

第6章 RC造集合住宅の補強設計例と計算（計算例3）

本設計事例では、1981年以前の旧基準で設計されているRC造集合住宅を対象にして、ダンパーによる耐震補強の効果と検証方法の検討を行う。ここでは、履歴型ダンパー等による補強を行い、補強後の性能として、既存フレームの各部位がほとんど塑性化しないような性能を目指す。ここでは、このRC造集合住宅建物を対象にして、エネルギー法によって、主架構がほぼ弾性となるようにブレース型ダンパーによる補強設計を行う。補強された建物について、エネルギー法による計算結果と地震応答解析を比較し、エネルギー法の適用性を検証する。

6.1 建物概要

6.1.1 平面図、軸組図及び部材断面

検討対象として選定した建物^{6.1)}は、鉄筋コンクリート構造5階建ての昭和49年に建設された中層住宅であり旧基準の設計である。その建物概要を表6.1.1に示す。この建物の補強前の I_s 値を、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」の3次診断法によって計算した結果、X方向では、1階～4階が0.38～0.48、Y方向では1階ピロティ階が0.45となり、これらの部分で補強が必要であることがわかった。

図6.1.1、図6.1.2に対象とする建物の平面図、軸組図を示す。基準階の平面形状は整形で立面方向にも均質な架構構成となっているが、1階が駐車場となっているのでピロティ形式となっている2階以上の架構では、X方向は、たれ壁、そで壁があり短柱状態となっている。Y方向は戸境壁が全て耐力壁となっている。建物妻側に、屋外階段屋があるが、本検討ではそれらの剛性および耐力は無視した。柱及び梁部材断面を、表6.1.2、表6.1.3に示す。

表 6.1.1 建物概要

建物名称	
所在地	東京23区
用途	共同住宅
構造種別	鉄筋コンクリート造
延床面積	832 m ²
建築面積	172.2 m ²
階数	地上5階、塔屋-
高さ	軒高14.0m、最高高さ14.7m
標準階高	2.6m

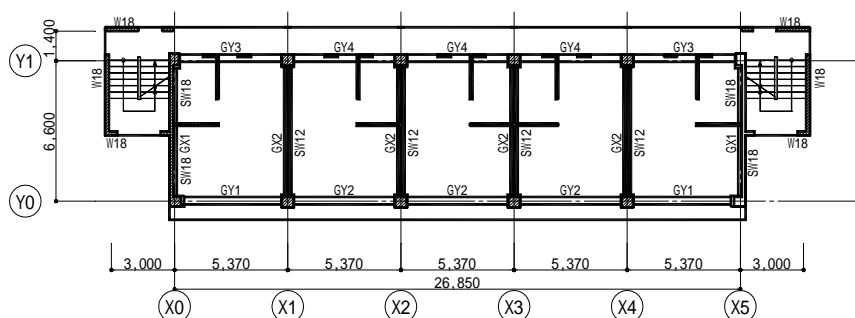


図 6.1.1 一般階伏図

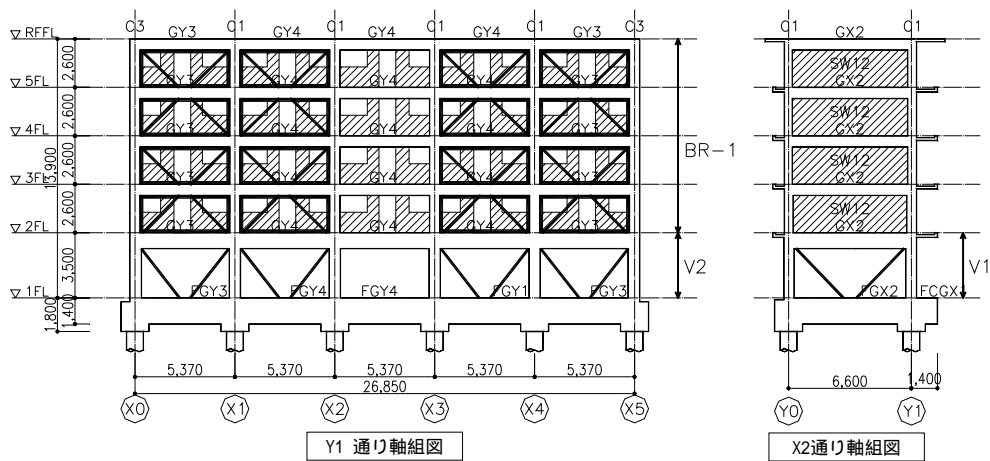
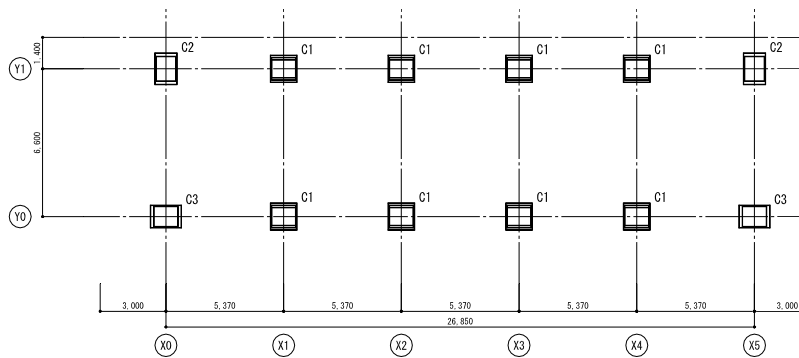


図 6.1.2 軸組図

表 6.1.2 柱断面

階		C1	C2	C3		共通事項
05 階 03 階	断面					<p>特記なき限り下記による。 1.</p>
	B × D	550 × 400	450 × 550	550 × 450		
	Y方向鉄骨	-	-	-		
	X方向鉄骨	-	-	-		
	主筋	6- D22	8- D22	8- D22		
	フープ	9- □ - φ100	9- □ - φ100	9- □ - φ100		
02 階	断面					
	B × D	550 × 500				
	Y方向鉄骨	-				
	X方向鉄骨	-				
	主筋	10- D25				
	フープ	9- □ - φ100				
01 階	断面					
	B × D	600 × 600	500 × 700	700 × 500		
	Y方向鉄骨	-	-	-		
	X方向鉄骨	-	-	-		
	主筋	10- D25	10- D22	10- D22		
	フープ	9- □ - φ100	9- □ - φ100	9- □ - φ100		



