

第5章 RC造学校校舎の補強設計例と計算（計算例2）

5.1 RC造学校校舎の概要

5.1.1 建物概要

昭和48年、52年に順次建設された学校で、普通教室管理棟、普通特別教室棟及び普通教室棟から構成されている。本建物は、「学校施設の耐震診断補強マニュアルRC造学校校舎編（2003年改訂版）」5.1)に収録されている学校施設であるが、補強設計例に採用するにあたり、桁行き方向の壁は無いものとし、適宜断面の変更を行っている。なお、この対象建物の詳細は、文献5.1)を参照されたい。対象建物の平面図、伏図、軸組図、柱リスト等を図5.1.1～図5.1.5に示す。

1) 平面図等

図5.1.1～5.1.3に、対象建物の平面図、伏図、軸組図を示す。

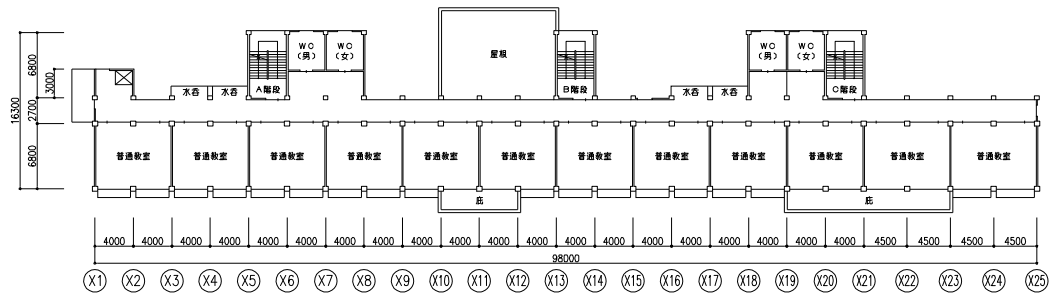


図5.1.1 平面図（2階）

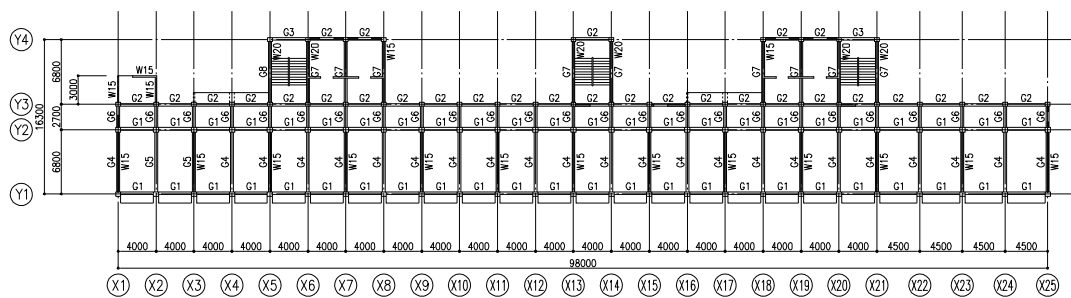


図5.1.2 構造伏図（2階伏図）

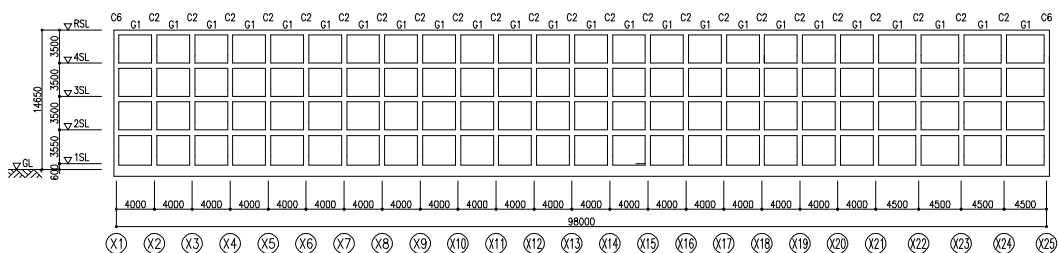


図5.1.3 軸組図（Y1通り）

2) 柱、梁リスト

図 5.1.4 に柱の断面リスト、図 5.1.5 に梁の断面リストを示す。また、使用材料は、コンクリート $F_c=21\text{N}/\text{m}^2$ 、鉄筋は、主筋が SD295、帯筋、壁筋は SR235 である。

記号	C1	C2	C3	C4	C5
断面					
主筋	14-D22	12-D22	10-D22	10-D22	12-D22
HOOP	φ9@100	φ9@100	φ9@100	φ9@100	φ9@100
記号	C6	C7	C8	C9	C10
断面					
主筋	8-D22	10-D22	12-D22	10-D22	10-D22
HOOP	φ9@100	φ9@100	φ9@100	φ9@100	φ9@100
記号	C11	C12	C13	/	
断面					
主筋	12-D22	12-D22	8-D22		
HOOP	φ9@100	φ9@100	φ9@100		

図 5.1.4 柱リスト

梁断面リスト

記号	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	
R階	断面								
	主筋 HOOP	4-D22 D10@200	4-D22 D10@200	2-D22 D10@200	3-D22 D10@200	3-D22 D10@200	3-D22 D10@200	3-D22 D10@200	2-D22 D10@200
4, 3階	断面	同上	同上	同上		同上	同上	同上	
	主筋 HOOP				3-D22 D10@200				
2階	断面			同上				同上	同上
	主筋 HOOP	5-D22 D10@200	5-D22 D10@200		4-D22 D10@200	4-D22 D10@200	3-D22 D10@200		

図 5.1.5 梁リスト

3) 建物重量等

荷重表を表 5.1.1 に示す。また、表 5.1.2 に各層床重量を示す。単位面積当たり床重量は $1.2\text{t}/\text{m}^2$ 前後と標準的な値となっている。

表 5.1.1 床荷重表

(単位：N/m²)

50 N/m²単位で切り上げる

室名	固定荷重			積載荷重との組合せ					備考
	材料	厚(mm)	重量	合計	床	小梁	架構	地震	
教室	仕上げ		350	550	DL	5350	5350	5350	5350
	天井		200						
	ｽﾗｯﾌﾟ (平均)	200	4800						
廊下	仕上げ		350	550	DL	5350	5350	5350	5350
	天井		200						
	ｽﾗｯﾌﾟ (平均)	200	4800						
屋上	押さえコン	100	2300	2430	DL	7250	7250	7250	7250
	防水層		130						
	ｽﾗｯﾌﾟ (平均)	200	4800						

表 5.1.2 床重量

層	面積 A[m ²]	架構用重量 W[kN]	W/A [kN/m ²]
4	1224	13555	11.1
3	1228	13800	11.2
2	1228	14122	11.5
1	1282	15487	12.1

5.2 既存建物の耐震診断

本設計例の梁間方向は、戸境壁がRC耐震壁となっているため耐震性能が確保されている事から、検討対象は桁行方向のみとする。解析条件を以下に示す。

- ・使用プログラム：SS2 (ユニオンシステム) オプション RC耐震診断
- ・荷重：積載荷重は、一律で教室と廊下とする。

補強前建物の耐震診断 (3次診断、経年係数 $T=0.95$) では、 $I_s=0.82$ と比較的大きな I_s 値が得られた。

補強前建物に対して保有水平耐力の確認を行った結果を図 5.2.1 と表 5.2.1 に示す。1階で必要保有水平耐力を若干下回る結果が得られている。

表 5.2.1 保有水平耐力一覧

層	地震用重量 Wi [kN]	最終STEPの 層せん断力Q[kN]	Q/ Wi	必要Ds
4	13555	6065	0.45	0.30
3	27355	10274	0.38	0.30
2	41477	13707	0.33	0.30
1	56964	16569	0.29	0.30

