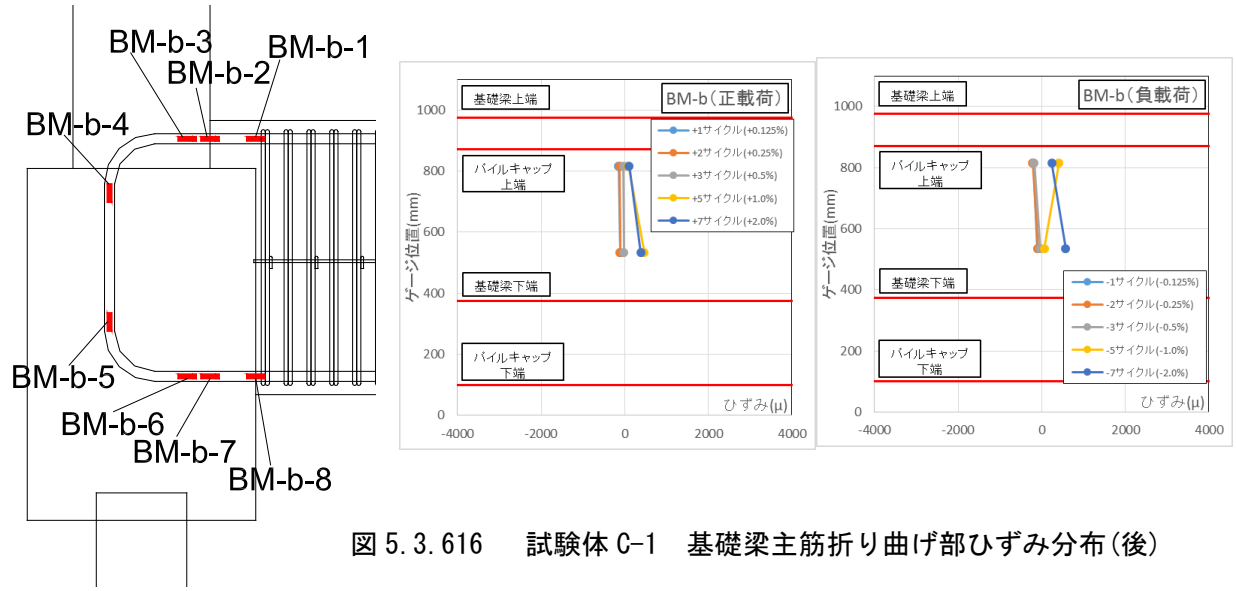


図 5.3.616　試験体 C-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

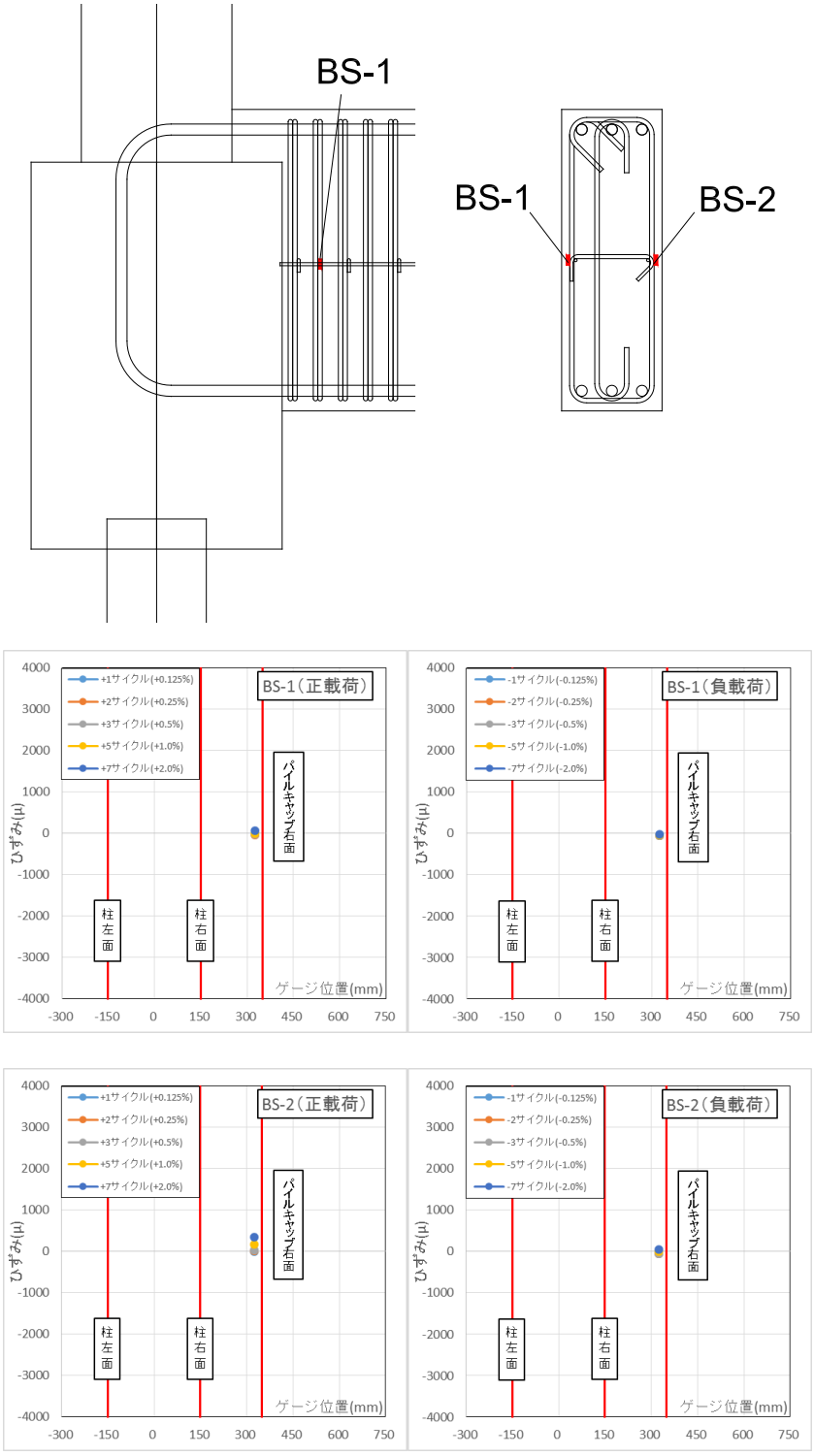


図 5.3.617　試験体 C-1　基礎梁補強筋ひずみ分布

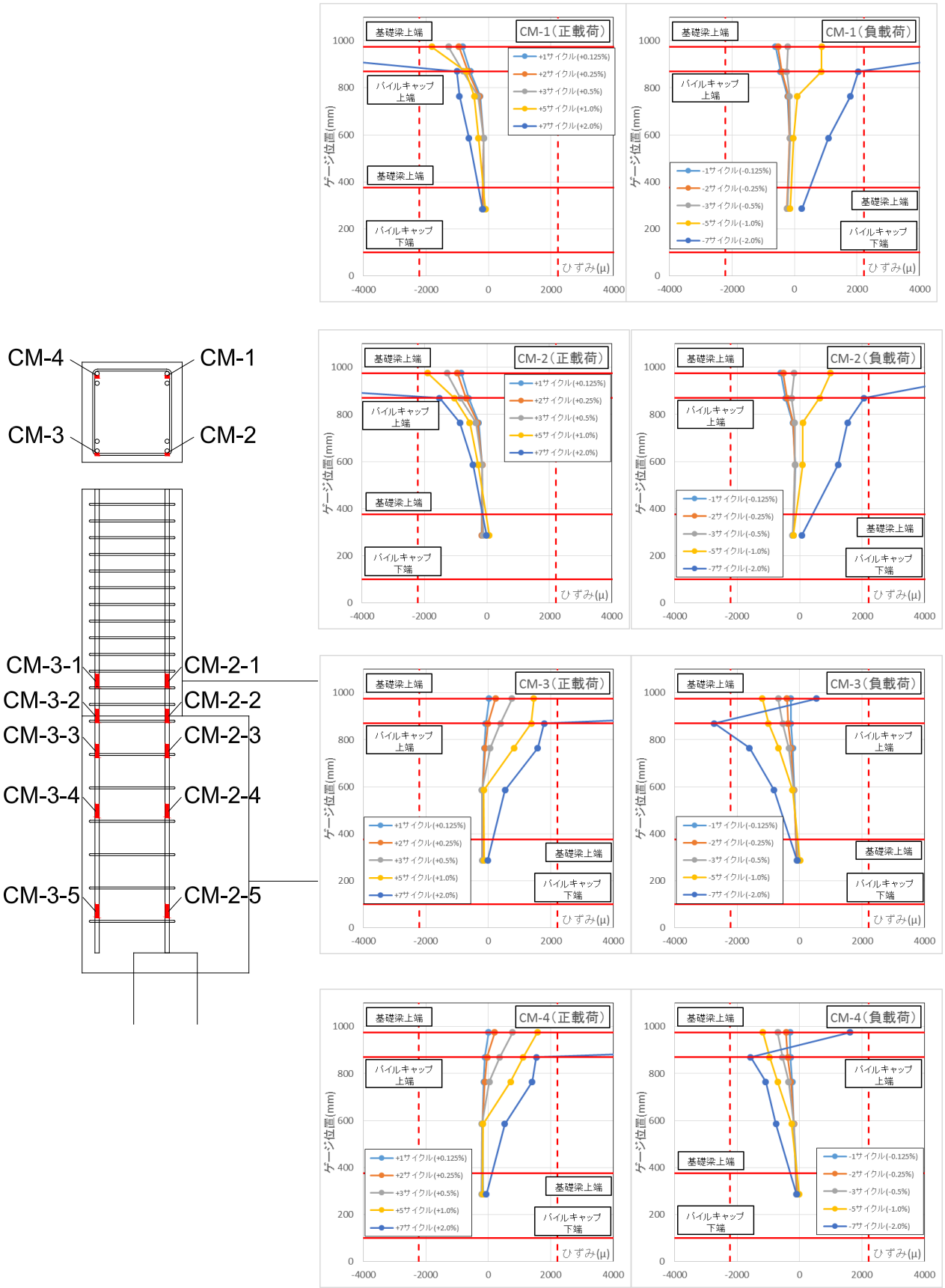


図 5.3.618　試験体 C-1　柱主筋ひずみ分布

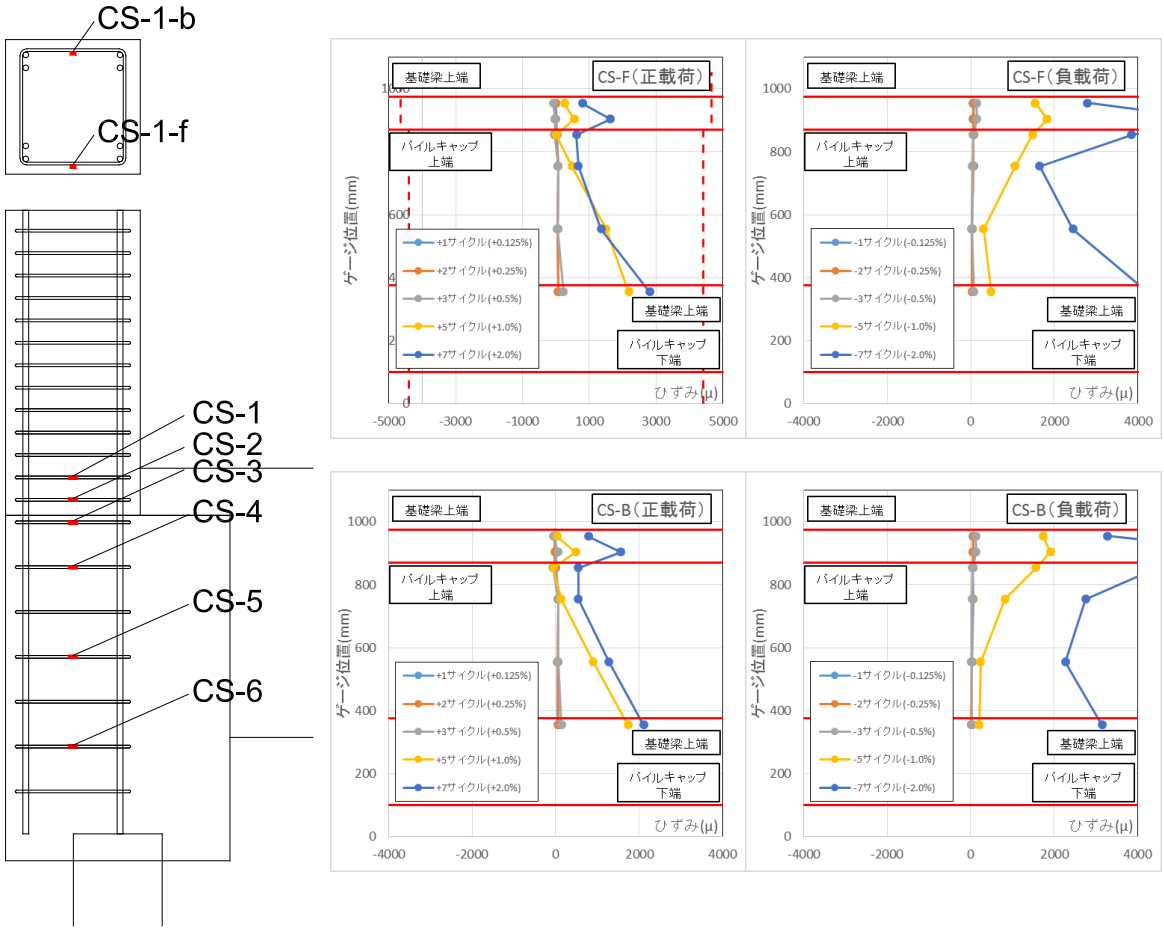


図 5.3.619　試験体 C-1　柱補強筋ひずみ分布

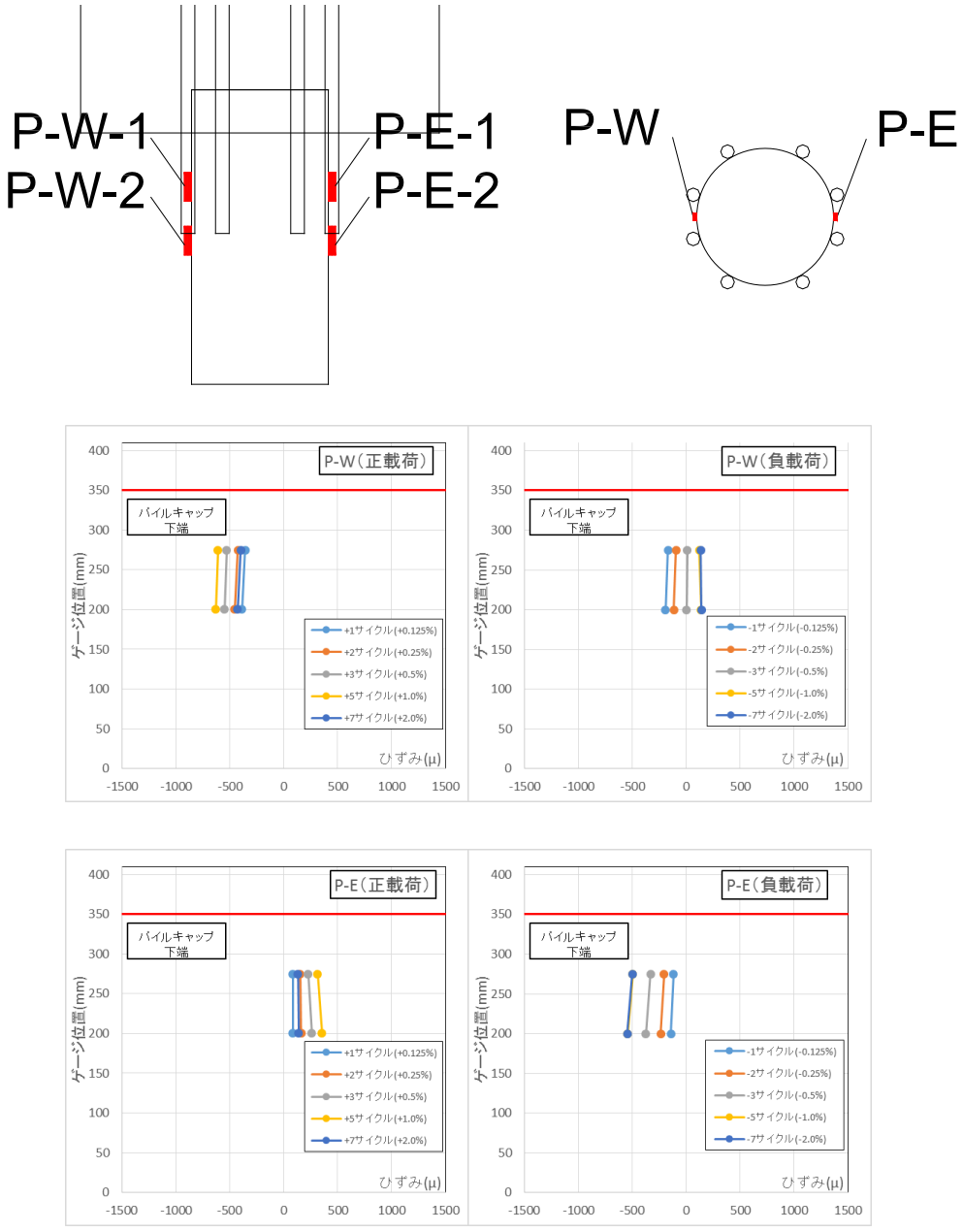


図 5.3.620　試験体 C-1　杭体ひずみ分布

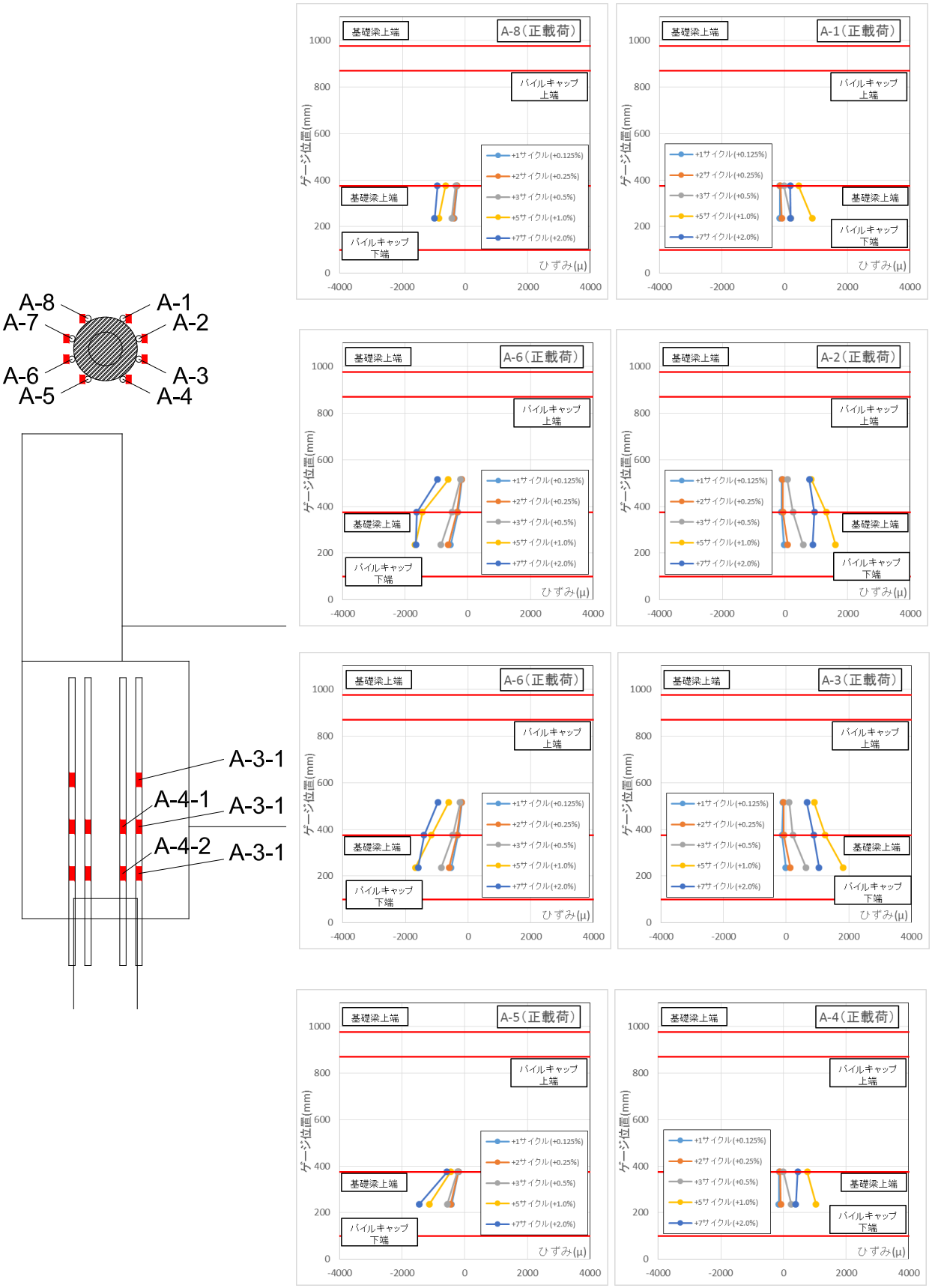


図 5.3.621　試験体 C-1　アンカー筋ひずみ分布（正載荷）

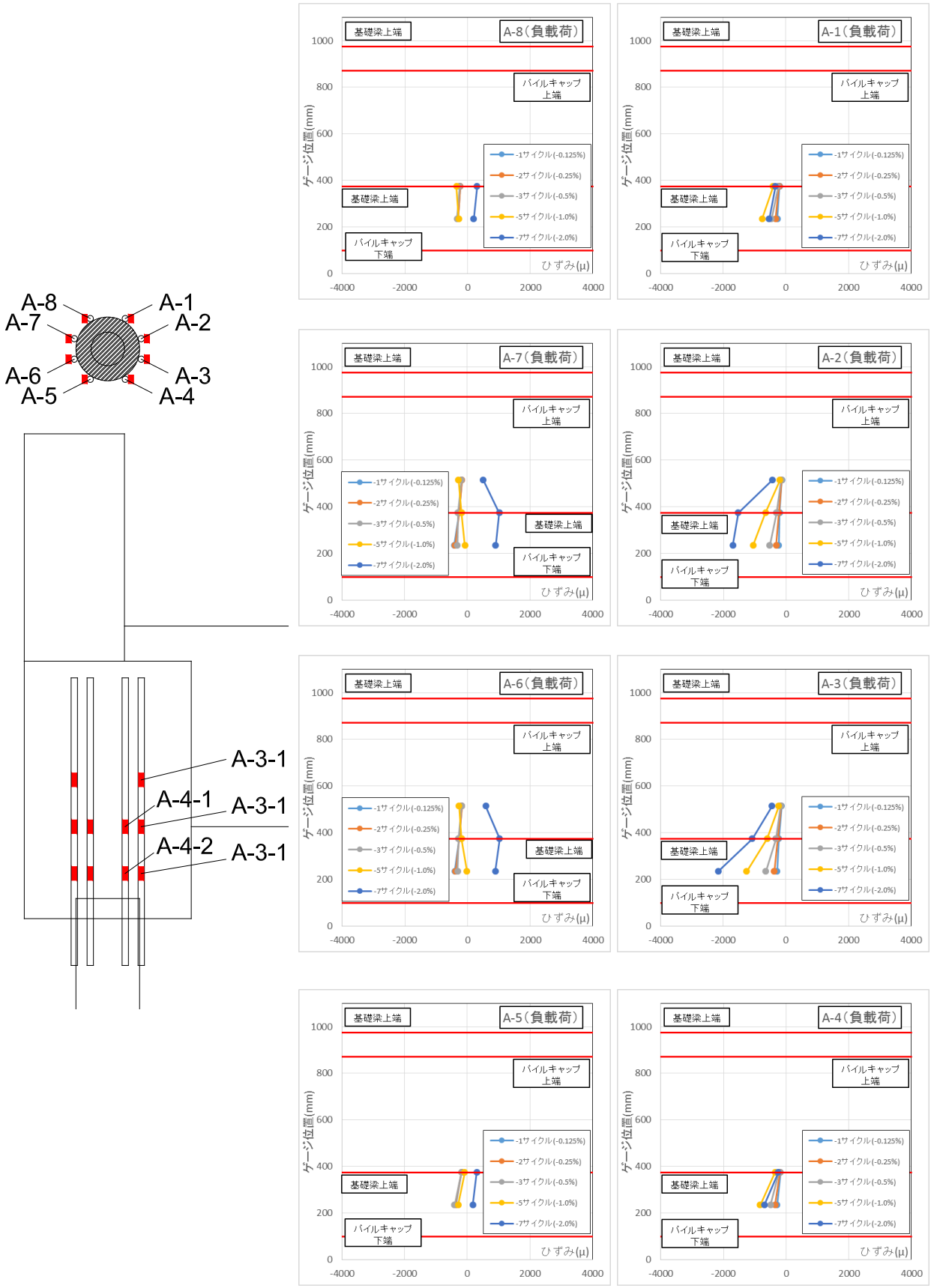


図 5.3.622　試験体 C-1　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)

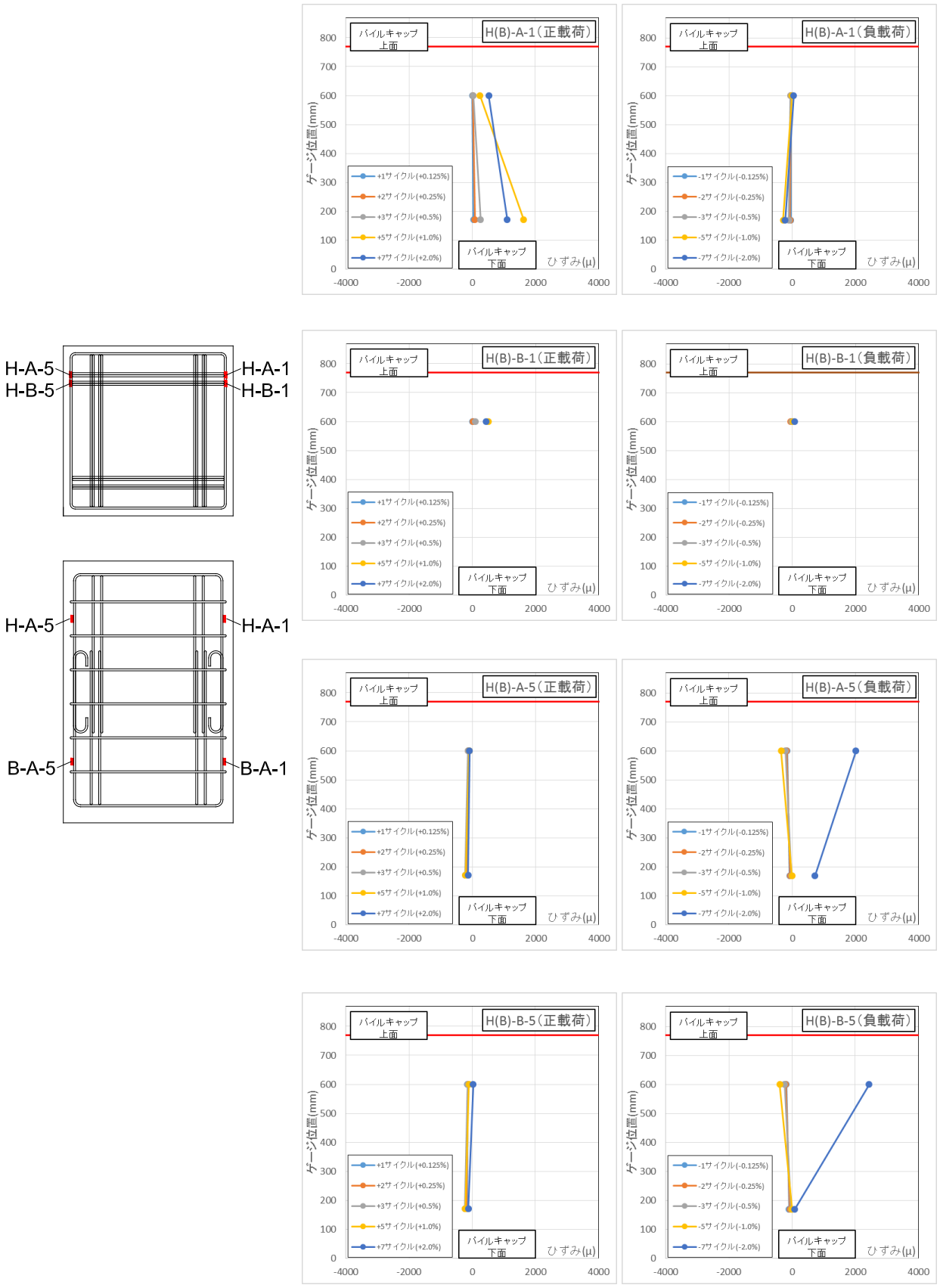


図 5.3.623　試験体 C-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 鉛直部)

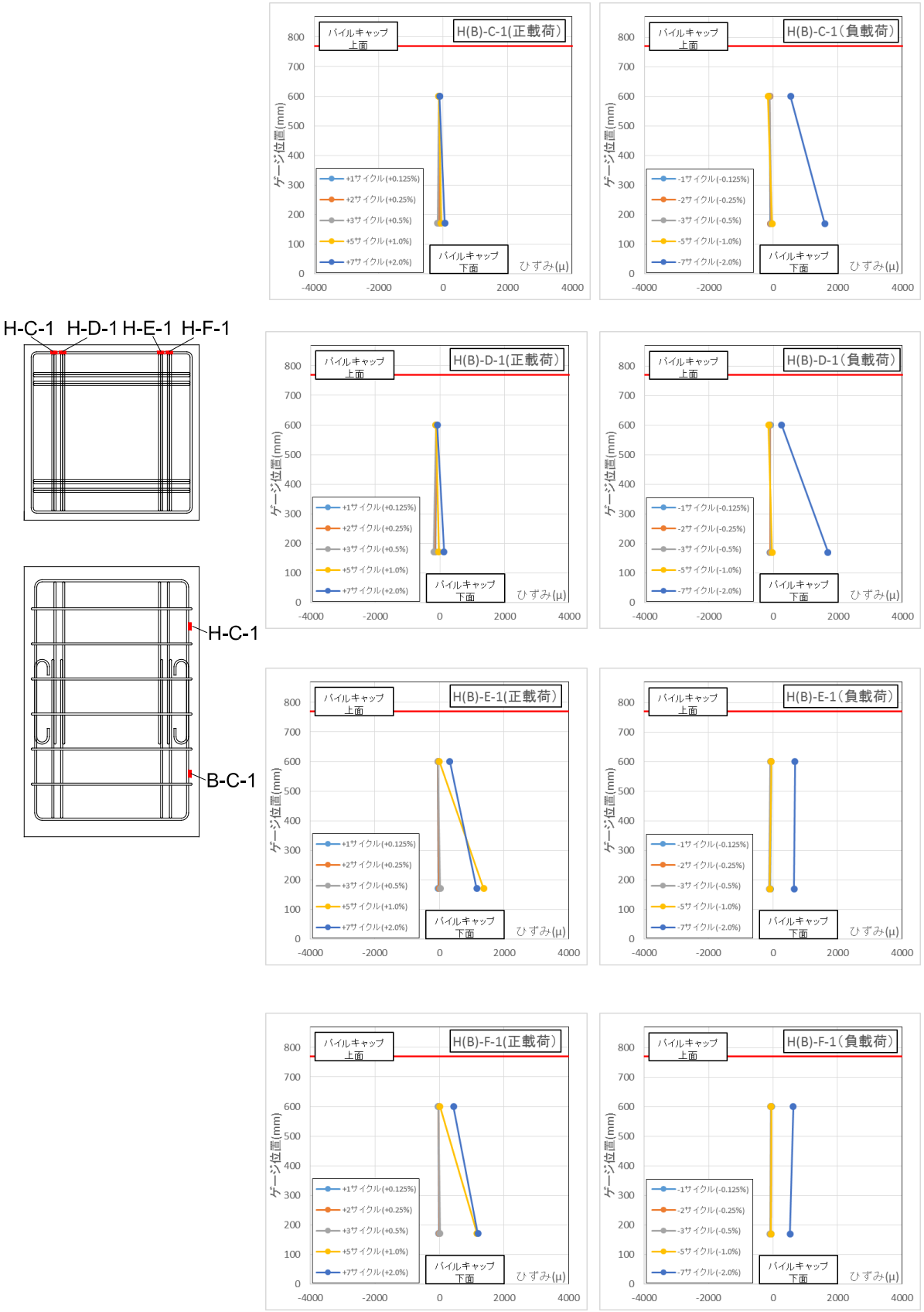
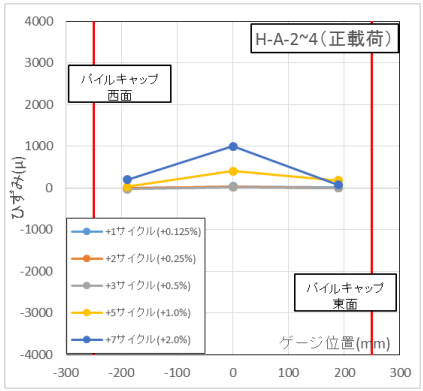
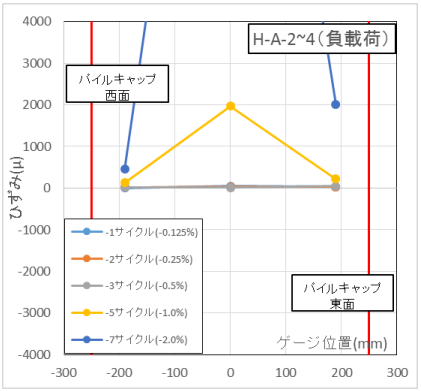
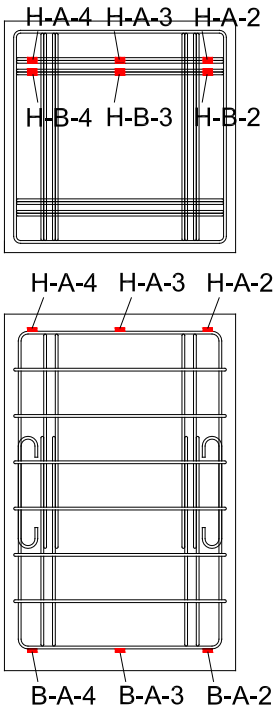
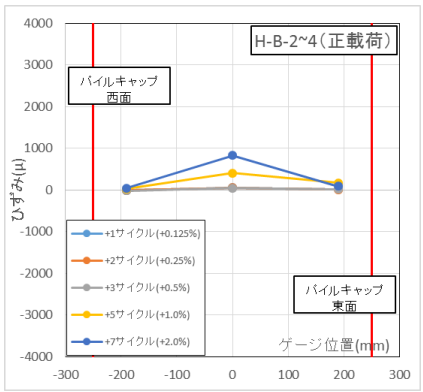


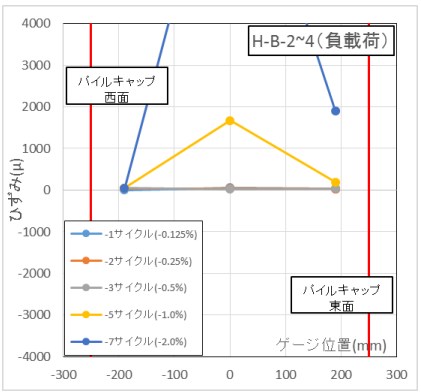
図 5.3.624　試験体 C-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 鉛直部)



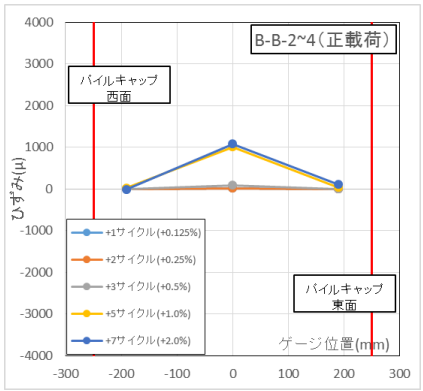








※B-A-2～B-A-4 は計測出来ず



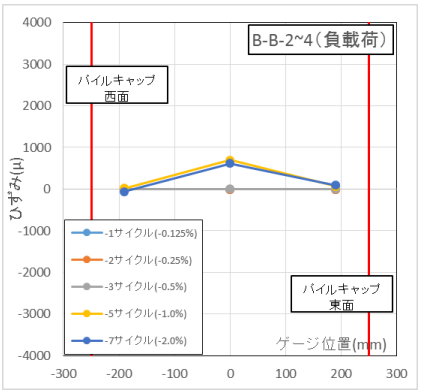


図 5.3.625　試験体 C-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 水平部)

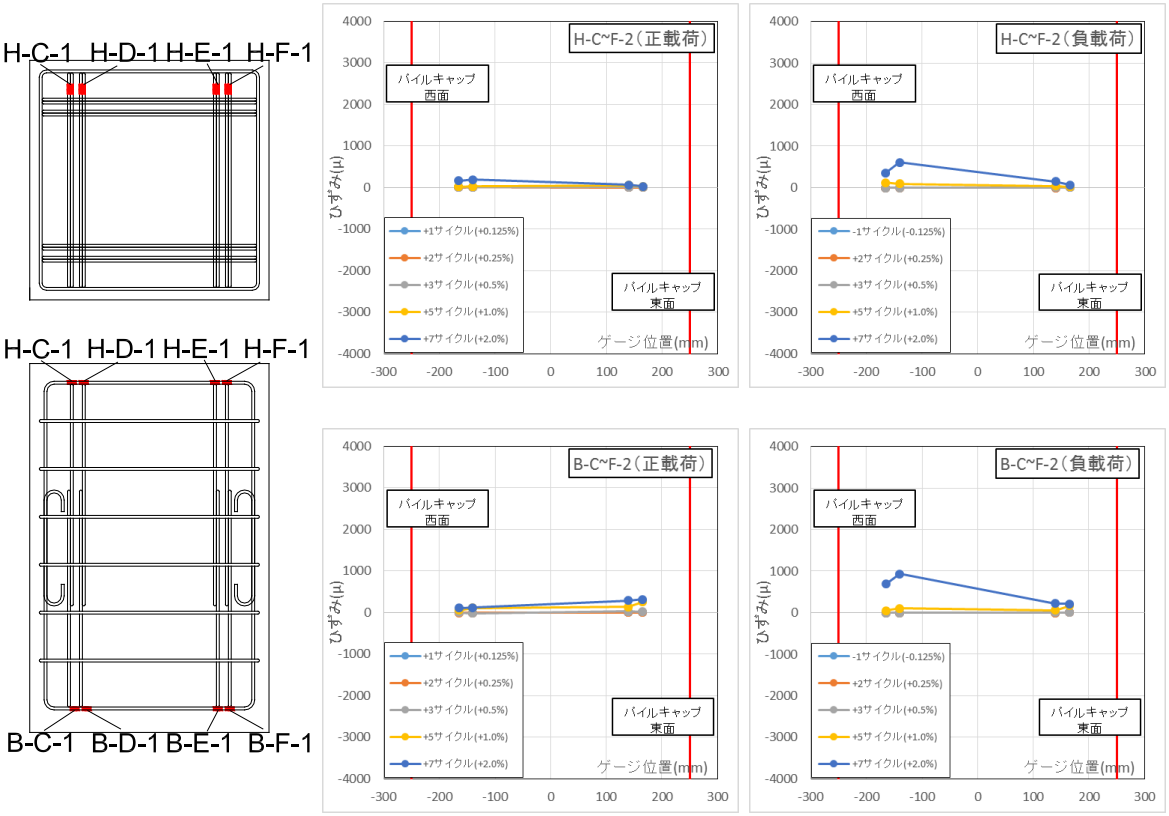


図 5.3.626　試験体 C-1　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 水平部)

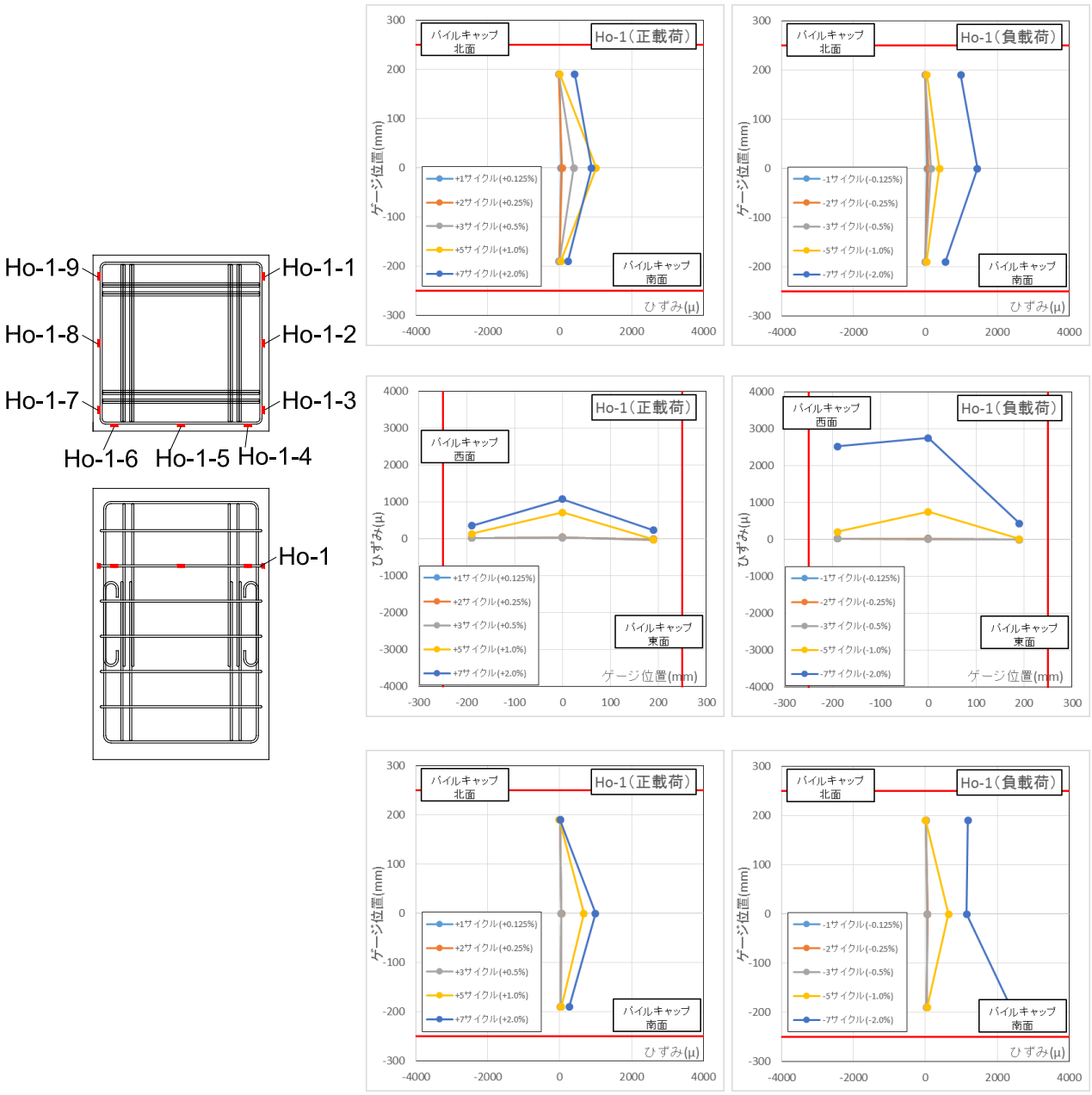


図 5.3.627　試験体 C-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-1)

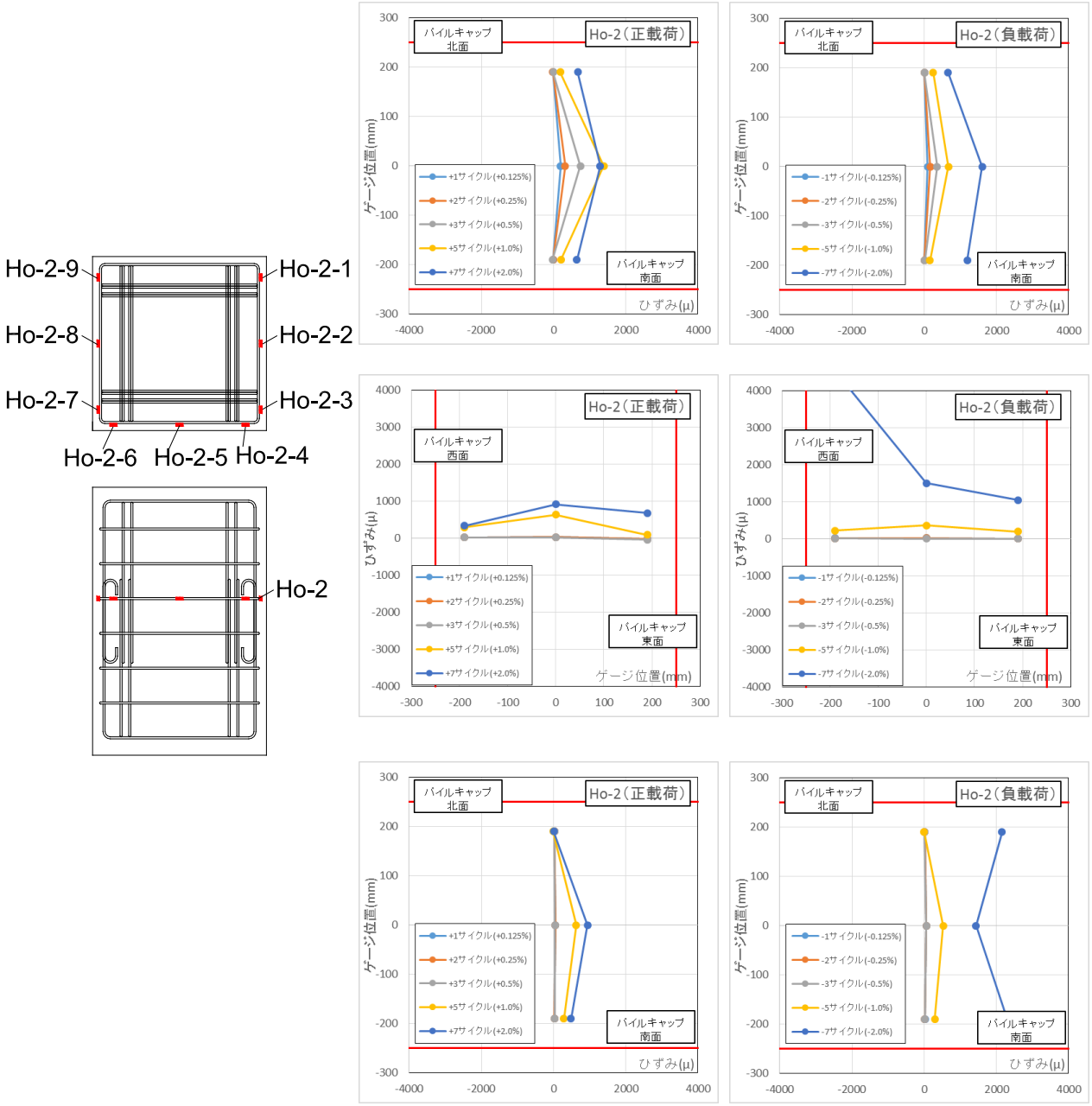


図 5.3.628　試験体 C-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-2)

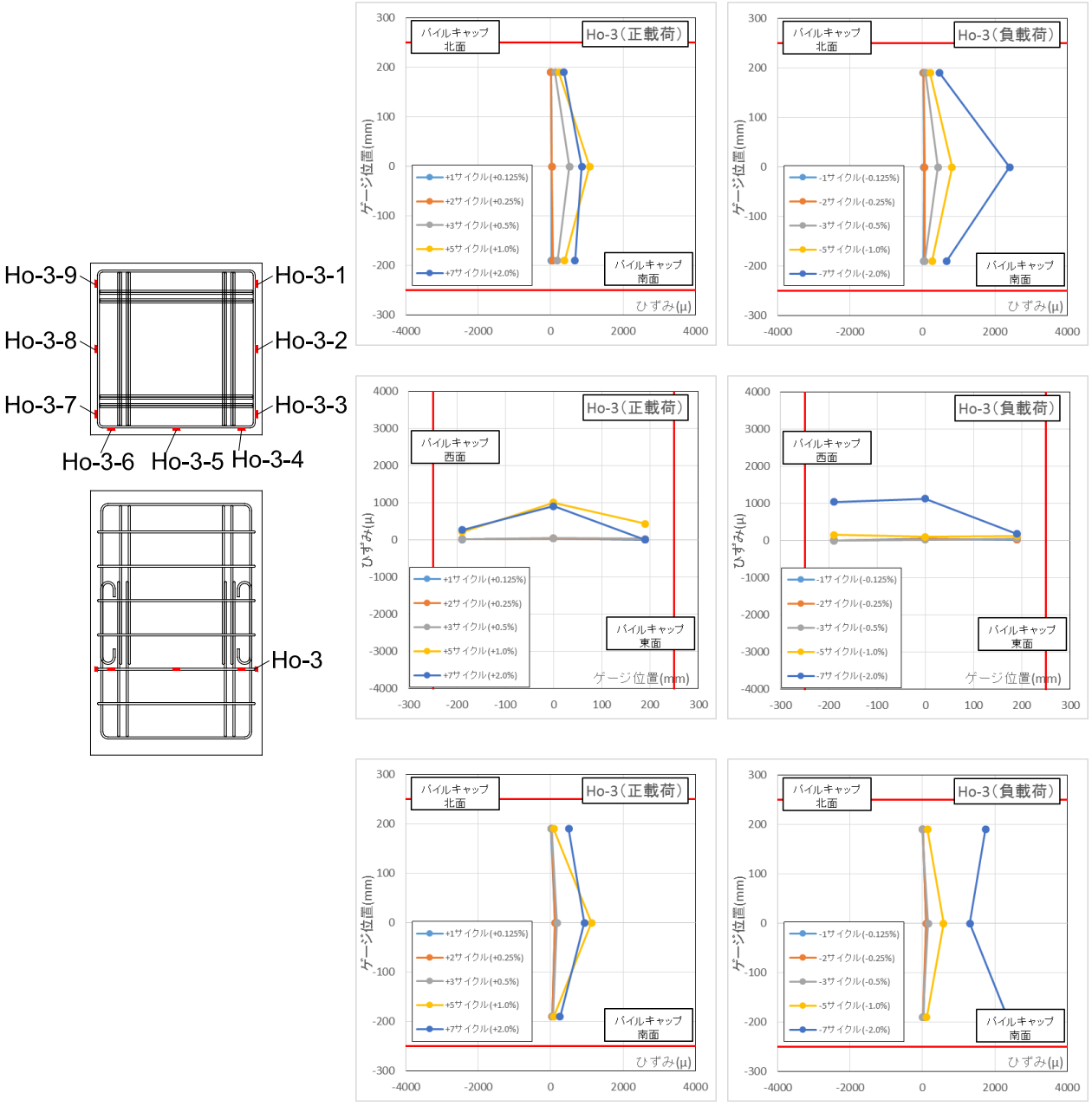


図 5.3.629　試験体 C-1　パイルキャップ腹筋ひずみ分布(Ho-3)

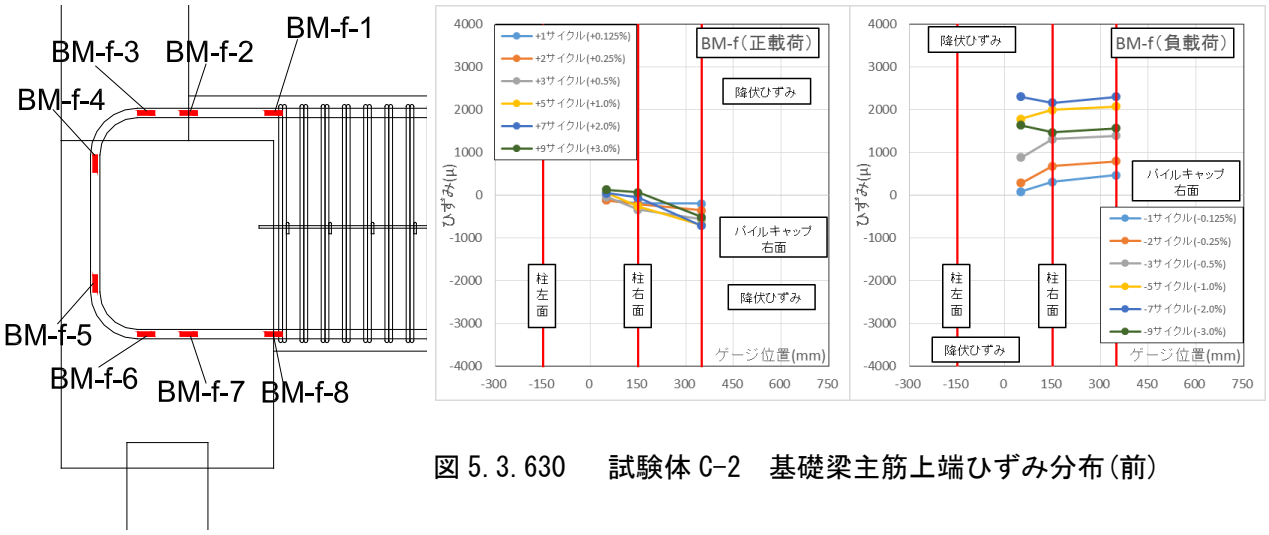


図 5.3.630　試験体 C-2　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

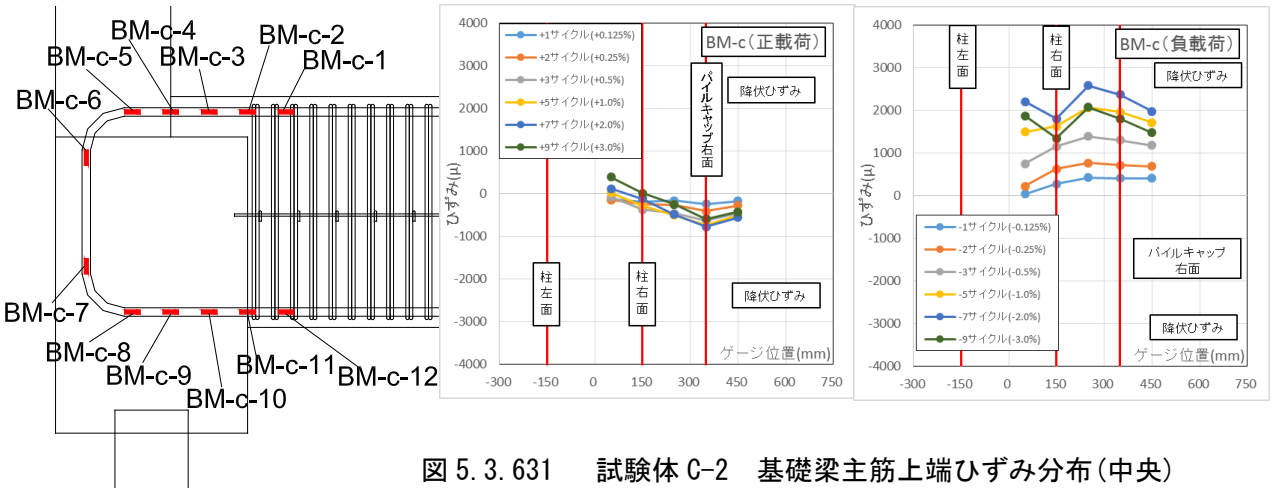


図 5.3.631　試験体 C-2　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

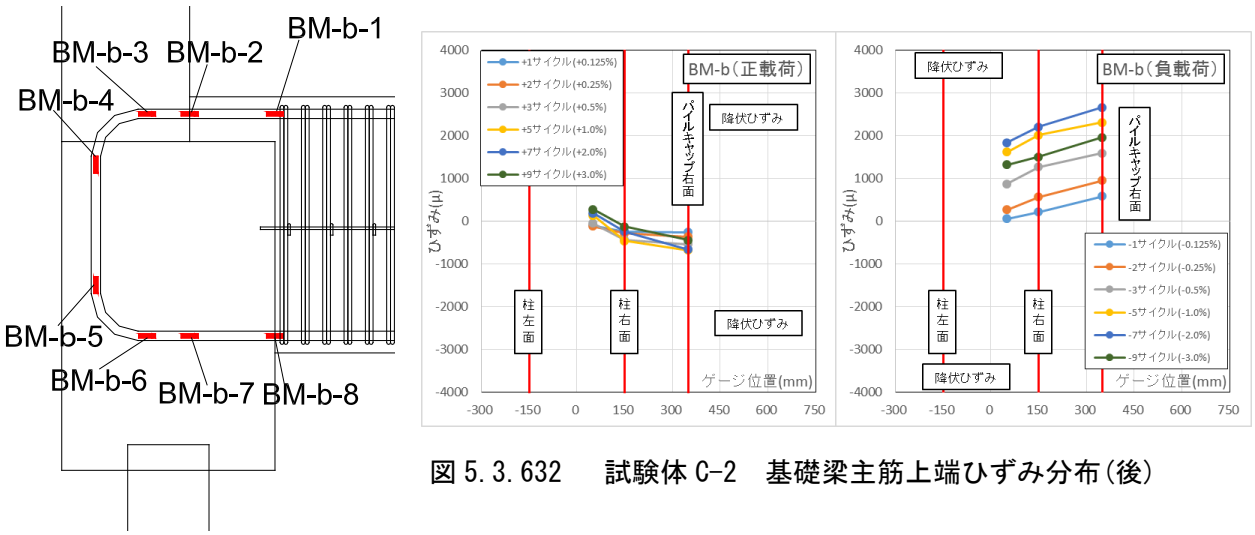


図 5.3.632　試験体 C-2　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

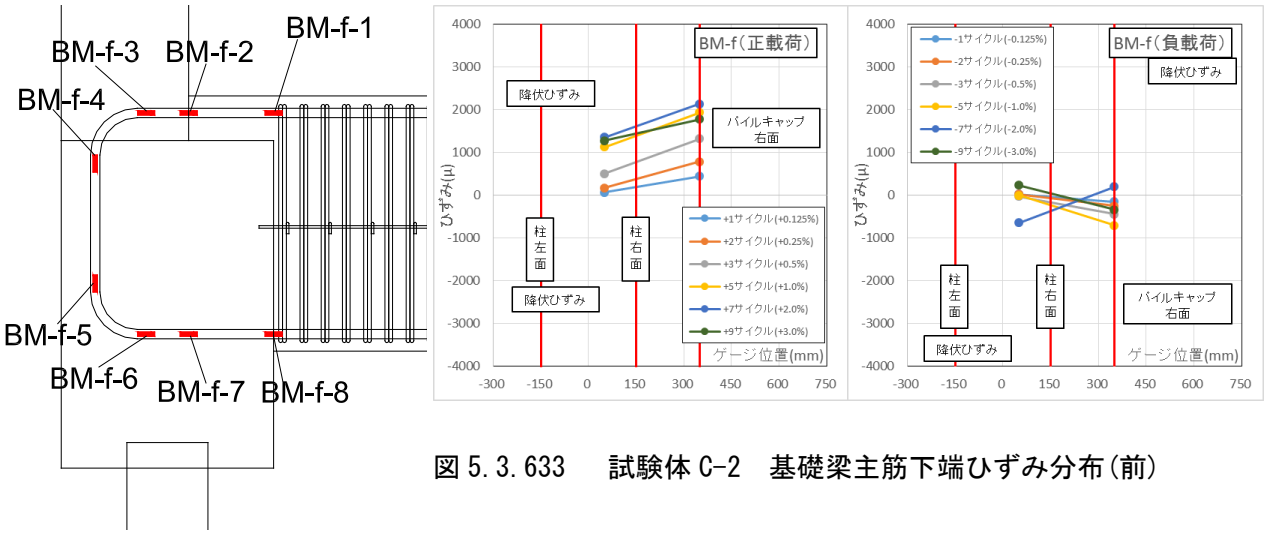


図 5.3.633　試験体 C-2　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

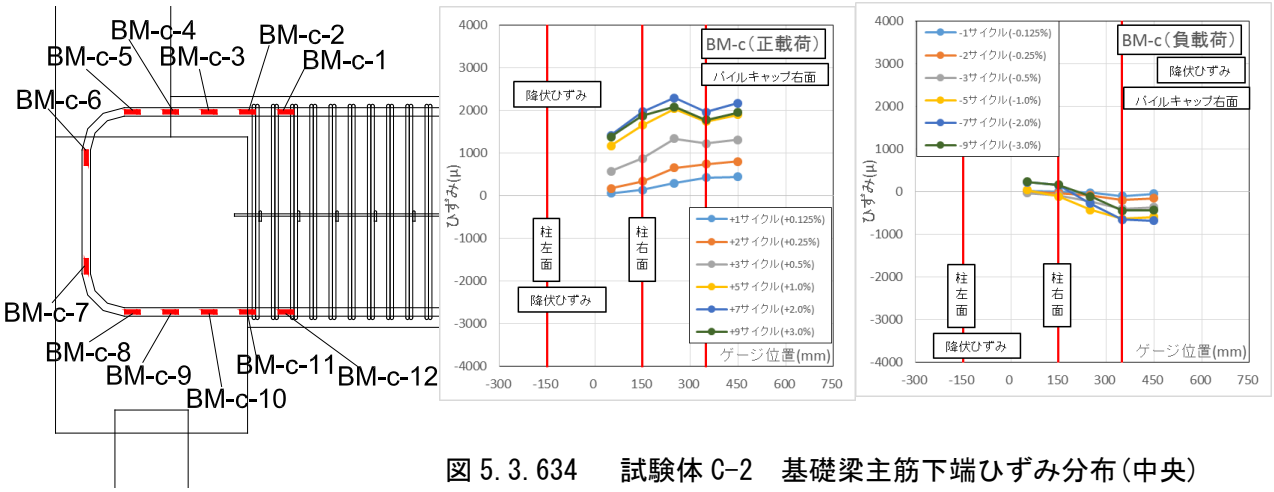


図 5.3.634　試験体 C-2　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

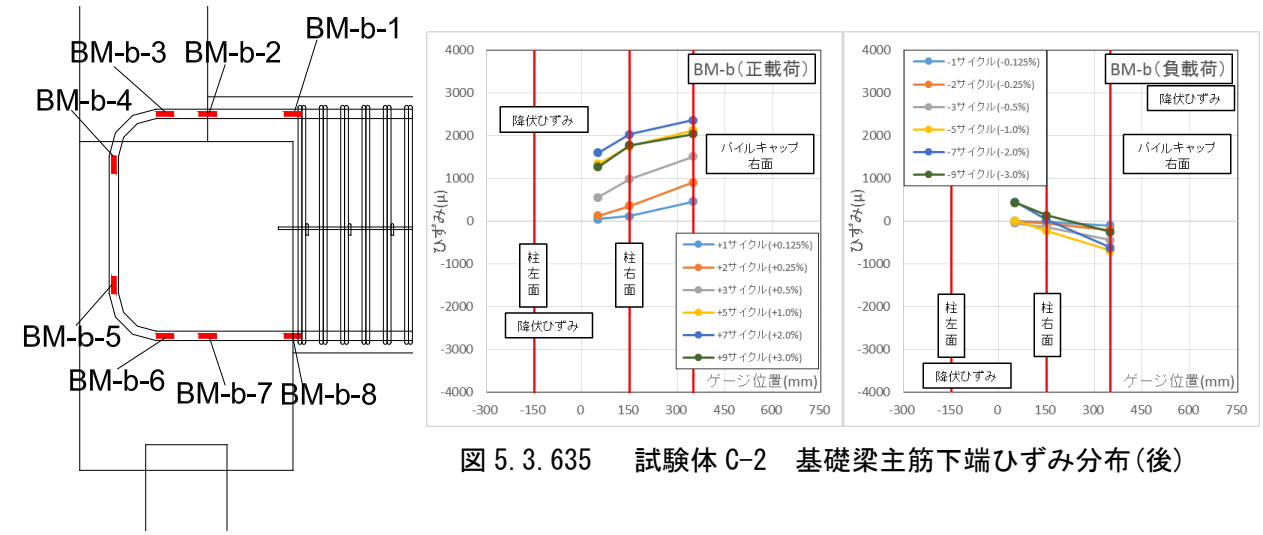


図 5.3.635　試験体 C-2　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

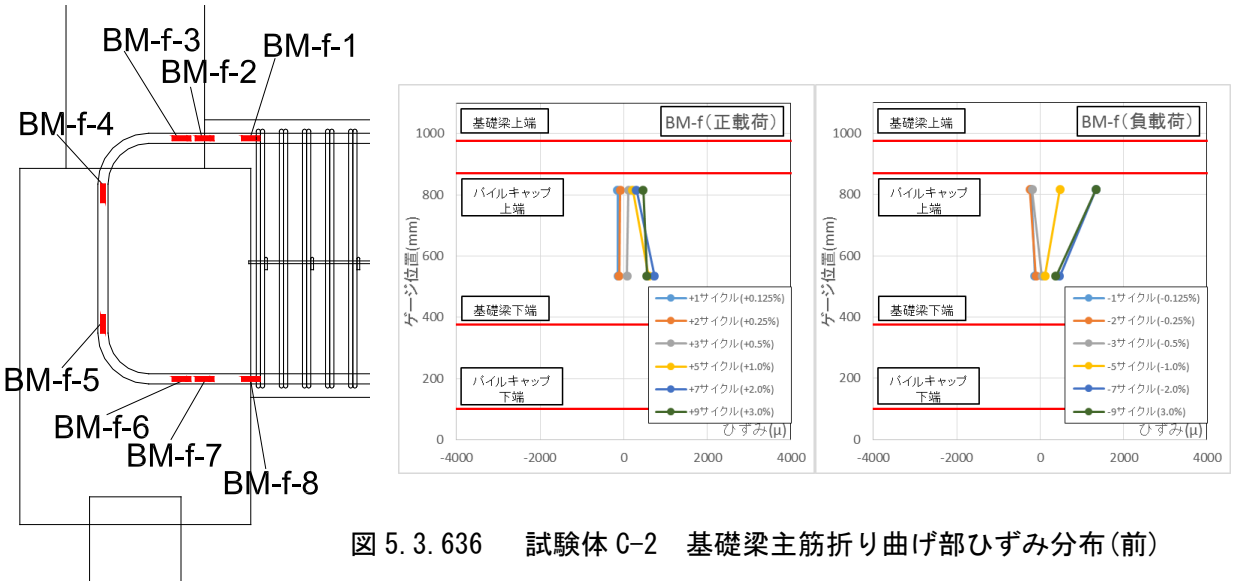


図 5.3.636　試験体 C-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

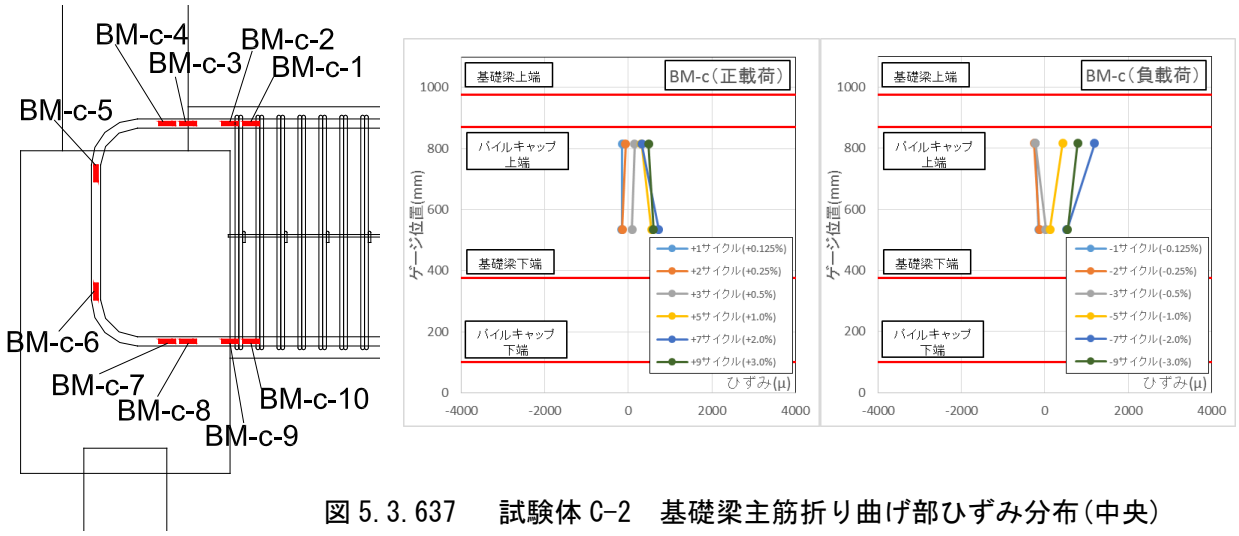


図 5.3.637　試験体 C-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

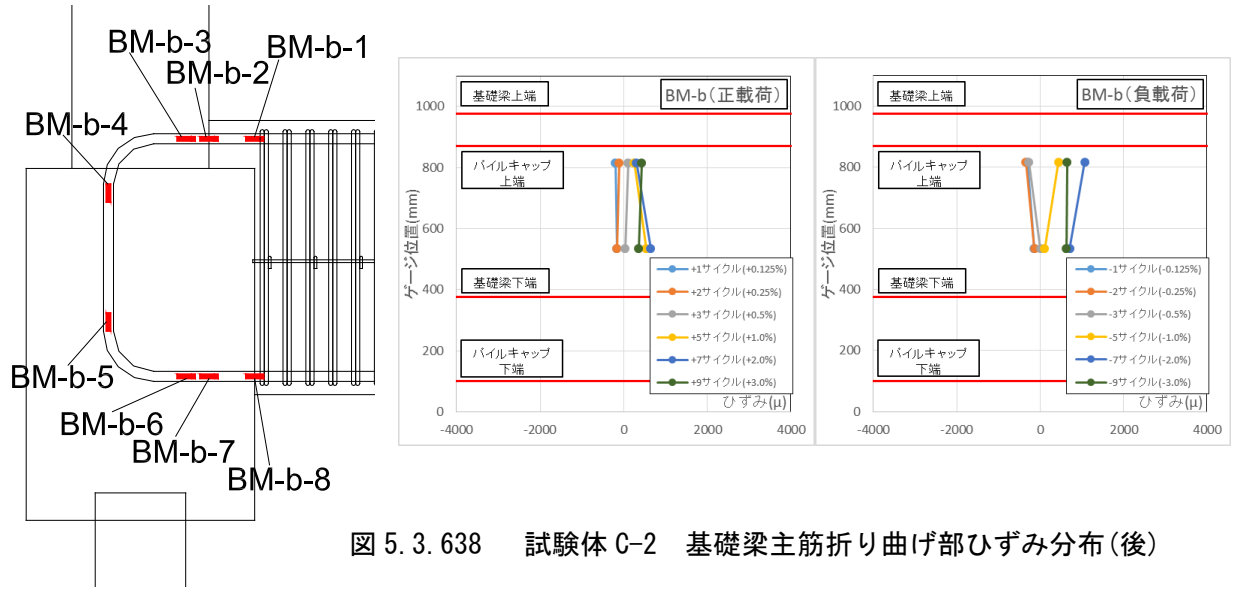


図 5.3.638　試験体 C-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

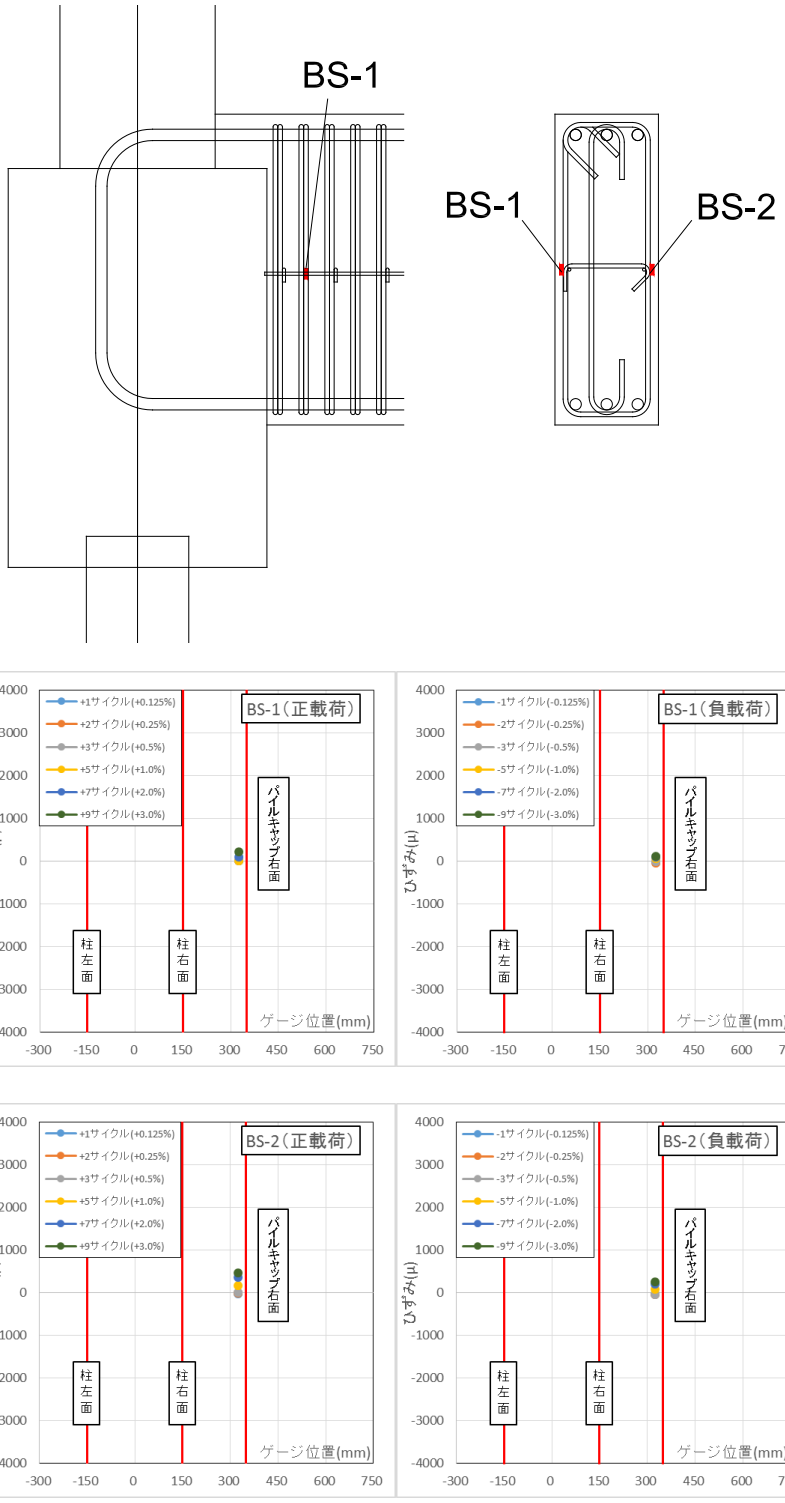


図 5.3.639　試験体 C-2　基礎梁補強筋ひずみ分布

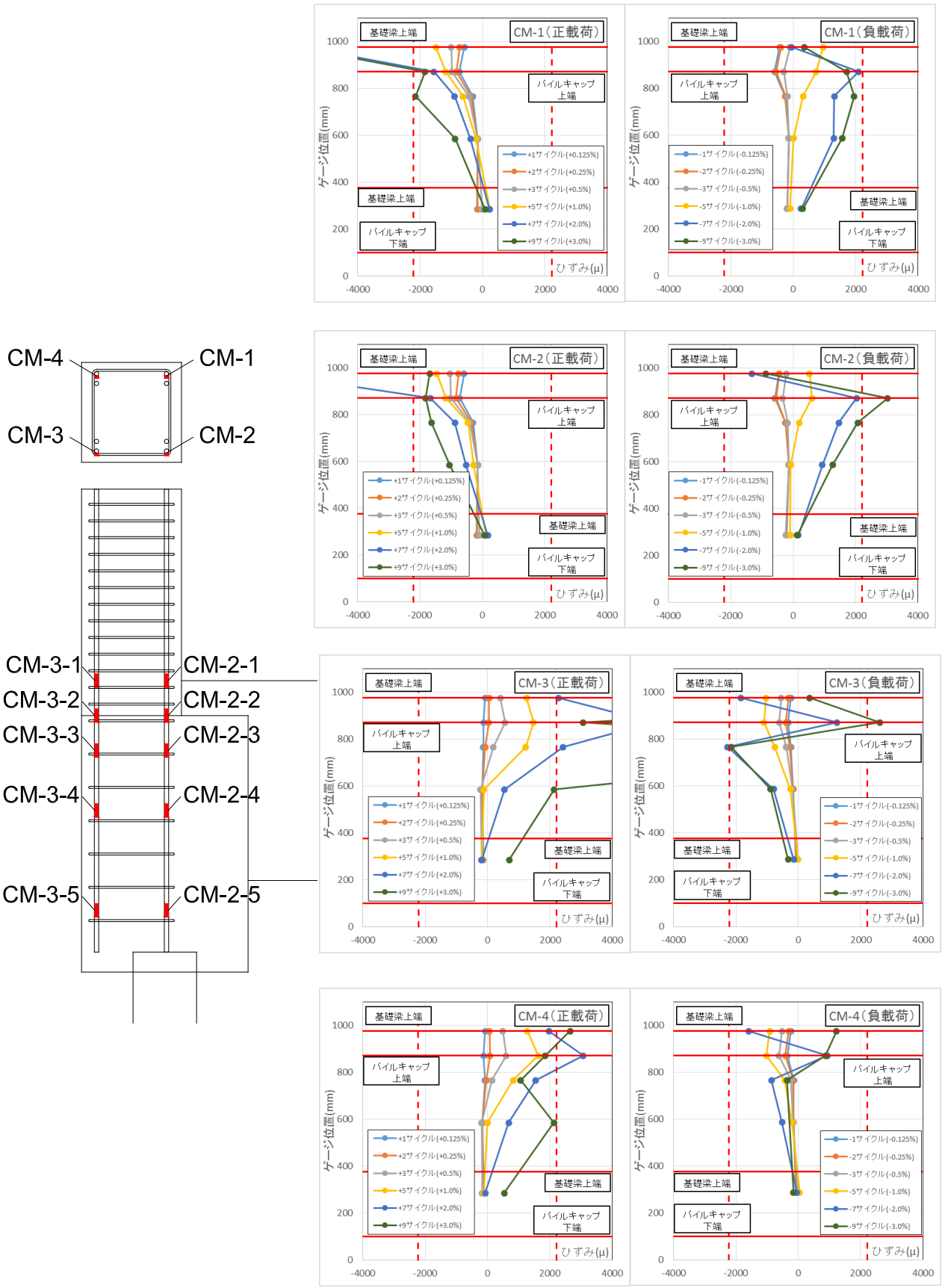


図 5.3.640　試験体 C-2　柱主筋ひずみ分布

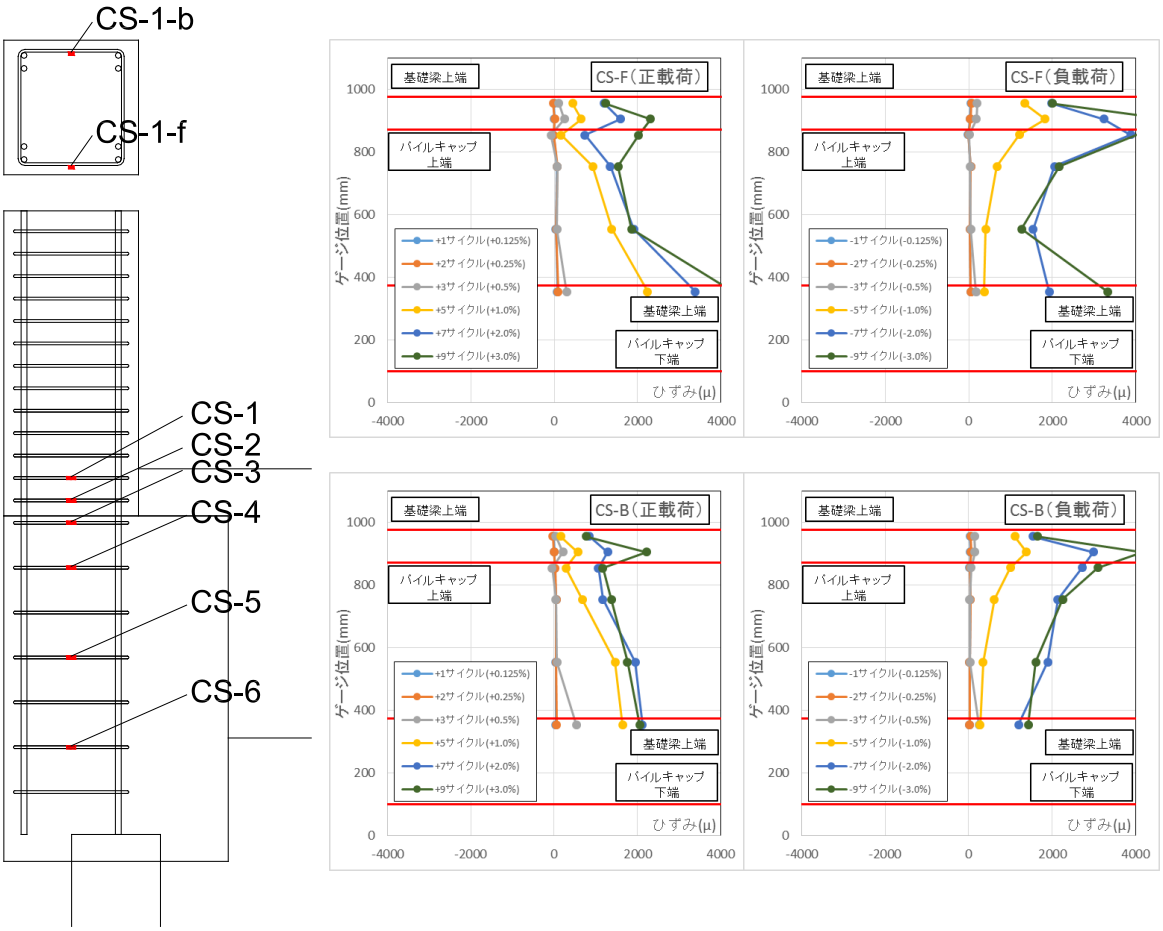


図 5.3.641　試験体 C-2　柱補強筋ひずみ分布

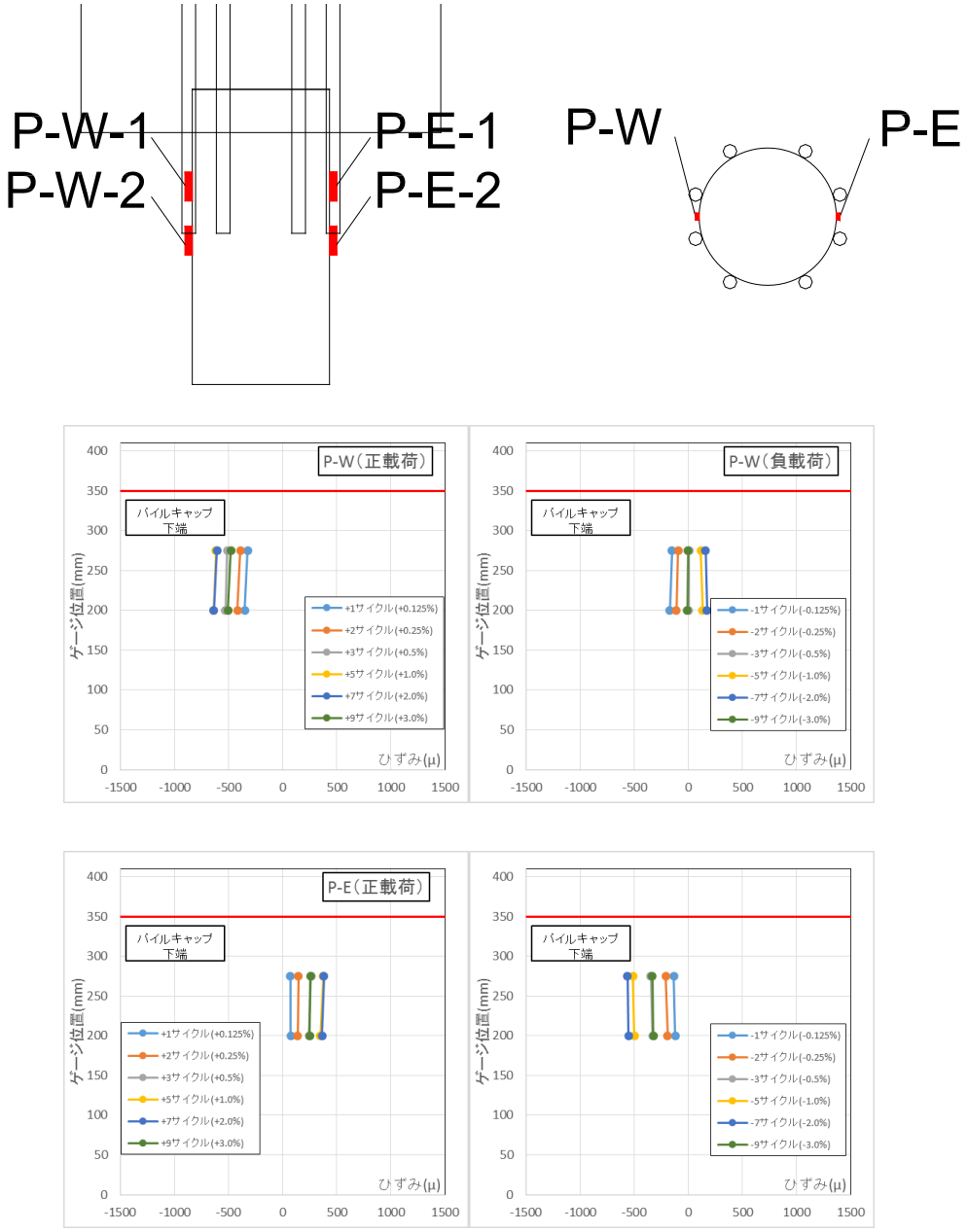


図 5.3.642　試験体 C-2　杭体ひずみ分布

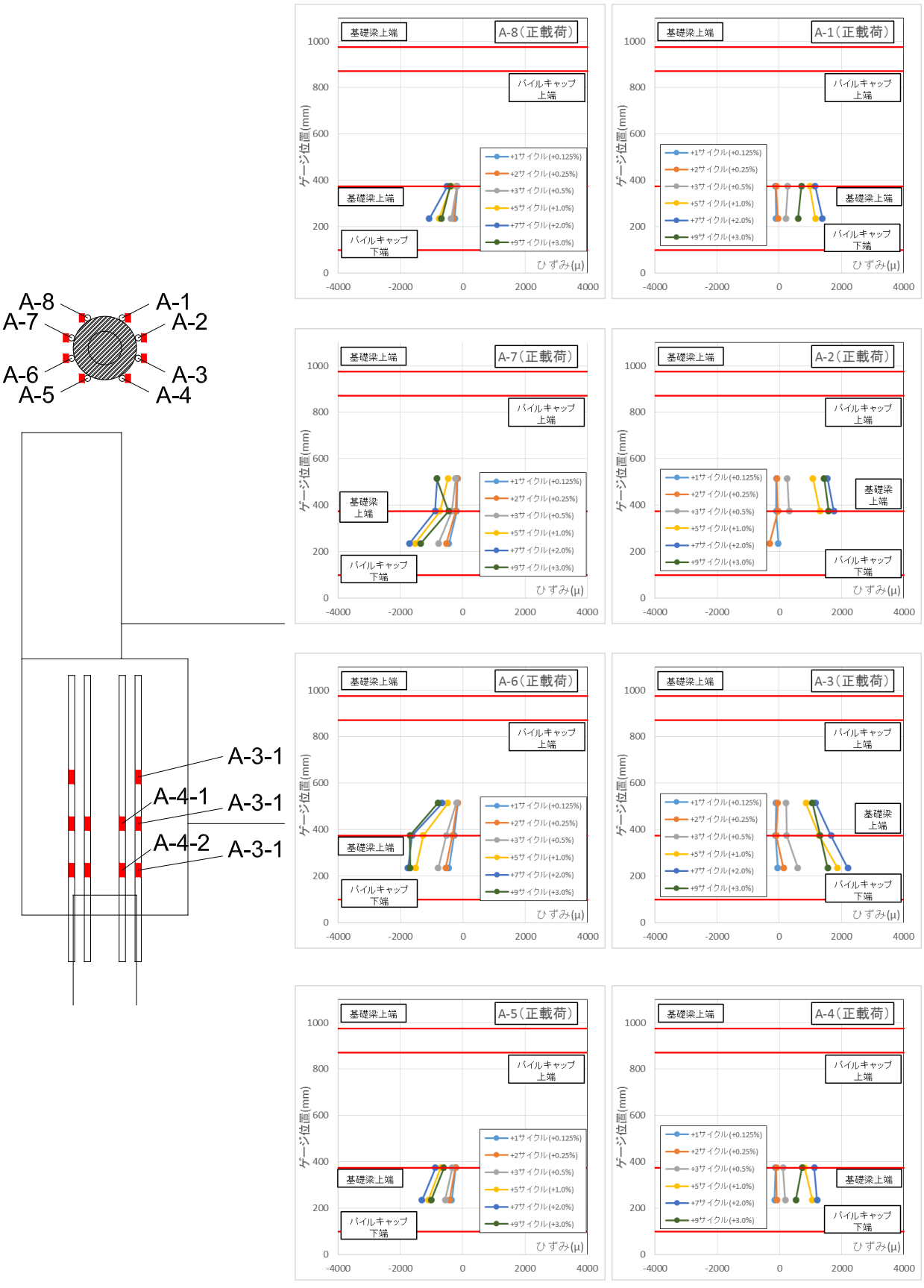


図 5.3.643　試験体 C-2　アンカー筋ひずみ分布(正載荷)

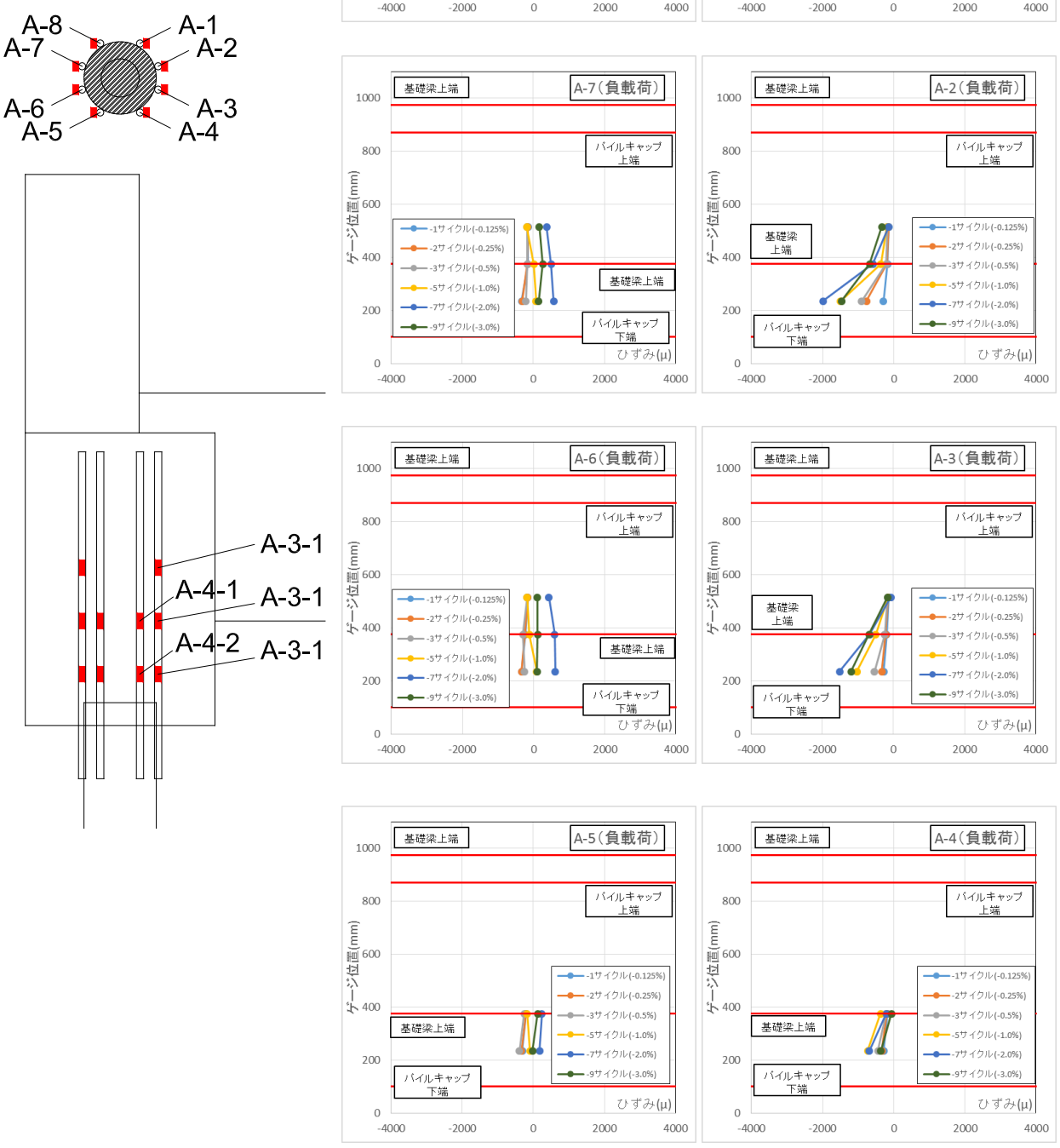


図 5.3.644　試験体 C-2　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)

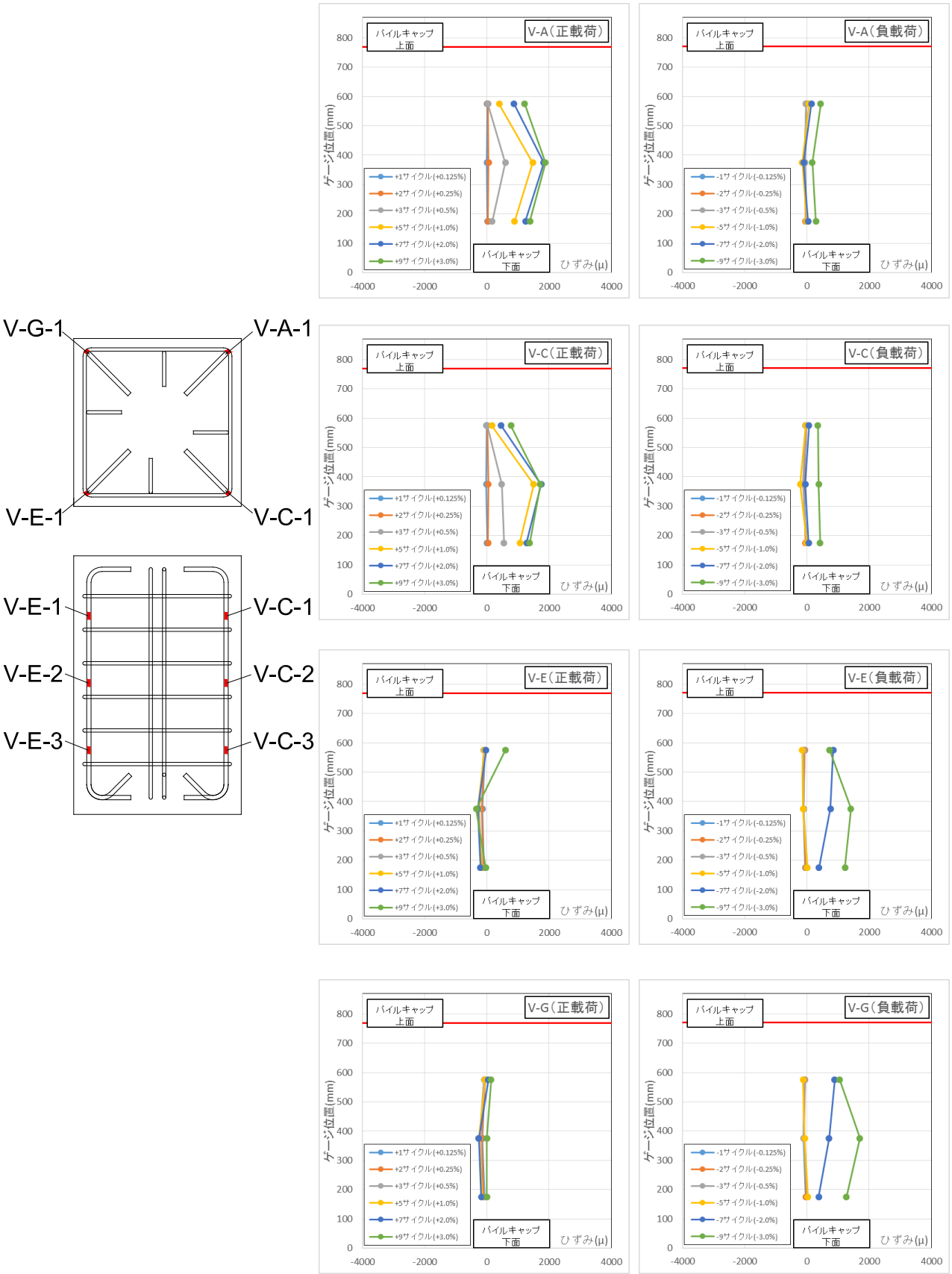


図 5.3.645　試験体 C-2　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対角部)

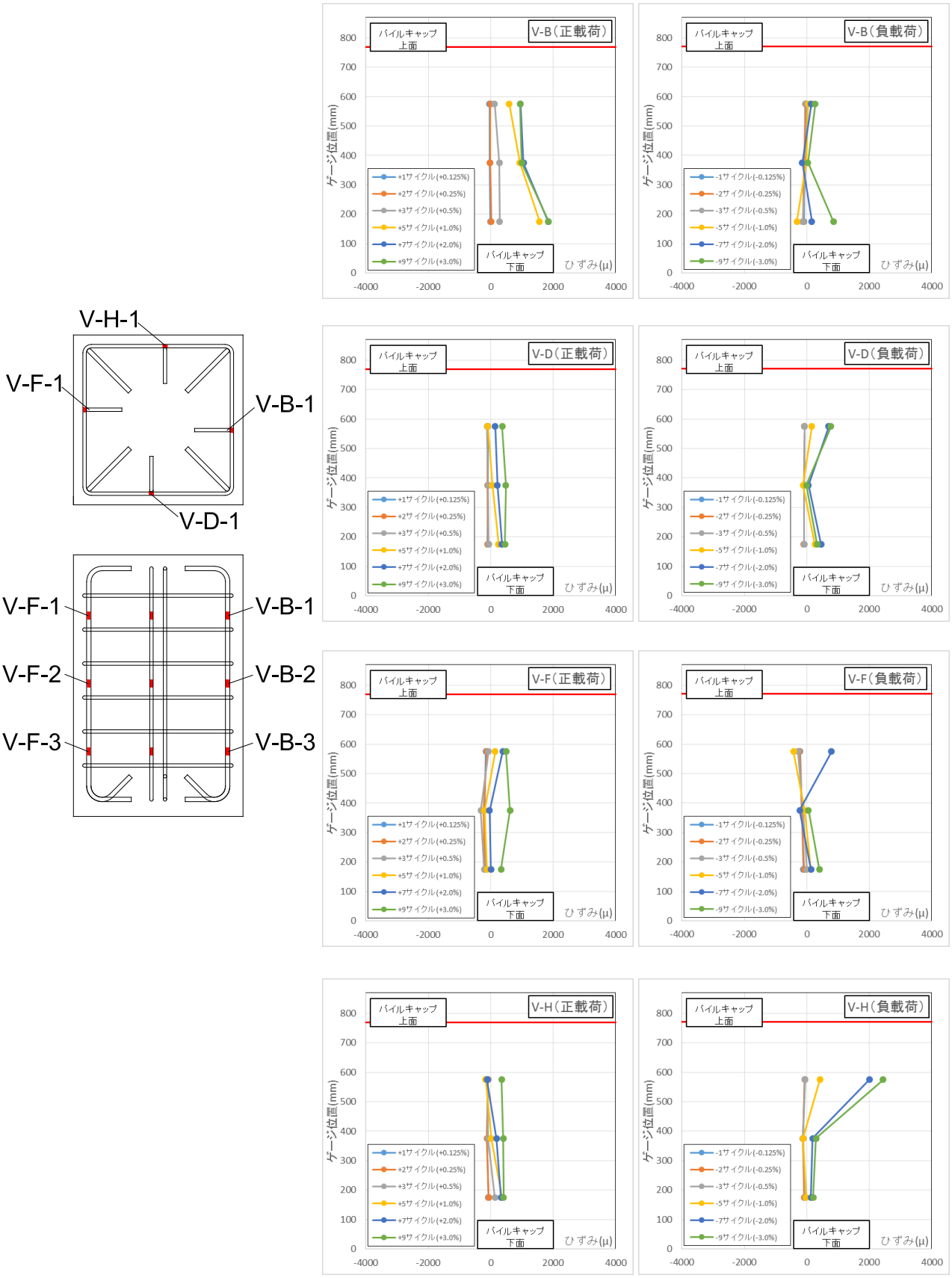


図 5.3.646　試験体 C-2　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)

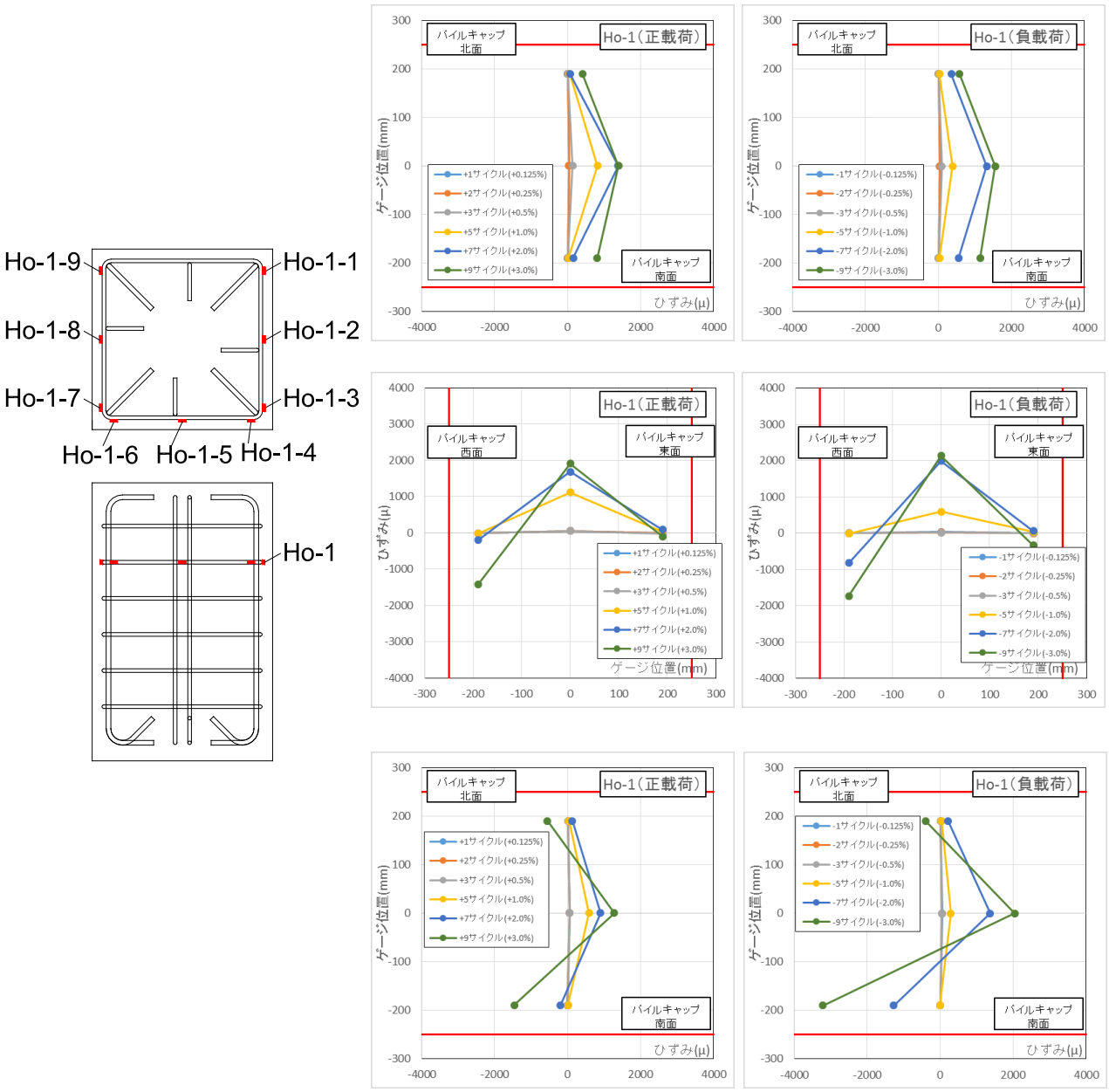


図 5.3.647　試験体 C-2　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-1)

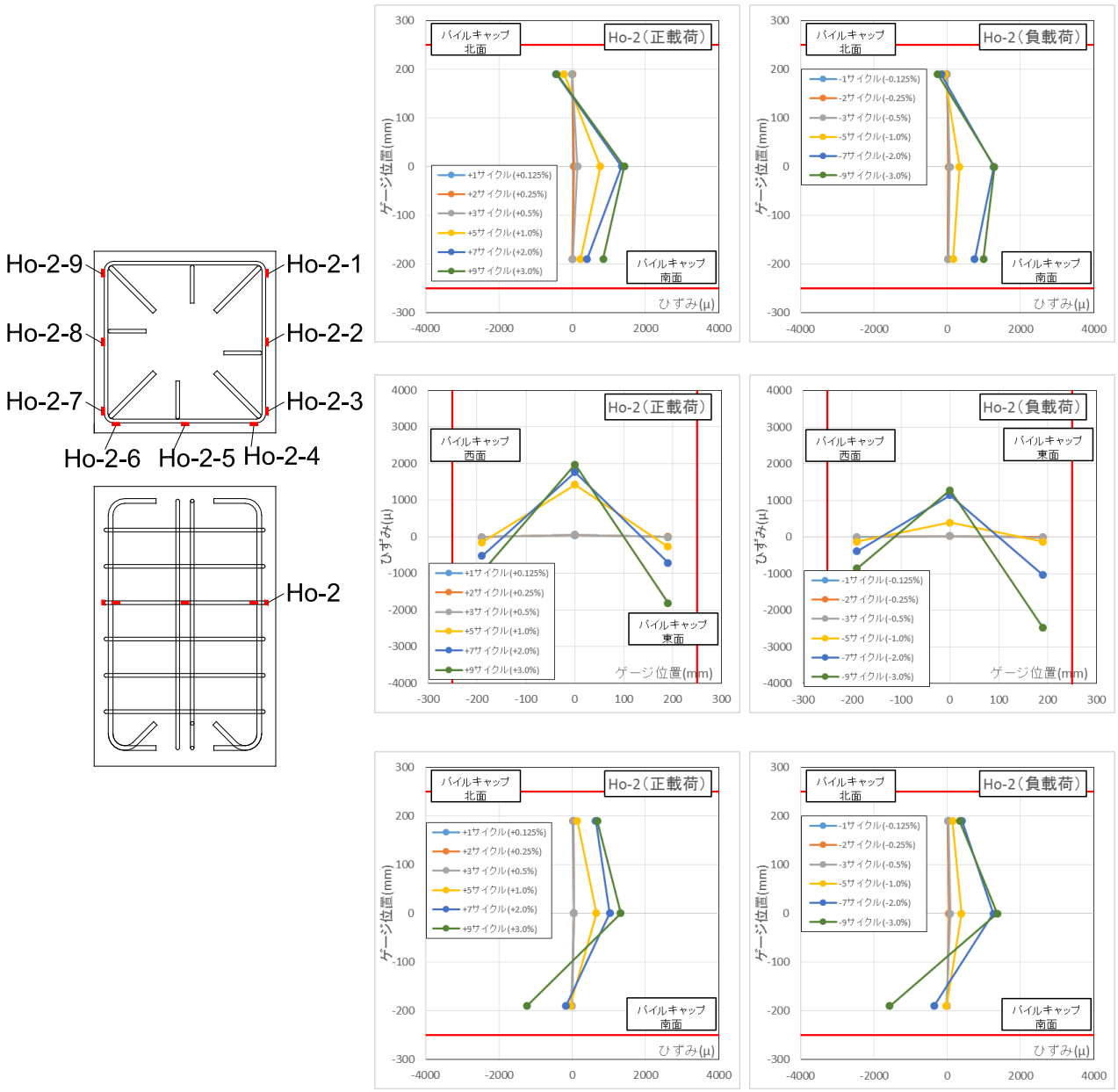


図 5.3.648　試験体 C-2　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-2)

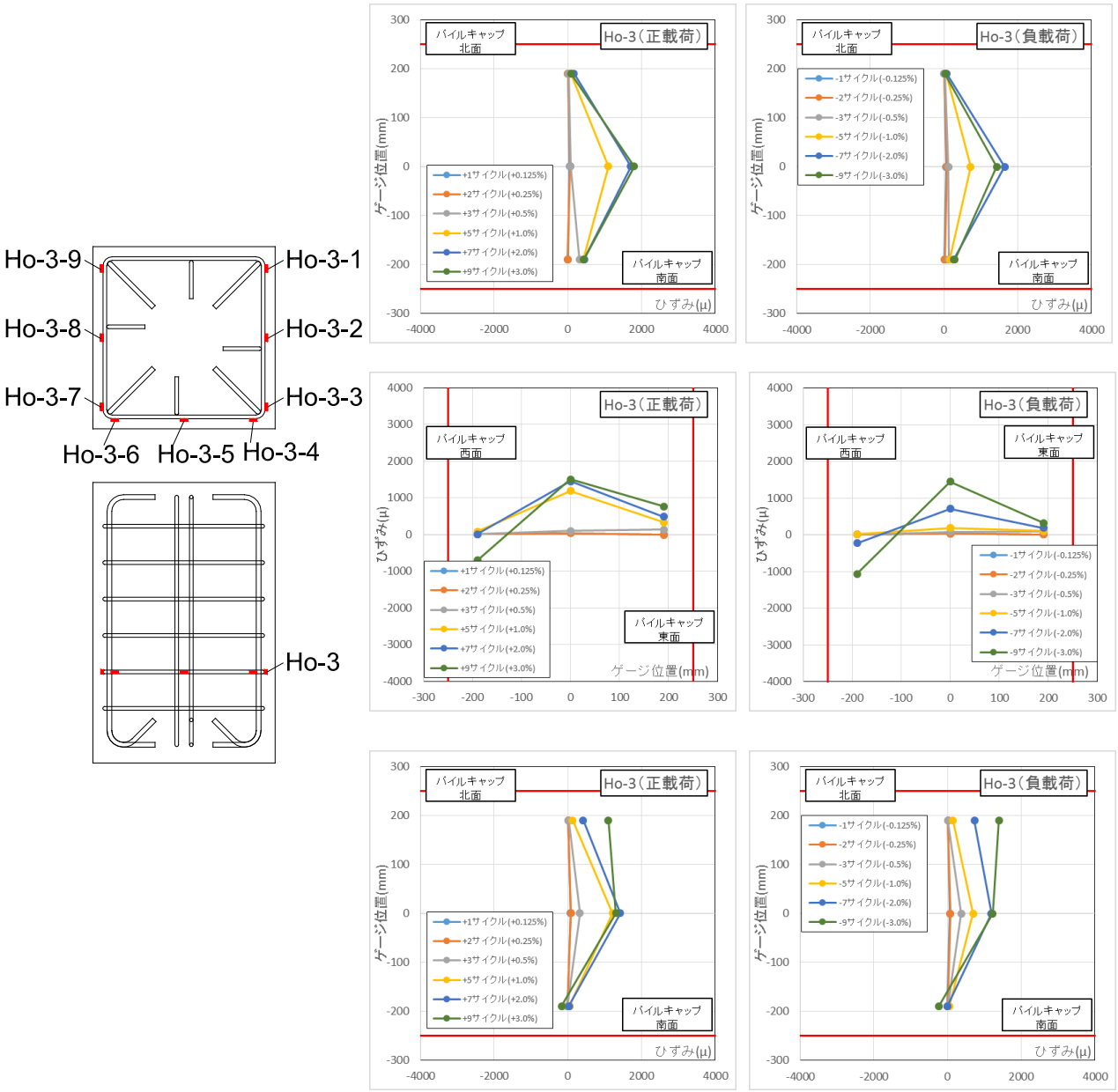


図 5.3.649　試験体 C-2　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-3)

(2)　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3 の各鉄筋ひずみ分布

1)　試験体 A-4

図 5.3.650～図 5.3.658 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.659** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.660** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.661** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.662** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.663～図 5.3.664** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.665～図 5.3.669** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

2)　試験体 A-5

図 5.3.670～図 5.3.678 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.679** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.680** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.681** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.682** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.683～図 5.3.684** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.685～図 5.3.689** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

3)　試験体 A-6

図 5.3.690～図 5.3.698 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.699** に基礎礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.700** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.701** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.702** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.703～図 5.3.704** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.705～図 5.3.709** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

4)　試験体 C-3

図 5.3.710～図 5.3.718 に基礎礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.719** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.720** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.721** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.722** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.723～図 5.3.724** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.725～図 5.3.731** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

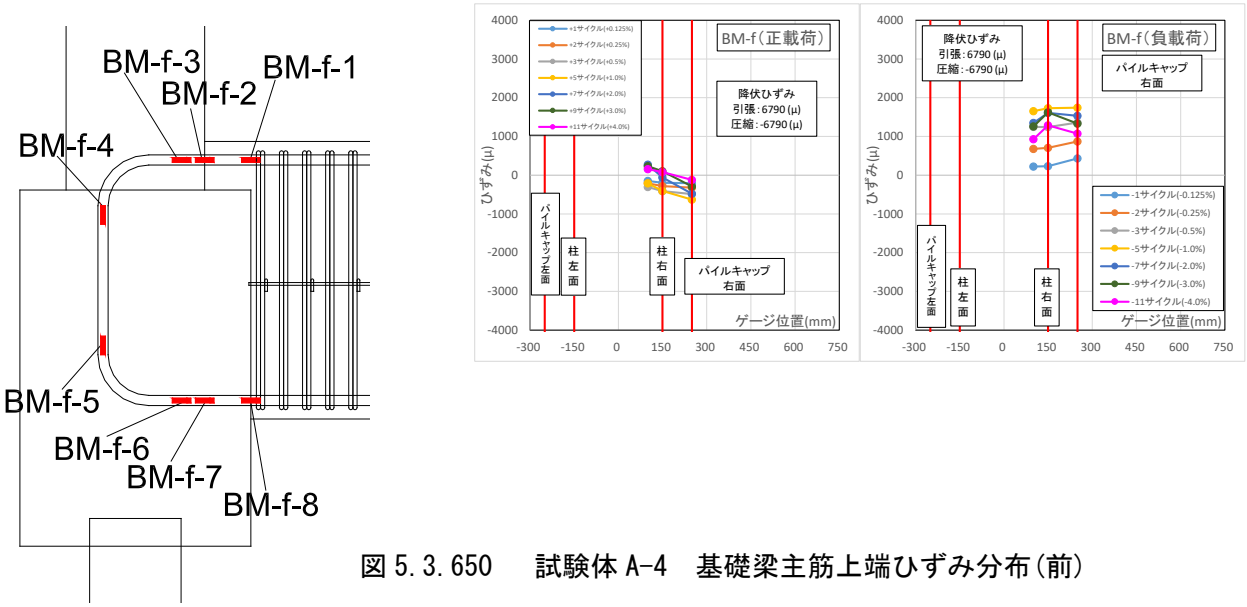


図 5.3.650　試験体 A-4　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

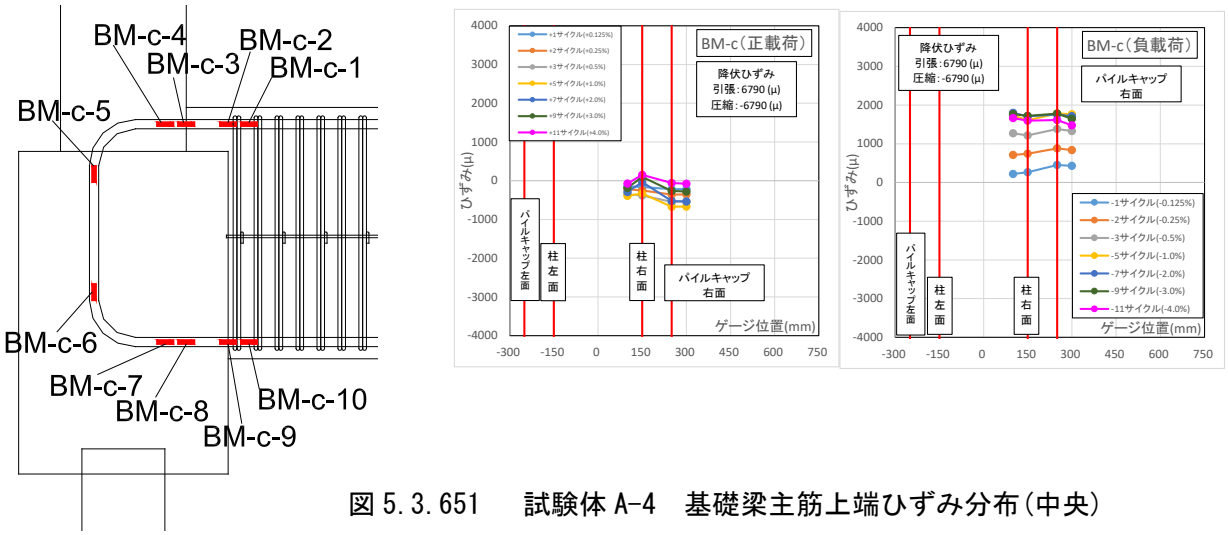


図 5.3.651　試験体 A-4　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

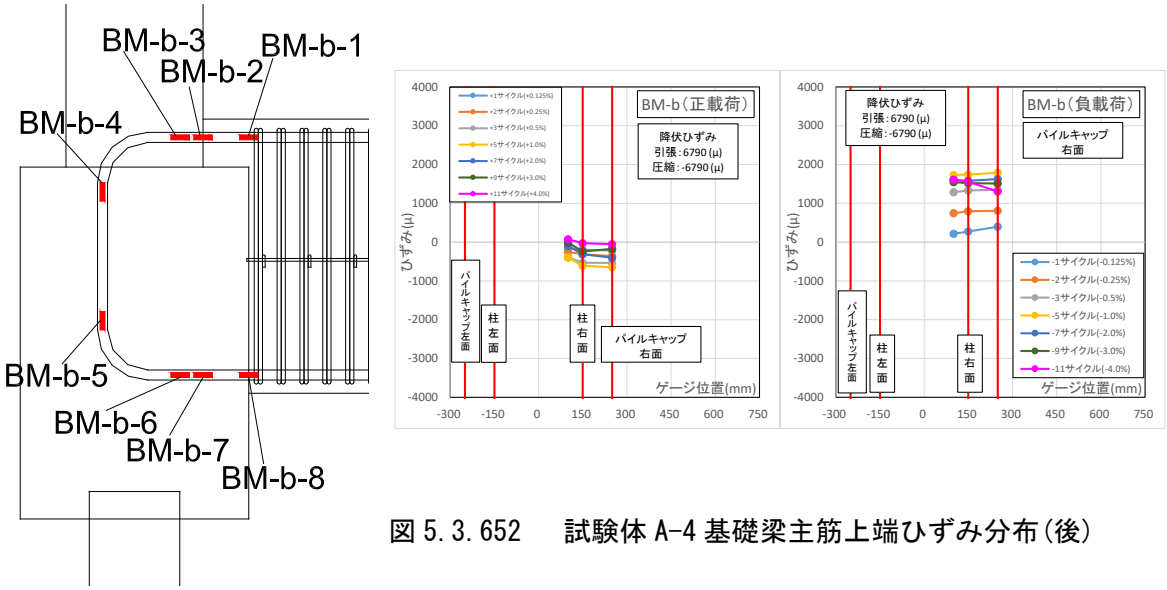
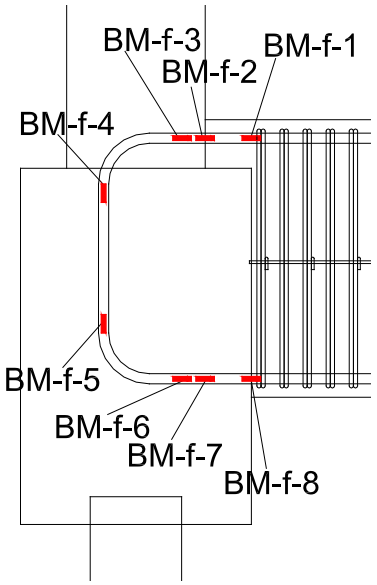


図 5.3.652　試験体 A-4 基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)



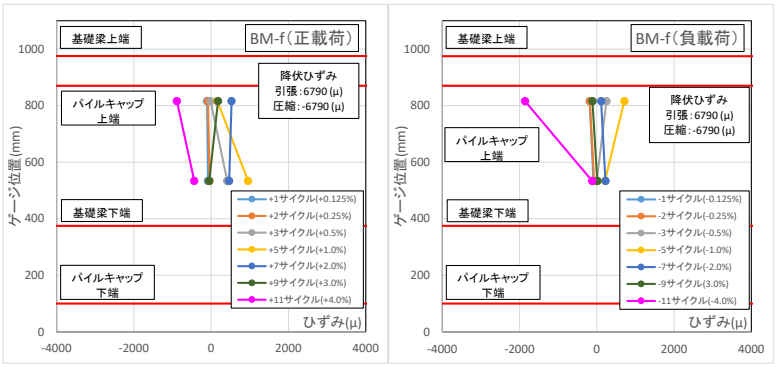
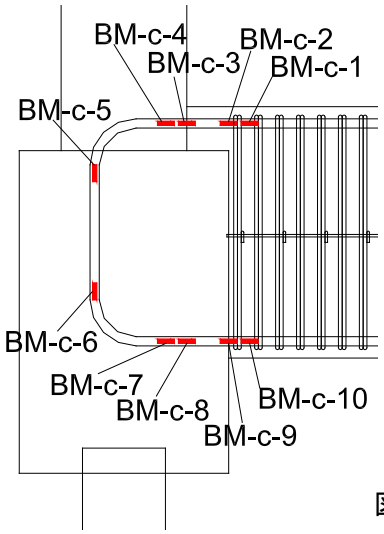


図 5.3.653　試験体 A-4　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)



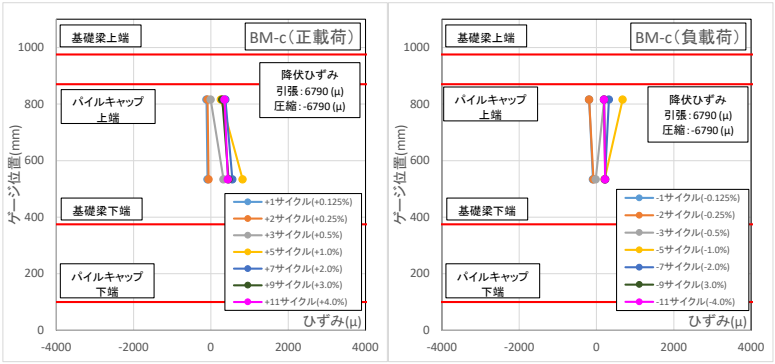
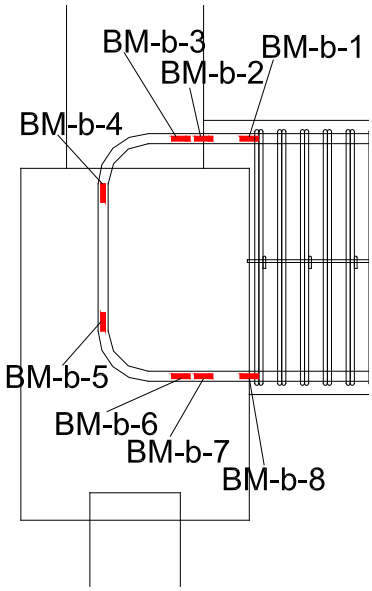


図 5.3.654　試験体 A-4　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)



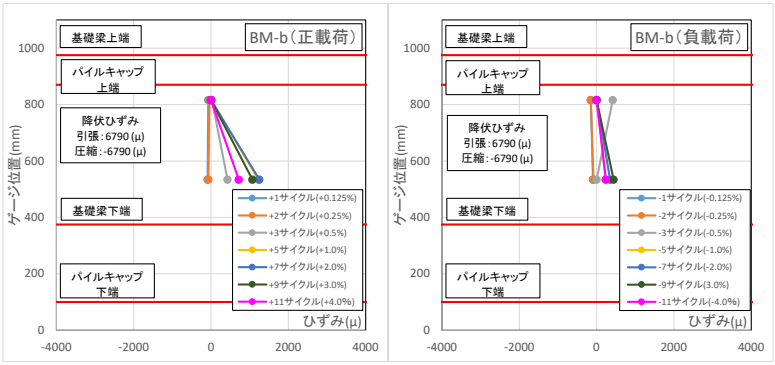


図 5.3.655　試験体 A-4 基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

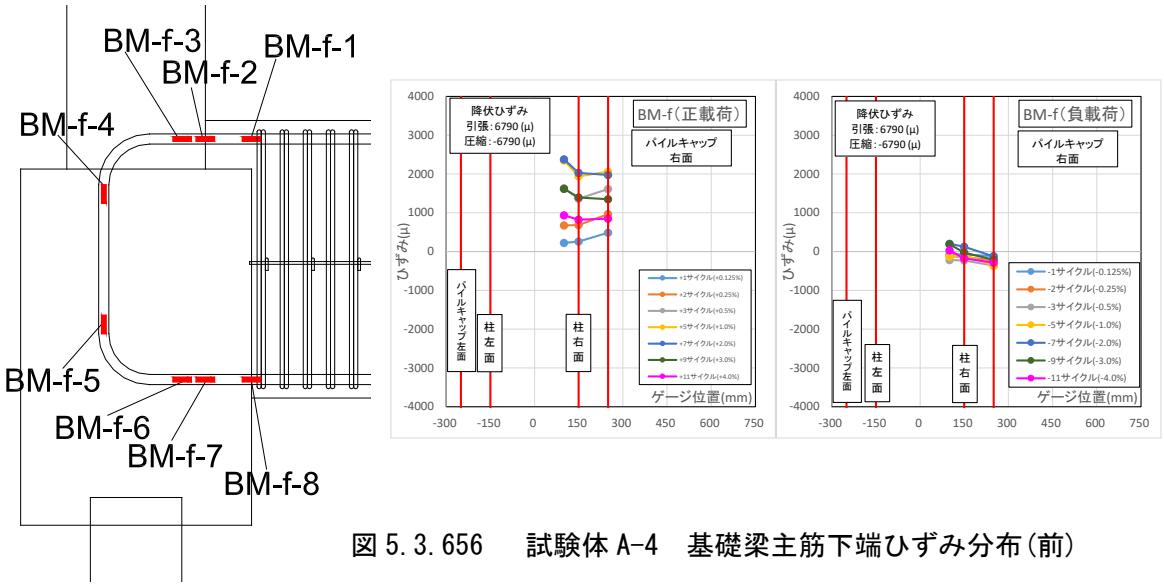


図 5.3.656　試験体 A-4　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

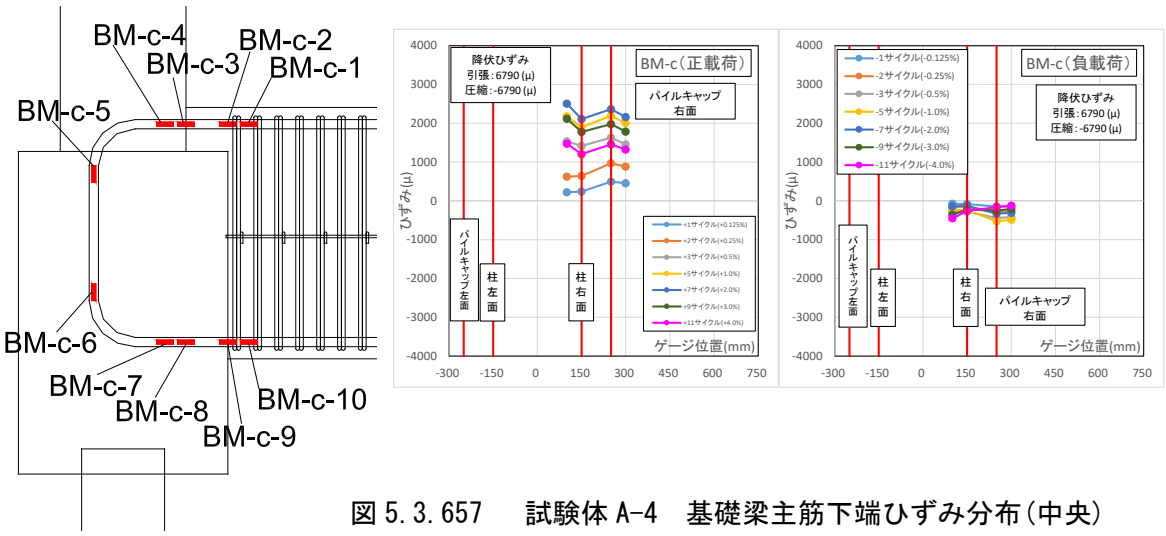


図 5.3.657　試験体 A-4　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

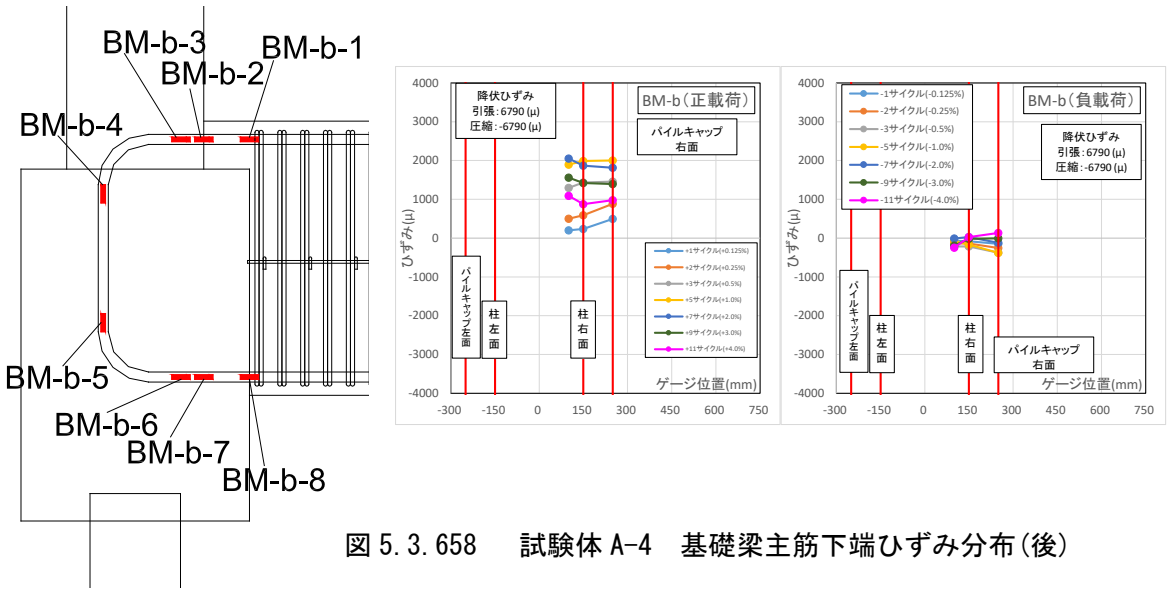


図 5.3.658　試験体 A-4　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

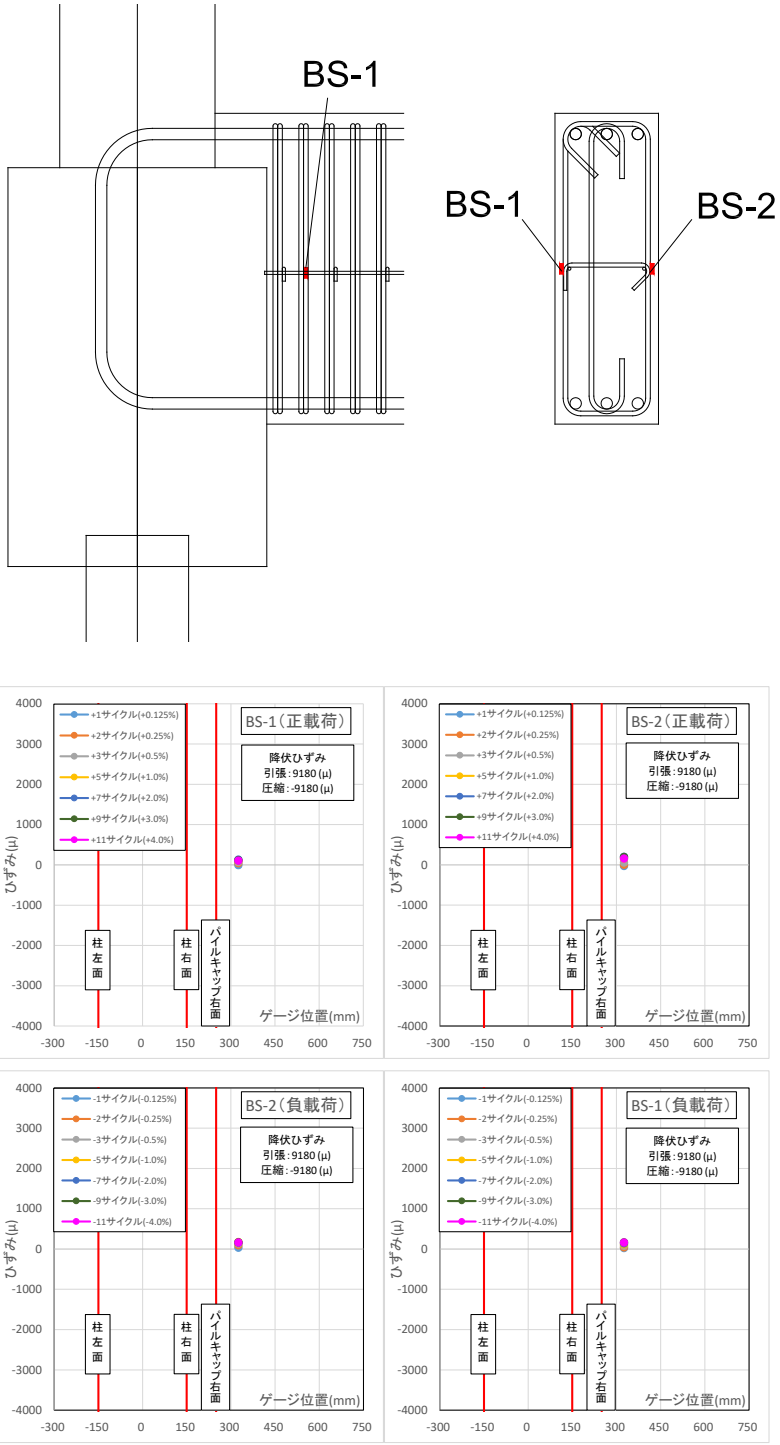


図 5.3.659　試験体 A-4　基礎梁補強筋ひずみ分布

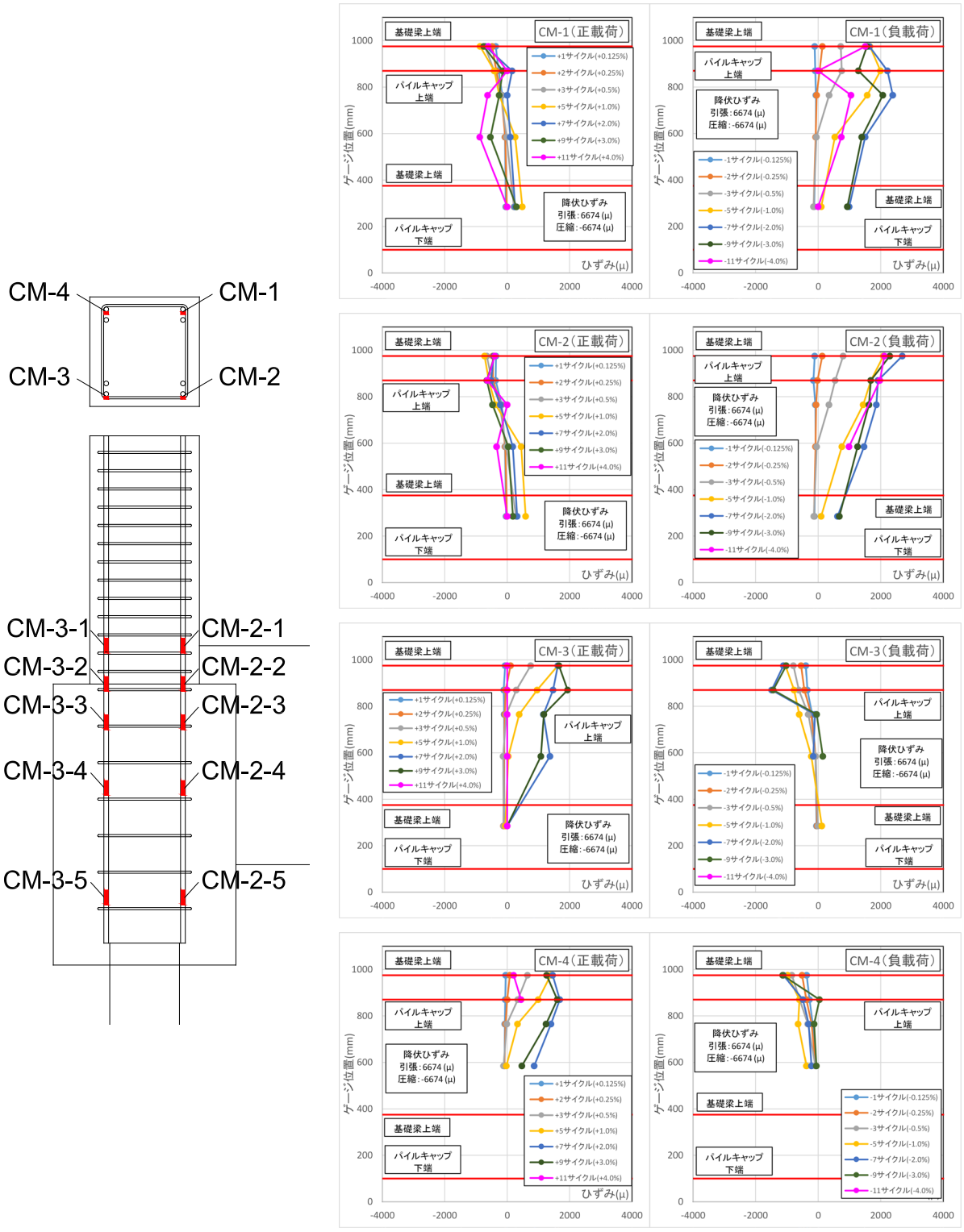


図 5.3.660　試験体 A-4　柱主筋ひずみ分布

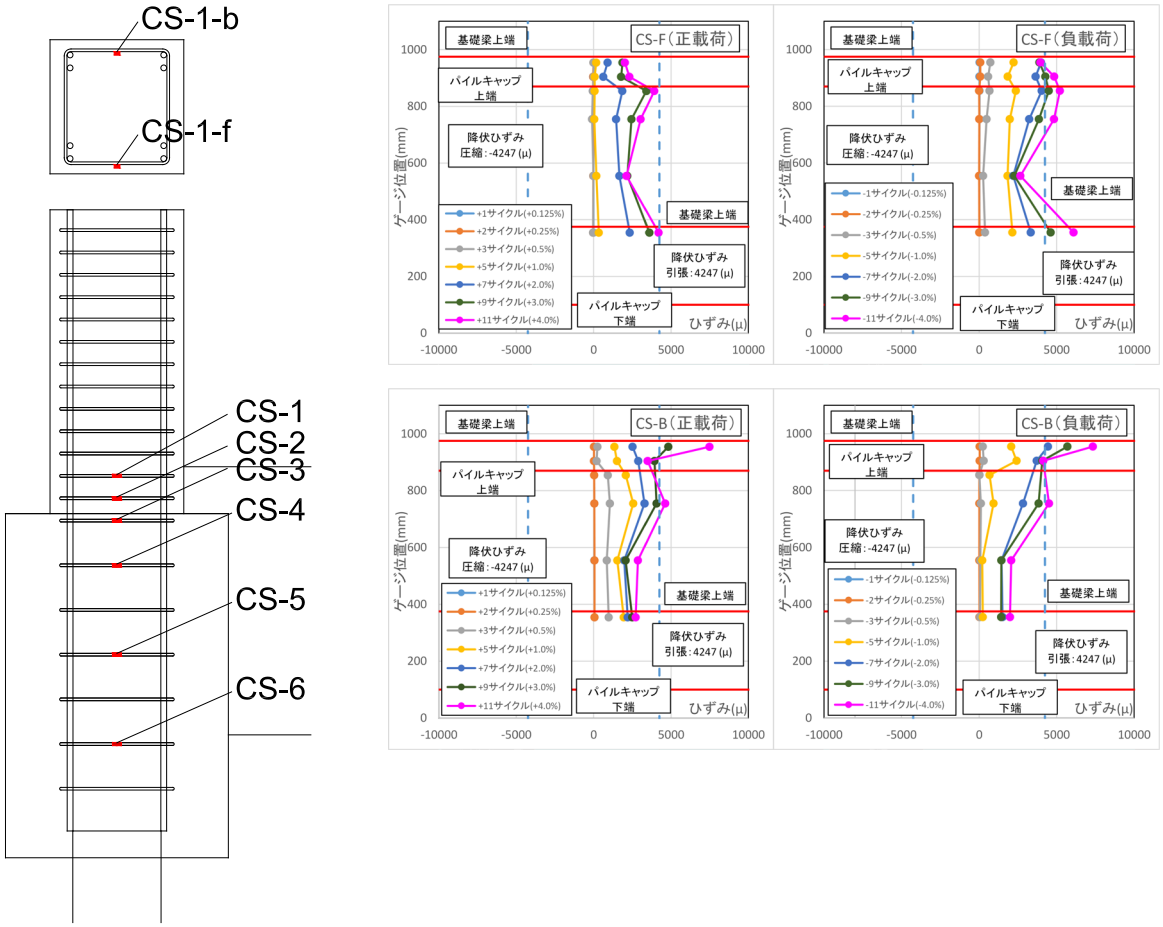


図 5.3.661　試験体 A-4　柱補強筋ひずみ分布

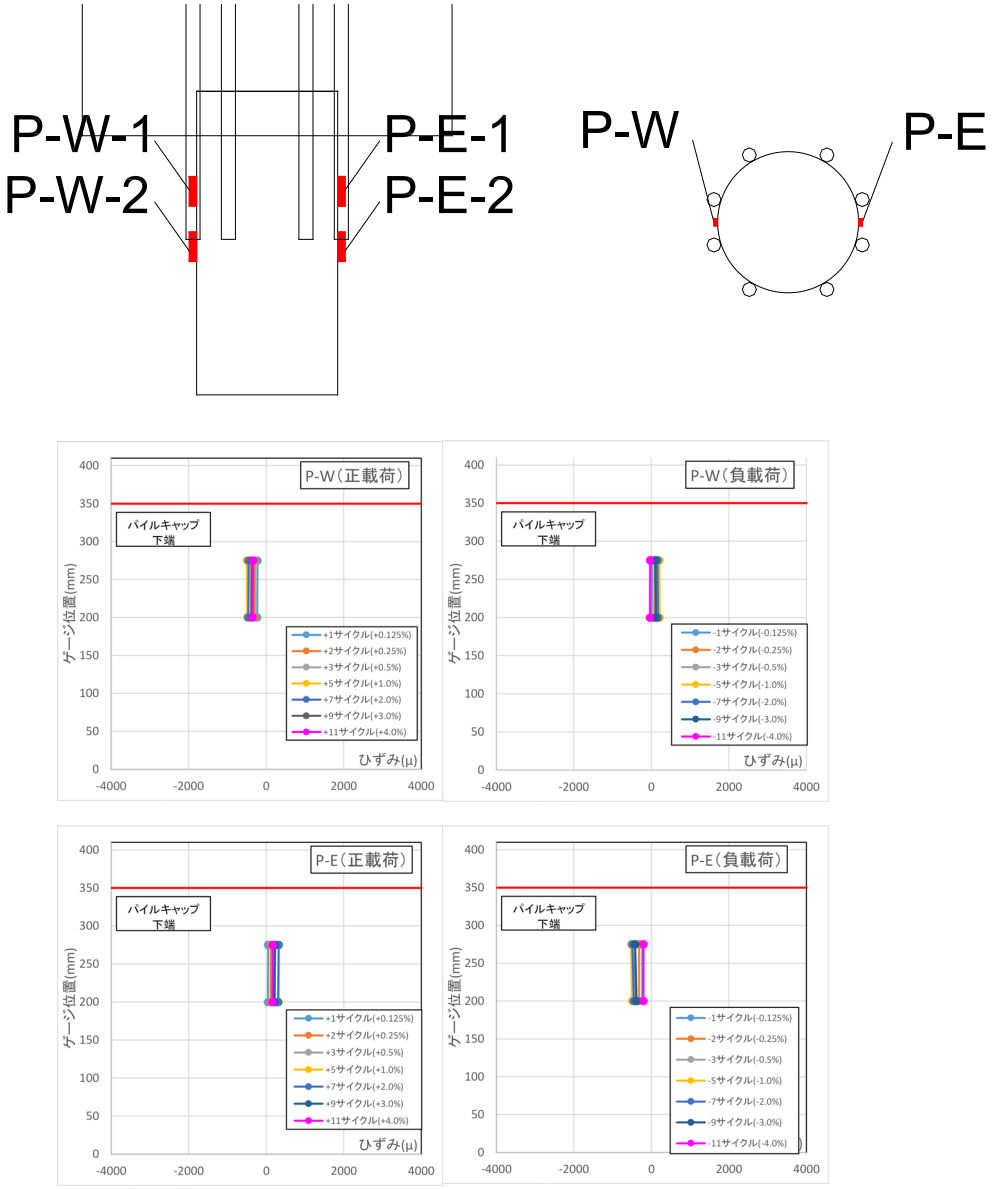


図 5.3.662　試験体 A-4　杭体ひずみ分布

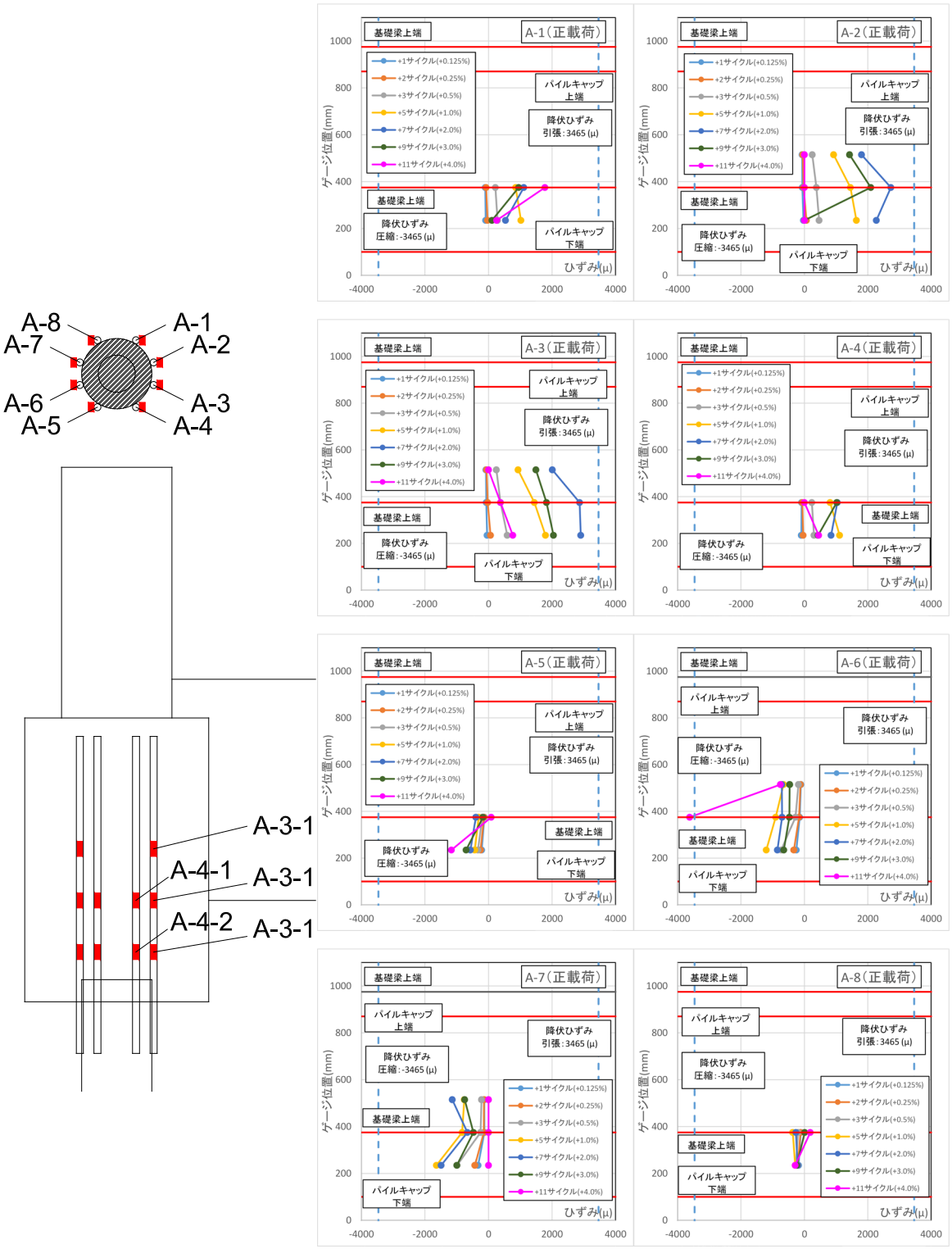
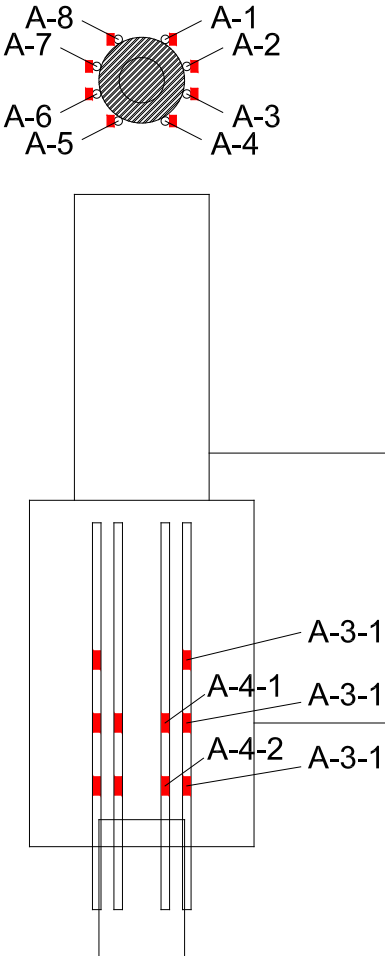


図 5.3.663　試験体 A-4　アンカー筋ひずみ分布(正載荷)



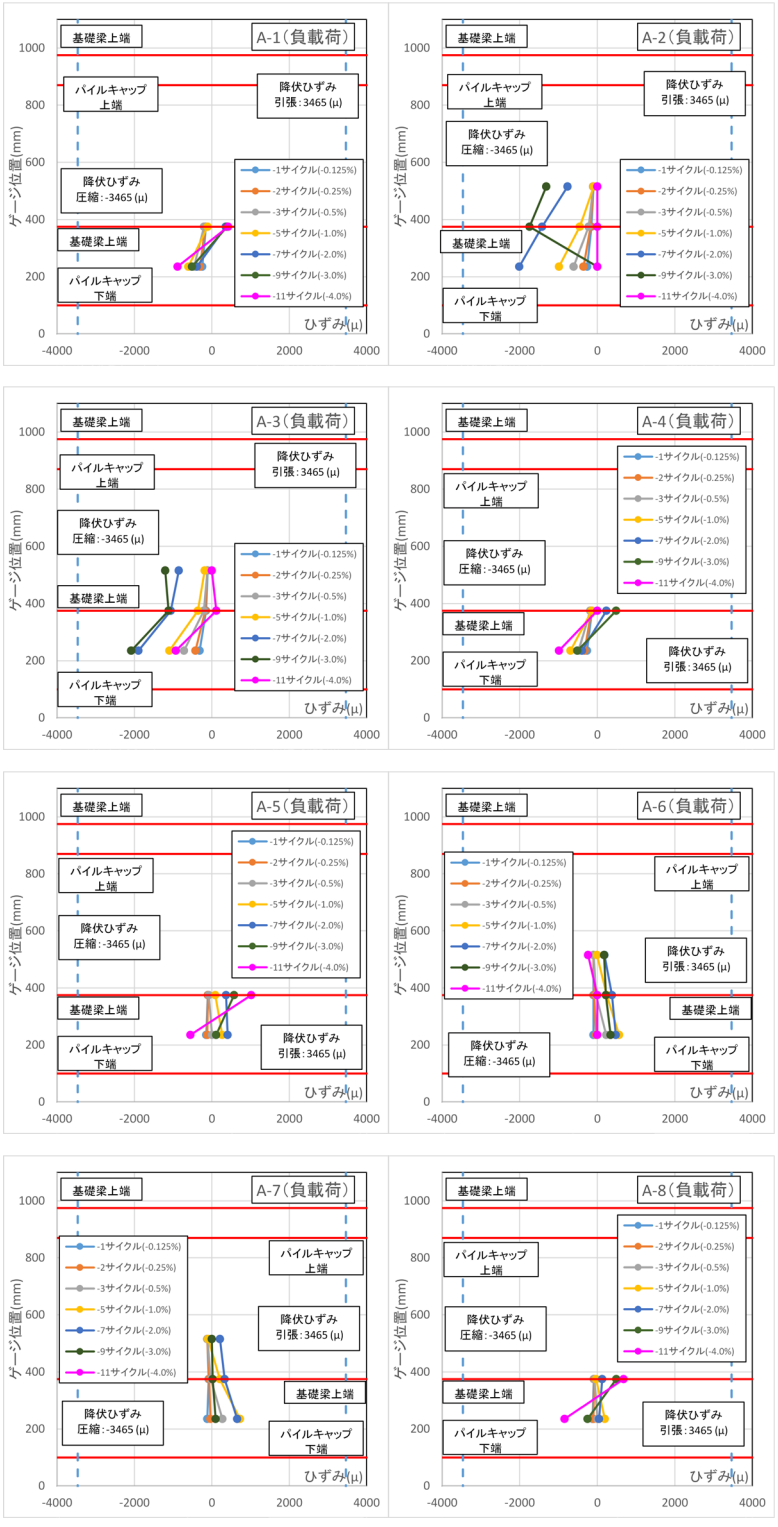


図 5.3.664　試験体 A-4　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)

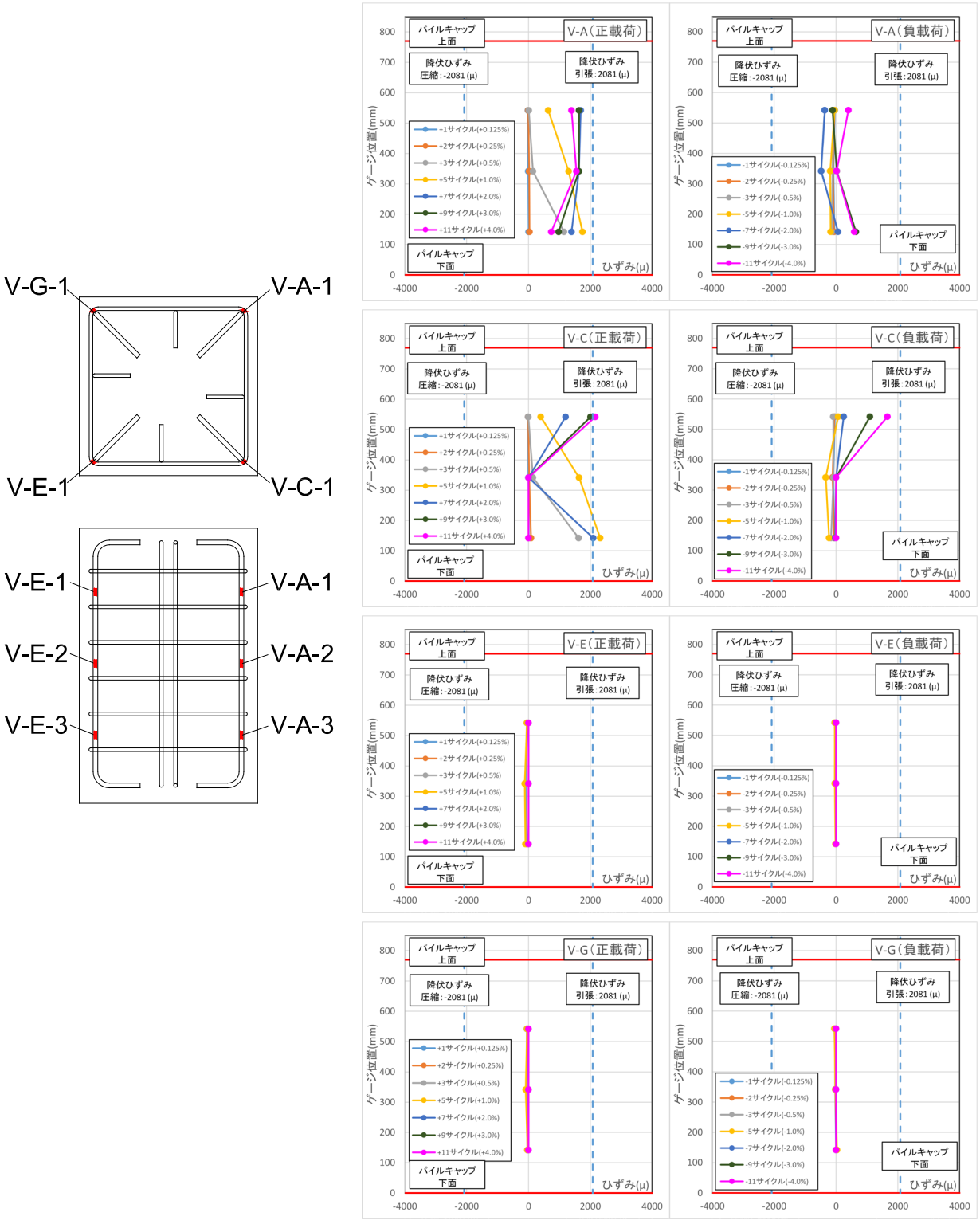


図 5.3.665　試験体 A-4　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対角部)

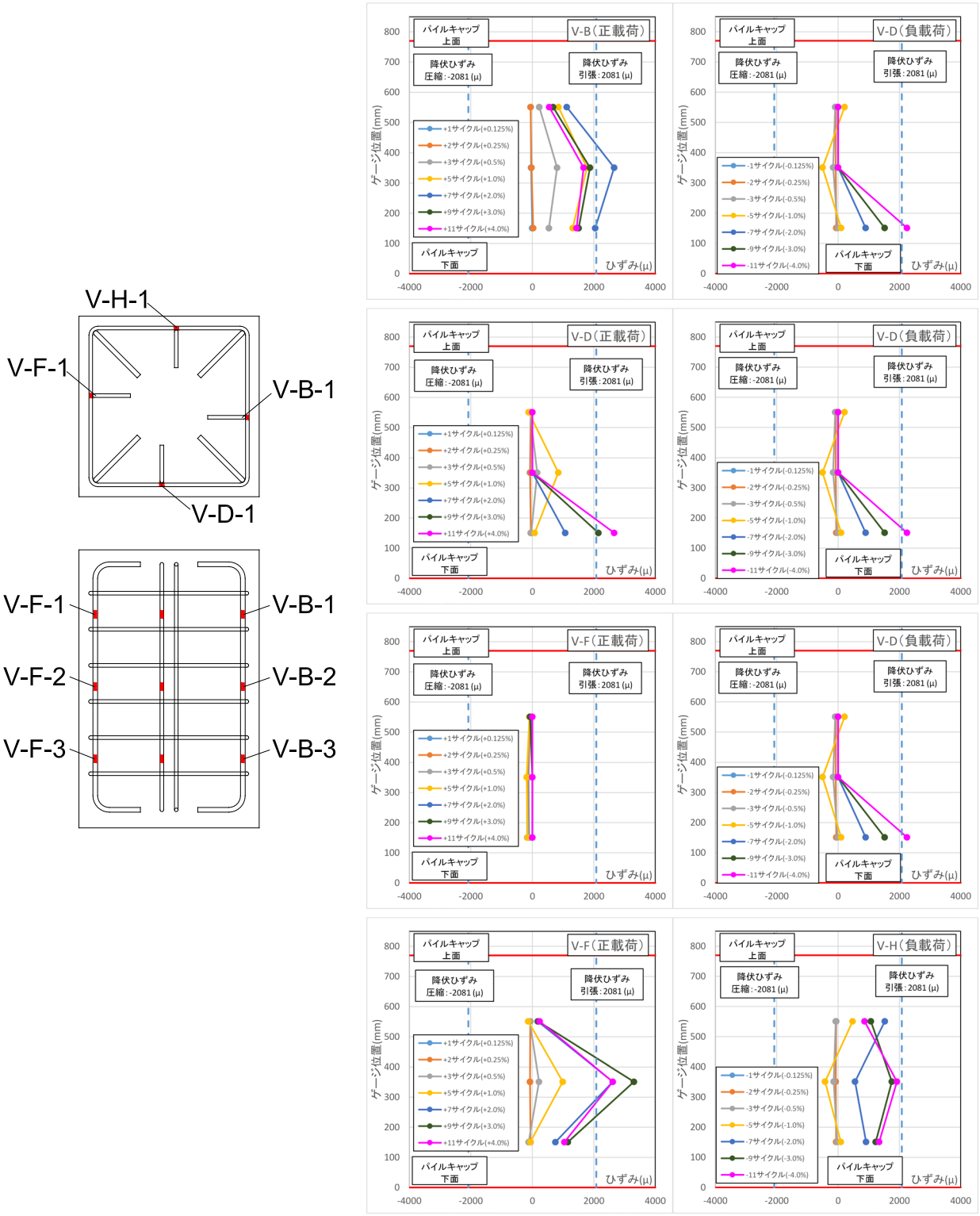


図 5.3.666　試験体 A-4　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)

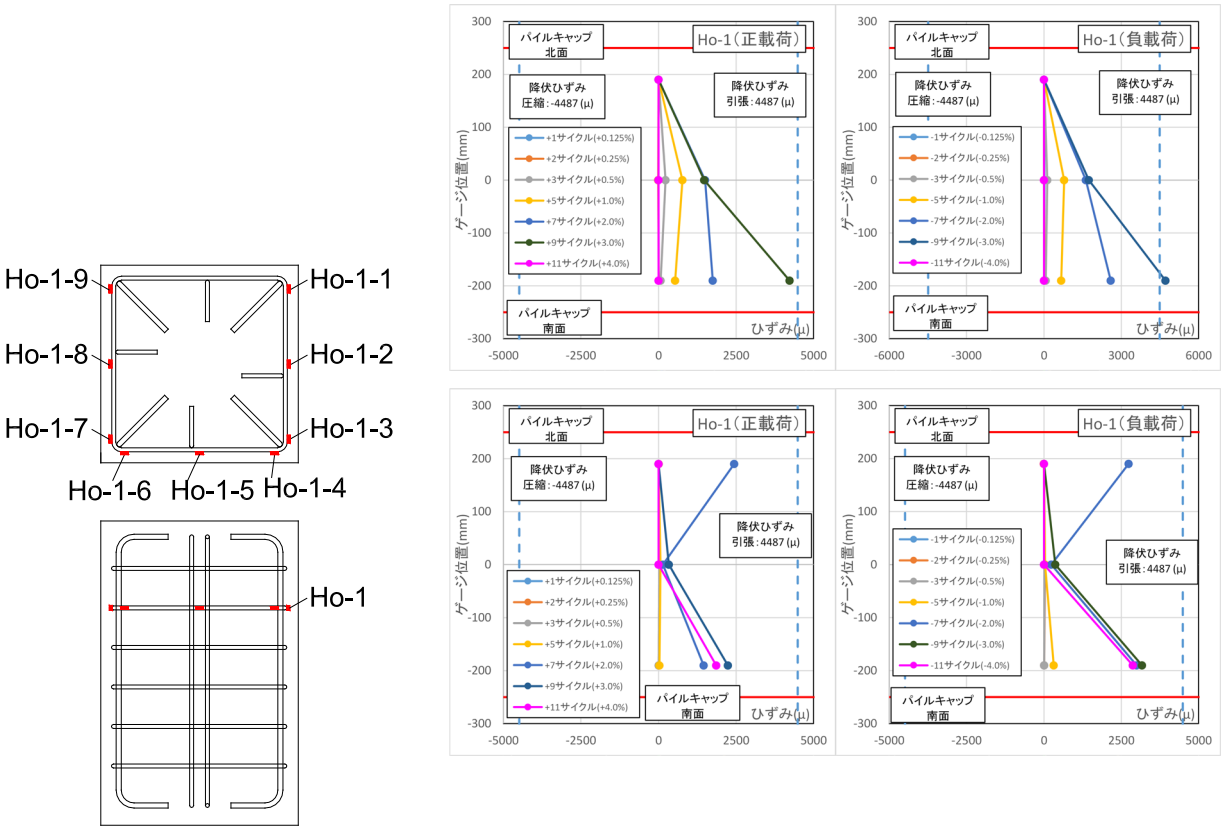


図 5.3.667　試験体 A-4　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-1)

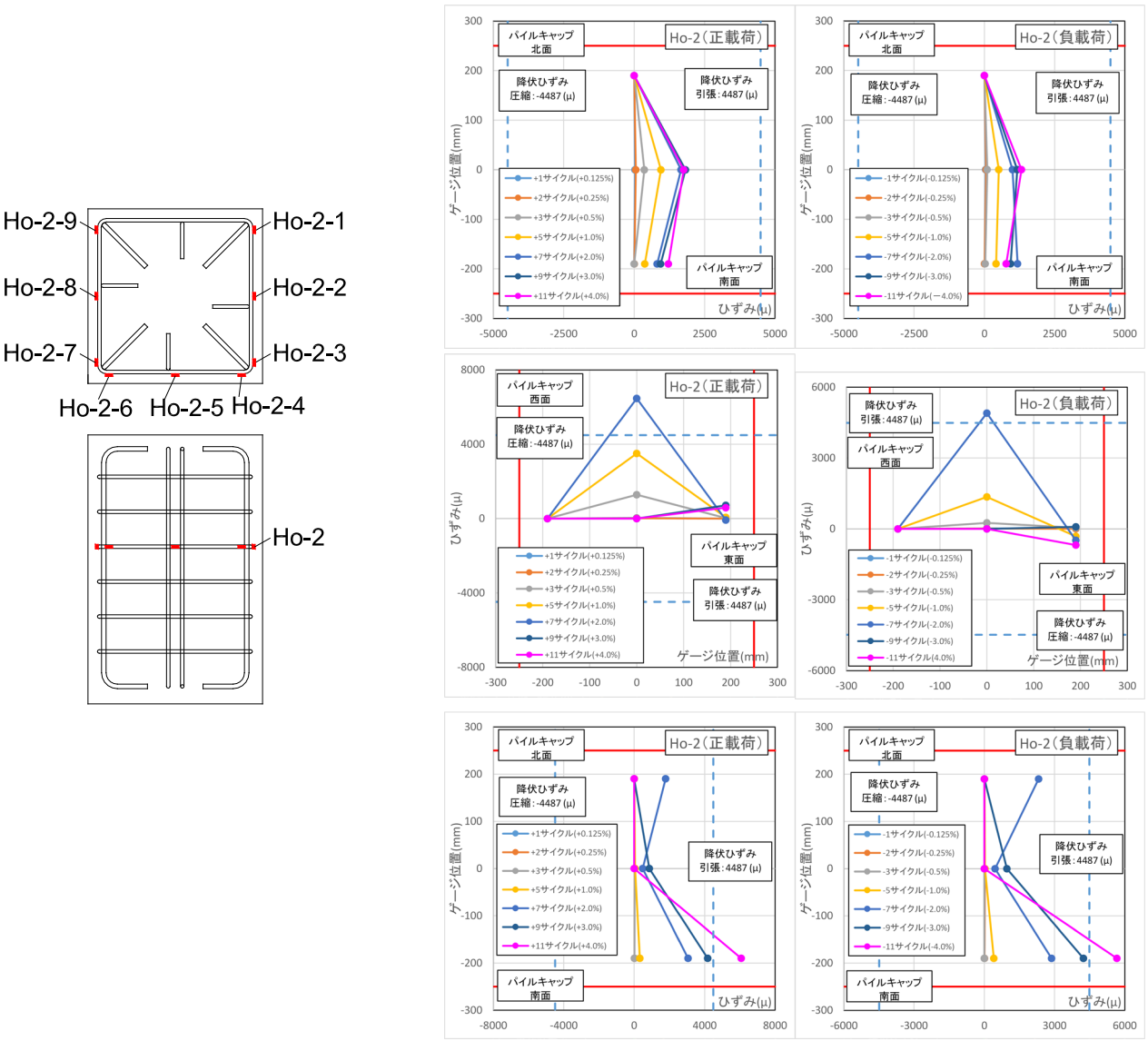


図 5.3.668　試験体 A-4　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-2)

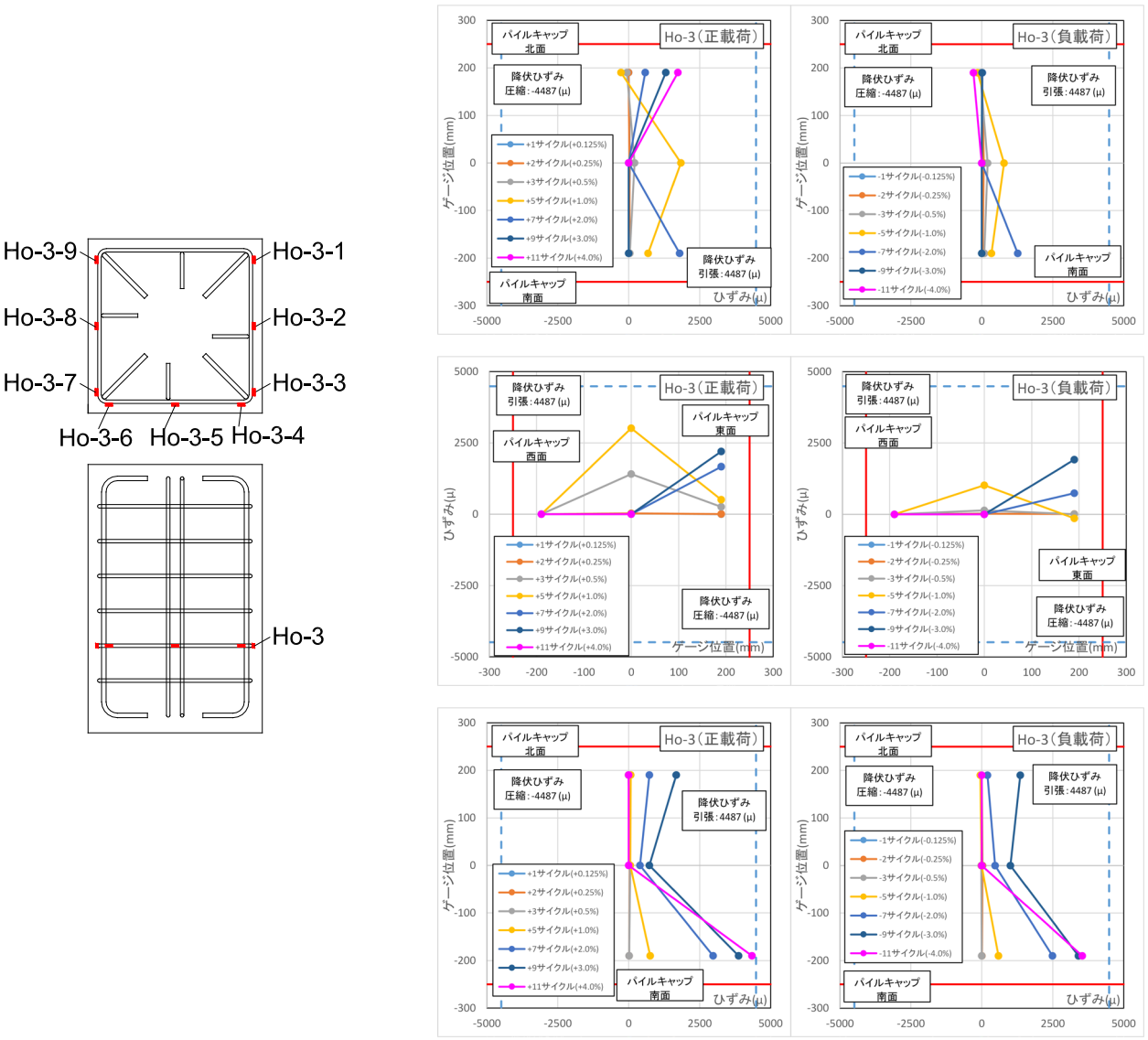
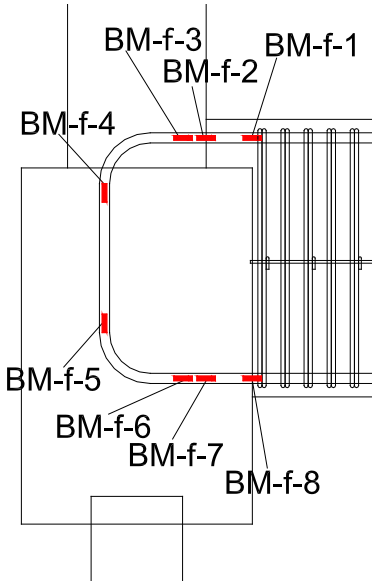


図 5.3.669　試験体 A-4　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-3)



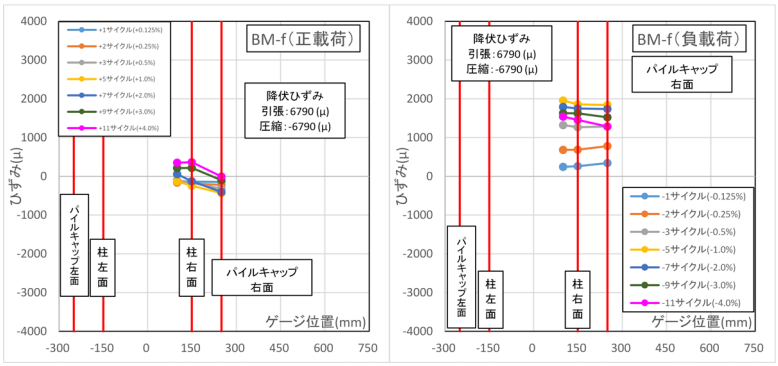
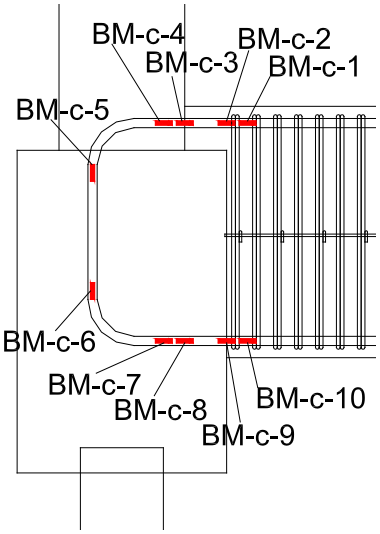


図 5.3.670　試験体 A-5　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)



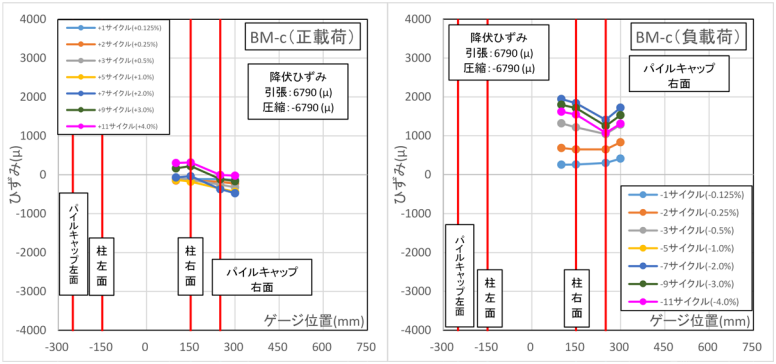
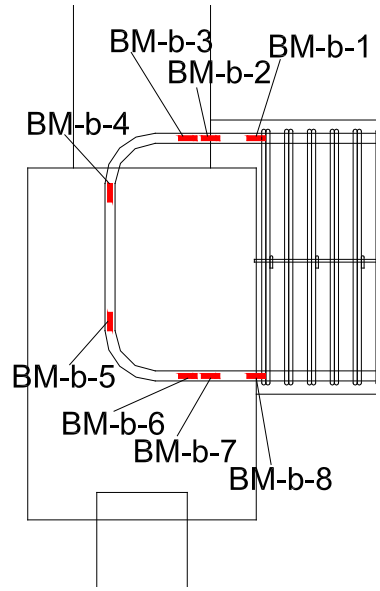


図 5.3.671　試験体 A-5　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)



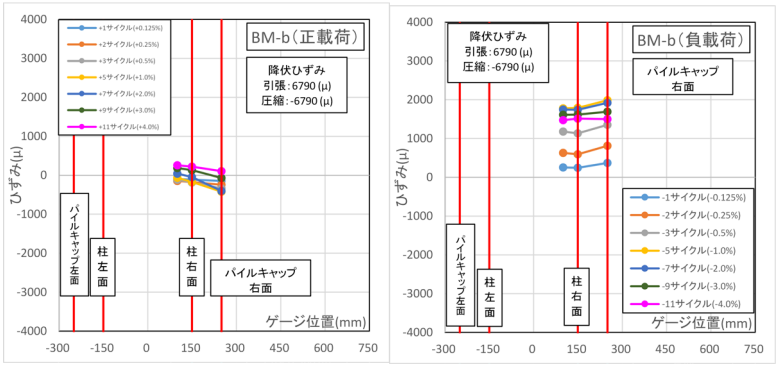


図 5.3.672　試験体 A-5　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

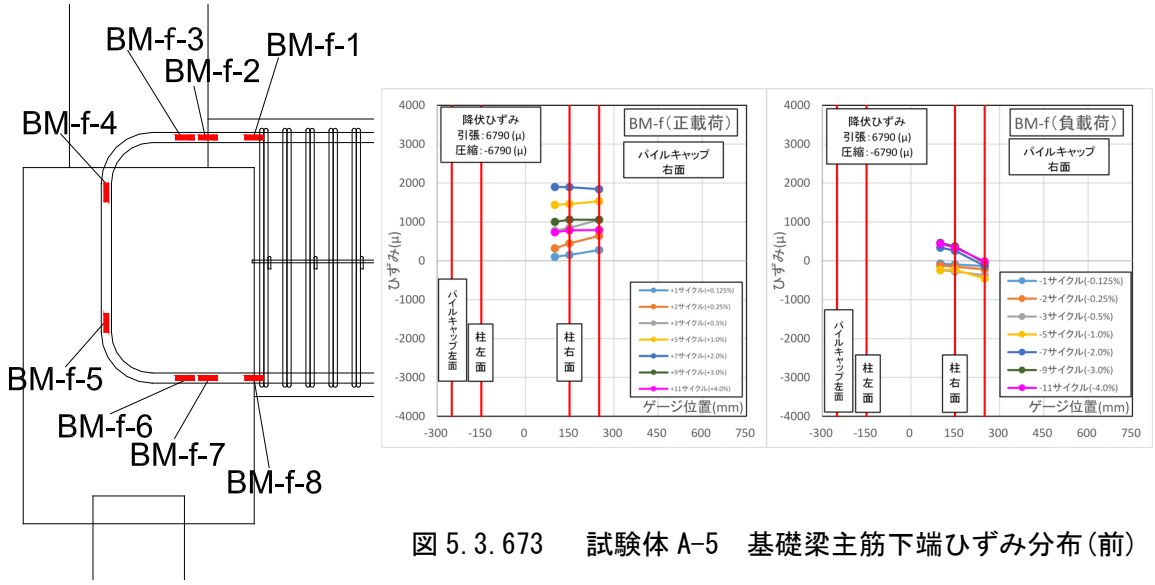


図 5.3.673　試験体 A-5　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

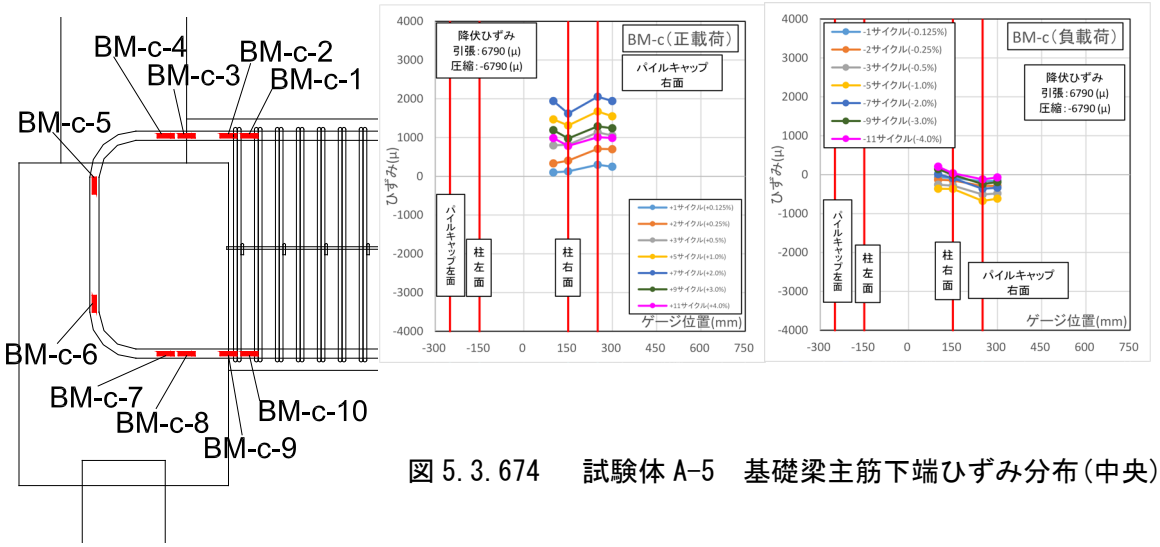


図 5.3.674　試験体 A-5　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

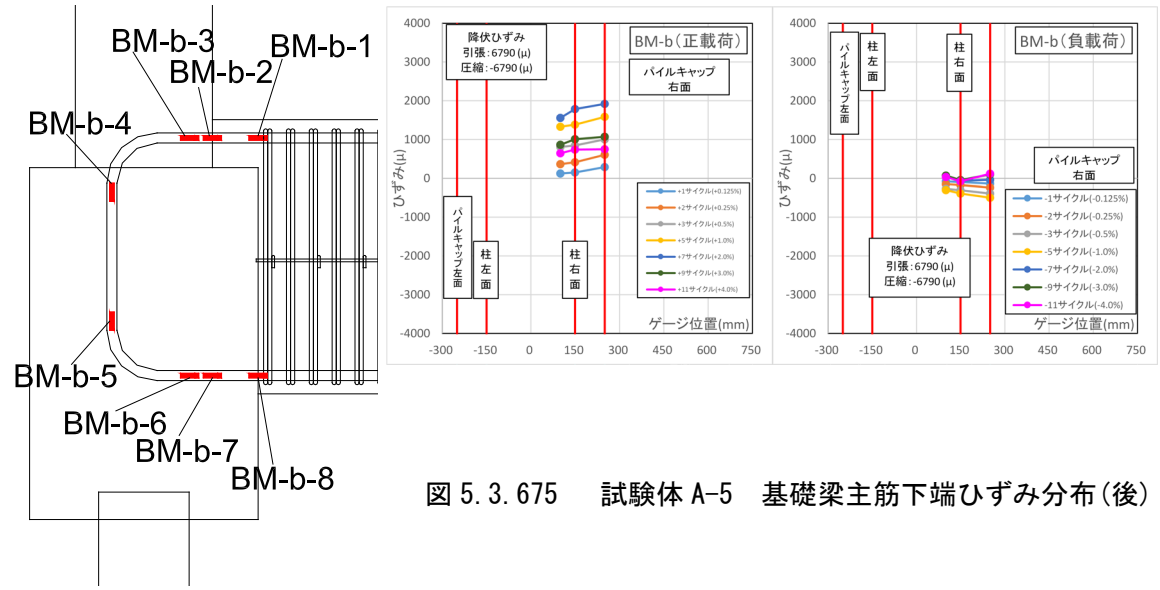


図 5.3.675　試験体 A-5　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

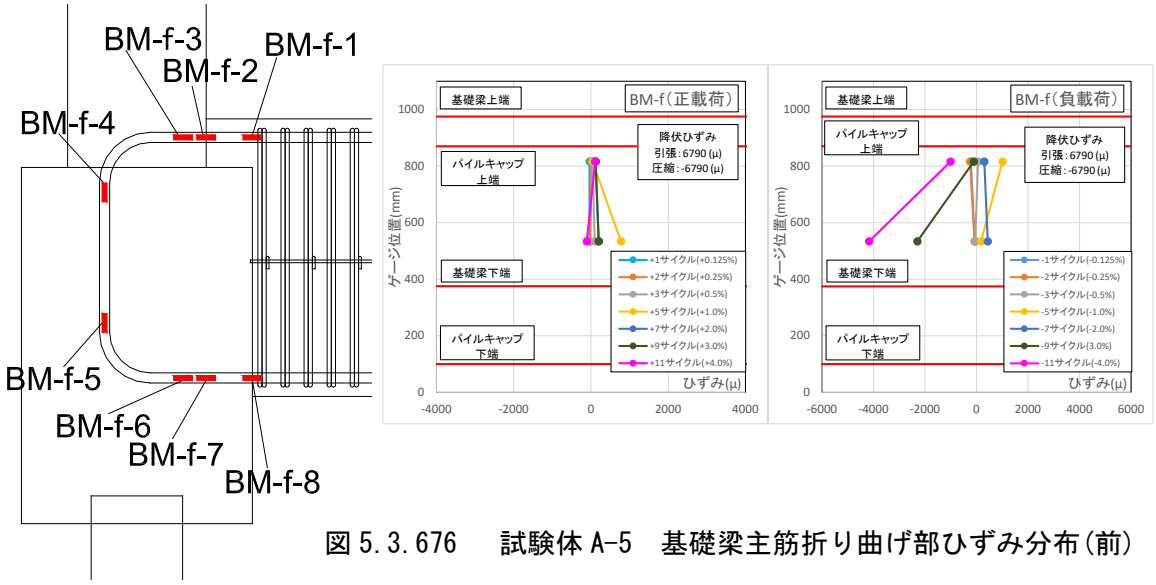


図 5.3.676　試験体 A-5　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

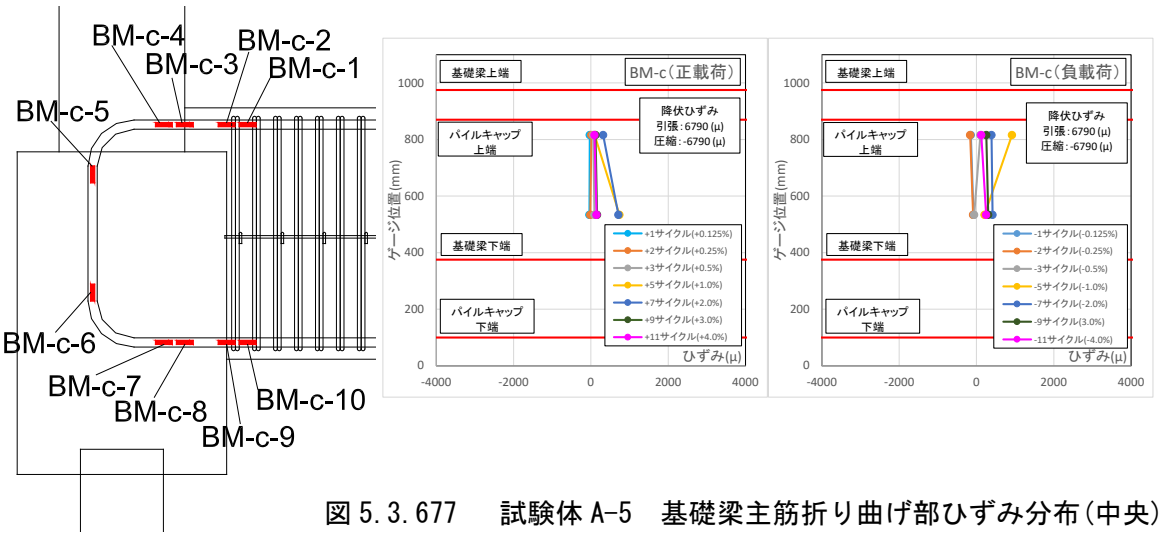


図 5.3.677　試験体 A-5　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

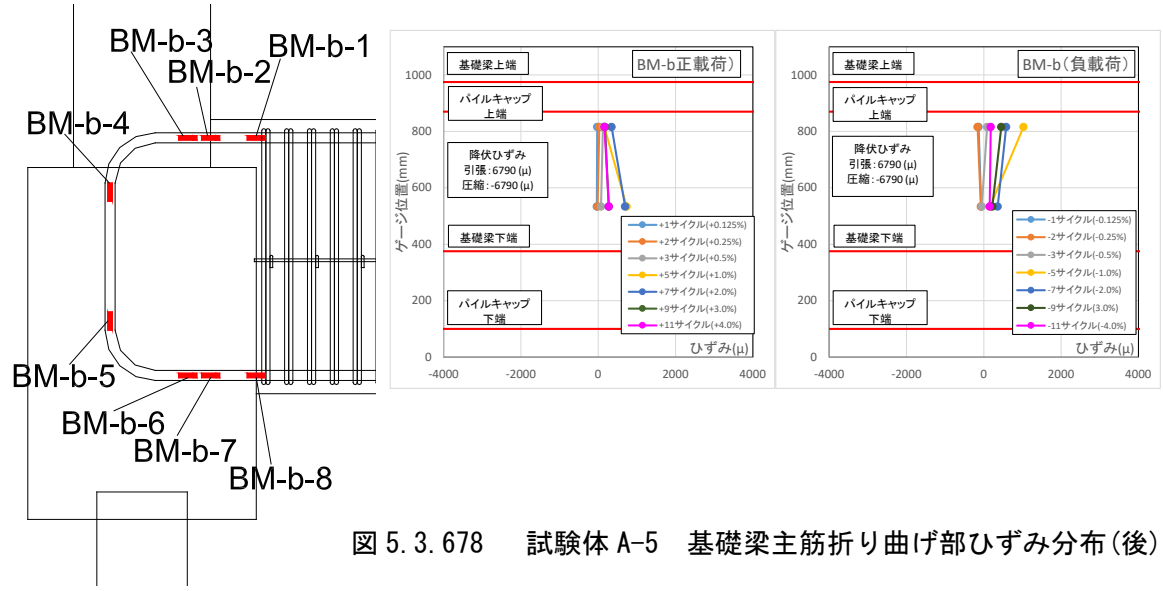


図 5.3.678　試験体 A-5　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

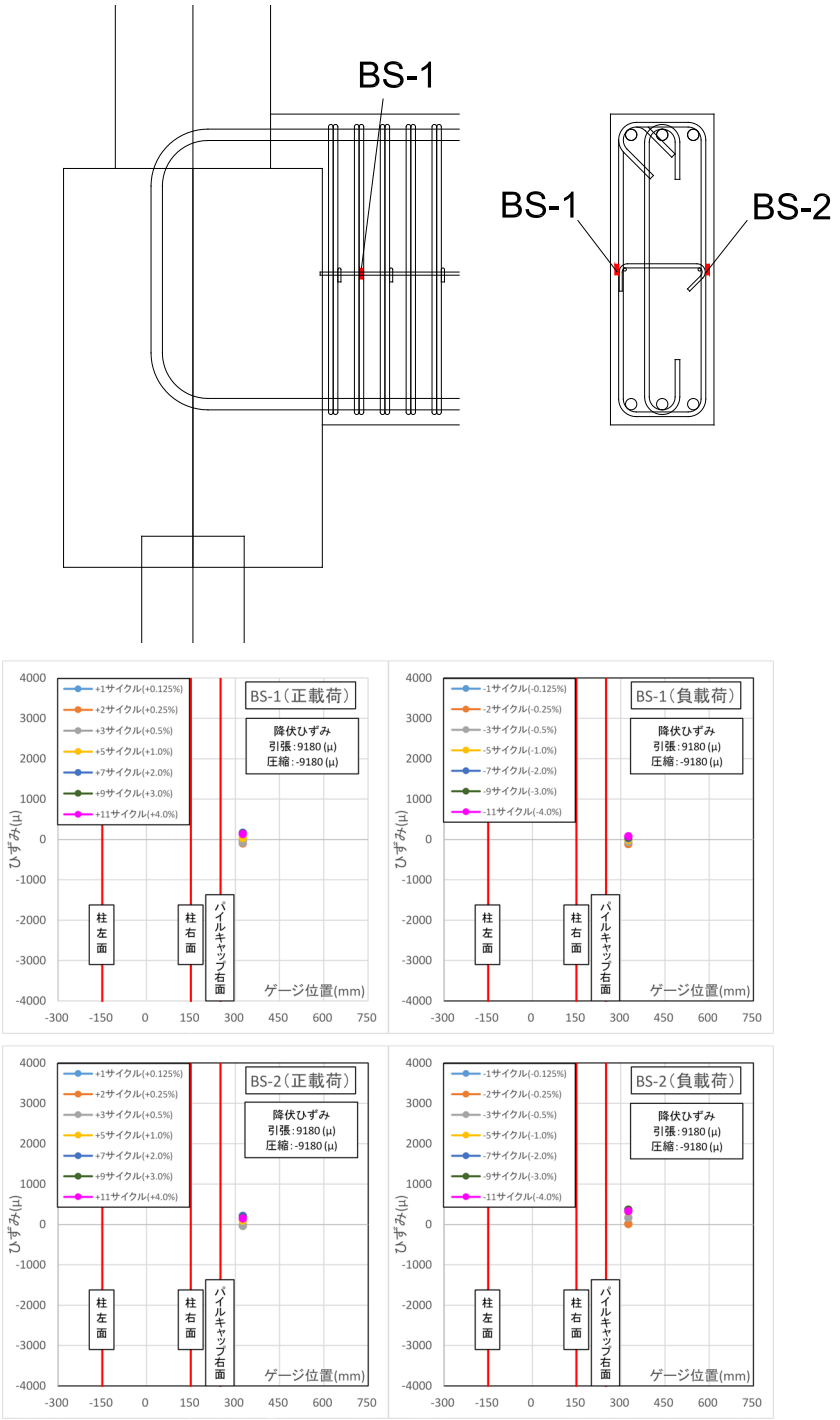
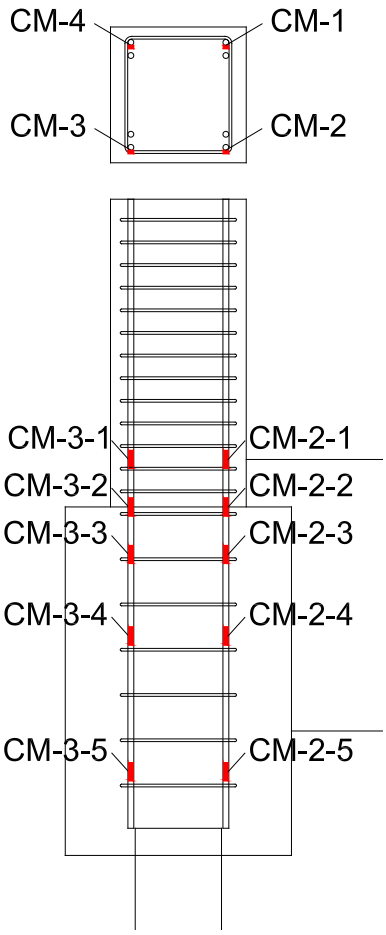


図 5.3.679　試験体 A-5　基礎梁補強筋ひずみ分布



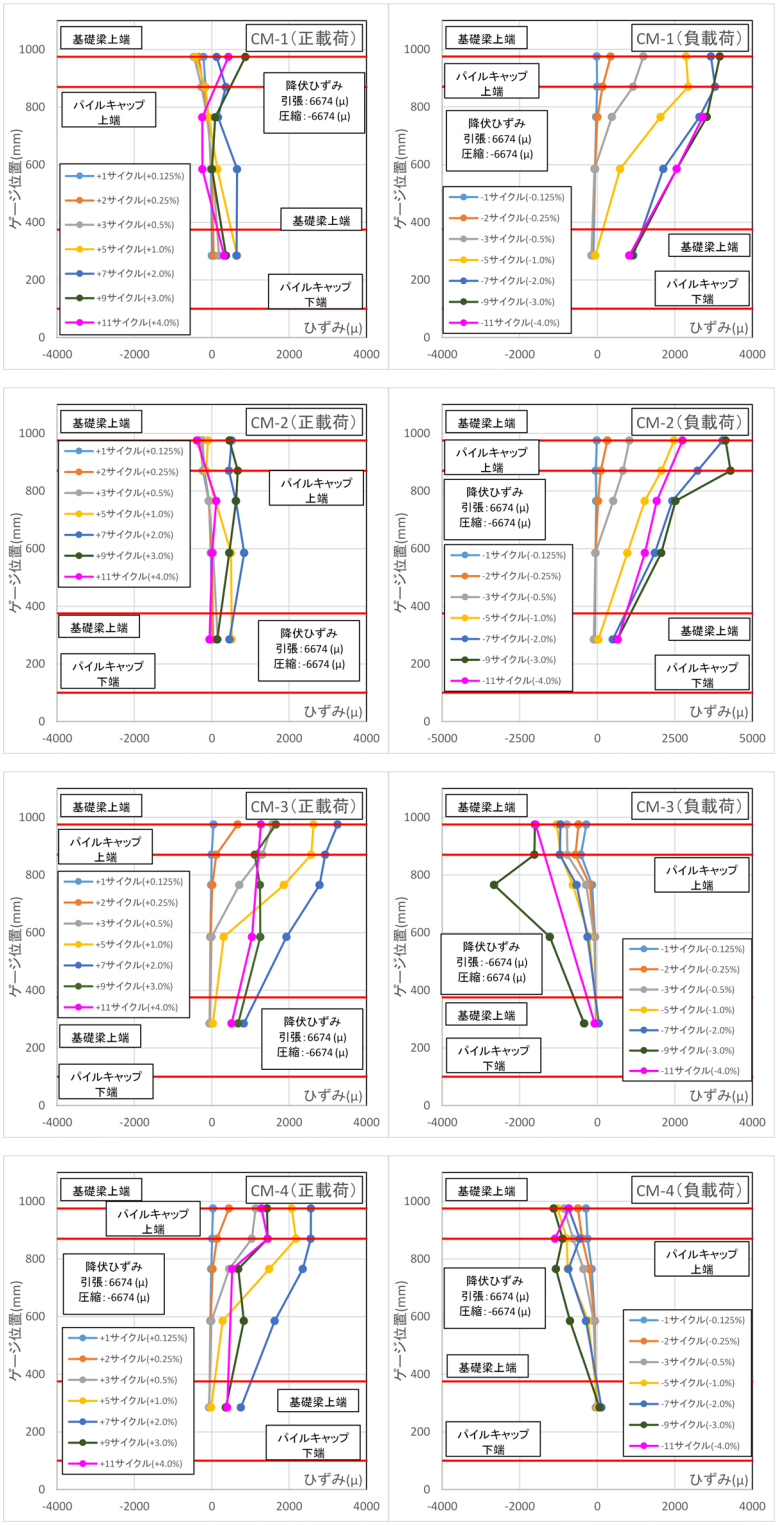


図 5.3.680　試験体 A-5　柱主筋ひずみ分布

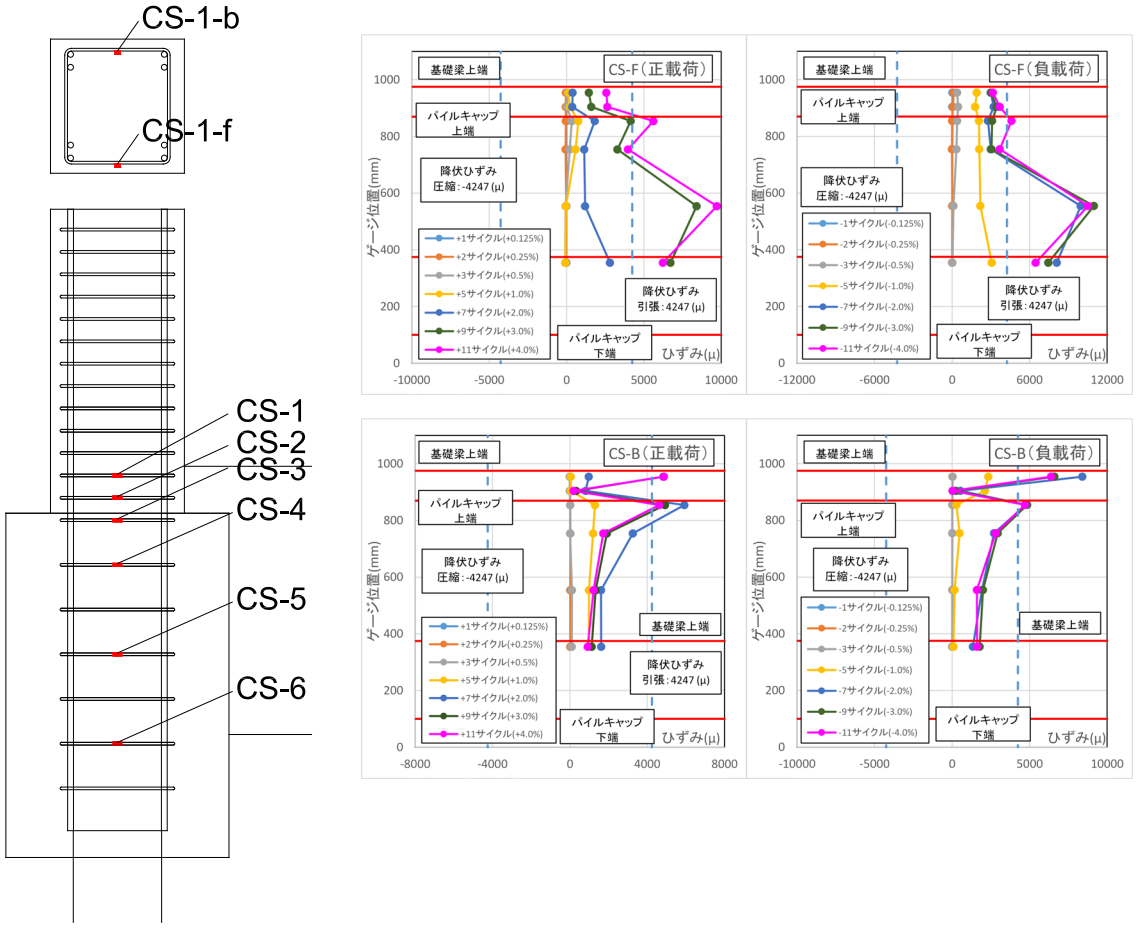


図 5.3.681　試験体 A-5　柱補強筋ひずみ分布

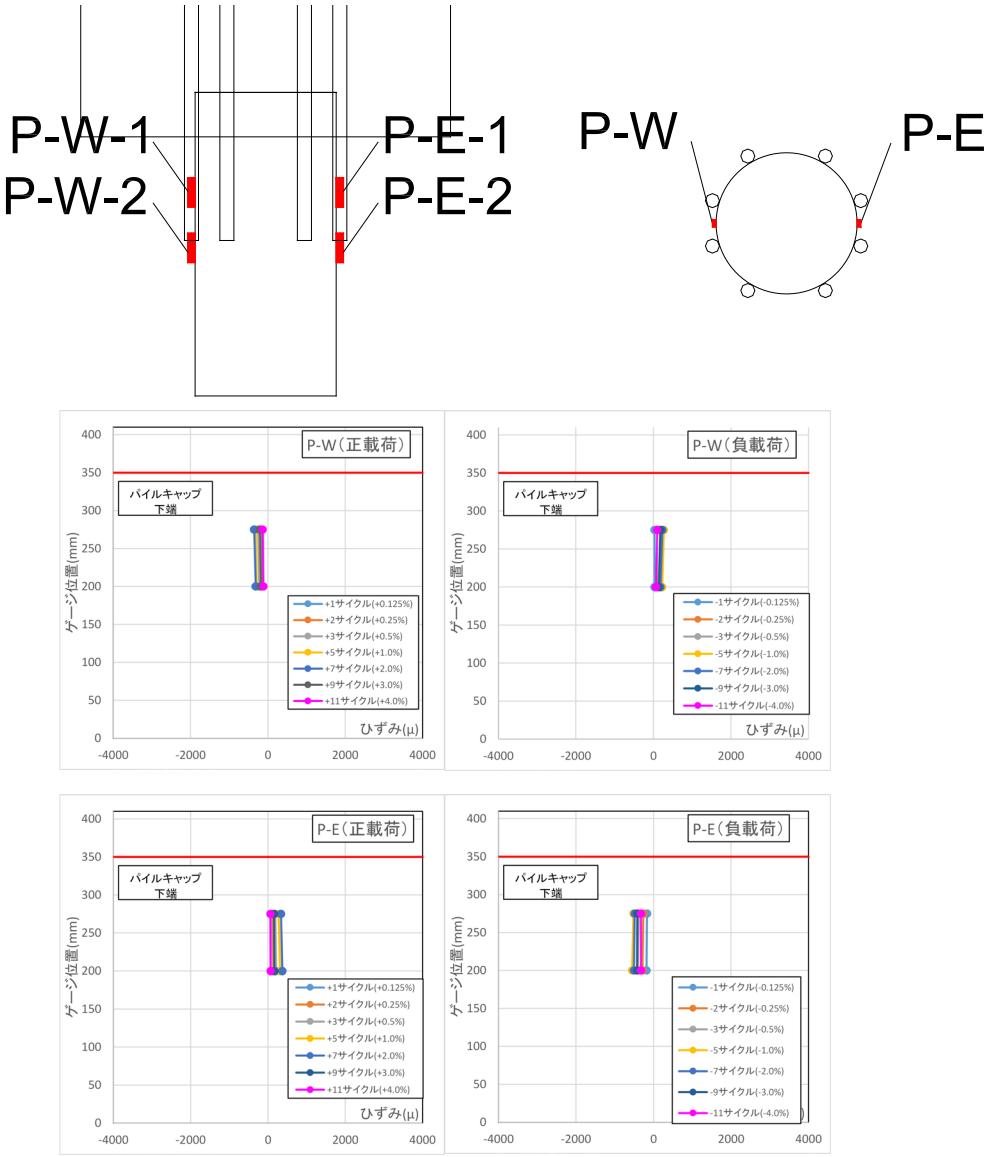
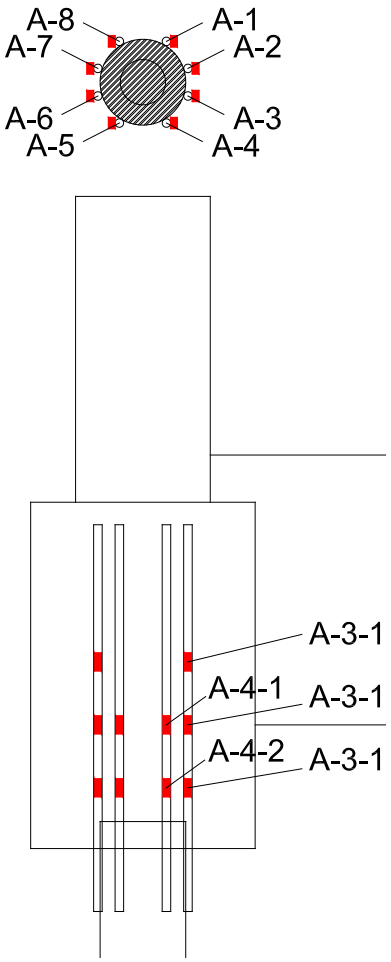


図 5.3.682　試験体 A-5　杭体ひずみ分布



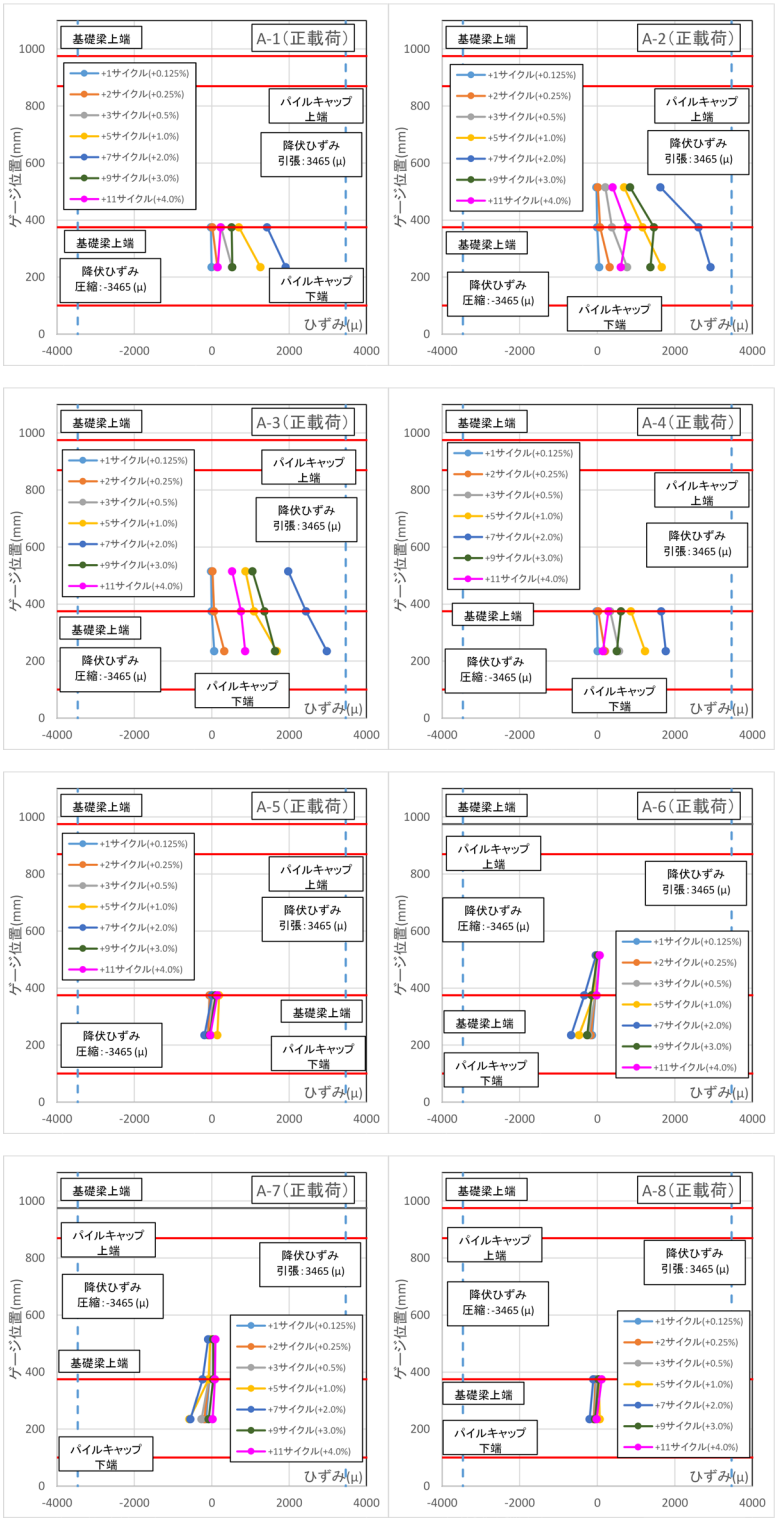


図 5.3.683　試験体 A-5　アンカー筋ひずみ分布(正載荷)

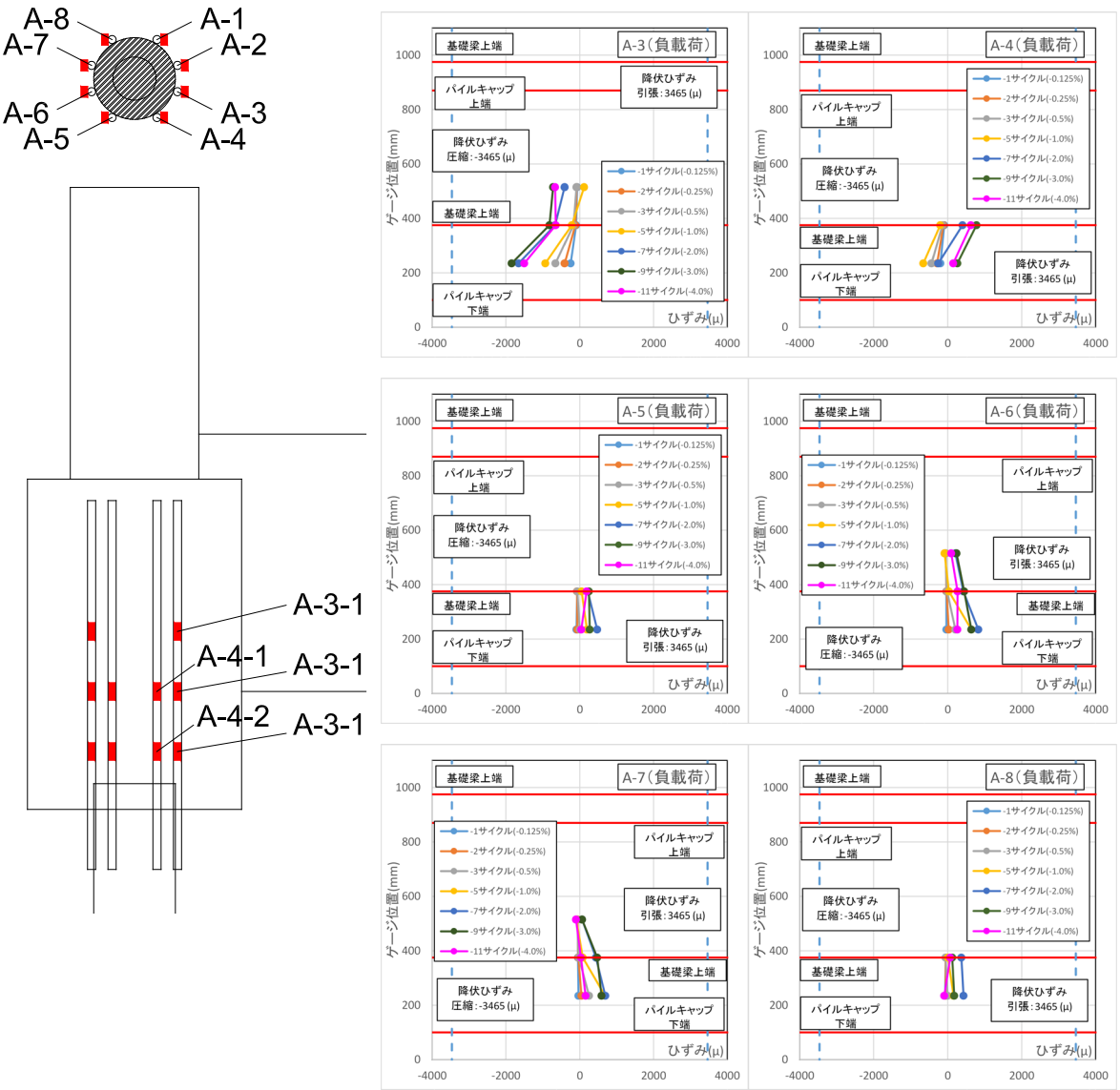
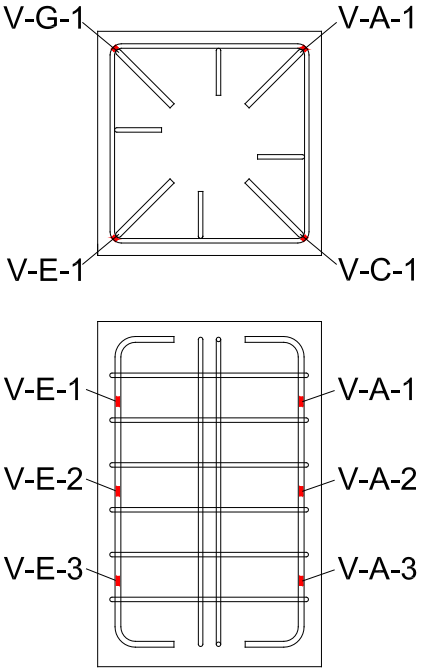


図 5.3.684　試験体 A-5　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)



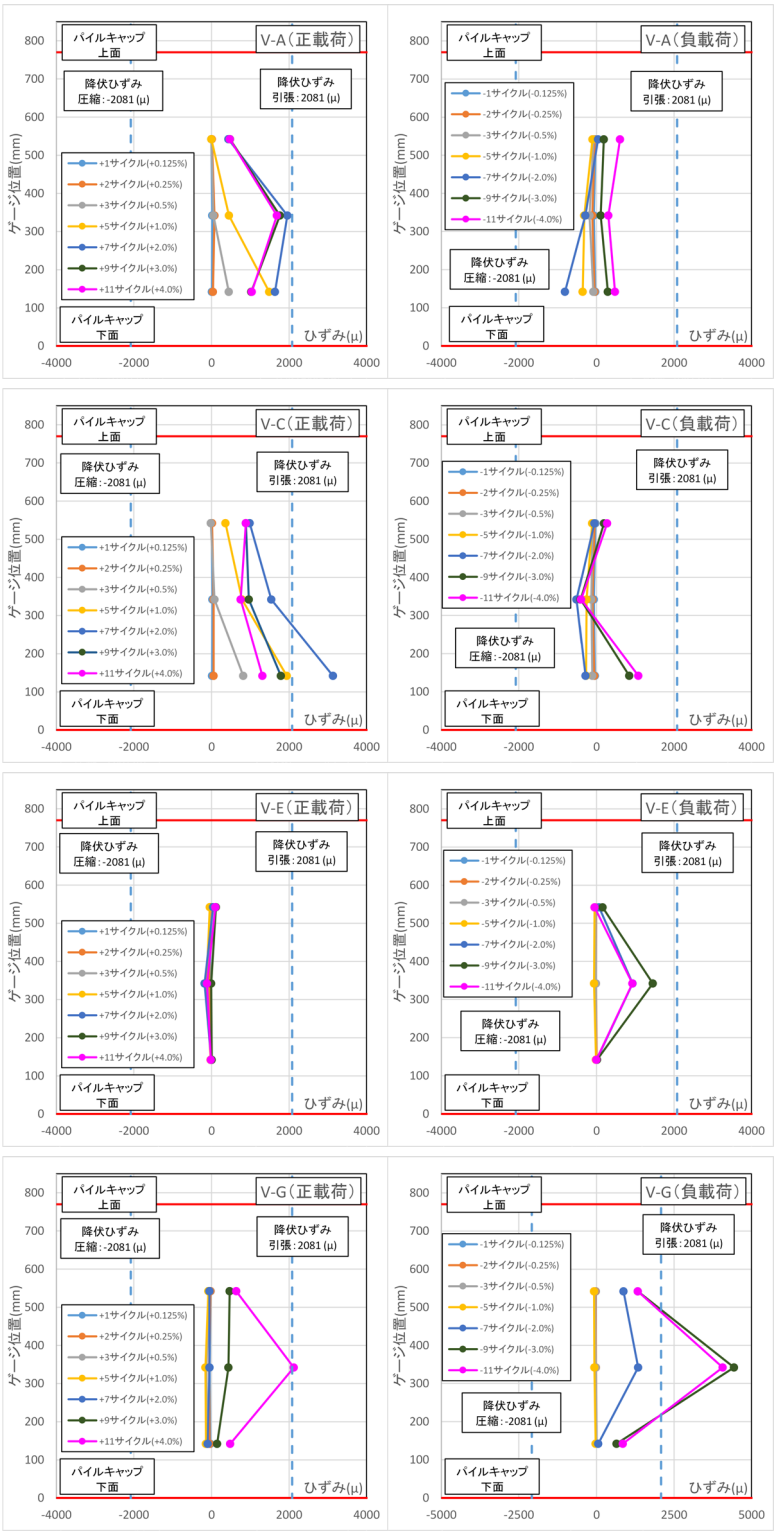
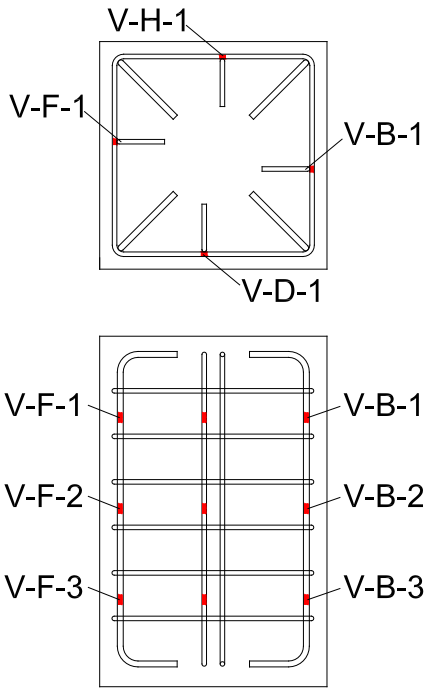


図 5.3.685　試験体 A-5　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対角部)



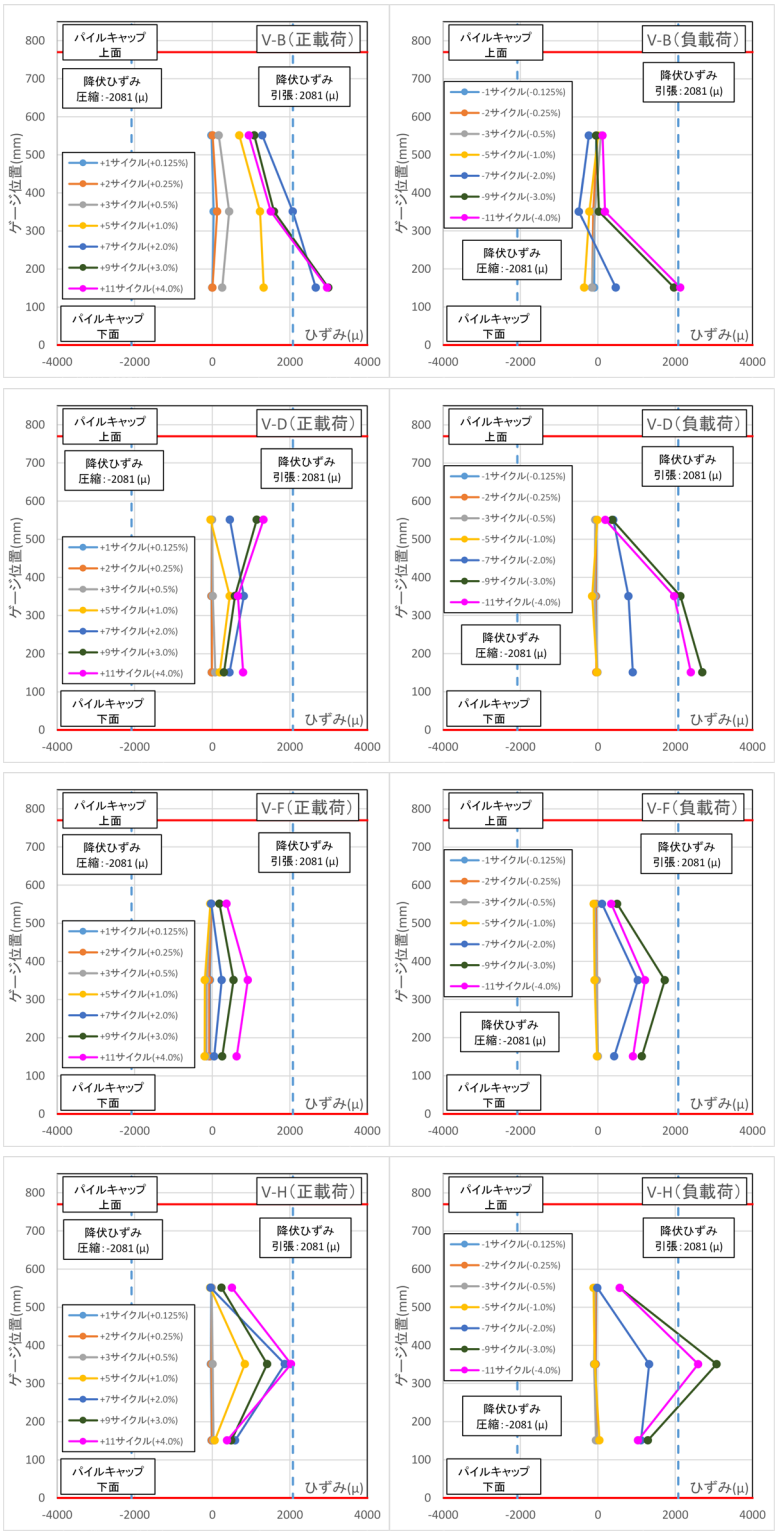


図 5.3.686　試験体 A-5　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)

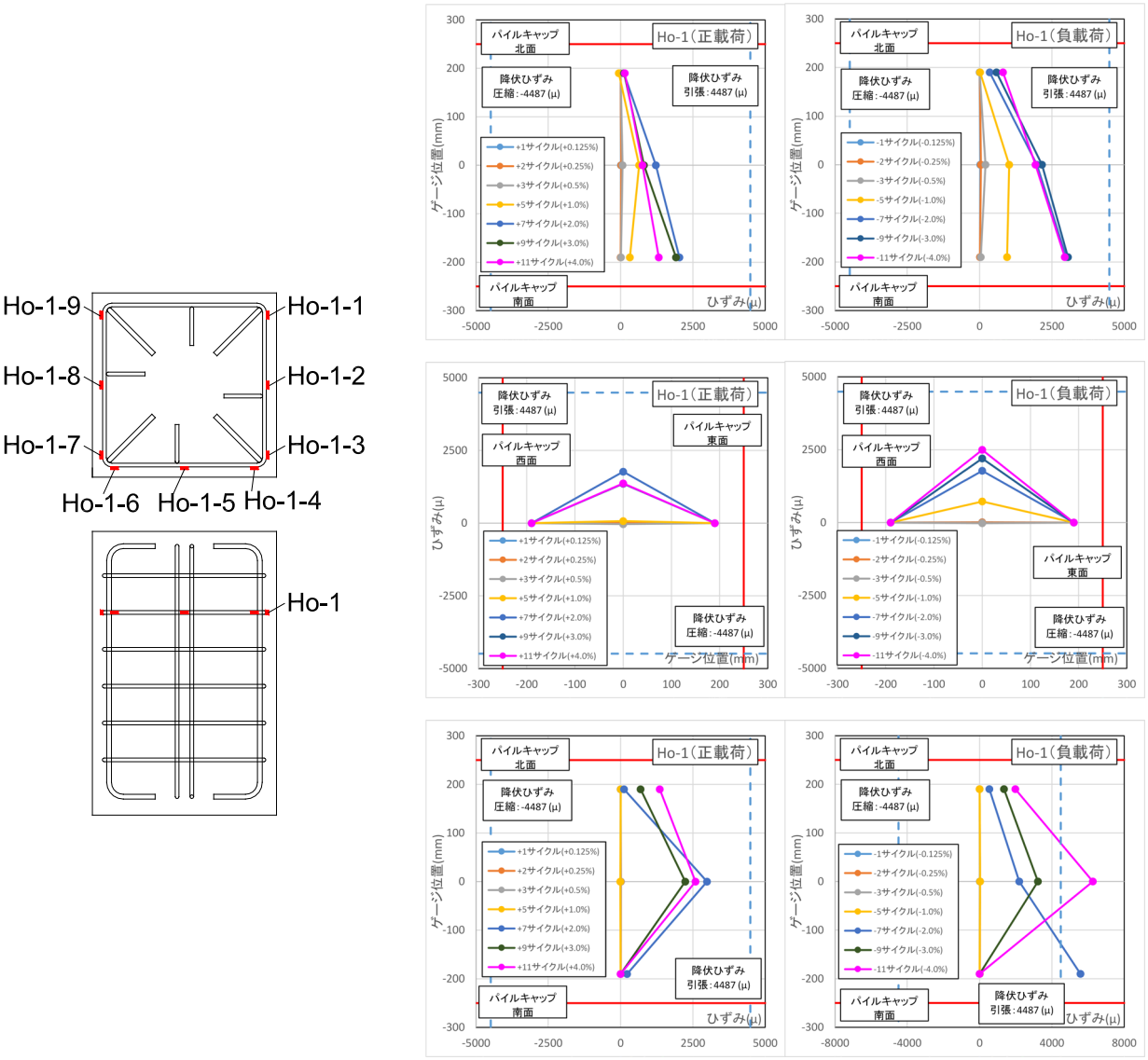


図 5.3.687　試験体 A-5　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-1)

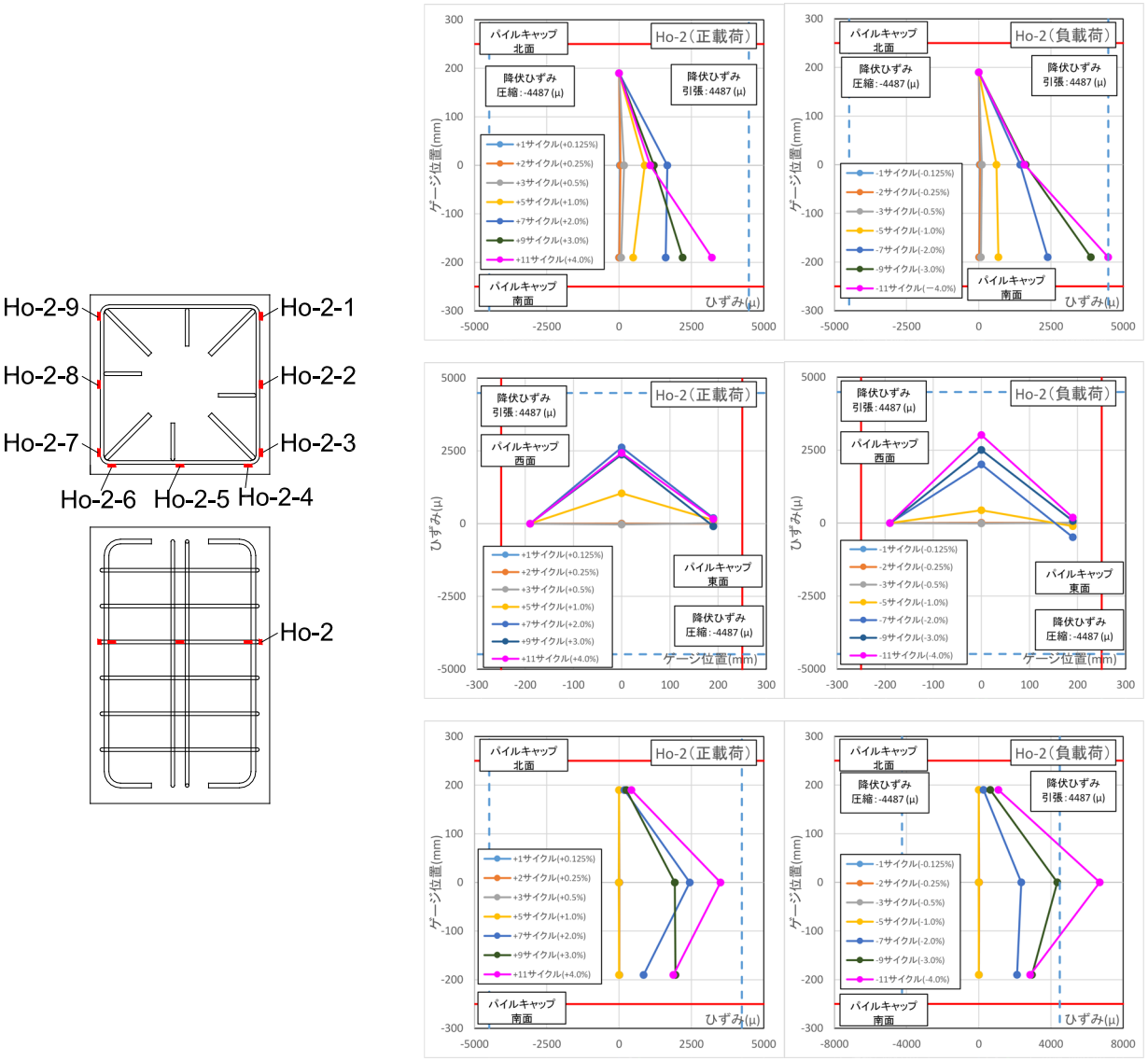


図 5.3.688　試験体 A-5　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-2)

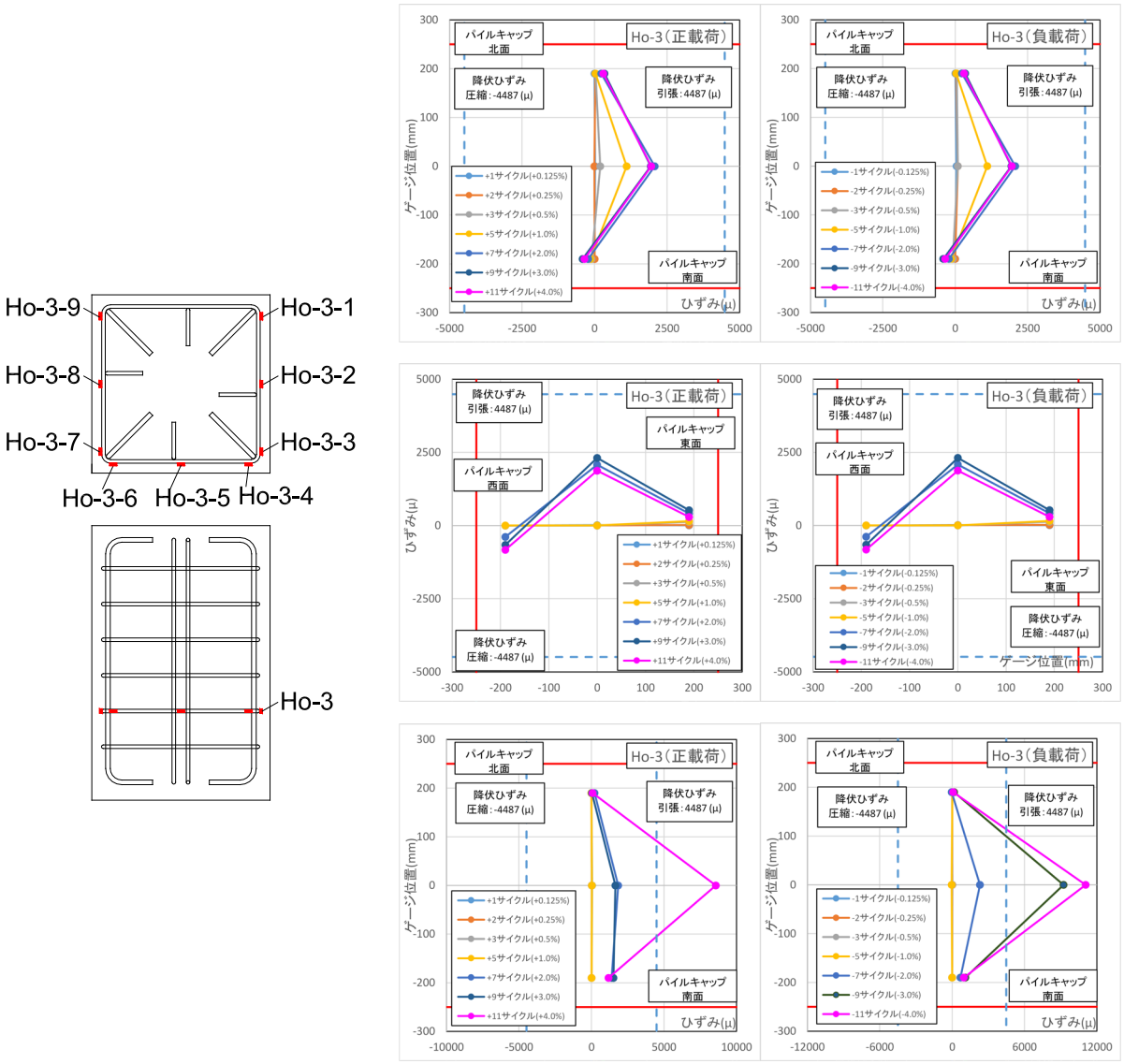


図 5.3.689　試験体 A-5　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-3)

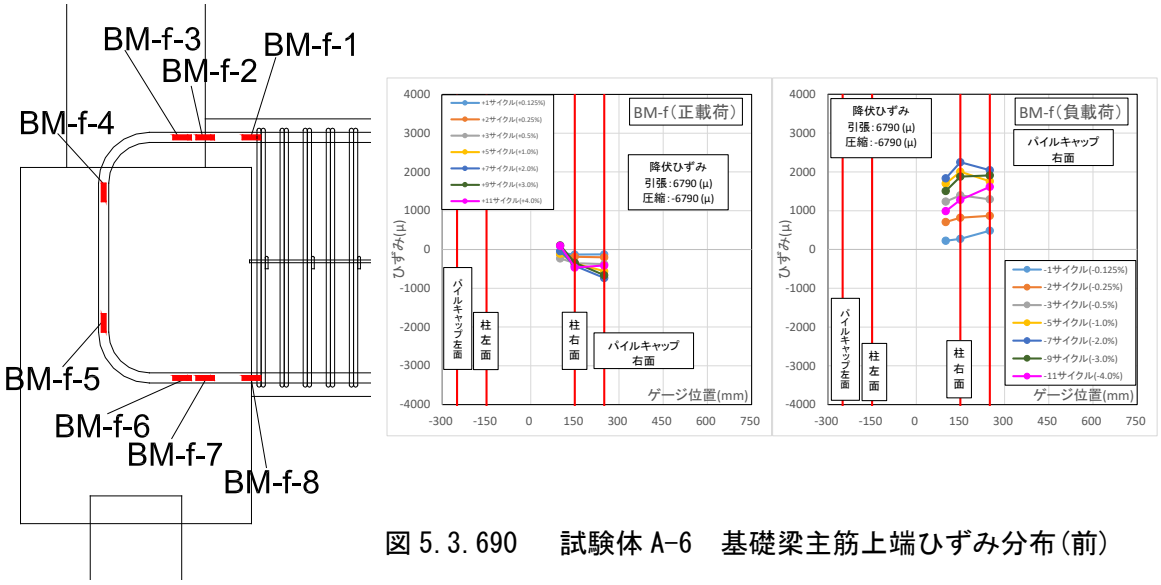


図 5.3.690　試験体 A-6　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

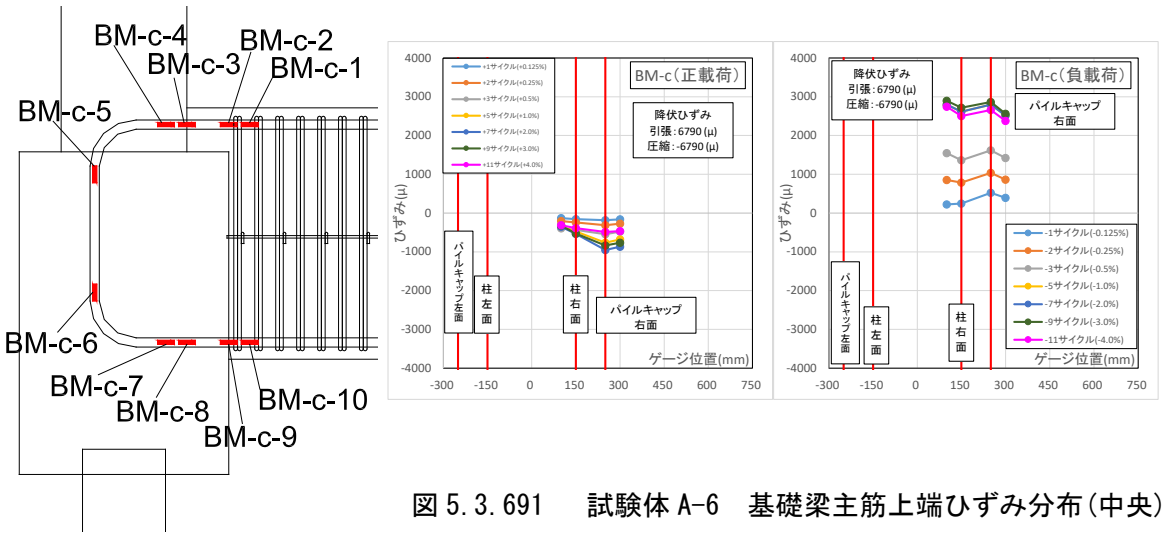


図 5.3.691　試験体 A-6　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

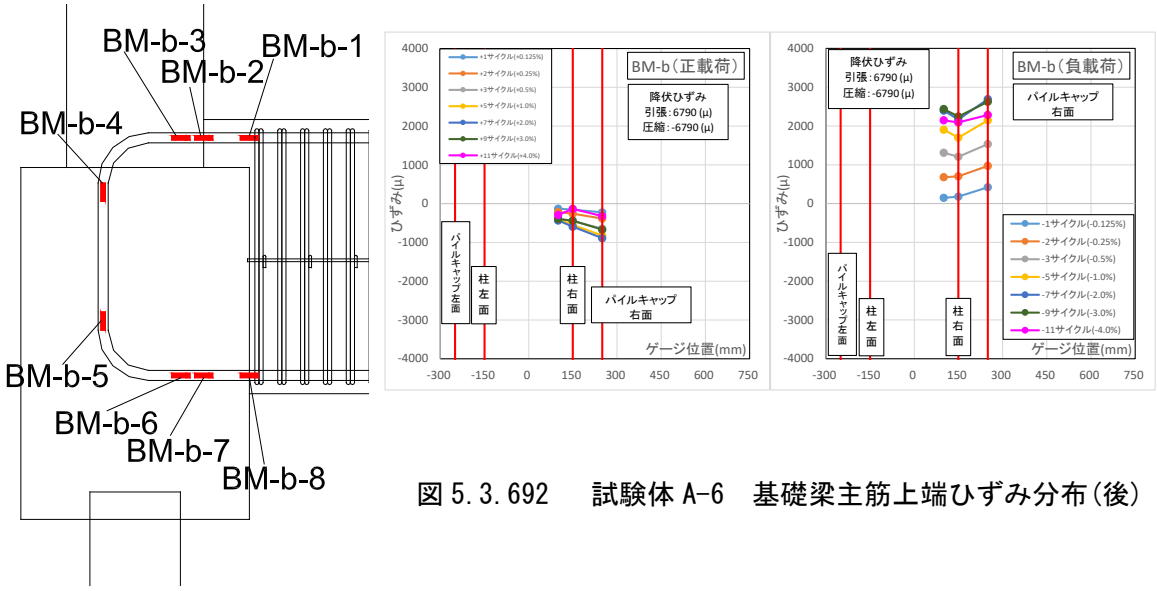


図 5.3.692　試験体 A-6　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

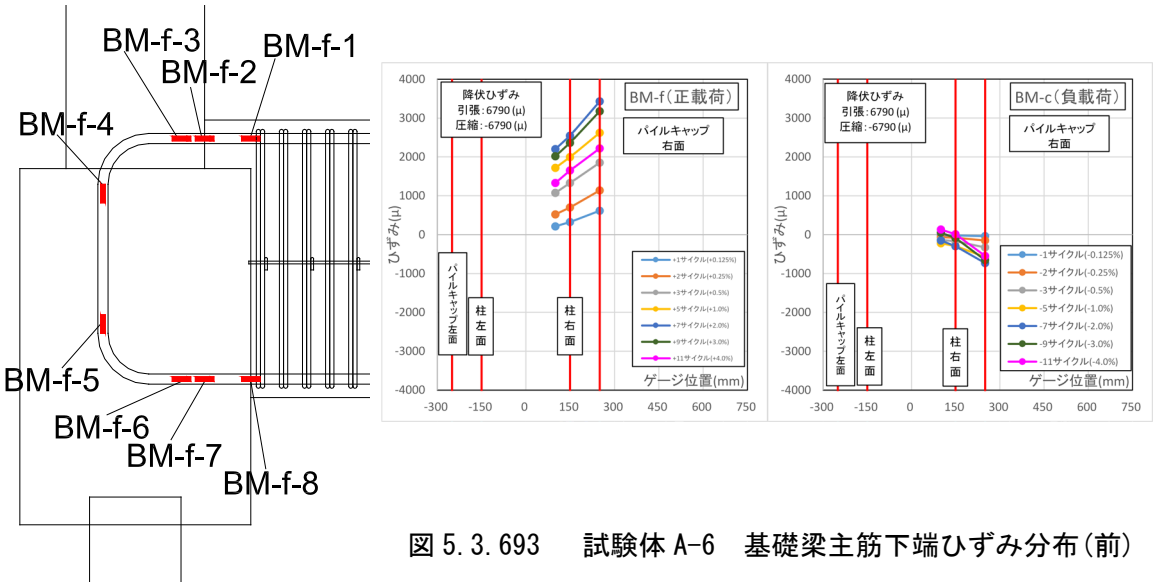


図 5.3.693　試験体 A-6　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

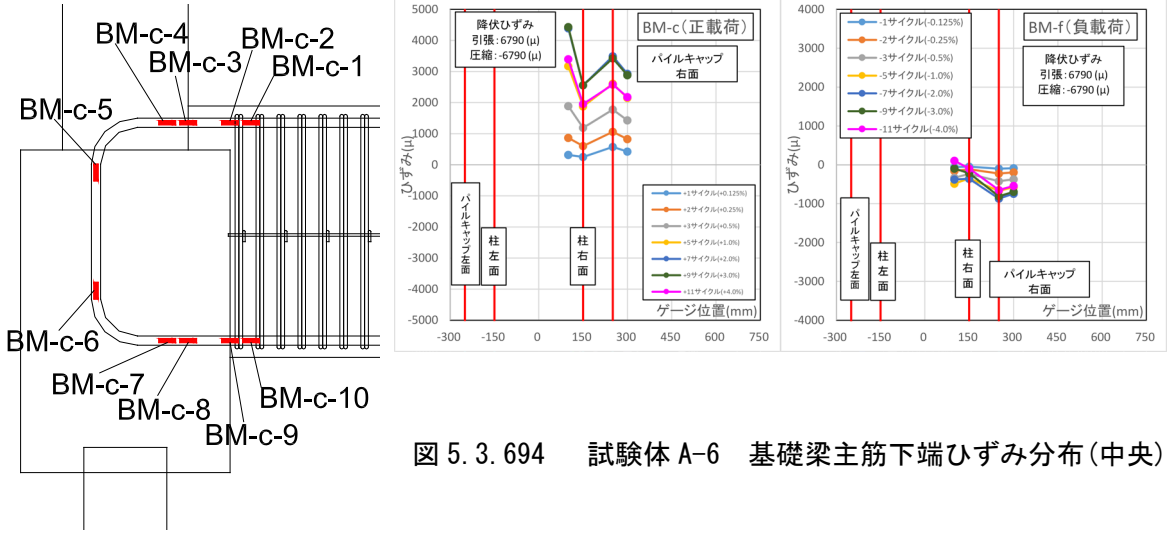


図 5.3.694　試験体 A-6　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

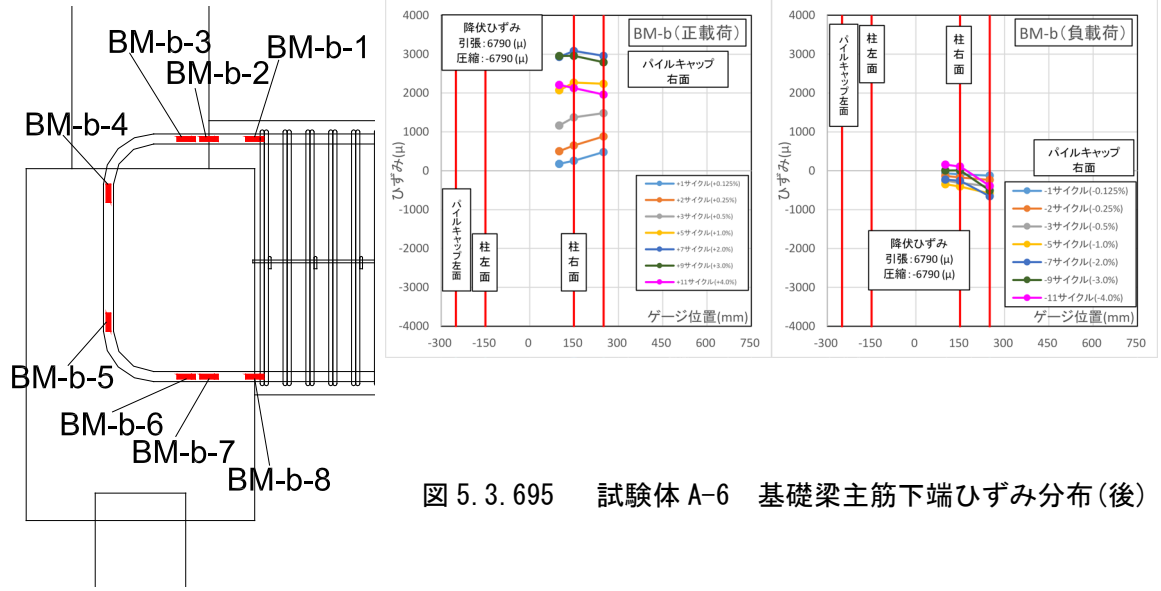


図 5.3.695　試験体 A-6　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

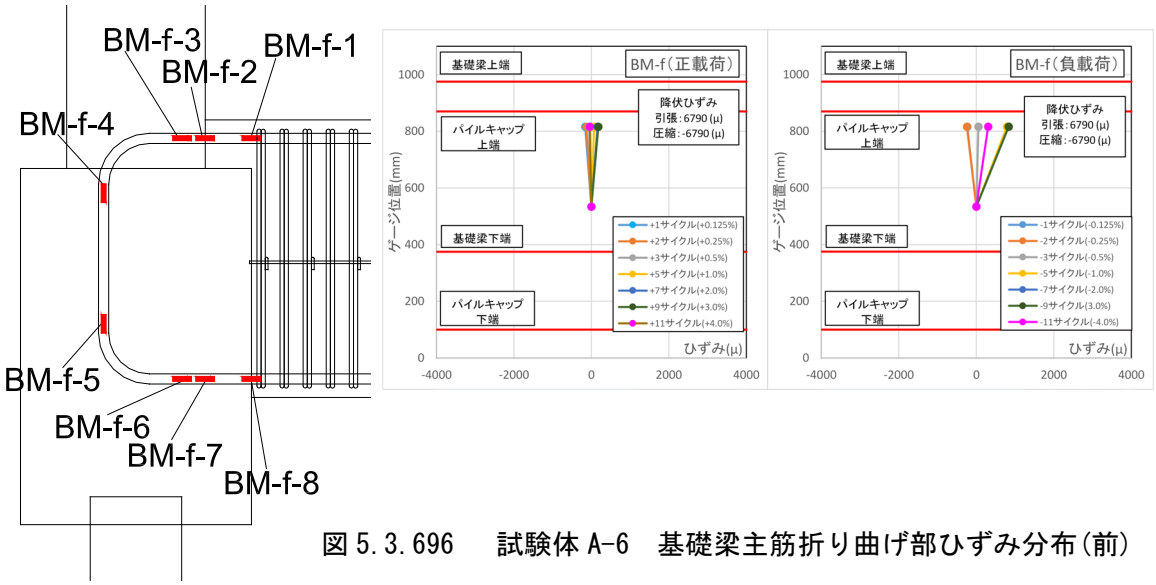


図 5.3.696　試験体 A-6　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

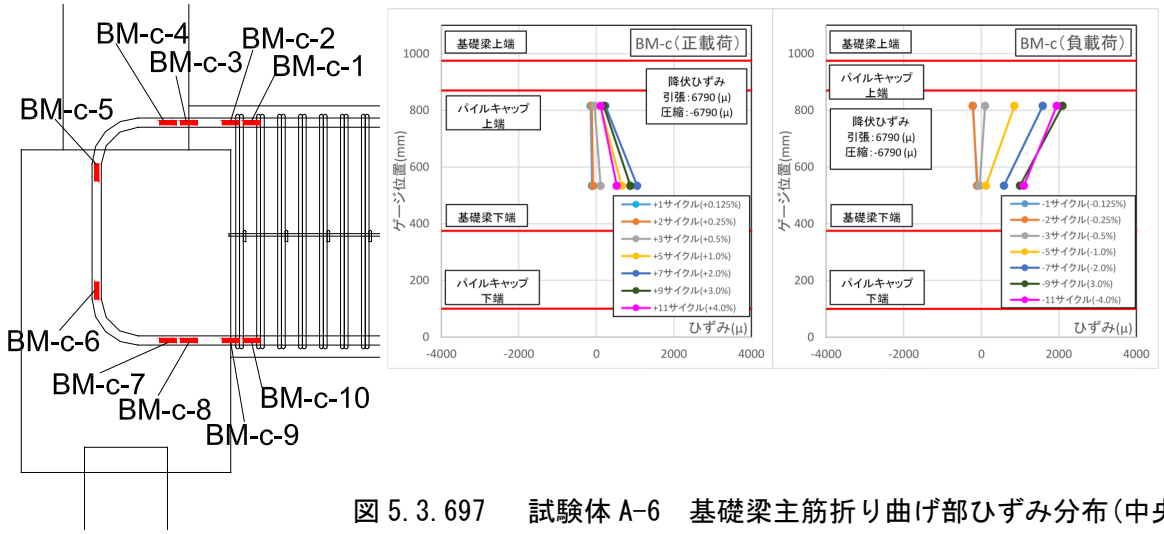


図 5.3.697　試験体 A-6　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

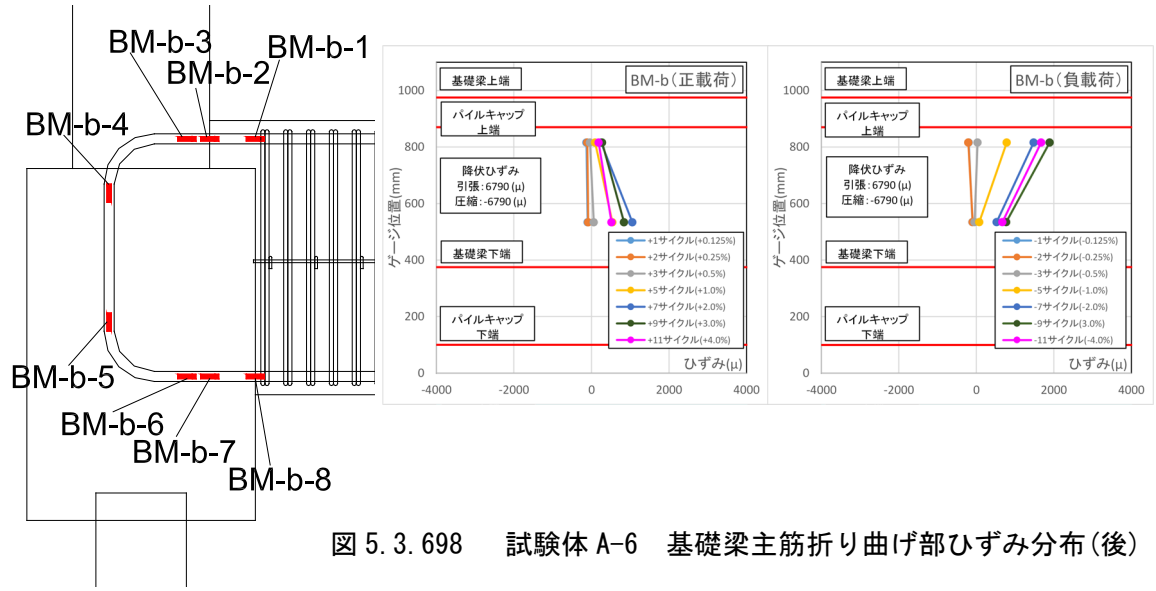
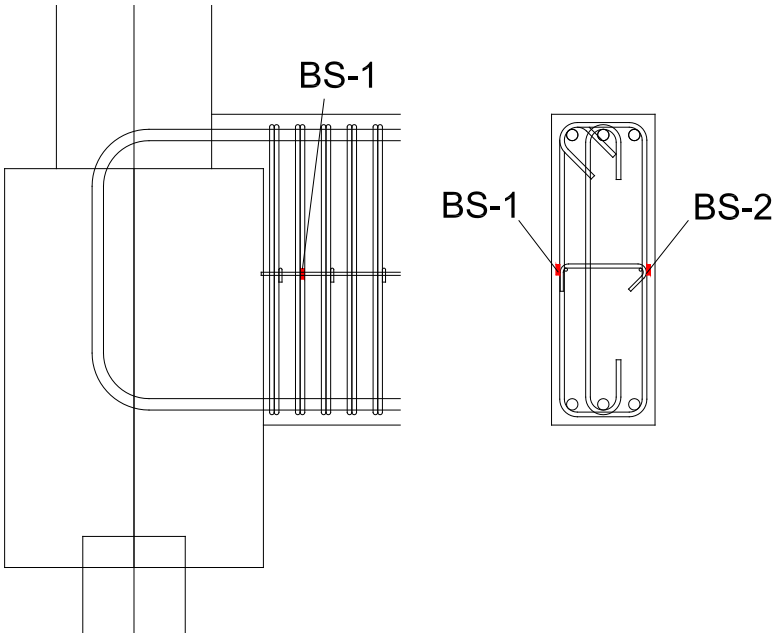


図 5.3.698　試験体 A-6　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)



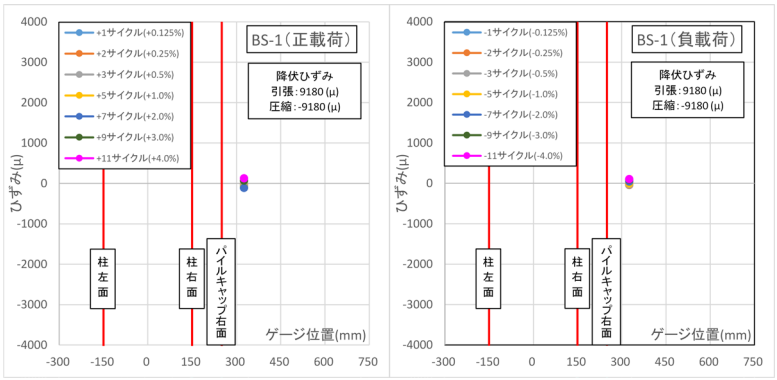


図 5.3.699　試験体 A-6　基礎梁補強筋ひずみ分布

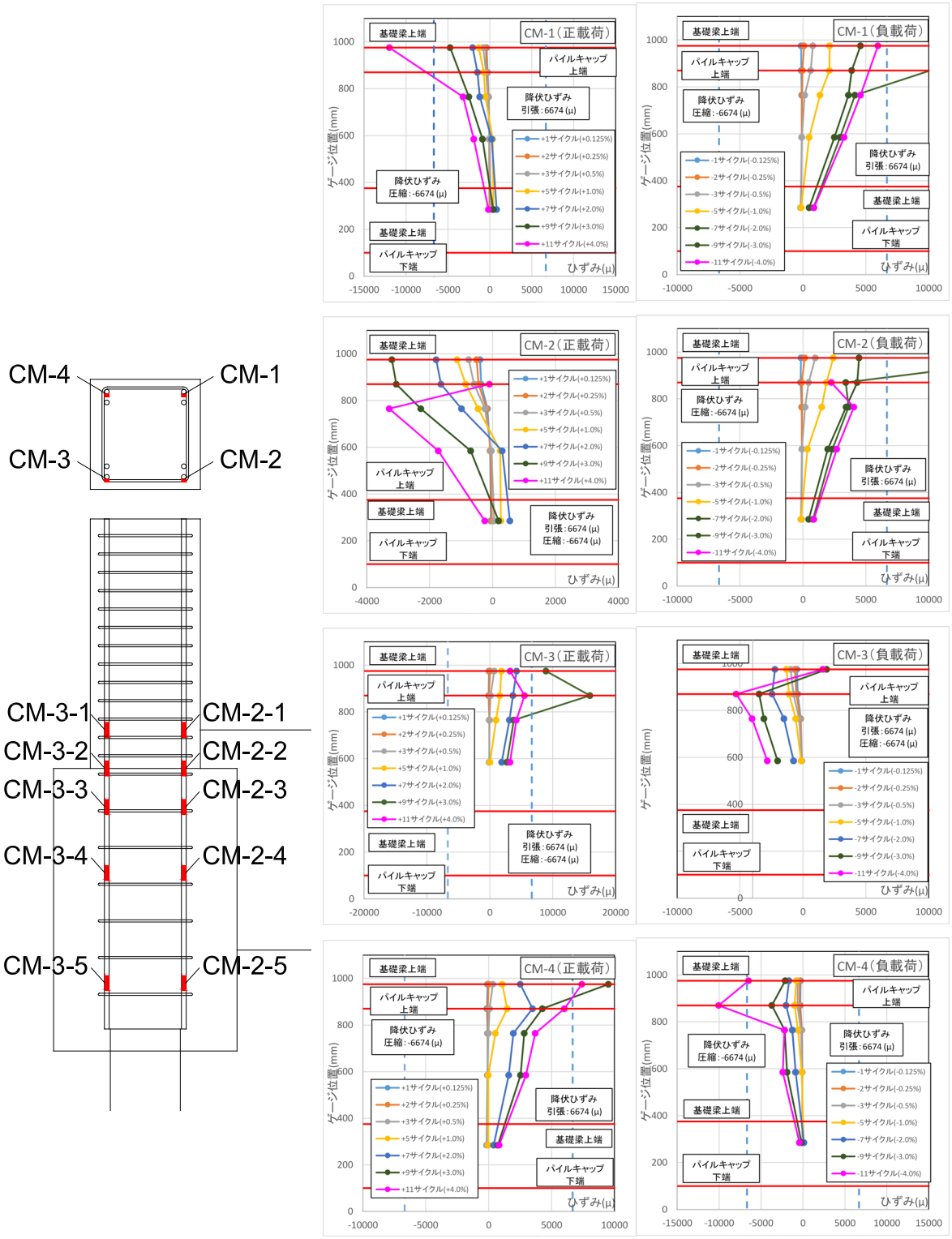


図 5.3.700　試験体 A-6　柱主筋ひずみ分布

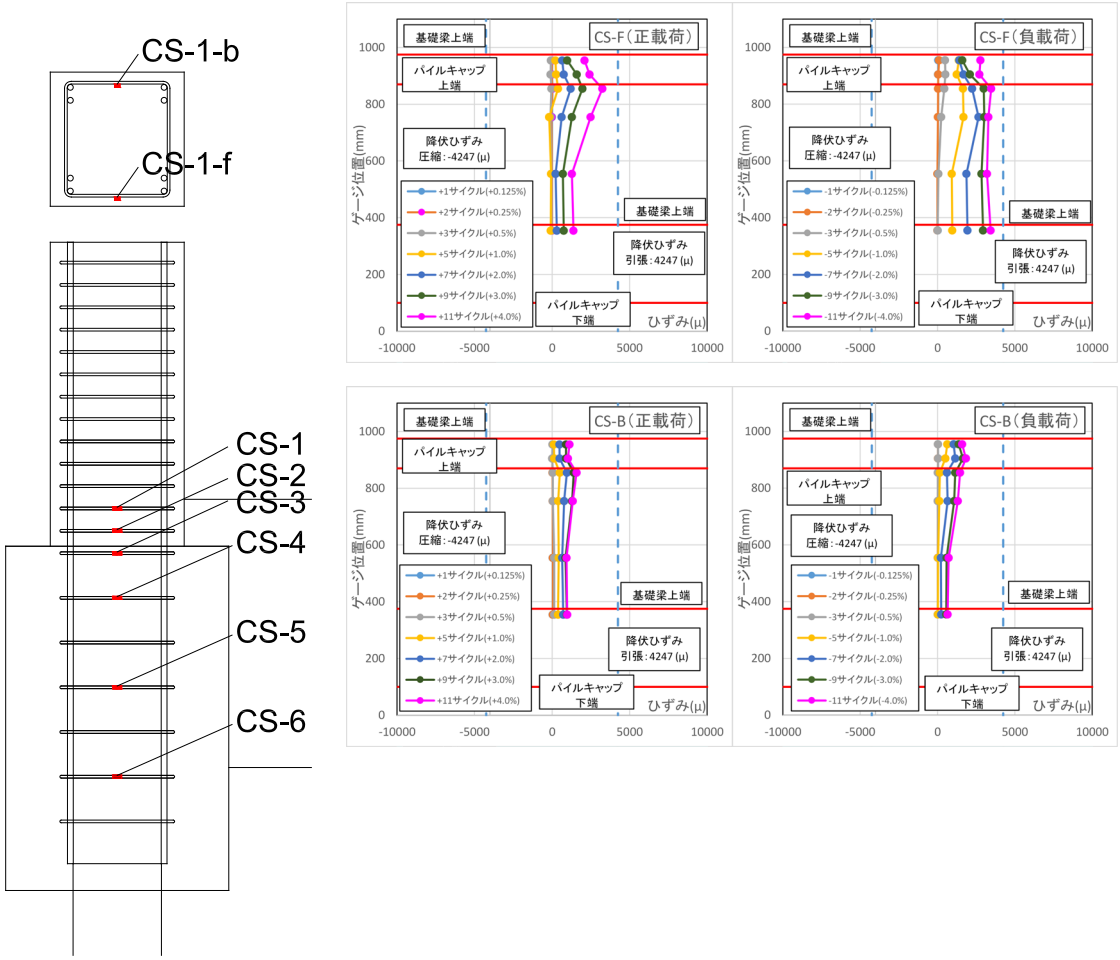


図 5.3.701　試験体 A-6　柱補強筋ひずみ分布

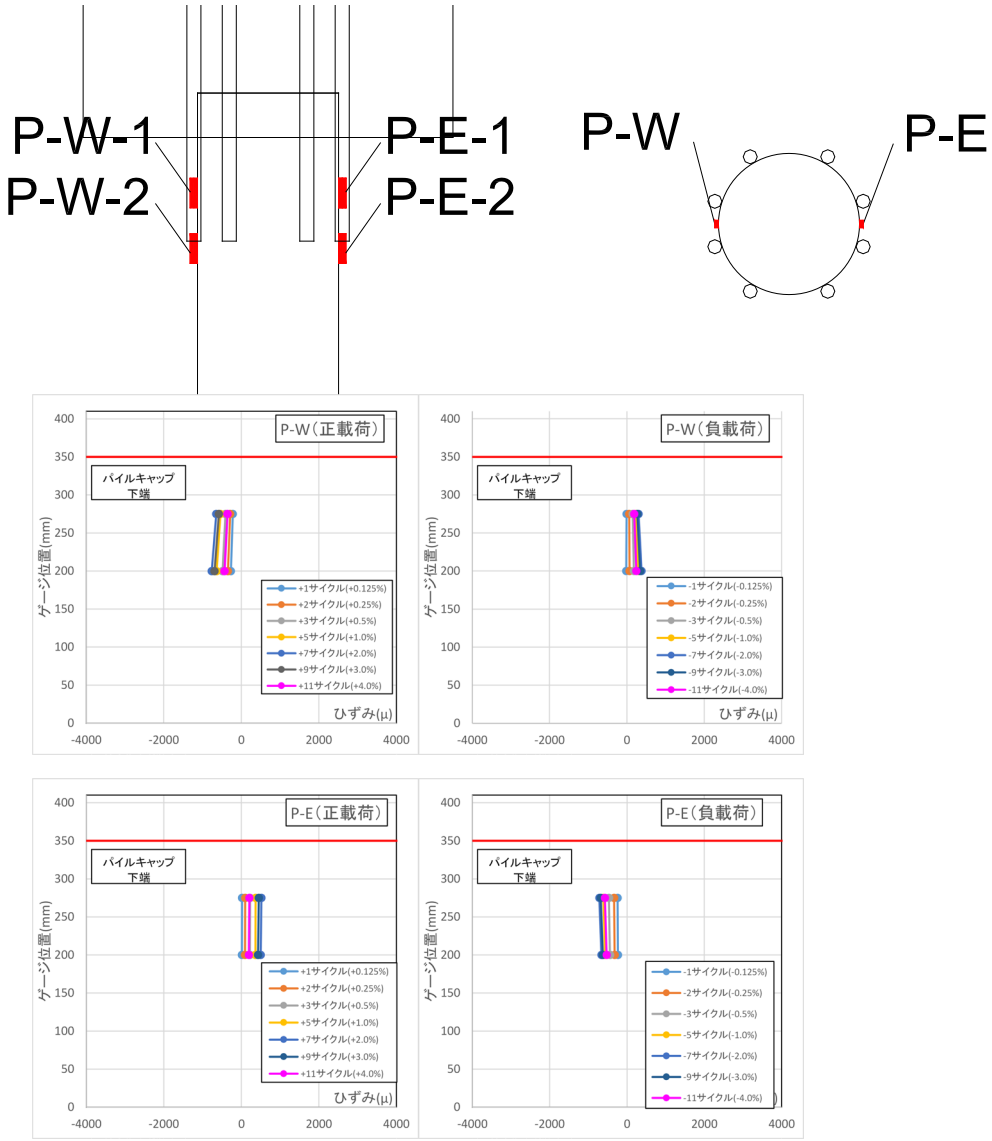


図 5.3.702　試験体 A-6　杭体ひずみ分布

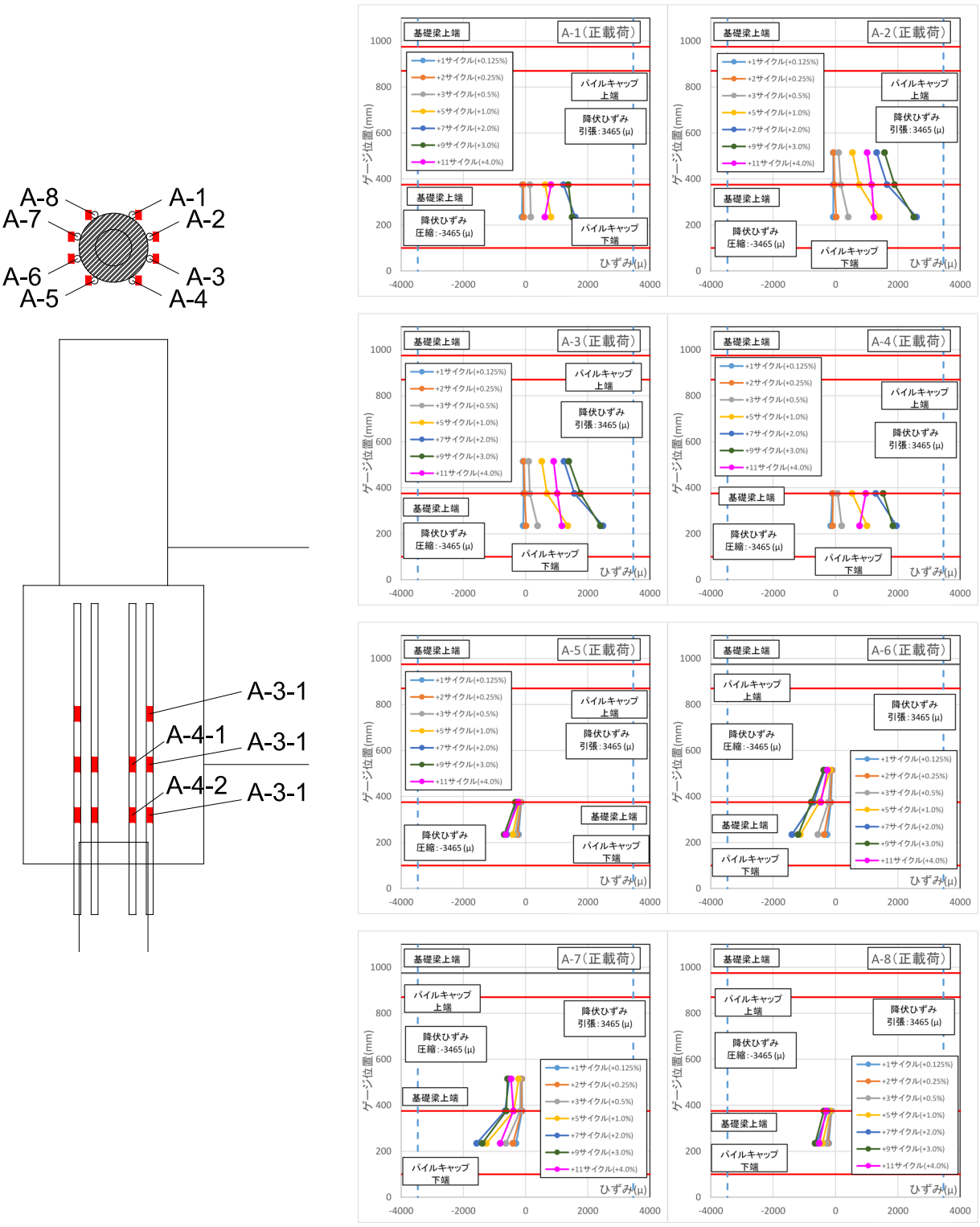


図 5.3.703　試験体 A-6　アンカー筋ひずみ分布(正載荷)

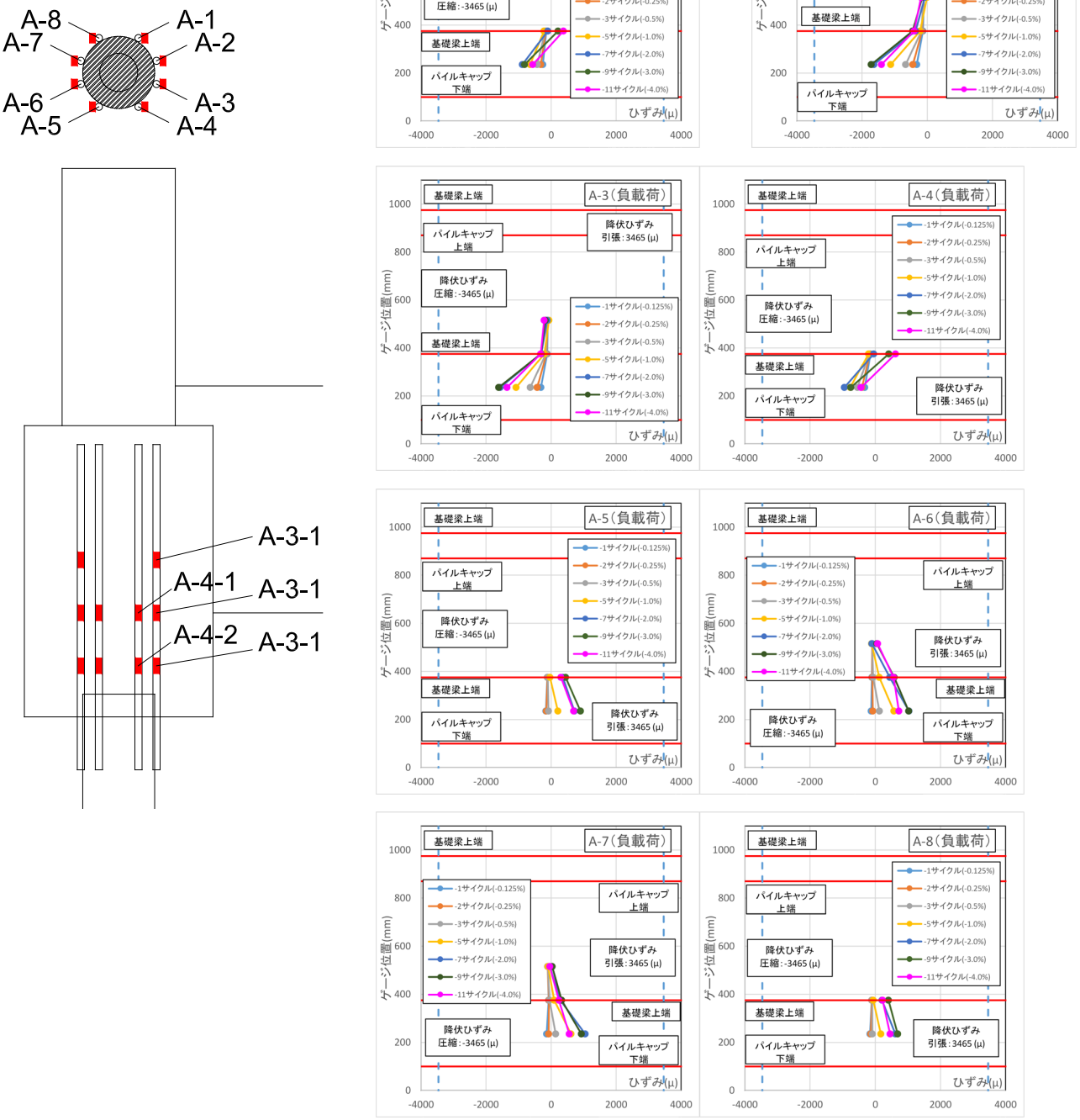
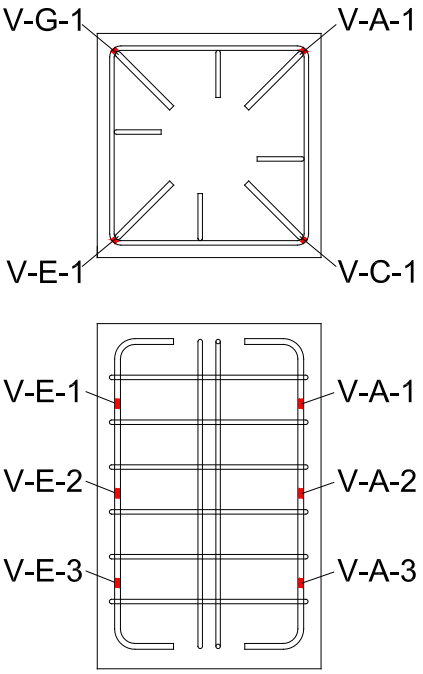


図 5.3.704　試験体 A-6 アンカー筋ひずみ分布(負載荷)



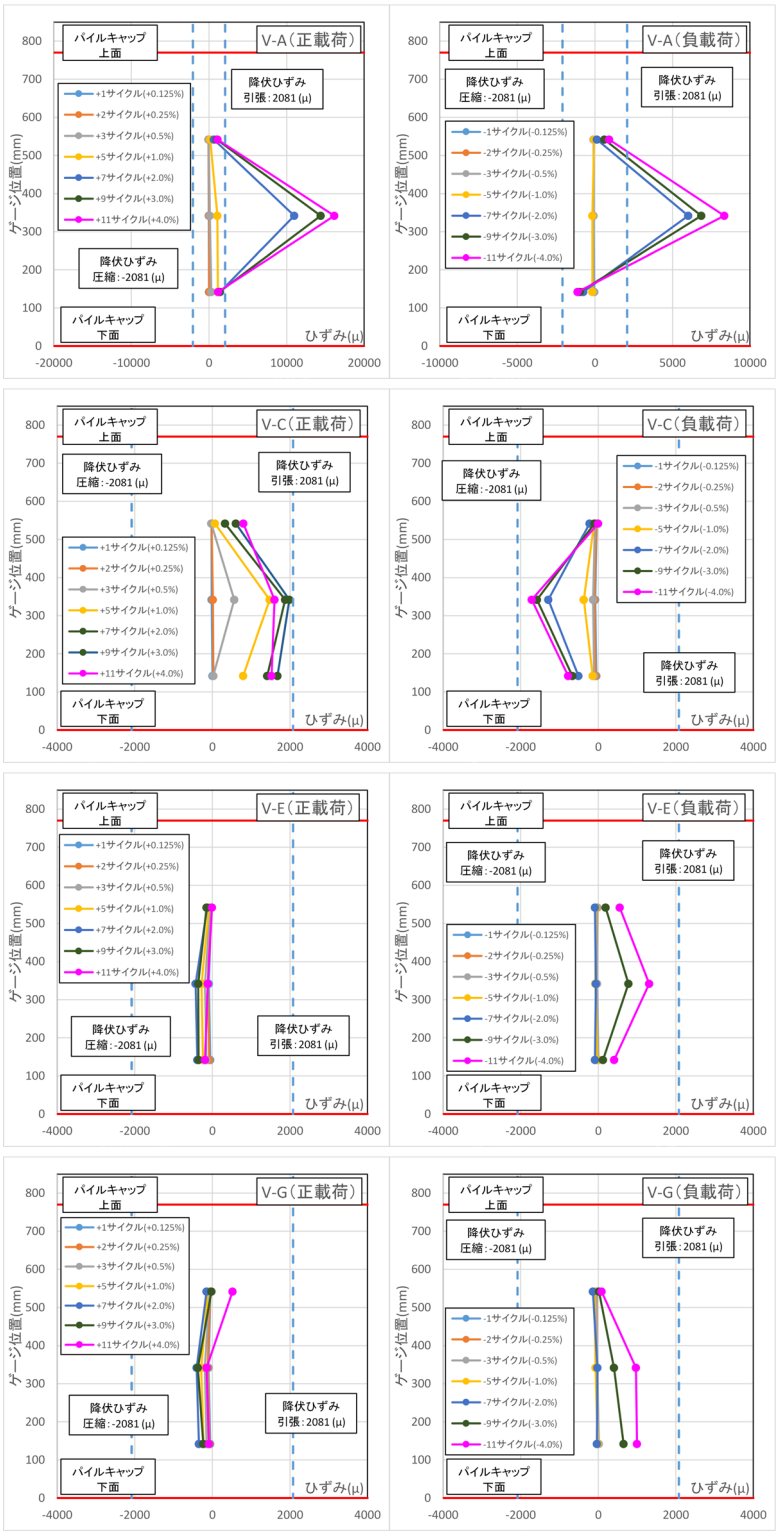


図 5.3.705　試験体 A-6 パイルキャップ縦筋ひずみ分布（対角部）

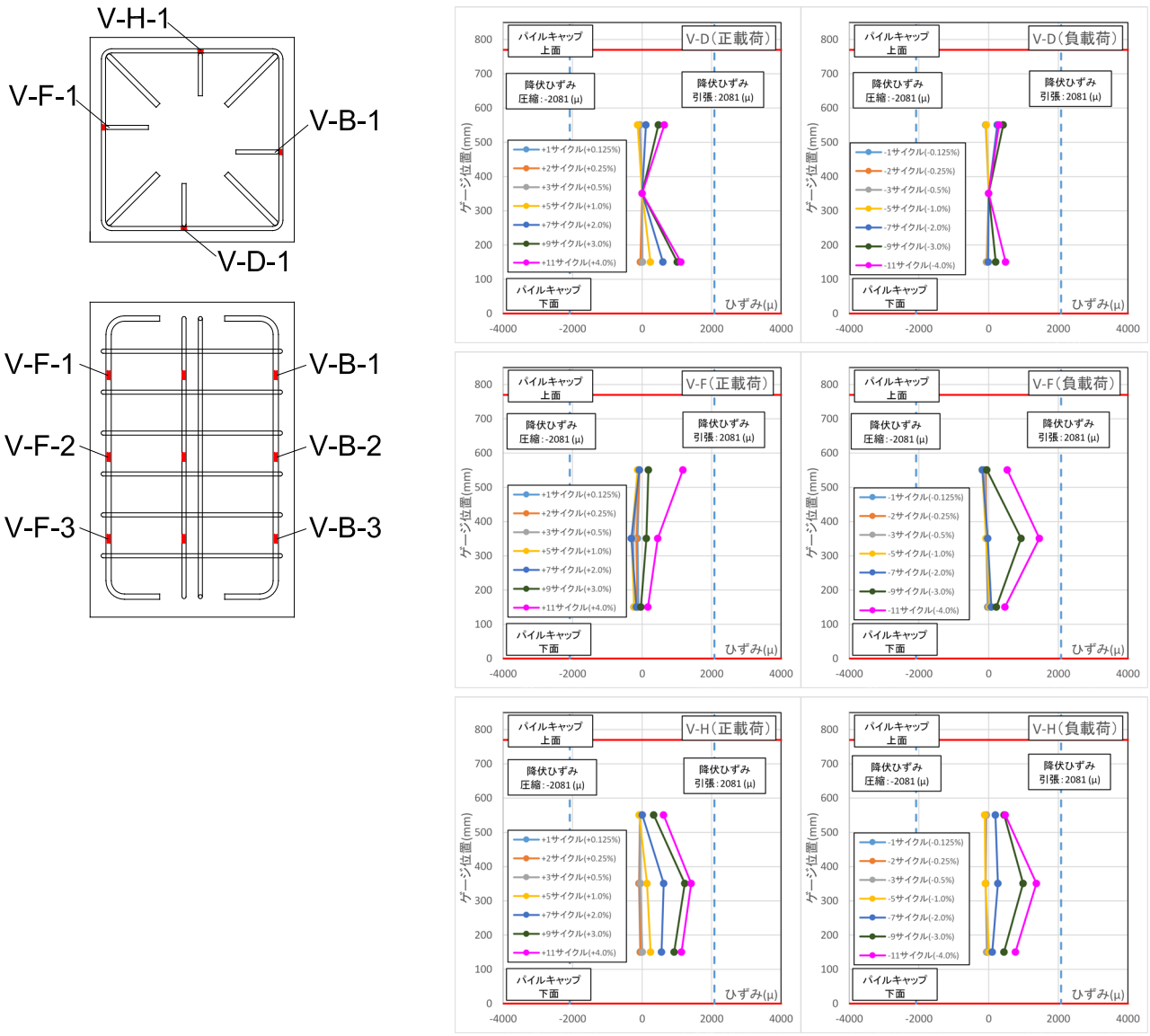
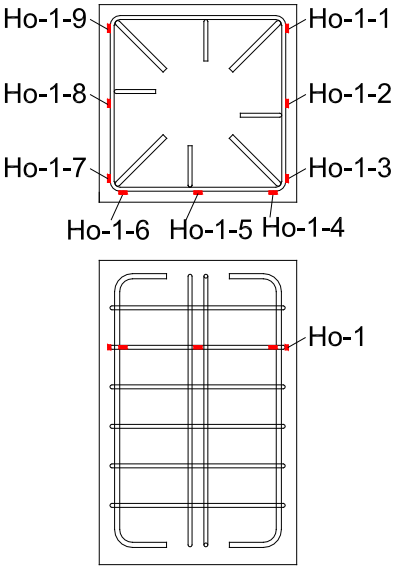


図 5.3.706　試験体 A-6 パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)



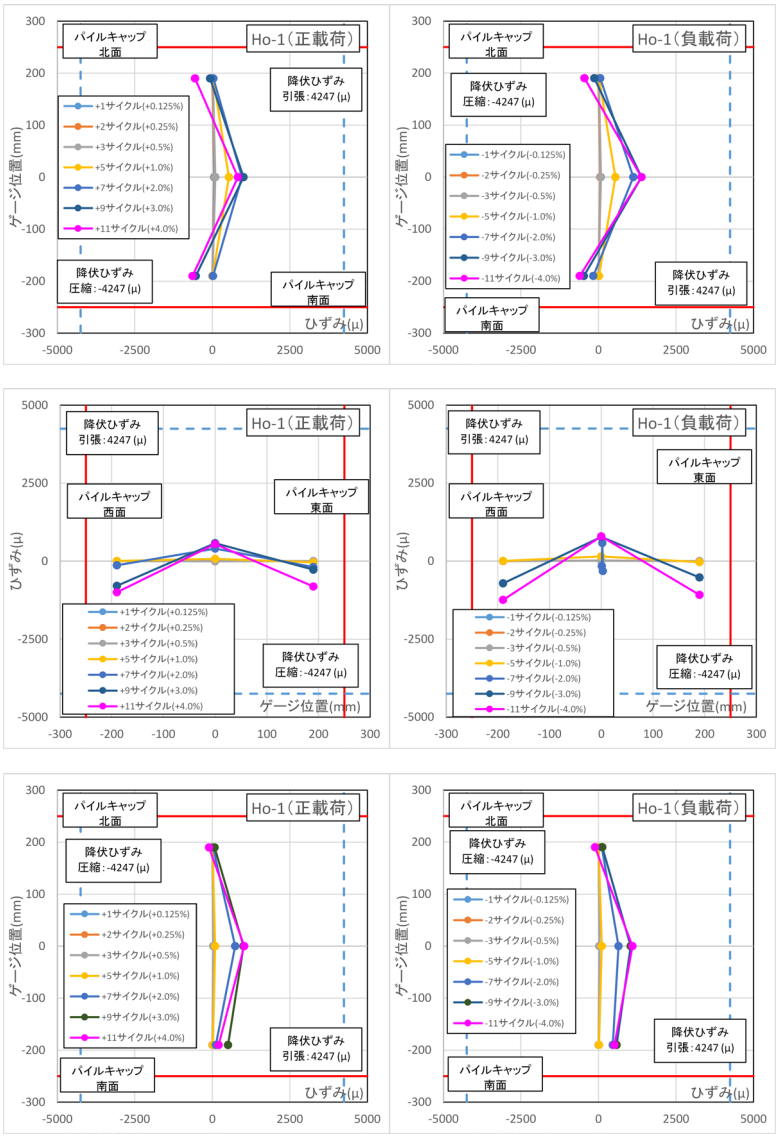


図 5.3.707　試験体 A-6 パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-1)

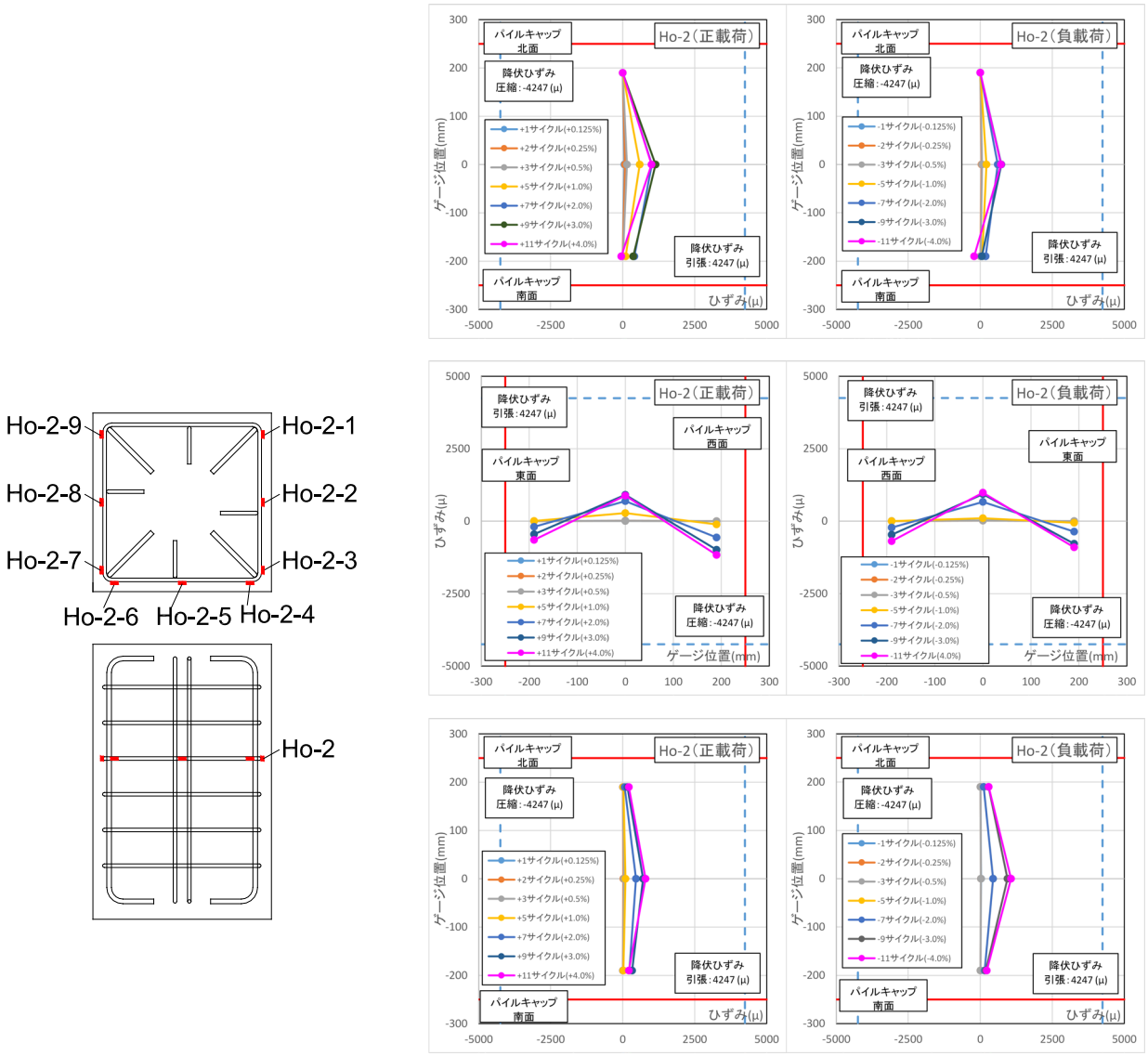


図 5.3.708　試験体 A-6 パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-2)

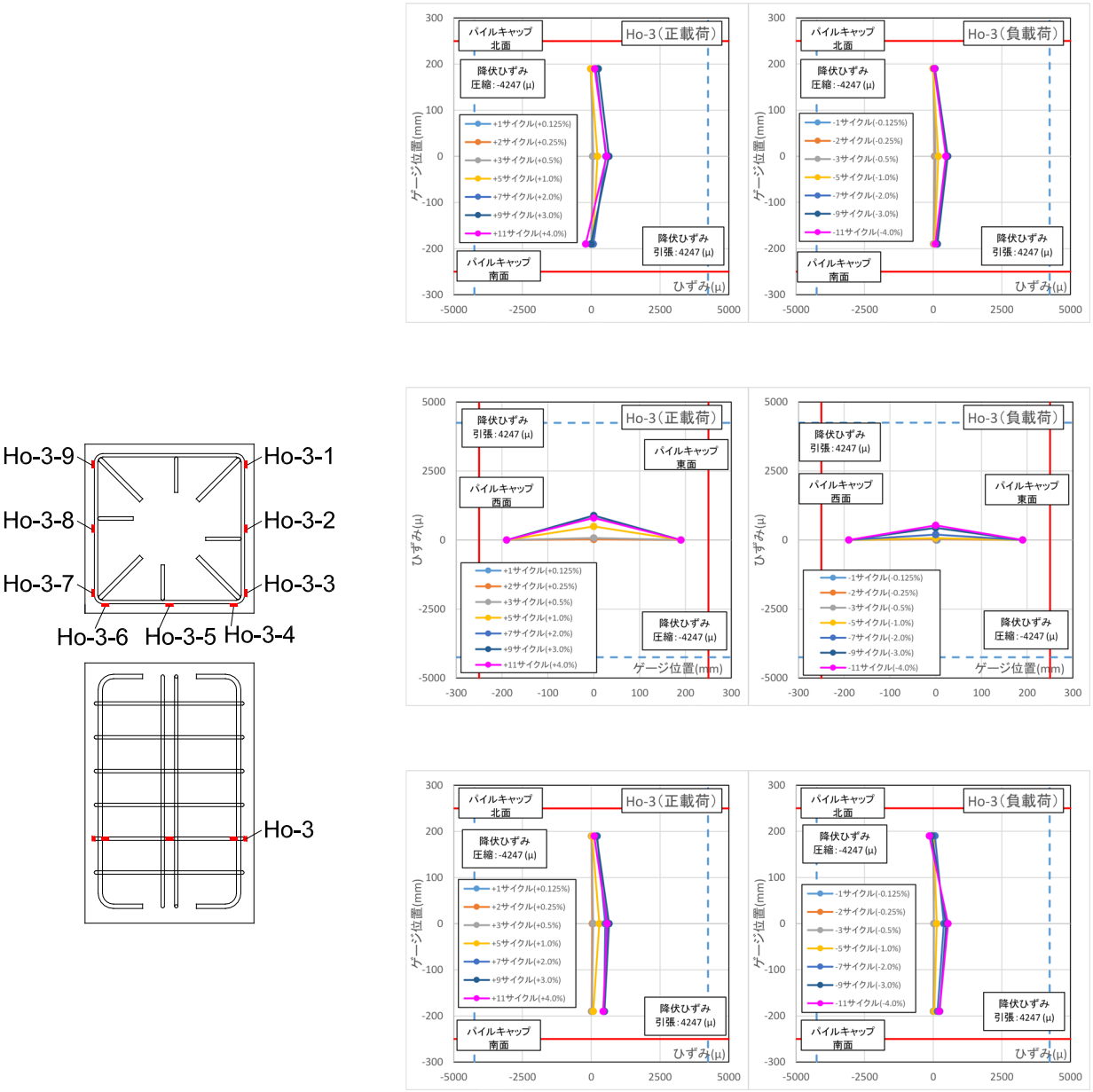


図 5.3.709　試験体 A-6 パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-3)

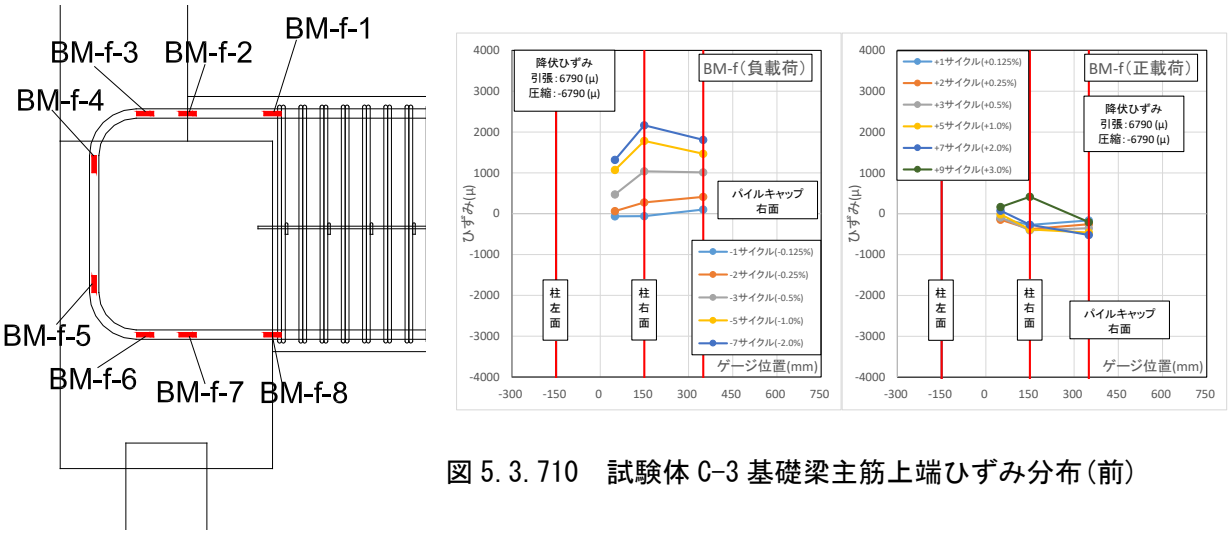


図 5.3.710　試験体 C-3 基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

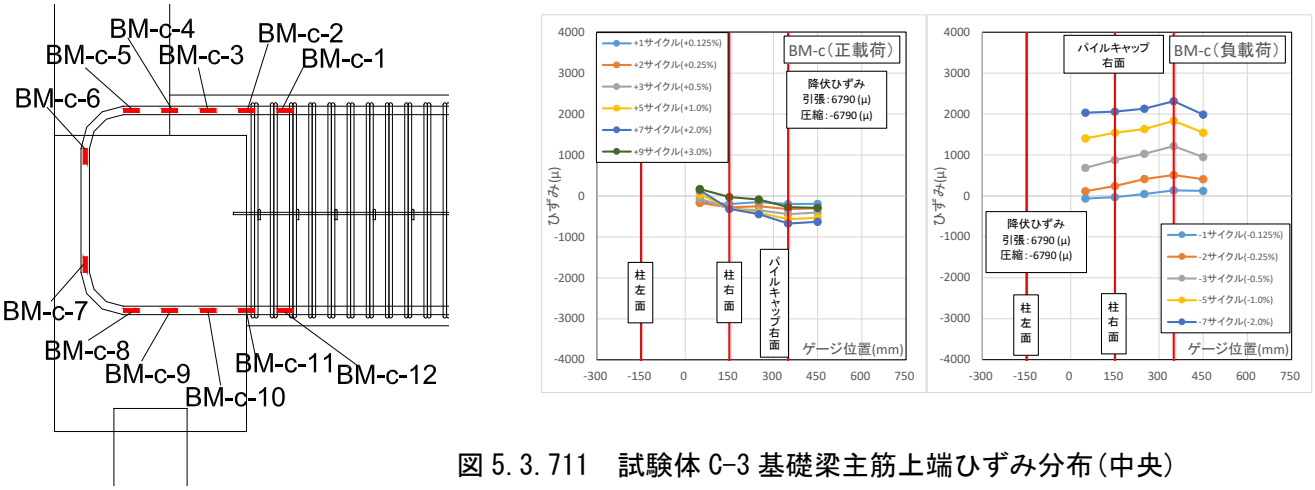


図 5.3.711　試験体 C-3 基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

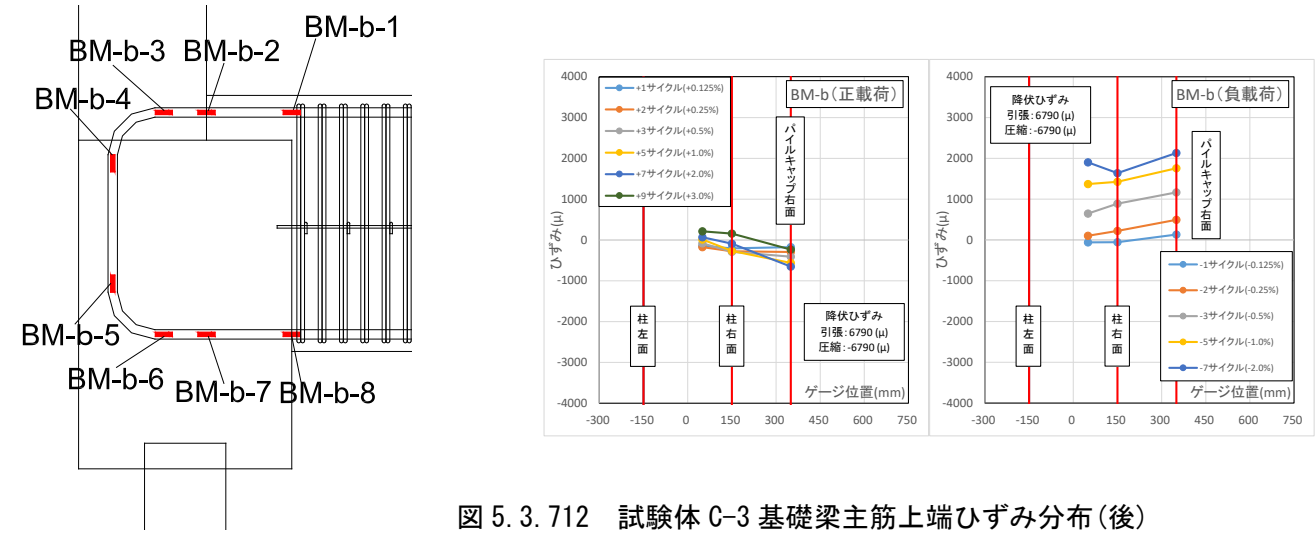
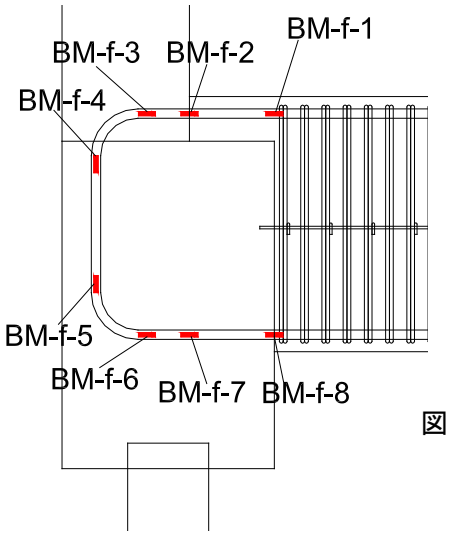


図 5.3.712　試験体 C-3 基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)



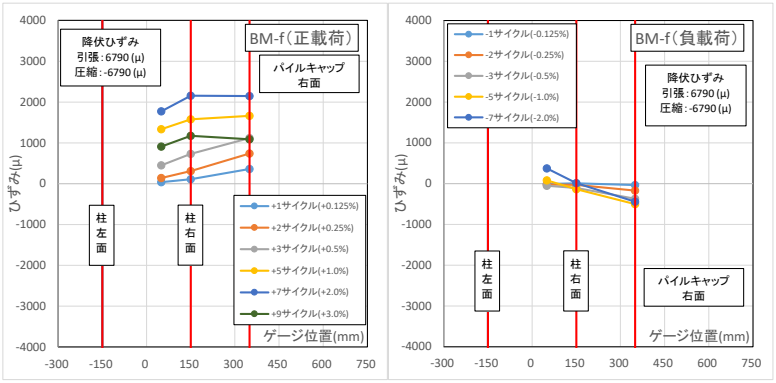
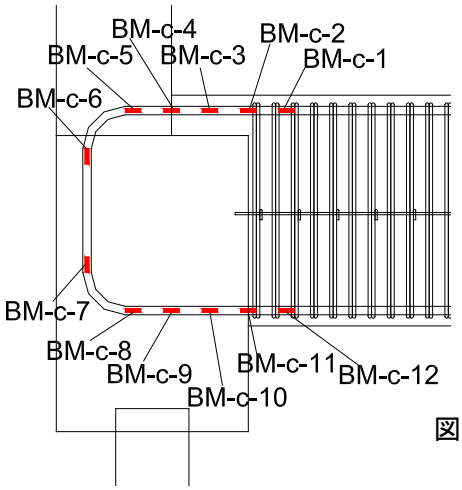


図 5.3.713　試験体 C-3 基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)



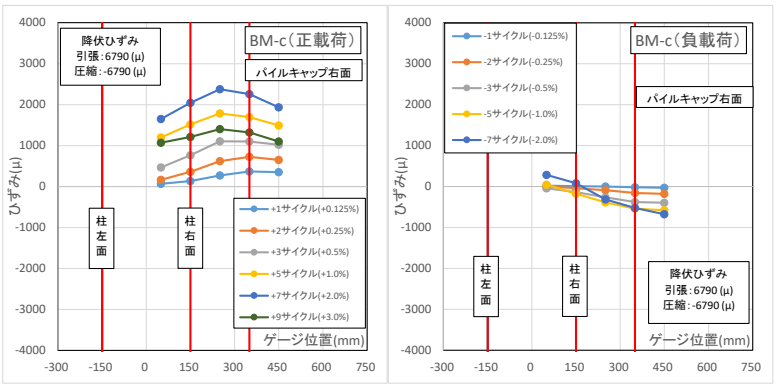
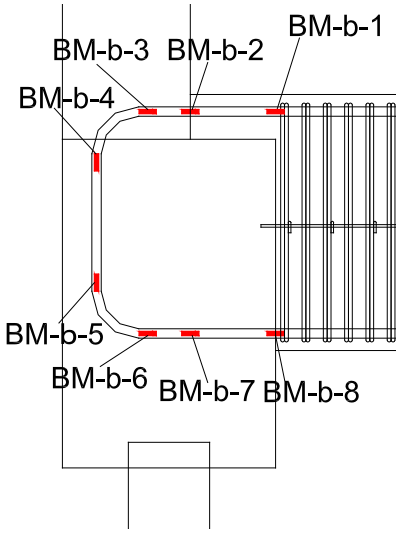


図 5.3.714　試験体 C-3 基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)



