

建築研究資料

Building Research Data

No. 130

December 2010

2010年2月27日チリ地震 建築物被害調査報告

Report of the Investigation on the Building Damage
by the 2010 Chile Earthquake

加藤博人、向井智久、田尻清太郎、齊藤大樹、原辰彦、藤井雄士郎、古川信雄、八木勇治
Hiroto Kato, Tomohisa Mukai, Seitaro Tajiri, Taiki Saito, Tatsuhiko Hara,
Yushiro Fujii, Nobuo Hurukawa, Yuji Yagi

独立行政法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

Incorporated Administrative Agency, Japan

はしがき

2010年2月27日(土)現地時間午前3時34分、南米チリの太平洋沿岸部でマグニチュード(Mw)8.8の巨大地震が発生し、地震と津波による死者・行方不明者 550人以上、被災者数 180万人以上という甚大な被害が、チリ国内の広い範囲で発生した。また、この地震で発生した津波は太平洋を越えて日本にも襲来し、ちょうど 50年前、1960年5月のチリ地震津波を想起させるものとなった。日本には、2月28日(日)午後から3月1日(月)未明に掛けて到達し、太平洋沿岸各地で最大1m程度の津波が観測された。幸い津波の高さは予想よりも低かったため大きな被害には至らなかったが、それでも建築物の床下・床上浸水や漁業関係施設の被害など少なからぬ影響を受けた。

地震発生後、チリ国政府から日本に対して被災建物の診断に関する専門家派遣の要請があり、それに応える形で日本政府は、独立行政法人国際協力機構を通じて専門家チームの派遣を決定した。独立行政法人建築研究所からは3名の研究職員を専門家として派遣し、2010年3月13日～23日の日程で建築物を中心とした被災状況調査を行った。一方、建築研究所も参画して実施している独立行政法人科学技術振興機構と国際協力機構の地球規模課題対応国際科学技術協力事業「ペルーにおける地震・津波減災技術の向上に関する研究(2009～2014年)」においては、ペルーの隣国チリで発生した地震災害であることに鑑み現地調査が計画され、建築研究所から1名の研究職員を2010年4月26日～5月3日の日程で派遣した。また、地震発生直後から地震に関する情報収集を進めると共に、地震発生機構に係わる分析や津波の伝搬に関するシミュレーションを実施し、逐次、その結果を建築研究所のホームページで公表してきた。本研究資料は、それらの活動成果を取りまとめたものであり、地震動の分析と津波に関する検討結果、現地調査結果と被害特性の分析、チリ国の耐震設計基準の紹介と考察等を含んでいる。

チリ国は日本と同じく地震多発国で、建築物の耐震性向上には予てより力を入れて取り組んできたと聞き及んでいるが、今回明らかとなった地震被害の中には、地域性や建築物の特性の違いを考慮に入れても現代の都市型建築物に共通する課題を示唆しているものもあり、わが国の耐震設計を考える上でも有益な情報となる可能性がある。現地調査の実施と、それらを整理・分析し記録することは、地震被害を教訓として学び取り、地震に強い街づくりの契機となる役割を担っている。さらには、現在、建築研究所が取り組んでいる耐震設計の合理化や精度向上に係わる研究活動の基礎資料として有効活用されるものと期待され、延いては建築基準法に基づく技術基準の改定等に資するものであると認識している。

最後に、今回の地震で亡くなられた方々、並びにそのご家族に対し深く哀悼の意を表するとともに、被災された方々に心からお見舞いを申し上げ、一日も早い復興を心から祈念します。また、現地調査に当たってご協力いただいた方々、資料を提供して頂いた方々に厚く御礼申し上げます。

平成 22 年 12 月

独立行政法人 建築研究所
理事長 村上周三

2010年2月27日チリ地震 建築物被害調査報告

目次

はしがき

第1章 調査概要	1
第2章 地震被害概要	3
参考文献・参考サイト	4
第3章 地震動及び津波	5
3.1 地震諸元	5
3.2 地震データ解析結果	5
3.2.1 マグニチュード	5
3.2.2 余震分布・断層面・最大余震	6
3.2.3 震源過程	6
3.3 津波	7
3.4 チリに被害を生じた過去の地震・津波	9
参考文献・参考サイト	10
第4章 現地調査と各地の被害状況	12
4.1 調査地域	12
4.2 各地の被害状況	13
4.2.1 サンティアゴ市 (Santiago)	13
4.2.2 コンスティトゥション (Constitución、マウレ州)	24
4.2.3 カウケネス (Cauquenes、マウレ州)	27
4.2.4 タルカ市 (Talca、マウレ州)	28
4.2.5 コンセプション市 (Concepción、ビオビオ州)	33
4.2.6 ディチャト (Dichato、ビオビオ州)	40
4.2.7 ペンコ (Penco、ビオビオ州)	42
4.2.8 タルカワノ (Talcahuano、ビオビオ州)	42
4.2.9 ビニャ・デル・マル (Viña del Mar、バルパライソ州)	44
4.2.10 チジャン (Chillán、ビオビオ州)	46
4.3 津波の被害状況	47
4.3.1 コンスティトゥション (Constitución、マウレ州)	47
4.3.2 ペジュウエ (Pelluhue、マウレ州)	48
4.3.3 ディチャト (Dichato、ビオビオ州)	48
第5章 建築物の被害の特徴	50
5.1 被災地域の一般的な構造形式と被害パターンの分類	50
5.2 建築物全体の被害	51
a-1 RC造高層建物の転倒	51
a-2 RC造高層建物の中間層崩壊	52
a-3 RC造中層建物の1層崩壊	53
a-4 CM造低層建物の層崩壊	53
a-5 組積造建物の被害	54
5.3 構造部材の被害	55

b-1 RC 造耐力壁の破壊	55
b-2 RC 造柱(壁柱)部材の曲げ破壊	55
b-3 RC 造梁部材の破壊	56
b-4 RC 造柱梁接合部、その他の接合部破壊	57
5.4 非構造部材の被害	58
c-1 れんが造壁(非耐力壁)の被害	58
c-2 RC 造非構造部材の被害	59
c-3 ガラスや天井の被害	60
5.5 まとめ	61
参考文献・参考サイト	61
第6章 チリの耐震規定と地震被害	62
6.1 はじめに	62
6.2 チリの耐震規定 NCh433 (1996年版) の特徴	62
6.2.1 厳しい変形制限	62
6.2.2 設計用地震力	62
6.2.3 建物の不整形性に関する規定	65
6.2.4 壁の境界要素に関する規定	65
6.3 まとめ	66
参考文献・参考サイト	66

おわりに

執筆分担

第1章 調査概要

加藤 博人 建築研究所構造研究グループ主任研究員

第2章 地震被害概要

加藤 博人 前 掲

第3章 地震動及び津波

原 辰彦 建築研究所国際地震工学センター上席研究員

藤井 雄士郎 建築研究所国際地震工学センター主任研究員

古川 信雄 建築研究所研究専門役

八木 勇治 筑波大学大学院生命環境科学研究科准教授（建築研究所客員研究員）

第4章 現地調査と各地の被害状況

加藤 博人 前 掲

向井 智久 建築研究所国際地震工学センター主任研究員

田尻 清太郎 国土交通省住宅局建築指導課構造係長

（前建築研究所構造研究グループ研究員、平成22年3月31日まで）

斉藤 大樹 建築研究所国際地震工学センター上席研究員

第5章 建築物の被害の特徴

加藤 博人 前 掲

向井 智久 前 掲

田尻 清太郎 前 掲

第6章 チリの耐震規定と地震被害

斉藤 大樹 前 掲

おわりに

加藤 博人 前 掲

第1章 調査概要

2010年2月27日(土)、現地時間午前3時34分14秒、南米チリの太平洋沿岸部でモーメント・マグニチュード(Mw)8.8の巨大地震が発生し、沿岸地帯には津波が襲来した。地震と津波によって多数の死者、行方不明者が出たほか、チリ国内の広い範囲で建築物や土木構造物にも甚大な被害が発生した。ちなみに、津波は翌2月28日午後から3月1日未明に掛けて日本にも襲来し、太平洋沿岸の広い範囲に避難指示や警報が発令され、各地で最大1m程度の津波が観測された。

地震直後、日本政府は独立行政法人国際協力機構(JICA)の調査団2名を現地に派遣し、復興支援ニーズ調査のため関係機関との協議および現地調査を実施した。その中で、チリ住宅・都市計画省住宅計画局長より日本に対して、被災建物の診断に関して優れた技術と経験を持つ専門家チームの派遣要請があった。また、被災建物の診断作業を行っているカトリカ大学の担当教授からも、診断と調査に関する助言を得るため、日本人専門家チームの派遣を強く要望された。これらの要請に応える形で日本政府はJICAを通じた専門家チーム(以下、JICA専門家チームと略記)の派遣を決定した^{#1}。独立行政法人建築研究所からは、構造研究グループ 加藤主任研究員、田尻研究員、国際地震工学センター 向井主任研究員の3名が専門家チームに参加し、2010年3月13日～23日の日程で建物の被害を中心に被災状況調査を行った。

他方、建築研究所も参画して実施している独立行政法人科学技術振興機構(JST)と国際協力機構の地球規模課題対応国際科学技術協力事業「ペルーにおける地震・津波減災技術の向上に関する研究(2009～2014年)」においては、ペルーの隣国チリで発生した地震災害であることに鑑み現地調査が計画され^{#2}、建築研究所からは国際地震工学センター 斉藤上席研究員が2010年4月26日～5月3日の日程で建物被害の詳細把握に参加した。

#1 調査団名称：チリ国地震被災建築物診断専門家チーム

調査団派遣の主目的は、以下のとおりである。

- 1) チリ国住宅・都市計画省住宅計画局がカトリカ大学及びチリ大学等と合同で実施する被災建築物診断の実施を支援し、技術的な助言を行う。
- 2) 被災状況の調査を通じて、被災建築物診断および地震被害軽減に関する課題、今後のさらなる協力ニーズを確認する。

調査団に参加した建研以外のメンバーは、次のとおりである(所属は派遣時点)。

江塚 利幸	国際協力機構国際協力人材部次長(団長)
緑川 光正	北海道大学工学部教授
吉田 弘	国土交通省官庁営繕部整備課施設評価室長

#2 調査の主旨・目的：研究対象地域はペルーであるが、隣国のチリとはテクトニクスの環境や自然・社会環境が近似しており、チリの巨大地震を研究することはペルーにも適用できる部分が多く、更には中南米諸国への波及効果も大きい。このため、ペルーのカウンターパートおよびチリの研究者と合同で、以下の項目に関する被害調査を行う。

1. 津波の遡上範囲・浸水高の計測、津波被害の観測(G2)
2. 建物被害、道路・インフラ被害の現地確認データの収集(G4、G5)
3. 地震動評価と建物被害の詳細把握(G1、G3)

()内は、調査担当グループ。G1：地震動・地盤、G2：津波、G3：建物、G4：被害予測、G5：減災計画

本報告は、以上の現地調査活動で収集した情報等に基づき、建築物の被害状況を中心に2010年チリ地震の被害概要についてまとめたものである。第2章では、チリ政府や国際機関の公表データを引用して地震被害の全体像について記載している。第3章では、地震観測データの分析によって明らかとなった地震および地震動の特徴、並びに津波の伝搬状況について示している。第4章では、各地で観察された建築物の被害状況について概説し、第5章では今回の地震被害の特徴について分析を行った。第6章においては、チリの現行耐震設計基準の特徴と地震被害の関係について解説している。

第2章 地震被害概要

2010年2月27日06時34分14秒(UTC)、03時34分14秒(現地時間)にチリ中部で発生したMw8.8の巨大地震は、チリ国内の広い範囲で甚大な被害をもたらした。米国地質調査所(USGS)の発表データによると、震源はマウレ州西方の太平洋沿岸部で、主要な都市とのおよその距離は以下のとおりである。

- チジャン(Chillán)の北西約95km
- タルカ(Talca)の西南西約115km
- コンセプション(Concepción)の北北東約105km
- サンティアゴ(Santiago)の南西約335km
- ビニャ・デル・マール(Viña del Mar)の南南西約350km

米国国際開発庁(USAID)が発表した各地の震度分布を、図2.1に示す²⁻¹⁾。震源を中心にチリ中央部の広い範囲が強震(very strong)域となっており、コンセプションやコンスティションなど所々で激震(severe)とされている。震源から半径100km以内の人口は約50万人、200km以内では約300万人であり、特に地震動が強かったリベルタドル(Libertador)州、マウレ(Maule)州、ビオビオ(Biobio)州、サンティアゴ首都圏(Metropolitana)の4州で大きな被害が報告された。チリ大学の公表資料²⁻²⁾によると各地の震度(修正メルカリ震度)は、震度IXがコンセプション、震度VIIIがランカグア、サンティアゴ、タルカ、テムコ、震度VIがバルディビア、バルパライソ、ビニャ・デル・マール等となっており、図2.1の情報とほぼ整合している。また、チリ大学が行っていた強震観測で得られた最大加速度が公表されており^{2-3), 2-4)}、各地の最大水平加速度はサンティアゴ市内では0.17~0.3g(マイブ地区では0.56g)、ビニャ・デル・マール0.33~0.35g、クリコ0.47g、コンセプション南部のサン・ペドロで0.65gとなっている。図2.1に、強震観測記録を追記して示す。

USAID、および国際連合人道問題調整事務所(OCHA)の公表資料²⁻¹⁾に基づく本地震による被害の概要は、以下のとおりである。

- 死者 : 486人(4月7日チリ政府発表)
- 行方不明者 : 79人(同上)
- 被災者数 : 約180万人以上(OCHA、3月29日時点)²⁻¹⁾
- 被災住宅 : 約81万戸(内訳:大破および倒壊16万戸以上、要診断9.3万戸以上)²⁻¹⁾
- 被害総額 : 約US\$300億

住宅・都市計画省住宅計画局(SERVIU)は、チリ国内に多数の低所得者向け集合住宅を建設している。JICA専門家チームの調査時(2010年3月15日)には、全体の被災状況(建物棟数や被害程度)に関する情報は得られなかったが、SERVIUビオビオ州局長へのヒアリングによると、ビオビオ州内でSERVIUが管轄する建物約26,000棟について初期診断を済ませ、その内約7,000棟について詳細調査を実施している。約1,800棟は取り壊すことになるだろうとの見通しであった。

地震の後、SERVIUや自治体の職員が初歩的な調査を行って危険な建物については住民に退去指示を出しているが、詳細調査はカトリカ大学工学部 科学・技術研究局(DICTUC)やチリ大学工学部 構造・材料研究・開発・革新センター(IDIEM)に依頼して行っている。詳細調査に従事しているのは、大学の教員や専門技術者、学生など総勢30~40人程度で、SERVIUのほか、民間からの調査依頼も受けている。JICA専門家チームの調査時点(3月19日)では、SERVIUの建物約50棟、高層ビル約50棟、住宅約200棟程度の診断が実施されていた。

チリでは、被災建物の診断に関する統一した方法や調査シートは整備されておらず、応急的にコロンビアから診断方法を取り寄せて修正して使っている機関や、独自の方法によって建物の診断を実施している機関などまちまちである。

