

第4章 超高層鉄骨造建築物の地震応答解析に基づく耐震安全性検証法の検討

4.1 超高層鉄骨造建築物の試設計と劣化を考慮した時刻歴応答解析（H30年度実施）

4.1.1 超高層鉄骨造建築物の試設計

(1) 建物のモデル化

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、耐震安全性判定基準を満足するものとする。

1) 設計方針

(a) S30 設計方針

- ・S30は文献4.1-1)の仮想の超高層建築物を基本に設計せん断力を小さくし、断面を縮減した仮想建物解析モデルである。(図4.1-1、表4.1-1、表4.1-2、表4.1-3参照)
- ・層間変形角 $1/100\text{rad}$ まで A_i 分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1程度となるように断面を設定している。
- ・設計は $CB=0.053$ の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。

(b) CFT32 設計方針

- ・CFT32は実在の超高層建築物の1階部分を取り払った仮想建物解析モデルである。(図4.1-4～図4.1-5、表4.1-4～表4.1-8参照)
- ・層間変形角 $1/100\text{rad}$ まで A_i 分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1.5程度となるような断面となっている。
- ・設計は $CB=0.07$ の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。

2) 基本方針

建物をモデル化するに当たっての基本方針を以下に示す。

- ・解析モデルは柱・梁などの各部材をそれぞれ線材置換した立体精算骨組モデルとする。
- ・柱・梁は曲げ変形、せん断変形および軸方向変形を考慮する。各階床は剛床とする。
- ・復元力特性は以下のモデルとする。

柱：2方向の曲げモーメントおよび軸力の3軸相関を考慮するマルチスプリングモデル（以下MSモデル）とする。鋼管とコンクリートの劣化も考慮可能である。ただし、CFT32モデルではMSモデルを使用した場合、解析時間を要するため、現状では1～5階の柱をMSモデル、それより上階は金属塑性論を拡張したS塑性論モデルを用いる。

梁：梁端の破断・局部座屈を考慮する。梁端下フランジ破断に対する保有性能をあらわすCは、S30はスカラップ付き相当の $C=4$ 、CFT柱モデルはノンスカラップ相当の $C=5.6$ とした。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率を $3/100$ とした。

- ・梁の終局耐力について、原則として全断面を考慮して算定するが、後述するS30に既往波を入力する場合は、当時の設計を想定して、フランジのみを考慮して終局耐力を算定する。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率は $1/100$ とする。
- ・減衰は1次固有周期に対して臨界値の2%となる初期剛性比例型減衰とする。

3) S30

(a) S30 の概要

S30 は、30 層の鉄骨箱型断面柱の鉄骨造建物モデルである。図 4.1-1 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.1-1 と表 4.1-2 に柱断面と梁断面をそれぞれ示す。

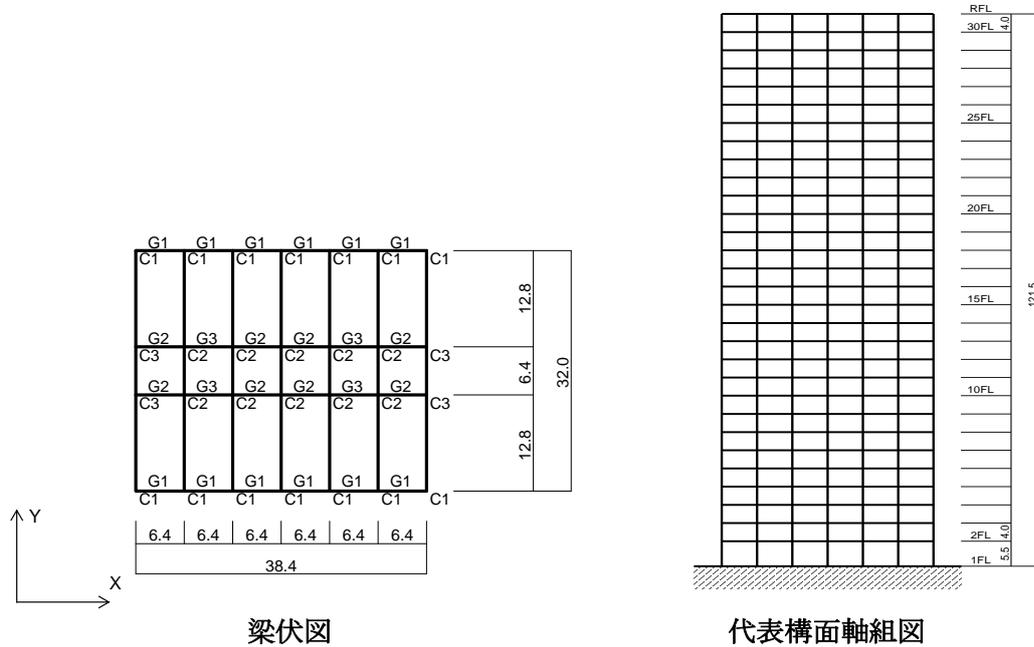


図 4.1-1 超高層建物モデル(S30)

表 4.1-1 柱断面(S30)

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
13~15	□-600×600×22×22	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
10~12	□-600×600×25×25	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
7~9	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
4~6	□-600×600×32×32	□-600×600×36×36	□-600×600×36×36
1~3	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40

表 4.1-2 梁断面(S30)

FL	G1	G2	G3
29~R	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19
26~28	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19	H-850×150×14×19
23~25	H-850×150×14×19	H-850×150×16×19	H-850×150×16×19
20~22	H-850×150×14×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
17~19	H-850×150×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
14~16	H-850×150×16×19	H-850×200×16×22	H-850×200×16×22
11~13	H-850×200×16×19	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
8~10	H-850×200×16×19	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
5~7	H-850×200×16×19	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
4~2	H-850×200×16×22	H-850×200×16×28	H-850×200×16×28

(b) 固有振動解析結果

表 4.1-3 に建物モデルの 5 次モードまでの周期と刺激係数等を示す。

表 4.1-3 固有振動解析 (S30)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		β_x	β_y	β_{tz}	
1	4.51	0.00	-1.37	0.0	Y1次
2	4.08	1.37	0.00	0.00	X1次
3	3.41	0.00	0.00	-1.3	
4	1.53	0.00	0.54	0.0	Y2次
5	1.38	-0.54	0.00	0.0	X2次

(c) 柱梁耐力比

まず基本的な状態を確認するために、図 4.1-2 に柱の初期軸力比を示す。最下層に着目すると、S30 では、隅柱では初期軸力比が約 0.25~0.35、内柱では約 0.3~0.5 と大きい。

柱耐力は A_i 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を元に算定する。柱耐力は、鋼構造限界状態設計指針・同解説の全塑性相関曲線に基づく全塑性モーメントの算定式により算定した。

図 4.1-3 に、層間変形角 1/100rad 時の Y 方向柱梁耐力比と軸力比を示す。最上階は柱 1 本に対して梁 2 本がとりつく箇所があるため、柱梁耐力比が 1 未満となる場合がある。最上階を除いたとき、Y 方向加力時の柱梁耐力比は、最小で 0.96 と小さい。軸力比は最大で 0.73 となっている。

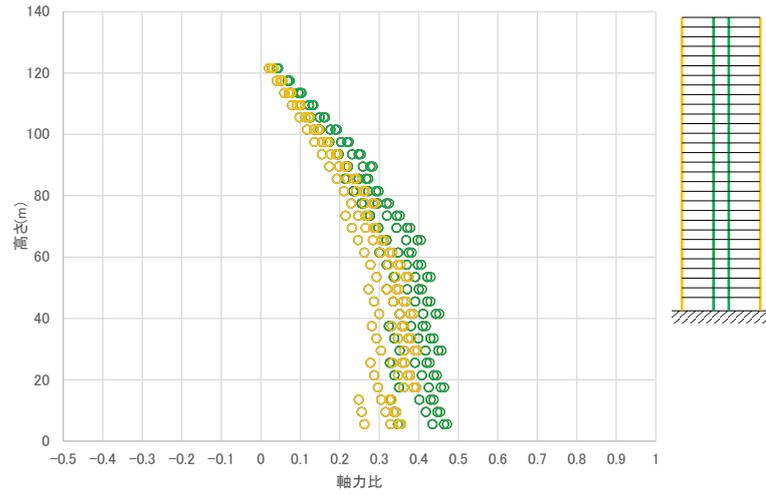
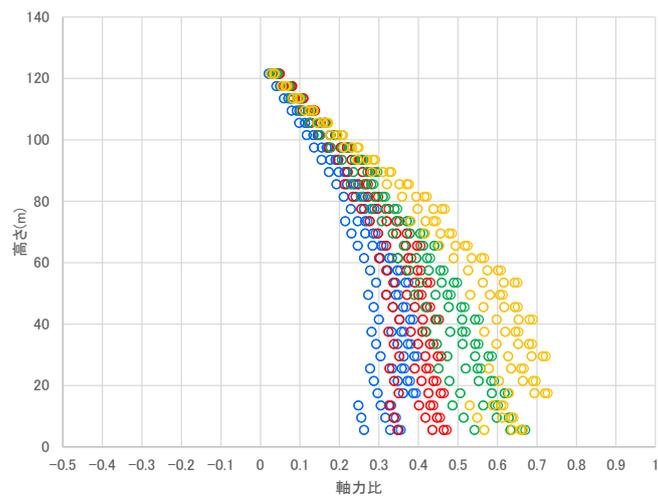
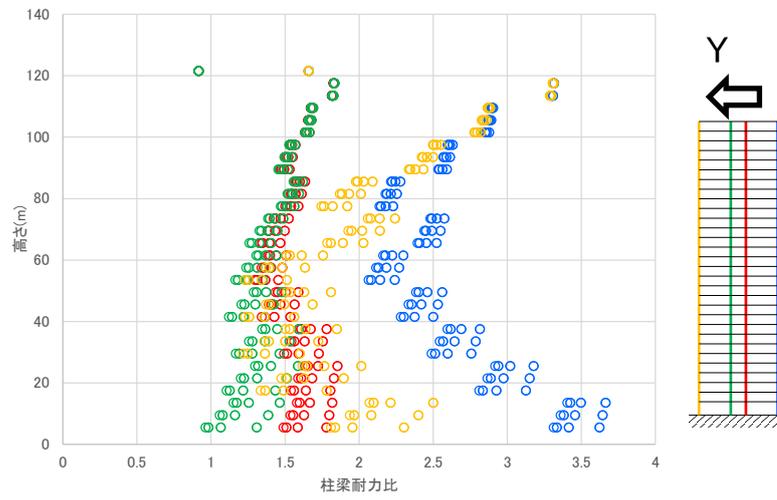


図 4.1-2 柱の初期軸力比 (S30)



Y 方向

図 4.1-3 柱梁耐力比と柱軸力比 (S30、梁の終局耐力は全断面を考慮)

4) CFT32

(a) CFT32 の概要

CFT32 は、32 層の CFT 柱の建物モデルである。図 4.1-4 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.1-4 に柱断面、表 4.1-5～表 4.1-7 に梁断面をそれぞれ示す。

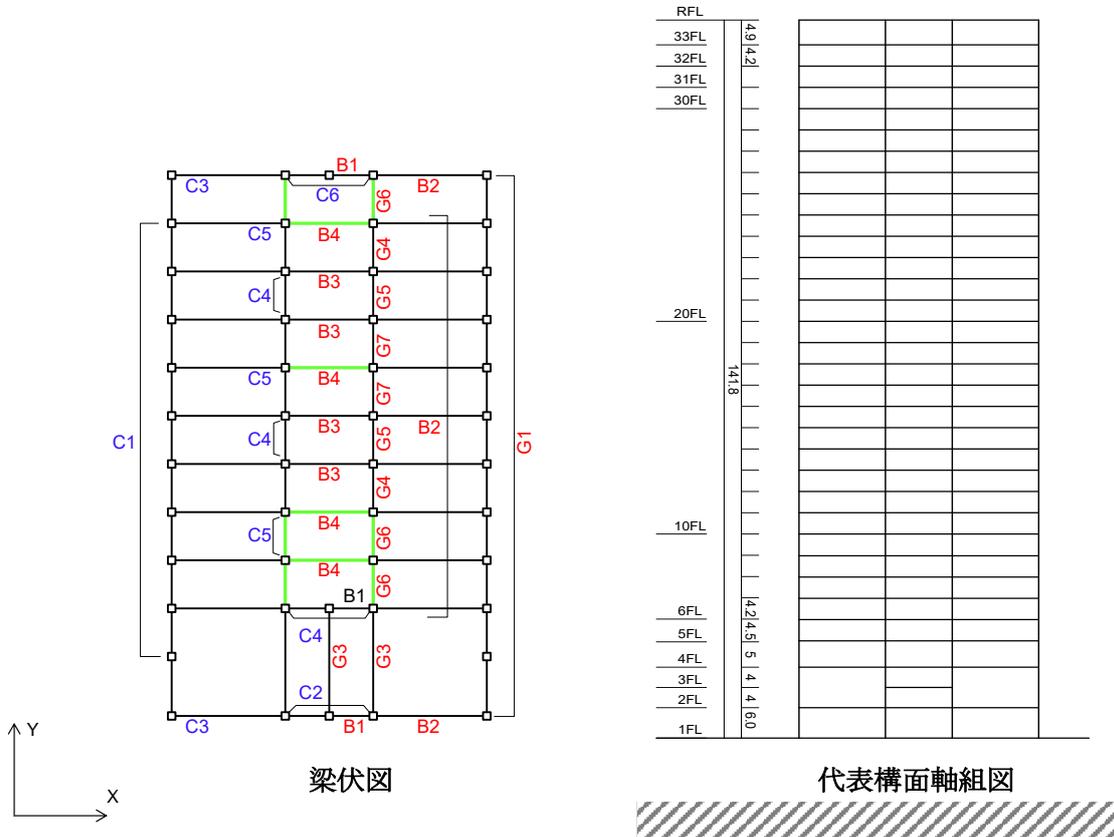


図 4.1-4 超高層建物モデル(CFT32)

表 4.1-4 柱断面 (CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 4面組立ボックス柱[B□-]: SN490C(t≤40),SN490C-TMCP(t>40),冷間成形角形鋼管[□-]: BCP325 2.断面表示は B(幅)×D(せい)×t(板厚)とする。

階	C1	C2	C3	C4	C5	C6	充填コンクリート Fc(N/mm ²)
33							
32							
31	□-700×700×16	□-700×700×16	□-700×700×16				
30				□-800×800×19	□-800×800×19	□-800×800×19	
29							Fc36
28	□-700×700×19	□-700×700×19	□-700×700×19				
27							
26							
25							
24							
23			□-800×800×19	□-900×800×22	□-900×800×22	□-900×800×22	
22							Fc48
21	□-800×800×19	□-800×800×19					
20							
19							
18							
17			□-800×800×22				
16					□-1000×1000×22		
15				□-1000×1000×22		□-1000×1000×22	
14	□-800×800×22	□-800×800×22					
13							Fc60
12							
11							Fc80
10			B□-800×800×32		B□-1000×1000×32	B□-1000×1000×32	
9							
8	B□-800×800×32	B□-800×800×32					
7							
6							
5							
4	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×40		B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	
3							Fc90
2	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×50	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	
1							

表 4.1-5 梁断面その 1(CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 SN490Bとする。(t>40はSN490B-TMCP)								
階	B1		B2		B3		B4	
R	端部	BH-750×450~250×14×28	端部	BH-900×450~250×16×36	端部	BH-900×500~300×16×25	端部	BH-900×450~250×16×22
	中央	BH-750×250×12×28	中央	BH-900×250×14×28	中央	BH-900×300×16×25	中央	BH-900×250×16×22
33	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
32	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
31	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
30	端部	同上	端部	BH-900×450~250×16×36	端部	BH-900×500~300×16×28	端部	同上
	中央		中央	BH-900×250×14×32	中央	BH-900×300×14×28	中央	
29	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
28	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
27	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
26	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
25	端部	同上	端部	BH-900×450~250×16×40	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	同上
	中央		中央	BH-900×250×14×32	中央	BH-900×300×14×36	中央	
24	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
23	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
22	端部	同上	端部	BH-900×550~350×16×40	端部	BH-900×550~350×16×36	端部	同上
	中央		中央	BH-900×350×14×32	中央	BH-900×350×14×36	中央	
21	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
20	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
19	端部	BH-750×550~350×16×32	端部	BH-900×550~350×16×32	端部	BH-900×650~450×16×40	端部	同上
	中央	BH-750×350×14×32	中央	BH-900×350×14×32	中央	BH-900×450×14×40	中央	
18	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
17	端部	同上	端部	BH-900×600~400×16×36	端部	同上	端部	同上
	中央		中央	BH-900×400×14×36	中央		中央	
16	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
15	端部	同上	端部	BH-900×650~450×16×36	端部	同上	端部	同上
	中央		中央	BH-900×450×14×36	中央		中央	
14	端部	BH-750×600~400×19×36	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央	BH-750×400×16×36	中央		中央		中央	
13	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
12	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
11	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×500~300×16×32
	中央		中央		中央		中央	BH-900×300×14×32
10	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
9	端部	同上	端部	BH-900×700~500×16×36	端部	同上	端部	同上
	中央		中央	BH-900×500×14×36	中央		中央	
8	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
7	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
6	端部	BH-800×500~300×19×40	端部	BH-1000×600~400×19×40	端部	BH-800×500~300×14×36	端部	BH-800×500~300×14×25
	中央	BH-800×300×14×32	中央	BH-1000×400×19×32	中央	BH-800×300×14×36	中央	BH-800×300×14×25
5	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
4	端部	BH-1000×500~300×22×40	端部	BH-1200×550~350×22×40	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1000×500~300×19×25
	中央	BH-1000×300×16×32	中央	BH-1200×350×19×32	中央	BH-1000×300×19×36	中央	BH-1000×300×16×25
3	端部	BH-900×500~300×16×36	端部		端部	BH-900×500~300×16×28	端部	BH-900×500~300×16×28
	中央	BH-900×300×14×28	中央		中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×300×14×28
2	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1200×550~350×22×28	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1000×500~300×19×36
	中央	BH-1000×300×16×28	中央	BH-1200×350×19×25	中央	BH-1000×300×16×36	中央	BH-1000×300×16×36

表 4.1-6 梁断面その 2(CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 SN490Bとする。(t> 40はSN490B-TMCP)								
階	G1		G2		G3		G4	
R	端部	BH-750×400~200×14×2	端部	BH-750×400~200×14×19	端部	BH-900×500~300×16×28	端部	BH-900×400~200×16×25
	中央	BH-750×200×12×19	中央	BH-750×200×12×19	中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×200×16×25
33	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×600~400×16×36	端部	同上
	中央		中央		中央	BH-900×400×14×36	中央	
32	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×500~300×16×28	端部	同上
	中央		中央		中央	BH-900×300×14×28	中央	
31	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
30	端部	BH-750×400~200×14×28	端部	BH-750×450~250×14×19	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	BH-900×450~250×16×32
	中央	BH-750×200×12×22	中央	BH-750×250×12×19	中央	BH-900×300×14×36	中央	BH-900×250×14×28
29	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
28	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
27	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
26	端部	BH-750×450~250×14×32	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央	BH-750×250×12×25	中央		中央		中央	
25	端部	同上	端部	BH-750×450~250×14×22	端部	BH-900×550~350×16×36	端部	BH-900×500~300×19×40
	中央		中央	BH-750×250×12×22	中央	BH-900×350×14×36	中央	BH-900×300×14×36
24	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
23	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
22	端部	BH-750×500~300×14×32	端部	BH-750×450~250×14×25	端部	BH-900×650~450×16×36	端部	BH-900×550~350×22×40
	中央	BH-750×300×12×25	中央	BH-750×250×12×25	中央	BH-900×450×14×36	中央	BH-900×350×16×32
21	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
20	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×600~400×16×36	端部	同上
	中央		中央		中央	BH-900×400×14×32	中央	
19	端部	BH-750×500~300×16×36	端部	BH-750×450~250×14×25	端部	BH-900×600~400×16×32	端部	同上
	中央	BH-750×300×12×36	中央	BH-750×250×12×25	中央	BH-900×400×14×32	中央	
18	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
17	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
16	端部	BH-750×600~400×22×36	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央	BH-750×400×16×36	中央		中央		中央	
15	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
14	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
13	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
12	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	BH-900×600~400×25×40
	中央		中央		中央		中央	BH-900×400×19×32
11	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
10	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
9	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
8	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
7	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
6	端部	BH-800×500~300×19×40	端部	BH-800×450~250×14×28	端部	BH-1000×500~300×19×32	端部	BH-1000×550~350×22×36
	中央	BH-800×300×16×32	中央	BH-800×250×14×28	中央	BH-1000×300×16×32	中央	BH-1000×350×16×28
5	端部	同上	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央		中央	
4	端部	BH-800×550~350×22×40	端部	BH-800×500~300×14×32	端部	同上	端部	BH-1000×600~400×25×36
	中央	BH-800×350×16×32	中央	BH-800×300×14×32	中央		中央	BH-1000×400×19×28
3	端部		端部		端部		端部	BH-900×500~300×16×36
	中央		中央		中央		中央	BH-900×300×14×28
2	端部	BH-800×500~300×14×28	端部	BH-800×500~300×14×32	端部	BH-1000×500~300×19×36	端部	BH-1000×600~400×22×32
	中央	BH-800×300×14×25	中央	BH-800×300×14×32	中央	BH-1000×300×16×32	中央	BH-1000×400×16×25

表 4.1-7 梁断面その3(CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 SN490Bとする。(t> 40はSN490B-TMCP)						
階	G5		G6		G7	
R	端部	BH-700×400~300×14×28	端部	BH-750×400~200×14×19	端部	BH-750×450~250×14×22
	中央	BH-700×300×12×25	中央	BH-750×200×12×19	中央	BH-750×250×12×19
33	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
32	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
31	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
30	端部	BH-700×450~350×14×28	端部	同上	端部	BH-750×500~300×14×28
	中央	BH-700×350×12×25	中央		中央	BH-750×300×12×22
29	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
28	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
27	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
26	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
25	端部	BH-700×500~400×14×32	端部	同上	端部	BH-750×550~350×14×28
	中央	BH-700×400×14×25	中央		中央	BH-750×350×12×25
24	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
23	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
22	端部	同上	端部	同上	端部	BH-750×550~350×16×32
	中央		中央		中央	BH-750×350×12×28
21	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
20	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
19	端部	BH-700×500~400×16×40	端部	BH-750×450~250×14×22	端部	BH-750×550~350×22×40
	中央	BH-700×400×16×32	中央	BH-750×250×12×19	中央	BH-750×350×16×36
18	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
17	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
16	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
15	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
14	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
13	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
12	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
11	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
10	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
9	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
8	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
7	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
6	端部	BH-800×600~400×22×36	端部	BH-800×450~250×14×32	端部	BH-800×550~350×19×36
	中央	BH-800×400×16×28	中央	BH-800×250×14×25	中央	BH-800×350×14×28
5	端部	同上	端部	同上	端部	同上
	中央		中央		中央	
4	端部	BH-800×550~350×19×36	端部	BH-800×500~300×16×32	端部	BH-800×550~350×22×40
	中央	BH-800×350×14×28	中央	BH-800×300×14×25	中央	BH-800×350×16×32
3	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	BH-900×500~300×16×36	端部	BH-900×500~300×16×36
	中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×300×14×28	中央	BH-900×300×14×28
2	端部	BH-800×550~350×16×32	端部	BH-800×500~300×16×25	端部	BH-800×550~350×16×32
	中央	BH-800×350×14×25	中央	BH-800×300×14×22	中央	BH-800×350×14×28

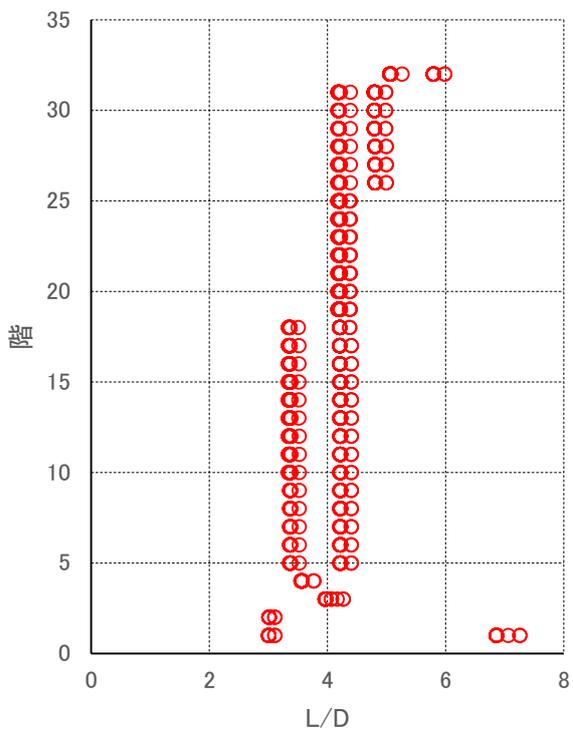
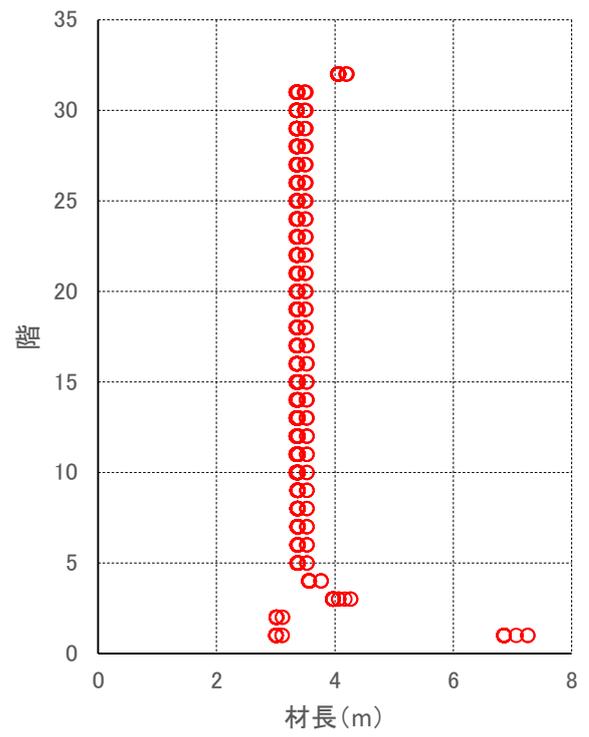
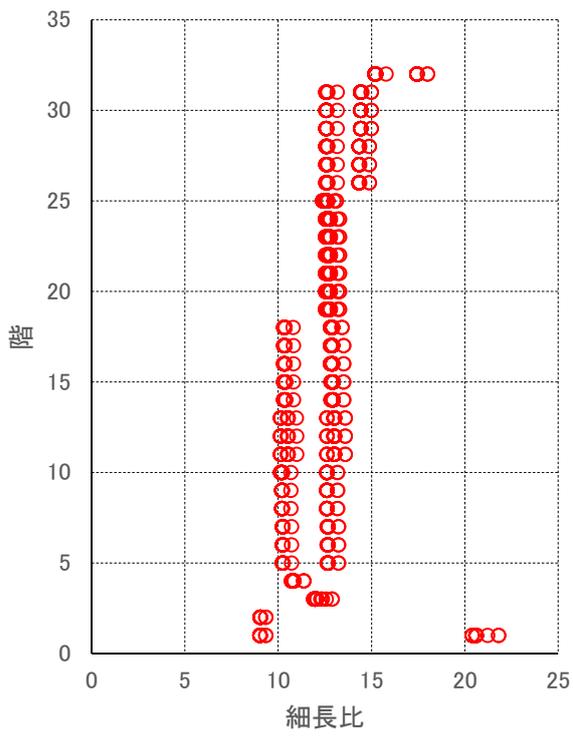


図 4.1-5 柱の諸元(CFT32)

(b) 固有振動解析結果

表 4.1-8 に建物モデルの 5 次モードまでの周期と刺激係数等を示す。

表 4.1-8 固有振動解析 (CFT32)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		β_x	β_y	β_{tz}	
1	3.81	-1.18	-0.02	-12.4	Y1次
2	3.35	0.02	-1.39	0.54	X1次
3	3.22	0.22	-0.01	-12.5	
4	1.32	-0.45	-0.01	-6.0	Y2次
5	1.22	-0.01	0.58	-0.1	X2次

(c) 柱梁耐力比

図 4.1-6 に柱の初期軸力比を示す。最下層に着目すると、CFT32 では、隅柱では初期軸力比が約 0.05~0.2、内柱では約 0.05~0.3 となっている。

柱耐力は A_i 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を元に算定する。柱耐力は、累加強度により算定した。

図 4.1-7 に、層間変形角 1/100rad 時の X 方向柱梁耐力比と軸力比を示す。最上階を除いたとき、X 方向加力時の柱梁耐力比の最小値は約 1.5 である。最大軸力比は X 方向が 0.50 と S30 に比べて小さい。

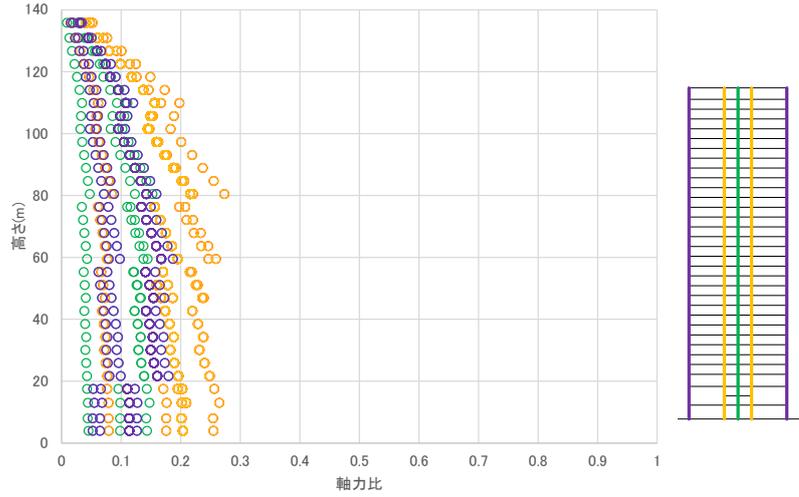
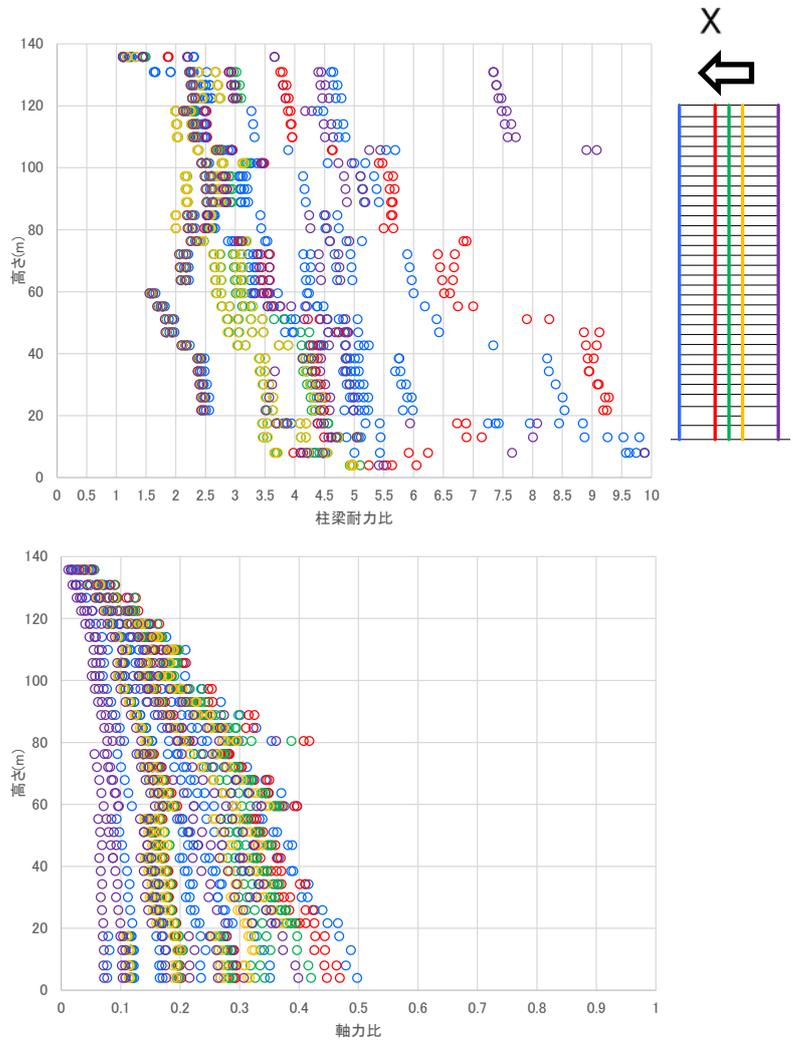


図 4.1-6 柱の初期軸力比 (CFT32)



X 方向

図 4.1-7 柱梁耐力比と柱軸力比 (CFT32)

(2) 部材のモデル化

1) 柱部材

材端に塑性変形部を想定し、断面を細かく要素に分割した上で各要素に材料の応力-歪関係を与えて平面保持を仮定してモデル化する、マルチスプリングモデル（以下 MS モデル）とする。

以下で既往の静的実験のシミュレーション解析により、適用性を確認する。

角形鋼管柱については文献^{4.1-2)}で局部座屈の評価を含めた解析手法が提案されている。ここではE-ディフュェンスで実施した18層試験体の最下層柱を想定した部材実験^{4.1-3)}のシミュレーション解析を示す。

CFT 柱については、溶接組立角形鋼管を使用して国交省基準整備促進事業 S10 で実施された繰返し水平載荷実験^{4.1-4)}のシミュレーション解析を示す。

(a) 角形鋼管柱の繰返し载荷実験シミュレーション解析

図 4.1-8 に角形鋼管の試験体を示す。一定軸力比 0.3 の下で、繰返し漸増振幅载荷が行われた本実験について、シミュレーション解析を行った。

局部座屈による耐力劣化を考慮可能な MS モデルの弾塑性履歴則^{4.1-2)}を図 4.1-9 に示す。

局部座屈までの MS モデルの軸ばねの骨格曲線は、図 4.1-10 に示すスタブカラムテストのシミュレーション解析により決定した。シミュレーション解析により得られた応力上昇率は 1.30 であり、文献^{4.1-5)}により算定される応力上昇率は 1.31 と対応が良い。

繰返し载荷実験のシミュレーション解析を図 4.1-11 に示す。実験と解析は良好に対応している。

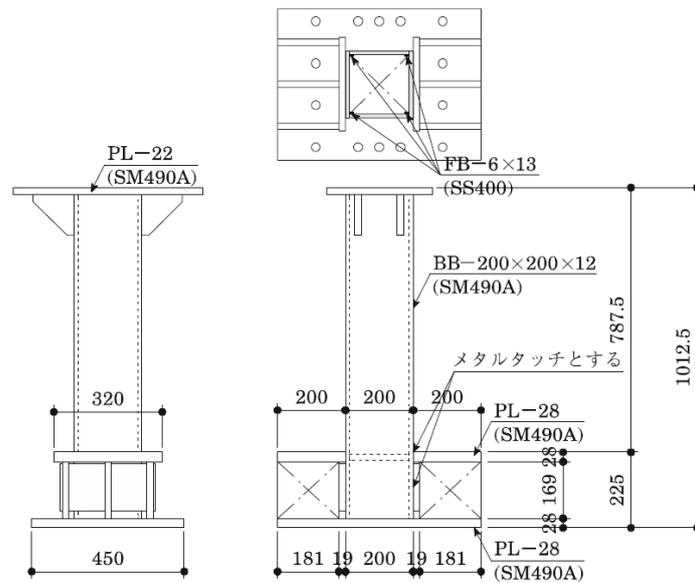


図 4.1-8 角形鋼管試験体概要^{4.1-3)}

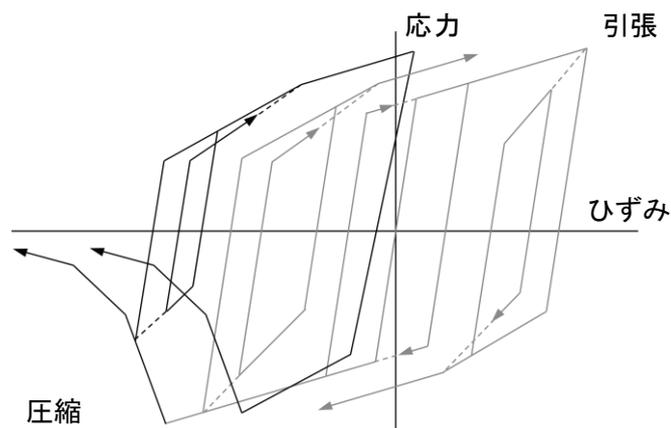


図 4.1-9 MS モデルの弾塑性履歴則(石田ら(2014)^{4.1-2)}

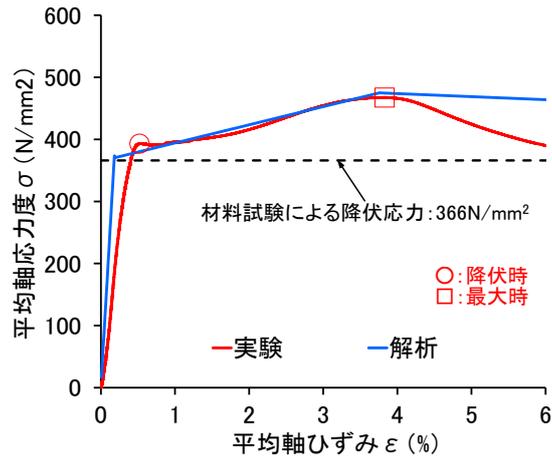


図 4.1-10 スタブカラムテストのシミュレーション解析

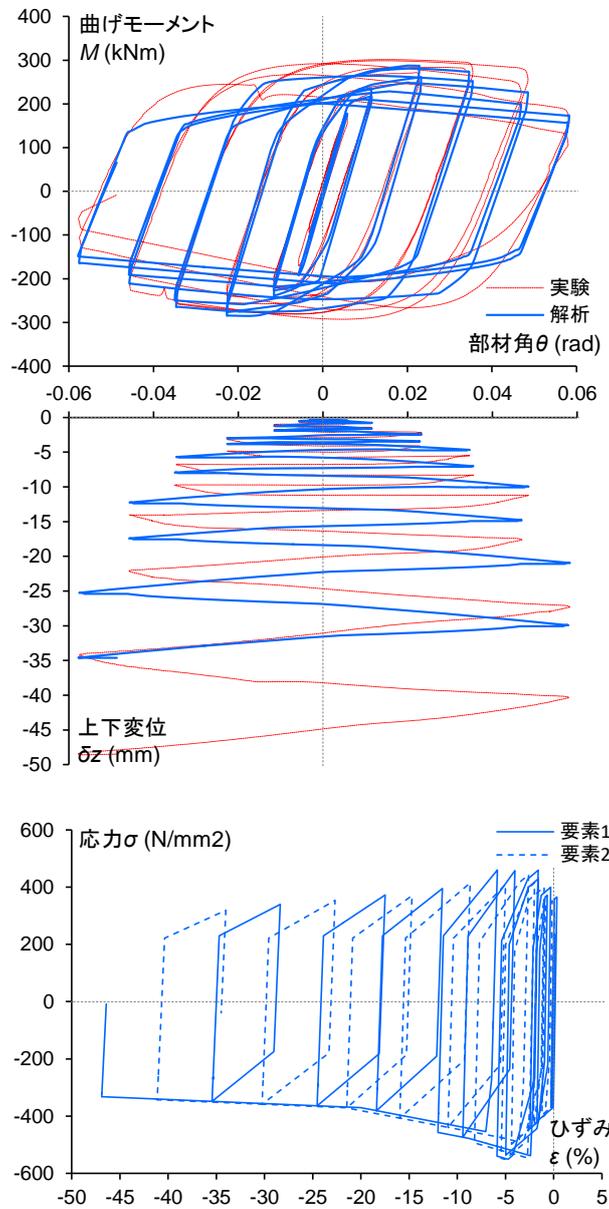


図 4.1-11 角形鋼管の繰返し載荷実験のシミュレーション解析

(b) CFT 柱の繰返し載荷実験シミュレーション解析

試験体を表 4.1-9 に示す。このうち、比較的大振幅まで実験を行っている MM-14M-C、MM-14M-C2、MM14MV2、MM9M-VL2 のシミュレーション解析結果について示す。

MS モデルの軸ばね要素の弾塑性履歴則を図 4.1-12 に示す。シミュレーション解析では、原則として、材料試験値を用いる。鋼管の応力上昇率は文献 4.1-5) に従い、塑性変形能力は文献 4.1-6) に従い決定した。ただし、コンクリートの軟化のしやすさ（軟化係数）はパラメタスタディにより、実験と適合するものを探した。その結果、試験体によらず、軟化係数=52 とした。

シミュレーション解析の結果を図 4.1-13～図 4.1-16 に示す。図 4.1-13、図 4.1-14、図 4.1-16 を見ると、鋼管厚、一定・変動軸力、漸増振幅・一定振幅、にかかわらず、解析と実験の一致度は良い。しかし、図 4.1-15 では、解析では鋼材の耐力劣化が起こっていないことで、上下変位について多少一致度が悪い。

表 4.1-9 S10 での繰返し載荷実験試験体一覧 ^{4.1-4)}

試験体名	柱部材断面 (mm)	柱長さ <i>L</i> (mm)	鋼種	F_c (N/mm^2)	加力方向	軸力比 N/N_0	振幅 R (rad.)	構造種別 [*]		
								$N/N_0=0.3$	最大軸力時	
MM-14M-C	□280×280×14×14 $B/t=20$	2240 $L/D=8$	SN490B	60	0°	0.3一定	漸増	FA(FA)	—	
MM-14M-C1							1/100			
MM-14M-C2							1/66			
MM-14M-V1						0.0-0.6 変動	1/100			FB(FB) $N/N_0=0.6$
MM-14M-V2						1/66				
MM-9M-VL1	□280×280×9×9 $B/t=31$					0.15-0.45 変動	1/100	FA(FA)	FB(FB) $N/N_0=0.45$	
MM-9M-VL2							1/66			

※構造種別は CFT指針および新都市指針による判定とし、()内に新都市指針による判定を示す。

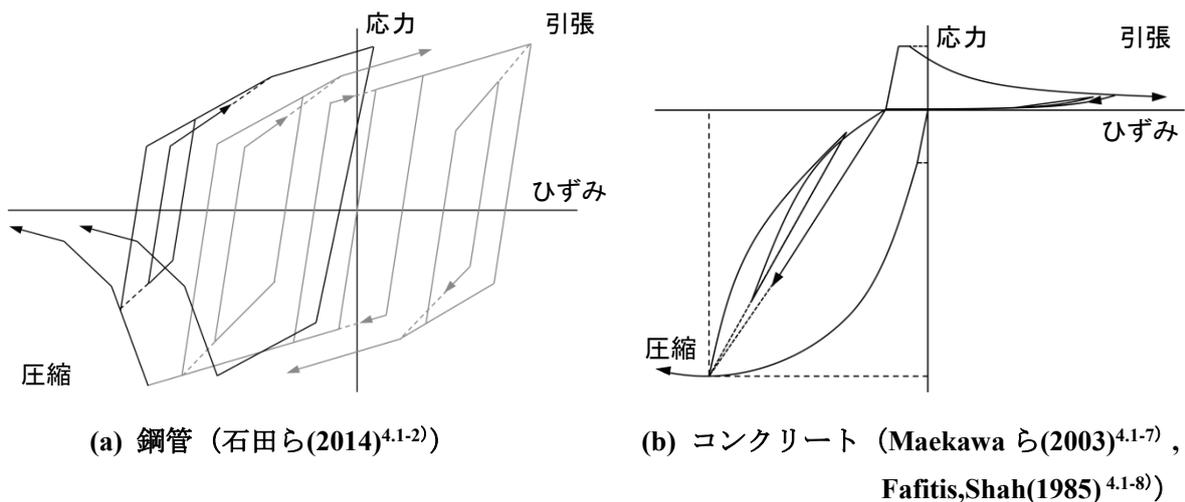


図 4.1-12 MS モデルの弾塑性履歴則

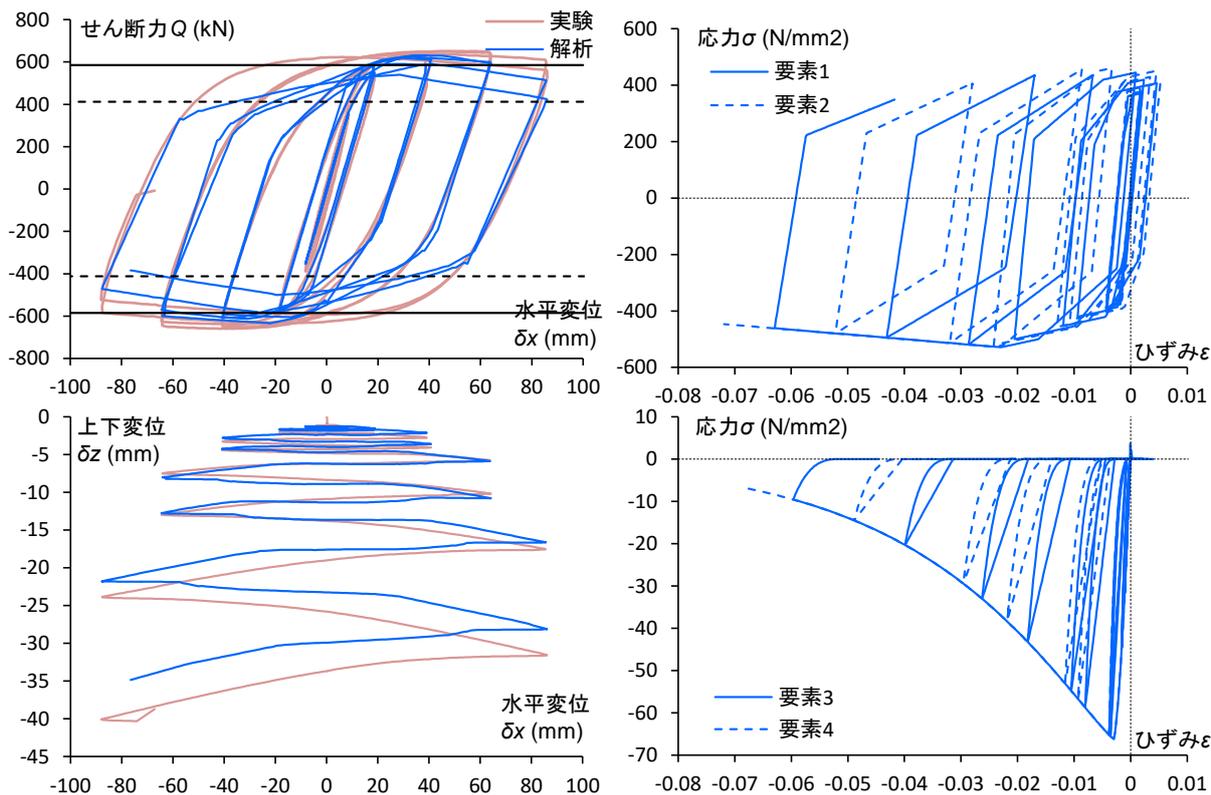


図 4.1-13 CFT の繰返し載荷実験のシミュレーション解析 (MM-14M-C)

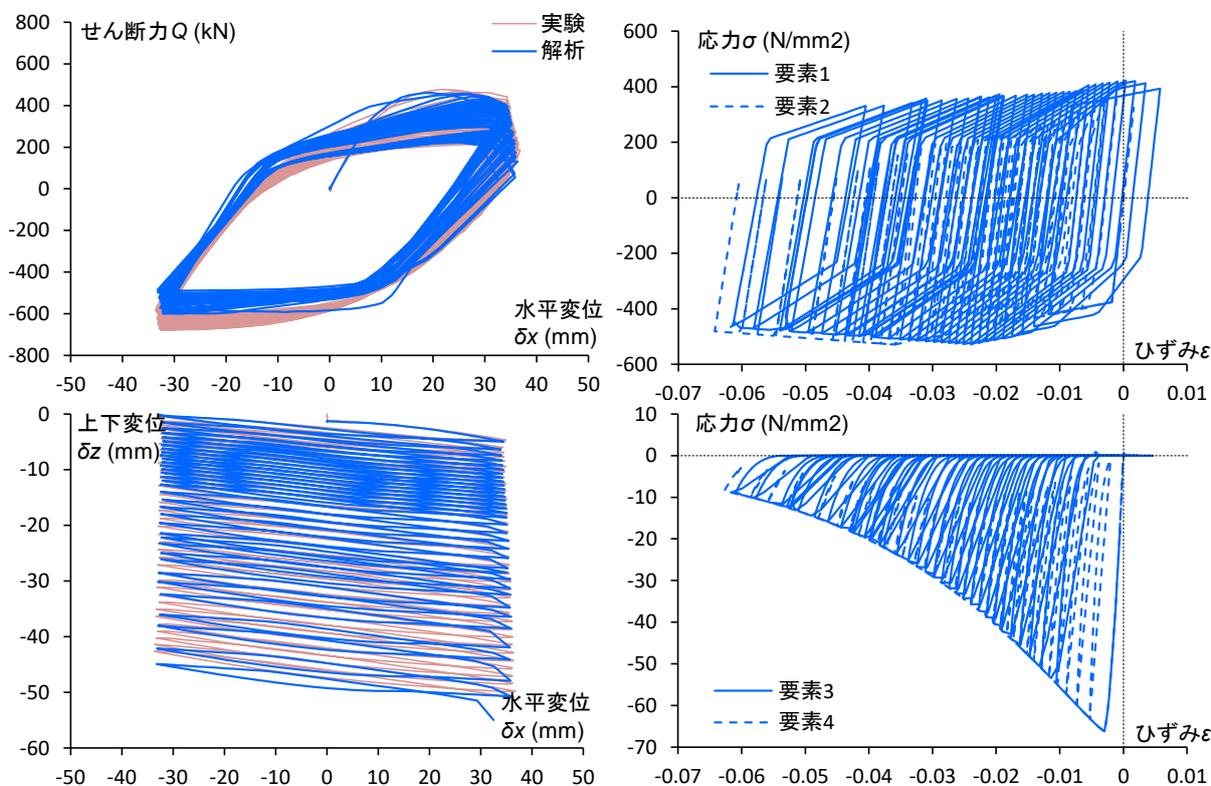


図 4.1-14 CFT の繰返し載荷実験のシミュレーション解析 (MM-14M-V2)

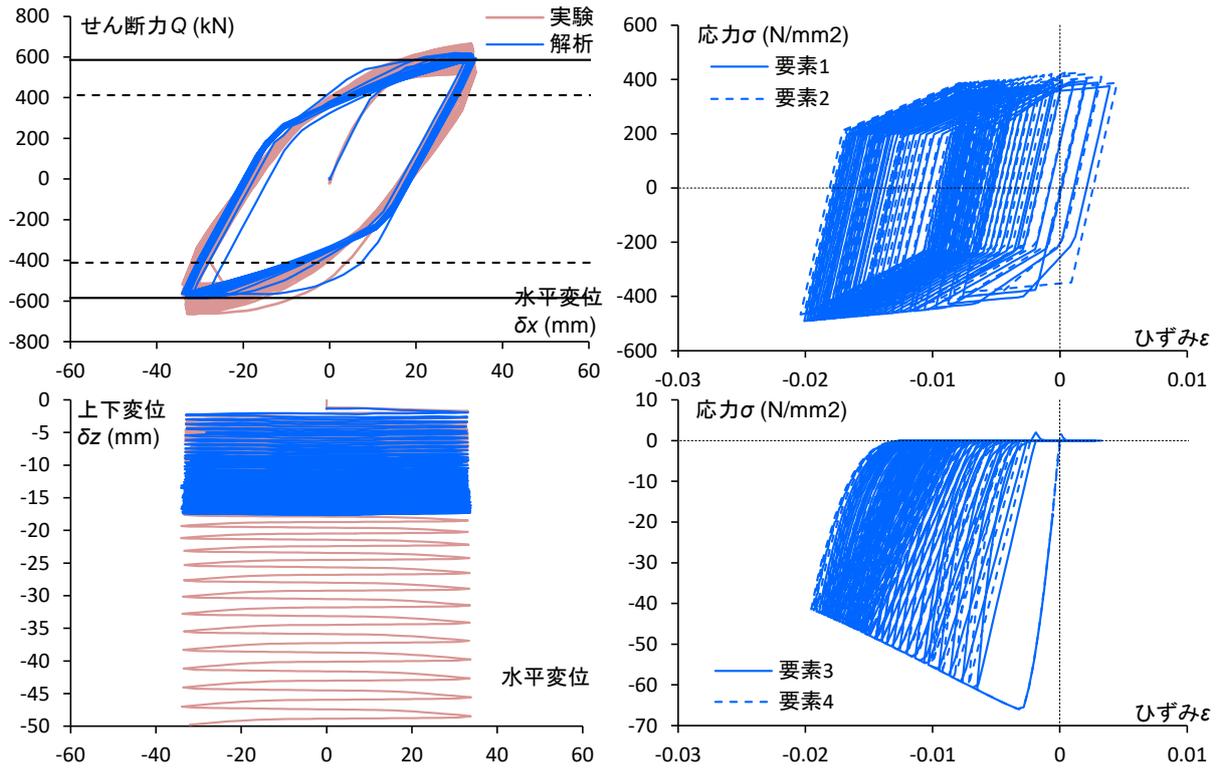


図 4.1-15 CFT の繰返し载荷実験のシミュレーション解析 (MM-14M-C2)

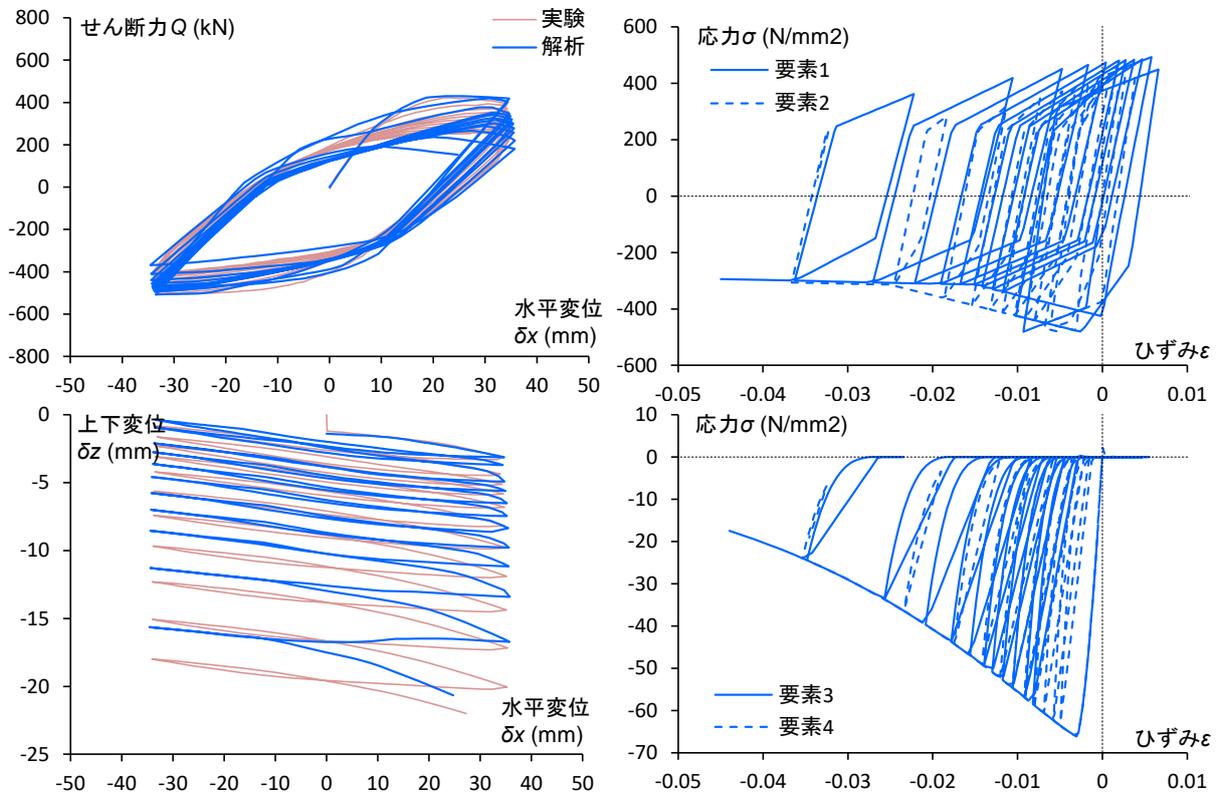


図 4.1-16 CFT の繰返し载荷実験のシミュレーション解析 (MM-9M-VL2)

2) 梁部材

材端ばねモデルとし、全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型の復元力特性を与える。大振幅が想定される長周期地震動を考慮する場合には、局部座屈及び破断の劣化現象を取り込む。(図 4.1-17 参照)

局部座屈は下フランジが圧縮側に考慮し、局部座屈が発生する曲げモーメントは文献 4.1-9)、局部座屈発生後の劣化勾配は文献 4.1-10)に従い算定する。

破断は下フランジが引張側に考慮し、経験した塑性変位振幅に対する損傷度を、Miner 則を仮定して加算し、保有性能に至る時破断するものと仮定した。保有性能を表す係数は、S30 は 1990 年代までを想定するため、スカラップ付 C=4 (国交省技術資料 4.1-11) のスカラップ有 設計式 (図 4.1-18 参照) とし、CFT32 は 2000 年代以後の梁端部水平ハンチ付あるいはノンスカラップ形式を想定するため、スカラップ付の 2 倍の性能を持つものとして C=5.6 (国交省技術資料のスカラップ無 設計式) と設定した。