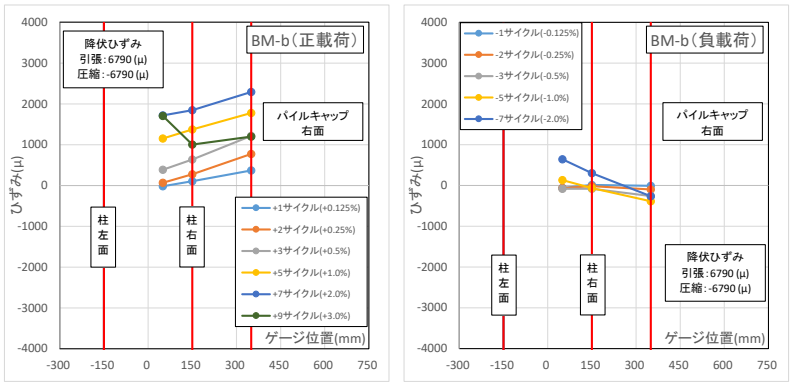
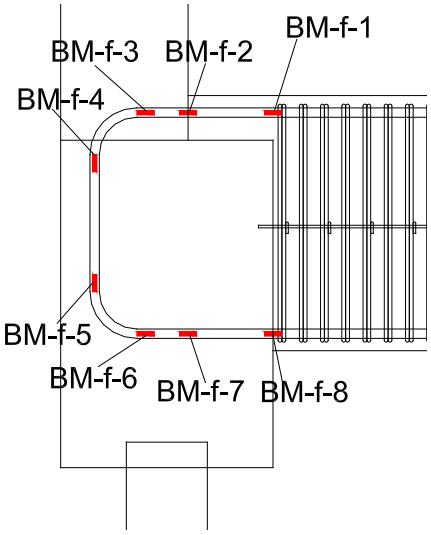


図 5.3.715　試験体 C-3 基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)



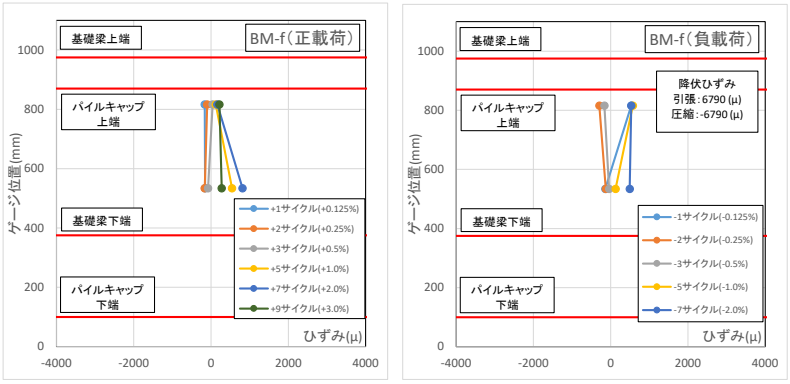
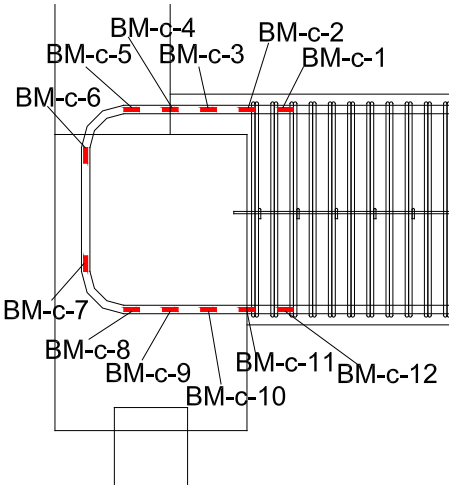


図 5.3.716　試験体 C-3 基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)



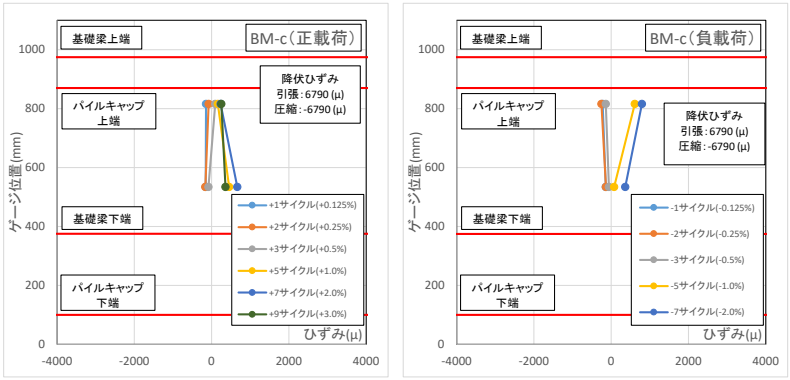
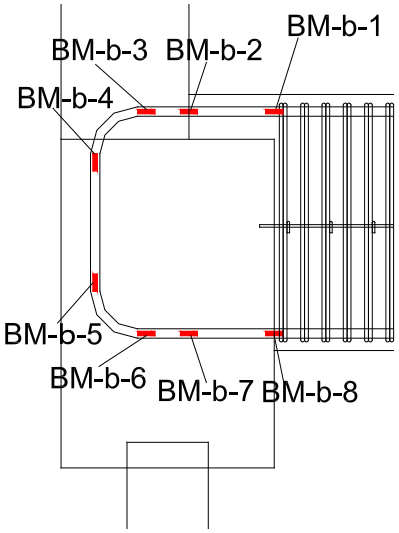


図 5.3.717　試験体 C-3 基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)



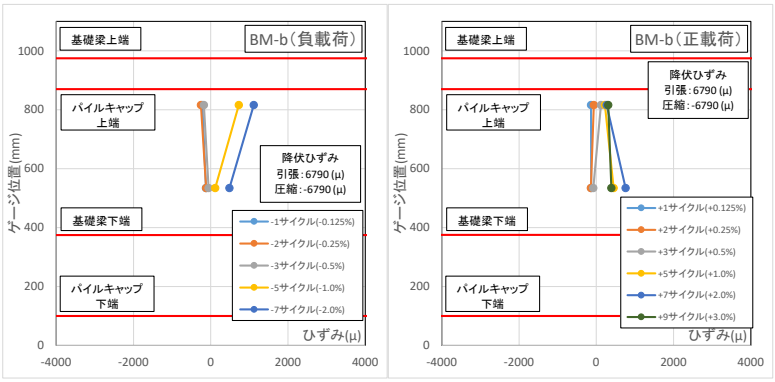


図 5.3.718　試験体 C-3 基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

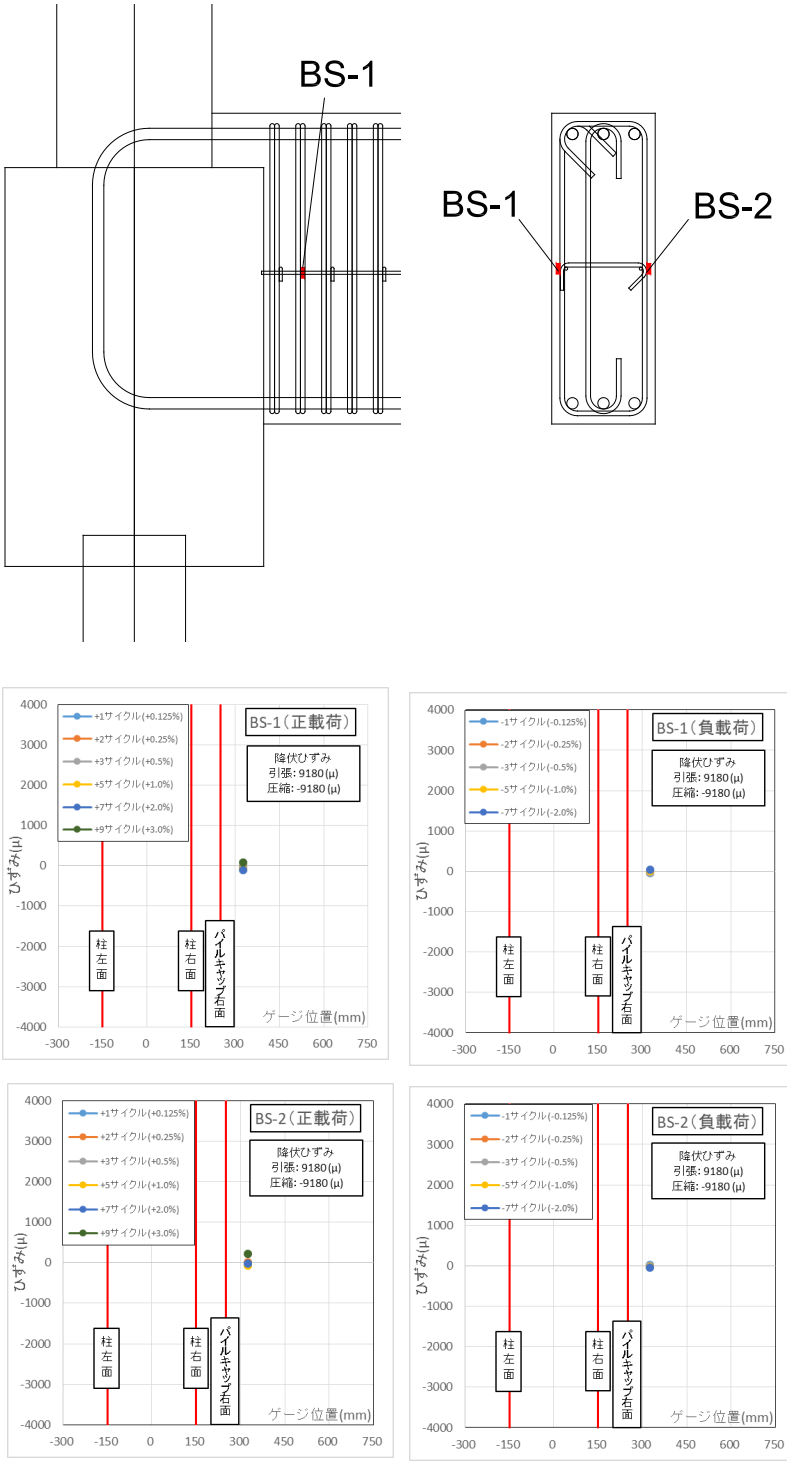


図 5.3.719　試験体 C-3　基礎梁補強筋ひずみ分布

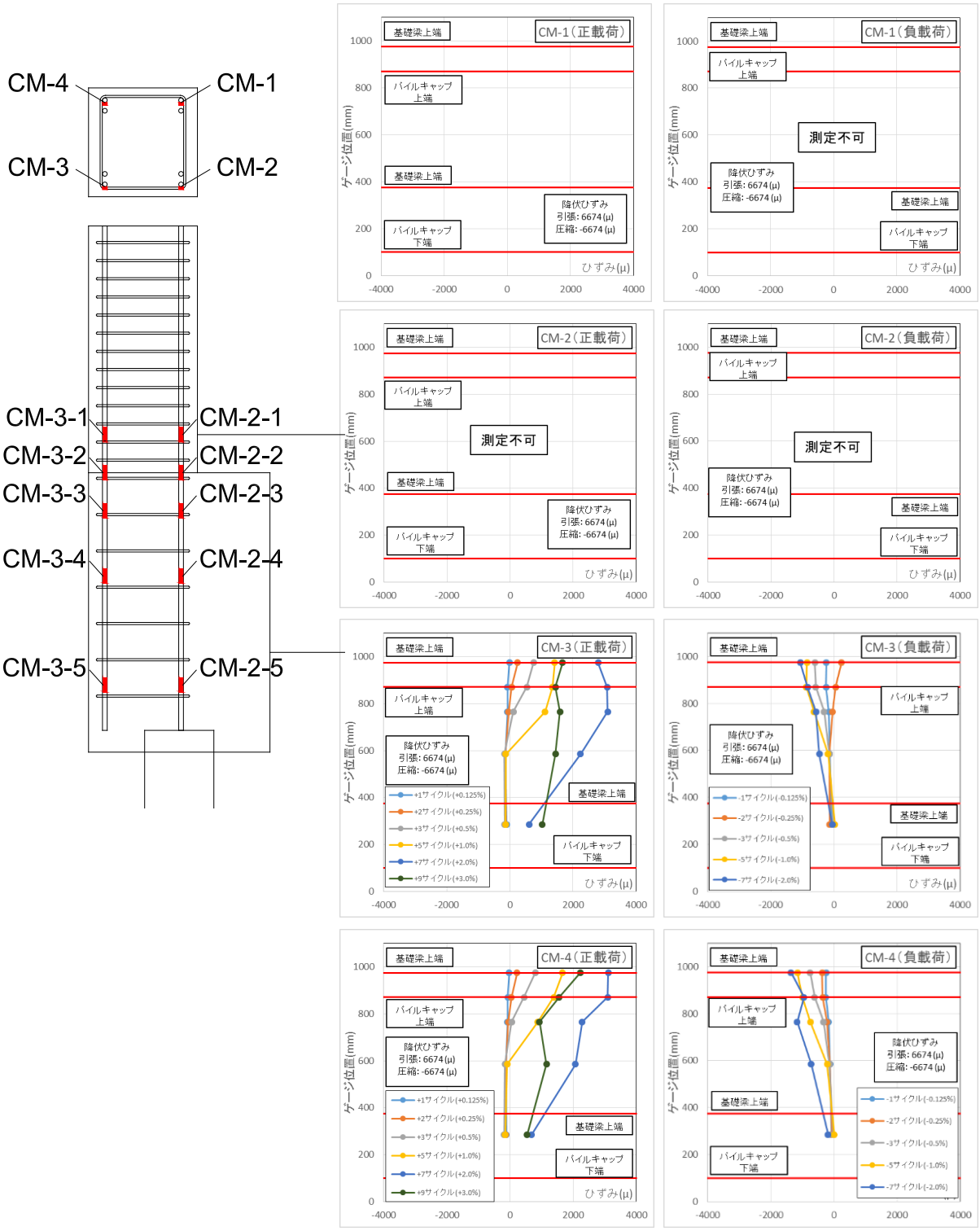


図 5.3.720　試験体 C-3　柱主筋ひずみ分布

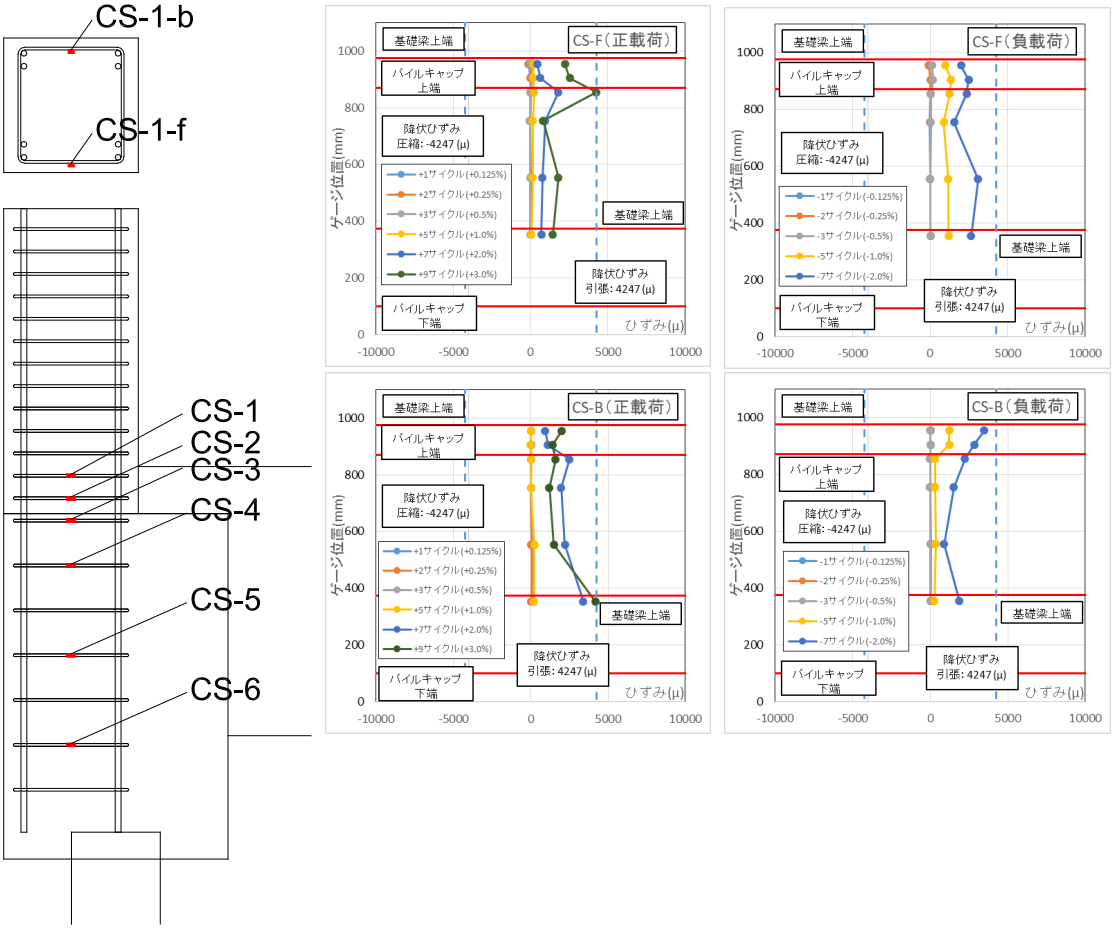
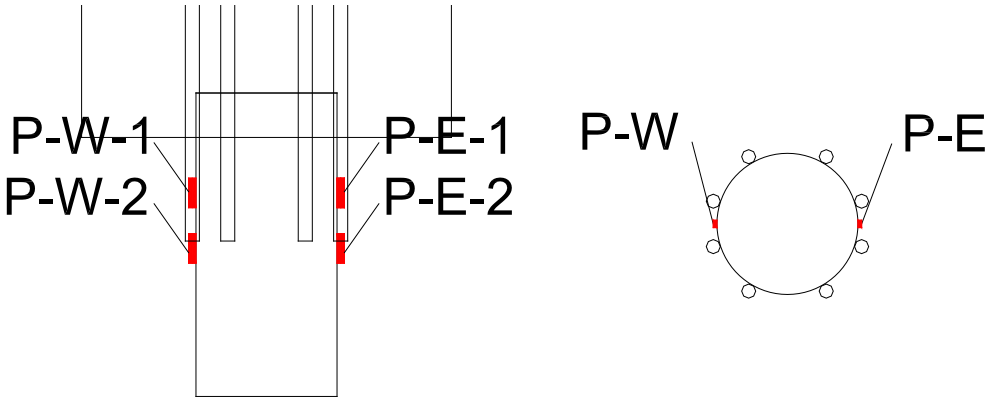


図 5.3.721　試験体 C-3　柱補強筋ひずみ分布



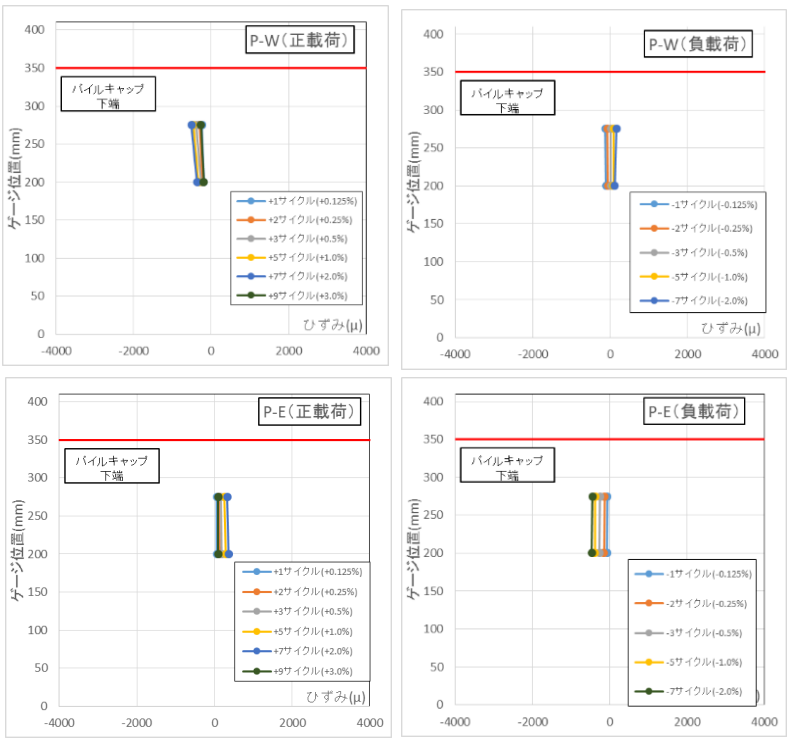


図 5.3.722　試験体 C-3　杭体ひずみ分布

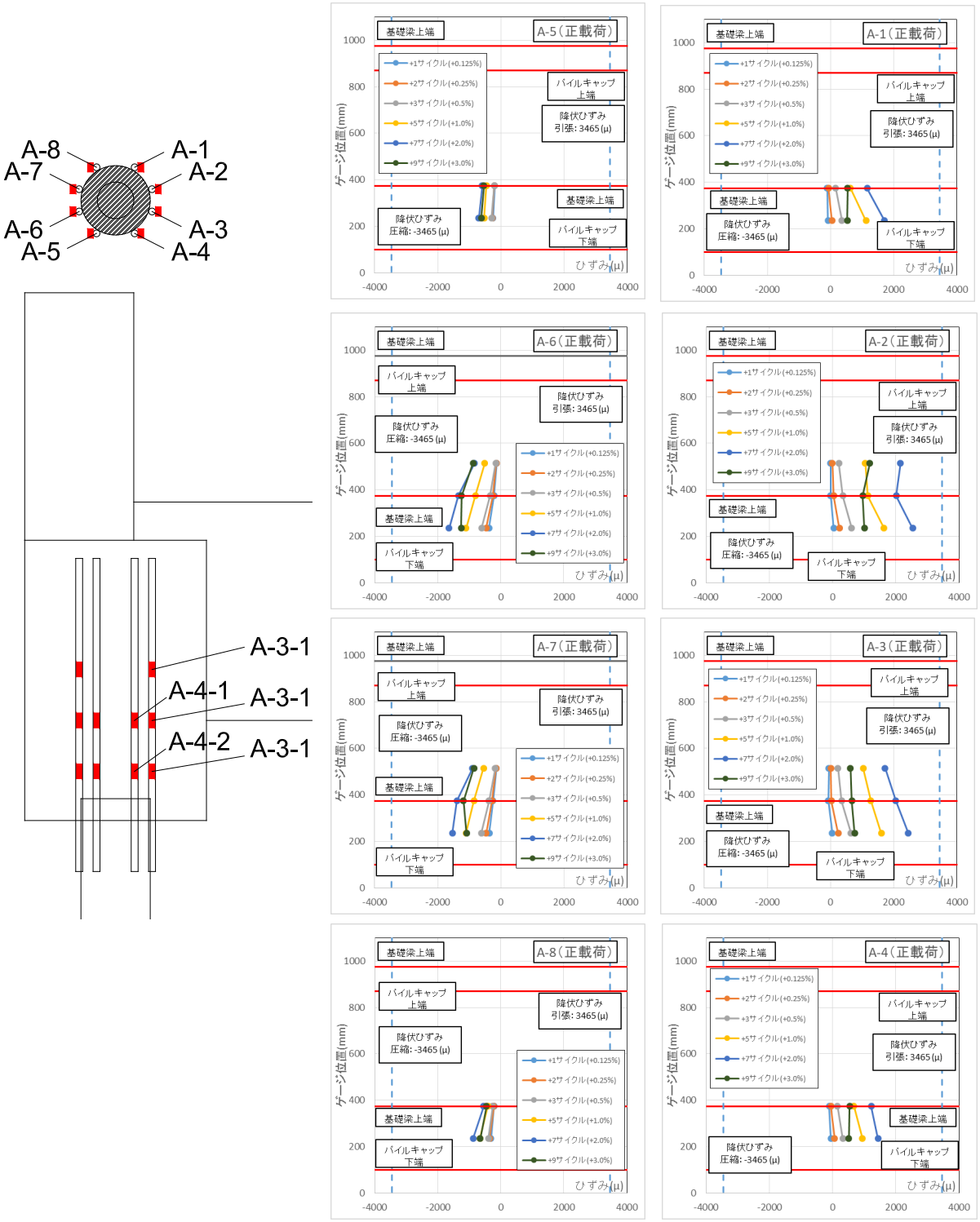


図 5.3.723　試験体 C-3　アンカー筋ひずみ分布(正載荷)

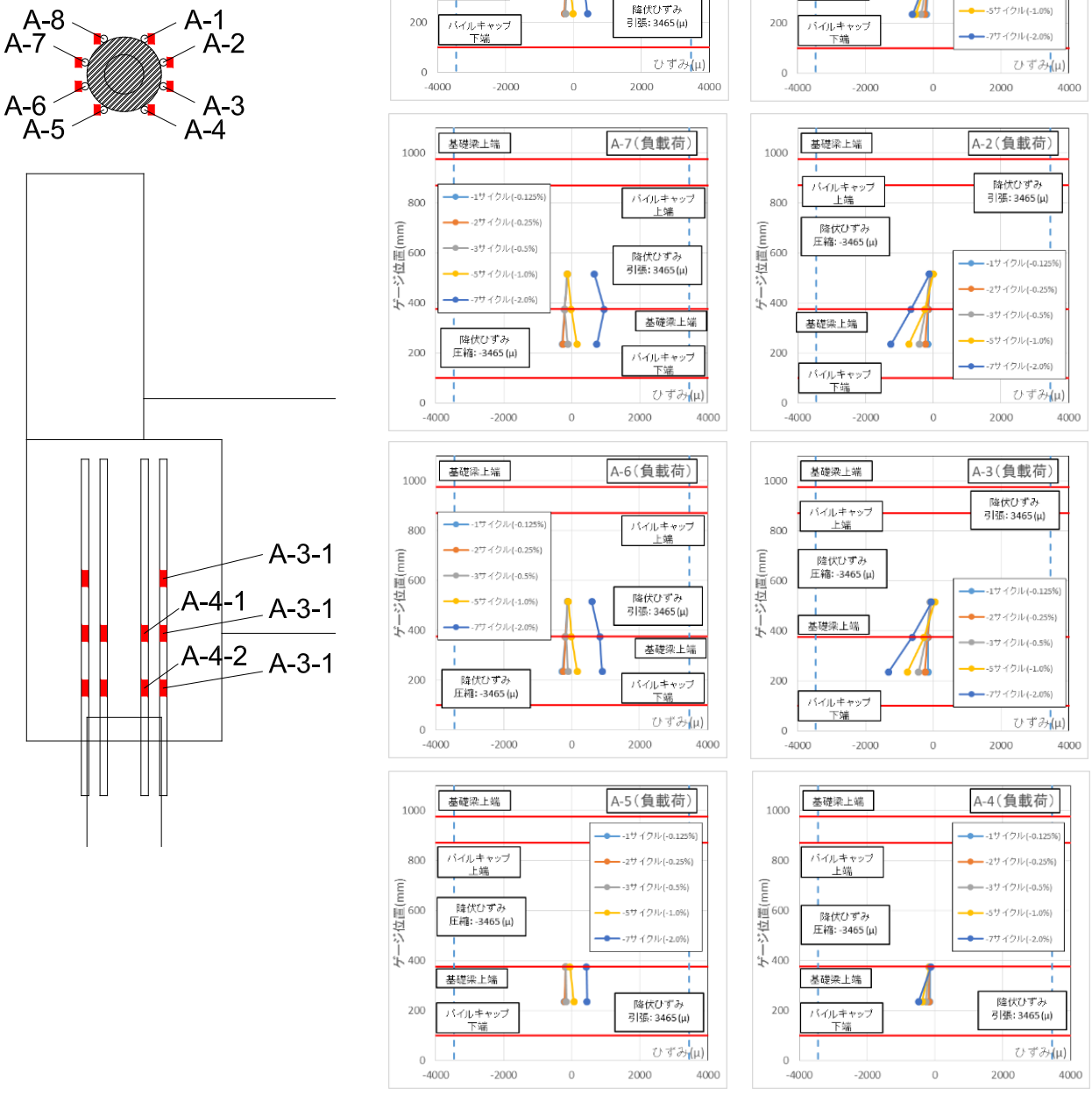
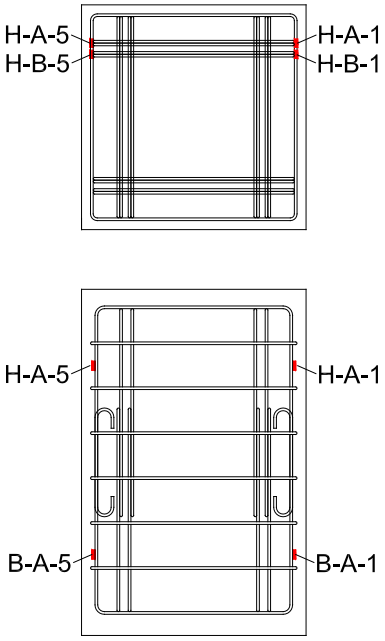
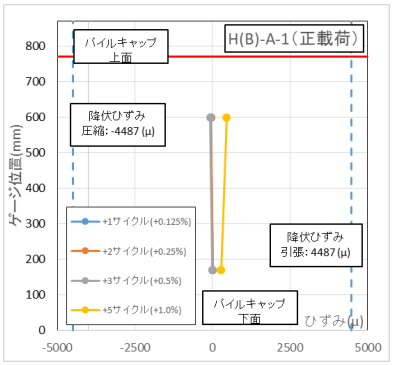
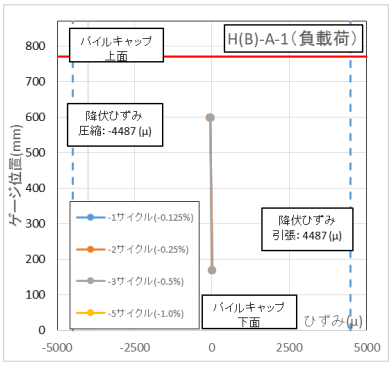
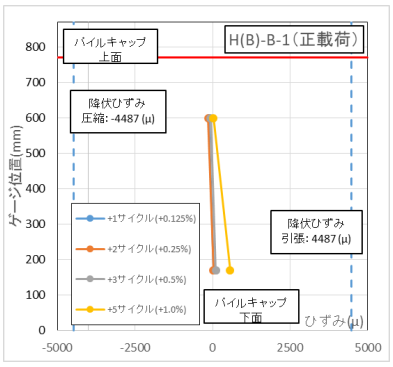


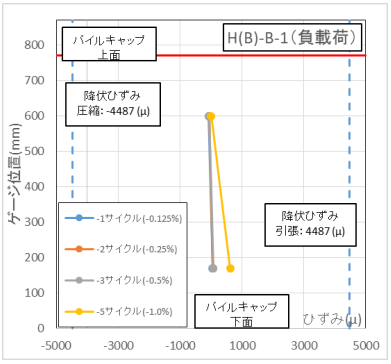
図 5.3.724　試験体 C-3　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)

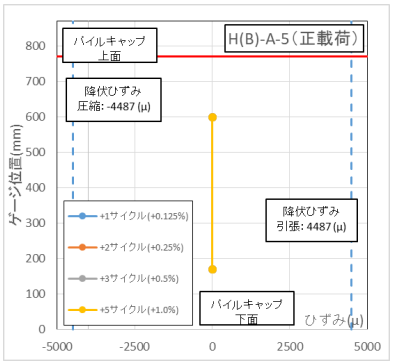


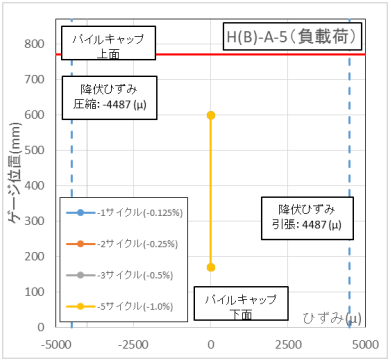


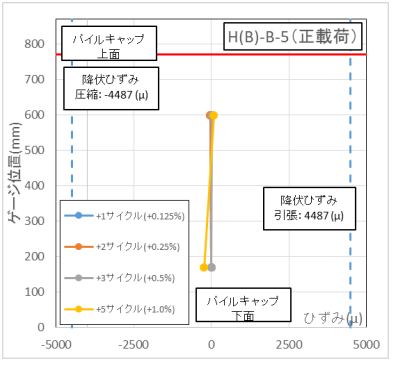












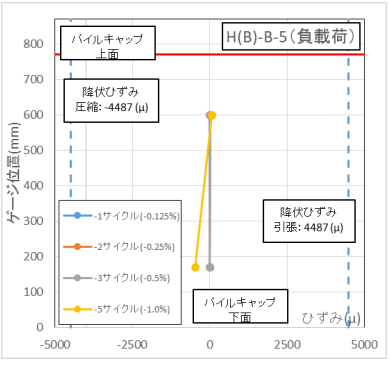
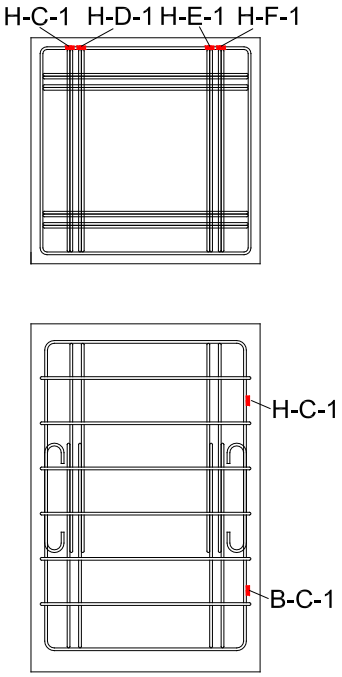


図 5.3.725　試験体 C-3　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 鉛直部)



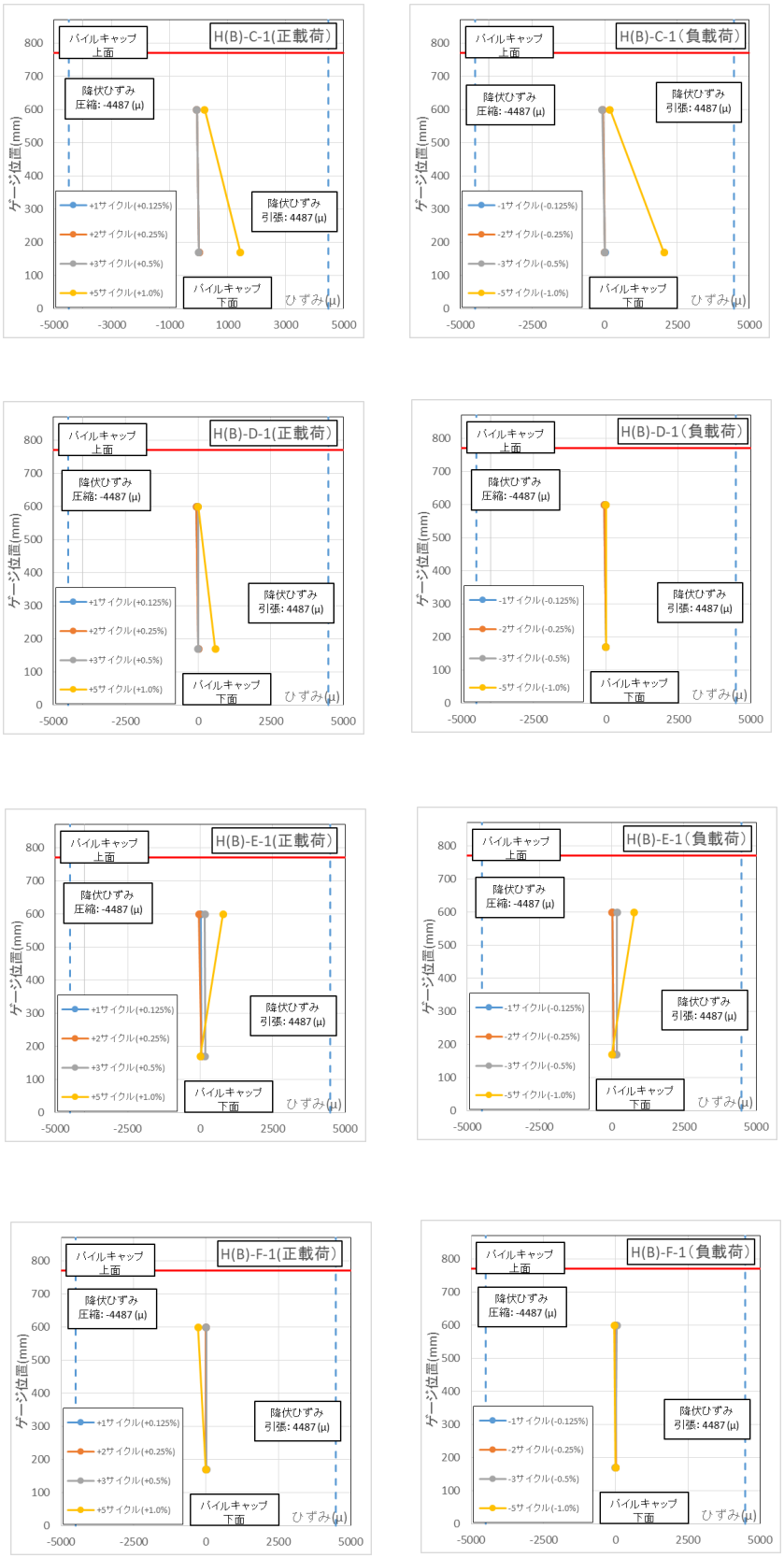
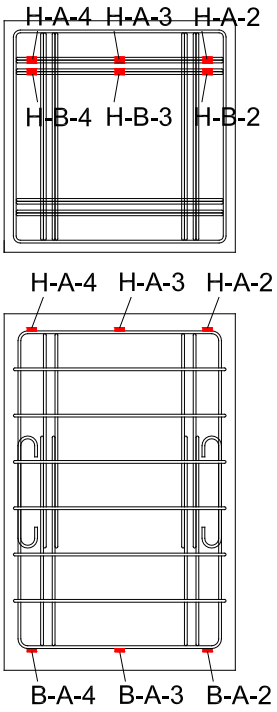
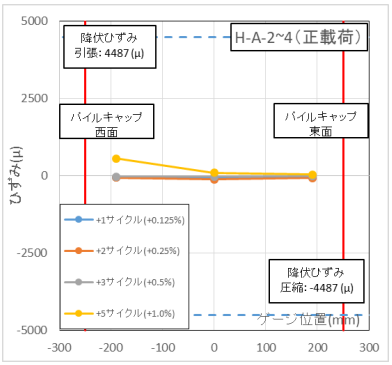
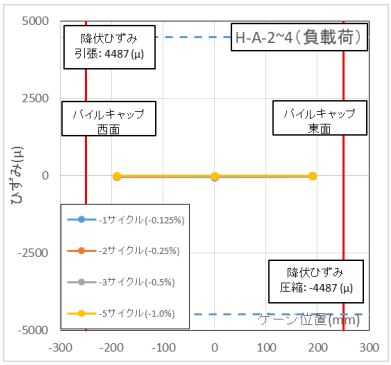
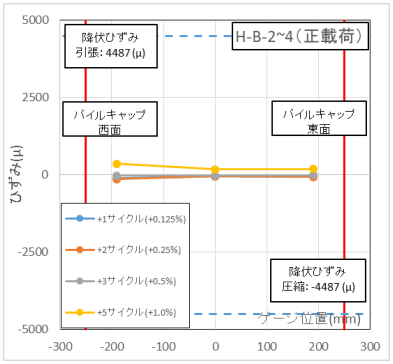


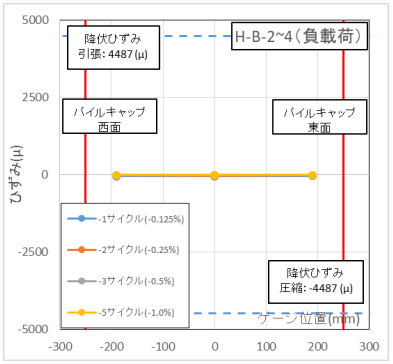
図 5.3.726　試験体 C-3　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 鉛直部)

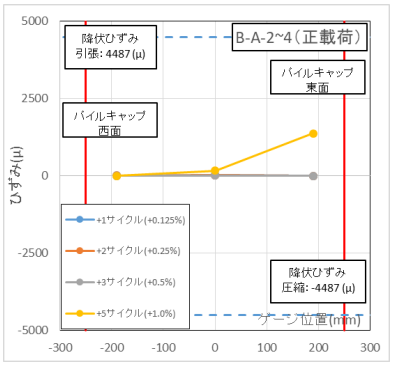


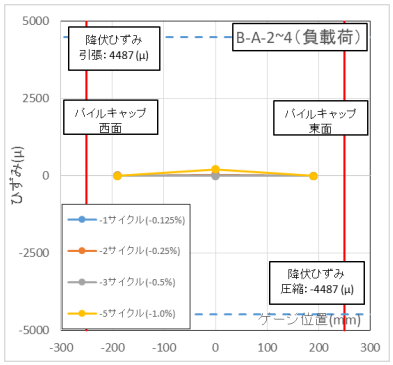


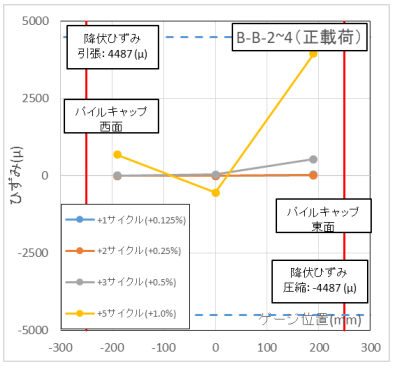












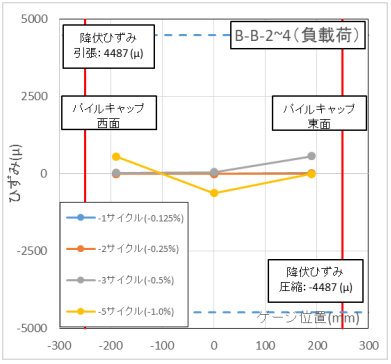


図 5.3.727　試験体 C-3　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(A・B 水平部)

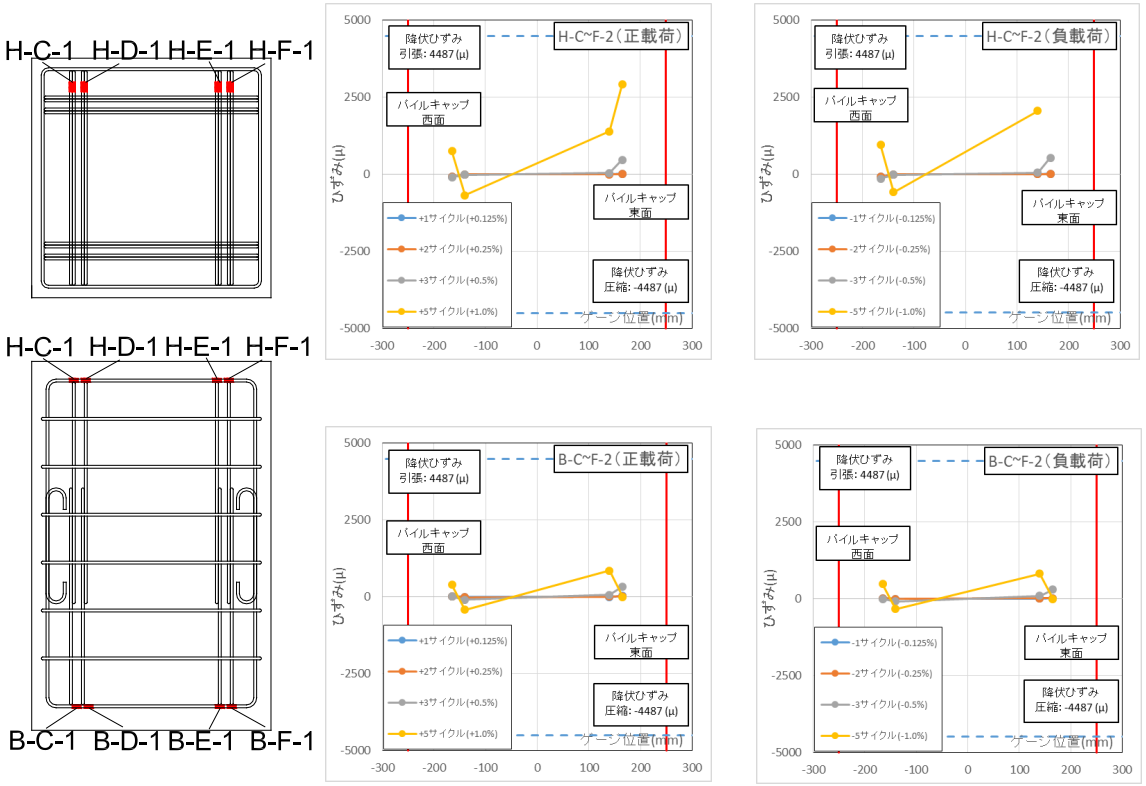


図 5.3.728　試験体 C-3　パイルキャップ袴筋・ベース筋
ひずみ分布(C～F 水平部)

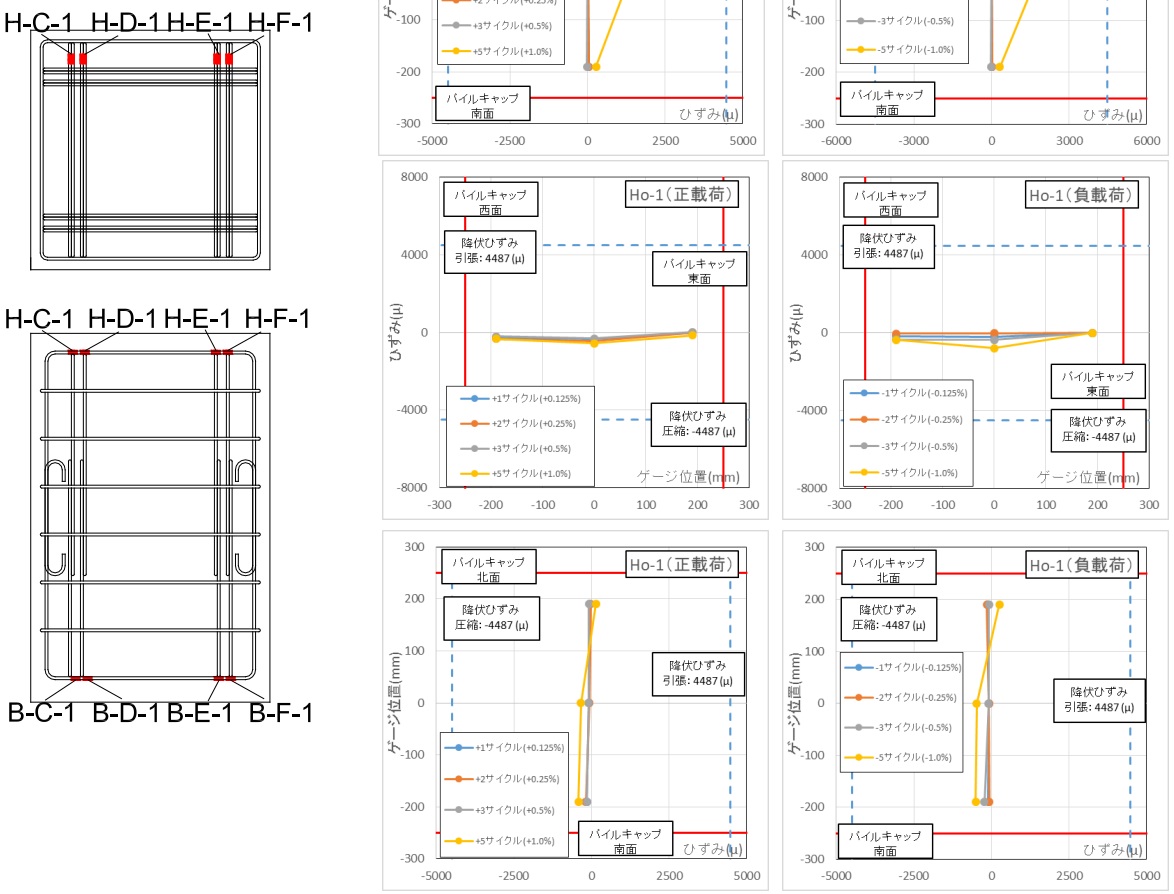


図 5.3.729　試験体 C-3　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-1)

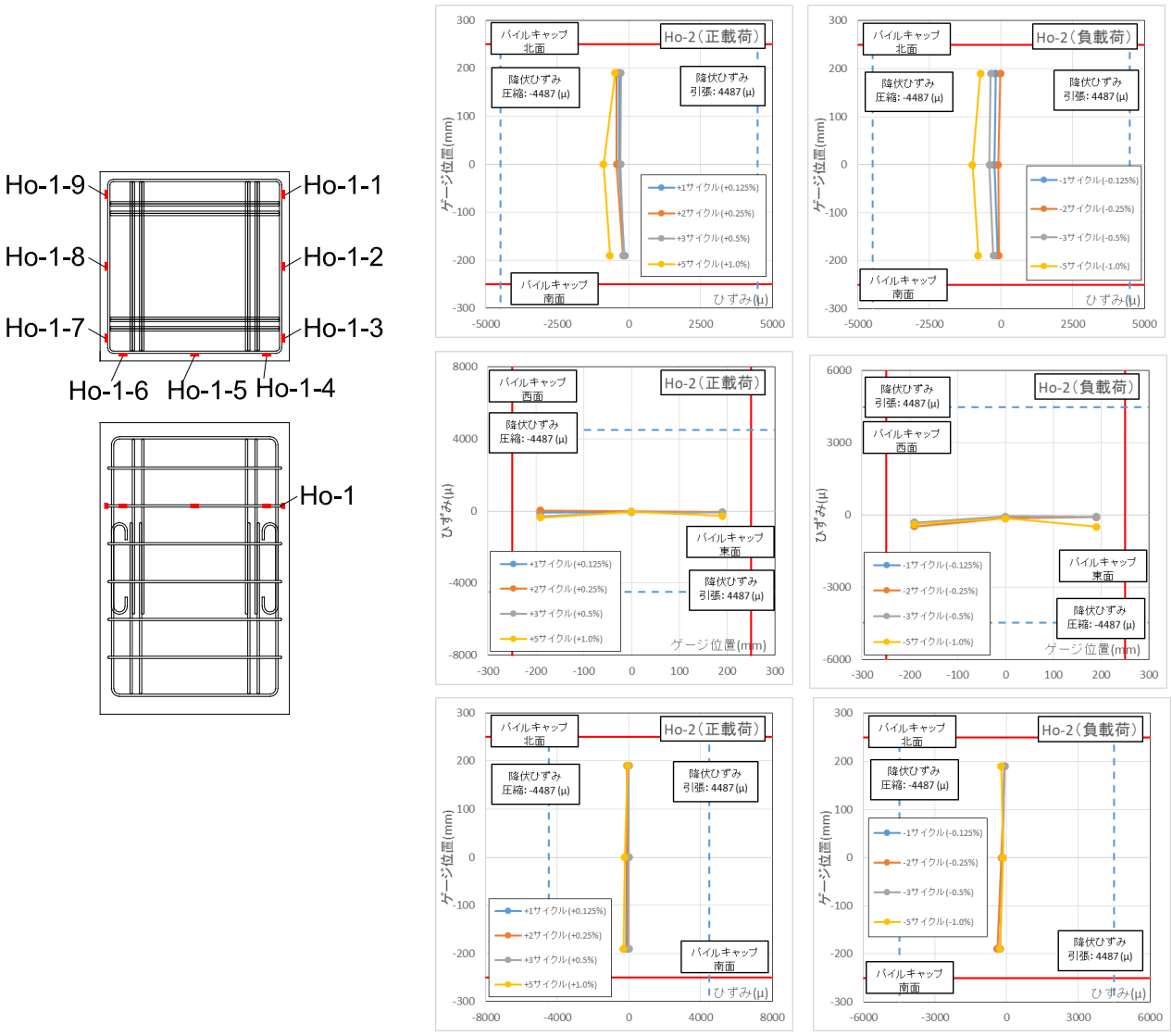


図 5.3.730　試験体 C-3　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-2)

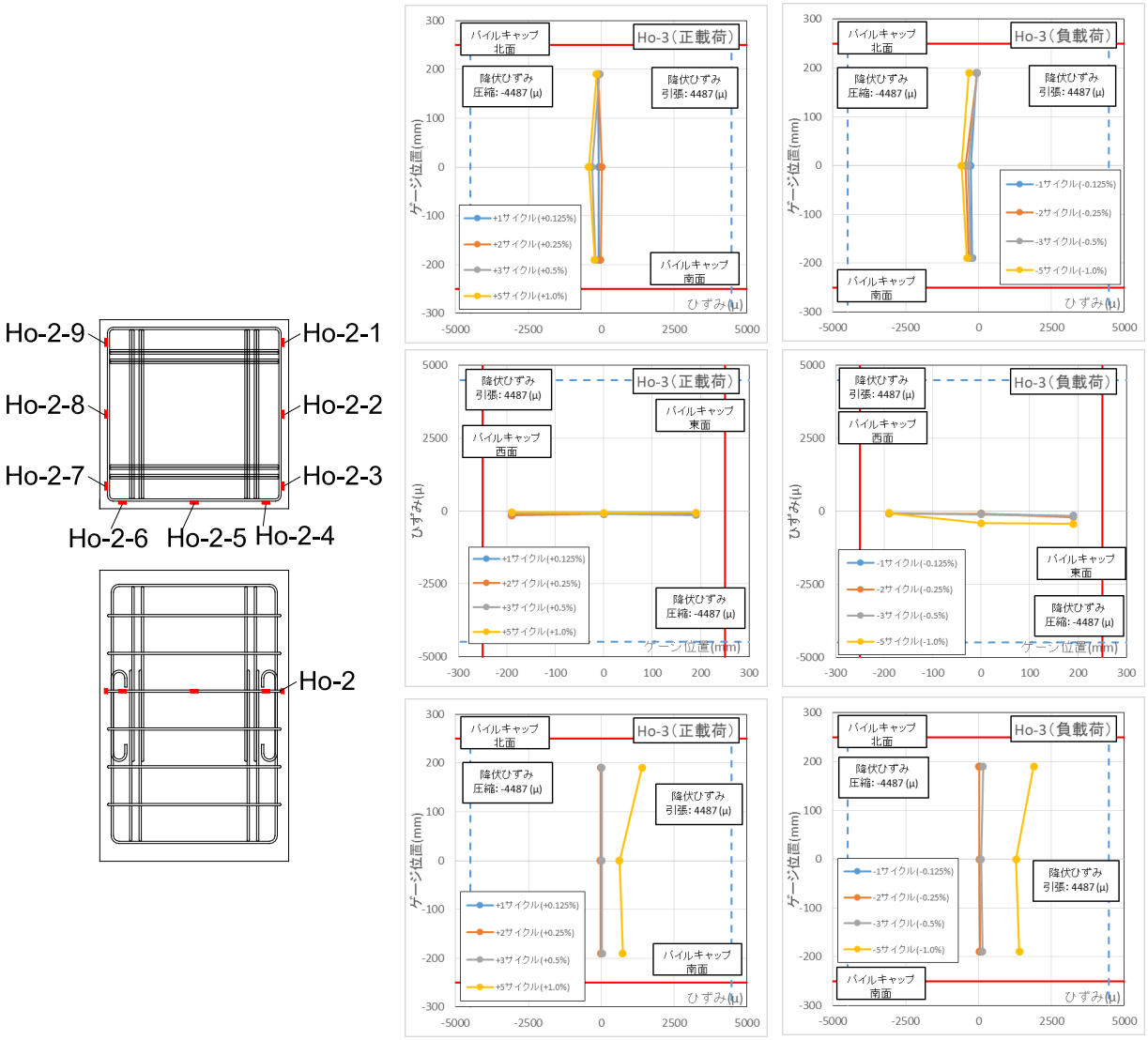


図 5.3.731　試験体 C-3　パイルキャップ帯筋ひずみ分布(Ho-3)

(3)　試験体 A-7a，A-7b，D-1，D-2 の各鉄筋ひずみ分布

1)　試験体 A-7a

図 5.3.732～図 5.3.740 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.741** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.742** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.743** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.744** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.745～図 5.3.746** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.747～図 5.3.749** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

2)　試験体 A-7b

図 5.3.750～図 5.3.758 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.759** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.760** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.761** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.762** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.763～図 5.3.764** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.765～図 5.3.767** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

3)　試験体 D-1

図 5.3.768～図 5.3.776 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.777** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.778** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.779** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.780** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.781～図 5.3.782** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.783～図 5.3.785** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.786** にアンカー筋補強筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

4)　試験体 D-2

図 5.3.787～図 5.3.795 に基礎梁主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.796** に基礎梁補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.797** に柱主筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.798** に柱補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.799** に杭各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.800～図 5.3.801** にアンカー筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.802～図 5.3.804** にパイルキャップ補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.805** にアンカー筋補強筋各ピーク時のひずみ分布を，**図 5.3.806～図 5.3.810** に中子筋各ピーク時のひずみ分布を示す。

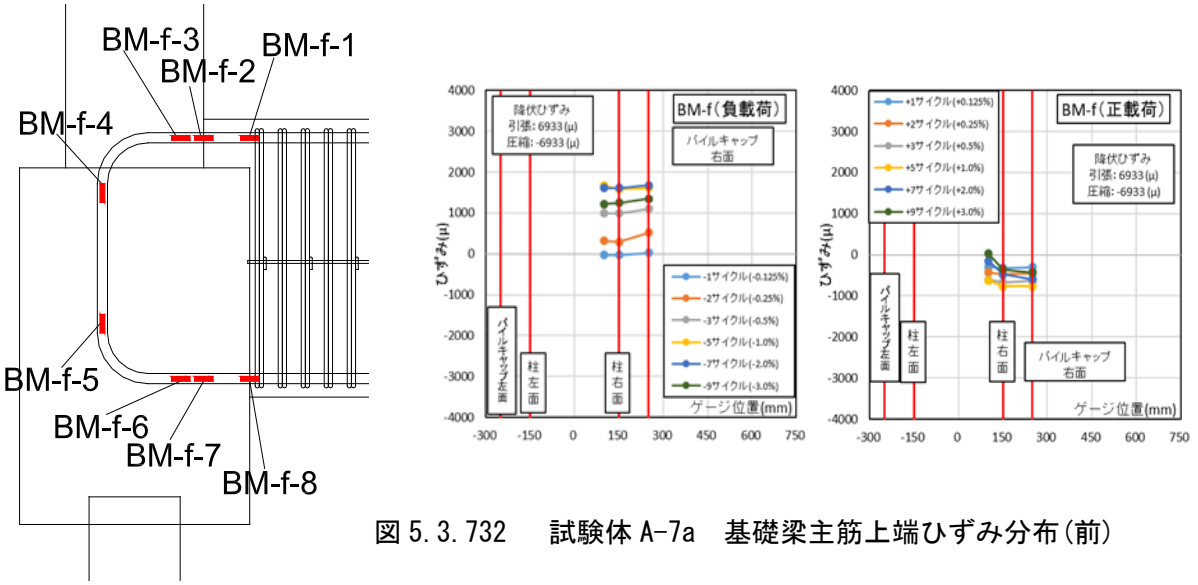


図 5.3.732　試験体 A-7a　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

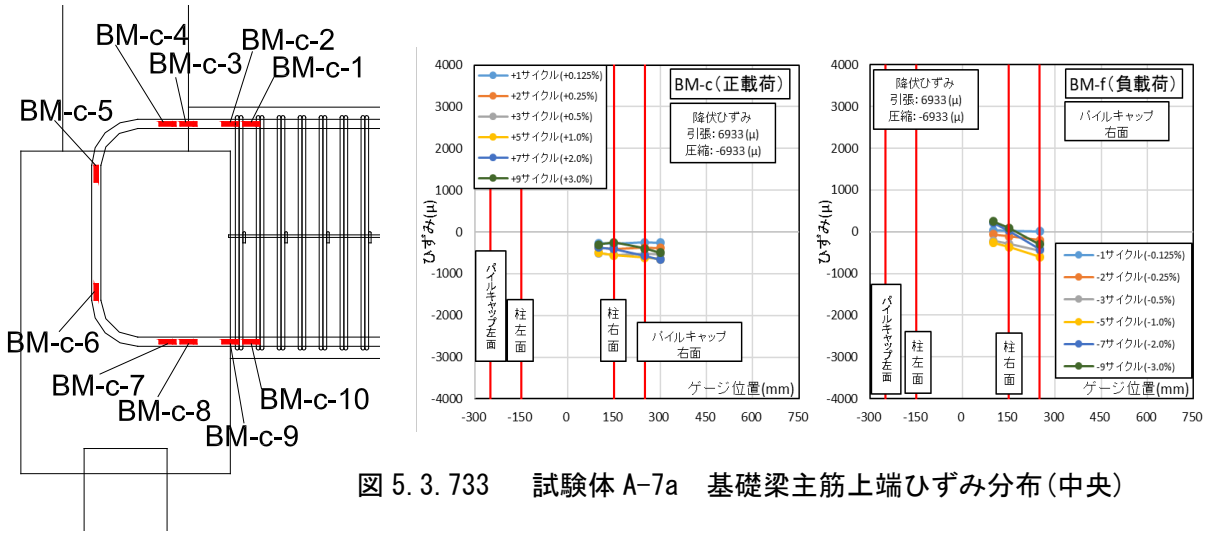


図 5.3.733　試験体 A-7a　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

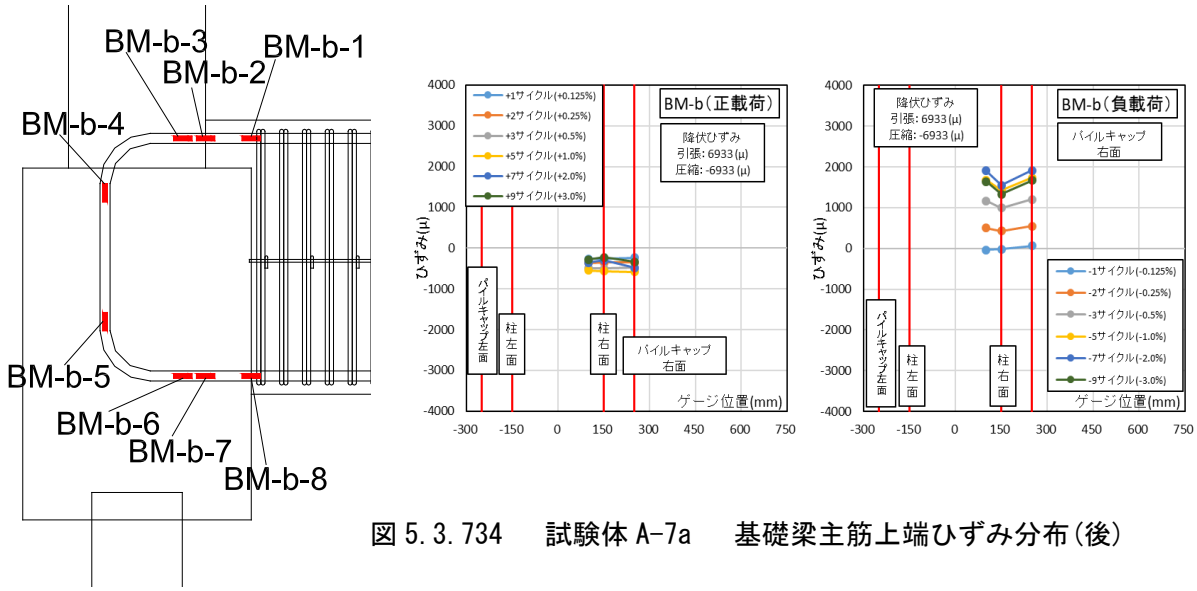


図 5.3.734　試験体 A-7a　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

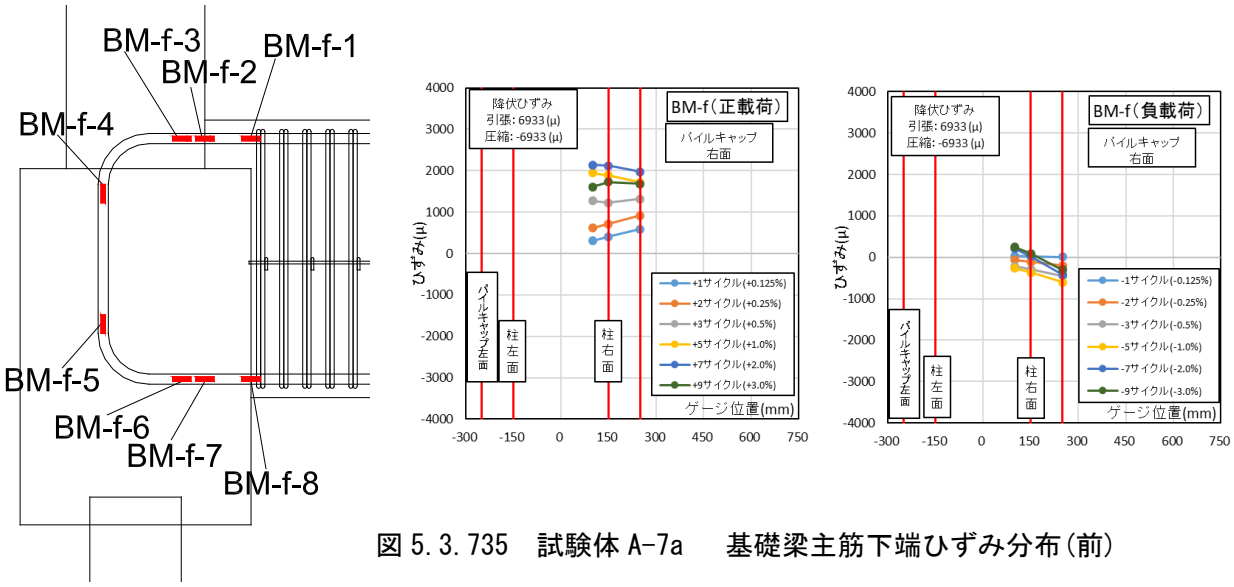


図 5.3.735　試験体 A-7a　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

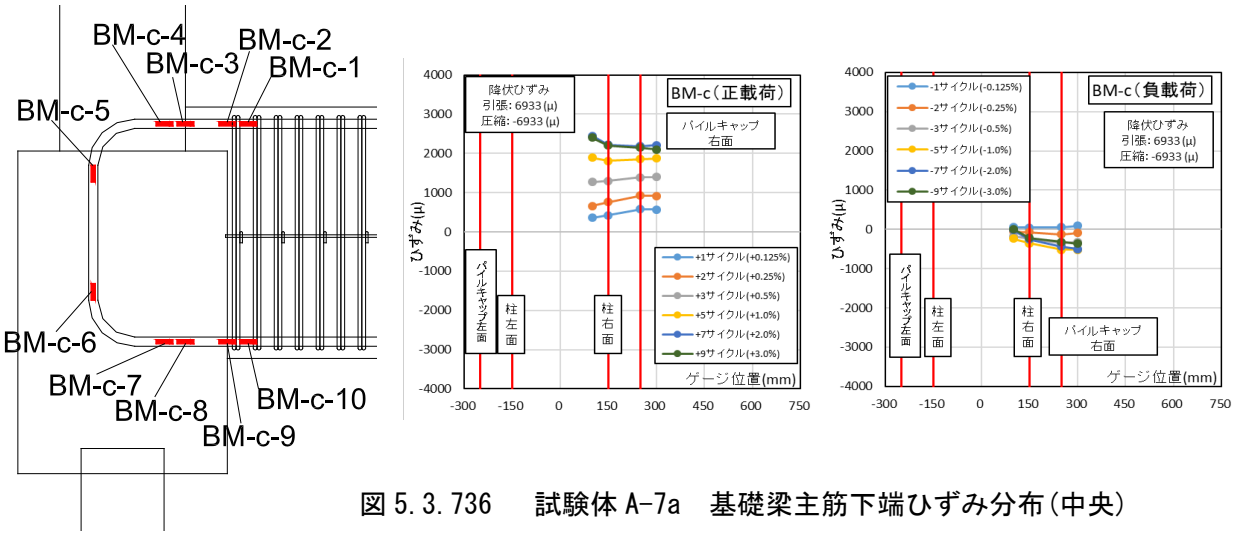


図 5.3.736　試験体 A-7a　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

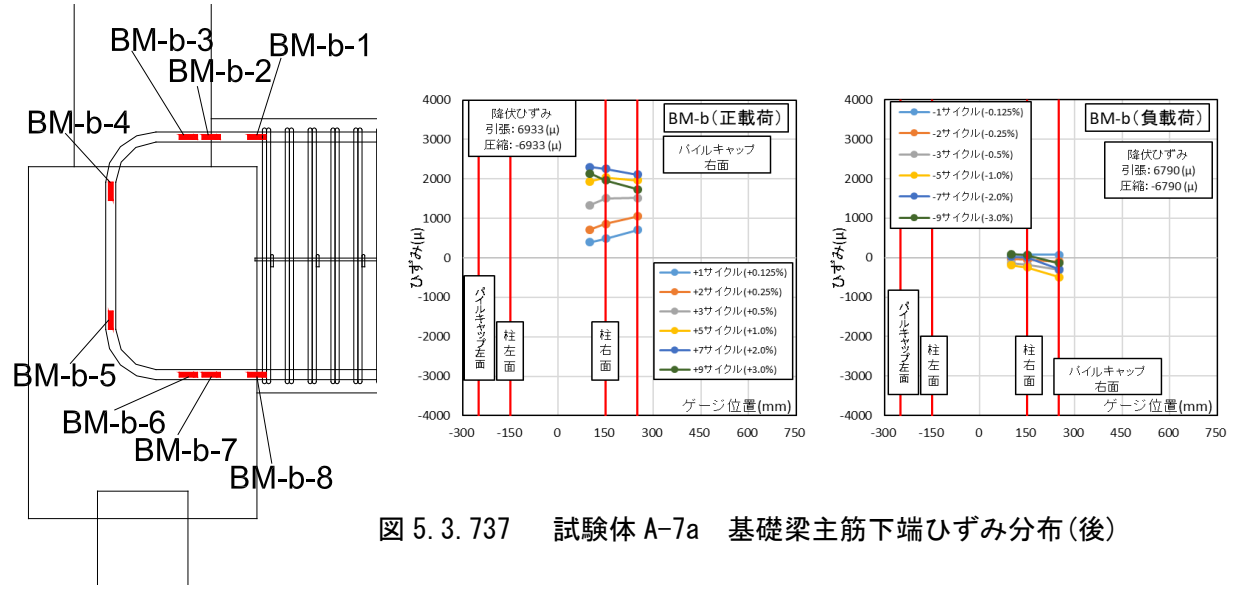


図 5.3.737　試験体 A-7a　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

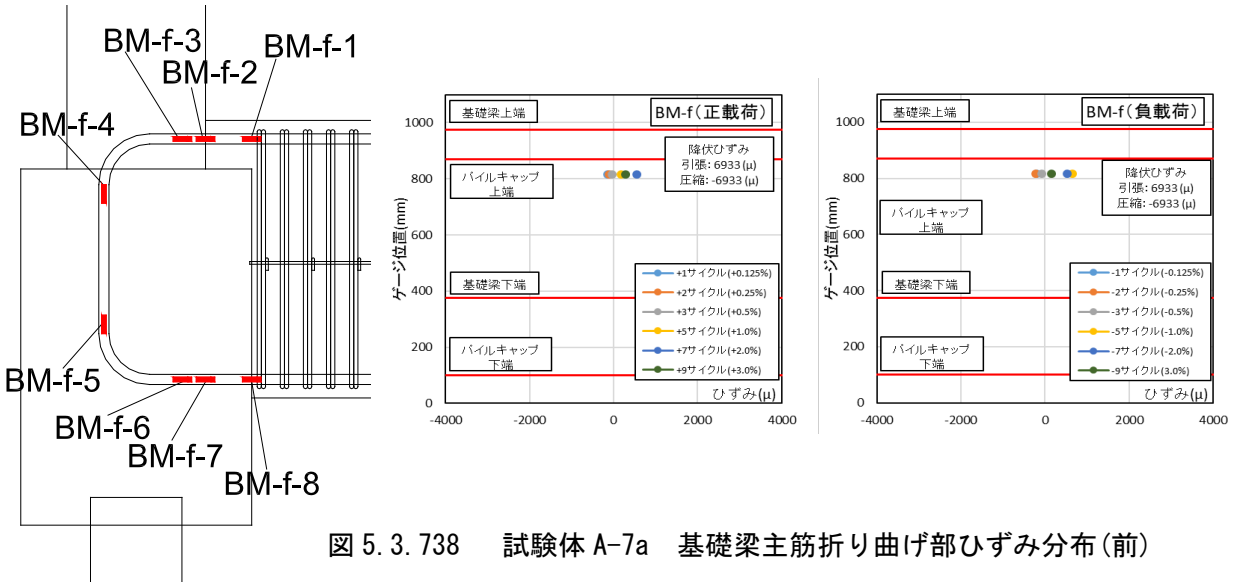


図 5.3.738　試験体 A-7a　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

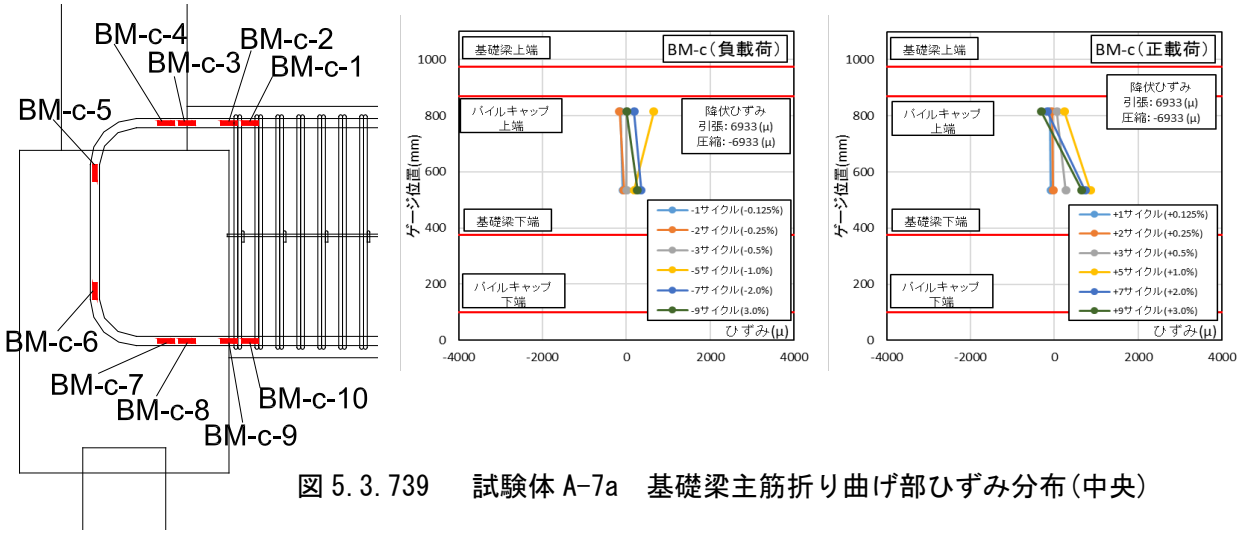


図 5.3.739　試験体 A-7a　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

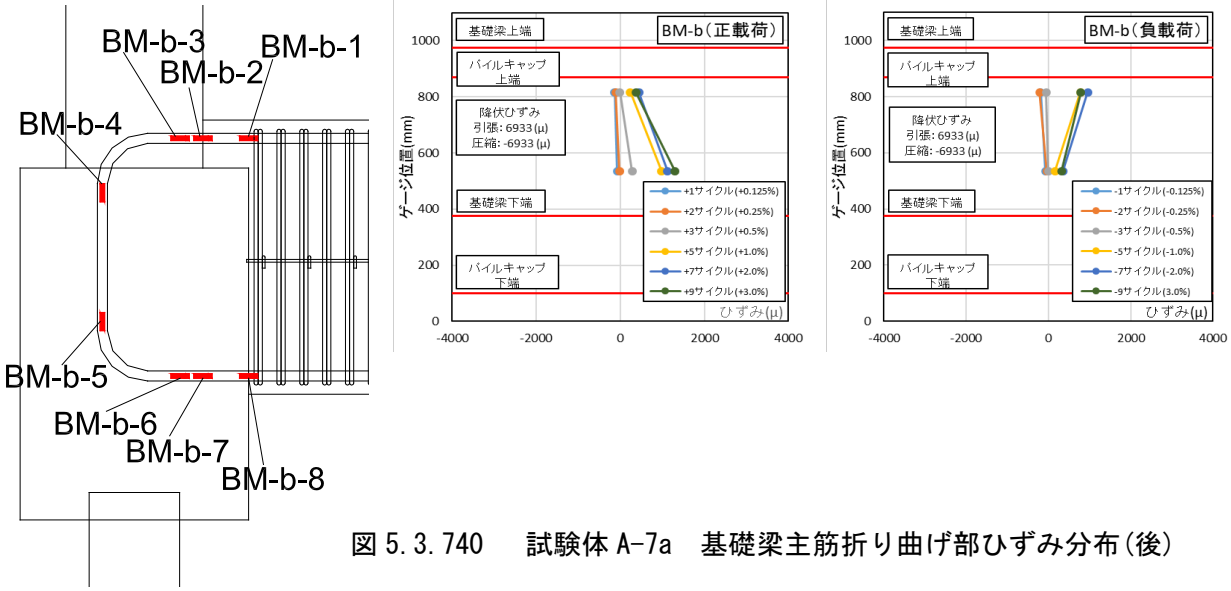


図 5.3.740　試験体 A-7a　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

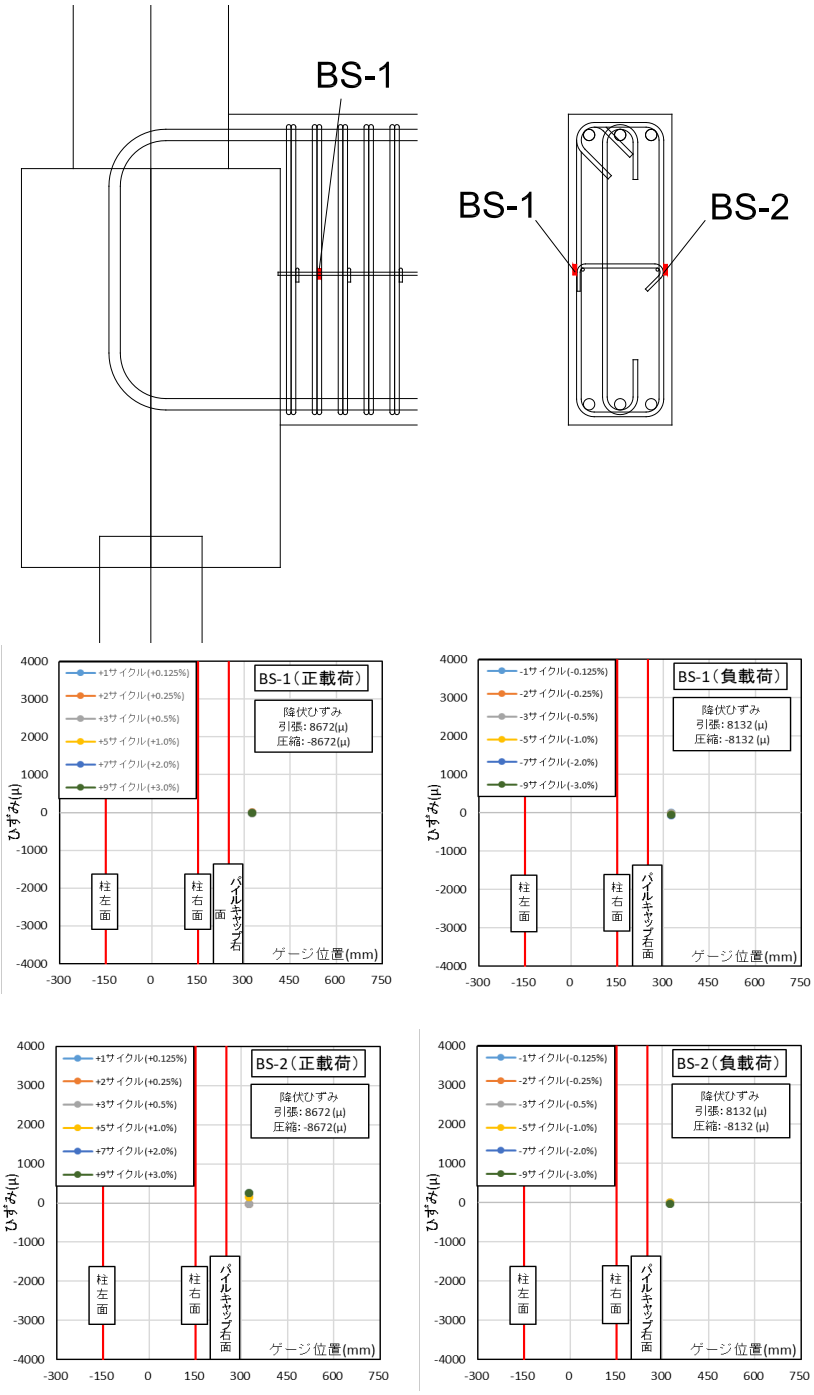
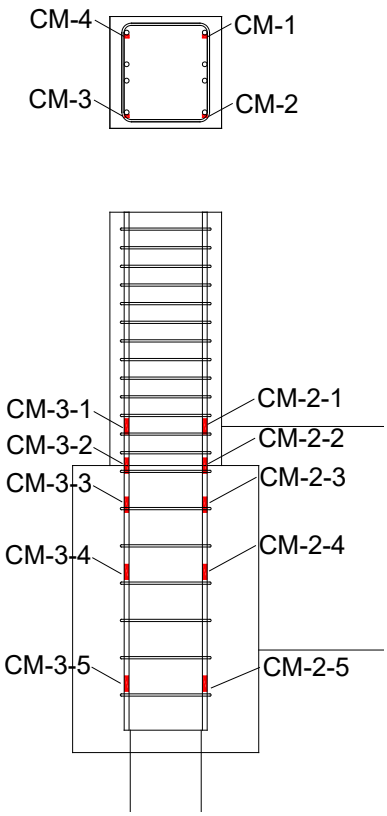


図 5.3.741　試験体 A-7a　基礎梁補強筋ひずみ分布



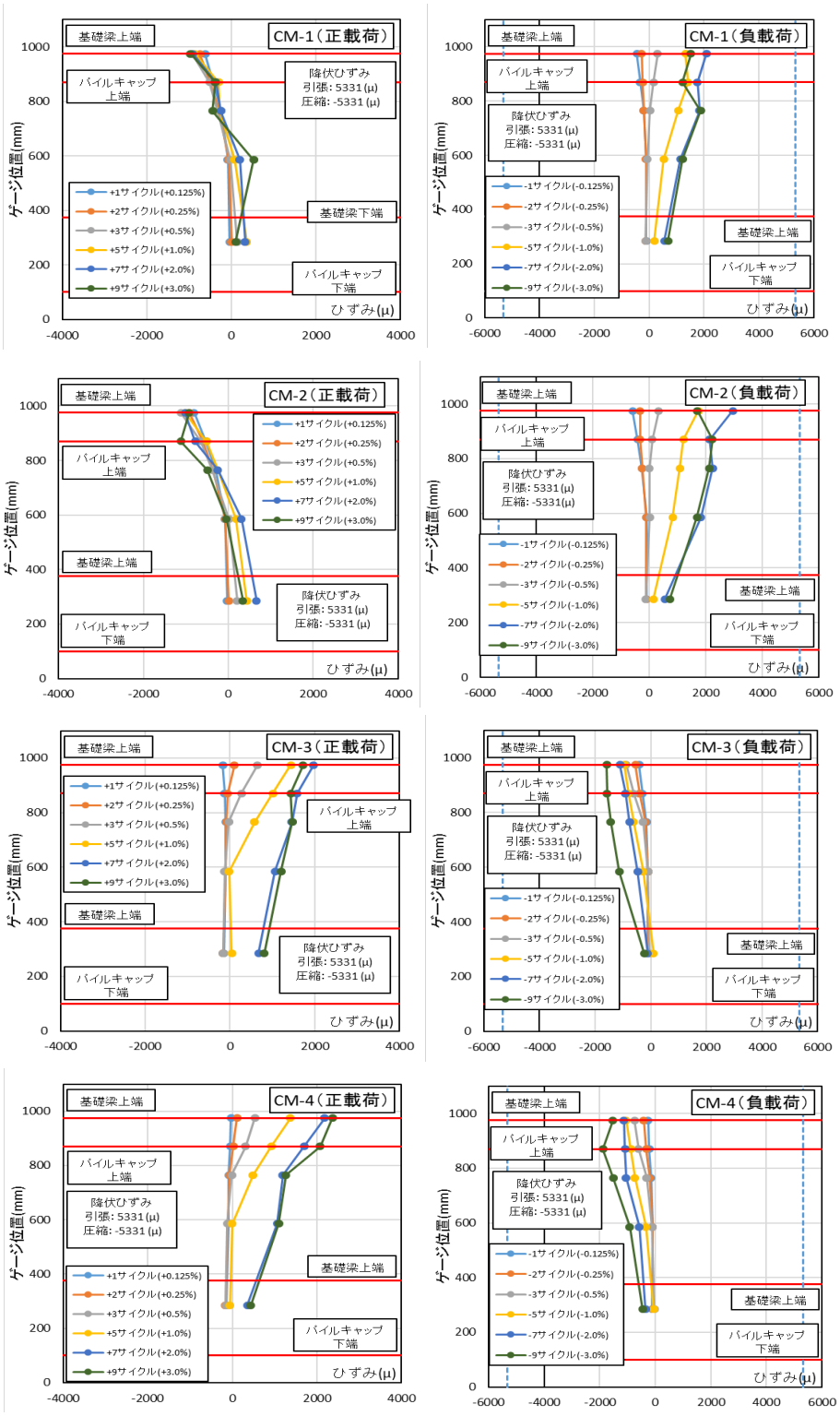


図 5.3.742　試験体 A-7a　柱主筋ひずみ分布

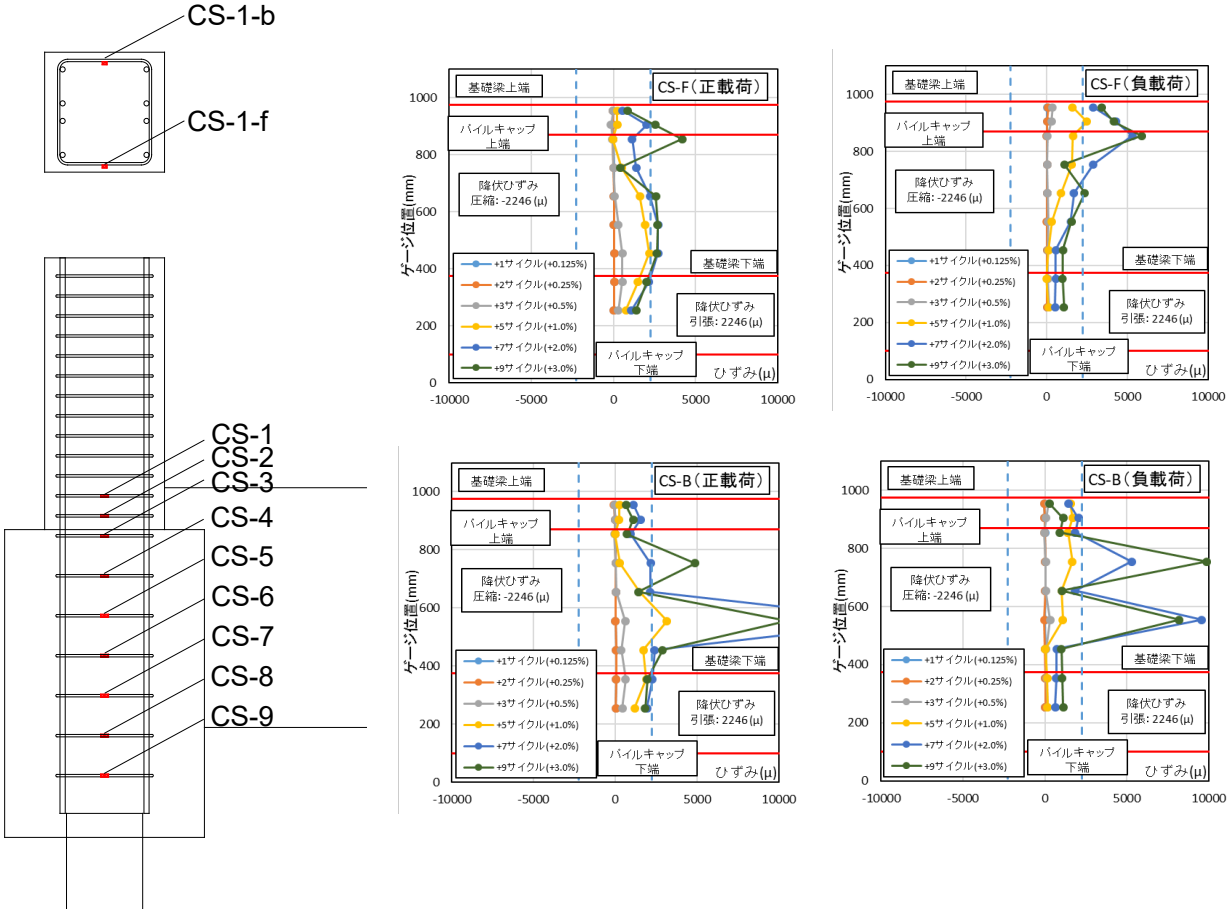


図 5.3.743　試験体 A-7a　柱補強筋ひずみ分布

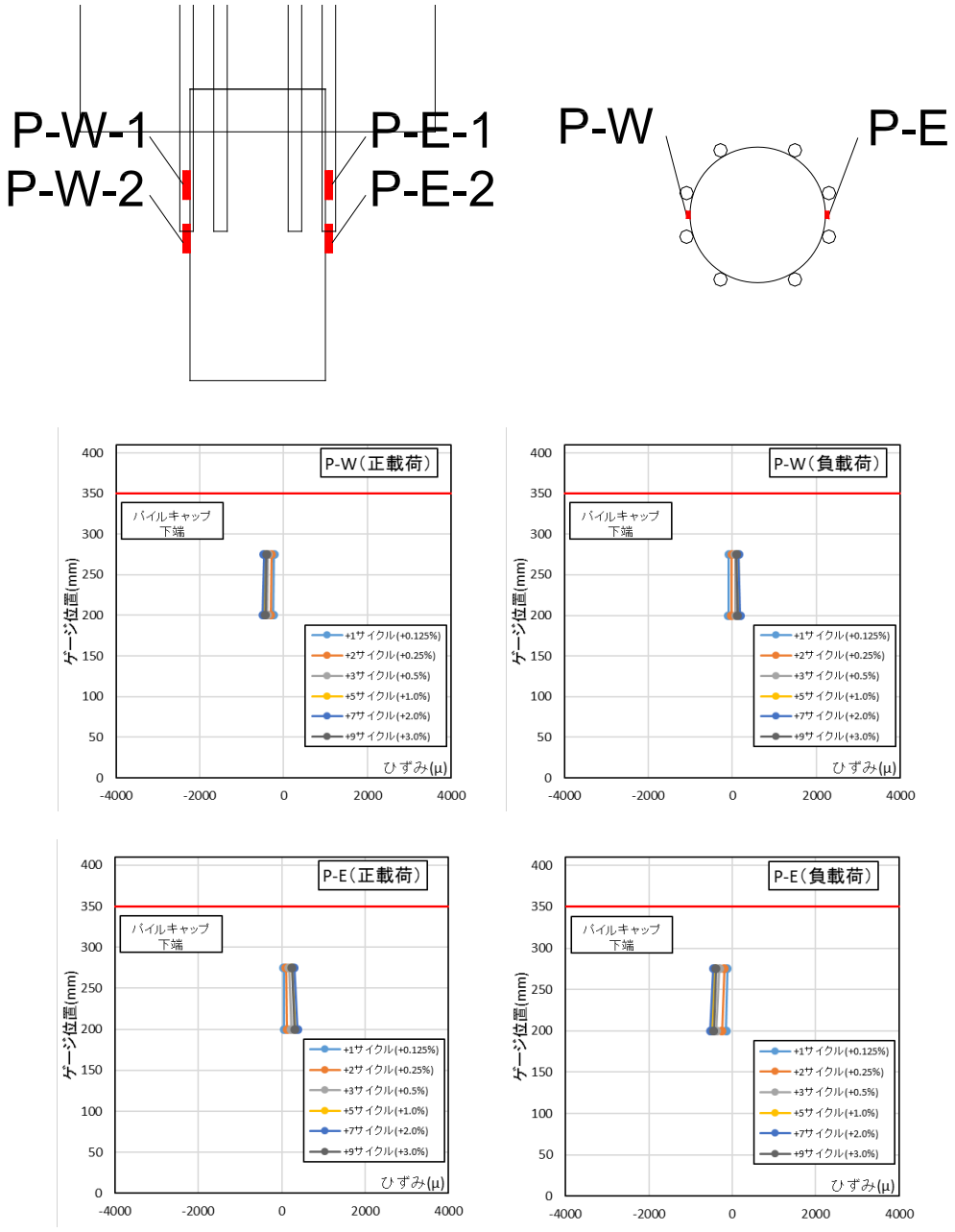


図 5.3.744　試験体 A-7a　杭体ひずみ分布

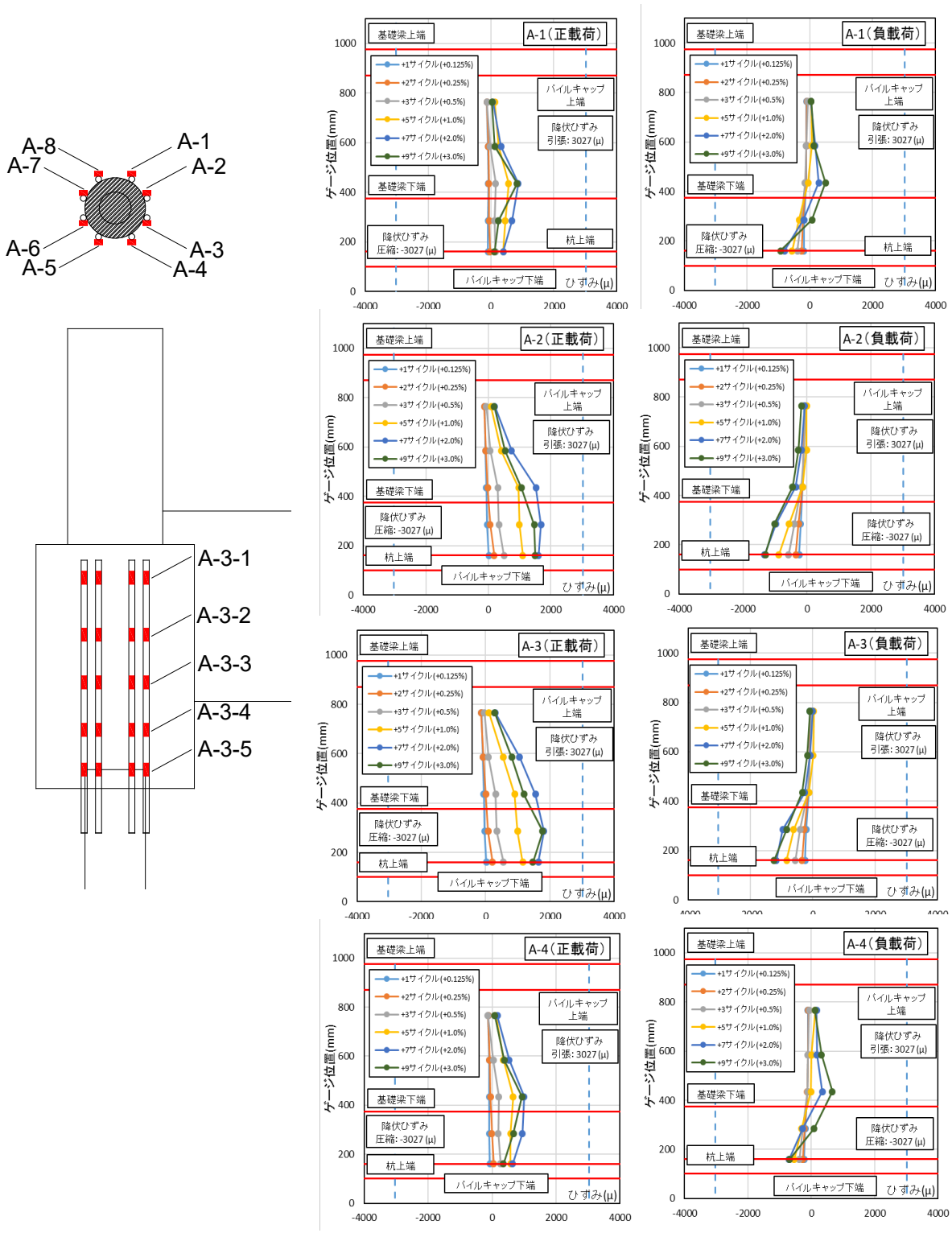


図 5.3.745　試験体 A-7a　アンカー筋ひずみ分布

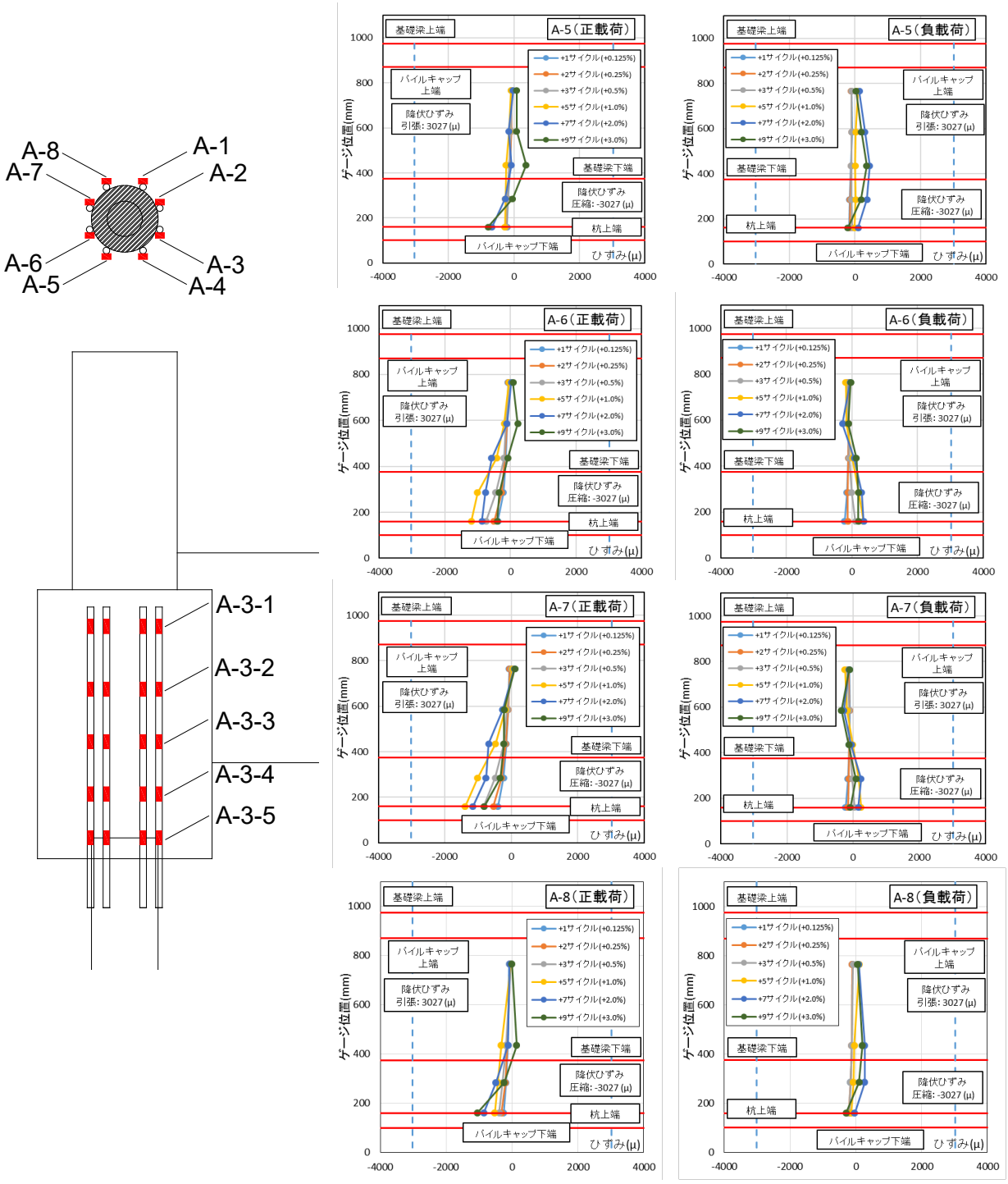
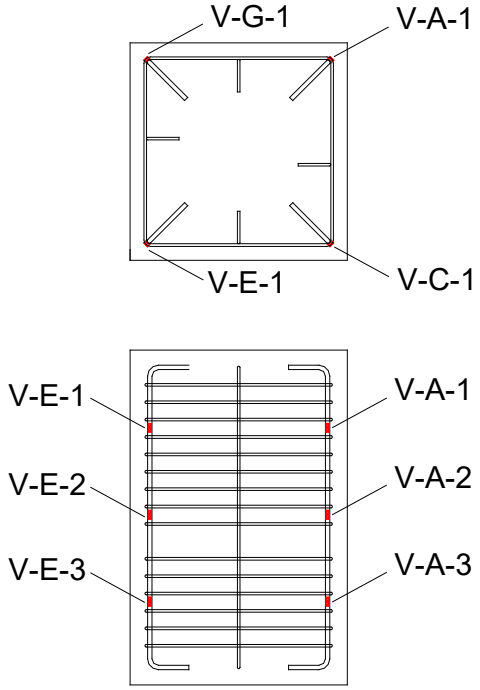


図 5.3.746　試験体 A-7a　アンカー筋ひずみ分布



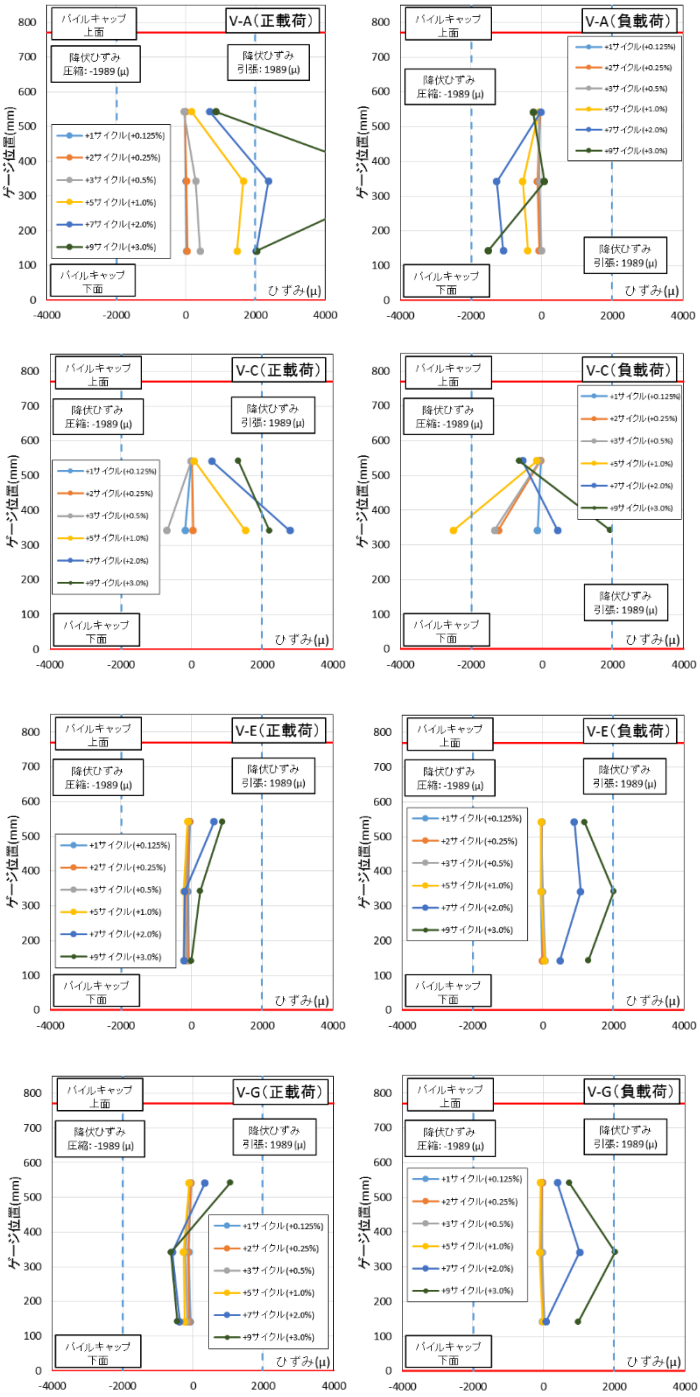


図 5.3.747　試験体 A-7a　パイルキャップ縦筋ひずみ分布（対角部）

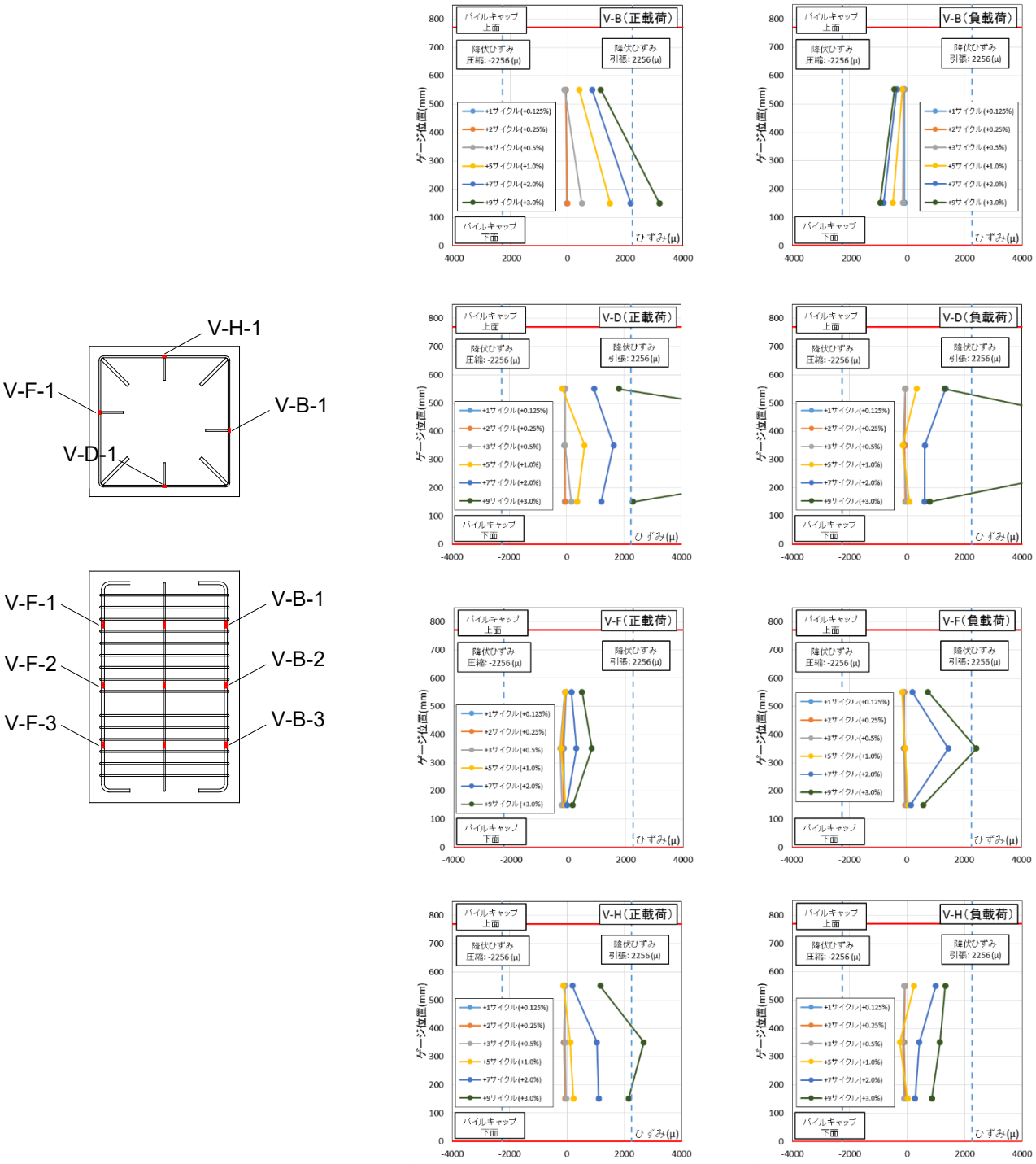


図 5.3.748　試験体 A-7a　パイルキャップ縦筋ひずみ分布（対面部）

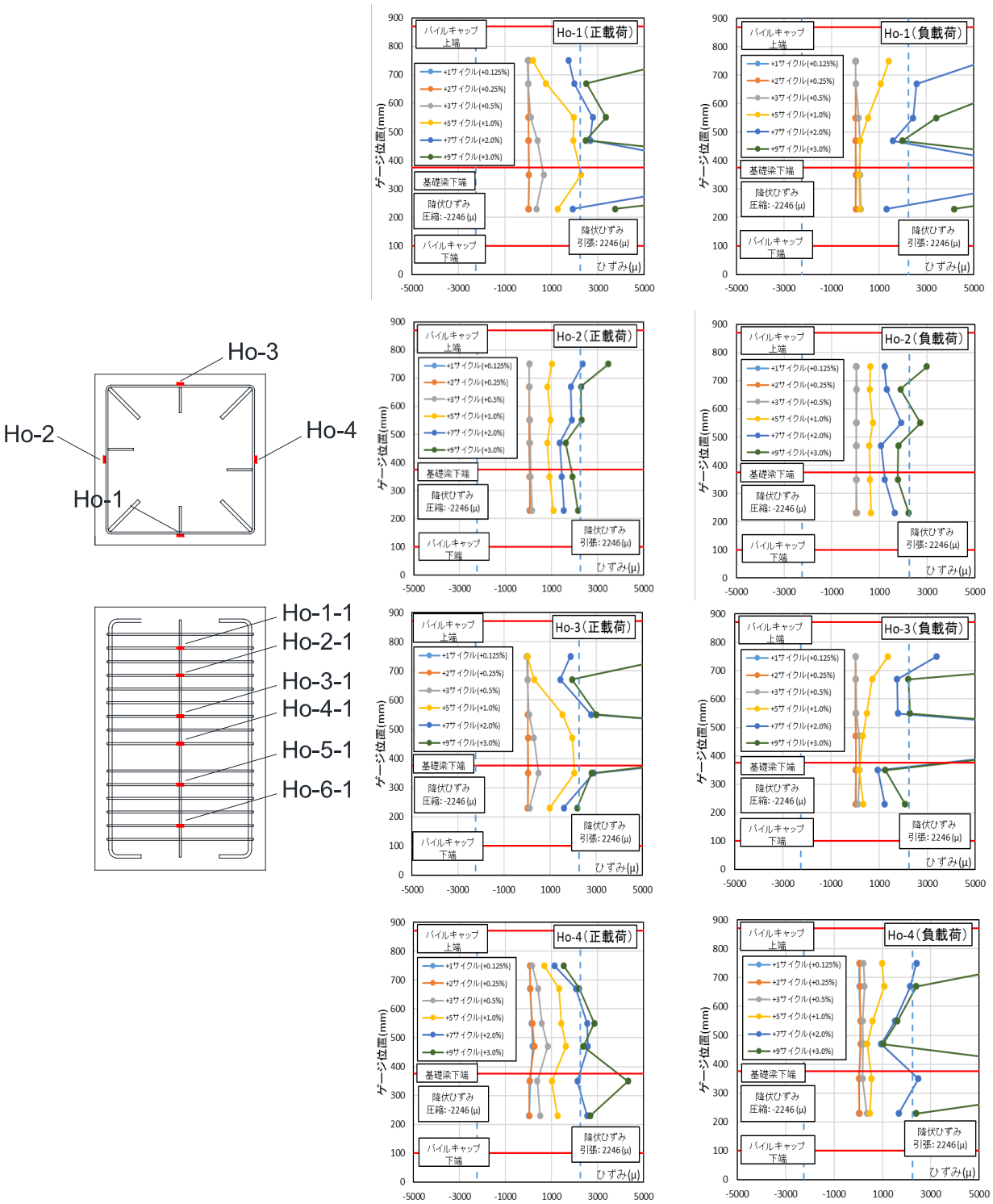


図 5.3.749　試験体 A-7a　パイルキャップ帯筋ひずみ分布（対面部）

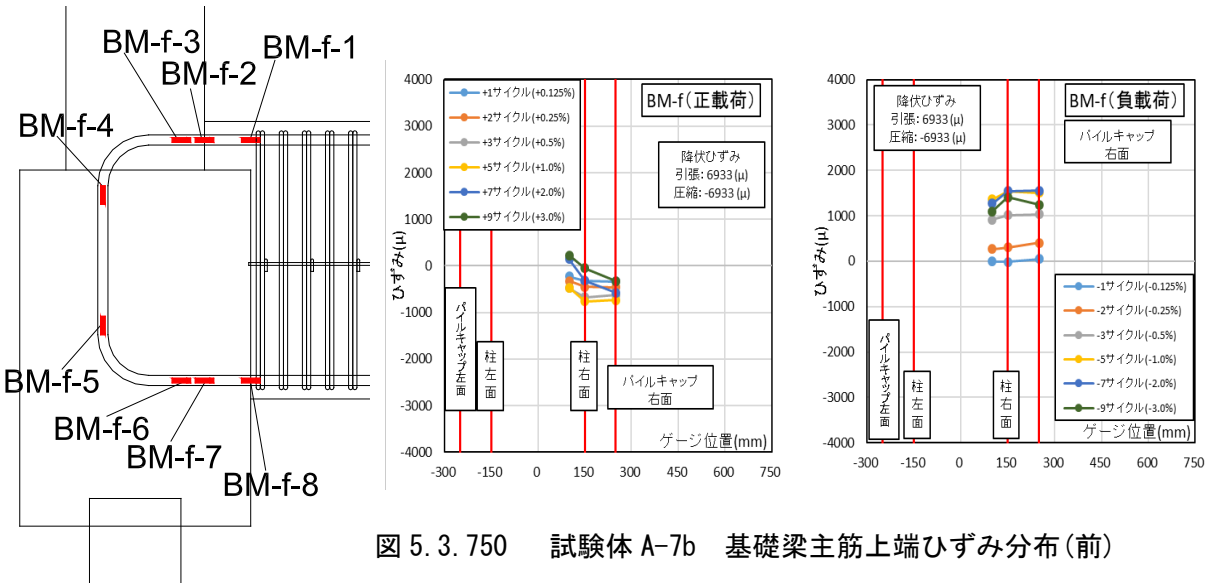


図 5.3.750　試験体 A-7b　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

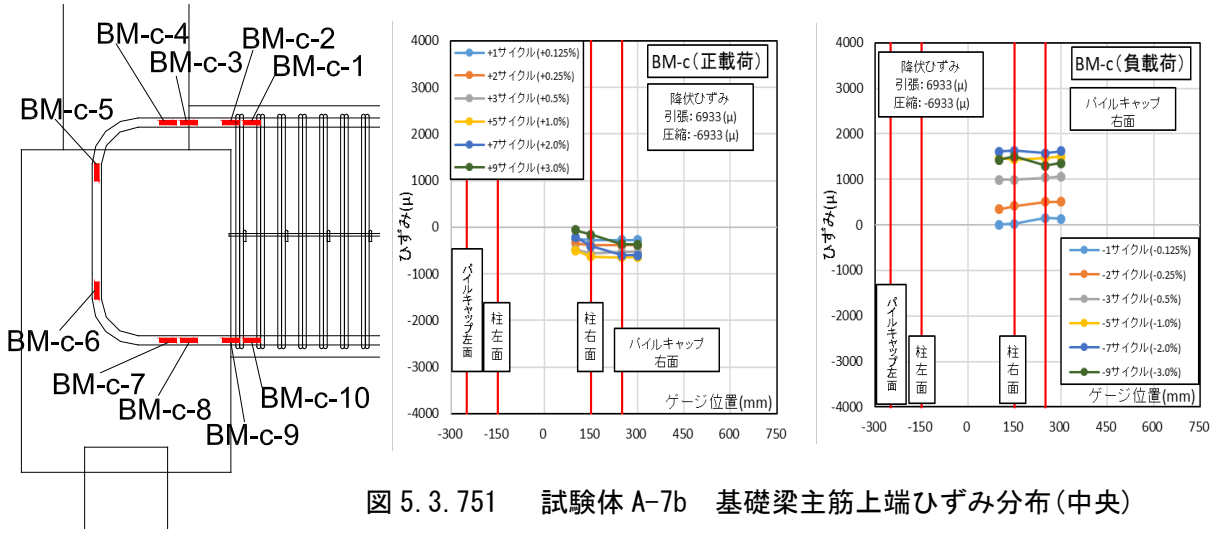


図 5.3.751　試験体 A-7b　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

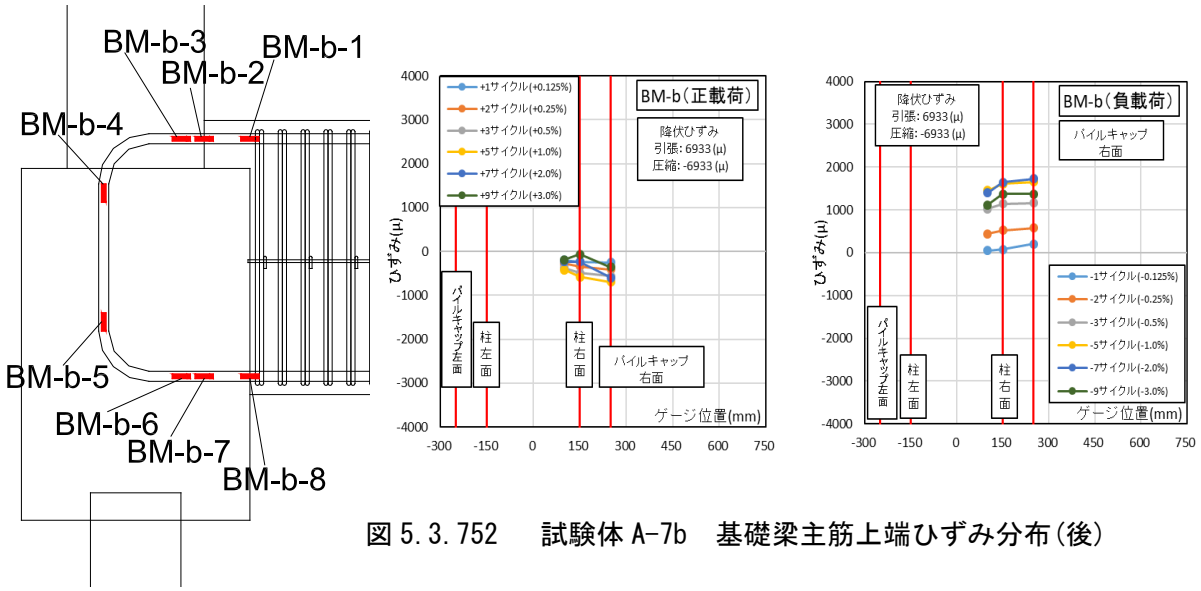


図 5.3.752　試験体 A-7b　基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

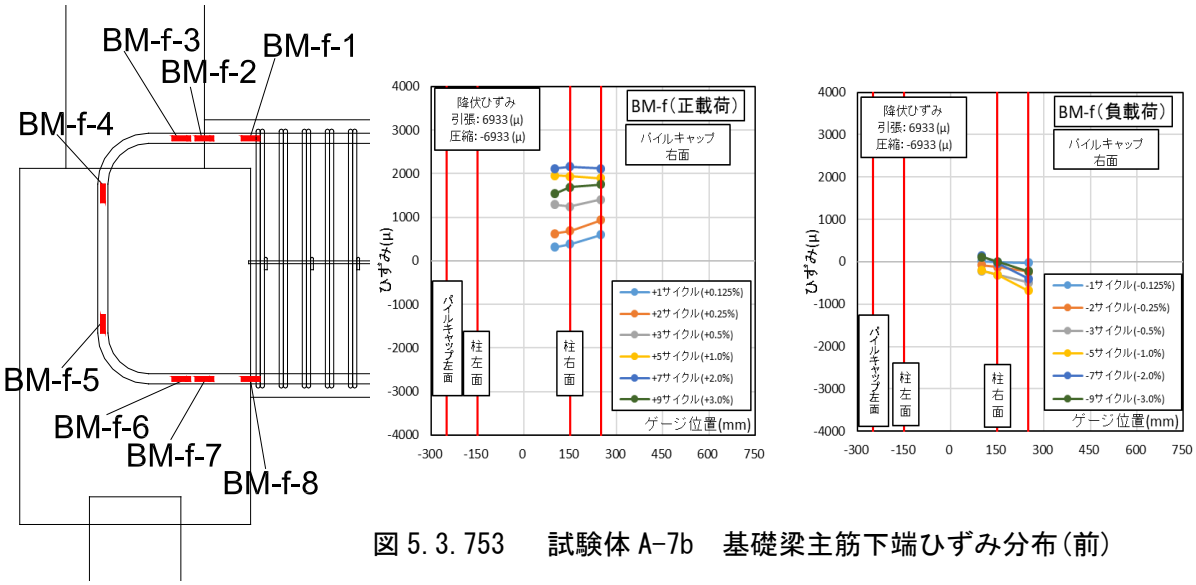


図 5.3.753　試験体 A-7b　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)

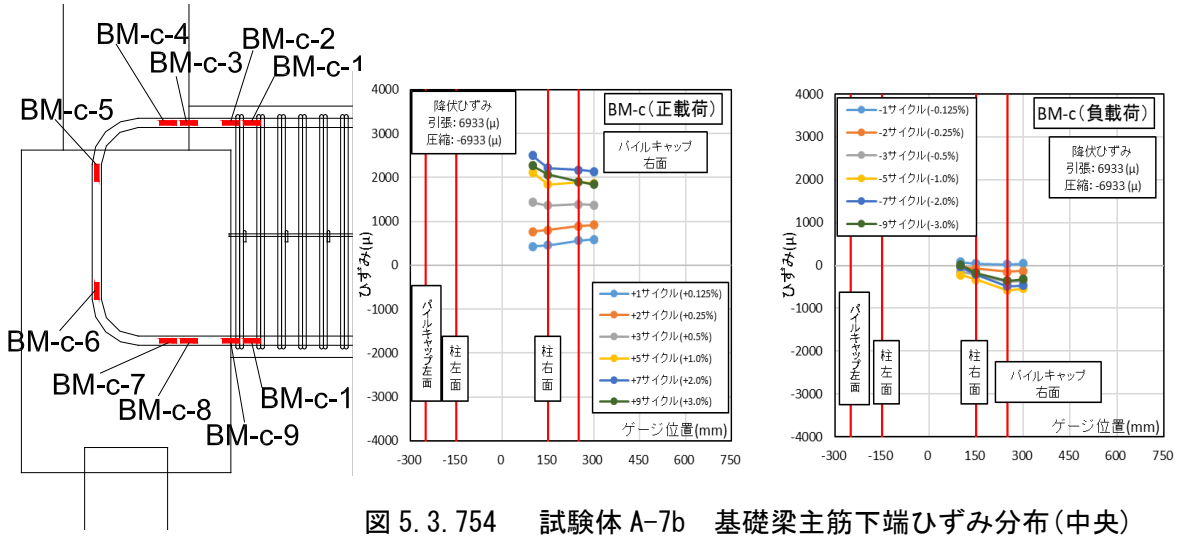


図 5.3.754　試験体 A-7b　基礎梁主筋下端ひずみ分布(中央)

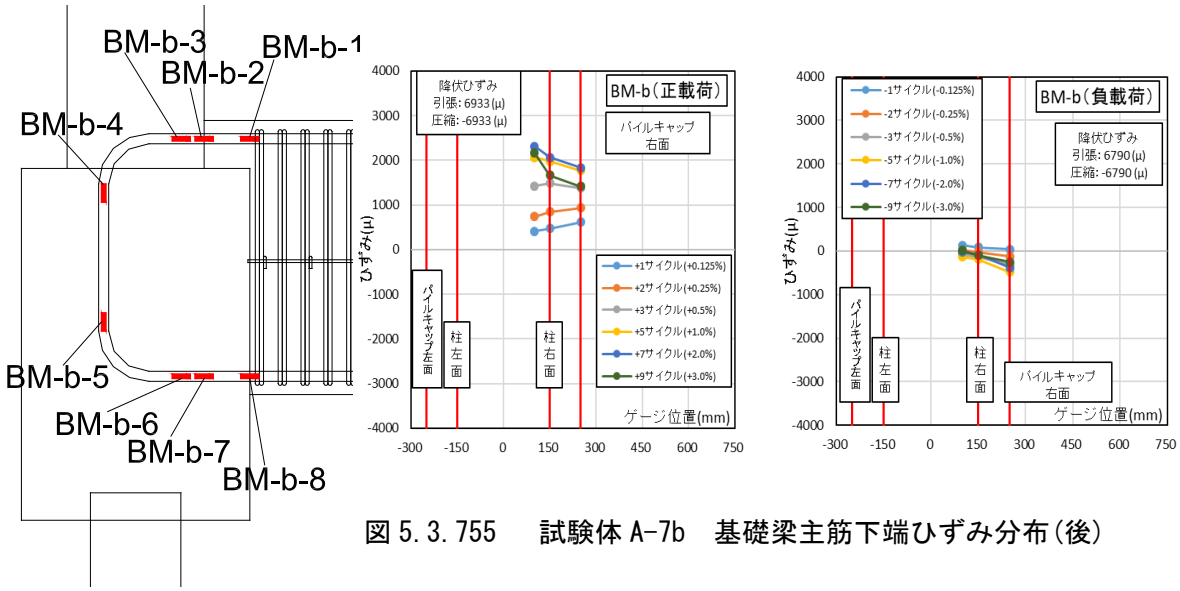


図 5.3.755　試験体 A-7b　基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

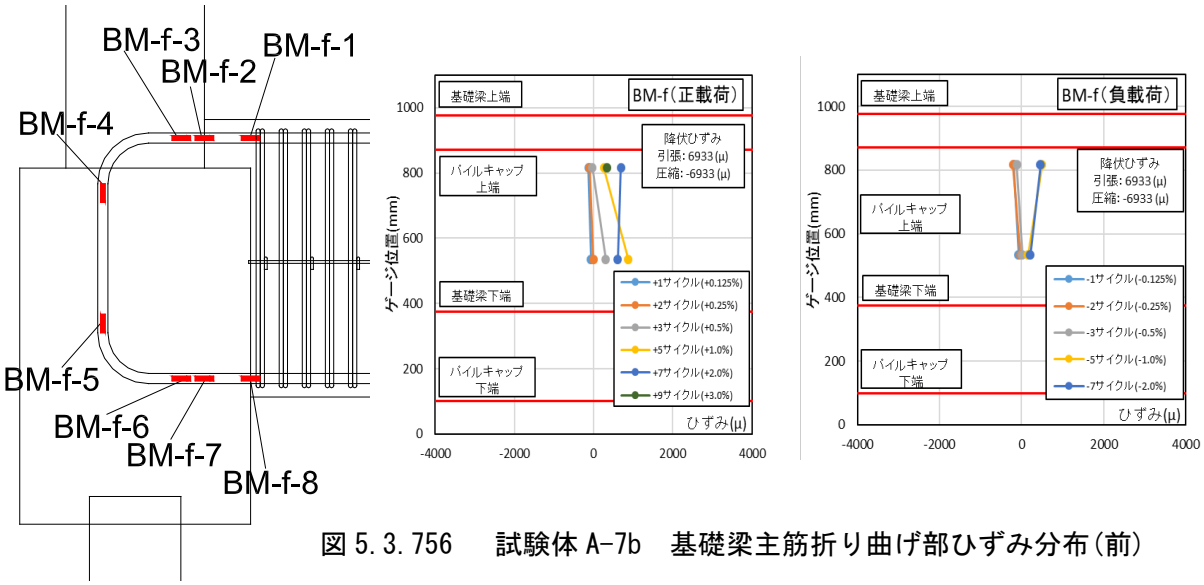


図 5.3.756　試験体 A-7b　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

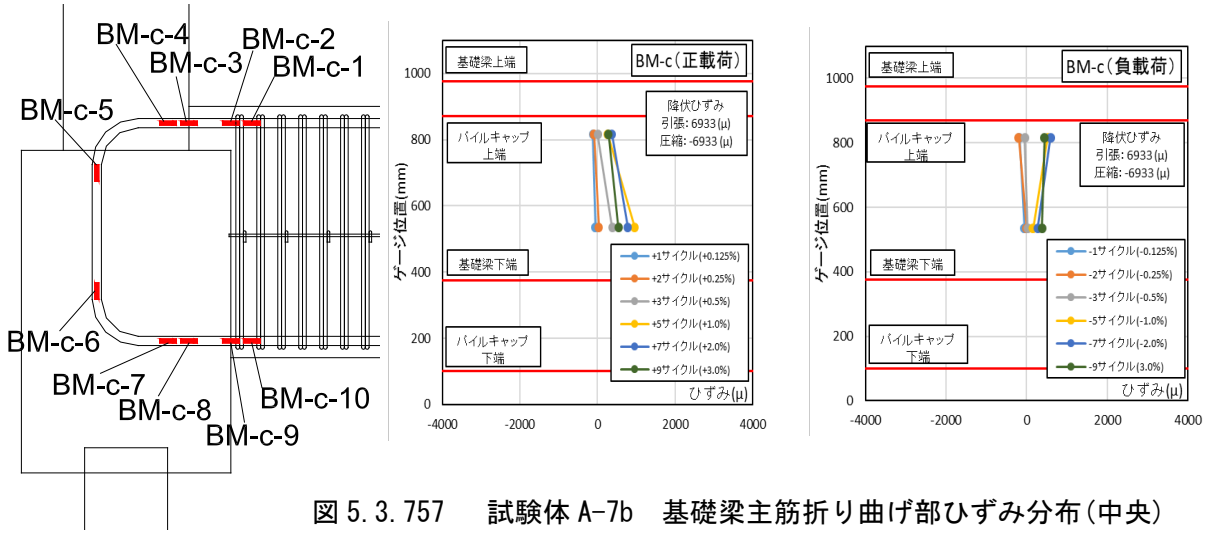


図 5.3.757　試験体 A-7b　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

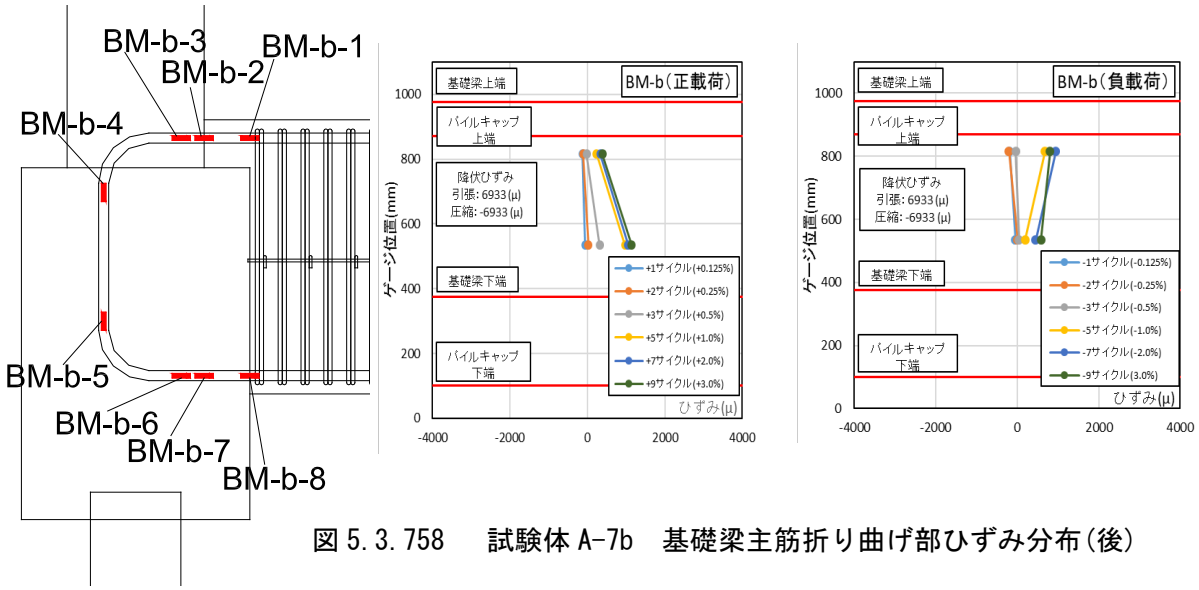


図 5.3.758　試験体 A-7b　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)

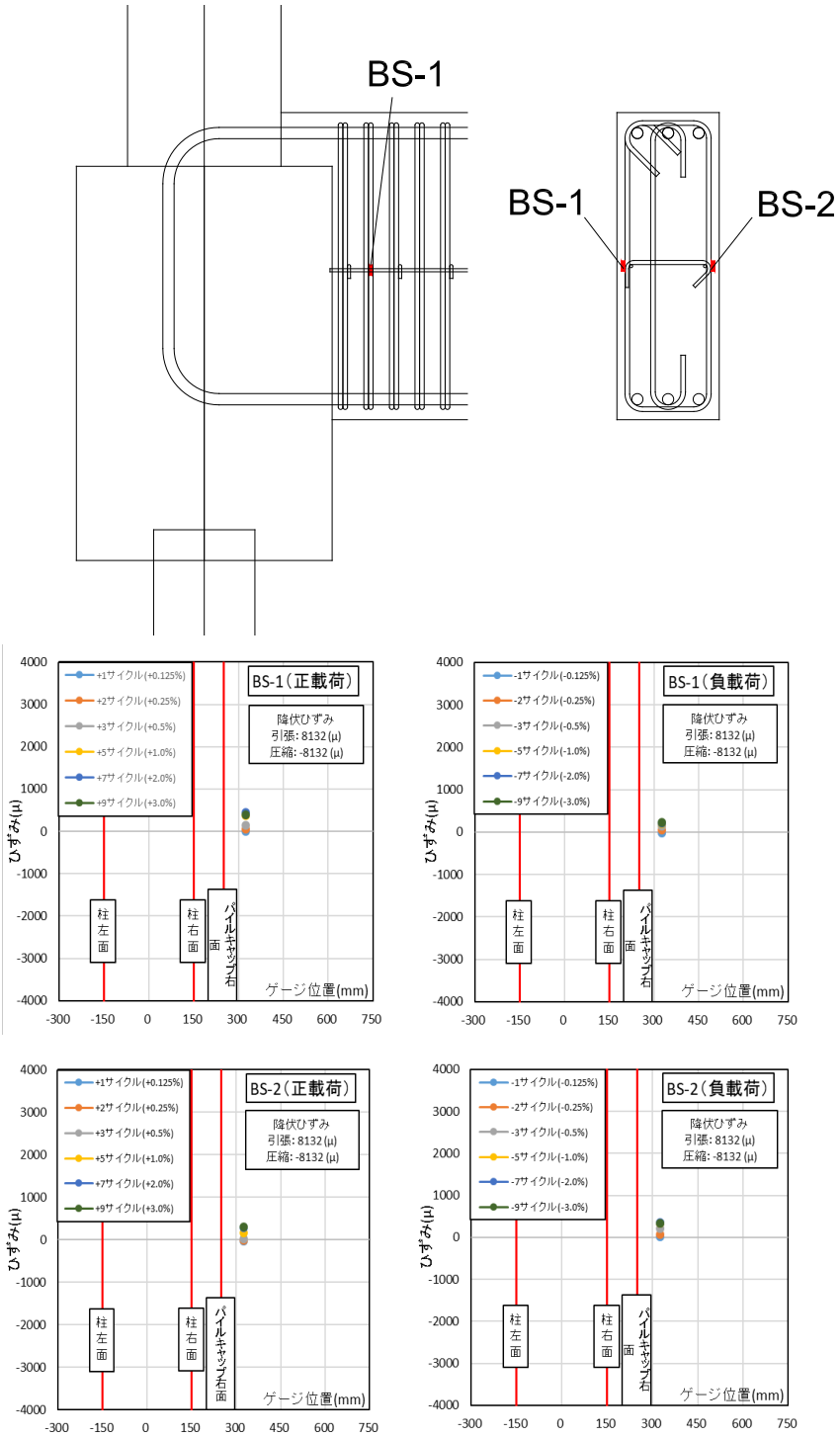


図 5.3.759　試験体 A-7b　基礎梁補強筋ひずみ分布

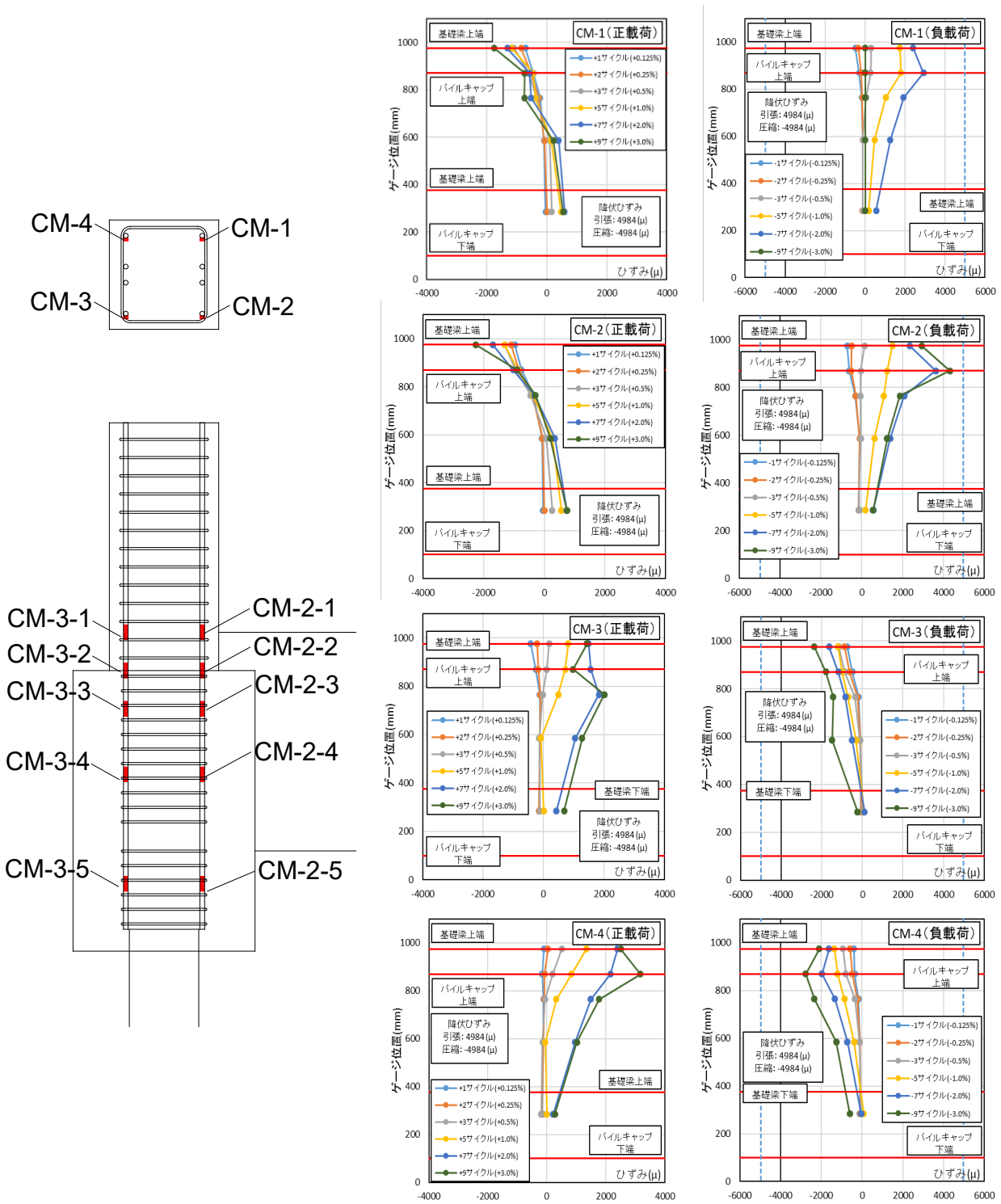


図 5.3.760　試験体 A-7b　柱主筋ひずみ分布

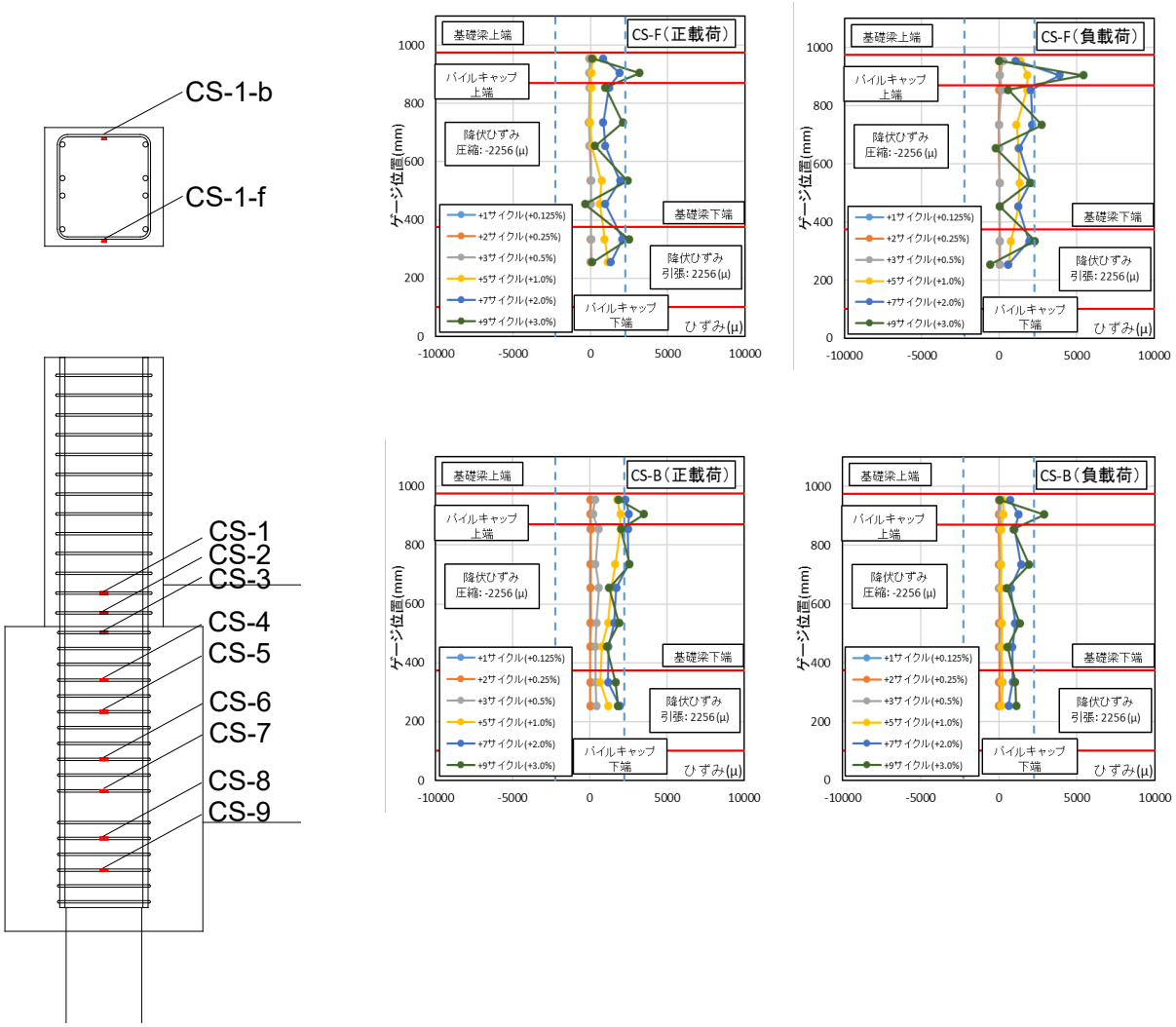


図 5.3.761　試験体 A-7b　柱補強筋ひずみ分布

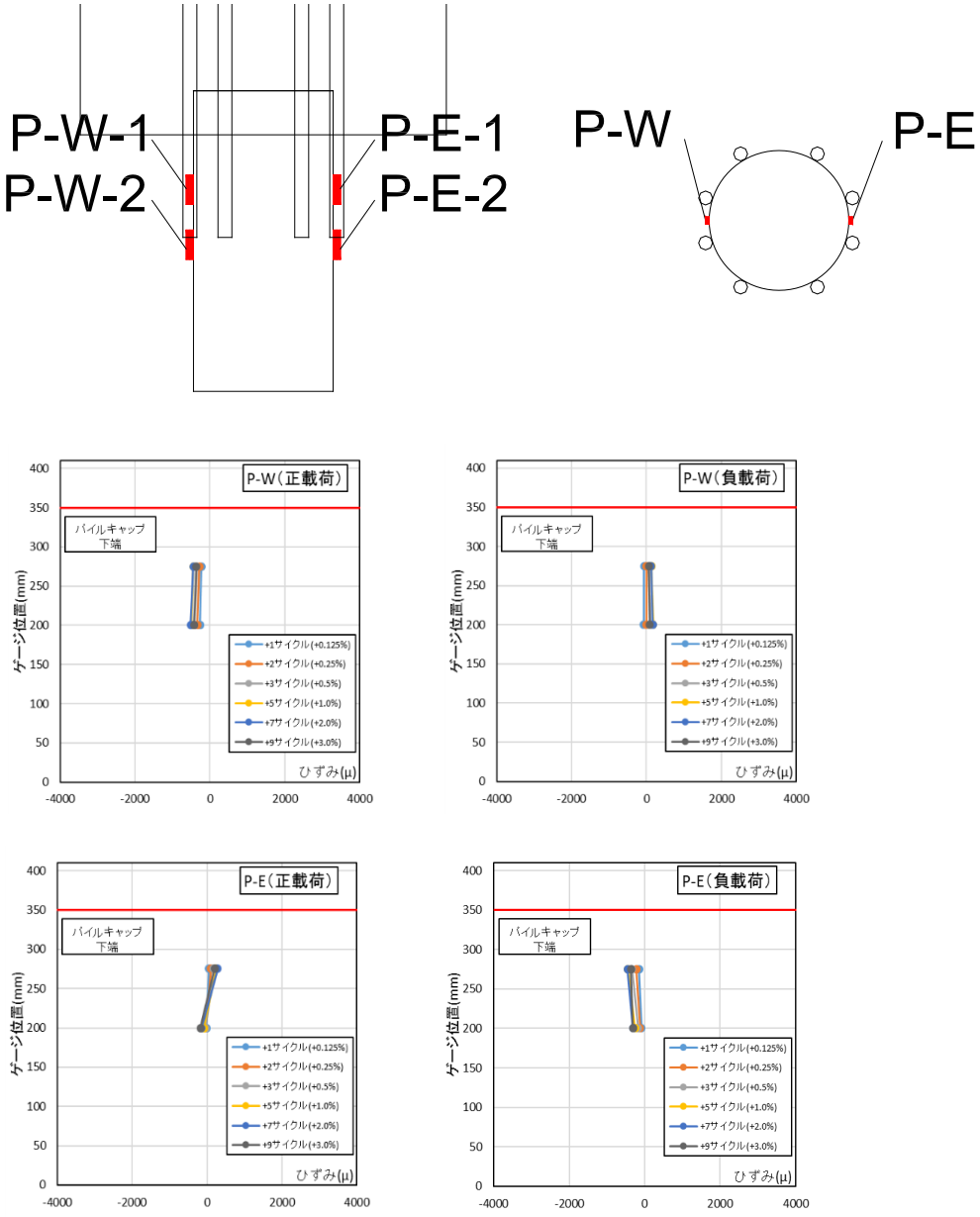


図 5.3.762　試験体 A-7b　杭体ひずみ分布

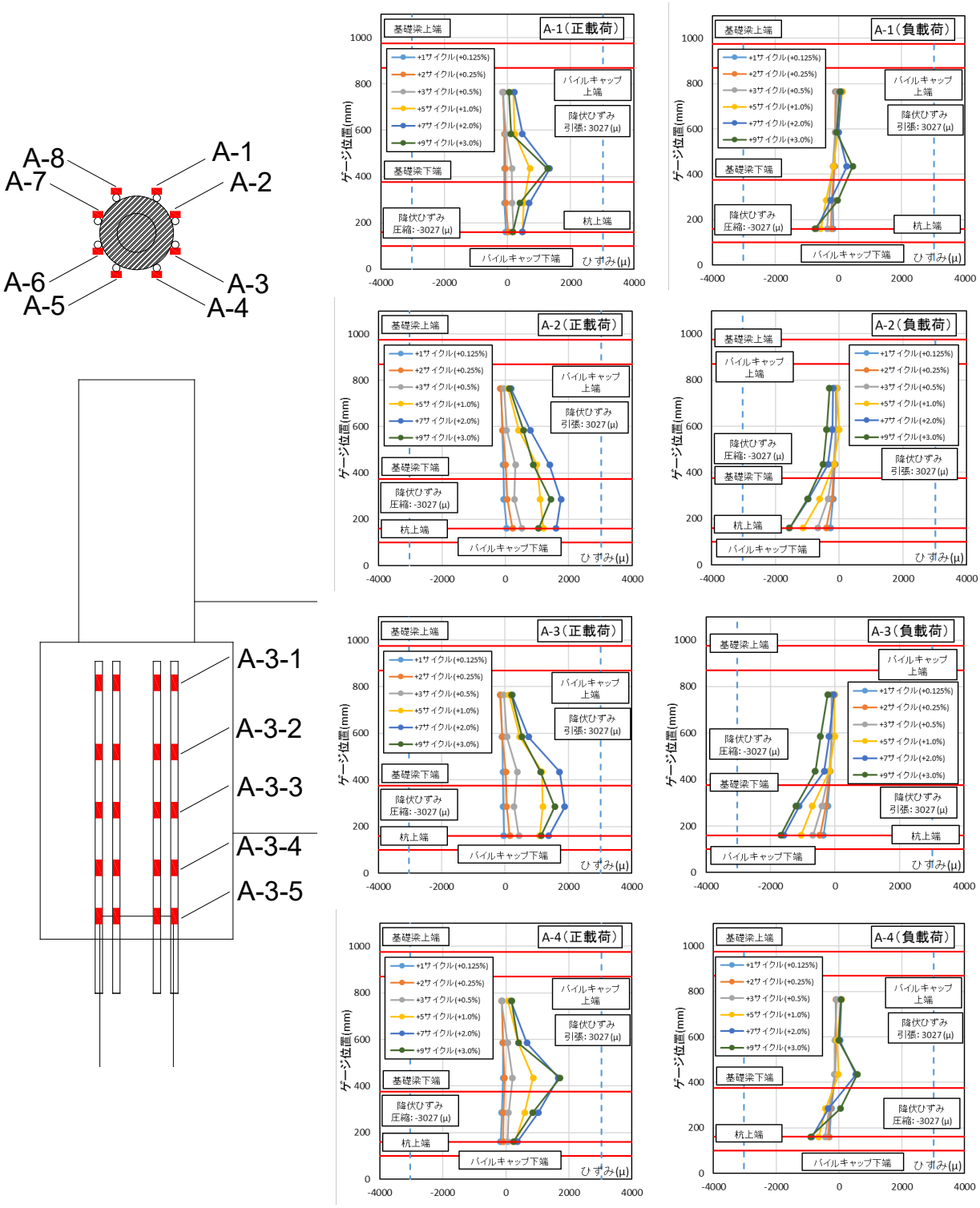


図 5.3.763　試験体 A-7b　アンカー筋ひずみ分布

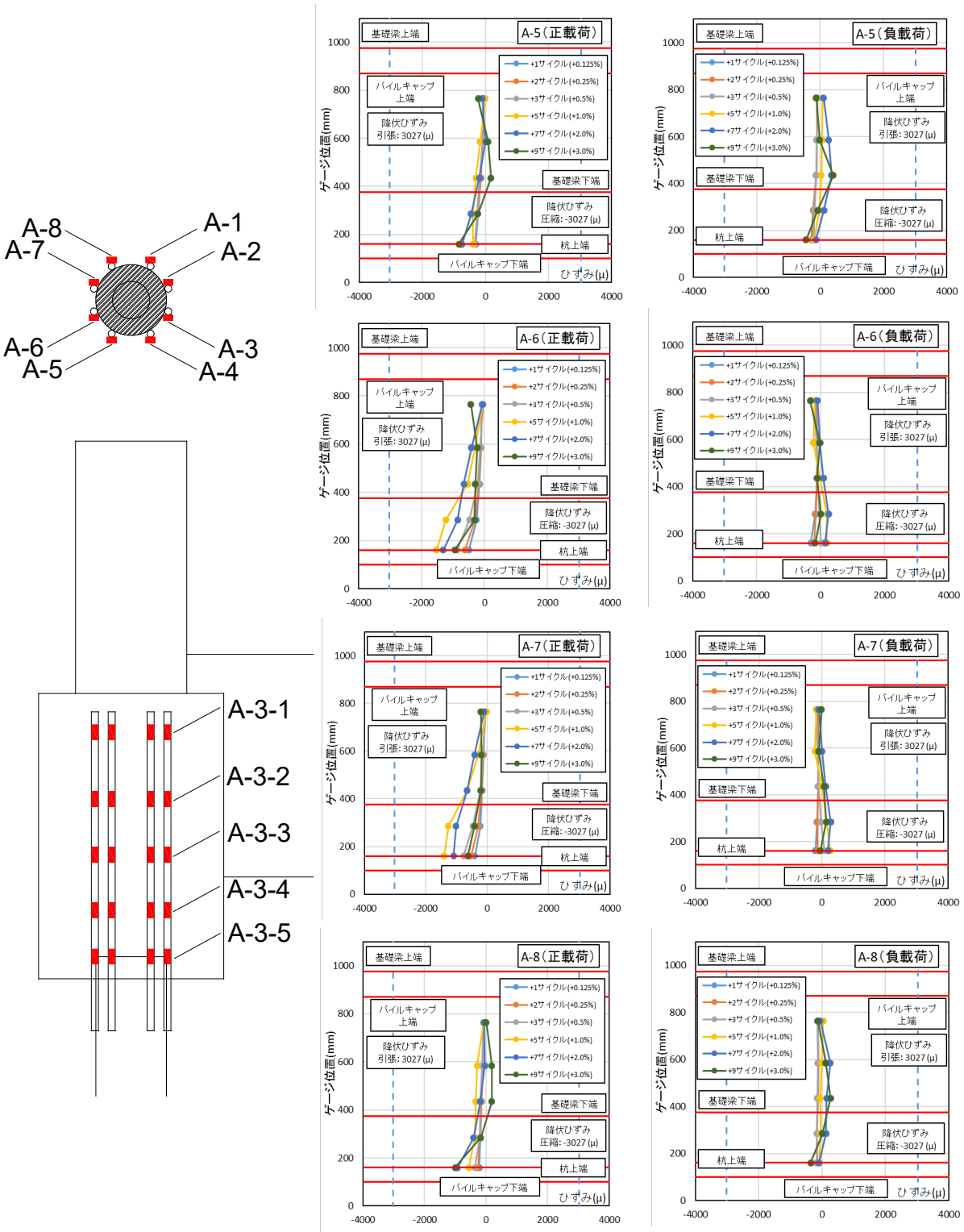


図 5.3.764　試験体 A-7b　アンカー筋ひずみ分布

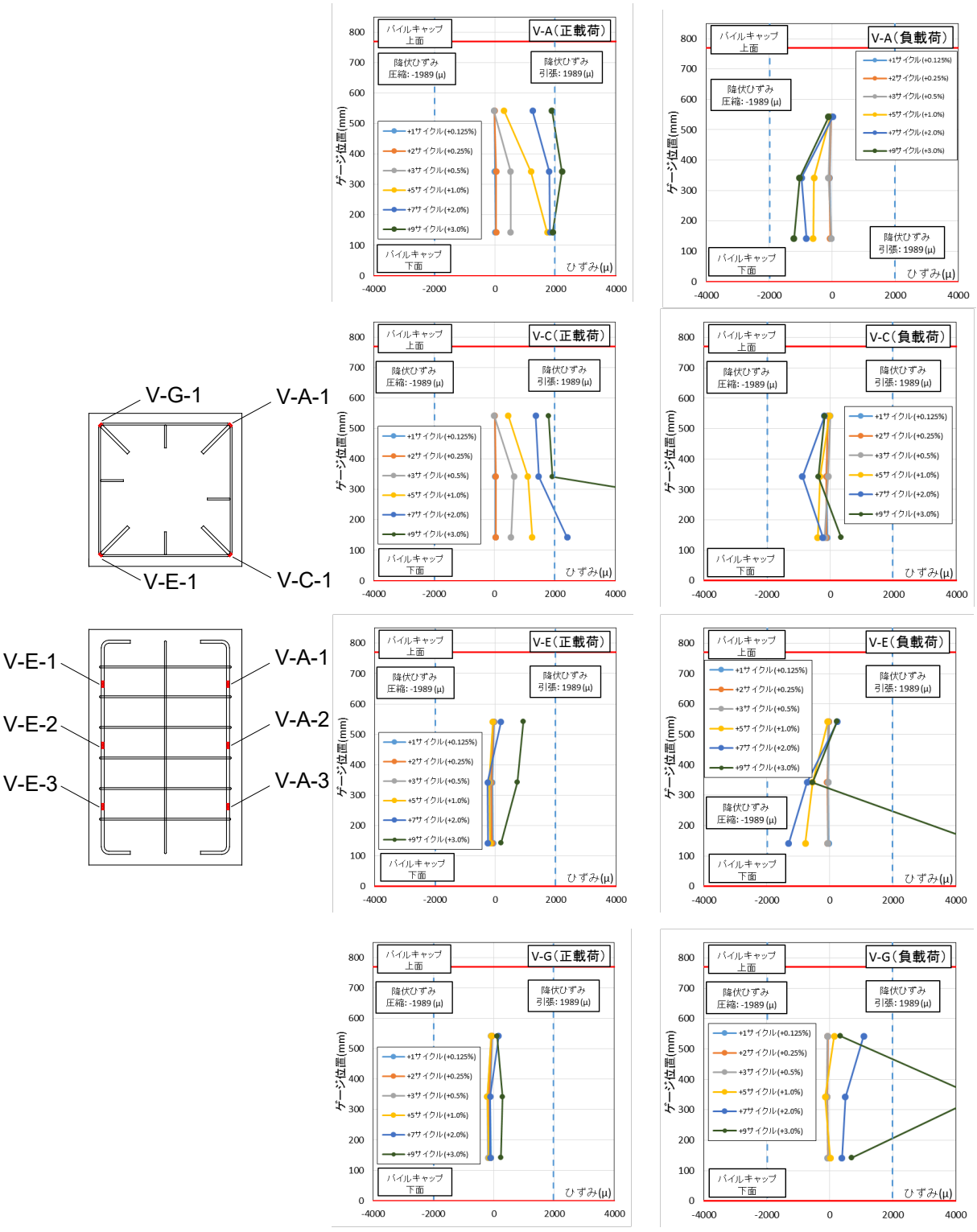


図 5.3.765　試験体 A-7b　パイルキャップ縦筋ひずみ分布（対角部）

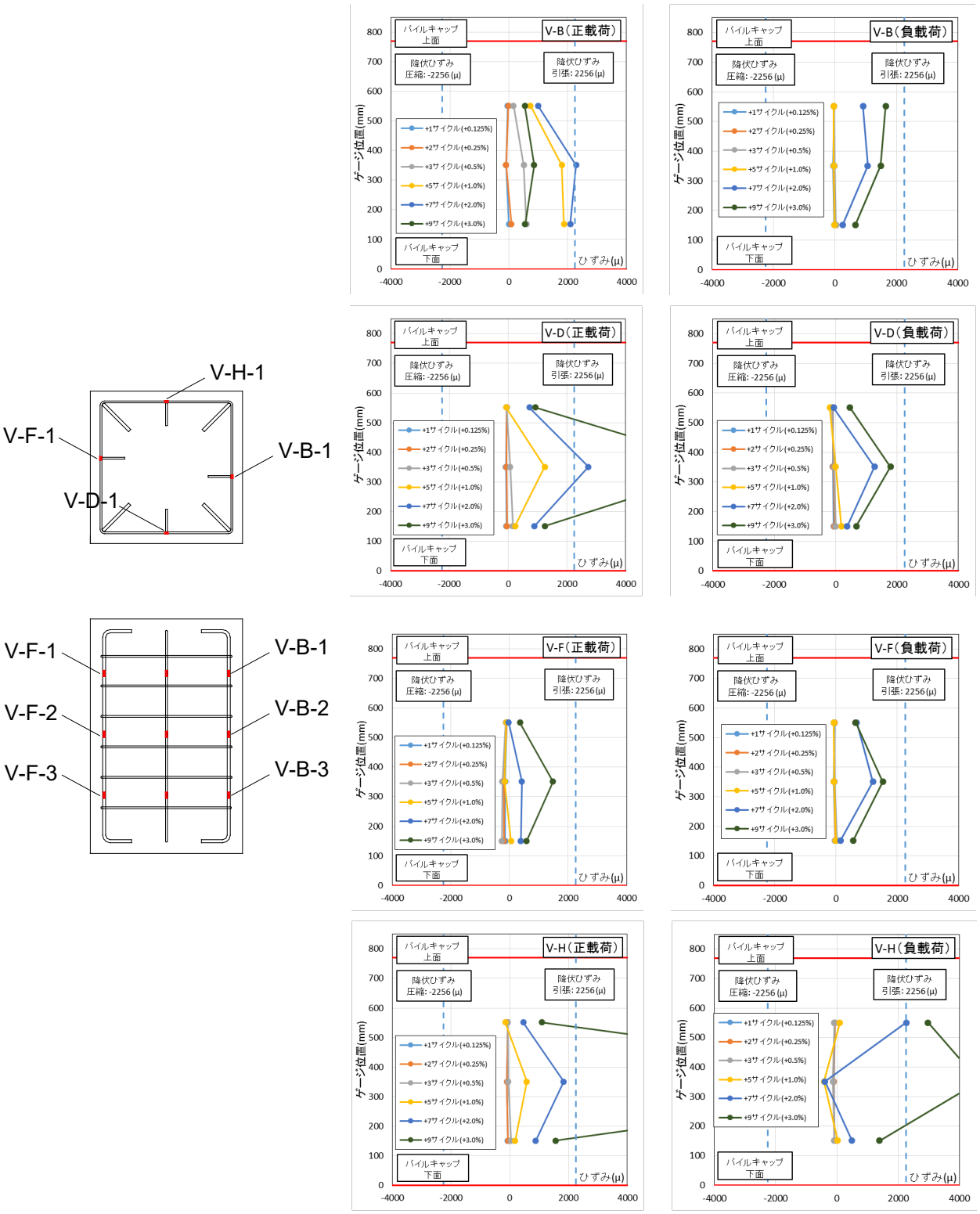


図 5.3.766　試験体 A-7b　パイルキャップ縦筋ひずみ分布（対面部）

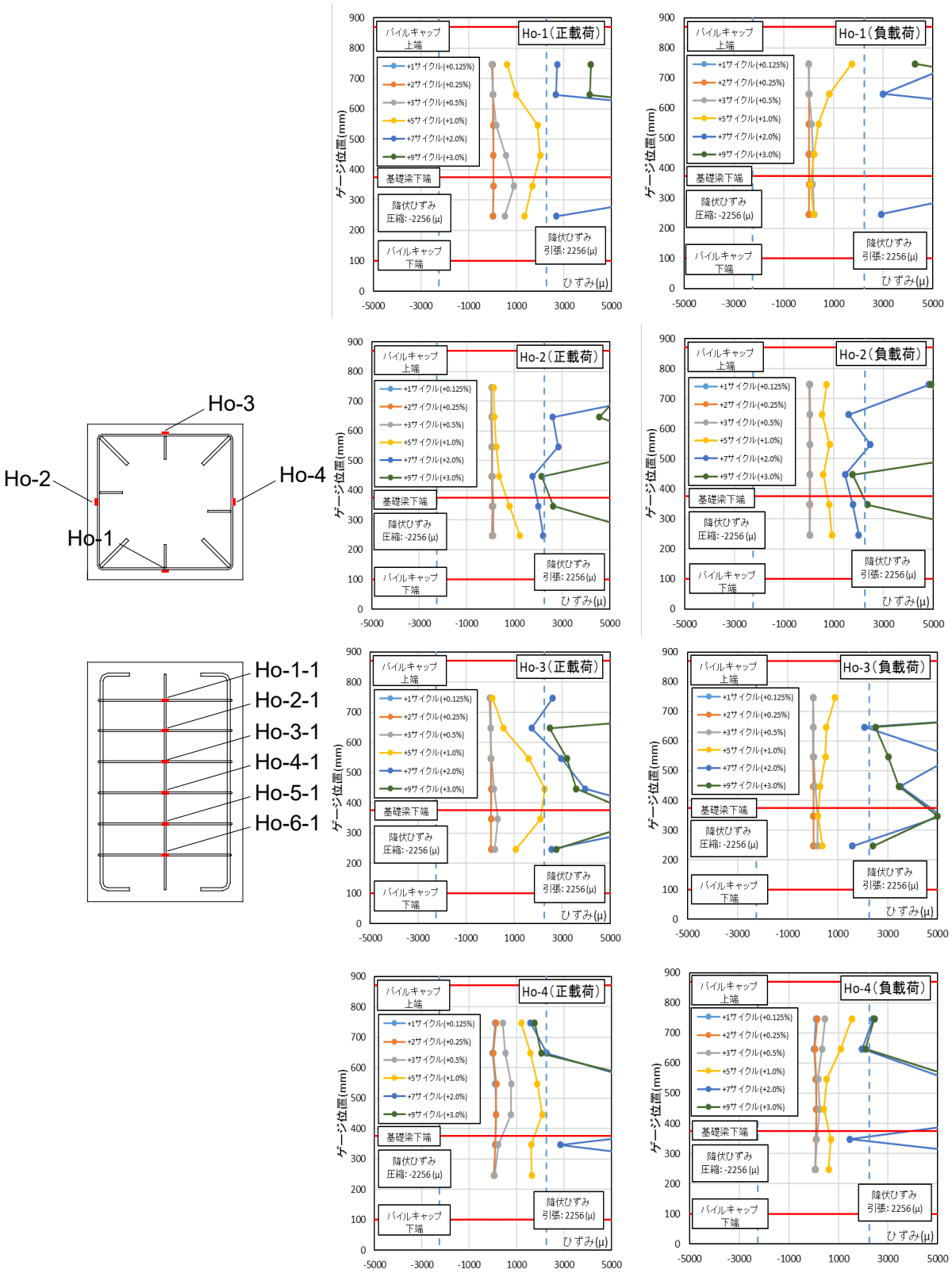


図 5.3.767　試験体 A-7b　パイルキャップ帯筋ひずみ分布

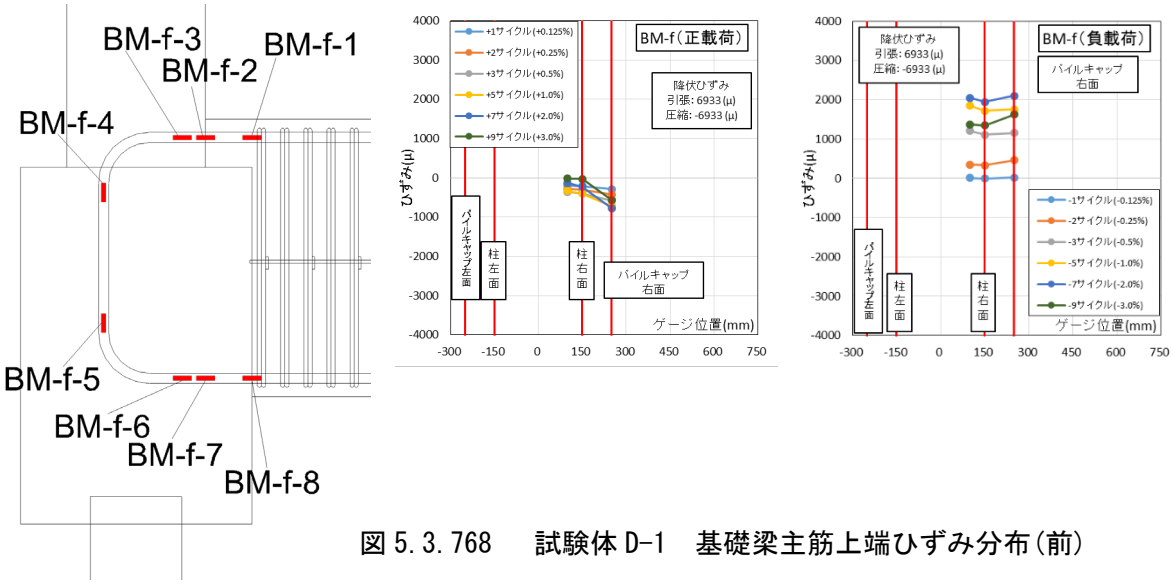


図 5.3.768　試験体 D-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(前)

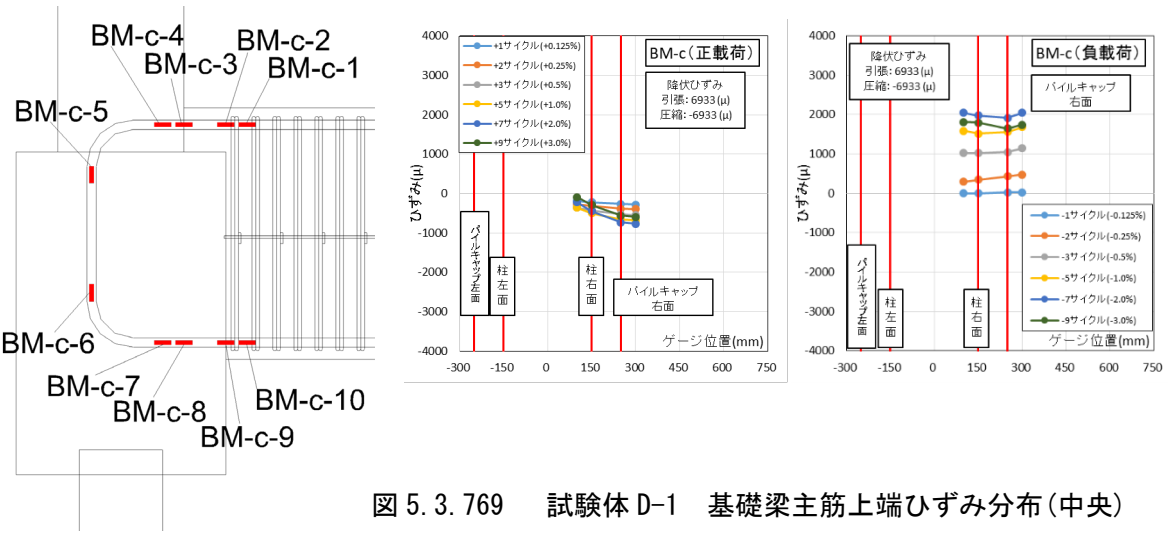


図 5.3.769　試験体 D-1　基礎梁主筋上端ひずみ分布(中央)

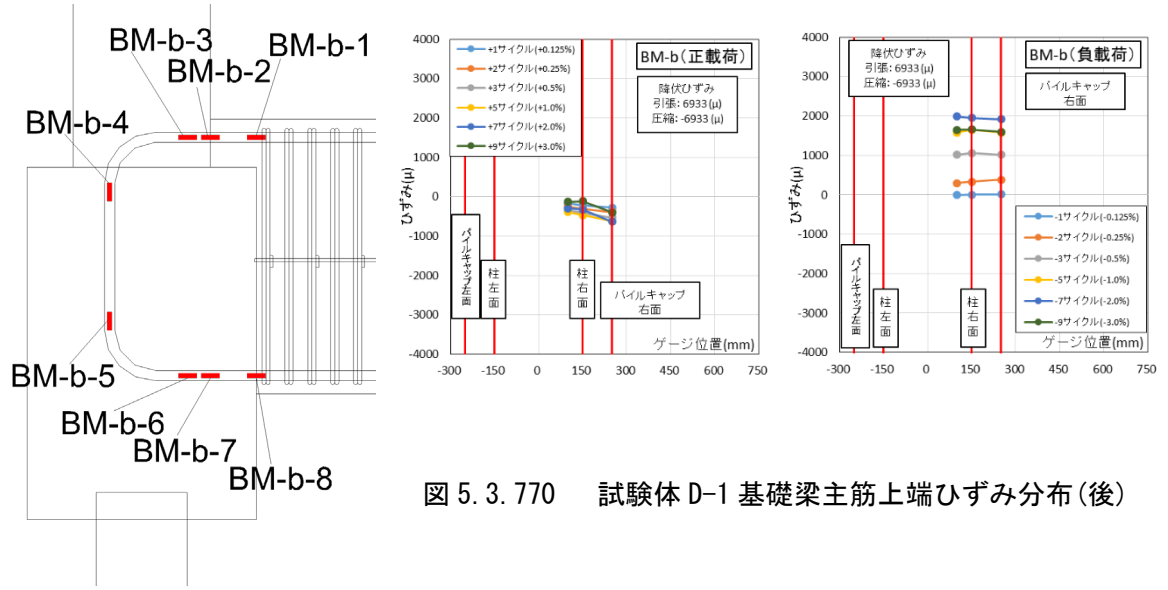


図 5.3.770　試験体 D-1 基礎梁主筋上端ひずみ分布(後)

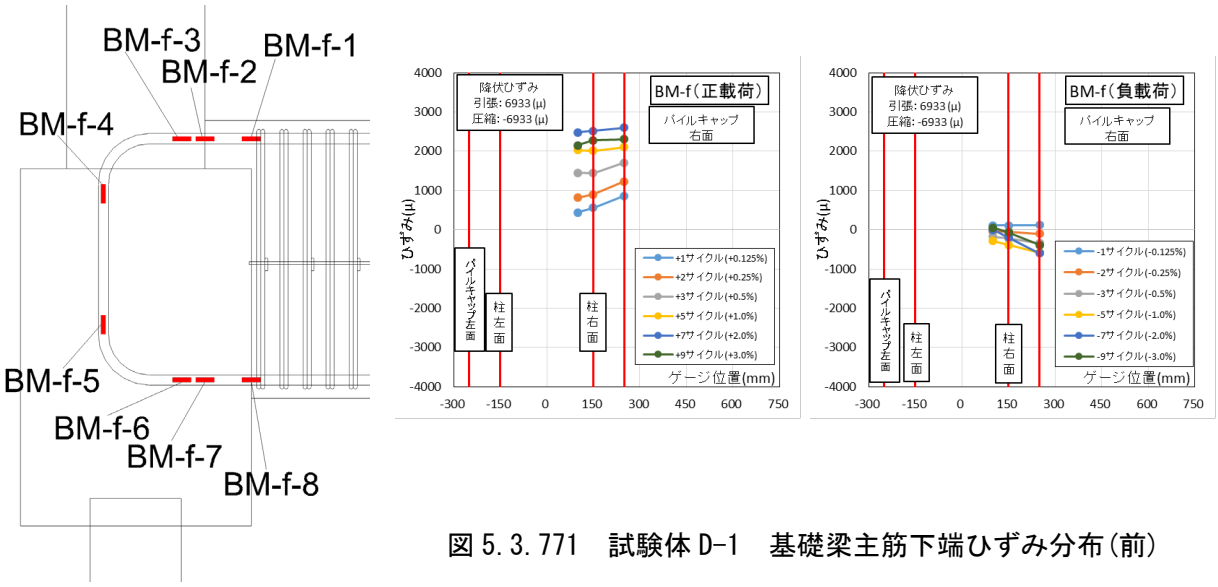
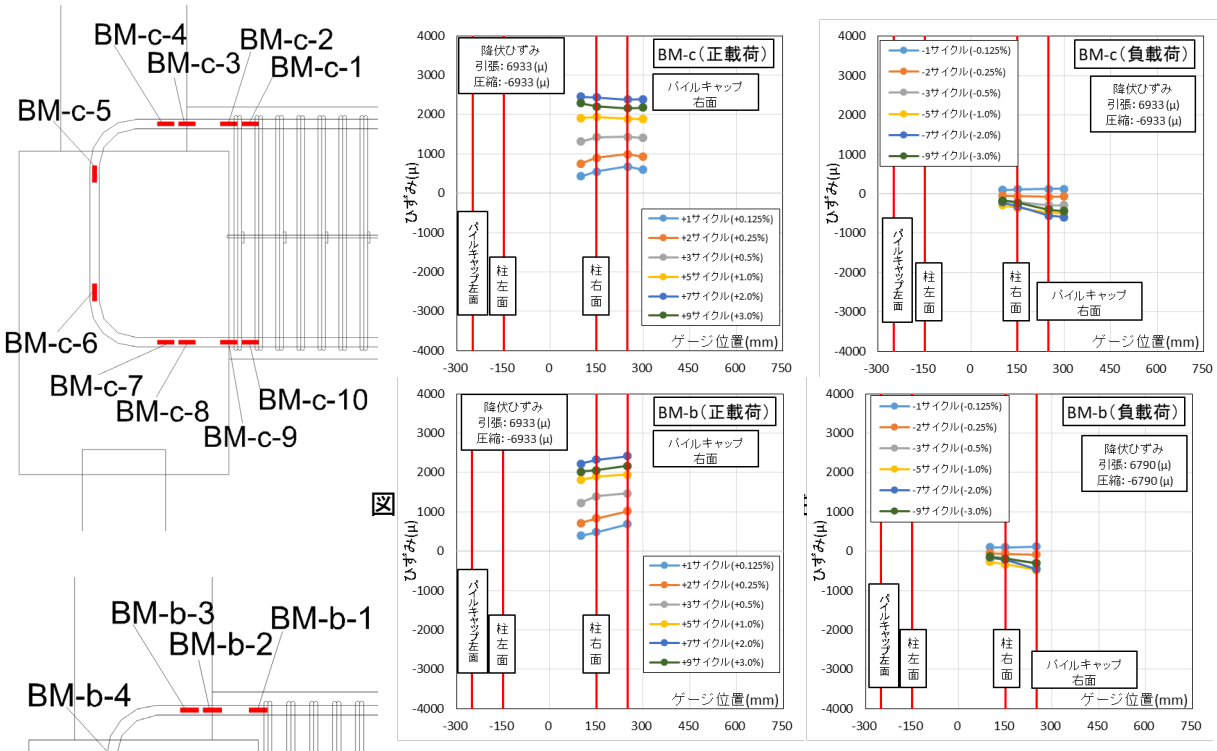


図 5.3.771　試験体 D-1　基礎梁主筋下端ひずみ分布(前)



図

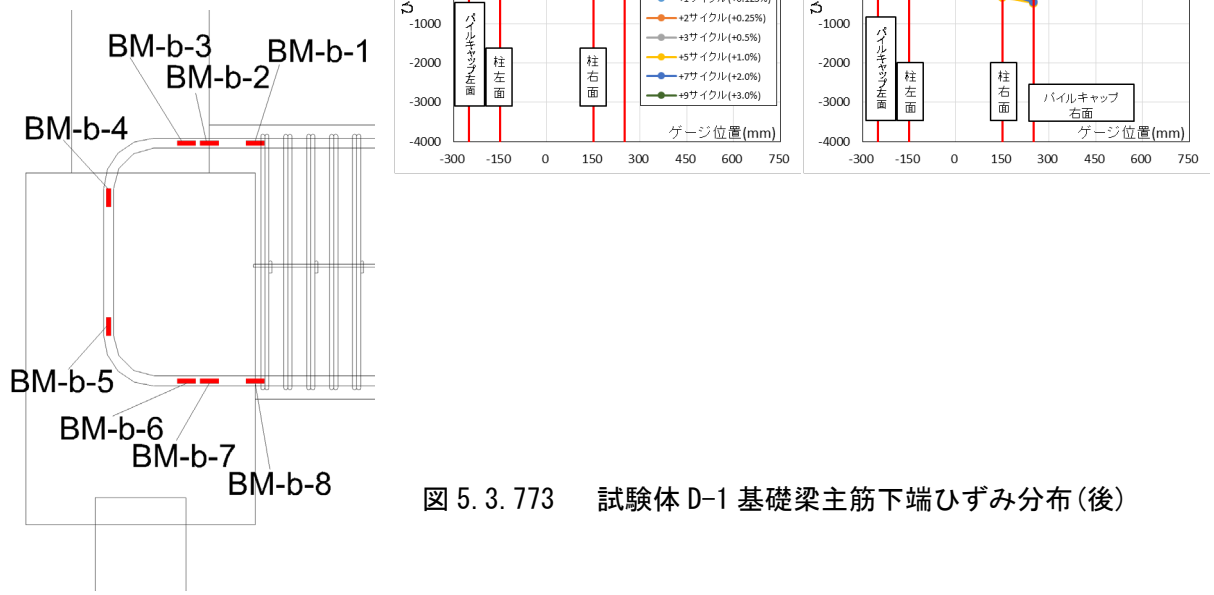


図 5.3.773　試験体 D-1 基礎梁主筋下端ひずみ分布(後)

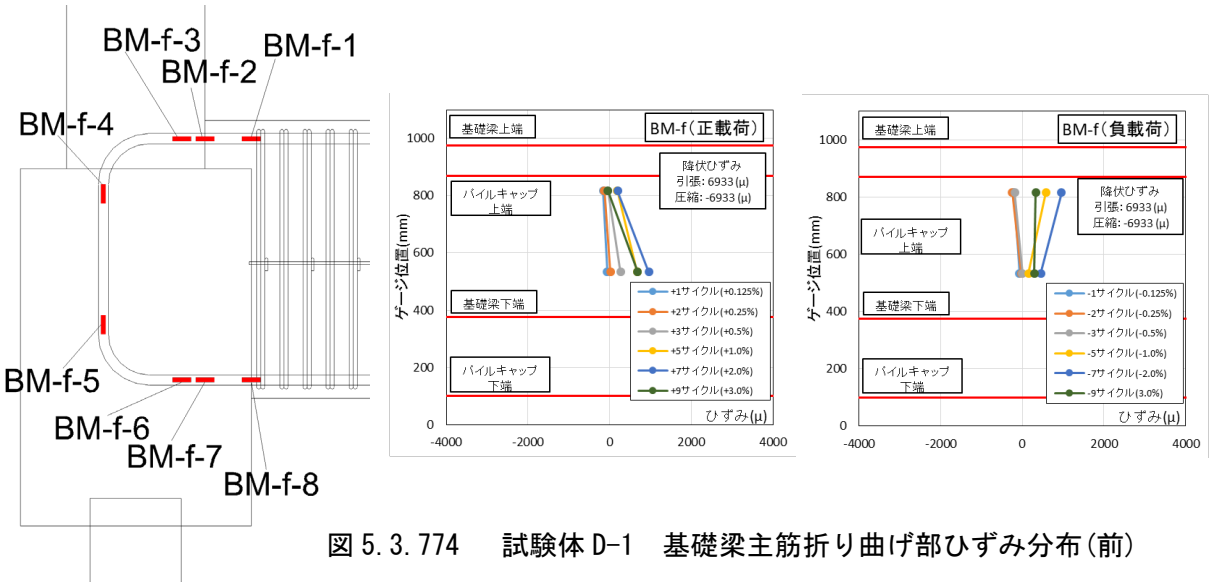


図 5.3.774　試験体 D-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布（前）

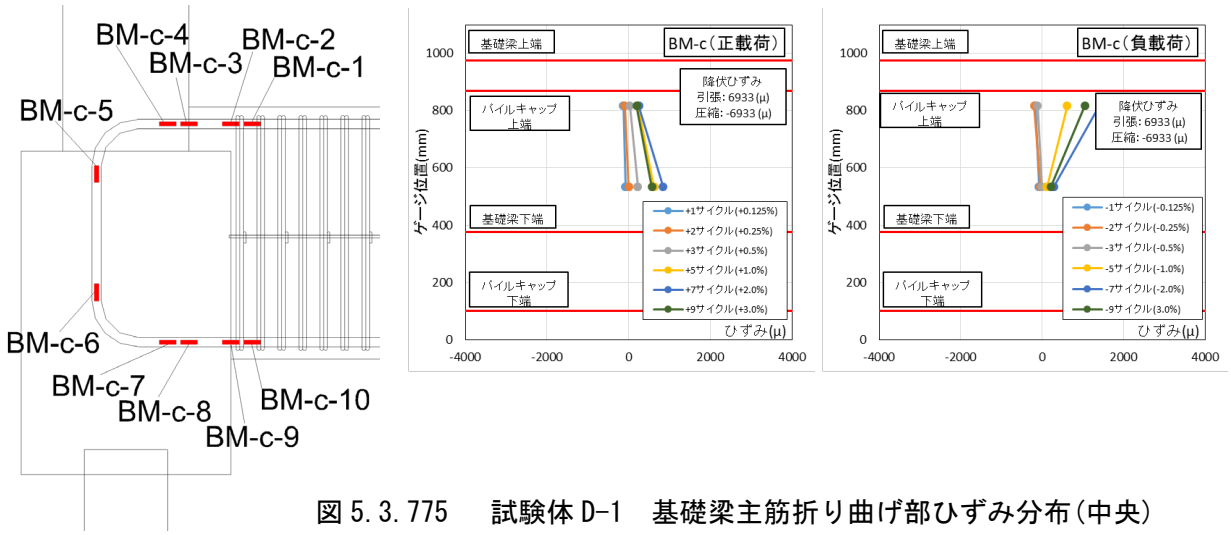


図 5.3.775　試験体 D-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布（中央）

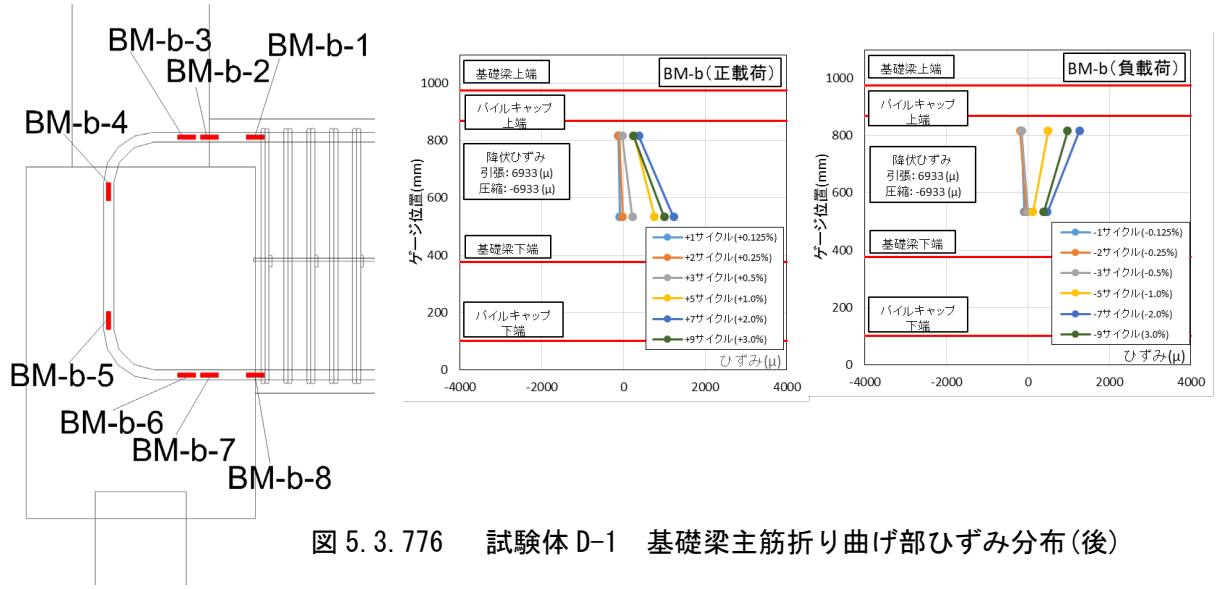
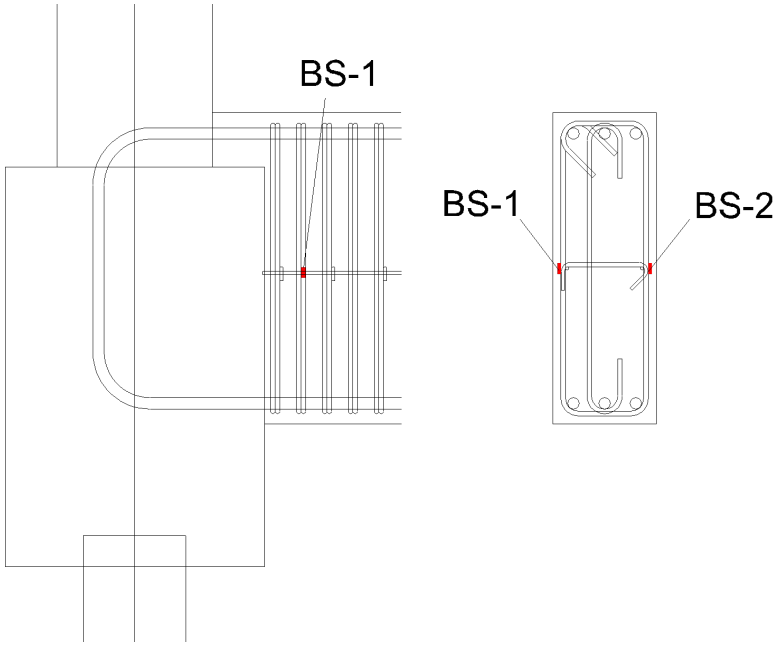


図 5.3.776　試験体 D-1　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布（後）



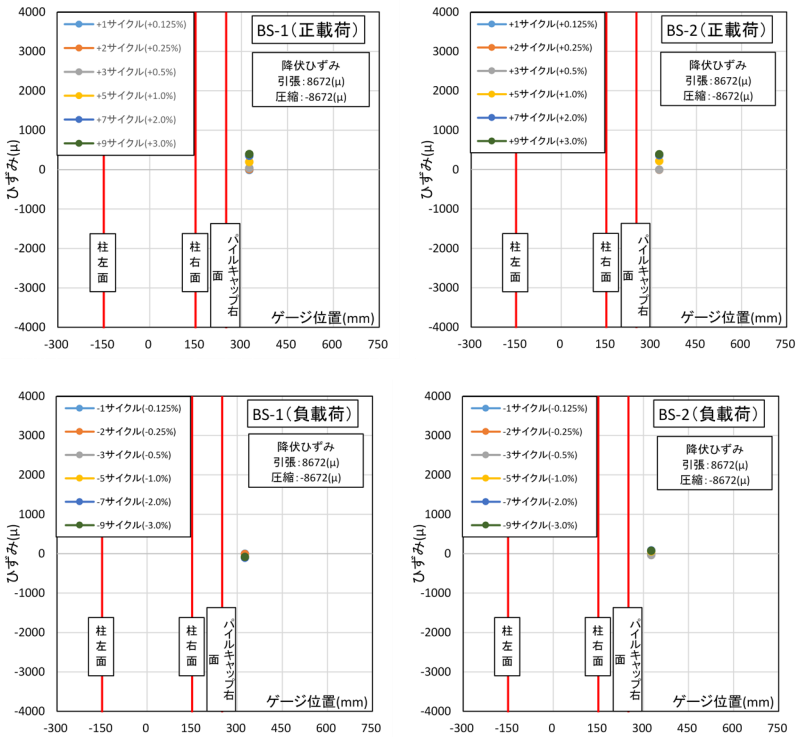


図 5.3.777　試験体 D-1　基礎梁補強筋ひずみ分布

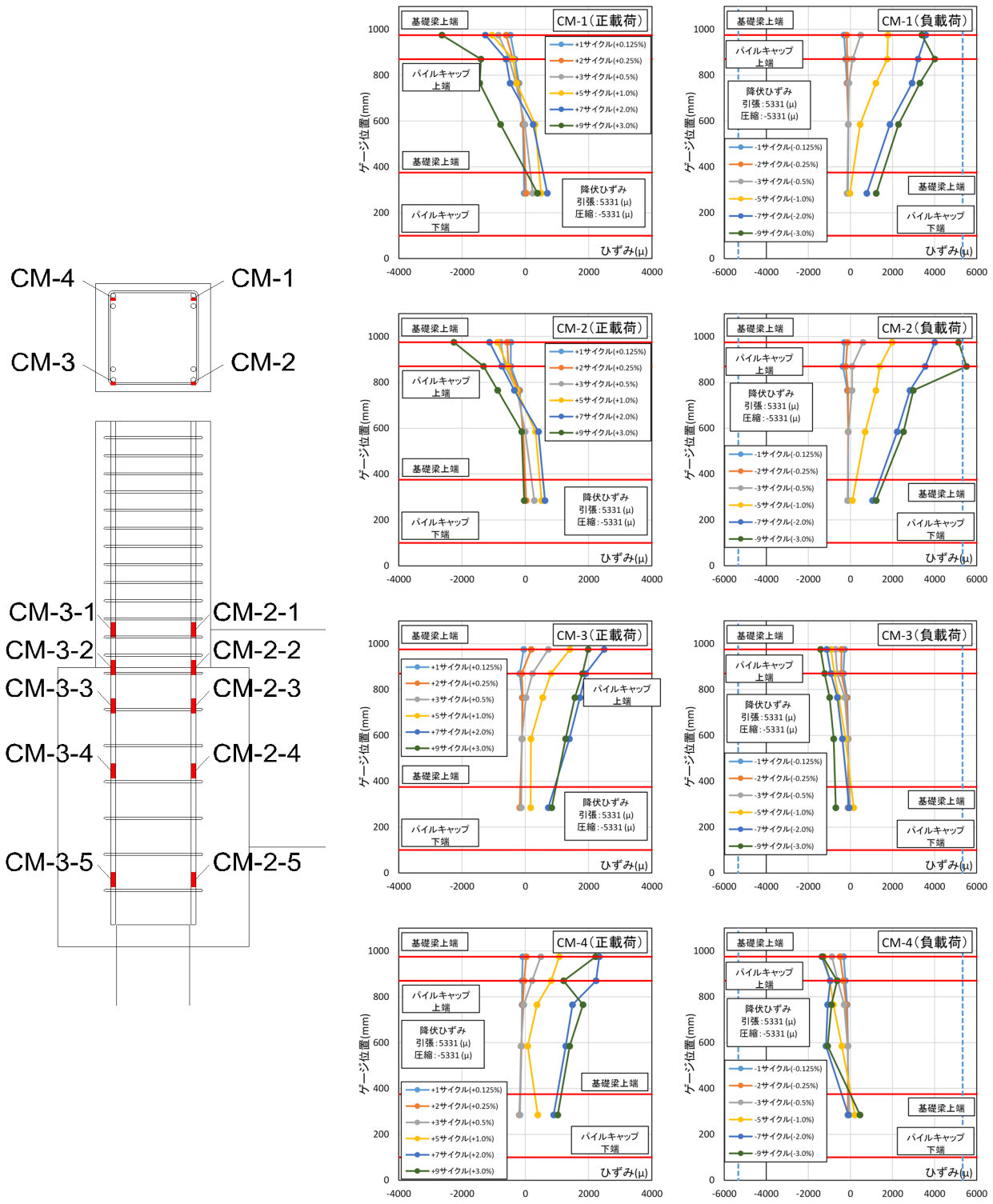


図 5.3.778　試験体 D-1　柱主筋ひずみ分布

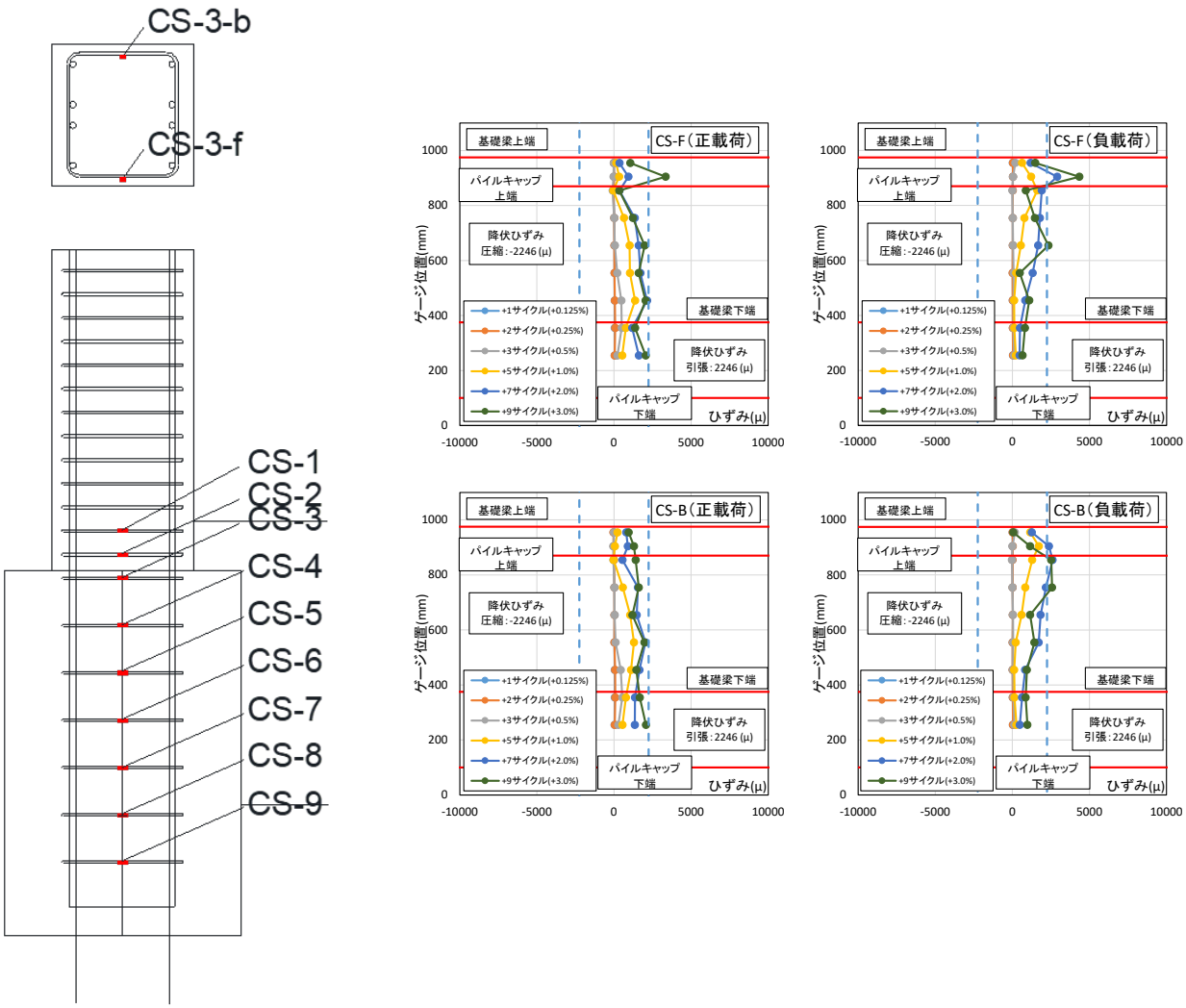


図 5.3.779　試験体 D-1　柱補強筋ひずみ分布

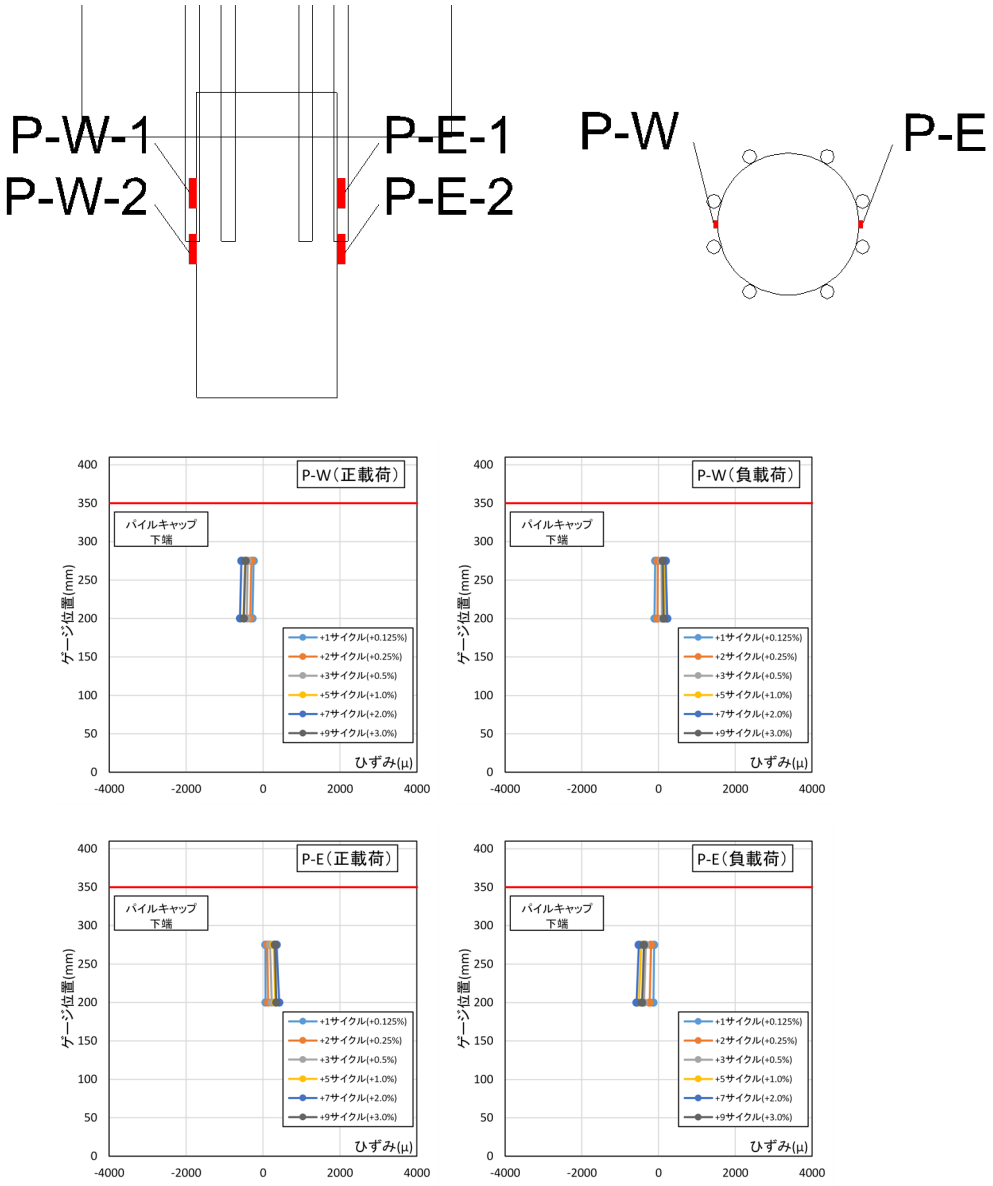


図 5.3.780　試験体 D-1　杭体ひずみ分布

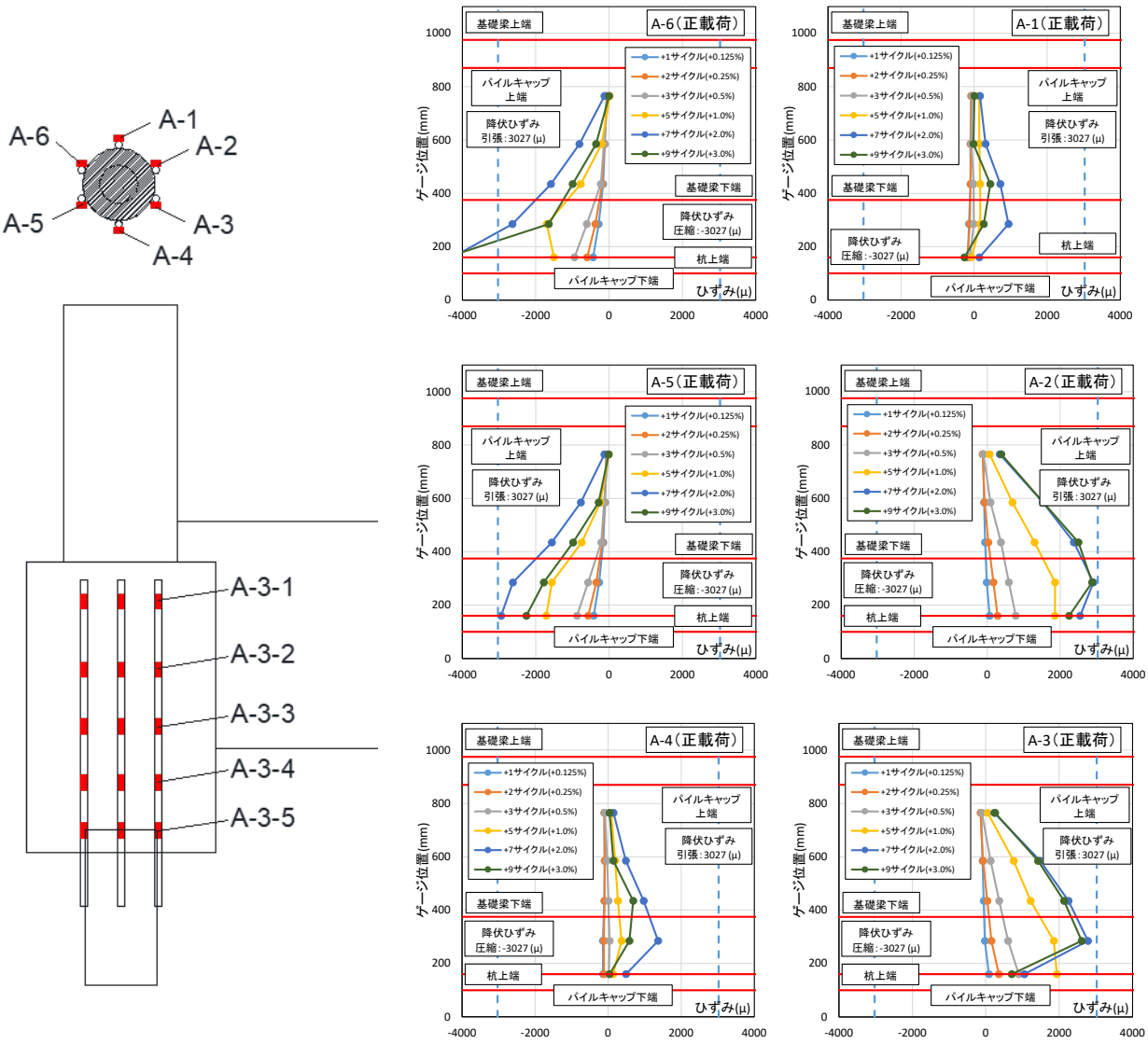


図 5.3.781　試験体 D-1　杭頭定着筋筋ひずみ分布（正載荷）

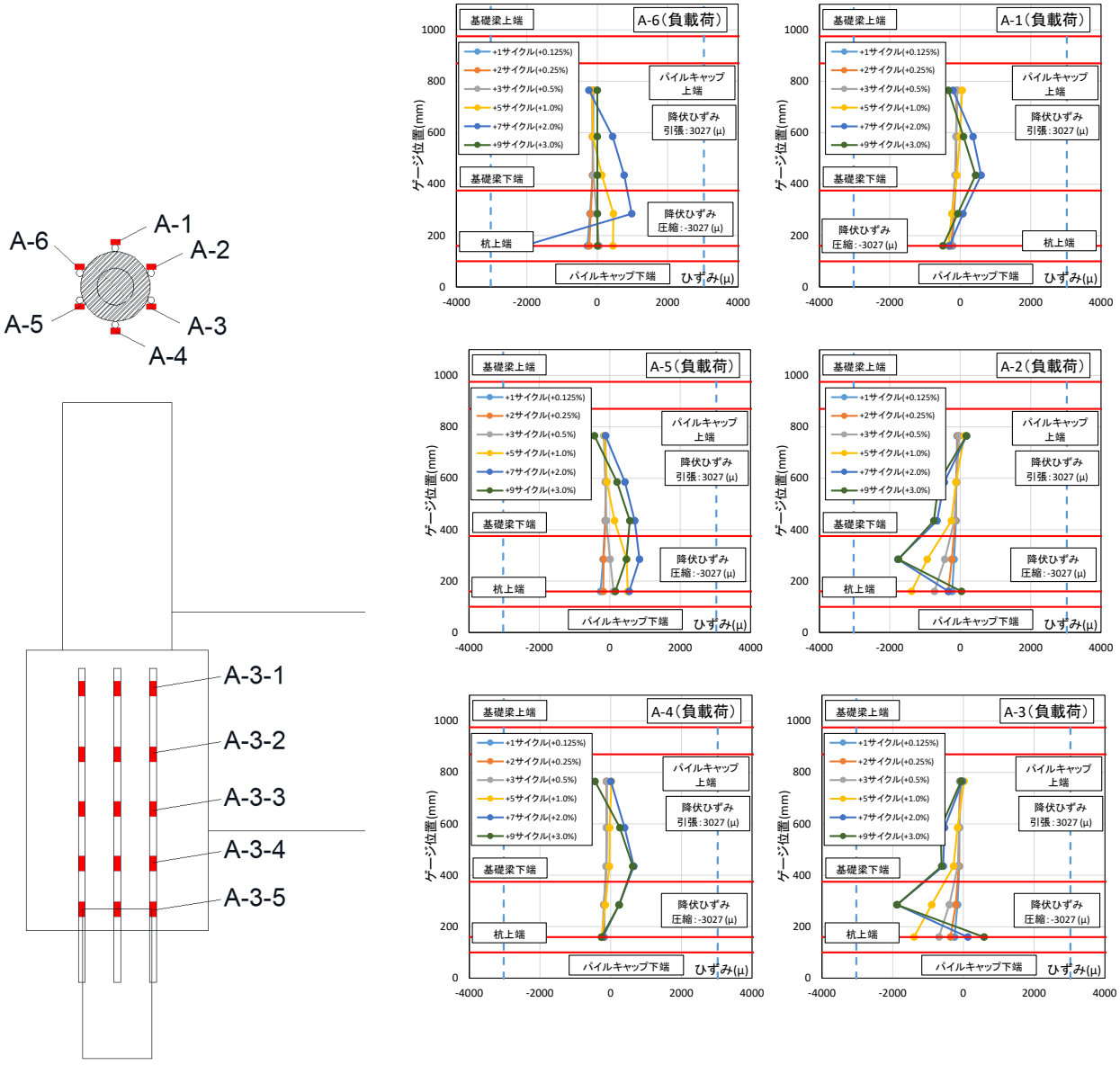


図 5.3.782　試験体 D-1　杭頭定着筋ひずみ分布（負載荷）

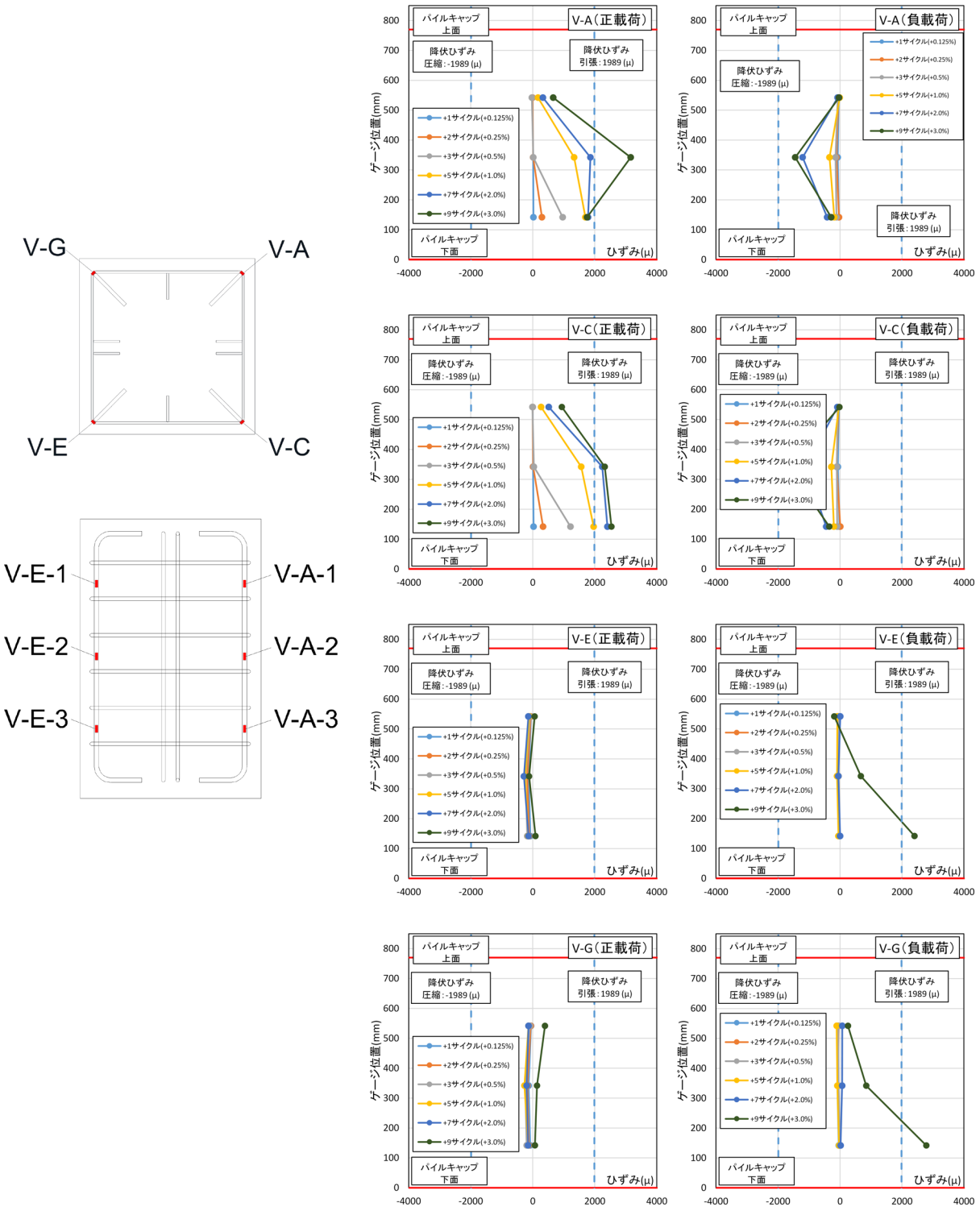


図 5.3.783　試験体 D-1　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対角部)

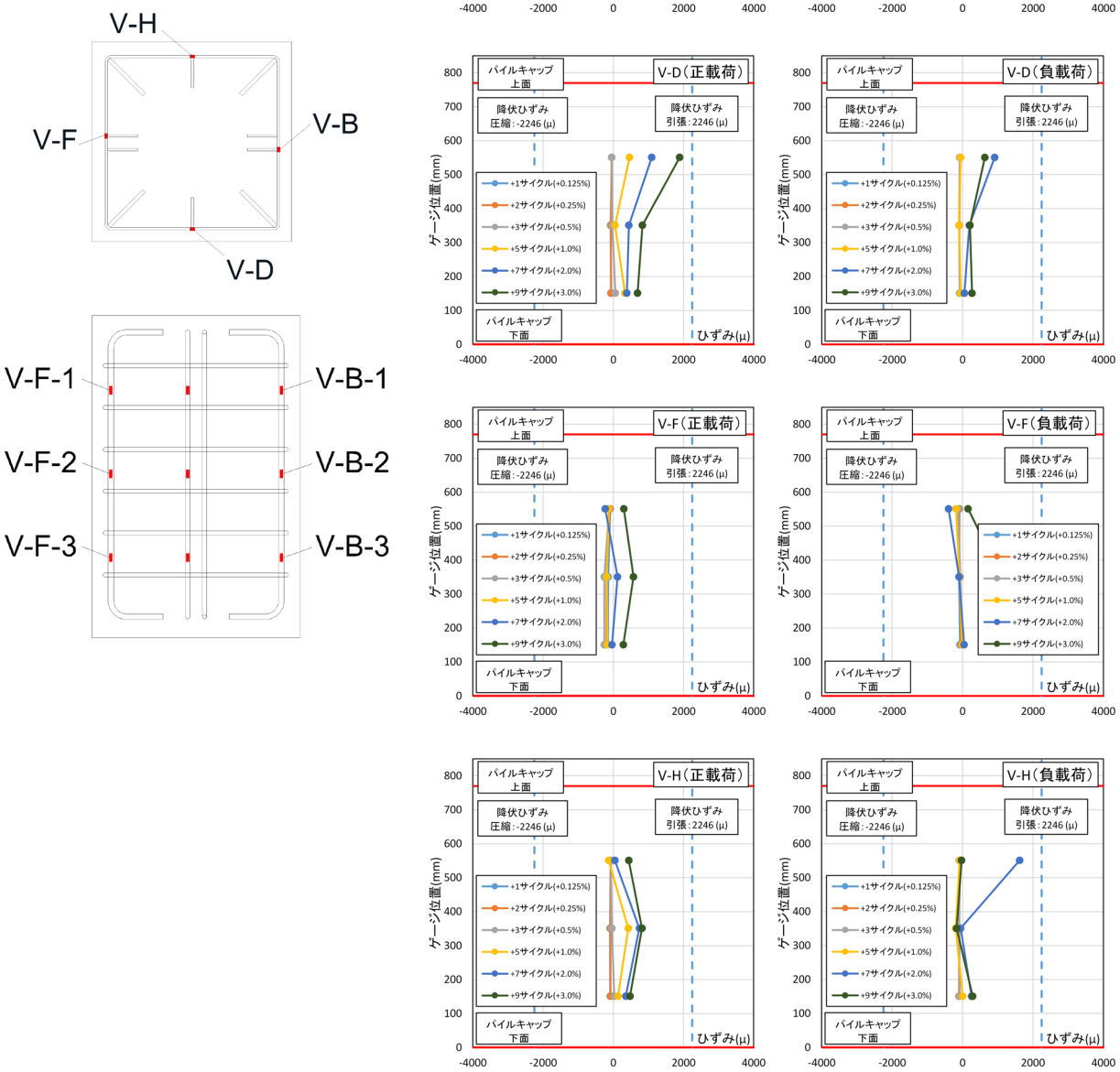


図 5.3.784　試験体 D-1　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)

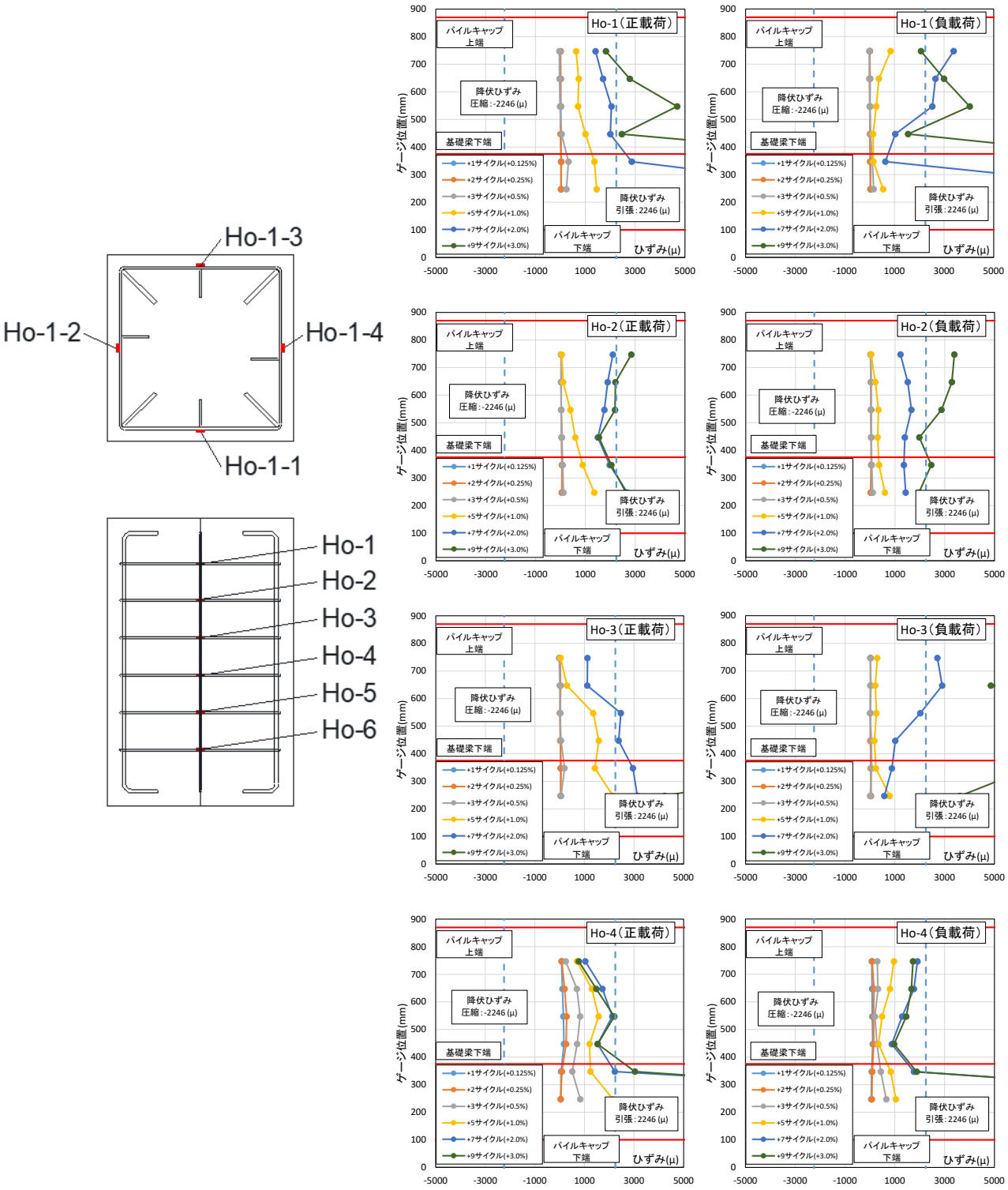


図 5.3.785　試験体 D-1　パイルキャップ帯筋ひずみ分布

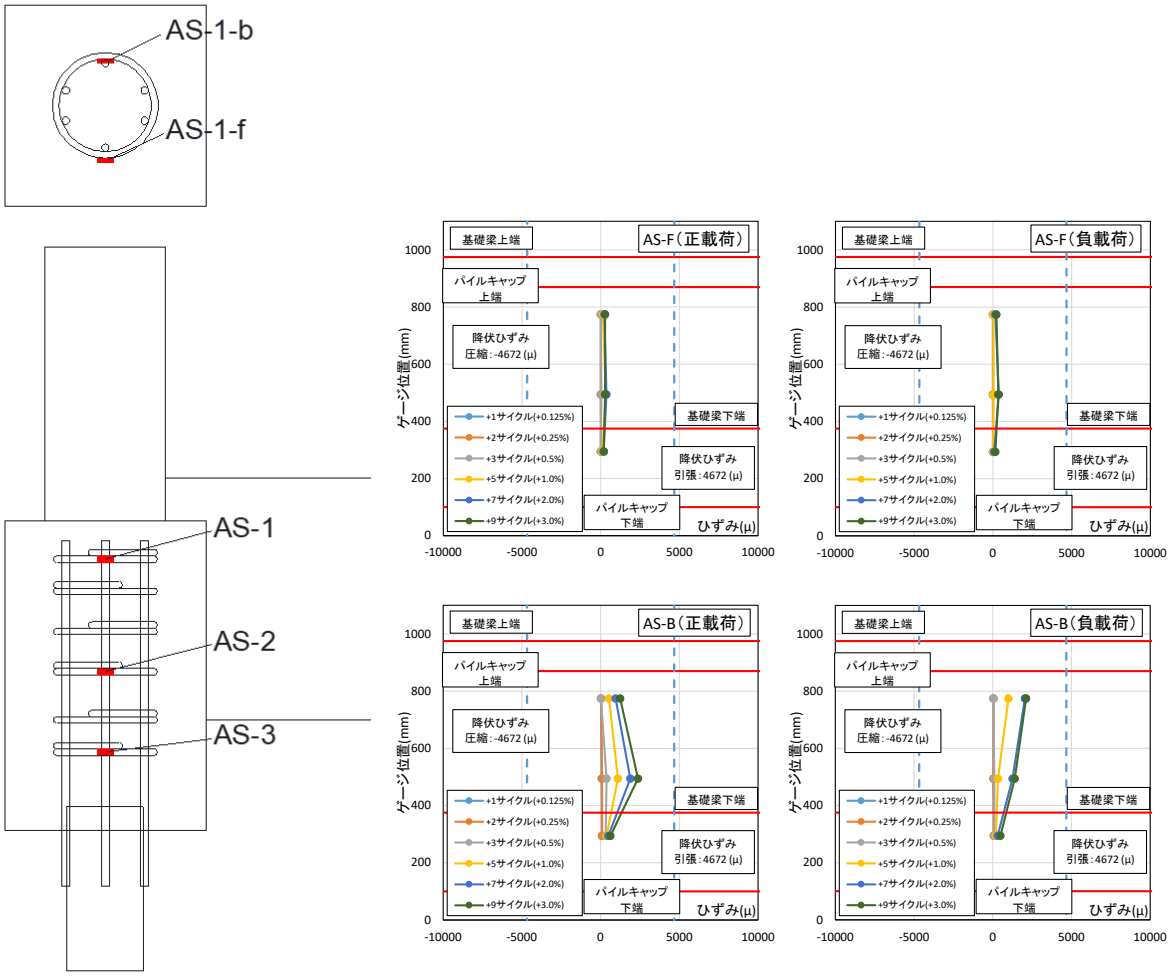


図 5.3.786　試験体 D-1　アンカー筋補強筋ひずみ分布

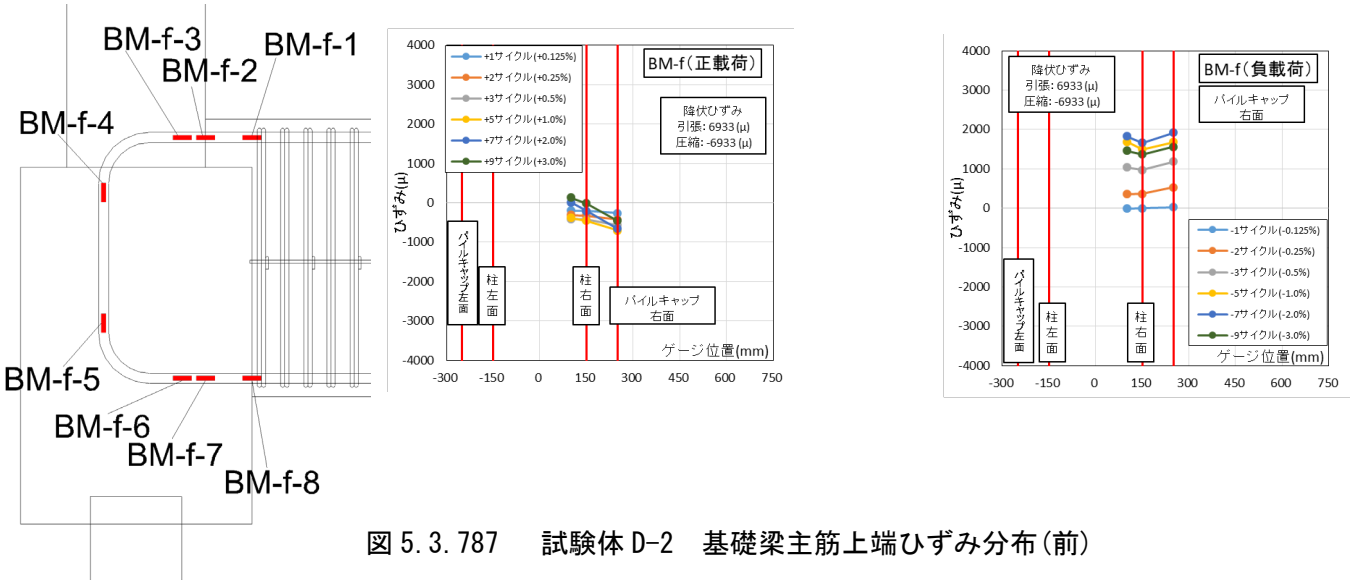


図 5.3.787　試験体 D-2　基礎梁主筋上端ひずみ分布（前）

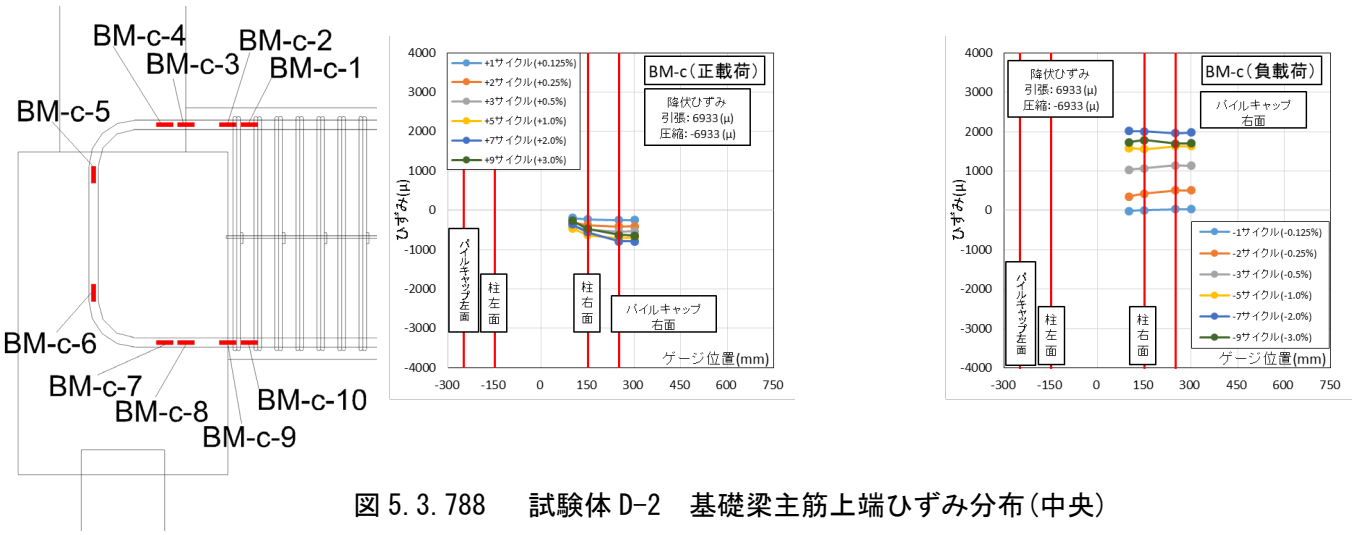


図 5.3.788　試験体 D-2　基礎梁主筋上端ひずみ分布（中央）

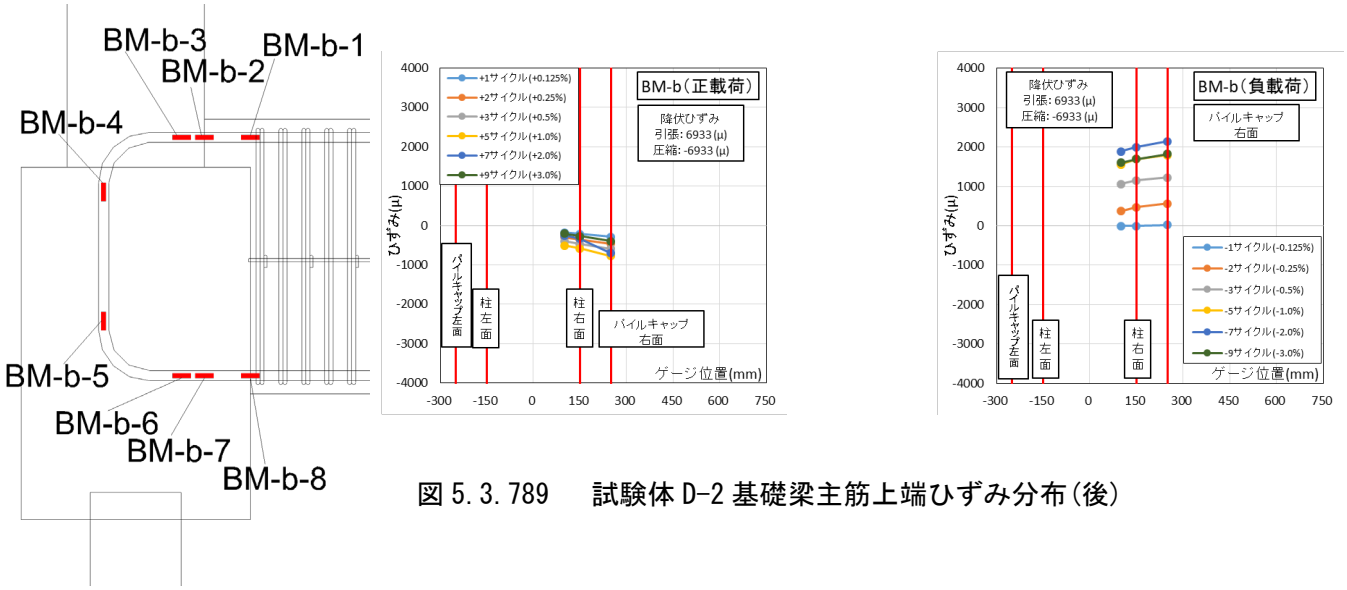


図 5.3.789　試験体 D-2 基礎梁主筋上端ひずみ分布（後）

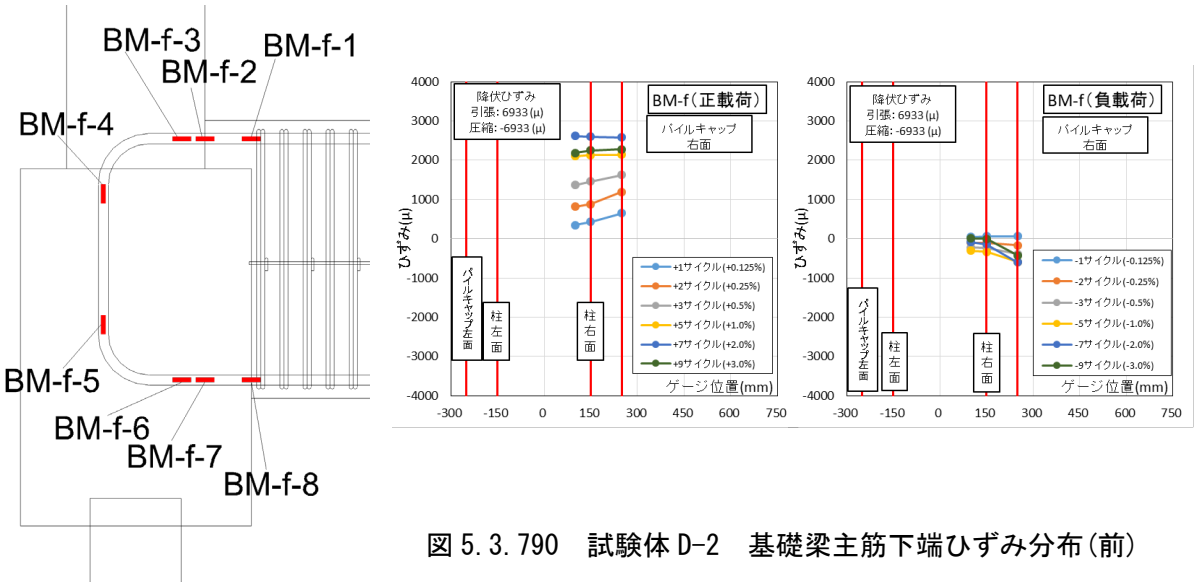


図 5.3.790　試験体 D-2　基礎梁主筋下端ひずみ分布（前）

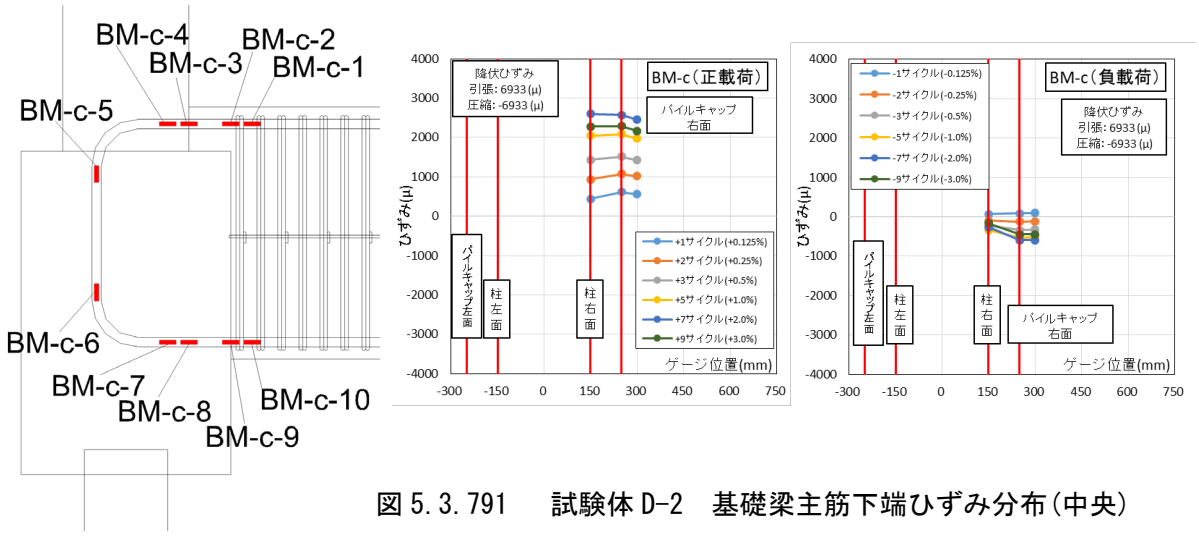


図 5.3.791　試験体 D-2　基礎梁主筋下端ひずみ分布（中央）

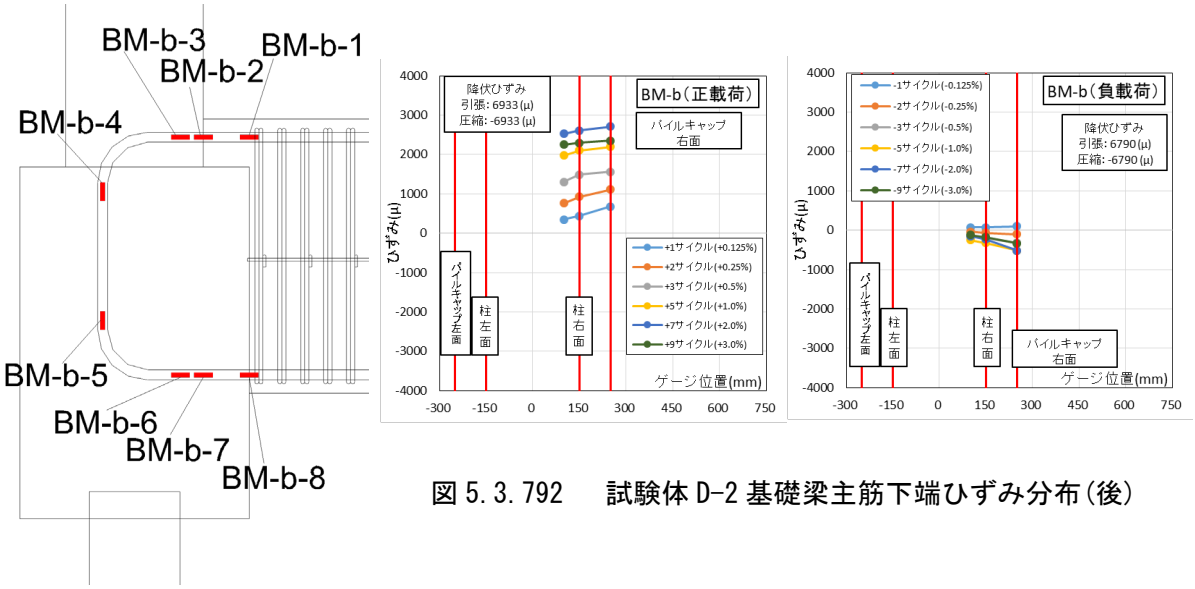


図 5.3.792　試験体 D-2 基礎梁主筋下端ひずみ分布（後）

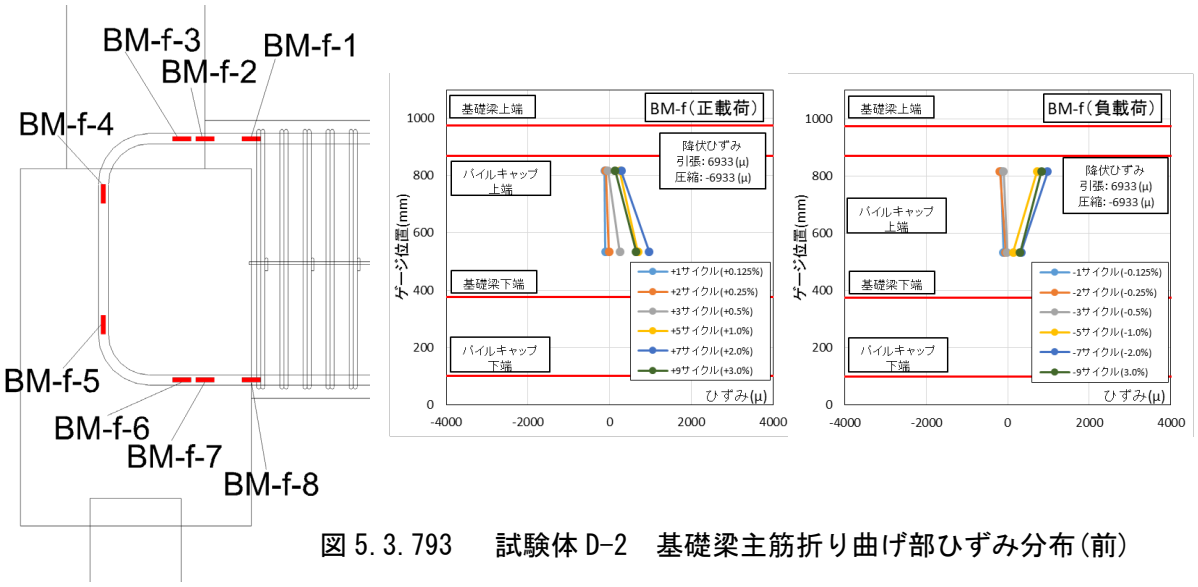


図 5.3.793　試験体 D-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(前)

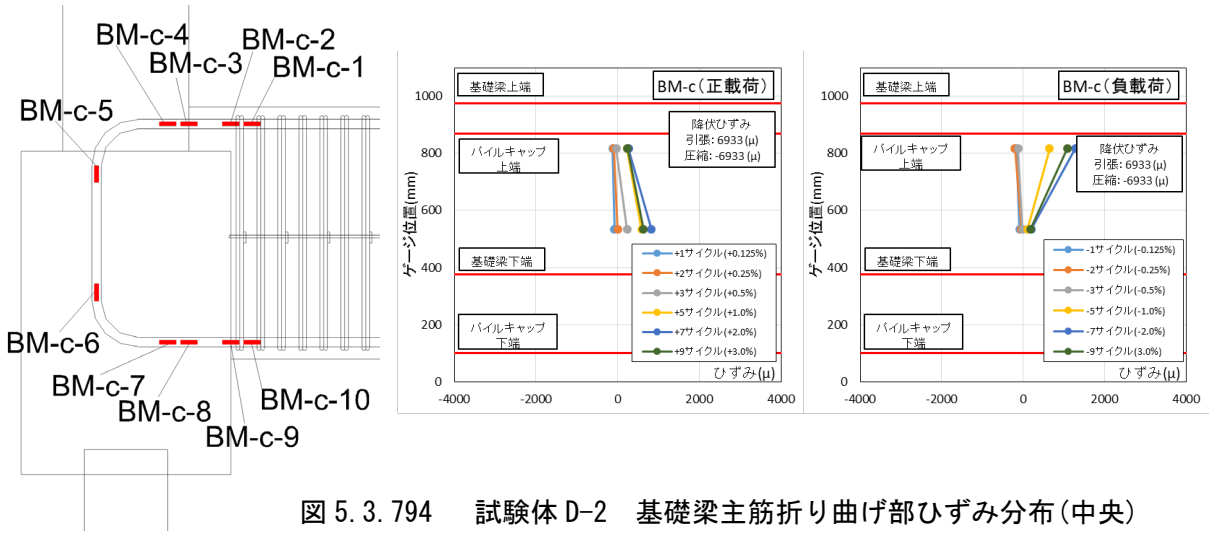


図 5.3.794　試験体 D-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(中央)

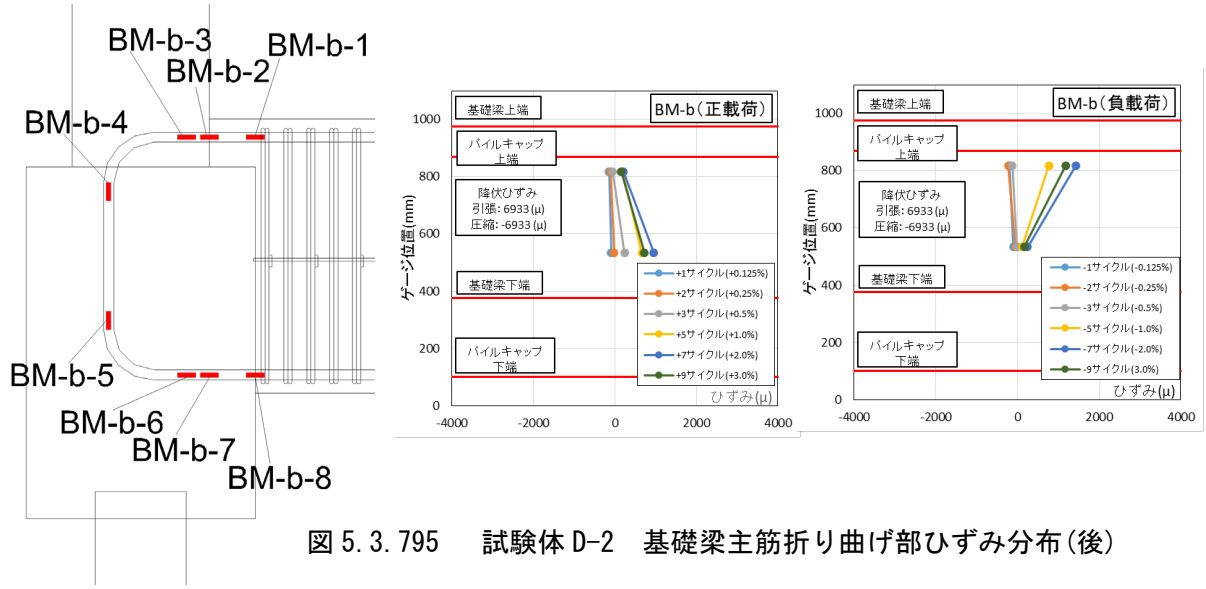
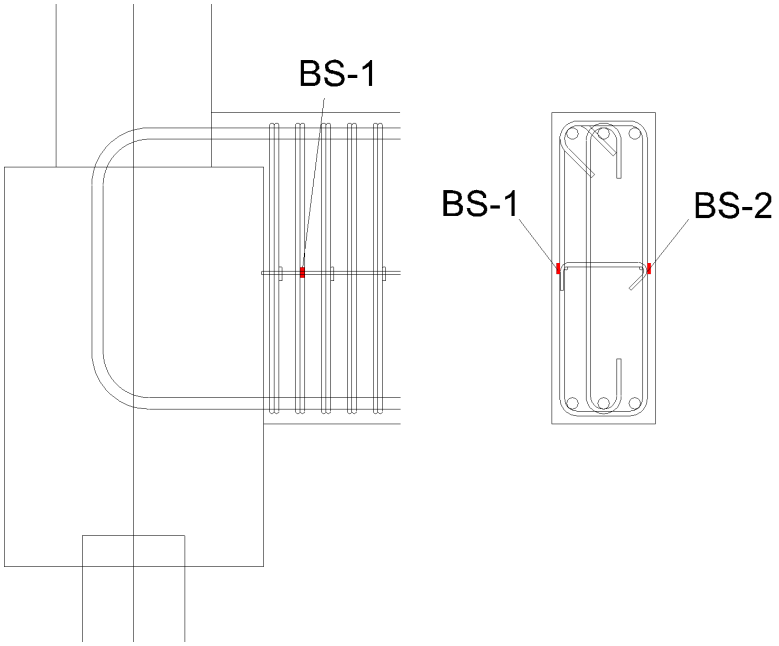


図 5.3.795　試験体 D-2　基礎梁主筋折り曲げ部ひずみ分布(後)



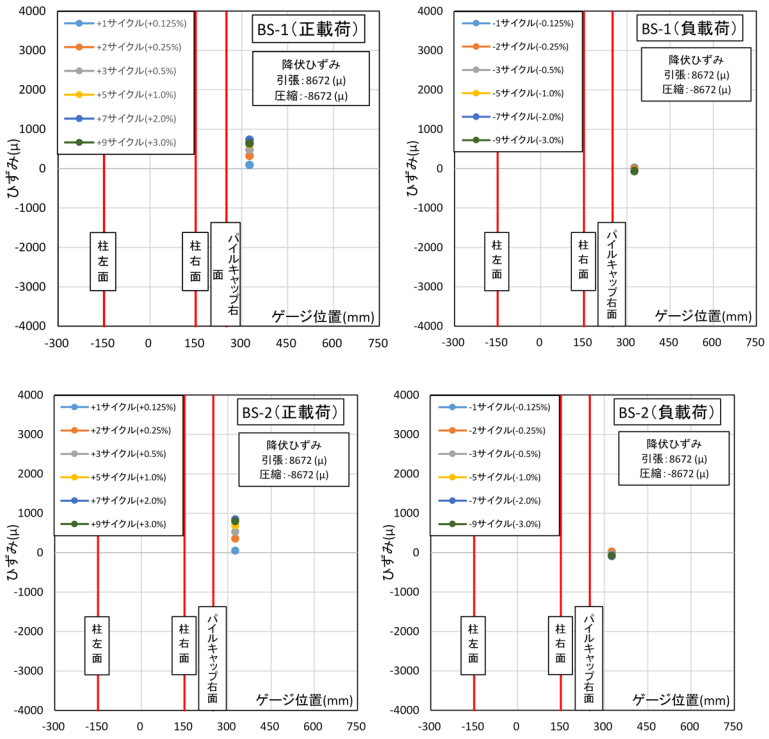


図 5.3.796　試験体 D-2　基礎梁補強筋ひずみ分布

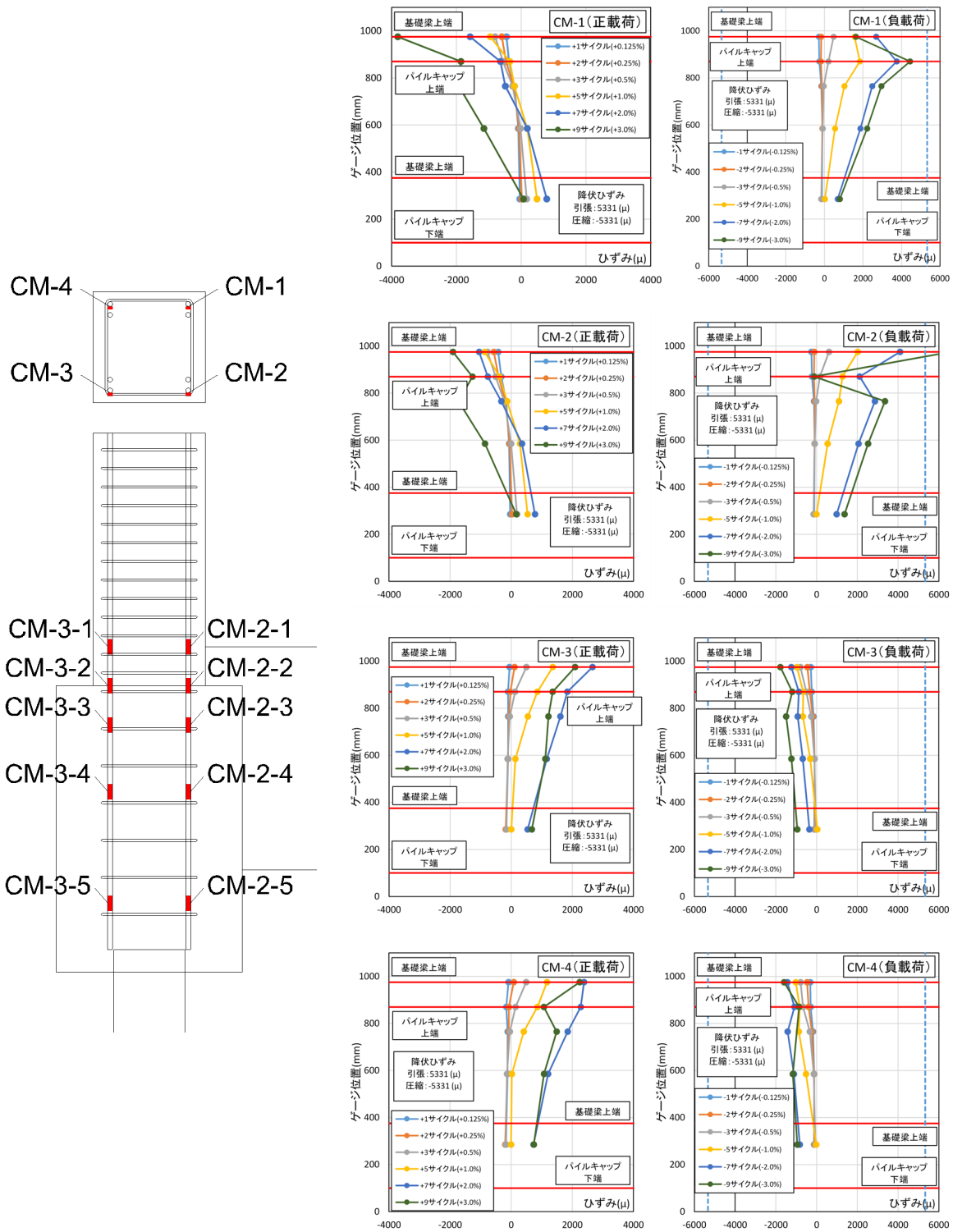


図 5.3.797　試験体 D-2　柱主筋ひずみ分布

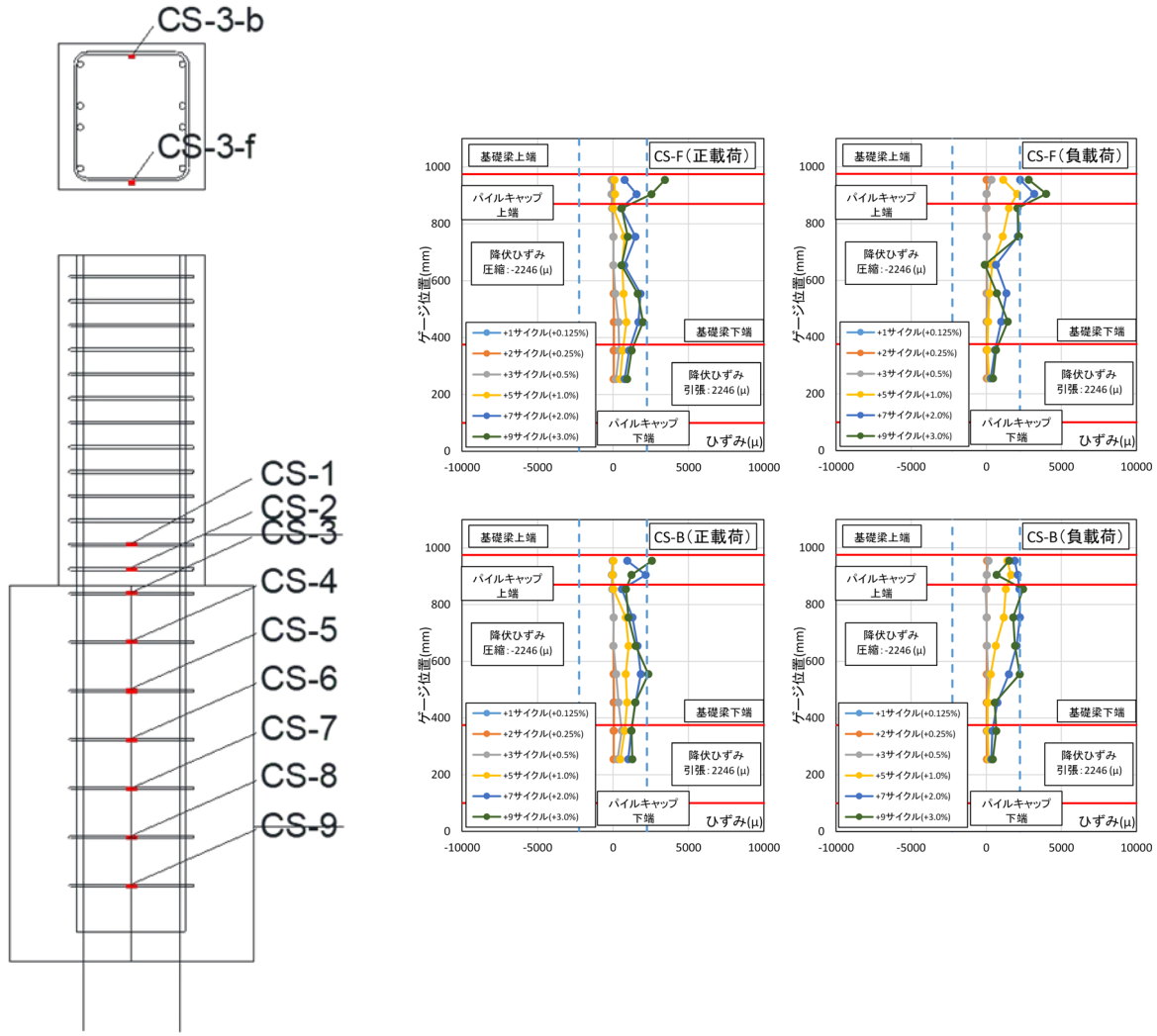


図 5.3.798　試験体 D-2　柱補強筋ひずみ分布

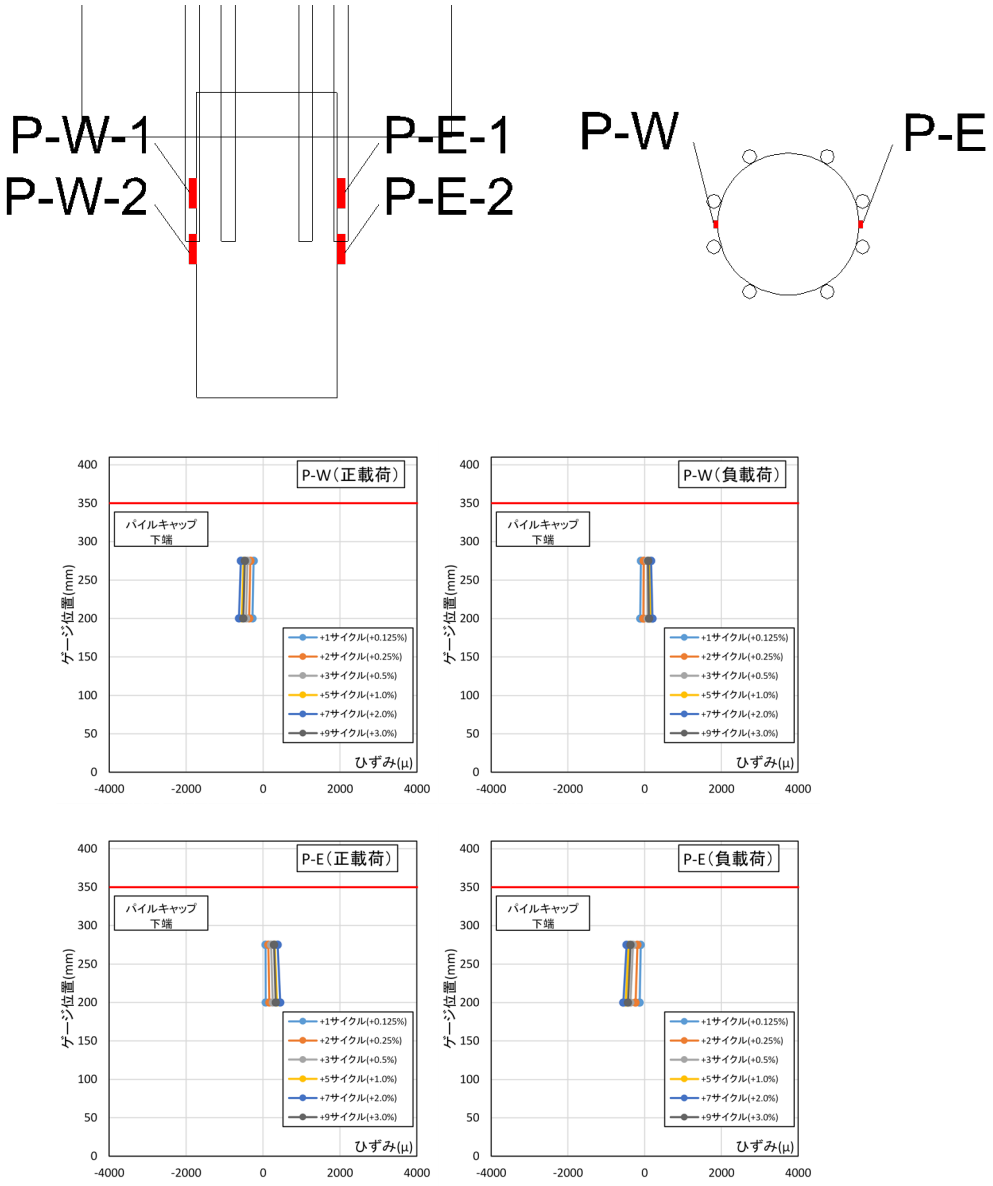


図 5.3.799　試験体 D-2　杭体ひずみ分布

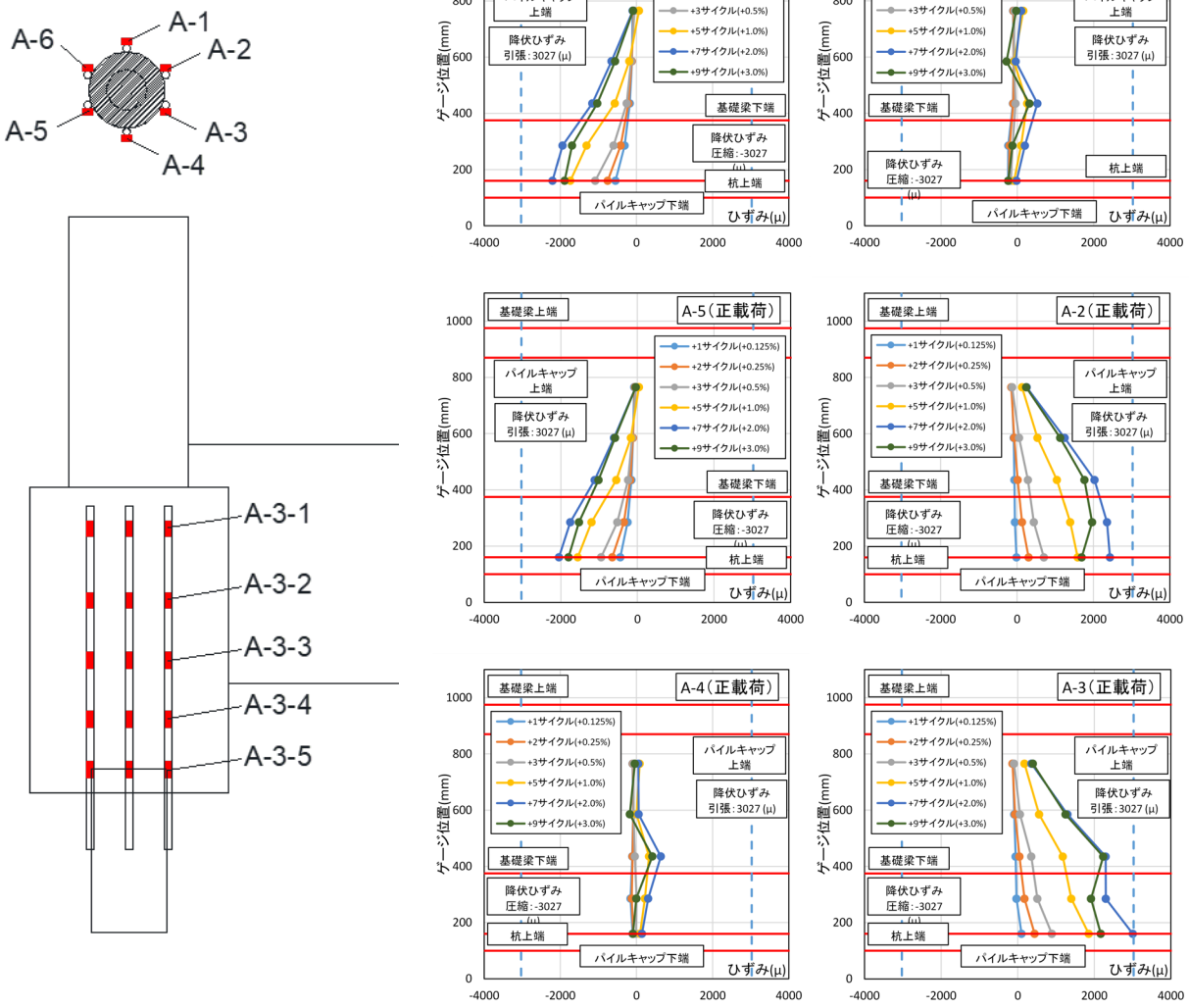


図 5.3.800　試験体 D-2　アンカー筋ひずみ分布（正載荷）

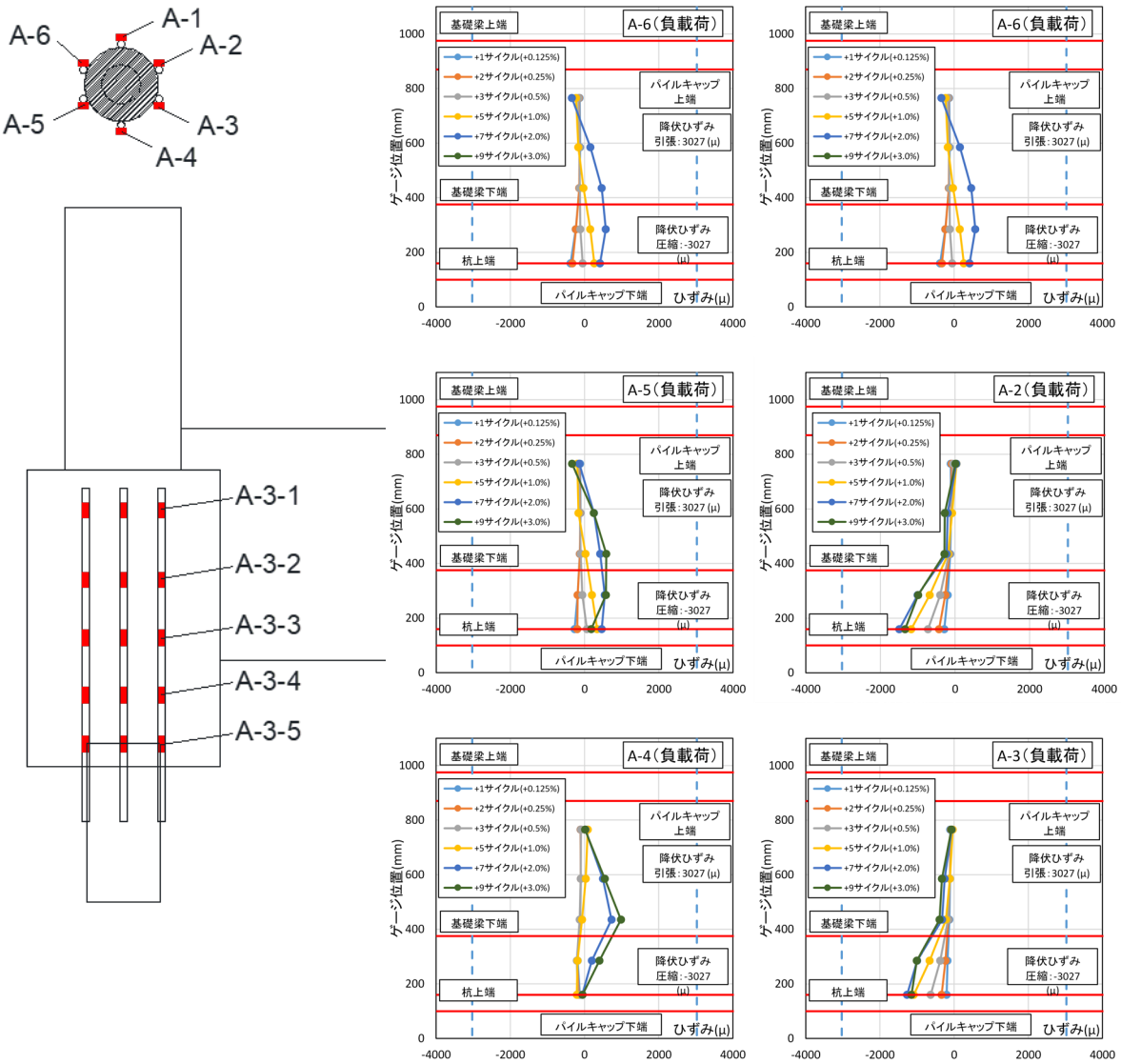


図 5.3.801　試験体 D-2　アンカー筋ひずみ分布(負載荷)

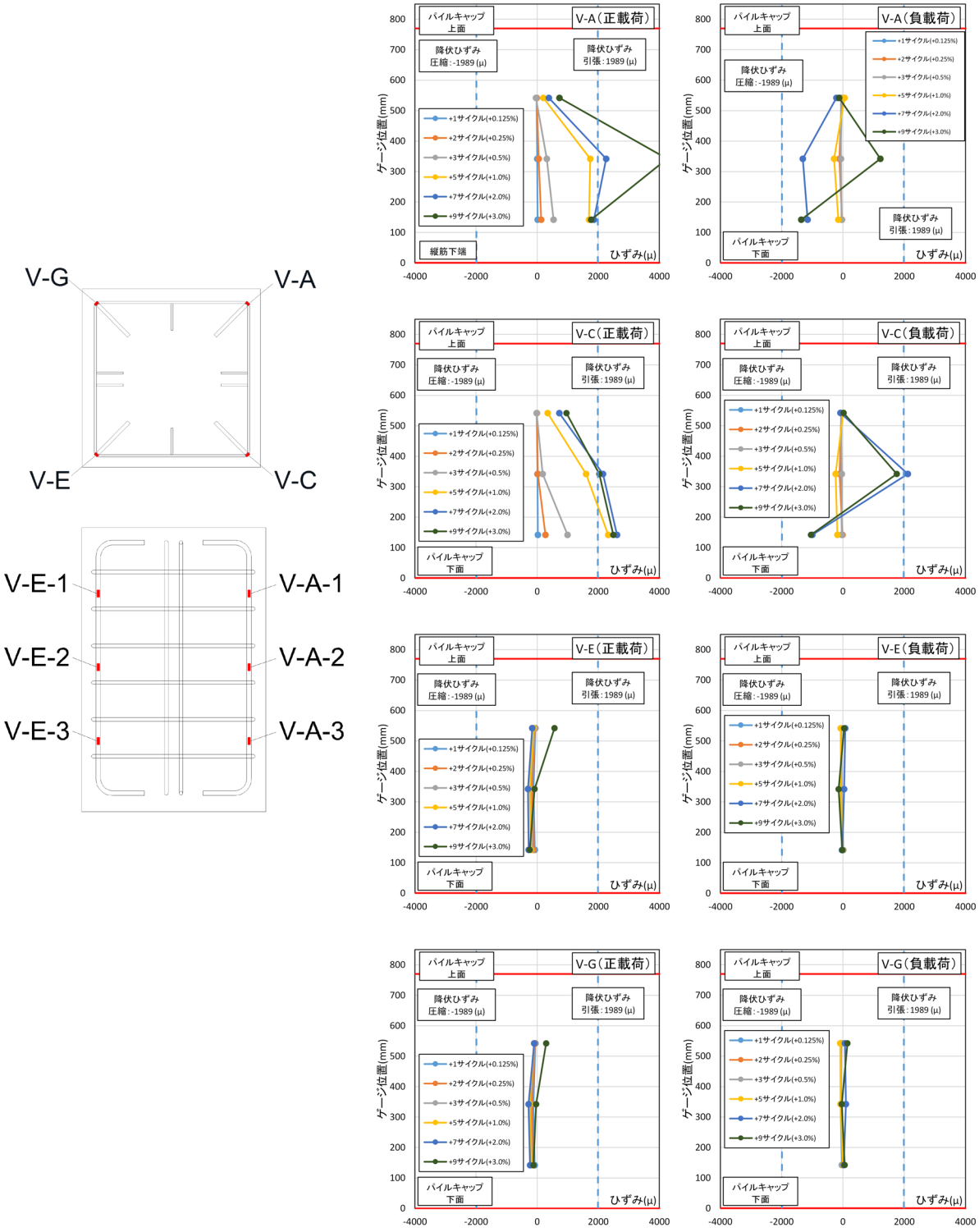


図 5.3.802　試験体 D-2　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対角部)

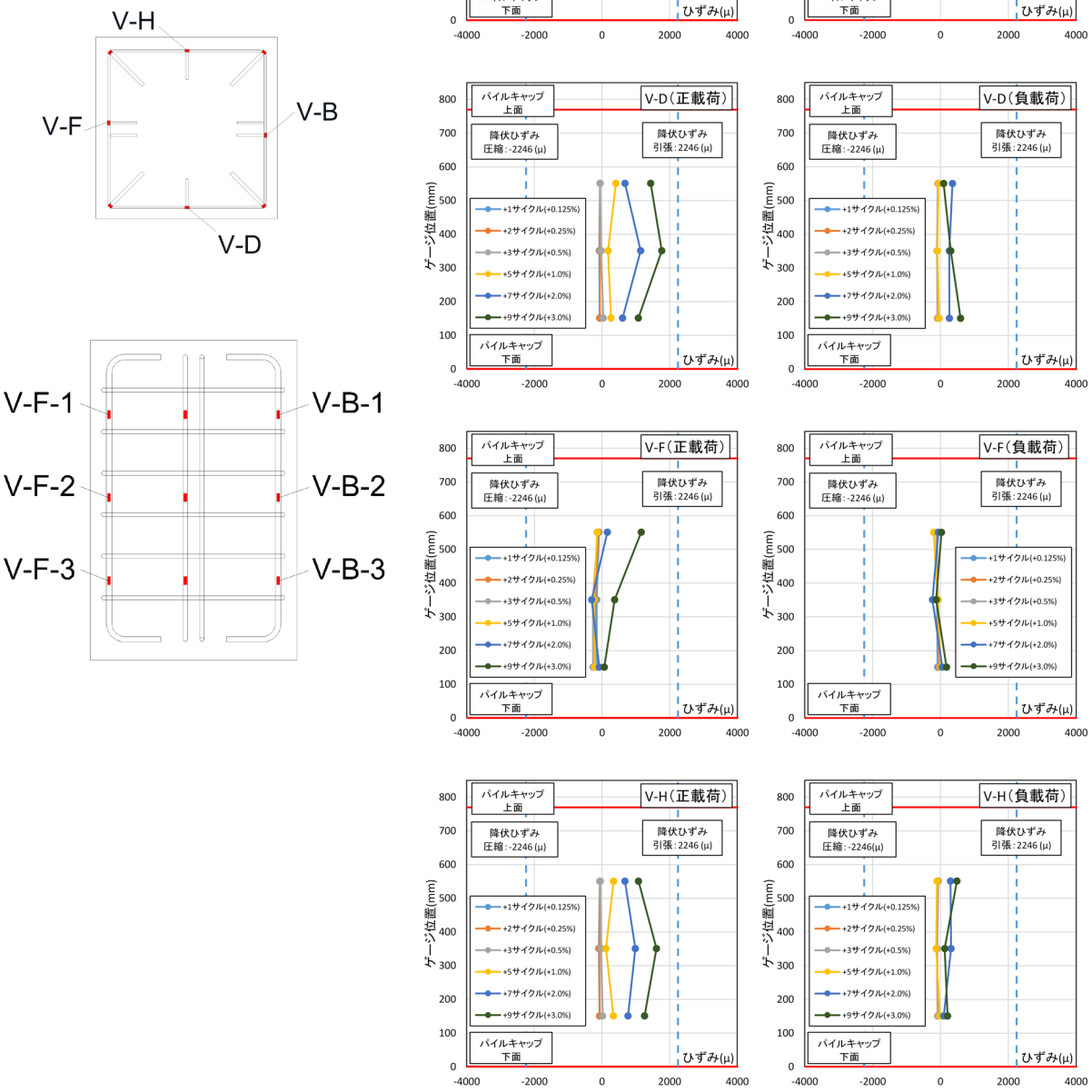


図 5.3.803　試験体 D-2　パイルキャップ縦筋ひずみ分布(対面部)

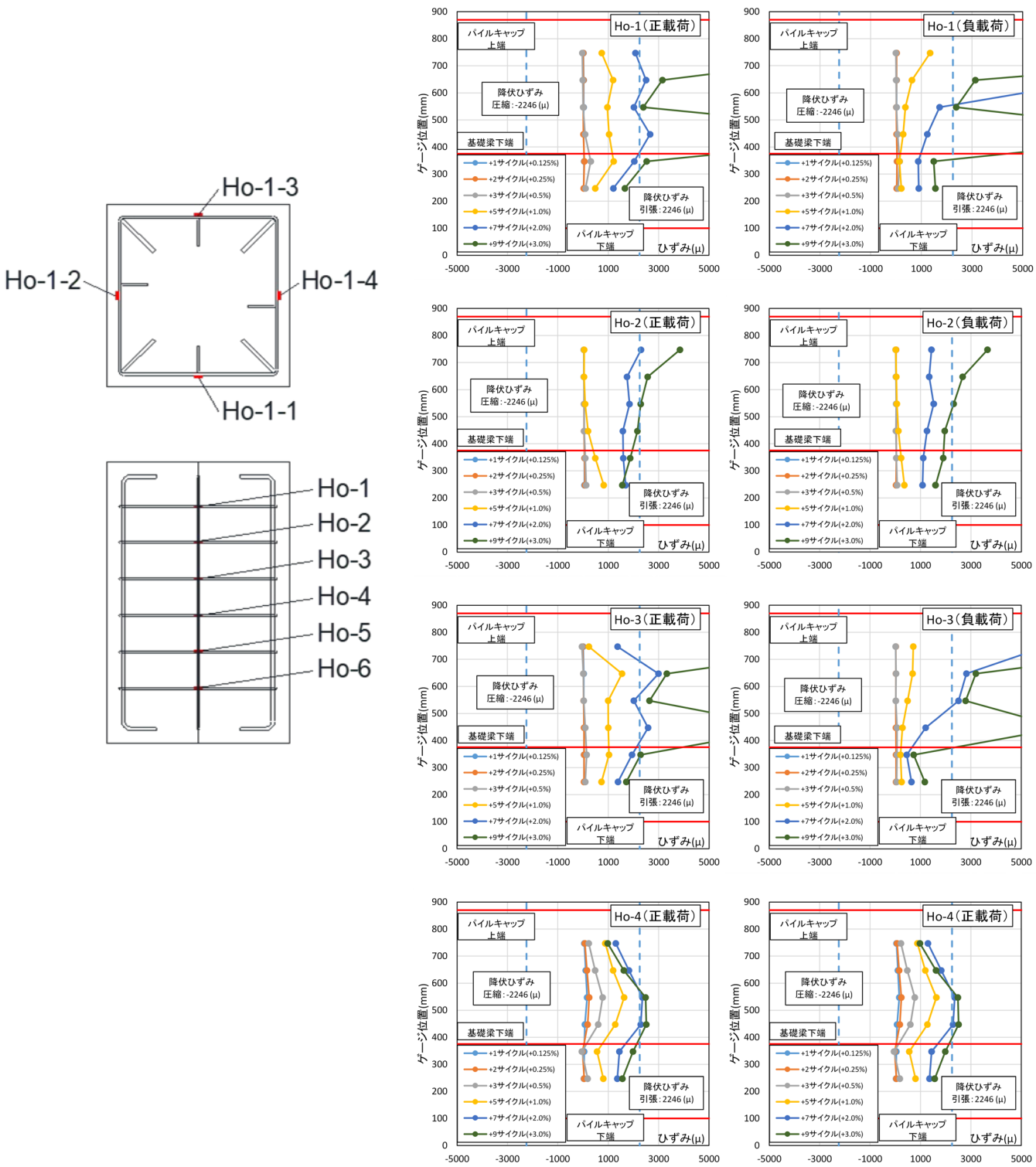


図 5.3.804　試験体 D-2　パイルキャップ帯筋ひずみ分布

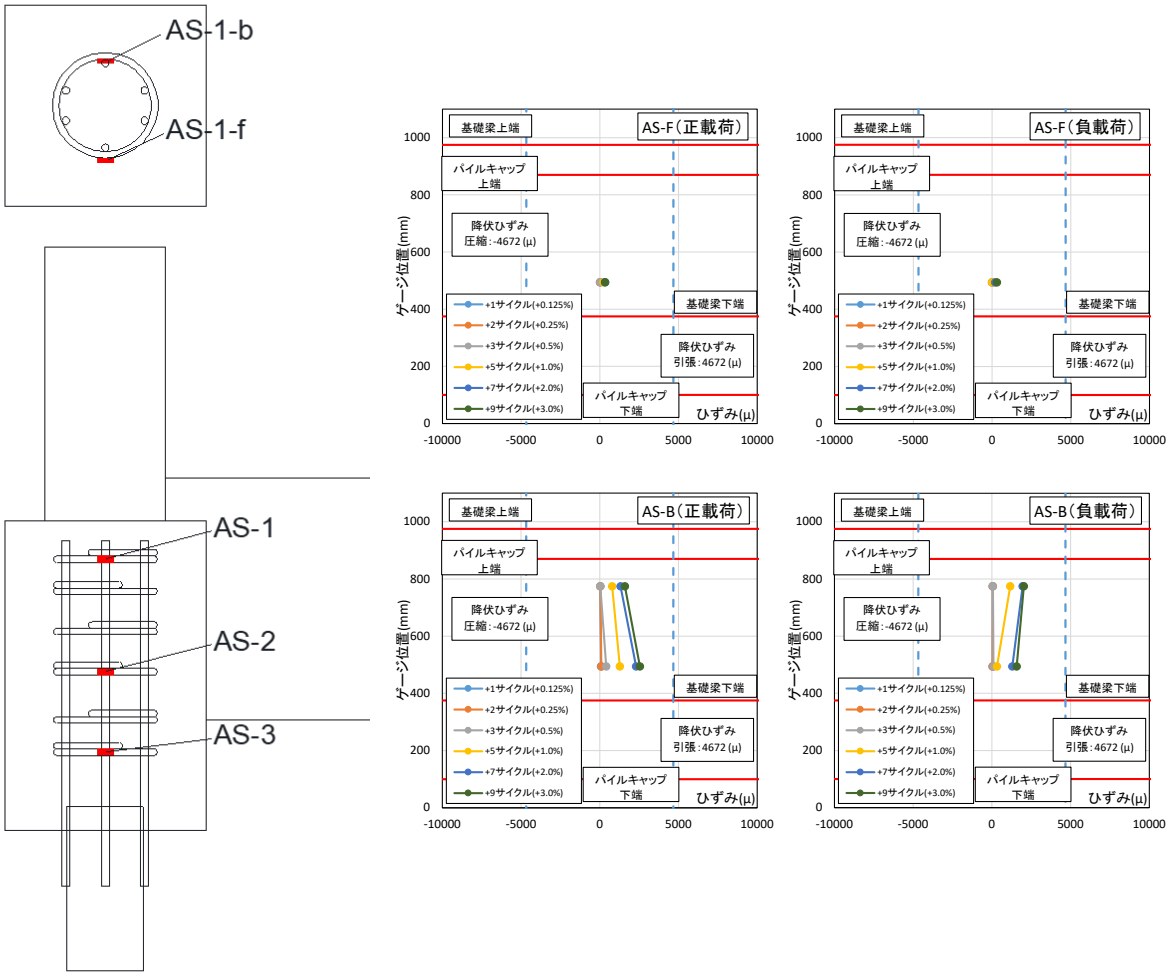


図 5.3.805　試験体 D-2　アンカー筋補強筋ひずみ分布

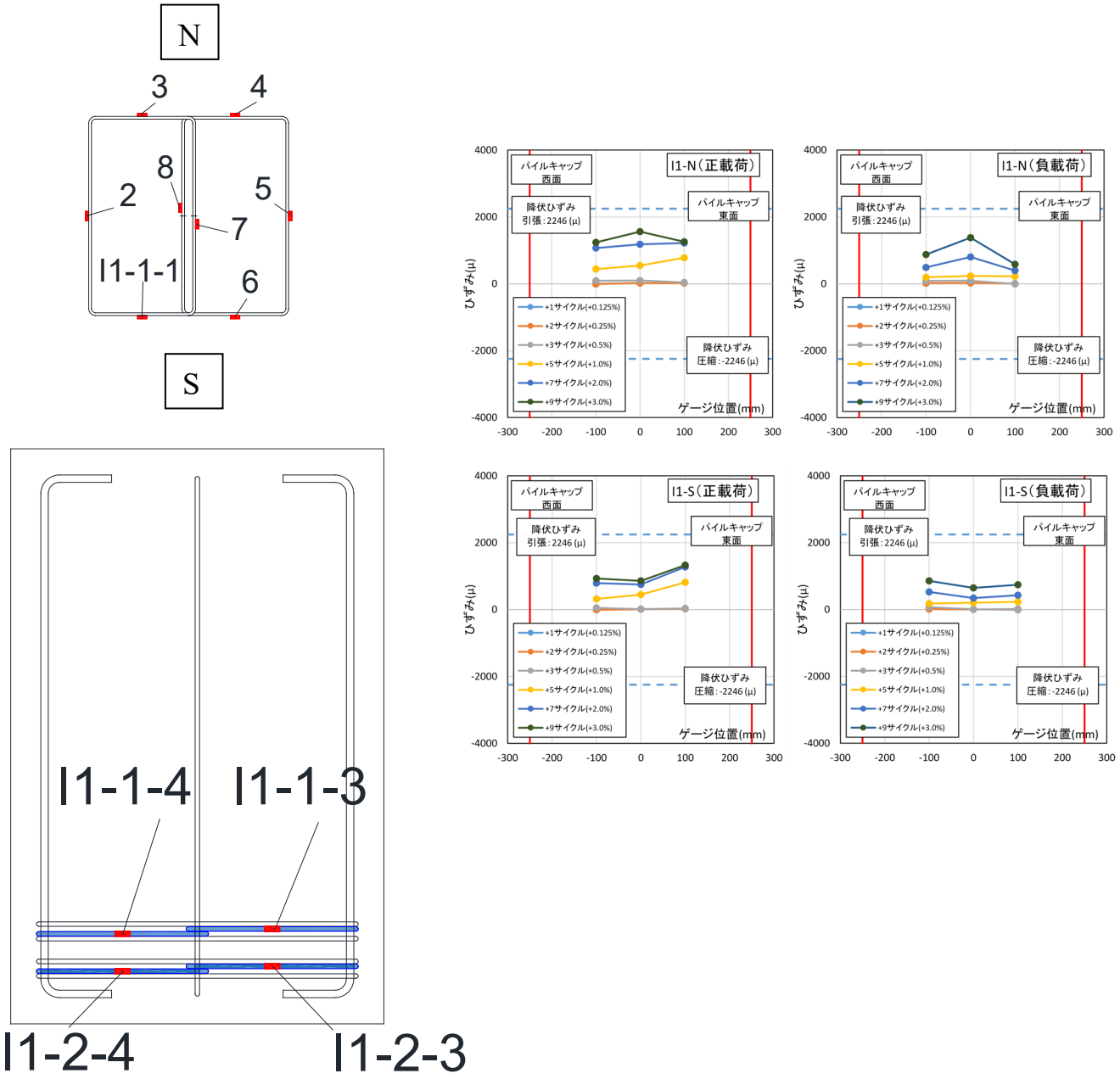
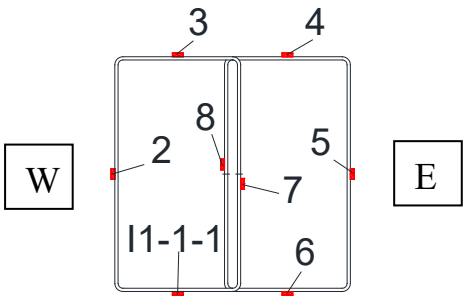
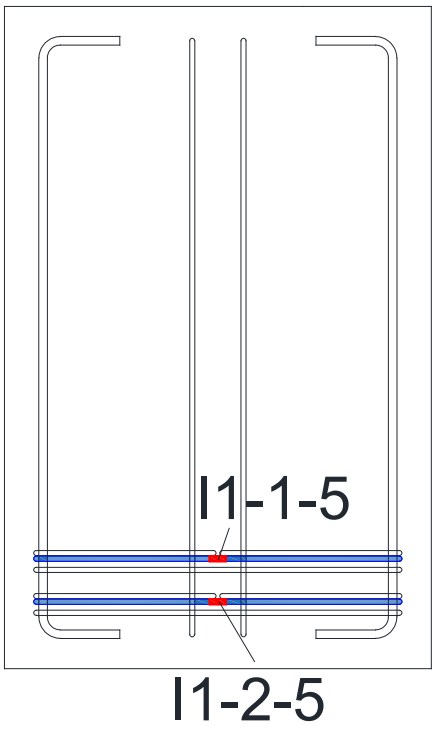


図 5.3.806　試験体 D-2　中子筋ひずみ分布 2 段目北南





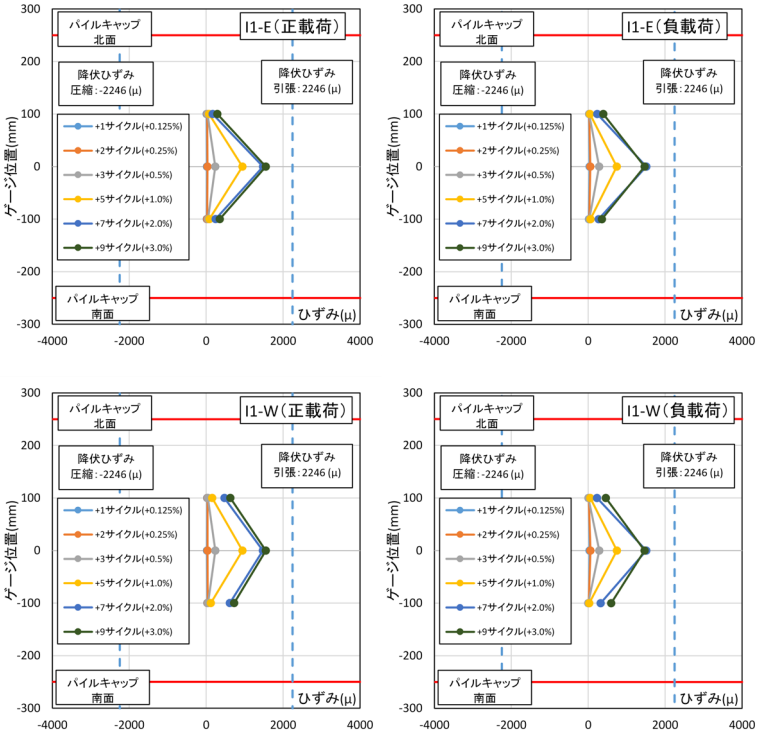
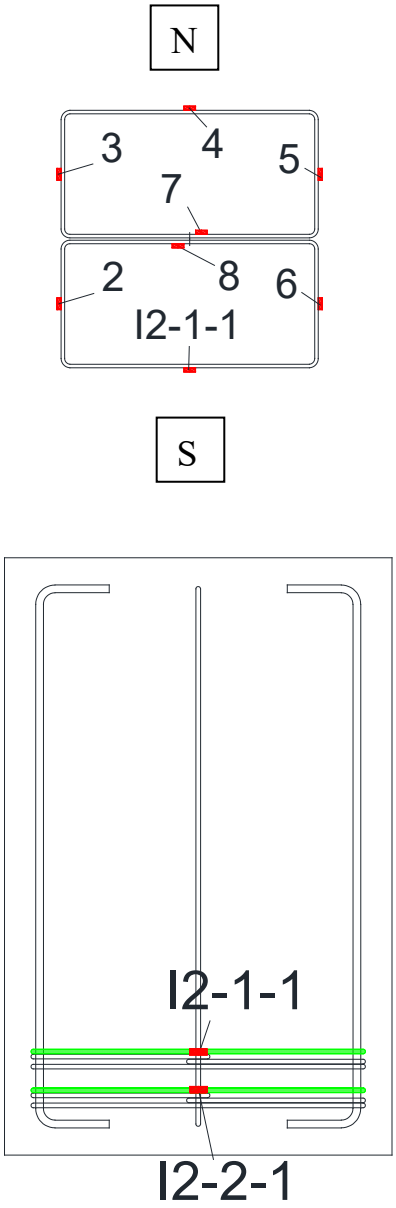


図 5.3.807　試験体 D-2　中子筋ひずみ分布 2 段目東西



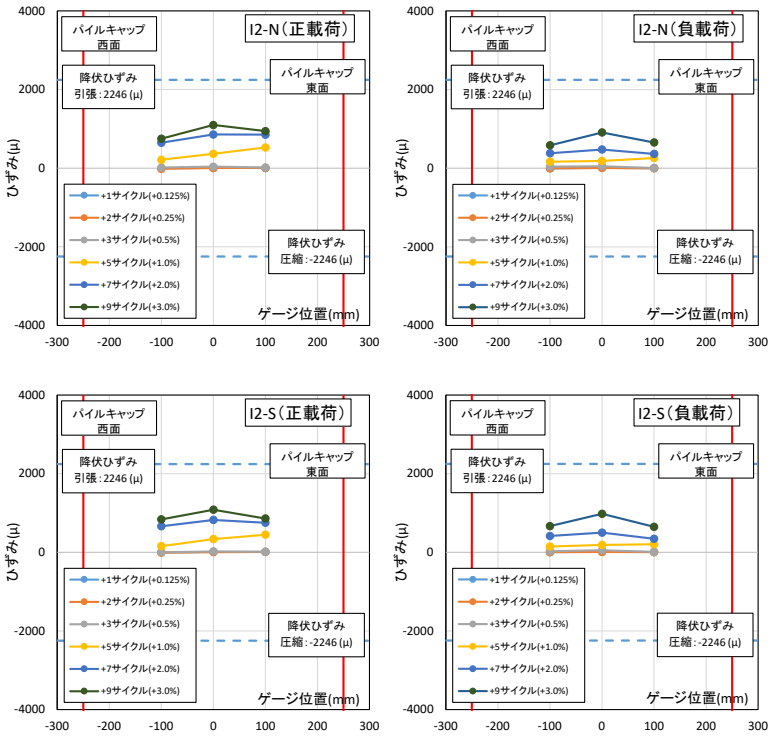


図 5.3.808　試験体 D-2　中子筋ひずみ分布 1 段目北南

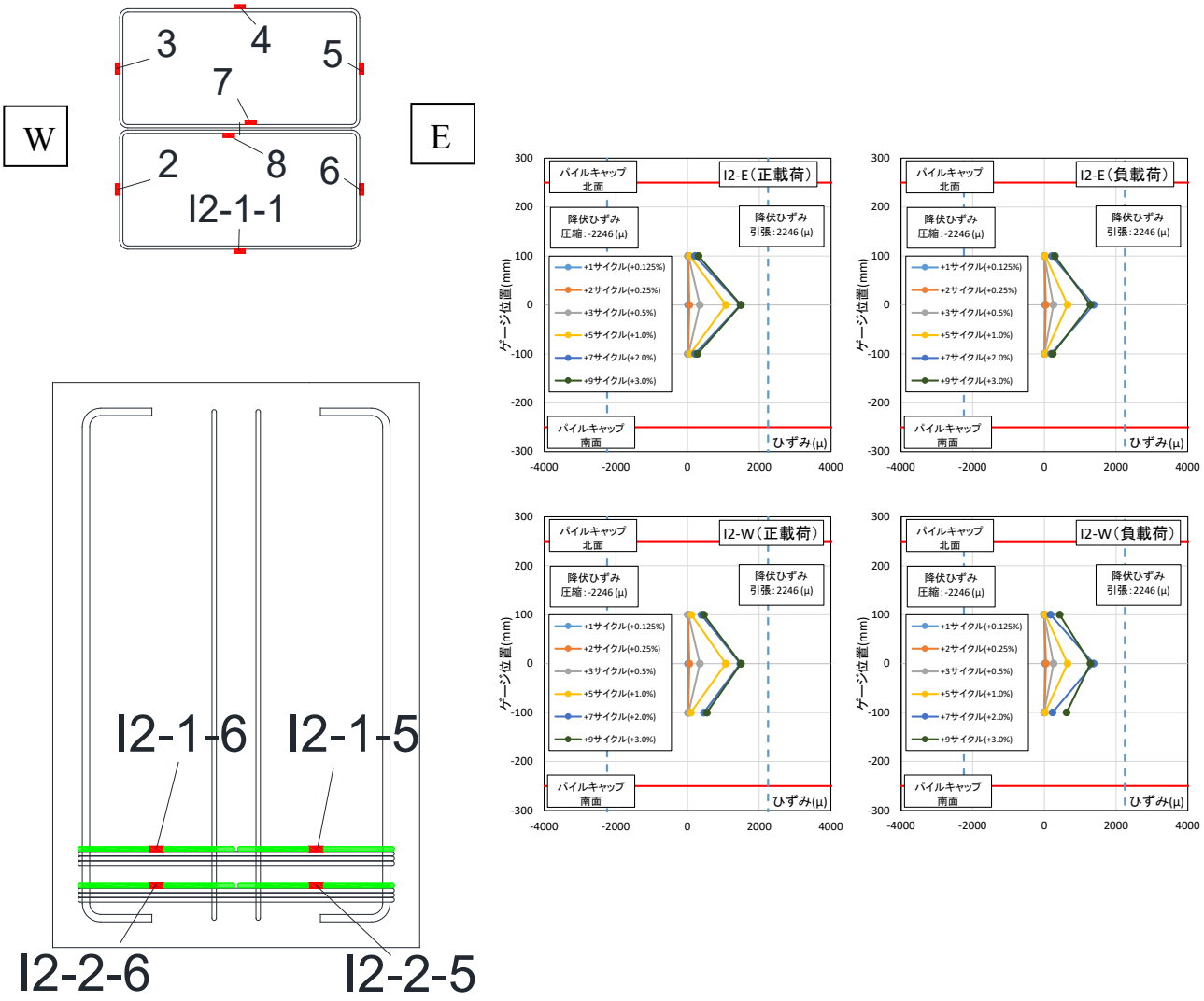


図 5.3.809　試験体 D-2　中子筋ひずみ分布 1 段目東西

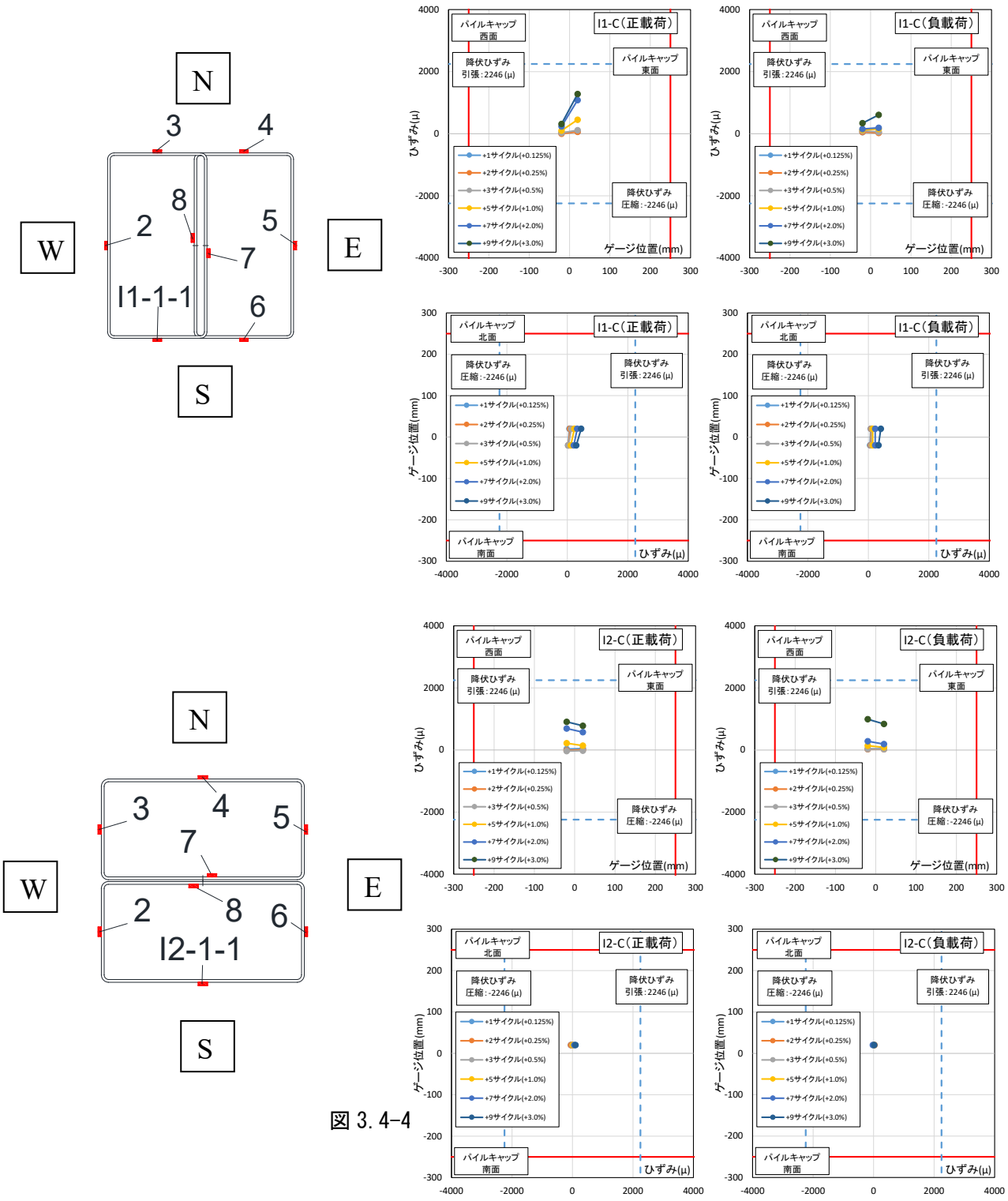


図 3.4-4

図 5.3.810　試験体 D-2　中子筋ひずみ分布 1,2 段目中央

4.2　各種鉄筋のひずみ分布

(1) 試験体 A-4，A-5，A-6

図 5.3.811～図 5.3.816 に試験体 A-4，A-5，A-6 における最大耐力時の基礎梁主筋・柱主筋・杭頭定着筋のひずみ分布を示す。

・試験体 A-4（R=+2.0%）

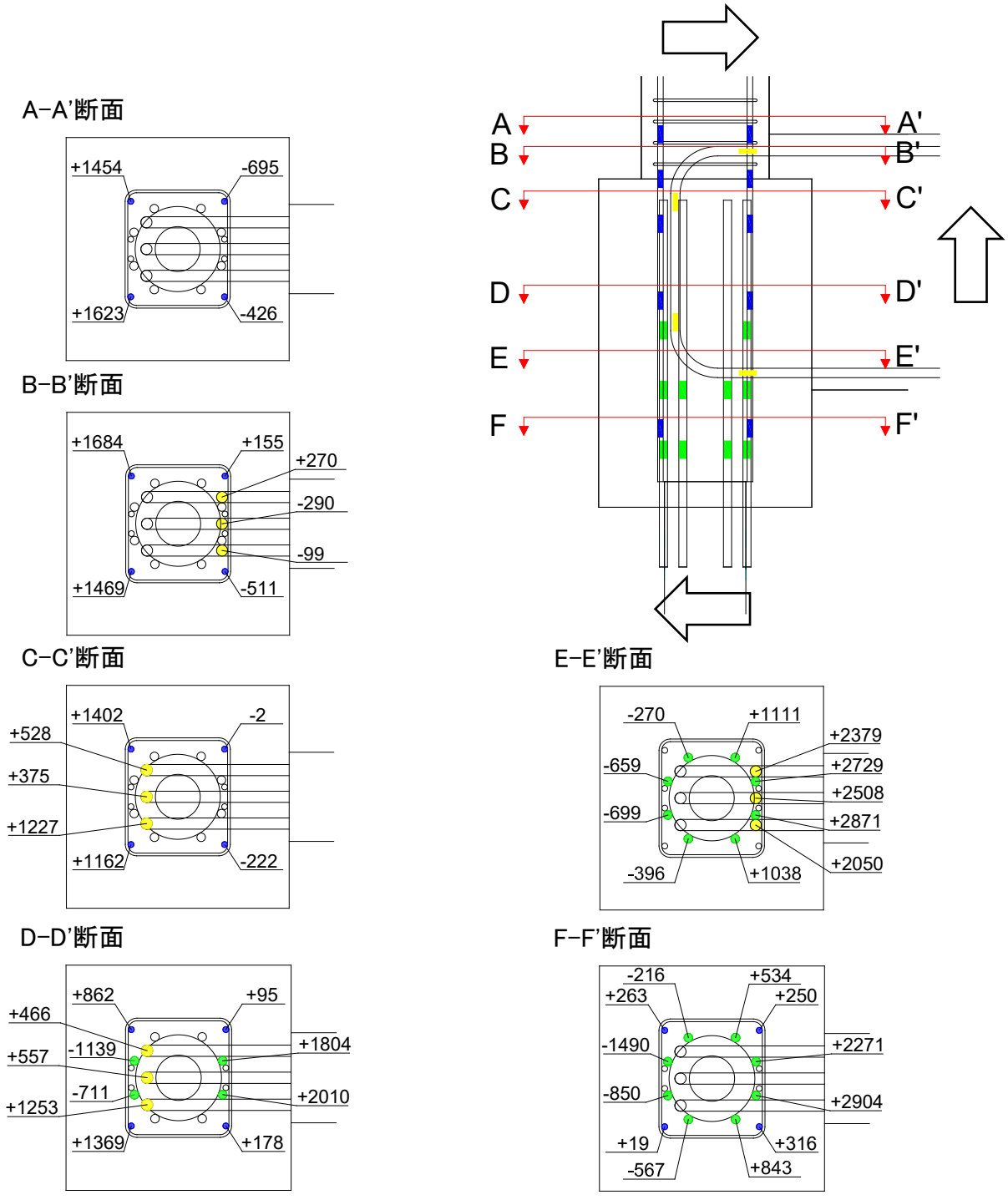


図 5.3.811　柱主筋・基礎梁主筋・杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-4 最大耐力時 R=+2.0%）

・試験体 A-4 (R=-1.0%)

