

第7章 計算例5) 4階建て物流倉庫の設計と耐震安全性評価の計算

7.1 一般事項

7.1.1 建築物概要

本建物は、地上4階建て鉄骨造の物流倉庫である。平面は100m×144m、X方向12m、Y方向10mのスパンを有し、基準階高は6.5mである。表7.1に建物概要を示す。

本設計例では、①保有水平耐力計算により耐震安全性を確認したブレース構造の「耐震モデル」、②従来のエネルギー法告示を満足するように「耐震モデル」のブレースをダンパーに置き換えた「標準ダンパーモデル」、③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(1.5Vs)を満足するように主架構とダンパーを調整した「高性能モデル」について検討を行った。

表 7.1 建築物の概要

用途	物流倉庫
構造種別	鉄骨造
階数	地上4階
高さ	26.430m
階高	6.5m
基礎地業	杭基礎

7.1.2 地盤概要

本地盤は、第2種地盤とする。

7.1.3 構造計画

表7.2に構造概要を示す。本建築物は鉄骨造としている。X方向、Y方向共に座屈拘束ブレースを採用したブレース付きラーメン構造である。1階の柱脚は露出柱脚とし、基礎は杭基礎としている。

表 7.2 構造概要

基礎構造	基礎形式	杭基礎
	地盤種別	第2種地盤（地震地域係数Z=1.0）
主体構造	種別	鉄骨造
	骨組形式	X方向：ブレース付きラーメン構造
		Y方向：ブレース付きラーメン構造
床形式	等厚鉄筋コンクリートスラブ	

7.1.4 計算フロー

本設計例における計算フローを図 7.1 に示す。保有水平耐力計算等により設計された建築物について、本報告で提案し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検討を行う。

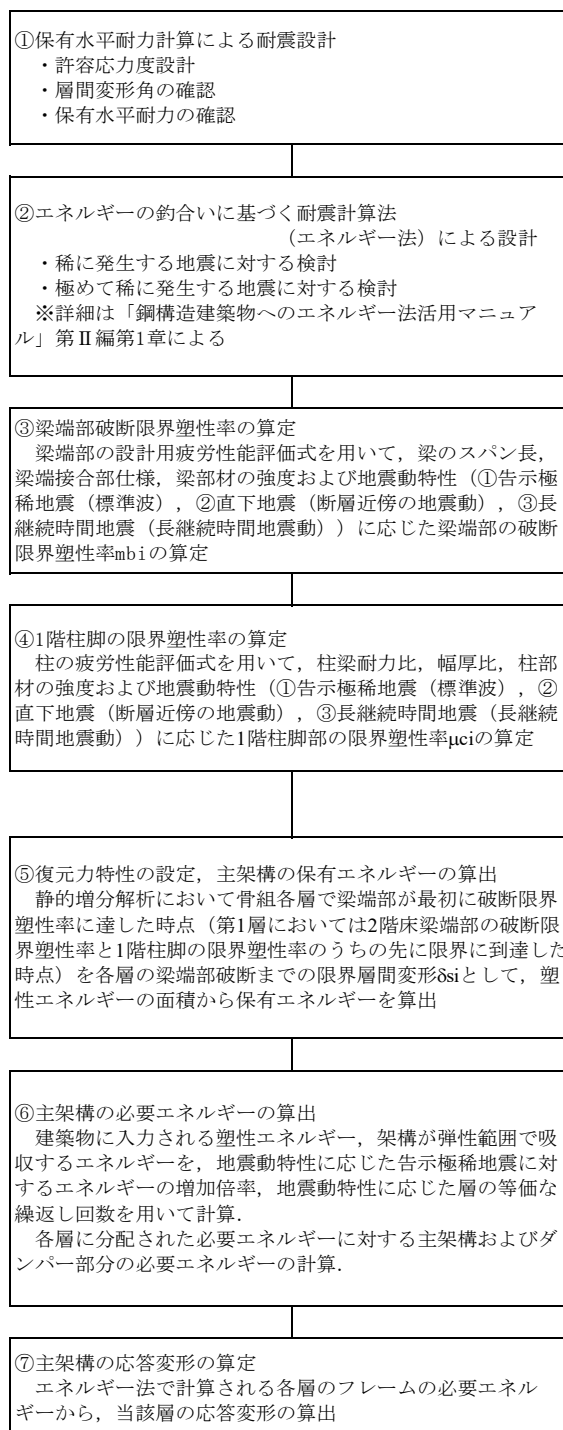


図 7.1 計算フロー

7.1.5 準拠する法令等

本計算例では、以下の法令および技術指針等に準拠して設計を行う。

- ・ 建築基準法、同施行令、国土交通省告示
- ・ (財) 日本建築センター「構造関係技術基準解説書」
- ・ 日本工業規格 (JIS)
- ・ 日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル (改訂版)」(2003)

7.1.6 使用材料、許容応力度および材料強度

使用材料を表 7.3 に示す。

表 7.3 使用材料

鉄骨	柱：1~2 階 BCP325, 3~4 階 BCR295
	梁：SN490B
	ダンパー：LYP225
鉄筋	D16 以下 : SD295A
	D19 以上 D25 以下 : SD345
	D29 以上 : SD390
コンクリート	普通コンクリート $F_c=24$ (N/mm ²)

各材料の許容応力度、材料強度を表 7.4~7.7 に示す。

表 7.4 鋼材の許容応力度 (単位: 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	
BCR295	$F=295$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$	長期に対する それぞれの数値の 1.5 倍				
BCP325	$F=325$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$					
BCP385	$F=385$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$					
SN400B	$F=235$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$					
SN490B	$F=325$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5\sqrt{3}$					

表 7.5 鉄筋の許容応力度 (単位: N/mm²)

材料	基準強度	長期		短期	
		圧縮および引張	せん断補強	圧縮および引張	せん断補強
SD295A	$F=295$	195	195	295	295
SD345	$F=345$	215	195	345	345
SD390	$F=390$	195	195	390	390

表 7.6 コンクリートの許容応力度 (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
24	8.0	0.73	1.54	2.31	16	1.46	2.31	3.47

表 7.7 材料強度 (鋼材)

材料	基準強度	材料強度			
		圧縮	引張	曲げ	せん断
BCR295	$F=295$	$1.1F$	$1.1F$	$1.1F$	$1.1F/\sqrt{3}$
BCP325	$F=325$				
BCP385	$F=385$				
SN400B	$F=235$				
SN490B	$F=325$				

7.1.7 構造概要

(1) 伏図および軸組図

図 7.2 に基準階伏図を、図 7.3 に代表軸組図を示す。

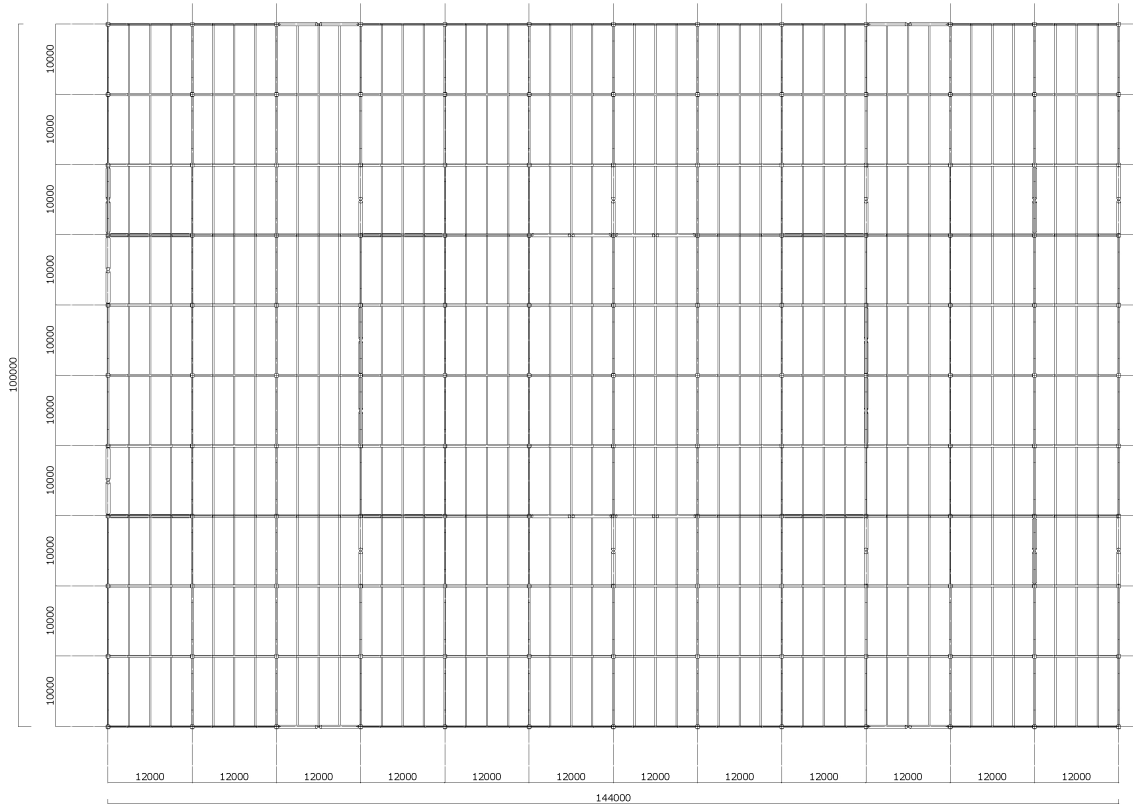


図 7.2 基準階伏図

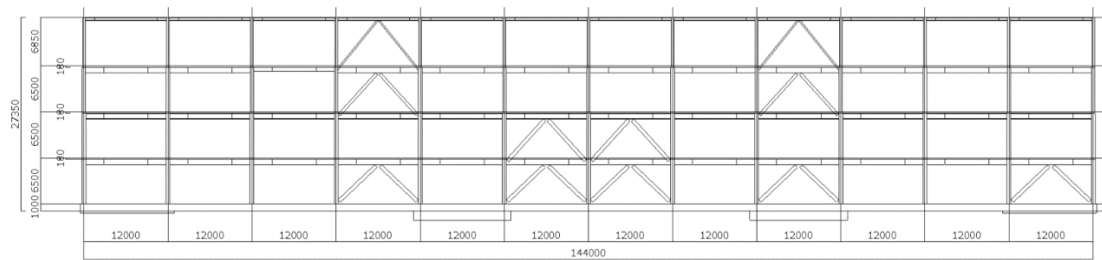


図 7.3 代表軸組図

(2) 仮定荷重

表 7.8 に本設計における主な荷重を示す。

表 7.8 荷重表

名称	γ kN/m ³	固定荷重	積載荷重	合計
		躯体 N/m ²	スラブ用/小梁用/ 架構用/地震用 N/m ²	スラブ用/小梁用/ 架構用/地震用 N/m ²
倉庫	24.0	6,240	15,000/12,000/9,000/6,000	21,240/18,240/15,240/12,240
事務所	24.0	6,000	2,900/2,900/1,800/800	8,900/8,900/7,800/6,800
屋根		700	0/0/0/0	700/700/700/700

γ : 鉄筋コンクリートの単位容積重量

(3) 仮定断面

本設計に用いた代表部材断面を、表 7.9～表 7.11 に示す。

表 7.9 代表柱断面（柱：3～4階 BCR295）

	C1	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	□-400x400x16	□-400x400x16
3F	□-550x550x19	□-500x500x19
2F	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
1F	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

	C1A	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F		
3F	□-550x550x19	□-500x500x19
2F	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
1F	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