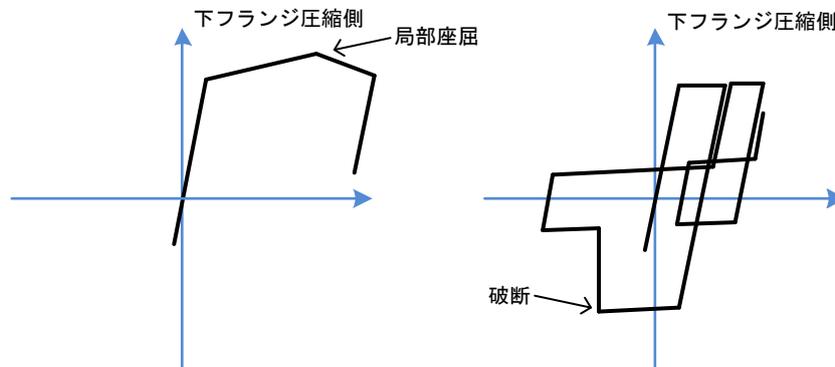


図 4.1-17 梁端の下フランジ局部座屈及び破断の考慮

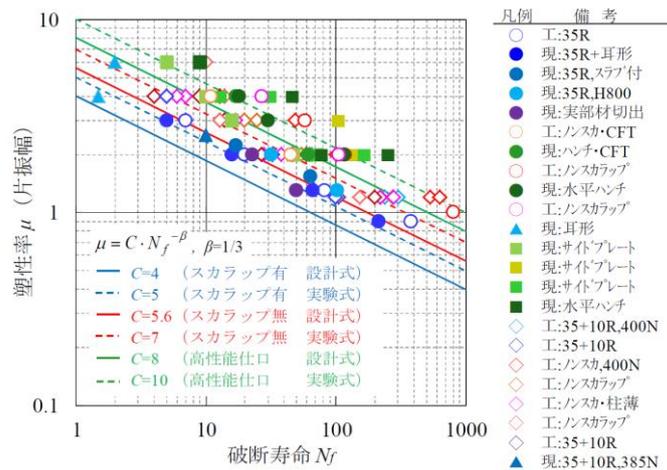


図 1 梁端部の破断までの繰返し回数 N_f と梁の塑性率 μ の関係

図 4.1-18 破断までの保有性能 ^{4.1-11)}

(3) 表層地盤増幅の考慮と入力地震動の整理

1) 基本方針

入力地震動は、想定する建設（設計）年代に合わせ、以下の通りとする。（図 4.1-19 参照）

- ・ S30 設計想定～1990 年代 既往 3 波（EL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE NS）
- ・ CFT32 設計想定 2000 年代～ 既往 3 波（EL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE NS）
位相の異なる告示波 3 波（八戸位相、神戸位相、乱數位相）

ここに、告示波及び後述の長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、表層地盤増幅の影響を考慮する。

2) 想定地盤の設定と地盤応答解析

告示波及び長周期地震動は、工学的基盤位置で定義されているため、地盤増幅を考慮した入力地震動を作成する。検討する地盤は、文献^{4.1-12)}に示されている代表地盤 4 とする。建物への入力地震動は剛強な基礎底位置を想定して地下 20m 位置での地盤応答とする。

地盤応答解析は、逐次非線形解析により行う。土の非線形モデルは HD モデルとし、非線形解析特性（規準せん断ひずみ、最大減衰定数）は、全国平均値^{4.1-9)}とする。

位相の異なる告示波 3 波による地盤応答解析結果を以下に示す。（図 4.1-19、20 参照）

- ・ GL-20m 位置での速度応答スペクトルは 3.5～4.5 秒（建物周期）において最大で告示原波の約 1.7 倍
- ・ 最大せん断ひずみは約 6%

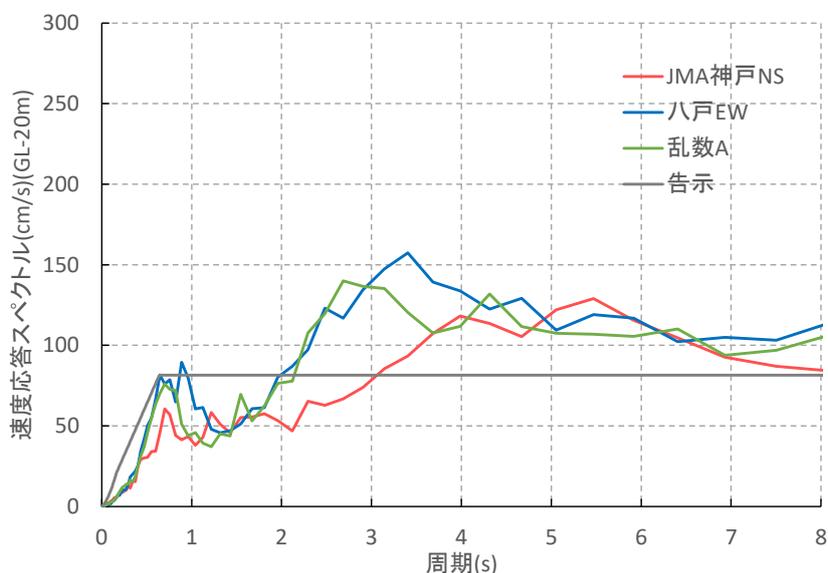


図 4.1-19 速度応答スペクトル(h=0.05)

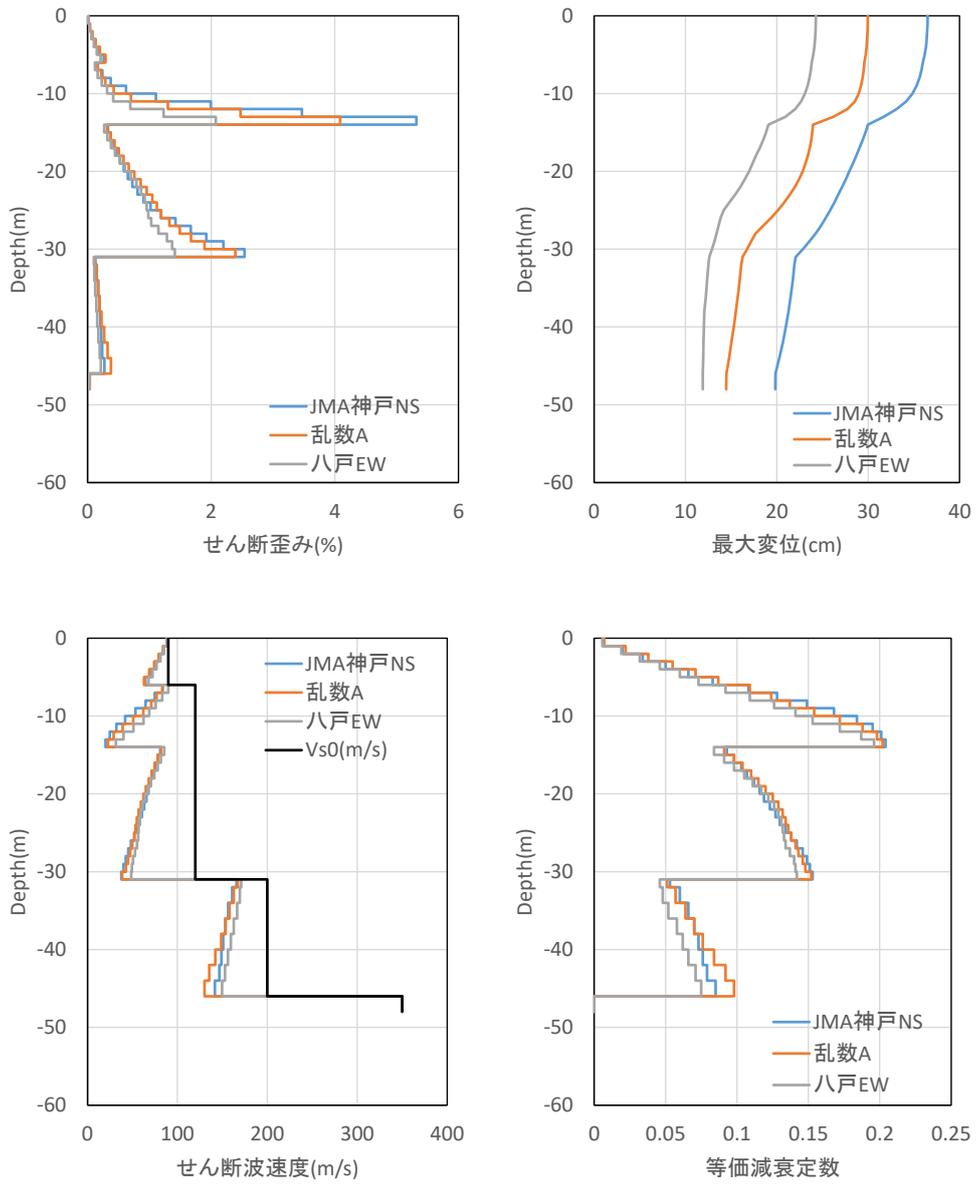


図 4.1-20 地盤応答解析(告示波、地盤 4)

(4) 設計用入力地震動に対する検証

1) S30 の検討結果

既往3波（EL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE NS）に対する応答解析結果を図 4.1-21、図 4.1-22 に示す。いずれの方向、階も 1/100 以内である。また、層間変形角の他、部材塑性率についても概ね 4 以下となり、1990 年代における耐震安全性判定基準を概ね満足していることを確認した。

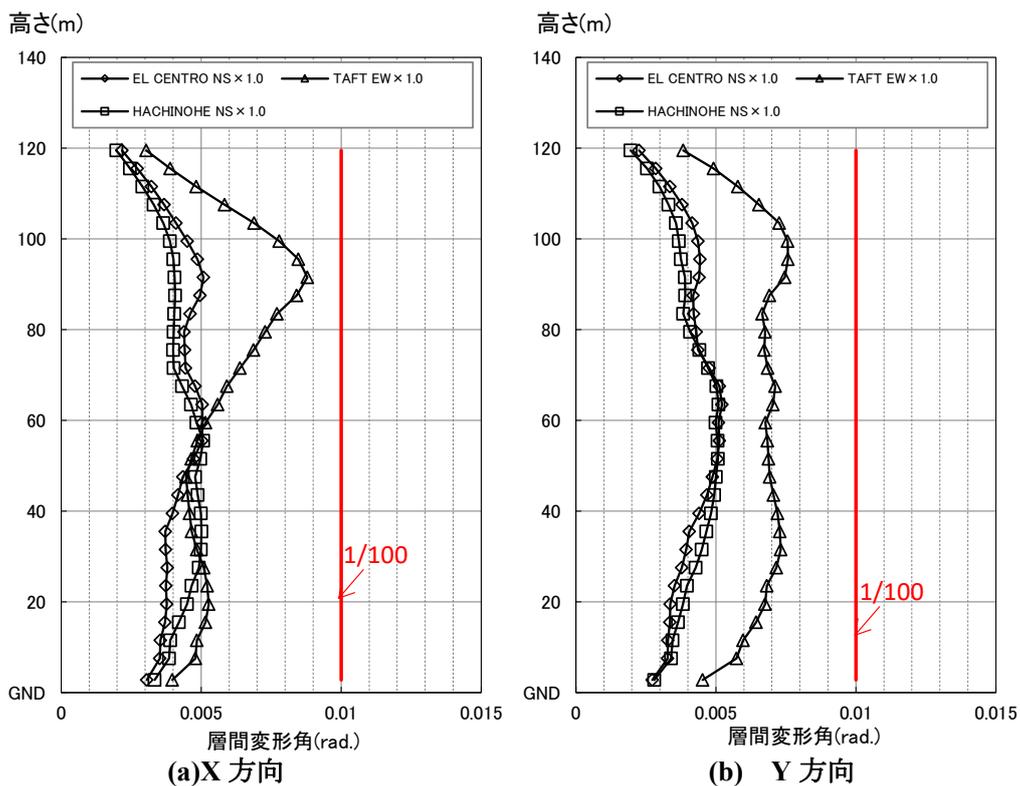


図 4.1-21 地震応答解析(S30、既往波、レベル 2)

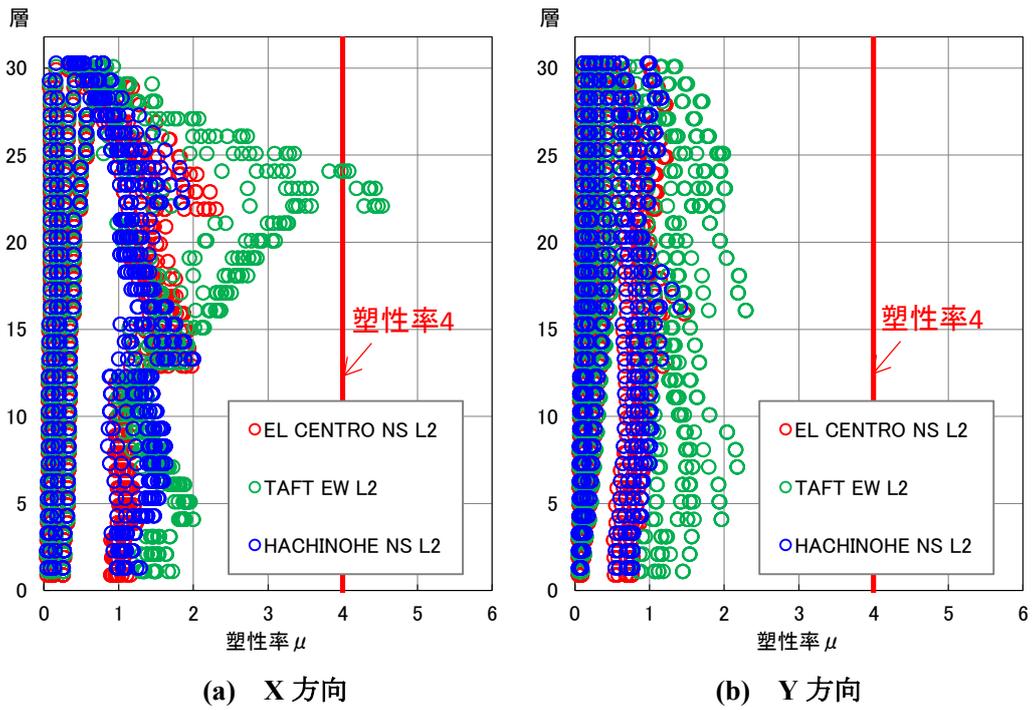


図 4.1-22 梁塑性率 (S30、既往波、レベル 2)

2) CFT32 の検討結果

表層地盤増幅の影響を考慮した位相の異なる告示波3波（八戸位相、神戸位相、乱数位相）に対する応答解析結果を図4.1-23、図4.1-24、図4.1-25に示す。X方向については、ねじれを伴って振動するため、図心位置では1/100以内であるものの、端部フレームでは1/100を多少超過している。建物全体としては概ね変形角1/100を満足するものとした。また、部材塑性率については4以下となり、現行の耐震安全性判定基準を概ね満足していることを確認した。

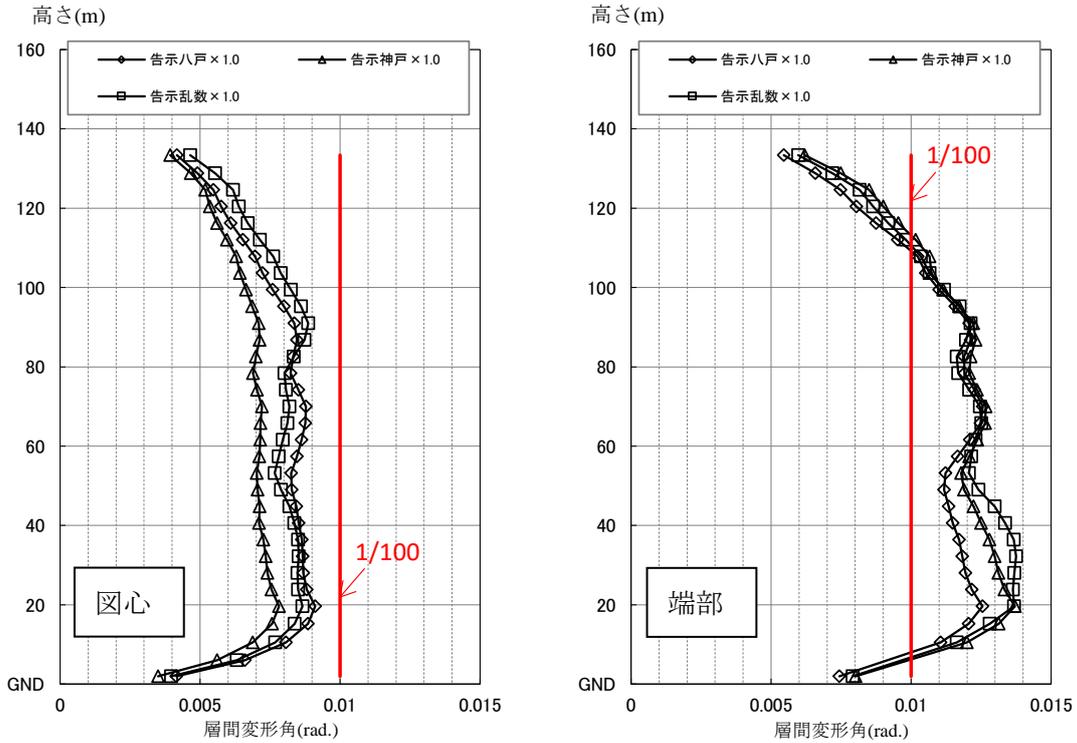


図 4.1-23 地震応答解析(CFT32、告示波、X方向)

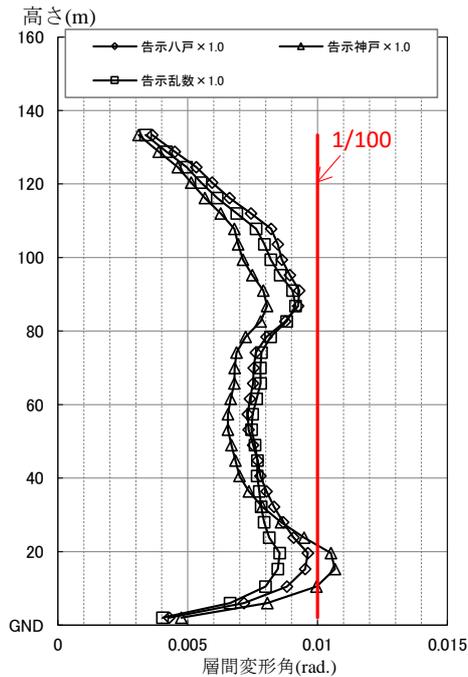


図 4.1-24 地震応答解析(CFT32、告示波、Y方向)

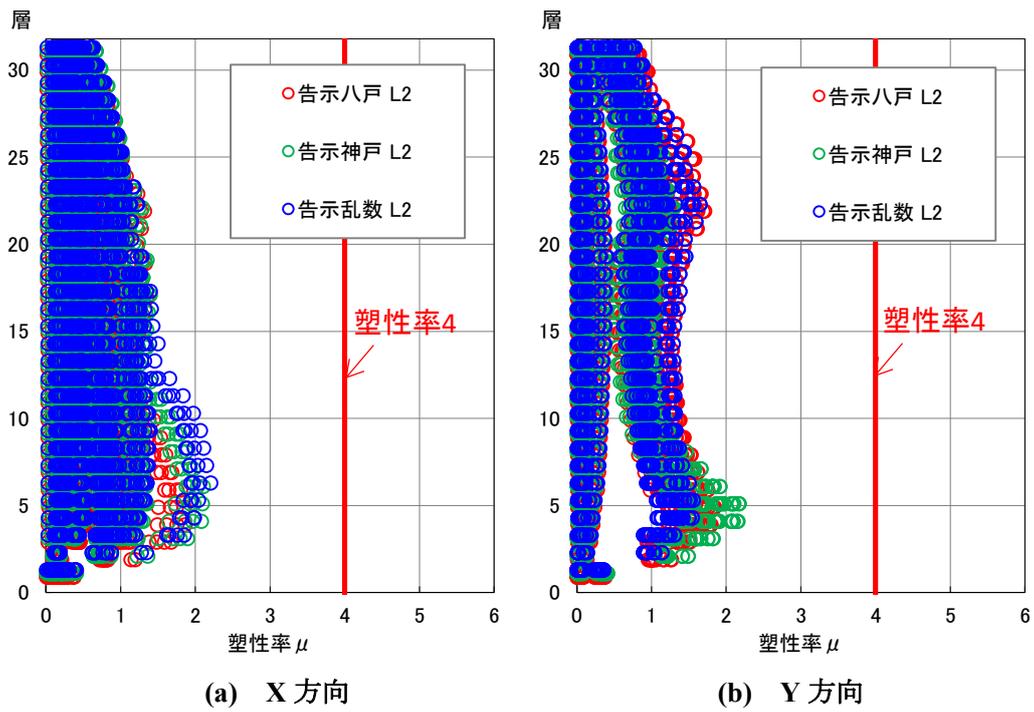


図 4.1-25 梁塑性率(CFT、告示波、レベル 2)

4.1.2 長周期地震動を用いた部材の劣化を考慮した時刻歴応答解析

(1) 入力地震動の整理

本検討では、国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について、平成28年6月24日、に示された関東地域、静岡地域、中京地域、大阪地域の各地域で規定された地震動を用いる（図4.1-26、図4.1-27参照）。ここでの検討では、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回り、かつ各地域で最大となるSZ1、CH1、OS1を選定する。

これら長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、建物への入力地震動は前述の告示波と同様にして地盤応答解析により表層地盤増幅の影響を考慮し、基礎底位置を想定して地下20m位置での地盤応答とする（図4.1-28参照）。図4.1-27に示すように表層地盤の増幅を考慮したところ、速度応答スペクトルでは、告示の簡略化2種地盤で計算されるレベル（165cm/s）に比べ、最大2倍弱の増幅（最大300cm/s）となった。以後の検討では、SZ1のスペクトルは長周期側でCH1に包絡されるため、主としてOS1とCH1の2波を用いることとする。

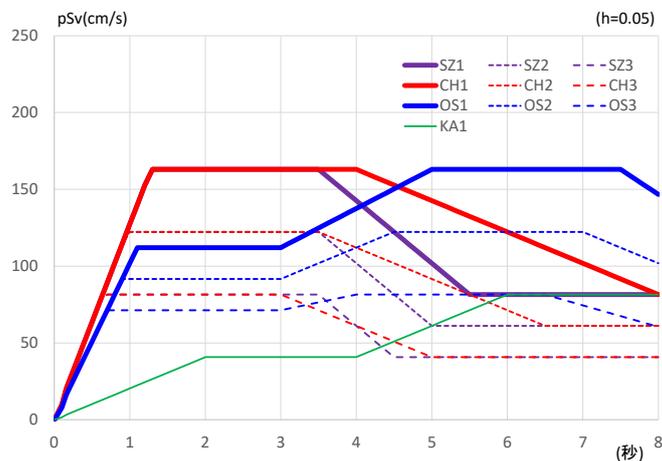


図 4.1-26 国土省・南海トラフ長周期地震動のスペクトル(工学的基盤)

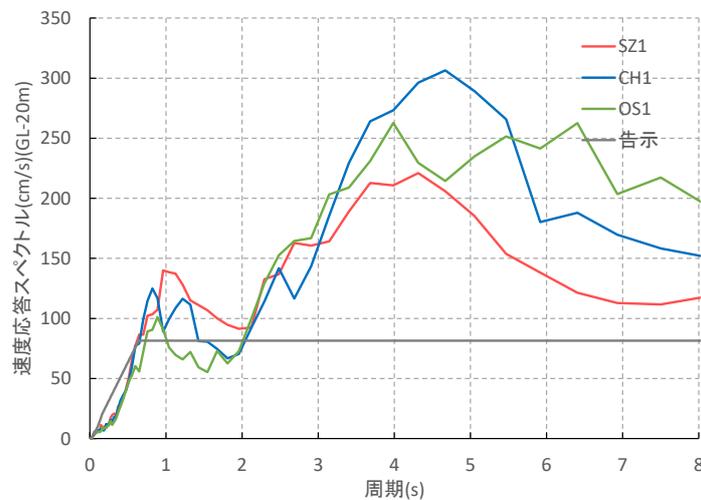


図 4.1-27 長周期地震動の速度応答スペクトル(h=0.05)

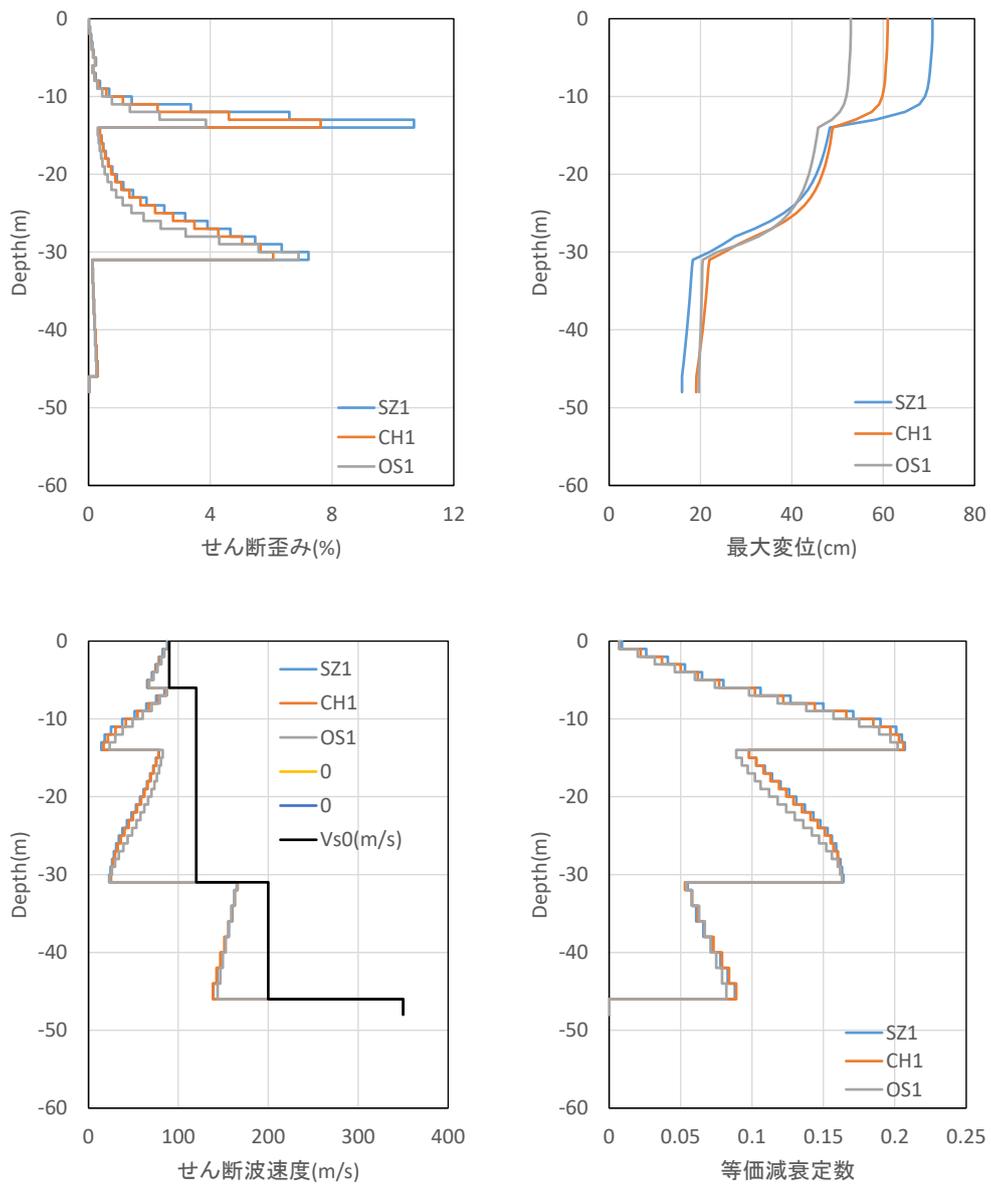


図 4.1-28 地盤応答解析(長周期地震動、地盤 4)

(2) 時刻歴応答解析結果

1) S30 の検討結果

S30 について、長周期地震動を入力して時刻歴応答解析を行った。その結果を以下にまとめて示す。ただし、OS1 は解析途中に層せん断力を喪失して解析が止まった。従って、X 方向、Y 方向共に崩壊と判断される。以降に示す OS1 の最大応答値等は、崩壊直前までの結果である。

最大応答変位を図 4.1-29、最大層間変形角を図 4.1-30 に示す。OS1 では、 $1/10\text{rad}$ を超えている。CH1 については $1/20\text{rad}$ を超える。SZ1 の応答は比較的小さい。

層せん断力ー層間変形角関係を図 4.1-31～図 4.1-34 に示す。図 4.1-31(a)、(b)、(c)、図 4.1-32(a)、(b)、図 4.1-33(a)、(b)、図 4.1-34(a)、(b)、図 4.1-34(a)、(b)では、層間変形角が大きくなり、層せん断力を喪失していることが分かる。

梁部材塑性率を図 4.1-35 に示す。梁の下フランジの破断が生じているため参考程度であるが、塑性率 4 を大きく超えるような値となっている。

柱部材最大軸力比を図 4.1-36 に示す。軸力比の基準となる軸力は、降伏時の軸力とした。MS モデルには降伏後、局部座屈に至るまでのひずみ硬化が考慮されているため、軸力比が 1 を超えることがある。SZ1、CH1、OS1 中では OS1 や CH1 が大きい軸力比となる傾向にあるが、違いは小さい。X 方向入力時の最大軸力比は 0.91 (OS1)、Y 方向入力時の最大軸力比は 0.84 (CH1)、45 度方向入力時の最大軸力比は 1.10 (OS1) となっており、大きな軸力が生じている。

各部材の損傷状況を図 4.1-37～図 4.1-40 に示す。層間変形角の大きい層では、多くの梁で下フランジ破断が生じている。また、層間変形角の大きい層や 1 階柱脚では、柱の局部座屈が生じている。ただし、崩壊のメカニズムは、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下し大変形に至るもので、柱の局部座屈は崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

代表的な柱脚の挙動を図 4.1-41～図 4.1-53 に示す。OS1 の X 方向入力時である図 4.1-41 左上の図をみると、OS1 の X 方向入力時には、あるタイミングから M-N 関係における変動軸力の幅が小さくなっていることが分かる。これは、梁の下フランジの破断が進行した結果、建物が長周期化することで、大変形が生じた層より上の層に入力される地震動が小さくなったためと考えられる。一方柱についても、図 4.1-41 左上の図から、梁の下フランジ破断により、大変形が生じた結果、大きな曲げモーメントが生じている。なお、上段の M-N 関係の図中の紡錘形はモーメントと軸力の降伏局面である。MS モデルの要素ばねの応力ひずみ関係を図 4.1-42 に示す。一部の圧縮領域にある要素では、局部座屈に伴う耐力劣化が生じているが、劣化の程度は小さい。OS1 の 45 度方向入力時である図 4.1-46 をみると、軸力変動が非常に大きい柱が存在することがわかり、変動軸力比は 0.75 となっている。

代表的な柱の時刻歴を図 4.1-54～図 4.1-57 に示す。部材角が梁の下フランジ破断が進行する時刻で大きくなっている。

柱の部材角頻度分布を図 4.1-58～図 4.1-59 に示す。計数はレインフロー法^{4.1-13)}により行った。同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、CH1 の X 方向入力時における 4 階柱脚では、 $1/100\text{rad}$ を超える振幅が 6 回となっている柱が存在する。表 4.1-10 には、図 4.1-58～図 4.1-59 の柱の時刻歴波形上の最大部材角を示す。

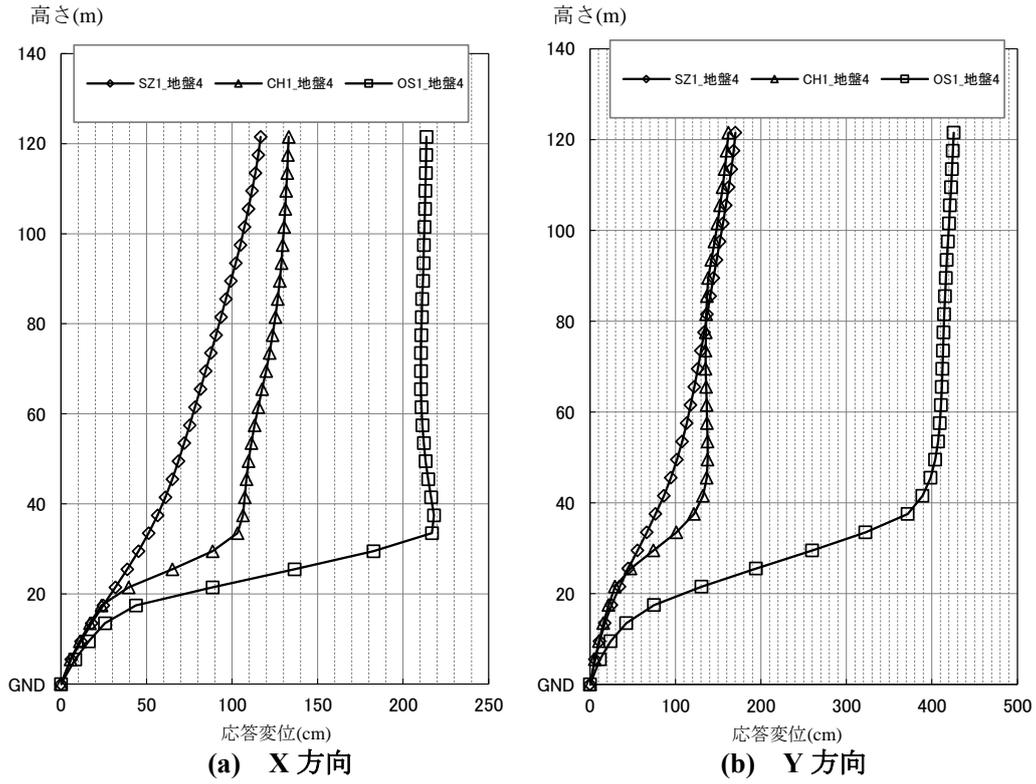


図 4.1-29 最大応答変位(cm)

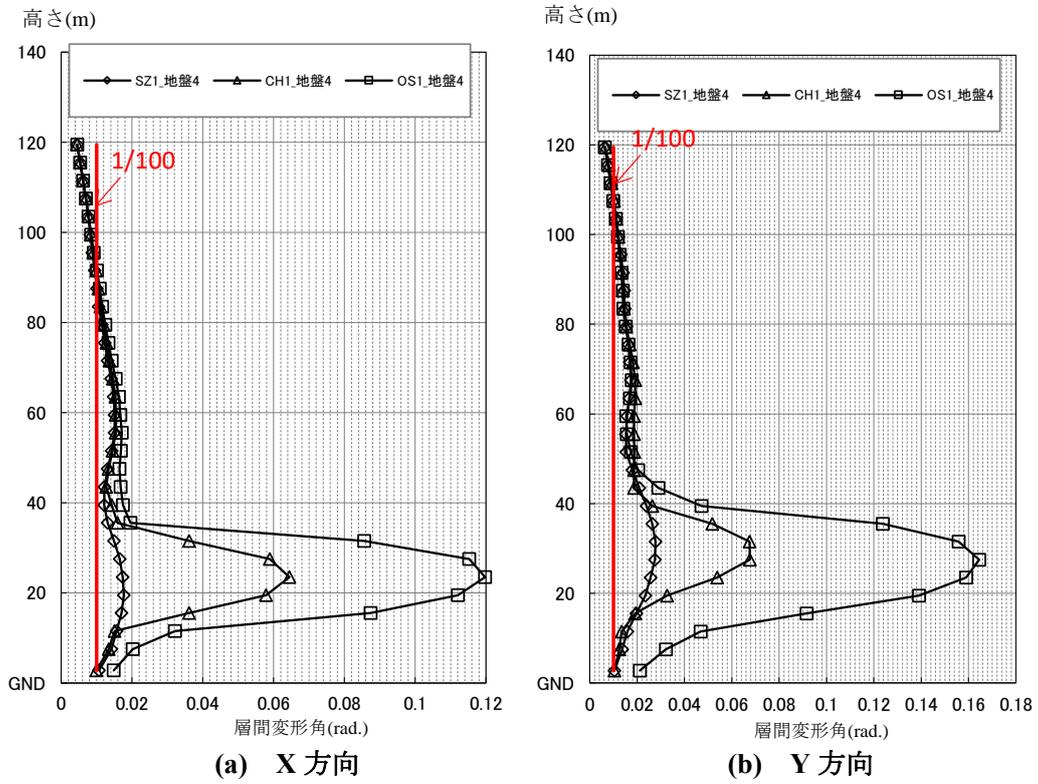


図 4.1-30 最大層間変形角(rad)

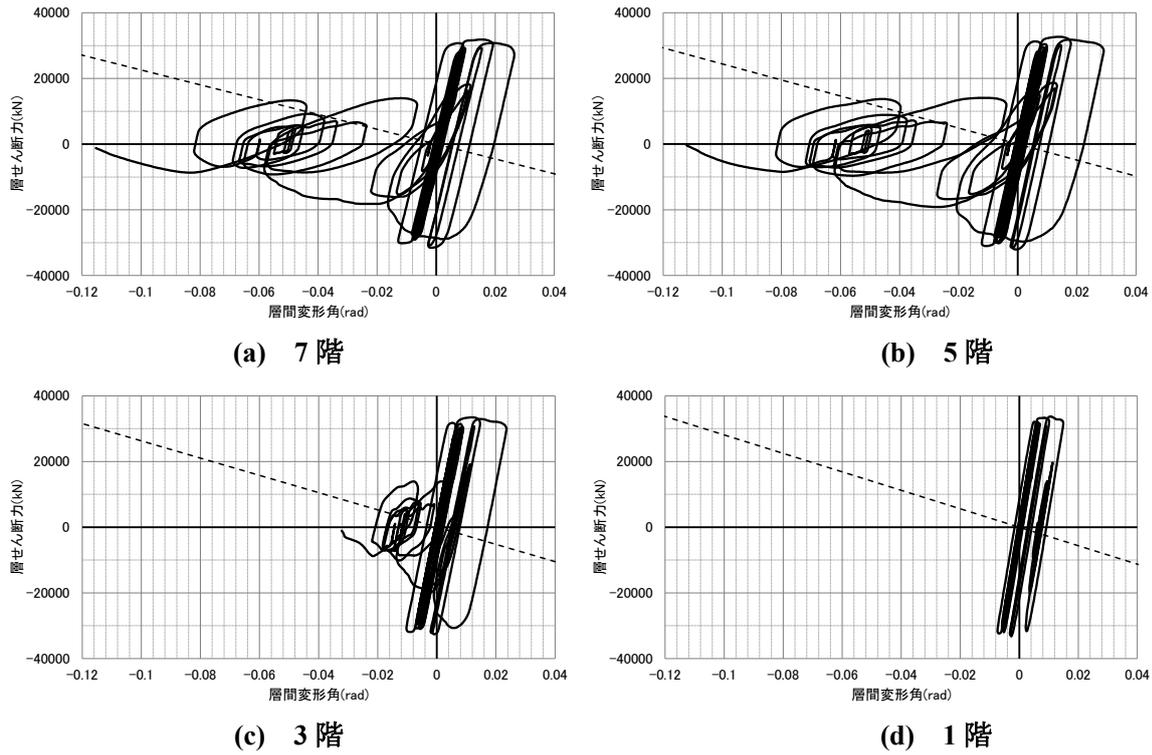


図 4.1-31 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 OS1、X 方向入力)

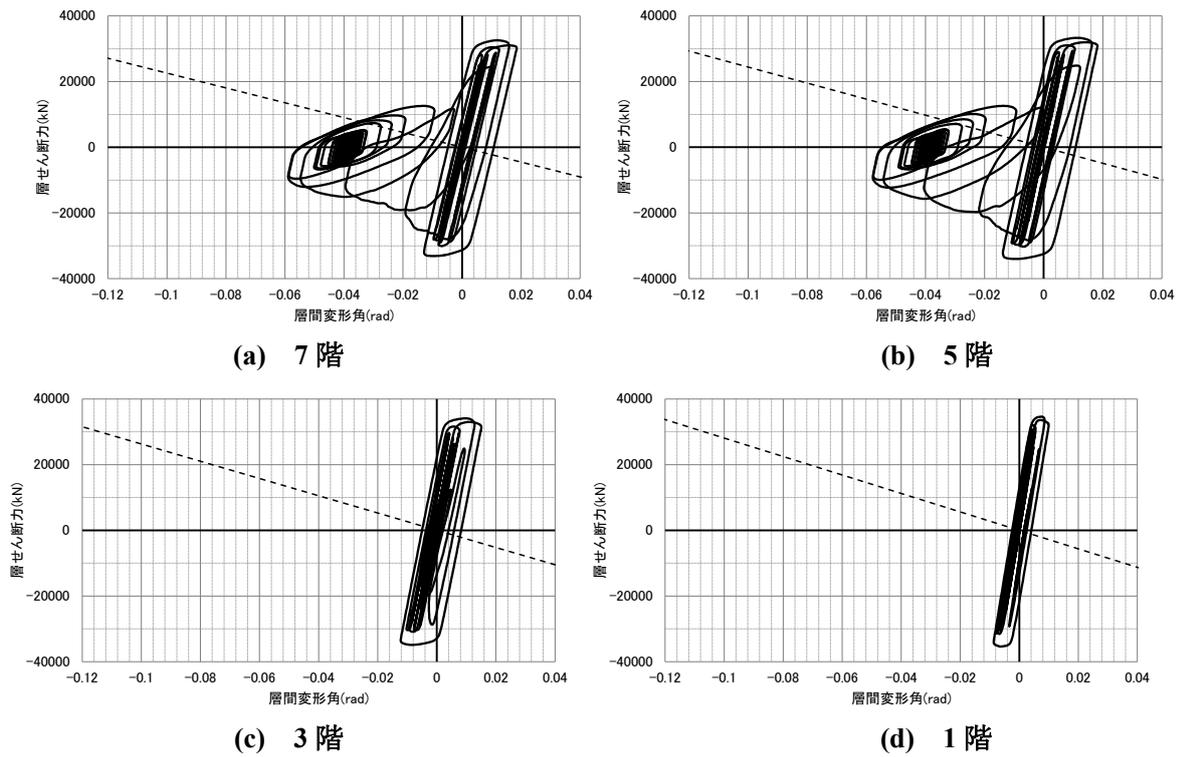


図 4.1-32 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 CH1、X 方向入力)

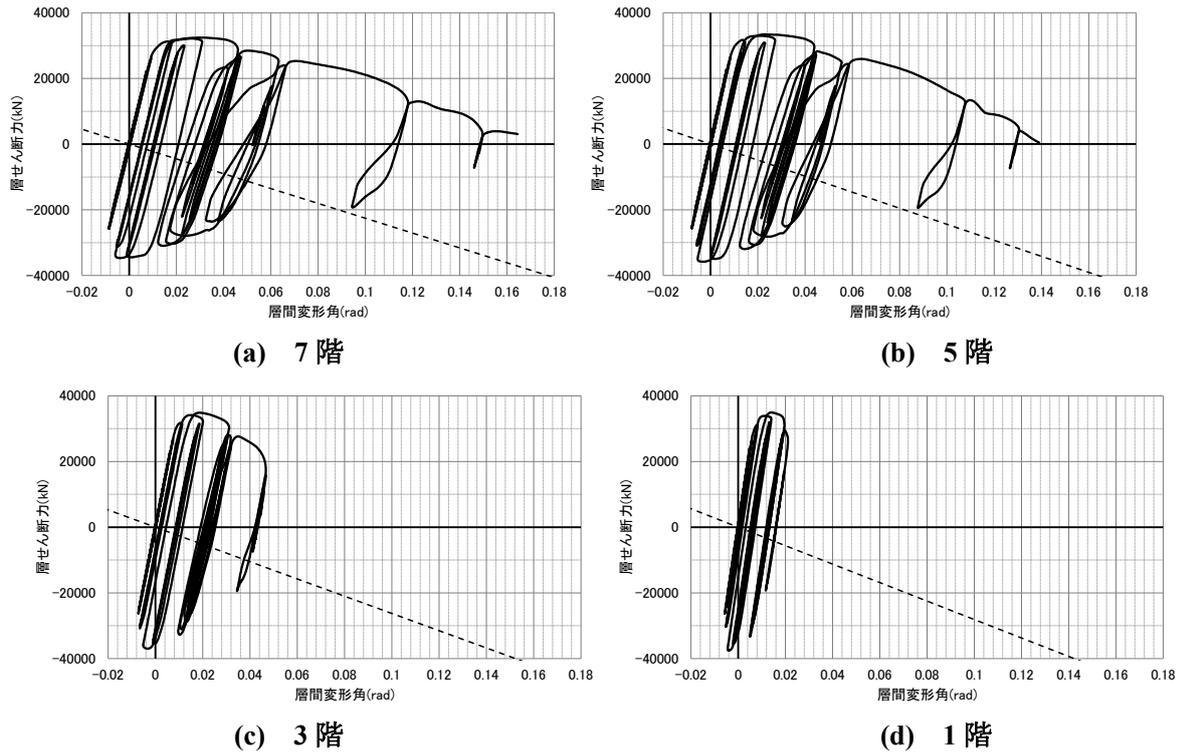


図 4.1-33 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 OS1、Y 方向入力)

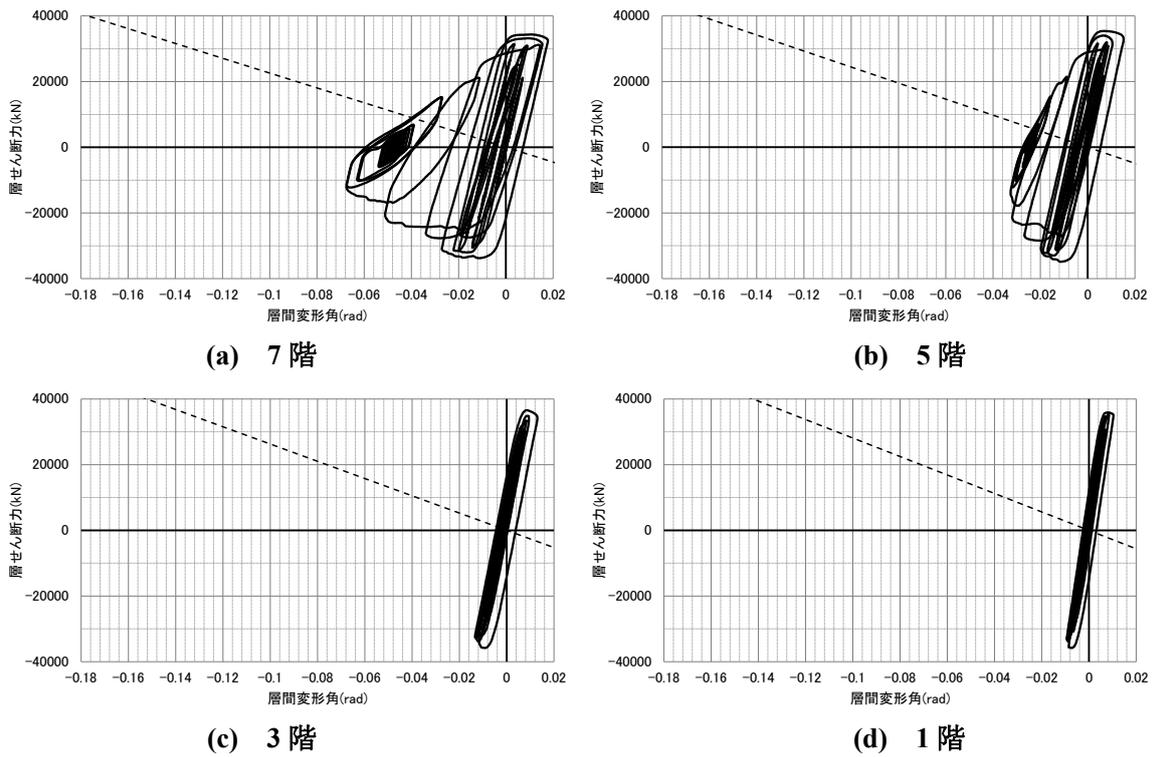
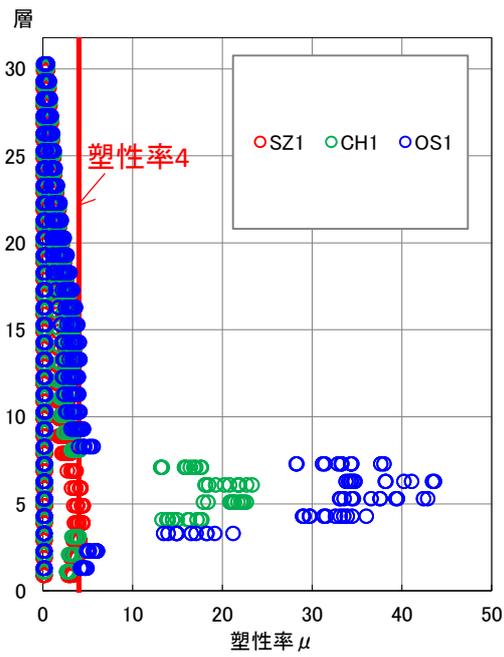
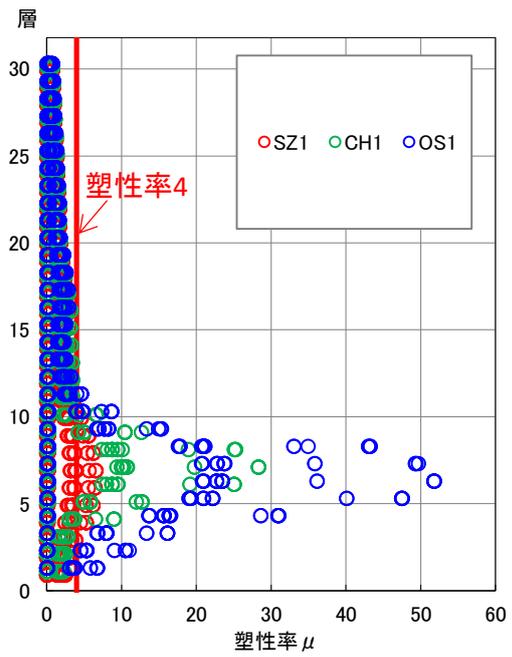


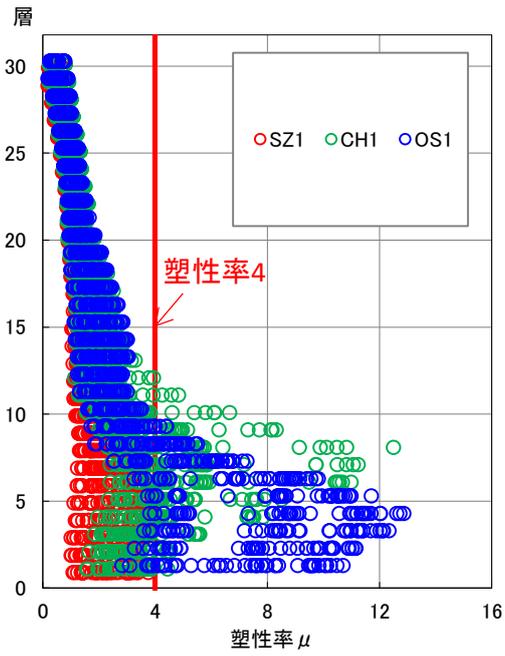
図 4.1-34 層せん断力-層間変形角関係(S30、長周期 CH1、Y 方向入力)



(a) X 方向

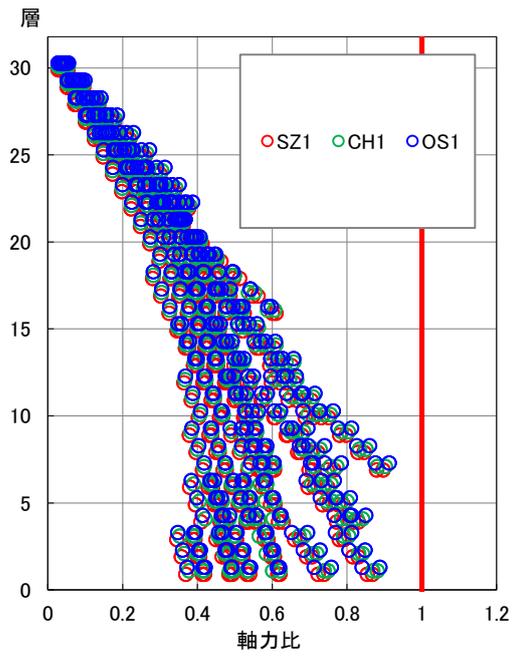


(b) Y 方向

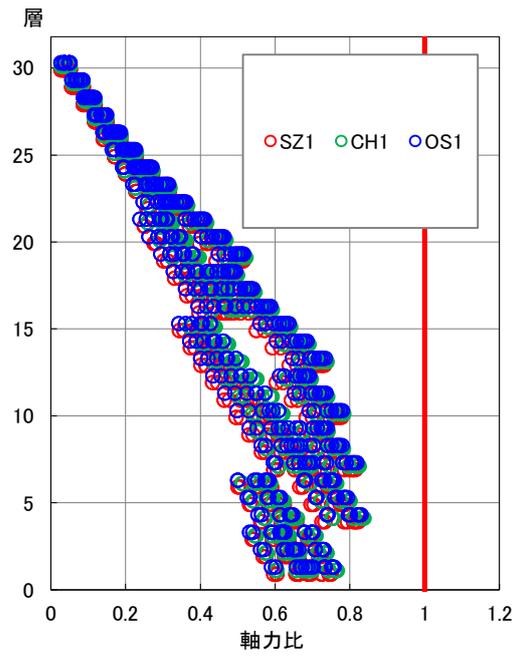


(c) 45 度方向

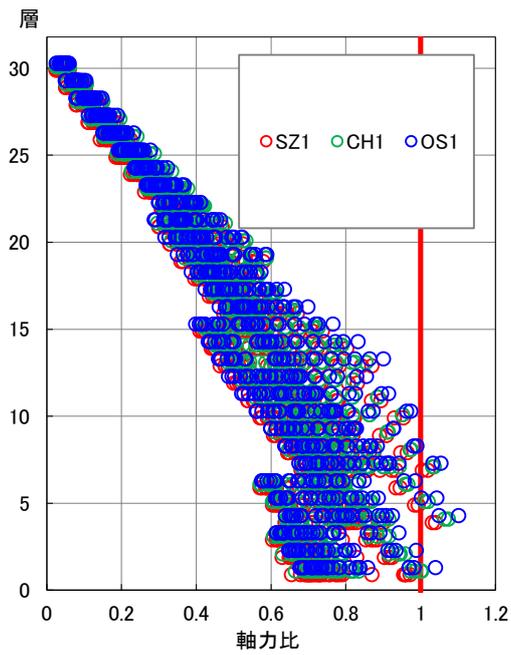
图 4.1-35 梁部材塑性率



(a) X 方向



(b) Y 方向



(c) 45 度方向

图 4.1-36 柱部材軸力比

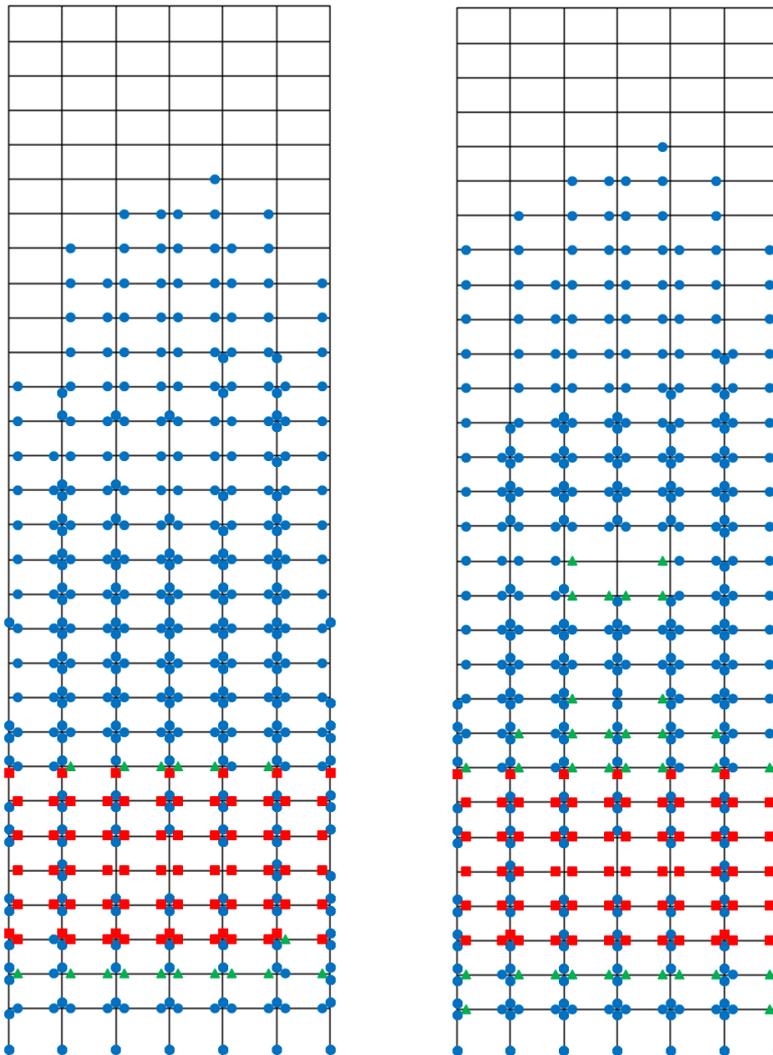
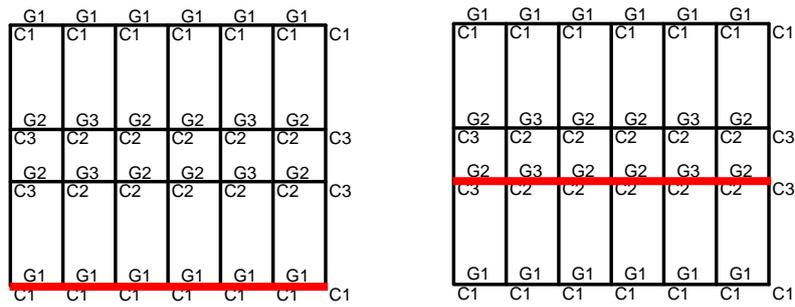