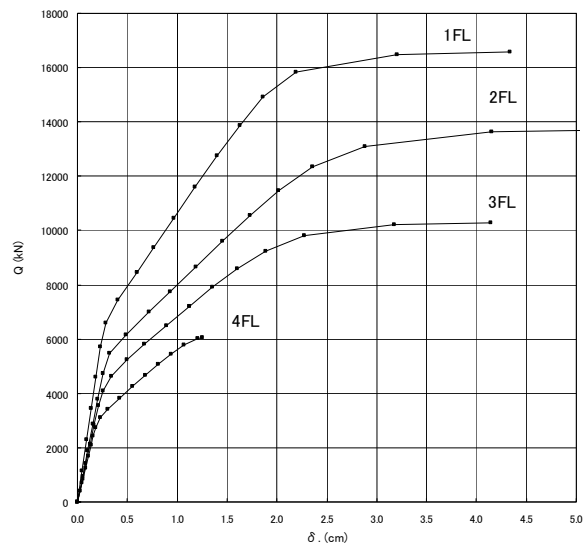


図 5.2.1 補強前建物の復元力特性

5.3 補強設計

5.3.1 補強設計方針

本設計例は一般的な RC 造学校建築であり、梁間方向は戸境壁により十分な耐力を保有している。桁行き方向についても I_s 値は 0.82 で比較的健全であるが、施設としての重要性を踏まえて、桁行方向を対象として履歴型ダンパーによる補強設計を行う。

履歴型ダンパーとしては、低降伏点鋼を用いた座屈拘束ブレースを採用する。配置は用途やプラン上の制約を考慮し、Y1・Y3・Y4 通りの外壁構面部分に対して行う。なお、座屈拘束ブレースの取り付け位置は、柱梁架構面の外側（梁側面に PC 鋼棒で圧着接合）とする。

耐震補強の目標を以下に示す。

・エネルギー法による検討を行い、極稀地震に対する層間変形角 1/100 以下、かつダンパーの吸収エネルギーが、保有吸収エネルギー量以下である事を確認する。

・ダンパーの降伏耐力は、取り付け周辺部材に先行して降伏するように計画する。また、ダンパー接続部分は、極稀地震時においても、ダンパーが有効にエネルギー吸収できるような設計とする。このとき、ダンパーの繰返し降伏による耐力上昇も考慮する。

なお応力解析においては、ダンパーは柱梁芯に取り付くものとし、ダンパーのガタは考慮しない。また、基礎の浮上りは考慮しない。

5.3.2 ダンパーの設計

ダンパーの降伏耐力は、ダンパーを外付けする梁の耐力を考慮して計画する。

梁の耐力としては、面外曲げ耐力及びねじれ耐力等を考慮する。繰返し降伏による耐力上昇を考慮したブレースの最大軸力が、梁の各耐力を超えない事を以下で確認する。なお、耐力上昇率は予備解析に基づき 1.4 倍とする。

1) 梁耐力の算定

梁の面外曲げ耐力及びねじれ耐力の算定は、「第 編 枠なし外付け履歴型ダンパー補強工法における接合部設計・施工法(案)」(以下、接合部設計・施工マニュアルと呼ぶ)の第 3 章に基づいて、以下の耐力式により計算する。

a) 面外曲げ耐力

梁の面外の降伏曲げ耐力で、下式による。

$${}_cM_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad [N \cdot mm] \quad (5.3.1)$$

b) ねじれ耐力

スラブによる耐力上昇は考慮せず、下式によって算定する。

$$T_{wo} = 1.01 \frac{b^2 D}{\sqrt{b}} \sqrt{F_c} + \left(0.66m + 0.33 \frac{d_0}{b_0} \right) \frac{A_0 \cdot a_v \cdot \sigma_{vy}}{s} \quad (Nmm) \quad (5.3.2)$$

表 5.3.1 G1 (Y1 通り) に取り付くブレース (ダンパー) 耐力の算定の計算

階	B	D	主筋上	主筋下	主筋径	スタ-ラップ°	スパン	階高	角度
3	450	550	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
2	450	550	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
1	500	600	5	5	-D22	D10 @200	3200	3550	42.05

せん断終局強度 b_0Q_u 時のブレース耐力 b_0Q'

階	a_t (mm^2)	p_t (%)	M/Q_d	a_w (mm^2)	P_w	b_0Q_u (kN)	b_0Q' (kN)
3	1548	0.717	1.000	140.8	0.0016	512	694
2	1548	0.717	1.000	140.8	0.0016	512	694
1	1935	0.730	1.000	140.8	0.0014	624	841

終局曲げモーメント M_u 時のブレース耐力 P_M 、面外曲げ耐力 cM_u 時のブレース耐力 oP_M

階	a_t (mm^2)	M_u (kNmm)	柱ブ レース間	P_M (kN)	cM_u (kNmm)	oP_M (kN)
3	1548	217005	350	840	112765	477
2	1548	217005	350	840	112765	477
1	1935	299512	375	1075	155684	620

終局ねじれモーメント T_{u0} 時のブレース耐力 gQ_u

階	b_0	d_0	A_0	a_l	a_v	s	p_l	I_{p0}	p_v	m	T_{u0} (kNmm)	gQ_u (kN)
3	370	470	173900	3096	140.8	200	0.0125	1680	0.0048	3.29	105970	448
2	370	470	173900	3096	140.8	200	0.0125	1680	0.0048	3.29	105970	448
1	420	520	218400	3870	140.8	200	0.0129	1880	0.0044	3.67	143276	570

表 5.3.2 G2 (Y3, Y4 通り) に取り付くブレース (ダンパー) 耐力の算定

階	B	D	主筋上	主筋下	主筋径	スタ-ラップ°	スパン	階高	角度
3	400	500	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
2	400	500	4	4	-D22	D10 @200	3200	3500	42.46
1	400	500	5	5	-D22	D10 @200	3200	3550	42.05

せん断終局強度 b_0Q_u 時のブレース耐力 b_0Q'

階	a_t (mm^2)	p_t (%)	M/Q_d	a_w (mm^2)	P_w	b_0Q_u (kN)	b_0Q' (kN)
3	1548	0.900	1.000	140.8	0.0018	431	583
2	1548	0.900	1.000	140.8	0.0018	431	583
1	1935	1.125	1.000	140.8	0.0018	449	604

終局曲げモーメント M_u 時のブレース耐力 P_M 、面外曲げ耐力 cM_u 時のブレース耐力 oP_M

階	a_t (mm^2)	M_u (kNmm)	柱ブ レース間	P_M (kN)	cM_u (kNmm)	oP_M (kN)
3	1548	194400	325	810	105928	442
2	1548	194400	325	810	105928	442
1	1935	243000	325	1007	136836	629

終局ねじれモーメント T_{u0} 時のブレース耐力 gQ_u

階	b_0	d_0	A_0	a_l	a_v	s	p_l	I_{p0}	p_v	m	T_{u0} (kNmm)	gQ_u (kN)
3	320	420	134400	3096	140.8	200	0.0155	1480	0.0052	3.73	89144	406
2	320	420	134400	3096	140.8	200	0.0155	1480	0.0052	3.73	89144	406
1	320	420	134400	3870	140.8	200	0.0194	1480	0.0052	4.66	104198	479

接合部設計・施工マニュアルの「3.3 接合部の強度評価および余裕度」によれば、ねじれ耐力式による計算値の1.12倍のねじれ耐力があれば、接合部が破壊する状態にならないことが明らかにされている^{5.2)、5.3)}。一方、ねじれ耐力は、スラブが取り付くことにより、耐力上昇が確認されているが、その影響はあまり大きくないと考えられる。以上より、ここでは、耐力式の精度とスラブ効果を考慮して、耐力式の1.1倍を要求される梁ねじれ耐力として、取り付くブレースの耐力の上限を設定した。

以下では、G1・G2梁について面外曲げ耐力及びねじれ耐力等を算定し、これらの部材耐力とブレースの耐力上昇を考慮の上で、ブレースの設計降伏耐力を決定している。

2) G1 (Y1 通り) 及び G2 (Y3, Y4 通り) に取り付くブレース耐力の算定

G1 (Y1 通り) に取り付くダンパー耐力の算定の計算過程を表5.3.1に示す。また、G2 (Y3, Y4 通り) に取り付くダンパー耐力の算定を表5.3.2に示す。これらの計算より、G1・G2に取り付くダンパー耐力は、共に梁のねじれ耐力により制限される。