	C2	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	□-350x350x11	□-350x350x12
3F	□-550x550x22	□-500x500x19
2F	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
1F	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

表 7.10 代表梁断面

(a) X方向

	SG1	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x350x16x32	HY-800x350x16x32
2F	HY-800x350x16x32	HY-800x350x16x32
1F	HY-800x350x16x32	HY-800x350x16x32

	SG2	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x400x16x32	HY-800x400x16x32
2F	HY-800x400x16x32	HY-800x400x16x32
1F	HY-800x400x16x32	HY-800x400x16x32

	SG2V	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x350x16x36	HY-800x350x16x36
2F	HY-800x350x16x36	HY-800x350x16x36
1F	HY-800x350x16x36	HY-800x350x16x36

	SG7	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-800x250x14x28	HY-800x250x14x28
2F	HY-800x250x14x28	HY-800x300x14x28
1F	HY-800x250x14x28	HY-800x300x14x28

※高性能モデルについては、標準ダンパーモデルにて梁端部が早期に破断限界塑性率に達した大梁の断面を大きくしている。

(b) Y方向

	SG11	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-600x200x12x19	HY-600x200x12x19
2F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22
1F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22

	SG12	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22
2F	HY-600x250x12x22	HY-600x250x12x22
1F	HY-600x300x12x28	HY-600x300x12x28

	SG2V	
	耐震 / 標準ダンパー	高性能
4F	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13
3F	HY-600x200x12x22	HY-600x200x12x22
2F	HY-600x300x12x28	HY-600x300x12x28
1F	HY-600x300x12x28	HY-600x300x12x28

表 7.11 ブレースリスト

			耐震 (SN490B)		標準ダンパー (LYP225)		高性能 (LYP225)	
			$A(\text{cm}^2)$	$P_y(\text{kN})$	$A(\text{cm}^2)$	$P_y(\text{kN})$	$A(\text{cm}^2)$	$P_y(\text{kN})$
4F	X方向	8 構面	46.2	1503	22.4	504	22.4	504
	Y方向	10 構面	46.2	1503	22.4	504	22.4	504
3F	X方向	8 構面	123.3	4008	89.0	2003	89.0	2003
	Y方向	10 構面	138.6	4505	89.0	2003	89.0	2003
2F	X方向	10 構面	154.3	5013	133.3	2999	177.9	4003
	Y方向	12 構面	169.8	5517	177.9	4003	177.9	4003
1F	X方向	10 構面	169.8	5517	155.1	3490	177.9	4003
	Y方向	15 構面	169.8	5517	177.9	4003	177.9	4003

※エネルギー法検討にモデルにおけるブレースの負担割合 ($Q_{\text{dui}}/(Q_{\text{fui}}+Q_{\text{dui}})$) は、
標準ダンパーモデル、高性能モデル共に、4F：約 14%、3F：約 18%、
2F・1F：約 30%となっている。

7.1.8 各階重量

表 7.12 に各階重量を示す。

表 7.12 地震用重量

層(階)	床面積 m ²	床自重(D.L.) 床自重(L.L.) kN	梁自重 柱自重 kN	壁自重 基礎自重 kN	フレーム外雑壁 積雪荷重 kN	特殊荷重 補正重量 kN	w_i (w_i/A) kN
RFL(4F)	14454.5	15236.3 0.0	3174.3 1257.4	1765.8 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	21433.7 (1.5)
4FL(3F)	14460.6	56026.5 84246.8	7488.8 2989.7	3798.4 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	154550.0 (10.7)
3FL(2F)	14464.3	56039.2 84269.0	7608.5 3629.5	4198.6 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	155744.8 (10.8)
2FL(1F)	14463.1	56035.1 84261.8	7672.9 3970.6	4387.4 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	156327.6 (10.8)
1FL	14407.7	89615.6 80205.8	86636.5 23459.3	2221.4 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	282138.3 (19.6)

7.1.9 応力解析概要

1. 床は面内回転を許容した剛床とする。
2. 梁は、曲げ、せん断変形を考慮する。
3. はりの剛性にはスラブの合成効果を考慮する。
4. はりの軸方向変形、フレーム面外への変形は無視する。
5. 柱は、曲げ、せん断、軸方向の変形を考慮する。
6. 増分解析における柱、梁は、材端剛塑性バネモデルとする。

7.1.10 断面検定概要

1. 大梁ウェブは考慮しない
2. 鉛直応力は節点応力、地震時応力はフェース位置とする

7.2. 保有水平耐力計算に基づく設計（耐震モデル）

7.2.1 長期荷重に対する設計

(1) 応力図

図 7.4 に長期荷重時の代表応力図を示す。

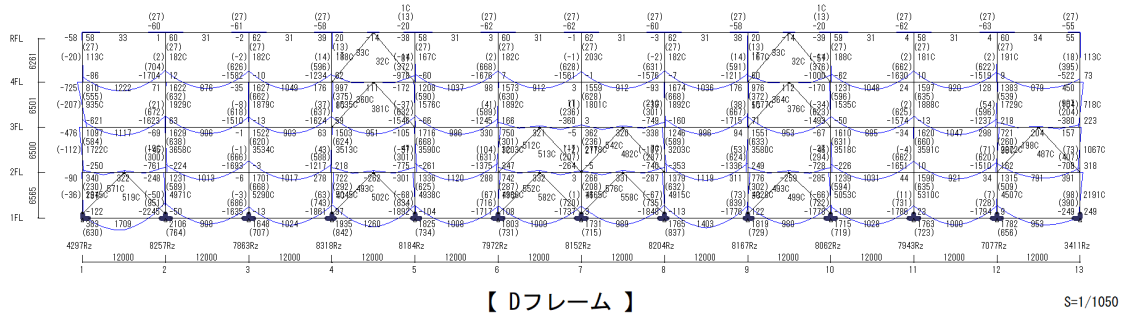


図 7.4 応力図（固定荷重+積載荷重）

7.2.2 地震荷重に対する設計

(1) 応力図

図 7.5 に地震時（X 正方向加力時）の代表応力図を示す。

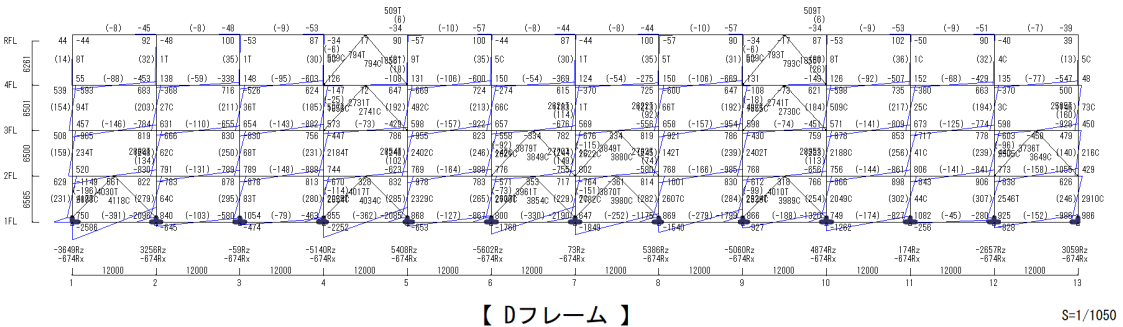


図 7.5 応力図（地震荷重）

(2) 層間変形角・剛性率・偏心率

表 7.13 に 1 次設計時の層間変形角を、表 7.14 に剛性率を、表 7.15 に偏心率を示す。

表 7.13 最大層間変形角

＜ X 方向正加力 ＞

階	X軸	Y軸	柱構造	階高 mm	δx mm	δy mm	δ mm	最大層間変形角
4F	1	K	S	6110	17.9865	0.0010	17.9865	1/ 339
3F	1	A	S	6500	18.7620	0.0047	18.7620	1/ 346
2F	1	A	S	6500	18.9383	0.0045	18.9383	1/ 343
1F	1	K	S	6320	17.2581	0.0007	17.2581	1/ 366

表 7.14 剛性率

< X加力 >

階	主体構造	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
4F	S	13602.9	824.7	16.4946	5930	360	383	0.939	1.000
3F	S	55885.7	3151.3	17.7347	6500	367		0.957	1.000
2F	S	81747.2	4707.8	17.3644	6500	375		0.977	1.000
1F	S	96249.9	6379.8	15.0869	6500	431		1.125	1.000

表 7.15 偏心率

< X加力 >

階	主体構造	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 ³	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向度
		gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
4F	S	72.193	50.001	72.737	50.000	----	0.001	824.7	3049415	60.809	0.001	1.000	
3F	S	71.003	50.001	70.606	50.003	----	0.003	3151.3	11280019	59.830	0.001	1.000	
2F	S	70.954	50.002	70.571	49.996	----	0.006	4707.8	17281833	60.589	0.001	1.000	
1F	S	70.937	49.999	70.239	49.984	----	0.016	6379.8	19824303	55.745	0.001	1.000	

7.2.3 保有水平耐力計算

(1) 保有水平耐力まとめの表・荷重-変形曲線

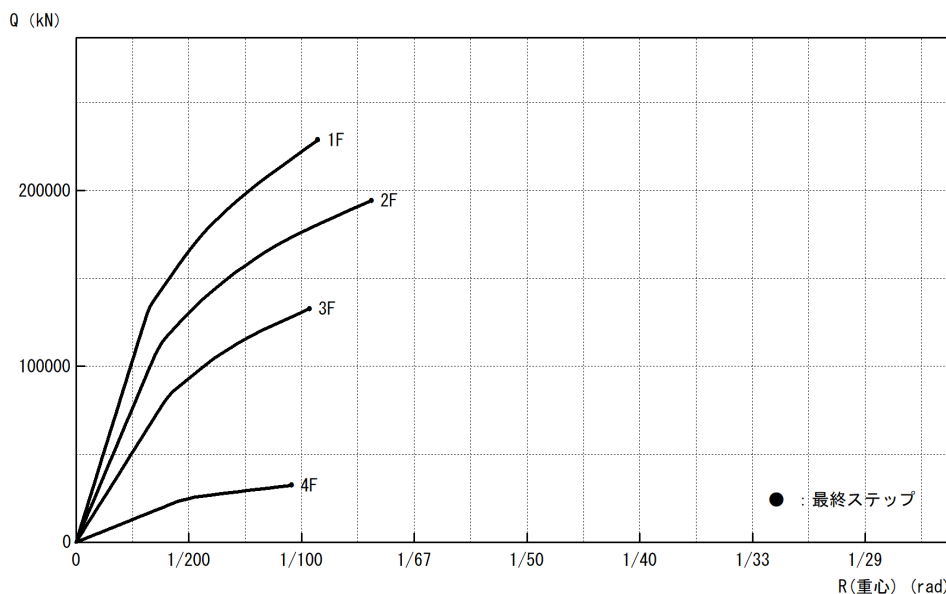
表 7.16 に保有水平耐力表を、図 7.6 に保有水平耐力時の荷重変形関係を、図 7.7 に Qu/Qun 図を示す。

表 7.16 保有水平耐力表

< X方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】(1/ 30) 最終ステップ= 57
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】(1/ 75) 最終ステップ= 49

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
4F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	68014.5	17003.7	32320.1	1.90	OK	1/105	
3F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	279428.5	69857.2	132782.7	1.90	OK	1/96	
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	408735.6	102183.9	194228.6	1.90	OK	1/76	
1F	S	0.30	1.000	1.000	1.000	481249.1	144374.8	228686.6	1.58	OK	1/93	*3



