

第4章 計算例2) 8階建て事務所ビルの設計と耐震安全性評価の計算

4.1 一般事項

4.1.1 建築物概要

本建築物は、地上8階建て鉄骨造によるセンターコア形式の事務所ビルである。表4.1に建築物概要、図4.1に平面図および立面図を示す。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。基準スパンは6.4mおよび7.2mで、X方向に12.8mのロングスパンを有しており、基準階高は4.0mである。本設計例では、保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示（H17年国土交通省告示第631号）の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

表 4.1 建築物概要

建築物用途	事務所
構造種別	鉄骨造
建築面積	840 m ²
延床面積	6902 m ²
階数	地上8階、塔屋1階
高さ	軒高32.6m、最高高さ38.4m
標準階高	4.0m

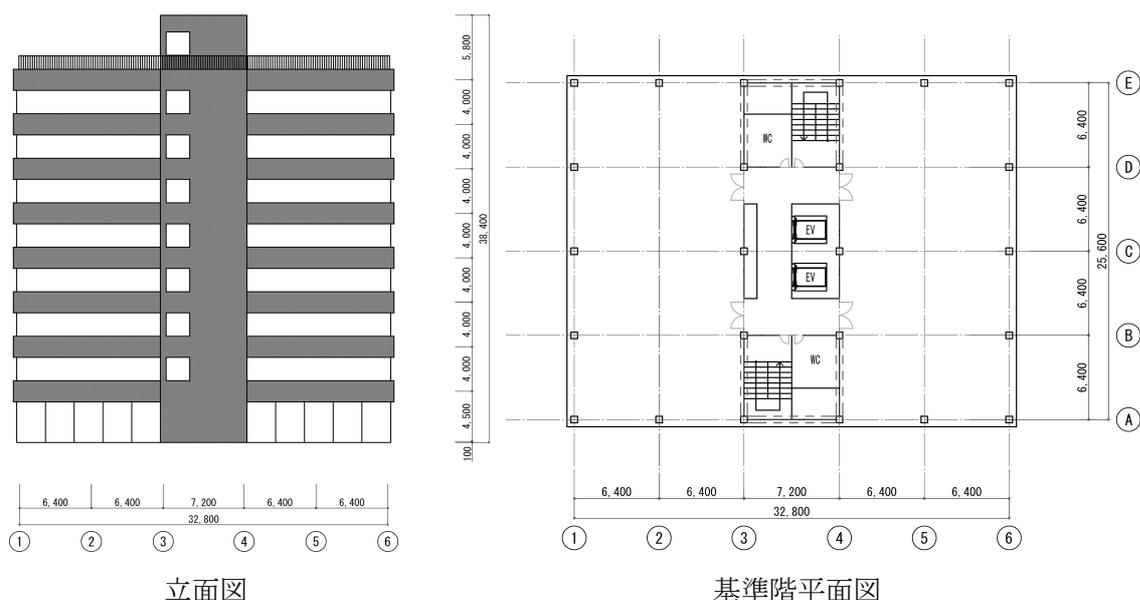


図 4.1 平面図および立面図

4.1.2 地盤概要

建設地は、地表面から20mまでの粘性土層とそれ以深に分布する砂礫層から構成されている。粘性土層はN値=8の沖積層で、単位体積重量15.5kN/m³、せん断波速度200m/sである。砂礫層はN値=50以上の堅固な洪積層で、せん断波速度400m/s以上の工学的基盤としている。敷地の地盤構成から第二種地盤とし、液状化はしないものとする。

4.1.3 構造計画

本建築物の架構は、X方向、Y方向ともに純ラーメン構造とする。表4.2に構造概要を示す。

表4.2 構造概要

構造種別	鉄骨造
架構形式	X方向、Y方向：純ラーメン構造
柱、梁	柱：冷間成形角形鋼管，梁：圧延H形鋼材
柱梁接合部	仕口：柱貫通方式，柱継手：現場溶接，梁継手：高力ボルト摩擦接合F10T
床形式	デッキプレート捨て型枠鉄筋コンクリートスラブ
非耐力壁	外壁：ALCパネル，内壁：軽鉄下地ボード貼り

4.1.4 計算フロー

本設計例における計算フローを図4.2に示す。保有水平耐力計算により設計された建築物について、本報告で提案された鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

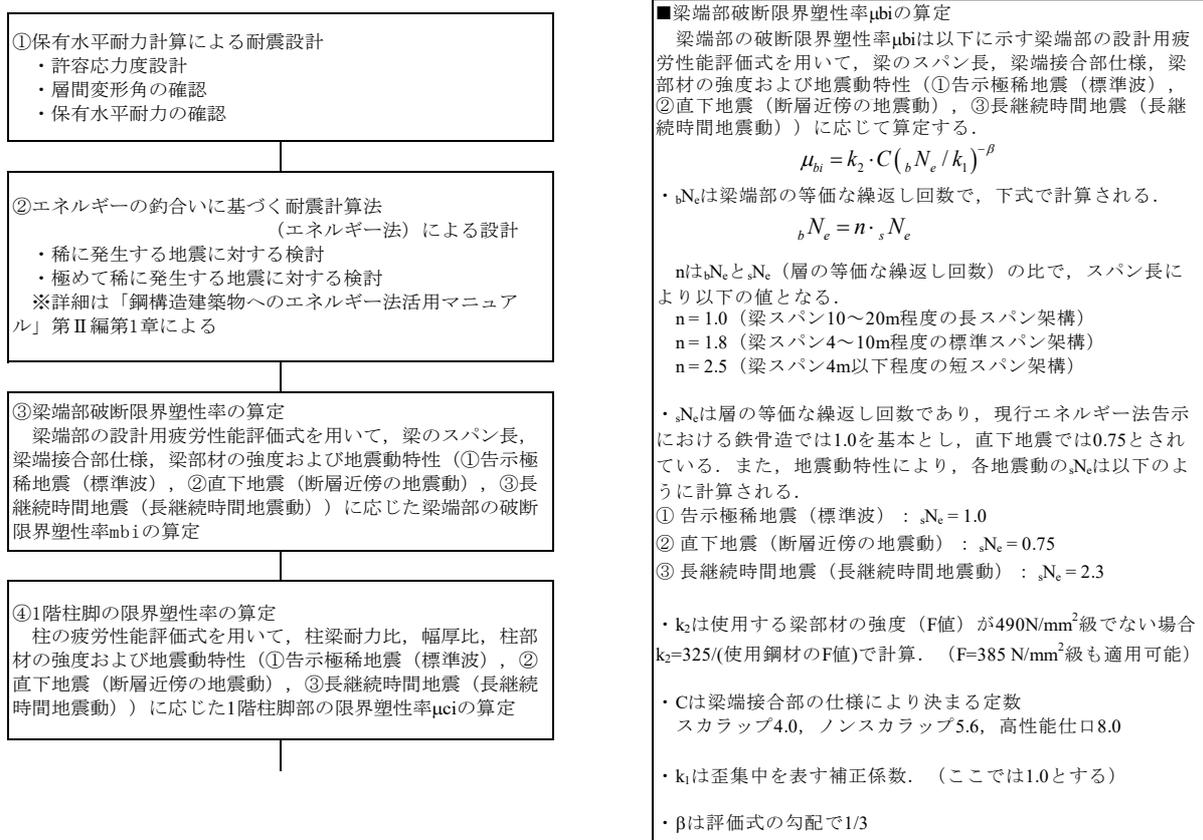


図4.2 計算フロー

⑤復元力特性の設定、主架構の保有エネルギーの算出
 静的増分解析において骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）を各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} として、塑性エネルギーの面積から保有エネルギーを算出

⑥主架構の必要エネルギーの算出
 建築物に入力される塑性エネルギー、架構が弾性範囲で吸収するエネルギーを、地震動特性に応じた告示極稀地震に対するエネルギーの増加倍率、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数を用いて計算。
 各層に分配された必要エネルギーに対する主架構およびダンパー部分の必要エネルギーの計算。

⑦主架構の応答変形の算定
 エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギーから、当該層の応答変形の算出

■必要エネルギーの計算方法
 建築物に入力される塑性エネルギー E_s 、架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は、長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q 、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 n_e を用いて下式で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2} q M V^2 - W_e$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2} Q_{efi} \delta_{fi} + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot s \cdot N_e \right\}$$

ここで、 q はエネルギーの増加倍率で、①告示極稀地震（標準波）1.0、②直下地震（断層近傍の地震動）0.75、③長継続時間地震（長継続時間地震動）2.3、 n_i は告示の値で5.0、 sN_e は層の等価な繰返し回数で、①告示極稀地震1.0、②直下地震0.75、③長継続時間地震2.3である。

各層に分配された必要エネルギー E_{sfi} に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギーは以下で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}}$$

$$E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} \cdot n_i \cdot s \cdot N_e$$

■応答変形の算定方法
 エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から、当該層の応答変形を以下のように算出する。

累積塑性変形倍率 $n_{fi} = \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \times \delta_{fui}}$

最大塑性率 $u_{fi} = \frac{n_{fi}}{4 \times s \cdot N_e} + 1$

最大層間変形 $\delta_{max} = \delta_{fui} \times \mu_{fi}$

最大層間変形角 $R_{max} = \delta_{max} / h_i$

■1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} の算定

1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は以下に示す柱の疲労性能評価式を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて算定する。

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot n_c \cdot N_e^{-\beta}$$

・ n_c は柱脚部の等価な繰返し回数で、下式で計算される。

$$n_c N_e = n_c \cdot s \cdot N_e$$

n_c は $n_c N_e$ と $s N_e$ （柱脚の等価な繰返し回数）の比で、柱梁耐力比により以下の値となる。

柱脚の等価繰返し回数 n_c

	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上2.0未満	2.0以上
外柱	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上1.6未満	1.6以上
	1.5	1.0	0.3

・ n_e は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では1.0を基本とし、直下地震では0.75とされている。また、地震動特性により、各地震動の sN_e は以下のよう計算される。

- ① 告示極稀地震（標準波）： $sN_e = 1.0$
- ② 直下地震（断層近傍の地震動）： $sN_e = 0.75$
- ③ 長継続時間地震（長継続時間地震動）： $sN_e = 2.3$

・ C, β は一般化幅厚比により以下の値となる。

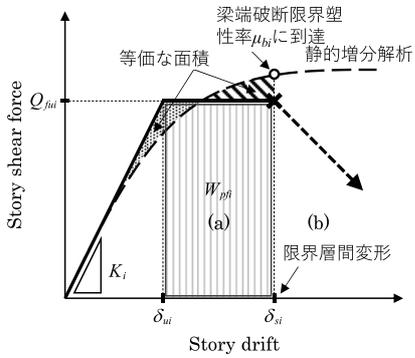
疲労性能評価式の係数

一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

■保有エネルギーの計算方法

静的増分解析において、骨組各層で梁端部が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁端部の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）が各層の梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} であり、下図の塑性エネルギーの面積（ W_{pfi} ）の（ $4 \times s \cdot N_e$ ）倍が当該層の梁破断までの保有エネルギーとして計算される。

各層の保有エネルギー = $4 \times s \cdot N_e \times W_{pfi}$



層の限界変形と保有水平耐力

図 4.2 計算フロー

4.1.5 準拠する法令等

本設計例では、以下の法令等に準拠し検証を実施する。

- ・ 建築基準法、同施行令、建設省／国土交通省告示
- ・ 国土交通省住宅局建築指導課 監修「2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書」
- ・ 日本建築センター「2018年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」

4.1.6 使用材料、許容応力度および材料強度

表 4.3～表 4.9 に使用材料、許容応力度、材料強度を示す。

表 4.3 使用材料

鉄骨	柱：BCP325 大梁：SN490B, 小梁：SS400 ダイヤフラム：SN490C
鉄筋	D16以下の異形鉄筋：SD295A, D19以上の異形鉄筋：SD345
コンクリート	普通コンクリート ($\gamma=23\text{kN/m}^3$) $F_c=30\text{N/mm}^2$

表 4.4 許容応力度 (鋼材) (N/mm²)

材料	基準強度	長期				短期			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SN490B, BCP325	F=325	F/1.5	F/1.5	F/1.5	F/1.5√3	長期に生ずる力に対する圧縮, 引張, 曲げまたはせん断の許容応力度のそれぞれの数値の1.5倍とする。			
SS400	F=235								

表 4.5 許容応力度 (鉄筋) (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	295	195	195	295	295
SD345	345	215	195	345	345

表 4.6 許容応力度 (コンクリート) (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
30	10	0.79	1.7	2.55	20	1.18	2.55	3.82

表 4.7 材料強度 (鋼材) (N/mm²)

材料	基準強度	材料強度			
		圧縮	引張	曲げ	せん断
SN490B, BCP325	F=325	1.1F	1.1F	1.1F	1.1F/√3
SS400	F=235				

表 4.8 材料強度 (鉄筋) (N/mm²)

材料	基準強度	材料強度	
		圧縮, 引張	せん断補強
SD295A	295	295×1.1	295×1.1
SD345	345	345×1.1	345×1.1

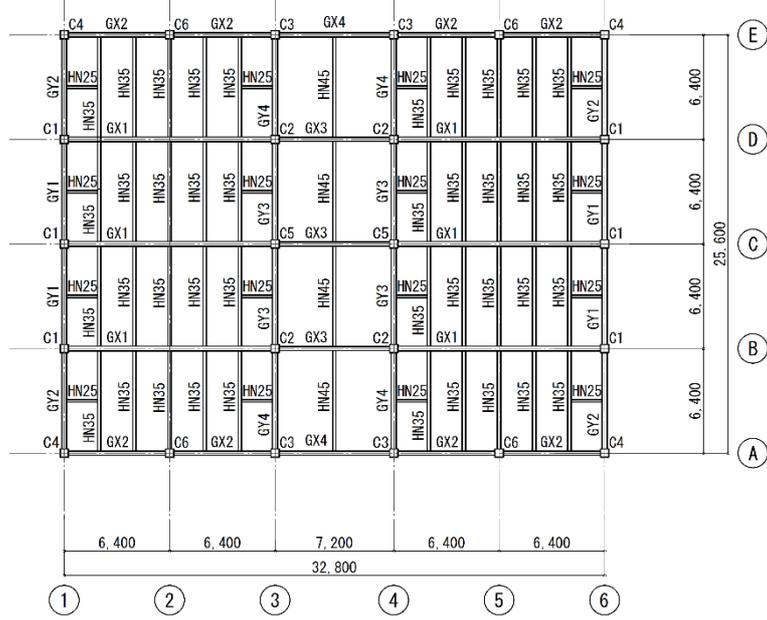
表 4.9 材料強度 (コンクリート) (N/mm²)

基準強度	材料強度		
	圧縮	せん断	付着
30	30	3	3

4.1.7 構造概要

(1) 伏図および軸組図

伏図および軸組図を図 4.3 に示す。



基準階伏図

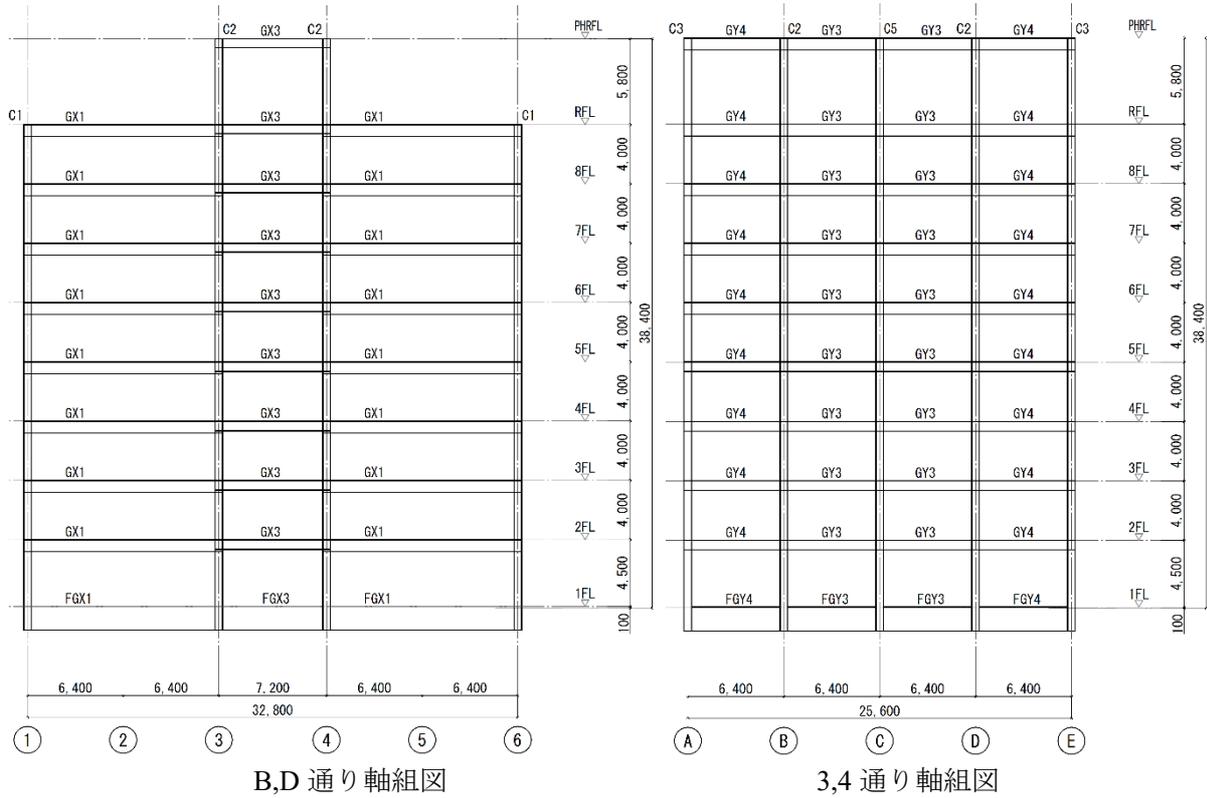


図 4.3 伏図および軸組図

(2) 仮定荷重

設計用床荷重を表 4.10 に示す。

表 4.10 設計用床荷重 (N/m²)

室名	内訳			床・小梁	架構・基礎	地震
屋根	押えコンクリート t = 100 γ = 23	2300				
	アスファルト防水	150				
	コンクリートスラブ t = 150 γ = 24	3600				
	デッキプレート	150	D.L.	6500	6500	6500
	天井・設備	300	L.L.	1800	1300	600
		6500	T.L.	8300	7800	7100
屋根 (設備機器設置部分)	押えコンクリート t = 100 γ = 23	2300				
	アスファルト防水	150				
	コンクリートスラブ t = 150 γ = 24	3600				
	デッキプレート	150	D.L.	6500	6500	6500
	天井・設備	300	L.L.	4900	2400	1300
		6500	T.L.	11400	8900	7800
エレベーター機械室	嵩上げコンクリート t = 100 γ = 23	2300				
	コンクリートスラブ t = 135 γ = 24	3250				
	デッキプレート	150	D.L.	6000	6000	6000
	天井・設備	300	L.L.	5000	4000	2000
		6000	T.L.	11000	10000	8000
事務室廊下	フリーアクセスフロア	900				
	コンクリートスラブ t = 150 γ = 24	3600				
	デッキプレート	150	D.L.	4950	4950	4950
	天井・設備	300	L.L.	2900	1800	800
		4950	T.L.	7850	6750	5750
鉄骨階段	モルタル t = 50 γ = 24	1000				
	鉄骨	1000	D.L.	2300	2300	2300
	天井	300	L.L.	2900	1800	800
		2300	T.L.	5200	4100	3100

各種重量

バラベット h = 600	5000 N/m ²	
外壁ALCパネル	1350 N/m ²	
柱 (仕上げ+耐火被覆)	550 N/m ²	(鉄骨自重含まず)
梁 (耐火被覆)	150 N/m ²	(鉄骨自重含まず)