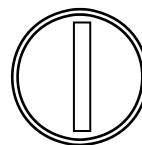
3) 座屈拘束ブレースの設計

梁の耐力とダンパーの耐力上昇率を考慮の上、ダンパーの降伏耐力及び配置計画を行う。ダンパー降伏部の断面は降伏耐力と材料強度により決定する。なお応力解析モデルにおけるダンパーの断面としては、降伏部以外の範囲の長さと同断面積を仮定の上、ダンパー全長に対して等価な軸剛性となるような断面積で与える。以下に、ダンパーの断面と、各階のブレース計画本数を示す。ダンパーの使用材料はLY225、耐力上昇率は1.4とする。目標層間変形角は1/100、ダンパー降伏部の歪を0.015とする。表5.3.3は、Y1通りダンパーの設計結果の一覧表である。また、表5.3.4は、Y3、4通りダンパーの設計結果の一覧表である。

また、架構全体の設計ダンパー本数について、表5.3.5に計画するダンパー本数と、各層ダンパーの剛性・水平耐力の合計を示す。

表 5.3.3 Y1 通りダンパーの設計結果

階	スパン	階高	角度	ブレース長さmm	目標水平変形 mm	軸変形 mm
3	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
2	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
1	3200	3550	42.05	4779	35.5	23.77



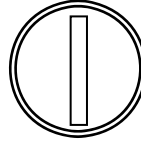
・ 2,3F
中央鋼材 板厚：PL-9mm
幅：174mm

・ 1F
中央鋼材 板厚：PL-12mm
幅：165mm

階	ブレース降伏部				ブレース降伏部外			ブレース全体軸剛性KN/mm			Y1通りブレース本数		
	長さ mm	耐力 KN	面積 mm ²	軸剛性 KN/mm	長さ mm	面積 mm ²	軸剛性 KN/mm	軸剛性 KN/mm	等価水平耐力	水平剛性	ダンパー数	水平剛性 KN/mm	水平耐力 KN
3	1574	320	1562	208	3168	31247	2071	189	216	86	10	864	2161
2	1574	320	1562	208	3168	31247	2071	189	216	86	20	1727	4322
1	1585	407	1988	263	3195	39753	2613	239	273	107	21	2257	5729

表 5.3.4 Y3、4 通りダンパーの設計

階	スパン	階高	角度	ブレース長さmm	目標水平変形 mm	軸変形 mm
3	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
2	3200	3500	42.46	4742	35.0	23.62
1	3200	3550	42.05	4779	35.5	23.77



・ 2,3F
中央鋼材 板厚：PL-9mm
幅：157mm

・ 1F
中央鋼材 板厚：PL-12mm
幅：139mm

階	ブレース降伏部				ブレース降伏部外			ブレース全体軸剛性KN/mm			Y3, Y4通りブレース本数		
	長さ mm	耐力 KN	面積 mm ²	軸剛性 KN/mm	長さ mm	面積mm ²	軸剛性 KN/mm	軸剛性 KN/mm	等価水平耐力	水平剛性	ダンパー数	水平剛性KN/mm	水平耐力 KN
3	1574	290	1415	189	3168	28308	1877	172	196	78	10	782	1958
2	1574	290	1415	189	3168	28308	1877	172	196	78	20	1565	3916
1	1585	342	1668	221	3195	33358	2193	201	229	90	21	1894	4807

表 5.3.5 設計ダンパー本数表

階	ダンパー数	ダンパー水平剛性 KN/mm	ダンパー水平耐力 KN
4	0	0	0
3	20	1646	4119
2	40	3292	8238
1	42	4150	10537

図 5.3.1～3 にダンパー配置計画を示す。

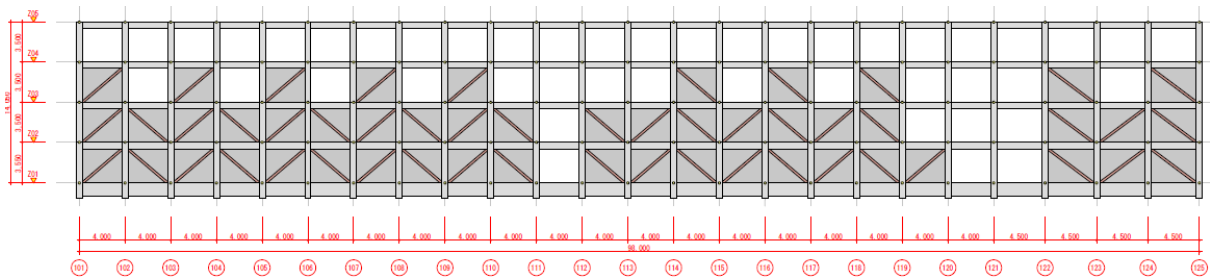


図 5.3.1 Y1 通り軸組図

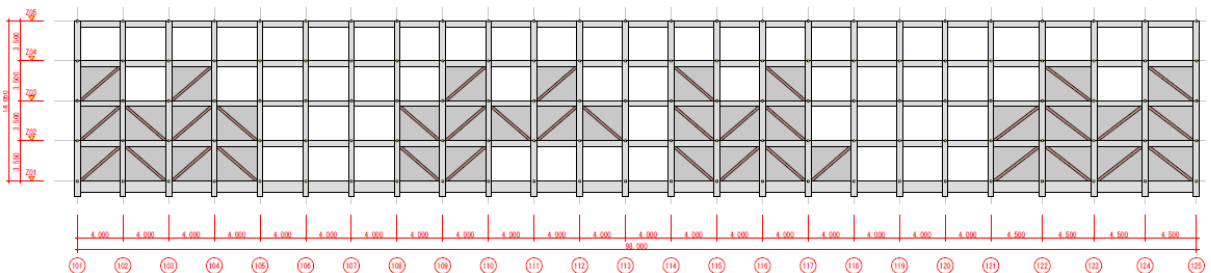


図 5.3.2 Y3 通り軸組図

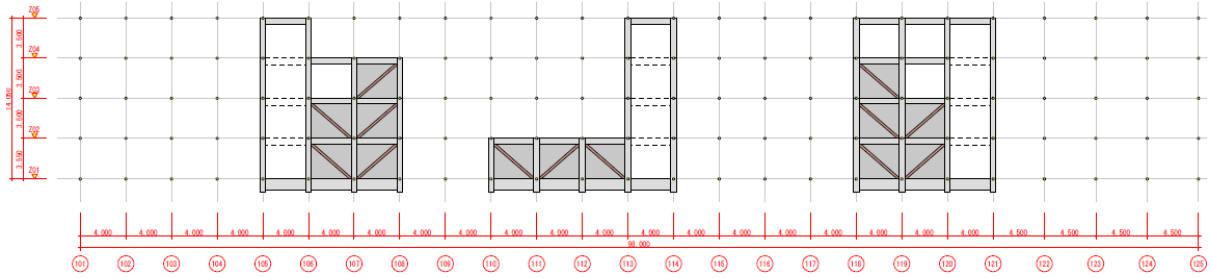


図 5.3.3 Y4 通り軸組図

5.3.3 増分解析結果

ダンパー補強後の増分解析結果のヒンジ図を図 5.3.4~7 に示す。増分解析は A_i 分布の荷重で行い、図は、3、4 階が 1/100 程度、1 階が 1/300 程度の変形の時のヒンジ状態である。