JICA専門家チームは、住宅・都市計画省(MINVU)の依頼によりSERVIUが建設した低所得者向け集合住宅の被災建物調査に関して技術的な助言を行った。

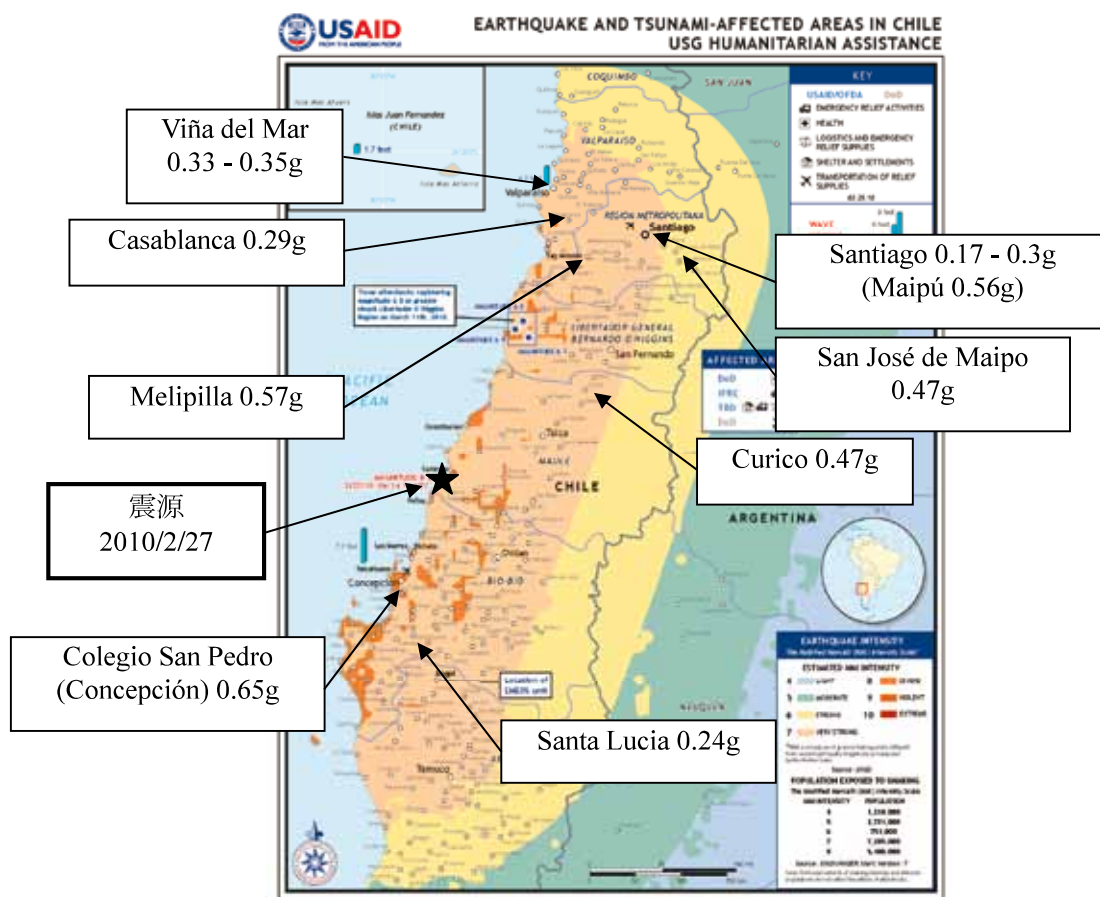


図 2.1 各地の震度と最大水平加速度（USAID の資料²⁻¹⁾ に追記した)

参考文献・参考サイト：

- 2-1 USAID Homepage: http://www.usaid.gov/our_work/humanitarian_assistance/disaster_assistance/countries/chile/template/reports.html
- 2-2 <http://www.sismologia.cl/informe.php?id=20100227063428>
- 2-3 http://www.sismologia.cl/informes/INFORME_TECNICO.pdf
- 2-4 R. Boroschek, P. Soto, R. Leon, D. Comte: Informe Preliminar, Red Nacional de Acelerografos, Terremoto Centro Sur Chile, 27 de Febrero de 2010, Informe Preliminar N°4, Facultad de Ciencias Fisicas y Matematicas, Universidad de Chile, 5 de Marzo 2010, <http://www.terremotosuchile.cl>

第3章 地震・津波の特徴

3.1 地震諸元

USGSによるチリ地震の諸元は、以下の通りである³⁻¹⁾。

- ・ 発震時：2010年2月27日03時34分12秒（現地時間）、06時34分12秒(UTC)、15時34分12秒（JST）
- ・ マグニチュード：8.8（Mw）
- ・ 震央：南緯 36.122° ,西経 72.898°^{#3}
- ・ 深さ：22 km^{#3}

3.2 地震データ解析結果

3.2.1 マグニチュード

遠地で観測されるP波の高周波震動継続時間と最大変位振幅から地震のマグニチュードを計算する方法³⁻²⁾をチリ地震に適用した。解析には全地球的に設置された観測点の複数のデータを使用した。図3.1は高周波震動継続時間の測定例である。測定された高周波震動継続時間の中央値は138.6秒であり、震源時間は2分程度であったと推定される。高周波震動継続時間と最大変位振幅から求めたマグニチュードは8.6であった。USGSが発表した8.8より小さめであるが、0.2程度の差は手法の精度の範囲内であり、整合的である。

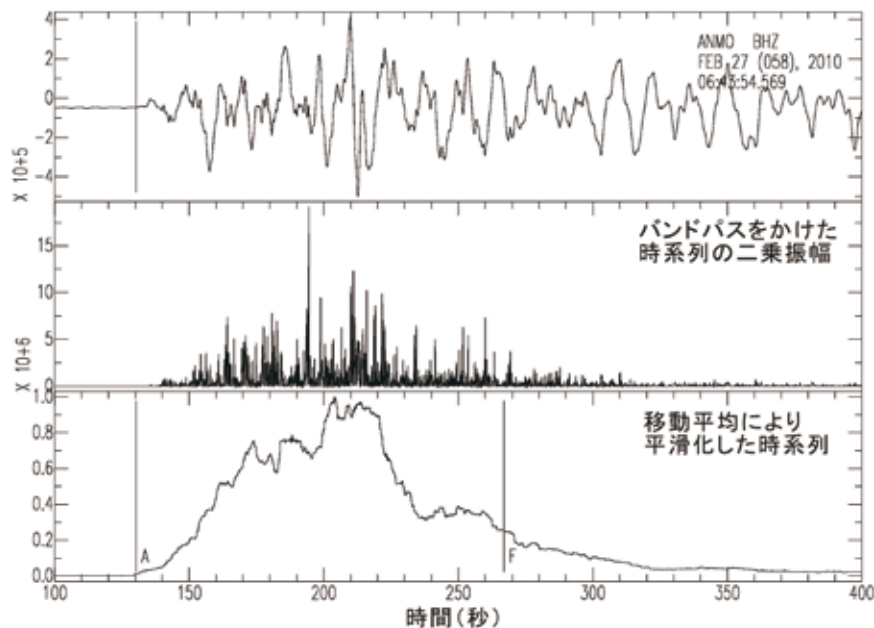


図 3.1 高周波震動継続時間の測定例

上段は、米国アルバカーキに設置された地震観測点の速度記録。震源からの距離は約8600kmである。中段は、2-4Hzのハイバンドパスフィルターを掛けた時系列の二乗振幅。下段は、中段の波形の移動平均で、「A」が地震の到着時刻、「F」が高周波震動の終わりを表している。

#3 地震発生直後、USGSから震央位置：南緯 35.9°、西経 72.7°、深さ：35 kmとする地震の速報値が出され、一般にはそれらの情報がよく参照されているが、本稿では参考サイト³⁻¹⁾においてUSGSが公表している修正値を採用した。ただし、本報告執筆時点では、最終確定値とはなっていない。

3.2.2 余震分布・断層面・最大余震

本震の断層面とその大きさ及び本震・最大余震の震源と断層面の位置関係を調べるために、本震と2月27日12時00分までの余震、及び3月11日最大余震2個とそれらの当日の余震の震源を、改良連携震源決定法^{3-3), 3-4), 3-5)}により再決定した結果を図3.2に示す。

震源分布から、本震の断層面は北北東-南南西走向、東南東に低角傾斜の節面であると推定される。従って、この地震は南米プレートとその下に沈みこむナスカプレートの境界で発生した、いわゆるプレート境界の低角逆断層地震である。地震の破壊は断層面のほぼ中央で開始し、北北東と南南西の両方向にそれぞれ300 km程度伝播した。断層面の長さはおよそ500-600 km程度である。

3月11日に本震断層面の北東端付近で発生した最大余震(Mw6.9とMw6.7)は共に正断層型地震であり、本震断層面上ではなく、本震断層面よりも浅部で発生した。本震断層の滑りにより、本震断層最深部の直上では、引っ張り応力が発生するために、最大余震の位置は、地震メカニズムと調和的である。

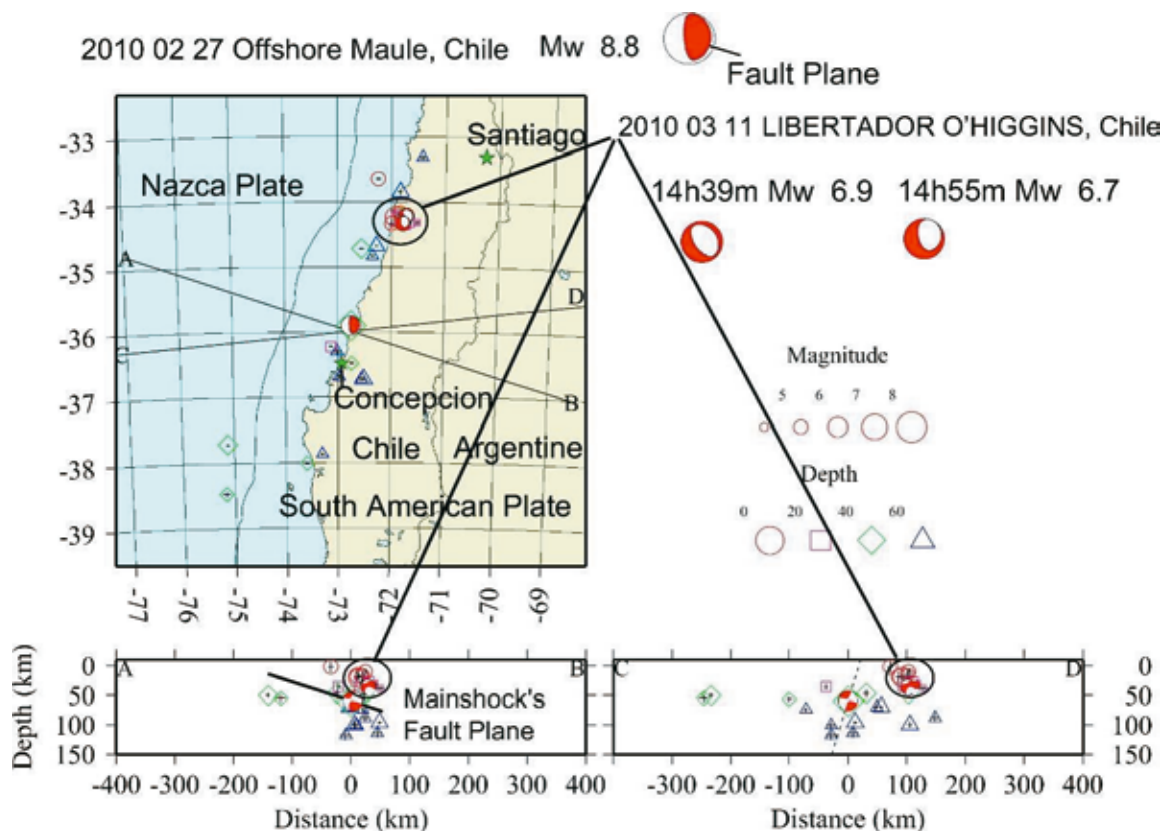


図 3.2 改良連携震源決定法により再決定した震源分布図

地震メカニズムはグローバルCMT解。

震央分布図と、グローバルCMT解の2節面に垂直な線A-Bと線C-Dに投影した深さ断面図。

断面図に示す太い実線は断層面に対応する節面。破線は断層面に対応しない節面。

3.2.3 震源過程

グリーン関数の誤差成分を考慮した波形インバージョン法³⁻⁶⁾を用いて震源過程を推定した。解析には、国際デジタル地震観測網 (Federation of Digital Seismographic Networks, FDSN)、グローバル地震観測網 (Global Seismological Network, GSN) の波形データを用いた。

解析結果を図3.3に示す。震源時間は2分程度であり、3.2.1に示した遠地P波の高周波震動継続時間と整合的である。モーメントマグニチュードは8.8で、USGSの値と一致している。震央から北側で大きな滑りが認められ、南側の滑り量は小さいようである。最大滑り量は8m程度である。

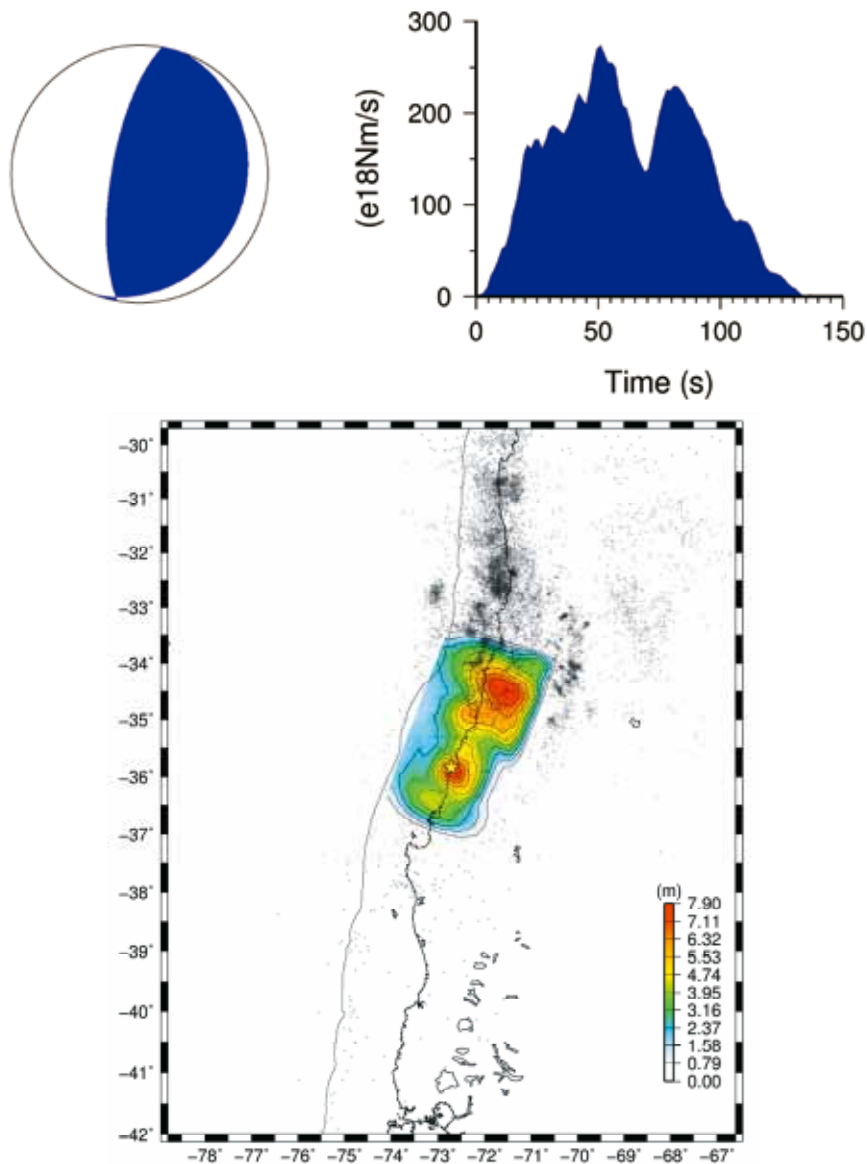


図 3.3 チリ地震の震源過程解析の結果

上段の左図、上段の右図はそれぞれ震源メカニズムと震源時間関数。
下段の図は地図に投影したすべり量分布。

3.3 津波

今回の地震による津波で、気象庁は 2 月 28 日 9 時 33 分（日本時間）に青森県太平洋沿岸から岩手県、宮城県に大津波警報、その他の太平洋沿岸各地に津波警報、北海道日本海沿岸南部・オホーツク海・瀬戸内海沿岸（一部津波警報）・九州北西部沿岸に津波注意報を発令した。

震源域のタルカワノの検潮所で 2.3m、震源北部のバルパライソで 1.3m の津波が観測された。日本沿岸で観測された津波は、概ね数十 cm から 1m 前後で、多くの観測点で第 1 波より後続波の振幅の方が大きい傾向を示している。岩手県北部の久慈、高知県中部の須崎では、津波の第 1 波から約 3~4 時間後に約 1.2m の最大波が観測された（図 3.4）。

津波シミュレーションでは、USGS の Wphase インバージョン解析モーメントテンソル解³⁻⁷⁾を参照し、断層モデルを設定した（図 3.5）。断層の長さと幅を 400 km×100 km とし、断層面上の平均すべり量を 10m、断層上端の深さを 4 km と仮定した。この断層モデルによる海底地形の静的変位³⁻¹⁰⁾を計算し、津波の初期条件とした。津波伝播を計算するため、線形長波の式を差分法で数値的に解いた³⁻¹¹⁾。使用した海底地形データは、GEBCO³⁻¹²⁾（大洋水深総図）の 1 分グリッドデータを計算格子間隔の 2 分で再サンプリングしたデータである。津波シミュレーションによる最大

波高分布、及び検潮所³⁻¹³⁾や DART³⁻¹⁴⁾ (深海底に設置された津波計) における波形の比較を図 3.6 に示す。波形の一致具合は良好で、地震学的解析から推定される低角逆断層モデルで、観測された津波を概ね説明できている。