柱符号図

表 6.1.3 梁断面

大梁断面表-1 S=1/30									
階		GX1		GX2		GX3	GY1		
RF	位置	端部	中央	端部	中央	全断面	端部	中央	
	断面								
	B x D	300 x 600		300 x 600		200 x 600	300 x 600		
	上端筋	一段筋	4- D19	2- D19	3- D16	2- D16	2- D13	4- D16	2- D16
		二段筋	-	-	-	-	2- D13	-	-
	下端筋	一段筋	2- D19	3- D19	2- D16	4- D16	2- D13	2- D16	3- D16
		二段筋	-	-	-	-	-	-	-
	スターラップ		9- □ - @200		9- □ - @200		9- □ - @200	9- □ - @200	
	腰筋		2- D13		2- D13		2- D13	2- D13	
	備考								
5	位置	端部	中央	端部	中央		端部	中央	
	断面								
	B x D	300 x 600		300 x 600			300 x 600		
	上端筋	一段筋	4- D22	2- D22	4- D19	2- D19		4- D19	2- D19
		二段筋	-	-	-	-		-	-
	下端筋	一段筋	3- D22	3- D22	2- D19	3- D19		2- D19	3- D19
		二段筋	-	-	-	-		-	-
	スターラップ		9- □ - @200		9- □ - @200			9- □ - @200	
	腰筋		2- D13		2- D13			2- D13	
	備考								
4	位置	同上		端部	中央		端部	中央	
	断面	同上							
	B x D	同上		300 x 600			300 x 600		
	上端筋	一段筋			4- D22	2- D22		3- D22	2- D22
		二段筋			-	-		2- D22	-
	下端筋	一段筋			3- D22	3- D22		2- D22	3- D22
		二段筋			-	-		-	-
	スターラップ				9- □ - @200			9- □ - @200	
	腰筋				2- D13			2- D13	
	備考								
3	位置	端部	中央	端部	中央	全断面	端部	中央	
	断面								
	B x D	350 x 600		350 x 600		200 x 600	350 x 600		
	上端筋	一段筋	3- D22	2- D22	4- D22	3- D22	2- D13	4- D22	3- D22
		二段筋	2- D22	-	2- D22	-	2- D13	2- D22	-
	下端筋	一段筋	4- D22	3- D22	4- D22	3- D22	2- D13	4- D22	3- D22
		二段筋	-	-	-	-	-	-	-
	スターラップ		9- □ - @175		9- □ - @175		9- □ - @150	9- □ - @175	
	腰筋		2- D13		2- D13		2- D13	2- D13	
	備考								
2	位置	端部	中央	端部	中央	全断面	端部	中央	
	断面								
	B x D	350 x 850		350 x 850		200 x 600	350 x 850		
	上端筋	一段筋	3- D25	3- D25	4- D25	3- D25	2- D13	3- D25	2- D25
		二段筋	2- D25	-	2- D25	-	2- D13	2- D25	-
	下端筋	一段筋	4- D25	3- D25	3- D25	3- D25	-	4- D25	3- D25
		二段筋	-	-	2- D25	-	-	-	-
	スターラップ		9- □ - @100		9- □ - @120		9- □ - @100	9- □ - @175	
	腰筋		2- D13		2- D13		2- D13	2- D13	
	備考								

ダンパーは、表 6.1.4 及び図 6.1.3 に示すような外側の補強鋼管に内側の軸力管を内蔵したタイプで、全体座屈の拘束により、軸力管が圧縮時でも地震エネルギーを安定して吸収するものとする。軸力管有効細長比 ($\lambda_e=0$) として扱い、圧縮耐力=引張耐力とする。本検討における、ダンパーの設計要求性能としては、最大軸ひずみ 1.00%、保有累積塑性変形倍率()200 である。接合部は低降伏点鋼の耐力上昇を考慮しても十分な耐力を有するものとする。

補強ブレースは、表 6.1.5 に示す断面を有する H 鋼(SS400)を用いる。

表 6.1.4 ダンパー断面リスト

名称	軸断面積 (mm ²)	芯鉄骨材質
V1	4400	LY100 (F=80N/mm ²)
V2	4800	LY100 (F=80N/mm ²)