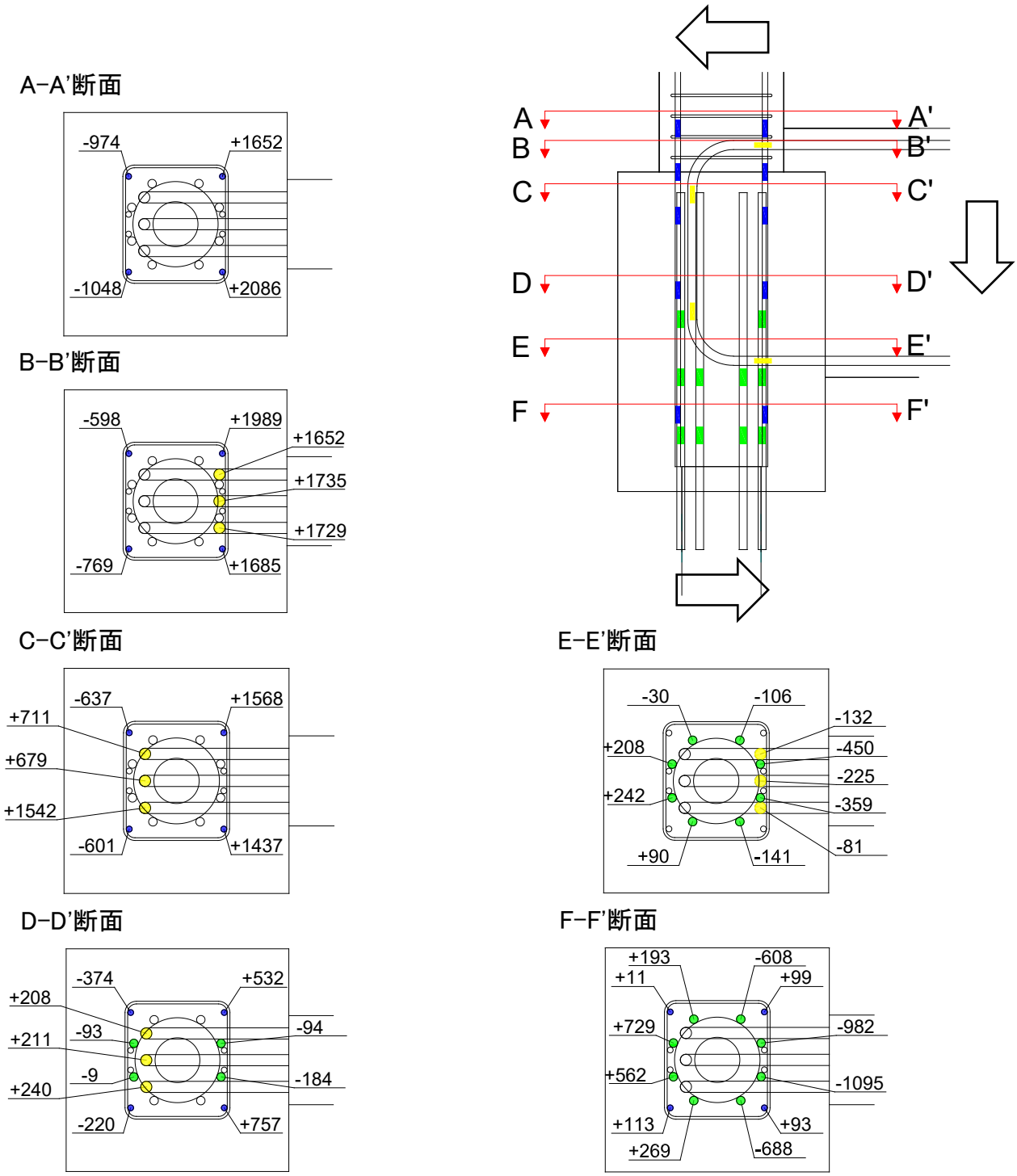


図 5.3.812　柱主筋・基礎梁主筋・杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-4 最大耐力時 R=-1.0%）

・試験体 A-5 （R=2.0%）

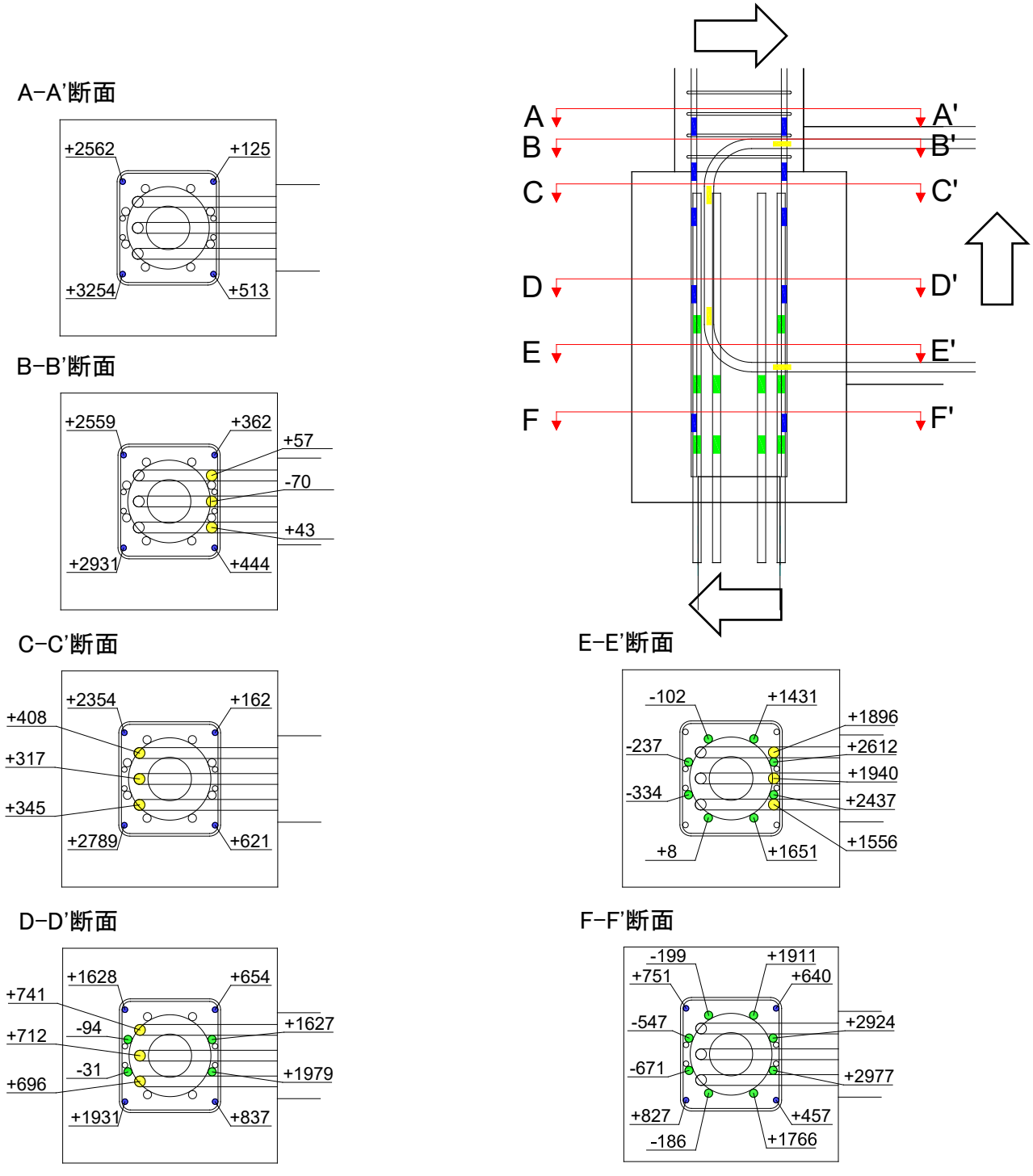


図 5.3.813　柱主筋・基礎梁主筋・杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-5 最大耐力時 R=+2.0%）

・試験体 A-5（R=-1.0%）

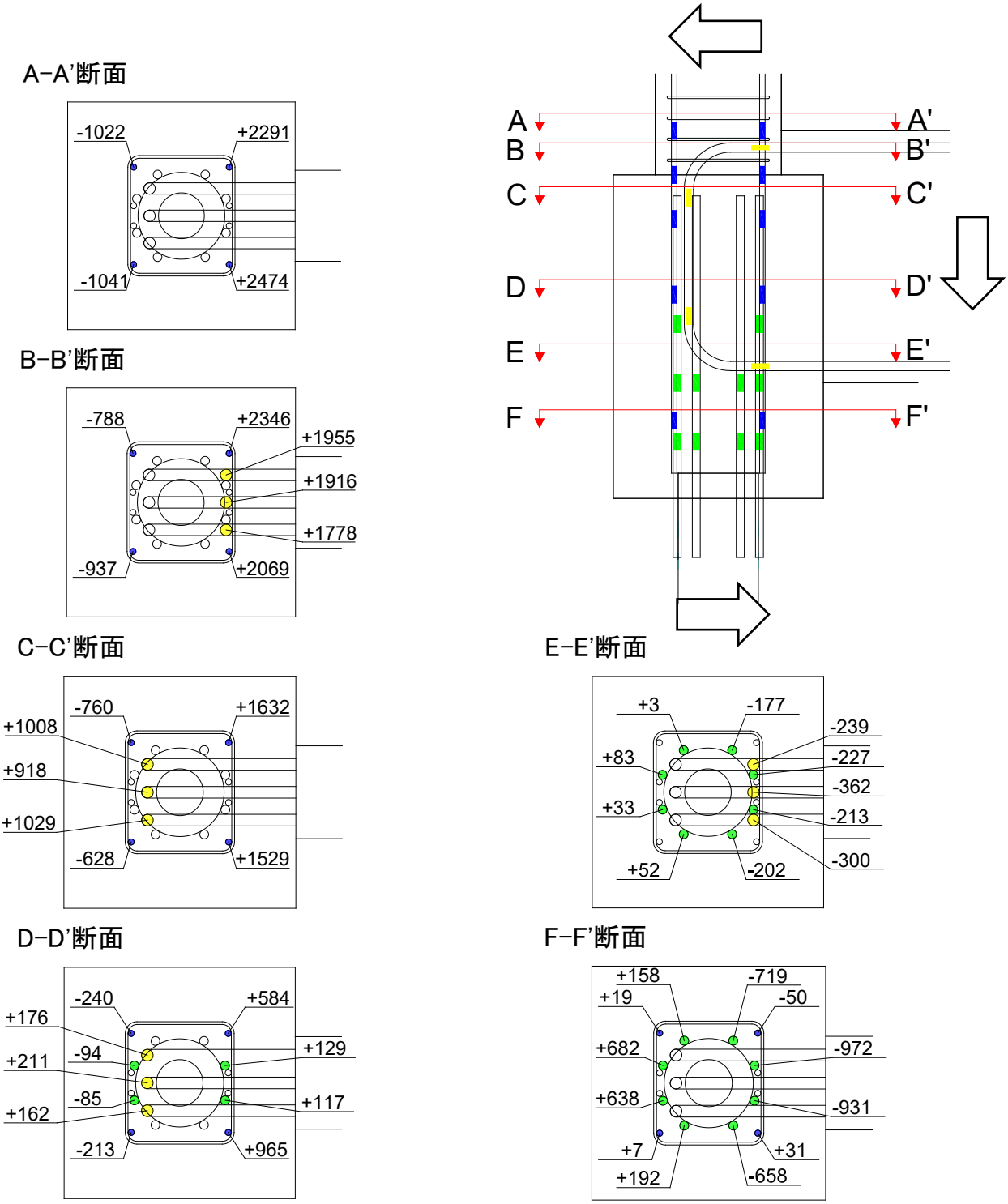


図 5.3.814　柱主筋・基礎梁主筋・杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-5 最大耐力時 R=-1.0%）

・試験体 A-6 （R=2.0%）

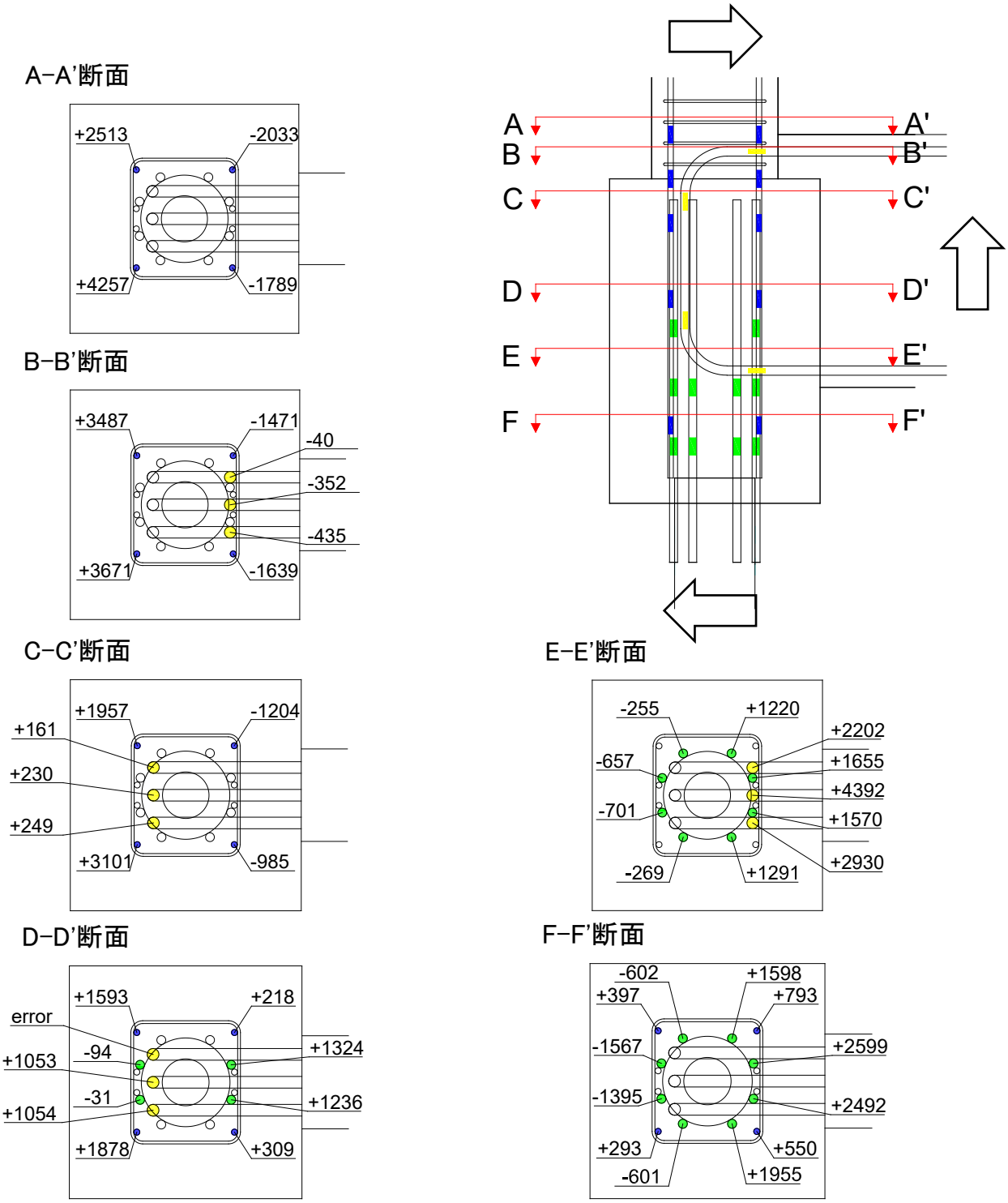


図 5.3.815　柱主筋・基礎梁主筋・杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-6 最大耐力時 R=+2.0%）

・試験体 A-6（R=-2.0%）

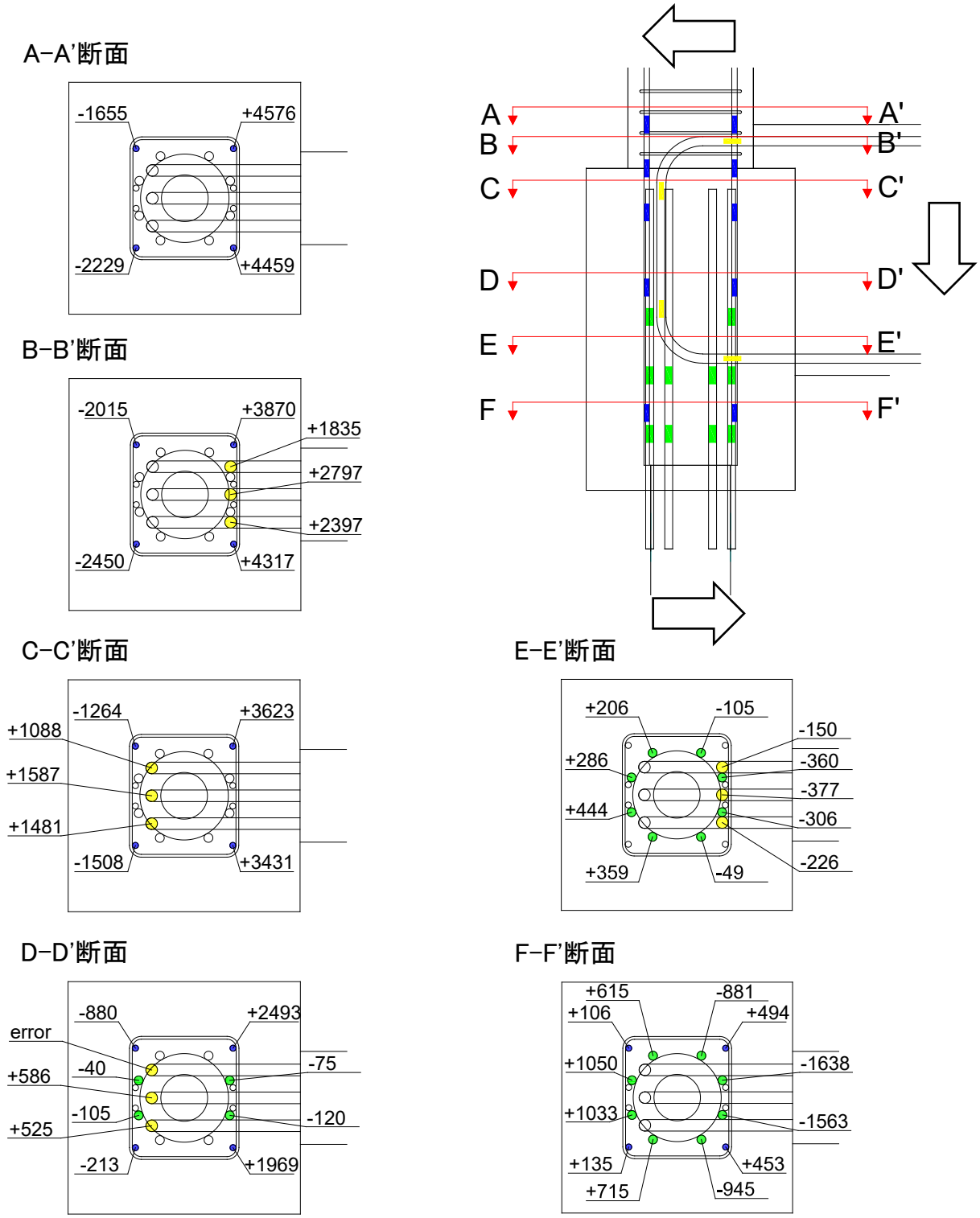


図 5.3.816　柱主筋・基礎梁主筋・杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-6 最大耐力時 R=-2.0%）

以下に各試験体の結果を示す。

(1)　試験体 A-4

1)　A-A’断面

正負両方向で柱主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。

2)　B-B’断面

正載荷では柱主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。負載荷では柱主筋（引張側）のひずみ値の増大と基礎梁主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。

3)　C-C’断面

正負両方向で柱主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。また正負両方向で，鉛直方向の基礎梁主筋のひずみ値の増大が一部で見られた。

4)　D-D’断面

正載荷で杭頭定着筋・柱主筋（ともに引張側）のひずみ値の増大が見られた。また杭頭定着筋（圧縮側）の一部で圧縮ひずみの増大が見られた。一方で，負載荷では全体的にひずみ値の増大は見られなかった。

5)　E-E’断面

正載荷では杭頭定着筋・基礎梁主筋(ともに引張側)でひずみ値の増大が見られた。しかし，負載荷では全体的にひずみ値の増大は見られなかった。

6)　F-F’断面

正載荷では杭頭定着筋（引張側）でひずみ値の増大が見られた。また一部の杭頭定着筋（圧縮側）でひずみ値の増大が見られた。しかし，負載荷では全体的にひずみ値の増大は見られなかった。

(2)　試験体 A-5

1)　A-A’断面

正負両方向で柱主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。

2)　B-B’断面

正載荷では柱主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。負載荷では柱主筋（引張側）のひずみ値の増大と基礎梁主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。

3)　C-C’断面

正負両方向で柱主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。また正負両方向で，鉛直方向の基礎梁主筋のひずみ値の増大が一部で見られた。

4)　D-D’断面

正載荷で杭頭定着筋・柱主筋（ともに引張側）のひずみ値の増大が見られた。また杭頭定着筋（圧縮側）の一部で圧縮ひずみの増大が見られた。一方で，負載荷では全体的にひずみ値の増大は見られなかった。

5)　E-E’断面

正載荷では杭頭定着筋・基礎梁主筋(ともに引張側)でひずみ値の増大が見られた。しかし，負

載荷では全体的にひずみ値の増大は見られなかった。

6)　F-F’断面

正載荷では杭頭定着筋（引張側）でひずみ値の増大が見られた。また一部の杭頭定着筋（圧縮側）でひずみ値の増大が見られた。しかし，負載荷では全体的にひずみ値の増大は見られなかった。

(3)　試験体 A-6

1)　A-A’断面

正負両方向で，柱主筋の引張・圧縮側ともにひずみ値の増大が見られた。

2)　B-B’断面

正負両方向で柱主筋の引張・圧縮側ともにひずみ値の増大が見られた。また基礎梁主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。

3)　C-C’断面

正載荷では柱主筋（引張側）でひずみ値の増大が見られた。負載荷では柱主筋（引張・圧縮側）でひずみ値の増大が見られた。また鉛直方向の基礎梁主筋でひずみ値の増大が見られた。

4)　D-D’断面

正負両方向では柱主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。また正載荷で杭頭定着筋（引張・圧縮側）のひずみ値の増大が見られた。負載荷では杭頭定着筋のひずみ値の増大は見られなかった。

5)　E-E’断面

正載荷で杭頭定着筋・基礎梁主筋（引張側）のひずみ値の増大が見られた。しかし，負載荷では全体的にひずみ値の増大がみられなかった。

6)　F-F’断面

正負両方向で杭頭定着筋（引張・圧縮側）のひずみ値の増大が見られた。

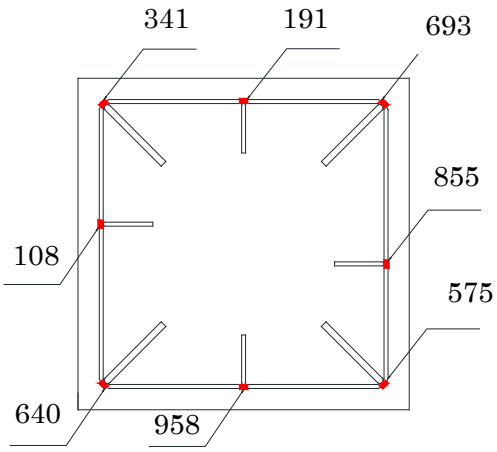
(2) 試験体 A-7a，A-7b

図 5.3.817～図 5.3.824 に試験体 A-7a，A-7b における最大耐力時(R=±2%時)パイルキャップ内の鉛直方向における各鉄筋のひずみ分布を示す。降伏ひずみに達したものは赤字で示している。

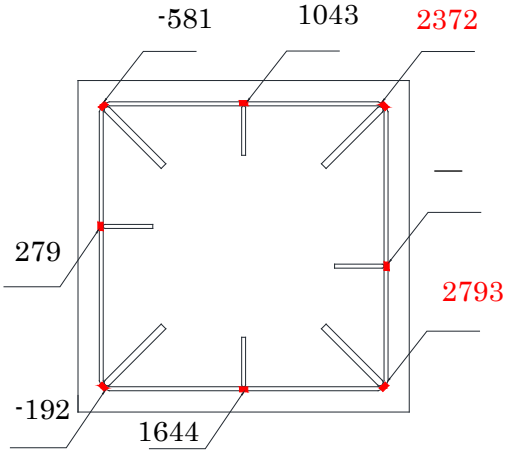
試験体 A-7a　正載荷(R=+2.0%)

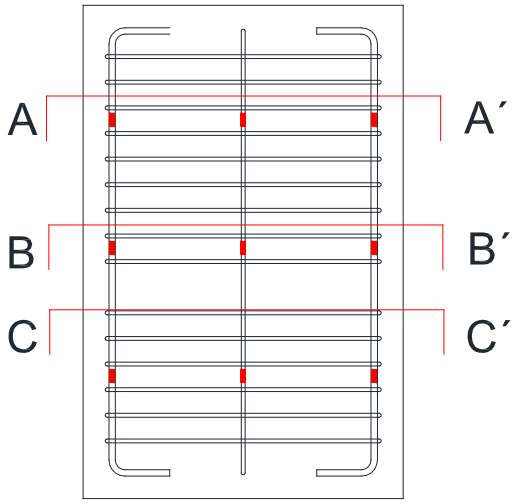
縦筋

A-A´



B-B´





C-C´

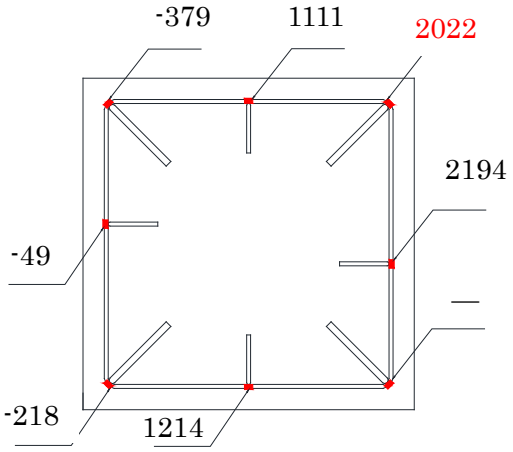


図 5.3.817　パイルキャップ内縦筋のひずみ分布（試験体 A-7a　正載荷）

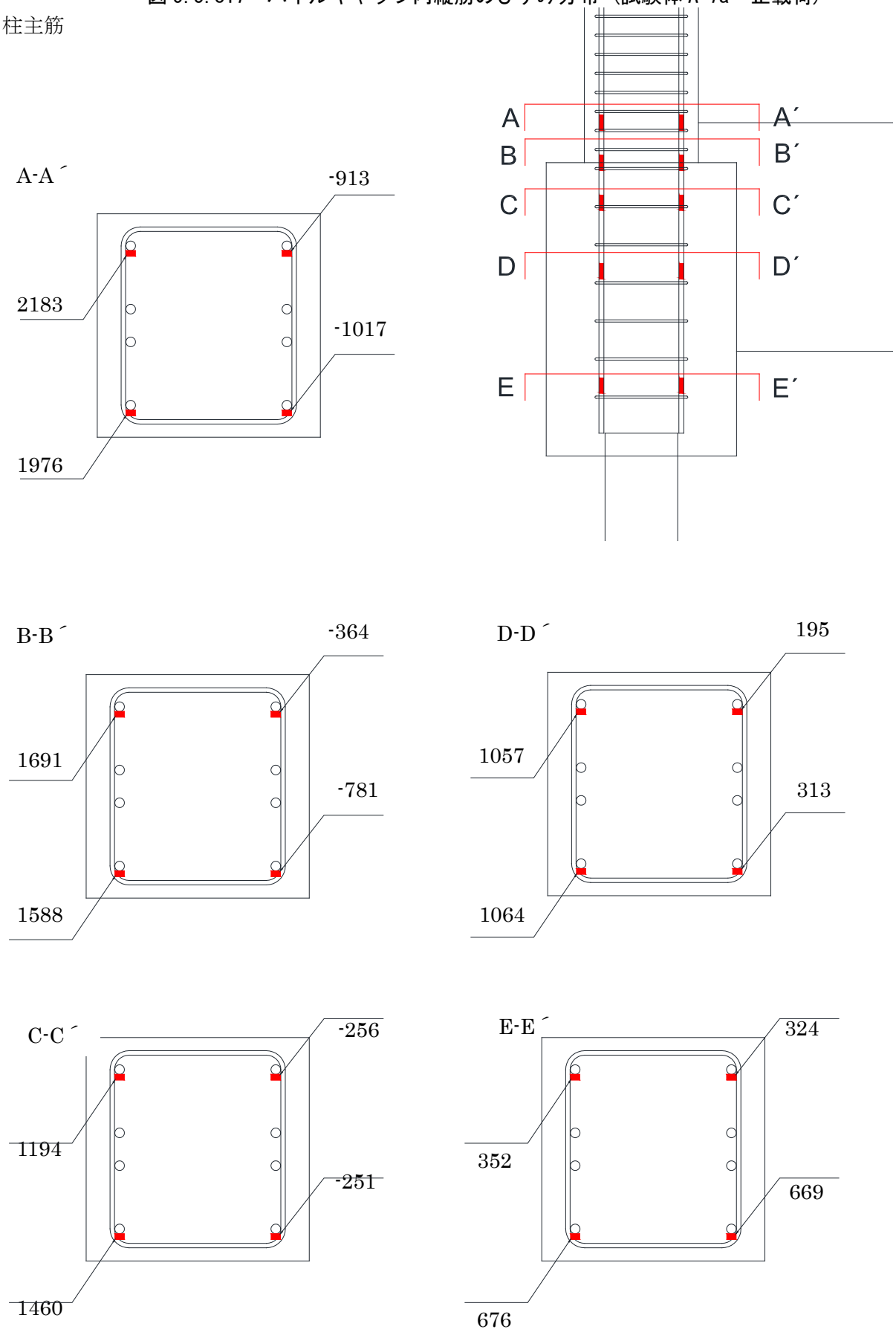


図 5.3.818　パイルキャップ内柱主筋のひずみ分布（試験体 A-7a　正載荷）

試験体 A-7a　負載荷(R=-2.0%)

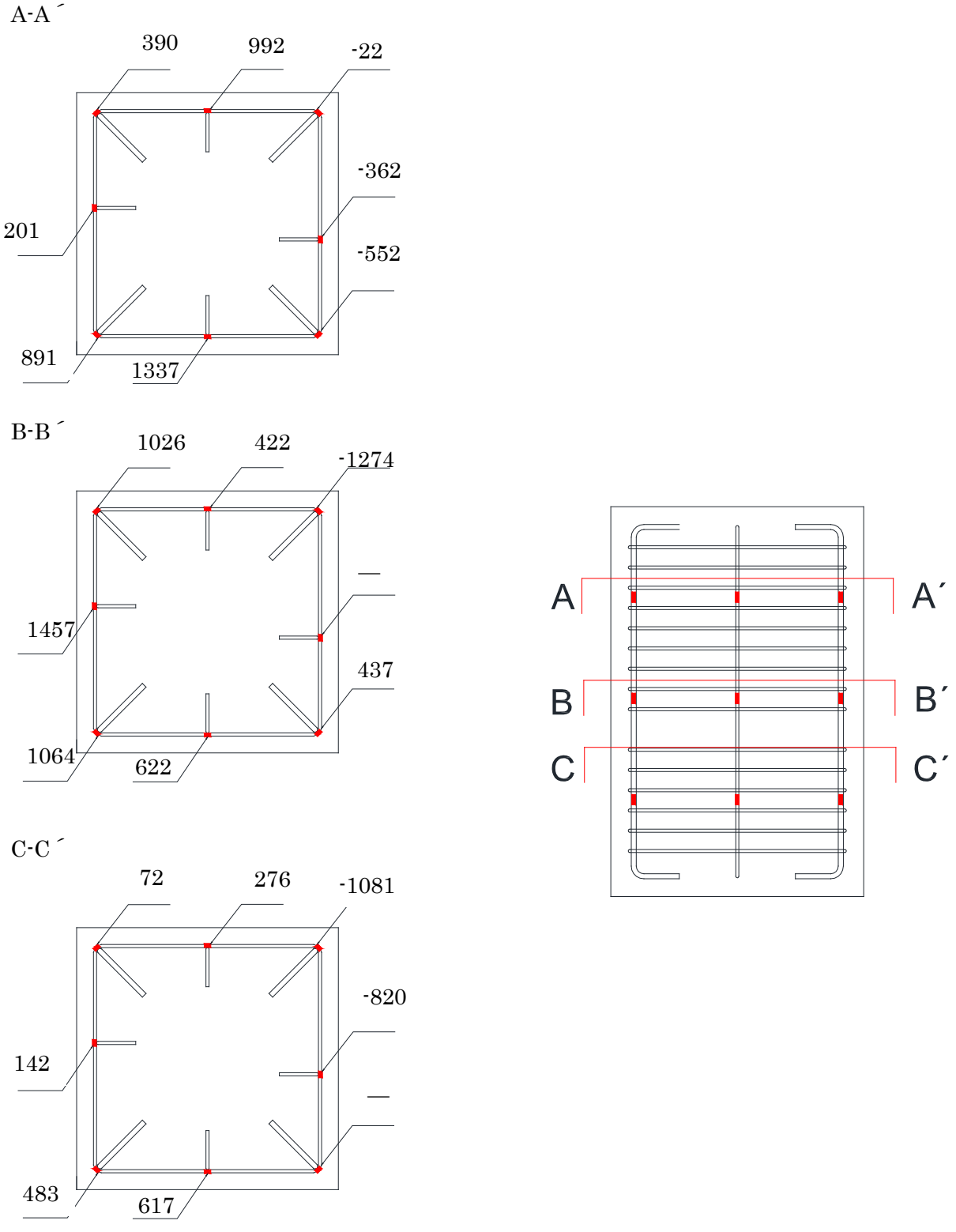


図 5.3.819　パイルキャップ内縦筋のひずみ分布（試験体 A-7a　負載荷）

柱主筋

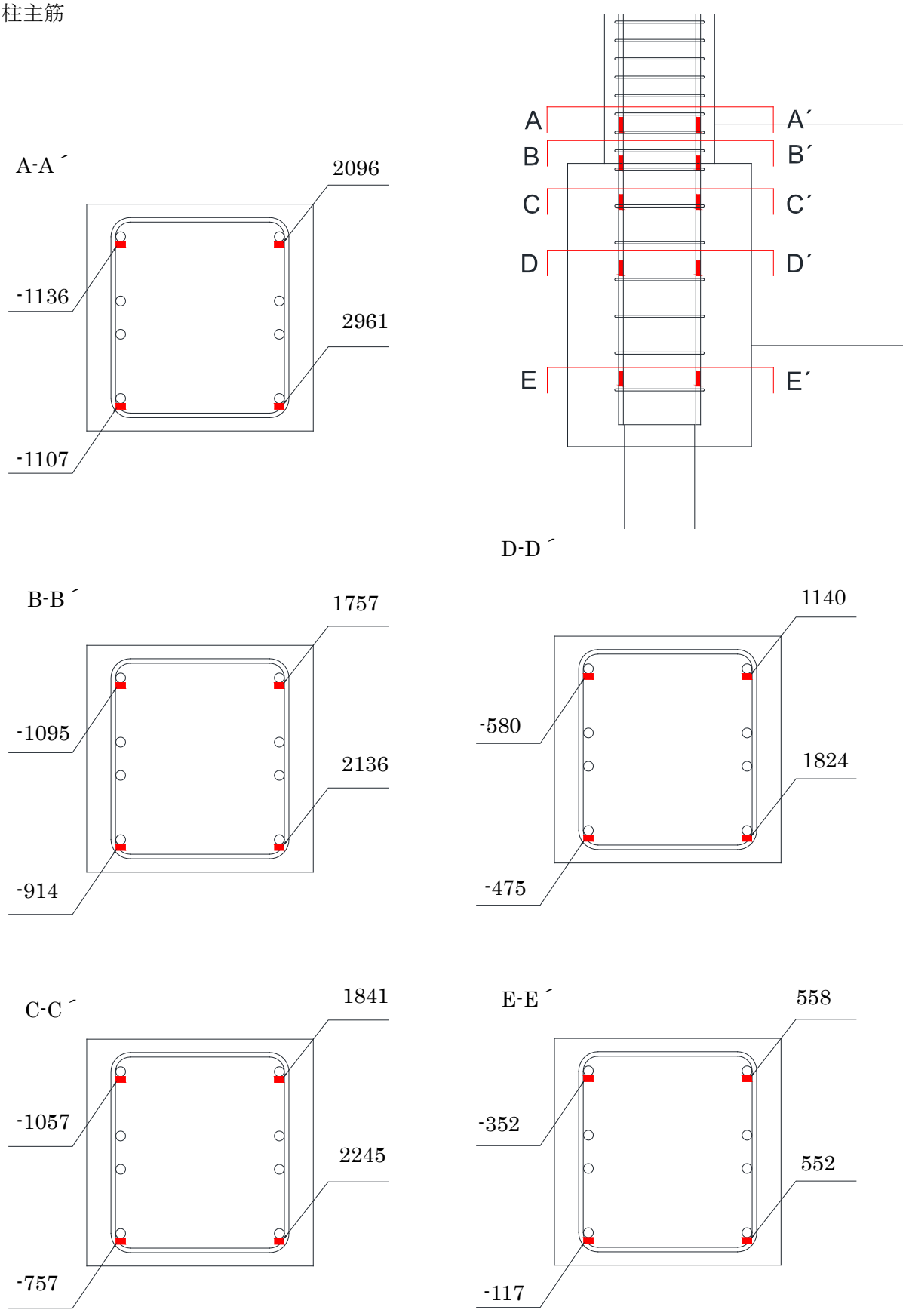
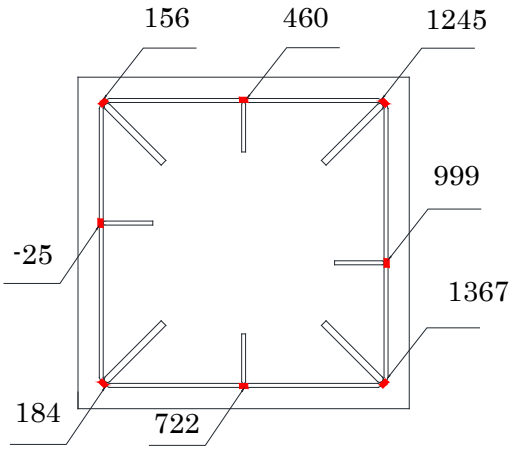


図 5.3.820　パイルキャップ内柱主筋のひずみ分布（試験体 A-7a　負載荷）

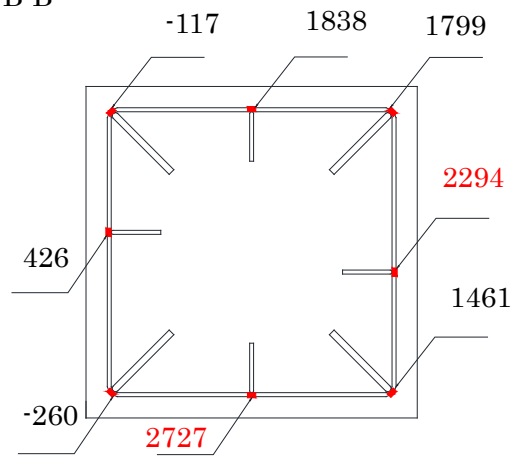
試験体 A-7b　正載荷(R=+2.0%)

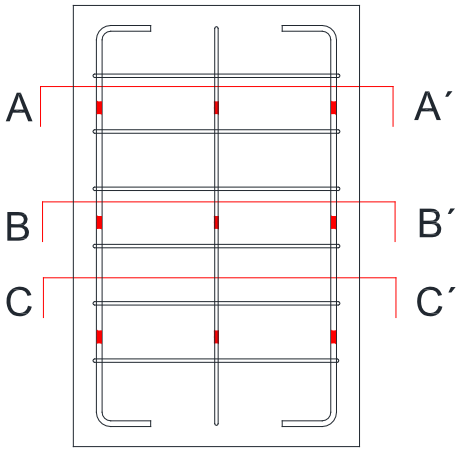
縦筋

A-A´



B-B´





C-C´

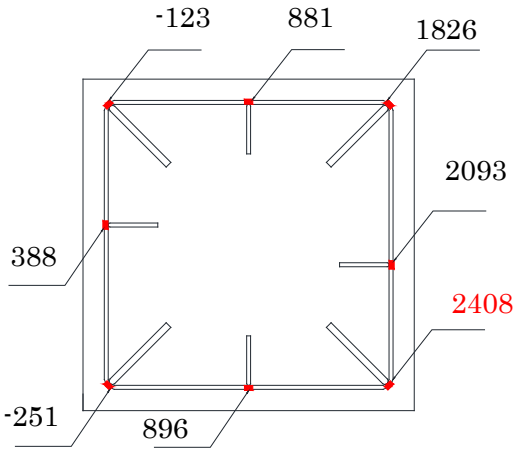


図 5.3.821　パイルキャップ内縦筋のひずみ分布（試験体 A-7b　正載荷）

柱主筋

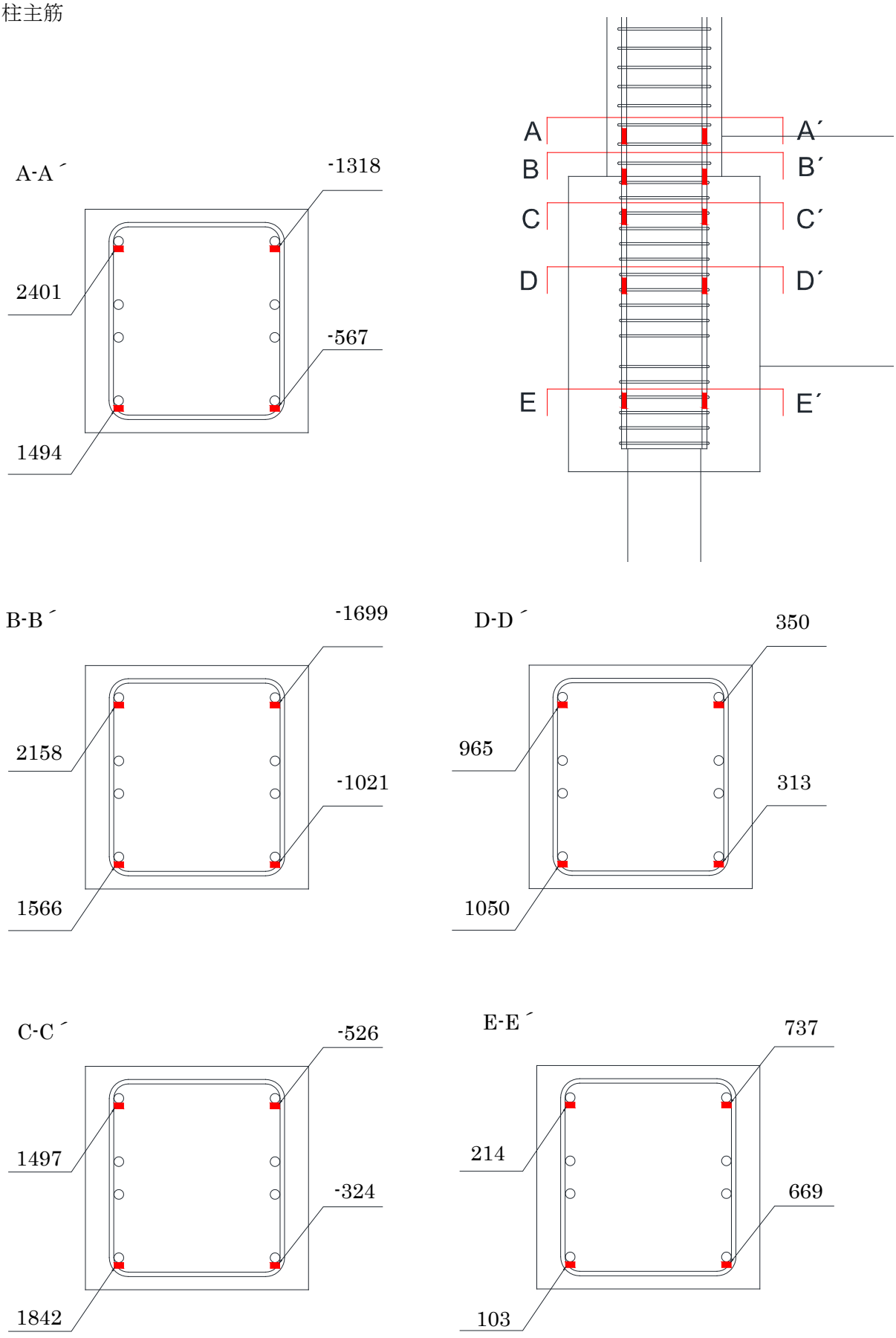
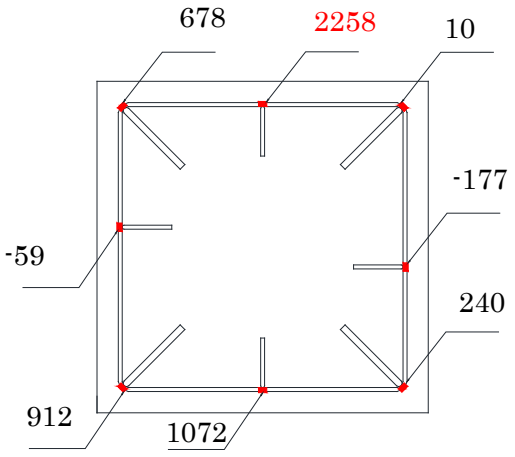


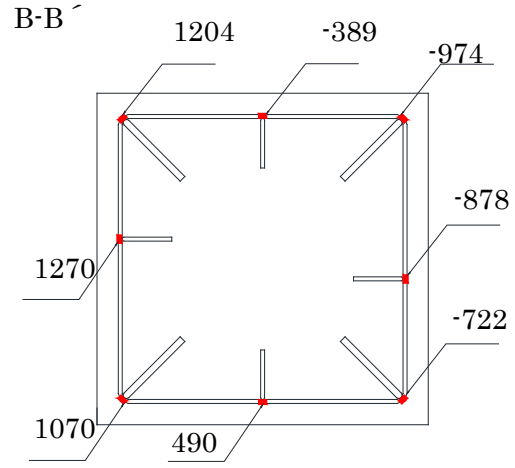
図 5.3.822　パイルキャップ内柱主筋のひずみ分布（試験体 A-7b　正載荷）

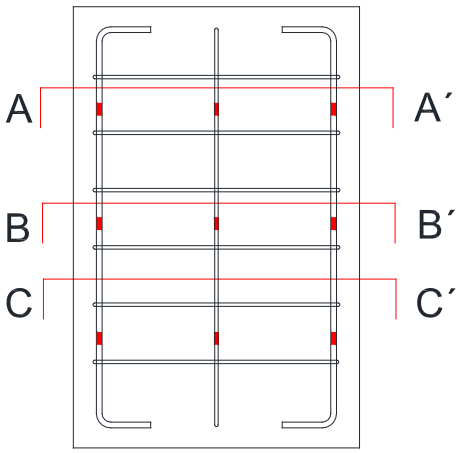
試験体 A-7b　負載荷(R=-2.0%)

A-A´



B-B´





C-C´

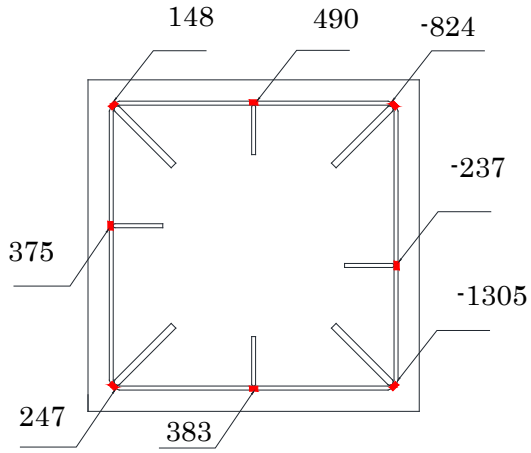


図 5.3.823　パイルキャップ内縦筋のひずみ分布（試験体 A-7b　負載荷）

柱主筋

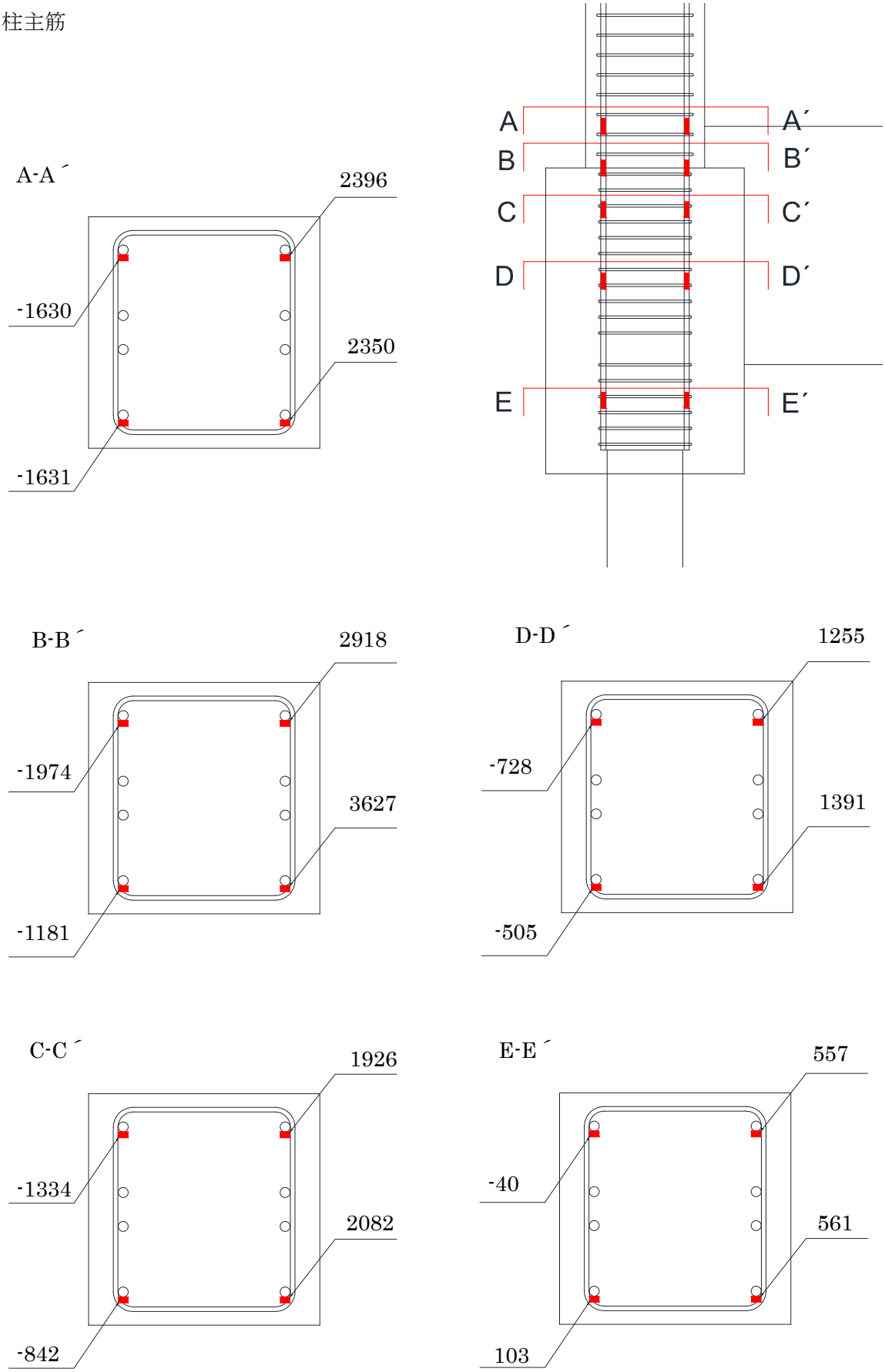


図 5.3.824　パイルキャップ内柱主筋のひずみ分布（試験体 A-7b　負載荷）

・試験体 A-7a，A-7b

1) 縦筋

パイルキャップ縦筋のひずみの値は基礎梁側の値が大きく出ている。またパイルキャップ上部よりパイルキャップ中央部と下部の方がひずみは大きくなっている。

2) 柱主筋

試験体 A-7a，A-7b 共にパイルキャップの損傷が顕著にあらわれたため，柱主筋のひずみは全体的に小さい。またパイルキャップ内の柱主筋のひずみは，柱脚部からパイルキャップ下部にいくにつれて小さくなる傾向にある。

(2) 試験体 D-1，D-2

図 5.3.825～図 5.3.836 に試験体 D-1，D-2 における最大耐力時(R=±2%時)パイルキャップ内の鉛直方向における各鉄筋のひずみ分布を示す。

試験体 D-1
R=+2%

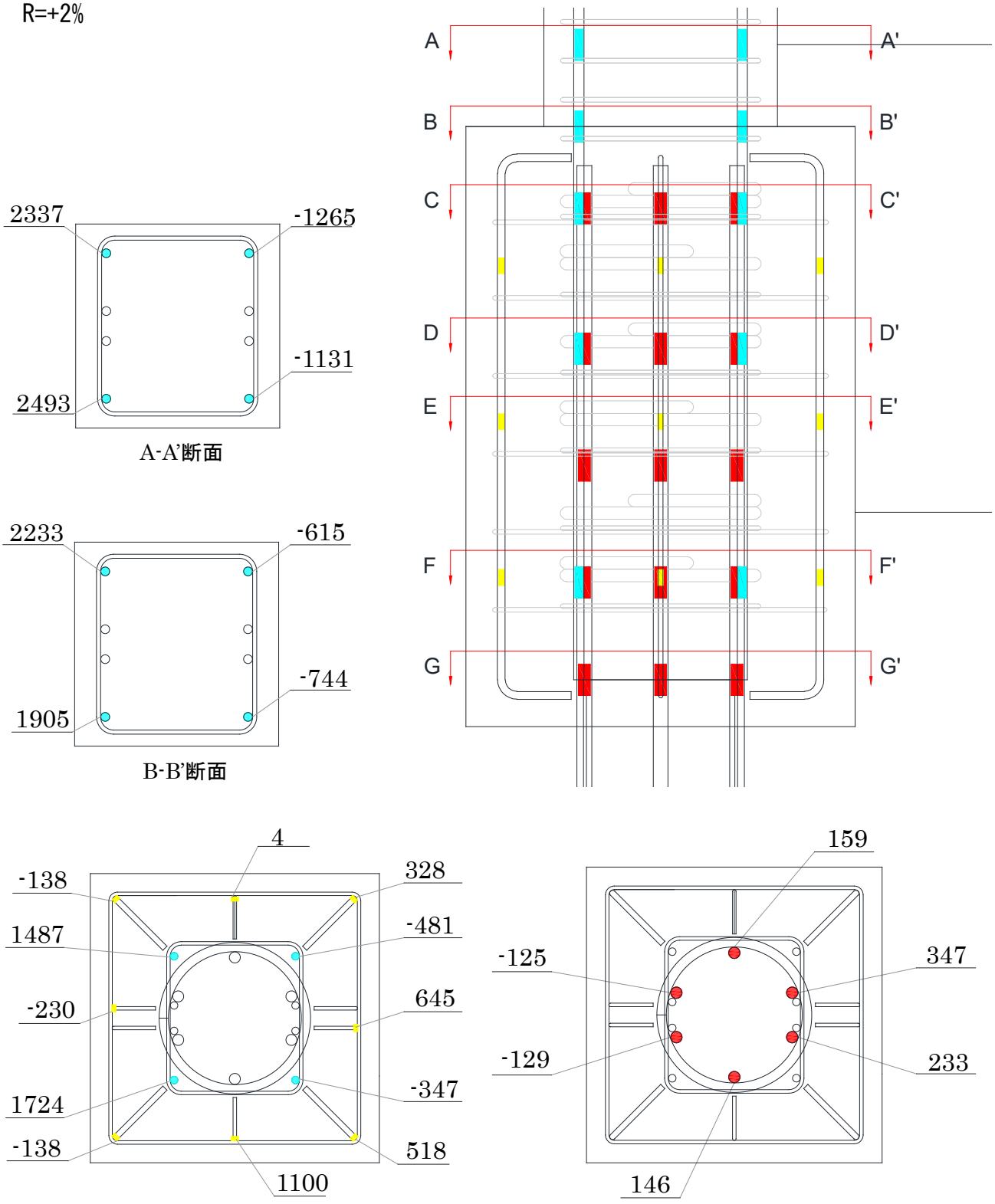
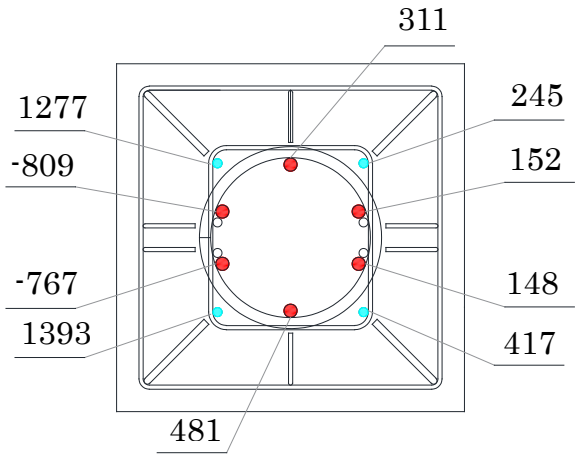
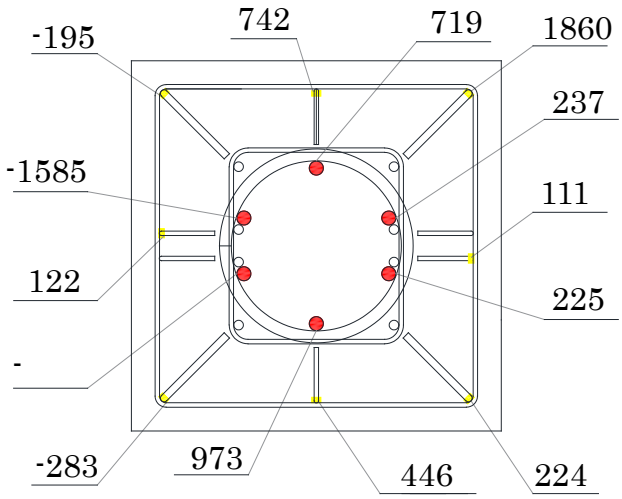


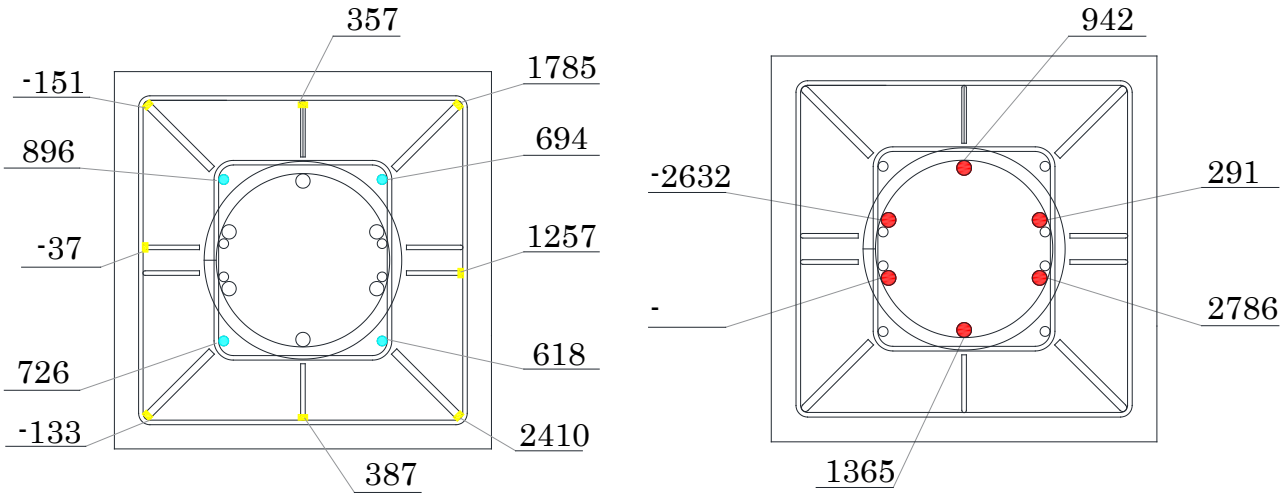
図 5.3.825　試験体 D-1 正載荷　鉄筋のひずみ分布 1



D-D’断面

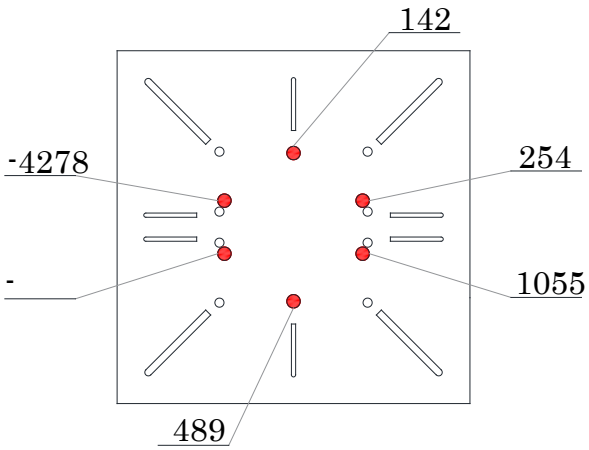


E-E’断面



F-F’断面

図 5.3.826　試験体 D-1 正載荷　鉄筋のひずみ分布 2



G-G’断面

図 5.3.827　試験体 D-1 正載荷　鉄筋のひずみ分布 3

試験体 D-1
R=-2%

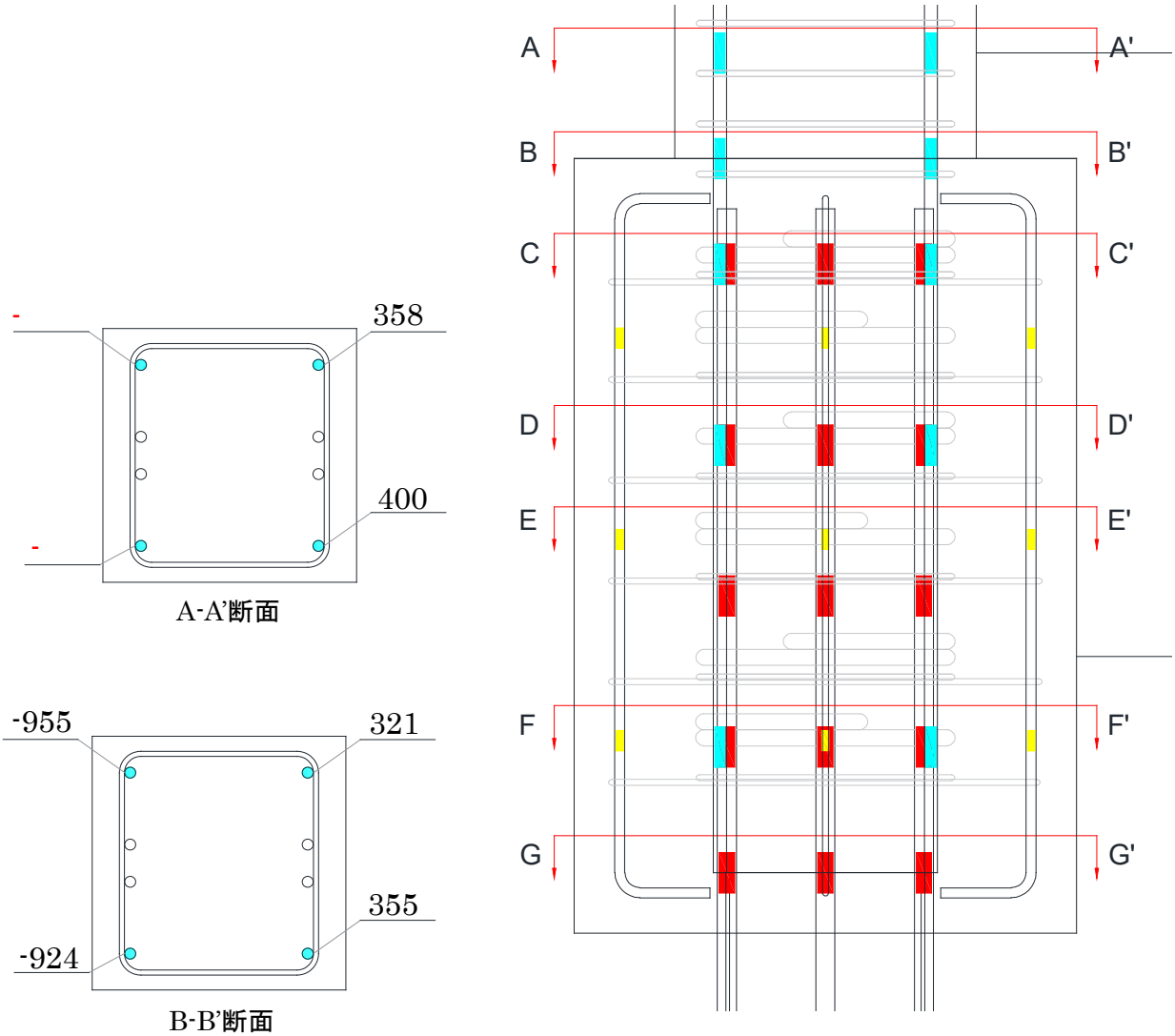
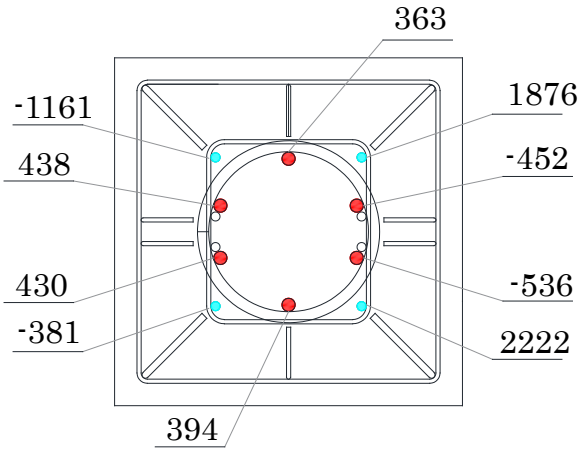
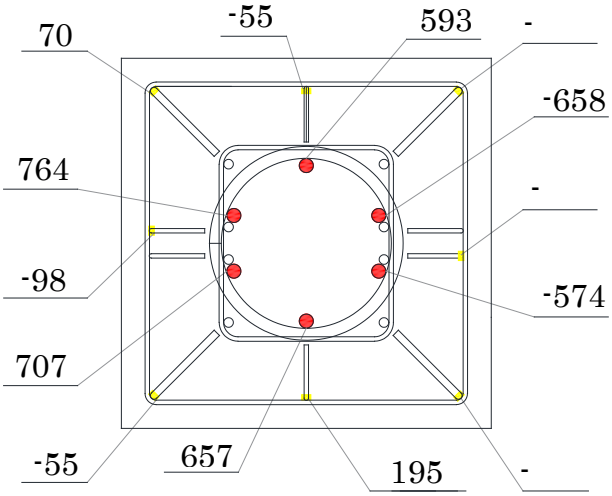


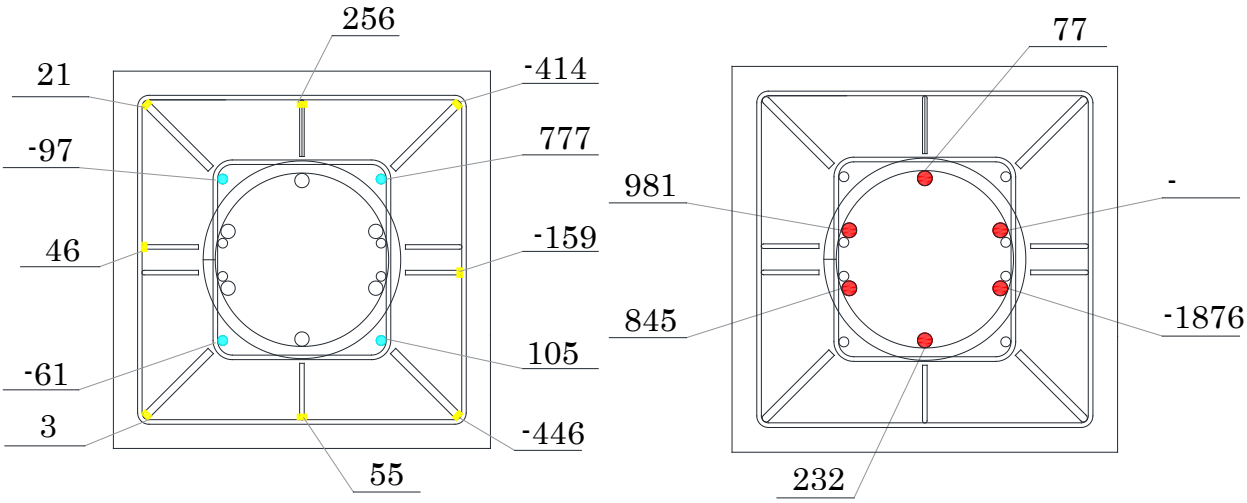
図 5.3.828　試験体 D-1 負載荷　鉄筋のひずみ分布 1



D-D'断面

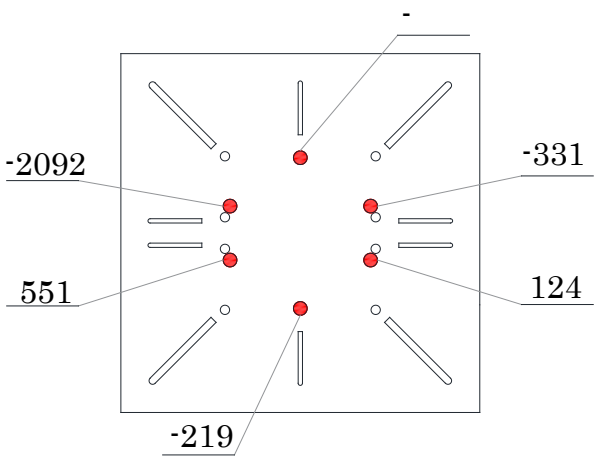


E-E'断面



F-F'断面

図 5.3.829　試験体 D-1 負載荷　鉄筋のひずみ分布 2



G-G’断面

図 5.3.830　試験体 D-1 負載荷　鉄筋のひずみ分布 3

試験体 D-2
R=+2%

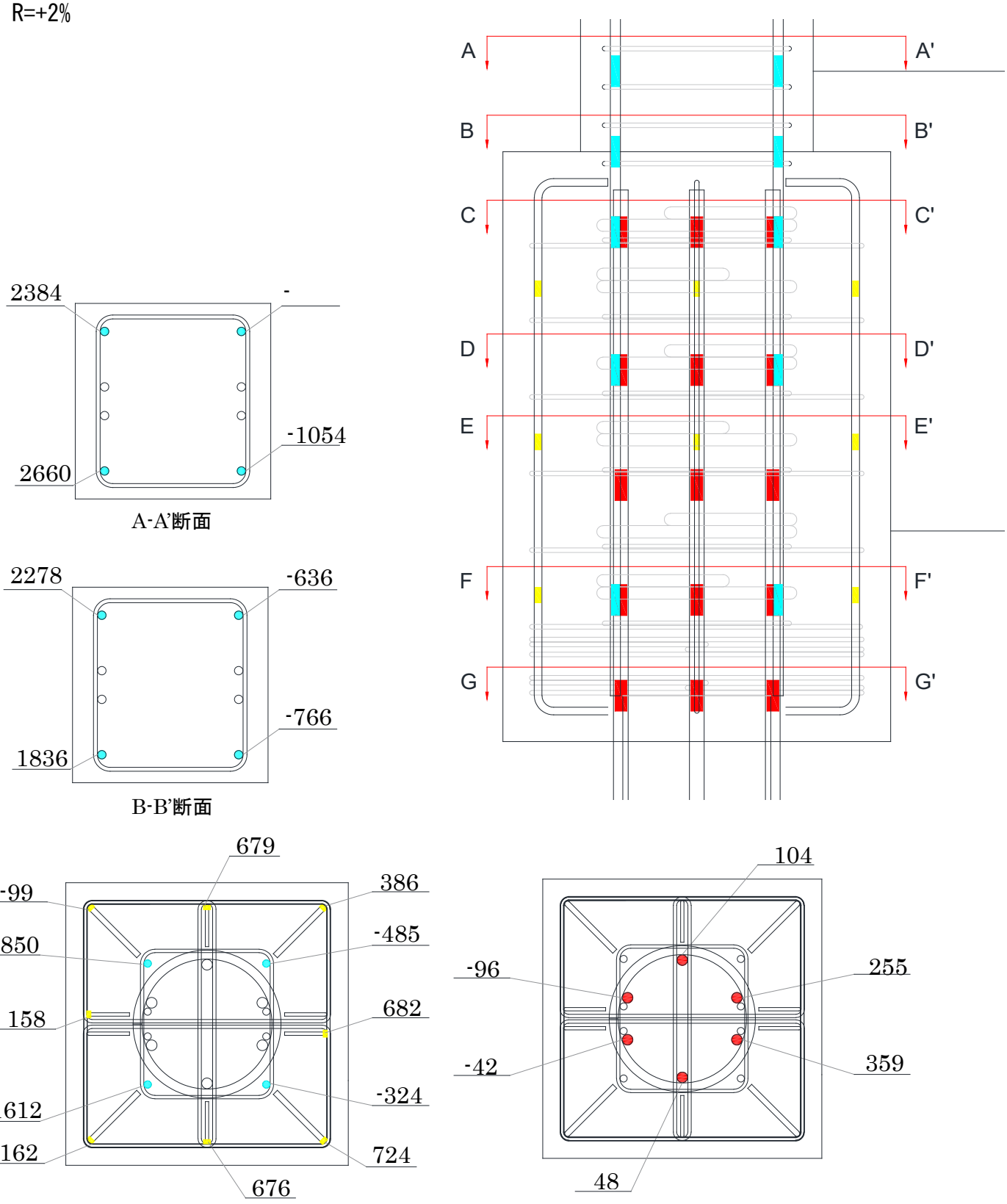
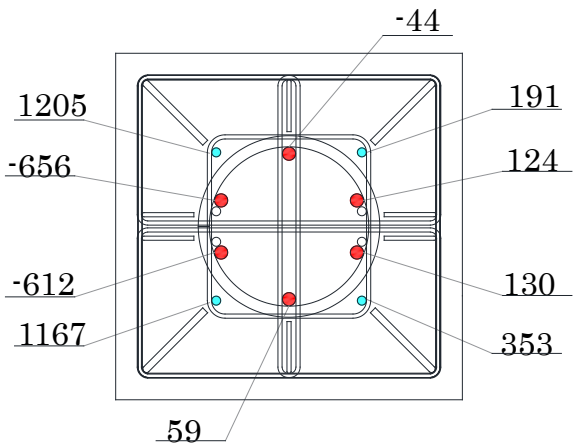
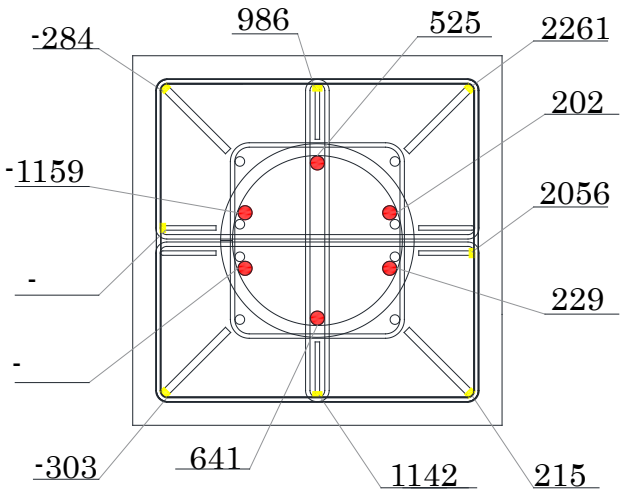


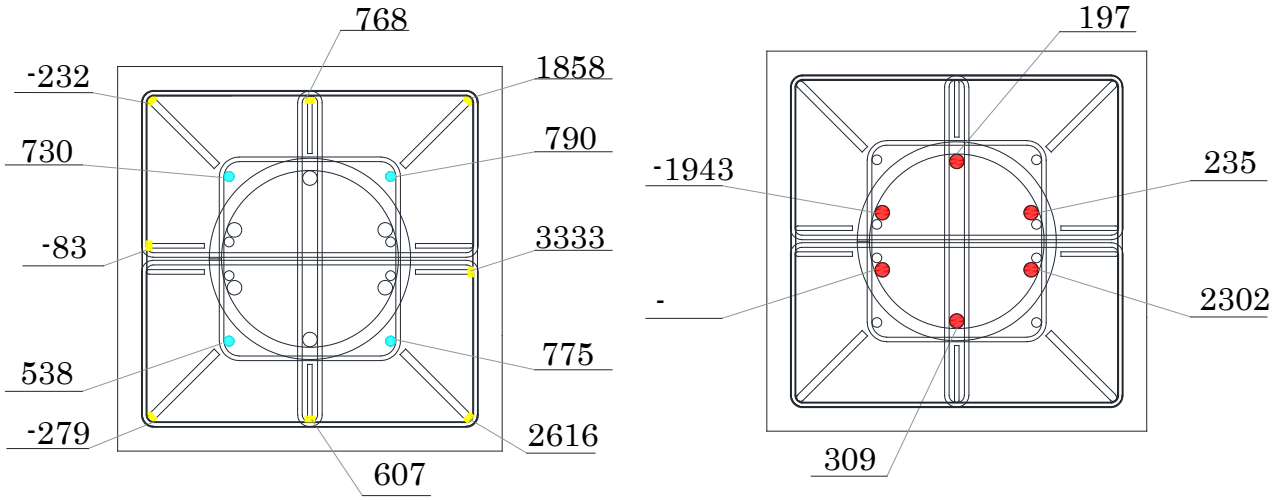
図 5.3.831　試験体 D-2 正載荷　鉄筋のひずみ分布 1



D-D’断面

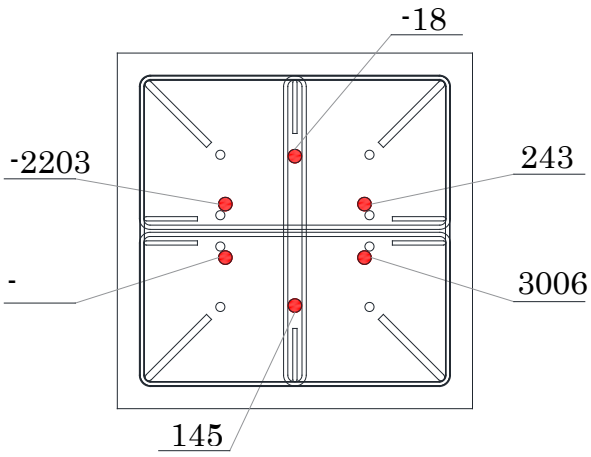


E-E’断面



F-F”断面

図 5.3.832　試験体 D-2 正載荷　鉄筋のひずみ分布 2



G-G’断面

図 5.3.833　試験体 D-2 正載荷　鉄筋のひずみ分布 3

試験体 D-2
R=-2%

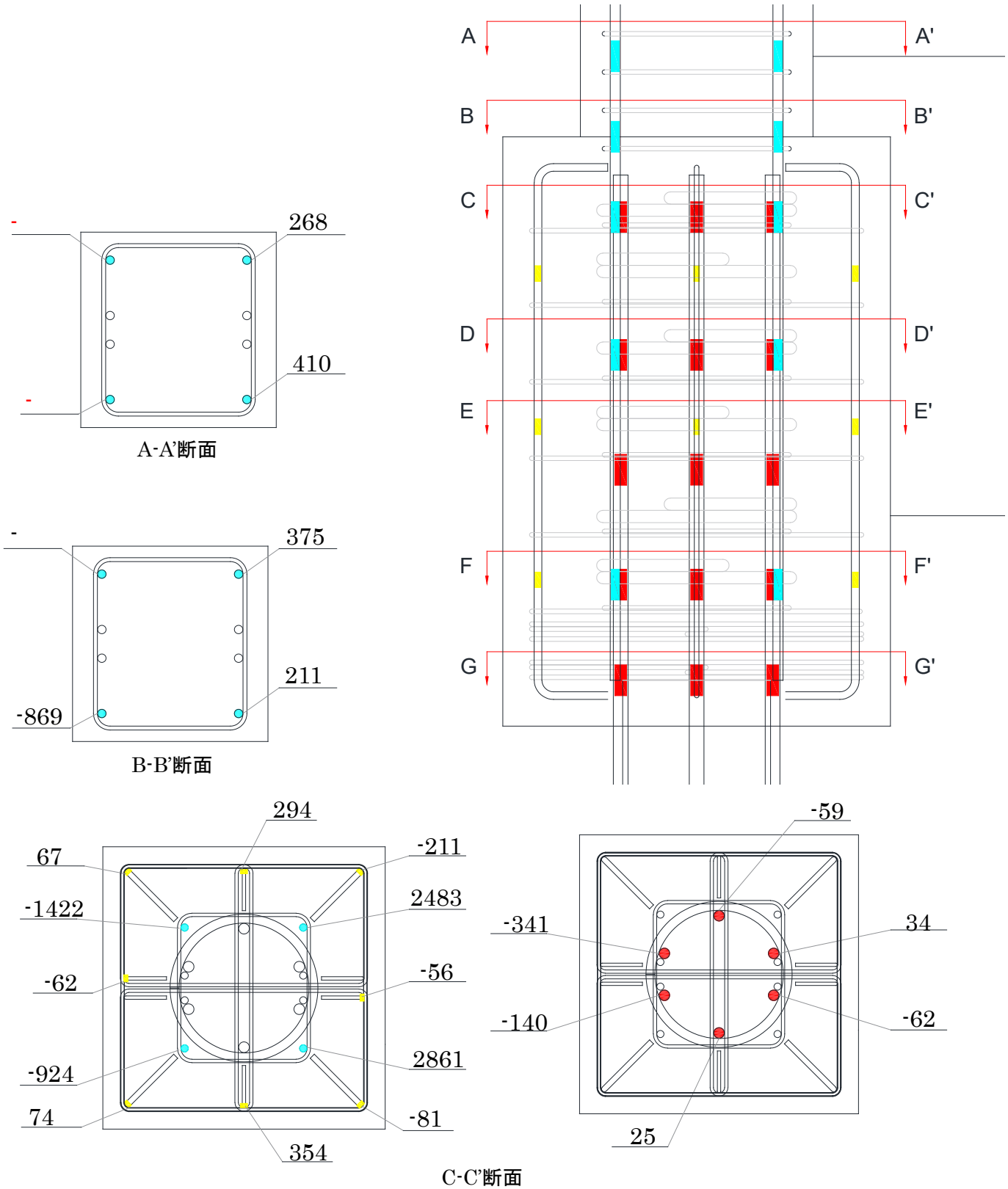
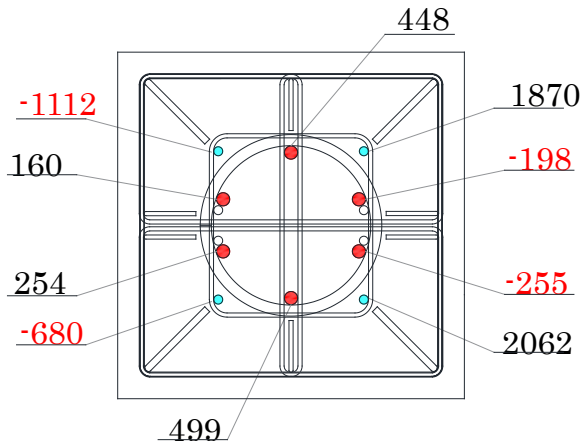
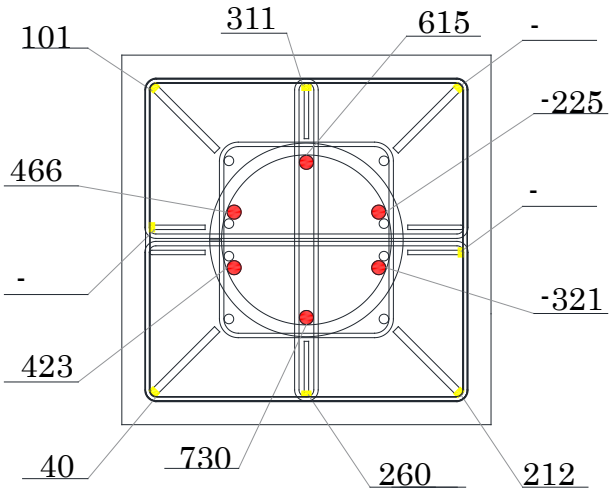


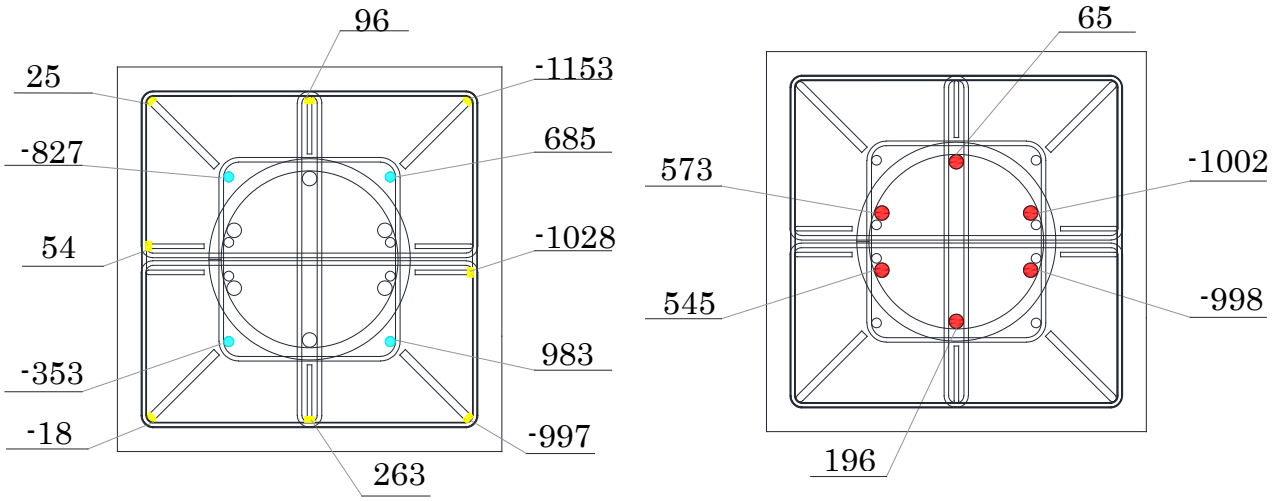
図 5.3.834　試験体 D-2 負載荷　鉄筋のひずみ分布 1



D-D'断面

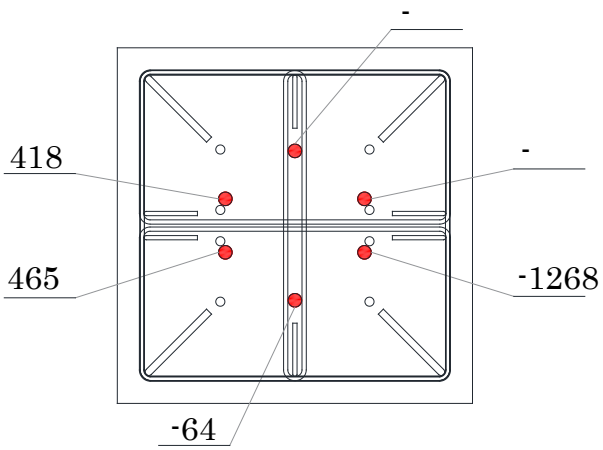


E-E'断面



F-F'断面

図 5.3.835　試験体 D-2 負載荷　鉄筋のひずみ分布 2



G-G’断面

図 5.3.836　試験体 D-2 負載荷　鉄筋のひずみ分布 3

試験体 D-1，D-2

1)柱主筋

A-A’, B-B’断面について，正負両載荷時における引張側の柱主筋では，基礎梁上端位置の柱主筋とパイルキャップ上端位置の柱主筋のひずみの値に大きな差は見られなかった。これより，柱の危険断面位置は基礎梁上端位置からパイルキャップ上端位置であると考えられる。

パイルキャップ内柱主筋については，柱脚部からパイルキャップ下部位置につれてのひずみの値が減少傾向にある。

2)縦筋

パイルキャップ縦筋のひずみの値は基礎梁側に集中して出ていることがわかる。試験体 D-1,D-2 ともに正載荷時に降伏しているため，負載荷時のひずみの値が正載荷時に比べて小さくなっていることがわかる。

3)アンカー筋

アンカー筋は概ね杭頭部のひずみの増大が見られパイルキャップ上部位置においては減少傾向にあることから，杭頭接合面の損傷に影響することがわかる。試験体 D-2 について，F-F’ 断面と E-E’,G-G’断面を比較すると，E-E’,G-G’断面の方がひずみの値がやや大きくなっている。これは中子筋を配筋しているために，杭頭接合面付近の鉄筋が拘束されていることが影響していると考えられる。

4.3　パイルキャップ内補強筋のひずみ分布

(1) 試験体 A-4，A-5，A-6

図 5.3.837～図 5.3.842 に試験体 A-4，A-5，A-6 における最大耐力時のパイルキャップ内補強筋のひずみ分布を示す。

・試験体 A-4（R=+2.0%）

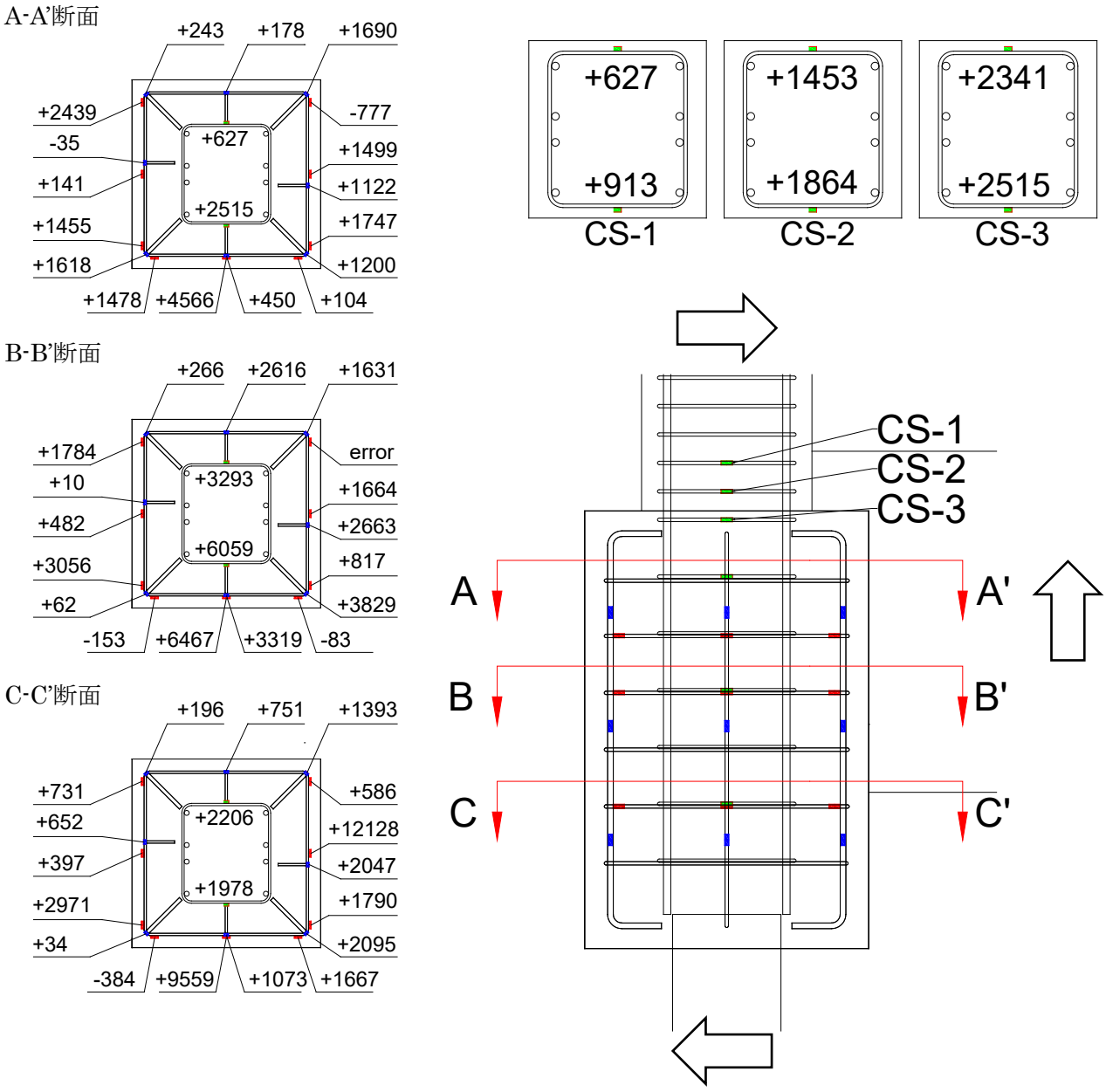


図 5.3.837　パイルキャップ内補強筋のひずみ分布（試験体 A-4 最大耐力時 R=+2.0%）

・試験体 A-4（R=-1.0%）

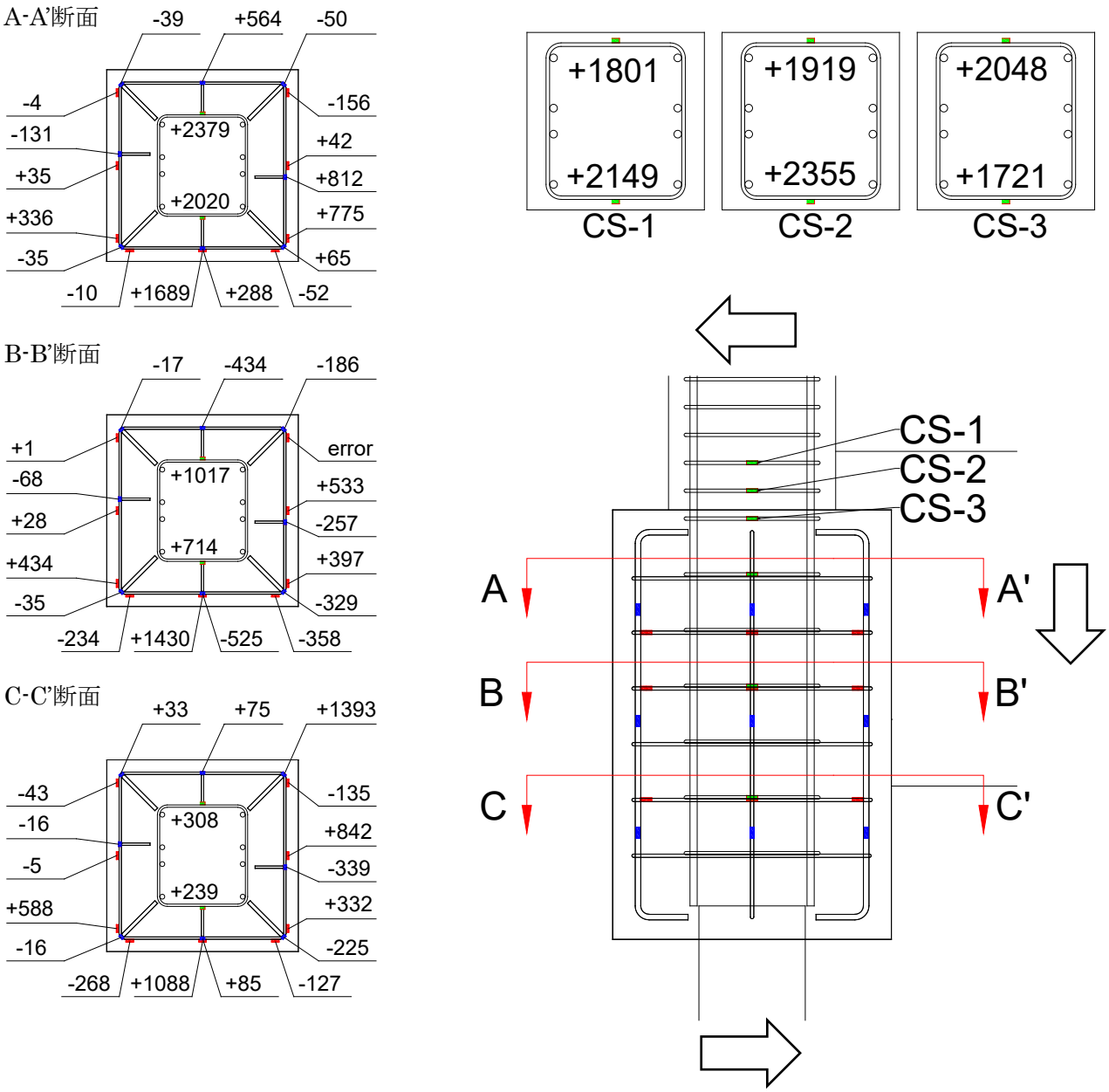


図 5.3.838　パイルキャップ内補強筋のひずみ分布（試験体 A-4 最大耐力時 R=-1.0%）

・試験体 A-5（R=+2.0%）

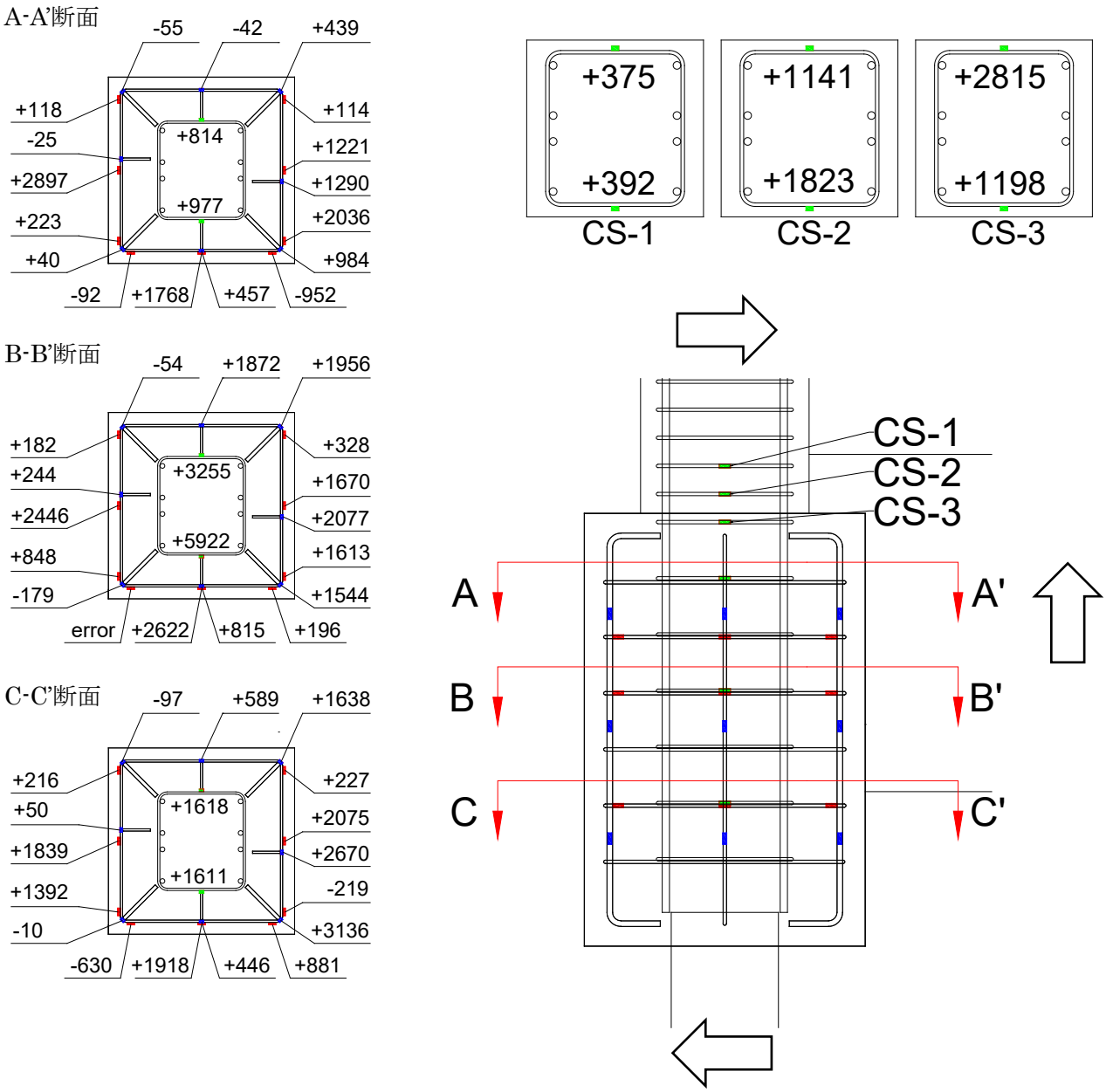


図 5.3.839　パイルキャップ内補強筋のひずみ分布（試験体 A-5 最大耐力時 R=+2.0%）

・試験体 A-5（R=-1.0%）

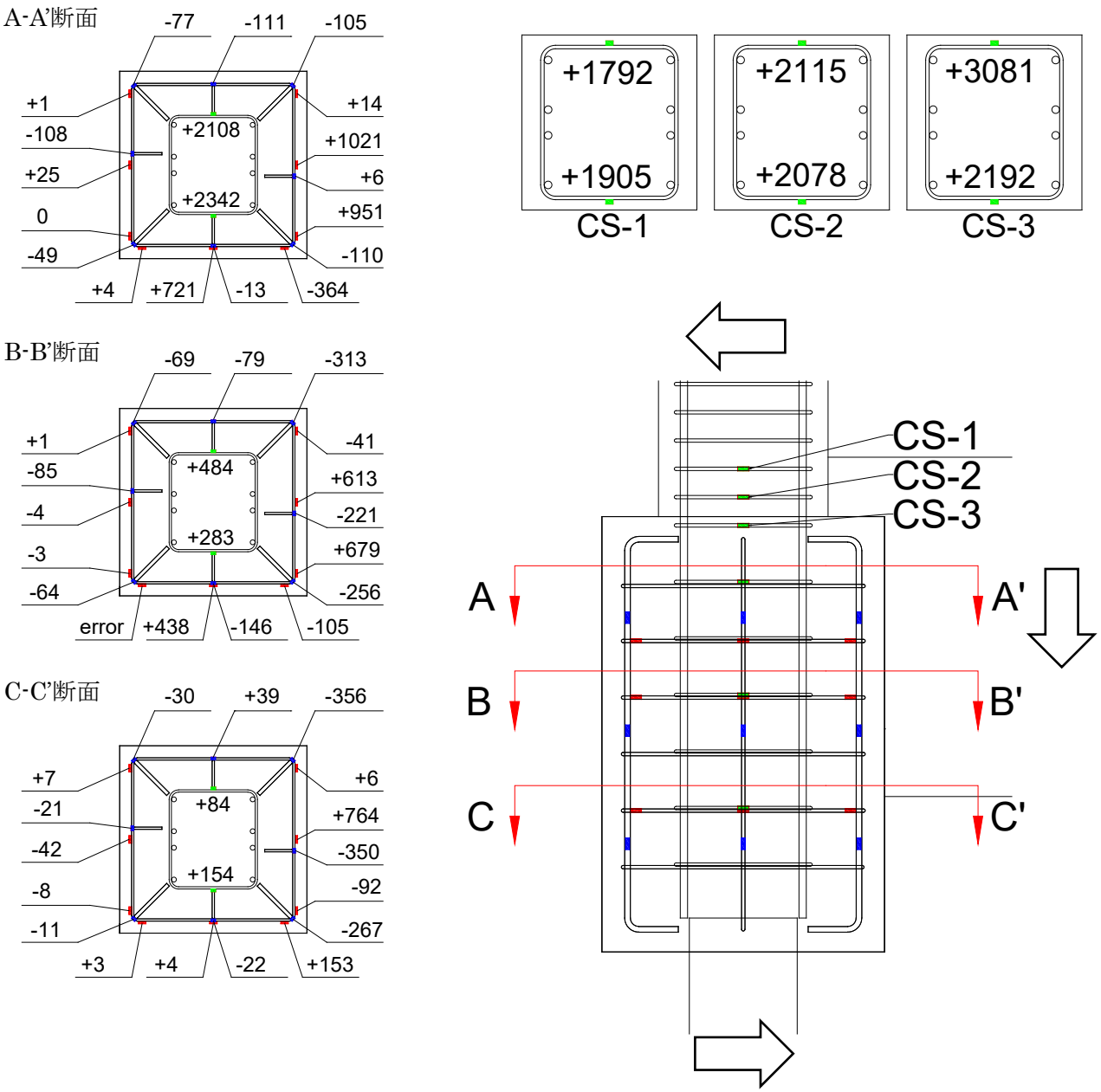


図 5.3.840　パイルキャップ内補強筋のひずみ分布（試験体 A-5 最大耐力時 R=-1.0%）

・試験体 A-6 （R=+2.0%）

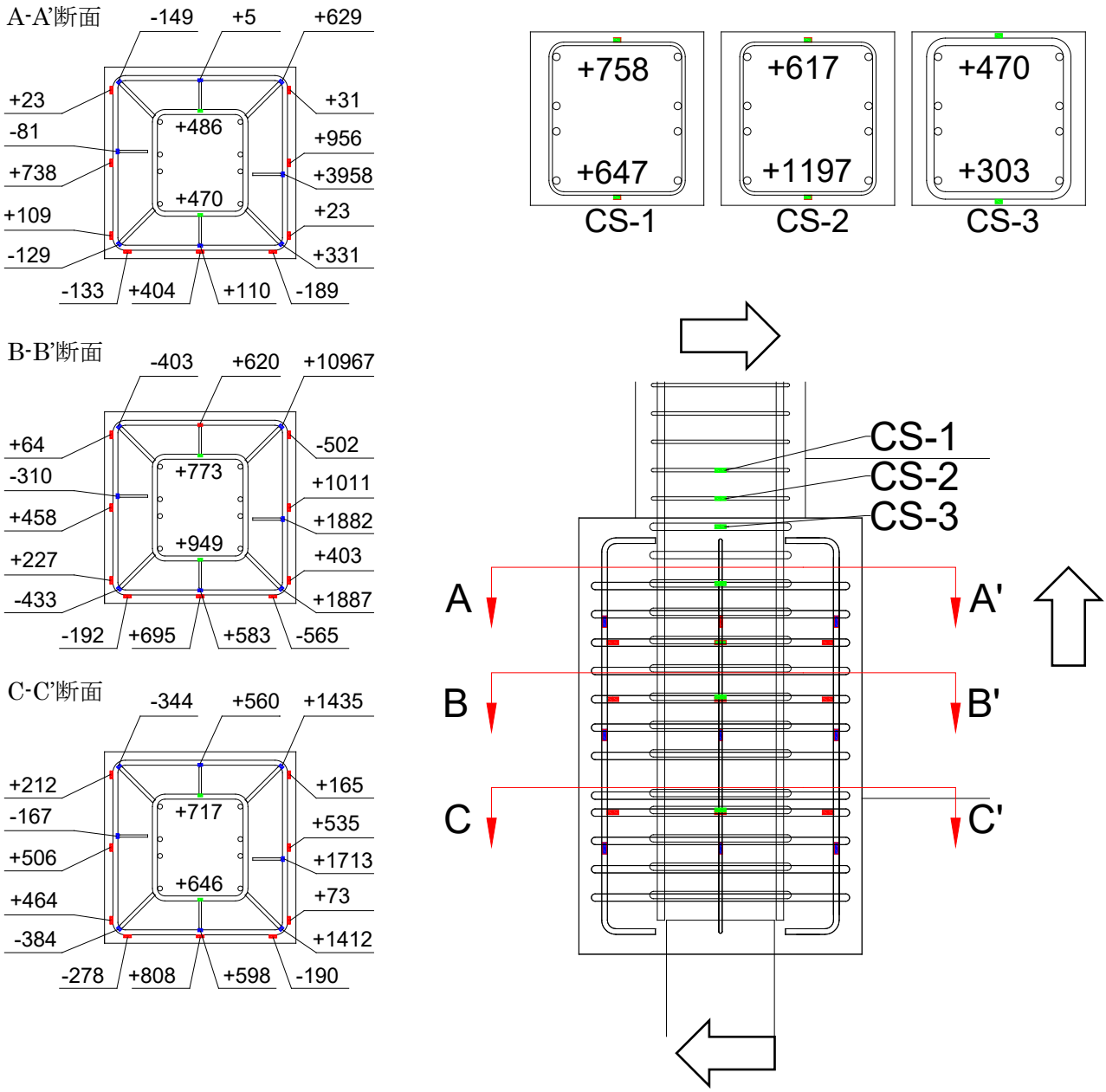


図 5.3.841　パイルキャップ内補強筋のひずみ分布（試験体 A-6 最大耐力時 R=+2.0%）

・試験体 A-6（R=-2.0%）

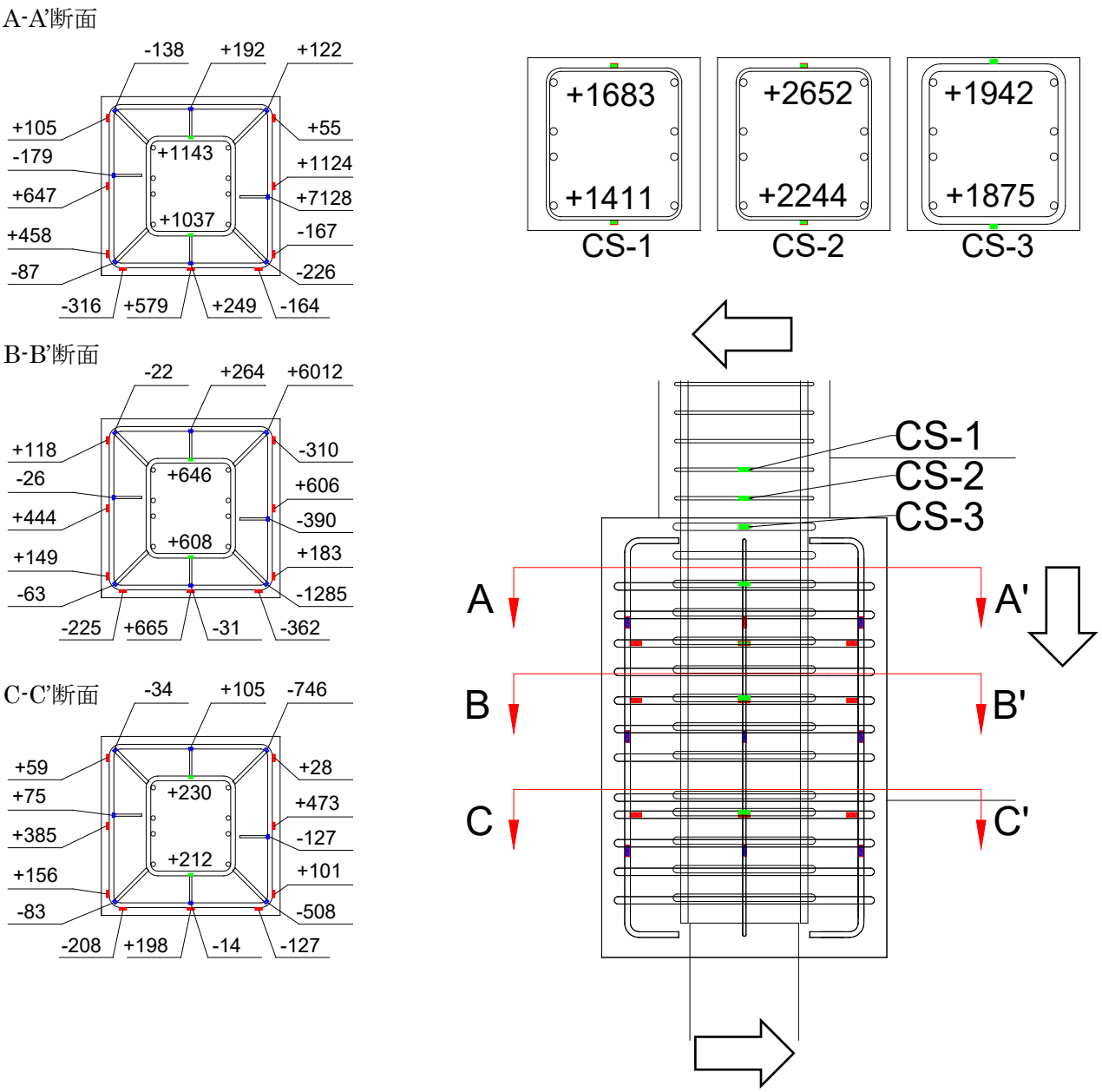


図 5.3.842　パイルキャップ内補強筋のひずみ分布（試験体 A-6 最大耐力時 R=-2.0%）

以下に各試験体の結果を示す。

・試験体 A-4

1)　A-A’断面

正載荷では，基礎梁側のパイルキャップ縦筋・帯筋のひずみ値の増大が見られた。しかし，負載荷では基礎梁側（東面）のパイルキャップ縦筋・帯筋のひずみ値の増大は見られなかった。正負両方向でパイルキャップ中央部のパイルキャップ及び柱帯筋のひずみ値の増大が見られた。また，正載荷で西面のパイルキャップ縦筋・帯筋の一部にひずみ値の増大が見られた。

2)　B-B’断面

正載荷でパイルキャップ中央部のパイルキャップ縦筋・帯筋・柱帯筋のひずみ値の増大が見られた。また A-A’断面と同様に，基礎梁側のパイルキャップ縦筋・帯筋，西面のパイルキャップ帯筋でひずみ値の増大が見られ，A-A’断面よりもひずみ値が大きくなった。一方で，負載荷では中央のパイルキャップ帯筋以外にひずみ値の増大は見られなかった。

3)　C-C’断面

正載荷でパイルキャップ中央部のパイルキャップ縦筋・帯筋・柱帯筋のひずみ値の増大が見られた。また A-A’断面・B-B’断面と同様に，基礎梁側のパイルキャップ縦筋・帯筋，西面のパイルキャップ帯筋でひずみ値の増大が見られ，他の 2 つの断面よりもひずみ値が大きくでた。負載荷では全体的にひずみ値の増大があまり見られなかった。

4)　柱梁接合部の柱補強筋

正載荷では CS-2・CS-3 位置でひずみ値の増大が見られた。また負載荷では柱梁接合部内全体の柱補強筋のひずみ値の増大が見られた。

・試験体 A-5

1)　A-A’断面

正載荷では，基礎梁側のパイルキャップ縦筋・帯筋のひずみ値の増大が見られた。しかし，負載荷では基礎梁側（東面）のパイルキャップ縦筋・帯筋のひずみ値の増大は見られなかった。正負両方向でパイルキャップ中央部のパイルキャップ及び柱帯筋のひずみ値の増大が見られた。また，正載荷で西面のパイルキャップ縦筋・帯筋の一部にひずみ値の増大が見られた。

2)　B-B’断面

正載荷でパイルキャップ中央部のパイルキャップ縦筋・帯筋・柱帯筋のひずみ値の増大が見られた。また A-A’断面と同様に，基礎梁側のパイルキャップ縦筋・帯筋，西面のパイルキャップ帯筋でひずみ値の増大が見られ，A-A’断面よりもひずみ値が大きくなった。一方で，負載荷では中央のパイルキャップ帯筋以外にひずみ値の増大は見られなかった。

3)　C-C’断面

正載荷でパイルキャップ中央部のパイルキャップ縦筋・帯筋・柱帯筋のひずみ値の増大が見られた。また A-A’断面・B-B’断面と同様に，基礎梁側のパイルキャップ縦筋・帯筋，西面のパイルキャップ帯筋でひずみ値の増大が見られ，他の 2 つの断面よりもひずみ値が大きくでた。負載荷では全体的にひずみ値の増大があまり見られなかった。

4)　柱梁接合部の柱補強筋

正載荷では CS-2・CS-3 位置でひずみ値の増大が見られた。また負載荷では柱梁接合部内全体の柱補強筋のひずみ値の増大が見られた。

・試験体 A-6

1)　A-A’断面

負載荷でパイルキャップ中央部の柱帯筋のひずみ値の増大が見られた。しかし，試験体 A-4，A-5 とは異なり，パイルキャップ中央部のパイルキャップ縦筋・帯筋のひずみ値の増大は見られなかった。また正負両方向で基礎梁側のパイルキャップ縦筋の一部でひずみ値の増大が見られた。

2)　B-B’断面

正負両方向で全体的に目立ったひずみ値の増大は見らなかった。しかし，正載荷で基礎梁側のパイルキャップ縦筋の一部でひずみ値の増大が見られた。

3)　C-C’断面

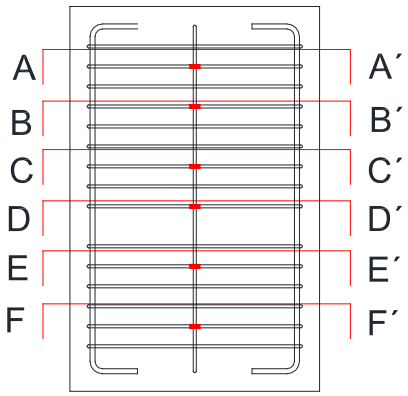
B-B’断面と同様に，正負両方向で全体的に目立ったひずみ値の増大は見られなかった。また正載荷で基礎梁側のパイルキャップ縦筋の一部でひずみ値の増大が見られた。

4)　柱梁接合部の柱補強筋

正載荷ではひずみ値の増大は見られなかった。負載荷では柱梁接合部全体の柱補強筋のひずみ値の増大が見られた。

(2) 試験体 A-7a，A-7b

図 5.3.843～図 5.3.850 に試験体 A-7a，A7b における最大耐力時(R=±2%時)パイルキャップ内補強筋のひずみ分布を示す。赤字で書かれているものは降伏ひずみに達したもの。



試験体 A-7a　正載荷(R=+2.0%)

パイルキャップ帯筋

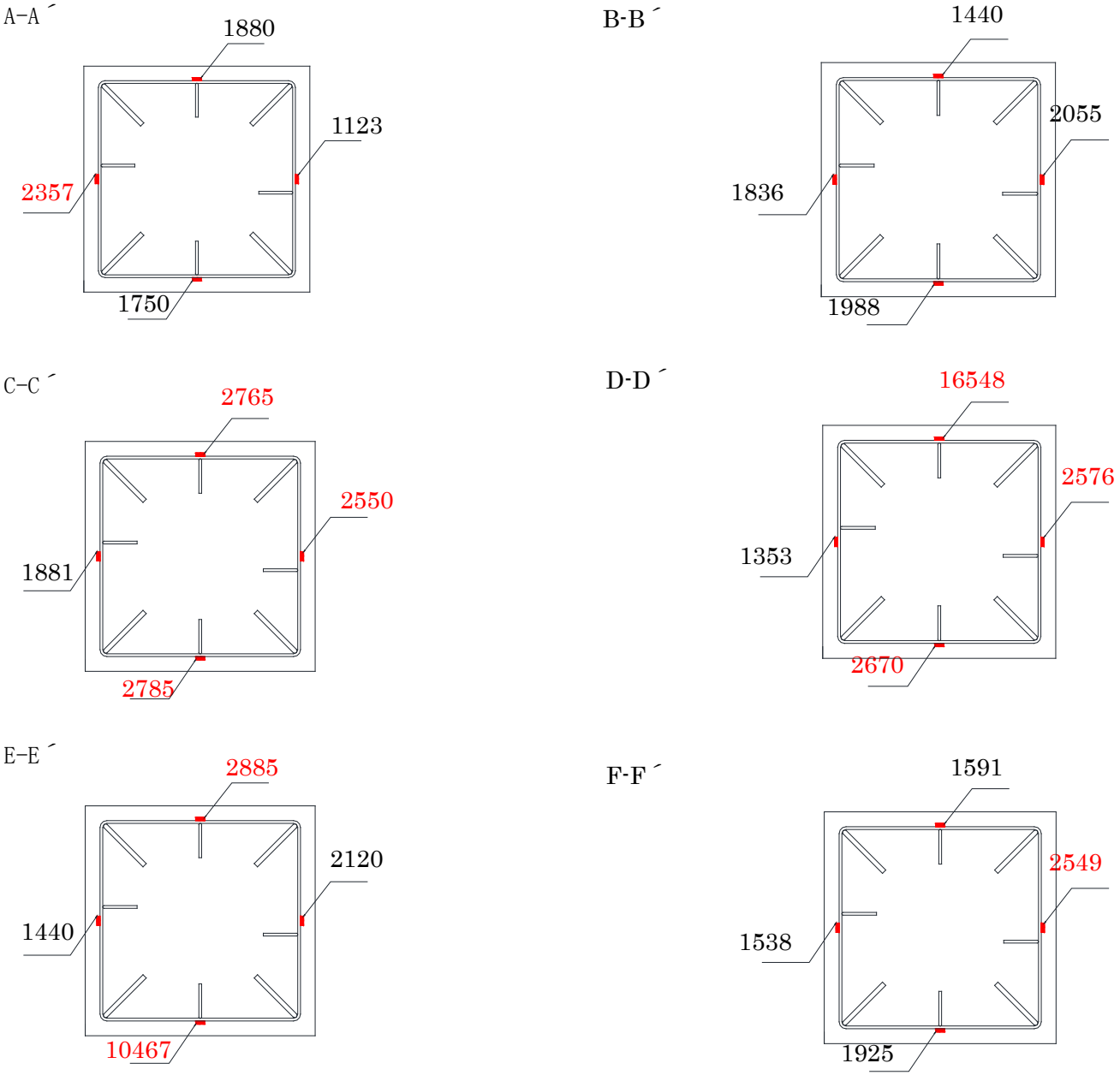
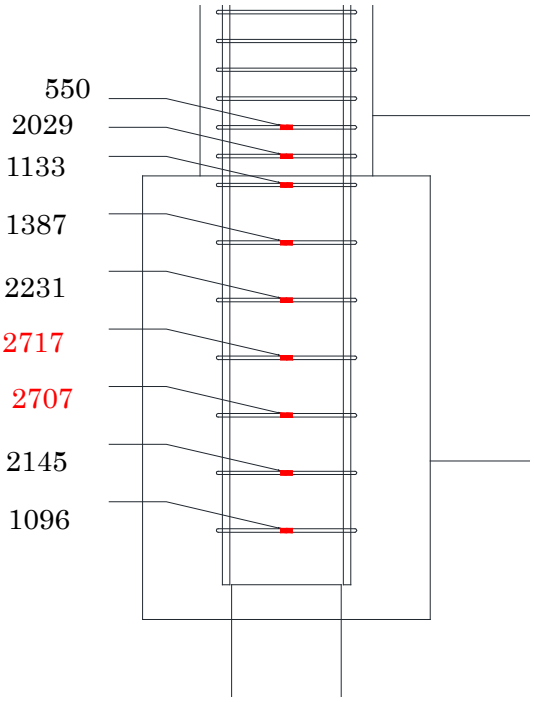


図 5.3.843　パイルキャップ内パイルキャップ帯筋のひずみ分布（試験体 A-7a　正載荷）

柱帯筋

正面（南面）



後面（北面）

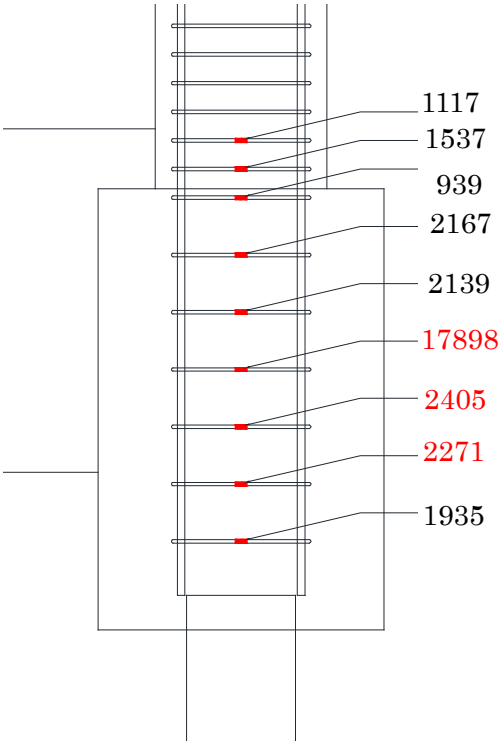
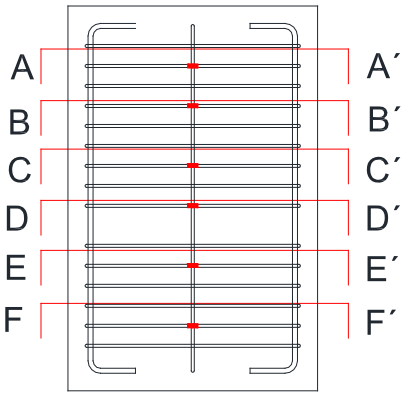


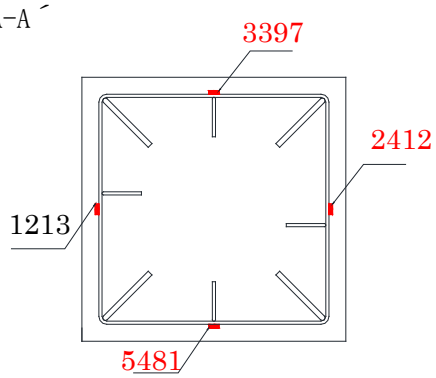
図 5.3.844　パイルキャップ内柱帯筋のひずみ分布（試験体 A-7a　正載荷）

試験体 A-7a　負載荷(R=-2.0%)

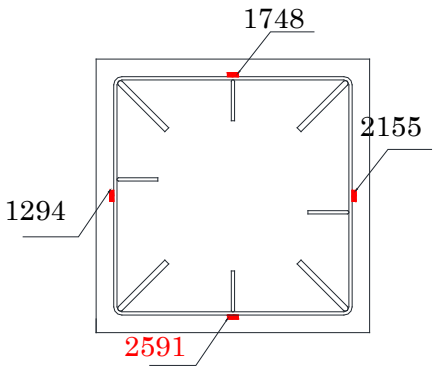
パイルキャップ帯筋



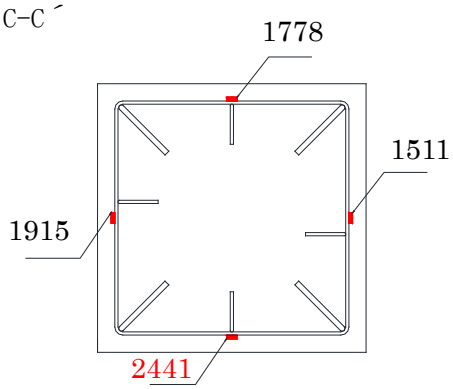
A-A´



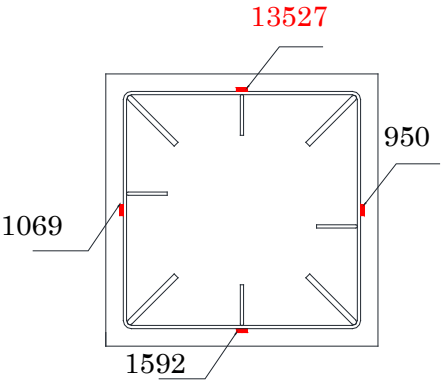
B-B´



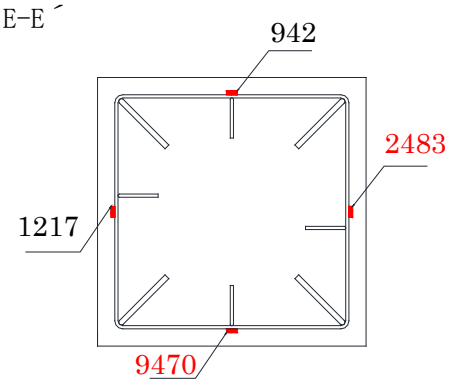
C-C´



D-D´



E-E´



F-F´

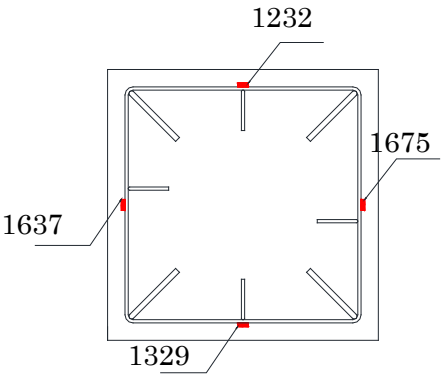
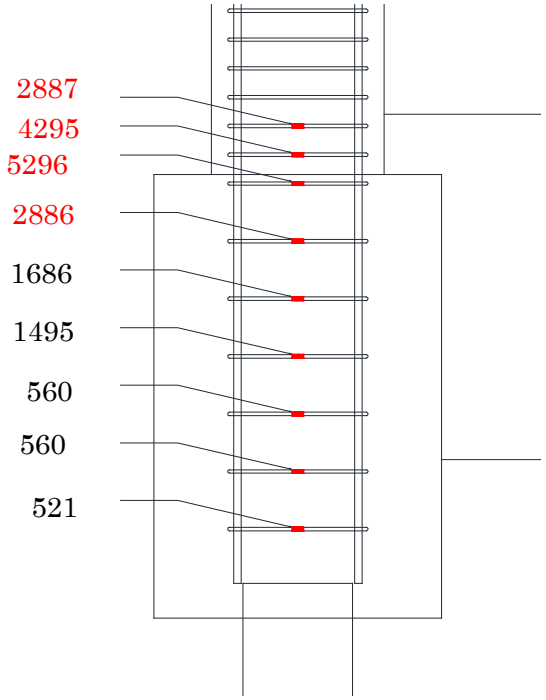


図 5.3.845　パイルキャップ内パイルキャップ帯筋のひずみ分布（試験体 A-7a　負載荷）

正面（南面）



後面（北面）

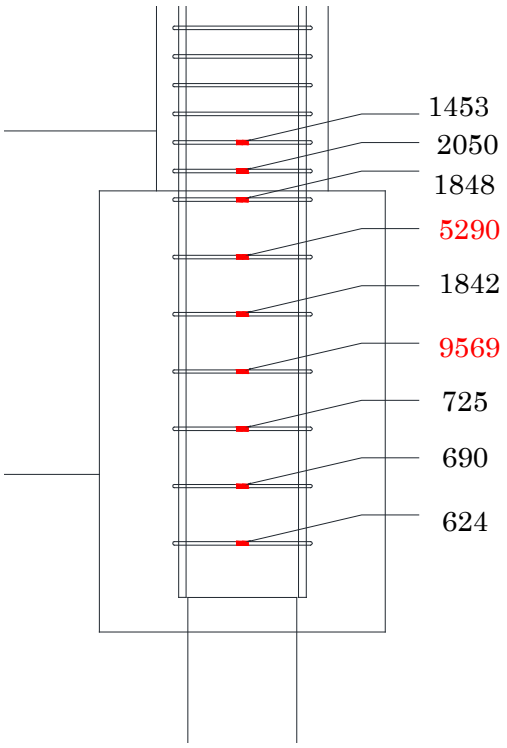
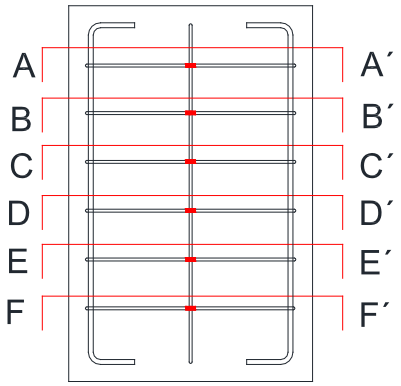


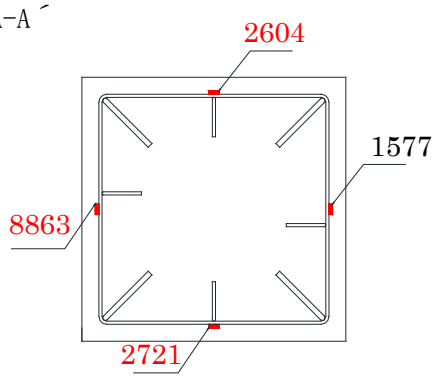
図 5.3.846　パイルキャップ内柱帯筋のひずみ分布（試験体 A-7a　負載荷）

試験体 A-7b　正載荷(R=+2.0%)

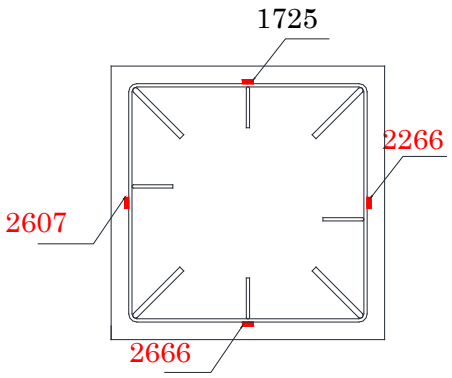
パイルキャップ帯筋



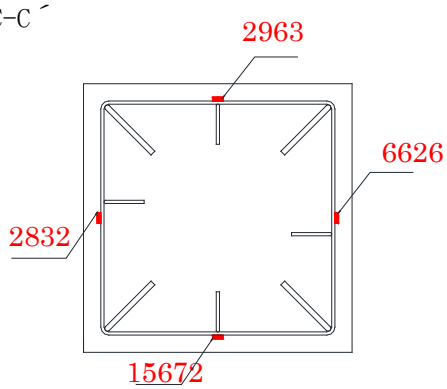
A-A´



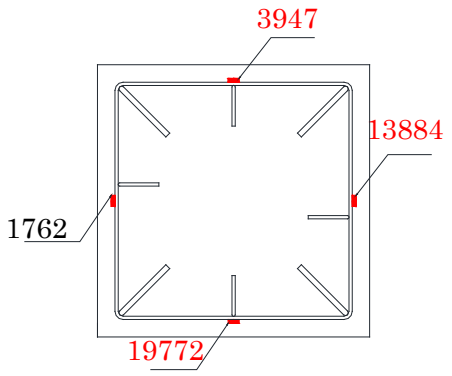
B-B´



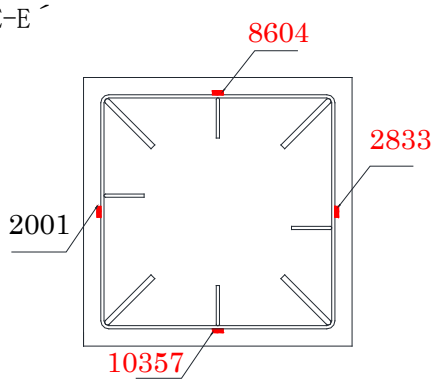
C-C´



D-D´



E-E´



F-F´

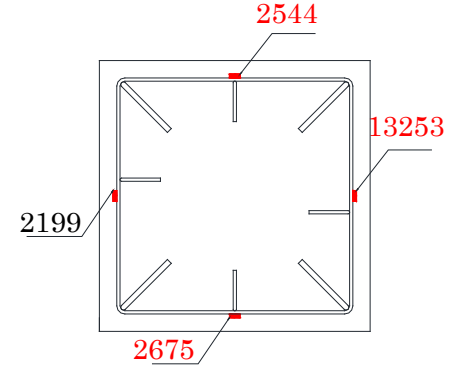
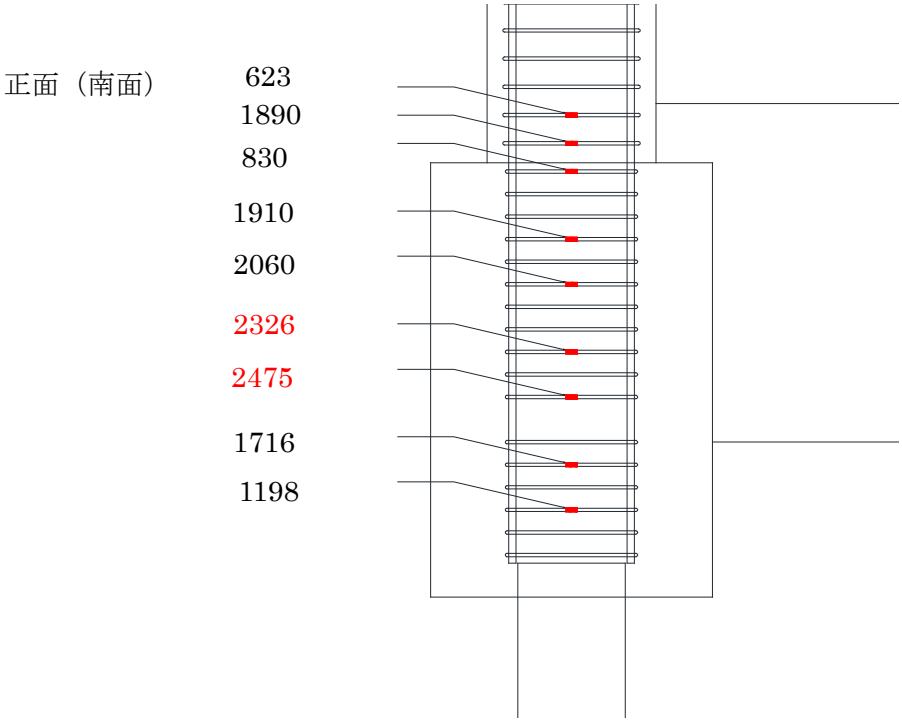


図 5.3.847　パイルキャップ内パイルキャップ帯筋のひずみ分布（試験体 A-7b　正載荷）

柱帯筋

正面（南面）



後面（北面）

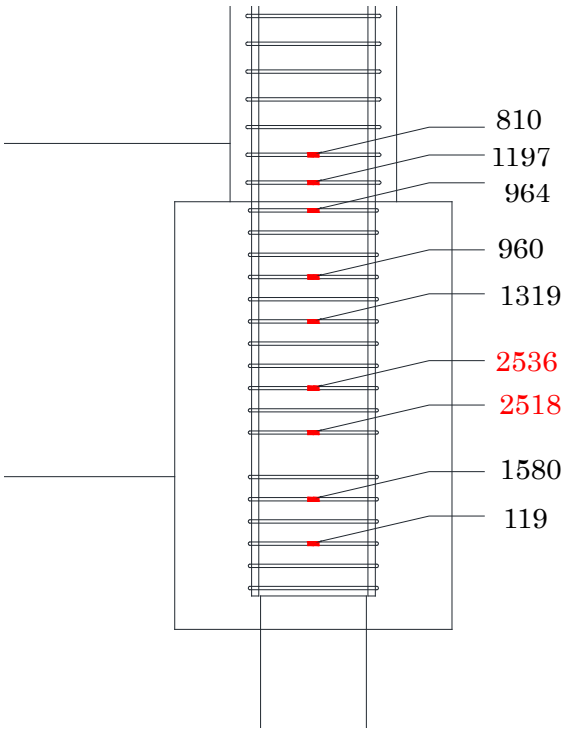
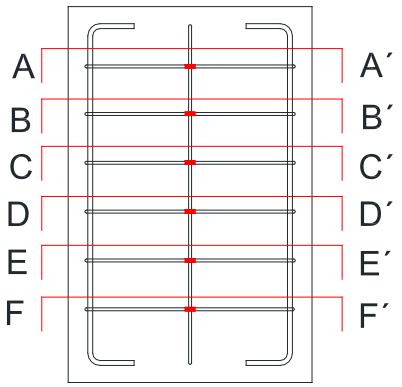


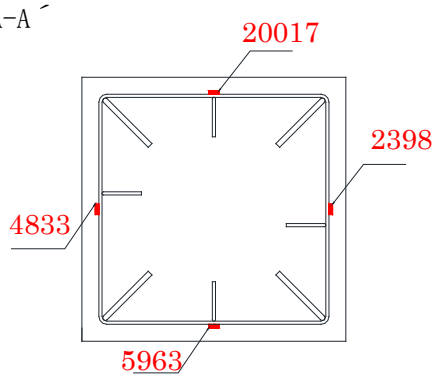
図 5.3.848　パイルキャップ内柱帯筋のひずみ分布（試験体 A-7b　正載荷）

試験体 A-7b　負載荷(R=-2.0%)

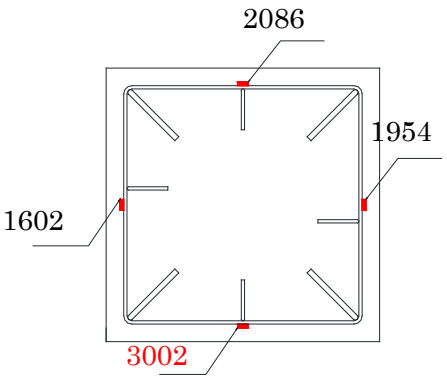
パイルキャップ帯筋



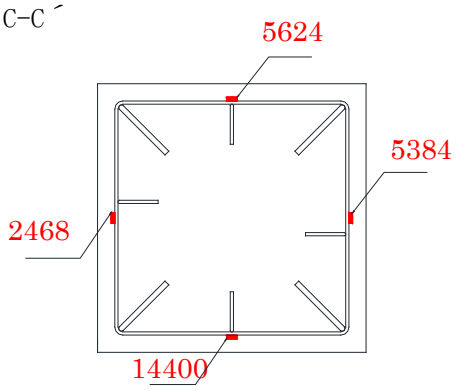
A-A´



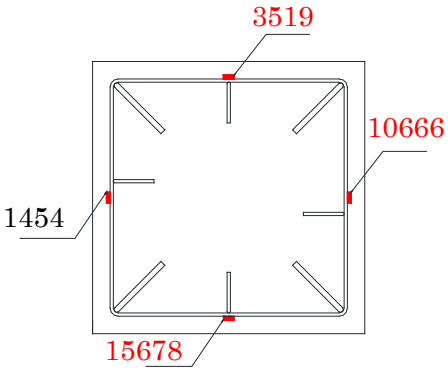
B-B´



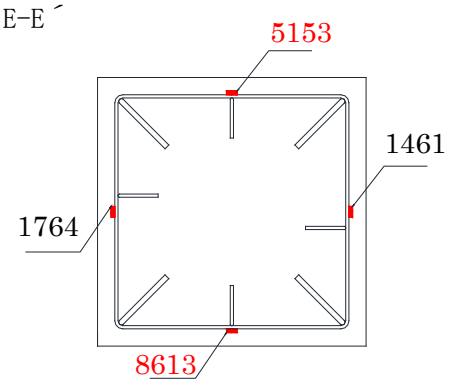
C-C´



D-D´



E-E´



F-F´

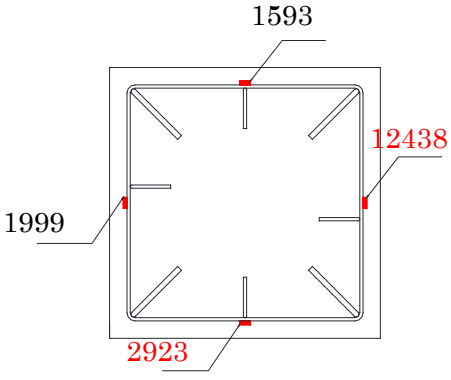
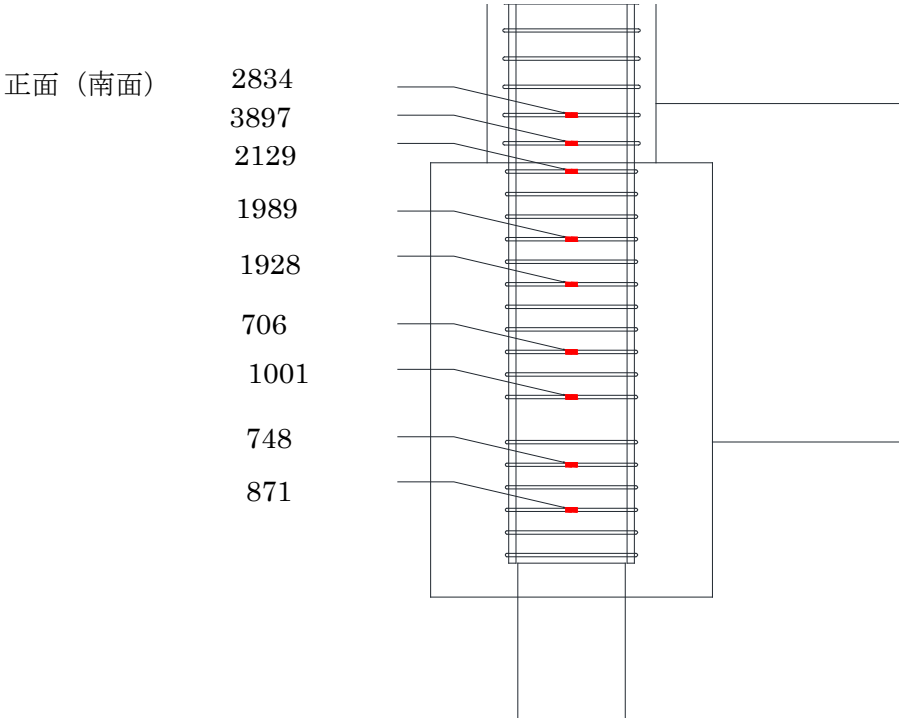


図 5.3.849　パイルキャップ内パイルキャップ帯筋のひずみ分布（試験体 A-7b　負載荷）

柱帯筋

正面（南面）



後面（北面）

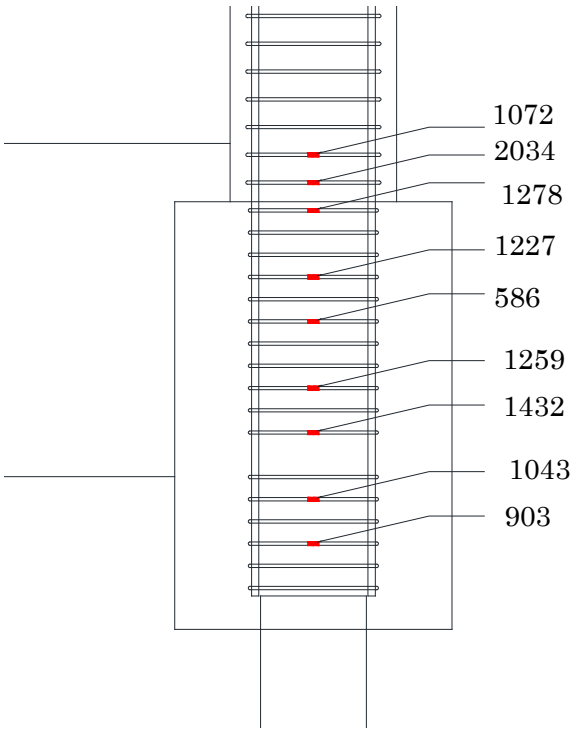


図 5.3.850　パイルキャップ内柱帯筋のひずみ分布（試験体 A-7b　負載荷）

・試験体 A-7a，A-7b

試験体 A-7a，A-7b は正負両方向共に柱帯筋よりパイルキャップ帯筋のひずみの値が全体的に大きくなっている。そのためパイルキャップ帯筋がよりせん断に寄与していると考えられる。

また正載荷時と負載荷時を比較すると，正載荷時はパイルキャップ中央部のひずみが大きくなる傾向があり，負載荷時はパイルキャップ上部のひずみが大きくなっている。これは基礎梁主筋の折り曲げ部分の支圧による影響で，正載荷時は下端の主筋による支圧によってパイルキャップ中央部のひずみが大きくなり，負載荷時は上端の主筋による支圧によってパイルキャップ上部のひずみが大きくなったと考えられる。

(2) 試験体 D-1，D-2

図 5.3.851～図 5.3.858 に試験体 D-1,D-2 における最大耐力時(R=±2%時)パイルキャップ内の各鉄筋のひずみ分布を示す。単位は μ とする。

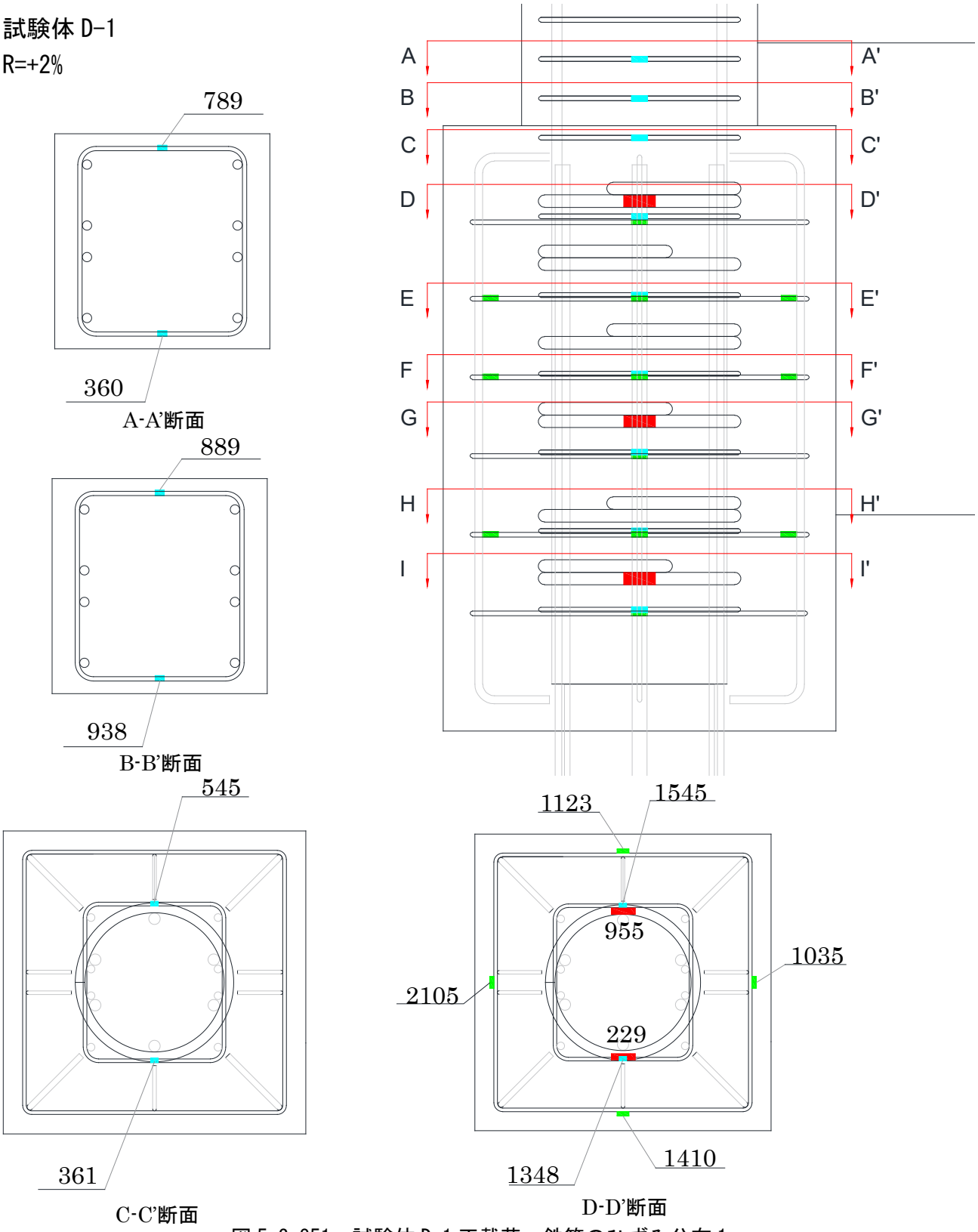
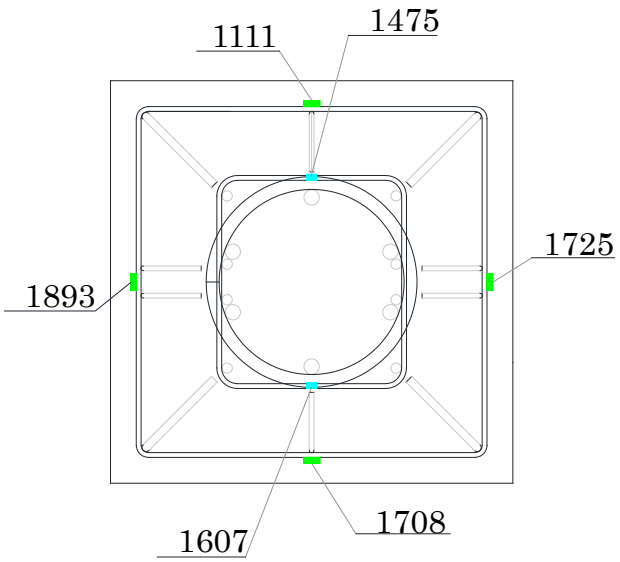
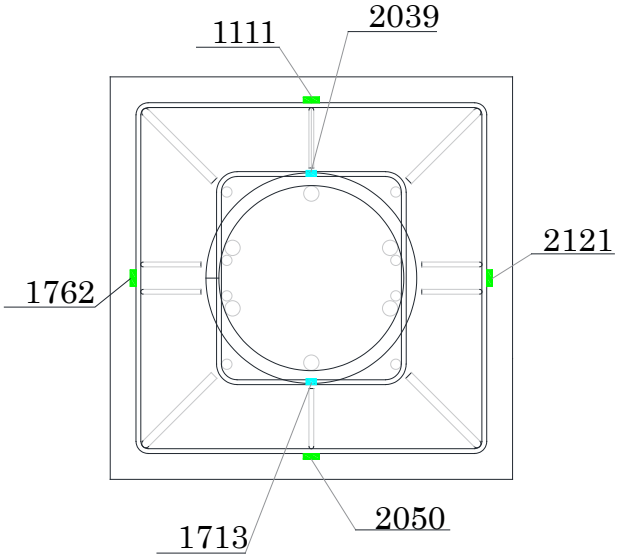


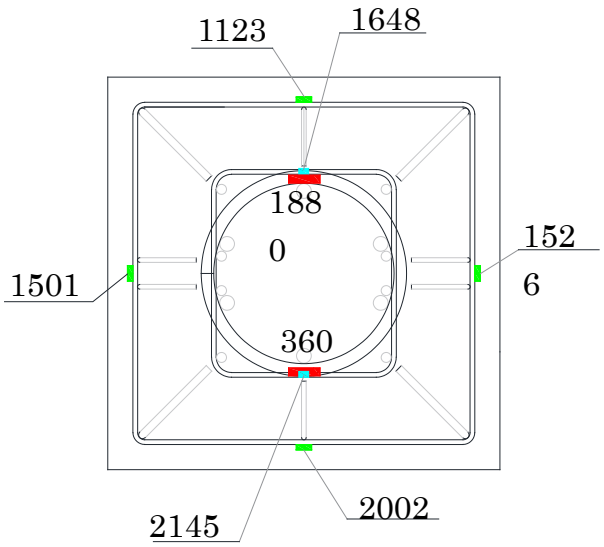
図 5.3.851　試験体 D-1 正載荷　鉄筋のひずみ分布 1



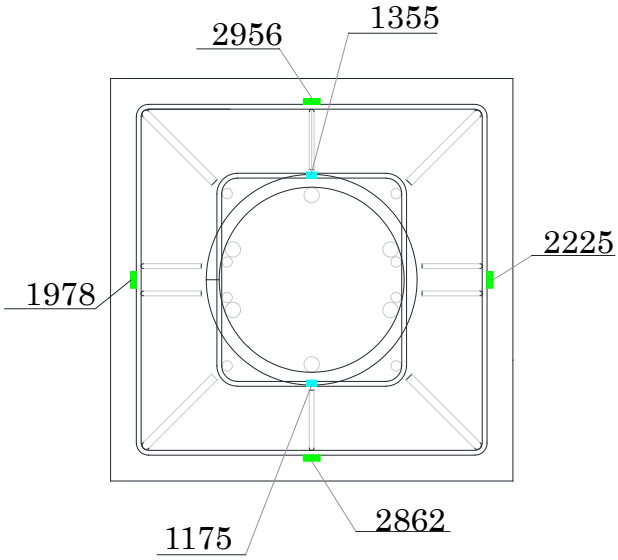
E-E'断面



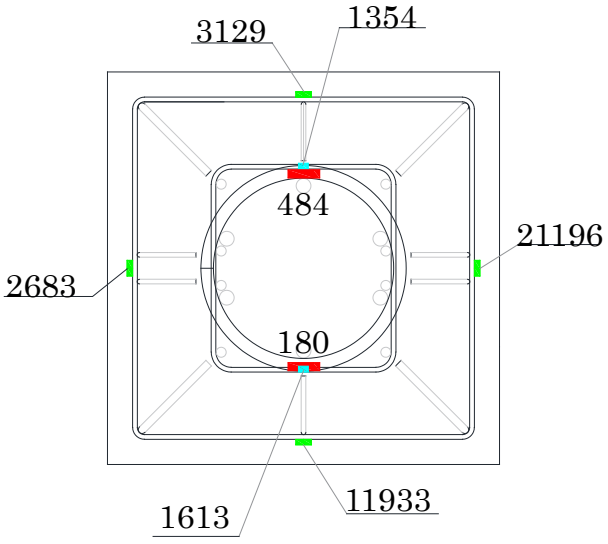
F-F'断面



G-G'断面



H-H'断面



I-I'断面

図 5.3.852　試験体 D-1 正載荷　鉄筋のひずみ分布 2

試験体 D-1
R=-2%

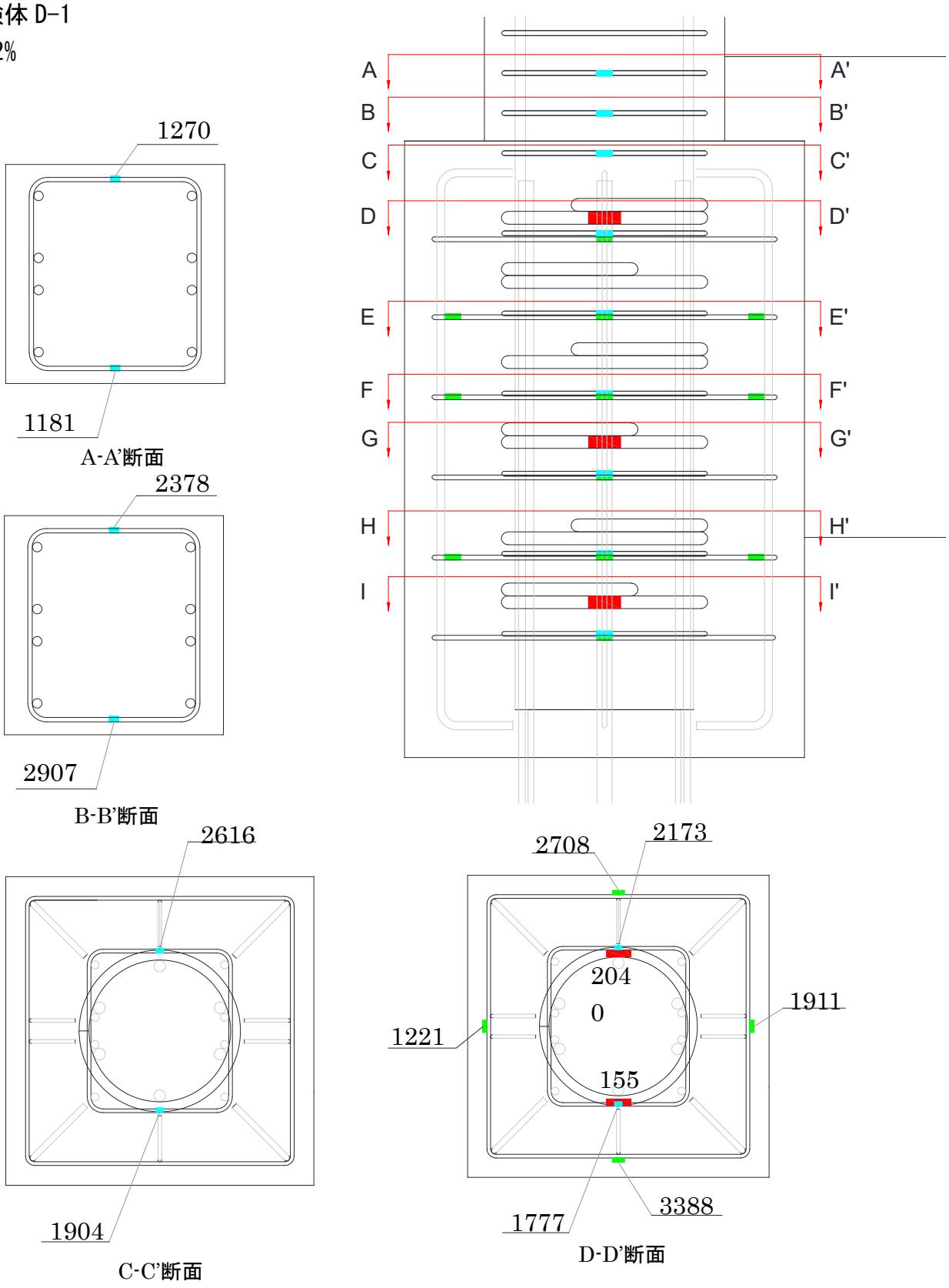
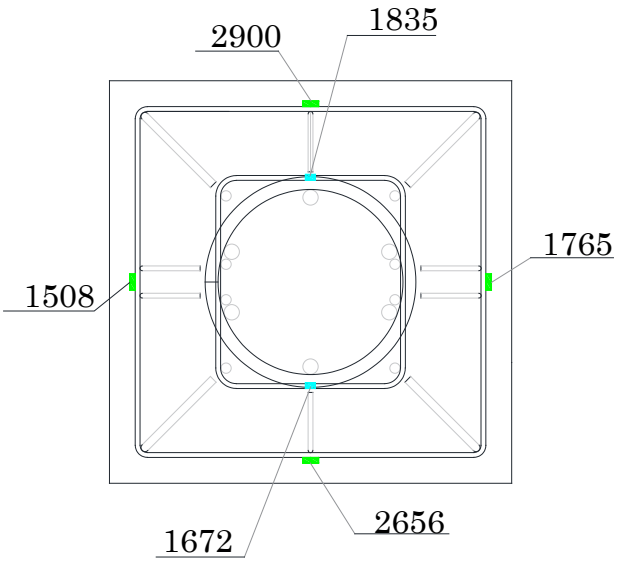
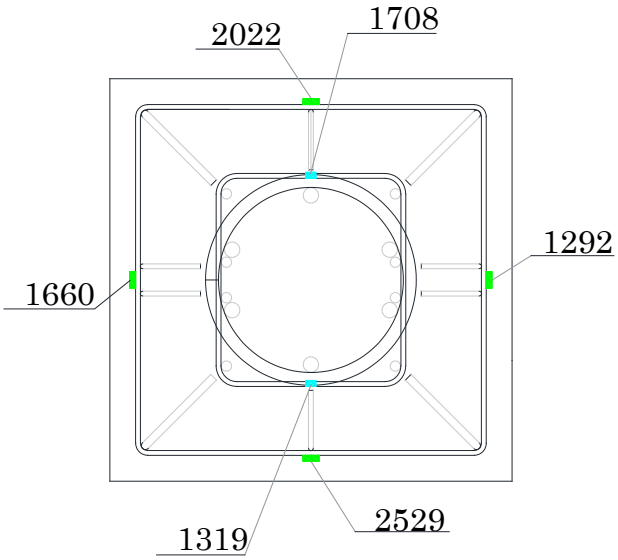


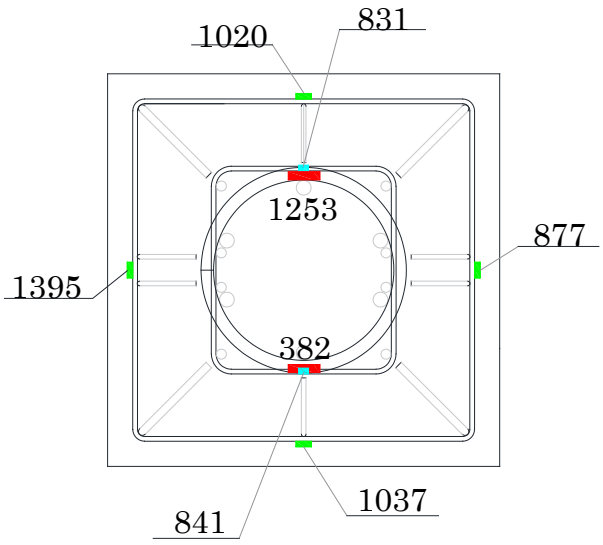
図 5.3.853　試験体 D-1 負載荷　鉄筋のひずみ分布 1



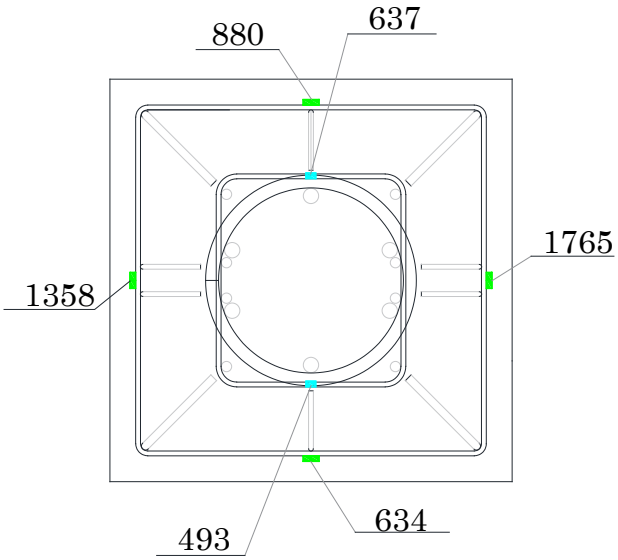
E-E'断面



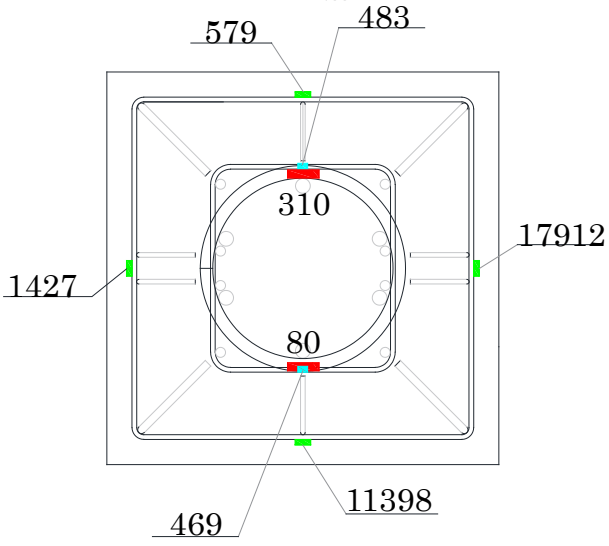
F-F'断面



G-G'断面



H-H'断面



I-I'断面

図 5.3.854　試験体 D-1 負載荷　鉄筋のひずみ分布 2

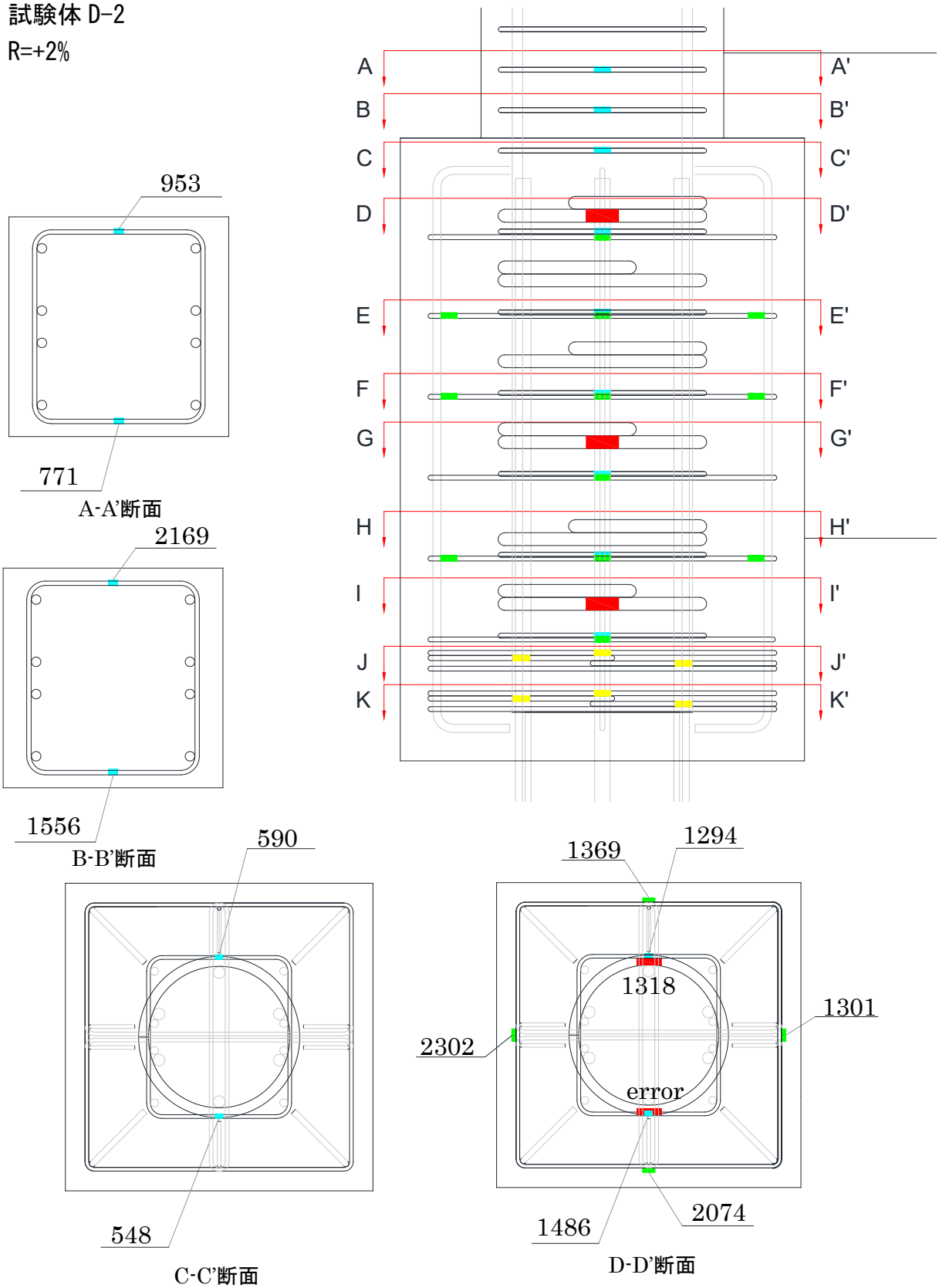
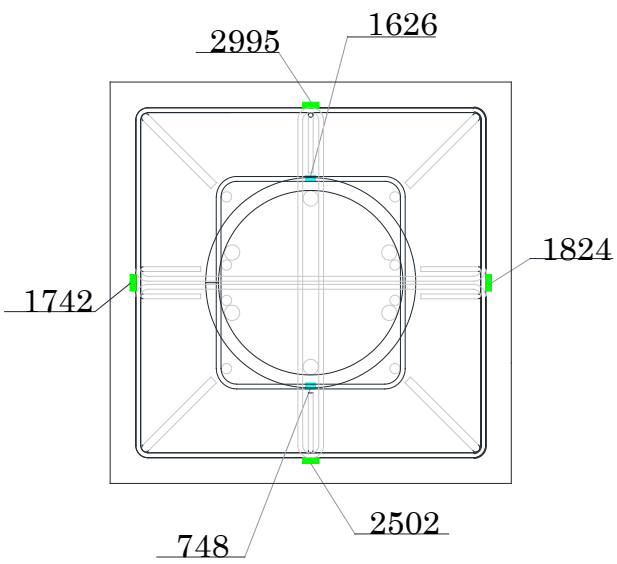
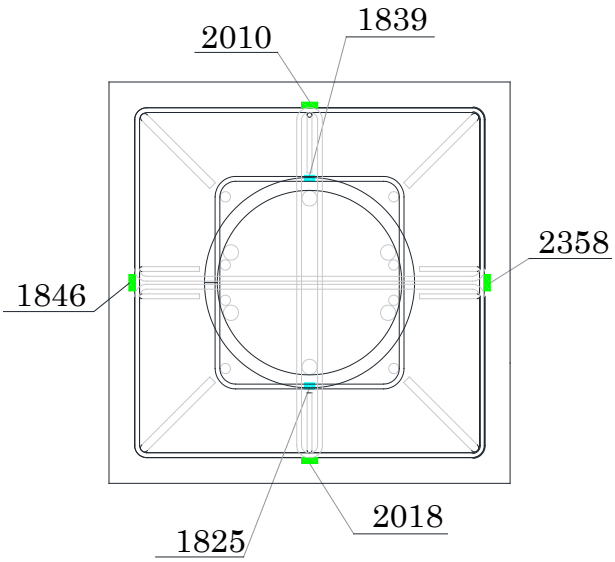


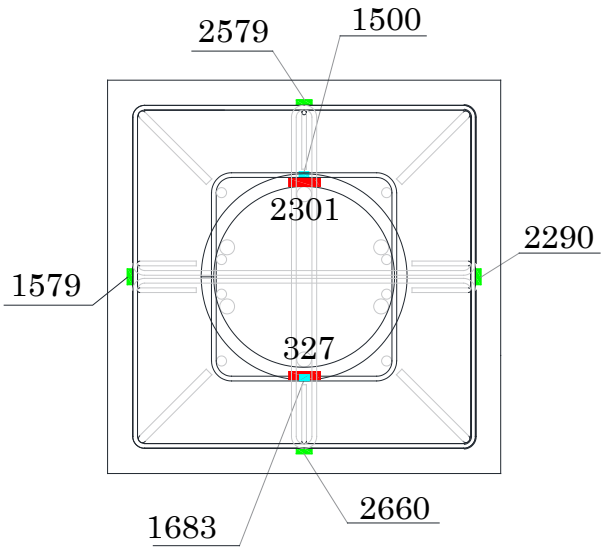
図 5.3.855　試験体 D-2 正載荷　鉄筋のひずみ分布 1



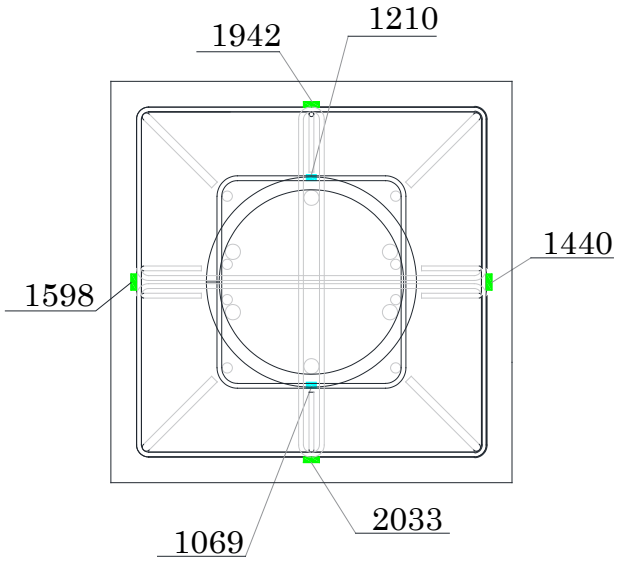
E-E’断面



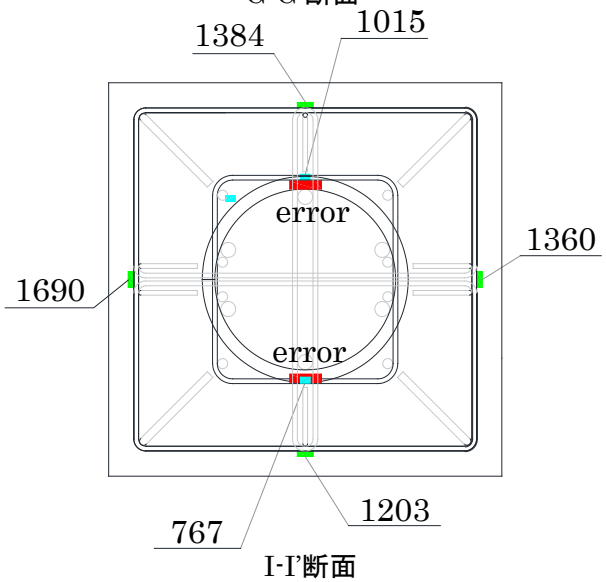
F-F’断面



G-G’断面



H-H’断面



I-I’断面

図 5.3.856　試験体 D-2 正載荷　鉄筋のひずみ分布 2

試験体 D-2
R=-2%

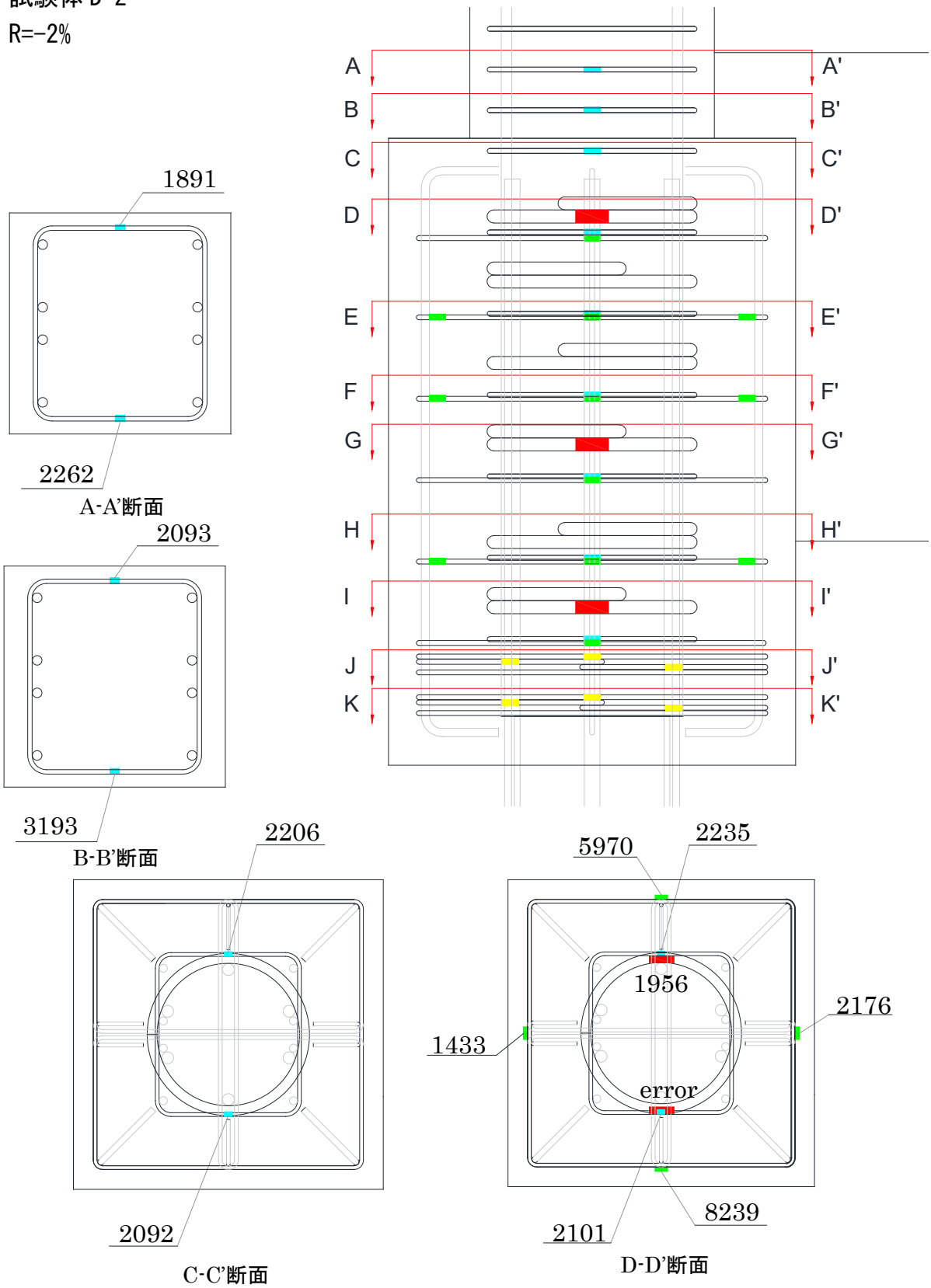


図 5.3.857　試験体 D-2 負載荷　鉄筋のひずみ分布 1

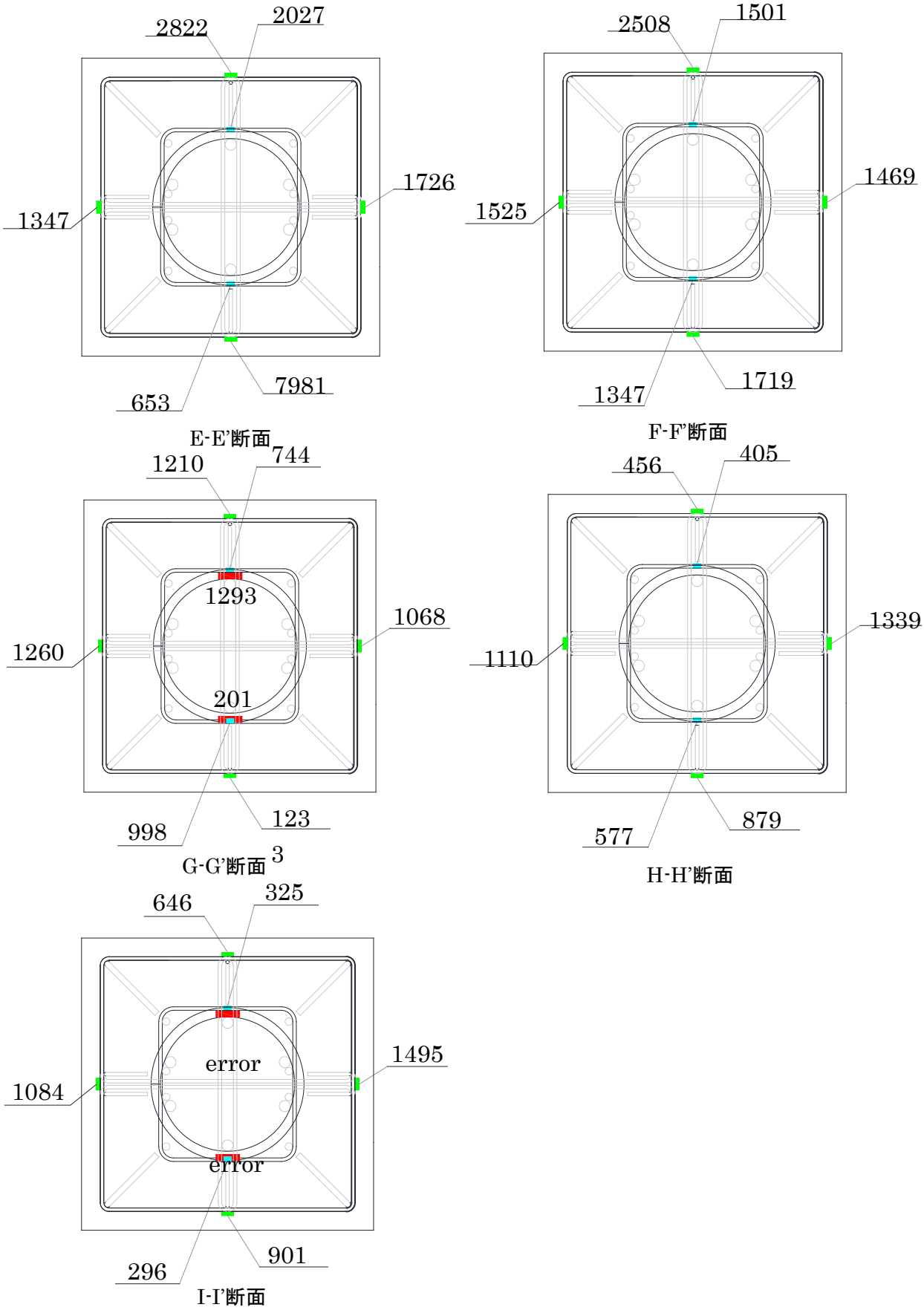


図 5.3.858　試験体 D-2 負載荷　鉄筋のひずみ分布 2

・試験体 D-1

試験体 D-1 は，正負両方向ともアンカー筋補強筋のひずみはあまり出ず，パイルキャップ中央部のひずみが一番大きい値となっている。しかし柱帯筋とパイルキャップ帯筋のひずみの値は大きい値となっており，特に柱帯筋(パイルキャップ内)のひずみは中央部からパイルキャップ下部への増大が見て取れる。

パイルキャップ帯筋に関しては，I-I'断面におけるひずみの増大が顕著であった。これは最大耐力前にアンカー筋が降伏したことで杭頭接合面のひび割れが大きくなり，断面が開いたことによる影響であると考えられる。

・試験体 D-2

試験体 D-2 は，柱帯筋のひずみの値は柱脚部で大きく出ている。また，パイルキャップ帯筋のひずみの値は正負ともにパイルキャップ中央部の E-E'断面で大きくなっている。中子筋を配筋していることで杭頭接合面付近のひずみの値が抑制できたものと考えられる。

5.4 考察

5.4.1 各変形成分の検討

算出方法

柱，基礎梁，杭及びパイルキャップの各部材が層間変形角に占める割合を算出するため，各部材変形成分の算出方法を**図 5.4.1**，変形成分を**図 5.4.2～図 5.4.11** に示す。杭については剛体と仮定し，杭の抜けだし変形として算出を行った。

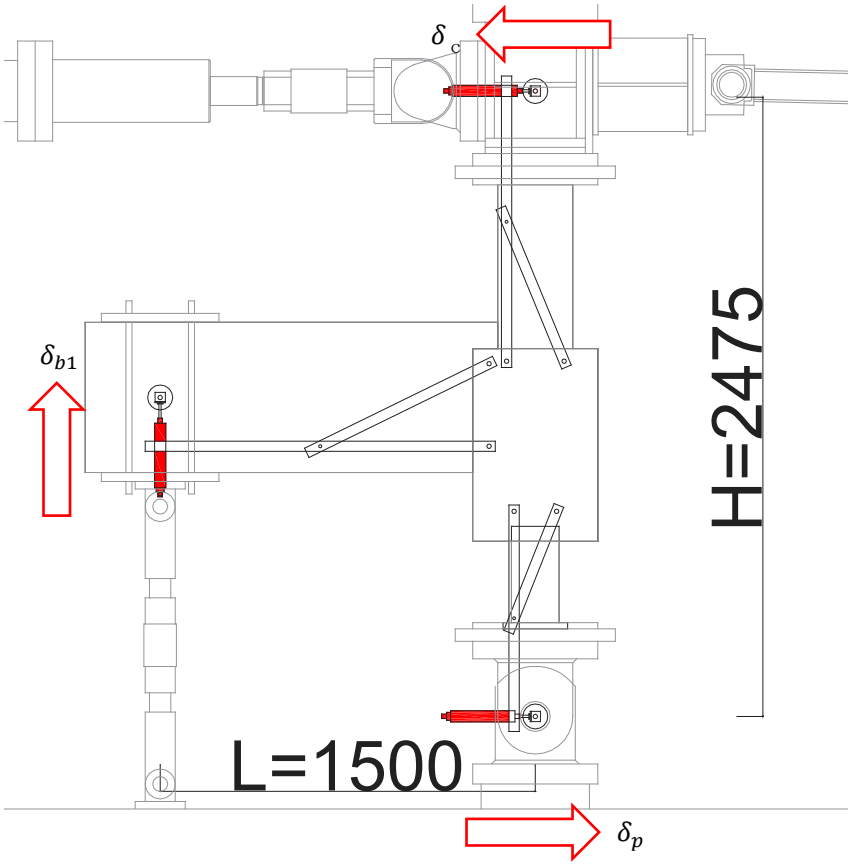


図 5.4.1 各部材の変形

杭の変形成分: δ_p(mm)

柱の変形成分: δ_c(mm)

梁の変形成分: δ_b(mm)

$$\delta_b = \delta_{b1} \cdot \frac{L}{H}$$

① 試験体 A-1，A-2，A-3

試験体 A-1，A-2，A-3 は概ね同じ変形成分となっており，配筋方法の違いと縦筋量の違いによる差異は認められなかった。

② 試験体 A-4

試験体 A-4 の負載荷時では，最大耐力以降で柱の変形成分が大きく出たのに対し，正載荷時では杭の変形成分が大きく出た。これはパイルキャップ内部の杭との接合面に何らかの損傷が生じたことで接合面が破壊し，杭の抜け出しが起きたためであると考えられる。

③ 試験体 A-5

試験体 A-5 の A-4 と同軸力比の負載荷時では同じような変形成分を示した。しかし，軸力比が異なる正載荷時では最大耐力以降で柱の変形成分が大きく出るという差異が見られた。これは軸力の変動による柱部材への損傷が集中したためであると考えられる。

④ 試験体 A-6

試験体 A-6 は正負両方向で各変形角のピーク時に柱の変形成分が大きく出ている。これは接合部内の帯筋量を増やすことでパイルキャップの耐力が増加し，最大耐力前後で柱の柱脚部に破壊が集中したためと考えられる。

⑤ 試験体 B-1

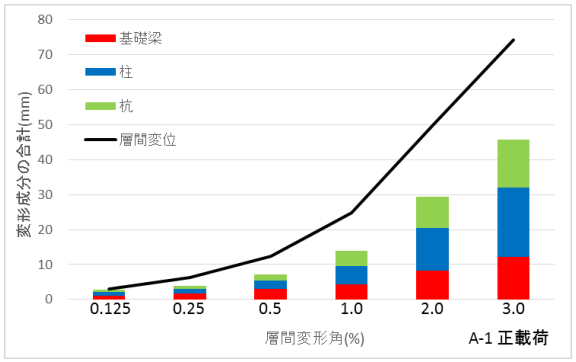
試験体 B-1 は袖壁付柱となっているため、有効な柱せいが他の試験体よりも大きく、柱には変形が生じにくかったものと考えられる。加えて、他のパイルキャップせん断破壊した試験体よりも最大耐力時に入る杭軸力が大きくなったため、その後の杭周囲の損傷が激しく、杭に変形が偏ったものと考えられる。

⑥ 試験体 C-1，C-3

試験体 C-1、C-3 については柱脚部の圧縮縁コンクリートの圧縮破壊のため、柱の変形成分が大きく出ている。特に、正載荷側における柱の変形成分は顕著であった。また、負載荷側で 3 部材の変形成分が層間変形角に対して小さくなっているため、パイルキャップ部で変形が出ているものと思われる。

⑦ 試験体 C-2

試験体 C-2 については柱脚の曲げ破壊のため、柱の変形成分が大きく出ているが、負載荷側で 3 部材の変形成分が層間変形角に対して小さくなっているため、パイルキャップ部で変形が出ているものと思われる。



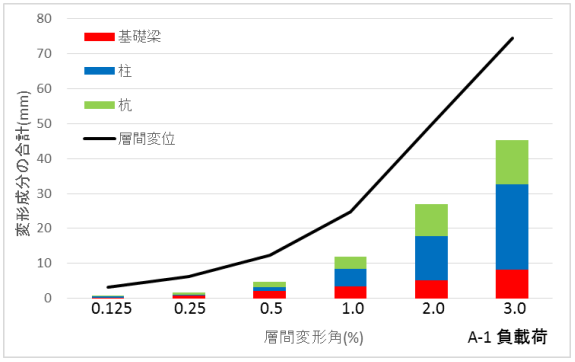
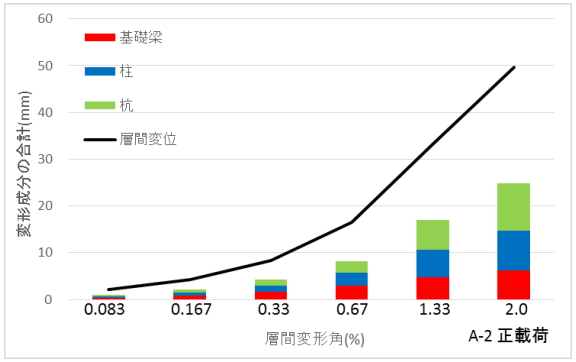


図 5.4.2 各変形成分の割合 A-1



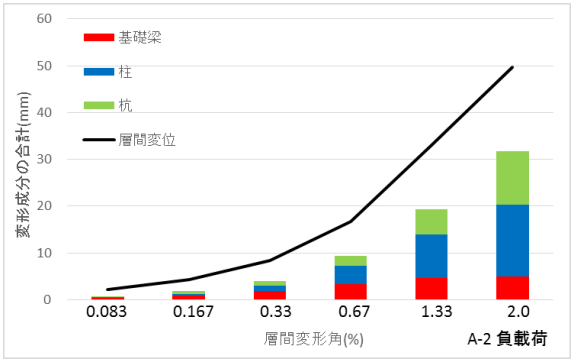
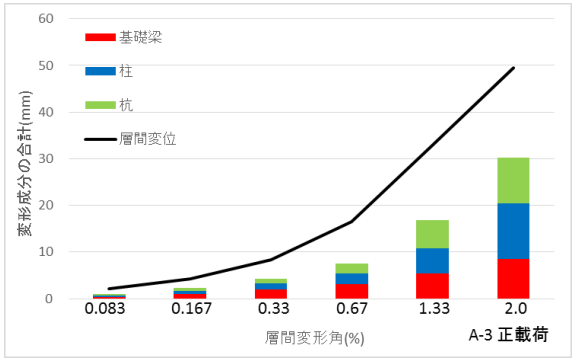


図 5.4.3 各変形成分の割合 A-2



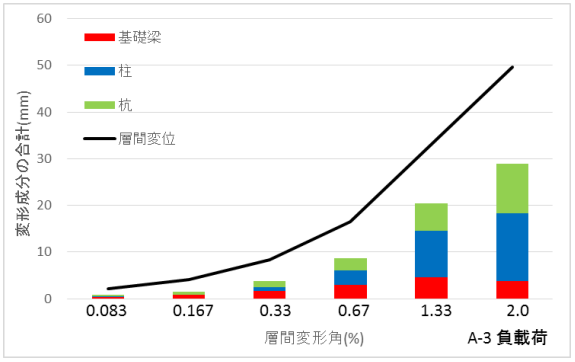
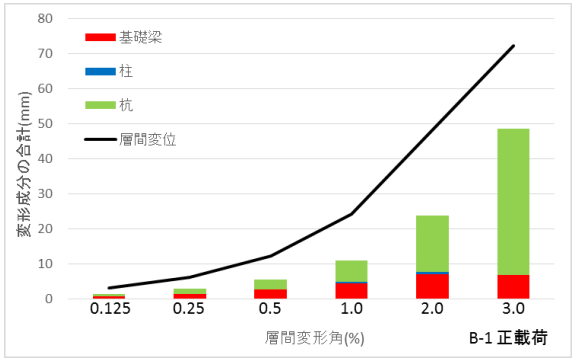


図 5.4.4 各変形成分の割合 A-3



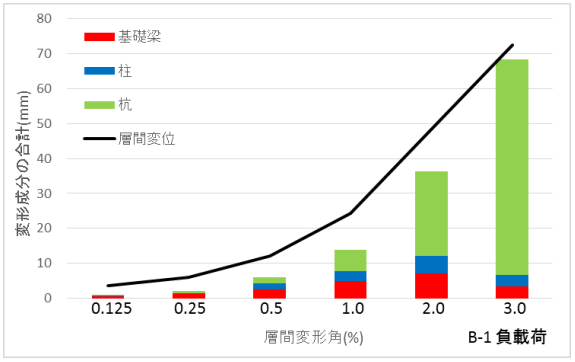
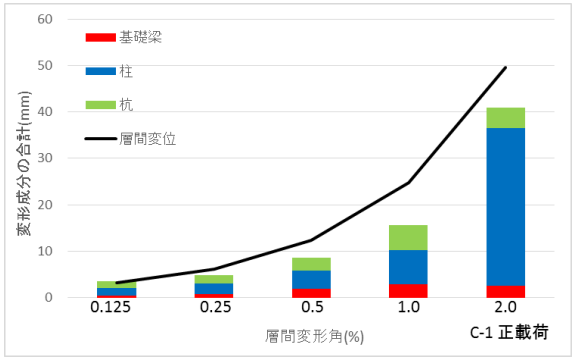


図 5.4.5 各変形成分の割合 B-1



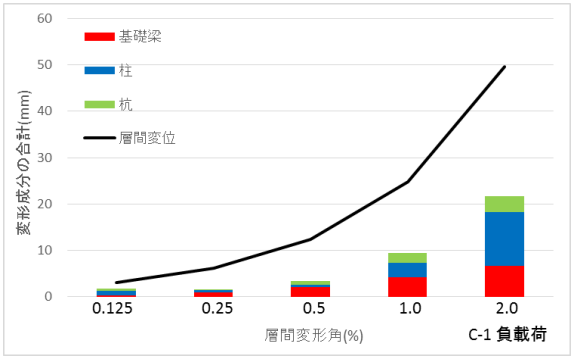
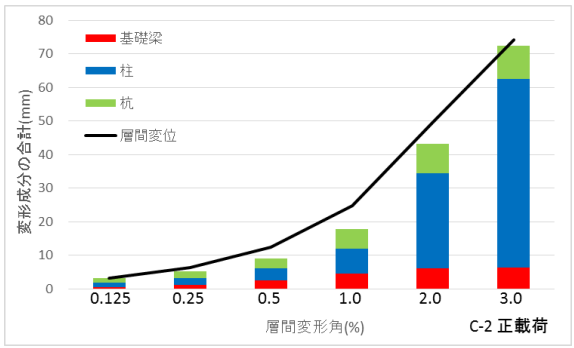


図 5.4.6 各変形成分の割合 C-1



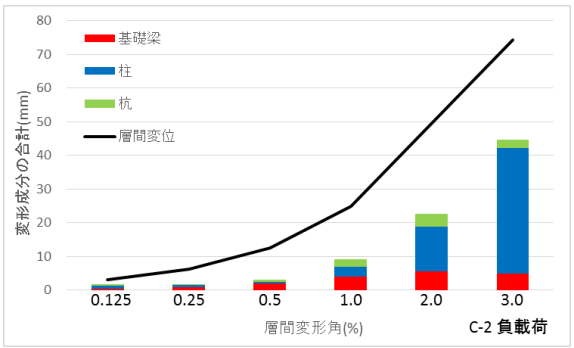
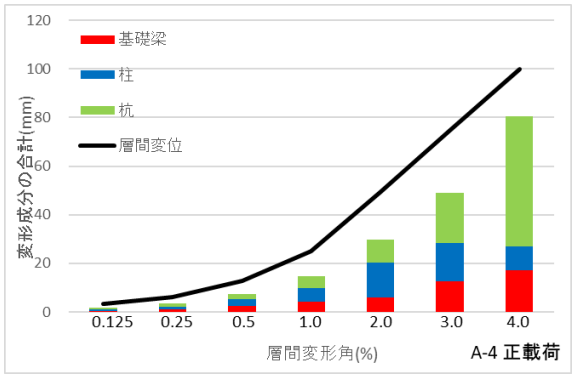


図 5.4.7 各変形成分の割合 C-2



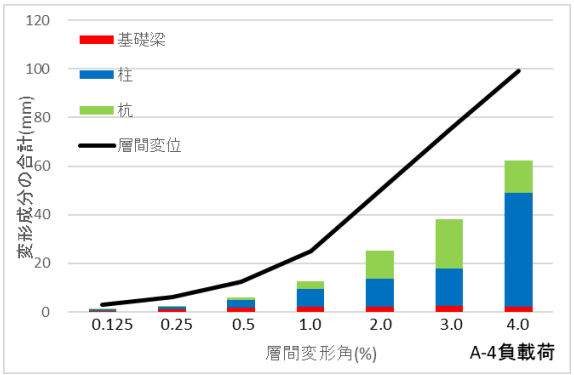
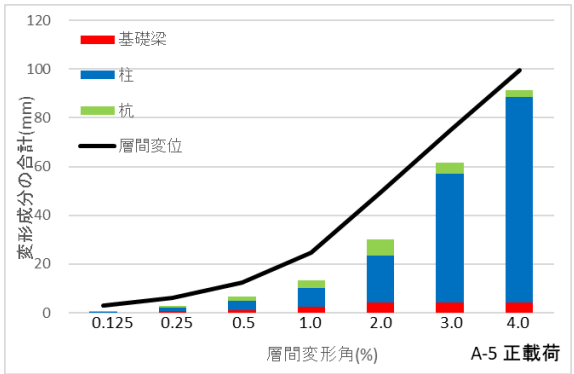


図 5.4.8 各変形成分の割合 A-4



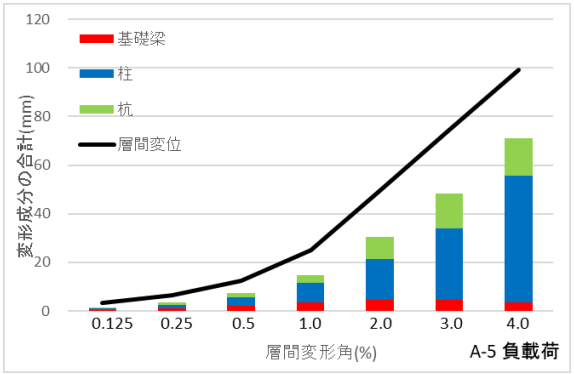
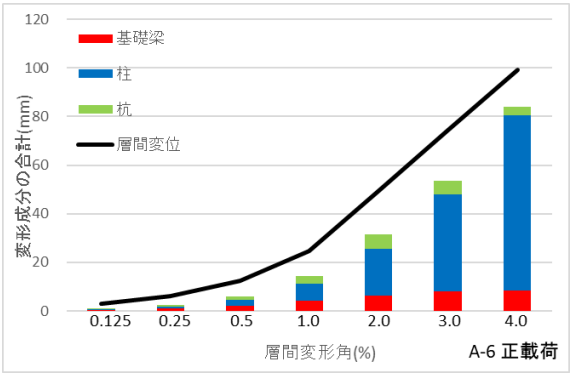


図 5.4.9 各変形成分の割合 A-5



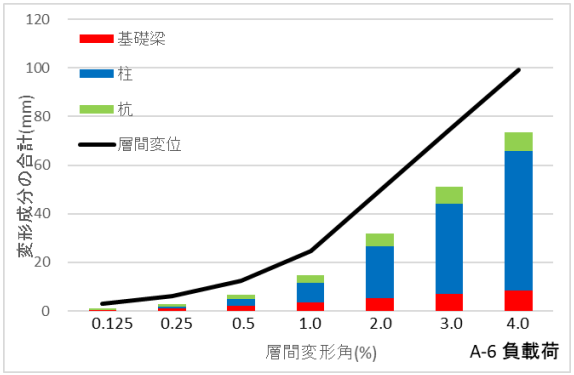
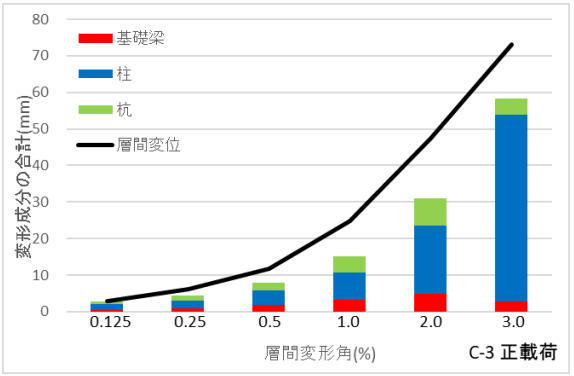


図 5.4.10 各変形成分の割合 A-6



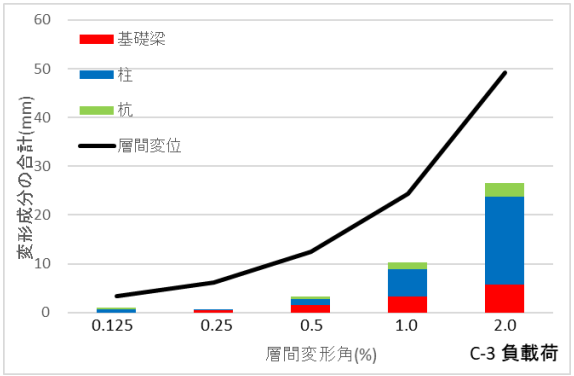


図 5.4.11 各変形成分の割合 C-3

5.4.2 モールのひずみ円

パイルキャップの損傷状態を把握する目的でモールのひずみ円を作図した。**図 5.4.15～図 5.4.66** にモールのひずみ円と計算結果を示す。繰り返し載荷を行う場合は二回目のサイクルを対象にしている。

モールのひずみ円の作図方法を**図 5.4.12** に示す。パイルキャップ内の変位計各コアの水平変位計より計測した値の平均値を横方向ひずみε_xとし，横座標に**図 5.4.12(a)**の直線 OX の時計回り方向の回転γの 1/2 を正の縦座標とする。各コアの鉛直変位計より計測した値の平均値を縦方向のひずみε_yとし，横座標に**図 5.4.12(a)**の直線 OY の反時計回り方向の回転γの 1/2 を負の縦座標とすると，**図 5.4.12(b)**の円上の点 D、D’を得る。直線 DD’を引くと中心 C が決まり，**図 5.4.12(b)**のようなモールのひずみ円を描くことが出来る。このモールのひずみ円の大きさは接合部パネルの平均的な損傷を表し，ひずみ円が大きいほど接合部パネルの損傷が激しいことを示す。また，円の中心が横座標の正側に推移すると，接合部パネルは引張を受けていることになる。試験体の各コアを**図 5.4.13**，**図 5.4.14** に示す。

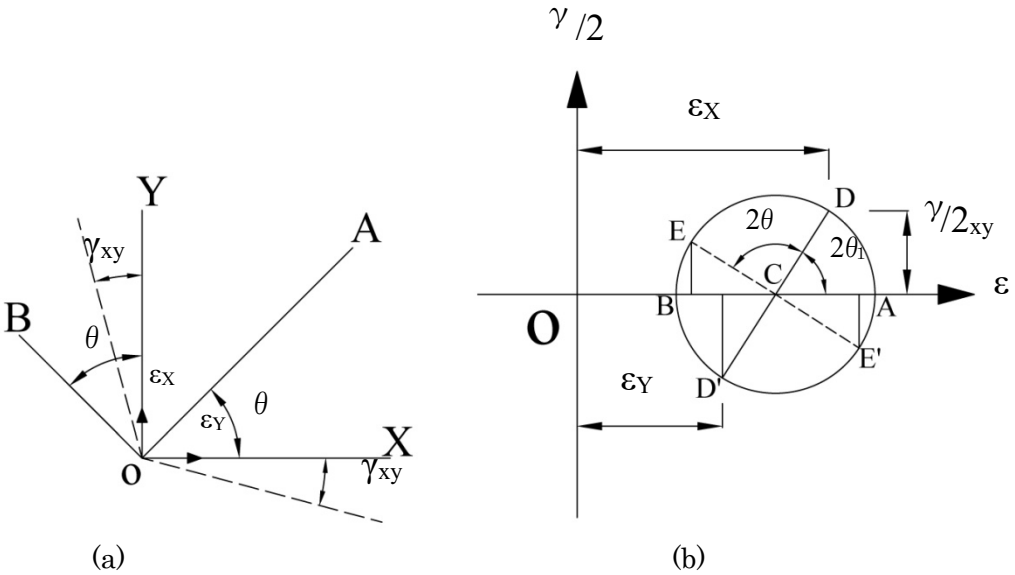


図 5.4.12 モールのひずみ円作成方法

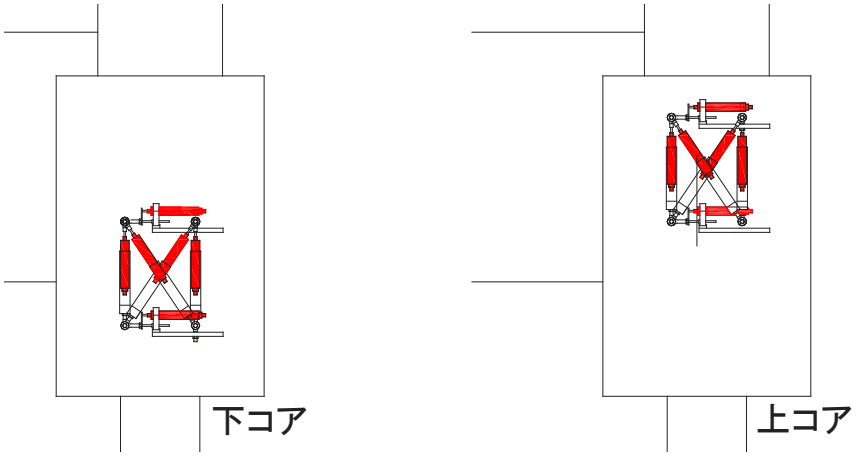


図 5.4.13 各コアの位置 試験体 A シリーズ，B シリーズ

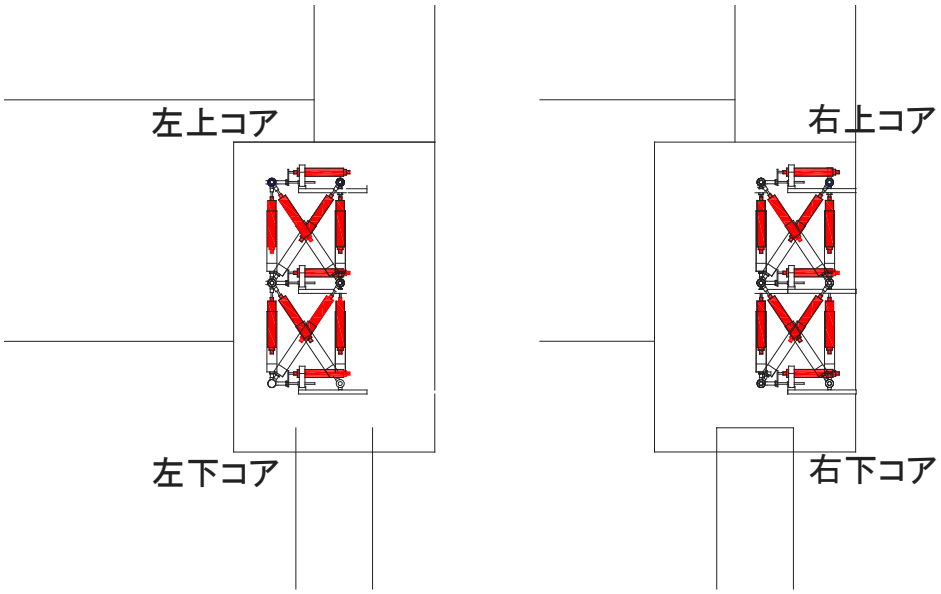
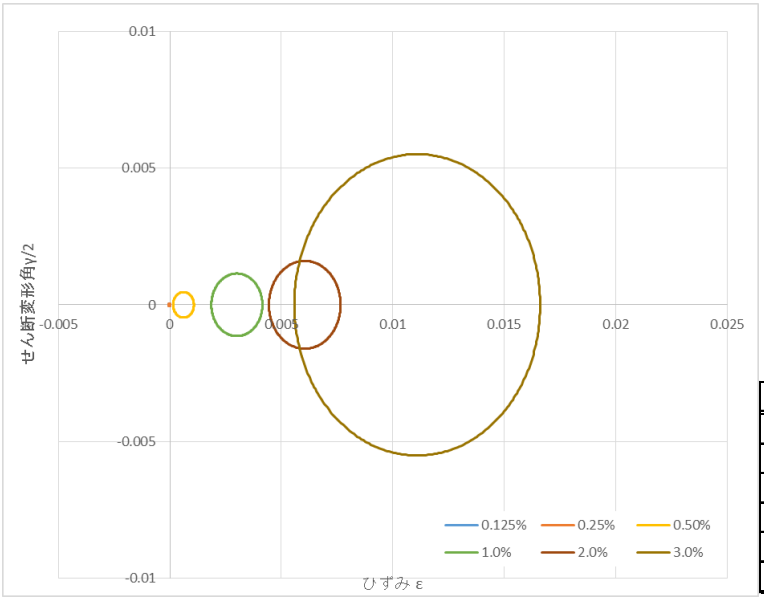
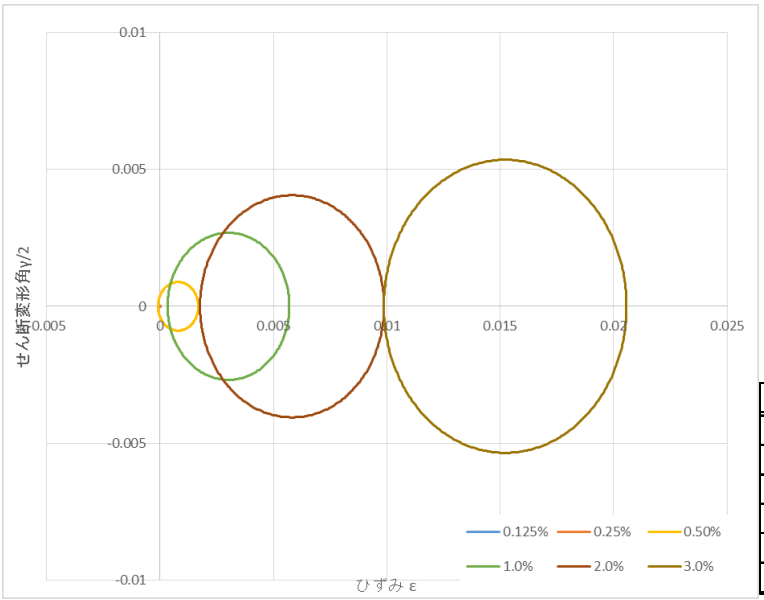


図 5.4.14 各コアの位置 試験体 C シリーズ



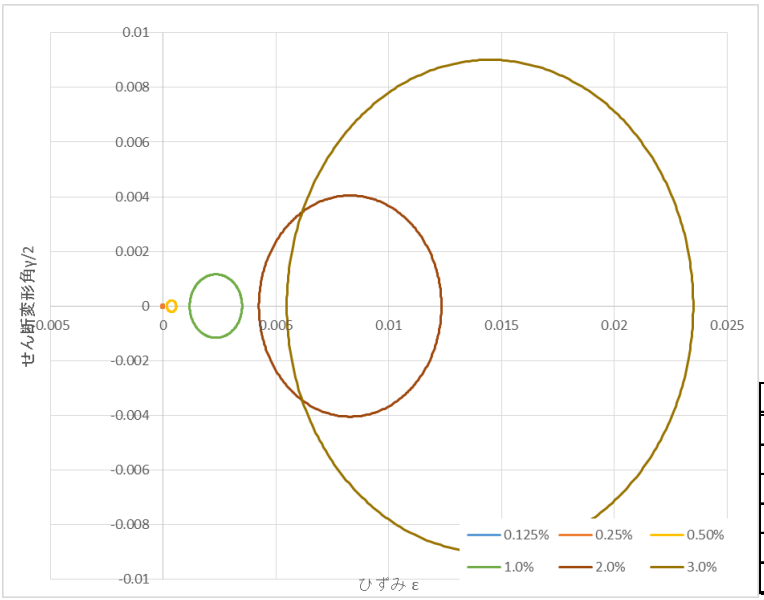
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−12	83
0.25	−11	86
0.50	614	935
1.0	3008	2290
2.0	6051	3213
3.0	11097	11028

図 5.4.15 モールのひずみ円　A-1 上コア　正載荷



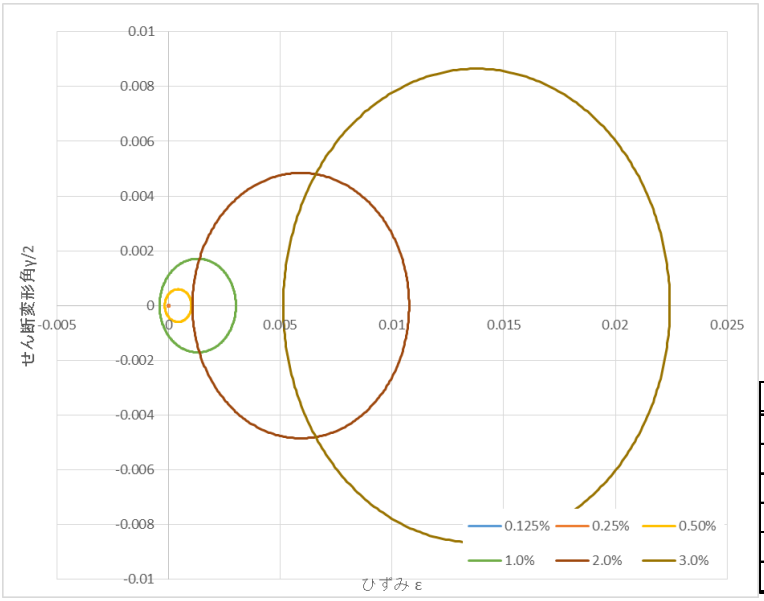
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	7	48
0.25	9	41
0.50	566	1291
1.0	798	1776
2.0	2920	4891
3.0	3018	5369

図 5.4.16 モールのひずみ円　A-1 下コア　正載荷



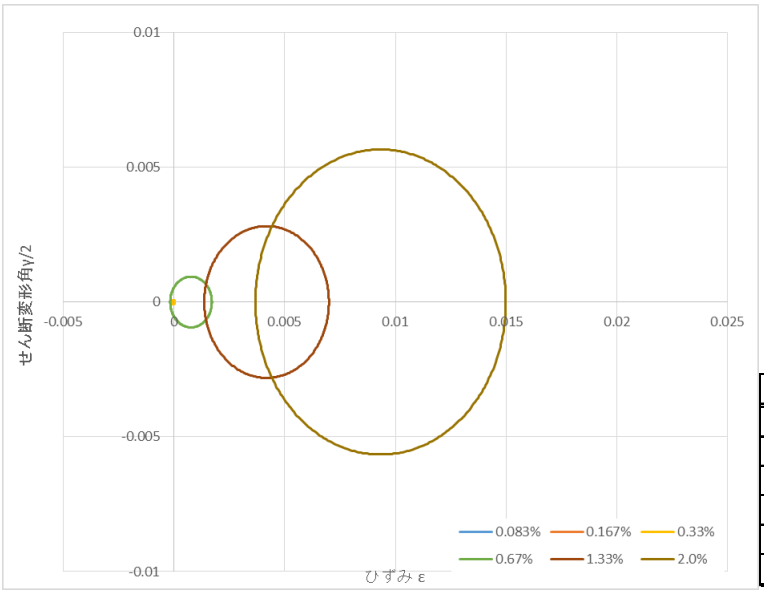
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−16	90
0.25	−26	131
0.50	368	419
1.0	2335	2323
2.0	8285	8093
3.0	14485	18019

図 5.4.17 モールのひずみ円　A-1 上コア　負載荷



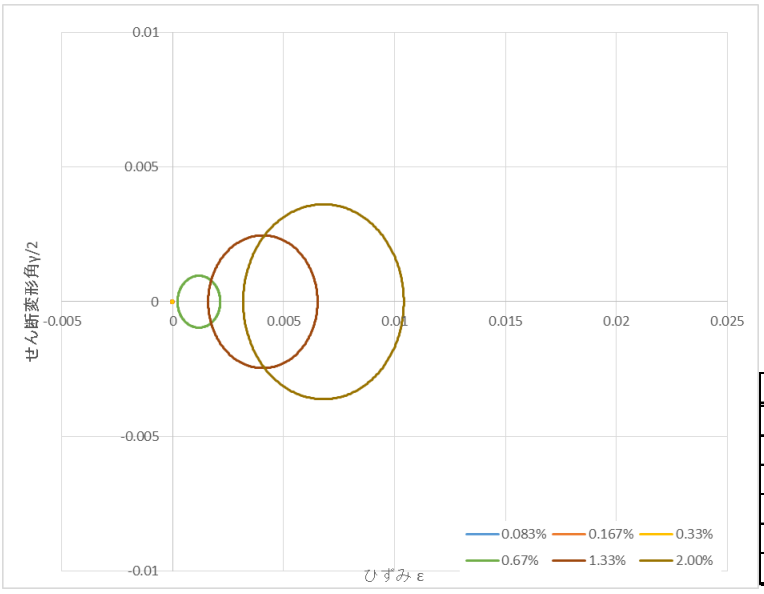
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	5	57
0.25	7	67
0.50	434	1191
1.0	1312	3421
2.0	5923	9696
3.0	13788	17303

図 5.4.18 モールのひずみ円　A-1 下コア　負載荷



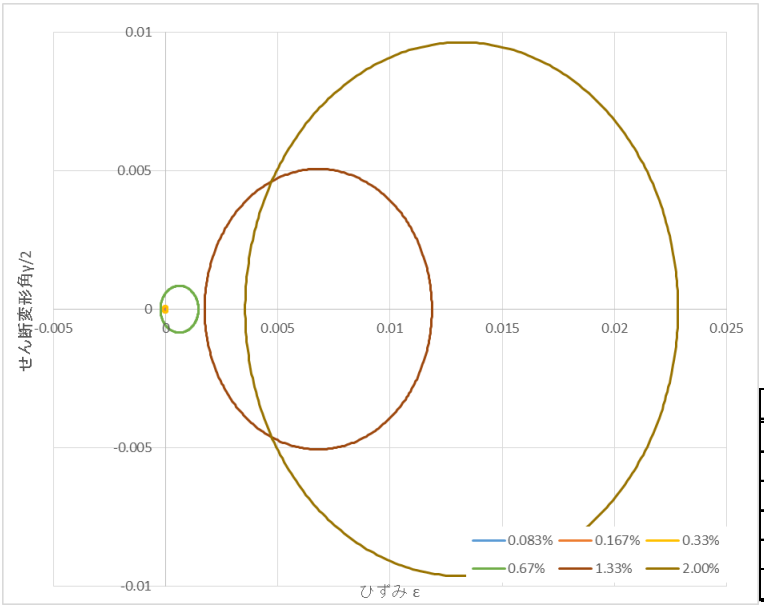
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	-18	108
0.25	-18	109
0.50	-31	153
1.0	773	1883
2.0	4185	5630
3.0	9333	11312

図 5.4.19 モールのひずみ円　A-2 上コア　正載荷



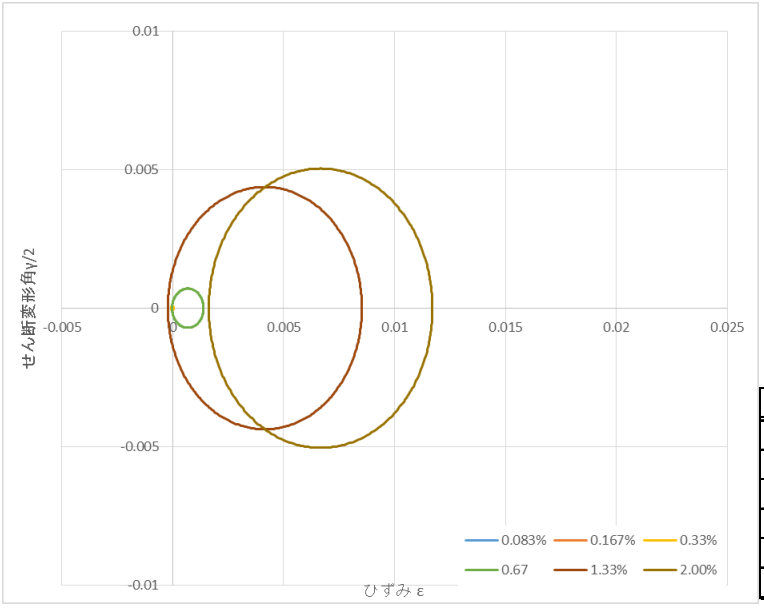
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	-17	100
0.25	-17	96
0.50	-21	78
1.0	1180	1928
2.0	4065	4930
3.0	6797	7243

図 5.4.20 モールのひずみ円　A-2 下コア　正載荷



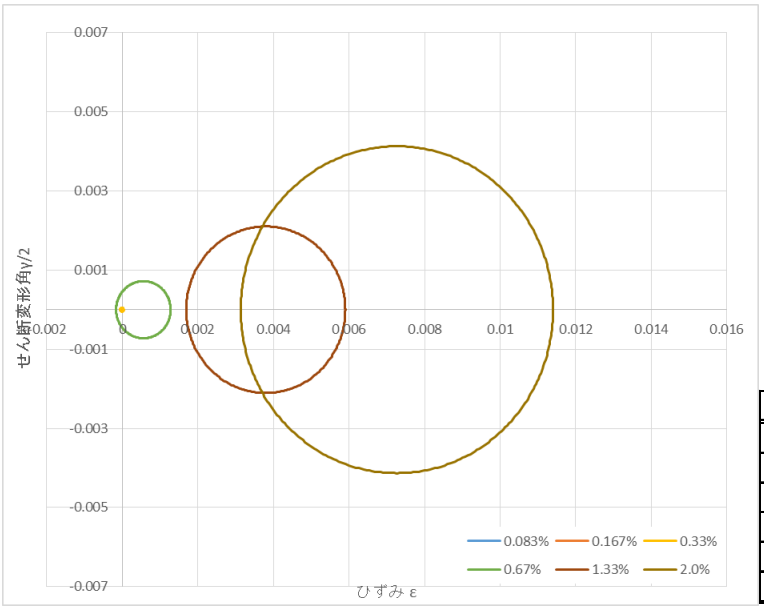
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−12	133
0.25	−10	163
0.50	−21	223
1.0	617	1692
2.0	6799	10128
3.0	13185	19276

図 5.4.21 モールのひずみ円　A-2 上コア　負載荷



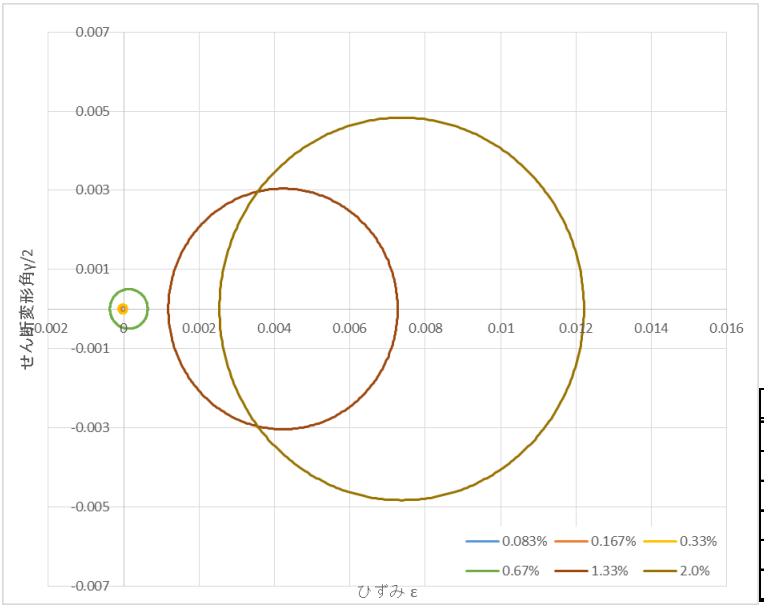
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−13	103
0.25	−16	102
0.50	−18	119
1.0	680	1418
2.0	4153	8750
3.0	6668	10087

図 5.4.22 モールのひずみ円　A-2 下コア　負載荷



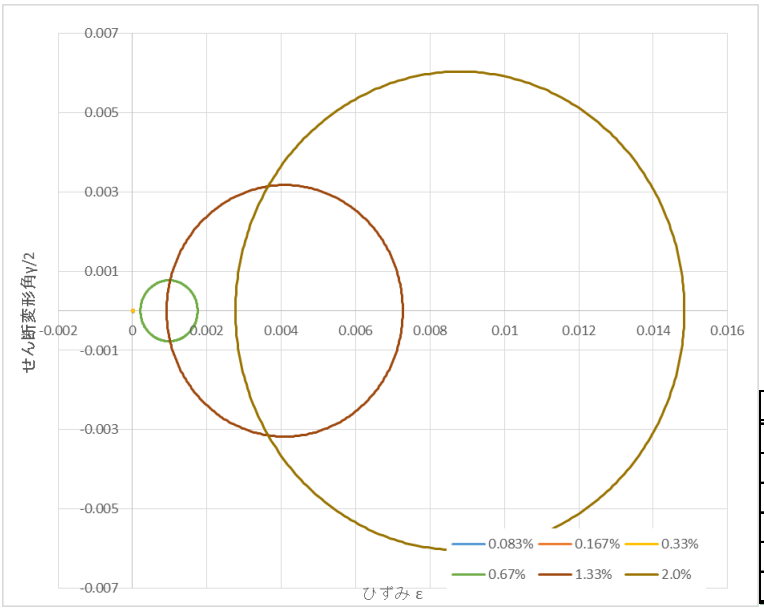
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.083	−14	76
0.167	−5	73
0.33	−7	93
0.67	560	1442
1.33	3797	4211
2.0	7267	8265

図 5.4.23 モールのひずみ円　A-3 上コア　正載荷



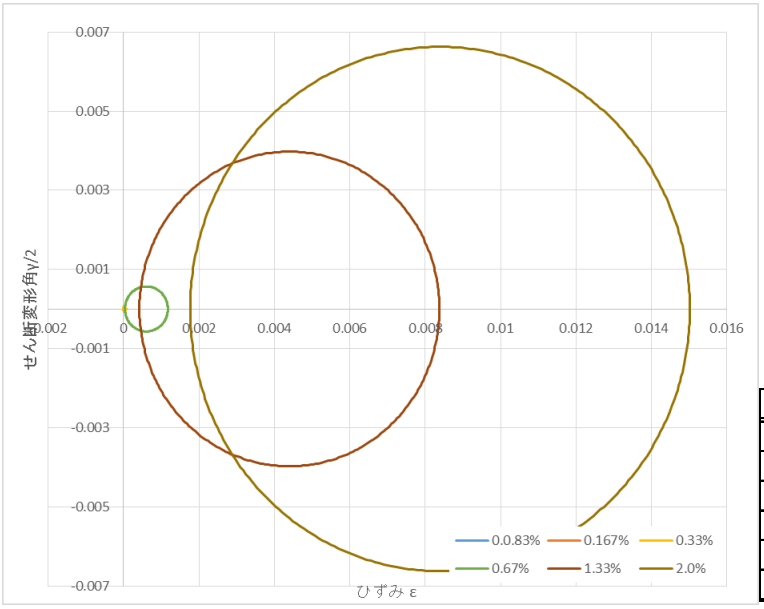
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.083	−8	127
0.167	−12	154
0.33	−25	217
0.67	135	1001
1.33	4225	6082
2.0	7373	9670

図 5.4.24 モールのひずみ円　A-3 下コア　正載荷



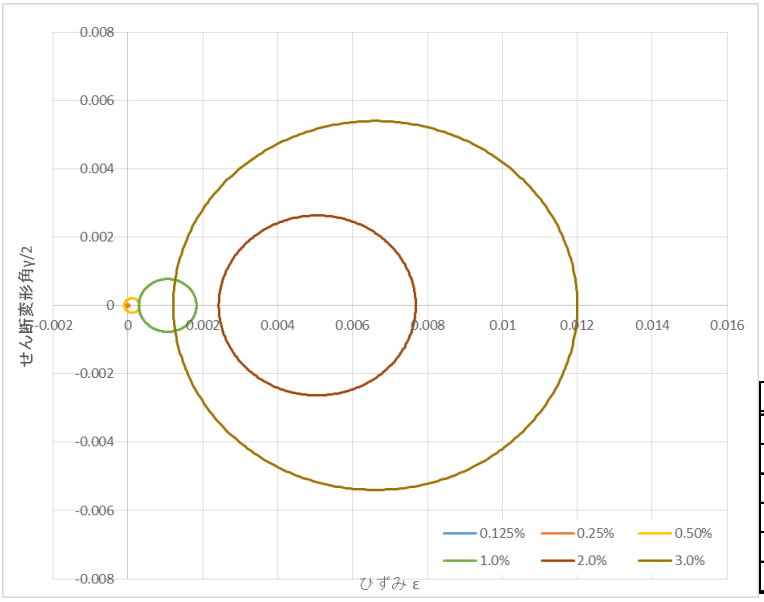
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.083	12	59
0.167	17	54
0.33	12	47
0.67	983	1537
1.33	4093	6348
2.0	8804	12074

図 5.4.25 モールのひずみ円　A-3 上コア　負載荷



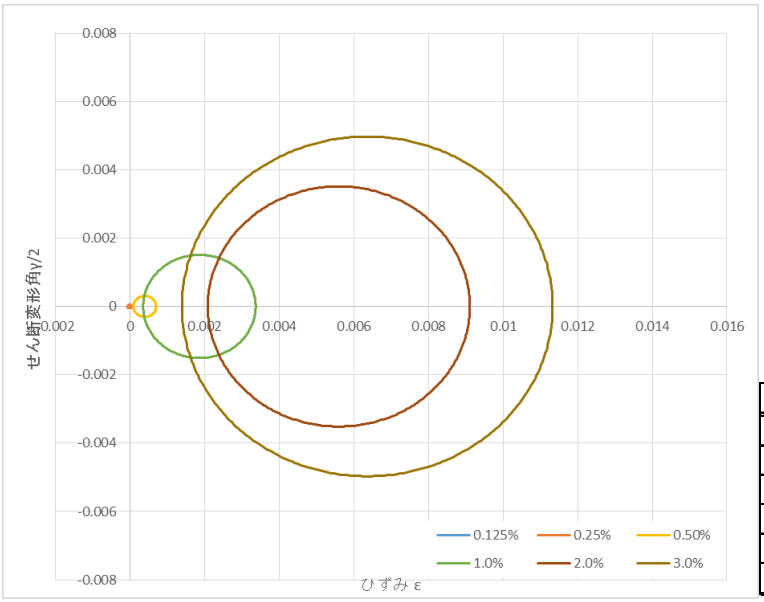
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.083	19	67
0.167	23	62
0.33	26	83
0.67	606	1138
1.33	4398	7955
2.0	8391	13254

図 5.4.26 モールのひずみ円　A-3 下コア　負載荷



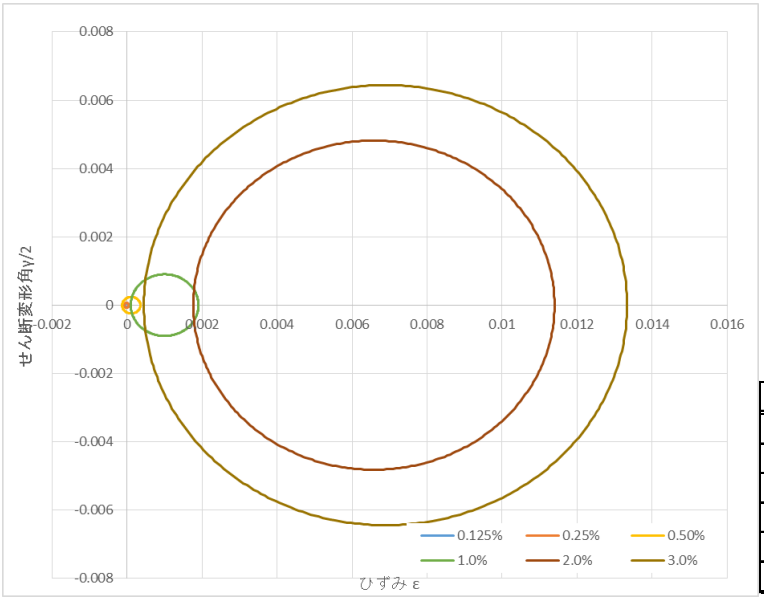
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−6	61
0.25	−11	76
0.50	112	419
1.0	1058	1541
2.0	5054	5263
3.0	6604	10792

図 5.4.27 モールのひずみ円　B-1 上コア　正載荷



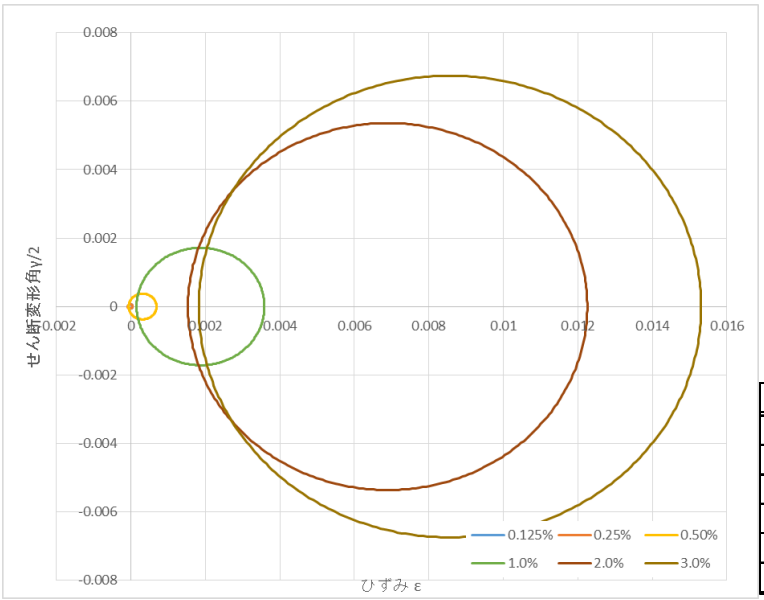
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−11	107
0.25	−21	102
0.50	392	611
1.0	1858	3018
2.0	5593	7027
3.0	6358	9939

図 5.4.28 モールのひずみ円　B-1 下コア　正載荷



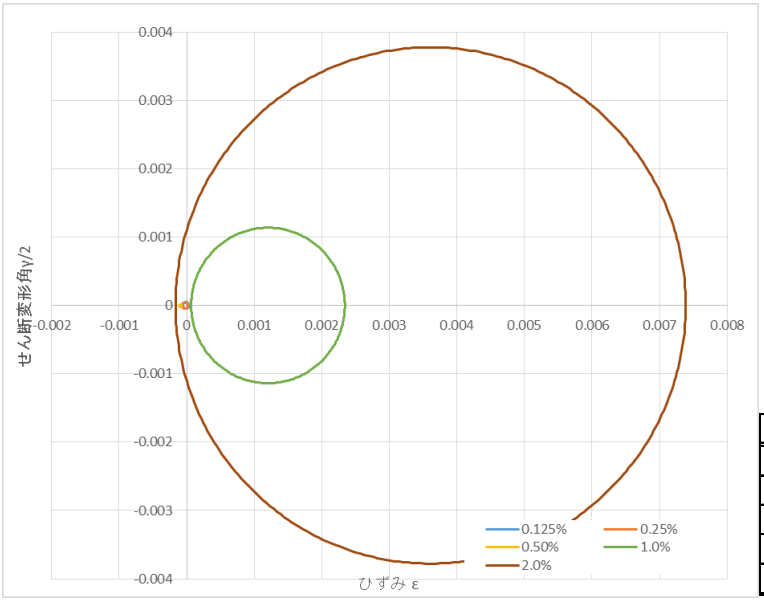
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−9	110
0.25	−17	137
0.50	114	485
1.0	1003	1806
2.0	6581	9632
3.0	6891	12883

図 5.4.29 モールのひずみ円　B-1 上コア　負載荷



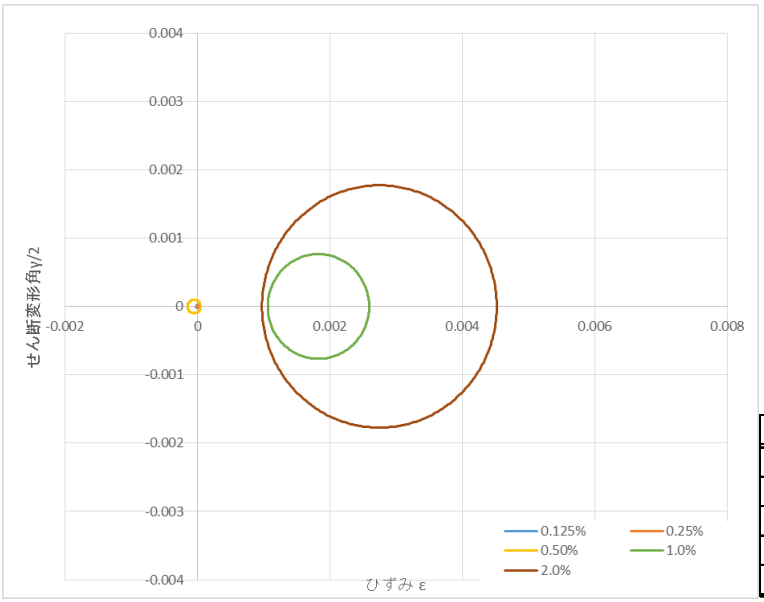
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−17	125
0.25	−19	128
0.50	313	748
1.0	1868	3432
2.0	6892	10723
3.0	8565	13491

図 5.4.30 モールのひずみ円　B-1 下コア　負載荷



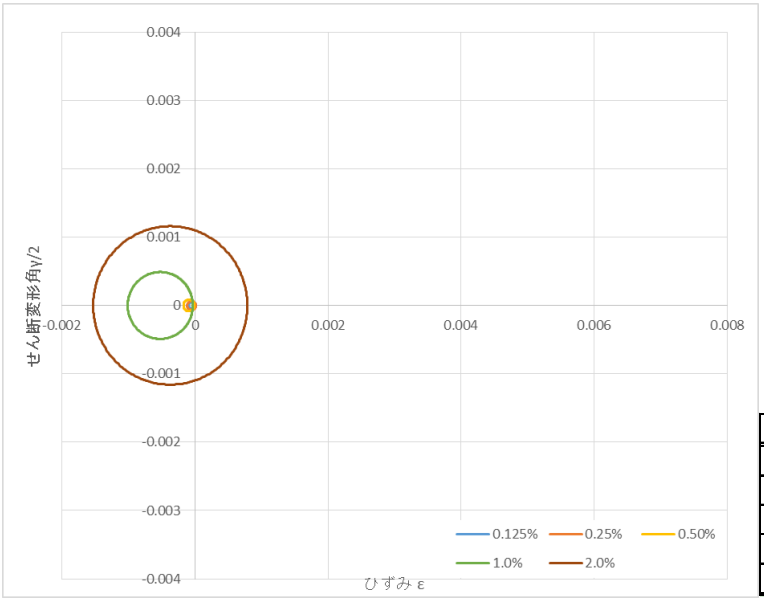
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−14	95
0.25	−25	84
0.50	−90	35
1.0	1205	2275
2.0	3612	7555

図 5.4.31 モールのひずみ円　C-1 左上コア　正載荷



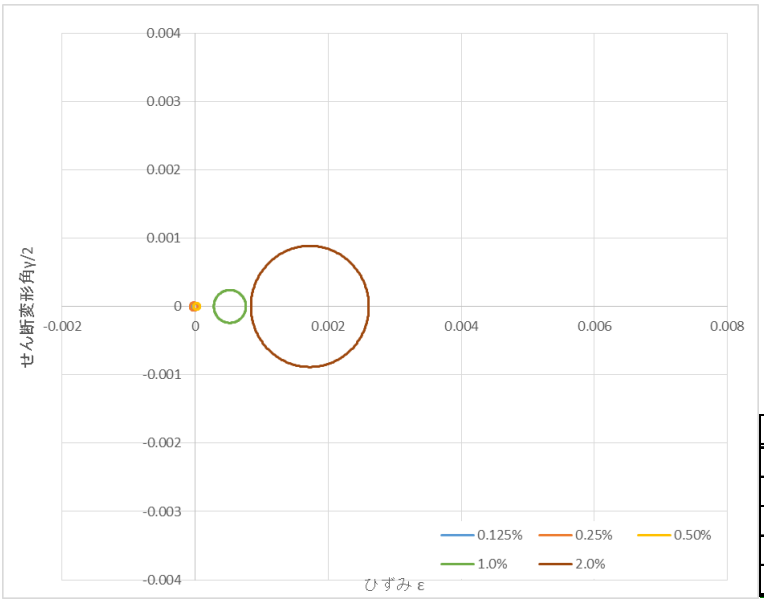
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	10	53
0.25	5	29
0.50	−50	198
1.0	1829	1532
2.0	2749	3545

図 5.4.32 モールのひずみ円　C-1 左下コア　正載荷



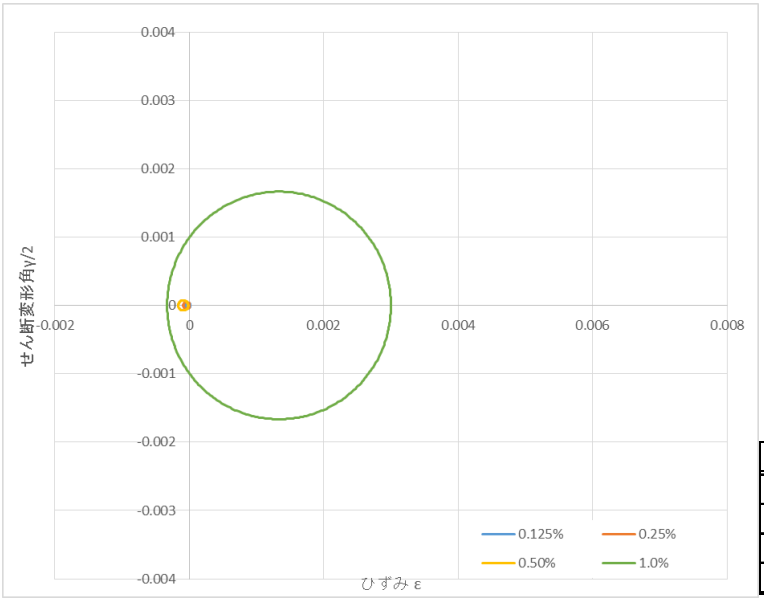
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−40	105
0.25	−51	127
0.50	−89	166
1.0	−520	979
2.0	−370	2317

図 5.4.33 モールのひずみ円　C-1 右上コア　正載荷



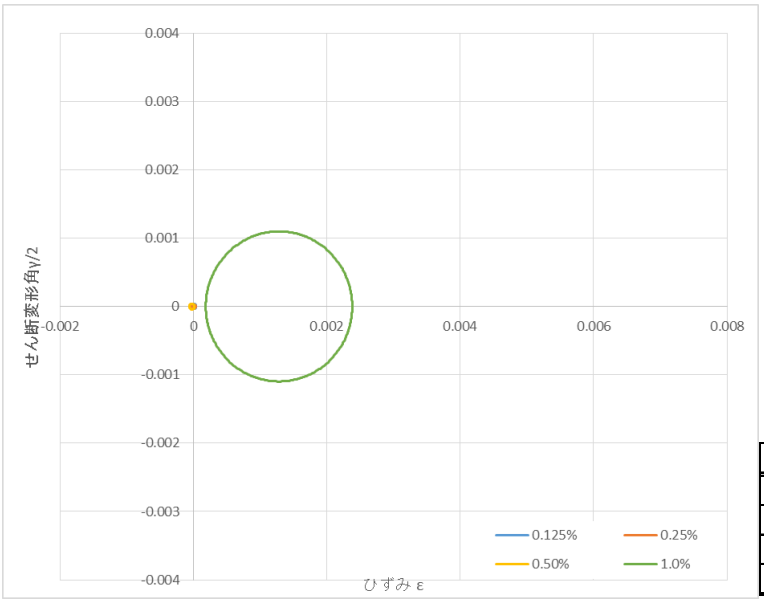
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−40	105
0.25	−51	127
0.50	−89	166
1.0	−520	979
2.0	−370	2317

図 5.4.34 モールのひずみ円　C-1 右下コア　正載荷



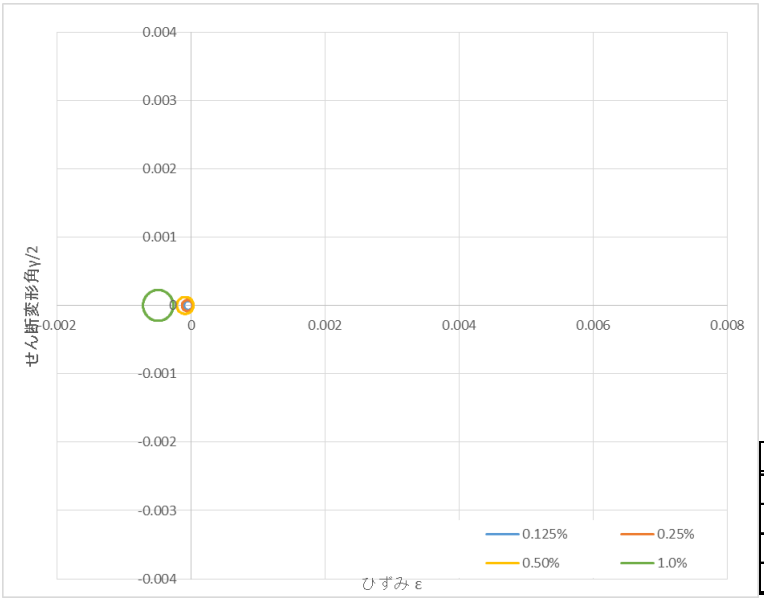
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−14	95
0.25	−25	84
0.50	−90	35
1.0	1205	2275

図 5.4.35 モールのひずみ円　C-1 左上コア　負載荷



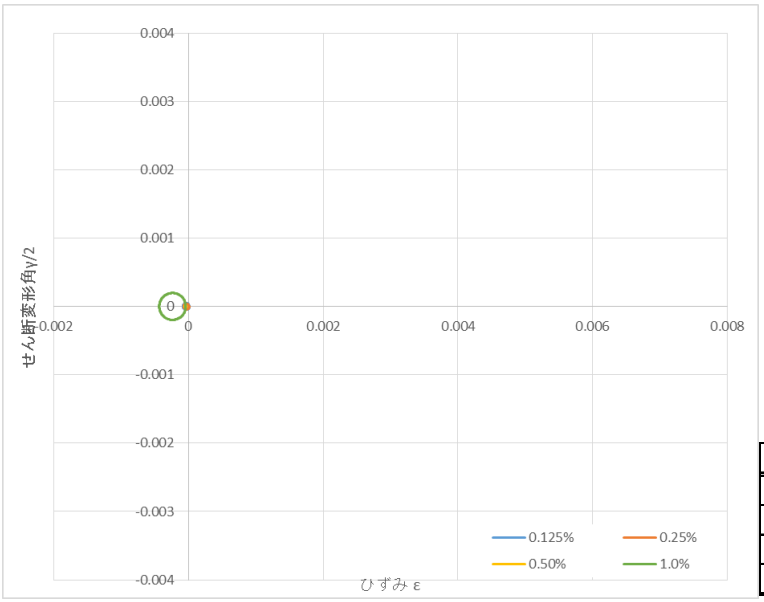
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	7	69
0.25	6	59
0.50	−22	83
1.0	1284	2196

図 5.4.36 モールのひずみ円　C-1 左下コア　負載荷



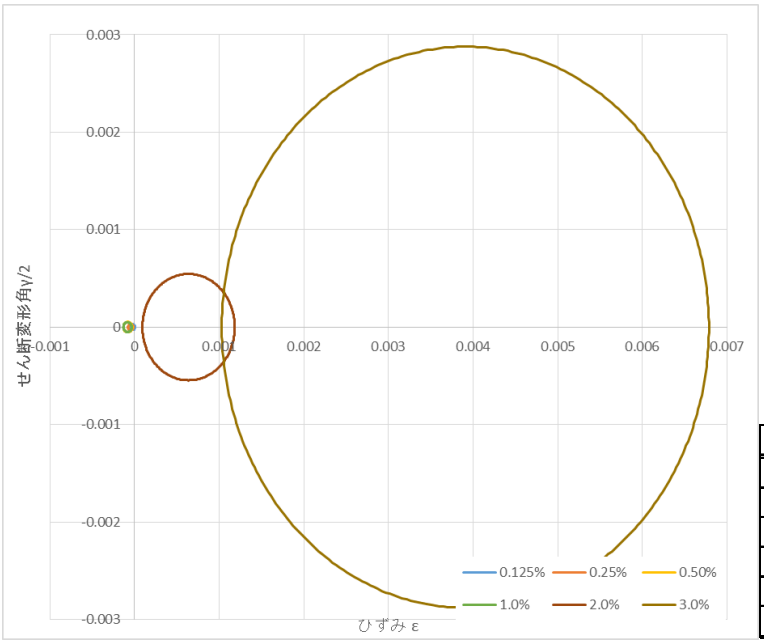
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−38	131
0.25	−52	159
0.50	−86	247
1.0	−488	451

図 5.4.37 モールのひずみ円　C-1 右上コア　負載荷



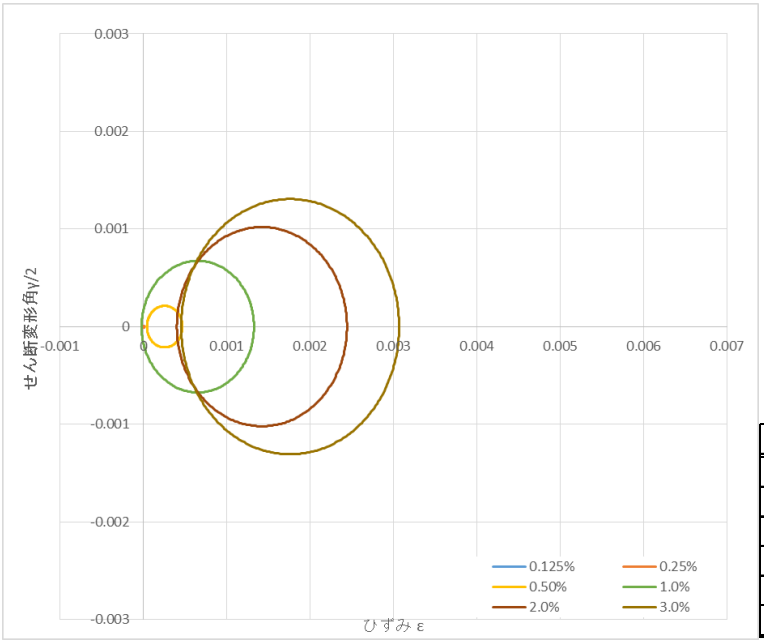
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−34	95
0.25	−31	83
0.50	−45	31
1.0	−236	393

図 5.4.38 モールのひずみ円　C-1 右下コア　負載荷



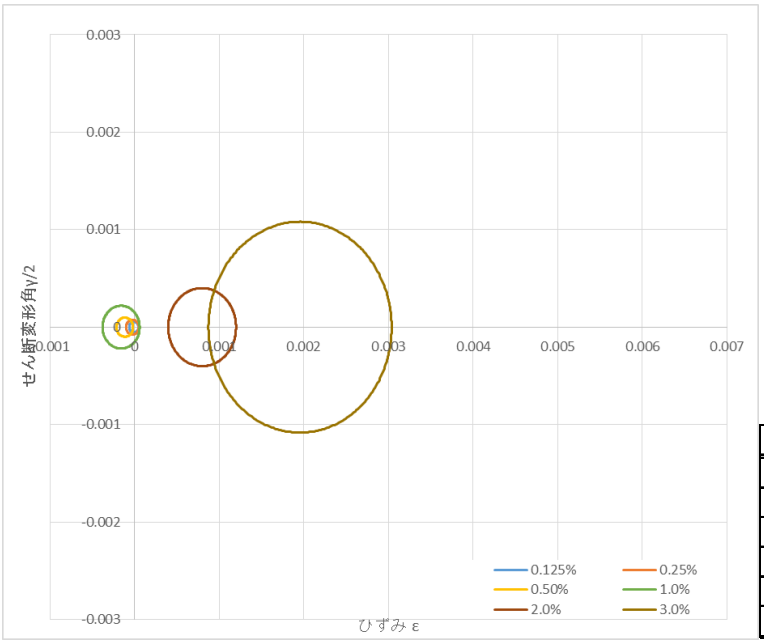
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	-25	57
0.25	-46	61
0.50	-80	105
1.0	-84	98
2.0	639	1091
3.0	3909	5756

図 5.4.39 モールのひずみ円　C-2 左上コア　正載荷



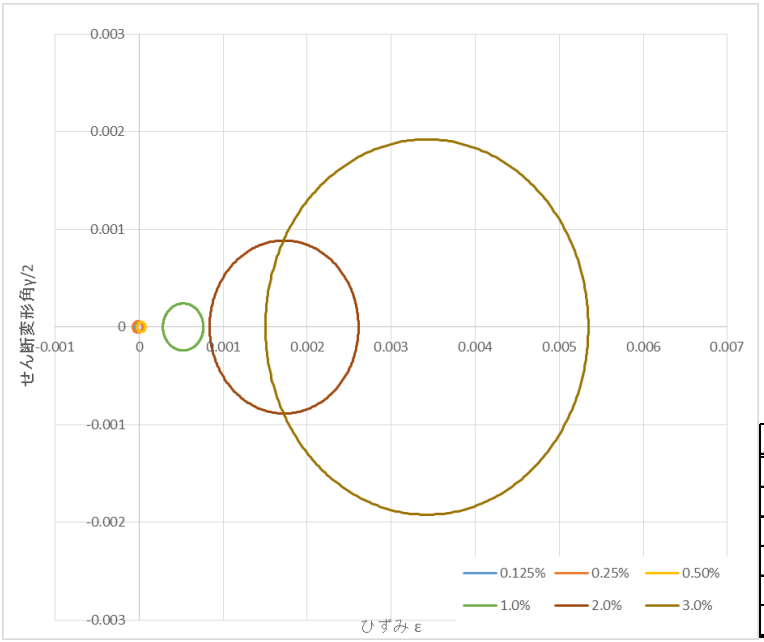
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	5	14
0.25	-2	21
0.50	256	426
1.0	654	1348
2.0	1423	2041
3.0	1761	2614

図 5.4.40 モールのひずみ円　C-2 左下コア　正載荷



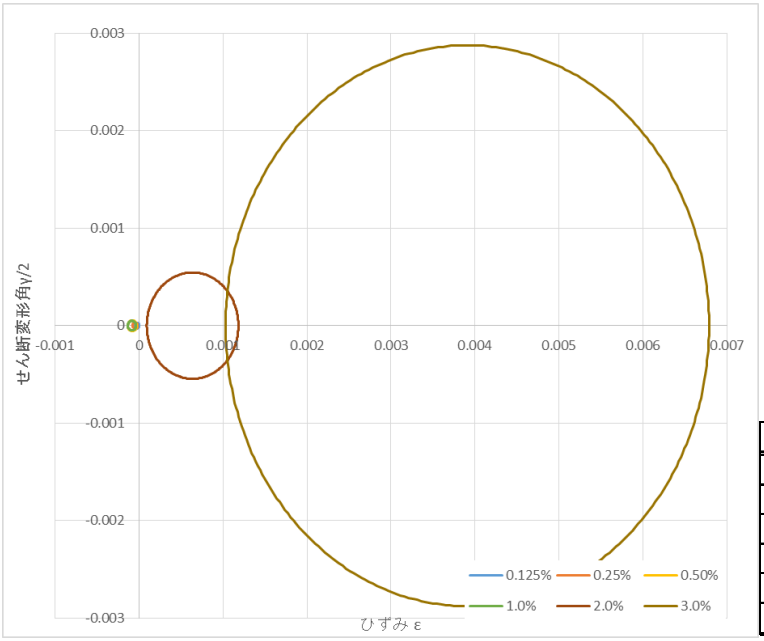
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−9	110
0.25	−24	151
0.50	−115	197
1.0	−159	439
2.0	798	802
3.0	1955	2164

図 5.4.41 モールのひずみ円　C-2 右上コア　正載荷



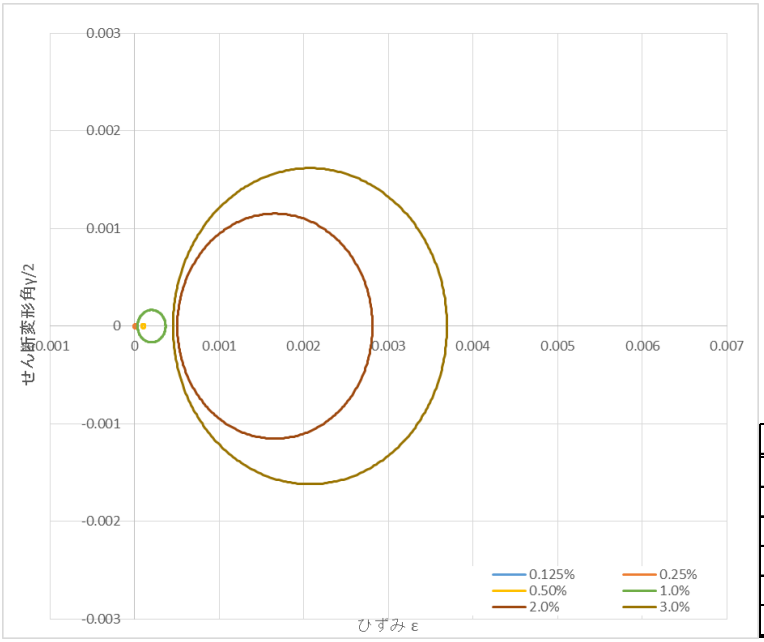
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−4	91
0.25	−17	116
0.50	24	99
1.0	523	481
2.0	1725	1772
3.0	3424	3845

図 5.4.42 モールのひずみ円　C-2 右下コア　正載荷



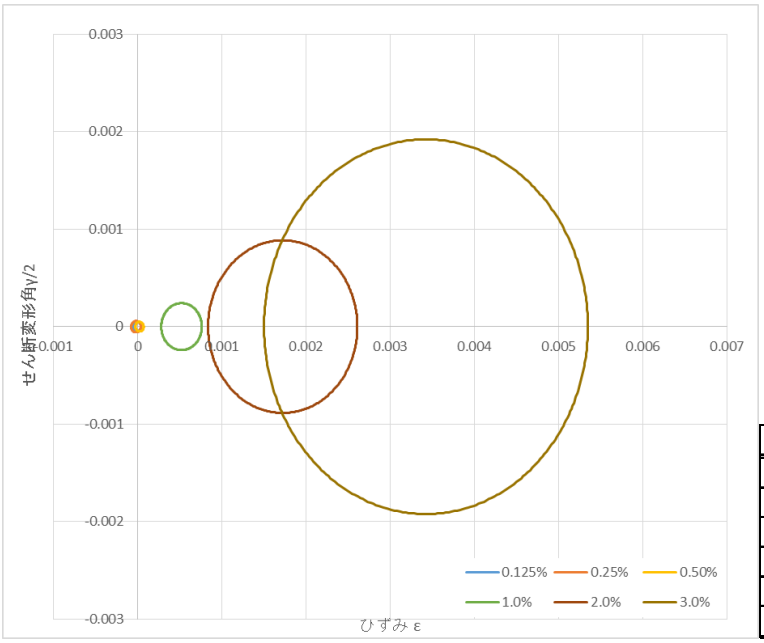
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	-23	68
0.25	-29	82
0.50	-40	179
1.0	4	472
2.0	2921	7677
3.0	4018	7814

図 5.4.43 モールのひずみ円　C-2 左上コア　負載荷



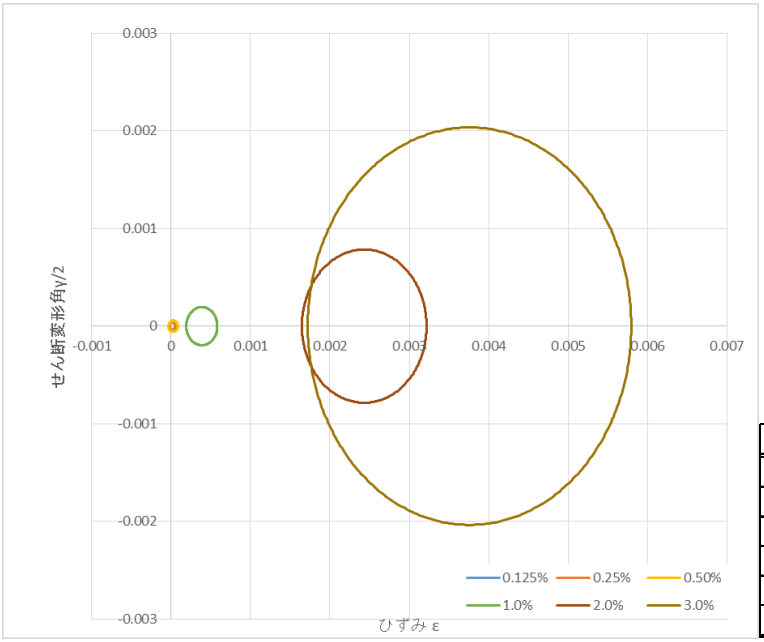
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	9	19
0.25	11	40
0.50	105	44
1.0	202	331
2.0	1659	2306
3.0	2073	3238

図 5.4.44 モールのひずみ円　C-2 左下コア　負載荷



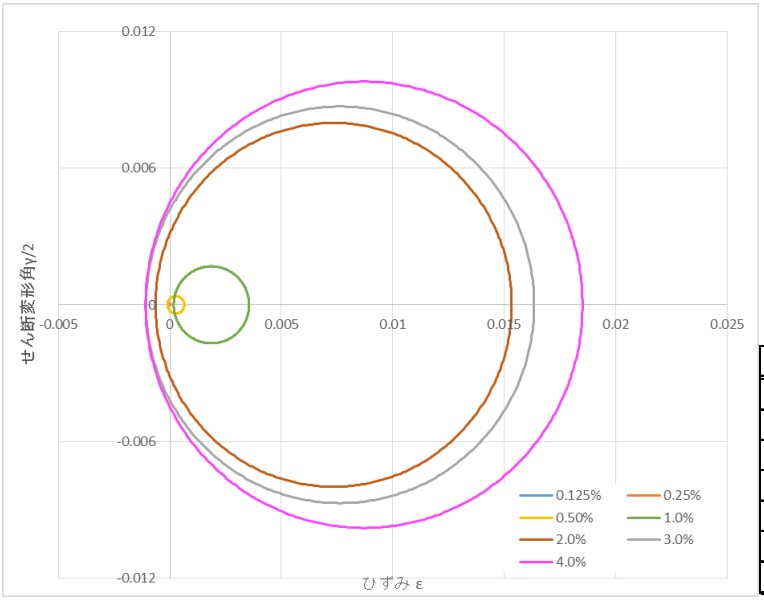
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−8	92
0.25	−13	123
0.50	−90	88
1.0	270	833
2.0	803	2051
3.0	2686	4919

図 5.4.45 モールのひずみ円　C-2 右上コア　負載荷



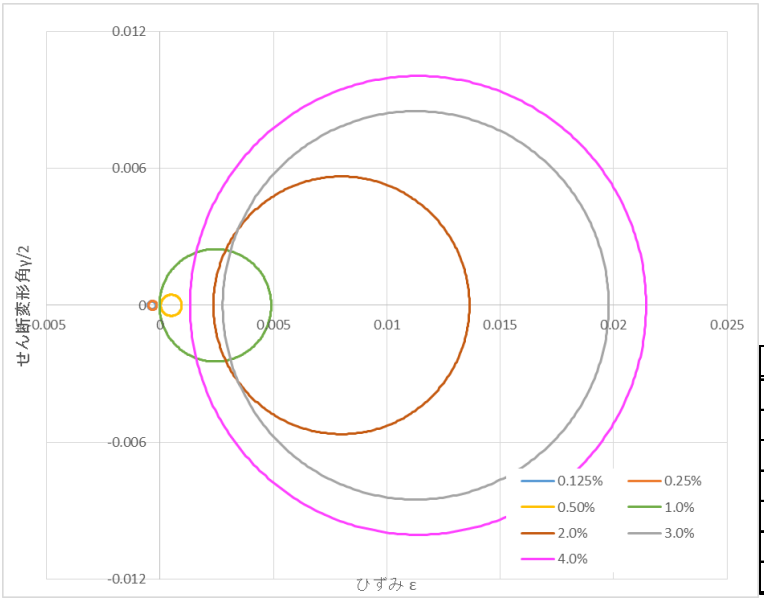
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−4	91
0.25	−17	116
0.50	24	99
1.0	523	481
2.0	1725	1772
3.0	3424	3845

図 5.4.46 モールのひずみ円　C-2 右下コア　負載荷



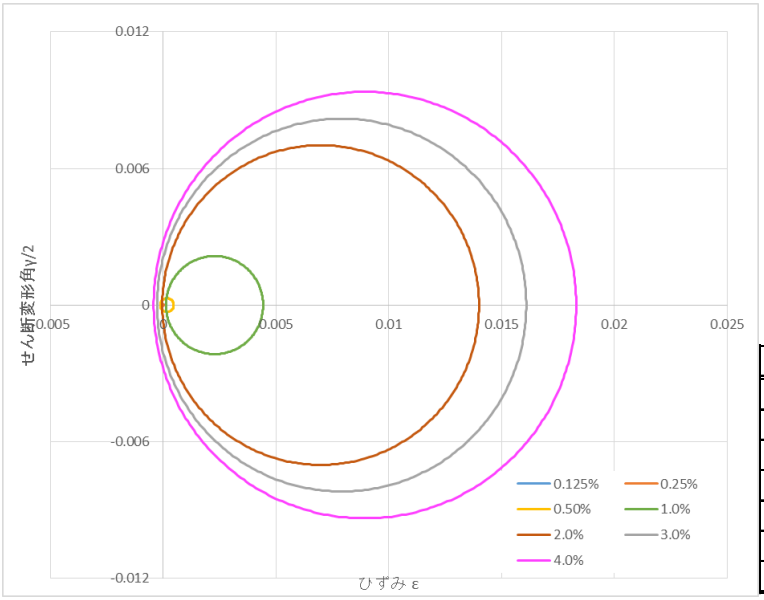
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	4	53
0.25	−2	70
0.50	275	754
1.0	1865	3381
2.0	7346	15975
3.0	7637	17414
4.0	8714	19598

図 5.4.47　モールのひずみ円　A-4 上コア　正載荷



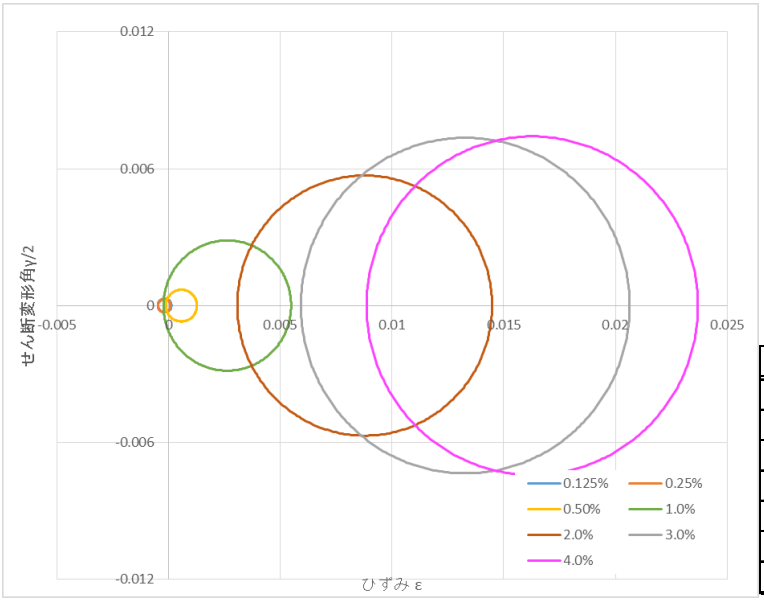
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−364	354
0.25	−328	378
0.50	496	926
1.0	2436	4930
2.0	7994	11292
3.0	11269	17017
4.0	11375	20107

図 5.4.48　モールのひずみ円　A-4 下コア　正載荷



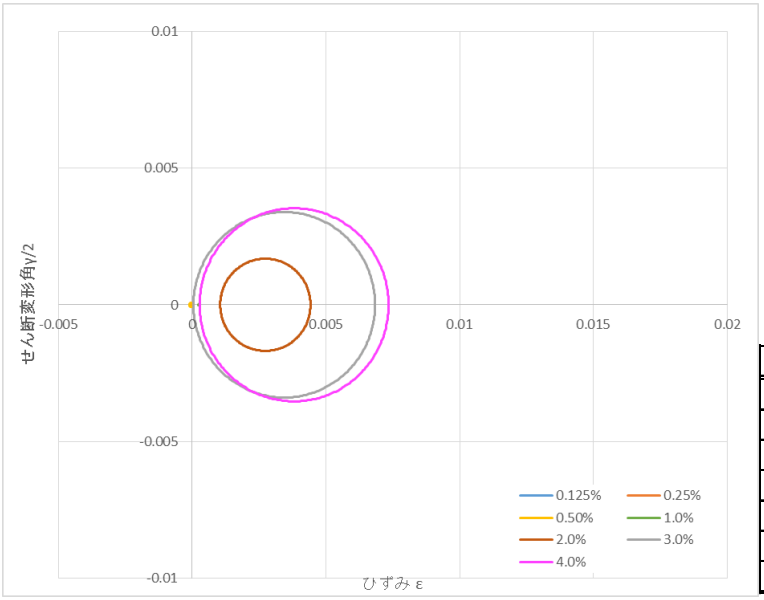
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	8	42
0.25	−9	52
0.50	165	601
1.0	2276	4304
2.0	6977	14038
3.0	7910	16368
4.0	8942	18730

図 5.4.49　モールのひずみ円　A-4 上コア　負載荷



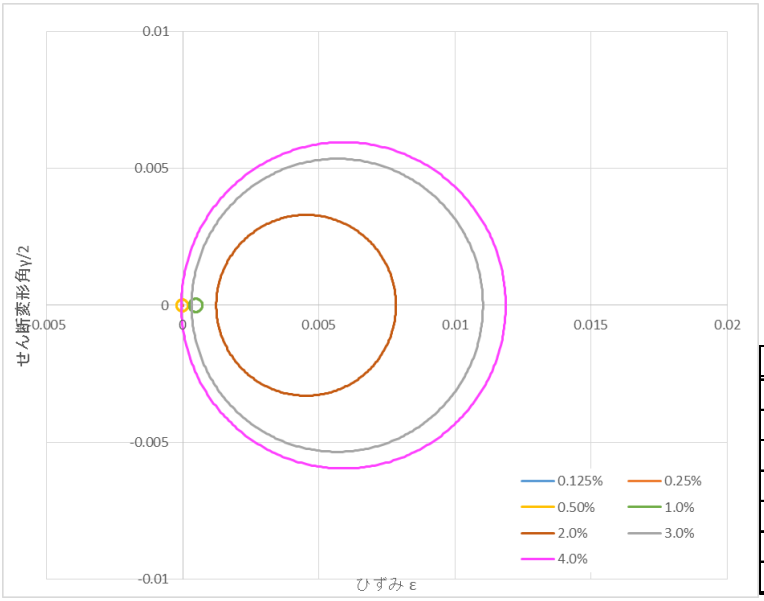
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−168	604
0.25	−188	566
0.50	580	1393
1.0	2634	5712
2.0	8782	11402
3.0	13285	14711
4.0	16282	14831

図 5.4.50　モールのひずみ円　A-4 下コア　負載荷



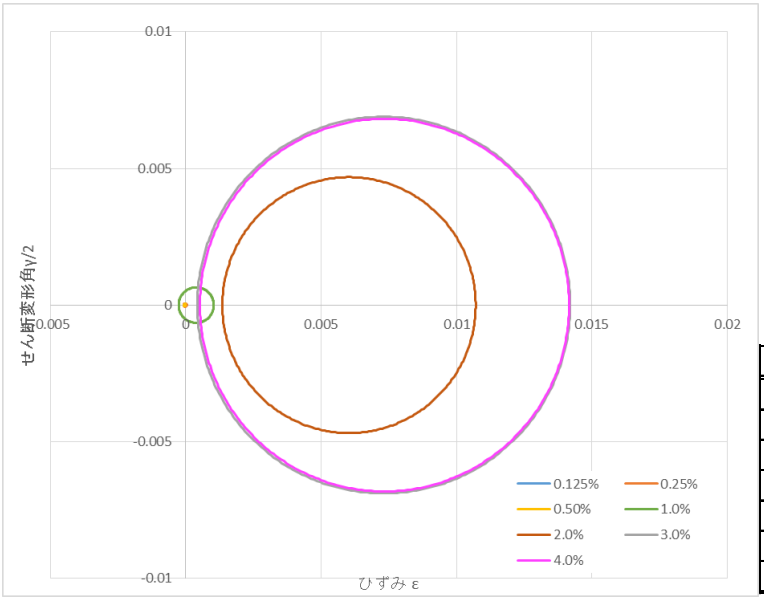
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−4	30
0.25	−6	65
0.50	−40	144
1.0	256	59
2.0	2738	3375
3.0	3445	6785
4.0	3812	7061

図 5.4.51　モールのひずみ円　A-5 上コア　正載荷



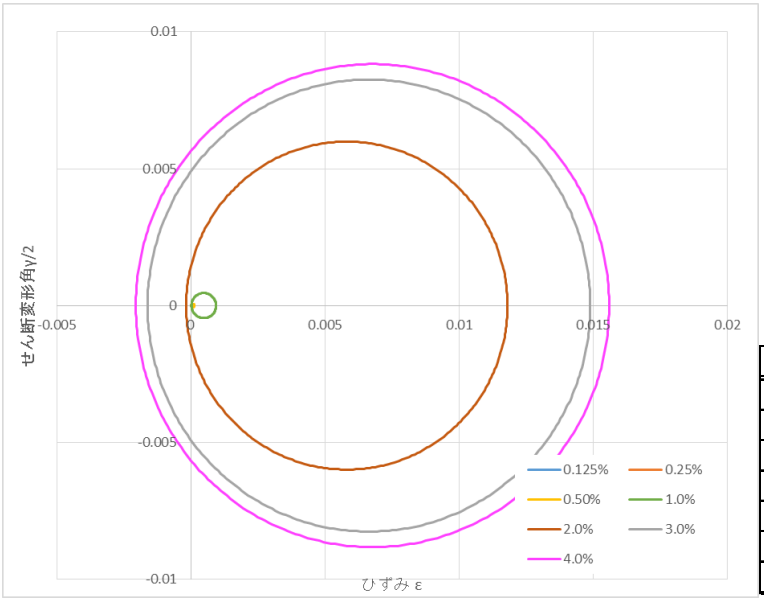
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−9	18
0.25	−9	41
0.50	−17	425
1.0	479	486
2.0	4534	6603
3.0	5678	10704
4.0	5906	11921

図 5.4.52　モールのひずみ円　A-5 下コア　正載荷



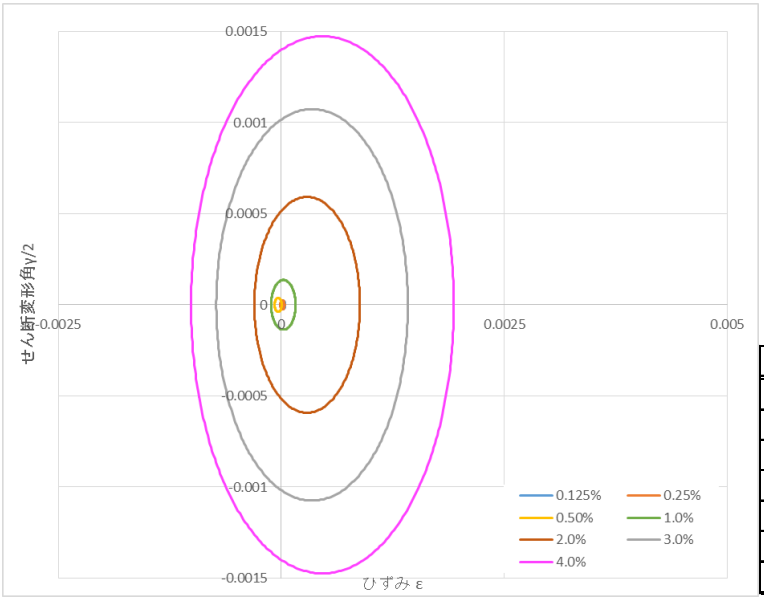
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	-6	65
0.25	-22	109
0.50	-38	78
1.0	385	1299
2.0	6028	9360
3.0	7311	13779
4.0	7338	13636

図 5.4.53　モールのひずみ円　A-5 上コア　負載荷



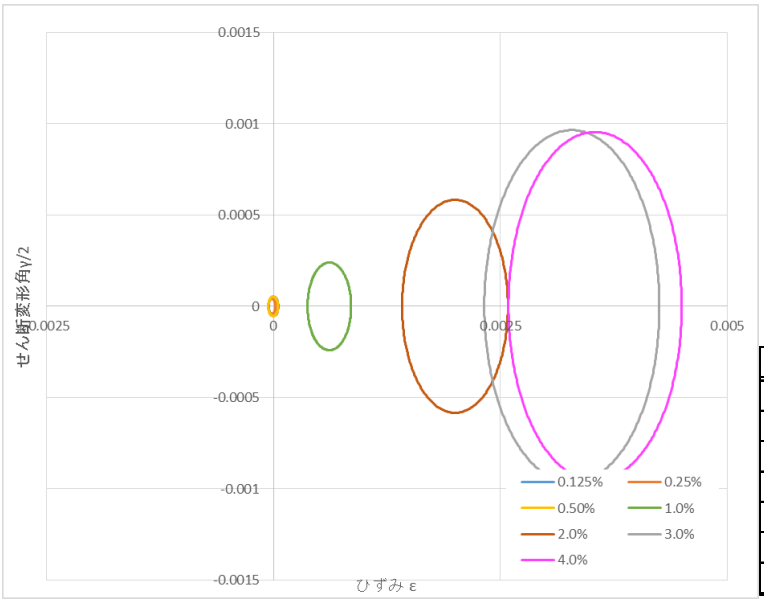
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	33	51
0.25	37	48
0.50	84	121
1.0	485	918
2.0	5821	11981
3.0	6645	16511
4.0	6777	17645

図 5.4.54　モールのひずみ円　A-5 下コア　負載荷



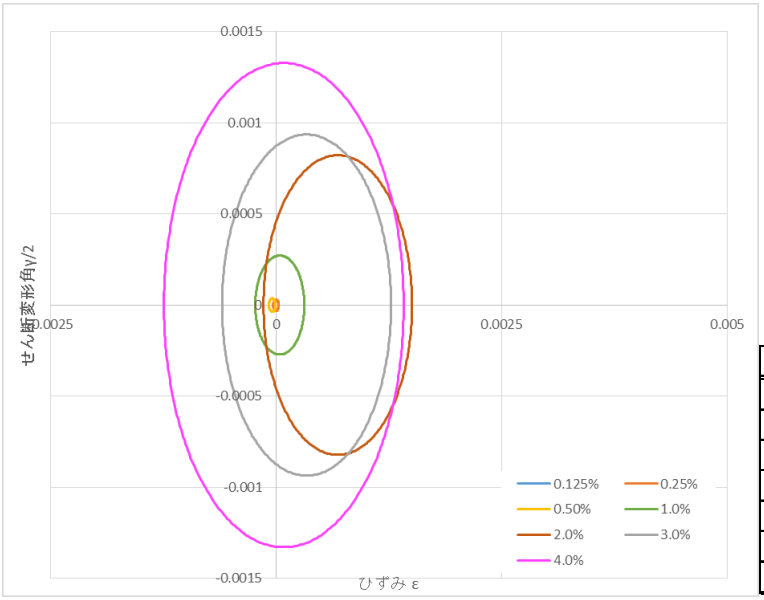
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	19	46
0.25	13	49
0.50	−36	78
1.0	23	273
2.0	290	1184
3.0	345	2149
4.0	346	3588

図 5.4.55　モールのひずみ円　A-6 上コア　正載荷



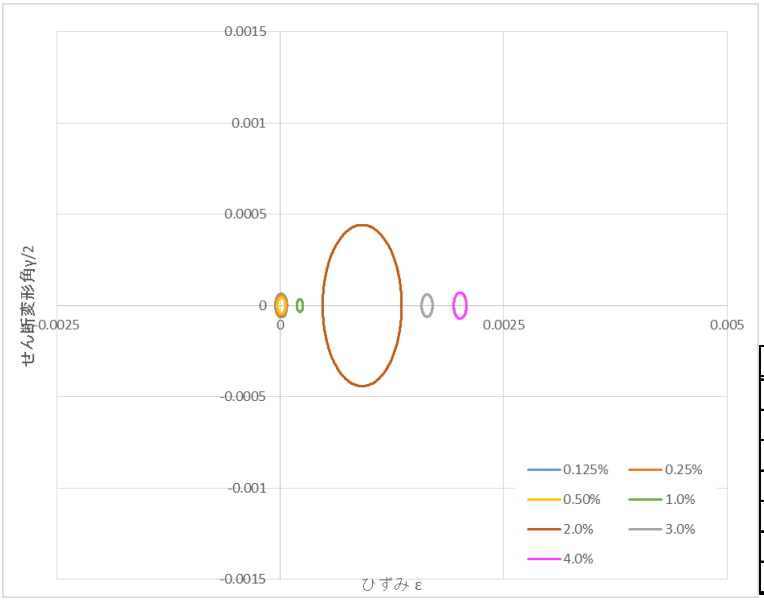
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	0	106
0.25	−16	82
0.50	0	107
1.0	1503	1303
2.0	3121	1874
3.0	3546	1910
4.0	2903	1239

図 5.4.56　モールのひずみ円　A-6 下コア　正載荷



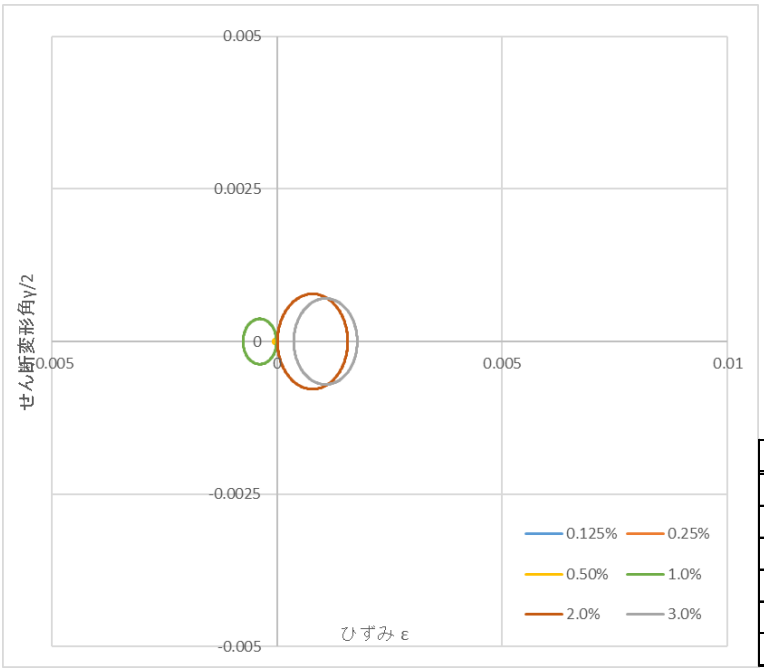
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	10	45
0.25	0	62
0.50	−42	74
1.0	42	544
2.0	684	1645
3.0	338	1872
4.0	−21	3786

図 5.4.57　モールのひずみ円　A-6 上コア　負載荷



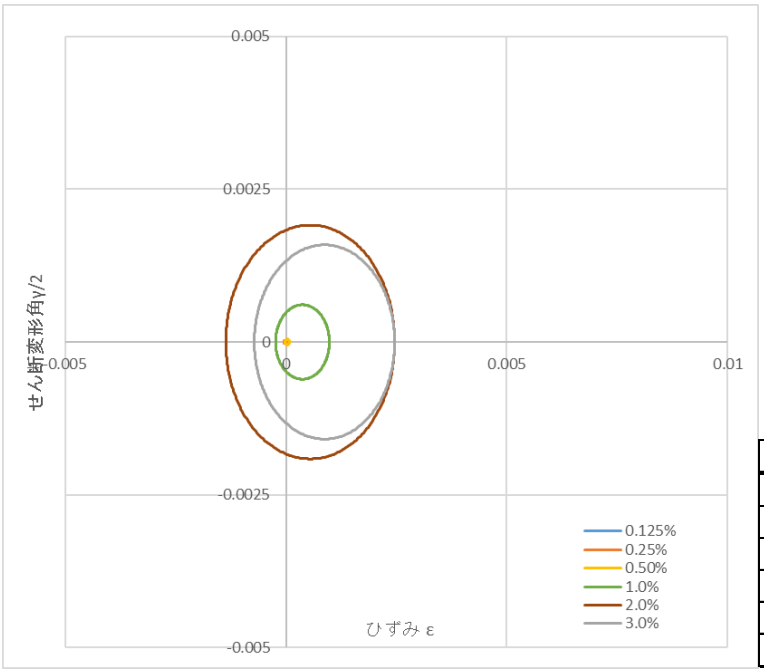
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	12	129
0.25	11	119
0.50	13	92
1.0	220	68
2.0	917	883
3.0	1644	123
4.0	2041	422

図 5.4.58　モールのひずみ円　A-6 下コア　負載荷



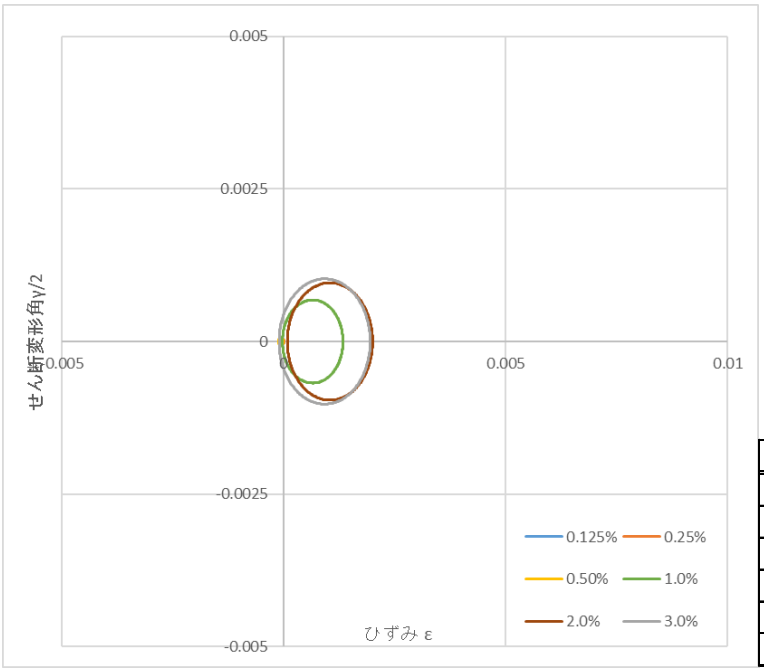
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−13	47
0.25	−20	70
0.50	−45	81
1.0	−382	743
2.0	790	1559
3.0	1076	1408

図 5.4.59　モールのひずみ円　C-3 左上コア　正載荷



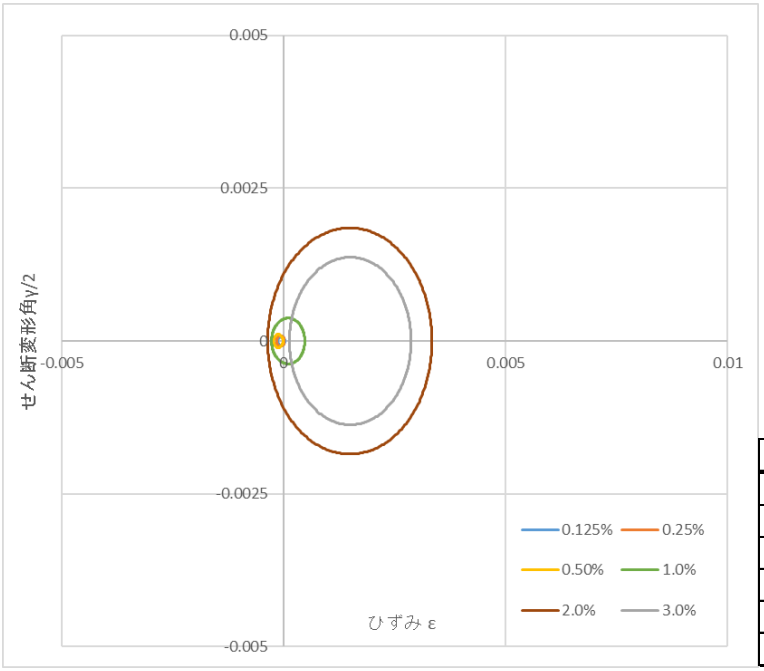
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−12	50
0.25	−24	56
0.50	30	93
1.0	374	1219
2.0	551	3825
3.0	873	3179

図 5.4.60　モールのひずみ円　C-3 左下コア　正載荷



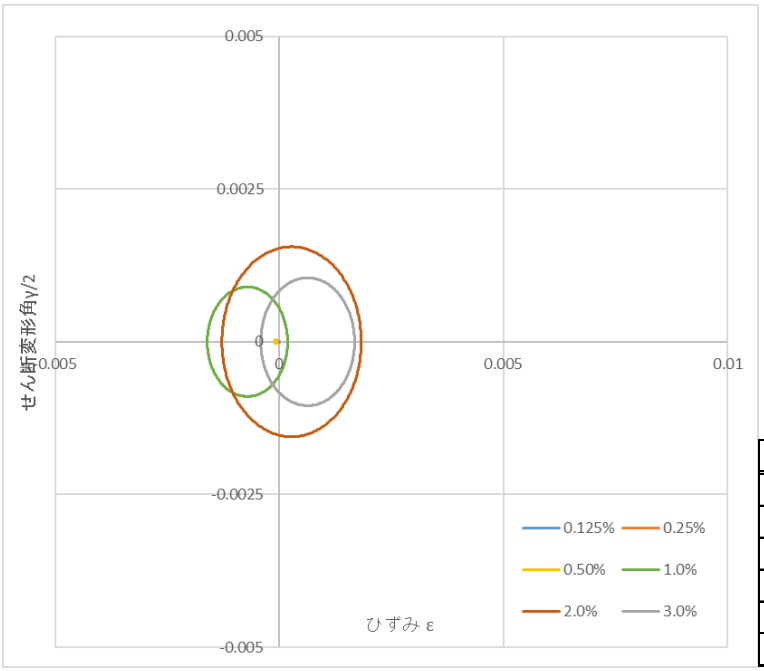
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−8	39
0.25	−20	64
0.50	−61	112
1.0	654	1363
2.0	1042	1923
3.0	924	2053

図 5.4.61　モールのひずみ円　C-3 右上コア　正載荷



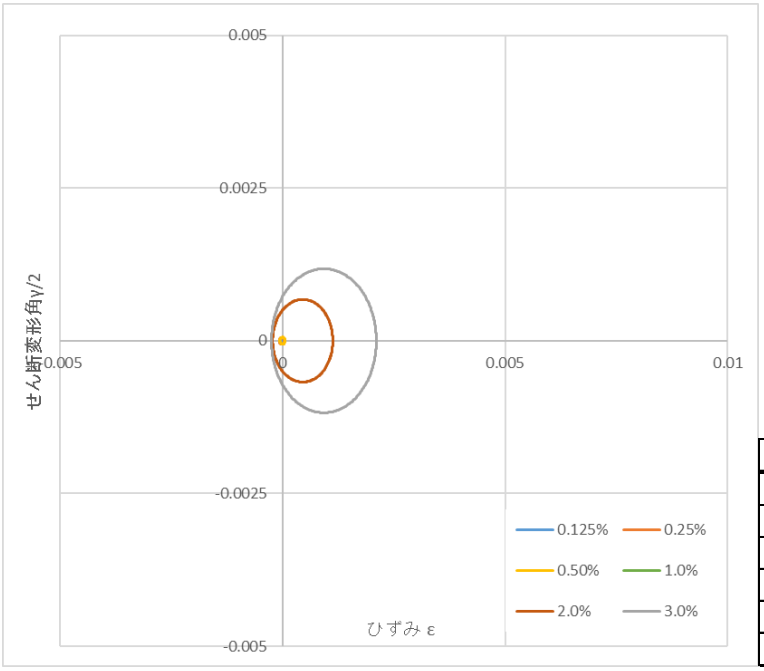
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−55	152
0.25	−76	176
0.50	−123	213
1.0	101	748
2.0	1491	3701
3.0	1499	2740

図 5.4.62　モールのひずみ円　C-3 左下コア　正載荷



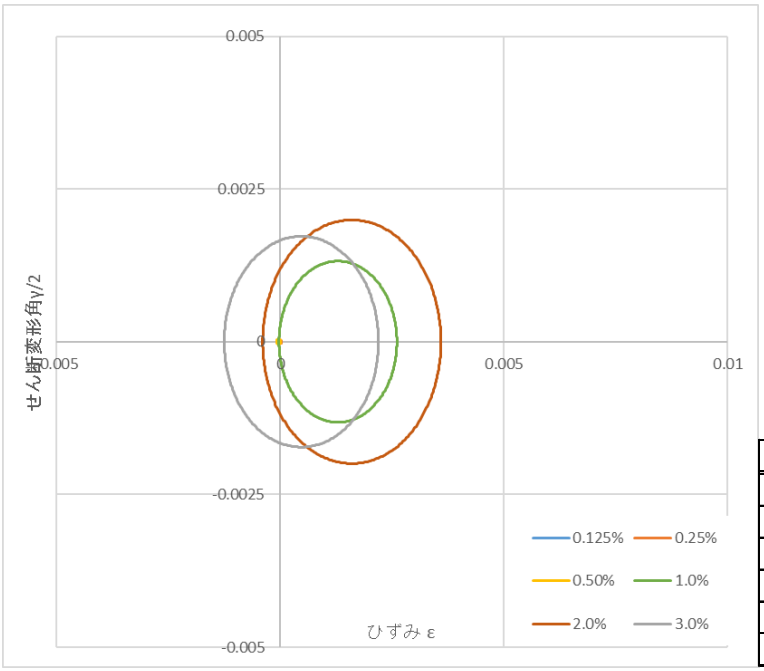
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−5	23
0.25	−36	28
0.50	−63	91
1.0	−743	2096
2.0	700	3639
3.0	634	2092

図 5.4.63　モールのひずみ円　C-3 左上コア　負載荷



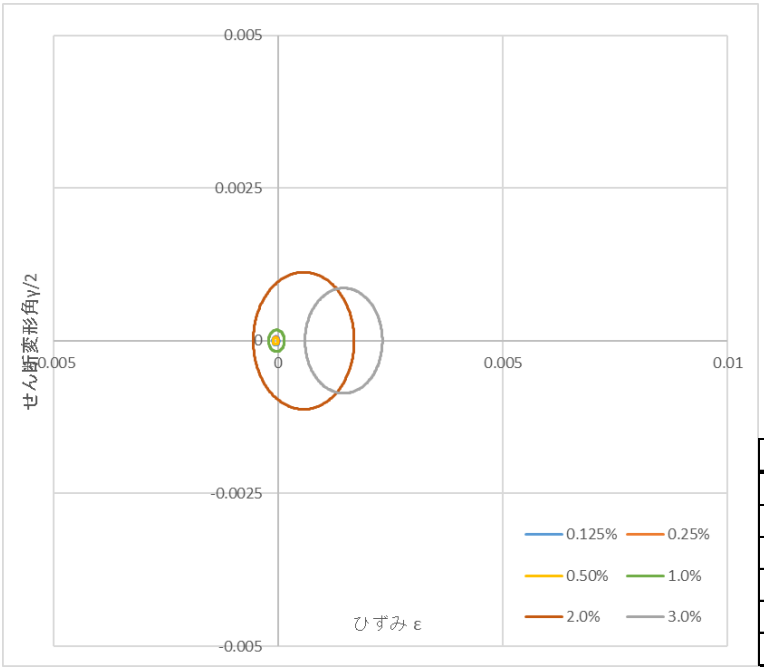
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−27	69
0.25	−16	107
0.50	1	139
1.0	126	194
2.0	690	2029
3.0	930	2355

図 5.4.64　モールのひずみ円　C-3 左下コア　負載荷



層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	6	19
0.25	2	50
0.50	−39	83
1.0	1529	2939
2.0	1191	3866
3.0	470	3450

図 5.4.65　モールのひずみ円　C-3 右上コア　負載荷



層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	−49	143
0.25	−54	122
0.50	−64	128
1.0	24	371
2.0	1219	2400
3.0	1459	1721

図 5.4.66　モールのひずみ円　C-3 右下コア　負載荷

以下に結果と考察を述べる。

① 試験体 A-1

正負両方向でひずみの値が大きく出ている。最大耐力前までは上コアのひずみが大きく出ているが，最大耐力後は下コアのひずみが大きく出ている。これは基礎梁のせん断力が大きく影響していると考えられる。

② 試験体 A-2

試験体 A-1 同様に，最大耐力前は上コアのひずみが大きく出ているが，最大耐力後は下コアのひずみが大きく出ている。またひずみの値も概ね同じ値となっている。

③ 試験体 A-3

試験体 A-3 は層間変形角の低い間、ひずみは上コアの方が大きいが 1%を越えてからは下コアの方が大きい値となっている。

④ 試験体 A-4

正載荷時では，上コアより下コアの方でひずみの値が大きく出ている。これは基礎梁のせん断力により，パイルキャップ下部に配筋されている基礎梁主筋による支圧力が影響を与えているためと考えられる。一方で，負載荷では，下コアよりも上コア方でひずみの値が大きく出ており，これはパイルキャップ上部に配筋された基礎梁主筋の支圧力が影響していると考えられる。

⑤ 試験体 A-5

正載荷時は試験体 A-4 と同様に上コアよりも下コアの方がひずみの値が大きく出ている。しかし，負載荷時では試験体 A-4 とは異なり，正載荷時と同様に上コアよりも下コアの方でひずみが大きく出ている。正載荷時にパイルキャップ下部の損傷が大きくなったことから負載荷時にも影響が出たと考えられる。

⑥ 試験体 A-6

正負両方向で柱部材が破壊したため，パイルキャップで破壊した試験体 A-4 と比較すると，全体的にあまりひずみ量の増加は確認できなかった。また下コアではあまり大きく損傷していない一方で，上コアでは柱梁接合部の損傷の影響からひずみ量の増加が下コアよりも大きく出たと考えられる。

⑦ 試験体 B-1

正載荷・負載荷両方向でひずみの値が大きく出ている。全体的に下コアの方がひずみが大きく出ているがこれは袖壁付柱が付いていることにより，柱側の剛性が上がっているためだと思われる。

⑧　試験体 C-1，C-3

試験体 A-4 と同様に，正載荷時では左右上コアで，負載荷時では左右下コアでひずみの値が大きく出ている。しかし，試験体 C-1，C-3 では柱脚部で破壊が進行しているため，試験体 A-4 よりはひずみの値が小さく出ている。

⑨　試験体 C-2

柱脚部で破壊が進行しているためか正載荷では左上コアに大きくひずみが出ている。負載荷側では，左上コア以外の部分でもひずみが出ており，柱脚以外にも多少損傷が出ていると考えられる。全体的に右側のコアは左側のコアよりもひずみが小さい。

5.4.3 パネル変形に関する検討

図 5.4.67 にパイルキャップ裏に取り付けた変位計及び測定変位の各インサートに位置の変位の扱いを示す。パイルキャップ裏に取り付けた変位計より各サイクル(繰り返し載荷の場合は 1 回目の値)における接合部パネルの変形性状の把握を行った。

各変位計より計測された区間の変位を 2 分割し，各インサート位置における変位を算出した。各インサート位置における変位の算出式を**表 5.4.1** に示す。**図 5.4.68～図 5.4.87** に各試験体の接合部パネル変形を示す。

各試験体の接合部パネル変形による検討を行い，パイルキャップ部の変形成分の考察を行う。

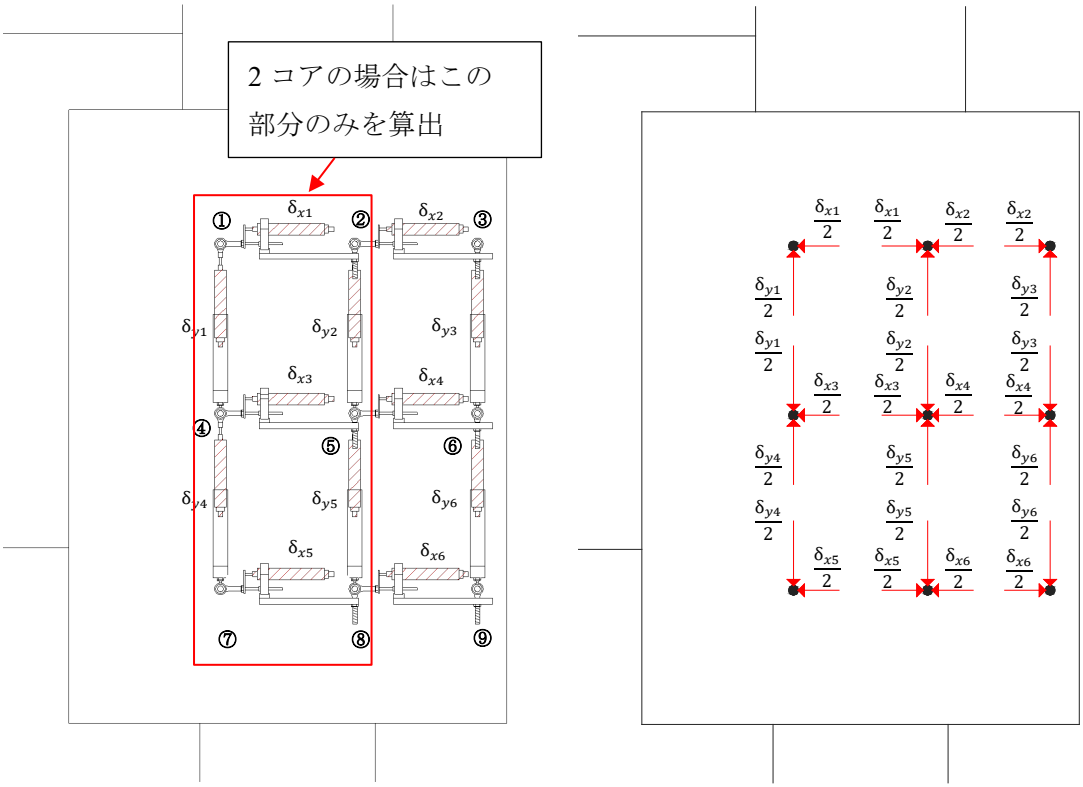


図 5.4.67　パイルキャップ内における変位計の変位の扱い

表 5.4.1　パイルキャップのインサート変位計算式

① (x,y)=$(-\frac{\delta_{x1}}{2},\frac{\delta_{y1}}{2})$	② (x,y)=$(\frac{\delta_{x1}}{2}-\frac{\delta_{x2}}{2},\frac{\delta_{y2}}{2})$	③ (x,y)=$(\frac{\delta_{x2}}{2},\frac{\delta_{y3}}{2})$
④ (x,y)=$(-\frac{\delta_{x3}}{2},-\frac{\delta_{y1}}{2}+\frac{\delta_{y4}}{2})$	⑤ (x,y)=$(\frac{\delta_{x3}}{2}-\frac{\delta_{x4}}{2},-\frac{\delta_{y2}}{2}+\frac{\delta_{y5}}{2})$	⑥ (x,y)=$(\frac{\delta_{x6}}{2},-\frac{\delta_{y6}}{2})$
⑦ (x,y)=$(-\frac{\delta_{x5}}{2},-\frac{\delta_{y4}}{2})$	⑧ (x,y)=$(\frac{\delta_{x5}}{2}-\frac{\delta_{x6}}{2},-\frac{\delta_{y5}}{2})$	⑨ (x,y)=$(\frac{\delta_{x4}}{2},-\frac{\delta_{y3}}{2}+\frac{\delta_{y6}}{2})$

A-1 パネル変形(正載荷)

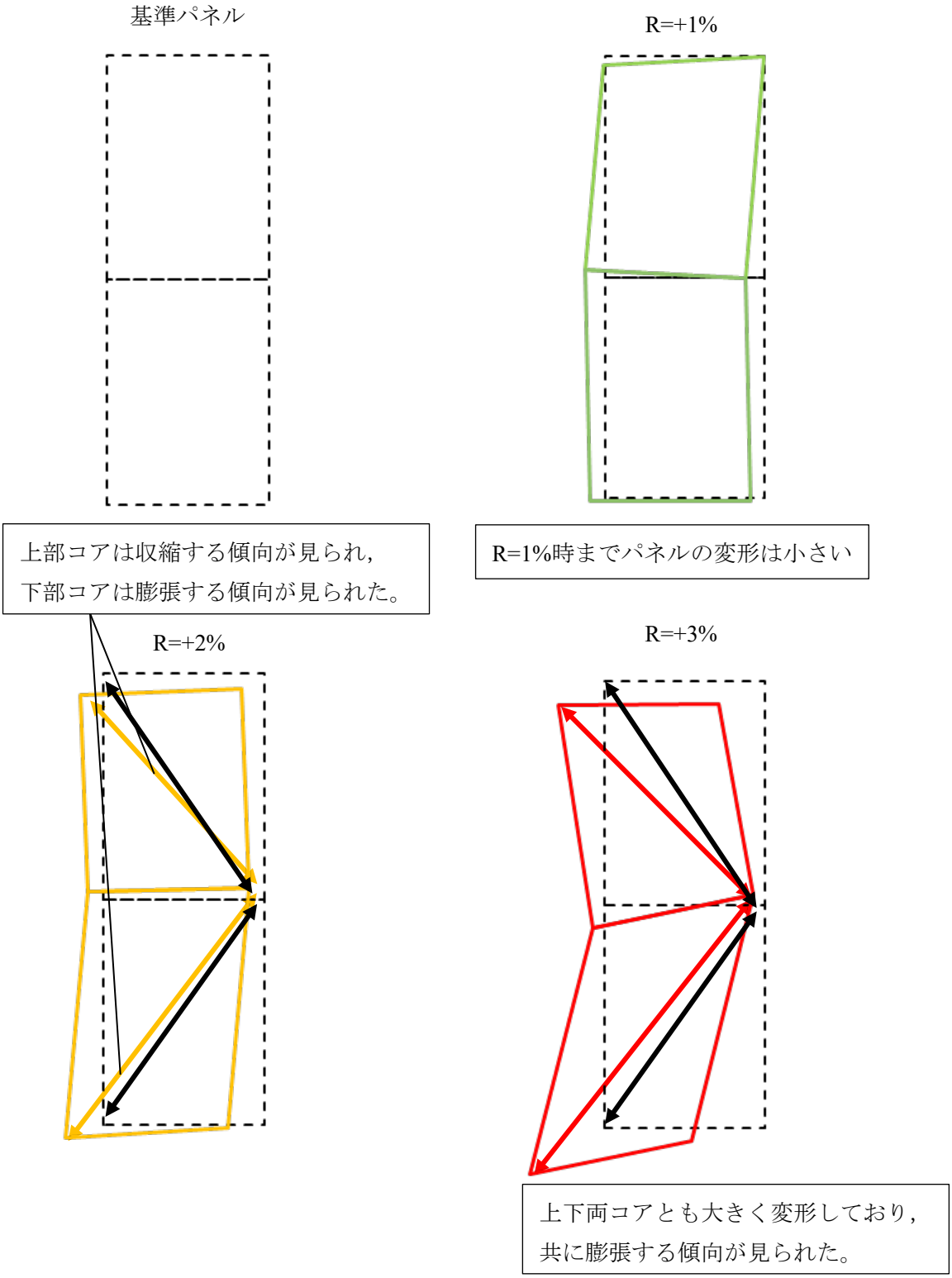
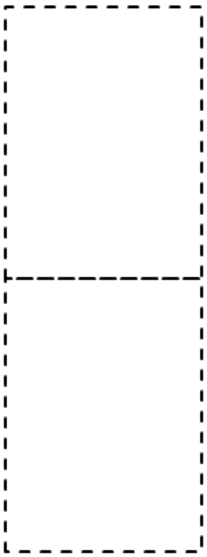