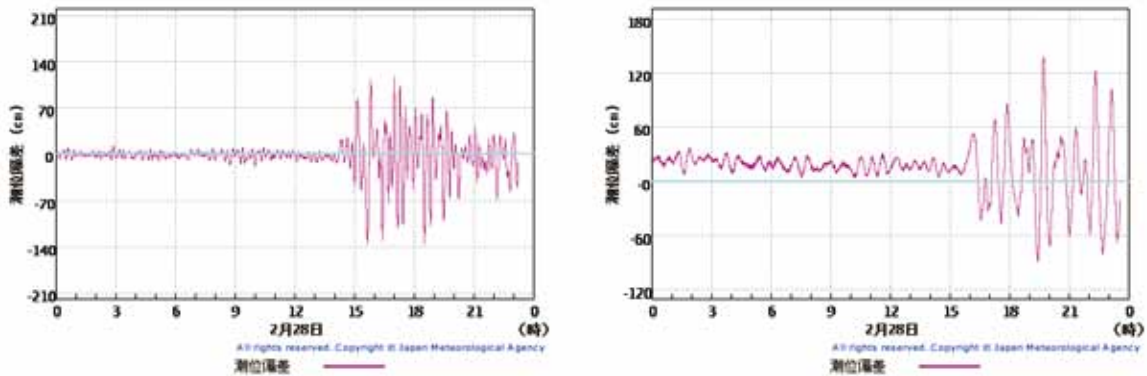


図 3.4 検潮所での津波波形記録

左：久慈[港湾局]、右：須崎[港湾局] (気象庁の HP³⁻⁸⁾より)。

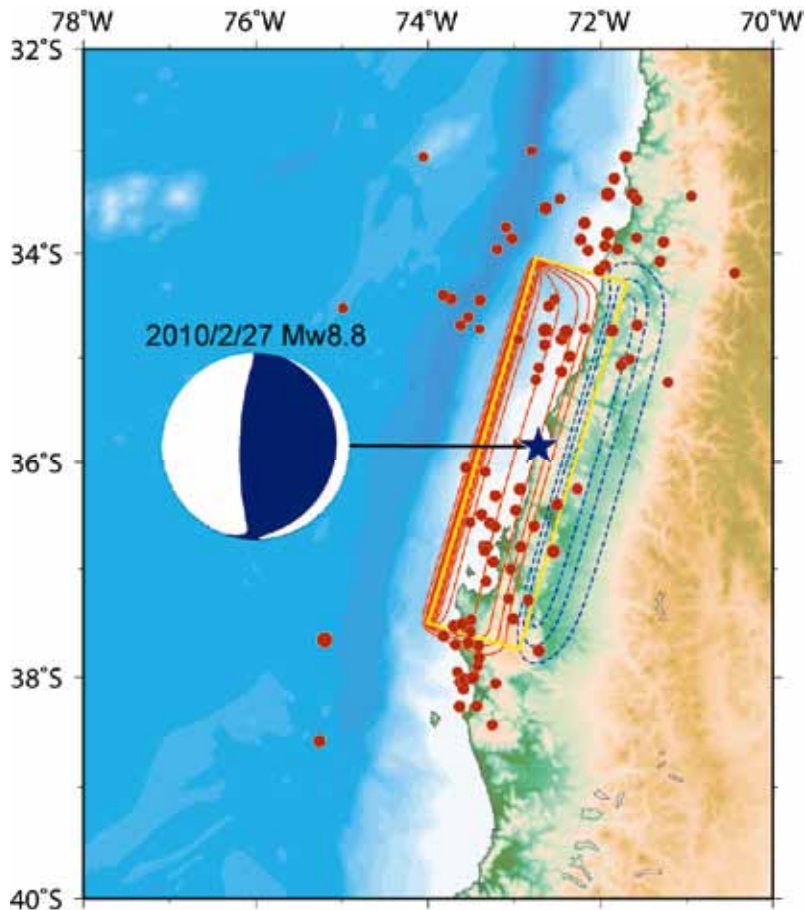


図 3.5 設定した断層モデル

等高線の間隔は 0.5m。赤線が隆起、青線が沈降を示す。赤丸は、本震後約 1 日に発生した余震を示す (USGS³⁻⁹⁾より)。

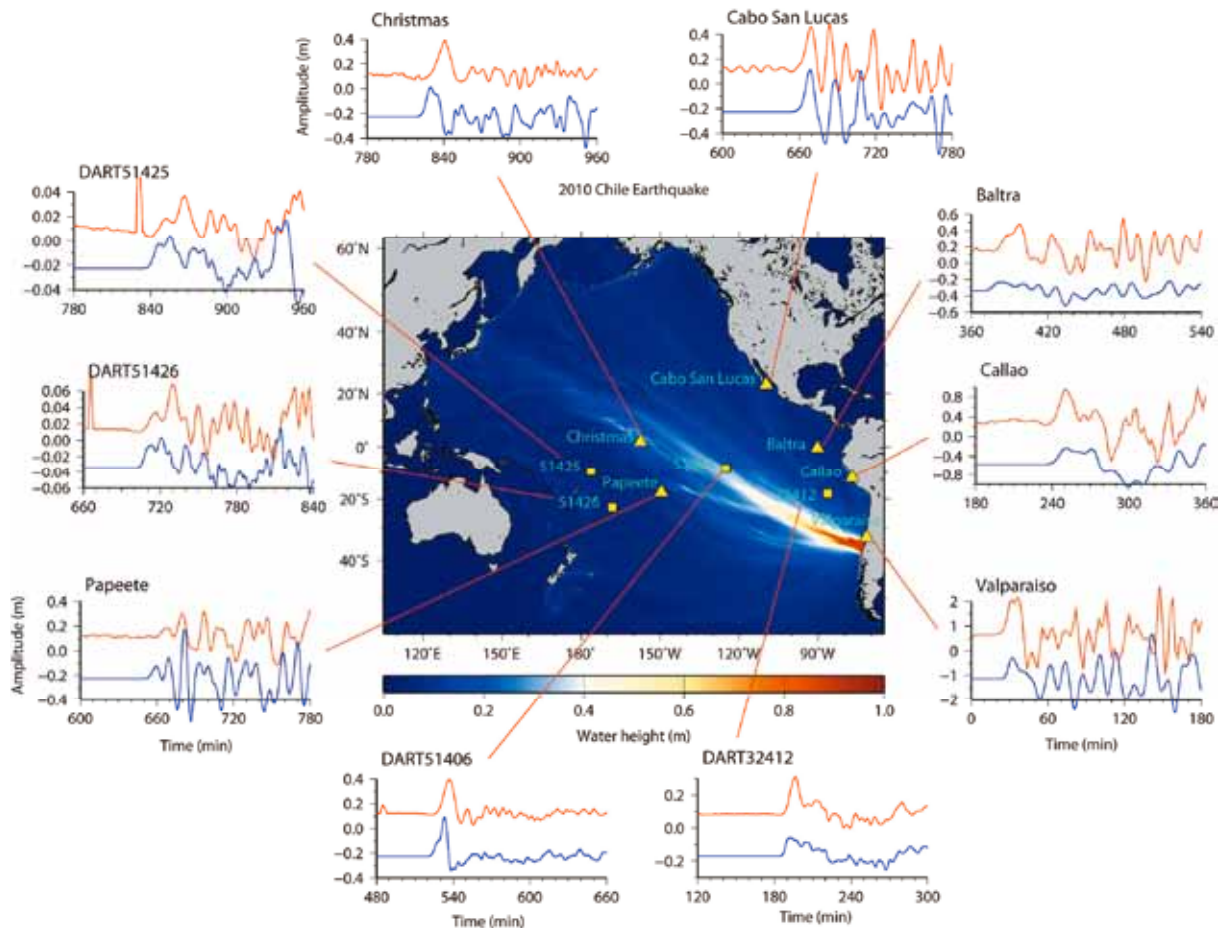


図 3.6 計算された津波の最大波高分布と波形の比較
赤線が観測津波波形、青線が理論波形。

3.4 チリに被害を生じた過去の地震・津波

建築研究所国際地震工学センターが公開している地震カタログ「世界の被害地震の表」^{3-15),3-16),3-17)}から、「津波のあった地震」、「国名で検索する：チリ」の条件で検索すると、1562 年 10 月 28 日の地震 (M8) 以降、70 地震が登録されている (重複や不確かないくつかの地震を除いた)。

その内、死者 100 人以上の地震を表 3.1 に示した (1994 年以降は死者ありの条件で検索した)。死者数 1000 人以上の地震は、1960 年の巨大地震 (M9.5) を含めて、6 つある。1960 年の地震については、チリでの被害と日本での被害を分けて記している。

表 3.1 「世界の被害地震の表」^{3-15), 3-16), 3-17)}から抽出したチリに被害を生じた過去の地震

年	月	日	時間	緯度	経度	深さ (km)	M	死者	負傷者
1562	10	28	1000U	-38.7	-73.15	-	8	many	-
1575	12	16	1830U	-39.8	-73.2	-	8.5	1500	-
1604	11	24	1830U	-17.9	-70.9	-	8.4	many	some
1647	5	14	0230U	-33.4	-70.6	-	8.5	2000	-
1657	3	15	2330U	-36.83	-73.03	-	8	many	-
1822	11	20	0230U	-33.1	-71.6	-	8.5	many	-
1835	2	20	2230U	-33.5	-79	-	-	many	-
1868	8	13	2045U	-18.5	-71	-	8.5	25000	-
1877	5	10	0216U	-19.6	-70.2	-	8.3	many	some
1906	8	17	0040U	-33	-72	25	8.4	3760	-
1922	11	11	0432U	-28.5	-70	25	8.5	1000	-
1928	12	1	0406U	-35	-72	25	8	225	-
1960	5	22	1911U	-39.5	-74.5	-	9	5700	great
1960	5	23	0411L	-38.17	-72.57	0	9.5	142	872
1985	3	3	2247U	-33.14	-71.87	33	7.8	177	2575
1995	7	30	0511U	-23.34	-70.29	46	7.3	3	59
2001	6	23	2033U	-16.26	-73.64	33	8.2	139	2687
2007	4	21	1753U	-45.24	-72.65	37	6.3	10	-
2007	11	14	1540U	-22.25	-69.89	40	7.4	2	65

検索条件は、「津波のあった地震」、「国名で検索する：チリ」、「死者 100 人以上」、1994 年以降は「死者あり」。死者数、負傷者数にある some、many、great の目安はそれぞれ 10、50、3000 人である。

参考文献・参考サイト：

- 3-1 USGS Global Earthquake Search :
http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/epic/epic_global.php
- 3-2 Hara, T., Measurement of duration of high-frequency energy radiation and its application to determination of magnitudes of large shallow earthquakes, *Earth Planets Space*, 59, 227-231, 2007.
- 3-3 Hurukawa, N., 1995, Quick aftershock relocation of the 1994 Shikotan earthquake and its fault planes, *Geophys. Res. Lett.*, 22, 3159-3162.
- 3-4 古川信雄、井元政二郎、1990、関東地方におけるフィリピン海・太平洋プレートの地下境界の微細構造、*地震*、43, 413-429.
- 3-5 Hurukawa, N. and M. Imoto, 1992, Subducting oceanic crusts of the Philippine Sea and Pacific plates and weak-zone-normal compression in the Kanto district, Japan, *Geophys. J. Int.*, 109, 639-652.
- 3-6 Yagi, Y. and Y. Fukahata, 2008. Importance of covariance components in inversion analyses of densely sampled observed data: an application to waveform data inversion for seismic source processes, *Geophys. J. Int.*, 175, 215-221, doi: 10.1111/j.1365-246X.2008.03884.x.
- 3-7 USGS WPhase Moment Solution :
http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/neic_tfan_wmt.php
- 3-8 気象庁潮位観測情報：<http://www.jma.go.jp/jp/choi/>

- 3-9 USGS : <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/>
- 3-10 Okada, Y., 1985, Surface Deformation Due to Shear and Tensile Faults in a Half-Space, Bull. Seismol. Soc. Am., 75, 1135-1154.
- 3-11 Satake, K., 1995, Linear and Nonlinear Computations of the 1992 Nicaragua Earthquake Tsunami, Pure and Appl. Geophys., 144, 455-470.
- 3-12 General Bathymetric Chart of the Oceans (GEBCO): <http://www.gebco.net/>
- 3-13 West Coast/Alaska Tsunami Warning Center (WCATWC), Offshore Maule, Chile Tsunami of 27 February 2010: http://wcatwc.arh.noaa.gov/previous.events/Chile_02-27-10/Tsunami-02-27-10.htm
- 3-14 National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), Deep-ocean Assessment and Reporting of Tsunamis (DART): <http://nctr.pmel.noaa.gov/Dart/>
- 3-15 宇津徳治、1990、世界の被害地震の表（古代から 1989 年まで）、宇津徳治、東京、243 p.
- 3-16 Utsu, T., 2002, A list of deadly earthquakes in the World: 1500-2000, in International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology Part A, edited by Lee, W.K., Kanamori, H., Jennings, P.C., and Kisslinger, C., pp. 691-717, Academic Press, San Diego
- 3-17 宇津徳治、2004、世界の被害地震の表（古代から 2002 年まで）、宇津徳治先生を偲ぶ会、東京、電子ファイル最終版、改定・更新版 : <http://iisee.kenken.go.jp/utsu/index.html>

第4章 現地調査と各地の被害状況

4.1 調査地域

本報告書で収録している被害状況の調査地点を、OCHA が作成した地震被災地の地図に追記して示す(図 4.1)。調査地点は、サンティアゴ、コンスティトゥシオン、タルカ、カウケネス、ペジェウエ、ディチャト、ペンコ、コンセプション、タルカワノ、ビニャ・デル・マールの 10 都市である。チジャンについては、参考情報として掲載する。

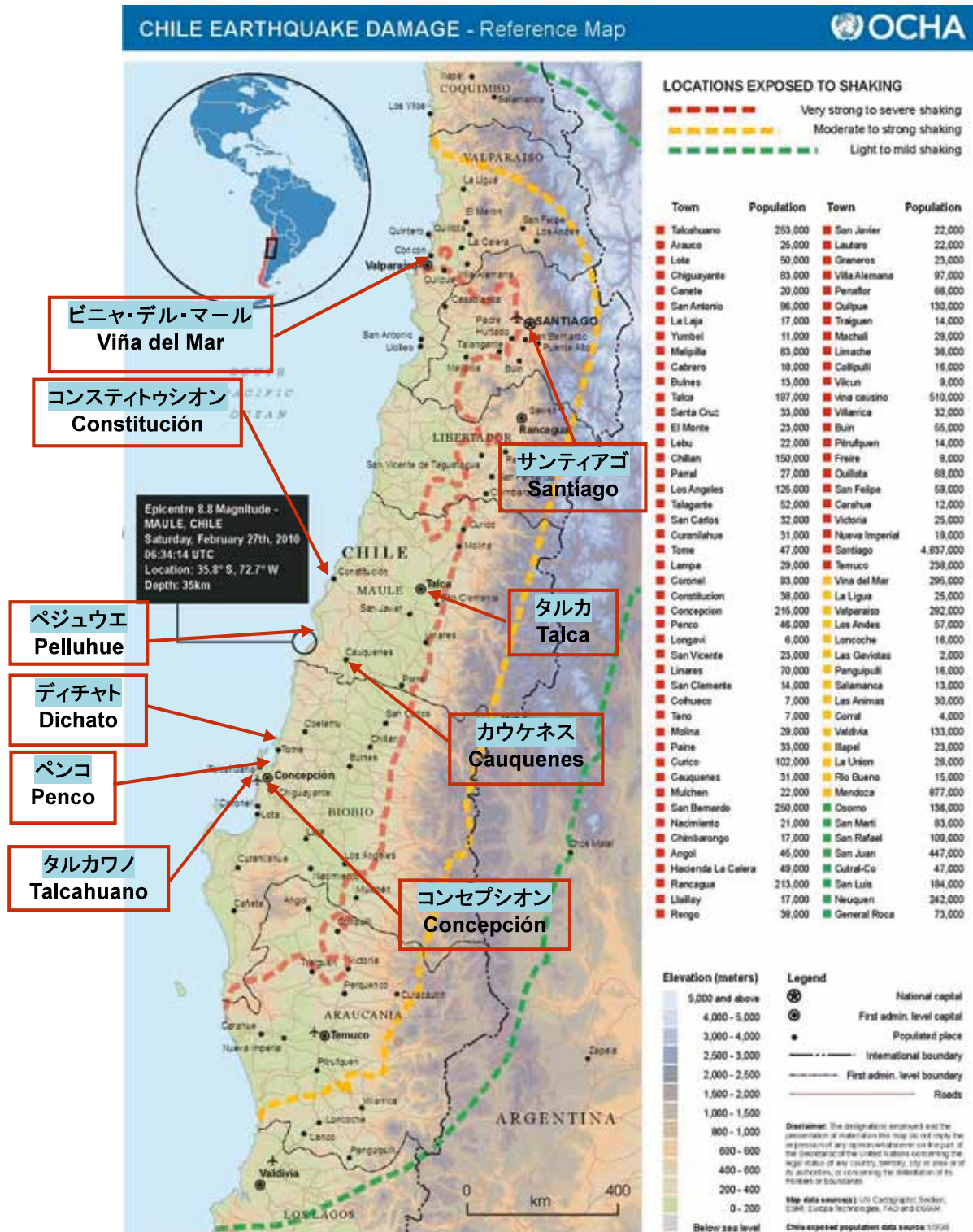


図 4.1 被害調査実施地点 (OCHA の被害地図に追記)