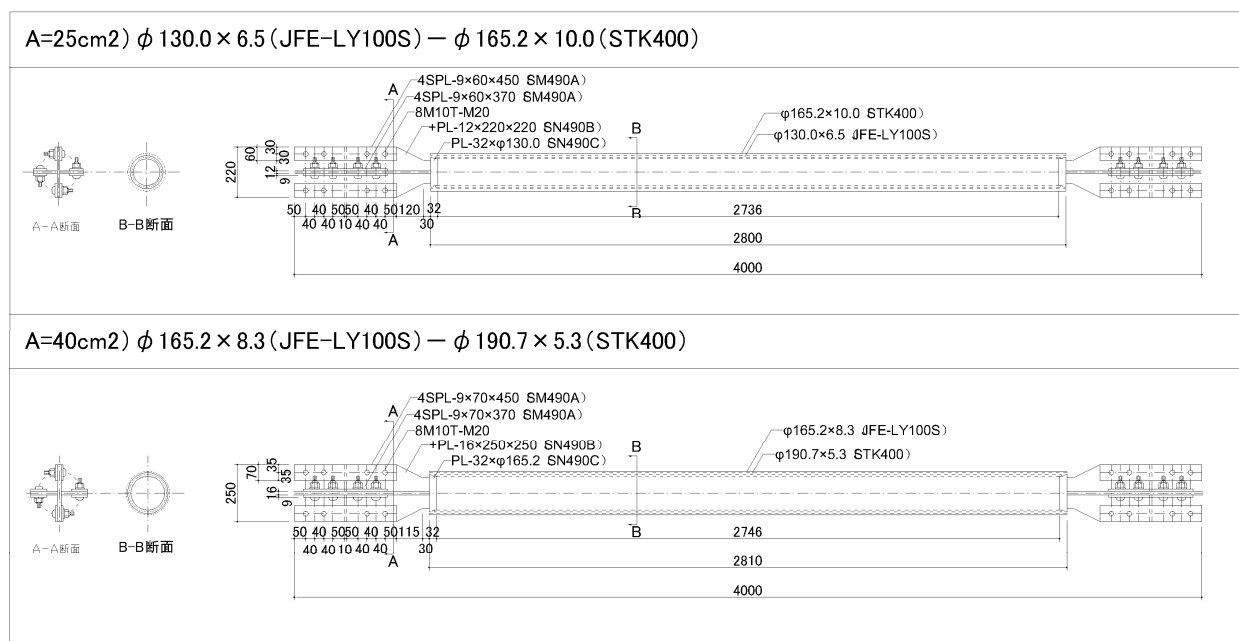


図 6.1.3 ダンパー断面詳細 (例示)

表 6.1.5 補強ブレース断面リスト

名称	軸断面積 (mm ²)	鉄骨断面、材質
BR-1	3800	200 x 150 x 6 x 9 (SS400)

6.1.2 材料

表 6.1.6 ~ 表 6.1.11 に柱、梁等の材料の特性等を示す。

表 6.1.6 許容応力度（鉄筋）

単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	長 期		短 期	
		圧縮、引張	せん断補強	圧縮、引張	せん断補強
SD295A	F=295	195	195	295	295

表 6.1.7 許容応力度（コンクリート）

単位（N/mm²）

基 準 強 度	長 期				短 期			
	圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
			上端筋	その他			上端筋	その他
21	7.0	0.7	1.4	2.1	14	1.05	2.1	3.15

表 6.1.8 許容応力度（鉄骨）

単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	長 期		短 期	
		圧縮、引張	せん断補強	圧縮、引張	せん断補強
SS400	F=235	F/1.5	F/ 3/1.5	F	F/ 3
LY100	F=80	F	F / 3/1.5	F	F/ 3

表 6.1.9 材料強度（鉄筋） 単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	材 料 強 度	
		圧縮、引張	せん断補強
SD295A	F=295	295	295

表 6.1.10 材料強度（コンクリート） 単位（N/mm²）

基 準 強 度	材 料 強 度		
	圧縮	引張、せん断	付着
21	21	2.1	2.1

表 6.1.11 材料強度（鉄骨） 単位（N/mm²）

材 料	基 準 強 度	材 料 強 度	
		圧縮、引張	せん断補強
SS400	F=235	1.1×F	1.1×F/ 3
LY100	F=80	1.1×F	1.1×F/ 3

6.2 補強方針、設計目標

梁間(Y)方向はピロティ形式の架構であるため、1階のみダンパーを配置して、大部分の地震エネルギーを吸収させる計画とした。桁行(X)方向は、2階以上にブレースを配置して強度型の補強とし、極めて稀に発生する地震動レベルでも弾性状態を保つようにし、梁間(Y)方向同様、1階のみダンパーを配置して大部分の地震エネルギーを1階のダンパーで吸収させる計画とした。ダンパーは座屈拘束ブレースとし、図6.1.2に示すようにV字状に配置する。

耐震設計目標を以下に示す。

- ・ 補強後の建物にて、大地震時のダンパーの部材としての損傷が平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)で200以下
- ・ 柱、梁、耐震壁は弾性
- ・ 補強後の骨組の各層の最大層間変形角が1/200以下

6.3 建物のモデル化

応力解析は剛性マトリックス法(直接剛性法)により立体骨組として解析を行った。仮定条件は下記に示す通りである。

1. 床はその面内で回転を許した剛床とする。
2. 部材の曲げ剛域は考慮する。
3. パネルゾーンは考慮しない。
4. はりは、曲げ、せん断変形を考慮する(個材のねじれは無視する。)
5. はりの剛性にはスラブの合成効果を考慮する。
6. はりの軸方向変位、フレーム面外への変位は無視する。
7. 柱は、曲げ、せん断、軸方向の変位を考慮する。
8. 静的荷重増分解析における柱、はり、材端剛塑性バネモデルとする。
9. そで壁・たれ壁については梁の剛性および耐力へ考慮する。
10. 耐力壁は、図6.3.1のとおり、曲げモーメント・せん断力および軸力を共に負担する鉛直材と、上下に取り付く剛な水平材に置換する。この時、壁に取り付く柱材は面内方向に対して材端ピン支持とする。
11. ダンパーの長期軸力は0とする。

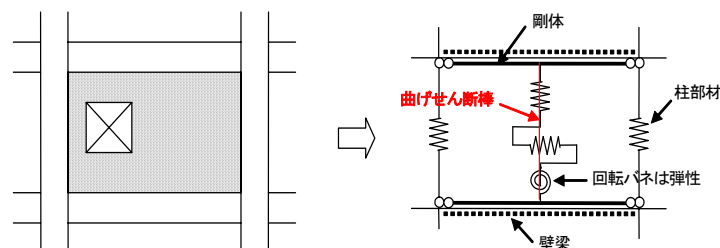


図 6.3.1 耐震壁モデル化

6.4 補強後の建物のエネルギー法による計算

6.4.1 損傷限界時の固有周期 T_d の計算

基準法の規定に基づいて算出した固有周期 (0.03h=0.28 秒) によって計算される A_i 分布で、ダンパー補強後の骨組(ダンパーモデル)の増分解析を行ない、主架構が損傷限界に達した時(主架構の柱または梁部材が最初に許容応力度に達した時)の各階の層せん断力と層間変形および割線剛性を求める。それらを表 6.4.1 に示し、増分解析結果を図 6.4.1 に示す。損傷限界時の割線剛性による固有値解析の結果、固有周期は X 方向が 0.305 秒、Y 方向は 0.259 秒である。エネルギー法の計算に用いる損傷限界時の固有周期 T_d は、X 方向が 0.305 秒、Y 方向は 0.259 秒となる。