図 5.4.68　試験体 A-1 正載荷時パネル変形

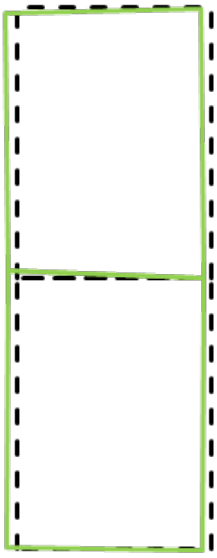
A-1 パネル変形(負載荷)

基準パネル



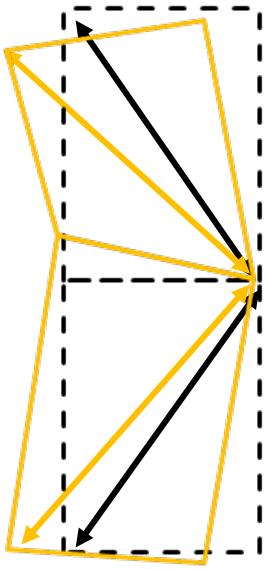
上部コアは収縮する傾向が見られ，
下部コアは膨張する傾向が見られた。

R=-1%

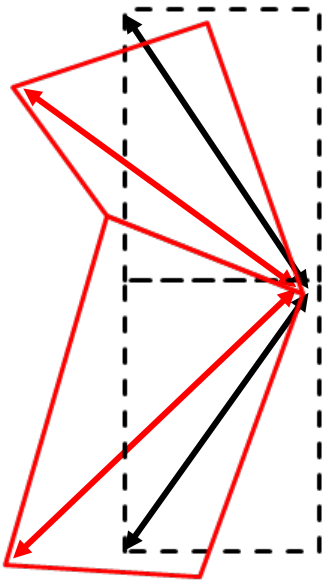


R= -1%時までパネルの変形は小さい

R=-2%



R=-3%

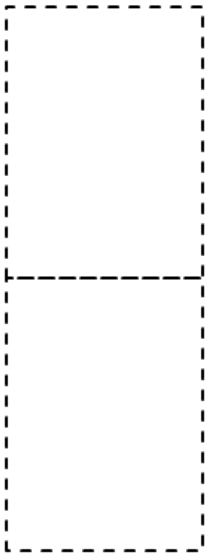


上下両コアとも大きく変形しており，
正載荷時よりも下部コアの変形が卓越した。

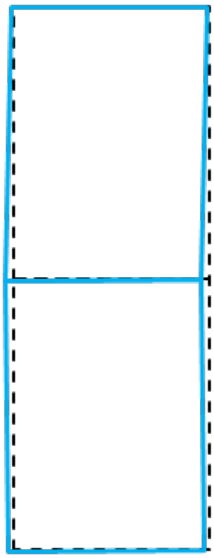
図 5.4.69　試験体 A-1 負載荷時パネル変形

A-2 パネル変形(正載荷)

基準パネル

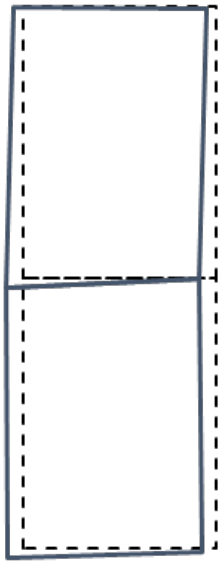


R=+0.67%

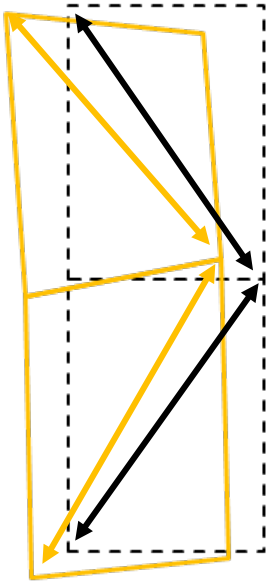


試験体 A-1 と比べ，層間変形角が小さく，パネル変形も全体的に小さい。

R=+1.33%



R=+2%



上下コア共に変形が増大し，上部コアは収縮する傾向が見られ，下部コアは膨張する傾向が見られた。

図 5.4.70　試験体 A-2 正載荷時パネル変形

A-2 パネル変形(負載荷)

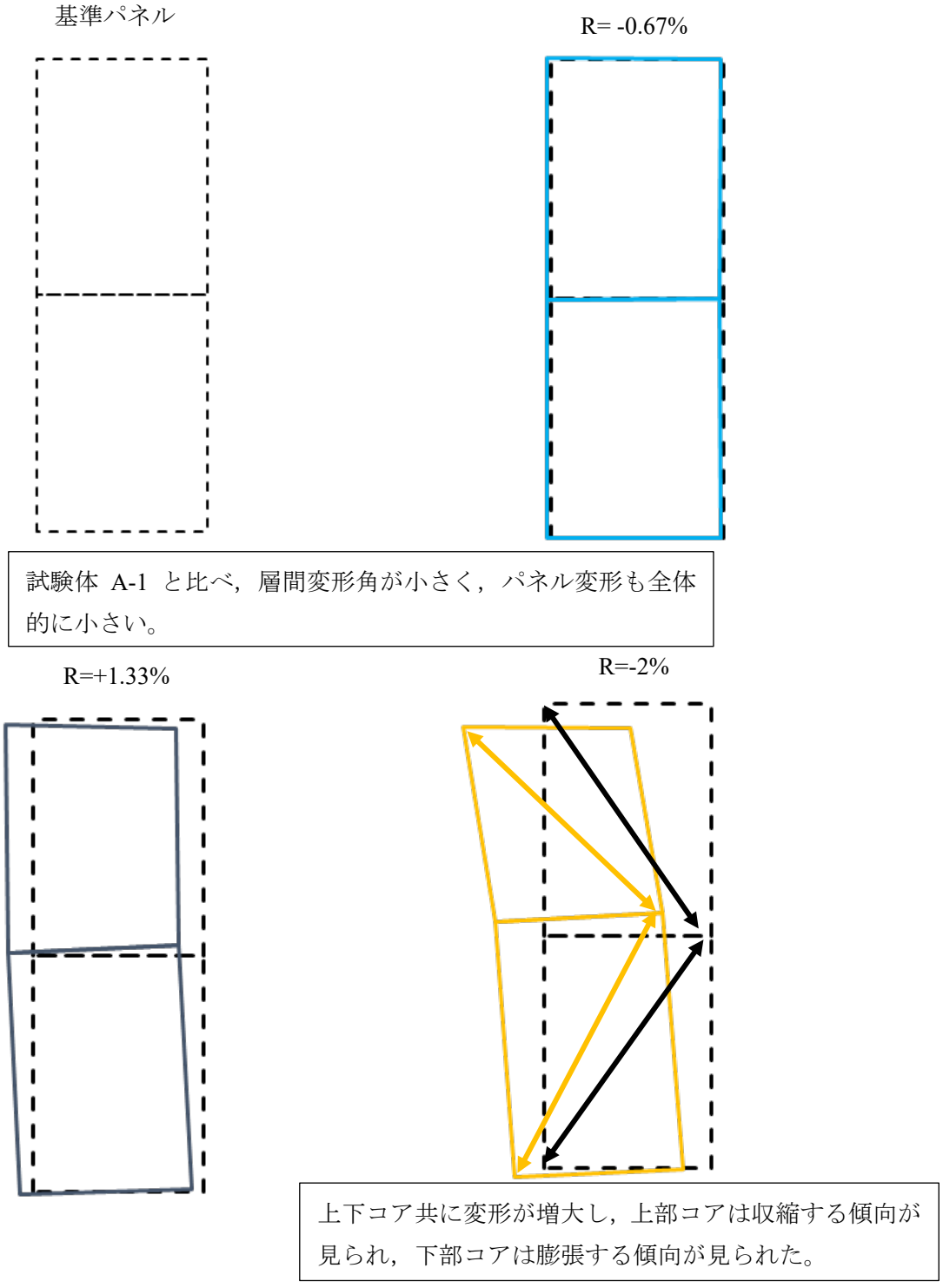
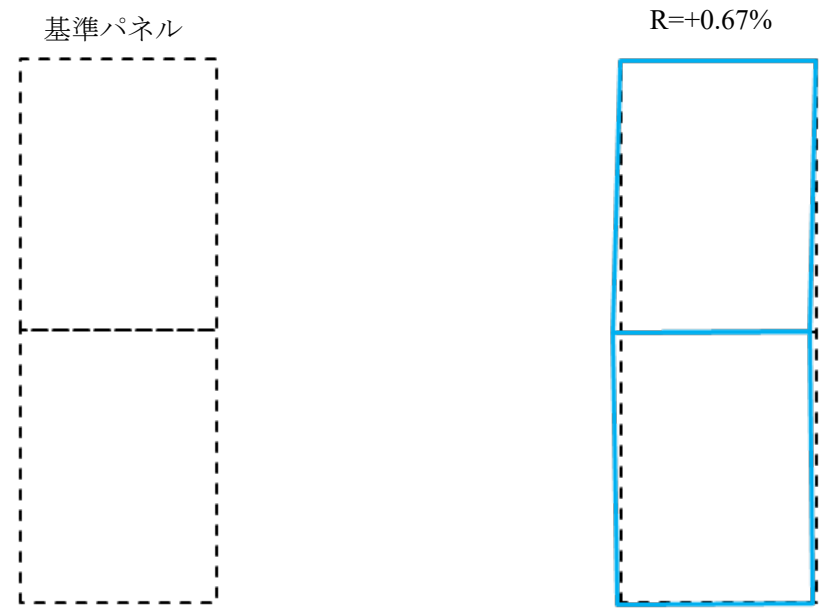
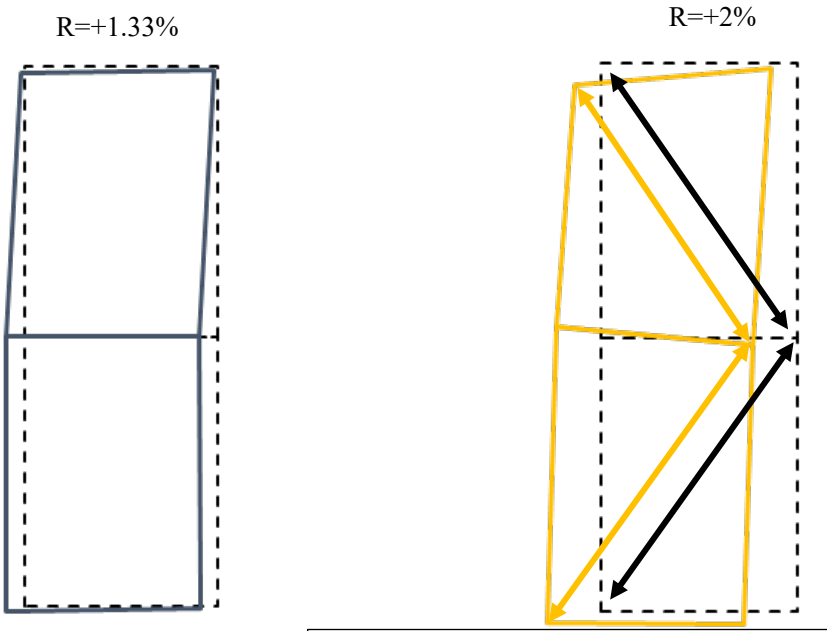


図 5.4.71　試験体 A-2 負載荷時パネル変形

A-3 パネル変形(正載荷)



試験体 A-1 と比べ，層間変形角が小さく，パネル変形も全体的に小さい。



上下コア共に変形が増大し，上部コアは収縮する傾向が見られ，下部コアは膨張する傾向が見られた。

図 5.4.72　試験体 A-3 正載荷時パネル変形

A-3 パネル変形(負載荷)

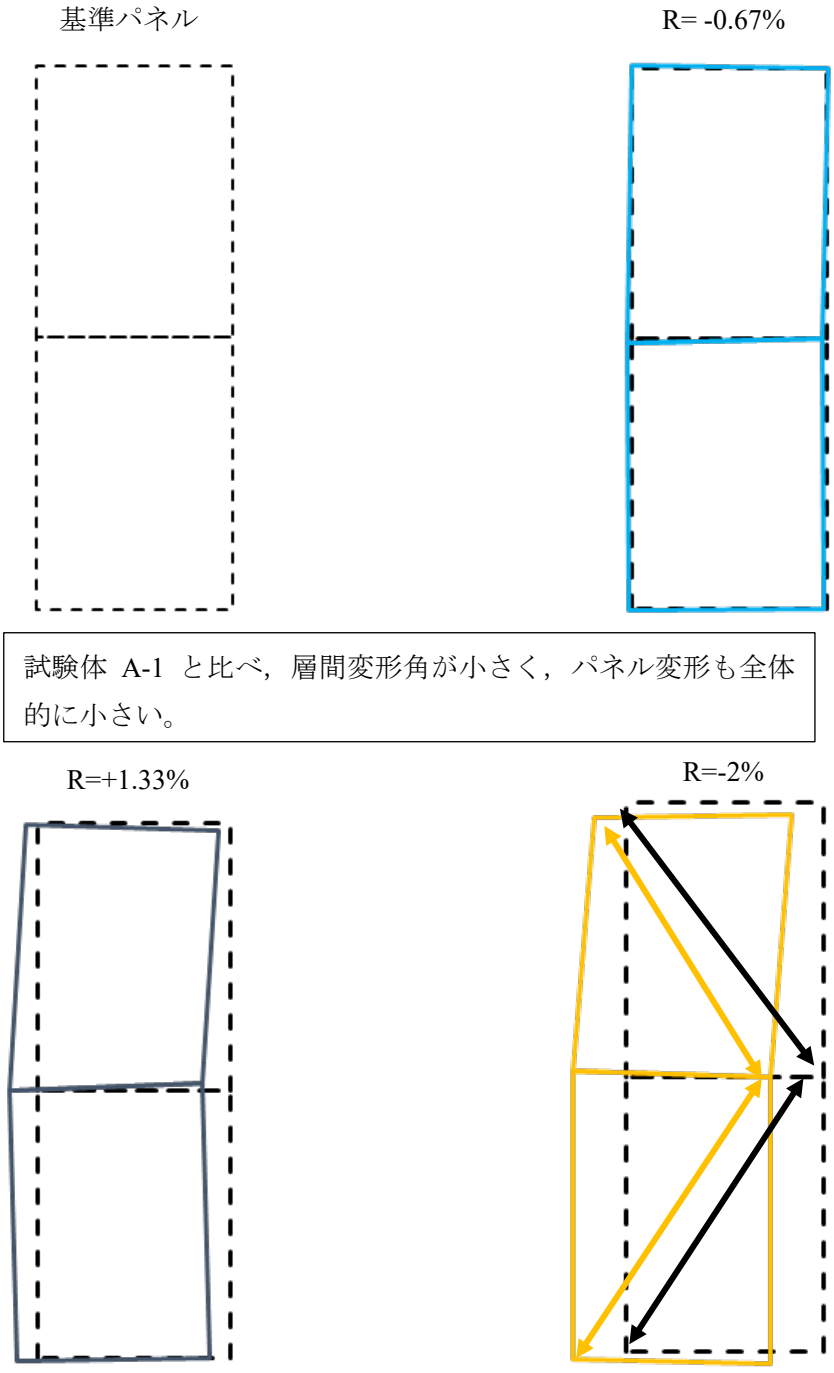


図 5.4.73　試験体 A-3 負載荷時パネル変形

B-1 パネル変形(正載荷)

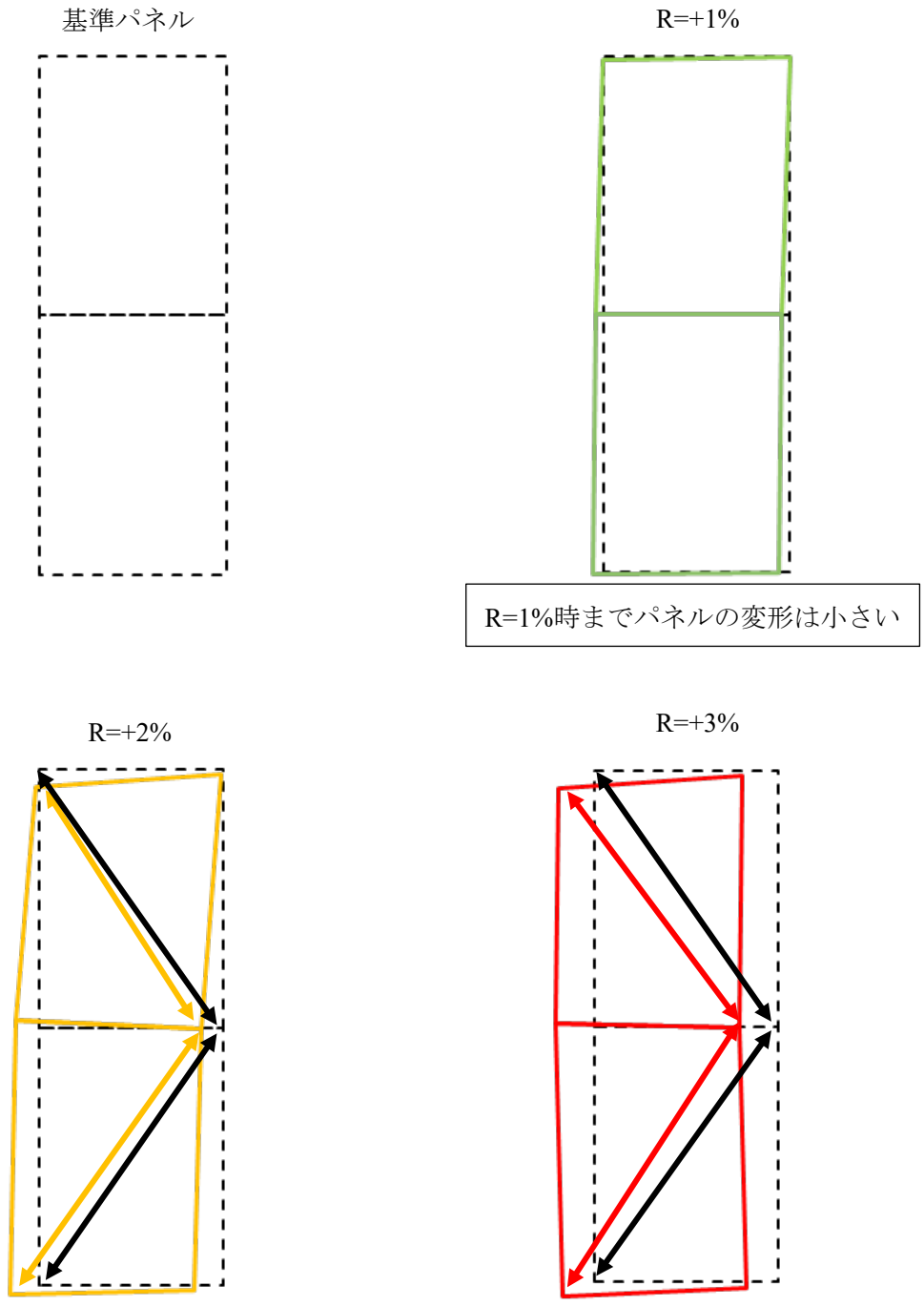


図 5.4.74　試験体 B-1 正載荷時パネル変形

B-1 パネル変形(負載荷)

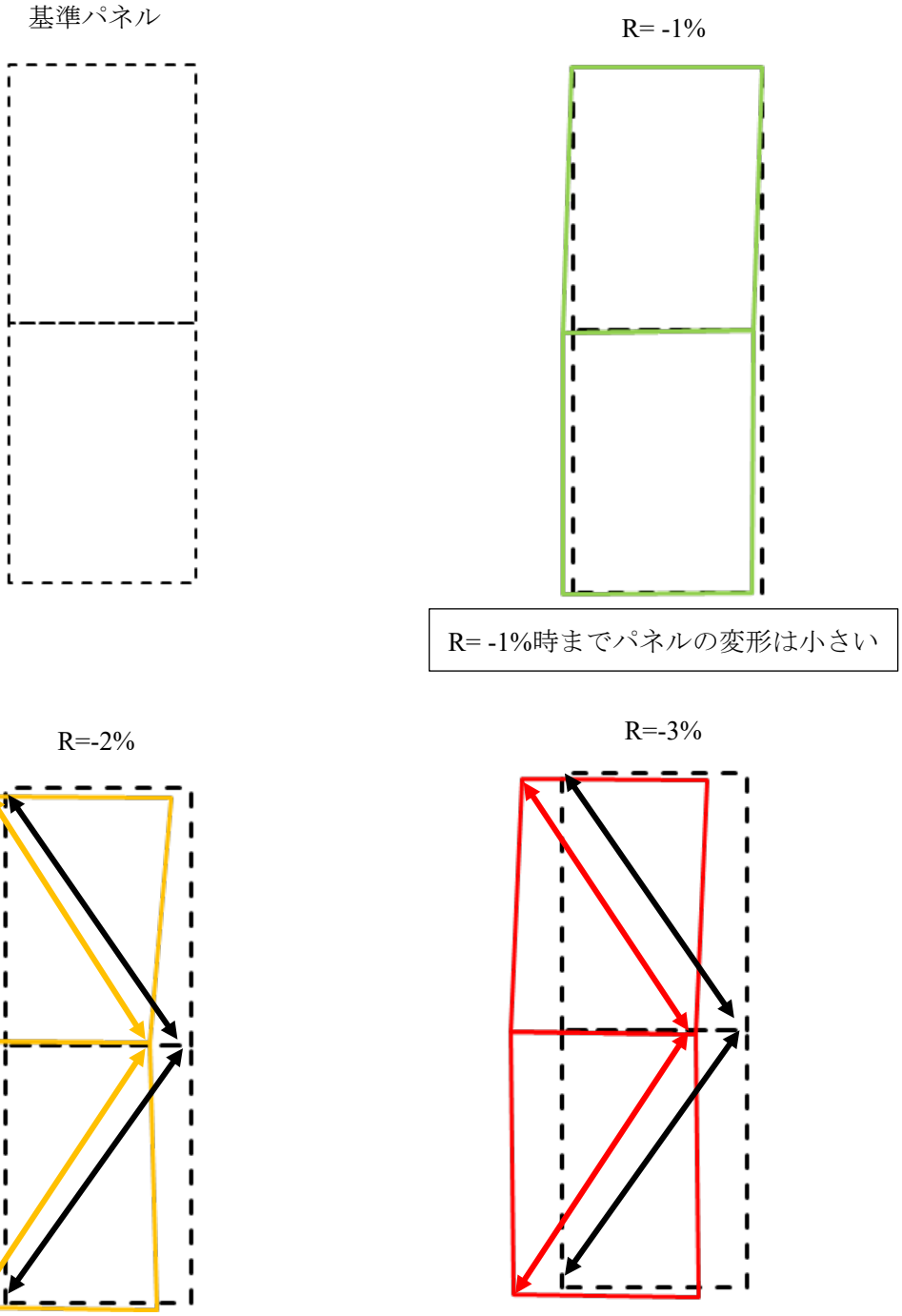


図 5.4.75　試験体 B-1 負載荷時パネル変形

C-1 パネル変形(正載荷)

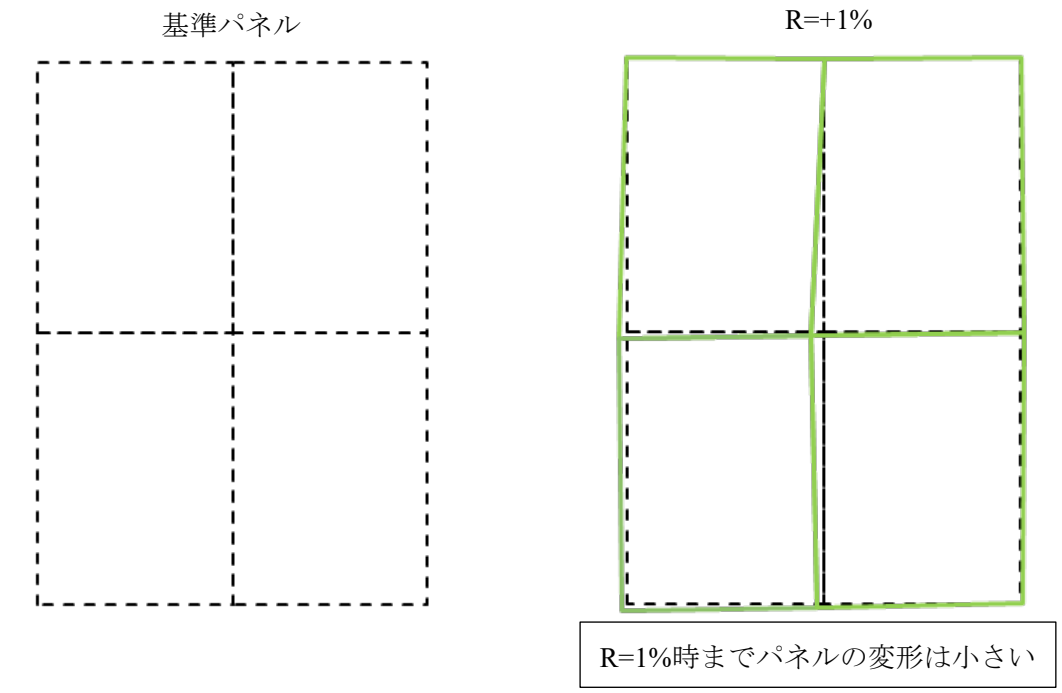
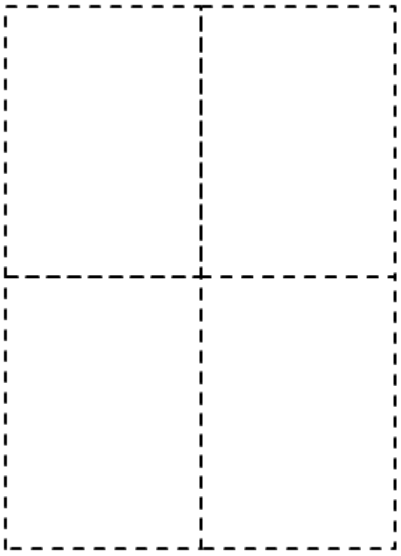


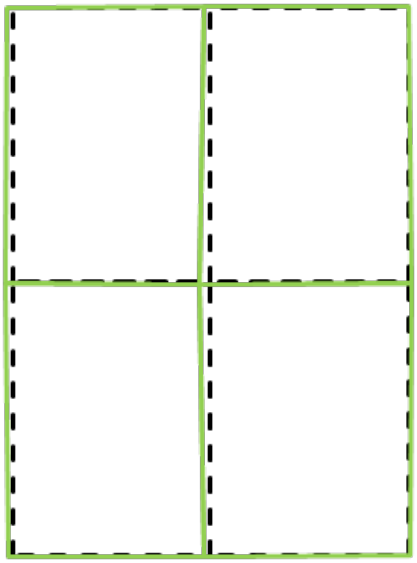
図 5.4.76　試験体 C-1 正載荷時パネル変形

C-1 パネル変形(負載荷)

基準パネル

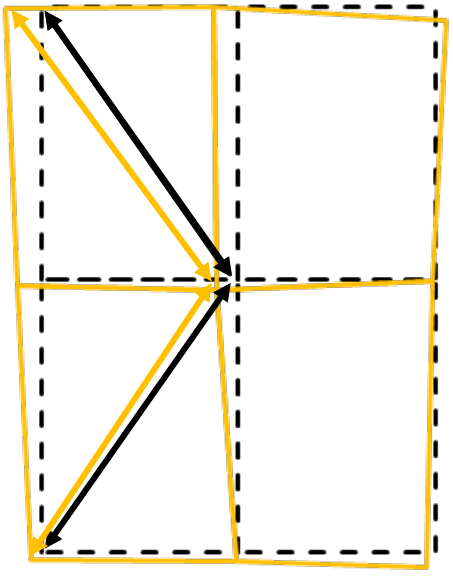


R=-1%



R= -1%時までパネルの変形は小さい

R=-2%



正載荷時と比べて外側の点に変位が見られるほか,
各コア部における変形も増大が見られた。

図 5.4.77　試験体 C-1 負載荷時パネル変形

C-2 パネル変形(正載荷)

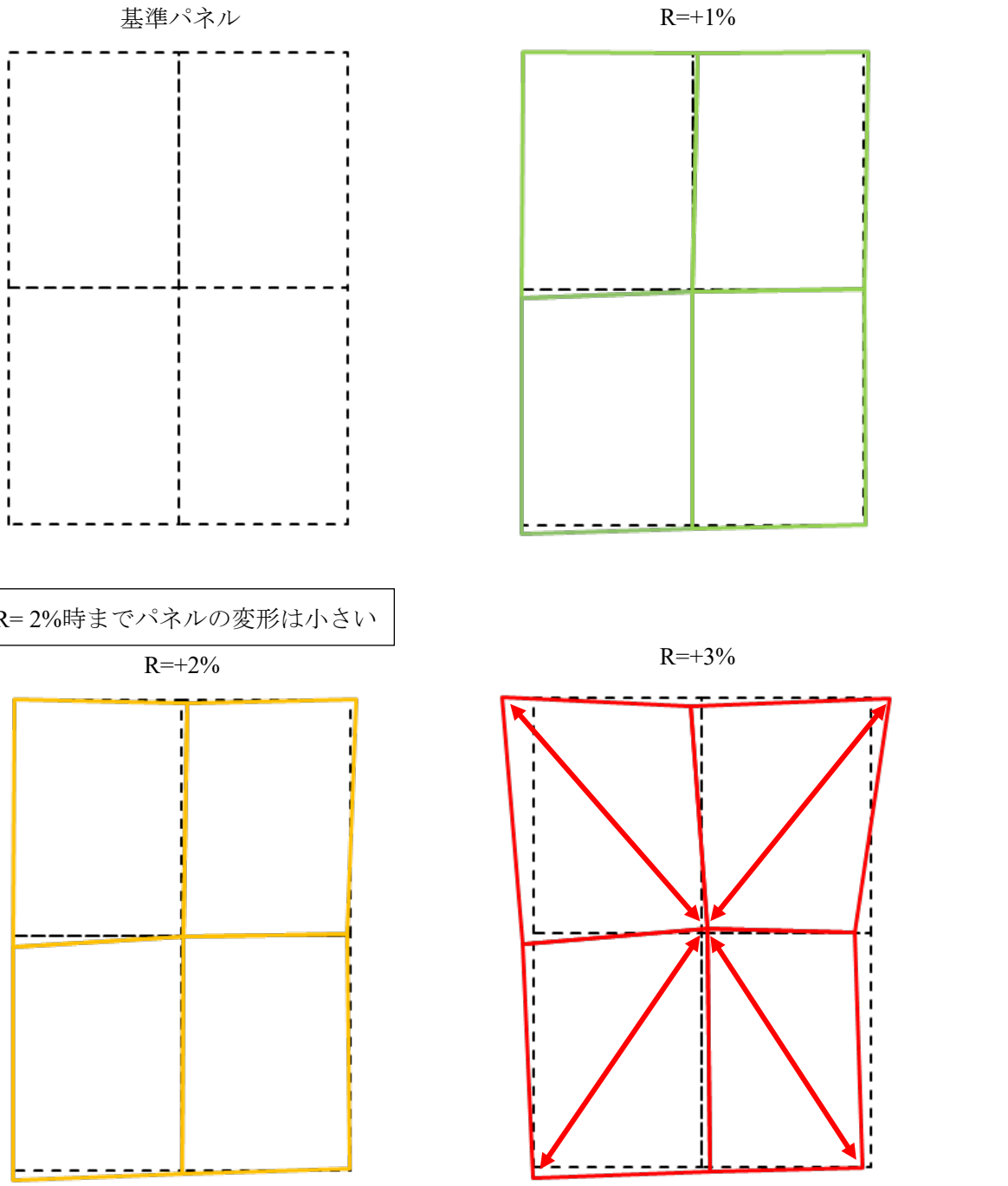
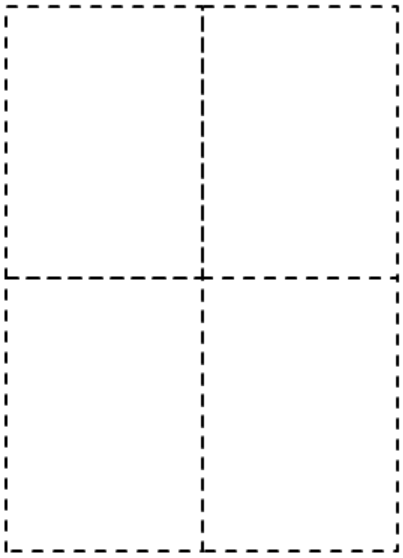


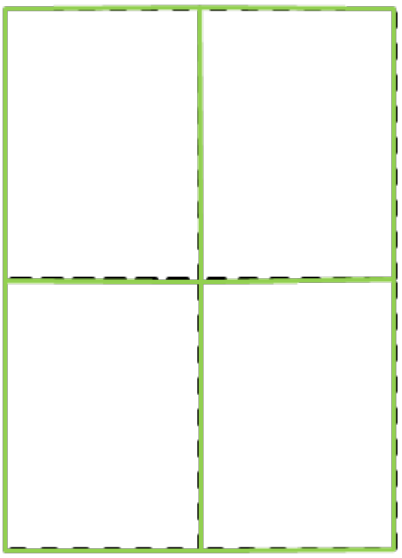
図 5.4.78　試験体 C-2 正載荷時パネル変形

C-2 パネル変形(負載荷)

基準パネル

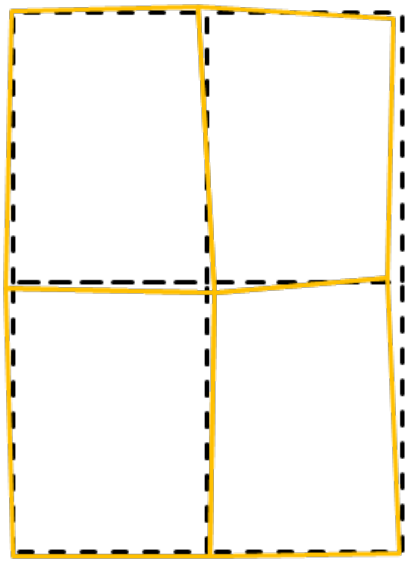


R=-1%

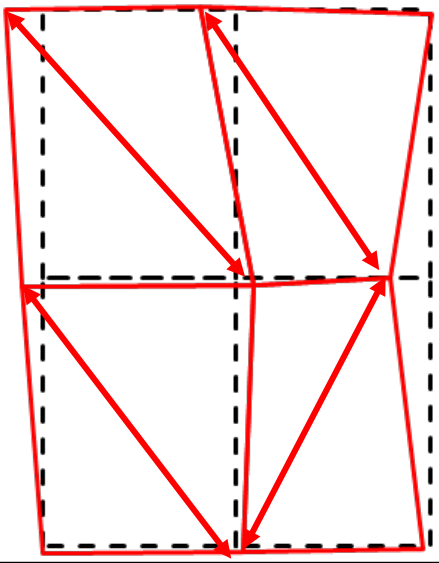


R= -2%時までパネルの変形は小さい

R=-2%



R=-3%



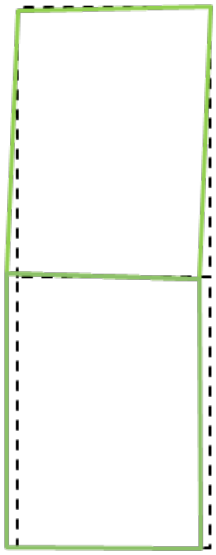
下側の点では大きな変位は見られなかった。

全てのコアで変形が増大し，特に左上，左下のコアの変形の増大が顕著であった。

図 5.4.79　試験体 C-2 負載荷時パネル変形

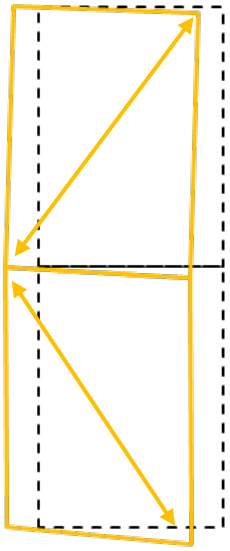
A-4 パネル変形(正載荷)

R = +1%



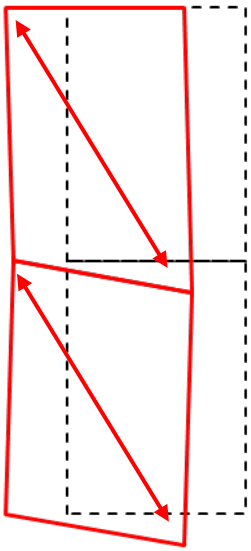
R= 1% までパネルの変形は小さい。

R = +2%

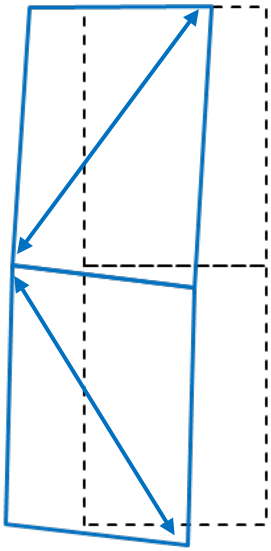


R= 2% ， R=4%
上下コア共に変形が増大し，上部コアは収縮する傾向が見られ，下部コアは膨張する傾向が見られた。

R = +3%



R = +4%

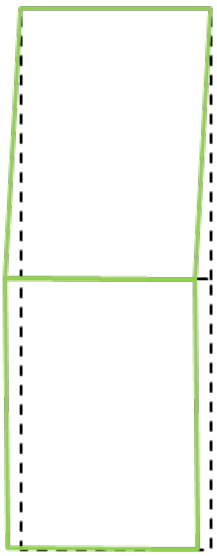


R= 3% では上下コアで膨張する傾向が見られた。
また下部コアの変形が大きくなっている。

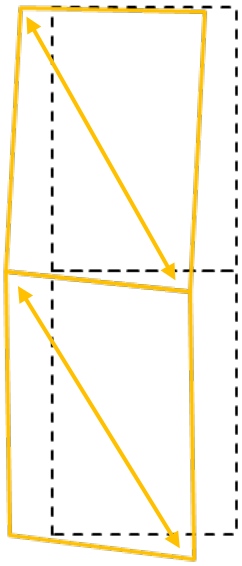
図 5.4.80　試験体 A-4 正載荷時パネル変形

A-4 パネル変形(負載荷)

R = -1%

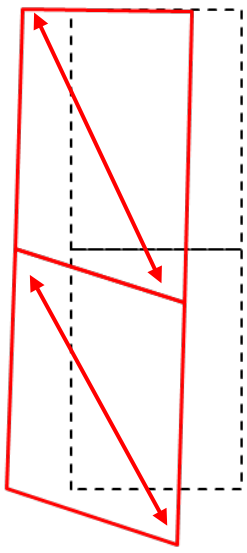


R = -2%

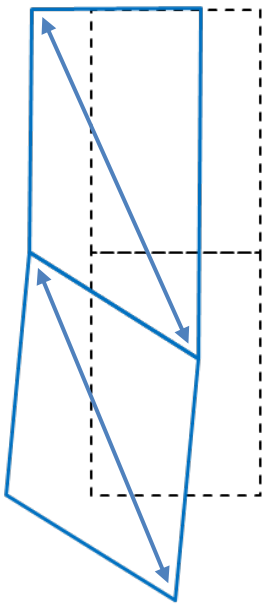


R= - 1% までパネルの変形は小さい

R = -3%



R = -4%

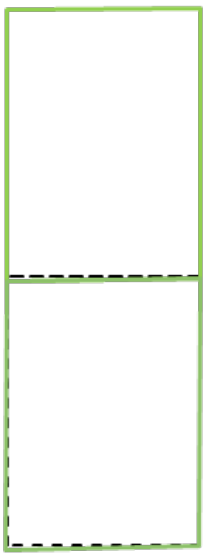


上下コアで膨張する傾向が見られた。

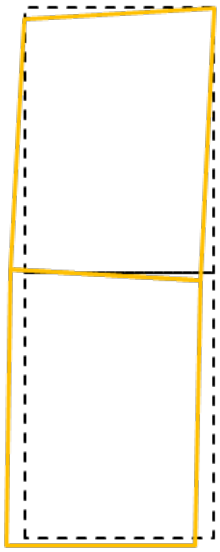
図 5.4.81　試験体 A-4 負載荷時パネル変形

A-5 パネル変形(正載荷)

R = +1%

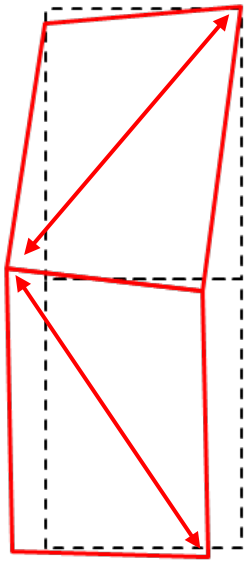


R = +2%

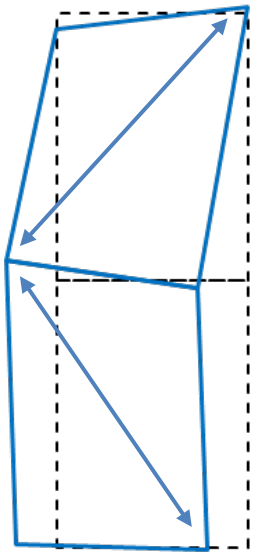


R= 2% までパネルの変形は小さい

R = +3%



R = +4%

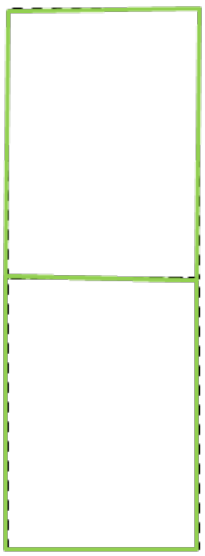


上下コア共に変形が増大し，上部コアは収縮する傾向が見られ，下部コアは膨張する傾向が見られた。

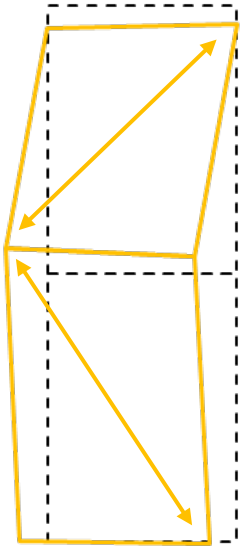
図 5.4.82　試験体 A-5 正載荷時パネル変形

A-5 パネル変形(負載荷)

R = -1%

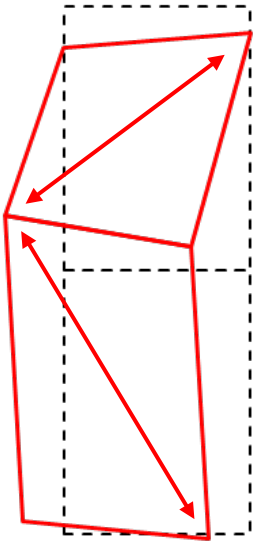


R = -2%

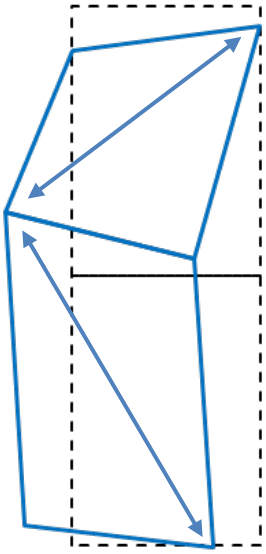


R= -1% までパネルの変形は小さい

R = -3%



R = -4%



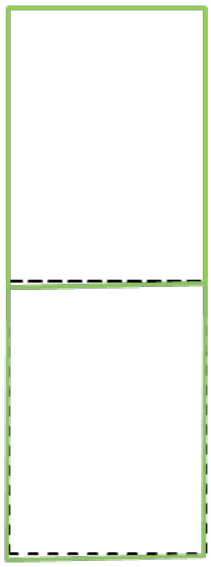
上下コア共に変形が増大し，上部コアは収縮する傾向が見られ，下部コアは膨張する傾向が見られた。

正載荷時よりもパネルの変形が大きく出た。

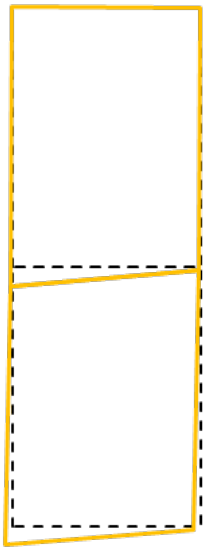
図 5.4.83　試験体 A-5 負載荷時パネル変形

A-6 パネル変形(正載荷)

R = +1%

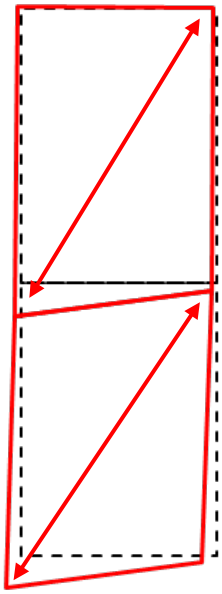


R = +2%

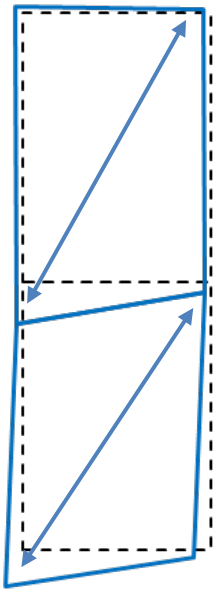


R= 2% までパネルの変形は小さい

R = +3%



R = +4%



上部下部パネルともに膨張する傾向が見られた。

図 5.4.84　試験体 A-6 正載荷時パネル変形

A-6 パネル変形(負載荷)

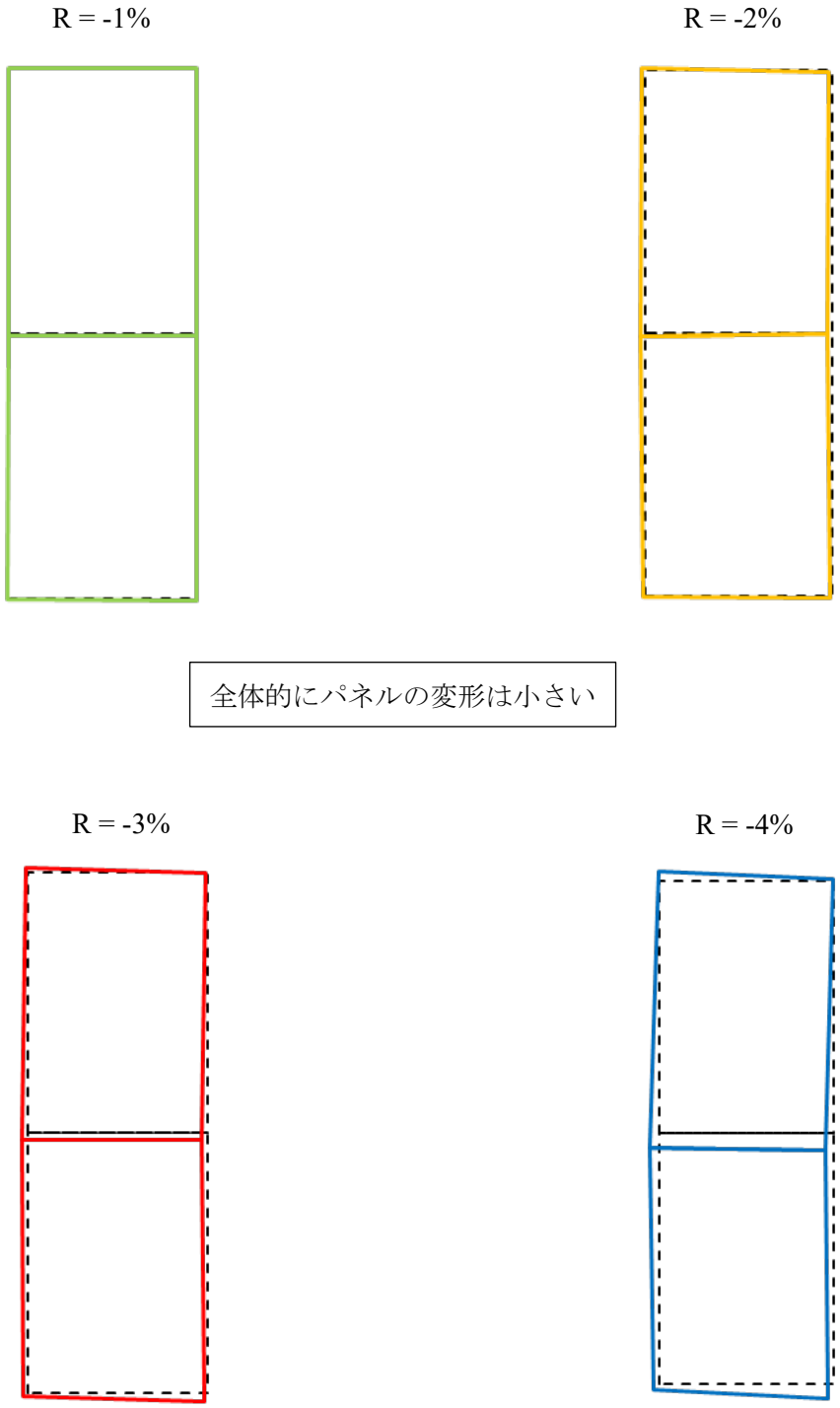


図 5.4.85　試験体 A-6 負載荷時パネル変形

C-3 パネル変形(正載荷)

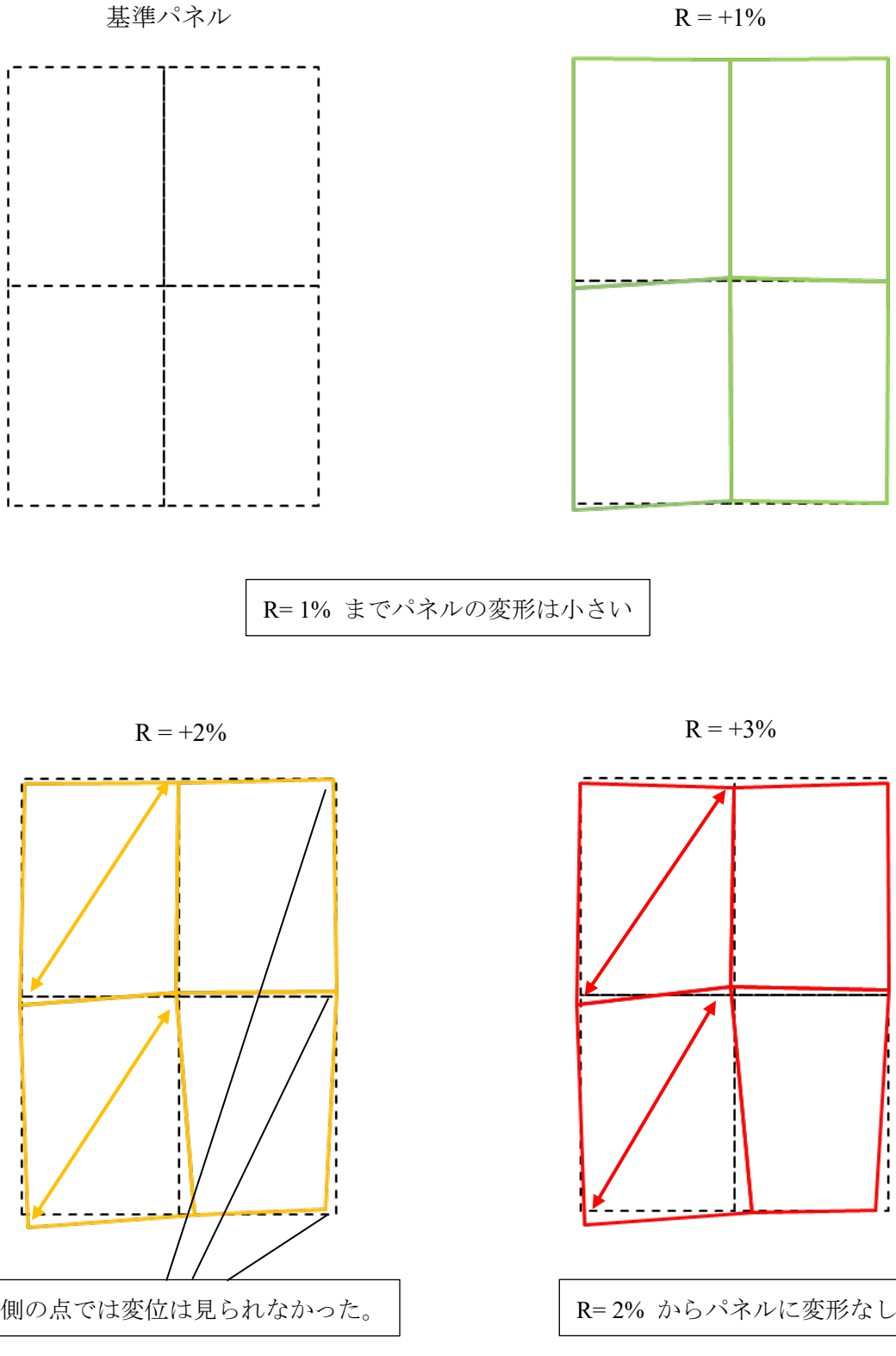


図 5.4.86　試験体 C-3 正載荷時パネル変形

C-3 パネル変形(負載荷)

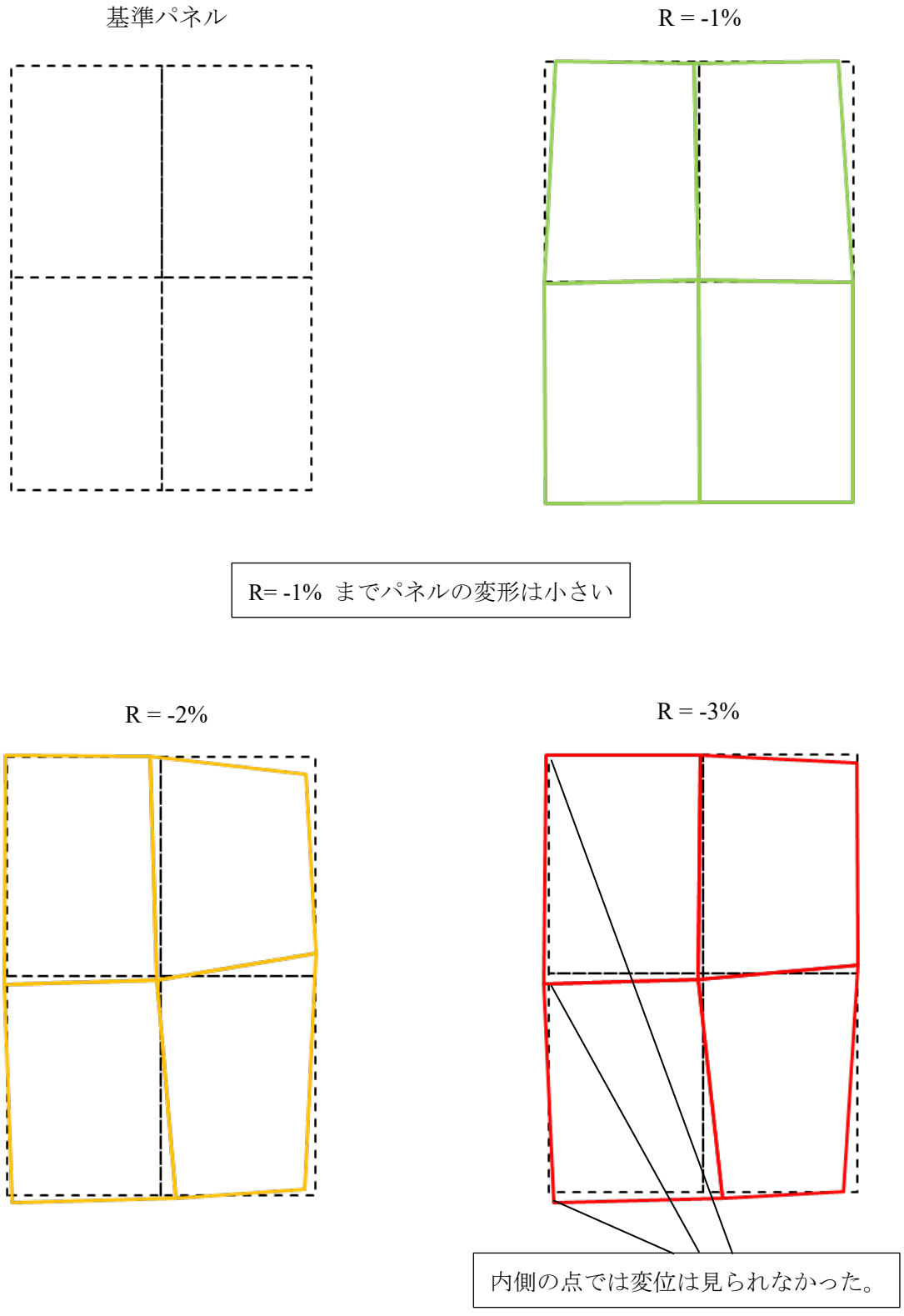


図 5.4.87　試験体 C-3 負載荷時パネル変形

以下に各試験体の結果を示す。

① 試験体 A-1

試験体 A-1 では，R=1%時ではパネルに変位が生じず，最大耐力となった R=2%時においては上下両コアにおいて変形の増大が見られた。上部コアにおいては収縮する方向の変形が見られ，下部コアにおいては膨張する方向の変形が見られた。一方，R=3%時においては上下両コア共に，変形の更なる増大が見られ，上下両コア共に膨張する方向の変形が見られた。

② 試験体 A-2，A-3

試験体 A-2 では，目標の層間変形角の 2/3 の層間変形角で管理していたため，他の試験体と比べて接合部のパネルの変形は小さかった。しかし，パイルキャップ帯筋が降伏した R=+1.33%の 2 回目以降(R=±2%時)については，変形の増大が見られ，試験体 A-1 の R=±2%時と同様に，上部コアにおいては収縮する方向の変形が見られ，下部コアにおいては膨張する方向の変形が見られた。

③ 試験体 A-4

R=±1.0%まではパネルの変形は小さかった。R=±3.0%で上部下部コアで膨張する傾向が見られた。また，正載荷時では下部コアのパネルの変形が大きくなり，R=4.0%になると上部コアの収縮が見られた。一方で，負載荷時では上部下部コアで膨張する傾向が見られた。

④ 試験体 A-5

最大耐力後，正負両方向で上部コアの収縮の傾向が見られ，下部コアの膨張の傾向が顕著だった。また正載荷時に比べ，負載荷時の方がパネルの変形が大きくなった。

⑤ 試験体 A-6

正負両方向で最大耐力時のパネルの変形が小さかった。負載荷時では最大耐力以降でもパネルの変形は小さかった。一方で，正載荷時では上部下部のパネルの膨張の傾向が見られた。

⑥ 試験体 B-1

R=±2%時および R=±3%時において，上下コア共に変位が見られたが，試験体 A-1 と比べ，コアの収縮および膨張といった特徴はあまり見られなかった。特に，R=±3%時の下コア部に膨張の傾向が見られなかった点において，試験体 A-1 との差が見られた。

⑦ 試験体 C-1，C-3

試験体 C-1 では，R=±1%時にはパネルに大きな変位は生じず，最大耐力となった R=2%時においては試験体 A-1 と比べると多少の変形が見られた。しかし，西側の 3 点のインサート位置においては，ほとんど変形がないという特徴も見られた。

また R=-2%時においては,正載荷時と比べ,西側の 3 点のインサート位置においても変位が見られた他,全体の変形量も正載荷時と比べて大きな値となった。

試験体 C-3 では，試験体 C-1 と同様に最大耐力を迎えた R=2.0%において，西側の 3 点のインサート位置においてほとんど変形がないという特徴が見られた。また，負載荷時では東側の 3 点のインサート位置においてほとんど変形がないという特徴も確認できた。

⑧ 試験体 C-2

R=±2%時までパネルに大きな変位は生じず，R=+3%時においては，全てのコアで変形が増大し，左上・左下・右下のコア部において膨張する方向の変形が見られた。

また R=-3%時においては，下側の点では大きな変位は見られず，全てのコアで変形の増大が見られた。特に左上・左下のコアの変形の増大が顕著であった。右上のコアの膨張が見られ，これは柱が偏心したことにより生じた変形の影響を受けているものと考えられる。

5.4.4 破壊性状の考察

表 5.4.2 に本研究における各試験体の破壊性状を記載する。

表 5.4.2 各試験体の破壊性状

試験体名	破壊性状	
	正載荷	負載荷
A-1	パイルキャップせん断破壊	
A-2	パイルキャップせん断破壊	
A-3	パイルキャップせん断破壊	
B-1	パイルキャップせん断破壊	
C-1	柱脚部圧壊	
C-2	柱脚部曲げ破壊	
A-4	パイルキャップせん断破壊	
A-5	柱脚部圧壊	パイルキャップせん断破壊
A-6	柱脚部圧壊	
C-3	柱脚部圧壊	

① 試験体 A-1

写真 5.4.1～写真 5.4.2 に試験体 A-1 の最終写真を記載する。試験体 A-1 は R=0.50%時にせん断ひび割れが生じ，正載荷は R=2.0%，負載荷は R=1.0%時に最大耐力となり，接合部内柱補強筋とパイルキャップ帯筋の降伏が見られた。柱主筋も降伏が見られたが最大耐力を迎えた後であること，ひび割れ幅の増大から破壊性状はパイルキャップせん断破壊と判断した。

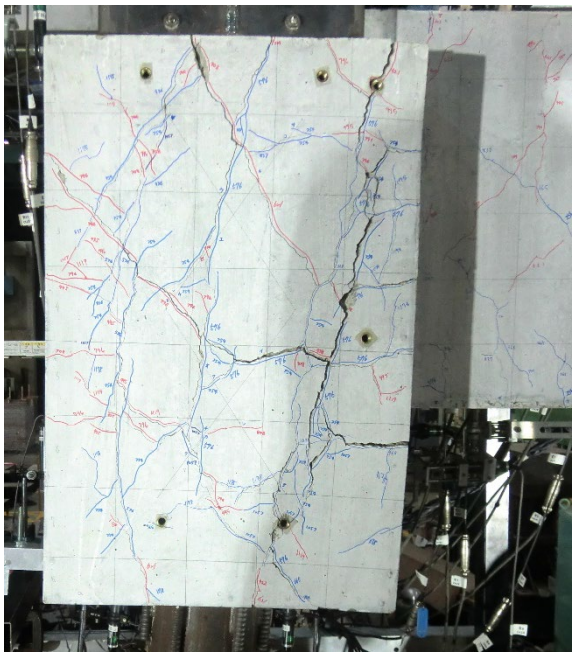


写真 5.4.1 パイルキャップ　最終写真 A-1

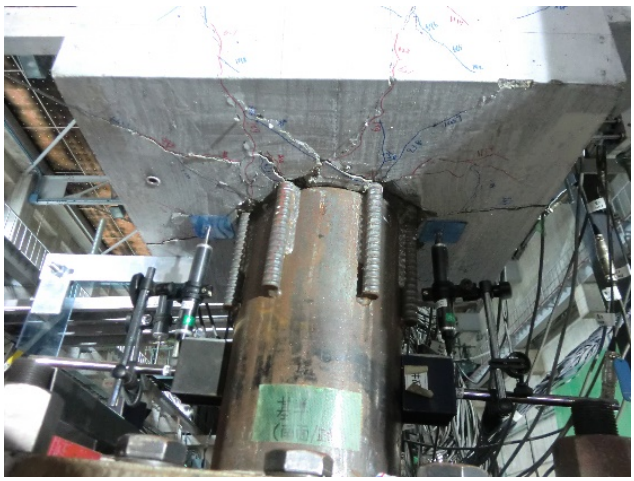


写真 5.4.2 杭頭部　最終写真　A-1

② 試験体 A-2，A-3

写真 5.4.3～写真 5.4.6 に試験体 A-2，A-3 最終写真を記載する。試験体 A-2，A-3 は R=0.67%時にせん断ひび割れが生じ，R=1.33%時に最大耐力となった。接合部内柱補強筋の降伏が見られた後に最大耐力を迎え，その後パイルキャップ帯筋の降伏も見られた。柱主筋とアンカー筋の降伏も見られているが，最大耐力を迎えた後であること，ひび割れ幅の増大から破壊性状はパイルキャップせん断破壊と判断した。



写真 5.4.3 パイルキャップ　最終写真　A-2



写真 5.4.4 杭頭部　最終写真　A-2

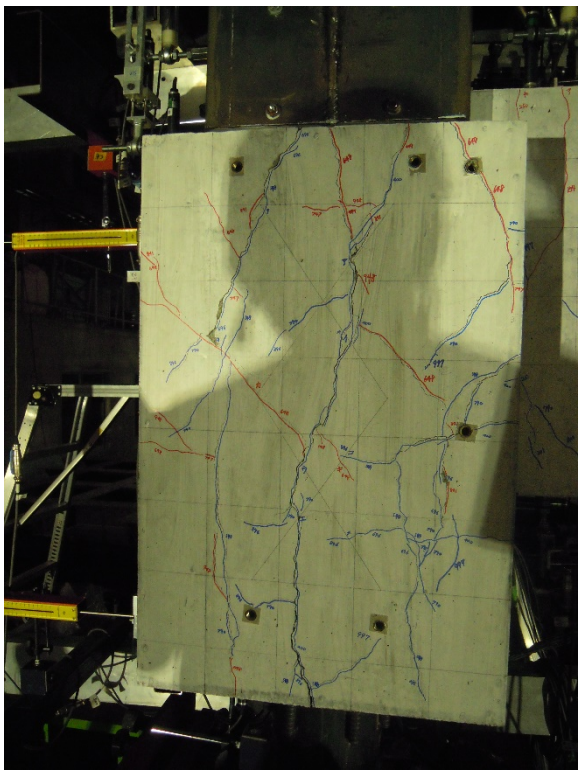


写真 5.4.5 パイルキャップ　最終写真　A-3

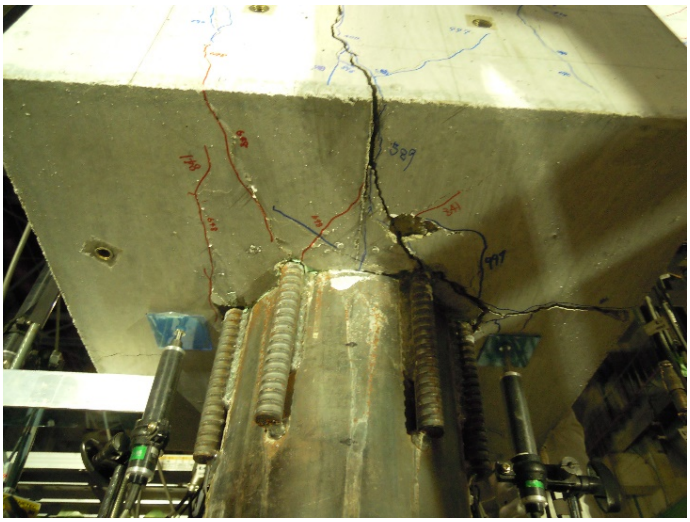


写真 5.4.6 杭頭部　最終写真　A-3

③　試験体 B-1

写真 5.4.7～写真 5.4.8 に試験体 B-1 の最終写真を記載する。試験体 B-1 は R=0.50%時にせん断ひび割れが生じ，R=2.0%時に最大耐力となった。接合部内柱補強筋の降伏が見られた後に最大耐力を迎え，その後パイルキャップ帯筋の降伏も見られた。負載荷の R=2%時にアンカー筋の降伏も見られているが，最大耐力時まで杭の抜けだしは認められず，ひび割れ幅の増大から破壊性状はパイルキャップせん断破壊と判断した。

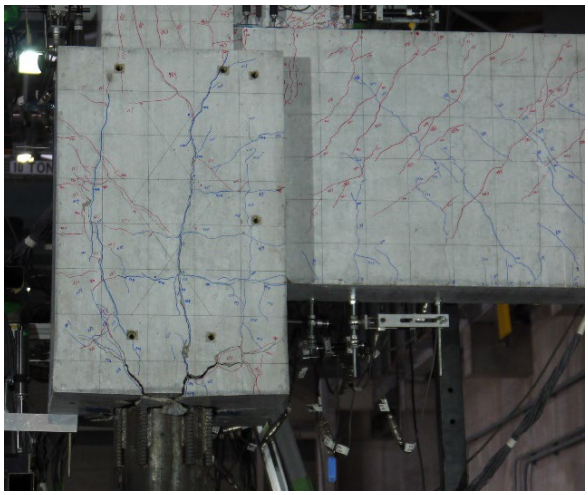


写真 5.4.7 パイルキャップ　最終写真　B-1



写真 5.4.8 杭頭部　最終写真　B-1

④　試験体 C-1

写真 5.4.9～写真 5.4.10 に試験体 C-1 の最終写真を記載する。試験体 C-1 は正載荷で R=0.25%，負載荷で R=1.0%時にパイルキャップせん断ひび割れが生じ，R=1.0%時に最大耐力となった。最大耐力後に柱主筋とパイルキャップ帯筋の降伏が見られた。層間変形角の増大とともにパイルキャップせん断ひび割れ幅の増大は見られず，柱脚部が激しく圧壊し，軸力を保持できなくなった。このことから破壊性状は柱脚部の圧壊と判断した。

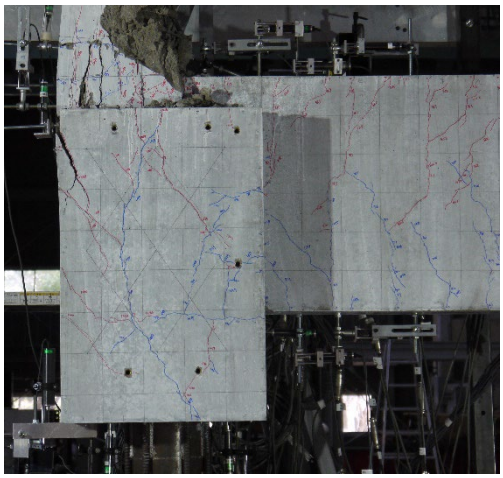


写真 5.4.9 パイルキャップ　最終写真　C-1



写真 5.4.10 柱脚部　最終写真 C-1

⑤　試験体 C-2

写真 5.4.11～写真 5.4.12 に試験体 C-2 の最終写真を記載する。試験体 C-2 は R=0.50%時にパイルキャップせん断ひび割れが生じ，R=2.0%時に最大耐力となった。層間変形角の増大とともにパイルキャップのせん断ひび割れ幅の増大は見られず，最大耐力前に柱主筋の降伏が見られ，柱脚部のコンクリートが剥落し，柱主筋の座屈が目視で確認できるほどになった。このことから，破壊性状は柱脚部曲げ破壊とした。ただし，最大耐力後に接合部内柱補強筋とパイルキャップ帯筋の降伏が見られたため，負載荷時においてはある程度パイルキャップが損傷していたと考えられる。

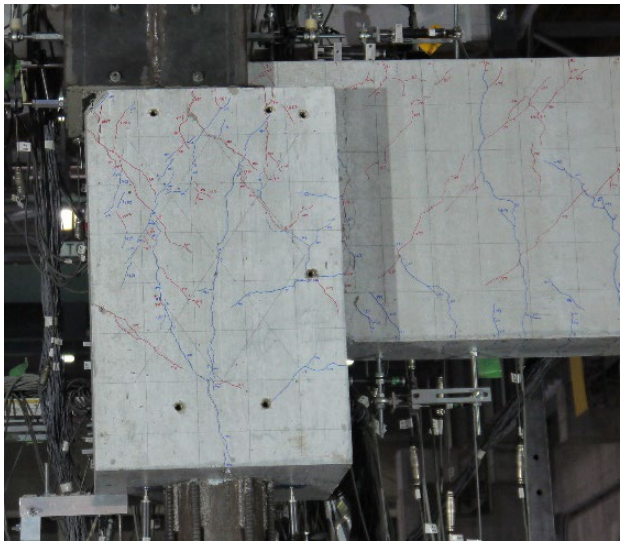


写真 5.4.11 パイルキャップ　最終写真　C-2



写真 5.4.12 柱脚部　最終写真　C-2

⑥　試験体 A-4

写真 5.4.13 に試験体 A-4 の写真を記載する。試験体 A-4 は正載荷で R=0.50%，負載荷で R=1.0%時にパイルキャップせん断ひび割れが生じ，正載荷は R=2.0%，負載荷は R=1.0%で最大耐力となった。最大耐力前にパイルキャップ縦筋，帯筋，柱帯筋の降伏が見られた。また最大耐力以降でパイルキャップのせん断ひび割れ幅が増大した。これらから正負両方向でパイルキャップせん断破壊と判断した。

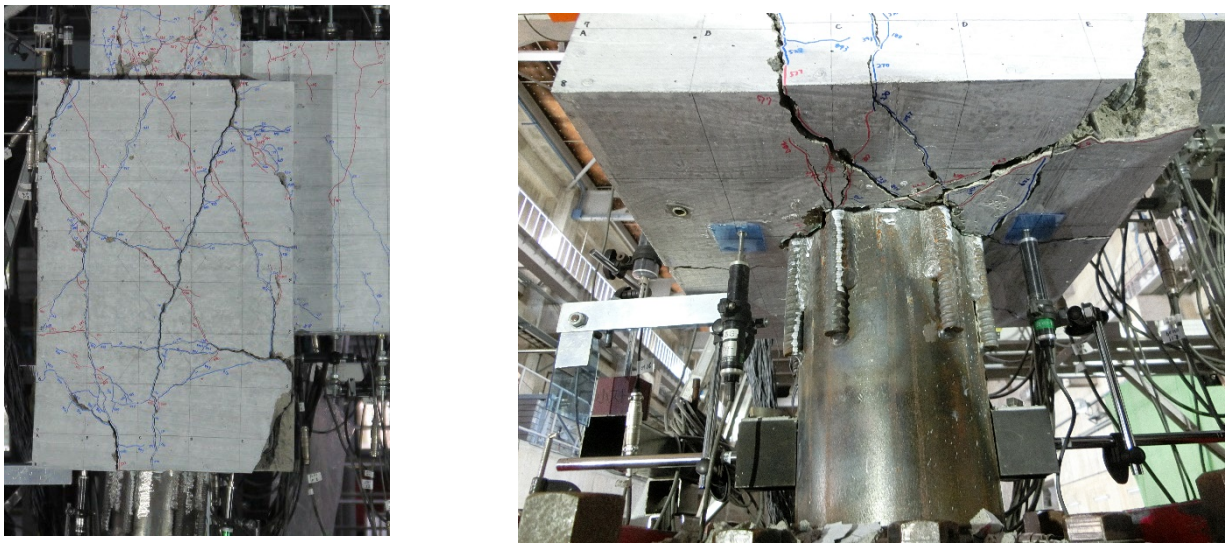


写真 5.4.13　試験体 A-4　最終破壊状況

⑦　試験体 A-5

写真 5.4.14 に試験体 A-5 の写真を記載する。試験体 A-5 は R=1.0%でパイルキャップせん断ひび割れが発生し，正載荷は R=2.0%，負載荷は R=1.0%で最大耐力となった。最大耐力前にパイルキャップ縦筋，帯筋，柱帯筋の降伏が見られた。しかし正載荷側では軸力比を下げたことから，柱脚部に損傷が集中した。これらから，正載荷は柱脚部曲げ破壊，負載荷はパイルキャップせん断破壊とした。

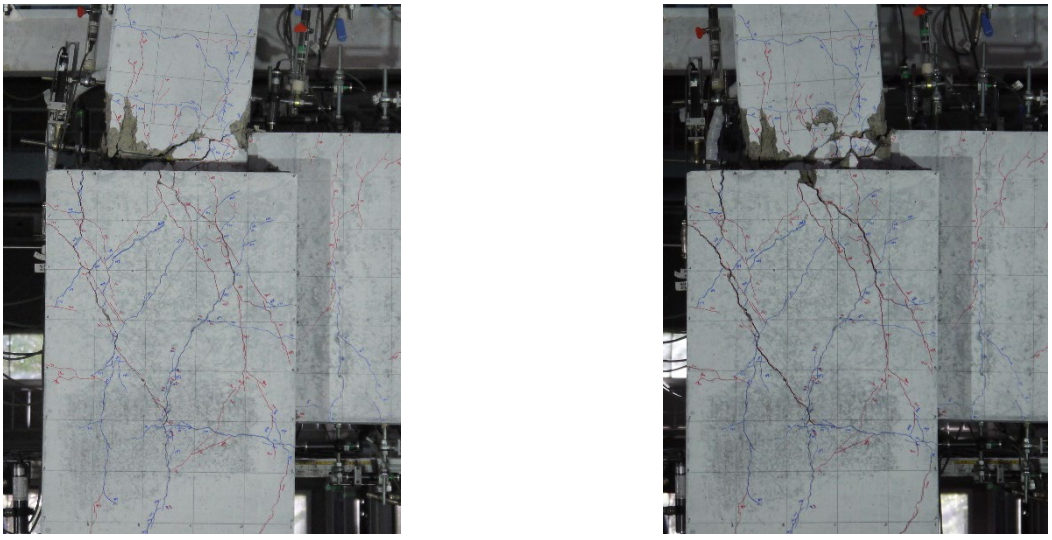


写真 5.4.14　試験体 A-5　最終破壊状況

⑧　試験体 A-6

写真 5.4.15 に試験体 A-6 の写真を記載する。試験体 A-6 は R=1.0%でパイルキャップせん断ひび割れが発生し，正載荷は R=2.0%，負載荷は R=2.0%で最大耐力となった。最大耐力前に柱脚部分で柱主筋が降伏した。また最大耐力時に柱脚部の圧壊が見られた。これらから，柱脚部の曲げ圧壊とした。

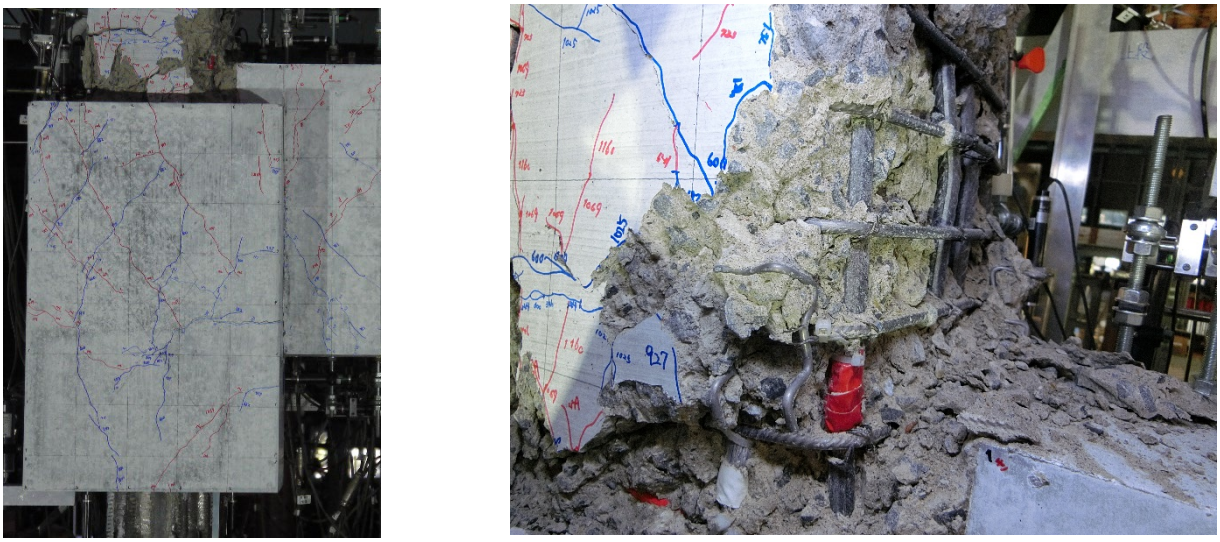


写真 5.4.15　試験体 A-6　最終破壊状況

⑨　試験体 C-3

写真 5.4.16 に試験体 C-3 の写真を記載する。試験体 C-3 は R=1.0%でパイルキャップせん断ひび割れが発生し，正載荷は R=2.0%，負載荷は R=2.0%で最大耐力となった。最大耐力時に柱脚部に圧壊が見られた。これにより最大耐力が決定したと考えられる。これらから柱脚部の曲げ圧壊とした。

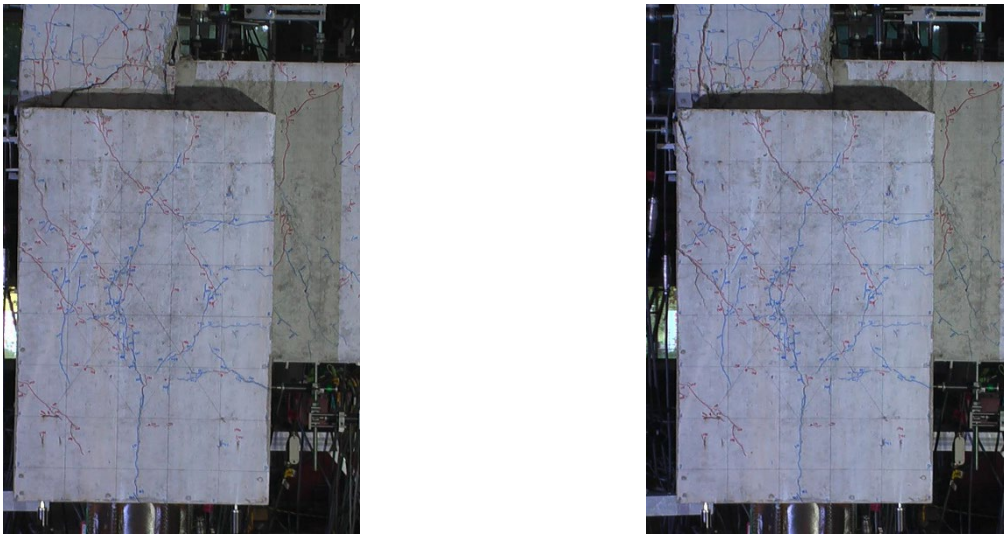
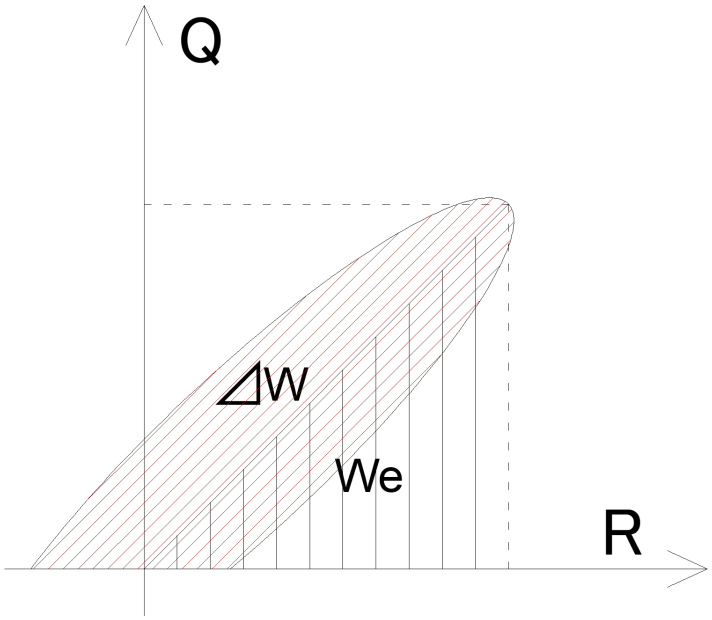


図 5.4.16　試験体 C-3　最終破壊状況

5.4.5 等価粘性減衰定数(h_{eq})

図 5.4.88 に等価粘性減衰定数の算出方法を示す。始めの正負 2Cycle は 1 回のみで評価，その他のサイクルについては繰り返し載荷 2 回目で評価した。結果を図 5.4.89～図 5.4.98 に示す。比較を図 5.4.99～図 5.4.105 に示す。



$$H_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\frac{\Delta W}{W_e}\right]$$

ΔW: 履歴ループ面積
We:等価ポテンシャルエネルギー

図 5.4.88 等価粘性減衰定数の算出方法

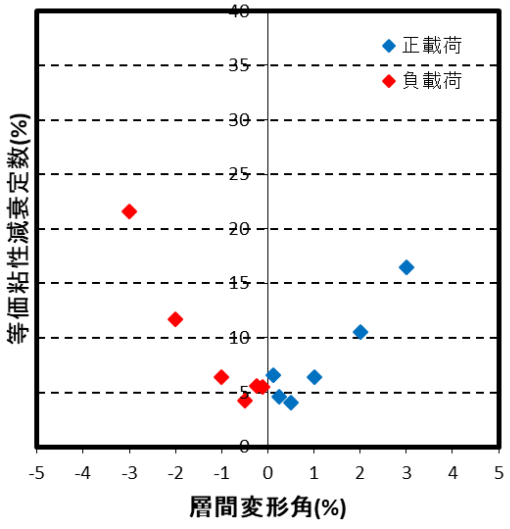


図 5.4.89 H_{eq}-R 関係　A-1

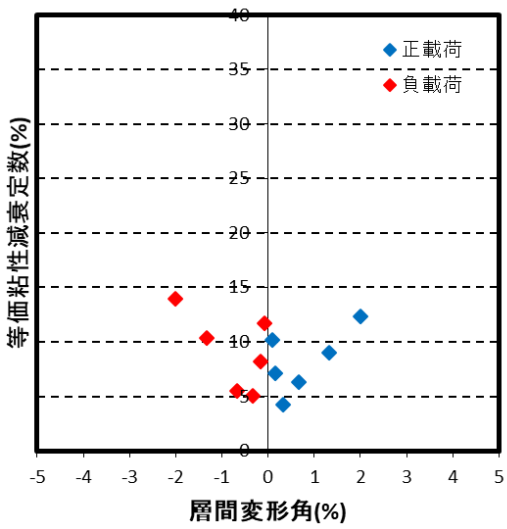


図 5.4.90 H_{eq}-R 関係　A-2

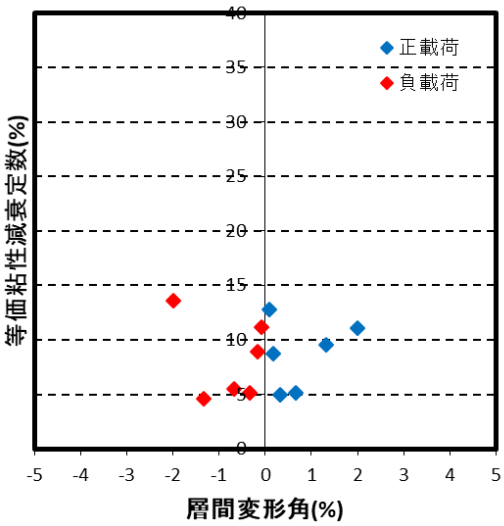


図 5.4.91 H_{eq}-R 関係　A-3

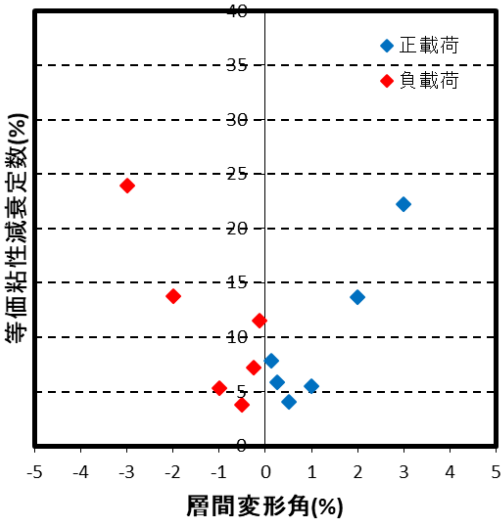


図 5.4.92 H_{eq}-R 関係　B-1

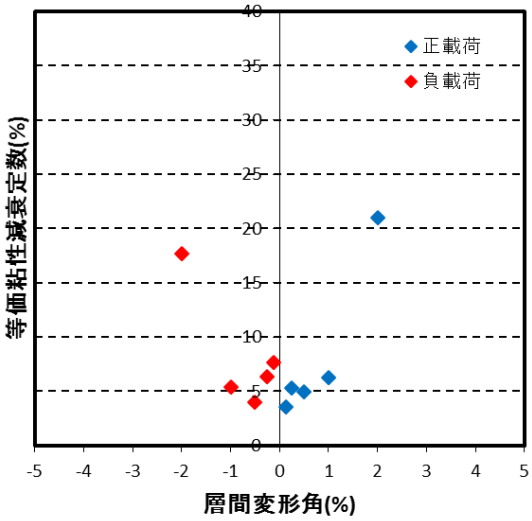


図 5.4.93 H_{eq}-R 関係　C-1

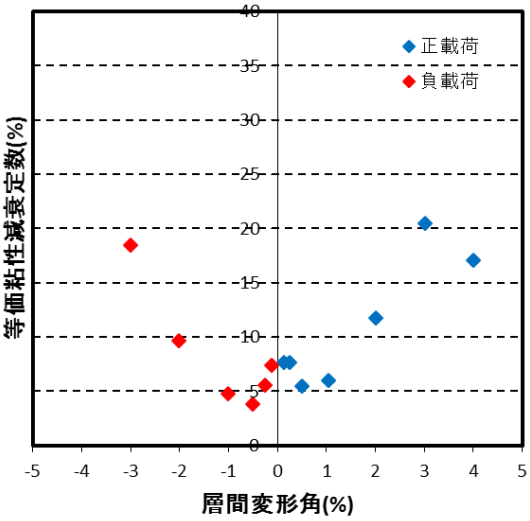


図 5.4.94 H_{eq}-R 関係　C-2

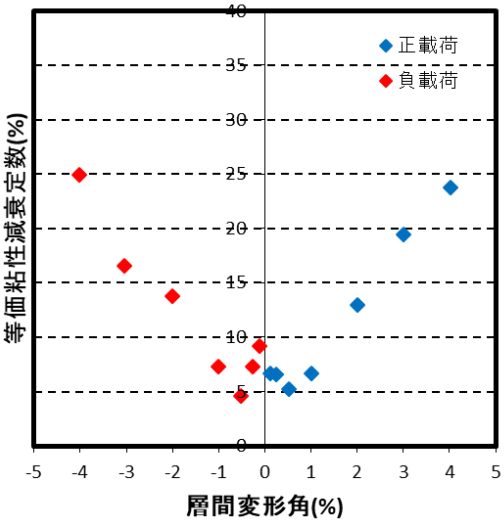


図 5.4.95 H_{eq}-R 関係　A-4

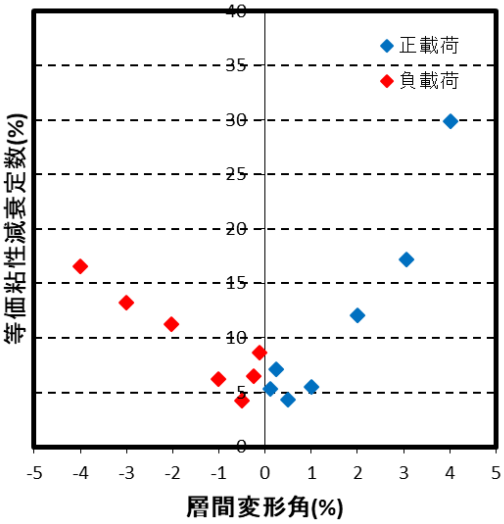


図 5.4.96 H_{eq}-R 関係　A-5

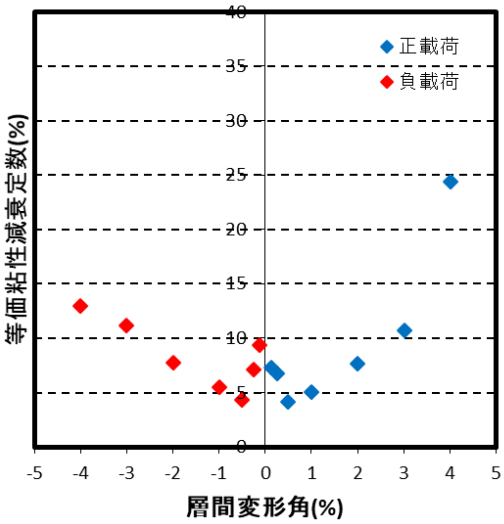


図 5.4.97 H_{eq}-R 関係　A-6

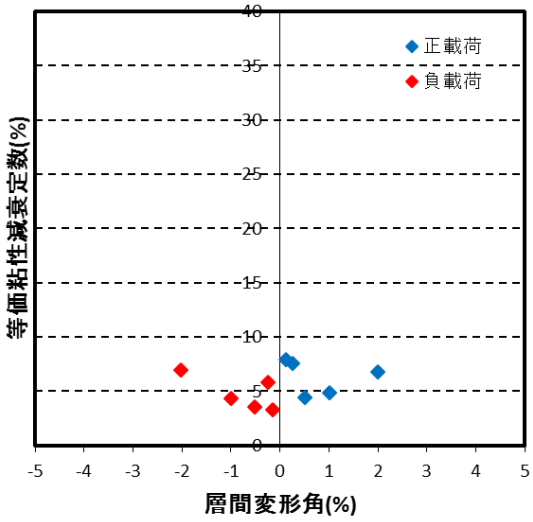


図 5.4.98 H_{eq}-R 関係　C-3

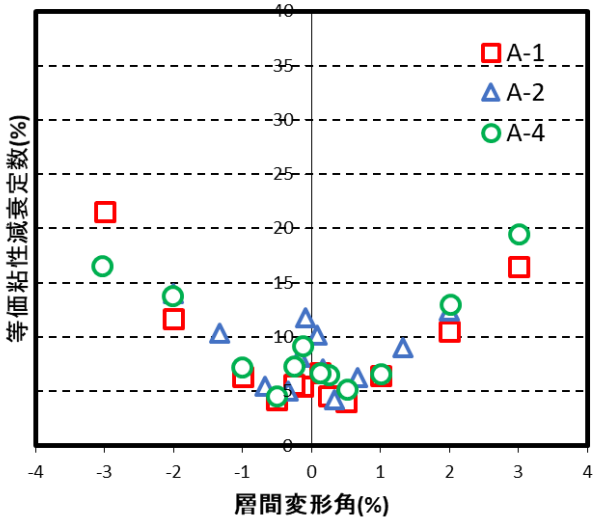


図 5.4.99 H_{eq}-R 関係　A-1 A-2 A-4 比較

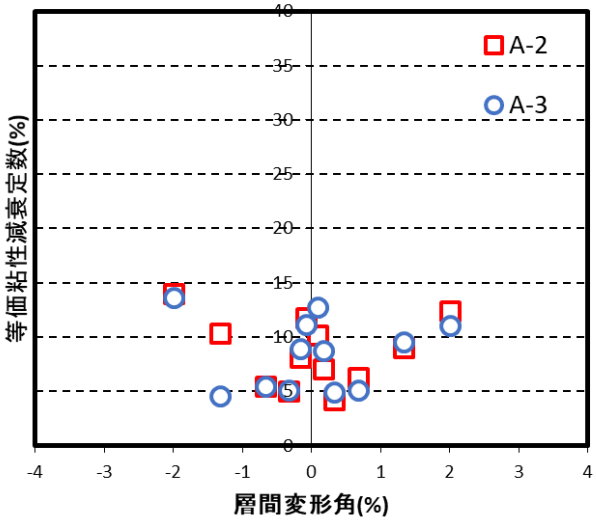


図 5.4.100 H_{eq}-R 関係　A-2 A-3 比較

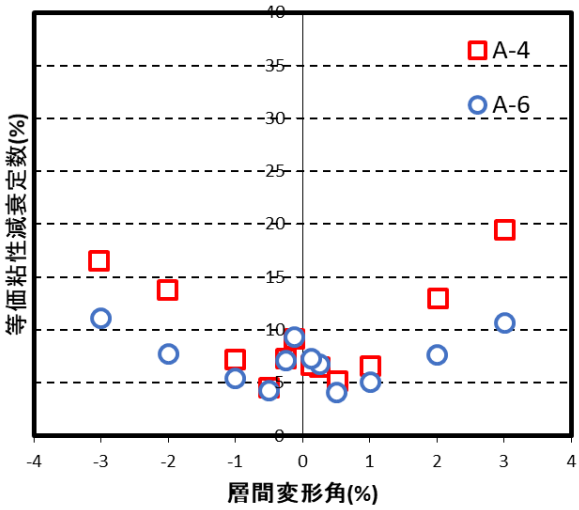


図 5.4.101 H_{eq}-R 関係　A-4 A-6 比較

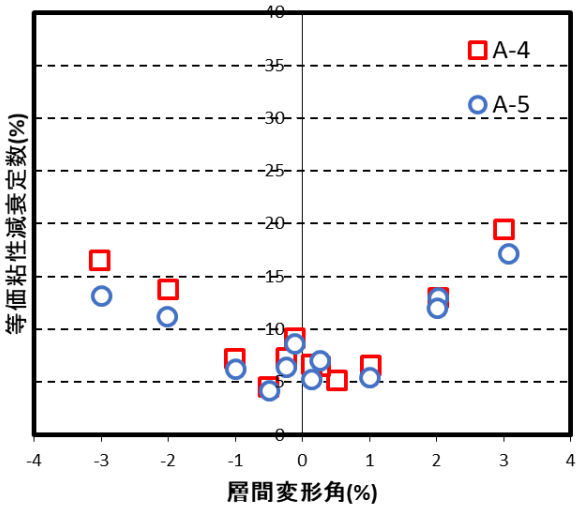


図 5.4.102 H_{eq}-R 関係　A-4 A-5 比較

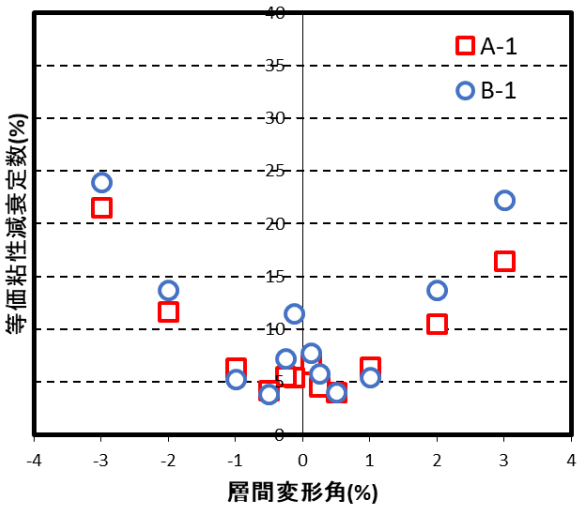


図 5.4.103 H_{eq}-R 関係　A-1 B-1 比較

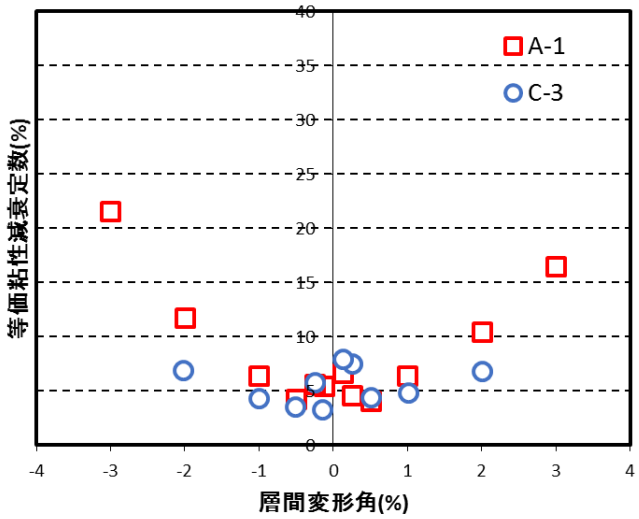


図 5.4.104 H_{eq}-R 関係　A-1 C-3 比較

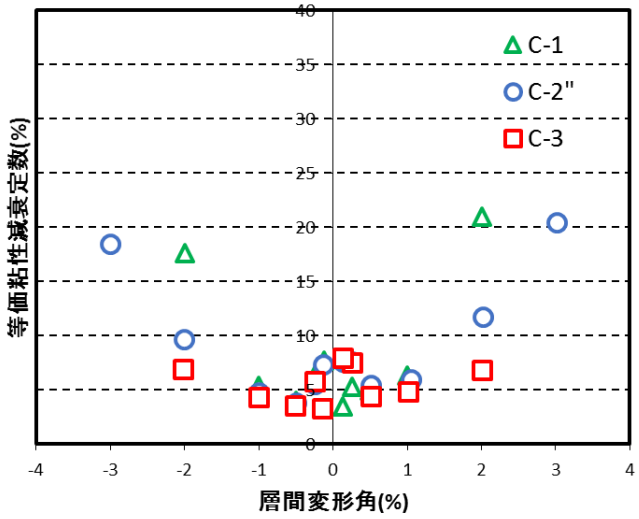


図 5.4.105 H_{eq}-R 関係　C-1 C-2 C-3 比較

以下に，各試験体の比較を記す。

① 試験体 A-1，A-2，A-4 比較

試験体 A-1，A-2 を比較すると，両試験体ともに概ね同じ値となっており，配筋方法の違いは最大耐力後の履歴に影響を及ぼさないと考えられる。試験体 A-1，A-4 を比較すると，最大耐力後に A-4 の方が大きく出ているが，これは柱軸力比を下げているため，柱自体の耐力が高く出ていると考えられる。

② 試験体 A-2，A-3 比較

試験体 A-2，A-3 を比較すると，両試験体ともに概ね同じ値となっており，縦筋量の違いは最大耐力後の履歴に影響を及ぼさないと考えられる。

③ 試験体 A-4，A-6 比較

試験体 A-4，A-6 を比較すると，層間変形角 R=±1.0%以降で A-4 の方が高い値を示した。これは A-4 の破壊性状がパイルキャップのせん断破壊であるのに対し，A-6 では柱脚部の圧壊と破壊性状が異なるためであり，A-6 の破壊性状である柱脚部の圧壊の方が最大耐力後の耐力低下が著しく脆性的な破壊をしているためである。

④ 試験体 A-4，A-5 比較

試験体 A-4，A-5 を比較すると，正負両方向で一定軸力下の A-4 の方が高い値を示した。同軸力下で載荷した負載荷方向で変動軸力下の A-5 の方が低い値を示したことから，軸力の変動が影響し剛性が低下したと考えられる。

⑤ 試験体 A-1，B-1 比較

試験体 A-1，B-1 を比較すると，正負両方向で B-1 の方が高い値を示した。両試験体とも破壊性状はパイルキャップのせん断破壊であるが，袖壁付柱を有する B-1 の方が剛性が高いため B-1 の方が高い値を示したと考えられる。

⑥ 試験体 A-1，C-3 比較

試験体 A-1，C-1 を比較すると，正負両方向で A-1 の方が高い値を示した。これは C-3 の破壊性状が柱脚部の圧壊であったためであり，柱脚部の圧壊が最大耐力後の耐力低下が著しく脆性的な破壊をしていると言える。

⑦ 試験体 C-1，C-2，C-3 比較

試験体 C-1，C-2，C-3 を比較すると，3 試験体ともに概ね同じ値となっており，柱心と杭心が偏心していても配筋方法の違いは最大耐力後の履歴に影響を及ぼさないと考えられる。

5.4.6 最大耐力後の性状について

(1)　試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2

パイルキャップせん断破壊した試験体(A-1，A-2，A-3，B-1)と柱脚部曲げ破壊した試験体(C-2)の最大耐力後の性状から，架構としての剛性，エネルギー吸収能力の比較を行った。

1)　骨格曲線の比較

試験体 A-1，A-2，A-3 の正載荷時における骨格曲線の比較を**図 5.4.106** に，試験体 A-1，B-1 の正載荷時における骨格曲線を**図 5.4.107** に，試験体 A-1，C-2 の正載荷時における骨格曲線を**図 5.4.108** に示す。

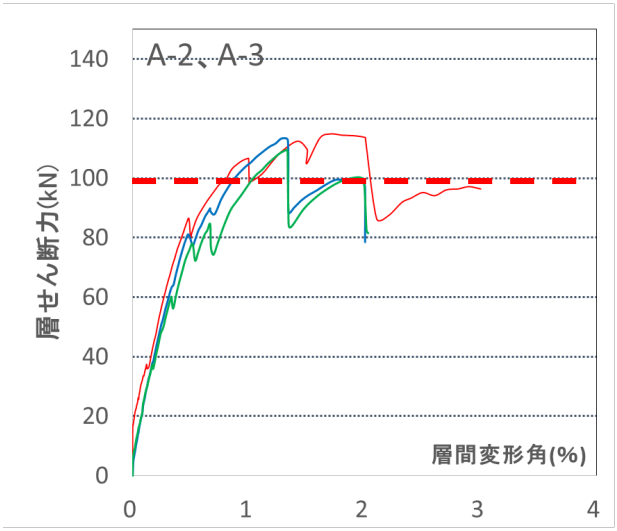


図 5.4.106 試験体 A-1，A-2，A-3 骨格曲線比較

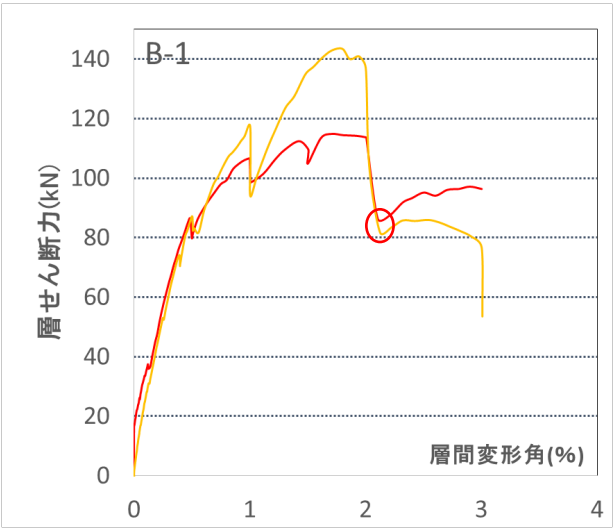
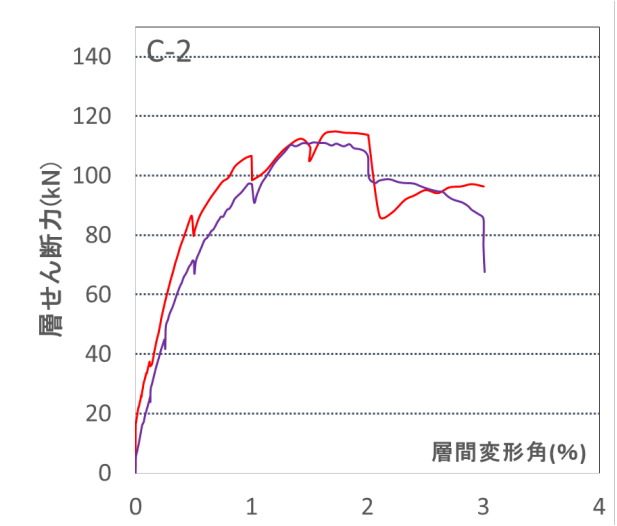


図 5.4.107 試験体 A-1，B-1 骨格曲線比較



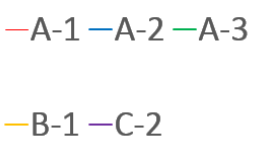


図 5.4.108 試験体 A-1，C-2 骨格曲線比較

試験体 A-1，A-2，A-3 の比較では最大耐力を迎えた後の履歴において，同じ耐力であることを示している。ここから，最大耐力後のサイクルにおける架構の水平方向の耐力を決定している要因はパイルキャップの配筋方法および縦筋量ではないと考えられる。

試験体 A-1，B-1 の比較では最大耐力を迎えた後の R=3%ピーク時において，B-1 の方が耐力の低下が大きいことがわかる。R=2%以降に入る際の耐力は 2 試験体間でほぼ同じであるということから，最大耐力後の架構の剛性はほぼ同じであると考えられる。

試験体 A-1，C-2 の比較では最大耐力を迎えた後の履歴において，試験体 C-2 の方が耐力低下が小さく，2 試験体間の履歴に似た傾向は見られないとわかる。

2) パイルキャップー杭間の変形の比較

実験時に，層間変形角が大きくなるにつれて杭周囲の損傷が大きくなり，杭がめり込むような変形がみられた。パイルキャップのせん断破壊と杭のめり込みおよび回転変形の関連性を確認するため，骨格曲線の比較を行った 5 試験体について，及び杭頭部の変位計の値を比較し，パイルキャップー杭間の変形を検討する。

各試験体の杭頭部変位計より算出した，パイルキャップー杭間のめり込み量を**図 5.4.109～図 5.4.111** に，回転角を**図 5.4.112～図 5.4.114** に示す。

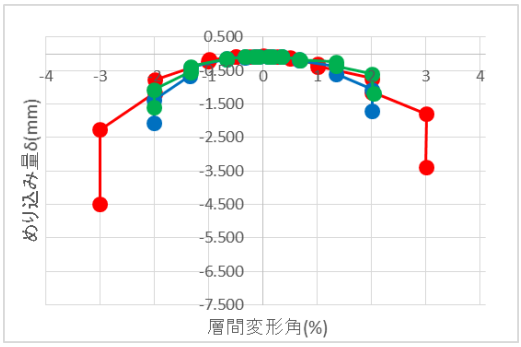


図 5.4.109 試験体 A-1，A-2，A-3 杭めり込み量比較

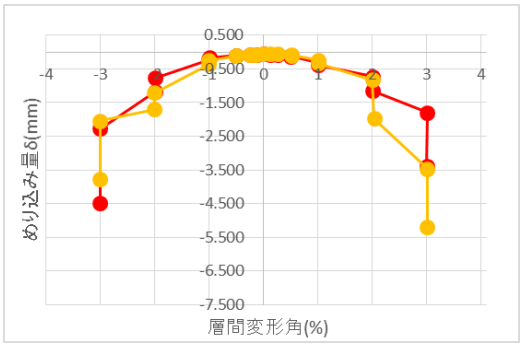


図 5.4.110 試験体 A-1，B-1 杭めり込み量比較

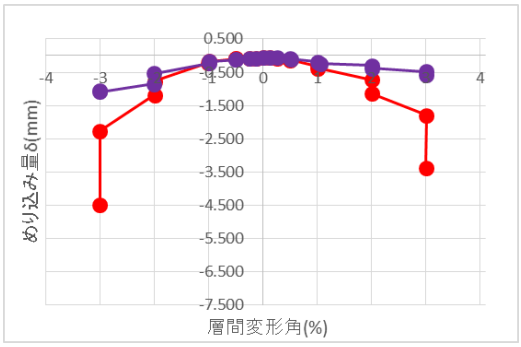
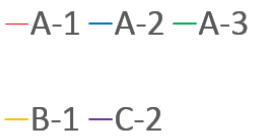


図 5.4.111 試験体 A-1，C-2 杭めり込み量比較



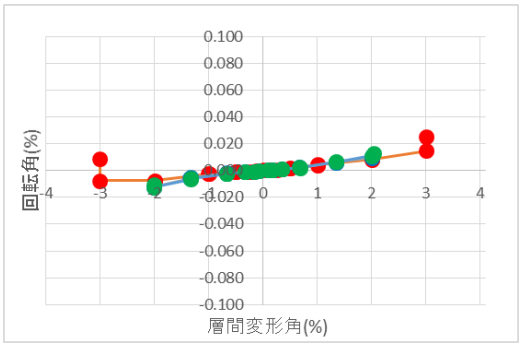


図 5.4.112 試験体 A-1，A-2，A-3
回転角比較

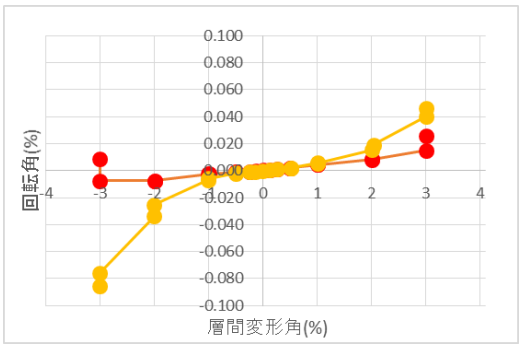


図 5.4.113 試験体 A-1，B-1
回転角比較

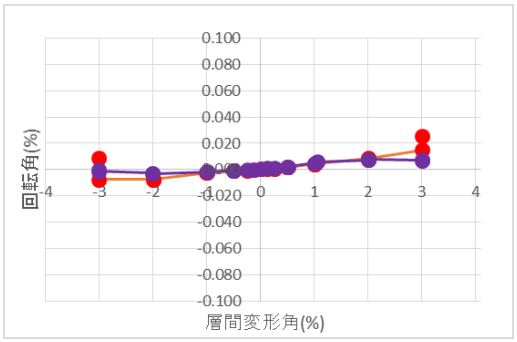
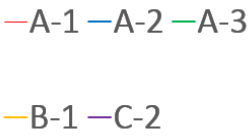


図 5.4.114 試験体 A-1，C-2
回転角比較



(a)めり込み量の比較

パイルキャップー杭間のめり込み量を比較すると，パイルキャップせん断破壊した試験体のうち A-1，A-2，A-3 間では大きな差は見られなかったが，試験体 A-1，B-1 間では正載荷時において B-1 の方がめり込み量が大きいという結果になった。これは，正載荷時において試験体 B-1 の袖壁付柱の壁が圧縮側となり，袖壁付柱の剛性が大きくなったことによる影響であると考えられる。

また，試験体 A-1，C-2 間では，C-2 の方が杭のめり込み量が小さいという結果になった。これより，パイルキャップせん断破壊した試験体では杭の定着部が損傷したことにより，杭のめり込みによる変形量が大きくなり，柱脚曲げ破壊した試験体では杭のめり込みによる変形量が小さくなる傾向があると考えられる。

(b)回転量の比較

パイルキャップー杭間の回転角を比較すると，5 試験体中では試験体 B-1 のみ回転角が大きくなるという結果になった。これは試験体 B-1 では袖壁付柱がある影響と考えられ，特に，負載荷時に回転角が大きくなる傾向になった。これは，試験体 B-1 の最大耐力時基礎梁せん断力が大きかったことにより，杭に加わる軸力が大きくなり，杭の定着部の損傷が激しくなったことの影響であると考えられる。最大耐力時における杭軸力を**表 5.4.3** に示す。

表 5.4.3 各試験体最大耐力時杭軸力

	杭軸力(kN)	
	正載荷	負載荷
A-1	559.7	912
A-2	592	949.5
A-3	588.5	938.8
B-1	538	991.8
C-2	540	927.5

3)　アンカー筋の定着の比較

前項において，杭の定着部の損傷によりパイルキャップ－杭間のめり込みおよび回転角が増大したことを示した。これについて，各試験体の杭のアンカー筋のひずみ分布を確認し，定着性状の変化を確認した。

各試験体のアンカー筋のひずみ分布によれば，いくつかのアンカー筋において，最大耐力後のサイクルで付着応力度によるひずみの減少が見られない部分が確認された。このことから，パイルキャップせん断破壊を起こした試験体では，パイルキャップ有効断面内が柱や梁における塑性ヒンジ位置と同様に付着力が期待できない範囲となると考えられる。付着劣化を判断したひずみ分布の例として，試験体 A-2 のアンカー筋(A-2，A-3)の正載荷時におけるひずみ分布を**図 5.4.115** に示す。

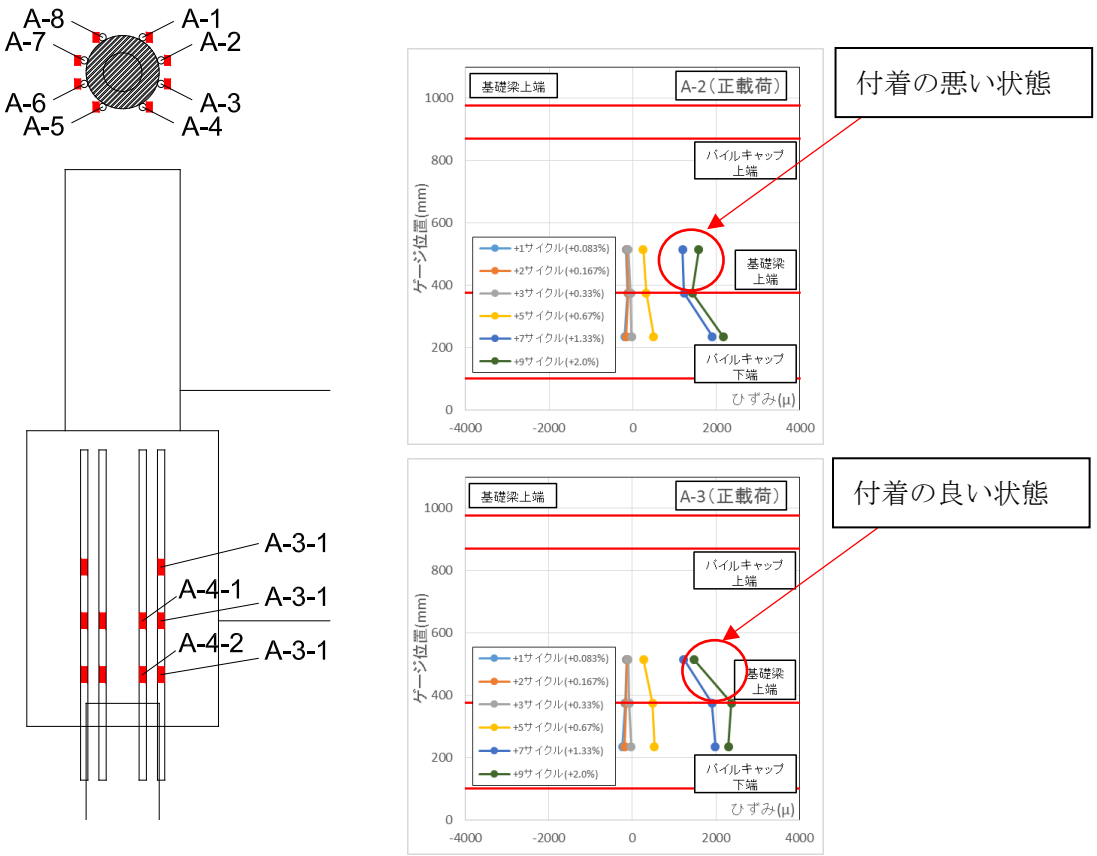


図 5.4.115 試験体 A-2 アンカー筋ひずみ分布(正載荷)

4)　最大耐力後の等価粘性減衰の比較

これまでの項で述べたように，パイルキャップせん断破壊した試験体では，パイルキャップ有効断面内のコンクリートの損傷により，アンカー筋の付着劣化が生じることが考えられる。これにより，各試験体の最大耐力後の剛性低下によりエネルギー吸収能力が劣化すると考えられる。

図 5.4.116 にパイルキャップせん断破壊した試験体 A-1 と柱脚部曲げ破壊した試験体 C-2 の等価粘性減衰定数－層間変形角関係を示す。

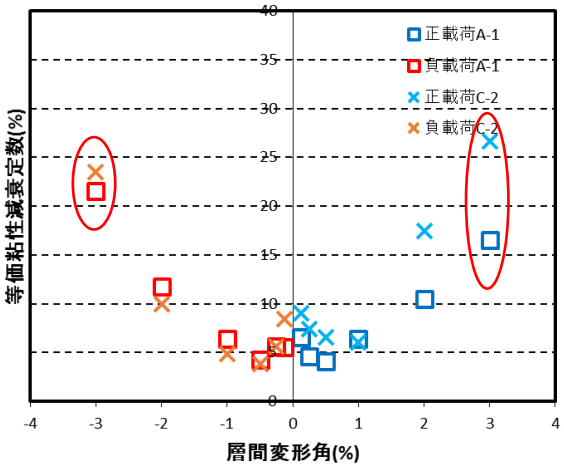


図 5.4.116 試験体 A-1，C-2 等価粘性減衰定数

これより，最大耐力後の R=±3%時における等価粘性減衰を比較すると，パイルキャップせん断破壊した試験体 A-1 の方が等価粘性減衰定数が低いという結果になった。これは柱脚曲げ破壊と比べて脆性的な破壊をするパイルキャップせん断破壊の特長であるが，この中にアンカー筋の付着劣化による影響が含まれていると考えられる。また試験体 A-1 に関しては負載荷時より正載荷時の方が等価粘性減衰定数は減少している。試験体 A-1 は最大耐力時の層間変形角が正載荷時 2%，負載荷時 1%と正負で異なることから，正負で異なる破壊性状を示しており正載荷時の方が脆性的な破壊となったため、等価粘性減衰定数が減少したと考えられる。

(2)　　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3

パイルキャップがせん断破壊した試験体（A-4）と柱脚部が曲げ破壊した試験体（A-5，A-6，C-3）の最大耐力後の破壊性状から，架構としての剛性，エネルギー吸収能力の比較を行った。

1)　骨格曲線

試験体 A-4，A-5 の正載荷時における骨格曲線の比較を**図 5.4.117**，試験体 A-4，A-6 の正載荷時における骨格曲線の比較を**図 5.4.118**，試験体 A-4，C-3 の正載荷時における骨格曲線の比較を**図 5.4.119** に示す。

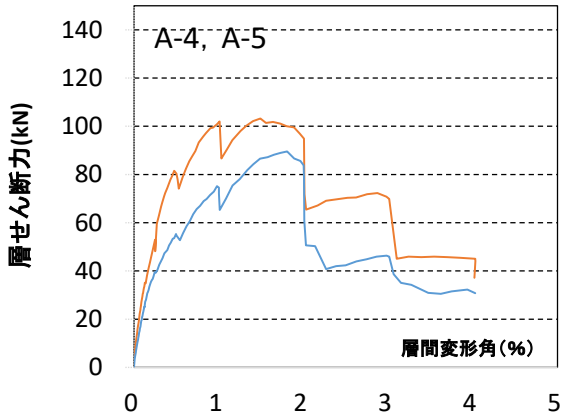


図 5.4.117　試験体 A-4，A-5　骨格曲線

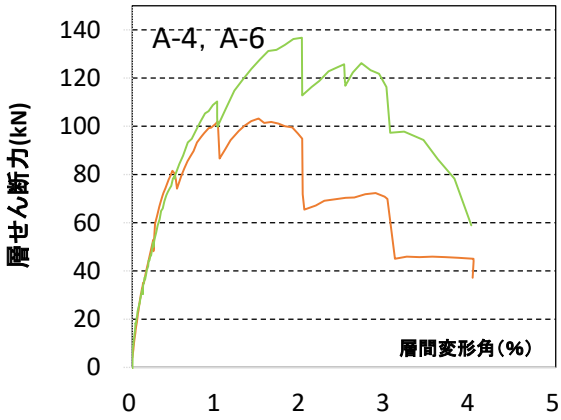
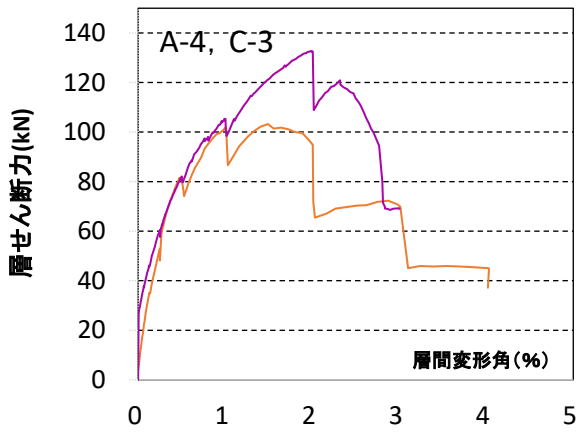


図 5.4.118　試験体 A-4，A-6　骨格曲線比較



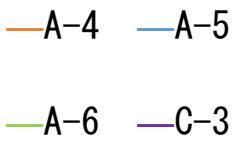


図 5.4.119　試験体 A-4，C-3　骨格曲線比較

試験 A-4，A-5 の比較では，最大耐力後の低下率に大きな差が見られなかった。このことから，軸力の変動は架構の耐力の決定要因ではないと考えられる。試験体 A-4，A-6 の比較では，最大耐力を迎えた後の耐力低下が低減したことから，最大耐力後のサイクルにおける架構の水平方向の耐力を決定している要因はパイルキャップ内帯筋量であると考えられる。試験体 A-4，C-3 の比較では，C-3 の方が最大耐力後の耐力低下の値が大きく，より脆性的な破壊であると言える。

2)　パイルキャップ―杭間の変形の比較

実験時に変形角が大きくなるにつれて杭周囲の損傷が大きくなり，杭がめり込むような変形が見られた。パイルキャップのせん断破壊と杭のめり込み及び回転変形の関連性を確認するため，骨格曲線の比較を行った試験体に対して，杭頭部の変位計の値を比較し，パイルキャップ―杭間の変形を検討する。

各試験体の杭頭部変位計より算出したパイルキャップ―杭間のめり込み量を**図 5.4.120～図 5.4.122**，回転角を**図 5.4.123～図 5.4.125** に示す。

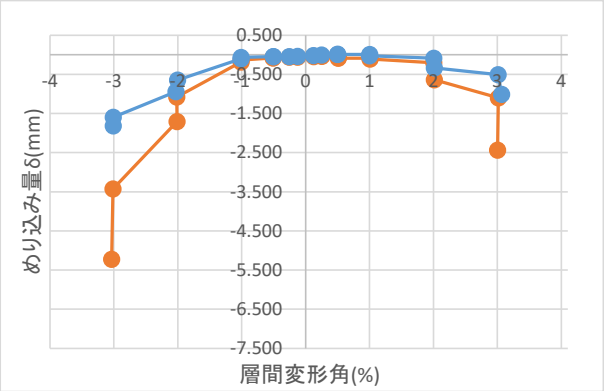


図 5.4.120　試験体 A-4，A-5 杭めり込み量比較

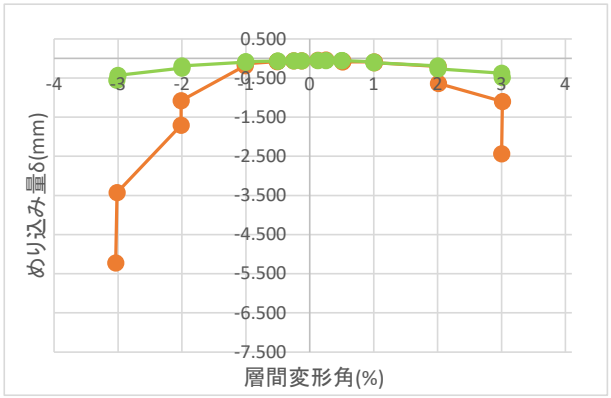


図 5.4.121　試験体 A-4，A-6 杭めり込み量比較

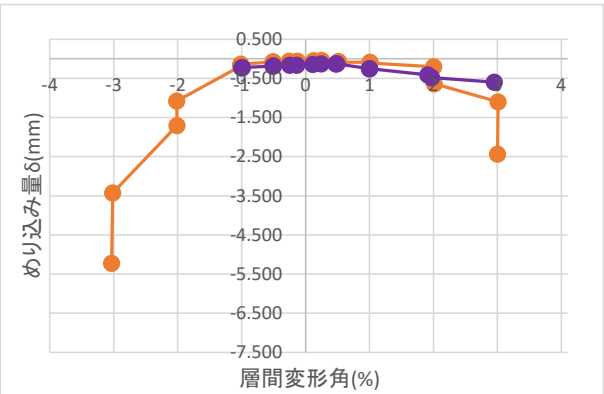
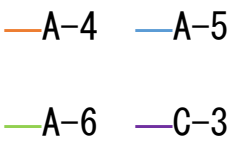


図 5.4.122　試験体 A-4，C-3 杭めり込み量比較



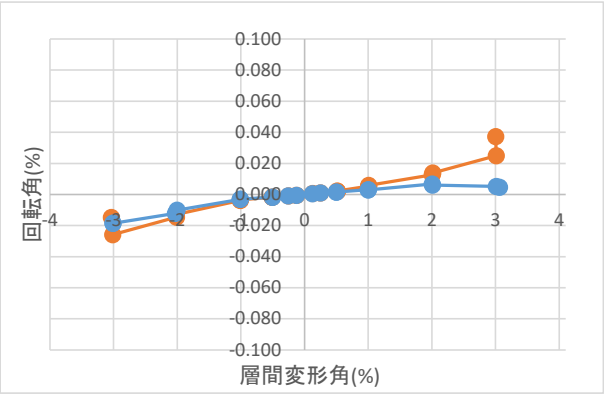


図 5.4.123　試験体 A-4，A-5 回転角比較

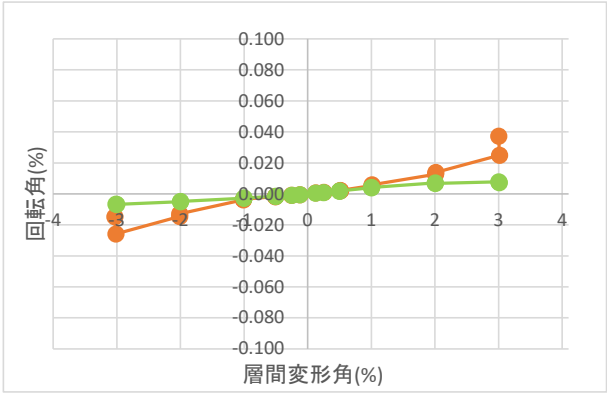


図 5.4.124　試験体 A-4，A-6 回転角比較

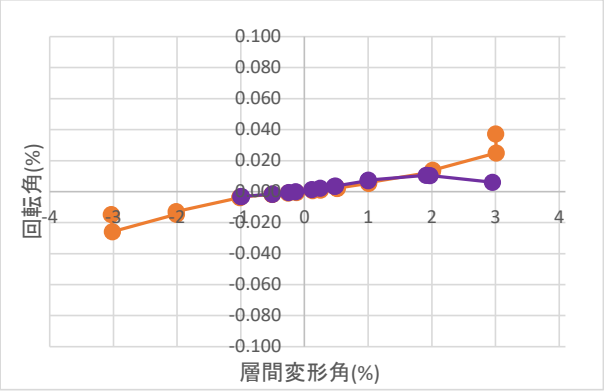
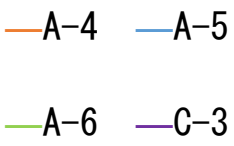


図 5.4.125　試験体 A-4，C-3 回転角比較



(a)めり込み量の比較

パイルキャップ―杭間のめり込み量の比較を行うと，パイルキャップがせん断破壊した試験体 A-4 では最大耐力以降で杭のめり込み量が大きく出る結果となった。しかし柱脚部が曲げ破壊した試験体 A-5，A-6，C-3 では柱脚部および接合部に損傷が集中し，杭のめり込み量が小さくなった。

(b)回転量の比較

パイルキャップ―杭間の回転角を比較すると，柱脚部が曲げ破壊した試験体 A-5，A-6，C-3 では小さい値を示した。パイルキャップがせん断破壊した試験体 A-4 では最大耐力以降で回転量が増大する結果となった。これは既往の研究[5-2]から基礎梁主筋の梁せん断力の影響により杭にかかる軸力が正負で変化し，杭頭接合面で何らかの破壊が生じている影響が考えられる。

5.4.7　破壊形式の分類

既往の研究[5-5][5-6][5-7][5-8][5-9][5-14][5-15][5-16][5-17]ではパイルキャップのせん断破壊と柱脚部の曲げ破壊の 2 種類の破壊形式が確認されている。**写真 5.4.17**，**写真 5.4.18** にパイルキャップと柱脚部で破壊が顕著であった試験体 A-4，A-6 の最大耐力時および最終破壊時の様子を示す。本研究では，パイルキャップのせん断破壊および柱脚部の曲げ破壊を明確化させるため，それぞれの破壊現象を挙げて考察する。破壊現象の言及に伴い，各部材（柱・基礎梁・パイルキャップ・柱梁接合部（以下，接合部）・杭）の範囲を**図 5.4.126** に示す。

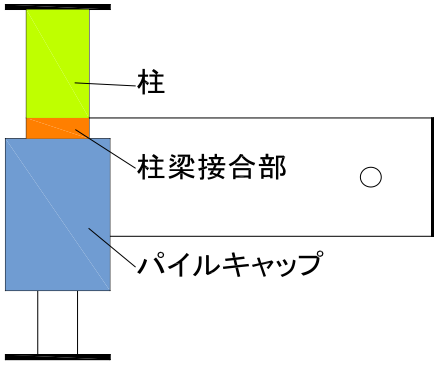


図 5.4.126　各部材の範囲

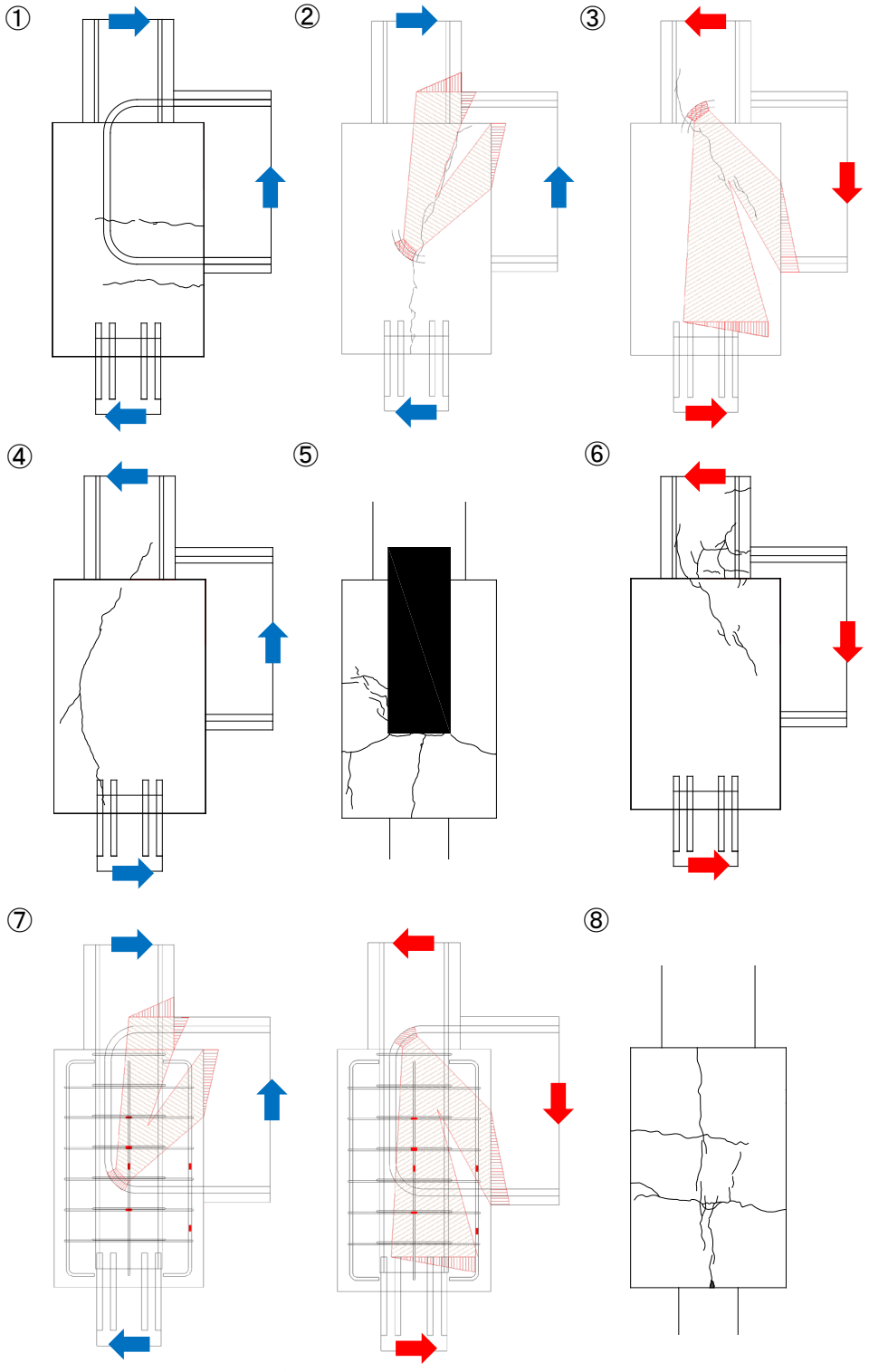
(1)　　パイルキャップせん断破壊の検討

パイルキャップに破壊が集中した試験体 A-2，A-3，A-4 を対象に，パイルキャップのせん断破壊の検討を行う。**図 5.4.127** に最大耐力前後で確認されたひび割れおよび鉄筋の降伏状況の経緯を示す。また図中に既往の文献[5-14]による基礎梁主筋からの支圧力を示す。以下に，パイルキャップがせん断破壊した試験体に見られた特徴的な現象を列挙する。

① 基礎梁主筋に沿ってパイルキャップに水平方向にひび割れが入った。
② 正載荷でパイルキャップ中央部から上下に大きくひび割れが入った。
③ 負載荷で柱脚部からパイルキャップ上部にかけて大きくひび割れた。
④ 最大耐力時に接合部から杭頭部にかけて縦ひび割れが入った。
⑤ パイルキャップ-基礎梁の接合面で，パイルキャップ下部に鉛直方向と斜め方向にひび割れが入った。加えて，パイルキャップ-杭頭部との接合面にひび割れが進展した。
⑥ 負載荷では最大耐力を迎えるまでパイルキャップに目立った損傷は見られず，接合部と柱脚部に損傷が集中した。
⑦ パイルキャップ内の補強筋（パイルキャップ縦筋・帯筋，柱帯筋）が大きく歪んだ。
⑧ パイルキャップ-基礎梁の接合面とは反対側の面で，柱主筋に加えてパイルキャップ内の補強筋が降伏し，柱主筋に沿って正載荷で縦ひび割れが入った。さらに負載荷では水平方向のひび割れがパイルキャップ中央に入った。
⑨ 最大耐力以降，正載荷ではパイルキャップ下部の損傷が顕著であった。また負載荷ではパイルキャップへの損傷も大きいことに加え，接合部の損傷も顕著に表れた。

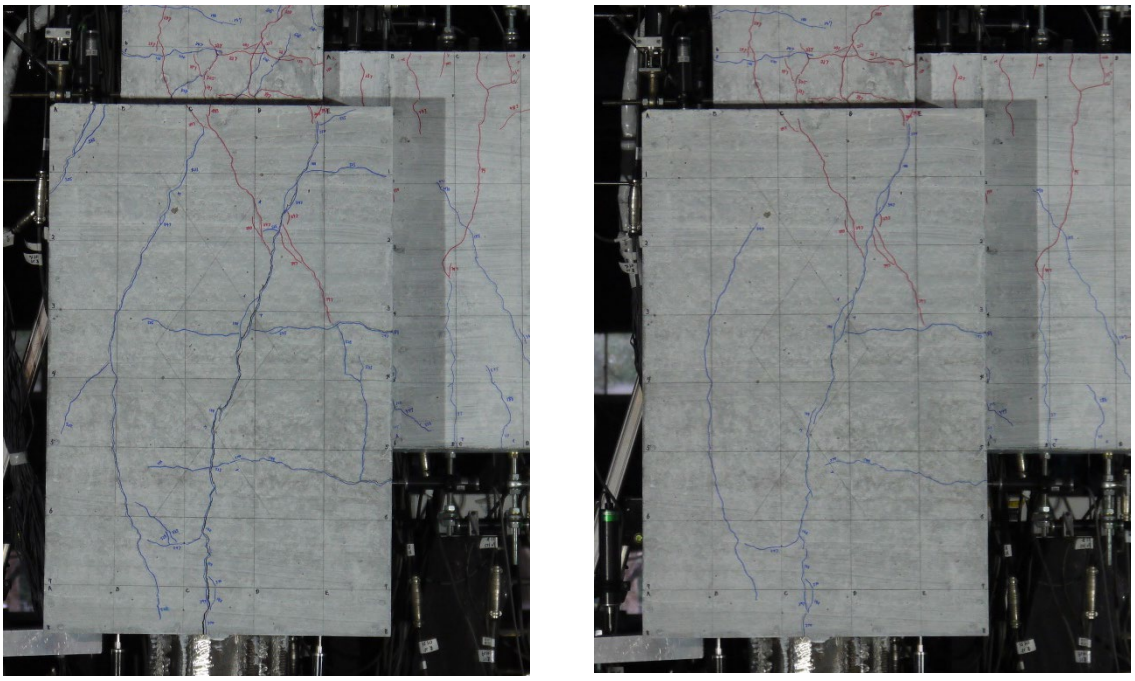
図 5.4.127 中の斜線部分はパイルキャップにかかるストラットを示しており，パイルキャップがせん断破壊した試験体において，パイルキャップ内の補強筋は正負で基礎梁主筋から形成されるストラット

にかかる箇所で歪みの値が大きく出ていた。このことから，基礎梁主筋による支圧力がパイルキャップのせん断破壊に大きく影響すると考えられる。しかし，基礎梁主筋から形成されるストラット外からのひび割れの発生や，パイルキャップのせん断破壊後に接合部に損傷が集中することなど，今後継続的に検討を進めていく必要がある。

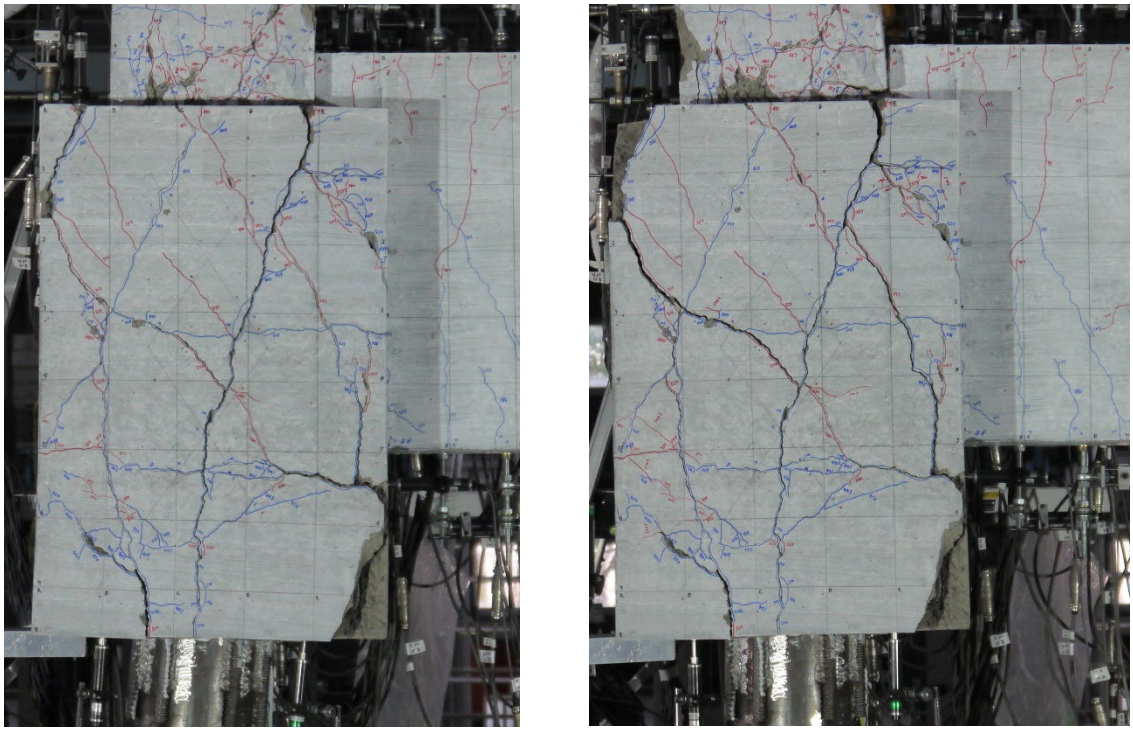


※図中に鉄筋の降伏位置を示す

図 5.4.127　試験体 A-4（パイルキャップせん断破壊）の経緯



（a）最大耐力時のパイルキャップの様子（左：R=2.0%，右：R=-1.0%）



（b）最終破壊時のパイルキャップの様子（左：R=4.0%，右：R=-4.0%）

写真 5.4.17　試験体 A-4 最大耐力時および最終破壊時の様子

(2)　柱脚曲げ破壊の検討

柱脚部に破壊が集中した試験体 A-6 を対象に柱脚部の曲げ破壊の検討を行う。**図 5.4.128** に前項（1）と同様に破壊の経緯を示す。以下に，柱脚部の曲げ破壊の試験体に見られた特徴的な現象を列挙する。

① 柱脚部と接合部の境目の位置に曲げひび割れが入った。
② 基礎梁主筋に沿ってパイルキャップに水平方向にひび割れが入った。
③ 正載荷でパイルキャップ中央部から上下に大きくひび割れが入った。
④ 負載荷で柱脚部からパイルキャップ上部にかけて大きくひび割れた。
⑤ 最大耐力時に接合部から杭頭部にかけて縦ひび割れが入った。
⑥ さらに正載荷の最大耐力時に柱脚部で圧壊が確認された。
⑦ パイルキャップ-基礎梁の接合面で，パイルキャップ下部に鉛直方向と斜め方向にひび割れが入った。加えて，パイルキャップ-杭頭部との接合面にひび割れが進展した。
⑧ パイルキャップ内の補強筋（パイルキャップ帯筋，柱帯筋）の歪み量は小さかった。一方で柱主筋，杭頭定着筋，パイルキャップ縦筋の一部が降伏した。
⑨ 最大耐力以降，パイルキャップへの損傷はあまり見られなかった。一方で，柱脚部に損傷が集中し，正載荷側では柱主筋の座屈が生じた。

鉄筋が大きく歪んでいる箇所から，柱脚曲げ破壊の試験体のパイルキャップ内の抵抗機構は，パイルキャップせん断破壊した試験体とは異なり，基礎梁主筋による支圧力から形成されるストラットの占める割合は大きくないと考えられる。

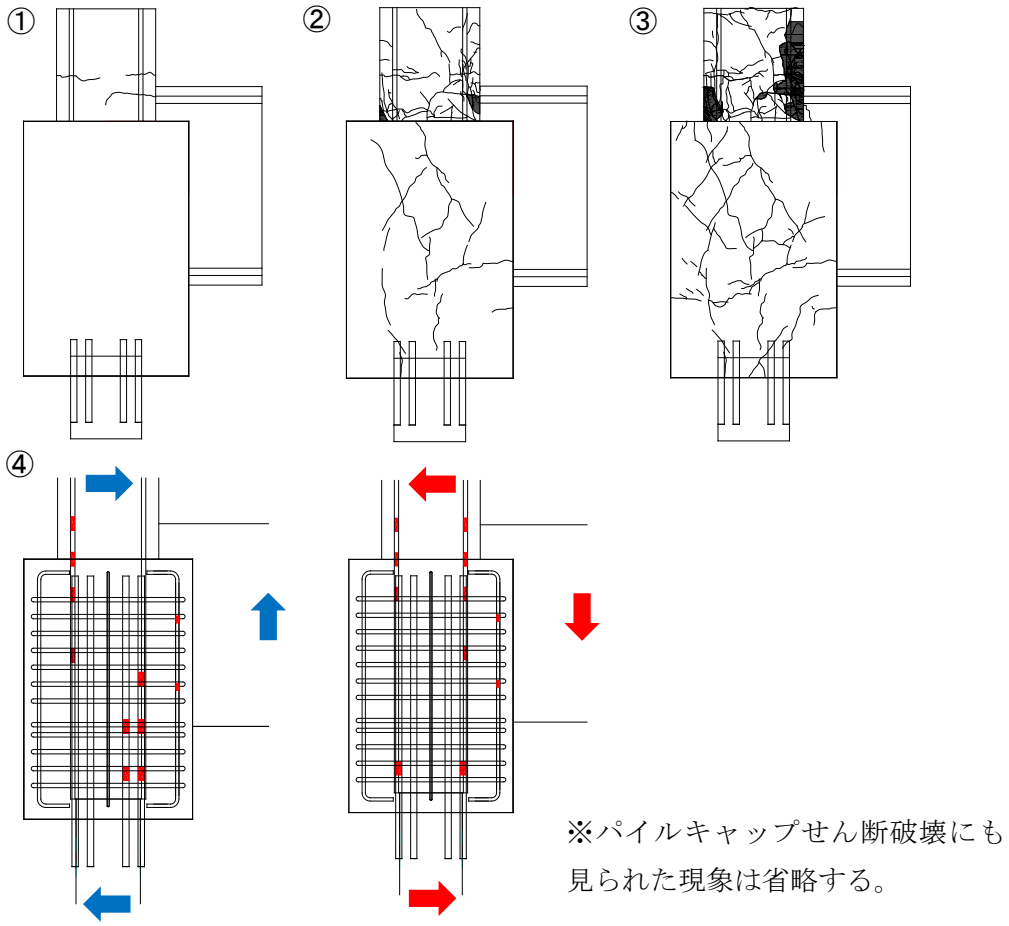
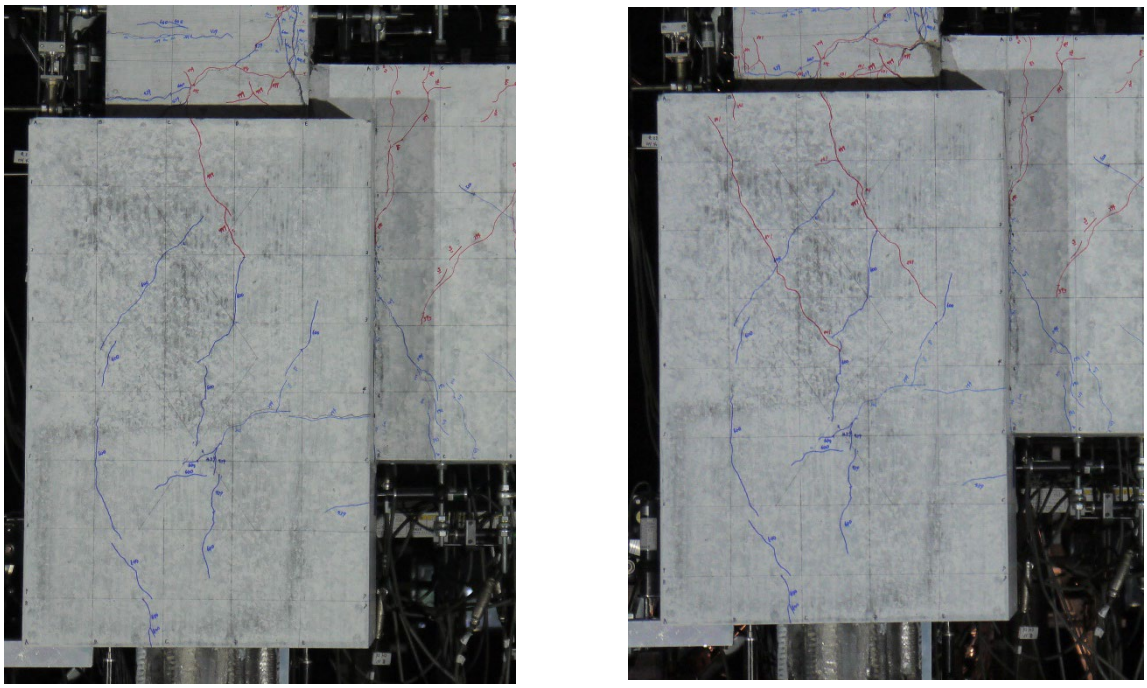
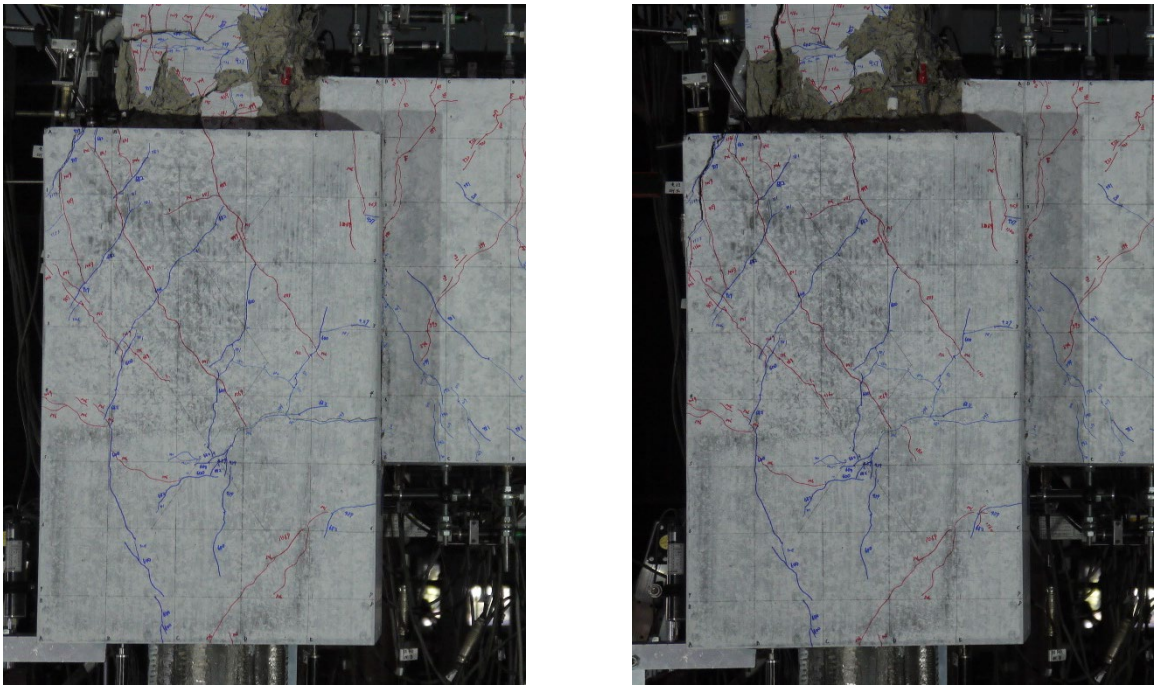


図 5.4.128　試験体 A-6（柱脚曲げ破壊）の経緯



(a) 最大耐力時のパイルキャップの様子（左：R=2.0%，右：R=-2.0%）



(b) 最終破壊時のパイルキャップの様子（左：R=4.0%，右：R=-4.0%）

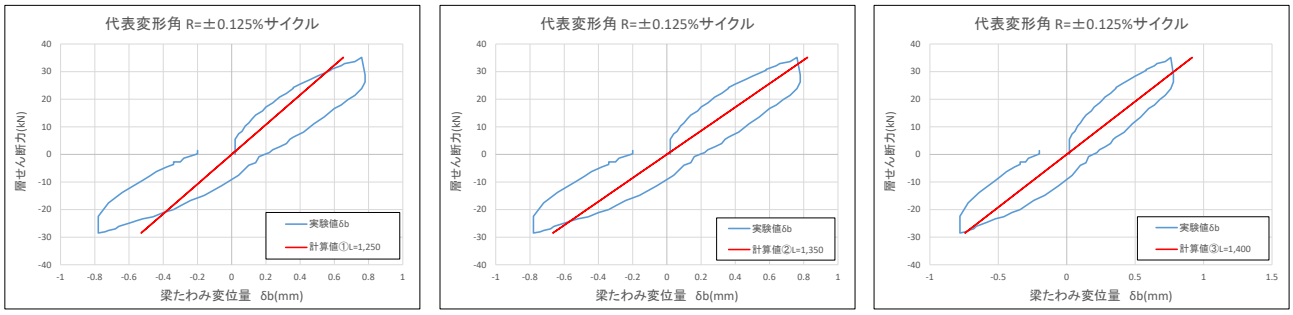
写真 5.4.18　試験体 A-6 最大耐力時および最終破壊時の様子

5.4.8　基礎梁の剛域長さ及び危険断面位置の検討

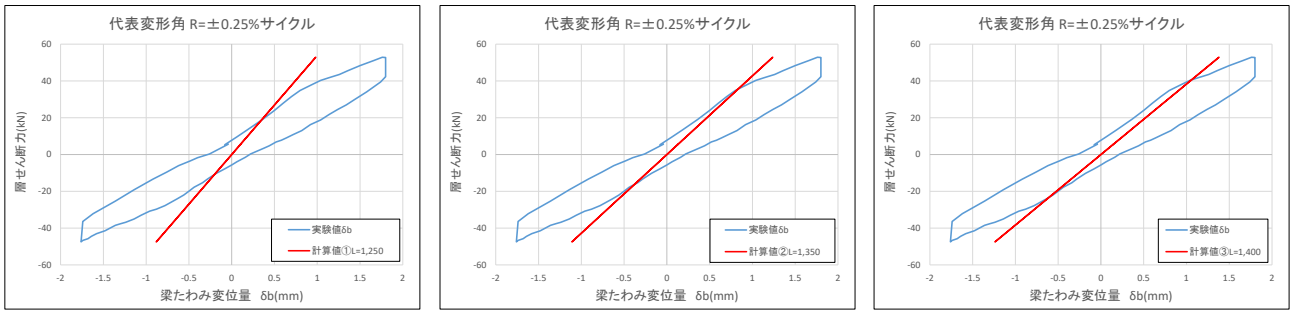
(1)　剛域の検討

図 5.4.131～図 5.4.133 に試験体 A-4,A-5,A-6 の剛域長さの検討を示す。基礎梁に作用するせん断力によって発生する基礎梁のたわみ量 δ_b（**図 5.4.129**）と剛域外長さ L_n をパラメータとして式 5.4.8-1 を用いて算出し比較を行った。剛域外長さはひずみゲージの貼り付け位置から 3 つとし，パイルキャップフェイス位置 $L_①$(=1250mm)，柱フェイス（パイルキャップ内に 100mm 入った）位置 $L_②$(=1350mm)，パイルキャップ内に 150mm 入った位置 $L_③$(=1400mm)とした。本研究では梁部材の弾性時における曲げ剛性実験値 EI を，**図 5.4.130** のように梁部材先端に取り付けた変位計の計測値 δ_b および計測した梁のせん断力 V_b からたわみ角法により式 5.4.8-2 を用いて算出した。尚，梁端の加力ピン治具の剛性は，それが取り付く梁部材の剛性に等しいものとした。また,「梁せん断力 V_b—梁端たわみ δ_b 関係」の弾性剛性実験値 K_1 は，曲げひび割れ発生時（正）と原点を結んだ直線の傾きを初期剛性として計算を行った。

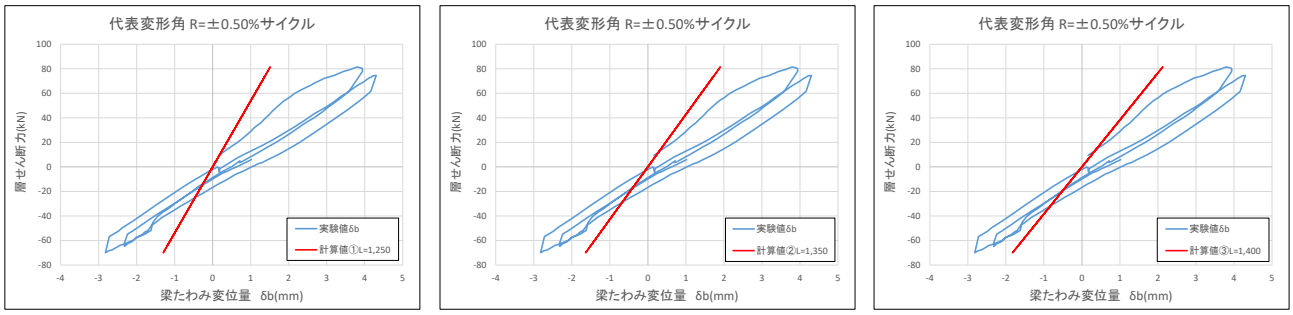
$$\delta_b = \frac{V_b \cdot {L_n}^3}{3EI} \quad \cdots\cdots\cdots\



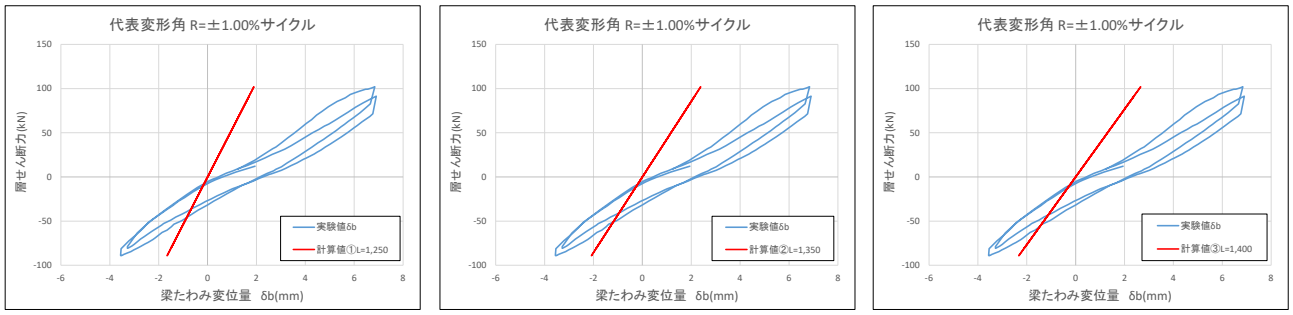
（a）代表変形角　R=±0.125%時



（b）代表変形角　R=±0.25%時

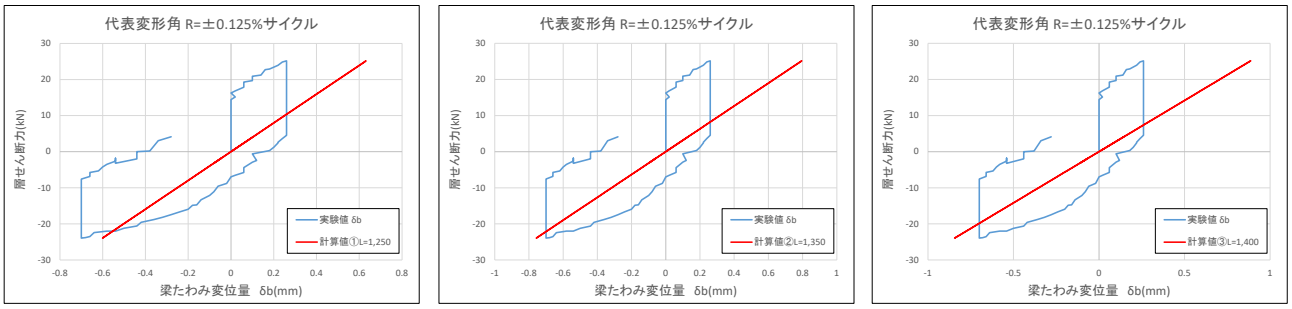


（c）代表変形角　R=±0.50%時

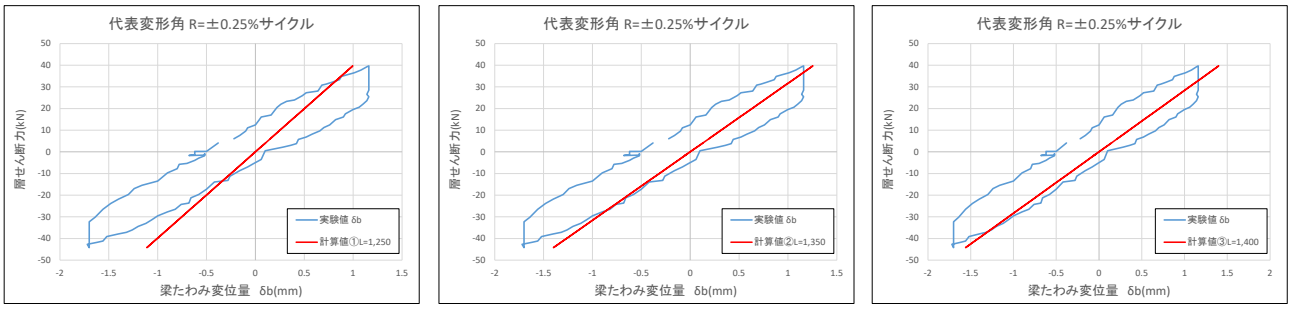


（d）代表変形角　R=±1.00%時

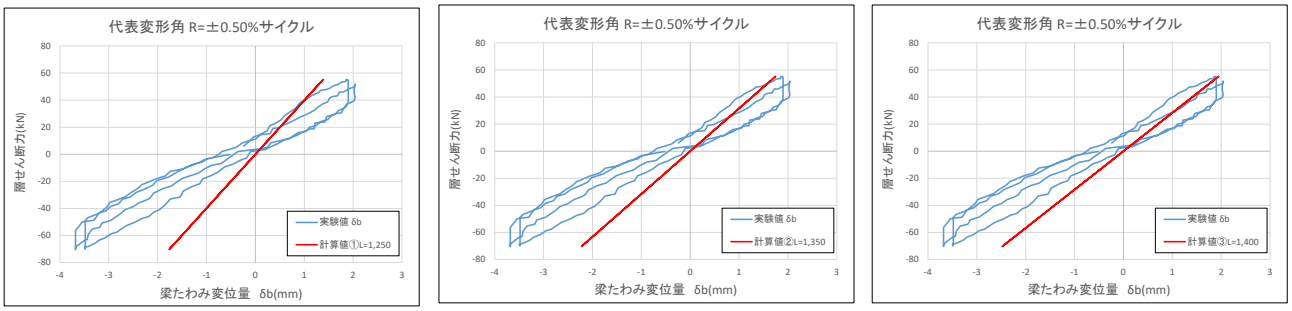
図 5.4.131　試験体 A-4 の剛域長さの検討



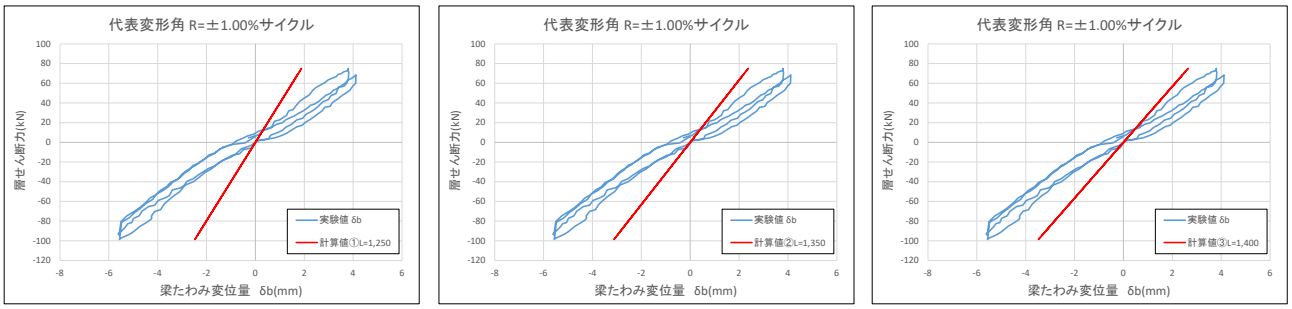
（a）代表変形角　R=±0.125%時



（b）代表変形角　R=±0.25%時

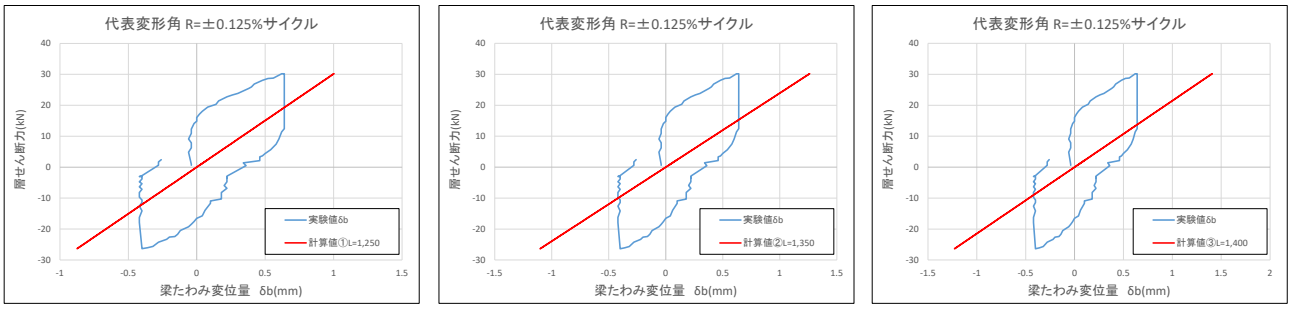


（c）代表変形角　R=±0.50%時

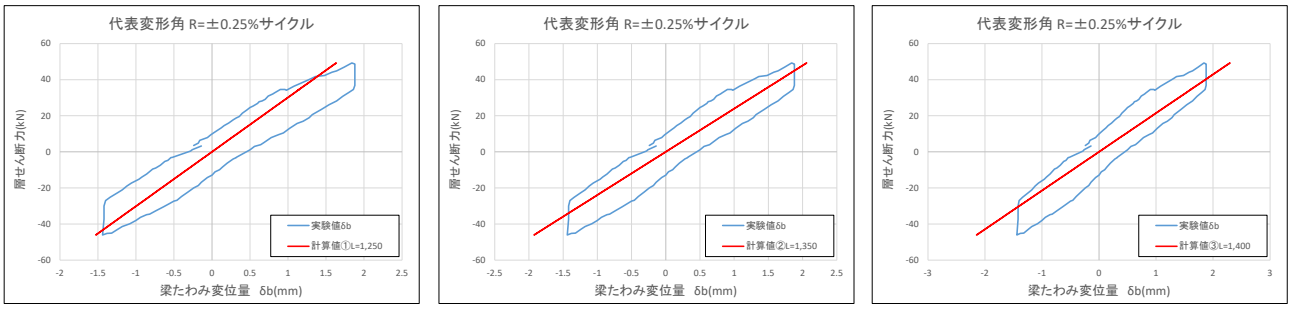


（d）代表変形角　R=±1.00%時

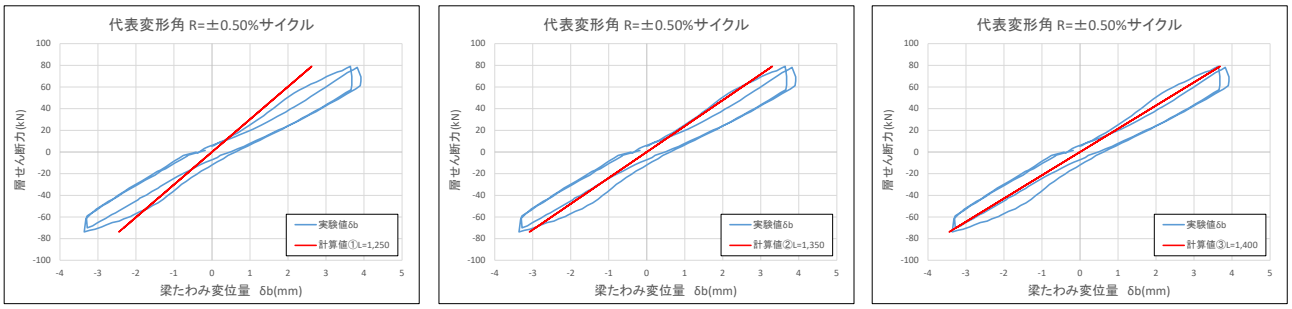
図 5.4.132　試験体 A-5 の剛域長さの検討



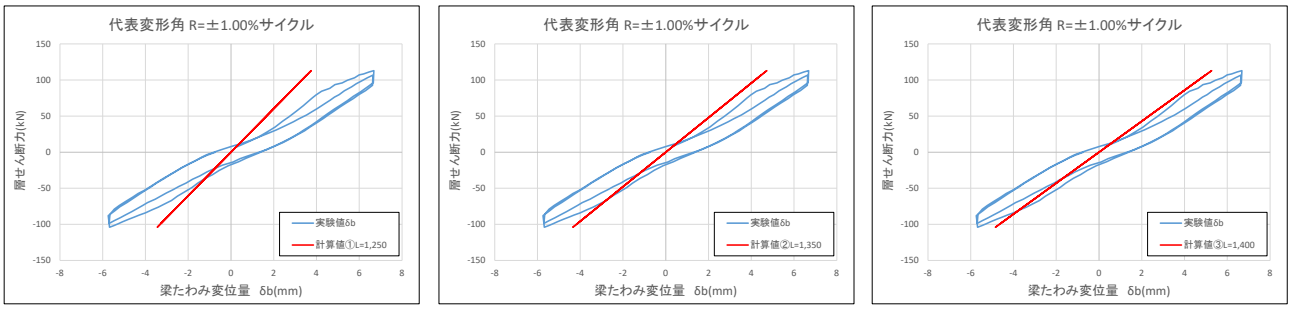
（a）代表変形角　R=±0.125%時



（b）代表変形角　R=±0.25%時



（c）代表変形角　R=±0.50%時



（d）代表変形角　R=±1.00%時

図 5.4.133　試験体 A-6 の剛域長さの検討

以下に各試験体の結果を示す。

試験体 A-4 は代表変形角 R=±0.125%時は柱フェイス位置，またはパイルキャップに 150mm 入った位置までを剛域外長さとしたときの計算値が実験値と近くなった。柱フェイス位置とパイルキャップに 150mm 入った位置では距離の差が 50mm と小さかったため，明確な差が生じなかったと思われる。R=±0.25%サイクル以降は，計算値と実験値が概ね合致しなかった。これはパイルキャップをせん断破壊させるために基礎梁の曲げ強度の余裕度を高く設計したにも関わらず剛性が取れていないことから，基礎梁主筋がパイルキャップに何らかの影響を与えているためと考えられる。試験体 A-5 では代表変形角 R=±0.25%時まで柱フェイス位置またはパイルキャップに 150mm 入った位置までを剛域外長さとしたときの計算値が実験値と近しい値を示し，それ以降のサイクルでは計算値と実験値が概ね一致しなかった。試験体 A-6 では代表変形角 R=±0.125%，±0.25%時は柱フェイス位置までを剛域外長さとしたときの計算値が実験値と近くなった。また R=±0.50％時にはパイルキャップに 150mm 入った位置までを剛域外長さとしたときの計算値が実験値と近しい値を示した。3 試験体ともに剛域はパイルキャップフェイス位置よりも長くなるという結果になった。

(2)　危険断面位置の検討

図 5.4.134 に基礎梁主筋名称とひずみ計測位置を示す。また**図 5.4.135～図 5.4.137** に試験体 A-4,A-5,A-6 の基礎梁主筋のひずみ分布と危険断面位置を示す。

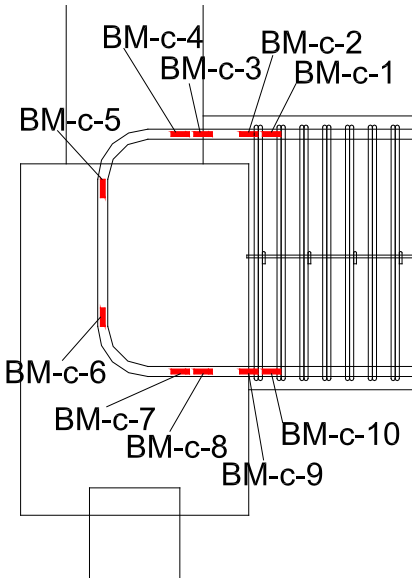
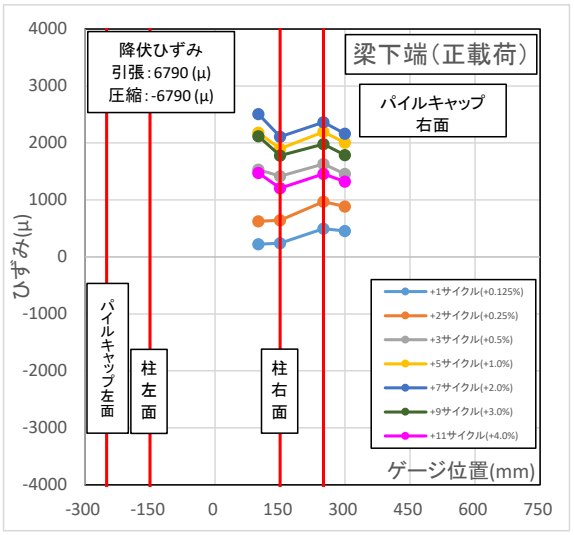


図 5.4.134　基礎梁主筋名称とひずみ計測位置

正載荷では 3 試験体ともにパイルキャップフェイス位置が危険断面位置という結果であった。しかし負載荷では，試験体 A-5 で基礎梁上端の主筋のひずみから柱フェイス位置，試験体 A-4・A-6 ではパイルキャップフェイス位置が危険断面位置という結果になった。



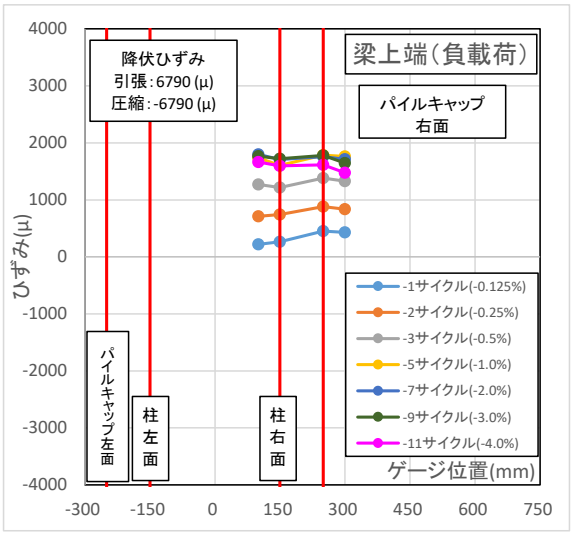
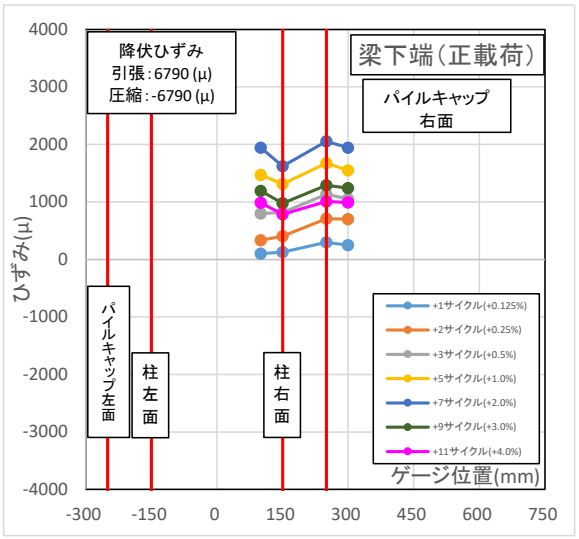


図 5.4.135　基礎梁主筋のひずみ分布（試験体 A-4）



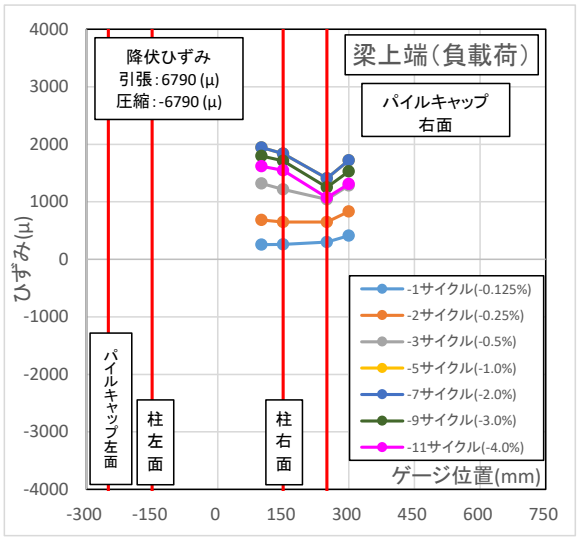
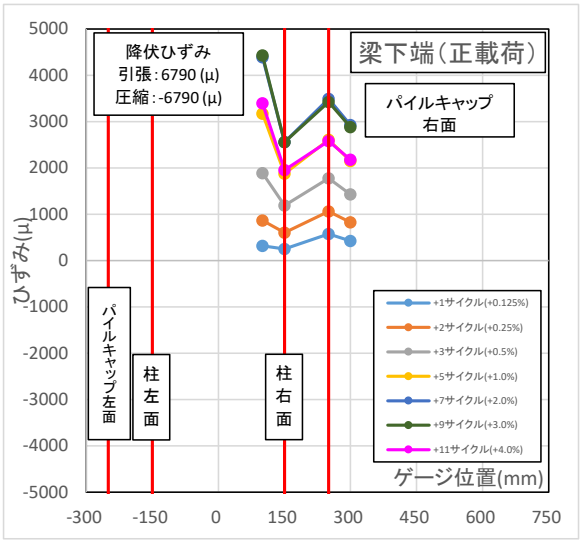


図 5.4.136　基礎梁主筋のひずみ分布（試験体 A-5）



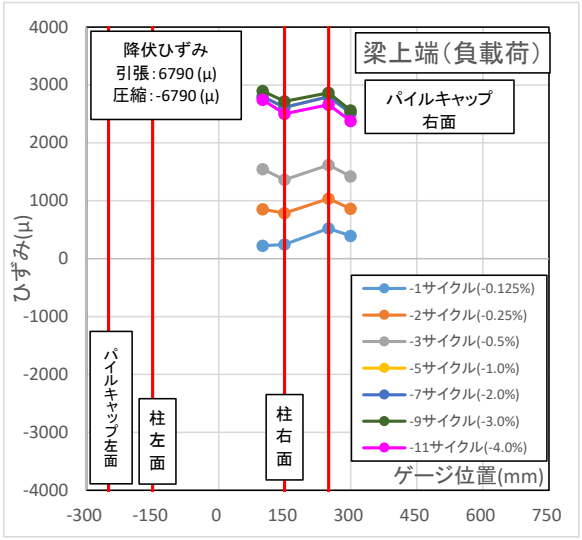


図 5.4.137　基礎梁主筋のひずみ分布（試験体 A-6）

5.4.9　柱の剛域長さ及び危険断面位置の検討

(1)　剛域の検討

図 5.4.140～図 5.4.142 に試験体 A-4,A-5,A-6 の剛域長さの検討を示す。柱に作用するせん断力によって発生する柱のたわみ量 δ_c（**図 5.4.138**）と剛域外長さ L_n をパラメータとして式 5.4.9-1 を用いて算出し比較を行った。剛域外長さはひずみゲージの貼り付け位置から 3 つとし，基礎梁上面位置 $L_①$(=900mm)，パイルキャップフェイス位置 $L_②$(=1005mm)，パイルキャップ内に 105mm 入った位置 $L_③$(=1110mm)とした。本研究では柱部材の弾性時における曲げ剛性実験値 EI を，**図 5.4.139** のように柱部材先端に取り付けた変位計の計測値 δ_c および計測した柱のせん断力 Q_c からたわみ角法により式 5.4.9-2 を用いて算出した。尚，柱頭の加力ピン治具の剛性は，それが取り付く柱部材の剛性に等しいものとした。また，「層せん断力 Q_c—柱頭たわみ δ_c 関係」の弾性剛性実験値 K_1 は，曲げひび割れ発生時（正）と原点を結んだ直線の傾きを初期剛性として計算を行った。

$$\delta_c = \frac{Q_c \cdot {L_n}^3}{3EI} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(式 5.4.9-1)}$$

δ_c：柱のたわみ量(mm)

L_n：剛域外長さ(mm)

Q_c：柱に作用するせん断力(kN)

EI：柱の曲げ剛性実験値

$$EI = \frac{K_1 \cdot l^3}{3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(式 5.4.9-2)}$$

K_1：「層せん断力 Q_c—柱頭たわみ δ_c 関係」の弾性剛性

l：計測区間距離(=1080mm　**図 5.4.139** 参照)

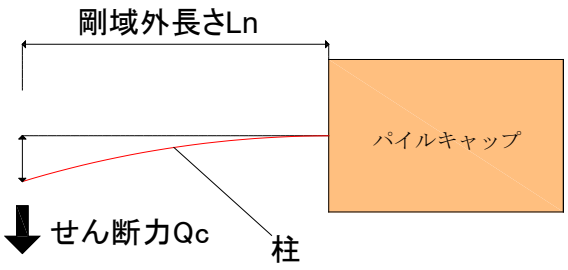


図 5.4.138　柱たわみ量と剛域外長さ

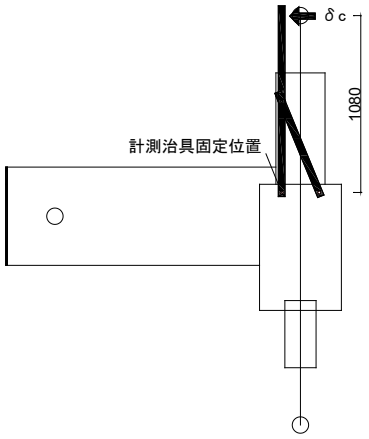
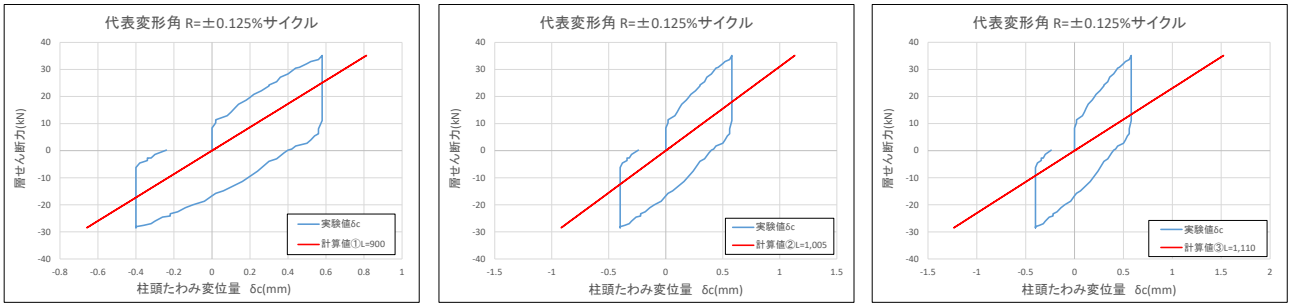
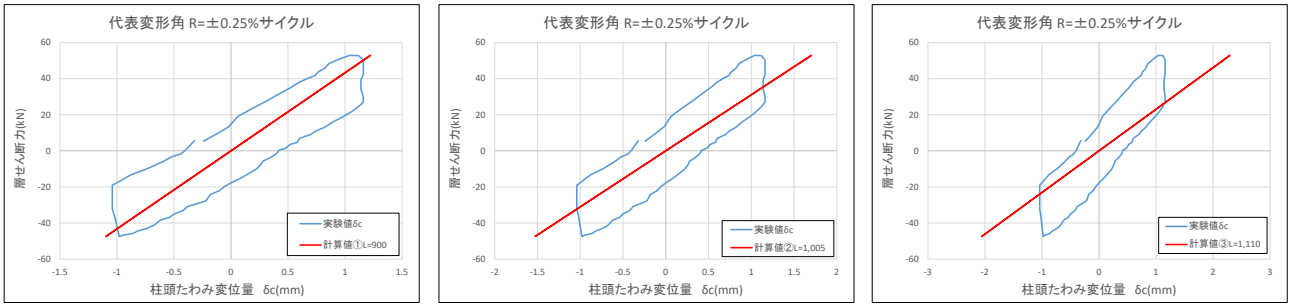


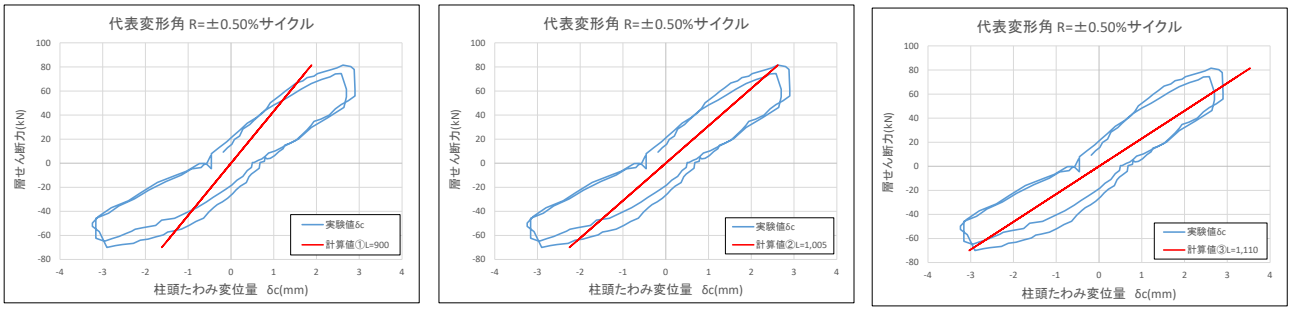
図 5.4.139　曲げ剛性 EI の算出方法



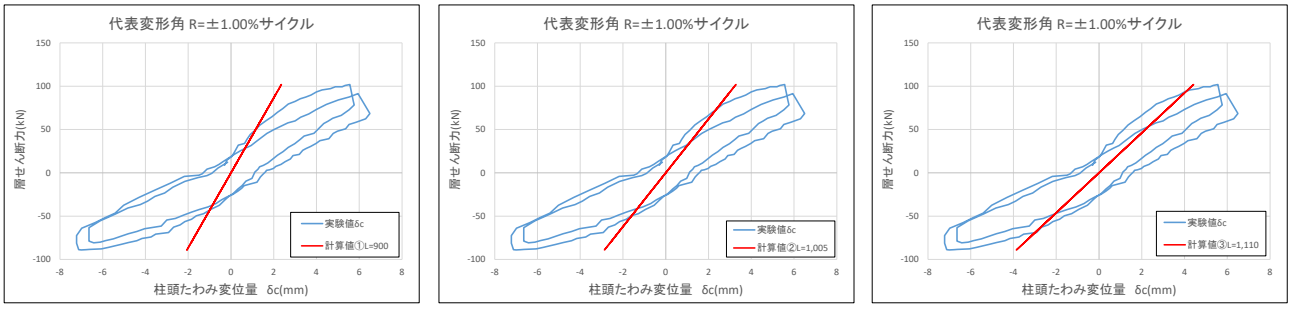
（a）代表変形角　R=±0.125%時



（b）代表変形角　R=±0.25%時

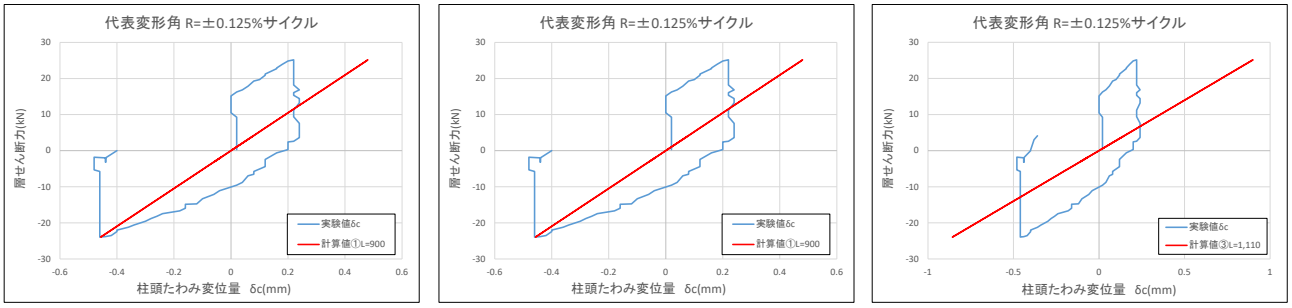


（c）代表変形角　R=±0.50%時

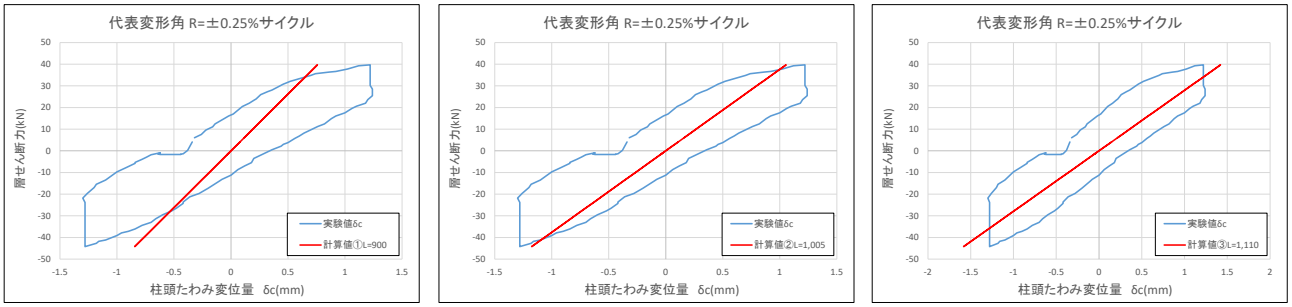


（d）代表変形角　R=±1.00%時

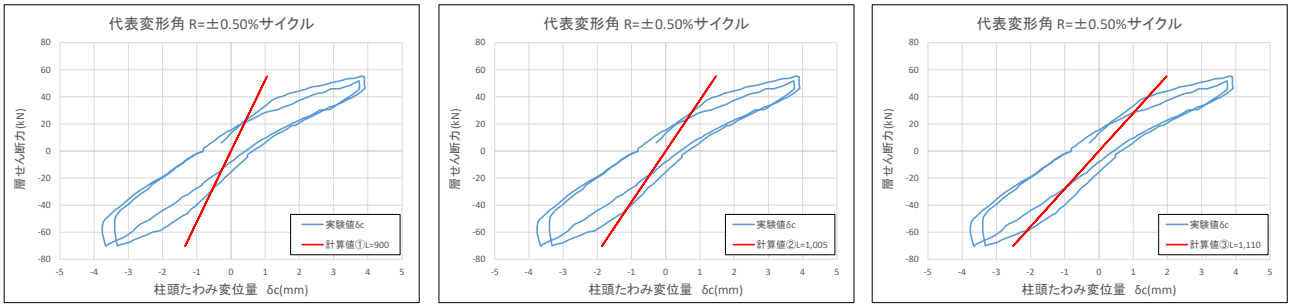
図 5.4.140　試験体 A-4 の剛域長さの検討



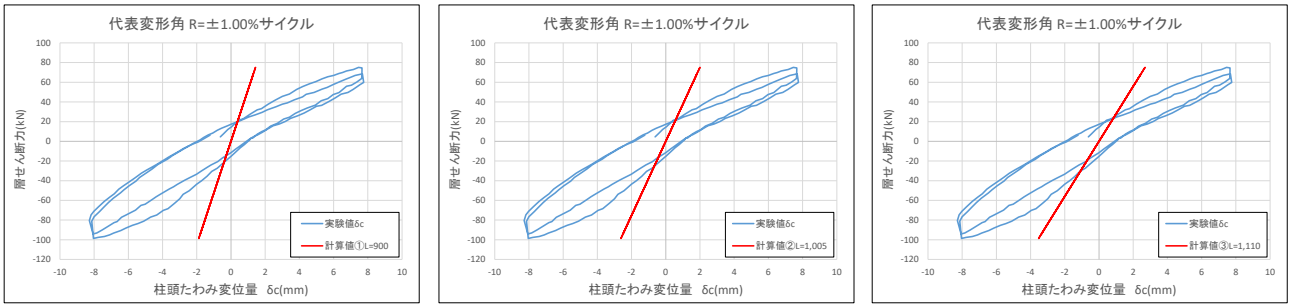
（a）代表変形角　R=±0.125%時



（b）代表変形角　R=±0.25%時

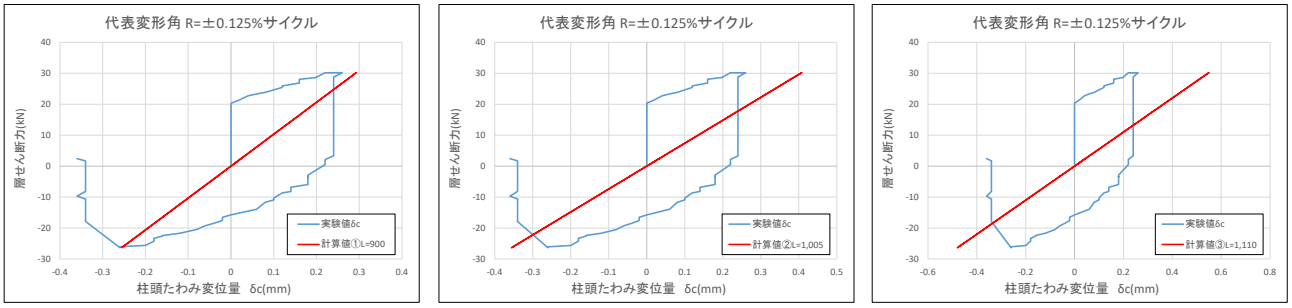


（c）代表変形角　R=±0.50%時

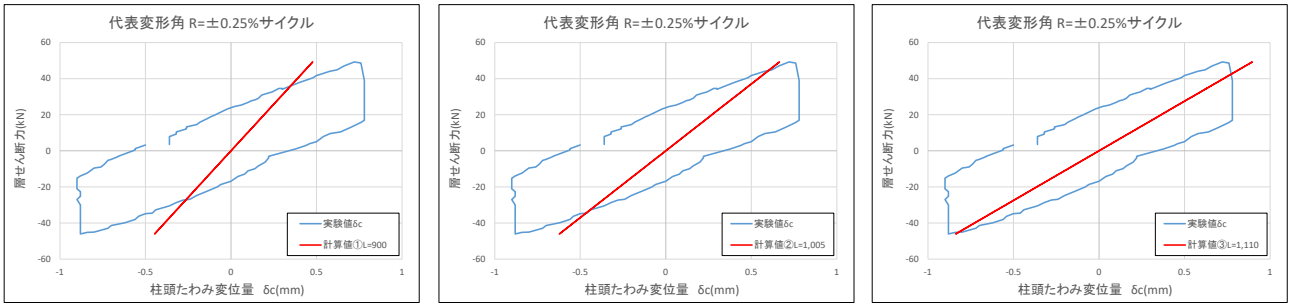


（d）代表変形角　R=±1.00%時

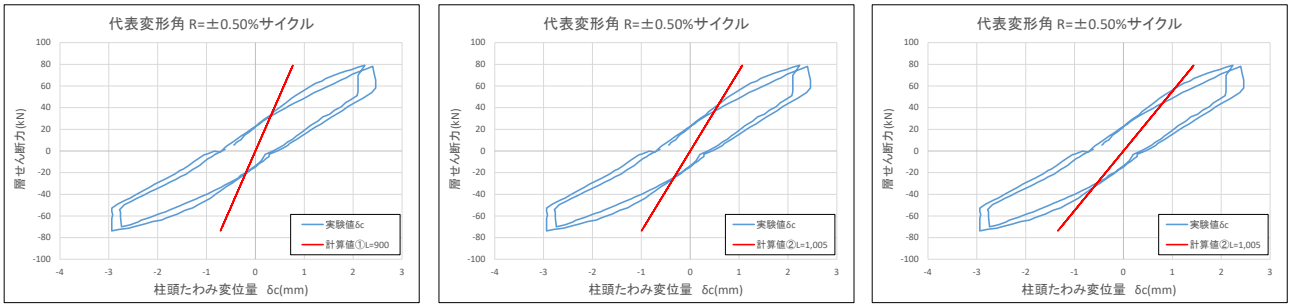
図 5.4.141　試験体 A-5 の剛域長さの検討



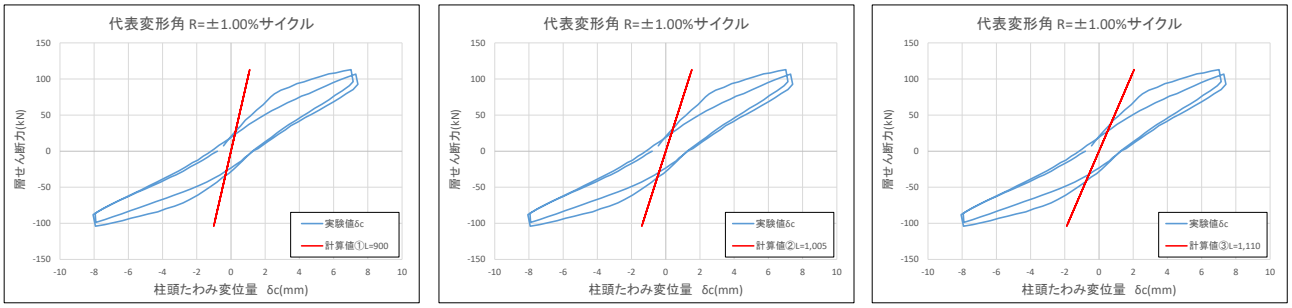
（a）代表変形角　R=±0.125%時



（b）代表変形角　R=±0.25%時



（c）代表変形角　R=±0.50%時



（d）代表変形角　R=±1.00%時

図 5.4.142　試験体 A-6 の剛域長さの検討

以下に各試験体の結果を示す。

試験体 A-4 は代表変形角 R=±0.125 時は基礎梁上面位置，またはパイルキャップフェイス位置までを剛域外長さとしたときの計算値が実験値と近くなった。R=±0.25%時ではパイルキャップフェイス位置での計算値が実験値と近しい値を示した。R=±0.5%ではパイルキャップ内に 105mm 入った位置での計算値が実験値と近しい値を示した。それ以降のサイクルでは計算値と実験値が概ね一致しなかった。試験体 A-5 では R=±0.125%, ±0.25%時でパイルキャップ内に 105mm 入った位置までを剛域外長さとしたときの計算値が実験値と近しい値となった。それ以降のサイクルでは計算値と実験値が概ね一致しなかった。試験体 A-6 では R=±0.125%時はパイルキャップフェイス位置またはパイルキャップ内に 105mmm 入った位置までを剛域外長さとしたときの計算値が実験値に近くなった。R=±0.25%時はパイルキャップ内に 105m 入った位置の計算値が実験値と近くなった。それ以降のサイクルでは計算値と実験値が概ね一致しなかった。3 試験体ともに剛域はパイルキャップフェイス位置もしくはそれ以上にパイルキャップ内に入った位置という結果になった。

(2)　危険断面位置の検討

図 5.4.143 に柱主筋名称とひずみ計測位置を示す。また**図 5.4.144～図 5.4.146** に試験体 A-4,A-5,A-6 の柱主筋のひずみ分布と危険断面位置を示す。

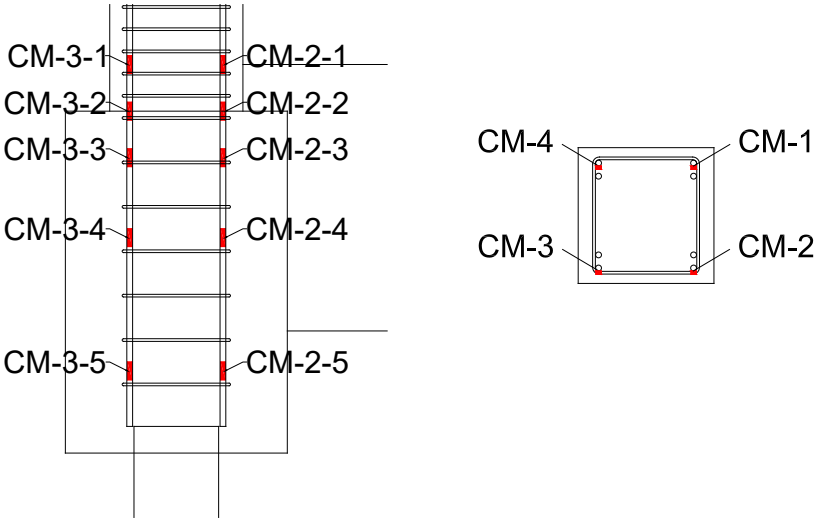
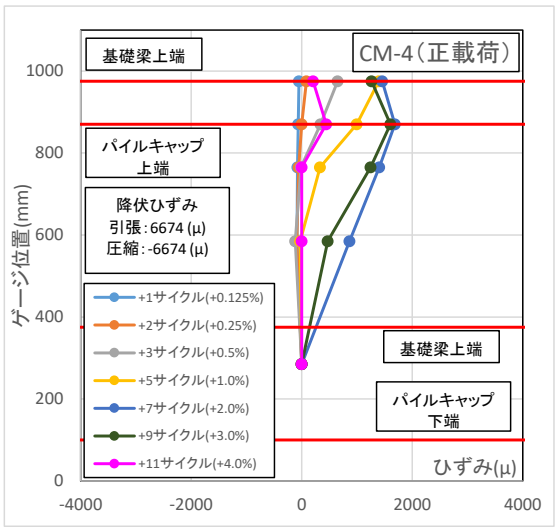


図 5.4.143　柱主筋名称とひずみ計測位置

柱主筋のひずみゲージの値から，3 試験体ともに正載荷はパイルキャップフェイス位置，負載荷は基礎梁上面位置（柱脚部）が危険断面位置であるという結果になった。



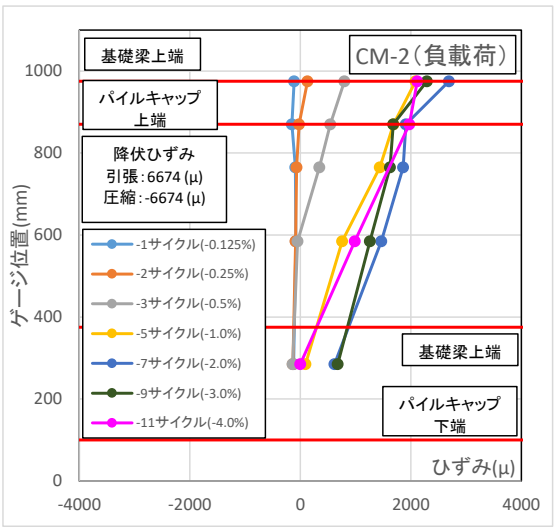
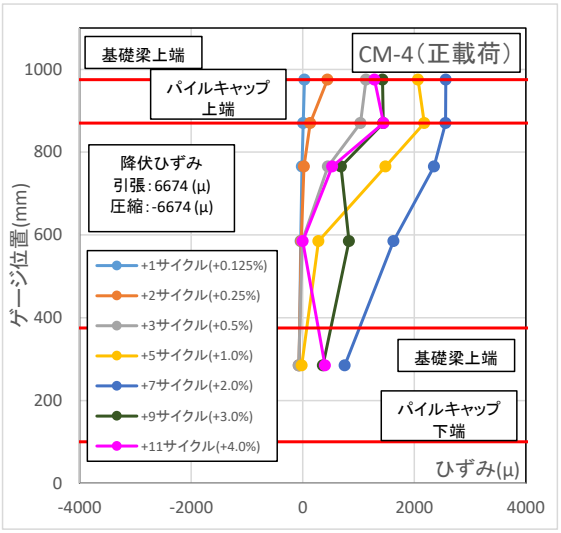


図 5.4.144　柱主筋ひずみ分布とその平均（試験体 A-4）



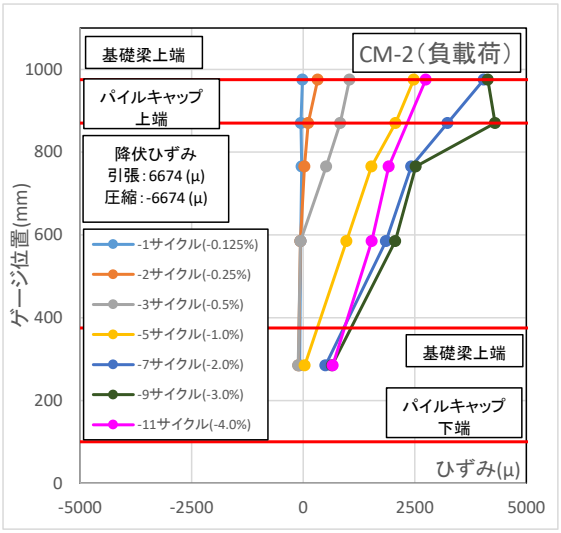
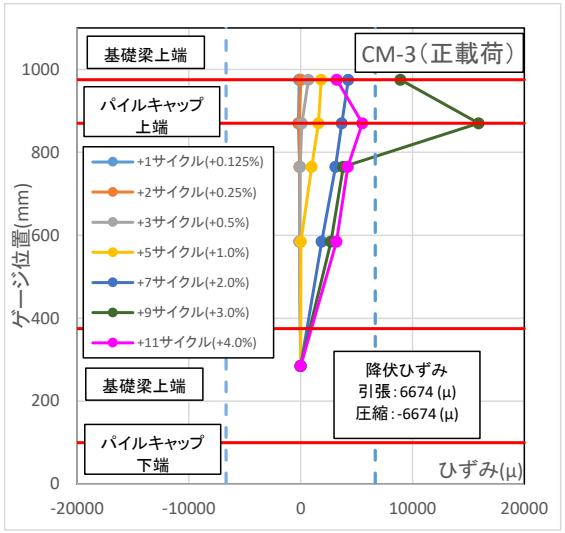


図 5.4.145　柱主筋ひずみ分布とその平均（試験体 A-5）



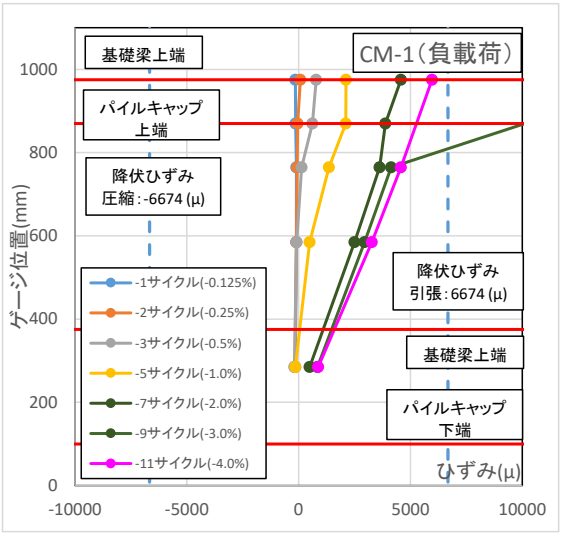


図 5.4.146　柱主筋ひずみ分布とその平均（試験体 A-6）

5.4.10　杭頭定着筋の危険断面位置の検討

図 5.4.147 に杭頭定着筋名称とひずみ計測位置を示す。また図 5.4.148～図 5.4.150 に試験体 A-4,A-5,A-6 の杭頭定着筋のひずみ分布と危険断面位置を示す。

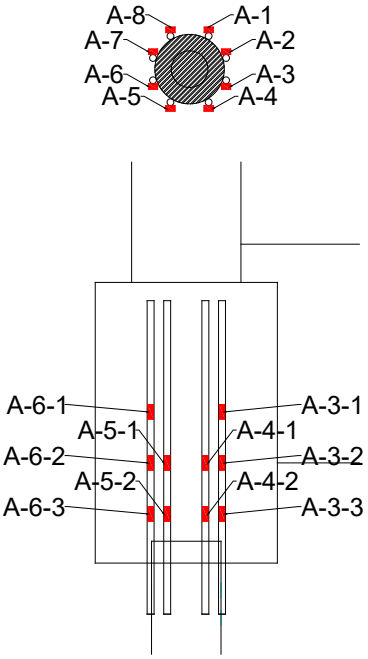
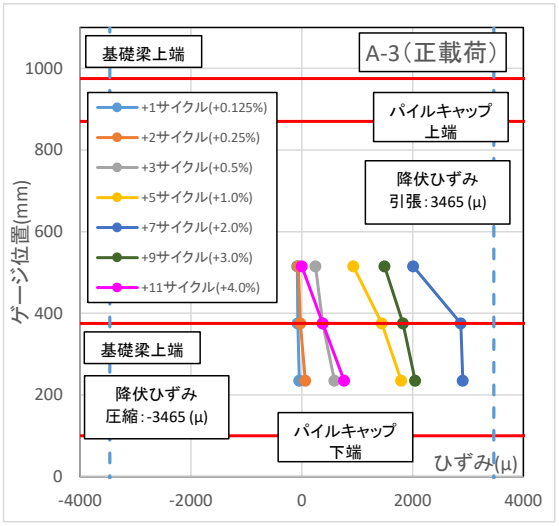


図 5.4.147　杭頭定着筋名称とひずみ計測位置

杭頭定着筋のひずみゲージの値から，3 試験体ともに正負両方向でパイルキャップ下端から 100mm 位置が危険断面位置という結果となった。ただし近年，接合面位置（パイルキャップ下端から 60mm 位置）での破壊モードも検討されていることから，接合面位置に近いほどひずみ値の増大が見込まれることが考えられる。



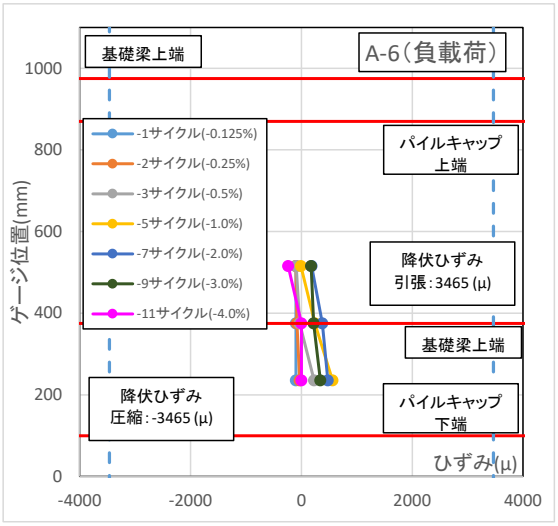
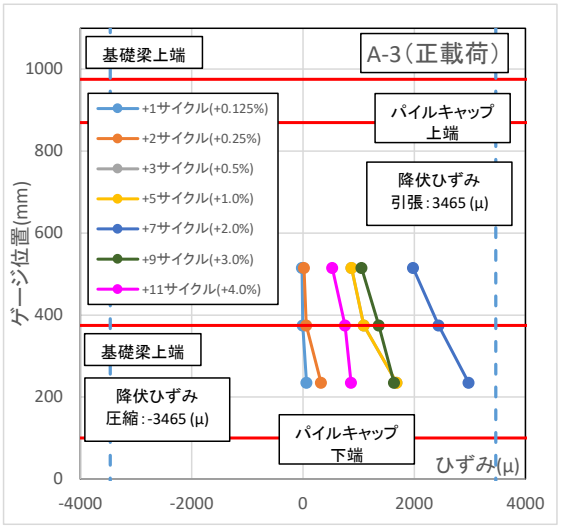


図 5.4.148　杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-4）



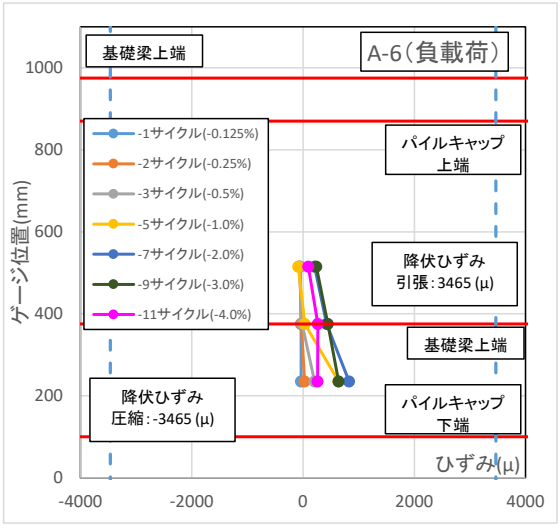
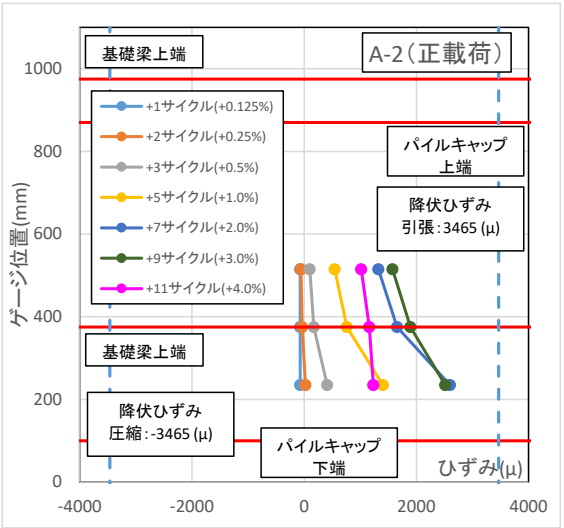


図 5.4.149　杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-5）



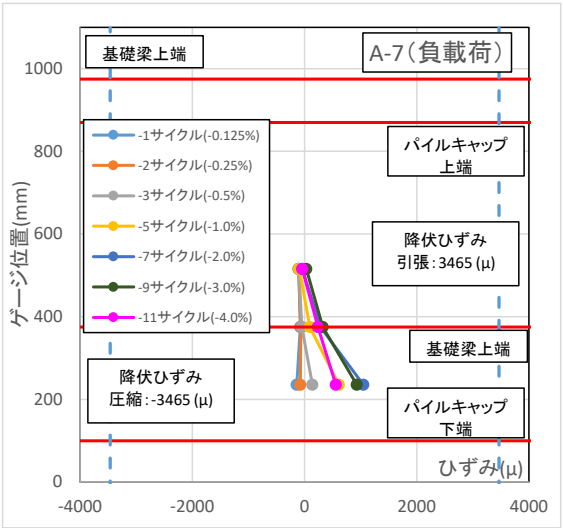


図 5.4.150　杭頭定着筋のひずみ分布（試験体 A-6）

5.4.11 接合部入力せん断力

(1)　試験体 A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2

パイルキャップに入力される水平方向の接合部入力せん断力 Vj の算出方法を**図 5.4.151** に示す。基礎梁主筋に貼付したひずみゲージより危険断面における応力を算出し，柱の層せん断力 Vc を減算して入力せん断力を算出した。入力せん断力の算出は各サイクルにおいてひずみが最大となる時において行い，グラフ上にせん断ひび割れが入った点をプロットした各試験体の入力せん断力-層間変形角関係を**図 5.4.152～図 5.4.156** に示す。また基礎梁の引張側主筋に対して同断面ごとにひずみ平均をとり，各サイクルのひずみ平均の最大値を比較し，最大値となる位置を危険断面として入力せん断力の計算を行った。

接合部入力せん断力の算出方法

$$V_j = T + C_S' + C_C' - V_C$$
$$= T + T' - V_C$$

ト型接合部においては

$$T' + C_S' + C_C' = 0$$

よって

$$V_j = T - V_C$$

V_j :接合部入力せん断力 (kN)
T :梁主筋引張力 (kN)
C_S:梁主筋圧縮力 (kN)
C_C:コンクリート圧縮合力 (kN)
V_C :柱層せん断力 (kN)

鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1999，p.p.243～245

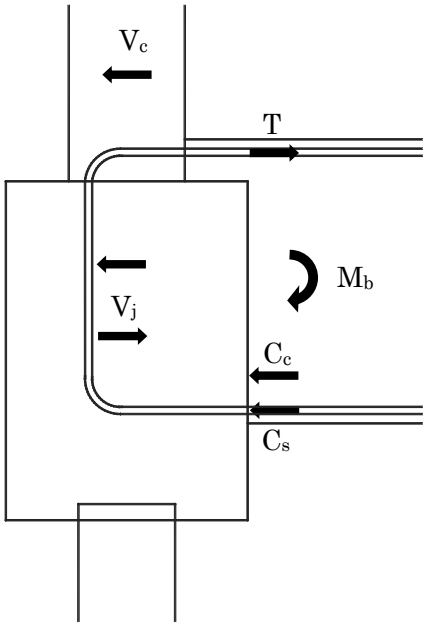


図 5.4.151 接合部入力せん断力の算出方法

1) 各サイクル最大入力せん断力

図 5.4.152～図 5.4.156, 表 5.4.4～表 5.4.6 に各サイクル入力せん断力が最大時での入力せん断力-層間変形角関係を示す。図中の赤線が柱-基礎梁開く方向での載荷，青線が柱-基礎梁閉じる方向での載荷を示している。○はパイルキャップせん断ひび割れ発生，□はパイルキャップ帯筋降伏を示している。

表 5.4.4 各サイクル最大入力せん断力(柱-基礎梁開く方向)

Cycle	A-1		A-2		A-3		B-1		C-1		C-2	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
+1	149.8	0.125	48.0	0.083	57.3	0.083	92.5	0.127	84.4	0.126	79.4	0.128
+2	219.8	0.25	140.1	0.17	139.5	0.17	184.7	0.25	141.3	0.25	147.4	0.26
+3	335.2	0.50	230.1	0.33	238.8	0.34	270.6	0.51	232.2	0.50	245.9	0.50
−4	335.8	0.50	238.6	0.33	241.5	0.34	275.8	0.52	232.7	0.50	244.8	0.51
+5	453.5	1.00	331.5	0.67	344.0	0.67	363.0	1.00	310.9	1.00	380.3	1.00
+6	420.9	1.01	313.5	0.67	323.5	0.68	337.2	1.01	299.6	1.00	367.3	1.05
+7	524.6	2.01	484.0	1.34	461.9	1.34	426.0	2.00	216.4	2.00	431.5	2.01
+8	455.6	2.01	418.4	1.34	396.0	1.34	367.1	2.03	126.5	2.09	425.5	2.01
+9	485.5	3.00	453.1	2.00	438.3	2.00	293.2	3.00			401.8	3.00
+10	423.8	3.00	380.6	2.00	388.8	2.03	222.1	3.01			352.1	3.01

表 5.4.5 各サイクル最大入力せん断力(柱-基礎梁閉じる方向)

Cycle	A-1		A-2		A-3		B-1		C-1		C-2	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
−1	81.8	0.127	89.8	0.085	40.8	0.088	125.3	0.149	58.0	0.126	90.5	0.128
−2	165.9	0.25	146.6	0.17	122.9	0.17	200.9	0.25	140.1	0.25	151.4	0.25
−3	276.3	0.50	220.1	0.33	208.6	0.33	305.0	0.50	239.6	0.50	260.7	0.50
−4	277.3	0.50	218.5	0.33	214.7	0.33	312.2	0.51	241.3	0.50	258.7	0.50
−5	378.2	1.00	318.8	0.67	318.8	0.67	445.5	1.01	366.3	1.00	383.9	1.00
−6	360.8	1.01	301.3	0.67	326.6	0.68	430.3	1.01	346.8	1.00	367.4	1.00
−7	376.2	2.00	366.7	1.33	372.4	1.34	482.4	2.01	473.2	2.00	476.3	2.00
−8	348.0	2.00	315.7	1.33	342.9	1.34	414.3	2.00			479.4	2.01
−9	319.2	3.01	337.0	2.00	336.1	2.01	317.0	3.01			398.9	3.00
−10	279.7	3.00	314.3	2.00	315.8	2.01	262.2	3.01			330.7	3.01

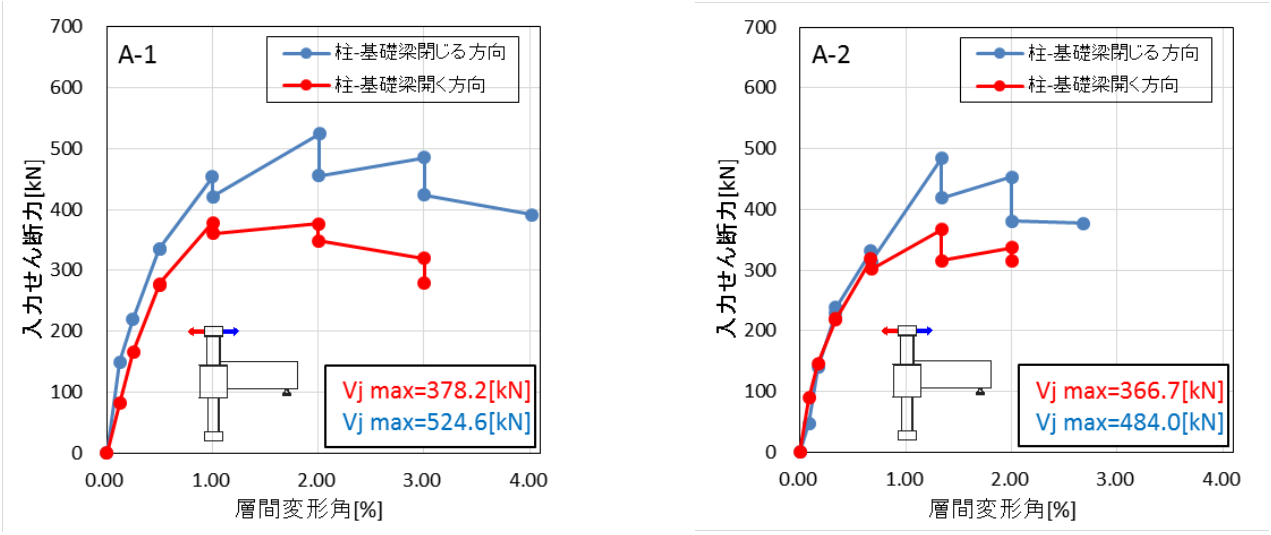


図 5.4.152　入力せん断力-層間変形角関係(A-1，A-2)

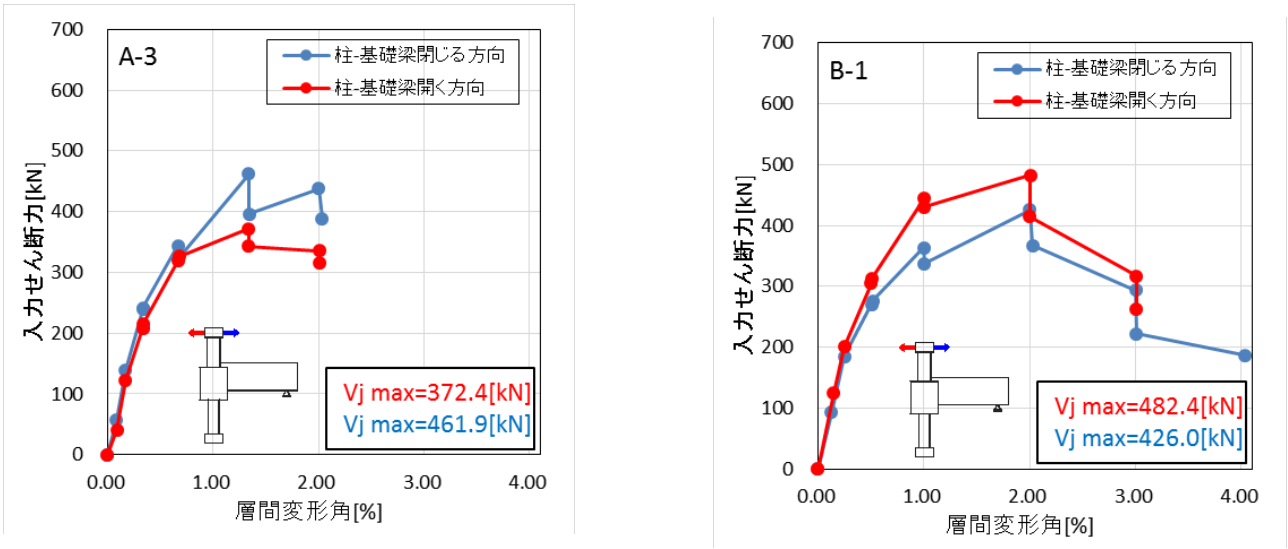


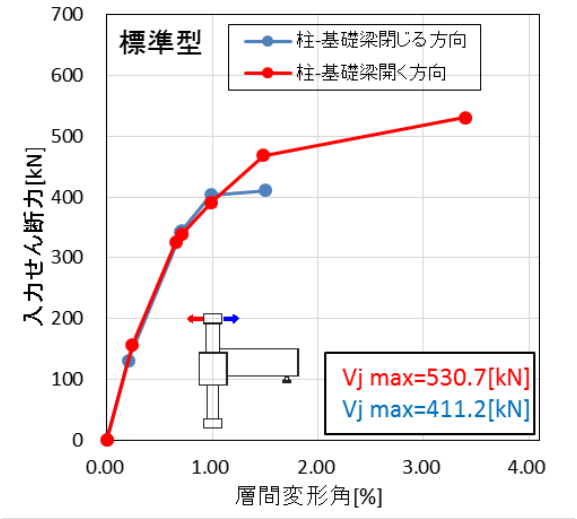
図 5.4.153　入力せん断力-層間変形角関係(A-3，B-1)

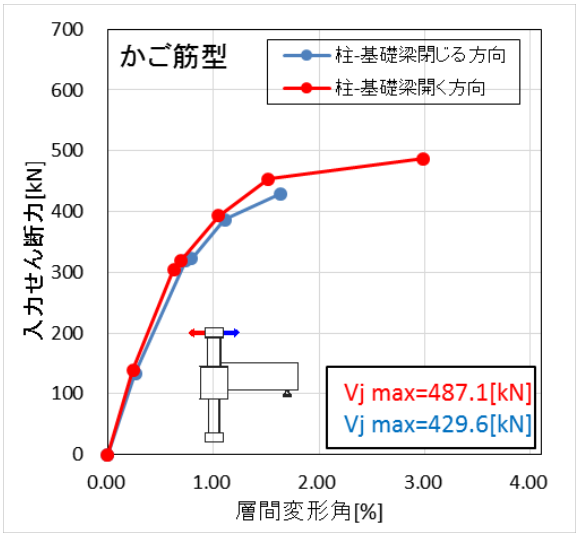
① 試験体 A-1，A-2，A-3，B-1

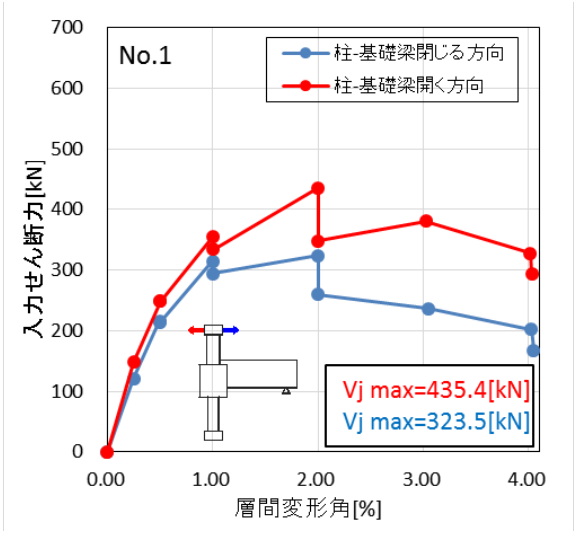
破壊性状がパイルキャップのせん断破壊となった試験体 A-1，A-2，A-3 は概ね入力せん断力の値は同程度となった。パイルキャップのせん断耐力は正負によって異なることがわかる。

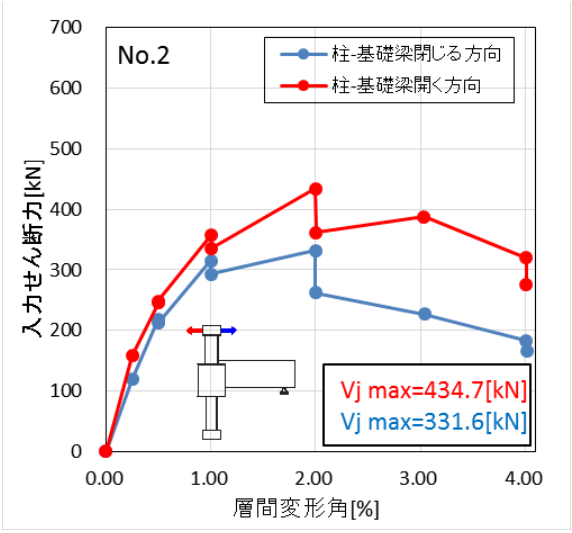
③　既往試験体の入力せん断力

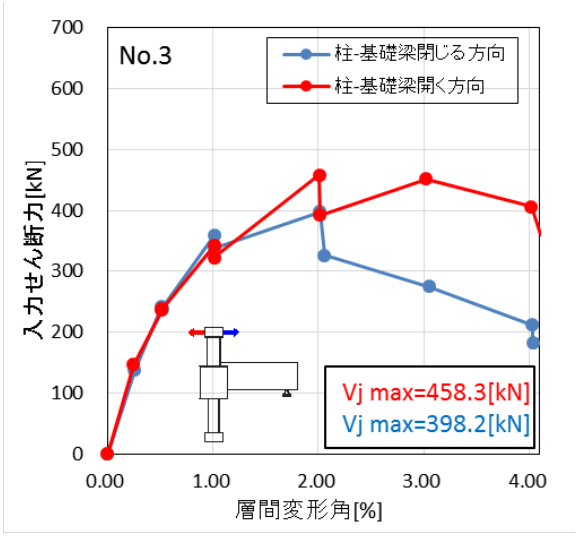
※試験体 SC-01 以外は本研究における負載荷側(柱-基礎梁開く方向)から載荷を始めている。











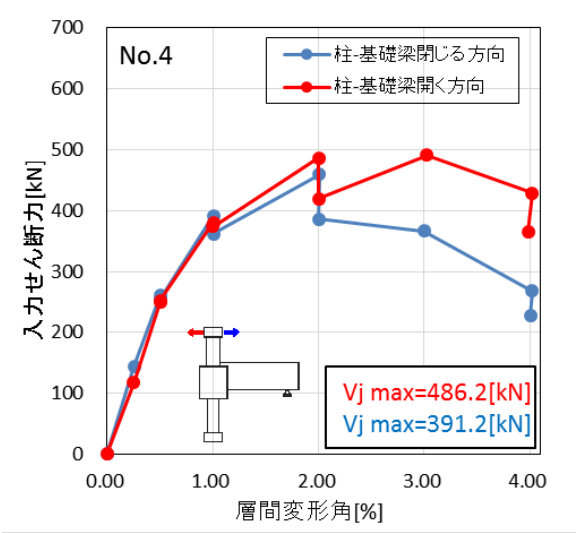
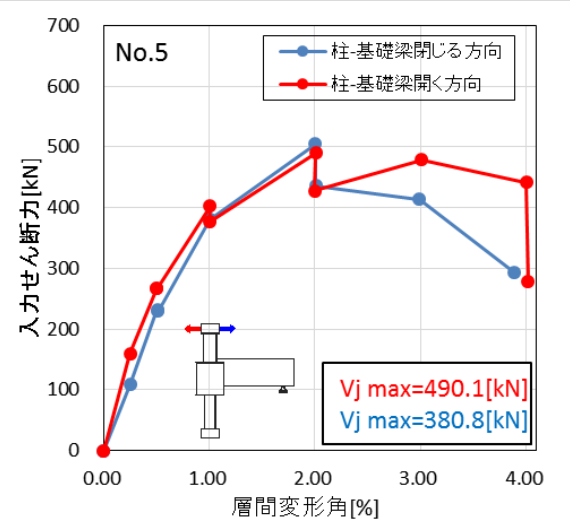


図 5.4.155　既往試験体 入力せん断力-層間変形角関係 1



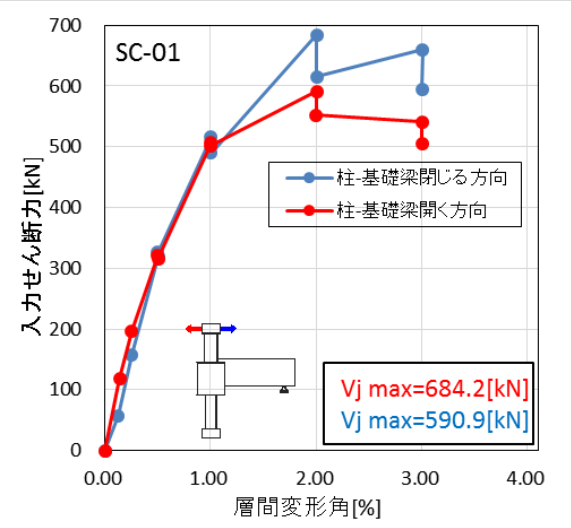


図 5.4.156　既往試験体 入力せん断力-層間変形角関係 2

表 5.4.6　既往試験体　各サイクル最大入力せん断力(+が開、−が閉)

Cycle	標準型		かご筋型		No.1		No.2	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
+1	131.1	0.202	133.9	0.259	120.8	0.252	119.0	0.251
+2	342.0	0.70	319.4	0.74	216.4	0.50	218.1	0.50
+3	343.5	0.71	322.2	0.79	213.9	0.50	212.2	0.50
−4	403.4	0.99	386.6	1.11	314.5	1.00	315.1	1.00
+5	411.2	1.51	429.6	1.64	294.2	1.00	293.2	1.00
+6					323.5	2.00	331.6	2.00
+7					259.7	2.00	262.5	2.00
+8					236.2	3.05	227.4	3.04
+9					202.0	4.03	182.9	4.00
+10					167.7	4.05	165.3	4.02

Cycle	No.3		No.4		No.5		SC−01	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
+1	137.9	0.259	144.1	0.255	108.9	0.250	57.4	0.126
+2	243.1	0.51	260.6	0.50	232.2	0.51	157.9	0.25
+3	238.5	0.52	254.8	0.50	229.3	0.51	318.9	0.50
−4	359.1	1.01	391.2	1.01	380.8	1.01	326.2	0.50
+5	338.3	1.01	361.7	1.01	379.9	1.00	515.9	1.00
+6	398.2	2.02	459.5	2.01	504.6	2.00	489.9	1.00
+7	326.2	2.06	386.1	2.00	435.7	2.01	684.2	2.00
+8	275.5	3.05	366.1	3.00	414.0	2.99	615.2	2.01
+9	211.6	4.03	268.4	4.02	293.3	3.88	659.6	3.01
+10	182.9	4.04	227.7	4.01			594.3	3.00

Cycle	標準型		かご筋型		No.1		No.2	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
−1	157.3	0.239	139.6	0.242	148.4	0.251	158.7	0.251
−2	325.6	0.65	304.7	0.63	248.1	0.50	247.0	0.50
−3	339.0	0.71	318.7	0.69	248.4	0.50	248.4	0.50
−4	391.7	0.99	393.1	1.05	354.6	1.00	357.1	1.00
−5	468.7	1.49	453.6	1.52	334.2	1.00	335.5	1.01
−6	530.7	3.40	487.1	2.99	435.4	2.00	434.7	2.00
−7					347.7	2.00	361.4	2.00
−8					380.9	3.03	387.9	3.03
−9					328.0	4.02	320.1	4.01
−10					292.8	4.03	276.4	4.01

Cycle	No.3		No.4		No.5		SC−01	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
−1	146.5	0.249	117.6	0.250	159.3	0.251	118.5	0.142
−2	235.7	0.52	249.6	0.50	267.7	0.50	196.5	0.26
−3	238.2	0.52	251.8	0.50	266.8	0.50	321.0	0.50
−4	341.7	1.01	380.6	1.01	402.5	1.01	315.8	0.51
−5	322.6	1.01	374.4	1.00	376.8	1.00	506.3	1.00
−6	458.3	2.01	486.2	2.00	490.1	2.01	501.8	1.00
−7	392.7	2.01	419.3	2.00	427.6	2.00	590.9	2.00
−8	451.4	3.02	491.3	3.03	478.4	3.01	552.5	2.00
−9	406.5	4.02	428.4	4.02	441.1	4.00	541.2	3.00
−10	359.4	4.11	365.9	3.98	278.3	4.02	505.7	3.00

(2)　　試験体 A-4，A-5，A-6，C-3

(1)と同様に，試験体 A-4,A-5,A-6,C-3 のパイルキャップに入力される水平方向の接合部入力せん断力 *Vj* を算出した。

基礎梁主筋の最大耐力時ひずみ分布

図 5.4.157 に A シリーズのひずみ測定位置，**図 5.4.161** に C シリーズのひずみ測定位置，**図 5.4.158～図 5.4.160**，**図 5.4.162** に本研究の試験体の最大耐力を迎えたサイクルにおけるひずみ平均を示す。

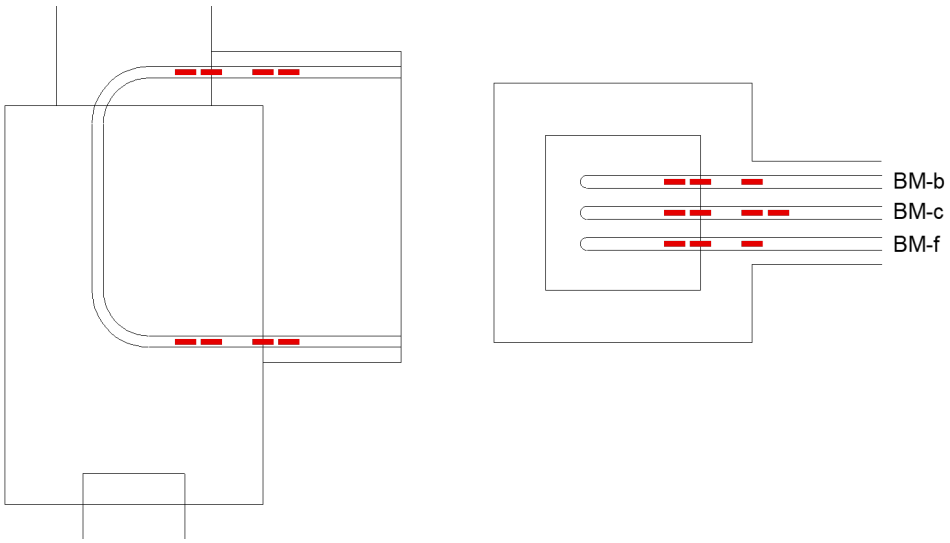


図 5.4.157　ひずみ計測位置（試験体 A-4，A-5，A-6）

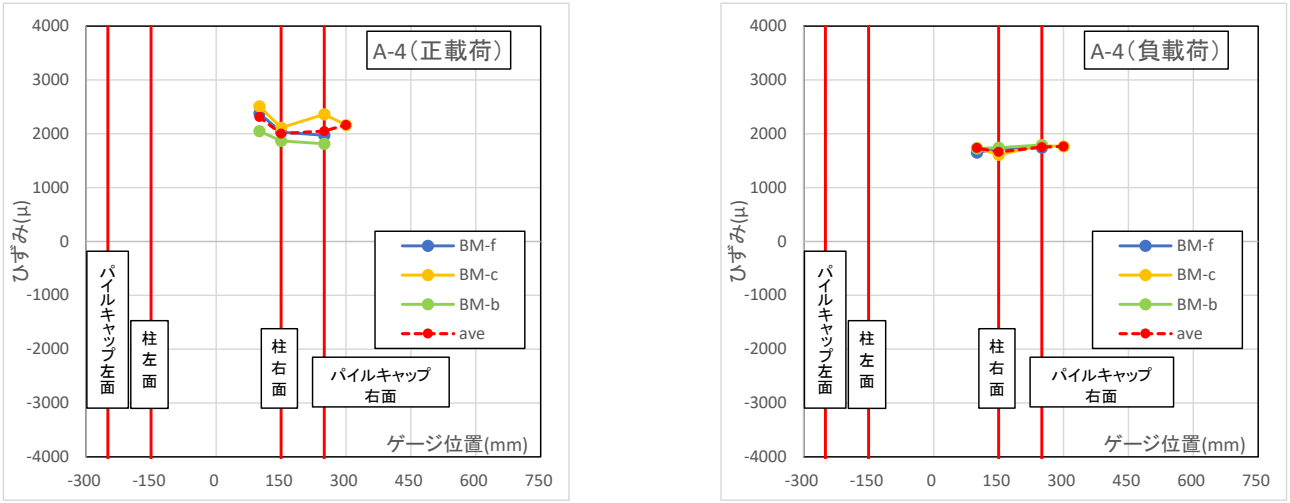


図 5.4.158　基礎梁主筋ひずみ分布とその平均（試験体 A-4）

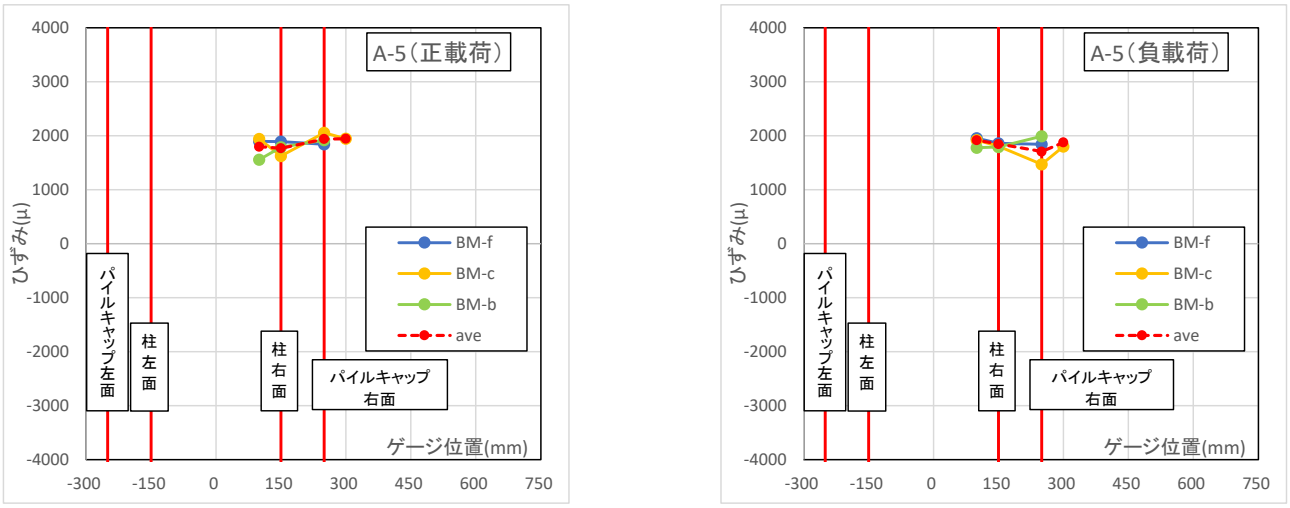


図 5.4.159　基礎梁主筋ひずみ分布とその平均（試験体 A-5）

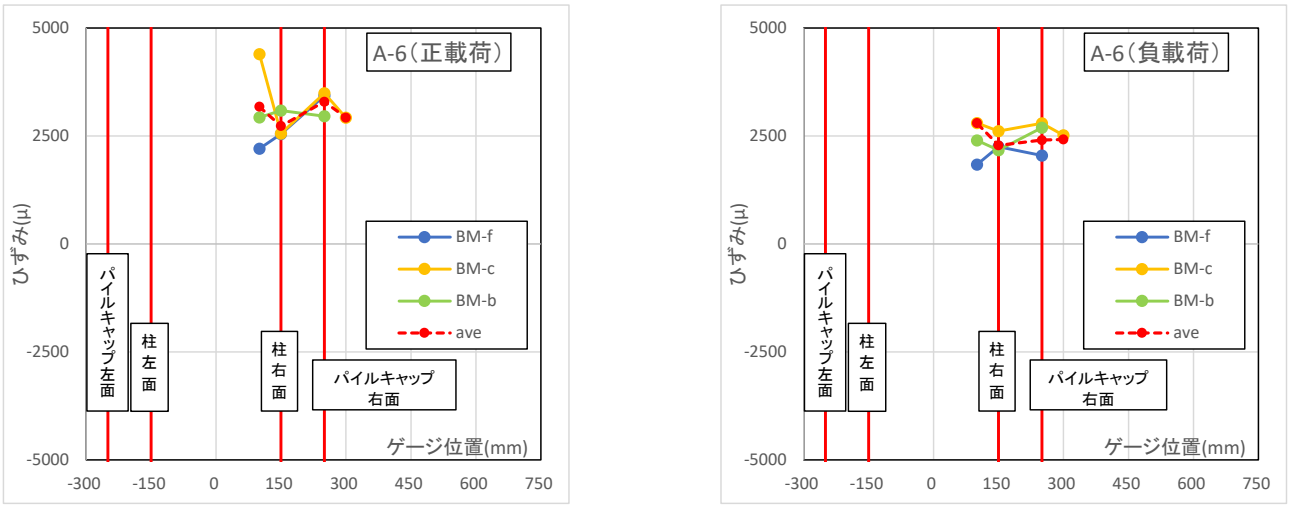


図 5.4.160　基礎梁主筋ひずみ分布とその平均（試験体 A-6）

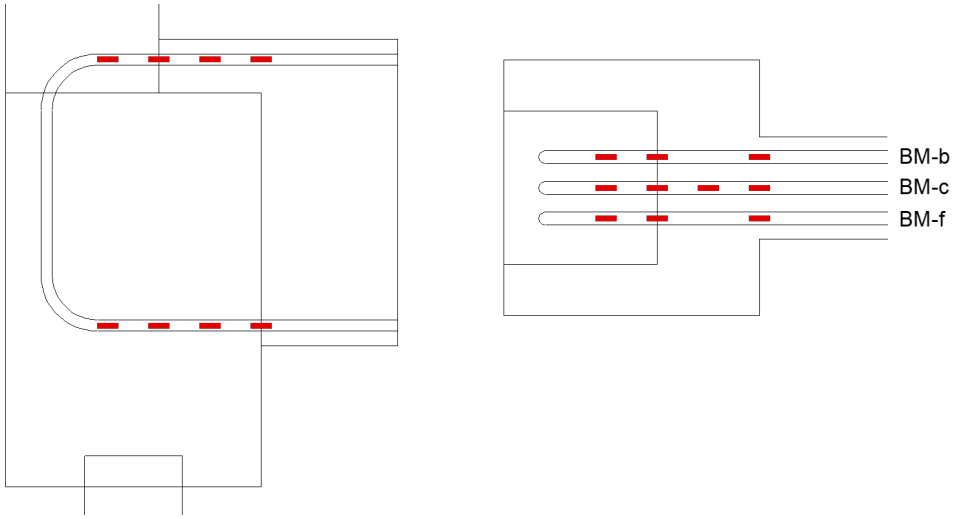


図 5.4.161　ひずみ計測位置（試験体 C-3）

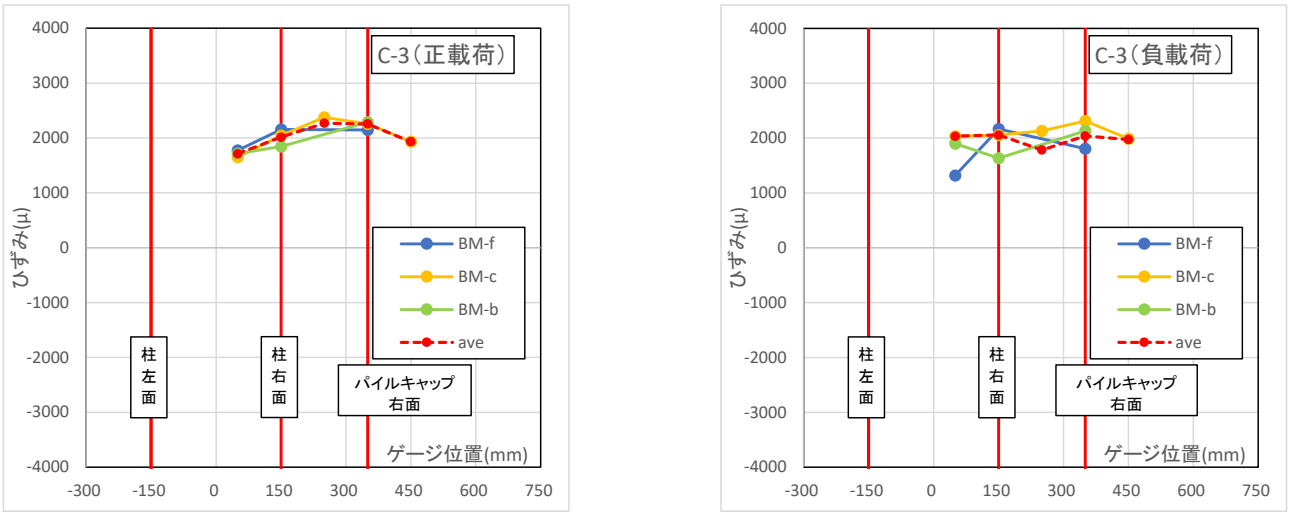


図 5.4.162　基礎梁主筋ひずみ分布とその平均（試験体 C-3）

1)　各サイクル最大入力せん断力

図 5.4.163，表 5.4.7～表 5.4.8 に各サイクル入力せん断力が最大時での入力せん断力-層間変形角関係を示す。図中の赤線が柱-基礎梁開く方向での載荷，青線が柱-基礎梁閉じる方向での載荷を示している。

表 5.4.7　各サイクル最大入力せん断力（柱－基礎梁閉じる方向）

Cycle	A-4		A-5		A-6		C-3	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
+1	80.5	0.127	42.6	0.124	100.9	0.124	46.1	0.116
+2	168.2	0.25	125.0	0.25	193.2	0.25	120.4	0.25
+3	290.6	0.52	195.5	0.50	321.9	0.50	197.6	0.47
+4	282.1	0.51	203.3	0.50	327.5	0.50	210.3	0.49
+5	402.2	1.01	300.8	1.00	472.9	1.00	324.3	1.00
+6	373.1	1.01	288.9	1.00	454.4	1.00	325.9	1.00
+7	449.2	2.01	373.4	2.00	628.2	2.00	446.2	1.91
+8	356.1	2.01	295.9	2.01	570.7	2.00	435.0	1.97
+9	350.4	3.01	246.3	3.01	602.9	3.00	269.8	2.95
+10	294.7	3.00	228.4	3.06	575.2	3.01		
+11	266.7	4.03	202.6	4.03	455.3	4.00		
+12					279.5	4.01		

表 5.4.8　各サイクル最大入力せん断力（柱－基礎梁開く方向）

Cycle	A-4		A-5		A-6		C-3	
	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)	Vj(kN)	R(%)
-1	72.5	-0.125	72.5	-0.127	85.5	-0.125	37.1	-0.136
-2	153.3	-0.25	151.1	-0.26	179.3	-0.25	102.0	-0.25
-3	250.9	-0.51	232.4	-0.50	274.7	-0.50	229.4	-0.50
-4	239.5	-0.51	236.9	-0.51	264.4	-0.50	230.6	-0.51
-5	328.2	-1.01	344.4	-1.01	377.3	-1.00	331.6	-0.99
-6	305.1	-1.01	326.8	-1.01	362.0	-1.00	337.2	-1.00
-7	326.0	-2.01	341.4	-2.00	463.9	-2.00	415.1	-1.99
-8	280.0	-2.01	301.3	-2.03	435.9	-2.00	399.7	-2.02
-9	326.1	-3.02	320.9	-3.01	477.0	-3.00	187.6	-1.49
-10	308.1	-3.03	300.0	-3.01	461.7	-3.02		
-11	304.1	-4.01	303.0	-4.01	450.0	-4.00		
-12					329.5	-4.01		

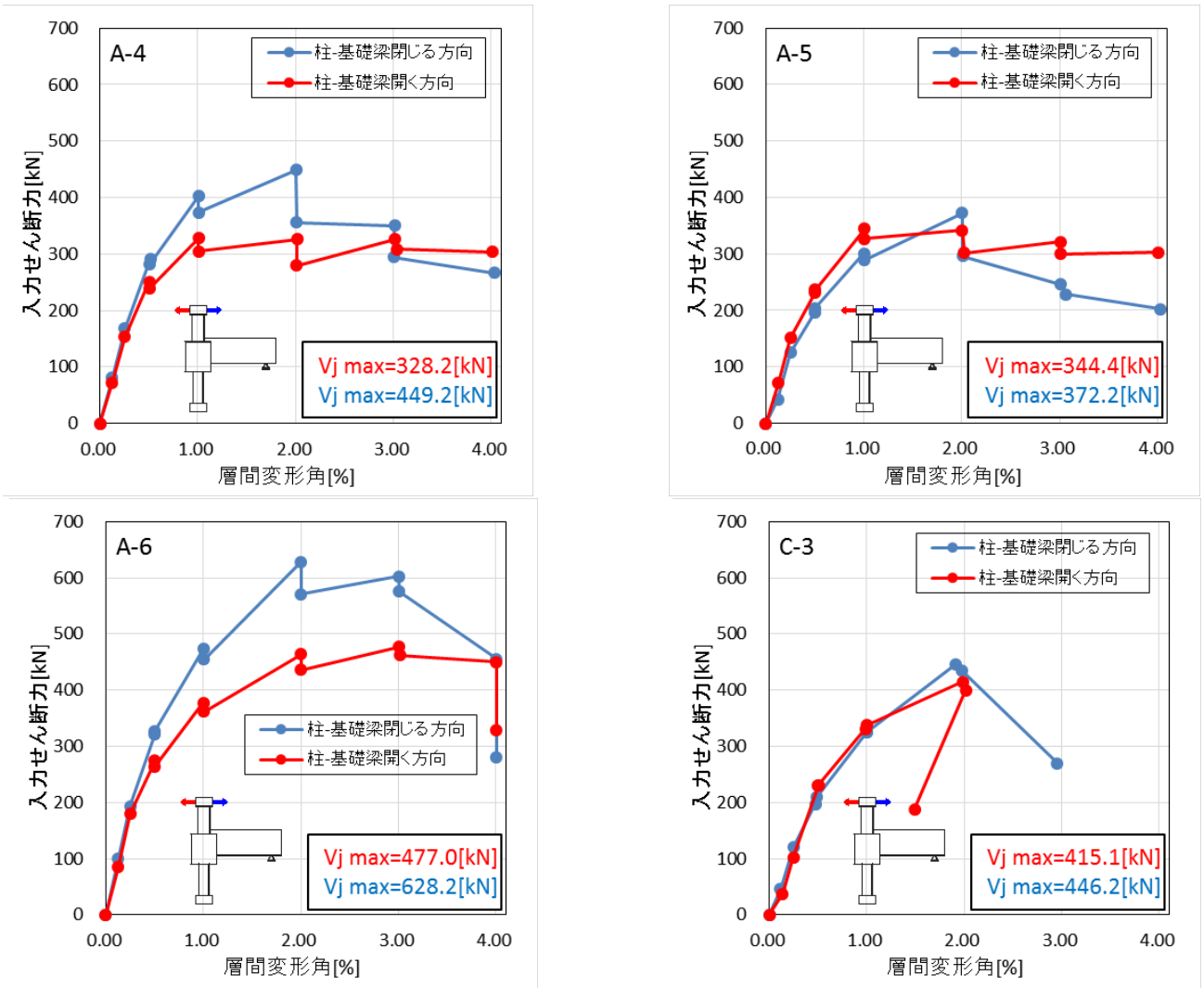


図 5.4.163　入力せん断力－層間変形角関係（試験体 A-4，A-5，A-6，C-3）

① 試験体 A-4，A-5

同軸力比の負載荷（柱-基礎梁開く方向）では最大入力せん断力に差はあまり見られなかった。しかし軸力比を小さくした正載荷（柱-基礎梁閉じる方向）では差が生じる結果となった。軸力比を小さくすることで入力せん断力も小さくなることがわかった。

② 試験体 A-4，A-6

帯筋量（パイルキャップ帯筋・柱帯筋）を増加させたことにより正負で入力せん断力が増加した。また帯筋量の増加に伴い，正負の入力せん断力の差も大きくなることがわかった。パイルキャップ内には柱帯筋とパイルキャップ帯筋の両方が配筋されているが，どちらの方が入力せん断力に寄与するのか今後検討の必要がある。

③ 試験体 A-4，C-3

破壊性状が A-4 はパイルキャップのせん断破壊，C-3 は柱脚曲げ破壊（圧壊）であったが，偏心柱を有する C-3 の正載荷（柱-基礎梁閉じる方向）では入力せん断力が増加する結果となった。負載荷では差は見られなかった。

5.4.12 実験に基づいたパイルキャップを有する接合部せん断耐力式の検討及び提案

(1) 既往の研究[5-12]におけるパイルキャップせん断終局強度式

既往の研究で，日本コンクリート工学会の 2016 年度年次論文集にて，桑原らによりパイルキャップせん断終局強度式が提案された(以下，桑原式)。この式は柱のせん断終局強度を算定するための荒川 mean 式を元にしており，柱のみの場合と比べて，上部が柱，下部が杭，接合部がパイルキャップと，別々の部材によって構成されるパイルキャップという部材を評価するため，有効断面の取り方を定義し，式中のせん断補強筋に関する係数を変更するなどして，パイルキャップのせん断終局強度式として準用している。

以下に，元となった荒川 mean 式を記載する。

荒川 mean 式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} ({}_C\sigma_B + 18)}{{}^{a}/_{D} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

p_t:引張鉄筋比(%) $p_t = a_t/(b \cdot D)$	a_t:引張鉄筋断面積(mm^2) b:部材幅(mm) D:部材せい(mm)
p_w:せん断補強筋比→p_{jw}:接合部せん断補強筋比 $p_{jw} = \frac{\sum A_{jw}}{b_c \cdot j}$	$\sum a_{jw}$:区間内のせん断補強筋総断面積(mm^2) b:パイルキャップ幅(mm) j:基礎梁の上下重心間距離(mm)
M/(Q · d) = l/d:せん断スパン比 M/(Q · d)	l:部材長さ(mm) d:有効せい(mm)
σ_0:平均軸応力度 $\sigma_0 = N/b \cdot D$	N:軸力(N) b:部材幅(mm) D:部材せい(mm)
j:応力中心間距離 j = 7/8 · d	d:有効せい(mm)

次に，桑原らの提案したパイルキャップせん断終局強度式を以下に示す。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.2 \sqrt{ {}_cP_w \ {}_c\sigma_{wy} + {}_{pc}P_w {}_{pc}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

F_c:コンクリート強度(N/mm^2)　p_t: 引張鉄筋比(%)　a/D:せん断スパン比
${}_cp_w$: 柱せん断補強筋比　${}_c\sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm^2)
${}_{pc}p_w$: パイルキャップせん断補強筋比　${}_{pc}\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm^2)
σ_0:軸方向応力度(N/mm^2)　b:部材幅(mm)　j:応力中心間距離(mm)

ここで，パイルキャップのせん断終局強度の算出に柱のせん断終局強度式を用いるために，式に用いる各値を以下のように定義している。(以下，2016 年岸田研究室伊藤修士論文より引用)

1)　有効体積について

圧縮ストラットの考察により，パイルキャップにおけるせん断耐力に対する有効体積を以下のように定義する。

(a)　b:部材幅について

せん断に寄与する部材幅は，パイルキャップ各種補強筋のひずみ分布より，柱補強筋・パイルキャップの補強筋がせん断耐力に寄与していることを確認したことから，両補強筋を考慮し体積を決定することが求められるため，有効幅はパイルキャップ幅とする。

(b)　D:部材せいについて

パイルキャップ部における接合部抵抗機構に基づき，ストラットが作用する断面を考慮し，以下のように各部材せいを平均することで評価する。

$$\text{部材せい} = \frac{(\text{柱せい} + \text{杭せい} + \text{パイルキャップせい})}{3}$$

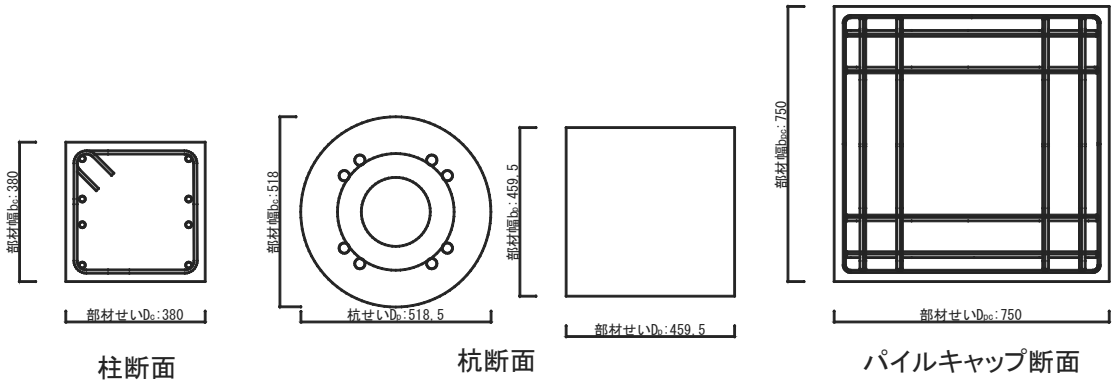


図 5.4.164　各部材の部材幅，部材せい

柱・パイルキャップに関しては部材せいをそのまま使用し，杭に関してはアンカー筋の外周に 100mm 足した円形断面を正方形置換することで部材せいとして計算した。

3)　l:部材長さについて

パイルキャップに生じるせん断力を基礎梁の入力せん断力(水平方向)で評価し，せん断スパンの長さは基礎梁主筋の重心間距離とする。

せん断耐力に寄与する部材体積想定図(柱－基礎梁閉じる方向，イメージ図)

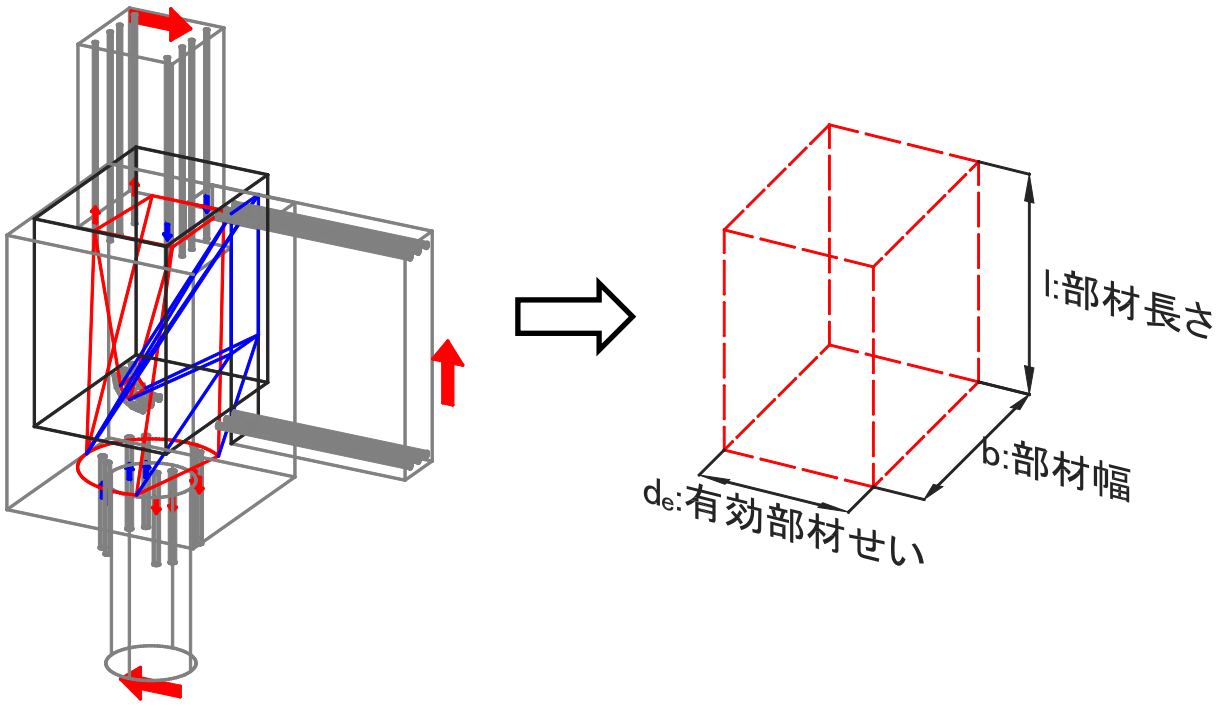


図 5.4.165　せん断に寄与する部材体積

パイルキャップは柱部材と異なりパイルキャップ内の配筋が複雑であることから，せん断耐力の寄与する部分を考える必要がある。圧縮ストラットを考察し，その位置より以下のように各項目を設定し算出を行った。

4)　荒川式の各要素の検討

(a)p_t:引張鉄筋比(%)

せん断に寄与する引張鉄筋は，各種鉄筋のひずみ分布よりパイルキャップのせん断耐力として寄与する縦筋は柱主筋のみであり柱主筋のみ縦筋として考慮して耐力式を算出する。

$$p_t = a_t/(b \cdot d_e) \times 100$$

a_t:引張側柱主筋断面(mm^2)、b:部材幅(mm)、d_e:有効部材せい(mm)

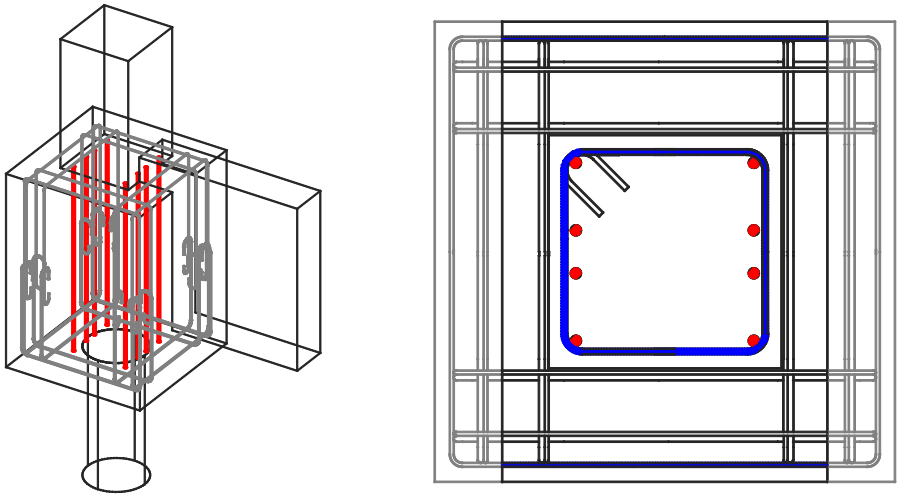


図 5.4.166　せん断に寄与する引張鉄筋

(b)p_w:せん断補強筋比→p_{jw}:接合部せん断補強筋比

大野・荒川式においてはせん断補強筋比で算出を行うが，パイルキャップ・柱主筋がせん断に寄与するため基礎梁主筋の上下重心間距離の間に配筋された帯筋断面の総和を接合部せん断補強筋比として算出する。

柱: ${}_cp_w = {}_ca_w/(b \cdot l)$

パイルキャップ: ${}_{pc}p_w = {}_{pc}a_w/(b \cdot l)$

有効体積内に含まれる補強筋総断面積を ${}_ca_w$:柱・${}_{pc}a_w$:パイルキャップ、b:部材幅、l:部材長さ

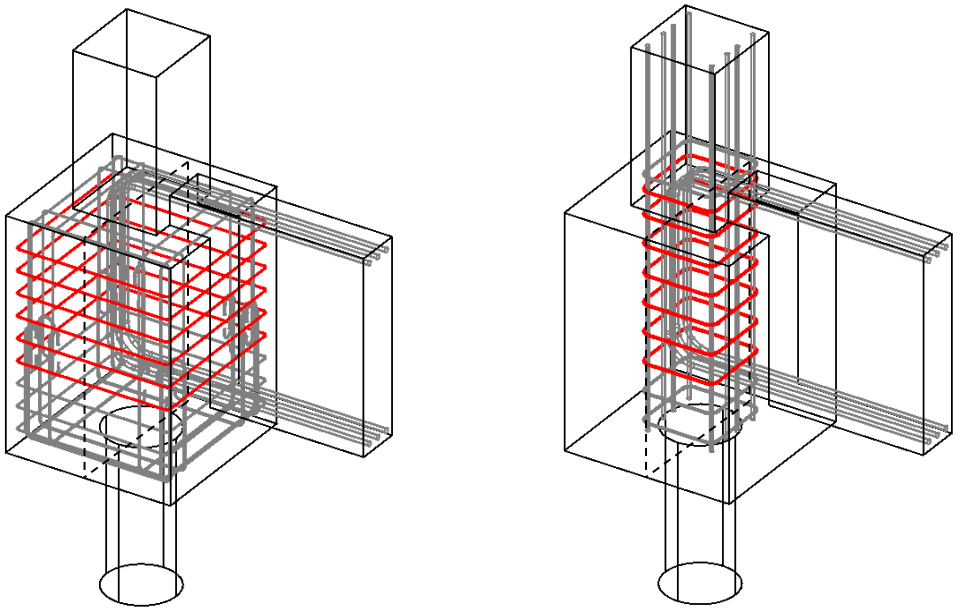


図 5.4.167　接合部せん断補強筋比算出時に含まれる補強筋

(c) l/d:せん断スパン比

荒川式においては，せん断スパン比は部材断面の 1:部材長さを有効せいで除すことにより算出される。パイルキャップに置き換える場合せん断力が基礎梁主筋間に生じると考えられることから有効体積における l:部材長さを d_e:有効部材せいで除すことでせん断スパン比とする。

$$l/d_e$$

l:部材長さを d_e:有効部材せい

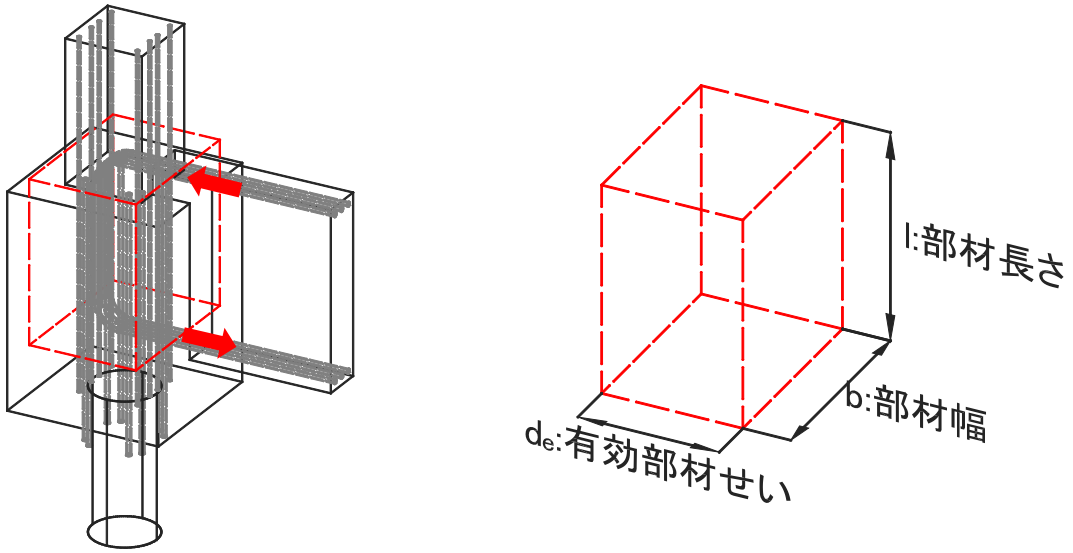


図 5.4.168　パイルキャップにおけるせん断スパン

(d) σ_0:平均軸応力度

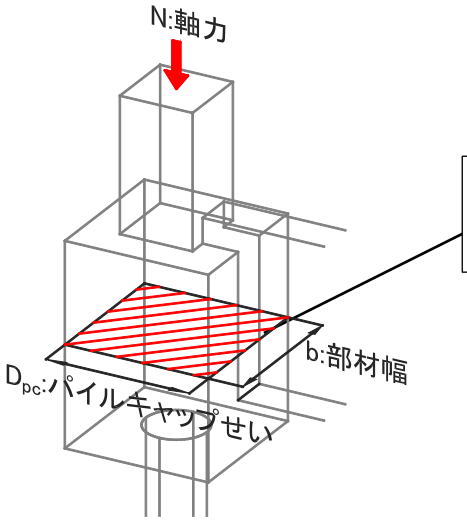
平均軸応力度に関しては，パイルキャップ断面に軸力がかかるものとして平均軸応力度とした。

$$\sigma_0 = \frac{N}{b_p \cdot D_p}$$

N:軸力(N)

b_p:パイルキャップ幅(mm)

D_p:パイルキャップ幅(mm)



軸力はパイルキャップ全断面が均等に負担すると考え軸方向応力を算出する

図 5.4.169　平均軸応力度算出時の部材断面

(e) j:応力中心間距離

応力中心間距離は，有効部材せい d_e (=部材せい) を 7/8 乗じた値を用いて算出した。

$$j = \frac{7}{8} \cdot d_e$$

b_e:有効部材せい(mm)

(2)　　せん断補強筋における係数の検討

図 5.4.170 に実験によるせん断応力度とコンクリート強度の関係を示す。靭性指針式より計算した結果，ト形柱梁接合部の接合部せん断終局応力度 τ_{ju} を下回ることからコンクリート強度のみでは判断ができないと考えられ，せん断補強筋の効果を取り入れる必要がある。

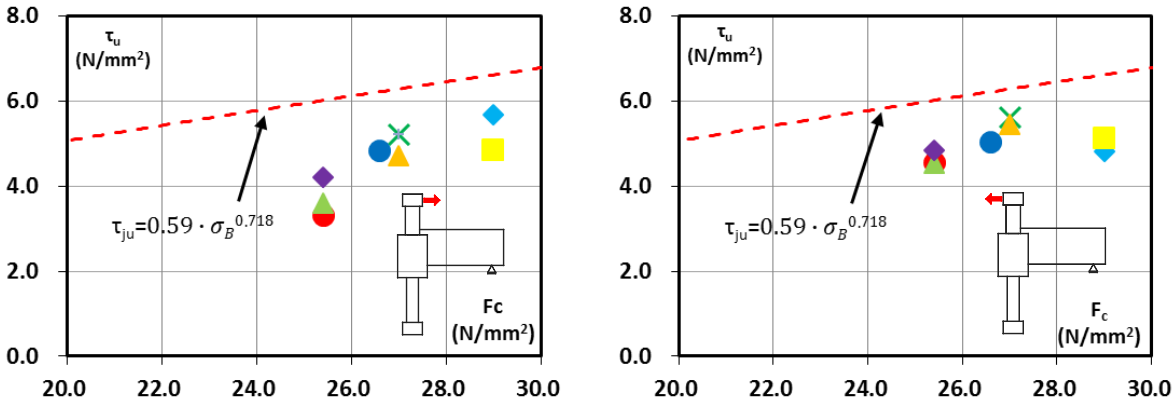


図 5.4.170　せん断応力度 τ_u–コンクリート強度 F_c 関係

荒川による研究より実験値 τ_u より無筋時におけるせん断耐力 $\tau_{u0 \cdot mean}$ を引き補強筋が負担するせん断強度を以下のように算出する。

$$\tau_u = V_{ju}/(b \cdot d_e)$$

V_{ju}:入力せん断力,b:部材幅 d_e:有効部材せい

$$\tau_{u0 \cdot mean} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.1\sigma_0 \right\}$$

p_t:引張鉄筋比,F_c:コンクリート強度,a/D:せん断スパン比, σ_0:軸方向応力度

せん断補強筋の負担するせん断強度 $\tau_u - \tau_{u0 \cdot mean}$ と $p_w \cdot \sigma_{wy}$ の関係を**図 5.4.172** に示す。ここで、$p_w \cdot \sigma_{wy}$ は，柱・パイルキャップの有効断面内におけるせん断補強筋を合わせた ${}_cP_{wc}\sigma_{wy} + {}_{pc}P_{wpc}\sigma_{wy}$ とする。全試験体で柱とパイルキャップが負担するせん断応力度は修正荒川 mean 式における係数 0.85 大きくを下回る結果となったが，補強筋量の増加と共に補強筋のせん断応力度は増加する傾向があった。よって，提案式においてはせん断補強筋の影響を低減する必要がある。以上のことより，概ね試験体の下限を取ることとし係数を 0.2 と決定した。

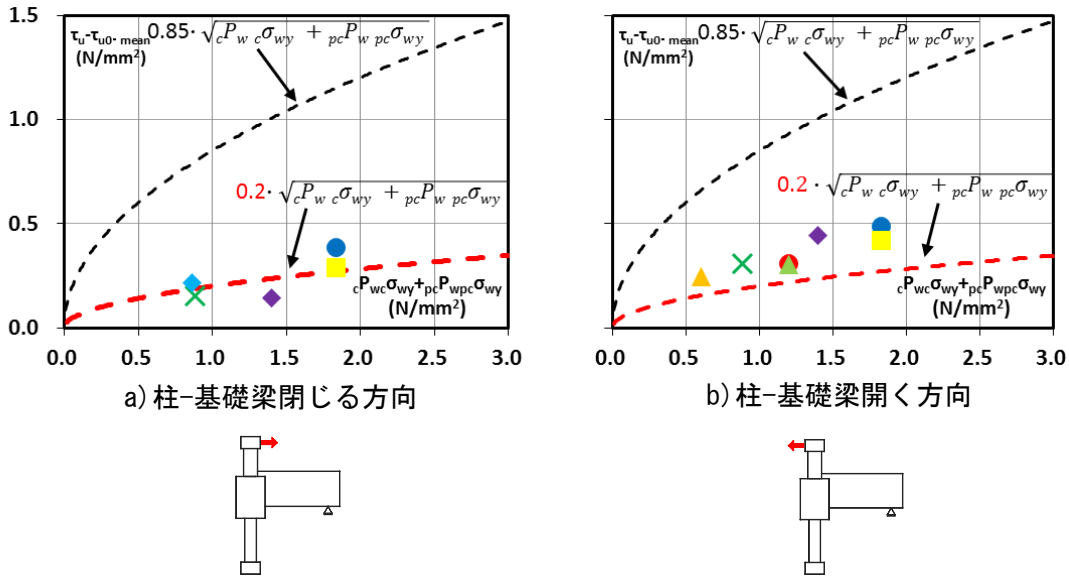


図 5.4.171　せん断応力度 $\tau_u - \tau_{u0\cdot mean}$ ～ $_{pc}P_w \cdot {}_{pc}\sigma_{wy}$ 関係

桑原式におけるパイルキャップのせん断終局強度の評価では実験値における最大入力せん断力の算出にあたり、基礎梁の危険断面位置をパイルキャップの面位置として算出をしていたが，その実験値に対して，計算値は概ね±20%の精度で評価されている。

本研究では入力せん断力の算出方法を再定義・再計算を行った。これまでの研究において，パイルキャップせん断破壊と判断された試験体と本研究で新たに追加した試験体について，この入力せん断力と桑原式の計算値を比較した。計算諸元と結果を**表 5.4.9** に，比較を**図 5.4.172** に示す。

表 5.4.9　桑原式による計算値および実験値の比較

試験体名	計算要素 1項 引張鉄筋比 P_t(%)	1項 コンクリート強度 (N/mm²)	1項 せん断スパン比 M/Qd	2項 せん断補強筋比 $_cP_w$(%)	2項 降伏強度 $_c\sigma_{wy}$ (N/mm2)	2項 $_cP_w \cdot {}_c\sigma_{wy}$	2項 せん断補強筋比 $_{pc}P_w$(%)	2項 降伏強度 $_{pc}\sigma_{wy}$ (N/mm2)	2項 $_{pc}P_w \cdot {}_{pc}\sigma_{wy}$	3項 軸力 (kN)	応力中心間距離 j (mm)	計算結果 柱-基礎梁が閉じる方向 実験値 入力せん断力 V_u (kN)	提案式 計算値 Q_u (kN)	提案式 余裕度 V_u/Q_u	柱-基礎梁が開く方向 実験値 入力せん断力 V_u (kN)	提案式 計算値 Q_u (kN)	提案式 余裕度 V_u/Q_u
標準型	0.25	27.0	1.28	0.0022	370.5	0.81	0.0002	314.2	0.07	851.5	354.6	411.2	375.0	1.10	530.7	375.0	1.42
かご筋型	0.25	27.0	1.28	0.0000	0	0.00	0.0016	370.5	0.61	851.5	354.6	429.6	369.2	1.16	487.1	369.2	1.32
No.1	0.25	25.4	1.28	0.0022	365.7	0.80	0.0011	365.7	0.40	850.5	354.6	323.5	370.4	0.87	435.4	370.4	1.18
No.2	0.25	25.4	1.28	0.0022	365.7	0.80	0.0011	365.7	0.40	850.5	354.6	340.4	370.4	0.92	434.7	370.4	1.17
No.3	0.25	25.4	1.28	0.0022	365.7	0.80	0.0016	365.7	0.60	850.5	354.6	398.2	373.5	1.07	458.3	373.5	1.23
No.4	0.25	26.6	1.28	0.0022	361.5	0.79	0.0029	355.9	1.04	893	354.6	459.5	390.1	1.18	491.3	390.1	1.26
No.5	0.25	29.0	1.28	0.0022	361.5	0.79	0.0029	355.9	1.04	974	354.6	504.6	410.8	1.23	490.1	410.8	1.19
SC-01	0.20	29.0	1.51	0.0017	393.4	0.65	0.0006	373.6	0.24	1060	463.8	684.2	602.2	1.14	590.9	602.2	0.98
A-1	0.26	27.2	1.34	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	745	339.3	524.6	349.7	1.50	378.2	349.7	1.08
A-2	0.26	28.2	1.34	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	778	339.3	484	357.7	1.35	366.7	357.7	1.03
A-3	0.26	28.2	1.34	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	767	339.3	461.9	357.0	1.29	372.4	357.0	1.04
B-1	0.26	28.2	1.34	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	760	339.3	426	356.5	1.19	482.4	356.5	1.35
C-1	0.26	29.2	1.34	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	755	339.3	310.9	362.0	0.86	473.2	362.0	1.31
C-2	0.26	27.2	1.34	0.0015	484.2	0.72	0.0022	374.2	0.82	706	339.3	431.5	352.0	1.23	479.4	352.0	1.36

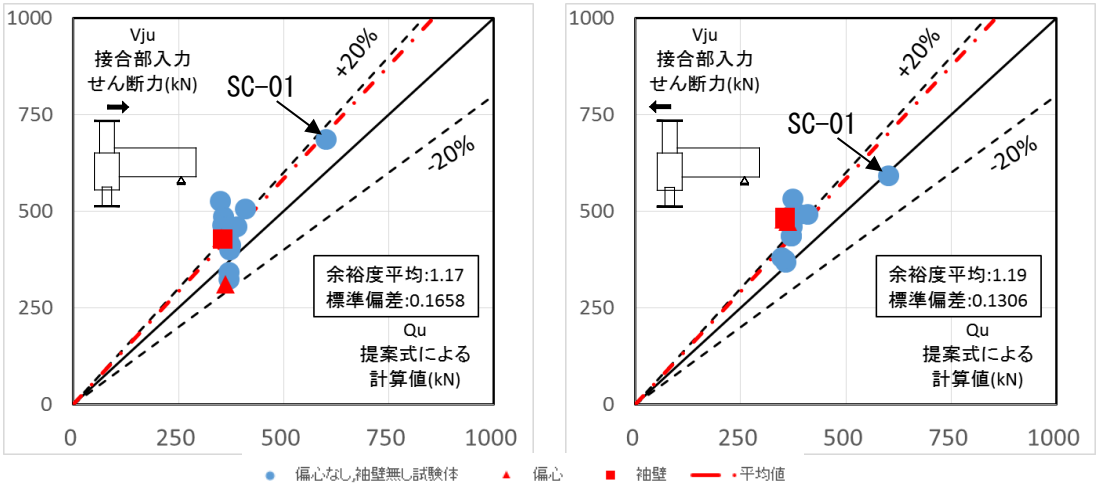


図 5.4.172　桑原式による計算値および実験値の比較

この式によるパイルキャップのせん断耐力の評価では，せん断補強筋による効果が小さく，コンクリート断面による耐力上昇が非常に大きいため，概形が同じ試験体では計算値にほとんど差が生じない。そのため，**図 5.4.172** においても寸法が大きく異なる試験体 SC-01 のみが計算値に差が生じ，他の試験体は全て計算値が近い値となる結果となった。また計算値は載荷方向に関わらず同じ値となったが，載荷方向により異なる入力せん断力の値となる試験体があることから，載荷方向により別々の評価をすることが妥当であると考えられる。

この式による計算値の余裕度(実験値/計算値)の平均は柱―基礎梁が閉じる方向で 1.17，柱―基礎梁が開く方向で 1.19，標準偏差は柱―基礎梁が閉じる方向で 0.1658，柱―基礎梁が開く方向で 0.1306 となった。

上式の精度向上に加え，補強筋の効果量および，載荷方向による耐力の違いを適切に評価することのできるよう，式の修正の提案を行う。

(3)　パイルキャップせん断終局強度式の修正案

前項で示した既往の研究において提案された桑原式の修正を行い，精度の向上と，補強筋の効果量および載荷方向による耐力の違いを適切に評価できる式の提案を目的とする。

1)　せん断に対する有効せい

桑原式において，パイルキャップのせん断に対する有効せいはパイルキャップ・柱・杭の部材せいの平均としており，杭の部材せいはアンカー筋の周囲に 100㎜ のコンクリート断面を有効として断面積を算出し，これに対して等価な正方形断面に置換した断面のせいとしている。

$$\text{部材せい} = \frac{(\text{柱せい} + \text{杭せい} + \text{パイルキャップせい})}{3}$$

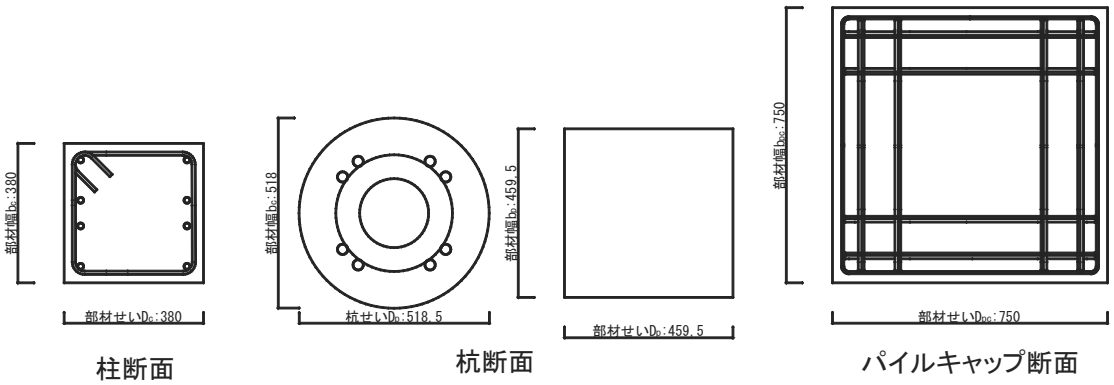


図 5.4.173　桑原式におけるパイルキャップ有効せい

本研究では，鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説における，ト形柱梁接合部の有効せいの考え方に基づき，圧縮ストラットの水平投影長さを接合部有効せいと考えた。このため，パイルキャップ有効せいの算出のための各部材せいは靭性保証型耐震設計指針と同様に，基礎梁主筋の 90 度折曲げ筋の接合部内水平投影長さを用いることとした。

また杭断面によるパイルキャップの有効せいの算出に当たり，近年の研究において，円形断面をもつ

柱のせん断終局強度の算出には等価な断面の正方形置換よりも，部材せいを同じくする，長方形断面への置換の方が適合性が良いことが知られている。そのため，本研究においても，等価正方形置換ではなく，等価長方形置換を用いることとした。

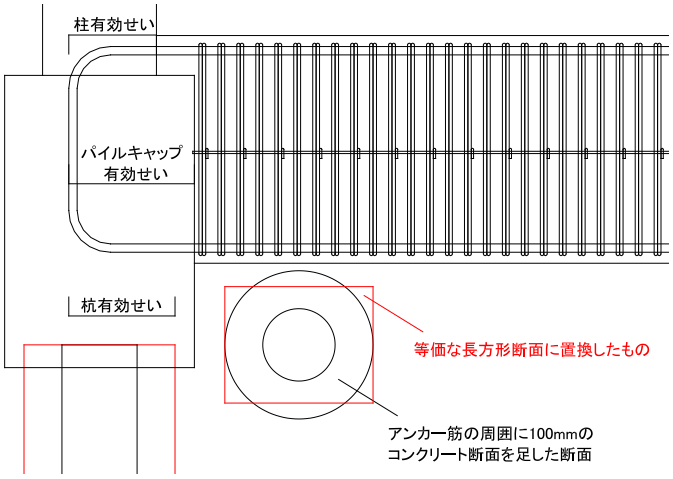


図 5.4.174　本研究におけるパイルキャップ有効せい

・袖壁付柱を有する試験体について

袖壁付柱を有する試験体については、他の試験体と同じく、圧縮ストラットの水平投影長さを接合部有効せいと考えるため、柱部材せいを柱と袖壁のせいの和として、有効断面を算出した。

2)　せん断に対する有効鉄筋

桑原式において，パイルキャップ内でせん断に対して有効な鉄筋は引張鉄筋として柱主筋(引張側)，横補強筋として上下基礎梁主筋の重心間に配筋された柱補強筋，パイルキャップ腹筋・帯筋であるとされていた。これは，接合部内に配筋された鉄筋のひずみの値から，ひずみが大きいものを有効鉄筋としてとらえたものによる。

本研究ではパイルキャップ内の鉄筋のひずみの値ではなく，曲げ解析によって算出した，軸力および曲げモーメントによって受けるひずみの値と比較を行い，せん断によって生じたひずみがあるかどうかを検討した。これにより，桑原式において有効とされなかったアンカー筋について，再度評価を行った。

表 5.4.10～表 5.4.23 に各試験体の最大耐力時におけるアンカー筋のひずみと、その時の杭せん断力から算出した、各ゲージ位置における曲げモーメントの値と、曲げ解析により算出した応力度、ひずみの値を示す。表中の赤字はパイルキャップのせん断有効断面内であることを示している。

表 5.4.10　試験体標準型アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1						
A-2	347	285		-999	-1173	
A-3	440	536		-743	-1232	
A-4						
A-5						
A-6	-598	-791	-2560	423	109	4650
A-7	-743	-1232	-2964	594	210	4472
A-8						
M (kNm)	-209	-183	-156	233	204	175
σ (Mpa)	1064.9	505.4	322.4	1064.9	1064.9	706.3
εt(μ)	5664	2688	1715	5664	5664	3757

表 5.4.11　試験体かご筋型アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1						
A-2	269	847	-33	-242	-500	-189
A-3	151	773	75	-401	-619	-66
A-4						
A-5						
A-6	-687	-770	-2908	813	725	3282
A-7	-821	-731	-2886	642	580	3482
A-8						
M (kNm)	-205	-179	-154	207	181	155
σ (Mpa)	1064.9	464.6	289.9	1064.9	832.8	183
εt(μ)	5664	2471	1542	5664	4430	973

表 5.4.12　試験体 No.1 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1						
A-2	517	979	3722	-815	-808	-2295
A-3	463	1042	3084	-707	-827	-1925
A-4						
A-5						
A-6	-682	-1031	-2990	535	957	1892
A-7	-557	-948	-2898	647	1067	2079
A-8						
M (kNm)	-165	-133	-115	186	150	129
σ (Mpa)	353.3	206.4	124.2	855.7	169.2	93.1
εt(μ)	1994	1165	701	4830	955	526

表 5.4.13　試験体 No.2 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1						
A-2	393	1163	3881	-801	-964	-2251
A-3	352	1274	3892	-692	-1154	-2573
A-4						
A-5						
A-6	-675	-1085	-2911	534	743	1842
A-7	-496	-1180	-2810	643	921	2087
A-8						
M (kNm)	-148	-119	-102	187	151	130
σ (Mpa)	260.3	143	94	855.2	169	92.9
εt(μ)	1469	807	531	4828	954	524

表 5.4.14　試験体 No.3 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1						
A-2	550	2009		-245		
A-3	315	1009	3555	-445	-890	-1896
A-4						
A-5						
A-6	-488		-3026	623		1697
A-7	-429	-1338	-2990	554	1010	1844
A-8						
M (kNm)	-160	-129	-111	200	161	139
σ (Mpa)	323.6	185.9	126.7	1043.6	216.6	126.8
εt(μ)	1827	1049	715	5891	1223	716

表 5.4.15　試験体 No.4 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1						
A-2	431	1133	3209	-591	-582	-1906
A-3	557	1276	3216	-635	-713	-1790
A-4						
A-5						
A-6	-864	-636	-3050	400	1536	1624
A-7	-765	-1374	-3064	418	641	1686
A-8						
M (kNm)	-183	-147	-127	171	138	119
σ (Mpa)	539.6	257.5	182	291.5	120.9	59.2
εt(μ)	3046	1454	1027	1645	682	334

表 5.4.16　試験体 No.5 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1						
A-2	556	1373	3432	-99	-481	-1767
A-3	707	1446	3230	-194	-608	-1940
A-4						
A-5						
A-6	-676	-1184	-3080	477	695	1147
A-7	-707	-1420	-3028	491	635	1201
A-8						
M (kNm)	-193	-155	-134	213	171	147
σ (Mpa)	925.6	273.2	170.9	-	628.6	126.7
εt(μ)	5225	1542	965	-	3548	715

表 5.4.17　試験体 SC-01 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1			1487			-550
A-2	1476	1977	1646	-36	-245	-616
A-3	1284	1414	1083	-125	-227	-635
A-4			1084			-566
A-5			-1392			-162
A-6	-458	-882	-1563	-434	-394	-213
A-7	-289	-557	-1330	-238	-164	-125
A-8			-1050			65
M (kNm)	343	298	253	-277	-241	-204
σ (Mpa)	544.4	402.8	292	160.5	87.7	40.7
εt(μ)	2806	2076	1505	827	452	210

表 5.4.18　試験体 A-1 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1		490	776		-293	-690
A-2	1521	2058	2283	-620	-703	-1244
A-3	1135	1839	1986	-646	-599	-1148
A-4		7	776		-368	-760
A-5		none	-679		none	-53
A-6	-1165	-1153	-1473	-308	-106	109
A-7	-1080	-1285	-1569	-372	-63	170
A-8		-517	-719		-73	-11
M (kNm)	126	110	94	-112	-98	-84
σ (Mpa)	248.8	173.9	101.6	69.9	35.9	11.8
εt(μ)	1233	862	504	346	178	58

表 5.4.19　試験体 A-2 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1		801	935		-214	-720
A-2	1192	1234	1909	-346	-691	-1650
A-3	1232	1906	1988	-275	-1202	-1864
A-4		809	934		-274	-623
A-5		-551	-847		223	294
A-6	-932	-1482	-1572	-464	-68	156
A-7	-921	-1529	-2073	-386	-31	147
A-8		-761	-1081		241	366
M (kNm)	126	110	94	-115	-101	-86
σ (Mpa)	244.6	149.6	98.5	80.6	33.1	9.4
εt(μ)	1212	742	488	400	164	47

表 5.4.20　試験体 A-3 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1		760	825		127	-696
A-2	1962	1487	1046	-1701	-875	-227
A-3	1066	1657	1713	-230	-1249	-1924
A-4		690	965		-383	-731
A-5		-894	none		97	none
A-6	-937	-1374	-746	-448	-39	220
A-7	-973	none	-1785	-372	none	387
A-8		none	-653		none	302
M (kNm)	121	106	91	-116	-102	-87
σ (Mpa)	218.1	150	84.9	81.5	43.9	10.1
εt(μ)	1081	743	421	404	218	50

表 5.4.21　試験体 B-1 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1		1827	none		-1032	
A-2	2177	2148	4023	-1659	-1267	-14932
A-3	2075	2886	3437	-1485	-2072	-13461
A-4			2064			-1225
A-5		-1491	-1354		1045	1346
A-6	-1989	-2042	-2791	1230	1438	1812
A-7		-1727	-1890		1241	1447
A-8		-1447	-1121		534	763
M (kNm)	153	134	114	-153	-134	-115
σ (Mpa)	423.5	281.3	199.3	248.5	127.5	63.1
εt(μ)	2099	1394	988	1232	632	313

表 5.4.22　試験体 C-1 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1		446	878		-333	-528
A-2	840	1322	1620	-442	-1528	-1698
A-3	900	1253	1824	-442	-1073	-2159
A-4		760	1046		-255	-698
A-5		-453	-1139		307	174
A-6	-623	-1173	-1685	587	1025	885
A-7	-623	-1451	-1680	514	1023	905
A-8		-623	-837		306	195
M (kNm)	104	91	78	-134	-117	-100
σ (Mpa)	129.9	83.8	41.2	131.4	80.2	32.8
εt(μ)	644	415	204	651	398	163

表 5.4.23　試験体 C-2 アンカー筋ひずみ

	柱―基礎梁閉じる方向			柱―基礎梁開く方向		
	杭支持点からゲージまでの距離(m)			杭支持点からゲージまでの距離(m)		
	1.115	0.975	0.835	1.115	0.975	0.835
A-1		1159	1393		-77	-412
A-2	1547	1752		-296	-732	
A-3	1177	1669	2208	-143	-790	-1617
A-4		1126	1214		-231	-615
A-5		-877	-1308		266	202
A-6	-668	-1631	-1765	362	562	577
A-7	-816	-884	-1709	316	470	567
A-8		-506	-1084		258	197
M (kNm)	118	103	89	-132	-115	-99
σ (Mpa)	199.3	155.5	89.6	132.5	81.1	33.6
εt(μ)	988	771	444	657	402	167

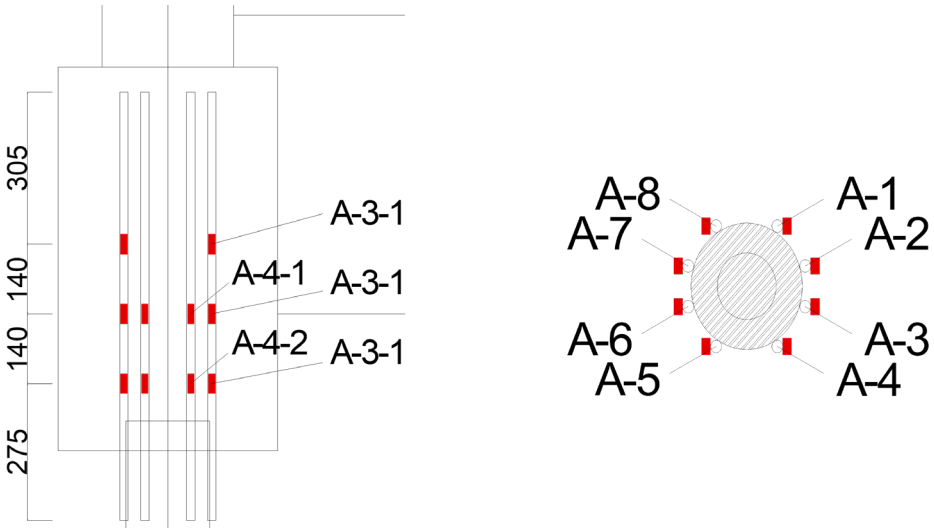


図 5.4.175　アンカー筋ゲージ貼付位置例（例：試験体 A-1）

これに加え，3.4 のアンカー筋のひずみ分布より，杭の危険断面位置はパイルキャップ有効断面内ではないと考えられる。曲げ解析による計算値のひずみは当該断面の位置が危険断面となる時のひずみであるので，実際のひずみはこの値を下回ると考えるのが妥当である。

このことを考慮すると，試験体標準型・かご筋型・No.1・No.2・No.3・No.4・No.5 においては両載荷方向共に，パイルキャップせん断有効断面内におけるアンカー筋のひずみは計算値の値を大きく下回る結果となり，試験体 SC-01，A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2 については柱－基礎梁が閉じる方向において実験値と計算値がほぼ一致，または実験値のほうが大きいという結果になり，柱―基礎梁が開く方向においては実験値が計算値を下回る結果となった。

以上のことから，試験体 SC-01，A-1，A-2，A-3，B-1，C-1，C-2 において，柱―基礎梁が閉じる方向ではアンカー筋がせん断に対して寄与していたと考えられる。試験体標準型・かご筋型・No.1・No.2・No.3・No.4・No.5 については，アンカー筋の必要定着長さの検討を行った試験体であり，アンカー筋の定着長さが必要定着長さ以下に設計されたものであったため，ひずみが増大しなかったと考えられる。また，載荷方向によってアンカー筋が寄与する場合としない場合に分かれた理由としては，柱―基礎梁が閉じる方向では，引張側のアンカー筋がパイルキャップのせん断有効断面内に含まれており，柱―基礎梁が開く方向では有効断面内に含まれていないためであると考えられる。

5)　パイルキャップに作用する軸力

桑原式において，パイルキャップに作用する軸力は柱軸力として計算を行っていたが，パイルキャップには基礎梁が取り付くために，パイルキャップ軸力は基礎梁せん断力を考慮するべきと考え，パイルキャップに作用する軸力は下式によって求めることとした。

$$N_{pc} = Nc + Q_b$$

Nc:柱軸力，Q_b:基礎梁の負担せん断力(下向きを正)

6)　せん断補強筋の係数

桑原式において，せん断補強筋の負担するせん断強度は，無筋時におけるコンクリートのせん断強度から，補強筋の効果量を計算して係数を定めていたが，本研究では，パイルキャップ内の有効断面を再定義したため，この係数は元となった荒川式と同じ 0.85 とした。

以上の検討から，パイルキャップせん断終局強度式の修正式として以下を提案する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{{}_cP_w \ {}_c\sigma_{wy} + {}_{pc}P_w \, {}_{pc}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

F_c:コンクリート強度(N/mm^2)　p_t: 引張鉄筋比(%)　a/D:せん断スパン比
${}_cp_w$: 柱せん断補強筋比　${}_c\sigma_{wy}$:柱せん断補強筋降伏強度(N/mm^2)
${}_{pc}p_w$: パイルキャップせん断補強筋比　${}_{pc}\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm^2)
σ_0:軸方向応力度(N/mm^2)　b:部材幅(mm)　j:応力中心間距離(mm)

(4)　パイルキャップせん断終局強度式修正式の評価

表 5.4.24 に計算諸元および計算値と実験値の比較を示す。**図 5.4.176** に計算値と実験値の比較を示す。

表 5.4.24　修正式による計算諸元および計算値と実験値の比較

試験体名	計算要素													計算結果					
	1項													杭-基礎梁が開く方向			杭-基礎梁が閉じる方向		
	引張鉄筋比 ヒラキ P_t(%)	引張鉄筋比 トジ P_t(%)	コンクリート強度 (N/mm^2)	せん断スパン比 M/Qd	せん断補強筋比 ${}_cP_w$(%)	降伏強度 ${}_c\sigma_{wy}$ (N/mm2)	${}_cP_w \cdot {}_c\sigma_{wy}$	せん断補強筋比 ${}_{pc}P_w$(%)	降伏強度 ${}_{pc}\sigma_{wy}$ (N/mm2)	${}_{pc}P_w \cdot {}_{pc}\sigma_{wy}$	軸力 ヒラキ (kN)	軸力 トジ (kN)	応力中心間距離 j (mm)	実験値 入力せん断力 V_u (kN)	提案式 計算値 Q_u (kN)	提案式 余裕度 V_u/Q_u	実験値 入力せん断力 V_u (kN)	提案式 計算値 Q_u (kN)	提案式 余裕度 V_u/Q_u
標準型	0.24	0.24	27.0	1.24	0.0022	370.5	0.81	0.0002	314.2	0.07	628.027	1100.89	368.3	411.2	501.9	0.82	530.7	543.3	0.98
かご筋型	0.24	0.24	27.0	1.24	0.0000	0	0.00	0.0016	370.5	0.61	631.939	1073.017	368.3	429.6	477.0	0.90	487.1	515.6	0.94
No.1	0.30	0.30	25.4	1.52	0.0022	365.7	0.80	0.0011	365.7	0.40	703.204	1052.186	300.1	323.5	405.7	0.80	435.4	436.2	1.00
No.2	0.30	0.30	25.4	1.52	0.0022	365.7	0.80	0.0011	365.7	0.40	691.738	1051.745	300.1	340.4	404.7	0.84	434.7	436.2	1.00
No.3	0.30	0.30	25.4	1.52	0.0022	365.7	0.80	0.0016	365.7	0.60	678.214	1066.004	298.8	398.2	412.5	0.97	458.3	446.4	1.03
No.4	0.75	0.30	26.6	1.52	0.0022	361.5	0.79	0.0029	355.9	1.04	696.606	1076.899	298.8	459.5	491.0	0.94	491.3	474.8	1.03
No.5	0.30	0.30	29.0	1.52	0.0022	361.5	0.79	0.0029	355.9	1.04	766.728	1202.735	298.8	504.6	458.8	1.10	490.1	497.0	0.99
SC-01	0.94	0.26	29.0	1.99	0.0017	393.4	0.65	0.0006	373.6	0.24	677.8	1368.7	350.9	684.2	662.3	1.03	590.9	623.6	0.95
A-1	1.17	0.36	27.2	1.84	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	558.7	911	247.3	524.6	364.7	1.44	378.2	347.6	1.09
A-2	1.17	0.36	28.2	1.84	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	592	948.5	247.3	484	372.0	1.30	366.7	354.3	1.03
A-3	1.17	0.36	28.2	1.84	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	587.5	938.8	247.3	461.9	371.6	1.24	372.4	353.5	1.05
B-1	0.99	0.30	28.2	1.56	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	534	986.8	291.1	426	453.0	0.94	482.4	428.1	1.13
C-1	0.95	0.29	29.2	1.49	0.0015	484.2	0.72	0.0010	484.2	0.48	666.7	836.8	305.6	310.9	501.2	0.62	473.2	444.4	1.06
C-2	0.95	0.29	27.2	1.49	0.0015	484.2	0.72	0.0022	374.2	0.82	531	916.5	305.6	431.5	495.6	0.87	479.4	460.7	1.04