【 保有水平耐力時 】

図 7.6 Q- δ 図

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】 (1/ 30) 最終ステップ= 57
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-A 】 (1/ 75) 最終ステップ= 49

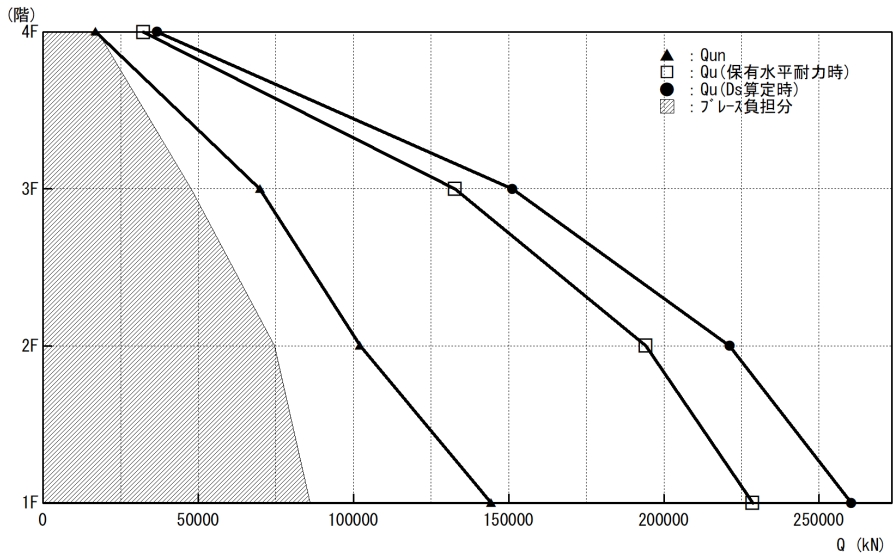


図 7.7 Qu/QuN 図

(2) 保有時のヒンジ図

図 7.8 に保有水平耐力時の代表ヒンジ図を示す。

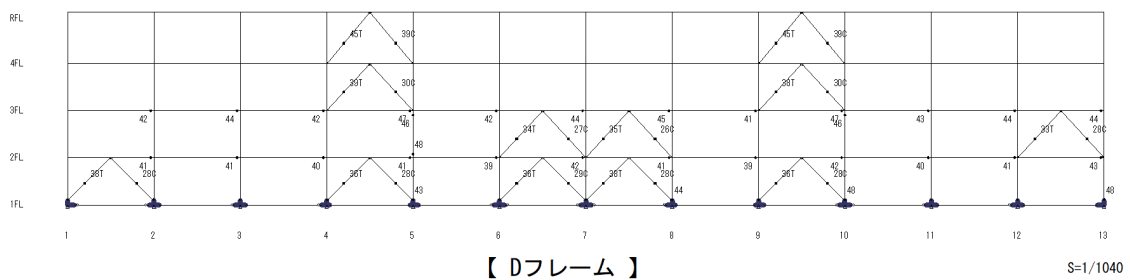


図 7.8 ヒンジ図 (保有時)

7.3. 疲労性能評価式を用いたエネルギー法に基づく設計

7.3.1 標準ダンパーモデル

(1) 限界層間変形の算定

1) 梁端部破断限界塑性率の算定

(7.1)式を用いて梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} の算定を行い、告示極稀地震動（標準波）、直下型地震動（断層近傍の地震動）、長継続地震動（長継続時間地震動）における破断限界塑性率 μ_{bi} を表 7.17 に示す。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C(bN_e / k_1)^{-\beta} \quad (7.1)$$

ただし、 k_1 : 補正係数

$k_2 = 325 / b\sigma_y$ ($b\sigma_y$: 梁部材の F 値)

C : 梁端接合部の仕様の違いによる係数

(スカラップ : 4.0、~~ノンスカラップ : 5.6~~、高性能住戸 : 8.0)

bN_e : 梁端の等価な繰り返し回数

$bN_e = n \cdot sN_e$ 、 $sN_e = r \cdot n_l / 2$

sN_e : 層の等価な繰り返し回数

n_l : エネルギー法告示における層の等価な繰り返し回数

r : 極稀地震に対する長継続時間地震のエネルギーの増加係数

$\beta = 1/3$

表 7.17 諸数値と破断限界塑性率 μ_{bi}

スカラップ

	k_1	k_2	C	r	n_l	n	sN_e	bN_e	μ_{bi}
告示極稀地震	1.0	1.0	4.0	1.0	2.0	1.8	1	1.8	3.288
直下型地震	1.0	1.0	4.0	0.75	2.0	1.8	0.75	1.35	3.619
長継続時間地震	1.0	1.0	4.0	2.3	2.0	1.8	2.3	4.14	2.491

各階任意の梁が上記で求めた破断限界塑性率 μ_{bi} になった時点での層間変形角を表 7.18 に示す。

表 7.18 破断限界塑性率と層間変形角

標準ダンパーモデル $C=4.0$ (スカラップ)

階	告示極稀地震		直下型地震		長継続時間地震	
	μ_{bi}	層間変形角	μ_{bi}	層間変形角	μ_{bi}	層間変形角
		X方向架構		X方向架構		X方向架構
4	3.288	1/21	3.619	1/19	2.491	1/27
3	3.288	1/42	3.619	1/38	2.491	1/54
2	3.288	1/62	3.619	1/58	2.491	1/78
1	3.288	1/92	3.619	1/87	2.491	1/113

2) 柱脚限界塑性率の算定

第1層の保有エネルギーについては、2階床梁の破断限界塑性率 μ_{bi} と1階柱脚（鋼管柱の脚部）の限界塑性率 μ_{ci} のうちの小さいほうで限界層間変形が決定される。1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は、(7.2)式、(7.3)式による。

亀裂進展に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{ただし、} C = 13, \beta = \frac{1}{3} \quad (7.2)$$

局部座屈に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{または} \quad \mu_{ci} = 1 \quad \text{の大きいほう。} \quad (7.3)$$

ただし、 C と β は表 7.19 による

表 7.19 係数 C と β

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

ただし、 ${}_cN_e = n_c \times {}_sN_e$

${}_cN_e$: 柱脚の等価な繰返し回数

n_c : 柱脚の等価な繰返し回数比（表 7.20）

※安全側の検討として、柱梁耐力比は 1.0 未満として柱脚限界塑性率を検討

表 7.20 柱脚の等価な繰返し回数比

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

告示極稀地震（標準波）、直下型地震（断層近傍の地震動）、長継続時間地震（長継続時間地震動）のいずれにおいても、2階床梁が破断限界塑性率 μ_{bi} となる時点で、1階柱脚が限界塑性率 μ_{ci} に達しておらず、2階床梁の梁端部にて保有エネルギーが決定することを確認した。

(2) 復元力特性の設定

図 7.9 に各層、各地震波の復元力特性を示す。

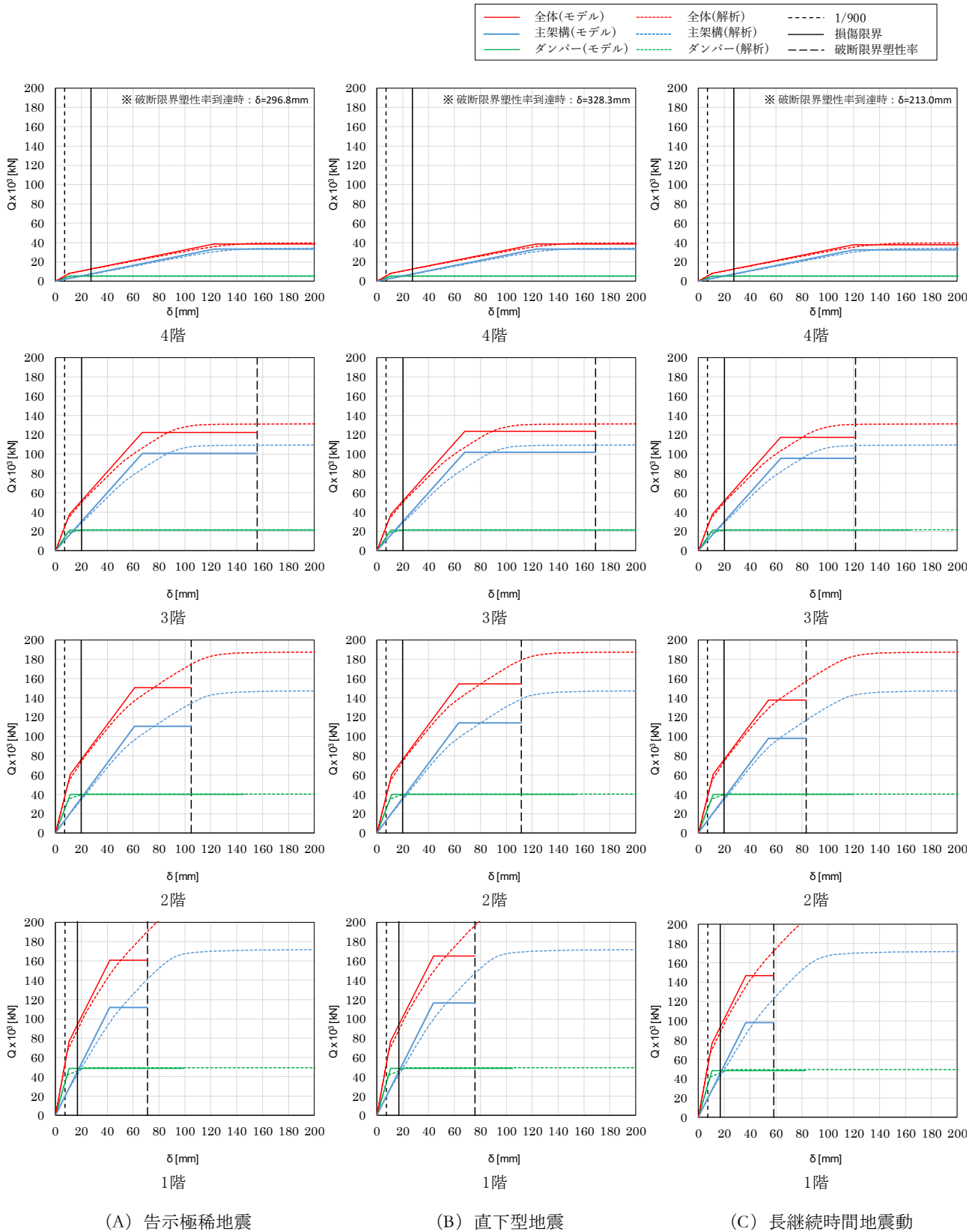


図 7.9 復元力特性の設定

(3) 主架構の必要エネルギー吸収量の算定

建物に入力される塑性エネルギー E_s は、(7.4)式、(7.5)式を用いて算出される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV_s^2 - W_e \quad (7.4)$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2}Q_{fi}\delta_i + \frac{1}{2}Q_{dai}\delta_{dai} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \right\} N_e \quad (7.5)$$

ただし、 E_s ：建物に入力される塑性エネルギー

W_e ：架構が弾性範囲内で吸収できるエネルギー

また、各層に分配された必要エネルギー量 E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分に必要なエネルギー量は、(7.6)式、(7.7)式によって算出される。

$$\text{主架構：} \quad E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (7.6)$$

$$\text{ダンパー部分：} \quad E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dai}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \quad (7.7)$$

主架構の必要エネルギー量を表 7.21～表 7.23 に示す。

表 7.21 主架構の必要エネルギー量（告示極稀地震）

1.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.807	1.565	1.000	0.166	0.005	41	36
3	0.695	1.251	1.000	0.588	0.098	872	718
2	0.453	1.077	1.000	1.067	0.591	5272	3870
1	0.327	1.000	1.000	1.000	1.000	8914	6212