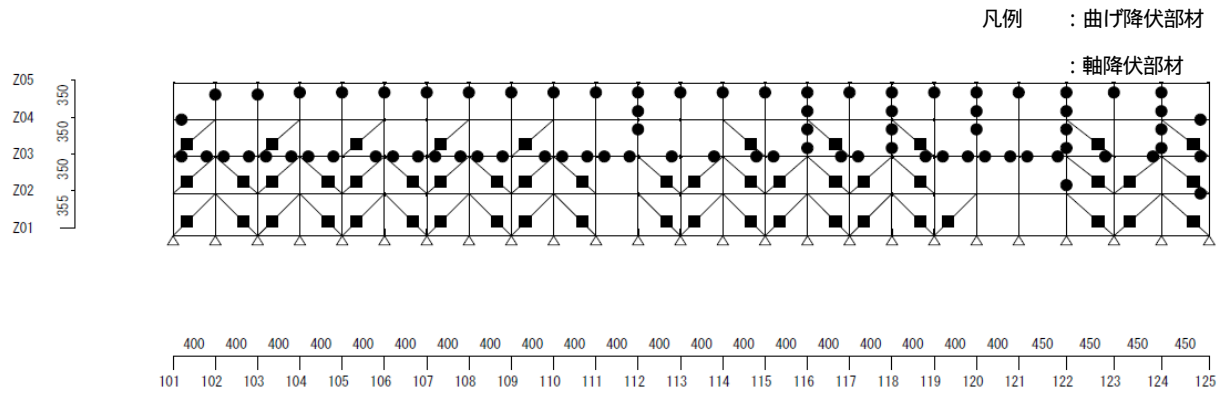


図 5.3.4 Y1 通りヒンジ図

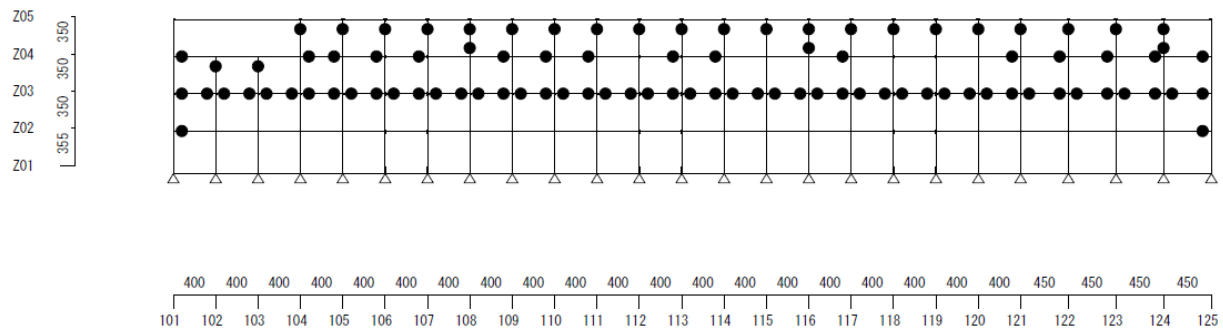


図 5.3.5 Y2 通りヒンジ図

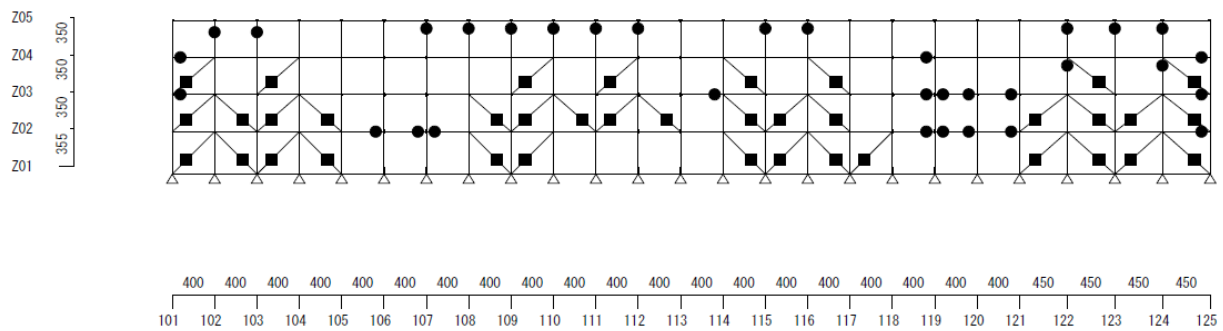


図 5.3.6 Y3 通りヒンジ図

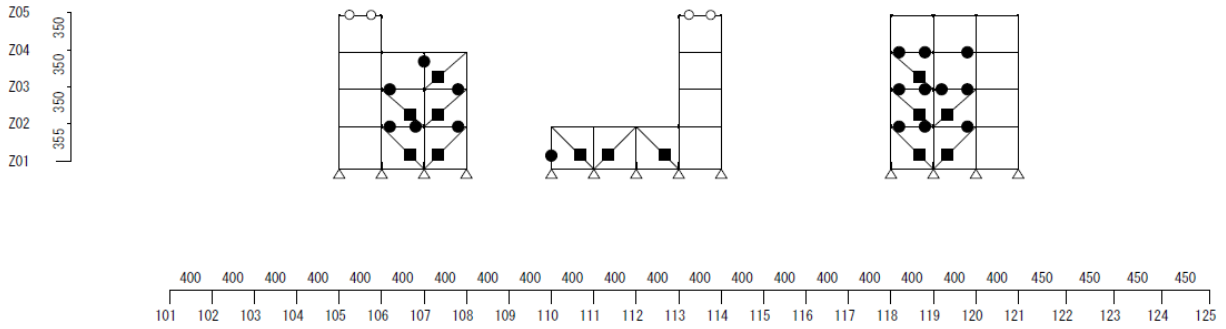


図 5.3.7 Y4 通りヒンジ図

各階のフレームとダンパー部分の剛性分担率を表 5.3.6 に、各階耐力を表 5.3.7 に示す。また、復元力特性を図 5.3.8 に示す。

表 5.3.6 剛性分担率

階	第i層水平剛性 k_i [$\times 10^3$ kN/m]	第i層ダンパー 負担率 d_i [%]	第i層フレーム 水平剛性 k_{fi} [$\times 10^3$ kN/m]	第i層ダンパー 水平剛性 k_{di} [$\times 10^3$ kN/m]
4	1778	0.0	1778	0
3	3165	46.6	1690	1475
2	4964	65.2	1729	3235
1	6622	61.6	2543	4079

表 5.3.7 各階耐力表

階	第i層 保有水平耐力 Q_{ui} [kN]	第i層ダンパー 負担率 d_i [%]	第i層フレーム 保有水平耐力 Q_{fui} [kN]	第i層ダンパー 保有水平耐力 Q_{dui} [kN]
4	8267	0.0	8267	0
3	14544	28.3	10422	4122
2	19749	41.7	11505	8244
1	24617	42.8	14077	10540

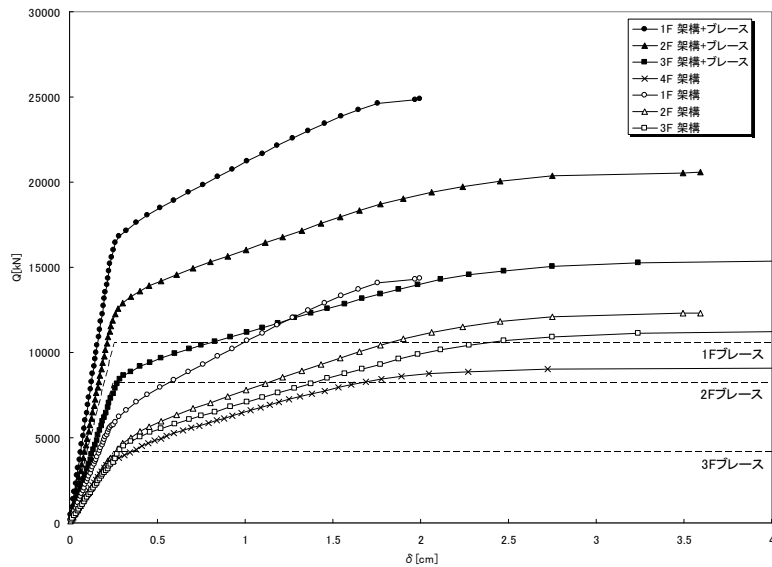


図 5.3.8 補強後の各層復元力特性

5.3.4 ダンパー接合部の設計

定着版（ベースプレート）PC 鋼棒、ベースプレート裏のコッター、グラウト面と RC 部材の境界面の摩擦耐力の設計および定着版浮き上がり耐力の確認を以下に示す。設計式は、第 編の「接合部設計・施工マニュアル」による。