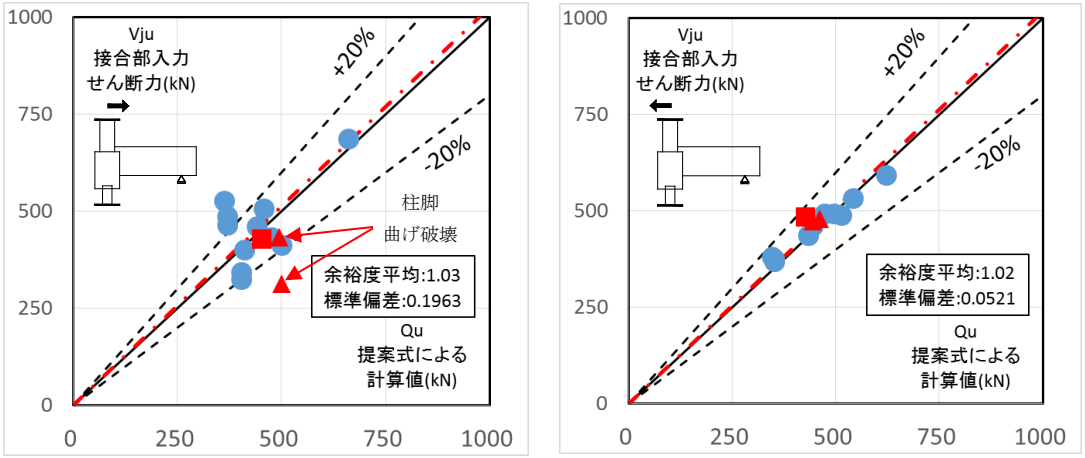


図 5.4.176　修正式による計算値および実験値の比較

この式による計算値の余裕度(実験値/計算値)の平均は柱―基礎梁が閉じる方向で 1.03，柱―基礎梁が開く方向で 1.02，標準偏差は柱―基礎梁が閉じる方向で 0.1963，柱―基礎梁が開く方向で 0.0521 となった。図中の赤いマーカーは□が袖壁付を持つ試験体(B-1)，△が偏心柱をもつ試験体を示している。袖壁付柱は柱の有効せいの取り方を定義することにより，他の試験体と同じ精度で評価することが出来た。偏心試験体については，柱―基礎梁が閉じる方向については柱脚部の圧壊となったため，計算値と実験値が大きく離れたが，パイルキャップの入力せん断力が大きくなり，ある程度パイルキャップが損傷していた柱―基礎梁が開く方向では，実験値と計算値が近い値となった。

全試験体の計算値と実験値の比較では，ほとんどの試験体が±20%の精度で評価できており，±20%を超えた試験体においても安全側の評価となった。

・桑原式との比較

桑原式の余裕度平均(1.17-1.19)と比べて，本研究(1.03-1.02)では精度が向上していることがわかる。標準偏差については，桑原式が(0.1658-0.1306)，本研究が(0.1963-0.0521)と，柱―基礎梁が開く方向においては精度が向上していることがわかる。また柱―基礎梁が閉じる方向については標準偏差が大きくなり，これは余裕度の値が分散していることを示しているが，前項で述べた通り，桑原式はせん断補強筋の効果量などを実験値に合うよう，自ら定めているなど，力学的に説明できない点が多いため，標準偏差が大きくなっていたとしても，修正式を用いた評価の方が部材の耐力の評価としては正しい値となると考えられる。

5.4.13 トラス・アーチ理論に基づいたパイルキャップを有する接合部せん断耐力式の検討及び提案

パイルキャップのせん断耐力の検討を行う。今回は，「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説(1999)」[5-19]（以下，靭性指針）におけるトラス・アーチ理論に基づくせん断強度式（以下，靭性指針式）を参考に式の提案を行う。

(1) 有効断面について

1) トラス機構について

靭性指針に基づくとトラス機構による圧縮応力は横補強筋の 4 隅で支持するため，その圧縮領域は横補強筋に囲まれた $b_e \times j_e$ の内部となる。これより柱の補強筋によるトラス機構有効断面 ${}_cb_e \times {}_cj_e$ とパイルキャップの補強筋によるトラス機構有効断面 ${}_{pc}b_e \times {}_{pc}j_e$ を用いる。



図 5.4.177 トラス機構の有効断面

2) アーチ機構について

接合部のせん断抵抗機構についてはトラス機構と合わせて，接合部内の圧縮領域を対角線上に結ぶアーチ機構が考えられる。アーチ機構による接合部有効せい D については靭性指針のせん断設計に基づいて柱梁ト形接合部と同様に梁主筋の水平投影長さ L_d を用いることとする。パイルキャップにおいては柱・パイルキャップ・杭で断面が異なっているため，各部材の面位置からの基礎梁主筋の水平投影長さを平均することで評価することとする。

$$D = \frac{{}_cL_d + {}_{PC}L_d + {}_pL_d}{3}$$

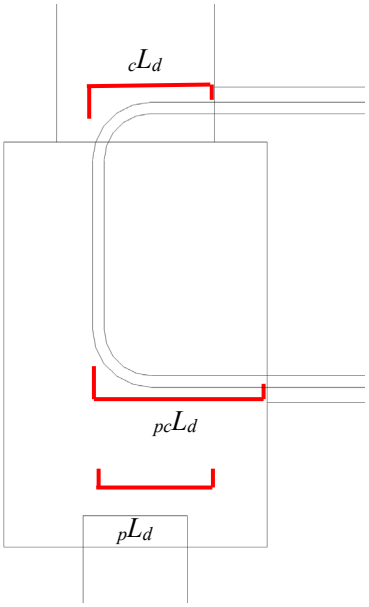


図 5.4.178 各部材の梁主筋水平投影長さ

柱・パイルキャップに関しては部材せいをそのまま使用し，杭に関してはアンカー筋の芯から外周に 100mm 足した円形断面を長方形置換することで部材せい・幅を決定した。

また，接合部有効幅 b については直接基礎梁が取り付いている柱とパイルキャップは柱梁接合部と同様に協力幅の上限を $D/4$（この場合の D は柱・パイルキャップのせいとする）とした幅の平均 ${}_cb_j$，${}_{pc}b_j$ を求め，さらに杭幅 b_p とあわせた平均とする。

$$b = \frac{{}_cb_j + {}_{pc}b_j + b_p}{3}$$

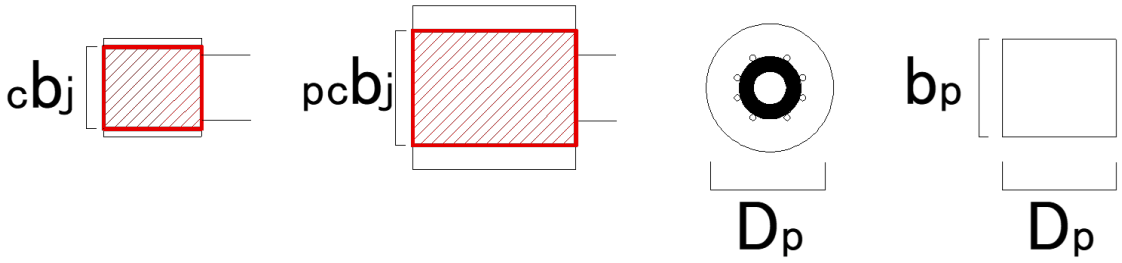


図 5.4.179 各部材の有効幅と杭の長方形置換

3)　部材長さ L について

パイルキャップに生じるせん断力を基礎梁の入力せん断力（水平方向）で評価し，せん断スパンの長さについては基礎梁主筋の重心間距離とする。

(2) 靭性指針式への適用

靭性指針式によるせん断強度 V_uは大きくトラス機構による要素とアーチ機構による要素に分かれている。

$$V_u = V_t + V_a$$

V_t:トラス機構によるせん断強度　V_a:アーチ機構によるせん断強度

また，これを斜めの圧縮応力に直すと

$$\nu_0\sigma_B = \sigma_t + \sigma_a$$

$\nu_0\sigma_B$:コンクリート有効圧縮応力　σ_t:トラス機構による圧縮応力

σ_a:アーチ機構による圧縮応力

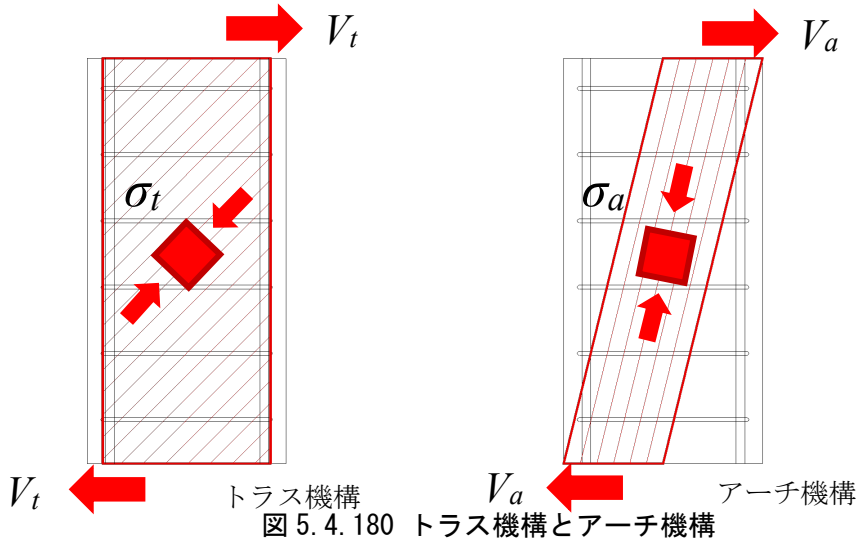


図 5.4.180 トラス機構とアーチ機構

靭性指針式ではトラス機構による斜めの圧縮応力を計算により算出し，下式によってアーチ機構による圧縮応力を求めている。

$$\sigma_a = \nu_0\sigma_B - \sigma_t$$

つまりトラス機構による圧縮応力σ_tがコンクリート有効圧縮応力$\nu_0\sigma_B$を上回るとき，アーチ機構は存在しない。これにより大きく 2 つのパターンに分かれている。

① トラス機構による圧縮力がσ_tに達する前に最大耐力を迎えるパターン

$$V_u = V_t$$

このとき　$\sigma_t = \nu_0\sigma_B$

② トラス機構による圧縮力がσ_tに達し，アーチ機構による圧縮力σ_aとの重ね合わせによって最大耐力を迎えるパターン

$$V_u = V_t + V_a$$

このとき　$\sigma_a = \nu_0\sigma_B - \sigma_t$

これをパイルキャップに適用すると

$$V_u = {}_cV_t + {}_{pc}V_t + V_a$$

${}_cV_t$:柱断面のトラス機構によるせん断耐力
${}_{pc}V_t$:パイルキャップ断面のトラス機構によるせん断耐力

$$\nu_0\,\sigma_B = {}_c\sigma_t + {}_{pc}\sigma_t + \sigma_a$$

${}_c\sigma_t$:柱断面のトラス機構による圧縮応力
${}_{pc}\sigma_t$:パイルキャップ断面のトラス機構による圧縮応力

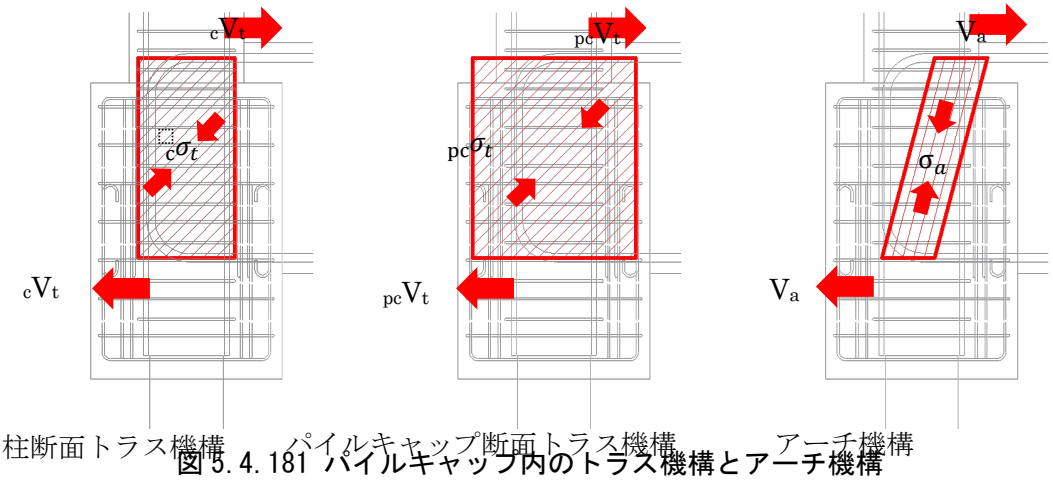


図 5.4.181 パイルキャップ内のトラス機構とアーチ機構

3 つの圧縮応力が存在するがσ_aは存在しない場合があるため，まずはトラス機構について考える。図より柱断面のトラス機構による圧縮力 ${}_c\sigma_t$とパイルキャップ断面のトラス機構による圧縮力${}_{pc}\sigma_t$が重なる柱断面が危険断面となる。そのため，柱断面のトラス機構を先行して考える。

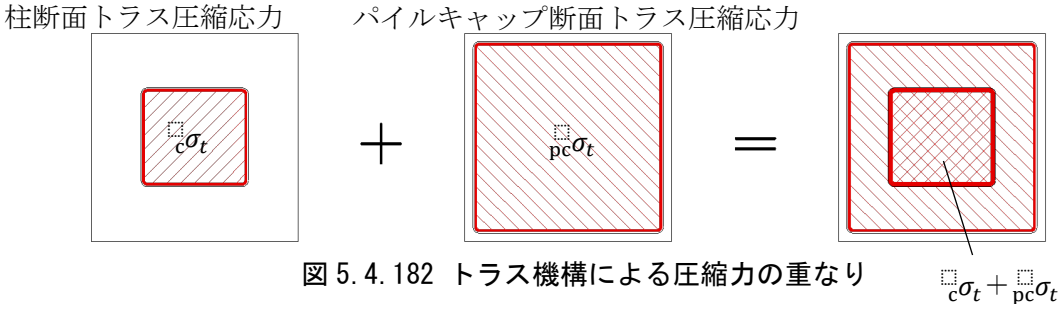


図 5.4.182 トラス機構による圧縮力の重なり

大きく 3 つのパターンに分けて考える。

① 柱断面のトラス機構による圧縮力が ${}_c\sigma_t$に達する前に最大耐力となる場合

$$V_u = {}_cV_t$$

このとき　${}_c\sigma_t = \nu_0\sigma_B$

② 柱断面のトラス機構による圧縮力は ${}_c\sigma_t$に達し，パイルキャップ断面のトラス機構による圧縮力が ${}_{pc}\sigma_t$に達する前に最大耐力となる場合

$$V_u = {}_cV_t + {}_{pc}V_t$$

このとき　${}_{pc}\sigma_t = \nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t$

③ 柱・パイルキャップ断面のトラス機構による圧縮力が ${}_c\sigma_t$，${}_{pc}\sigma_t$に達し，アーチ機構による圧縮力σ_aとの重ね合わせによって最大耐力となる場合

$$V_u = {}_cV_t + {}_{pc}V_t + V_a$$

このとき　$\sigma_a = \nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t - {}_{pc}\sigma_t$

これは実験時に柱補強筋の降伏がパイルキャップ補強筋の降伏よりも先にみられることとも一致している。この考えに基づいて靭性指針に適用していく。基本的に添字が c のものは柱，pc のものはパイルキャップとしている。柱断面のトラス機構が負担するせん断力 ${}_cV_t$は**図 5.4.183** のように３つの範囲に分かれている。

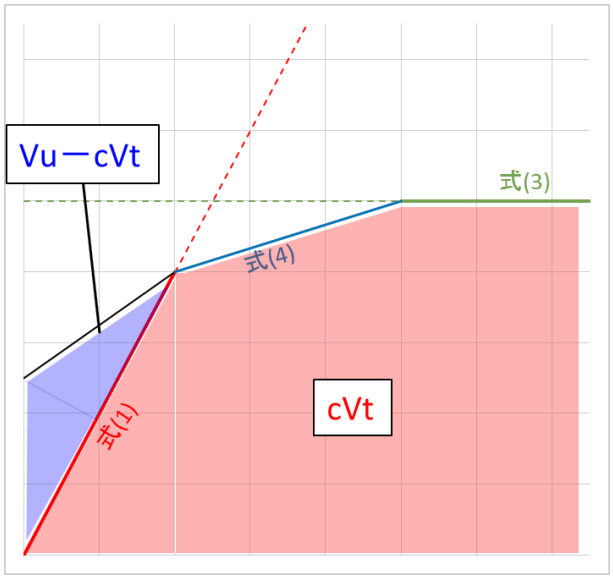


図 5.4.183 靭性指針によるトラス機構の負担せん断力

これを式で表すと

$${}_cV_t = 2\ {}_cp_{we}\ {}_c\sigma_{wy}\ {}_cb_e\ {}_cj_e \qquad \cdots(\text{式 } 5.4.13-1)$$

$${}_cV_t = {}_cp_{we}\ {}_c\sigma_{wy}\ {}_cb_e\ {}_cj_e\sqrt{\frac{\lambda_c\nu_0\sigma_B}{{}_cp_{we}\ {}_c\sigma_{wy}}-1} \qquad \cdots(\text{式 } 5.4.13-2)$$

$${}_cV_t = \frac{\lambda_c\nu_0\ \sigma_B}{2}\ {}_cb_e\ {}_cj_e \qquad \cdots(\text{式 } 5.4.13-3)$$

この式 5.4.13-2 を近似して下式を得ている。

$$ {}_cV_t = \frac{\lambda_c \nu_0 \, \sigma_B + \ {}_cp_{we} \ \ {}_c\sigma_{we}}{3} \ {}_cb_e \ \ {}_cj_e \qquad \cdots (式\ 5.4.13-4) $$

柱断面のトラス機構のみで耐力の決まる上記のパターン①が図の式 5.4.13-4～式 5.4.13-3 の範囲にあたり，この範囲ではせん断終局強度 V_u は柱のトラス機構によるせん断力 ${}_cV_t$ と等しいので

$$ V_u = \begin{cases} \dfrac{\lambda_c \nu_0 \, \sigma_B + \ {}_cp_{we} \ \ {}_c\sigma_{we}}{3} \ {}_cb_e \ \ {}_cj_e \\ \dfrac{\lambda_c \nu_0 \, \sigma_B}{2} \ {}_cb_e \ {}_cj_e \end{cases} $$

ただし V_uは小さい方の値とする

となる。また，このとき

$$ \nu_0 \sigma_B - \ {}_c\sigma_t < 0 $$

次に式 5.4.13-1 の範囲について考える。この範囲で ${}_cV_t$ は

$$ {}_cV_t = 2 \ {}_cp_{we} \ {}_c\sigma_{wy} \ {}_cb_e \ {}_cj_e $$

図 5.4.183 の $V_u - {}_cV_t$ の部分はパイルキャップによるトラス機構の負担する耐力 ${}_{pc}V_t$ とアーチ機構による耐力 V_a が混在するので抜き出して図 4.9.184 に示す。

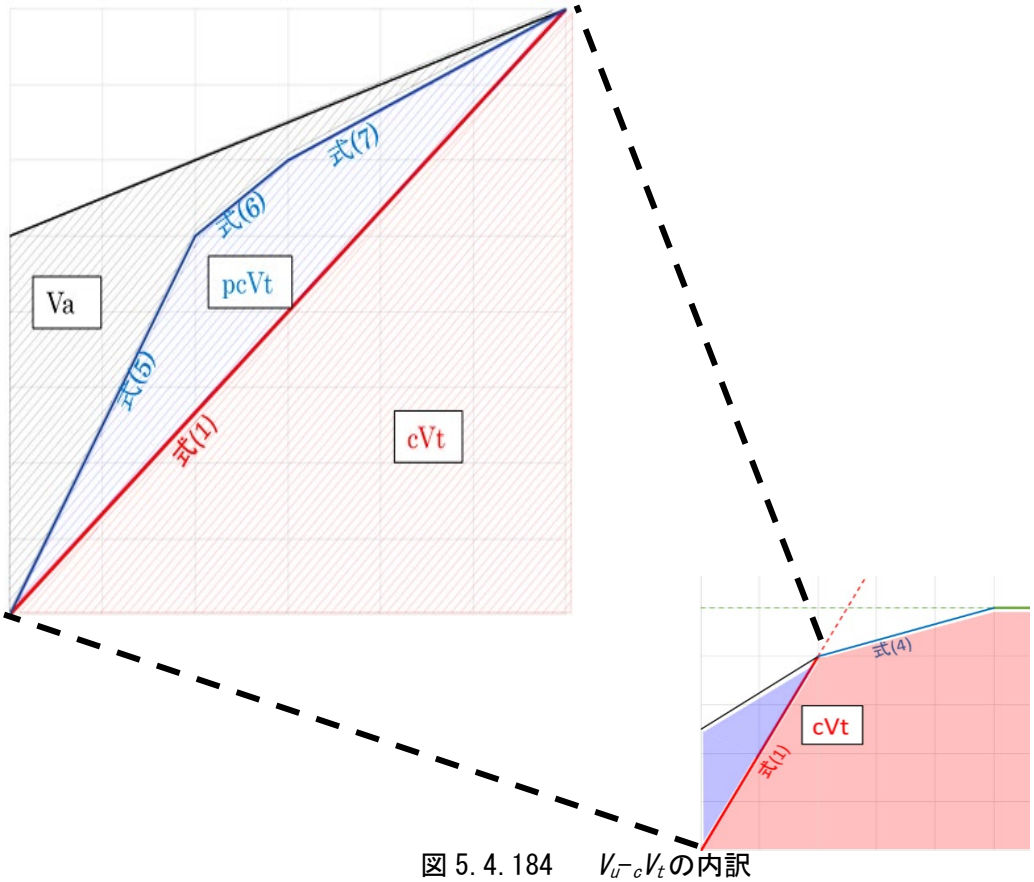


図 5.4.184　$V_u - {}_cV_t$ の内訳

式 5.4.13-1 の範囲で，コンクリートが負担できる圧縮応力は柱断面のトラス機構による圧縮応力 ${}_c\sigma_t$を差し引いたものとなるので

$$\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t$$

となる。これを用いてパイルキャップ断面のトラス機構によるせん断力 pcVt は

$${}_{pc}V_t = 2\ {}_{pc}p_{we}\ {}_{pc}\sigma_{wy}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e \qquad \cdots (式\ 5.4.13-5)$$

$${}_{pc}V_t = \frac{\lambda_{pc}\left(\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t\right) + {}_{pc}p_{we}\ {}_{pc}\sigma_{we}}{3}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e \qquad \cdots (式\ 5.4.13-6)$$

$${}_{pc}V_t = \frac{\lambda_{pc}\left(\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t\right)}{2}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e \qquad \cdots (式\ 5.4.13-7)$$

式 5.4.13-6 は式 5.4.13-4 と同様に，既に近似したものとしている。
柱断面のトラス機構とパイルキャップ断面のトラス機構のみで耐力の決まるパターン②が図の式 5.4.13-6～式 5.4.13-7 の範囲にあたり，せん断終局強度 V_u は柱のトラス機構による耐力 ${}_cV_t$ とパイルキャップ断面のトラス機構 ${}_{pc}V_t$ を合わせたものなので

$${}_{pc}V_t = \begin{cases} \dfrac{\lambda_{pc}\left(\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t\right) + {}_{pc}p_{we}\ {}_{pc}\sigma_{we}}{3}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e \\ \dfrac{\lambda_{pc}\left(\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t\right)}{2}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e \end{cases}$$

ただし ${}_{pc}V_t$ は小さいほうの値とする

$$V_u = {}_cV_t + {}_{pc}V_t$$

となる。また，このとき

$$\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t \geqq 0 \quad かつ \quad \nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t - {}_{pc}\sigma_t < 0$$

最後に式 5.4.13-5 の範囲について考える。この範囲は柱断面のトラス機構とパイルキャップ断面のトラス機構，接合部のアーチ機構によって耐力の決まるパターン③にあたる。
この範囲で ${}_{pc}V_t$ は

$${}_{pc}V_t = 2\ {}_{pc}p_{we}\ {}_{pc}\sigma_{wy}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e$$

このときコンクリートが負担できる圧縮応力は柱断面のトラス機構による圧縮応力 ${}_c\sigma_t$ とパイルキャップ断面のトラス機構による圧縮応力 ${}_{pc}\sigma_t$ を差し引いて

$$\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t - {}_{pc}\sigma_t$$

となる。これを用いてせん断終局強度 V_u はアーチ機構による耐力 V_a を求め，各トラス機構による耐力を足し合わせて

$$V_a = \left(\nu_0\,\sigma_B - {}_c\sigma_t - {}_{pc}\sigma_t\right)\frac{b\ D}{2}\tan\theta$$

$$V_u = {}_cV_t + {}_{pc}V_t + V_a$$

となる。以上を用いて 3 つの場合にわけて靭性指針式を適用する。

(3) 軸力の考慮について

靭性指針におけるトラス・アーチ理論によるせん断強度式は圧縮軸力による影響が考慮されていない。トラス機構には軸力の影響はなく，アーチ機構は中立軸位置やアーチ角度が軸力によって変化することを考慮したせん断強度式（以下，修正靭性指針式）が提案されている[5-21]。本提案では以下に示す修正靭性指針式を参考にした。

修正靭性指針式

$$V_u = \mu\, p_{we}\, \sigma_{wy}\, b_e\, j_e + \left(\nu_0\, \sigma_B - \frac{5\, p_{we}\, \sigma_{wy}}{\lambda}\right)\frac{b\, x_n}{2}\sin 2\theta$$

$$V_u = \frac{\lambda\, \nu_0\, \sigma_B + p_{we}\, \sigma_{we}}{3}\, b_e\, j_e$$

$$V_u = \frac{\lambda\, \nu_0\, \sigma_B}{2}\, b_e\, j_e$$

3 つの式による値のうちの最小値をV_uとする。

p_{we}:有効補強筋比 $p_{we} = \frac{a_w}{b_e\, s}$	a_w:1 組の補強筋の断面積(mm²) s:横補強筋の間隔(mm)
μ :トラス機構の角度を表す係数 $\mu = 2 - 20R_p$	R_p:ヒンジ領域の回転角(rad) 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しない場合は$R_p = 0$
ν_0:コンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu_0 = 2.3{\sigma_B}^{-0.33}$	σ_B:コンクリート圧縮強度(N/mm²)
λ :トラス機構の有効係数 $\lambda = 1 - \frac{s}{2\, j_e} - \frac{b_s}{4\, j_e}$	
x_n:アーチ機構の中立軸位置 $x_n = \frac{D}{4}(1 + 2\eta)$	η: 軸力比 D:部材せい(mm)
θ :アーチ機構の圧縮束の角度 $\tan\theta = \frac{D - x_n}{L}$	

降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画する場合のヒンジ領域の回転角R_pについてはまだ検討されていないが，今回の検討対象は計画していないため問題ない。

(4) 修正靭性指針式の各要素の検討

1) p_{we} ： 有効補強筋比

せん断に寄与する補強筋はせん断力が入力される基礎梁主筋の重心間距離の間に配筋されたものとして，補強筋総断面積を有効断面で除した有効補強筋比を算出する。

$$\text{柱: } {}_cp_{we} = \frac{{}_ca_w}{{}_cb_e\, L} \qquad \text{パイルキャップ: } {}_{pc}p_{we} = \frac{{}_{pc}a_w}{{}_{pc}b_e\, L}$$

${}_ca_w$:柱有効補強筋総断面積　${}_{pc}a_w$:パイルキャップ有効補強筋総断面積

L:部材長さ　${}_cb_e$:柱有効幅　${}_{pc}b_e$:パイルキャップ有効幅

2) s： 補強筋間隔

パイルキャップ内の補強筋間隔は配筋の関係上，一定の間隔にできない場合が多いため部材長さを補強筋組数で除して平均化する。

$$\text{柱: } s_c = \frac{L}{m_c} \qquad \text{パイルキャップ: } s_{pc} = \frac{L}{m_{pc}}$$

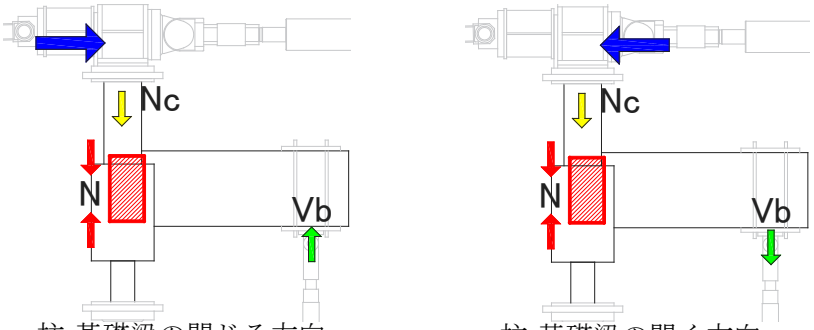
m_c:柱補強筋組数　m_{pc}:パイルキャップ補強筋組数　L:部材長さ

3) N: 軸力

柱から接合部に入力される軸力は梁せん断力による変化を考慮した。これにより柱-基礎梁が閉じる方向では軸力が小さくなり，柱-基礎梁が閉じる方向では軸力が大きくなる。

$$N = N_c + V_b$$

N_c:柱軸力　V_b:梁せん断力



柱-基礎梁の閉じる方向　　柱-基礎梁の開く方向

図 5.4.185 載荷方向による接合部軸力の変化

4) η ： 軸力比

接合部内は軸力と断面が柱とは異なっているため，下式によって算定する

$$\eta = \frac{N}{b\, D\, \sigma_B}$$

b:接合部有効幅　D:接合部有効せい　σ_B:コンクリート圧縮応力度

(5) パイルキャップせん断強度式の提案

これまでの検討を基に以下の式をパイルキャップせん断強度式として提案する。

パイルキャップせん断強度V_u

$\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t < 0$のとき

V_uは次のうち小さい値とする

$$V_u = \begin{cases} \dfrac{\lambda_c \nu_0\ \sigma_B + {}_cp_{we}\ {}_c\sigma_{we}}{3}\ {}_cb_e\ {}_cj_e \\ \dfrac{\lambda_c \nu_0\ \sigma_B}{2}\ {}_cb_e\ {}_cj_e \end{cases}$$

$\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t \geqq 0$ かつ $\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t - {}_{pc}\sigma_t < 0$ のとき

$${}_cV_t = 2\ {}_cp_{we}\ {}_c\sigma_{wy}\ {}_cb_e\ {}_cj_e$$

${}_{pc}V_t$は次のうち小さい値とする

$${}_{pc}V_t = \begin{cases} \dfrac{\lambda_{pc}\left(\nu_0\ \sigma_B - {}_c\sigma_t\right) + {}_{pc}p_{we}\ {}_{pc}\sigma_{we}}{3}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e \\ \dfrac{\lambda_{pc}\left(\nu_0\ \sigma_B - {}_c\sigma_t\right)}{2}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e \end{cases}$$

$$V_u = {}_cV_t + {}_{pc}V_t$$

$\nu_0\sigma_B - {}_c\sigma_t - {}_{pc}\sigma_t \geqq 0$のとき

$${}_cV_t = 2\ {}_cp_{we}\ {}_c\sigma_{wy}\ {}_cb_e\ {}_cj_e$$

$${}_{pc}V_t = 2\ {}_{pc}p_{we}\ {}_{pc}\sigma_{wy}\ {}_{pc}b_e\ {}_{pc}j_e$$

$$V_a = \left(\nu_0\ \sigma_B - {}_c\sigma_t - {}_{pc}\sigma_t\right)\frac{b\ x_n}{2}\sin 2\theta$$

$$V_u = {}_cV_t + {}_{pc}V_t + V_a$$

ν_0:コンクリート圧縮強度の有効係数　σ_B:コンクリート圧縮強度(N/mm²)

${}_cp_{we}$:柱有効補強筋比　${}_c\sigma_{wy}$:柱補強筋降伏応力(N/mm²)　${}_cb_e$:柱トラス有効幅(mm)

${}_cj_e$:柱トラス有効せい(mm)　λ_c:柱トラス有効係数　${}_c\sigma_t$:柱トラス圧縮力(N/mm²)

${}_{pc}p_{we}$:パイルキャップ有効補強筋比　${}_{pc}\sigma_{wy}$:パイルキャップ補強筋降伏応力(N/mm²)

${}_{pc}b_e$:パイルキャップトラス有効幅(mm)　${}_{pc}j_e$:パイルキャップトラス有効せい(mm)

λ_{pc}:パイルキャップトラス有効係数　${}_{pc}\sigma_t$:パイルキャップトラス圧縮力(N/mm²)

b:接合部有効幅(mm)　x_n:アーチ中立軸位置(mm)　θ:アーチ角度

$$\nu_0 = 2.3{\sigma_B}^{-0.33}$$ ν_0:コンクリート圧縮強度の有効係数　σ_B:コンクリート圧縮強度(N/mm²)
$$x_n = \frac{D}{4}(1+2\eta)$$ x_n:アーチ機構の中立軸位置　D:接合部有効せい(mm)　η:接合部軸力比
$$\tan\theta = \frac{D-x_n}{L} \quad \sin 2\theta = \frac{2\tan\theta}{1+\tan^{\ 2}\theta}$$ θ :アーチ機構の圧縮束の角度　L:部材長さ

柱 計算要素

$$_cp_{we} = \frac{_ca_w}{_cb_e\,L}$$ $_cp_{we}$:柱有効補強筋比　$_ca_w$:柱有効補強筋総断面積(mm²) $_cb_e$:柱トラス有効幅(mm)　L:部材長さ(mm)
$$_c\sigma_t = \frac{5\ {}_cp_{we}\ {}_c\sigma_{wy}}{\lambda_c}$$ $_c\sigma_t$:柱トラス圧縮応力(N/mm²)
$$s_c = \frac{L}{m_c}$$ s_c:柱補強筋間隔　m_c:柱補強筋組数
$$\lambda_c = 1 - \frac{s_c}{2\ {}_cb_e} - \frac{{}_cb_e}{4\ {}_cj_e}$$ λ_c:柱トラス機構の有効係数　$_cj_e$:柱トラス有効せい(mm)

パイルキャップ　計算要素

$$_{pc}p_{we} = \frac{_{pc}a_w}{_{pc}b_e\,L}$$ $_{pc}p_{we}$:パイルキャップ有効補強筋比　$_{pc}a_w$:パイルキャップ有効補強筋総断面積(mm²) $_{pc}b_e$:パイルキャップトラス有効幅(mm)　L:部材長さ(mm)
$$_{pc}\sigma_t = \frac{5\ {}_{pc}p_{we}\ {}_{pc}\sigma_{wy}}{\lambda_{pc}}$$ $_{pc}\sigma_t$:パイルキャップトラス圧縮応力(N/mm²)
$$s_c = \frac{L}{m_c}$$ s_c:パイルキャップ補強筋間隔　m_c:パイルキャップ補強筋組数
$$\lambda_{pc} = 1 - \frac{s_{pc}}{2\ {}_{pc}b_e} - \frac{{}_{pc}b_e}{4\ {}_{pc}j_e}$$ λ_{pc}:パイルキャップトラス機構の有効係数　$_{pc}j_e$:パイルキャップトラス有効せい(mm)

表 5.4.25～表 5.4.29，図 5.4.186～図 5.4.188 に提案式の計算要素及び計算値，提案したせん断終局強度式と過去に伊藤によって提案されたせん断終局強度式の計算値および実験による入力せん断力を示す。本検討ではせん断破壊した試験体について計算値を算出した。提案式の評価指標として実験値 V_u を計算値 Q_u で除した余裕度 V_u/Q_u を基準とし，余裕度の平均値と標準偏差を示している。提案式による余裕度は概ね±20%内に収まっており，余裕度の標準偏差と平均値からも実験値の評価として妥当性があると考えられる。

標準型試験体のみ大きく過小評価している要因として，腹筋には D6 が 1 本のみ配筋されており，パイルキャップせん断補強筋比が 0.03%と，他試験体に比べて極端に小さいことが考えられる。これについては靭性指針や既往の研究で，トラス機構の形成できない試験体は計算値と実験値でばらつきが大きく，原因としては他の試験体とは異なる応力状態になっている可能性があると指摘されている。今後データの蓄積及び検討が必要だと考えられる。また，かご筋型試験体では柱の有効補強筋比が 0%となっているが精度よく実験値を評価できている。これは接合部有効断面全体を覆うパイルキャップ断面によるトラスが形成されているため，想定する機構が成り立っていたためと考えられる。以上より，適用範囲の規定には柱有効補強筋比を含めず，パイルキャップ有効補強筋比のみを使用する。

なお，今回の実験結果では，標準型を除き，パイルキャップの有効補強筋比は試験体 SC-01 の $_{pc}p_w = 0.07\%$が最小であった。

表 5.4.25 各試験体有効体積 1

試験体名	有効体積				
	部材長さ(m	トラス有効断面			
		be:トラス有効幅(mm)		je:トラス有効せい(mm)	
		パイルキャップ	柱	パイルキャップ	柱
標準型	520	434	251	434	285
かご筋型	520	434	251	434	285
No.1	520	434	251	434	285
No.2	520	434	251	434	285
No.3	520	434	251	434	285
No.4	520	434	251	434	285
No.5	520	434	251	434	285
SC-01	800	680	315	680	315
A-1	520	454	253	454	251
A-2	520	425	253	425	251
A-3	520	428	253	428	251
B-1	520	454	253	454	251

表 5.4.26 各試験体有効体積 2

試験体名	有効体積								
	アーチ有効断面								
	b:接合部有効幅(mm)					D:有効部材せい(mm)			
	パイルキャップ	柱	梁	杭幅	有効幅	パイルキャップ	杭	柱	平均
標準型	500	300	200	324	308				367
かご筋型	500	300	200	324	308				367
No.1	500	300	200	324	308	383	339	308	343
No.2	500	300	200	324	308	383	339	308	343
No.3	500	300	200	324	308	381	337	306	341
No.4	500	300	200	324	308	381	337	306	341
No.5	500	300	200	324	308	381	337	306	341
SC-01	750	380	200	408	391	505	389	310	401
A-1	500	300	200	322	307	331	286	231	283
A-2	500	300	200	322	307	331	286	231	283
A-3	500	300	200	322	307	331	286	231	283
B-1	500	300	200	322	307	331	286	381	333

表 5.4.27 各試験体トラス機構計算要素

試験体名	計算要素											
	トラス											
	柱 補強筋比 cPwe	柱補強筋 降伏強度 cσwy (N/mm2)	cPw・cσwy	柱トラス 有効係数 λc	柱トラス 圧縮応力 cσt (N/mm2)	PC 補強筋比 pcPwe	PC補強筋 降伏強度 pcσwy (N/mm2)	pcPw・pcσwy	PCトラス 有効係数 λpc	PCトラス 圧縮応力 pcσt (N/mm2)	柱トラス せん断力 cVt (kN)	PCトラス せん断力 pcVt (kN)
標準型	0.0044	370.5	1.62	0.63	12.9	0.0003	314.2	0.09	0.50	0.88	231.8	33.3
かご筋型	0.0000	0	0.00	0.50	0.0	0.0019	370.5	0.70	0.63	5.57	0.0	264.6
No.1	0.0044	365.7	1.60	0.55	14.5	0.0013	365.7	0.46	0.45	5.13	228.8	174.1
No.2	0.0044	365.7	1.60	0.55	14.5	0.0013	365.7	0.46	0.45	5.13	228.8	174.1
No.3	0.0044	365.7	1.60	0.55	14.5	0.0019	365.7	0.69	0.55	6.30	228.8	237.5
No.4	0.0044	361.5	1.58	0.55	14.3	0.0034	355.9	1.20	0.55	10.89	226.2	296.8
No.5	0.0044	361.5	1.58	0.55	14.3	0.0034	355.9	1.20	0.55	10.89	226.2	339.5
SC-01	0.0040	393.4	1.56	0.57	13.7	0.0007	373.6	0.26	0.65	2.00	309.1	241.5
A-1	0.0029	484.2	1.40	0.58	12.2	0.0011	484.2	0.52	0.61	4.29	178.0	214.4
A-2	0.0029	484.2	1.40	0.58	12.2	0.0011	484.2	0.56	0.60	4.65	178.0	200.9
A-3	0.0029	484.2	1.40	0.58	12.2	0.0011	484.2	0.55	0.60	4.61	178.0	202.3
B-1	0.0029	484.2	1.40	0.58	12.2	0.0011	484.2	0.52	0.61	4.29	178.0	214.4

表 5.4.28 各試験体アーチ機構計算要素

試験体名	計算要素											
	コンクリート		アーチ									
	コンクリート 圧縮強度 σB	圧縮強度 有効係数 ν0	軸力トジ N (kN)	軸力ヒラキ N (kN)	軸力比 トジ η	軸力比 ヒラキ η	アーチ中立軸 トジ xn (mm)	アーチ中立軸 ヒラキ xn (mm)	sin2θ トジ	sin2θ ヒラキ	Va トジ (kN)	Va ヒラキ (kN)
標準型	27	0.78	628.0	1100.9	0.21	0.36	130	158	0.76	0.69	108.6	121.3
かご筋型	27	0.78	631.9	1073.0	0.21	0.35	130	156	0.76	0.70	232.1	257.6
No.1	25.4	0.79	703.2	1052.2	0.26	0.39	131	153	0.70	0.64	6.8	7.4
No.2	25.4	0.79	691.7	1051.7	0.26	0.39	130	153	0.70	0.64	6.8	7.4
No.3	25.4	0.79	678.2	1066.0	0.25	0.40	129	153	0.70	0.64	0.0	0.0
No.4	26.6	0.78	696.6	1076.9	0.25	0.38	128	151	0.70	0.65	0.0	0.0
No.5	29	0.76	766.7	1202.7	0.25	0.39	128	153	0.70	0.64	0.0	0.0
SC-01	29	0.76	677.8	1368.7	0.15	0.30	130	161	0.61	0.55	96.5	108.0
A-1	27.2	0.77	558.7	911.0	0.24	0.39	104	125	0.61	0.55	45.0	48.9
A-2	28.2	0.76	592.0	948.5	0.24	0.39	105	125	0.61	0.55	46.7	50.5
A-3	28.2	0.76	587.5	938.8	0.24	0.38	105	125	0.61	0.56	47.0	50.9
B-1	28.2	0.76	534.0	986.8	0.19	0.34	114	140	0.71	0.65	63.7	71.4

表 5.4.29 各試験体計算結果と余裕度

試験体名	計算結果					
	柱-基礎梁が閉じる方向			柱-基礎梁が開く方向		
	実験値 入力 せん断力 V_u (kN)	提案式 計算値 Q_u (kN)	提案式 余裕度 V_u/Q_u	実験値 入力 せん断力 V_u (kN)	提案式 計算値 Q_u (kN)	提案式 余裕度 V_u/Q_u
標準型	411.2	373.7	1.10	530.7	386.4	1.37
かご筋型	429.6	496.6	0.87	487.1	522.2	0.93
No.1	323.5	409.7	0.79	435.4	410.3	1.06
No.2	340.4	409.7	0.83	434.7	410.3	1.06
No.3	398.2	466.3	0.85	458.3	466.3	0.98
No.4	459.5	523.0	0.88	491.3	523.0	0.94
No.5	504.6	565.7	0.89	490.1	565.7	0.87
SC-01	684.2	647.1	1.06	590.9	658.6	0.90
A-1	524.6	437.4	1.20	378.2	441.2	0.86
A-2	484	425.5	1.14	366.7	429.4	0.85
A-3	461.9	427.3	1.08	372.4	431.2	0.86
B-1	426	456.1	0.93	482.4	463.8	1.04

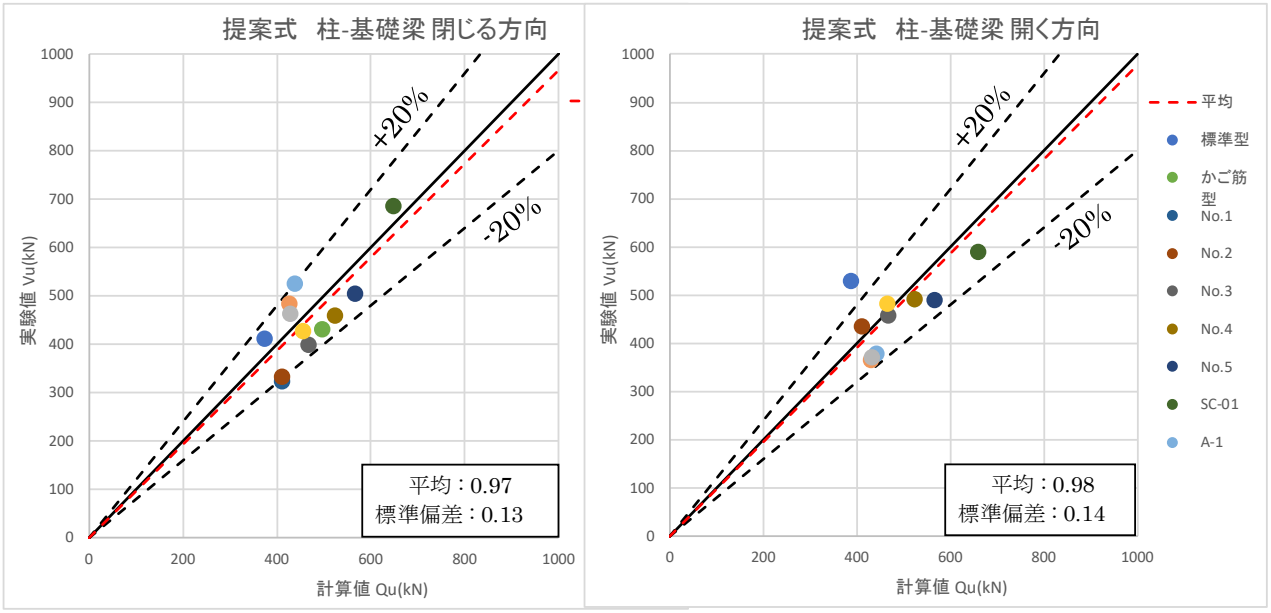


図 5.4.186 提案式による計算結果と実験時の最大入力せん断力

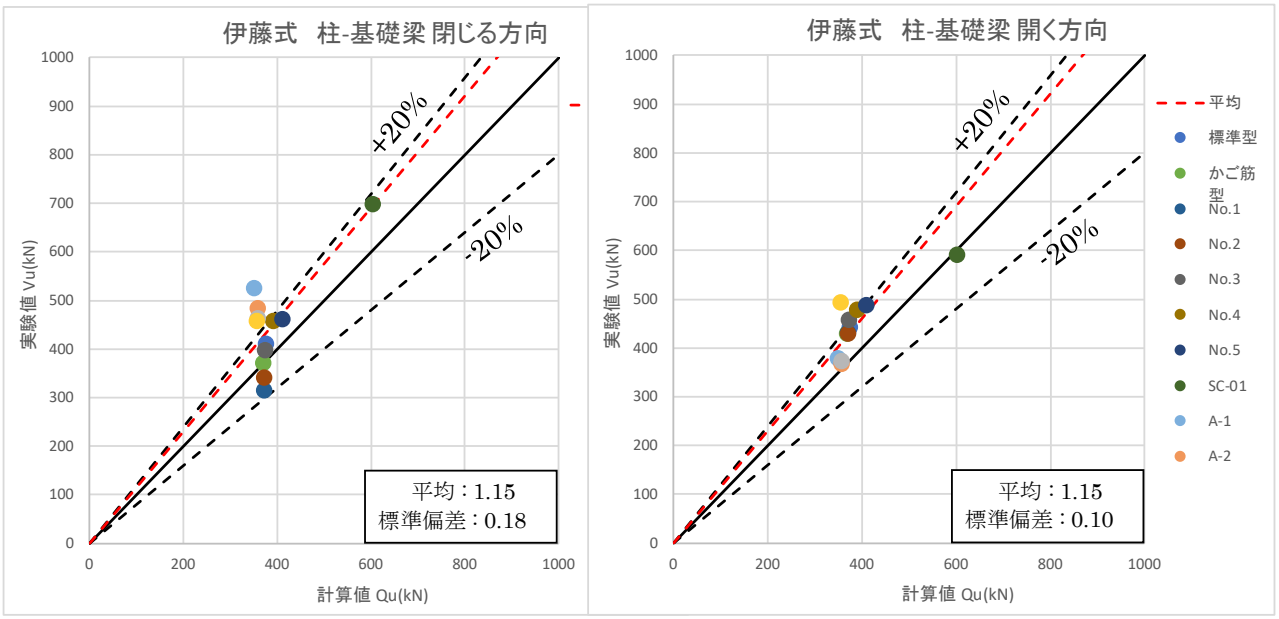


図 5.4.187 伊藤の提案式による計算結果と実験時の最大入力せん断力

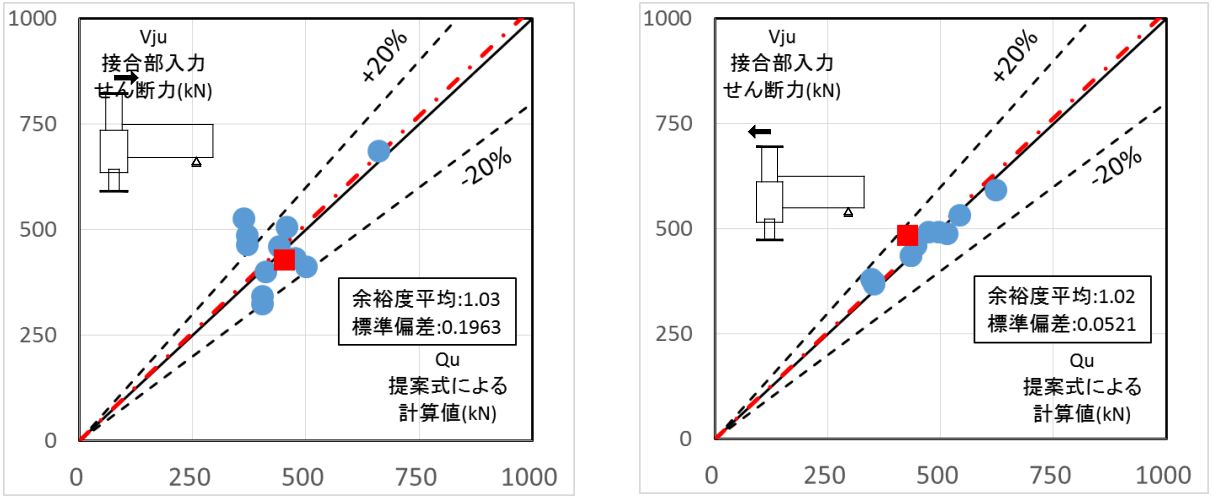


図 5.4.188　中村の修正式による計算結果と実験時の最大入力せん断力

5.4.14 パイルキャップひび割れ強度の検討

パイルキャップせん断ひび割れ強度については，既往の研究により弾性理論に基づく主応力度式で推定できることが述べられている。以下に式を示す。

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_0 \cdot \sigma_t + \sigma_t^2}$$

$$\sigma_t = 0.33 \times \sqrt{\sigma_B}$$

ここで，σ_Bはコンクリート圧縮強度，σ_0は軸力を有効断面積で除した値である。

前項[5.4.12]においてパイルキャップせん断終局強度時の有効断面と仮定した断面，および既往の研究により仮定されているせん断ひび割れ時有効断面(柱，杭，パイルキャップ各断面の平均)，それぞれに対して上式を適用し，実験時にて最初にせん断ひび割れが発生した時のパイルキャップ入力せん断力 Vj に対して，パイルキャップせん断ひび割れ強度の検討を行った。

表 5.4.30 に本研究のパイルキャップせん断終局強度時の仮想有効断面による計算値と実験値の比較を，**表 5.4.31** に既往の研究におけるせん断ひび割れ強度時の計算値と実験値の比較を示す。

表 5.4.30　本研究の仮想有効断面によるパイルキャップせん断ひび割れ強度と実験値の比較

試験体名	計算要素						計算結果					
							杭—基礎梁が開く方向			杭—基礎梁が閉じる方向		
								提案式			提案式	
	σ_B (N/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	杭ｰ基礎梁ヒラキ軸力 (kN)	杭ｰ基礎梁トジ軸力 (kN)	b: 有効部材幅 (mm)	D: 有効部材せい (mm)	τ exp (N/mm^2)	計算値 τ cr (kN)	余裕度 τ exp/ τ cr	τ exp (N/mm^2)	計算値 τ cr (kN)	余裕度 τ exp/ τ cr
標準型	27.0	1.7	626.6	1070.9	434	357.2	2.5	3.14	0.80	2.4	3.85	0.63
かご筋型	27.0	1.7	654.5	1051.8	434	357.2	2.1	3.19	0.65	2.1	3.82	0.54
No.1	25.4	1.7	665.7	945.2	434	343.0	1.8	3.19	0.55	2.2	3.65	0.59
No.2	25.4	1.7	662.7	965.1	434	343.0	2.9	3.19	0.90	2.4	3.68	0.65
No.3	25.4	1.7	653.4	969.0	434	341.5	2.6	3.18	0.80	2.2	3.69	0.59
No.4	26.6	1.7	676.2	891.6	434	341.5	2.6	3.27	0.81	1.0	3.62	0.29
No.5	29.0	1.8	803.0	1141.7	434	341.5	2.6	3.58	0.72	2.7	4.10	0.66
SC-01	29.0	1.8	675.8	1366.7	679.7	401.0	2.6	2.75	0.93	2.2	3.47	0.62
A-1	27.2	1.7	615.2	863.5	454	282.6	2.6	3.35	0.78	2.2	3.81	0.56
A-2	28.2	1.8	629.8	929.0	425.4	282.6	2.8	3.50	0.79	2.7	4.08	0.65
A-3	28.2	1.8	628.5	919.0	428.4	282.6	2.8	3.49	0.81	2.6	4.05	0.65
B-1	28.2	1.8	629.0	912.5	454	332.6	1.8	3.22	0.56	2.0	3.70	0.55
C-1	29.2	1.8	677.2	944.3	428.4	382.6	0.9	3.25	0.27	2.2	3.67	0.61
C-2	27.2	1.7	600.7	834.0	434	382.6	1.5	3.03	0.49	1.6	3.41	0.46

表 5.4.31　既往の研究の仮想有効断面によるパイルキャップせん断ひび割れ強度と実験値の比較

試験体名	計算要素						計算結果					
							杭—基礎梁が開く方向			杭—基礎梁が閉じる方向		
								提案式			提案式	
	σ_B (N/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	杭ｰ基礎梁ヒラキ軸力 (kN)	杭ｰ基礎梁トジ軸力 (kN)	b: 有効部材幅 (mm)	D: 有効部材せい (mm)	τ exp (N/mm^2)	計算値 τ cr (kN)	余裕度 τ exp/ τ cr	τ exp (N/mm^2)	計算値 τ cr (kN)	余裕度 τ exp/ τ cr
標準型	27.0	1.7	626.6	1070.9	500	357.2	2.2	2.99	0.73	2.1	3.64	0.58
かご筋型	27.0	1.7	654.5	1051.8	500	357.2	1.8	3.04	0.59	1.8	3.61	0.49
No.1	25.4	1.7	665.7	945.2	500	343.0	1.5	3.04	0.50	1.9	3.45	0.54
No.2	25.4	1.7	662.7	965.1	500	343.0	2.5	3.03	0.82	2.1	3.48	0.60
No.3	25.4	1.7	653.4	969.0	500	341.5	2.2	3.02	0.73	1.9	3.49	0.55
No.4	26.6	1.7	676.2	891.6	500	341.5	2.3	3.10	0.74	0.9	3.43	0.26
No.5	29.0	1.8	803.0	1141.7	500	341.5	2.2	3.39	0.66	2.4	3.88	0.61
SC-01	29.0	1.8	675.8	1366.7	750	401.0	2.3	2.67	0.87	2.0	3.35	0.58
A-1	27.2	1.7	615.2	863.5	500	282.6	2.4	3.23	0.73	2.0	3.67	0.53
A-2	28.2	1.8	629.8	929.0	500	282.6	2.3	3.30	0.71	2.3	3.82	0.59
A-3	28.2	1.8	628.5	919.0	500	282.6	2.4	3.30	0.74	2.3	3.80	0.59
B-1	28.2	1.8	629.0	912.5	500	332.6	1.6	3.11	0.52	1.8	3.56	0.51
C-1	29.2	1.8	677.2	944.3	500	382.6	0.7	3.08	0.24	1.9	3.46	0.55
C-2	27.2	1.7	600.7	834.0	500	382.6	1.3	2.89	0.44	1.4	3.23	0.42

表 5.4.30 による計算値と実験値の比較を図 5.4.189 に，表 5.4.31 による計算値と実験値の比較を図 5.4.190 に示す。

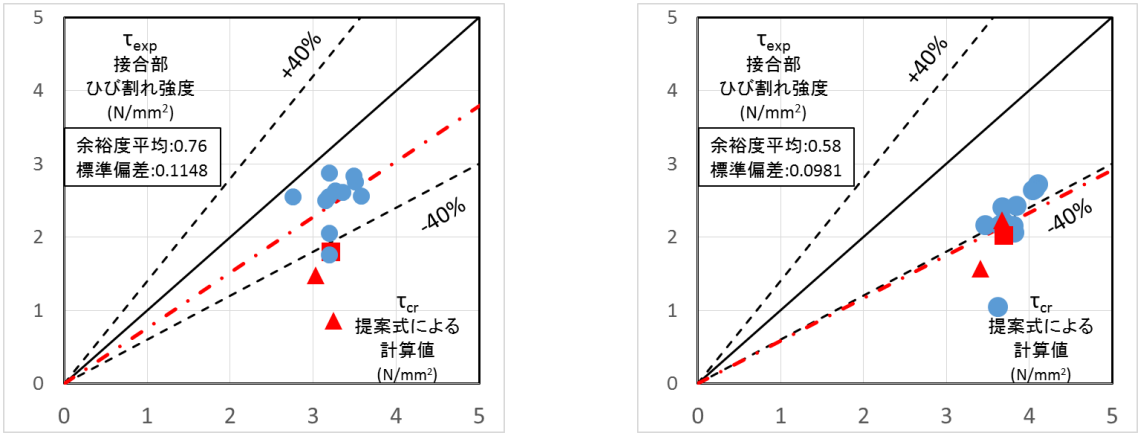


図 5.4.189　本研究の仮想有効断面によるパイルキャップせん断ひび割れ強度と実験値の比較

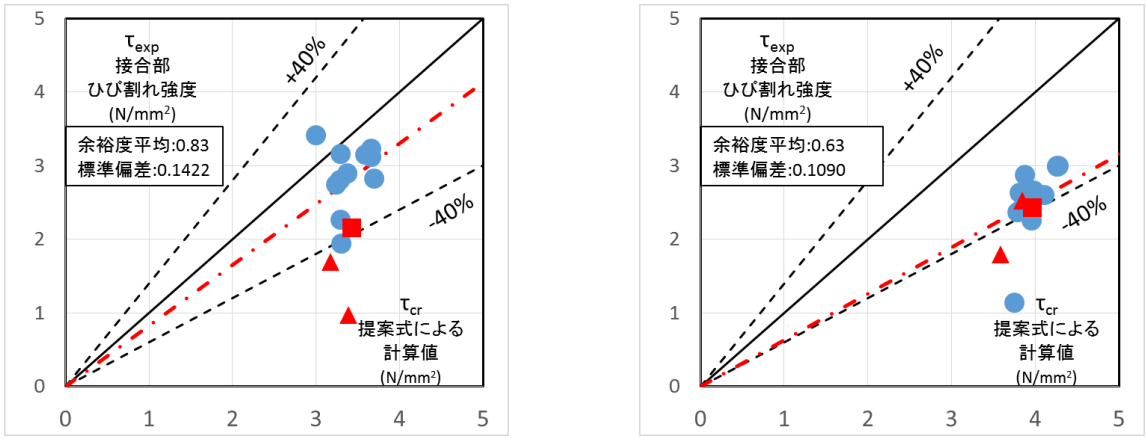


図 5.4.190　既往の研究の仮想有効断面によるパイルキャップせん断ひび割れ強度と実験値の比

本研究および既往の研究の仮想断面による計算値と実験値を比較すると，どちらの仮想断面による計算においても，ほとんどの試験体で余裕度(実験値/計算値)が 1 を下回る結果となり，危険側の評価となった。

余裕度(実験値/計算値)の平均では既往の研究による計算値の方が 1 に近い値を示しているが，標準偏差では本研究による計算値の方がばらつきが小さいという結果になった。

本検討より，本研究において定義するパイルキャップせん断終局強度時における有効断面と，パイルキャップせん断ひび割れ時における有効断面が異なるという可能性が考えられる。

5.5.1　まとめ

本研究では，以下の知見を得た。

(1) パイルキャップの配筋による影響

1) 試験体 A-1，A-2，A-3 の比較では，パイルキャップの配筋方法（標準型・かご筋型）や縦筋量による，せん断終局強度に違いは確認できなかった。これはパイルキャップせん断終局強度に対して，パイルキャップ鉛直方向の鉄筋が寄与しないためと考えられる。
2) 試験体 A-4，A-6 の比較では，パイルキャップ内帯筋量の増加に伴い，最大耐力の増加，層間変形角の増大，耐力低下率の減少が確認できた。これはパイルキャップせん断終局強度に対して，パイルキャップ水平方向の鉄筋が寄与しているためと考えられる。
3) 試験体 C-1，C-2，C-3 ではパイルキャップ補強筋を鉛直水平共に増加させたが，各試験体共に柱脚曲げ破壊となったため，パイルキャップせん断終局強度の差は確認されなかった。

(2) 袖壁付柱による影響

1) 試験体 A-1、B-1 の比較では、試験体 B-1 の方が A-1 と比べ、耐力が大きいという結果となった。両試験体はパイルキャップせん断破壊と判断された試験体であり、耐力差が生じた理由は袖壁付柱によって接合部有効せいが増大したためと考えられる。

(3) 偏心柱による影響

1) 試験体 C-1 の正載荷時において，柱脚部の圧壊が激しくなり，最大耐力を迎えた。これは偏心柱による軸力の偏心によって，柱断面の正載荷圧縮側に圧縮力が集中したためと考えられる。
2) 試験体 C-1、C-2，C-3 においては，柱軸力の偏心による軸力導入時の初期応力によって正載荷時，負載荷時で最大耐力に差が生じた。
3) 既往の研究の実験結果において，柱軸力の偏心による軸力導入時の初期応力を層せん断力の算出時に加味することで実験値と計算値が概ね近しい値となった。また初期応力を加味することで負載荷よりも正載荷時の最大耐力が大きくなることが確認できた。
4) 等価粘性減衰定数や骨格曲線によりパイルキャップのせん断破壊と柱脚部の圧壊を比較すると，柱脚部の圧壊の方がより脆性的な破壊であることが確認できた。

(4) 軸力の変動による影響

1) 試験体 A-5 では基準試験体 A-4 と比較し，最大耐力が正載荷で約 0.87 倍，負載荷で約 1.11 倍と載荷方向で異なる結果を示した。また軸力比を小さくした正載荷では耐力低下率が大きくなった。
2) 正負でパイルキャップがせん断破壊した試験体 A-4 や柱脚曲げ破壊の試験体 A-6 に対し，試験体 A-5 で軸力を変動させたことで，正載荷で柱脚曲げ破壊，負載荷でパイルキャップせん断破壊と正負で異なる破壊性状を示した。

(5) 接合部入力せん断力

1) 既往の研究において，パイルキャップ面位置における基礎梁主筋の引張力によって接合部入力せん断力を算出していたのに対し，本研究では基礎梁主筋のひずみ分布から判断した。基礎梁危険断面位置における基礎梁主筋の引張力 T を算出することで，より精度よく接合部最大入力せん断力を算出することが出来た。

2) 試験体 A-4，A-5 では同軸力比の負載荷で最大入力せん断力に差は見られなかった。しかし軸力比を小さくした正載荷では差が見られた。また軸力比を小さくすることで入力せん断力も小さくなることがわかった。

3) 試験体 A-4，A-6 では帯筋量の増加により正負で入力せん断力が増加した。また帯筋量の増加に伴い，正負の入力せん断力の差が大きくなる結果となった。

4) 試験体 A-4，C-3 では偏心柱を有する C-3 の正載荷で入力せん断力が増加することがわかった。しかし負載荷では差が見られなかった。

(6) 実験に基づいたパイルキャップせん断耐力式の検討

1) 既往の研究において，荒川式を元に提案された桑原式の修正を行った。接合部の有効断面，有効鉄筋，作用軸力の評価を修正することで，より精度良くパイルキャップのせん断終局強度を評価することが出来た。

(7) トラス・アーチ理論に基づいたパイルキャップせん断耐力式の検討

1) 「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説(1999)」におけるトラス・アーチ理論に基づくせん断強度式を元にパイルキャップせん断終局強度式の提案を行った。接合部の有効断面，有効鉄筋，作用軸力をパイルキャップの各要素に置換することで，精度良くパイルキャップのせん断終局強度を評価することが出来た。

(8) パイルキャップせん断ひび割れ強度

1) 既往の研究によって示されたパイルキャップせん断ひび割れ強度式について，本研究で提案したパイルキャップせん断終局強度時の有効断面による計算値と実験値を比較した結果，本研究における計算値は実験値の値と近い値にはならなかった。このことから，せん断ひび割れ時における有効断面とせん断終局時における有効断面は異なっている可能性があるとわかった。

(9) 破壊形式の分類

1) パイルキャップがせん断破壊した試験体において，パイルキャップ内の補強筋は正負で基礎梁主筋から形成されるストラットにかかる箇所でひずみの値が大きく出ていたことから，基礎梁主筋による支圧力がパイルキャップのせん断破壊に影響を及ぼすと考えられる。

2) 柱脚曲げ破壊は，パイルキャップせん断破壊時の特徴も確認できるが，パイルキャップへの損傷はあまり見られず，柱脚部が集中的に損傷する破壊形式と言える。また最大耐力時のパイルキャップ内補強筋のひずみ分布から，パイルキャップがせん断破壊した試験体のパイルキャップ内の補強筋のひずみの値が大きいのに対して，柱脚部が曲げ破壊した試験体ではひずみの値が小さくなる

ことを確認した。

(10) 剛域長さ及び危険断面位置の検討

1） 基礎梁に作用するせん断力によって発生するたわみ量と剛域外長さをパラメータとして算出した値を用いて剛域長さの検討を行った。試験体 A-4，A-5，A-6 ともに剛域長さはパイルキャップフェイス位置よりも長くなる結果となった。また基礎梁の危険断面位置は基礎梁主筋のひずみ値から，正載荷ではパイルキャップフェイス位置，負載荷では柱フェイス位置となった。

2） 柱のたわみ量と剛域外長さをパラメータとして算出した値を用いて剛域長さの検討を行った。3 試験体ともに剛域長さはパイルキャップフェイス位置もしくはそれ以上にパイルキャップ内に入った位置という結果になった。またひずみ値から，危険断面位置は 3 試験体ともに正載荷はパイルキャップフェイス位置，負載荷は基礎梁上面位置という結果となった。

3） 杭頭定着筋のひずみ値から，3 試験体ともに正負でパイルキャップ下端から 100mm の位置が危険断面位置という結果になった。

5.5.2 今後の研究課題

(1) 場所打ち杭の場合のパイルキャップの破壊性状の検討を行う。
RC 基礎指針では，場所打ち杭の場合と既製杭とでパイルキャップの設計法が異なっている．さらに，場所打ち杭の場合は接合部曲げ降伏破壊を導入している．しかし，実験結果に基づいたものでは無いためにこれらの実験を行い，妥当性を確認する必要がある．

(2) 柱などが偏心して取付く場合のパイルキャップのせん断破壊の検討を行う。
今年度の試験体 C-3 についても柱偏心試験体では，柱脚が壊れてしまった．確実にパイルキャップせん断破壊させ，偏心距離をパラメータとした場合の性能評価を行う必要がある．

(3) 杭頭接合面や，柱脚，基礎梁の危険断面位置についての検討を行い，杭基礎部分架構のモデル化についての検討を行う。

(4) 靭性のある杭頭接合面破壊試験体の開発
接合部面降伏のための強度評価とそのための保証設計のあり方を示すために，今年度試験体 D-1,D-2 を発展させ，今まで検討してきた杭頭接合面破壊について，さらに研究を推し進める必要がある。

(5) 柱などが偏心して取付く場合の柱の応力状態の評価
柱偏心試験体では，長期軸力を入力したことによる付加モーメントの影響により，柱に通常よりも大きなモーメントが作用していることが考えられ，この現象について検証を行う必要がある。

(6) 立体杭基礎部分架構の実験
直交梁の影響，複数杭も含めた部分架構の実験を考える。まずは，直交梁が取付くことで，どのような影響がありそうか，複数杭の場合の配筋方法などを整理しておく必要がある。

参考文献

[5-1] 小林勝己，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章：水平力を受ける場所打ち杭-基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 509 号，pp. 83-90，1998.7

[5-2] 小林勝己，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章：側柱下の場所打ち杭-基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 520 号，pp. 61-68，1999.6

[5-3] 岸田慎司，大村哲矢，北山和宏：柱・基礎梁・杭からなるト形部分架構の耐震性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 837-838，2004.8

[5-4] 酒井慎二，岸田慎司，小林恒一，林静雄：周辺架構を考慮したパイルキャップの耐震性能評価に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No.3，2008

[5-5] 松本玄徳，岸田慎司，酒井慎二，林靜雄：ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 367-368，2009.8

[5-6] 松本玄徳，林靜雄，岸田慎司：軸力を受けるト形部分架構におけるパイルキャップの耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 445-446，2010.9

[5-7] 大和久貴義，上坂宜嗣，岸田慎司，林靜雄：ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に及ぼす基礎梁位置の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No.2，2013

[5-8] 岸田慎司，小原拓：ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に関する実験研究（その 3）リング筋の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 643-644，2014.9

[5-9] 小原拓，岸田慎司：ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に関する実験研究（その 4）パイルキャップのせん断強度式の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 645-646，2014.9

[5-10] 加地由未子，杉山誠，西村泰志：柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 327-328，2005.9

[5-11] 杉山誠，加地由未子，西村泰志：柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 329-330，2005.9

[5-12] 田中麻美，杉山誠，西村泰志：柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発（その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 423-424，2006.9

[5-13] 杉山誠，田中麻美，西村泰志：柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発（その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 425-426，2006.9

[5-14] 桑原亮，岸田慎司，向井智久，伊藤宏亮：既製杭を用いたト形部分架構パイルキャップのせん断強度式の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 38，No.2，2016

[5-15] 既製杭・RC 杭を用いたト形部分架構に対する静的載荷実験（その 3）補修を施した場合，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 387-388，2016.8

[5-16] 中村直樹，郡司大裕，岸田慎司，向井智久：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その 15）袖壁付柱と偏心柱を有する SC 杭頭接合部のト形部分架構に関する実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 603-604，2017.8

[5-17] 岸田慎司，向井智久，中村聡宏：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その 25）既製杭を用いたト形部分架構におけるパ

イルキャップせん断終局強度式の再検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 595-596，2018.9

[5-18] 浅井陽一，向井智久：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その 24）縮小支圧要素試験結果および提案式との比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 595-596，2018.9

[5-19] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，pp. 142-162，1999

[5-20] 林静雄他：鉄筋コンクリート造円形断面部材のせん断終局強度式の適用性，コンクリート工学，テクニカルレポート，日本コンクリート工学協会，42(2), 27-32, 2004.2

[5-21] 日比野陽他：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.677，pp. 1131-1122，2012.7

第６章

変動軸力を受ける場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ破壊実験

6.1　はじめに

大断面で施工可能な場所打ちコンクリート杭は 1 本当たりの支持力を大きく確保できるため，大規模構造物や重要構造物で使用されている。その中でも，せん断力が大きくなる杭頭部および杭上部に内面突起付き鋼管を巻いた場所打ち鋼管コンクリート杭は，耐震性能の向上に有効な工法と期待されている。

しかしながら，実設計に用いられているほどの大断面および大きな軸力比での実験データはなく，場所打ち鋼管コンクリート杭の耐震性能評価を行うためのデータは十分に得られていないのが実情である。

本研究は場所打ち鋼管コンクリート杭の二次設計用の資料の一助とするために，既往実験[6-1]と比較して断面径，径厚比が大きな場所打ち鋼管コンクリート杭を地上にて制作し，既往実験[6-1]よりも大きな軸力比でかつ変動軸力の繰り返し載荷を行って，終局曲げ耐力や破壊モード，変形性能について検証するものである。

6.2　文献調査

6.2.1　場所打ち鋼管コンクリート杭実態調査

大地震に対する設計が行われた杭の事例を収集・分析した研究[6-2]の図表より引用し，場所打ち鋼管コンクリート杭の大地震に対する実設計例の集計データを示す。なお，軸力比に関しては文献[6-2]と異なり，本研究では(式 6.1)，(式 6.2)により計算を行うこととして，図表よりデータを読み取り再計算した。

N>0 の場合　　$N/N_0 = N/(\sigma_c \times A)$　　(式 6.1)

N<0 の場合　　$N/N_0 = N/(\sigma_s \times A_s + \sigma_m \times A_m)$　　(式 6.2)

ただし，

σ_c：コンクリート強度

σ_s：鋼管降伏応力

σ_m：鉄筋降伏応力

A：換算断面積

A_s：鋼管断面積

A_m：鉄筋断面積

ここで換算断面積 A は(式 6.3)により求められる。

$$A = (E_c \times A_c + E_s \times A_s + E_m \times A_m)/E_c \quad (式\ 6.3)$$

E_c：コンクリートヤング係数

A_c：コンクリート部断面積

E_s：鋼管ヤング係数

E_m：鉄筋ヤング係数

以下，**図 6.2.1～6.2.4** に実設計における杭径毎の最大軸力比および最小軸力比を鋼管内配筋の有無で分類しグラフに示した。実設計において軸力比は-0.24～0.29（鋼管内鉄筋無し），-0.60～0.55(鋼管内鉄筋有り)の範囲で用いられていることが分かる。また，杭径は 1.0m～2.5m 程度の設計がなされている。

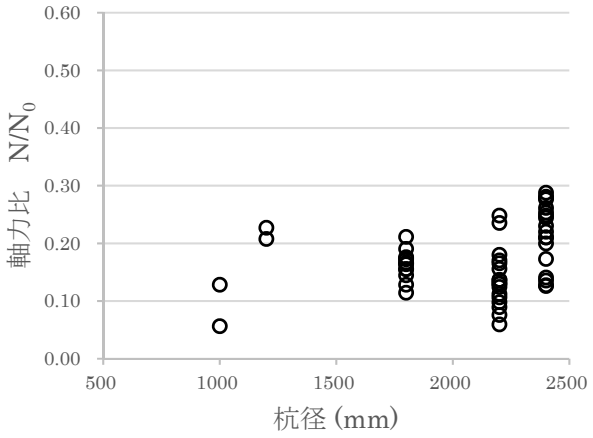


図 6.2.1　鋼管内鉄筋無しの設計最大軸力比

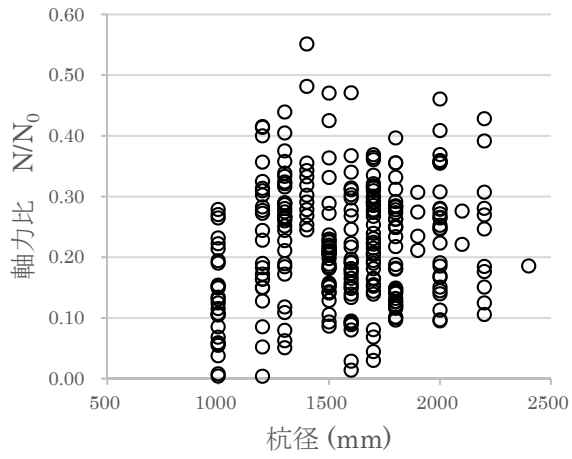


図 6.2.2 鋼管内鉄筋有りの設計最大軸力比（圧縮側）

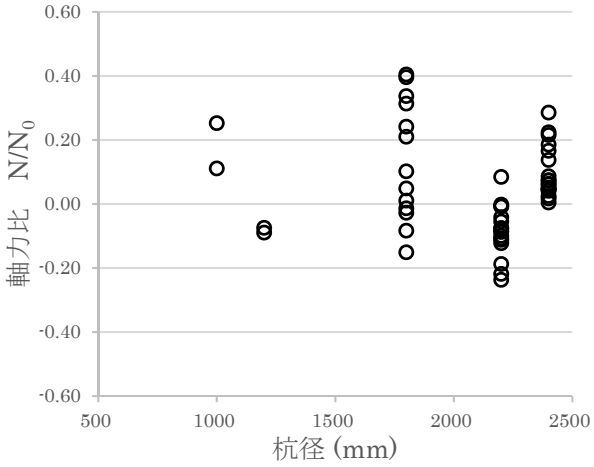


図 6.2.3　鋼管内鉄筋無しの最小軸力比(引張側)

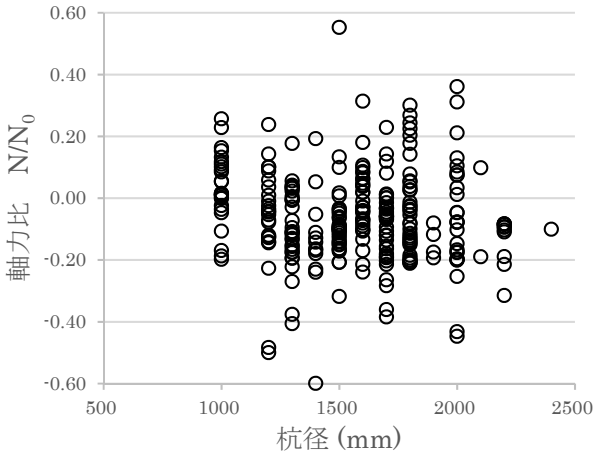


図 6.2.4 鋼管内鉄筋有りの最小軸力比(引張側)

6.2.2　場所打ち鋼管コンクリート杭の既往曲げ実験

文献[6-1]，[6-2]，[6-3]，[6-4]，[6-5]より，既往の場所打ち鋼管コンクリート杭についての実験を一覧として**表 6.2.1** に示す。

表 6.2.1　場所打ち鋼管コンクリート杭既往実験一覧

		鋼管定着	試験	M/Qd	破壊形式	杭径 (mm)	鋼管厚 (mm)	D/t	主筋比	con強度 (N/mm2)	軸力比	実験値 Mmax'	設計値1A 平面保持再計算	設計値2 累加式	実験/設計1A	実験/設計2
1	SKTB	リブ	交番曲げ	4.0	B	800	9	89		34.2	0.00	2523	2197	2234	1.15	1.13
2	SKTB	リブ	交番曲げ	4.0	B	800	9	89		36.1	0.00	2671	2207	2244	1.21	1.19
3	SKTB	リブ	交番曲げ	4.0	B	800	9	89		49.2	0.00	3500	2774	2849	1.26	1.23
C-1	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100	0.84	19.8	0.12	1441	1180	1248	1.22	1.15
C-2	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100	0.84	24.9	0.10	1478	1198	1258	1.23	1.17
C-3	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100	0.84	19.8	-0.09	1260	1062	1100	1.19	1.15
C-4	NKTB	リブ	交番軸力T型	3.1	B	600	6	100		24.6	0.11	1348	1080	1119	1.25	1.21
A-2	NKTB	リブ	同(一方向多サイクル)	2.5	B	400	9	44		34.4	0.00	735	464	473	1.58	1.55
B-1	NKTB	リブ	同(正負交番)	2.4	B	1000	16	63		30.4	0.00	9173	5892	6015	1.56	1.53
B-2	NKTB	リブ	同(正負交番)	2.4	B	1000	16	63		34.5	0.00	8531	5955	6080	1.43	1.40
EM	長岡	リブ	曲げせん断(中央1点1方向)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	825	467	476	1.77	1.73
FM	長岡	平	曲げせん断(中央1点1方向)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	735	512	525	1.44	1.40
FGM	長岡	平グリ	曲げせん断(中央1点1方向)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	560		472		1.19
EC	長岡	リブ	曲げせん断(中央1点交番)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	683	467	476	1.46	1.43
ECG	長岡	リブグ	曲げせん断(中央1点交番)	2.5	B	400	9	44		37.2	0.00	746	467	476	1.60	1.57
JP1	ER	RingA	曲げせん断(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.00	4163	2936	3056	1.42	1.36
JP2	ER	RingB	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.00	3166	2936		1.17	
JP3	ER	平	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.00	2728	2936		1.17	
JP4	ER	平	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94	0.60	32.8	0.09	3314	3201		1.17	
JP5	ER	RingA	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94		36.5	0.00	3691	2633	2703	1.40	1.37
JP6	ER	RingB	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94		36.5	0.00	2817	2633		1.18	
JP7	ER	RingB	同(一方向多サイクル)	3.9	B	800	8.5	94		36.5	0.08	3283	2963		1.15	

上表のように，場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ実験では軸力比は - 0.09～0.12 に限られており，ほとんどは軸力を導入していない実験である。また，杭径 D，径厚比 D/t（t：鋼管厚）もそれぞれ 1000 以下，100 以下と限定されている。

実際には 6.2.1 項で示したように大きな軸力比，杭径で実設計がなされており，実験で確かめられた範囲と設計状況に乖離が生じている。

そのため，大地震時において大軸力を受ける場所打ち鋼管コンクリート杭について，より大きな杭径，大きな軸力比および径厚比での構造曲げ実験を行い，その破壊モードと曲げに関する挙動について実験データを取る必要がある。

6.3　実験概要

6.3.1　試験体仕様

軸力比，径厚比，杭径を既往の実験よりも大きくした試験体を製作する。試験体数は 5 体として，全ての鋼管仕様を杭径φ1200，鋼管厚 9mm（実測値 9.6mm）とした。内 2 体は鋼管内に 12-D32 を配筋した。鋼管内配筋のない 3 体の試験体を SC-TB1，SC-TB2，SC-TB3 とし，鋼管内に鉄筋を配した 2 体の試験体をそれぞれ SRC-TB1 と SRC-TB2 とする。

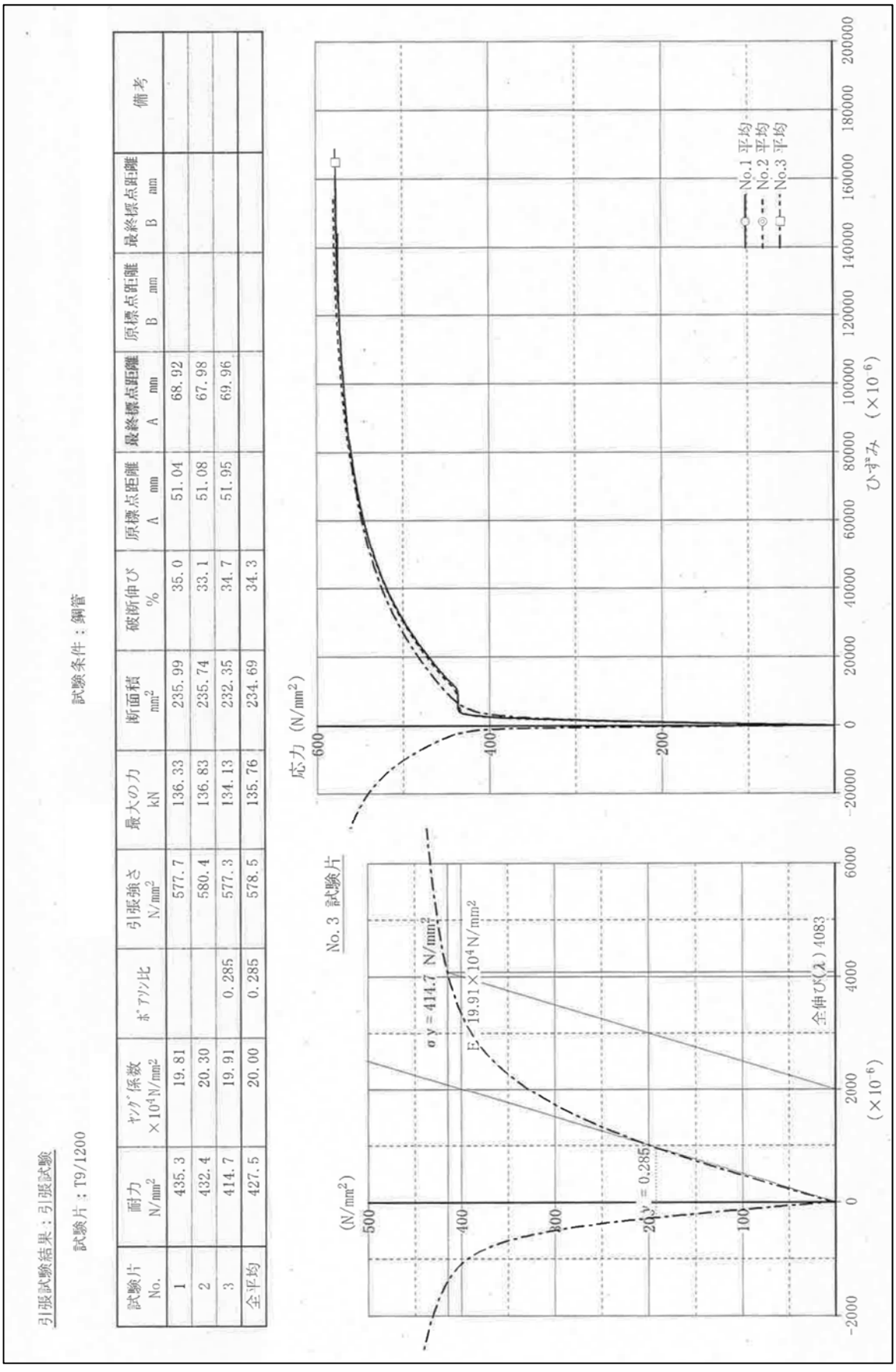
表 6.3.1 に鋼管，鉄筋，コンクリートの材料試験結果を，**表 6.3.2** に試験体諸元を示す。**図 6.3.1** に鋼管の，**図 6.3.2** に鉄筋の，**表 6.3.3** にコンクリートの材料試験結果をそれぞれ示す。内面突起付き鋼管の概要を**図 6.3.1** に，使用した鋼管の内面を**写真 6.3.1** に，製作図面を**図 6.3.2～図 6.3.4** に示す。

表 6.3.1　材料試験値

	単位	SC-TB1	SC-TB2	SC-TB3	SRC-TB1	SRC-TB2
コンクリート圧縮強度 σ_c	N/mm²	32.2	31.2	31.0	32.0	30.0
コンクリートヤング係数 E_c	N/mm²	25374	24309	23131	28483	28405
コンクリート引張強度 σ_{ct}	N/mm²	2.55	2.34	2.51	2.36	-
鋼管降伏応力度 σ_s	N/mm²	427.5				
鋼管ヤング係数 E_s	N/mm²	200000				
鉄筋降伏応力度 σ_m	N/mm²				433.6	433.6
鉄筋ヤング係数 E_m	N/mm²				189200	189200

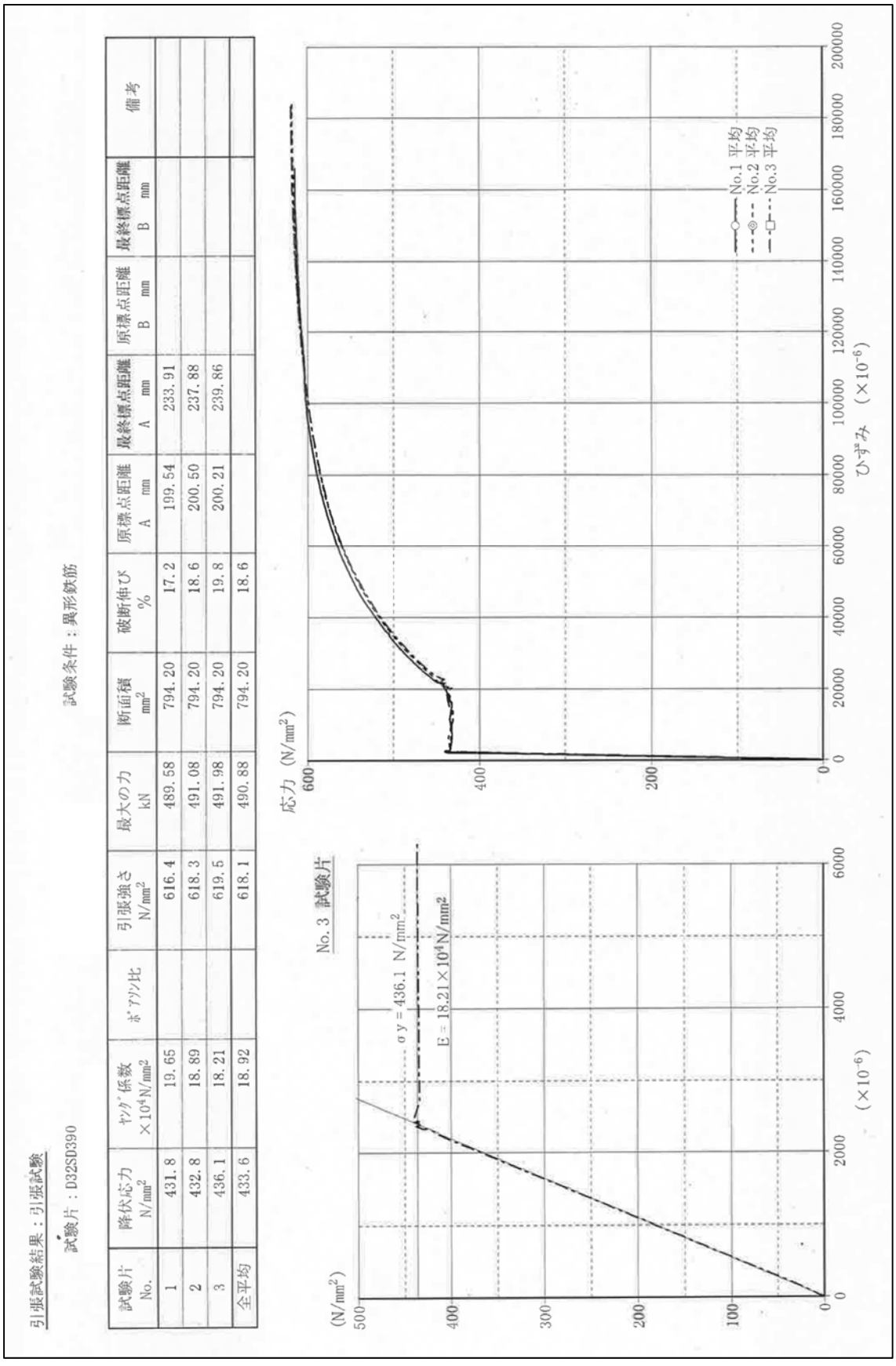
表 6.3.2　試験体諸元

試験体名	単位	SC-TB1	SC-TB2	SC-TB3	SRC-TB1	SRC-TB2
杭径　D	mm	1200	1200	1200	1200	1200
杭長　L	m	8	8	8	8	8
鋼管厚　t	mm	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
径厚比　D/t		125	125	125	125	125
コンクリート断面積 A_c	mm²	1095072	1095072	1095072	1095072	1095072
鋼管材質		SKK490	SKK490	SKK490	SKK490	SKK490
鋼管断面積 A_s	mm²	35902	35902	35902	35902	35902
シアスパン比 M/Qd		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
鋼管内配筋		-	-	-	12-D32	12-D32
鉄筋材質		-	-	-	SD390	SD390
鉄筋比 Pg	%	-	-	-	0.84	0.84
鉄筋総断面積 A_m	mm²	0	0	0	9530	9530
換算断面積 A	mm²	1378052	1390450	1405492	1400941	1401803
初期軸力 $N_s(N/N_0)$	kN	4070 (0.09)	4070 (0.09)	4070 (0.09)	4070 (0.09)	4070 (0.09)
最大軸力 $N_{max}(N/N_0)$	kN	6786 (0.15)	13572 (0.31)	18661 (0.43)	18993 (0.41)	6786 (0.15)
最小軸力 $N_{min}(N/N_0)$	kN	-3299 (-0.21)	-3299 (-0.21)	-3299 (-0.21)	-4172 (-0.21)	-3299 (-0.17)



試験片 No.	耐力 N/mm²	ヤング係数 ×10⁴N/mm²	ポアソン比	引張強さ N/mm²	最大の力 kN	断面積 mm²	破断伸び %	原標点距離 A mm	最終標点距離 A mm	原標点距離 B mm	最終標点距離 B mm	備考
1	435.3	19.81		577.7	136.33	235.99	35.0	51.04	68.92			
2	432.4	20.30		580.4	136.83	235.74	33.1	51.08	67.98			
3	414.7	19.91	0.285	577.3	134.13	232.35	34.7	51.95	69.96			
全平均	427.5	20.00	0.285	578.5	135.76	234.69	34.3					

図 6.3.1　材料試験結果（鋼管引張試験）



試験片 No.	降伏応力 N/mm²	ヤング係数 ×10⁴N/mm²	ポアソン比	引張強さ N/mm²	最大の力 kN	断面積 mm²	破断伸び %	原標点距離 A mm	最終標点距離 A mm	原標点距離 B mm	最終標点距離 B mm	備考
1	431.8	19.65		616.4	489.58	794.20	17.2	199.54	233.91			
2	432.8	18.89		618.3	491.08	794.20	18.6	200.50	237.88			
3	436.1	18.21		619.5	491.98	794.20	19.8	200.21	239.86			
全平均	433.6	18.92		618.1	490.88	794.20	18.6					

図 6.3.2　材料試験結果（鋼管内鉄筋引張試験）

表 6.3.3　コンクリート供試体　圧縮試験結果

試験体名	試験体	材齢	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	平均値 (N/mm^2)
SC-TB1	圧縮 1	201 日	245.8	31.84	―	25374	32.20
	圧縮 2		251.3	32.40	―		
	圧縮 3		250.7	32.35	―		
	割裂 1		77.88	―	2.49		2.55
	割裂 2		83.04	―	2.64		
	割裂 3		79.24	―	2.51		
SC-TB2	圧縮 1	215 日	246.76	31.79	―	24309	31.20
	圧縮 2		241.68	31.10	―		
	圧縮 3		240.72	30.70	―		
	割裂 1		75.32	―	2.38		2.34
	割裂 2		67.96	―	2.16		
	割裂 3		77.88	―	2.48		
SC-TB3	圧縮 1	222 日	258.4	32.98	―	23131	30.99
	圧縮 2		231.2	29.38	―		
	圧縮 3		236.76	30.62	―		
	割裂 1		82.76	―	2.63		2.51
	割裂 2		75.56	―	2.41		
	割裂 3		77.72	―	2.47		
SRC-TB1	圧縮 1	229 日	240.8	30.86	―	28405	31.98
	圧縮 2		253	32.89	―		
	圧縮 3		249	32.19	―		
	割裂 1		67.84	―	2.18		2.36
	割裂 2		65.48	―	2.09		
	割裂 3		87.56	―	2.82		
SRC-TB2	圧縮 1	69 日	227.32	29.00	―	28483	29.95
	圧縮 2		239.12	30.50	―		
	圧縮 3		237.44	30.35	―		

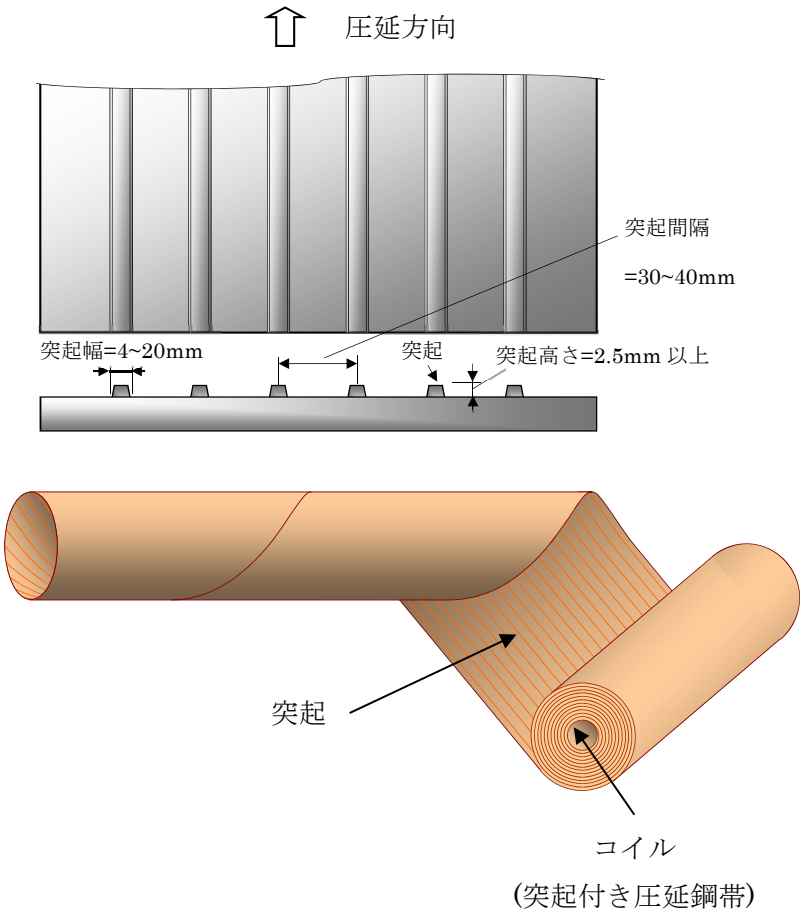


図 6.3.3　内面突起付き鋼管



写真 6.3.1　実際に使用した鋼管の内面

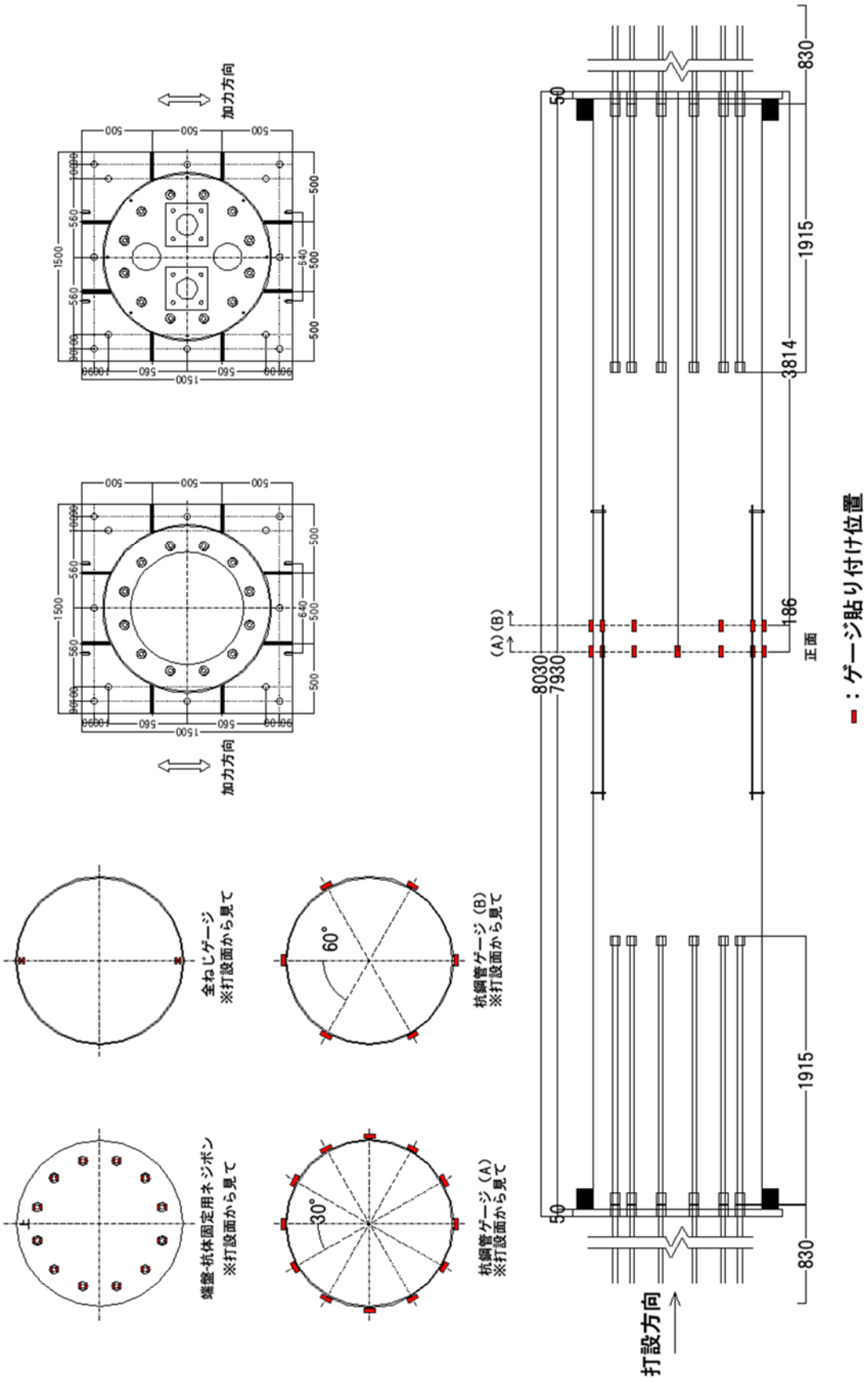


図 6.3.4　試験体詳細図およびゲージ貼り付け位置 (SC-TB1, SC-TB3)

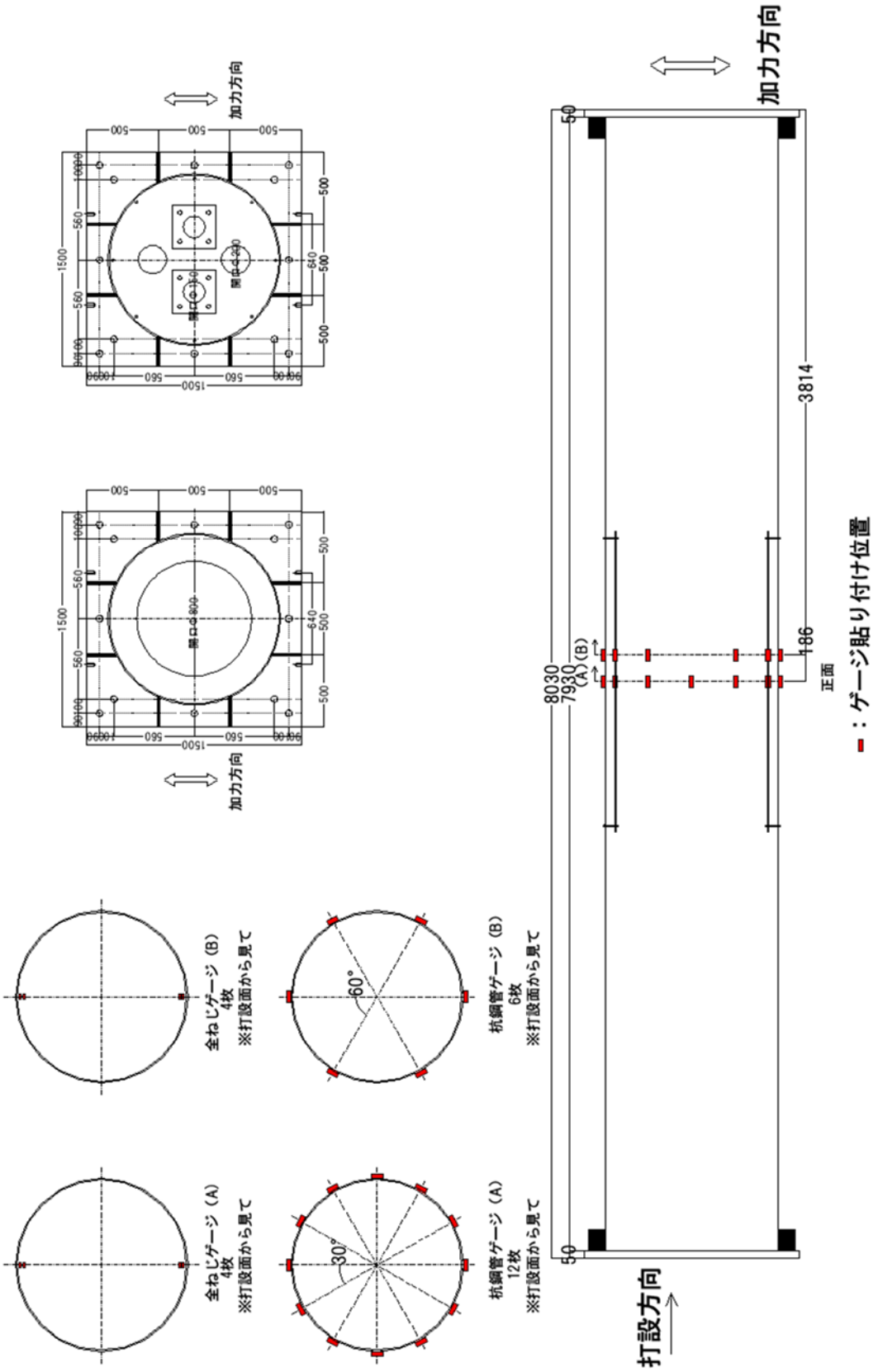


図 6.3.5　試験体詳細図およびゲージ貼り付け位置（SC-TB2）

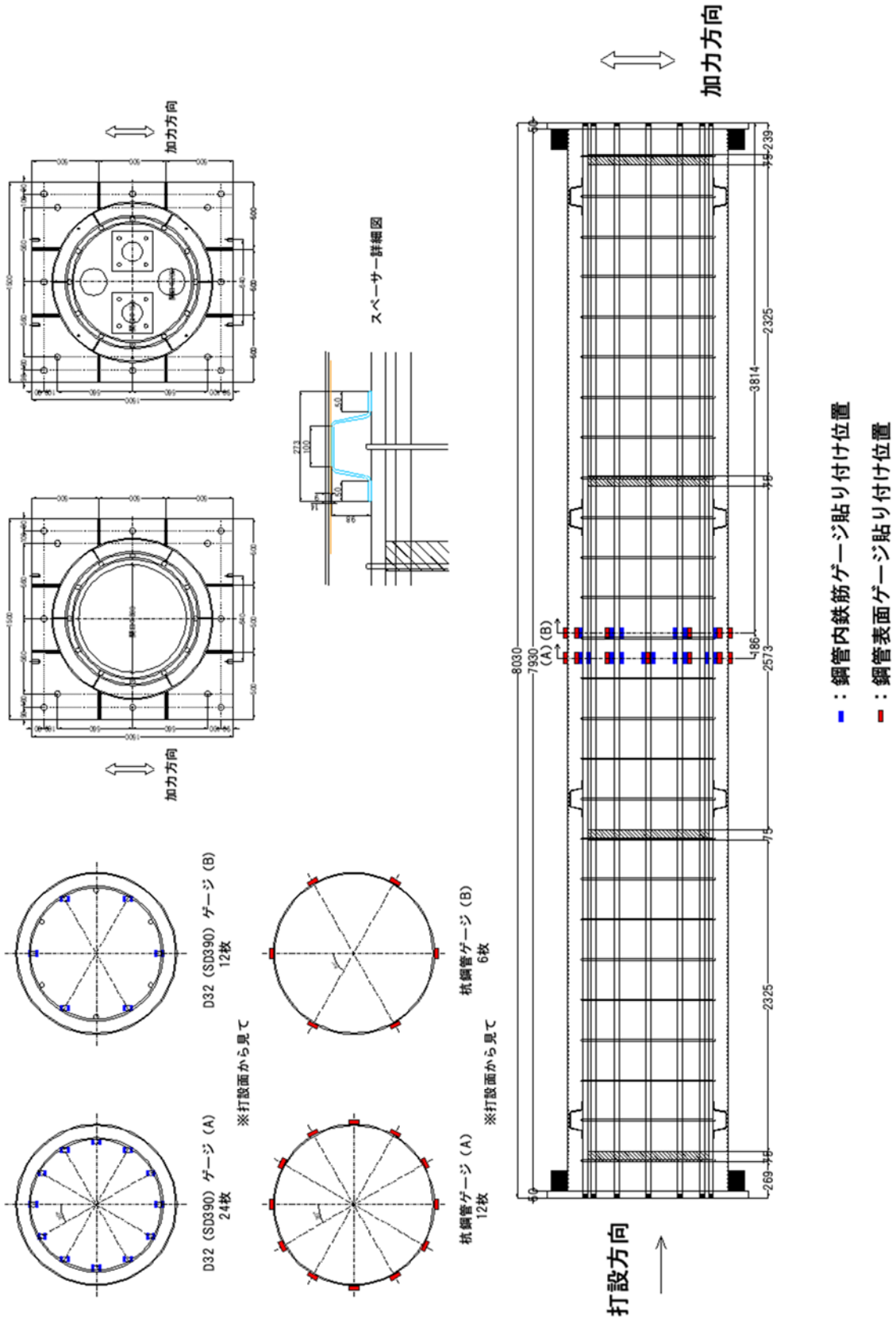


図 6.3.6　試験体詳細図およびゲージ貼り付け位置 (SRC-TB1, SRC-TB2)

6.3.2　試験体製作

試験体の製作について，鋼管内に異形鉄筋を配筋した試験体 SRC-TB1 および SRC-TB2 は鉄筋籠を先に組立した(**写真 6.3.2**)。内面突起付き鋼管に端盤を溶接し(**写真 6.3.3**)，配筋がある試験体については鉄筋籠を鋼管内に建込んで(**写真 6.3.4**)後，もう一方の端盤を鋼管に溶接した。鋼管内の配筋状況を**写真 6.3.5** に示す。

コンクリート打設は建築研究所実大構造物実験棟に試験体に搬入してから行った。鋼管を立てて地中の杭体と同一の打設方向で行う。**写真 6.3.6** にコンクリート試験，**写真 6.3.7** に打設時の状況写真を示す。



写真 6.3.2 鉄筋籠組立状況



写真 6.3.3　端盤と鋼管の溶接状況



写真 6.3.4　鉄筋籠建込み



写真 6.3.5　鋼管内配筋状況(SRC-TB1, SRC-TB2)

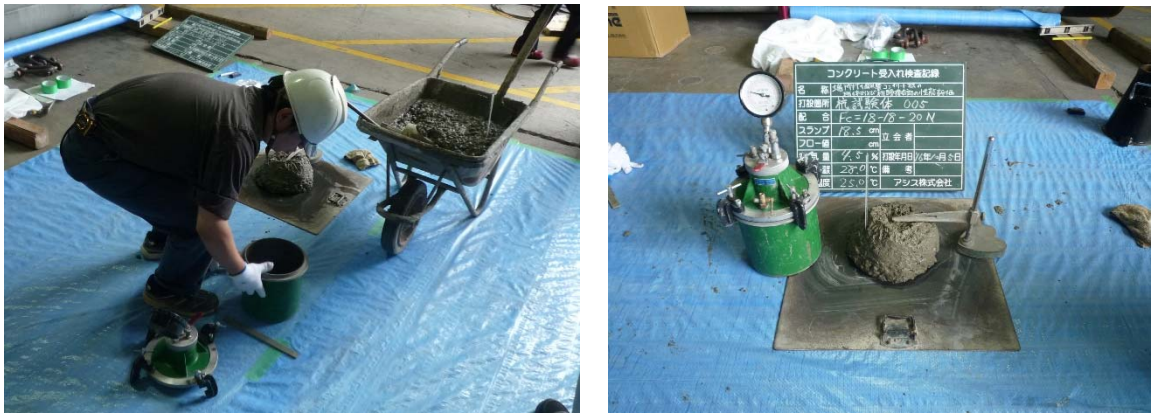


写真 6.3.6　コンクリート試験



写真 6.3.7　コンクリート打設状況（建築研究所実大構造物実験棟内）

6.3.3　載荷方法

実験は建築研究所内の実大構造物実験棟にて行った。試験装置全景を**写真 6.3.8** に示し，載荷装置図面を**図 6.3.7** に示す。杭体を横にして単純支持を行い，試験体中央に据え付けた 2 組の鉛直ジャッキ 6 本によりせん断力 P (kN)を下から 2 点に作用させる。また，試験体端から軸力ジャッキ 4 台により軸力 N (kN)を導入する。図 6.3.9 に曲げモーメント分布および変形図を示す。P-δ効果を考慮した曲げモーメントを M (kN)とする。中央載荷点における支持点との相対変位をδ1(mm)として M を，P-δ効果を考慮し，以下の(1)式によって計算する。

$$M = P * b + N * (\delta_1 + (\delta_2 + \delta_3)/2) \quad \text{（式 6.4）}$$

ただし，

M：曲げ領域において杭体に作用する曲げモーメント

P：載荷点における杭体に作用するせん断力

b：支持点中心と載荷バンド中心間の距離

N：杭体に作用する軸力

δ_1：載荷中央点における支持点との相対たわみ量

δ_2 および δ_3：杭端部における支持点との相対たわみ量

また，代表変形角 R(%)を以下のように定義する。

$$R = \delta_1/(a + b) \quad \text{（式 6.5）}$$

ただし，

a：載荷バンド中心と杭体中心間の距離

加力方式は正負交番繰り返し載荷かつ，代表変形角 R を用いて変位制御により加力を行った。加力サイクルは R=±0.125%，±0.25%，±0.5%，±0.75%，±1%，±1.5%，±2.0%，±3.0%を最大 2 回ずつとした。

また，全試験体で長期軸力と同程度の初期軸力を導入する。全試験体で初期軸力比は 0.09 とし，それぞれの試験体に変動軸力を加える。最大軸力比，および最小軸力比は SC-TB1 は 0.15~ -0.21，SC-TB2 は 0.31~ -0.21，SC-TB3 は 0.43~ -0.21，SRC-TB1 は 0.41~ -0.21，SRC-TB2 は 0.15~ -0.17 とした。

また軸力とせん断力の載荷履歴を**図 6.3.10** に示す。

ここで，試験体 SRC-TB2 について特記する。SRC - TB2 は 5 体の内で最初に試験を行った試験体であるが，せん断力 P を担当するジャッキの引張容量が不足してしまい，変形角 0.5%以降の載荷サイクルでは正側載荷のみ実施しており，正負交番載荷載荷は変形角±0.25%までとなる。そのため，他の試験体とは試験方法が異なるため結果の扱い等では区別することとする。

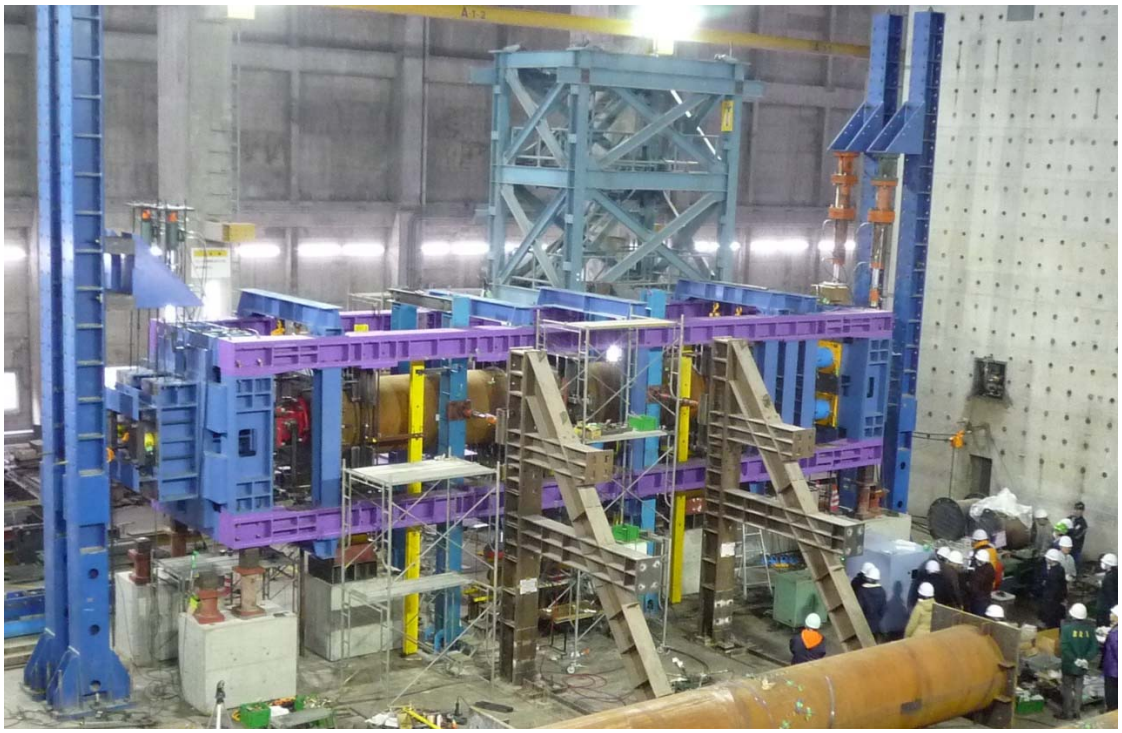


写真 6.3.8　載荷装置全景

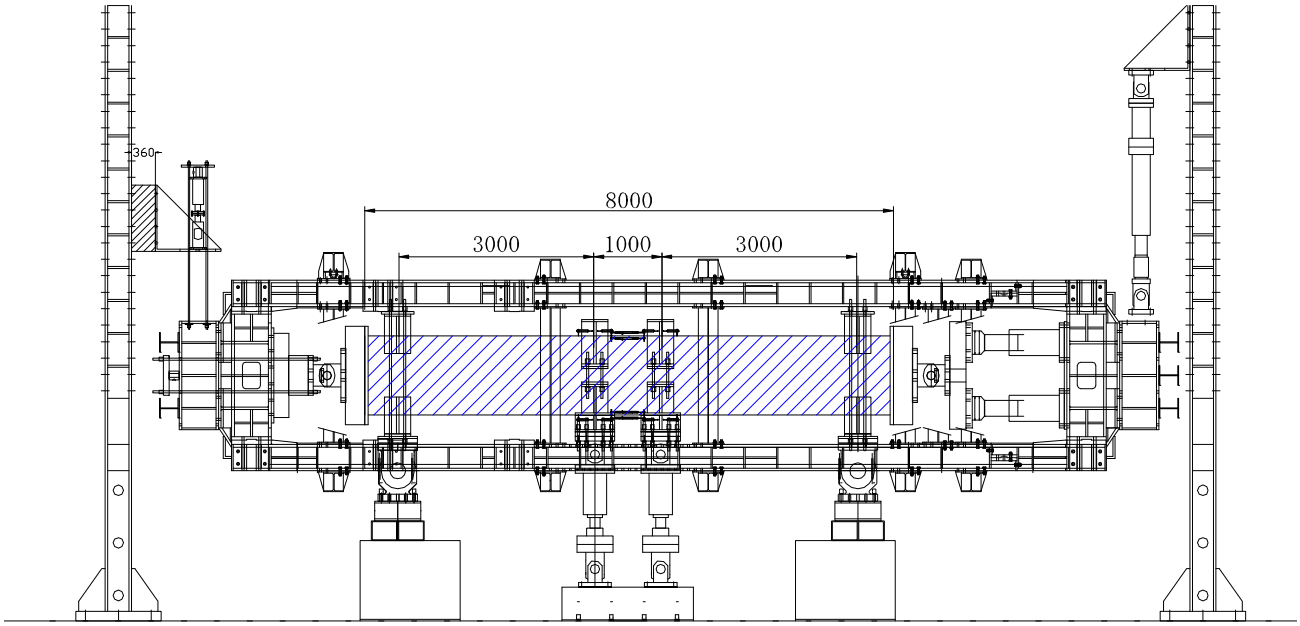
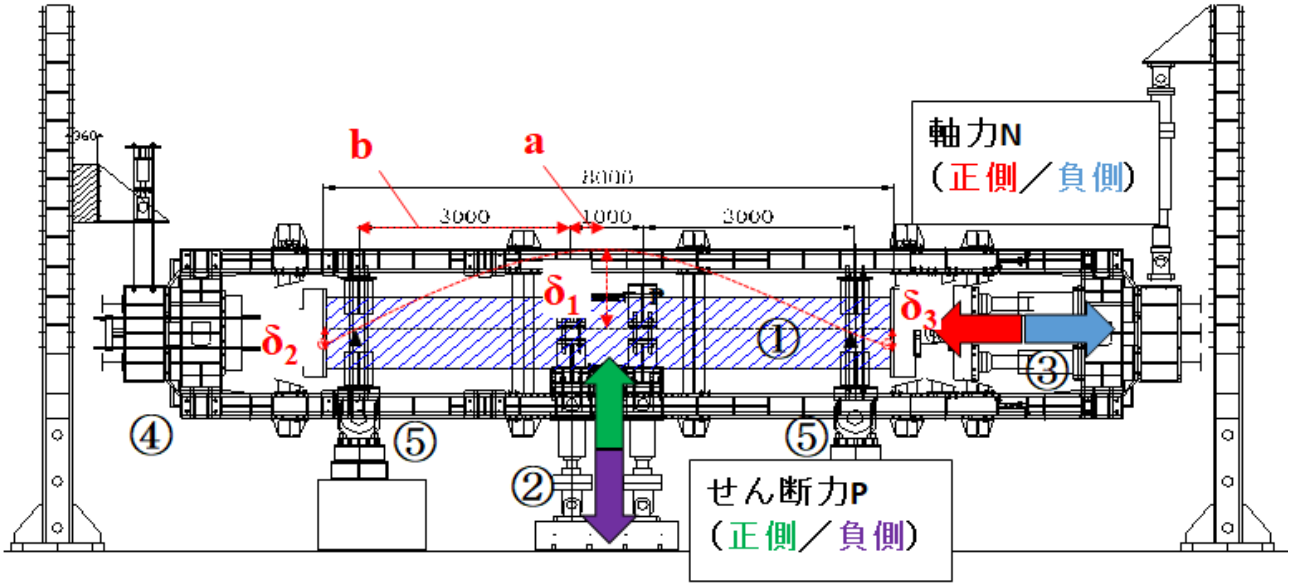


図 6.3.7　載荷装置図面



各部名称　　①試験体　②鉛直載荷ジャッキ（400t/175t×2 台, 200t/100t×4 台）
③軸力ジャッキ(500t/200t×4 台)　④載荷フレーム　⑤支持点クレビス

図 6.3.8　加力概要図

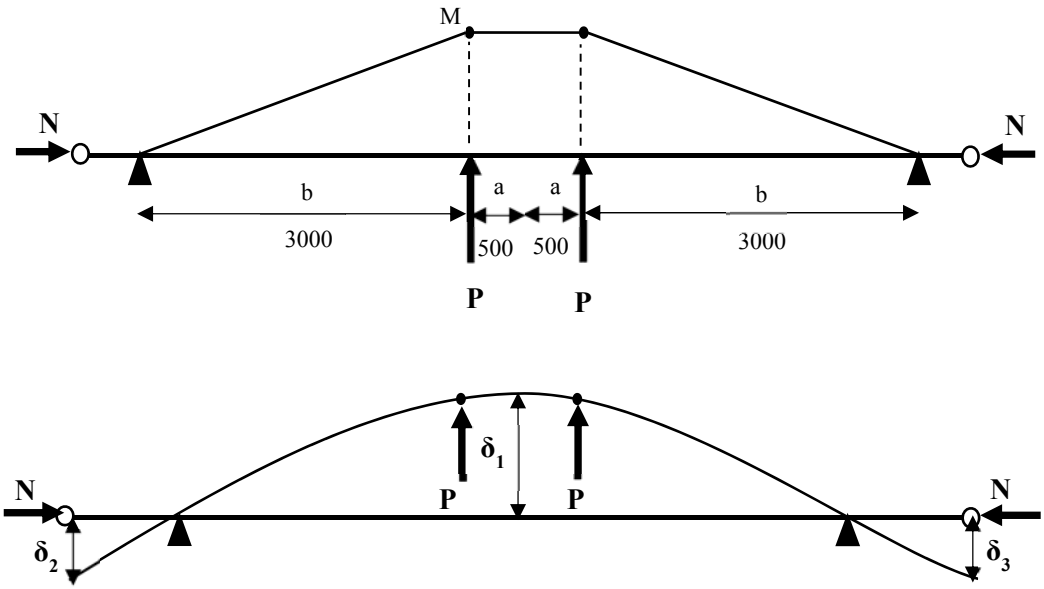


図 6.3.9　曲げモーメント分布図（上）と変形図（下）

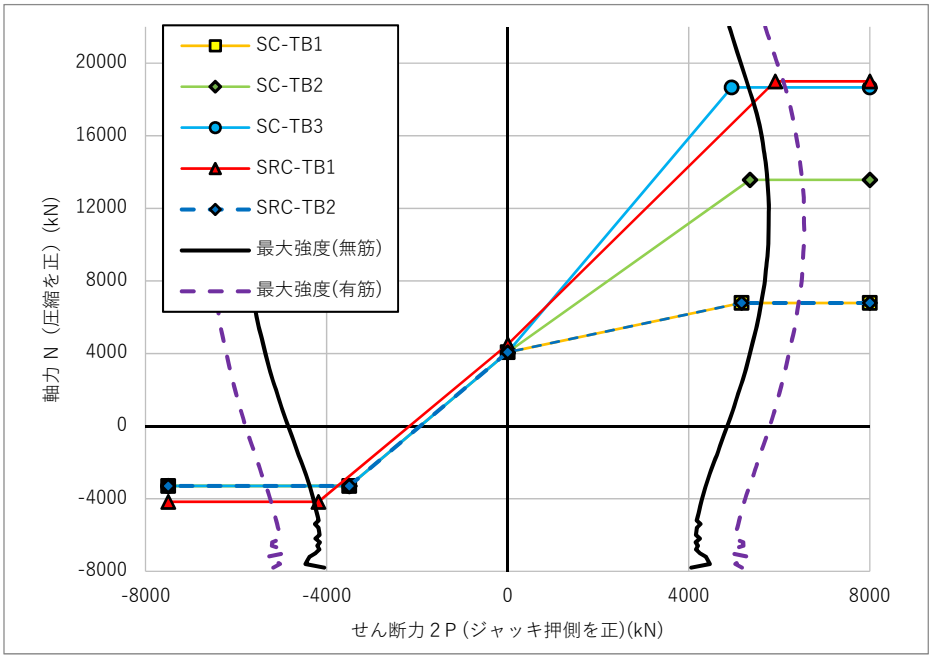


図 6.3.10　せん断力 2P と軸力 N の載荷履歴

6.3.4　計測方法

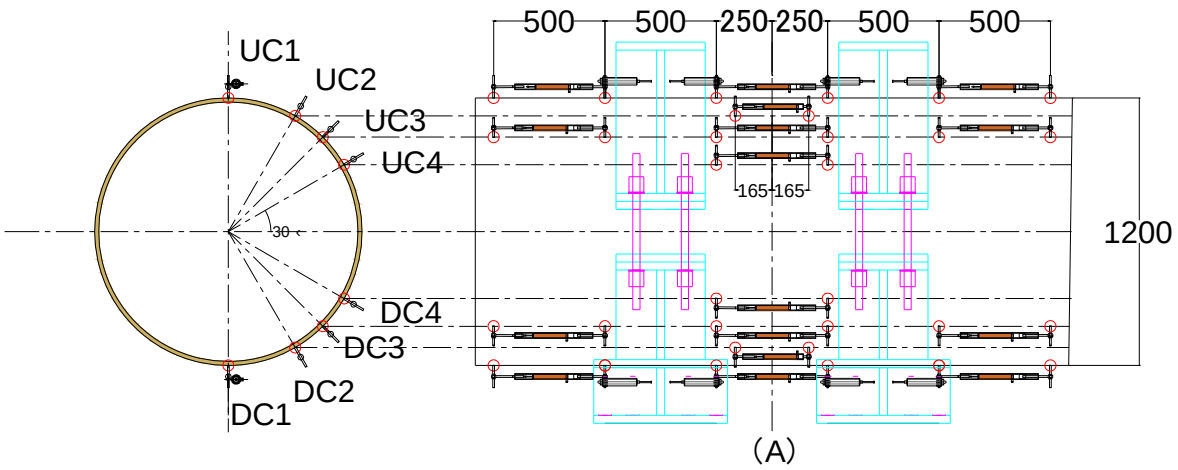


図 6.3.11　（A）断面における曲率用変位計名称と取付位置

図 6.3.11 に曲率計測用の変位計取付位置を示す。この変位計を用いて(式 6.6)により曲率計測を行う。曲率変位計をそれぞれ 2 台で 1 組とし，杭中心を通る鉛直断面を C1，C1 から 30°，45°，60°離れた断面を C2，C3，C4 としてそれぞれで曲率ϕ_m(1/mm)の算定を行った。

$$\phi_{mk} = \frac{\delta_{UCk} - \delta_{DCk}}{L_d \cdot d_k} \qquad (k = 1,2,3,4) \qquad \text{(式 6.6)}$$

ただし，

ϕ_{mk}:計測位置 C(k)で計測された曲率ϕ_m(1/mm)

δ_{UCk}:変位計 UC(k)の計測値(mm)，δ_{DCk}:変位計 DC(k)の計測値(mm)

L_d:変位計の検長(mm)，d_k:変位計間の直線距離(mm)

また，ひずみゲージによっても曲率ϕ_Eを計測する。

図 6.3.12 のように，曲げ領域中心の断面においてひずみゲージを軸方向に貼付して軸方向ひずみを計測した。塑性化の大きい上下端のひずみゲージ値は除外し，断面位置で 5 点におけるゲージの値(ただしゲージ測定容量を超えたもの，異常な値を示すものは省いた)を用い，(式 6.7)に示すようにひずみ分布を直線で金獅子,(式 6.8)に示した最小二乗法によって近似曲線の傾きを求める。また，(式 6.9)に示したように曲率ϕ_Eは近似曲線の傾きに等しい。

$$\varepsilon(X) = a \cdot X + \varepsilon_0 \qquad \text{(式 6.7)}$$

$$a = \frac{\sum X_i \cdot \varepsilon_i - \sum X_i \cdot \sum \varepsilon_i}{\sum X_i^2 - \sum \varepsilon_i^2} \qquad \text{(式 6.8)}$$

$$\phi_E \fallingdotseq \tan \phi_E = \frac{\varepsilon_0}{X_n} = a \quad (\phi_E \text{が十分に小さい値である}) \qquad \text{(式 6.9)}$$

ただし，

ϕ_E:ひずみ分布により求められた曲率（1/km）

ε_0:最小二乗法により求めたひずみ分布の鋼管上端における切片(μ)

X_n:最小二乗法により求めたひずみ分布の中立軸と鋼管上端の距離(mm)

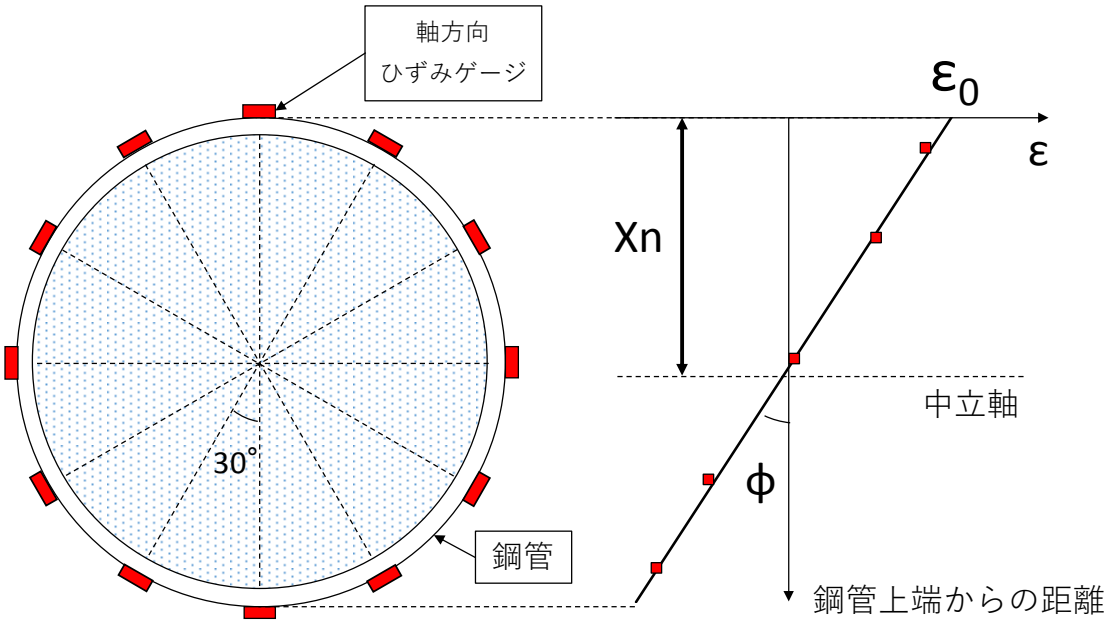


図 6.3.12：軸方向ひずみゲージ取付位置と曲率 ϕ 計算方法概要

6.4　実験結果

6.4.1　特性点の定義

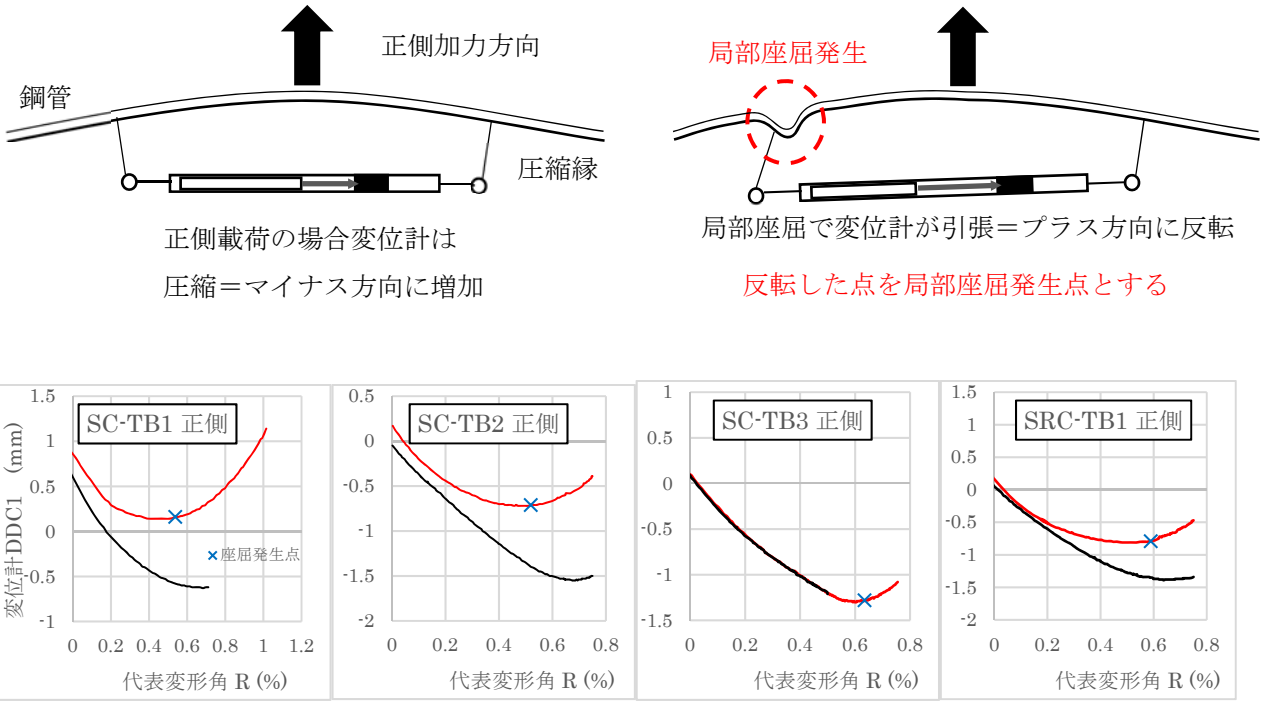
(a)最大耐力点または最大到達点（特性点 A）

実験を通して最大曲げモーメント値を最大耐力として定義し M_{max}(kN・m)，その時の代表変形角を Ra(%)とする。最大耐力点においては鋼管に局部座屈が発生しているため扱いには留意する。また，実験時に耐力減少が認められない場合，最大到達点として区別する。

(b)座屈発生点（特性点 B）

鋼管の局部座屈が発生した。正側載荷においては**図 6.3.11** に示した変位計 DC1 取り付け位置近傍で，負側載荷では変位計 UC1 の取り付け位置近傍で発生した。局部座屈による耐力低下は見られず鋼管の膨れ上がりのみ観測されており，座屈発生点の特定を行う。

図 6.4.1 に変位計数値と座屈発生点推定方法と変位計挙動を示す。載荷終了まで正負交番載荷を行った試験体 4 体において鋼管降伏においては見られていない変位の反転挙動が起きている。ここを局部座屈発生点と推定することとした。



（青×：修正後の座屈発生点，赤線：座屈発生サイクル，黒線：座屈発生の 1 回前のサイクル）

図 6.4.1　局部座屈発生点の推定方法と各試験体の局部座屈発生点

(c)コンクリート圧縮ひずみ限界点(特性点 C)

正側載荷においてコンクリートひずみとして圧縮縁ひずみ ε_{cu} が 0.3%を超えた点をコンクリート圧縮縁ひずみ限界点とし，その時の作用曲げモーメントおよび代表変形角を M_C(kN・m)，R_C(%)とする。負側載荷においては計測されなかった。

(d)鋼管降伏点および鉄筋降伏点（特性点 D および E）

鋼管の降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除した値とし，ひずみゲージの値が材料試験値 2138 μ を超えた点とした。鉄筋の降伏点は材料試験値を用い，降伏ひずみ 2381 μ を超えた点とした。

6.4.2　実験結果（特性点と曲げモーメント - 変形角関係）

各試験体の曲げモーメント―変形角関係を**図 6.4.2～6.4.3** に示して，各特性点を各グラフ上にプロットする

また，各試験体について以下に詳述する。

試験体 SC-TB1 は R=+0.5%サイクル 1 回目の載荷において正側載荷時引張縁となる鋼管上端で鋼管の引張降伏が発生した。また，R=-0.5%サイクル 1 回目の載荷時に負側載荷時に引張縁となる鋼管下端で鋼管の引張降伏が発生した。その後，R=+1.0%1 回目で局部座屈が鋼管下部に発生し，その後すぐにコンクリート圧縮限界ひずみを迎えた。その後 R=+1.5%サイクル 1 回目において正側の最大耐力を迎え，R=-1.5%1 回目に負側の最大耐力を記録した。R=-2.0%サイクル 1 回目において鋼管下端で鋼管の破断が発生し，耐力が最大耐力の 50%まで急激に低下した。軸力は保持していたため，変形角-2.0%まで載荷した。

試験体 SC-TB2 は R=+0.5%サイクル 1 回目において鋼管下端で鋼管が圧縮降伏，R=+0.75%サイクル 1 回目で鋼管上端に引張降伏が発生した。その後 R=+0.75%2 回目において局部座屈が発生したる。R=-2.0%サイクル 1 回目において鋼管の破断が発生し，最大耐力の 47%まで耐力が低下したため載荷を終了した。鋼管破断後も軸力は保持していた。

試験体 SC-TB3 は R=+0.5%サイクルにおいて鋼管下端で圧縮降伏が発生した。その後 R=+0.75%サイクル 1 回目に鋼管上部で引張降伏が発生し，局部座屈が発生した。R=-2.0%サイクル 1 回目において載荷点近傍で鋼管破断が発生し，最大耐力の 36%まで耐力が低下した。軸力は保持していたが載荷を終了した。

鋼管内に主筋を配した試験体 SRC-TB1 では鋼管降伏が R=+0.5%サイクル 1 回目で鋼管下端が圧縮降伏，R=＋0.75%サイクル 1 回目で鋼管上端が引張降伏した。その後 R=+0.75%2 回目で下端の主筋が圧縮降伏，R=+1.0%1 回目で上端の主筋が引張降伏した。R=-3.0%サイクル 1 回目において負側載荷中に鋼管破断が発生し，最大耐力の 45%まで耐力が低下した。軸力は鋼管破断後も保持していた。

いずれの試験体においても圧縮軸力側の正側載荷では座屈推定点以降も耐力が上昇している。引張軸力側の負側載荷において，鋼管内配筋をしていない試験体では座屈推定点よりも大きな変形角を載荷した際に鋼管が破断している。鋼管内配筋を有する SRC-TB1 については座屈推定点以降も耐力が上昇し，変形角 R=±2.0%サイクルでも破断は起きなかった。

SRC－TB2 について，実験中に - 0.5%負側サイクル時に中央ジャッキの引き側最大容量の 9 割程度となる 2P=3200kN に達したにもかかわらず，ほぼ弾性を示しており負側での終局状態が見込めなかったために以降の負側サイクルは 2P=3200kN で折り返すこととした。そのため，負側載荷では鋼管降伏および鉄筋降伏，座屈は発生していない。

正側載荷において R=+0.5%1 回目サイクルにおいて鋼管下端が圧縮降伏し，R=+0.75%1 回目サイクルで鋼管上端が引張降伏し，鉄筋下端も同時に圧縮降伏した。その後，R=+1.0%1 回目サイクルで座屈発生したと推測される。R=+1.5%において，鉄筋上端が引張降伏し，R=+3.0%において最大耐力を記録した。載荷装置の容量不足が判明したため，実験を終了した。

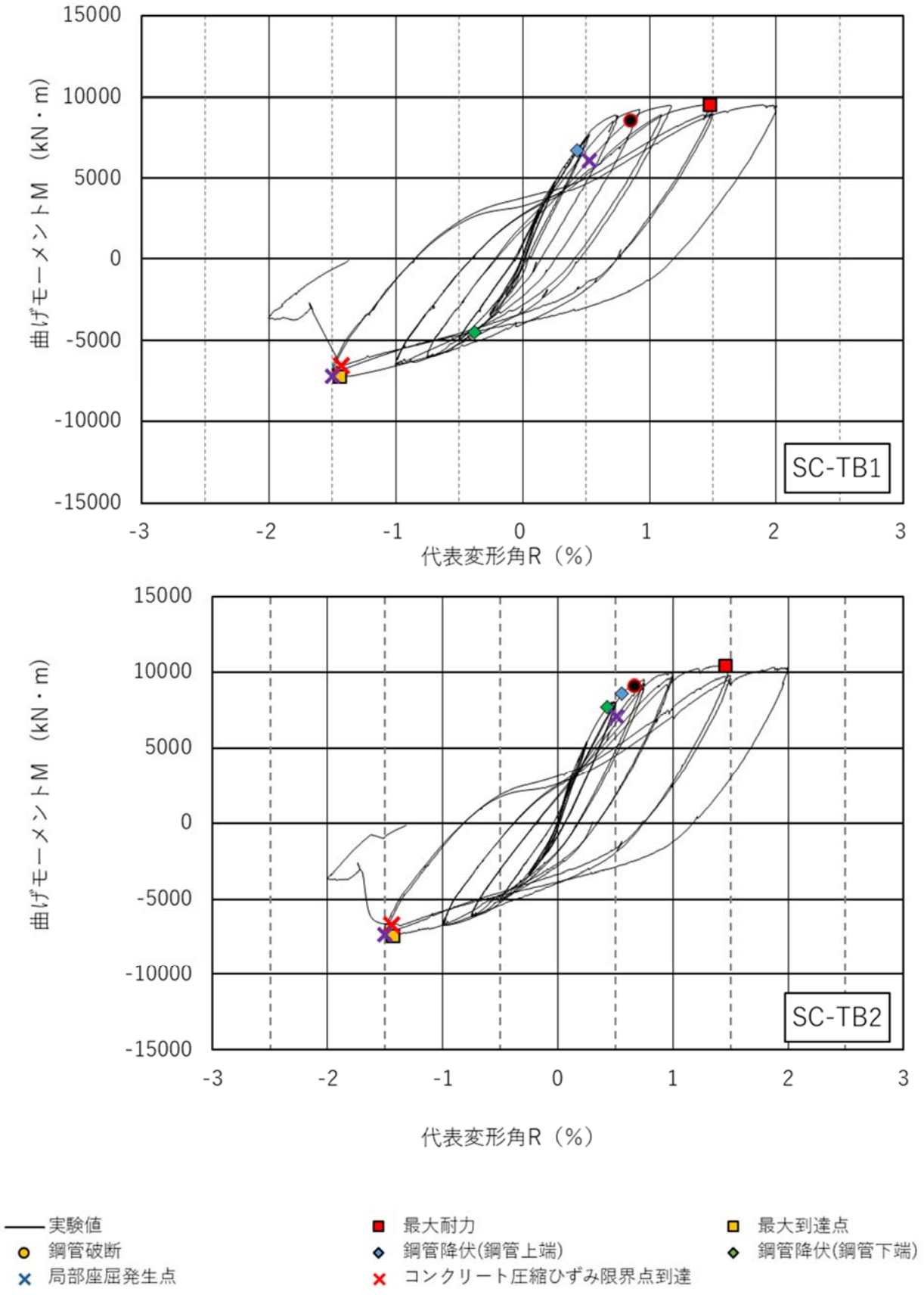


図 6.4.2　モーメント―変形角関係（SC-TB1, SC-TB2）

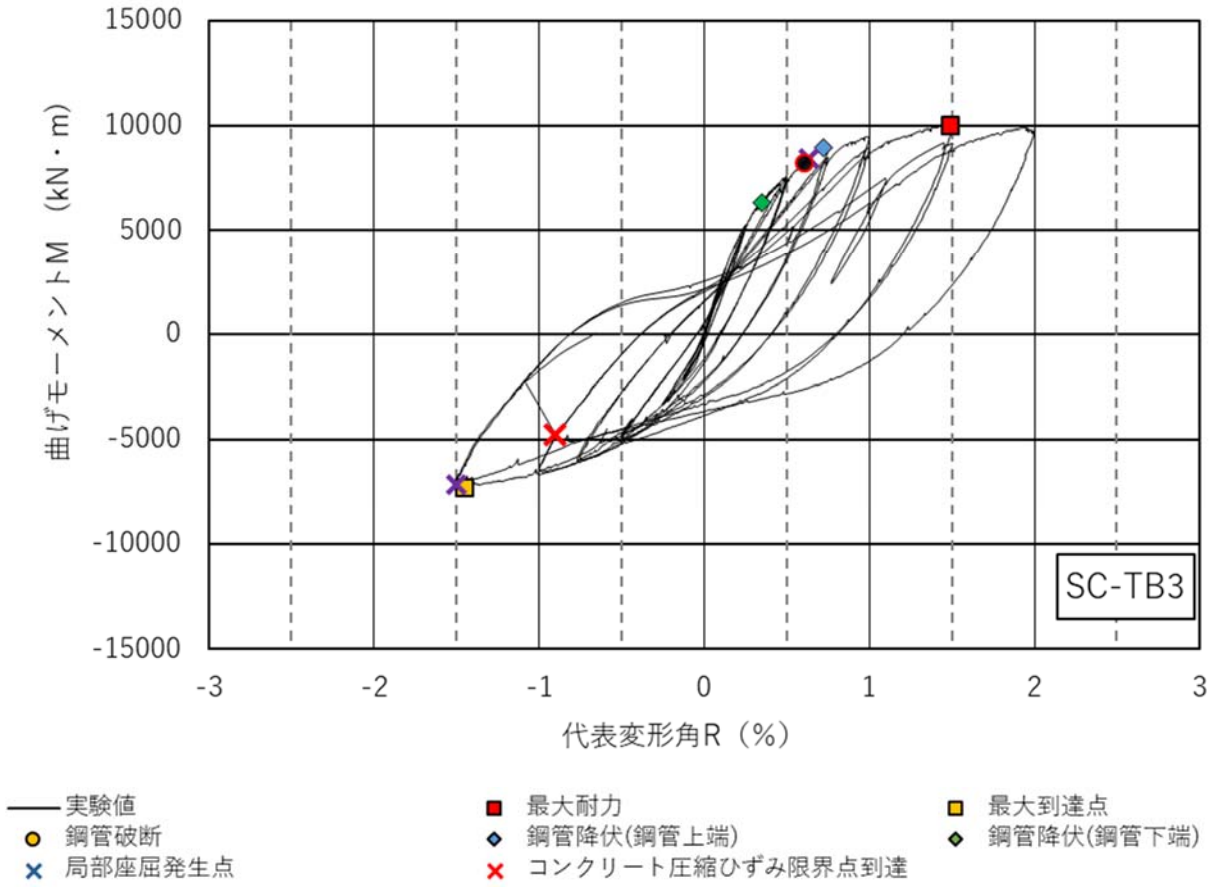


図 6.4.3　モーメント―変形角関係（SC-TB3）

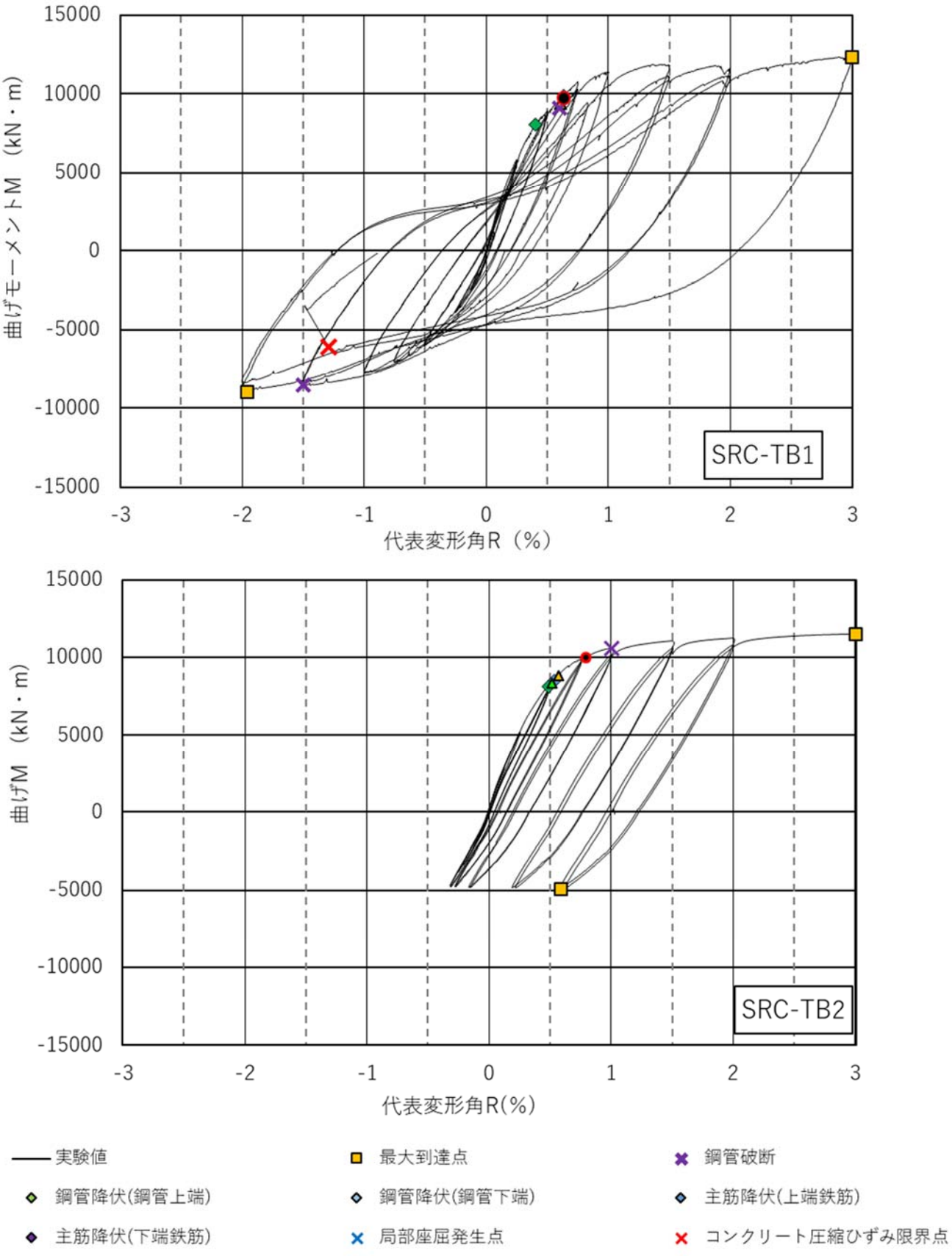


図 6.4.4　モーメント―変形角関係（SRC-TB1, SRC-TB2）

6.4.4　鋼管ひずみ分布および鉄筋ひずみ分布

鋼管のひずみ分布を**図 6.4.5～6.4.9** に示す。また，最小二乗法によって各サイクルピーク及び特性点における直線のひずみ分布を決定する。この際，鋼管端のひずみゲージは早期に降伏し，かつ座屈の影響を受けるため，鋼管端を除外した 10 ゲージによりひずみ分布を決定し曲率φを計算する。

6.4.5　特性点におけるデータまとめ

表 6.4.1 に各特性点における代表変形角 R(%)，P-δ効果を考慮した曲げモーメント M(kN・m)，作用軸力 N(kN)を一覧にて示す。また，6.3.4 項で示したように変位計により計測した曲率ϕ_mと，ひずみ分布により計測した曲率ϕ_Eを同時に示す。

6.4.6　実験結果（モーメント - 曲率関係）

モーメント - 曲率関係を**図 6.4.10～6.4.14** に示す。

変位計により測定した曲率ϕ_mは，変位計取付位置近傍で局部座屈が発生しているため，局部座屈発生以前までしか計測できていない。

そのため，ひずみ分布により計測した曲率ϕ_Eとモーメントの関係を図示した。また，局部座屈発生前と局部座屈発生後を区別している。

各試験体の特性点 A~E について，変形角，曲げモーメント，軸力および曲率について**表 6.4.1** にまとめて示す。

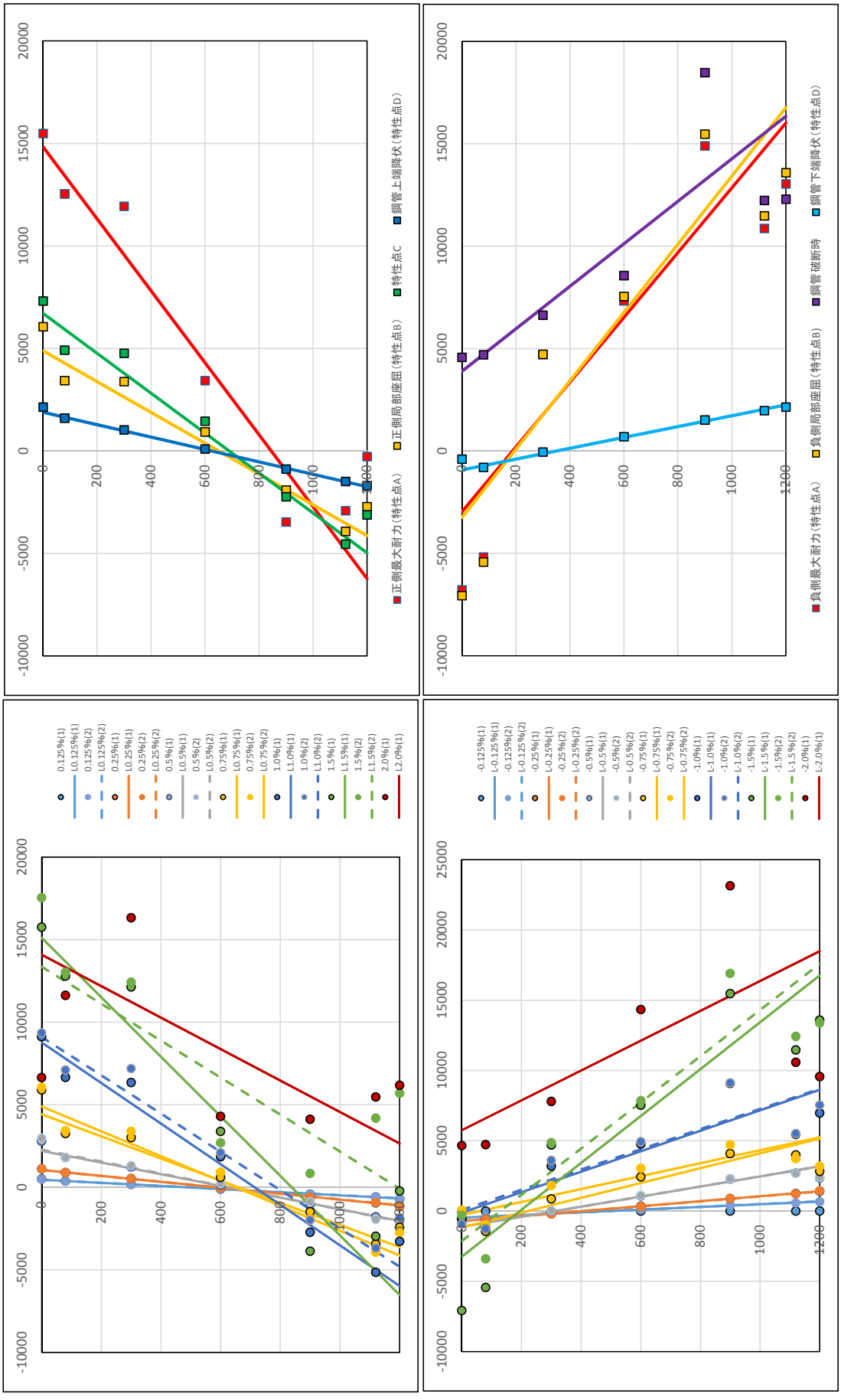


図 6.4.5　試験体 SC－TB1 のひずみ分布

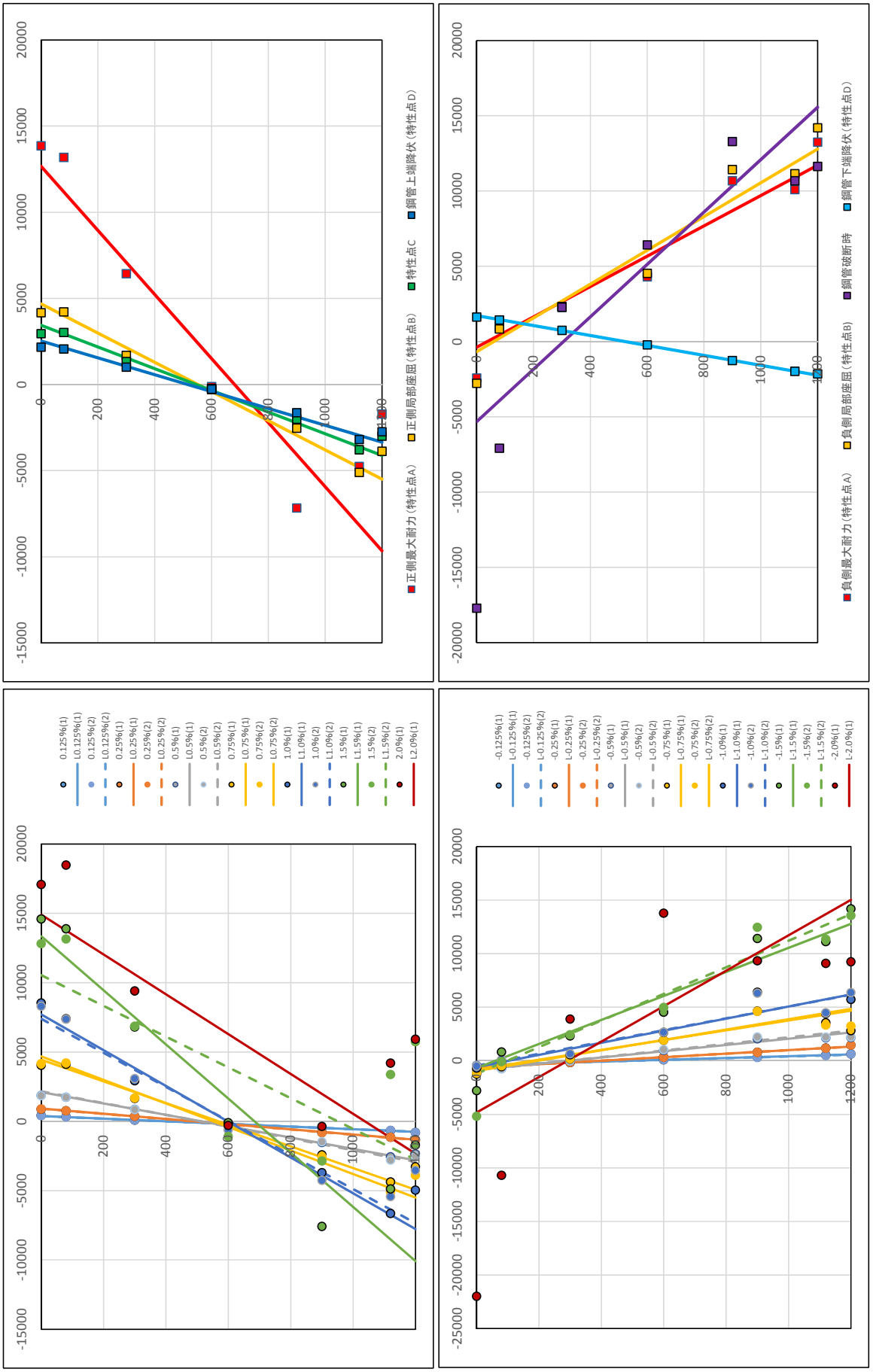


図 6.4.6　試験体 SC－TB2 のひずみ分布

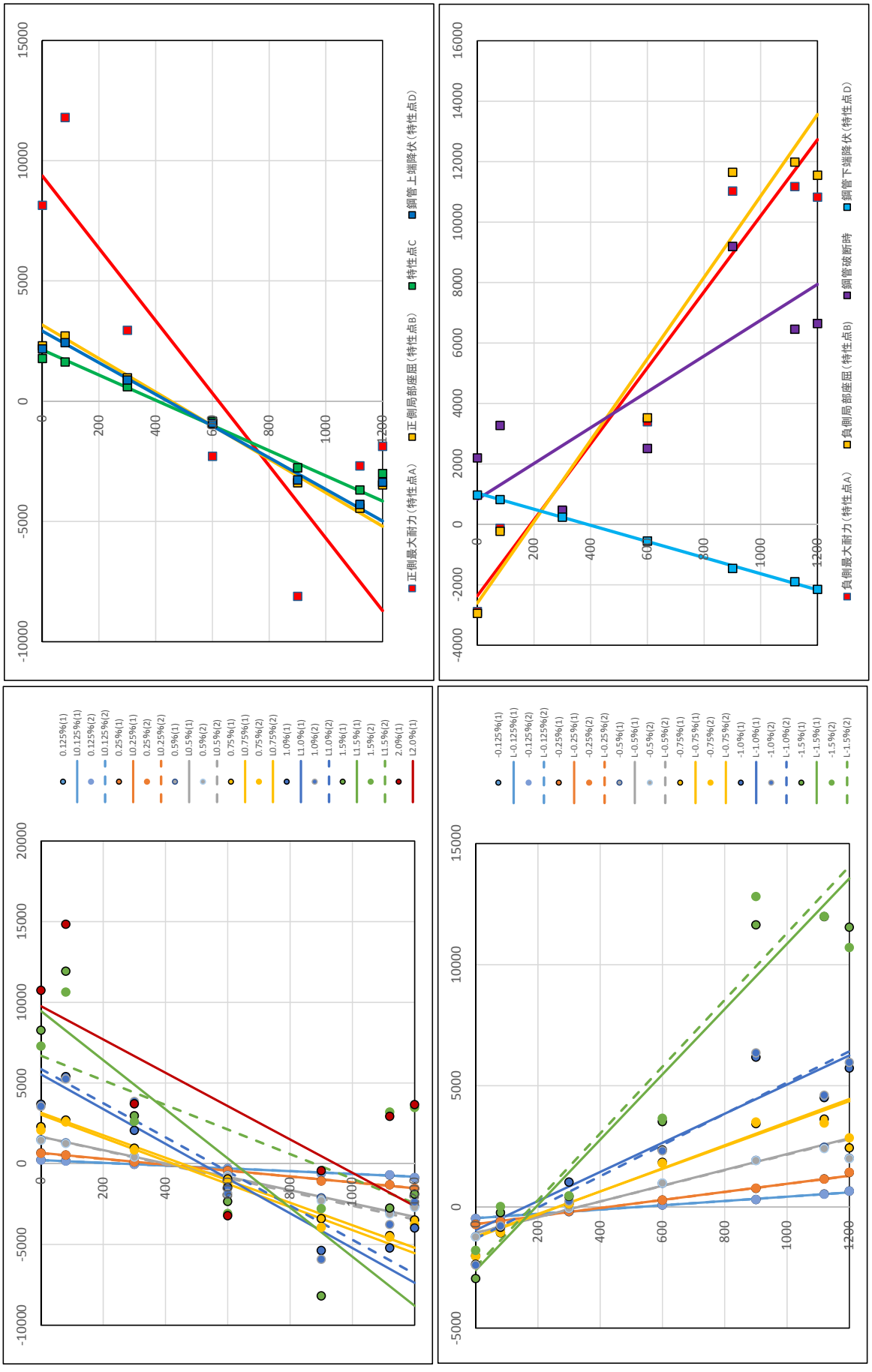


図 6.4.7　試験体 SC－TB3 のひずみ分布

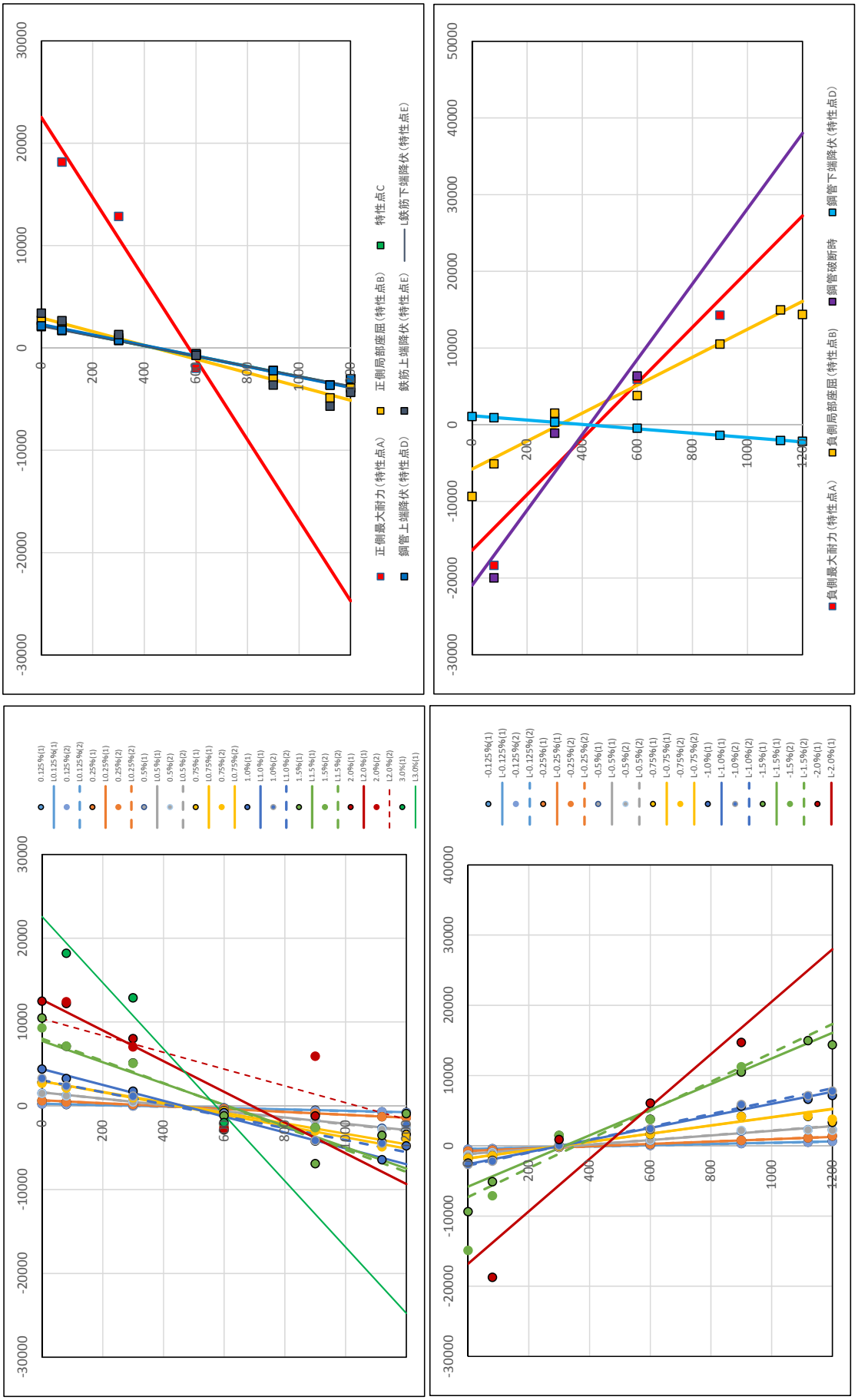


図 6.4.8　試験体 SRC-TB1 のひずみ分布

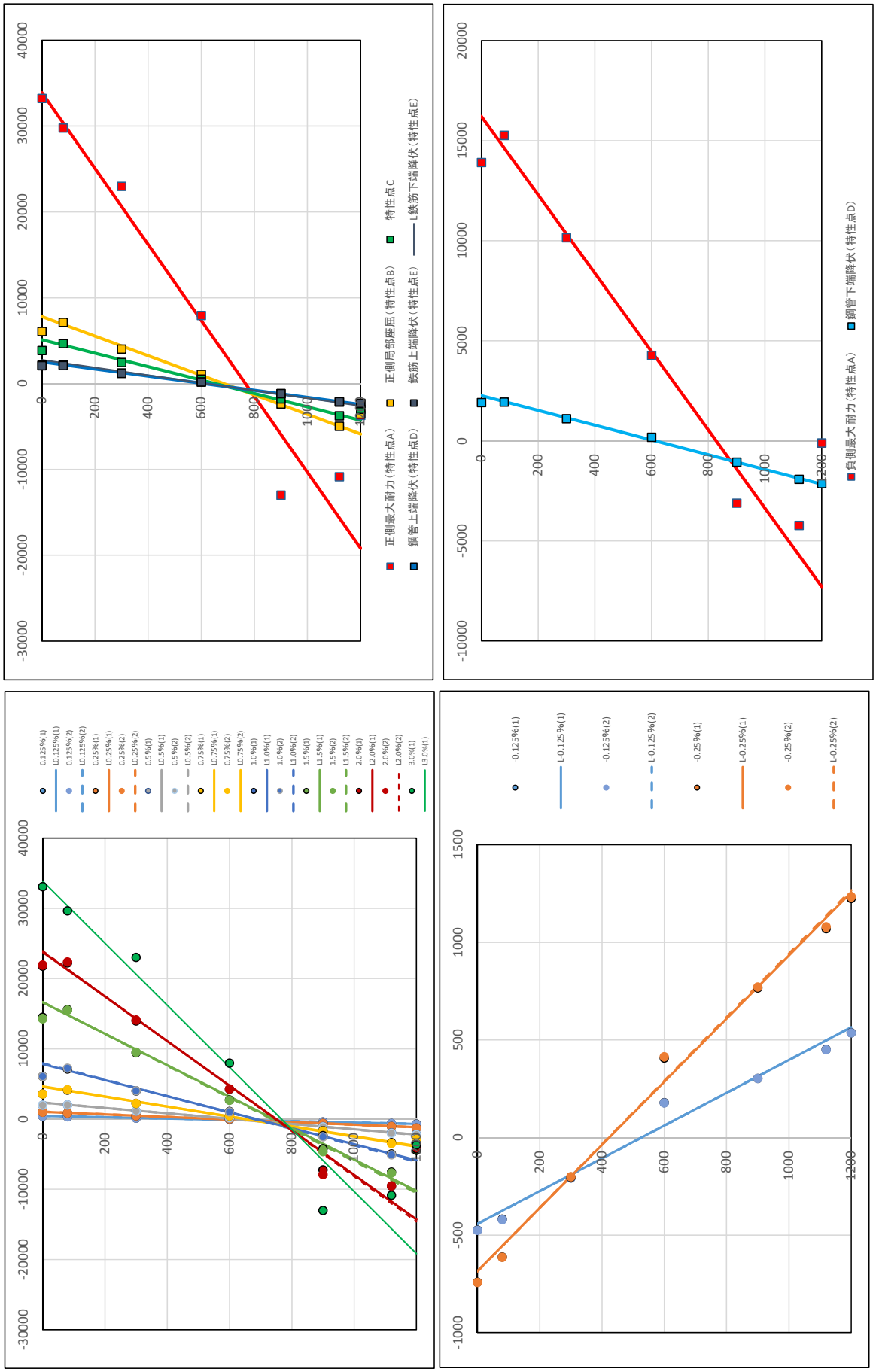


図 6.4.9　試験体 SRC-TB2 のひずみ分布

表 6.4.1　試験結果一覧表

	SC-TB1					SC-TB2					SC-TB3				
発生順（正側）	D→B→C→A					D→C→B→A					D→C→B→A				
発生順（負側）	D→A、B同時					A,B同時					A,B同時				
耐力低下	鋼管破断					鋼管破断					鋼管破断				
実験終了時	長期軸力保持					長期軸力保持					長期軸力保持				
特性点	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E
単位	%	kN・m	kN	1/km	1/km	%	kN・m	kN	1/km	1/km	%	kN・m	kN	1/km	1/km
A（正側）	1.47	9583	6791	-※	17.6	1.45	10436	13570	-	18.6	1.49	10046	18667	-	15.1
A（負側）	-1.45	-7224	-3299	-	-15.8	-1.44	-7426	-3287	-	-10.1	-1.45	-7260	-3296	-	-12.6
B（正側）	0.52	6093	6146	5.2	6.3	0.51	7068	12087	4.3	5.8	0.63	8468	18667	5.1	5.5
B（負側）	-1.50	-7218	-3301	-	-16.7	-1.50	-7344	-3295	-	-11.2	-1.50	-7138	-3297	-	-13.5
C（正側）	0.85	8607	6803	-	9.7	0.66	9142	13577	5.3	6.3	0.61	8282	18669	5.0	5.2
C（負側）	コンクリート圧縮限界ひずみに到達せず														
D（鋼管上端）	0.43	6741	6418	3.1	3.0	0.56	8573	13646	4.5	4.9	0.73	8950	18669	5.8	6.6
D（鋼管下端）	-0.38	-4502	-2317	-2.6	-2.6	0.43	7725	12884	3.3	3.3	0.35	6333	16122	2.6	2.7
E（鉄筋上端）															
E（鉄筋下端）															

	SRC-TB1					SRC-TB2				
発生順（正側）	D→C→B→E→A					D→E→C→B→A				
発生順（負側）	B→A					発生せず				
耐力低下	鋼管破断					観測されず				
実験終了時	長期軸力保持					長期軸力保持				
特性点	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E	R	M	N	ϕ_m	ϕ_E
単位	%	kN・m	kN	1/km	1/km	%	kN・m	kN	1/km	1/km
A（正側）	3.00	12363	18993	-	39.4	3.00	11521	6798	39.7	44.3
A（負側）	-1.96	-8982	-4161	-	-36.3	載荷装置容量不足				
B（正側）	0.60	9101	19951	4.3	5.3	1.00	10585	6790	10.4	11.4
B（負側）	-1.50	-8547	-4172	-	-18.2	座屈せず				
C（正側）	0.63	9763	19506	4.5	5.0	0.79	9976	6795	7.0	7.8
C（負側）	コンクリート圧縮限界ひずみに到達せず									
D（鋼管上端）	0.64	9890	19508	4.6	5.1	0.53	8530	6799	4.0	4.1
D（鋼管下端）	0.40	8060	18642	2.9	2.9	0.49	8171	6791	3.6	3.7
E（鉄筋上端）	0.88	10994	20636	6.4	8.1	0.52	8349	6798	3.9	4.0
E（鉄筋下端）	0.61	9399	19507	4.4	4.8	0.57	8857	6797	4.3	4.5

R：代表変形角（%），M：杭体にかかる曲げモーメント（kN・m），N：杭体にかかる軸力(kN),

ϕ_m：変位計計測による曲率，ϕ_E：ひずみ分布による曲率

※ϕ_mについて特性点 B 以降は除外

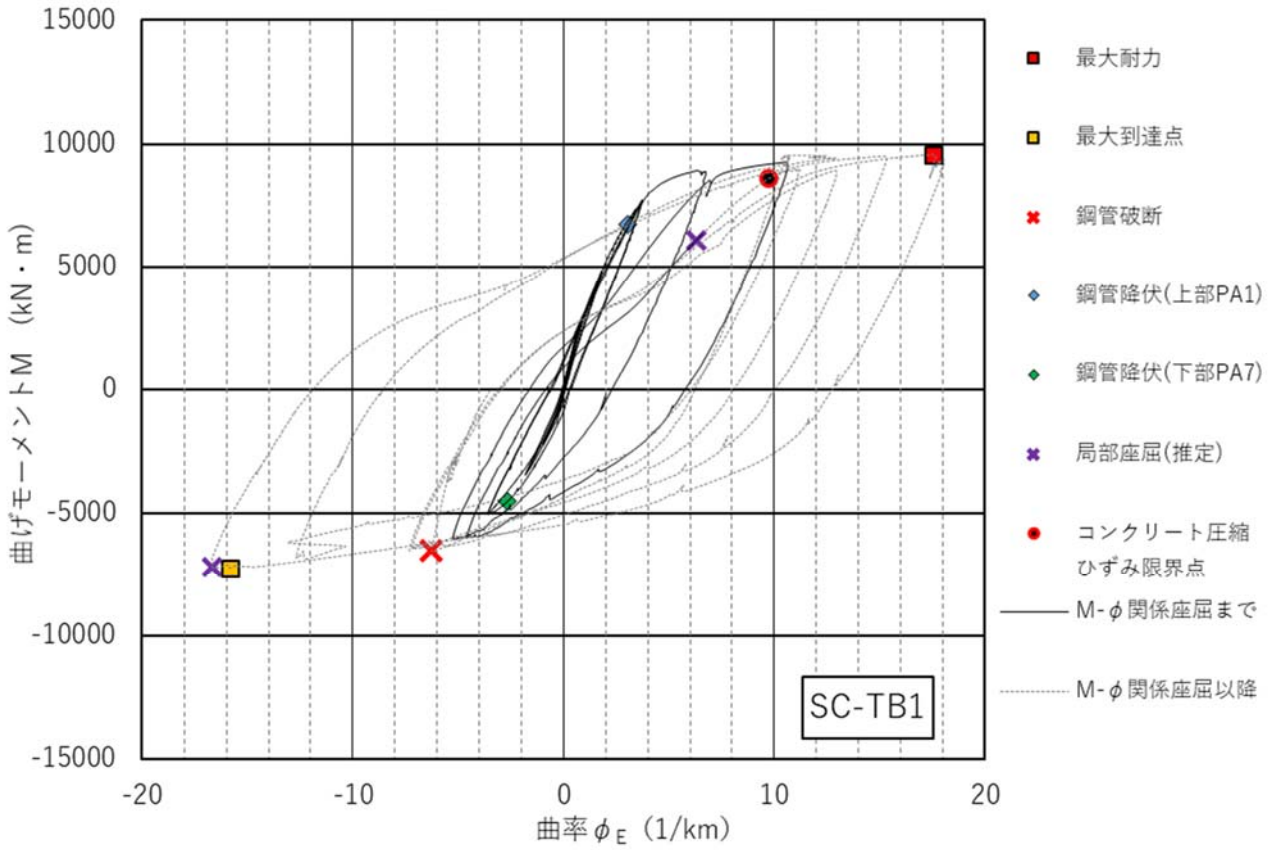


図 6.4.10　試験体 SC-TB1 の M-φ関係と特性点

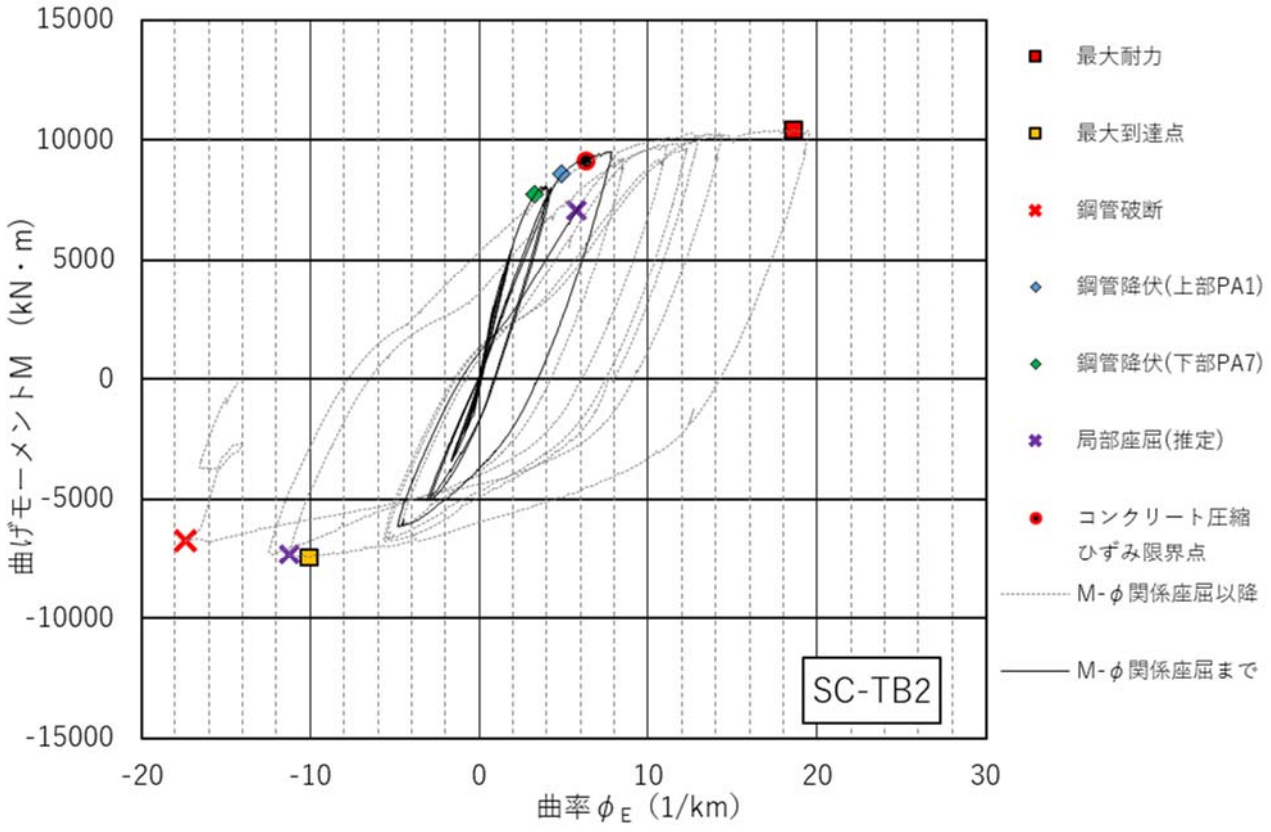


図 6.4.11　試験体 SC-TB2 の M-φ関係と特性点

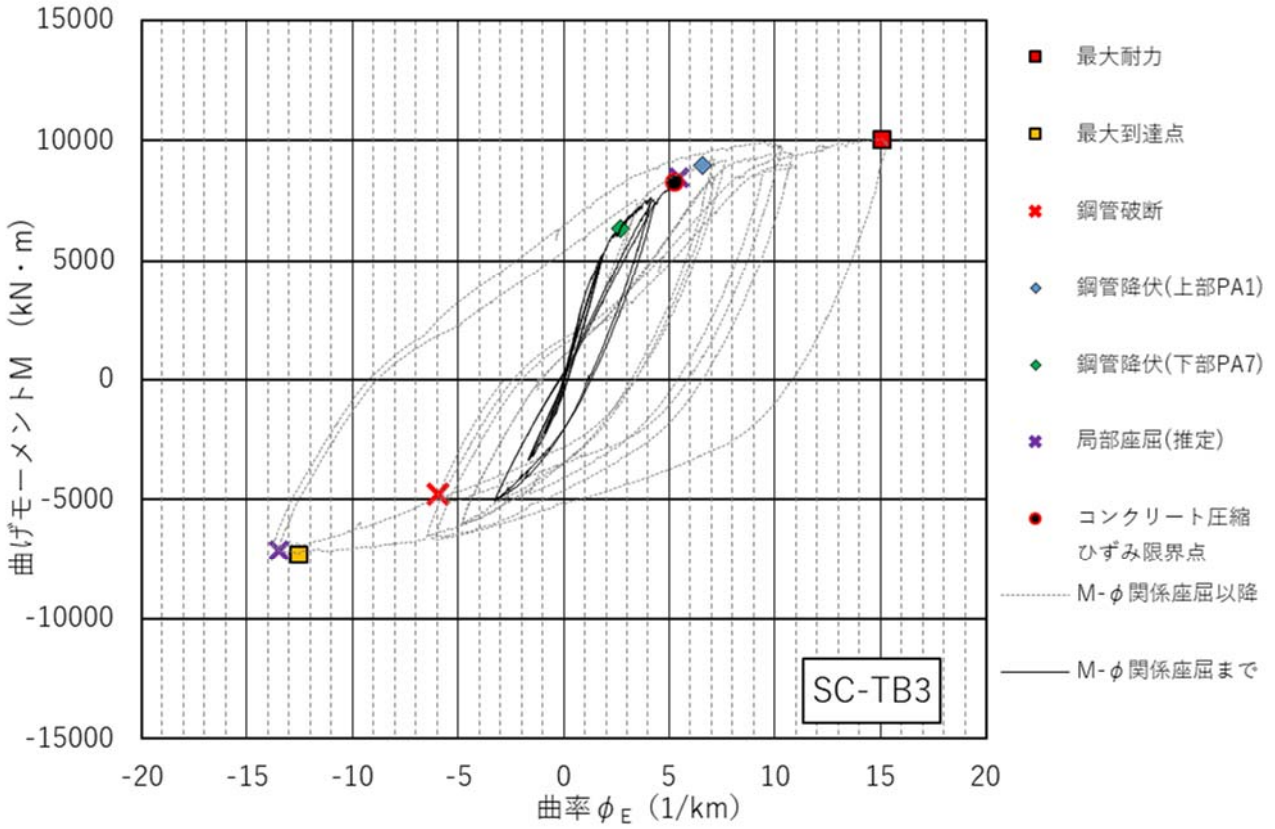


図 6.4.12　試験体 SC-TB3 の M-φ関係と特性点

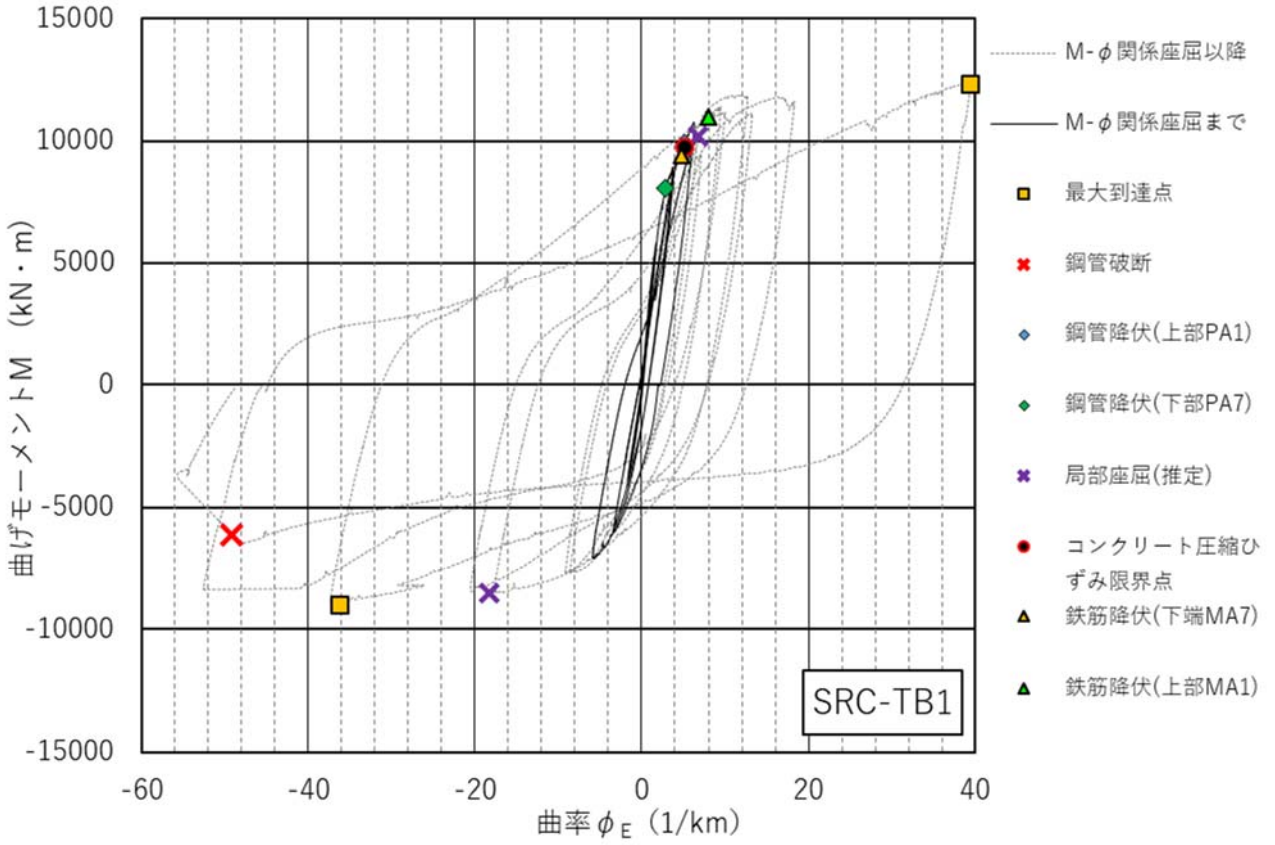


図 6.4.13　試験体 SRC-TB1 の M-φ関係と特性点

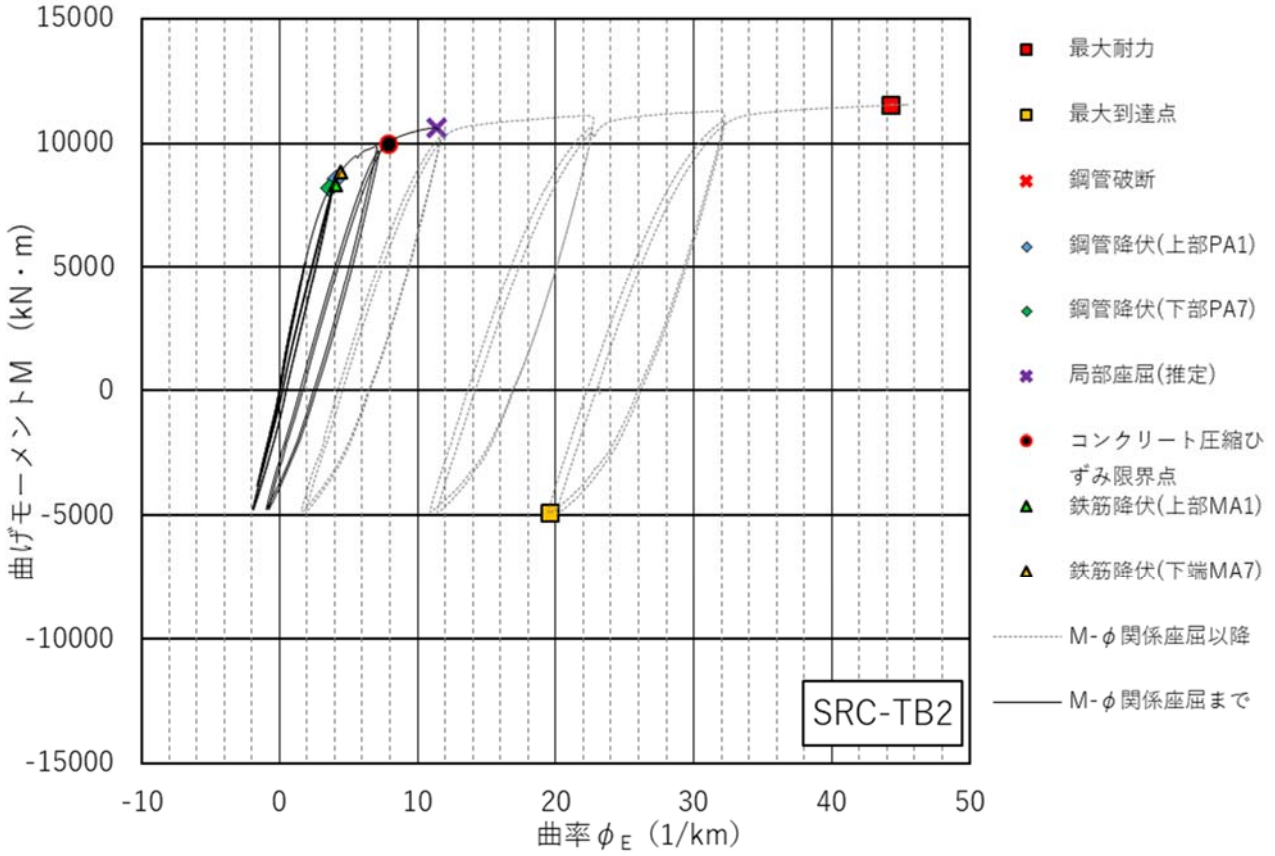


図 6.4.14　試験体 SRC-TB2 の M-φ関係と特性点

6.4.7　実験結果（残留変形角，コンクリート残留ひずみ）

各試験体の載荷サイクル毎に残留変形角を求める。初期状態（初期軸力 0.09，せん断力 0）に戻った状態の変形角を残留変形角として縦軸に取り，それまでに実施した載荷サイクルの最大変形角を経験変形角として横軸に取ったグラフを**図 6.4.15，6.4.16** に示す。この時，載荷サイクルは同一変形角で 2 回行っているが，残留変形角は最大値を採用する。

また，コンクリート最外縁のひずみを，ひずみ分布から線形補完により算出し，初期状態におけるひずみをコンクリート残留ひずみとして**図 6.4.17，6.4.18** に示す。ここで，ひずみの初期値は載荷開始時に初期軸力を掛けた時を 0 とする。

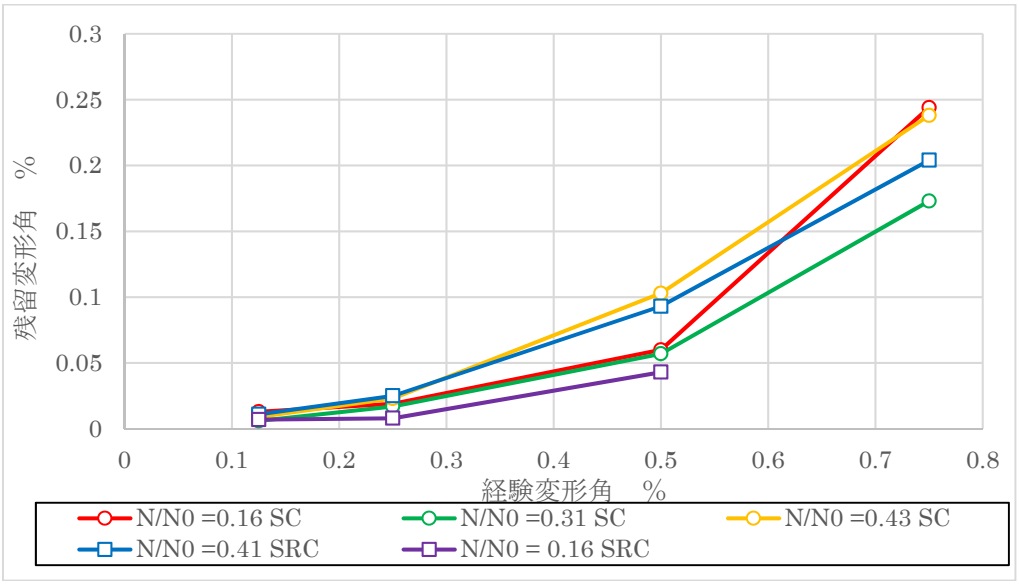


図 6.4.15　正側残留変形角の推移（N/N0:設定最大軸力比　SC:鉄筋無し，SRC:鉄筋あり）

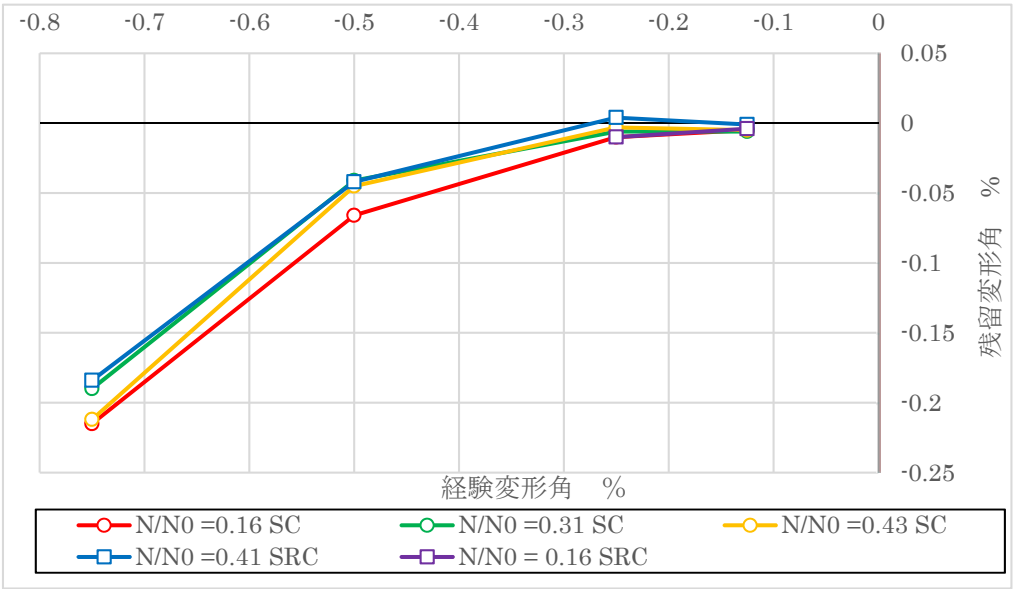


図 6.4.16　負側残留変形角の推移（N/N0:設定最大軸力比　SC:鉄筋無し，SRC:鉄筋あり）

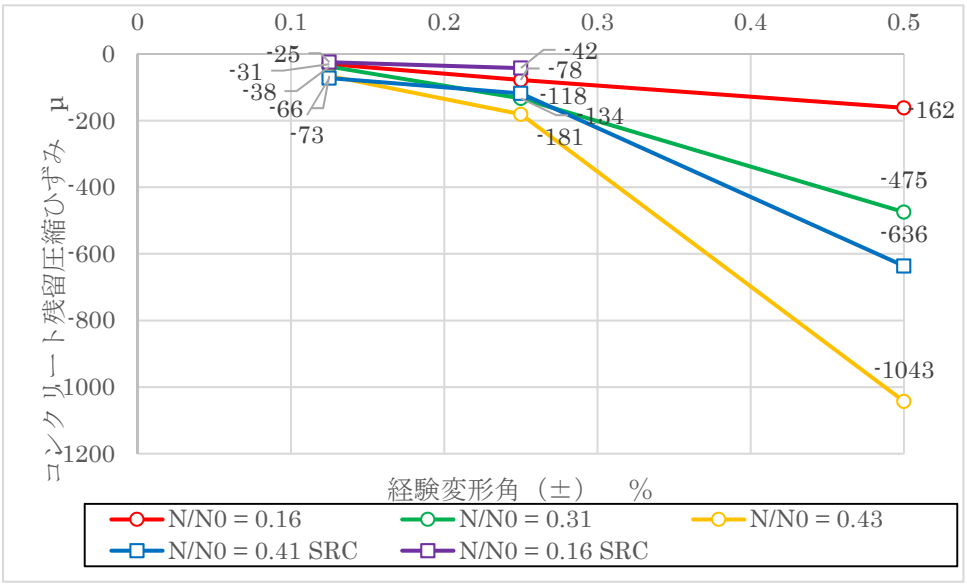


図 6.4.17　最外縁コンクリートの残留圧縮ひずみ

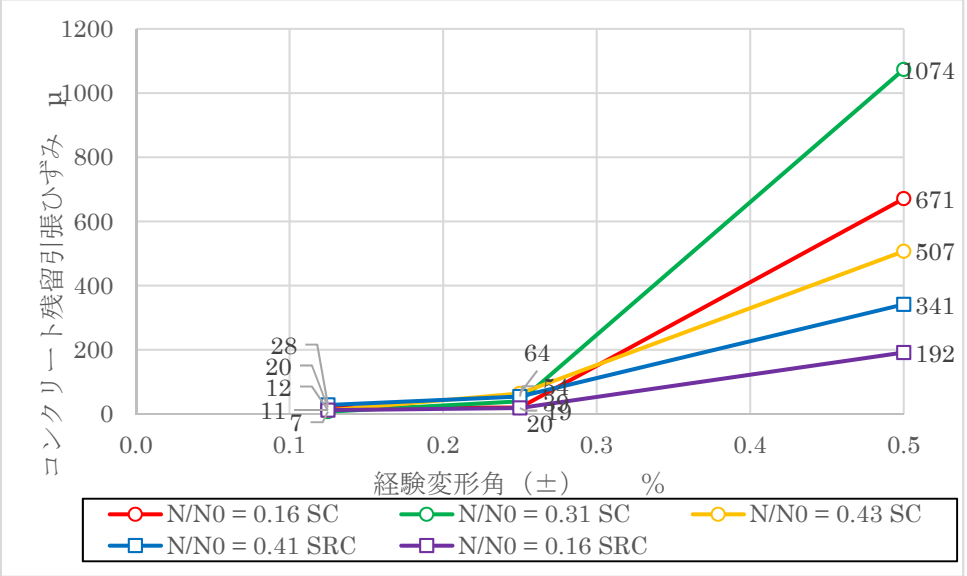


図 6.4.18　最外縁コンクリートの残留引張ひずみ

6.4.8　破壊性状

実験時に観測された鋼管の局部座屈について**写真 6.4.1** に示し，鋼管破断後の鋼管表面を**写真 6.4.2** に示す。鋼管の局部座屈発生箇所と鋼管破断箇所は，鋼管破断が発生した全ての試験体で一致している。

鋼管破断の原因としては，局部座屈により塑性化した鋼管が逆方向の載荷時に引張縁となって破断したと推測される。また鋼管破断後は鋼管の内面突起に沿って亀裂が生じていた。

鋼管内配筋が無い試験体 SC-TB1，SC-TB2，SC-TB3 については，変形角 2.0%の負側サイクル 1 回目において鋼管破断が発生して曲げ耐力が急激に低下したが，鋼管の破断は下部のみで止まって軸力は保持されていた。その後，初期軸力（軸力比 0.09）まで戻したところ軸力を保持していた。

鋼管内配筋が有り，鋼管破断が発生した SRC-TB1 については，変形角 2.0%サイクルでは破断せず，変形角 3.0%の負側サイクルにおいて鋼管が破断して耐力が低下した。他の 3 体と同様に軸力は保持されており，初期軸力まで載荷を戻しても軸力は同様に保持されていた。

6.4.1 項で述べたように，鋼管の局部座屈は耐力低下を伴わず，外見上も見分けにくい。最も顕著に鋼管の局部座屈が観察できる例として**写真 6.4.1** に SRC-TB1 の変形角 3.0%ピーク時の写真を示す。

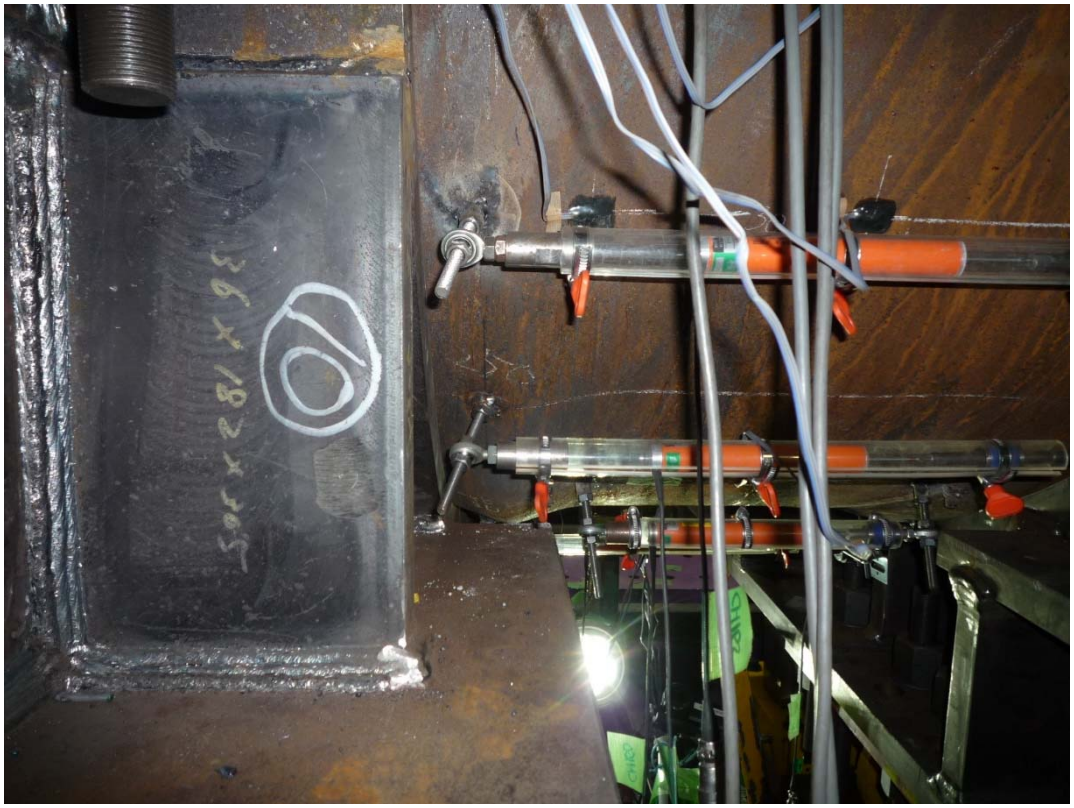


写真 6.4.1　鋼管局部座屈状況(SRC-TB1 R=3.0%)

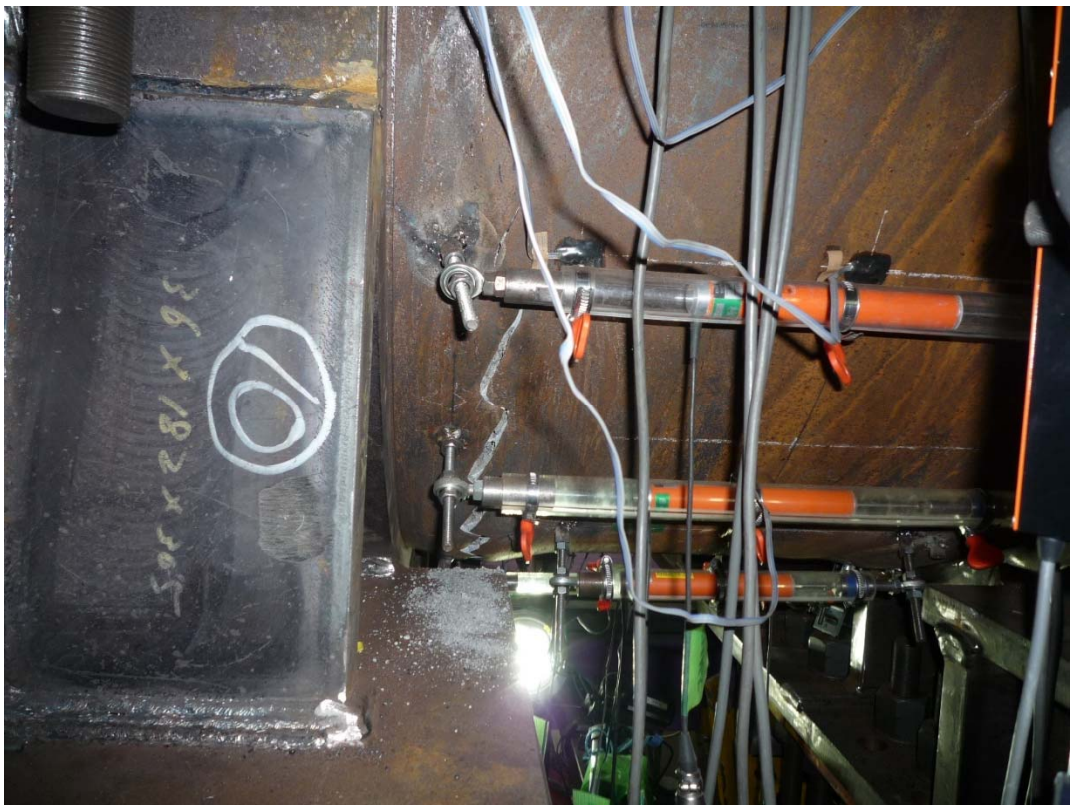


写真 6.4.2　鋼管破断状況

試験終了後，鋼管を切断した後に観察した SC-TB1 試験体について内部のコンクリート損傷状況を**写真 6.4.3，6.4.4** に示す。座屈および破断した鋼管の内部コンクリートは圧縮破壊が発生していた。また，破断箇所の上下対称位置にあるコンクリートには曲げひび割れが発生している。

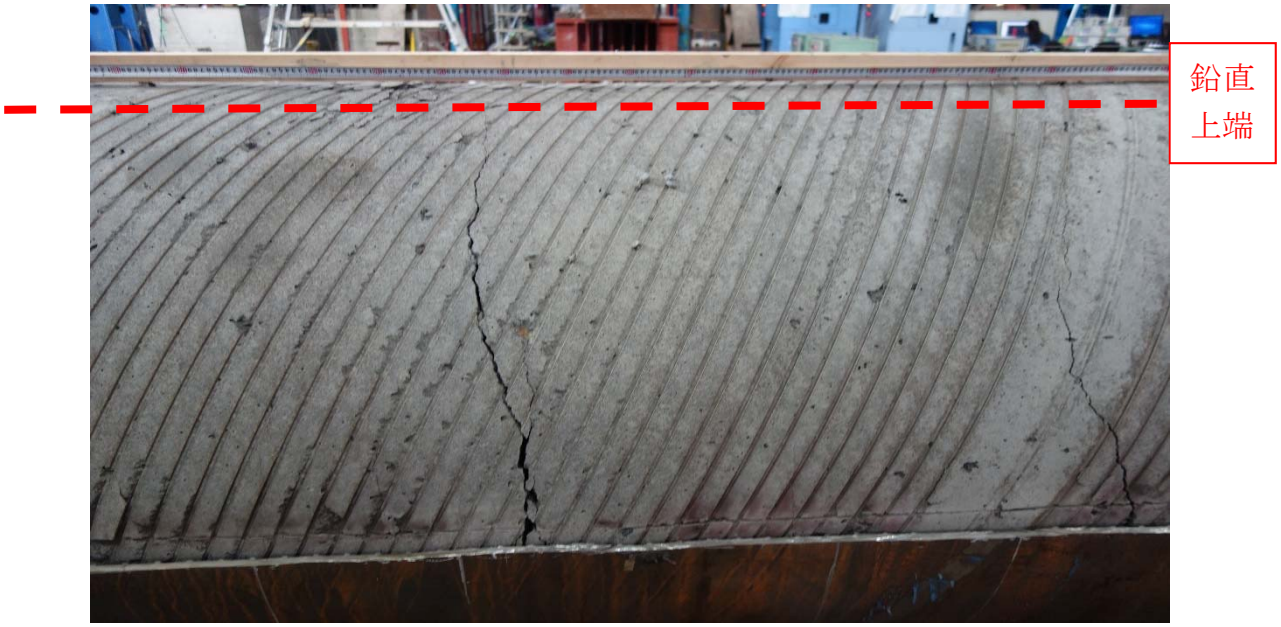


写真 6.4.3　コンクリート損傷状況（鋼管破断との逆側，正側載荷引張縁）



写真 6.4.4　コンクリート損傷状況（鋼管破断側，正側載荷圧縮縁）

6.4.9　コア抜きコンクリート強度試験結果



写真 6.4.5　コンクリート　コア抜き状況

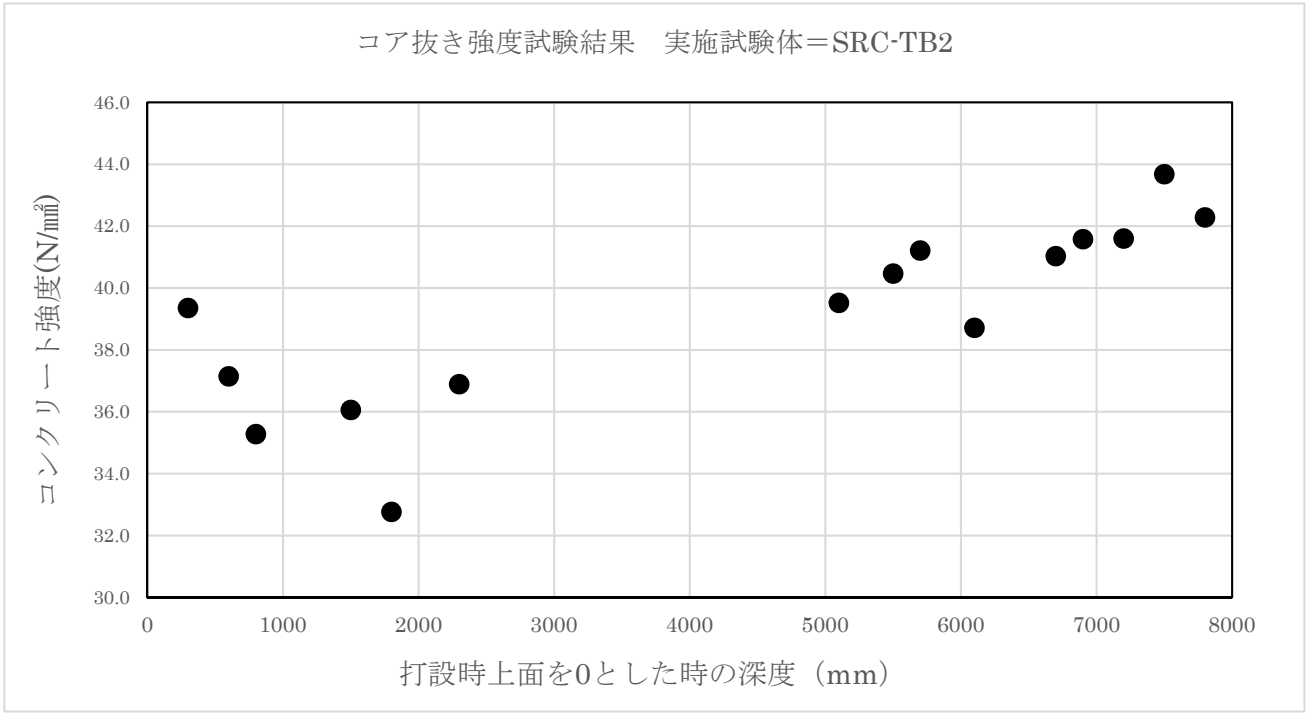


図 6.4.19　コア抜き強度試験結果

写真 6.4.5 に示すように載荷終了した試験体（SRC-TB2）のコアコンクリートを採取し，深度ごとに供試体を作成して圧縮試験を行いコンクリート強度を調査した。

図 6.4.19 に深度ごとのコンクリート強度を示す。曲げ領域のコアコンクリートについては採取できていない。

深度 0～3000mm と比較し，深度 5000~8000mm のコアコンクリート強度が上昇する傾向を示しており，コンクリート打設時の圧密効果があり，圧力が大きくなる深度でのコンクリート強度が上昇していると考えられる。

6.5　実験結果の検討

6.5.1　既往評価式の終局曲げ耐力計算値と実験値の比較

載荷終了まで正負交番繰り返し載荷を行った，SRC-TB2 を除く 4 体の試験体について，文献[6-3]に基づき平面保持仮定での断面解析によって終局曲げ耐力を計算し，実験値と比較する。

計算仮定としては，平面保持仮定での断面解析を行い，断面の応力ひずみ状態が「鋼管の圧縮縁の応力度が引張強さの 85%強度に達した時」，あるいは「圧縮側コンクリートが圧縮限界ひずみ ε_{cu}=0.3%に到達した時」の曲げモーメントのうち，より小さい方の数値を取り終局曲げ強度 Mu(kN・m)とする。ただし，鋼管の圧縮縁の限界ひずみは SKK490 材で 1.19%とされているため 0.3%よりも大きく，かつ鋼管圧縮縁とコンクリート圧縮縁は非常に近い距離にあるため，コンクリート圧縮縁が限界ひずみに到達することが終局耐力計算時の応力ひずみ状態としてよい。

材料パラメーターは材料試験結果を用いることとし，鋼材の応力-ひずみモデルを**図 6.5.1** に示す。

コンクリートモデルについて，文献[6-3]では「e 関数法等」と示されているため e 関数法での検討を行うと同時に，実験値と解析の条件がなるべく同一になるように選定した「提案モデル」による検討も併せて行う。

提案コンクリートモデルは圧縮試験結果に近いモデルとして，Hognestad モデル[6-6]から圧縮強度補正係数 0.85 倍を除いたモデルとした。(式 6.10~11)に提案モデルを示す。このモデルでの解析を Case1 とする。

$$\begin{cases} \dfrac{\sigma}{\sigma_c} = 2\left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_B}\right) - \left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_B}\right)^2 \quad : 0 \leqq \varepsilon \leqq \varepsilon_B \qquad \text{ただし，最大応力ひずみ} \quad \varepsilon_B = \dfrac{2\sigma_c}{E_c} & \text{(式 6.10)} \\ \dfrac{\sigma}{\sigma_c} = 1 - \dfrac{0.15}{0.0038-\varepsilon_B}(\varepsilon - \varepsilon_B) \quad : \varepsilon_B \leqq \varepsilon & \text{(式 6.11)} \end{cases}$$

e 関数法については文献[6-3]で示された e 関数法を用いた検討を行う。(式 6.12)に式を示す。

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = 6.75\left\{e^{-0.812(\varepsilon/\varepsilon_B)} - e^{-1.218(\varepsilon/\varepsilon_B)}\right\} \quad \text{ただし，} \varepsilon \leqq \varepsilon_B \qquad \text{(式 6.12)}$$

ここで，最大応力ひずみ ε_B は限界ひずみ ε_{cu} と同一の 0.3%とされている[6-2]が，**表 6.5.1** に示した最大応力ひずみの材料試験値と比較すると実験値はかなり小さい値であることがわかる。そこで，材料試験値の最大応力ひずみを ε_B とした e 関数法での検討も併せて行い，ε_B =0.3%とした解析を Case2，ε_B =（材料試験値）とした解析を Case3 とする。用いるコンクリートモデル 3 ケースについて，**図 6.5.2** に材料試験結果との比較を示す。傾向として Case3 は初期ひずみでの応力評価が実験値に比べて若干過大である。コンクリートモデル毎の各試験体最大応力ひずみを**表 6.5.2** に示す。

実験上においてコンクリート圧縮ひずみが限界ひずみ 0.3%に達した点での曲げモーメントを M_C(kN・m)とする（特性点 C)。実験時に限界ひずみ到達した時，杭断面の応力ひずみ状態は[6-3]でいうところの曲げ強度計算と同一の状態と考えられる。実験値が M_C となった時の軸力実験値を用いて各解析モデルで計算した終局曲げ強度 M_u(kN・m)と，M_C を比較することで平面保持仮定による曲げ強度算定の精度を確認する。**表 6.5.3** に解析ケースごとに算出した検定比 M_C/M_u の一覧と，参考値として座屈発生前最大曲げモーメント M_B および，実験時に計測された最大モーメント M_{max}(kN・m)を示す。

M_C/M_u は 1 に近い程，評価式としての精度はよく，また 1 より大きければ安全側の評価を行っていると考えられる。

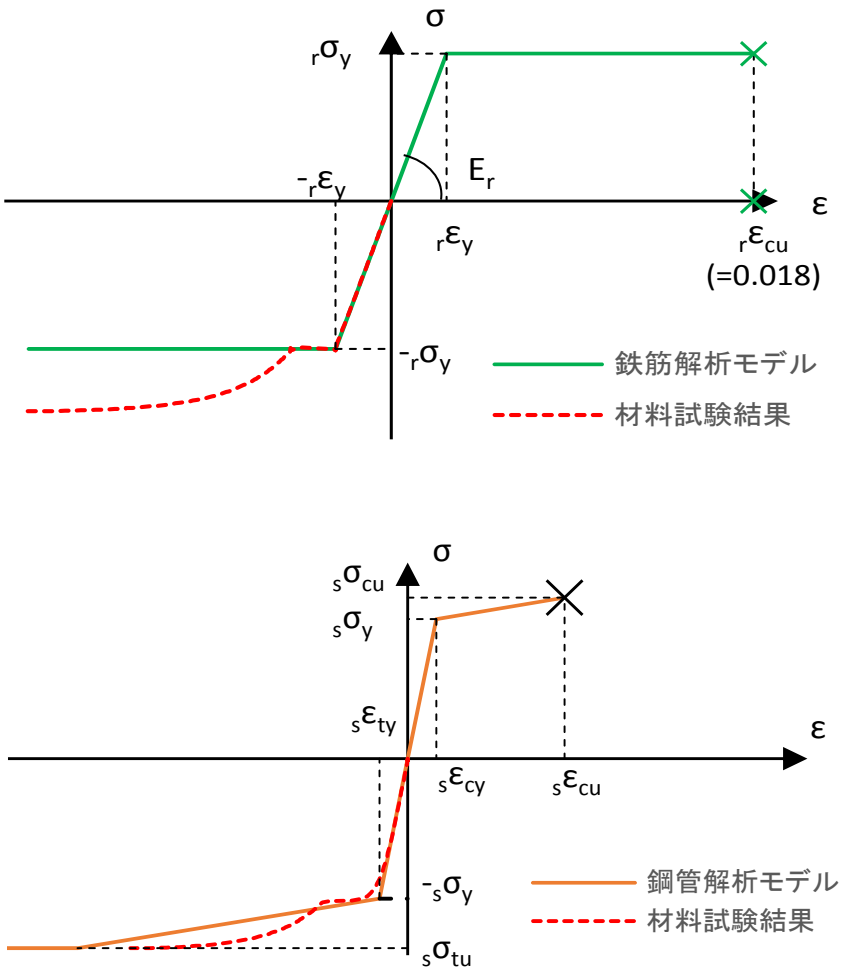


図 6.5.1　鋼材の応力-ひずみモデル

表 6.5.1　鋼材のパラメーター（材料試験値，*は文献[6-3]準拠）

鉄筋モデル

項目名	記号	数値	単位
ヤング係数	E_r	189200	N/mm²
降伏応力度	$_r\sigma_y$	433.6	N/mm²
降伏ひずみ	$_r\varepsilon_y$	2381	μ
限界圧縮ひずみ	$_r\varepsilon_{cu}$	180000*	μ

鋼管モデル

項目名	記号	数値	単位
ヤング係数	E_s	200000	N/mm²
降伏応力度	$_s\sigma_y$	427.5	N/mm²
降伏ひずみ	$_s\varepsilon_y$	2138	μ
限界圧縮ひずみ	$_s\varepsilon_{cu}$	11900*	μ
限界圧縮応力度	$_s\sigma_{cu}$	491.7	N/mm²
引張強度	$_s\sigma_{tu}$	578.5	N/mm²

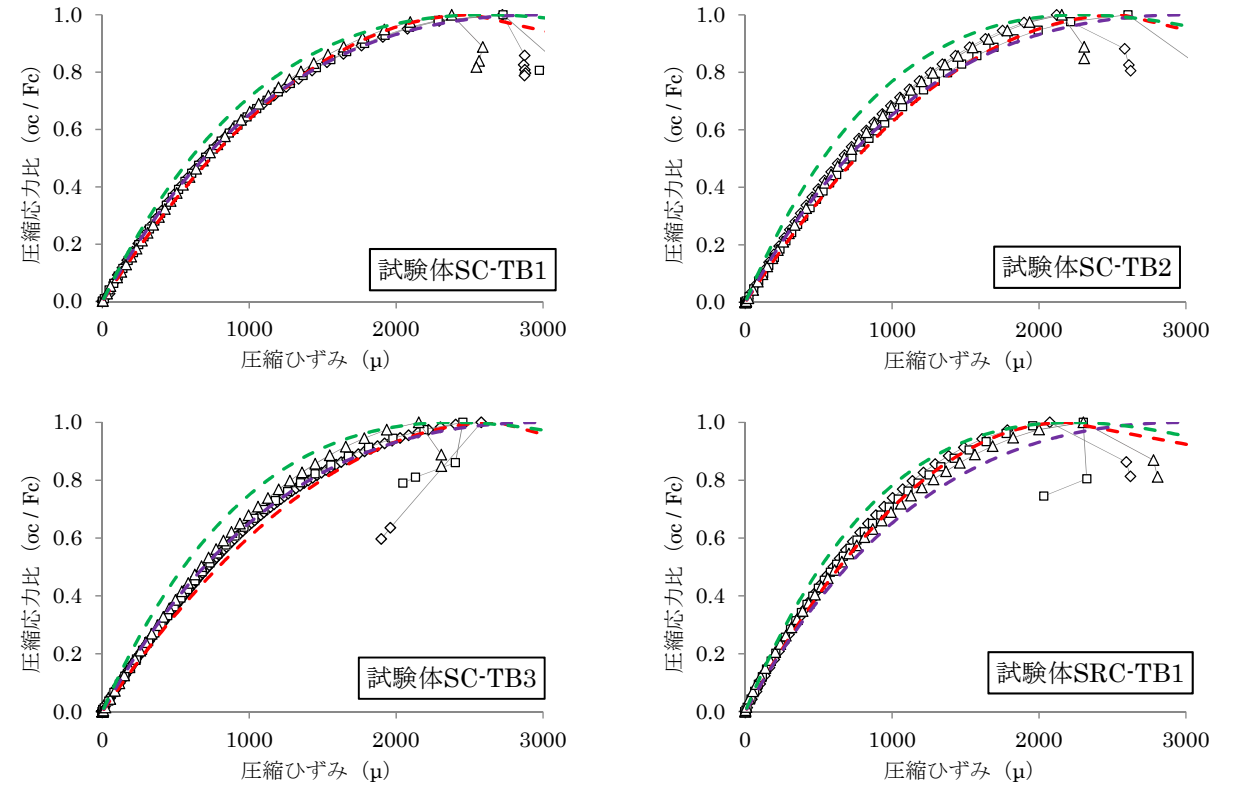


図 6.5.2 コンクリート圧縮試験結果と解析モデル 3 種の比較

表 6.5.2　各コンクリートモデルの最大応力ひずみまとめ

コンクリートモデル

検討コンクリートモデル	最大応力ひずみ $\varepsilon_B(\mu)$			
	SC-TB1	SC-TB2	SC-TB3	SRC-TB1
Case1: 提案モデル($\varepsilon_B = 2\times\sigma_c / E_c$)	2538	2567	2680	2247
Case2: e 関数法(学会モデル)	3000	3000	3000	3000
Case3: e 関数法(供試体平均) =材料試験値	2610	2293	2396	2225

表 6.5.3　断面解析による終局曲げ強度計算値と限界ひずみ到達時の曲げモーメント

		実験値	Case1		Case2		Case3		座屈点	最大曲げ
	加力	限界ひずみ時モーメント（軸力）	計算値（軸力）	実験値／計算値	計算値（軸力）	実験値／計算値	計算値（軸力）	実験値／計算値	座屈発生前最大モーメント（軸力）	実験時最大モーメント（軸力）
記号		M_C	M_u	M_C/M_u	M_u	M_C/M_u	M_u	M_C/M_u	M_B	M_{max}
SC-TB1	正側	8607※ (6786)	8704 (6786)	**0.99**	8727 (6786)	**0.99**	8826 (6786)	**0.98**	8915 (6791)	9583 (6791)
	負側	－*	6869 (-3300)		6881 (-3300)		6928 (-3300)		7218 (-3301)	7224 (-3229)
SC-TB2	正側	9142 (13576)	8838 (13576)	**1.03**	8894 (13576)	**1.03**	9194 (13576)	**0.99**	9236 (13581)	10436 (13570)
	負側	－*	6837 (-3300)		6853 (-3300)		6934 (-3300)		7344 (-3295)	7426 (-3287)
SC-TB3	正側	8282 (18667)	8107 (18667)	**1.02**	8265 (18667)	**1.00**	8663 (18667)	**0.96**	9093 (18668)	10046 (18667)
	負側	－*	6818 (-3300)		6847 (-3300)		6918 (-3300)		7138 (-3297)	7260 (-3296)
SRC-TB1	正側	9763 (19506)	9459 (19506)	**1.03**	9294 (19506)	**1.05**	9804 (19506)	**1.00**	10193 (20634)	12363 (18993)
	負側	－*	7990 (-4172)		7961 (-4172)		8052 (-4172)		8547 (-4172)	8982 (-4161)

※　SC-TB1 については局部座屈発生後に終局状態に到達

*　負側ではコンクリート圧縮縁で限界ひずみに到達せず

表 6.5.3 から解析モデル毎に実験値と計算値の比較を行う．

Case1では実験値／計算値は0.99～1.03となり，限界ひずみ時のモーメントを精度よく算出されることが示された。文献[6-3]に基づいて計算されたCase2では実験値／計算値の値は0.99～1.05となり，安全側の評価かつ精度の良い評価方法であると考えられる．Case3では実験値／計算値の値は0.96～1.00となり，Case1，Case2と比較して若干危険側の評価となる。これはCase3で用いるコンクリートモデルの初期のひずみに対する応力が，同一ひずみに対する他のモデルの応力，及び圧縮試験で実測された応力に比べて大きいことが理由の一つとして考えられる。しかしながら，誤差は4%に留まることを考慮すると，Case3も限界ひずみ時の曲げモーメントを算出するモデルとして使用できると考えられる．

この比較結果から，高軸力下においても適切な材料モデルを用いれば，平面保持仮定の断面解析によってコンクリート限界圧縮ひずみを0.3%とすれば，場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げ強度は十分計算可能であることが確かめられた．

ただし，実験においては局部座屈現象が観測されている．特に SC-TB1 については座屈発生後に限界ひずみに至っており，限界ひずみ時には局部座屈が発生していることになるが，座屈発生前最大モーメントは限界ひずみ時モーメントを上回っており，局部座屈発生直後の耐力低下も観測されていないため，局部座屈が曲げ強度に与えた影響は無視できるものとして比較を行っている。

また，局部座屈が発生した後も曲げモーメント及び軸力は保持されてその後も耐力は上昇している．杭体に局部座屈が発生しても曲げモーメント及び軸力が保持されることは文献[6-3]に記載があり既知であるが，軸力比-0.1～0.1 程度の低軸力下での結果であり，本実験において高軸力下でも同様の現象が起きることを確認した。

6.5.2　断面解析による曲げモーメント - 曲率関係の計算値および実験値との比較

正負交番繰り返し載荷を鋼管破断まで繰り返すことのできた試験体 4 体（SC-TB1~3，SRC-TB1）について，6.5.1 項と同様に平面保持仮定した断面解析により杭体の M-φ関係を算出する。

計算仮定としては変動軸力を考慮して，一方向に Push Over の解析を行う。解析における鋼管降伏および鉄筋降伏は，応力ひずみモデルにおける第一折れ点ひずみを鋼材のひずみが圧縮・引張のいずれかで超えた点とした。また 6.5.1 項と同様に終局状態として仮定する限界ひずみ点はコンクリート圧縮縁ひずみが 0.3%を超えた点とした。各解析モデルでの計算結果を**表 6.5.4～6** に示す。

鋼管降伏，鉄筋降伏，限界ひずみ点での曲げモーメント M および，曲率**φ**について（解析結果／実験値）を検定比として算出して表に併記し，その平均値と変動係数によって解析の精度を検証する。

表 6.5.4　M-φ解析結果：Case1（ 提案モデル［$\varepsilon_B = 2\times\sigma_c / E_c$］）

Case1:M-φ解析結果													
試験体名	**加力方向**	**鋼管降伏**				**鉄筋降伏**				**限界ひずみ(0.3%)**			
		M		φ		M		φ		M		φ	
		kN	**検定比**	1/km	**検定比**	kN	**検定比**	1/km	**検定比**	kN	**検定比**	1/km	**検定比**
SC-TB1	**正側**	6907	(0.98)	3.33	(0.91)	-	-	-	-	8745	(0.98)	6.35	(1.53)
	負側	-4220	(1.07)	-2.54	(1.04)	-	-	-	-	-6888	-	-11.43	-
SC-TB2	**正側**	7221	(1.07)	3.15	(1.06)	-	-	-	-	8859	(1.03)	4.67	(1.20)
	負側	-4053	-	-2.51	-	-	-	-	-	-6842	-	-11.22	-
SC-TB3	**正側**	6682	(0.95)	2.73	(0.98)	-	-	-	-	8226	(1.01)	4.03	(1.30)
	負側	-4120	-	-2.55	-	-	-	-	-	-6827	-	-11.15	-
SRC-TB1	**正側**	7783	(1.04)	2.81	(1.02)	9011	(1.04)	3.68	(1.72)	9388	(1.04)	4.09	(1.23)
	負側	-4953	-	-2.58	-	-5699	-	-3.24	-	-7994	-	-10.53	-
平均値			(1.02)		(1.00)						(1.02)		(1.31)
変動係数			0.05		0.05						0.02		0.10

表 6.5.5　M-φ解析結果：Case2（ e 関数法［ε_B=0.3%］）

Case2:M-φ解析結果													
試験体名	加力方向	鋼管降伏				鉄筋降伏				限界ひずみ(0.3%)			
		M		φ		M		φ		M		φ	
		kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比
SC-TB1	正側	6902	(0.98)	3.31	(0.91)	-	-	-	-	8767	(0.98)	6.35	(1.53)
	負側	-4254	(1.06)	-2.53	(1.04)	-	-	-	-	-6891	-	-11.43	-
SC-TB2	正側	7306	(1.06)	3.20	(1.04)	-	-	-	-	8923	(1.02)	4.72	(1.18)
	負側	-4049	-	-2.48	-	-	-	-	-	-6857	-	-11.30	-
SC-TB3	正側	6801	(0.93)	2.77	(0.96)	-	-	-	-	8380	(0.99)	4.10	(1.28)
	負側	-4185	-	-2.55	-	-	-	-	-	-6879	-	-11.46	-
SRC-TB1	正側	7406	(1.09)	2.72	(1.05)	8738	(1.08)	3.60	(1.78)	9221	(1.06)	4.04	(1.25)
	負側	-4931	-	-2.58	-	-5675	-	-3.24	-	-7966	-	-10.43	-
平均値			(1.02)		(1.00)						(1.01)		(1.31)
変動係数			0.06		0.05						0.03		0.10

表 6.5.6　M-φ解析結果：Case3（ e 関数法［ε_B=供試体平均］）

Case3:M-φ解析結果													
試験体名	加力方向	鋼管降伏				鉄筋降伏				限界ひずみ(0.3%)			
		M		φ		M		φ		M		φ	
		kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比	kN	検定比	1/km	検定比
SC-TB1	正側	6944	(0.97)	3.25	(0.93)	-	-	-	-	8837	(0.97)	6.40	(1.52)
	負側	-4287	(1.05)	-2.51	(1.05)	-	-	-	-	-6999	-	-12.09	-
SC-TB2	正側	7833	(0.99)	3.35	(1.00)	-	-	-	-	9198	(0.99)	4.89	(1.14)
	負側	-4099	-	-2.44	-	-	-	-	-	-6954	-	-11.77	-
SC-TB3	正側	7299	(0.87)	2.90	(0.92)	-	-	-	-	8782	(0.94)	4.26	(1.23)
	負側	-4204	-	-2.48	-	-	-	-	-	-6920	-	-11.59	-
SRC-TB1	正側	7783	(1.04)	2.81	(1.02)	9011	(1.04)	3.68	(1.72)	9388	(1.04)	4.09	(1.23)
	負側	-4953	-	-2.58	-	-5699	-	-3.24	-	-7994	-	-10.53	-
平均値			(0.98)		(0.98)						(0.99)		(1.28)
変動係数			0.07		0.05						0.04		0.11

各解析モデルでの結果まとめを**表 6.5.7** に示す。

表 6.5.7　各解析モデルでの検定比まとめ

検定比まとめ		鋼管降伏		限界ひずみ	
		モーメント	曲率	モーメント	曲率
Case1	検定比平均	(1.019)	(1.001)	(1.016)	(1.31)
	変動係数	0.048	0.0531	0.022	0.100
Case2	検定比平均	(1.022)	(1.003)	(1.013)	(1.31)
	変動係数	0.058	0.054	0.030	0.102
Case3	検定比平均	(0.982)	(0.98)	(0.988)	(1.28)
	変動係数	0.066	0.0528	0.036	0.11

※ハッチング部分は 3 ケースの中で最も平均値が 1 に近い・変動係数が小さい値

表 6.5.7 より，Case3 が検定比の平均で最も 1 に近いが，限界ひずみでの曲率以外では検定比平均は 1 より小さく危険側の評価である。Case1 および Case2 で検定比平均値全てが 1 以上となり，安全側の評価となる。変動係数も Case1 も Case2 も 0.06 以下と小さく安全側の評価である。Case3 が若干危険側の評価であるのは終局耐力評価と同様に，Case3 で用いるコンクリートモデルの初期のひずみに対する応力が，同一ひずみに対する他のモデルの応力，及び圧縮試験で実測された応力に比べて大きいことが理由の一つとして考えられる。

いずれのモデルでも安全側に評価している限界ひずみ到達時の曲率を除き，すべてのモデルで実験値と解析値の誤差は小さい。そのため，Case1~3 のいずれのモデルを用いても，平面保持仮定での断面解析を用いれば，コンクリート限界ひずみ 0.3%に至るまでの M-φ関係を評価できると考えられる。

また，実験値で得られた M-φ関係と解析値の M-φ関係，および実験時発生した特性点と解析上の特性点の比較を**図 6.5.3～6** に示す。解析結果は Case1 を使用して示している。

実験値 M-φ（黒実線）と解析結果（赤破線）を比較すると，曲率の小さな領域での剛性について，解析値では若干低くなっている試験体があるものの，概ね解析結果と実験値は近似している。特性点についてもよく対応しており，解析値と実験値の対応が良いことを確かめた。

局部座屈発生点については, SC-TB1 についてのみ実験上の終局よりも早く局部座屈が発生しており，他の 3 体の試験体では局部座屈発生は実験場の終局よりも後に発生している。いずれの試験体も，座屈前に解析上の終局における曲げおよび曲率を経験しており，今回の実験について，解析結果は実験値を安全側に評価しているが，平面保持仮定の断面解析で局部座屈を評価する手法は既往研究になく，今後の課題と考えられる。

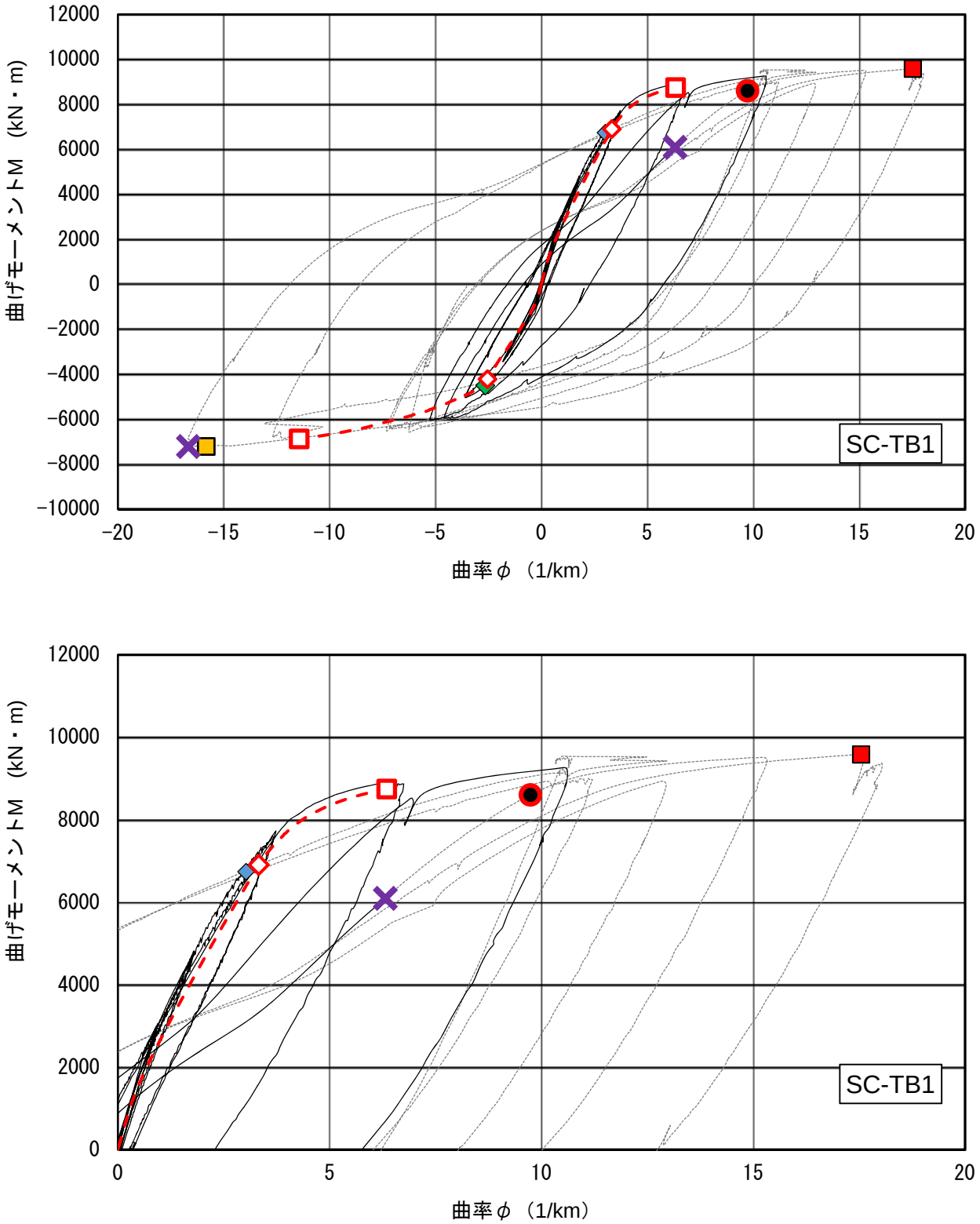


図 6.5.3　試験体 SC-TB1 の M-φ解析値と実験値の比較（全体と正側載荷）

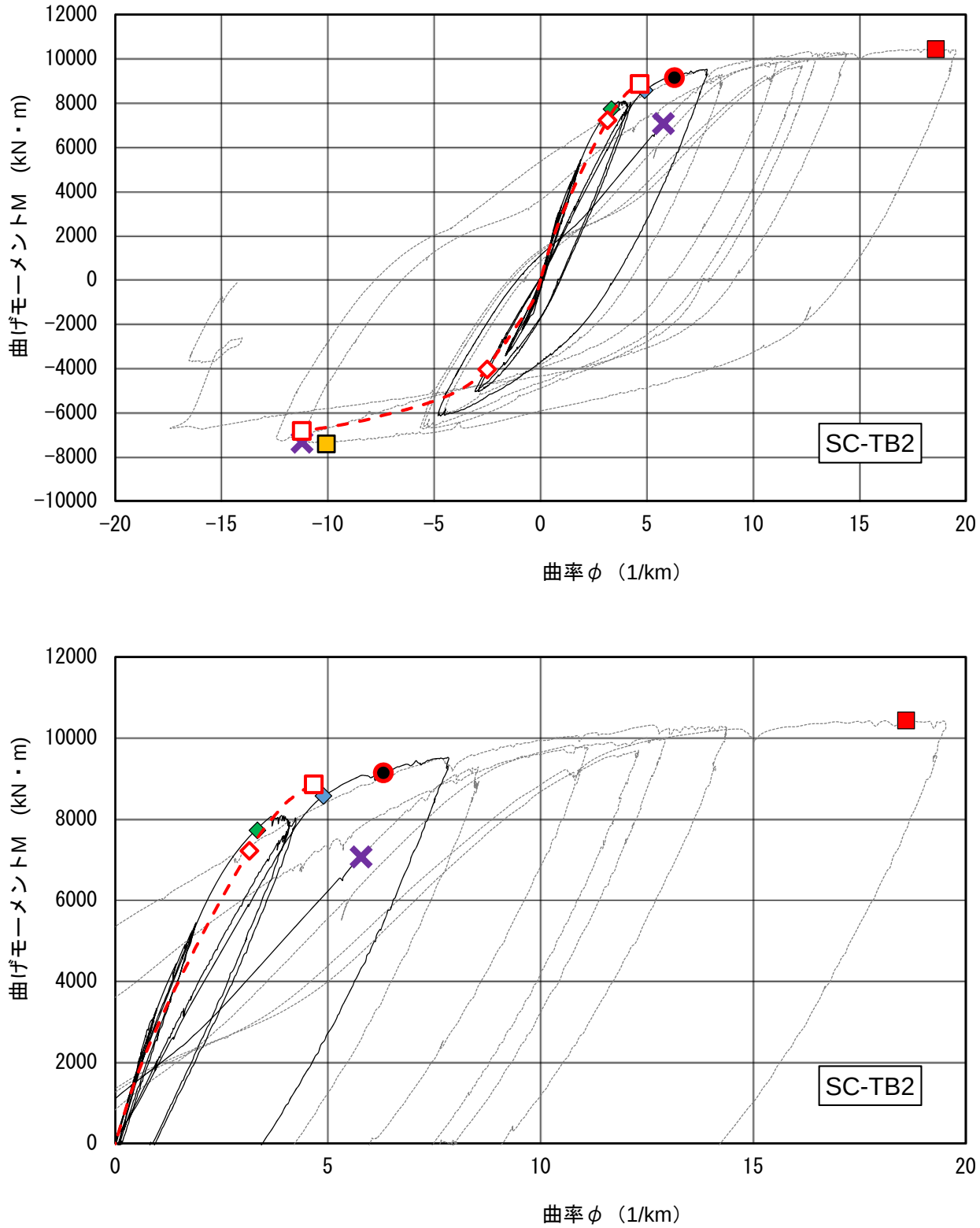


図 6.5.4　試験体 SC-TB2 の M-φ解析値と実験値の比較（全体と正側載荷）

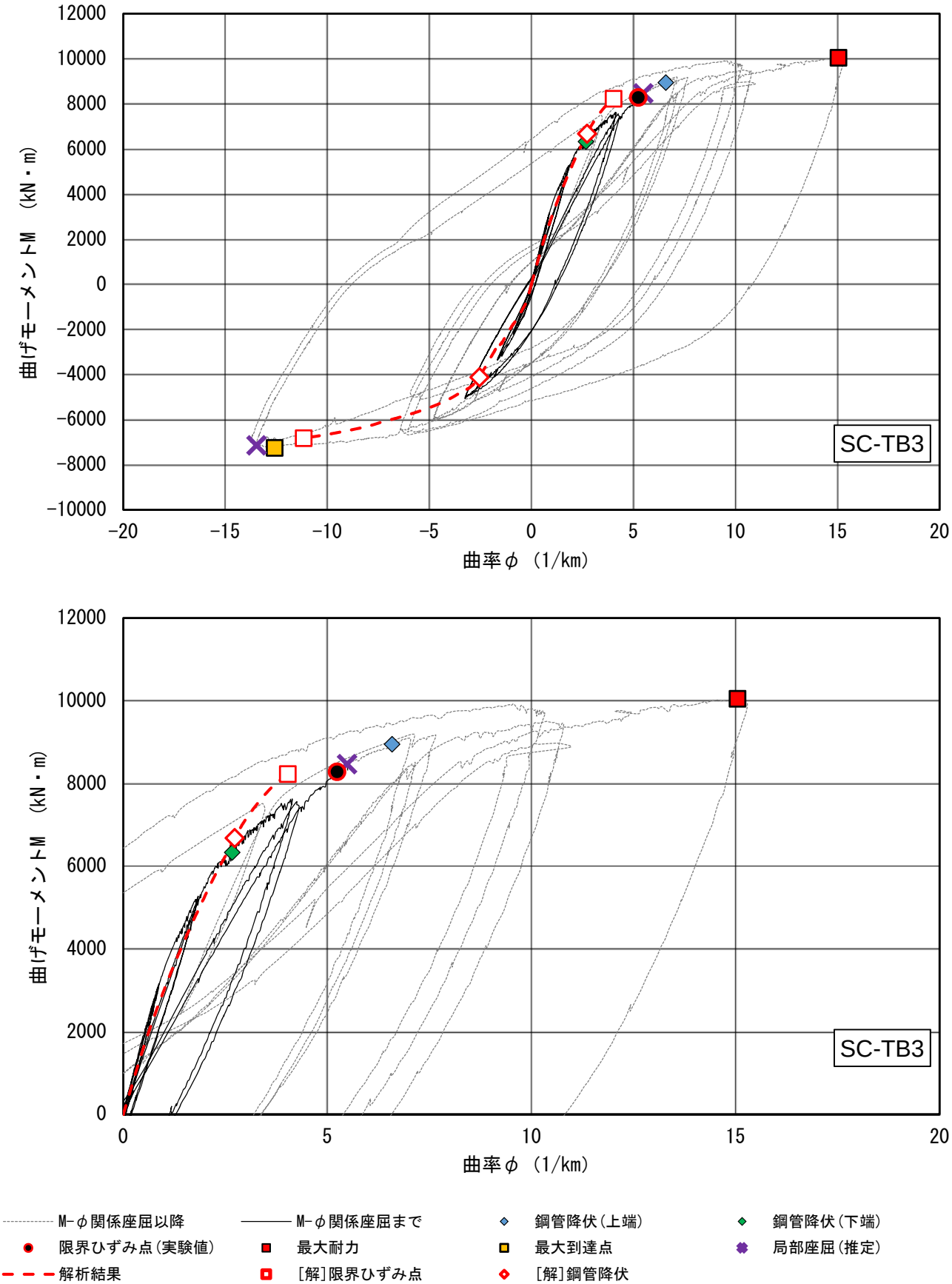


図 6.5.5　試験体 SC-TB3 の M-φ解析値と実験値の比較（全体と正側載荷）

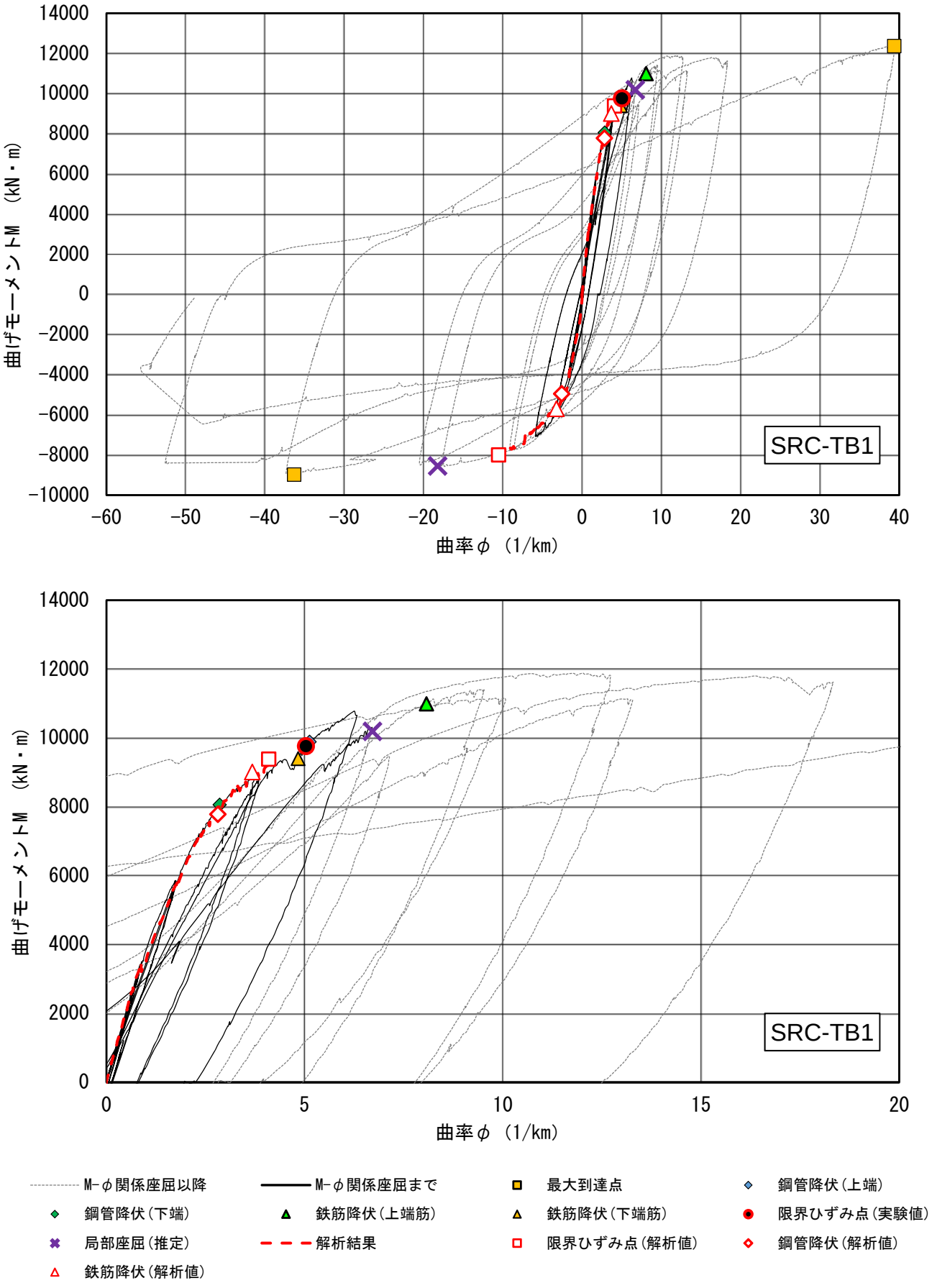


図 6.5.6　試験体 SRC-TB1 の M-φ解析値と実験値の比較（全体と正側載荷かつ曲率 20 以下）

6.6　まとめ

・文献[6-3]に準じた平面保持仮定の断面算定式により，計算上の終局状態における耐力を確認した。

・既往評価式で規定のない局部座屈という破壊モードが明らかになった。

・既往評価式の検証として，文献[6-3]を基に平面保持仮定での断面解析により終局耐力の評価を行った。e 関数法や提案モデル等の，応力ひずみ関係を適切に評価したコンクリートモデルを用いれば，終局耐力を精度よく評価することができると考えられる。

・M-φについても平面保持仮定での断面解析により実験値と計算値の比較を行った。実験値を計算値はよく評価しており，終局状態の曲率評価については安全側の評価であるが，局部座屈現象について断面解析では評価することができず，今後の課題である。

参考文献

[6-1] 建設技術審査証明報告書　内面リブ付き鋼管巻き場所打ち杭「JFETB 杭」，㈶土木研究センター，2009. 12

[6-2] 金子治，大地震に対する耐震設計におけるコンクリート杭の適用条件に関する実態調査，日本建築学会技術報告集，第 23 巻，第 53 号，pp. 87-92，2017. 2

[6-3] 鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案），日本建築学会，pp. 152-202，pp. 282-297，2017. 3

[6-4] 長岡弘明他 : 拡底場所打ち杭の耐震設計上の問題点と補強方法の検討―拡底場所打ち杭頭部の鋼管を用いた耐震補強（その 1）―，日本建築学会構造系論文報告集，第 390 号，114-124，1988. 8

[6-5] 建設省総合プロジェクト「新建築構造体系の開発」性能評価分科会基礎 WG 最終報告書，資 70-73，2000. 3

[6-6] Hognestad E, Hanson N, McHenry D. Concrete stress distribution in ultimate strength design.ACI J Proc 1955;52(4):4759

謝辞

本研究は，平成 29 度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。

第７章

既製 SC 杭を用いた実大杭基礎部分架構実験

7.1　はじめに

7.1.1　研究背景

近年の大規模地震において杭基礎の被害によって建物が傾斜し，継続的な使用が困難となった事例が報告されている。，杭頭部の被害に比べてパイルキャップの被害は比較的少なく，耐震上の課題が余り明確になっていない。一方で大地震後も継続使用性を可能とする解決策の一つとして，靭性を有する杭頭接合面を有効に利用する工法がある。そのためには，杭頭部からパイルキャップへの応力伝達機構を明らかにする必要がある。日本建築学会「建築基礎構造設計指針」[7-1]では，杭頭接合面に関する曲げ抵抗機構に関する耐力設計式や変形性能評価の提案がされているもの，構造実験による検討が少ないことが指摘されている。この中でも特に，実際の建物で使用されている大口径杭の構造実験や，大地震時の軸力変動を再現した構造実験や，高軸力下の構造実験は過去に実施されていないことがわかっている。

7.1.2　研究目的

本研究では，設計法が確立されていない杭頭接合面の曲げの抵抗機構の解明と耐力及び，変形性能の定量化に焦点を当てる。地震時に建物に作用した力は，柱，梁，パイルキャップを介して，杭頭接合面にせん断力や曲げモーメントとして作用する。そこで，建物基礎部分の応力状態を再現しながら，杭頭の抜け出しを含めて杭頭部分のモーメントー回転角関係を終局時に至るまで高精度に再現し，履歴復元力特性と損傷状態を記録する。得られた実験結果と各種設計指針の設計方法を比較し，破壊機構や設計式の妥当性を把握する。具体的には，下記のような目的を設定した。

- 杭・基礎梁・柱を含む杭頭接合部部分架構に対して変動軸力下での静的正負繰返し載荷実験を行い杭頭接合面における曲げ性能を明らかにする。
- 実験結果に基づいて，杭頭接合面の曲げに関する主な抵抗機構を抽出する。
- 実験で得られた杭頭接合面における曲げモーメント回転角関係の骨格曲線に基づいて，降伏点および終局点のモーメント耐力と回転角を予測する方法を提案する。また，杭頭接合部部分架構のせん断力変形角関係を予測するための杭体及び，杭頭接合面に対する曲げ抵抗機構のモデル化手法を提案する。

7.2　実験概要

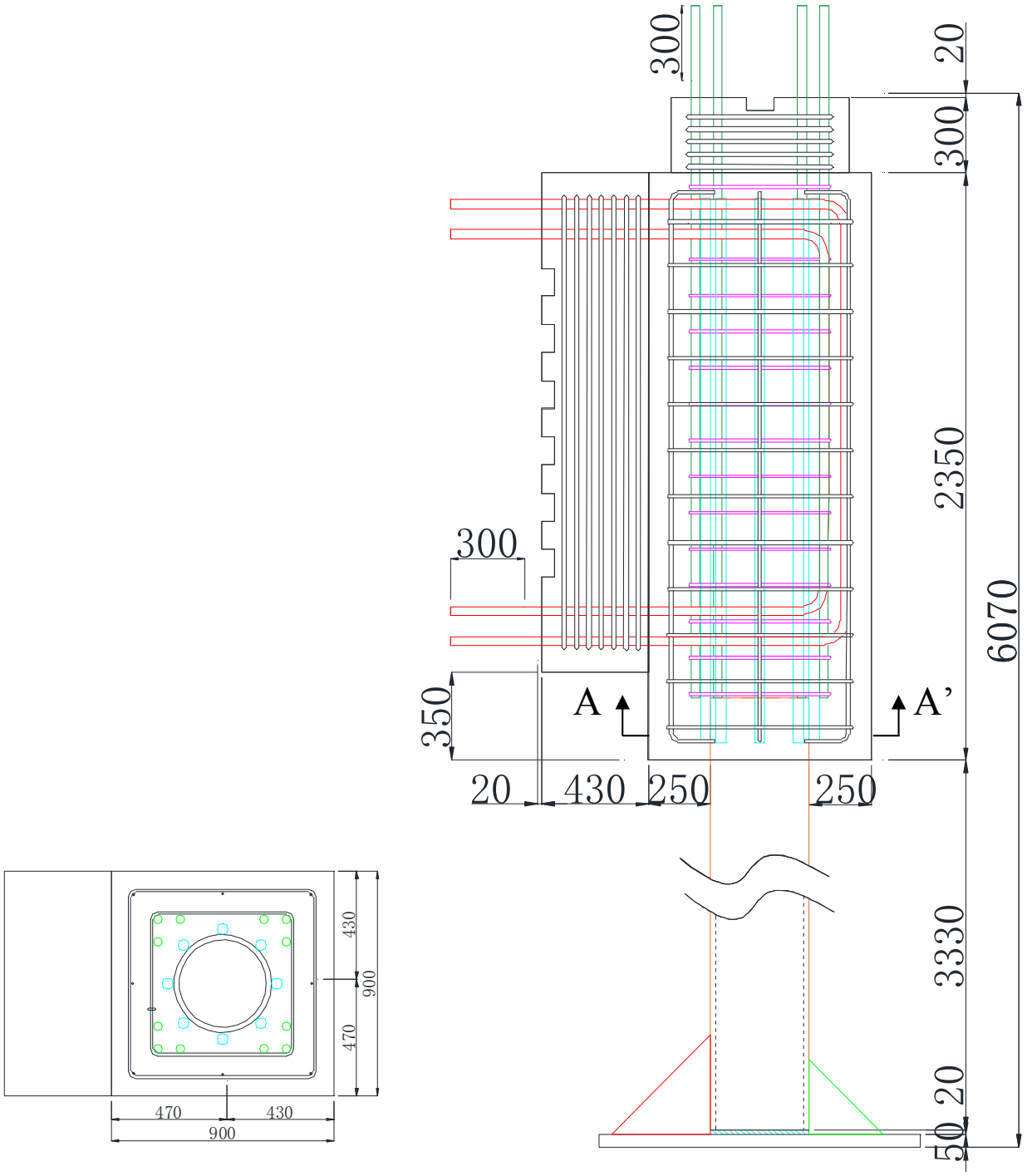
7.2.1　試験体の構成と寸法，配筋

試験体緒元を**表 7.2.1** に，試験体詳細を**図 7.2.1** から**図 7.2.5** に示す。試験体は建物側柱下部を模擬したト形部分架構試験体とし，実大スケールで 2 体作製した。杭体は，杭径 D=400mm，鋼管厚 t=21mm の既製鋼管コンクリート杭(以下，SC 杭)を使用し，パイルキャップへ 250mm 埋め込んだ。SC 杭はパイルキャップ部の破壊性状を確認するため，強度の高い SC 杭(鋼管厚 t=21mm 通常は t=6mm 程度)を用いた。また，基礎梁と柱は鉄骨と定着用の鉄筋で模擬した。杭頭定着筋量と変動軸力(軸力比)パスを実験変数とし，試験体 No.1 では杭頭接合部での曲げ破壊(杭頭接合面曲げ破壊)，No.2 試験体ではパイルキャップのせん断破壊が先行するように設計した。杭頭定着筋以外の配筋及び，寸法は同一の仕様としている。

表 7.2.1　試験体緒元

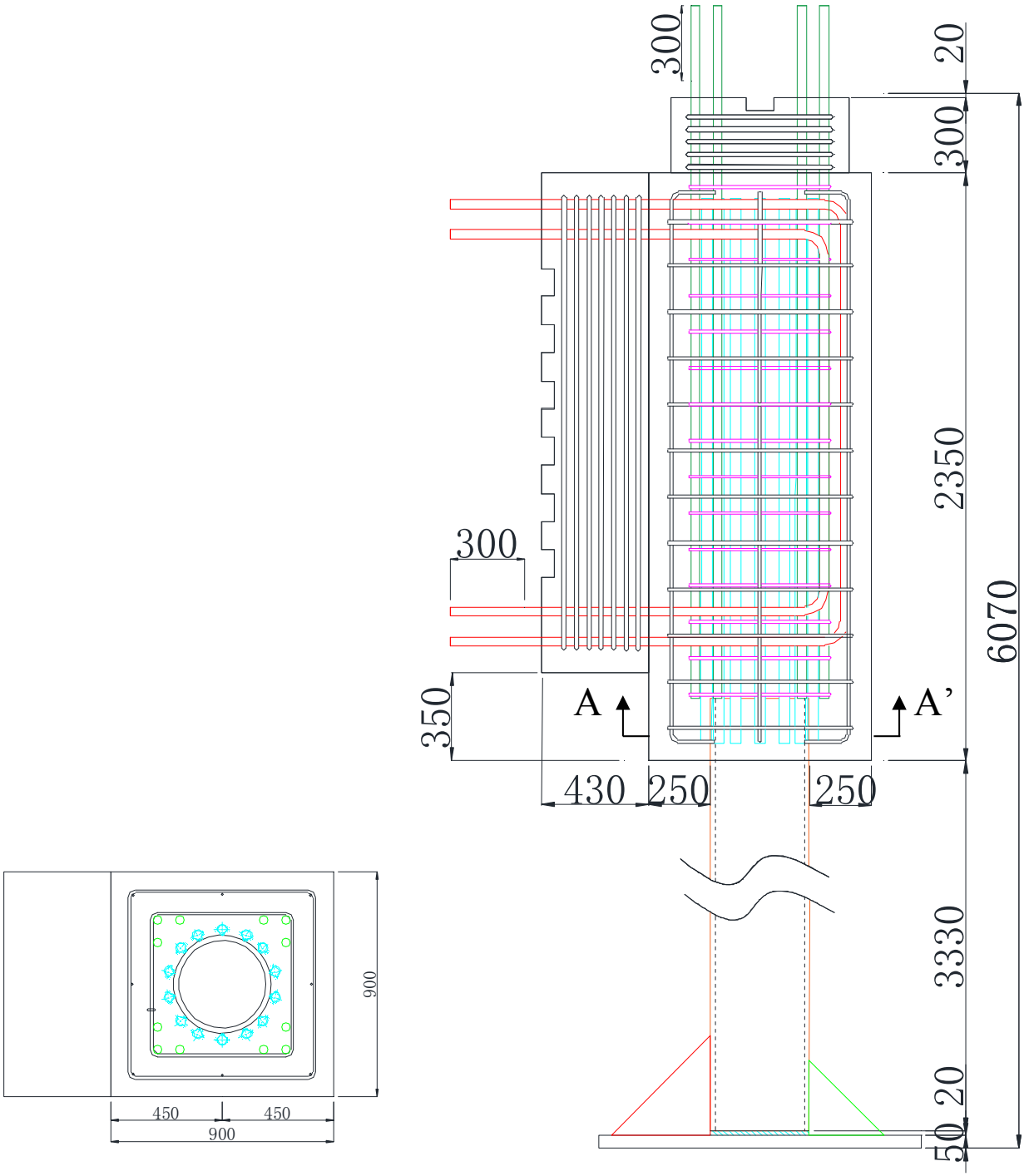
試験体名		No1	No2
軸力比(N+P)/N_0*		-0.4~0.54	-0.49~0.43
柱	幅×せい	720mm×720mm	
	主筋	12-D32(SD390)	
	帯筋	D16(SD345)　@50	
基礎梁	幅×せい	900mm×2000mm	
	主筋	16-D32(SD390)	
	補強筋	D16(SD345)　@50	
杭	SC杭	Φ400,鋼管厚t=21mm,SSK490,Fc105MPa	
	杭頭定着筋	8-D29(SD345)	14-D38(WSD490)
パイルキャップ	幅×せい×高さ	900mm×900mm×2350mm	
	縦筋	8-D13(SD295A)	
	帯筋	D10(SD295A)　@185	
	柱帯筋	D10(SD295A)　@145	

* N+P：杭体に付加される軸力(2.3 節参照)，$N_0=\sigma_B \cdot Ac+fy \cdot As$ (N>0 時)，$N_0=fy \cdot As$ (N<0 時)，(Ac：コンクリート部断面積，As：鋼管部断面積，σ_B ：コンクリート材料試験強度，fy：鋼管降伏強度，



(a) 杭頭接合部 A-A'断面　　(b) 立面図

図 7.2.1　試験体 No.1 の配筋と寸法



(a) 杭頭接合部 A-A'断面　　(b) 立面図

図 7.2.2　試験体 No.2 の配筋と寸法

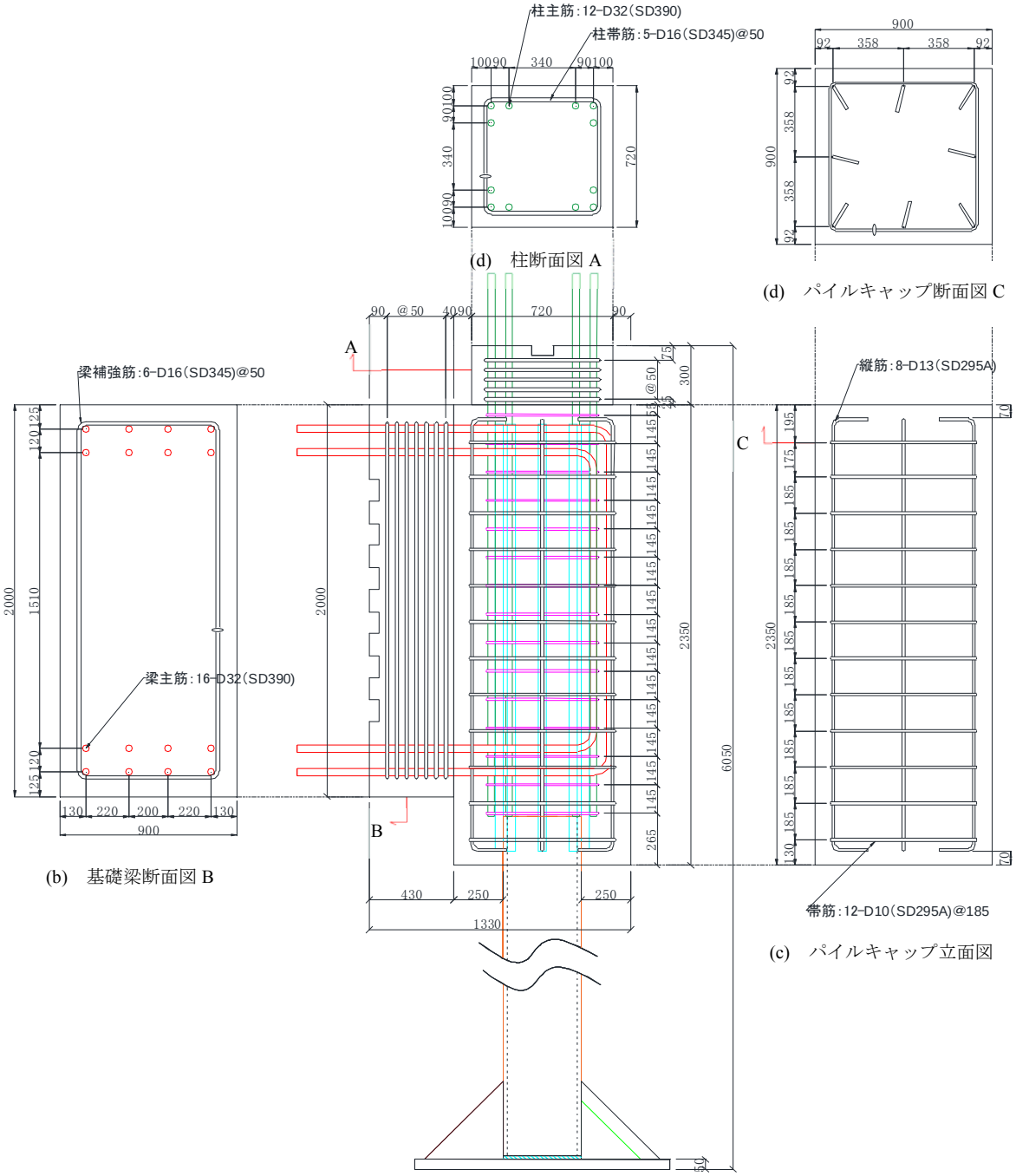


図 7.2.3　試験体詳細図(両試験体共通部分)

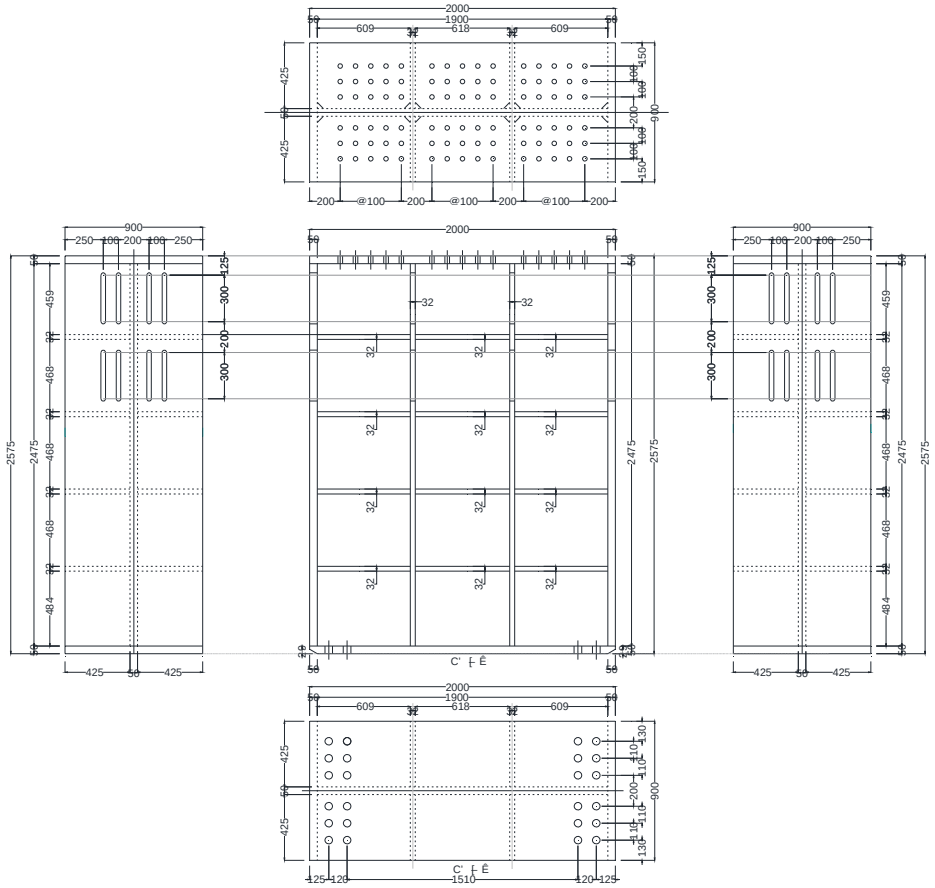


図 7.2.4　鉄骨梁詳細

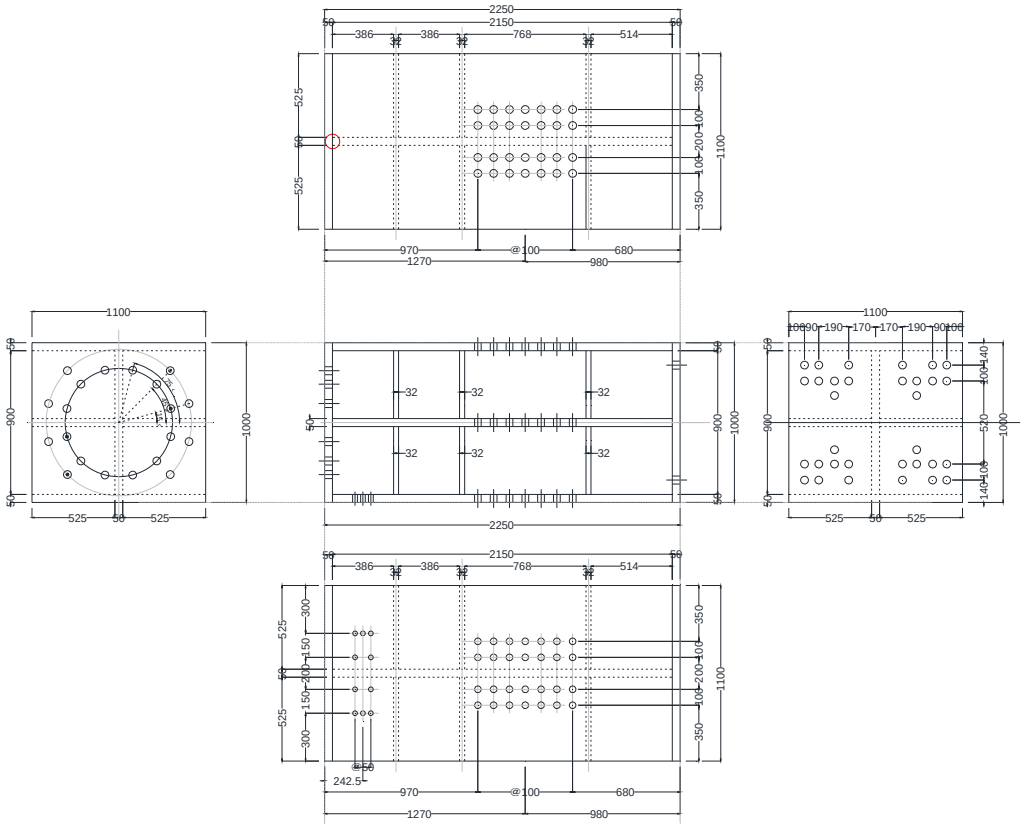


図 7.2.5　鉄骨柱詳細

7.2.2　材料特性

コンクリートの材料特性を**表 7.2.2** に，鋼材の材料特性を**表 7.2.3** に示す。

表 7.2.2　コンクリートの材料特性

使用箇所	試験体	供試体	圧縮強度	弾性係数	圧縮強度時歪
			MPa	GPa	$\times 10^{-6}$
鋼管内	No.1	1	128.3	48.6	2747.8
		2	126.0	46.1	2869.5
		3	126.2	46.5	2599.5
		平均	126.8	47.1	2738.9
	No.2	1	126.9	47.6	2747.8
		2	129.2	47.3	2771.0
		3	124.6	46.7	2599.5
		平均	126.9	47.2	2706.1
パイルキャップ	No.1	1	29.1	25.4	2210.4
		2	28.4	23.6	2173.1
		3	28.4	26.8	2074.2
		平均	28.6	25.3	2152.6
	No.2	1	29.6	23.2	2181.2
		2	29.3	26.6	2239.8
		3	27.9	22.5	2266.2
		平均	28.9	24.1	2229.1

表 7.2.3　鋼材の材料特性

鋼種	降伏応力	ヤング係数	引張強さ
	MPa	GPa	MPa
D10(SD295A)	339	178	482
D13(SD295A)	341	192	480
D16(SD345)	373	184	593
D29(SD345)	392	196	593
D32(SD390)	437	195	621
D38(WSD490)	530	190	706
SKK490*	514	-	584

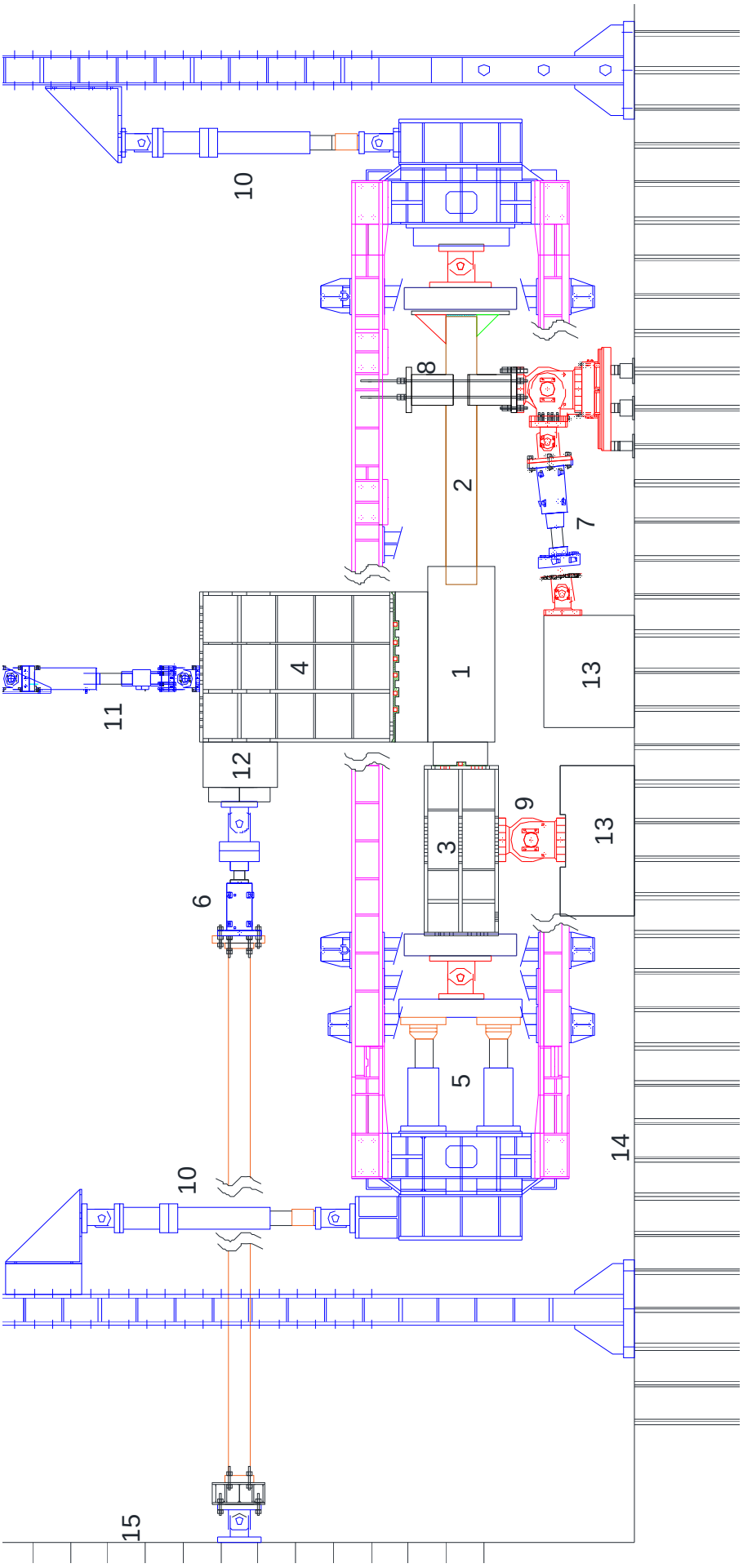
*ミルシート値を使用

7.2.3　載荷計画

載荷装置を**写真 7.2.1**，**図 7.2.6** に示す。本実験では T 形試験体を横にした状態で柱，杭部で単純支持し，基礎梁部から水平力 2P を載荷した。載荷方向は杭と基礎梁が閉じる方向を正とした。杭側支持点はピンローラー支承とし，両支持点の水平反力を同一にするため，載荷中は杭側支持点下に取り付けた水平ジャッキにより，水平力 2P の半分 P を載荷方向と逆に付加した。即ち，杭体に加わる軸力は水平ジャッキによる軸力 N と杭側支持点水平反力 P の合計値 N+P となる。軸力 N は載荷装置柱側端部に取り付けた水平ジャッキ 4 台により加力した。また，地震時の変動を考慮し軸力を変動させた。載荷装置両端及び，基礎梁上端に取り付けた鉛直ジャッキによって吊り上げ，載荷装置と試験体の自重を相殺し加力を行った。

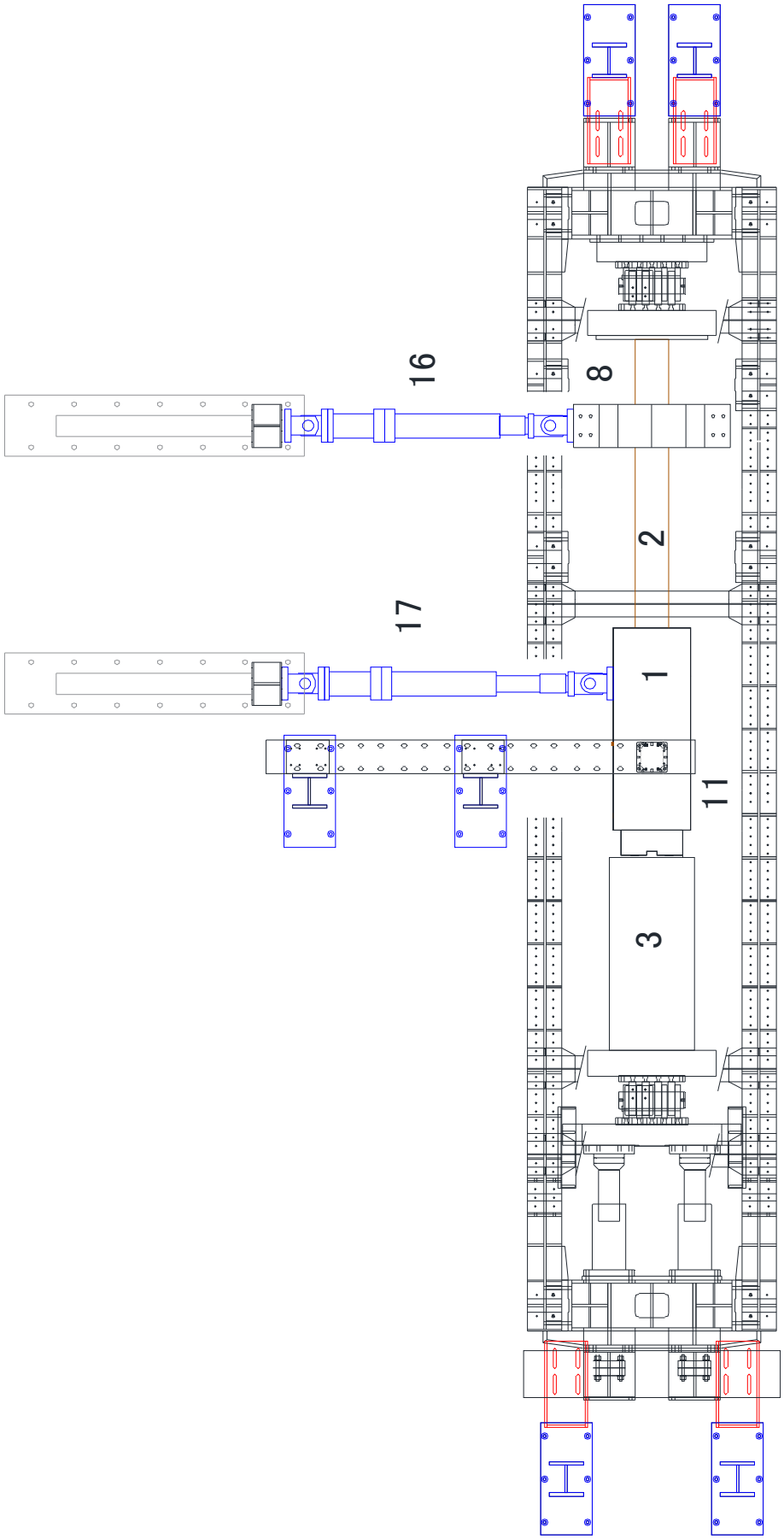


写真 7.2.1　載荷装置



1:パイルキャップ，2:SC 杭，3:鉄骨柱，4:鉄骨梁，5:軸力ジャッキ(押 500t／引 200 t ×4 台)，6:水平力載荷ジャッキ(押 400t／引 150 t ×2 台)，7:水平反力用ジャッキ，8:杭側支持点，9:柱側支持点，10:フレーム自重相殺用ジャッキ，11:試験体自重相殺用ジャッキ，12:スペーサー，13:コンクリートブロック，14:反力床，15:反力壁

図 7. 2. 6　載荷装置



16:面外方向止め用ジャッキ(杭側支持点)，17:面外方向止め用ジャッキ(基礎梁部)

図 7.2.7　載荷装置(伏図)

(1) 試験体に作用する外力，反力とモーメント

試験体に作用するモーメント分布と外力(2P，F_R)，反力(F_L，R_L，R_R)を**図 7.2.8** に示す。

本研究ではパイルキャップ内に埋め込まれた杭頭端面を杭頭接合面(**図 7.2.8** 中 K)と定義している。

左右方向の力のつり合いより

$$F_L = 2P - F_R \quad \text{(式 7.2.1)}$$

上下方向の力のつり合いより

$$\mathbf{R_R = R_L} \quad \text{(式 7.2.2)}$$

F 点周りの力の釣り合いより

$$-2P \times H_{GH} + P \times H_{GH} + R_R \times L_{HI} = 0 \quad \text{(式 7.2.3)}$$

ただし，

H_{GH}：G-H 間の垂直距離（=4.10m）　　H_{HI}：H-I 間の垂直距離（=0.19m）

L_{HI}：H-I 間の水平距離（=6.0m）

これを解くと

$$R_R = \frac{(2\times4.10-0.19)}{6.0}P = 1.335P \quad \text{(式 7.2.4)}$$

K 点周りの力のつり合いより杭頭接合面 K の曲げモーメント$\mathbf{M_{K0}}$は

$$M_{K0} = -R_R \times L_{BK} + F_R \times H_{HK} \quad \text{(式 7.2.5)}$$

ただし，

L_{KB}：B-K 間の水平距離（=2.6m）　　H_{HK}：H-K 間の垂直距離（=1.15m）

となる。

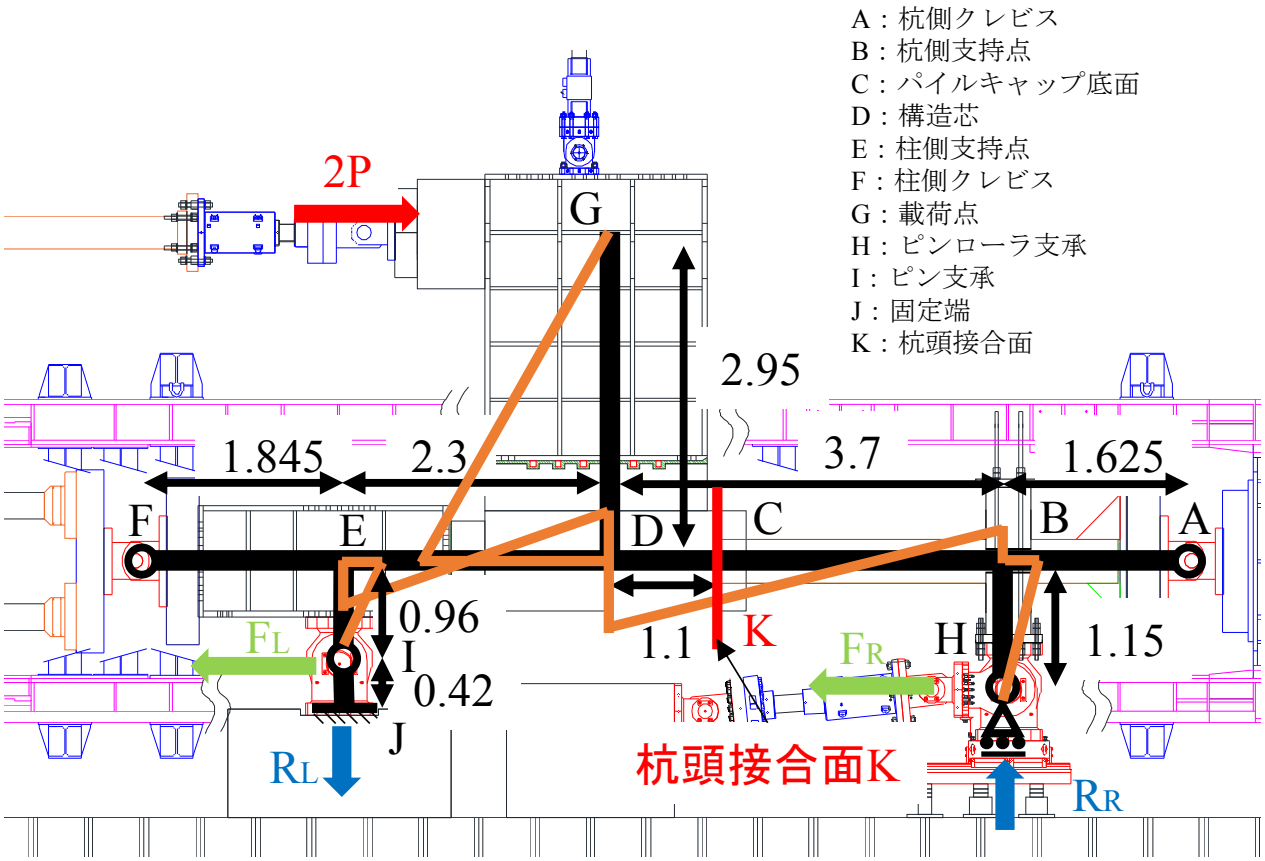


図 7.2.8　試験体に作用するモーメント分布と外力，反力(単位 m)

(2) 制御用代表変形角 R

載荷中の制御に用いた代表変形角 R を**図 7.2.9** に，支持点補正変形角R′を**図 7.2.10** に示す。パイルキャップ中央点(構造芯, **図 7.2.9** 中 I 点)と載荷点(**図 7.2.9** 中 G 点)の相対水平変位を区間L_{GI}(=2950mm)で除した変形角R_0に杭側支持点，柱側支持点で載荷中に生じる微小変位からなる変形角 R'を足し合わせ補正した代表変形角 R で変位制御による正負交番繰り返し載荷を行った。

$$R = R_0 + R' \qquad \text{(式 7.2.6)}$$

ただし，

$$R_0 = \frac{\delta_G - \delta_D}{L_{DG}} \qquad \text{(式 7.2.7)}$$

$$R' = \frac{(\Delta Y_2 - \Delta Y_1)}{L_{BE}} \qquad \text{(式 7.2.8)}$$

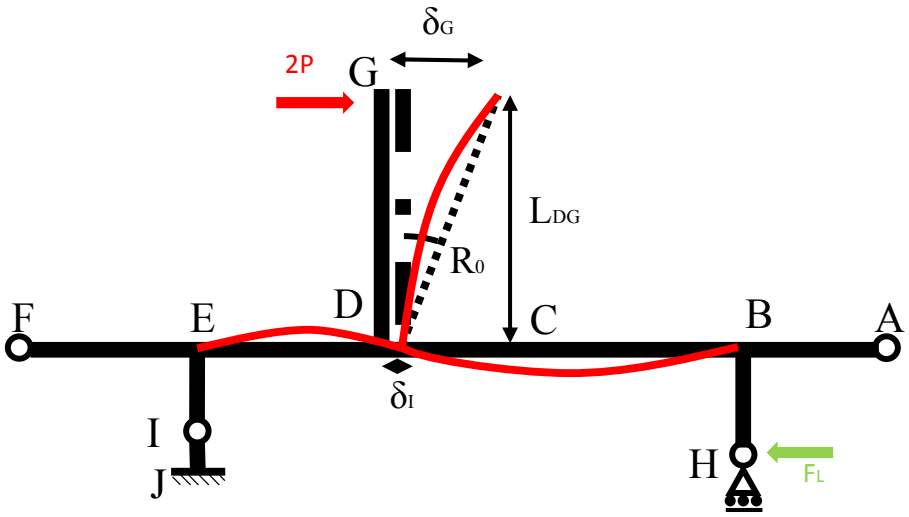


図 7.2.9　変形角R_0

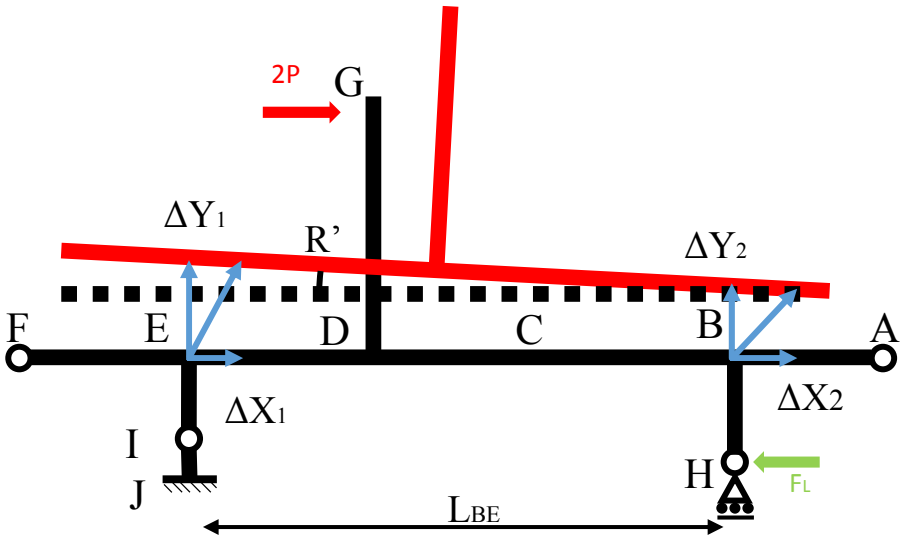


図 7.2.10　支持点補正変形角R′

(3) 基礎梁せん断力 2P－軸力 N+P 平面における載荷パス

基礎梁せん断力 2P と杭体に作用する軸力 N+P の関係を**図　7. 2. 11** に示す。**図　7. 2. 11** 中，黒曲線は SC 杭(鋼管厚 t=6)の終局曲げモーメントを基礎梁せん断力 2P に換算した値である。(3. 1 **節**参照)変動軸力は過去の SC 杭曲げ実験を参考にし，試験体 No.1 では正側軸力比 0.52，試験体 No.2 では 0.36，負載荷側では両試験体共に 0.4 とした。設定した軸力比に到達した後は一定軸力比とした。また，実験開始時には長期軸力相当である 2115kN(軸力比 0.2)の圧縮軸力を導入した。載荷中は載荷ジャッキに取り付けたロードセル(**図　7. 2. 13** 中 Jack I,Jack J)と軸力ジャッキに取り付けたロードセル(**図　7. 2. 13** 中 Jack M)から得られた値が載荷パスに沿うように自動制御した。

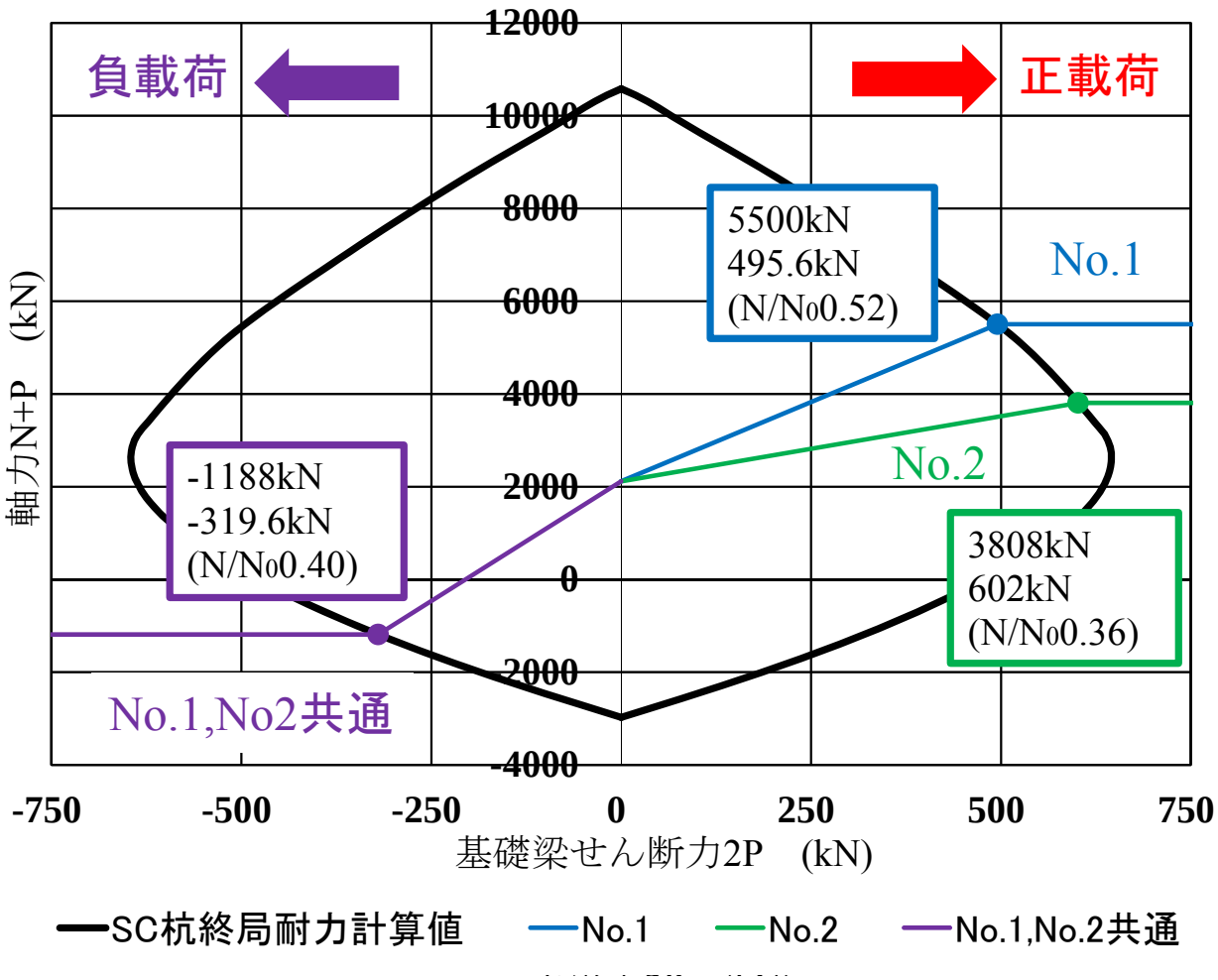


図 7. 2. 11　基礎梁せん断力 2P と軸力 N+P

7.2.4　計測計画

本実験で用いた計測システムを**図 7.2.12** に示す。本実験では荷重，変位，ひずみ，ひび割れを計測した。荷重はロードセル，変位は変位計及び，OPTOTRAK，ひずみはひずみゲージ，ひび割れはデジタルカメラを用いて計測した。ひび割れはひび割れ幅も計測し，クラックスケールを用いて計測を行った。OPTOTRAK とは貼り付けたマーカーの動きをセンサーで感知し三次元的に変位を計測できるモーションセンサーである。全ての計測装置は 1 つのハブに接続されており，OPTOTRAK 用のノートパソコンの Enter キーがトリガーとなって一度に全ての計測項目が同時に計測出来るようになっている。



図 7.2.12　計測システム

(4) ロードセル及びジャッキ設置位置

ロードセル及びジャッキ設置位置を**図 7.2.13** に示す。図中 Jack はロードセル及びジャッキ，Cell はロードセルのみを示している。

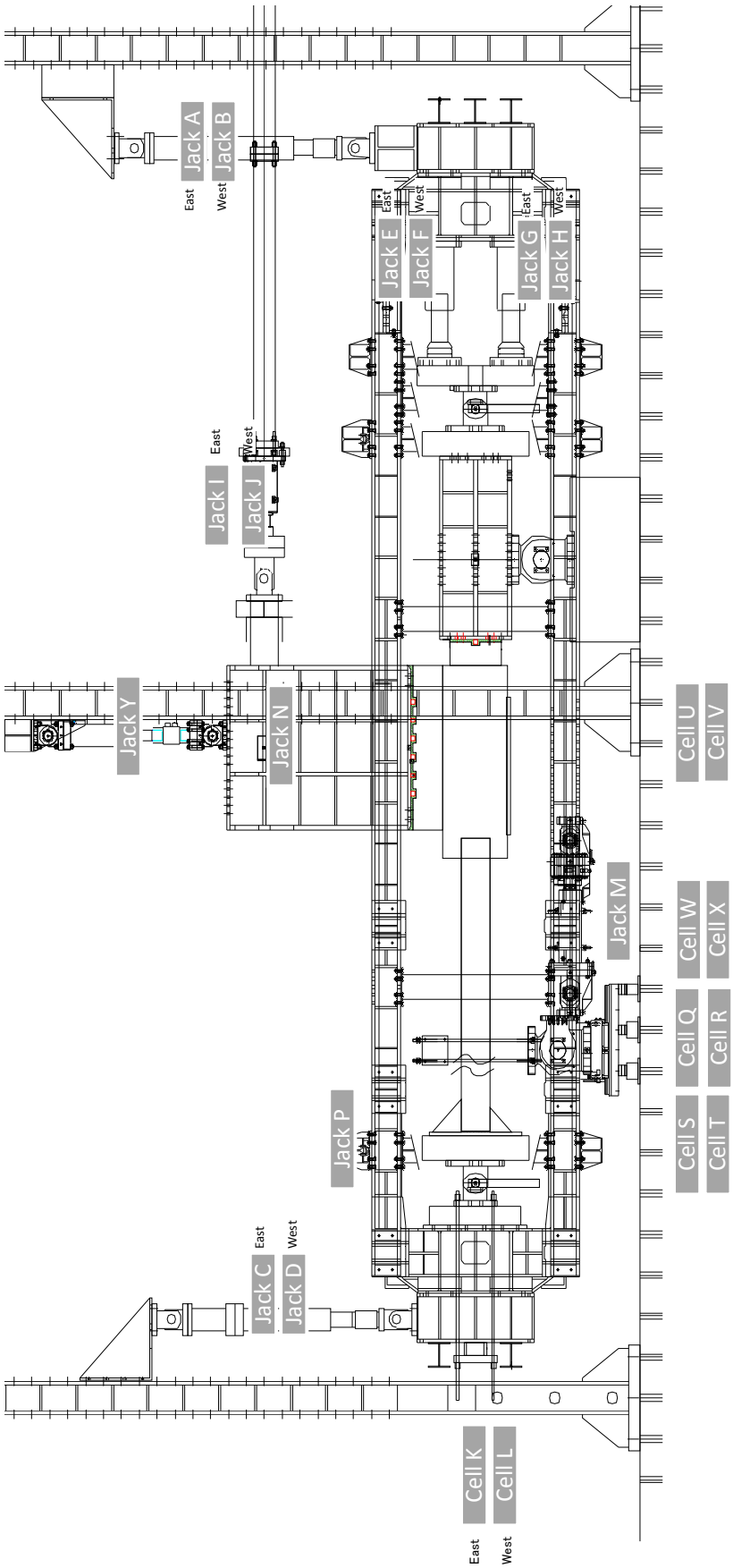


図 7.2.13　ロードセル及びジャッキ設置位置

(5) 変位計取り付け図

変位計取り付け図を**図　7.2.14** から**図　7.2.21** に，変位計取り付け状況写真を**写真　7.2.2** から**写真 7.2.4** に示す。