参考として、補強前の骨組(元モデル)の固有周期及び補強後の骨組(ダンパーモデル)の各層の初期剛性による固有周期と、上記の損傷限界時の割線剛性によって計算した固有周期を比較して、表 6.4.2 示す。

表 6.4.1 損傷限界時の各層せん断力と変形

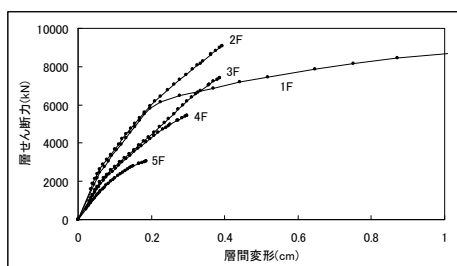
(X 方向)

階	Q_i (kN)	i (mm)	K_i (kN/mm)
5	3062	1.9	1655
4	5445	3.0	1833
3	7415	3.9	1921
2	9081	3.9	2317
1	4323	8.8	489

(Y 方向)

階	Q_i (kN)	i (mm)	K_i (kN/mm)
5	2663	1.4	1902
4	4736	1.5	3179
3	6450	1.5	4329
2	7898	1.4	5682
1	4200	7.7	546

(X 方向)



(Y 方向)

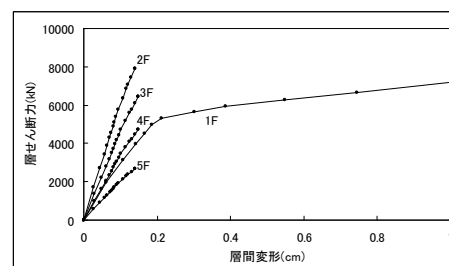


図 6.4.1 各層の Q - 関係

表 6.4.2 固有周期

		補強前	補強後(初期剛性)	補強後(割線剛性)
T(sec)	X方向	0.236	0.184	0.305
T(sec)	Y方向	0.213	0.181	0.259

6.4.2 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

第 2 章で示された方法で、静的増分解析による主架構・ダンパーの Q - のバイリニアへの置換を行う。その結果得られた、各層の主架構およびダンパーの復元力特性の結果を表 6.4.3 に示す。また、図 6.4.2 に X 方向について、モデル化により得られた各層の Q 関係を示す。

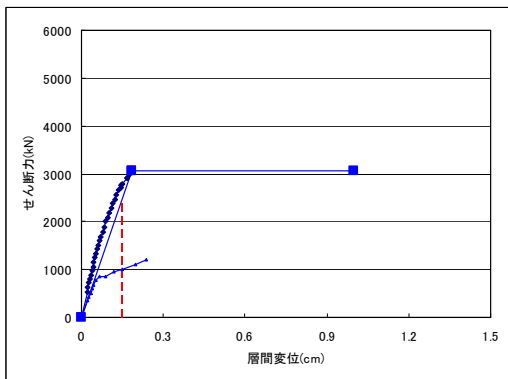
表 6.4.3 主架構とダンパー部分の復元力特性

(X方向)

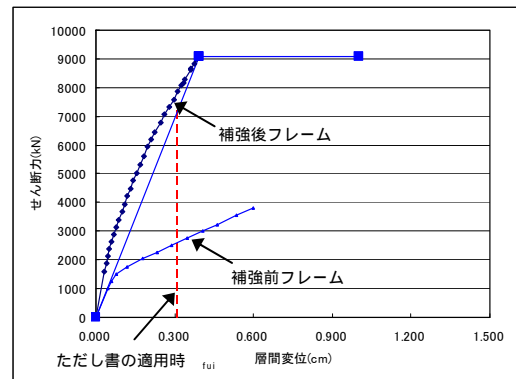
	階	K_{fi} (kN/mm)	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	K_{di} (kN/cm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (cm)
X 方 向	5	1655	3062	1.9	-	-	-
	4	1833	5445	3.0	-	-	-
	3	1921	7415	3.9	-	-	-
	2	2317	9081	3.9	-	-	-
	1	489	4323	8.8	18182	4000	0.22

(Y方向)

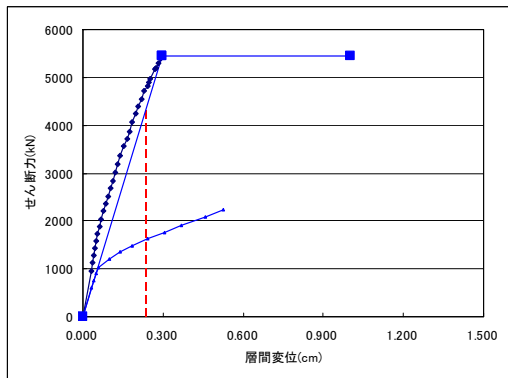
	階	K_{fi} (kN/mm)	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	K_{di} (kN/cm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (cm)
Y 方 向	5	1902	2663	1.4	-	-	-
	4	3179	4736	1.5	-	-	-
	3	4329	6450	1.5	-	-	-
	2	5682	7898	1.4	-	-	-
	1	546	4200	7.7	21053	4000	0.19