(3) 断面リスト

保有水平耐力計算に基づく設計例の断面リストを表 4.11 に示す。

表 4.11 断面リスト

柱リスト

	C1	C2	C3	C4	C5	C6
PH~7	□-500 x 500 x 19.0	□-500 x 500 x 28.0	□-500 x 500 x 22.0	□-500 x 500 x 19.0	□-500 x 500 x 28.0	□-500 x 500 x 22.0
6~4	□-550 x 550 x 19.0	□-550 x 550 x 28.0	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 19.0	□-550 x 550 x 28.0	□-500 x 500 x 25.0
3~1	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 28.0	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 22.0	□-550 x 550 x 28.0	□-500 x 500 x 28.0

大梁リスト

	GX1	GX2	GX3	GX4
R~PHR	H-800 x 300 x 14 x 22	H-600 x 250 x 12 x 19	H-600 x 250 x 12 x 19	H-600 x 250 x 12 x 19
8~6	H-800 x 300 x 14 x 22	H-600 x 250 x 12 x 22	H-600 x 250 x 12 x 19	H-600 x 250 x 12 x 22
4~5	H-800 x 300 x 14 x 25	H-650 x 250 x 12 x 25	H-650 x 250 x 12 x 22	H-650 x 250 x 12 x 22
3~2	H-800 x 300 x 14 x 25	H-650 x 250 x 12 x 25	H-650 x 250 x 12 x 22	H-650 x 250 x 12 x 22
	GY1	GY2	GY3	GY4
R~PHR	H-600 x 250 x 12 x 19			
8~6	H-600 x 250 x 12 x 22	H-600 x 250 x 12 x 22	H-600 x 250 x 12 x 25	H-600 x 250 x 12 x 25
4~5	H-650 x 300 x 12 x 25	H-650 x 300 x 12 x 25	H-650 x 300 x 16 x 25	H-650 x 300 x 16 x 25
3~2	H-650 x 300 x 16 x 25			

小梁リスト

	HN25	HN35	HN45
	H-250 x 125 x 6 x 9	H-350 x 175 x 7 x 11	H-450 x 200 x 9 x 14

(4) 各階重量

表 4.12 に各階の重量分布を示す。

表 4.12 各階の重量分布

階	Hi (m)	Wi (kN)	ΣWi (kN)	A (m ²)	Wi/A (kN/m ²)
PH	5.8	2035.8	2035.8	184.3	11.04
8	4.0	7778.4	9814.2	839.7	9.26
7	4.0	6184.0	15998.2	839.7	7.36
6	4.0	6200.7	22198.9	839.7	7.38
5	4.0	6220.1	28419.0	839.7	7.41
4	4.0	6285.0	34704.0	839.7	7.48
3	4.0	6292.3	40996.3	839.7	7.49
2	4.0	6303.3	47299.6	839.7	7.51
1	4.5	6376.6	53676.2	839.7	7.59

(5) 応力解析概要

① 応力解析方針

- ・ 応力解析は立体フレームマトリックス法により X 方向について行う。
- ・ 建物は 1 階柱脚において完全固定されているものとし、柱脚の浮き上がりは生じないものとする。
- ・ 各階床は剛床と仮定する。
- ・ 柱、梁は材端に弾塑性ばねを有する線材に置換する。
- ・ 柱は部材の曲げ、せん断変形、軸変形を考慮する。
- ・ 大梁は部材の曲げ、せん断変形を考慮する。なお、曲げ剛性にはスラブの合成効果を考慮し、剛性割増係数 $\phi=1.25$ （スラブ片側）、 1.5 （スラブ両側）とする。
- ・ 柱と梁の接合部の変形および剛域は考慮しない。
- ・ 解析モデルの初期剛性時の諸元は、部材の初期剛性に基づく値とする。
- ・ 各階の地震力は重心位置に作用する。

② 断面算定方針

- ・ 鉛直応力は節点位置、地震時応力はフェース位置を採用する。
- ・ 柱は二軸曲げを考慮する。
- ・ 大梁ウェブは考慮しない。

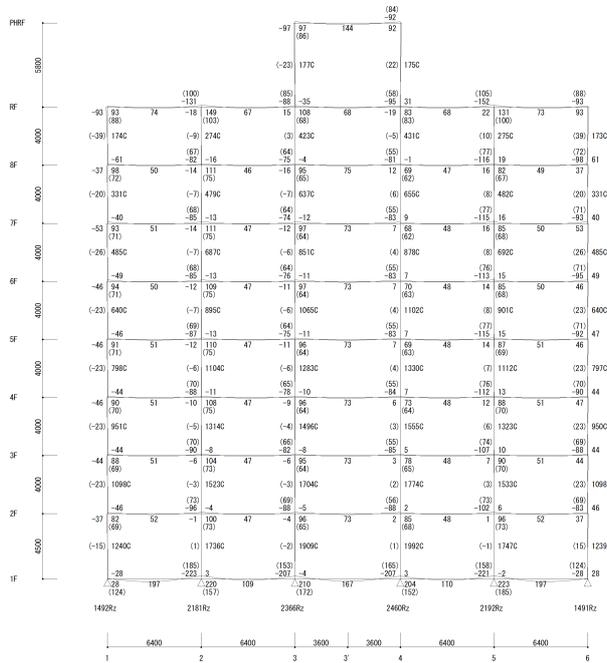
③ 保有水平耐力計算方針

- ・ 部材の復元力特性は、部材 M- θ 関係において M_u ($M_u=Z_p \times \sigma_y$ 、 $\sigma_y=1.1 \times F$ 値) に達した点を折れ点とするバイリニアモデルに置換し、2 次勾配は弾性剛性の $1/1000$ とする。
- ・ 梁の曲げ耐力はウェブおよびスラブ効果を考慮する。また、保有水平耐力接合および保有水平耐力横補剛は満足されているものとする。
- ・ 外力分布は A_i 分布とし、荷重増分解析により、いずれかの階の層間変形角が $1/100$ に達した時点を保有水平耐力とする。
- ・ 冷間成形角形鋼管は、「2018 年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」に準拠し、柱梁耐力比の検討を行う。各階において各接合部における梁接合部の複合耐力（大梁耐力の 1.5 倍および接合部耐力の 1.3 倍の小さい方）の総和が、各接合部における柱耐力の総和よりも小さいことを確認する。

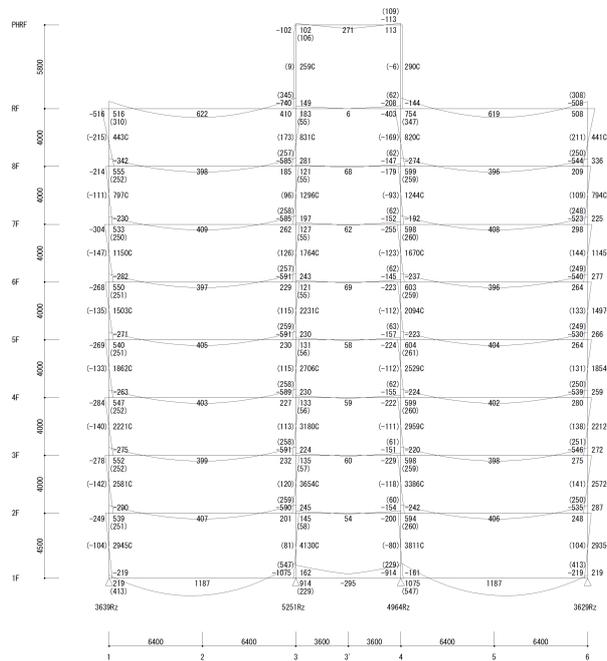
4.2 保有水平耐力計算に基づく設計

4.2.1 長期荷重に対する設計

図 4.4 に長期荷重時応力図を示す。いずれの部材も長期許容応力度以内となっている。



A 通り



C 通り

図 4.4 長期荷重時応力図

4.2.2 地震荷重に対する設計

(1) 地震荷重の算定

本設計例において、建築物は第二種地盤上に建てられている。この敷地の地盤条件において、昭55建告第1793号第1に基づき地震荷重を算定し、表4.13に示す。建築物の固有周期と振動特性係数を式(4.1)に示す。なお、立体モデルによる固有値解析では、X方向の固有周期は1.225秒であるが、ここでは R_t が大きくなる略算法を用いる。また、4.7節におけるダンパー補強時の固有周期は、D1:1.071秒、D2:1.039秒、D3:0.999秒であった。

$$T = 0.03 \times H = 0.03 \times 32.6 = 0.978(s), \quad R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{0.978}{0.600} - 1 \right)^2 = 0.92 \quad (4.1)$$

表 4.13 地震荷重

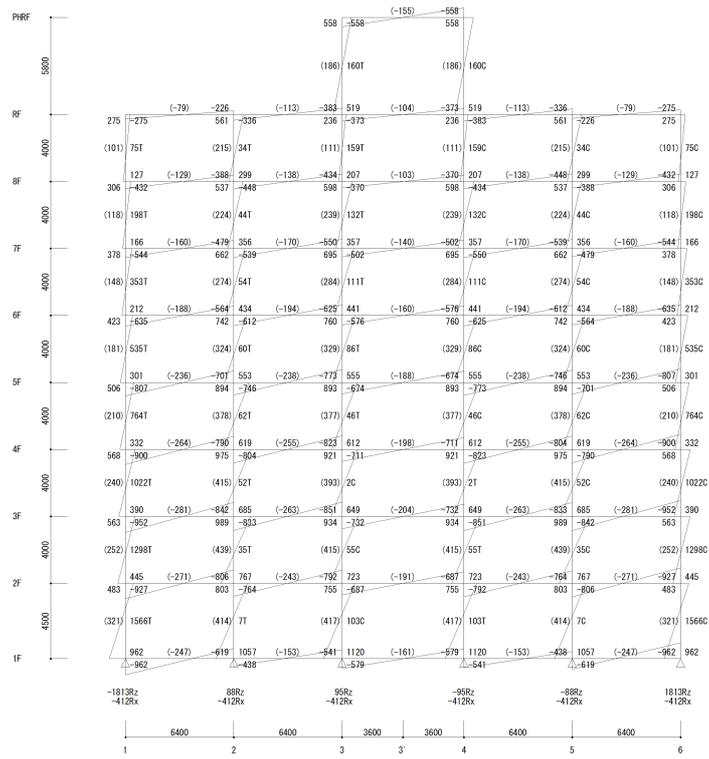
階	建物高さH (m)	階高 (m)	層重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	層せん断力 Q_i (kN)
PH	32.6	5.8	2035.8	2035.8	—	—	1.000	2035.8
8	28.6	4.0	7778.4	9814.2	0.183	2.072	0.381	3743.9
7	24.6	4.0	6184.0	15998.2	0.298	1.763	0.325	5191.8
6	20.6	4.0	6200.7	22198.9	0.414	1.568	0.289	6407.0
5	16.6	4.0	6220.1	28419.0	0.529	1.420	0.261	7430.7
4	12.6	4.0	6285.0	34704.0	0.647	1.297	0.239	8286.9
3	8.6	4.0	6292.3	40996.3	0.764	1.189	0.219	8976.4
2	4.6	4.0	6303.3	47299.6	0.881	1.092	0.201	9506.1
1	0.1	4.5	6376.6	53676.2	1.000	1.000	0.184	9883.1

(2) 一次設計用地震荷重時応力の算定

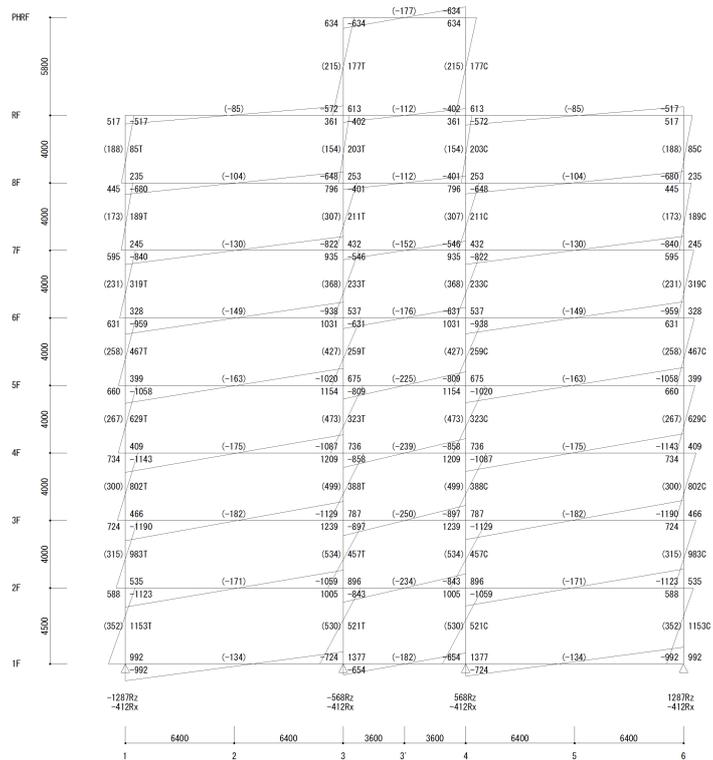
図4.5に地震荷重時応力図を示す。いずれの部材も短期許容応力度以内となっている。また、表4.14に層間変形角を示す。いずれの階の層間変形角も1/200以下となっている。

表 4.14 層間変形角

階	階高 (mm)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad.)
8	4000	9.84	1/ 406
7	4000	12.07	1/ 331
6	4000	13.64	1/ 293
5	4000	14.97	1/ 267
4	4000	15.61	1/ 256
3	4000	16.28	1/ 245
2	4000	16.33	1/ 244
1	4500	13.44	1/ 334



A通り



C通り

図 4.5 地震荷重時応力図

(3) 保有水平耐力の算定

表 4.15 に必要保有水平耐力の算定結果を示す。構造特性係数 D_s はいずれかの階の層間変形角が $1/50$ に達した時点における崩壊メカニズムにより算定している。なお、保有水平耐力はいずれかの階の層間変形角が $1/100$ に達した時点とし、その際における応力およびヒンジ発生状況を確認した。図 4.6 に層せん断力-層間変形角曲線 (Q- δ 図)、図 4.7 に保有水平耐力時の応力図、図 4.8 に保有水平耐力時のヒンジ図を示す。

以上より、保有水平耐力計算により耐震安全性を確認した。

表 4.15 必要保有水平耐力の算定結果

階	柱・梁群の種別					D_s	F_s	F_e	Q_{ud} (kN)	必要保有 水平耐力 Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	Q_u / Q_{un}	層間変形角 (rad.)
	FA (%)	FB (%)	FC (%)	FD (%)	種別								
8	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	18719.6	4679.9	8056.6	1.72	1/188
7	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	25959.0	6489.8	11172.3	1.72	1/153
6	70	30	0	0	A	0.25	1.00	1.00	32034.7	8008.7	13787.2	1.72	1/134
5	69	31	0	0	A	0.25	1.00	1.00	37153.2	9288.3	15990.1	1.72	1/120
4	70	30	0	0	A	0.25	1.00	1.00	41434.2	10358.6	17832.6	1.72	1/110
3	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	44881.5	11220.4	19316.2	1.72	1/100
2	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	47529.9	11882.5	20456.1	1.72	1/100
1	100	0	0	0	A	0.25	1.00	1.00	49415.0	12353.8	21267.4	1.72	1/143

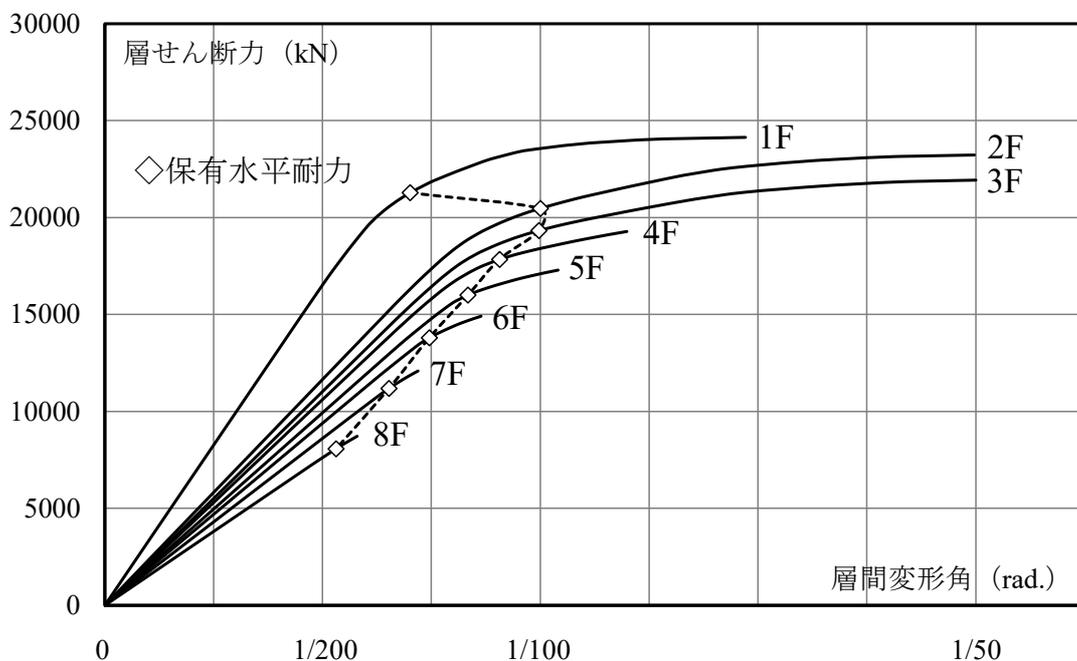
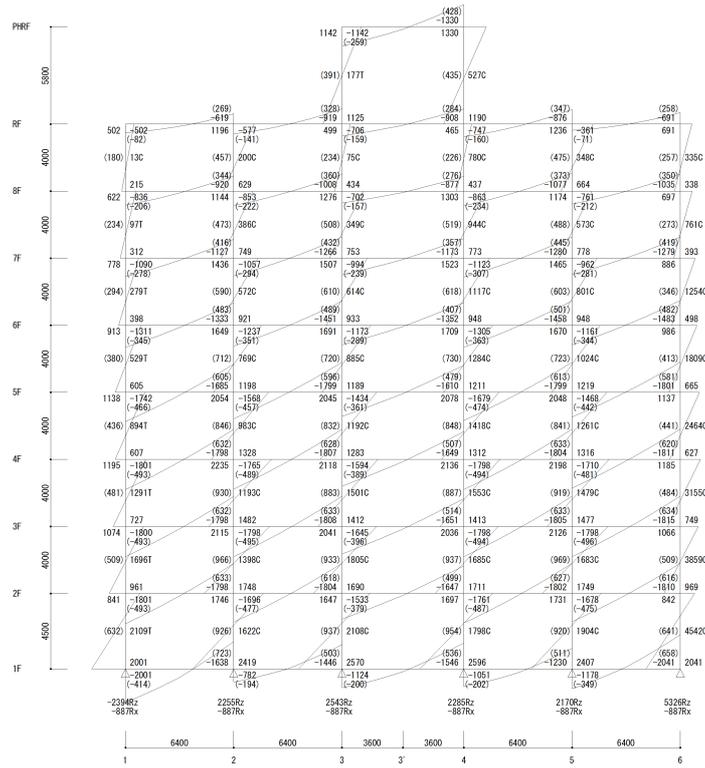
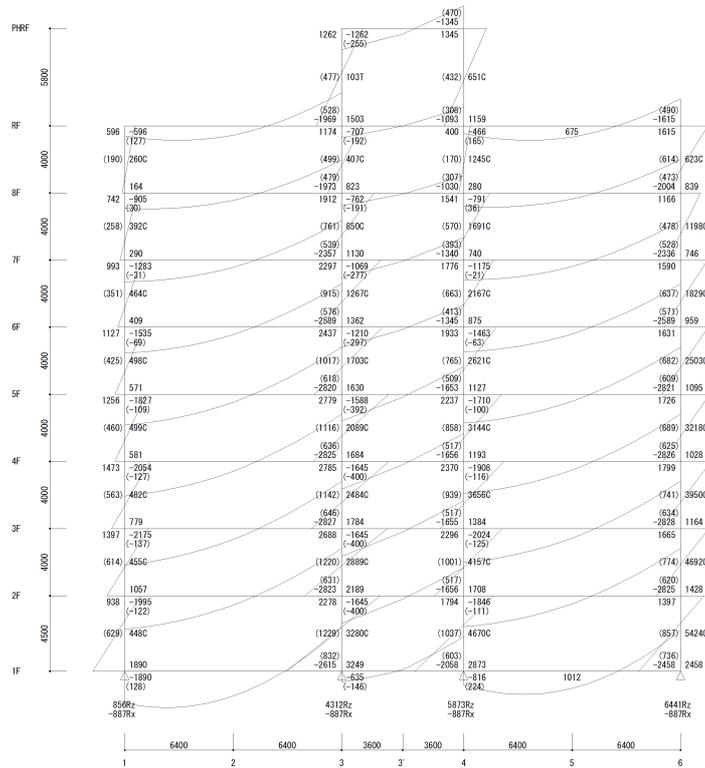