4.2 各地の被害状況

4.2.1 サンティアゴ (Santiago) 市

サンティアゴ市では、図 4.2 に示す建物について被害状況の調査を行った。内訳は、比較的新しい建物（民間マンション）と SERVIU の集合住宅等である。以下に、調査結果を示す。

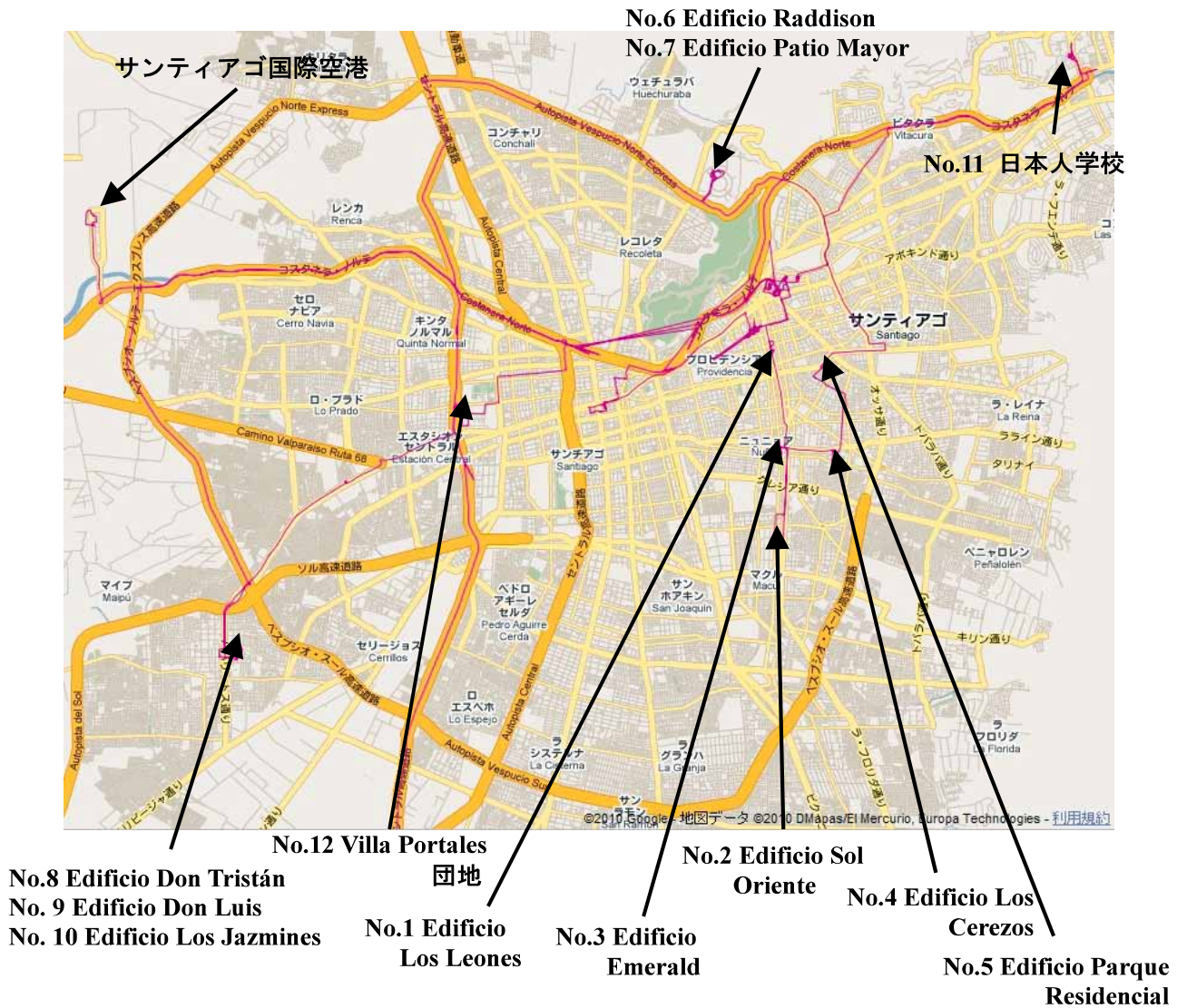


図 4.2 サンティアゴ市での調査建物（調査建物番号を Google Map に追記）

No.1 Edificio Los Leones

2009年に建設された、地上12階建て（地下2階）の鉄筋コンクリート（以下、RCと略記）造壁式構造の集合住宅である（写真4.1.1）。地下2層が自走式の駐車場となっており、地下1階の梁間方向の壁が写真4.1.2のように大破し、高さ方向に縮んでいた。壁厚さは、150mmであった。



写真 4.1.1 建物外観



写真 4.1.2 大破した RC 造壁

No.2 Edificio Sol Oriente

地上 18 階（地下 2 階）建ての RC 造壁式構造の集合住宅である。写真 4.2.1 の手前にも同規模の集合住宅が建っており、それら 2 棟の建物に挟まれる敷地が地下 2 層の自走式駐車場となっている。地下 1 階において、梁間方向の RC 造壁の多くが壁に取り付く梁の下端付近で大破していた（写真 4.2.2、写真 4.2.3）。壁柱主筋は D25、帯筋は D8 相当である^{#4}。また、一部の柱では柱頭が大きく損傷しており、1 階床スラブを貫通し外光が差し込んでいた（写真 4.2.4）。



写真 4.2.1 建物外観



写真 4.2.2 大破した RC 造壁



写真 4.2.3 壁柱部分



写真 4.2.4 RC 造柱の破壊

#4 日本の JIS 規格に定める異形鉄筋を指しているものではなく、記載した直径相当の異形鉄筋という意味で使用している。以下同様。

No.3 Edificio Emerald

細長い平面形の 20 階建て高層集合住宅である。建物全体が少し傾斜しているという情報があったが、許可が得られず内部は調査できなかった。本建物は、市当局によって居住不可と判定されていた（写真 4.3.1、写真 4.3.2）。



写真 4.3.1 建物外観



写真 4.3.2 市の判定結果の表示

No.4 Edificio Los Cerezos

地上 26 階（地下 1 階）建ての RC 造壁式構造の高層集合住宅である（写真 4.4.1）。玄関脇の RC 造耐力壁の付帯柱（主筋 D35、帯筋 D13 相当）は、写真 4.4.2 のように脚部で圧壊している。写真 4.4.3 は、付帯柱を建物内部から見た様子である。また、当該壁の地下 1 階部分では、柱梁接合部が大きく損傷していた（写真 4.4.4）。これは、連層耐力壁の地下部分で壁が無くなっていること（下階壁抜け柱）が原因していると考えられる。



写真 4.4.1 建物外観



写真 4.4.2 1階柱脚の圧壊



写真 4.4.3 写真 4.4.2 の内部の様子



写真 4.4.4 写真 4.4.2 の地下部分

No.5 Edificio Parque Residencial

地上 22 階建ての RC 造高層集合住宅で、築 38 年程経過している（写真 4.5.1）。外壁の方立壁はれんが積みの非構造壁であり、ほぼ全フロアで写真 4.5.2 のような損傷が発生している。構造体の損傷は、ほとんど見られないとのことであった。



写真 4.5.1 建物外観



写真 4.5.2 れんが積み外壁の損傷

No.6 Edificio Raddison

地上 12 階建ての宿泊施設であるが、建物内に立ち入れないため外観のみの調査である（写真 4.6.1）。低層部の梁端、高層棟と接する部分と柱頭接合部に損傷が見られた（写真 4.6.2）。建物内部を調査した人の話によると、地下の RC 造隅柱が圧壊していたとのことである。



写真 4.6.1 建物外観



写真 4.6.2 壁梁の損傷

No.7 Edificio Patio Mayor

地上 5 階建て建物、他 4 棟からなる商業ビルである（写真 4.7.1）。外階段の目隠し壁が崩落していた。方立壁により短スパン化した壁梁端部が大きく破損しているほか、一部には柱梁接合部の破壊が見られた（写真 4.7.2、写真 4.7.3）。また、ペントハウス階は、下階の床が抜けて傾いていた（写真 4.7.4）。敷地には、地盤の変状も見られた（写真 4.7.5）。



写真 4.7.1 建物外観



写真 4.7.2 外部階段壁の崩落、階段室鉄骨梁の落下



写真 4.7.3 梁と柱梁接合部の破壊



写真 4.7.4 ペントハウス階の落床と屋根非構造材の被害



写真 4.7.5 地盤の変状



No.8 Edificio Don Tristán

地上 5 階建ての RC 造集合住宅である（写真 4.8.1、写真 4.8.2）。建物の短辺方向に敷地が傾斜しており（写真 4.8.2 の右方向）、建物長辺方向に連なる壁柱が大きく破壊し、1 層の層崩壊が確認された。



写真 4.8.1 建物外観（長辺方向）



写真 4.8.2 建物外観（短辺方向）

No.9 Edificio Don Luis

地上 5 階建てピロティ形式の RC 造集合住宅である（写真 4.9.1）。ピロティ階となる 1 階駐車場では、耐力壁の枚数が少ない（写真 4.9.2）。1 階壁柱の柱頭、柱脚部では引張軸力と曲げによるヒンジが形成されており、1 層の層崩壊が確認された（写真 4.9.3）。また、側柱のない耐力壁にも、せん断破壊が確認された（写真 4.9.4）。



写真 4.9.1 建物外観



写真 4.9.2 1 階駐車場（ピロティ）



写真 4.9.3 曲げヒンジが生じた壁柱



写真 4.9.4 せん断破壊した壁

No.10 Edificio Los Jazmines

地上4階建てピロティ形式のRC造集合住宅である（写真4.10.1）。建物1階外周部はT字形の壁柱で構成され、中央部分は連層耐力壁構造となっている。T字形の壁柱は、写真4.10.2のように高さ500～600mm付近で大きく損傷し、部材全域のコンクリートが脱落して軸力を負担できない状態であった。また、1階耐力壁でもコンクリートが剥落しており、損傷程度は大きい。エントランス左側にある壁上端にスタイロフォーム状の充填物があり（写真4.10.3）、外周部の耐力壁は地震力に有効に働いていないと推測される。



写真 4.10.1 建物外観



写真 4.10.2 T形壁柱と耐力壁の破壊



写真 4.10.3 壁上端の充填物

No.11 日本人学校

チリ日本人学校の講堂で、コンクリートブロック造の2階建て建物である（写真 4.11.1）。ブロック壁の目地部と躯体から張り出した片持ち壁の一部に、ごく軽微なひび割れが見られた（写真 4.11.2）。その他、天井材の一部にずれが生じていたが（写真 4.11.3）、全体的には軽微な被害である。



写真 4.11.1 建物外観



写真 4.11.2 片持ち壁のひび割れ



写真 4.11.3 天井材のずれ

No.12 Villa Portales 団地（BLOCK-4）

SERVIU によって建設された地上4階、中廊下形式の低所得者向け集合住宅（分譲）で、築54年程度経過している（写真 4.12.1）。RC造耐力壁付きラーメン構造で、架構内の壁はれんが積み非構造壁（Infilled Wall 造^{#5}）である。

SERVIU が IDIEM に依頼して既に被災度調査を終えており、その診断結果と注意事項が掲示さ

れていた（写真 4.12.2）。中廊下と戸堺壁部分の組積造壁にひび割れが見られ、完全に脱落している部分もあった（写真 4.12.3）。本建物は、これまでにチリで起こった 1960 年の地震（Mw9.5）や 85 年の地震（Mw7.8）などの大地震も経験していることになるが、現在まで継続使用されてきた。組積造壁には、ひび割れの修復跡も散見された。一方、外部階段の踊り場部分を支える梁部材に、長期荷重によるひび割れやたわみが生じていた（写真 4.12.4）。また、別棟では一端をローラー支持された飾り梁が地震の影響で脱落する被害も見られており（写真 4.12.5）、補強工事を行う際にはこれらに対する措置も必要と考えられる。

なお、JICA 専門家チームの調査に合わせて、住宅・都市計画大臣が就任後初めて被災した本団地を視察し、記者会見を行った。駐チリ日本国大使 林渉大使と共に JICA 専門家チームも同席し、その様子はテレビや新聞で報道された^{#6}。



写真 4.12.1 建物外観



写真 4.12.2 診断結果の表示



写真 4.12.3 非構造内壁の損傷





写真 4.12.4 外部階段踊り場を支える梁のたわみとひび割れ



写真 4.12.5 屋上部分の飾り梁が脱落（左は落下した梁）

#5 このような構造を特に区別して、Infilled Wall 造と表現することもある。詳しくは、5章に示す。

#6



Ms. Magdalena Matte Lecaros 住宅・都市計画大臣の現地視察と記者会見

No.13 市内の情況

今回調査した範囲では、サンティアゴ市内の古い組積造（石積みやれんが造）建物には、大きな被害は殆ど発生していないようである。また、市内の多くの一般建物では、地震後出入口のドアが開かない等の不具合は起きていたようであるが、外観上、殆ど被害は見られなかった^{#7}。

なお、サンティアゴ市内にはアドベ（Adobe、日干しれんが）造建物は、既に存在していない。さらに、今後は地方においてもアドベ造の建設は認めない方針であるとの説明を受けた。



写真 4.13.1 サンティアゴ市内の組積造建物（無被害）



写真 4.13.2 サンティアゴ市内の一般建物（無被害）

#7 公表されている強震観測記録（参考文献 2-3、2-4）によると、サンティアゴ市内での地表面の加速度は一部の観測点を除き 0.2G～0.3G 程度であり、日本の気象庁震度階に当てはめれば震度 5 強～6 弱程度の揺れであったものと推測される。

4.2.2 コンスティトゥション (Constitución、マウレ州)

コンスティトゥションは、マウレ川の河口に位置する人口約 3.8 万人の海に面した小都市で、町の背後には山が迫っており平坦な土地は少ない。ここでは、SERVIU の集合住宅と市内の被害状況調査、および海岸近くの津波跡を視察した。調査建物の位置を図 4.3 に示す。なお、津波被害については 4.3 でまとめて記述する。



図 4.3 コンスティトゥションでの調査建物（調査建物番号を Google Map に追記）

No.1 丘の上の集合住宅

枠組み組積造（Confined Masonry、以降、CM 造と略記）3 階建て SERVIU の低所得者向け集合住宅で、丘の斜面に建つ築 10～15 年程度の建物である（写真 4.14.1）。柱寸法は 200x300mm、主筋は D10 相当でφ4 程度の帯筋が約 150mm 間隔で入っている。壁には穴あきれんがを使用し、4～5 段おきに目地部に水平鉄筋（はしご筋）が壁全幅に渡って入っているが、鉛直鉄筋は入っていない（写真 4.14.2）。



写真 4.14.1 建物外観



写真 4.14.2 CM 造の柱と壁部分



写真 4.14.3 1 層部分で層崩壊した建物



写真 4.14.4 柱梁接合部

敷地の一番高い場所（崖近く）に建つ住棟が 1 層部分で層崩壊し（写真 4.14.3）、2 家族 8 名が死亡している。崖の上部に少し亀裂が入っており、盛り土の可能性もある。柱梁接合部には、帯筋は入っていない（写真 4.14.4）。

No.2 河口近くの集合住宅

河口近くに建つ SERVIU の集合住宅で、れんがを使った CM 造 4 階建て築 20 年程度である（写真 4.15.1）。高さ 40cm 程度の津波の痕跡が見られた。

4 棟の内 1 棟は、1 階妻壁がせん断破壊し階高が少し下がっている（写真 4.15.2）。破壊した部分のコンクリートにはジャンカが見られ、鉄筋に錆が出ていた。別棟では、妻壁頂部の梁が崩落している（写真 4.15.3、写真 4.15.4）。



写真 4.15.1 建物外観



写真 4.15.2 妻壁のせん断破壊



写真 4.15.3 妻壁頂部の梁の崩落



写真 4.15.4 落下した梁

No.3 古いれんが造やアドベ造建物の被害

コンステイトゥションでは、古いれんが造やアドベ造建物の被害が各所で見られた(写真4.16.1)。一方、山の斜面に建つ木造住宅や新しい低層住宅には、大きな被害は発生していないようである(写真4.16.2)。