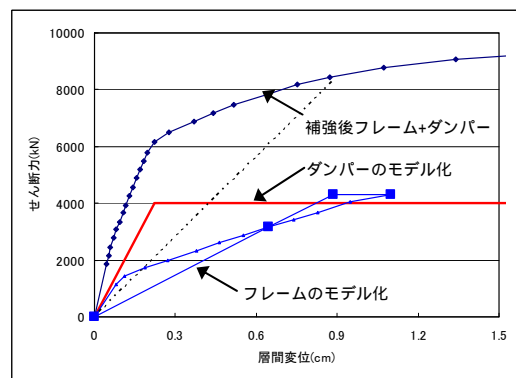
5層



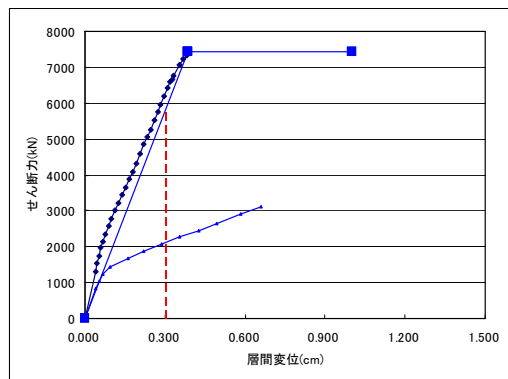
2層



4層



1層



3層

図 6.4.2 X方向のバイリニアへのモデル化

6.4.3 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 E_s

本検討では、最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性エネルギーによって W_e を計算する。計算結果を表 6.4.4 に示す。建築物に作用するエネルギー量 E_s は、表 6.4.5 に基づいて、下式で計算される値である。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (6.4.1)$$

表 6.4.4 W_e の計算

(X 方向)

階	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (mm)	i (mm)	n_i	W_{fi} (kN・m)	W_{dei} (kN・m)	W_{dpi} (kN・m)	W_{ei} (kN・m)
5	3062	1.9	-	-	1.5	5	1.8	0.0	0.0	1.8
4	5445	3.0	-	-	2.4	5	5.2	0.0	0.0	5.2
3	7415	3.9	-	-	3.1	5	9.1	0.0	0.0	9.1
2	9081	3.9	-	-	3.1	5	11.2	0.0	0.0	11.2
1	4323	8.8	4000	2.2	8.8	5	19.1	4.4	265.6	289.1
							46.4	4.4	265.6	316.4

(Y 方向)

階	Q_{fui} (kN)	f_{ui} (mm)	Q_{dui} (kN)	d_{ui} (mm)	i (mm)	n_i	W_{fi} (kN・m)	W_{dei} (kN・m)	W_{dpi} (kN・m)	W_{ei} (kN・m)
5	2663	1.4	-	-	1.2	5	1.4	0.0	0.0	1.4
4	4736	1.5	-	-	1.3	5	2.8	0.0	0.0	2.8
3	6450	1.5	-	-	1.3	5	3.8	0.0	0.0	3.8
2	7898	1.4	-	-	1.2	5	4.4	0.0	0.0	4.4
1	4200	7.7	4000	1.9	7.7	5	16.1	3.8	231.6	251.5
							28.5	3.8	231.6	263.9

表 6.4.5 建物に作用するエネルギー量 E_s

諸元	X方向	Y方向
構造形式に応じた周期の倍率	1.4	1.4
損傷限界時固有周期に倍率を乗じた有効周期	0.427	0.363
最大のVsを算出する周期	T_s (sec)	0.427
地盤増幅率(精算法)	G_s	1.500
周期調整係数	r	0.90
総質量	M (t)	1412
作用するエネルギー量の速度換算値	V_s (m/s)	0.734
	$MV_s^2/2$ (kN・m)	380
損傷限界時までに主架構が吸収できるエネルギー量	W_f (kN・m)	51
損傷限界時までにダンパーが吸収できるエネルギー量	W_d (kN・m)	265
損傷限界時までに建築物が吸収できるエネルギー量	W_e (kN・m)	316
建築物の必要エネルギー吸収量	E_s (kN・m)	64
		11

(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

6.4.6 に計算結果を示す。

表 6.4.6 各階の塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_s

(X 方向)

階	s_i	p_i	p_{ti}	$s_i(p_i p_{ti})^{-n}$	E_{si}	E_{si}/E_{s1}
5	0.06	1.16	1.00	0.02	0.96	0.02
4	0.15	1.19	1.00	0.04	2.09	0.03
3	0.26	1.22	1.00	0.06	3.03	0.05
2	0.32	1.24	1.00	0.06	3.11	0.05
1	1.00	1.00	1.00	1.00	54.74	0.86

(Y 方向)

階	s_i	p_i	p_{ti}	$s_i(p_i p_{ti})^{-n}$	E_{si}	E_{si}/E_{s1}
5	0.05	1.06	1.00	0.03	0.30	0.03
4	0.10	1.08	1.00	0.05	0.48	0.04
3	0.13	1.09	1.00	0.06	0.58	0.05
2	0.14	1.10	1.00	0.07	0.59	0.05
1	1.00	1.00	1.00	1.00	9.01	0.82

(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 $\bar{\eta}_{fi}$ を下式で計算する。計算結果を表 6.4.7 に示す。

$$\bar{\eta}_{fi} = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} \quad (6.4.2)$$

$$\text{ここで、 } E_{Sfi} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} = E_{Si} \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} \quad (6.4.3)$$

表 6.4.7 主架構の必要累積塑性変形倍率

(X 方向)

階	E_{si}	$Q_{fui}/(Q_{fui}+Q_{dui})$	E_{sfi}	f_i
5	0.96	1.00	0.96	0.08
4	2.09	1.00	2.09	0.06
3	3.03	1.00	3.03	0.05
2	3.11	1.00	3.11	0.04
1	54.74	0.52	28.43	0.37

(Y 方向)

階	E_{si}	$Q_{fui}/(Q_{fui}+Q_{dui})$	E_{sfi}	f_i
5	0.30	1.00	0.30	0.04
4	0.48	1.00	0.48	0.03
3	0.58	1.00	0.58	0.03
2	0.59	1.00	0.59	0.03
1	9.01	0.51	4.62	0.07