図 4.6 層せん断力-層間変形角曲線

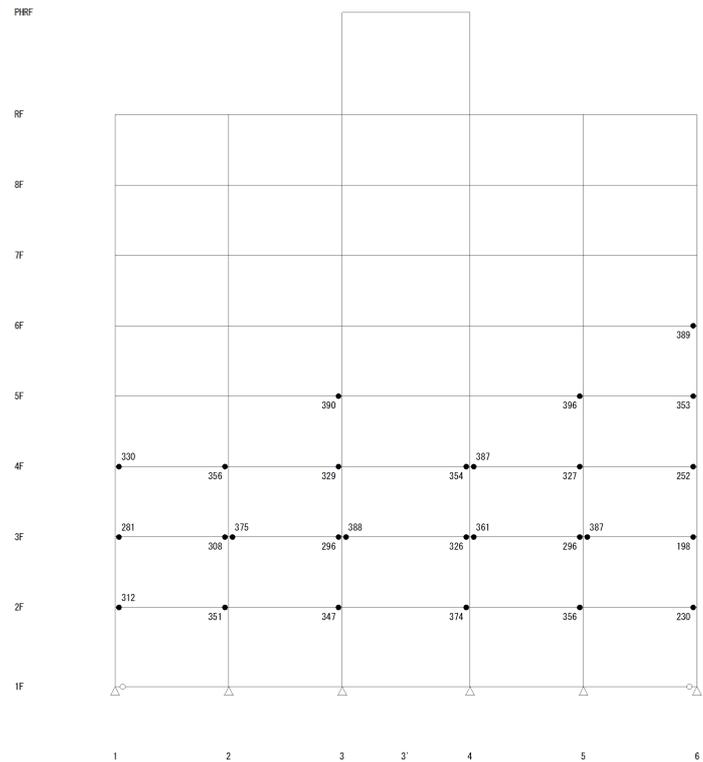


A 通り

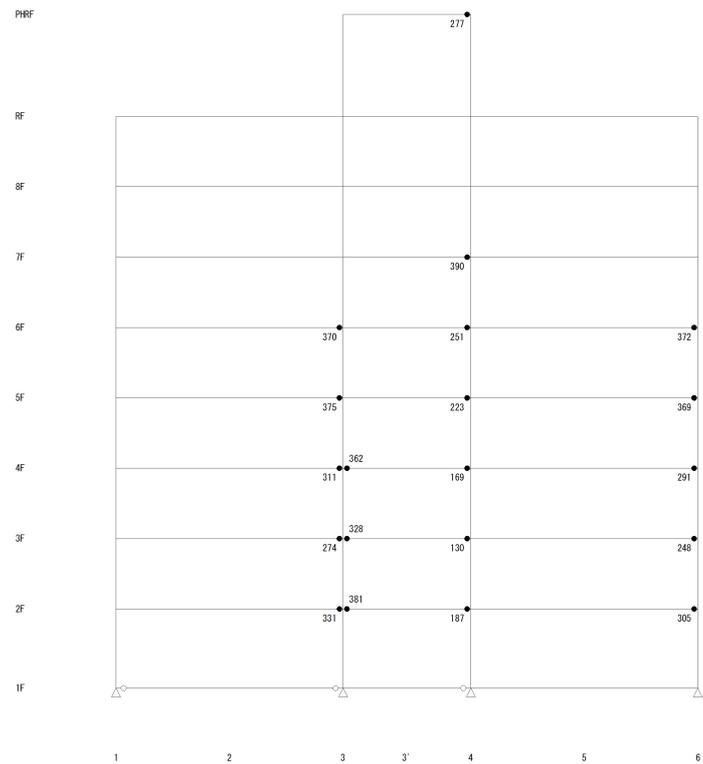


C 通り

図 4.7 保有水平耐力時応力図



A 通り



C 通り

図 4.8 保有水平耐力時ヒンジ図

4.3 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

本節では、前節までの保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

4.3.1 梁端部破断限界塑性率の算定

以下に示す梁端部の設計用疲労性能評価式(4.2)を用いて、梁のスパン長、梁端接合部仕様、梁部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} を算定する。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \left({}_bN_e / k_1 \right)^{-\beta} \quad (4.2)$$

- ・ ${}_bN_e$ は梁端部の等価な繰返し回数で、下式で計算される。

$${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e$$

n は ${}_bN_e$ と ${}_sN_e$ （層の等価な繰返し回数）の比で、スパン長により以下の値となる。

$n = 1.0$ （梁スパン 10～20m 程度の長スパン架構）

$n = 1.8$ （梁スパン 4～10m 程度の標準スパン架構）

$n = 2.5$ （梁スパン 4m 以下程度の短スパン架構）

- ・ ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では 1.0 を基本とし、直下地震では 0.75 とされている。また、地震動特性により、各地震動の ${}_sN_e$ は以下のよう

① 告示極稀地震（標準波）： ${}_sN_e = 1.0$

② 直下地震（断層近傍の地震動）： ${}_sN_e = 0.75$

③ 長継続時間地震（長継続時間地震動）： ${}_sN_e = 2.3$

- ・ k_2 は使用する梁部材の強度（F 値）が 490N/mm² 級でない場合 $k_2=325/(\text{使用鋼材の F 値})$ で計算。（F=385 N/mm² 級も適用可能）

- ・ C は梁端接合部の仕様により決まる定数
スカラップ 4.0、ノンスカラップ 5.6、高性能仕口 8.0

- ・ k_1 は歪集中を表す補正係数。（ここでは 1.0 とする）

- ・ β は評価式の勾配で 1/3

梁スパン長、地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））、梁端部仕様、鋼材強度に応じて、疲労性能評価式から算定した本建築物の梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} を表 4.16 に示す。

表 4.16 梁端部の破断限界塑性率

梁 符号	梁 スパン (m)	梁端部と層の 等価な繰返し 回数の比n	使用鋼材	梁端接合部	層の等価な繰返し回数			梁端部の破断限界塑性率		
			k_2	C	sNe			μ_{bi}		
			SN490B	スカラップ	告示極稀	直下	長継続時間	告示極稀	直下	長継続時間
GX1	12.8	1.0	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	4.00	4.40	3.03
GX2	6.4	1.8	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	3.29	3.62	2.49
GX3	7.2	1.8	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	3.29	3.62	2.49
GX4	7.2	1.8	1.00	4.0	1.00	0.75	2.30	3.29	3.62	2.49

4.3.2 1階柱脚の限界塑性率の算定

以下に示す柱の疲労性能評価式(4.3)を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震、②直下地震、③長継続時間地震）に応じて、1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} を算定する。

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_c N_e^{-\beta} \quad (4.3)$$

- ・ ${}_c N_e$ は柱脚部の等価な繰返し回数で、式(4.4)で計算される。

$${}_c N_e = n_c \cdot {}_s N_e \quad (4.4)$$

n_c は ${}_c N_e$ と ${}_s N_e$ （柱脚の等価な繰返し回数）の比で、柱梁耐力比により表 4.17 の値となる。

表 4.17 柱脚の等価繰返し回数比

外柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上2.0未満	2.0以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0未満	1.0以上1.6未満	1.6以上
	1.5	1.0	0.3

- ・ ${}_s N_e$ は層の等価な繰返し回数であり、現行エネルギー法告示における鉄骨造では 1.0 を基本とし、直下地震では 0.75 とされている。また、地震動特性により、各地震動の ${}_s N_e$ は以下のよう
に計算される。
① 告示極稀地震（標準波）： ${}_s N_e = 1.0$
② 直下地震（断層近傍の地震動）： ${}_s N_e = 0.75$
③ 長継続時間地震（長継続時間地震動）： ${}_s N_e = 2.3$
- ・ C 、 β は一般化幅厚比により決まる係数（表 4.18 による）

表 4.18 疲労性能評価式の係数

一般化幅厚比	係数C	係数β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

柱梁耐力比、地震動特性 (①告示極稀地震 (標準波)、②直下地震 (断層近傍の地震動)、③長継続時間地震 (長継続時間地震動))、一般化幅厚比に応じて、疲労限界性能評価式から算定した本建築物の1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} を表 4.19 に示す。

表 4.19(a) 1階柱脚の限界塑性率 (告示極稀、sNe=1.0)

C4@E1 外柱 柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C6@E2 中柱 柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C3@E3 中柱 柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C3@E4 中柱 柱梁耐力比 1.74 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C6@E5 中柱 柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C4@E6 外柱 柱梁耐力比 3.26 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83
C1@D1 外柱 柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C2@D3 中柱 柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C2@D4 中柱 柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C1@D6 外柱 柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83		
C1@C1 外柱 柱梁耐力比 2.12 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C5@C3 中柱 柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C5@C4 中柱 柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C1@C6 外柱 柱梁耐力比 1.98 nc 1.2 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.40		
C1@B1 外柱 柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C2@B3 中柱 柱梁耐力比 1.59 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C2@B4 中柱 柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.16	C1@B6 外柱 柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83		
C4@A1 外柱 柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83	C6@A2 中柱 柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C3@A3 中柱 柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C3@A4 中柱 柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.31	C6@A5 中柱 柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.22	C4@A6 外柱 柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.83

表 4.19 (b) 1 階柱脚の限界塑性率 (直下、sNe=0.75)

C4@E1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C6@E2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C3@E3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C3@E4 中柱	柱梁耐力比 1.74 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C6@E5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C4@E6 外柱	柱梁耐力比 3.26 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02								
C1@D1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C2@D3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C2@D4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C1@D6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C1@C1 外柱	柱梁耐力比 2.12 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C5@C3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C5@C4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C1@C6 外柱	柱梁耐力比 1.98 nc 1.2 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.57				
C1@B1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C2@B3 中柱	柱梁耐力比 1.59 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C2@B4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.60	C1@B6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C4@A1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02	C6@A2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C3@A3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C3@A4 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.52	C6@A5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 8.81	C4@A6 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 4.02

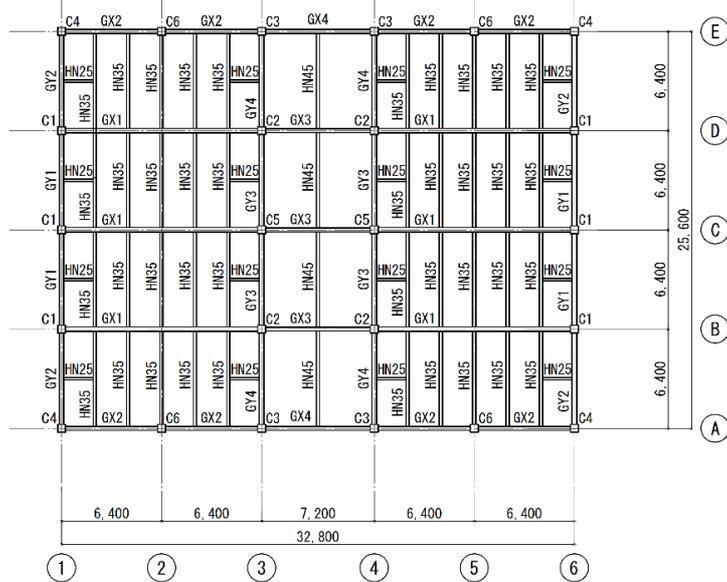
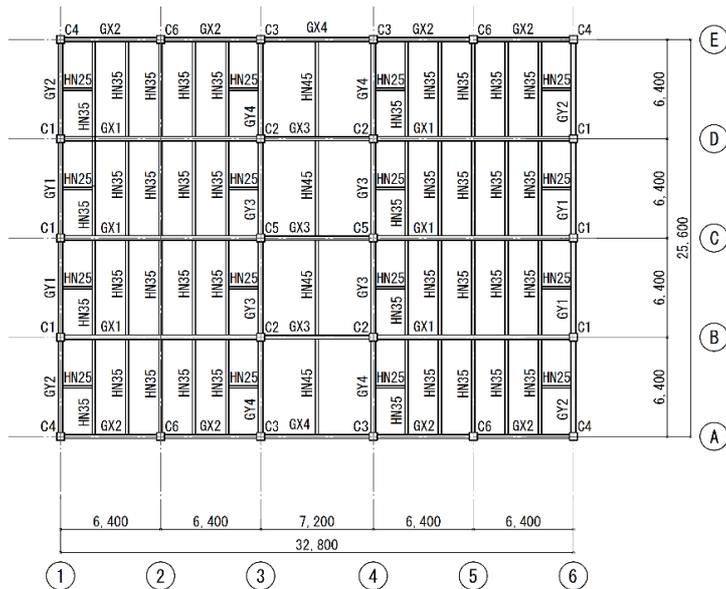


表 4.19(c) 1 階柱脚の限界塑性率 (長継続時間、sNe=2.3)

C4@E1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C6@E2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C3@E3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C3@E4 中柱	柱梁耐力比 1.74 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C6@E5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C4@E6 外柱	柱梁耐力比 3.26 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32
C1@D1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C2@D3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C2@D4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C1@D6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32				
C1@C1 外柱	柱梁耐力比 2.12 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C5@C3 中柱	柱梁耐力比 1.58 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C5@C4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C1@C6 外柱	柱梁耐力比 1.98 nc 1.2 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 2.95				
C1@B1 外柱	柱梁耐力比 2.13 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C2@B3 中柱	柱梁耐力比 1.59 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C2@B4 中柱	柱梁耐力比 1.55 nc 1.0 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 5.04	C1@B6 外柱	柱梁耐力比 2.00 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32				
C4@A1 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32	C6@A2 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C3@A3 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C3@A4 中柱	柱梁耐力比 1.73 nc 0.3 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.74	C6@A5 中柱	柱梁耐力比 1.64 nc 0.3 D/t 19.6 一般化幅厚比 0.78 C 6.16 β 0.240 μ 6.73	C4@A6 外柱	柱梁耐力比 3.38 nc 0.6 D/t 25.0 一般化幅厚比 1.00 C 3.51 β 0.170 μ 3.32



4.3.3 復元力特性の設定および主架構の保有エネルギーの算出

静的増分解析において、骨組各層で梁が最初に破断限界塑性率に達した時点（第1層においては2階床梁の破断限界塑性率と1階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）が各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} であり、図4.9の塑性エネルギーの面積(W_{pfi})の($4 \times_s N_e$)倍が、当該層の梁破断までの保有エネルギーとして式(4.5)で計算される。

$$\text{各層の保有エネルギー} = 4 \times_s N_e \times W_{pfi} \quad (4.5)$$

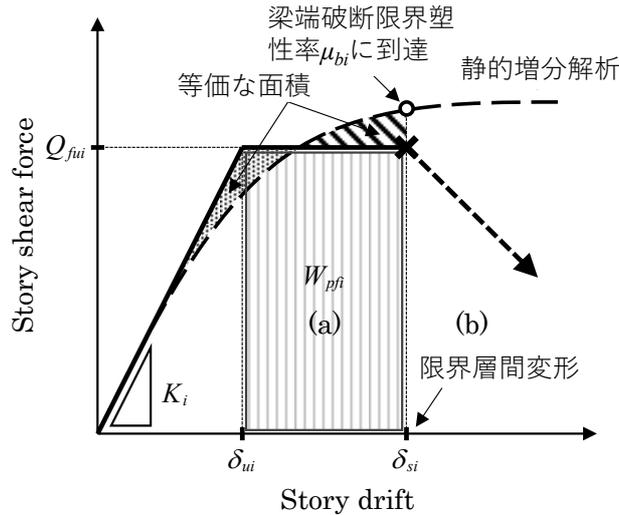


図 4.9 層の限界変形と保有水平耐力

表 4.20～4.22、図 4.10～4.12 に、各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における本建築物の復元力特性と保有エネルギーを示す。図中には、各層における降伏変形 δ_{ui} 、梁端部が破断限界塑性率に到達する梁破断限界層間変形 δ_{si} も併せて示している。なお、本建築物は、第1層においても2階床梁の破断限界塑性率で層の限界塑性率が決まっており、いずれの層においても梁が最初に破断限界塑性率に達している。

表 4.20 各階の保有エネルギー (①告示極稀地震)

階	4sNeWpi (kNm)
8	1685
7	4297
6	2739
5	2972
4	3024
3	2807
2	2426
1	2822

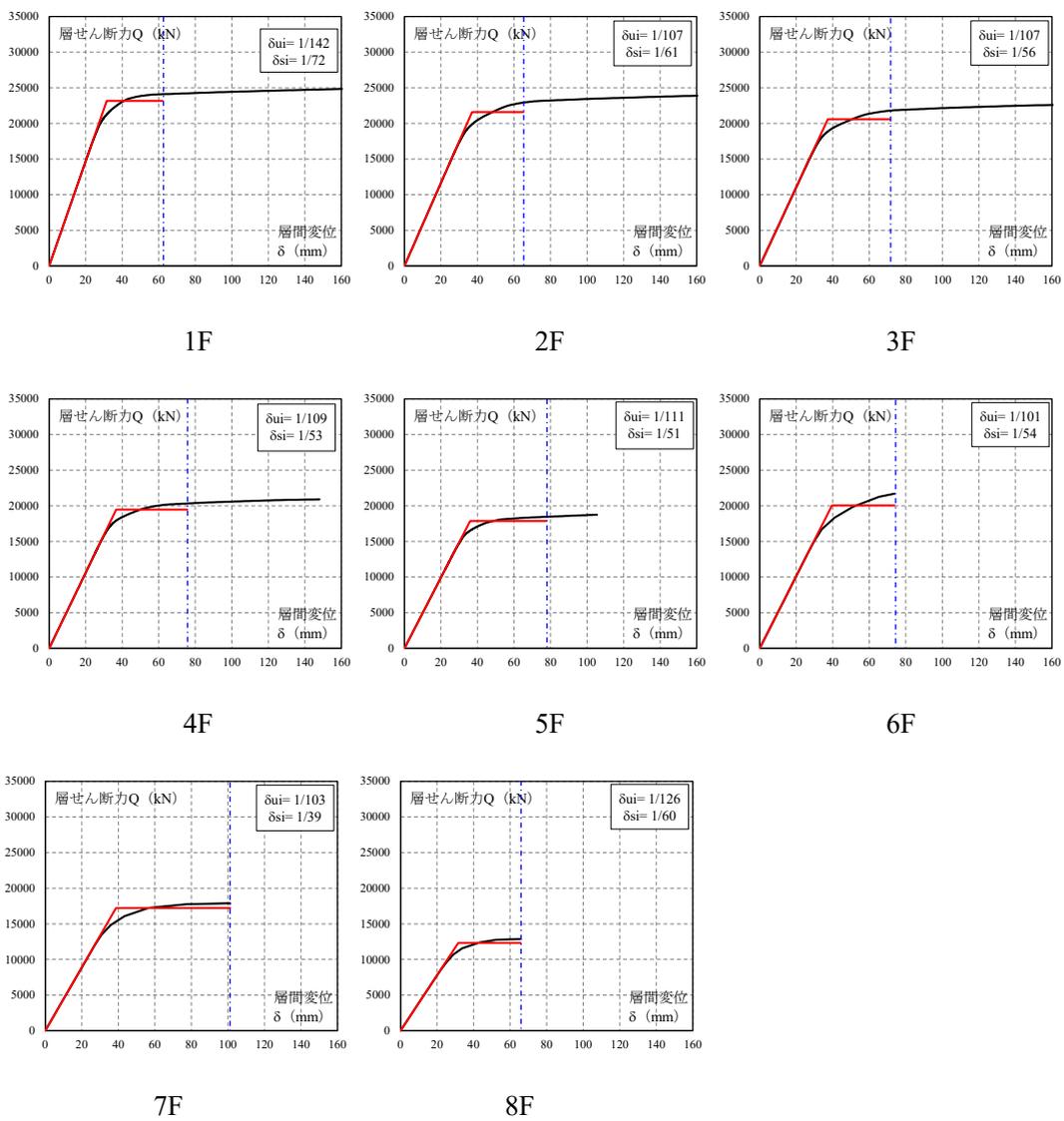
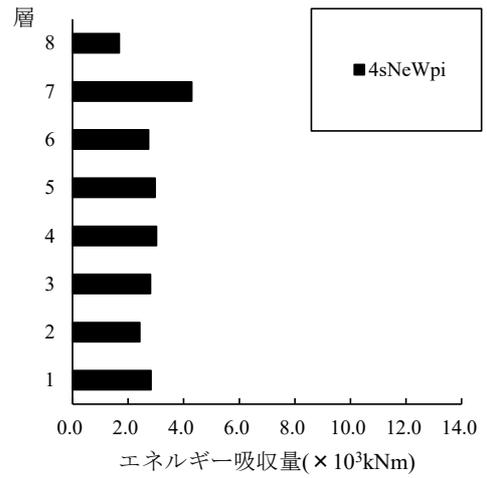