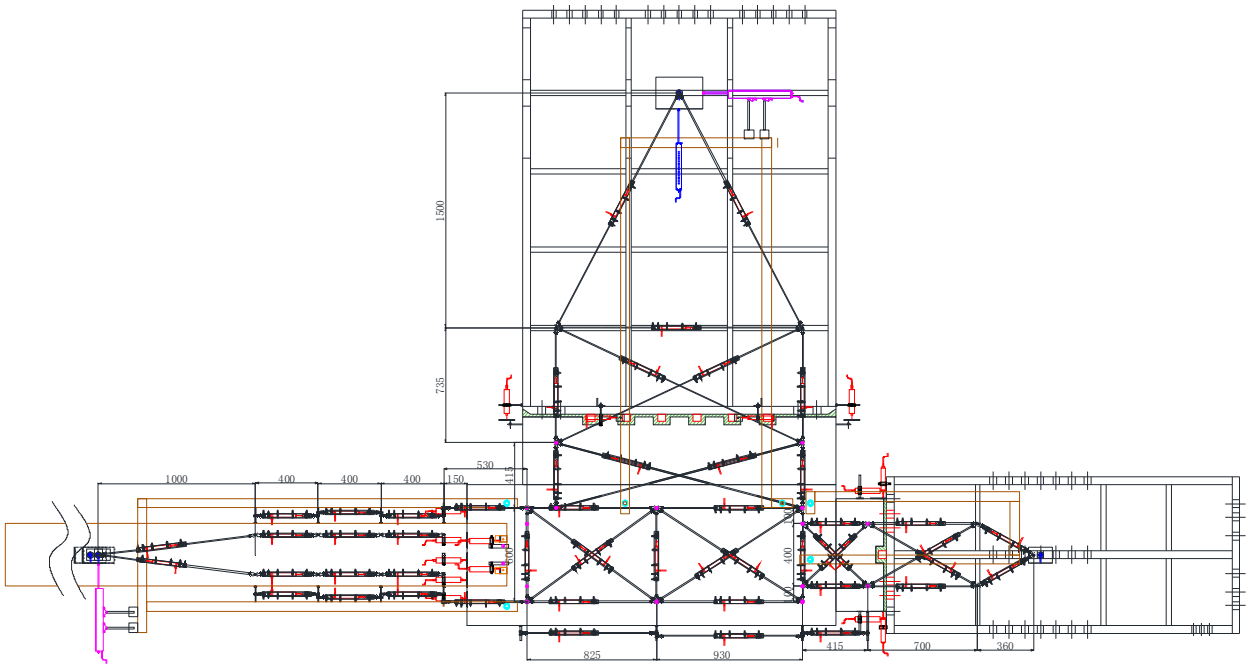


図 7.2.14　試験体東側変位計取り付け図

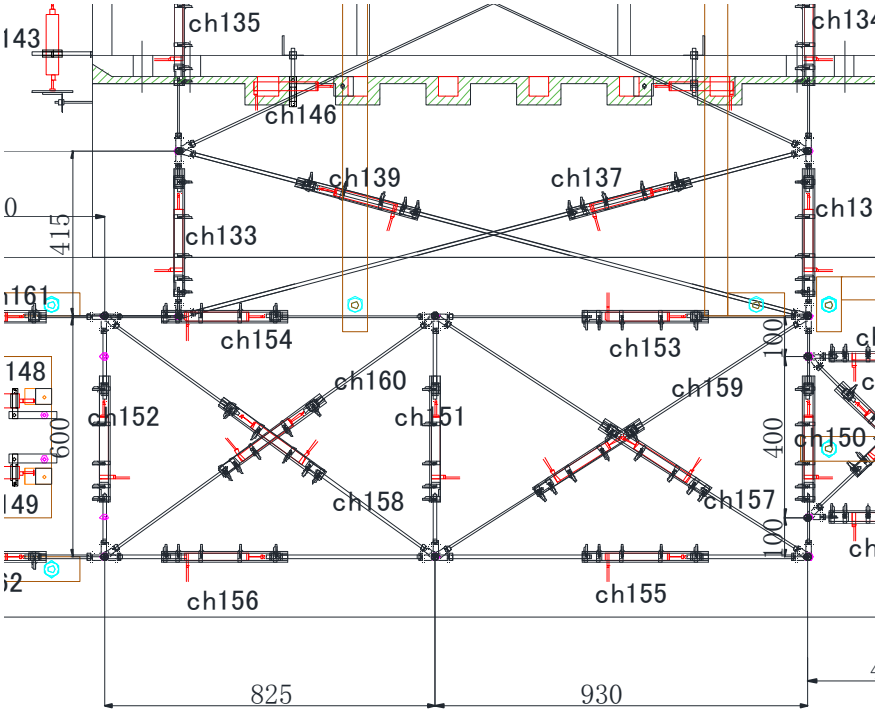


図 7.2.15　試験体東面変位計取り付け位置(パイルキャップ部拡大図)

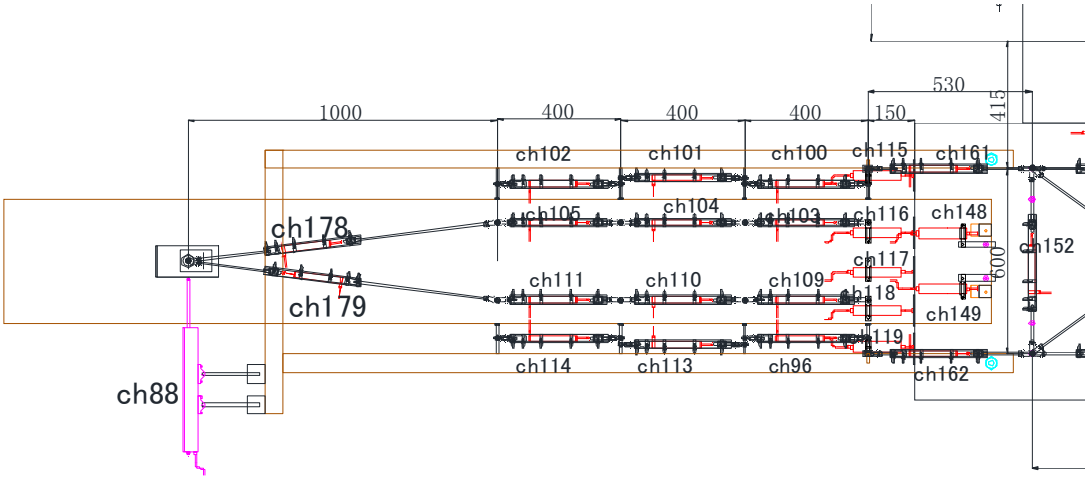


図 7.2.16　試験体東面変位計取り付け位置(杭部拡大図)

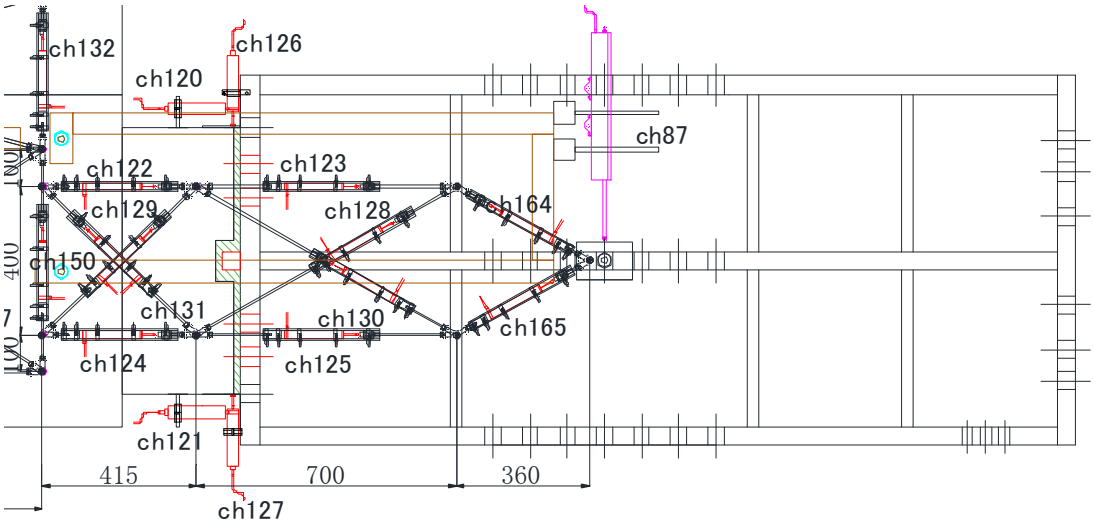


図 7.2.17　試験体東面変位計取り付け位置(柱部拡大図)

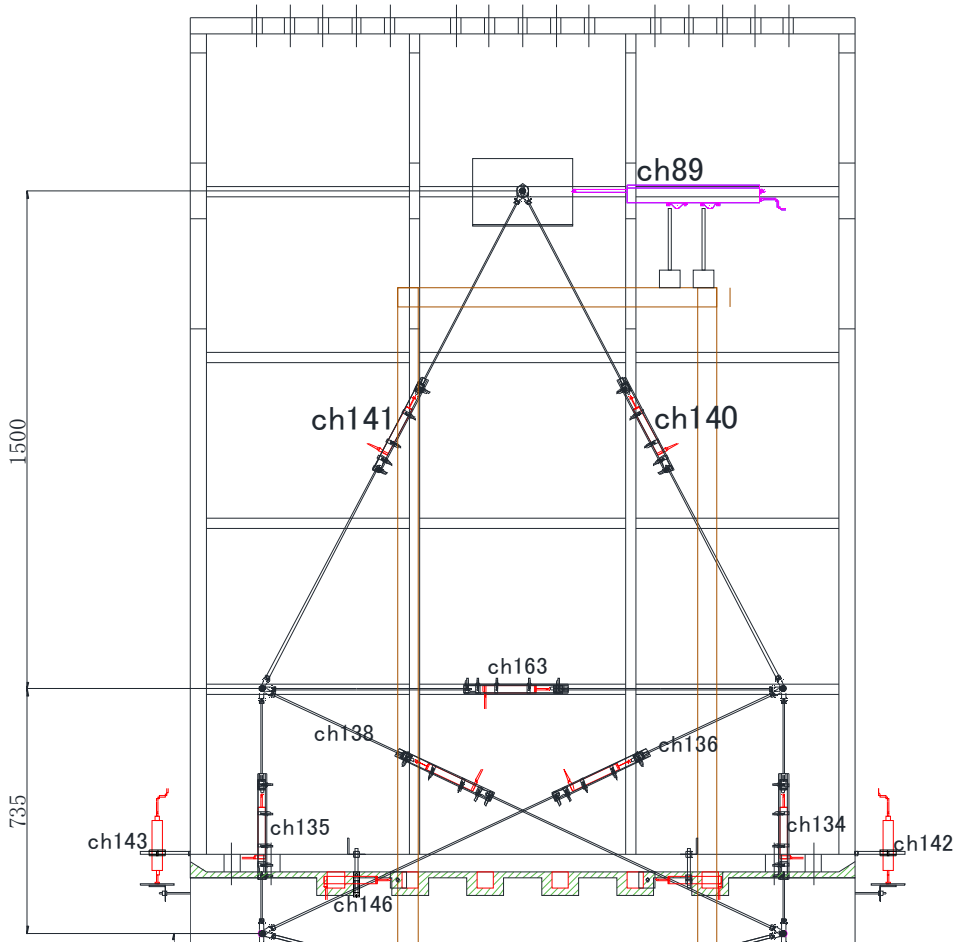


図 7.2.18　試験体東面変位計取り付け位置(基礎梁部拡大図)

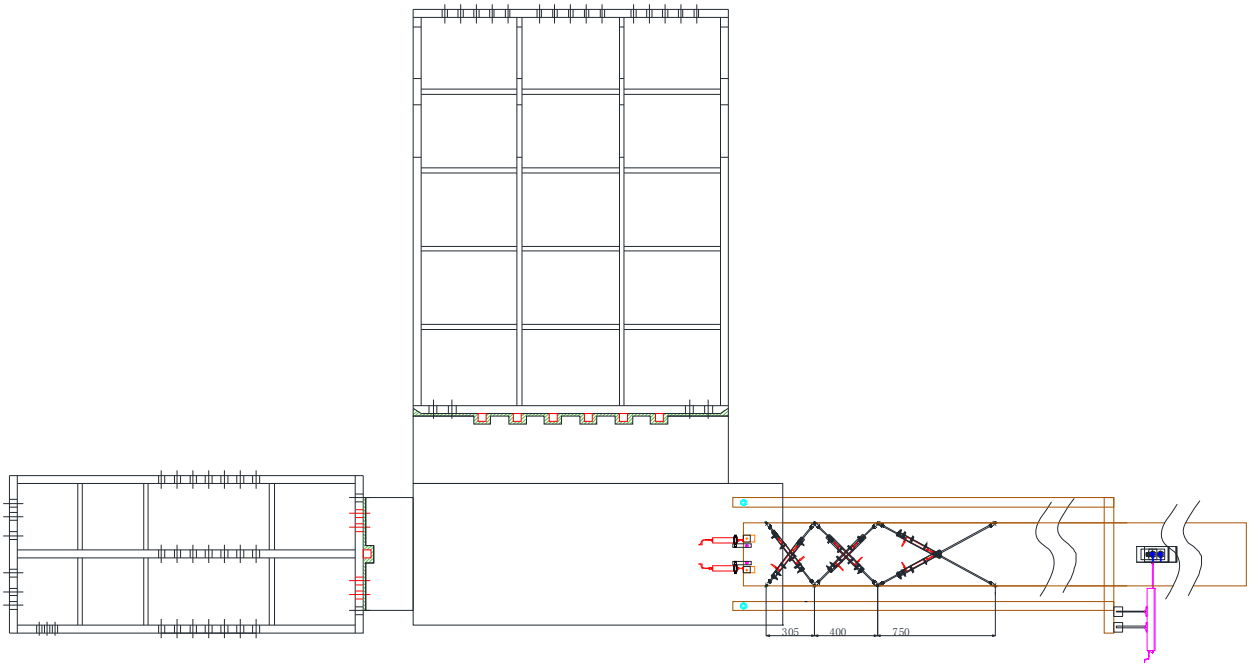


図 7.2.19　試験体西面変位計取り付け図

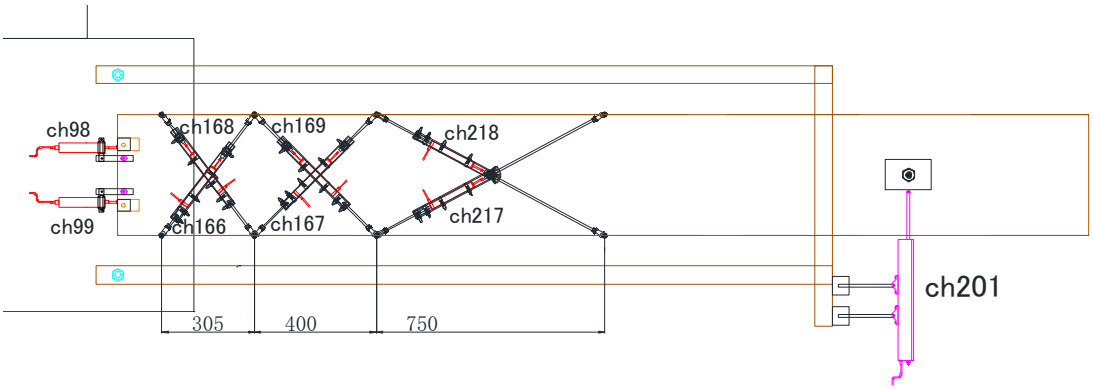


図 7.2.20　試験体西面変位計取り付け位置(杭部拡大図)

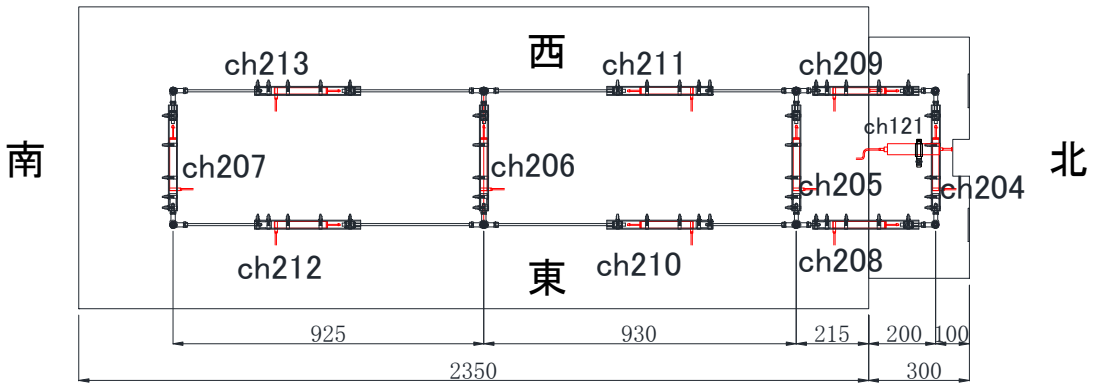


図 7.2.21　パイルキャップ下面変位計取り付け図



写真 7.2.2　試験体東面変位計取り付け状況(パイルキャップ部)

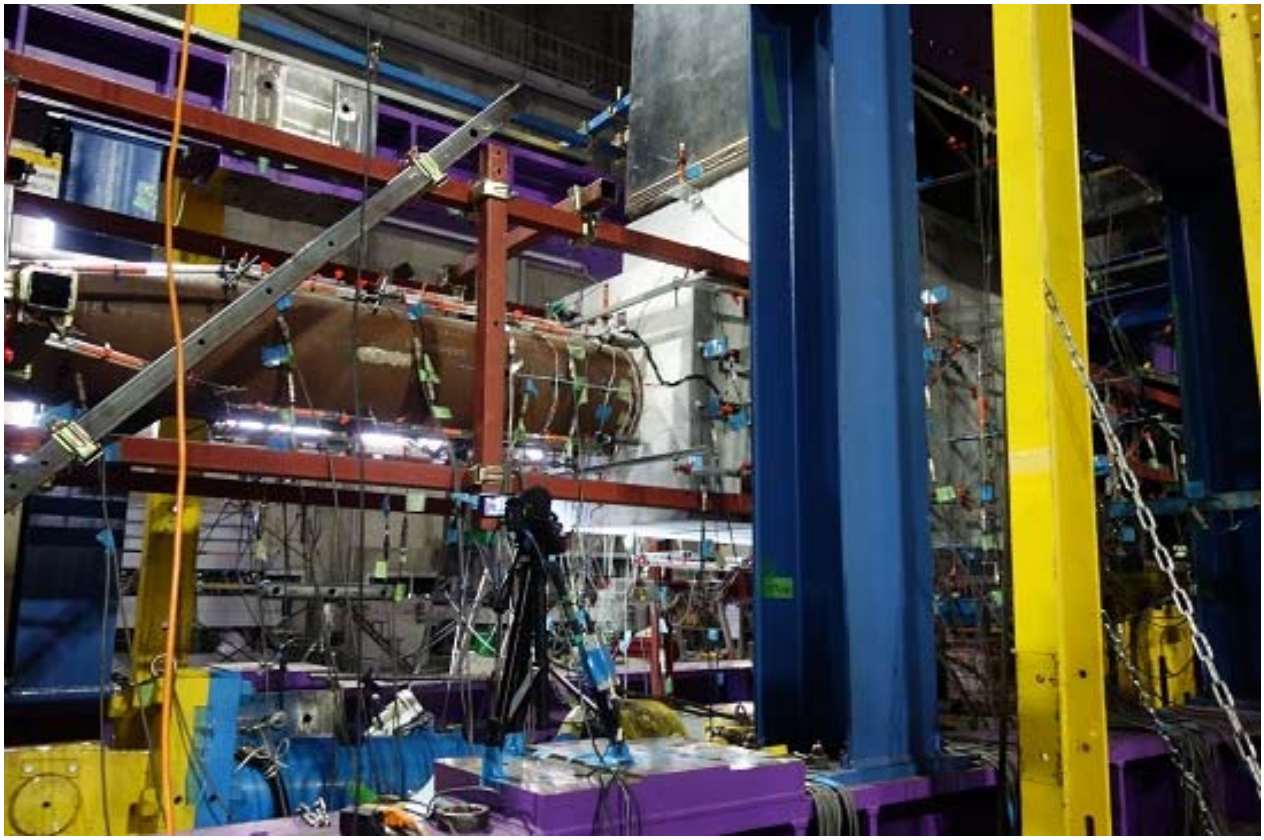


写真 7.2.3　試験体東面変位計取り付け状況(杭部)

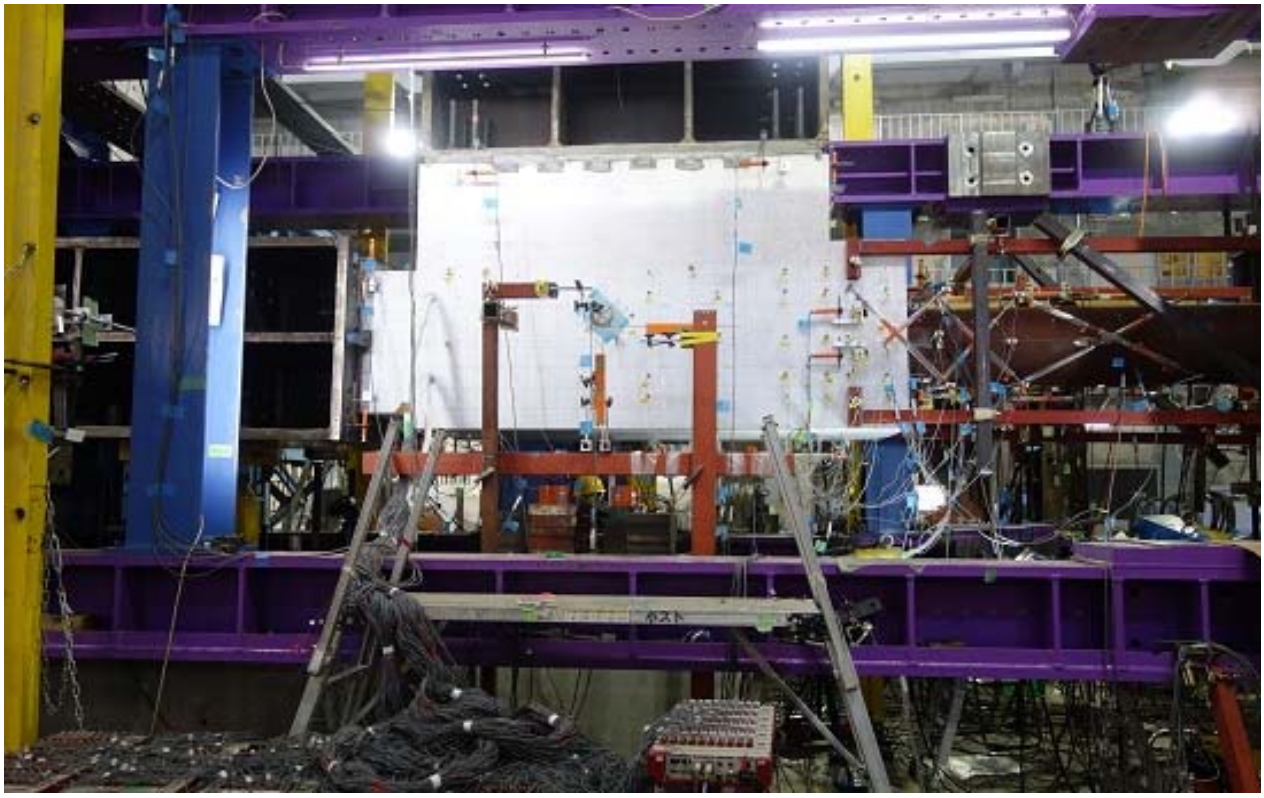
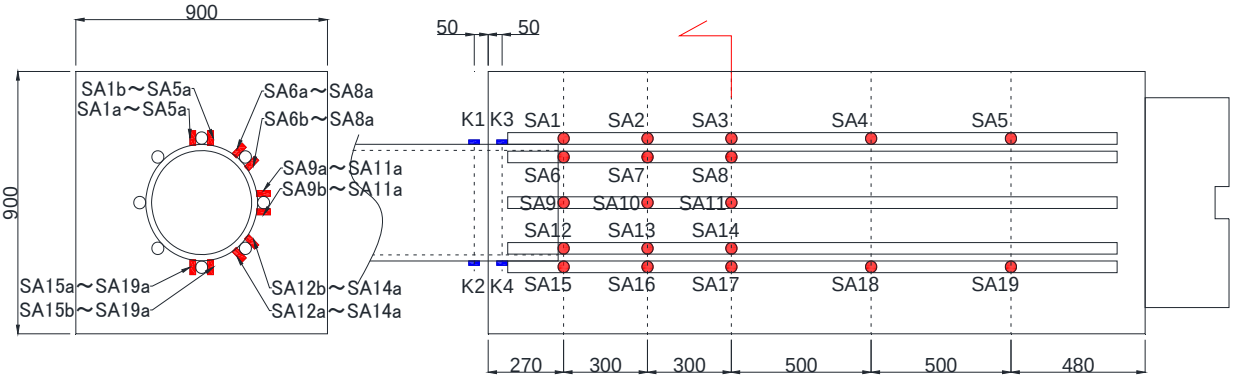


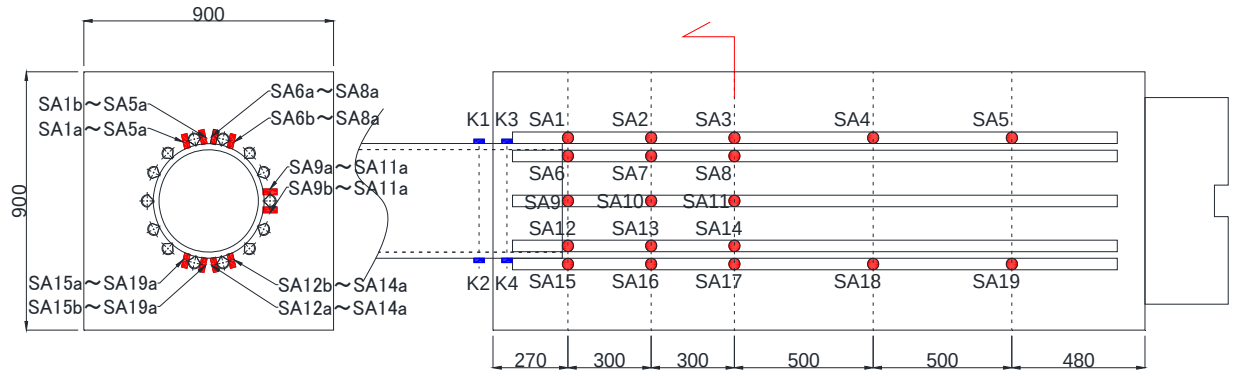
写真 7.2.4　試験体西面変位計取り付け状況

(6) ひずみゲージ貼付位置

試験体鉄筋に貼り付けたひずみゲージの貼付位置を**図 7.2.22** から**図 7.2.24** に示す。杭頭定着筋以外は各試験体で同一の貼付位置となっている。

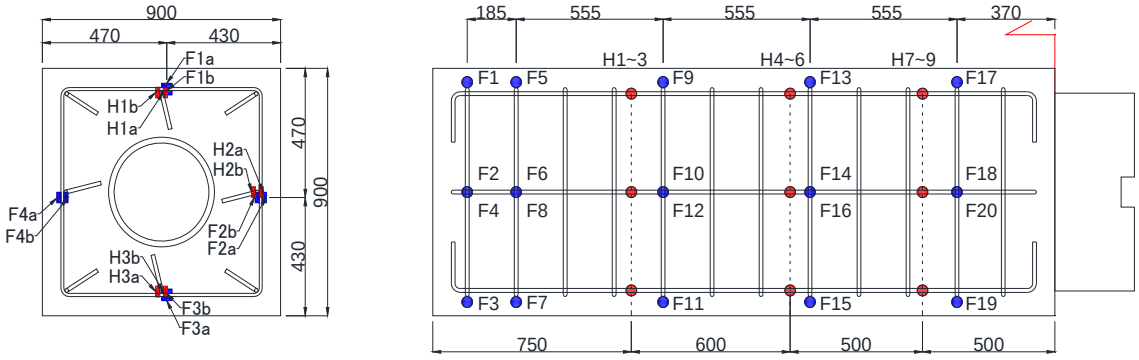


(a)　試験体 No.1 杭頭定着筋

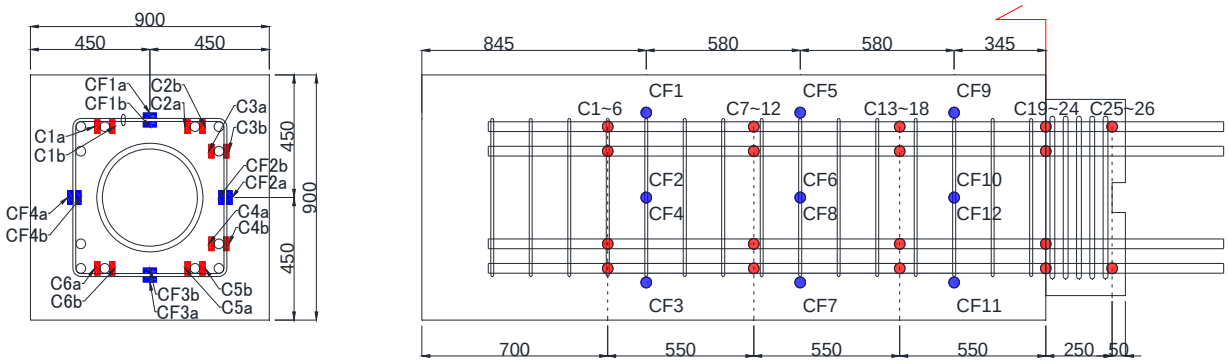


(b)　試験体 No.2 杭頭定着筋

図 7.2.22　ひずみゲージ貼付位置(杭頭定着筋)

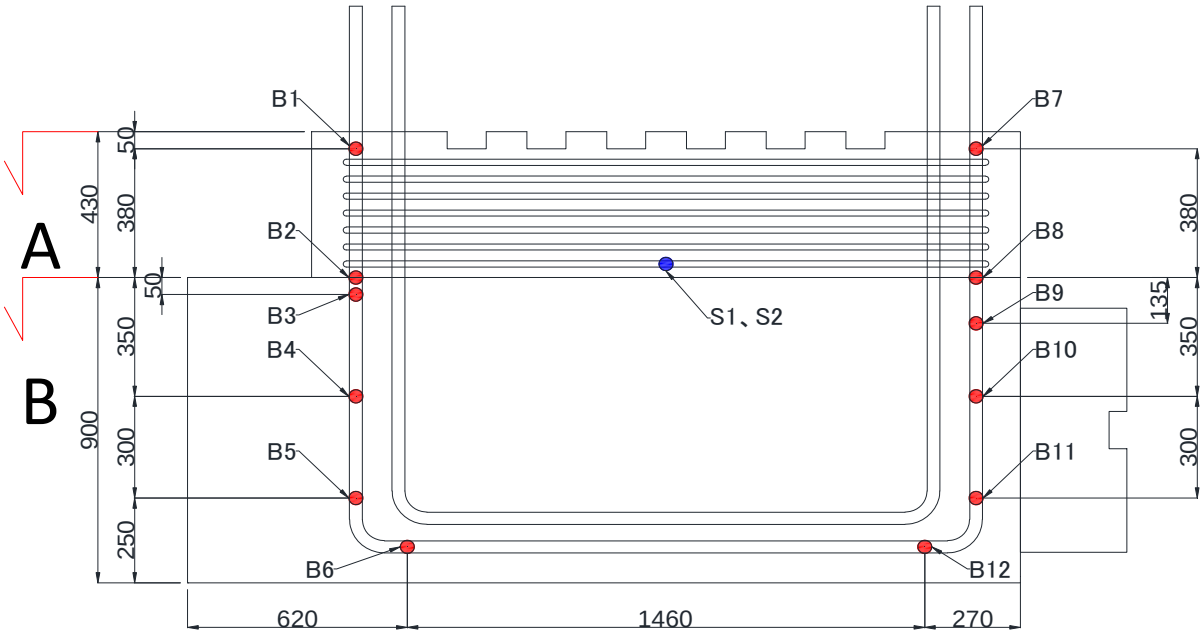


(a)　パイルキャップ縦筋，帯筋

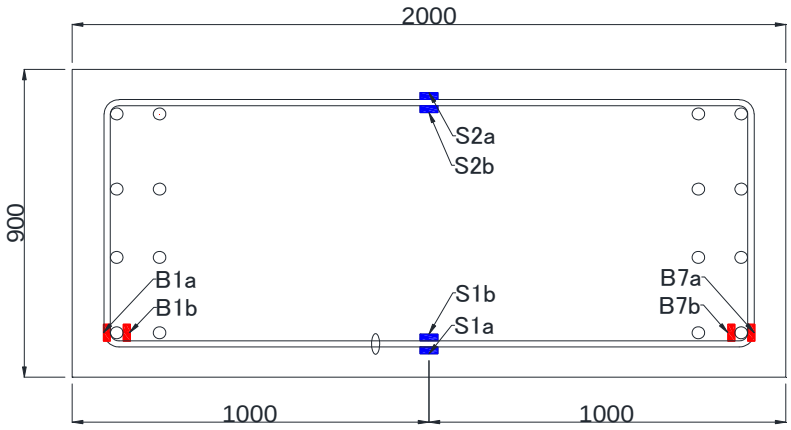


(b)　柱主筋，帯筋

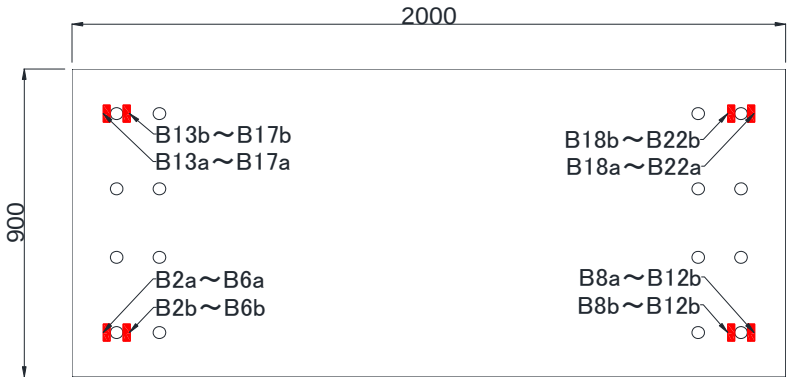
図 7.2.23　ひずみゲージ貼付位置(柱，パイルキャップ)



(a)　基礎梁主筋，せん断補強筋



(b)　A 断面



(c)　B 断面

図 7.2.24　ひずみゲージ貼付位置（基礎梁）

(7) OPTOTRAK 設置位置

OPT40 を原点とした X-Y 座標上の OPTOTRAK のマーカー設置位置を**表 7.2.4** に，OPTOTRAK のマーカーの設置位置を**図 7.2.25** に，OPTOTRAK のマーカー設置状況写真を**写真 7.2.5** に示す。

表 7.2.4　X-Y 座標上の OPTOTRAK 設置位置(OPT40 が原点)

番号	X	Y	番号	X	Y
OPT1	1900	200	OPT21	785	200
OPT2	1500	200	OPT22	970	200
OPT3	1900	0	OPT23	785	−20
OPT4	1500	0	OPT24	970	−20
OPT5	1900	−200	OPT25	785	−200
OPT6	1500	−200	OPT26	970	−200
OPT7	1245	300	OPT27	785	−300
OPT8	1100	330	OPT28	970	−300
OPT9	1245	200	OPT29	345	330
OPT10	1070	200	OPT30	465	200
OPT11	1120	100	OPT31	145	300
OPT12	1120	55	OPT32	145	200
OPT13	1120	−55	OPT33	145	−300
OPT14	1120	−100	OPT34	145	−200
OPT15	1070	−200	OPT36	145	−20
OPT16	1070	−300	OPT37	−175	−200
OPT17	1245	−200	OPT39	−175	200
OPT18	1245	−300	OPT40	0	0
OPT19	785	300	OPT41	−655	330
OPT20	970	300	OPT42	−835	−30

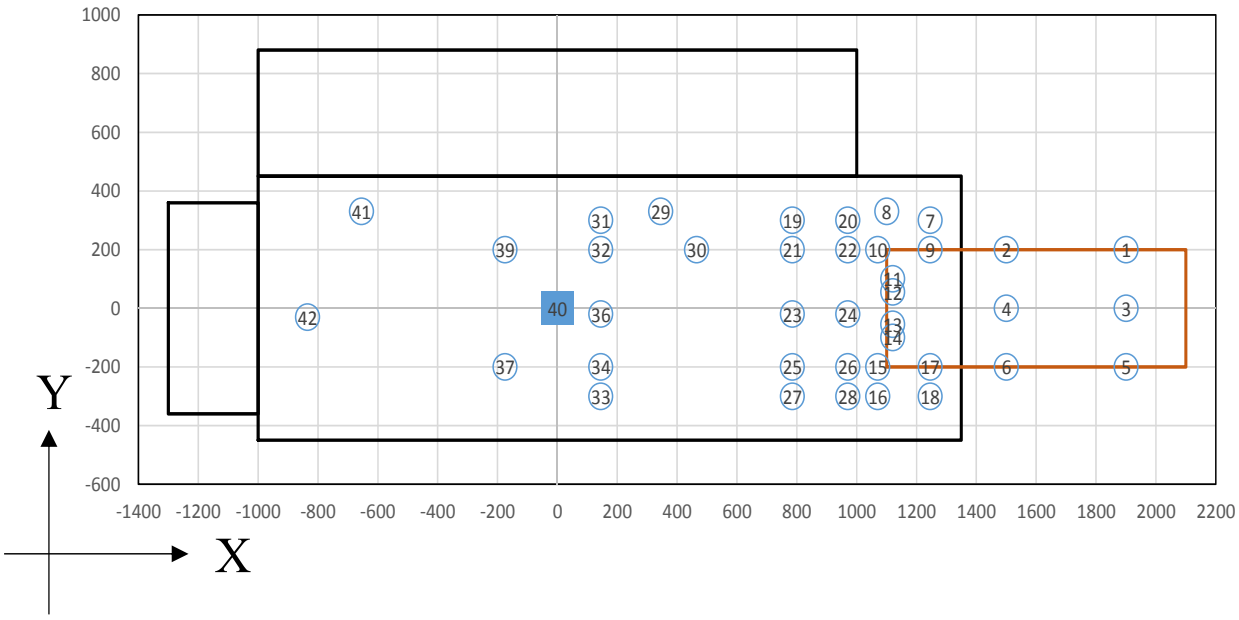


図 7.2.25　OPTOTRAK のマーカーの設置位置(試験体西面のみ)

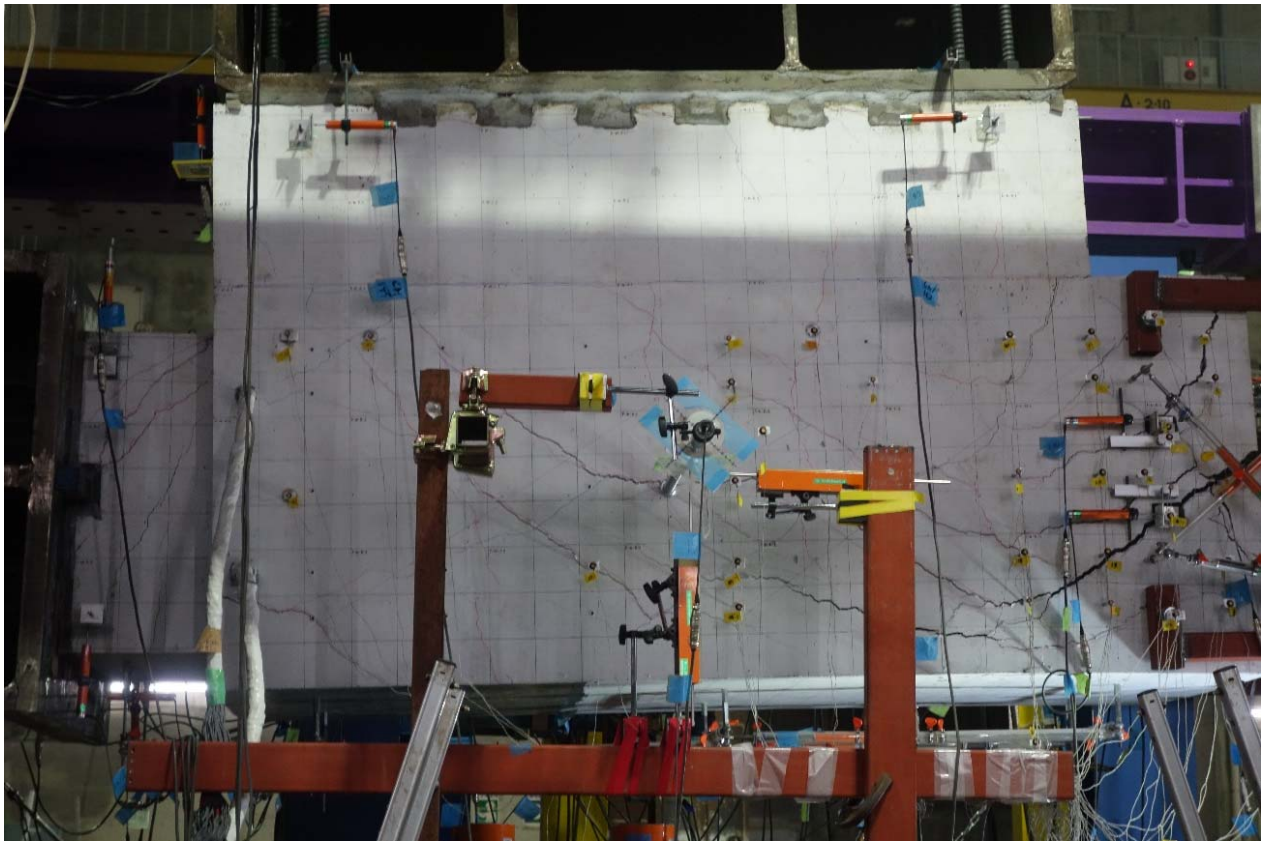


写真 7.2.5　OPTOTRAK のマーカーの設置状況(試験体西面)

(8) ひび割れ観察

ひび割れ観察ルールを**表 7.2.5** に示す。ひび割れ観測は初期ひび割れ及び各サイクル一回目のピーク時と除荷時にデジタルカメラを用いて観測した。ひび割れ線は線上から少しずらした位置をペンでなぞり，ひび割れの始点と終点にテープを貼り付けデジタルカメラで写真を撮った。写真と別にＡ４サイズに印刷した試験体図面上に手書きでひび割れ線を描き，観察毎に図面をスキャンした。ひび割れ線は一枚の図面に重ねて描いた。また，ひび割れ線に加え，ひび割れ幅はクラックゲージを用いて計測した。ひび割れ観測を行うエリアは**図 7.2.26** に示す通りである。

表 7.2.5　ひび割れ観察およびひび割れ幅の計測を実施するタイミング

代表変形角R		ピーク時		除荷時	
		ひび割れ観察	ひび割れ幅観測	ひび割れ観察	ひび割れ幅観測
初期ひび割れ		○	○		○
0.125	%	○	○		○
-0.125	%	○	○		○
0.125	%				
-0.125	%				
0.25	%	○	○		○
-0.25	%	○	○		○
0.25	%				
-0.25	%				
0.5	%	○	○		○
-0.5	%	○	○		○
0.5	%				
-0.5	%	○	○		○
0.75	%	○	○		○
-0.75	%				
0.75	%				
-0.75	%	○	○		○
1.0	%	○	○		○
-1.0	%				
-1.0	%				
1.0	%	○	○		○
1.5	%	○	○		○
-1.5	%				
1.5	%				
-1.5	%	○	○		
2.0	%	○	○		
-2.0	%				
2.0	%				
-2.0	%	○	○		
2.5	%	○	○		
-2.5	%				
2.5	%				
-2.5	%	○	○		
3.0	%				
-3.0	%				
3.0	%				
-3.0	%				
Push Over		○	○		

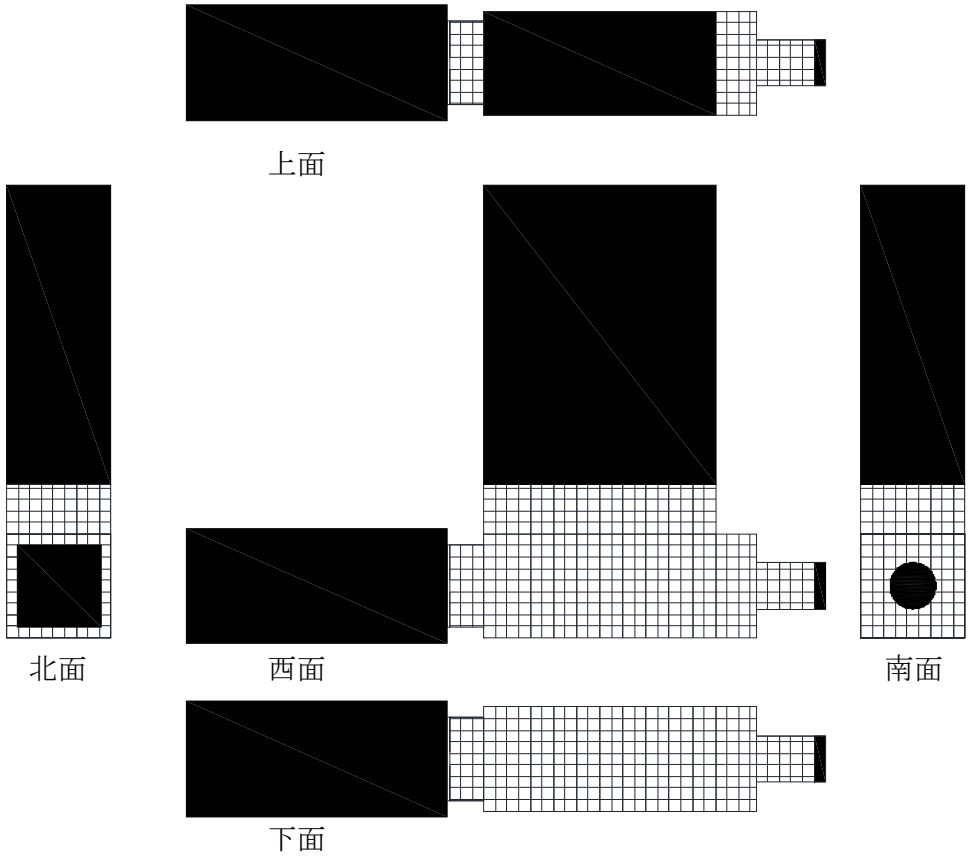
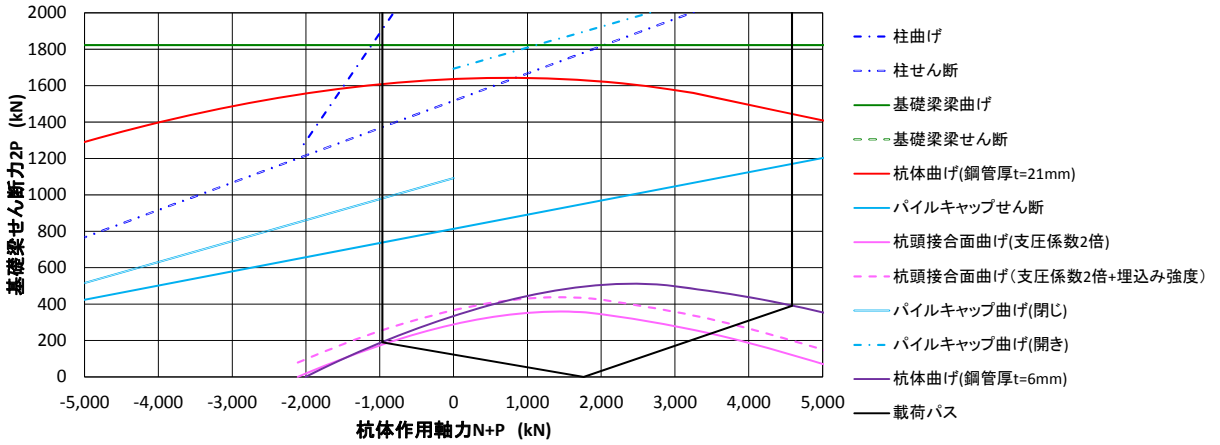


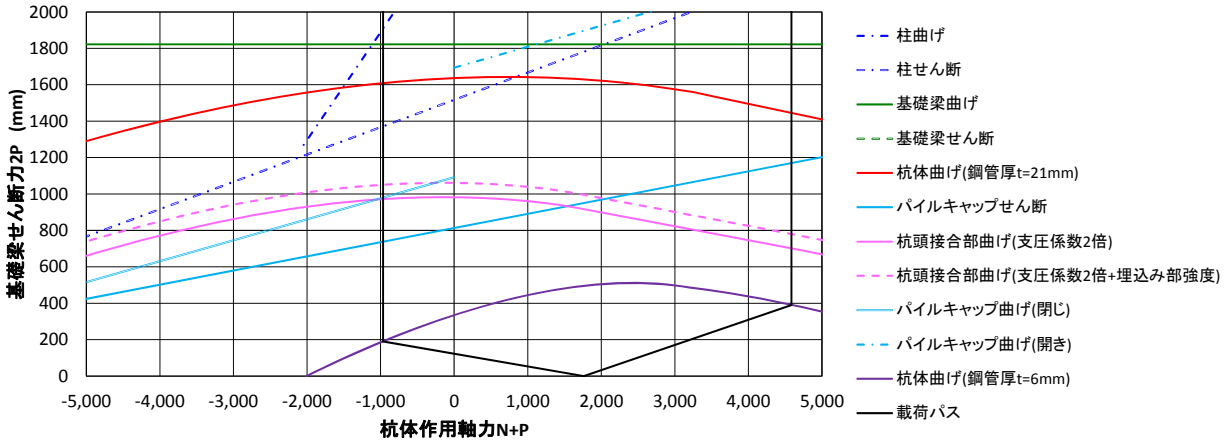
図 7.2.26　ひび割れ観察面(観測面はグリット部，グリッド間隔は 100㎜)

7.3　試験体の設計

各試験体の載荷パスと各部材の設計耐力を**図　7.3.1** に示す。試験体 No.1 正載荷時，負載荷時共に杭頭接合面の曲げ破壊，試験体 No.2 は正載荷時に杭頭接合面の曲げ破壊，負載荷時にパイルキャップせん断破壊が先行するように設計を行った。



(a)　試験体 No.1



(b)　試験体 No.2

図　7.3.1　各試験体の載荷パスと各部材の設計耐力

(1) SC 杭

1) SC 杭終局曲げ耐力

SC 杭終局曲げ耐力算出時の条件を以下に示す。

・SC 杭の MN 曲線は断面計算ソフト(ソフト名： N-M 断面計算プログラム COPITA)[7-2]を用いた。

・コンクリートおよび鋼材はいずれもバイリニアモデルを用いて算出した。

・破壊は，圧縮側最外縁のコンクリートひずみが限界ひずみ（0.3%）に達した時とした。

・SC 杭終局曲げ耐力計算時の諸元を**表 7.3.1** に示す。

表 7.3.1　SC 杭終局曲げ耐力計算時の諸元(鋼管厚 t=6㎜)

杭体		杭体内コンクリート			鋼管		
外径	厚さ	設計基準強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	鋼管厚	降伏強度*	ヤング係数
mm	mm	MPa	GPa	%	mm	MPa	GPa
400	75	126	45	0.3	6	514	205

*鋼管降伏強度はミルシート値とした

2) 杭頭接合面終局曲げ耐力

杭頭接合面の終局曲げ耐力算出時の条件を以下に示す。

・接合面の MN 関係の作成は断面計算ソフト(ソフト名： N-M 断面計算プログラム COPITA)を用いた。

・コンクリートおよび鋼管はいずれもバイリニアでモデル化した。

・パイルキャップのコンクリートのヤング係数 E は鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説[7-3](以下，RC 規準)に記載の式により算出した。

$$E = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\xi \cdot F_C}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad \text{(式 7.3.1)}$$

ただし，

E：ヤング係数（MPa）

γ：コンクリートの密度(=23kN/mm^3)

ξ：施工品質係数(=1.0)

Fc：コンクリートの設計基準強度(=21MPa)

・支圧による圧縮強度増分係数 ϕ(=2)を Fc に乗じたため，ヤング係数を 2 倍の値とした。

・杭頭接合面に配筋された杭頭定着筋は薄肉鋼管(試験体 No.1 は薄肉鋼管厚 t=4.1mm，試験体 No.2 は t=13.1)に置き換えて計算を行った。円環断面置換方法を**図 7.3.2** に示す。

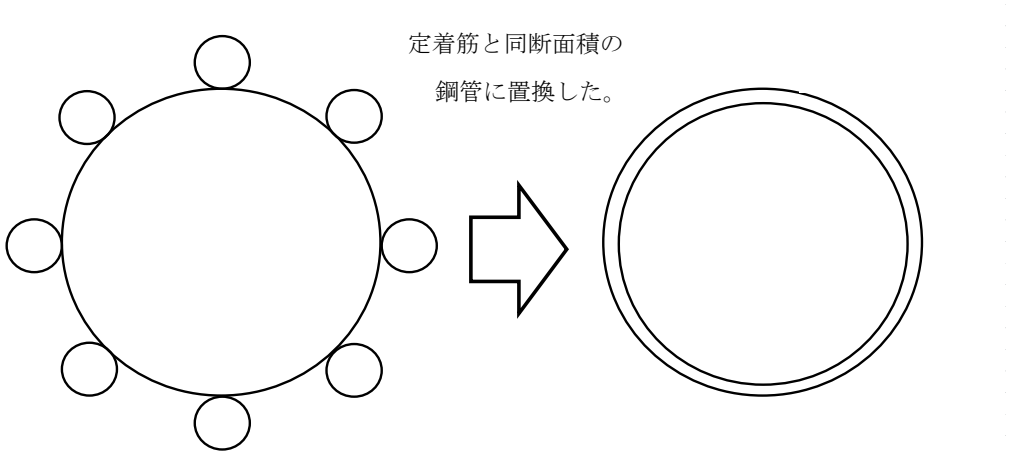


図 7.3.2　杭頭定着筋の円環断面置換方法

・破壊は，圧縮側最外縁のコンクリートが終局ひずみ（0.3%）に達した時とした。
・杭頭接合面終局曲げ耐力計算時の諸元を**表 7.3.2** に示す。

表 7.3.2　杭頭接合面終局曲げ耐力計算時の諸元

試験体	杭体		パイルキャップ部コンクリート			杭頭定着筋(円環断面に置換)		
	外径	厚さ	設計基準強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	鋼管厚	降伏強度*	ヤング係数
	mm	mm	MPa	GPa	%	mm	MPa	GPa
No.1	400	75	48	45	0.3	4.1	414	205
No.2	400	75	48	45	0.3	13.1	468	205

*規格値に対して1.2倍した。

3)　パイルキャップ埋込み部の安全限界曲げ強度

$$ {}_{s}\boldsymbol{M_{ph}} = \boldsymbol{F_c} \cdot \left(\frac{\boldsymbol{D \cdot h^2 \cdot L}}{\boldsymbol{6L+4h}} \right) \qquad \text{(式 7.3.2)} $$

ただし,

${}_{u}M_{ph}$：パイルキャップへの埋込み部前・後面の安全限界曲げモーメント(N・mm)

D：杭外径(=400mm)

h：杭のパイルキャップへの埋込み長さ(=250mm)

L：杭頭の曲げモーメントとせん断力の比 M /Q (=1739)

(2) パイルキャップ

1) パイルキャップ終局せん断耐力

パイルキャップ終局せん断耐力は岸田らが提案した計算式[7-4]を用いた。パイルキャップせん断終局耐力計算時の諸元を**表 7.3.3** に示す。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c+18)}{\frac{a}{D}+0.12} + 0.85\sqrt{ {}_cP_w \ {}_c\sigma_{wy} + {}_{pc}P_w {}_{pc}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \qquad \text{(式 7.3.3)}$$

ただし,

p_t：引張鉄筋比(%)

a/D：せん断スパン比

${}_cP_w$：柱せん断補強筋比

${}_c\sigma_{wy}$：柱せん断補強筋降伏強度(N/mm^2)

${}_{pc}P_w$：パイルキャップせん断補強筋比

${}_{pc}\sigma_{wy}$：パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm^2)

σ_0：軸方向応力度(N/mm^2)

b：部材幅(mm)

j：応力中心間距離(mm)

表 7.3.3　パイルキャップせん断終局耐力計算時の諸元

記号	定義	単位	試験体No.1	試験体No.2	備考
de	有効部材せい	mm	725.8	728.5	柱せい：720mm、パイルキャップせい：1000mm、杭せい：565.4mmを平均した。
Dc	柱せい	mm	720	720	-
Dpc	パイルキャップ外寸	mm	900	900	-
Dp	杭せい	mm	557.4	565.4	杭中実断面（杭径+定着筋径）を正方形置換したときの一辺
L	部材長さ	mm	1630	1630	梁上端筋中心位置から梁下端中心位置までとした。
pt	引張鉄筋比	%	0.729	0.727	引張鉄筋断面積:4765.2mm2(=D32×6本）/(b(=1000)×de(=725.8 or 728.5))
at	柱の引張側鉄筋の合計断面積	mm^2	4765.2	4765.2	D32(794.2mm2)×6本分の断面積【柱定着筋：SD390 D32×12本】
b	部材幅	mm	900	900	パイルキャップ外寸と同様
cPw	柱せん断補強筋比	-	0.0012	0.0012	高さ1630mm、幅1000mmを有効幅とみなす。
pcPw	パイルキャップせん断補強筋比	-	0.0009	0.0009	高さ1630mm、幅1000mmを有効幅とみなす。
cPw+pcPw	合計せん断補強筋比	-	0.0020	0.0020	cPw+pcPw
caw	柱の合計せん断補強筋断面積	mm^2	1711.92	1711.92	D10(71.33mm2)×**12本**（一組）を有効鉄筋とみなす。 【柱定着筋の帯筋：SD295A D10×15本】
pcaw	パイルキャップの 合計せん断補強筋断面積	mm^2	1283.94	1283.94	D10(71.33mm2)×**9本**（一組）を有効鉄筋とみなす。 【パイルキャップの帯筋：SD295A D10×12本】
j	部材幅	mm	635.1	637.4	有効部材せいde・7/8により算出した。
Fc	コンクリート強度	N/mm^2	24	24	-
a/D	せん断スパン比	-	2.246	2.238	L/de
cσwy	柱せん断補強筋降伏強度	N/mm^2	344	344	設計値に49N/mm^{2}を加えた。【柱定着筋の帯筋：SD295A D10×15本】
pcσwy	パイルキャップせん断補強筋降伏強度	N/mm^2	344	344	設計値に49N/mm^{2}を加えた。【パイルキャップの帯筋：SD295A D10×12本】
N	軸力	kN	5500	3808	正載荷時の一定軸力作用時
Ae	換算断面積	mm^2	810000	810000	b・Dpc
σ0	軸方向応力度	N/mm^2	6.8	4.7	N・1000/Ae
1.0×Qu	パイルキャップせん断強度	kN	1126	1012	{(0.068pt$^{0.23}$(Fc+18)/(a/d+0.12))+0.2√(cPw・cσwy+pcPw・pcσwy)+0.1σ0} bj

2)　パイルキャップ終局曲げ耐力（閉）

基礎梁と杭体が閉じる方向のパイルキャップ終局曲げ耐力(以下，パイルキャップ終局曲げ耐力(閉))は鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針案・同解説 [7-1](以下，AIJ 指針)に基づいて計算した。パイルキャップ終局曲げ耐力(閉)計算時の諸元を**図 7.3.3**，**表 7.3.4** 示す。

$$\boldsymbol{M_{ju} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey}} \quad \text{(式 7.3.4)}$$

ただし，

${}_{u}M_{ph}$：パイルキャップへの埋込み部前・後面の安全限界曲げモーメント(N・mm)

M_{ju}：危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの曲げ強度(N・mm)

T_{gu}：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち，曲下げ定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力。

$$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yg} \quad \text{(式 7.3.5)}$$

A_{gu}：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち，曲下げ定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋の断面積の和(mm²)

σ_{yg}：同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{gx}：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋の曲下げ定着筋の当該鉄筋重心位置から C 点までの水平距離(mm)（**図 7.3.3**）

T_{ce}：検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち，定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋による引張力。

$$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce} \quad \text{(式 7.3.6)}$$

A_{ce}：検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち，定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yce}：同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{ce}：同上鉄筋の重心位置から C 点までの水平距離(mm)（**図 7.3.3**）

T_{cm}：検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち，定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋による引張力。

$$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm} \quad \text{(式 7.3.7)}$$

A_{cm}：検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち，定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋の断面積の和(mm²)

σ_{ycm}：同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{cm}：同上鉄筋の重心位置から C 点までの水平距離(mm)（**図 7.3.3**）

T_h：検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち，定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋による引張力。

$$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} \qquad \text{(式 7.3.8)}$$

A_h：検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち，定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋の断面積の和(mm²)

σ_{yh} ：同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{hy} ：同上鉄筋の重心位置から C 点までの鉛直距離(mm)（**図 7.3.3**）

N_p ：検討対象のパイルキャップに接続する杭の杭頭に作用する軸方向力(N)で，圧縮力の場合を正，引張力の場合を負とする。

d_{ex} ：同上杭心から C 点までの水平距離(mm)（**図 7.3.3**）

Q_p ：同上杭頭に作用する安全限界設計時水平力

d_{ey} ：基礎梁材軸中心位置から C 点までの鉛直距離(mm)（**図 7.3.3**）

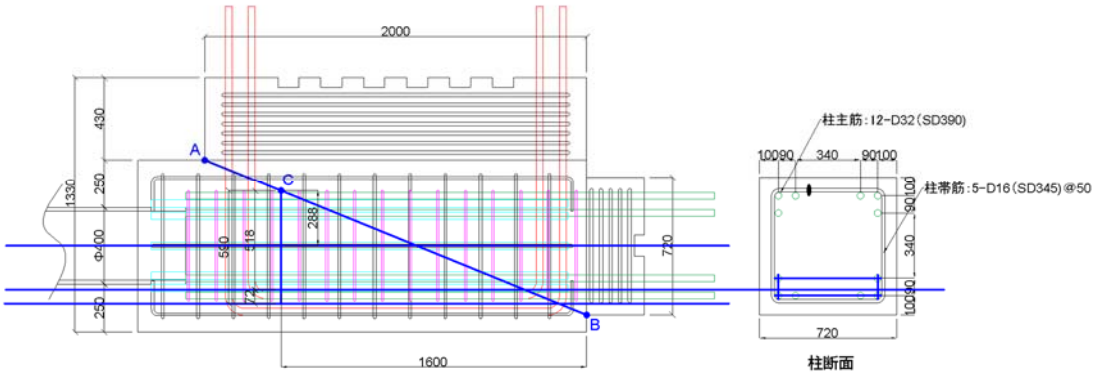


図 7.3.3　パイルキャップ終局曲げ耐力(閉)計算時の諸元

なお，A 点は基礎梁下面がパイルキャップに接する点，B 点は柱外面（柱幅より基礎張幅のほうが大きい場合には基礎梁末端面）がパイルキャップに接する点，C 点の位置は，危険断面（図中の直線 AB）における圧縮中心位置で，直線 AB の線上で B 点から直線 AB の長さの 0.8 倍の長さの位置とする。

表 7.3.4　パイルキャップ終局曲げ耐力(閉)計算時の諸元

記号	項目	単位	試験体No.1	試験体No.2	備考
Mju	パイルキャップの曲げ強度(閉)	kN・m	4313	3826	
Tgu	梁上端筋の引張力	kN	2789	2789	Agu×σyg/1000
Agu	梁上端筋の断面積	mm^2	6353.6	6353.6	D32×8本
σyg	梁上端筋の強度	N/mm^2	439	439	規格値に対して+49N/mm2を加算した。
dgx	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	590	590	図面より
Tce	柱の引張側主筋の引張力	kN	2092	2092	Ace×σyce/1000
Ace	柱の引張側主筋の断面積	mm^2	4765.2	4765.2	D32×6本
σyce	柱の引張側主筋の強度	kN・m	439	439	規格値に対して+49N/mm2を加算した。
dce	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	518	518	図面より
Np	杭に作用する軸力	N	5500	3808	正載荷時の一定軸力作用時
dex	杭心からC点までの距離	mm	288	288	図面より

3)　パイルキャップ終局曲げ耐力(開)

基礎梁と杭体が開く方向のパイルキャップ終局曲げ耐力(以下，パイルキャップ終局曲げ耐力(開))は AIJ 指針に基づいて計算した。パイルキャップ終局曲げ耐力(開)計算時の諸元を**表 7.3.5** に示す。

$$\boldsymbol{M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2}/2 + N_p \cdot\cdot \frac{d_{x2}}{2} - Q_p \cdot d_{y2}/2} \quad \text{(式 7.3.9)}$$

ただし，

M_{ju}：危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの曲げ強度(N・mm)

T_{gb}：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁下端筋のうち，第 1 危険断面（**図 7.3.4**）を横切ってから十分な定着長さを有する下端筋による引張力。

$$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb} \quad \text{(式 7.3.10)}$$

A_{gu}：基礎梁下端筋のうち，第 1 危険断面（**図 7.3.4**）を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端筋の断面積の和(mm²)

$\sigma_{yg\mathrm{b}}$：同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{gy}：同上鉄筋の重心位置から図中の C 点までの鉛直距離(mm)

T_{pt}：杭の軸方向鉄筋のうち，引張縁近傍にあり，定着部が第 1 危険断面（**図 7.3.4**）を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋による引張力。

$$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{yp} \quad \text{(式 7.3.11)}$$

A_{pt}：杭の軸方向鉄筋のうち，引張縁近傍にあり，定着部が第 1 危険断面（**図 7.3.4**）を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋の断面積の和(mm²)

σ_{yp}：同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{px}：同上鉄筋の重心位置から中の C 点までの水平距離(mm)（**図 7.3.4**）

T_c：柱の全主筋のうち，第 2 危険断面（**図 7.3.4**）を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋による引張力。

$$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc} \quad \text{(式 7.3.12)}$$

A_c：柱の全主筋のうち，第 2 危険断面（**図 7.3.4**）を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yc}：同上鉄筋の材料強度(MPa)

T_{pc}：杭の軸方向鉄筋のうち，杭心よりも圧縮側にあり，定着筋が第 2 危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋による引張力。

$$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} \quad \text{(式 7.3.13)}$$

A_{pc}：杭の軸方向鉄筋のうち，杭心よりも圧縮側にあり，定着筋が第 2 危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋の断面積の和(mm²)

T_{gv}　：基礎梁下端 1 段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち，第 2 危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力。

$$T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygy} \qquad \text{(式 7.3.14)}$$

A_{gv}　：基礎梁下端 1 段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち，第 2 危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端の断面積の和(MPa)

σ_{ygy}：同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{x2}　：第 2 危険断面の水平投影長さ(mm)

N_p　：杭頭に作用する安全限界状態における軸方向力で，圧縮力の場合を正，引張力の場合を負とする。

Q_p　：杭頭に作用する安全限界状態におけるせん断力

d_{y2}：第 2 危険断面の鉛直投影長さ(mm)

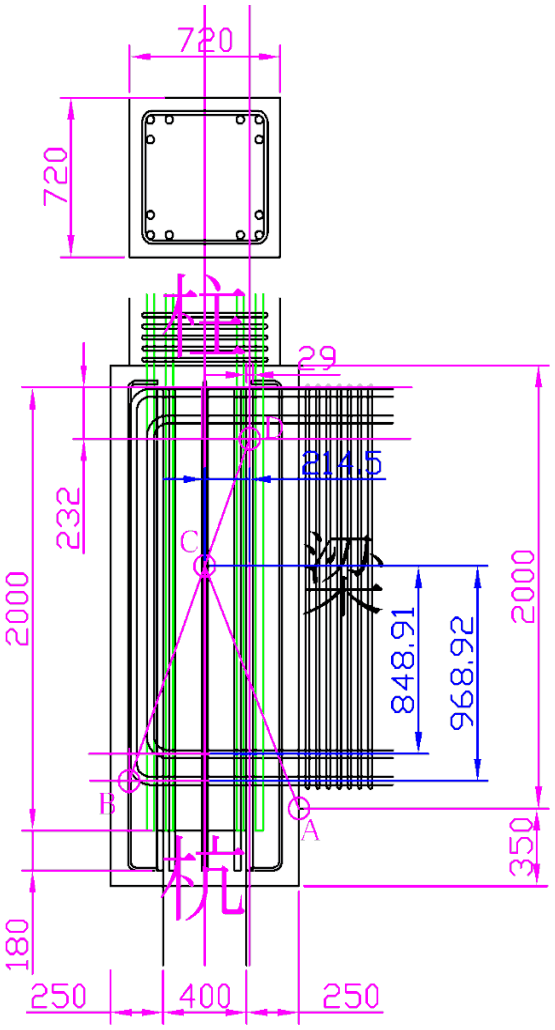


図 7.3.4　パイルキャップ終局曲げ耐力(開)計算時の諸元

表 7.3.5　パイルキャップ終局曲げ耐力(開)計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
Mju	パイルキャップの曲げ強度(開)	kN・m	4234	杭に作用する軸力:Npは0で計算した。
Tgb	梁下端筋の引張力	kN	2789	Agb× σ ygb/1000
Agb	梁下端筋の断面積	mm^2	6354	D32×8本
σ ygb	梁下端筋の強度	N/mm^2	439	規格値に対して+49N/mm2を加算した。
dgy	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	909	図面より
Tpt	杭の引張側主筋の引張力	kN	759	Ace× σ yp/1000
Apt	杭の引張側主筋の断面積	mm^2	1927.2	D29×3本
σ yp	杭の引張側主筋の強度	kN・m	394	規格値に対して+49N/mm2を加算した。
dpx	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	214.5	図面より
Tc	柱の引張側主筋の引張力	kN	2092	Ac× σ yc/1000
Ac	柱の引張側主筋の断面積	mm^2	4765.2	D32×6本
σ yc	柱の引張側主筋の強度	N/mm^2	439	規格値に対して+49N/mm2を加算した。
Tpc	杭の圧縮側主筋の引張力	kN	759	Apc× σ yp/1000
Apc	杭の圧縮側主筋の断面積	mm^2	1927.2	D29×3本
Tgv	梁軸方向筋の引張力	kN	2789	Agv× σ ygy/1000
Agv	梁軸方向筋の断面積	mm^2	6353.6	D32×8本
σ ygy	梁軸方向筋の強度	N/mm^2	439	規格値に対して+49N/mm2を加算した。
Np	杭に作用する軸力	N		変数
dx2	第2危険断面の水平投影長さ	mm	576.5	図面より

(3) 基礎梁

1) 基礎梁終局曲げ耐力

基礎梁終局曲げ耐力は AIJ 指針に基づいて計算した。基礎梁終局曲げ耐力計算時の諸元を**表 7.3.6** に示す。

$$M_u = 0.9a_1\sigma_y d \quad \text{(式 7.3.15)}$$

ただし，

a_t：引張鉄筋断面積(mm^2)

σ_y：引張鉄筋の降伏強度(MPa)

d：はり有効せい(引張鉄筋が 2 段に配筋される場合，その重心から圧縮縁までの距離)(mm)

表 7.3.6　基礎梁終局曲げ耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
at	引張鉄筋断面積	N/mm^2	6353.6	D32×8本
σy	引張鉄筋の降伏強度	N/mm^2	439	SD390を使用し、規格値に対し49N/mm^{2}を加算した
d	はり有効せい	mm	1815	圧縮縁から引張鉄筋上端とした（2000-125-60）
Mu	はりの曲げ終局強度	k N・m	4556	0.9×at×σy×d

2) 基礎梁終局せん断耐力

基礎梁終局せん断耐力は AIJ 指針に基づいて計算した。基礎梁終局せん断耐力計算時の諸元を**表 7.3.7** に示す。

$$\boldsymbol{Q_{su}} = \left\{\frac{0.053p_t^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{P_w\sigma_{wy}}\right\}bj \quad \text{(式 7.3.16)}$$

ρ_t：引張鉄筋比(%)

F_c：コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

M/Q：M，Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力(ただし，*M/(Qd)*は，*M/(Qd)*<1 のとき 1 とし，*M/(Qd)*>3 のとき 3 とする)(mm)

d：はり有効せい(mm)

P_w：せん断補強鉄筋比（小数，中子筋を除く場合 0.012 を上限とする。ただし，せん断補強筋として中子筋を併用する場合やスパイラル筋を用いる場合には 0.015 を上限とすることができる。）

σ_{wy}：せん断補強筋の降伏強度

b：はり幅

j：応力中心距離で 7*d*/8 (mm)

表 7.3.7　基礎梁終局せん断耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
pt	引張鉄筋比	%	0.39	D32×8本
Fc	コンクリートの圧縮強度	N/mm^2	24	コンクリートの実強度を入力した
M/(Qd)	シアスパン比	mm	1.38	Lc/d
Lc	梁長	mm	2500	載荷点から部材表面までの距離
pw	せん断補強筋比	ｋＮ・m	0.009	aw/(b・ｓ)
σwy	せん断補強筋の降伏強度	N/mm^2	394	SD345を使用し、規格値に対し$49N/mm^2$を加算した
b	はり幅	mm	900	-
j	応力中心間距離	mm	1630	鉄筋の重心間距離とした（2000-（125+60）*2)
d	有効せい	mm	1815	圧縮縁から引張鉄筋上端とした（2000-125-60)
at	引張鉄筋断面積	mm^2	6353.6	D32×8本
aw	はりの帯筋1組の断面積	mm^2	397.2	D16×2
s	はりの帯筋のピッチ	mm	50	-
Qsu	梁のせん断強度	kN	4080	｛0.053pt0.23(Fc+18)/(M/(Qd)+0.12)+0.85$\sqrt{}$(Pw・σwy)｝ bj

(4) 柱

1) 柱終局曲げ耐力

柱終局曲げ耐力は RC 規準に基づいて計算した。柱終局曲げ耐力計算時の諸元を**表 7.3.8** に示す。

$\boldsymbol{N_{max}}$ ：中心圧縮時終局強度(=$bDF_c+a_g\,\sigma_y$)　(式 7.3.17)

$\boldsymbol{N_{min}}$ ：中心引張時終局強度(=$-a_g\,\sigma_y$)　(式 7.3.18)

ただし,

N：柱軸方向力

a_t：引張主筋断面積(mm^2)

a_g：柱主筋断面積(mm^2)

b：柱断面幅(mm)

D：柱断面せい(mm)

σ_y：主筋降伏強度(MPa)

F_c：主筋降伏強度(MPa)

N_{min}≦N <0 のとき

$$\boldsymbol{M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D}\text{(N・mm)} \quad \text{(式 7.3.19)}$$

0≦N ≦N_b のとき

$$\boldsymbol{M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND\left(1-\frac{N}{bDF_c}\right)}\text{(N・mm)} \quad \text{(式 7.3.20)}$$

N_b<N≦N_{max}のとき

$$\boldsymbol{M_u = (0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.024(1+g_1)(3.6+g_1)bD^2F_c)\left(\frac{N_{max}-N}{N_{max}-Nb}\right)}\text{(N・mm)} \quad \text{(式 7.3.21)}$$

$$\boldsymbol{N_b = 0.22(1+g_1)bDF_c} \quad \text{(式 7.3.22)}$$

表 7.3.8　柱終局曲げ耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
Nmax	中心圧縮時終局強度	N	16,625,446	式：bDFc+agσy
Nmin	中心引張時終局強度	N	-4,183,846	式：-agσy
ag	柱主筋全断面積	mm^2	9530.4	D32(794.2mm^2)×12本
b	柱断面幅	mm	720	柱断面は720mm角
D	柱断面せい	mm	720	柱断面は720mm角
σy	主筋降伏強度	N/mm^2	439	規格値に対して49N/mm^{2}を加算した
σ_B	コンクリートの圧縮強度	N/mm^2	24	実強度を想定
Nb		N	4,485,888	式：0.22（1 +g1)bDFc
g1	引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比	-	0.64	重心間距離：460mm、全せい：720mm

2)　柱終局せん断耐力

柱終局せん断耐力は RC 規準に基づいて計算した。柱終局せん断耐力計算時の諸元を**表　7.3.9** に示す。

$$\boldsymbol{Q_{su} = {}_{B}Q_{su} + 0.1\sigma_0 bj} \qquad \text{(式 7.3.23)}$$

${}_{B}Q_{su}$：はりのせん断終局強度の計算

σ_0：平均軸方向応力度(=N/(bD))(N/mm^2)

表 7.3.9　柱終局せん断耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
pt	引張鉄筋比	%	0.39	D32×8本
Fc	コンクリートの材料強度	N/mm^2	21	
M/(Qd)	シアスパン比	mm	1.38	Lc/d
Lc	梁長	mm	2500	載荷点から部材表面までの距離
pw	せん断補強筋比	k N・m	0.009	aw/(b・ s）
σwy	せん断補強筋の降伏強度	N/mm^2	394	SD345を使用し、規格値に対し49N/mm^{2}を加算した
b	はり幅	mm	900	-
j	応力中心間距離	mm	1630	鉄筋の重心間距離とした（2000-（125+60）*2)
d	有効せい	mm	1815	圧縮縁から引張鉄筋上端とした（2000-125-60）
at	引張鉄筋断面積	mm^2	6353.6	D32×8本
aw	はりの帯筋1組の断面積	mm^2	397.2	D16×2
s	はりの帯筋のピッチ	mm	50	-
BQsu	梁のせん断強度	kN	3955	｛0.053pt0.23(Fc+18)/(M/(Qd)+0.12)+0.85√(Pw・σwy)｝ bj

7.4　実験結果

7.4.1　荷重変形関係(2P-R)

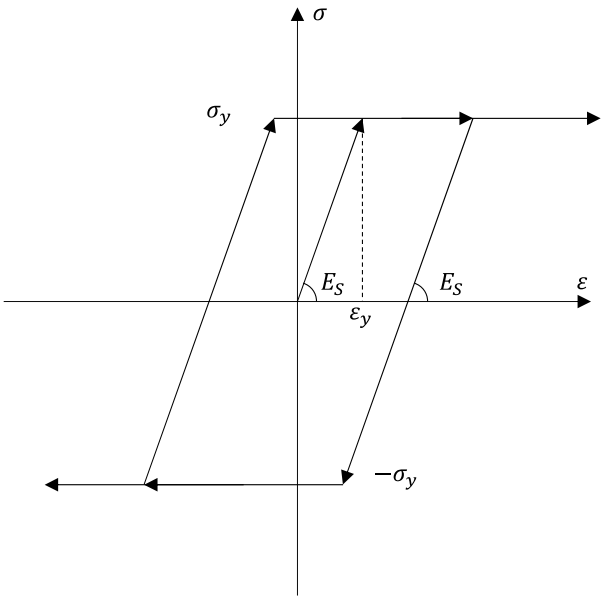
降伏点と最大耐力，終局発生状況を**表 7.4.1** に，杭頭定着筋の降伏発生状況を**表 7.4.2** に，各試験体の荷重－変形関係及び包絡線を**図 7.4.2**，**図 7.4.3** に示す。**表 7.4.2** 中，赤字は杭頭定着筋のひずみを完全弾塑性，移動硬化則を組み合わせた履歴復元力関係(**図 7.4.1**)を用いて応力へと変換し，圧縮降伏後の引張降伏位置を示している。杭頭定着筋(以下，定着筋)は試験体基礎梁側から 1 段目，2 段目，3 段目，4 段目，5 段目とし，試験体 No.1 はひずみゲージを 5 段，試験体 No.2 は 3 段貼り付けている(**図 7.2.22**)。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

正載荷時，代表変形角 R=0.09%で 1 段目定着筋が圧縮降伏し，R=0.15%で 2 段目が圧縮降伏した。その後 R=0.39%で 5 段目定着筋が引張降伏し，正側最大耐力に到達した。本実験では，最大耐力到達後以降の各サイクル 1 回目のピークが最大耐力の 80%まで低下した地点を終局と定義した。図中の一点鎖線は最大耐力の 80%を示している。R=1.0%で終局状態となった。一方，負載荷時は R=-0.17%で 3 段目定着筋が引張降伏し，R=-0.45%で 4 段目定着筋が引張降伏した。その後も耐力は増加し続け，R=-2.0%で計測容量を超えたため実験を終了し，その地点を負側実験最大耐力とした。

(2) 試験体 No.2

正載荷時，R=0.46%で 1 段目定着筋が圧縮降伏し，R=0.73%で 3 段目定着筋が引張降伏した。その後耐力は伸び続け，耐力低下する前に R=1.5%で計測容量が超えたため，載荷サイクルを変更し，負側一方向載荷とした。計測容量が超え，実験継続が不可能となった R=1.5%の地点を正側実験最大値とした。負側載荷時は，R=-0.5%で最外縁の引張鉄筋が降伏しその後，R=-0.75%で剛性が変化し耐力が横ばいとなった。R=-1.74%で 3 段目定着筋が引張降伏し，R=-3.46%で負側最大耐力に到達した。



(σ_y, E_sは表 7.2.3 の材料試験値を用いた)

図 7.4.1　応力変換に使用した鋼材の履歴復元力関係

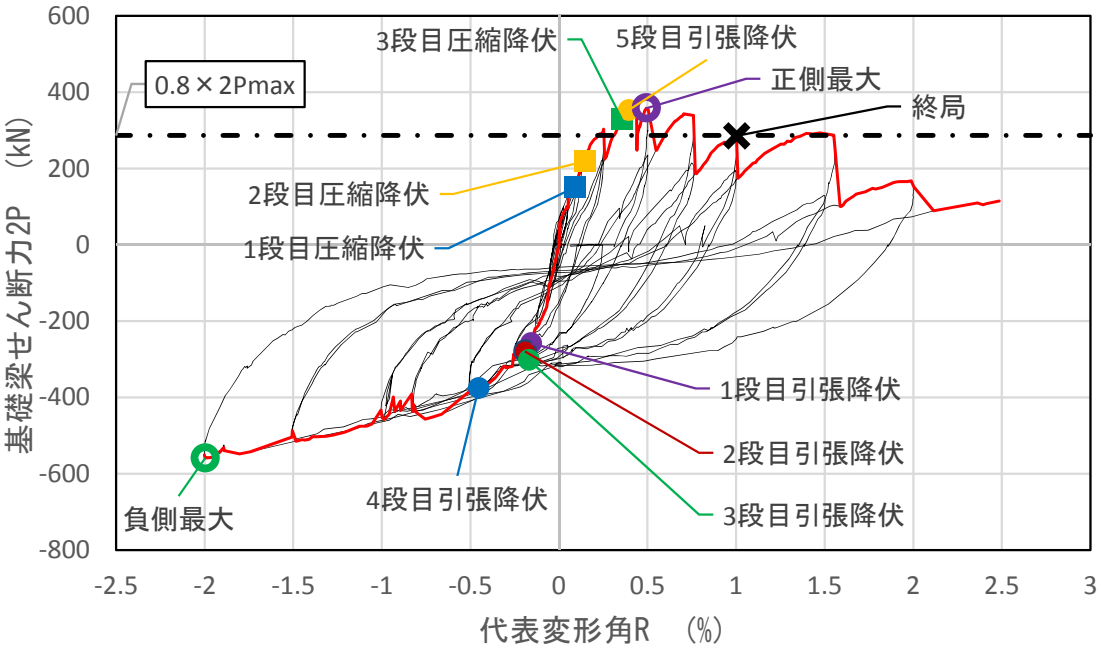


図 7.4.2　試験体 No.1 の荷重－変形角関係及び包絡線

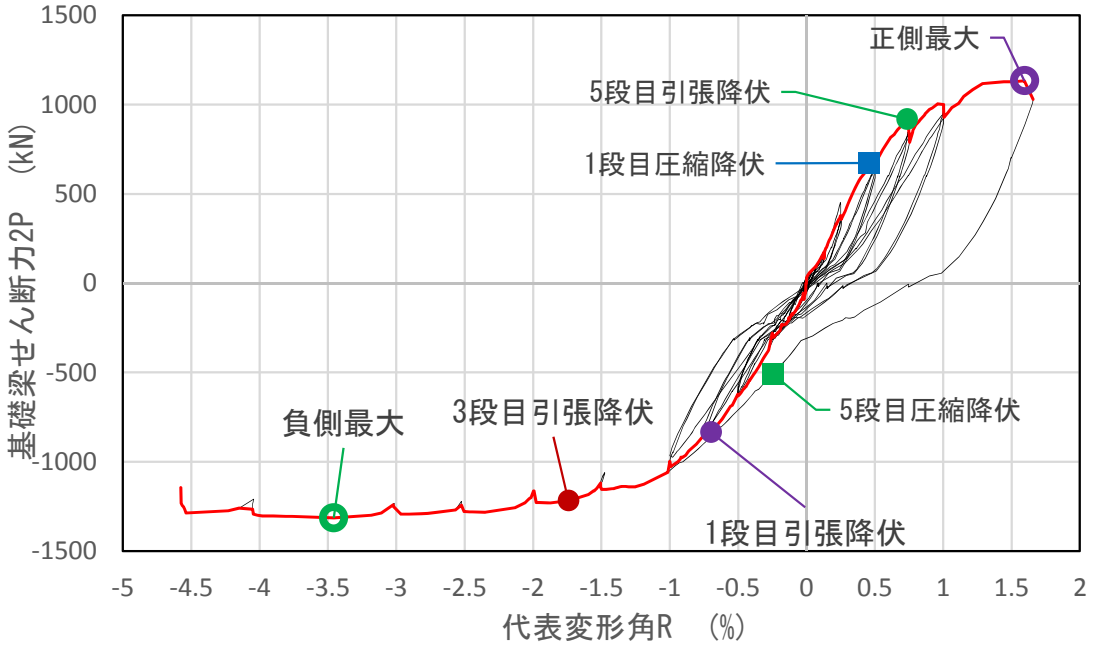


図 7.4.3　試験体 No.2 の荷重－変形角関係及び包絡線

表 7.4.1　降伏点と最大耐力，終局発生状況

	No.1						No.2					
	正側			負側			正側			負側		
	2P	R	Rp	2P	R	Rp	2P	R	Rp	2P	R	Rp
	kN	%	%	kN	%	%	kN	%	%	kN	%	%
定着筋引張降伏	353.4	0.39	0.78	-258.4	-0.16	-0.13	918.2	0.73	1.11	-833.9	-0.70	-1.08
定着筋圧縮降伏	151	0.09	0.19	-225.1	0.39	1.32	674	0.46	0.6	-507.4	-0.25	-0.38
(実験)最大耐力	358.2	0.49	1.01	-559.2	-2.00	-3.77	1132.8	1.60	2.4	-1314.2	-3.46	-4.49
終局	285.2	1.00	2.22	到達せず			到達せず			到達せず		

2P：基礎梁せん断力,R：代表変形角,Rp：杭部材角

表 7.4.2　杭頭定着筋各段の降伏発生状況

	No.1						No.2					
	圧縮降伏			引張降伏			圧縮降伏			引張降伏		
杭頭定着筋	2P (kN)	R (%)	Rp (%)	2P (kN)	R (%)	Rp (%)	2P (kN)	R (%)	Rp (%)	2P (kN)	R (%)	Rp (%)
1段目	151	0.09	0.19	-258	-0.16(-0.25%①)	-0.13	674	0.46	0.6	-833	-0.70(-0.75①)	-1.08
2段目	218	0.15	0.26	-279	-0.19(-0.25%①)	-0.18						
3段目	329	0.36	0.71	-302	-0.17(-0.5%①)	-0.02	発生無し			-1216.7	-1.74	-3.06
4段目	発生無し			-376	-0.45	-0.54						
5段目	発生無し			-225	0.39	1.32	918.2	0.73	1.11	-507	-0.25	-0.38

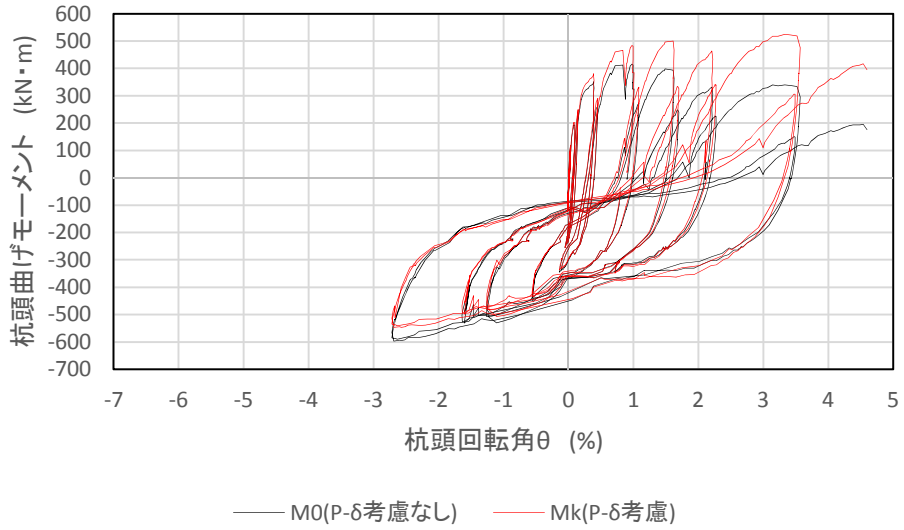
赤字は圧縮降伏後の引張降伏,()内は降伏発生時代表変形角及びサイクル数

7.4.2　杭頭接合面曲げモーメントM_K杭頭回転角θ関係（M－θ）

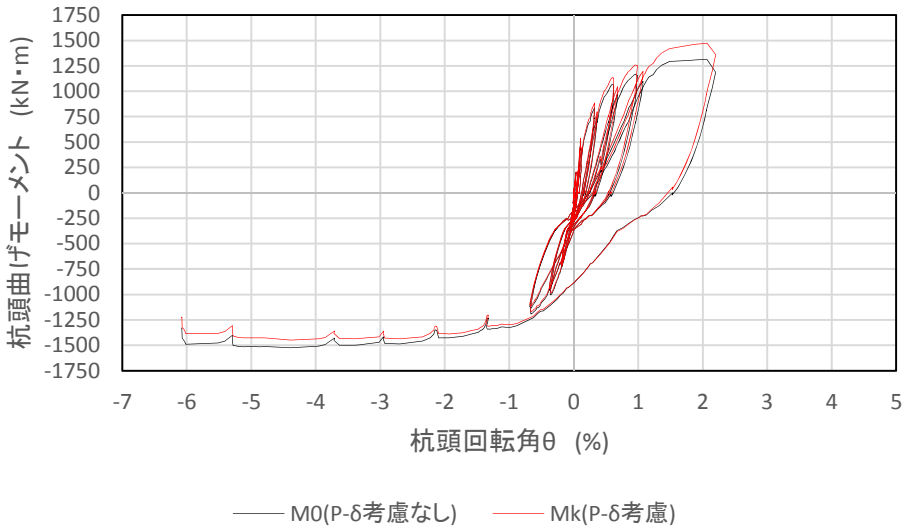
各試験体の杭頭接合面曲げモーメントと杭頭回転角θの関係を**図 7.4.4** に示す。図中，黒線はP－δ効果を考慮しない杭頭接合面 K の曲げモーメントM_0(計算方法は 7.2.3 節参照)とP－δ効果を考慮した曲げモーメントM_K(計算方法は 7.4.2(1)参照)を重ね合わせ示している。

$$\mathbf{M_K = M_0 + M_{KP-\delta}} \qquad \text{(式 7.4.1)}$$

試験体 No.1 正載荷時の曲げモーメントM_Kは杭頭回転角θ=0.75%程度からP－δ効果による付加曲げモーメントが増大していた。荷重変形角関係において最大耐力到達後，耐力は低下していったが，P－δ効果を考慮すると耐力は少し伸びていた。負載荷時ではP－δ効果による付加曲げモーメントは少し発生していたが大きな変化はなかった。負載荷時では両載荷方向共にP－δ効果による付加曲げモーメントによる耐力の変化は小さかった。



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.4.4　杭頭接合面曲げモーメントM_Kと杭頭回転角θの関係

(1) P－δ効果を考慮した杭頭接合面の付加曲げモーメント$M_{Kp-\delta}$と曲げモーメントM_Kの算出方法

杭頭接合面鉛直変位の算出方法を**図 7.4.5** に杭頭接合面における付加曲げモーメント$M_{KP-\delta}$と杭頭回転角θの関係を**図 7.4.6** に示す。**図 7.4.5** は杭側軸力クレビス，杭側支持点，杭頭接合面，構造芯，柱側支持点，柱側軸力クレビスを点で結んだモデル図を示している。破壊状況，ひずみ状況より損傷の大きかった杭頭接合面 K を危険断面位置とし，杭頭接合面 K における P－δ効果を考慮した付加曲げモーメント$M_{Kp-\delta}$を算定するための鉛直変位を求める。

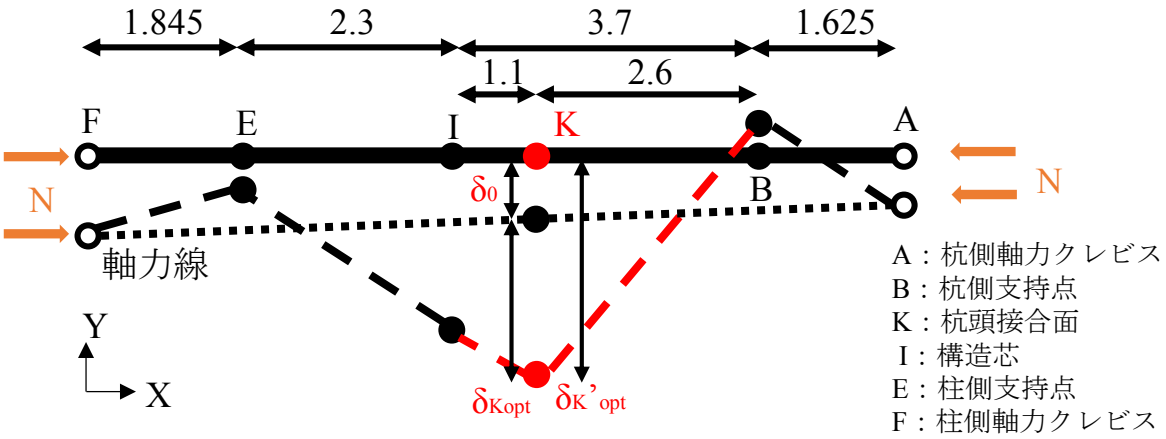


図 7.4.5　杭頭接合面鉛直変位の算出方法(単位 ㎜)

先ず，軸力線の鉛直変位を求める。杭側軸力クレビス，柱側軸力クレビス(**図 7.4.5** 中 A 点，F 点)を結ぶ線が軸力線となり，A 点，F 点が上下に動く事によって軸力線の傾きが変動する。軸力線の杭頭接合面 K での鉛直変位を求めるために A 点，F 点の絶対鉛直変位を線形補間し軸力線から鉛直変位δ_0を算出した。

$$\boldsymbol{\delta_0 = \frac{(A_y - F_y)}{AF} \cdot KF + F_y} \qquad \text{(式 7.4.2)}$$

次に杭頭接合面 K の絶対鉛直変位を求める。本実験では杭頭接合面における絶対鉛直変位を OPTOTRAK によって計測している。(**図 7.4.5** 中δ'_{KOPT})

杭頭接合面 K の軸力線からの相対鉛直変位はδ'_{KOPT}からδ_0を引く事によって算出出来る。

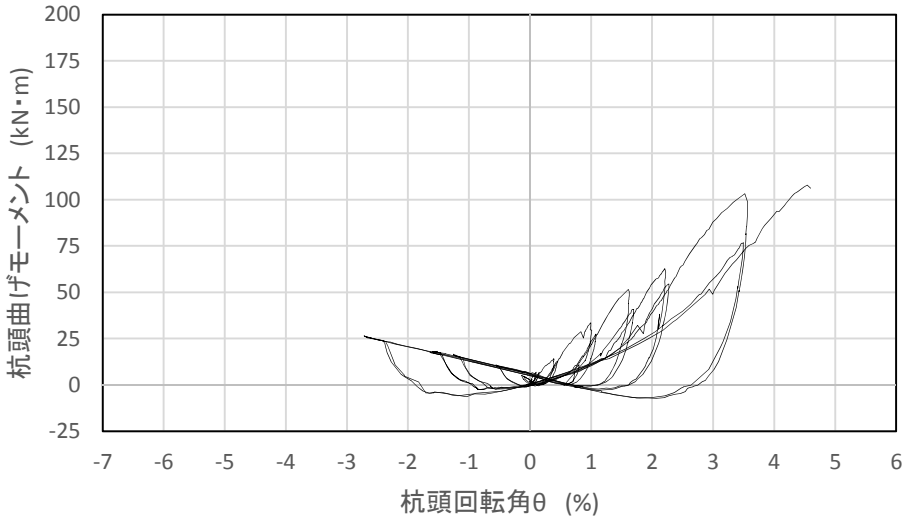
$$\boldsymbol{\delta_{KOPT} = \delta'_{Kopt} - \delta_0} \qquad \text{(式 7.4.3)}$$

杭頭接合面 K における付加曲げモーメント$\boldsymbol{M_{KP-\delta}}$は杭頭接合面 K の軸力線からの相対鉛直変位$\boldsymbol{\delta_{K_{OPT}}}$に杭体に作用する軸力 N を乗ずる事で得られる。

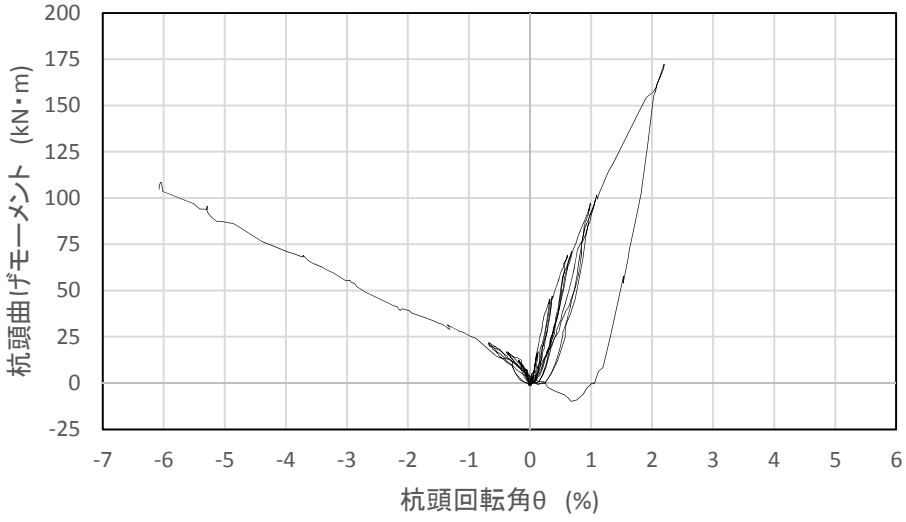
$$\boldsymbol{M_{KP-\delta} = N \times \delta_{K_{OPT}}} \qquad \text{(式 7.4.4)}$$

また，P－δ効果を考慮した杭頭接合面曲げモーメントM_Kは以下のように求まる。

$$M_K = M_0 + M_{KP-\delta} \qquad \text{(式 7.4.5)}$$



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.4.6　P-δ効果による杭頭接合面 K の付加曲げモーメント$M_{Kp-\delta}$と杭頭回転角θ

(2) 杭頭部の抜出しを伴う杭頭回転角 θの算出方法

杭頭部の抜出し(杭体のコンクリートへのめり込みを含む)抜出しを伴う回転角θ(以下，杭頭回転角θ)の算出方法を**図 7.4.7** に示す。杭体のパイルキャップ埋め込み面からの抜出し量は変位計で計測しており(**写真 7.4.1**)，変位計で計測した変位$\delta_{①}$，$\delta_{②}$の差分を変位計取り付け区間幅D′(=600mm)で除す事によってθ′が得られる。杭体が剛体変形すると考えると**図 7.4.7** 中一点鎖線のように変形するが，実際には杭体が変形するため，茶色実線のように変形する。変位計で計測したθ′は杭頭接合面から変位計が取りつく距離 400mm までの杭体の曲げ変形$R_{pileflex}$が含まれているので，杭体の曲げ変形$R_{pileflex}$をθ′から差し引くことによって杭頭回転角θを算出した。ただし，杭体のせん断変形は無視している。

$$\theta' = \theta + R_{pileflex} = \frac{(\delta_{①} - \delta_{②})}{D'} \quad \text{(式 7.4.6)}$$

ただし，

D′:計測区間幅(=600mm)

$$R_{pileflex} = \delta_{pileflex}/L \quad \text{(式 7.4.7)}$$

L: 計測区間長(=400mm)

$$\delta_{pileflex} = \frac{(\Delta l_{pile1} - \Delta l_{pile2})}{L \cdot D} \cdot \frac{L}{2} \cdot D \quad \text{(式 7.4.8)}$$

$\delta_{pileflex}$:杭体の杭頭接合面から変位計が取りつく距離 400mm までの曲げ変形(mm)

Δl_{pile}:SC 杭の伸び量(mm)

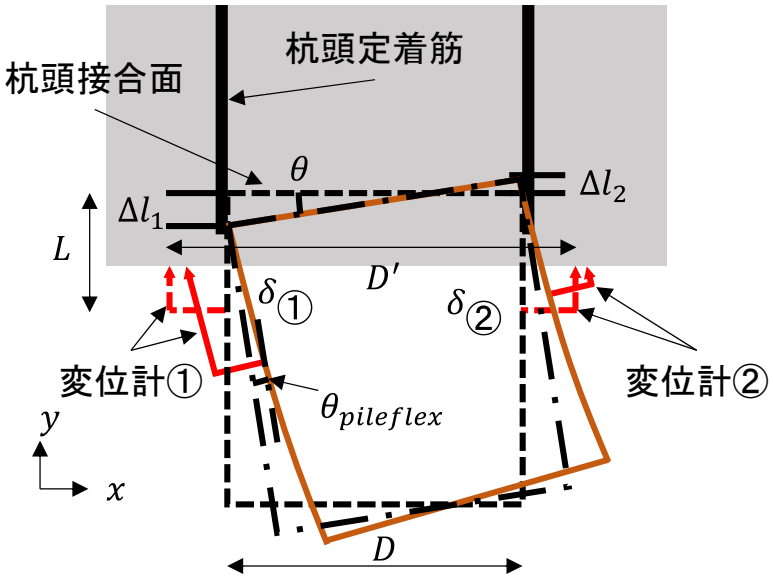
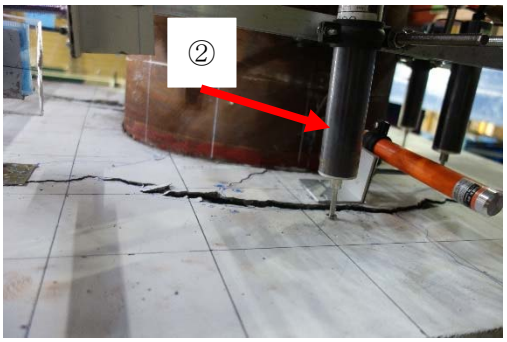


図 7.4.7　杭頭回転角θの算出方法



抜出し変位計①



抜出し変位計②

写真 7.4.1　抜出しを伴う回転角の算出に用いた変位計の取り付け状況

(3) 杭体及び杭頭定着筋の伸び縮み量Δl_n の算出方法

ひずみゲージ貼付位置とひずみゲージの名前，ひずみ分布を**図 7.4.8** に示す。杭体には天端(定着筋 1 段目側)，下端(定着筋 5 段目側)に 5 か所ずつひずみゲージを貼り付けている。定着筋は基礎梁側から 1，2，3，4，5 段目定着筋と定義して，1，5 段目には 5 か所にひずみゲージを張り付けている(1 か所につき両側 2 枚)。各段の杭体，定着筋の伸び縮み量Δl_xは計測したひずみを長さ方向に積分する事によって算出出来る。

$$\Delta l_y = \int \varepsilon dx = \sum S_n = \sum \frac{1}{2}(\varepsilon_n + \varepsilon_{n+1}) \cdot (x_{n+1} - x_n) \qquad (n=1,2,3,4,5) \qquad (式\ 7.4.9)$$

ただし，

Δl_y:y 段目の杭体，定着筋の伸び縮み量(mm)

A_n:ひずみゲージ間のひずみで囲まれた面積(mm)

x:断面位置(mm)

ひずみゲージの貼っていないA_1内の杭頭接合面から 20mm の範囲はA_1の傾きを延長して求めた。同様にA_5はA_4の傾きを延長して面積を求めた。また延長した傾きから求めたひずみの正負が逆になる(x 軸をまたがる)点以降は 0 とした。

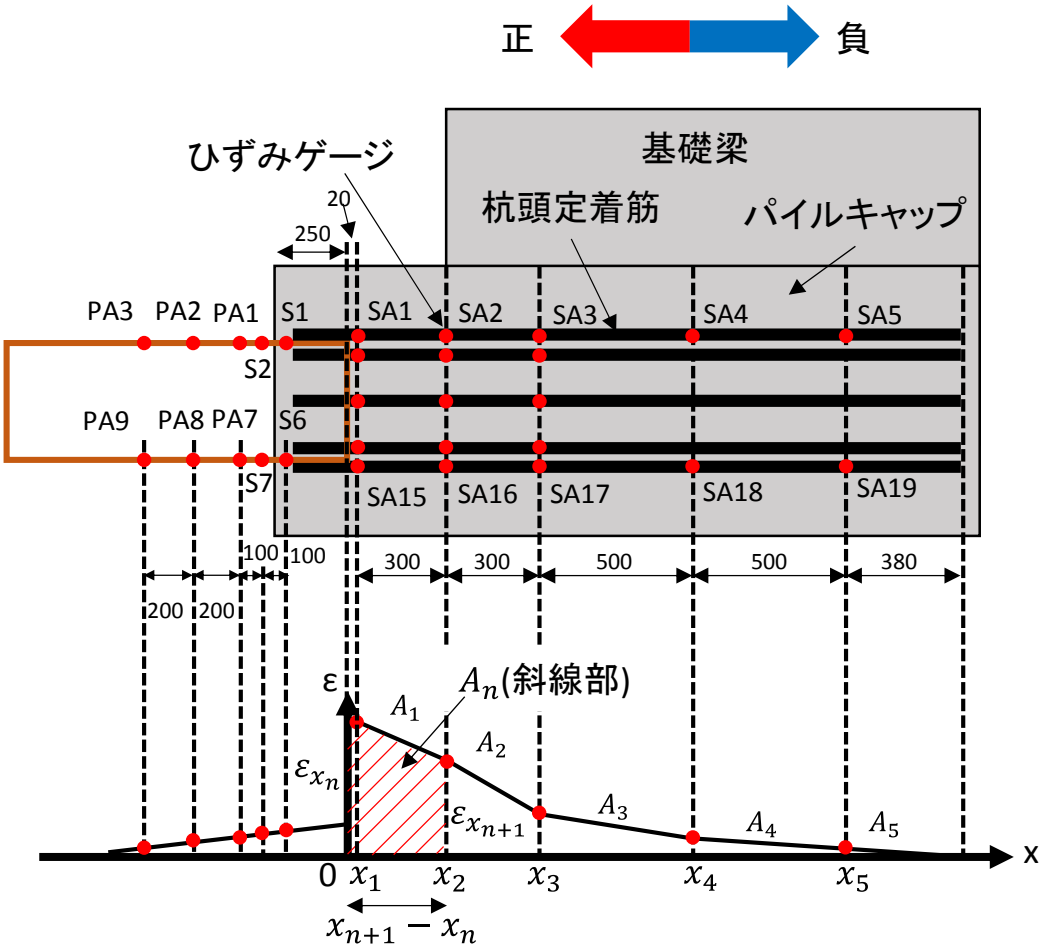


図 7.4.8　ひずみゲージ貼付位置と名前及び，ひずみ分布　（単位：㎜）

7.4.3　杭体−パイルキャップ接合部間の変形分離

変形成分を図 7.4.9 に示す。本研究では部材に発生する変形成分を曲げ変形δ_{flex}，せん断変形δ_{shr}，抜出し(杭体のコンクリートへのめり込み含む)を伴う回転変形$\delta_{pullout}$に分離し，その総和を全体変形δとする。

$$\delta = \delta_{flex} + \delta_{shr} + \delta_{pullout} \quad \text{(式 7.4.10)}$$

$$R_P = R_{P_{flex}} + R_{P_{shr}} + R_{P_{pullout}} \quad \text{(式 7.4.11)}$$

$$R_{P_{flex}} = \delta_{P_{flex}}/L \quad \text{(式 7.4.12)}$$

$$R_{P_{shr}} = \delta_{P_{flex}}/L \quad \text{(式 7.4.13)}$$

$$R_{P_{pullout}} = \delta_{P_{pullout}}/L \quad \text{(式 7.4.14)}$$

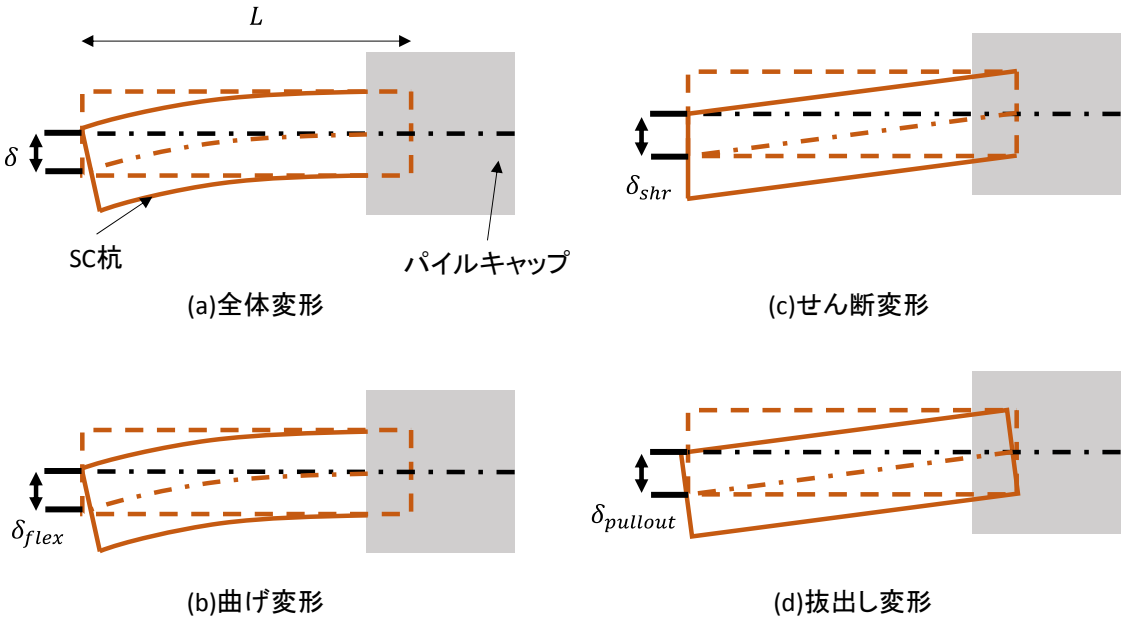


図 7.4.9　変形成分

杭全体変形の計測方法を図 7.4.10 に示す。パイルキャップ部コンクリートに埋め込んだインサートに計測用鋼管フレームを取り付け，先端に取り付けた変位計で杭側支持点の変位を計測した。

$$R_P = \frac{\delta_P}{L} \quad \text{(式 7.4.15)}$$

ただし，

L:計測区間長さ(=2630mm)

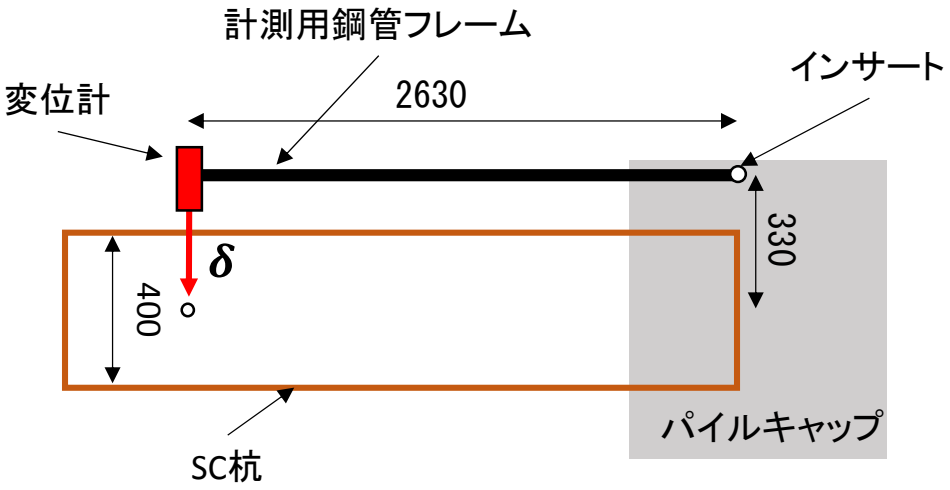


図 7.4.10　杭全体変形 R の計測方法(単位：mm)

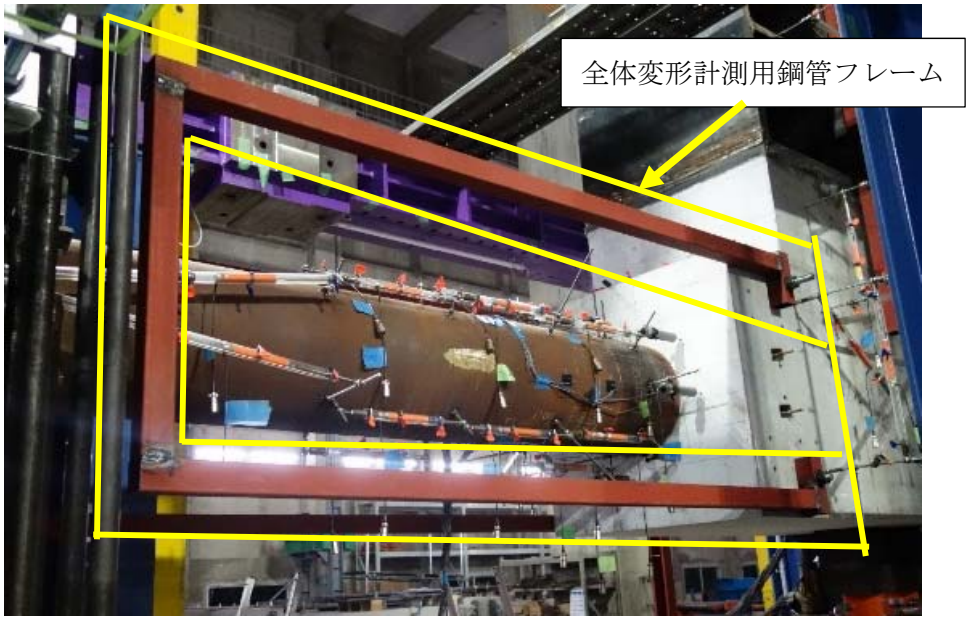


写真 7.4.2　杭体全体変形R_{pile}計測状況

変位計取り付け図を**図 7.4.11** に，曲げ，せん断，三角変形の計算方法を**図 7.4.12** に示す。杭体に取り付けた変位計は杭頭接合面側から抜出し変形区間(曲げ変形, せん断変形を含む), 曲げ変形区間 1~3, せん断変形区間 1~2 として，曲げ区間 3 から杭側支持点までは変位計を 3 角形につなぎその頂点の変形(以下，三角変形)を計測した。各区間で部分的な変形を計測し(部分変形)，足し合わせる事によって部分変形合計が得られる。

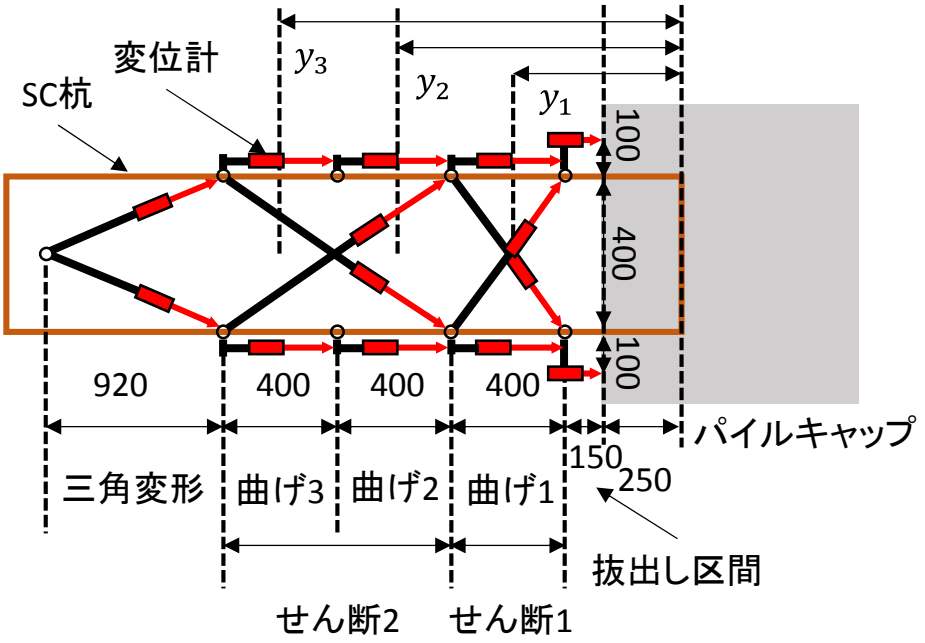
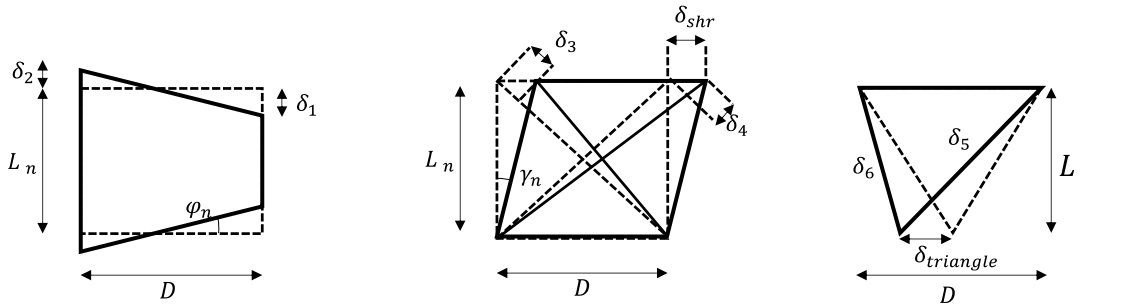


図 7.4.11　変位計取り付け図



$\varphi_n = \frac{\delta_2 - \delta_1}{L_n \cdot D}$

φ_n：区間nの平均曲率
L_n：計測区間長さ
D：計測区間幅

$\gamma_n = \frac{\sqrt{L_n^2 + D^2}}{L_n \cdot D} \cdot \frac{\delta_4 - \delta_3}{2}$

γ_n：区間nのせん断ひずみ

$\delta_{flex} = \delta_{f1} + \delta_{f2} = \sum \varphi_n \cdot D \cdot y_n$

y_n：端部から区間nの中心までの距離

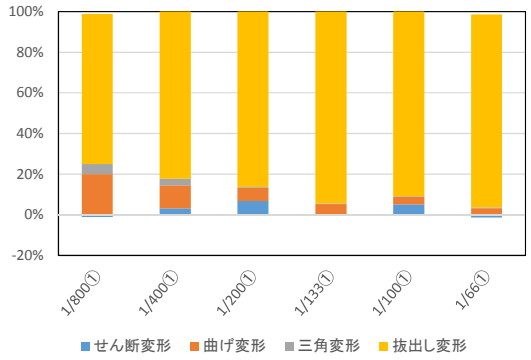
$\delta_{shr} = \delta_{s1} + \delta_{s2} = \sum \gamma_n \cdot L_n$

$\delta_{triangle} = (\delta_6 - \delta_5) \cdot \frac{\sqrt{\frac{D^2}{4} \cdot L^2}}{D}$

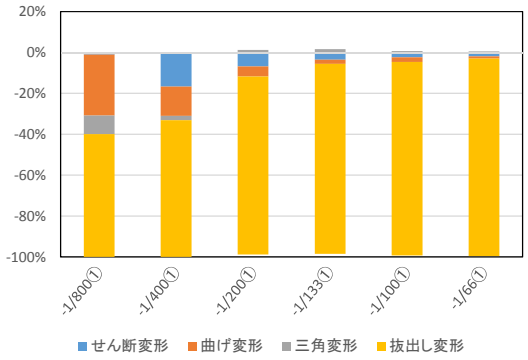
(a) 曲げ変形　　(b) せん断変形　　(c) 三角形の頂点の変位

図 7.4.12　各変形の計算方法(δ は伸びが正)

各試験体の杭体の抜出し変形と曲げ変形(曲げ区間 1~3)，せん断変形(せん断区間 1~2)，三角変形の各サイクルピーク時における各変形が占める割合を図 7.4.13，図 7.4.14 に示す。両試験体共に抜出し変形が早期の段階から支配的でありサイクルが進むにつれて抜出し変形の割合はさらに増加していた。また，試験体 No.2 では杭体の曲げ変形(曲げ区間 1~3)も割合は小さいが発生していた。

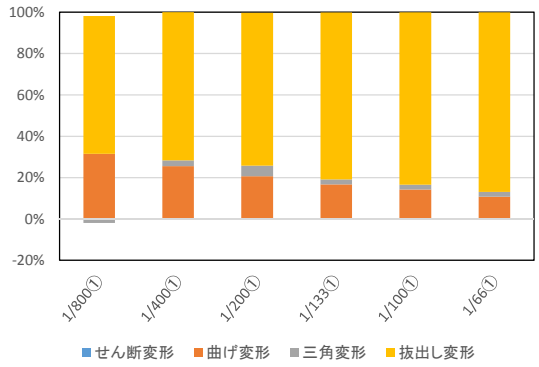


(a) 正載荷時

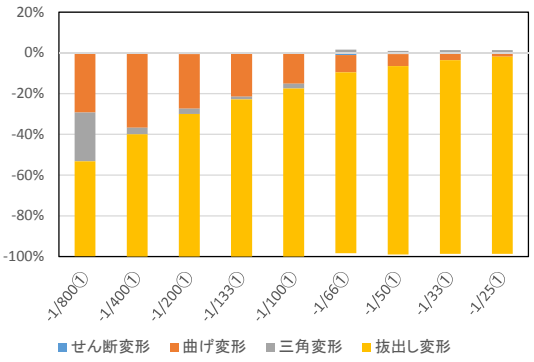


(b) 負載荷時

図 7.4.13　杭体の曲げ変形，せん断変形，三角変形と抜出し変形の割合(試験体 No.1)



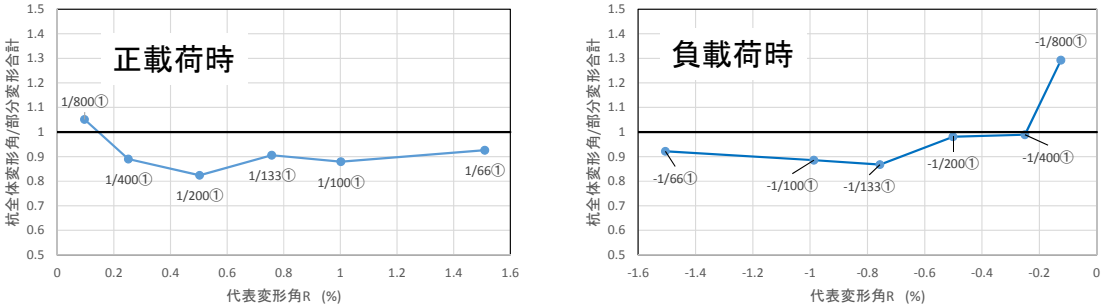
(a) 正載荷時



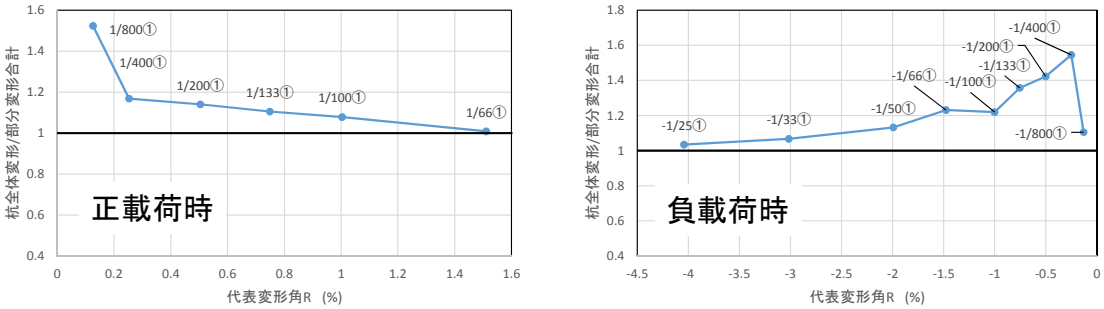
(b) 負載荷時

図 7.4.14　杭体の曲げ変形，せん断変形，三角変形と抜出し変形の割合(試験体 No.2)

各試験体の杭全体変形と部分変形合計の比率を**図 7.4.15** に，各試験体の杭全体変形と部分変形合計の比較を**図 7.4.16** に示す。両試験体共に載荷サイクルが進むにつれおおむね一致しており，精度よく計測が行われていた。

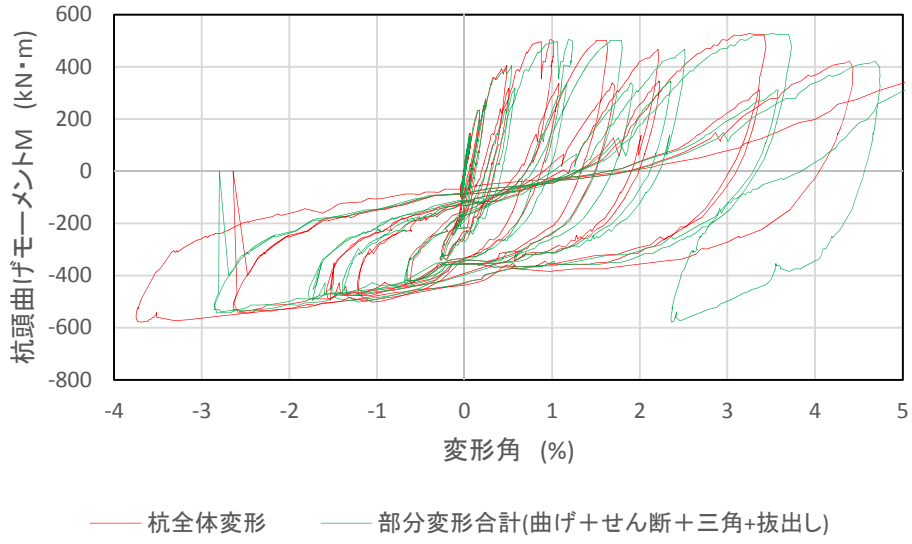


(a) 試験体 No.1

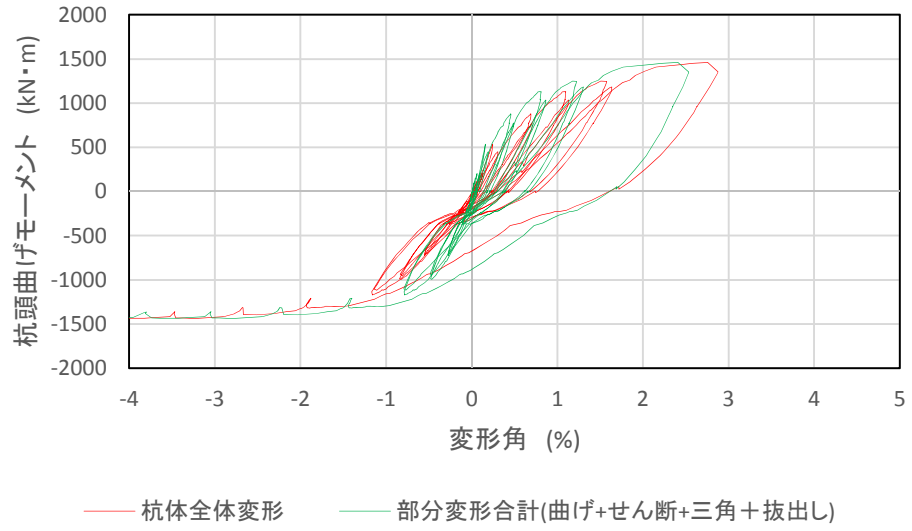


(b) 試験体 No.2

図 7.4.15　杭体全体変形と部分変計合計の比率



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.4.16　杭全体変形と部分変形合計の比較

7.4.4　ひび割れ進展状況とひび割れ幅の拡幅状況

各試験体のひび割れ進展状況を**図　7.4.17，図　7.4.18** に,代表変形角 R=-0.5%時の損傷状況を**写真 7.4.3，写真　7.4.4** に示す。青線が正載荷時，赤線が負載荷時に発生したひび割れである。黒線は初期ひび割れを示している。ここでは代表的なサイクルのひび割れ図を示しているが，その他サイクルのひび割れ図は**付録 3** を参照されたい。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

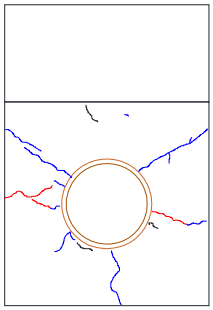
代表変形角 R=0.25%で杭体埋め込み面(以下，埋め込み面)にひび割れが発生した。正載荷時は杭体から斜め上方向及び，下方向に進展し，負載荷時は左右方向に進展した。正側最大耐力となった R=0.5%では埋め込み面から入ったひび割れが試験体西面へと進行していた。また，埋め込み面のコンクリートが杭体によって圧縮を受ける側(載荷方向側)にひび割れが発生していた。正側終局状態となった R=1.5%では正載荷時，埋め込み面のコンクリート下部は剥離，上面は圧壊しており，杭体が抜出されていた。負載荷時には試験体西面中央部に斜めひび割れが発生した。載荷方向によるひび割れの進展に違いはあまり見られず，概ね対照的なひび割れが発生していた。

(2) 試験体 No.2

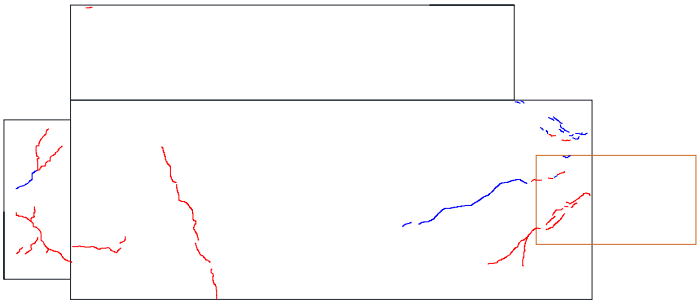
R=0.125%で埋め込み面に左右方向にひび割れが発生した。R=0.5%では正載荷時に埋め込み面で斜め上方向及び，下方向にひび割れが発生した。負載荷時は試験体西面全体に斜めひび割れが発生した。また基礎梁，柱部にもひび割れが発生していた。R=1.5%では正載荷時は埋め込み面，負載荷時は試験体西面にひび割れが発生し，載荷方向による違いが見られた。基礎梁と杭が閉じる時(正載荷)は埋め込み面，開く時(負載荷)は試験体西面にひび割れが発生していた。



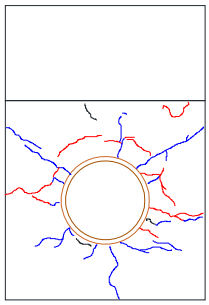
試験体西面(R=-0.25%まで)



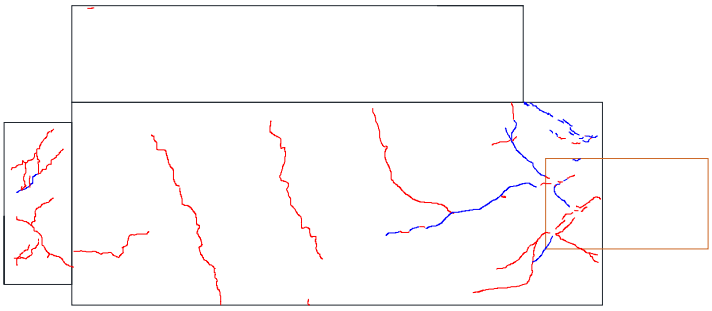
杭体埋め込み面(R=-0.25%まで)



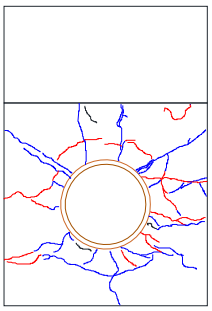
試験体西面(R=-0.5%まで)



杭体埋め込み面(R=-0.5%まで)



試験体西面(R=-1.5%まで)



杭体埋め込み面(R=-1.5%まで)

図 7.4.17　試験体 No.1 のひび割れ進展状況



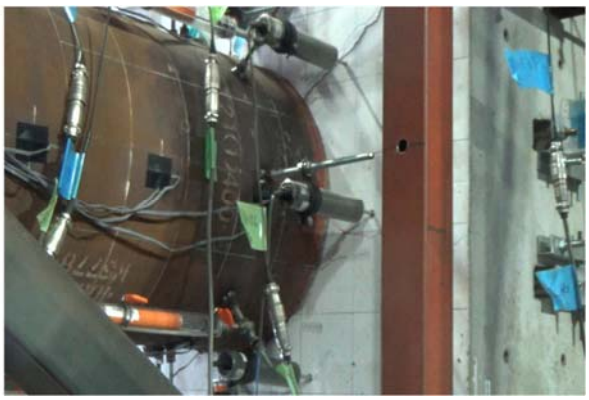
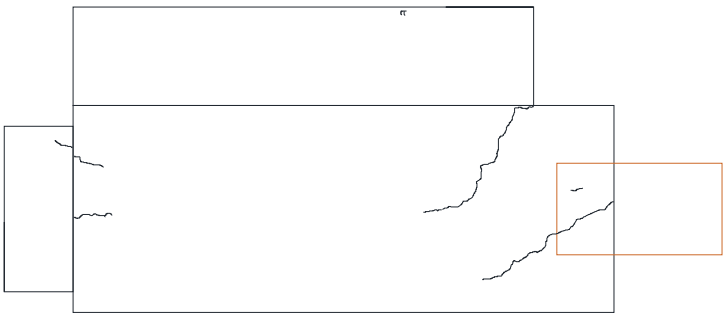
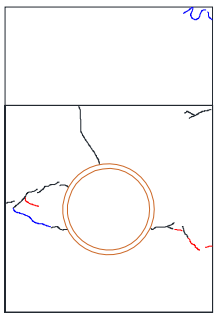


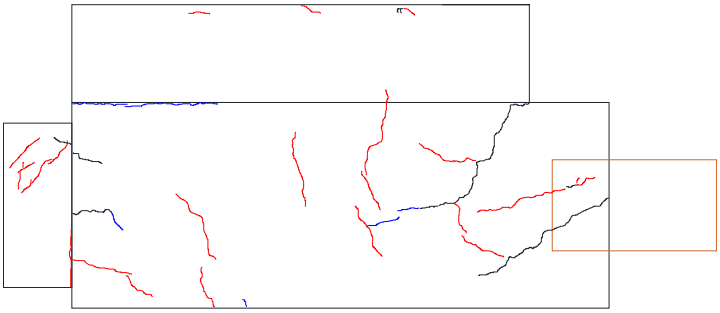
写真 7.4.3　試験体 No.1R=-0.5%時の損傷状況



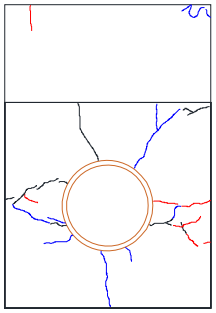
試験体西面 (R=-0.125%まで)



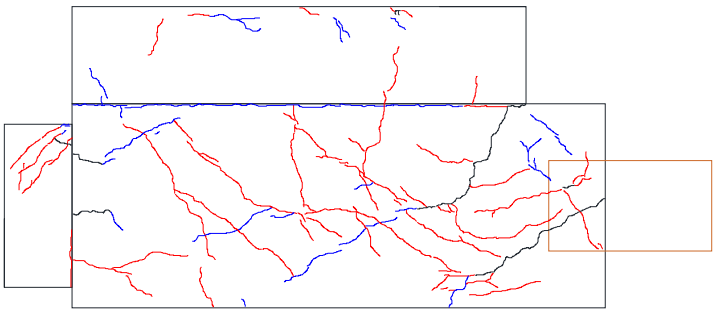
杭体埋め込み面 (R=-0.125%まで)



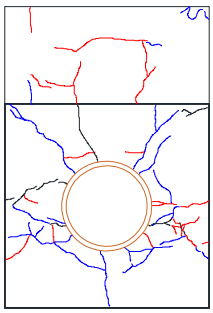
試験体西面 (R=-0.5%まで)



杭体埋め込み面 (R=-0.5%まで)

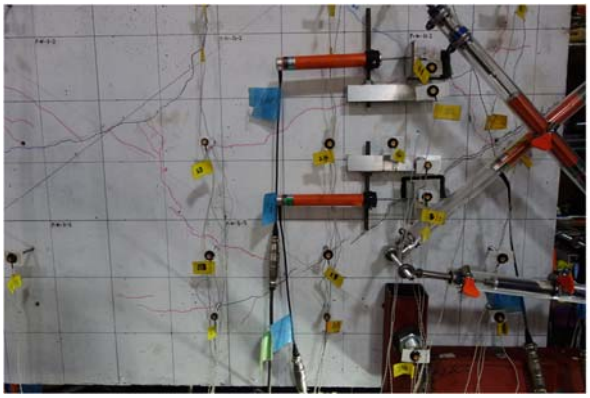


試験体西面 (R=-1.5%まで)



杭体埋め込み面 (R=-1.5%まで)

図 7.4.18　試験体 No.2 のひび割れ進展状況



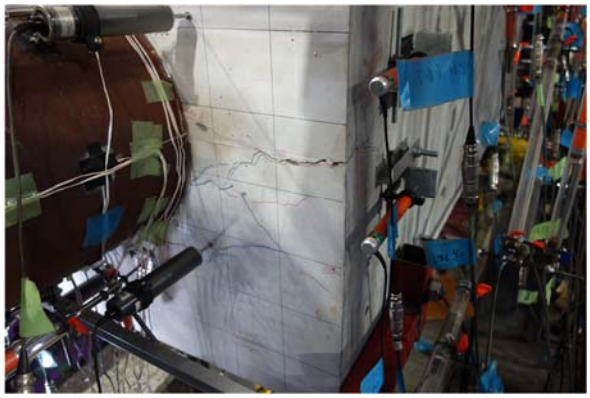


写真 7.4.4　試験体 No.2 の R=-0.5%時の損傷状況

各試験体における試験体西面，杭体埋め込み面で計測したひび割れ幅の推移を**図 7.4.19，図 7.4.20** に示す。図中は正載荷時，負載荷時の各サイクル一回目ピーク時及び，除荷時を示している。**写真 7.4.5，写真 7.4.6** に各試験体のひび割れ幅を計測した代表ひび割れを示す。ただし，写真は最終破壊状況を示している。計測に使用したクラックスケールの最大値は 2.2mm である。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

正載荷時，負載荷時共に代表変形角 R=0.5%時で各面のひび割れ幅が大きく増大していた。正載荷時は残留ひび割れ幅が大きく一方，負載荷時は R=-0.5%までは残留ひび割れ幅は各面共に小さかった。試験体西面と埋め込み面で比較するとピーク時のひび割れ幅は正載荷時は概ね一緒となり，負載荷時では埋め込み面の方が大きくなっていた。R=0.75%以降はピーク時，除荷時共に 2.2mm 以上となっていた。

(2) 試験体 No.2

正載荷時は R=1.0%，負載維持は R=0.75%で各面共にひび割れ幅が大きく増大した。ひび割れ幅の増大は埋め込み面よりも試験体西面の方が少し大きくなっていたが，大きな差異は見られず概ね同じとなっていた。R=0.25%までは正載荷時，負載荷時共に各面の残留ひび割れ幅は 0.5mm 以下となりその後増加した。



写真 7.4.5　試験体 No.1 のひび割れ幅を計測した代表ひび割れ(写真は最終破壊状況)

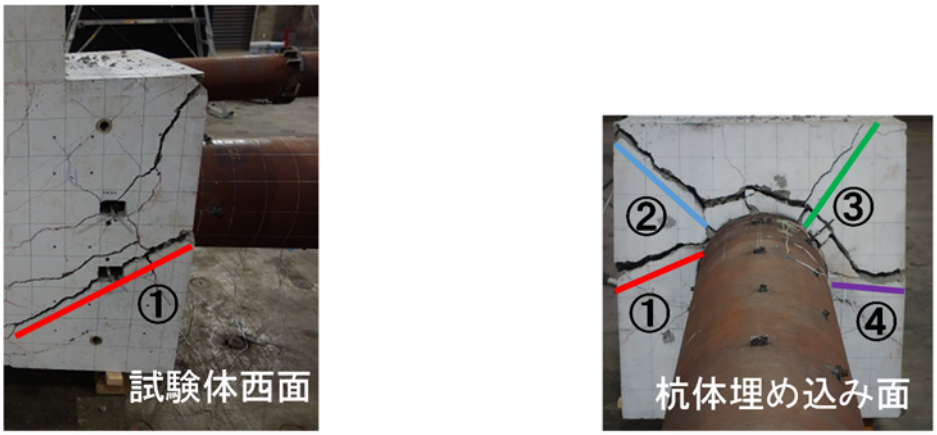
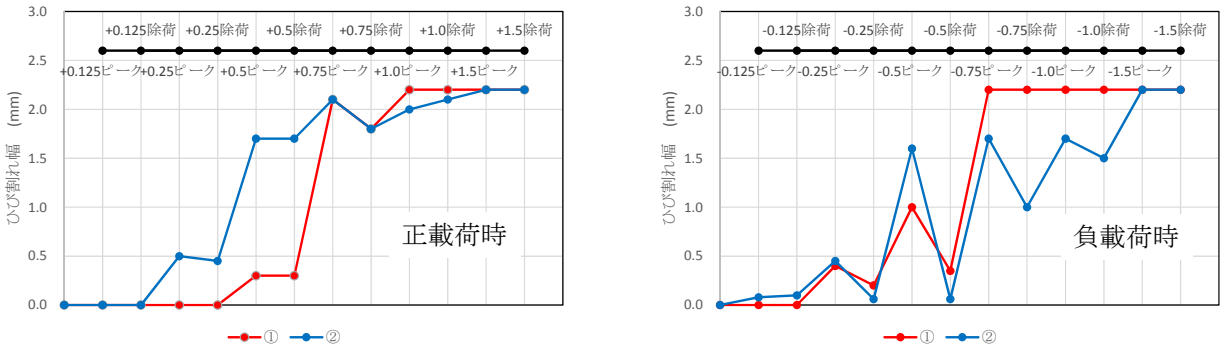
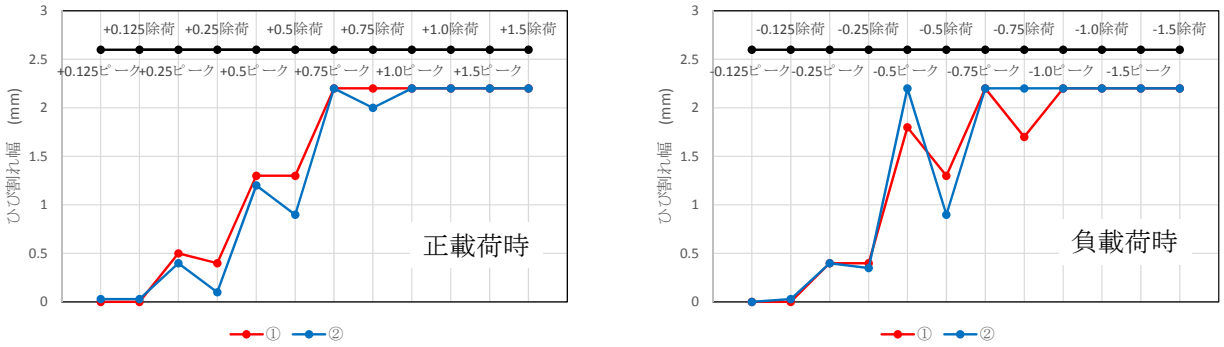


写真 7.4.6　試験体 No.2 のひび割れ幅を計測した代表ひび割れ(写真は最終破壊状況)

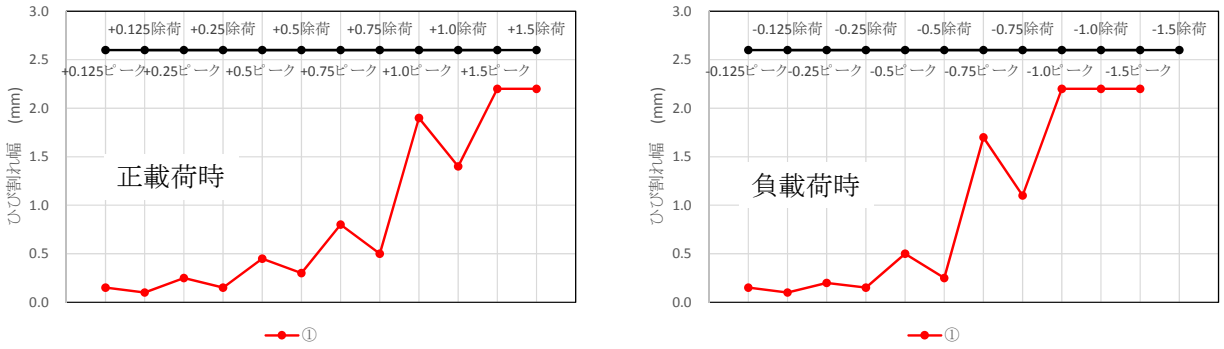


(a)　試験体西面

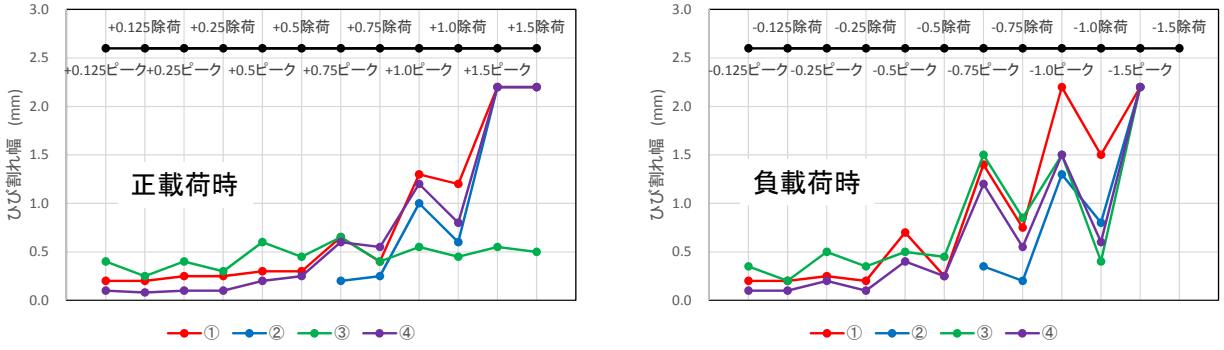


(b)　杭体埋め込み面

図 7.4.19　試験体 No.1 のピーク時，除荷時の最大ひび割れ幅の推移



(a)　試験体西面



(b)　杭体埋め込み面

図 7.4.20　試験体 No.2 のピーク時，除荷時の最大ひび割れ幅の推移

7.4.5　各種鉄筋の降伏状況

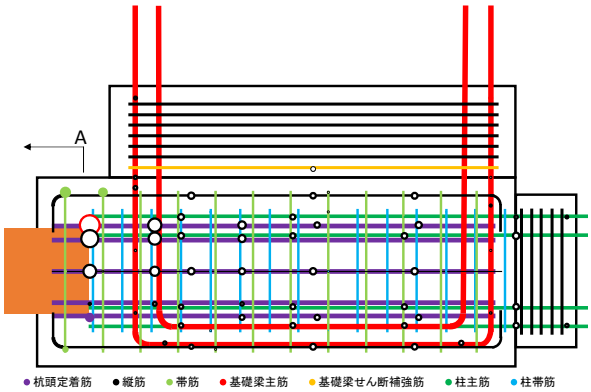
各試験体における各種鉄筋の降伏状況を**図 7.4.21**，**図 7.4.22** に示す。ここではひび割れ進展状況で示したサイクルと同じサイクルにおける降伏状況を示す。その他のサイクルは付録 4 を参照されたい。図中のプロットは各種鉄筋に貼り付けたひずみゲージで計測した値を完全弾塑性，移動硬化則を組み合わせた履歴復元力関係(**図 7.4.1** 参照)を用いて応力σに変換し，降伏応力σ_yで除して(σ/σ_y)基準化しており，プロットの大きさ（赤丸がついた降伏時を直径 1 の円とし，σ/σ_yの値を直径に反映させた.）によって応力状況を示している。各種鉄筋の色(図中の凡例を参照)が付いたプロットを引張，白丸を圧縮，プロットに赤枠が付いたものを降伏，バツ印はひずみゲージが断線し，計測不能となった事を示している。ひずみゲージ貼付位置の詳細については 2.4.3 を参照されたい。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

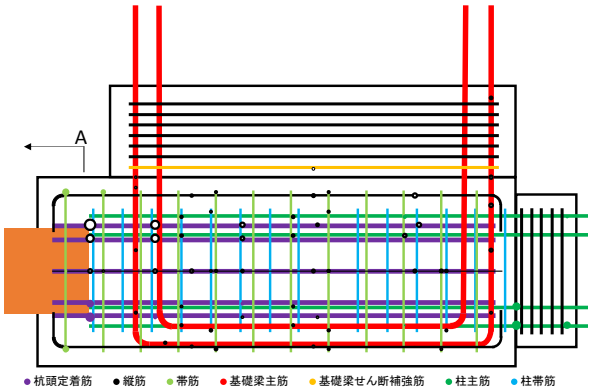
R=+0.125%時に最外縁圧縮側の定着筋が降伏し，R=+0.5%時に最外縁引張側の定着筋が降伏したと同時に正側最大耐力に到達した。正載荷時は載荷終了時まで定着筋，パイルキャップ帯筋(以下，帯筋)に応力が集中し，その他の鉄筋には応力が伝達されていなかった。一方，負載荷時は最外縁引張側の定着筋が降伏し，剛性が低下したが耐力は伸び続けた。また，定着筋降伏時には杭頭接合部に配筋された帯筋も降伏していた。負載荷時はパイルキャップ中央部まで定着筋に引張応力が発生し，帯筋，柱主筋，パイルキャップ縦筋(以下，縦筋)の応力が増加していた。載荷方向によって帯筋の応力増加に違いが見られたが負載荷時に入ったひび割れは帯筋に貼り付けたひずみゲージの近くに入っているのに対し，正載荷時に入ったひび割れはひずみゲージから遠い箇所であったため応力が発生しなかった可能性がある。

(2) 試験体 No.2

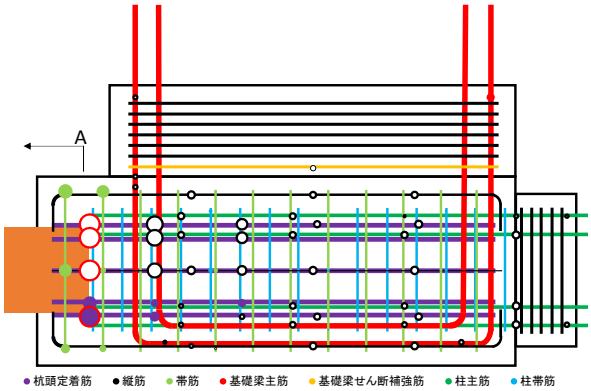
R=+0.5%時に最外縁圧縮側の定着筋が降伏した。その後，R=+0.75%で定着筋，帯筋が降伏し剛性が低下したが実験終了時まで耐力は増加した。正載荷時は定着筋及び杭頭接合部に配筋された帯筋の引張応力が増加していたがその他の鉄筋はほとんど応力が増加していなかった。負載荷時はR=-0.5%帯筋が降伏しその後，R=-0.75%で最外縁の定着筋が引張降伏した。また，負載荷時は応力がパイルキャップ内に広がっていき，縦筋，柱主筋，柱帯筋，梁主筋に応力が発生していた。加えて，パイルキャップ中央部の帯筋及び，同位置付近にある柱帯筋の応力が増加した。これは，パイルキャップに入ったせん断ひび割れの拡幅によるものだと考えられる。



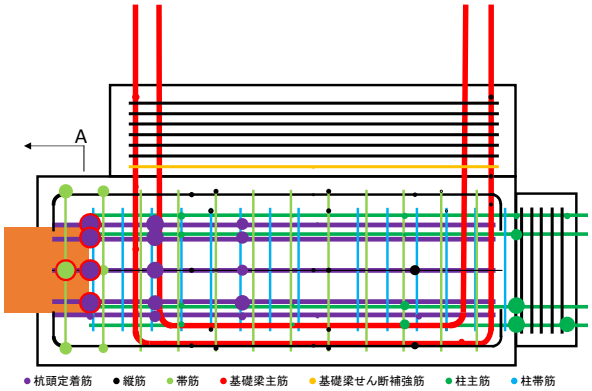
R=+0.125%



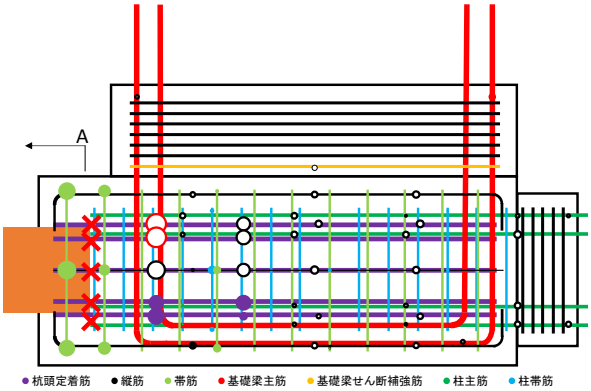
R=-0.125%



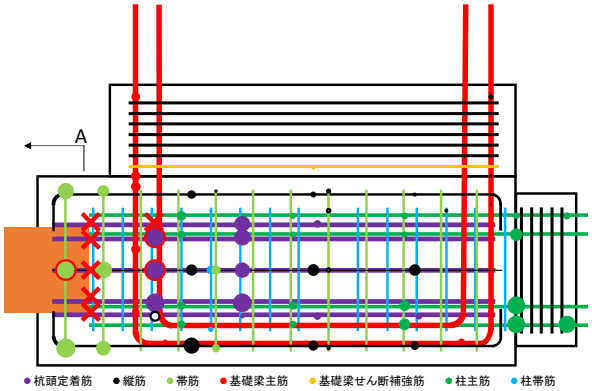
R=+0.5%(正側最大)



R=-0.5%

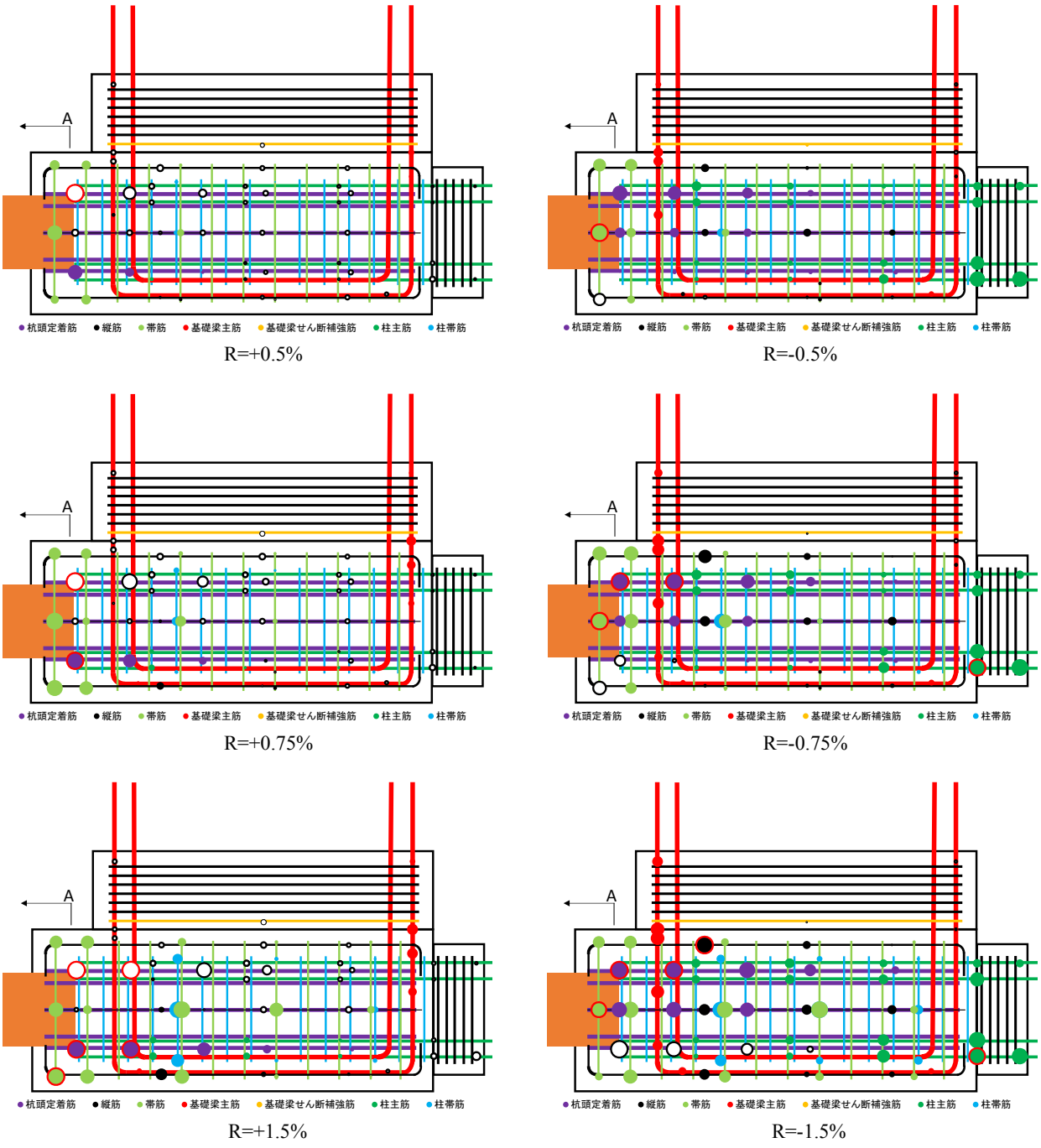


R=+1.5%



R=-1.5%

図 7.4.21　試験体 No.1 の各種鉄筋の降伏状況



R=+0.5%　　R=-0.5%

R=+0.75%　　R=-0.75%

R=+1.5%　　R=-1.5%

図 7.4.22　試験体 No.2 の各種鉄筋の降伏状況

7.4.6　杭頭接合部の抵抗機構

地震力作用時の基礎部分の挙動(模式)を**図　7.4.23** に，杭頭接合部の抵抗機構(模式) **図　7.4.24** に示す。試験体 No.1 正載荷時及び，試験体 No.2 負載荷時は最外縁引張側の定着筋が降伏した後，耐力が横ばいとなり最大耐力に到達した。一方，試験体 No.1 負載荷時，及び，試験体 No.2 正載荷時では最外縁引張側の定着筋が降伏した後，剛性は低下したが実験終了時まで耐力は伸び続けていた。両試験体共に正載荷時に圧縮側となる杭頭接合面基礎梁側は曲げモーメントによる圧縮力と圧縮軸力を受けている。杭頭接合面に付加される軸力が大きくなると中立軸深さが浅くなり，試験体 No.1 正載荷時では最外縁の定着筋(5 段目)と 4 段目の定着筋が引張力を負担していた。また，杭頭接合部は杭頭部を埋め込んでいるパイルキャップ部コンクリートの杭体への横拘束による支圧効果がはたらく。この支圧効果がなくなり，引張側にある鉄筋が全て降伏する事によって試験体 No.1 正載荷側の耐力が低下したと思われる。試験体 No.2 正載荷時の定着筋ひずみ分布をみてみると，中立軸深さが試験体 No.1 よりも深く，引張力を負担できる定着筋が載荷終了時まで残っているため，耐力が低下しなかったと考える。一方，負載荷時は杭頭接合面基礎梁側が引張側となり，引張軸力を付加しているため，中立軸深さは深くなり引張力を負担できる定着筋が正載荷時よりも多くなる。試験体 No.1 負載荷時は載荷終了時まで 1 段目から 4 段目までの定着筋が引張側となっていた。代表変形角 R=-0.75%でひび割れ幅が増大し，埋め込みによる支圧効果はなくなったと思われるがその後も耐力が上昇しているのは，ひずみ硬化により鉄筋の応力が増加した為だと考える。試験体 No.2 負載荷時は 4 段目の定着筋にひずみゲージを貼っていないため降伏状況が不明であるが引張側となる定着筋が降伏し，埋め込みによる支圧効果がなくなった事によって耐力が低下したと考える。

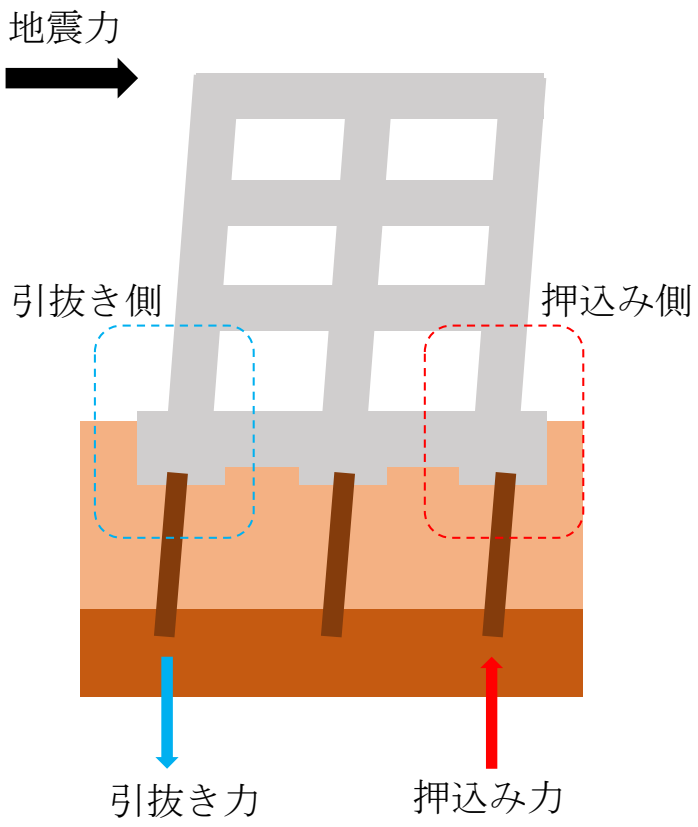
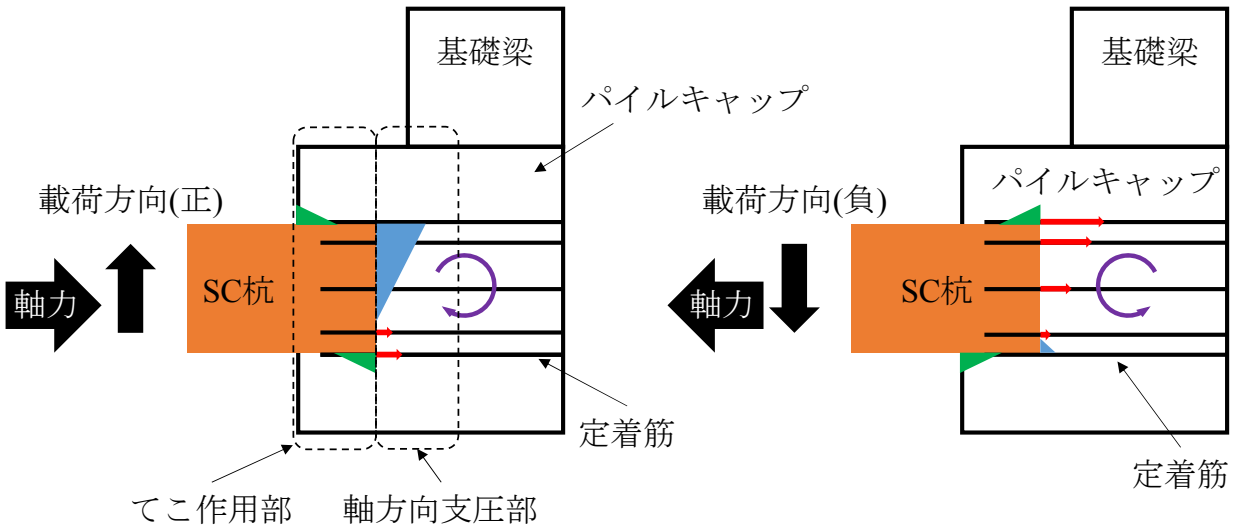


図 7.4.23　地震力作用時の基礎部分の挙動(模式)



(a) 正載荷時　　(b) 負載荷時

図 7.4.24　杭頭接合部の抵抗機構(模式)

7.5　考察

7.5.1　杭頭曲げモーメントの計算値との比較

杭頭曲げモーメントの計算値と実験値の比較を**図 7.5.2** に示す。計算値は既往の計算方法として，基礎構造部材の耐震設計指針案・同解説[7-1] (以下，AIJ 指針)，道路橋示方書[7-5]，文献[7-6]に記載の計算方法(New-JBar 法)を準用した。なお，コンクリート，鋼材の材料特性は材料試験結果」を用いた。実験値には$P-\delta$効果を考慮した杭頭接合面曲げモーメントM_Kを用いた。AIJ 指針を準用した計算方法は 7.3.1 を参照されたい。道路橋示方書に記載の計算方法は杭頭接合面断面を杭径 D+0.25D+100(=600mm，**図 7.5.1**)の仮想 RC 断面に仮定し，平面保持の仮定を用いた断面解析によって得る事が出来る。ただし，コンクリート終局ひずみを 0.002 とした。New-JBar 法の計算方法は杭径 D+200mm(=600mm)の仮想 RC 断面(**図 7.5.1**)における平面保持を仮定した断面解析を行い，杭頭接合面曲げ耐力を求めた。試験体 No.1 正載荷時は道路橋示方書に記載の計算値と対応が良かった。また，AIJ 指針の計算方法では計算値が下回り，New-JBar 法では計算値が上回り危険側の評価となった。負載荷時は AIJ 指針の計算値と実験値の比率(exp/cal)が 1.6，道路橋示方書及び，New-JBar 法では 3.1 と安全側ではあるがあまり良く対応しなかった。試験体 No.2 正載荷時は比率 1.5 から 1.8 となり，すべての計算方法で安全側の評価となったが良く対応しなかった。負載荷時ではすべての計算値で良く対応していた。ただし，いずれの方法も，杭頭部のパイルキャップ内への埋め込みによるてこ作用曲げモーメント耐力寄与分は含まれていない。

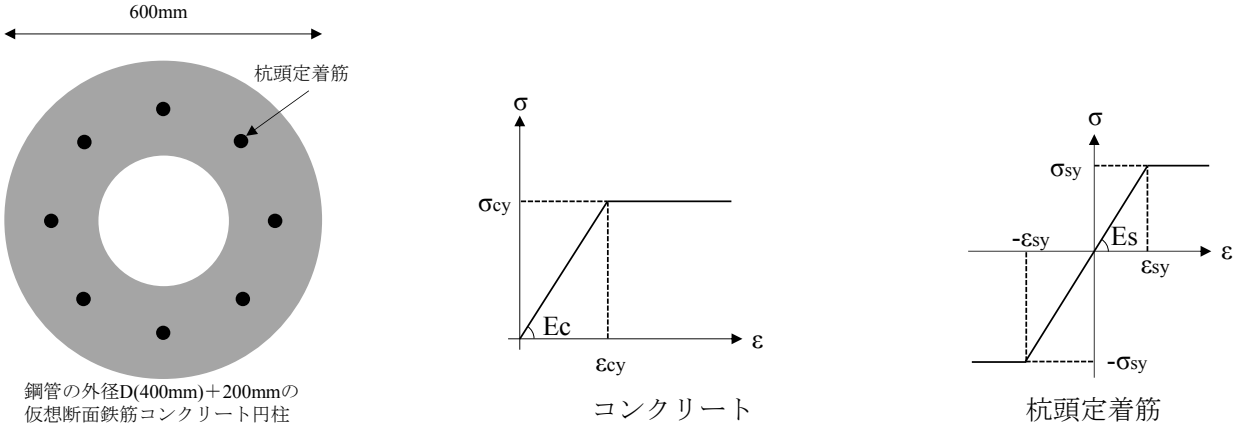
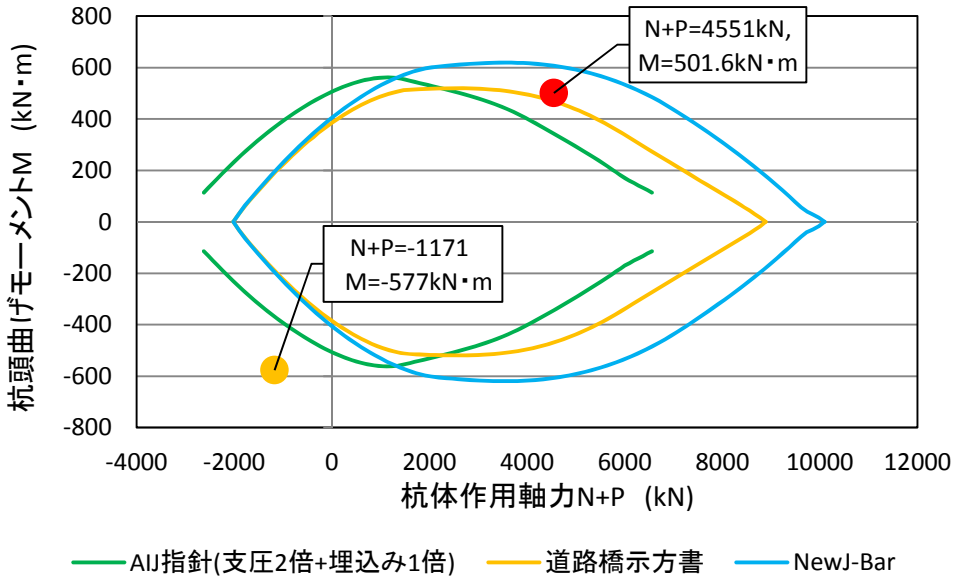
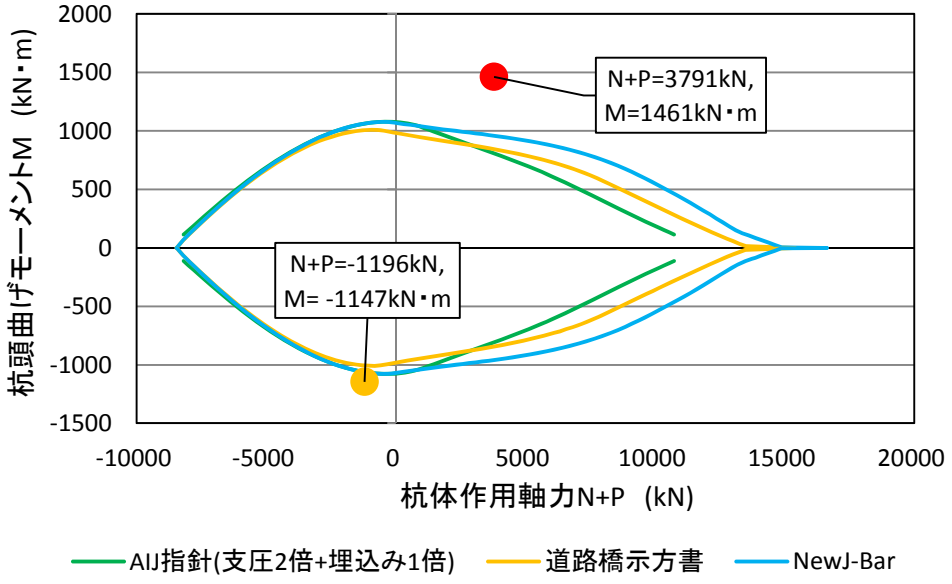


図 7.5.1　断面解析に用いた断面モデルと材料モデル(評価方法②，断面は試験体 No.1)



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.5.2　杭頭曲げモーメント M の実験値と計算値の比較

7.5.2　杭頭回転角θの計算値との比較

本研究では既往の評価方法として AIJ 指針に記載の評価方法を準用した。AIJ 指針には SC 杭を対象とした評価方法が記載されていないため，場所打ち鉄筋コンクリート杭，鋼管杭，場所打ち鋼管コンクリート杭を対象とした杭頭回転角θの評価方法を準用した。コンクリート，鋼材の材料特性は材料試験値を用いた。

(1) 場所打ち鉄筋コンクリート杭の杭頭回転角θの評価方法(評価方法①)

$$\theta_y = S_{by}/d_n \quad \text{(式 7.5.1)}$$

ただし,

θ_y:場所打ち鉄筋コンクリート杭の杭頭部の主筋降伏時変形角

S_{by}：最外縁引張鉄筋の抜出し量(mm)

d_n:断面解析によって得られる回転中心までの距離(mm)

ここで，5.2-1 式中のS_{by}は実験値および計算値があるそのため本研究では 2Case で検討した。なお，d_nは共通のものを使用している。

Case1：$_{case1}S_{by} = \frac{1}{2}\varepsilon_y \cdot l_{bo} = \frac{1}{2}\varepsilon_y \cdot \alpha \cdot d_{bp}$ (式 7.5.2)

ただし,

ε_y:杭主筋の降伏ひずみ

l_{bo}:一様な付着長さを仮定した場合の付着長さ(mm)

d_{bp}:杭主筋径(mm)

$\alpha = l_{bo}/d_{bp}$(AIJ 指針では=32)

Case2：$_{case2}S_{by}$：実験から得られた最外縁引張鉄筋の抜出し量(計算方法は 4.2.3 節参照)

(2) 鋼管杭，場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭回転角θの評価方法(評価方法②)

$$\theta_y = \phi_y \cdot L_b \quad \text{(式 7.5.3)}$$

ただし,

θ_y：鋼管杭，場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の降伏変形角

ϕ_y：鋼管の直径＋200mm の仮想断面鉄筋コンクリート円柱の断面解析で，最外縁引張鉄筋が降伏した時の曲率(mm^{-1})

L_b：定着筋の付着長さ(mm)

$$L_b = \frac{{}_r\sigma_y \cdot {}_rA}{\tau_b \cdot \pi \cdot d} \quad \text{(式 7.5.4)}$$

$_r\sigma_y$：定着筋の材料強度(MPa)

$_rA$：定着筋の断面積(mm^2)

τ_b：定着筋とパイルキャップコンクリートとの付着強度(MPa)

$$\tau_b = \min\left\{\frac{\sigma_B}{10} \cdot 1.5, \left(1.35 + \frac{\sigma_B}{25} \cdot 1.5\right)\right\} \quad \text{(式 7.5.5)}$$

d：定着筋の呼び名(mm)

$$\theta_u = 15 \cdot \theta_y \quad \text{(式 7.5.6)}$$

ただし，

θ_u：鋼管杭，場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の限界変形角

各試験体の評価方法①で評価したθ_y計算値と実験値の比較を**表 7.5.1** に，評価方法②で評価したθ_y，θ_u計算値と実験値の比較を**表 7.5.2** に示す。ただし表中の$_{exp}\theta_y$，$_{exp}\theta_u$は 7.4.2(2)で示した計算方法で算出した杭頭回転角θを用いている。また，最外縁引張鉄筋の抜出し量$_{case2}S_{by}$はパイルキャップからの杭頭の抜出しを変位計で計測した値とした(7.4.2.(2)参照)。ここで，実験から得られた最外縁引張鉄筋の抜出し量$_{case2}S_{by}$ は最外縁引張鉄筋のひずみを積分する事によっても得られるが，**図 7.5.3**，**図 7.5.4** に示すように正載荷時は変位計で直接求めた値と精度がよく負載荷時は精度が悪くなっていたため，変位計で計測した値を$_{case2}S_{by}$としている。

評価方法①では両試験体共に最外縁定着筋抜出し量を Case1 とすると実験値に対する計算値の比率は試験体 No.1 正載荷時は 1.27，負載荷時 0.61，試験体 No.2 正載荷時では 0.61，負載荷時 0.58 と誤差が大きく出ていたが，Case2 では試験体 No.1 正載荷時で 0.92，負載荷時 1.44，試験体 No.2 正載荷時で 0.81，負載荷時 0.9 となり試験体 No.1 負載荷時以外では危険側ではあるが概ね一致した。評価方法②では，試験体 No.1 正載荷時は 0.85 と概ね一致したが，試験体 No.1 負載荷時では 0.4，試験体 No.2 正載荷時 0.69，負載荷時 0.29 と危険側の評価となった。また，限界変形角θ_uは計算値が大幅に実験値を上回り危険側となった。ただし，各試験体共に最大耐力は低下していないため，表中の$_{exp}\theta_u$は実験で経験した最大杭頭回転角としている。

定着筋，そして周囲のコンクリートの応力および歪の状態を正しくモデル化できていないことが，予測精度が悪い理由であると考えられる．

表 7.5.1　各試験体の実験値と評価方法①で評価した
最外縁引張鉄筋降伏時の杭頭回転角θ_yの計算値との比較

		ε_y	d_{bp}	l_{bo}	α	d_n	case1S_{by}	case2S_{by}	cal$\theta_y$case1	cal$\theta_y$case2	expθ_y	expθ_y/cal$\theta_y$case1	expθ_y/cal$\theta_y$case2
		10^{-6}	mm	mm	-	mm	mm	mm	%	%	%	-	-
No.1	正載荷時	2000	28.6	915.2	32	160.8	0.92	1.26	0.57	0.78	0.72	1.27	0.92
	負載荷時	2000	28.6	915.2	32	399.7	0.92	0.39	-0.23	-0.10	-0.14	0.61	1.44
No.2	正載荷時	2789	38.1	1219.2	32	178.6	1.70	1.32	0.95	0.74	0.60	0.63	0.81
	負載荷時	2789	38.1	1219.2	32	268.3	1.70	1.10	-0.63	-0.41	-0.37	0.58	0.90

表 7.5.2　各試験体の実験値と評価方法②で評価した
最外縁引張鉄筋降伏時の杭頭回転角θ_yと限界変形角θ_uの計算値との比較

		σ_B	τ_b	$s\sigma_y$	A_s	d	L_b	φ_y	calθ_y	expθ_y	calθ_u	expθ_u	calθ_y/expθ_y	calθ_y/expθ_y
		MPa	MPa	MPa	mm^2	mm	mm	$\times10^{-6}$ mm-1	%	%	%	%	-	-
No.1	正載荷時	28.6	3.741	392	642.4	29	738.8	11.51	0.85	0.72	12.75	2.29	0.85	0.18
	負載荷時	28.6	3.741	392	642.4	29	738.8	4.75	-0.35	-0.14	-5.26	-2.78	0.40	0.53
No.2	正載荷時	28.9	3.759	530	1140	38	1346.4	6.47	0.87	0.60	13.07	2.53	0.69	0.19
	負載荷時	28.9	3.759	530	1140	38	1346.4	9.49	-1.28	-0.37	-19.17	-6.14	0.29	0.32

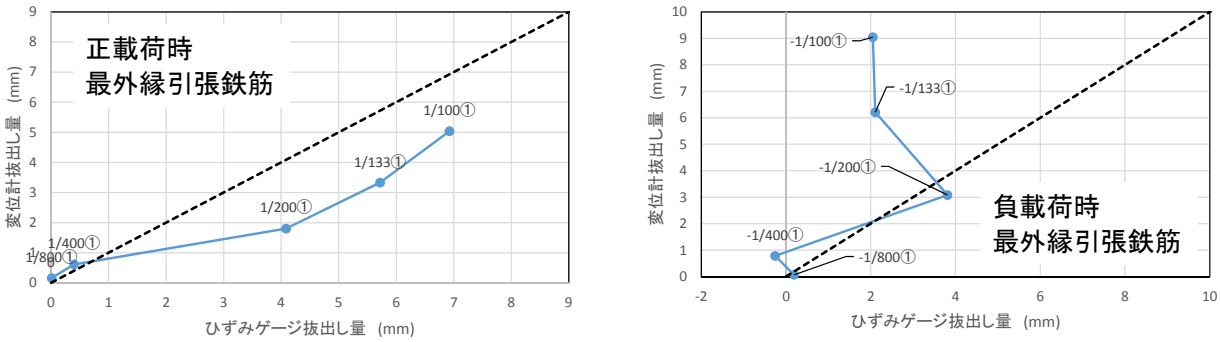


図 7.5.3　変位計で計測した杭頭のパイルキャップからの抜出し量$_{case2}S_{by}$と
ひずみゲージから算出した杭頭定着筋抜出し量の比較(試験体 No.1)

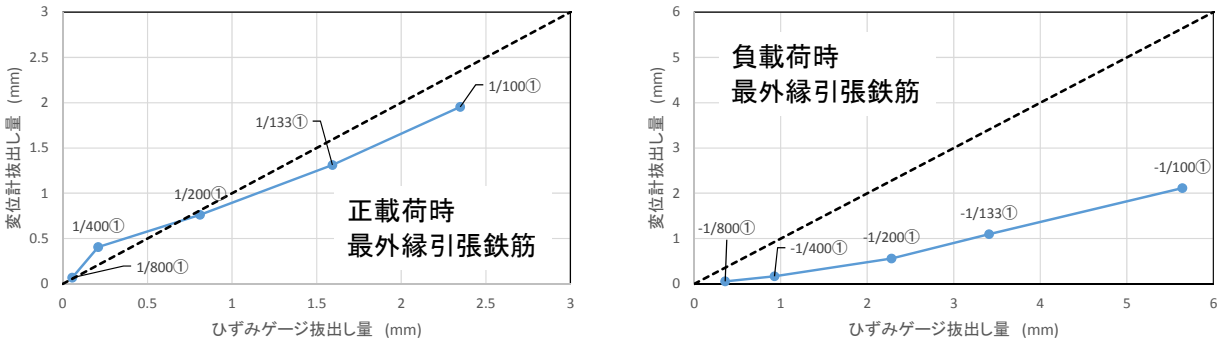


図 7.5.4　変位計で計測した杭頭のパイルキャップからの抜出し量$_{case2}S_{by}$と
ひずみゲージから算出した杭頭定着筋抜出し量の比較(試験体 No.2)

7.5.3　剛域長さの検討

各試験体の剛域長さの検討を**図 7.5.6**，**図 7.5.7** に示す。杭体全体変形δ_P(**図 7.4.10** 参照)と杭体に作用するせん断力によって発生する杭体のたわみ量$\boldsymbol{\delta_{P_{cal}}}$(**図 7.5.5**)を剛域外長さ$\boldsymbol{L_n}$をパラメータとして算出し比較した。剛域外長さのパラメータは 3 つとし，杭体埋め込み面$\mathbf{L_{①}}$(=2350mm)，杭頭接合面$\mathbf{L_{②}}$(=2600mm)，杭頭接合面から 200mm パイルキャップ内に入った位置$\mathbf{L_{③}}$(=2800mm)とした。なお，杭体の剛性**EI**(=$\mathbf{52\times10^{13}}$)は材料試験値を使用した。

$$\boldsymbol{\delta_{P_{cal}}}=\frac{\mathbf{Q_{pile}}}{\mathbf{3EI}}\left\{\left(\mathbf{L}-\frac{\mathbf{M_B}}{\mathbf{Q_{pile}}}\right)^{\mathbf{3}}-\left(\frac{\mathbf{M_B}}{\mathbf{Q_{pile}}}\right)^{\mathbf{3}}\right\} \qquad \text{(式 7.5.7)}$$

ただし，

$\boldsymbol{\delta_{B_{cal}}}$：杭体のたわみ量(mm)

$\boldsymbol{L_n}$：剛域外長さ(mm)

$\mathbf{Q_{pile}}$：杭体に作用するせん断力(N)

$\mathbf{M_B}$：杭側支持点に作用する曲げモーメント(N・mm)

EI：杭体剛性(材料試験値を使用)

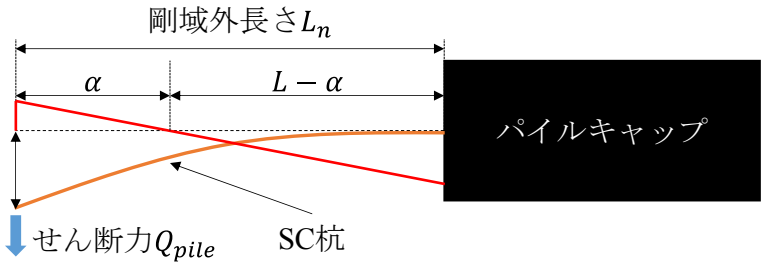
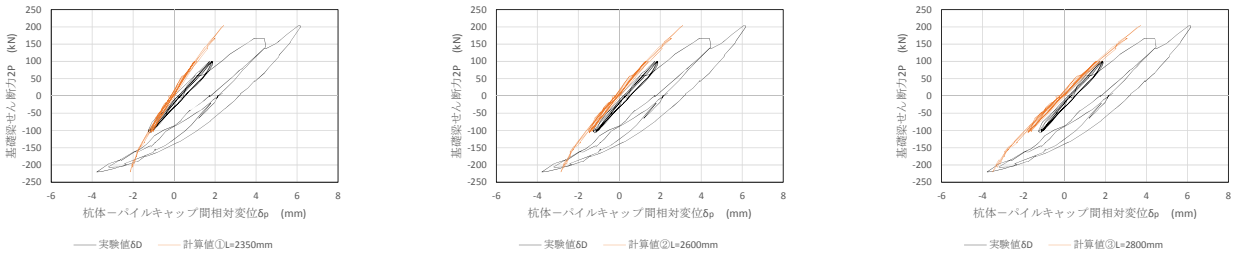
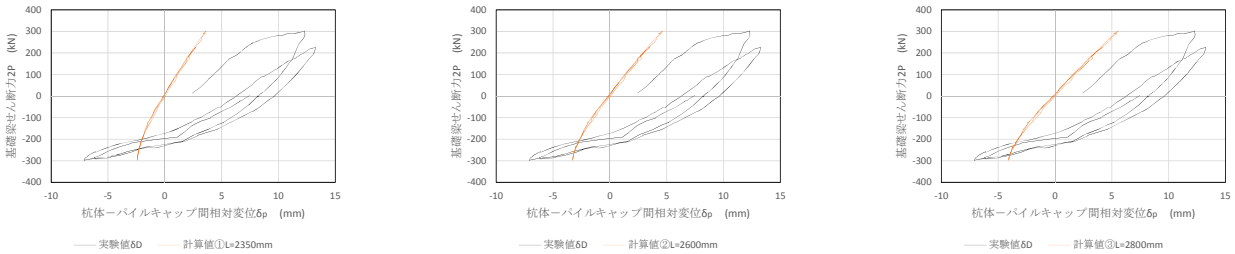


図 7.5.5　杭体に作用する曲げモーメント分布とたわみ量

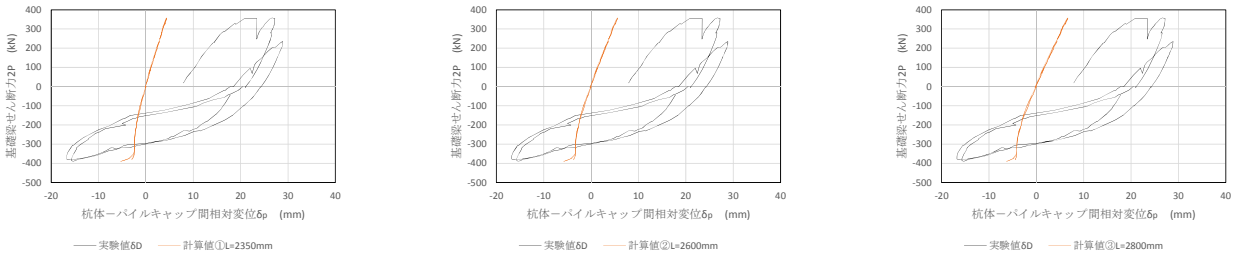
剛域長さは正載荷時に最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏するまでは試験体 No.1 では杭頭接合面付近(パイルキャップ底面から 250mm)，試験体 No.2 では杭頭接合面からパイルキャップ内に入った位置(パイルキャップ底面から 450mm)とすると杭体先端のたわみ量の計算値と実験値は対応していた。最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏した後は杭頭部のパイルキャップからの抜出しを伴う回転変形が顕著に発生するため剛域長さは短くなる事がわかった。ただし，剛域長さは変形が進むにつれて変化するため杭頭接合部を含む杭基礎構造部材の曲げ性能を構造解析より検討する際は，剛域長さを固定値として扱う事は適切でなく精度がかなり悪くなる。そこで，杭体の曲げ変形特性(M-φ)に加え，杭頭接合部に杭頭接合部の回転変形特性(M-θ)を有する回転バネを用いて検討する事が妥当だと思われる。



(a) 代表変形角 R=±0.125%時

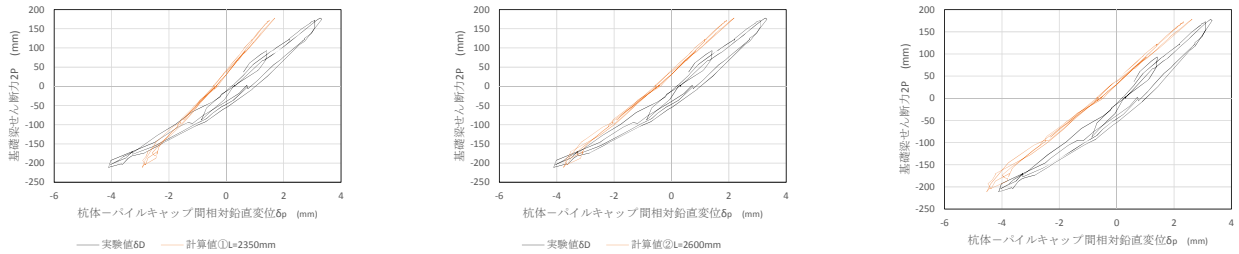


(b) 代表変形角 R=±0.25%時

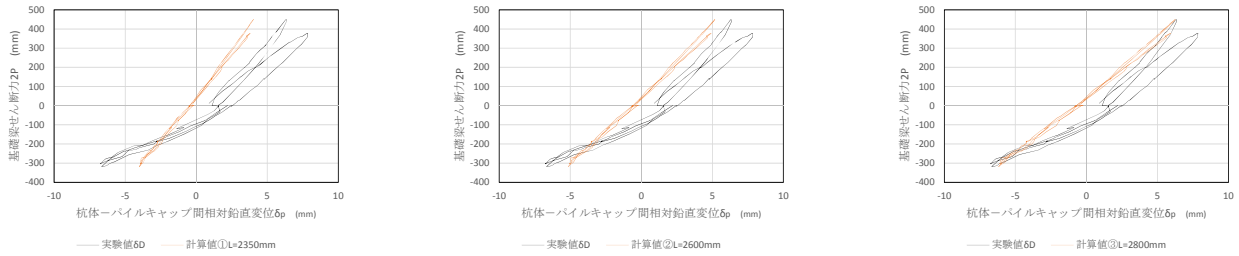


(c) 代表変形角 R=±0.5%時

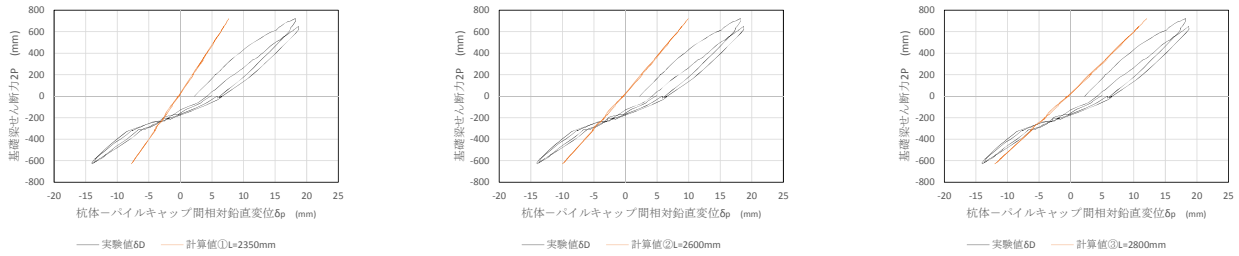
図 7.5.6　試験体 No.1 の剛域長さの検討



(a) 代表変形角 R=±0.125%時



(b) 代表変形角 R=±0.25%時



(c) 代表変形角 R=±0.5%時

図 7.5.7　試験体 No.2 の剛域長さの検討

7.5.4　等価粘性減衰定数 h_{eq}

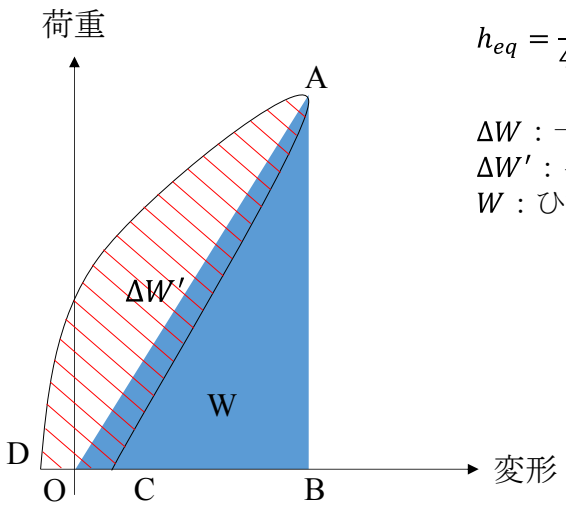
等価粘性減衰定数 h_{eq} の算出方法を**図　7.5.8** に，各試験体における等価粘性減衰定数 h_{eq} と代表変形角 R，杭全体変形角$\boldsymbol{R_P}$の関係を**図　7.5.9** から**図　7.5.12** に示す。等価粘性減衰定数は基礎梁せん断力 2P と全体変形角 R，杭体せん断力 R_R と杭全体変形角 R_P で計算を行った。本実験で用いた試験体は左右対称でなく，軸力の加力方向が載荷方向によって異なるため得られる履歴ループの形状が載荷方向によって異なる。そのため，本研究では片載荷側の履歴ループ面積を 2 倍して履歴ループ面積とした。また，履歴ループは 2 回目のサイクルで評価した。以下に各試験体のまとめを示す。以下に示す等価粘性減衰定数の変化は，試験体の変形とともに杭頭接合面での曲げ抵抗機構が 7.4.6 に示すように変化し，引張を受ける定着筋と支圧に寄与するコンクリートが損傷を受けてその寄与を変化させたためであると考えられる．

(1) 試験体 No.1

正載荷時は履歴ループがスリップ型の形状となったため，履歴ループ面積が小さくなり杭全体変形角$\boldsymbol{R_P}$=3.2%(代表変形角 R=1.5%)までで h_{eq} は常時 5%程度となった。一方負載荷時の履歴ループ面積は載荷が進むにつれて大きくなり，杭全体変形角$\boldsymbol{R_P}$=-2.7%(代表変形角 R=-1.5%)までで h_{eq} は最大で 30%となった。

(2) 試験体 No.2

正載荷時，負載荷時共に杭全体変形角$\boldsymbol{R_P}$=±1.2%(代表変形角 R=±1.0%)までは実験時に耐力低下が見られず，損傷も大きくなかったため履歴ループ面積は大きくならず h_{eq} は 3%から 9%程度と増大しなかった。



$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \left[\frac{\Delta W}{W}\right] = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\frac{\Delta W'}{W}\right]$$

ΔW ：一周分の履歴ループ面積
$\Delta W'$ ：半周分の履歴ループ面積
W ：ひずみエネルギー

図 7.5.8　等価粘性減衰定数 h_{eq} の算出方法

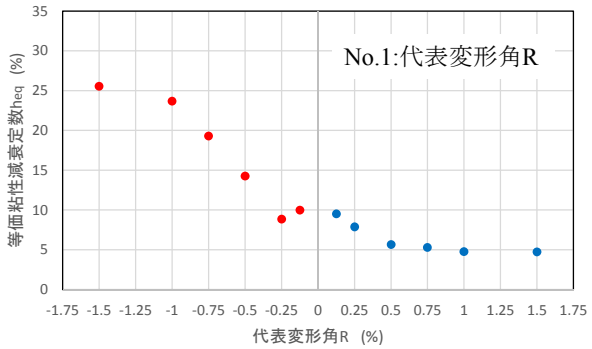


図 7.5.9　試験体 No.1 の h_{eq}－R 関係

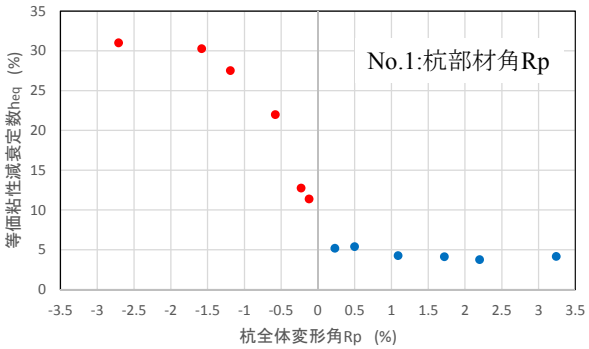


図 7.5.10　試験体 No.1 の h_{eq}－R_p 関係

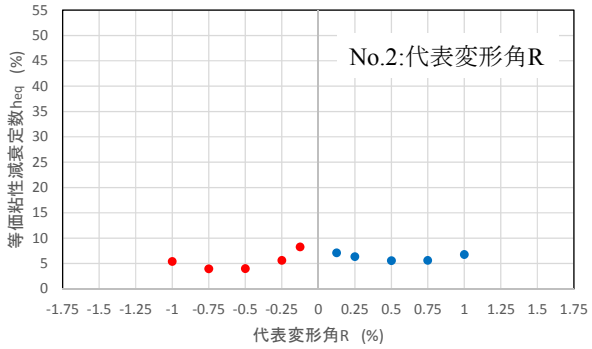


図 7.5.11　試験体 No.2 の h_{eq}－R 関係

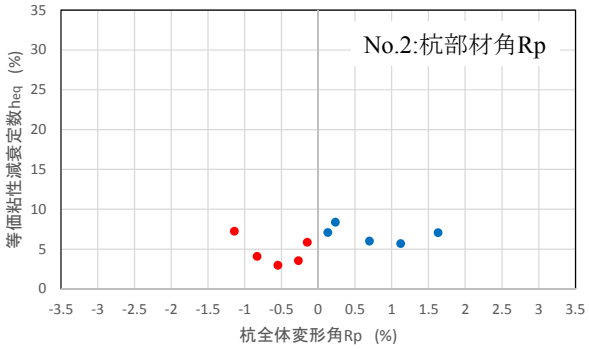


図 7.5.12　試験体 No.2 の h_{eq}－R_p 関係

7.6　結論

本研究では SC 杭，パイルキャップ，基礎梁，柱から構成されるト形部分架構試験体を用いて杭頭接合部の曲げ性能を把握する事を目的に静的載荷実験を行った。

7.6.1　まとめ

1. 荷重変形関係において両試験体共に最外縁引張側鉄筋が降伏する事によって剛性が低下した。その後, 試験体 No.1 正載荷時, 試験体 No.2 負載荷時では最大耐力に到達したが, 試験体 No.1 負載荷時, 試験体 No.2 正載荷時は定着筋引張降伏後も耐力は伸び続け最大耐力に到達する前に計測システムの容量を超えたため実験を終了した。荷重変形角関係，鉄筋の応力状態，ひび割れ性状などの実験結果を総合し曲げに対する抵抗機構を考察した。その結果，埋め込み部のてこ作用による曲げ抵抗機構は杭頭回転角$\boldsymbol{\theta}$=1.5%程度で失われ，その後は定着筋とパイルキャップ部コンクリートによって形成される曲げ抵抗機構が，外力(軸力と曲げモーメント)に抵抗したと考えられる。

2. 両試験体共にパイルキャップ底面の杭体周囲からひび割れが放射状に数本発生し，その後パイルキャップ側面に進展した。試験体 No.1 ではパイルキャップ側面中央部へのひび割れ進展は見られず, 杭頭がパイルキャップ内に埋め込まれている領域(杭頭接合部)とその近傍にひび割れが集中した。試験体 No.2 ではパイルキャップ底面及び杭頭接合部とその近傍のひび割れに加え, パイルキャップ側面中央部へひび割れが進展した。また，パイルキャップ側面中央部では多量の定着筋によって伝達されたせん断応力によってせん断ひび割れが生じた。

3. 3 通りの計算方法(AIJ 指針，道路橋示方書，New-JBar 法)を準用し，杭頭曲げモーメントを計算し実験値と比較した。試験体 No.1 正載荷時は道路橋示方書に記載の計算値と対応が良かった。また，AIJ 指針の計算方法では計算値が下回り，New-JBar 法では計算値が上回り危険側の評価となった。負載荷時は AIJ 指針の計算値と実験値の比率($\boldsymbol{exp/cal}$)が 1.6，道路橋示方書，New-JBar 法では 3.1 と安全側ではあるがあまり良く対応しなかった。試験体 No.2 正載荷時は比率 1.5 から 1.8 となりすべての計算方法で安全側の評価となったが良く対応しなかった。負載荷時ではすべての計算値で良く対応していた。ただし，いずれの方法も，杭頭部のパイルキャップ内への埋め込みによるてこ作用曲げモーメント耐力寄与分は陽に含まれていない。

4. AIJ 指針に記載の 2 通りの評価方法を準用し杭頭回転角の計算値を 3 つ算出した。最外縁引張鉄筋降伏時の杭頭回転角θ_yは定着筋の一様な定着長さを仮定して算出した最外縁定着筋抜出し量S_{by}を杭頭接合面での断面解析による回転中心深さd_nで除す計算方法①で計算を行うと，実験値に対する計算値の比率(exp/cal)は Case1(S_{by}=計算値)では試験体 No.1 正載荷時は 1.27，負載荷時 0.61，試験体 No.2 正載荷時では 0.61，負載荷時 0.58 と良く対応しなかったが，Case2(S_{by}=実験値)では試験体 No.1 正載荷時で 0.92，負載荷時 1.44，試験体 No.2 正載荷時で 0.81，負載荷時 0.9 となり，試験体 No.1 負載荷時以外では危険側ではあるが概ね一致した。杭頭接合面の仮想 RC 断面を仮定し断面解析によって得られる最外縁引張鉄筋降伏時の曲率φ_yに定着筋の定着長さを乗じてθ_yを求める評価方法②では，試験体 No.1 正載荷時は比率が 0.85 と概ね一致したが，試験体 No.1 負載荷時では 0.4，試験体 No.2 正載荷時 0.69，負載荷時 0.29 と危険側の評価となった。また，限界変形角θ_u(=1.5θ_y)は計算値が大幅に実験値を上回り危険側となった。

5. 剛域長さは正載荷時に最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏するまでは試験体 No.1 では杭頭接合面付近(パイルキャップ底面から 250mm)，試験体 No.2 では杭頭接合面からパイルキャップ内に入った位置(パイルキャップ底面から 450mm)とすると実験値と対応していた。最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏した後は杭頭部のパイルキャップからの抜出しを伴う回転変形が顕著に発生するため剛域長さは短くなる事がわかった。ただし，剛域長さは変形が進むにつれて変化するため杭頭接合部を含む杭基礎構造部材の曲げ性能を構造解析より検討する際は，剛域長さを固定値として扱う事は適切ではない。そこで，杭体の曲げ変形特性(M-φ)に加え，杭頭接合部に杭頭接合部の回転変形特性(M-θ)を有する回転バネを用いて検討する事が妥当だと思われる。

6. 等価粘性減衰定数 h_{eq} は試験体 No.1 正載荷時は履歴ループがスリップ型の形状となったため，履歴ループ面積が小さくなり杭全体変形角R_P=3.2%(代表変形角 R=1.5%)まででは h_{eq} は常時 5%程度となった。一方負載荷時の履歴ループ面積は載荷が進むにつれ大きくなり，杭全体変形角R_P=-2.7%(代表変形角 R=-1.5%)まででは h_{eq} は最大で 30%となった。試験体 No.2 では正載荷時，負載荷時共に杭全体変形角R_P=±1.2%(代表変形角 R=±1.0%)までは実験時に耐力低下が見られず，損傷も大きくなかったため履歴ループ面積は大きくならず h_{eq} は 3%から 9%程度と増大しなかった。

7.6.2　今後の研究課題

1. より高度なコンクリートモデル（拘束効果あり，繰り返し可能）や鉄筋・鋼管モデル（鋼材の繰り返し履歴性状を反映できるオスグッドモデルやメネゴットモデル等）を用いた杭頭接合面における曲げ耐力予測方法の提案。

2. 杭頭接合面の曲げ変形とモーメントを表す曲げバネの履歴復元力特性の提案，破壊モードや破壊時耐力に関する評価法の提案。

3. 杭頭接合部周りについては不明瞭な点が多く，既往の評価式では一部評価できない部分があるため，今後の構造実験によるデータの蓄積及び，杭頭接合部における抵抗機構の解明。

付録 1　Channel List

Channel List を**付録表 1** に示す。

付録表 1　CHList(その 1)

CH設定編集			Ch	CH設定編集		
名称	単位	CHメモ共通	番号	名称	単位	CHメモ共通
変位DA1	mm	杭曲率変位計上端（上からA,B,…　北から1,2…）	CH200	予備	mm	ゲージ用予備
変位DA2	mm	杭曲率変位計上端	CH201	変位P-L	mm	杭変形角
変位DA3	mm	杭曲率変位計上端	CH202	予備	mm	ゲージ用予備
変位DB1	mm	杭曲率変位計中央上	CH203	予備	mm	ゲージ用予備
変位DB2	mm	杭曲率変位計中央上	CH204	変位PC-U-O-F1	mm	パイルキャップ底面曲げ(東西)北から1
変位DB3	mm	杭曲率変位計中央上	CH205	変位PC-U-O-F2	mm	パイルキャップ底面曲げ(東西)北から2
Axial Disp	mm	変位計用予備	CH206	変位PC-U-O-F3	mm	パイルキャップ底面曲げ(東西)北から3
予備	mm	変位計用予備	CH207	変位PC-U-O-F4	mm	パイルキャップ底面曲げ(東西)北から4
予備	mm	変位計用予備	CH208	PC-C-N-E	mm	パイルキャップ一柱抜け出し西
変位DD1	mm	杭曲率変位計中央下	CH209	PC-C-N-W	mm	パイルキャップ一柱抜け出し東
変位DD2	mm	杭曲率変位計中央下	CH210	変位PC-U-H-F1	mm	パイルキャップ底面曲げ(南北)西北から1
変位DD3	mm	杭曲率変位計中央下	CH211	変位PC-U-H-F2	mm	パイルキャップ底面曲げ(南北)東北から1
使用不可		使用不可	CH212	変位PC-U-H-F3	mm	パイルキャップ底面曲げ(南北)西北から2
変位DE2	mm	杭曲率変位計下端	CH213	変位PC-U-H-F4	mm	パイルキャップ底面曲げ(南北)東北から2
変位DE3	mm	杭曲率変位計下端	CH214	変位C-O-N	mm	北コンクリートブッロク面外
変位P-PNA	mm	杭-パイルキャップ抜け出し上端（上からA,B,…）	CH215	変位P-C-U	mm	柱ー杭縦ずれ上
変位P-PNB	mm	杭-パイルキャップ抜け出し中央上	CH216	変位P-C-D	mm	柱ー杭縦ずれ下
変位P-PNC	mm	杭-パイルキャップ抜け出し中央	CH217	変位sf_u_W	mm	杭せん断 3／
変位P-PND	mm	杭-パイルキャップ抜け出し中央下	CH218	変位sf_d_W	mm	杭せん断 3＼
変位P-PNE	mm	杭-パイルキャップ抜け出し下端	CH219	変位P-S-U-C	mm	杭縦ずれ中央上
変位P-CNU	mm	パイルキャップ-柱抜け出し上	CH220	変位P-S-D-C	mm	杭縦ずれ中央下
変位P-CND	mm	パイルキャップ-柱抜け出し下	CH221	変位P-S-U	mm	杭縦ずれ西上
変位CFU1	mm	柱曲げ変位計上(北から1,2…)	CH222	変位P-S-D	mm	杭縦ずれ西下
変位CFU2	mm	柱曲げ変位計上	CH223	PC-V-W	mm	構造芯鉛直西
変位CFD1	mm	柱曲げ変位計下	CH224	PC-O-W	mm	構造芯面外西
変位CFD2	mm	柱曲げ変位計下	CH225	変位SW-V-F	mm	自重鉛直東
変位P-CSU_E	mm	パイルキャップ-柱縦ずれ（東上）	CH226	変位SW-H-W	mm	自重鉛直西
変位P-CSD_E	mm	パイルキャップ-柱縦ずれ（東下）	CH227	変位SW-V-E	mm	自重水平東
変位CSR1	mm	柱せん断変位計／（北から1,2…）	CH228	変位SW-H-W	mm	自重水平西
変位CSR2	mm	柱せん断変位計／（北から1,2…）	CH229	変位C-C-H	mm	中央コン水平
変位CSL1	mm	柱せん断変位計＼（北から1,2…）	CH230	SA1a	μ	
変位CSL2	mm	柱せん断変位計＼（北から1,2…）	CH231	SA1b	μ	
変位P-BJ1	mm	パイルキャップ-基礎梁接合部（北から1,2,…）	CH232	SA2a	μ	
変位P-BJ2	mm	パイルキャップ-基礎梁接合部	CH233	SA2b	μ	
変位BF_N	mm	基礎梁曲げ変位計北	CH234	SA3a	μ	
変位BF_S	mm	基礎梁曲げ変位計南	CH235	SA3b	μ	
変位BSRA	mm	基礎梁せん断変位計／（上からA,B,…）	CH236	SA4a	μ	
変位BSRB	mm	基礎梁せん断変位計／	CH237	SA4b	μ	
変位BSLA	mm	基礎梁せん断変位計＼（上からA,B,…）	CH238	SA5a	μ	
変位BSLB	mm	基礎梁せん断変位計＼	CH239	SA5b	μ	
変位BFS_N	mm	基礎梁曲げせん断変位計三角（北）	CH240	SA6a	μ	
変位BFS_S	mm	基礎梁曲げせん断変位計三角（南）	CH241	SA6b	μ	
変位P-BN1	mm	パイルキャップかさ増し-基礎梁抜け出し(北から1,2…)	CH242	SA7a	μ	
変位P-BN2	mm	パイルキャップかさ増し-基礎梁抜け出し	CH243	SA7b	μ	
変位P-BS_NE	mm	パイルキャップ-基礎梁横ずれ（北東）	CH244	SA8a	μ	
変位P-BS_NW	mm	パイルキャップ-基礎梁横ずれ（北西）	CH245	SA8b	μ	
変位P-BS_SE	mm	パイルキャップ-基礎梁横ずれ（南東）	CH246	SA9a	μ	
変位P-BS_SW	mm	パイルキャップ-基礎梁横ずれ（南西）	CH247	SA9b	μ	
変位P-N-E-U	mm	杭抜け出し（東）東上	CH248	SA10a	μ	
変位P-N-E-D	mm	杭抜け出し（東）東下	CH249	SA10b	μ	
変位PFV1	mm	パイルキャップ曲げ変位計縦(北から1,2…)	CH250	SA11a	μ	
変位PFV2	mm	パイルキャップ曲げ変位計縦	CH251	SA11b	μ	
変位PFV3	mm	パイルキャップ曲げ変位計縦	CH252	SA12a	μ	
変位PFHA1	mm	パイルキャップ曲げ変位計横（上からA,B,…　北から1,2…）	CH253	SA12b	μ	
変位PFHA2	mm	パイルキャップ曲げ変位計横	CH254	SA13a	μ	
変位PFHB1	mm	パイルキャップ曲げ変位計横	CH255	SA13b	μ	
変位PFHB2	mm	パイルキャップ曲げ変位計横	CH256	SA14a	μ	
変位PSR1	mm	パイルキャップせん断変位計／(北から1,2…)	CH257	SA14b	μ	
変位PSR2	mm	パイルキャップせん断変位計／	CH258	SA15a	μ	
変位PSL1	mm	パイルキャップせん断変位計＼(北から1,2…)	CH259	SA15b	μ	
変位PSL2	mm	パイルキャップせん断変位計＼	CH260	SA16a	μ	
変位P-PJA	mm	杭-パイルキャップ接合部（上からA,B,…）	CH261	SA16b	μ	
変位P-PJB	mm	杭-パイルキャップ接合部	CH262	SA17a	μ	
変位B-FS1	mm	梁曲げせん断一	CH263	SA17b	μ	
変位P-CJA	mm	パイルキャップ-柱接合部（上からA,B,…）	CH264	SA18a	μ	
変位P-CJB	mm	パイルキャップ-柱接合部	CH265	SA18b	μ	
変位PSR1	mm	杭せん断変位計／（北から1,2…）	CH266	SA19a	μ	
変位PSR2	mm	杭せん断変位計／	CH267	SA19b	μ	
変位PSL1	mm	杭せん断変位計＼（北から1,2…）	CH268	K1	μ	
変位PSL2	mm	杭せん断変位計＼	CH269	K2	μ	
変位LF_V_N	mm	載荷フレーム北　鉛直変位	CH270	K3	μ	
変位LF_H_N	mm	載荷フレーム北　水平変位	CH271	K4	μ	
変位LF_O_N	mm	載荷フレーム北　面外変位	CH272	KG-2_Y	mm	ひび割れ幅計測
変位LF_V_S	mm	載荷フレーム南　鉛直変位	CH273	KG-3_X	mm	ひび割れ幅計測
変位LF_H_S	mm	載荷フレーム南　水平変位	CH274	KG-3_Y	mm	ひび割れ幅計測
変位LF_O_S	mm	載荷フレーム南　面外変位	CH275	KG-4_X	mm	ひび割れ幅計測
予備	mm	変位計用予備	CH276	KG-4_Y	mm	ひび割れ幅計測
予備	mm	変位計用予備	CH277	KG-5_X	mm	ひび割れ幅計測
変位PFSA	mm	杭曲げせん断変位計三角（上からA,B,…）	CH278	KG-5_Y	mm	ひび割れ幅計測
変位PFSB	mm	杭曲げせん断変位計三角	CH279	予備		ゲージ用予備
PA1a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH280	B1a	μ	
PA1b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH281	B1b	μ	
PA2a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH282	B2a	μ	
PA2b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH283	B2b	μ	
PA3a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH284	B3a	μ	
PA3b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH285	B3b	μ	
PA4a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH286	B4a	μ	
PA4b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH287	B4b	μ	
PA5a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH288	B5a	μ	
PA5b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH289	B5b	μ	
PA6a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH290	B6a	μ	
PA6b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH291	B6b	μ	
PA7a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH292	B7a	μ	
PA7b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH293	B7b	μ	
PA8a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH294	B8a	μ	
PA8b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH295	B8b	μ	
PA9a	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH296	B9a	μ	
PA9b	μ	ひずみゲージ 杭長方向）	CH297	B9b	μ	
予備	mm	ゲージ用予備	CH298	B10a	μ	
予備	mm	ゲージ用予備	CH299	B10b	μ	

付録表 2　CHList(その 2)

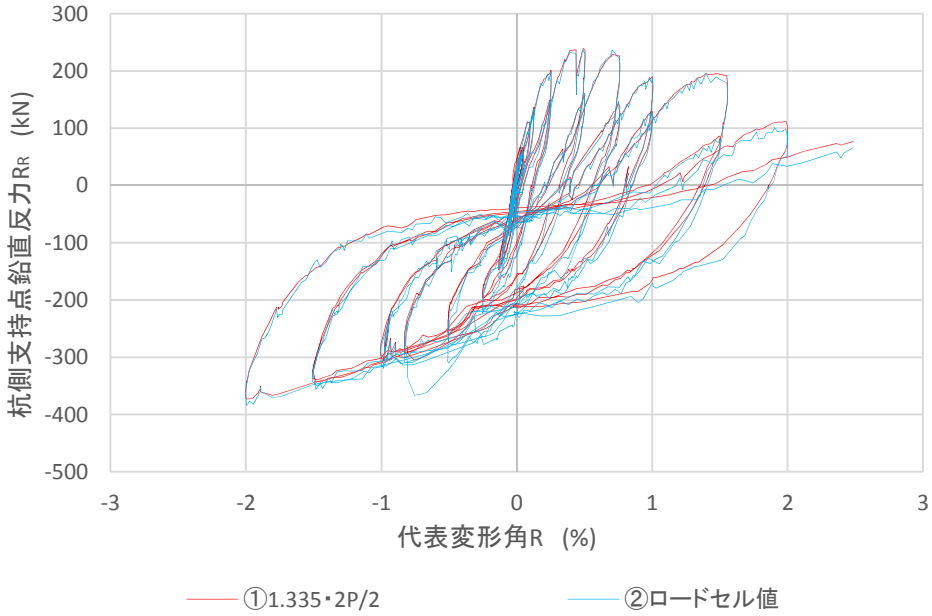
Ch	CH設定編集			Ch	CH設定編集		
番号	名称	単位	CHメモ共通	番号	名称	単位	CHメモ共通
CH300	B11a	μ		CH400	CF6a	μ	
CH301	B11b	μ		CH401	CF6b	μ	
CH302	B12a	μ		CH402	CF7a	μ	
CH303	B12b	μ		CH403	CF7b	μ	
CH304	B13a	μ		CH404	CF8a	μ	
CH305	B13b	μ		CH405	CF8b	μ	
CH306	B14a	μ		CH406	CF9a	μ	
CH307	B14b	μ		CH407	CF9b	μ	
CH308	B15a	μ		CH408	CF10a	μ	
CH309	B15b	μ		CH409	CF10b	μ	
CH310	B16a	μ		CH410	CF11a	μ	
CH311	B16b	μ		CH411	CF11b	μ	
CH312	B17a	μ		CH412	CF12a	μ	
CH313	B17b	μ		CH413	CF12b	μ	
CH314	B18a	μ		CH414	KG-10_X	mm	ひび割れ幅計測
CH315	B18b	μ		CH415	KG-10_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH316	B19a	μ		CH416	KG-11_X	mm	ひび割れ幅計測
CH317	B19b	μ		CH417	KG-11_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH318	B20a	μ		CH418	KG-12_X	mm	ひび割れ幅計測
CH319	B20b	μ		CH419	KG-12_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH320	B21a	μ		CH420	KG-13_X	mm	ひび割れ幅計測
CH321	B21b	μ		CH421	KG-13_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH322	B22a	μ		CH422	KG-14_X	mm	ひび割れ幅計測
CH323	B22b	μ		CH423	KG-14_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH324	S1	μ		CH424	KG-12_X	mm	ひび割れ幅計測
CH325	S2	μ		CH425	KG-12_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH326	S3	μ		CH426	KG-13_X	mm	ひび割れ幅計測
CH327	S4	μ		CH427	KG-13_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH328	KG-6_X（故障）	mm	ひび割れ幅計測（故障）	CH428	KG-14_X	mm	ひび割れ幅計測
CH329	KG-6_Y（故障）	mm	ひび割れ幅計測（故障）	CH429	KG-14_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH330	KG-7_X（故障）	mm	ひび割れ幅計測（故障）	CH430	F1a	μ	
CH331	KG-7_Y（故障）	mm	ひび割れ幅計測（故障）	CH431	F1b	μ	
CH332	KG-8_X（故障）	mm	ひび割れ幅計測（故障）	CH432	F2a	μ	
CH333	KG-8_Y（故障）	mm	ひび割れ幅計測（故障）	CH433	F2b	μ	
CH334	KG-9_X	mm	ひび割れ幅計測	CH434	F3a	μ	
CH335	KG-9_Y	mm	ひび割れ幅計測	CH435	F3b	μ	
CH336	C1a	μ		CH436	F4a	μ	
CH337	C1b	μ		CH437	F4b	μ	
CH338	C2a	μ		CH438	F5a	μ	
CH339	C2b	μ		CH439	F5b	μ	
CH340	C3a	μ		CH440	F6a	μ	
CH341	C3b	μ		CH441	F6b	μ	
CH342	C4a	μ		CH442	F7a	μ	
CH343	C4b	μ		CH443	F7b	μ	
CH344	C5a	μ		CH444	F8a	μ	
CH345	C5b	μ		CH445	F8b	μ	
CH346	C6a	μ		CH446	F9a	μ	
CH347	C6b	μ		CH447	F9b	μ	
CH348	C7a	μ		CH448	F10a	μ	
CH349	C7b	μ		CH449	F10b	μ	
CH350	C8a	μ		CH450	F11a	μ	
CH351	予備			CH451	F11b	μ	
CH352	C9a	μ		CH452	F12a	μ	
CH353	C9b	μ		CH453	F12b	μ	
CH354	C10a	μ		CH454	F13a	μ	
CH355	C10b	μ		CH455	F13b	μ	
CH356	C11a	μ		CH456	F14a	μ	
CH357	C11b	μ		CH457	F14b	μ	
CH358	C12a	μ		CH458	F15a	μ	
CH359	C12b	μ		CH459	F15b	μ	
CH360	C13a	μ		CH460	F16a	μ	
CH361	C13b	μ		CH461	F16b	μ	
CH362	C14a	μ		CH462	F17a	μ	
CH363	C14b	μ		CH463	F17b	μ	
CH364	C15a	μ		CH464	F18a	μ	
CH365	C15b	μ		CH465	F18b	μ	
CH366	C16a	μ		CH466	F19a	μ	
CH367	C16b	μ		CH467	F19b	μ	
CH368	C17a	μ		CH468	F20a	μ	
CH369	C17b	μ		CH469	F20b	μ	
CH370	C18a	μ		CH470	KG-15_X	mm	ひび割れ幅計測
CH371	C18b	μ		CH471	KG-15_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH372	C19a	μ		CH472	KG-16_X	mm	ひび割れ幅計測
CH373	C19b	μ		CH473	KG-16_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH374	C20a	μ		CH474	KG-17_X	mm	ひび割れ幅計測
CH375	C20b	μ		CH475	KG-17_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH376	C21a	μ		CH476	KG-18_X	mm	ひび割れ幅計測
CH377	C21b	μ		CH477	KG-18_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH378	C22a	μ		CH478	KG-19_X	mm	ひび割れ幅計測
CH379	C22b	μ		CH479	KG-19_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH380	C23a	μ		CH480	KG-20_X	mm	ひび割れ幅計測
CH381	C23b	μ		CH481	KG-20_Y	mm	ひび割れ幅計測
CH382	C24a	μ		CH482	H1a	μ	
CH383	C24b	μ		CH483	H1b	μ	
CH384	C25a	μ		CH484	H2a	μ	
CH385	C25b	μ		CH485	H2b	μ	
CH386	C26a	μ		CH486	H3a	μ	
CH387	C26b	μ		CH487	H3b	μ	
CH388	C27a	μ		CH488	H4a	μ	
CH389	C27b	μ		CH489	H4b	μ	
CH390	CF1a	μ		CH490	H5a	μ	
CH391	CF1b	μ		CH491	H5b	μ	
CH392	CF2a	μ		CH492	H6a	μ	
CH393	CF2b	μ		CH493	H6b	μ	
CH394	CF3a	μ		CH494	H7a	μ	
CH395	CF3b	μ		CH495	H7b	μ	
CH396	CF4a	μ		CH496	H8a	μ	
CH397	CF4b	μ		CH497	H8b	μ	
CH398	CF5a	μ		CH498	H9a	μ	
CH399	CF5b	μ		CH499	H9b	μ	

付録表 3　CHList(その 3)

Ch	CH設定編集			Ch	CH設定編集		
番号	名称	単位	CHメモ共通	番号	名称	単位	CHメモ共通
CH500	M1	μ		CH600	OT28_Z	mm	
CH501	M2	μ		CH601	OT29_X	mm	
CH502	M3	μ		CH602	OT29_Y	mm	
CH503	M4	μ		CH603	OT29_Z	mm	
CH504	M5	μ		CH604	OT30_X	mm	
CH505	C8b	μ	ゲージ用予備	CH605	OT30_Y	mm	
CH506	予備		ゲージ用予備	CH606	OT30_Z	mm	
CH507	予備		ゲージ用予備	CH607	OT31_X	mm	
CH508	予備		ゲージ用予備	CH608	OT31_Y	mm	
CH509	予備		ゲージ用予備	CH609	OT31_Z	mm	
CH510	予備		ゲージ用予備	CH610	OT32_X	mm	
CH511	予備		ゲージ用予備	CH611	OT32_Y	mm	
CH512	予備		ゲージ用予備	CH612	OT32_Z	mm	
CH513	予備		ゲージ用予備	CH613	OT33_X	mm	
CH514	予備		ゲージ用予備	CH614	OT33_Y	mm	
CH515	予備		ゲージ用予備	CH615	OT33_Z	mm	
CH516	予備		ゲージ用予備	CH616	OT34_X	mm	
CH517	OT1_X	mm		CH617	OT34_Y	mm	
CH518	OT1_Y	mm		CH618	OT34_Z	mm	
CH519	OT1_Z	mm		CH619	OT35_X	mm	
CH520	OT2_X	mm		CH620	OT35_Y	mm	
CH521	OT2_Y	mm		CH621	OT35_Z	mm	
CH522	OT2_Z	mm		CH622	OT36_X	mm	
CH523	OT3_X	mm		CH623	OT36_Y	mm	
CH524	OT3_Y	mm		CH624	OT36_Z	mm	
CH525	OT3_Z	mm		CH625	OT37_X	mm	
CH526	OT4_X	mm		CH626	OT37_Y	mm	
CH527	OT4_Y	mm		CH627	OT37_Z	mm	
CH528	OT4_Z	mm		CH628	OT38_X	mm	
CH529	OT5_X	mm		CH629	OT38_Y	mm	
CH530	OT5_Y	mm		CH630	OT38_Z	mm	
CH531	OT5_Z	mm		CH631	OT39_X	mm	
CH532	OT6_X	mm		CH632	OT39_Y	mm	
CH533	OT6_Y	mm		CH633	OT39_Z	mm	
CH534	OT6_Z	mm		CH634	OT40_X	mm	
CH535	OT7_X	mm		CH635	OT40_Y	mm	
CH536	OT7_Y	mm		CH636	OT40_Z	mm	
CH537	OT7_Z	mm		CH637	OT41_X	mm	
CH538	OT8_X	mm		CH638	OT41_Y	mm	
CH539	OT8_Y	mm		CH639	OT41_Z	mm	
CH540	OT8_Z	mm		CH640	OT42_X	mm	
CH541	OT9_X	mm		CH641	OT42_Y	mm	
CH542	OT9_Y	mm		CH642	OT42_Z	mm	
CH543	OT9_Z	mm					
CH544	OT10_X	mm					
CH545	OT10_Y	mm					
CH546	OT10_Z	mm					
CH547	OT11_X	mm					
CH548	OT11_Y	mm					
CH549	OT11_Z	mm					
CH550	OT12_X	mm					
CH551	OT12_Y	mm					
CH552	OT12_Z	mm					
CH553	OT13_X	mm					
CH554	OT13_Y	mm					
CH555	OT13_Z	mm					
CH556	OT14_X	mm					
CH557	OT14_Y	mm					
CH558	OT14_Z	mm					
CH559	OT15_X	mm					
CH560	OT15_Y	mm					
CH561	OT15_Z	mm					
CH562	OT16_X	mm					
CH563	OT16_Y	mm					
CH564	OT16_Z	mm					
CH565	OT17_X	mm					
CH566	OT17_Y	mm					
CH567	OT17_Z	mm					
CH568	OT18_X	mm					
CH569	OT18_Y	mm					
CH570	OT18_Z	mm					
CH571	OT19_X	mm					
CH572	OT19_Y	mm					
CH573	OT19_Z	mm					
CH574	OT20_X	mm					
CH575	OT20_Y	mm					
CH576	OT20_Z	mm					
CH577	OT21_X	mm					
CH578	OT21_Y	mm					
CH579	OT21_Z	mm					
CH580	OT22_X	mm					
CH581	OT22_Y	mm					
CH582	OT22_Z	mm					
CH583	OT23_X	mm					
CH584	OT23_Y	mm					
CH585	OT23_Z	mm					
CH586	OT24_X	mm					
CH587	OT24_Y	mm					
CH588	OT24_Z	mm					
CH589	OT25_X	mm					
CH590	OT25_Y	mm					
CH591	OT25_Z	mm					
CH592	OT26_X	mm					
CH593	OT26_Y	mm					
CH594	OT26_Z	mm					
CH595	OT27_X	mm					
CH596	OT27_Y	mm					
CH597	OT27_Z	mm					
CH598	OT28_X	mm					
CH599	OT28_Y	mm					

付録 2　杭側支持点鉛直反力R_R①，②

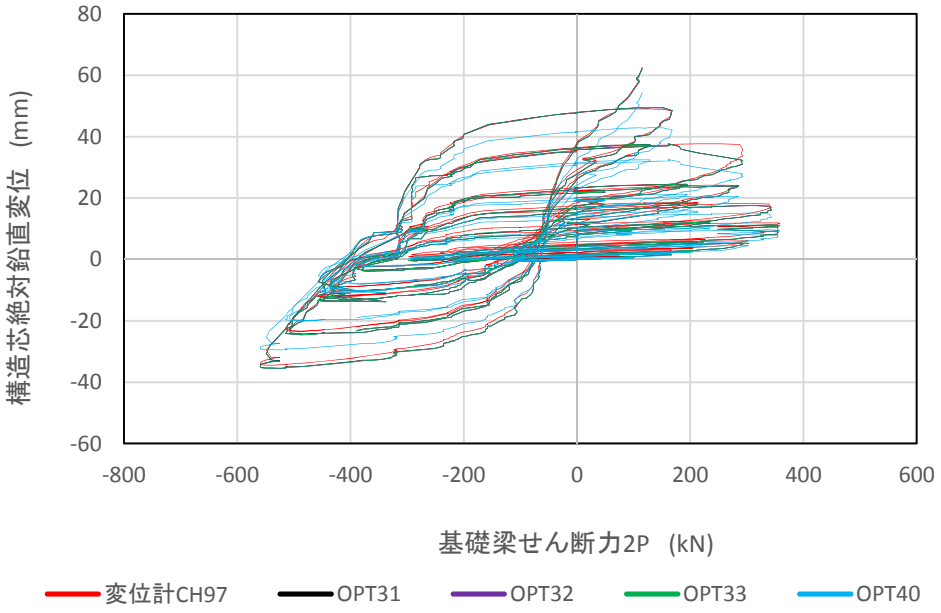
杭側支持点鉛直反力R_Rの比較を**付録図　1** に示す。本実験の載荷装置は静定であるため各支持点の鉛直反力はモーメントのつり合いにより算出出来る。また，杭側支持点に鉛直反力計測用のロードセルを設置しているため，つり合いから求めた杭側鉛直反力R_R①(=1.335×2P/2)とロードセルで計測した鉛直反力R_R②を比較し実験の妥当性を確認した。正載荷時は代表変形角 R=1.0%までほぼ一致しており，その後多少のずれが発生していたものの，概ね一致していた。負載荷時は一部分値が飛んでいるが，載荷終了時まで大きなずれは発生しておらず実験の妥当性が確認できた。



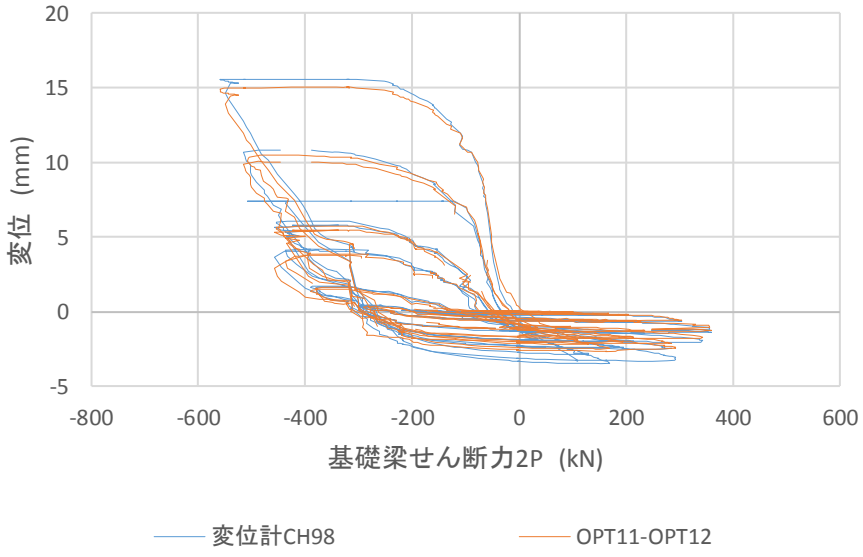
付録図　1　杭支持点鉛直反力R_Rの比較

付録 3　OPTOTRAK の動作確認

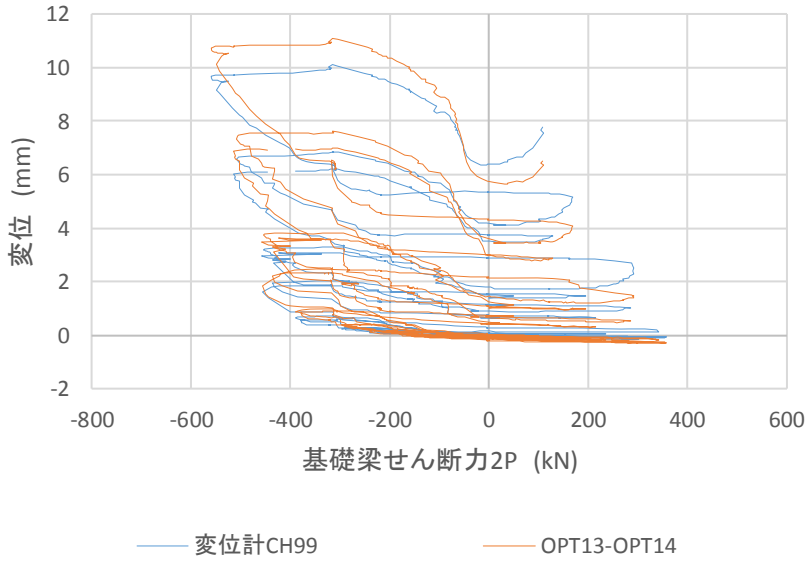
本実験で使用した OPTOTRAK のマーカーの値が正常に計測できているかを確かめるために OPTOTRAK のマーカーの値と変位計の値を比較した。OPTOTRAK のマーカー，変位計の取り付け位置は第 2 章実験概要を参照されたい。変位計 CH97 と OPT31，OPT32，OPT33，OPT40 で計測した構造芯の絶対鉛直変位の比較を**付録図　2** に示す。OPT40 と変位計は同じ個所を計測しているがその値はずれていた。しかし，同様に構造芯付近に設置していた OPT31，OPT32，OPT33 の値を見てみるとその値は変位計と概ね一致していた。また，**付録図　3** に OPTOTRAK と変位計の比較を示す。変位計 CH98 と CH99 は杭とパイルキャップの相対変位を計測しており OPTOTRAK を同じ位置に設置していたのでその値を用いて同じ個所の相対変位を求め，比較を行った。OPTOTRAK の値は概ね変位計と一致しており，**付録図　4** に示すように OPT12，OPT13 は同じ値となっていたため，OPTOTRAK は信用のできる計測結果であるとした。



付録図 2　変位計と OPTOTRAK の比較

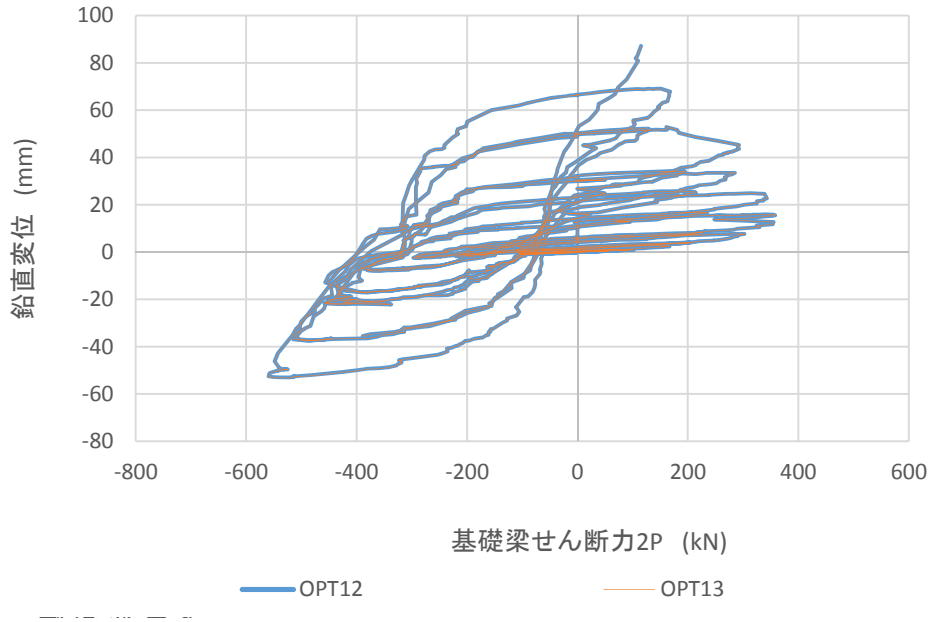


(a) 変位計 CH98 と OPT11-12 の比較



(b) 変位計 CH99 と OPT13-14 の比較

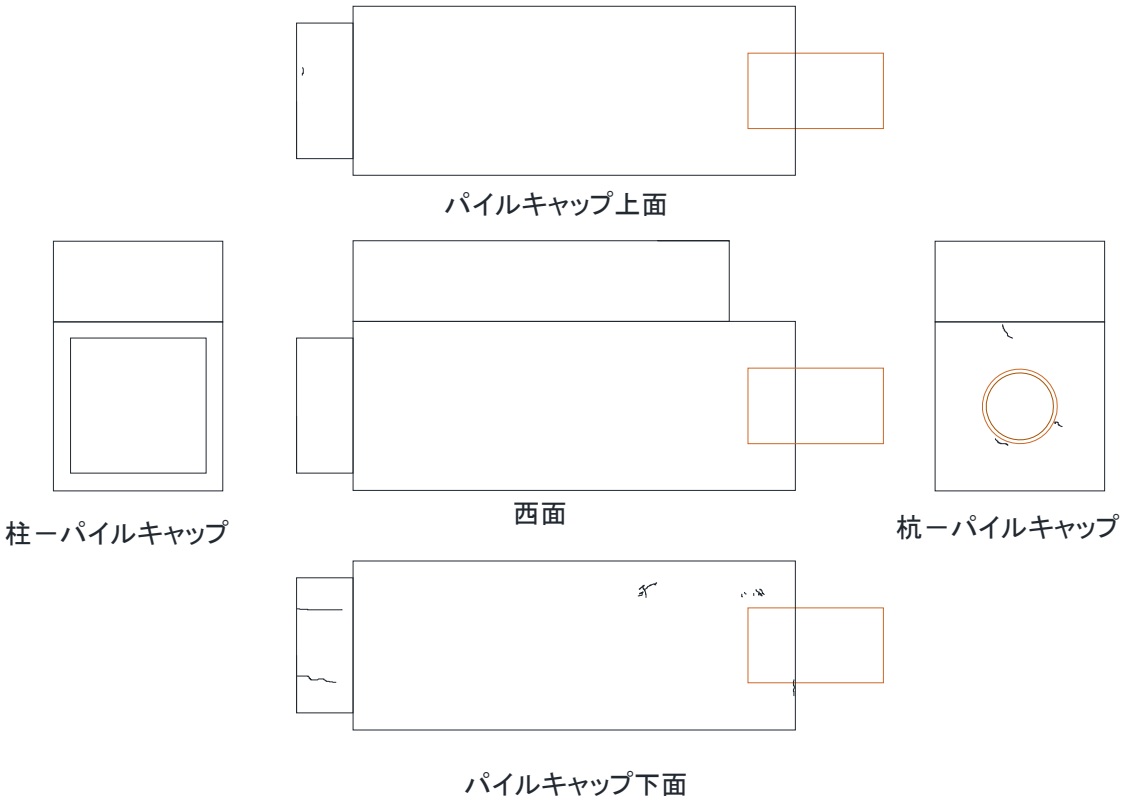
付録図 3　OPOTRAK と変位計で計測した相対変位の比較



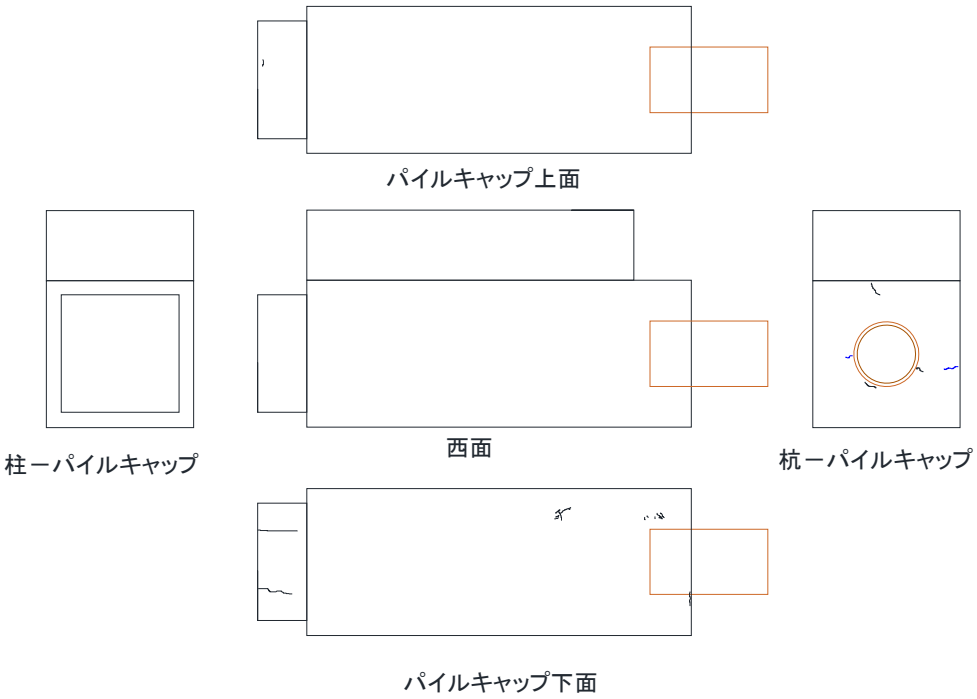
付録図 4　OPT12, OPT13 鉛直変位の比較

付録 4　ひび割れ図の一覧

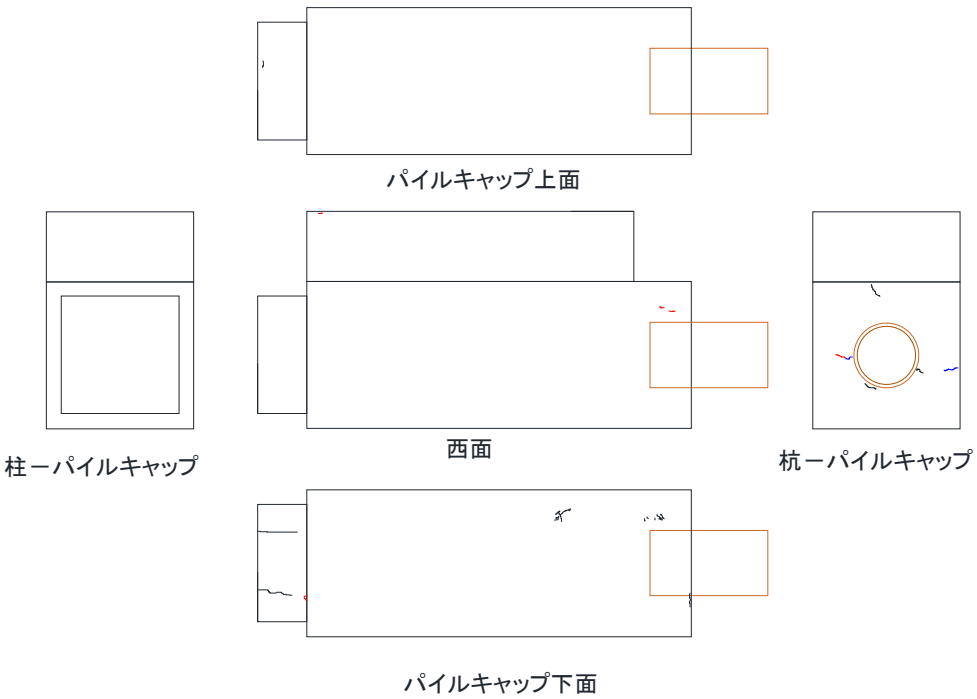
各試験体の各サイクル一回目ピーク時に観測したひび割れ図を**付録図　5** から**付録図　30** に示す。青線が正載荷，赤線が負載荷時に発生したひび割れである。



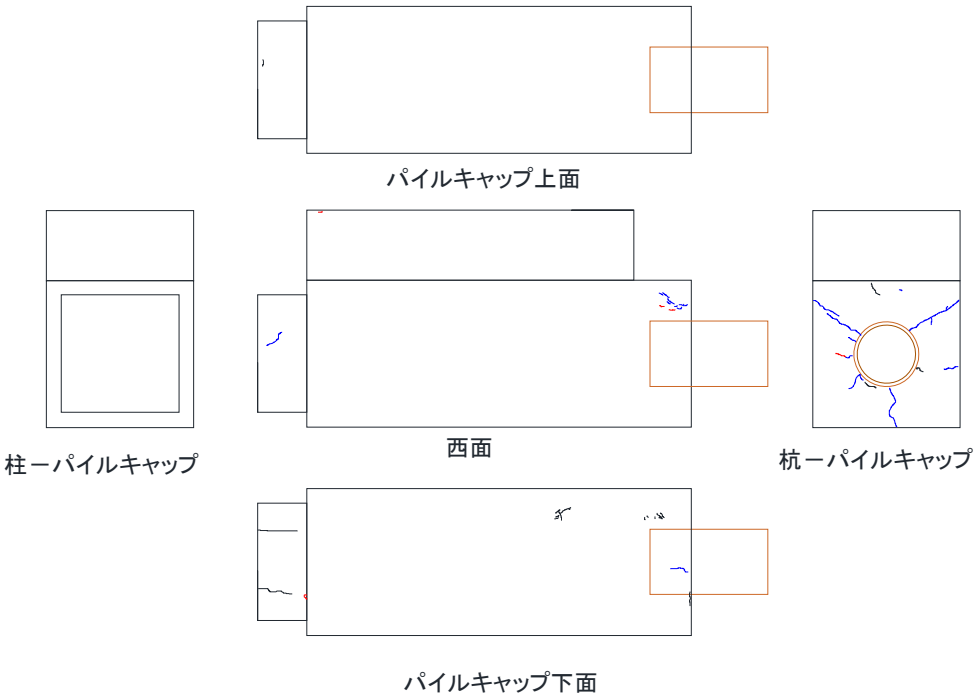
付録図 5　初期ひび割れ(試験体 No.1)



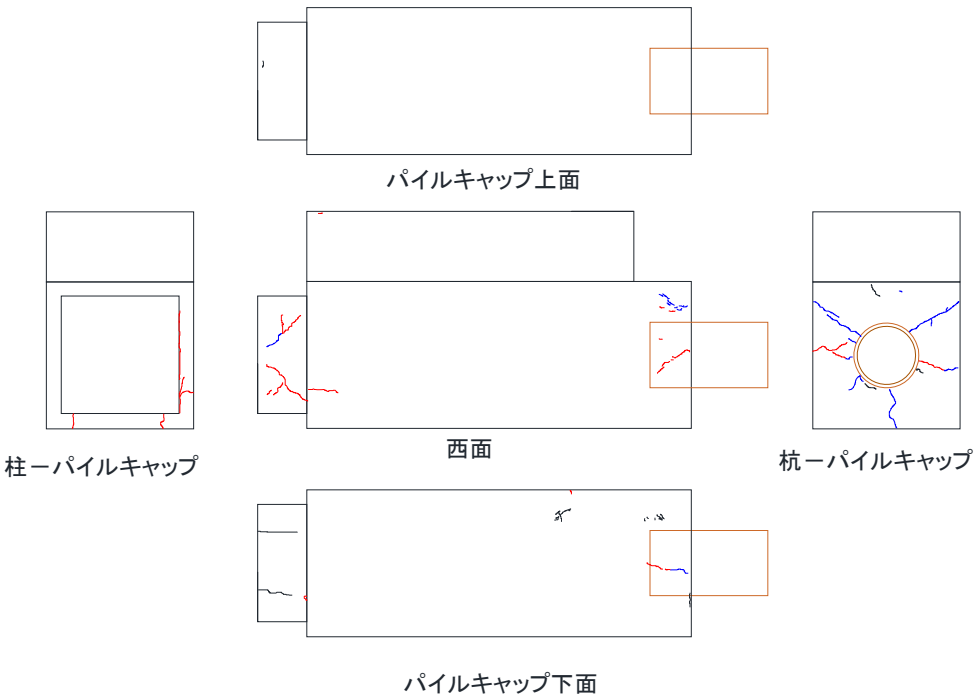
付録図 6　R=+0.125%(試験体 No.1)



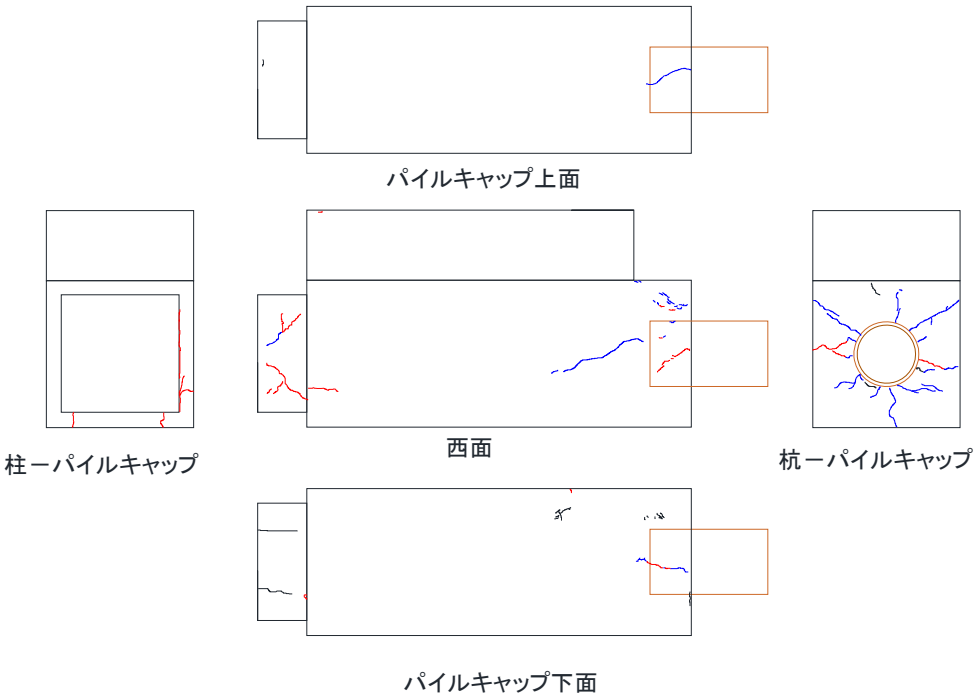
付録図 7　R=-0.125%(No.1)



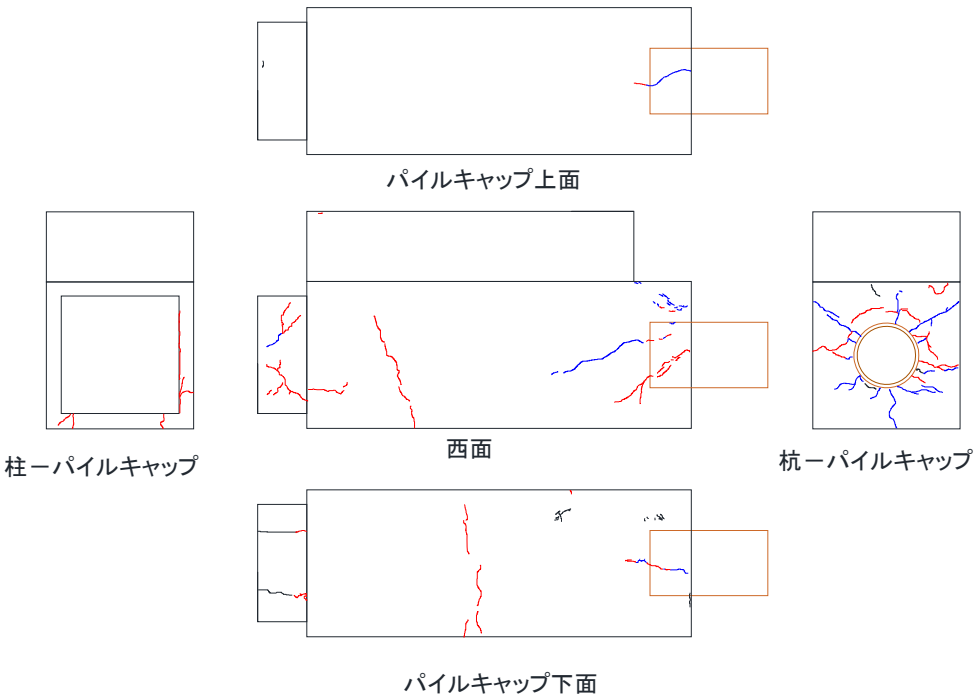
付録図 8　R=+0.25%(試験体 No.1)



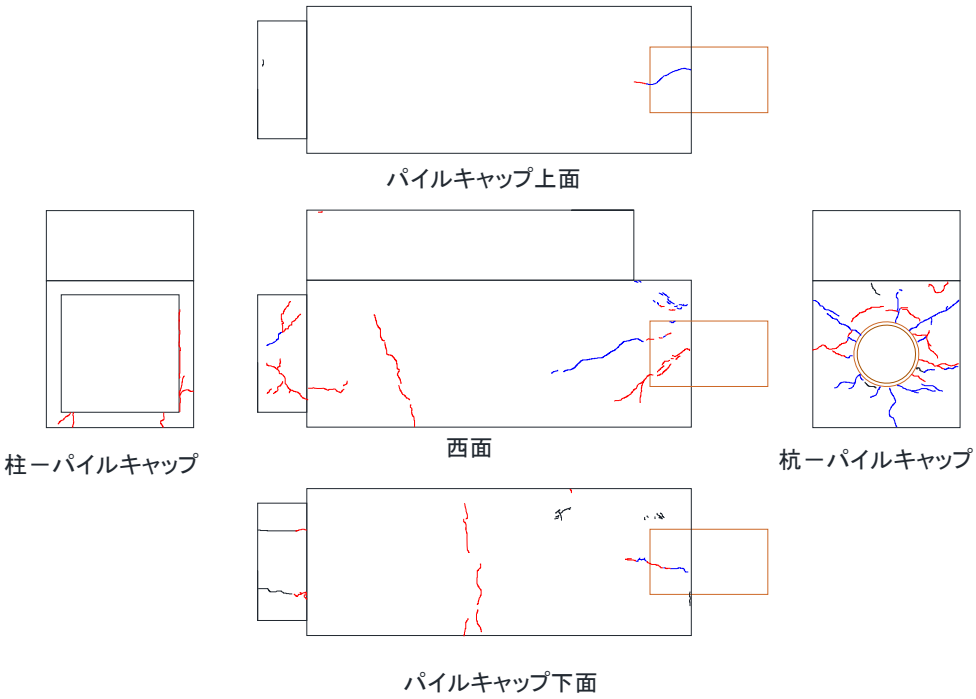
付録図 9　R=-0.25%(試験体 No.1)



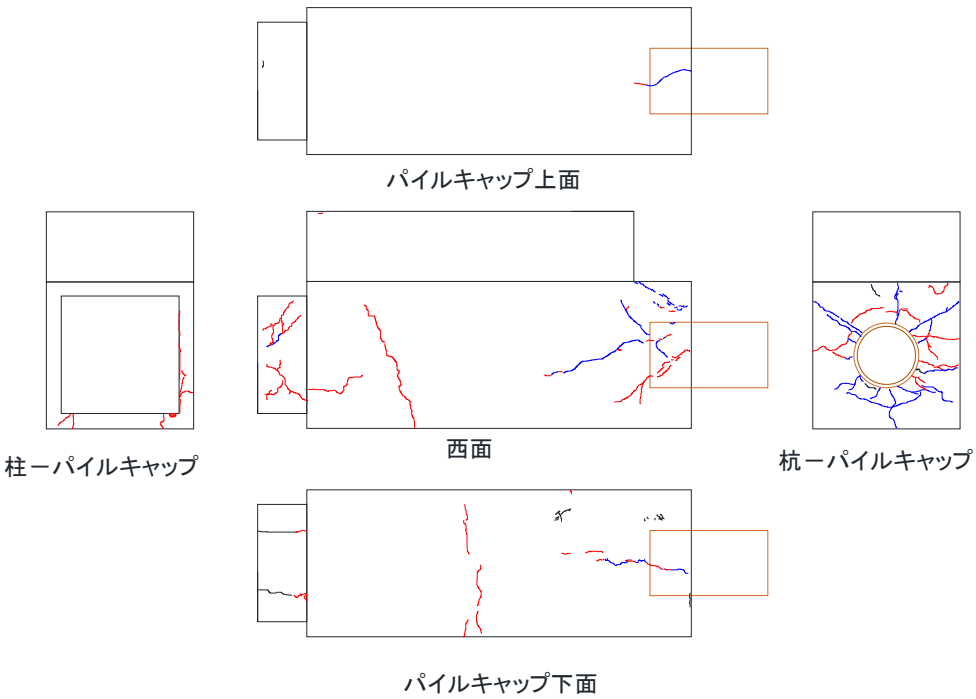
付録図 10　R=+0.5%(試験体 No.1)



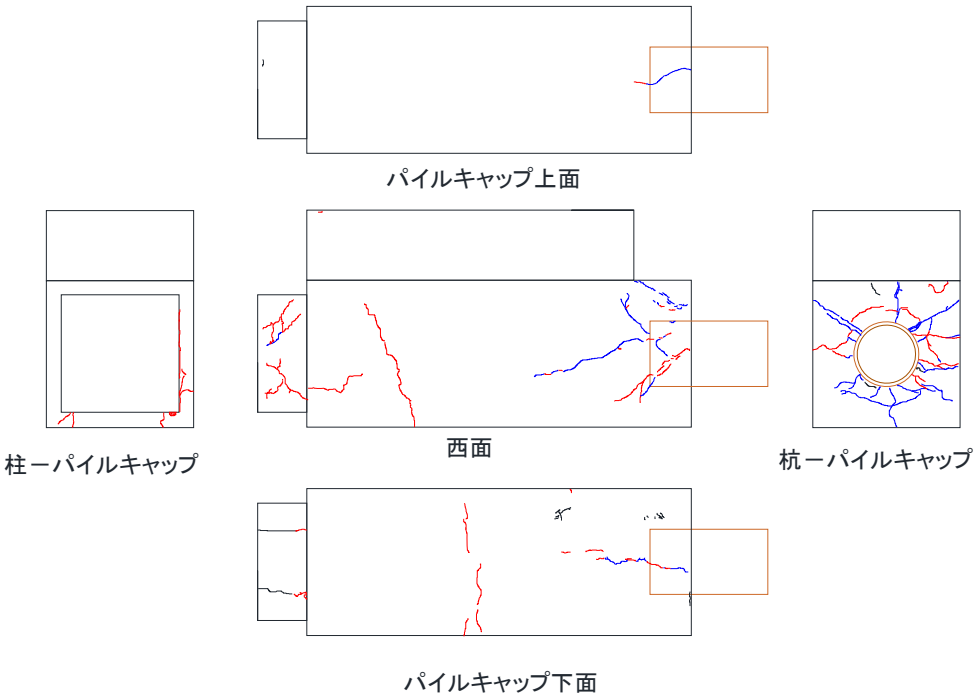
付録図 11　R=-0.5%(試験体 No.1)



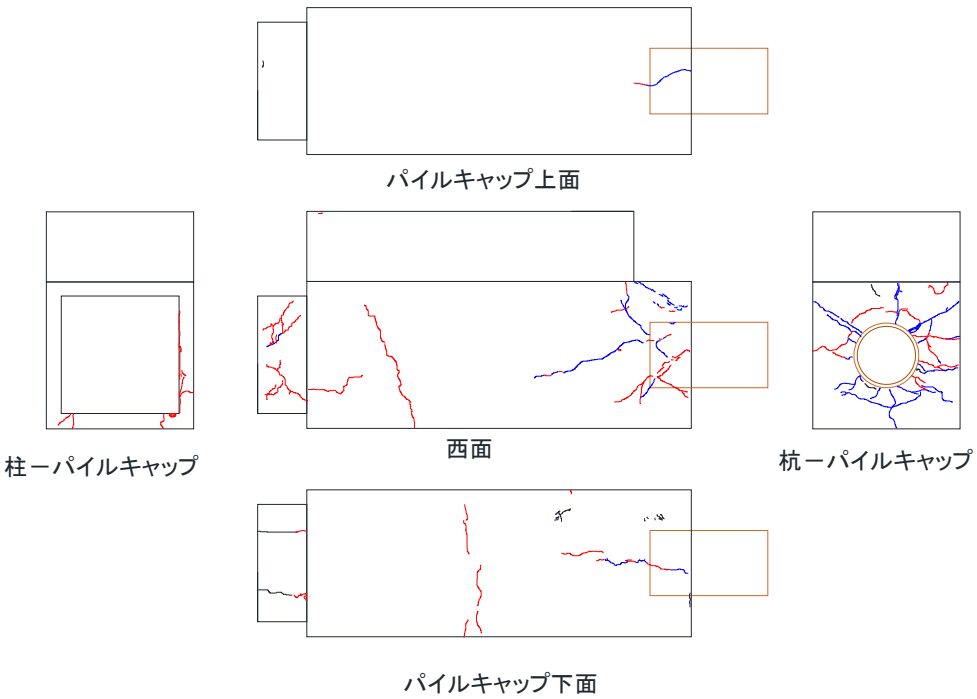
付録図 12　R=+0.75%(試験体 No.1)



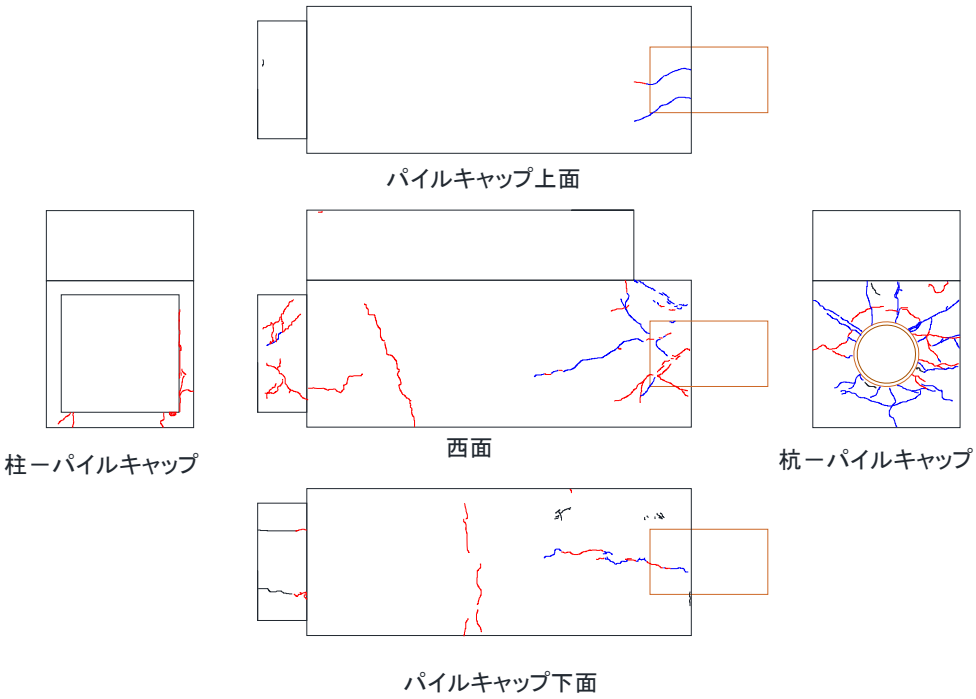
付録図 13　R=-0.75%(試験体 No.1)



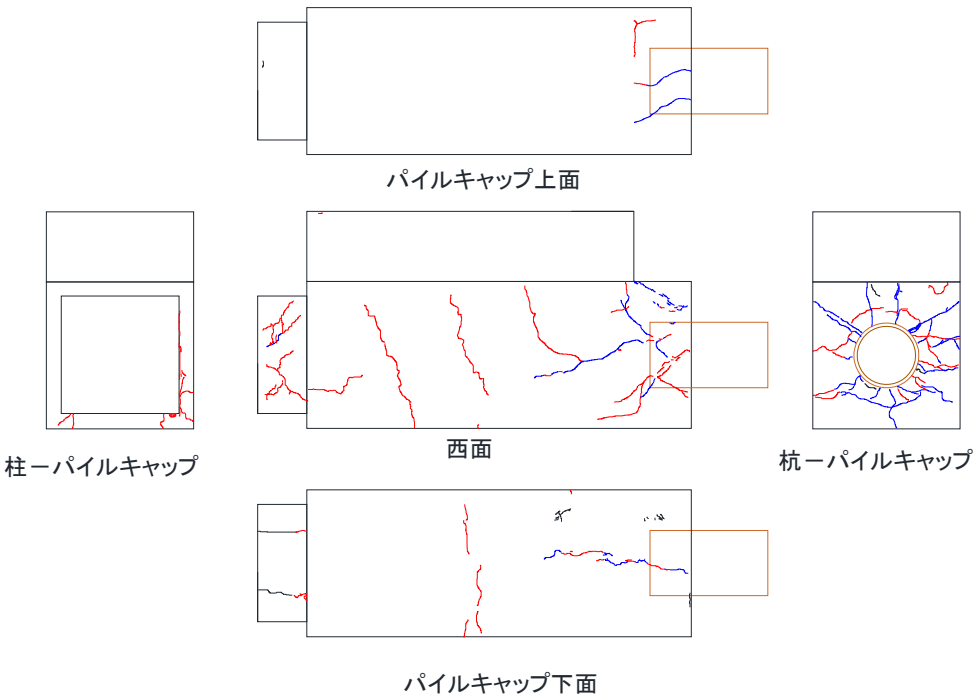
付録図 14　R=+1.0%(試験体 No.1)



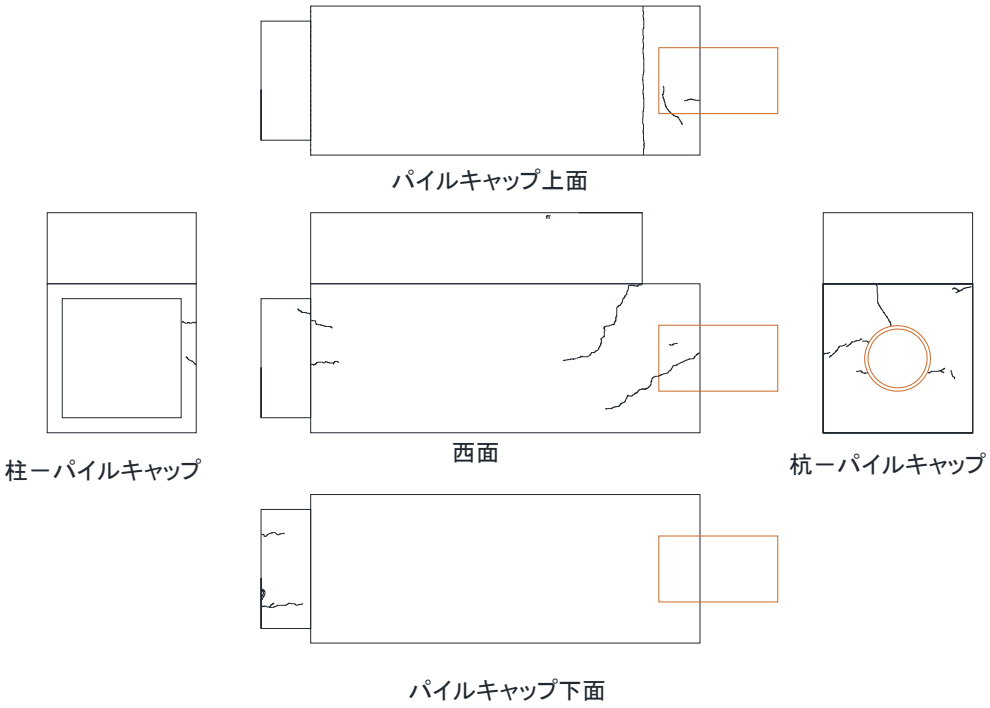
付録図 15　R=-1.0%(試験体 No.1)



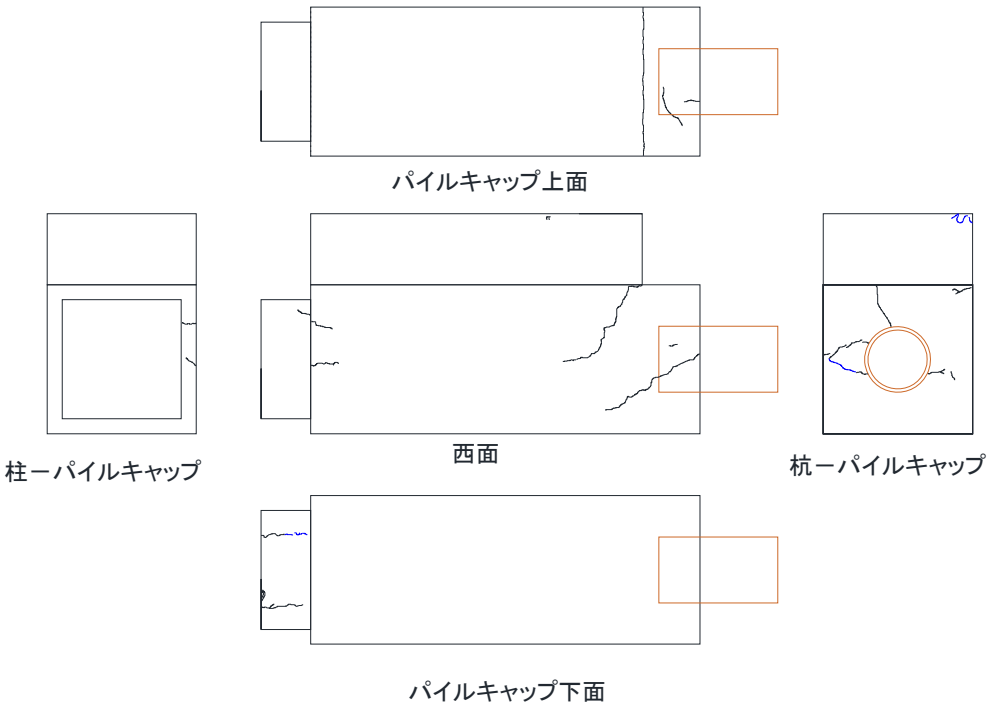
付録図 16　R=+1.5%(試験体 No.1)



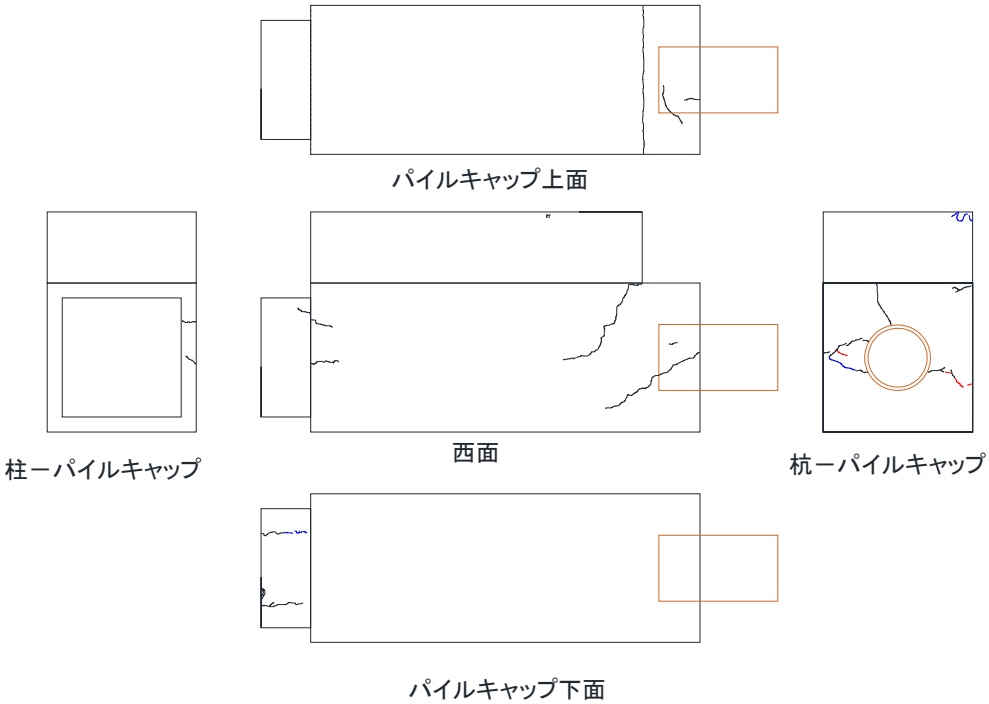
付録図 17　R=-1.5%(試験体 No.1)



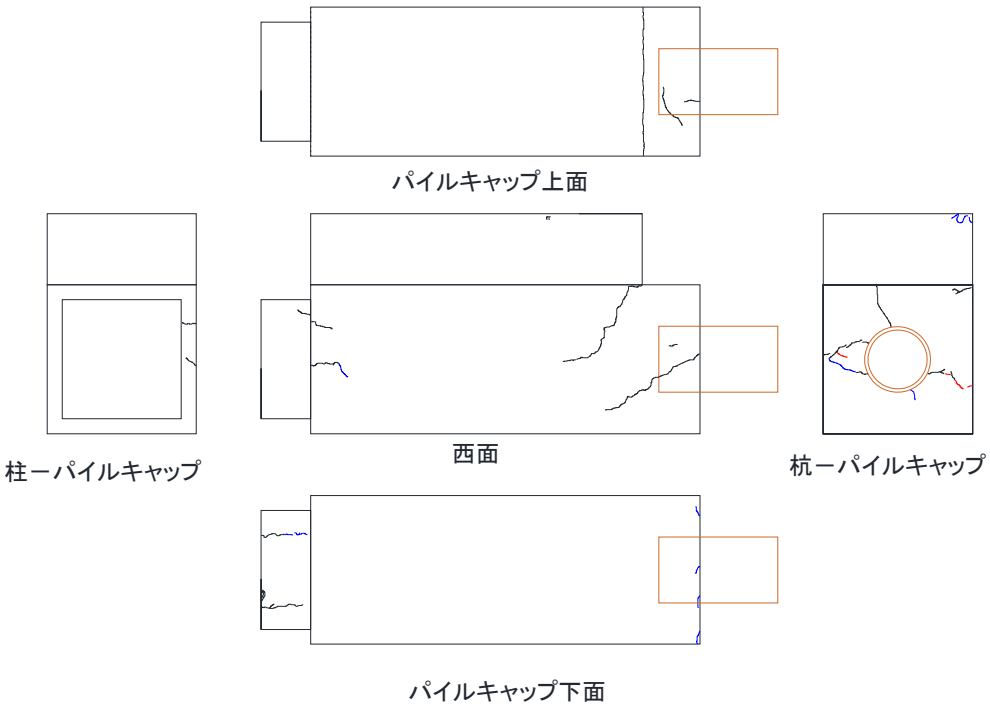
付録図 18　初期ひび割れ(試験体 No.2)



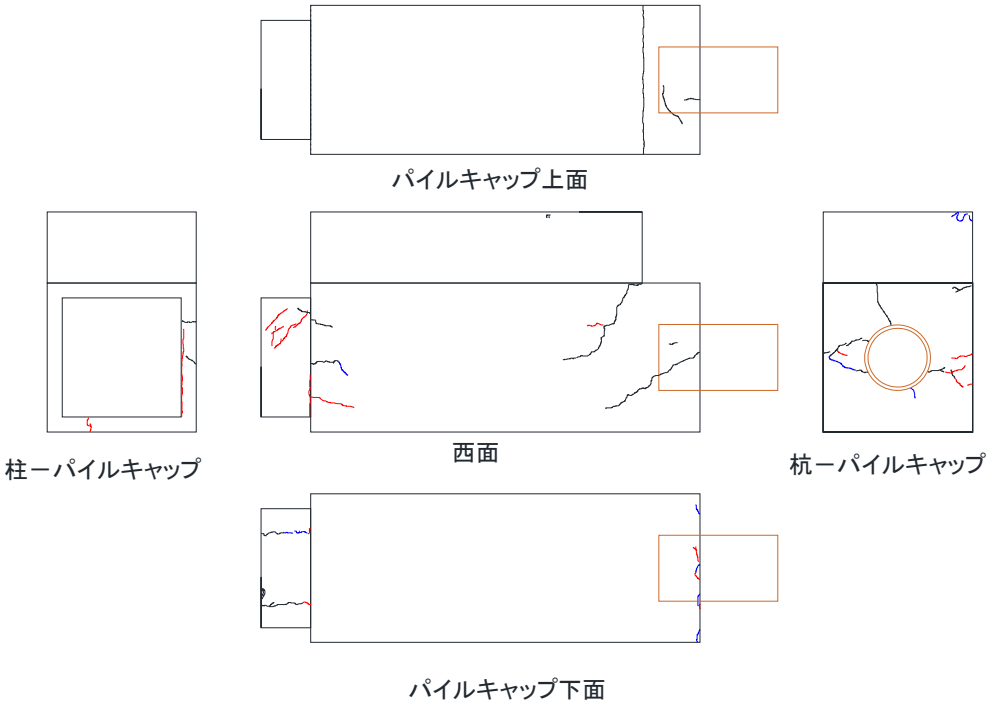
付録図 19　R=+0.125%(試験体 No.2)



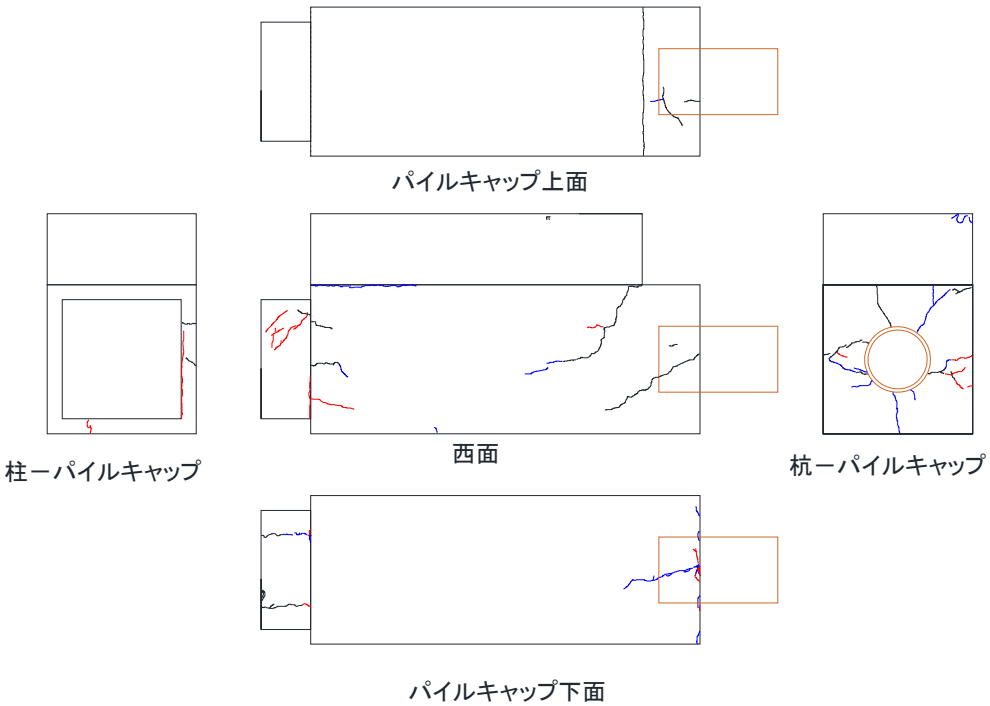
付録図 20　R=-0.125%(試験体 No.2)



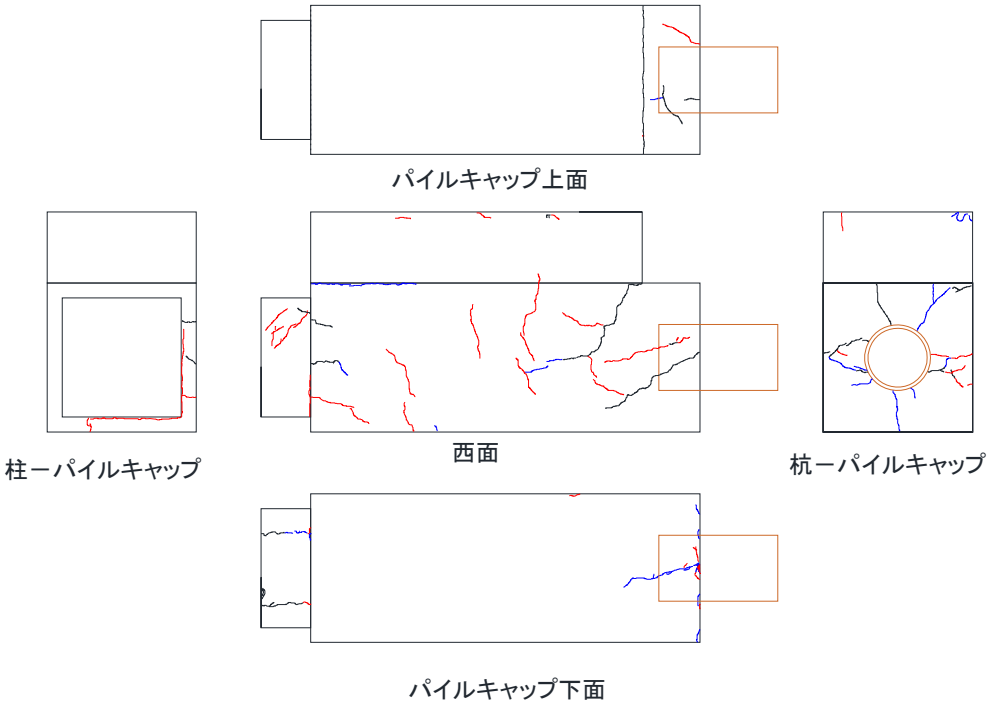
付録図 21　R=+0.25%(試験体 No.2)



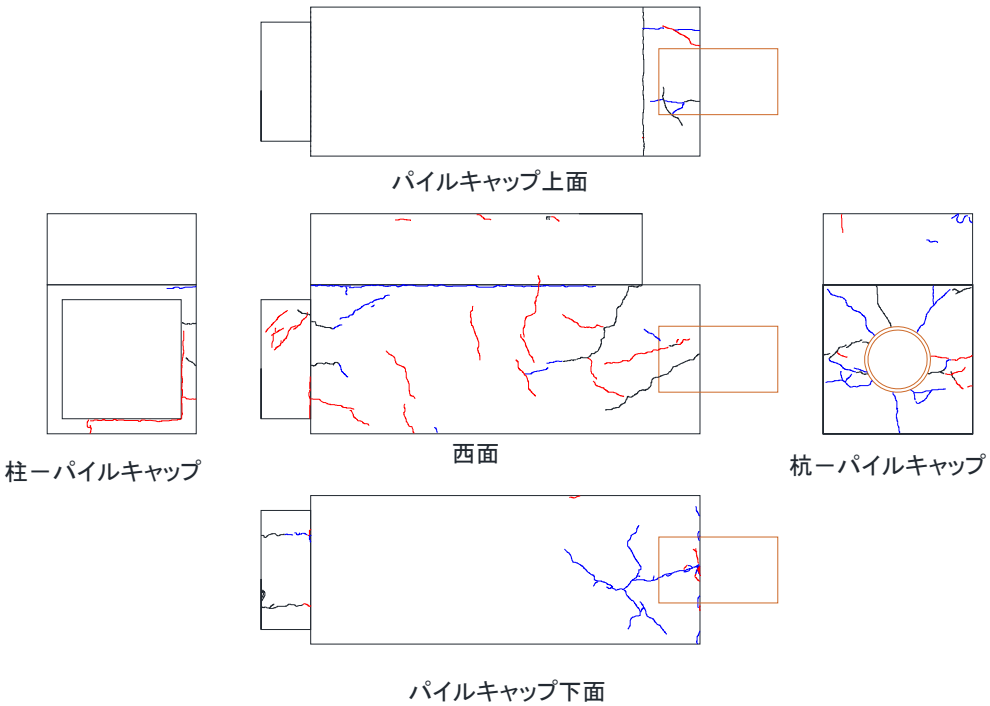
付録図 22　R=-0.25%(試験体 No.2)



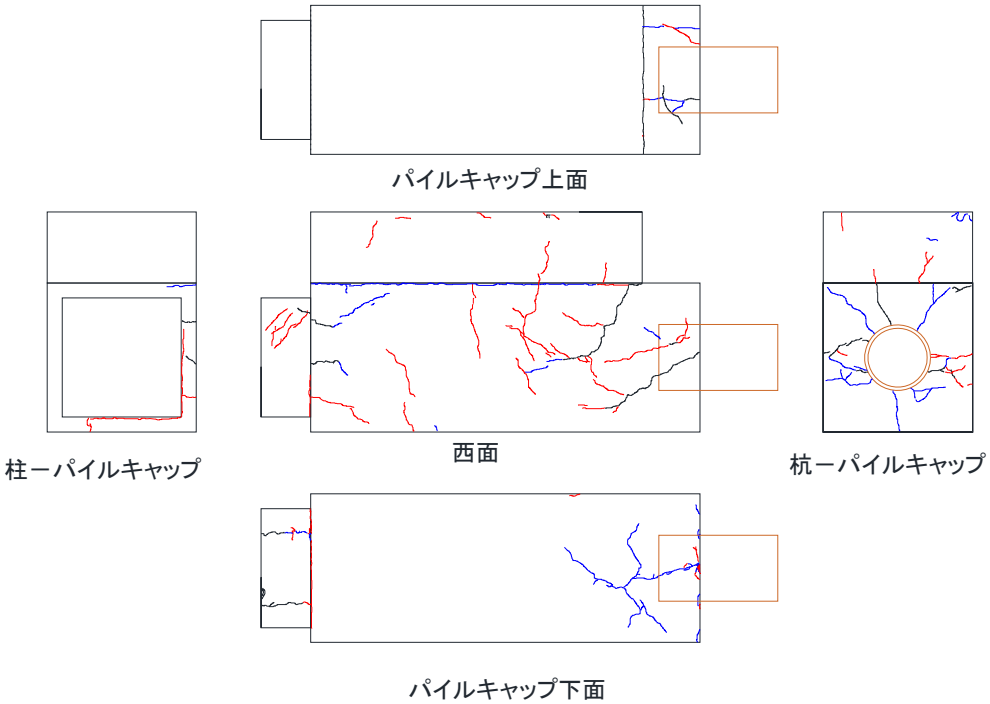
付録図 23　R=+0.5%(試験体 No.2)



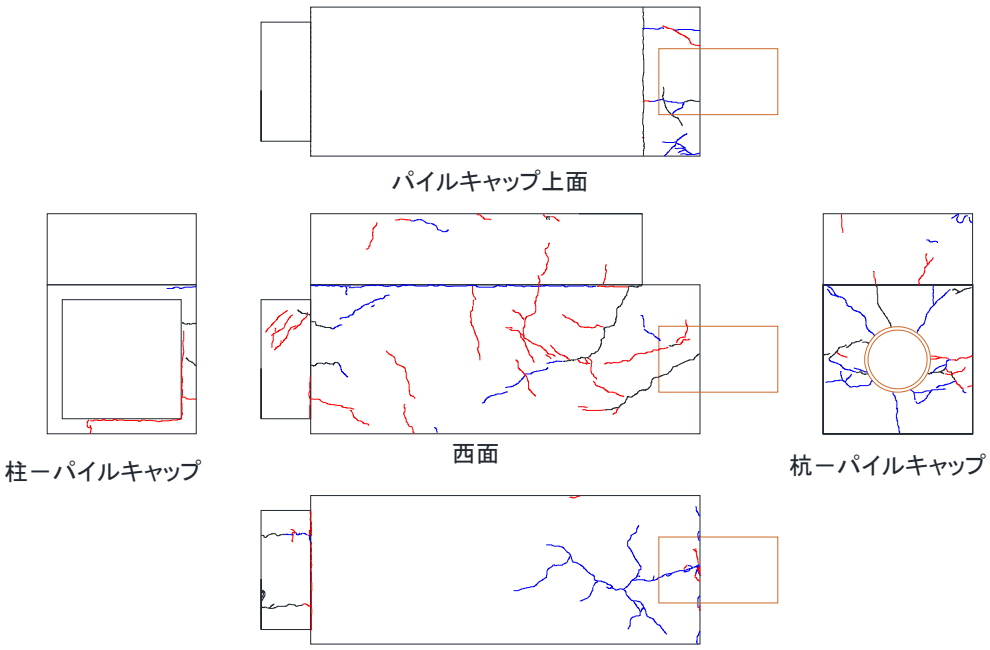
付録図 24　R=-0.5%(試験体 No.2)



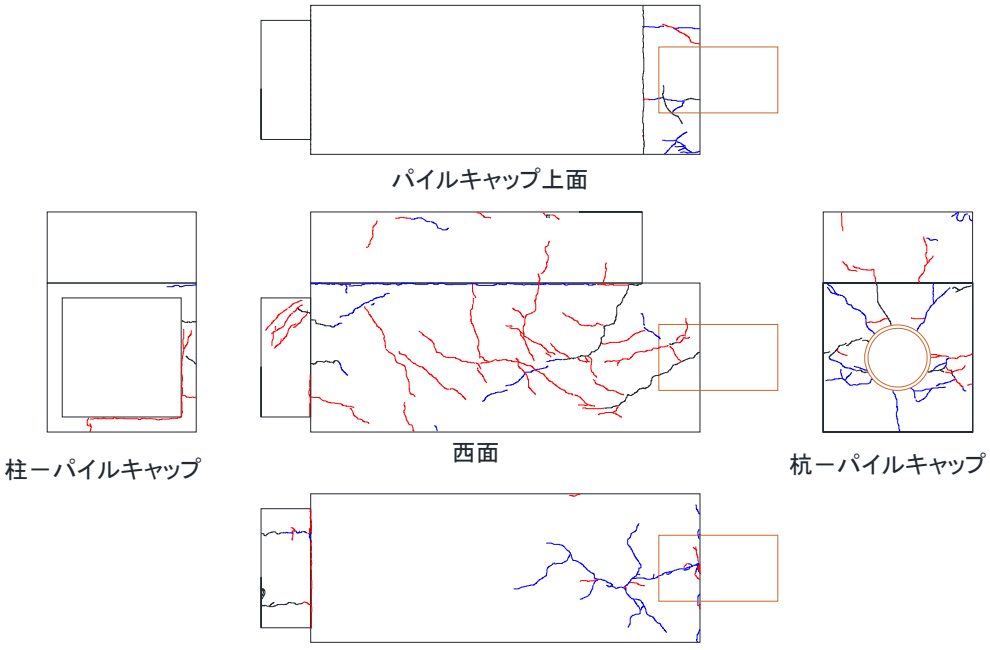
付録図 25　R=+0.75%(試験体 No.2)



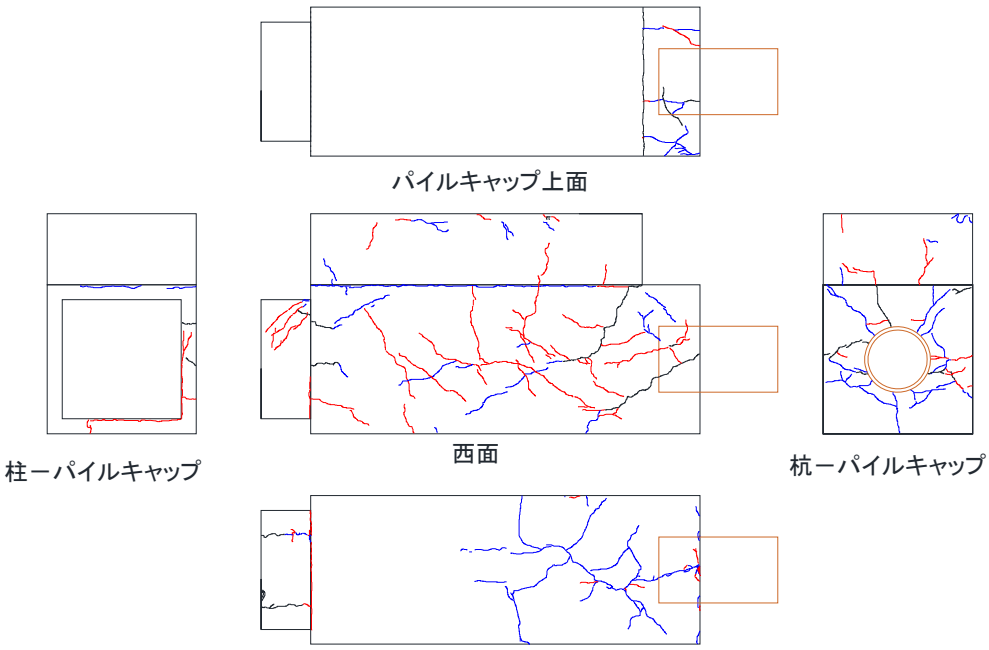
付録図 26　R=-0.75%(試験体 No.2)



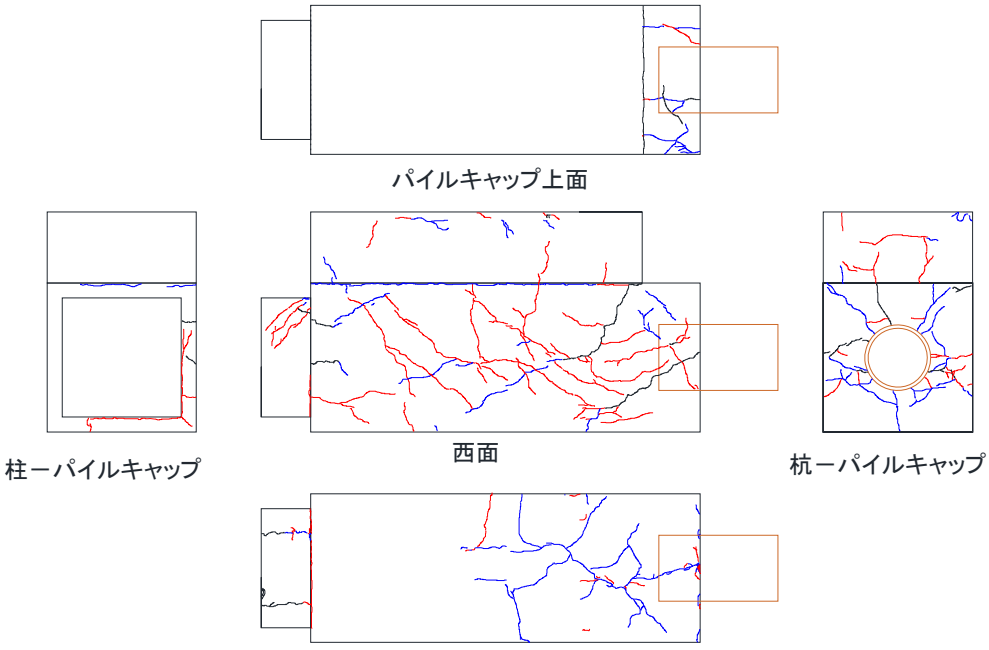
付録図 27　R=+1.0%(試験体 No.2)



付録図 28　R=-1.0%(試験体 No.2)



付録図 29　R=+1.5%(試験体 No.2)

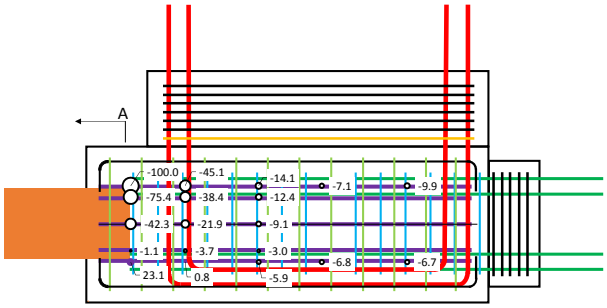


付録図 30　R=-1.5%(試験体 No.2)

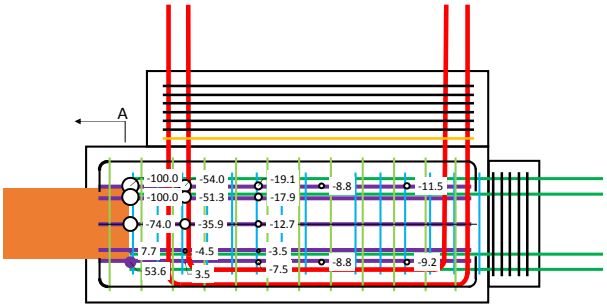
付録 5　各種鉄筋の降伏状況の一覧

(1) 杭頭定着筋

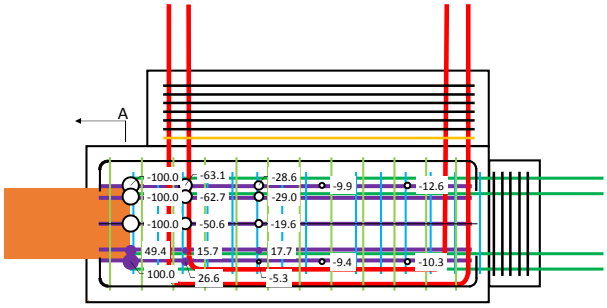
各試験体の杭頭定着筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を**付録図 31** から**付録図 35** に示す。



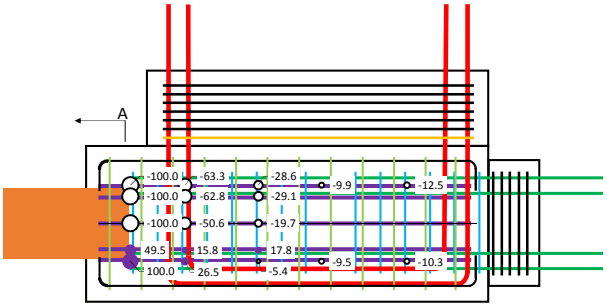
R=+0.125%



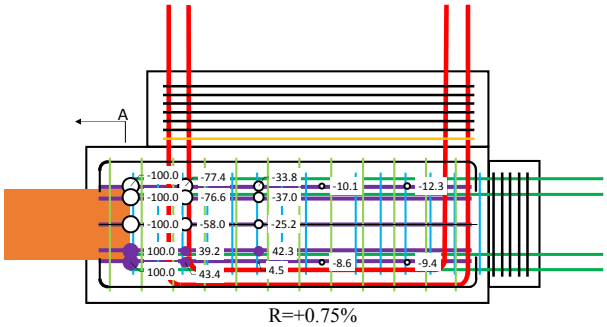
R=+0.25%



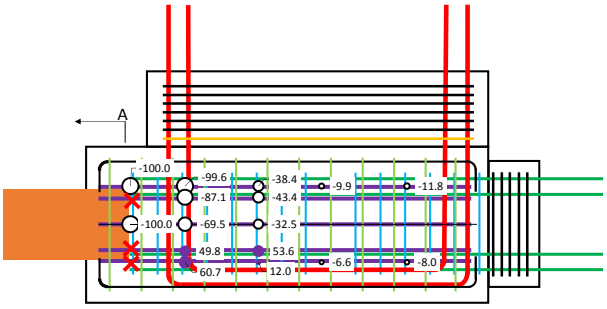
正側最大(R=+0.49%)



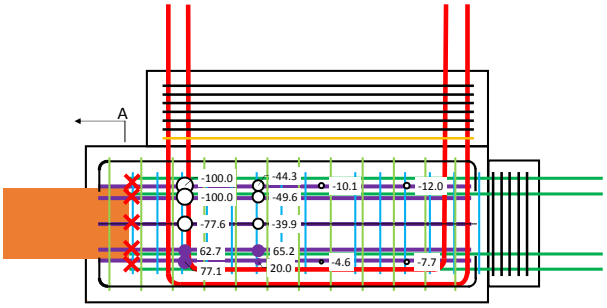
R=+0.5%



R=+0.75%

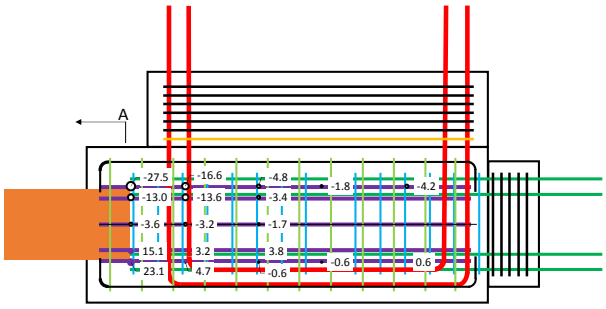


R=+1.0%

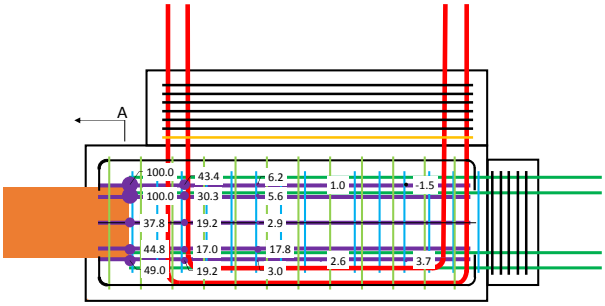


R=+1.5%

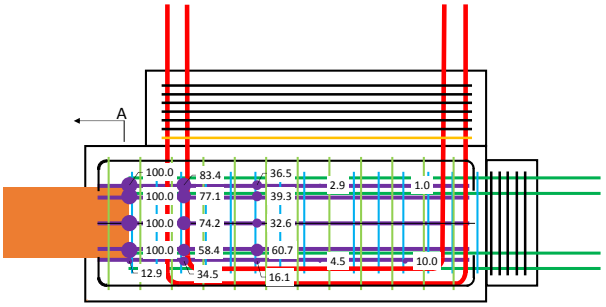
付録図 31　杭頭定着筋応力度分布(σ/σy(%), 試験体 No.1 正側)



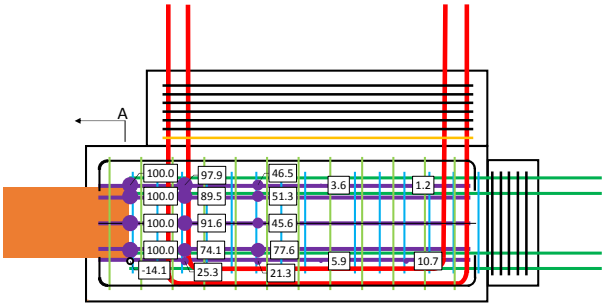
R=-0.125%



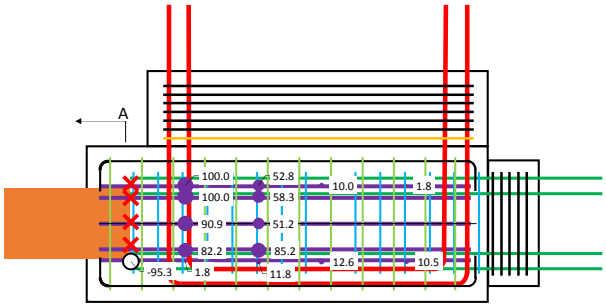
R=-2.5%



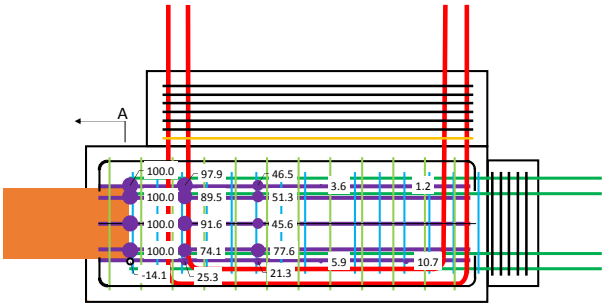
R=-0.5%



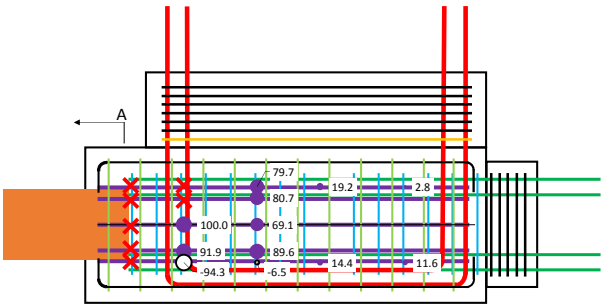
R=-0.75%



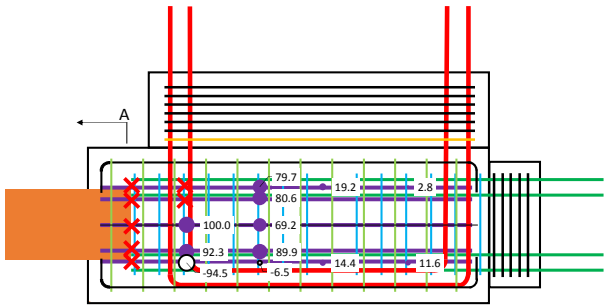
R=-1.0%



R=-1.5%

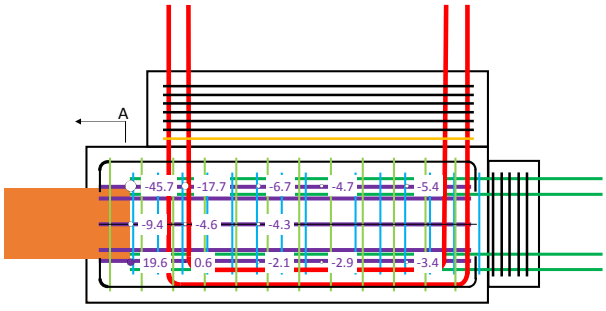


負側最大(R=-1.99%)

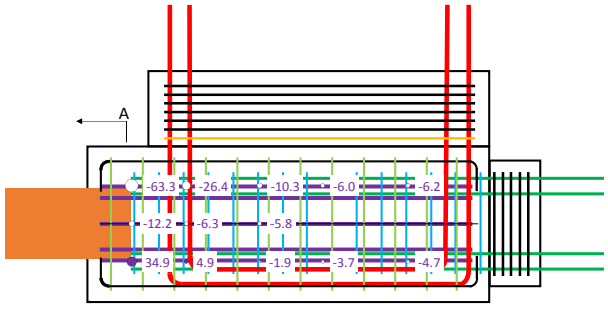


R=-2.0%

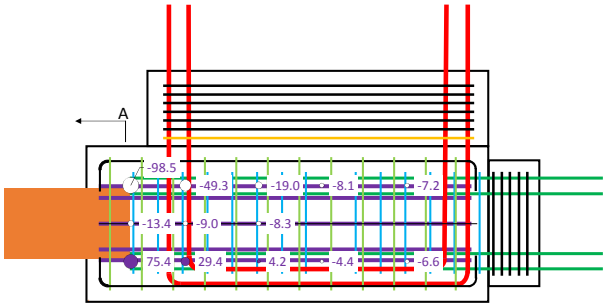
付録図 32　杭頭定着筋応力度分布(σ/σy(%), 試験体 No.1 負側)