(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} の算出と必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ を算出する。

$$E_{Sdi} = E_{Si} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{Sdpi} \quad (6.4.4)$$

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dui} \cdot \delta_{dui}} \quad (6.4.5)$$

表 6.4.8 ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率

(X 方向)

階	$E_{Si}(Q_{dui}/Q_{ui})$	i (mm)	n_{Si}	E_{Sdpi}	n_{di}	E_{ddpi}	$\cdot E_{ddpi}$	E_{sdi}	d_i
1	26.31	8.8	20	1062.40	10	0.00	0.00	1088.71	61.86

(Y 方向)

階	$E_{Si}(Q_{dui}/Q_{ui})$	i (mm)	n_{Si}	E_{Sdpi}	n_{di}	E_{ddpi}	$\cdot E_{ddpi}$	E_{sdi}	d_i
1	4.40	7.7	20	926.40	10	0.00	0.00	930.80	61.24

(5) 各層の最大層間変形角の算出

下式により、必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_i$ より、最大層間変形角を算定する。表中で最大層間変形角として、弾性歪みエネルギー W_e の計算方法により、2種類の計算結果を算出している。エネルギー法告示のただし書きの方法で W_e を計算した場合は、 w_e の値であり、最大値は1/396である。

$$\bar{\eta}_i = \frac{E_{Sfi}}{2Q_{fui} \cdot \delta_{fui}} = \bar{\eta}_{fi} \quad (6.4.6)$$

$$(\mu_i - 1) = \bar{\eta}_i / n \quad (6.4.7)$$

$$\delta_{maxi} = \mu_i \times \delta_{ui} \quad (6.4.8)$$

表 6.4.9 各層の最大層間変形角

(X 方向)

階	f_i	μ_{fi}	μ_{fi}^{maxi} (mm)	μ_{fi}^{maxi}/H_i	w_e (mm)	w_e/H_i
5	0.08	1.04	1.9	1/1348	1.5	1/1748
4	0.06	1.03	3.1	1/848	2.4	1/1095
3	0.05	1.03	4.0	1/656	3.1	1/846
2	0.04	1.02	4.0	1/649	3.1	1/837
1	0.37	1.19	10.5	1/334	8.8	1/396

(Y 方向)

階	f_i	μ_{fi}	μ_{fi}^{maxi} (mm)	μ_{fi}^{maxi}/H_i	w_e (mm)	w_e/H_i
5	0.04	1.02	1.4	1/1820	1.2	1/2114
4	0.03	1.02	1.5	1/1716	1.3	1/1976
3	0.03	1.02	1.5	1/1719	1.3	1/1968
2	0.03	1.01	1.4	1/1846	1.2	1/2101
1	0.07	1.04	8.0	1/439	7.7	1/455

(6) 極めて希に発生する地震に対する安全性の確認

1) 主架構

架構の最大層間変形角が 1/396 以下であり、既存フレームは十分安全な変形の範囲である。

2) ダンパー部分

ダンパーの必要累積塑性変形倍率は、X、Y 方向ともに 62 程度であり、ダンパーの保有値である 200 以下であり、安全であることが確認できる。

6.5. 地震応答解析による検討

6.5.1 解析方法と入力地震動の設定

入力地震動は、観測波は EL Centro NS、Taft EW、Hachinohe NS の 3 波で、50kine の入力速度とし、模擬波は、八戸位相、神戸位相、乱數位相の 3 波とする。表 6.5.1 にそれらの最大加速度等を示す。解析時間は、地震波の継続時間とする。数値積分の時間刻みは 0.002sec とする。応答解析における減衰は、観測波では 0.03、模擬波は 0.05 とし、瞬間剛性比例型とする。

ここで用いた模擬波は、5%減衰での速度応答スペクトルが、エネルギー法告示第 6 で規定されている建築物に作用するエネルギーの速度換算値 (V_s) スペクトルと概ね等しくなるように作成されたものである。模擬波による解析の目的は、エネルギー法による計算の結果と応答解析結果を、エネルギー的な条件が概ね等しい状態で比較することであり、両者の骨組の損傷に寄与する地震エネルギーが等しくなるようにすることが望ましい。そのため、模擬波の地震応答解析では、波形作成の条件である 5%減衰で応答解析を行っている。この考え方は、骨組の損傷に寄与する地震エネルギーの速度換算値が、入力地震動の擬似速度応答スペクトルに概ね等しくなるという既往の研究結果^{6.2),6.3)}に基づくものである。

表 6.5.1 採用地震波一覧

ケース	地震波	極めて希に発生する地震動		希に発生する地震動		計算時間 (秒)
		最大加速度 (m/s ²)	最大速度 (m/s)	最大加速度 (m/s ²)	最大速度 (m/s)	
	EL CENTRO 1940 NS	5.11	0.50	2.55	0.25	54
	TAFT 1952 EW	4.97	0.50	2.48	0.25	54
	HACHINOHE 1968 NS	3.33	0.50	1.67	0.25	51
	模擬波-八戸	4.99	0.91			120
	模擬波-神戸	5.90	0.96			120
	模擬波-乱数	4.92	1.01			120

6.5.2 地震応答解析の結果

上記の 6 波の地震応答解析の結果得られた補強後の建物の最大層間変形角を図 6.5.2 にそれぞれ示す。ここでは、エネルギー法による計算結果とも比較して示している。また、表 6.4.4 の各層の δ_{fui} と δ_i の間の空白部分の弾性歪みエネルギー部分も利用した予測方法^{6.4)}による計算結果(図では応答予測と表示)もあわせて比較している。補強後の応答解析結果とエネルギー法の計算結果を比較すると、エネルギー法よりも応答解析の変形が大きい場合も見られる。これは、表

6.5.2の作用エネルギー量に示すようにエネルギー法で計算したX、Y方向それぞれの作用エネルギー量は380kNmと275kNmであり、実際の応答解析の作用エネルギー量と比較すると、応答解析の方が、かなり大きくなっている場合もある。これにより応答解析の変形が大きくなっていると考えられる。エネルギー法計算の予測は、応答解析結果の傾向を概ね捉えていると言える。