図 4.10 各階の復元力特性と保有エネルギー (①告示極稀地震)

表 4.21 各階の保有エネルギー (②直下地震)

階	4sNeWpi (kNm)
8	1264
7	4046
6	2364
5	2602
4	2624
3	2445
2	2237
1	2560

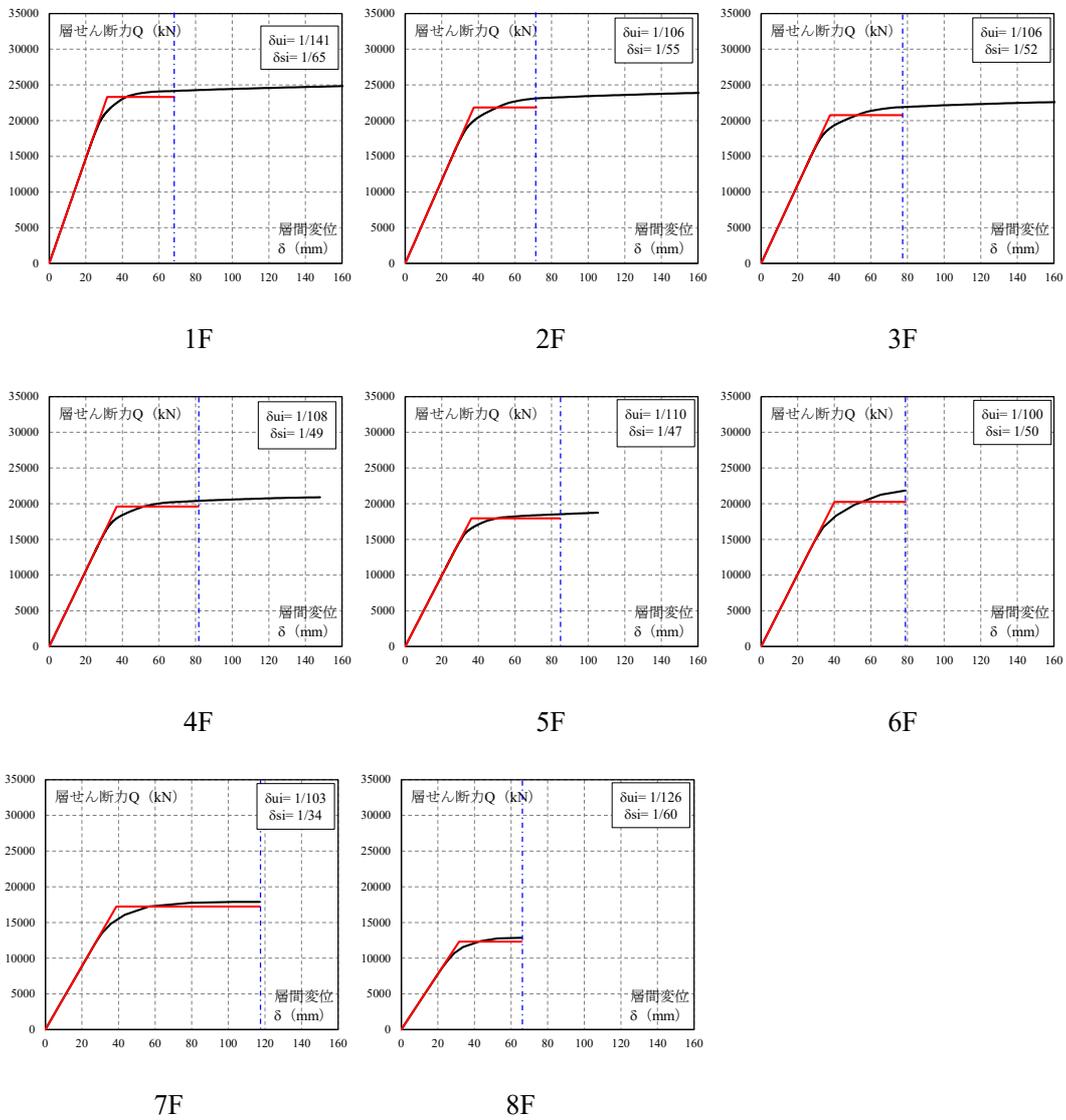
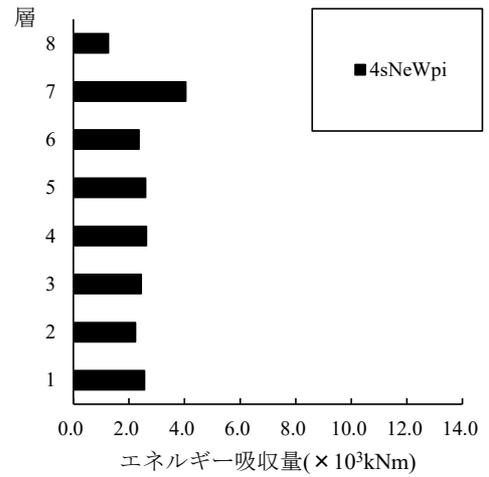


図 4.11 各階の復元力特性と保有エネルギー (②直下地震)

表 4.22 各階の保有エネルギー (③長継続時間地震)

階	4sNeWpi (kNm)
8	2172
7	6550
6	4700
5	4356
4	4188
3	3851
2	3318
1	3432

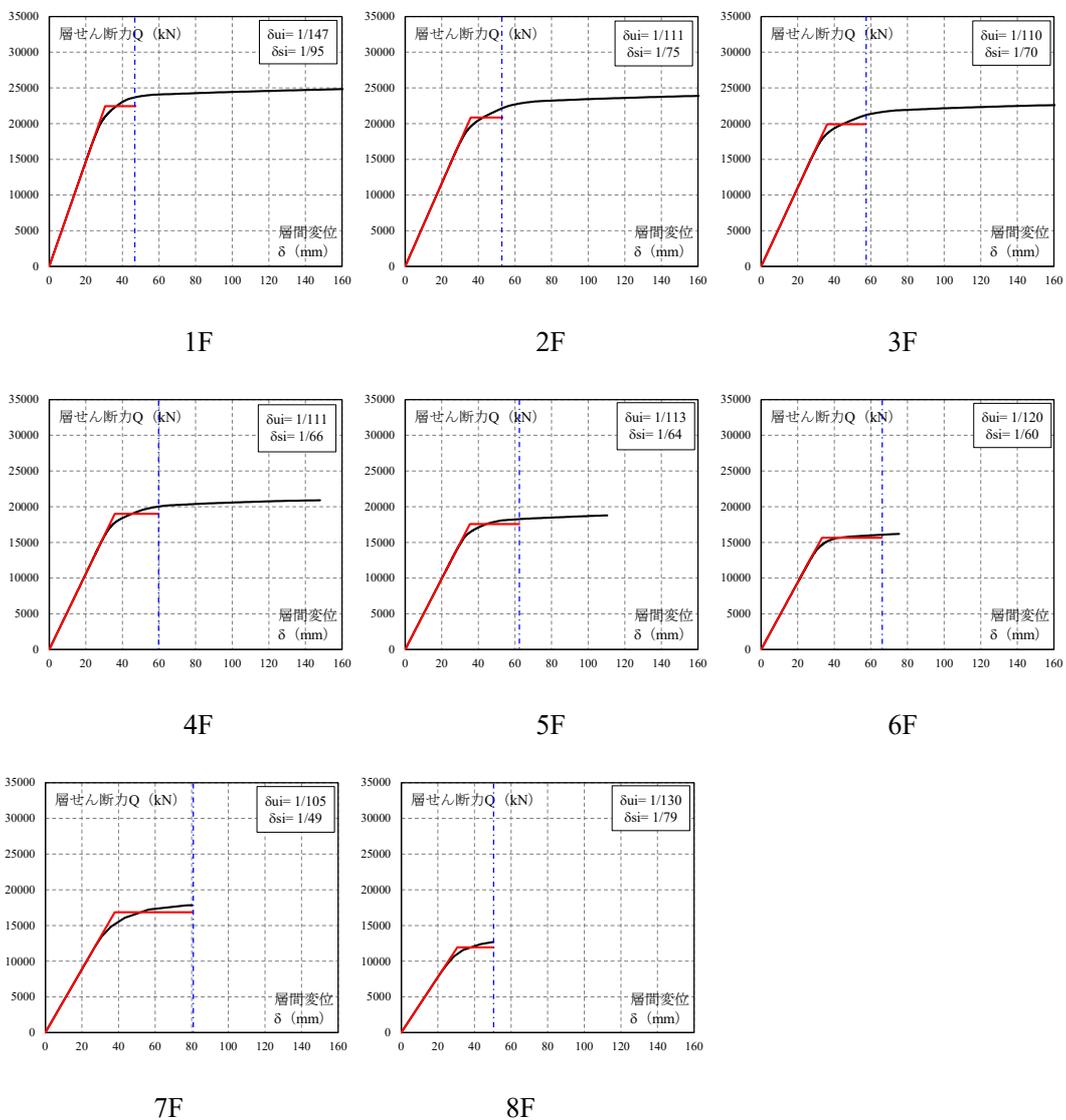
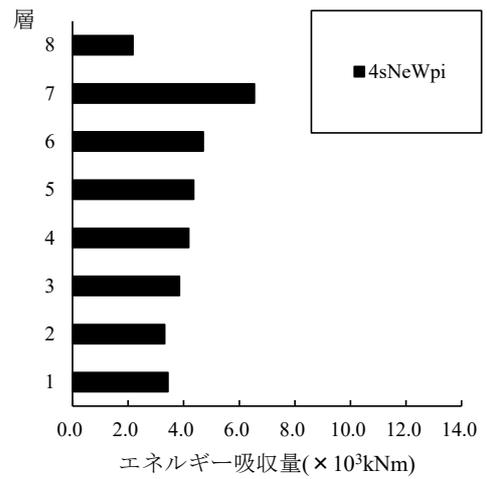


図 4.12 各階の復元力特性と保有エネルギー (③長継続時間地震)

4.3.4 主架構の必要エネルギーの算出

建築物に入力される塑性エネルギー E_s 、架構が弾性範囲で吸収するエネルギー W_e は、長継続時間地震の場合のエネルギーの増加倍率 q 、地震動特性に応じた層の等価な繰返し回数 ${}_sN_e$ を用いて式(4.6)で計算される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV^2 - W_e$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2}Q_{efi}\delta_i + \frac{1}{2}Q_{dui}\delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui})Q_{dui} \cdot n_i \cdot {}_sN_e \right\} \quad (4.6)$$

ここで、 q はエネルギーの増加倍率で、①告示極稀地震 1.0、②直下地震 0.75、③長継続時間地震 2.3、 n_i は告示の値で 5.0、 ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数で、①告示極稀地震 1.0、②直下地震 0.75、③長継続時間地震 2.3 である。

各層に分配された必要エネルギー E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギーは式(4.7)で計算される。

$$E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}}$$

$$E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui})Q_{dui} \cdot n_i \cdot {}_sN_e \quad (4.7)$$

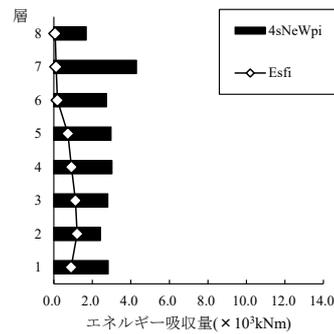
以上より計算した各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーを、前項において算出した保有エネルギーと併せて、表 4.23～4.25、図 4.13～4.15 に示す。なお、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.5 倍の場合についても計算を行い、1.0 倍と併せて示している。

表 4.23 各階の必要エネルギー (①告示極稀地震)

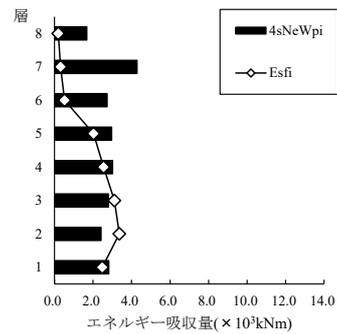
階	Esfi (kNm)	階	Esfi (kNm)
8	71	8	198
7	114	7	317
6	189	6	524
5	731	5	2027
4	918	4	2546
3	1122	3	3110
2	1213	2	3365
1	895	1	2481

Vs1.0 倍

Vs1.5 倍



Vs1.0 倍



Vs1.5 倍

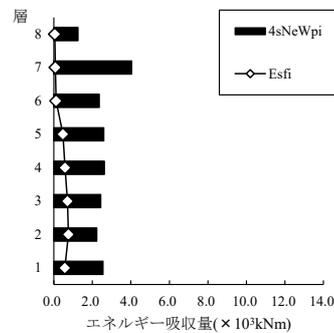
図 4.13 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (①告示極稀地震)

表 4.24 各階の必要エネルギー (②直下地震)

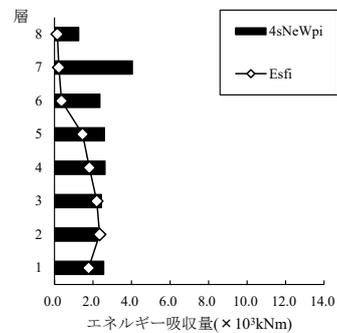
階	Esfi (kNm)	階	Esfi (kNm)
8	47	8	145
7	75	7	231
6	119	6	368
5	471	5	1456
4	586	4	1811
3	711	3	2198
2	758	2	2345
1	572	1	1768

Vs1.0 倍

Vs1.5 倍



Vs1.0 倍



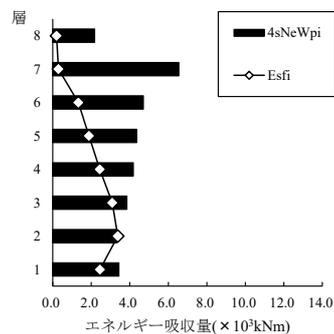
Vs1.5 倍

図 4.14 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (②直下地震)

表 4.25 各階の必要エネルギー (③長継続時間地震)

階	Esfi (kNm)
8	196
7	301
6	1328
5	1885
4	2446
3	3089
2	3373
1	2456

Vs1.0 倍



Vs1.0 倍

図 4.15 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (③長継続時間地震)

4.3.5 主架構の応答変形の算定

エネルギー法で計算される各層のフレームの必要エネルギー E_{sfi} から、当該層の応答変形を式(4.8)～式(4.11)のように算出する。

$$\text{累積塑性変形倍率} \quad n_{fi} = \frac{E_{sfi}}{Q_{fui} \times \delta_{fui}} \quad (4.8)$$

$$\text{最大塑性率} \quad u_{fi} = \frac{n_{fi}}{4 \times_s N_e} + 1 \quad (4.9)$$

$$\text{最大層間変形} \quad \delta_{\max} = \delta_{fui} \times \mu_{fi} \quad (4.10)$$

$$\text{最大層間変形角} \quad R_{\max} = \delta_{\max} / h_i \quad (4.11)$$

以上より計算した各地震動特性 (①告示極稀地震 (標準波)、②直下地震 (断層近傍の地震動)、③長継続時間地震 (長継続時間地震動)) における主架構の応答変形を表 4.26～4.28、図 4.16～4.18 に示す。なお、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.5 倍の場合についても計算を行い、1.0 倍と併せて示している。

表 4.26 各階の応答変形 (①告示極稀地震)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	61	121	112
7	40	99	92
6	54	95	87
5	52	87	62
4	53	83	58
3	56	79	53
2	61	78	53
1	73	109	77

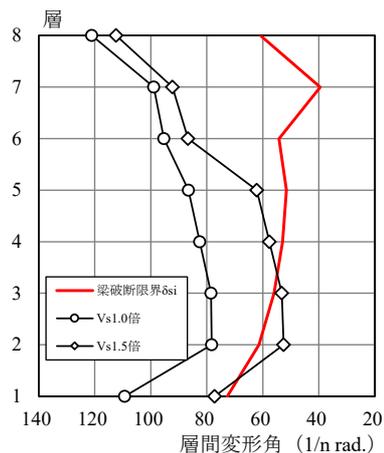


図 4.16 各階の応答変形の比較 (①告示極稀地震)

表 4.27 各階の応答変形 (②直下地震)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	61	122	113
7	34	99	92
6	51	95	87
5	47	89	63
4	49	85	59
3	52	82	55
2	56	81	55
1	66	113	79

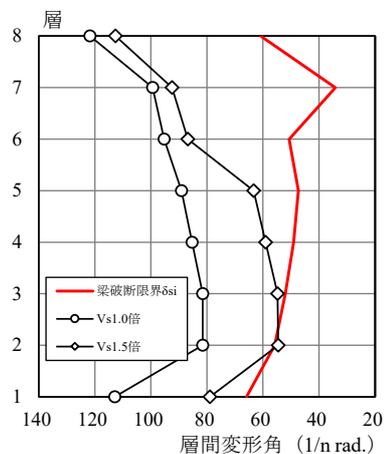


図 4.17 各階の応答変形の比較 (②直下地震)

表 4.28 各階の応答変形 (③長継続時間地震)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	79	123	—
7	50	100	—
6	61	94	—
5	64	85	—
4	67	80	—
3	70	75	—
2	75	75	—
1	95	106	—

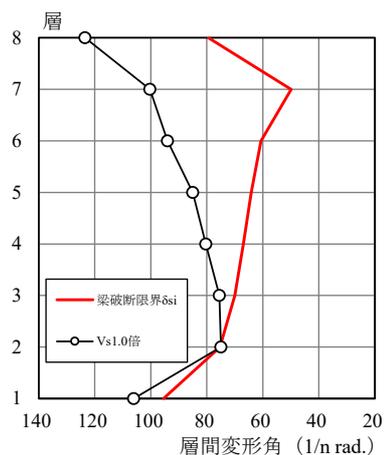


図 4.18 各階の応答変形の比較 (③長継続時間地震)

4.4 原設計まとめ

地上 8 階建て鉄骨造の事務所ビルを用いて、極大地震に対する鋼構造建築物のエネルギー法による設計例を示した。保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。以下に、そのまとめを示す。

- ・ 保有水平耐力計算（ルート 3）による本設計例の耐震安全性を確認した。本設計例の必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比は 1.72 であった。
- ・ 保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。まず、梁端部の設計用疲労性能評価式を用いて、梁のスパン長、梁端接合部仕様、梁部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} を算定した。次に、柱の疲労限界性能評価式を用いて、柱梁耐力比、幅厚比、柱部材の強度および地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））に応じて、1 階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} を算定した。
- ・ 続いて、静的増分解析を行い、各層でいずれかの梁端部が破断限界塑性率 μ_{bi} に到達した時点（第 1 層においては 2 階床梁の破断限界塑性率と 1 階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）を各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} として、 δ_{si} までの荷重変形関係から復元力特性を設定し、各層の柱梁骨組の保有エネルギーと必要エネルギーとの比較を行った。以降に、各地震動特性ごとに得られた結果をまとめる。
- ・ ①告示極稀地震においては、各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} は概ね 1/40～1/73 程度であり、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_{s1.0}$ 倍) の場合は、各層とも梁破断限界層間変形 δ_{si} 以下に収まっているが、速度応答スペクトルを 1.5 倍 ($V_{s1.5}$ 倍) とした場合は、2 層および 3 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える結果となった。
- ・ ②直下地震においては、各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} は概ね 1/34～1/66 程度であり、①の告示極稀地震における結果と同様に、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_{s1.0}$ 倍) の場合は、各層とも梁破断限界層間変形 δ_{si} 以下に収まっているが、速度応答スペクトルを 1.5 倍 ($V_{s1.5}$ 倍) とした場合は、2 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える結果となった。
- ・ ③長継続時間地震においては、各層の梁破断限界層間変形 δ_{si} は概ね 1/50～1/95 程度であり、他の地震動と比較すると、およそ 30%程度 δ_{si} は小さい。長継続時間地震では、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_{s1.0}$ 倍) の場合でも、2 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える結果となった。