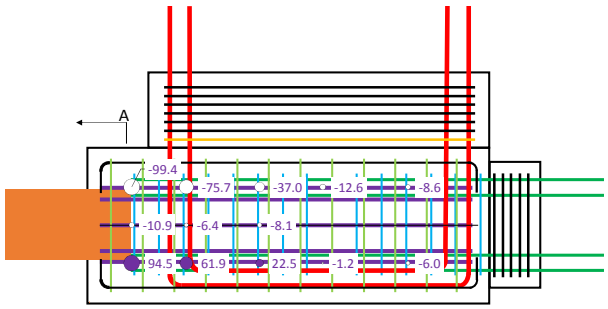
R=+0.125%



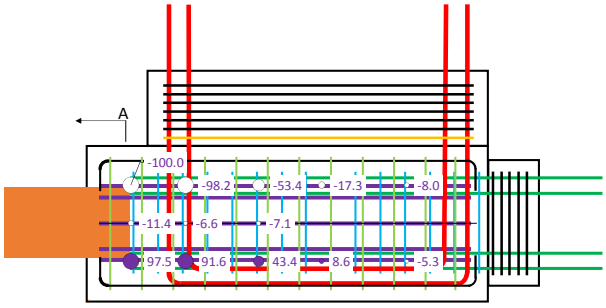
R=+0.25%



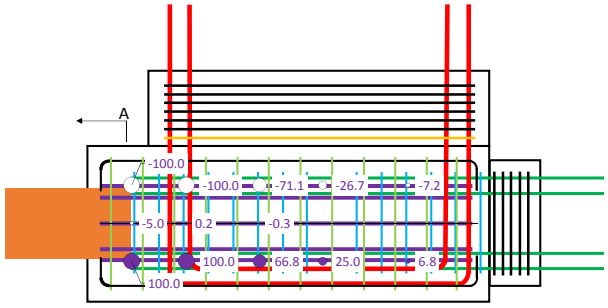
R=+0.5%



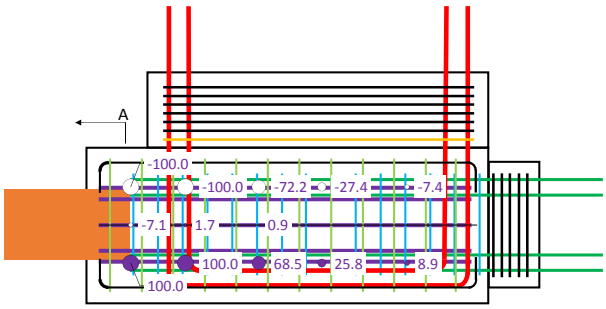
R=+0.75%



R=+1.0%

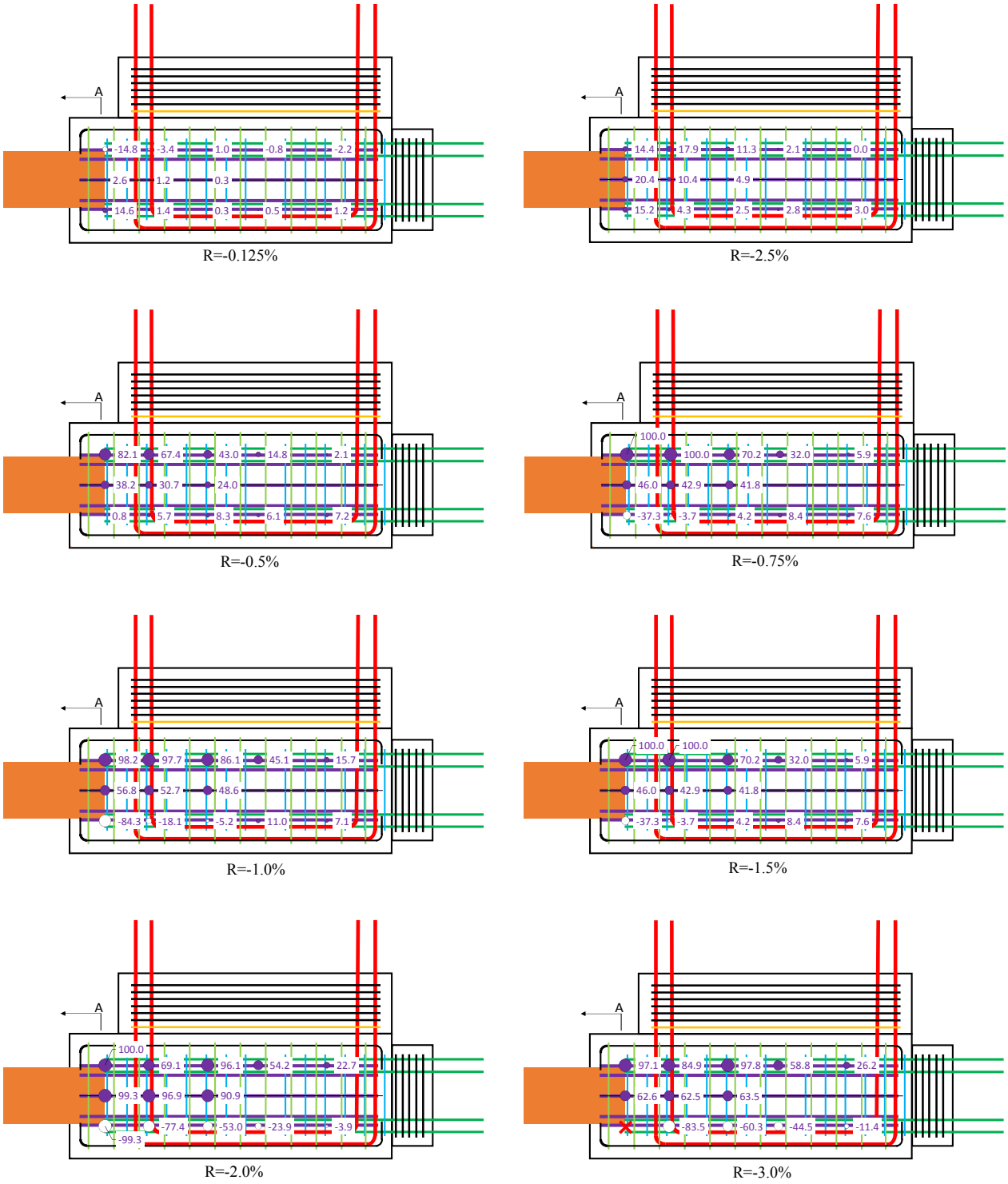


正側最大

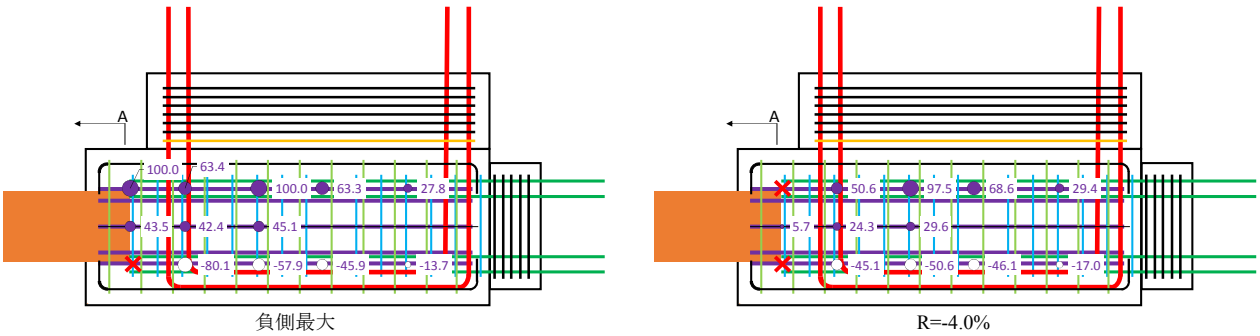


R=+1.5%

付録図 33　杭頭定着筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 正側）



付録図 34　杭頭定着筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）

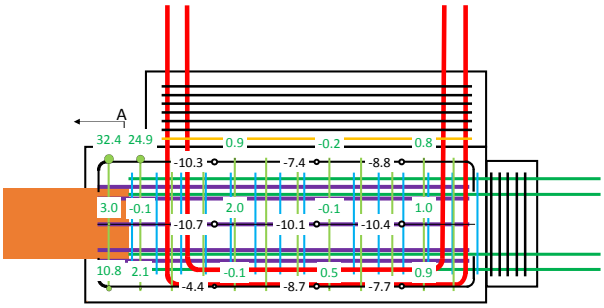


負側最大　　R=-4.0%

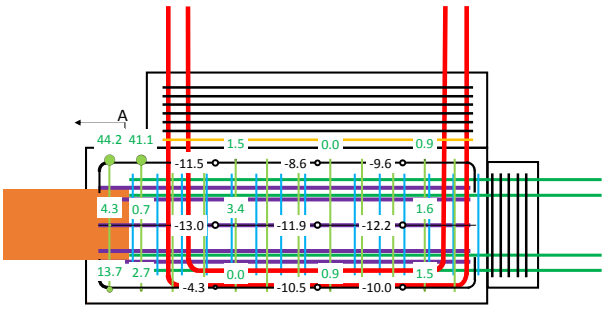
付録図 35　杭頭定着筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）

(2) パイルキャップ縦筋，帯筋

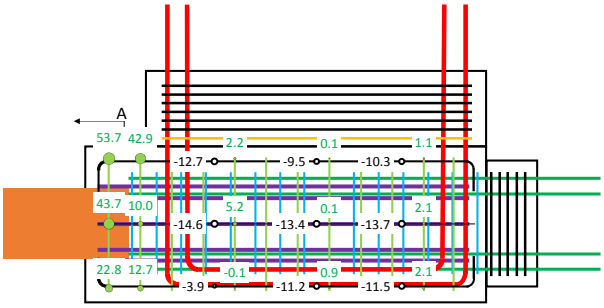
各試験体のパイルキャップ縦筋，パイルキャップ帯筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を**付録図 36** から**付録図 40** に示す。



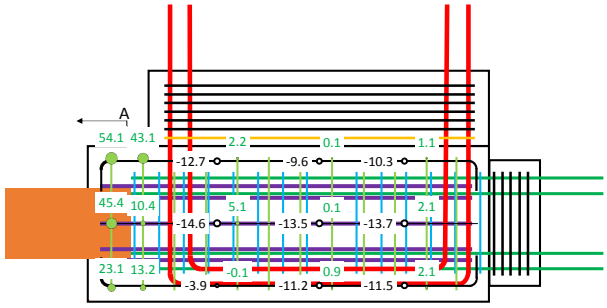
R=+0.125%



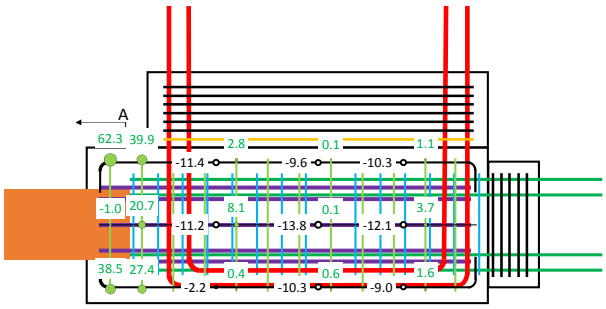
R=+0.25%



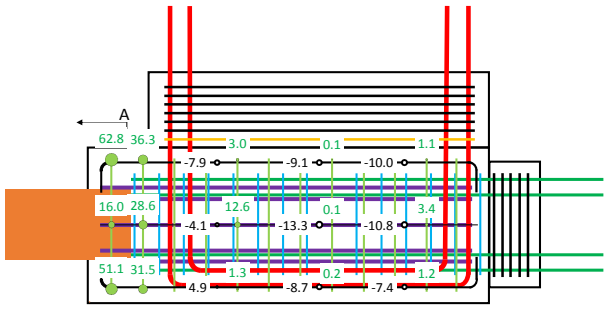
正側最大



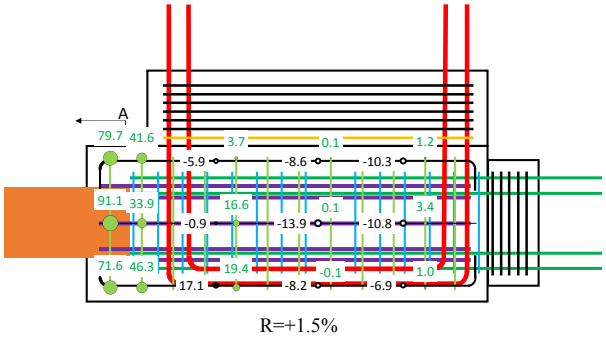
R=+0.5%



R=+0.75%

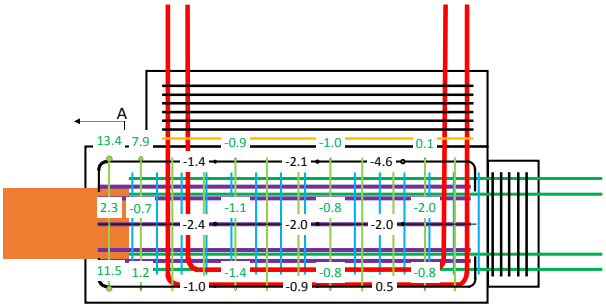


R=+1.0%

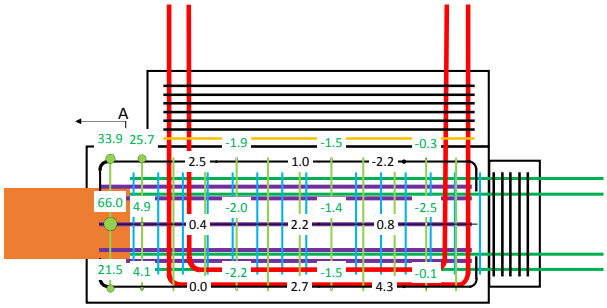


R=+1.5%

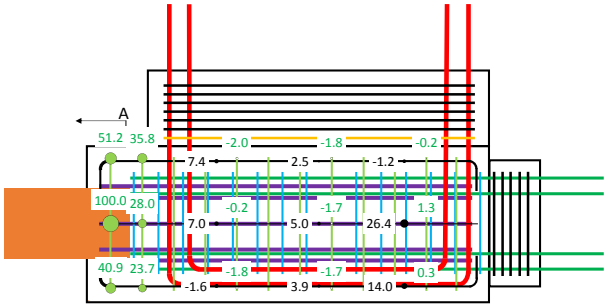
付録図 36　パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布（σ/σy(%)，試験体 No.1 正側）



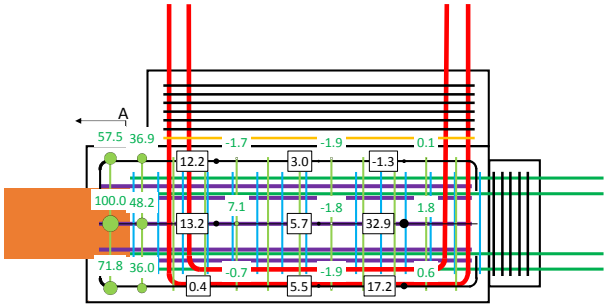
R=-0.125%



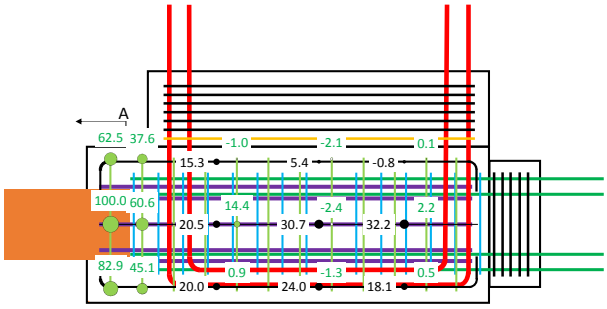
R=-2.5%



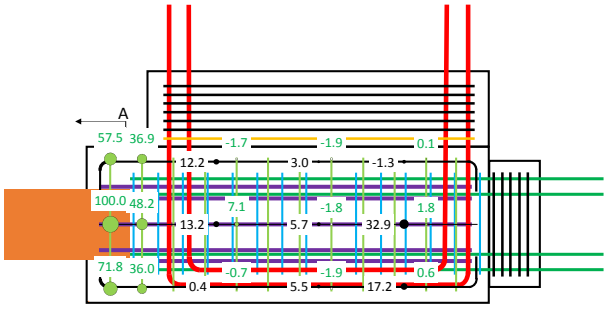
R=-0.5%



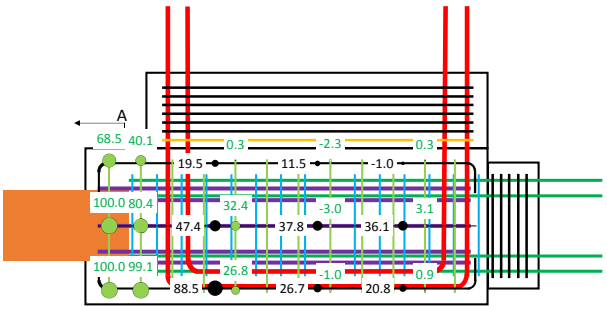
R=-0.75%



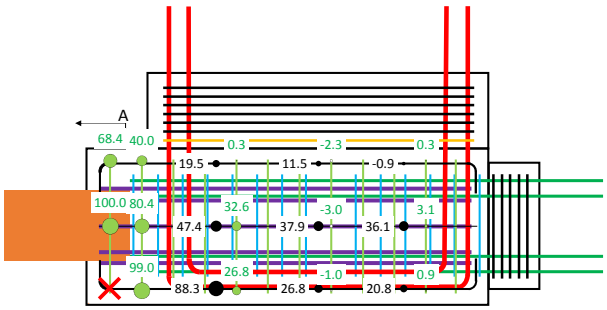
R=-1.0%



R=-1.5%

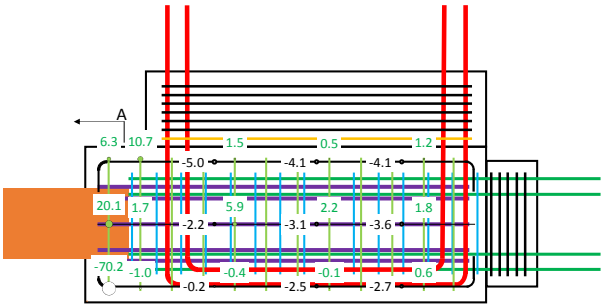


負側最大

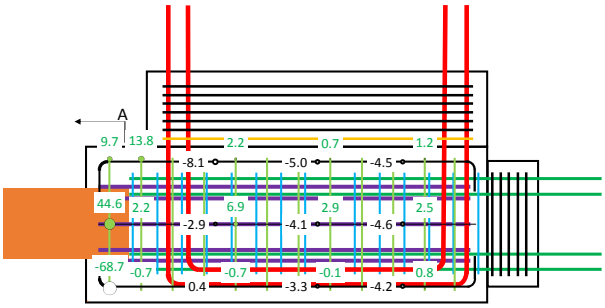


R=-2.0%

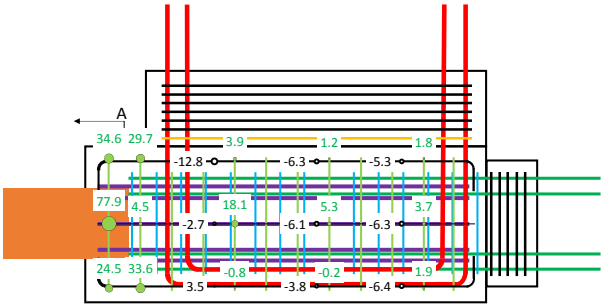
付録図 37　パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.1 負側）



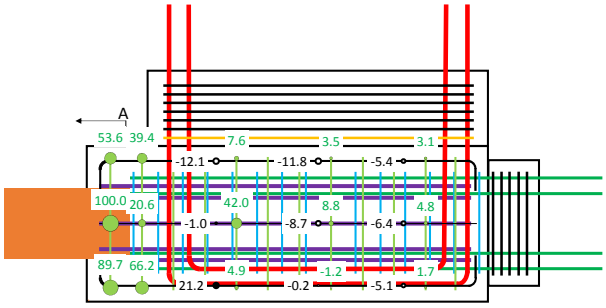
R=+0.125%



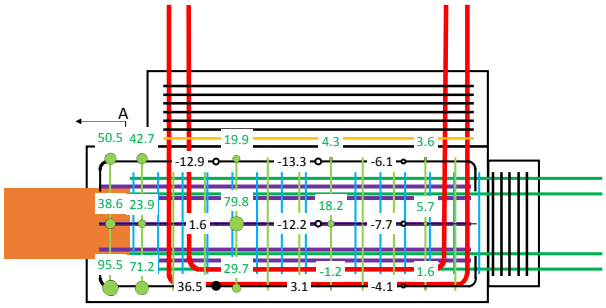
R=+0.25%



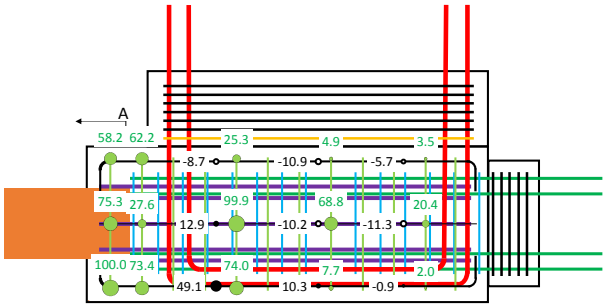
R=+0.5%



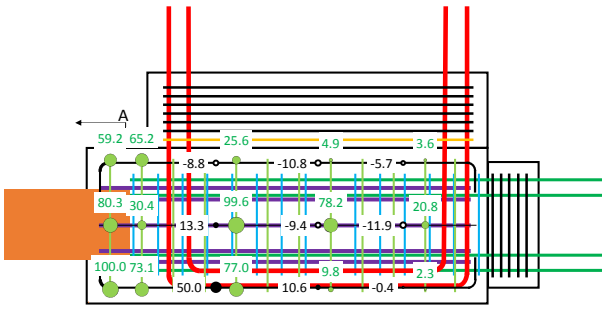
R=+0.75%



R=+1.0%

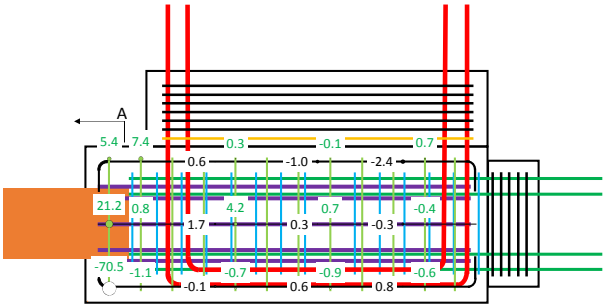


R=+1.5%

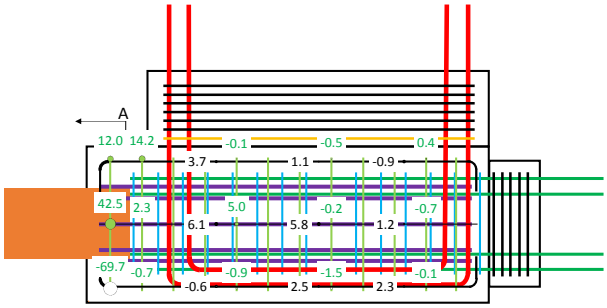


正側最大

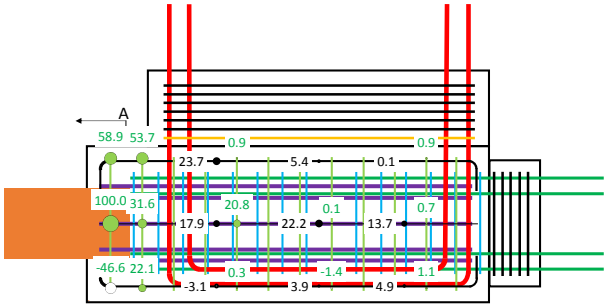
付録図 38　パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 正側）



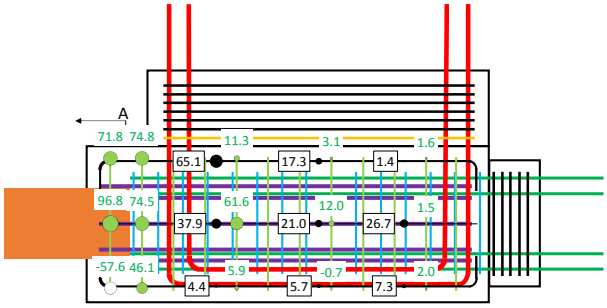
R=-0.125%



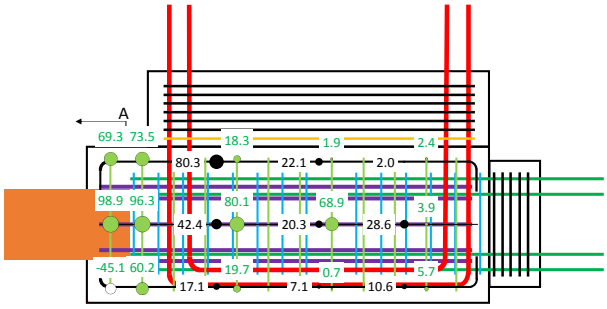
R=-2.5%



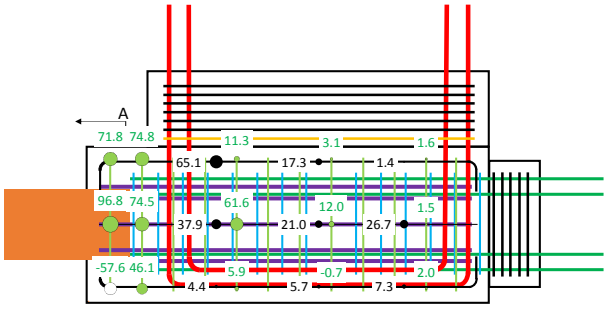
R=-0.5%



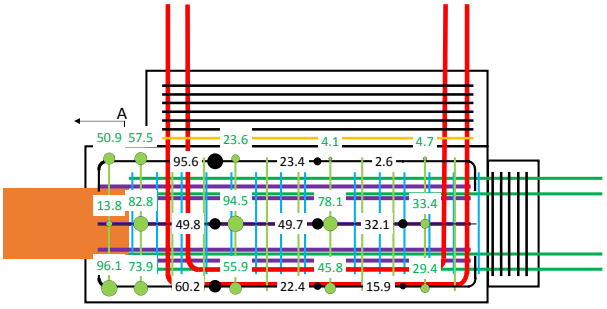
R=-0.75%



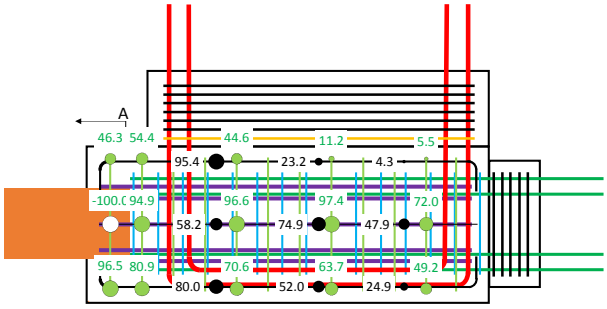
R=-1.0%



R=-1.5%

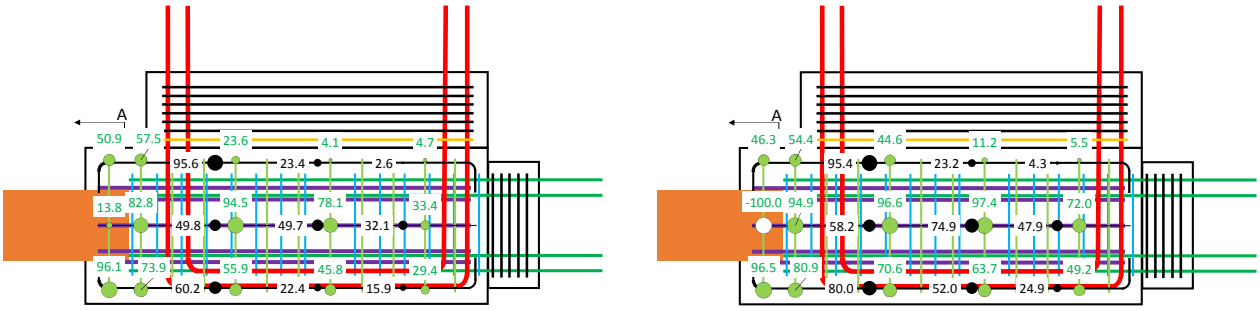


R=2.0%



R=-3.0%

付録図 39　パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）

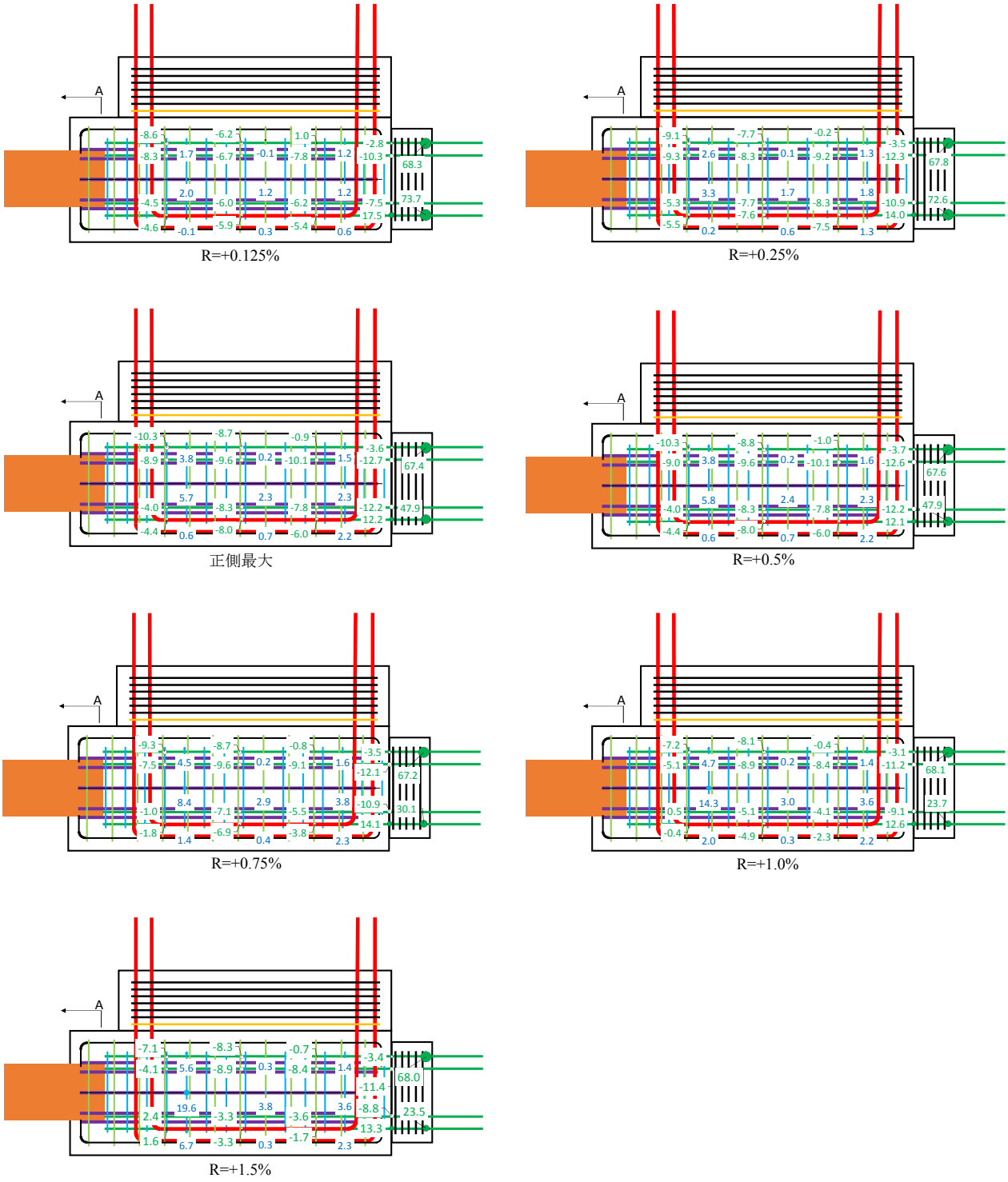


負側最大　　R=-4.0%

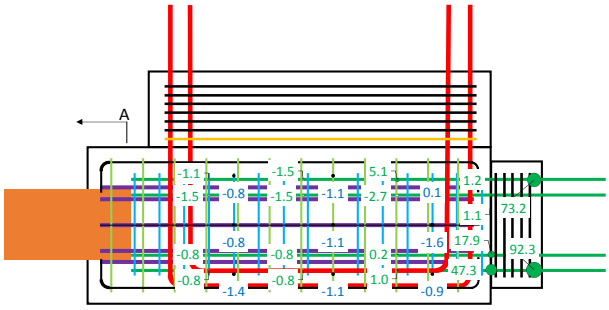
付録図 40　パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）

(3) 柱主筋，帯筋

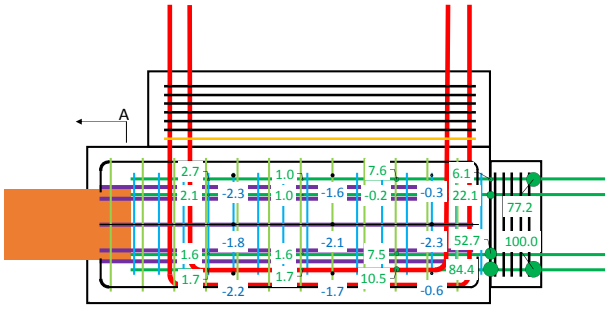
各試験体の柱主筋，柱帯筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を**付録図　41** から**付録図　45** に示す。



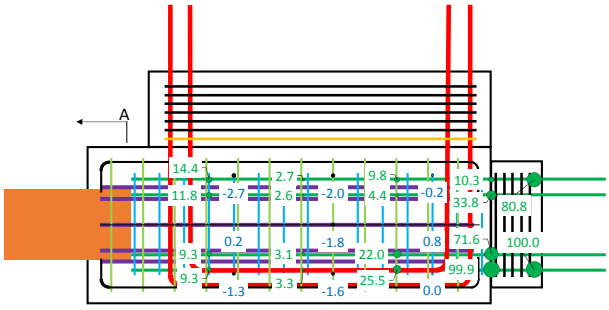
付録図 41　柱主筋，柱帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.1 正側）



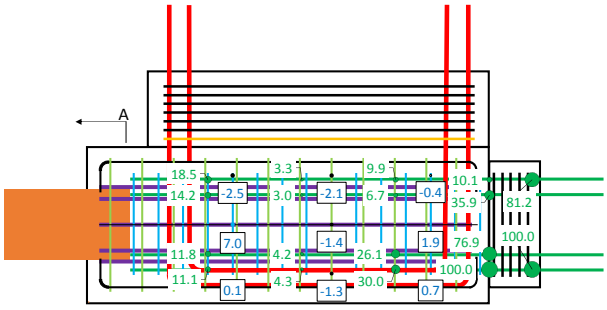
R=-0.125%



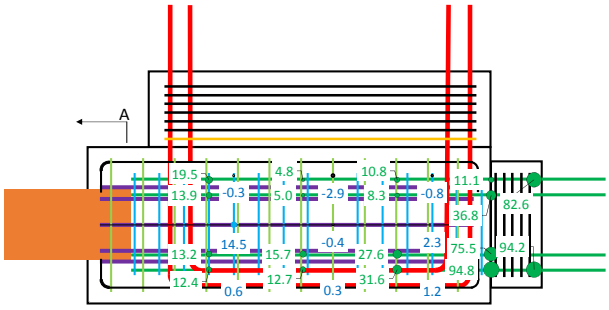
R=-2.5%



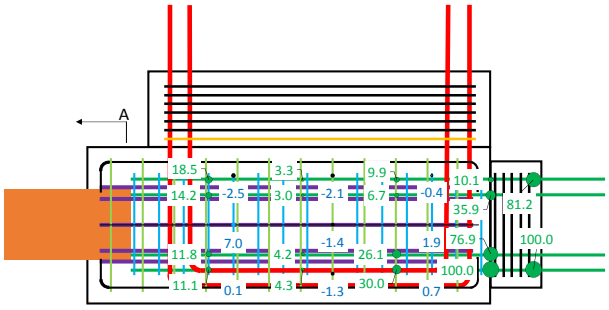
R=-0.5%



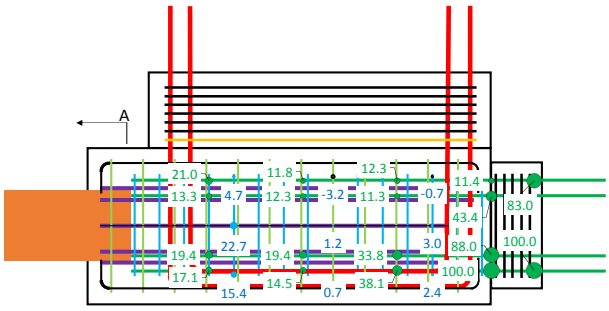
R=-0.75%



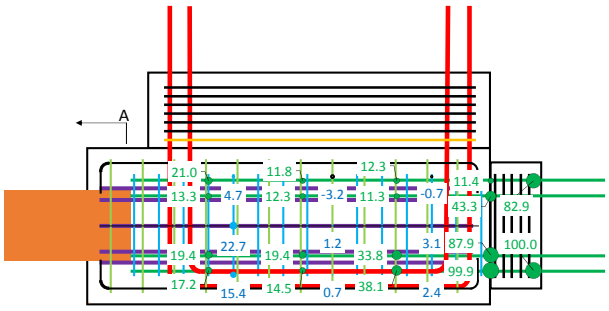
R=-1.0%



R=-1.5%

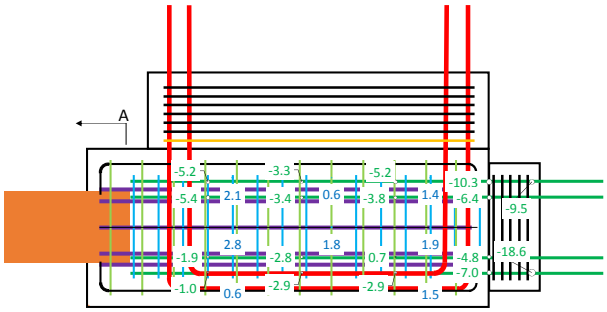


負側最大

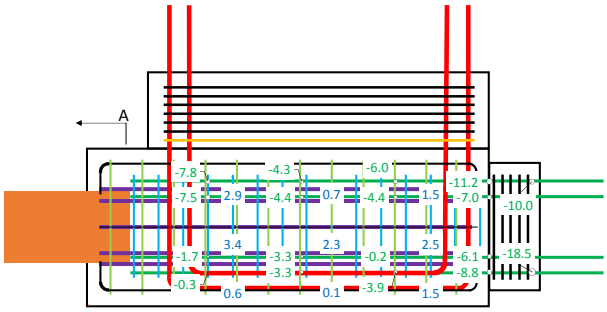


R=-2.0%

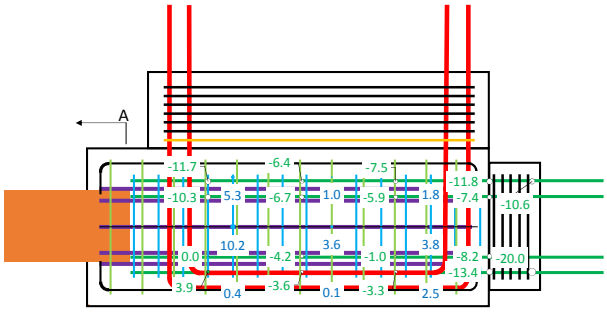
付録図 42　柱主筋，柱帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.1 負側）



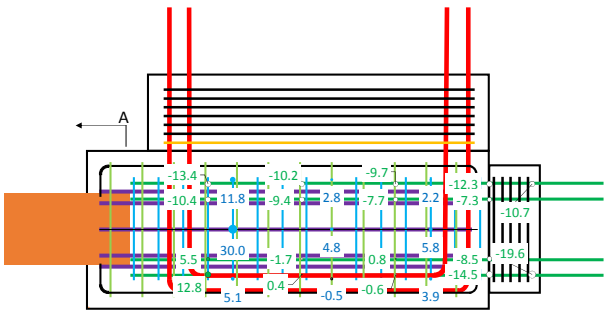
R=+0.125%



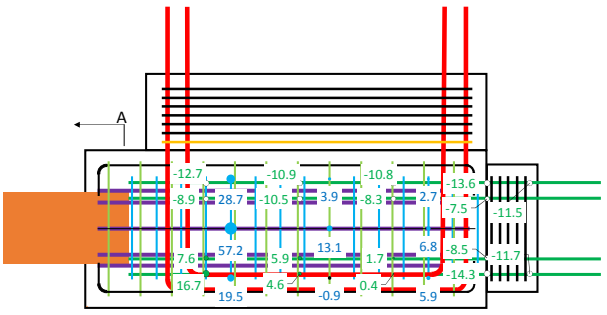
R=+0.25%



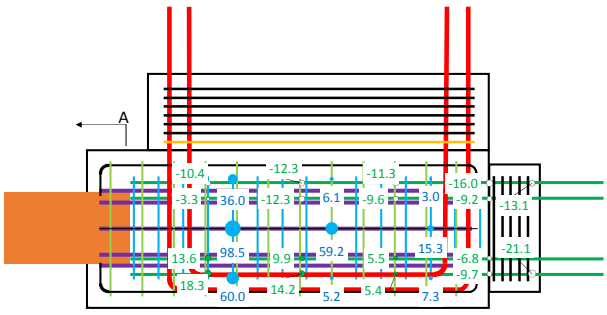
R=+0.5%



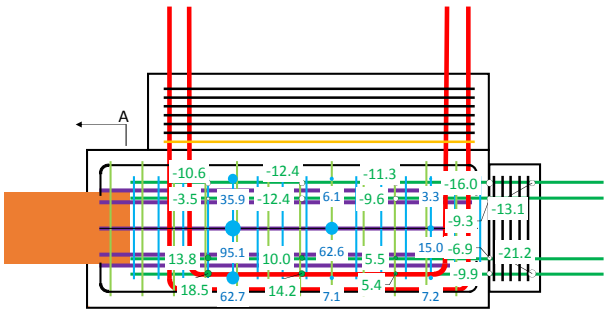
R=+0.75%



R=+1.0%

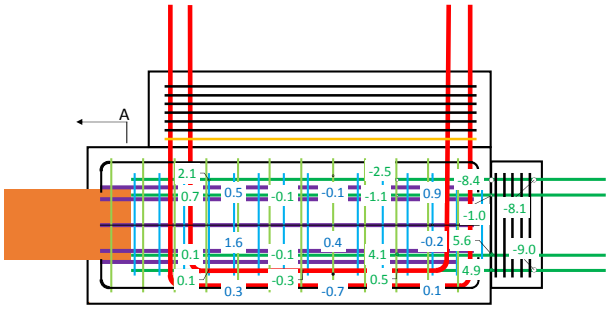


R=+1.5%

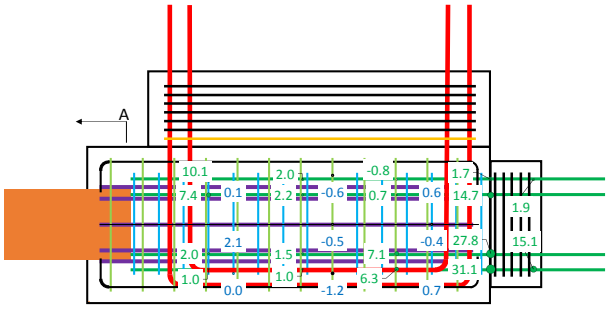


正側最大

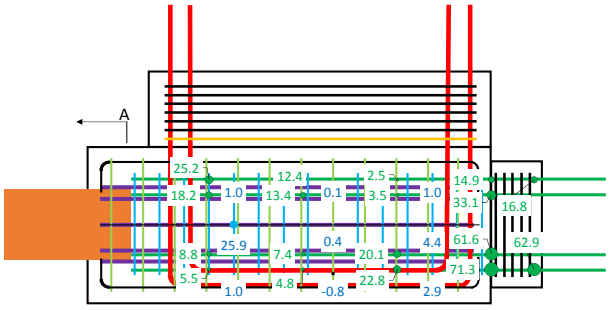
付録図 43　柱主筋，柱帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 正側）



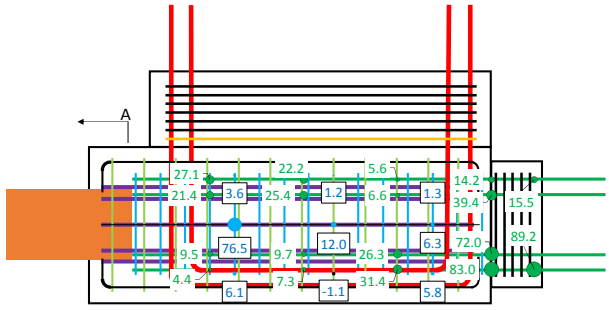
R=-0.125%



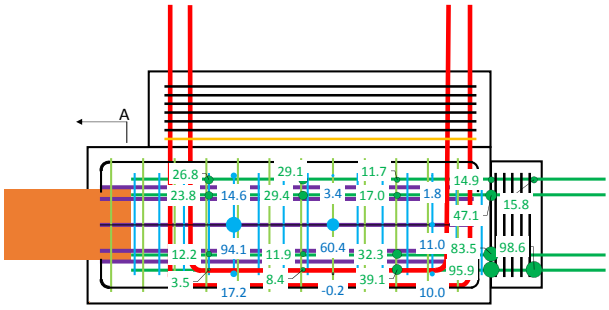
R=-2.5%



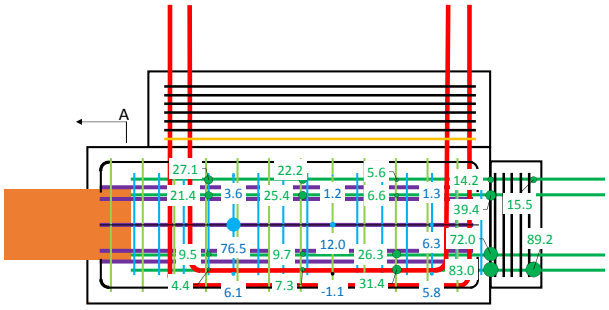
R=-0.5%



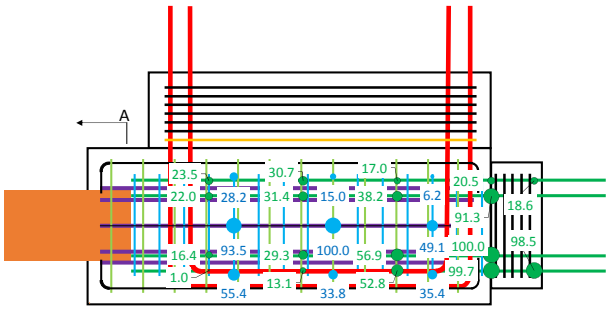
R=-0.75%



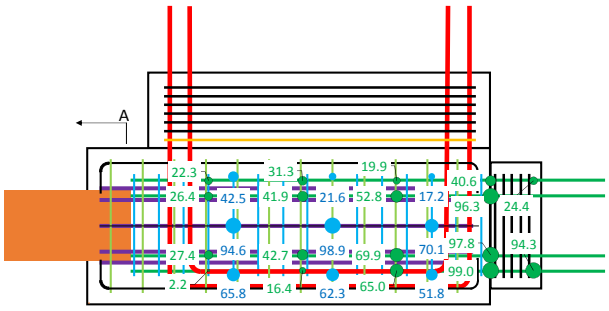
R=-1.0%



R=-1.5%

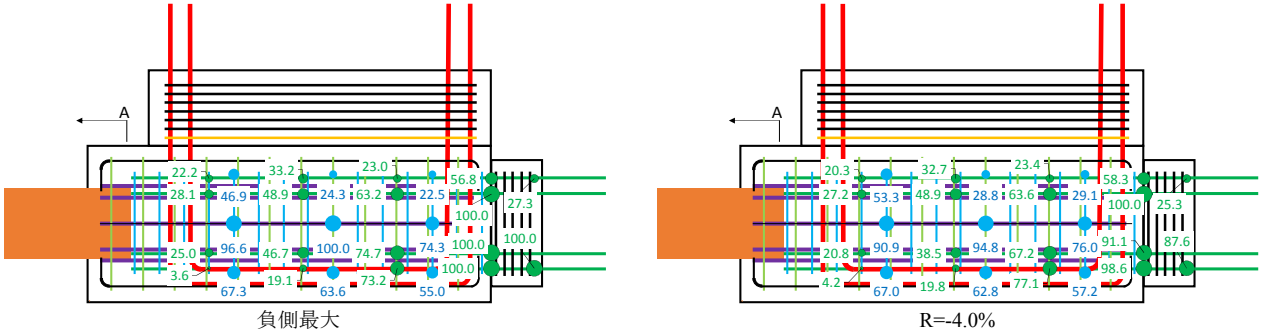


R=-2.0%



R=-3.0%

付録図 44　柱主筋，柱帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）

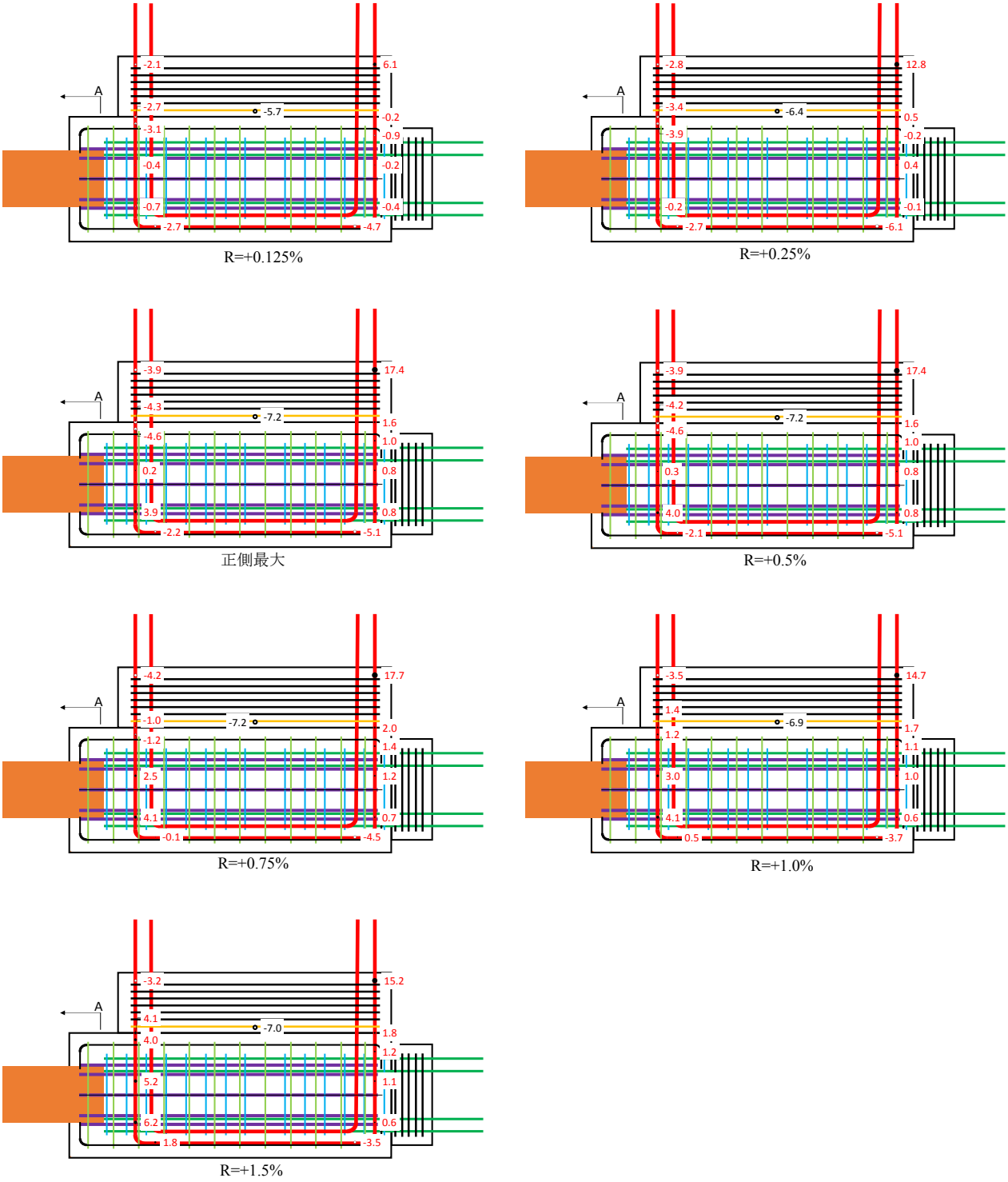


負側最大　　R=-4.0%

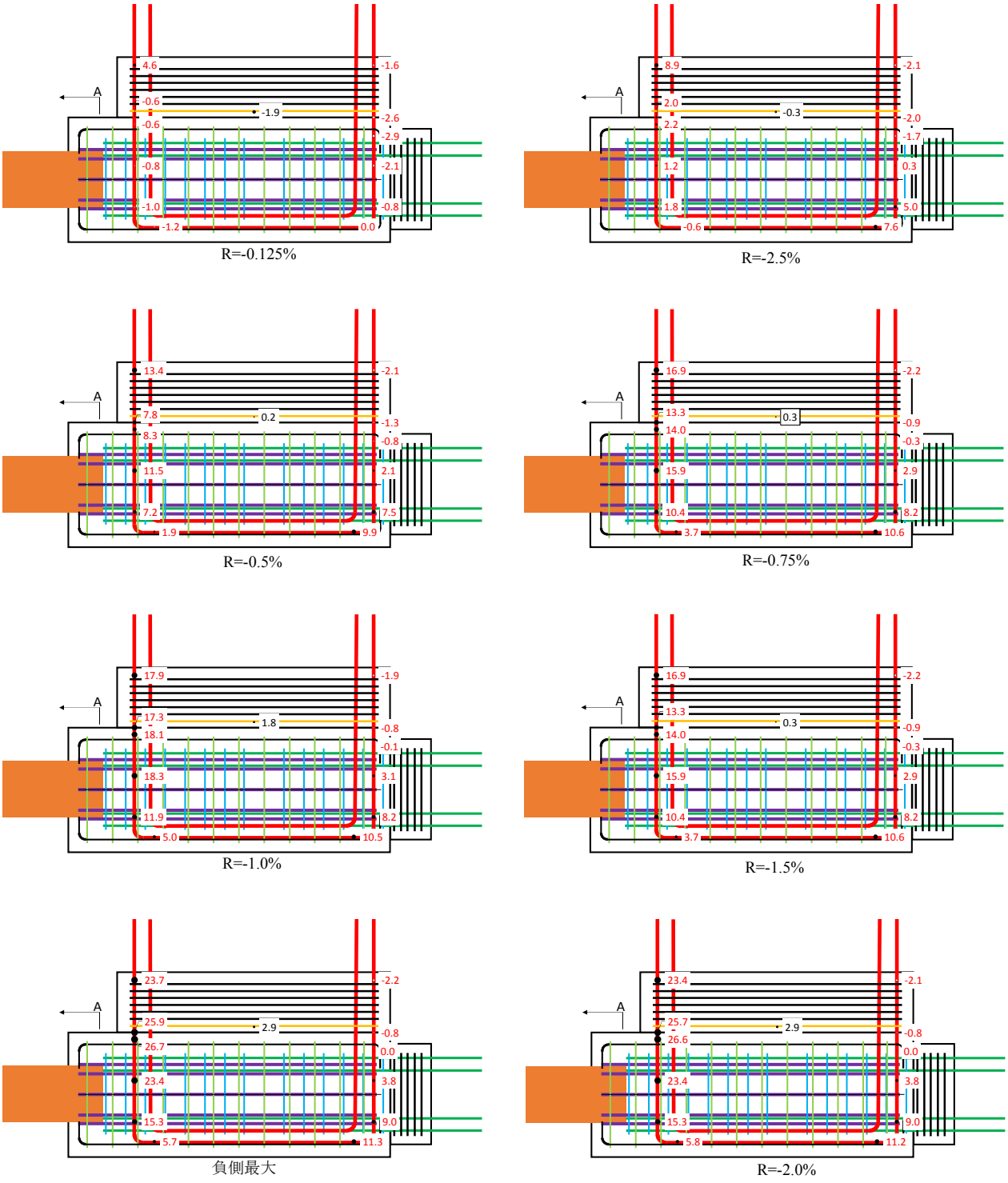
付録図 45　柱主筋，柱帯筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）

(4) 基礎梁主筋，せん断補強筋

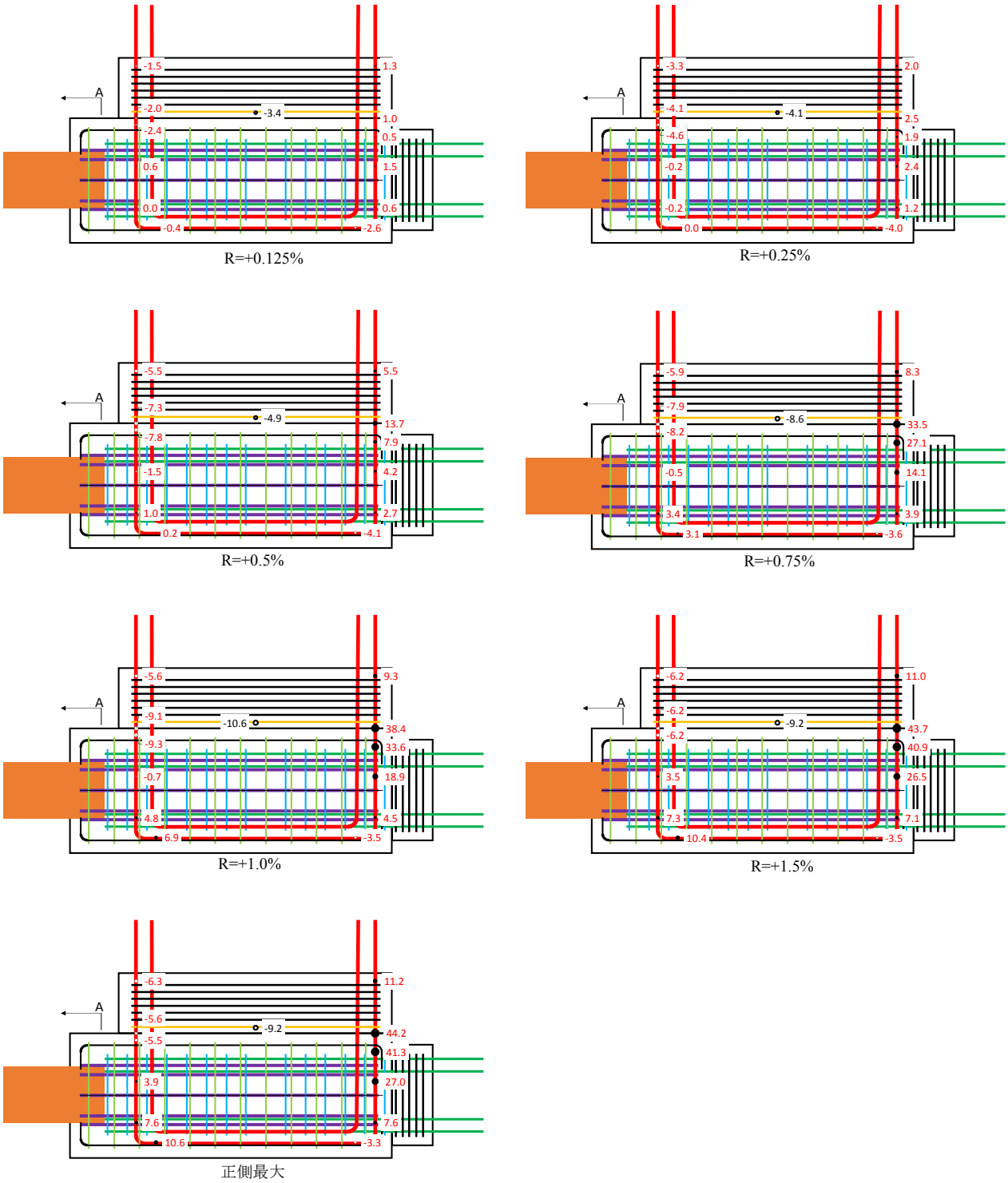
各試験体の基礎梁主筋，基礎梁せん断補強筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を**付録図 46** から**付録図 50** に示す。



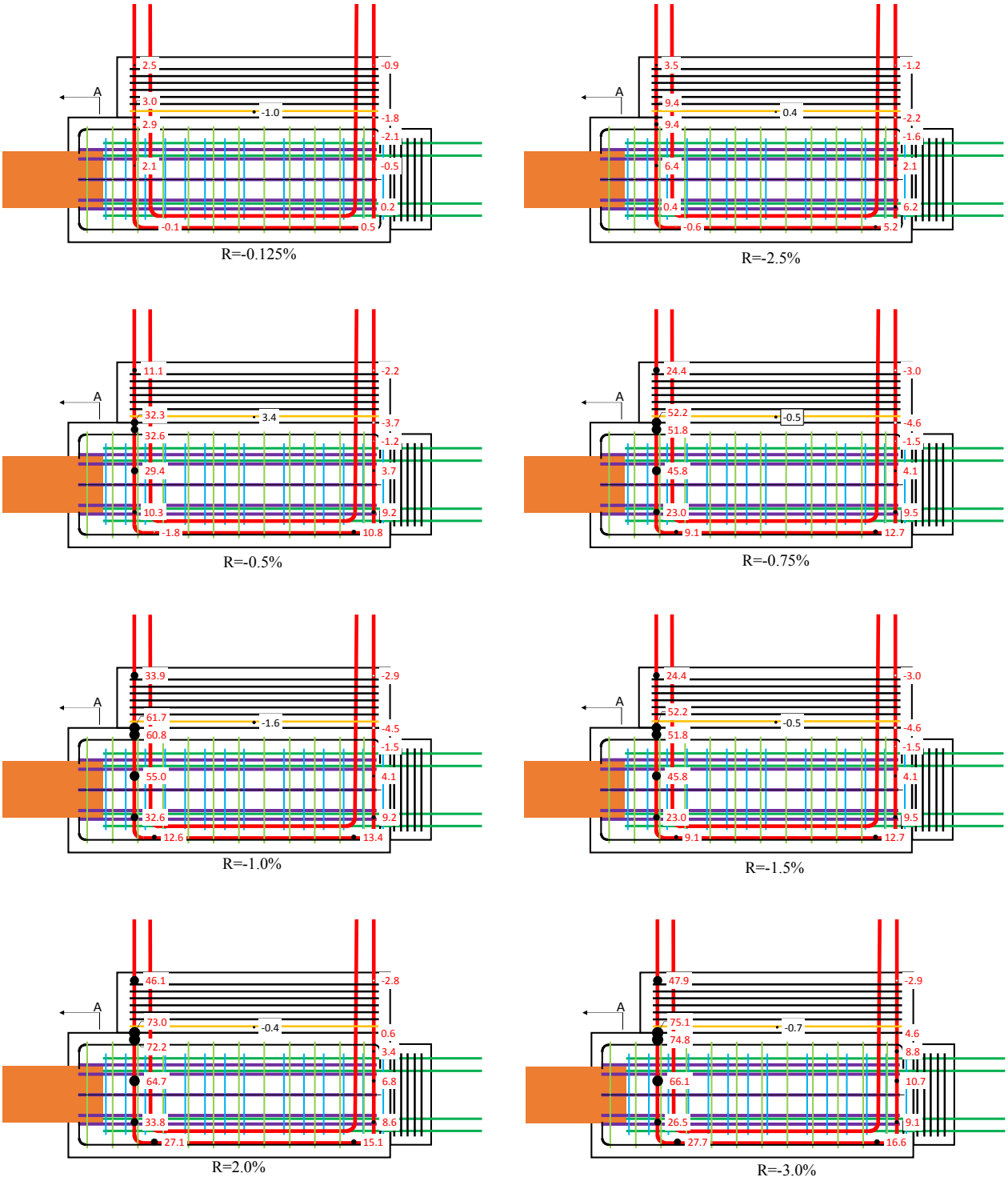
付録図 46　基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.1 正側）



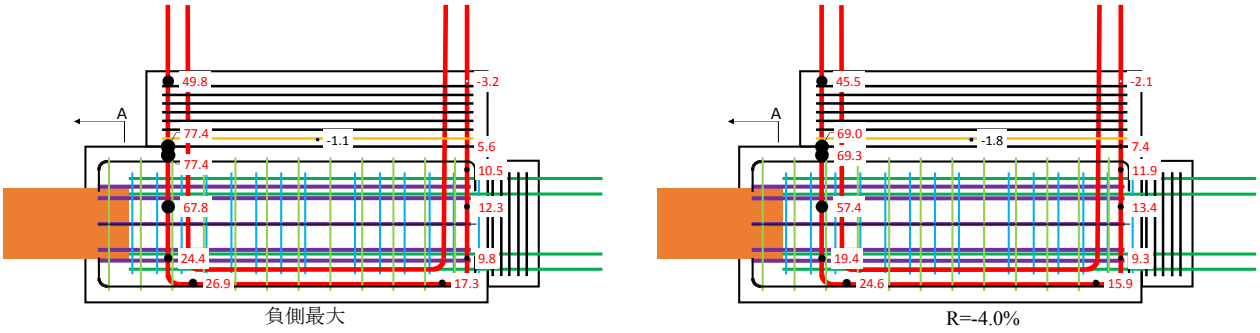
付録図 47　基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.1 負側）



付録図 48　基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 正側）



付録図 49　基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）



付録図 50　基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布（σ／σy(%)，試験体 No.2 負側）

参考文献

[7-1] 鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説，日本建築学会，2017.3

[7-2] 既製コンクリート杭－基礎構造設計マニュアル－建築編，コンクリートパイル建設技術協会，2009.5.

[7-3] 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，日本建築学会，2010

[7-4] 岸田慎司：既製杭・RC 杭を用いたト型部分架構に対する静的載荷実験(その 4 パイルキャップせん断強度推定式の検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp389-390，2016

[7-5] 道路橋示方書・同解説，日本道路協会，2017.11

[7-6] 開先付き異形鋼棒 NewJ-BAR，溶接する異形鋼棒の日本標準，株式会社ブレイブ，2018.3

謝辞

本研究は，平成 29 度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。

第 8 章

杭頭接合面を模擬した支圧試験

8.1　はじめに

プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説[8-1]によれば支圧機構による圧縮強度上昇は面積比のルート則になるとされている。支圧試験として坂田らの研究[8-2]が挙げられるが試験条件として試験体の寸法・形状（円型・角型），支圧部・支承部の強度差，中心部載荷・偏心載荷を設定して試験をしているが，いずれの試験においても支圧部の断面は中実断面としており，中空断面での試験はされていない。

坂田らの研究では支圧部・支承部ともに角形としているが，本研究では，既製杭とパイルキャップの実情に合わせて支圧部（既製杭）を中空円形，支承部（パイルキャップ）を角形に変更して支圧試験を実施した。また，中空断面のコンクリートの圧縮合力の範囲の広がりを確認することを目的にモールドゲージを設置した。さらに，へり空きおよび中子筋の影響についても検討を行う。

シリーズ 1 では既製杭の実情を模擬して支圧部を中空円形，支承部を角型で固定し，支圧部・支承部の面積比，コンクリート強度，支圧盤形状（中実），有効面積帯筋比，試験体寸法を試験変数とし，既往の研究との適用性を確認した。

シリーズ 2 では，シリーズ 1 で中子筋を配筋した試験体の支圧強度増加が認められたため，シリーズ 2 では中子筋の効果を確認するため中子筋の配筋仕様（配筋量，鉄筋配置），強度，支圧部・支承部の面積比を試験変数として試験を行った。

8.2　既往の研究

8.2.1　支圧強度について

プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説[8-1]では，コンクリートの支圧強度 F_n は PC 基準において圧縮強度が 20N/mm² から 40N/mm² 程度の範囲の既往に実験結果を基に（式 8.2.1）が与えられている。

$$F_n = \sigma_B \cdot \sqrt{A_c/A_1} \qquad \text{（式 8.2 .1）}$$

ただし，

F_n：コンクリートの支圧強度（N/mm²）

σ_B：コンクリート強度（N/mm²）

A_c：コンクリートの支承面積（mm²）

A_1：コンクリートの支圧面積（mm²）

同報告のなかでは，40N/mm² を超える高強度までのコンクリートの支圧強度評価式としてコンクリートの引張強度 σt を指標にした（式 8.2.2）が提案されており，同式により実験結果を良好に評価できることを示している。**図 8. 2. 1** に支圧面積比と支圧強度比との比較を示す。

しかし，近年実施された圧縮強度が 9N/mm² から 100N/mm² 程度の範囲の無筋コンクリート試験体を用いた支圧強度試験（$1.5 \leqq \sqrt{}$（Ac/A1）$\leqq 3.0$）によると（式 8.2.1）はコンクリートの圧縮強度が 40N/mm2 を超える範囲では，支圧強度を過大に評価する傾向が指摘されている。**図 8. 2. 2** に支圧面積比と支圧強度比との比較を示す。

$$F_n = 10 \cdot \sigma_t \cdot \sqrt{A_c/A_1} = 1.8 \cdot \sigma_B^{(0.8-\sigma_B/2000)} \cdot \sqrt{A_c/A_1} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \qquad \text{（式 8.2.2）}$$

ただし，$\sqrt{A_c/A_1} \leqq 2$

Ac：コンクリートの支承面積（mm²）

A1：コンクリートの支圧面積（mm²）

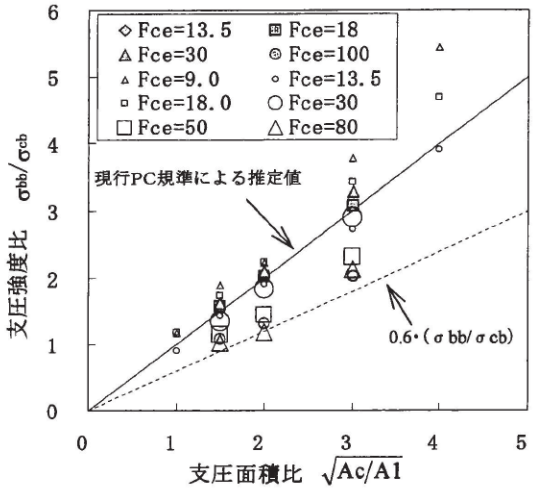
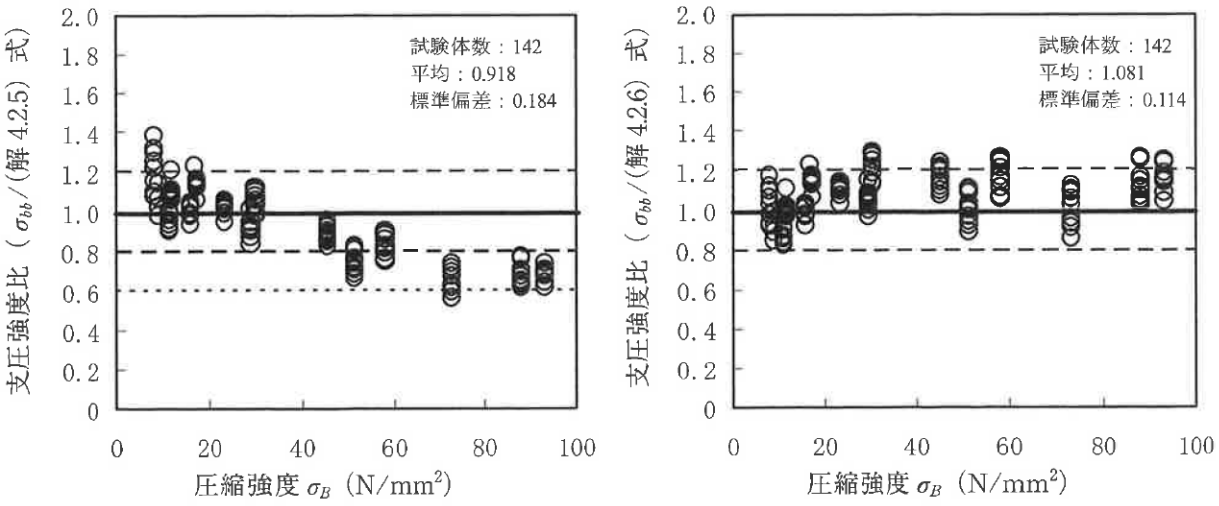


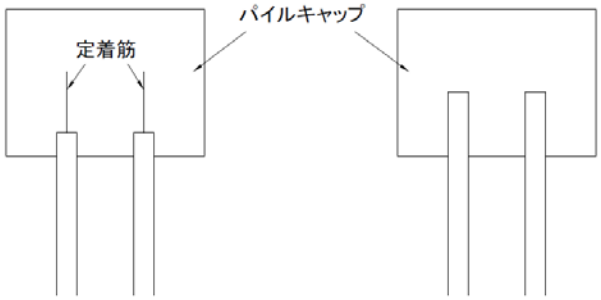
図 8.2.1　支圧面積比と支圧強度比との比較



(a)式（8.2.1）による算定精度　　(b)式（8.2.2）による算定精度

図 8.2.2　コンクリートの圧縮強度と支圧強度比との関係

鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説[8-3]では，PHC 杭の杭頭接合法は，図 8.2.3 に示す様な 2 種類である。ここで，接合法 A は，杭頭の端部に溶接あるいはねじなどで接合された定着筋をパイルキャップ内に定着する方式である。接合法 B は，杭頭部をパイルキャップ内に 1 D 程度（D は杭外径）埋め込む方式である。

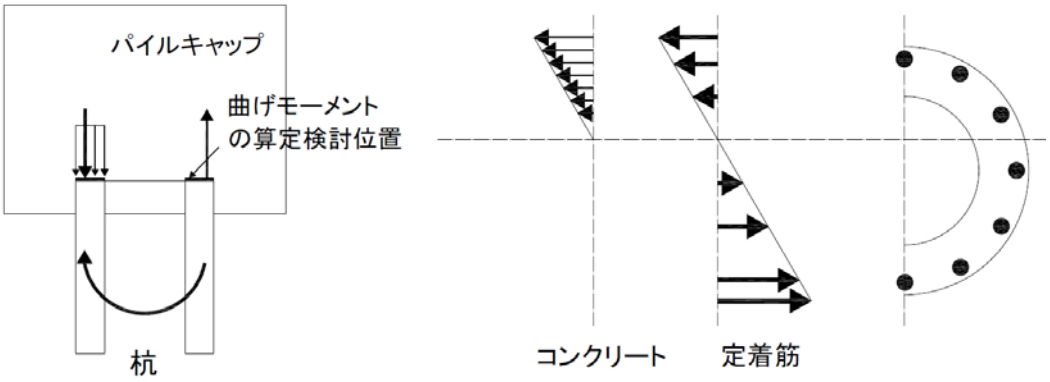


(a) 接合方法 A　　(b) 接合方法 B

図 8.2.3　PHC 杭の杭頭接合部

接合法 A の杭頭接合部の損傷限界曲げモーメントおよび曲げ強度は，**図 8.2.4** に示すように，杭頭部がパイルキャップに接する杭先端位置で，杭と同じ中空円形断面で算定する。このとき杭の肉厚に対して十分な縁空きを有する場合には，パイルキャップ側コンクリートに作用する圧縮力の作用面積が局部的になり，支圧効果によって大きな圧縮力に耐えることができるためこの支圧効果を考慮して，コンクリートの応力度～ひずみ関係を補正し断面の曲げ解析を行う。

安全限界設計時における接合方法 A の杭頭接合部の曲げ強度は，パイルキャップが杭頭と接する中空円形断面において，コンクリートと鉄筋の応力分布を仮定して，力の釣合い条件によって算定する。コンクリートの安全限界支圧強度は（式 8.2.3）次式による。



(a) 検討位置　　(b) 杭端面位置の応力度分布

図 8.2.4　接合法 A の杭頭接合部の損傷限界曲げモーメントの算定および応力分布

$$f_{cu} = \phi_c \cdot F_c \qquad \text{（式 8.2.3）}$$

ただし，

fcu：支圧部のコンクリートの安全限界支圧強度（N/mm²）

ϕc：支圧による圧縮強度増大係数で，2.0 以下とする。

Fc：パイルキャップのコンクリートの設計基準強度（N/mm²）

文献[8-4]によれば，既製コンクリート杭のような比較的パイルキャップが大きい場合には ϕc が 3.0 以上になる可能があるとされている（**図 8.2.5** 参照）。すなわちパイルキャップの大きさと支圧効果による強度増加係数には密接な関係があると考えられるが，定性的な評価は今後の課題である。

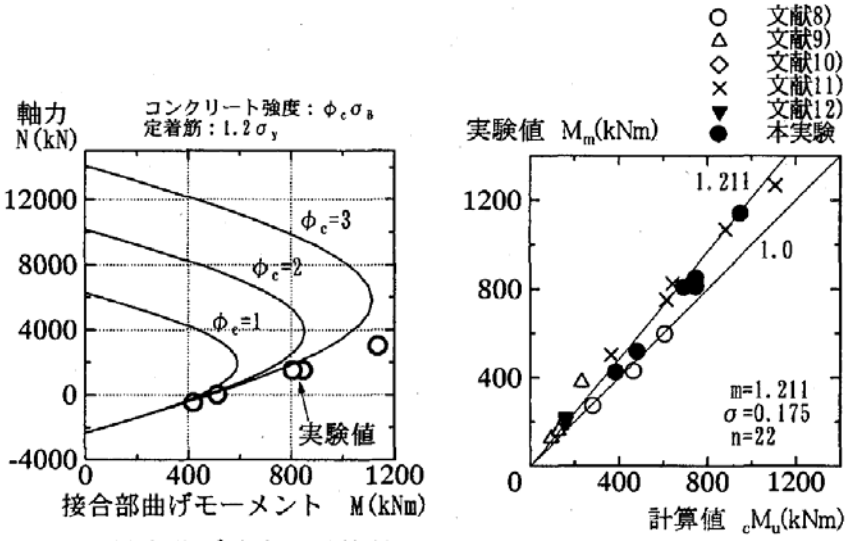


図 8.2.5　接合方法 A の曲げ強度と φc＝3 とした場合の計算値との比較

8.2.2 標準パイルキャップ寸法

建築基礎構造設計指針[8-5]では，へりあきは，基礎スラブ周辺から杭中心までの最短距離は，杭径・杭耐力・杭頭拘束度合などに応じて，ひび割れなど支障のない寸法とし，打ち込み杭で杭頭径の 1.25 倍，埋め込み杭で杭頭径の 1.0 倍以上を目安とすると記載されている。

表 8.2.1 に肉厚/杭径（T/D）および杭径毎の標準パイルキャップ寸法を示す。標準的なへりあき（Dh+(D/2)）は杭径の 1.0～1.25 倍であるため，へりあき 1.0D と 1.25D の面積比（√Ac/A）を求めた。標準パイルキャップ寸法において面積比（√Ac/A）はへりあき 1.0D の場合：2.82～3.41，へりあき 1.25D の場合：3.53～4.26 となることが分かった。

表 8.2.1　肉厚/杭径（T/D）および杭径毎の標準パイルキャップ寸法

杭径 D (mm)	肉厚 T (mm)	T/D	支圧断面積 A1 (×10³mm²)	へりあき((Dh＋(D/2))/D)＝1.0D				へりあき((Dh＋(D/2))/D)＝1.25D			
				ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ寸法 L1 (mm)	有効へりあき Dh1 (mm)	支承断面積 Ac1 (×10³mm²)	面積比 √（Ac1/A1）	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ寸法 L2 (mm)	有効へりあき Dh2 (mm)	支承断面積 Ac2 (×10³mm²)	面積比 √（Ac2/A1）
300	60	0.20	45	600	150	360	2.82	750	225	563	3.53
350	60	0.17	55	700	175	490	2.99	875	263	766	3.74
400	65	0.16	68	800	200	640	3.06	1000	300	1000	3.82
450	70	0.16	84	900	225	810	3.11	1125	338	1266	3.89
500	80	0.16	106	1000	250	1000	3.08	1250	375	1563	3.85
600	90	0.15	144	1200	300	1440	3.16	1500	450	2250	3.95
700	100	0.14	188	1400	350	1960	3.22	1750	525	3063	4.03
800	110	0.14	238	1600	400	2560	3.28	2000	600	4000	4.10
900	120	0.13	294	1800	450	3240	3.32	2250	675	5063	4.15
1000	130	0.13	355	2000	500	4000	3.36	2500	750	6250	4.19
1100	140	0.13	422	2200	550	4840	3.39	2750	825	7563	4.23
1200	150	0.13	495	2400	600	5760	3.41	3000	900	9000	4.26

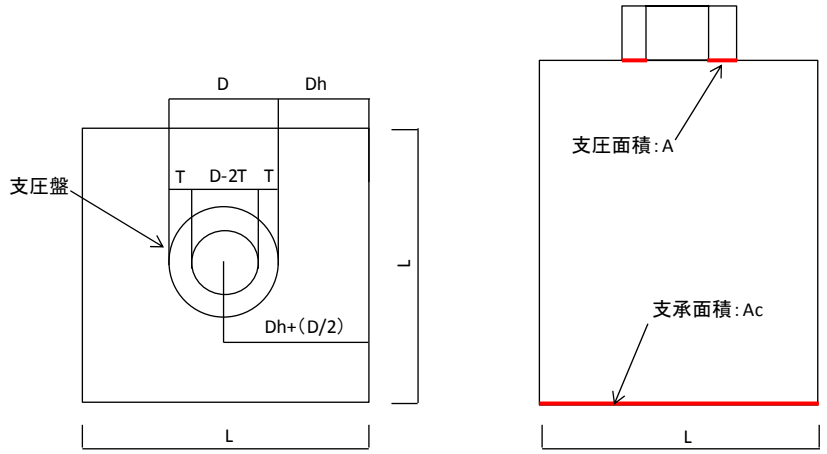


図 8.2.6　パイルキャップの記号

8.2.3 パイルキャップの配筋

図 8.2.7 に鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説[8-6]に記載されている杭基礎の配筋例を示す。一般的にパイルキャップには，基礎筋（ベース筋）とはかま筋が配置されている。

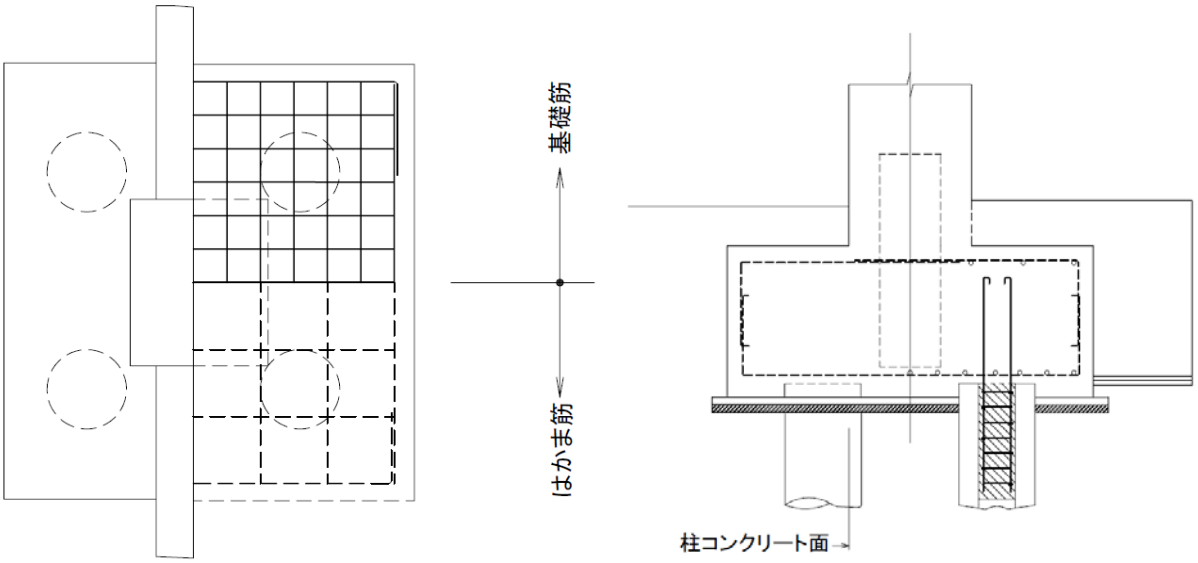


図 8.2.7　杭基礎の配筋例

8.3 実験概要

8.3.1 試験体仕様

(1)試験体寸法

既製 SC 杭を用いた実大杭基礎部分架構実験（以下 SCφ400 ト型試験）[8-7]の杭径はφ400mm，肉厚は 65mm，パイルキャップ寸法は 900mm×900mm，支圧面積比（√Ac/A1）は 3.44 である。

試験体概要を**表 8.3.1** に，パイルキャップの記号を**図 8.3.1**，試験要因の相関図を**図 8.3.2** に示す。

No.0 シリーズおよび No.1 シリーズの支圧盤径は 100mm（φ400 ト型試験体の 1/4 サイズ）を標準とし，No.1-2 および 1-3 の支圧盤径は支圧面積比に応じて設定した。No.1-9 の支圧盤径は 200mm（SCφ400 ト型試験体の 1/2 サイズ）とした。肉厚／支圧盤径は，φ400SC 杭の肉厚／杭径比と同じ，0.16 とした。

No.0 シリーズおよび No1.シリーズの試験体寸法は，250mm×250mm（φ400 ト型試験体の 1/3.6）とし，No.1-9 シリーズの試験体寸法は，500mm×500mm（SCφ400 ト型試験体の 1/2.25）とした。尚，試験体は各 1 体とする。

1)　帯筋の有無の影響について（No.0-1，0-2）

No.1-1～6 の試験を実施するにあたり，面積比（√Ac/A1）が標準的な 3.85 の試験体を用いてせん断補強筋の有無を実験要因とした。

2)　面積比の影響について（No.1-1～3）

標準的なパイルキャップの支圧面積比（√Ac/A1）（**表 8.2.1** 参照）は 2.82～4.26 である。

パイルキャップ寸法は一定とし，支圧盤径，肉厚を変化させ，支圧面積比（√Ac/A1）を，No.1-1 の場合 3.85，No.1-2 の場合 4.47，No.1-3 の場合 2.56 とした。

3)　コンクリート圧縮強度の影響について（No.1-1，1-4，1-5）

No.1-4, 1-5 は，パイルキャップ部の圧縮強度を実験要因とし，コンクリート目標圧縮強度(σ)

を No.1-1 の場合 23.6～26.6N/mm², No.1-4 の場合 54.5N/mm² 及び, No.1-5 の場合 74.6N/mm² とした。

4)　支圧盤の中空断面と中実断面の影響について（No.1-1，No.1-6）

支圧盤の載荷面の形状の影響を確認するために，中空断面（No.1-1）と中実断面（No.1-6）の支圧盤を用いた試験を行った。

5)　せん断補強筋量の影響について（No.1-1，No.1-7，No.1-8）

φ400 ト型試験体せん断補強筋比（有効面積鉄筋比 pts=0.2%）と同程度になるように，試験体のせん断補強筋比を 0.25%と設定した。

No.1-7 の有効面積鉄筋比（pts）は補強筋の断面数を 3 倍に増加し，0.77%とした。また，

No.1-8 の有効面積鉄筋比（pts）は一断面あたりの補強筋量を増加（中子筋方式）し，1.27%とした。

6)　試験体寸法の影響について（No.1-1，No.1-9）

No1-1 の試験体寸法は，250mm×250mm（SC φ400 ト型試験の 1/3.）で，No.1-9 の試験体寸法は，500mm×500mm（SC φ400 ト型試験の 1/2.25）とした。

尚，No1-1 の支圧盤径は φ100mm，No1-9 は φ200mm とした。

表 8.3.1 試験体概要

No.	杭径 D (mm)	肉厚 T (mm)	高さ h1 (mm)	T/D	支圧断面積 A1 (mm²)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ幅 L (mm)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ高さ h2 (mm)	支承断面積 Ac (mm²)	面積比※1 √(Ac/A1)	有効へりあき Dh (mm)	へりあき (Dh＋(D/2))/D	ｺﾝｸﾘｰﾄ縮強度 σ (N/mm²)	支圧盤形状	有効体積鉄筋比 ρs(%)	有効面積鉄筋比 pts(%)	帯筋呼び名
－	400	65	－	0.16	68,408	900	2350	810,000	3.44	250	1.13	－	－	0.27	0.20	－
0-1	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	23.6	中空	0.43	0.25	D6
0-2	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	23.6	中空	0.00	0.00	－
1-1	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	25.5	中空	0.43	0.25	D6
1-2	85	14	100	0.16	3,123	250	310	62,500	4.47	82.5	1.47	25.5	中空	0.43	0.25	D6
1-3	150	24	100	0.16	9,500	250	310	62,500	2.56	50	0.83	25.4	中空	0.43	0.25	D6
1-4	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	54.5	中空	0.43	0.25	D6
1-5	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	74.6	中空	0.43	0.25	D6
1-6	100	50	100	0.50	7,854	250	310	62,500	2.82	75	1.25	25.4	中実	0.43	0.25	D6
1-7	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	26.2	中空	1.29※2	0.77※2	D6（ピッチ狭）
1-8	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	26.6	中空	1.62	1.27	D6（中子筋3段）
1-9	200	32	100	0.16	16,889	500	625	250,000	3.85	150	1.25	26.6	中空	0.47	0.29	D10

※1　面積比は一般的な値であるへりあき1.0Dの場合：2.82～3.41、1.25Dの場合：3.53～4.26を参考に設定した。
※2　ピッチを100/3=33mmとした。

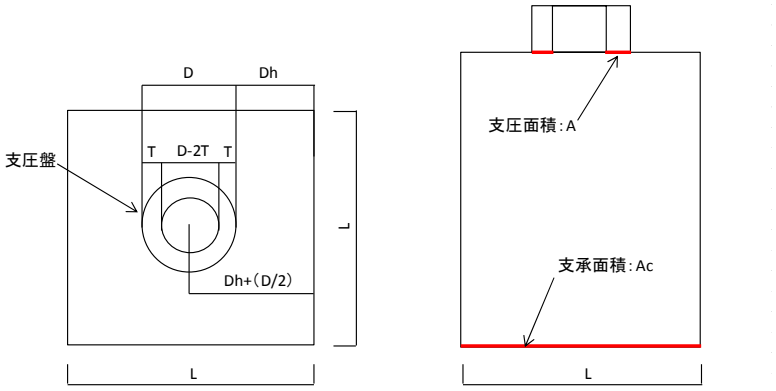
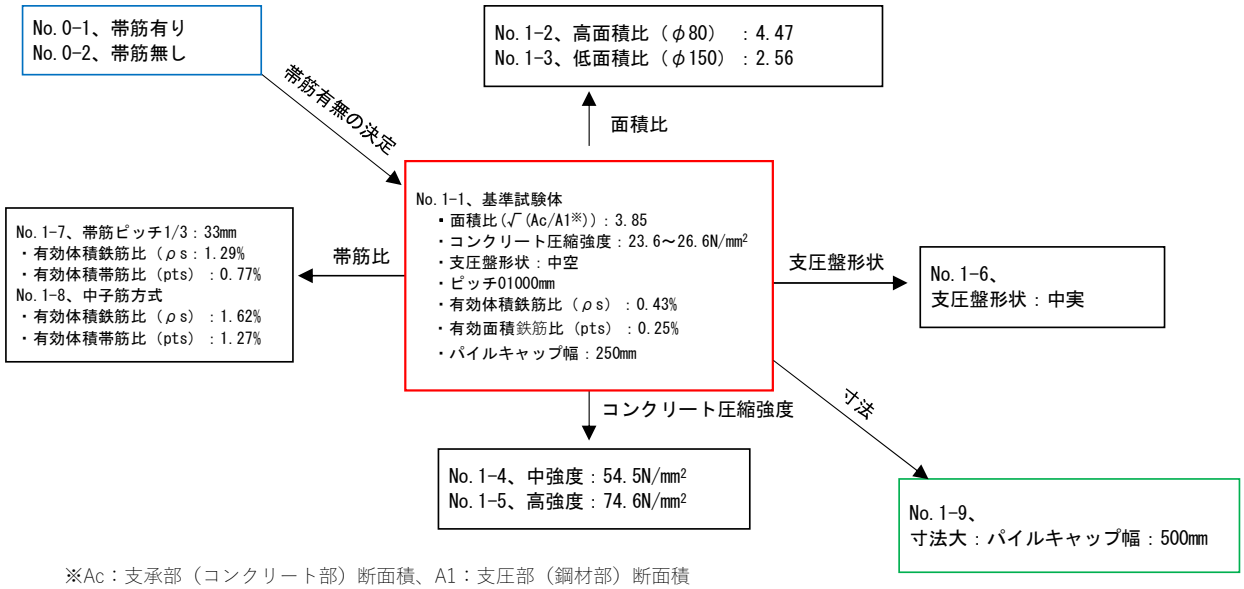


図 8.3.1　パイルキャップの記号



※Ac：支承部（コンクリート部）断面積、A1：支圧部（鋼材部）断面積

図 8.3.2　試験要因の相関図

(2)　有効体積鉄筋比，有効面積鉄筋比の計算

有効体積鉄筋比は，帯筋間に設置された帯筋と中子筋の鉄筋体積をコンクリート体積（b×d× s）で除した値とした。No. 1-8 の有効体積鉄筋比に関する記号を**図 8.3.3** に，有効体積鉄筋比を**表 8.3.2** に示す。

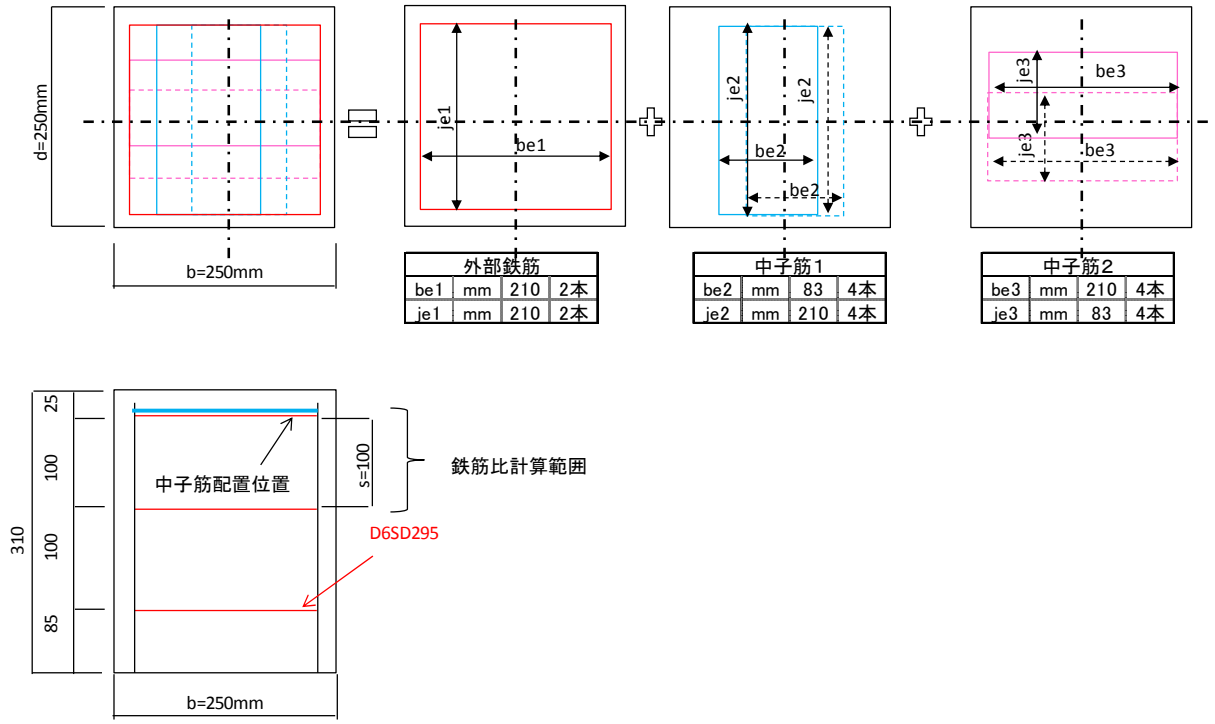


図 8.3.3　有効体積鉄筋比に関する記号（No. 1-8）

表 8.3.2　有効体積鉄筋比

No.				0-1～1-6	1-7	1-8	1-9
外部帯筋	仕様			D6	D6	D6	D10
	断面積	as	mm2	31.67	31.67	31.67	71.33
	幅	be1	mm	210	210	210	456
	本数	nb1	本	2	2	2	2
	長さ	je1	mm	210	210	210	456
	本数	nj1	本	2	2	2	2
	体積	V1	mm3	26603	26603	26603	130106
中子筋１	仕様			－	－	D6	－
	断面積	as	mm2	－	－	31.97	－
	幅	be2	mm	－	－	83	－
	本数	nb2	本	－	－	4	－
	長さ	je2	mm	－	－	210	－
	本数	nj2	本	－	－	4	－
	体積	V2	mm3	－	－	37469	－
中子筋２	仕様			－	－	D6	－
	断面積	as	mm2	－	－	31.97	－
	幅	be3	mm	－	－	83	－
	本数	nb3	本	－	－	4	－
	長さ	je3	mm	－	－	210	－
	本数	nj3	本	－	－	4	－
	体積	V3	mm3	－	－	37469	－
合計体積		V4=V1+V2+V3	mm3	26603	26603	101540	130106
幅		b	mm	250	250	250	500
長さ		d	mm	250	250	250	500
鉄筋間隔		s	mm	100	33	100	110
体積		V5=b×d×s	mm3	6250000	2062500	6250000	27500000
有効体積鉄筋比		ρs=V4/V5	%	0.43	1.29	1.62	0.47

「注」V1=(be1×nb1＋je1×nj1)×as
V2=(be2×nb2＋je2×nj2)×as
V3=(be3×nb3＋je3×nj3)×as
V4=V1+V2+V3
V5=b×d×s

有効面積鉄筋比は，X 方向と Y 方向毎に求めた。各方向面に設置された帯筋と中子筋の鉄筋面積をコンクリート面積（b×s）で除した値とした。No.1-8 の有効面積鉄筋比に関する記号を**図 8.3.4** に，有効面積鉄筋比を**表 8.3.3** に示す。

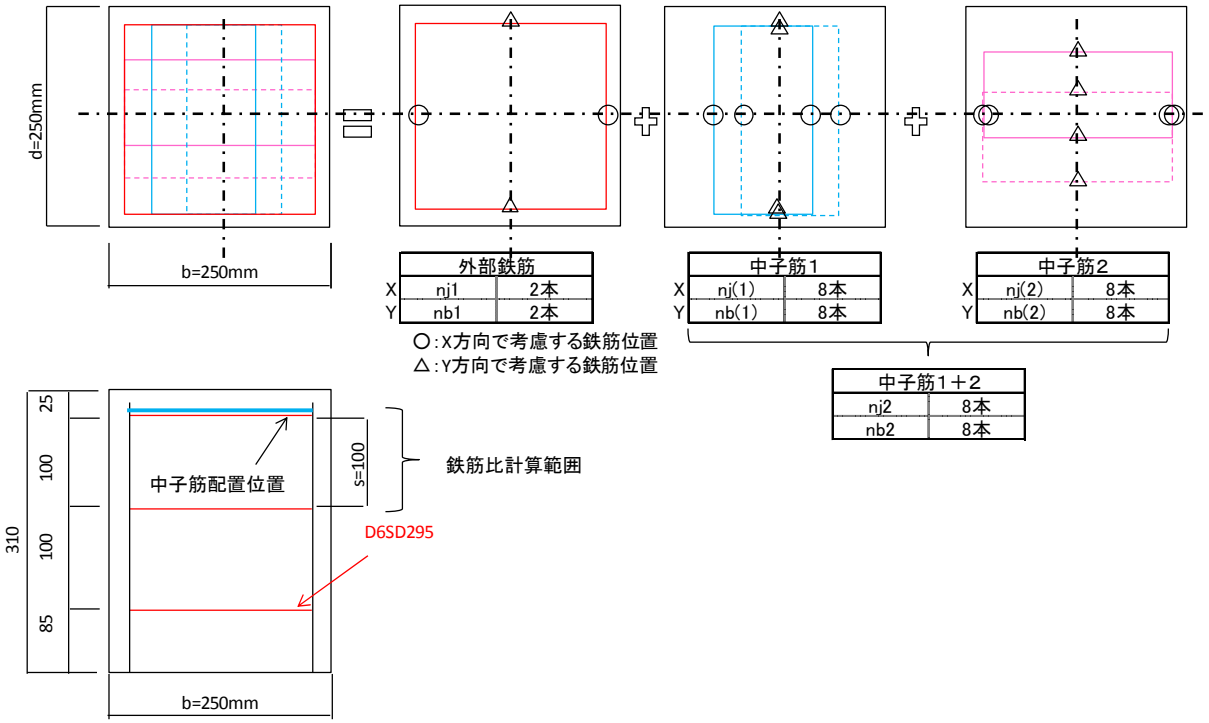


図 8.3.4　有効面積鉄筋比に関する記号（No.1-8）

表 8.3.3　有効面積鉄筋比

方向	No.				0-1～1-6	1-7	1-8	1-9
X	仕様				D6	D6	D6	D10
	断面積		as	mm2	31.67	31.67	31.67	71.33
	外部帯筋	本数	nj1	本	2	2	2	2
	中子筋1+2	本数	nj2	本	0	0	8	0
	断面積		A1	mm2	63	63	317	143
	幅		d	mm	250	250	250	500
	鉄筋間隔		s	mm	100	33	100	100
	断面積		A2=b×s	mm3	25000	8250	25000	50000
	有効面積鉄筋比		pts=A1/A2	%	0.25	0.77	1.27	0.29
Y	仕様				D6	D6	D6	D10
	断面積		as	mm2	31.67	31.67	31.67	71.33
	外部帯筋	本数	nb1	本	2	2	2	2
	中子筋1+2	本数	nb2	本	0	0	8	0
	断面積		A3	mm2	63.34	63.34	316.7	142.66
	幅		b	mm	250	250	250	500
	鉄筋間隔		s	mm	100	33	100	100
	面積		A4=b×s	mm3	25000	8250	25000	50000
	有効体積鉄筋比		pts=A3/A4	%	0.25	0.77	1.27	0.29
平均有効体積鉄筋比					0.25	0.77	1.27	0.29

「注」A1=(nj1+nj2)×as
A2=b×s
A3=(nb1+nb2)×as
A4=b×s

(3)　材料特性

鉄筋の材料試験値およびコンクリートの平均圧縮強度を**表 8.3.4～5** に示す。降伏ひずみは，降伏応力をヤング係数で除した値とした。

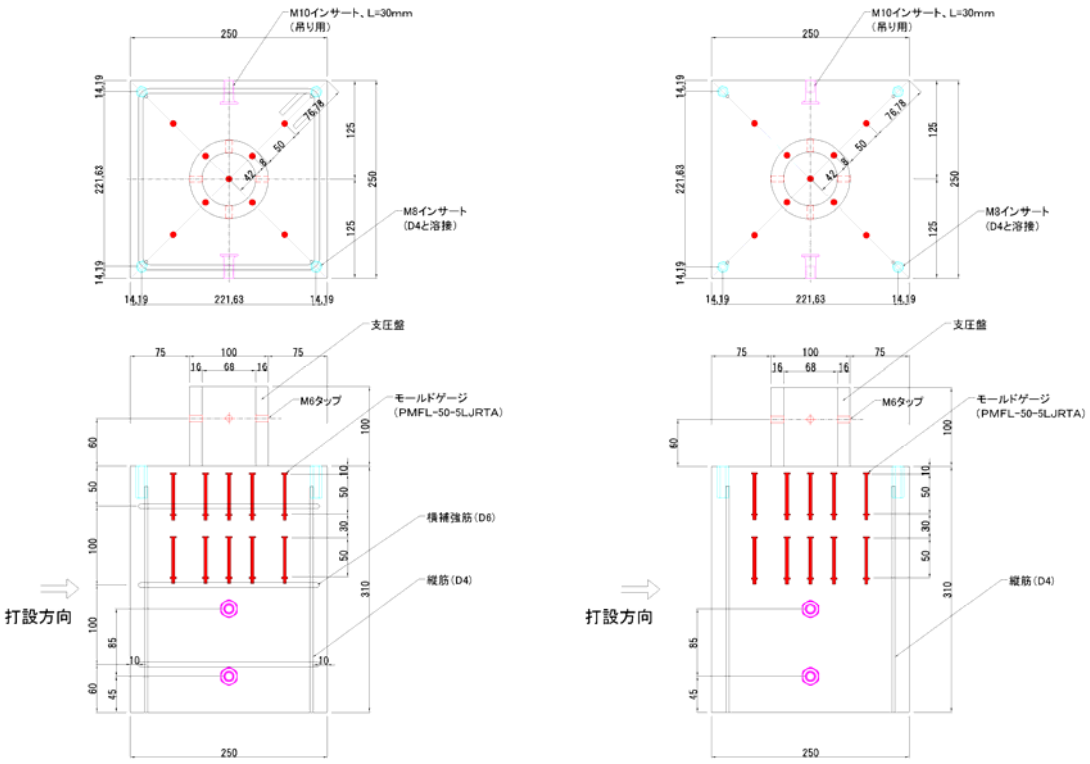
表 8.3.4　鉄筋の材料試験値

仕様	種類	降伏応力度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)
D6	295	392	185,900	527	2109
D10	295	361	191,600	495	1884

表 8.3.5　コンクリートの材料試験値

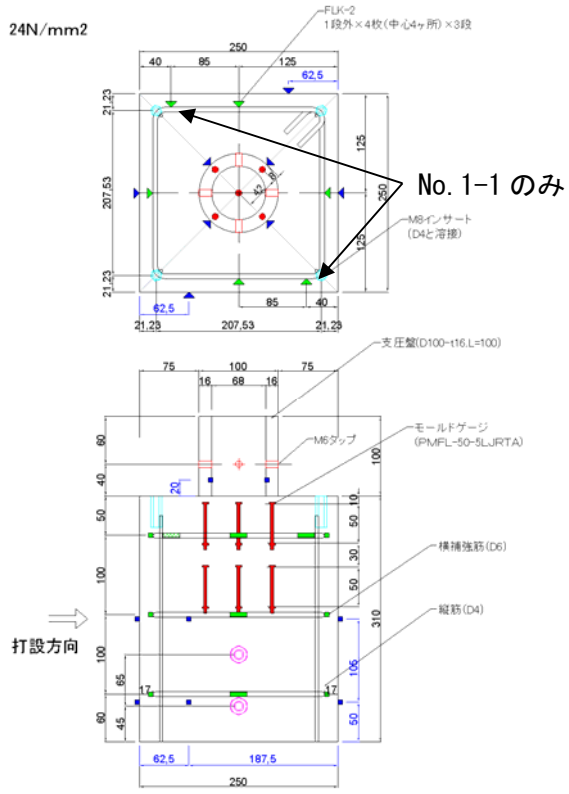
No.	目標強度 (N/mm^2)	呼び強度 (N/mm^2)	セメント種類による記号	スランプ又はスランプフロー (cm)	骨材の最大寸法 (mm)	平均圧縮強度 (N/mm^2)			ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
						材齢3日	材齢7日	試験日（材齢）		
0-1, 2	24	18	N	20.5	13	–	–	23.6（材齢34日）	24.8	1.84
1-1, 1-2	24	18	H	18.5	13	10.7	18.3	25.5（材齢19日）	22.3	1.93
1-3, 1-6								25.4（材齢20日）	22.8	1.83
1-7, 1-8								26.2（材齢21日）	22.8	1.92
1-9								26.6（材齢23日）	22.9	2.14
1-4	48	36	H	18.5	13	39.0	48.2	54.5（材齢16日）	33.3	2.90
1-5	60	50	H	45	13	56.4	68.6	74.6（材齢16日）	30.0	2.40

配筋図を**図 8.3.5～7** に示す。

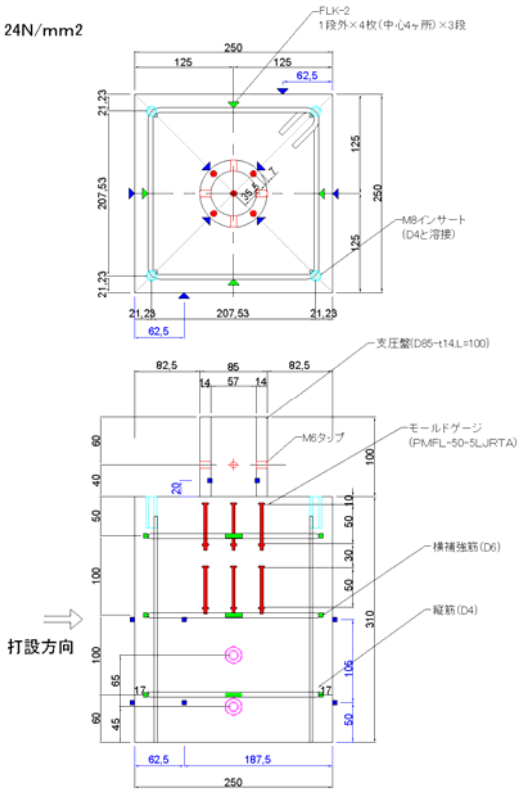


(a) No. 0-1：帯筋有 (D=φ100mm)　　(b) No. 0-2：帯筋無 (D=φ100mm)

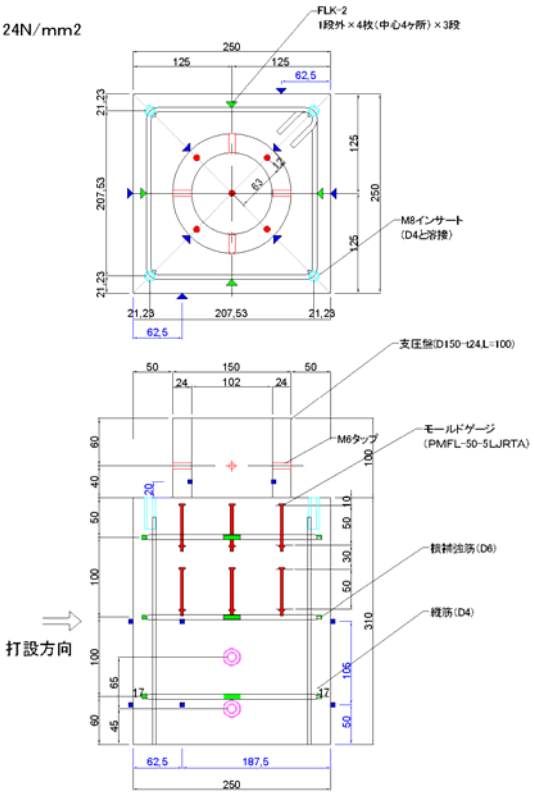
図 8.3.5　配筋図



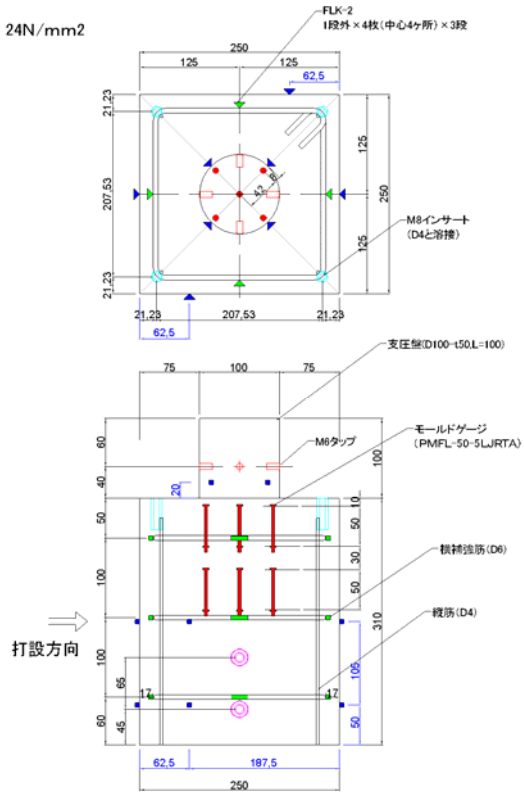
(a) No. 1-1, 4, 5 (D=φ100mm)



(b) No. 1-2：面積比大 (D=φ80mm)

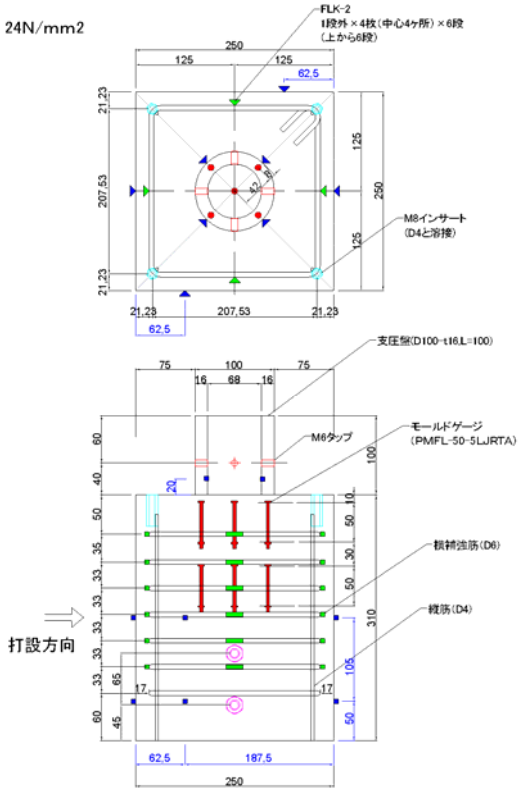


(c) No. 1-3：面積比小 (D=φ150mm)

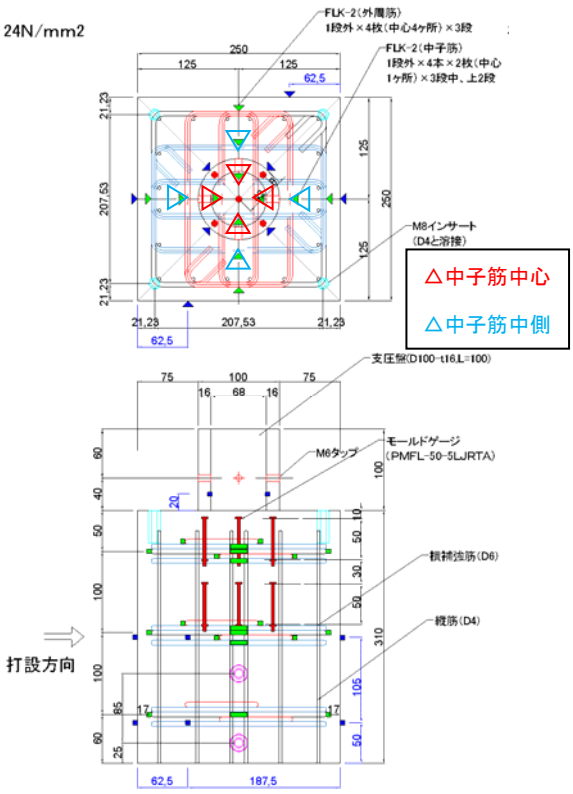


(d) No. 1-6：中実

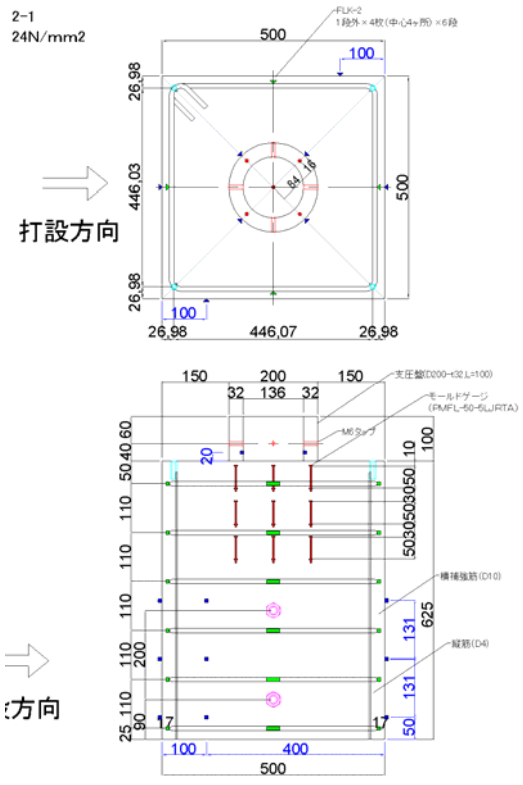
図 8.3.6　配筋図



(a) No. 1-7 (帯筋ピッチ 1/3)



(b) No. 1-8 : 中子筋方式



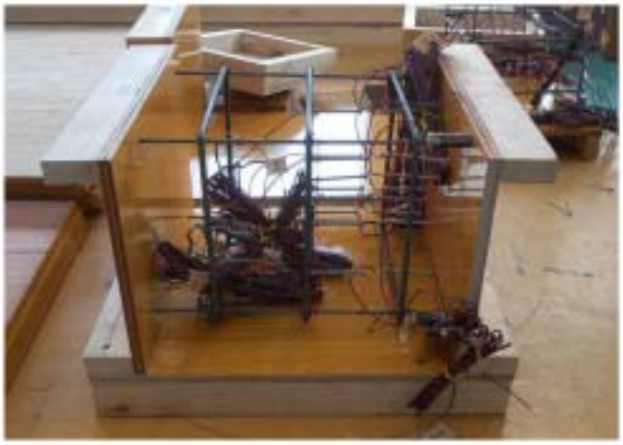
(c) No. 1-9 : 寸法大 (□500 mm)

図 8.3.7　配筋図

8.3.2 試験体製作

試験写真を**写真 8.3.1～2** に示す。

コンクリートの打設方向は支圧盤の設置面の平滑性を確保するために側面から横打ちした。



(a)No.0-1①：帯筋有(D=100mm)



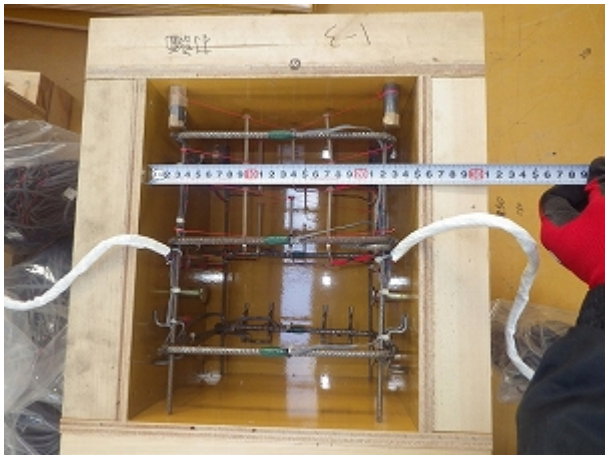
(b)No.0-1②



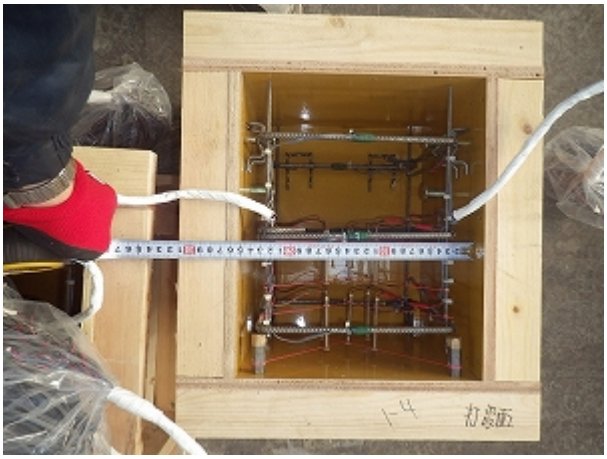
(c)No.1-1：基準試験体(D=φ100mm)



(d)No.1-2：面積比大(D=φ80mm)

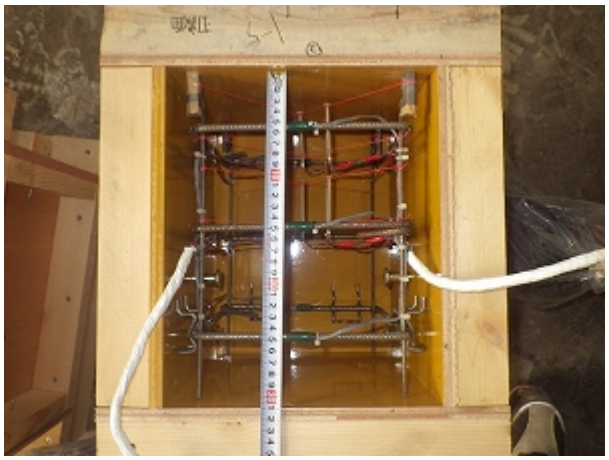


(e)No.1-3：面積比小(D=φ150mm)

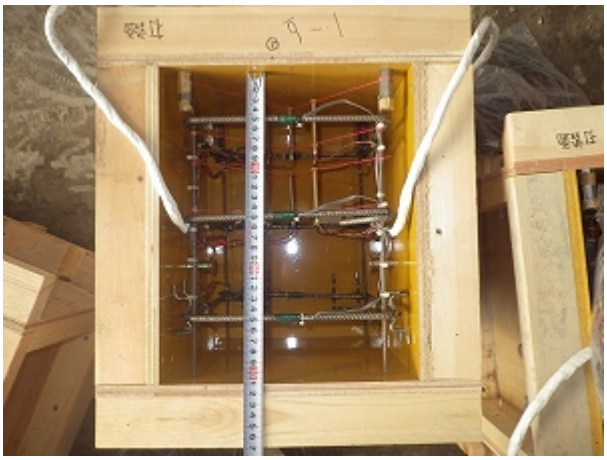


(f)No.1-4：中強度（σB=54.5N/mm^2）

写真 8.3.1　供試体製作状況（No.1-1～6）



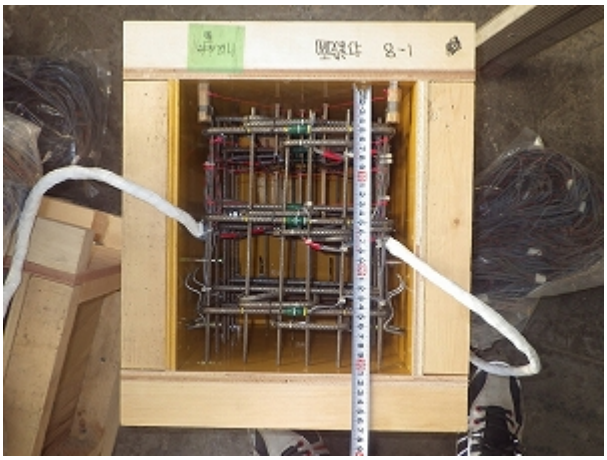
(a)No.1-5：高強度（σB=74.6N/mm²）



(b)No.1-6：中実(D=φ100mm)



(c)No.1-7：帯筋ピッチ 1/3



(d)No.1-8：中子筋方式



(e)No.1-9：寸法大（□500 ㎜）

写真 8.3.2　供試体製作状況（No.1-7～9）



(a)　打設状況



(b) 養生状況

写真 8.3.3　コンクリート打設状況

8.3.3　載荷方法

実験は，システム計測㈱機材センター（住所：茨城県猿島郡境町大字大歩字宮内４－４）で実施した。

載荷装置図を**図 8.3.8** に示し，載荷方式は単調載荷とした。

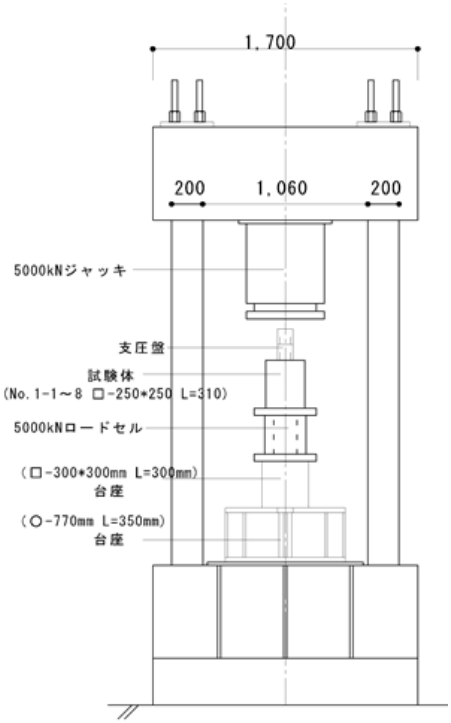


図 8.3.8　載荷装置図



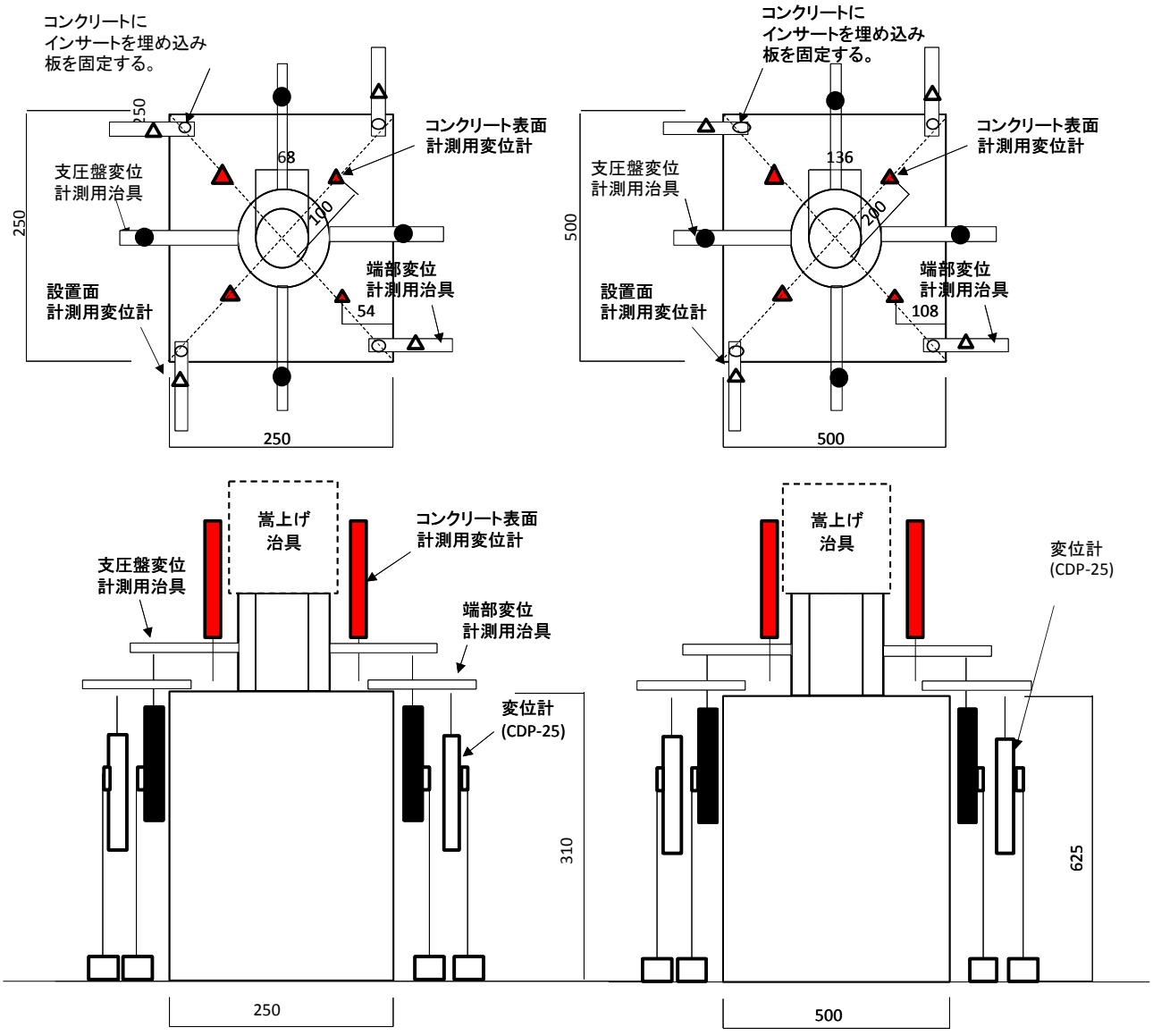
写真 8.3.4　載荷装置

8.3.4 計測方法

(1)　変位計測

変位計測位置図を**図 8.3.9** に示す。支圧盤には変位計のターゲットとなる部材をあらかじめ取付ける。また，コンクリート表面の変位も計測する。コンクリート上端端部の計測板は，コンクリートにあらかじめ埋め込んだインサートに固定する。

なお，めり込み変位量は，コンクリート表面変位と支圧盤の変位差とした。



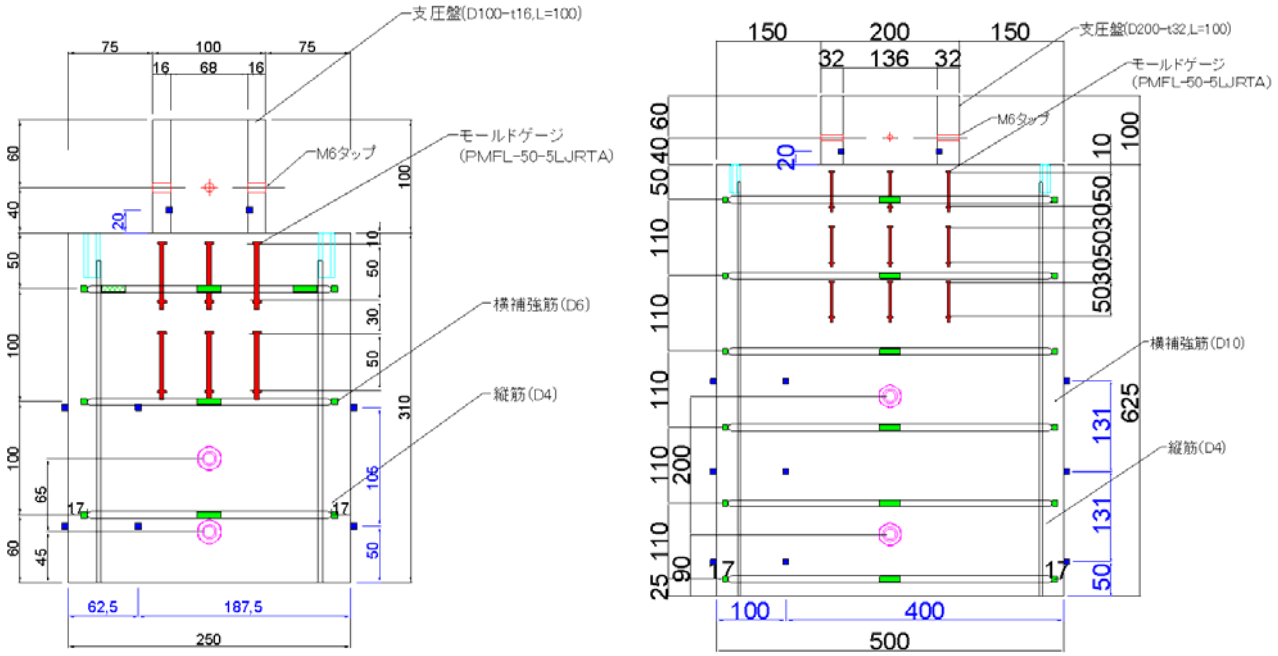
(a) No. 0-1　　(b) No. 1-9：寸法大

図 8.3.9　計測位置図

(2)　ひずみ計測

ひずみを計測するために①コンクリート内部にモールドゲージ(PMFL-50，赤色)，②支圧盤外側に鋼材用ひずみゲージ(緑色)及び③試験体外側にコンクリート用ゲージ(青色)を設置する。No.1-1 及び No.1-9 の設置位置図を**図 8.3.10** に示す。

モールドゲージの設置断面数は No.1 シリーズは 2 段，No.1-9 は 3 段とする。



(a) No. 1-1　　(b) No. 1-9

図 8.3.10　モールドゲージ設置位置図

(3)　計測項目

変位およびひずみ計測概要を表 8.3.6 に示す。

表 8.3.6 変位およびひずみ計測概要

測定項目	計測位置	計測点数	機器明細	備考
荷重	-	1	KCM-5MNA	-
変位	支圧盤中央	4	CDP-25 （変位計）	4方向
	コンクリート端部	4	CDP-25 （変位計）	4方向
	コンクリート表面	4	CDP-25 （変位計）	4方向
ひずみ	コンクリート内部	18	PMFL-50 （モールドゲージ）	No. 0シリーズ：9点×2段 No. 1シリーズ：5点×2段 No. 2シリーズ：5点×3段
	帯筋 中子筋	12 ～ 28	FLA-5-11-LT （ひずみゲージ）	No. 1-1, 帯筋：4点×3段、2点 No. 1-2, 帯筋：4点×3段、 No. 1-3, 帯筋：4点×3段、 No. 1-4, 帯筋：4点×3段、 No. 1-5, 帯筋：4点×3段、 No. 1-6, 帯筋：4点×3段、 No. 1-7, 帯筋：4点×8段、 No. 1-8, 帯筋：4点×3段、中子筋：8点×2段 No. 1-9, 帯筋：4点×11段
	支圧盤外側	4	FLA-5-11-LT （ひずみゲージ）	4方向
	コンクリート 外側下端	4	PFL-60-11 （ひずみゲージ）	下端から50mmに貼付け
	コンクリート 外側中央	4	PFL-60-11 （ひずみゲージ）	下端から155mm（試験体中央）に貼付け

8.4　実験結果

8.4.1　支圧強度比～支圧面積比関係

ひび割れ荷重および最大荷重を**表 8.4.1** に示す。

表 8.4.1 ひび割れ荷重および最大荷重

No.	杭径 D (mm)	支圧断面積 A1 (mm^2)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ幅 L (mm)	支承断面積 Ac (mm^2)	面積比 $\sqrt{}$(Ac/A1)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	支圧盤形状	有効体積帯筋比 ρs (%)	有効面積帯筋比 pts (%)	帯筋呼び名	ひびわれ荷重 Pcr (kN)	最大荷重 Pmax (kN)	Pmax /Pcr	支圧強度 σbb (N/mm^2)	支圧強度比 σbb / σB	基準試験体との比較※1	試験変数概要
0-1	100	4,222	250	62,500	3.85	23.6	中空	0.43	0.25	D6	378	386	1.02	91.4	3.87	1.00	帯筋有り
0-2	100	4,222	250	62,500	3.85	23.6	中空	0.00	0.00	-	366	366	1.00	86.7	3.67	0.95	帯筋無し
1-1	100	4,222	250	62,500	3.85	25.5	中空	0.43	0.25	D6	372	374	1.01	88.6	3.47	1.00	基準試験体
1-2	85	3,123	250	62,500	4.47	25.5	中空	0.43	0.25	D6	320	320	1.00	102.5	4.02	0.86	面積比大
1-3	150	9,500	250	62,500	2.56	25.4	中空	0.43	0.25	D6	349	557	1.60	58.6	2.31	1.49	面積比小
1-4	100	4,222	250	62,500	3.85	54.5	中空	0.43	0.25	D6	601	721	1.20	170.8	3.13	1.93	中強度
1-5	100	4,222	250	62,500	3.85	74.6	中空	0.43	0.25	D6	706	853	1.21	202.0	2.71	2.28	高強度
1-6	100	7,854	250	62,500	2.82	25.4	中実	0.43	0.25	D6	346	354	1.02	45.1	1.77	0.95	中実
1-7	100	4,222	250	62,500	3.85	26.2	中空	1.29	0.77	D6	369	409	1.11	96.9	3.70	1.09	帯筋ピッチ1/3
1-8	100	4,222	250	62,500	3.85	26.2	中空	1.62	1.27	D6 (中子筋)	338	580	1.72	137.4	5.24	1.55	中子筋
1-9	200	16,889	500	250,000	3.85	26.6	中空	0.47	0.29	D10	1338	1338	1.00	79.2	2.98	3.58	寸法大

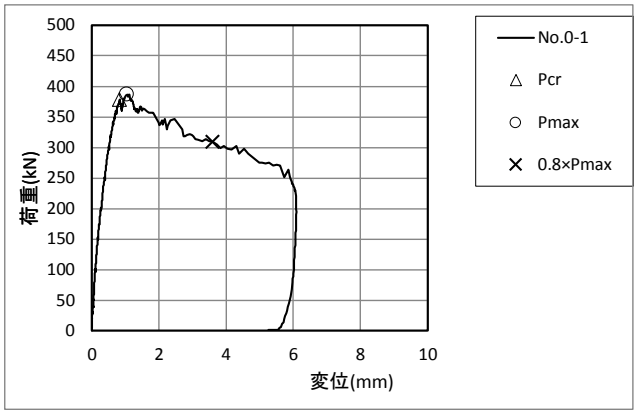
※1　No.0-2はNo.0-1との最大荷重の比率，それ以外の試験体はNo.1-1との最大荷重との比率により算出した。

8.4.2　荷重～めり込み変位関係

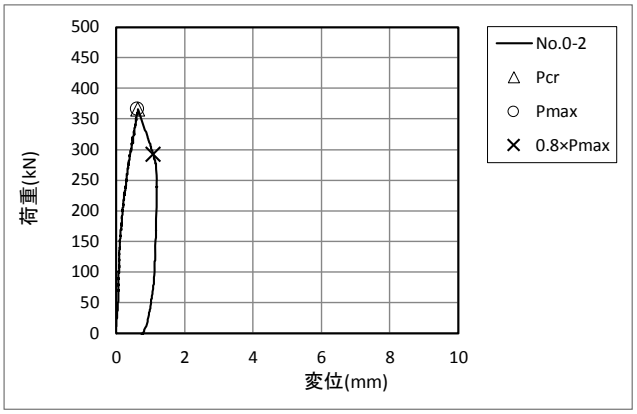
荷重～めり込み変位関係を**図 8.4.1～3**，ひび割れ発生時，最大荷重時および 0.8×最大荷重時の荷重およびめり込み変位並びに 0.8×最大荷重時変位と最大荷重時の比率を**表 8.4.2** に示す。なお，めり込み変位量は，コンクリート表面変位と支圧盤の変位差とした。図中には，ひび割れ荷重（Pcr），最大荷重（Pmax）及び 0.8×最大荷重（0.8×Pmax），帯筋および中子筋の降伏荷重を示す。凡例の各荷重は変位の小さい順に記載した。

全体の傾向として①めり込み変形が 1mm 前後で最大荷重に達する，②コンクリート圧縮強度が 24N/mm² 程度かつ帯筋を有効面積鉄筋比 0.25%以上配筋の場合，ひび割れ発生以後の最大荷重までの荷重の伸びが少なく，なおかつ脆性的な破壊はしないことが確認された。

ただし，有効面積鉄筋比を 1.27%（中子筋方式）とした No.1-8 の最大荷重時変位は 4.6mm，0.8×Pmax 時の変位は，その他の試験体より大きかった。

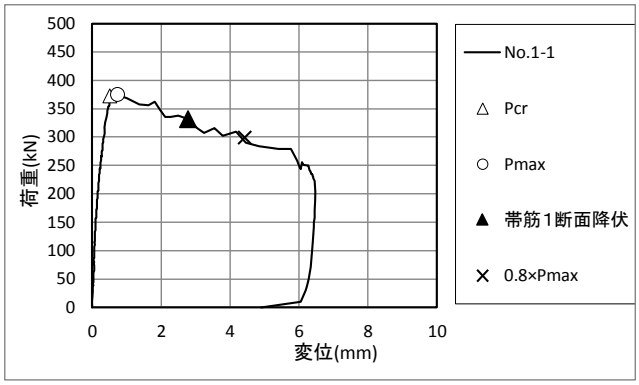


(a) No.0-1：帯筋有り

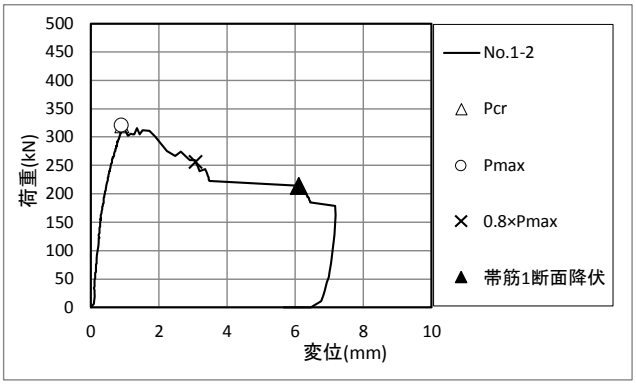


(b) No.0-2：帯筋無し

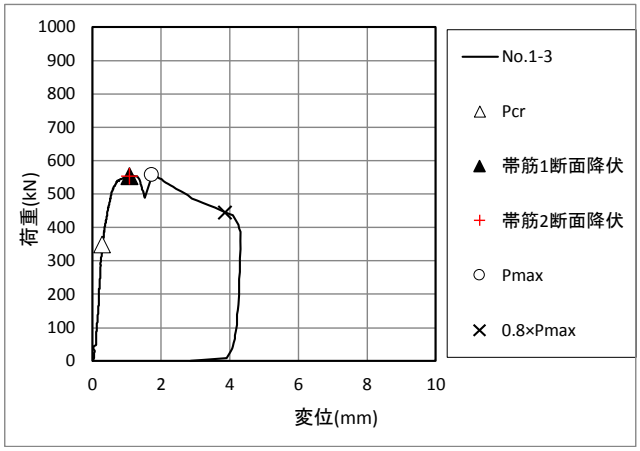
図 8.4.1　荷重～めり込み変位関係



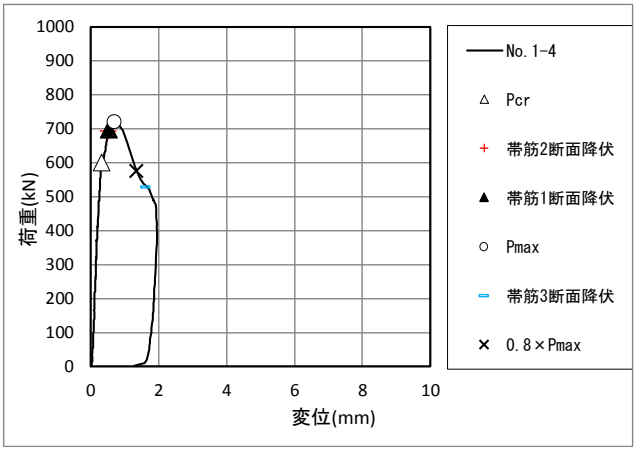
(a)No. 1-1：基準試験体



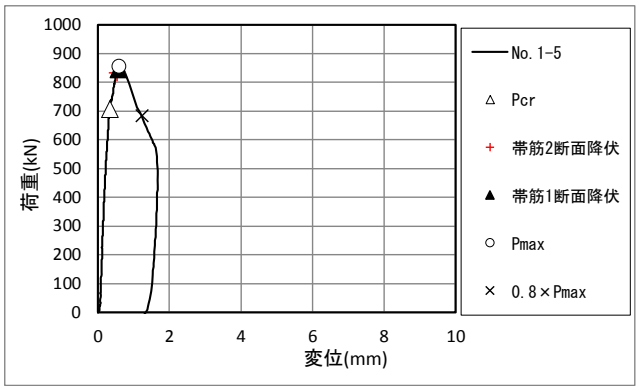
(b)No. 1-2：面積比大



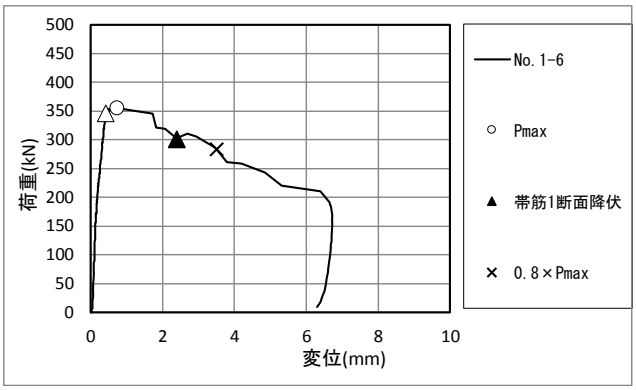
(c)No. 1-3：面積比小



(d)No. 1-4：中強度

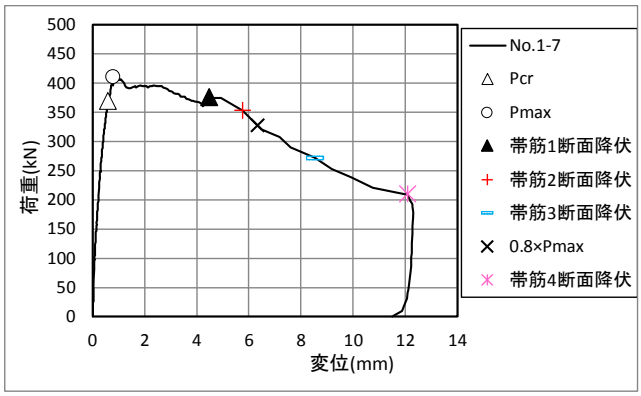


(e)No. 1-5：高強度

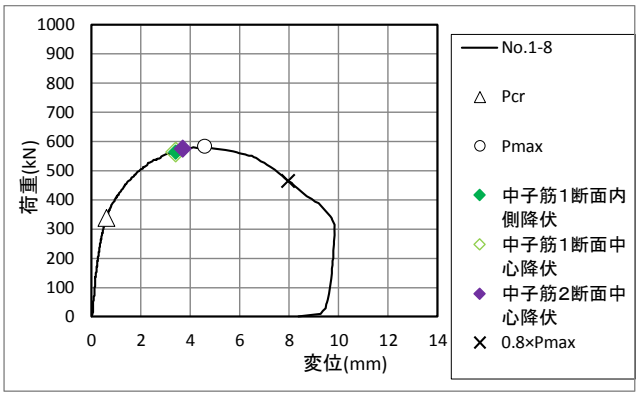


(f)No. 1-6：中実

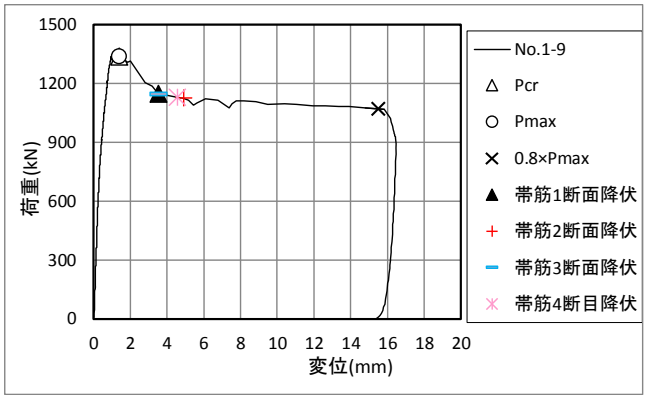
図 8.4.2　荷重～めり込み変位関係



(a)No. 1-7：帯筋ピッチ 1/3



(b)No. 1-8：中子筋仕様



(c)No. 1-9：寸法大

図 8.4.3　荷重～めり込み変位関係

表 8.4.2　荷重および変位

No.	ひび割れ発生時		最大荷重時		0.8×最大荷重時		比率（変位）
	荷重 Pcr (kN)	変位 δ_{Pcr} (mm)	荷重 Pmax (kN)	変位 δ_{Pmax} (mm)	荷重 0.8×Pmax (kN)	変位 $\delta_{0.8\times Pmax}$ (mm)	
0-1	378	0.83	386	1.06	309	3.61	3.42
0-2	366	0.64	366	0.64	292	1.09	1.70
1-1	372	0.53	374	0.76	299	4.43	5.84
1-2	320	0.93	320	0.93	256	3.09	3.33
1-3	349	0.30	557	1.75	446	3.86	2.21
1-4	601	0.32	721	0.71	577	1.36	1.91
1-5	706	0.32	853	0.61	682	1.23	2.02
1-6	346	0.43	354	0.75	283	3.51	4.70
1-7	369	0.59	409	0.82	327	6.35	7.77
1-8	338	0.63	580	4.63	464	7.99	1.72
1-9	1338	1.39	1338	1.39	1070	15.49	11.14

※比率は「0.8×最大荷重時変位」と「最大荷重時変位」の比率を示す。

8.4.3　埋込みゲージ分布

埋込みゲージ設置位置図を**図 8.4.4**，最大荷重時ひずみ分布を**図 8.4.5～6**，荷重～埋込みゲージひずみ関係を**図 8.4.7～10** に示す。No.0-1 および No.0-2 の試験結果から両端の埋込みゲージ（**図 8.4.4** の①および⑤）のひずみが小さいため No.1-1 以降の試験体からは設置しないこととした。

1 断面のひずみは支圧盤肉厚の中心直下（**図 8.4.4** の②および④）のひずみは，4,000×10^{-6} を超え，かつ最大値を示し，試験体中心点に配置した埋込みゲージ（**図 8.4.4** の③）が最小値を示した。

支圧盤形状を中実にした No.1-6 の 1 段目のひずみは中央部が 7,000×10^{-6} 程度，支圧盤肉厚の中心直下（平均値）が 7,000×10^{-6} 程度でほぼ同等の値となった。また，No.1-6 と No.1-1 の 2 断目のひずみはほぼ同等の傾向を示した。

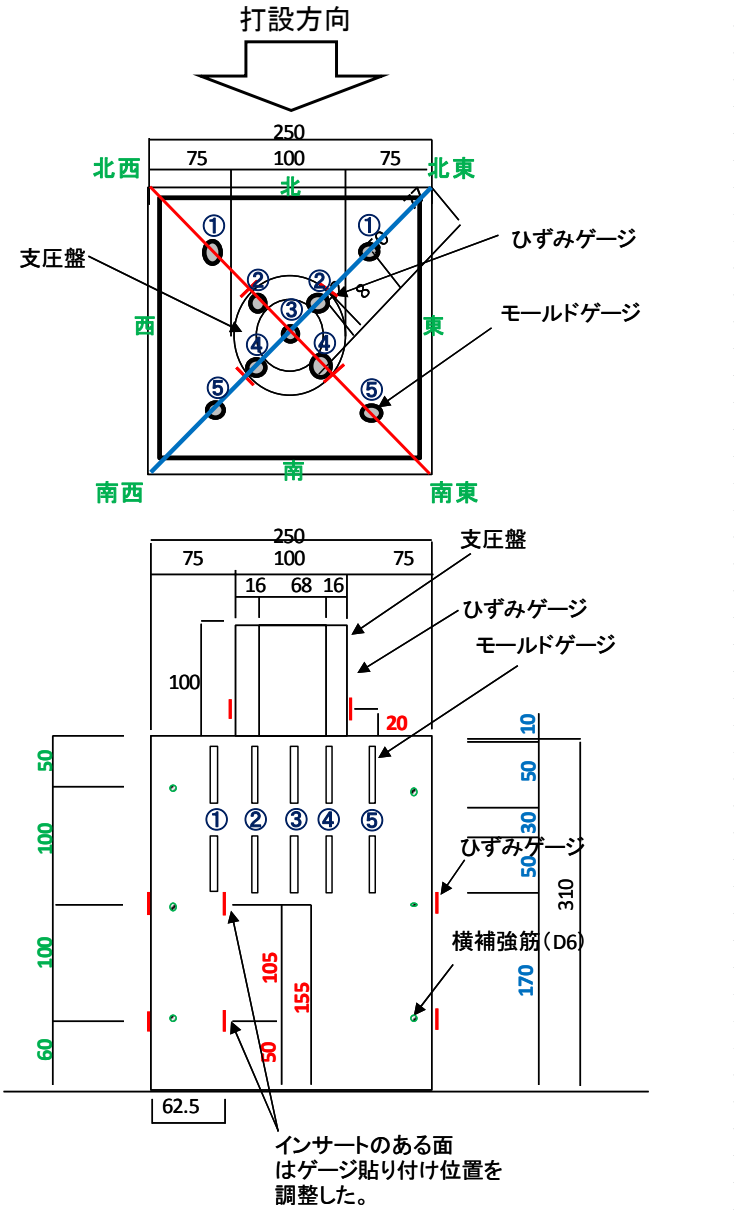
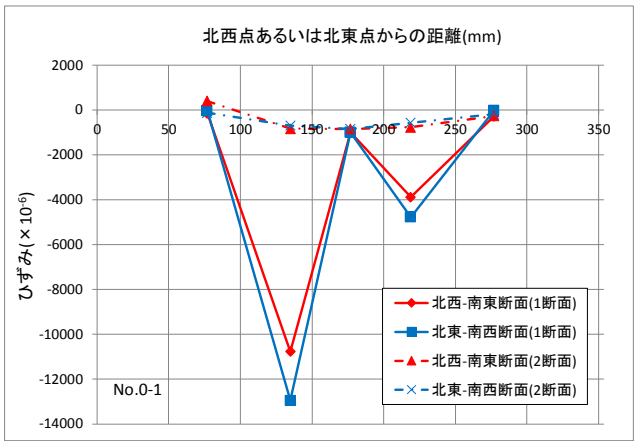
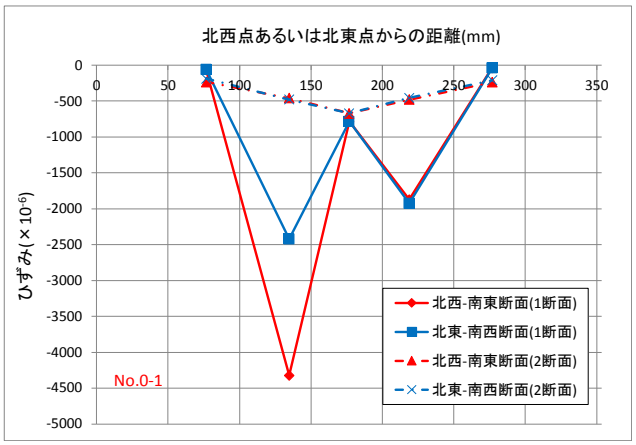


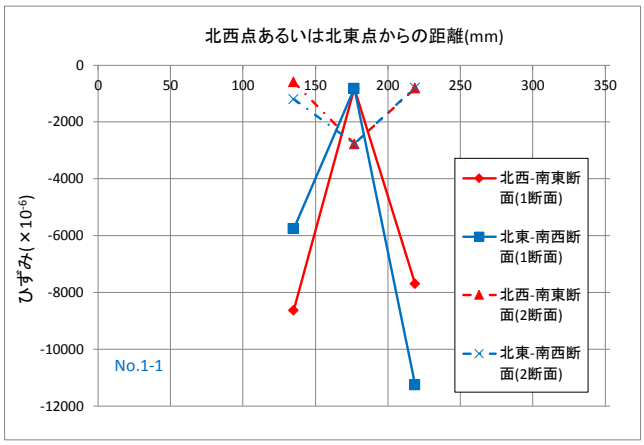
図 8.4.4 埋込みゲージ設置位置図



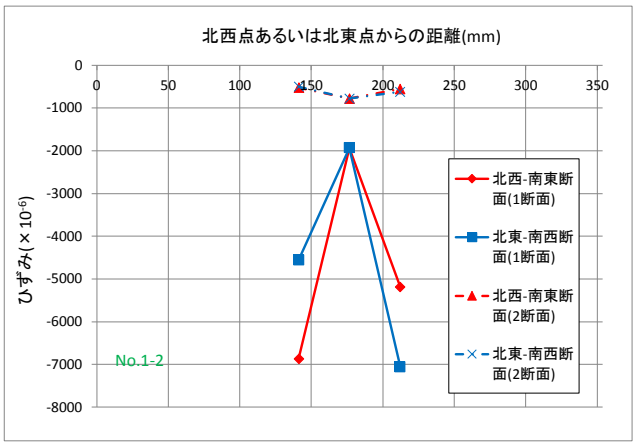
(a) No. 0-1：帯筋有り



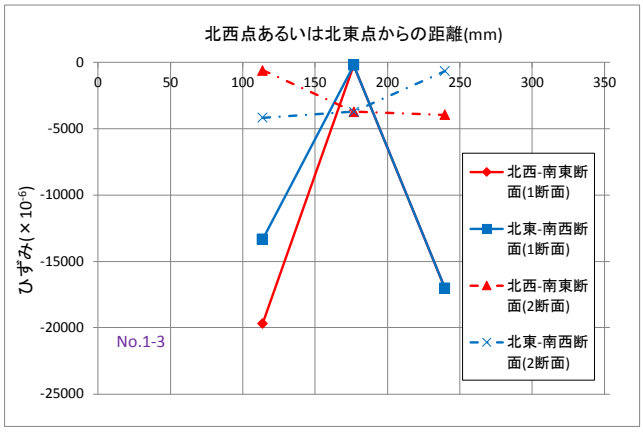
(b) No. 0-2：帯筋無し



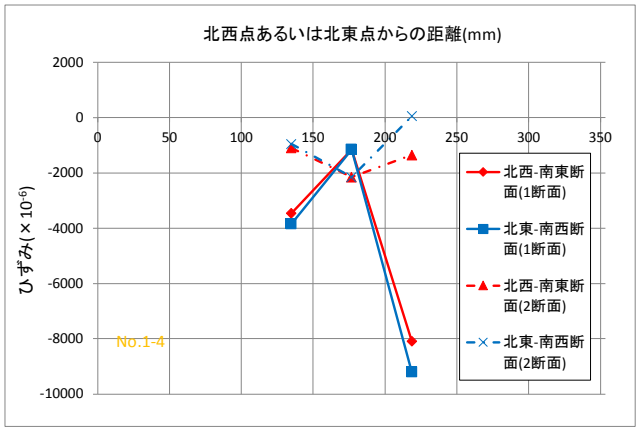
(c) No. 1-1：基準試験体



(d) No. 1-2：面積比大

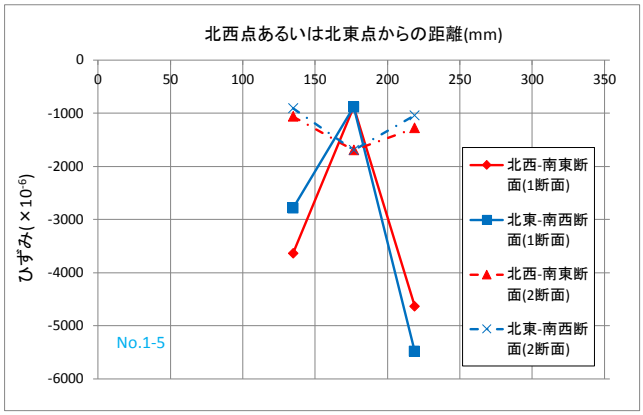


(e) No. 1-3：面積比小

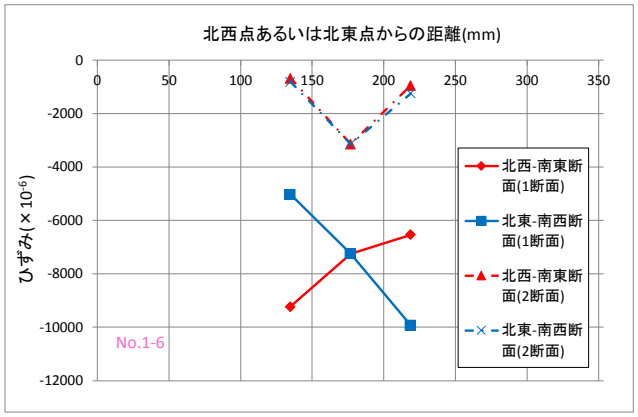


(f) No. 1-4：中強度

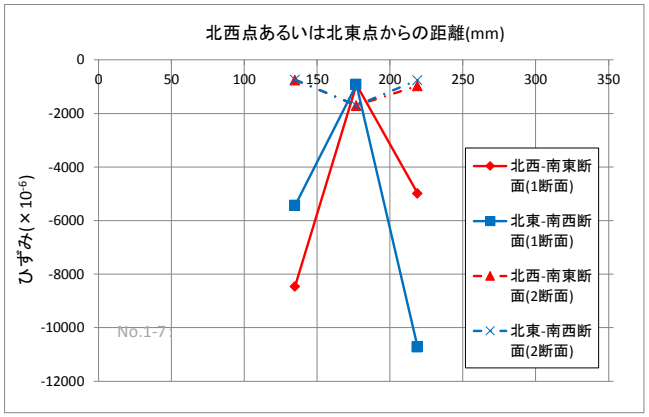
図 8.4.5 最大荷重時ひずみ分布（No. 0-1～1-4）



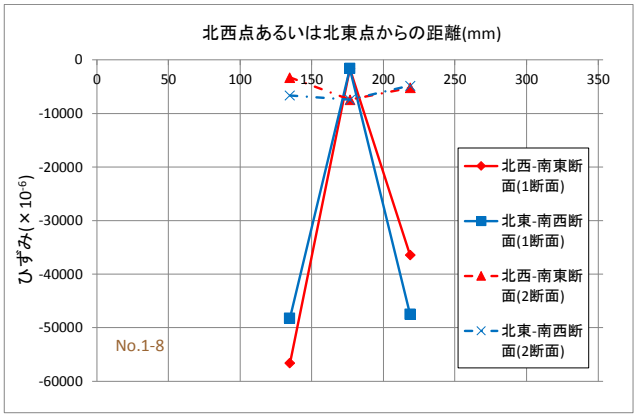
(a) No. 1-5：高強度



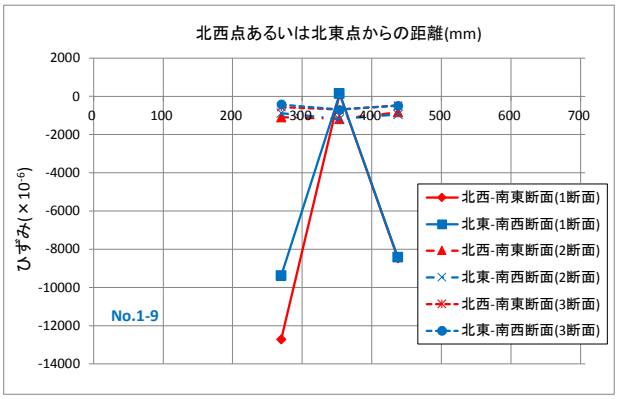
(b) No. 1-6：中実



(c) No. 1-7：帯筋ピッチ 1/3

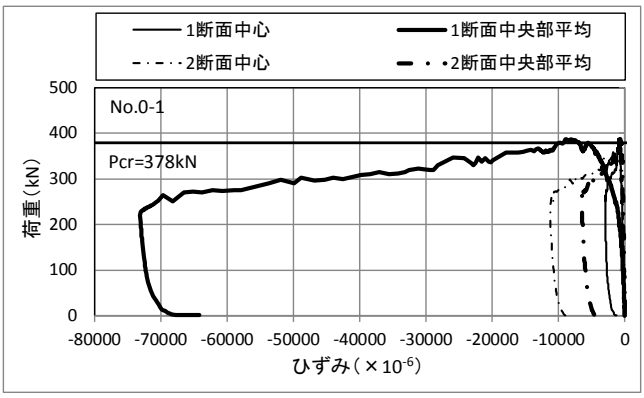


(d) No. 1-8：中子筋方式

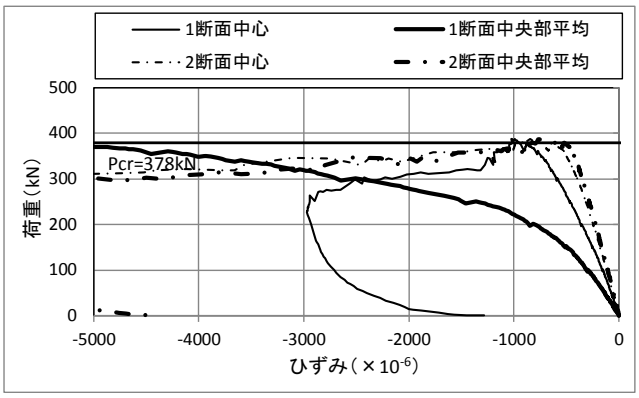


(e) No. 1-9：寸法大

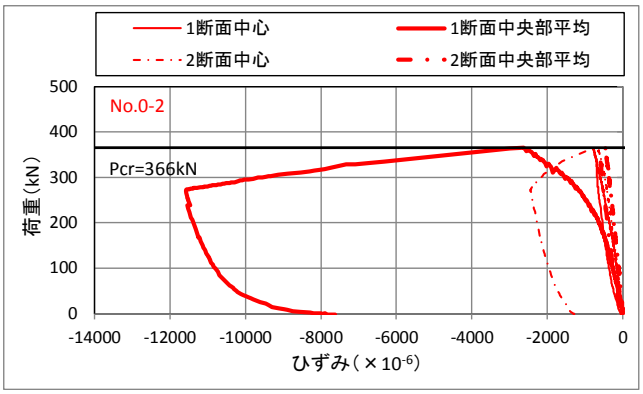
図 8.4.6 最大荷重時ひずみ分布（No. 1-5～9）



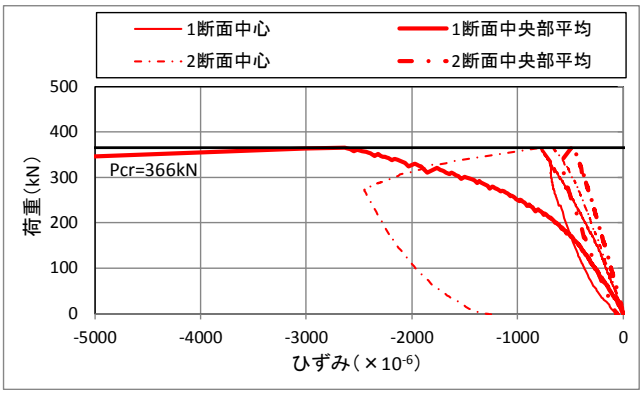
(a) No. 0-1：補強筋有り（全体）



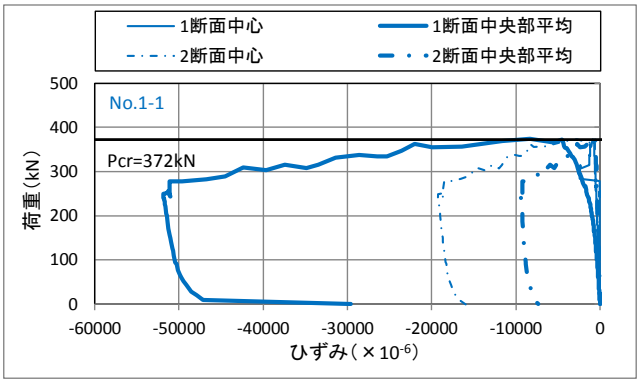
(b) No. 0-1：補強筋有り（拡大）



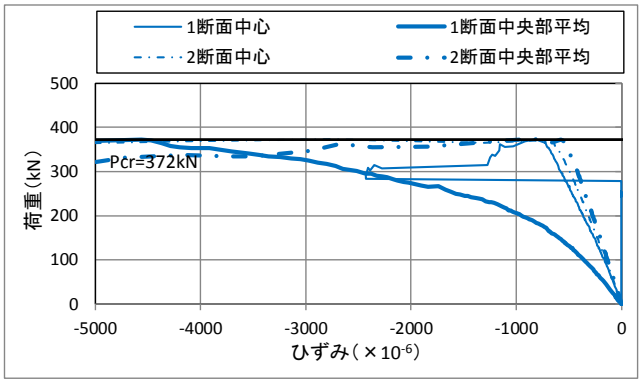
(c) No. 0-2：補強筋無し（全体）



(c) No. 0-2：補強筋無し（拡大）

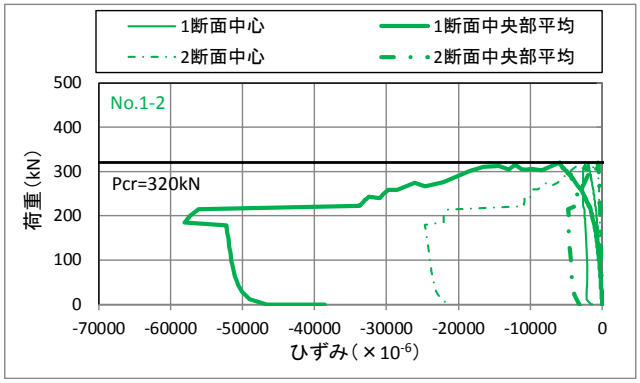


(d) No. 1-1：基準試験体（全体）

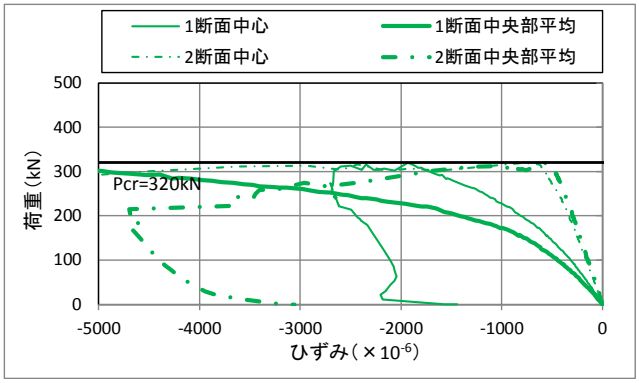


(e) No. 1-1：基準試験体（拡大）

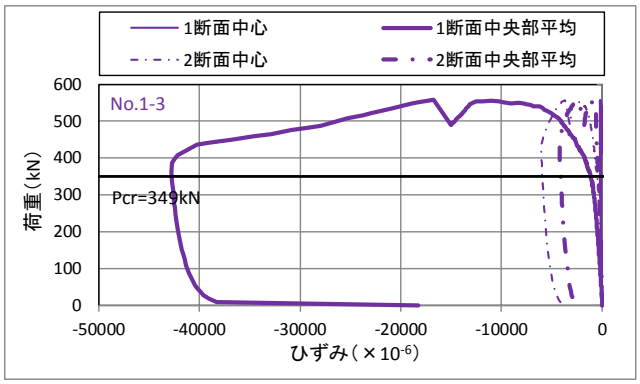
図 8.4.7　荷重～埋め込みゲージひずみ関係（No. 0-1～1-1）



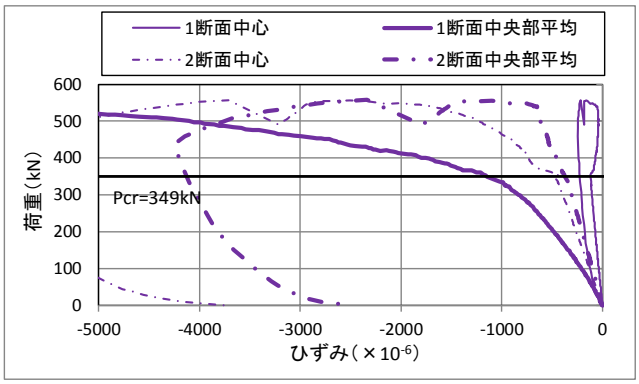
(a)No. 1-2：面積比大（全体）



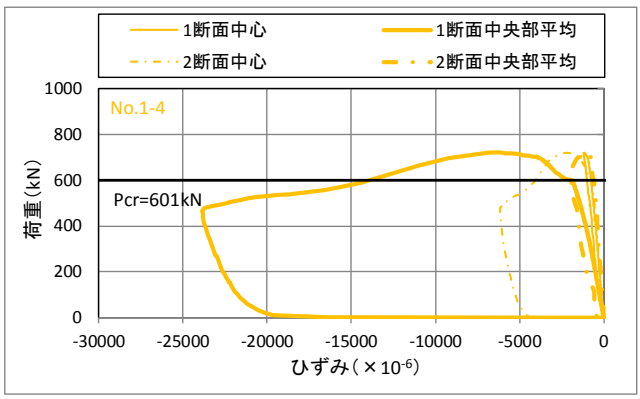
(b)No. 1-2：面積比大（拡大）



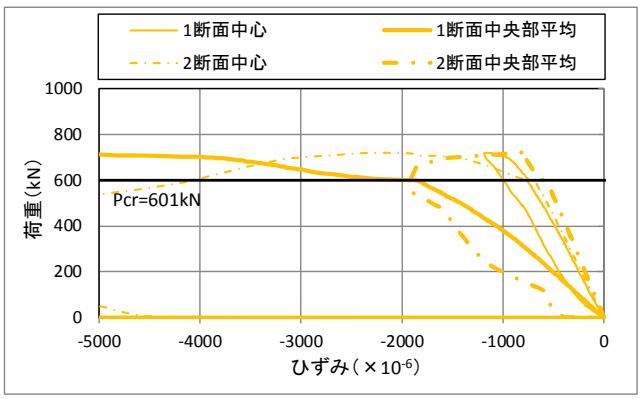
(c)No. 1-3：面積比小（全体）



(d)No. 1-3：面積比小（拡大）

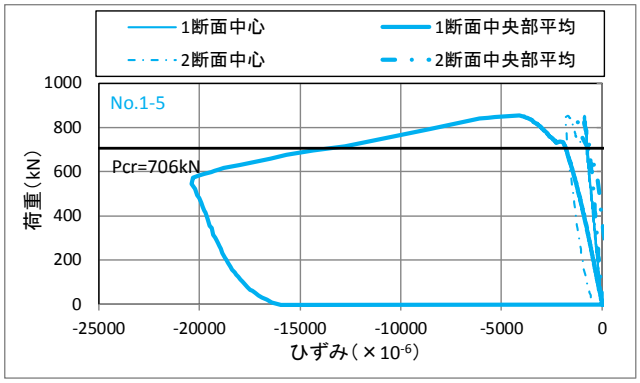


(d)No. 1-4：中強度（全体）

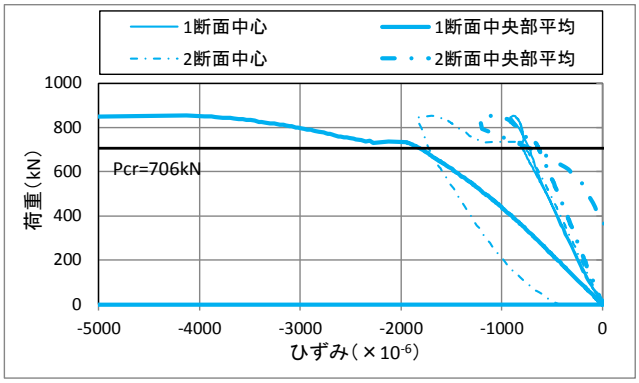


(e)No. 1-4：中強度（拡大）

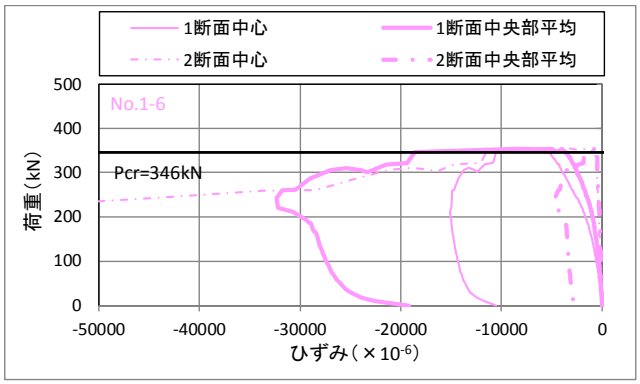
図 8.4.8　荷重～埋め込みゲージひずみ関係（No. 1-2～4）



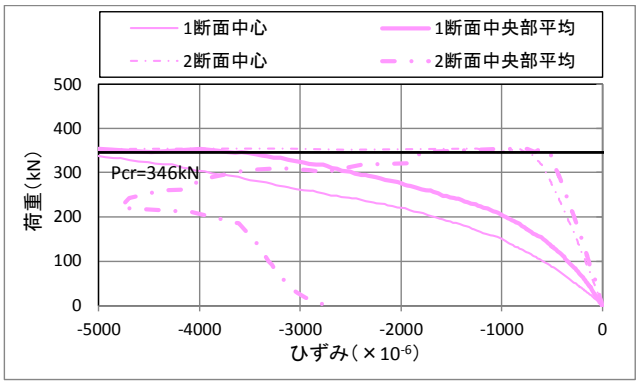
(a)No. 1-5：高強度（全体）



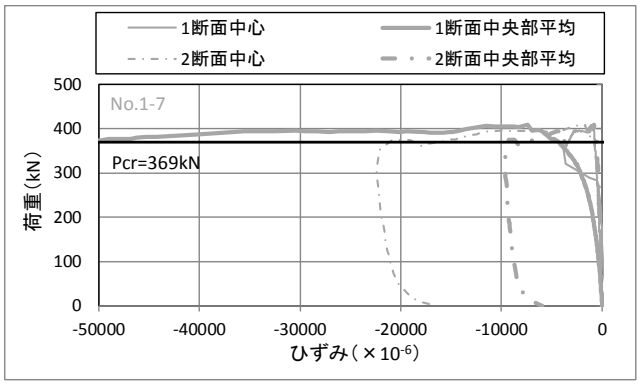
(b)No. 1-5：高強度（拡大）



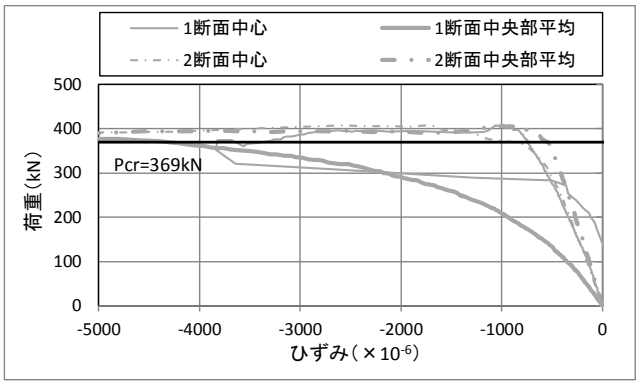
(c)No. 1-6：中実（全体）



(d)No. 1-6：中実（拡大）

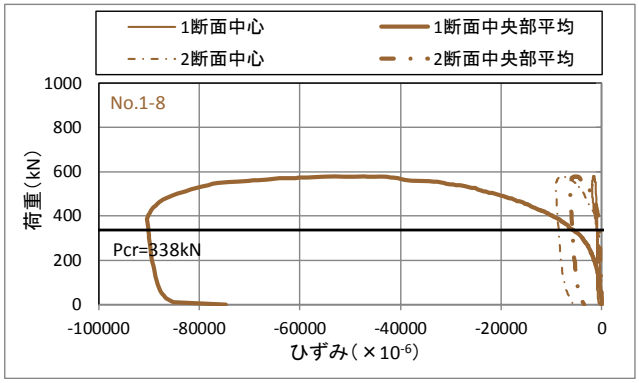


(e)No. 1-7：帯筋ピッチ 1/3（全体）

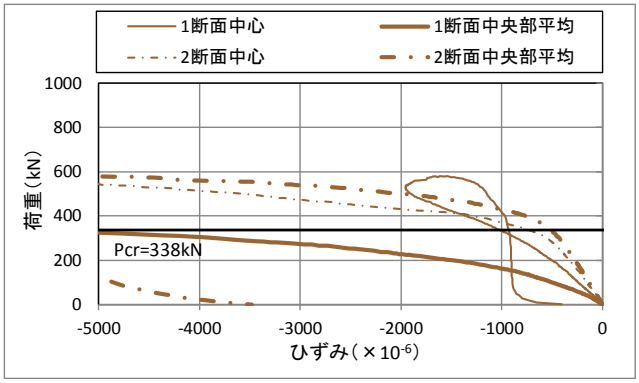


(f)No. 1-7：ピッチ 33mm（(拡大）

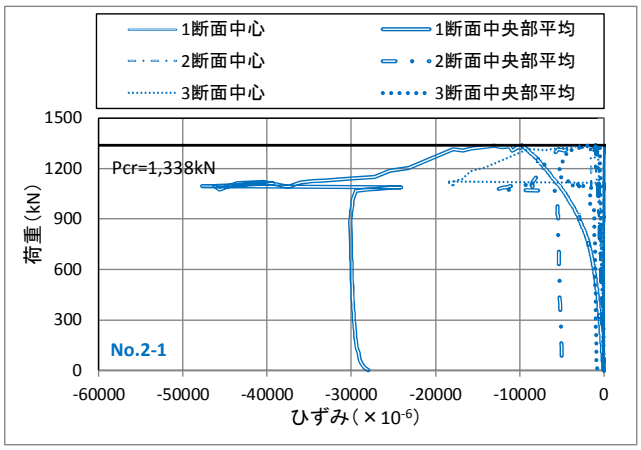
図 8.4.9　荷重～埋め込みゲージひずみ関係（No. 1-5～7）



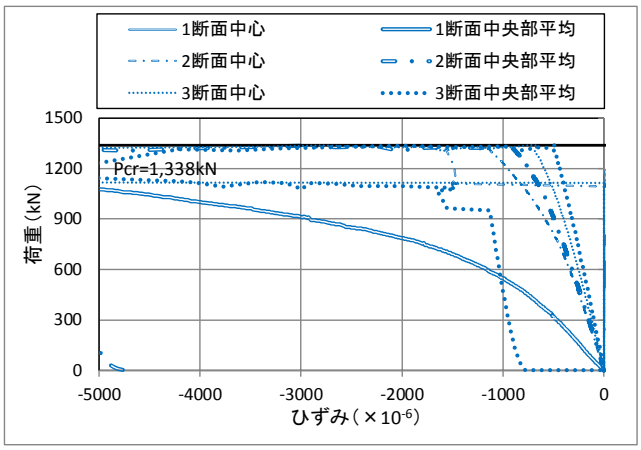
(a)No. 1-8：中子筋方式（全体）



(b)No.1-8：中子筋方式（拡大）



(c)No.1-9：寸法大（全体）



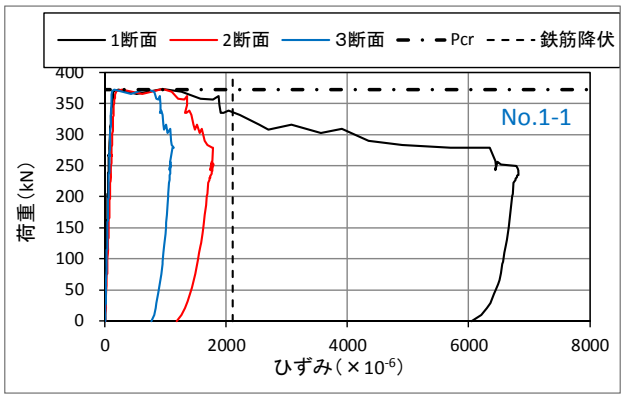
(d)No.1-9:寸法大（拡大）

図 8.4.10　荷重～埋め込みゲージひずみ関係（No.1-8～9）

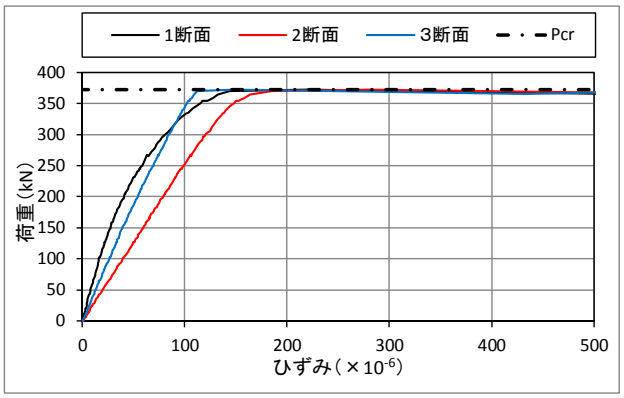
8.4.4 荷重～帯筋・中子筋ひずみ関係

荷重～帯筋・中子筋ひずみ関係を**図 8.4.11～13** に示す。帯筋のひずみは支圧盤に近いほど（1 段目が最大）大きな数値となる傾向を示した。全体の傾向としてひび割れの発生に伴い，帯筋のひずみが急激に増大した。最大荷重以後に 1 段目が降伏した。

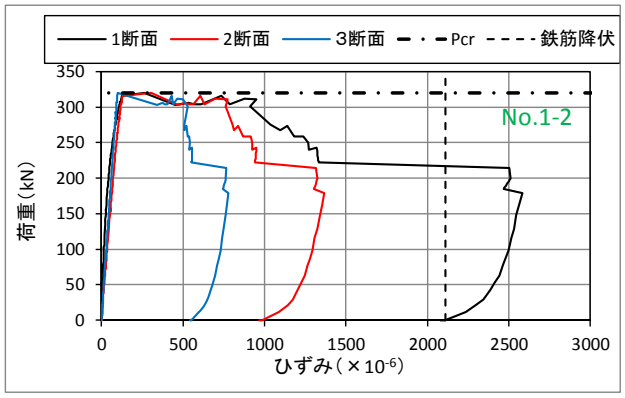
No.1-3：面積比小および No.1-8：中子筋方式のひずみはひび割れ発生以後，荷重増加に伴い徐々に増大していった。これは No.1-3 は支圧盤と帯筋位置が近く応力伝達の仕方が他の試験体と異なることが考えられ，No.1-8 は中子筋による鉄筋補強の影響があると考えられる。



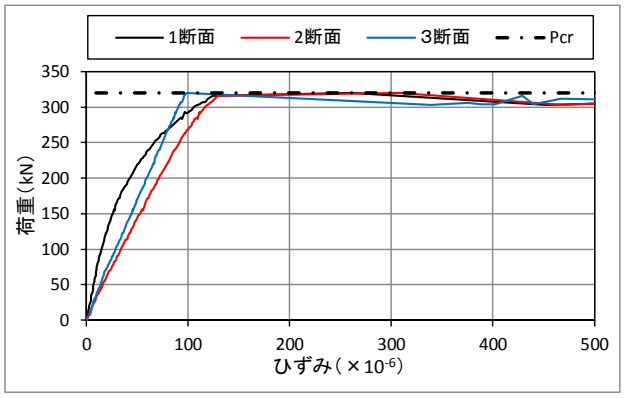
(a) No. 1-1：全体図



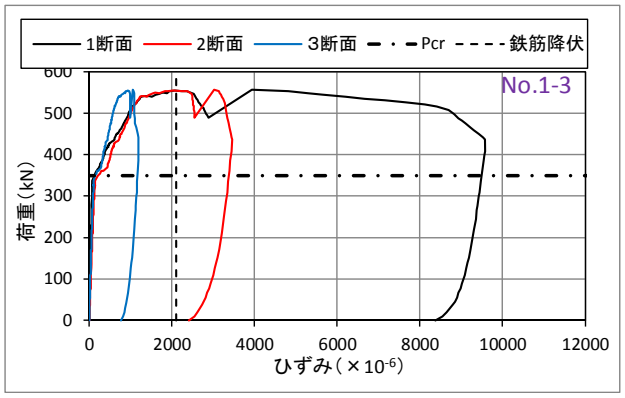
(b) No. 1-1：拡大



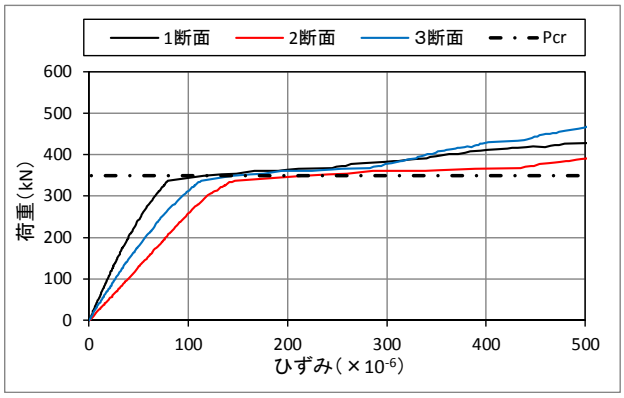
(c) No. 1-2：全体図



(d) No. 1-2：拡大

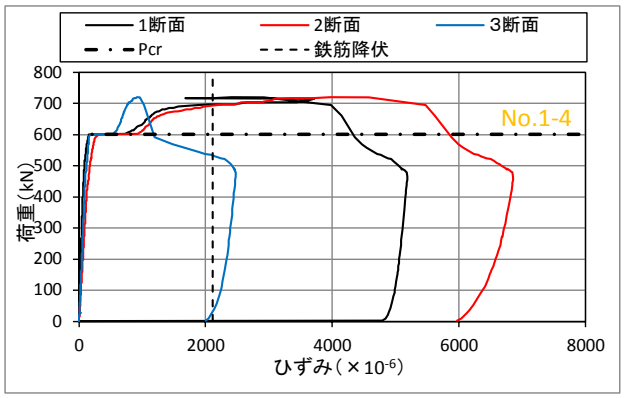


(e) No. 1-3：全体図

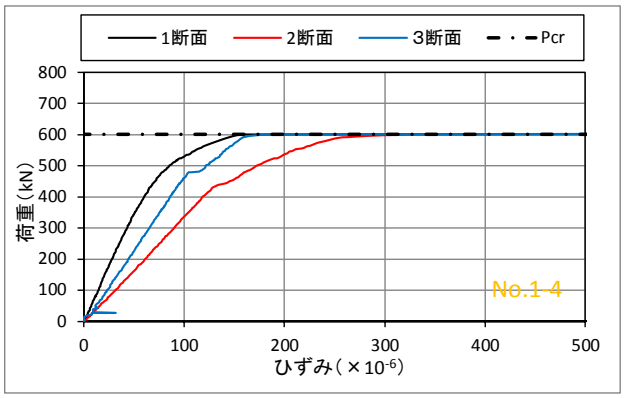


(f) No. 1-3：拡大

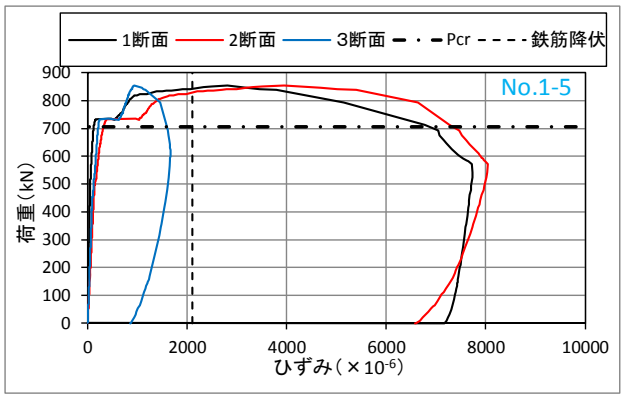
図 8.4.11 荷重～帯筋ひずみ関係（No. 1-1～3）



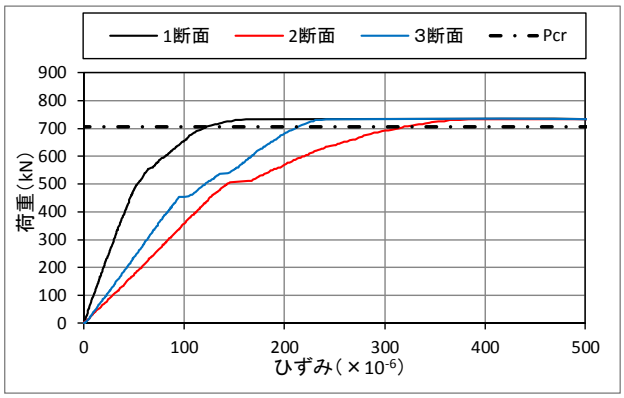
(a)No. 1-4：全体図



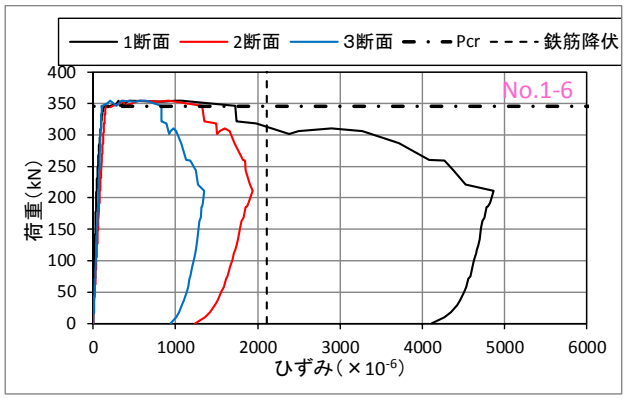
(b)No. 1-4：拡大



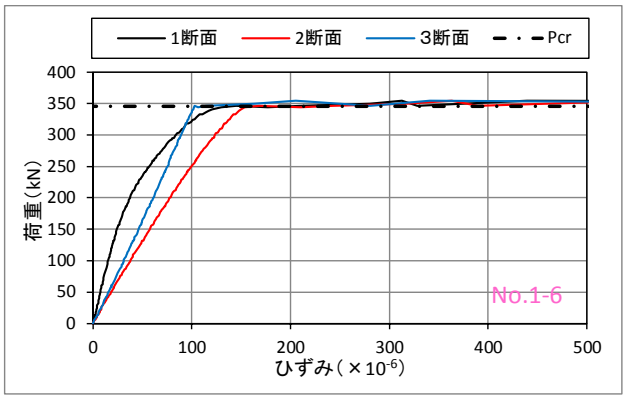
(c)No. 1-5：全体図



(d)No. 1-5：拡大

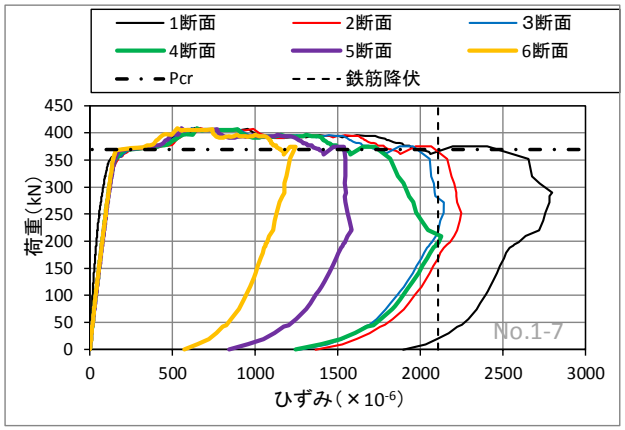


(e)No. 1-6：全体図

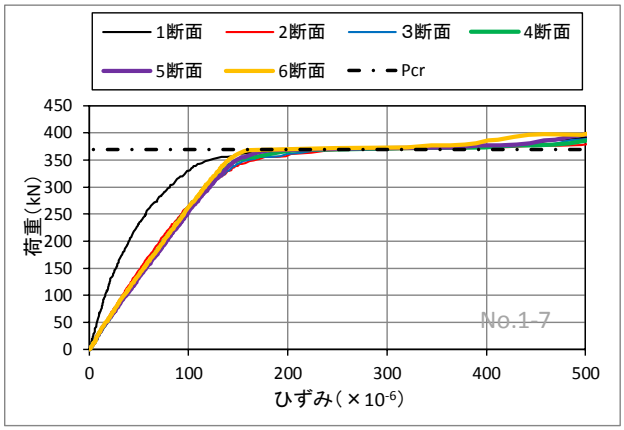


(f)No. 1-6：拡大

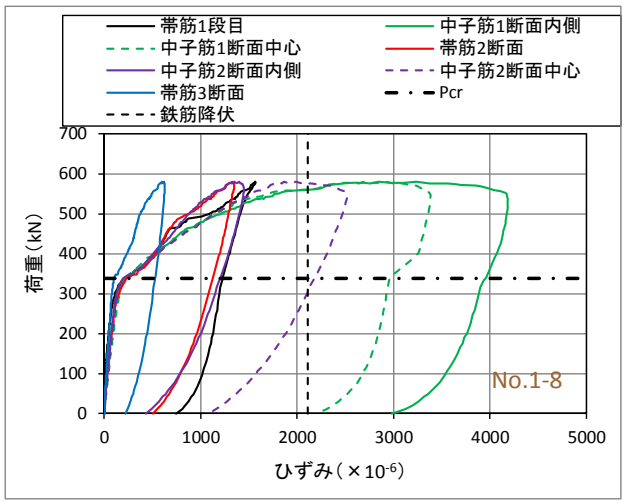
図 8.4.12 荷重～帯筋ひずみ関係（No. 1-4～6）



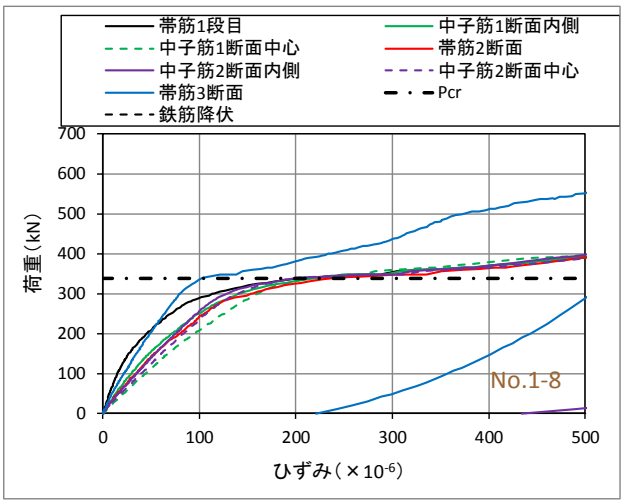
(a) No. 1-7 : 全体図



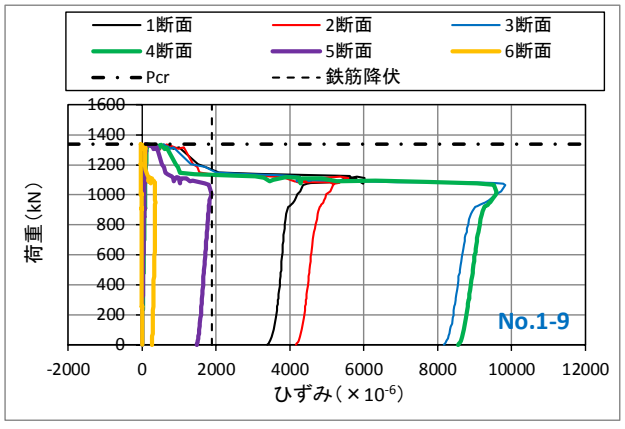
(b) No. 1-7 : 拡大



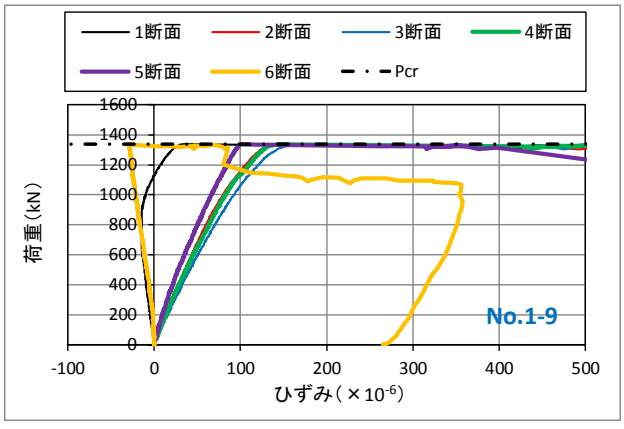
(c) No. 1-8 : 全体図



(d) No. 1-8 : 拡大



(e) No. 1-9 : 全体図

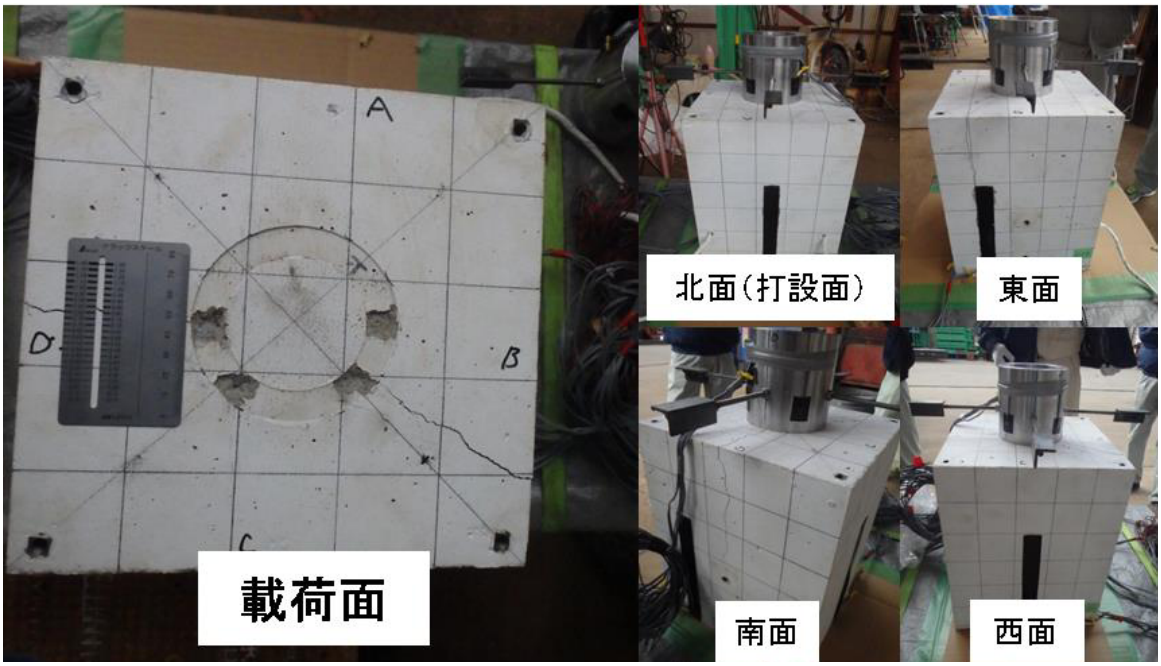


(f) No. 1-9 : 拡大

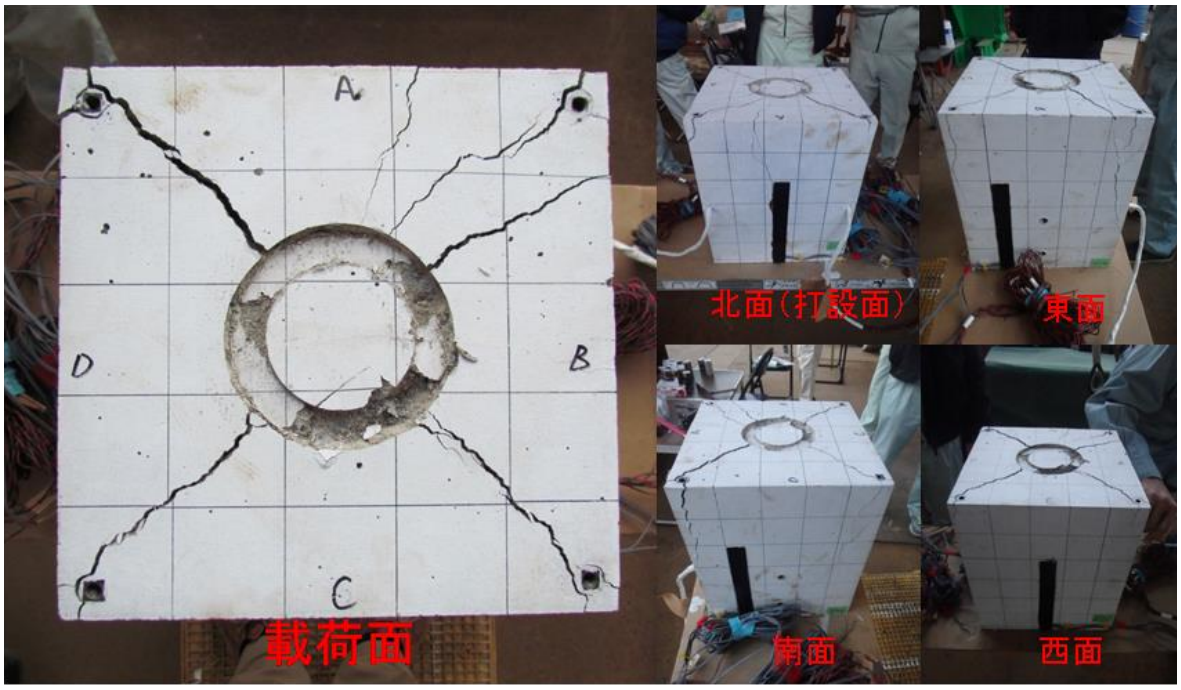
図 8.4.13 荷重～帯筋・中子筋ひずみ関係（No. 1-7～9）

8.4.5 破壊状況

試験体の破壊状況を**写真 8.4.1～4** に示す。破壊に至る過程として No.0-1 および No.0-2 では支圧盤設置面において角部に向かってひび割れが進展していき，それに伴い側面のひび割れが発生した後に破壊に至った。それ以外の試験体では側面のひび割れが発生し，その後支圧盤設置面においてひび割れが発生した後に破壊に至った。



(a)No.0-1：補強筋有り

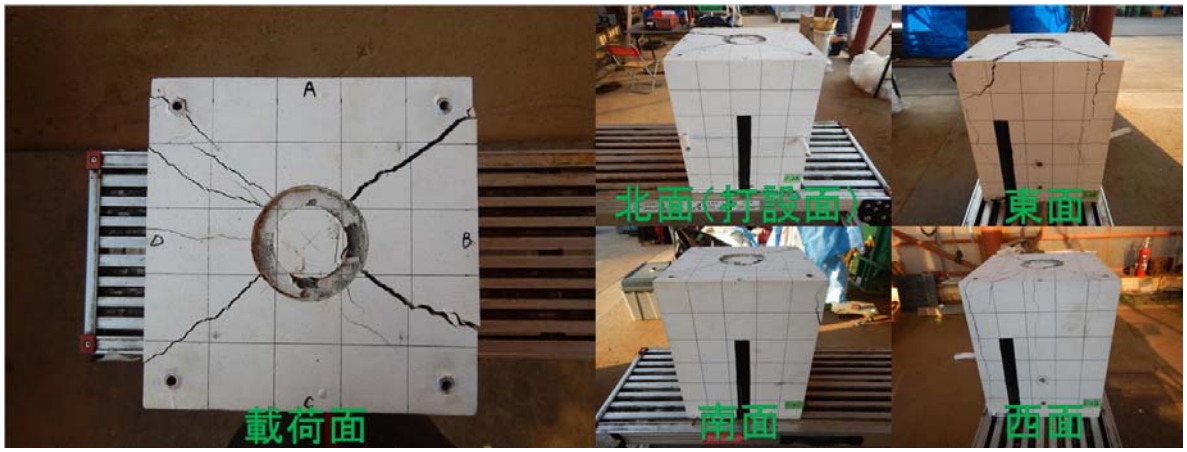


(a)No.0-2：補強筋無し

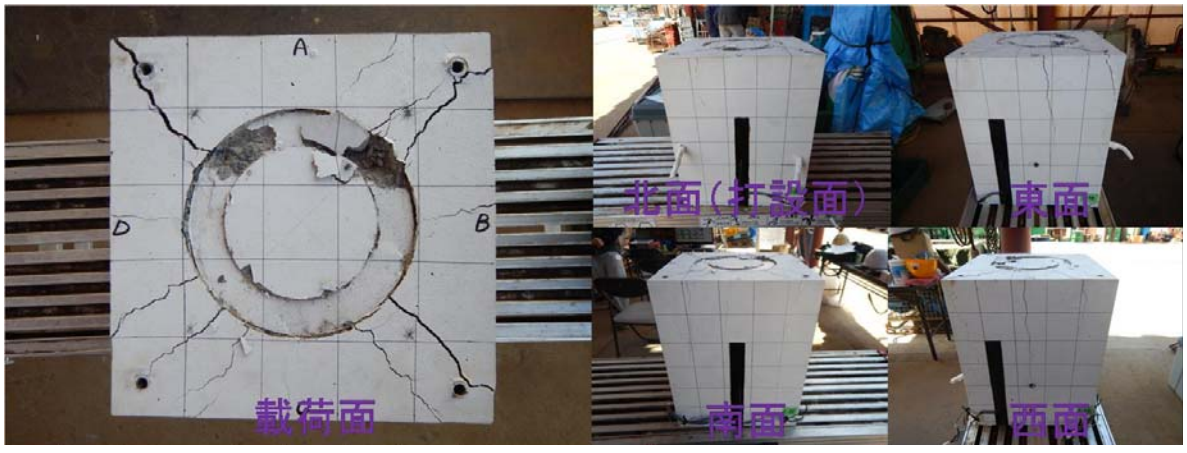
写真 8.4.1　試験体の破壊状況（No.0-1～2）



(a)No.1-1：基準試験体

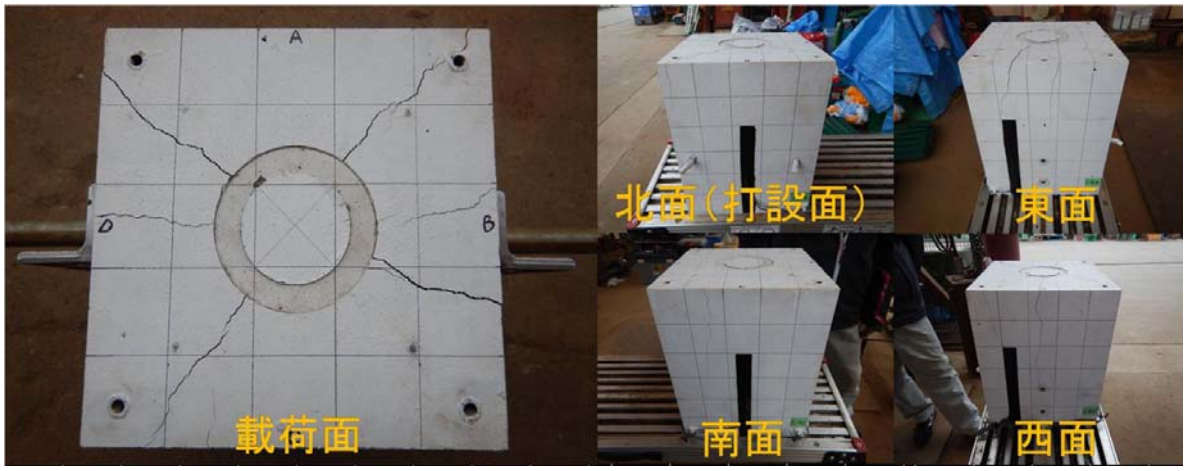


(b)No.1-2：面積比大

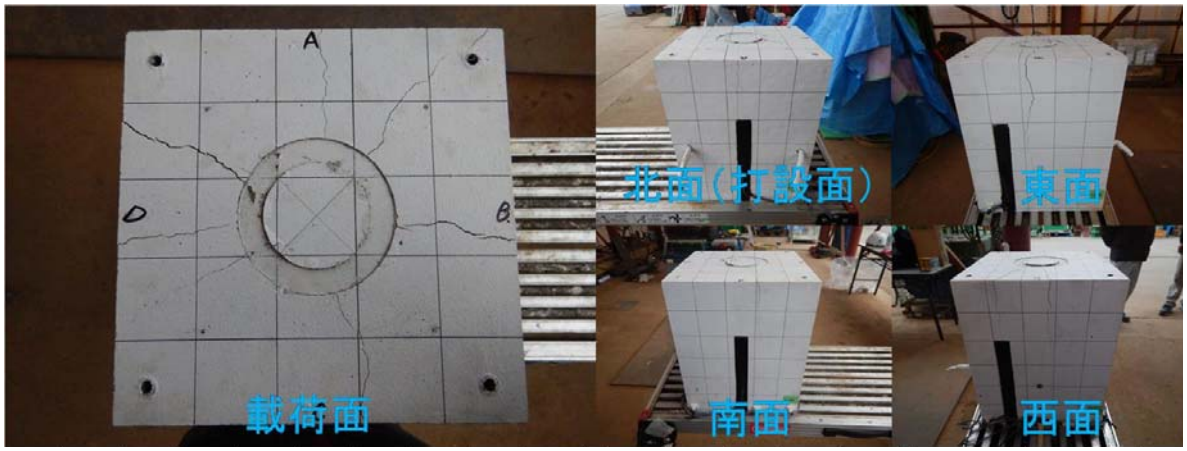


(c)No.1-3：面積比小

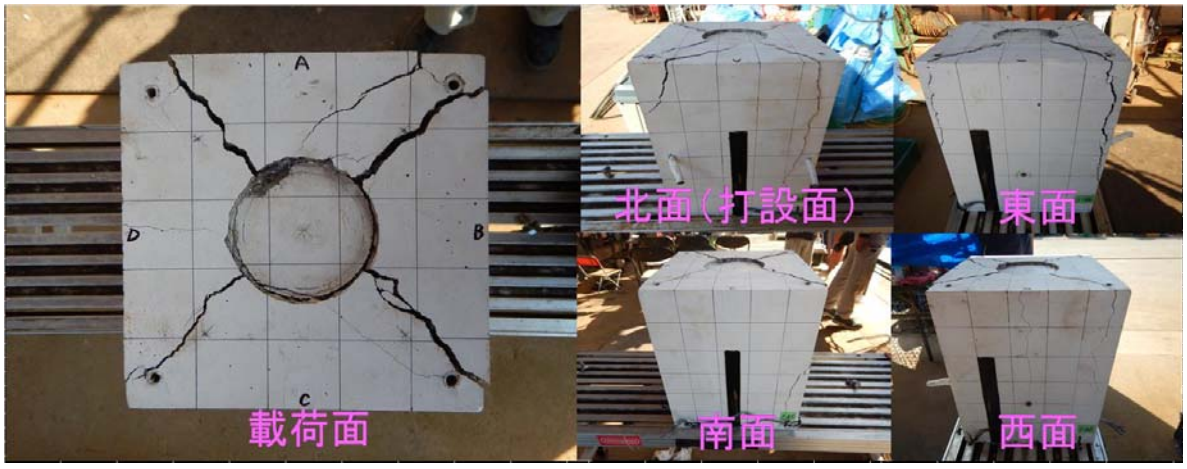
写真 8.4.2　破壊状況（No.1-1～3）



(a)No.1-4：中強度

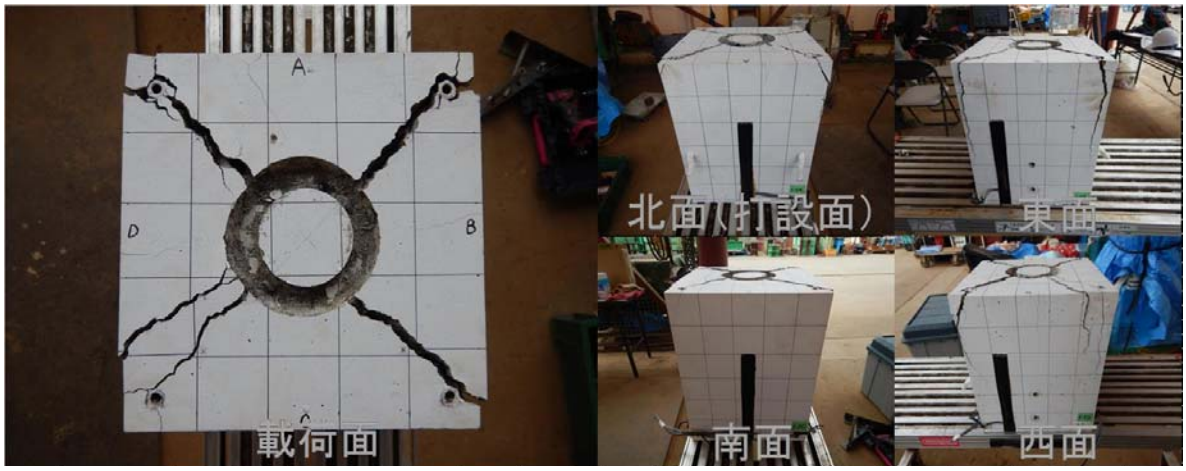


(b)No.1-5：高強度

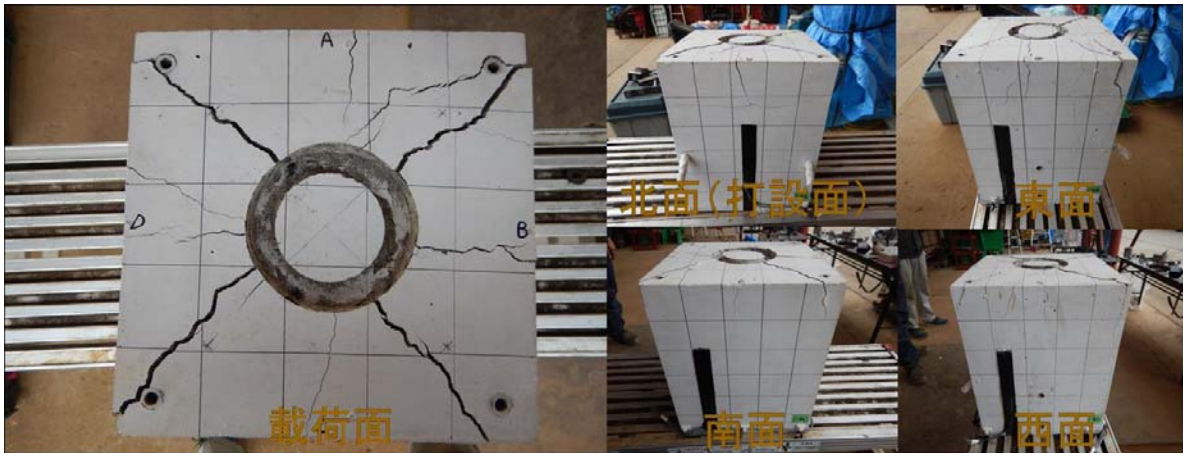


(c)No.1-6：中実

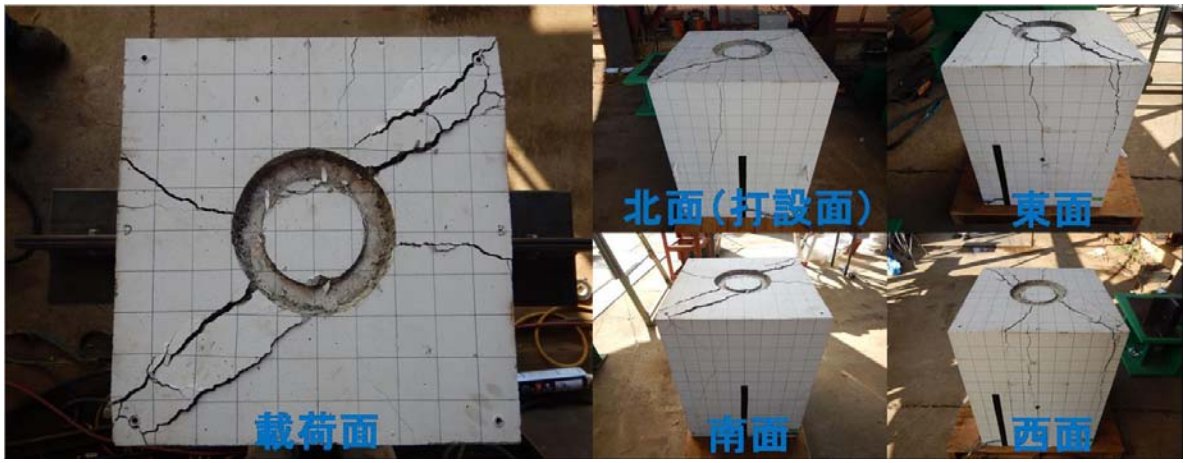
写真 8.4.3　破壊状況（No.1-4～6）



(a)No.1-7：帯筋ピッチ 1/3



(b)No.1-8：中子筋方式



(c)No.1-9：寸法大

写真 8.4.4　破壊状況（No.1-7～9）

8.5 実験結果の検討

8.5.1 支圧強度の算定式と試験結果との比較

試験結果および（式 8.5.1）[8-1]，（式 8.5.2）との比較を**表 8.5.1**，支圧強度比～支圧面積比関係を**図 8.5.1** に，算定式との比率～コンクリート強度関係を**図 8.5.2** に示す。

式 8.5.2 はコンクリートの引張強度を考慮した式である。

$P1=\sigma_B\times\sqrt{(Ac/A1)}\times A1$　　（式 8.5.1）

$P2=10\times\sigma_t\times\sqrt{(Ac/A1)}=1.8\times\sigma_B^{(0.8-\sigma B/2000)}\times\sqrt{(Ac/A1)}\times A1$　　（式 8.5.2）

ただし，P1,P2：荷重（N）

σ_B：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

σ_t：コンクリートの引張強度（N/mm²）

Ac：支承面積（mm²）

A1：支圧面積（支圧盤断面積）（mm²）

式 8.5.1 と試験結果の比率は 0.90，式 8.5.2 と試験結果の比率は 1.04 となり，式 8.5.2 の方が適合性は比較的高いことが分かった。

中子筋方式の試験体（No.1-8）の比率はいずれの算定式よりも大きくなった。PC 指針[8-1]の算定式の適用範囲として「有効な鉄筋補強を行わないコンクリートの支圧強度の算定式」と記載があり，中子筋方式の試験体は適用範囲外であったと推察される。

中実試験体（No.1-6）は算定式が過大評価する結果となった。これは算定式を構成している載荷方法が支圧部：中実角型，支承部：中実角型であり，今回の実験では支圧部：中空円形（1 体は中実円形），支承部：中実角型と試験体形状が異なっていることが影響していると考えられる。PC 指針[8-1]でも載荷方法（帯状の支圧盤を用いると支圧強度が 1 割程度低下）が，支圧強度に影響を与えると指摘されている。

寸法の大きな試験体（No.1-9）は算定式が過大評価する結果となった。これは寸法効果の影響を受けたためと考えられる。

表 8.5.1　試験結果および算定式との比較

No.	杭径 D (mm)	支圧断面積 A1 (mm²)	ﾊﾞｲﾙｷｬｯﾌﾟ幅 L (mm)	支承断面積 Ac (mm²)	面積比 √(Ac/A1)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮強度 σ_B (N/mm²)	支圧盤形状	帯筋比 (%)	帯筋呼び名	ひびわれ荷重 Pcr (kN)	最大荷重 Pmax (kN)	基準試験体との比較※1	支圧強度比 σbb/σcb	荷重 P1※2：式8.5.1 (kN)	荷重 P2※3：式8.5.2 (kN)	Pmax/P1 式8.5.1と比較	Pmax/P2 式8.5.2と比較	比率※4 (変位)
0-1	100	4,222	250	62,500	3.85	23.6	中空	0.25	D6	378	386	1.00	3.87	383	353	1.01	1.09	3.42
0-2	100	4,222	250	62,500	3.85	23.6	中空	0.00	-	366	366	0.95	3.67	383	353	0.95	1.04	1.70
1-1	100	4,222	250	62,500	3.85	25.5	中空	0.25	D6	372	374	1.00	3.47	414	374	0.90	1.00	5.84
1-2	85	3,123	250	62,500	4.47	25.5	中空	0.25	D6	320	320	0.86	4.02	356	322	0.90	0.99	3.33
1-3	150	9,500	250	62,500	2.56	25.4	中空	0.25	D6	349	557	1.49	2.31	619	560	0.90	0.99	2.21
1-4	100	4,222	250	62,500	3.85	54.5	中空	0.25	D6	601	721	1.93	3.13	885	642	0.81	1.12	1.91
1-5	100	4,222	250	62,500	3.85	74.6	中空	0.25	D6	706	853	2.28	2.71	1212	784	0.70	1.09	2.02
1-6	100	7,854	250	62,500	2.82	25.4	中実	0.25	D6	346	354	0.95	1.77	563	509	0.63	0.70	4.70
1-7	100	4,222	250	62,500	3.85	26.2	中空	0.75	D6	369	409	1.09	3.70	426	382	0.96	1.07	7.77
1-8	100	4,222	250	62,500	3.85	26.2	中空	0.75	D6(中子筋)	338	580	1.55	5.24	426	382	1.36	1.52	1.72
1-9	200	16,889	500	250,000	3.85	26.6	中空	0.25	D10	1338	1338	3.58	2.98	1728	1545	0.77	0.87	11.14

※1　No.0-2はNo.0-1との最大荷重の比率，それ以外の試験体はNo.1-1との最大荷重との比率により算出した。

※2　$P1=\sigma B\times\sqrt{(Ac/A1)}\times A1$により算出した。

※3　$P2=1.8\times\sigma B^{(0.8-\sigma B/2000)}\times\sqrt{(Ac/A1)}\times A1$により算出した。

※4　比率は「0.8×最大荷重時変位」と「最大荷重時変位」の比率を示す。

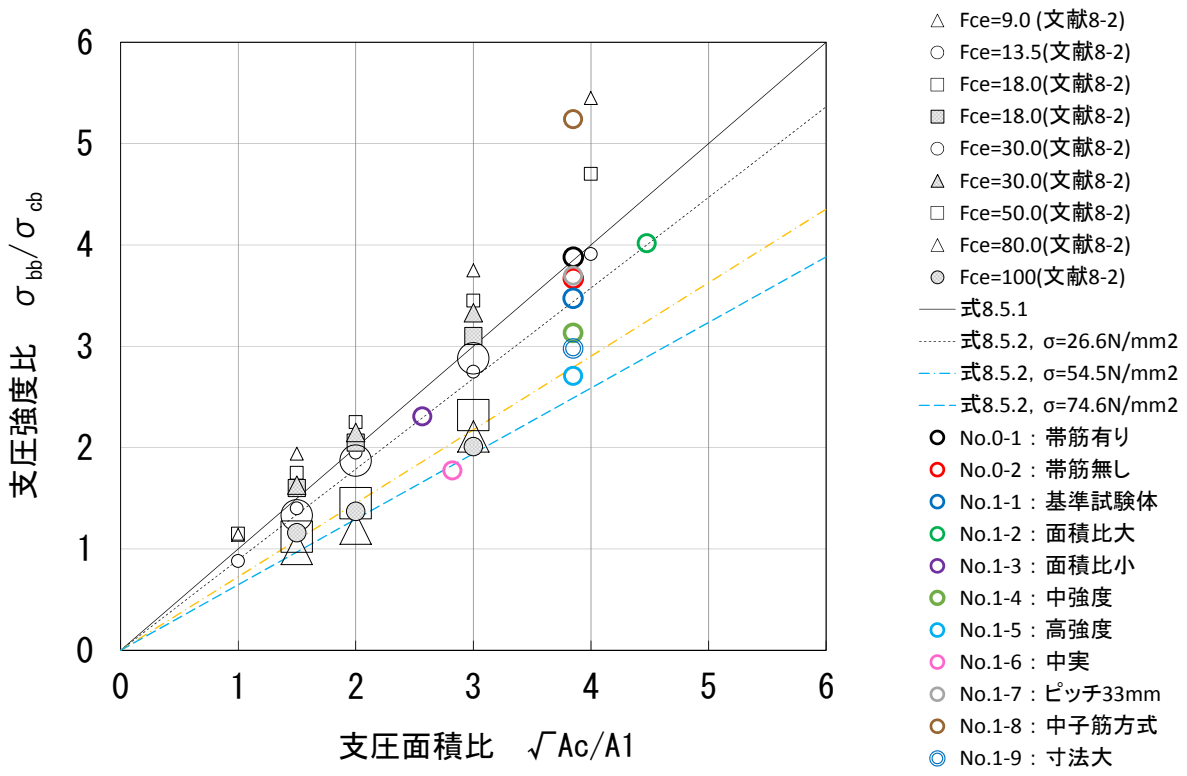
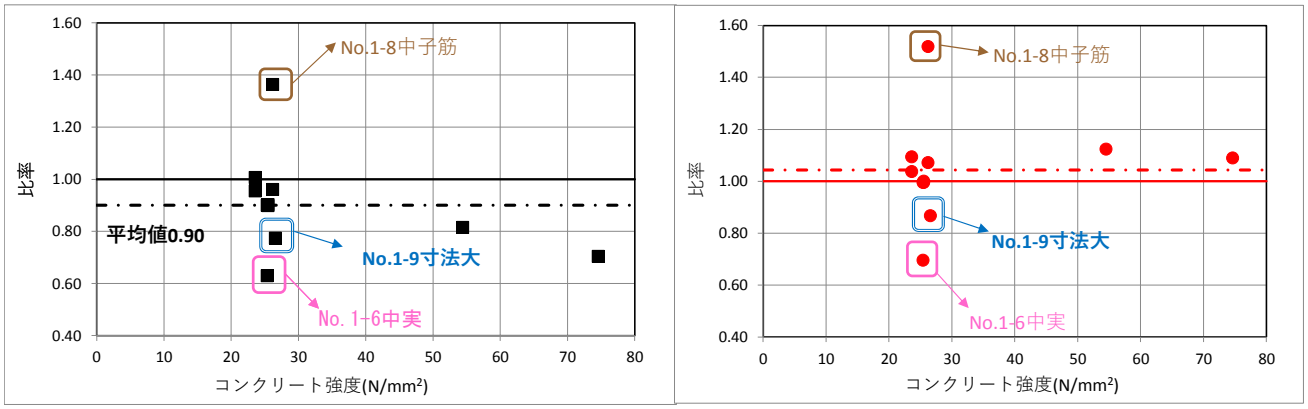


図 8.5.1　支圧面積比～支圧強度比



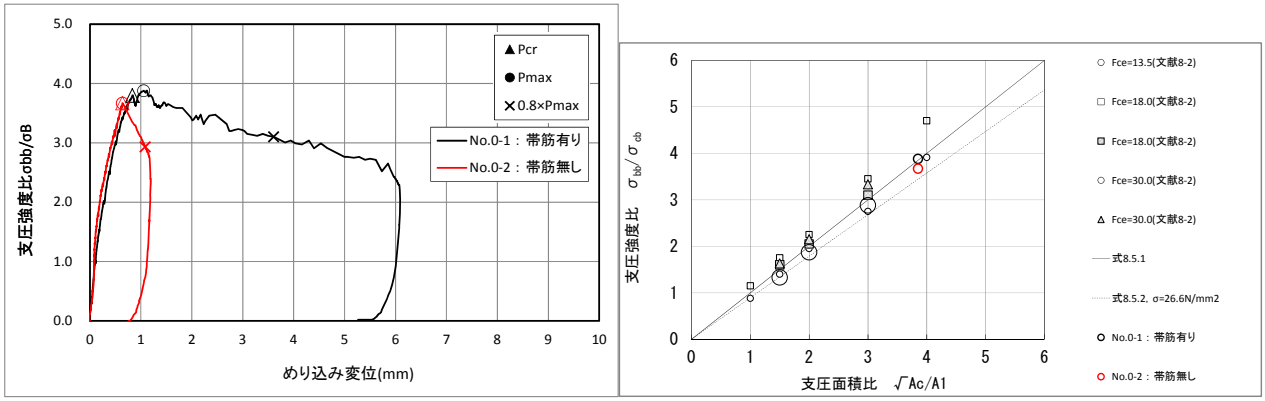
(a) 式 8.5.1 との比較　　(b) 式 8.5.2 との比較

図 8.5.2　算定式との比率～コンクリート圧縮関係

8.5.2 荷重～めり込み変位関係

(1)　帯筋の有無の影響について（No. 0-1 および No. 0-2 の比較）

帯筋の有無の影響を**図 8.5.3** に示す。支圧強度比は帯筋有り（No.0-1）の場合 3.88，帯筋無し（No.0-2）の場合 3.67 となった。0.8×最大荷重時の変位と最大荷重時の変位の比率（$\delta_{0.8\times Pmax}/\delta_{Pmax}$）は，帯筋有りの場合 3.42，帯筋無しの場合 1.70 となった。帯筋有り（No.0-1）の方が支圧強度および $\delta_{0.8\times Pmax}/\delta_{Pmax}$ ともに大きい結果となった。

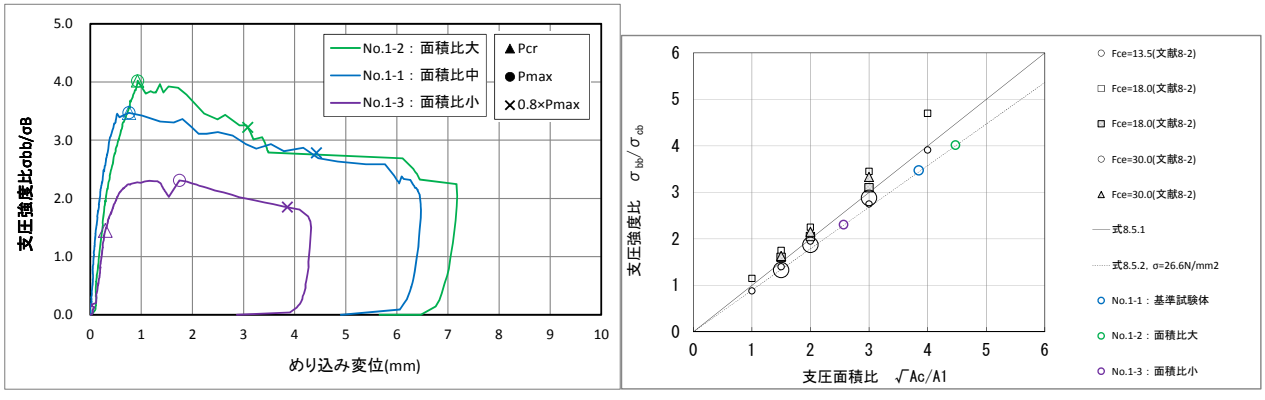


(a) 支圧強度比～めり込み変位関係　　(b) 支圧強度比～支圧面積比関係

図 8.5.3　帯筋の有無の影響

(2)　面積比の影響について（No. 1-1，No. 1-2 および No. 1-3 の比較）

面積比の影響を**図 8.5.4** に示す。支圧強度比は面積比大（No.1-2）の場合 4.02，面積比中（No.1-1）の場合 3.47 および面積比小（No.1-3）の場合 2.31 となった。$\delta_{0.8\times Pmax}/\delta_{Pmax}$ は，面積比大の場合 3.33，面積比小の場合 5.84 および面積比小の場合 2.21 となった。面積比が大きくなるに従って支圧強度比が増大し，コンクリート引張強度を考慮した算定式 8.5.2 との適合性が高いことが分かった。



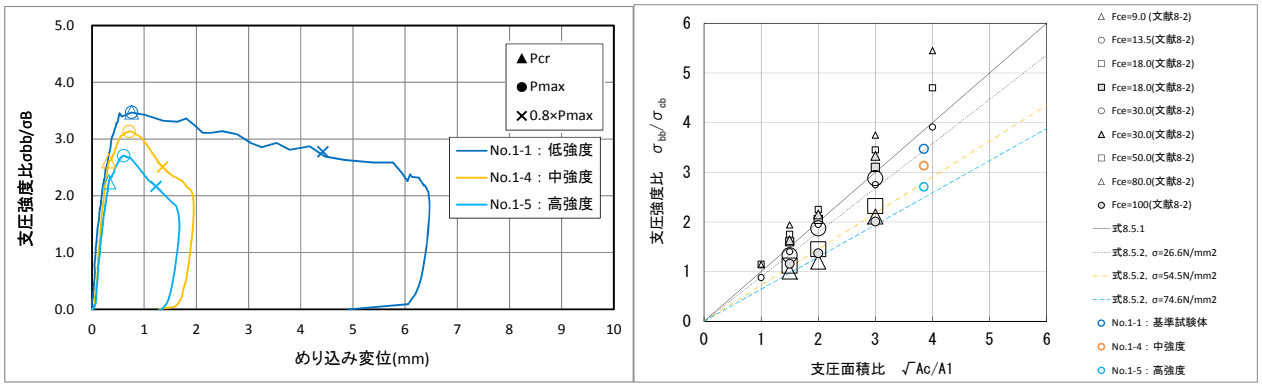
(a) 支圧強度比～めり込み変位関係　　(b) 支圧強度比～支圧面積比関係

図 8.5.4　面積比の影響

(3)　コンクリート圧縮強度の影響について（No. 1-1，No. 1-4 および No. 1-5 の比較）

コンクリート圧縮強度の影響を**図 8. 5. 5** に示す。支圧強度比は低強度（No.1-1）の場合 3.47，中強度（No.1-4）の場合 3.13 および高強度（No.1-5）の場合 2.71 となった。$\delta_{0.8\times Pmax}/\delta_{Pmax}$ は，低強度の場合 5.84，中強度の場合 1.91 および高強度の場合 2.02 となり，中強度および高強度の場合，比率が 2 程度で脆性的な破壊となることが分かった。

コンクリート圧縮強度の増加に応じて支圧強度比が減少し，コンクリート引張強度を考慮した式 8.5.2 との適合性が高いことが分かった。



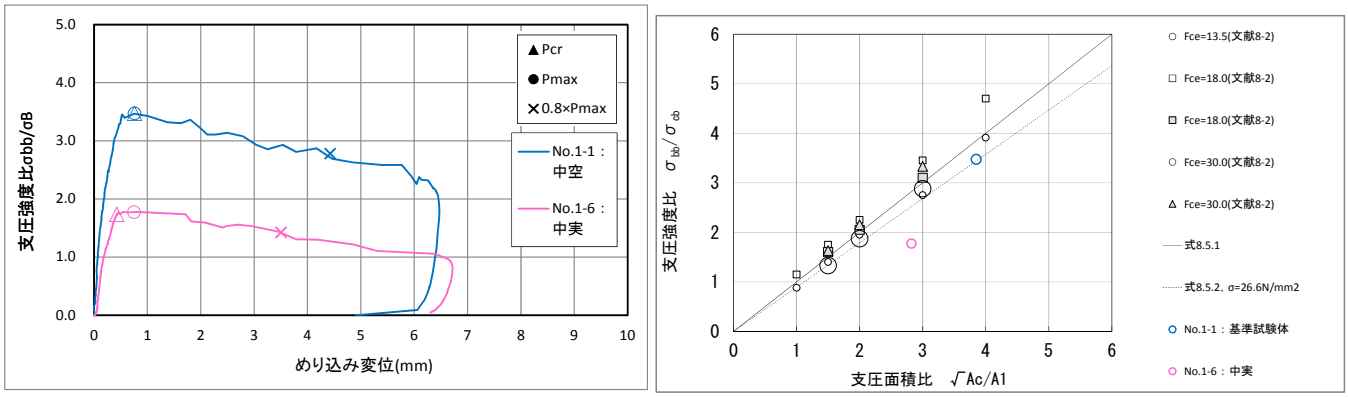
(a) 支圧強度比～めり込み変位関係　　(b) 支圧強度比～支圧面積比関係

図 8. 5. 5　コンクリート強度の影響

(4)　支圧盤の中空断面と中実断面の影響について（No. 1-1 および No. 1-6 の比較）

支圧盤の中空断面と中実断面の影響を**図 8. 5. 6**，荷重～埋込みゲージのひずみ関係を**図 8. 5. 7** に示す。支圧強度比は中空（No.1-1）の場合 3.47，中実（No.1-6）の場合 1.77 となった。$\delta_{0.8\times Pmax}/\delta_{Pmax}$ は中空の場合 5.84，中実の場合 4.70 となった。

支圧強度比は中空に比べ，中実の方が小さくなる傾向を示した。載荷荷重は，中空（No.1-1）と中実（No.1-6）とほぼ等しくなったために，中実（No.1-6）の支圧強度比は，中空（No.1-1）の強度比より小さくなった。また，最大荷重時の 2 段目の埋込みゲージのひずみはほぼ等しい値であった。本試験では支圧部が円形，支承部が角形であるが算定式 8.5.1 および算定式 8.5.2 では支圧部，支承部が共に角形の実験結果に基づいている。載荷形状の違いが影響した可能性があると考えられる。



(a) 支圧強度比～めり込み変位関係　　(b) 支圧強度比～支圧面積比関係

図 8.5.6　コンクリート強度の影響

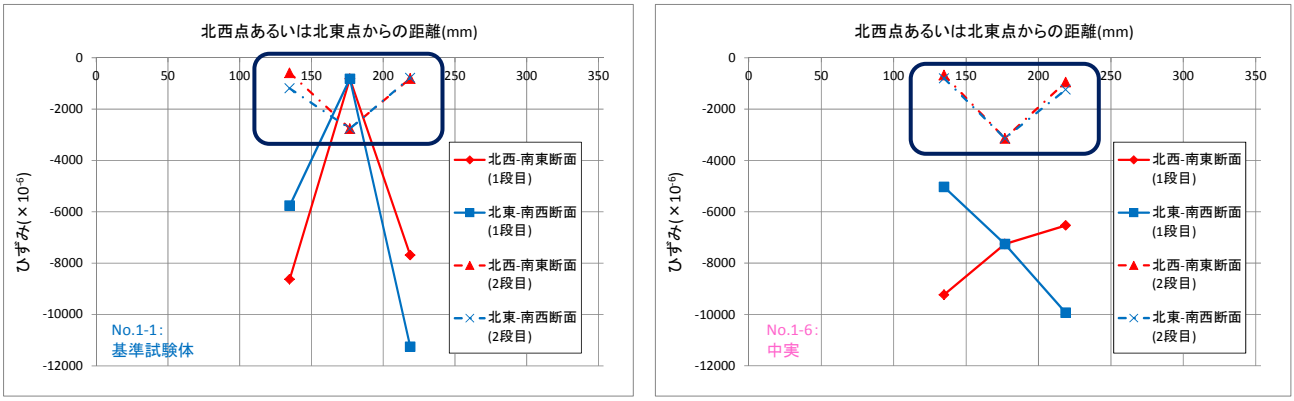


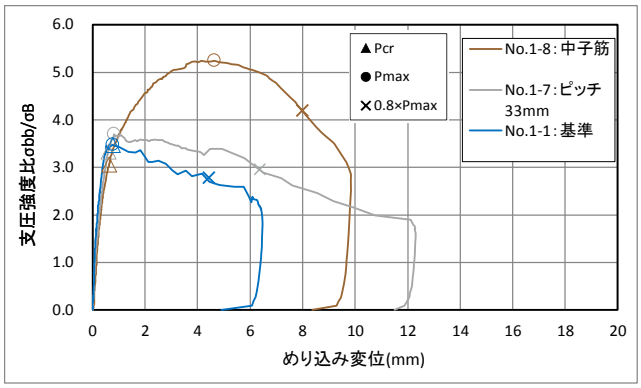
図 8.5.7　荷重～埋込みゲージのひずみ関係

(5)　帯筋量の影響について（No.1-1，No.1-7 および No.1-8 の比較）

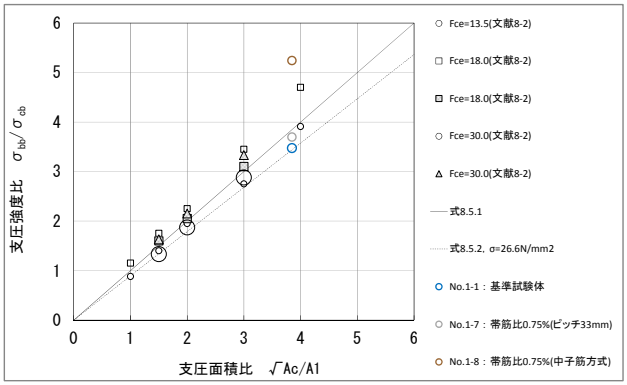
帯筋量の影響を図 8.5.8 に示す。支圧強度比は有効面積鉄筋比 0.25%（No.1-1）の場合 3.47，有効面積鉄筋比 0.77%（ピッチ 33mm，No.1-7）の場合 3.70，有効面積鉄筋比 1.27%（中子筋方式）（No.1-8）の場合 5.24 となった。

$\delta_{0.8\times Pmax}/\delta_{Pmax}$ は，有効面積鉄筋比 0.25%（No.1-1）の場合 5.84，有効面積鉄筋比 0.77%（ピッチ 33mm，No.1-7）の場合 7.77，有効面積鉄筋比 1.27%（中子筋方式，No.1-8）の場合 1.72，となった。

支圧強度比は，有効面積鉄筋比 0.77%(ピッチ 33mm，No.1-7）では 1.09 倍，有効面積鉄筋比 1.27%(中子筋方式，No.1-8）では 1.55 倍であり有効面積鉄筋比の増加に伴い支圧強度比が増加した。No.1-8 は他試験体とは異なりひび割れ以後に大きく強度上昇し，異なる支圧強度比～めり込み変形関係を示した。



(a) 支圧強度比～めり込み変位関係

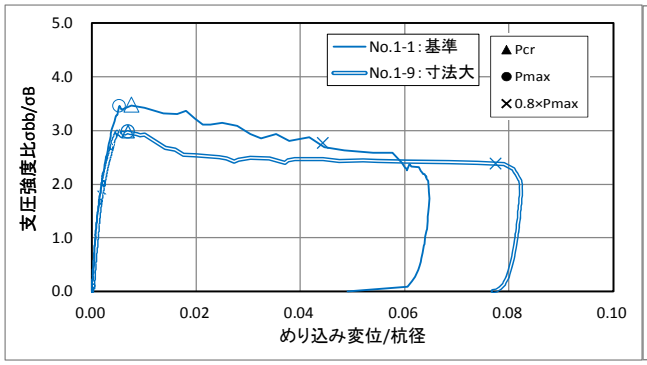


(b) 支圧強度比～支圧面積比関係

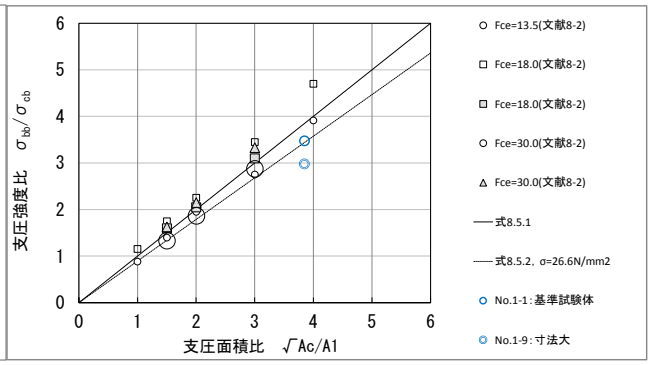
図 8.5.8　鉄筋比の影響

(6)　試験体寸法の影響について（No.1-1 および No.1-9 の比較）

試験体寸法の影響を図 8.5.9 に示す。横軸をめり込み変位を杭径で除して無次元化した。支圧強度比は基準試験体（□250mm，No.1-1）の場合 3.47，寸法大（□500mm，No.1-9）の場合 2.98 で，寸法大（No.1-9）の支圧強度度は寸法効果の影響のため 1 割程度低下した。



(a) 支圧強度比～めり込み変位/杭径関係



(b) 支圧強度比～支圧面積比関係

図 8.5.9　試験体寸法の影響

8.6 実験概要（シリーズ 2）

8.6.1 試験体仕様

(1)　試験体寸法

試験体概要を**表 8.6.1** に，パイルキャップの記号を**図 8.6.1**，配筋概要図を**図 8.6.2**，試験要因の相関図を**図 8.6.3** に示す。

No.2 シリーズの支圧盤径(D)は 150mm を標準とし，No.2-6 の支圧盤径は 100mm と設定した。

No.2-1，2-2，2-4，2-5，2-5 は中子筋有（１段），No.2-3 は中子筋無しとした。

1)有効体積鉄筋比の比較

No.2-1，2-2，2-3 を対象に有効体積鉄筋比の比較を行う。なお，No.2-3 は中子筋無しとする。

2)鉄筋強度の比較

No.2-4 の配筋は No.2-1 と同一配筋であるが，鉄筋強度を 785N/mm² とする。その他試験体の鉄筋強度は 295N/mm² である。

3)中子鉄筋の配置の比較

No. 2-5 の中子筋を支圧盤直下に配置し，No. 2-1 と配筋を比較する。

4)支圧面積比の比較

No.2-1 の支圧盤径はφ150mm, へりあきは 50mm である。一方, No.2-6 の支圧盤径はφ100mm, へりあきは 75mm である。支圧面積比の比較を行う。

表 8.6.1　試験体概要

No.	杭径 D (mm)	肉厚 T (mm)	高さ h1 (mm)	T/D	支圧断面積 A1 (mm²)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ幅 L (mm)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ高さ h2 (mm)	支承断面積 Ac (mm²)	面積比※1 √(Ac/A1)	有効へりあき Dh (mm)	へりあき (Dh＋(D/2))/D	ｺﾝｸﾘｰﾄ目標圧縮強度 σ (N/mm²)	支圧盤形状	有効体積鉄筋比 ρs (%)	有効面積鉄筋比 pts (%)	帯筋呼び名
2-1	150	24	100	0.16	9,500	250	310	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.75	1.15	D6(中子筋)
2-2	150	24	100	0.16	9,500	250	310	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.09	0.77	D6(中子筋)
2-3	150	24	100	0.16	9,500	250	310	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	0.43	0.26	D6(中子無)
2-4	150	24	100	0.16	9,500	250	310	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.75	1.15	S6-785（中子筋）
2-5	150	24	100	0.16	9,500	250	310	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.98	1.28	D6(中子筋)
2-6	100	16	100	0.16	4,222	250	310	62,500	3.85	75	1.25	30	中空	1.75	1.15	D6(中子筋)

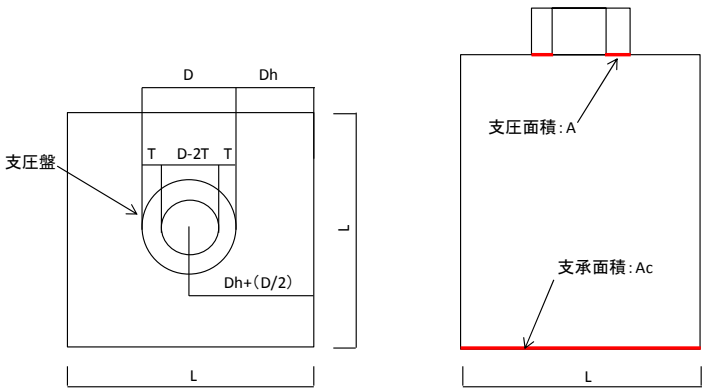
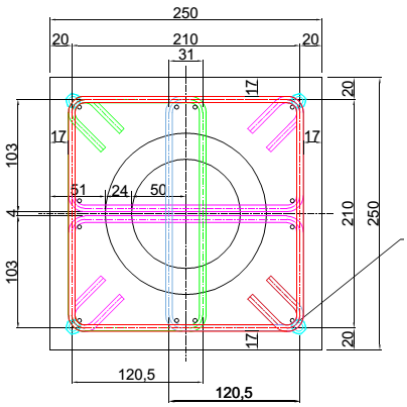
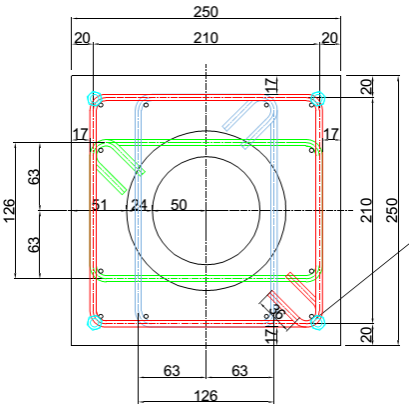


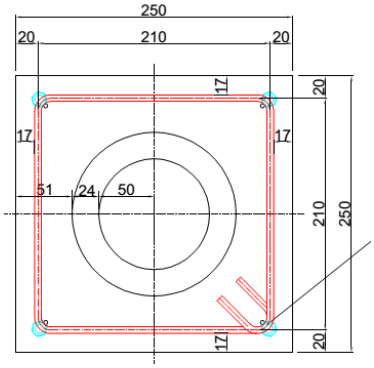
図 8.6.1　パイルキャップの記号



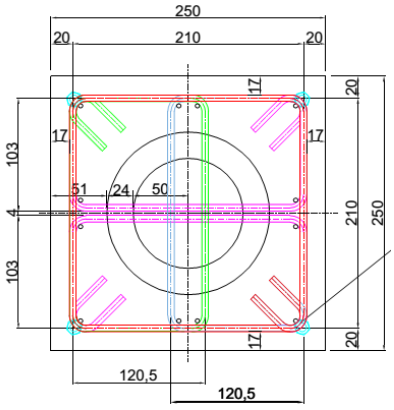
(a)No. 2-1：基準仕様(D=φ150mm, 295N/mm^2)



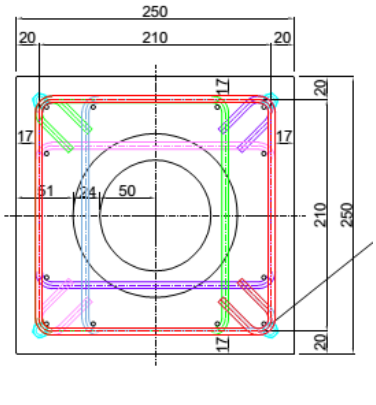
(b)No. 2-2：鉄筋比小



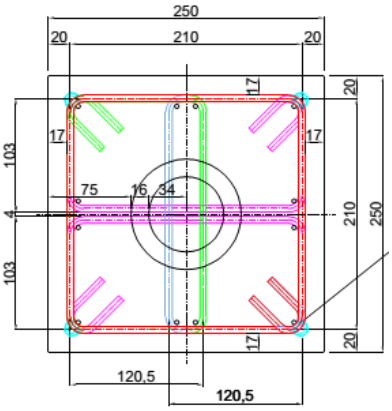
(c)No. 2-3：中子筋無



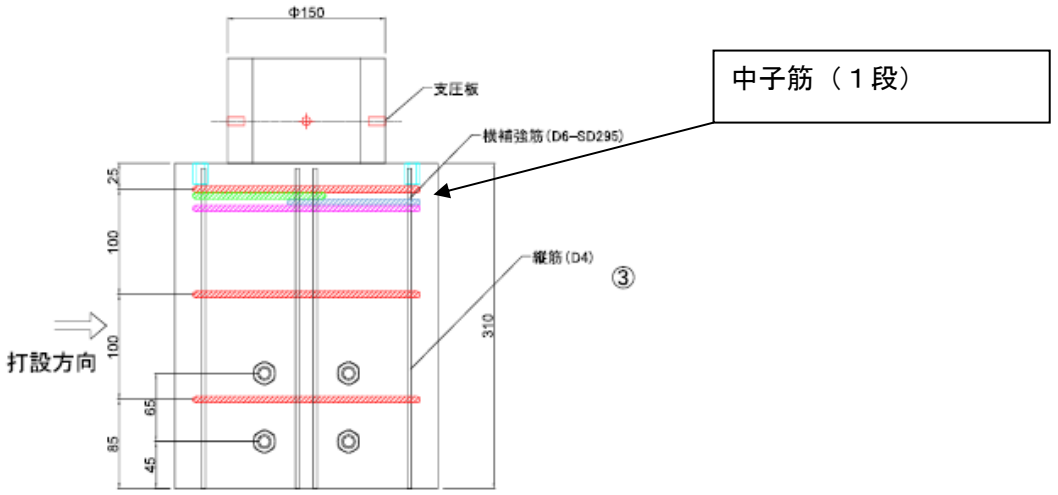
(d)No. 2-4：鉄筋強度高(785 N/mm^2)



e)No. 2-5：配筋比較



(f)No. 2-6：支圧面積比較(D=φ100mm)



(g)No. 2-1：基準仕様(D=φ150mm, 295N/mm^2)

図 8.6.2　配筋概要図

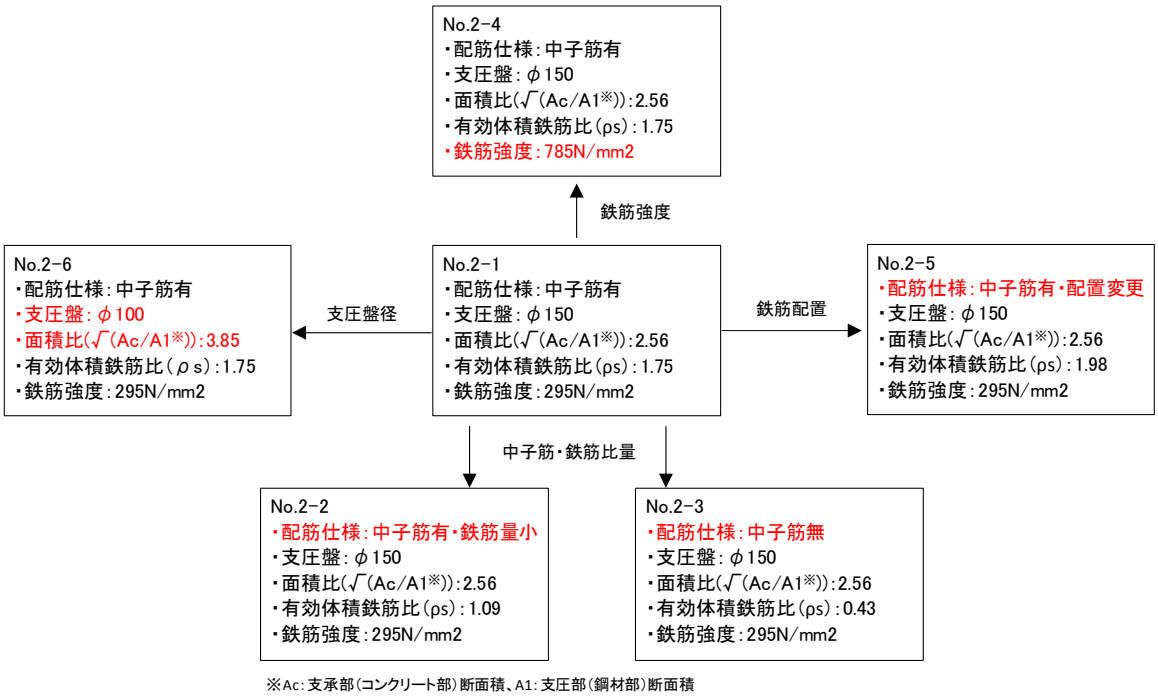


図 8.6.3　試験要因の相関図

(2)　有効体積鉄筋比，有効面積鉄筋比の計算

有効体積鉄筋比は，帯筋間に設置された帯筋と中子筋の鉄筋体積をコンクリート体積（b×d×ｓ）で除した値とした。No.2-１の有効体積鉄筋比に関する記号を**図 8.6.4** に示す。

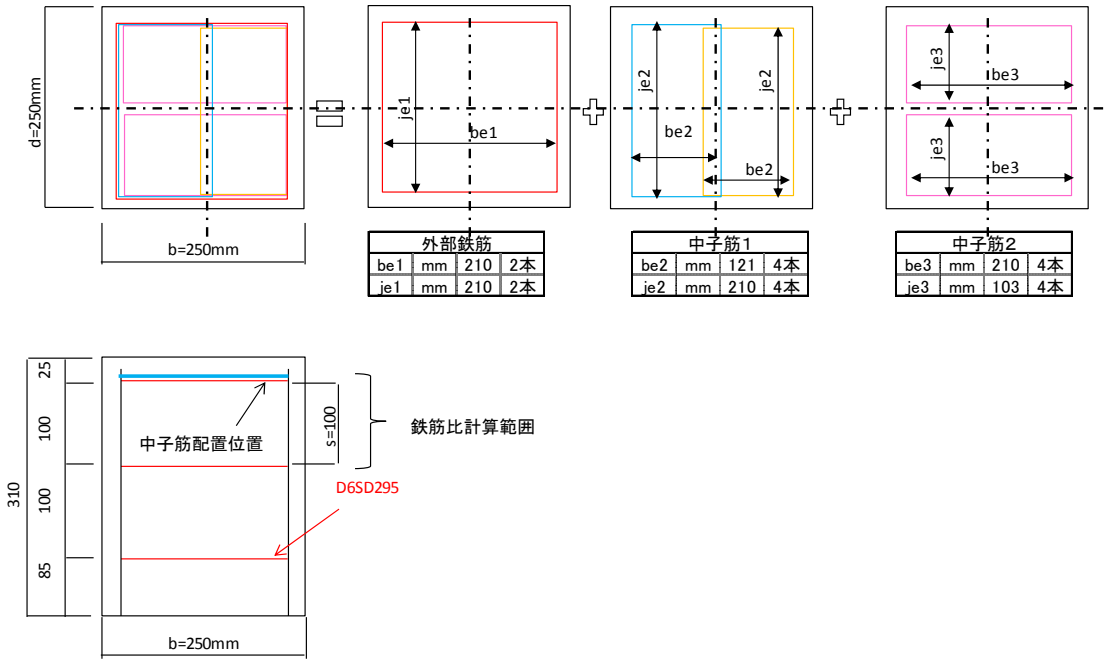


図 8.6.4　有効体積鉄筋比に関する記号（No.2-1）

表 8.6.2　有効体積鉄筋比

No.				.2-1,6,4	2-2	2-3	2-5
外部帯筋	仕様			D6	D6	D6	D6
	断面積	as	mm2	31.97	31.97	31.97	31.97
	幅	be1	mm	210	210	210	210
	本数	nb1	本	2	2	2	2
	長さ	je1	mm	210	210	210	210
	本数	nj1	本	2	2	2	2
	体積	V1	mm3	26855	26855	26855	26855
中子筋1	仕様			D6	D6	–	D6
	断面積	as	mm2	31.97	31.97	–	31.97
	幅	be2	mm	120.5	126	–	168
	本数	nb2	本	4	2	–	4
	長さ	je2	mm	210	210	–	210
	本数	nj2	本	4	2	–	4
	体積	V2	mm3	42264	21484	–	48339
中子筋2	仕様			D6	D6	–	D6
	断面積	as	mm2	31.97	31.97	–	31.97
	幅	be3	mm	210	210	–	210
	本数	nb3	本	4	2	–	4
	長さ	je3	mm	103	103	–	168
	本数	nj3	本	4	2	–	4
	体積	V3	mm3	40026	20013	–	48339
合計体積		V4=V1+V2+V3	mm3	109146	68352	26855	123532
幅		b	mm	250	250	250	250
長さ		d	mm	250	250	250	250
鉄筋間隔		s	mm	100	100	100	100
体積		V5=b×d×s	mm3	6250000	6250000	6250000	6250000
有効体積鉄筋比		ρs=V4/V5	%	1.75	1.09	0.43	1.98

「注」V1=(be1×nb1＋je1×nj1)×as
V2=(be2×nb2＋je2×nj2)×as
V3=(be3×nb3＋je3×nj3)×as
V4=V1+V2+V3
V5=b×d×s

有効面積鉄筋比は，X 方向と Y 方向毎に求めた。各方向面に設置された帯筋と中子筋の鉄筋面積をコンクリート面積（b×s）で除した値とした。No.2-1 の有効体積鉄筋比に関する記号を**図 8.6.5** に示す。

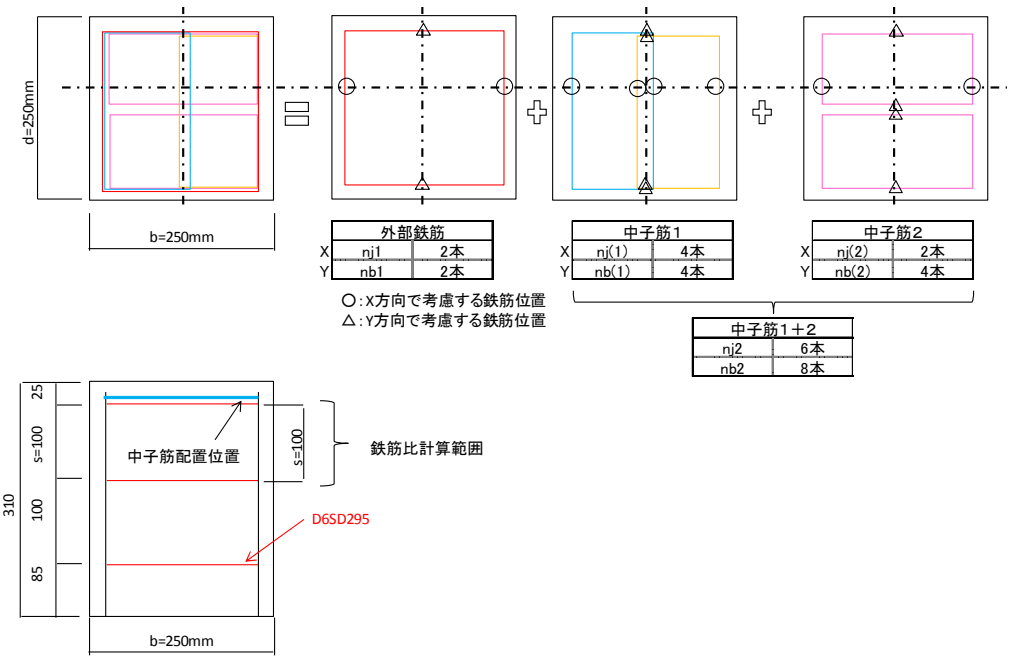


図 8.6.5　有効面積鉄筋比に関する記号（No.2-1）

表 8.6.3　有効面積鉄筋比

方向	No.				.2-1,6,4	2-2	2-3	2-5
X	仕様				D6	D6	D6	D6
	断面積		as	mm2	31.97	31.97	31.97	31.97
	外部帯筋	本数	nj1	本	2	2	2	2
	中子筋1+2	本数	nj2	本	6	4	0	8
	断面積		A1	mm2	255.76	191.82	63.94	319.7
	幅		d	mm	250	250	250	250
	鉄筋間隔		s	mm	100	100	100	100
	断面積		A2=b×s	mm3	25000	25000	25000	25000
	有効面積鉄筋比		pts=A1/A2	%	1.02	0.77	0.26	1.28
Y	仕様				D6	D6	D6	D6
	断面積		as	mm2	31.97	31.97	31.97	31.97
	外部帯筋	本数	nb1	本	2	2	2	2
	中子筋1+2	本数	nb2	本	8	4	0	8
	断面積		A3	mm2	319.7	191.82	63.94	319.7
	幅		b	mm	250	250	250	250
	鉄筋間隔		s	mm	100	100	100	100
	面積		A4=b×s	mm3	25000	25000	25000	25000
	有効体積鉄筋比		pts=A3/A4	%	1.28	0.77	0.26	1.28

「注」A1=(nj1+nj2)×as
A2=b×s
A3=(nb1+nb2)×as
A4=b×s

(3)　材料特性

鉄筋の材料試験値およびコンクリートの平均圧縮強度を**表 8.6.4** および 8.6.5 に示す。

表 8.6.4　鉄筋の材料試験値

呼び強度	コンクリートの種類による記号	ｽﾗﾝﾌﾟ	骨材の最大寸法	圧縮強度		ヤング係数	割裂強度
				材齢28日	材齢35日		
		(cm)	(mm)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)	(N/mm^2)
30	N	18	13	29.9	30.7	24.8	2.16

表 8.6.5　コンクリートの材料試験値

呼び強度	コンクリートの種類による記号	ｽﾗﾝﾌﾟ	骨材の最大寸法	圧縮強度		割裂強度
				材齢28日	材齢35日	
		(cm)	(mm)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
30	N	18	13	29.9	30.7	2.16

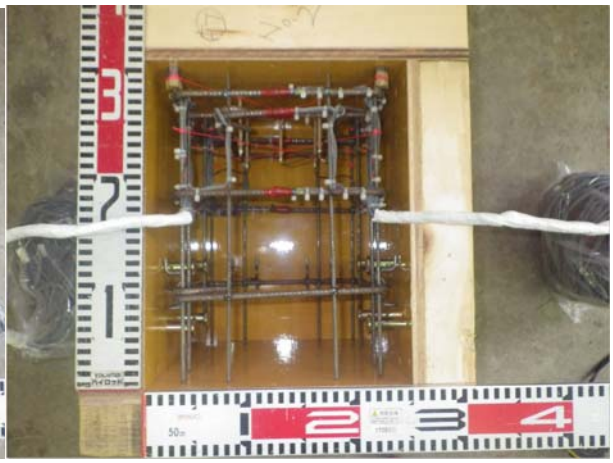
8.6.2 試験体製作

試験写真を**写真 8.6.1～2** に示す。

コンクリートの打設方向は支圧盤の設置面の平滑性を確保するために側面から横打ちした。



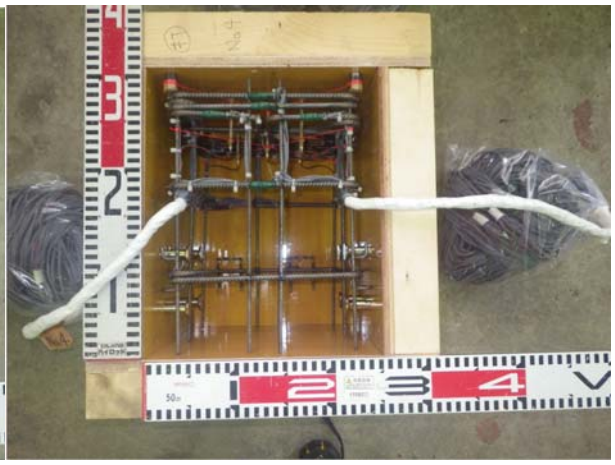
No.2-1：基準仕様(D=φ150mm, 295N/mm^2)



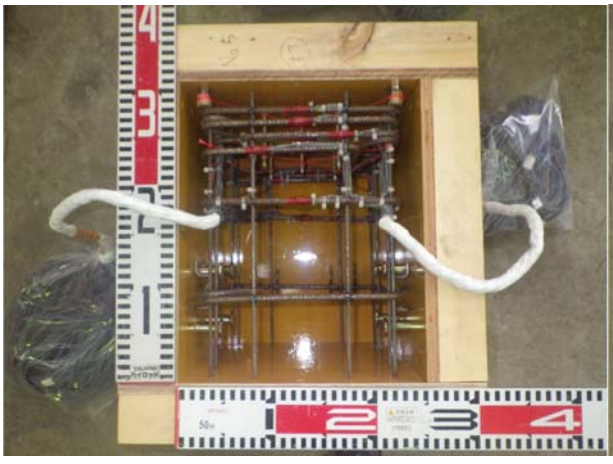
(b)No.2-2 鉄筋比小



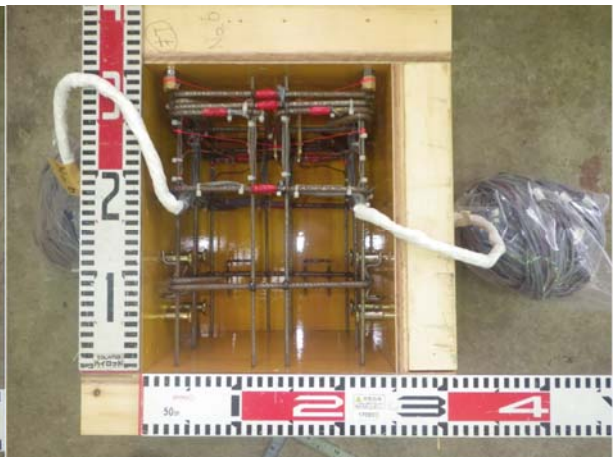
(c)No.2-3：中子筋無



(d)No.2-4：鉄筋強度高(785N/mm^2)

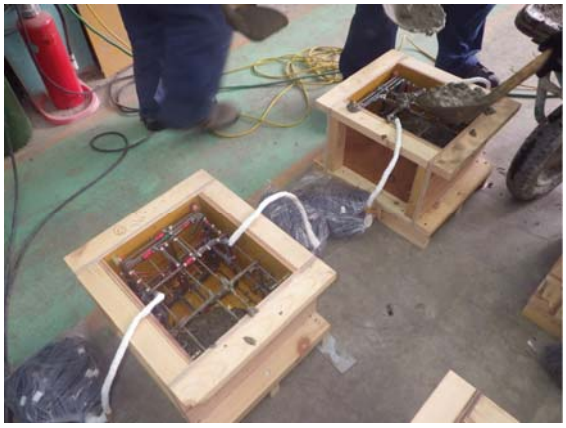


(e)No.2-5：配筋比較



(f)No.2-6：支圧面積比較(D=φ100mm)

写真 8.6.1　供試体製作状況（No.2-1～6）



(a) 打設状況



(b) 打設完了

写真 8.6.2　コンクリート打設状況

8.6.3 載荷方法

載荷場所は芝浦工業大学で，試験機は 2000kN の圧縮試験機を用いた。載荷装置概要図を**図 8.6.6** に，試験状況を**写真 8.6.3** 示す。

載荷方式は単調載荷とした。

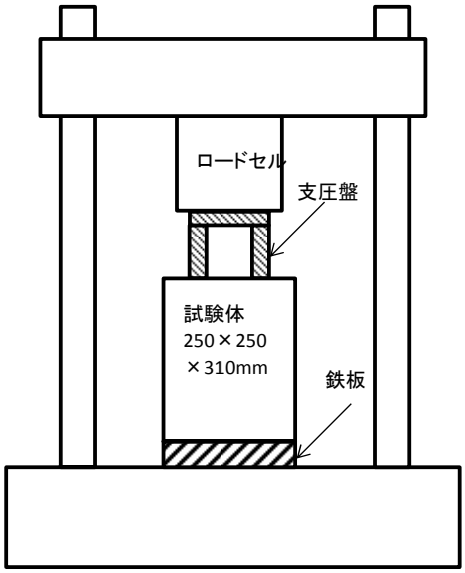


図 8.6.6　載荷装置概要図

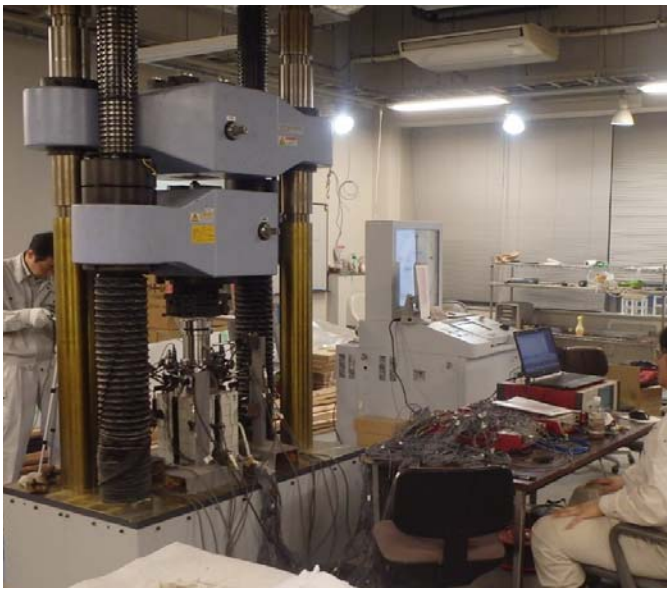


写真 8.6.3　載荷装置

8.6.4 計測方法

(1)計測項目

変位およびひずみ計測概要を**表 8.6.6** に示す。

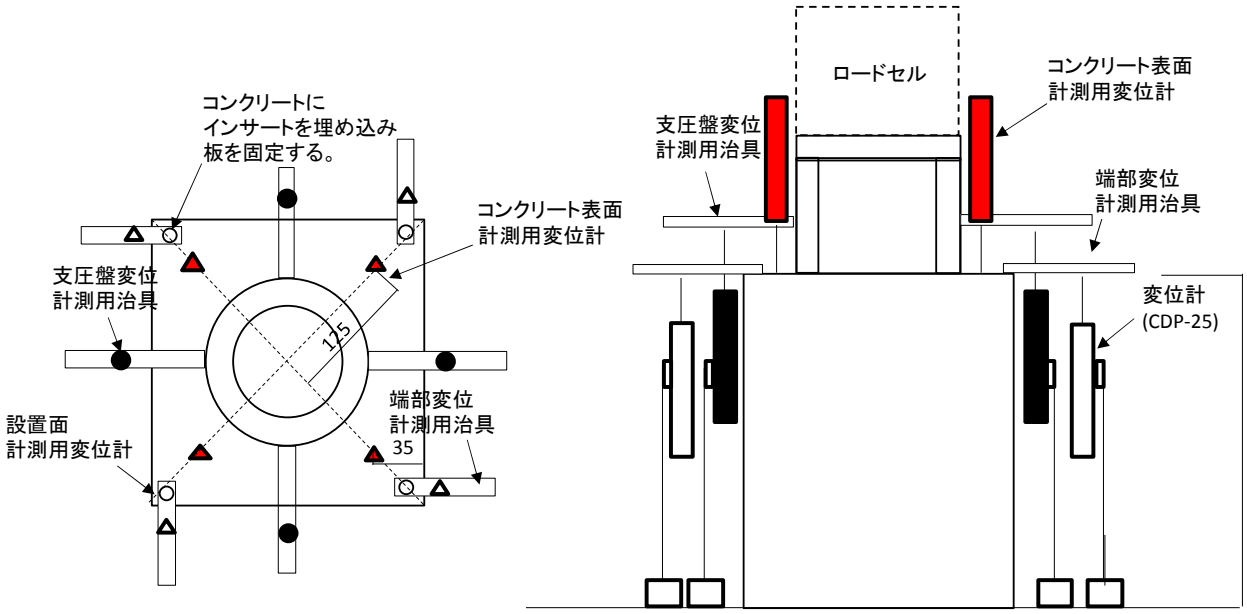
表 8.6.6　変位およびひずみ計測概要

測定項目	測定位置	測定点数	仕様	備考
荷重	－	1	CLH-NA	ロードセル
変位	支圧盤中央	4	CDP-25	4方向
	コンクリート端部	4	CDP-25	4方向
	コンクリート表面	4	CDP-25	4方向
ひずみ	コンクリート内部	5	PMFL-50 モールドゲージ	中心:1点 載荷盤下:4点
	帯筋 中子筋	16～32	FLA-5-11-LT	No.2-1、帯筋:8点×2段＝16点、中子筋:16点
				No.2-2、帯筋:8点×2段＝16点、中子筋:　8点
				No.2-3、帯筋:8点×2段＝16点
				No.2-4、帯筋:8点×2段＝16点、中子筋:16点
				No.2-5、帯筋:8点×2段＝16点、中子筋:16点
				No.2-6、帯筋:8点×2段＝16点、中子筋:16点
	支圧盤外側	4	FLA-5-11-LT	4方向
	コンクリート側面 下端	4	PL -60 -11	4方向 下端から50mm
	コンクリート側面 中央	4	PL -60 -11	4方向 下端から155mm
	コンクリート側面 上端	4	PL -60 -11	4方向 下端から275mm
合計		50～66	－	－

(2) 変位計測

変位計測位置図を**図 8.6.7** に示す。支圧盤の変位は，ターゲットとなる部材をあらかじめ取付け計測する。コンクリート表面の変位およびコンクリート上端の計測を計測する。上端変位用計測治具は，コンクリートにあらかじめ埋め込んだインサートに固定する。

めり込み変位量は，コンクリート表面変位量と支圧盤の変位量の差とした。



(a) 上面　　(b) 側面

図 8.6.7　計測位置図

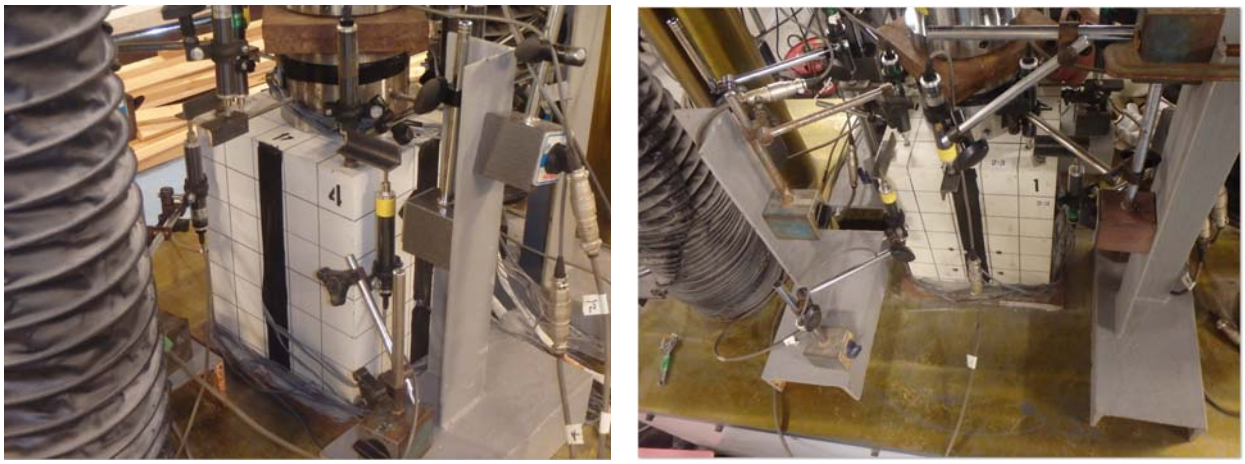


写真 8.6.4　変位計設置状況

(3) ひずみ計測

帯筋，中子筋のひずみを計測するためにひずみゲージ（FLA-5-11-LT）を取り付けた。
帯筋ゲージは２段，中子筋ゲージは試験体の内側（赤△）および帯筋位置の外側にとりつけた。
モールドゲージ(PMFL-50)は，支圧盤中心位置に１個，載荷盤直下に４個に設置した。
支圧盤外側に鋼材用ひずみゲージを取り付けた。
コンクリート側面の３断面（上，中，下）の鉛直方向にゲージ（PL-60-11）を取り付けた。
ひずみゲージおよびモールドゲージ位置図を**図 8.6.8～9** に示す。

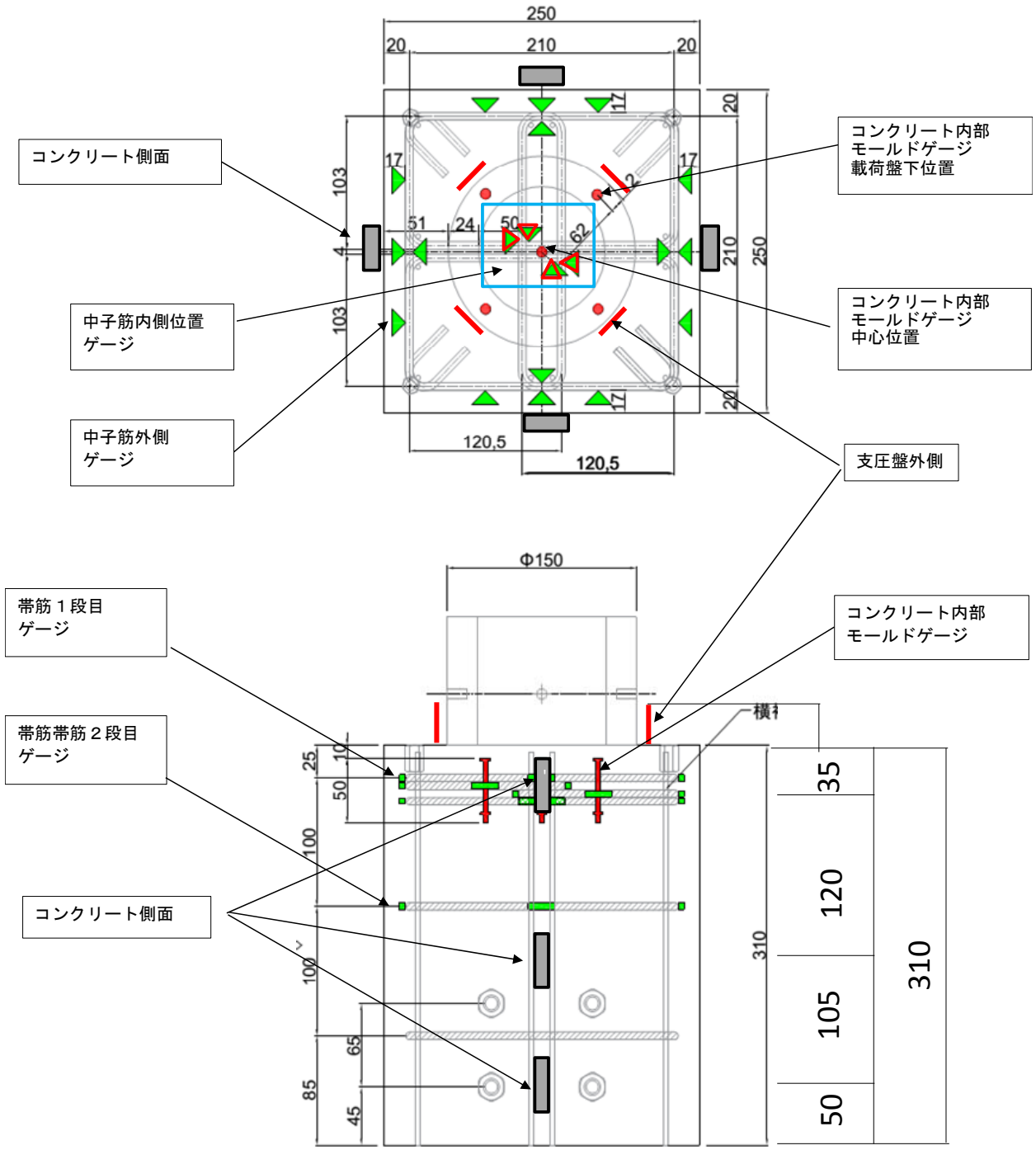
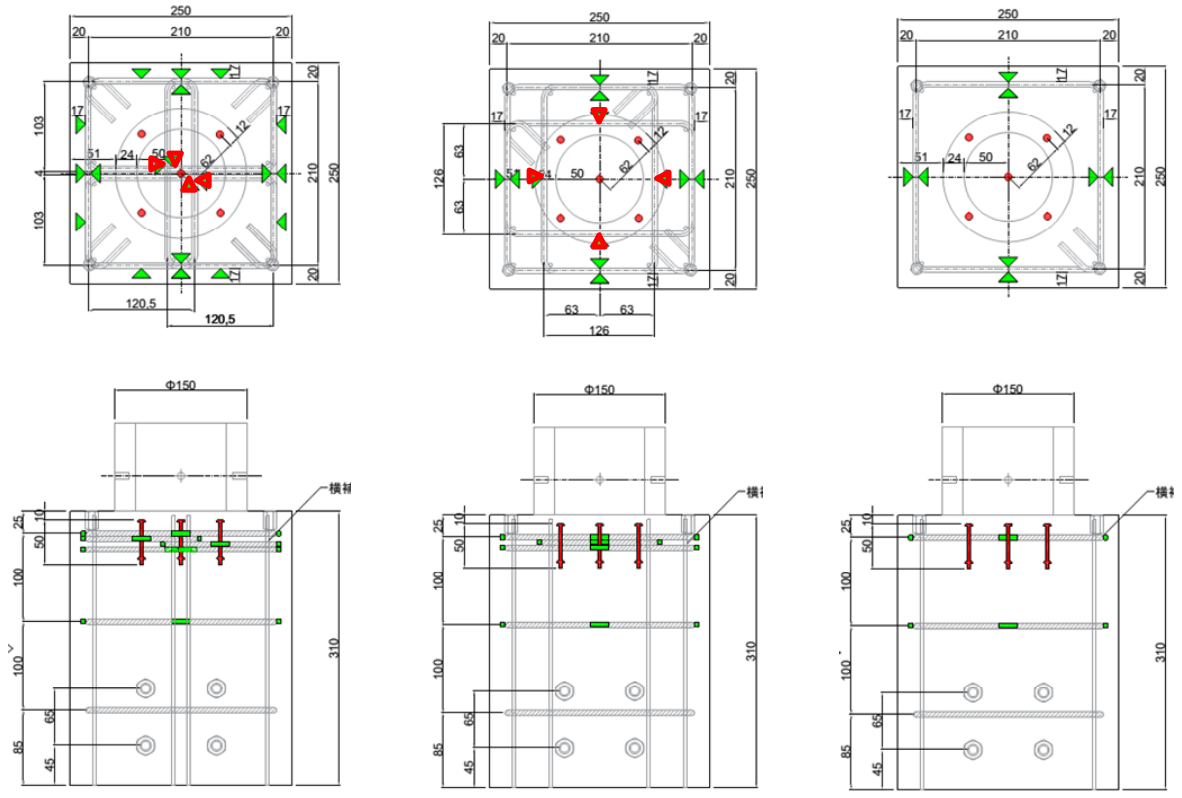
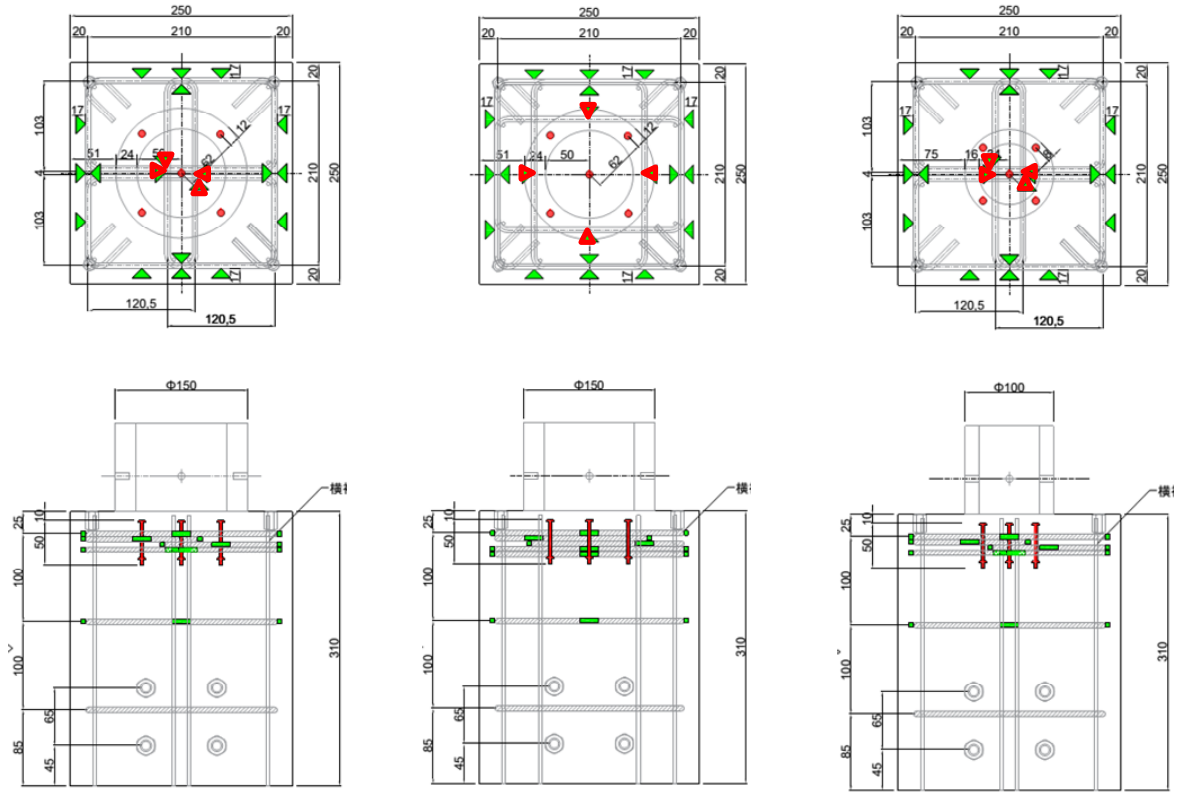


図 8.6.8　ひずみゲージ取り付け位置図(No.2-1)



(a)No. 2-1：基準仕様(D=φ150mm, 295N/mm^2)　(b)No. 2-2：鉄筋比小　(c)No. 2-3：中子筋無



(d)No. 2-4：鉄筋強度高(785N/mm^2)　(e)No. 2-5：配筋比較　(f)No. 2-6：支圧面積比較(D=φ100mm)

図 8.6.9　ゲージ位置図

8.7 実験結果（シリーズ２）

8.7.1 支圧強度比～支圧面積比関係

最大荷重および支圧強度比を**表 8.7.1** に示す。

表 8.7.1　最大荷重

No.	杭径 D (mm)	肉厚 T (mm)	高さ h1 (mm)	T/D	支圧断面積 A1 (mm^2)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ幅 L (mm)	支承断面積 Ac (mm^2)	面積比※1 √(Ac/A1)	有効へりあき Dh (mm)	へりあき (Dh＋(D/2))/D	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮強度 σB (N/mm^2)	支圧盤形状	有効体積鉄筋帯筋比 ρs (%)	有効面積鉄筋比 pts (%)	最大荷重 Pmax (kN)	σbb (N/mm^2)	支圧強度比 σbb/σB	概要
2-1	150	24	100	0.16	9,500	250	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.74	1.14	869	91.5	3.05	基準試験体
2-2	150	24	100	0.16	9,500	250	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.11	0.76	777	81.8	2.73	有効体積鉄筋比小
2-3	150	24	100	0.16	9,500	250	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	0.43	0.25	703	74.0	2.47	有効体積鉄筋比小（中子筋無）
2-4	150	24	100	0.16	9,500	250	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.74	1.14	885	93.2	3.11	鉄筋強度（S6-785）
2-5	150	24	100	0.16	9,500	250	62,500	2.56	50	0.83	30	中空	1.97	1.27	837	88.1	2.94	配筋比較
2-6	100	16	100	0.16	4,222	250	62,500	3.85	75	1.25	30	中空	1.74	1.14	608	144.0	4.80	支圧面積比

8.7.2 荷重～めり込み変位関係

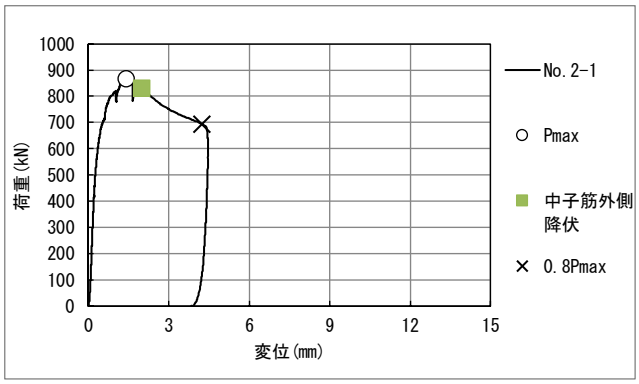
最大荷重時および 0.8×最大荷重時の荷重および変位を**表 8.7.2** に示す。　荷重～めり込み変位関係を**図 8.7.1** に示す。

変位量は，コンクリート表面変位と支圧盤の変位差とした。図中には，最大荷重（Pmax），0.8×最大荷重（0.8×Pmax），帯筋および中子筋の降伏荷重を示す。凡例の各荷重は変位の小さい順に記載した。

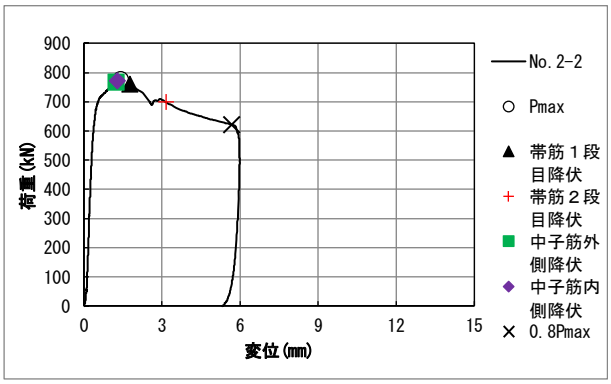
表 8.7.2　荷重および変位

No.	最大荷重時		0.8×最大荷重時		比率※（変位）
	荷重 Pmax (kN)	変位 δ_{Pmax} (mm)	荷重 0.8×Pmax (kN)	変位 $\delta_{0.8\times Pmax}$ (mm)	
2-1	869	1.39	695	4.23	3.04
2-2	777	1.41	622	5.67	4.02
2-3	703	0.61	562	1.88	3.08
2-4	885	2.26	708	6.60	2.92
2-5	837	2.39	670	10.77	4.51
2-6	608	2.79	486	12.73	4.56

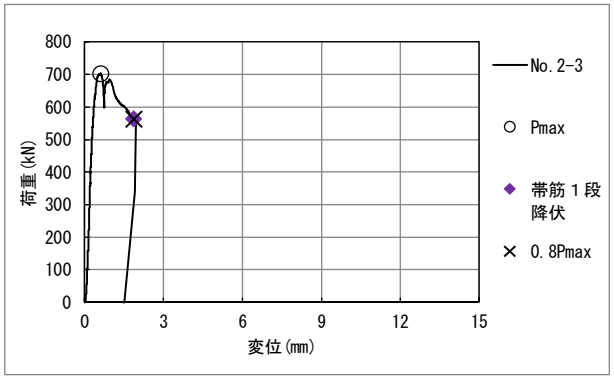
※比率は「0.8×最大荷重時変位」と「最大荷重時変位」の比率を示す



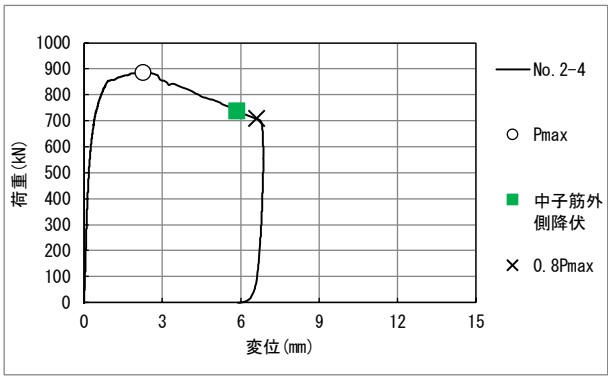
(a) No. 2-1 : 基準仕様・中子筋有



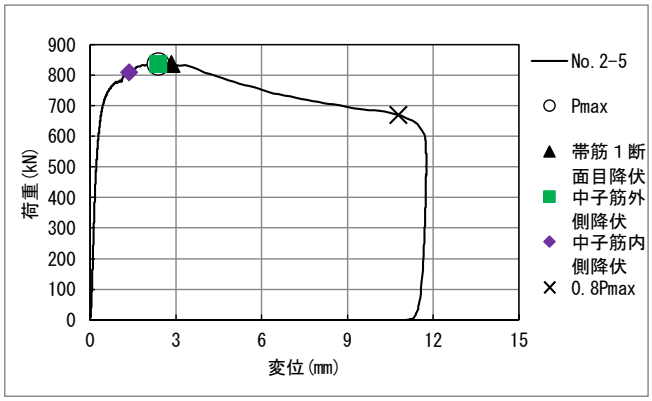
(b) No. 2-2 : 鉄筋比小・中子筋有



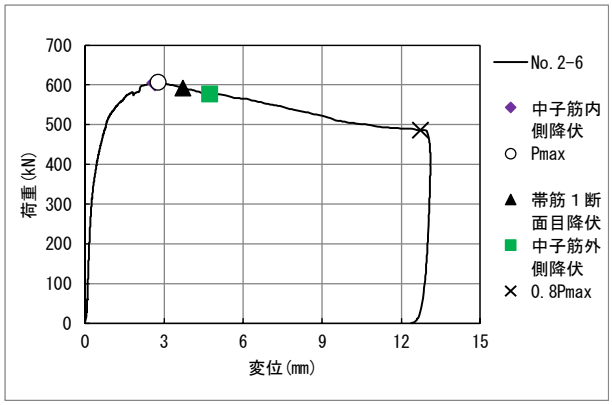
(a) No. 2-3 : 中子筋無



(b) No. 2-4 : 鉄筋強度高・中子筋有



(c) No. 2-5 : 配筋比較・中子筋有



(d) No. 2-6 : 支圧面積比較・中子筋有

図 8.7.1　荷重～めり込み変位関係

8.7.3　埋込みゲージ分布

埋込みゲージ設置位置図を**図 8.7.2**，最大荷重時ひずみを**図 8.7.3**，荷重～ひずみ関係を**図 8.7.4～5** に示す。

中心位置のひずみ値が小さく，支圧盤直下のひずみ値が大きい傾向であった。また，支圧盤径がφ100mm（No.2-6）の中心ひずみは，支圧盤径がφ150mm の中心ひずみより大きい。これは，支圧盤径がφ100mm（No.2-6）の支圧盤肉厚中心と中空部中心の距離が 42mm，支圧盤径がφ150mm の距離は 63mm であったためと考えられる。

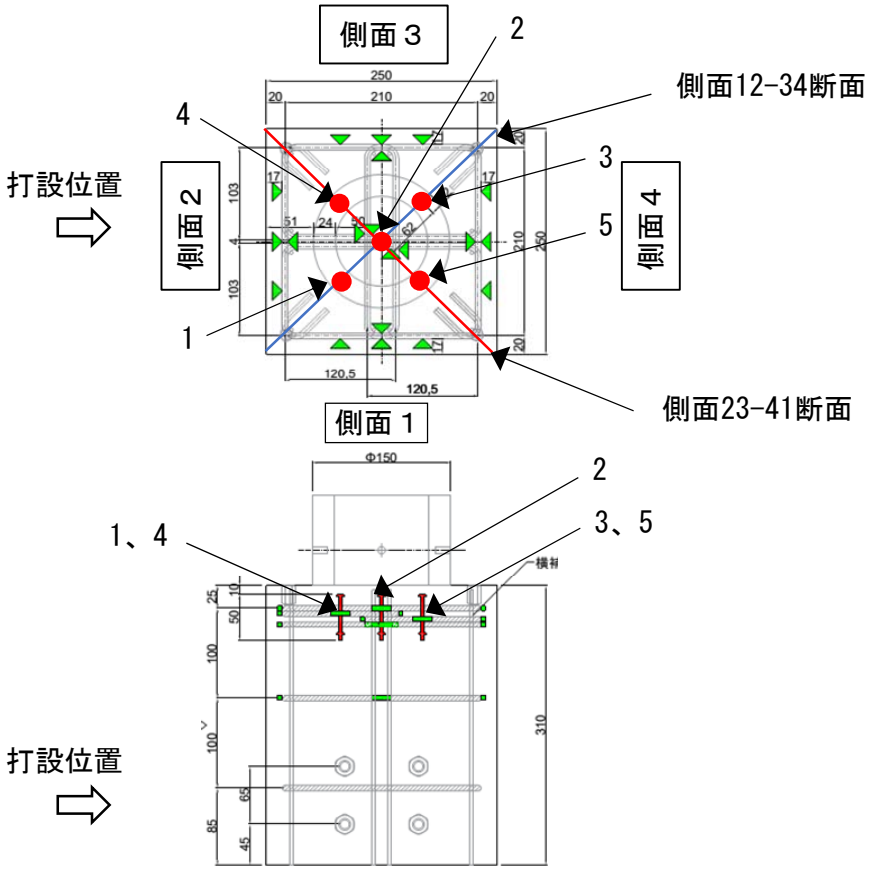
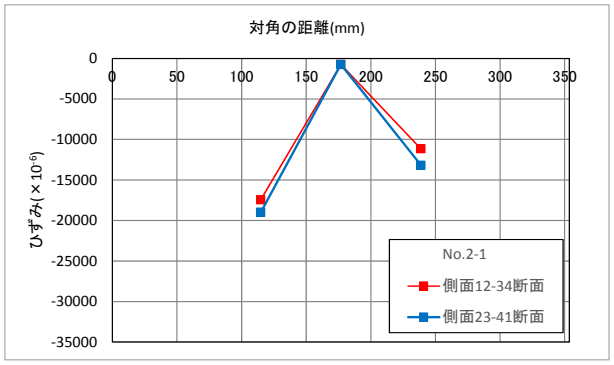
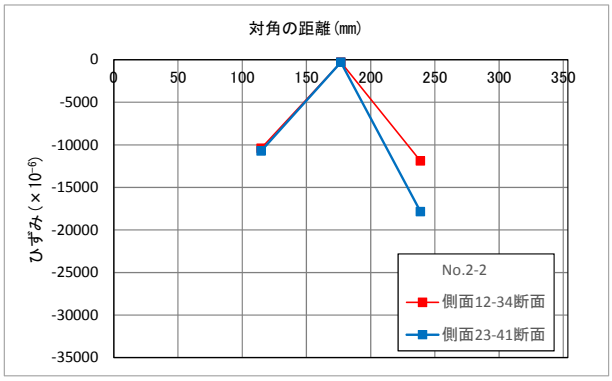


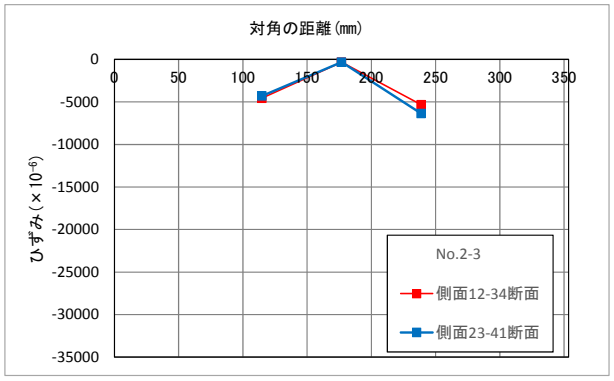
図 8.7.2 埋込みゲージ設置位置図



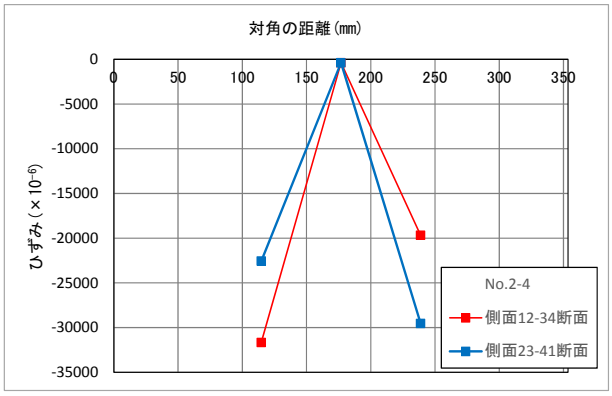
(a) No. 2-1 : 基準仕様



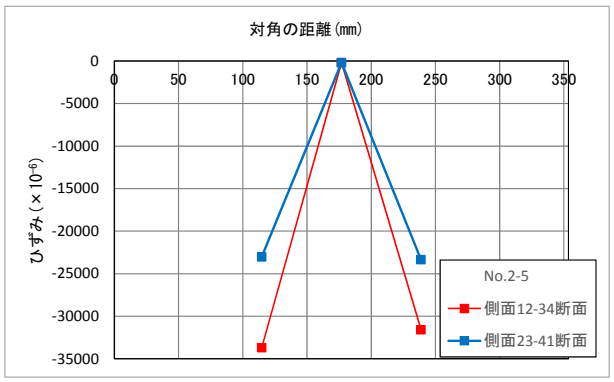
(b) No. 2-2 : 鉄筋比小



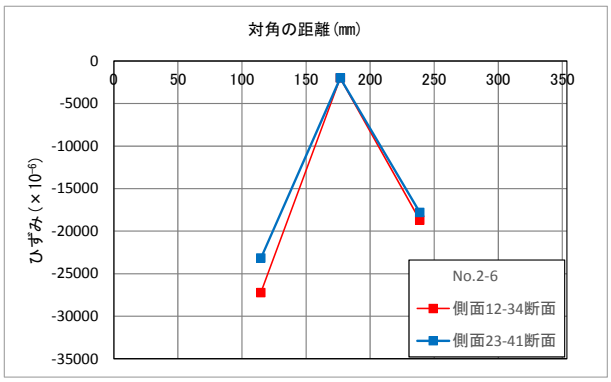
(c) No. 2-3 : 中子筋無



(d) No. 2-4 : 鉄筋強度高

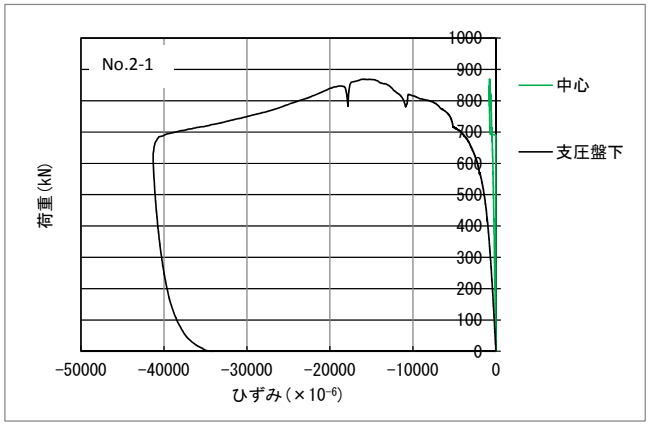


(e) No. 2-5 : 配筋比較

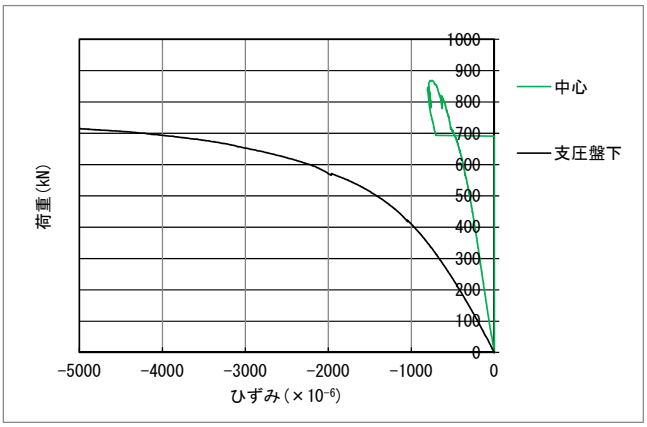


(f) No. 2-6 : 支圧面積比較

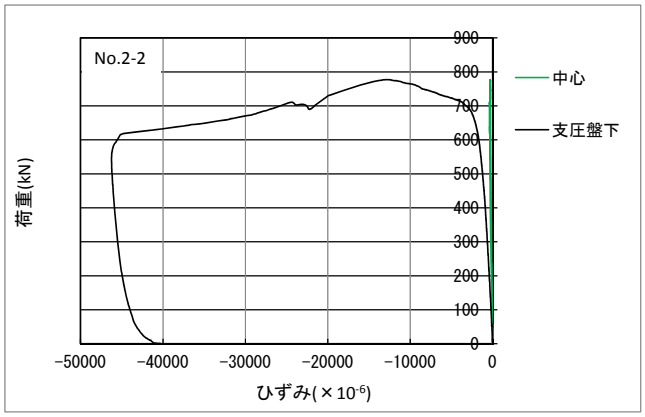
図 8.7.3 最大荷重時ひずみ分布 (No. 2-1～6)