図 4.1-37 各部材の損傷状況 (S30、OS1、X 方向入力)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

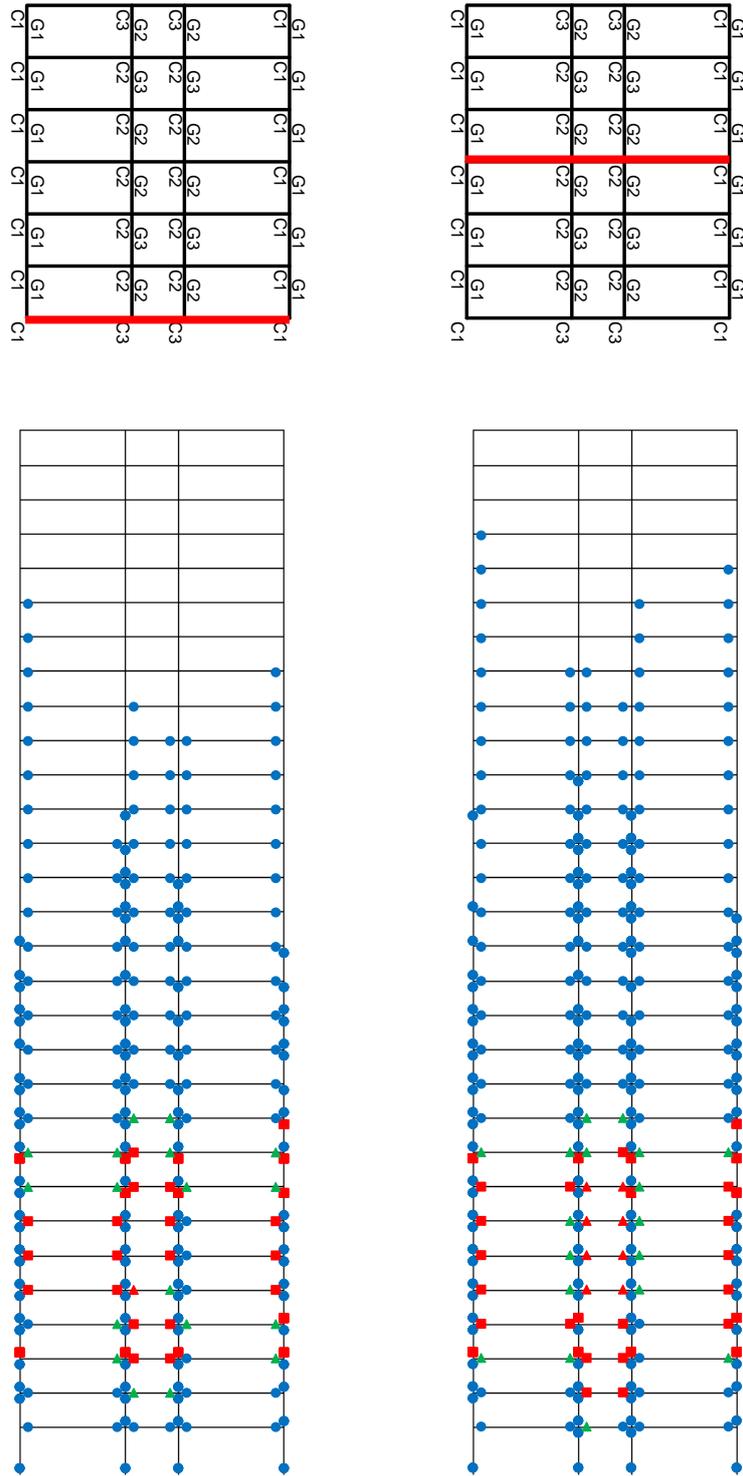


図 4.1-38 各部材の損傷状況 (S30、OS1、Y 方向入力)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

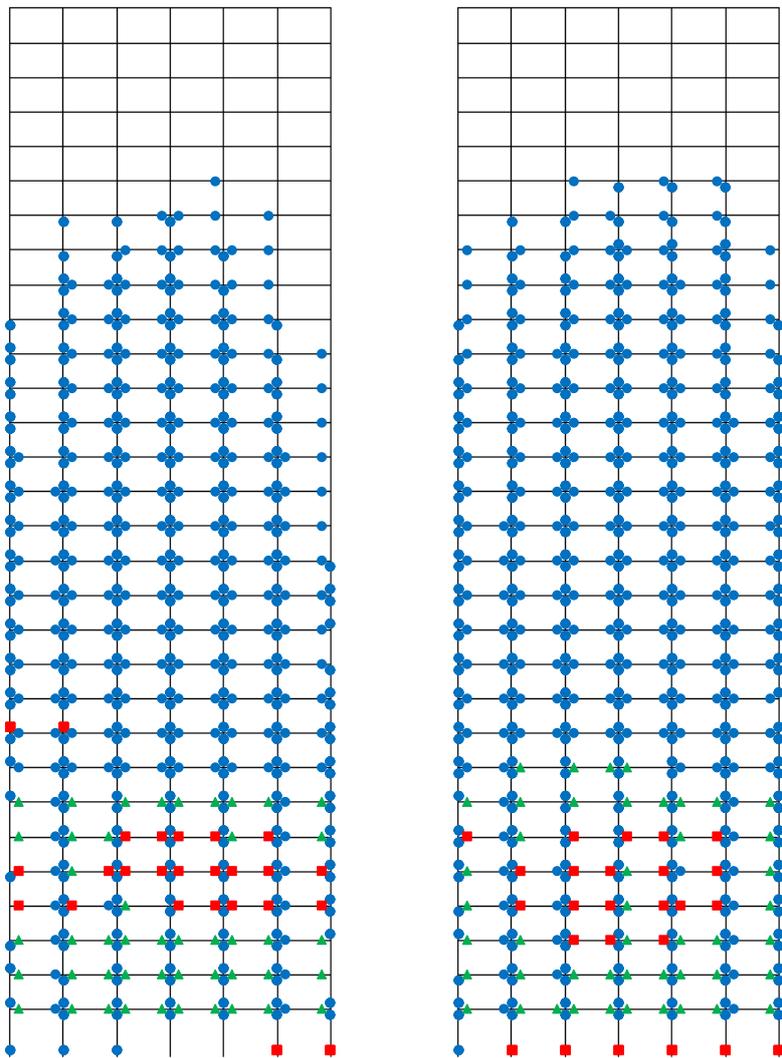
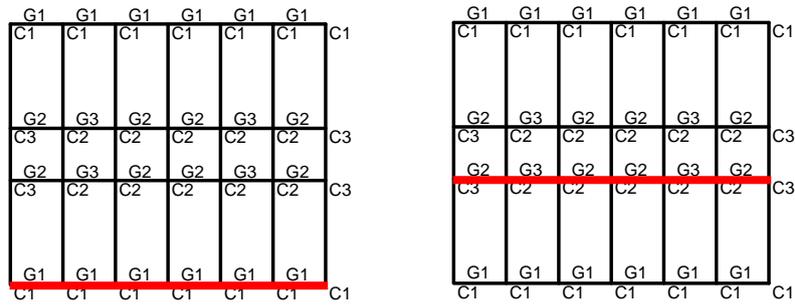


図 4.1-39 各部材の損傷状況 (S30、OS1、45 度方向入力、X 方向構面)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

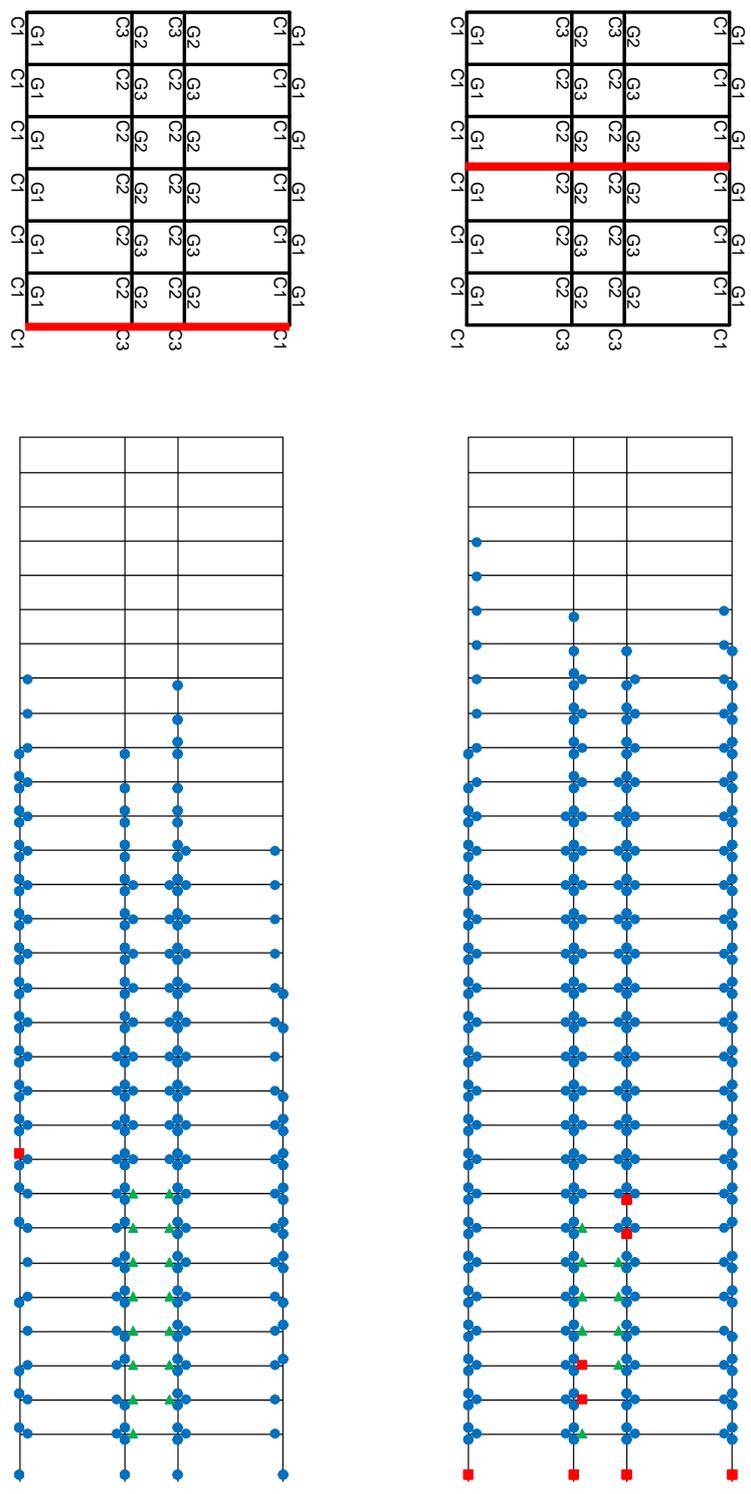


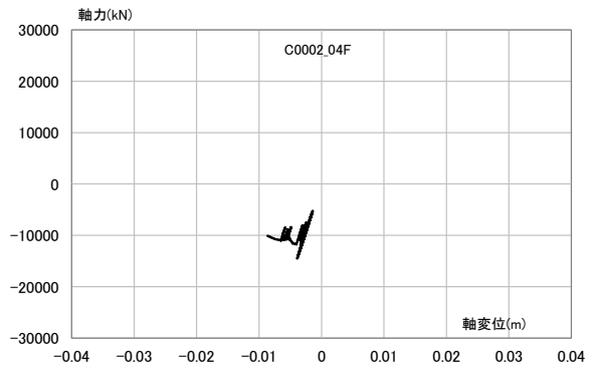
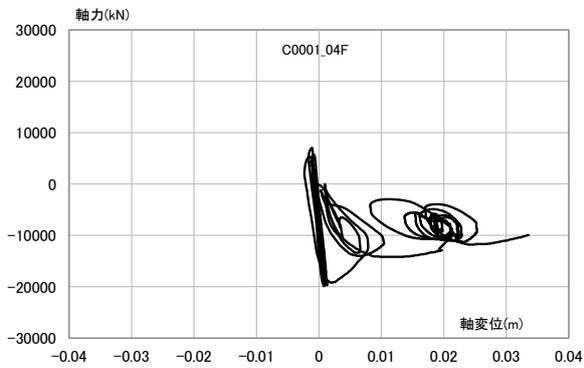
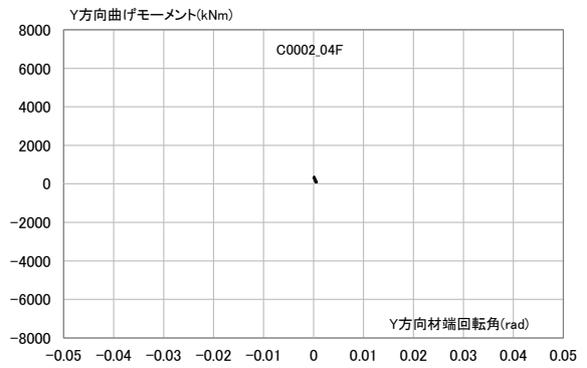
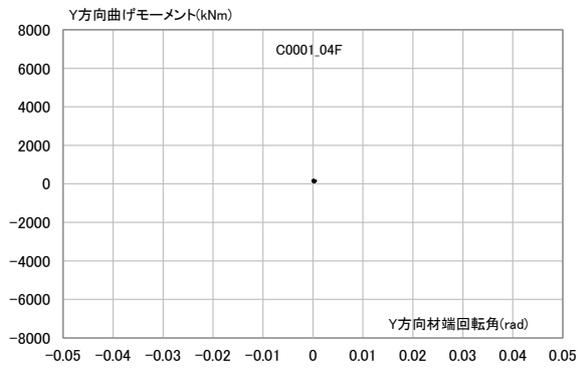
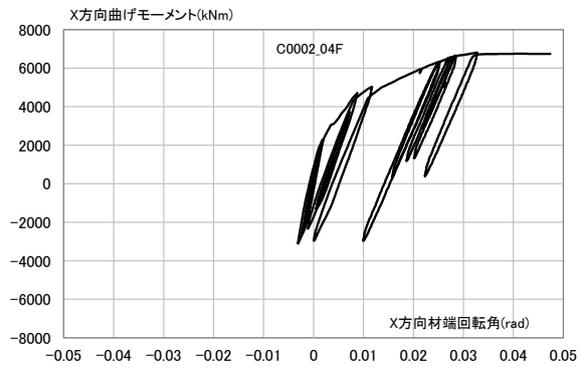
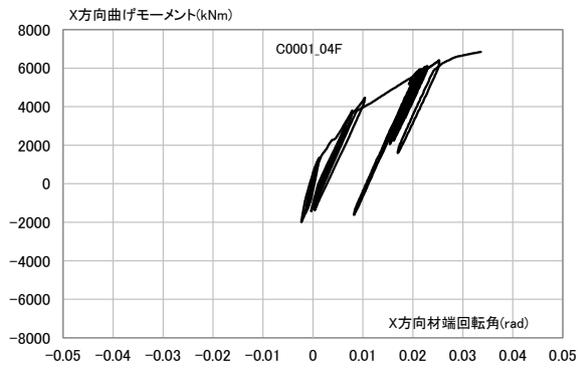
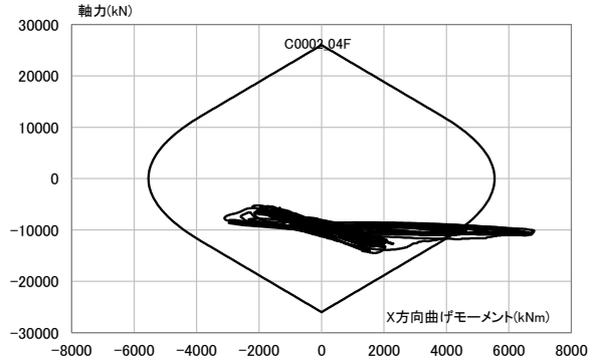
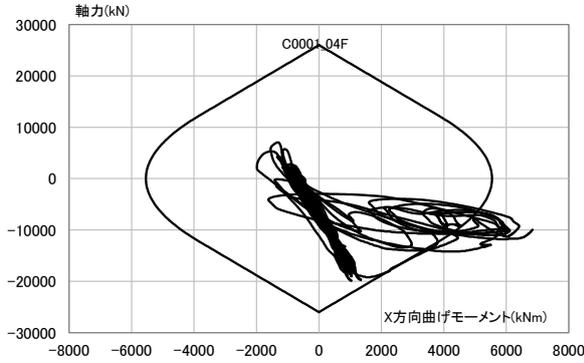
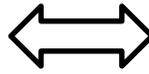
図 4.1-40 各部材の損傷状況 (S30、OS1、45 度方向入力、Y 方向構面)

(上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している)

※梁: 青●⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青●⇒降伏、赤●⇒局部座屈

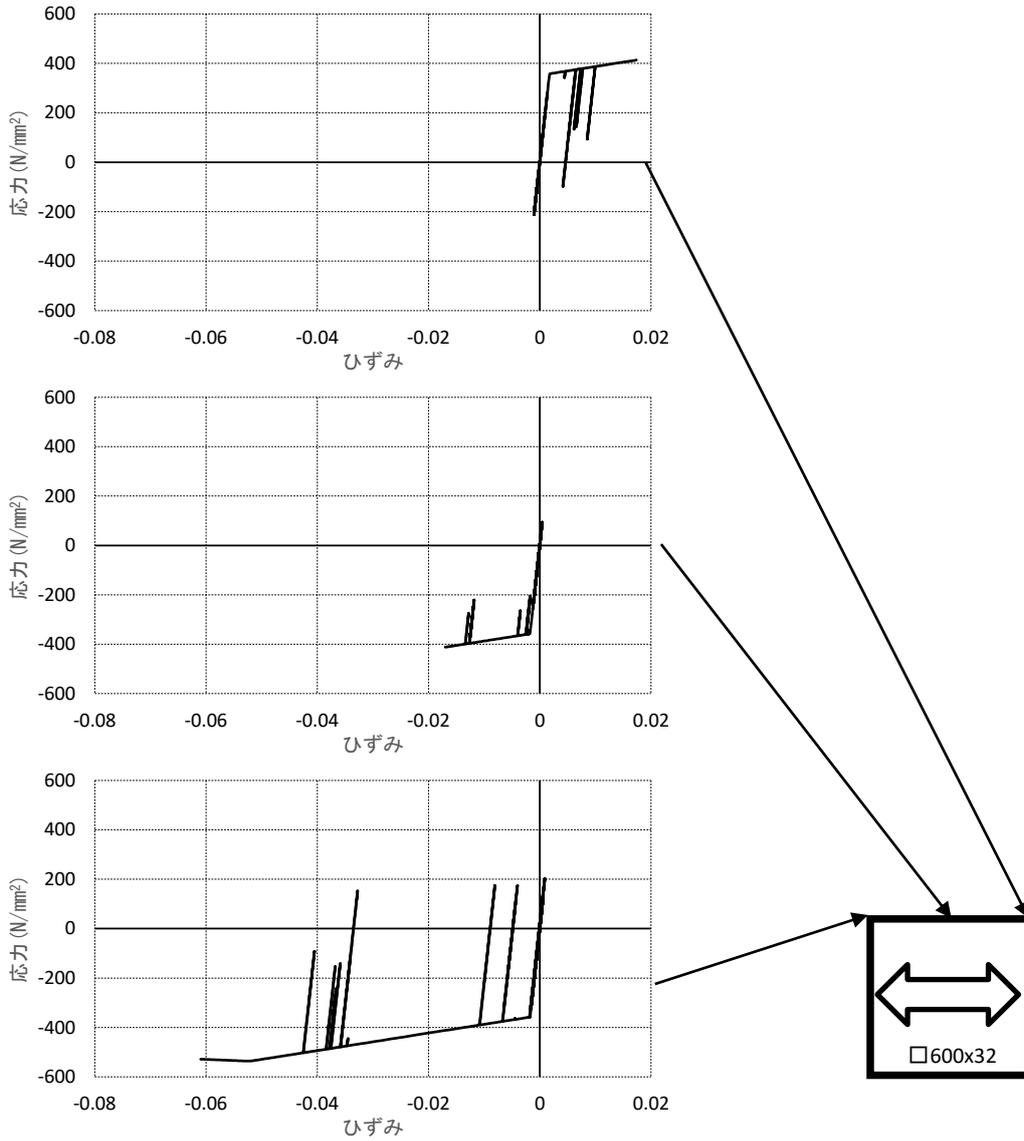
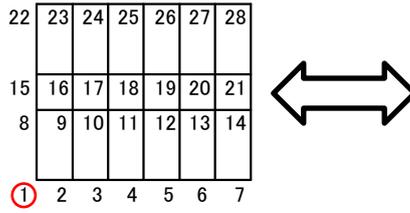
22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7



(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

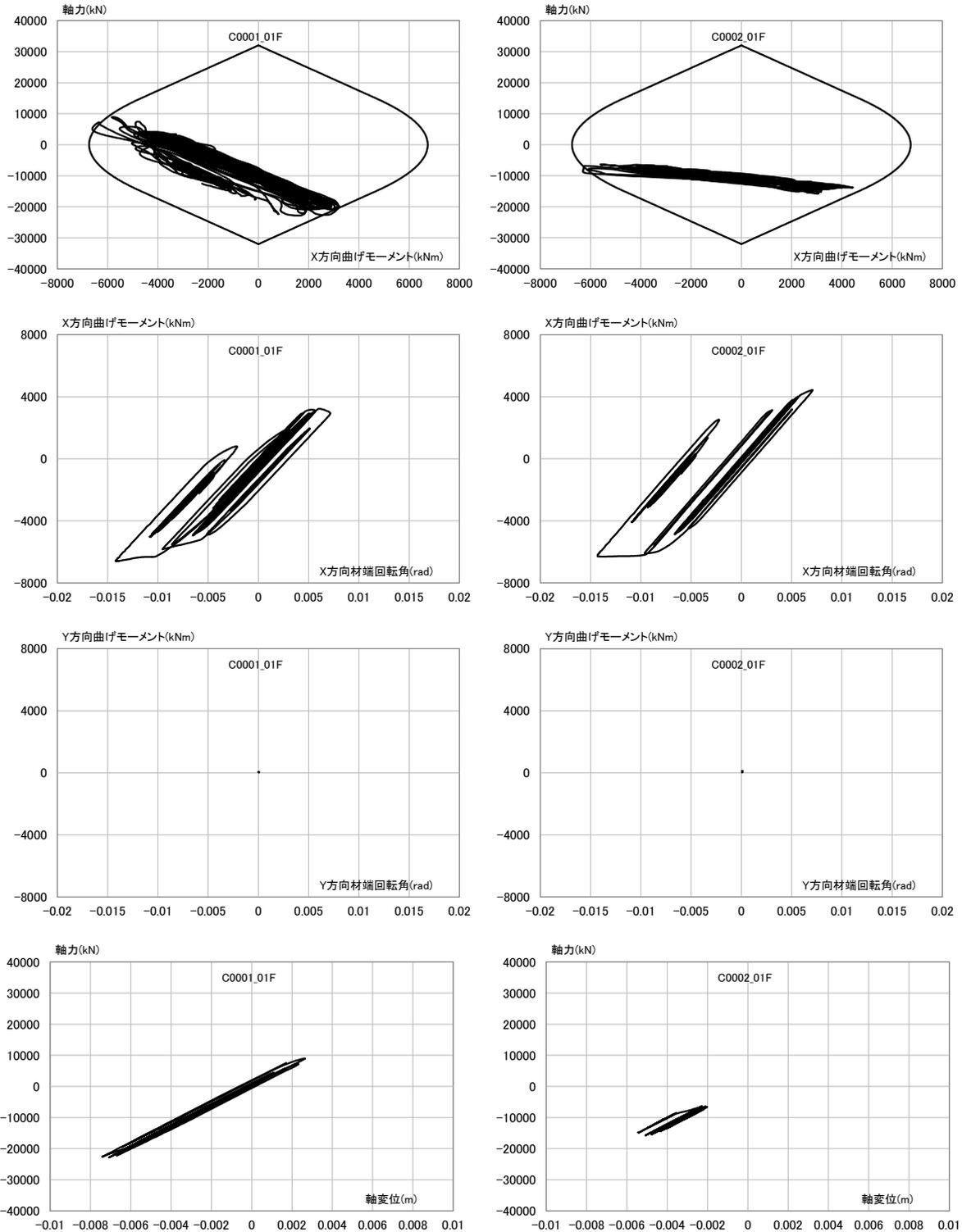
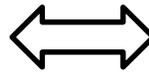
図 4.1-41 4 階柱脚の挙動 (S30、OS1、地盤 4、X 方向入力) ※軸力は圧縮が負



(a)No.1 柱

図 4.1-42 4 階柱脚の MS モデルの応力ひずみ関係(S30, OS1, 地盤 4, X 方向入力)※圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

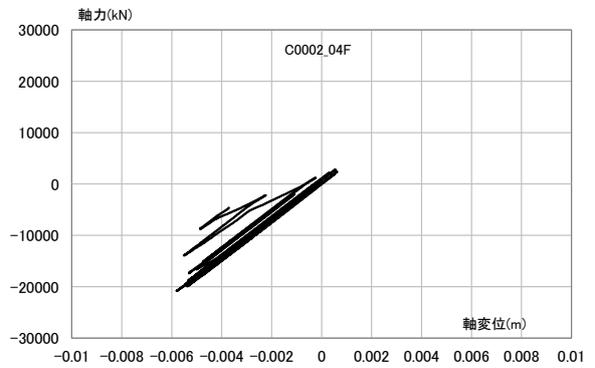
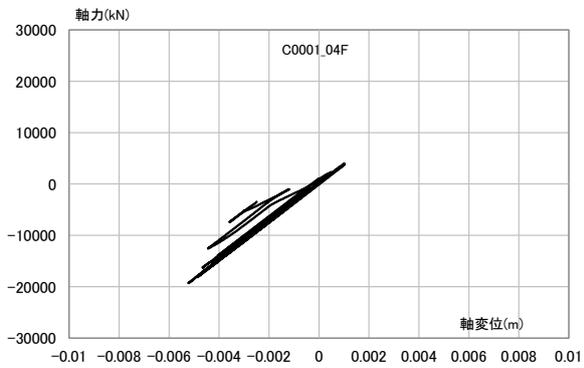
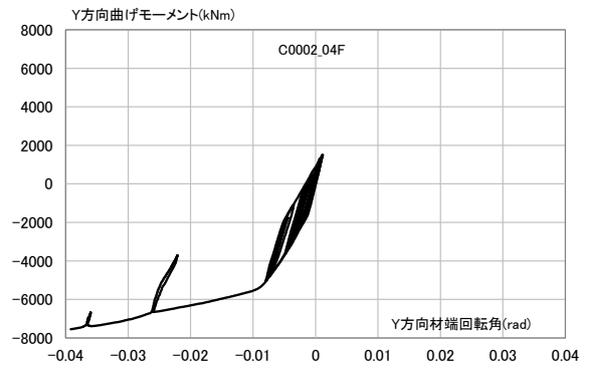
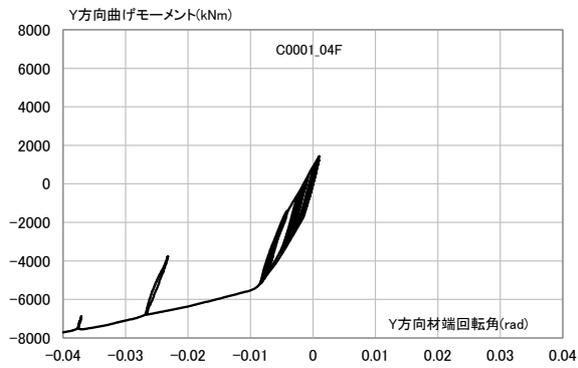
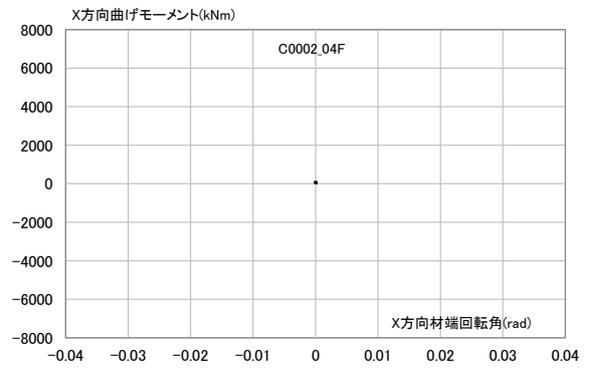
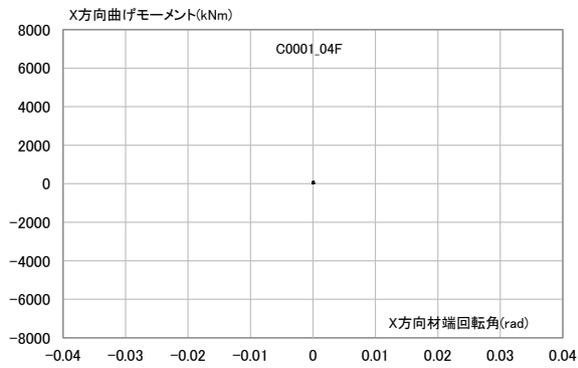
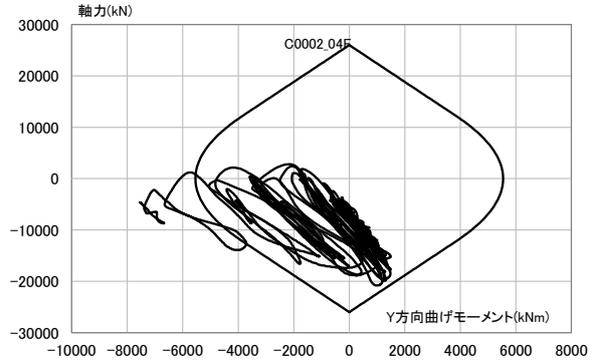
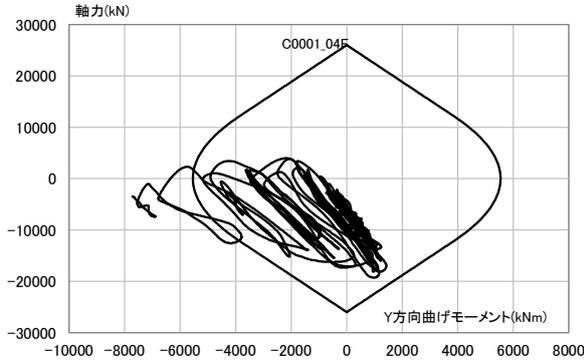


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-43 1 階柱脚の挙動 (S30、OS1、地盤 4、X 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

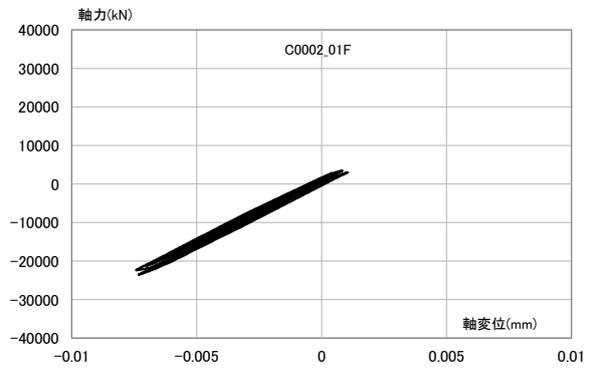
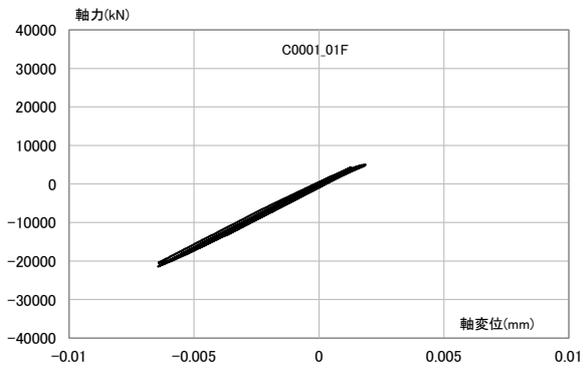
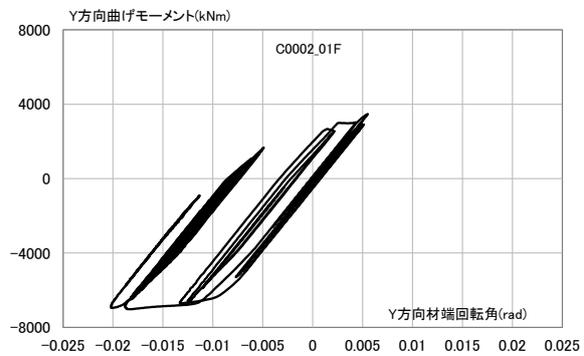
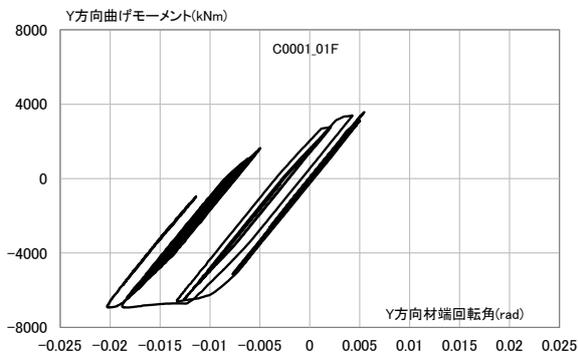
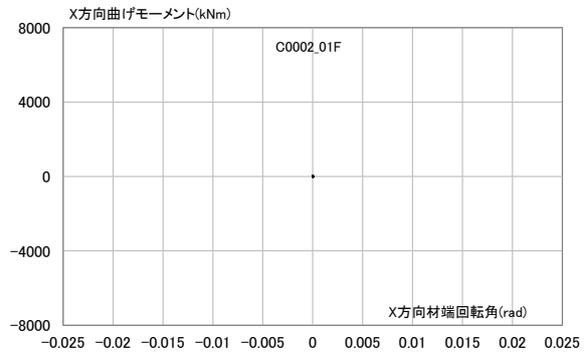
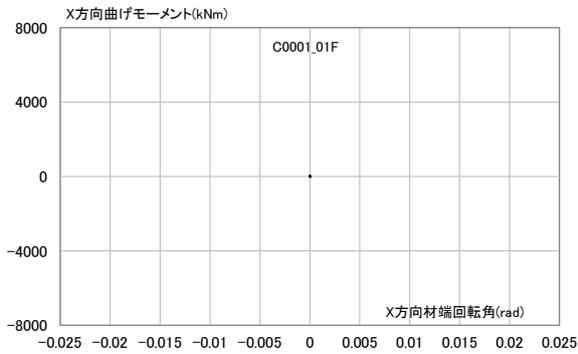
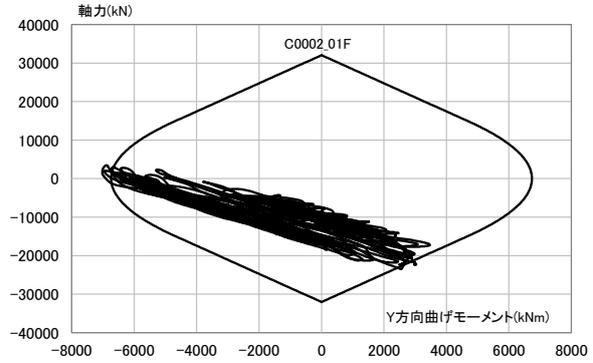
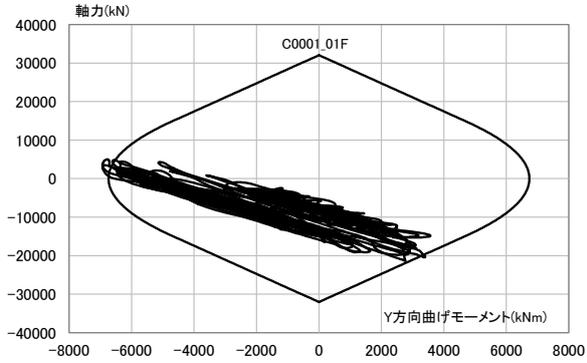


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-44 4 階柱脚の挙動 (S30、OS1、地盤 4、Y 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

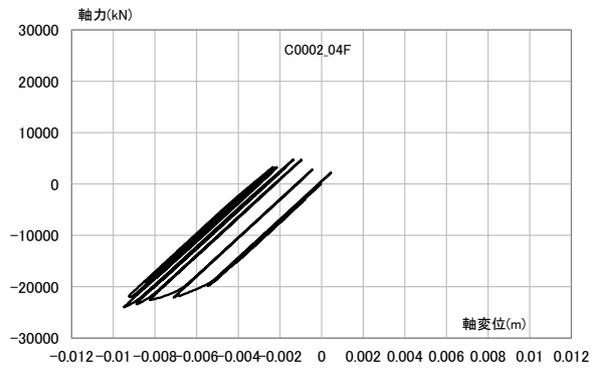
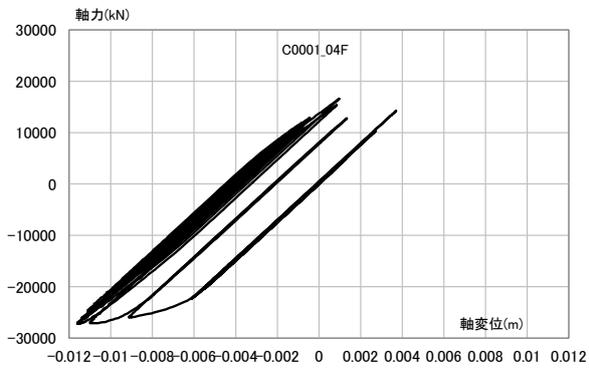
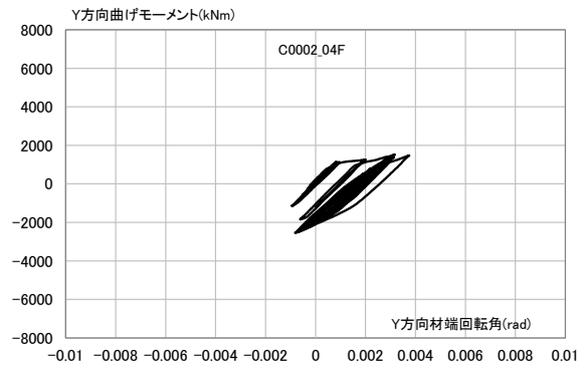
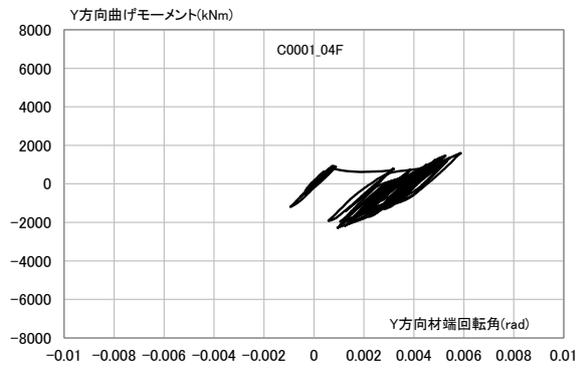
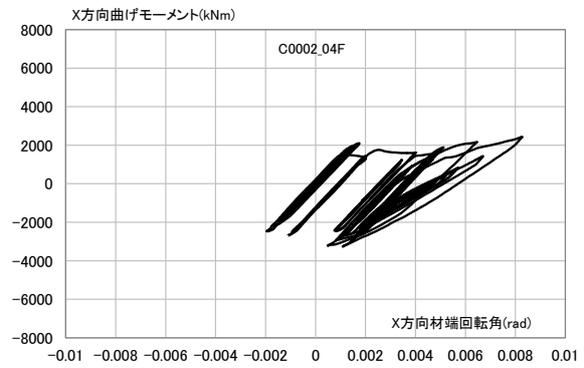
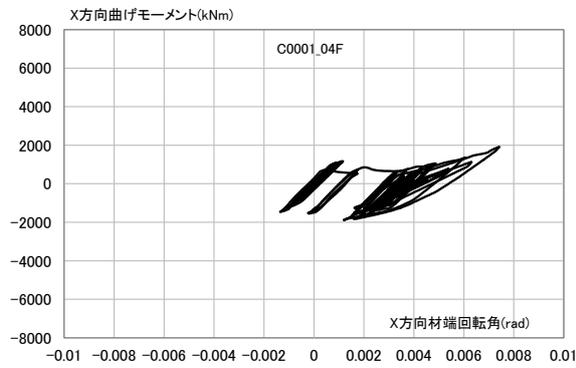
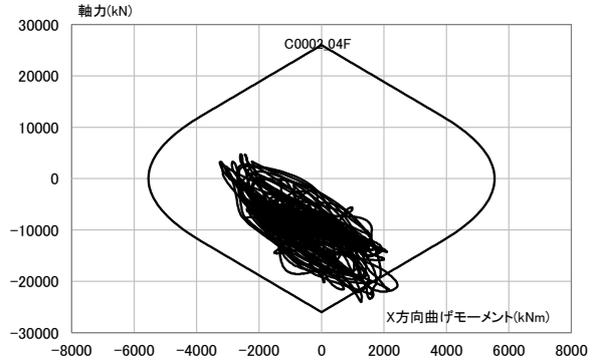
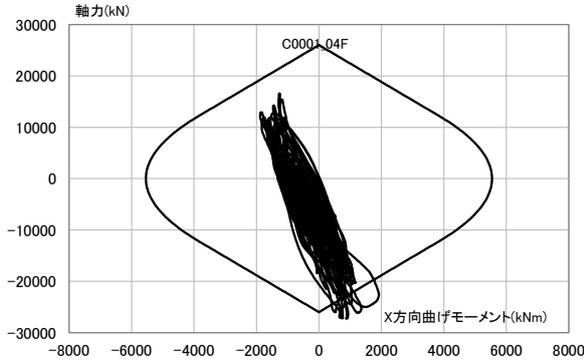
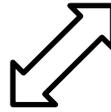


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-45 1 階柱脚の挙動 (S30、OS1、地盤 4、Y 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

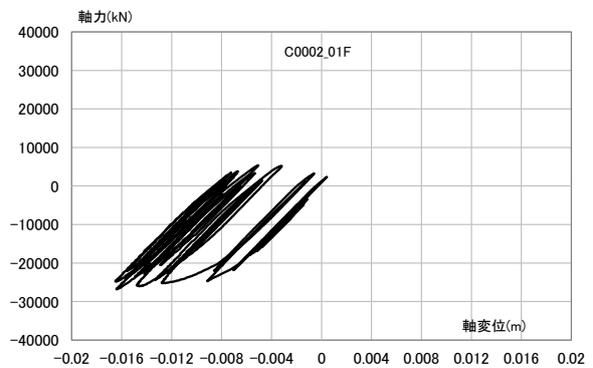
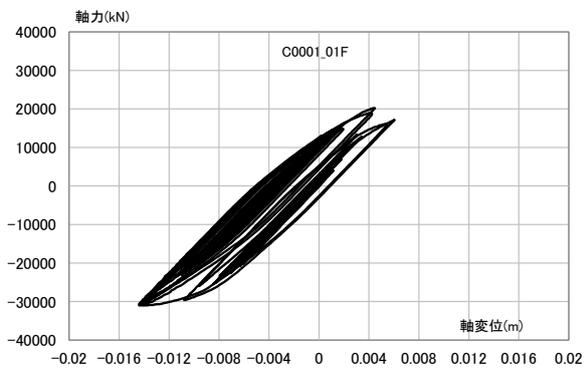
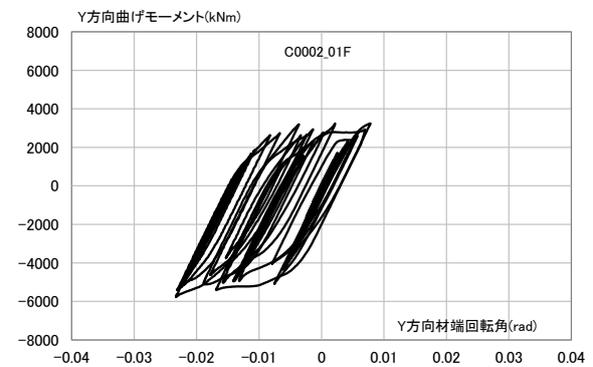
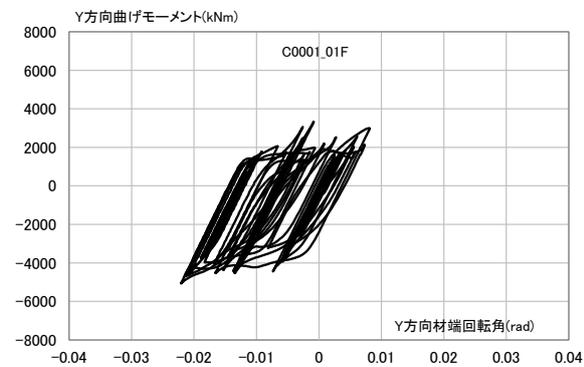
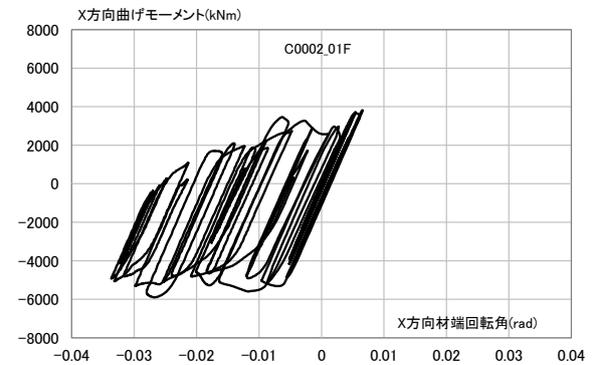
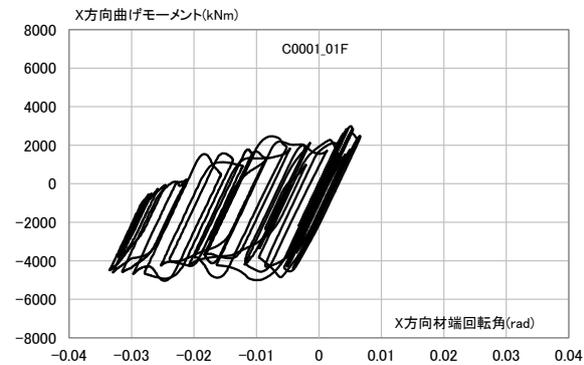
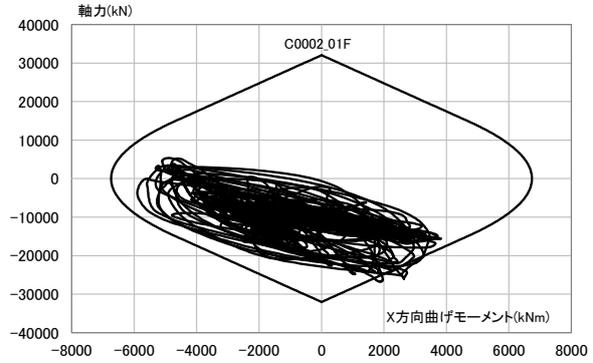
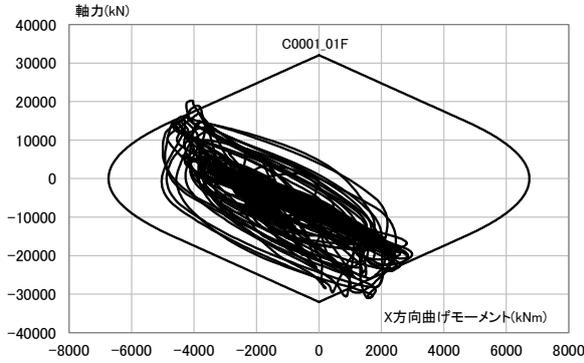
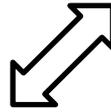


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-46 4 階柱脚の挙動(S30、OS1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

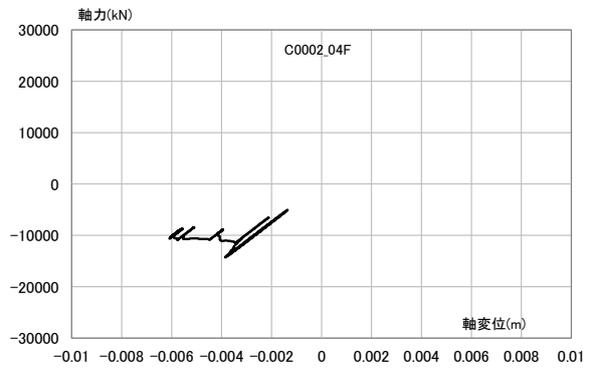
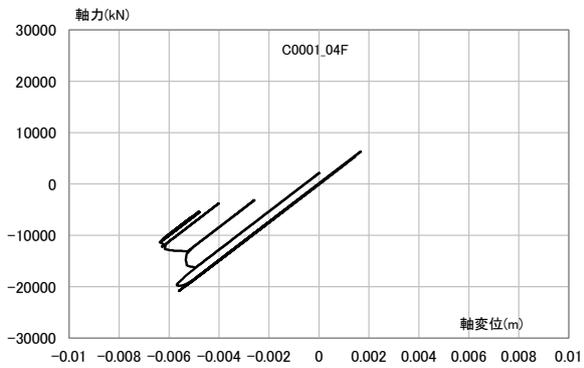
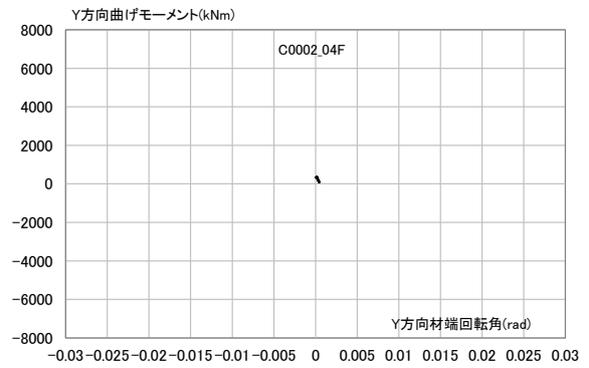
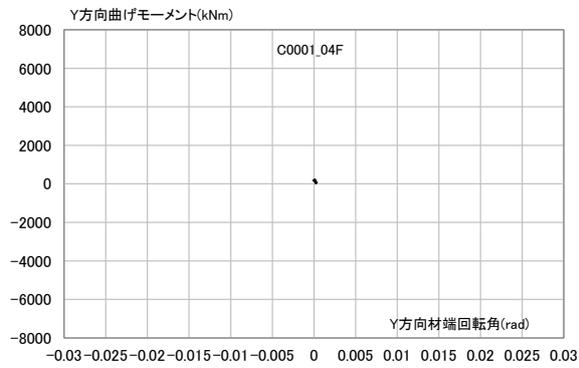
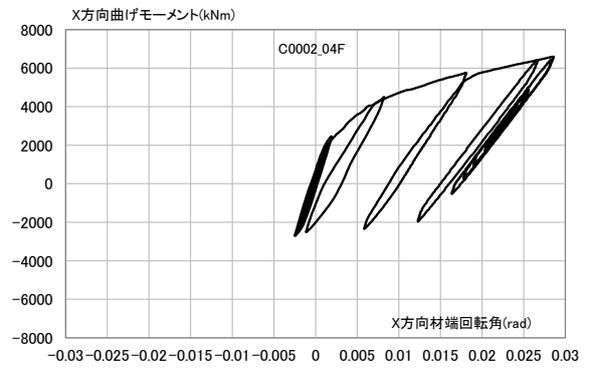
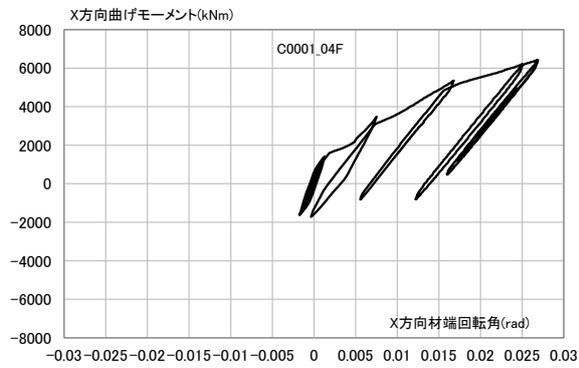
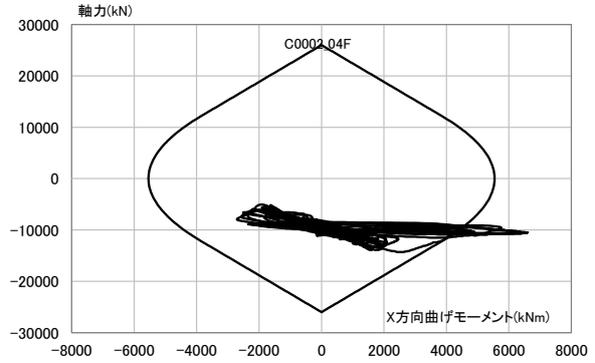
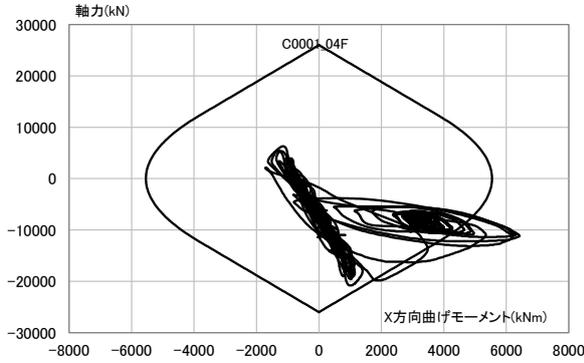
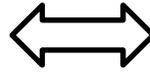


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-47 1 階柱脚の挙動(S30、OS1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

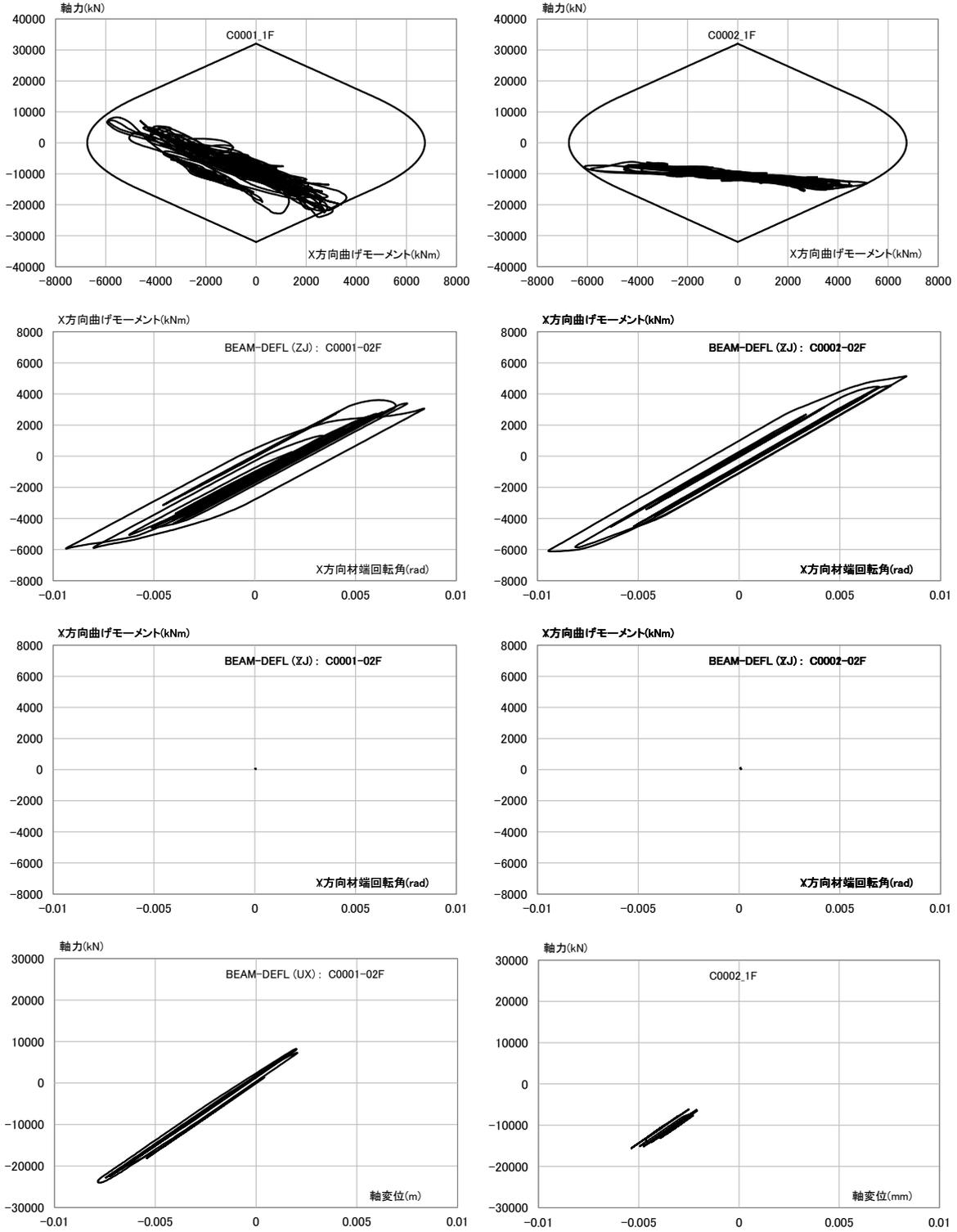
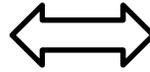


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-48 4 階柱脚の挙動 (S30、CH1、地盤 4、X 方向入力) ※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