- ・ 以上の結果より、保有水平耐力計算により設計された建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示の計算を行ったところ、①告示極稀地震および②直下地震においては、速度応答スペクトルが通常の極稀地震と同等 ($V_s1.0$ 倍) であれば、各層とも梁破断限界層間変形 δ_{si} 以下に収まるものの、速度応答スペクトルを 1.5 倍 ($V_s1.5$ 倍) とした場合には、2、3 層において梁破断限界層間変形 δ_{si} を超える応答となった。また、③長継続時間地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震と同等 ($V_s1.0$ 倍) の場合と同様の結果となった。
- ・ これらへの対策としては、梁部材に使用する鋼材の強度を上げることや梁端接合部の仕様を変更することで、梁端部の破断限界塑性率を大きく取る方法がある。また、主架構の必要エネルギー量を小さくする方法として、ダンパー等による架構の補強なども考えられる。

4.5 補強方針

前節までの結果より、本建築物について、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法告示の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行ったところ、①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動）において、表 4.29 に示すような応答結果となった。

表 4.29 各地震動に対する応答結果
(ダンパー：なし、梁端接合部：スカラップ、使用鋼材：SN490B)

	告示極稀 1.0 倍	告示極稀 1.5 倍	直下 1.0 倍	直下 1.5 倍	長継続時間 1.0 倍
8 階	OK	OK	OK	OK	OK
7 階	OK	OK	OK	OK	OK
6 階	OK	OK	OK	OK	OK
5 階	OK	OK	OK	OK	OK
4 階	OK	OK	OK	OK	OK
3 階	OK	NG	OK	OK	OK
2 階	OK	NG	OK	NG	NG
1 階	OK	OK	OK	OK	OK

※ 上表の「OK」は梁破断限界層間変形以内、「NG」は梁破断限界層間変形を超えることを意味する

応答が梁破断限界層間変形角を超えた場合の対策としては、以下のような補強方法が考えられる。これらのうち、建築物の用途や規模を考え、②梁端接合部の仕様変更または③ダンパーの配置を採用することとする。

- ① 梁部材に使用する鋼材の強度向上により、梁端部の破断限界塑性率を大きくする
【使用鋼材の強度向上】
- ② 梁端接合部の仕様変更し、梁端部の破断限界塑性率を大きくする
【梁端接合部の仕様変更】
- ③ 架構内にダンパーを配置して、主架構の必要エネルギー量を小さくする
【ダンパーの配置】

4.6 梁端接合部の仕様変更による補強

本節では、これまで検討を行ってきた保有水平耐力計算により設計された建築物について、梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップへと変更を行い、4.3節と同様に、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。

4.6.1 梁端部破断限界塑性率の算定

4.3.1項と同様に、梁端部の設計用疲労性能評価式を用いて、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} を算定する。梁スパン長、地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））、梁端部仕様、鋼材強度に応じて、疲労性能評価式から算定した本建築物の梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} を表4.30に示す。

表 4.30 梁端部の破断限界塑性率

梁 符号	梁 スパン (m)	梁端部と層の 等価な繰返し 回数の比n	使用鋼材 k ₂	梁端接合部 C	層の等価な繰返し回数 sNe			梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi}		
					告示極稀	直下	長継続時間	告示極稀	直下	長継続時間
GX1	12.8	1.0	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	5.60	6.16	4.24
GX2	6.4	1.8	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	4.60	5.07	3.49
GX3	7.2	1.8	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	4.60	5.07	3.49
GX4	7.2	1.8	1.00	ノンスカラップ	1.00	0.75	2.30	4.60	5.07	3.49

4.6.2 復元力特性の設定および主架構の保有エネルギーの算出

4.3.2項と同様に、表4.31～4.33、図4.19～4.21に、梁端接合部の仕様変更による補強を行った場合の各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における本建築物の復元力特性と保有エネルギーを示す。図中には、各層における降伏変形 δ_{ui} 、梁端部が破断限界塑性率に到達する梁破断限界層間変形 δ_{si} も併せて示している。

表 4.31 各階の保有エネルギー (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

階	4sNeWpi (kNm)
8	2541
7	6882
6	4145
5	5063
4	4915
3	4658
2	4339
1	4963

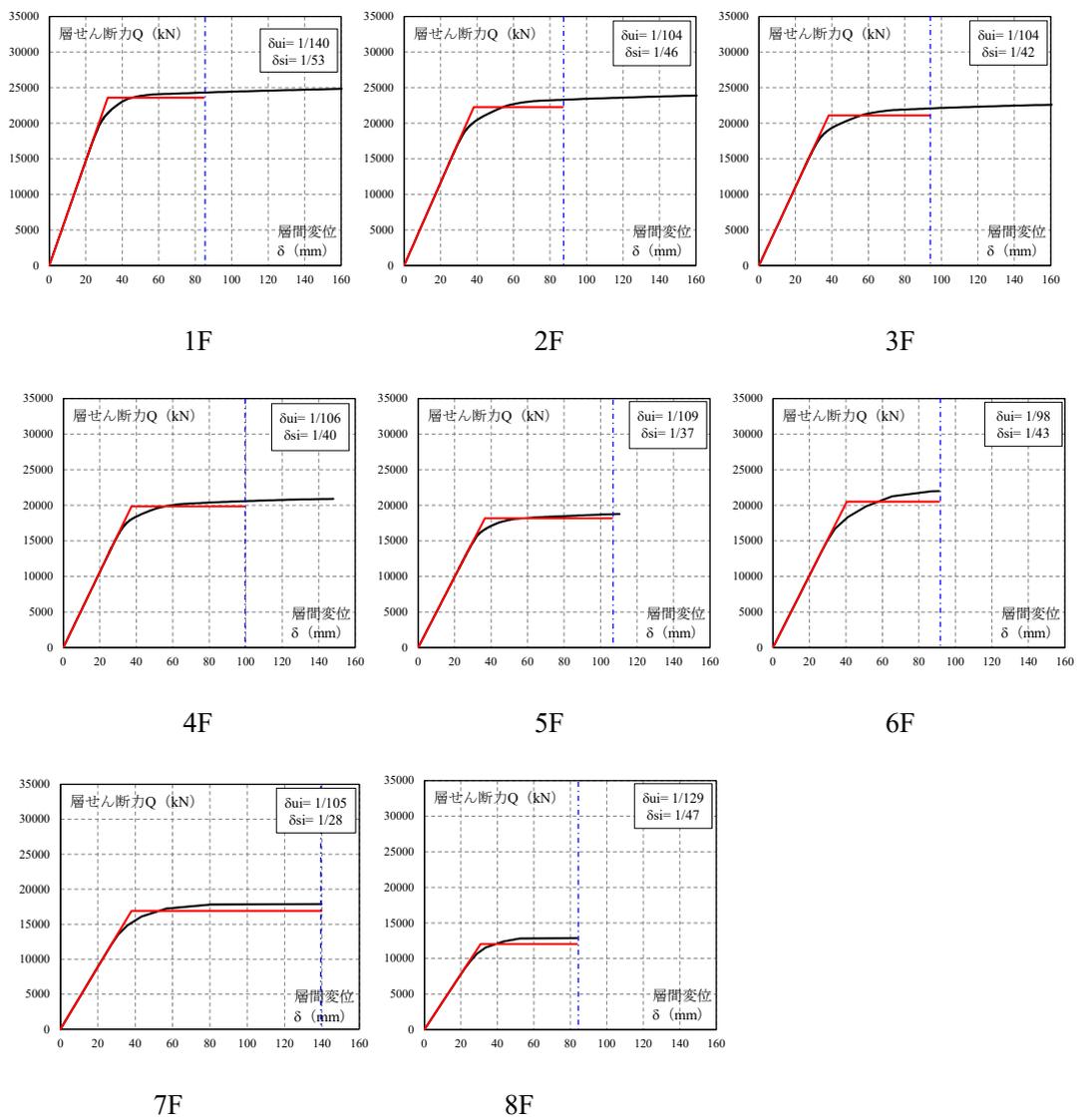
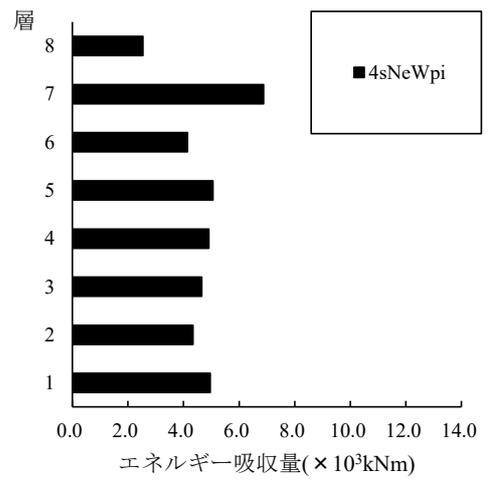


図 4.19 各階の復元力特性と保有エネルギー (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

表 4.32 各階の保有エネルギー (②直下地震、ノンスカラップ)

階	4sNeWpi (kNm)
8	2278
7	5520
6	3109
5	4026
4	4251
3	4067
2	3816
1	4355

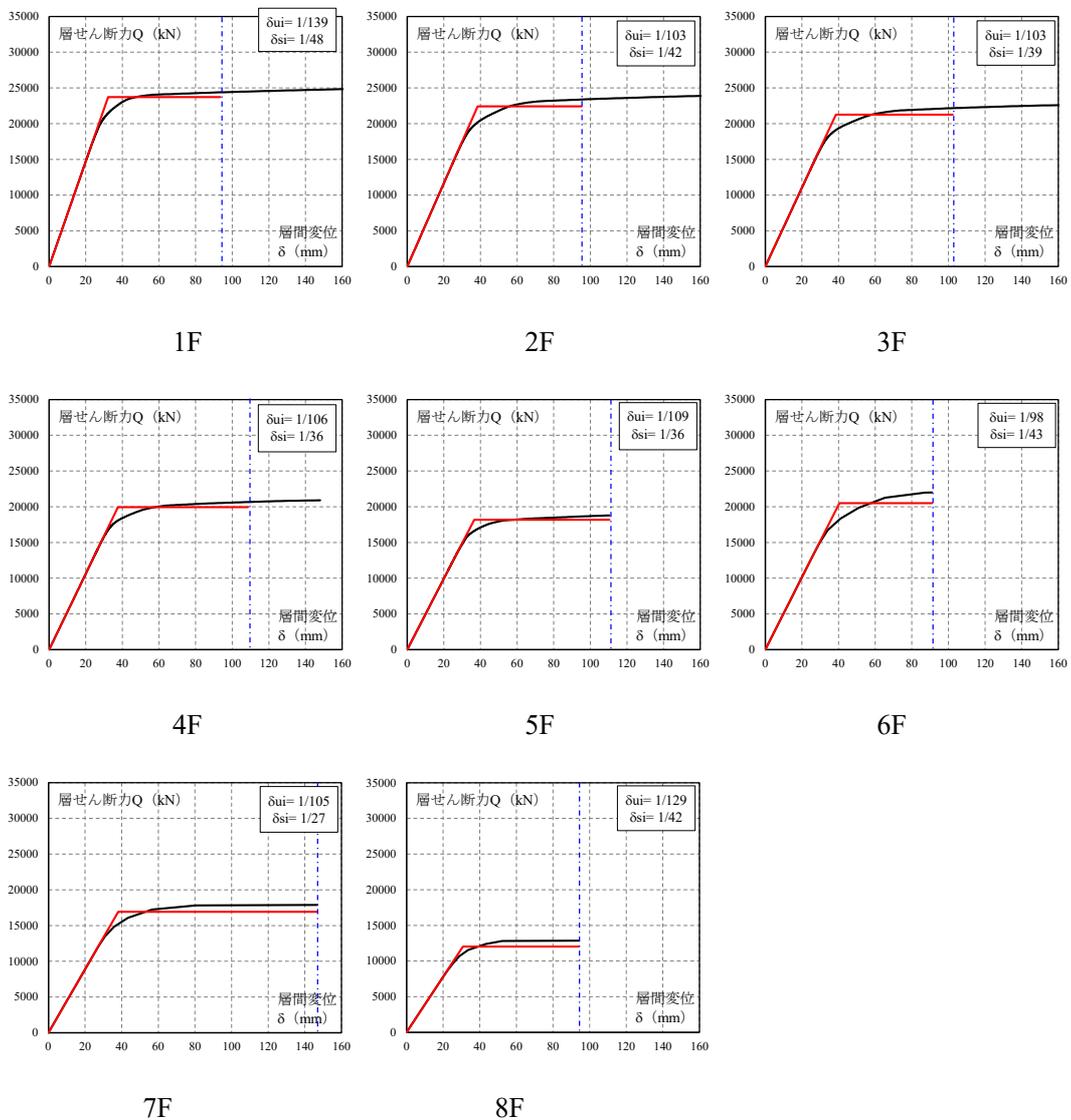
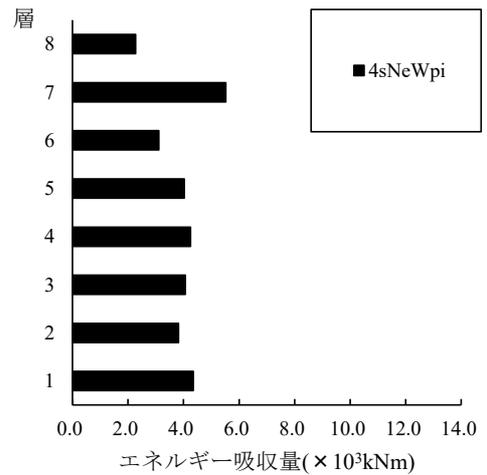


図 4.20 各階の復元力特性と保有エネルギー (②直下地震、ノンスカラップ)

表 4.33 各階の保有エネルギー (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

階	4sNeWpi (kNm)
8	3876
7	12408
6	6786
5	7582
4	7475
3	6956
2	6311
1	7397

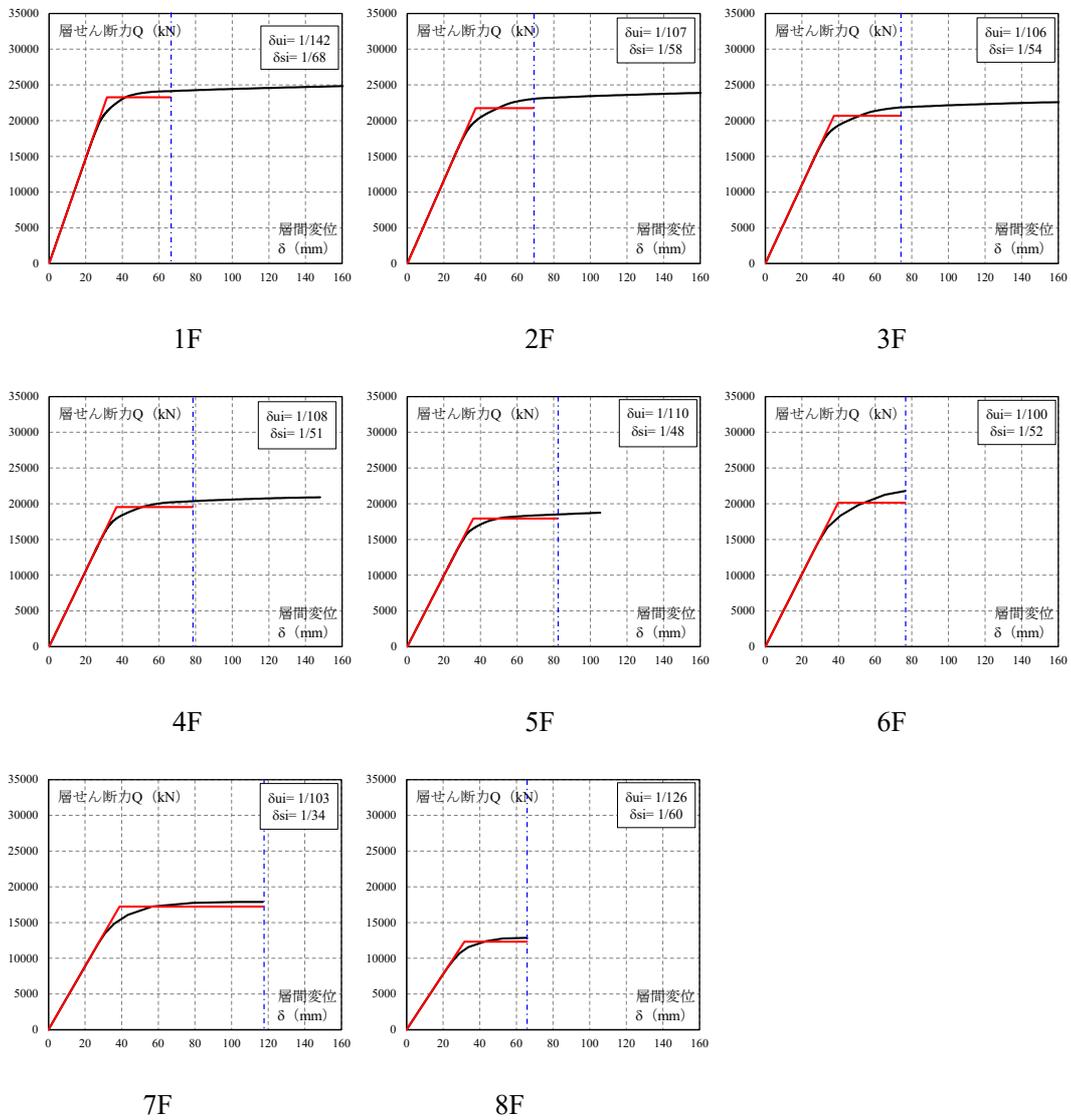
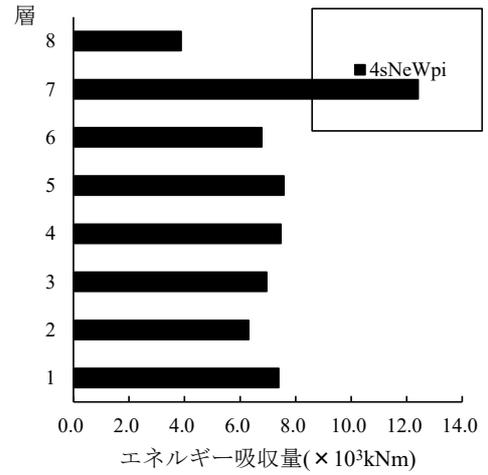


図 4.21 各階の復元力特性と保有エネルギー (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

4.6.3 主架構の必要エネルギーの算出

4.3.3 項と同様にして、計算した各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーを、前項において算出した保有エネルギーと併せて、表 4.34～4.36、図 4.22～4.24 に示す。4.3 節の結果より、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常 of 極稀地震の 1.5 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常 of 極稀地震の 1.0 倍以上の場合についても計算を行い、併せて示している。なお、本建築物は、第 1 層においても 2 階床梁の破断限界塑性率で層の破断限界塑性率が決まっており、いずれの層においても梁が最初に破断限界塑性率に達している。