1) 定着版、PC 鋼棒の設計

断面の板厚 T_{p1}

$$M_1 = \frac{T_1 \cdot a_1}{2} \quad (5.3.1)$$

$$\frac{M_1}{Z_p} \leq f_b \quad (5.3.2)$$

ここで、 T_1 : PC 鋼棒に作用する引張力 ($T_1 = \frac{a_2}{a_1 + a_2} \cdot T$)

$$Z_{p1} : \text{検討断面の断面係数} \left(Z_{p1} = \frac{2 \cdot a_1 \cdot b_E \cdot t_p^2}{6} \right)$$

式 (5.3.1)(5.3.2) より、断面の板厚 t_{p1} は (式 5.3.4) より求める。また、同様にして断面の板厚 t_{p2} は式 (5.3.5) より求める。定着版の許容曲げ応力度 f_b は、鋼構造設計規準（日本建築学会）のベアリングプレートなど面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度に基づく。

以上のことから、偏心曲げによって生じる定着版の曲げ応力度が定着版の短期許容曲げ応力度以下になるように、定着版の板厚 t_p は式 (5.3.3) により決定する。

$$t_p \geq \max(t_{p1}, t_{p2}) \quad (5.3.3)$$

$$t_{p1} = \sqrt{\frac{3 \cdot T \cdot a_2}{2 \cdot (a_1 + a_2) \cdot f_b}} \quad (5.3.4)$$

$$t_{p2} = \sqrt{\frac{3 \cdot T \cdot a_1}{2 \cdot (a_1 + a_2) \cdot f_b}} \quad (5.3.5)$$

ここに、 t_{p1} : 検討断面の板厚

t_{p2} : 検討断面の板厚

T : PC 鋼棒に作用する引張合力 ($=M_e / j$)

M_e : 偏心曲げモーメント ($=P_u \times h_1$)

j : 応力中心間距離 ($=(j_1 + j_2) / 2$)

f_b : 定着版の短期許容曲げ応力度 ($=F / 1.3 \times 1.5$)

h_1 : 定着板面からピン孔中心までの距離

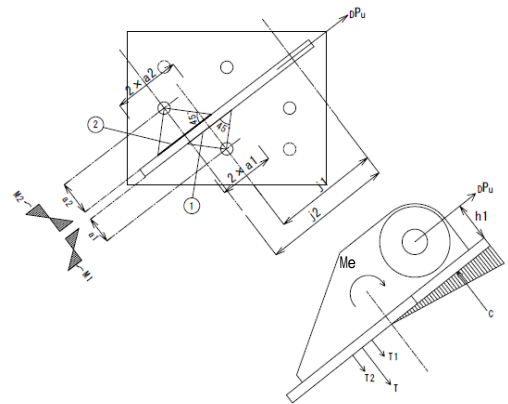


図 5.3.9 定着版の曲げ検討モデル

Y1 通り、1 階のブレースの接合部の設計を以下に示す。

各寸法

h_1	125mm
a_1, a_2	120mm
${}_D P_v$	570kN
j	300mm
BPL	SN490

1.2 の余裕度を考慮する

$$F_b = 235 \text{ N/mm}^2$$

・ PC 鋼棒の設計

$$\text{引張力 } T = {}_D P_v \times h_1 / j / 2 \times 1.2$$

$$\text{引張力 } T = 142.5 \text{ kN}$$

$$\text{A 種 } 17 \quad T_u = 178.2 \text{ kN}$$

下記 3) の境界面の摩擦耐力の設計より

$$\text{B 種 } 21 \quad 322.1 \text{ kN}$$

・ ベースプレート厚

$$t = 21.3 \text{ mm} \quad \text{BPL-22 とする。}$$

2) ベースプレート裏のコッターの設計

コッターのみで、滑り耐力を確保する。

$$Q_{GS} = n_{sky} \cdot Q_{sky} \quad (5.3.6)$$

Q_{GS} : グラウトのせん断破壊耐力(N)

n_{sky} : コッターの個数

Q_{sky} : コッターの支配耐力で決まる値(= $A_p \cdot \sigma_c \cdot (1 + \dots)$)

A_p : コッターの支配面積(mm²) (図 5.3.10 参照)

σ_c : グラウトの圧縮耐力(N/mm²)

: 圧縮耐力による耐力増加割合(= $3.55 \sqrt{\sigma_N / \sigma_G}$)

N : 接合面に生じる圧縮軸応力度(N/mm²)

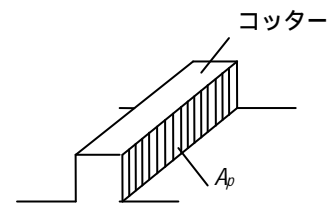


図 5.3.10 コッターの支配面積

コッター数: 2 個

コッター形状: 長さ 240mm 突出長 10mm コッター幅 10mm

$$A_p = 240 \times 10 \times 2 = 4800 \text{ mm}^2$$

グラウト材 $\sigma_c = 40 \text{ N/mm}^2$

$$\sqrt{N} = 271.9 \times 1000 \times 4 / 450 / 450 = 5.37 \text{ N/mm}^2$$

$$= 1.255$$

$$Q_{sky} = 4800 \times 40 \times (1 + 1.255) = 489.6 \text{ kN}$$

$$Q_{GS} = 489.6 \times 2 = 979.2 \text{ kN} > 570 \times 1.2 = 684 \quad \text{OK}$$

3) グラウト面と RC 部材の境界面の摩擦耐力

$$Q_{sl} = \mu \cdot n_{pc} \cdot N_{pc} \quad (\text{N}) \quad (5.3.7)$$

Q_{sl} : 滑り耐力時のブレース応力(N)

μ : 摩擦係数 0.63 (既往の研究値)

n_{PC} : 取付けた PC 鋼棒の本数

N_{PC} : PC 鋼棒 1 本当たりの締付け力(N), 有効導入力 $0.85 N_{PC}$

$$Q_{Sj} = 0.63 \times 4 \times 0.85 \times 322.1 = 689.9 \text{ kN} > 570 \times 1.2 = 684 \quad \text{OK}$$

4) 定着版浮き上り耐力の確認

ダンパー引張方向で、
浮き上りモーメント

$$570 \times 1.2 \times 125 = 85500 \text{ kNm}$$

抵抗モーメント

$$0.85 \times 322.1 \times 4 \times 210 = 229979 \text{ kNm} : \text{OK}$$

(PC 鋼棒の締付け力による)