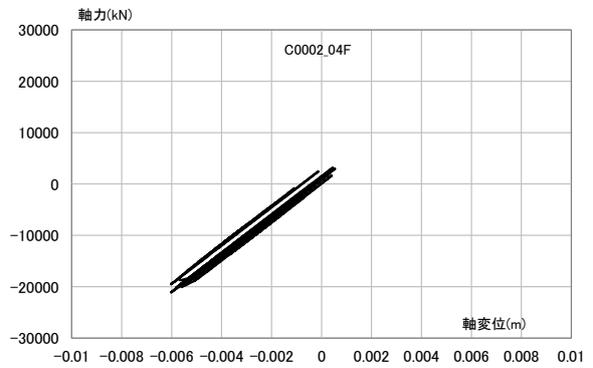
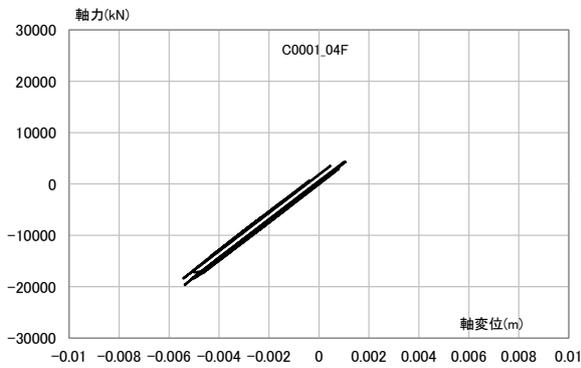
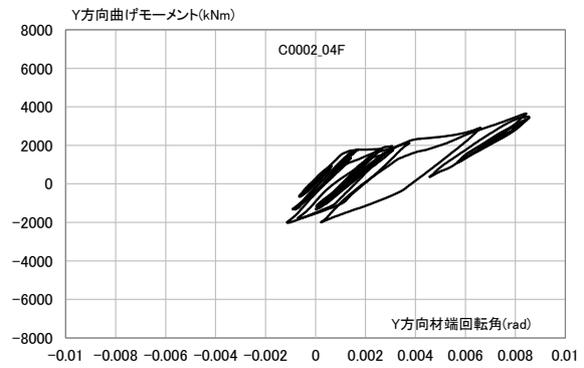
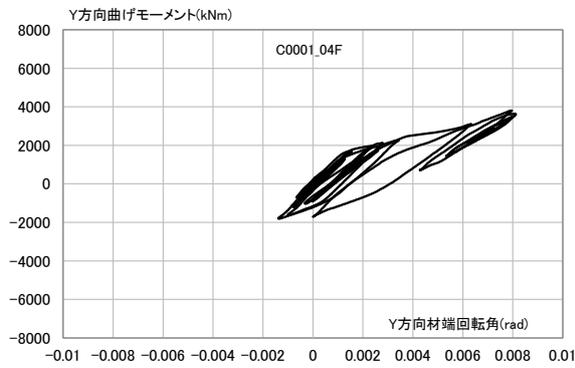
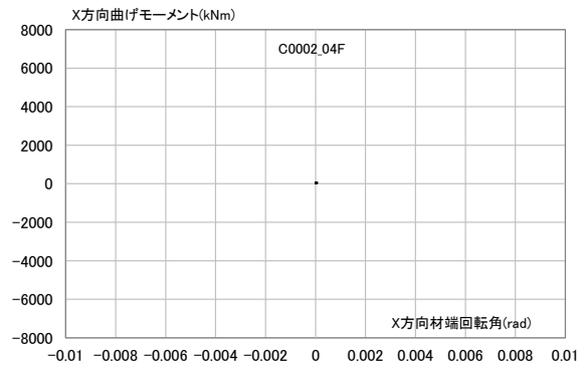
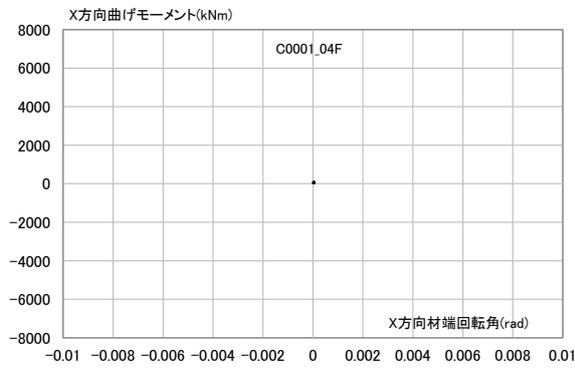
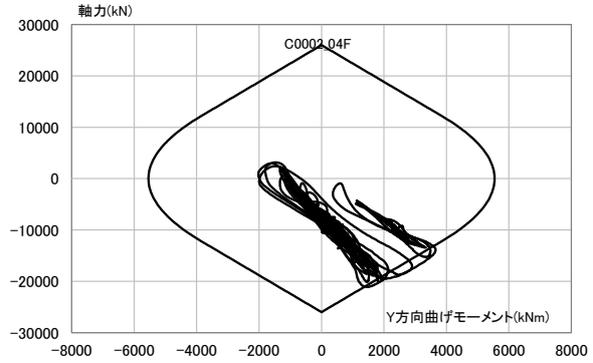
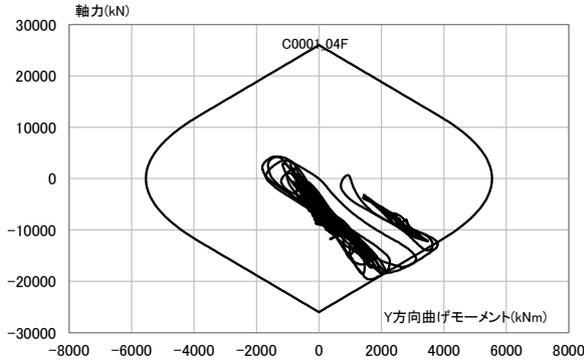


(a)No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-49 1 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、X 方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

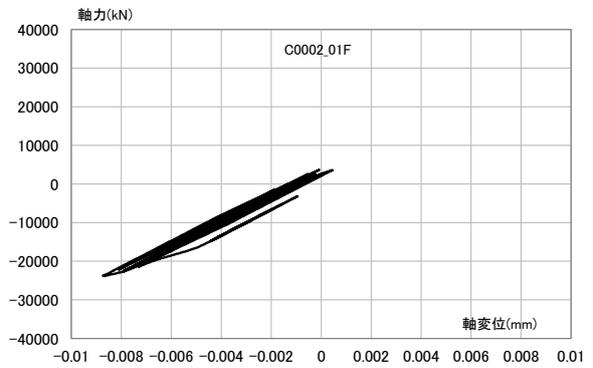
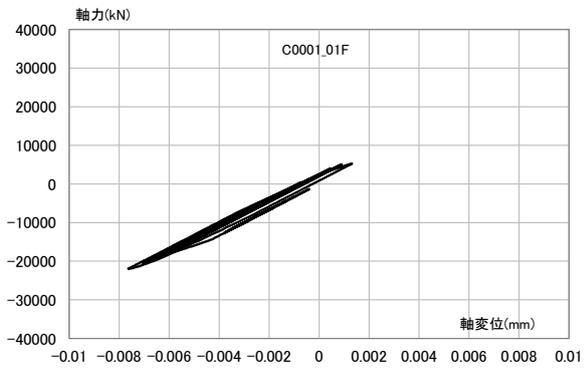
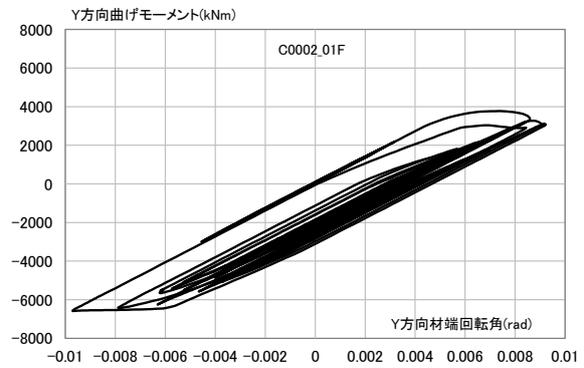
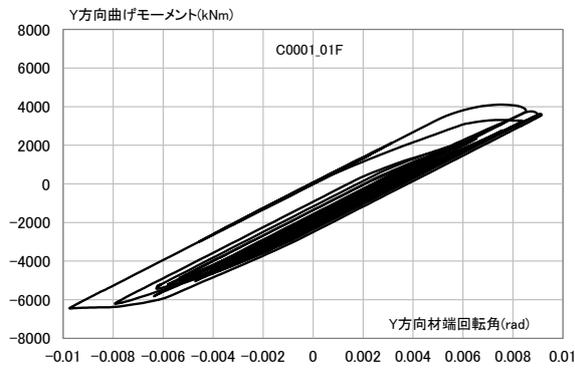
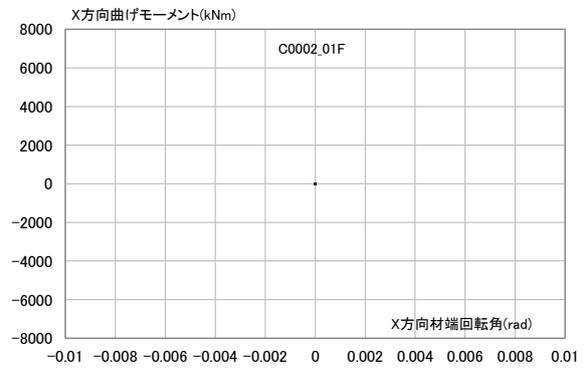
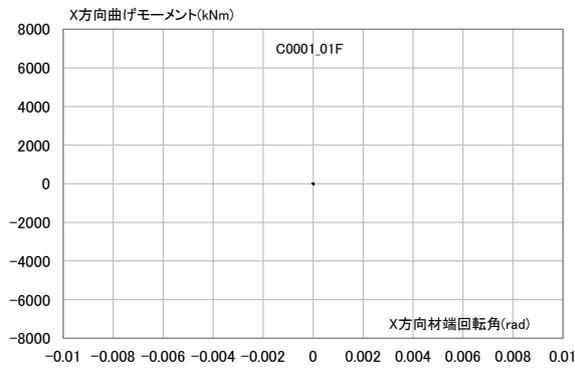
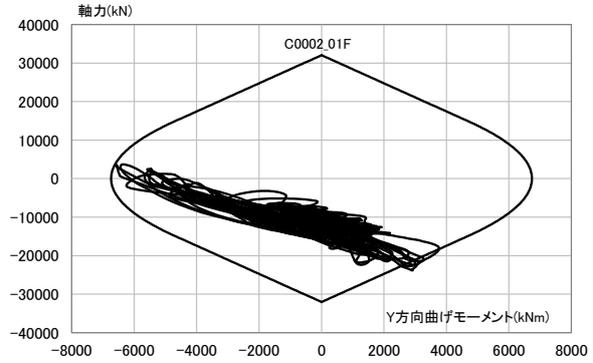
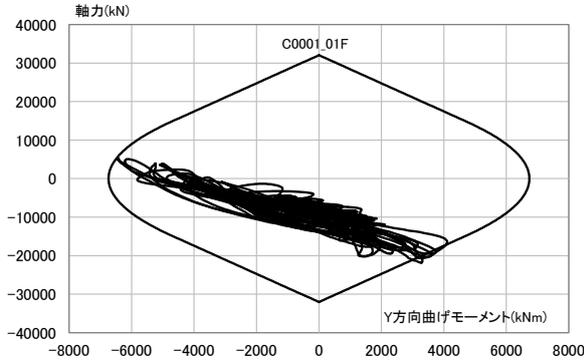


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-50 4 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

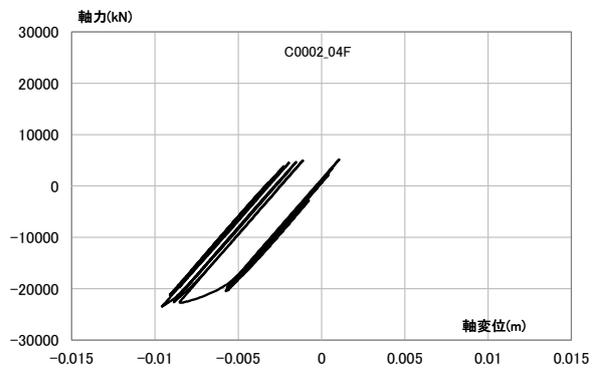
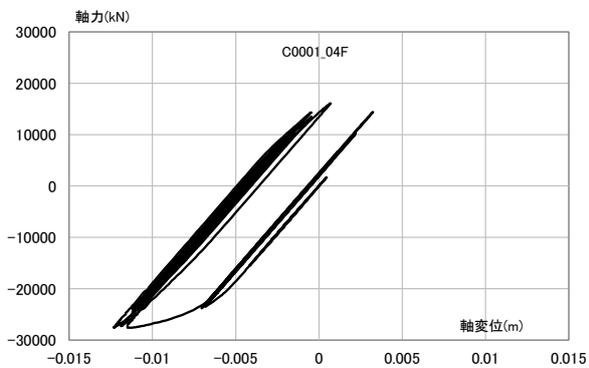
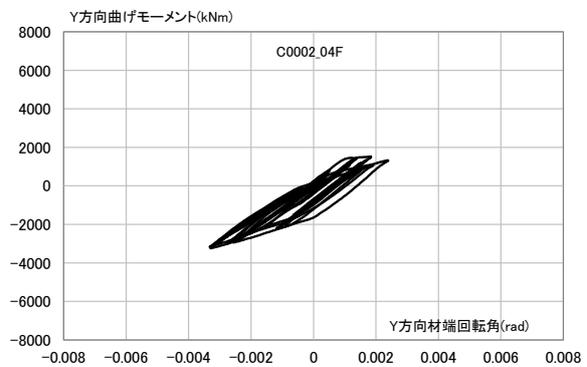
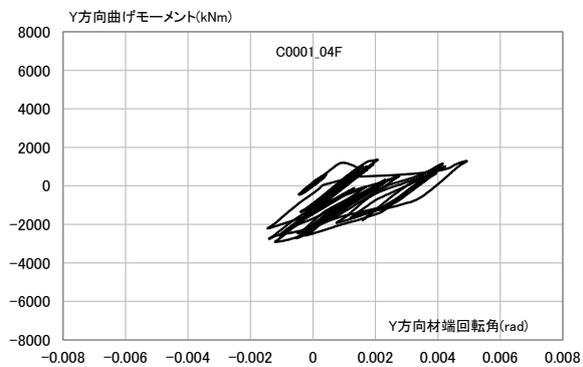
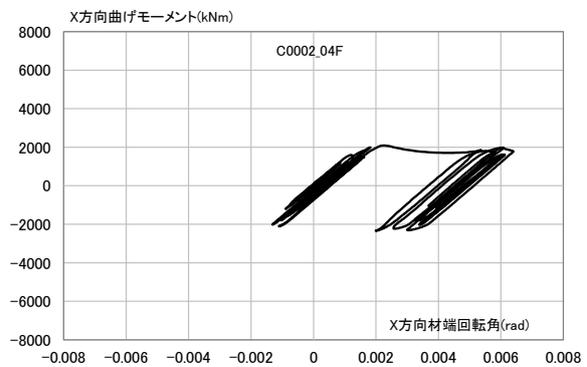
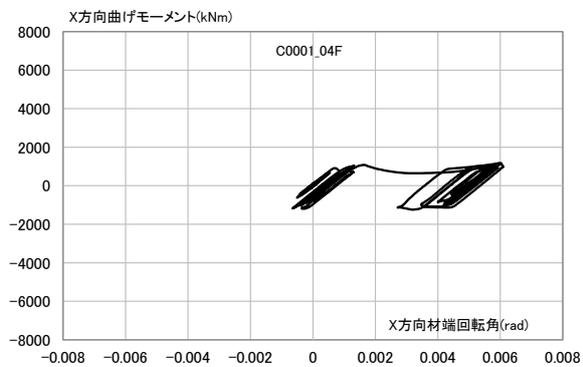
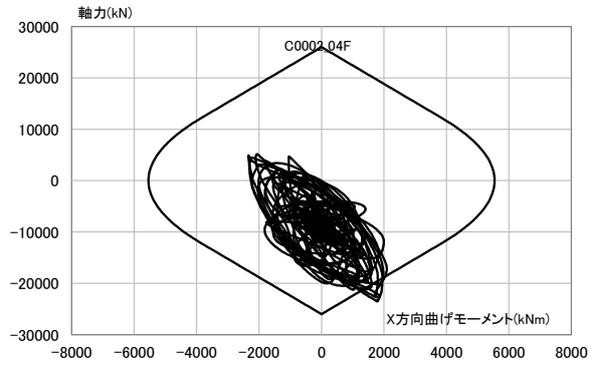
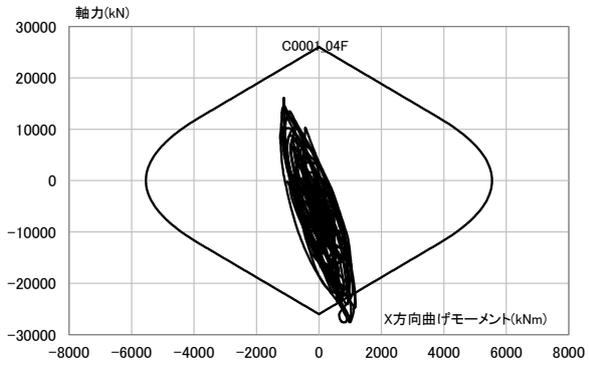
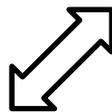


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-51 1 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7

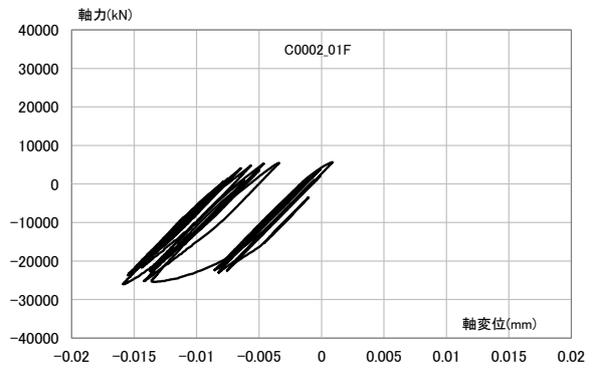
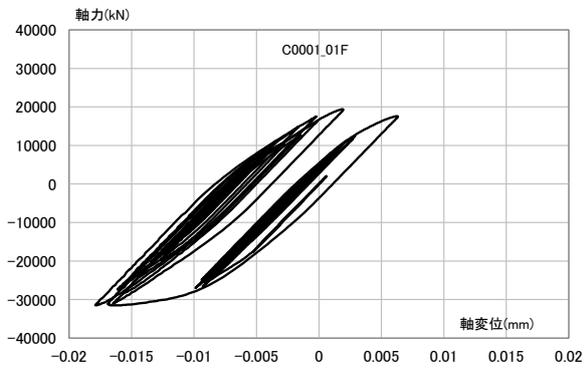
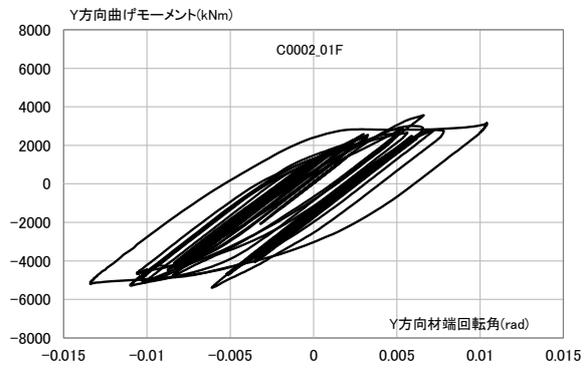
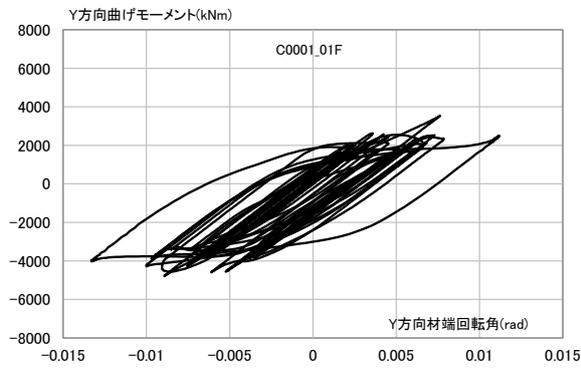
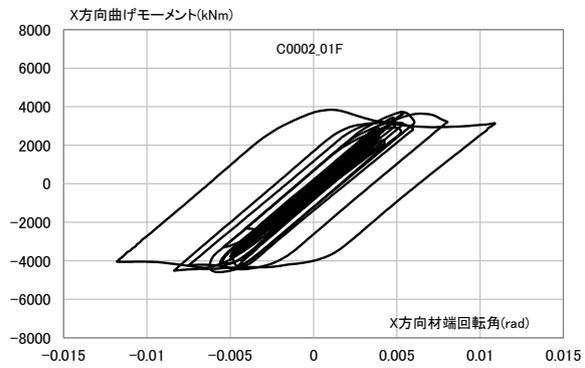
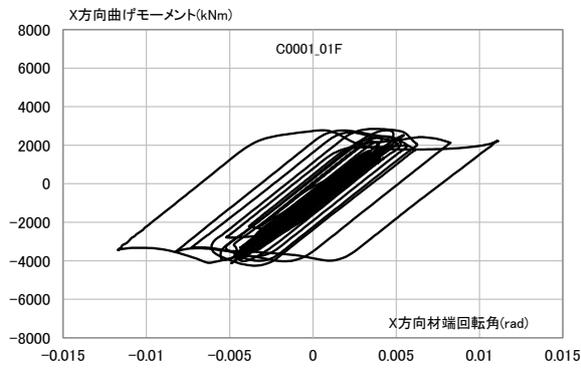
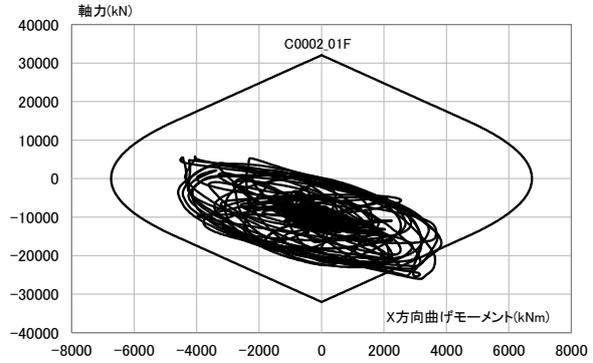
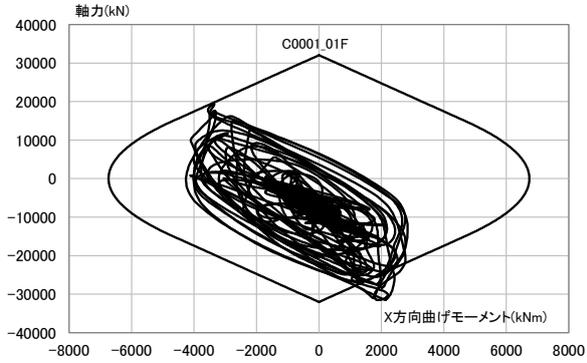
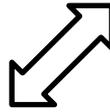


(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-52 4 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

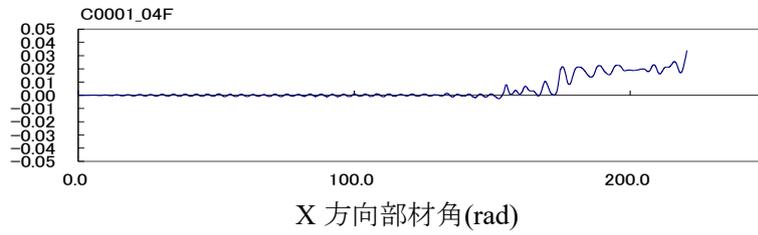
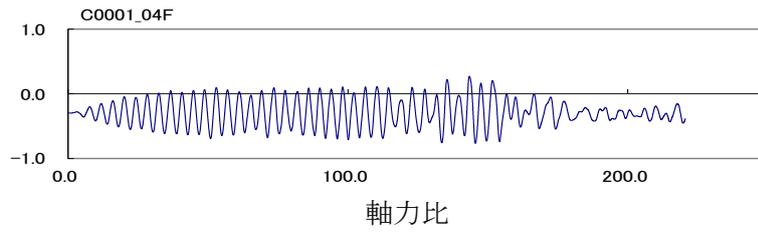
22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	②	3	4	5	6	7



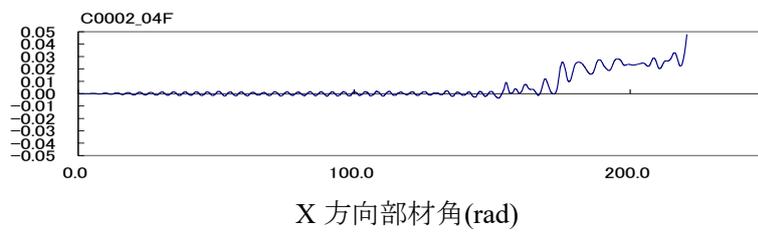
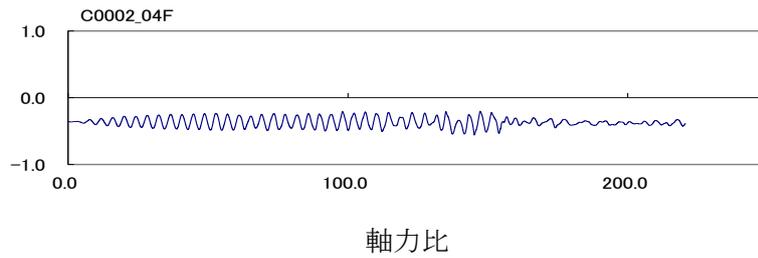
(a) No.1 柱

(b) No.2 柱

図 4.1-53 1 階柱脚の挙動(S30、CH1、地盤 4、45 度方向入力)※軸力は圧縮が負

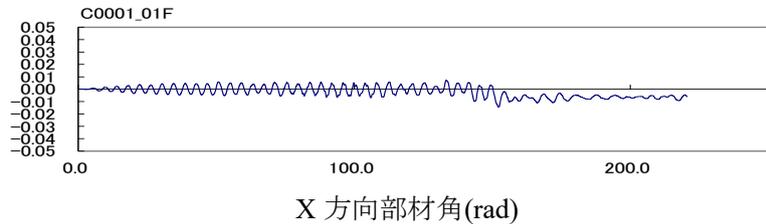
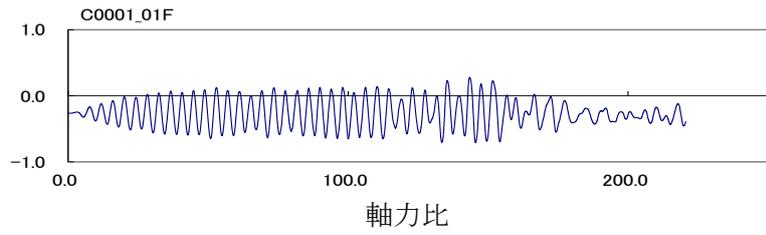


(a)No.1

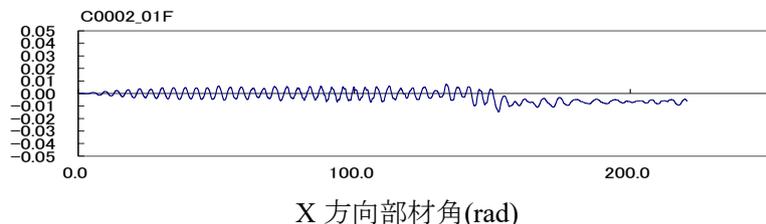
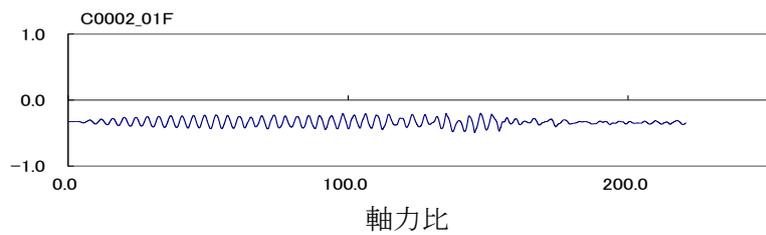


(b)No.2

図 4.1-54 代表的な柱の応答時刻歴(S30、OS1、X 方向入力、4 階柱脚)

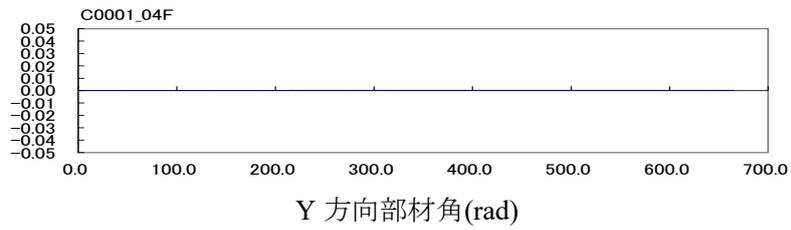
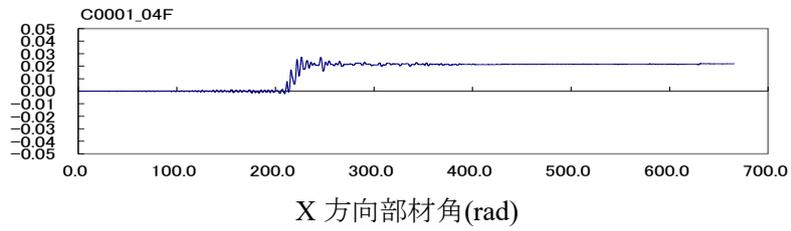
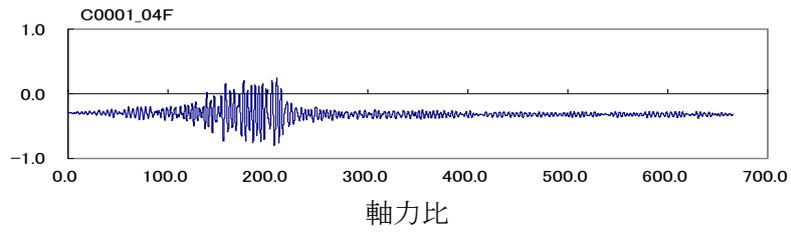


(b) No.1

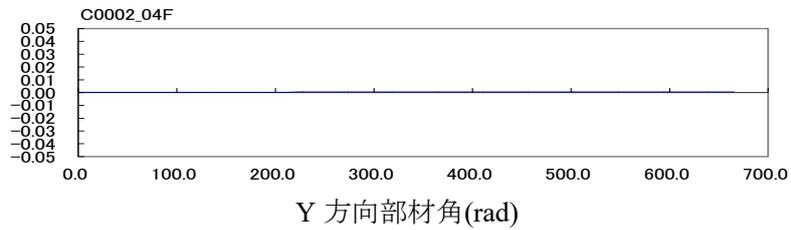
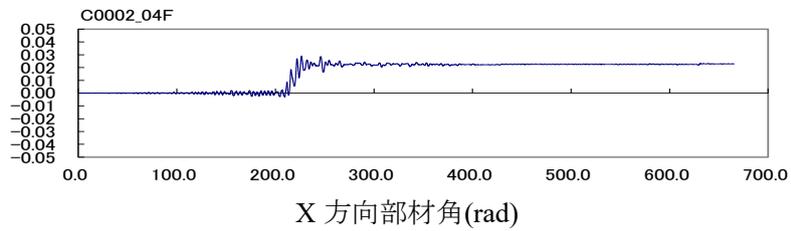
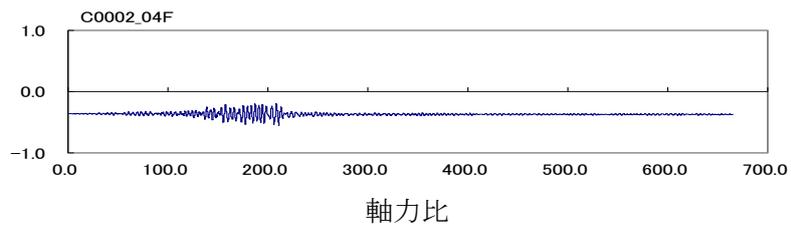


(b)No.2

図 4.1-55 代表的な柱の応答時刻歴(S30、OS1、X 方向入力、1 階柱脚)

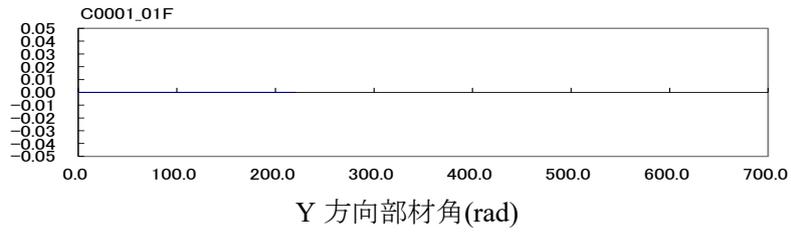
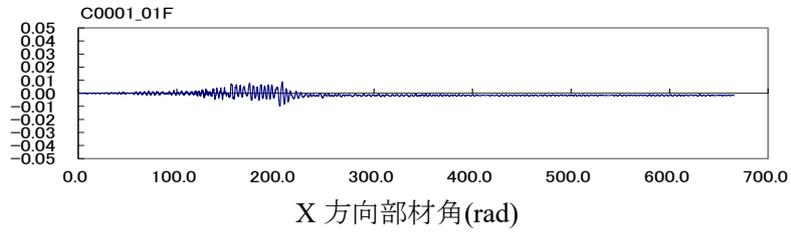
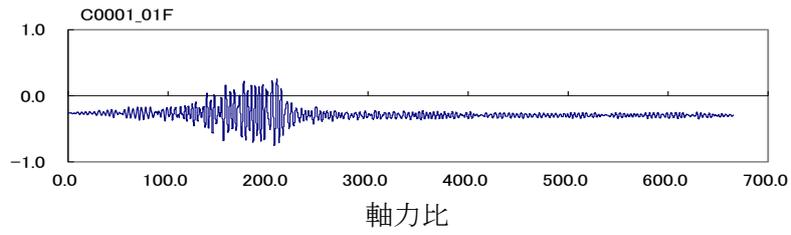


(a)No.1

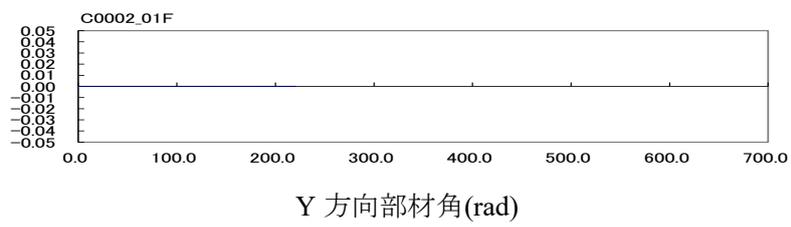
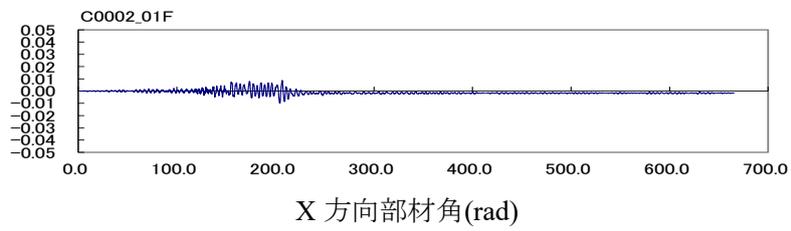
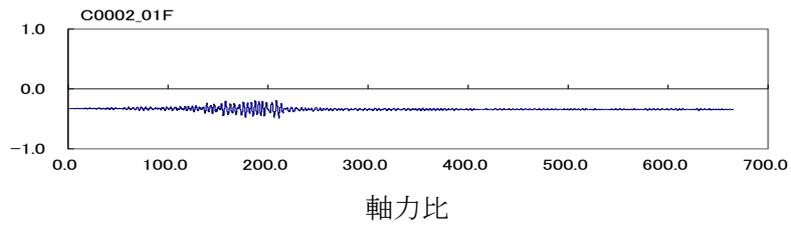


(b)No.2

図 4.1-56 代表的な柱の応答時刻歴 (S30、CH1、X 方向入力、4 階柱脚)



(a)No.1



(b)No.2

図 4.1-57 代表的な柱の応答時刻歴 (S30、CH1、X 方向入力、1 階柱脚)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

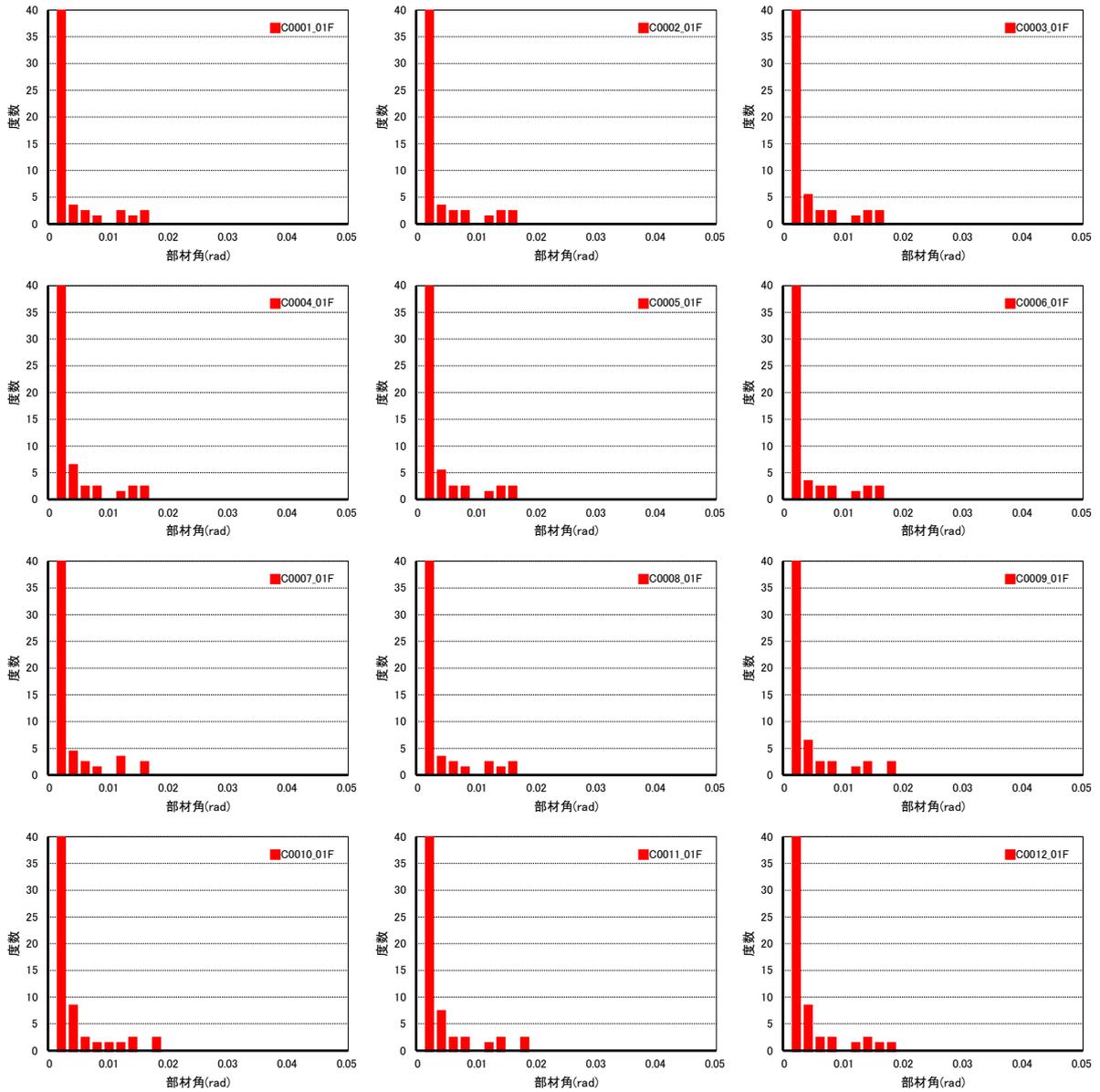


図 4.1-58 柱の部材角頻度分布(S30、CH1、X 方向入力、4 階柱脚 No.1~12)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

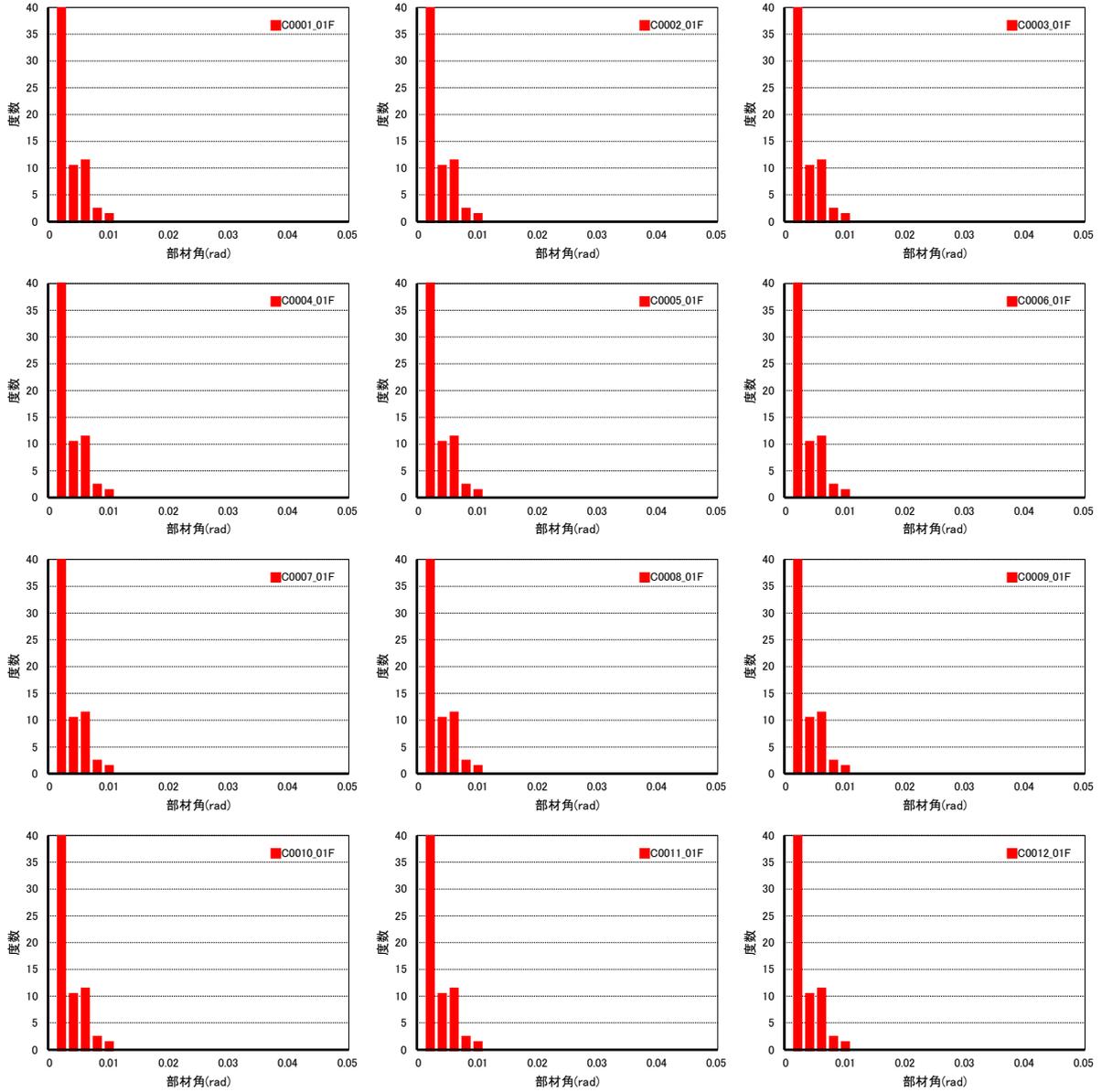


図 4.1-59 柱の部材角頻度分布(S30、CH1、X 方向入力、1 階柱脚 No.1~12)

表 4.1-10 最大部材角

(a) 4F 柱脚

(b) 1F 柱脚

柱名称	最大部材角(rad)	柱名称	最大部材角(rad)
C0001_04F	0.0271	C0001_01F	0.0098
C0002_04F	0.0289	C0002_01F	0.0099
C0003_04F	0.0288	C0003_01F	0.0099
C0004_04F	0.0287	C0004_01F	0.0099
C0005_04F	0.0287	C0005_01F	0.0100
C0006_04F	0.0287	C0006_01F	0.0100
C0007_04F	0.0266	C0007_01F	0.0099
C0008_04F	0.0273	C0008_01F	0.0098
C0009_04F	0.0295	C0009_01F	0.0100
C0010_04F	0.0294	C0010_01F	0.0100
C0011_04F	0.0293	C0011_01F	0.0100
C0012_04F	0.0292	C0012_01F	0.0100

2) CFT32 の検討結果

CFT32 について、長周期地震動（OS1、CH1）を入力して時刻歴応答解析を行った。その結果を以下にまとめて示す。

最大応答変位を図 4.1-60、図 4.1-61、最大層間変形角を図 4.1-62、図 4.1-63 に示す。X 方向入力時は CH1 の応答が大きく、最大で $1/40\text{rad}$ を超えている。Y 方向入力時は OS1 の応答が大きく、最大で $1/50\text{rad}$ 弱となっている。SZ1 の応答は比較的小さい。

層せん断力ー層間変形角関係を図 4.1-64～図 4.1-67 に示す。層間変形角が 0.01rad を超えるような変形が大きな層でも、劣化の程度が小さい。

梁部材塑性率を図 4.1-68 に示す。後に示す梁で局部座屈が生じているケースでは、塑性率 4 を超えているが、概ね塑性率 4 以内である。

柱部材最大軸力比を図 4.1-69 に示す。SZ1、CH1、OS1 中では OS1 が大きい軸力比となる傾向にあるが違いは小さい。X 方向入力時の最大軸力比は 0.67（OS1）、Y 方向入力時の最大軸力比は 0.63（OS1）、45 度方向入力時の最大軸力比は 0.87（OS1）となっている。

各部材の損傷状況を図 4.1-70～図 4.1-73 に示す。OS1 の X 方向入力時には一部の梁で局部座屈が生じているが他のケースでは生じていない。また、層間変形角の大きい層や 1 階柱脚では、柱の鋼管の降伏が生じている。

代表的な柱脚の挙動を図 4.1-74～図 4.1-79 に示す。X・Y 方向入力時は、上段に示す M-N 関係の図をみると図中に示す太線の紡錘形で示される終局耐力局面（CFT 指針）より内側で挙動している。45 度方向入力時である図 4.1-76 をみると、算定される終局耐力を超え、軸力変動も大きい柱が存在することがわかり、変動軸力比は 0.55 となっている。

代表的な柱の時刻歴を図 4.1-80、図 4.1-81 に示す。

柱の部材角頻度分布を図 4.1-82、図 4.1-83 に示す。同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。また、CH1 と OS1 を比較しても大きな違いはない。度数としては、 $1/200\text{rad}$ を以上の振幅が 30 回弱となっている柱が存在する。表 4.1-11 には、図 4.1-82、図 4.1-83 の柱の時刻歴波形上の最大部材角を示す。

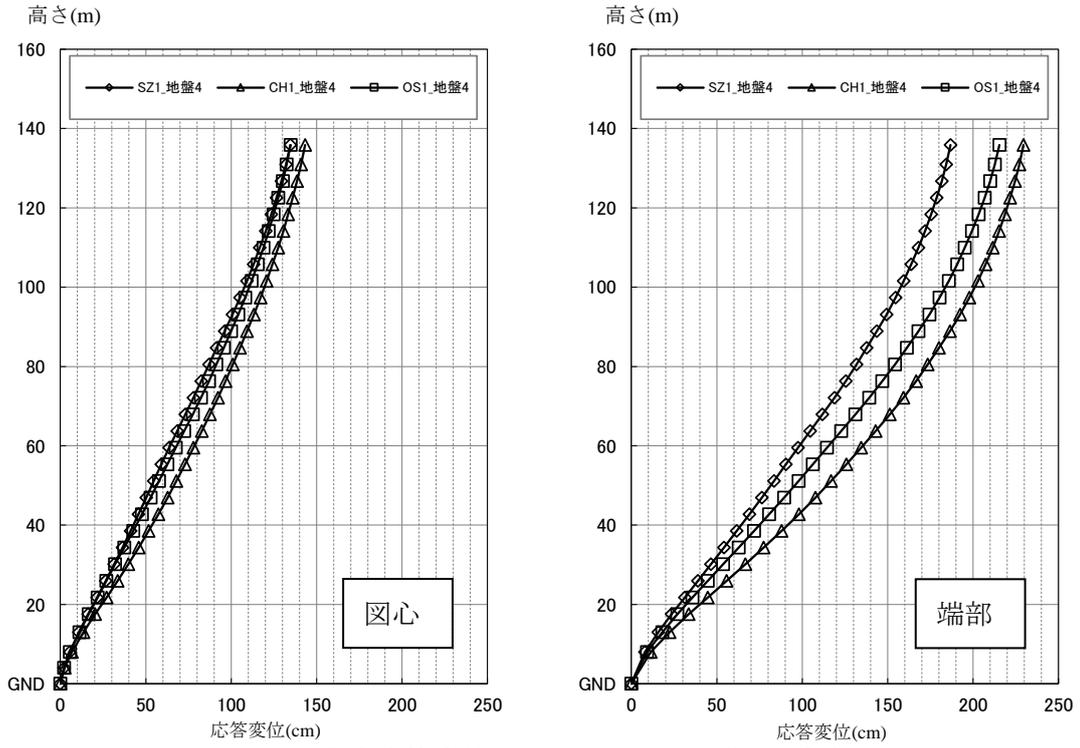


図 4.1-60 最大応答変位(cm) (CFT32、長周期、X 方向)

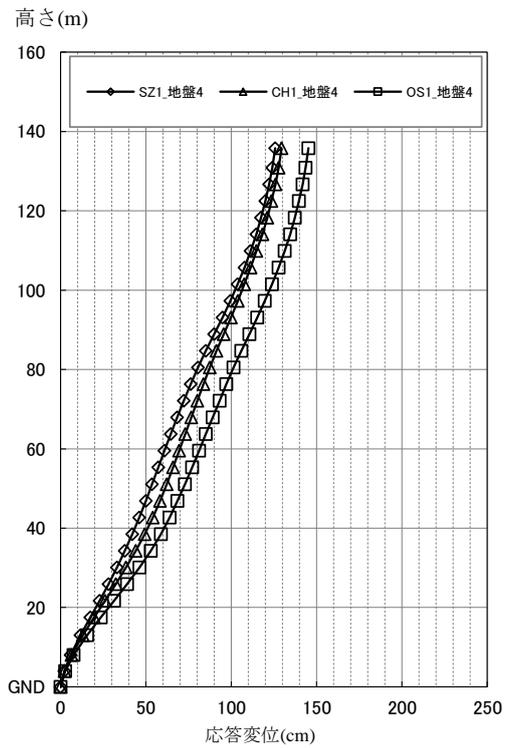


図 4.1-61 最大応答変位(cm) (CFT32、長周期、Y 方向)

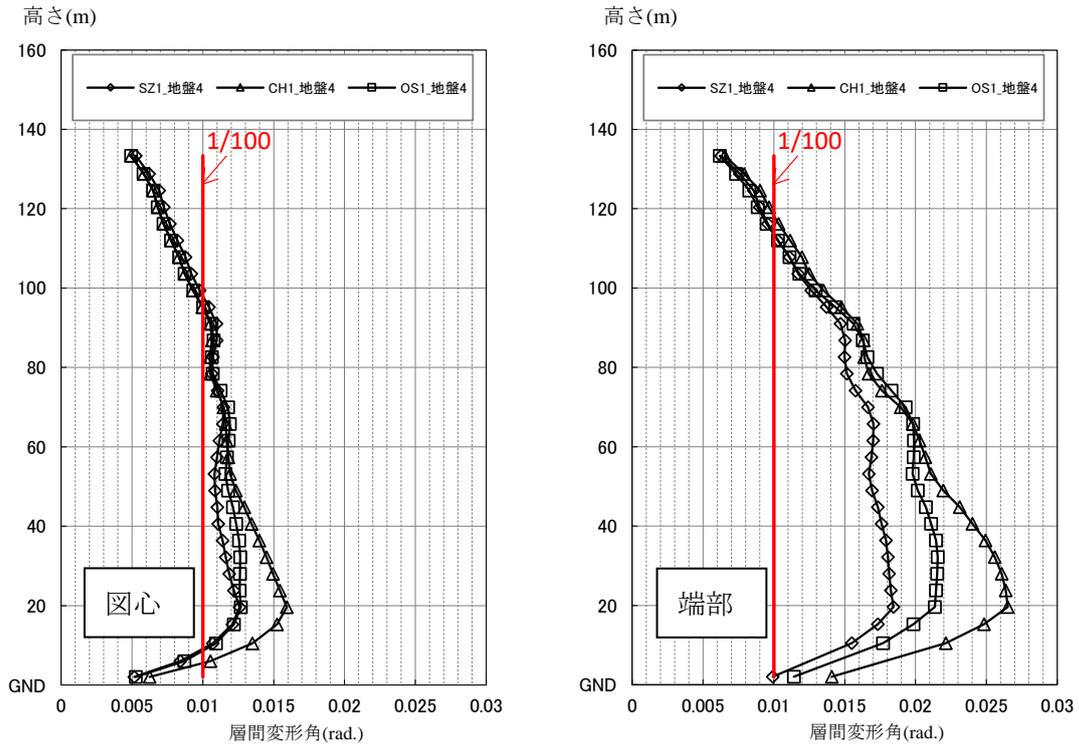


図 4.1-62 最大層間変形角(rad)(CFT32、長周期、X 方向)

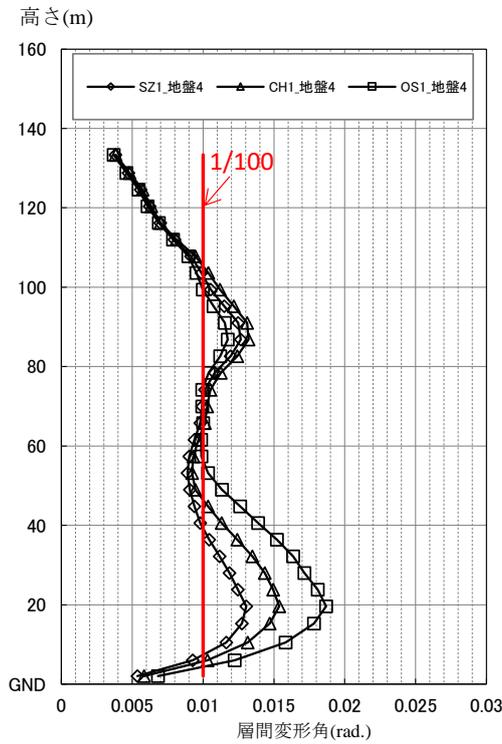


図 4.1-63 最大層間変形角(rad)(CFT32、長周期、Y 方向)

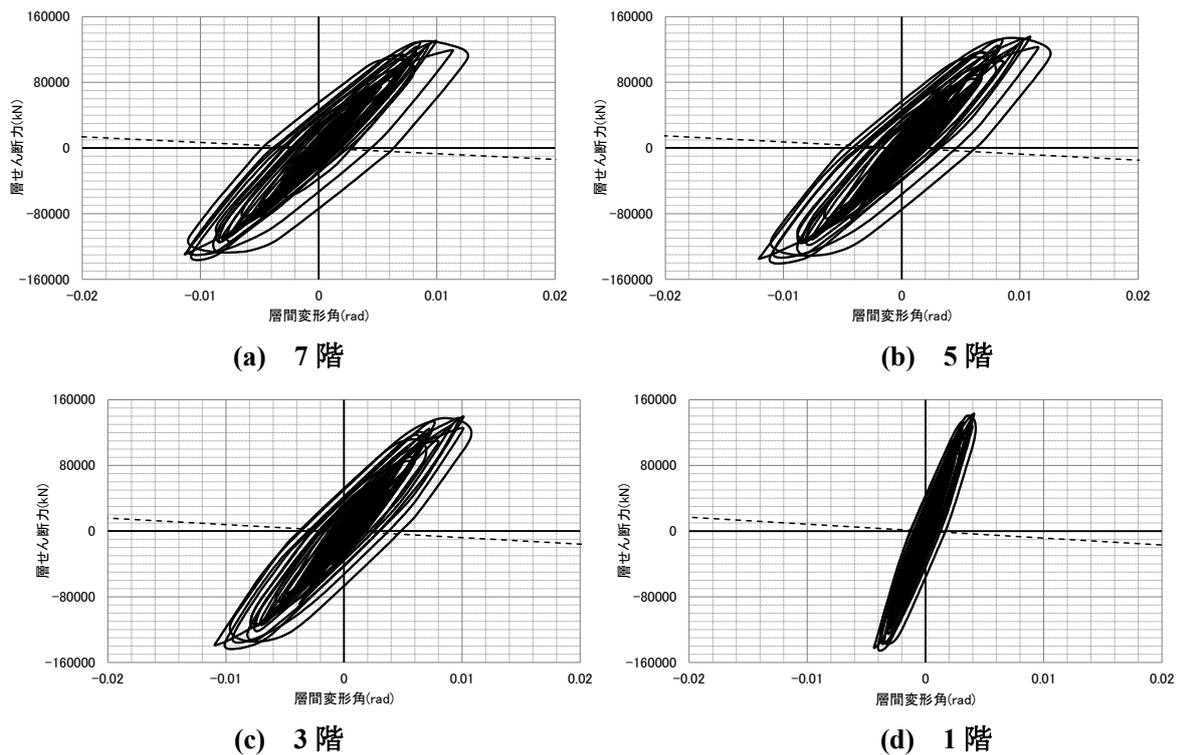


図 4.1-64 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 OS1、X 方向入力)