1.5Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.807	1.565	1.000	0.166	0.005	274	236
3	0.695	1.251	1.000	0.588	0.098	5789	4771
2	0.453	1.077	1.000	1.067	0.591	35011	25702
1	0.327	1.000	1.000	1.000	1.000	59200	41252

2.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.807	1.565	1.000	0.166	0.005	600	516
3	0.695	1.251	1.000	0.588	0.098	12674	10446
2	0.453	1.077	1.000	1.067	0.591	76646	56267
1	0.327	1.000	1.000	1.000	1.000	129600	90310

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.22 主架構の必要エネルギー量（直下型地震）

1.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.814	1.527	1.000	0.170	0.006	23	20
3	0.701	1.227	1.000	0.598	0.116	461	380
2	0.464	1.071	1.000	1.071	0.617	2446	1811
1	0.337	1.000	1.000	1.000	1.000	3967	2797

1.5Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.814	1.527	1.000	0.170	0.006	234	201
3	0.701	1.227	1.000	0.598	0.116	4727	3903
2	0.464	1.071	1.000	1.071	0.617	25103	18582
1	0.337	1.000	1.000	1.000	1.000	40715	28704

2.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.814	1.527	1.000	0.170	0.006	529	455
3	0.701	1.227	1.000	0.598	0.116	10700	8834
2	0.464	1.071	1.000	1.071	0.617	56823	42061
1	0.337	1.000	1.000	1.000	1.000	92162	64973

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.23 主架構の必要エネルギー量（長継続時間地震）

1.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.777	1.685	1.000	0.156	0.002	92	79
3	0.666	1.313	1.000	0.569	0.065	2468	2015
2	0.414	1.078	1.000	1.068	0.585	22355	15871
1	0.299	1.000	1.000	1.000	1.000	38215	25583

1.5Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.777	1.685	1.000	0.156	0.002	378	324
3	0.666	1.313	1.000	0.569	0.065	10125	8269
2	0.414	1.078	1.000	1.068	0.585	91728	65122
1	0.299	1.000	1.000	1.000	1.000	156802	104971

2.0Vs

階	α_i	P_i	P_{ti}	S_i	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti})^{-4} \xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.777	1.685	1.000	0.156	0.002	778	667
3	0.666	1.313	1.000	0.569	0.065	20846	17025
2	0.414	1.078	1.000	1.068	0.585	188850	134073
1	0.299	1.000	1.000	1.000	1.000	322825	216114

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

(4) 主架構の保有エネルギー吸収量の算定

保有エネルギー量 W_i は(7.8)式によって算出できる。

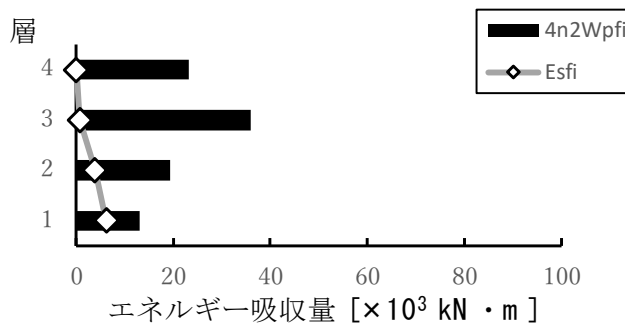
$$W_i = 4 {}_sN_e W_{pi} \tag{7.8}$$

ただし、 $4 {}_sN_e W_{pi}$: 損傷限界までの保有エネルギー吸収量

図 7.10～図 7.12 に必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較を示す。

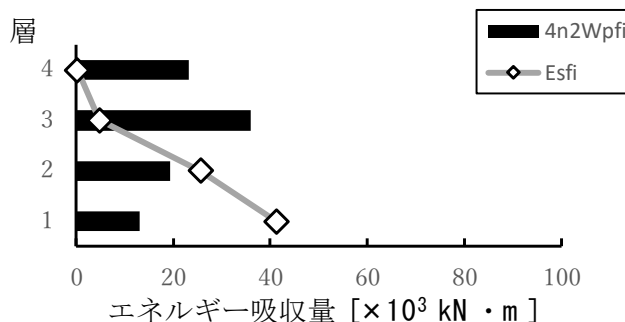
1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n {}_2W_{pfi}$ kNm
4	36	23126
3	718	35879
2	3870	19305
1	6212	13040



1.5Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n {}_2W_{pfi}$ kNm
4	236	23126
3	4771	35879
2	25702	19305
1	41252	13040



2.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n {}_2W_{pfi}$ kNm
4	516	23126
3	10446	35879
2	56267	19305
1	90310	13040

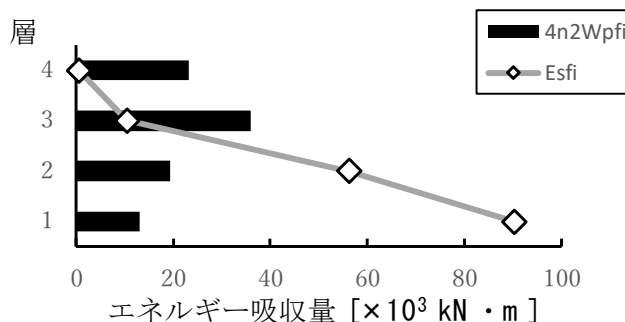
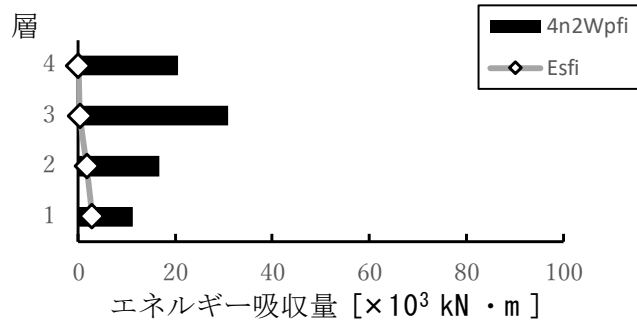


図 7.10 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (告示極稀地震)

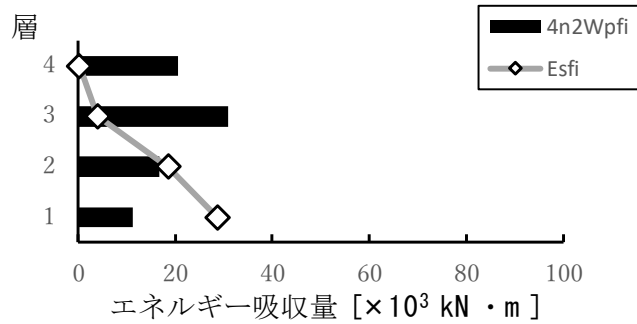
1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	20	20521
3	380	30981
2	1811	16616
1	2797	11213



1.5Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	201	20521
3	3903	30981
2	18582	16616
1	28704	11213



2.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	455	20521
3	8834	30981
2	42061	16616
1	64973	11213

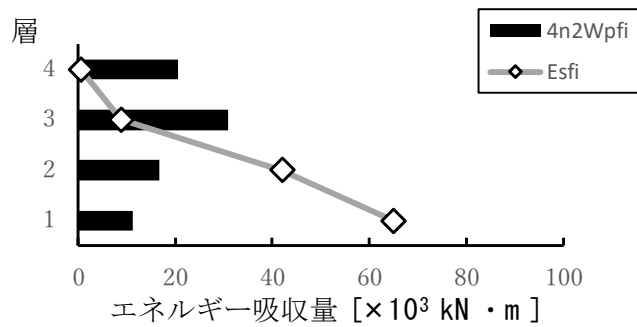
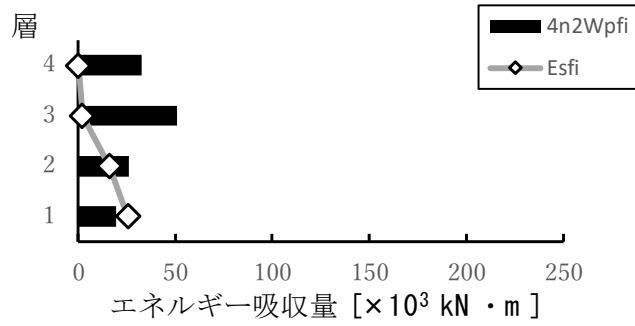


図 7.11 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (直下型地震)

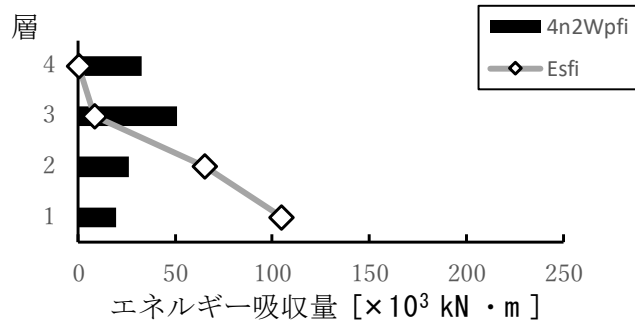
1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	79	32891
3	2015	50983
2	15871	26225
1	25583	19346



1.5Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	324	32891
3	8269	50983
2	65122	26225
1	104971	19346



2.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	667	32891
3	17025	50983
2	134073	26225
1	216114	19346

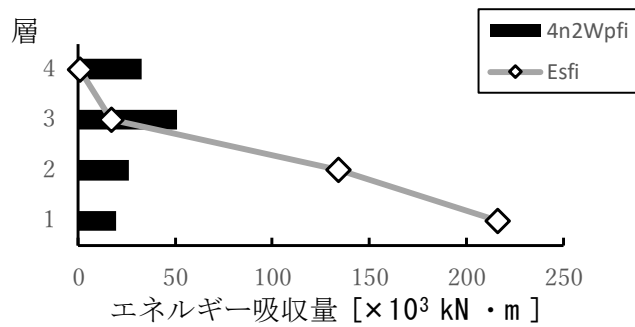


図 7.12 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (長継続時間地震)

(5) 主架構の応答変形の算定

(4) で算出した各層の主架構の必要エネルギー E_{sf} ($1.0 \times V_s$) から、各層の応答変形を算出し、表 7.24 に示す。

表 7.24 主架構の応答変形

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33173	122.49	0.009	1.002	122.76	1/51
3	100953	67.06	0.106	1.027	68.84	1/94
2	110644	61.21	0.571	1.143	69.95	1/93
1	111902	41.97	1.323	1.331	55.85	1/118

(A) 告示極稀地震 1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33331	123.07	0.005	1.002	123.27	1/51
3	102041	67.79	0.055	1.018	69.03	1/94
2	114238	63.19	0.251	1.084	68.48	1/95
1	116473	43.68	0.550	1.183	51.69	1/127

(B) 直下型地震 1.0Vs (標準ダンパーモデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	32538	120.15	0.020	1.002	120.41	1/52
3	95817	63.65	0.330	1.036	65.94	1/99
2	97865	54.14	2.996	1.326	71.77	1/91
1	98181	36.82	7.076	1.769	65.14	1/101

(C) 長継続時間地震 1.0Vs (標準ダンパーモデル)