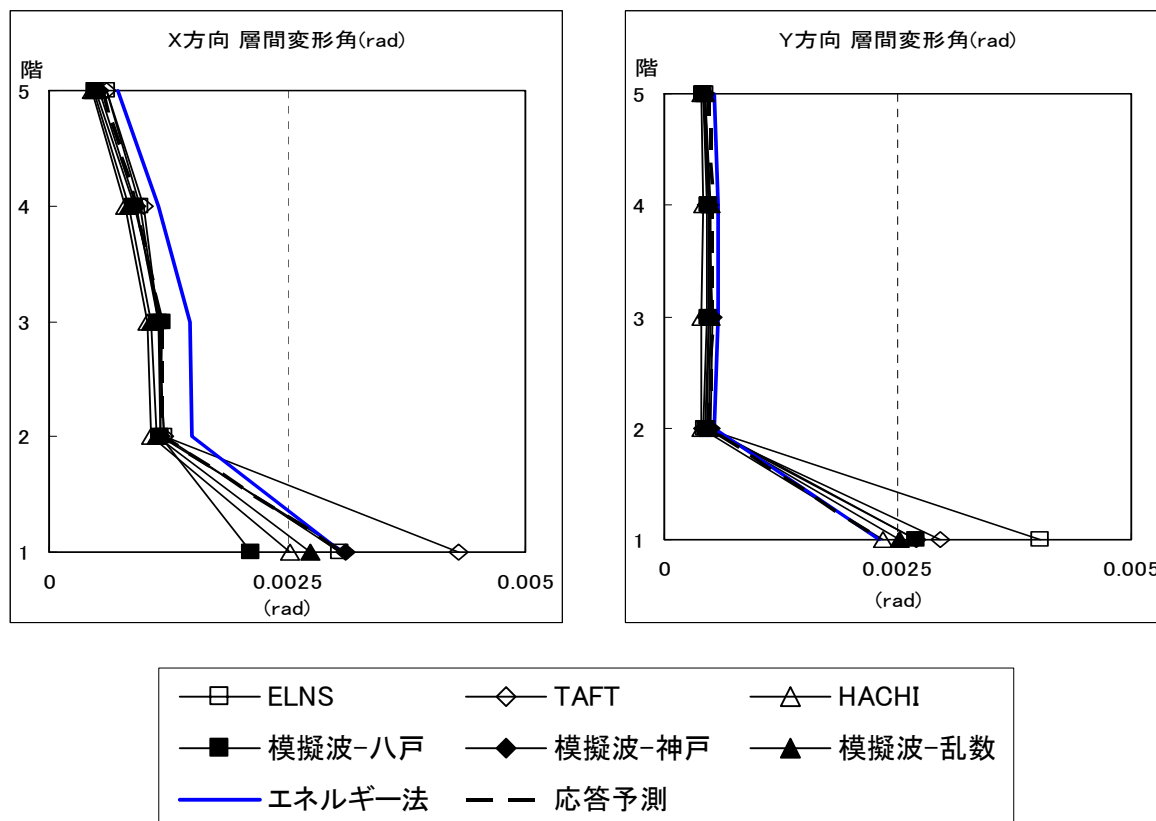


図 6.5.2 補強後建物の応答解析結果

表 6.5.2 作用エネルギー量

入力地震動	最大加速度 m/sec ²	X方向		Y方向	
		E-Wh(max) kN・m	MVs ² /2 kN・m	E-Wh(max) kN・m	MVs ² /2 kN・m
EL CENTRO	5.11	515	380	485	275
TAFT	4.97	772		758	
HACHINOHE	3.33	118		83	
模擬波-八戸	4.99	634		595	
模擬波-神戸	5.9	321		264	
模擬波-乱数	4.92	490		331	

6.6 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。

6.6.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2\pi}}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i}{\sum_{j=1}^N S_j}} \quad (6.6.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2\pi}}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i (p_i \cdot p_{ti})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j \cdot p_{tj})^{-n}}} \quad (6.6.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (6.6.3)$$

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_{ti} 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(6.6.2)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(6.6.1)式と損傷集中を考慮する(6.6.2)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。

6.6.2 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 X, Y 方向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 6.6.1 に示す。本建物では、補強後の建物各層の許容限界変形を 1/200 にしている。

表 6.6.1(a) X 方向の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]
5	1/200	13.0	3062	1.9	13.0	-	-
4	1/200	13.0	5445	3.0	13.0	-	-
3	1/200	13.0	7415	3.9	13.0	-	-
2	1/200	13.0	9081	3.9	13.0	-	-
1	1/200	17.5	4323	8.8	17.5	4000	2.2

表 6.6.1 (b) Y 方向の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]
5	1/200	13.0	2663	1.4	13.0	-	-
4	1/200	13.0	4736	1.5	13.0	-	-
3	1/200	13.0	6450	1.5	13.0	-	-
2	1/200	13.0	7898	1.4	13.0	-	-
1	1/200	17.5	4200	7.7	17.5	4000	1.9

6.6.3 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 X, Y 方向の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 6.6.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (6.6.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \quad (6.6.5)$$

表 6.6.2(a) X 方向の 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	${}_f a_{Ei}$	${}_d a_{Ei}$
5	1.9	13.0	7.03	1.00	0.27	0.27
4	3.0	13.0	4.38	1.00	0.28	0.28
3	3.9	13.0	3.37	1.00	0.29	0.29
2	3.9	13.0	3.32	1.00	0.29	0.29
1	8.8	17.5	1.98	1.21	0.49	0.49