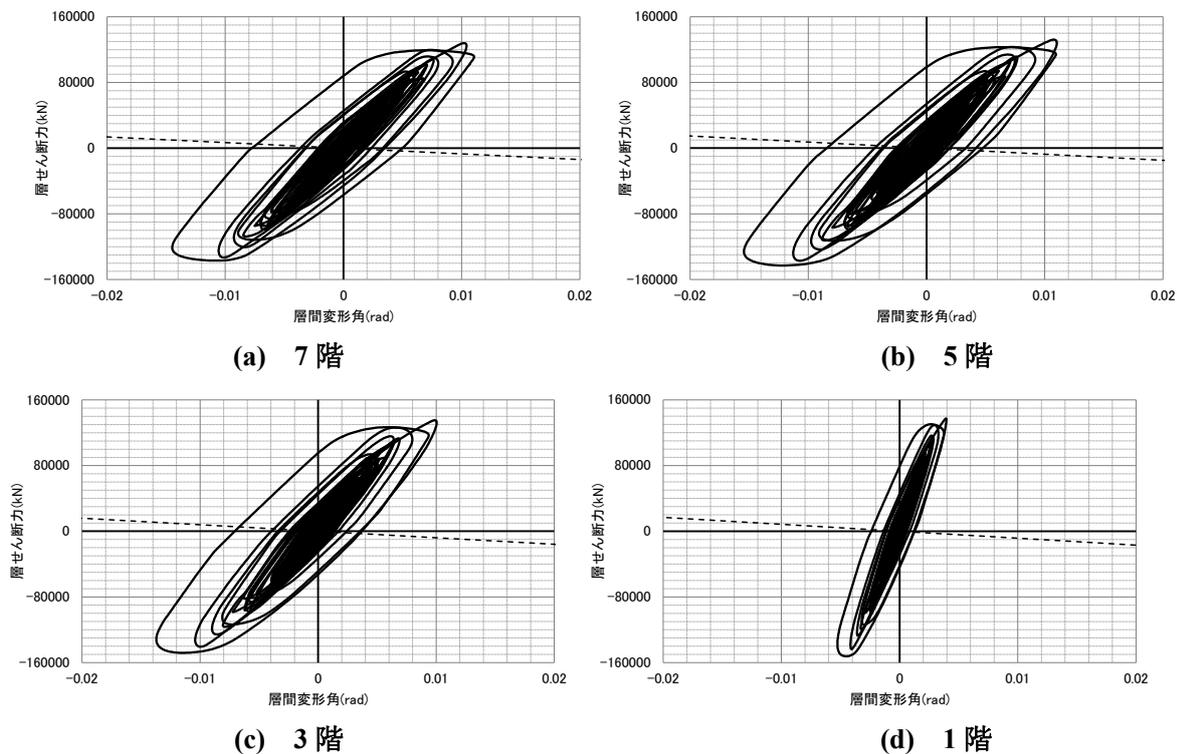


図 4.1-65 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 CH1、X 方向入力)

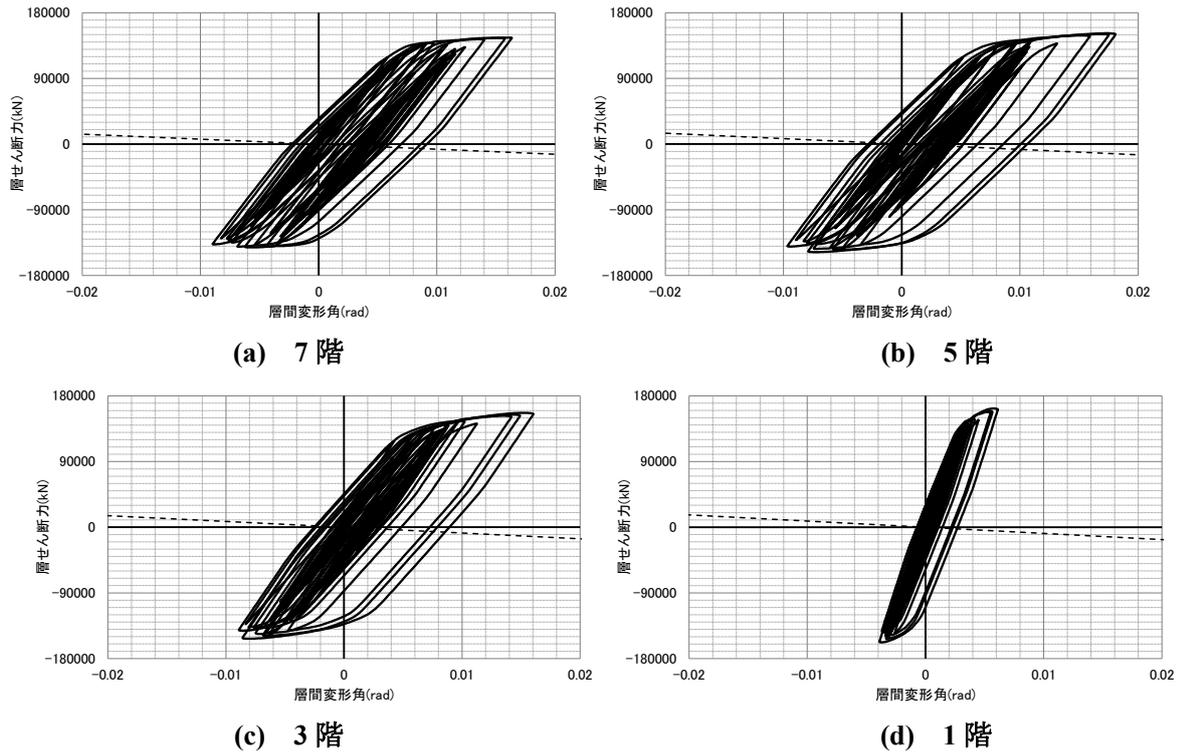


図 4.1-66 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 OS1、Y 方向入力)

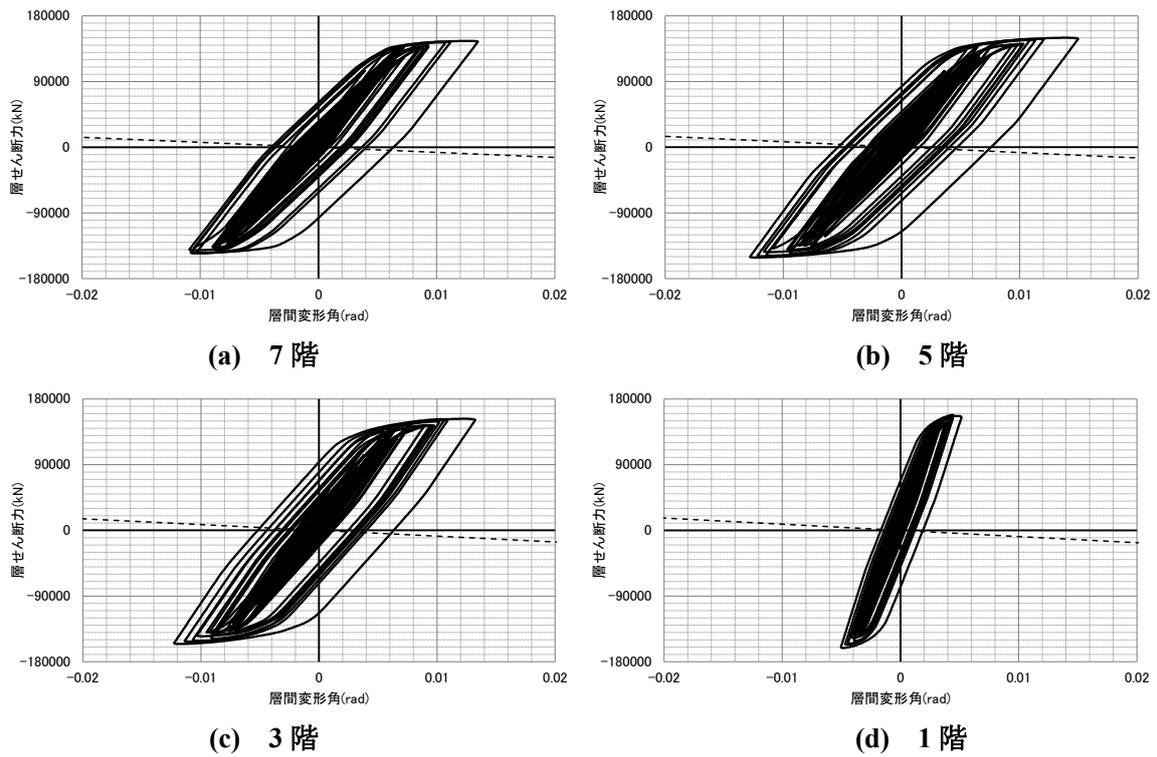
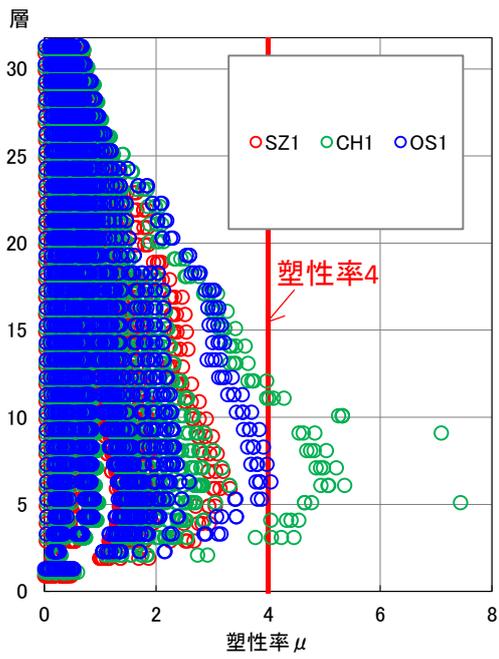
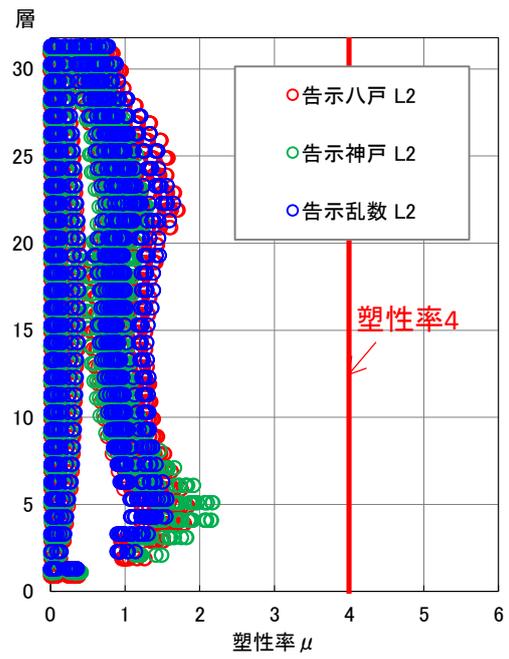


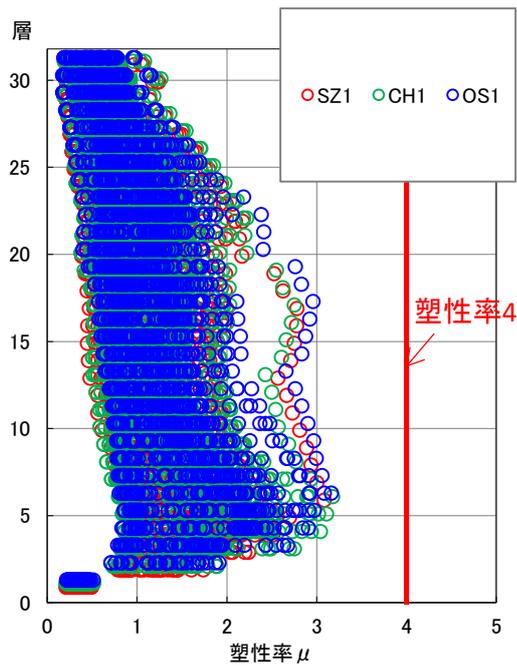
図 4.1-67 層せん断力-層間変形角関係(CFT32、長周期 CH1、Y 方向入力)



(a) X方向



(b) Y方向



(c) 45度方向

图 4.1-68 梁部材塑性率

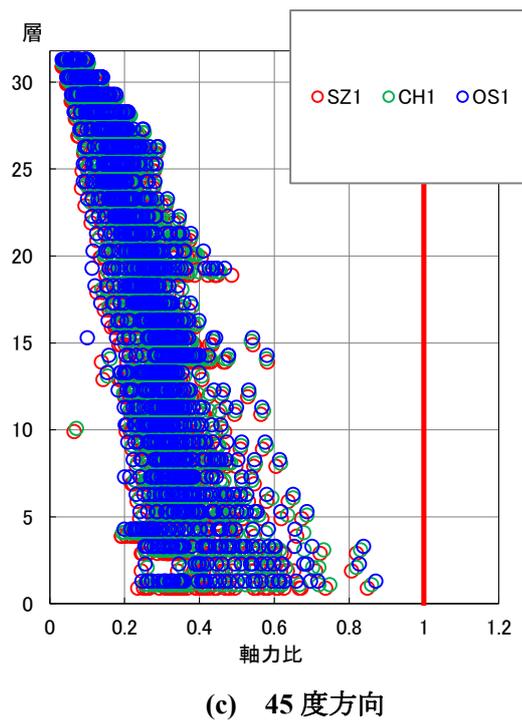
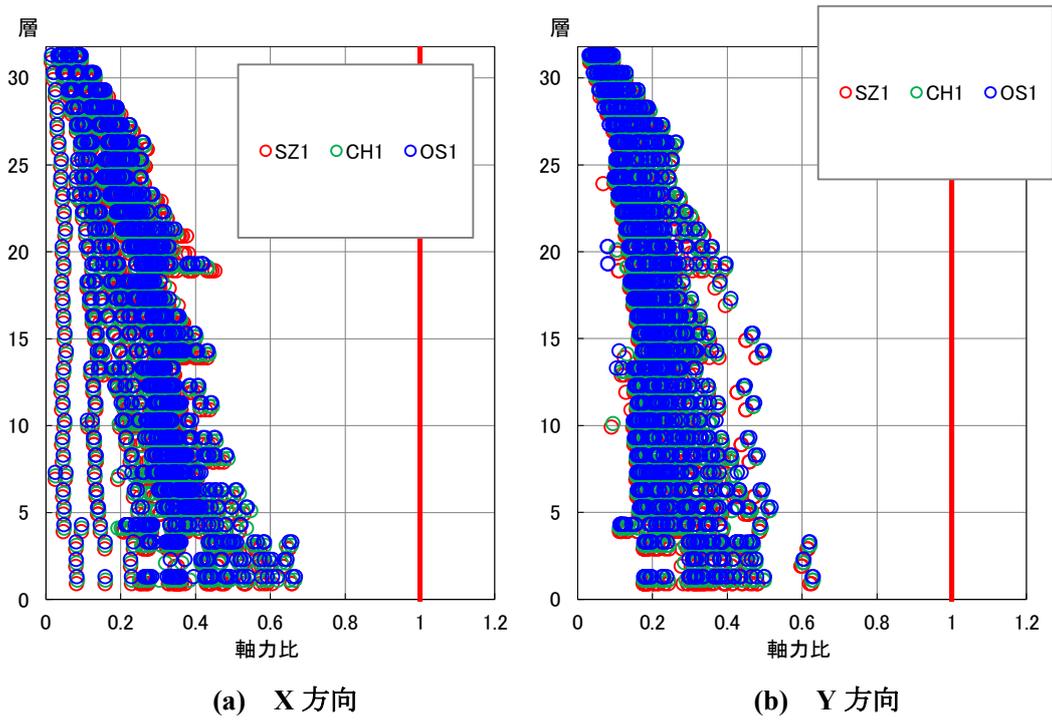


图 4.1-69 柱部材軸力比

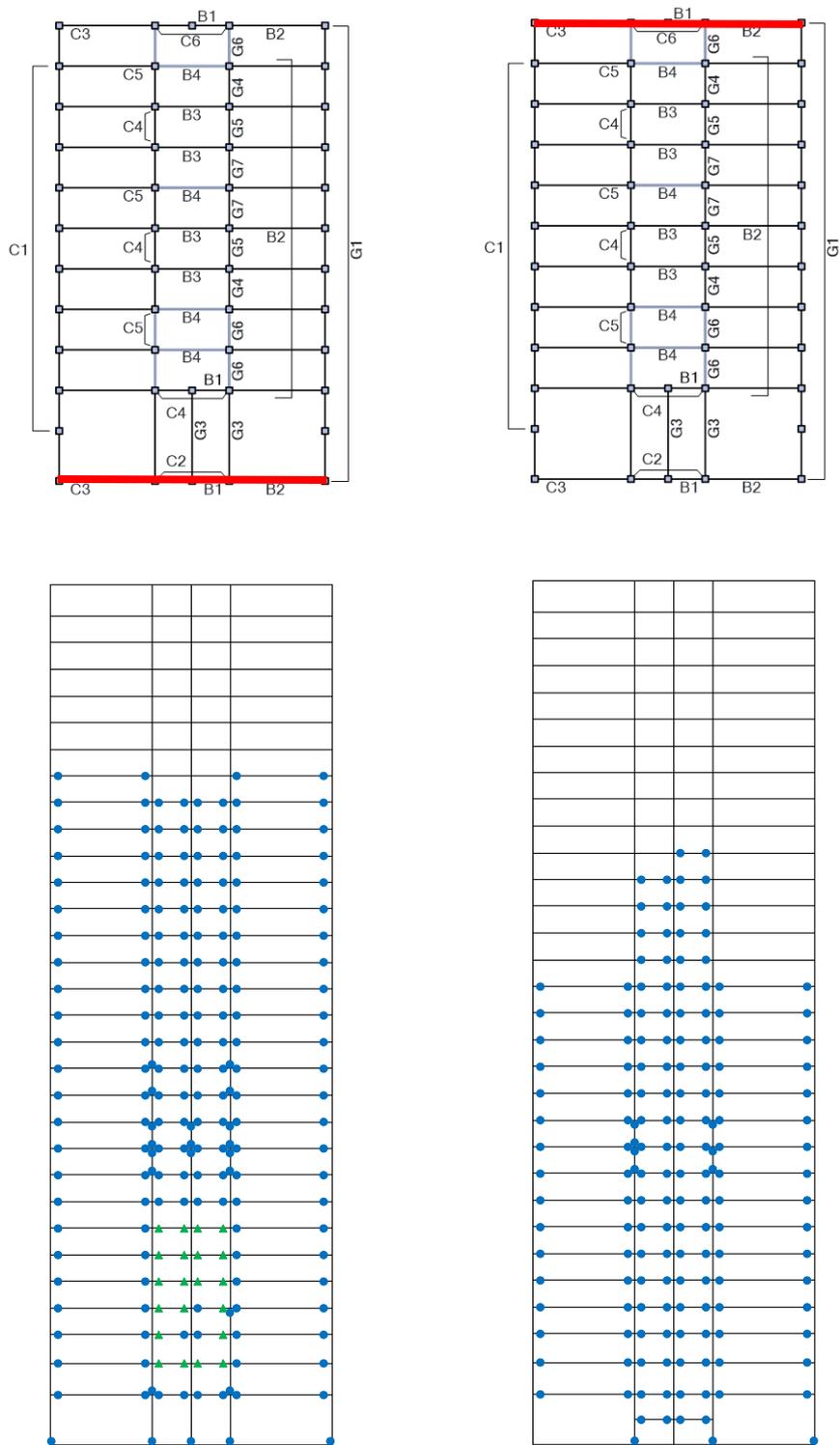


図 4.1-70 各部材の損傷状況(CFT32、OS1、X 方向入力)

※梁：青⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱：青⇒降伏、赤⇒局部座屈

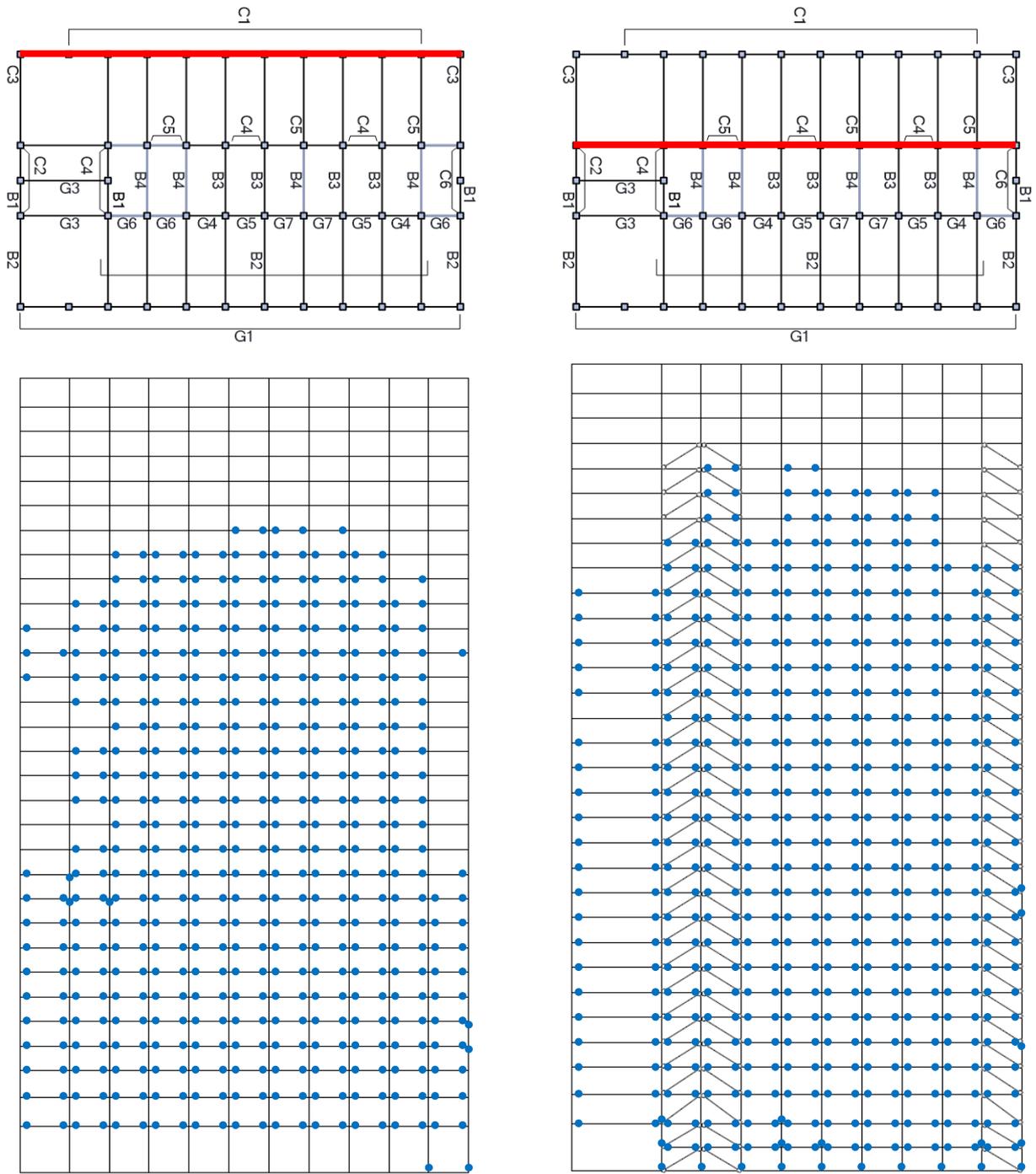


図 4.1-71 各部材の損傷状況(CFT32、OS1、Y 方向入力)

※梁: 青→降伏、緑→局部座屈、赤▲→局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青→降伏、赤→局部座屈

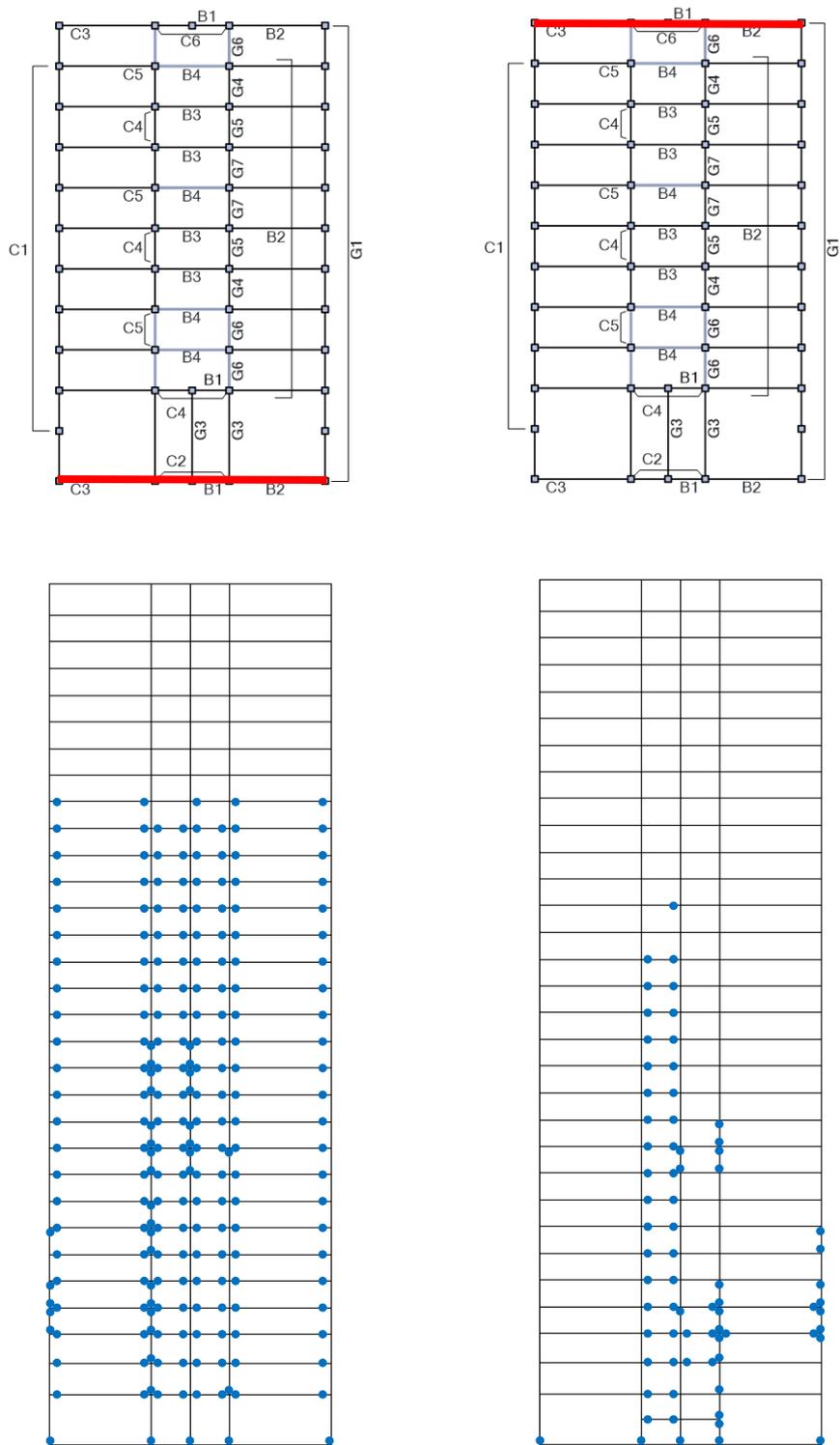


図 4.1-72 各部材の損傷状況 (CFT32、OS1、45 度方向入力、X 方向構面)

※梁: 青⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青⇒降伏、赤⇒局部座屈

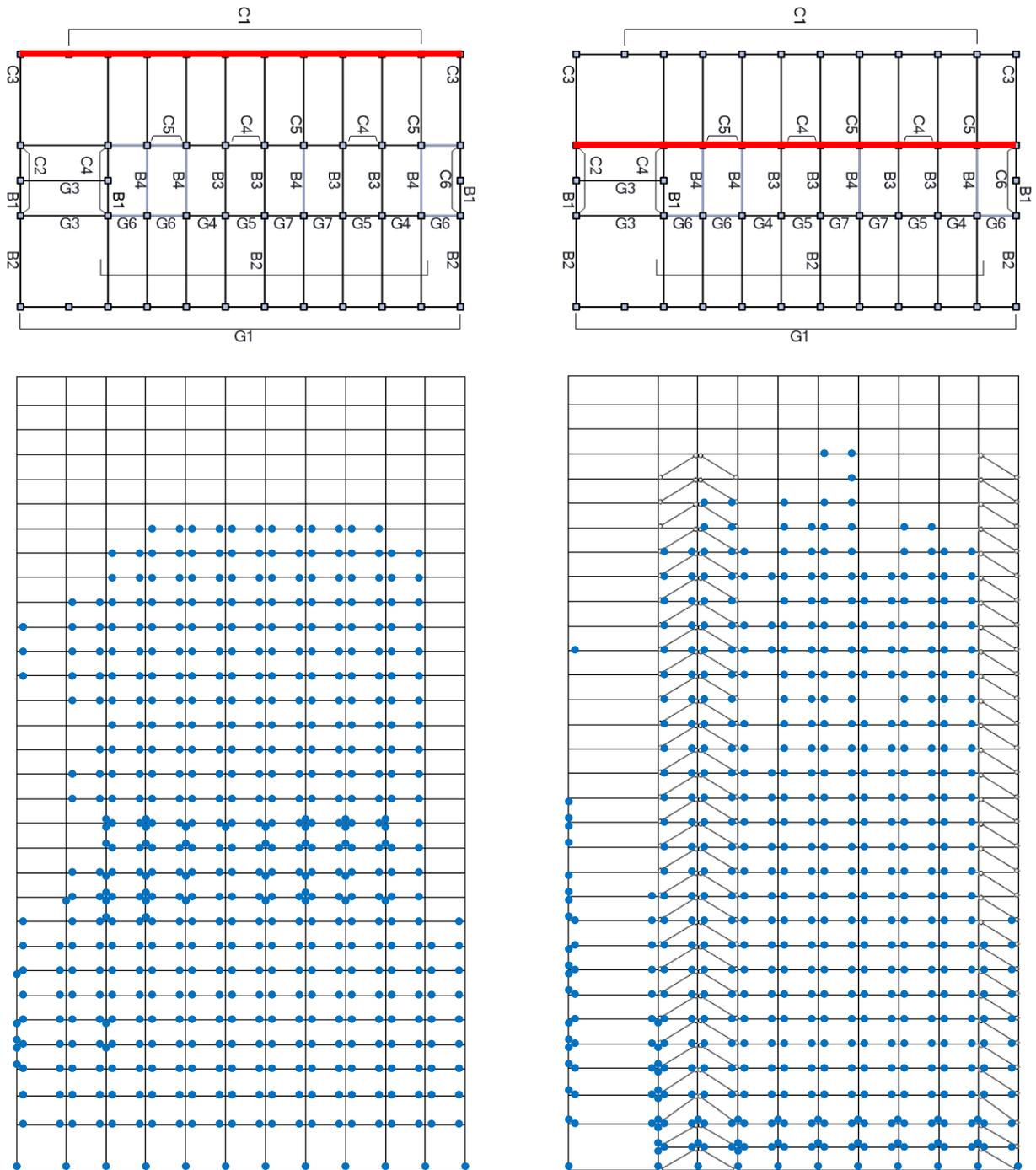
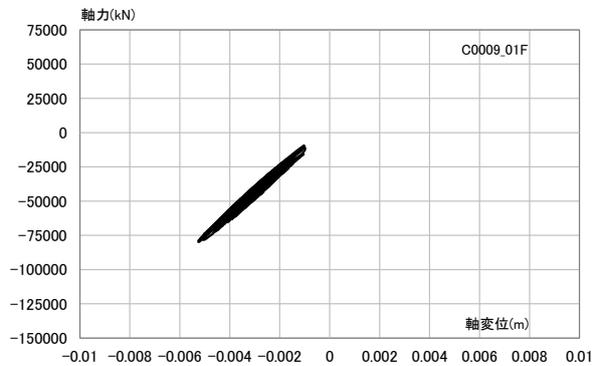
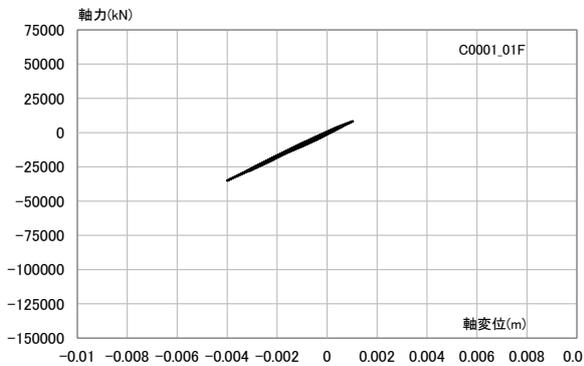
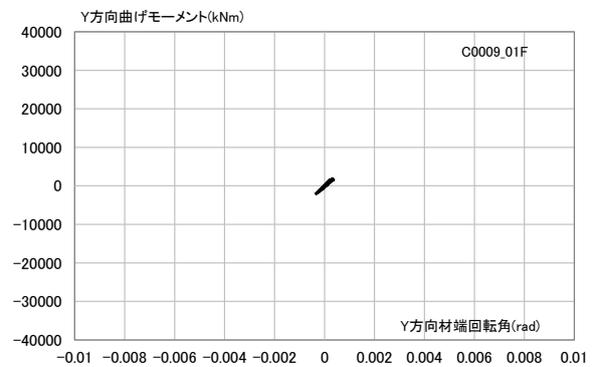
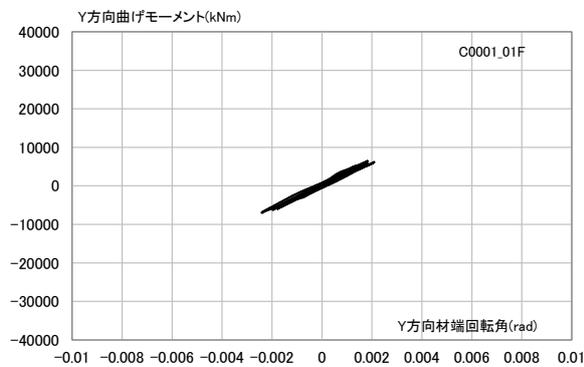
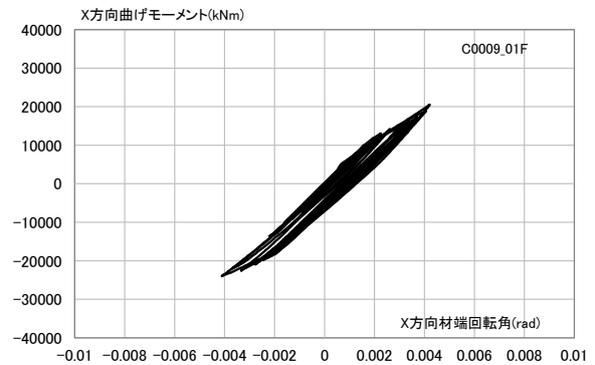
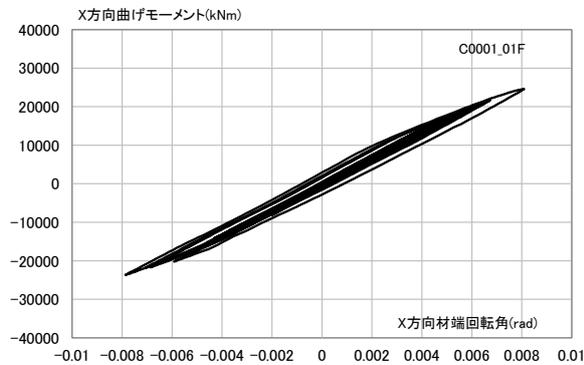
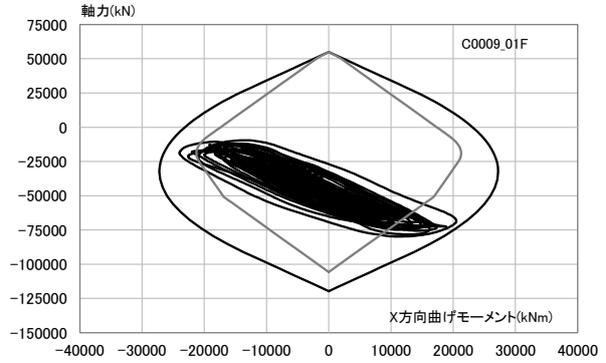
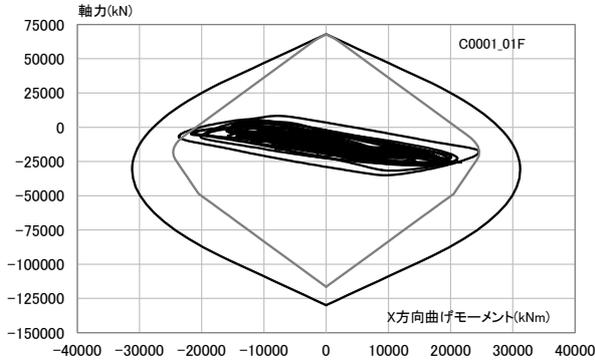
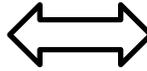


図 4.1-73 各部材の損傷状況 (CFT32、OS1、45 度方向入力、Y 方向構面)

※梁: 青→降伏、緑→局部座屈、赤▲→局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 青→降伏、赤→局部座屈

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6			7
1	2	4	5

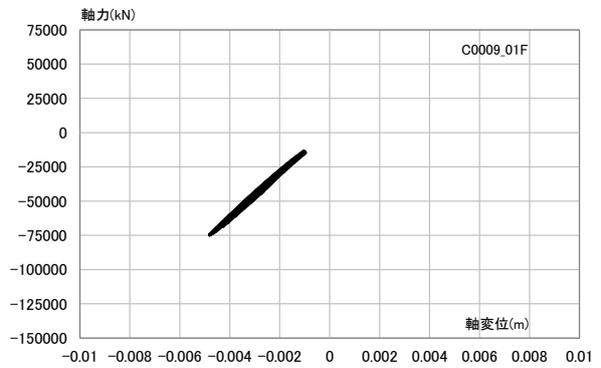
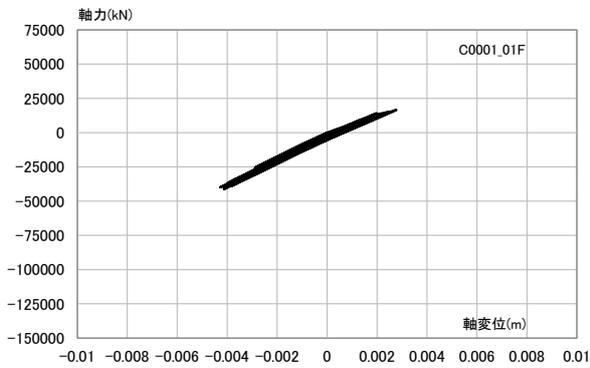
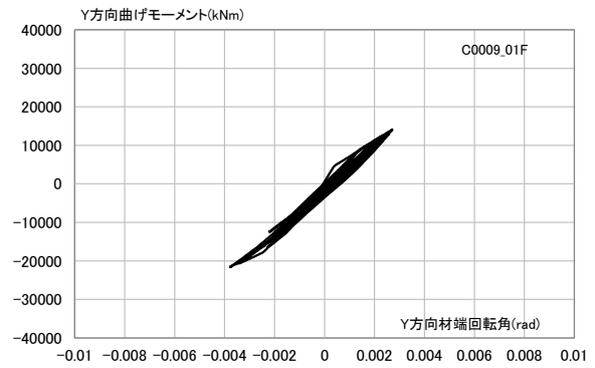
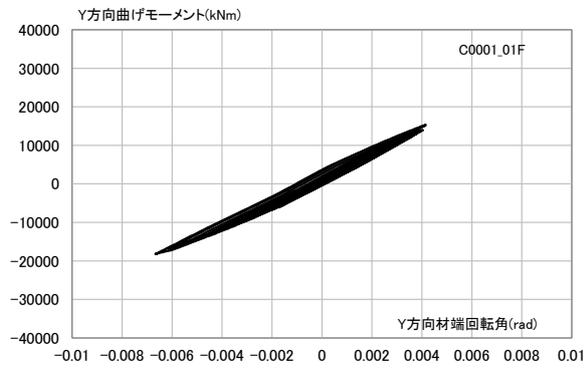
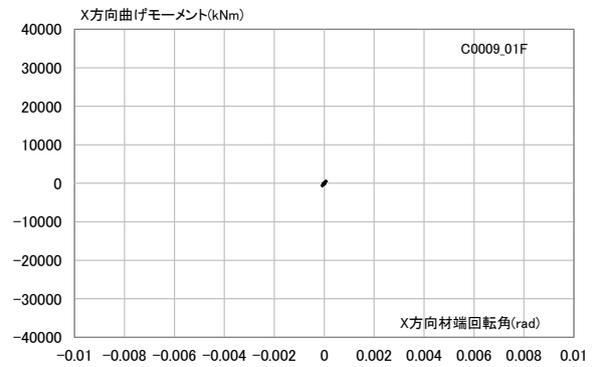
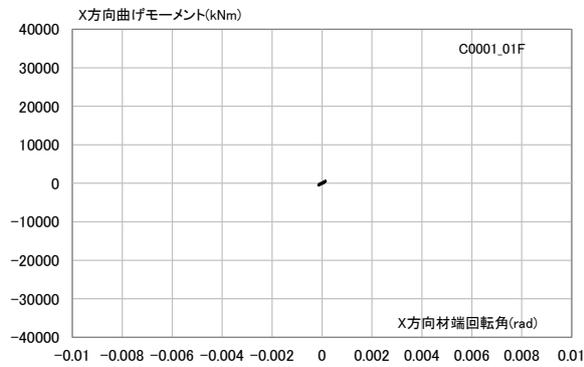
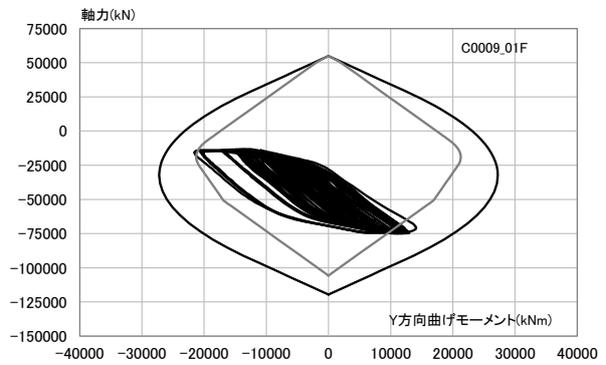
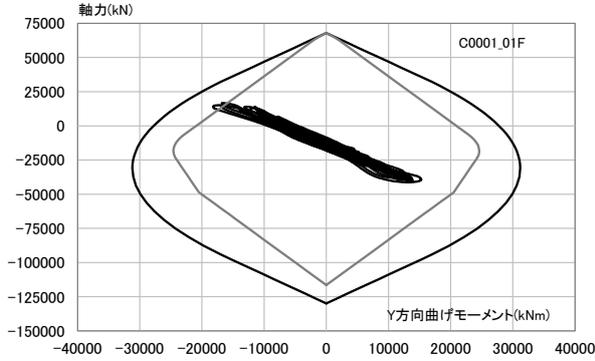


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-74 1 階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、OS1、地盤 4、X 方向入力)※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	7		
1	2	4	5

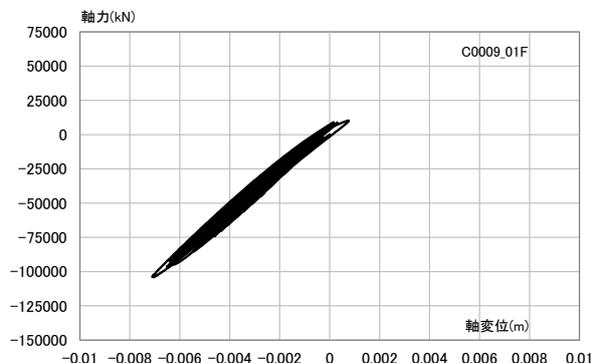
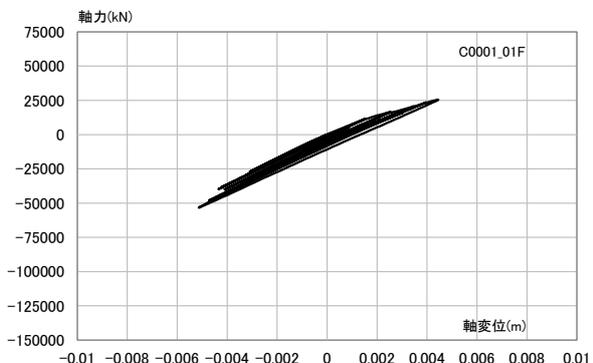
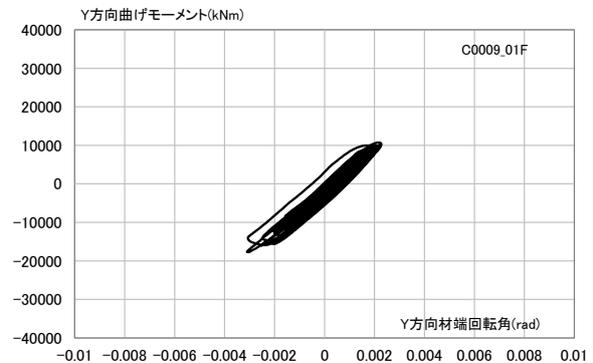
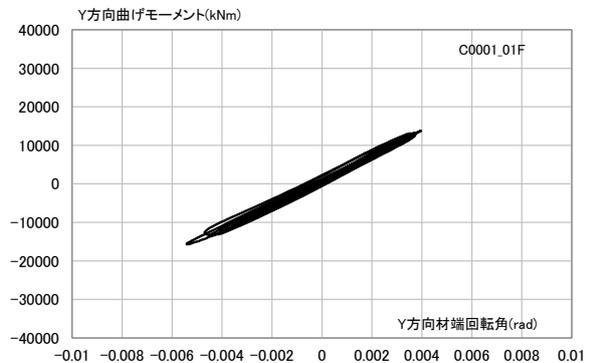
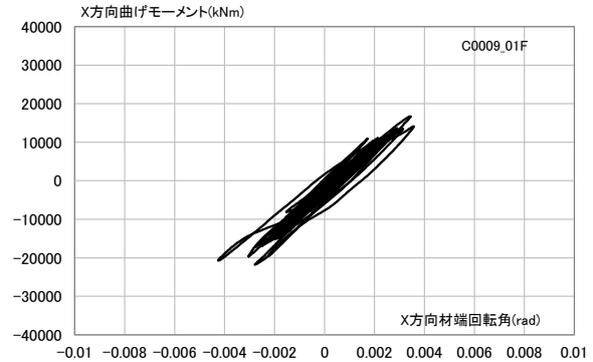
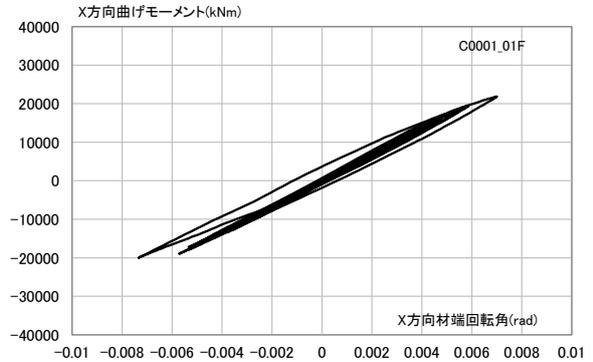
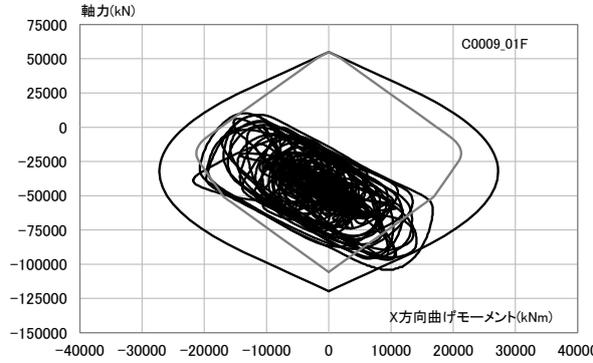
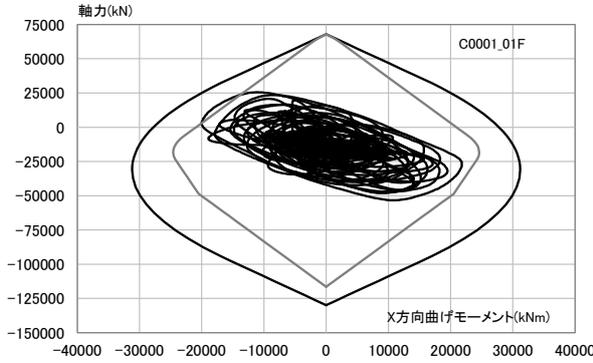
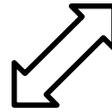


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-75 1 階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、OS1、地盤 4、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
1	2	4	5

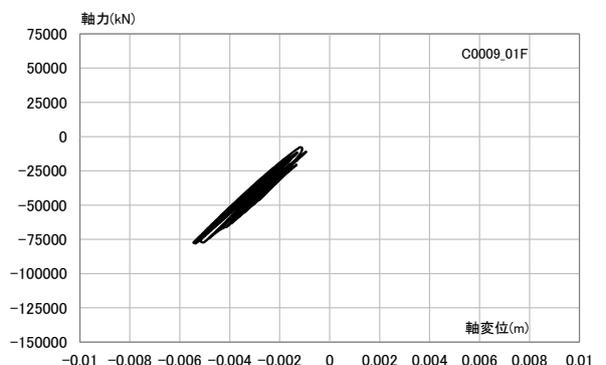
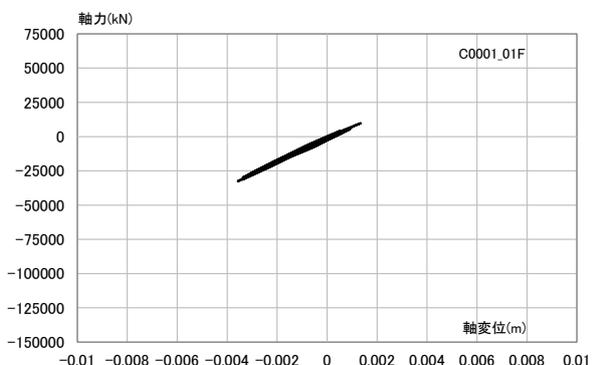
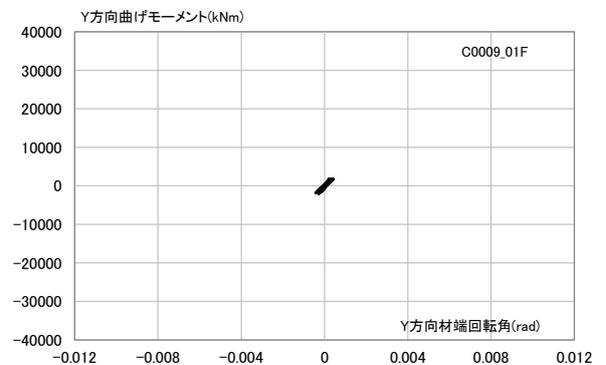
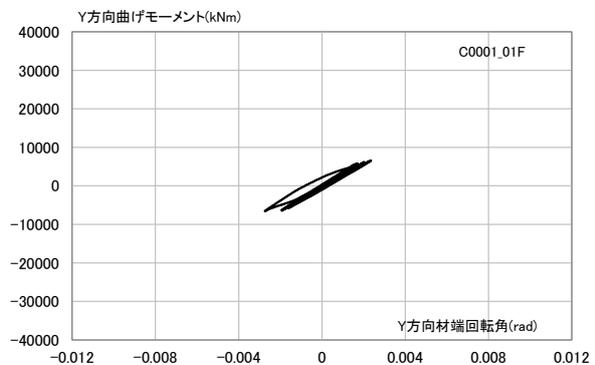
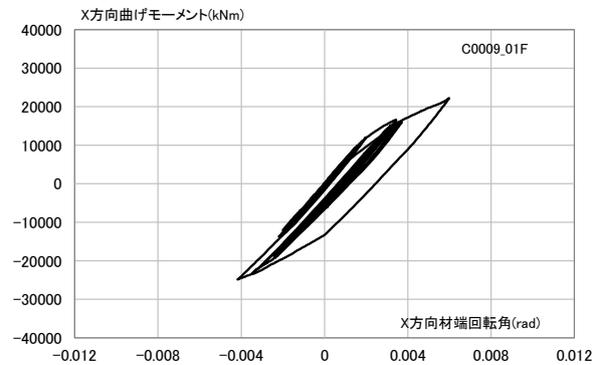
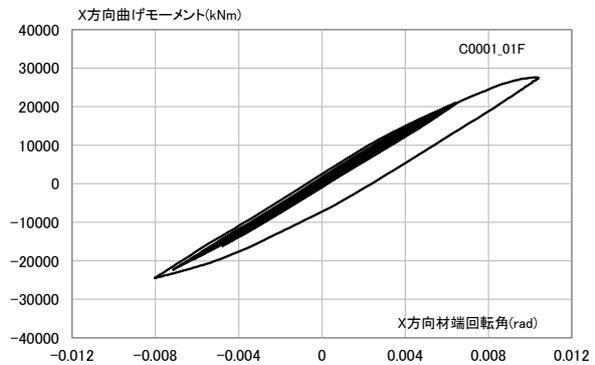
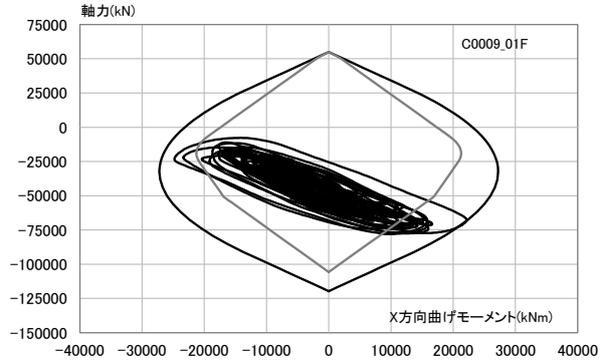
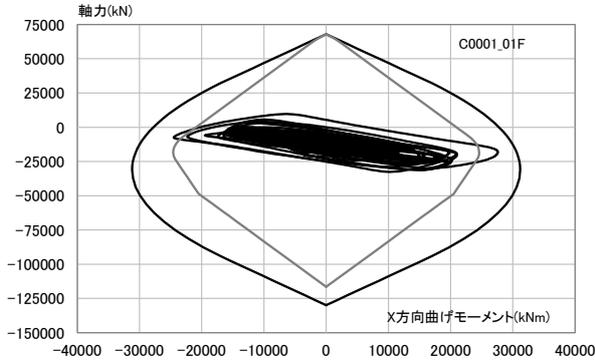
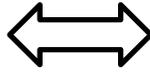


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-76 1 階柱脚の挙動 (CFT 柱モデル、OS1、45 度方向入力) ※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
1	2	4	5