ただし、 η_{fi} 累積塑性変形倍率

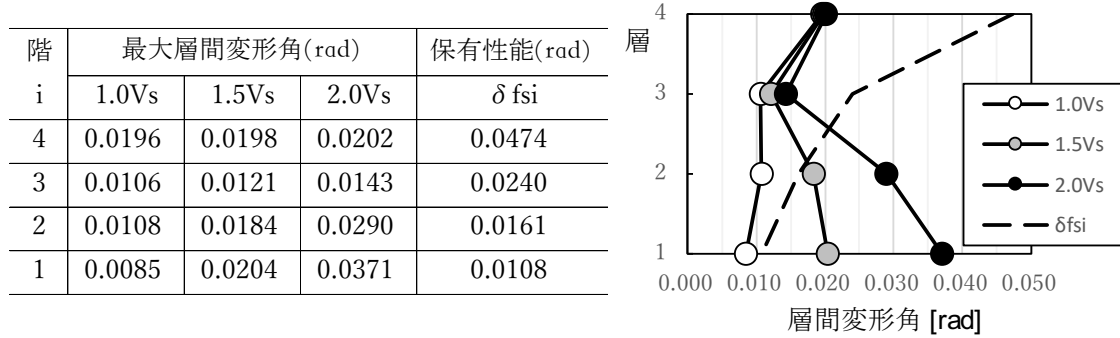
μ_{fi} 最大塑性率

δ_{max} 最大層間変形

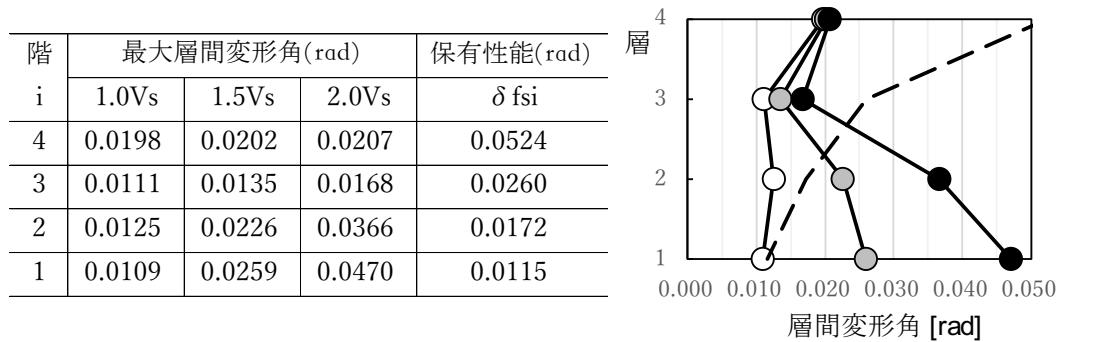
R_{max} 最大層間変形角

7.3.1.6 層間変形角の比較

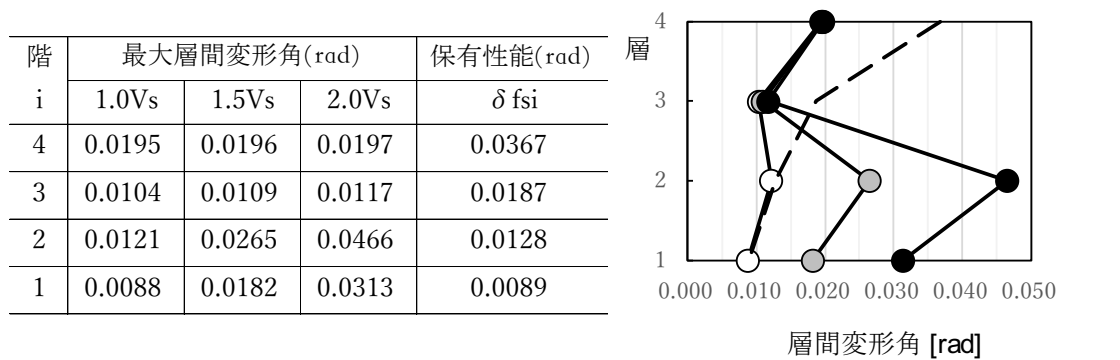
図 7.13 に各地震波の応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角を示す。



(A) 告示極稀地震



(B) 直下型地震



(C) 長継続時間地震

図 7.13 応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角

7.3.2 高性能モデル

(1) 限界層間変形の算定

1) 梁端部破断限界塑性率の算定

(7.9)式を用い、梁端部の破断限界塑性率 μ_{bi} の算定を行い、告示極稀地震動（標準波）、直下型地震動（断層近傍の地震動）、長継続地震動（長継続時間地震動）における破断限界塑性率 μ_{bi} を表 7.25 に示す。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C ({}_bN_e / k_1)^{-\beta} \quad (7.9((7.1)と同じ))$$

ただし、 k_1 : 補正係数

$k_2 = 325 / b\sigma_y$ ($b\sigma_y$: 梁部材の F 値)

C : 梁端接合部の仕様の違いによる係数

(スカラップ : 4.0、ノンスカラップ : 5.6、高性能住戸 : 8.0)

${}_bN_e$: 梁端の等価な繰返し回数

${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e$ 、 ${}_sN_e = r \cdot n_l / 2$

${}_sN_e$: 層の等価な繰返し回数

n_l : エネルギー法告示における層の等価な繰返し回数

r : 極稀地震に対する長継続時間地震のエネルギーの増加係数

$\beta = 1/3$

表 7.25 諸数値と破断限界塑性率 μ_{bi}

ノンスカラップ

	k_1	k_2	C	r	n_l	n	${}_sN_e$	${}_bN_e$	μ_{bi}
告示極稀地震	1.0	1.0	4.0	1.0	2.0	1.8	1	1.8	4.604
直下型地震	1.0	1.0	4.0	0.75	2.0	1.8	0.75	1.35	5.067
長継続時間地震	1.0	1.0	4.0	2.3	2.0	1.8	2.3	4.14	3.488

各階任意の梁が上記で求めた破断限界塑性率 μ_{bi} になった時点での層間変形角を表 7.26 に示す。

表 7.26 破断限界塑性率と層間変形角

高性能モデル $C=5.6$ (ノンスカラップ)

階	告示極稀地震		直下型地震		長継続時間地震	
	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構	μ_{bi}	層間変形角 X方向架構
4	4.604	1/16	5.067	1/14	3.488	1/20
3	4.604	1/35	5.067	1/31	3.488	1/43
2	4.604	1/37	5.067	1/33	3.488	1/46
1	4.604	1/44	5.067	1/41	3.488	1/51

2) 柱脚限界塑性率の算定

第1層の保有エネルギーについては、2階床梁の破断限界塑性率 μ_{bi} と1階柱脚（鋼管柱の脚部）の限界塑性率 μ_{ci} のうちの小さいほうで限界層間変形が決定される。1階柱脚の限界塑性率 μ_{ci} は、(7.10)式、(7.11)式による。

亀裂進展に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{ただし、} C = 13, \beta = \frac{1}{3} \quad (7.10((7.2)\text{と同じ}))$$

局部座屈に関する疲労性能評価式

$$\mu_{ci} = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot {}_cN_e^{-\beta} \quad \text{または} \quad \mu_{ci} = 1 \quad \text{の大きいほう。} \quad (7.11((7.3)\text{と同じ}))$$

ただし、 C と β は表 7.27 による

表 7.27 係数 C と β

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

ただし、 ${}_cN_e = n_c \times {}_sN_e$

${}_cN_e$: 柱脚の等価な繰返し回数

n_c : 柱脚の等価な繰返し回数比（表 7.28）

※安全側の検討として、柱梁耐力比は 1.0 未満として柱脚限界塑性率を検討

表 7.28 柱脚の等価な繰返し回数比

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

告示極稀地震（標準波）、直下型地震（断層近傍の地震動）、長継続時間地震（長継続時間地震動）のいずれにおいても、2階床梁が破断限界塑性率 μ_{bi} となる時点で、1階柱脚が限界塑性率 μ_{ci} に達しておらず、2階床梁の梁端部にて保有エネルギーが決定することを確認した。

(2) 復元力特性の設定

図 7.14 に各層、各地震波の復元力特性を示す。

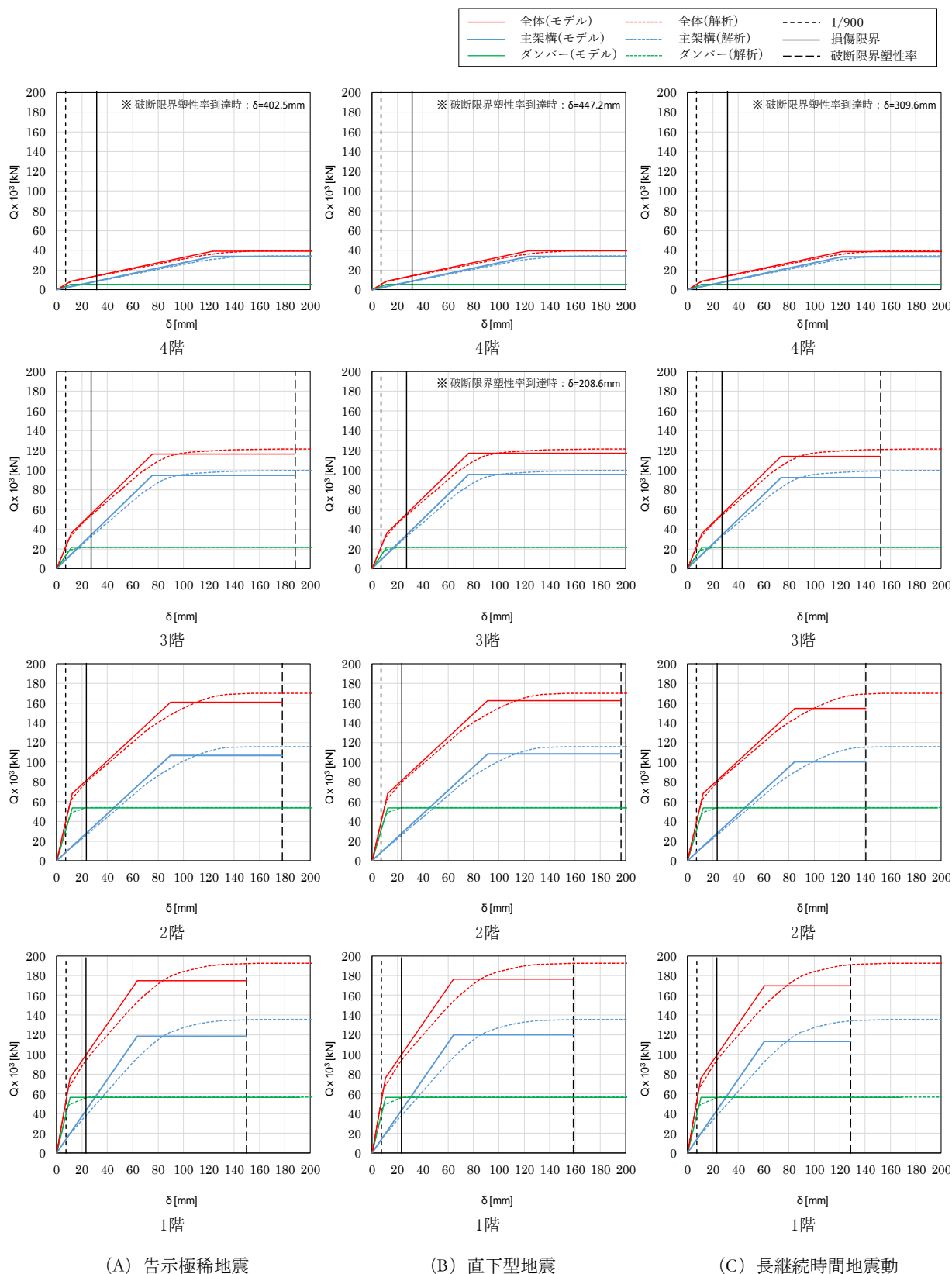


図 7.14 復元力特性の設定

(3) 主架構の必要エネルギー吸収量の算定

建物に入力される塑性エネルギー E_s は、(7.12)式、(7.13)式を用いて算出される。

$$E_s = \frac{1}{2}qMV_s^2 - W_e \quad (7.12((7.4)と同じ))$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2}Q_{fi}\delta_i + \frac{1}{2}Q_{dai}\delta_{dai} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \right\} N_e \quad (7.13((7.5)と同じ))$$