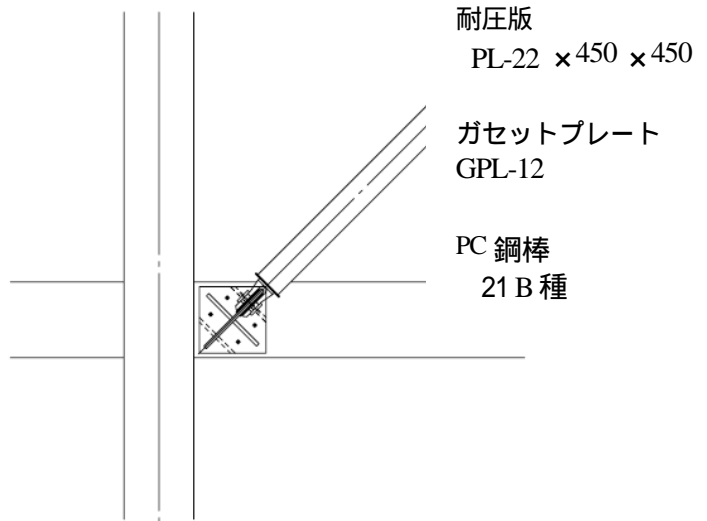


図 5.3.11 ダンパー接合部詳細

以上より設計されたダンパー接合部の詳細を図 5.3.11 に示す。

5.4 補強後の建物のエネルギー法による計算

5.4.1 固有周期の計算

補強後の建物の損傷限界時、安全限界時の固有周期は、それぞれ、0.49sec 及び 0.68sec ($=T_d \times 1.4$) である。

5.4.2 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

増分解析から得られた結果に基づいて、フレームおよびダンパーの復元力特性を、表 5.4.1 及び図 5.4.1 に示すバイリニアにモデル化する。

表 5.4.1 主架構とダンパーの復元力特性

階	K_{fi} [kN/m]	Q_{fui} [kN]	f_{ui} [mm]	K_{di} [kN/m]	Q_{dui} [kN]	d_{ui} [mm]
4	490058	8267	16.9	0	0	0.00
3	457901	10422	22.8	1475030	4122	2.79
2	469398	11505	24.5	3235100	8244	2.55
1	801364	14077	17.6	4079170	10540	2.58

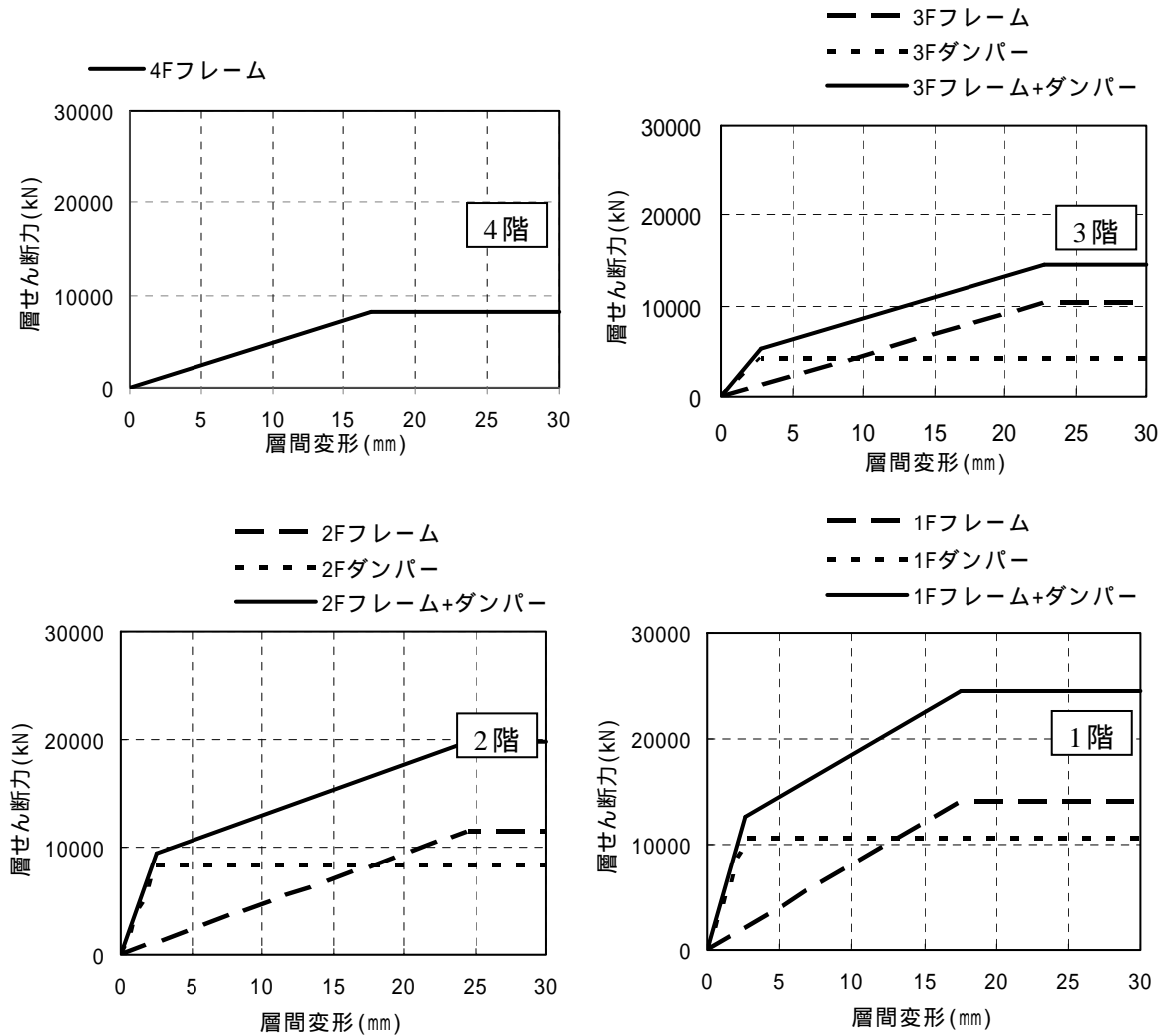


図 5.4.1 各階の復元力特性

5.4.3 極めて稀に発生する地震に対する検証

1) 建築物に作用するエネルギー量

表 5.4.2 に最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性エネルギー (W_e)、表 5.4.3 に建物に作用するエネルギー E_s の計算結果を示す。建物に作用するエネルギー E_s は下式で計算される値である。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (5.4.1)$$

表 5.4.2 弾塑性エネルギー W_e

階	Q_{fi} [kN]	f_i [mm]	Q_{dui} [kN]	d_{ui} [mm]	W_{fi} [kN·m]	W_{dei} [kN·m]	W_{dpi} [kN·m]	W_e [kN·m]
4	8267	16.87	0	0.00	69.73	0.00	0	70
3	10422	20.31	4122	2.79	94.40	5.76	722	822
2	11505	19.34	8244	2.55	87.81	10.50	1384	1483
1	14077	12.10	10540	2.58	58.70	13.62	1003	1076
					310.65	29.88	3110	3450

ここで Q_{fi} および δ_{fi} は、最弱層 (4 階) が保有水平耐力に達した時の、各階の層せん断力および層間変位である。

表 5.4.3 建物に作用するエネルギー E_s の計算

T_s	[sec]	0.680
G_s	-	1.595
	-	0.900
V_s	[m/sec]	1.170
M	[t]	5808.8
$1/2MV_s^2$	[kN·m]	3972.6
W_f	[kN·m]	310.6
W_d	[kN·m]	3139.6
W_e	[kN·m]	3450.2
E_s	[kN·m]	522.4

2) 各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量

上記の E_s を各階に分配し、各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_{Si} を求める。表 5.4.4 に計算結果一覧を示す。ここで、表 5.4.3 の E_s と下表 $\sum E_{Si}$ は一致する。

表 5.4.4 エネルギー量 E_{Si}

階	S_i	p_i	p_{ti}	E_{Si} / E_s	E_{Si}
4	0.4771	0.822	1.000	0.200	104.4
3	0.9642	0.891	1.000	0.293	152.9
2	1.2742	0.937	1.000	0.316	165.1
1	1.0000	1.000	1.000	0.191	100.0
					522.4

3) 主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ を算出する。計算結果を表 5.4.5 に示す。

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad (5.4.2)$$

$$\text{ここで、 } E_{Sfi} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} \quad (5.4.3)$$

表 5.4.5 必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$

階	Q_{fui} [kN]	f_{ui} [mm]	Q_{ui} [kN]	E_{Si} [kN・m]	Q_{fui}/Q_{ui}	E_{Sfi} [kN・m]	$\bar{\eta}_{fi}$
4	8267	16.9	8267	104.39	1.00	104.39	0.37
3	10422	22.8	14544	152.94	0.72	109.59	0.23
2	11505	24.5	19749	165.05	0.58	96.15	0.17
1	14077	17.6	24617	99.98	0.57	57.17	0.12

4) ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

ダンパー部分の必要エネルギー吸収量 E_{Sdi} を下式で計算する。計算結果は表 5.4.6 に示す。

$$E_{Sdi} = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{Sdpi} \quad (5.4.4)$$

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (5.4.5)$$

表 5.4.6 必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

階	E_{Si} [kN・m]	Q_{dui} [kN]	Q_{dui}/Q_{ui}	d_{ui} [mm]	i [mm]	E_{Sdi}^* [kN・m]	E_{Sdpi} [kN・m]	$E_{Sdpi} \cdot d_{dpi}$ [kN・m]	E_{Sdi} [kN・m]	$\bar{\eta}_{di}$
4	104.39	0	0.000	0.00	16.87	0.00	0	0	0	-
3	152.94	4122	0.283	2.79	20.31	43.34	2887	0	2931	127.21
2	165.05	8244	0.417	2.55	19.34	68.90	5538	0	5607	133.45
1	99.98	10540	0.428	2.58	12.10	42.81	4014	0	4056	74.47

ここで、 δ_i : 最弱層 δ_{fui} に達した時の各階の層間変位

$$E_{Sdi}^* = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} \quad (5.4.6)$$

5) 最大層間変形角

必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_i$ より、下式で計算し、最大層間変形角は 1/132 となる。(表 5.4.7、図 5.4.2 参照)

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (5.4.7)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (5.4.8)$$

$$\delta_{maxi} = \mu_i \times \delta_{ui} \quad (5.4.9)$$

表 5.4.7 最大層間変形角

階	f_i	μ_i	δ_{maxi} [mm]	δ_{maxi}/H_i
4	0.374	1.187	20.0	1/ 175
3	0.231	1.116	25.4	1/ 138
2	0.170	1.085	26.6	1/ 132
1	0.116	1.058	18.6	1/ 191

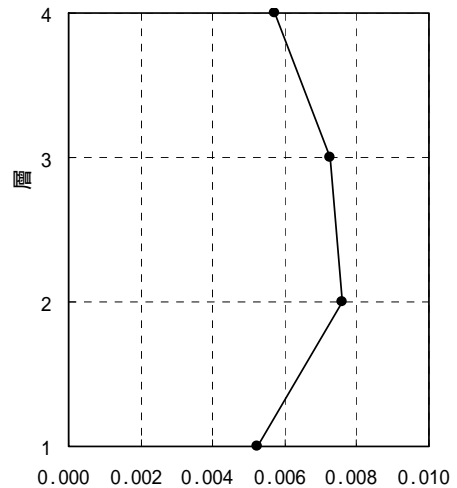


図 5.4.2 層間変形角

6) 各階が塑性ひずみとして吸収できるエネルギー量の計算

a) 主架構

応答が 1/100 以内となっており、RC 架構としては十分な変形性能があると考えられる。

b) ダンパー部分

表 5.4.8 より、ダンパーの塑性率は 3 階で最大 9.4 となる。図 5.4.3 に示す塑性率とダンパーの累積塑性変形倍率の保有性能の関係より、この塑性率に対する保有性能は約 2000 程度となり、エネルギー法による計算結果では累積塑性変形倍率が最大 133.5 であることから、ダンパーのエネルギー吸収能力としては十分に余裕の範囲内であると言える。

表 5.4.8 ダンパー塑性率

階	Q _d (kN)	d _y (m)	X方向								
			Q _{d_{ui}} /Q _{ui}	E _{s_{di}} *Q _{d_{ui}} /Q _{ui} (kN・m)	E _{s_{dpi}} (kN・m)	*E _{s_{dpi}} (kN・m)	E _{s_{di}} (kN・m)	d _i	μ'-1	d	μ'-1
4	0	0.0000	0.000	0.0	0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
3	4122	0.0028	0.283	43.3	2887	0.0	2930.5	127.2	8.1	0.88	9.3
2	8244	0.0025	0.417	68.9	5538	0.0	5606.9	133.5	9.4	0.96	9.8
1	10540	0.0026	0.428	42.8	4014	0.0	4056.3	74.5	6.2	1.00	6.2

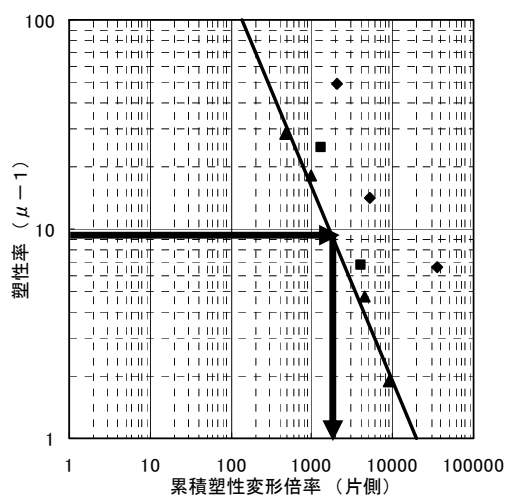


図 5.4.3 ダンパーの保有性能

c) ダンパーの降伏部のひずみおよび耐力上昇率の確認

本設計では、ブレース耐力上昇率としては、1.4 倍程度を想定している。エネルギー法での計算結果と図 5.4.4 の既往の実験結果に基づけば、表 5.4.9 に示すように、本設計でのブレースの耐力上昇はほぼ 1.4 倍程度となっている。ブレース耐力は取り付く梁のねじれ耐力により決定されており、ねじれ耐力の算定上無視しているスラブの効果等を考慮すれば、ブレースの降伏耐力は十分発揮可能と考えられる。

表 5.4.9 ダンパー耐力上昇

階	スパン mm	階高 mm	ブレース変位		ブレース降伏部外				ブレース降伏部				耐力 上昇率
			水平変位 max mm	軸変形 mm	軸剛性 KN/mm	軸変形 mm	長さmm	軸ひずみ	軸剛性 KN/mm	軸変形 mm	長さ mm	軸ひずみ	
4	3200	3500	20.0	13.5	2072.78	1.2	3168	0.04%	208.53	12.3	1574	0.78%	1.34
3	3200	3500	25.4	17.1	2072.78	1.6	3168	0.05%	208.53	15.6	1574	0.99%	1.40
2	3200	3500	26.6	17.9	2072.78	1.6	3168	0.05%	208.53	16.3	1574	1.04%	1.41
1	3200	3550	18.6	12.4	2613.90	1.1	3195	0.04%	263.50	11.3	1585	0.71%	1.32

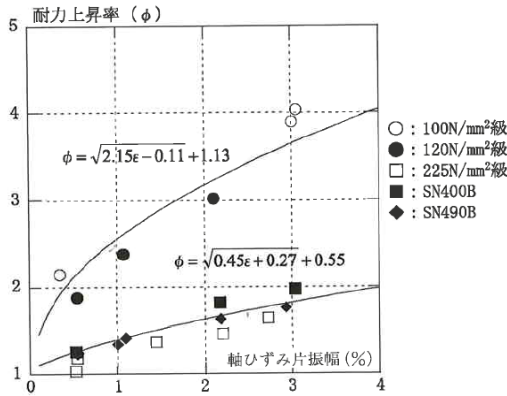


図 5.4.4 鋼材の耐力上昇率と軸ひずみ振幅との関係

(BCJ「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説」より転載)

5.5 地震応答解析による検討

5.5.1 応答解析用地震波

解析モデルは等価せん断型モデルとする。各層の各要素の復元力特性は、エネルギー法で設定した復元力特性を用いた。図 5.5.1 にモデル概念図を示す。表 5.5.1 に入力地震動の一覧を示す。

表 5.5.1 地震波一覧

地震波	略称	最大加速度 [cm/s ²]
EL CENTRO 1940NS	ELNS	511
HACHINOHE 1968EW	HAEW	255
JMA KOBE NS	KONS	470
模擬波(乱數位相)	ART-RAND	492
模擬波(八戸EW位相)	ART-HAEW	590
模擬波(神戸NS位相)	ART-KONS	499