写真 4.16.1 れんが造やアドベ造建物の被害



写真 4.16.2 れんが造やアドベ造建物の被害

4.2.3 カウケネス（Cauquenes、マウレ州）

カウケネスでは、SERVIU の集合住宅の被害状況を調査した。調査建物位置を図 4.4 に示す。



図 4.4 カウケネスでの調査建物（調査建物番号を Google Map に追記）

No.1 集合住宅

CM 造 3 階建て SERVIU の集合住宅で、緩やかな傾斜地に 4 棟の住棟が建っている。築 16 年程度とのことである。穴あきれんがを使用し、桁行方向の壁にはれんが 4~5 段おきに目地部に水平鉄筋が入っているが、梁間方向の壁には入っていない。敷地の一番高い場所にある住棟では 1 階部分の壁がせん断破壊し、ほぼ全ての柱部材が激しく損傷しており、被害程度は大破である（写真 4.17.1、写真 4.17.2）。

同じ敷地の少し離れた場所に建つ別棟では、エキスパンションジョイント（以降、EXPJ と略記。ただし、殆ど隙間がなかった。）で区切られた片側の建物にせん断ひび割れが発生していたが、全体的には軽微な被害に留まっていた（写真 4.17.3）。



写真 4.17.1 被害建物全景と妻壁の被害



写真 4.17.2 大破した桁行方向壁



写真 4.17.3 別棟の軽微なせん断ひび割れ

4.2.4 タルカ市（Talca、マウレ州）

タルカ市は、震源から約 115km に位置する、人口約 20 万人の中規模都市である。ここでは、CM 造の集合住宅や SERVIU 庁舎の被害状況のほか、CM 造低層住宅の建設現場を調査した。調査建物位置を図 4.5 に示す。



図 4.5 タルカ市での調査建物（調査建物番号を Google Map に追記）

No.1 低層住宅建設現場

2階建て低層住宅の建設現場で、1階部分はCM造、2階は木造である（写真 4.18.1）。コンクリート基礎上に柱と壁の縦筋（500mm 間隔）が配筋され、壁部分には穴あきレンガを組積する。組積造壁の水平目地部には数段毎に鉄筋を配筋し、壁と柱の頂部は場所打ちコンクリート梁で一体化される。柱主筋、および基礎梁主筋は接合部内で直線定着され、90° に折り曲げられたコーナー筋が主筋上に長さ 400mm（40d）程度、重ねて配筋されていた（写真 4.18.2）。柱帯筋は 200mm 間隔で配筋されているが、帯筋端部のフック角度は 90° であった。

スラブは、コンクリートブロックを用いた一方向ジョイストスラブである（写真 4.18.3）。今回の地震では、柱部分のコンクリートを打設する前の組積造壁が面外方向に転倒した（写真 4.18.4）。



写真 4.18.1 CM 造住宅建設風景



写真 4.18.2 基礎梁の配筋とコーナー鉄筋



写真 4.18.3 スラブ（見上げ）



写真 4.18.4 転倒した組積造壁

No.2 高層オフィスビル

RC 造のオフィスビルで、非構造壁部分が崩落している（写真 4.19.1）。崩落したコンクリート部材には、日本の軽量骨材程度の大きさの発泡スチロール粒が混入されていた（写真 4.19.2）。



写真 4.19.1 建物外観



写真 4.19.2 発泡スチロール粒が混入された
コンクリート

No.3 SERVIU 庁舎

SERVIU のタルカ市庁舎で、築 30 年程度の RC 造地上 6 階建ての建物（上部 3 階はアパート）で、桁行方向外周部には鉄骨柱が用いられていた（写真 4.20.1）。1 階屋外通路では、窓ガラスが割れて飛散している様子も見られた（写真 4.20.2）。1 階正面の組積造壁がせん断破壊しているほか、屋内の RC 造耐力壁、並びにドア開口上部の短スパン梁の多くがせん断破壊している（写真 4.20.3）。耐力壁の端部の柱に相当する部分には 4 本の軸方向鉄筋が配筋されているが、鉄筋の間隔が非常に狭い（写真 4.20.4）。



写真 4.20.1 建物外観



写真 4.20.2 桁行方向鉄骨柱と窓ガラスの飛散



写真 4.20.3 せん断破壊した耐力壁と短スパン梁



写真 4.20.4 柱脚部の配筋状況

No.4 公営住宅

築約 50 年の低所得者向け公営住宅で、長辺約 47.4m×短辺約 7.7m、地上 5 階建ての RC 造建物 (Infilled Wall 造) である (写真 4.21.1)。写真 4.21.2 の正面壁の裏側は隣接住棟で、空隙のない EXP.J で接しているため衝突と振動によって組積造壁が損傷し RC 造架構から脱落しかけている。その他、非構造れんが壁の損傷、1 階妻壁の隅柱や開口部脇に鉄筋の露出が見られた (写真 4.21.3)。中破程度の被害と考えられるが、SERVIU 関係者によると本建物は取り壊し予定とのことであった。



写真 4.21.1 建物外観



写真 4.21.2 組積造壁の損傷



写真 4.21.3 隅柱の損傷

No.5 市内の情況

古いれんが造やアドベ造建物の被害が、市内の各所で見られた（写真 4.22.1）。一方、比較的新しい建物や住宅では、それほど被害を受けていないものも多かった（写真 4.22.2）。



写真 4.22.1 れんが造やアドベ造建物の被害



写真 4.22.2 新しい建物や住宅の様子

4.2.5 コンセプション市 (Concepción、ビオビオ州)

コンセプション市は、震源から約 105km に位置する人口約 22 万人の都市である。ここでは、新築のオフィスビルや転倒した集合住宅の被害状況を調査した。調査建物位置を図 4.6 に示す。

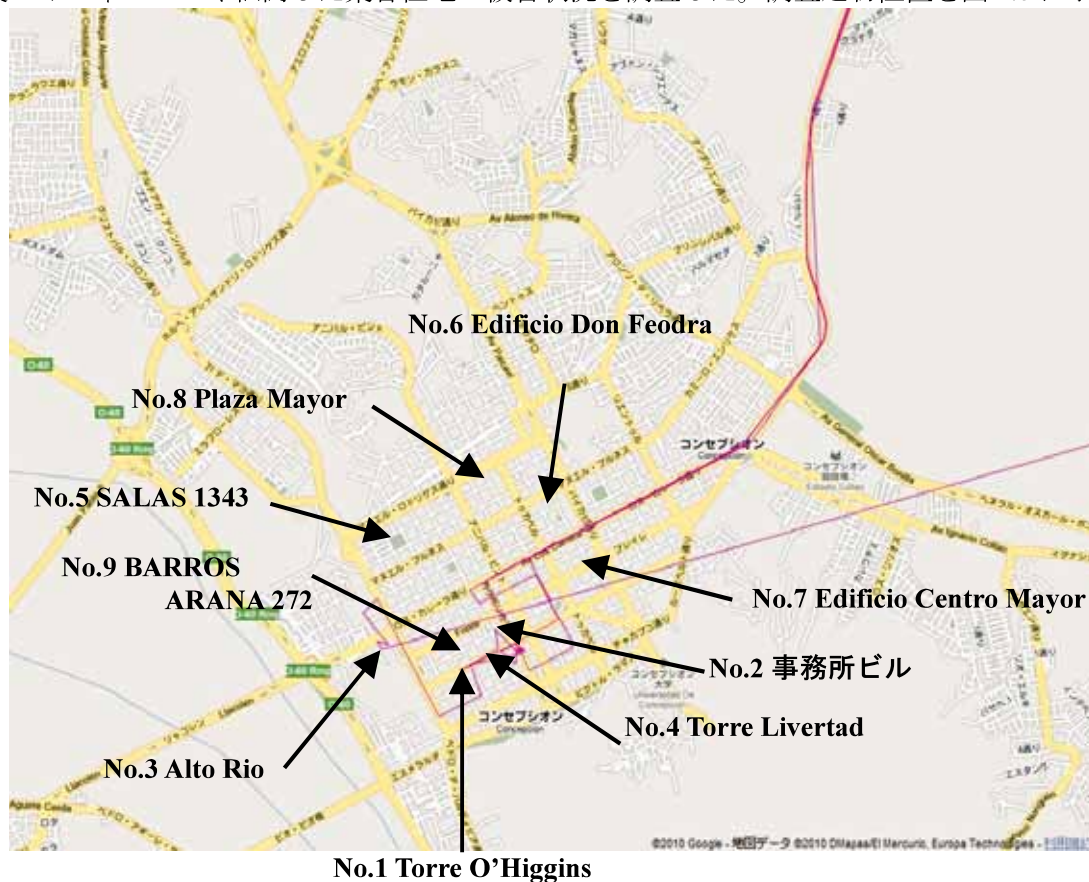


図 4.6 コンセプション市での調査建物 (調査建物番号を Google Map に追記)

No.1 Torre O'Higgins

2008年に竣工した地上21階、地下2階の高層RC造オフィスビルである(写真4.23.1、写真4.23.2)。建物正面側の12階付近の中間層で層崩壊し(写真4.23.3)、上層部が道路側に傾いており、前面道路は車両通行禁止となっていた。層崩壊している階付近で、セットバックしている。建物背面側には開口の少ない連層耐力壁があり、顕著な損壊は起きていない。SERVIU関係者の話によると、崩壊層より上部の階を取り壊し継続使用することを考えているとのことであった。



写真 4.23.1 地震前の建物外観 (Web Page から引用)



写真 4.23.2 建物外観



写真 4.23.3 層崩壊している 12 階付近

No.2 事務所ビル

SERVIU が所有する事務所ビルで、RC 造地上 4 階建てである（写真 4.24.1）。室内や階段室部分の組積造壁が大破しており（写真 4.24.2）、書類等が散乱している。また、3、4 階の円形 RC 造柱の柱頭部に、曲げせん断ひび割れが一定間隔に発生している（写真 4.24.3）。損傷は非構造壁に集中しており、修復を行えば建物を使用することは十分に可能と考えられる。



写真 4.24.1 建物外観



写真 4.24.2 組積造壁の破壊



写真 4.24.3 円柱の曲げせん断ひび割れ

No.3 Alto Rio

2008年に建設された地上15階、地下2階(駐車場)建てのRC造の民間集合住宅で(写真4.25.1)、1階の足元から、完全に転倒している(写真4.25.2)。写真4.25.2に見られる壁の破壊は、救助活動で開けられたものである。地震時に建物5階に住んでいた住民からのヒアリングによると、「地震が起きて1分程経ったところで建物が下に沈み込み、その後、転倒し始めた」とのことである。写真4.25.3は、1階の壁柱および耐力壁で、転倒時に1階部分の全ての鉄筋が引き抜き、あるいは切断された様子が確認できる。一方、妻構面の地下壁には、ほとんど損傷は見られなかった(写真4.25.4)。



写真 4.25.1 地震前の建物 (Web Page から引用)



救助活動で開
けられた穴



写真 4.25.2 倒壊した建物外観



写真 4.25.3 引きちぎられた 1 階壁柱および耐力壁



写真 4.25.4 建物地下壁

No.4 Torre Livertad

RC 壁式フラットスラブ構造で、1973 年に建設された。地上 17 階、地下 1 階（地下駐車場なし）で、下部 3 階にはテナントが入居し、4 階から上は住宅として使われている（写真 4.26.1）。地下 1 階の機械室には、ほとんど損傷はなかった。上層に行くほど非構造れんが壁の崩落が激しい（写真 4.26.2）。1 階、2 階の壁が曲げ引張破壊し、壁端部の主筋が破断もしくは座屈している（写真 4.26.3、写真 4.26.4）。北東、南西方向の壁に被害が集中しており、直交する方向の壁には損傷はほとんど見られなかった。



写真 4.26.1 建物外観



写真 4.26.2 非構造壁の損傷



写真 4.26.3 1 階の壁の損傷



写真 4.26.4 2 階の壁の損傷

No.5 SALAS 1343

2007年に建設された地上13階の集合住宅で、地下駐車場は建物の横に設けられている。2棟の建物がL字型に配置され、EXP.Jでつながっている（写真4.27.1、写真4.27.2）。平面形上は中廊下式で、壁量は桁行き方向の方が多い。写真4.27.1の左側の棟は大破しているが（写真4.27.3、写真4.27.4）、右側の棟は小破であった。



写真 4.27.1 建物外観



写真 4.27.2 エレベータ部の損傷



写真 4.27.3 大破した棟の南妻壁



写真 4.27.4 大破した棟の1階部分

No.6 Edificio Don Feodra

5階建てCM造の集合住宅である。元々あった1階部分に、2階以上が2006年に増築された建物である（写真4.28.1）。1階部分で、層崩壊を起こしている（写真4.28.2～写真4.28.4）。



写真 4.28.1 建物外観



写真 4.28.2 1階部分に被害が集中



写真 4.28.3 短柱の被害



写真 4.28.4 建物裏側の被害

No.7 Edificio Centro Mayor

建物内には入ることができず、外観調査のみ行った。被害程度は、大破と判断された(写真 4.29.1～写真 4.29.4)。



写真 4.29.1 建物外観



写真 4.29.2 建物入口部の壁脚が損傷



写真 4.29.3 桁行側の構面にも被害



写真 4.29.4 前面の花壇が1mほど沈下

No.8 Plaza Mayor

高層集合住宅が立ち並ぶ団地である。建物内に入れなかったため、外見からの調査であったが、被害程度は軽微であると感じられた(写真 4.30.1、写真 4.30.2)。ただし、中の柱が大きく損傷しているとの情報があった。



写真 4.30.1 建物外観



写真 4.30.2 外から確認できる損傷

No.9 BARROS ARANA 272

3階建て、鉄骨造の診療所である（写真 4.31.1）。1948年に建設された。3階れんが壁の一部が損傷しており、隣が学校のため、れんが壁を撤去する工事が行われていた（写真 4.31.2）。屋根は、鉄骨造トラスであった。



写真 4.31.1 建物外観



写真 4.31.2 撤去中のれんが壁

No.10 市内の情況

コンセプション市内では、多数の古いれんが造やアドベ造建物が被害を受けている。一方、建物の一部損傷やガラスの破損等によって修復作業中の建物も多く見られたが、RC造と推測される中低層建物でも、致命的な損傷を受けている建物はそれほど多くないという印象を受けた。市内の被災状況を写真 4.32.1、写真 4.32.2 に示す。



写真 4.32.1 コンセプション市内の様子



写真 4.32.2 組積造建物（2階部分が崩壊）

4.2.6 ディチャト（Dichato、ビオビオ州）

ディチャトは、コンセプション市の北方30km程に位置する海に面した小さな村である。SERVIUが手掛ける低層住宅群の被害状況を調査した。4.2.7に示すペンコでの調査と併せて、建物位置を図4.7に示す。



図 4.7 ディチャトおよびペンコでの調査建物（調査建物番号を Google Map に追記）

No.1 エルサウス住宅

SERVIUが手がける住宅群で、鉄骨フレームにプレキャストRC造壁を組み合わせた住宅で（軒高さ4.8m）、2008年に建設された（写真4.33.1、写真4.33.2）。建物の被害は、津波によるもので、地震による大きな損傷は見受けられなかった。



写真 4.33.1 建物外観



写真 4.33.2 プレキャスト RC 造壁

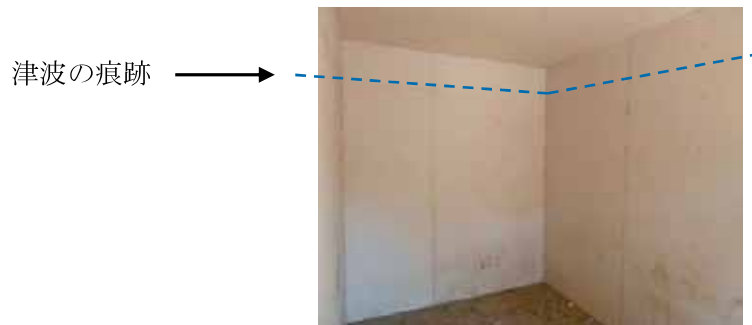


写真 4.33.3 津波の痕跡 (2 階の壁)

写真 4.33.3 は、2 階の壁に残る津波の跡である。海岸に最も近い住宅の標高が約 5m、津波の痕跡が 2 階の天井に近い位置に残っていることから、ここでの津波高さは 9m 程度と推測することができる。

No.2 ミラマル住宅

SERVIU が手がける住宅群で、2008 年に建設された。1 階はれんがを使った組積造で、2 階は木造となっている (写真 4.34.1)。地震による大きな被害は見受けられず、津波によって 2 階の木造部分が流される被害が多く見られた (写真 4.34.2)。北側にある住宅の被害が大きく、かつ 2 階の木造部分が南側に片寄って変形していることから、津波は北側から押し寄せたものと推測される。1 階では基礎と臥梁はあるが柱はなく、壁には縦筋・横筋が配筋されているとのことであった。壁の縦筋 (D10 相当) が、確認できた。