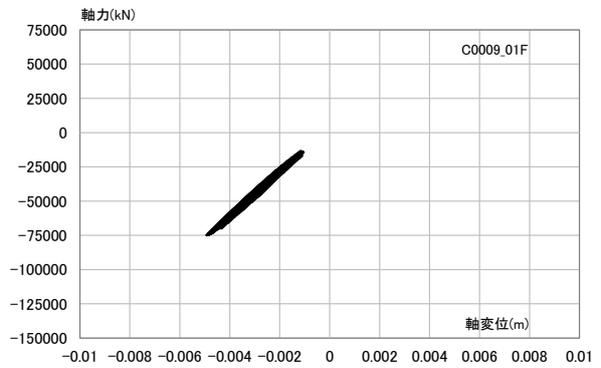
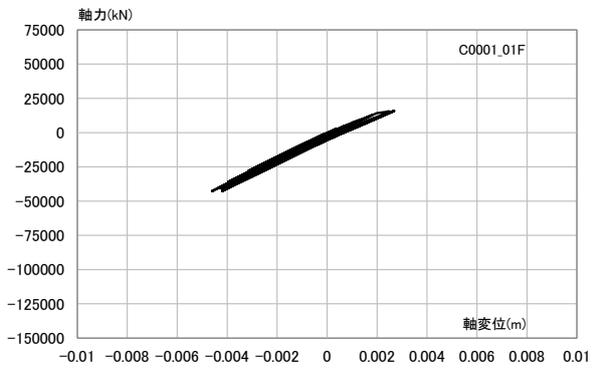
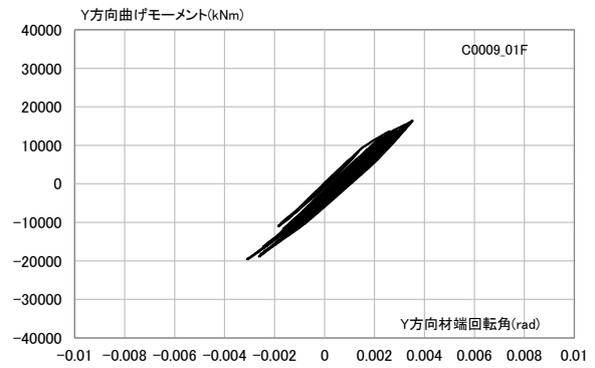
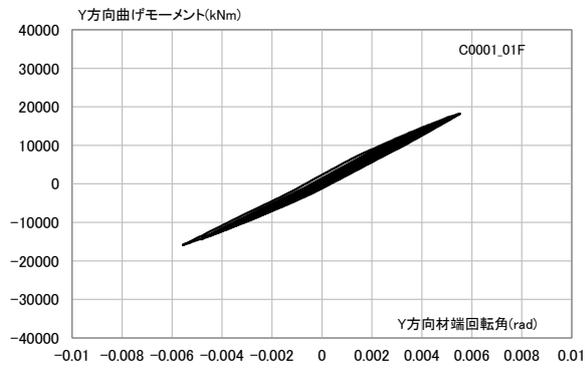
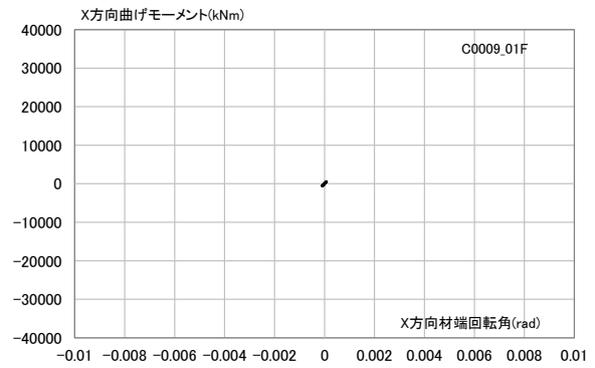
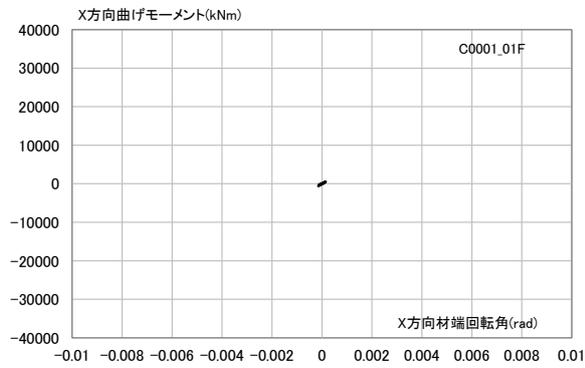
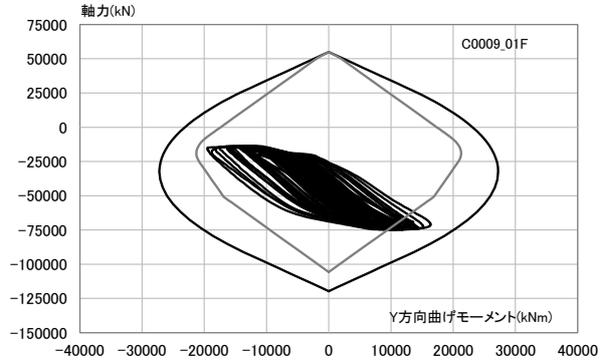
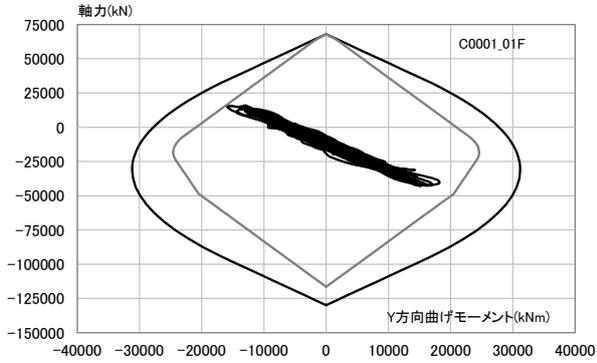
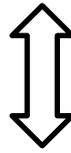


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-77 1 階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、CH1、X 方向入力)※軸力は圧縮が負

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6			7
1	2	4	5

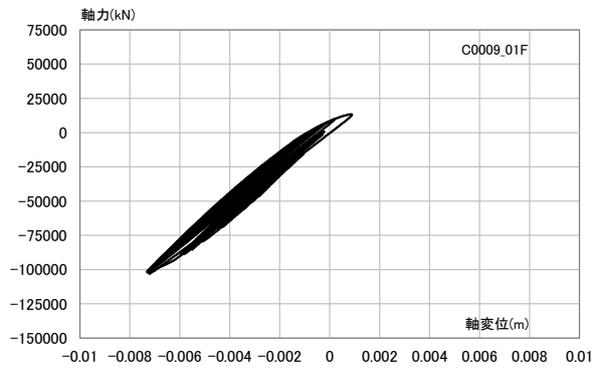
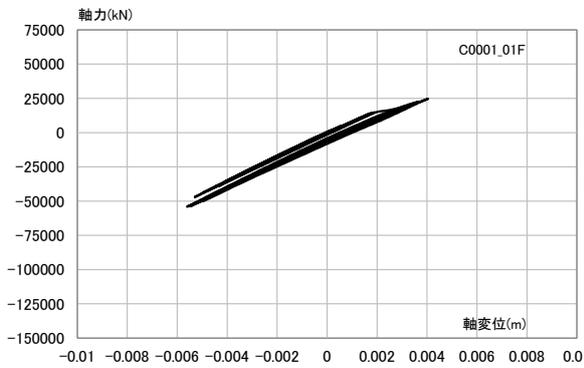
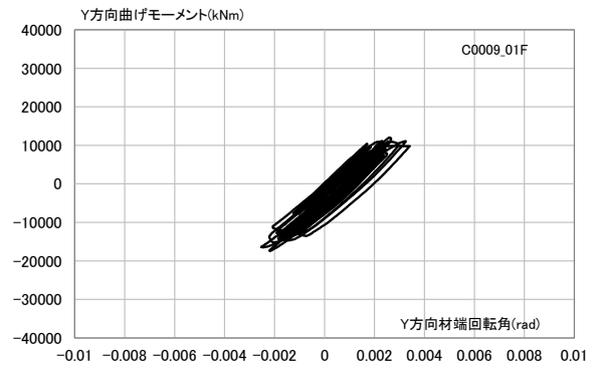
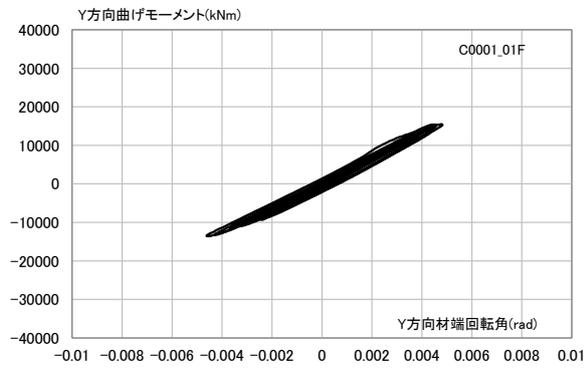
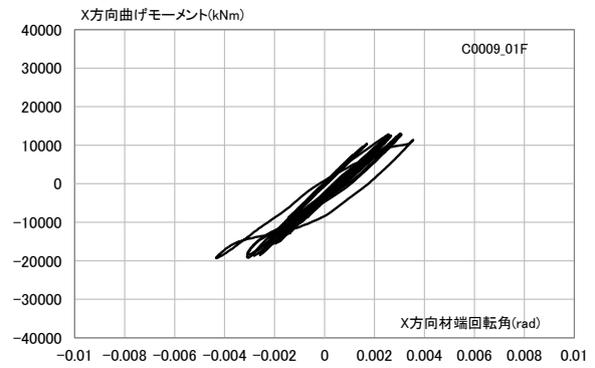
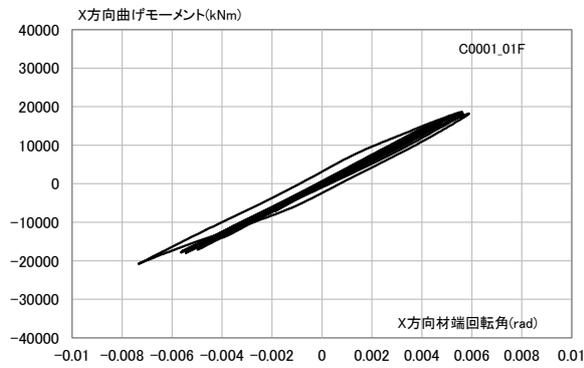
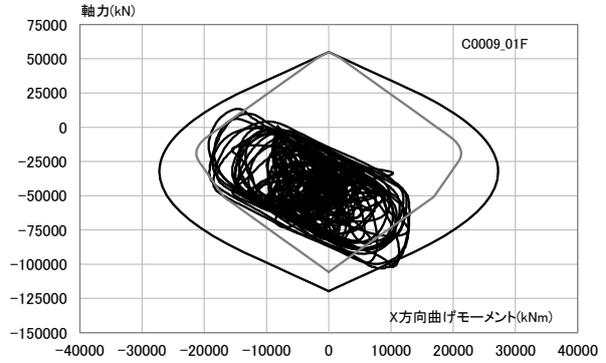
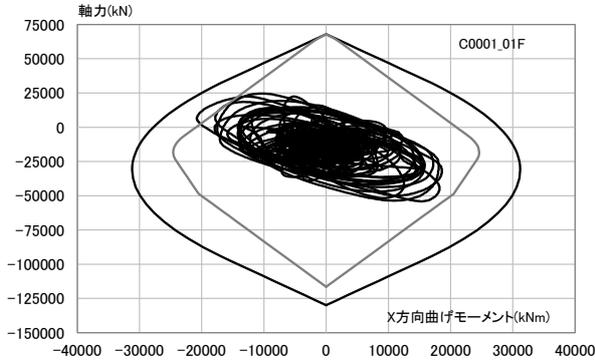
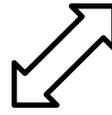


(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-78 1階柱脚の挙動(CFT 柱モデル、CH1、Y 方向入力)※軸力は圧縮が負

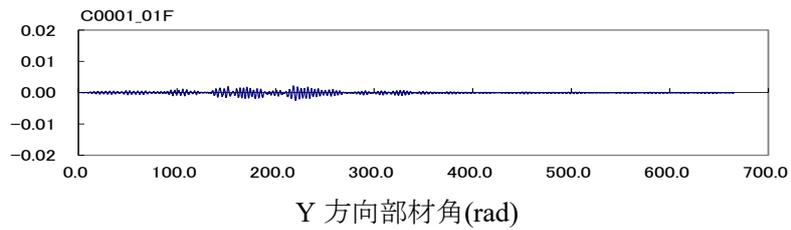
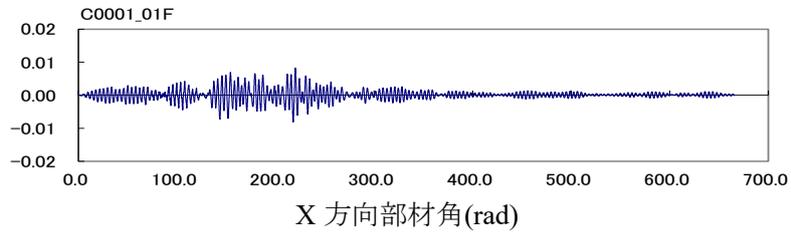
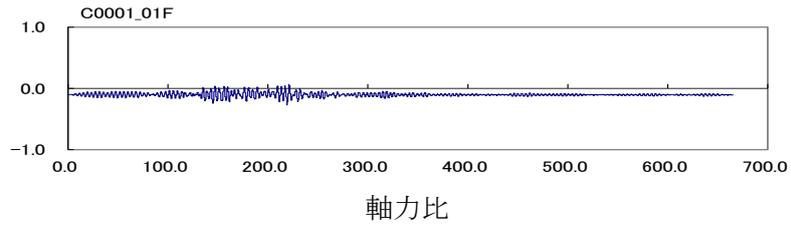
49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
1	2	4	5



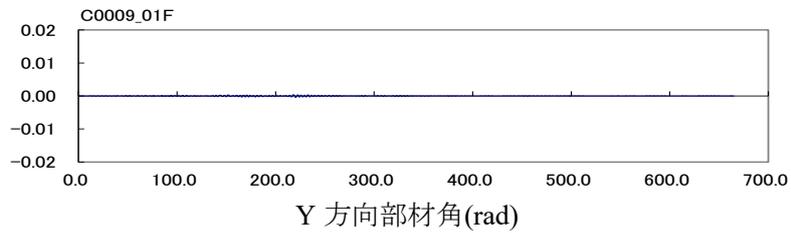
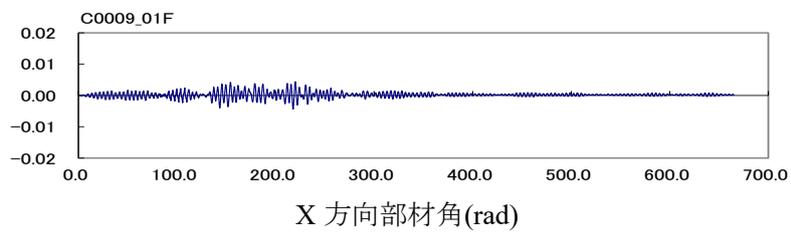
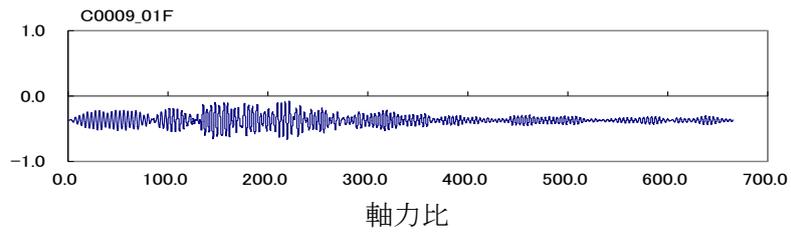
(a) No.1 柱

(b) No.9 柱

図 4.1-79 1 階柱脚の挙動 (CFT 柱モデル、CH1、45 度方向入力) ※軸力は圧縮が負

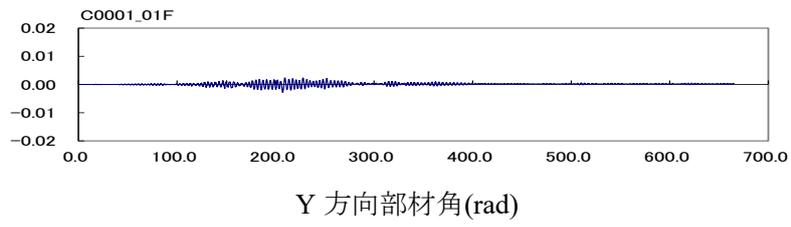
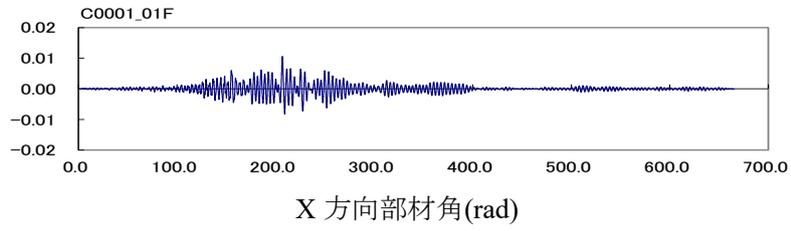
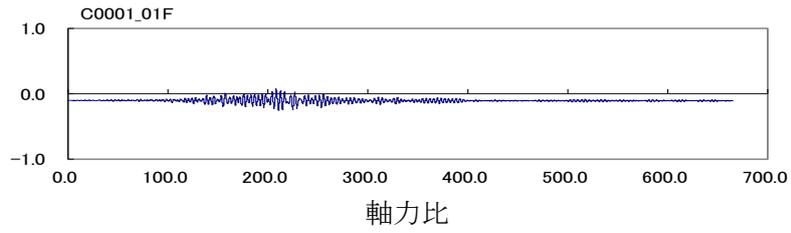


(a)No.1

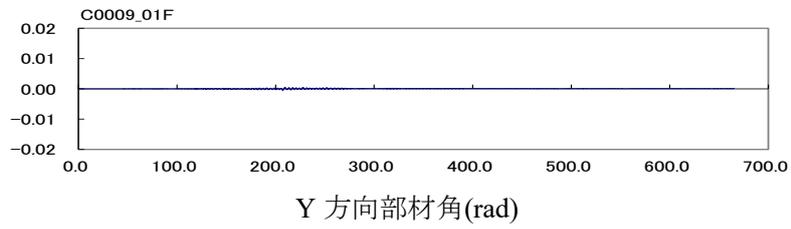
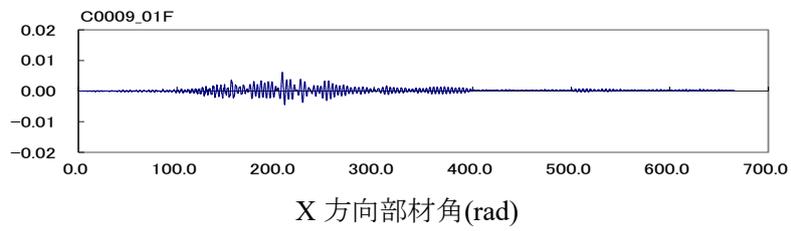
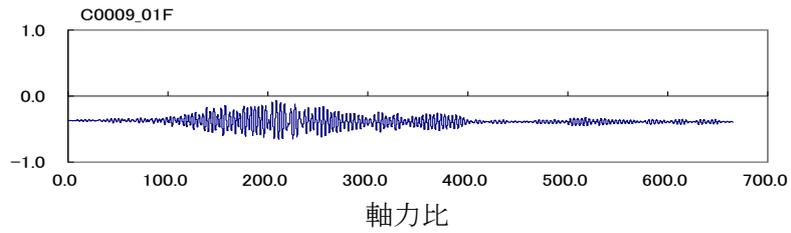


(b)No.9

図 4.1-80 代表的な柱の応答時刻歴 (CFT32、OS1、X 方向入力、1 階柱脚)



(b) No.1



(b)No.9

図 4.1-81 代表的な柱の応答時刻歴(CFT32、CH1、X 方向入力、1 階柱脚)

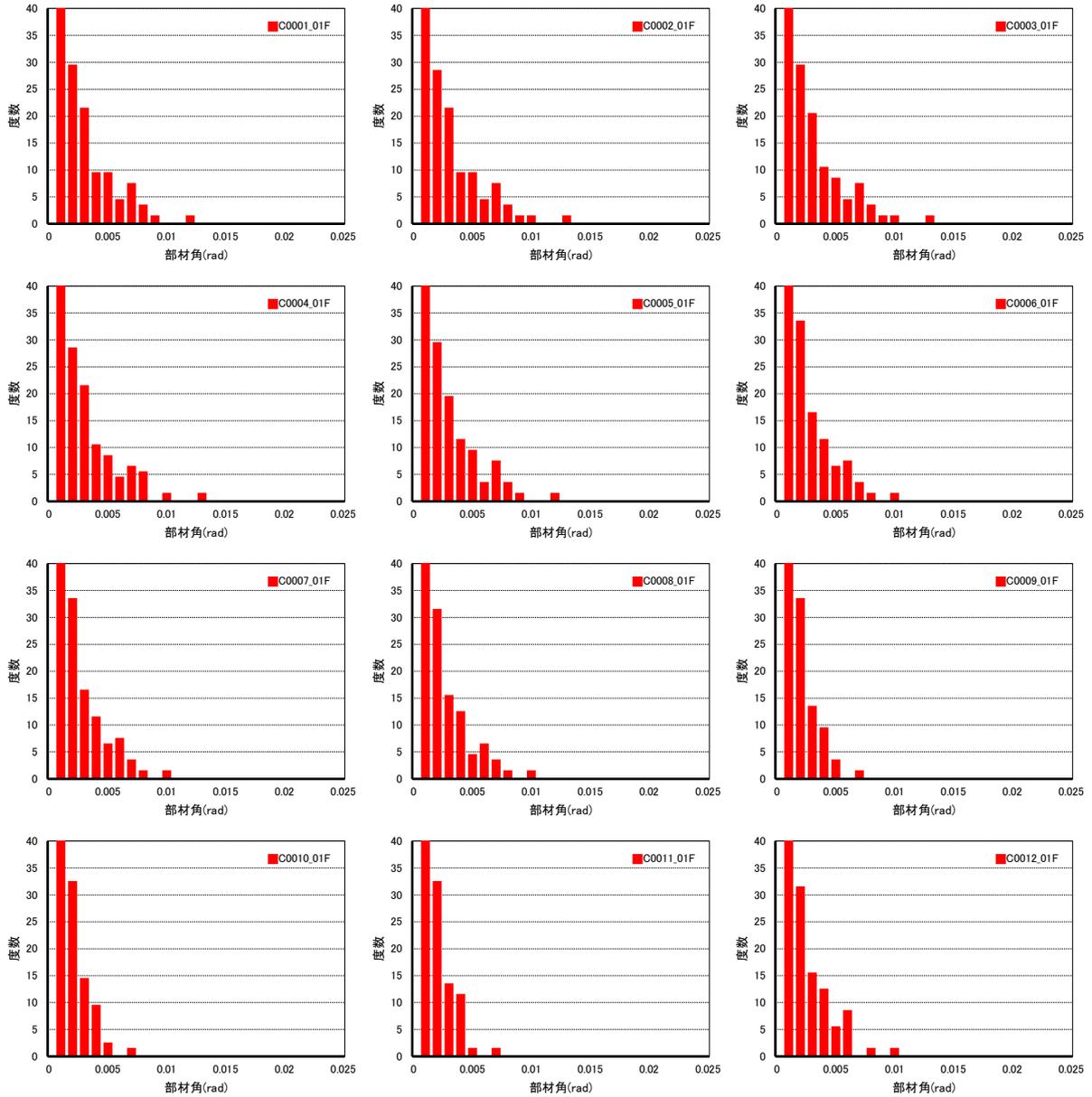
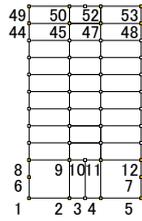


図 4.1-82 柱の部材角頻度分布(CFT32、OS1、X 方向入力、1 階柱脚 No.1~12)

	50	52	53
49	45	47	48
8	9	10	12
6			7
1	2	3	4
			5

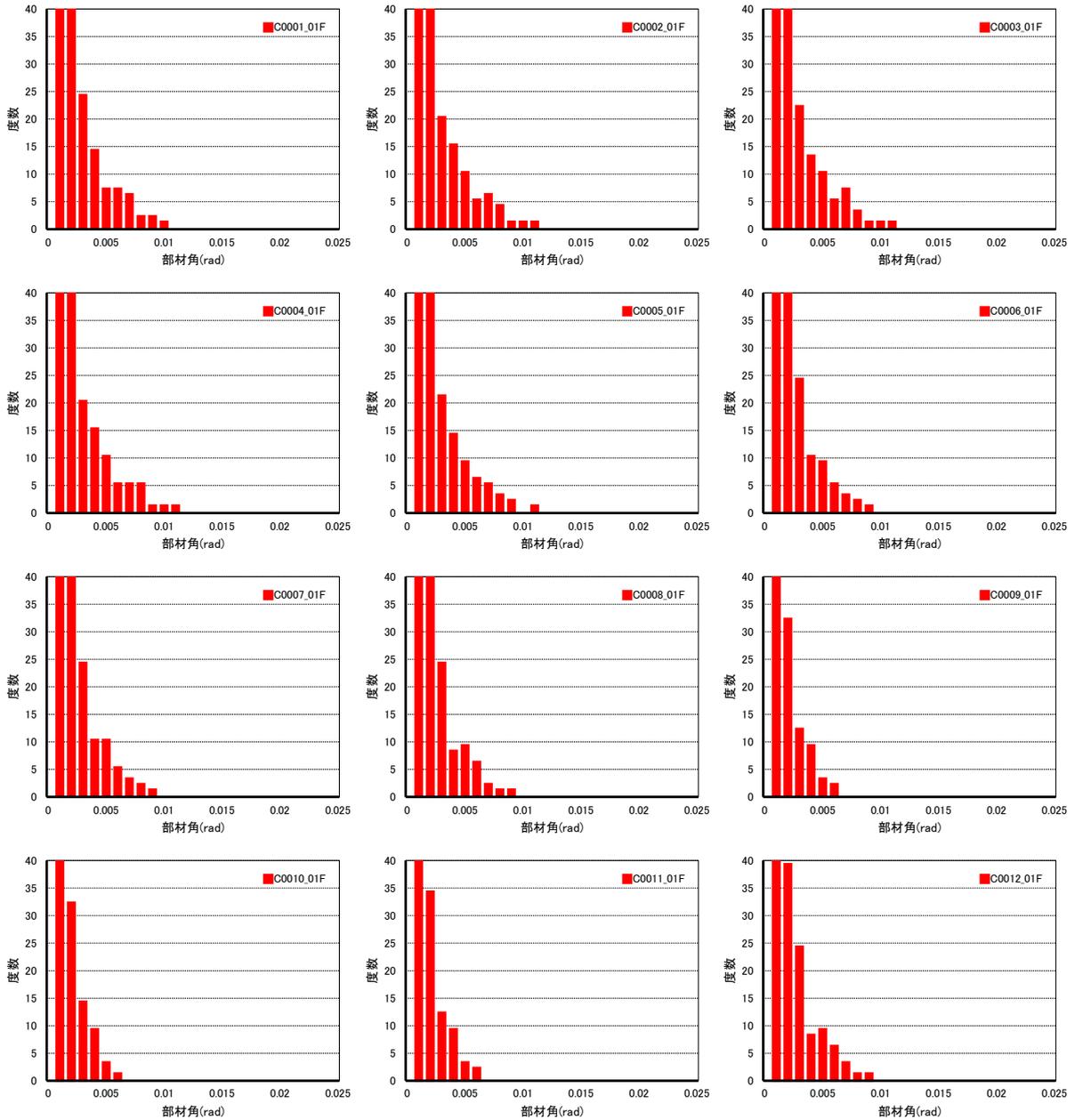


図 4.1-83 柱の部材角頻度分布(CFT32、CH1、X 方向入力、1 階柱脚 No.1~12)

表 4.1-11 最大部材角

柱名称	最大部材角(rad)
C0001_01F	0.0105
C0002_01F	0.0111
C0003_01F	0.0111
C0004_01F	0.0112
C0005_01F	0.0106
C0006_01F	0.0087
C0007_01F	0.0088
C0008_01F	0.0086
C0009_01F	0.0062
C0010_01F	0.0057
C0011_01F	0.0060
C0012_01F	0.0087

4.1.3 まとめ

長周期地震動下の超高層鉄骨造建物の地震応答解析を行うことにより応答性状の実態を把握することを目的とし、超高層鉄骨造建物モデルを用いて地震応答解析を行った。検討した内容を以下に示す。

(1) 超高層鉄骨造建築物の試設計

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、耐震安全性判定基準を概ね満足するように試設計した。

(2) 長周期地震動を用いた部材の劣化を考慮した時刻歴応答解析

入力地震動に、国土交通省による南海トラフ沿いの長周期地震動のうち、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回るレベルの地震動(SZ1,CH1,OS1)を選定した。地盤は軟弱な地盤を想定し、表層地盤の増幅を考慮したところ、速度応答スペクトルでは、告示の簡略化2種地盤で計算されるレベル(165cm/s)に比べ、最大2倍弱の増幅(最大300cm/s)となった。

長周期地震動に対するS30及びCFT32の地震応答解析を行った。結果を以下に示す。

【S30】

S30では、長周期地震動CH1,OS1に対して応答が大きく、層間変形角 $1/20\text{rad}$ を超えた。特にOS1に対しては、層間変形角 $1/10\text{rad}$ を超え、層の復元力を喪失した。従って、OS1に対しては崩壊と判定された。1990年代の設計波である既往波に対して、表層地盤の増幅を考慮した長周期地震動の入力レベルが大きかったことが崩壊に至った原因と考えられる。また、崩壊のメカニズムは、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下し、大変形に至るというものである。大変形に至る過程で、柱の局部座屈も確認されたが、崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

最大軸力比(最大軸力/降伏軸力)は、X方向入力時に0.91、45度方向入力時は1.10となった。この値は、OS1で大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1も同程度である。

部材角とその頻度分布は、同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、 $1/100\text{rad}$ を超える振幅が6回となっている柱が存在する。

【CFT32】

CFT32はX方向入力時にはCH1で応答が大きく、ねじれの大きい端部では最大層間変形角 $1/40\text{rad}$ を超えた。Y方向入力時にはOS1で応答が大きく、最大層間変形角 $1/54\text{rad}$ を超えた。S30と比べて応答が小さいのは、表層地盤の増幅を考慮した告示波で設計されているため、2000年代以降の設計用地震動と長周期地震動の入力レベルにS30ほどの差がないためである。

部材の損傷状態は、CH1 X方向入力時に一部の梁で局部座屈が生じて最大塑性率が8弱となるケースもあるが、その他のケースでは概ね塑性率4以下となった。また、全てのケースで梁下フランジの破断や、柱の局部座屈は生じなかった。

最大軸力比は、X 方向入力時に 0.67、45 度方向入力時は 0.87 となった。この値は、OS1 入力時に大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1 も同程度である。

部材角とその頻度分布は同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、1/200rad を以上の振幅が 30 回弱となっている柱がある。

4.1.4 今後の課題

今後の課題を以下に示す。

(1) S30、CFT32 の崩壊余裕度について

S30、CFT32 について、振幅を係数倍した長周期地震動に対する応答解析を行い、建物が崩壊するまでの余力について検討を行う。

(2) 地震応答解析における骨組の鉄骨柱及び CFT 柱の耐震安全性評価方法について

1) 多数回繰返し载荷実験に基づく鉄骨(CFT)柱端部の疲労限界曲線

梁端部の性能評価式と同様に S 造柱 (CFT 柱) についても、多数回繰返し载荷実験に基づいて、疲労限界性能曲線式が提示され、それが部材角振幅 (柱端部材角、柱端部回転角) と繰返し回数 N_f の関係で表されるものと考えられる。仮に、以下のような式が示されるとする。

$$N_f = \alpha \cdot c \theta_{max}^{-\gamma} \quad (4.1-1)$$

ここで、 N_f は耐力低下までの限界繰返し回数、 $c \theta_{max}$ は柱部材角 (柱端最大部材角、柱端最大回転角、等)、 α は柱の条件 (軸力、幅厚比等) により決まる係数、 γ は評価式の勾配。図 4.1-84 の例では、柱軸力比 0.3 の実験プロットを評価する式として、上記の (4.1-1) 式の係数を $\alpha=0.001$ 、 $\gamma=2.5$ とした評価式である。

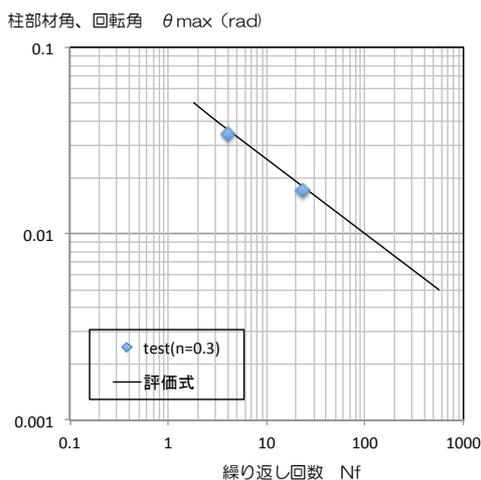


図 4.1-84 柱の実験結果のプロットと評価式

2) 柱端部の損傷度 (D) の計算方法

柱の耐震安全性の評価を行う場合には、各柱の軸力変動などを考慮する必要があるため、基本的には部材モデルで解析することが条件になる。現状の梁の耐震安全性評価方法では、骨組モデルを用いる場合には、表 4.1-12 のとおり、a)、b)の2通りの方法が提示されており^{4.1-11)}、基本的にはこれと同様の検討を行える手法の提案を試みる。

表 4.1-12 解析モデル等に応じた梁端部の損傷度の計算方法

地震応答解析で用いる解析モデル	損傷度の計算に用いる応答解析データ	損傷度の計算方法の概要	備考
(1)骨組モデル	a) 各部材の応答時刻歴	各部材の塑性率(曲げ回転角)時刻歴を用いて、レインフロー法などで塑性率の振幅頻度分布を算定し、設計用疲労曲線に基づいて、それぞれの振幅に対応する限界繰り返し回数との比を振幅毎にMiner則を仮定して加算し、損傷度 D を算定する。	疲労設計で用いられる方法を準用したもので、すべての部材の損傷度が計算される。
	b) 各部材の最大応答値	各部材の塑性率と累積塑性変形倍率のみを用いて、それらから等価繰り返し回数を計算し、設計用疲労曲線から、最大振幅時の繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	部材の最大応答値のみを用いた方法で、すべての部材の損傷度が計算される。
(2)質点系モデル	c) 各層の最大応答値(構造解析モデル有り)	各層の塑性率と累積塑性変形倍率を用いて、それらから梁部材の等価繰り返し回数を推定する。構造解析モデルを用いて層の最大応答変形から梁部材の最大塑性率を推定し、設計疲労曲線を用いて、最大塑性率での繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	層応答から予測する方法で、構造解析モデルを用いて各層で最大の損傷となる梁部材の損傷度が計算される。
	d) 各層の最大応答値(構造解析モデル無し)	各層の塑性率と累積塑性変形倍率を用いて、それらから梁部材の等価繰り返し回数を推定する。層の最大塑性率から梁部材の最大塑性率を推定し、設計疲労曲線を用いて、最大塑性率での繰り返し回数を算定し、等価繰り返し回数との比により損傷度 D を算定する。	層応答から予測する方法で、既存建築物等で構造解析モデルが無い場合等に適用され、各層で最大の損傷となる梁部材の損傷度が計算される。

a) 各部材の応答時刻歴を用いる方法：

柱の実験に基づく疲労限界性能曲線が(4.1-1)式のように示された場合、該当する柱端部の部材角時刻歴を用いて、レインフロー法で振幅毎の頻度分布を作成し、振幅毎に疲労曲線から得られる限界繰り返し回数との比を計算し、Miner 則を適用してそれらを加算して、損傷度 D を算定する。

b) 各部材の応答最大値を用いる方法：

地震応答解析から得られる柱の応答値から、当該柱部材の等価な繰り返し回数を計算して、簡易的に算定する方法である。梁端部の等価な繰り返し回数の計算と同様に、柱の等価な繰り返し回数も、柱の最大塑性率と累積塑性変形倍率を用いて計算する方法である。以下に最大振幅（塑性率）で繰り返すと仮定する場合の計算を示す。

c) 最大振幅繰り返し仮定：

地震応答解析から得られる骨組の柱部材端部の最大部材（回転）角(θ_{max})と累積塑性変形倍率(η)により、最大振幅で繰り返すと仮定した場合の等価な繰り返し回数 N_e を(4.1-2)式で計算する。地震中のエネルギー吸収は最大部材角時の一定変位繰り返しによるものと仮定し、地震中のエネルギー吸収が等価となるように繰り返し数を算定したものである。 η は(4.1-3)式で計算される。

$${}_c N_e = \frac{{}_c \eta}{4 \left(\frac{{}_c \theta_{max}}{{}_c \theta_{pc}} - 1 \right)} \quad (4.1-2)$$

$${}_c \eta = \frac{{}_c E}{{}_c M_{pc} \cdot {}_c \theta_{pc}} \quad (4.1-3)$$

ここで、 ${}_c E$ は柱部材端部の履歴吸収エネルギー、 ${}_c M_{pc}$ は、骨組の静的増分解析時における当該柱端部の軸力を考慮した全塑性モーメント、 ${}_c \theta_{pc}$ は、その時の弾性限回転角（部材角）。(4.1-1)式の疲労曲線式より、最大振幅時の繰返し回数 N_f を算定し、(4.1-2)式による等価繰返し回数との比により(4.1-4)式で損傷度 D を算定する。

$$D = \frac{{}_c N_e}{N_f} = \frac{{}_c \eta}{4 \left(\frac{{}_c \theta_{max}}{{}_c \theta_{pc}} - 1 \right)} \cdot \left(\frac{{}_c \theta_{max}^\alpha}{\alpha} \right) \quad (4.1-4)$$

(3) 上下動の取り扱い

国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について 平成 28 年 6 月 24 日」（以下、国交省長周期通知と称す）にて示された長周期地震動は、水平方向の入力地震動のみである。性能評価においては、上下動に対する考慮が必須となっており、長周期地震動に対しても、水平のみならず上下動に対する検討が必要であるが、長周期地震動に対応する上下動が提示されておらず、適切な方法がない。

現在は、長周期地震動（水平動入力）に対する応答と、適切に設定した告示レベルの上下動（告示上下動、上下動入力）に対する応答を単純和することで、上下動分の応答の割り増しとする等としている。

(4) 高軸力比柱の挙動

高軸力比柱の挙動（解析上、軸力比 1 を上回る場合がある）は、解析モデル上、取り扱える範囲を超えている可能性がある。

【参考文献】

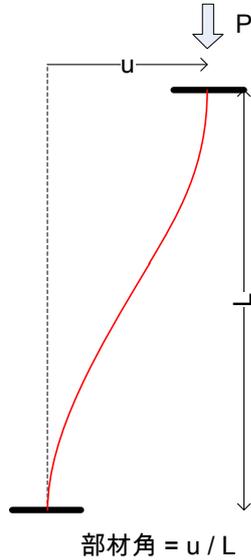
- 4.1-1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 4.1-2) 石田孝徳，山田 哲，島田侑子：変動軸力下で水平2方向外力を受ける角形鋼管柱の履歴挙動の追跡，日本建築学会構造系論文集，2013.05
- 4.1-3) 文部科学省研究開発局，京都大学防災研究所：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復に関する調査研究（平成25年度）成果報告書 3.1 高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発
http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/report/2013/pdf/3.1.1_p.013-070.pdf，2014.6
- 4.1-4) 平成25年度 建築基準整備促進事業 S10「長周期地震動に対するCFT造柱部材等の安全性検証方法に関する検討」調査報告書，2014.3
- 4.1-5) 加藤勉：閉断面部材の局部座屈と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1987.8
- 4.1-6) 山田 哲，秋山 宏，桑村 仁：局部座屈を伴う箱型断面部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，1993.2
- 4.1-7) K.Maekawa, A.Pimanmas, H.Okamura：NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE. 2003
- 4.1-8) A.Fafitis, P.Shah：Lateral Reinforcement For High-Strength Concrete Columns, Publ, ACI, No.SP-87, 1985
- 4.1-9) 加藤 勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1994.4
- 4.1-10) 鋼材倶楽部：中低層建物の耐震設計法，技報堂出版，1978
- 4.1-11) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、別紙5-1-2 超高層鉄骨増築建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法 その2
- 4.1-12) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計
- 4.1-13) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，2012.6

<参考資料1：部材角の評価>

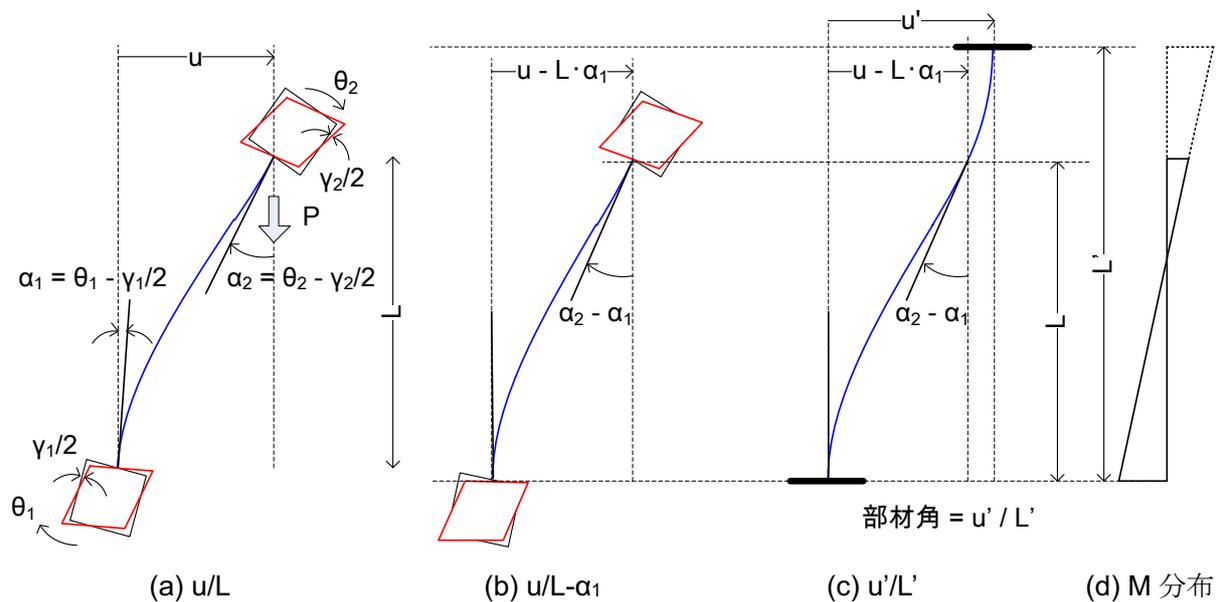
柱部材の実験結果と解析モデルとの対応について

○実験（部材角 = u/L ）

一定軸力 P 、部材角（例えば）1%とする一定軸力定振幅繰返し



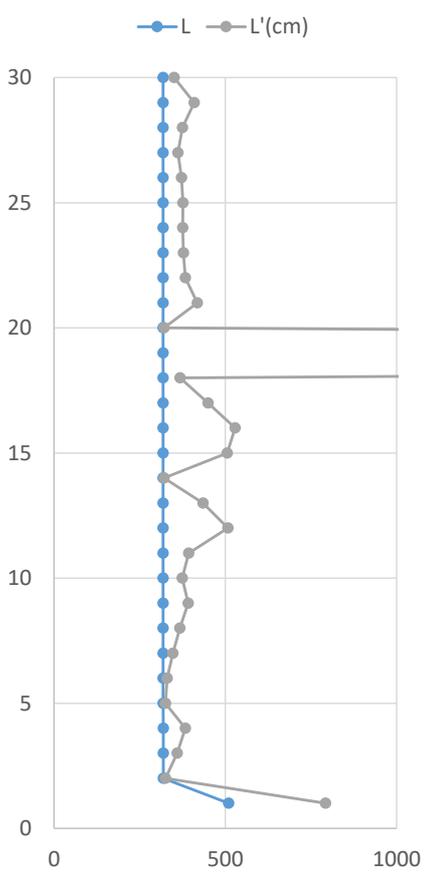
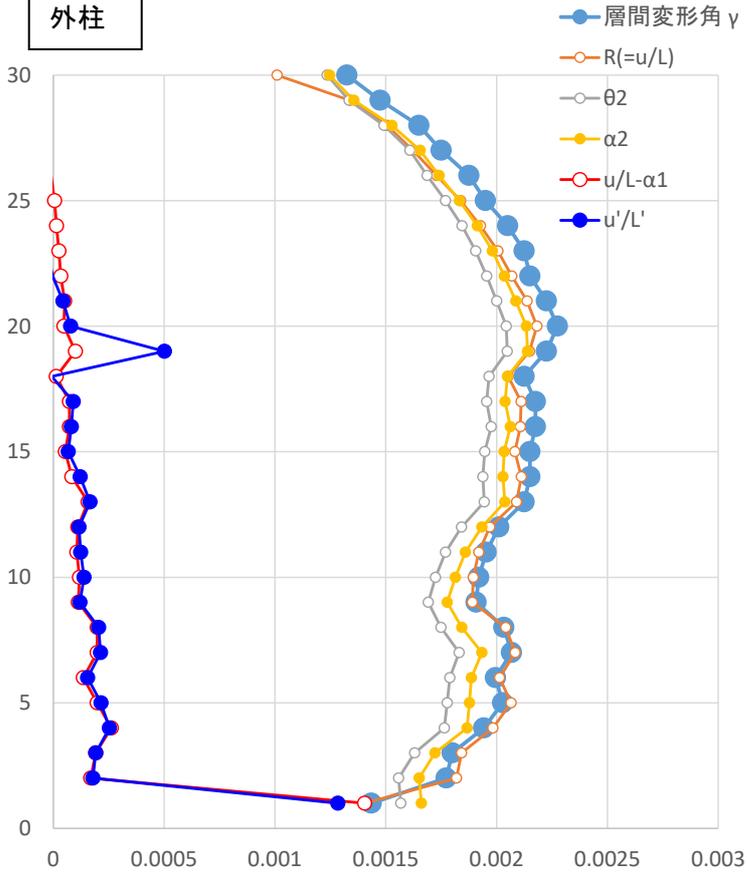
○解析（部材角 = u/L ? , $u/L-\alpha_1$?, u'/L' ?) 実験の部材角と対応させるのは (c) u'/L' が正しそう



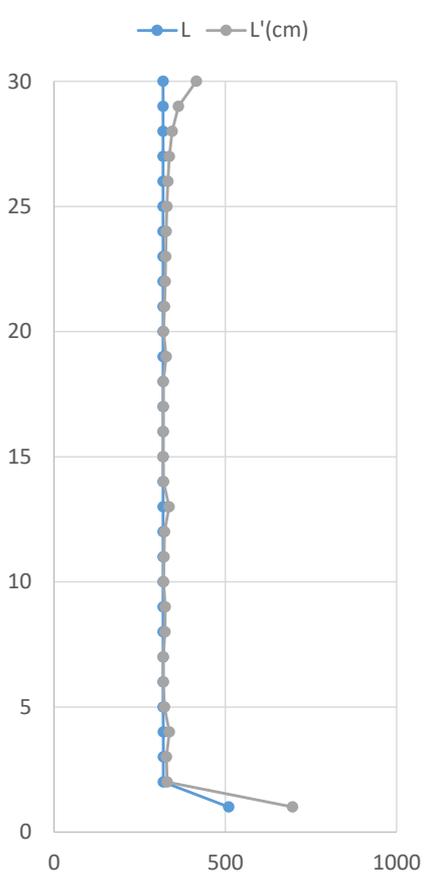
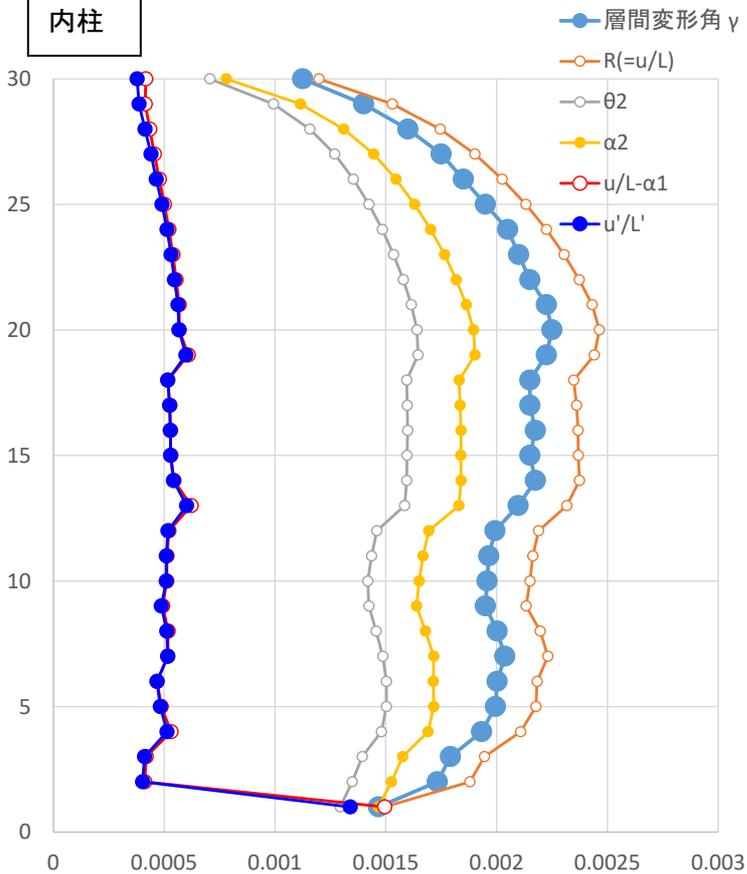
30層S柱モデルを用いた PushOver 解析により、上記3種の変形角を検討した。

反曲点位置が塑性化の進展状況に応じて変わるため、塑性化状況やモーメント分布により異なるが、少なくとも脚部（頂部の回転の方が小さい場合は頂部）の回転分を差し引いた $u/L-\alpha_1(, \alpha_2)$ により整理すれば、概ね「部材角」を評価できる。本文で部材角と呼んでいるものは、 $u/L-\alpha_1(, \alpha_2)$ にあたる。

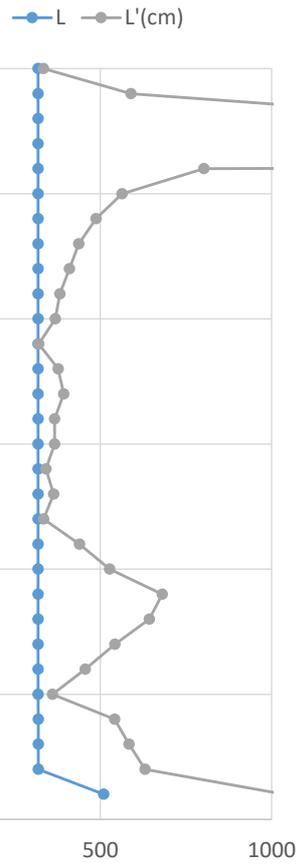
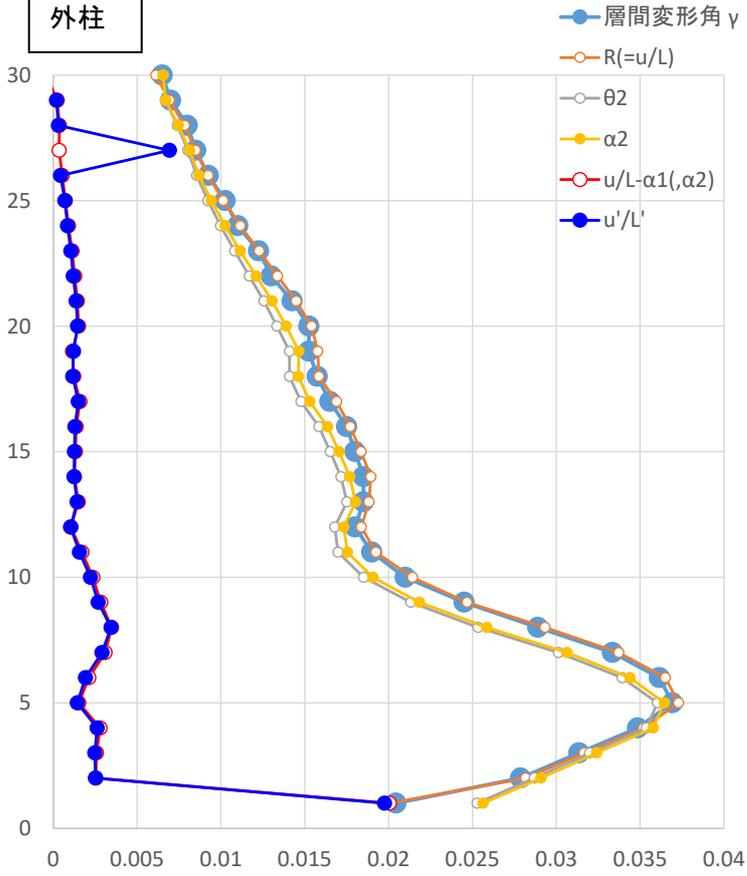
外柱



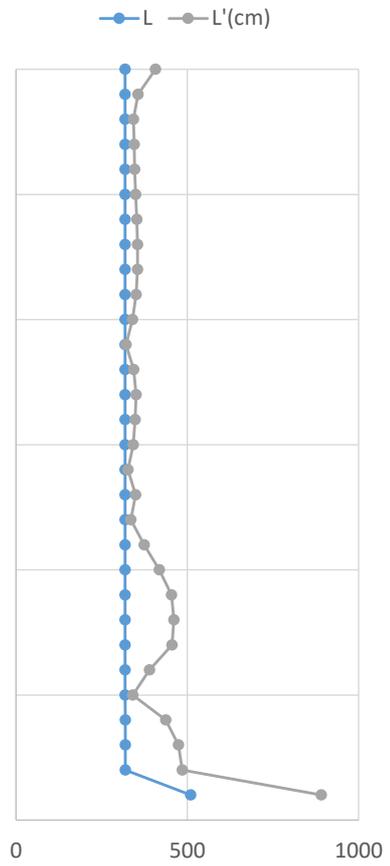
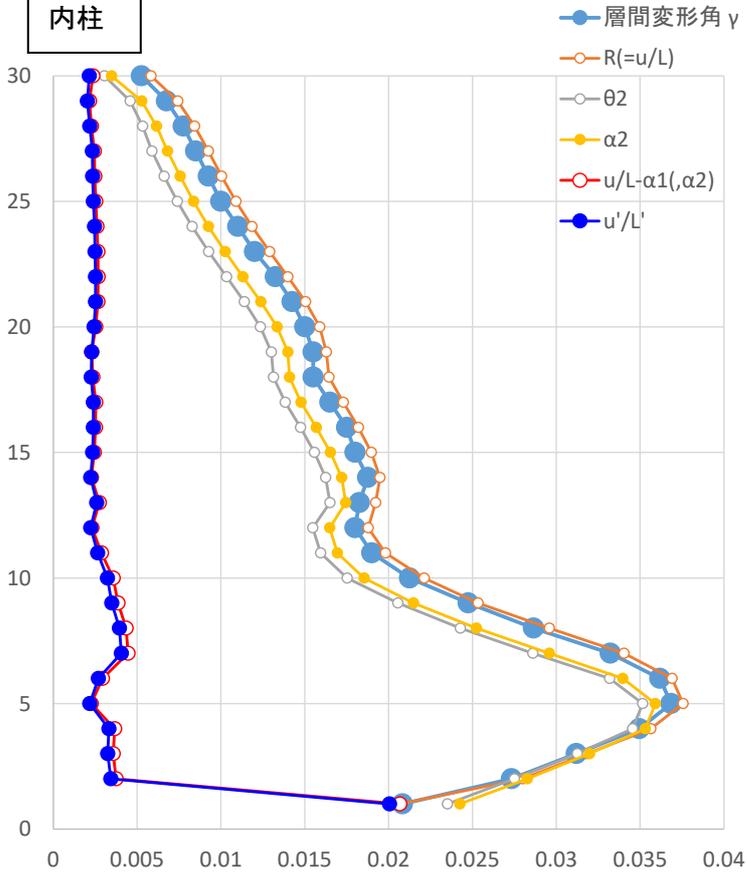
内柱



外柱



内柱



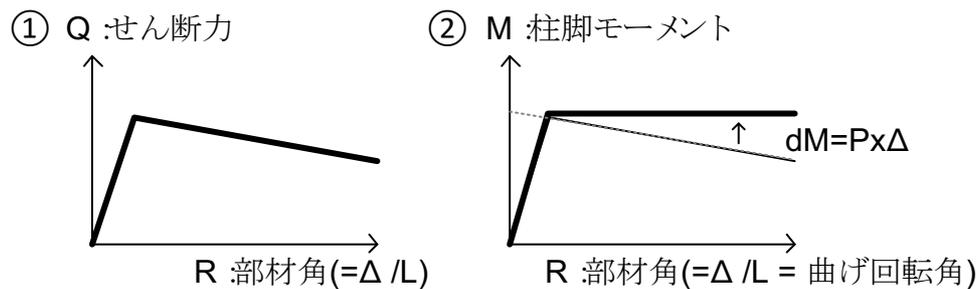
<参考資料2：柱部材復元力特性の設定>

柱部材の実験結果と解析モデルとの対応について

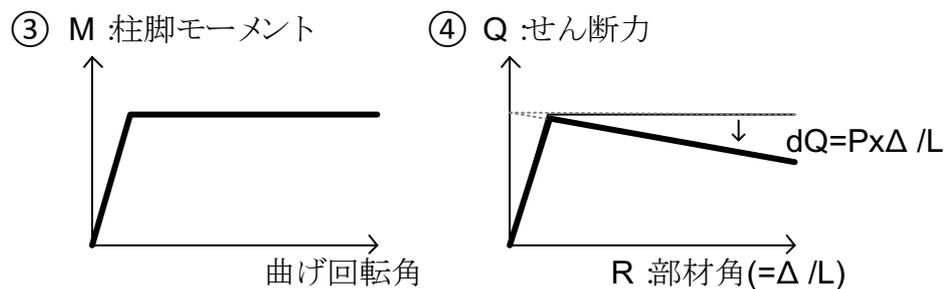
②で実験結果を整理し、解析モデルの復元力特性は③で与える。

③で与えた解析モデルの復元力特性に対し dQ (P- Δ 効果) を考慮することで④の特性を得る。

④は①と同じ。



実験結果の整理 (実験 Q より P- Δ 効果を除いた復元力特性)



解析上の考慮 (P- Δ 効果を除いた復元力特性を与えて解析上 dQ (P- Δ 効果) を考慮)

4.2 建物が倒壊するまでの余力の検討と耐震安全性検証の試行（R1 年度実施）

4.2.1 部材劣化後に建物が倒壊するまでの余力の検討

(1) 解析モデル・入力地震動等解析条件の整理

1) 建物のモデル化

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、一般に用いられてきた耐震安全性判定基準である、最大層間変形角1/100以下、部材塑性率4以下、を満足するものとする。

(a-1) S30 設計方針

- ・S30は文献4.2-1)の仮想の超高層建築物を基本に設計用せん断力を小さくし、断面を縮減した仮想建物解析モデルである。（図4.2-1、表4.2-1、表4.2-3参照）
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1程度となるように断面を設定している。（柱を相対的に弱くして、柱の損傷により比較的倒壊が生じやすいように「弱い建物」を想定した。）
- ・設計はCB=0.053の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。
- ・S30は、柱梁の性能が建物の倒壊性能に及ぼす影響を調べることを目的として、①梁の変形性能を2倍に向上させたモデル（「梁変形性能大モデル」）、②柱の断面を1サイズ大きくしたモデル（「柱強モデル」）についても実施する。柱梁に①②の変更を加えないモデルを「基本モデル」とする。

(a-2) CFT32 設計方針

- ・CFT32は実在の超高層建築物の1階部分を取り払った仮想建物解析モデルである。（図4.2-2、表4.2-2参照）
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1.5程度となるような断面となっている。
- ・設計はCB=0.07の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。