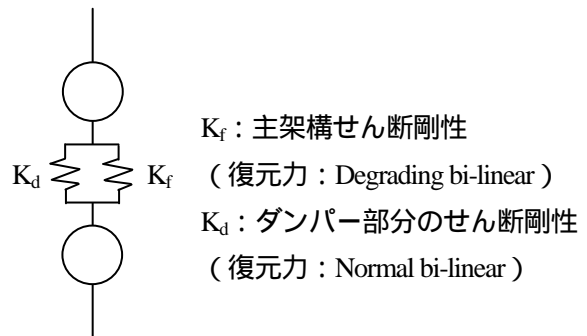


図 5.5.1 振動解析モデル概念図

5.5.2 補強後の建物の地震応答解析結果

解析結果を図 5.5.2 に示す。エネルギー法による層間変形は最大 1/132 であり、地震応答解析の各波からすると、平均的な評価となっている。参考として、表 5.5.2 に、地震応答解析の V_d とエネルギー法計算の V_s の比較一覧を示す。

表 5.5.2 より、エネルギー法の V_s に対する既往波の V_d は、ELNS と KONS が大きく HAEW が小さい事と

なっており、この大小関係が図 5.5-2 の最大層間変形角の関係にも現れている。

一方 ART-RAND と ART-HAEW については、 V_d は大きいものの層間変形角はエネルギー法の結果に近くなっている。これらの継続時間がやや長い地震波では入力エネルギーが大きくなるため、 V_d の値と最大層間変形角の傾向が他の地震波と異なっているものと考えられる。

表 5.5.2 V_s と V_d の比較

入力地震動	損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 V_d (cm/s)	エネルギー法の計算の V_s
ELNS	135	117
HAEW	81	
KONS	124	
ART-RAND	151	
ART-HAEW	158	
ART-KONS	117	

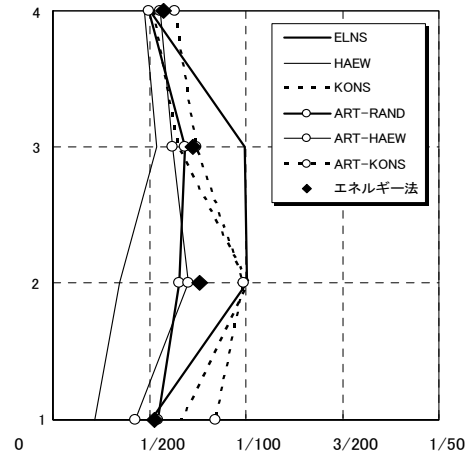


図 5.5.2 層間変形角の比較

5.6 換算 I_s 値の計算

3章で示された履歴型ダンパーで補強された建物の換算 I_s 値の計算方法に従って、本建物の補強後の換算 I_s 値を計算する。この計算方法はエネルギー法の計算で用いた値等を使って計算することが可能であり、各層毎に想定される限界変形までの吸収エネルギーを等価な弾性エネルギーに置換して I_s 値を評価する。この等価な弾性エネルギーを、その層に入力されるエネルギーに対して相対的に評価することによって I_s 値が計算される。詳細は3章に記載されており、本節では当該建物に対して適用し計算した結果を示す。

5.6.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N S_j}} \quad (5.6.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{\frac{E_{D,i}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (5.6.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (5.6.3)$$

ここで、 M は総質量、 γ_i は多質点系の補正係数、 T_d は損傷限界時割線剛性による固有周期、 E_{D_i} は層の保有吸収エネルギー（詳細は3章）、 S_i は各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 P_i は各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれを表す数値、 P_{ii} は各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n は損傷集中指数

損傷集中を考慮した(5.6.2)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、損傷が集中しない層の I_s 値は大きく算定されてしまう。そこで、損傷集中を考慮しない(5.6.1)式と損傷集中を考慮する(5.6.2)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義する。

5.6.2 架構の復元力特性

換算 I_s 値の計算に必要な本補強建物の主架構とダンパー部分の復元力特性及び想定した各層の許容限界変形を表 5.6.1 に示す。本建物では、補強後の建物各層の許容限界変形を 1/100 にしている。

表 5.6.1 主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

階	層	フレーム			ダンパー		
	$R_{\max,i}$ [rad.]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	Q_{fui} [kN]	δ_{fui} [mm]	$\delta_{d\max,i}$ [mm]	Q_{dui} [kN]	δ_{dui} [mm]
4	1/100	35.0	8267	16.9	35.0	-	-
3	1/100	35.0	10422	22.8	35.0	4122	2.8
2	1/100	35.0	11505	24.5	35.0	8244	2.5
1	1/100	35.5	14077	17.6	35.5	10540	2.6

5.6.3 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー E_{D_i} の調整係数 a_{E_i}

下式で計算される主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー E_{D_i} の調整係数 a_{E_i} の算定結果を表 5.6.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (5.6.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \quad (5.6.5)$$

表5.6.2 I_s 値換算のための調整係数

階	δ_{fui} [mm]	$\delta_{f\max,i}$ [mm]	μ_i	Φ	${}_f a_{E,i}$	${}_d a_{E,i}$
4	16.9	35.0	2.07	1.21	0.48	0.48
3	22.8	35.0	1.54	1.24	0.60	0.50
2	24.5	35.0	1.43	1.24	0.65	0.50
1	17.6	35.5	2.02	1.21	0.49	0.49

5.6.4 各層の保有吸収エネルギー E_{D_i} の算定

主架構とダンパー部分が許容限界変形までに吸収できるエネルギーを各層毎に計算した結果を表 5.6.3 に示す。

表 5.6.3 各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

階	W_{fi} [kN・m]	E_{sfi} [kN・m]	W_{dei} [kN・m]	W_{dpi} [kN・m]	E_{sdi} [kN・m]	${}^fE_{D,i}$ [kN・m]	${}^dE_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
4	69.9	598.6	—	—	—	668.4	—	320.4
3	118.8	508.6	5.8	824.6	201.1	627.4	1032	892.9
2	140.9	483.2	10.5	1810	346.2	624.1	2166	1489
1	123.9	1007.9	13.6	1583	754.7	1132	2351	1697

5.6.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 5.6.4 に示す。

表 5.6.4 多質点系の補正係数 γ_i

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
4	0.822	0.901	1.10
3	0.891	0.976	1.10
2	0.937	1.027	1.10
1	1.000	1.096	1.10
ave	0.913		

5.6.6 換算 I_s 値の算定

エネルギー法から計算される基準状態の損傷分布則 $\frac{S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}$ の値等を用いて式(5.6.1)～

(5.6.3)によって、各層の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 5.6.5 に示す。最小の値は第 4 層の 0.89 である。

表 5.6.5 補強建物の各層の換算 I_s 値

階	γ_i	$E_{D,i}$ [kN・m]	$s_i/\sum s_i$	損傷分布則	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$c I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
4	1.10	320.4	0.129	0.200	1.11	0.89	0.89
3	1.10	892.9	0.260	0.293	1.30	1.23	1.23
2	1.10	1489	0.342	0.315	1.47	1.53	1.47
1	1.10	1697	0.269	0.192	1.76	2.09	1.76

参考文献

- 5.1) 学校施設の耐震補強マニュアル RC造学校校舎編 2003年改訂版、文部科学省、2003.7
- 5.2) 箕輪田翔、住岡良紀、長谷川隆、森田高市、向井智久、石井匠、佐藤大樹、北村春幸：外付け制振補強された既存 RC 造建物の耐震補強設計手法に関する研究 その 1 取付部の実験概要、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp651～pp652、2008.9
- 5.3) 住岡良紀、箕輪田翔、長谷川隆、森田高市、向井智久、石井匠、佐藤大樹、北村春幸：外付け制振補強された既存 RC 造建物の耐震補強設計手法に関する研究 その 2 取付部の破壊モードとその耐力算定式について、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp653～pp654、2008.9