写真 4.34.1 建物外観



写真 4.34.2 津波により 2 階が流された住宅

4.2.7 ペンコ（Penco、ビオビオ州）

ペンコは、ディチャトと同様海に面した小さな村で、SERVIU が建設した集合住宅を調査した。調査建物位置は、図 4.7 に示している。

No.1 集合住宅

SERVIU が提供する地上 4 階建ての集合住宅である（写真 4.35.1）。軽量鉄骨とブレースからなる構造であり、鋼製の折板で外壁を構成している。一部の住戸では、以前から住民がブレースや柱を取り外していたとのことであったが、今回の地震による大きな被害は見られなかった。外壁の折板には、写真 4.35.2 のように一部変形が見られ、耐震要素として有効に働いてことが推測される。



写真 4.35.1 建物外観



写真 4.35.2 折板の一部が変形

4.2.8 タルカワノ市（Talcahuano、ビオビオ州）

タルカワノ市は、コンセプション市の北西 10km 程に位置する、太平洋に面した人口約 25 万人の中規模都市である。調査建物の位置を図 4.8 に示す。



図 4.8 タルカワノでの調査建物（調査建物番号を Google Map に追記）

No.1 Edificio de Biblioteca Municipal de Talcahuano

RC 造 4 階建ての市立図書館であり（写真 4.36.1）、2 階のおよそ半分程で柱頭の曲げ破壊を起こして大破している。大破した部分の梁間方向には、壁が入っていなかった（写真 4.36.2～写真 4.36.4）。



写真 4.36.1 建物外観



写真 4.36.2 建物の右側が沈下



写真 4.36.3 建物左側の損傷



写真 4.36.4 建物右側の損傷

4.2.9 ビニャ・デル・マール市 (Viña del Mar、バルパライソ州)

ビニャ・デル・マール市は、震源の北方 350km 程に位置する人口 30 万人程の太平洋沿岸の観光都市である。USAID の震度分布地図 (図 2.1) によれば、地震の揺れは中～強程度とされている。調査建物の位置を図 4.9 に示す。

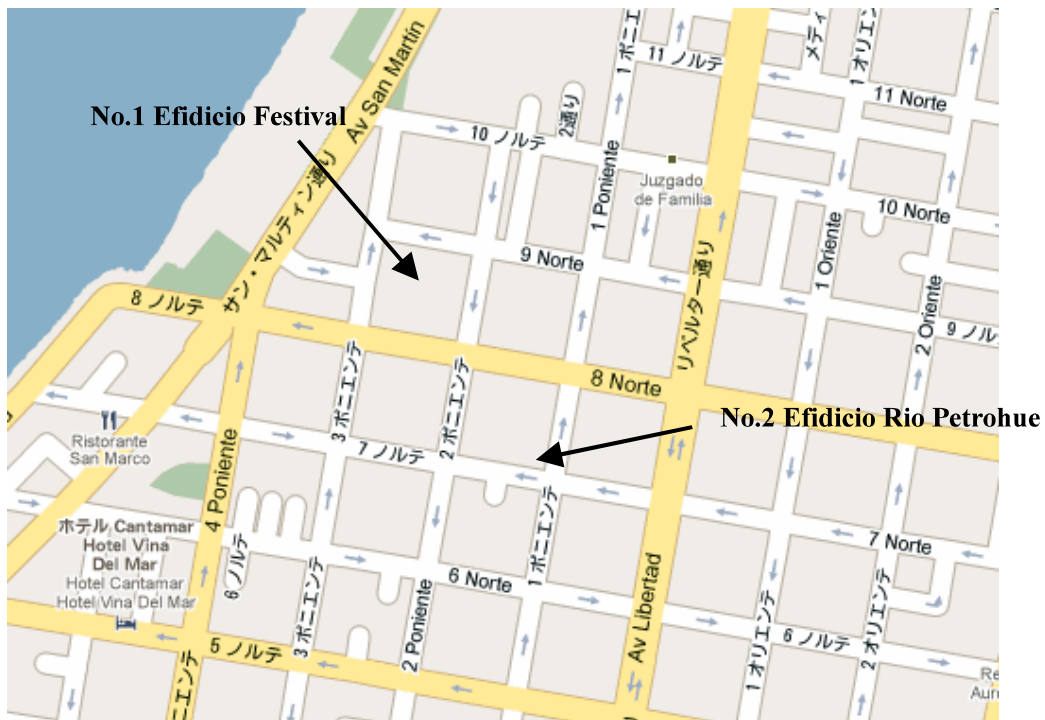


図 4.9 ビニャ・デル・マールでの調査建物 (調査建物番号を Google Map に追記)

No.1 Edificio Festival

地上 14 階、地下 1 階の集合住宅 (壁式フラットスラブ構造) で、大破している (写真 4.37.1)。1985 年の地震を受けて、壁や梁の増し打ちや壁の増設などの耐震補強が行われていたが、今回の地震では、壁脚部の曲げ引張破壊や増し打ちした壁が剥がれるなどの被害が見られた。



写真 4.37.1 建物外観



写真 4.37.2 玄関部増し打ち壁の損傷



写真 4.37.3 階段部の損傷



写真 4.37.4 階段部の損傷



写真 4.37.5 南東の壁脚部の被害



写真 4.37.6 配筋が過多

No.2 Efidicio Rio Petrohue

17階建 RC 造、集合住宅（写真 4.38.1）。建物の長辺が東西方向に位置し、北側から北西側の地下 1 階に駐車場がある。駐車スペースを設けるために地下階の壁の長さが上階よりも一部短い箇所がある。被害は地下階の壁に集中し、水平のひび割れが生じて曲げ降伏する被害が見られた。



写真 4.38.1 建物外観



写真 4.38.2 1階南西部の柱の損傷



写真 4.38.3 地下駐車場の壁の損傷



写真 4.38.4 地下駐車場の壁の損傷

4.2.10 チジャン（Chillán、ビオビオ州）

チジャンでは調査は行っていないが、宿泊したホテルの近くにあった教会に大きな被害が見られた（写真 4.39.1）。建物躯体はRC 構造であるが、屋上の尖塔が屋根を突き抜けて崩落している。また、礼拝堂の列柱上部や壁にも損傷が見られた（写真 4.39.2、写真 4.39.3）。



写真 4.39.1 被災した教会



写真 4.39.2 教会内部



写真 4.39.3 落下した尖塔

4.3 津波の被害状況

4.3.1 コンスティトゥション (Constitución、マウレ州)

コンスティトゥション市街に見られた津波の痕跡を写真 4.40.1、写真 4.40.2 に示す。

津波の痕跡



写真 4.40.1 河口近くの SERVIU 集合住宅の津波跡
(高さ 400mm 程度)



写真 4.40.2 市街地の津波跡

海岸部には数軒のレストランが建っていたということであるが、全て破壊されている。崖の中腹まで海水によって植物が変色しており、目測でおよそ 20~30m の高さまで津波が達したものと推測される (写真 4.40.3)。

海岸沿いの道路に立っていた街灯は、全て根本から同じ方向 (南方向) に倒されている。また、海岸近くの木材チップ製造工場も被害を受けている (写真 4.40.4)。



写真 4.40.3 津波の被害跡



写真 4.40.4 津波による海岸部の被害

4.3.2 ペジュウエ (Pelluhue、マウレ州)

ペジュウエは、震源に最も近い位置にある太平洋に面した小さな集落である。津波による被害が大きく、海岸にあった建物は殆ど流されていてコンクリートの基礎や一部の壁が残っている程度である（写真 4.41.1）。住民の話によると、地震の直後、車で自主的に高台に避難したので人的被害は出ていない模様である。普段から避難訓練を行っており、津波に対する防災意識は高かったことが分かる。なお、1960年の地震では、津波は大きくなかったということである。

この地区に限らず、道路には津波からの避難方向を示す標識と、津波に対して安全な場所であることを示す標識が設置されていた。



写真 4.41.1 津波による海岸部の被害

4.3.3 ディチャト (Dichato、ピオビオ州)

木造等の建物は津波によって破壊され、甚大な被害が発生しており、海岸近くには瓦礫が積み重なっている（写真 4.42.1）。一方、4.2.6 で記述したように、RC 造やれんが造の建物では津波の痕跡は見られるものの、構造躯体は大きな損傷を受けずに残っている。地元住民は、地震の後、高台に避難し無事だったようであるが、津波の第一波が引いた後、荷物を取りに自宅に戻った人や海岸近くの別荘などに滞在していた観光客の中には、津波の犠牲者が出ている模様である。この地区は、調査時点では軍の管理下に置かれていた（写真 4.42.2）。



写真 4.42.1 津波による海岸部の被害



写真 4.42.2 避難民のテントと軍のテント

第5章 建築物の被害の特徴

5.1 被災地域の一般的な構造形式と被害パターンの分類

今回の地震では、れんが造やアドベ(Adobe)造、さらに枠組み組積 (CM) 造や Infilled Wall 造^{#8}なども含めた組積造系の建築物に多大な被害が発生している。これら組積造系の建築物は、中南米ばかりでなく、アジアやヨーロッパなど世界各地で最も普及している構造形式であるが、必ずしも耐震性能に優れているわけではないため、過去の地震でも多くの被害が報告されている。

一方、今回特徴的な事例として、壁式 RC ラーメン構造の被害も観察された。チリは、中南米地域では珍しく RC 造耐力壁を使った壁式 RC ラーメン構造が普及しており、高層建築物にも多用されている (日本の壁式ラーメン鉄筋コンクリート構造に類似の構造形式。日本では地上 15 階、高さ 45m 以下とする適用範囲が設けられている)。その他、ピロティ構造におけるピロティ層の崩壊、高層建築物の中間階の層崩壊など、都市型建築物に共通する被害事例も見られた。これら被害建築物の数は限定的ではあるが、比較的新しい建築物で起きている被害事例であり、現行の耐震設計基準 (1996 年版) に則って建設されているはずなので、今後、詳しい原因説明が求められる。

チリは、以前から建築物の耐震設計に力を入れており (設計用地震荷重は日本のおよそ半分程度、第6章を参照)、Mw8.8 という地震の規模からすれば被害程度はそれほど大きくないという印象を受ける。一般論としては、耐震設計が有効に機能した結果であると理解される。本章では、今回の調査で観察された典型的な被害パターンを分類し、過去の被害事例と対比させながら示す。

被災地域で見られた典型的な建築物の被害パターンは、建築物全体レベルと各部材レベルで分けて見た場合、以下のように分類できる。次節以降では、被害パターン毎にその特徴を記載する。

- a. 建築物全体の被害
 - a-1 RC 造高層建築物の転倒
 - a-2 RC 造高層建築物の中間層崩壊
 - a-3 RC 造中層建築物の 1 層崩壊
 - a-4 CM 造低層建築物の層崩壊
 - a-5 組積造建築物の被害
- b. 構造部材の被害
 - b-1 RC 造耐力壁の破壊
 - b-2 RC 造柱 (壁柱) 部材の曲げ破壊
 - b-3 RC 造梁部材の破壊
 - b-4 RC 造柱梁接合部、その他の接合部破壊
- c. 非構造部材の被害
 - c-1 れんが造壁 (非耐力壁) の被害
 - c-2 RC 造非構造部材の被害
 - c-3 ガラスや天井の被害

#8 枠組み組積 (Confined Masonry、CM) 造

柱の鉄筋を組んだ後に、れんが等を積んで壁を造り、型枠を付けて柱部分のコンクリートを打設する。その後、梁を構築して組積造壁の周りを RC 造の柱と梁で囲んで一体化した構造。組積造壁に鉄筋を入れる場合と無筋の場合の両方あるが、いずれの場合も組積造壁は、鉛直荷重や地震力などの外力に対する抵抗要素として期待 (設計) されている。

Infilled Wall 造

RC 造の柱と梁を造ってから、架構内にれんが等の組積造壁 (鉄筋を入れない例が多い) を積む構造。ラーメン構造が荷重や外力に対する抵抗要素で、組積造壁は非構造要素である。

5.2 建築物全体の被害

a-1 RC 造高層建築物の転倒

写真 5.1 は、15 階建ての RC 造集合住宅が転倒した事例である（4.2.5 で示した写真を再掲載する。以下同様）。建築物の地下階が自走式の駐車場となっており、図 5.1 に示すように上階に比べて耐力壁の長さが短くなっているため当該部分で損傷が発生し、転倒の原因となったことが推測されている。連層耐力壁の作用せん断力が、1 階のスラブを介し周辺の地下外壁に伝達されるとすると、図 5.1 の右側のように地下階の耐力壁に作用する曲げモーメント分布は減少する。しかし、同時に地下階の耐力壁量が減ることで曲げ耐力も上階と比べ小さくなるため、図 5.1 の左側に示す位置で写真 5.16 や写真 5.17 と類似、またはそれより顕著な損傷が生じたものと推測される。ここで述べた耐力壁の損傷と建築物の転倒挙動との因果関係については、今後、詳しく検討する必要がある。

一方、1995 年の阪神・淡路大震災でも、本震で傾いていた 9 階建ての RC 造建築物が余震にて転倒崩壊し、前面道路を塞いだ被害事例が報告されている（写真 5.2）⁵⁻¹⁾。すぐに取り壊されたこともあり、倒壊の原因については不明である。



写真 5.1 転倒による被害（写真 4.25.2 を再掲）



写真 5.2 転倒崩壊した建築物
(阪神・淡路大震災)⁵⁻¹⁾

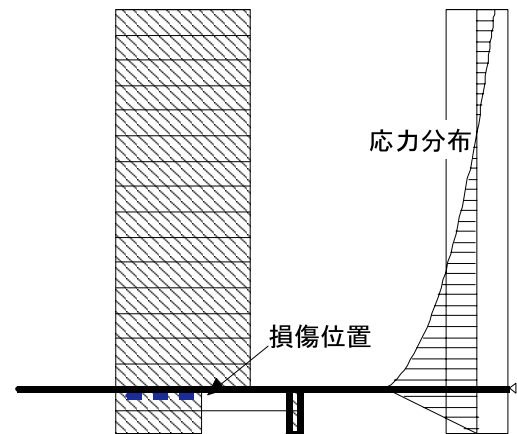


図 5.1 地下階で一部壁抜けした連層耐力壁のイメージとそれに作用するモーメント分布

a-2 RC 造高層建築物の中間層崩壊

RC 造高層建築物の中間層が崩壊した事例である（写真 5.3、写真 5.4）。建築物正面の外周部構面で完全に層崩壊しているが、反対側の構面は開口の少ない連層耐力壁であり損傷の程度は小さい。外観的には、層崩壊はセットバックしている階で生じている。



写真 5.3 中間層崩壊による被害（写真 4.23.2 を再掲）



写真 5.4 層崩壊した 12 階付近（左は写真 4.23.3 を再掲）

1995 年の阪神・淡路大震災でも、同じように中間層が崩壊した被害事例が報告されている（写真 5.5）⁵⁻²⁾。これらについては、旧基準で設計された建築物は現行基準に比べて中・上層で要求層せん断力が小さかったこと、被害を生じた付近で鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造から RC 造へ構造形式が切り替えられたこと、等によって高さ方向の剛性や耐力分布の急変が被害原因として指摘されている。このように、層崩壊する建築物では、崩壊層が他の層に比べて損傷が集中しがちな耐力、剛性となっている場合が多い。今回被災した建築物はセットバックした層を有しており、不連続な構造特性に着目した検討を行って、原因究明を行う必要がある。



写真 5.5 中間層で崩壊した建築物（阪神・淡路大震災）⁵⁻²⁾

a-3 RC 造中層建築物の1層崩壊

RC 造中層建築物（集合住宅）の1層部分が崩壊した事例である（写真 5.6、写真 5.7）。特に写真 5.7 の建築物は、下階壁抜け（ピロティ）構造となっていて、水平力に対する抵抗要素が少ないために、地震時の変形が1層に集中することによって引き起こされた破壊事例である。

このようなピロティ層の崩壊の事例は、これまでに多くの地震被害で報告されている破壊形式であり、写真 5.8 は 1995 年阪神・淡路大震災での事例、写真 5.9 は 2009 年ラクイラ地震（イタリア）で見られた事例である。これらの被害も、1層が他の層に比べて低い耐力や剛性となっていたため、損傷が集中したことが指摘されている。

日本においては、阪神・淡路大震災の後、建築基準法施行令において必要保有水平耐力 Q_{un} を計算する場合の各階の形状係数 F_{es} のうち、剛性率に係わる係数 F_s が強化された経緯がある。また、ピロティ構造に対する耐震設計上の留意点が、技術解説書に掲載されている^{5-3), 5-4)}。



写真 5.6 1層部分の層崩壊
(写真 4.8.1 を再掲)



写真 5.7 ピロティ層の崩壊
(写真 4.9.1 を再掲)



写真 5.8 ピロティ建築物の崩壊
(阪神・淡路大震災)