(b) 基本方針

建物をモデル化するに当たっての基本方針を以下に示す。

- ・解析モデルは柱・梁などの各部材をそれぞれ線材置換した立体精算骨組モデルとする。
- ・柱・梁は曲げ変形，せん断変形および軸方向変形を考慮する。
- ・各階床は剛床とする。
- ・復元力特性は以下のモデルとする。
 - 柱：2方向の曲げモーメントおよび軸力の3軸相関を考慮するマルチスプリングモデル（以下MSモデル）とする。MSモデルでは鋼管とコンクリートの劣化を考慮可能である。ただし、CFT32モデルではMSモデルを使用した場合、解析時間を要するため、1～15階の柱をMSモデル、それより上階は金属塑性論を拡張したS塑性論モデルを用いる。
 - 梁：梁端の破断・局部座屈を考慮する。梁端下フランジ破断に対する保有性能をあらわすCは、S30の「基本モデル」・「柱強モデル」では、1990年代で一般的なスカラップ付き相当のC=4、S30の「梁変形性能大モデル」ではその2倍の性能に相当するC=5.6、CFT柱モデルもC=5.6とした。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率を3/100とした。
- ・梁の終局耐力について、原則として全断面を考慮して算定するが、後述するS30に既往波を入力する場合は、当時の設計を想定して、フランジのみを考慮して終局耐力を算定する。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率は1/100とする。
- ・減衰は1次固有周期に対して臨界値の2%となる初期剛性比例型減衰とする。
- ・固有振動解析結果を表4.2-3に示す。

(c) S30 の概要

S30 は、30 層の鉄骨箱型断面柱の鉄骨造建物モデルである。図 4.2-1 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.2-1 の (a)、(b) に、3 つのモデルの柱断面を示す。

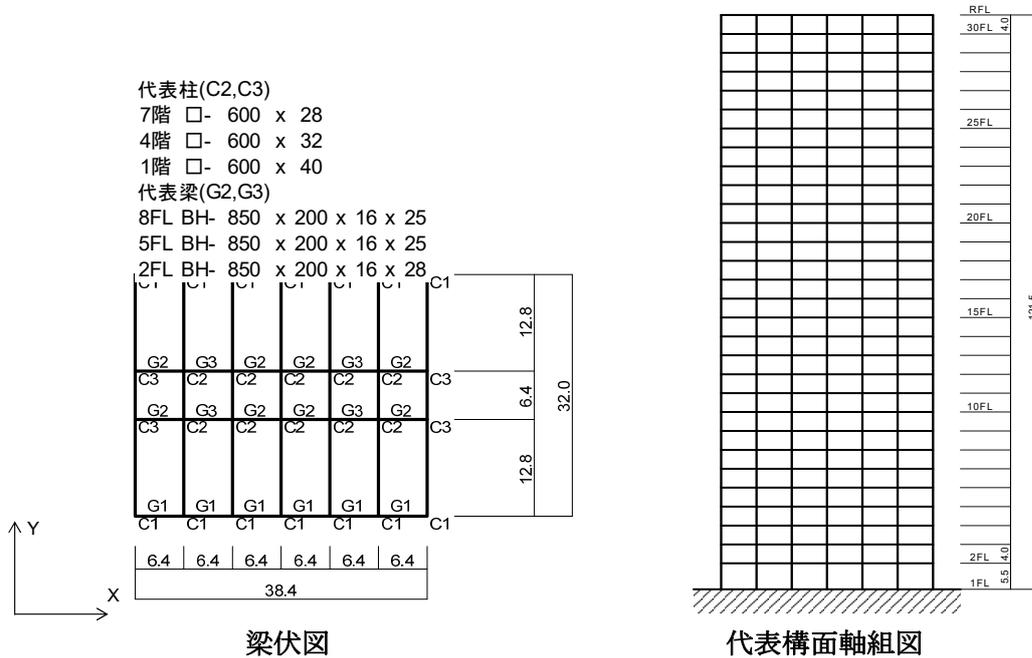


図 4.2-1 超高層建物モデル(S30)

表 4.2-1 柱断面(S30)

(a) 基本モデル・梁変形性能大モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
13~15	□-600×600×22×22	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
10~12	□-600×600×25×25	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
7~9	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
4~6	□-600×600×32×32	□-600×600×36×36	□-600×600×36×36
1~3	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40

(b) 柱強モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×25×25	□-600×600×25×25
13~15	□-600×600×25×25	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
10~12	□-600×600×28×28	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
7~9	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
4~6	□-600×600×36×36	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40
1~3	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

(d) CFT32 の概要

CFT32 は、32 層の CFT 柱の建物モデルである。図 4.2-2 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.2-2 に柱断面を示す。

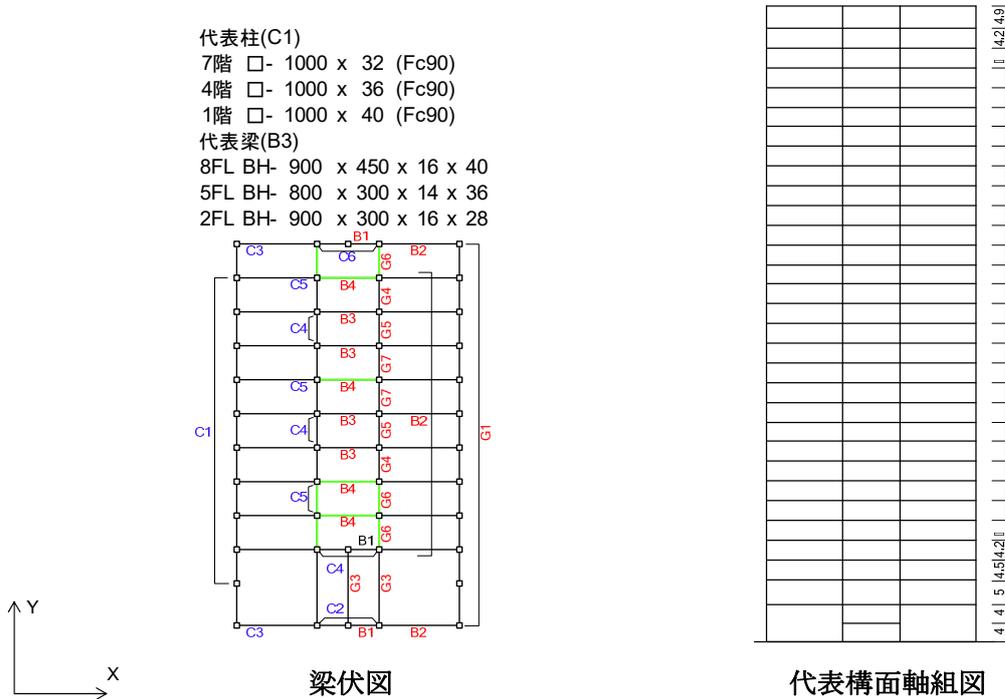


図 4.2-2 超高層建物モデル(CFT32)

表 4.2-2 柱断面(CFT32)

特記なき限り 1.鉄骨材質 4面組立ボックス柱[B□]: SN490C(t≤40),SN490C-TMCP(t>40) ,冷間成形角形鋼管[□]: BCP325 2.断面表示は B(幅)×D(せい)×t(板厚)とする。

階	C1	C2	C3	C4	C5	C6	充填コンクリート Fc(N/mm2)
32							
31							
30	□-700×700×16	□-700×700×16	□-700×700×16				
29				□-800×800×19	□-800×800×19	□-800×800×19	Fc36
28							
27	□-700×700×19	□-700×700×19	□-700×700×19				
26							
25							
24							
23							
22			□-800×800×19	□-900×800×22	□-900×800×22	□-900×800×22	Fc48
21							
20							
19	□-800×800×19	□-800×800×19					
18							
17							
16			□-800×800×22				Fc60
15							
14				□-1000×1000×22	□-1000×1000×22	□-1000×1000×22	
13							
12	□-800×800×22	□-800×800×22					Fc80
11							
10							
9			B□-800×800×32		B□-1000×1000×32	B□-1000×1000×32	
8	B□-800×800×32	B□-800×800×32					
7				B□-1000×1000×32		B□-1000×1000×32	
6							
5							
4	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×40		B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	Fc90
3							
2	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×50	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	
1							

(e) 固有振動解析結果

表 4.2-3 に(a)~(c)の建物モデルの 5 次モードまでの周期と刺激係数等を示す。

表 4.2-3 固有振動解析 (S30)

(a) S30 (基本モデル, 梁変形性能大モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.51	0.00	-1.37	0.00	Y 1 次
2	4.08	1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.41	0.00	0.00	-1.30	
4	1.53	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.38	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(b) S30 (柱強モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.44	0.00	1.37	0.00	Y 1 次
2	4.01	-1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.38	0.00	0.00	1.31	
4	1.52	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.37	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(c) CFT32

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	3.81	-1.18	-0.02	-12.4	Y 1 次
2	3.35	0.02	-1.39	0.54	X 1 次
3	3.22	0.22	-0.01	-12.5	
4	1.32	-0.45	-0.01	-6.00	Y 2 次
5	1.22	-0.01	0.58	-0.10	X 2 次

(f) 柱梁耐力比

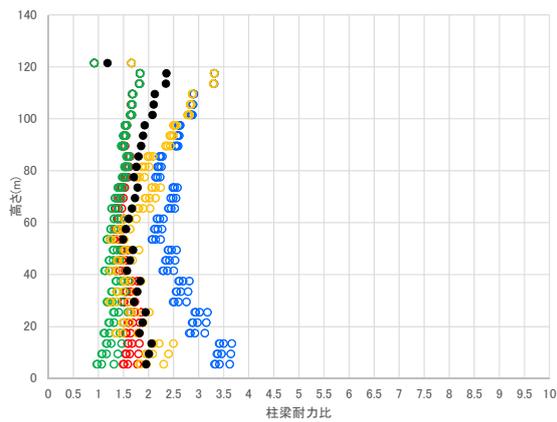
柱梁耐力比の算出の方法を以下に示す。

- ・ S30 に対して A_i 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を算定する。(層間変形角 1/100 時点で梁は十分に降伏しているため、層間変形角 1/50 であっても軸力は大きく変わらないことを確認している。従って、柱梁耐力比への影響も小さい。)
- ・ 荷重増分解析で得られた軸力を考慮した柱の曲げ耐力の算定方法は以下とする。
角形鋼管 (S30) : 鋼構造限界状態設計指針・同解説の全塑性相関曲線
CFT (CFT32) : コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- ・ 梁の曲げ耐力は、全断面を有効とした時の、全塑性モーメントとする。
- ・ (層平均の柱梁耐力比) = (梁耐力の和) ÷ (柱耐力の和) とする。

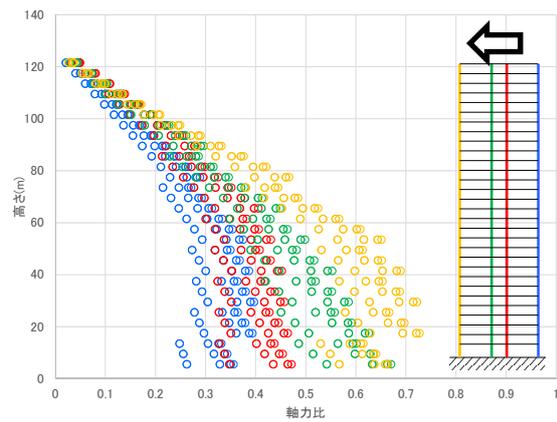
代表して Y 方向の柱梁耐力比を図 4.2-3 に示す。最上階は柱 1 本に対して梁 2 本がとりつく箇所があるため、柱梁耐力比が 1 未満となる場合がある。

S30 について、基本モデル・梁変形性能大モデルは、最上階を除いたとき、柱梁耐力比は、0.96 と小さく、最大軸力比は 0.73 となっている。柱強モデルは最上階を除いた柱梁耐力比の最小値が 1.24、最大軸力比は 0.66 となっている。

CFT32 について、最上階を除いたとき、柱梁耐力比の最小値は約 1.57、最大軸力比は 0.44 である。

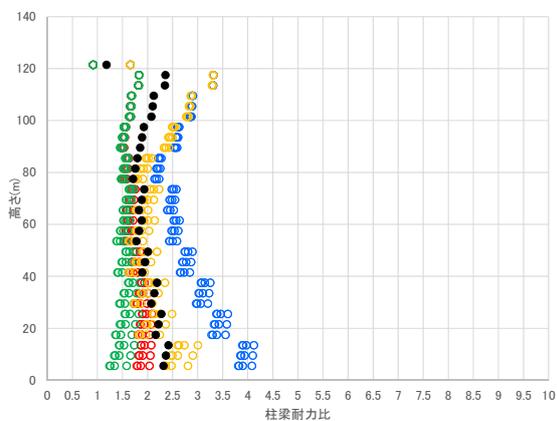


柱梁耐力比 (最小 0.96)

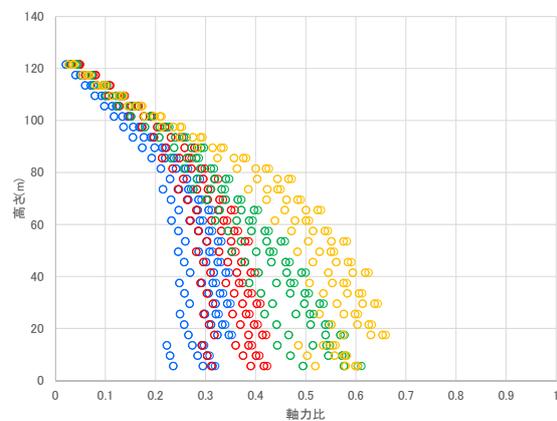


軸力比 (最大 0.73)

S30 (基本モデル・梁変形性能大モデル, Y 方向)

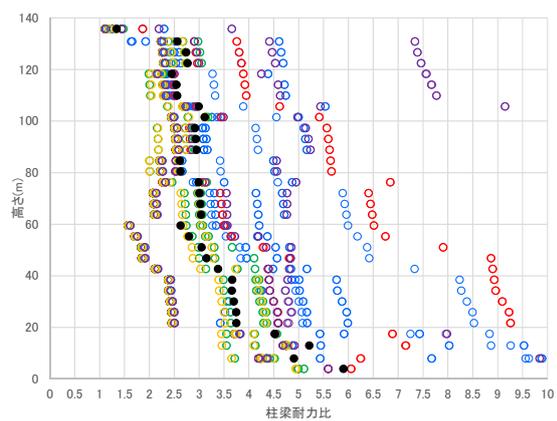


柱梁耐力比 (最小 1.24)

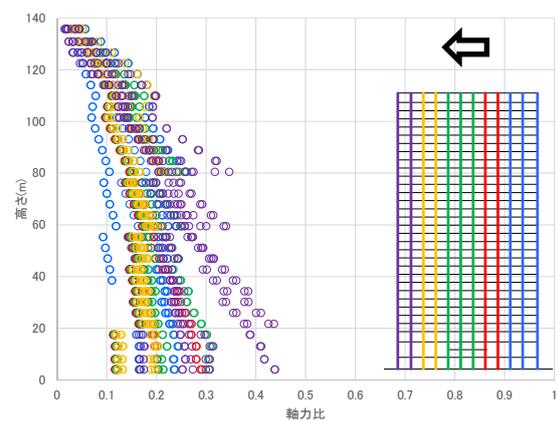


軸力比 (最大 0.66)

S30 (柱強モデル, Y 方向)



柱梁耐力比 (最小 1.57)



軸力比 (最大 0.44)

CFT32 (Y 方向)

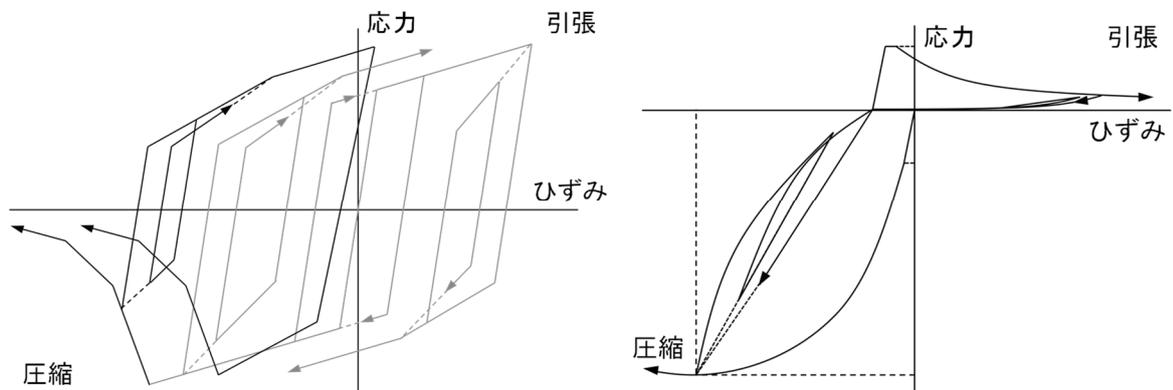
図 4.2-3 1/100 載荷時の柱梁耐力比(图中●は層平均)と軸力比

2) 部材のモデル化

(a) 柱部材

材端に塑性変形部を想定し、断面を細かく要素に分割した上で各要素に材料の応力-歪関係を与えて平面保持を仮定してモデル化する、マルチスプリングモデル（以下 MS モデル）とする。

角形鋼管柱については文献^{4.2-2)}で局部座屈の評価を含めた解析手法が提案されている。局部座屈による耐力劣化を考慮可能な MS モデルの弾塑性履歴則^{4.2-2)}を図 4.2-4 に示す。降伏後、局部座屈に至るまでの単調圧縮試験における応力上昇率は文献^{4.2-3)}、塑性変形能力は文献^{4.2-4)}に従い決定する。コンクリートの軟化のしやすさ（軟化係数）は軟化係数=52 とした。



(a) 鋼管(石田ら(2014)^{4.2-2)}) (b) コンクリート(Maekawaら(2003)^{4.2-5)}, Fafitis, Shah(1985)^{4.2-6)})

図 4.2-4 MS モデルの弾塑性履歴則

(b) 梁部材

材端ばねモデルとし、図 4.2-5 に示す全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型の復元力特性を与える。大振幅が想定される長周期地震動を考慮する場合には、局部座屈及び破断の劣化現象を取り込む。

局部座屈は下フランジが圧縮側に考慮し、局部座屈が発生する曲げモーメントは文献 4.2-7)、局部座屈発生後の劣化勾配は文献 4.2-8)に従い算定する。

破断は下フランジが引張側になる場合に考慮し、経験した塑性変位振幅に対する損傷度を、Miner 則を仮定して加算し、保有性能に至る時に破断するものと仮定した。保有性能係数は、S30 「基本モデル」「柱強モデル」は 1990 年代までを想定するため、スカラップ有 C=4 とし、CFT32 は 2000 年代以後を想定するため、梁端部水平ハンチ付あるいはノンスカラップ形式を想定して、スカラップ付の 2 倍の性能を持つものとして C=5.6 と設定した。ただし、S30 の「梁変形性能大モデル」は C=5.6 とした (図 4.2-6 参照)。

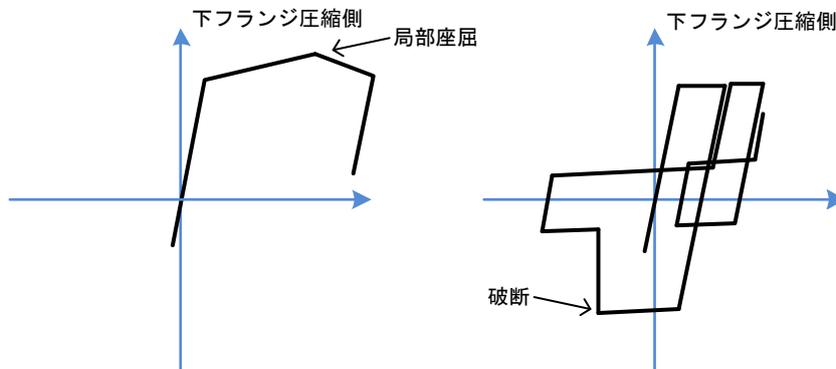


図 4.2-5 梁端の下フランジ局部座屈及び破断の考慮

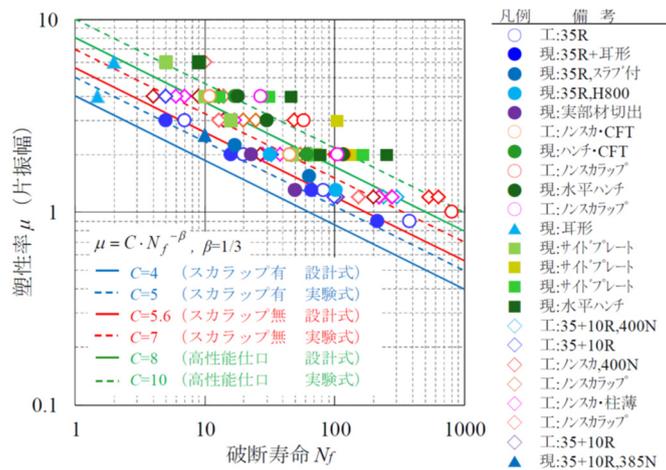


図 1 梁端部の破断までの繰返し回数 N_f と梁の塑性率 μ の関係

図 4.2-6 破断までの保有性能^{4.2-9)}

3) 入力地震動と表層地盤増幅の考慮

(a) 入力地震動

本検討では、国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について（技術的助言）」（平成 28 年 6 月 24 日付け国住指第 1111 号）に示された関東地域、静岡地域、中京地域、大阪地域の各地域で規定された地震動（図 4.2-7）を用いる。ここでの検討では、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回り、かつ各地域で最大となる SZ1、CH1、OS1 を選定する。また、これら長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、地盤応答解析により表層地盤増幅の影響を考慮する。

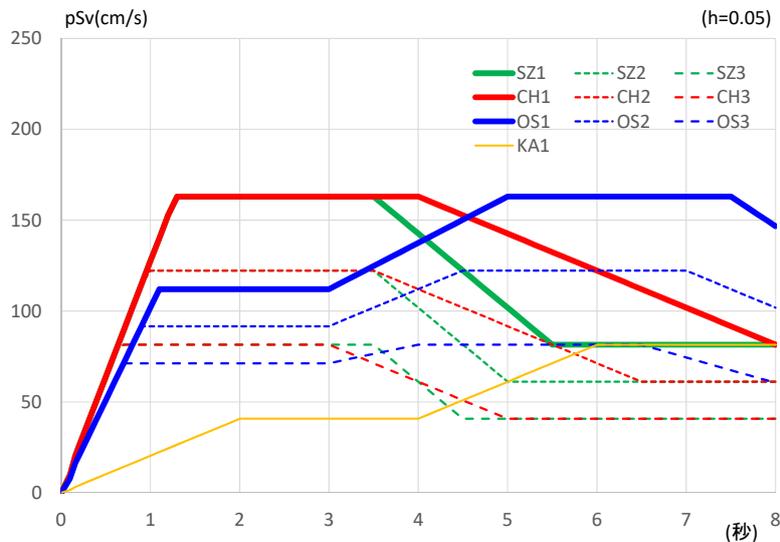


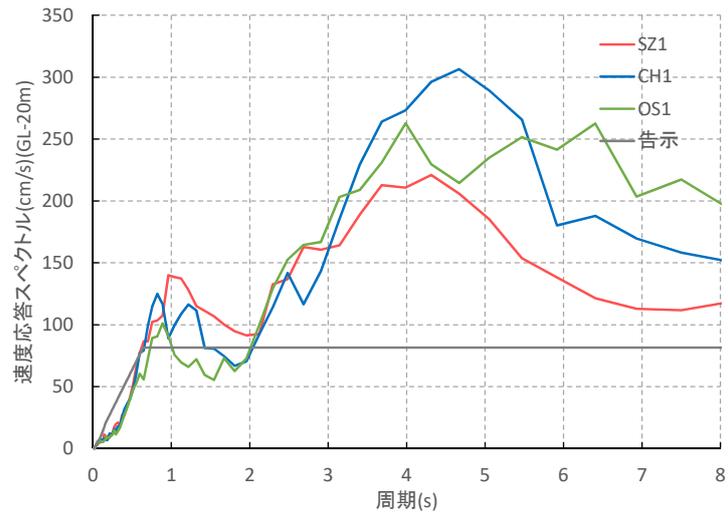
図 4.2-7 国土省・南海トラフ長周期地震動のスペクトル(工学的基盤)

(b) 想定地盤の設定と地盤応答解析

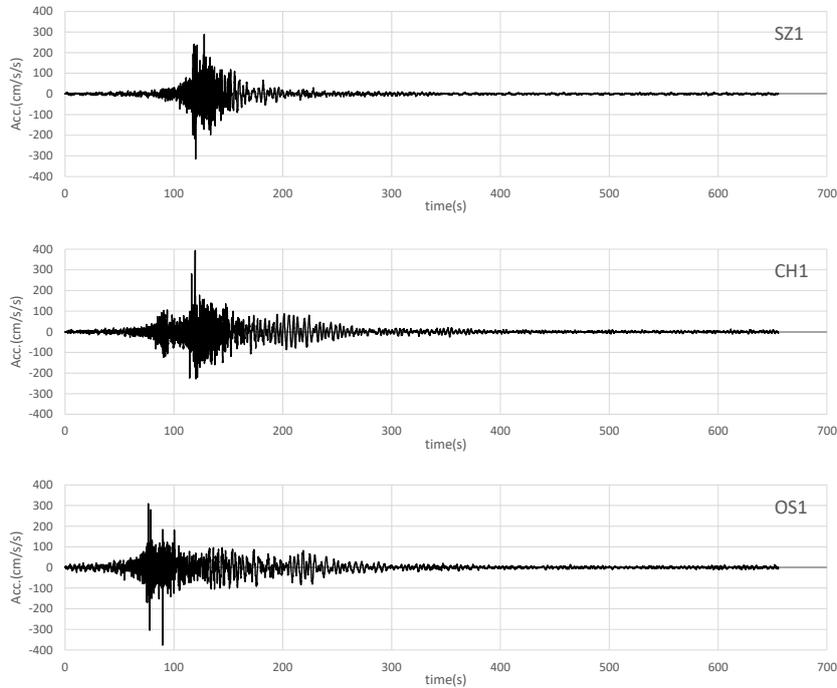
長周期地震動は、工学的基盤位置で定義されているため、地盤増幅を考慮した入力地震動を作成する。検討する地盤は、文献^{4.2-10)}に示されている代表地盤 4 とする。建物への入力地震動は剛強な基礎底位置を想定して地下 20m 位置での地盤応答とする。

地盤応答解析は、逐次非線形解析により行う。土の非線形モデルは HD モデルとし、非線形解析特性（規準せん断ひずみ、最大減衰定数）は、全国平均値^{4.2-9)}とする。

選定した長周期地震動 3 波による地盤応答解析結果を図 4.2-8 に示す。



(a) 速度応答スペクトル (h=0.05)



(b) 時刻歴波形

図 4.2-8 地盤増幅を考慮した長周期地震動(1.0倍)

4) 倒壊・崩壊の定義

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P- Δ 効果で層の復元力を喪失する。その状態を解析上の「倒壊」と定義する。

5) 部材劣化と倒壊に対する漸増動的解析における入力レベルの整理

本研究で使用している用語の概念を図 4.2-9 に示す。「梁端破断直前倍率」とは梁端が 1 本でも破断する 1 つ手前の入力倍率とし、「倒壊倍率」とは前述の倒壊・崩壊の定義で示したように、水平方向の復元力を喪失するか鉛直支持能力を喪失する場合の入力倍率である。

この概念を用いる理由は以下となる。

設計では梁端破断を許容しないため、梁端破断直前倍率が設計用長周期地震動の上限である。一方で、梁端破断を考慮する倒壊解析は行わないため、倒壊に対して余裕度がどの程度あるか不明である。本研究では、梁端破断直前倍率に対する倒壊倍率の比を「余力」と定義し、それを示すことで、梁端破断後の倒壊余裕度を調べ、梁端破断を許容しない設計がどの程度の余裕度を有するか考察する。

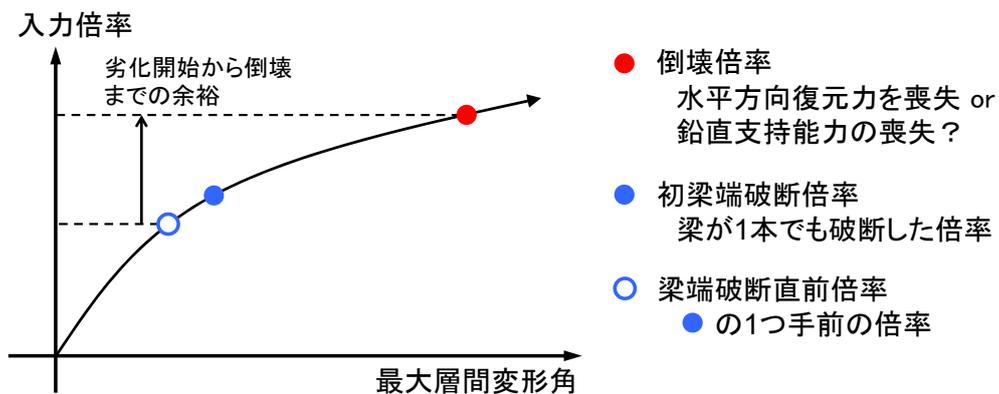


図 4.2-9 用語の定義

(2) S30 に関する検討

S30 では、3 つのモデルの漸増動的解析を実施する。3 つのモデルの概要と、検討目的について、以下に示す。

1) 倒壊までの余裕度検討（基本モデル）

S30（基本モデル）の解析では国交省南海トラフ長周期地震動（SZ1,CH1,OS1）を漸増振幅して、S30 を倒壊に至らしめる時刻歴応答解析を X,Y,45 度方向入力について示す。また、倒壊時の部材の損傷状況等を示し、余裕度（倒壊に至る倍率、梁端破断に至る倍率の違い）、柱応答などについて考察する。

2) 梁端の塑性変形能力を大きくした場合の影響検討（梁変形性能大モデル）

梁の性能がより優れていた場合を想定して、柱の損傷がより先行する場合について検討することを目的とする。検討では、梁の破断性能を 2 倍（C 値を 4.0 から CFT32 モデルで設定している 5.6 に変更）にした場合の結果を示し、余裕度（倒壊に至る倍率、梁端破断に至る倍率の違い）、柱応答などについて考察する。

3) 柱断面（柱梁耐力比）を大きくした場合の影響検討（柱強モデル）

S30 モデルにおいて、柱の性能がより優れていた場合を想定して、梁の損傷がより先行する場合について検討することを目的とする。検討では、柱の断面サイズを概ね 1 サイズアップし、層平均柱梁耐力比の最小値が 1.5 程度の建物の余裕度（倒壊に至る倍率、梁端破断に至る倍率の違い）、柱応答などについて考察する。

1) 倒壊までの余裕度検討（基本モデル）

S30 基本モデルの検討では、梁端の塑性変形能力に $C=4.0$ を仮定し、長周期地震動の振幅を増大させて応答解析を実施する。

倒壊に至った入力倍率を表 4.2-4 に示す。OS1 の Y 方向は、0.9 倍でも倒壊の結果となった。SZ1 では、入力レベルが小さいため、倒壊入力倍率が比較的大きい。

梁端破断直前の入力倍率を表 4.2-5 に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表 4.2-6 に示す。表 4.2-6 の値はばらつきが大きく SZ1 の X 方向では、1.18 といった小さな値が確認された。X 方向のような均等スパンでは、最初に梁端が破断した後、倒壊に至るまでの余裕度が小さい可能性がある。X 方向であっても OS1 の場合は表 4.2-6 の値が大きいが、最終的に損傷集中する層と、梁端破断し始める層が異なることが一因として考えられる。一方、Y 方向は表 4.2-6 の値が大きい。短スパン梁は低倍率で破断するが長スパン梁は破断しにくいとめと考えられる。

以上の結果を図 4.2-10、図 4.2-11 に示す。

表 4.2-4 倒壊入力倍率(C=4.0)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.3	2.1	1.9
OS1	1.0	0.9	1.1
CH1	1.1	1.1	1.4

表 4.2-5 梁端破断直前の入力倍率(C=4.0)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.1	1.0	1.6
OS1	0.5	0.5	0.9
CH1	0.7	0.5	0.7

表 4.2-6 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(C=4.0)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	1.18	2.10	1.19
OS1	2.00	1.80	1.22
CH1	1.57	2.20	2.00

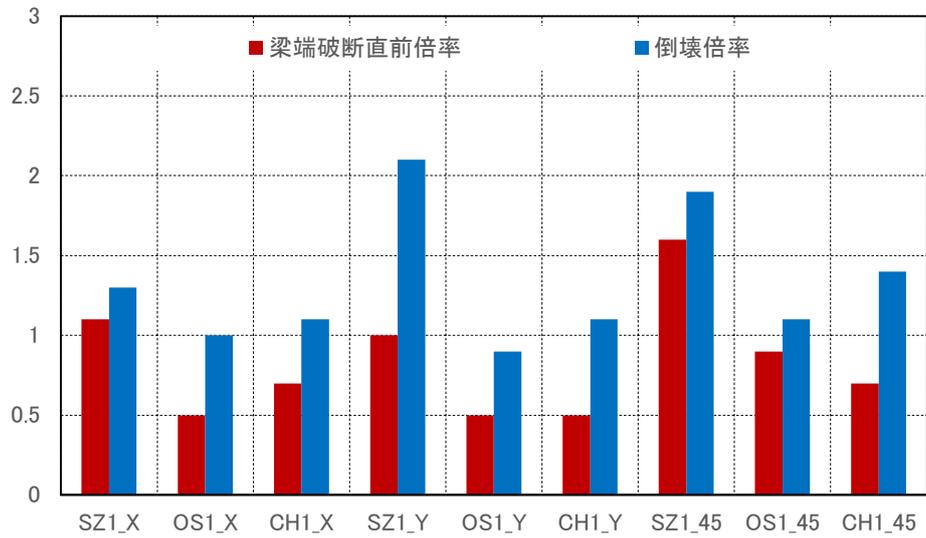


图 4.2-10 倒塌输入倍率、梁端破断直前输入倍率(C=4.0)

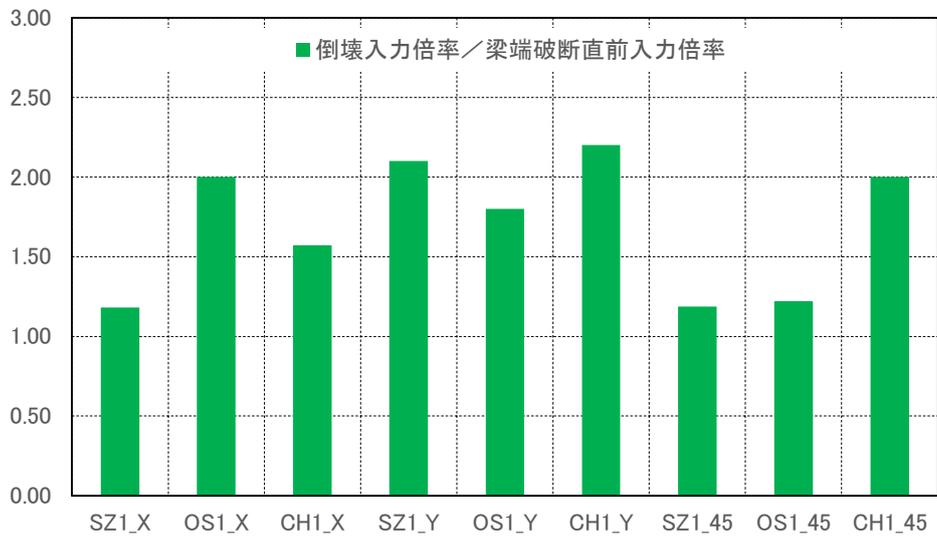


图 4.2-11 倒塌输入倍率 / 梁端破断直前输入倍率(C=4.0)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-12～図 4.2-14 に示す。

X 方向入力では、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

Y 方向入力では、SZ1 入力時に下層部に変形が集中しており、梁端破断率も他の 2 波に比べて小さい。

45 度方向入力では、OS1 について、下層部に変形が集中している。また、X 方向の変形が大きく、最終的には X 方向に倒壊した。

梁端破断直前倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-15～図 4.2-17 に示す。いずれのケースでも柱部材角は 1 階柱脚が大きい。

図 4.2-18 に OS1 を X 方向に入力したときの倒壊倍率における層せん断力－層間変形角関係を示す。このように、倒壊時には水平方向の抵抗力を喪失している。

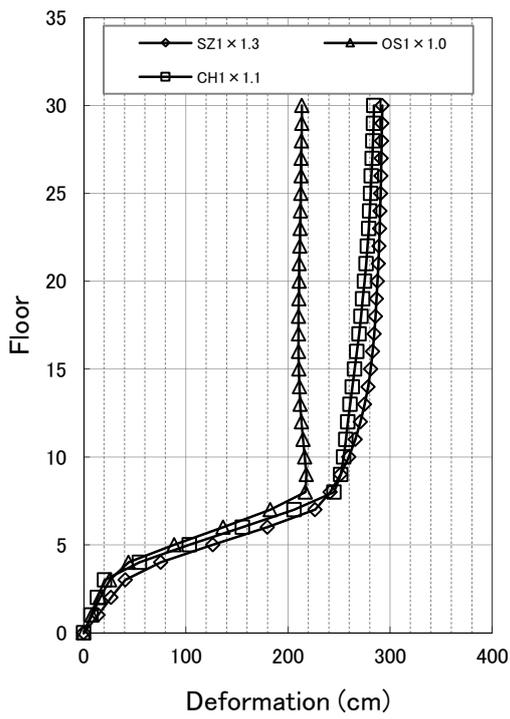
倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-19～図 4.2-21 に示す。

X 方向入力では、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下したものと考えられる。大変形に至る過程で、柱の局部座屈も確認されたが、崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

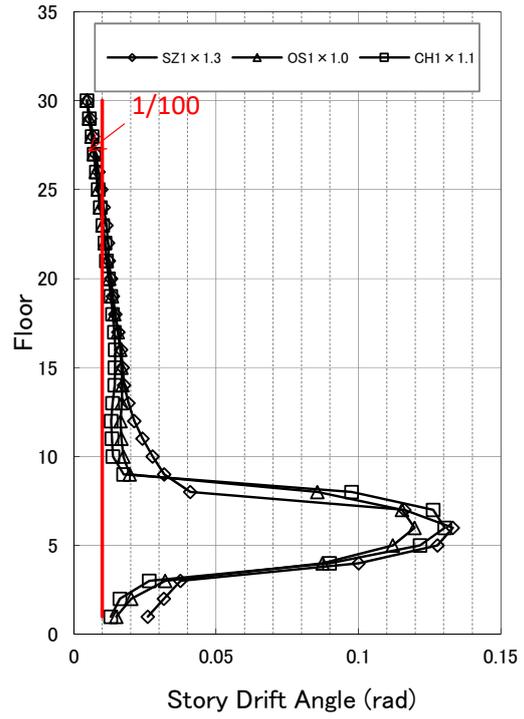
Y 方向入力では、SZ1 入力時に、梁では局部座屈が支配的で 1 階柱脚で局部座屈が発生している倒壊モードとなっている。これはロングスパン部では塑性変形量が大きくなりにくいことが原因と考えられる。その結果、1 階柱脚の塑性化が進展し、下層部に変形が集中したと考えられる。

45 度方向入力では、多くの柱梁で損傷の程度が大きい。特に柱の損傷が広範囲で確認できる。

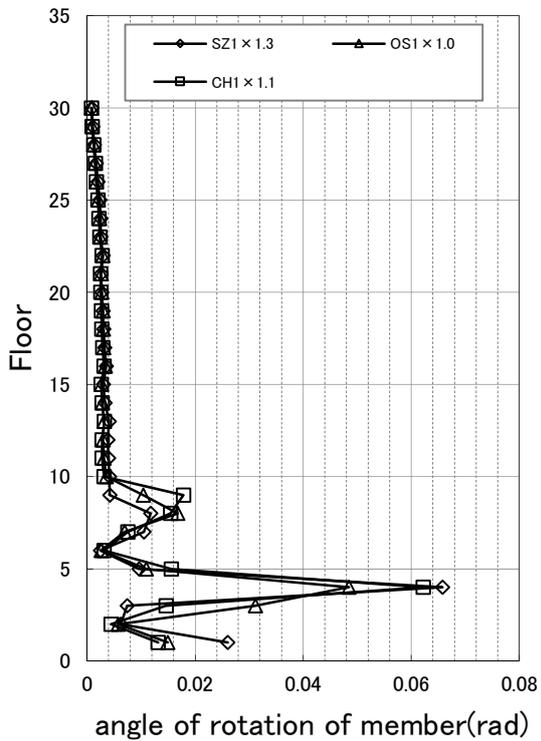
1F 柱脚における柱の応答については、X,Y 方向は代表して SZ1 について、45 度方向は OS1、について結果を図 4.2-22～図 4.2-24 に示す。45 度方向入力時には変動軸力が大きい。また、No.28 柱では、倒壊に至る過程で負担軸力が減少している。



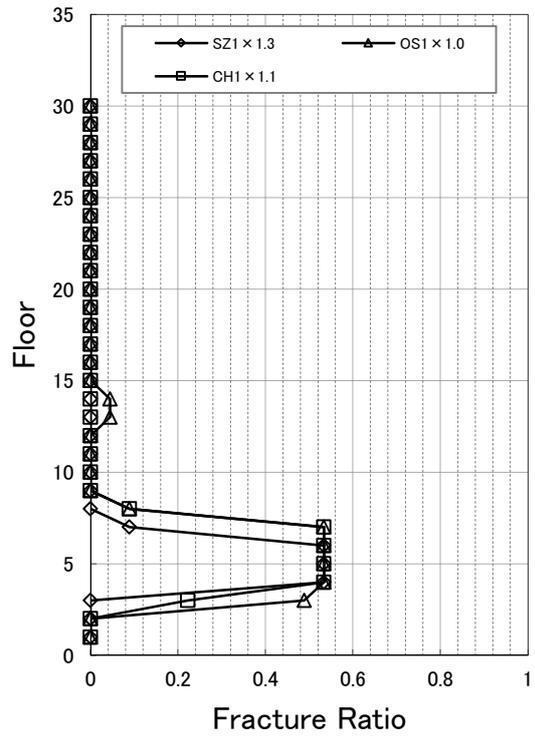
変位



層間変形角



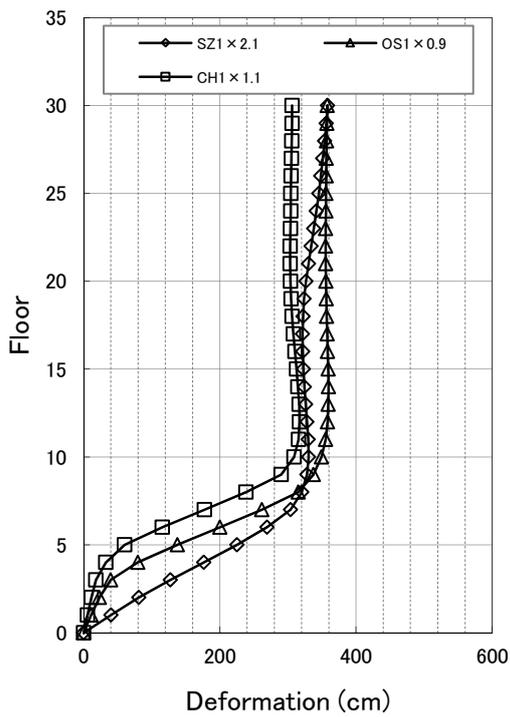
柱部材角



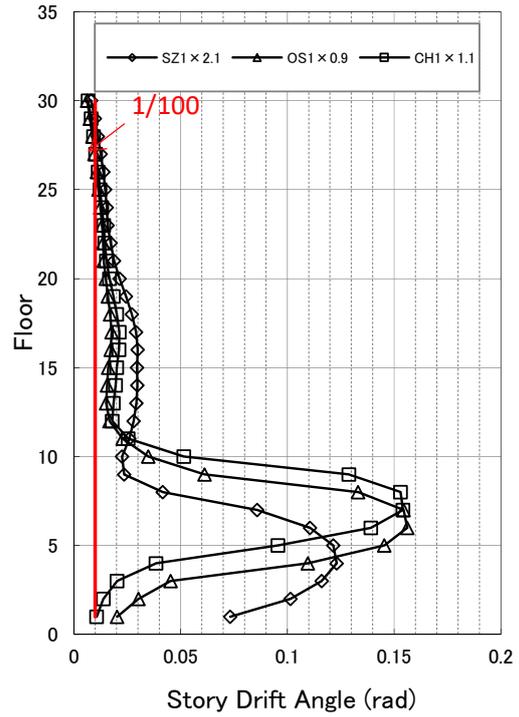
梁端破断率*

図 4.2-12 倒壊倍率における応答 (X方向入力)

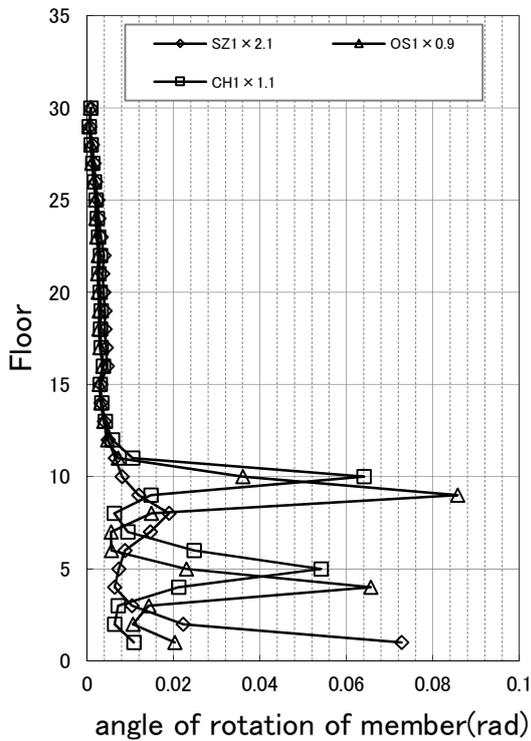
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



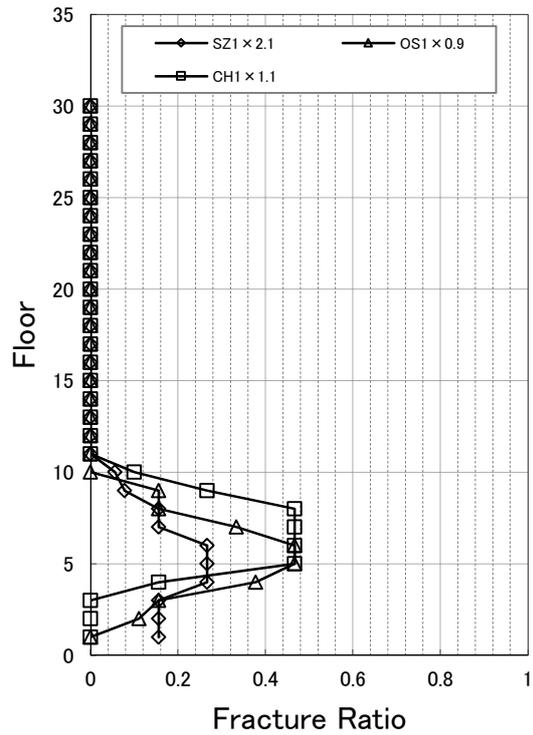
変位



層間変形角



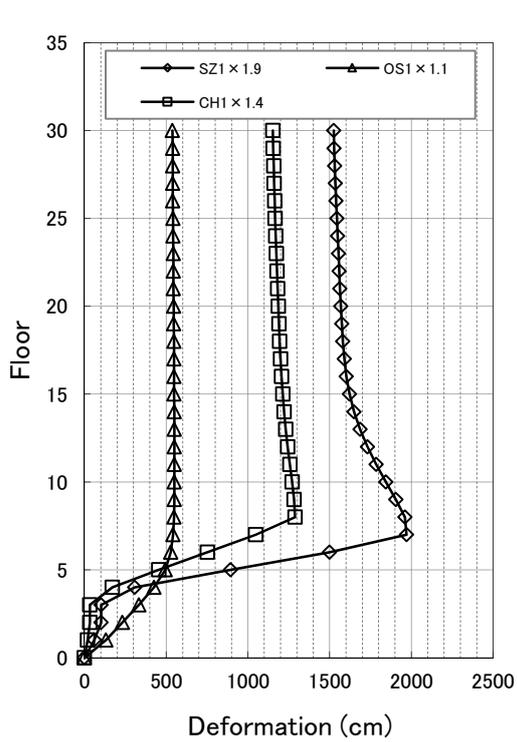
柱部材角



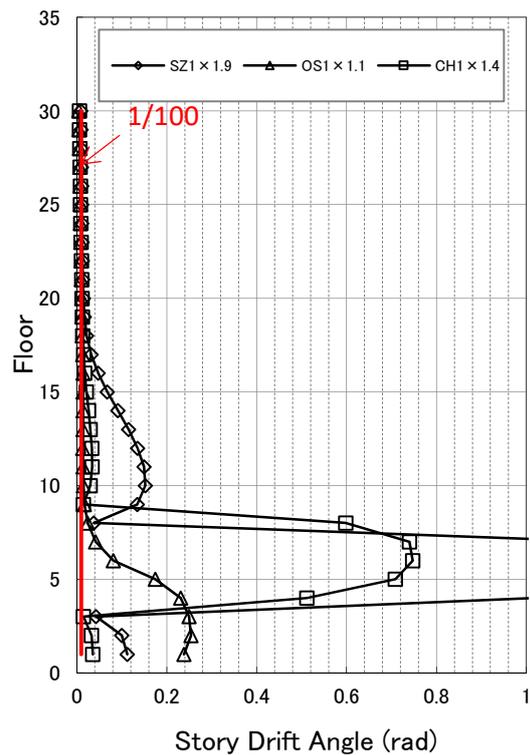
梁端破断率*

図 4.2-13 倒壊倍率における応答(Y方向入力)

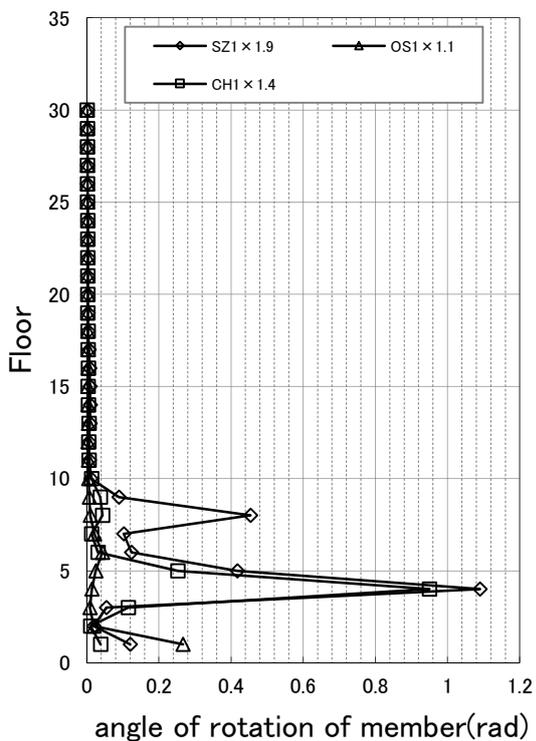
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



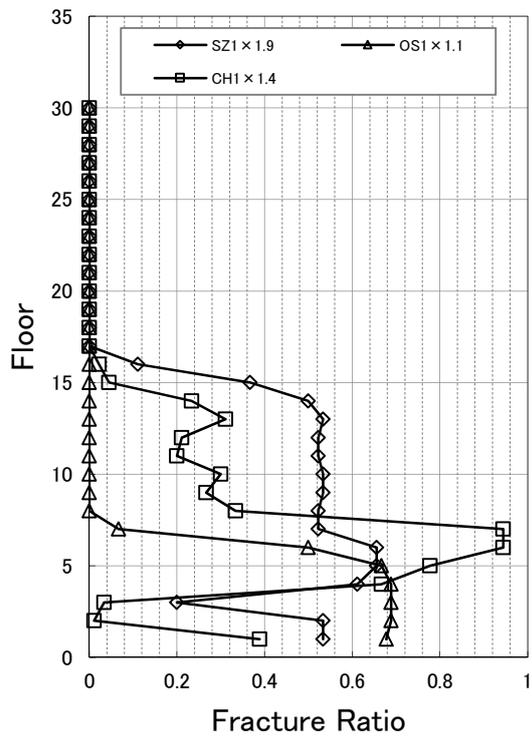
変位



層間変形角



柱部材角

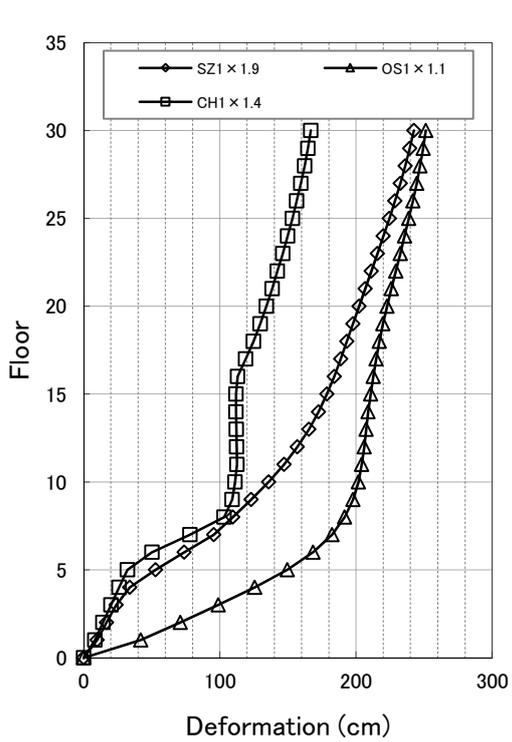


梁端破断率*

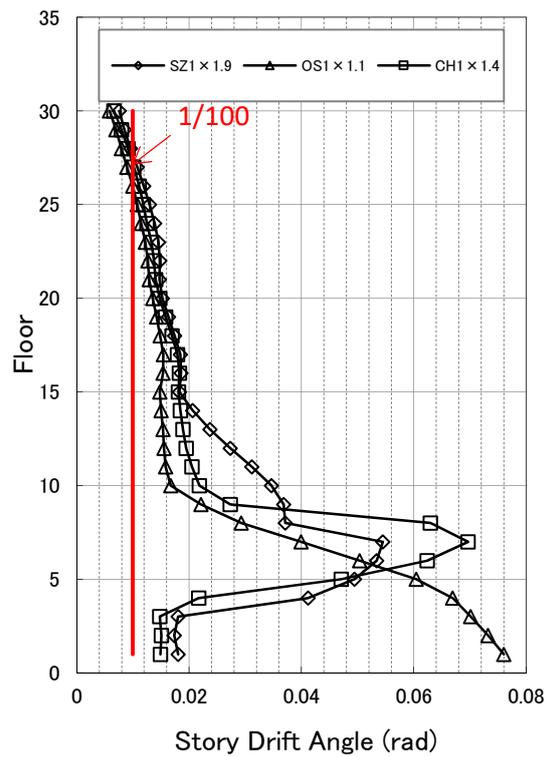
(a) X 方向

図 4.2-14 倒壊倍率における応答(45度入力)

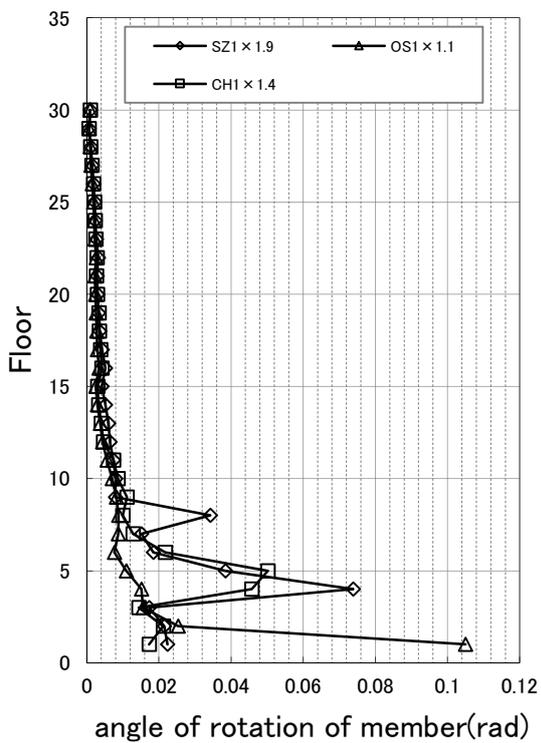
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

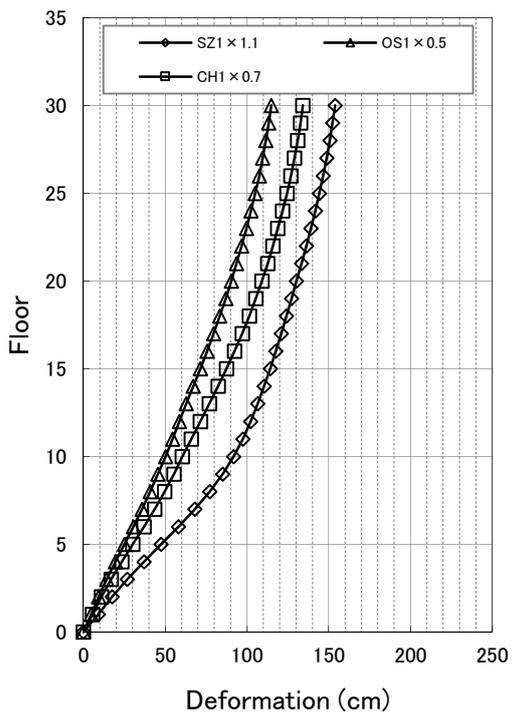
前頁と同じ

梁端破断率

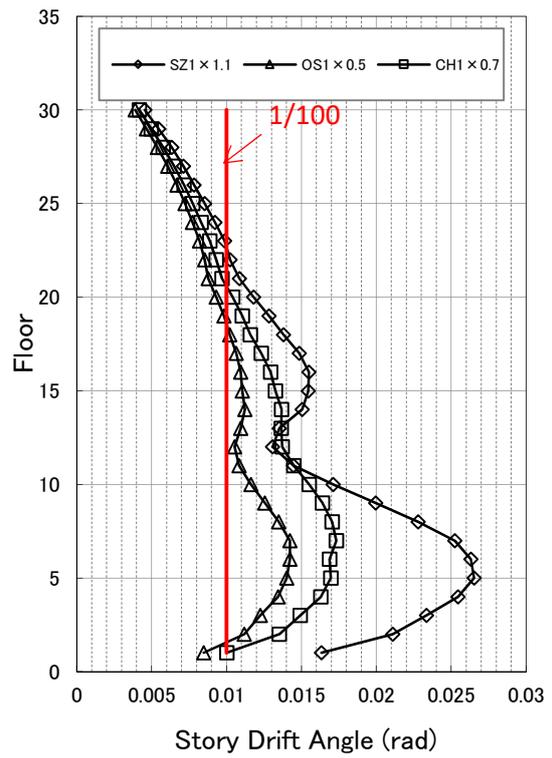
(b) Y方向

図 4.2-14 倒壊倍率における応答(45度入力)