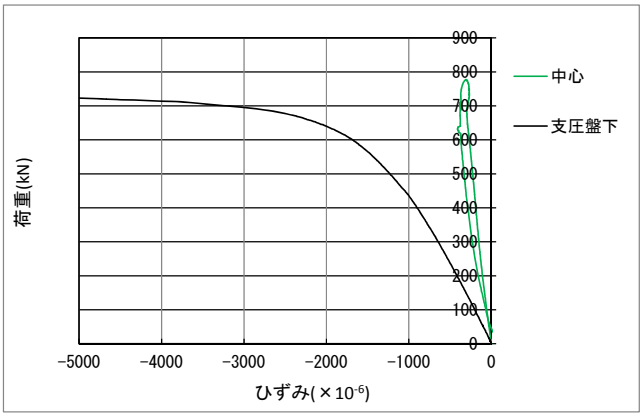
(a)No. 2-1：基準仕様・全体



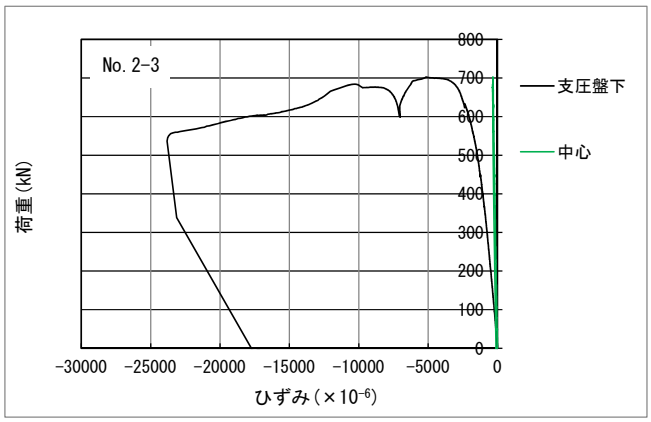
(b)No. 2-1：基準仕様・拡大



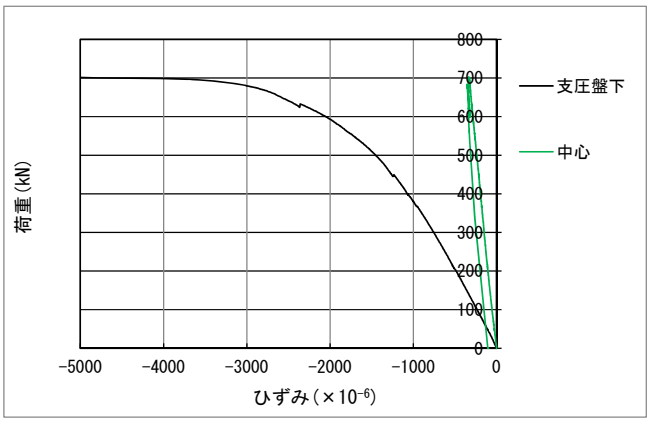
(c)No. 2-2：鉄筋比小・全体



(c)No. 2-2：鉄筋比小・拡大

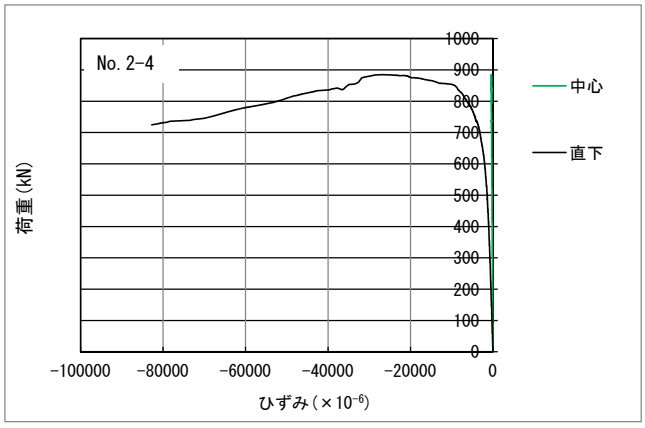


(d)No. 2-3：中子筋無・全体

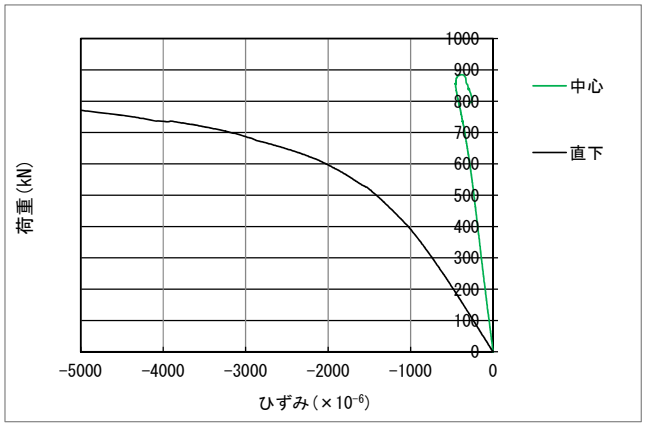


(e)No. 2-3：中子筋無・拡大

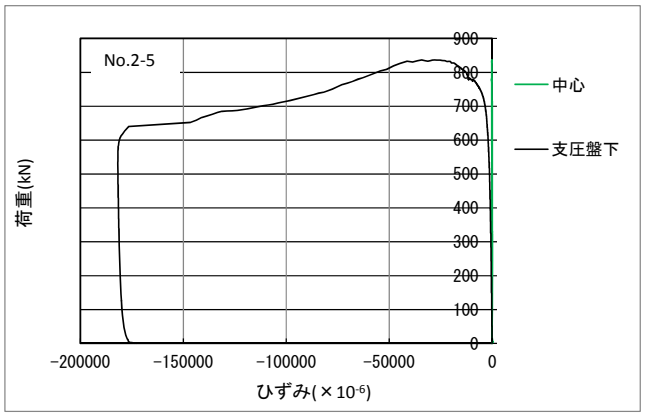
図 8.7.4　荷重～ひずみ関係（No. 2-1～3）



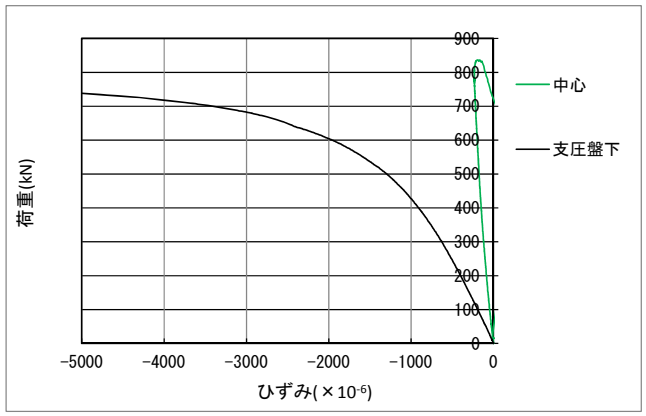
(a)No. 2-4：鉄筋強度高・全体



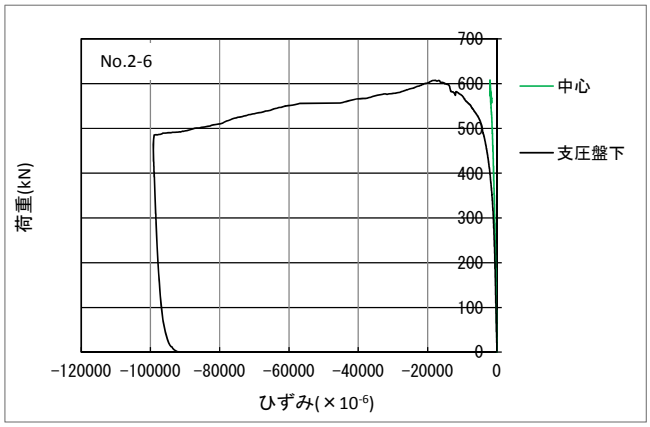
(b)No. 2-4：鉄筋強度高・拡大



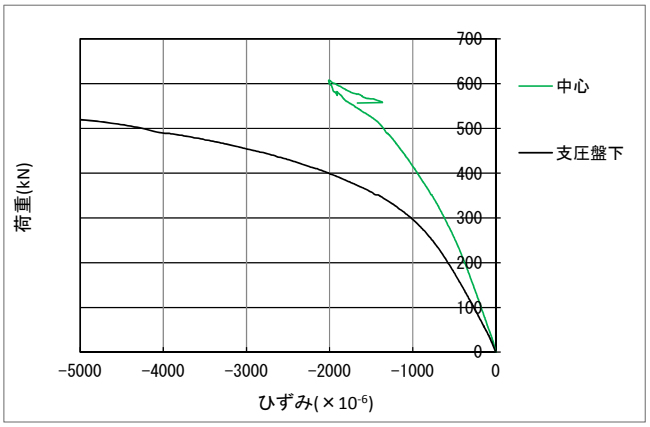
(c)No. 2-5：配筋比較・全体



(d)No. 2-5：配筋比較・拡大



(d)No. 2-6：支圧面積比較・全体

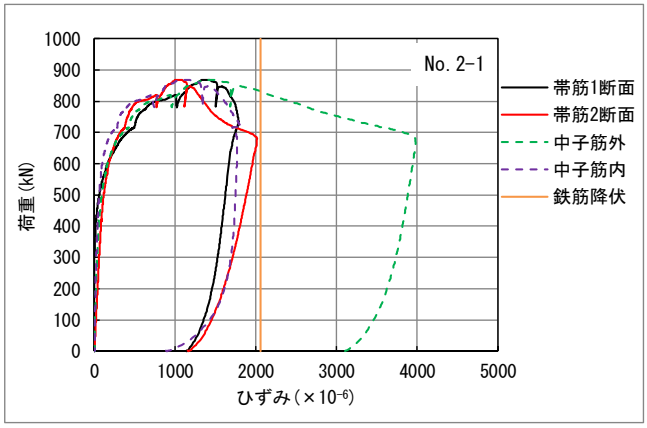


(e)No. 2-6：支圧面積比較・拡大

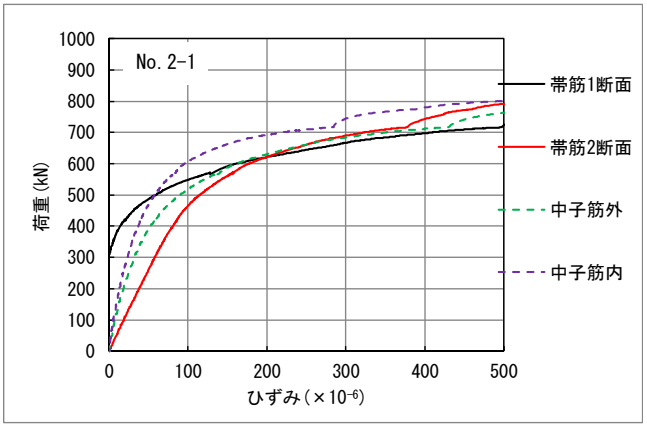
図 8.7.5　荷重～ひずみ関係（No. 2-4～6）

8.7.4 荷重～帯筋・中子筋のひずみ関係

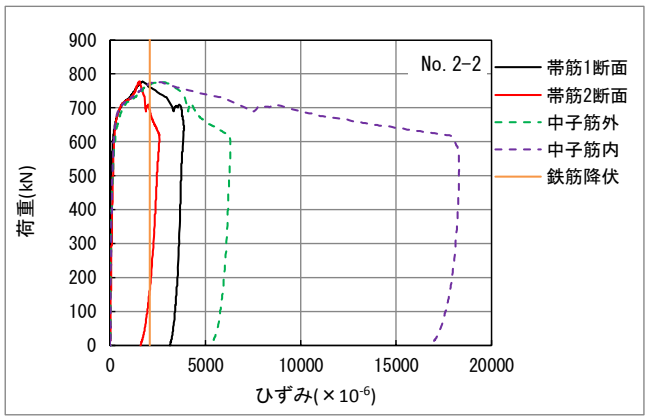
荷重～帯筋・中子筋のひずみ関係を**図 8.7.6～7** に示す。帯筋１断面は，帯筋１断面に張り付けたひずみの平均値，帯筋２断面は帯筋１断面に張り付けたひずみの平均値である。図中の破線は，中子筋の降伏ひずみ（No.2-4 の $\varepsilon y = \sigma y/Es = 4,633\times10^{-6} = 845/182,400$，その他の εy は $2,060\times10^{-6} = 373/181,100$）を示す。おおむね，最大荷重を超えると帯筋１断面のひずみが，帯筋２断面のひずみより大きくなる。また，No.2-2，2-5 は支圧盤直下に中子筋を配置いているため，中子筋内側のひずみは中子筋外側のひずみよりかなり大きい。No.2-6 の中子筋内側のひずみが大きいのは，支圧盤径が φ100mm であるため，支圧盤肉厚部が中子筋の中央部と距離が近かったためと考えられる。



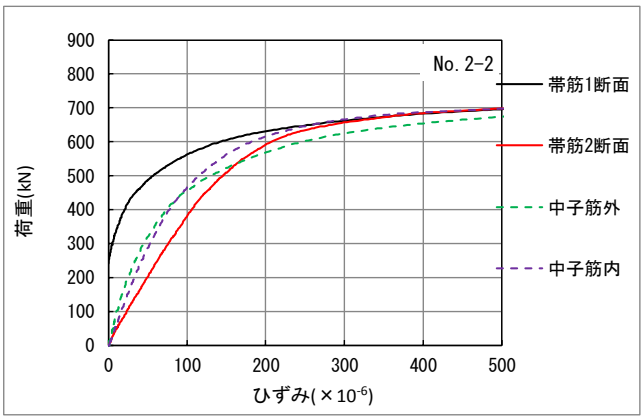
(a) No. 2-1：基準仕様・全体



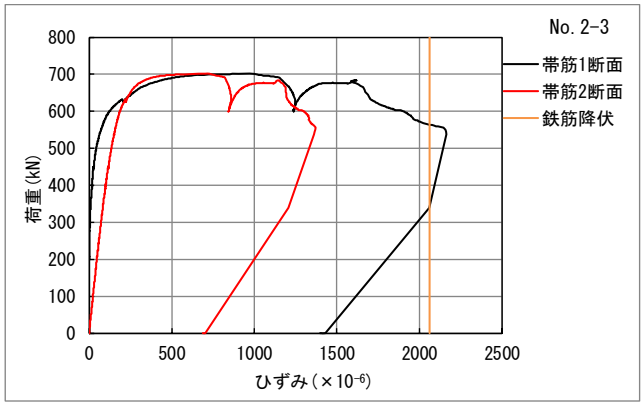
(b) No. 2-1：基準仕様・拡大



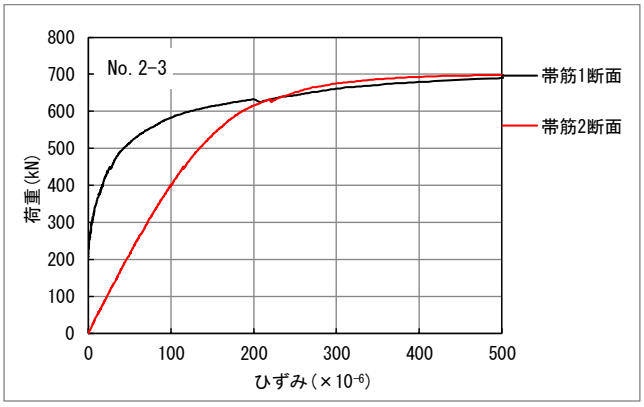
(c) No. 2-2：鉄筋比小・全体



(d) No. 2-2：鉄筋比小・拡大

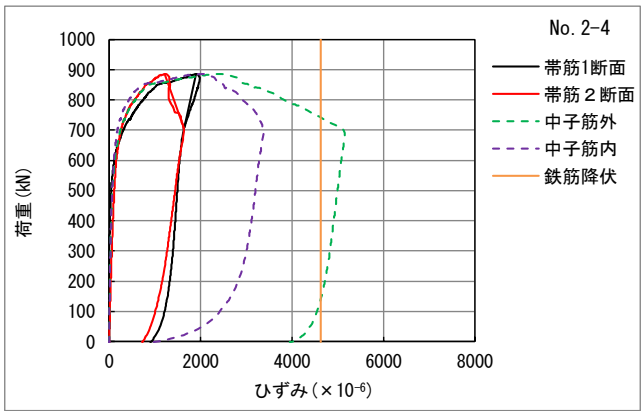


(e) No. 2-3：中子筋無・全体

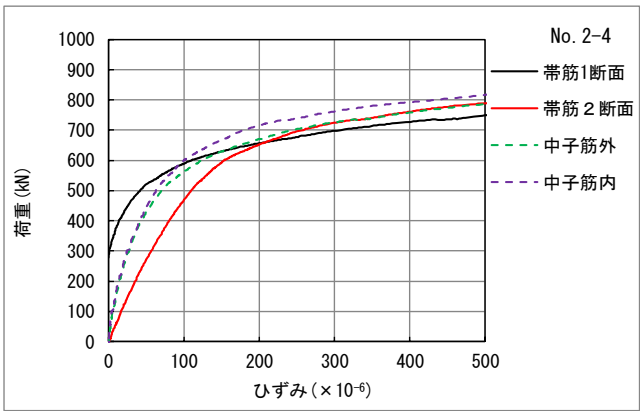


(f) No. 2-3：中子筋無・拡大

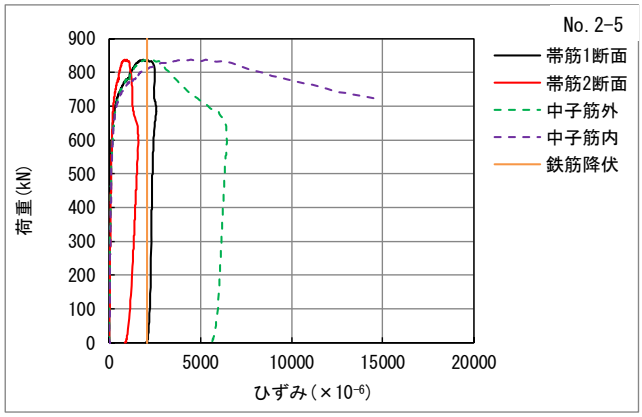
図 8.7.6　荷重～帯筋・中子筋のひずみ関係（No. 2-1～3）



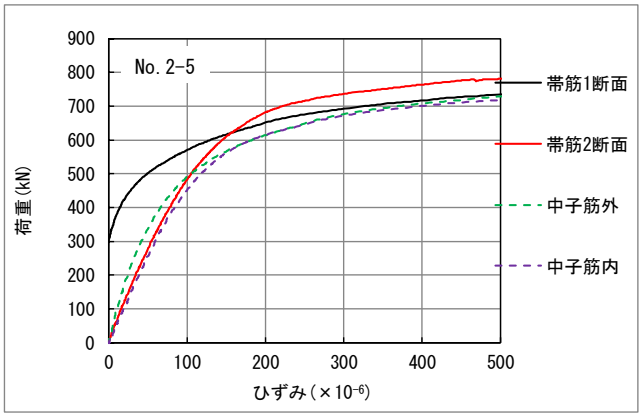
(a)No. 2-4：鉄筋強度高・全体



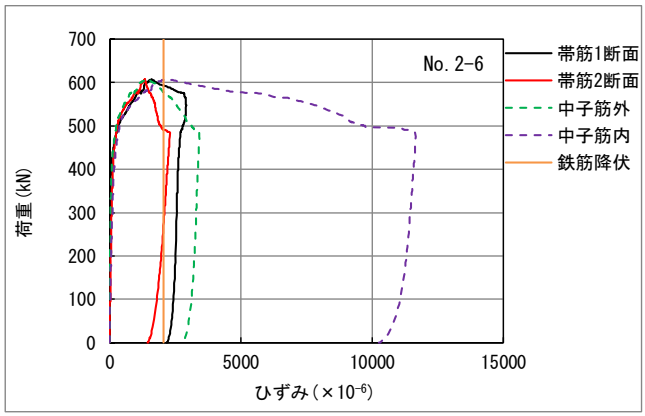
(b)No. 2-4：鉄筋強度高・拡大



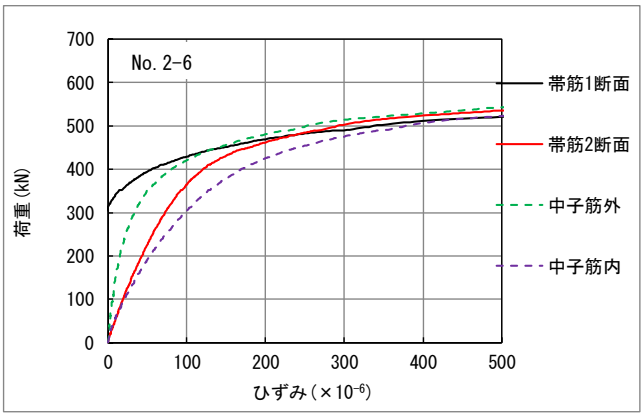
(c)No. 2-5：配筋比較・全体



(d)No. 2-5：配筋比較・拡大



(e)No. 2-6：支圧面積比較・全体



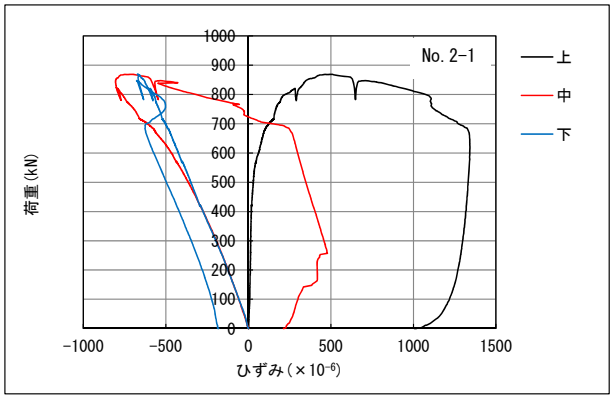
(f)No. 2-6：支圧面積比較・拡大

図 8.7.7 荷重～帯筋・中子筋のひずみ関係（No. 2-4～6）

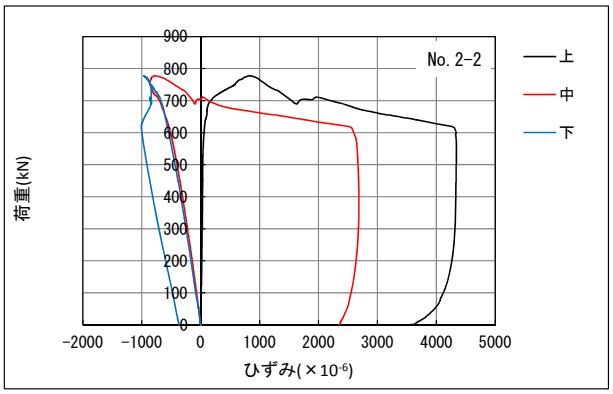
8.7.5　荷重～コンクリート側面ひずみ関係

荷重～コンクリート側面のひずみ関係を**図 8.7.8** に示す。側面ゲージは，上段（下端 235mm），中段（下端 155mm），下段（下端 50mm）の 3 断面に張り付けた。

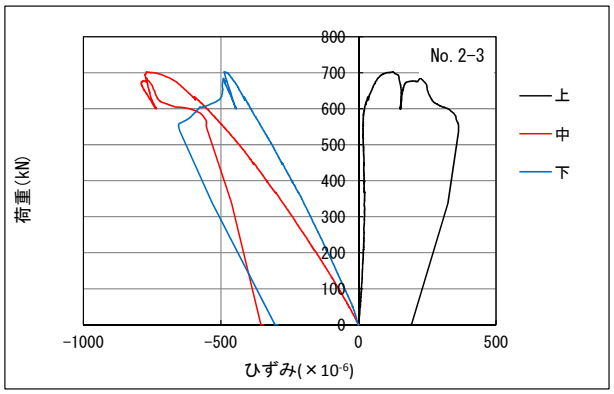
上段は引張値であったが，中段および下段は圧縮であった。



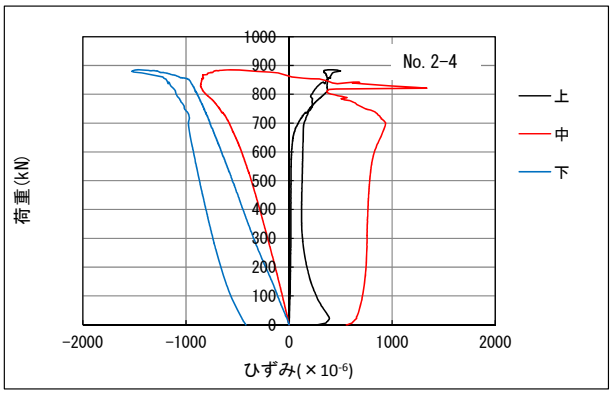
(a) No. 2-1：基準仕様



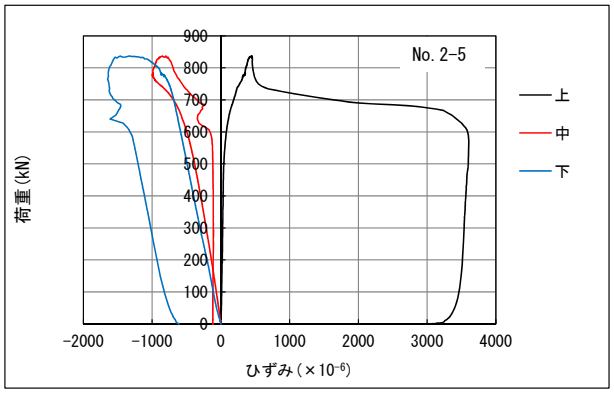
(b) No. 2-2：鉄筋比小



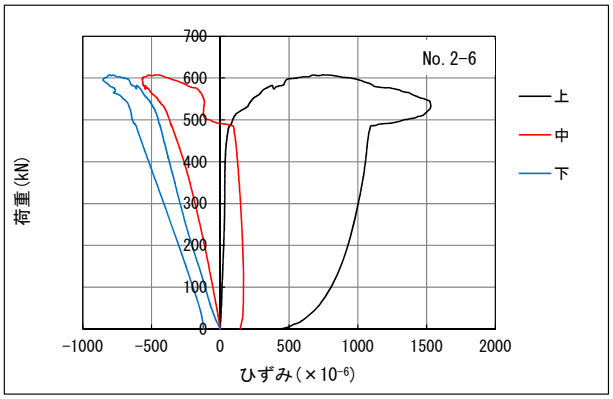
(c) No. 2-2：中子筋無



(d) No. 2-3：鉄筋強度高



(e) No. 2-5：配筋比較

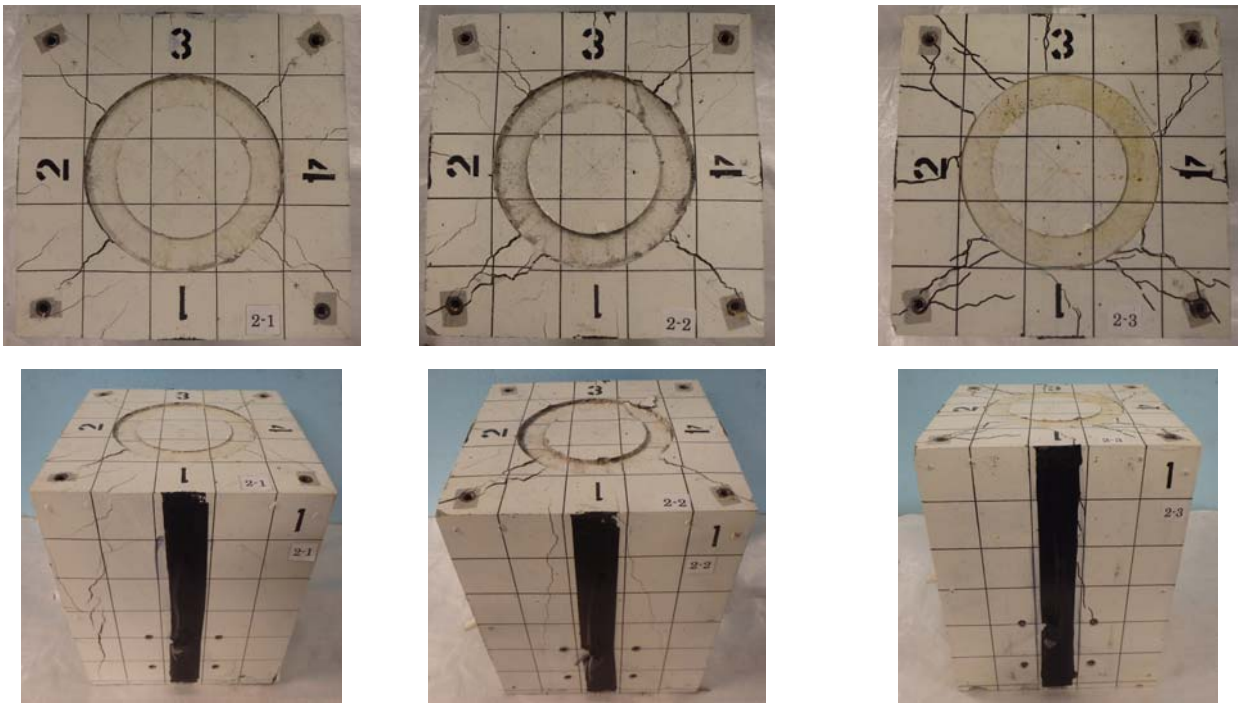


(f) No. 2-6：支圧面積比較，

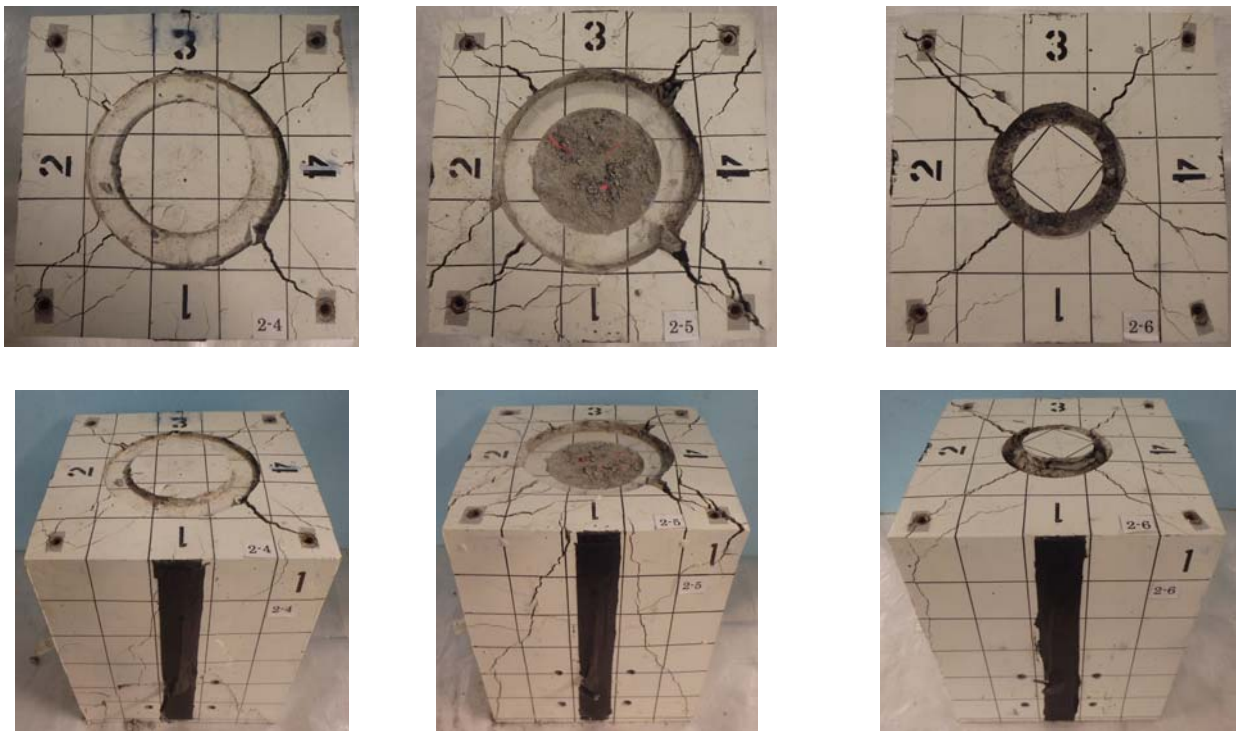
図 8.7.8　荷重～コンクリート側面ひずみ関係（No. 2-1～6）

8.7.6　破壊状況

試験体の破壊状況を**写真 8.7.1** に示す。支圧盤設置面において角部に向かってひび割れが進展していき，それに伴い側面のひび割れが発生し，破壊に至った。



(a)No.2-1：基準仕様　(b)No.2-2:鉄筋比小　(c)No.2-3：中子筋無



(d)No.2-4：鉄筋強度高　(e)No.2-5：配筋比較　(f)No.2-6：支圧面積比較

写真 8.7.1　破壊状況（No.2-1～6）

8.8 実験結果の検討（シリーズ２）

8.8.1 支圧強度の算定式と試験結果との比較

試験結果および(式 8.5.1)，(式 8.5.2)[8-1]との比較を**表 8.8.1** に，支圧強度比～鉄筋比関係を**図 8.8.1～2** に示す。尚，No.2-6，No.1-1，No.1-8 の面積比の平方根は 3.85 で，その他の試験体の面積比の平方根は 2.56 である。帯筋・中子筋無の支圧強度比は，3.47（√(Ac/A1) =3.85），2.31～2.47（√(Ac/A1) =2.56）であるが，鉄筋比が大きくなると支圧強度が大きくなった。支圧強度比は√(Ac/A1) =3.85 の場合：3.47～5.24，√(Ac/A1) =2.56 の場合：2.31～3.11 であった。また，No.1-8(中子筋・３段配筋)の支圧強度比は，No.2-6（支圧盤直下に 1 段配筋）の支圧強度比の 1.09（5.24/3.47）程度であり，中子筋の配置段数が支圧強度比に与える影響はあまり大きくないことがわかった。

$$P1=\sigma_B\times\sqrt{(Ac/A1)}\times A1 \qquad (式\ 8.5.1)$$

$$P2=10\times\sigma_t\times\sqrt{(Ac/A1)}=1.8\times\sigma_B^{(0.8-\sigma B/2000)}\times\sqrt{(Ac/A1)}\times A1 \qquad (式\ 8.5.2)$$

ただし，P1,P2：荷重（N）

σ_B：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）

σ_t：コンクリートの引張強度（N/mm²）

Ac：支承面積（mm²）

A1：支圧面積（支圧盤断面積）（mm²）

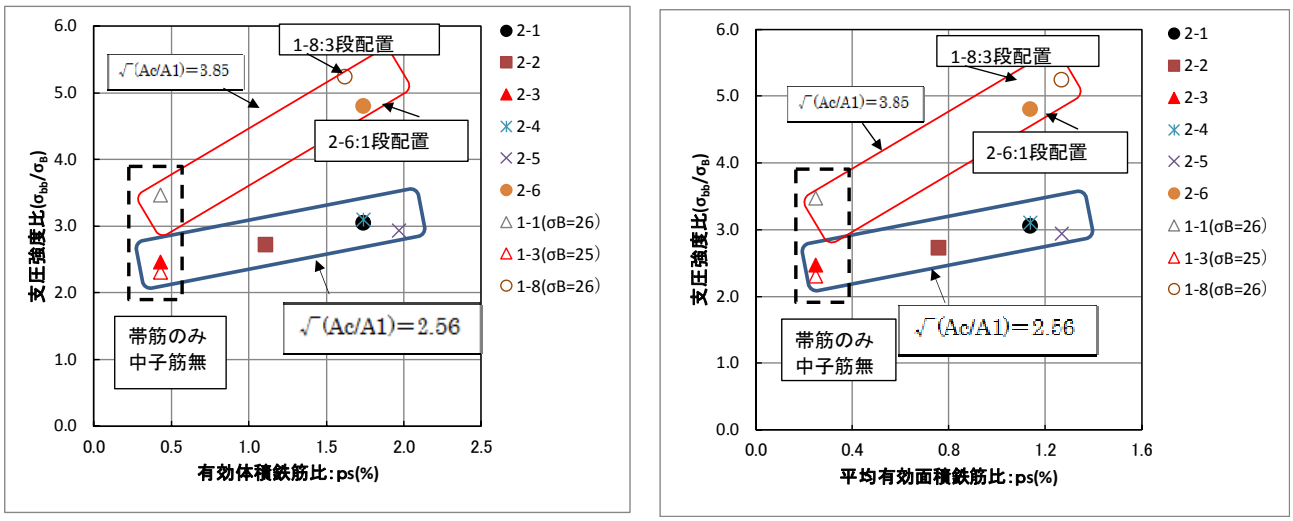
表 8.8.1-1　試験結果および式 8.5.1，式 8.5.2 との比較

No.	杭径 D (mm)	パイル キャップ幅 L (mm)	中子筋	仕様、配筋方法	有効体積鉄筋比 ρs(%)	有効面積鉄筋比 (X方向) ptsx(%)	有効面積鉄筋比 (Y方向) ptsy(%)	平均 有効面積鉄筋比 pts(%)	面積比 √(Ac/A1)
2-1	φ150	□250	有	基準試験体	1.74	1.01	1.27	1.14	2.56
2-2	φ150	□250	有	有効体積鉄筋比小	1.11	0.76	0.76	0.76	2.56
2-3	φ150	□250	無	有効体積鉄筋比小（中子筋無）	0.43	0.25	0.25	0.25	2.56
2-4	φ150	□250	有	鉄筋強度高（S6-K785）	1.74	1.01	1.27	1.14	2.56
2-5	φ150	□250	有	配筋比較	1.97	1.27	1.27	1.27	2.56
2-6	φ100	□250	有	支圧面積比	1.74	1.01	1.27	1.14	3.85
1-1(σB=26)	φ100	□250	無	支圧面積比	0.43	0.25	0.25	0.25	3.85
1-3(σB=25)	φ150	□250	無	基準試験体	0.43	0.25	0.25	0.25	2.56
1-8(σB=26)	φ100	□250	有(3段)	支圧面積比	1.62	1.27	1.27	1.27	3.85

「注」1）網掛けは中子筋が無い仕様を示す。
2）赤字は面積比の平方根が3.85を示す。

表 8.8.1-2　試験結果および式 8.5.1，式 8.5.2 との比較

No.	杭径 D (mm)	肉厚 T (mm)	支圧断面積 A1 (mm²)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ幅 L (mm)	支承断面積 Ac (mm²)	面積比 √(Ac/A1)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮強度 σB (N/mm²)	最大荷重 Pmax (kN)	P1 (kN)	P2 (kN)	Pmax/P1	Pmax/P2	σbb Pmax/A1 (N/mm²)	支圧強度比 σbb/σB
2-1(σB=30)	150	24	9,500	250	62,500	2.56	30.0	869	731	633	1.19	1.37	91.5	3.05
2-2(σB=30)	150	24	9,500	250	62,500	2.56	30.0	777	731	633	1.06	1.23	81.8	2.73
2-3(σB=30)	150	24	9,500	250	62,500	2.56	30.0	703	731	633	0.96	1.11	74.0	2.47
2-4(σB=30)	150	24	9,500	250	62,500	2.56	30.0	885	731	633	1.21	1.40	93.2	3.11
2-5(σB=30)	150	24	9,500	250	62,500	2.56	30.0	837	731	633	1.14	1.32	88.1	2.94
2-6(σB=30)	100	16	4,222	250	62,500	3.85	30.0	608	487	422	1.25	1.44	144.0	4.80
1-1(σB=26)	100	16	4,222	250	62,500	3.85	25.5	374	414	374	0.90	1.00	88.6	3.47
1-3(σB=25)	150	24	9,500	250	62,500	2.56	25.4	557	619	560	0.90	0.99	58.6	2.31
1-8(σB=26)	100	16	4,222	250	62,500	3.85	26.2	580	426	382	1.36	1.52	137.4	5.24



(a) 支圧強度比−平均有効体積鉄筋比　　(b) 支圧強度比−平均有効面積鉄筋比

図 8.8.1　支圧強度比～鉄筋比関係

支圧強度比～支圧面積比関係を**図 8.8.2～3** に，算定式との比率～圧縮強度関係を**図 8.8.4** に示す。中子筋が無い No.2-3，No.1-1，No.1-3 の場合，式 8.5.2 の方の適合性が比較的高いことが分かった。中子筋方式の試験体の比率はいずれの算定式よりも大きくなった。PC 指針[8-1]の算定式の適用範囲として「有効な鉄筋補強を行わないコンクリートの支圧強度の算定式」と記載があり，中子筋方式の試験体は適用範囲外であったと推察される。

有効体積鉄筋比および平均有効面積鉄筋比が大きくなるに従って，支圧強度比が大きくなる。

有効体積鉄筋比が 1.0%，平均有効面積鉄筋比が 0.8%以上であれば，支圧面積比を考慮した算定式 8.5.1 が適用できると考えられる。

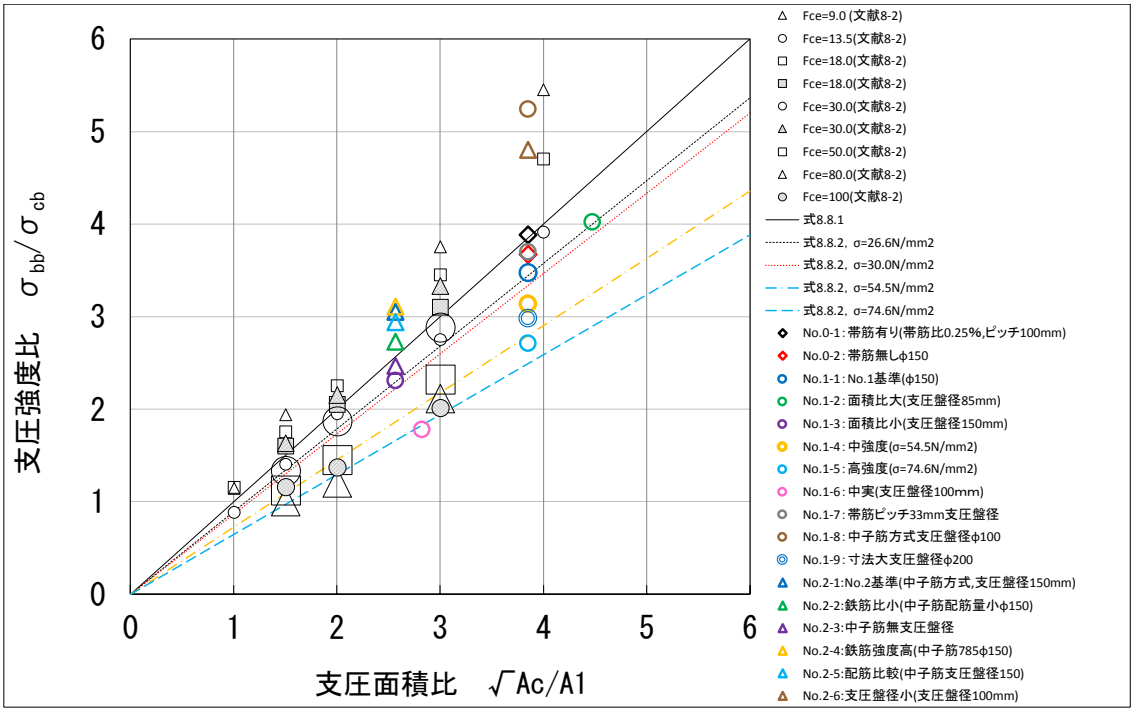


図 8.8.2　支圧強度比～支圧面積比関係

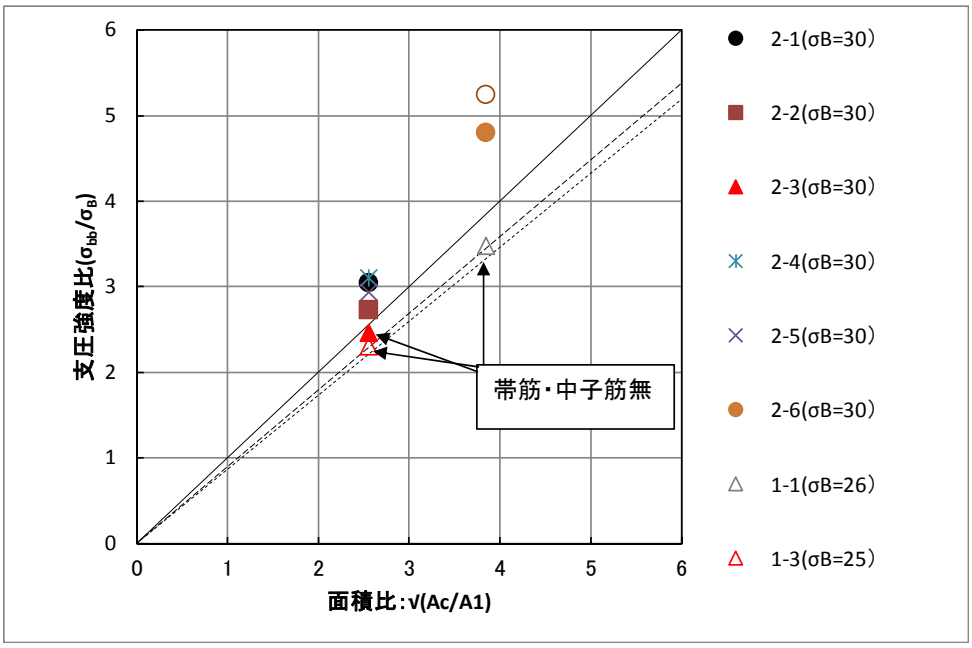
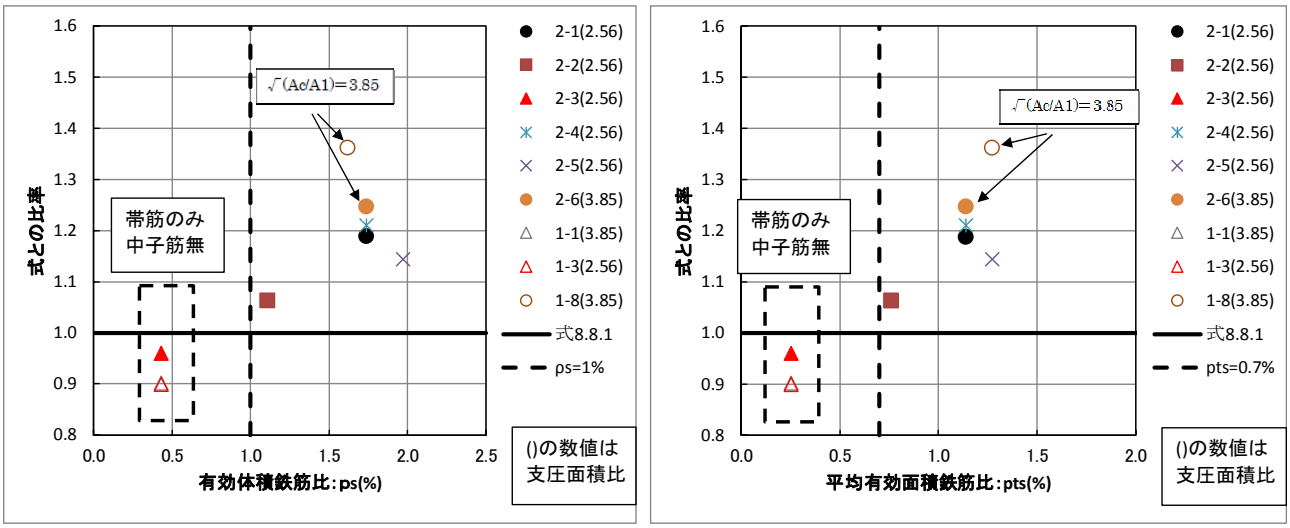
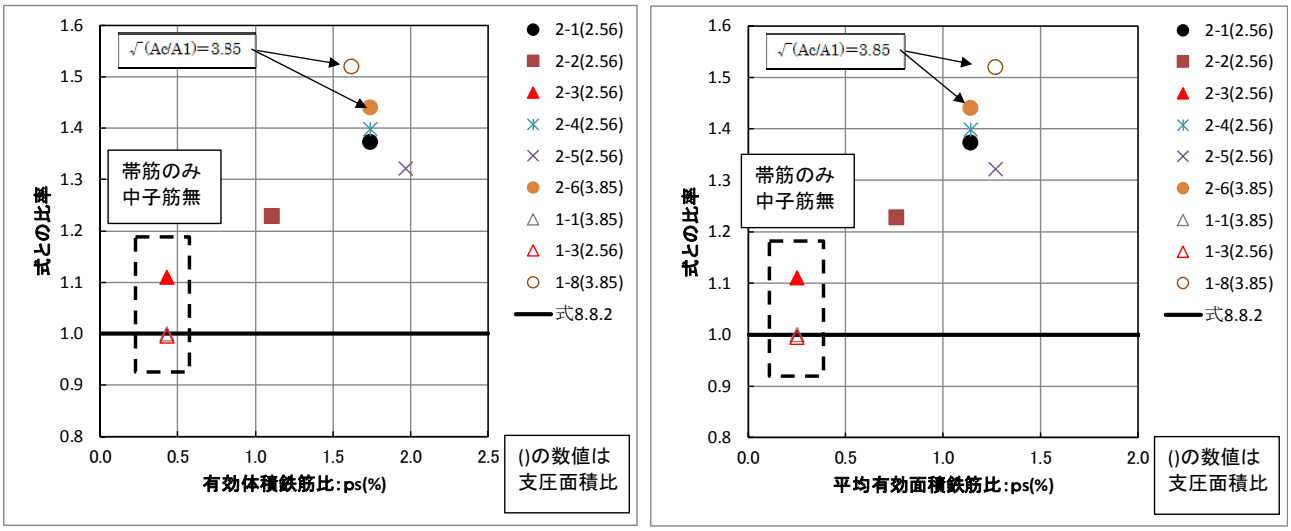


図 8.8.3　支圧強度比～支圧面積比関係



(a) 式 8.5.1 との比較



(b) 式 8.5.2 との比較

図 8.8.4　算定式との比率～圧縮強度関係

8.8.2 荷重～めり込み変位関係

(1)　有効体積鉄筋比の比較（No. 2-1，No. 2-2，No. 2-3 の比較）

支圧強度比～変位関係を**図 8.8.5** に示す。中子筋の有効体積鉄筋比（ρs）が大きくなると支圧強度比が高くなり，おおむね最大荷重以降の変位量も多くなる。ただし，No.2-1（ρs=1.75%）と No.2-2（ρs=1.11%）の 0.8Max 時の変位量を比較すると，有効体積鉄筋比（ρs）が少ない No.2-2，No.2-1 の 0.8Max 時の変位量より大きい。これは，杭肉厚直下に中子筋を配筋したためとかんがえられる。

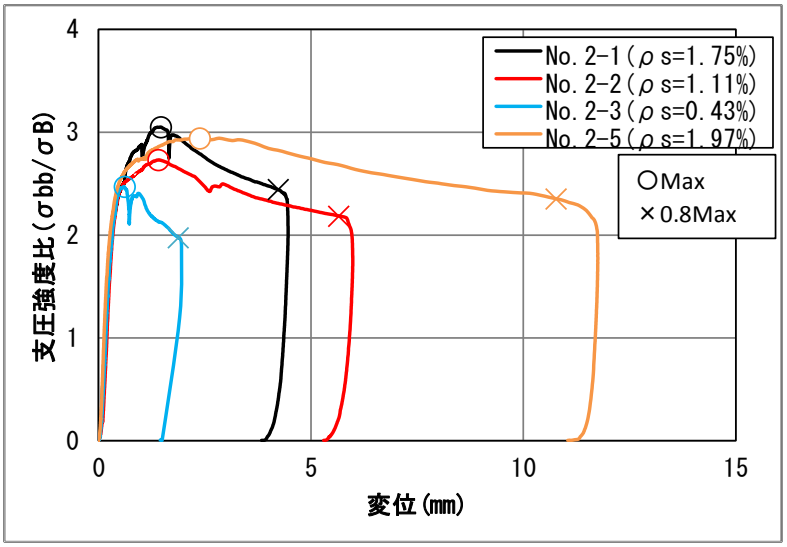


図 8.8.5　支圧強度比～変位関係

(2)　鉄筋強度の比較（No. 2-1，No. 2-4）

荷重～変位関係を**図 8.8.6** に，荷重～中子筋ひずみ関係を**図 8.8.7** に，荷重～帯筋ひずみ関係を**図 8.8.8** に示す。

No. 2-1（295N/mm^2）の支圧強度比は 3.05，No. 2-4（785N/mm^2）の支圧強度比は 3.11 で，鉄筋強度による支圧強度比による差はあまり見られないが，No. 2-4（785N/m^2）の最大荷重以降の変形が大きい。No2-1（295N/mm^2）の中子筋・外側は最大荷重をこえるとすぐに降伏するのに対し，No. 2-4（785N/mm^2）の中子筋・外側は，最大荷重時の約 3 倍の変位（0.8Max 付近）で降伏した。しかし，帯筋のひずみの挙動は鉄筋の強度に関わらずほぼ同じ挙動であった。

これらのことから，中子筋の鉄筋強度を高くすることによって変形性能が向上したと考えられる。

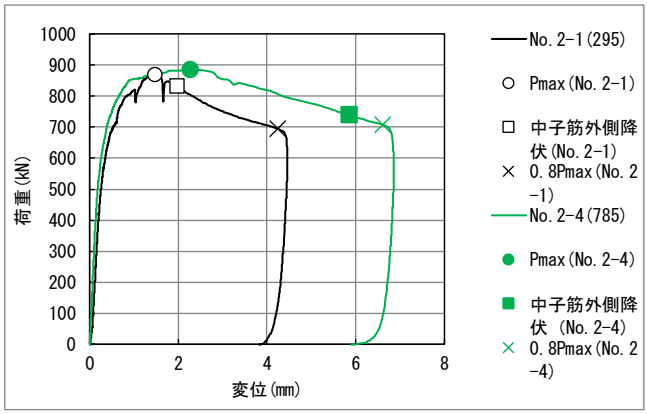


図 8.8.6　荷重～変位関係

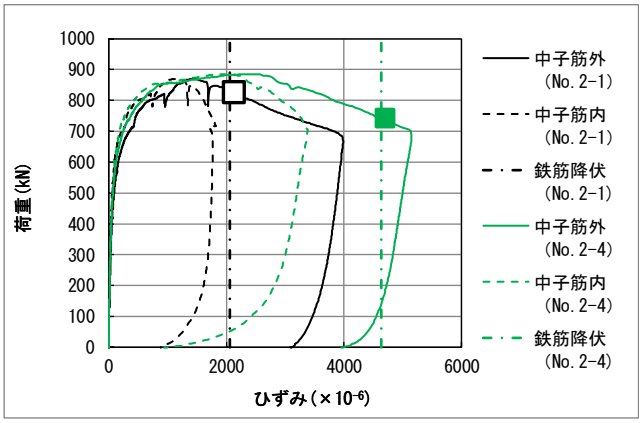


図 8.8.7　荷重～中子筋ひずみ関係

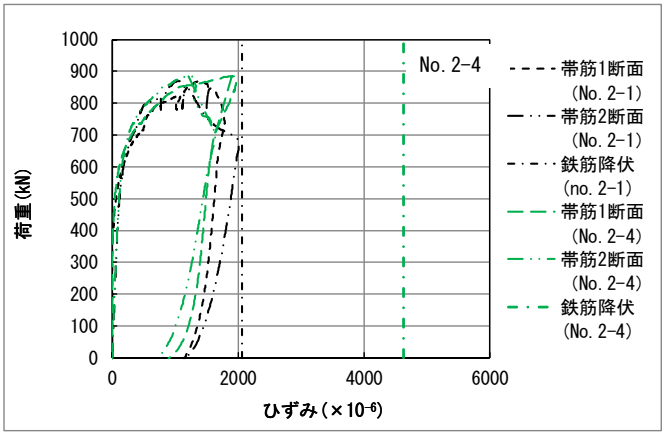


図 8.8.8　荷重～帯筋ひずみ関係

(3)　中子筋の配置の比較（No. 2-1，No. 2-5 の比較）

No. 2-1 および No. 2-5 の支圧強度比～変位関係を**図 8.8.9** に，荷重～中子筋ひずみ関係を**図 8.8.10** に示す。No. 2-1 の有効体積鉄筋比（ρ s）は 1.75%，No. 2-5 の有効体積鉄筋比（ρ s）は 1.98%でほぼ等しい。しかし，No. 2-1 の中子筋は支圧盤のほぼ中央に設置されているが，No. 2-5 の中子筋は支圧盤肉厚の直下に配置されている。中子筋を杭肉厚直下に配置した試験体 No. 2-5 は，最大荷重以降の変形が向上する。中子筋を杭肉厚直下に配置した試験体 No. 2-5 の中子筋のひずみが No. 2-1 と比較して大きな値を示していることから，杭直下の中子筋が変形性能の向上に寄与することが分かった。

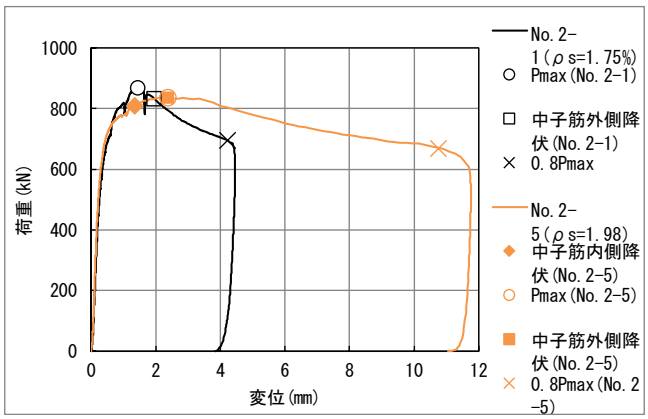


図 8.8.9　荷重～変位関係

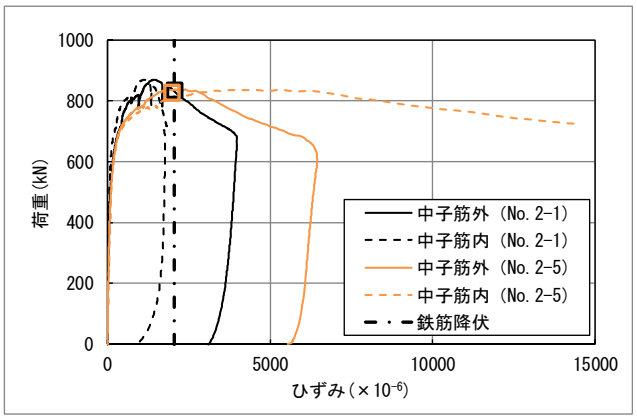


図 8.8.10　荷重～中子筋ひずみ関係

(4)　支圧面積比の比較（No. 2-1，No. 2-6 の比較）

No. 2-1 および No. 2-6 の支圧強度比～変位関係を**図 8. 8. 11** に，支圧強度比～中子筋・ひずみ関係を**図 8. 8. 12** に示す。No. 2-1 と No. 2-6 の配筋は同じで，有効体積鉄筋比（ρs）は，1. 75%であるが，No2-1 の支圧盤径はφ150mm，支圧面積比（√Ac/A1））は 2. 56，No2-4 の支圧盤径はφ100mm，支圧面積比（√Ac/A1））は 3. 58 である。

支圧面積比大きくなるに従い支圧強度比も大きくなり，また，最大荷重以降の変形も大きくなった。

No. 2-1 と No. 2-6 の中子筋配筋・ゲージ位置（**図 8. 6. 9**(a)，(f)）は同じであるが，No. 2-6 の中子筋外側の鉄筋ひずみがかなり大きい。これは，No. 2-6 の支圧盤はφ100mm であるため，中子筋の内側に荷重が集中し，中子筋が有効に抵抗したためと考えられる。

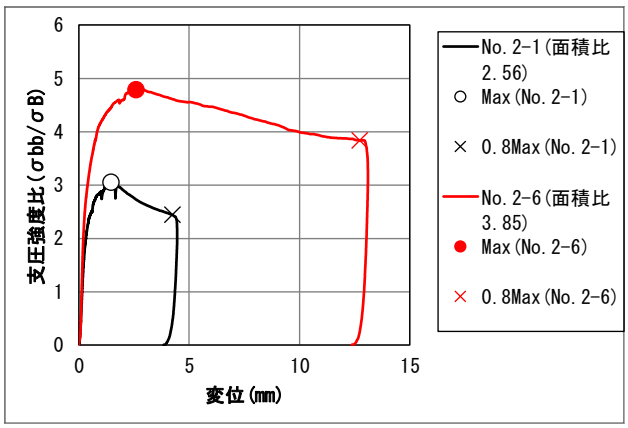


図 8. 8. 11　支圧強度比～変位関係

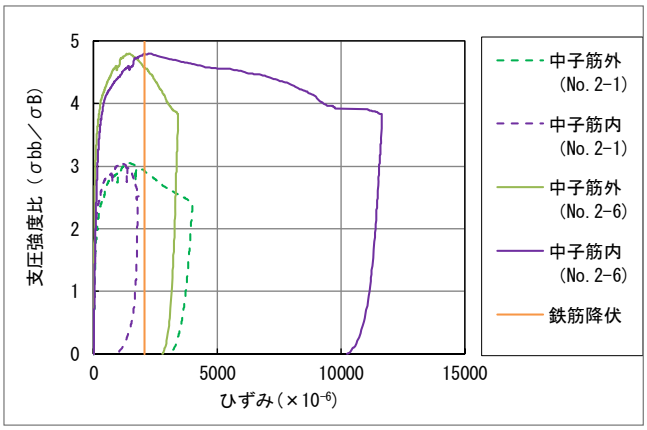


図 8. 8. 12　支圧強度比～中子筋・ひずみ関係

8.9 結論

8.9.1 まとめ

本研究では杭頭接合面を模擬した支圧試験を実施し，支圧面積および中子筋等が支圧強度に与える影響について考察した。結論を以下に示す。

1）シリーズ 1

①支圧部が中空の円形，支承部が角形でコンクリート強度が 23.6N/mm²～74.6 N/mm²，面積比が 2.56～4.47，有効体積鉄筋比 ρs(%)が 0.00%～0.43%，有効面積鉄筋比 pts(%)が 0.00%～0.25%の場合では，コンクリート引張強度を考慮した支圧強度式（式 8.5.2）が，支圧面積比を考慮した支圧強度式（式 8.5.1）よりも，適用性が高いことが分かった。

支圧部が中実の円形の場合はコンクリート引張強度を考慮した支圧強度式（式 8.5.2）の適用性が高く，危険側の評価となった。有効面積鉄筋比 pts(%)が 0.75%の場合は支圧面積比を考慮した支圧強度式（式 8.5.1）の適用性が高く，安全側の評価となった。

③中子筋方式（ρs＝1.62%，pts(%)＝1.3%，3 段配筋，No.1-8）は，十分な鉄筋補強を行ったため，支圧強度および変位量が増加した。

④支圧盤が中実の実験値（No.1-6）は，支圧強度式による値を下回った。本試験では支圧部が円形，支承部が角形であるが，この支圧強度式は支圧部・支承部が共に角形の実験に基づいている。載荷形状の違いが影響した可能性も考えられる。

⑤パイルキャップ寸法を□250 から□500（No.1-9）とした場合，寸法効果の影響のため 1 割程度支圧強度が低下した。

2）シリーズ 2

①へりあきが 0.83D で中子筋（1 段配筋）の鉄筋比が増加すると支圧強度比が高くなる。

②中子筋の配筋位置によって最大荷重以降の変位が異なり，中子筋を杭肉厚直下（No. 2-5）に配置した方がより変形性能が向上する。

③中子筋を 3 段配筋（No. 1-8）した支圧強度は，中子筋を 1 段配筋（No. 2-6）した支圧強度の 109%程度であり，支圧強度向上に 1 段目の中子筋が大きく寄与していると考えられる。

8.9.2 今後の研究課題

(1) 支圧面積比や引張強度を考慮した支圧強度式が提案されている。支圧強度の上限値を把握した上で，中子筋の鉄筋比による支圧強度上昇を考慮した支圧強度式の提案が望まれる。

(2) パイルキャップにおける帯筋および中子筋の効果的な配筋方法について，検討する必要がある。

参考文献

[8-1] 日本建築学会，プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015

[8-2] 坂田博史，森田真由美，中塚佶：コンクリートの支圧応力―めり込み変形特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.56B，pp. 81-86，2010.3

[8-3] 日本建築学会，鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説，pp. 216，2017

[8-4] 佐々木聡，小林勝巳，山本秀明，小林恒一，松山俊樹，内海祥人：アンボンドアンカーを用いた既製コンクリート杭の杭頭半剛接合部の力学挙動に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 620 号，pp. 81-86，2007.10

[8-5]　日本建築学会，建築基礎構造設計指針，1988

[8-6]　日本建築学会，鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，pp. 171，2016

[8-7]　千濱彬比古，向井智久，平出 務，小林勝巳，堀川 剛，平尾一樹，福田健，小原 拓，岸田慎司，奥村貴史：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究，大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究その 22 SC 杭を用いたト形部分架構を有するパイルキャップに関する構造実験の概要）pp. 589，2018

第９章

場所打ち鋼管コンクリート杭を用いた実大杭基礎部分架構実験

9.1　はじめに

上部構造および杭体の応力を伝達するパイルキャップはそのディテールから応力伝達機構が複雑であり，地震時には杭体だけでなく杭頭接合部を含むパイルキャップの挙動を把握する必要がある。場所打ち鋼管コンクリート杭は場所打ちコンクリートの外側を鋼管で補強した杭であるが，このような大きな軸力および水平力が作用する杭を対象とした構造実験は文献[9-1]らが挙げられるが，実験データが少ないのが現状である。

そこで，本章では場所打ち鋼管コンクリート杭（以下，杭体と呼ぶ）の杭頭部分の構造性能を把握するため，実際の地震時の応力条件を考慮し，杭体，パイルキャップ，柱および基礎梁から構成されるト型部分架構試験体を用いた構造実験を行った。さらに，鋼管の径厚比や軸力比についても実務で用いられる範囲に近い条件とした。

9.2　実験概要

9.2.1　試験体概要

試験体諸元を**表 9.2.1** に，本試験体ディテールを**図 9.2.1** から**図 9.2.4** に示す。試験体は全 2 体であり，実大スケールの 1/2 相当である。試験体 No.1 は杭体－パイルキャップ－柱－基礎梁で構成されており，試験体 No.2 は杭頭により大きな曲げモーメントを与えられるよう基礎梁を除いているがその他の形状は試験体 No.1 と同じである。

杭体は杭径 D=800mm，杭長 4000mm で，内面突起付き鋼管（材種 SKK490）肉厚 t= 9mm を巻いており，幅厚比（D/t）は 89 である。なお，場所打ち鋼管コンクリート杭のディテール詳細は 6 章を参照されたい。

杭頭接合部は，鋼管外周部に杭頭接合筋　開先付き異形棒鋼（WSD490　D35 相当)を 18 本フレア溶接した。溶接長は 200mm（杭頭接合筋径の 5.7 倍）である。杭体はパイルキャップ内部に 270mm(0.33D)埋込ませた。杭頭接合部詳細を**図 9.2.5** に示す。

パイルキャップ寸法は 1200mm×1200mm×2255mm(幅×せい×高さ)とし，杭外面からパイルキャップ端までの距離（へりあき）は両側で 200mm をとっている。配筋方法は柱梁接合部の規定「鉄筋コンクリート構造計算基準(2010)」[1)]に準じた。また，杭頭部分付近には横補強筋 D16(SD295A)と D22(SD345 杭体埋込み部)を用いて，へりあき部での破壊が生じないよう設計した。

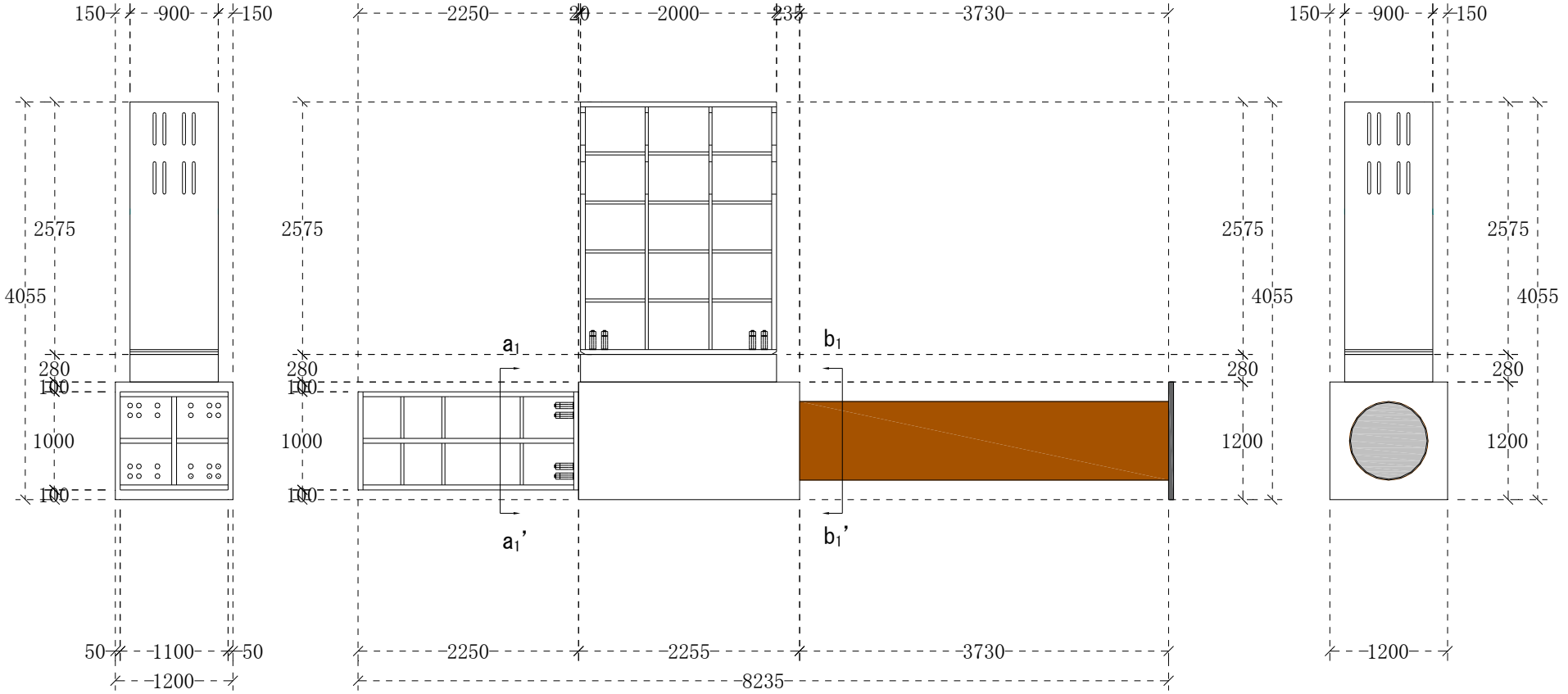
柱と基礎梁は杭体および杭頭接合部に対し，弾性範囲内となるよう鉄骨(鋼材 材種 SM490C)とした。柱断面寸法は 1100mm×1000mm，梁断面寸法は 900mm×2000mm である。パイルキャップ内の梁主筋，柱主筋にはネジ節鉄筋 D32(SD490)を用い，それぞれパイルキャップから突出させ基礎梁や柱のフランジの貫通孔を通し，ボルトで締め付けた。

コンクリートは杭体・パイルキャップともに設計基準強度 Fc=24N/mm^2 の普通コンクリートを気中打設した。

表 9.2.1　試験体諸元

試験体名		No.1	No.2
作用軸力		4000kN(引張)～11000kN(圧縮)	11000kN(圧縮　一定軸力)
軸力比		0.39(引張)～0.37(圧縮)	0.36(圧縮)
コンクリート設計基準強度F_c		24N/mm^2	
柱	幅×せい	1100mm×1000mm	
	主筋	24-D32(SM490C)	
基礎梁	幅×せい	900mm×2000mm	
	主筋	24-D32(SM490C)	
杭・接合部	場所打ち鋼管コンクリート	杭径D=800mm，鋼管厚Dt=9.8mm，杭長L=4000mm	
	杭頭接合筋	開先付き異形棒鋼 NewJ-BAR　D35相当(WSD490)	
	杭埋込み長	270mm	
パイルキャップ	幅×せい×高さ	1200mm×1200mm×2255mm	
	縦筋	40-D22(SD345)	
	帯筋	12-D16(SD295A)	
	帯筋(杭埋込み部周り)	3-D22(SD345)	

$N/N_o=N/(\sigma_B\cdot(A-A_s)+\sigma_s\cdot A_s)$　(N>0 時)，$N/N_o=N/\sigma_s\cdot A_s$　(N<0 時)　(A：杭実断面積，A_s：鋼管の全断面積，σ_s：鋼管降伏強度)



a_1–a_1’ 断面図　　正面図　　b_1–b_1’ 断面図

図 9.2.1　試験体全体図（試験体 No.1）

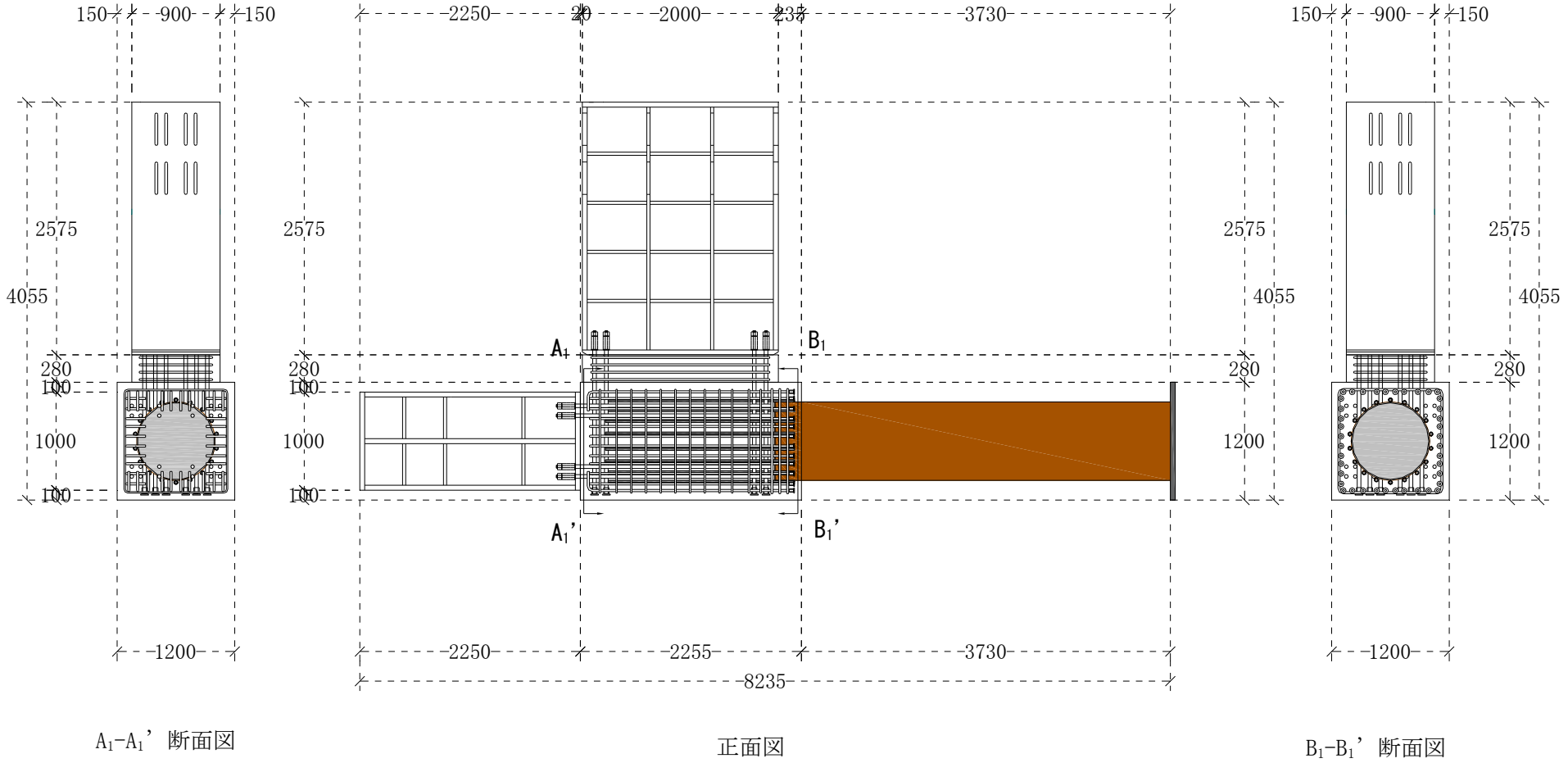
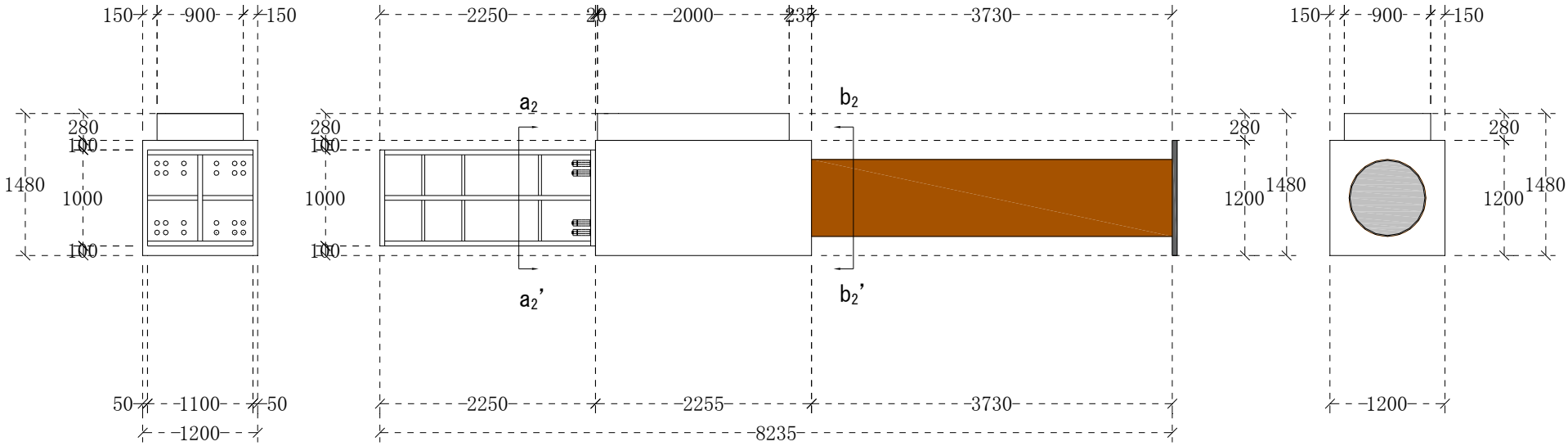
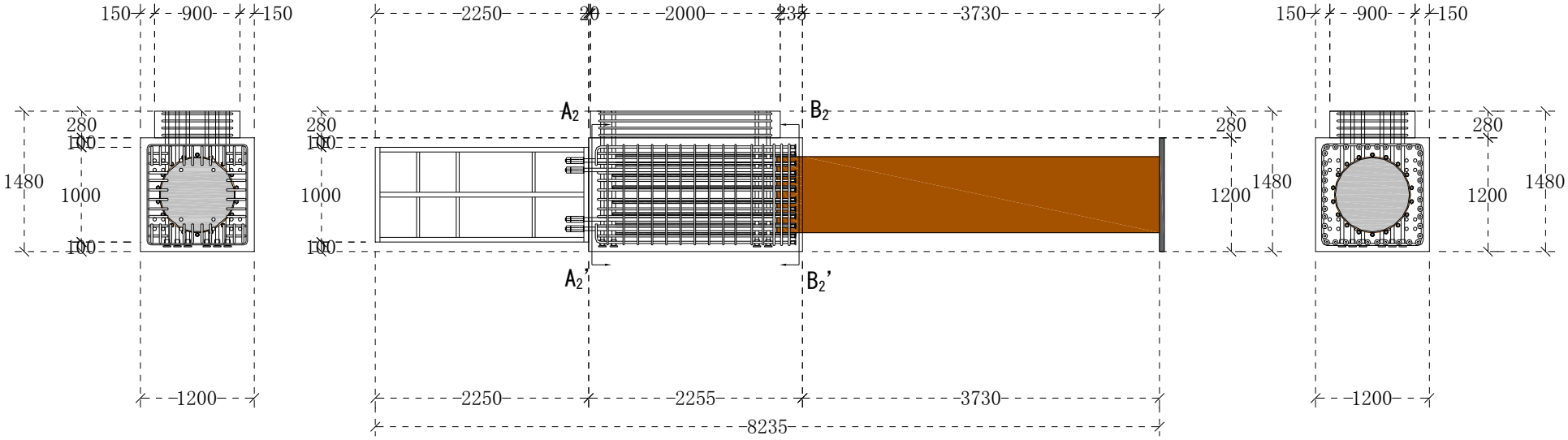


図 9.2.2　試験体詳細図（試験体 No.1）



a_2-a_2’ 断面図　　正面図　　b_2-b_2’ 断面図

図 9.2.3　試験体全体図（試験体 No.2）



A_2-A_2’ 断面図　　正面図　　B_2-B_2’ 断面図

図 9.2.4　試験体詳細図（試験体 No.2）

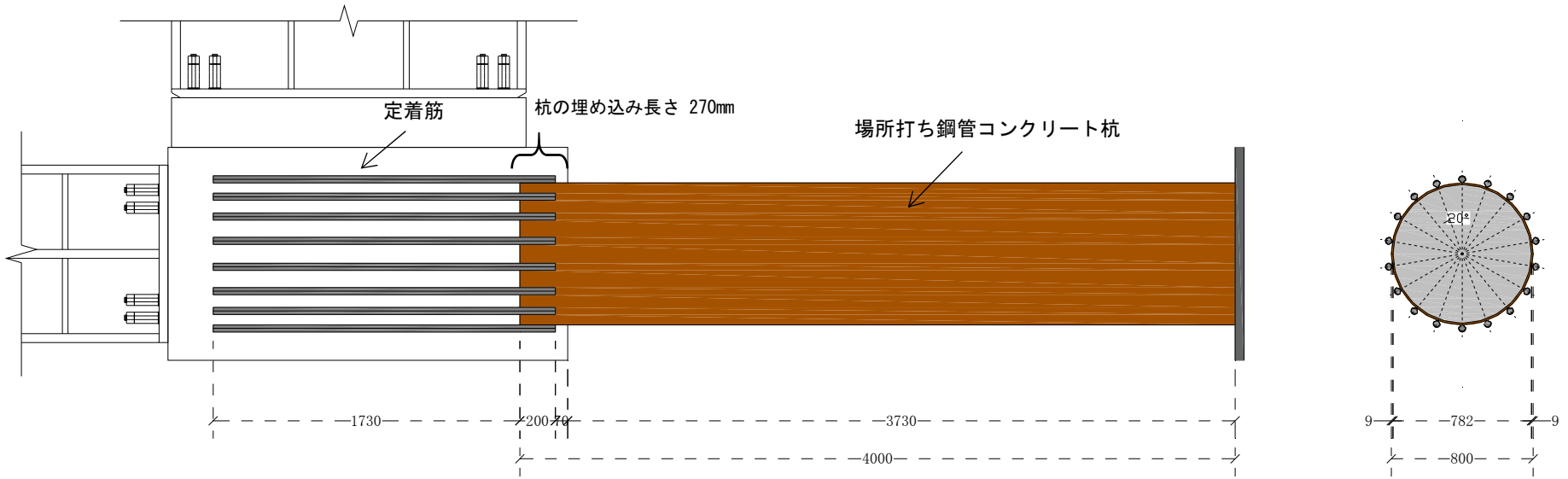


図 9.2.5　杭頭接合部詳細図（試験体 No.1,2 共通）

9.2.2　材料特性

材料試験はアムスラー試験機を用いて各試験体の載荷試験日に合わせて実施した。コンクリートの圧縮強度試験は JIS A 1108，割裂引張強度試験は JIS A 1113 に準拠して行った。試験に用いたシリンダー供試体は直径 100mm，全長 200mm である。各試験体のコンクリートの材料試験結果を**表 9.2.2** に示す。表中には 3 体の供試体の試験結果の平均値のみを示す。なお，コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の 1/3 時点の位置と原点を結んだ 1/3 割線剛性とした。

鋼材の引張試験は JIS Z 2241 に準拠して行った。鋼管は 0.2%オフセットにより降伏強度を求め，降伏時ひずみは降伏強度をヤング係数で除した値とした。また各鋼材のヤング係数は比例限界内での勾配により算出した。各鋼材の材料試験結果を**表 9.2.3** に示す。表中の数値は 3 体の供試体の試験結果の平均値のみを示した。

表 9.2.2　コンクリート材料試験結果

		圧縮強度 $_{c}\sigma_{B}$ (MPa)	圧縮強度時ひずみ $_{c}\varepsilon_{Bu}$ (μ)	ヤング係数 E_{c}※1 (MPa)	割裂強度 $_{c}\sigma_{t}$ (MPa)
No.1	杭	40.1	2079	27300	2.7
	パイルキャップ	37.5	2339	24100	2.6
No.2	杭	43.3	2251	27600	2.9
	パイルキャップ	41.3	2399	25400	3.0

※1：$1/3_{c}\sigma_{B}$時の割線剛性による

表 9.2.3　鋼材（鋼管・異形鉄筋）材料試験結果

		材質	降伏強度又は耐力 $_{s}\sigma_{y}$ (MPa)	引張強度 $_{s}\sigma_{t}$ (MPa)	ヤング係数 E_{s} (MPa)	降伏時又は耐力時ひずみ $_{s}\varepsilon_{y}$ (μ)	破断伸び $_{s}\varepsilon_{u}$ (%)
杭	鋼管	SKK490	417.8※1	550.5	210500	1985※2	34.9
	杭頭定着筋（開先付き異形棒鋼:NewJ-BAR）	WSD490	530	706.1	193900	2733	17.1
パイルキャップ	縦筋	SD345	398.7	579.1	197500	2019	21.5
	横補強筋	SD295A	304.3	428	160700	1894	17.6
	杭頭周り横補強筋	SD345	374.1	537.3	211900	1765	20.5
柱・基礎梁	主筋（ネジ節鉄筋）	SD490	527.6	702.9	195500	2699	19.3

※1：0.2%オフセット時の応力度による　※2：$_{s}\varepsilon_{y}={}_{s}\sigma_{y}/E_{S}$より算出

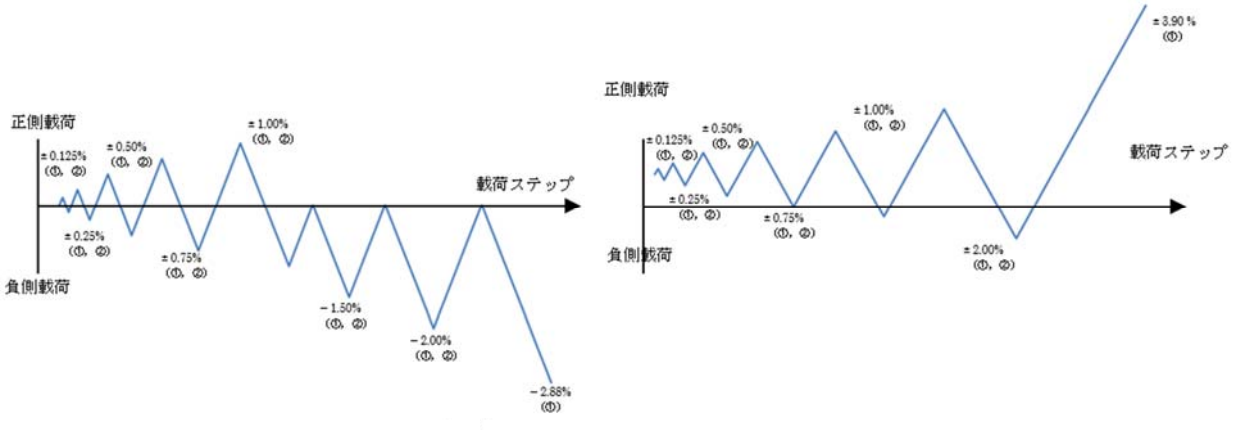
9.2.3　載荷方法

図 9.2.6 および**図 9.2.7** に各試験体の載荷装置，**写真 9.2.1** および**写真 9.2.2** に載荷装置の写真を示す。載荷装置は主に載荷フレーム，試験体支持点，軸力載荷ジャッキ，水平載荷ジャッキ，水平反力ジャッキから構成される。本実験では載荷フレームの中に試験体を横（実際とは 90° 回転した状態）にして載荷装置に固定している。

試験体 No.1 は基礎梁に取り付けた 2 本の水平載荷ジャッキにより水平力 2P を載荷している。載荷方向は杭と基礎梁が閉じる方向を正側載荷，杭と基礎梁が開く方向を負側載荷とし，地震時の軸力変動を考慮して，水平ジャッキ 4 台により軸力 N を作用させた。杭側支持点はピンローラー支承とし，両支持点の水平反力を同一にするため，載荷中は杭側支持点下に取り付けた水平ジャッキにより，基礎梁に作用する水平力 2P の半分の荷重 P を載荷方向と逆方向に載荷した。よって，杭体に作用する軸力は水平ジャッキによる軸力 N と水平力 P の和 N+P となる。試験体に加える軸力 N は，大地震時に対する設計実績を考慮して試験体 No.1 では 2400kN(設計軸力比 0.12,長期軸力相当)を初期軸力とし，最大圧縮軸力 11000KN(軸力比 0.37 相当)，最大引張軸力-4000KN(軸力比 0.39 相当)の変動軸力を作用させた。試験体 No.2 では高圧縮軸力下での曲げ破壊耐力の確認を主目的として 11000kN（軸力比 0.37）で一定とした。

なお，本報告での試験体は，90° 回転して載荷装置に設置しており，自重の影響や軸力が偏心して作用する可能性があったため，加力開始時点（長期軸力を作用させた時点）での杭体および杭頭接合筋に貼付したひずみゲージの値を確認しているが，過大なひずみが発生していないことを確認している。また，試験体 No.1 および試験体 No.2 ともにでは３次元の試験体を２次元モデルに置換して変形を考えているため，面外方向の変形や X 軸・Y 軸周りの回転は別途ジャッキにより拘束している。

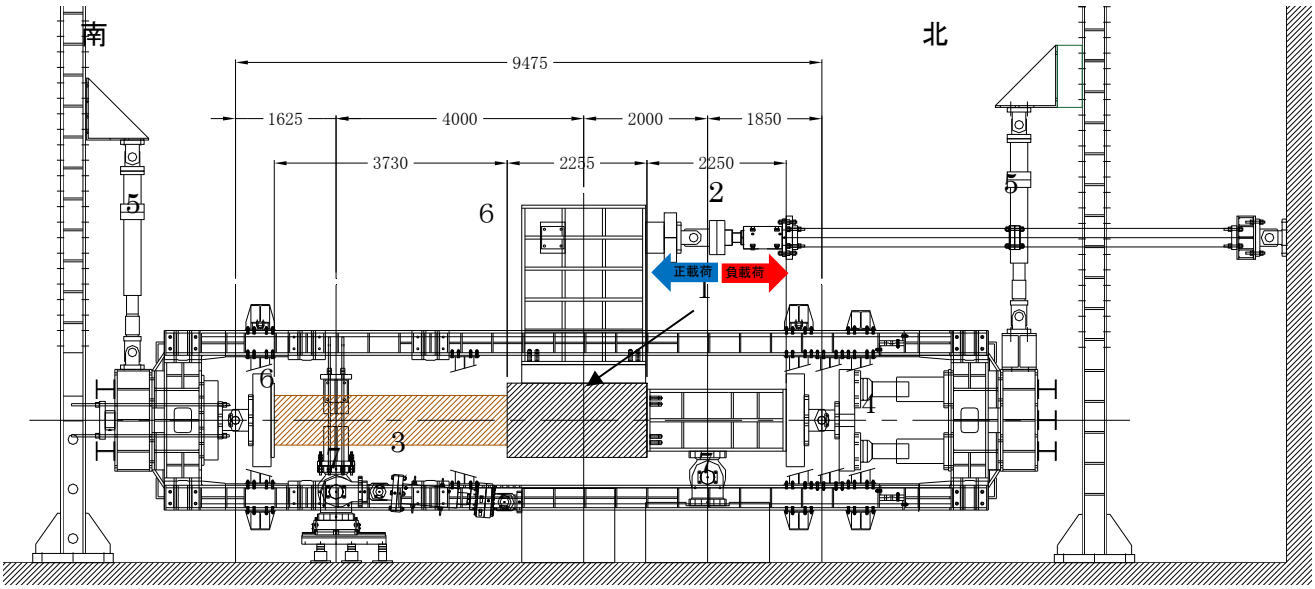
載荷サイクルは後述する代表変形角 (R) による変位制御で，R=±0.125%，±0.25%，±0.5%，±0.75%，±1%，±2%，±4%を各 2 サイクルずつとしたが，試験体 No.1 は検討対象外の基礎梁の耐力で載荷限界となるのを避けるために，R=±1%以降は R=-1.5%，-2%，-3%を各 1 サイクルのみとした。**図 9.2.8** に各試験体の載荷サイクルを示す。



※上記図（青線実線）には 2 サイクル目の表記を省略

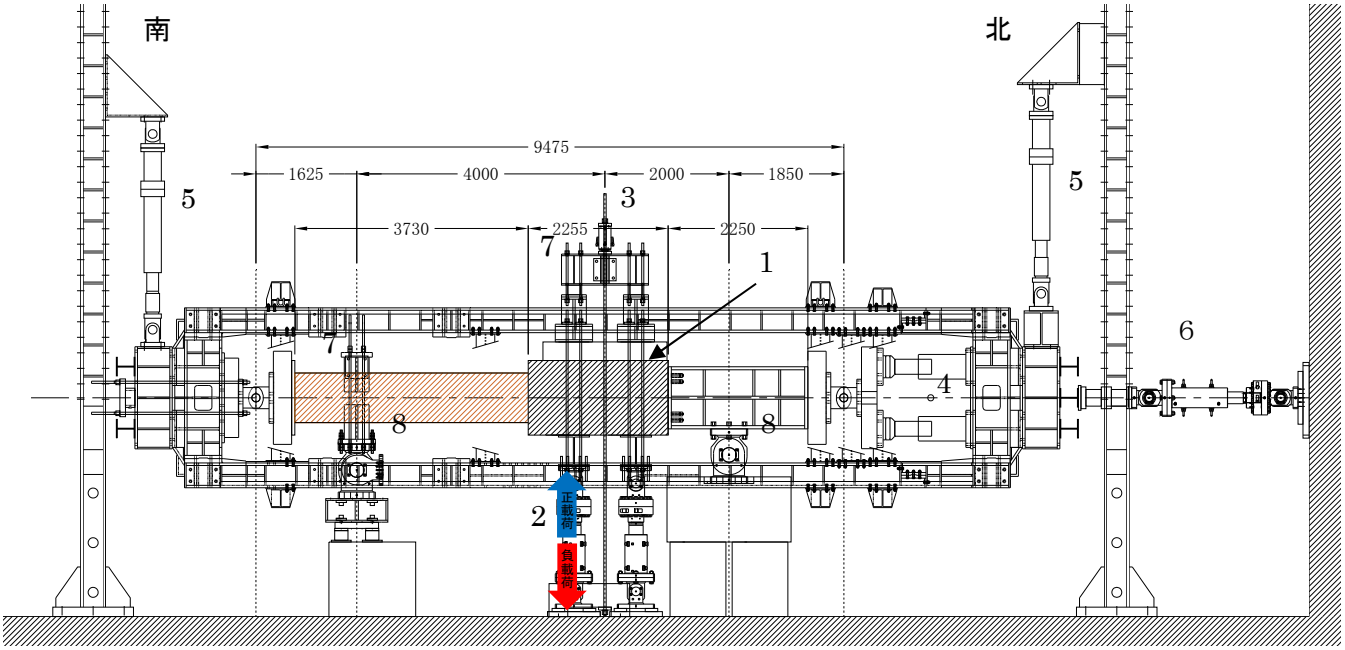
（試験体 No.1）　　（試験体 No.2）

図 9.2.8　**載荷サイクル**



1:試験体　2:水平載荷ジャッキ（押 400t/引 175t×2 台）
3:水平反力ジャッキ（押 400t/引 175t×1 台）　4:軸力載荷ジャッキ（押 500t/引 200t×4 台）　5:載荷フレーム自重相殺用吊りジャッキ　6:面外方向止めジャッキ　7:試験体支持点

図 9.2.6　載荷装置概要(試験体 No.1)



1:試験体 2:鉛直載荷ジャッキ（押 400t/引 175t×2 台）3:負側追加載荷ジャッキ（押 120t×2 台）
4:軸力載荷ジャッキ（押 500t/引 200t×4 台）　5:載荷フレーム自重相殺用吊りジャッキ
6:軸方向止めジャッキ　7:面外方向止めジャッキ　8:試験体支持点

図 9.2.7　載荷装置概要(試験体 No.2)

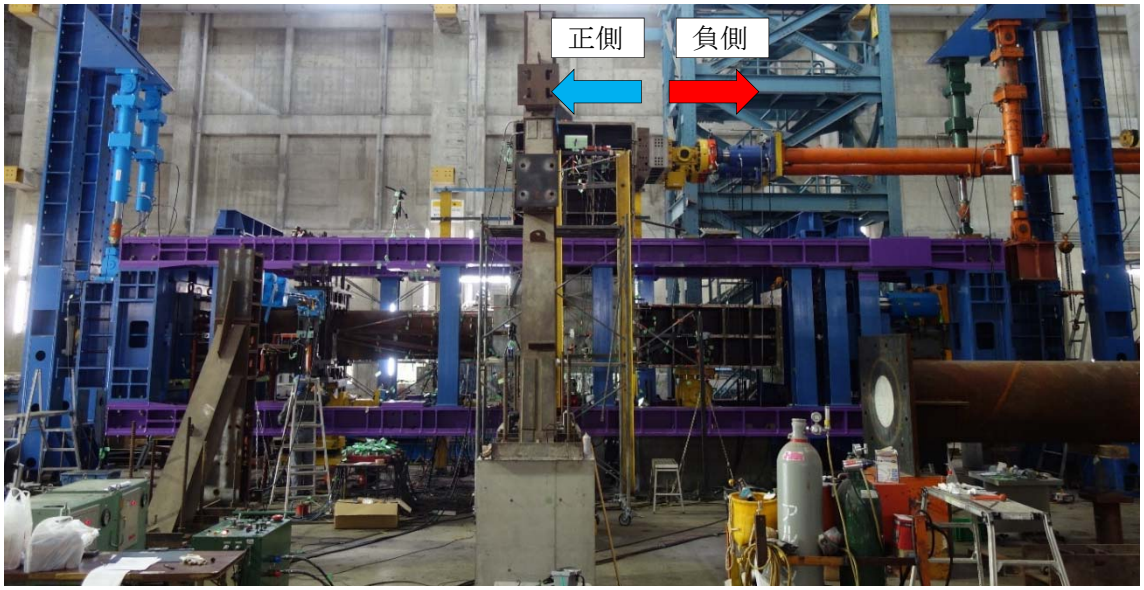


写真 9.2.1　載荷装置（試験体 No.1）

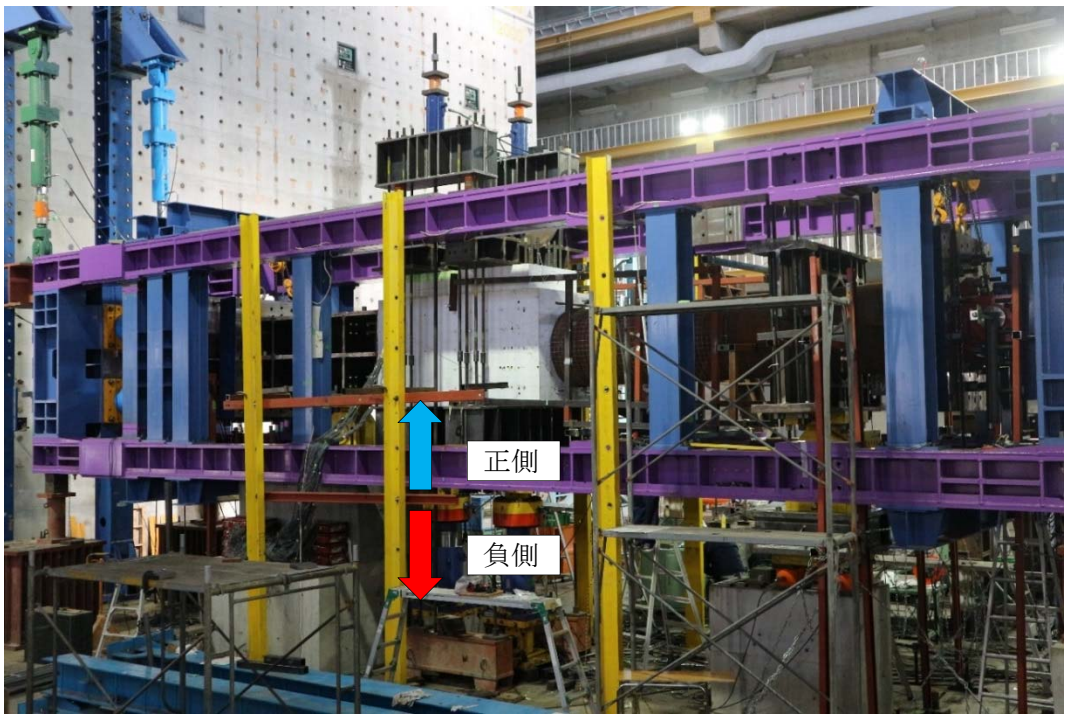


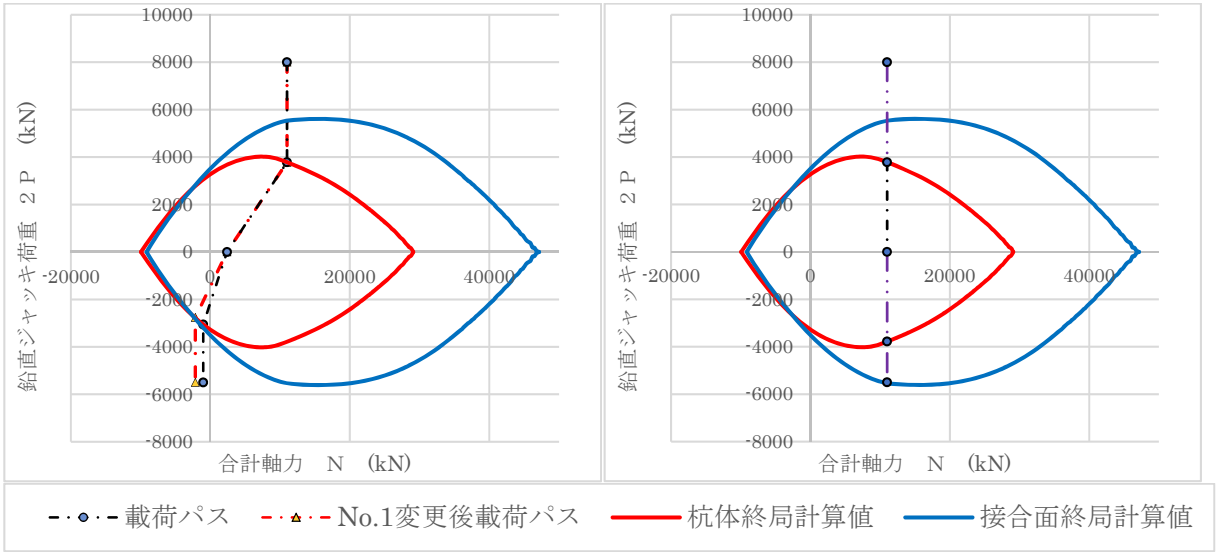
写真 9.2.2　載荷装置（試験体 No.2）

9.2.4　各部材の耐力計算

想定した破壊モードとなることを確認するため，杭体および杭頭接合面の曲げ耐力，基礎梁の曲げおよびせん断耐力，柱の曲げ耐力を確認した。

算定方法に関して，杭体および杭頭接合面は平面保持を仮定した断面解析（詳細は 9.4.1 で説明する），その他の部材は鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説[9-2]に準拠した。**図 9.2.9** に各試験体の載荷荷重と作用軸力の関係を示す。試験体 No.1 は杭頭接合部，試験体 No.2 は杭体で最大耐力が決まっている。なお，パイルキャップの曲げおよびせん断耐力について，本実験では杭体もしくは杭頭接合部での破壊を目的としており，十分な配筋量であることから計算を省略している。

載荷パスについて，試験体 No.1 は変形角-1.5%載荷時までは載荷パスを最大軸力 11000kN，最小軸力-2141kN として載荷を行ったが，変形角-1.5%載荷時にパイルキャップが終局に至らない可能性があったため，最小軸力を-4000kN に変更した。



（試験体 No. 1）　　（試験体 No. 2）

図 9.2.9　載荷荷重–軸力関係

表 9.2.4　計算時の諸元

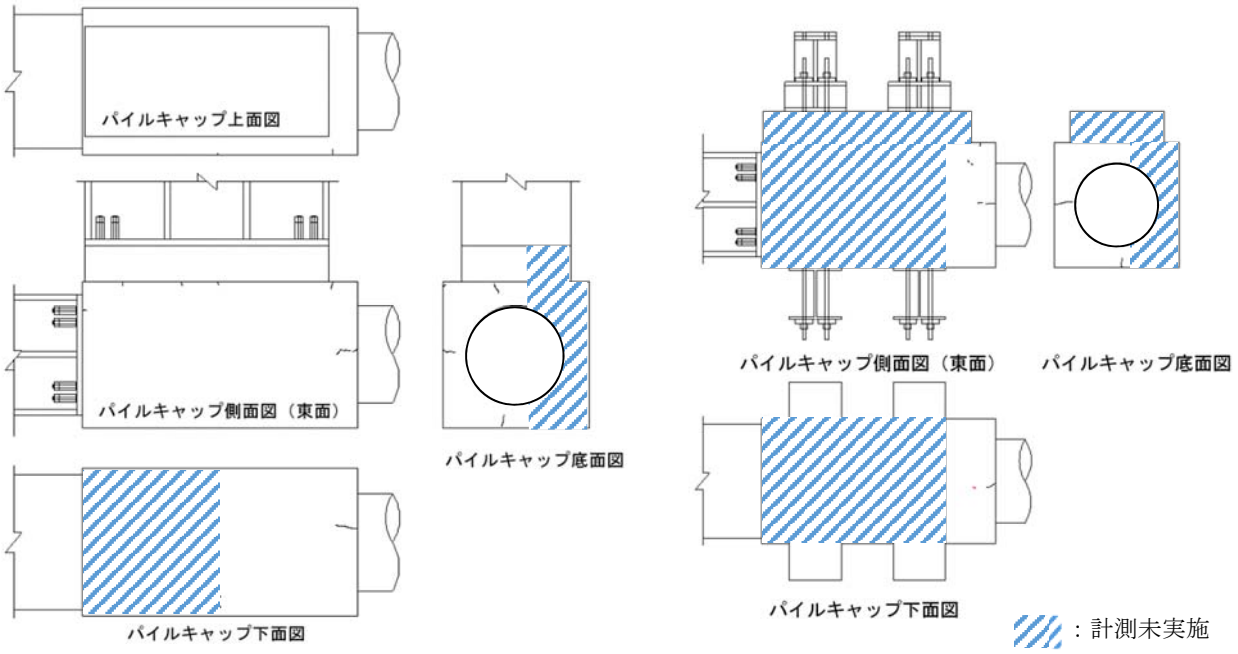
試験体名	算定部材	記号	項目	単位	本数	断面積/本	算定値	備考
No.1	基礎梁(曲げ終局)	a_t	引張鉄筋断面積	N/mm^2	12	794	9530	D32×12本
		σ_y	引張鉄筋の降伏強度	N/mm^2	－	－	528	材料試験値を使用
		d	有効せい	mm	－	－	1815	鉄筋の重心にて計算
		M_u	曲げ終局強度	kN・m	－	－	9126	
	基礎梁(せん断終局)	p_t	引張鉄筋比	%	－	－	0.58	$a_t/(b・d)・100$
		σ_B	コンクリートの圧縮強度	N/mm^2	－	－	38	材料試験値を使用
		M/(QD)	シアスパン比	－	－	－	1.13	L_c/d
		L_c	梁長	mm	－	－	2050	載荷点から部材表面までの距離
		p_w	せん断補強筋比		－	－	0.009	$a_w/(b・s)$
		σ_{wy}	せん断補強筋の降伏強度	N/mm^2	－	－	304	材料試験値を使用
		b	梁幅	mm	－	－	900	
		j	応力中心間距離	mm	－	－	1588	7/8d
		d	有効せい	mm	－	－	1815	圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離
		a_t	引張鉄筋断面積	N/mm^2	12	794	9530	D32×12本
		a_w	帯筋一組の断面積	N/mm^2	2	287	573	D19×2本
		s	帯筋のピッチ	mm	－	－	70	
		Q_{su}	せん断終局強度	kN	－	－	4994	
	柱(曲げ終局)	N_{max}	中心圧縮時終局強度	kN	－	－	64056	$b・D・\sigma_B + a_g\sigma_y$
		N_{min}	中心引張時終局強度	kN	－	－	-10056	$-a_g\sigma_y$
		a_g	柱主筋全断面積	mm^2	24	794	19061	D32×24本
		b	柱断面幅	mm	－	－	1200	
		D	柱断面せい	mm	－	－	1200	
		σ_y	主筋降伏強度	N/mm^2	－	－	528	材料試験値を使用
		σ_B	コンクリートの圧縮強度	N/mm^2	－	－	38	材料試験値を使用
		N_b		kN	－	－	18018	$0.22(1+g1)bD\sigma_B$
		g1	引張・圧縮鉄筋重心距離の全せいに対する距離	－	－	－	0.52	重心間距離:620mm，全せい:1200mm
		N	柱軸方向力	kN	－	－	変数	
		M_u	曲げ終局強度	kN・m	－	－	軸力ごと	
No.2	柱(曲げ終局)	N_{max}	中心圧縮時終局強度	kN	－	－	64056	$b・D・\sigma_B + a_g\sigma_y$
		N_{min}	中心引張時終局強度	kN	－	－	-10056	$-a_g\sigma_y$
		a_g	柱主筋全断面積	mm^2	24	794	19061	D32×24本
		b	柱断面幅	mm	－	－	1200	
		D	柱断面せい	mm	－	－	1200	
		σ_y	主筋降伏強度	N/mm^2	－	－	527.6	材料試験値を使用
		σ_B	コンクリートの圧縮強度	N/mm^2	－	－	38	材料試験値を使用
		N_b		kN	－	－	18018	$0.22(1+g1)bD\sigma_B$
		g1	引張・圧縮鉄筋重心距離の全せいに対する距離	－	－	－	0.52	重心間距離:620mm，全せい:1200mm
		N	柱軸方向力	kN	－	－	11000	一定軸力(杭軸力11000kN(圧縮))で制御
		M_u	曲げ終局強度	kN・m	－	－	8373	

9.2.5　計測方法

本実験での計測項目は力，変位，ひずみ，写真であり，それぞれロードセル，変位計，Opttrak，デジタルビデオカメラを用いて計測している。また，別途ひび割れ観測も実施している。**表 9.2.5** に計測項目一覧，**図 9.2.10** にひび割れ計測範囲を示す。パイルキャップで載荷時に計測が困難である部分は部分的に計測を実施していない。

表 9.2.5　計測項目一覧

主な計測装置	測定項目
ロードセル	全てのジャッキにロードセルを取り付け，作用荷重を測定する。試験体No.1に関して，杭支持点ピンローラー部の鉛直荷重については別途ロードセルを設置して計測する。
変位計・Opttrak	変位を測定する（Opttrakは補助的に使用）。
デジタルビデオカメラ	損傷状況（画像）を計測ステップごとに撮影する。
デジタルカメラ	
人による計測	各サイクルピーク時および除荷時にひび割れ状況を測定する。ひび割れ幅も同時に計測する。



（試験体 No.1）　　（試験体 No.2）

図 9.2.10　ひび割れ計測

図 9.2.11 および**図 9.2.12** に各試験体の正載荷時における曲げモーメントおよび反力を示す。杭頭接合部（C 点）及び杭体危険断面（C’点）の曲げモーメントを M_C, M_C’(kN)とし，これらの危険断面の P-δ 効果による付加曲げモーメントは変位計もしくは Opttrak によって得られた付加曲げモーメントを考慮している。

代表変形角 R に関して，試験体 No.1 では試験体の構造芯（δ_I）と，載荷点の水平距離（δ_G）を計測し，これを載荷点と構造芯の直線距離 L_{GI} で除した値を変形角 R（%）とした。なお，杭側・柱側支持点の浮き上がりに伴う支持点変位を考慮して算定している（式 9.1）。

試験体 No.2 は試験体の構造芯から杭軸に平行に伸ばした鋼材と杭側支持点（B 点）との鉛直距離 δ_P を計測し，これを構造芯と南側支持点の直線距離 L_{BI} で除した値を変形角 R（%）とした（式 9.2）。

図 9.2.13 および**図 9.2.14** に変位計設置図を示す。各点における，鉛直変位と水平変位を計測した。また，試験体には曲率，軸方向変位，曲げ変位，せん断変位を測定できるよう変位計を設置した。加えて杭鋼管，杭頭接合筋，柱と基礎梁（試験体 No.1 のみ）の主筋，パイルキャップ補強筋のひずみを計測した。ひずみゲージ貼付位置を**図 9.2.15** に示すが，試験体 No.1 および試験体 No.2 で共通である。杭鋼管には座屈検知用に円周方向も計測した。

$$R = (\delta_G - \delta_I)/L_{GI} - (\delta_J - \delta_L)/L_{JL} \qquad \text{（式 9.1）}$$

ここに，δ_G：G 点の水平変位(mm)　δ_I：I 点の水平変位(mm)　L_{GI}:G 点-I 点間距離(mm)
δ_J：J 点の鉛直変位(mm)　δ_L：L 点の鉛直変位(mm)　L_{GL}:G 点-L 点間距離(mm)

$$R = \delta_P/L_{BI} \qquad \text{（式 9.2）}$$

ここに，δ_P：杭の部材変位(mm)　L_P:B 点-I 点間距離(mm)

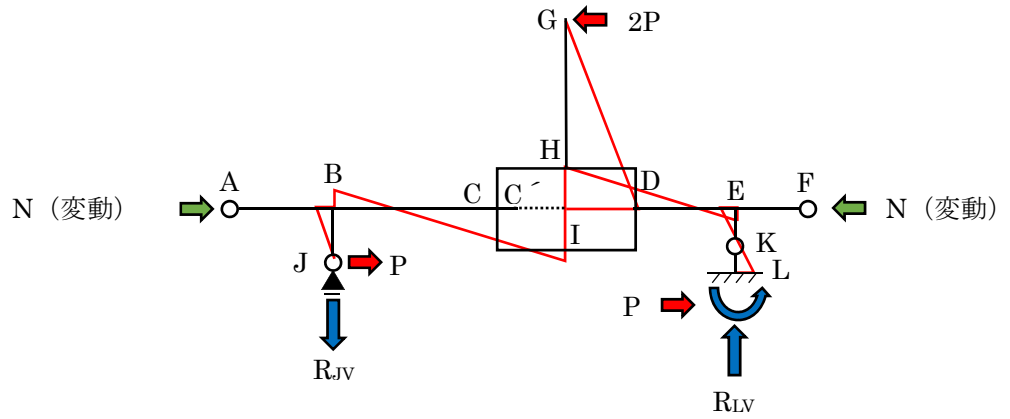


図 9.2.11　載荷時モーメント・反力図（試験体 No.1）

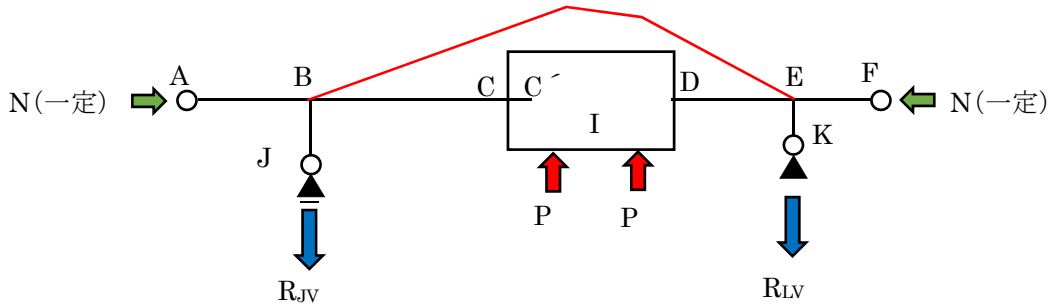
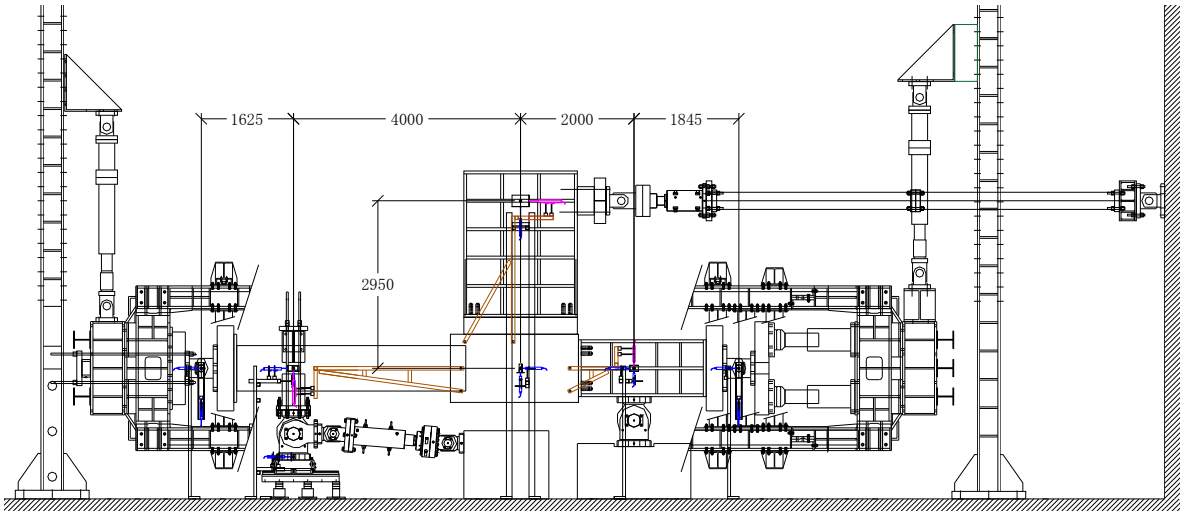
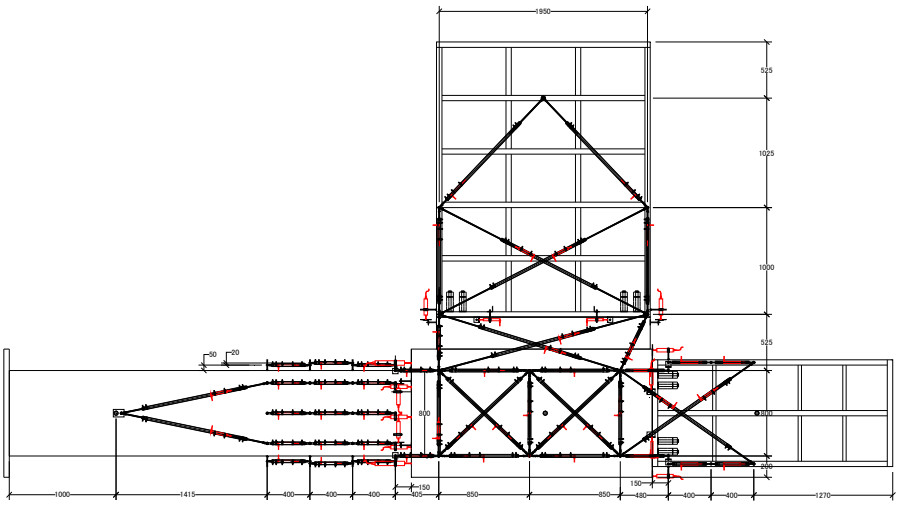


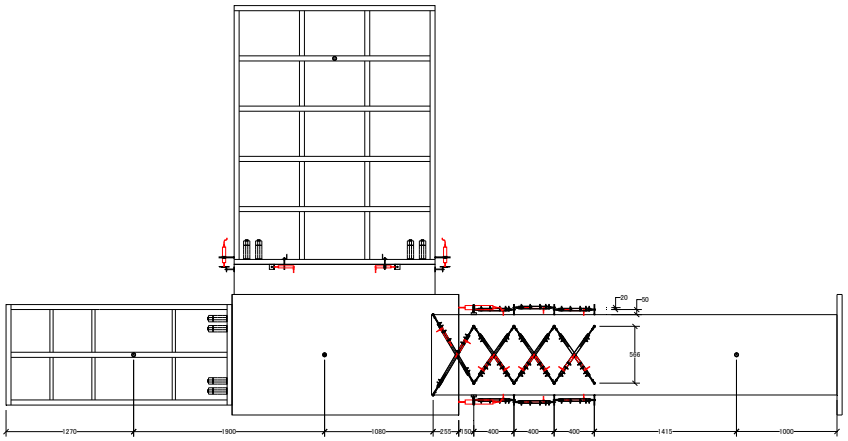
図 9.5.12　載荷時モーメント・反力図（試験体 No.2）



(a)部材角測定用変位計，支持点・載荷点・構造芯鉛直変位，水平変位測定用変位計設置図

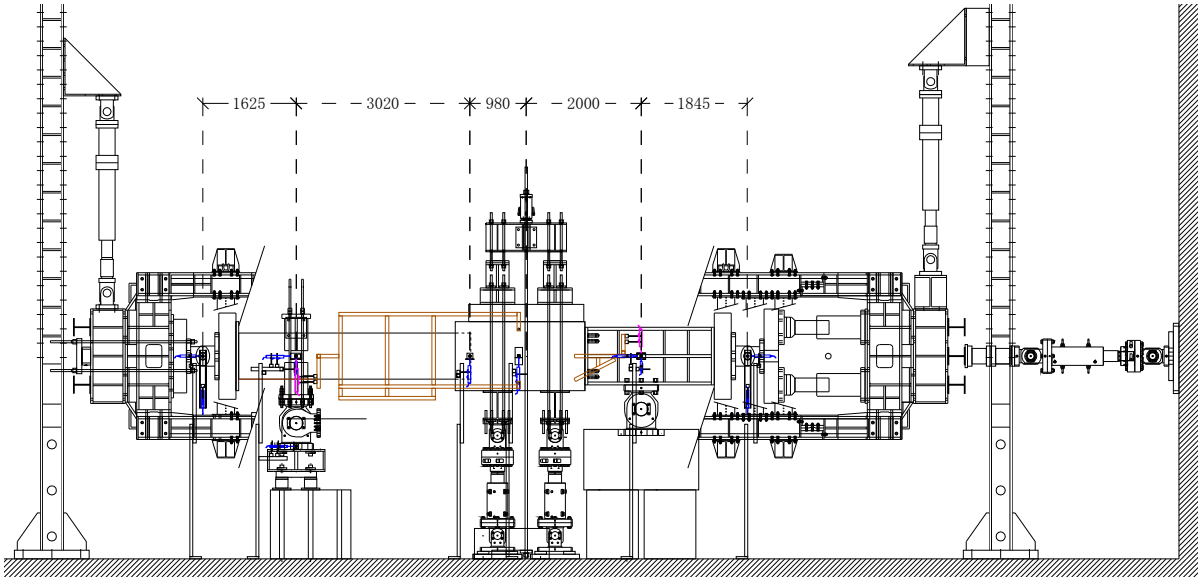


(b)試験体の曲げ・せん断・曲率測定用変位計設置図(東面)

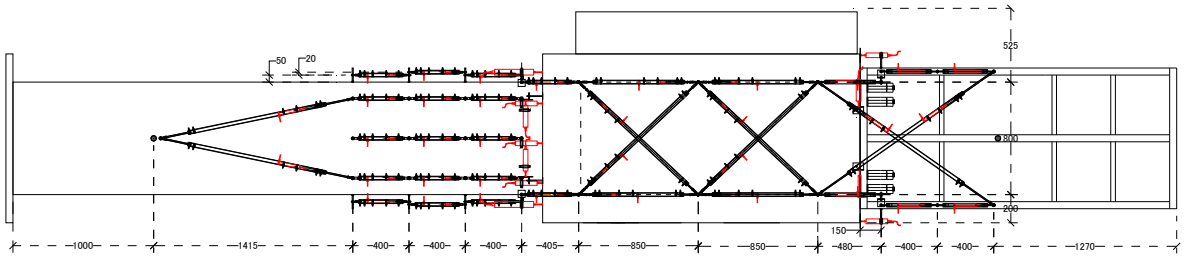


(C)試験体の曲げ・せん断・曲率測定用変位計設置図(西面)

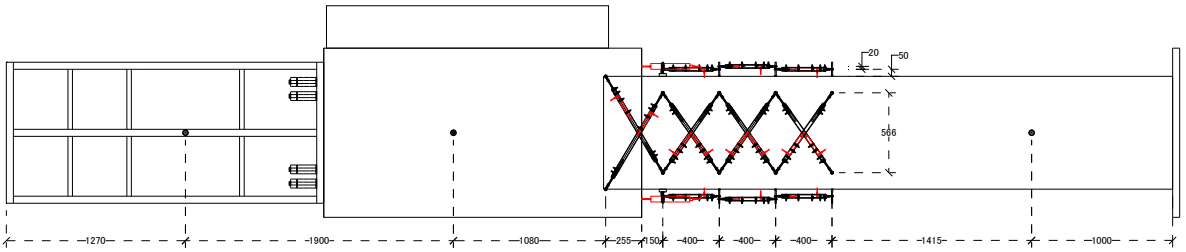
図 9.2.13　変位計設置図(試験体 No.1)



(a)部材角測定用変位計，支持点・構造芯鉛直変位，水平変位測定用変位計設置図

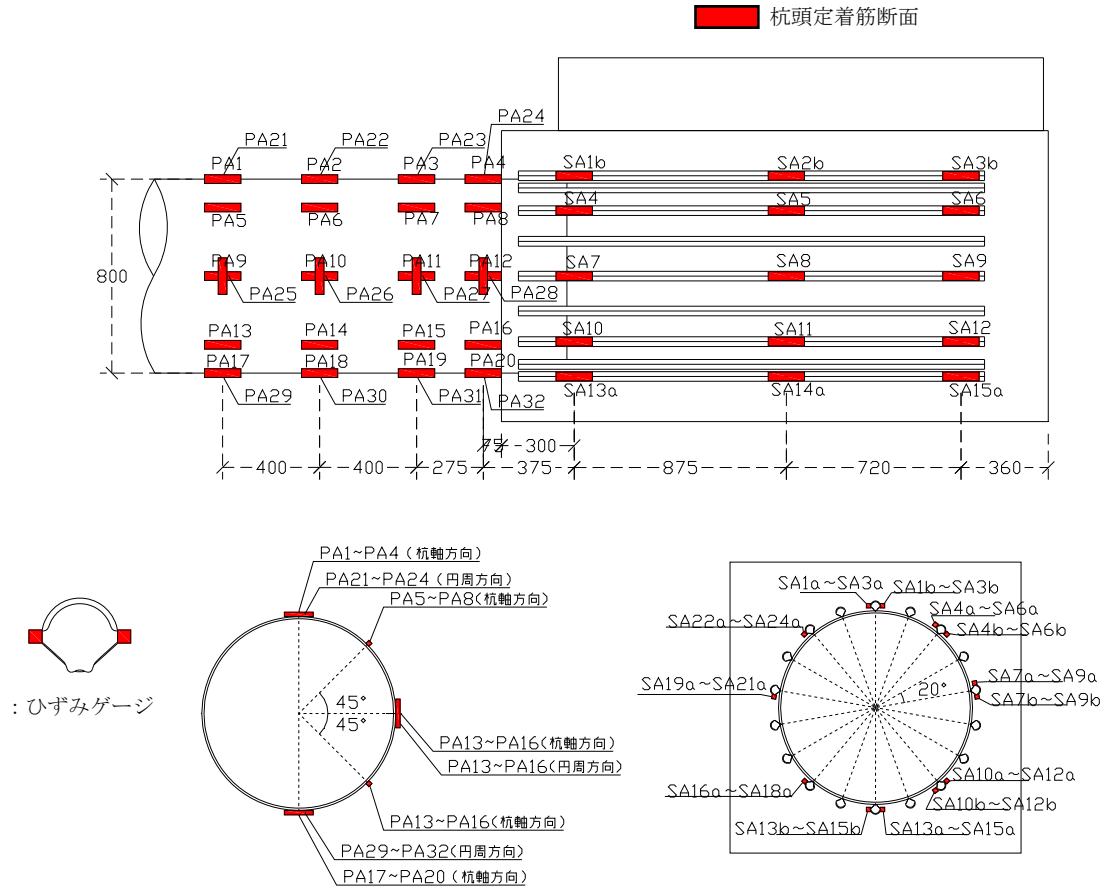


(b)部材角測定用変位計，支持点・構造芯鉛直変位，水平変位測定用変位計設置図

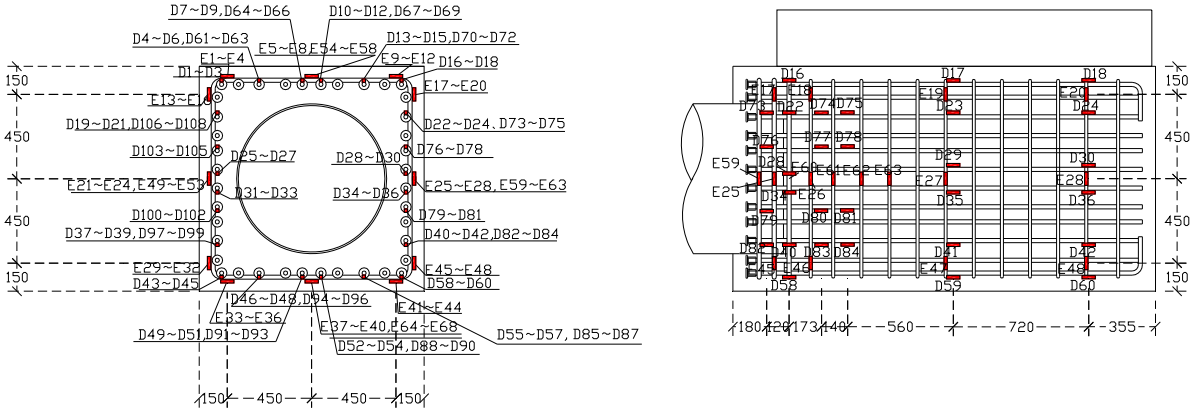


(C)試験体の曲げ・せん断・曲率測定用変位計設置図(西面)

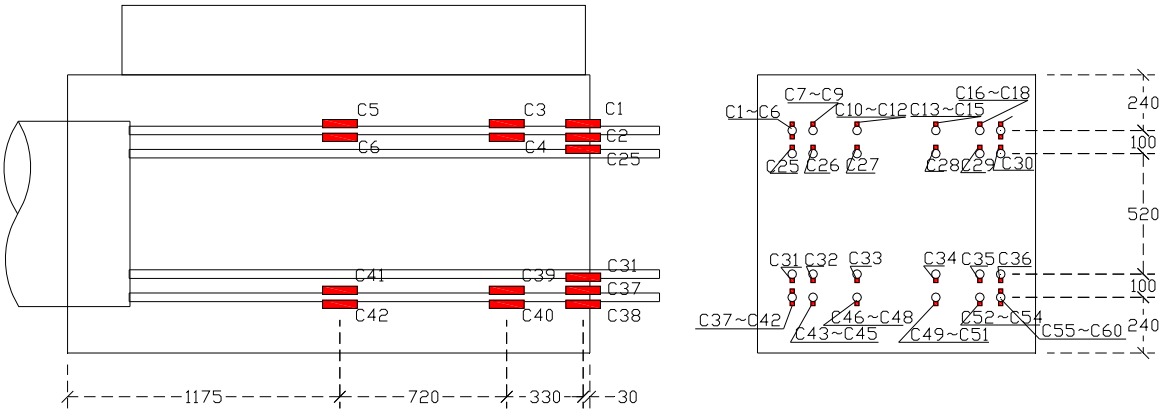
図 9.2.14　変位計設置図(試験体 No.2)



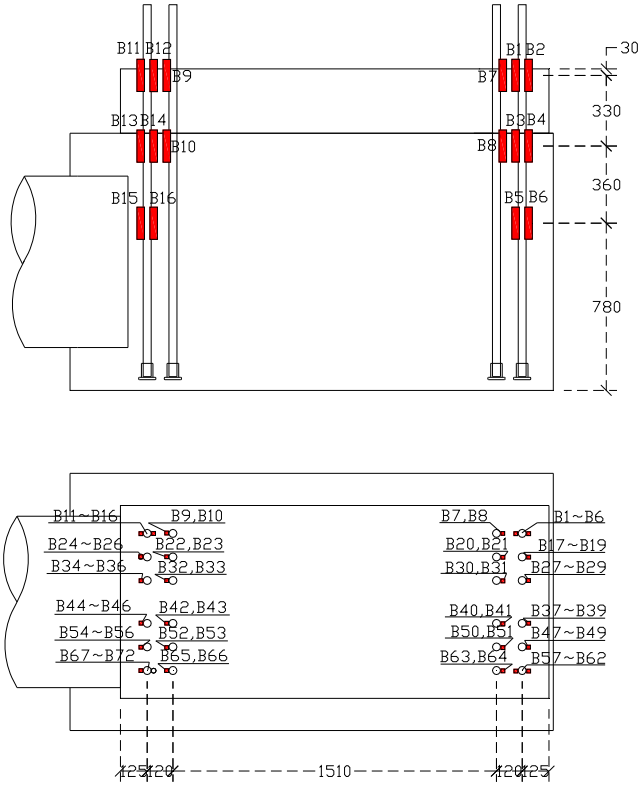
(a) 鋼管・定着筋



(b) パイルキャップ補強筋



(c) 柱主筋



(d) 基礎梁主筋

図 9.2.15　ひずみゲージ貼付位置

9.3 実験結果

9.3.1　荷重－変形関係

図 9.3.1 に各試験体のせん断力（＝載荷荷重 2P）と代表変形角 R の関係を示す。

試験体 No.1 では R＝±1.0%時点で基礎梁端部の取付け筋（主筋）が降伏してしまったため，その後は負側載荷のみとし，載荷装置の加力能力の限界まで載荷した。正側載荷では杭体および杭頭接合部危険断面での圧縮降伏，負側載荷では杭鋼管および杭頭接合筋が降伏に達したものの耐力低下には至らなかった。

試験体 No.2 では載荷の進行に伴い，正負両載荷で杭頭危険断面での杭鋼管の圧縮・引張降伏および座屈，杭頭接合筋の降伏が生じた。鋼管の座屈時に若干の耐力低下が見られたが，9.3.2 で述べる P–δ効果を考慮した曲げモーメントを考慮すれば漸増している。**写真 9.3.1** に載荷終了時の試験体状況を示す。また，**表 9.3.1** および**表 9.3.2** に各載荷ステップにおける杭鋼管および杭頭接合筋の損傷状況を示す。損傷（降伏）は貼付したひずみゲージにより判断している。位置については**図 9.3.2** を参照されたい。

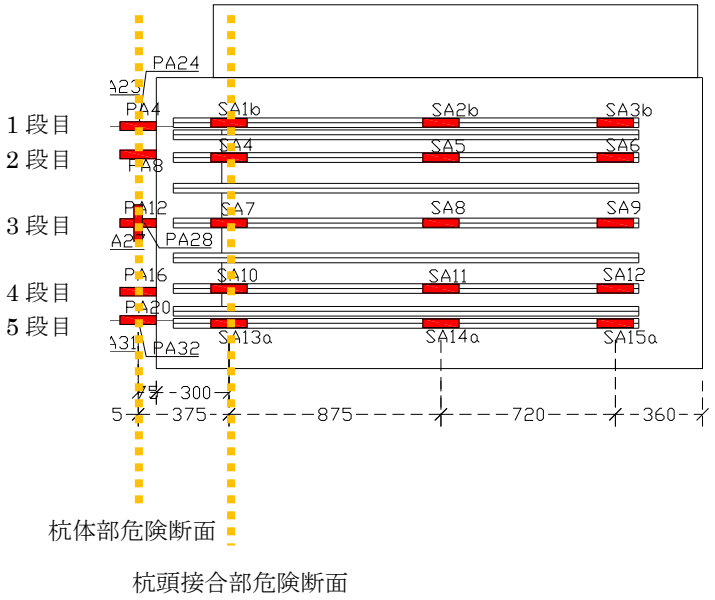
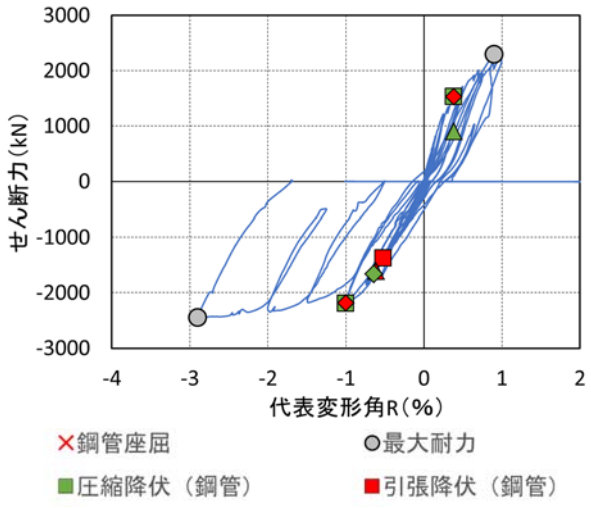
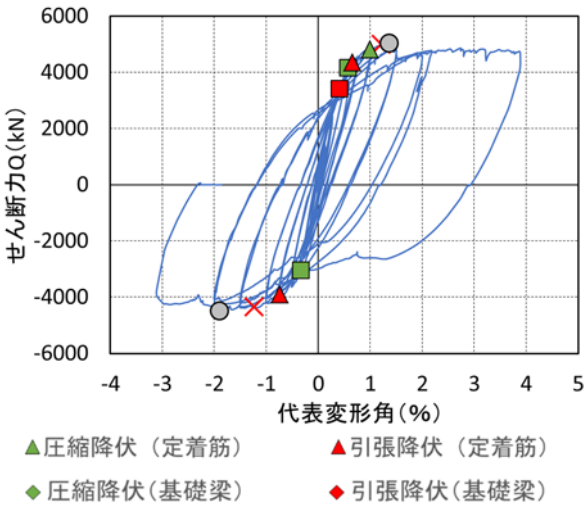


図 9.3.2　危険断面位置と段数位置（試験体 No.1，No.2 共通）



（試験体 No.1）



（試験体 No.2）

図 9.3.1　せん断力－代表変形角関係

表 9.3.1　各ステップの損傷状況（試験体 No.1）

（杭体部危険断面）

最大耐力		終局耐力
Q	R	Mc'
2291	0.90	3249
-2450	-2.90	-2616

段数	載荷方向	鋼管圧縮降伏			載荷方向	鋼管引張降伏		
		Q	Mc'	R		Q	Mc'	R
1段目	正側	1527	2166	0.39	負側	-1377	-1612	-0.52
2段目	正側	1866	2685	0.63	負側	-1796	-1981	-0.72
3段目	―	降伏なし			負側	-1909	-2160	-1.11
4段目	―	降伏なし						
5段目	負側	-2156	-2548.7	-1.00	―	ゲージ損傷		

（杭頭接合部危険断面）

最大せん断力		最大耐力
Q	R	Mc
2291	0.85	3492
-2439	-2.88	-3189

段数	載荷方向	杭頭接合筋圧縮降伏			載荷方向	杭頭接合筋引張降伏		
		Q	Mc	R		Q	Mc	R
1段目	正側	1527	2272	0.39	負側	-1611	-2549	-0.61
2段目	正側	1716	2289	0.48	負側	-1551	-1800	-0.52
3段目	負側	-2371	-2257	-1.80	負側	-1993	-2354	-0.82
4段目	―	ゲージ破損			負側	-2380	-2604	-2.46
5段目	負側	-2215	-2346	-1.71	―	ゲージ損傷		

表 9.3.2　各ステップの損傷状況（試験体 No.2）

（杭体部危険断面）

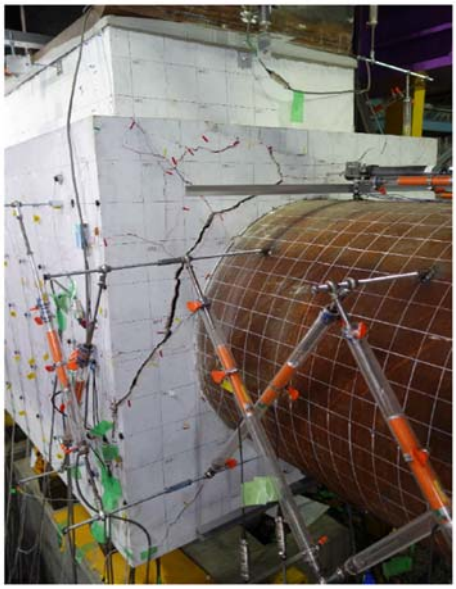
座屈発生			最大せん断力		最大耐力
Q	Mc	R	Q	R	Mc'
4980	4478	1.21	5036	1.36	5112
-4355	-3850	-1.23	-4491	-1.90	-4192

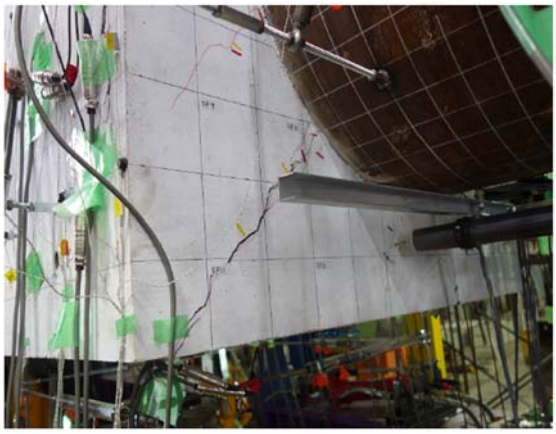
段数	載荷方向	鋼管圧縮降伏			載荷方向	鋼管引張降伏		
		Q	Mc'	R		Q	Mc'	R
1段目	負側	-3062	-2617	-0.32	正側	4231	3516	0.62
2段目	負側	-3246	-2798	-0.38	正側	4599	3949	0.80
3段目	負側	-3756	-3269	-0.72	ー	ゲージ破損		
4段目	正側	-2629	-1765	0.58	ー	ゲージ破損		
5段目	正側	3468	3215	0.44	ー	ゲージ破損		

（杭頭接合部危険断面）

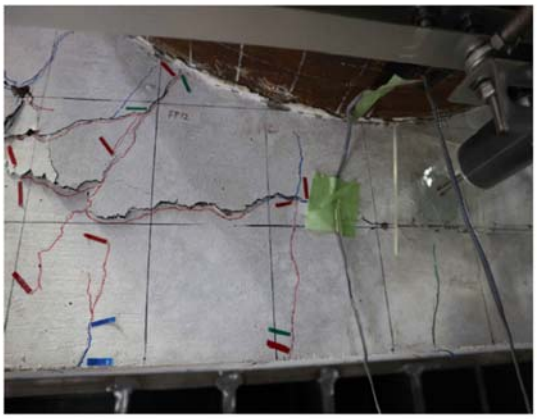
最大せん断力		最大耐力
Q	R	Mc
5036	1.36	4885
-4491	-1.90	-4303

段数	載荷方向	定着筋圧縮降伏				定着筋引張降伏		
		Q	Mc	R		Q	Mc	R
1段目	負側	-3773	-3534	-0.74	正側	3862	3788	0.50
2段目	負側	-4182	-3892	-1.01	正側	5036	4885	1.32
3段目	ー	降伏なし						
4段目	ー	降伏なし			負側	-4011	-3714	-0.71
5段目	正側	4805	4500	0.99	負側	-3636	-3440	-0.51





（試験体 No.1）







（試験体 No.2）

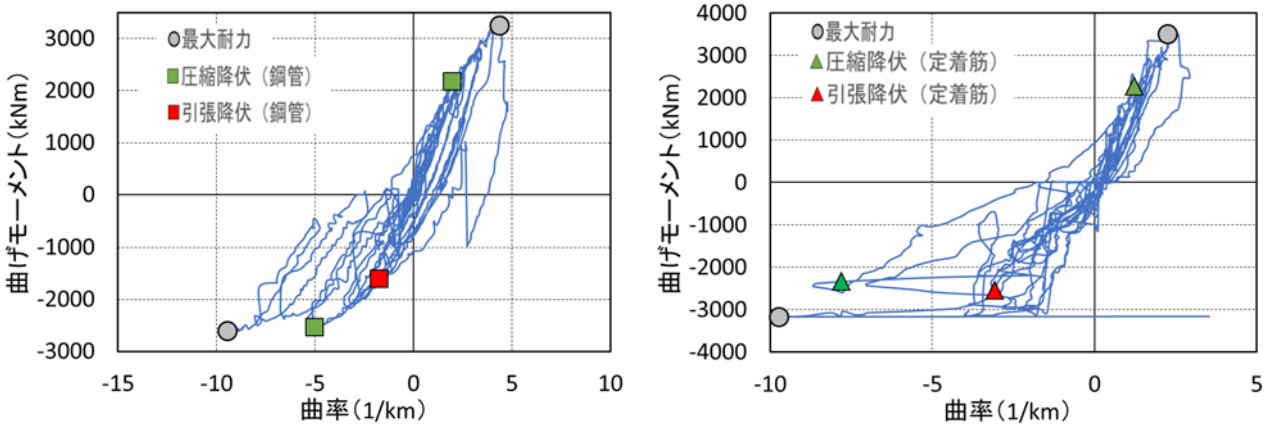
写真 9.3.1　載荷終了後の状況

9.3.2　杭体および杭頭接合部に作用する曲げモーメント

図 9.3.3 および**図 9.3.4** に杭体危険断面および杭頭接合部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。なお，各危険断面の曲率は軸方向に貼付したひずみ分布の傾きを用いており，塑性化の大きいものや異常値を示すものについては省いている。曲げモーメントは P−δ 効果による付加曲げモーメントを考慮した値としており，δ の算定に関して，試験体 No.1 は Opttrak，試験体 No.2 は Opttrak による測定が不調であったため，変位計を用いている。

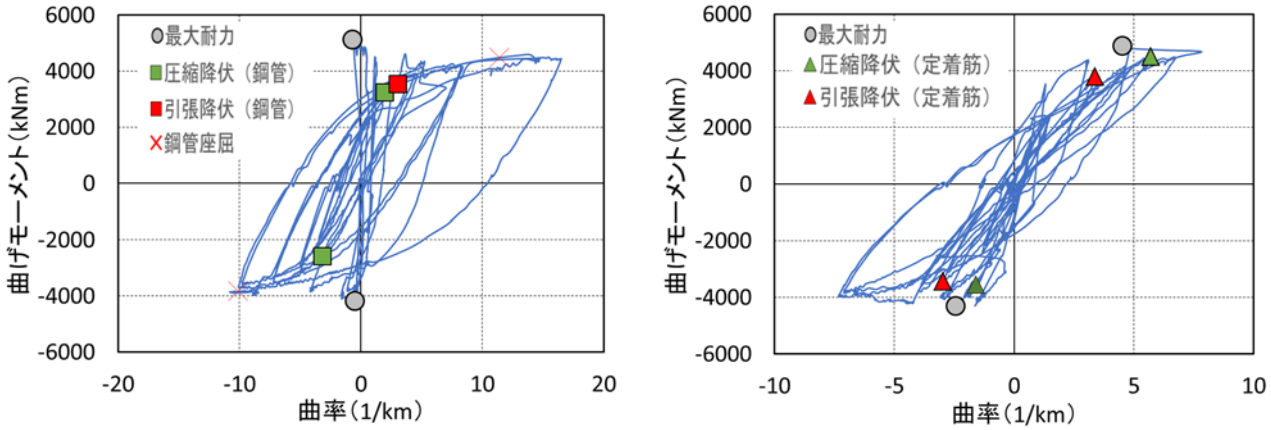
試験体 No.1 に関して，最初は杭鋼管の圧縮降伏と基礎梁主筋引張降伏がほぼ同時に起こった。その後定着筋の引張降伏が発生し，鋼管の圧縮降伏が発生した

試験体 No.2 に関して，正側，負側ともに鋼管の座屈以降も曲げモーメントは低下せず，載荷終了まで上昇している。鋼材の降伏は杭頭接合筋に比べ杭鋼管の降伏が先行したことから，杭体によって試験体の耐力が決まっていると考えられる。



（杭体危険断面）　　（杭頭接合部危険断面）

図 9.3.3　曲げモーメント−曲率関係（試験体 No.1）



（杭体危険断面）　　（杭頭接合部危険断面）

図 9.3.4　曲げモーメント−曲率関係（試験体 No.2）

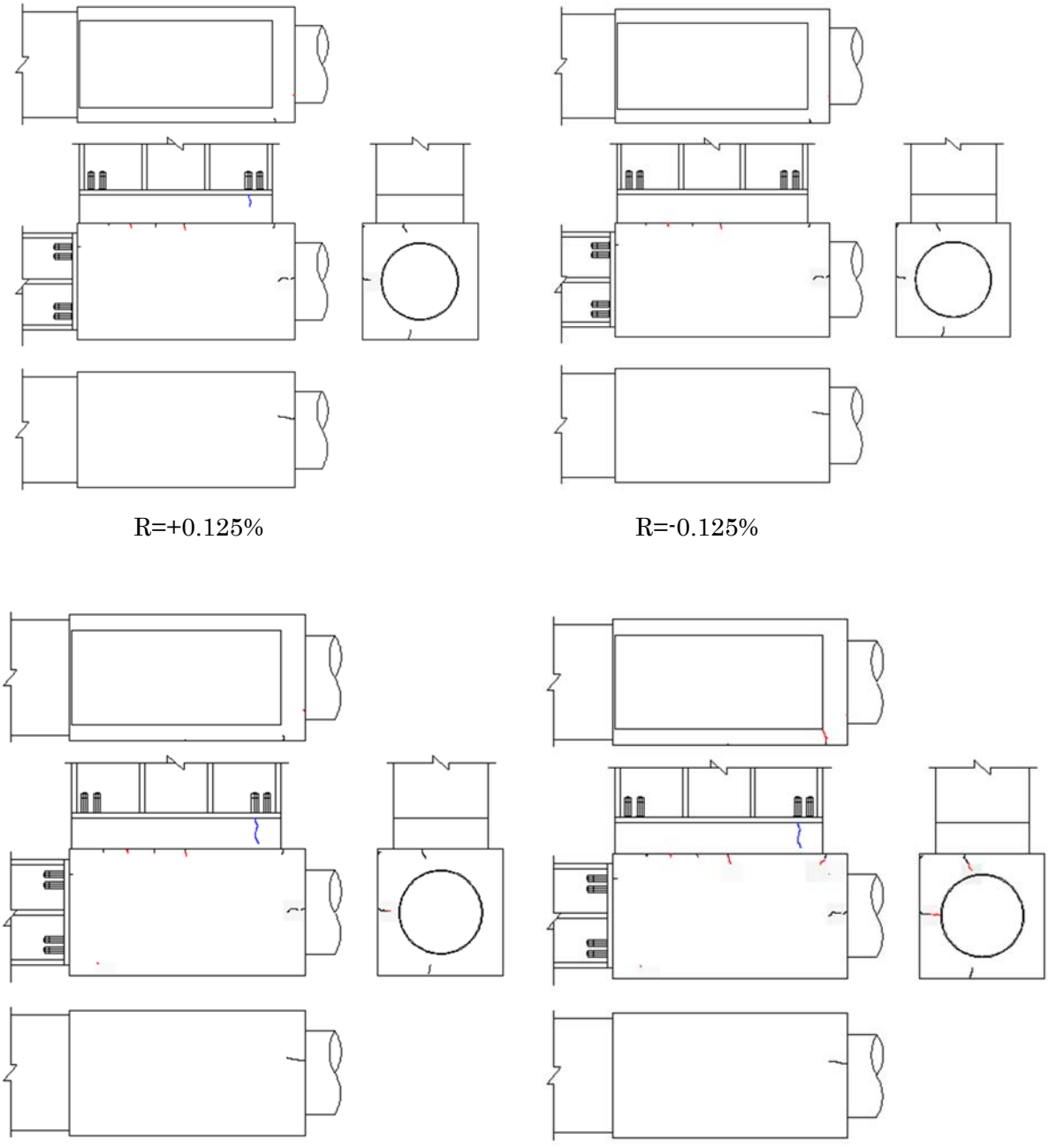
9.3.3　各部の損傷状況

（1）ひび割れの進展状況

図 9.3.5 から**図 9.3.12** に各変形角ピーク時におけるパイルキャップに発生したひび割れの進展状況を示す。青線は正載荷時に，赤線は負載荷時に発生，進展したひび割れを示している。ひび割れ幅をコンター図として併せて示す。また，黒線は実験開始前の初期ひび割れを示す。計測は試験体の東面のみとし，パイルキャップ下面は載荷装置の形状により全面の計測が困難であったため部分的に計測している。

試験体 No.1 に関して，R＝−0.25%で加力直交方向に，R＝−0.50%，−0.75%で加力背面および前面斜め方向にひび割れが発生している。R＝−0.50%で背面杭まわりにひび割れが発生し，以降はこのひび割れ幅が進展していき，杭の抜出しによるコンクリートの浮き上がりが観察された。なお，正側載荷時のひび割れ発生は少なく，加力背面のみであった。

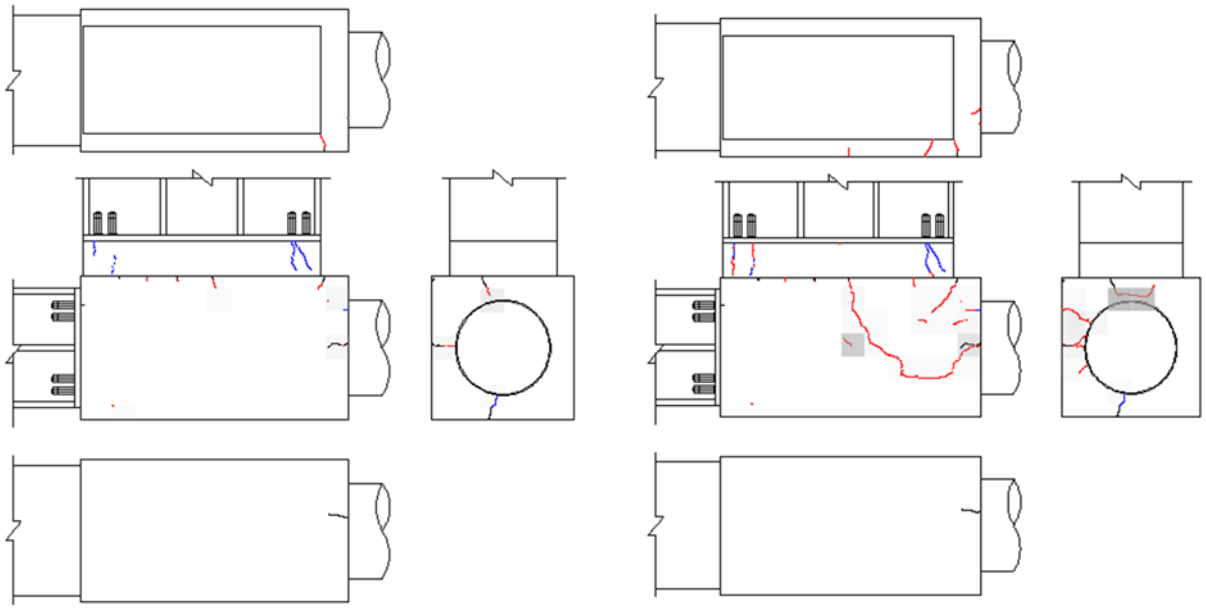
試験体 No.2 では，試験体 No.1 と同様，載荷初期から R＝0.75%にかけて直交および斜め方向にひび割れが発生し，載荷の進行に伴い，加力背面杭まわりにひび割れが発生している。なお，試験体 No.2 は杭体の損傷が顕著であるため，試験体 No.1 に比べひび割れは発生していない。 試験体 No.1 および試験体 No.2 のひび割れ進展状況のイメージを**図 9.3.13** に示す。



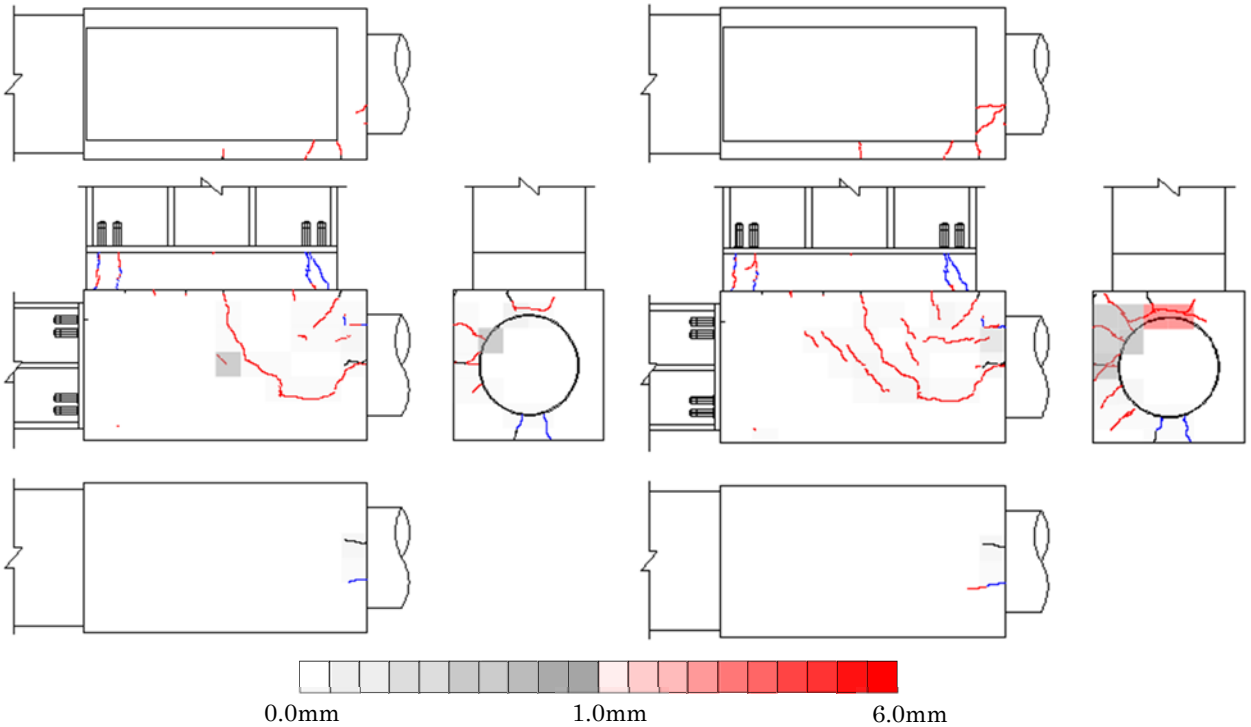
R=+0.125%　　R=-0.125%

R=+0.25%　　R=-0.25%

図 9.3.5　ひび割れ状況（試験体 No.1　R=±0.125, ±0.25%）

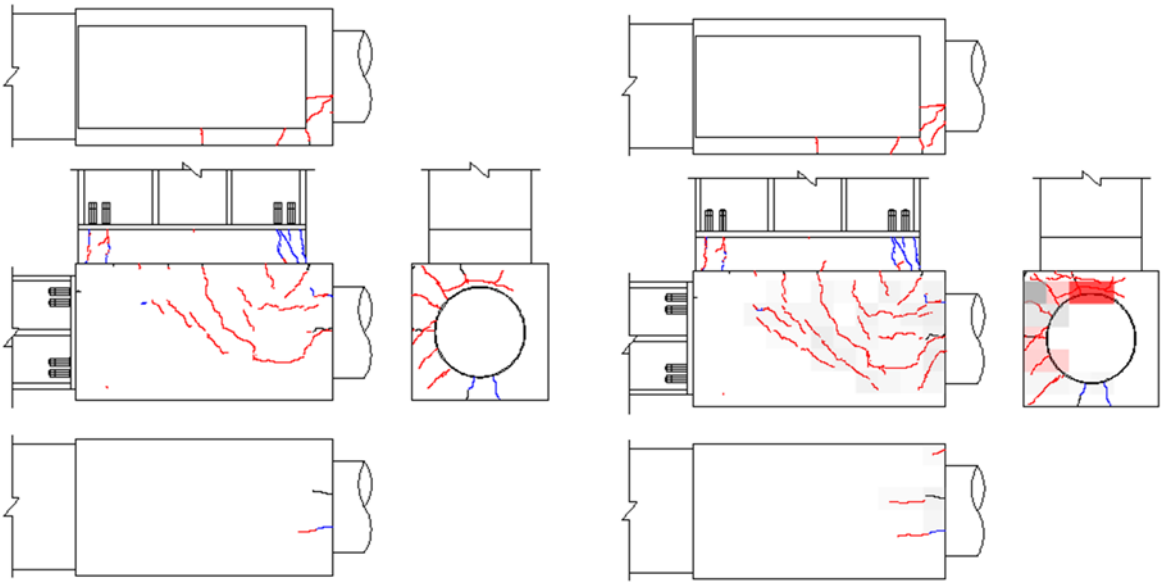


R=+0.50%　　R=-0.50%

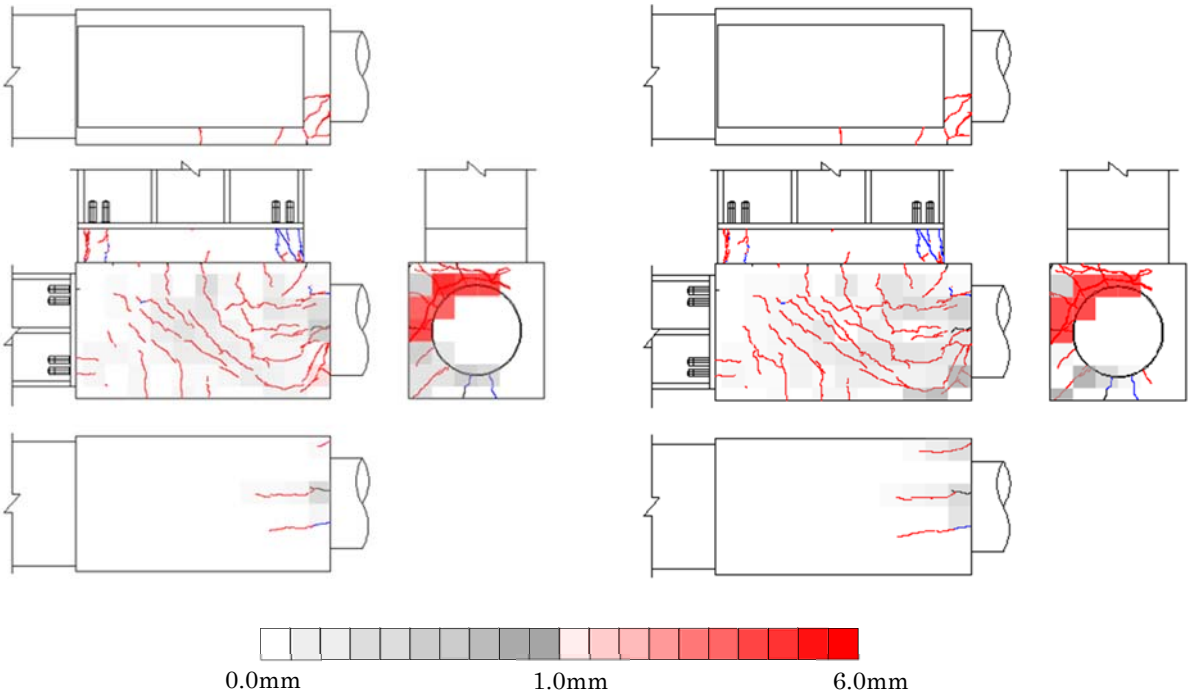


R=+0.75%　　R=-0.75%

図 9.3.6　ひび割れ状況（試験体 No.1　R=±0.50, ±0.75%）

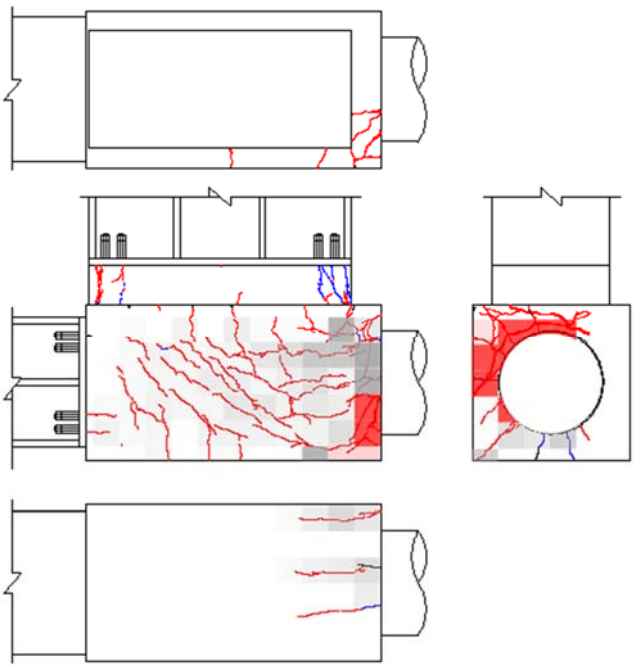


R=+1.00%　　R=-1.00%



R=-1.50%　　R=-2.0%

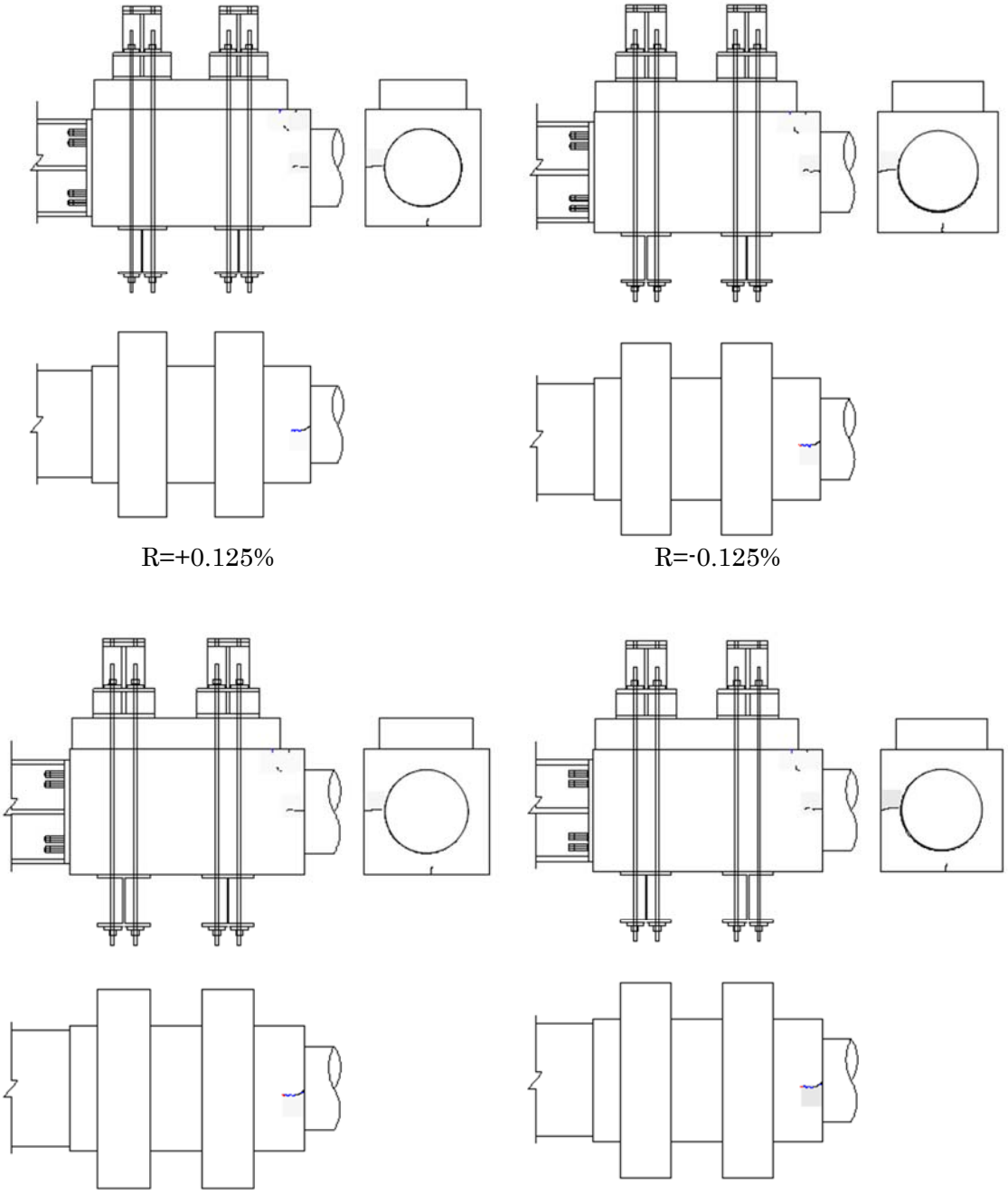
図 9.3.7　ひび割れ状況（試験体 No.1　R=±1.00, -1.50%, -2.0%）



R=-2.9%



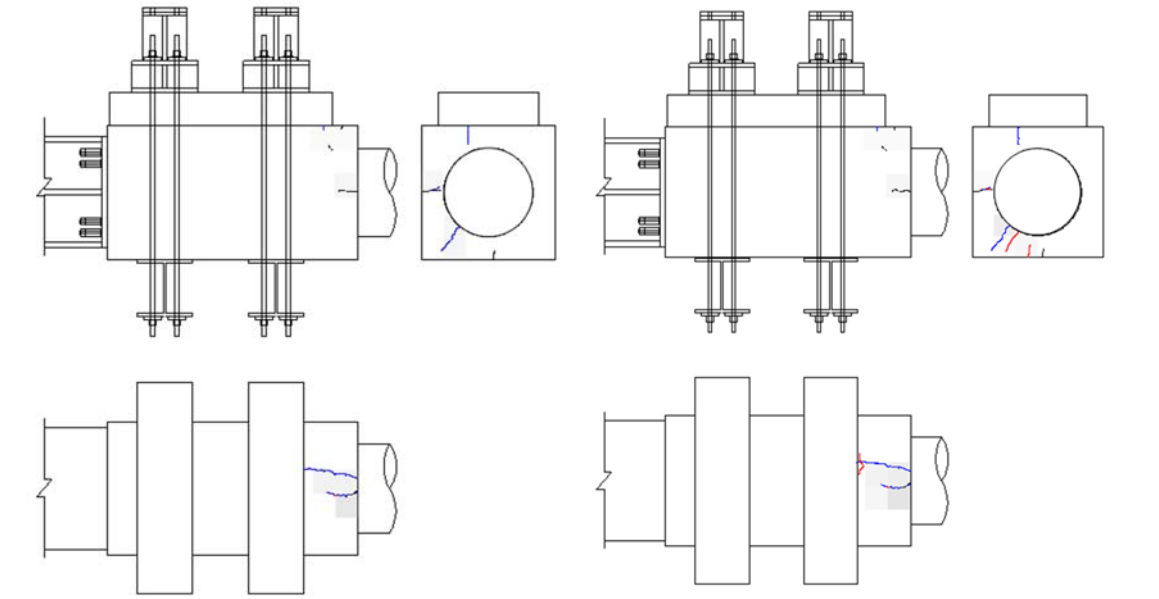
図 9.3.8　ひび割れ状況（試験体 No.1　R=-2.9%）



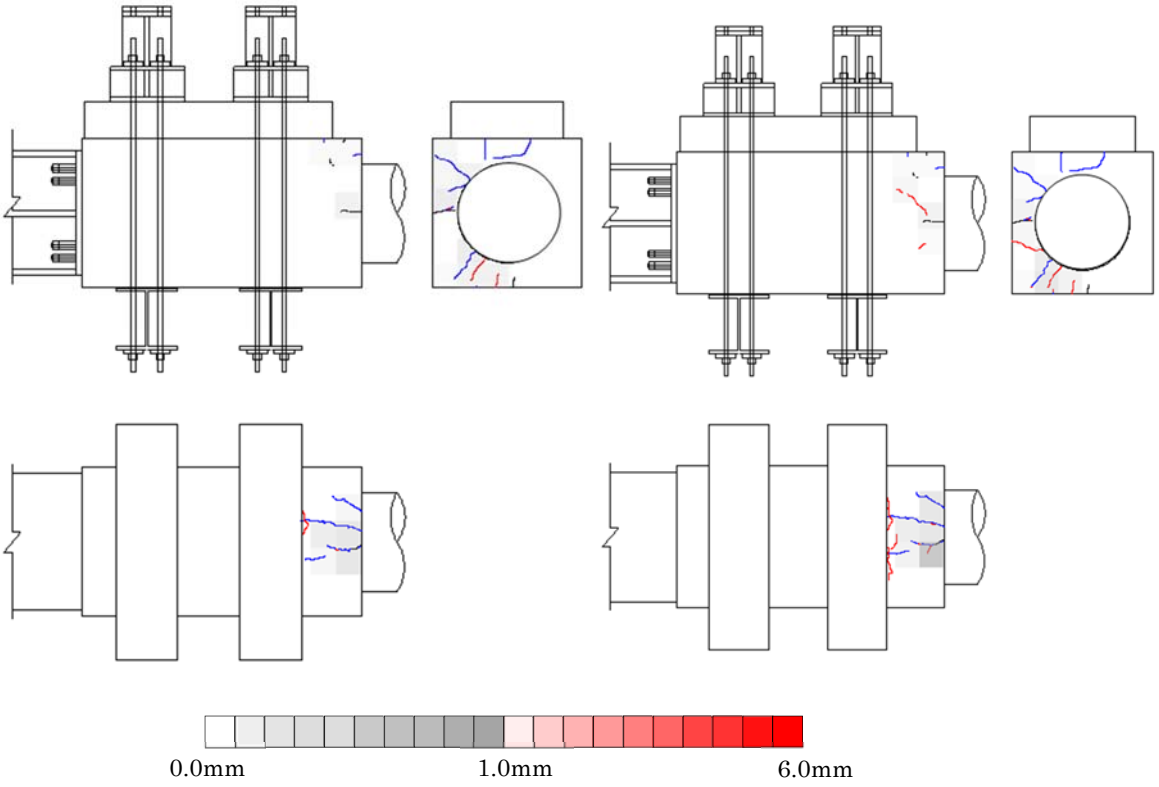
R=+0.125%　　R=-0.125%

R=+0.25%　　R=-0.25%

図 9.3.9　ひび割れ状況（試験体 No.2　R=±0.125, ±0.25%）

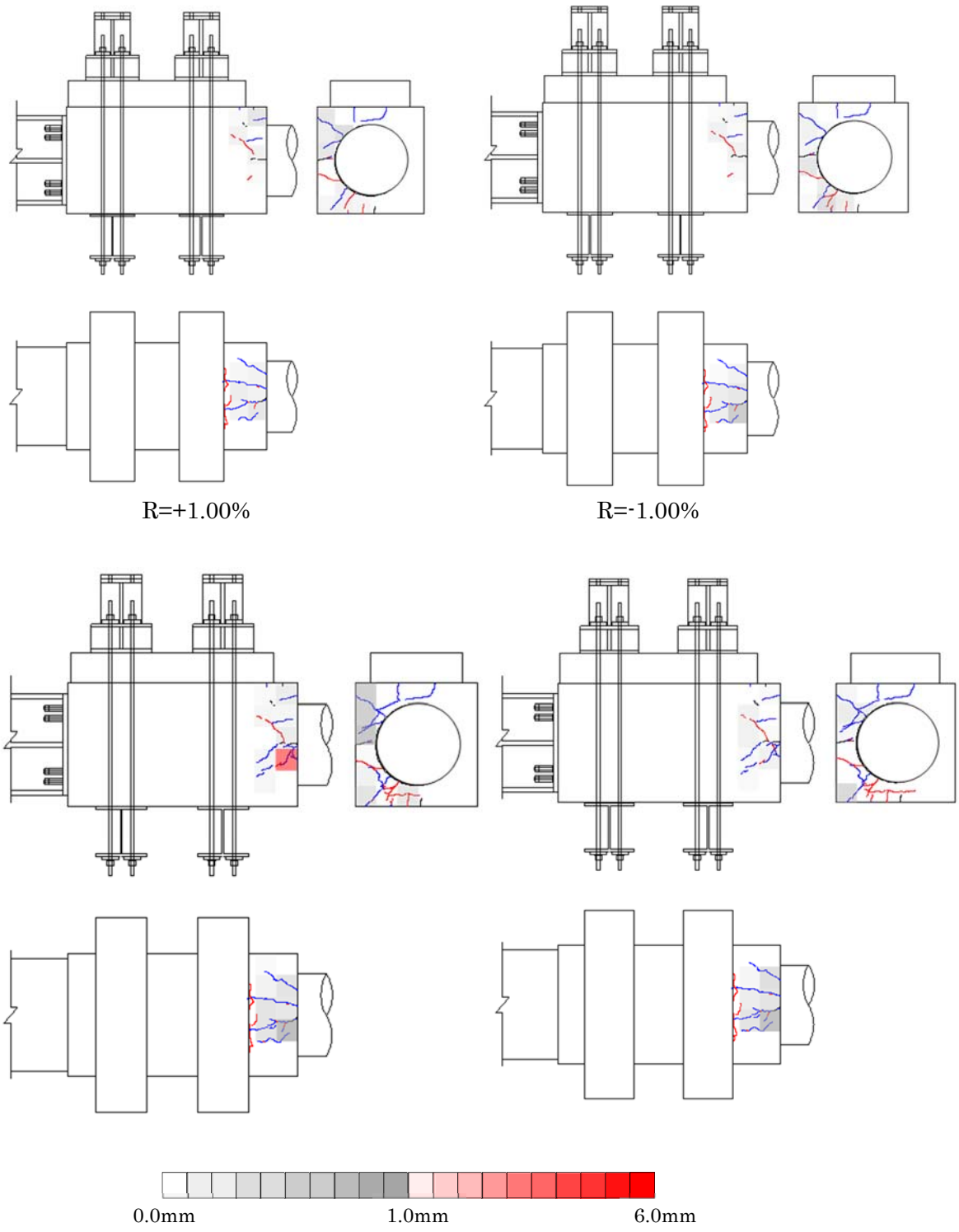


R=+0.50%　　R=-0.50%



R=+0.75%　　R=-0.75%

図 9.3.10　ひび割れ状況（試験体 No.2　R=±0.50, ±0.75%）



R=+1.00%　　R=-1.00%

R=+2.00%　　R=-2.00%

図 9.3.11　ひび割れ状況（試験体 No.2　R=±1.00, ±2.00%）

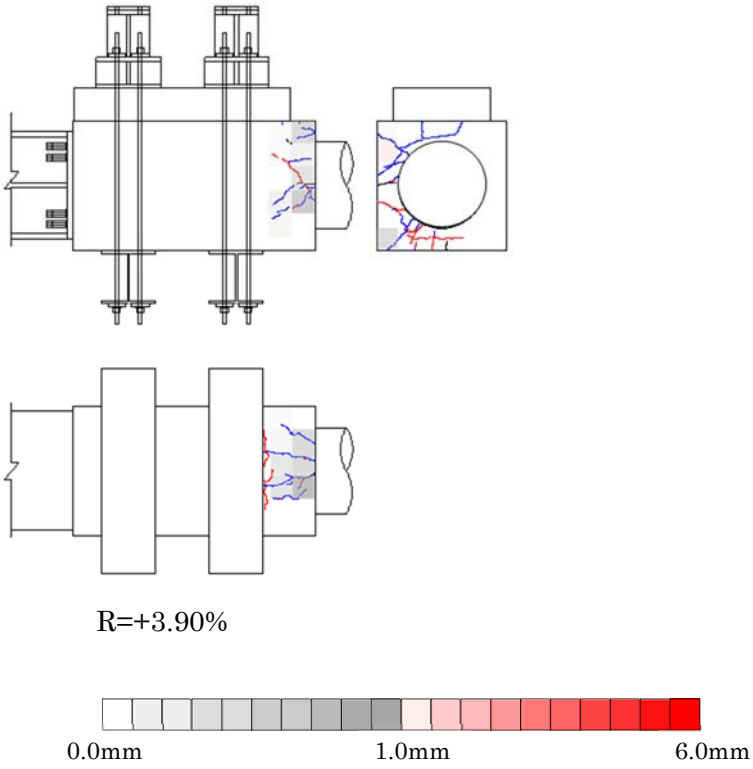


図 9.3.12　ひび割れ状況（試験体 No.2　R=+3.90）

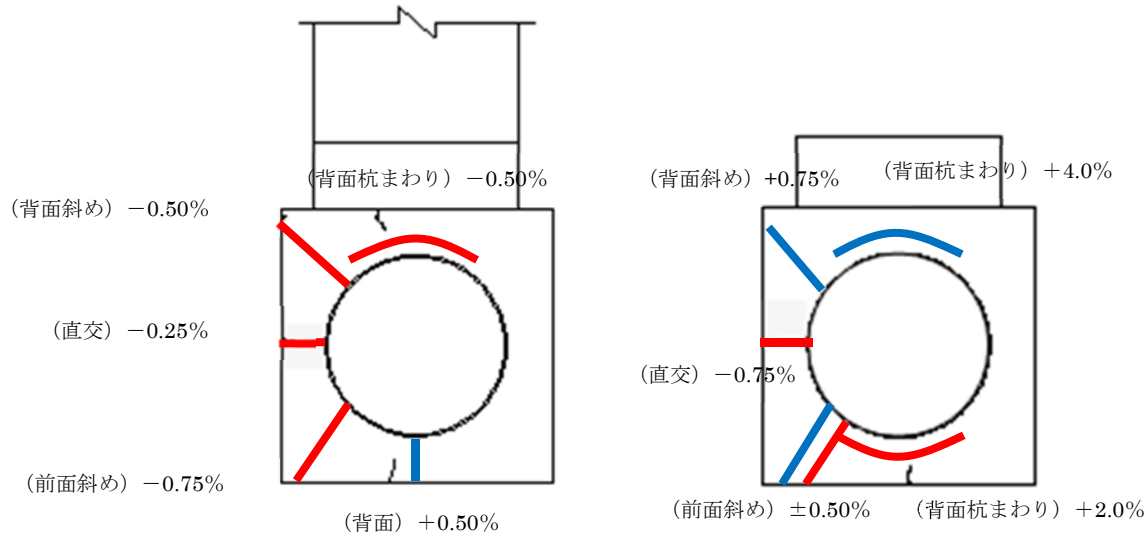


図 9.3.13　ひび割れの進展（パイルキャップ底面部）

（2）各種鋼材の降伏状況

各部材の損傷は貼付したゲージにより評価している。評価の際には実験で得られた各鋼材のひずみを移動硬化則に基づくバイリニア型として応力 σ －ひずみ ε 関係に変換した。変換後の履歴ループを例として**図 9.3.15** に示す。ここで，載荷・除荷時の変形係数 E および降伏応力 σ_y は材料試験値を用いており，降伏後のひずみ硬化は考慮していない。

本報告では鋼材の損傷が顕著である杭鋼管，杭頭接合筋，杭頭まわり補強筋，柱主筋および基礎梁主筋（試験体 No.1 のみ）を対象とし，降伏応力との比（σ / σ_y）で表記した。

試験体 No.1 では，載荷初期 R＝+0.50%で最外端の杭鋼管の圧縮降伏が発生し，R＝±0.75%で最外端の杭頭接合筋が圧縮・引張降伏している。R＝+1.0%で基礎梁主筋が降伏したため，以降は負側載荷のみだが，載荷の進行に伴い，杭鋼管および杭頭接合筋の塑性化が進行する。試験体 No.2 は R＝−0.50%で杭鋼管の圧縮降伏，R＝+0.75%で杭頭接合筋が引張降伏し，以降は杭鋼管を主として塑性化が進行する。

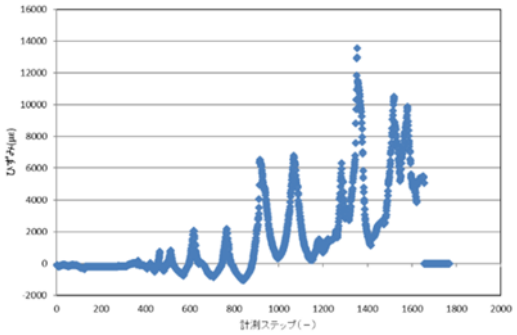


図 9.3.14　鋼材ひずみ－計測ステップ関係

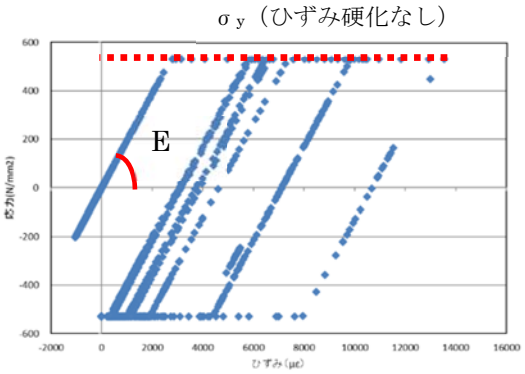
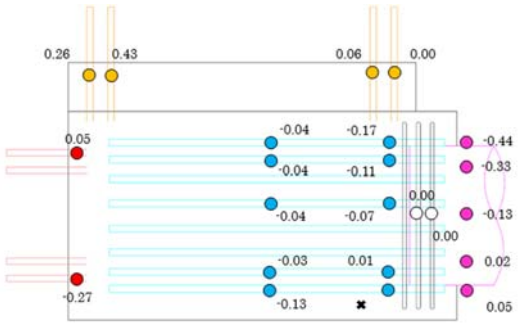
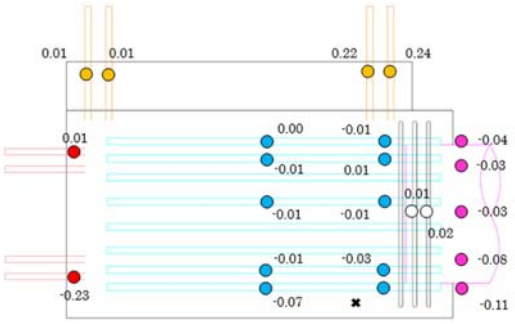


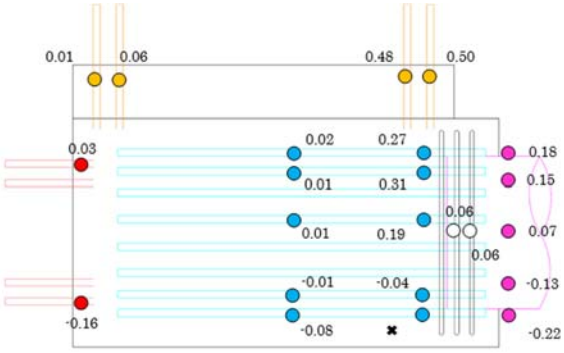
図 9.3.15　応力－ひずみ関係（移動硬化）



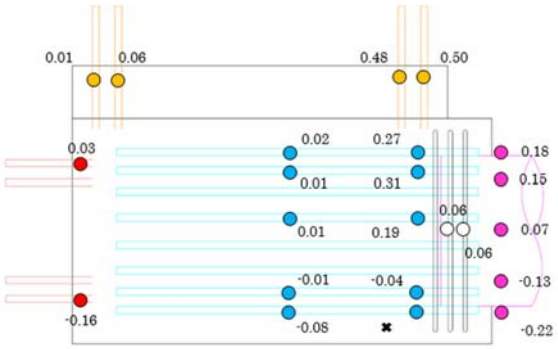
R=+0.125%



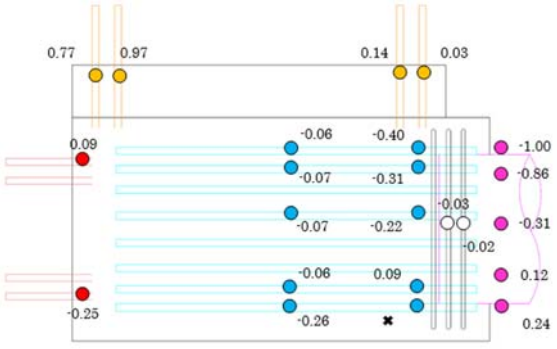
R=-0.125%



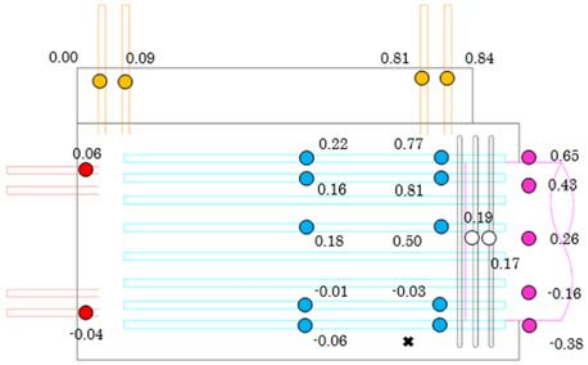
R=+0.25%



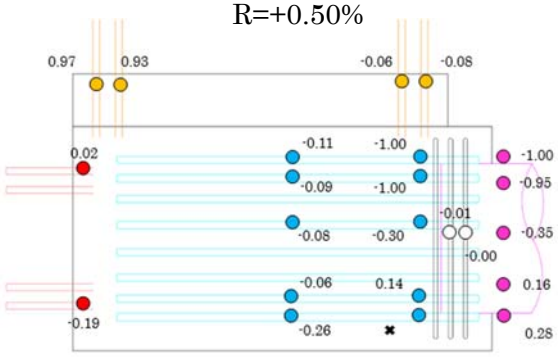
R=-0.25%



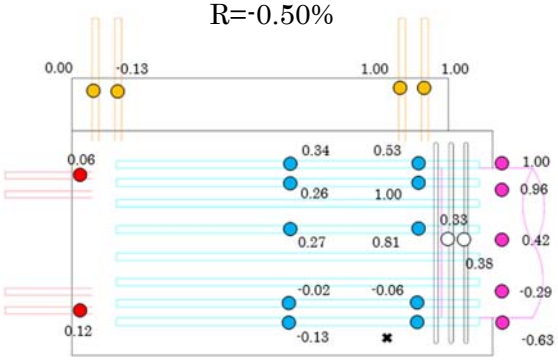
R=+0.50%



R=-0.50%

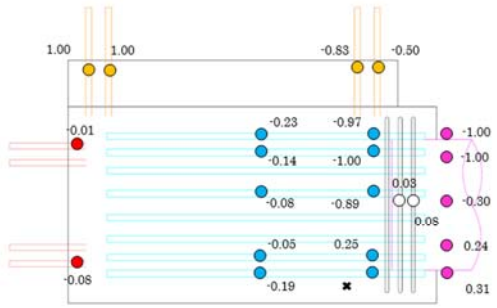


R=+0.75%

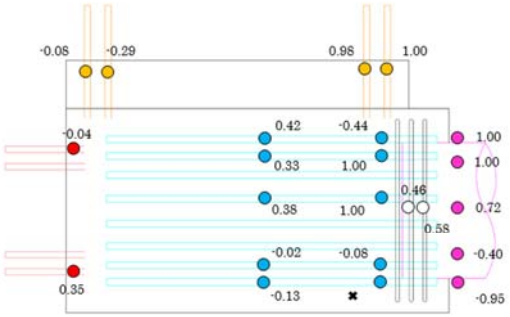


R=-0.75%

図 9.3.16　鋼材の降伏応力比（試験体 No.1）

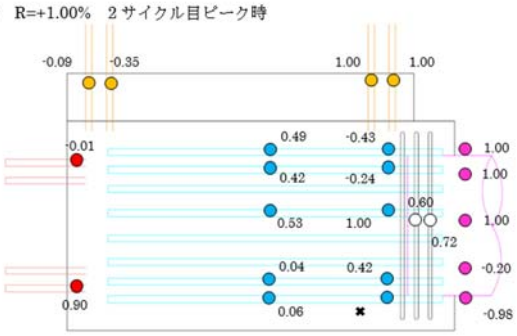


R=+1.00%

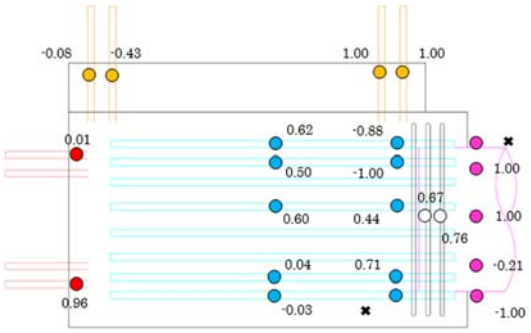


R=-1.00%

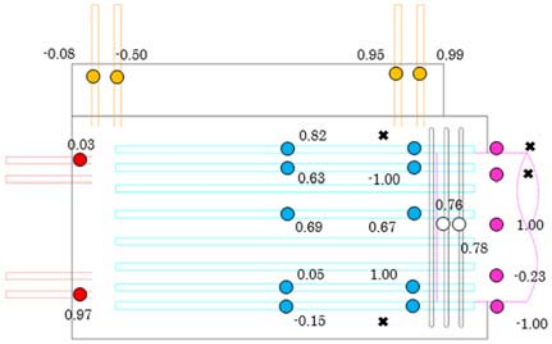
図○　R=+1.00%　2 サイクル目ピーク時



R=-1.50%



R=-2.00%



R=-2.88%

図 9.3.17　鋼材の降伏応力比（試験体 No.1）



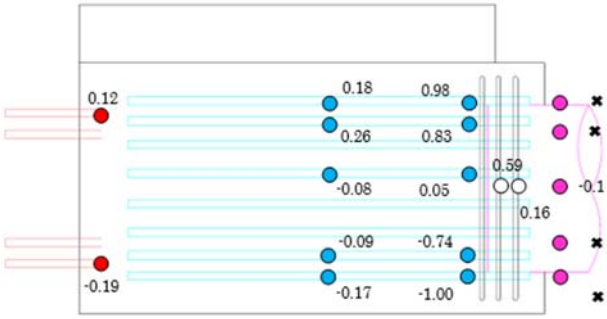
R=+0.125%　　R=-0.125%

R=+0.25%　　R=-0.25%

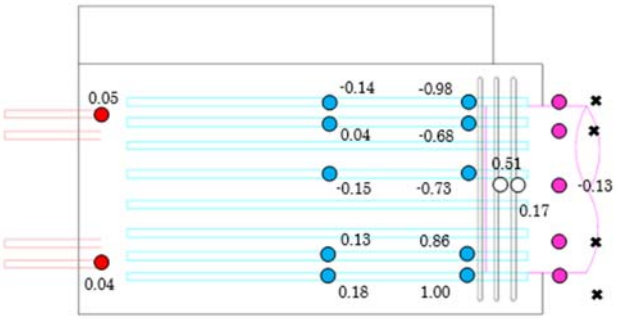
R=+0.50%　　R=-0.50%

R=+0.75%　　R=-0.75%

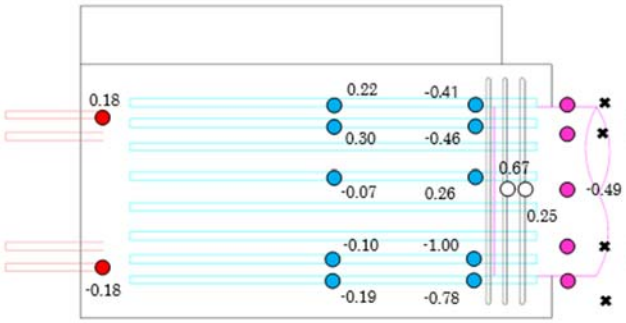
図 9.3.18　鋼材の降伏応力比（試験体 No.2）



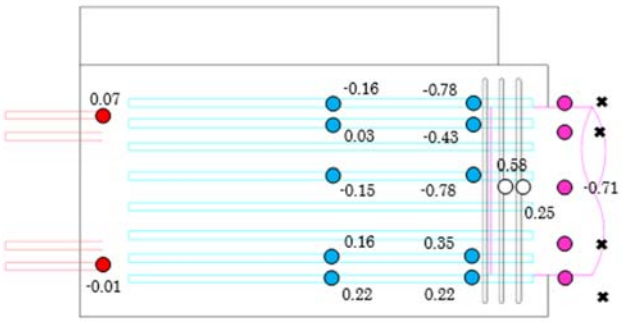
R=+1.00%



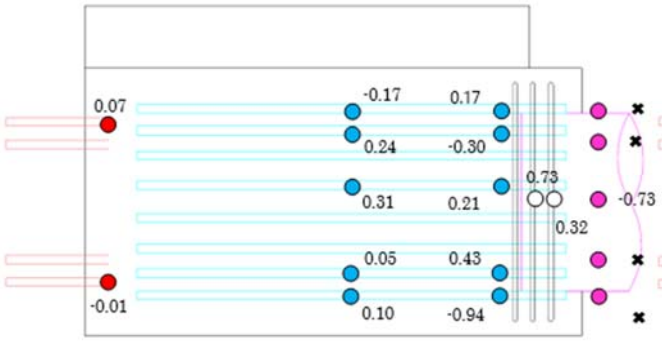
R=-1.00%



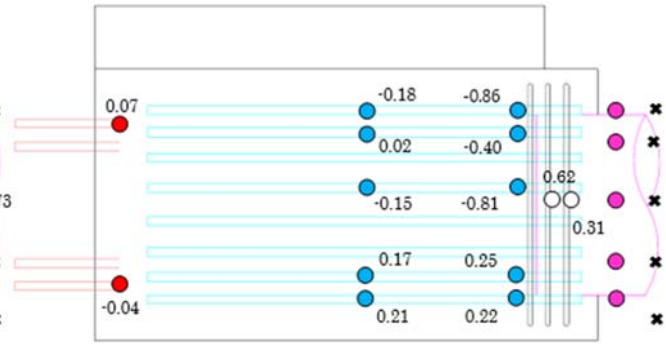
R=+1.50%



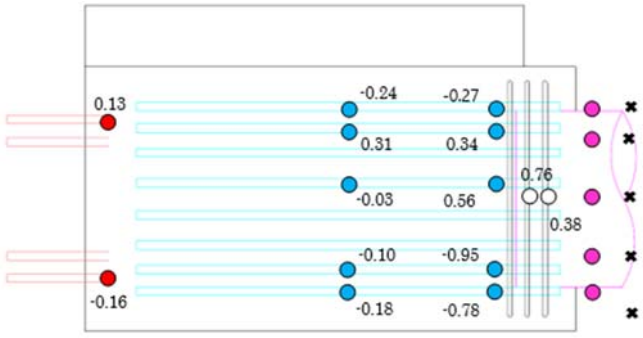
R=-1.50%



R=+2.00%



R=-2.00%



R=+3.80%

図 9.3.19　鋼材の降伏応力比（試験体 No.2）

(3)軸方向変位

図 9.3.21 に杭体の軸方向変形と代表変形角 R の関係を示す。軸方向変形は**図 9.3.20** に示す変位計の合計値とし，軸力導入から載荷中の増分変形を示している。試験体 No.2 えは鋼管の座屈以降，大きな軸方向変位が生じているが，座屈発生後も載荷終了まで軸力が保持できていることを確認している。

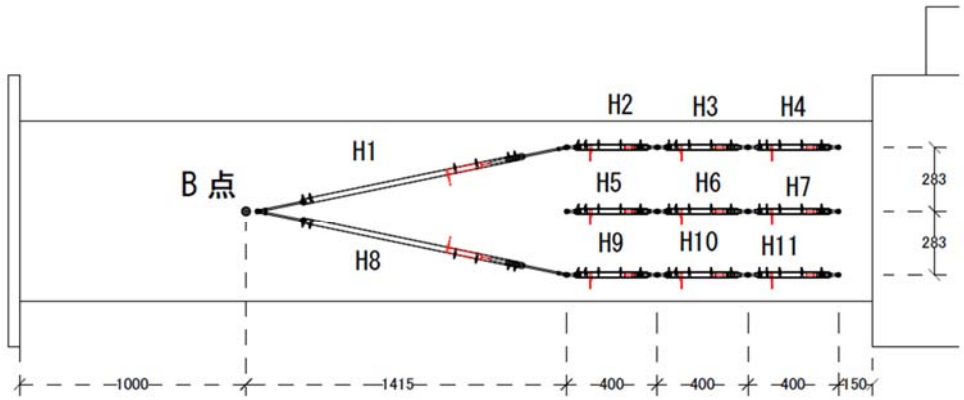
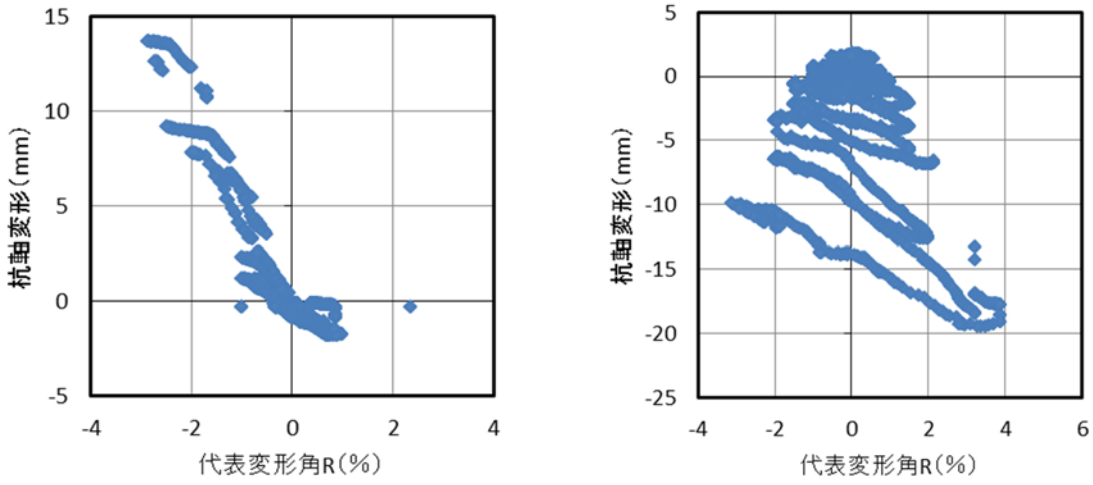


図 9.3.20　軸方向変位算定に使用した変位計設置図（試験体 No.1，No.2 共通）



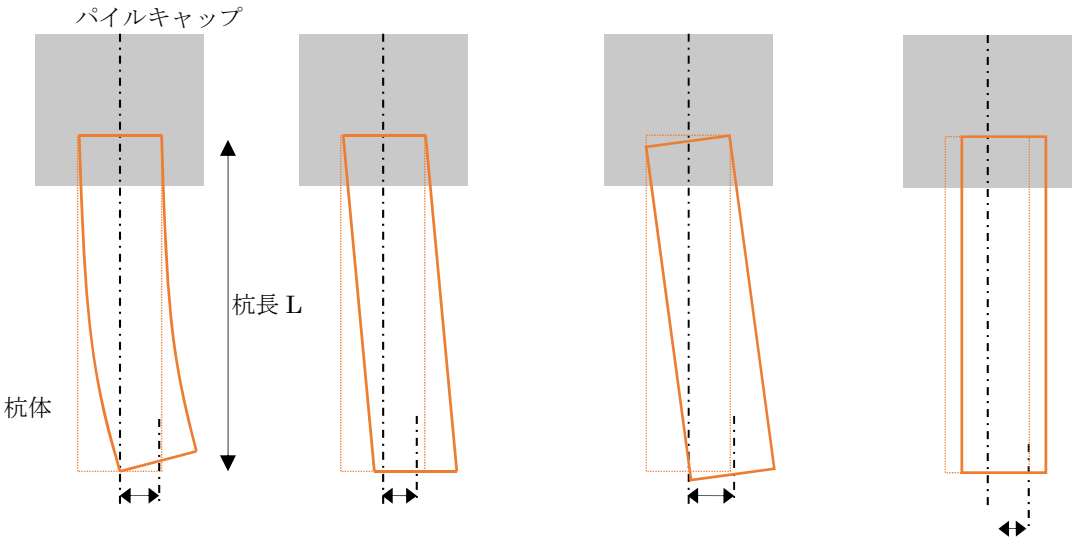
（試験体 No.1）　　（試験体 No.2）

図 9.3.21　杭軸方向変形–代表変形角 R 関係

9.3.4　変形分離

（1）杭体および杭頭接合部の変形

本報告で考慮している変形成分を示す。杭体－パイルキャップ間に発生する変形成分を曲げ成分 δ_{flex}, せん断変形 δ_{shr}, 抜出しを伴う回転変形 δ_{shr}, 抜出しを伴う回転変形 δ_{angl}および杭のスリップ変形 δ_{slip} に分離し，その総和を杭全体変形 δ としている。また，杭体部の変形角は全体変形 δ を杭長 L で除した値とする。



（a）曲げ変形　　（b）せん断変形　　（c）抜出し変形　　（d）スリップ変形

図 9.3.22　各変形成分

（杭全体変形）

図 9.3.23 に杭全体変形の計測方法を示す。パイルキャップ部コンクリートに埋め込んだインサートから計測用フレームを取り付け，先端に取り付けた変位計（杭側支持点部）の鉛直変位を計測した。

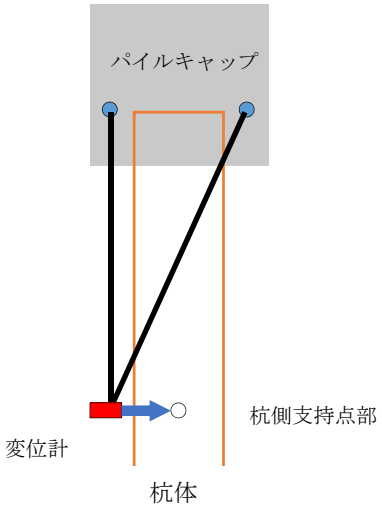


図 9.3.23　杭全体変形 R_{pile}　計測（試験体 No.1 を例として）

（曲げ，せん断および抜出し変形）

図 9.3.24 に変位計取り付け図，**図 9.3.25** に各変形の計算方法を示す。杭体に取り付けた変位計は杭頭接合面側から抜出し区間（曲げ変形およびせん断変形を含む），曲げ変形区間①～③，せん断変形区間①～③とし，以降は変位計を 3 角形につなぎその頂点の変形を測定した。これらの各区間での部分変形を足し合わせることにより，曲げ変形およびせん断変形を得ることができる。

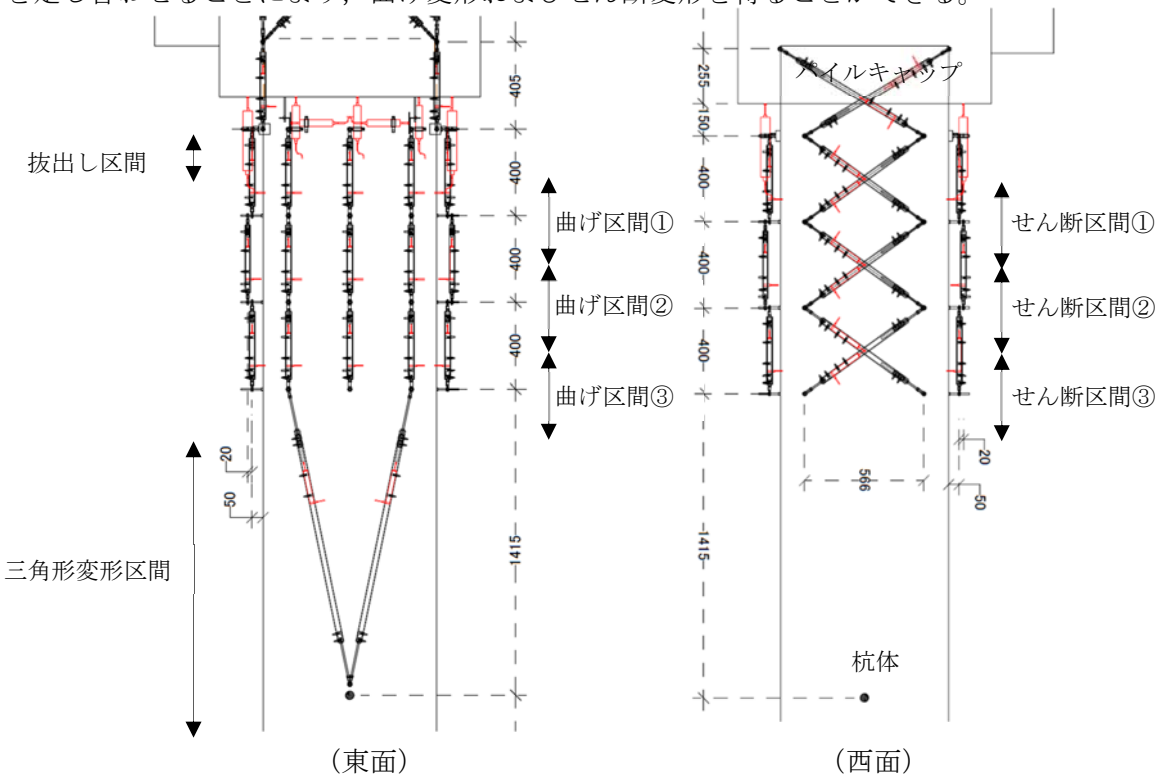


図 9.3.24　変位計取り付け図（試験体 No.1，No.2 共通）

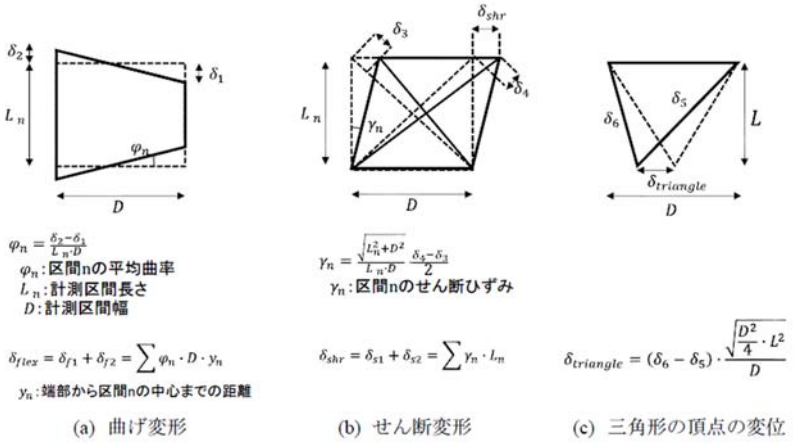


図 9.3.25　各変形の算定（δ は伸びが正）

（スリップ変形）

図 9.3.26 にスリップ変形計測のための変位計取付け位置を示す。パイルキャップと杭体の相対変位を測定している。

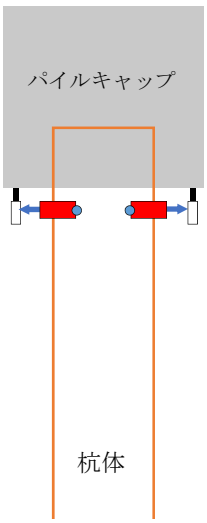


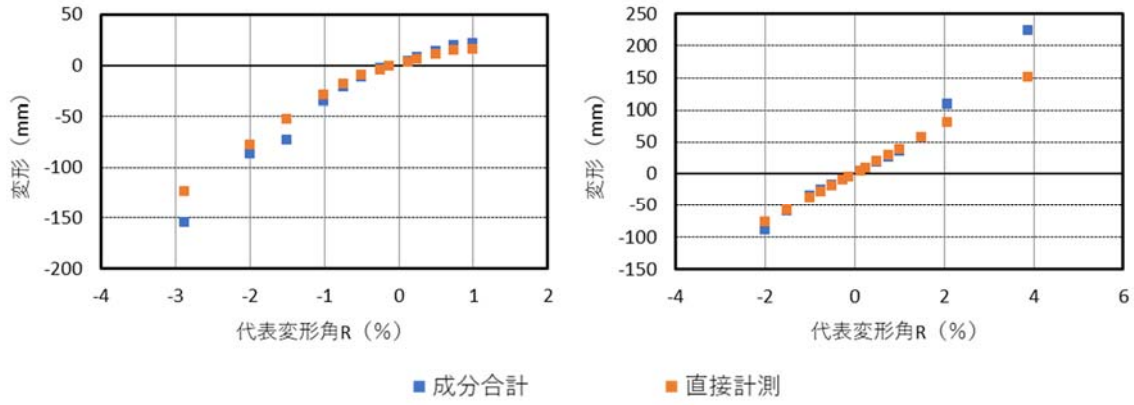
図 9.3.26　スリップ変形の計測

図 9.3.27 に変形と代表変形角の関係を示す。先ほど述べた各成分の合計値と直接計測した値を比較している。載荷初期において両者は良い対応を示しているが，載荷の進行に伴い，両者の差が大きくなり直接計測の値が小さくなる。**図 9.3.28** に各変形成分と代表変形角の関係を示す。

図 9.3.29 および**図 9.3.30** に各試験体の曲げ変形，せん断変形，スリップ変形および杭体の抜出し変形の各載荷サイクルピークにおける割合を示す。

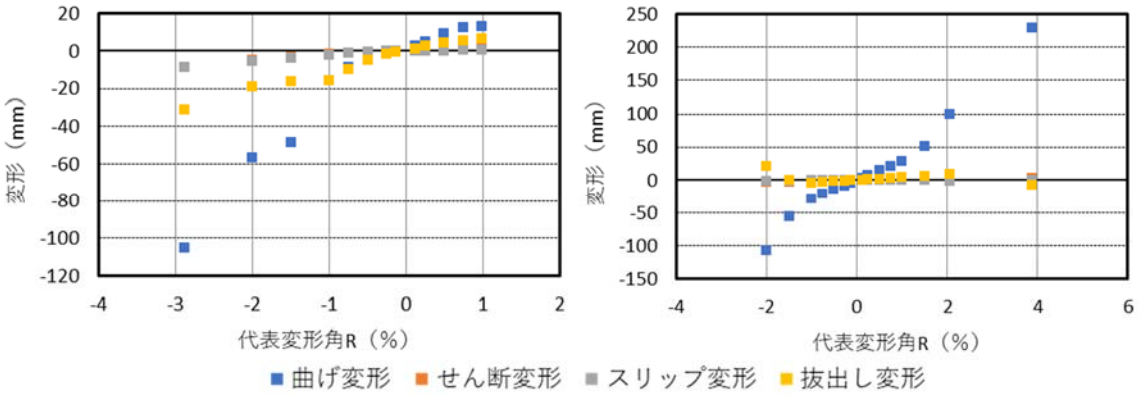
試験体 No.1 では曲げ変形および抜出し変形が変形成分の主となっている。正側載荷においては曲げ変形が全体の 60%，抜出し変形が 25%程度で推移するのに対し，負側載荷では代表変形角 R＝-0.125%～-1.0%で抜出し変形が 50%程度発生している。R=-1.5%以降で曲げ変形が支配的となっている要因としては，杭鋼管の座屈および変位計接触部の浮き上がりによるものが原因と考えられる。また，負側載荷においては正側載荷に比べ，スリップの変形の割合が若干大きい。

試験体 No.2 では曲げ変形が支配的となり全体の 80%程度で推移しており，載荷方向による違いは見られない。



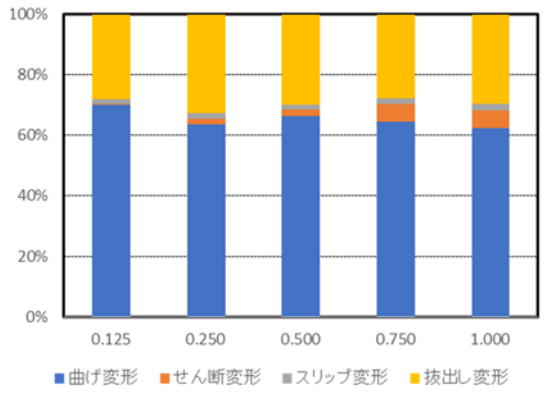
（試験体 No. 1）　　（試験体 No. 2）

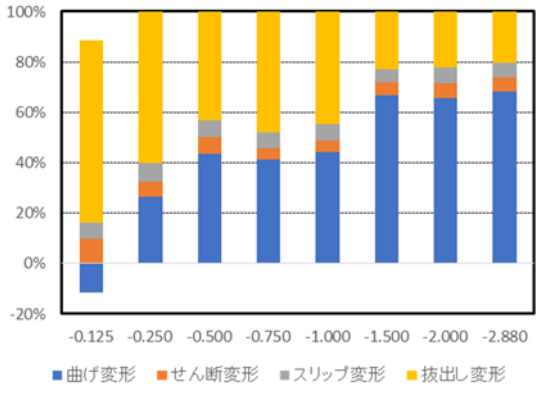
図 9.3.27　成分合計と直接計測の比較



（試験体 No. 1）　　（試験体 No. 2）

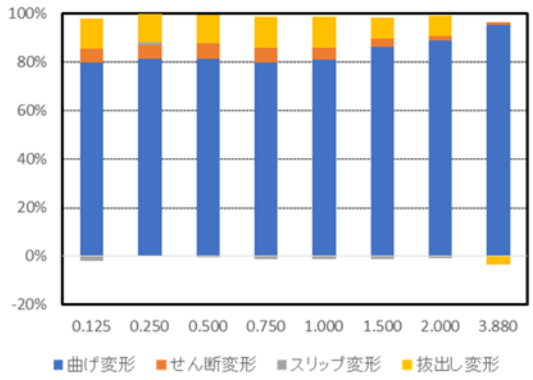
図 9.3.28　各変形と代表変形角の関係

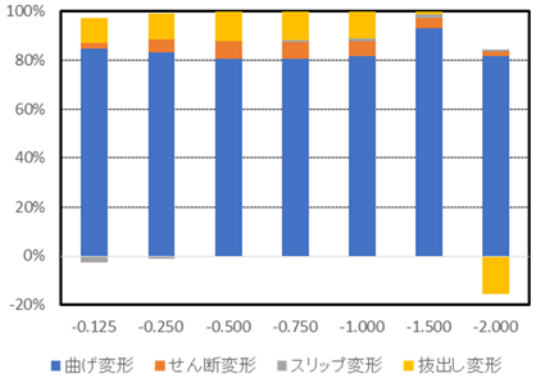




（正載荷時）　　（負載荷時）

図 9.3.29　各変形成分の割合（試験体 No.1）





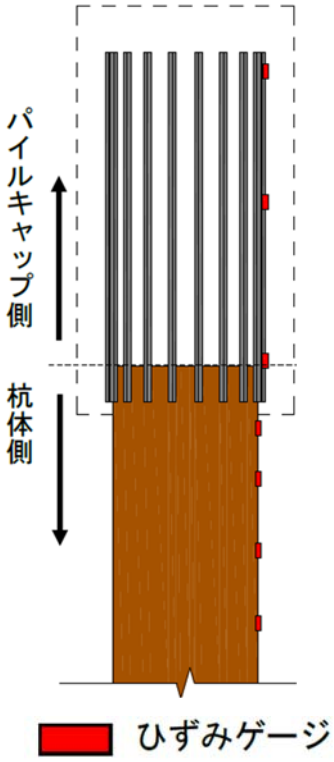
（正載荷時）　　（負載荷時）

図 9.3.30　各変形成分の割合（試験体 No.2）

(2) 抜出しを伴う杭頭接合部の回転変形

以下にひずみゲージまたは変位計を用いた，回転角 $\theta_{pullout}$ の算定手順を以下に示す。

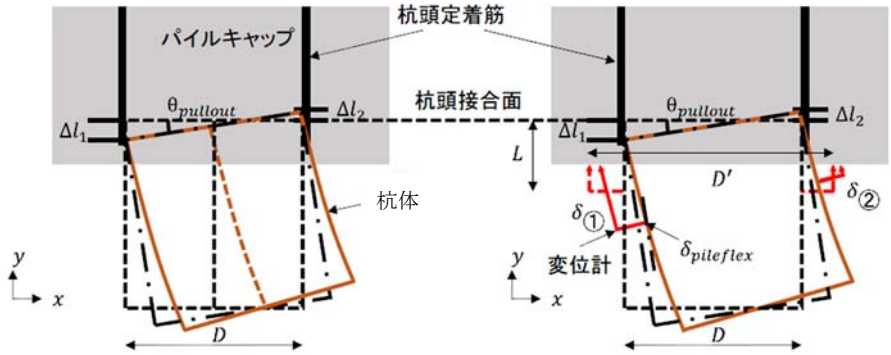
杭頭接合筋に貼付したひずみゲージの値を杭頭接合筋の長さ方向に積分すると杭頭接合筋の伸縮量 $\Delta\ell_{定着筋}$ が得られる。$\Delta\ell_{定着筋}$ は図 9.3.31 に示す各断面のひずみ分布の面積を求めることにより算定している。なお，ひずみゲージの貼付範囲外についてはひずみ分布の傾きを延長して求めた。また，延長した傾きから求めたひずみの正負が区間中で逆となる点以降は 0 としている。以降に示す杭鋼管の伸縮量も同様の方法で別途算定している。



(試験体 No.1 および試験体 No.2 で共通)

図 9.3.31　ひずみゲージの貼付位置

以上の方法で最外端の伸縮量の差分をひずみゲージの貼付間隔 D で除すことで θ_{angl} が得られる。

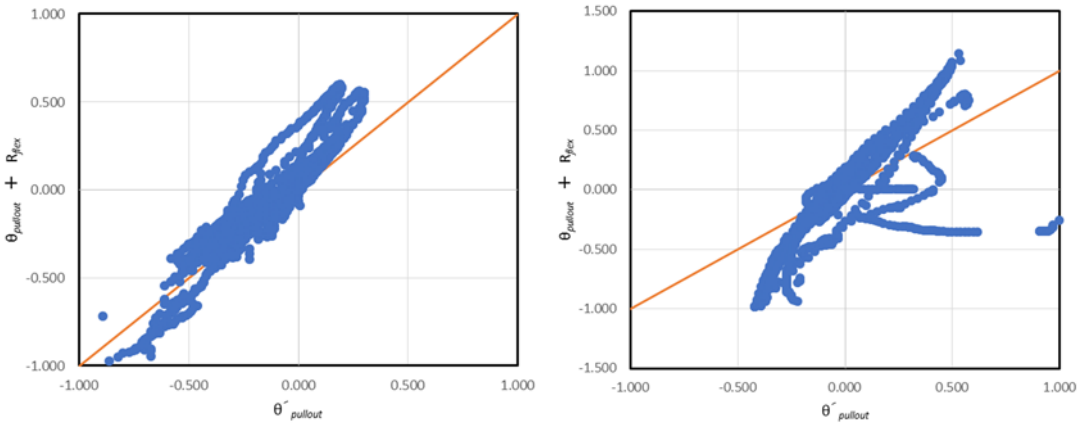


(a) 杭頭接合筋の抜出しによる回転角 $\theta_{pullout}$　　(b) 変位計による回転角 $\theta'_{pullout}$

図 9.3.32　回転角 θ の算出

変位計を用いた場合は変位計①および②で計測した変位の差分を変位計取り付け区間 D´ で除すことにより $\theta'_{pullout}$ が得られる。ただし，$\theta'_{pullout}$ には区間内に杭体の曲げ変形 R_{flex} が含まれている。よって，変位計で測定した $\theta'_{pullout}$ とひずみゲージより測定した θ_{angl} と R_{flex} の和は等しくなるはずである。

図 9.3.33 に上記の算定手順により得られた $\theta'_{pullout}$ を横軸に，$\theta_{angl}+R_{flex}$ を縦軸にとったグラフを示す。試験体 No.1 に関しては両者の関係は良好である。試験体 No.2 に関しては載荷初期の杭鋼管が弾性範囲までは概ね良好であるが，載荷が進むにつれ杭鋼管が座屈するため変位計による計測が困難となり，$\theta'_{pullout}$ の値が実際よりも小さくなっていることが考えられる（**写真 9.3.2**）。

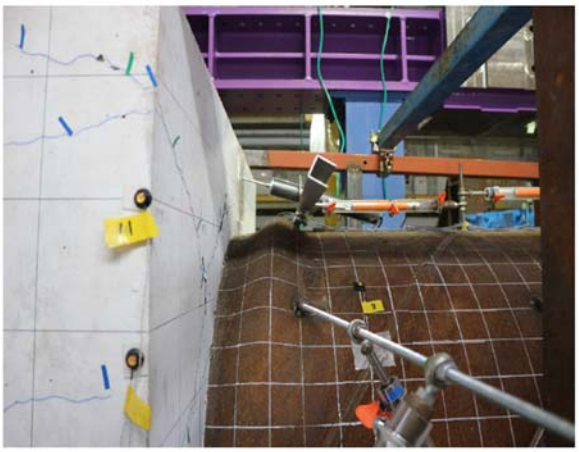


（試験体 No.1）　　（試験体 No.2）

図 9.3.33　$\theta'_{pullout}-\theta_{angl}+R_{flex}$ 関係



（試験体 No.1　変位計設置部の浮き）



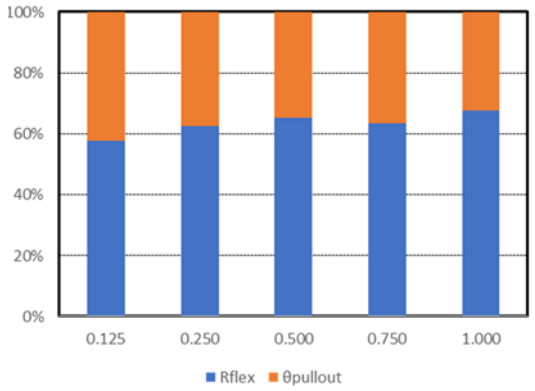
（試験体 No.2　鋼管部座屈）

写真 9.3.2　抜出し変位計の測定状況（載荷終了後）

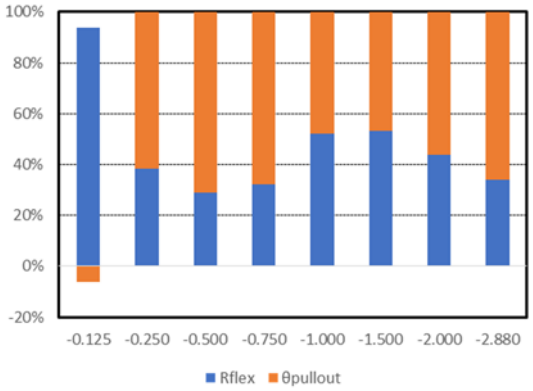
図 9.3.34 および**図 9.3.35** に各試験体の曲げ変形，せん断変形，スリップ変形および杭体の抜出し変形の各載荷サイクルピークにおける割合を示す。

試験体 No.1 の $\theta_{pullout}$ の割合は正載荷時 40%程度で推移しているのに対し，負載荷時には 50～70%で推移している。試験体 No.2 では載荷方向による違いは顕著ではなく $\theta_{pullout}$ の割合は 50%程度となる。

試験体 No.1 および試験体 No.2 はともに載荷中に杭鋼管が降伏（杭体が損傷）しているため，杭体の曲げ変形 R_{flex} の割合が大きいことがわかる。

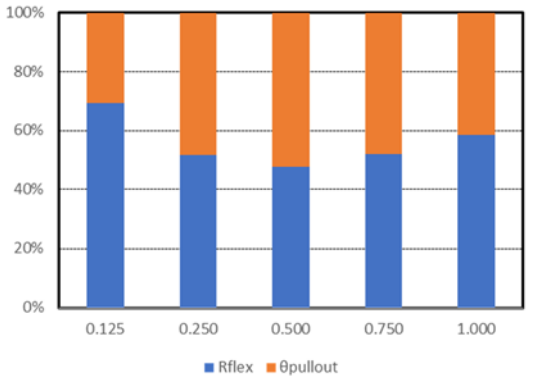


（正載荷時）

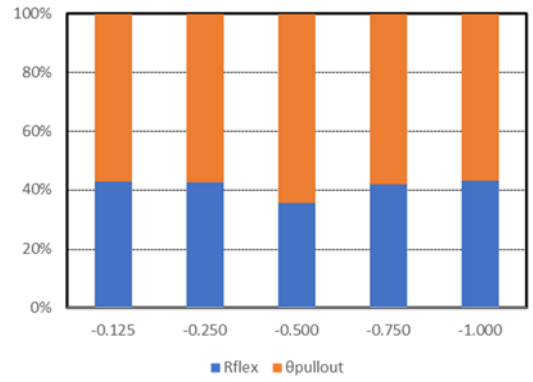


（負載荷時）

図 9.3.34　θ_{angl} と R_{flex} の割合（試験体 No.1）



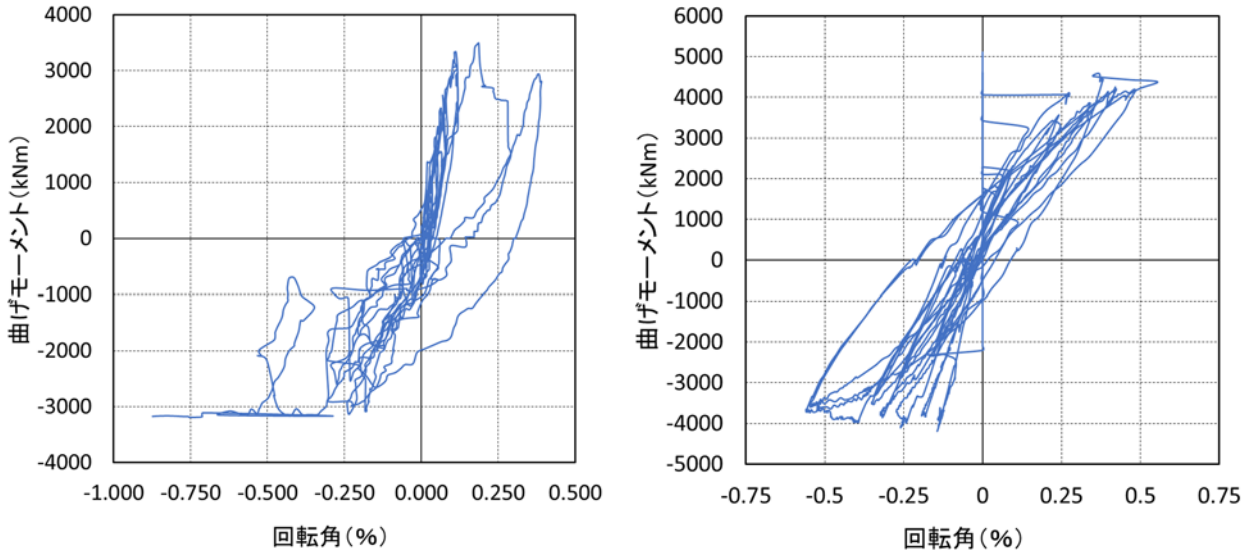
（正載荷時）



（負載荷時）

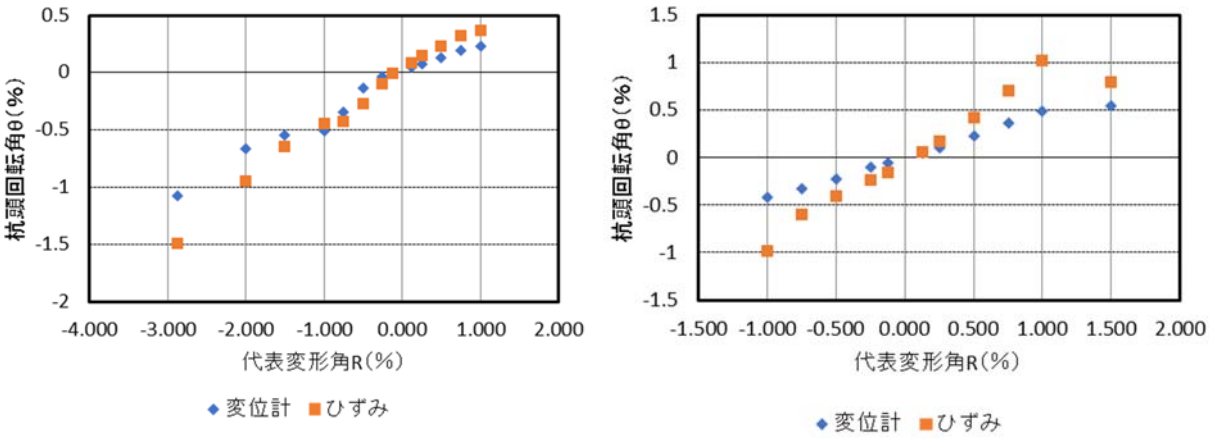
図 9.3.35　θ_{angl} と R_{flex} の割合（試験体 No.2）

図 9.3.36 に杭頭曲げモーメントと杭頭回転角 θ の関係，**図 9.3.37** に載荷サイクルピーク時の杭頭回転角 θ を示す。



（試験体 No. 1）　　（試験体 No. 2）

図 9.3.36　曲げモーメント－回転角関係



（試験体 No. 1）　　（試験体 No. 2）

図 9.3.37　サイクルピーク時の杭頭回転角 θ

9.4　考察

9.4.1　実験で得られた耐力と既往評価式による耐力計算値の比較

文献[9-2]に基づき，平面保持仮定での断面解析によって杭体，および杭頭接合面の終局曲げ強度および M-φ関係を計算する。図 9.4.1 に平面保持仮定による断面解析の概要を示す。文献[9-3]で規定される曲げ強度は，鋼管の圧縮縁の応力度が引張強さの 85%強度に達した時，あるいは圧縮側コンクリートひずみ ε_{cc} が圧縮限界ひずみ ε_{cu}=0.3%に到達したときの曲げモーメントのうち小さい方の数値であり，終局曲げ強度 Mu(kN・m)とする。各材料のパラメーターは材料試験結果を用いることとする。また，鉄筋・鋼管の応力-ひずみモデルを図 9.4.2 に示す。

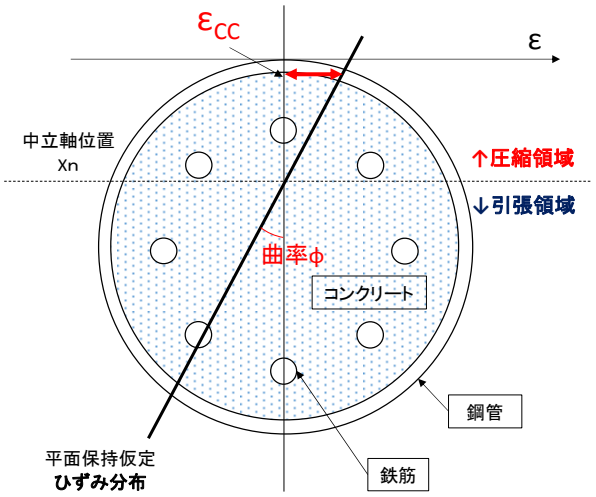


図 9.4.1　平面保持仮定による断面解析（杭体の例）

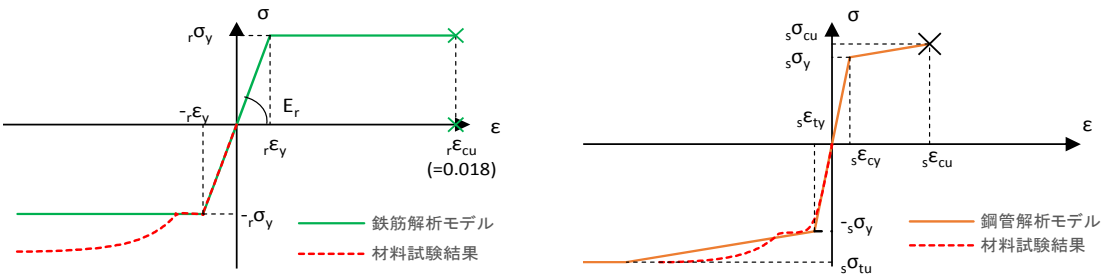


図 9.4.2　鉄筋・鋼管材料モデル

場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合面終局曲げ強度については，既往評価式が複数存在しており，以下の(1)～(3)に示す。

(1) 参考文献［9-1］　「道路橋示方書・同解説(2017) Ⅳ下部構造」10.8.7 杭とフーチングの接合部
(2) 参考文献［9-5］　「J-Bar 設計マニュアル」　4.3 杭頭部の断面検定
(3) 参考文献［9-2］　「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」5.4.2 場所打ち鋼管コンクリート杭

いずれも杭頭接合面を仮想鉄筋コンクリート断面として曲げ強度を計算するとされている。仮想鉄筋コンクリート断面径は評価式ごとに異なり，以下の**表 9.4.1** に示す。

表 9.4.1　既往評価式の内容

	計算仮定	仮想 RC 断面径(mm)	C モデル
(1)道路橋	仮想断面	1.25D+100　(最大 D+400)	2 次放物線*1 ε_{cu}=0.35%
(2)J-Bar	仮想断面	D+200 (D<500) D+200+2×(接合筋径)　(D≧500)	バイリニア ε_{cu}=0.3%
(3)学会指針	仮想断面 or 応力度分布	D+200	e 関数法*2 ε_{cu}=0.3%

*1 応力 $\sigma_c = 0.85*Fc* \varepsilon /0.002 * (2- \varepsilon /0.002)$ [$\varepsilon < 0.002$] ／ $\sigma c = 0.85*Fc$　[$\varepsilon \geqq 0.002$]
*2　$\varepsilon_m = 0.002$ とする。

また，併せて文献[6-1]の場所打ち鋼管コンクリート杭曲げ強度の算定方法に基づいて，平面保持仮定での断面解析により曲げ耐力を算出する。**表 9.4.2** に実験曲げ耐力と計算曲げ耐力の比較を示す。

杭頭接合面の曲げ耐力について，それぞれの既往評価式についての曲げ強度計算結果と計算値の比較，および破壊モードを**表 9.4.3** に示す。

表 9.4.2 杭体の最大耐力実験値と計算曲げ耐力の比較

試験体	加力方向	杭体 実験最大耐力	計算曲げ耐力
単位		kN・m	kN・m
No.1	正側	3249	**5132**
	負側	2616	**2214**
No.2	正負	5035	**4528**

表 9.4.3 実験結果と各既往評価式による杭頭接合面計算耐力の比較

		接合面計算耐力 (kN･m)			接合面 実験最大耐力		Fc	
		道路橋	J-Bar	学会 指針	軸力 (kN)	最大 M (kN･m)	N/mm^2	破壊モード
仮想断面径		1100mm	1070mm	1000mm				
C モデル		二次曲線	バイリニア	e 関数法				
No.1	正側	5391	5037	5059	11000	**3446.1***	37.5	基礎梁取付け筋降伏
	負側	2249	2106	2027	-4000	**3331.6***	37.5	杭頭接合面破壊
No.2		5700	5234	5417	11000	**4962.5**	41.3	杭体耐力限界

No.1 については負側でのみ杭体最大曲げモーメントを上回っているが，鋼管座屈発生や杭体にかかる曲げモーメントが耐力低下などを示していないことと，杭頭接合面が負側で計算耐力を大きく上回っているため，No.1 の負側の破壊モードは杭頭接合面によるものと考えられる。正側については 9.3 項に示すように基礎梁取付け筋の降伏であるため，杭体も杭頭接合面も計算耐力に到達していない。

No.2 については杭体の曲げモーメントが計算曲げ耐力を上回っていること，および杭体の最大曲げモーメント後に耐力低下が見られることと，杭頭接合面は計算耐力に至っていないことから破壊モードは杭体耐力限界であると考えられる。

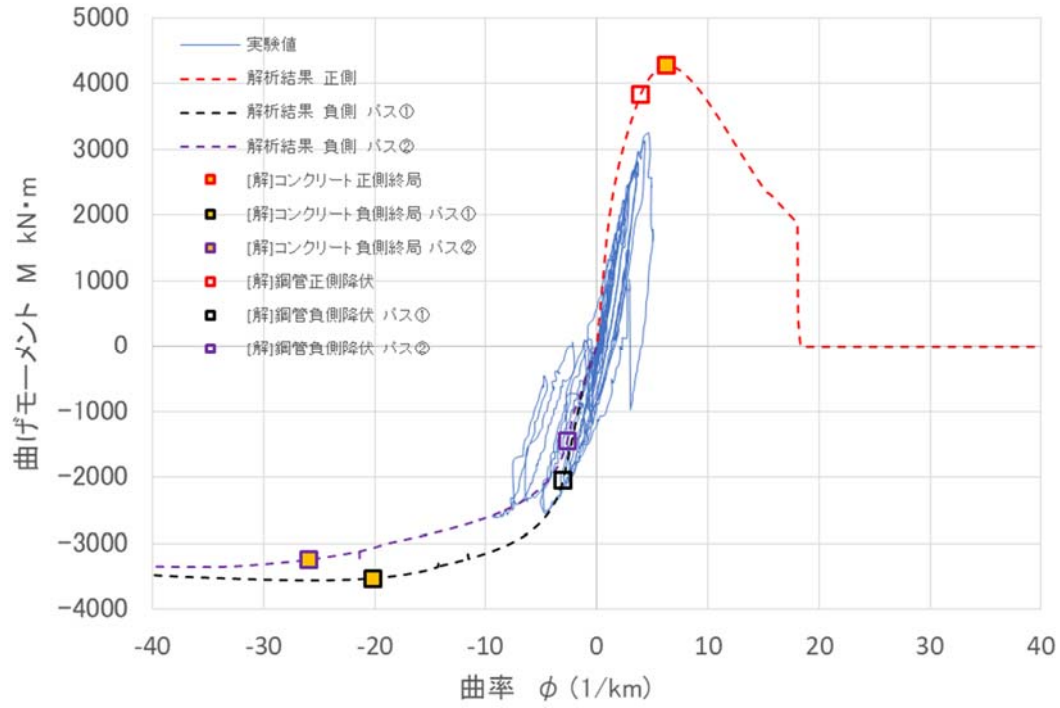
表 9.4.2 より，破壊モードが杭頭接合面破壊と推定される試験体 No.1 の負側においてのみ実験値が終局曲げ強度計算値を上回っていることを確認した。

9.4.2　断面解析による M-φ関係の検討

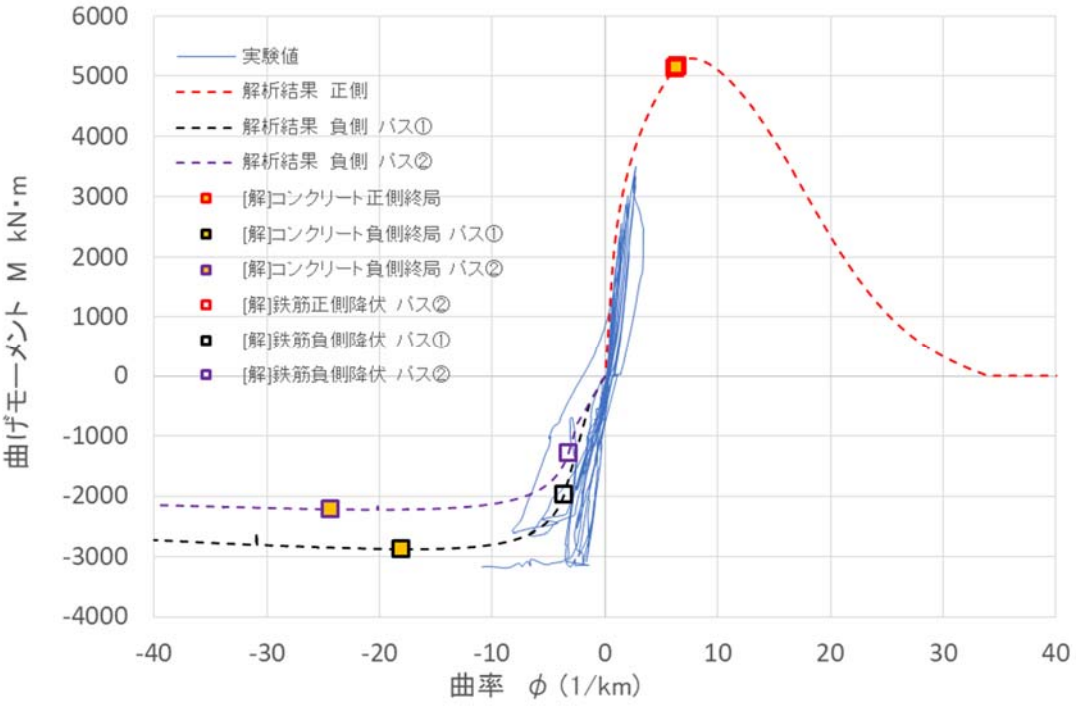
図 9.4.3 および**図 9.4.4** に各危険断面の曲げモーメントと曲率の関係を示す。9.4.1 項と同様の手法により，平面保持仮定での断面解析によって解析を行い，解析結果を併せて表記している。杭頭接合部危険断面については文献[9-2]の学会指針に基づき仮想 RC 断面を杭径+200 として解析を行った。

試験体 No.1 に関して，途中で載荷パスを変更しているため，2 通りの解析結果を示している。青点線はパス①の-2141kN の一定軸力，黒点線はパス②の-4000kN の一定軸力に対する解析値を示している。実験値と解析値の曲線はおおよそ良い対応を示しているが，杭体の正側載荷において，解析値が実験値を上回る結果となっている。

試験体 No.2 では杭体および杭頭接合部危険断面ともに負側載荷で解析値が実験値を上回る結果となった。また，杭体危険断面において，解析値は最大耐力後に曲げモーメントが低下するが，実験値は載荷終了までモーメントが漸増している。

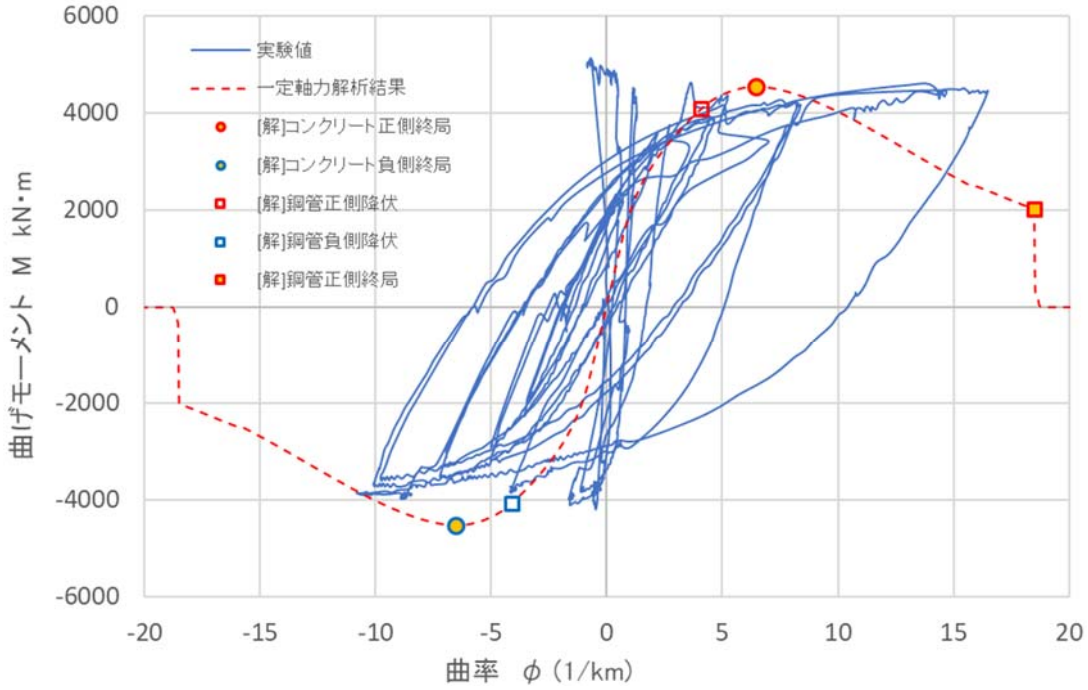


（杭体部危険断面）

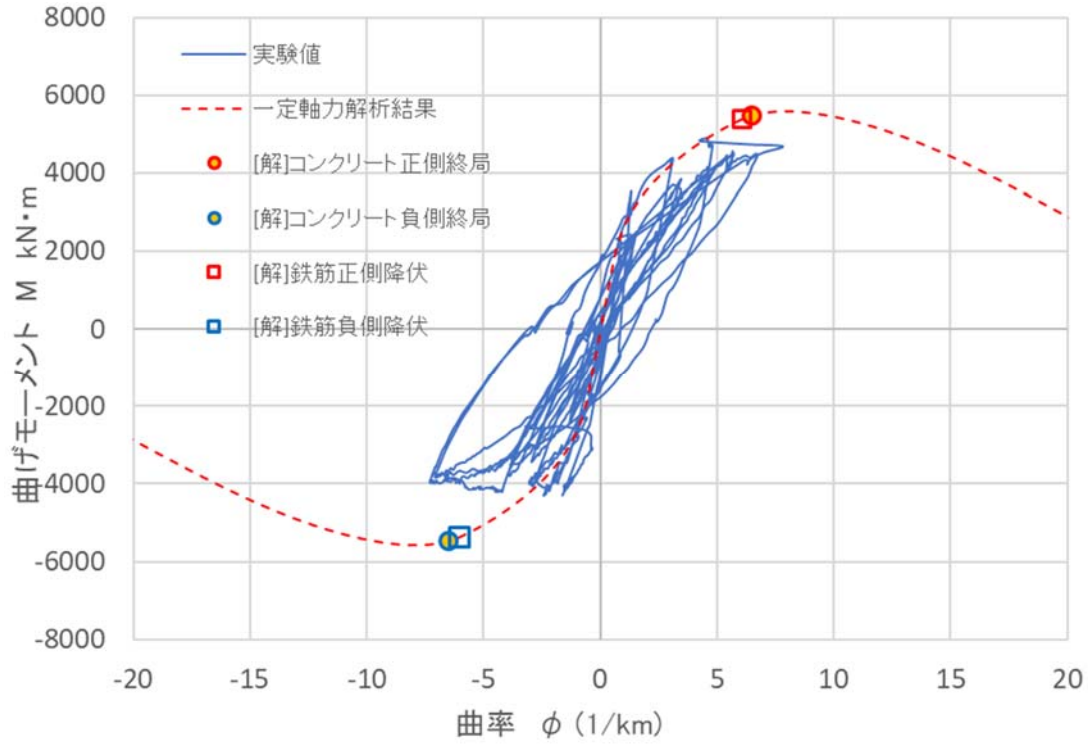


（杭頭接合部危険断面）

図 9.4.3　曲げモーメントー曲率関係（試験体 No.1）



（杭体部危険断面）



（杭頭接合部危険断面）

図 9.4.4　曲げモーメント－曲率関係（試験体 No.2）

9.4.3　杭頭接合部危険断面 M-θ 関係と既往算定式の比較

図 9.4.5 に杭頭接合部危険断面の曲げモーメントと変形角の関係を示す。実験値は **9.3 図 9.3.36** の計測結果より算定した値を用いている。解析値の回転角は断面解析で得られた曲率に鉄筋の付着長さを乗じた値としている。なお，試験体 No.1 の負側においては一定軸力(-4000kN，-2141kN)で載荷しているため，2 通りの結果を記載している。

部材指針案による回転角は文献[9-2]に基づき，下式を用いて図 **9.4.5** に示すバイリニア(弾完全塑性)で算定している。試験体 No.1 に関しては一定軸力（-2141kN）の解析結果をもとに算定している。

$$\theta_y = \phi_y \cdot L_b \qquad (式\ 9.3)$$

θ_y：場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の降伏変形角

ϕ_y：鋼管の直径+200mm の仮想断面鉄筋コンクリート円柱の断面解析で，最外縁の引張鉄筋（杭頭接合筋）が降伏した時の曲率

L_b：杭頭接合筋の付着長さ

${}_r\sigma_y$：杭頭接合筋の材料強度(N/mm²)

${}_rA$ ：杭頭接合筋の断面積

τ_b：杭頭接合筋とパイルキャップコンクリートとの付着強度（RC 基準 2010 より）

d：杭頭接合筋の呼び名

$$\theta_u = 15 \cdot \theta_y \qquad (式\ 9.4)$$

θ_u：場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の限界変形角

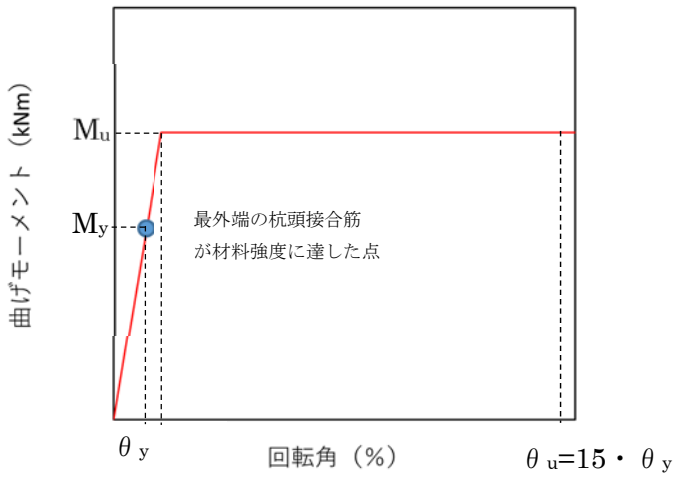
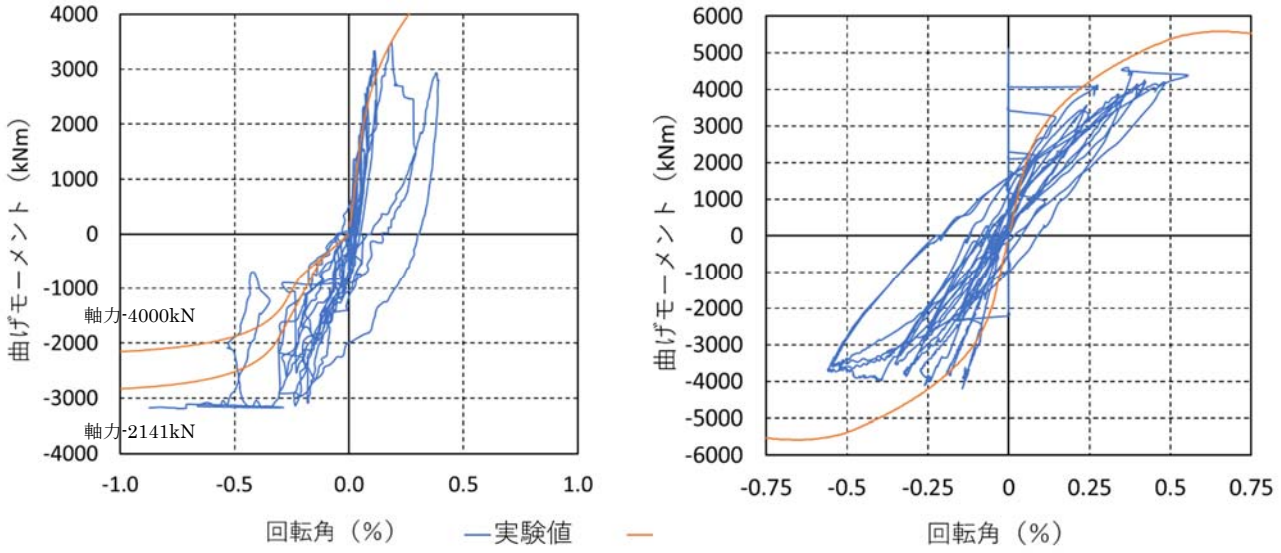


図 9.4.5　場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の曲げモーメントー回転角関係

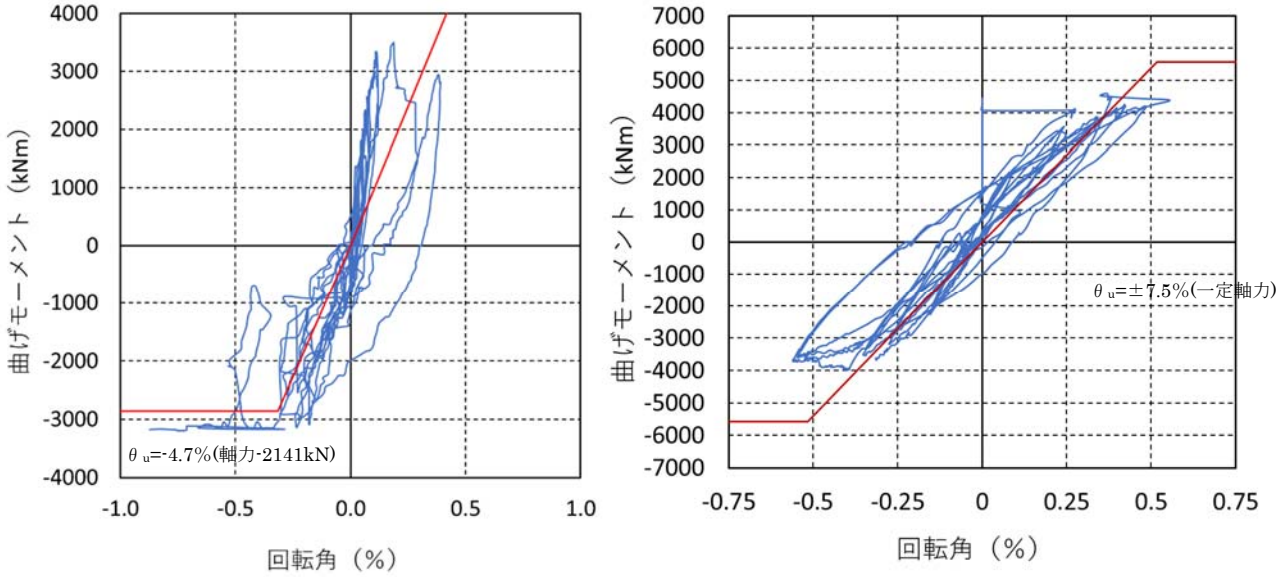
試験体 No. 1 に関して，解析値と実験値は正側載荷において良い対応を示しているが，負側載荷では実験値が解析値に比べて大きくなり，両者が乖離している。これは，実験は変動軸力で実施しているのに対し，解析は一定軸力で計算しているためと考えられる。部材指針案による算定値は負側載荷では回転剛性，最大耐力ともに実験値に対応しているが，正側載荷では差が出ている。

試験体 No. 2 は破壊モードが杭体であるため，最大耐力の比較はできないが実験値と解析値および部材指針による算定値は良い対応を示している。



（試験体 No. 1）　　（試験体 No. 2）

（解析結果と実験結果との比較）



（試験体 No. 1）　　（試験体 No. 2）

（部材指針案による算定値と実験結果との比較）

図 9.4.6　曲げモーメント－回転角関係（杭頭接合部危険断面）

9.4.4　剛域長さの検討（試験体 No.1 について）

図 9.4.7 に示す載荷概要図において，治具を用いて δ_p の値をデータとして計測した。

この見かけ上の杭体のたわみ量について，**図 9.4.8** のように杭頭部側に剛域を仮定し，片側固定端とする単純梁に対して実測した杭せん断力 Q_p から計算たわみ量 δ_{pc} を式(9.5)のように算出し，仮定した剛域外長さ L ごとに実測した δ_p と比較する。

検討範囲を弾性範囲内として，杭体の鋼管降伏までの区間で上記の検討を行う。

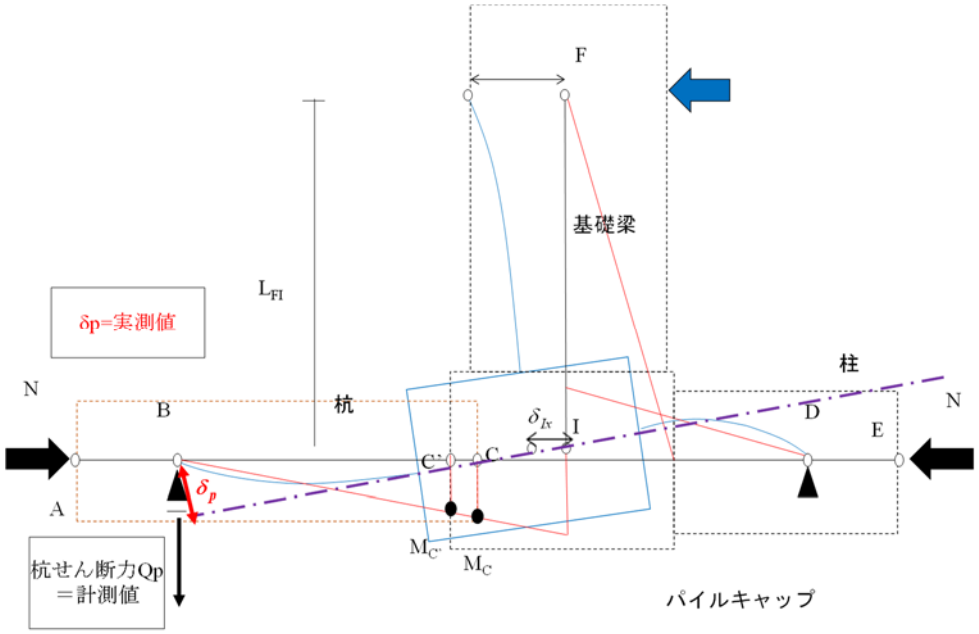


図 9.4.7　載荷概要図と δ_p

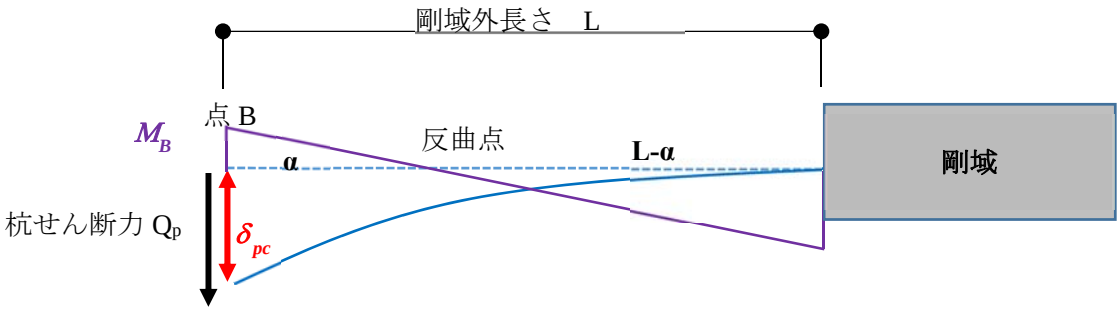


図 9.4.8　剛域の仮定と計算たわみ量 δ_{pc} の概要

$$\delta pc = Q_p/3EI \times \{ (L - M_B/Q_p)\text{^}3 - (M_B/Q_p)\text{^}3 \} \qquad (式\ 9.5)$$

ただし，EI：場所打ち鋼管コンクリート杭の剛性

剛域の杭側端面を**図 9.4.9** のような 3 つの断面に仮定する。

①：杭体 - パイルキャップ境界面

②：①からパイルキャップ側に 200㎜ の断面

③：①からパイルキャップ側に 270㎜ の断面（杭頭接合面）

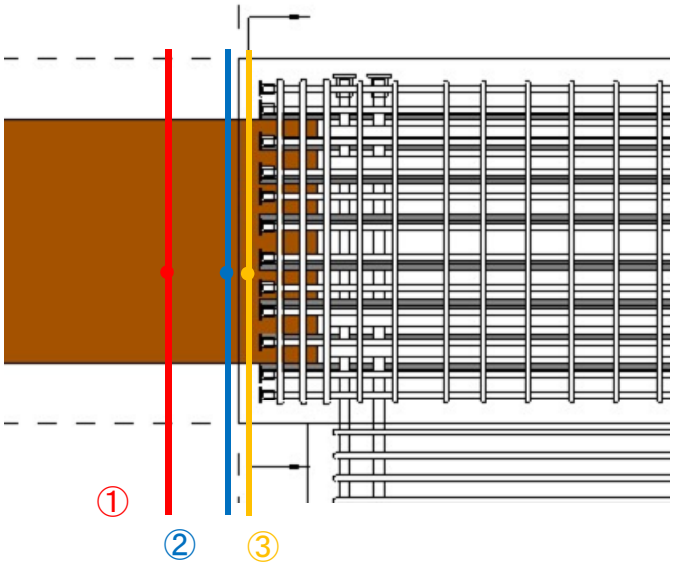


図 9.4.9　剛域の仮定

①～③について，δ_p と δ_{pc} の違いを比較する。**図 9.4.10** にグラフを示す。

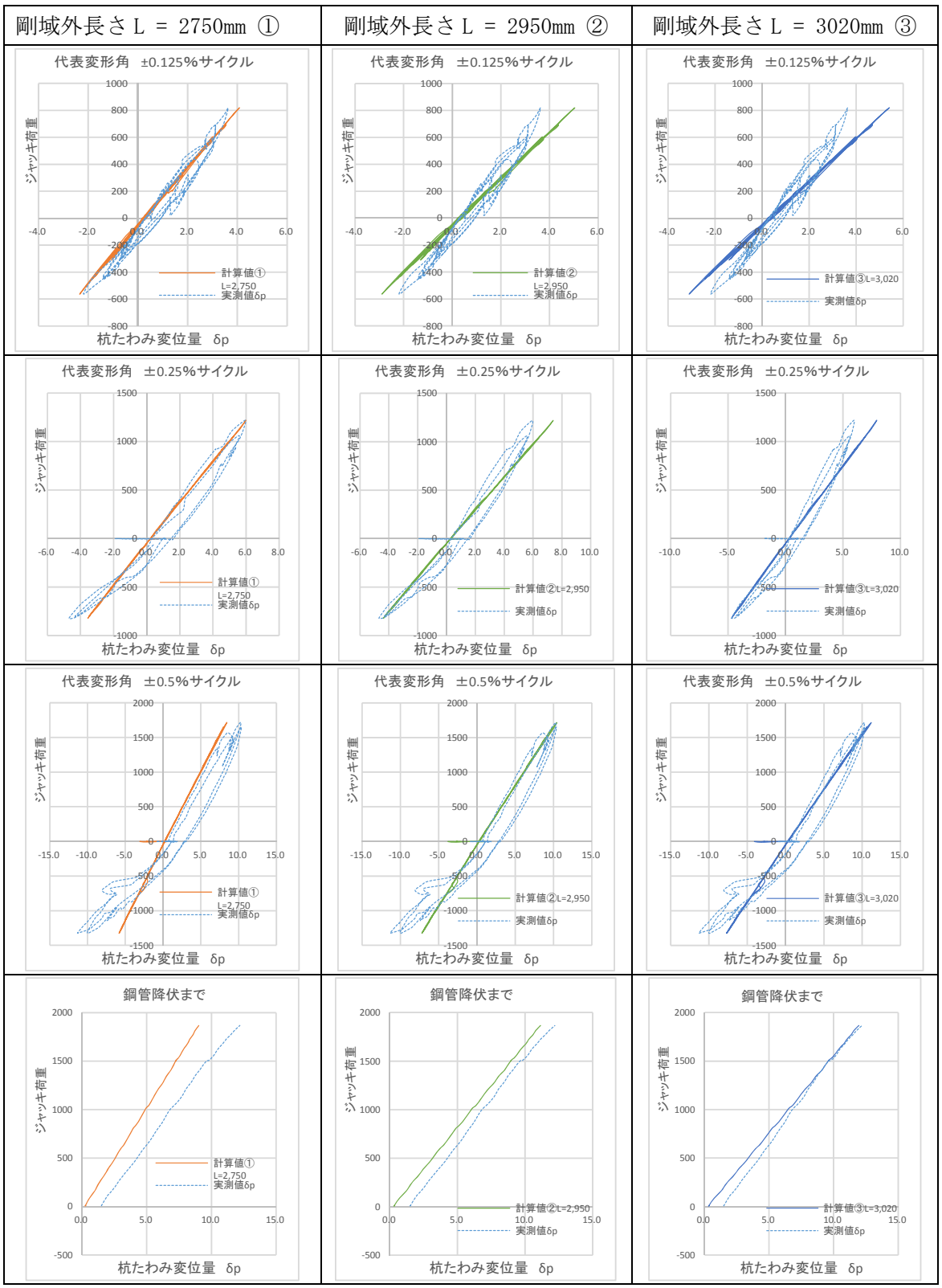


図 9.4.10　剛域外長さごとの計算値と実験値の比較

図 9.4.10 において，各変形角サイクル毎に計算値と実験値が最も近いものを抽出し，剛域外長さについて以下の**表 9.4.4** に示す。

表 9.4.4　各サイクル毎の剛域まとめ

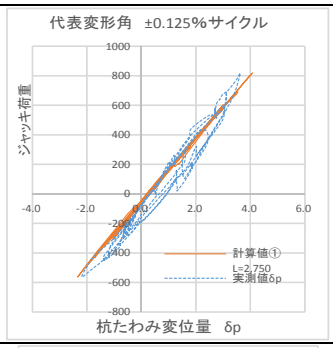
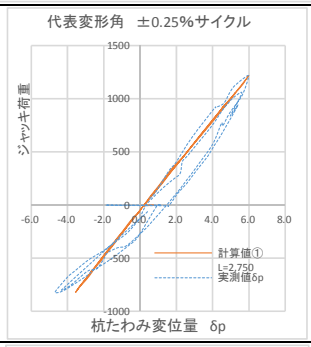
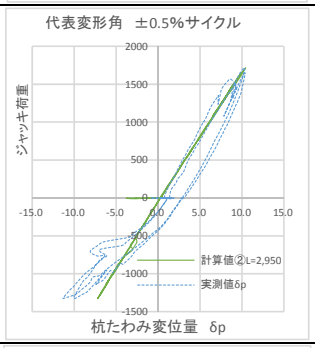
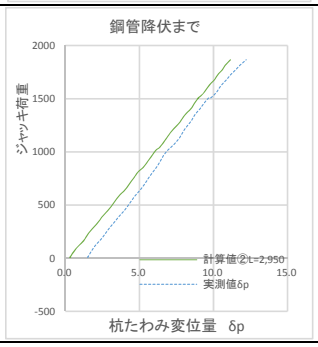
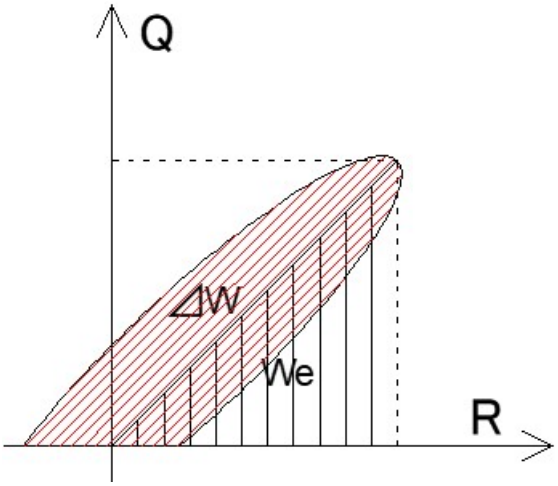
載荷サイクル	剛域	グラフ
変形角±0.125% サイクル時	剛域外長さ L=2750 剛域外端面 杭−パイルキャップ 境界面±0mm	
変形角±0.25% サイクル時	剛域外長さ L=2750 剛域外端面 杭−パイルキャップ 境界面±0mm	
変形角±0.5% サイクル時	剛域外長さ L=2950 杭−パイルキャップ 境界面から 200mm パイルキャップ側	
鋼管降伏まで	剛域外長さ L=2950 杭−パイルキャップ 境界面から 200mm パイルキャップ側	

表 9.4.4 より，弾性範囲内では杭体ーパイルキャップの境界面から+200mm パイルキャップ側（杭頭接合面から 70mm 杭側）を剛域端として考えるのが妥当である。

9.4.5　等価粘性減衰定数(H_{eq})の算定

実験結果より試験体 No.1 の基礎梁せん断力と代表変形角 R，杭部せん断力と接合部変形角それぞれの関係を用いて，**図 9.4.11** に示す方法で等価粘性減衰定数を算定した。なお，算定にあたって各載荷ステップの 1 サイクル目のループを用いて評価しており，R=-1.5%以降については除荷が完了しない（せん断力が 0 まで除荷されていない）まま載荷を続けているため，検討から除外している。算定結果を**図 9.4.12** に示す。ばらつきはあるものの，変形角の増加に伴い等価粘性減衰定数が増加し，基礎梁せん断力と代表変形角の関係においては最大で 14%，杭部せん断力と接合部変形角の関係においては 12%程度となった。

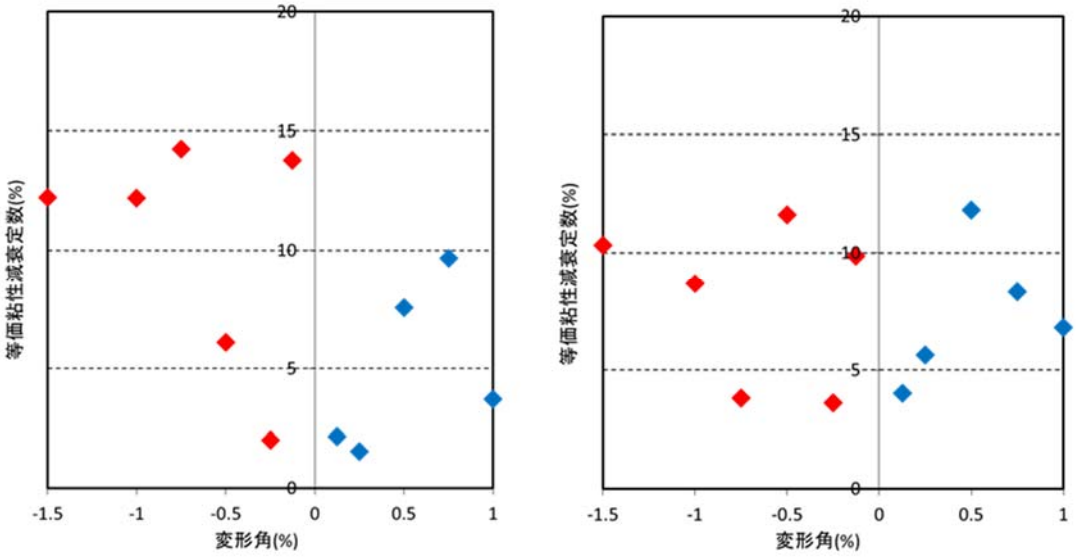


ΔW:履歴ループ面積

We:等価ポテンシャルエネルギー

$$H_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\frac{\Delta W}{W_e}\right]$$

図 9.4.11　等価粘性減衰定数の算出



（基礎梁せん断力－代表変形角）　　（杭部せん断力－接合面変形角）

図 9.4.12　等価粘性減衰定数-変形角関係

9.4.6　フレームによるモデル化

9.4.1 で得られた断面解析の結果を用いて，杭部材－杭頭接合部をフレームによりモデル化した。**図 9.4.13** にモデル化の概要を示す。杭部材は M-φ 関係，杭頭接合部は弾塑性回転ばね M-θ 関係を用いてモデル化し，回転ばねは杭頭埋込部天端に設置している。M-φ および M-θ 関係は断面解析結果を用いてトリリニアもしくはテトラリニアの折れ線でモデル化している（**図 9.4.14**）。荷重は杭支持点部にせん断力を単調載荷にて作用させ，載荷部の変位 δ を確認している。なお､杭軸力に伴う付加曲げモーメントは節点モーメントとして杭体に作用させている。

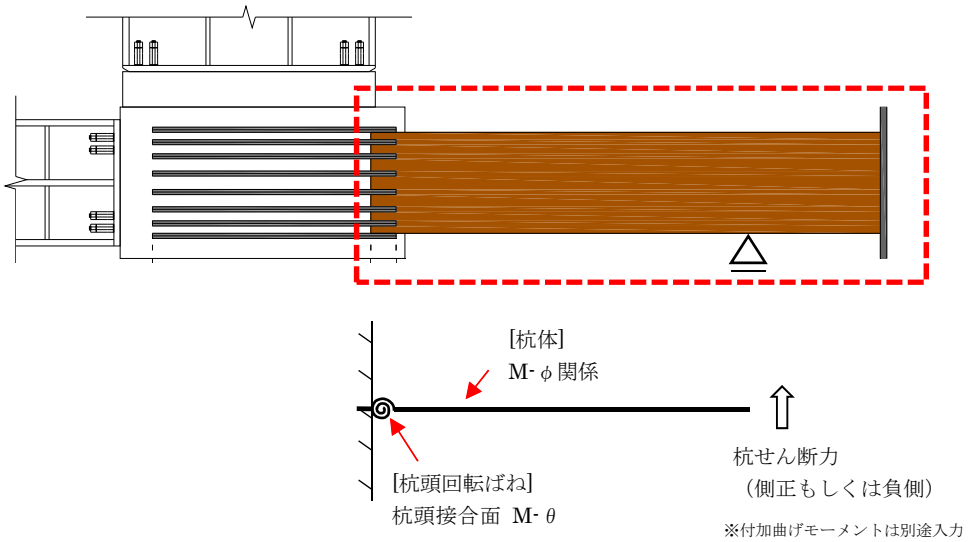
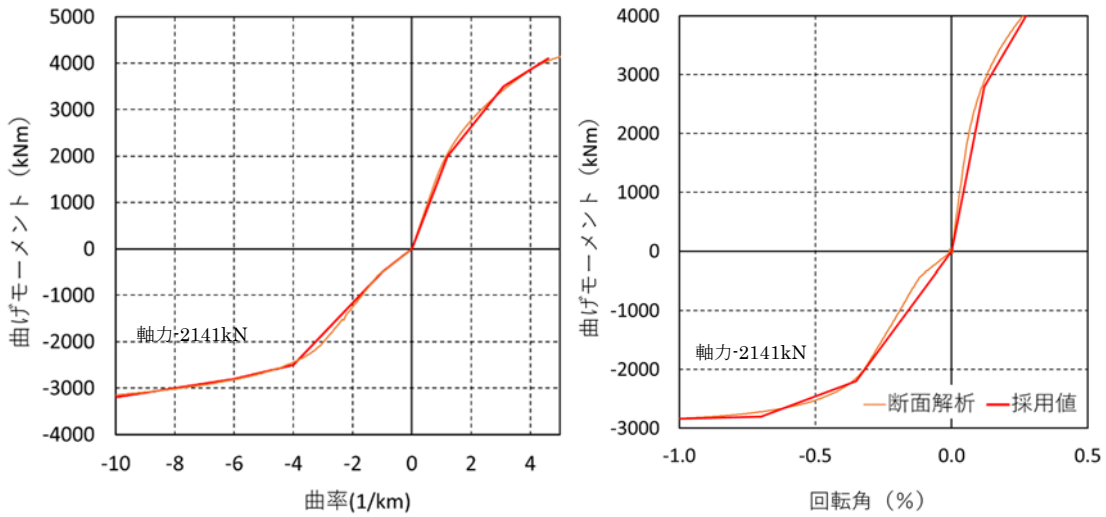
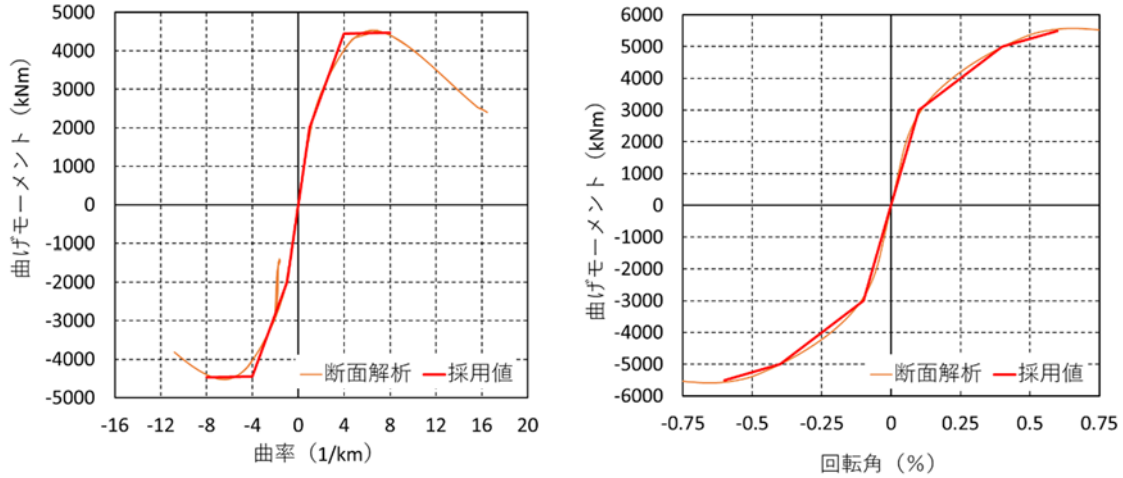


図 9.4.13　杭体と杭頭回転ばねのモデル化



（杭体）　　（杭頭接合部）

（試験体 No. 1）

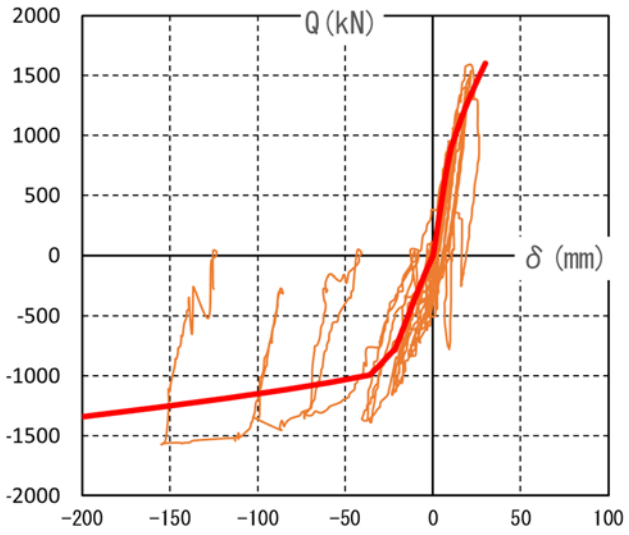


（杭体）　　（杭頭接合部）

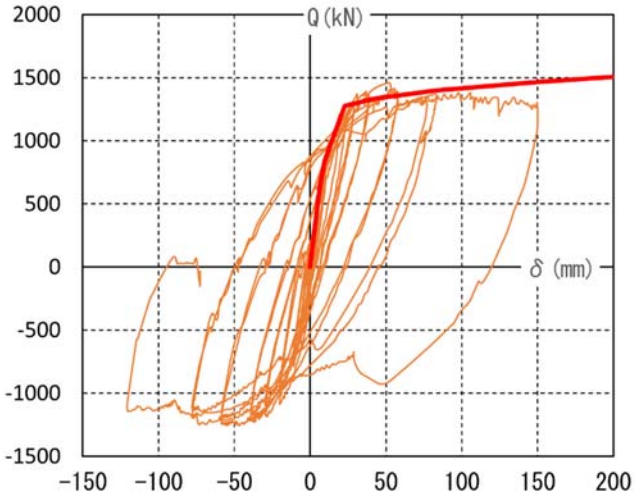
（試験体 No. 2）

図 9.4.14　フレーム解析に用いた M-φ および M-θ 関係

フレーム解析により得られた，杭せん断力と杭部材間変位の関係を**図 9.4.15** に示す。実験結果も併せて記載している。試験体 No.2 に関しては一定軸力下での実験であるため，正載荷のみ解析を実施している。接合面の破壊が主である試験体 No.1 は正側載荷では実験値と解析値は対応しているが，負側載荷においては断面解析が変動軸力を考慮していない（一定軸力である）ため，実験値が解析値を上回る結果となった。試験体 No.2 は杭体の破壊が主となっているが，実験値と解析値が対応していることを確認した。



（試験体 No.1）



（試験体 No.2）

図 9.4.15　杭せん断力－杭部材間変位関係

9.5 まとめ

場所打ち鋼管コンクリート杭を用いて実際に使用されている形状および軸力比を用いた部分架構の実験を行った。得られた知見を以下に示す。

・試験体 No.1 は杭頭接合面，試験体 No.2 は杭体での破壊モードを確認し，杭体および杭頭接合部の構造性能に関するデータを取得した。
・実験結果と既往評価式に基づく断面解析との結果を比較し，杭体および杭頭接合部において M-φはある程度対応していることを確認した。ただし，評価精度向上のために今後は適切な仮想断面径や材料定数（応力 - ひずみ関係）の設定が必要である。
・杭体を M-φ関係，杭頭接合部を M-θ関係としてモデル化したフレーム解析を実施し，実験結果と比較した。試験体 No.1 は正側載荷では実験値と解析値は対応しているが，負側載荷においては実験値が解析値を上回る結果となった。試験体 No.2 は実験値と解析値が対応していることを確認した。

しかしながら，杭頭接合部の構造性能評価方法の確率のためには今後の実験データの蓄積に基づく評価手法の高度化が必須である。検討課題としては以下があげられる。

・埋込み部側面の抵抗を含む杭頭接合部全体の応力伝達機構の解明
・コンクリートの材料特性に関する材料試験結に基づく荷重–変形関係の高精度化およびコンファインド効果の評価
・繰返し載荷の効果の評価（杭鋼管の座屈評価を含む）
・杭頭支圧面における耐力向上効果の評価方法（仮想断面の評価）

参考文献

[9-1]　建設省総合技術開発プロジェクト「新建築構造体系の開発」性能評価分科会　基礎 WG 最終報告，建築研究所，2000.3
[9-2]　鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説，日本建築学会，2017.3
[9-3]　鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，pp34-35, 2003.
[9-4]　道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造，pp284-288，2017.11
[9-5]　「WSD390 WSD490，設計マニュアル （杭頭補強編）」株式会社 ブレイブ，株式会社 クラウン http://j-bar.jp/data/j-bar_manual.pdf

謝辞

本研究は，平成 29 度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。

第１０章

結論

10.1　まとめ

10.1.1　既製コンクリート杭　杭体の曲げ挙動

本研究では杭種，作用軸力が異なる既製コンクリート杭の終局までの曲げ性状に関するデータを収集するとともに，断面解析による曲げ性状の評価精度に計算条件が与える影響について考察した。結論を以下に示す。

(1) PHC 杭と PRC 杭は，コンクリートの圧壊または PC 鋼棒の破断によって耐力が決定した。一方，SC 杭は，鋼管の局部座屈により耐力が決定した。
(2) 杭種，作用軸力によって杭体は異なる曲げ破壊性状を示す。無軸力および圧縮軸力を作用させた SC 杭は鋼管の局部座屈によって耐力低下を起こし終局に至ったが，軸力保持性能を喪失しなかった。無軸力および圧縮軸力を作用させた PHC 杭および PRC 杭はコンクリートの圧壊によって脆性的に破壊し，軸力保持性能を喪失した。引張軸力を作用させた PHC 杭および PRC 杭は PC 鋼材の破断によって終局に至った。終局時，PHC 杭では急激に耐力低下し軸力保持性能を喪失したが，PRC 杭では異形鉄筋が応力を負担し，軸力を保持した。
(3) 既往の文献による断面解析と，本研究で提案した材料モデルを用いた断面解析を PHC 杭および PRC 杭を対象にそれぞれ実施した。その結果，提案手法は，曲げひび割れ時のモーメントおよび曲率の評価精度が大きく向上した。一方で，曲げ降伏時のモーメントや曲率はそれほど変化がなかった。また，曲げ耐力時は，曲率の評価精度が向上したことが確認出来た。

10.1.2　既製コンクリート杭　杭体のせん断挙動

PHC 杭および PRC 杭において，一定軸力を作用させたせん断載荷実験を実施した。結論を以下に示す。

(1) 引張軸力下の PHC 杭 1 体では，せん断ひび割れ，らせん筋の降伏が順に発生したのに対し，引張軸力下の PRC 杭 2 体では，せん断ひび割れ発生後，らせん筋，異形鉄筋（主筋）および PC 鋼棒が順に引張降伏し，最大耐力に至った。また，中圧縮軸力下および高圧縮軸力下の 6 体では PC 鋼棒・異形鉄筋の引張降伏は確認されなかった。これらのことから杭種および作用軸力の違いにより，鋼材の降伏やひび割れなど特性点の発生の有無や発生順が変化することが確認された。
(2) 本実験の範囲では，高圧縮軸力下の 3 体と中圧縮軸力下の PHC 杭 1 体で杭体軸方向に平行して走る軸方向ひび割れが発生する軸方向ひび割れを伴う破壊となった。これらの試験体はシアスパン比 2.1 の PRC 杭を除き，最大耐力以降に軸力保持能力を喪失する破壊が発生し終局に至った。
(3) 軸方向ひび割れを伴う破壊となった試験体では，RC 基礎構造指針のせん断終局耐力式を準用してせん断耐力を算出し最大耐力を評価した場合，式の適用範囲内である中圧縮軸力下の PHC 杭 1 体を含むすべての試験体で実験最大耐力／計算せん断耐力値が 0.86~0.96（平均 0.90，変動係数 0.06）と危険側の評価となった。このことから，これらの式を準用し最大耐力を適切に評価することはできないことが確認された。
(4) 引張軸力下の 3 体および中圧縮軸力下の PRC 杭 2 体ではせん断破壊もしくは曲げ降伏後のせん断破壊となった。これらの試験体では，最大耐力以降も作用軸力は維持し続け，耐力が最大耐力の

80%以下となり終局に至った。これらの試験体では，RC 基礎構造指針のせん断終局耐力式を準用してせん断耐力を算出し最大耐力を評価した場合，式の適用範囲外となっている引張軸力下および中圧縮軸力下の PRC 杭を含むすべての試験体で，実験最大耐力／計算せん断耐力値が 1.01~1.24（平均 1.09，変動係数 0.08）と安全側かつ概ね良好な評価となることが確認された。

(5) 既往の文献を参考に軸方向ひび割れ耐力についての検討結果を示した。軸方向にひび割れ面を仮定することで，試験体に発生した軸方向ひび割れの耐力式の提案を行った。

(6) 試験体の弾性剛性について実験値と計算値の検討結果を示した。せん断スパン比の違いによる剛性の変化や，曲げ成分とせん断成分の比率の変化など，定性的な評価では実験結果を評価出来た。しかし，実験値／計算値はばらつきが大きく，精度よく評価出来たとはいえない。

10.1.3　場所打ちコンクリート杭　杭体の曲げせん断挙動

場所打ちコンクリート杭において，曲げせん断実験を実施した。結論を以下に示す。

(1) 杭体の曲げ耐力およびせん断耐力は，既往の柱の耐力評価式により安全側に評価される。

(2) 損傷後の杭頭部を補修することで，補修前に 8 割程度まで耐震性能を復旧することができる。

(3) 損傷後の杭頭部を，鋼板巻き立て補強し，充分な定着長を有するあと施工アンカーを曲げ補強筋として用いることで，補強前に比べて剛性・耐力を向上することができる。

10.1.4　場所打ち鋼管コンクリート杭　杭体の曲げ挙動

場所打ち鋼管コンクリート杭において，曲げ実験を実施した。結論を以下に示す。

(1) 実験結果より，既往の評価法で規定のない局部座屈という破壊モードが明らかになった。

(2) 既往の評価法の検証として，既往の文献を基に平面保持仮定での断面解析により終局耐力の評価を行った。e 関数法や提案モデル等の，応力ひずみ関係を適切に評価したコンクリートモデルを用いれば，終局耐力を精度よく評価することができると考えられる。

(3) 試験体のモーメント－曲率関係についても平面保持仮定での断面解析により実験値と計算値の比較を行った。実験値を計算値はよく評価しており，終局状態の曲率評価については安全側の評価となった。

10.1.5　杭基礎部分架構　パイルキャップせん断挙動

杭基礎部分架構を用いて，パイルキャップ終局せん断耐力の検討を目的として実験を実施した。結論を以下に示す。

(1) パイルキャップの配筋による影響

1) 試験体 A-1，A-2，A-3 の比較では，パイルキャップの配筋方法（標準型・かご筋型）や縦筋量による，せん断終局強度に違いは確認できなかった。これはパイルキャップせん断終局強度に対して，パイルキャップ鉛直方向の鉄筋が寄与しないためと考えられる。

2) 試験体 A-4，A-6 の比較では，パイルキャップ内帯筋量の増加に伴い，最大耐力の増加，層間変形

角の増大，耐力低下率の減少が確認できた。これはパイルキャップせん断終局強度に対して，パイルキャップ水平方向の鉄筋が寄与しているためと考えられる。

3) 試験体 C-1，C-2，C-3 ではパイルキャップ補強筋を鉛直水平共に増加させたが，各試験体共に柱脚曲げ破壊となったため，パイルキャップせん断終局強度の差は確認されなかった。

(2) 袖壁付柱による影響

1) 試験体 A-1，B-1 の比較では，試験体 B-1 の方が A-1 と比べ，耐力が大きいという結果となった。両試験体はパイルキャップせん断破壊と判断された試験体であり，耐力差が生じた理由は袖壁付柱によって接合部有効せいが増大したためと考えられる。

(3) 偏心柱による影響

1) 試験体 C-1 の正載荷時において，柱脚部の圧壊が激しくなり，最大耐力を迎えた。これは偏心柱による軸力の偏心によって，柱断面の正載荷圧縮側に圧縮力が集中したためと考えられる。

2) 試験体 C-1，C-2，C-3 においては，柱軸力の偏心による軸力導入時の初期応力によって正載荷時，負載荷時で最大耐力に差が生じた。

3) 既往の研究の実験結果において，柱軸力の偏心による軸力導入時の初期応力を層せん断力の算出時に加味することで実験値と計算値が概ね近しい値となった。また初期応力を加味することで負載荷よりも正載荷時の最大耐力が大きくなることが確認できた。

4) 等価粘性減衰定数や骨格曲線によりパイルキャップのせん断破壊と柱脚部の圧壊を比較すると，柱脚部の圧壊の方がより脆性的な破壊であることが確認できた。

(4) 軸力の変動による影響

1) 試験体 A-5 では基準試験体 A-4 と比較し，最大耐力が正載荷で約 0.87 倍，負載荷で約 1.11 倍と載荷方向で異なる結果を示した。また軸力比を小さくした正載荷では耐力低下率が大きくなった。

2) 正負でパイルキャップがせん断破壊した試験体 A-4 や柱脚曲げ破壊の試験体 A-6 に対し，試験体 A-5 で軸力を変動させたことで，正載荷で柱脚曲げ破壊，負載荷でパイルキャップせん断破壊と正負で異なる破壊性状を示した。

(5) 接合部入力せん断力

1) 既往の研究において，パイルキャップ面位置における基礎梁主筋の引張力によって接合部入力せん断力を算出していたのに対し，本研究では基礎梁主筋のひずみ分布から判断した。基礎梁危険断面位置における基礎梁主筋の引張力 T を算出することで，より精度よく接合部最大入力せん断力を算出することが出来た。

2) 試験体 A-4，A-5 では同軸力比の負載荷で最大入力せん断力に差は見られなかった。しかし軸力比を小さくした正載荷では差が見られた。また軸力比を小さくすることで入力せん断力も小さくなることがわかった。

3) 試験体 A-4，A-6 では帯筋量の増加により正負で入力せん断力が増加した。また帯筋量の増加に伴い，正負の入力せん断力の差が大きくなる結果となった。

4) 試験体 A-4，C-3 では偏心柱を有する C-3 の正載荷で入力せん断力が増加することがわかった。しかし負載荷では差が見られなかった。

(6) 実験に基づいたパイルキャップせん断耐力式の検討

1) 既往の研究において，荒川式を元に提案された桑原式の修正を行った。接合部の有効断面，有効鉄

筋，作用軸力の評価を修正することで，より精度良くパイルキャップのせん断終局強度を評価することが出来た。

(7) トラス・アーチ理論に基づいたパイルキャップせん断耐力式の検討

1) 「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説(1999)」におけるトラス・アーチ理論に基づくせん断強度式を元にパイルキャップせん断終局強度式の提案を行った。接合部の有効断面，有効鉄筋，作用軸力をパイルキャップの各要素に置換することで，精度良くパイルキャップのせん断終局強度を評価することが出来た。

(8) パイルキャップせん断ひび割れ強度

1) 既往の研究によって示されたパイルキャップせん断ひび割れ強度式について，本研究で提案したパイルキャップせん断終局強度時の有効断面による計算値と実験値を比較した結果，本研究における計算値は実験値の値と近い値にはならなかった。このことから，せん断ひび割れ時における有効断面とせん断終局時における有効断面は異なっている可能性があるとわかった。

(9) 破壊形式の分類

1) パイルキャップがせん断破壊した試験体において，パイルキャップ内の補強筋は正負で基礎梁主筋から形成されるストラットにかかる箇所でひずみの値が大きく出ていたことから，基礎梁主筋による支圧力がパイルキャップのせん断破壊に影響を及ぼすと考えられる。

2) 柱脚曲げ破壊は，パイルキャップせん断破壊時の特徴も確認できるが，パイルキャップへの損傷はあまり見られず，柱脚部が集中的に損傷する破壊形式と言える。また最大耐力時のパイルキャップ内補強筋のひずみ分布から，パイルキャップがせん断破壊した試験体のパイルキャップ内の補強筋のひずみの値が大きいのに対して，柱脚部が曲げ破壊した試験体ではひずみの値が小さくなることを確認した。

10.1.6　杭基礎部分架構　杭頭接合部の地震時挙動

本研究では杭，パイルキャップ，基礎梁，柱から構成されるト形部分架構試験体を用いて杭頭接合部の曲げ性能を把握する事を目的に静的載荷実験を行った。結論を以下に示す。

(1) 既製杭を用いた部分架構試験体（7 章）では，荷重変形関係において両試験体共に最外縁引張側鉄筋が降伏する事によって剛性が低下した。その後，試験体 No.1 正載荷時，試験体 No.2 負載荷時では最大耐力に到達したが，試験体 No.1 負載荷時，試験体 No.2 正載荷時は定着筋引張降伏後も耐力は伸び続け最大耐力に到達する前に計測システムの容量を超えたため実験を終了した。荷重変形角関係，鉄筋の応力状態，ひび割れ性状などの実験結果を総合し曲げに対する抵抗機構を考察した。その結果，埋め込み部のてこ作用による曲げ抵抗機構は杭頭回転角θ=1.5%程度で失われ，その後は定着筋とパイルキャップ部コンクリートによって形成される曲げ抵抗機構が，外力(軸力と曲げモーメント)に抵抗したと考えられる。

(2) 既製杭を用いた部分架構試験体（7 章）では，両試験体共にパイルキャップ底面の杭体周囲からひび割れが放射状に数本発生し，その後パイルキャップ側面に進展した。試験体 No.1 ではパイルキャップ側面中央部へのひび割れ進展は見られず，杭頭がパイルキャップ内に埋め込まれている領域(杭頭接合部)とその近傍にひび割れが集中した。試験体 No.2 ではパイルキャップ底面及び杭頭接合

部とその近傍のひび割れに加え，パイルキャップ側面中央部へひび割れが進展した。また，パイルキャップ側面中央部では多量の定着筋によって伝達されたせん断応力によってせん断ひび割れが生じた。

(3) 場所打ち鋼管コンクリート杭を用いた部分架構試験体（9 章）では，R＝±1.0%時点で基礎梁端部の取付け筋（主筋）が降伏してしまったため，その後は負側載荷のみとし，載荷装置の加力能力の限界まで載荷した。正側載荷では杭体および杭頭接合部危険断面での圧縮降伏，負側載荷では杭鋼管および杭頭接合筋が引張降伏に達したものの耐力低下には至らなかった。このように，杭頭接合面での破壊モードを確認し，杭体および杭頭接合部の構造性能に関するデータを取得した。

(4) 既製杭を用いた部分架構試験体（7 章）では，3 通りの計算方法(AIJ 指針，道路橋示方書，New-JBar 法)を準用し，杭頭曲げモーメントを計算し実験値と比較した。試験体 No.1 正載荷時は道路橋示方書に記載の計算値と対応が良かった。また，AIJ 指針の計算方法では計算値が下回り，New-JBar 法では計算値が上回り危険側の評価となった。負載荷時は AIJ 指針の計算値と実験値の比率($\boldsymbol{exp/cal}$)が 1.6，道路橋示方書，New-JBar 法では 3.1 と安全側ではあるがあまり良く対応しなかった。試験体 No.2 正載荷時は比率 1.5 から 1.8 となりすべての計算方法で安全側の評価となったが良く対応しなかった。負載荷時ではすべての計算値で良く対応していた。ただし，いずれの方法も，杭頭部のパイルキャップ内への埋め込みによるてこ作用曲げモーメント耐力寄与分は陽に含まれていない。

(5) 既製杭を用いた部分架構試験体（7 章）では，AIJ 指針に記載の 2 通りの評価方法を準用し杭頭回転角の計算値を 3 つ算出した。最外縁引張鉄筋降伏時の杭頭回転角θ_yは定着筋の一様な定着長さを仮定して算出した最外縁定着筋抜出し量S_{by}を杭頭接合面での断面解析による回転中心深さd_nで除す計算方法①で計算を行うと，実験値に対する計算値の比率(exp/cal)は Case1(S_{by}=計算値)では試験体 No.1 正載荷時は 1.27，負載荷時 0.61，試験体 No.2 正載荷時では 0.61，負載荷時 0.58 と良く対応しなかったが，Case2(S_{by}=実験値)では試験体 No.1 正載荷時で 0.92，負載荷時 1.44，試験体 No.2 正載荷時で 0.81，負載荷時 0.9 となり，試験体 No.1 負載荷時以外では危険側ではあるが概ね一致した。杭頭接合面の仮想 RC 断面を仮定し断面解析によって得られる最外縁引張鉄筋降伏時の曲率φ_yに定着筋の定着長さを乗じてθ_yを求める評価方法②では，試験体 No.1 正載荷時は比率が 0.85 と概ね一致したが，試験体 No.1 負載荷時では 0.4，試験体 No.2 正載荷時 0.69，負載荷時 0.29 と危険側の評価となった。また，限界変形角θ_u(=1.5θ_y)は計算値が大幅に実験値を上回り危険側となった。

(6) 場所打ち鋼管コンクリート杭を用いた部分架構試験体（9 章）では，杭をパイルキャップに 270㎜埋め込んだ試験体の弾性範囲内の剛域長さは，杭体ーパイルキャップの境界面から+200㎜パイルキャップ側（杭頭接合面から 70㎜杭側）を剛域端として考えるのが妥当であることがわかった。

(7) 既製杭を用いた部分架構試験体（7 章）では，杭をパイルキャップに 250㎜埋め込んだ試験体の剛域長さは，正載荷時に最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏するまでは（弾性範囲では）試験体 No.1 では杭頭接合面(パイルキャップ底面から 250mm)，試験体 No.2 では杭頭接合面からパイルキャップ内に入った位置(パイルキャップ底面から 450mm)とすると実験値と対応していた。最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏した後は杭頭部のパイルキャップからの抜出しを伴う回転変形が顕著に発生するため剛域長さは短くなる事がわかった。ただし，剛域長さは変形が進むにつれて変化するため杭頭接合部を含

む杭基礎構造部材の曲げ性能を構造解析より検討する際は，剛域長さを固定値として扱う事は適切ではない。そこで，杭体の曲げ変形特性(M-φ)に加え，杭頭接合部に杭頭接合部の回転変形特性(M-θ)を有する回転バネを用いて検討する事が妥当だと思われる。

(8) 鋼管杭を用いた部分架構試験体（5 章）では，基礎梁に作用するせん断力によって発生するたわみ量と剛域外長さをパラメータとして算出した値を用いて剛域長さの検討を行った。試験体 A-4，A-5，A-6 ともに剛域長さはパイルキャップフェイス位置よりも長くなる結果となった。また基礎梁の危険断面位置は基礎梁主筋のひずみ値から，正載荷ではパイルキャップフェイス位置，負載荷では柱フェイス位置となった。

(9) 鋼管杭を用いた部分架構試験体（5 章）では，柱のたわみ量と剛域外長さをパラメータとして算出した値を用いて剛域長さの検討を行った。3 試験体ともに剛域長さはパイルキャップフェイス位置もしくはそれ以上にパイルキャップ内に入った位置という結果になった。またひずみ値から，危険断面位置は 3 試験体ともに正載荷はパイルキャップフェイス位置，負載荷は基礎梁上面位置という結果となった。

(10) 鋼管杭をパイルキャップに 60㎜ 埋め込んだ部分架構試験体（5 章）では，杭頭定着筋のひずみ値から，3 試験体ともに正負でパイルキャップ下端から 100mm の位置が危険断面位置という結果になった。ただし，杭頭接合面の位置（パイルキャップ下端から 60mm）において，杭頭定着筋のひずみゲージは貼付していなかった。

10.1.7　杭頭接合面の支圧強度

本研究では杭頭接合面を模擬した支圧試験を実施し，支圧面積および中子筋等が支圧強度に与える影響について考察した。結論を以下に示す。

(1) 試験体シリーズ 1 について，支圧部が中空の円形，支承部が角形でコンクリート強度が 23.6N/mm²～74.6 N/mm²，面積比が 2.56～4.47，有効体積鉄筋比 ρ_s が 0.00%～0.43%，有効面積鉄筋比 p_{ts} が 0.00%～0.25%の場合では，既往のコンクリート引張強度を考慮した支圧強度式が，既往の支圧面積比を考慮した支圧強度式よりも，適用性が高いことが分かった。

(2) 試験体シリーズ 1 について，中子筋方式試験体（ρ_s＝1.62%，p_{ts}(%)＝1.3%，3 段配筋）は，十分な鉄筋補強を行ったため，支圧強度および変位量が増加した。

(3) 試験体シリーズ 1 について，支圧盤が中実の試験体は，支圧強度式による値を下回った。本試験では支圧部が円形，支承部が角形であるが，この支圧強度式は支圧部・支承部が共に角形の実験に基づいている。載荷形状の違いが影響した可能性も考えられる。

(4) 試験体シリーズ 1 について，パイルキャップ寸法を□250 から□500（No.1-9）とした場合，寸法効果の影響のため 1 割程度支圧強度が低下した。

(5) 試験体シリーズ 2 について，へりあきが 0.83D の試験体で中子筋（1 段配筋）の鉄筋比が増加すると支圧強度比が高くなる。

(6) 試験体シリーズ 2 について，中子筋の配筋位置によって最大荷重以降の変位が異なり，中子筋を杭肉厚直下（No.2-5）に配置した試験体は，より変形性能が向上する。

(7) 試験体シリーズ 2 について，中子筋を 3 段配筋（No.1-8）した試験体の支圧強度は，中子筋を 1 段配筋（No.2-6）した試験体の支圧強度の 109%程度であり，支圧強度向上に 1 段目の中子筋が大きく寄与していると考えられる。

10.2　今後の課題

本研究課題で今後の課題を下記に示す。

10.2.1　既製コンクリート杭　杭体の曲げ挙動

(1) SC 杭の鋼管によるコンクリートの拘束状況に関しては不明瞭な部分が多く，引き続き研究が必要である。杭体の曲げ性状を適切に評価するためには，ひずみ軟化域の応力低下性状，曲げ圧縮限界ひずみなどを明らかにすることが求められる。また，鋼管のひずみ硬化による耐力の上昇や局部座屈発生点に関する知見を踏まえた断面解析により最大耐力の評価を行う必要がある。

(2) 引張軸力を加えた SC 杭については終局状態を実験によって確認できなかった。

(3) PHC 杭と PRC 杭が曲げ圧壊する場合は脆性的な破壊となるため，現状では十分な安全率を持った設計が必要になる。２次設計を PHC 杭と PRC 杭に適用するためには，現状よりも靭性のある杭の開発が望まれる。

10.2.2　既製コンクリート杭　杭体の曲げ挙動

(1) 軸方向ひび割れ耐力の評価は，今回の限られた試験体の実験結果を用いて評価を行っており，評価精度を上げるには，追加の検討により精度検証が必要である。

(2) せん断変形を考慮した弾性剛性についての検討を示したが，現状の設計法ではせん断剛性を取り入れることの出来るモデル化手法について，十分な検討がされているわけではない。今後，設計時のモデル化も含めた検討が必要である。

(3) 本実験で実施した試験体数およびパラメータは限定的であり，今後も実験によるデータ収集が求められる。

10.2.3　場所打ちコンクリート杭　杭体の曲げせん断挙動

(1) 場所打ちコンクリート杭の曲げせん断実験において，せん断余裕度が低いほど部材の変形性能が小さくなった。靭性を確保するためにどの程度のせん断余裕度が必要となるかについて検討する必要がある。

(2) せん断スパン比が地震時に大きく変動する杭において，設計時におけるせん断余裕度の計算方法を含めたモデル化手法の開発が必要である。

10.2.4　場所打ち鋼管コンクリート杭　杭体の曲げ挙動

(1) 場所打ち鋼管コンクリート杭は，早期に鋼管の局部座屈が起こった。局部座屈発生を評価するための設計式の開発が必要である。

10.2.5　杭基礎部分架構　パイルキャップせん断挙動

(1) 場所打ち杭の場合のパイルキャップの破壊性状の検討を行う。
RC 基礎指針では，場所打ち杭の場合と既製杭とでパイルキャップの設計法が異なっている．さらに，場所打ち杭の場合は接合部曲げ降伏破壊を導入している．しかし，実験結果に基づいたものでは無いためにこれらの実験を行い，妥当性を確認する必要がある．

(2) 柱などが偏心して取付く場合のパイルキャップのせん断破壊の検討を行う。

今年度の試験体 C-3 についても柱偏心試験体では，柱脚が壊れてしまった．確実にパイルキャップせん断破壊させ，偏心距離をパラメータとした場合の性能評価を行う必要がある．

10.2.6　杭基礎部分架構　杭頭接合部の地震時挙動

(1) 杭頭接合面の耐力に関する既往の評価方法を用いて試験体の耐力評価を行ったところ，精度良く評価出来たとは言えなかった。これは，①杭頭接合面の圧縮側（支圧部）コンクリートが支圧効果によって強度が上昇していること，②杭頭部のパイルキャップ内への埋め込みによるてこ作用曲げモーメント耐力寄与分は陽に含まれていないことが原因と考えられる。杭頭接合部破壊の評価では，これらの抵抗機構に関する検討が必要である。

(2) 杭とパイルキャップ間における剛域長さの検討を実施したが，試験体ごとに剛域長さは変化した。パイルキャップに対する杭頭の埋め込み長さなどの影響も考えられるため，今後検討が必要である。

(3) 杭頭接合面や，柱脚，基礎梁の危険断面位置や剛域についての検討をまとめ，杭基礎部分架構のモデル化についての検討を行う必要がある。

10.2.7　杭頭接合面の支圧強度

(1) 支圧面積比や引張強度を考慮した支圧強度式が提案されている。支圧強度の上限値を把握した上で，中子筋の鉄筋比による支圧強度上昇を考慮した支圧強度式の提案が望まれる。

(2) パイルキャップにおける帯筋および中子筋の効果的な配筋方法について，検討する必要がある。

© 建築研究資料　　第 195 号

令和元年 10 月　印刷・発行
編集・発行　国立研究開発法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課
〒305-0802　茨城県つくば市立原 1 番地
電話 (029) 864-2151(代)