ただし、 E_s : 建物に入力される塑性エネルギー

W_e : 架構が弾性範囲内で吸収できるエネルギー

また、各層に分配された必要エネルギー量 E_{si} に対して、主架構およびダンパー部分に必要なエネルギー量は、(7.14)式、(7.15)式によって算出される。

$$\text{主架構 : } E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (7.14((7.6)と同じ))$$

$$\text{ダンパー部分 : } E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dai}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dai})Q_{dai}n_i \quad (7.15((7.7)と同じ))$$

主架構の必要エネルギー量を表 7.29～表 7.31 に示す。

表 7.29 主架構の必要エネルギー量（告示極稀地震）

1.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.838	1.442	1.000	0.135	0.007	0	0
3	0.659	1.080	1.000	0.615	0.332	0	0
2	0.484	1.050	1.000	1.095	0.742	0	0
1	0.358	1.000	1.000	1.000	1.000	0	0

1.5Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.838	1.442	1.000	0.135	0.007	195	169
3	0.659	1.080	1.000	0.615	0.332	8958	7292
2	0.484	1.050	1.000	1.095	0.742	20047	13337
1	0.358	1.000	1.000	1.000	1.000	27014	18304

2.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.838	1.442	1.000	0.135	0.007	609	525
3	0.659	1.080	1.000	0.615	0.332	27898	22710
2	0.484	1.050	1.000	1.095	0.742	62432	41535
1	0.358	1.000	1.000	1.000	1.000	84128	57003

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.30 主架構の必要エネルギー量（直下型地震）

1.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.843	1.432	1.000	0.136	0.008	0	0
3	0.664	1.078	1.000	0.615	0.337	0	0
2	0.489	1.051	1.000	1.095	0.735	0	0
1	0.361	1.000	1.000	1.000	1.000	0	0

1.5Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.843	1.432	1.000	0.136	0.008	139	120
3	0.664	1.078	1.000	0.615	0.337	6114	4985
2	0.489	1.051	1.000	1.095	0.735	13343	8920
1	0.361	1.000	1.000	1.000	1.000	18148	12346

2.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.843	1.432	1.000	0.136	0.008	467	403
3	0.664	1.078	1.000	0.615	0.337	20554	16757
2	0.489	1.051	1.000	1.095	0.735	44855	29985
1	0.361	1.000	1.000	1.000	1.000	61008	41504

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

表 7.31 主架構の必要エネルギー量（長継続時間地震）

1.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.822	1.473	1.000	0.133	0.006	0	0
3	0.646	1.092	1.000	0.613	0.304	0	0
2	0.465	1.040	1.000	1.103	0.807	0	0
1	0.347	1.000	1.000	1.000	1.000	0	0

1.5Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.822	1.473	1.000	0.133	0.006	444	383
3	0.646	1.092	1.000	0.613	0.304	22449	18196
2	0.465	1.040	1.000	1.103	0.807	59707	38933
1	0.347	1.000	1.000	1.000	1.000	73946	49403

2.0Vs

階	α_i —	P_i —	P_{ti} —	S_i —	$s_i \cdot (p_i \cdot p_{ti}) - 4\xi$ mm	E_{si} kNm	E_{sfi} kNm
4	1.822	1.473	1.000	0.133	0.006	1221	1052
3	0.646	1.092	1.000	0.613	0.304	61650	49969
2	0.465	1.040	1.000	1.103	0.807	163968	106917
1	0.347	1.000	1.000	1.000	1.000	203070	135671

ただし、 α_i : 降伏層せん断力係数

P_i : 理想的な強度分布との比

P_{ti} : 偏心率による係数

S_i : エネルギー吸収量の比

E_{si} : 各層の吸収エネルギー量

(4) 主架構の保有エネルギー吸収量の算定

保有エネルギー量 W_i は(7.16)式によって算出できる。

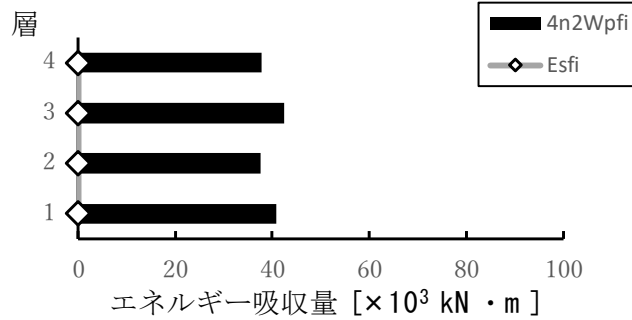
$$W_i = 4 {}_sN_e W_{pfi} \quad (7.16((7.8)と同じ))$$

ただし、 $4 {}_sN_e W_{pfi}$: 損傷限界までの保有エネルギー吸収量

図 7.15～図 7.17 に必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較を示す。

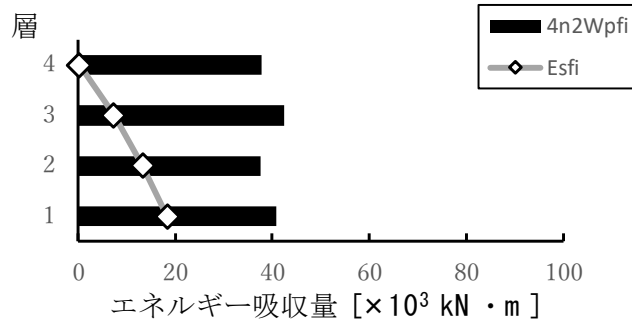
1.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2 W_{pfi}$ kNm
4	0	37804
3	0	42527
2	0	37648
1	0	40835



1.5Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2 W_{pfi}$ kNm
4	169	37804
3	7292	42527
2	13337	37648
1	18304	40835



2.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2 W_{pfi}$ kNm
4	525	37804
3	22710	42527
2	41535	37648
1	57003	40835

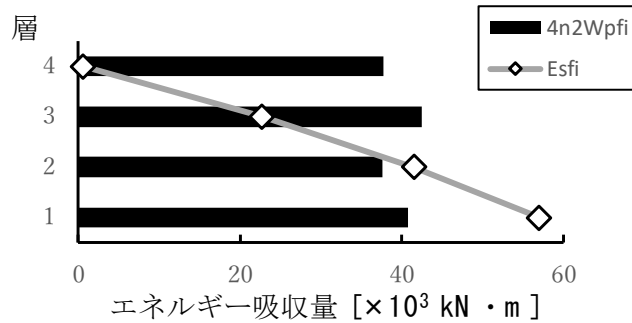
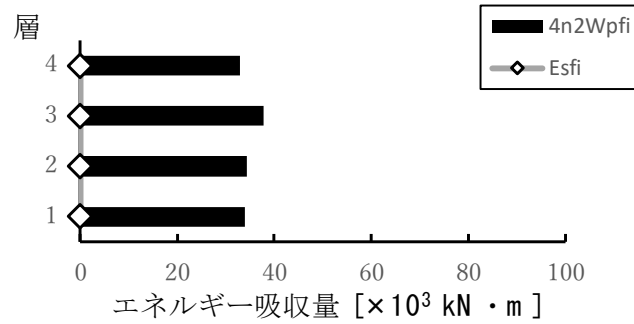


図 7.15 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (告示極稀地震)

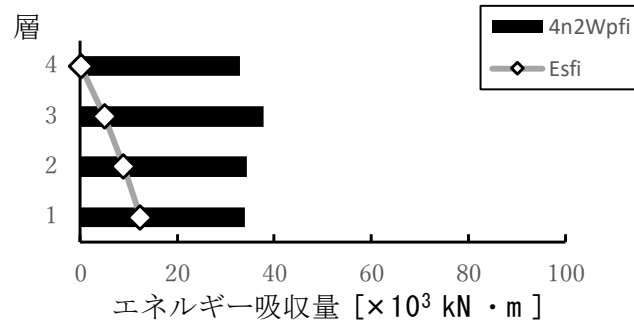
1.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	0	32946
3	0	37843
2	0	34252
1	0	33927



1.5Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	120	32946
3	4985	37843
2	8920	34252
1	12346	33927



2.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	403	32946
3	16757	37843
2	29985	34252
1	41504	33927

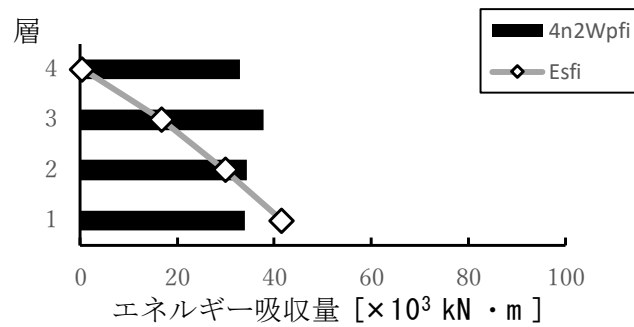
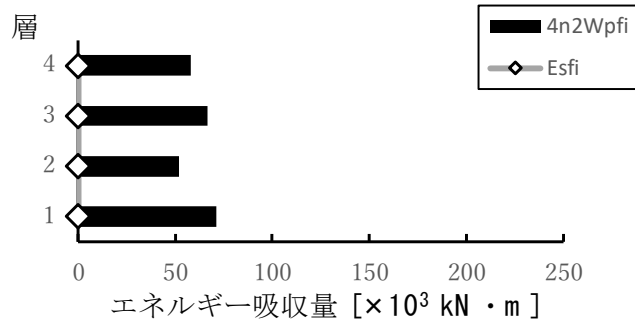


図 7.16 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (直下型地震)

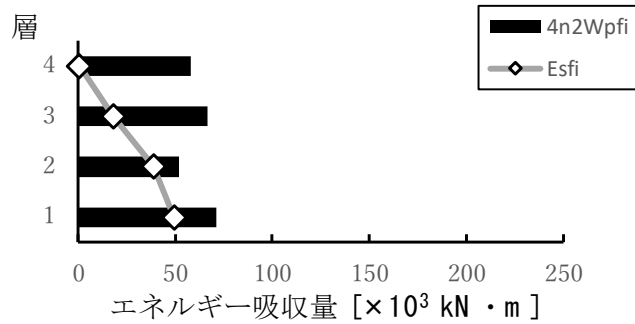
1.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	0	57826
3	0	66594
2	0	51881
1	0	70934



1.5Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	383	57826
3	18196	66594
2	38933	51881
1	49403	70934



2.0Vs (高性能モデル)

階	E_{sfi} kNm	$4n_2W_{pfi}$ kNm
4	1052	57826
3	49969	66594
2	106917	51881
1	135671	70934

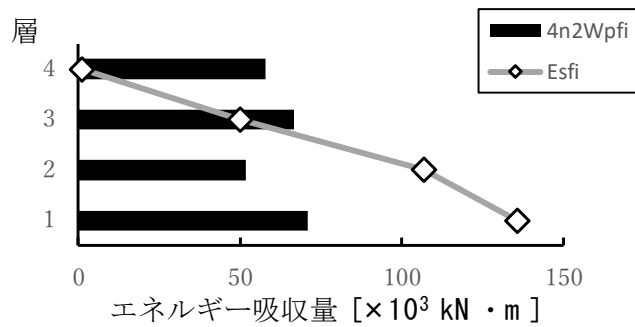


図 7.17 必要エネルギー量と保有エネルギー量の比較 (長継続時間地震)