表 6.6.2 (b) Y 方向の 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	${}_f a_{Ei}$	${}_d a_{Ei}$
5	1.4	13.0	9.29	1.00	0.26	0.26
4	1.5	13.0	8.72	1.00	0.26	0.26
3	1.5	13.0	8.72	1.00	0.26	0.26
2	1.4	13.0	9.35	1.00	0.26	0.26
1	7.7	17.5	2.28	1.20	0.45	0.45

6.6.4 各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の算定

X, Y 方向の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 6.6.3 に示す。

表 6.6.3(a) X 方向の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]	${}_f E_{D,i}$ [kN・m]	${}_d E_{D,i}$ [kN・m]	$E_{D,i}$ [kN・m]
5	2.8	68.3	-	-	-	71.1	-	18.9
4	8.1	109.2	-	-	-	117.3	-	32.5
3	14.3	135.5	-	-	-	149.9	-	43.1
2	17.8	164.9	-	-	-	182.7	-	52.7
1	19.1	149.7	4.4	265.6	138.6	168.9	408.6	284.6

表 6.6.3 (b) Y 方向の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]
5	1.9	61.8	-	-	-	63.6	-	16.6
4	3.5	109.0	-	-	-	112.6	-	29.5
3	4.8	148.5	-	-	-	153.3	-	40.2
2	5.5	183.4	-	-	-	188.9	-	49.3
1	16.1	164.8	3.8	231.6	157.0	181.0	392.4	260.4

6.6.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

X, Y 方向の多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 6.6.4 に示す。

表 6.6.4 多質点系の補正係数 γ_i

(a) X 方向

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
5	1.159	0.999	1.10
4	1.191	1.026	1.10
3	1.215	1.047	1.10
2	1.239	1.067	1.10
1	1.000	0.861	1.10
ave	1.161		

(b) Y 方向

階	p_i	$p_i/\text{ave}(p_i)$	γ_i
5	1.058	0.993	1.10
4	1.077	1.010	1.10
3	1.090	1.023	1.10
2	1.103	1.035	1.10
1	1.000	0.938	1.10
ave	1.066		

6.6.6 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 $\frac{S_j(P_j \cdot P_j)^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_j)^{-n}}$ の値等を用いて式(6.6.1)

～(6.6.3)によって、各層の X, Y 方向の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 6.6.5 に示す。最小の値は X 方向で第 3 層の 1.31, Y 方向で第 1 層の 1.51 である。

表 6.6.5(a) X 方向の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	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{c,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
5	1.10	18.4	0.032	0.015	1.72	2.51	1.72
4	1.10	38.9	0.087	0.033	1.52	2.48	1.52
3	1.10	56.1	0.147	0.047	1.40	2.47	1.40
2	1.10	68.9	0.176	0.049	1.42	2.71	1.42
1	1.10	284.6	0.558	0.856	1.62	1.31	1.31

表 6.6.5 (b) Y 方向の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	$I_{s,i}^{\text{CON}}$	$I_{c,i}^{\text{CON}}$	$I_{s,i}^{\text{CON}}$
5	1.10	13.8	0.037	0.028	1.63	1.89	1.63
4	1.10	25.4	0.068	0.044	1.64	2.03	1.64
3	1.10	34.6	0.090	0.053	1.66	2.17	1.66
2	1.10	40.7	0.101	0.054	1.70	2.33	1.70
1	1.10	260.4	0.704	0.822	1.63	1.51	1.51

6.7 ダンパー接合部の検討

1階に設置するダンパーが十分にエネルギー吸収効果を発揮するためには、1階のダンパーと既存の梁部材との接合部及びダンパーと接続される既存梁部材自体が十分な耐力を有している必要がある。これらの接合部等を十分安全に設計するためには、本書の「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）」の第3章に示されている設計方法によって設計し、これらの部分の安全性を確認する必要がある。図6.7.1には、参考として、ダンパー接続部分及び2階の枠付きブレース補強部分の詳細を示しておく。

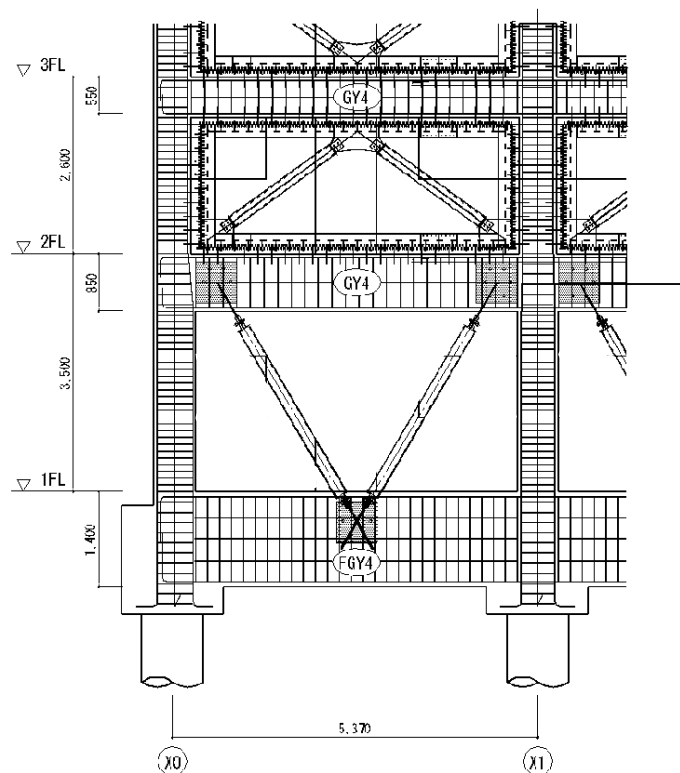


図 6.7.1 ダンパーの取り付けディテール (X方向)

参考文献

- 6.1) 新耐震設計法を配慮した耐震補強設計例、社団法人 東京都建築士事務所協会、1981.7
- 6.2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11
- 6.3) 小川厚治、井上一朗、中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察、日本建築学会構造系論文集、第530号、pp.177-184、2004.4
- 6.4) 鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、技報堂出版、pp.73-77、2008.9