表 4.34 各階の必要エネルギー (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

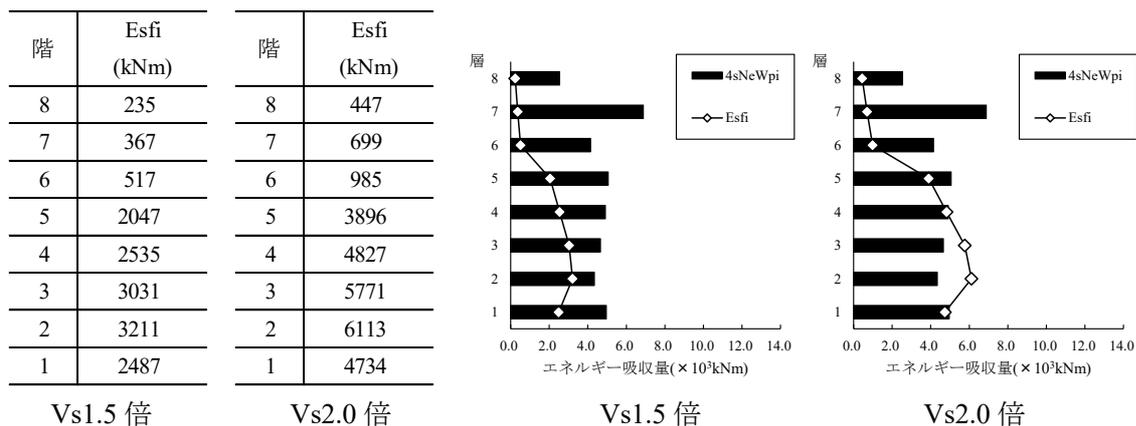


図 4.22 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

表 4.35 各階の必要エネルギー (②直下地震、ノンスカラップ)

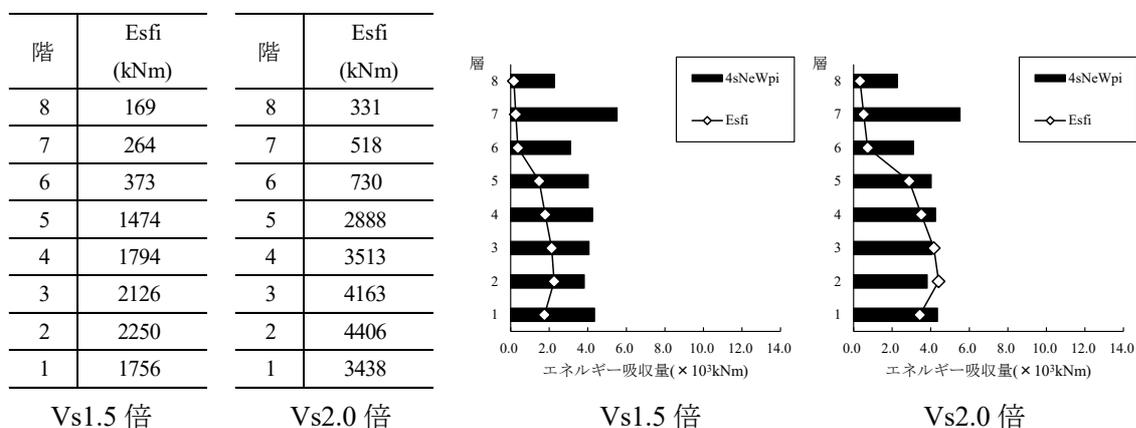


図 4.23 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (②直下地震、ノンスカラップ)

表 4.36 各階の必要エネルギー (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

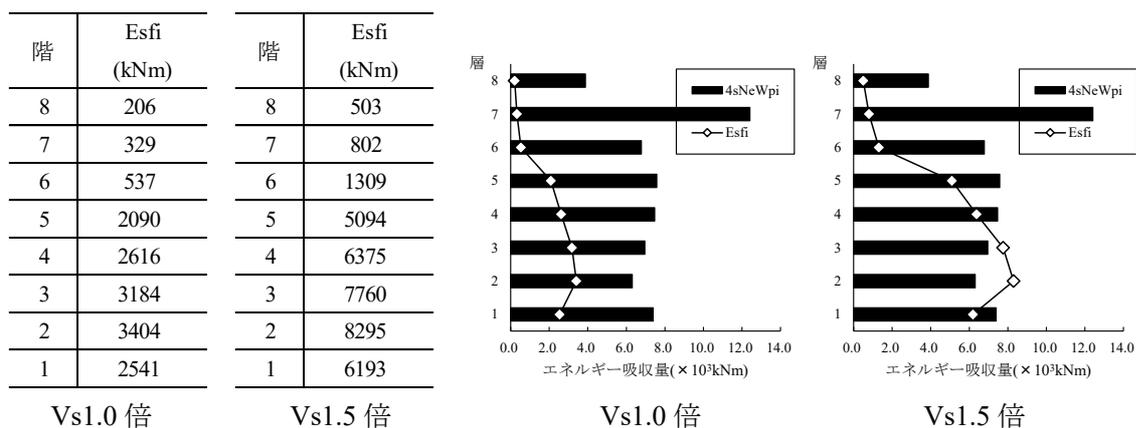


図 4.24 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較 (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

4.6.4 主架構の応答変形の算定

4.3.4 項と同様にして、計算した各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の応答変形を表 4.37～4.39、図 4.25～4.27 に示す。4.3 節の結果より、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.5 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.0 倍以上の場合についても計算を行い、併せて示している。

表 4.37 各階の応答変形 (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.5倍	Vs2.0倍
	1/n	1/n	1/n
8	48	112	100
7	29	92	83
6	44	85	76
5	38	62	44
4	40	58	41
3	43	54	38
2	46	54	37
1	53	77	55

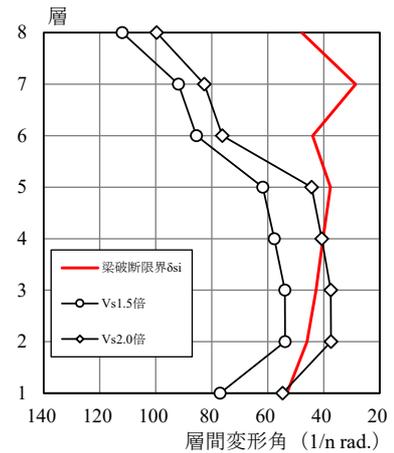


図 4.25 各階の応答変形の比較 (①告示極稀地震、ノンスカラップ)

表 4.38 各階の応答変形 (②直下地震、ノンスカラップ)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.5倍	Vs2.0倍
	1/n	1/n	1/n
8	43	113	100
7	27	92	83
6	44	86	76
5	36	63	45
4	37	59	42
3	39	56	39
2	42	56	38
1	48	79	56

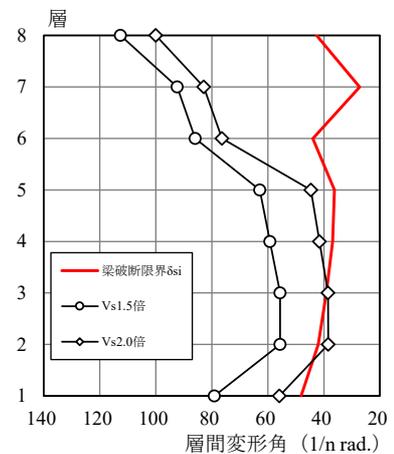


図 4.26 各階の応答変形の比較 (②直下地震、ノンスカラップ)

表 4.39 各階の応答変形 (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

階	梁破断限界 層間変形 δ_{si}	応答変形	
		Vs1.0倍	Vs1.5倍
	1/n	1/n	1/n
8	61	120	111
7	34	98	91
6	52	94	85
5	49	82	60
4	51	78	55
3	54	74	51
2	58	74	51
1	68	103	74

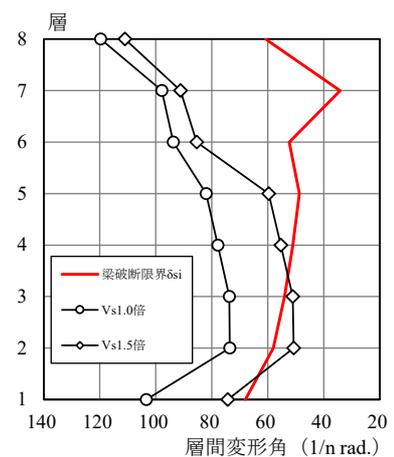
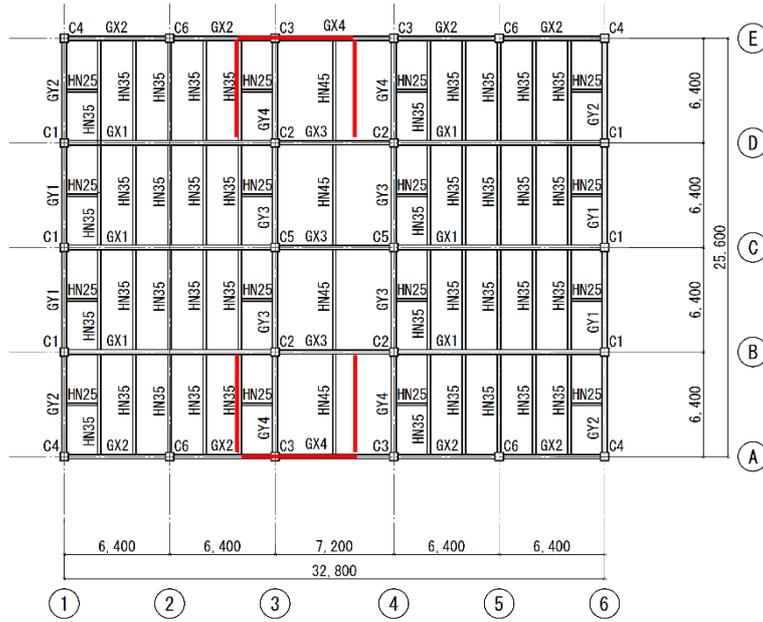


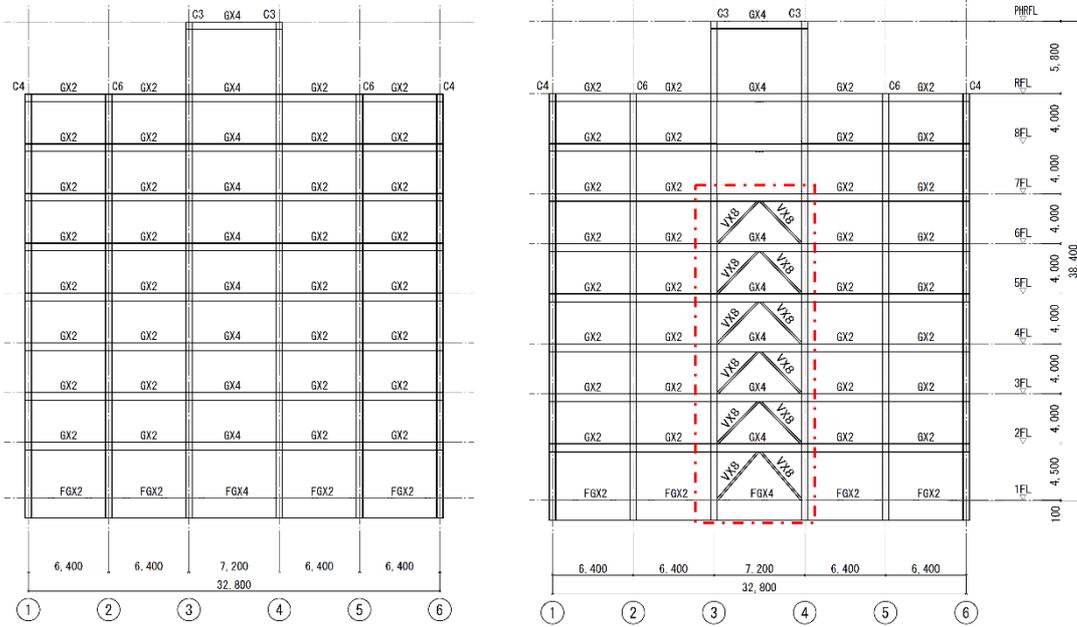
図 4.27 各階の応答変形の比較 (③長継続時間地震、ノンスカラップ)

4.7 ダンパーによる補強

本節では、これまでの保有水平耐力計算により設計された建築物について、コア部分へのダンパー配置を行い、4.3 節と同様に、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行う。図 4.28 に赤線で示す位置（X 方向 2 構面、計 4 本/階）にダンパーを設置し、検討を行う。なお、ダンパーは鉛直荷重時の軸力は負担しないものとし、梁端接合部の仕様はスカラップとする。



基準階伏図



A、E 通り軸組図 (ダンパーなし)

A、E 通り軸組図 (ダンパーあり)

図 4.28 伏図および軸組図

4.7.1 必要ダンパー量の概算

図 4.29 に示すオープンフレームでの各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較から、エネルギー吸収量（耐力）の不足する 2 階に対して、必要なダンパー量を概算する。4.3 節の結果から、長継続時間地震では梁破断限界層間変形 δ_{si} が小さくなることに伴い、主架構の降伏変形 δ_{ui} は概ね 1/147~1/105 程度となることから、ダンパーは主架構の降伏変形以前に早期に降伏させ、ダンパーを用いて積極的にエネルギー吸収を図るものとする。概算検討では、ダンパーの降伏変形を 1/200 と仮定し、2 階の必要エネルギーを満足するようにダンパーに必要な耐力を仮定する。それに伴い、全体のバランスを考慮して、以下のようにダンパーに必要な耐力を概算した。図 4.30 に概算検討の結果を示す。

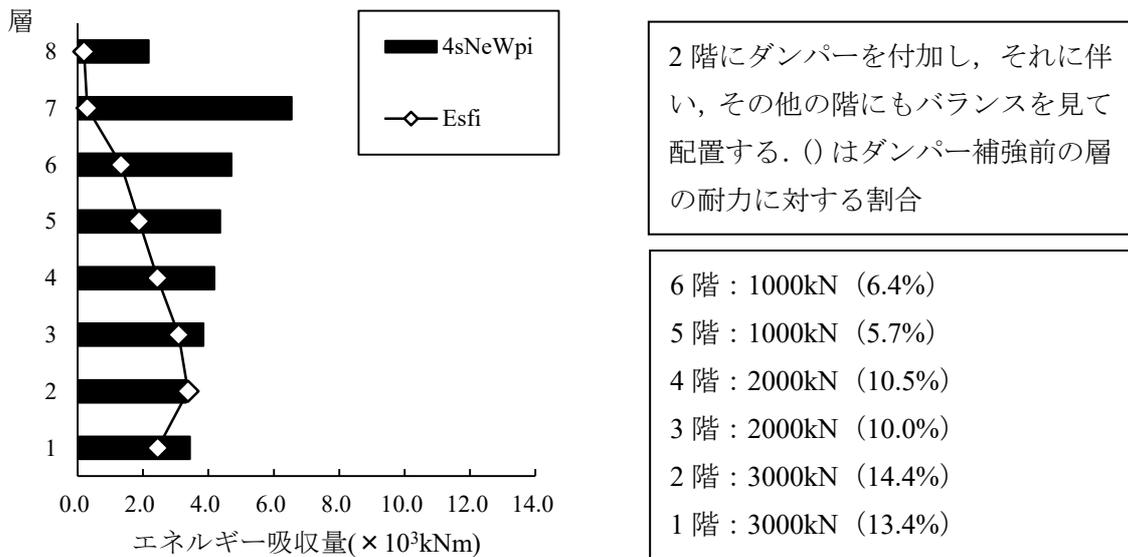


図 4.29 各階の保有エネルギーと必要エネルギーの比較（③長継続時間地震）

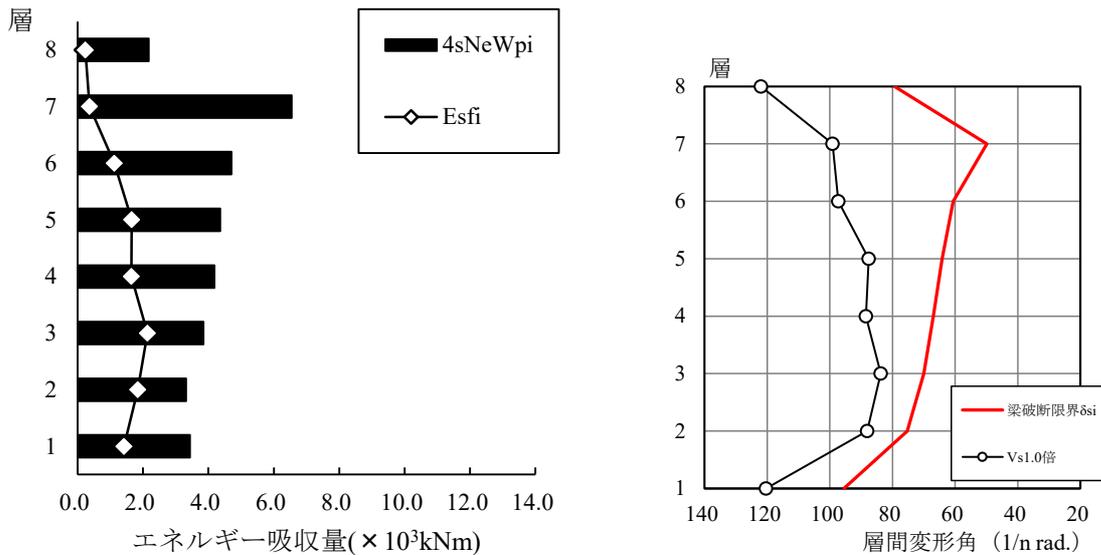


図 4.30 必要ダンパー耐力を加算した場合の各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較（③長継続時間地震）

4.7.2 ダンパーの配置および投入量の決定

前項に示す概算検討結果を踏まえ、以下の3パターンのダンパー付き架構の荷重増分解析を行い、各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較を行う。パターン1 (D1) に比べて、パターン2、3 (D2、D3) はより多くのダンパー量を設定しており、本建築物における最弱層となる2階部分において、パターン2 (D2) はパターン1 (D1) の1.5倍、パターン3 (D3) はパターン1 (D1) の2.0倍のダンパー量としている。

なお、座屈長さは安全側として、図4.31のように柱梁芯間長さとして設定した。

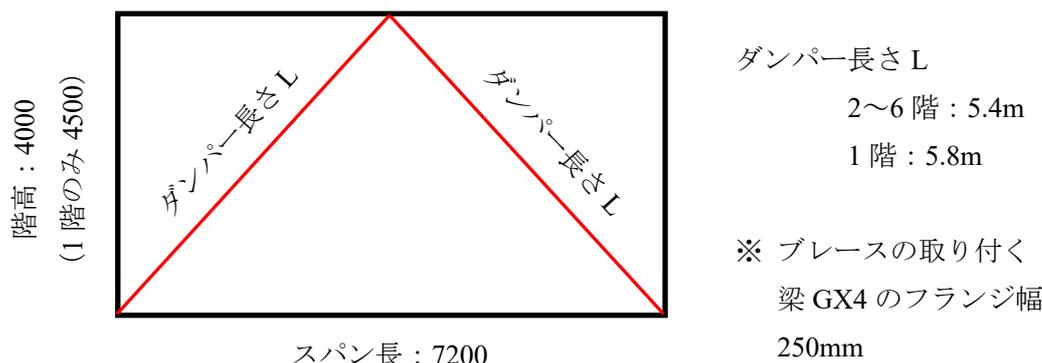


図4.31 ブレースの座屈長さ

■パターン1：D1 (Qu/Qun=1.72→1.85)

5,6階	降伏軸力 500kN×4本	UB225-050-1	鋼管径φ216.3	限界座屈長 6.42m
3,4階	降伏軸力 750kN×4本	UB225-075-2	鋼管径φ267.4	限界座屈長 8.32m
1,2階	降伏軸力 1000kN×4本	UB225-100-1	鋼管径φ267.4	限界座屈長 7.15m
ダンパー負担率	5,6階：6.9～7.9%		3,4階：8.8～9.6%	
	2階：11.2～11.6%		1階：10.0～10.4%	

■パターン2：D2 (Qu/Qun=1.72→1.85)

5,6階	降伏軸力 500kN×4本	UB225-050-1	鋼管径φ216.3	限界座屈長 6.42m
3,4階	降伏軸力 1000kN×4本	UB225-100-1	鋼管径φ267.4	限界座屈長 7.15m
1,2階	降伏軸力 1500kN×4本	UB225-150-2	鋼管径φ318.5	限界座屈長 7.70m
ダンパー負担率	5,6階：6.8～7.7%		3,4階：11.6～12.7%	
	2階：15.8～16.3%		1階：14.2～14.8%	