(5) 主架構の応答変形の算定

(4) で算出した各層の主架構の必要エネルギー E_{sfi} ($1.5 \times V_s$) から、各層の応答変形を算出し、表 7.32 に示す。

表 7.32 主架構の応答変形

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33841	123.21	0.040	1.010	124.45	1/50
3	94496	75.58	1.021	1.255	94.87	1/69
2	106927	89.84	1.388	1.347	121.03	1/54
1	118479	63.53	2.432	1.608	102.16	1/64

(A) 告示極稀地震 1.0Vs (高性能モデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33937	123.55	0.029	1.010	124.73	1/50
3	95298	76.22	0.686	1.229	93.65	1/69
2	108527	91.19	0.901	1.300	118.59	1/55
1	120026	64.36	1.598	1.533	98.65	1/67

(B) 直下型地震 1.0Vs (高性能モデル)

階	Q_{fui} kN	δ_{fui} mm	η_{fi} —	μ_{fi} —	δ_{max} mm	R_{max} —
4	33497	121.95	0.094	1.010	123.19	1/51
3	92258	73.79	2.673	1.291	95.22	1/68
2	100715	84.62	4.568	1.497	126.64	1/51
1	113347	60.78	7.171	1.779	108.16	1/61

(C) 長継続時間地震 1.0Vs (高性能モデル)

ただし、 η_{fi} 累積塑性変形倍率

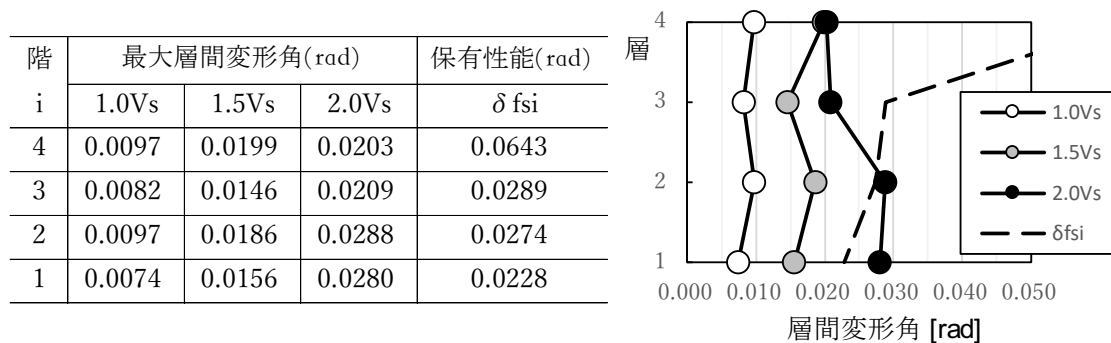
μ_{fi} 最大塑性率

δ_{max} 最大層間変形

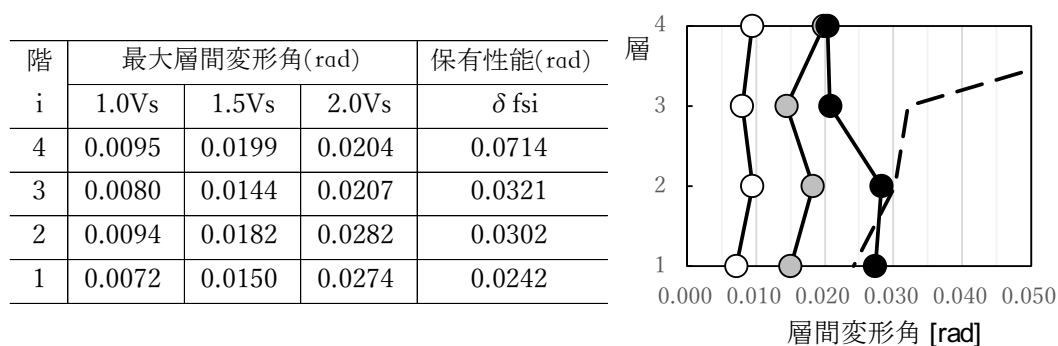
R_{max} 最大層間変形角

(6) 層間変形角の比較

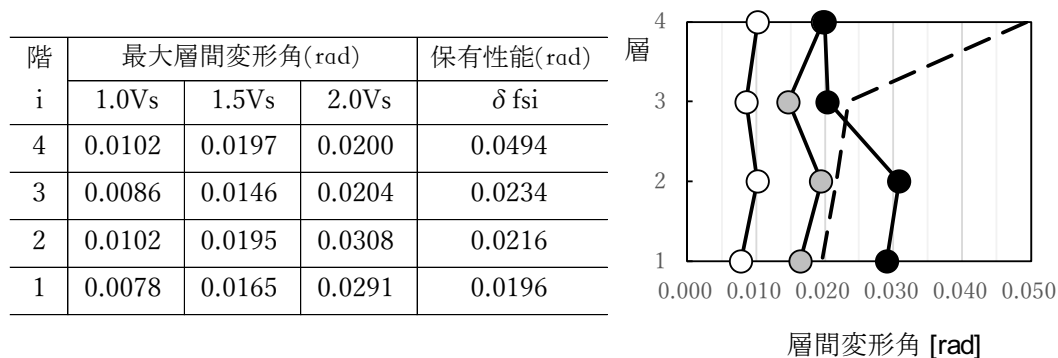
図 7.18 に各地震波の応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角を示す。



(A) 告示極稀地震



(B) 直下型地震



(C) 長継続時間地震

図 7.18 応答最大層間変形角と保有性能で計算される最大層間変形角

(7) 最弱層における各地震に対する応答評価

これまでの検討結果から、本建物は1階が最弱層となる。1階部分に着目して各地震動に対する応答評価を表 7.33 に示す。ダンパーによる補強、一部大梁断面の仕様変更および高強度鋼柱を採用した「高性能モデル」により各地震波とも 1.50 倍程度まで対応できることが確認できた。

表 7.33 1階部分に着目した場合の各地震動に対する応答評価

地震波	倍率	標準ダンパーモデル		高性能モデル	
告示極稀	1.0	○	0.476	◎	0.000
	1.5	×	3.163	○	0.448
	2.0	×	6.925	×	1.396
直下型	1.0	○	0.249	◎	0.000
	1.5	×	2.560	○	0.364
	2.0	×	5.794	×	1.223
長継続時間	1.0	×	1.322	◎	0.000
	1.5	×	5.426	○	0.696
	2.0	×	11.171	×	1.913

◎：弾性範囲 (W_f にて必要エネルギーが確保できている状態)

○：梁破断限界以下 ($4_s N_e W_{pi}$ にて必要エネルギーが確保できている状態)

×

7.3.3 ダンパーの保有耐力とエネルギー吸収量

これまでの検討結果から、ダンパーによるエネルギー吸収量を比較する。表 7.34、図 7.19 に各モデルにおける各階のダンパーとエネルギー吸収量を示す。

「高性能モデル」では「標準ダンパーモデル」に対して 1~2 階のダンパー量が 1.1~1.3 倍増加し、ダンパーのエネルギー吸収量は 2.0~2.5 倍増加している。但し、エネルギー吸収量の増加は梁端部仕様による限界変形の違いによる影響も含んでいる。

表 7.34 ダンパーのエネルギー吸収量

標準ダンパーモデル (スカラップ)

階	ブレース	構面数	ΣQ_{du} (kN)	Wdi (kNm)		
				告示極稀	直下型	長継続
4	UBB50	8	5378	3281	2574	6531
3	UBB200	8	21535	8707	6863	17076
2	UBB300	10	40073	17778	14064	34392
1	UBB350	10	48684	15544	12358	29579

高性能モデル (ノンスカラップ)

階	ブレース	構面数	ΣQ_{du} (kN)	Wdi (kNm)		
				告示極稀	直下型	長継続
4	UBB50	8	5382	3704	2822	8115
3	UBB200	8	21586	12441	9489	27168
2	UBB400	10	53800	38579	29487	83552
1	UBB400	10	56379	30149	23045	65322

ΣQ_{du} : ブレースの保有耐力

Wdi : ブレースのエネルギー吸収量 (=Wdeci + sNe・Wdpi)

sNe= 1.0 (告示極稀)

0.75 (直下型)

2.3 (長継続時間)

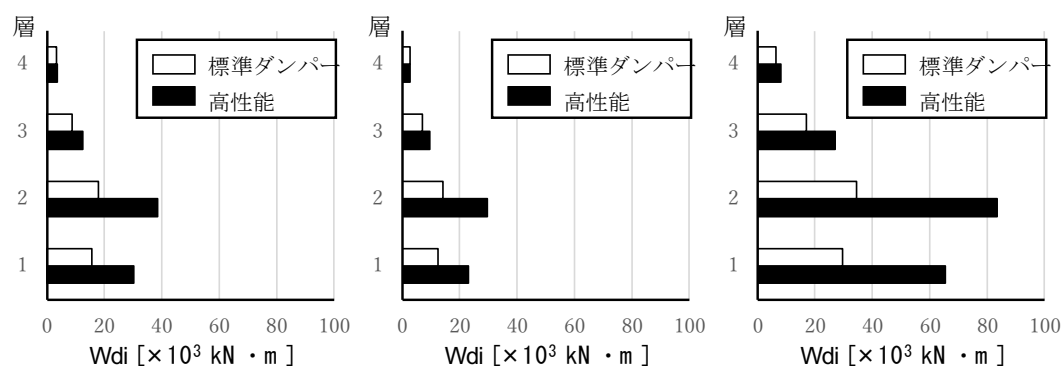


図 7.19 ダンパーによるエネルギー吸収量の比

7.3.4 高強度鋼柱の採用による主架構剛性と W_{ei} への影響

これまでの検討結果から、ダンパーによる補強、梁端部の仕様変更および高強度鋼柱の採用により建物の保有するエネルギー吸収量の改善が確認できた。ここでは、改善要因のうち高強度鋼柱の採用による影響を確認するため「高性能モデル」と、高性能モデルの柱を通常の柱に置き替えた「比較モデル」の検証結果を比較する。

主要な柱断面を表 7.35、主架構の剛性を表 7.36 に示す。「高性能モデル」では 1~2 階で高強度鋼柱(BCP385)を採用している。主架構の剛性は高強度鋼柱を採用した場合 0.6 倍程度となる。

表 7.35 主要な柱断面

符号	階	比較モデル	高性能モデル
C1	4	□-400x400x16 (BCR295)	□-400x400x16 (BCR295)
	3	□-500x500x19 (BCR295)	□-500x500x19 (BCR295)
	2	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
	1	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
C1A	4	-	-
	3	□-500x500x19 (BCR295)	□-500x500x19 (BCR295)
	2	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
	1	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)
C2	4	□-350x350x12 (BCR295)	□-350x350x12 (BCR295)
	3	□-500x500x19 (BCR295)	□-500x500x19 (BCR295)
	2	□-600x600x22 (BCP325)	□-500x500x19 (BCP385)
	1	□-600x600x25 (BCP325)	□-500x500x22 (BCP385)

表 7.36 主架構の剛性

階	主架構剛性(kN/mm)		
	比較モデル (BCP325)	高性能モデル (BCP385)	高性能モデル /比較モデル
4	273	275	1.01
3	1210	1250	1.03
2	1908	1190	0.62
1	2782	1865	0.67