写真 5.9 ピロティ建築物の崩壊
(ラクイラ地震)

a-4 CM 造低層建築物の層崩壊

写真 5.10 は、CM 造 3 階建ての集合住宅で、1層が崩壊し 2 階以上の部分が落階した事例である。このような構造では、全層で同じ部材断面や配筋とすることが多く、一方、1階には出入口等の大きな開口が設けられるため上層に比べ相対的に壁量が少なくなる傾向がある。さらに、建築物に作用する地震力は一般に1階が最も大きいため、相対的に1階が最も壊れやすくなる。

CM 造建築物の被害は、これまでも数多くの地震で報告されており、例えば 2007 年ピスコ地震（ペルー）においても同様の被害事例が確認されている（写真 5.11）。写真 5.11 の左側は、写っている建物の手前側が完全に崩壊し、右側は組積造壁が脱落し 2 階の天井スラブが落下した様子が見られる。



写真 5.10 1層部分で層崩壊したCM造（写真 4.14.3 を再掲）



写真 5.11 崩壊したCM造建築物（ピスコ地震）

a-5 組積造建築物の被害

写真 5.12 や写真 5.13 は、アドベ(Adobe)造建築物やれんが造建築物など組積造建築物の被害事例である。最近の地震での被害事例として、例えば、2008年四川大地震のれんが造建築物の被害（写真 5.14）、2009年ラクイラ地震（イタリア）の組積造建築物被害（写真 5.15）など多数報告されている。

古いアドベ造やれんが造建築物では、一般に壁の中に鉄筋等の補強がなく、激しい振動によって壁がバラバラになったり、面外方向に転倒したりして容易に崩壊する。また、床は木造で造られていることも多く、剛床効果が期待できないため、建築物が一体として地震力に抵抗することが難しいとされている。



写真 5.12 アドベ造建築物の被害（写真 4.16.1、写真 4.22.1 を再掲）



写真 5.13 れんが造建築物の被害（写真 4.22.1、写真 4.32.1 を再掲）



写真 5.15 組積造建築物の被害
（ラクイラ地震）



写真 5.14 1階が崩壊したれんが造建築物
（四川大地震）



5.3 構造部材の被害

b-1 RC 造耐力壁の破壊

写真 5.16 は、地上 12 階・地下 2 階建て建築物の RC 造連層耐力壁（柱形および直交壁のない壁柱）が、地下 1 階部分で大破した事例である。写真 5.17 も、地上 18 階・地下 2 階建て建築物の地下 1 階部分で、RC 造連層耐力壁が同様に大破している。このように地下階にある柱形のない耐力壁が被災する事例は、過去の地震被害では報告されておらず、今回の特徴的な破壊形式と言える。都市部に建設される新しい集合住宅では、駐車場となる地下階で車の通行スペースを確保するため、連層耐力壁の一部に大きな開口を設ける設計が行われている模様である（図 5.1 を参照）。写真 5.16 は、図 5.1 の左側に示すイメージ図の地下部分の壁に相当する。写真に見られる破壊は、該当部分の壁に引張軸力と曲げモーメントが作用したことによって発生したものと推測される。



写真 5.16 大破した RC 造壁
（写真 4.1.2 を再掲）



写真 5.17 大破した RC 造壁
（写真 4.2.3 を再掲）

b-2 RC 造柱（壁柱）部材の曲げ破壊

写真 5.18 は、中層 RC 造建築物の崩壊層の壁柱（扁平な形状の柱）であり、柱頭部に大きな損

傷が発生している。この壁柱は、弱軸方向に曲げ降伏した後、柱頭部分に変形が集中し、その後、水平耐力の喪失に伴って鉛直荷重を支えられなくなったと推測される。弱軸方向に対しても直交壁などを設けるなどして、過度の変形を防止することが重要であろう。

2008年四川大地震においても、写真 5.19 に示すような柱頭部で曲げ破壊を生じた事例が確認されているが、壁柱の損傷という点においては、チリの建築物に特有の破壊形式であると考えられる。



写真 5.18 曲げヒンジが生じた壁柱
(写真 4.9.3 を再掲)



写真 5.19 柱頭の曲げ破壊
(四川大地震)

b-3 RC 造梁部材の破壊

b-3-1 梁のせん断破壊

写真 5.20 は、中層 RC 造建築物のドア開口上部の梁がせん断破壊している事例である。短スパン梁では地震時の応力が集中しやすいこと、曲げ耐力が大きくなることなどの原因によって、このような破壊が発生すると考えられている。このような破壊が起きると、ドアが開かず避難が困難となるので、非構造部材の損傷を防止するためにも短スパン梁の設計では注意が必要である。

2004年新潟県中越地震においても、病院建築物の階段室部分の短スパン梁に同様な損傷が確認された事例がある (写真 5.21)。



写真 5.20 せん断破壊した短スパン梁
(写真 4.20.3 を再掲)



写真 5.21 せん断ひび割れが発生した
短スパン梁 (新潟県中越地震)

b-3-2 梁の定着部破壊

写真 5.22 は、CM 造建築物の最上層の梁が鉄筋の重ね継手位置で破壊し、面外に脱落した事例である。当該建築物は 20 年以上前に建設されたものであり、設計・施工に関する当時のチリの規定がどのようなものであったのか十分に把握できていないので一般論ではあるが、通常、重ね継ぎ手の位置や継手長さは、主筋が負担する引張応力を確実に伝達できるように設計するはずである。落下した部材断面を見ると継手長さや位置が必ずしも適切とは言えず、応力伝達が十分になされなかったことが原因として推測される (写真 5.23 参照)。



写真 5.22 妻壁頂部の梁の崩落
(写真 4.15.3 を再掲)



写真 5.23 継ぎ手位置が揃った梁主筋
(写真 4.15.4 を再掲)

b-4 RC 造柱梁接合部、その他の接合部破壊

b-4-1 柱梁接合部の破壊

写真 5.24 は中層 RC 造の柱梁接合部の破壊、写真 5.25 は CM 造 3 階建ての柱梁接合部が破壊した事例である。いずれも接合部に帯筋が入っていないことや、接合部の断面が小さかったことなどが、このような破壊の理由として考えられる。架構のじん性を確保するためには、接合部を破壊させないことが重要な要件であり、ひとたび接合部が脆性的に破壊すれば、軸力を負担することができなくなり、構造物が局部崩壊を起こす危険性もある。

2008 年四川大地震 (写真 5.26) や 2009 年ラクイラ地震 (イタリア) (写真 5.27) においても、同様な柱梁接合部の被害が観察されている。



写真 5.24 柱梁接合部の破壊



写真 5.25 柱梁接合部の破壊
(写真 4.14.4 を再掲)



写真 5.26 柱梁接合部の破壊
(四川大地震)



写真 5.27 柱梁接合部の破壊
(ラクイラ地震)

b-4-2 建築物間の接合部の破壊

写真 5.28 は、地上 12 階建て建築物と地上 2 階建て建築物の接合部分が破損した事例である。

建築物の地震時の揺れは固有周期に依存するため、高さの異なる建築物が接していると周期の違いにより建物同士が衝突し、写真のような破壊の原因となる。日本の構造設計では、通常、建築物が接する部分にはエキスパンションジョイントを設け、このような破壊を防止するための対策を講じている。



写真 5.28 2 棟の建築物の接続部分（写真 4.6.2 を再掲）

5.4 非構造部材

c-1 れんが造壁（非耐力壁）の被害

写真 5.29、30 は、高層 RC 造建築物（Infilled Wall 造）のれんが壁の破壊である。このような壁は、設計上は非構造壁として扱われるので多少の損傷は許容せざるを得ないが、地震によって破損した場合にも面外方向に脱落しないような対策が必要である。

同様の被害は、これまでも多くの地震で報告されており、写真 5.31 は 2008 年四川大地震で見られた事例、写真 5.32 は 2009 年ラクイラ地震（イタリア）で見られた事例である。



写真 5.29 れんが壁が破壊した高層 RC 建築物（写真 4.5.1 を再掲）



写真 5.30 れんが壁の破壊（写真 4.5.2 を再掲）



写真 5.31 方立て壁の破壊（四川大地震）



写真 5.32 れんが造壁の破壊（ラクイラ地震）

c-2 RC 造非構造部材の被害

写真 5.33 は、一端をローラー支持された飾り梁が地震の影響で脱落し、水平方向に 7~8m 離れた場所に落下した事例である。また、写真 5.34 や写真 5.35 は、RC 造オフィスビルの非構造壁が崩落した事例である。いずれも、重量のある RC 造部材であり、通行人や車両を巻き込んで大事故に至る危険性がある。



接続部の配筋状況

写真 5.33 飾り梁の脱落（写真 4.12.5 を再掲）



写真 5.34 外壁の脱落（写真 4.7.2 を再掲）



写真 5.35 外壁の脱落
（写真 4.19.1 を再掲）

今回の調査では、建築物外壁面にこのような装飾部材を取り付けている建築物が多数散見された。今後、設計または施工において注意が必要であろう。

c-3 ガラスや天井の被害

写真 5.36 は中層建築物外周部の窓ガラスの被害、写真 5.37 は高層建築物の窓ガラスが割れて飛散した事例である。

サンティアゴ国際空港ターミナルビルでは、天井部材が脱落する被害が起きていた(写真 5.38)。調査時点では、本被害と設備関係の被害によってターミナルビルが使用できなくなり、一部の業務が屋外の仮設テントで行われていた。大規模建築物の天井材が落下した事例としては、国内でも 2003 年十勝沖地震による釧路空港ターミナルビルの被害(写真 5.39)等が報告されている⁵⁻⁵⁾。

このような非構造部材の損傷は、飛散したガラスや落下する天井によって負傷する危険性があるばかりでなく、地震後に建築物を継続使用できるかどうか、あるいは機能維持という観点から問題となる場合がある。性能設計においては、これら非構造部材の損傷についても適切に評価することが求められている。



写真 5.36 窓ガラスの飛散(写真 4.20.2 を再掲)



写真 5.37 窓ガラスの飛散



写真 5.38 サンティアゴ国際空港天井パネルの脱落



写真 5.39 釧路空港天井パネルの脱落(釧路空港ビル株式会社提供)⁵⁻⁵⁾

5.5 まとめ

本章では、被災地域で多く用いられている壁式 RC ラーメン構造や枠組み組積造建築物等について、被害パターンを分類し、それぞれの特徴と過去の類似の被災事例を対比させながら示した。その多くは日本の過去の地震被害でも同様に見られたものであり、日本がこれまでに蓄積してきた耐震設計に係わる技術や知見が、これら建築物の耐震性向上に貢献できる可能性は大である。

一方、今回の地震に特有な被害事例は、わが国における建築物の耐震設計を考える上で、貴重な情報を提示しているとも言える。例えば、壁式 RC ラーメン構造の連層耐力壁の下部の壁が、大きな引張軸力と曲げモーメントを受けて壁幅全長に渡って破断した被害事例は、日本国内ばかりでなく諸外国においても過去の地震では経験したことのない破壊性状である。耐力壁の端部に柱型を設けない構造形式は、室内空間を効率的に利用する上で利点が大きく、社会的な需要は高い。日本においても、耐力壁端部の柱型を省略することを目指した研究が実施されているが、当該被害事例は、そのような構造の実現には慎重な検討が必要であることを示唆している。今後、詳細な調査や検討を行って、被害原因を明らかにすることが望まれる。また、高層建築物の中間層の崩壊は、高次モードの影響や構造的連続性の影響（構造形式の切り替えや剛性率など）をどのように耐震設計に反映させるかといった課題について、現在の耐震設計法の妥当性を検証するためにも役立つことが期待される。

現在の耐震設計技術は、過去の地震被害を契機として発展してきた。国内の地震に限らず、被害調査や分析、さらに関連研究によって得られる成果は、技術情報として広く一般に供与されるものである。これらの有益な知見は、将来的には建築基準法に基づく技術基準の改正等にも反映され、わが国の建築物の耐震性向上や耐震設計の合理化に寄与するものと考えられる。

参考文献・参考サイト：

- 5-1 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編－1 鉄筋コンクリート造建築物、1997年7月
- 5-2 日本建築学会、土木学会：1995年 阪神・淡路大震災スライド集、1995年7月
- 5-3 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書 付録1-6、2007年8月
- 5-4 Kheir-Eddine Ramdane, Koichi Kusunoki, Masaomi Teshigawara and Hiroto Kato: Non-Linear Numerical Analyses To Improve The Seismic Design Method for Soft First Story RC Building, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004, Paper No. 2224
- 5-5 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所：2003年十勝沖地震における空港ターミナルビル等の天井の被害に関する現地調査報告、国土技術政策総合研究所ホームページ <http://www.nilim.go.jp/engineer/index.html>

第6章 チリの耐震規定と地震被害

6.1 はじめに

今回の地震は、マグニチュード 8.8 という巨大地震であったことを考えると、被害は思いのほか小さかったと言える。実際にサンティアゴ、コンセプション、ビナ・デル・マールといった都市部を調査したところ、被害を受けた建築物は、探し出すことが困難なほど数が少なかった。また、市内の建物はいずれも壁式構造で、それが被害の少ない大きな要因であると感じられた。一方、大破・倒壊に至った建物の多くは 13 階建て以上の高層建物であり、連層壁の脚部に損傷が集中する共通の特徴が見られた。市内には外観上無傷に見える建物が多く、小破・中破といった中間的な被害建物はあまり見られなかった。これは、塑性変形能のない壁式構造の被害の特徴ともいえる。どの程度の地震力が作用したのかなど詳細な分析が必要であるが、大地震でこの程度の被害に留まった事実を考えると、チリの耐震規定は極めてよく機能したと言えよう。

チリの建築物に耐力壁が多い理由は、過去の地震被害の経験によるところが大きいが、当然ながらチリの耐震規定の中にも壁式構造に誘導するような規定が盛り込まれている。以下では、チリにおける現行の建築物の耐震設計基準 NCh433 (1996 年版)⁶⁻¹⁾の内容を紹介しつつ、耐力壁が用いられる理由を考えてみる。

6.2 チリの耐震規定 NCh433 (1996 年版) の特徴

6.2.1 厳しい変形制限

NCh433 では、設計における耐震目標として以下の 3 つが掲げられている。

- a) 中程度(moderate)の地震に対して、建物は損傷しないこと
- b) 標準的(regular)な地震に対して、非構造部材の被害が限定されること
- c) 例外的に強い(exceptionally severe intensity)地震に対して、建物の損傷は許容するが、崩壊しないこと

特に非構造部材の損傷に言及している点が注目される。ここからも地震時の変形制限を厳しくする意図がうかがえる。なお、ここでいう「中程度」、「標準的」、「例外的に強い」というのが、具体的にどの程度の地震動の頻度や大きさを表しているかは記述されていない。また、耐震目標のあとに、1985 年 3 月の地震 (Mw7.9) において鉄筋コンクリート造壁式構造建物の被害が少なかったことが言及されており、壁式構造建物が推奨されている。この耐震目標に対応して、設計地震力に対する建物の変形制限値は以下のように規定されている。

「床重心位置における最大層間変形角が 0.002 (=1/500)を超えないこと」

この制限値は建物の構造形式によらない。つまり鉄骨造でも鉄筋コンクリート造でも、変形制限は 1/500 である。日本では 1 次設計 (中程度の地震に相当) における変形制限が最大層間変形角 1/200 なので、設計地震力の違いや層間変形角の算定方法など単純に比較できないところもあるが、チリの規定は日本よりも厳しい。また、他の国の規定と比べても厳しく、たとえばペルーの耐震規定 (E.030) では、構造形式によって変形制限が異なり、鉄筋コンクリート造が最大層間変形角 0.007、鉄骨造が 0.01、組積造が 0.005、木造が 0.01 である。米国も同様に構造形式によって変形制限が異なり、ほぼペルーと同様の値である。チリでは鉄骨造の建物はほとんどなく、純ラーメンの鉄筋コンクリート造建物も皆無に近い。高層建物でも耐力壁が多いのは、この変形制限が効いていることも一因と考えられる。

6.2.2 設計用地震力

チリの耐震規定では、地震力に対する建物の応力計算は、静的解析と動的解析 (モーダル解析) の 2 種類が用意されている。静的解析は、地震地域係数の低い地域の建築物か、5 階建てまたは建物高さ 20m 未満の建築物、さらに 6~15 階建て建物の場合には固有周期 (秒) が建物高さ (m) の 40 分の 1 未満の場合に適用される。それ以外では、モーダル解析を用いる。いずれの解析も弾性解析であり、建物の塑性変形能は低減係数 R で考慮する。