■パターン3：D3 (Qu/Qun=1.72→1.85)

5,6階	降伏軸力 750kN×4本	UB225-075-2	鋼管径φ267.4	限界座屈長 8.32m
3,4階	降伏軸力 1500kN×4本	UB225-150-2	鋼管径φ318.5	限界座屈長 8.43m
1,2階	降伏軸力 2000kN×4本	UB225-200-1	鋼管径φ355.6	限界座屈長 8.13m
ダンパー負担率	5,6階：9.6～11.0%		3,4階：16.3～17.9%	
	2階：20.2～20.9%		1階：18.1～18.8%	

4.7.3 復元力特性の設定

ダンパーを配置した場合における主架構とダンパーのそれぞれの復元力特性は、図 4.32 に示すように、以下の手順により設定する。

- (1) P- Δ 効果を無視した層全体（主架構+ダンパー部分）に対し、静的増分解析を行い、各層の層全体の層せん断力-層間変形（Q- δ ）関係を得る。
- (2) 静的増分解析において各層に生じるダンパーの軸力を層せん断力に変換し、各層におけるダンパー部分の Q- δ 関係を計算する。
- (3) 各層について、層全体の Q- δ 関係からダンパー部分の Q- δ を差し引いて、主架構の Q- δ を得る。
- (4) 各層の主架構の Q- δ について、層間変形が δ_{si} （当該層のいずれかの梁端が破断限界塑性率 μ_{bi} に到達するときの層間変形、ただし、第 1 層においては 2 階床梁の破断限界塑性率と 1 階柱脚の限界塑性率のうちの先に限界に到達した時点）に到達するまでの面積と等しくなるように完全弾塑性型にモデル化する。
- (5) 各層のダンパー部分の Q- δ について、(4)と同様に δ_{si} までの面積が等しくなるように完全弾塑性型にモデル化する。

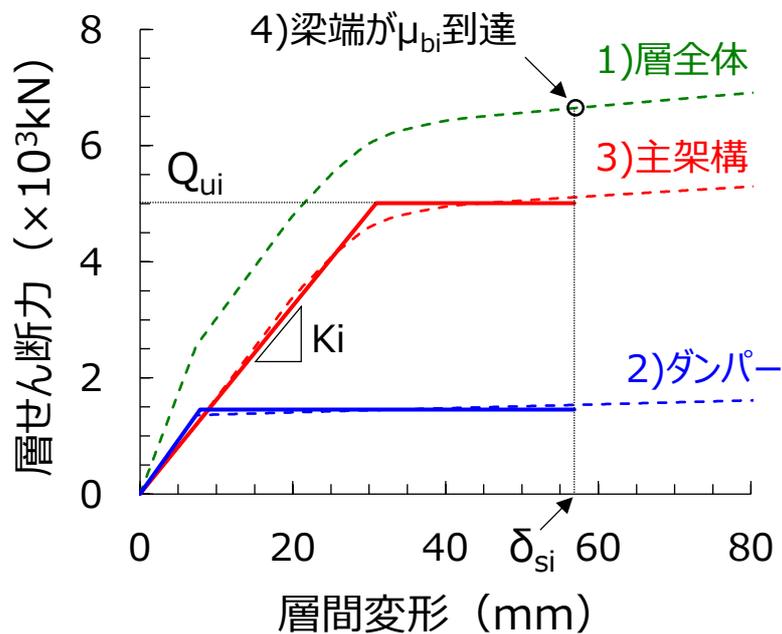


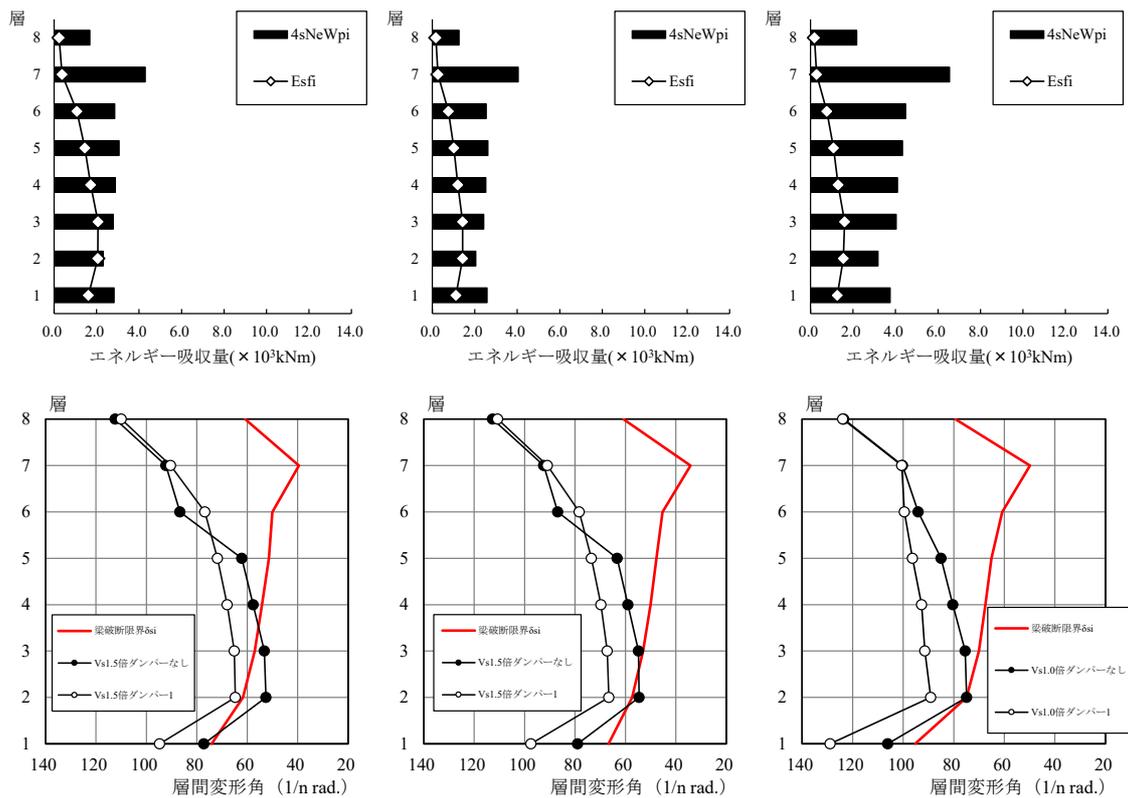
図 4.32 主架構とダンパー部分の復元力特性の決め方

4.7.4 主架構の必要エネルギーおよび応答変形の算定

4.3.3 および 4.3.4 項と同様にして、ダンパーを配置した場合における主架構の必要エネルギーおよび応答変形を算出する。

図 4.33～4.38 に、ダンパーを配置した場合の各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーと保有エネルギー、応答変形、主架構とダンパー部分の復元力特性を示す。図中には、各層における降伏変形 δ_{ui} 、梁端部が破断限界塑性率に到達する梁破断限界層間変形 δ_{si} も併せて示している。なお、本建築物は、第 1 層においても 2 階床梁の破断限界塑性率で層の限界塑性率が決まっており、いずれの層においても梁が最初に破断限界塑性率に達している。

以降では、4.3 節の結果より、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.5 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.0 倍以上の場合の結果を示している。また、復元力特性は代表的なものとして、③長継続時間地震における結果を示している。



①告示極稀地震 (Vs1.5倍) ②直下地震 (Vs1.5倍) ③長継続時間地震 (Vs1.0倍)
 図 4.33 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較 (パターン1 : D1)

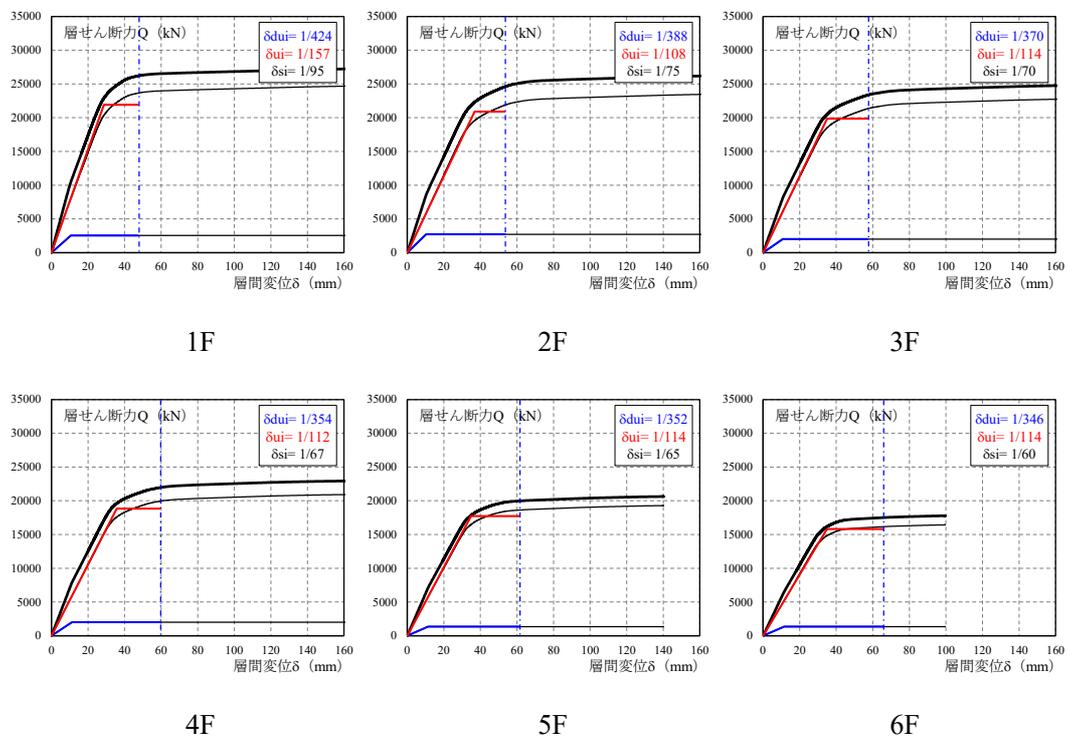
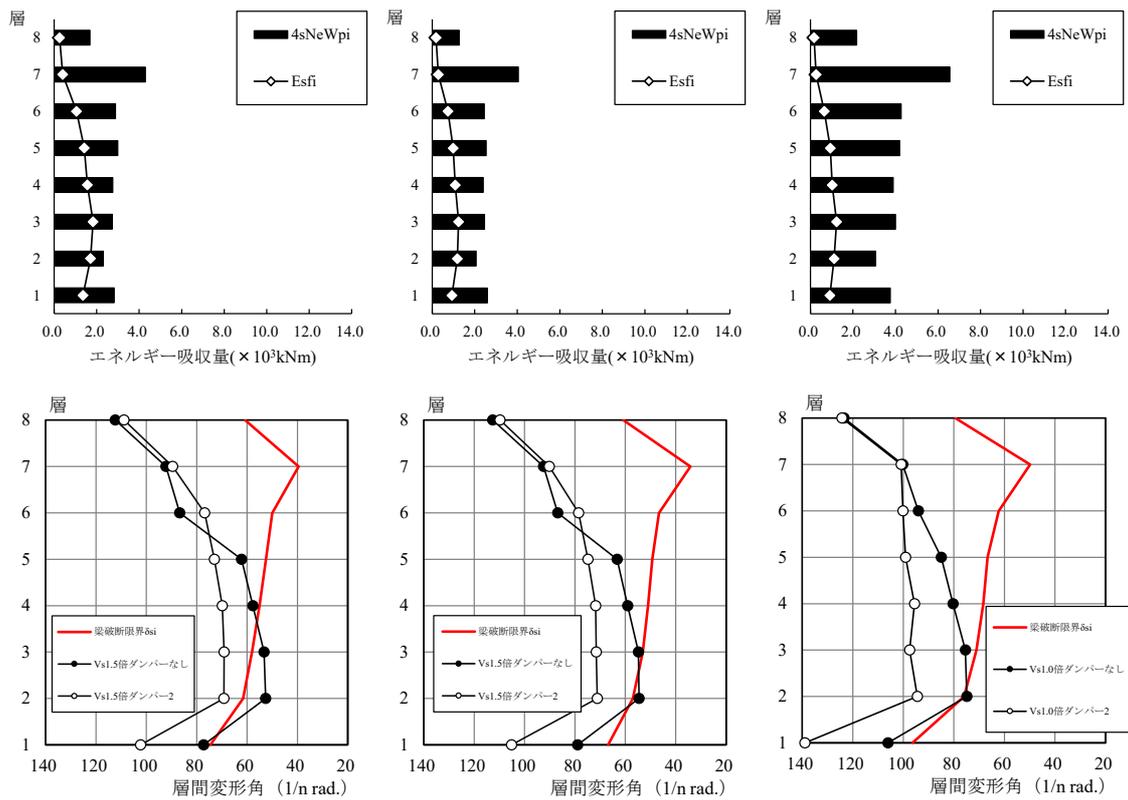


図 4.34 各階の復元力特性 (③長継続時間地震、パターン1 : D1)



①告示極稀地震 (Vs1.5倍) ②直下地震 (Vs1.5倍) ③長継続時間地震 (Vs1.0倍)

図 4.35 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較 (パターン 2 : D2)

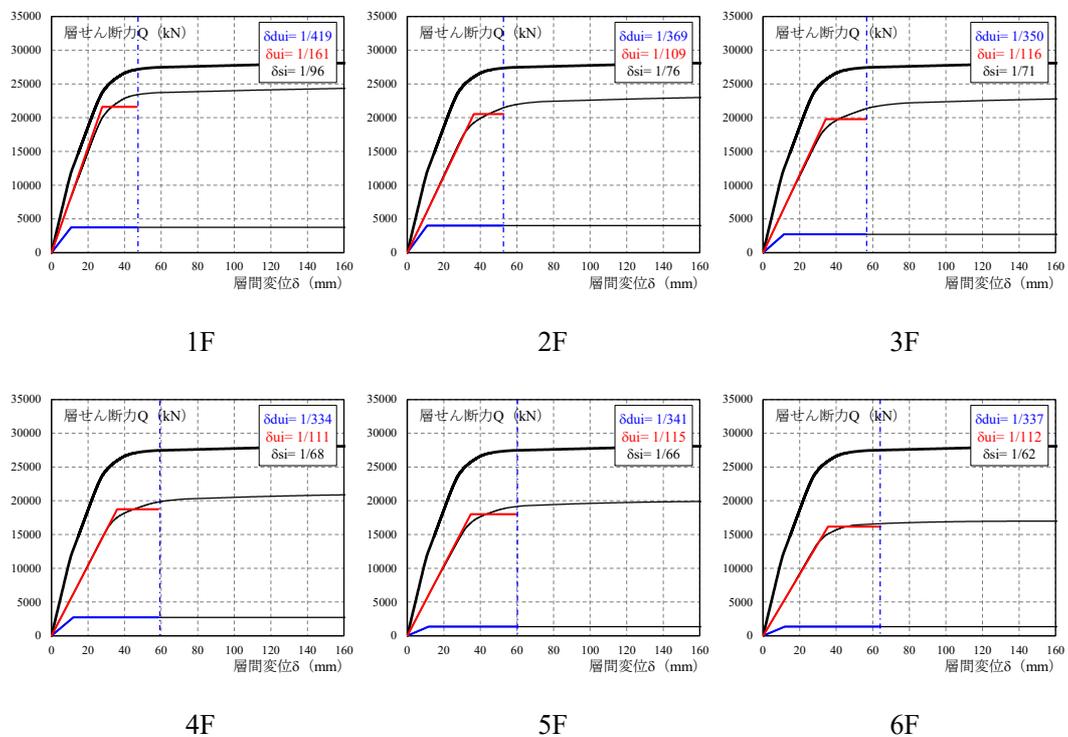
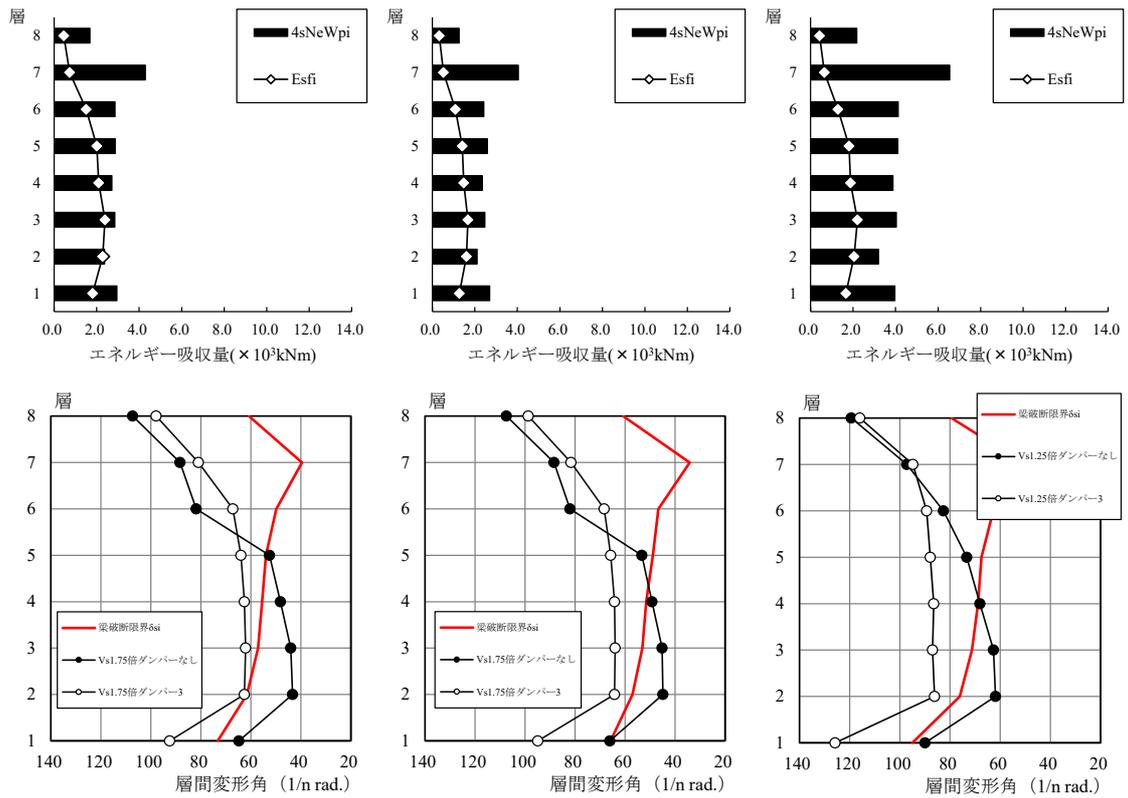


図 4.36 各階の復元力特性 (③長継続時間地震、パターン 2 : D2)



①告示極稀地震 (Vs1.75倍) ②直下地震 (Vs1.75倍) ③長継続時間地震 (Vs1.25倍)
 図 4.37 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較 (パターン3 : D3)