表 7.37 に高強度鋼柱を採用した 1~2 階の保有水平耐力に対するブレース耐力の比率を示す。採用しない場合に対して層の保有水平耐力(ΣQ_{ui})は 13%程度減少するが、ブレース耐力の比率は 4%程度増加している。

表 7.37 各階の保有耐力に対するブレース耐力の比率

階	比較モデル				高性能モデル			
	Qfui (kN)	Qdui (kN)	Σ Qui (kN)	Qdui / Σ Qui	Qfui (kN)	Qdui (kN)	Σ Qui (kN)	Qdui / Σ Qui
2	121632	53693	175325	0.31	100715	53741	154455	0.35
1	131443	56158	187602	0.30	113347	56309	169656	0.33

表 7.38、図 7.20 に高強度鋼柱を採用した 1～2 階の Wei の値を示す。主架構の剛性が低下したことにより層間変形が大きくなり、各地震波ともダンパーの塑性変形によるエネルギー吸収量が大きくなり Wei の値は 1.5 倍程度増加している。

このことから高強度鋼柱を採用し主架構の剛性を低下させることでダンパーのエネルギー吸収を効率化できることを確認した。

表 7.38 地震波ごとの Wei の値

告示極稀

階	比較モデル				高性能モデル			
	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)
2	3147	323	24406	27877	4142	332	38248	42722
1	3083	298	20533	23914	3764	298	29851	33913

直下型

階	比較モデル				高性能モデル			
	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)
2	3194	323	18477	21994	4256	332	29155	33743
1	3125	298	15544	18967	3863	299	22747	26908

長継続時間

階	比較モデル				高性能モデル			
	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)	Wfi (kNm)	Wdei (kNm)	sNe・Wdpi (kNm)	Wei (kNm)
2	2969	322	54053	57345	3776	331	83221	87328
1	2918	297	45505	48720	3445	298	65025	68767

$$Wei = Wfi + Wdei + sNe \cdot Wdpi$$

Wfi : 主架構が弾性範囲で吸収するエネルギー量

Wdei : ダンパーが弾性範囲で吸収するエネルギー量

Wdpi : ダンパーが塑性変形により吸収するエネルギー量

sNe= 1.0 (告示極稀)

0.75 (直下型)

2.3 (長継続時間)

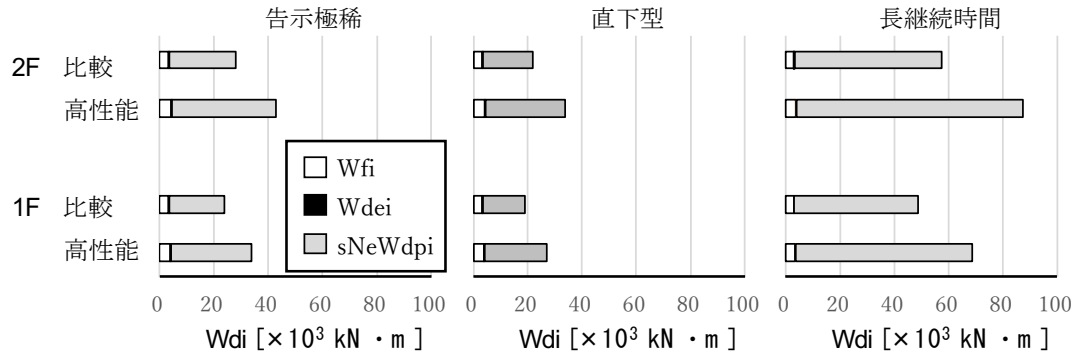


図 7.20 We の比較

7.3.5 累積塑性変形倍率と塑性率について

これまでの検討結果から、高性能モデルの 1.5Vs におけるダンパーの必要累積塑性変形倍率を表 7.39 に示す。ダンパーの必要累積塑性変形倍率は長継続地震で $\eta_{di}=213$ が最大となる。最大層間変形から算出したダンパーの最大塑性率を表 7.40 に示す。塑性率は 15~25 程度となる。

ダンパーの保有累積塑性変形性能を図 7.21 に示す。いずれの地震においてもアンボンドブレースの保有累積塑性変形性能の範囲に納まっていることを確認した。

表 7.39 ダンパーの必要累積塑性変形倍率

告示極稀

階	δ_i (mm)	Qdu (kN)	δ_{du} (mm)	Esi・Qdu/Qu (kNm)	$2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$ (kNm)	Edi (kNm)	$\gamma \eta_{di}$
4	124.45	5382	11.19	27	6096	6123	85
3	94.87	21586	11.63	1666	17969	19634	64
2	121.03	53800	12.34	6710	58473	65184	85
1	102.16	56379	10.59	8710	51626	60336	71

直下型

階	δ_i (mm)	Qdu (kN)	δ_{du} (mm)	Esi・Qdu/Qu (kNm)	$2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$ (kNm)	Edi (kNm)	$\gamma \eta_{di}$
4	124.73	5383	11.19	19	4584	4603	64
3	93.65	21596	11.63	1130	13285	14414	47
2	118.59	53822	12.35	4423	42885	47309	62
1	98.65	56403	10.59	5802	37251	43053	50

長継続時間

階	δ_i (mm)	Qdu (kN)	δ_{du} (mm)	Esi・Qdu/Qu (kNm)	$2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$ (kNm)	Edi (kNm)	$\gamma \eta_{di}$
4	123.19	5380	11.19	62	13861	13922	194
3	95.22	21565	11.62	4253	41469	45722	149
2	126.64	53741	12.33	20774	141299	162073	213
1	108.16	56309	10.57	24543	126381	150924	178

δ_i : 主架構保有水平耐力時の層間変形

Qdu : ダンパーの保有水平耐力

δ_{du} : ダンパーの降伏変位

Edi : ダンパーの必要エネルギー吸収量

$$Edi = Esi \cdot Qdu / Qu + 2(\delta_i - \delta_{du}) \cdot Q_{dui} \cdot n_i \cdot s_{Ne}$$

$\gamma \eta_{di}$: ダンパーの必要累積塑性変形倍率

(弾性変形寄与率 γ_{di} を考慮、 $\alpha = 0.25$)

表 7.40 ダンパーの最大塑性率

告示極稀

階	$\delta \max$ (mm)	δdu (mm)	αk	α	$\triangle L$ (mm)	μ	$\mu - 1$
4	124.45	11.19	1.74	0.25	118.13	24.27	23.27
3	94.87	11.63	1.74	0.25	88.30	17.46	16.46
2	121.03	12.34	1.40	0.25	113.01	26.16	25.16
1	102.16	10.59	1.40	0.25	95.27	25.71	24.71

直下型

階	$\delta \max$ (mm)	δdu (mm)	αk	α	$\triangle L$ (mm)	μ	$\mu - 1$
4	124.73	11.19	1.74	0.25	118.41	24.33	23.33
3	93.65	11.63	1.74	0.25	87.08	17.21	16.21
2	118.59	12.35	1.40	0.25	110.56	25.59	24.59
1	98.65	10.59	1.40	0.25	91.77	24.75	23.75

長継続時間

階	$\delta \max$ (mm)	δdu (mm)	αk	α	$\triangle L$ (mm)	μ	$\mu - 1$
4	123.19	11.19	1.74	0.25	116.88	24.02	23.02
3	95.22	11.62	1.74	0.25	88.66	17.55	16.55
2	126.64	12.33	1.40	0.25	118.63	27.50	26.50
1	108.16	10.57	1.40	0.25	101.28	27.37	26.37

$\delta \max$: 最大層間変位

δdu : ダンパーの降伏変位

αk : ダンパーの塑性化部長さに対する等価剛性係数

α : ダンパーの塑性化部の長さの柱・梁芯間長さに対する比

μ : ダンパー部材の塑性率

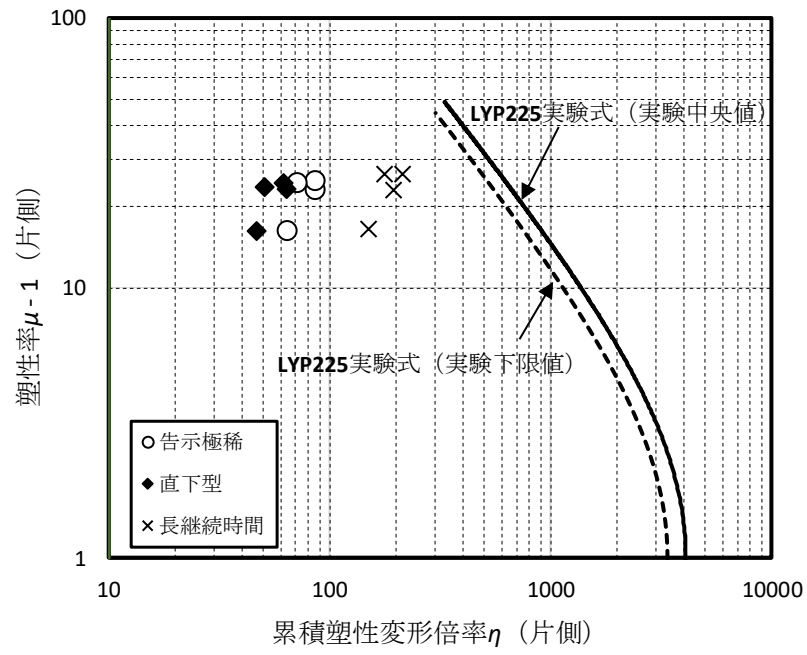


図 7.21 座屈拘束ブレースの保有累積塑性変形性能

7.4 まとめ

4階建て鉄骨造の物流倉庫を用いて、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。保有耐力計算（ルート3）および従来のエネルギー法告示による耐震安全性を確認した建築物（「標準ダンパーモデル」）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、極稀地震など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。

更にその架構に対して主架構剛性の低減や、ブレース耐力の増大、ノンスカラップ形式の梁端仕様への変更などを行った架構（「高性能モデル」）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、極稀地震など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、まとめを記す。

- ・「標準ダンパーモデル」について、1.0Vsの告示極稀地震および直下型地震では梁破断限界層間変形以内となり必要エネルギーを上回ることを確認したが、1.0Vsの長継続時間地震や1.5Vs以上の地震では、1階部分および2階部分にて梁破断限界層間変形を超え、必要エネルギーを満足しない結果となった。
- ・「高性能モデル」について、1.0Vsの地震では主架構が弾性限（必要エネルギーゼロ）であることを、1.5Vsの地震では梁破断限界層間変形以内となり必要エネルギーを上回ることを確認した。2.0Vsの地震では、1階部分および2階部分にて梁破断限界層間変形を超え、必要エネルギーを満足しない結果となった。
- ・従来エネルギー法設計の建築物について、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で1.5Vsの地震に対して必要エネルギーを満足させるためには、高強度鋼柱の採用、1.3倍程度のダンパー量の増加、ノンスカラップ形状への梁端部仕様の変更が必要である。
- ・「高性能モデル」のBCP385の柱をBCP325に変更した「比較モデル」を用いて、高強度鋼柱の採用による影響を検討した。柱をBCP325からBCP385に変更することで、主架構剛性が小さくなり、保有耐力時におけるブレース分担率が4%程度向上した。主架構の弾性限変位が大きくなったことと、ブレース分担率が大きくなったことにより、主架構弾性範囲内の吸収エネルギー W_{ei} は、1.5倍程度増加した。
- ・「高性能モデル」の1.5Vsの地震に対する検討について、いずれの地震の応答もアンボンドブレースの保有累積塑性変形性能の範囲の納まっており、ダンパーが十分なエネルギー吸収性能を保有していることを確認した。