(1) 静的解析による地震力

静的地震力 (ベースシア) は、次式により表わされる。

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P$$

ここに、I は重要度係数 (0.6~1.2、一般建築物は 1.0)、P は総重量、C はベースシア係数であり、

$$C = \frac{2.75A_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n$$

から求める。ここに、 A_0 は有効加速度で、地震ゾーンごとに、 $A_0=0.2g$ (ゾーン 1)、 $0.3g$ (ゾーン 2)、 $0.4g$ (ゾーン 3) となる。 g は、重力加速度である。図 6.1 に地震ゾーンを示す。首都サンティアゴはゾーン 2 だが、海岸部の大都市はほとんどゾーン 3 に属している。 n と T' は地盤種別ごとに表 6.1 の値をとる。 T^* は建物の 1 次固有周期である。応答修正係数 R は鉄筋コンクリートでは $R=7$ である。

ベースシア係数 C には、下限値と上限値が定められている。下限値は、建物の固有周期に関わらず、

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6g}$$

上限値は、建物の低減係数 R によって式が異なるが、鉄筋コンクリート造 ($R=7$) の場合には、

$$C_{\max} = \frac{0.35SA_0}{g}$$

となる。S は地盤種別により表 6.1 の値をとる。

例として、鉄筋コンクリート造 ($R=7$)、地震ゾーン 3 ($A_0=0.4g$) の場合のベースシア係数 C を建物固有周期の関数として図 6.2 に示す。おおよそ日本の地震力の半分程度である。



図 6.1 チリ中央部の地震ゾーンング

表 6.1 地盤による設計パラメータ

地盤種別	S	T_0 (秒)	T' (秒)	n	p
I (岩盤)	0.9	0.15	0.20	1.0	2.0
II (良質地盤)	1.0	0.30	0.35	1.3	1.5
III (普通地盤)	1.2	0.75	0.85	1.8	1.0
IV (軟弱地盤)	1.3	1.20	1.35	1.8	1.0

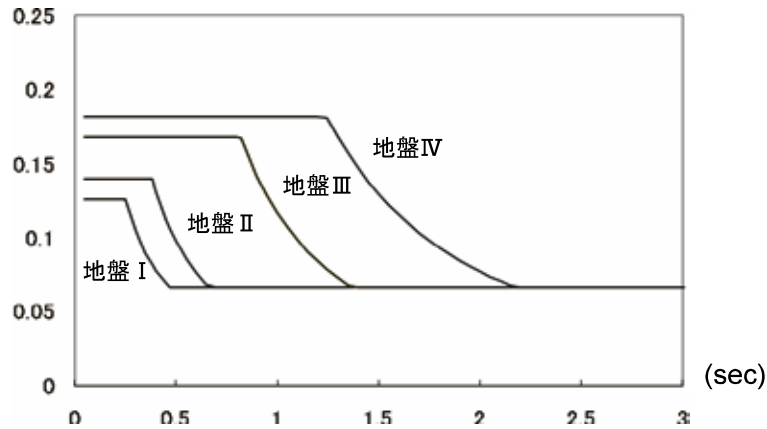


図 6.2 鉄筋コンクリート造（地震ゾーン 3）のベースシア係数

さらに、鉄筋コンクリート造の耐力壁がある場合には、以下の係数を掛けて層せん断力係数を低減することができる。

$$f = 1.25 - 0.5q \quad (0.5 < q < 1.0)$$

ここに、 q は層せん断力に占める耐力壁の負担せん断力の割合である。仮に、層せん断力の 80% を壁が負担すると、 $f=0.85$ となり、15%ほどせん断力を小さくすることができる。

図 6.2 に見られるように設計用ベースシアには上限値があるために、耐力壁を増やして建物が短周期化しても、設計地震力が増えるわけではない。むしろ、係数 f の分だけ地震力を低減できるので、耐力壁を増やす方向に設計は誘導されるものと思われる。

(2) モーダル解析

15 階を超える建物は、設計用スペクトルを用いたモーダル解析により建物応答を求める。設計用加速度応答スペクトルは次式で定義される。

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*}$$

ここに、 α は増幅係数で、次式で与えられる。

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

ここに、 T_0 、 p は地盤種別によって表 6.1 の値をとる。 T_n は n 次モードの固有周期である。 R^* は低減係数で次式により与えられる。

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

ここに、 T^* は振動モードのうち有効質量がもっとも大きなモードの固有周期であり、通常は 1 次固有周期と考えてよい。 R_0 は (R とは別の) 応答修正係数で鉄筋コンクリートでは $R_0=11$ である。壁式構造の場合には、階数 N を用いた次式を用いてもよい。

$$R^* = 1 + \frac{NR_0}{4T_0R_0 + N}$$

ここで、 $T^*=N/40$ とすると、先の式と同じになる。

例として、鉄筋コンクリート造 ($R=7$)、地震ゾーン 3 ($A_0=0.4g$) の場合について、低減係数を

考慮する前のスペクトルを図 6.3 に、低減係数 R^* で割ったあとのスペクトルを図 6.4 に示す。図 6.4 には静的地震力のスペクトルも合わせて示している。

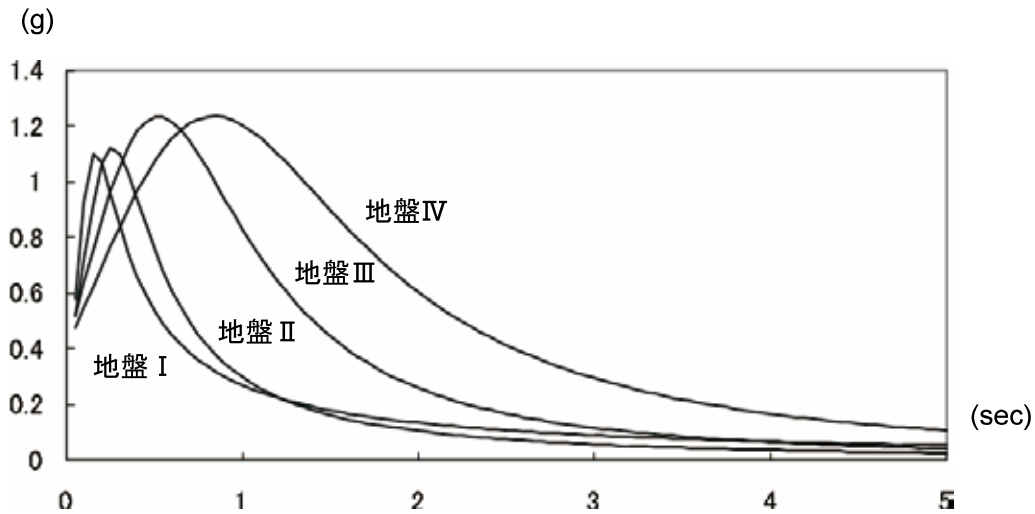


図 6.3 モーダル解析用加速度応答スペクトル ($A_0 \alpha$)

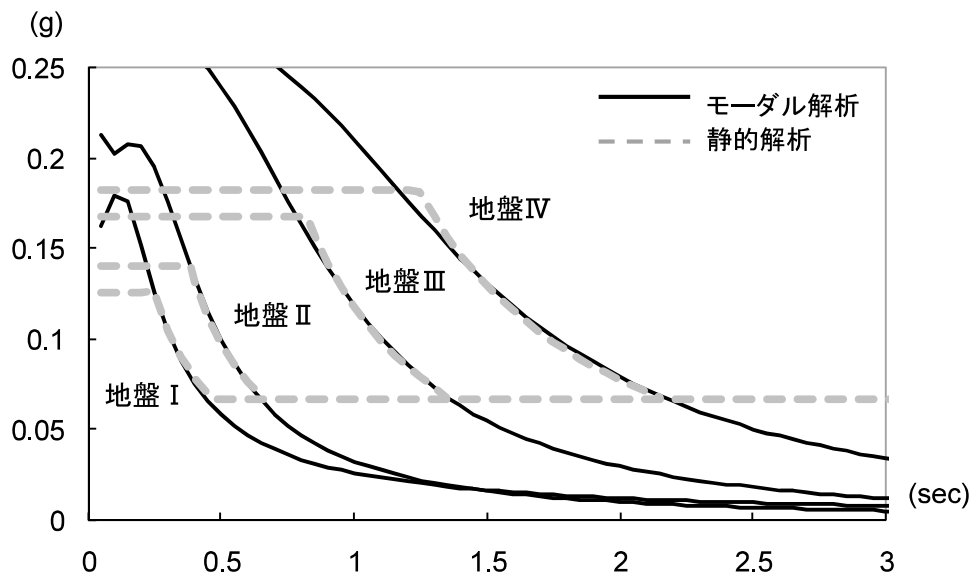


図 6.4 モーダル解析用加速度応答スペクトル ($A_0 \alpha / R^*$)

モーダル解析で得られたベースシアに対しても、下限値 ($IA_0P/6g$) と上限値 (RC 造では $10.35 SA_0P/g$) の規定がある。図 6.4 についてこの範囲で比較すると、モード解析のスペクトルと静的解析のスペクトルはほぼ一致している。

6.2.3 建物の不整形性に関する規定

チリの耐震規定には、たとえば我が国の偏心率や剛性率のような、建物の平面内や高さ方向の剛性の不整形性に関する規定がない。顕著な被害を受けた高層マンションのいくつかは、地下階を駐車場にしており、駐車スペースを確保するために連層壁の長さを地下階だけ短くしているものがあつた。チリの耐震規定 (NCh433 5.5.2.4) では、こうした場合にはスラブを介して他の鉛直部材に水平力が分担されるように計画することが求められているが、具体的な検証方法は示されていない。しかも、連層壁の脚部に働く転倒モーメントのようにスラブの面外方向に作用する力については、スラブを介して他の部材に分担させることは実質上難しい。

6.2.4 壁の境界要素に関する規定

今回の地震では、高層の鉄筋コンクリート造建物において、連層壁の脚部に損傷が集中する被害が見られた。鉄筋コンクリート造の部材設計は米国の設計規準 ACI318-95⁶⁻²⁾に準拠するが、壁の設計に関して以下の緩和規定があり、それが被害の原因の一つとして指摘されている。

「鉄筋コンクリート造の壁を設計する際には、ACI318-95 の 21.6.6.1～21.6.6.4 の規定を満足しなくてもよい」(NCh433 Annex B.2.2)

ここにいう“ACI318-95 の 21.6.6.1～21.6.6.4”の概要を以下に示す。

ACI318-95

21.6.6 構造壁の境界要素

21.6.6.1 構造壁の境界要素は、壁の周囲や開口部の周りに設けられる。地震力に対する壁の縁圧縮応力が $0.2fc'$ (fc' はコンクリート強度) を超える場合には、境界要素を設けなければならない。

21.6.6.2 境界要素は 21.4.4.1 から 21.4.4.3 の規定を満足する横補強筋を有すること。

21.6.6.3 境界要素は、自重および地震による転倒モーメントに伴う鉛直力に抵抗するように設計されなければならない。

21.6.6.4 壁の横補強筋は、境界要素のコア部にアンカーされなければならない。

米国 PEER の被害報告⁶⁻³⁾では、この項目が免除されたためにチリの高層建物の壁脚部に境界要素（日本の耐震壁の側柱に相当）が設けられず、その結果、曲げ降伏する壁脚部の拘束が足りずに脆性的な破壊が起きたと分析されている。

実は、ACI318-95 の規定については、米国でも過剰設計との指摘があり、その後の ACI318-99 において規定が緩和された経緯がある。具体的には、応力の制限値 ($0.2fc'$) が厳しいために境界要素が多くなって不経済であることや、境界要素による壁の曲げ耐力の上昇で破壊モードがせん断破壊に移行してしまう、というような問題点が指摘された。改定された ACI318-99 では、従来の方法に加えて縁歪の制限値(0.003)に基づく方法⁶⁻⁴⁾が導入されており、実質的に規定が緩和されている。従って、1996 年版のチリの耐震規定において、境界要素の規定が免除されたのは無理からぬ面もあり、規定を復活させれば問題が解決するというわけではない。

6.3 まとめ

今回の地震での建物被害が極めて少なかった要因として、耐力壁の積極的な採用があった。チリの耐震規定でも、厳しい変形制限や耐力壁の負担率に応じた設計地震力の低減など、壁式構造に誘導するような規定がある。一方、今回の地震被害において連層耐力壁の脚部の曲げ圧縮破壊が多くみられたが、こうした曲げ降伏後の脆性的な破壊を防ぐ設計方法は十分に確立されているとはいえない。耐力壁の曲げ破壊に関する実験や研究は、日本においても数が少なく、今後の研究開発が望まれる。

耐震設計基準 NCh433 (1996 年版) については、今回の地震発生以前から改訂に向けた検討が始まっていたと聞いている。本研究資料作成時点では改訂の内容は明らかになっていないが、今回の地震の教訓も適切に反映した基準になるものと予測している。

参考文献・参考サイト：

- 6-1 Diseño sísmico de edificios, NCh433 (1996), Instituto Nacional de Normalización, Chile (Earthquake Resistant Design of Buildings, NCh433 (1996), National Institute of Normalization, Chile)
- 6-2 Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-95), American Concrete Institute
- 6-3 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): Chile EERI/PEER Reconnaissance Briefing at UC Berkeley, http://peer.berkeley.edu/events/2010/chile_eq_briefing.html
- 6-4 John W. Wallace and Kutay Orakcal, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls", ACI Structural Journal Technical Paper, Title no. 99-S52

おわりに

2010年2月27日(土)、現地時間午前3時34分14秒、南米チリで発生したマグニチュード(Mw)8.8の巨大地震とそれに伴う津波によって多数の死者、行方不明者が出たほか、チリ国内の広い範囲で建築物や土木構造物に甚大な被害が発生した。地震後、建築研究所は、日本政府が派遣した JICA 専門家チームや、JST と JICA が実施する国際科学技術協力事業の一貫として行われた被害建物の詳細調査に職員を派遣し、建築物に係わる被害状況について調査を行った。本研究資料は、現地調査活動で収集した情報等に基づき、建築物の被害状況を中心としたチリ地震の被害概要についてまとめたものである。

第2章では、チリ政府や国際機関が公表したデータに基づき地震被害の全体像について記載した。2010年4月7日時点で死者486人、行方不明者79人、被災者数約180万人以上、被災住宅約81万戸、被害総額約300億ドルという被害規模であった。また、チリ大学が公表している強震観測記録を USAID が作成した震度分布図に重ね合わせ、被害調査を行った地域との対応を示した。

第3章では、地震観測データの分析によって明らかとなった地震および地震動の特徴、並びに津波の伝搬状況について記述した。遠地で観測される P 波の高周波震動継続時間と最大変位振幅から計算したマグニチュードは 8.6 となり、米国地質調査所が発表した 8.8 とほぼ整合していることを示した。本震の断層面は北北東-南南西走向、東南東に低角傾斜の節面であると推定でき、南米プレートとその下に沈みこむナスカプレートの境界で発生した、プレート境界の低角逆断層地震であると結論づけた。断層面の長さはおおよそ 500-600 km 程度である。また、津波の最大波高分布と伝搬状況をシミュレーションによって再現し、実際に観測された津波の状況を概ね説明できることを示した。

第4章では、各地で観察した建築物の被害状況についてまとめた。調査地点は、サンティアゴ、コンスティトゥション、タルカ、カウケネス、ペジェウエ、ディチャト、ペンコ、コンセプシオン、タルカワノ、ビニャ・デル・マールの 10 都市である。

第5章では、建築物被害の特徴について分析を行った。被害の多くは、れんが造やアドベ(Adobe)造、枠組み組積造などの組積造系の建築物に発生しており、過去に中南米やアジア、ヨーロッパなどで発生した地震において報告された被害パターンと類似している。

一方、チリでは、中南米地域では珍しく RC 造耐力壁を使った壁式 RC ラーメン構造が普及しており、高層建築物にも多用されている。今回の地震で特徴的な被害として、壁式 RC ラーメン構造の柱型のない耐力壁が大破する事例が複数観察された。このような被害は、これまでに観察されたことのない破壊性状である。日本においても、耐力壁端部の柱型を省略することを目的とした研究が実施されているが、当該被害事例は、そのような構造の実現には慎重な検討が必要であることを示唆している。今後の日本の耐震設計を考える上でも、大いに参考になる情報といえる。その他、ピロティ構造におけるピロティ層の崩壊、高層建築物の中間階の層崩壊など、都市型建築物に共通する被害事例も見られた。これらの被害建築物については、詳しい原因解明を行って、将来の耐震設計技術向上に反映することが求められる。

第6章においては、チリの現行耐震設計基準 NCh433 (1996年版)の内容を紹介しつつ、地震被害との関係について考察した。

最後に、現地調査の実施や資料収集に当たっては、JICA 関係者、並びにチリの構造関係者ほか、多くの方々のご支援、ご協力をいただきました。ここに改めて感謝申し上げます。

© 建築研究資料 第 130 号

平成 22 年 12 月 20 日印刷

平成 22 年 12 月 20 日発行

編集 独立行政法人建築研究所
発行

〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地

電話(029) 864-2151 (代)