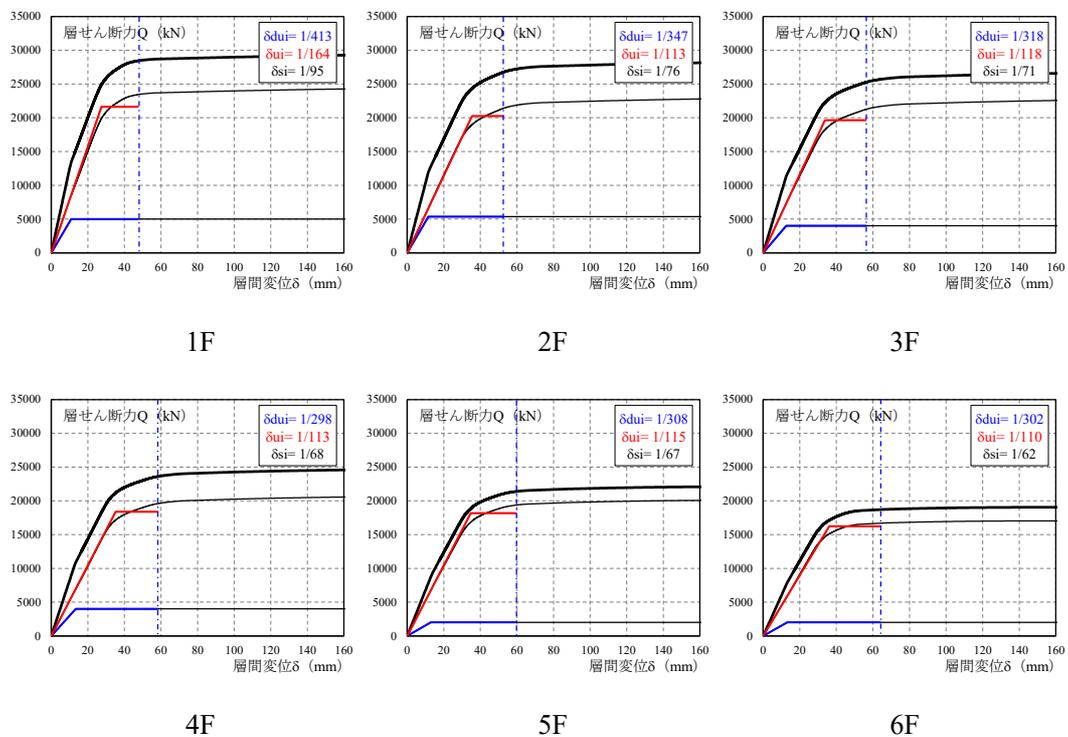


図 4.38 各階の復元力特性 (③長継続時間地震、パターン3 : D3)

4.7.5 ダンパーの疲労性能の検討

エネルギー法告示（H17年国土交通省告示第631号）の計算方法において、ダンパー部分の塑性ひずみエネルギーは、極稀地震等で想定されるダンパー部分の塑性振幅の等価な繰り返し回数 n_i の上限値を用いて、安全側（大きめ）に計算することとされている。ダンパー部分を有効に機能させるためには、ダンパーは主架構を構成する柱や梁およびそれらの接合部に先んじて降伏する必要があるため、極稀地震等に対してダンパー部分に累積塑性変形が蓄積されることになる。ここでは、エネルギー吸収を期待するダンパーに使用する鋼材の疲労曲線を用いて、極稀地震時における累積塑性変形倍率の検討を行う。

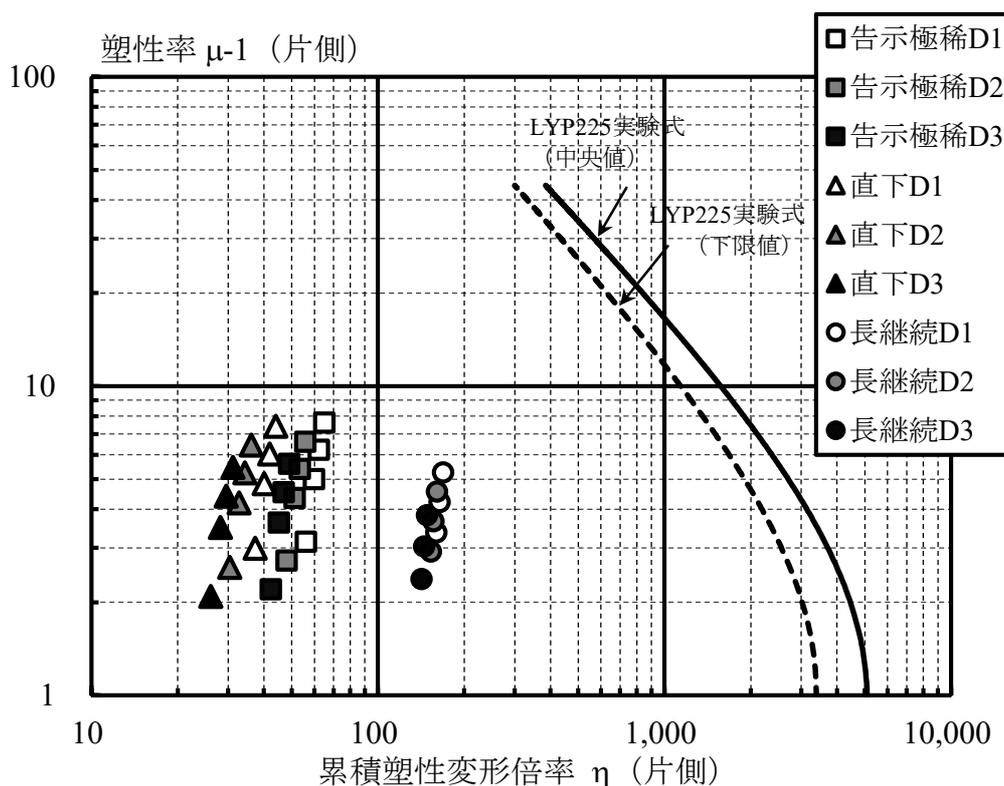


図 4.39 ダンパーの累積塑性変形倍率

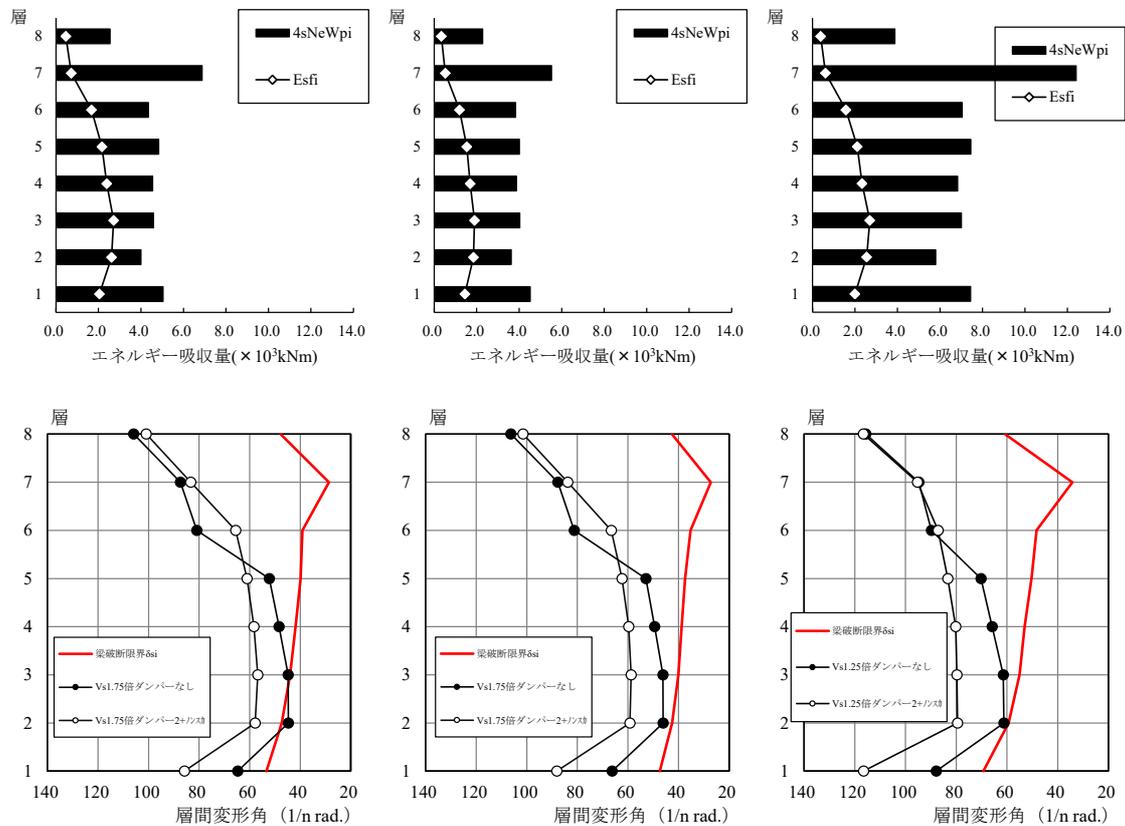
図 4.39 に、本建築物の最弱層である 2 階部分のダンパーの累積塑性変形倍率と塑性率の関係を示す。各ダンパー配置と各地震動特性における値をそれぞれプロットしており、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.0, 1.5, 1.75, 2.0 倍、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.0, 1.25, 1.5 倍の場合の結果を示している。①告示極稀地震と比較して、③長継続時間地震では累積塑性変形倍率が大きくなっているものの、いずれも疲労曲線の性能範囲内の値であることが確認できる。

4.8 梁端接合部の仕様変更およびダンパーによる補強の併用

前節のダンパーによる補強では、梁端接合部の仕様をスカラップとしていたが、ここではダンパーによる補強に加え、さらに梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップに変更した場合の検討を行う。

4.7.4 項と同様にして、主架構の必要エネルギーおよび応答変形を算出する。図 4.40～4.42 に、ダンパーを配置し、さらに梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップに変更した場合の各地震動特性（①告示極稀地震（標準波）、②直下地震（断層近傍の地震動）、③長継続時間地震（長継続時間地震動））における主架構の必要エネルギーと保有エネルギー、応答変形を示す。

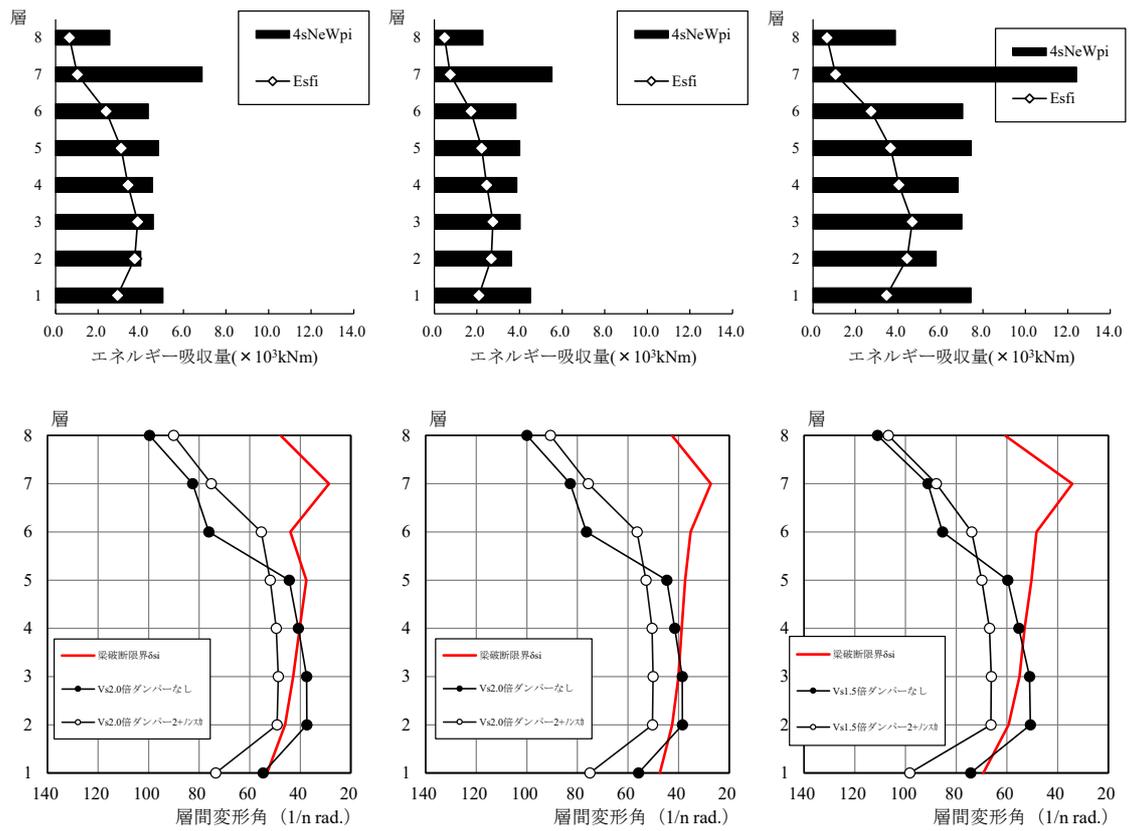
なお、①告示極稀地震、②直下地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.75 倍以上、③長継続時間地震については、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.25 倍以上の場合の結果を示している。



①告示極稀地震 ($V_s 1.75$ 倍) ②直下地震 ($V_s 1.75$ 倍) ③長継続時間地震 ($V_s 1.25$ 倍)

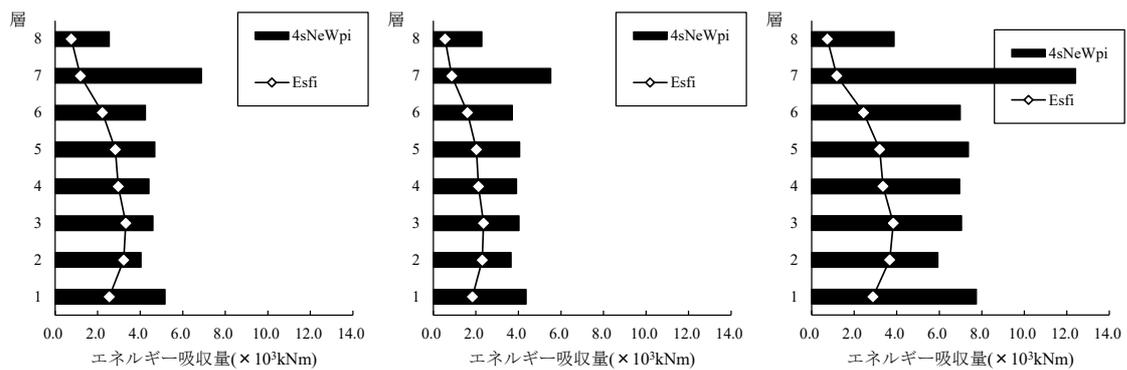
図 4.40 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較

(パターン 2 : D2、ノンスカラップ)



①告示極稀地震 (Vs2.0倍) ②直下地震 (Vs2.0倍) ③長継続時間地震 (Vs1.5倍)

図 4.41 各階の保有エネルギーと必要エネルギー、応答変形の比較
(パターン2 : D2、ノンスラップ)



①告示極稀地震 (Vs2.0倍) ②直下地震 (Vs2.0倍) ③長継続時間地震 (Vs1.5倍)

図 4.42 各階の保有エネルギーと必要エネルギー比較
(パターン3 : D3、ノンスラップ)

4.9 補強設計まとめ

地上 8 階建て鉄骨造の事務所ビルを用いて、極大地震に対する鋼構造建築物のエネルギー法による補強設計例を示した。保有水平耐力計算により設計された建築物について、梁端接合部の仕様変更やコア部分へのダンパー配置などの補強を行った上で、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。本建築物は 2 階部分が最弱層となるため、2 階部分に着目して各地震動に対する応答評価を表 4.40 に示す。以下に、補強設計例のまとめを示す。

- ・ 保有水平耐力計算により設計された建築物について、告示極稀地震および直下地震では梁破断限界層間変形以内の応答であったものの、長継続時間地震では、2 階部分において梁破断限界層間変形を超える応答結果となったため、梁端接合部の仕様変更およびダンパーの配置による補強を行った。
- ・ 梁端接合部の仕様変更においては、梁端接合部の仕様をスカラップからノンスカラップへと変更することで、表 4.40 に示すように、長継続時間地震における応答が梁破断限界層間変形以内となることを確認した。しかしながら、告示極稀地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.75 倍以上、直下地震においては 2.0 倍以上、長継続時間地震においては 1.5 倍以上の場合で、2 階部分において梁破断限界層間変形を超える応答結果となった。
- ・ 次に、梁端接合部の仕様はスカラップのままとし、建築物のコア部分にダンパーを配置する補強を行った。ダンパーは主架構の降伏変形以前に早期に降伏させ、ダンパーを用いて積極的にエネルギー吸収を図るものとしてダンパーの投入量の概算を行い、最弱層となる 2 階部分において、ダンパーによるせん断力の負担率を概ね 10%としたパターン 1 (D1)、同じくダンパーによる負担率を概ね 15%としたパターン 2 (D2)、20%としたパターン 3 (D3) の 3 種類を設定した。
- ・ D1、D2、D3 それぞれのパターンにおいて、主架構およびダンパー部分それぞれの復元力特性を設定し、鉄骨造梁端部の設計用疲労性能評価式を用いたエネルギー法の計算方法に基づき、極稀地震等の地震入力に対する耐震安全性を確認するための計算を行った。
- ・ 表 4.40 に示すように、D1 から D3 へとダンパー量が増えるに従い、速度応答スペクトル (V_s) がより大きな地震動に対しても、応答が梁破断限界層間変形以内となった。各地震動特性により応答性状は異なるものの、D2 では概ね梁端接合部の仕様をノンスカラップに変更した場合と同等の耐震安全性を有し、最もダンパー量の多い D3 では、告示極稀地震および直下地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震の 1.75 倍、長継続時間地震においては 1.25 倍の場合で梁破断限界層間変形以内の応答となった。
- ・ さらに、より大きな速度応答スペクトル (V_s) の地震に対して耐震安全性を得るため、梁端接合部の仕様変更とダンパー配置による補強を併用した。表 4.40 より、梁端接合部の仕様を

ノンスラップ、D3 のダンパー配置を行うことで、告示極稀地震においては速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震および直下地震の 2.0 倍、長継続時間地震においては 1.5 倍の場合で梁破断限界層間変形以内の応答となった。また、速度応答スペクトル (V_s) が通常の極稀地震程度の場合においては、告示極稀地震および直下地震では建築物の変形を損傷限界変形以下に留めることができる。しかしながら、長継続時間地震では必要エネルギーが大きく、建築物の変形を損傷限界変形以下に留めるのは難しい。

- ・ 以上より、梁端接合部の仕様変更およびダンパーの配置による補強を行うことで、建築物の耐震性能を高めることが可能であることが確認できる。両者を併用することで、告示極稀地震および直下地震では概ね 2.0 倍程度、長継続時間地震では 1.5 倍程度の速度応答スペクトル (V_s) まで耐震安全性を担保することが可能となる。

表 4.40 2階部分に着目した各地震動に対する応答評価

2Fの判定	倍率	ND	ND	D1	D2	D3	D2	D3
		スカラップ°	ノンスカラップ°	スカラップ°	スカラップ°	スカラップ°	ノンスカラップ°	ノンスカラップ°
告示極稀	1.0	○ 0.500	○ 0.262	○ 0.177	○ 0.103	○ 0.014	○ 0.047	○ 弾性
	1.5	× 1.387	○ 0.740	○ 0.889	○ 0.741	○ 0.588	○ 0.415	○ 0.329
	1.75	×	× 1.051	× 1.322	× 1.155	○ 0.962	○ 0.654	○ 0.546
	2.0	×	×	×	×	× 1.393	○ 0.930	○ 0.797
直下	1.0	○ 0.339	○ 0.186	○ 0.093	○ 0.033	○ 弾性	○ 0.008	○ 弾性
	1.5	× 1.048	○ 0.590	○ 0.694	○ 0.571	○ 0.448	○ 0.311	○ 0.244
	1.75	×	○ 0.852	× 1.060	○ 0.920	○ 0.764	○ 0.509	○ 0.423
	2.0	×	× 1.155	×	× 1.323	× 1.129	○ 0.736	○ 0.630
長継続時間	1.0	× 1.017	○ 0.539	○ 0.487	○ 0.363	○ 0.204	○ 0.176	○ 0.088
	1.25	×	○ 0.888	× 1.020	○ 0.856	○ 0.642	○ 0.440	○ 0.326
	1.5	×	× 1.314	×	× 1.458	× 1.177	○ 0.764	○ 0.618

※表中の凡例

ND：ダンパーなし

D1, D2, D3：ダンパー補強あり（ダンパー量：D1<D2<D3）

最弱層の2Fを基準としてD2はD1の1.5倍、D3はD1の2.0倍のダンパー量

○：梁破断限界未満

×：梁破断限界以上

数値は最弱層における保有エネルギーと必要エネルギーの比率 $E_{sfi} / 4_s N_e W_{pi}$

ただし、必要エネルギーが損傷限界に達するまでに

吸収できるエネルギー量 W_e 以下の場合は「○：弾性」と表記する