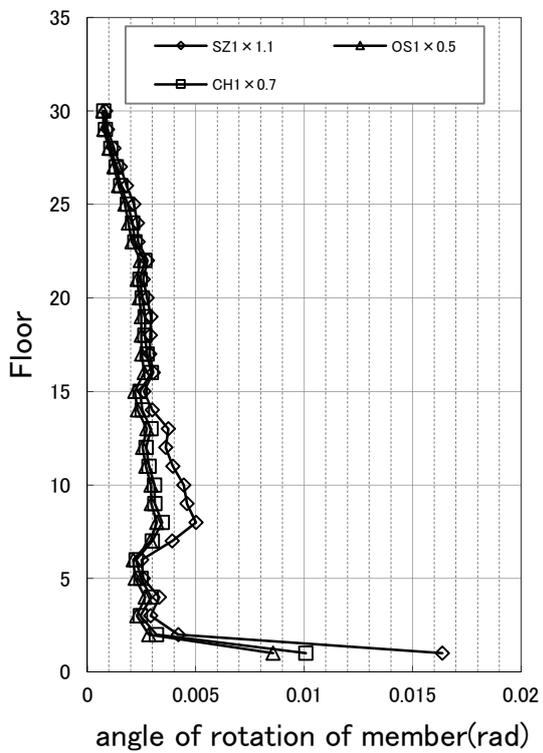
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

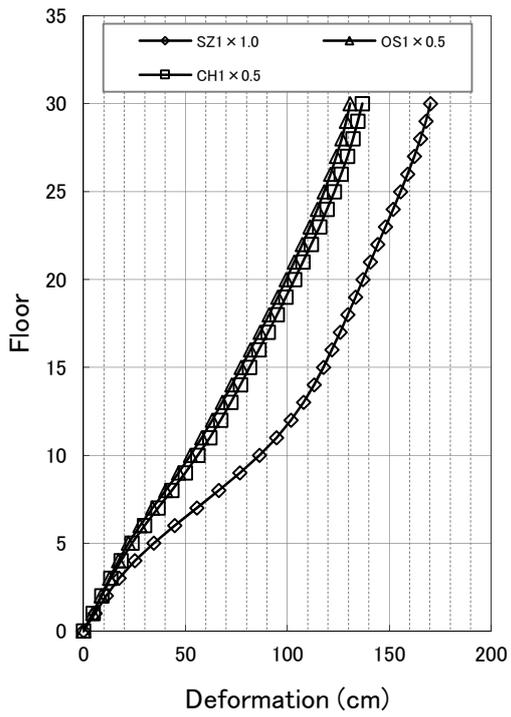


層間変形角

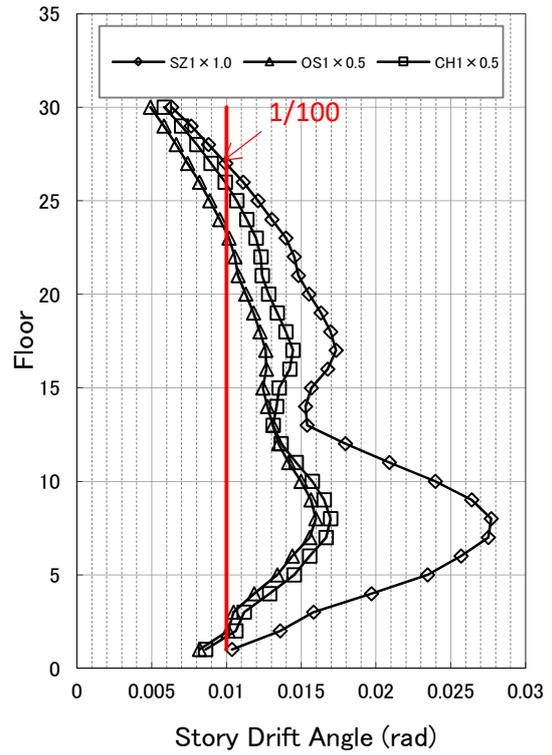


柱部材角

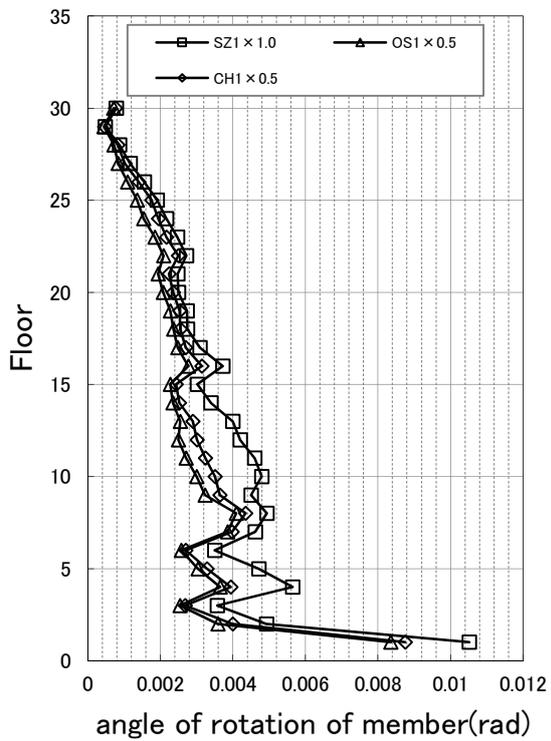
図 4.2-15 梁端破断直前倍率における応答(X方向入力)



変位

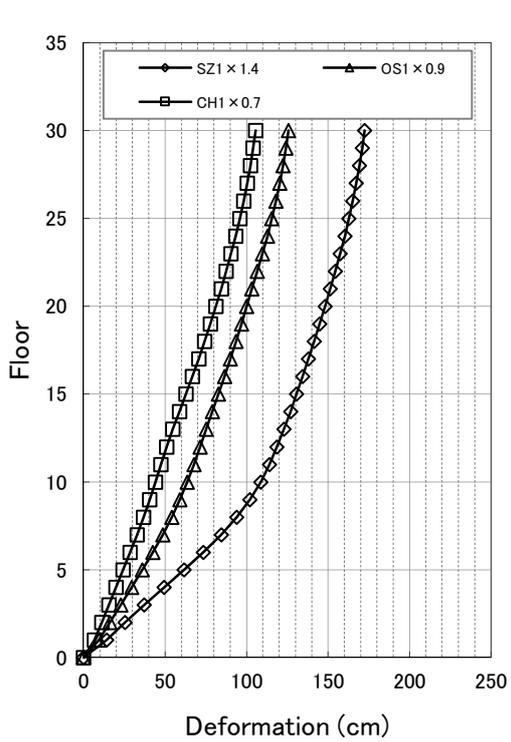


層間変形角

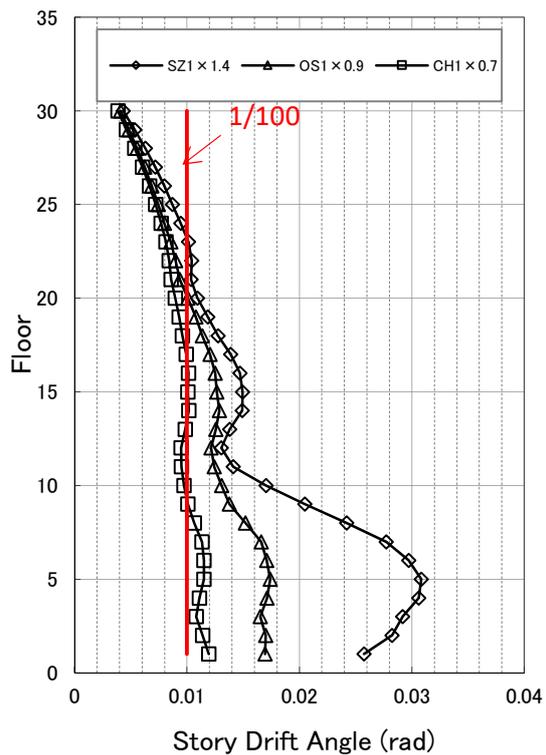


柱部材角

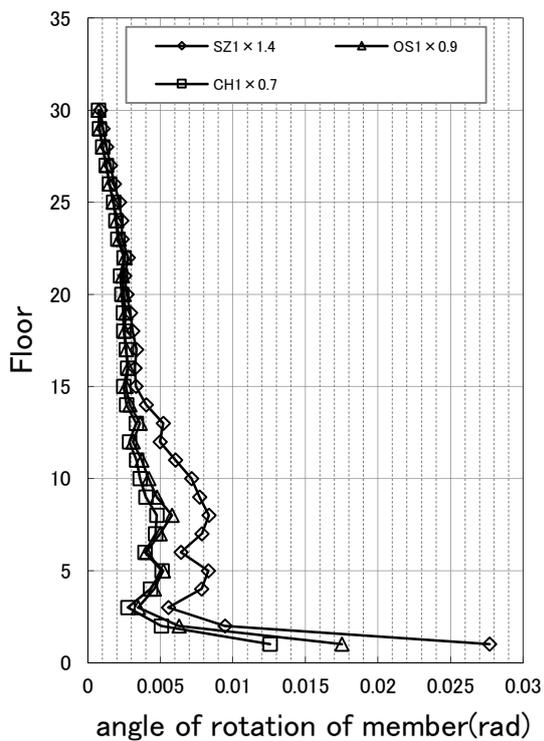
図 4.2-16 梁端破断直前倍率における応答(Y方向入力)



変位



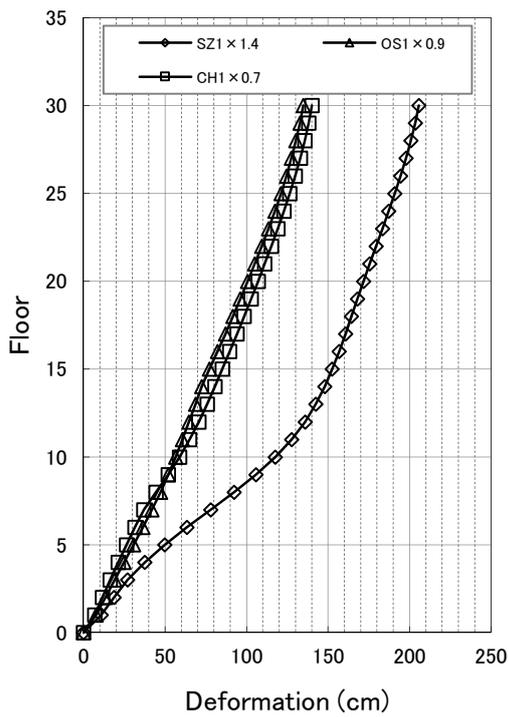
層間変形角



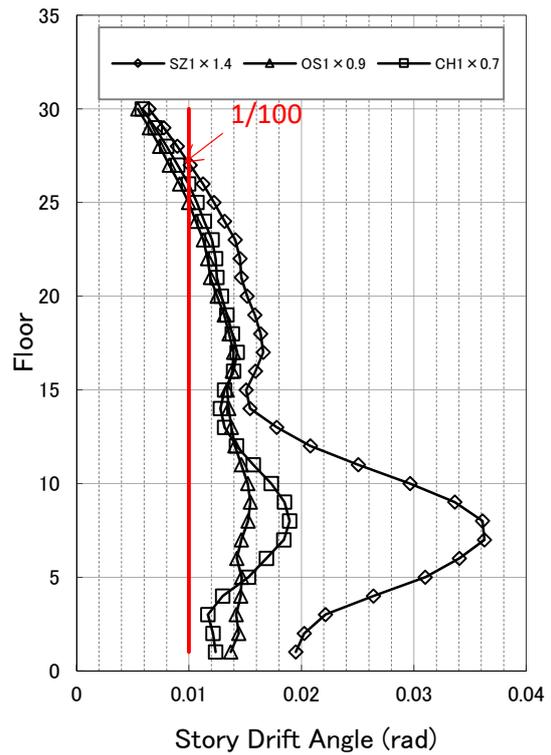
柱部材角

(a) X 方向

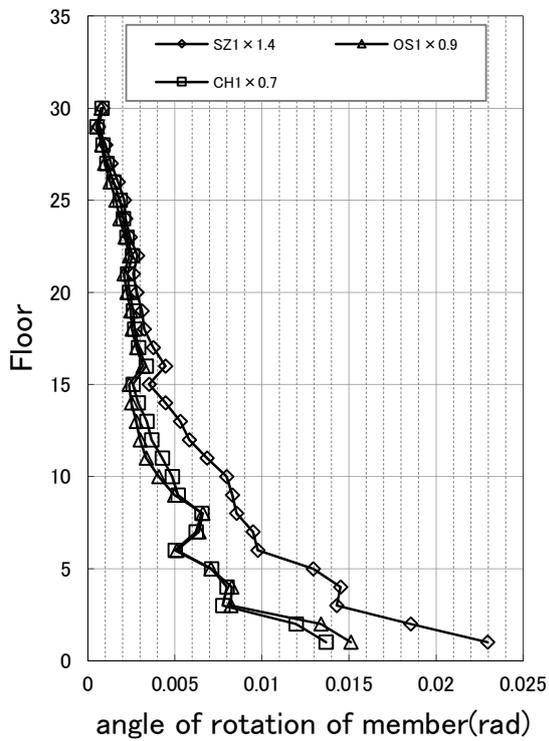
図 4.2-17 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)



変位



層間変形角



柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-17 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)

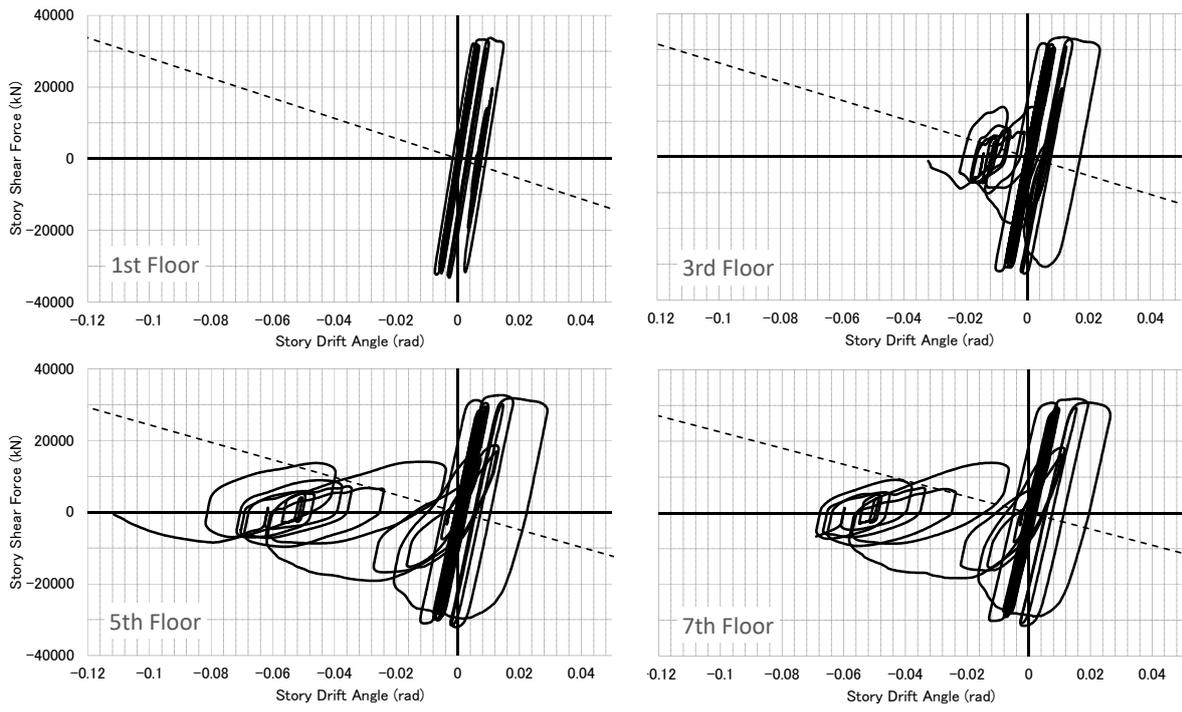
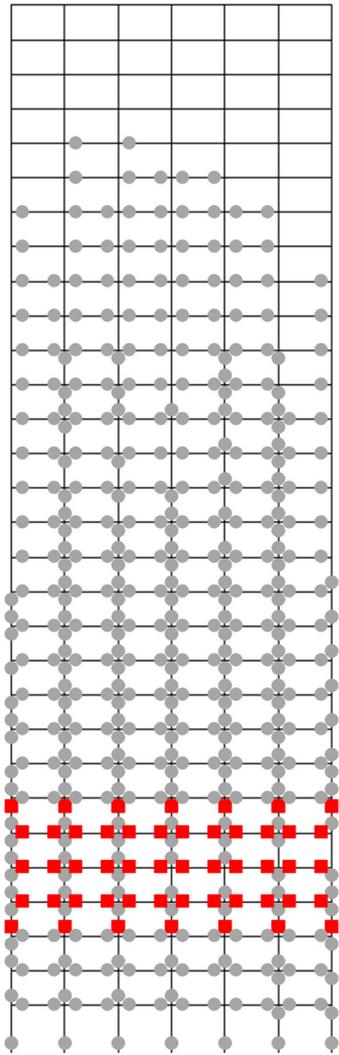
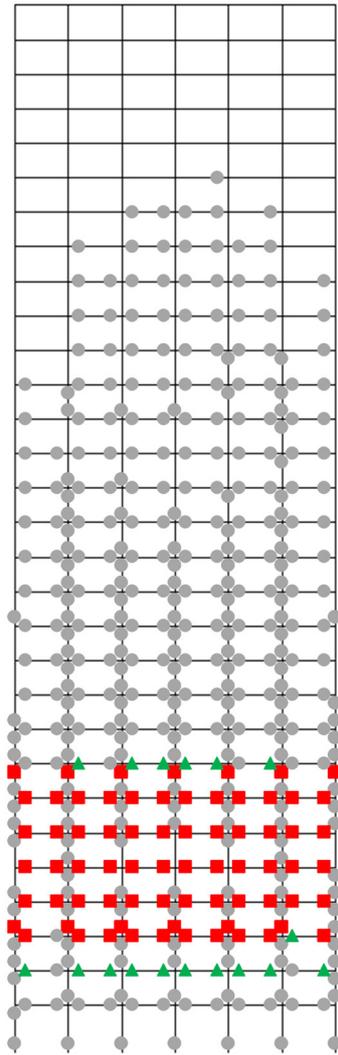


図 4.2-18 倒壊倍率におけるせん断力-層間変形角関係 (X方向入力, OS1)

G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						

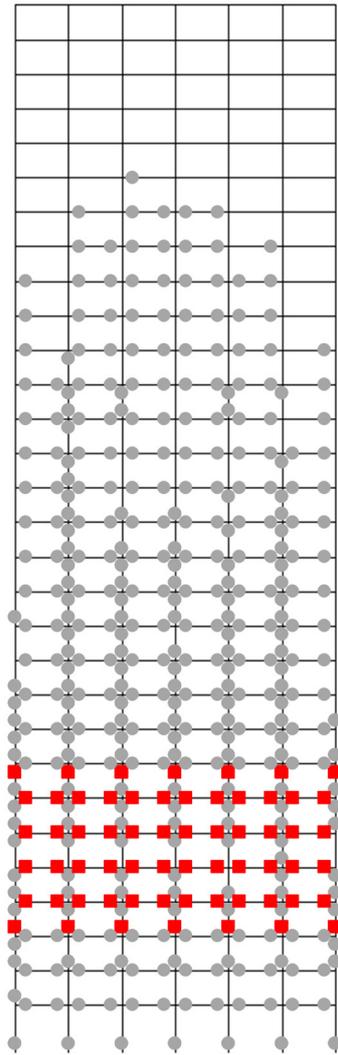


SZ1



OS1

外周構面



CH1

図 4.2-19 ヒンジ図(X方向入力)

※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

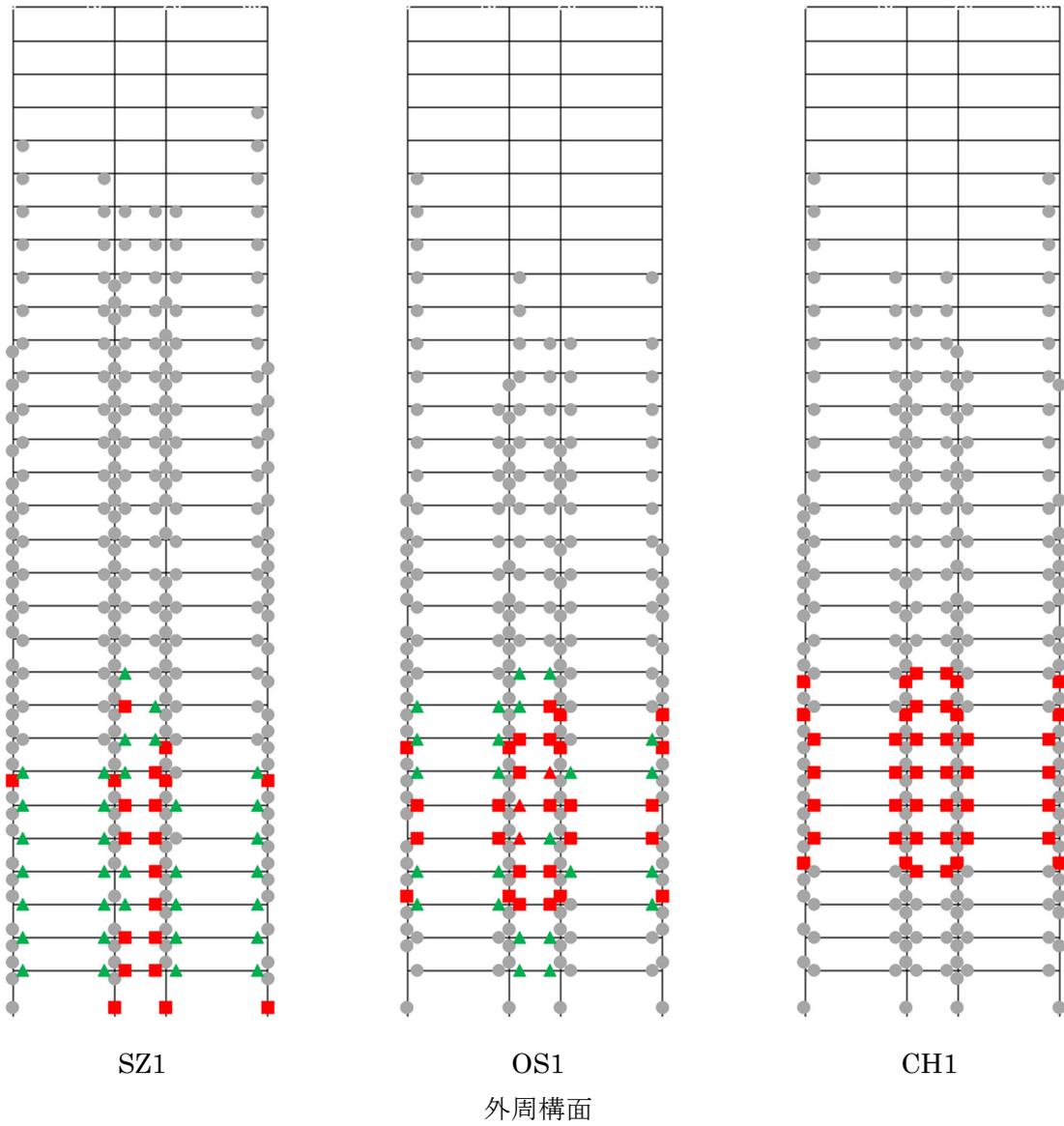
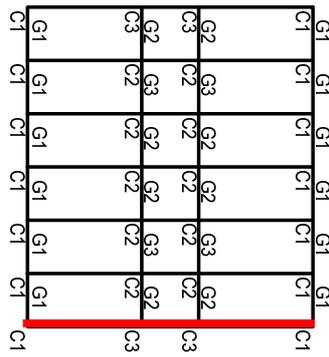
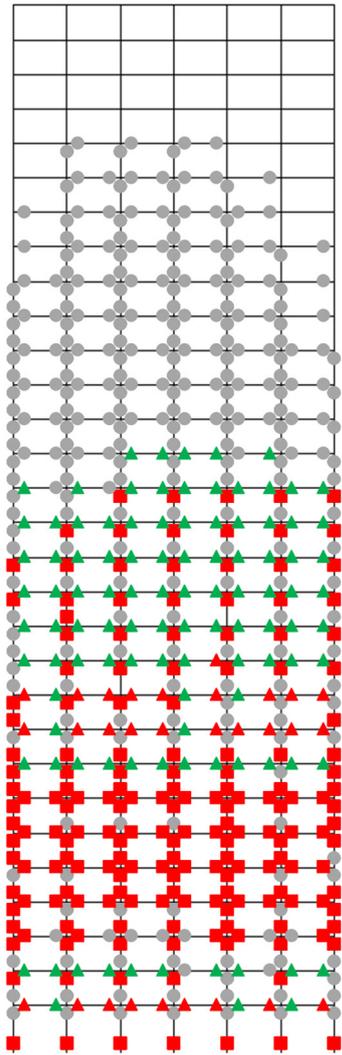


図 4.2-20 ヒンジ図(Y 方向入力)

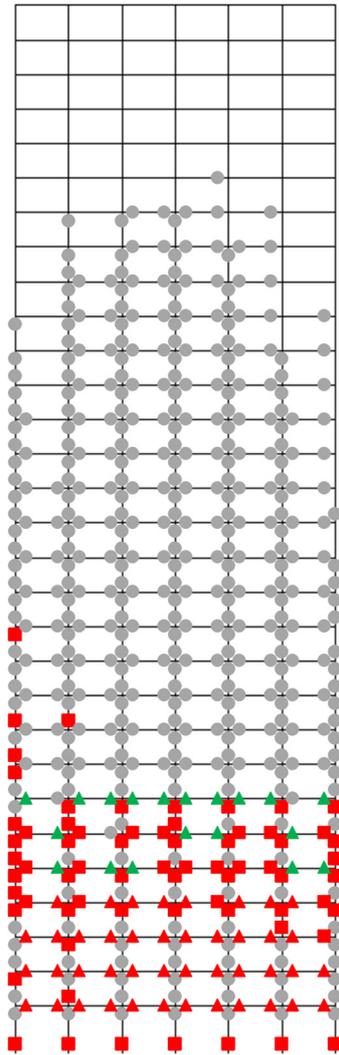
※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

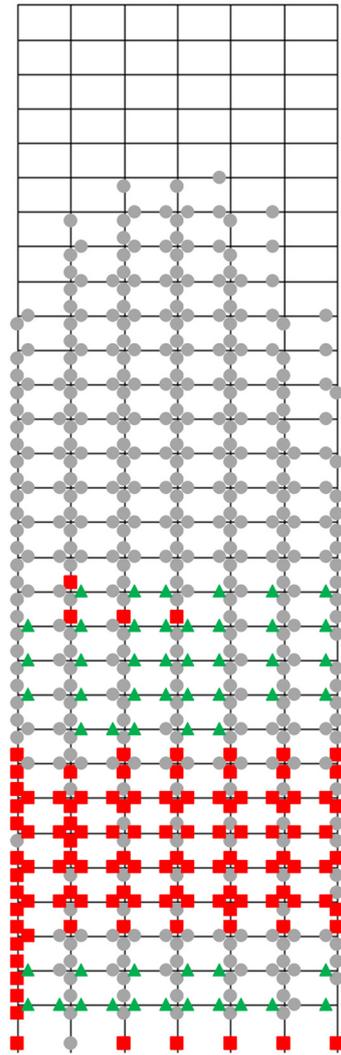
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						



SZ1



OS1



CH1

内側構面

図 4.2-21(1) ヒンジ図(45度方向入力)

※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

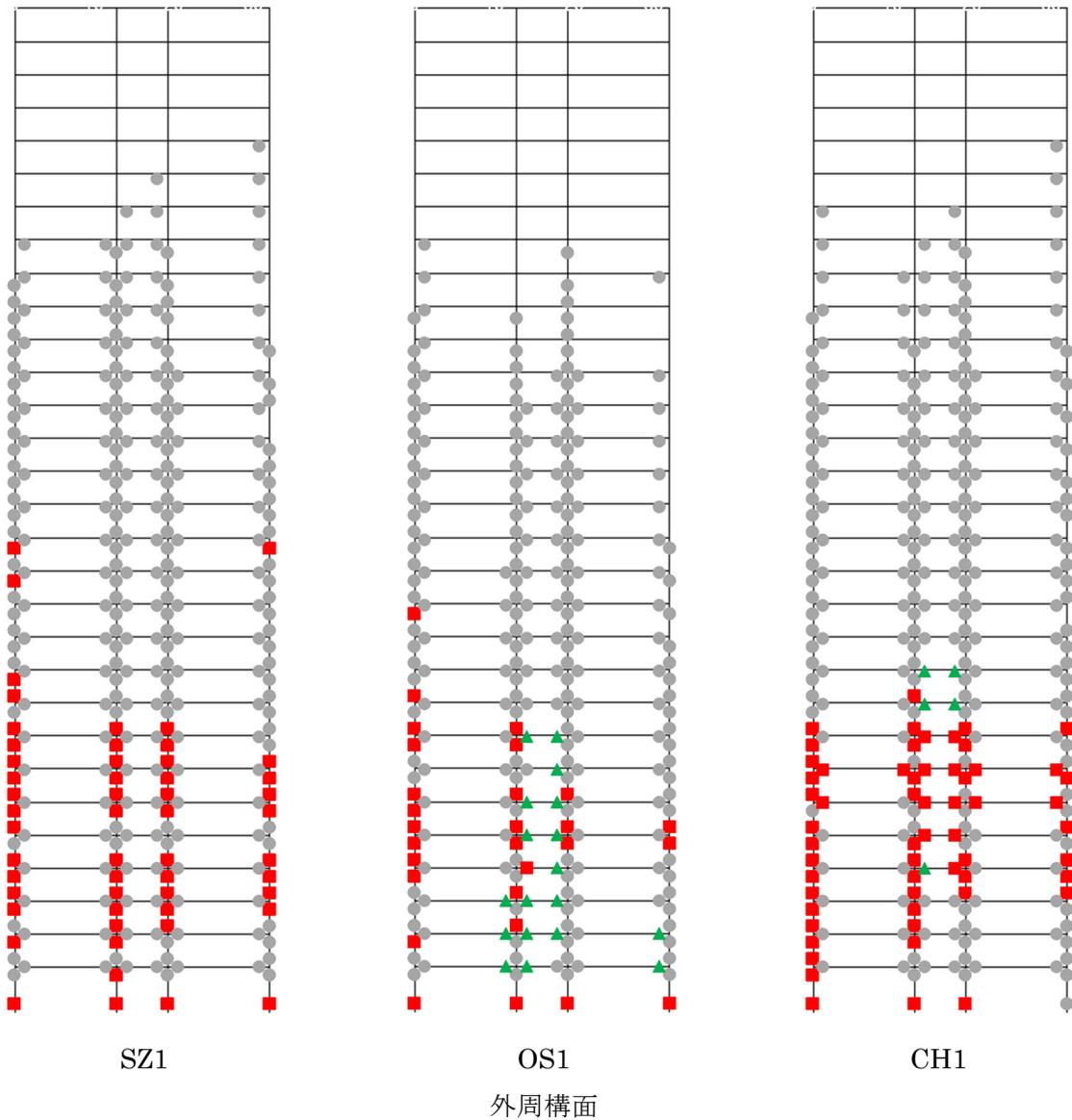
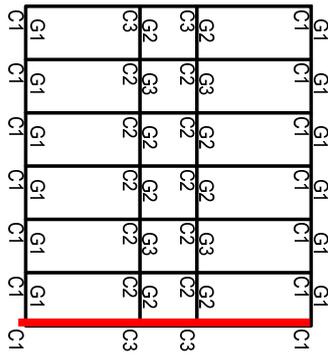
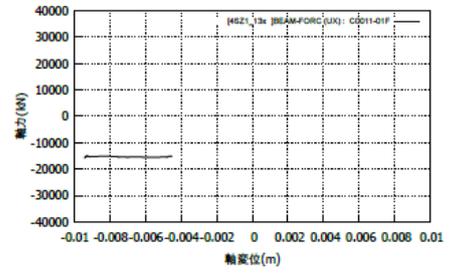
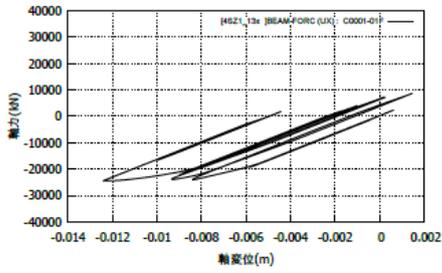
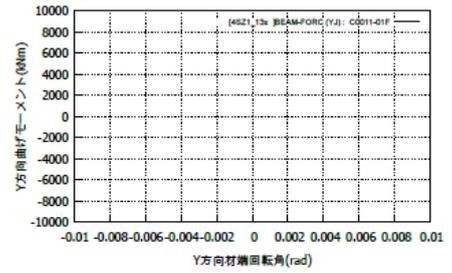
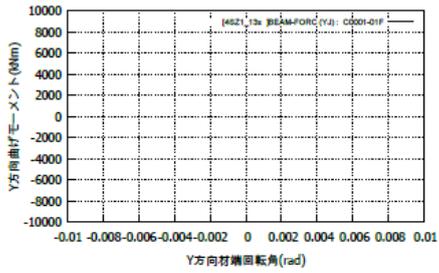
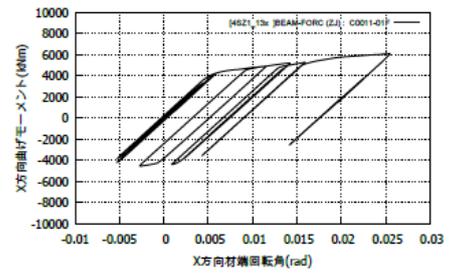
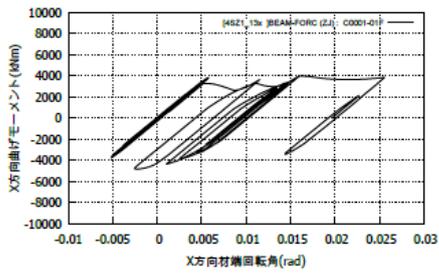
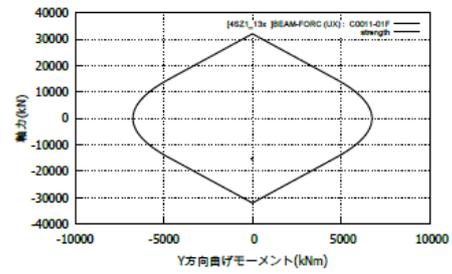
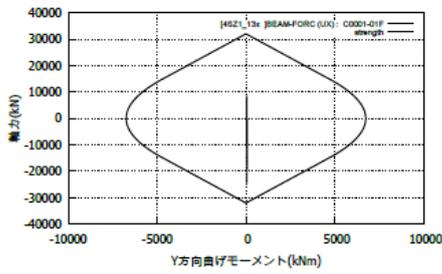
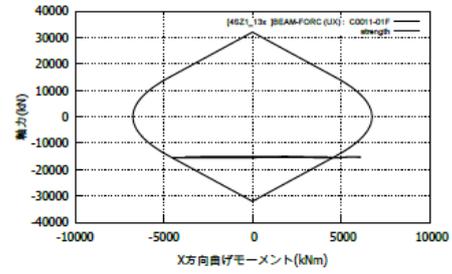
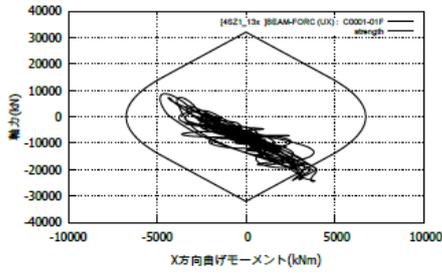
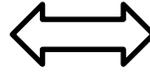


図 4.2-21(2) ヒンジ図(45 度方向入力)

※梁: 灰⇒降伏、緑⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断
 ※柱: 灰⇒降伏、赤⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



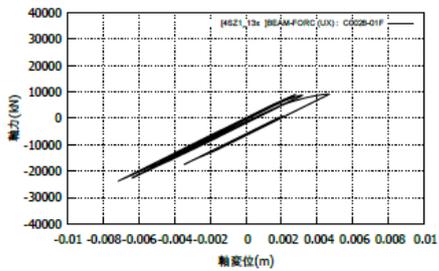
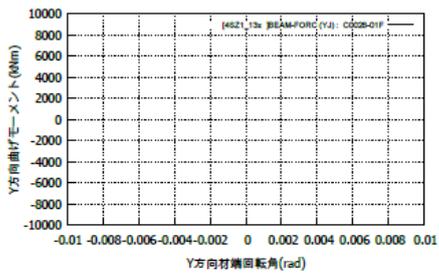
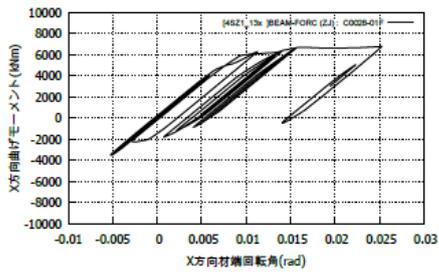
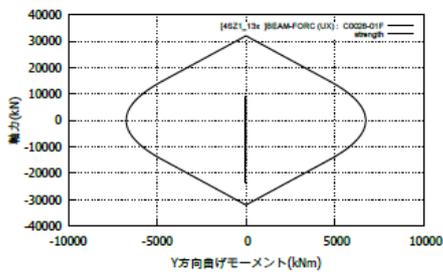
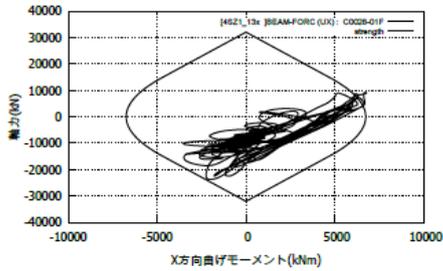
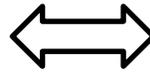
No.1

No.11

SZ1

図 4.2-22(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答 (X 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

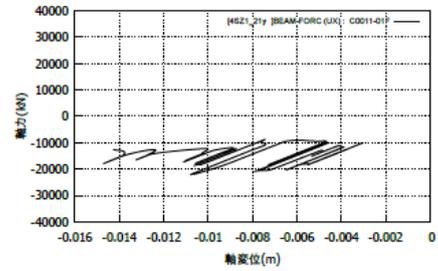
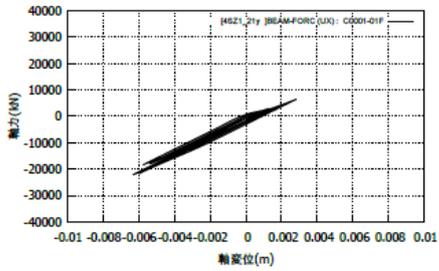
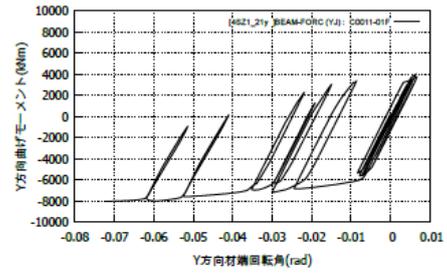
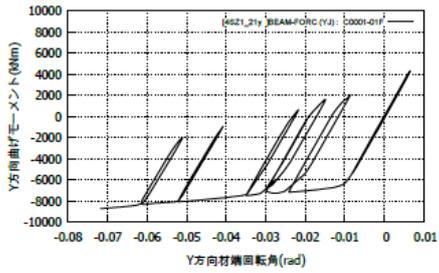
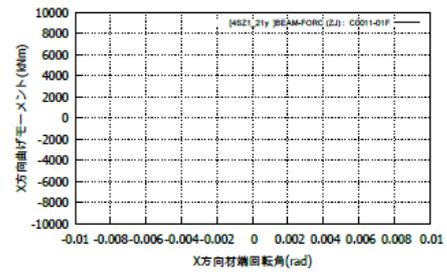
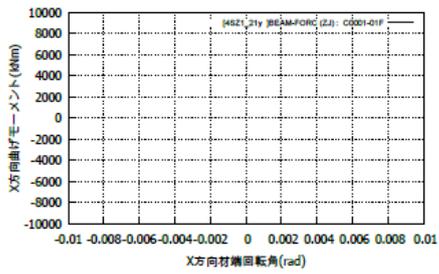
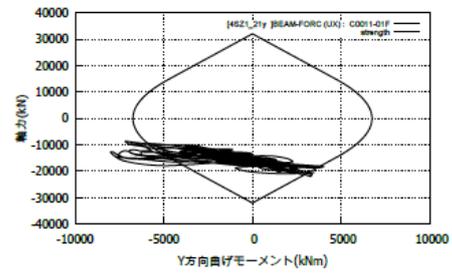
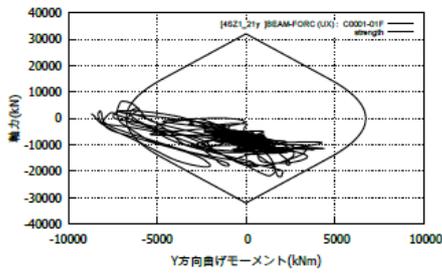
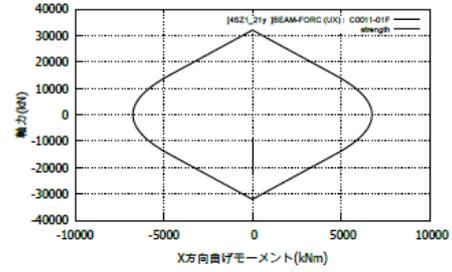
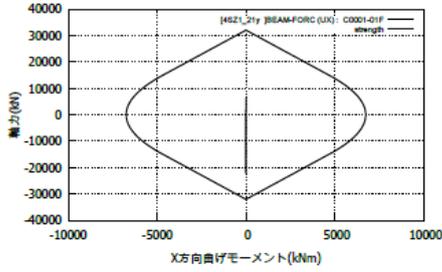


No.28

SZ1

図 4.2-22(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答 (X 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



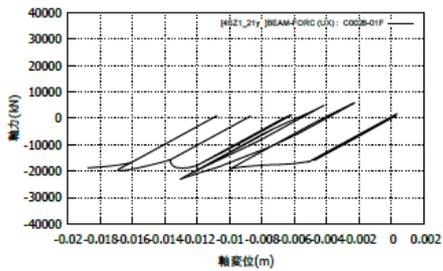
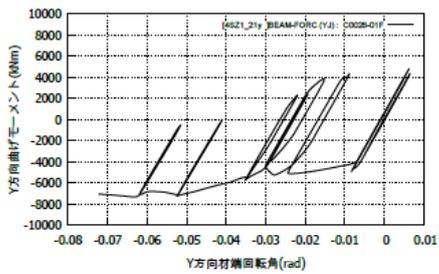
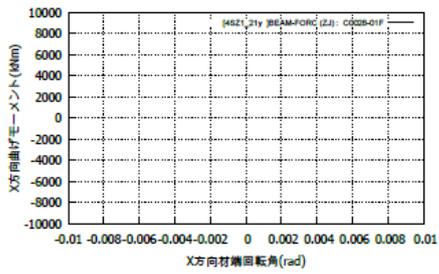
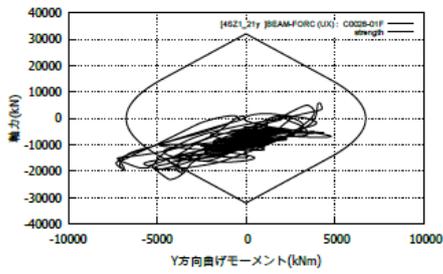
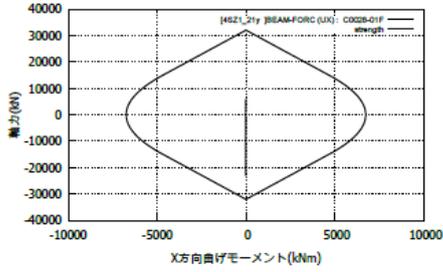
No.1

No.11

SZ1

図 4.2-23(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答(Y 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

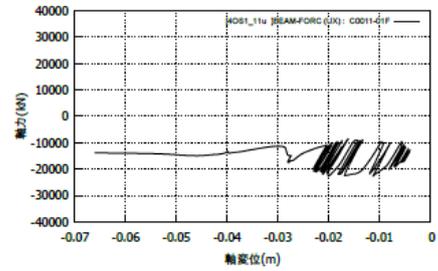
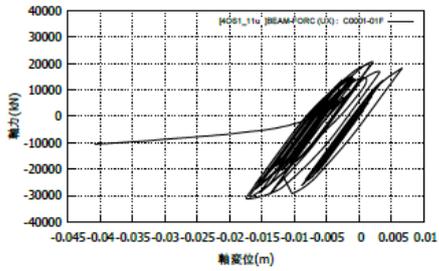
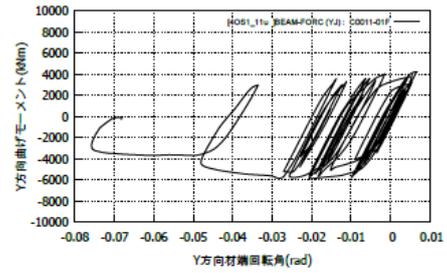
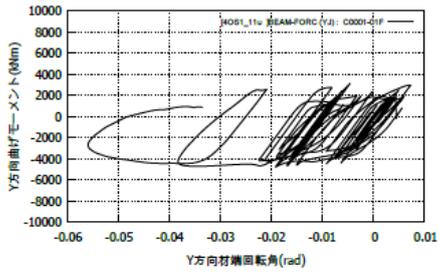
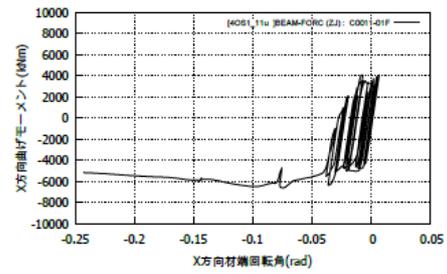
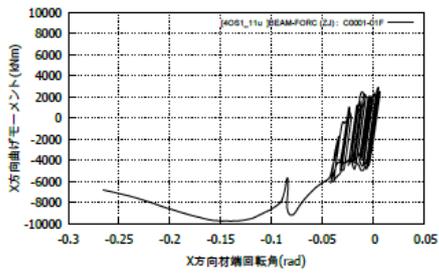
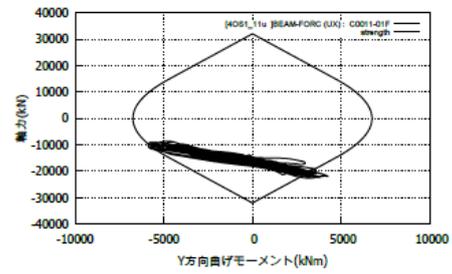
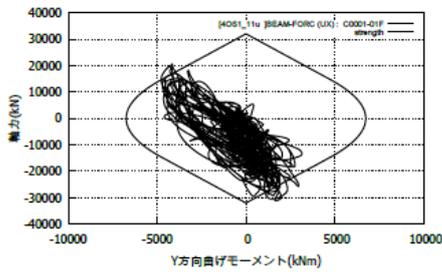
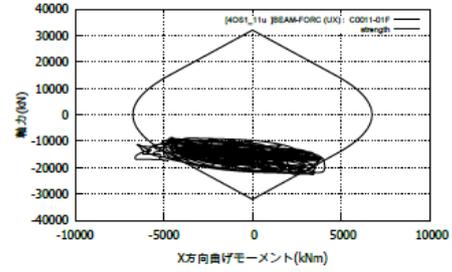
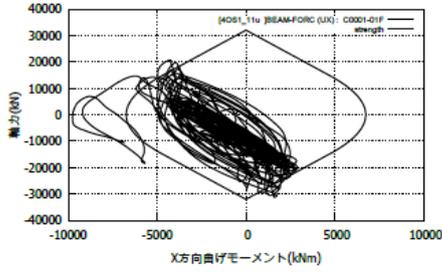
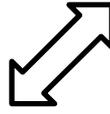


No.28

SZ1

図 4.2-23(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答 (Y 方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



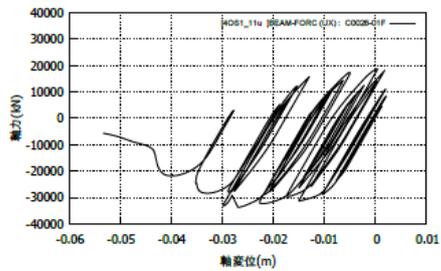
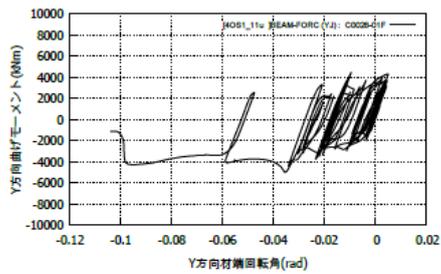
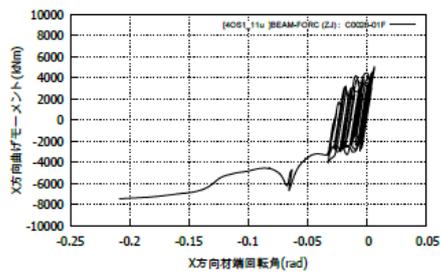
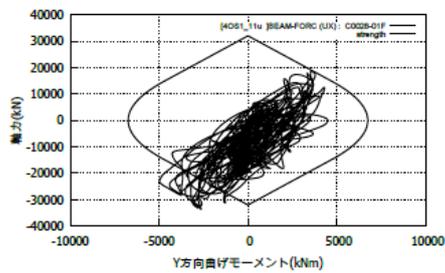
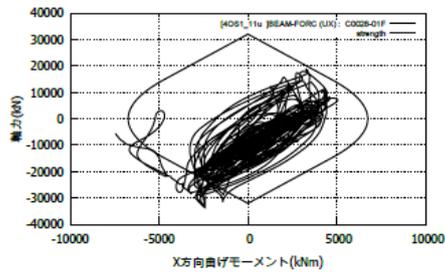
No.1

No.11

OS1

図 4.2-24(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答(45 度方向入力)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



No.28

OS1

図 4.2-24(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚応答(45 度方向入力)

2) 梁端の塑性変形能力を大きくした場合の影響検討 (梁変形性能大モデル)

梁がより強い場合を想定して、破断の繰返し性能を2倍 (C=5.6) としたモデル (梁変形性能大モデル) ケースを示す。

倒壊に至った入力倍率を表 4.2-7 に示す。

梁端破断直前の入力倍率を表 4.2-8 に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表 4.2-9 に示す。倒壊入力倍率/梁端破断直前入力倍率はばらつきが大きく、倒壊まで梁端破断が現れない場合や、1.10 といった小さな値が確認された。

以上のまとめは、図 4.2-25、図 4.2-26 に示す。

表 4.2-7 倒壊入力倍率(梁変形性能大モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	2.0	1.9	2.6
OS1	0.8	0.9	1.1
CH1	1.5	1.7	1.7

表 4.2-8 梁端破断直前の入力倍率(梁変形性能大モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.5	1.6	2.4
OS1	0.7	0.7	1.0
CH1	1.1	0.7	1.0

表 4.2-9 倒壊入力倍率/梁端破断直前入力倍率(梁変形性能大モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	1.33	1.19	1.08
OS1	1.14	1.29	1.10
CH1	1.36	2.43	1.70

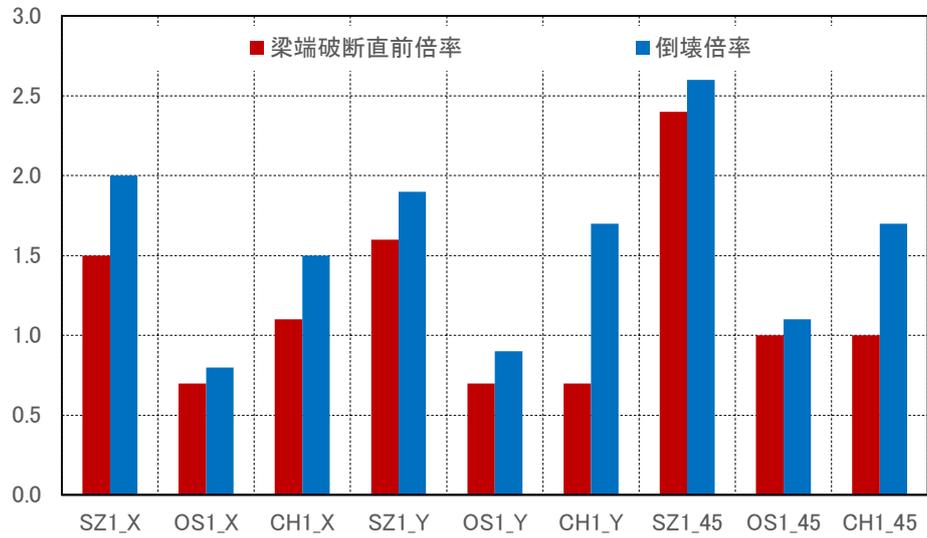


図 4.2-25 倒壊入力倍率、梁端破断直前入力倍率(梁変形性能大モデル)

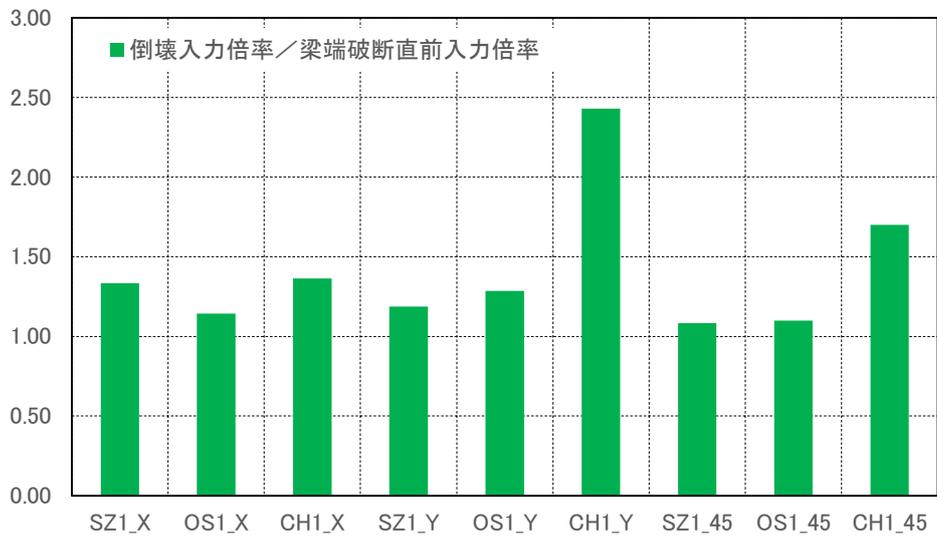


図 4.2-26 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(梁変形性能大モデル)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-27～図 4.2-29 に示す。
X 方向、Y 方向共に、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

45 度方向入力では、下層部に変形が集中している。

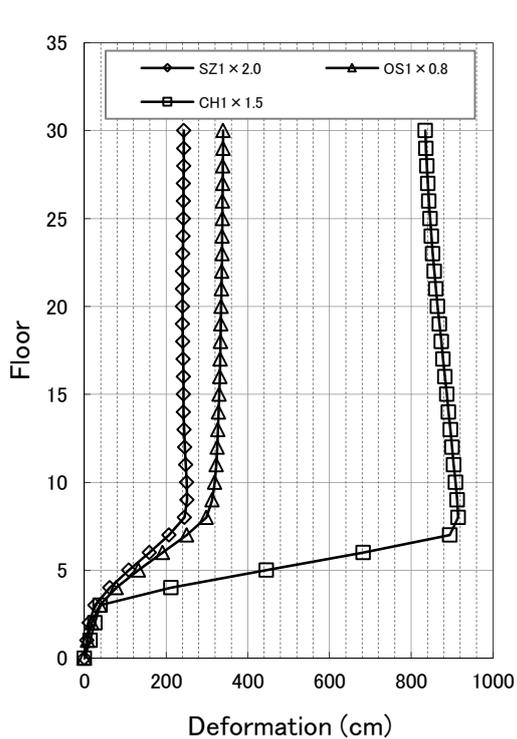
梁端破断直前倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-30～図 4.2-32 に示す。
いずれのケースでも柱部材角は 1 階柱脚が大きいのが、中間層においても $1/100\text{rad}$ を超過している
ケースが確認できる。

倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-33～図 4.2-35 に示す。

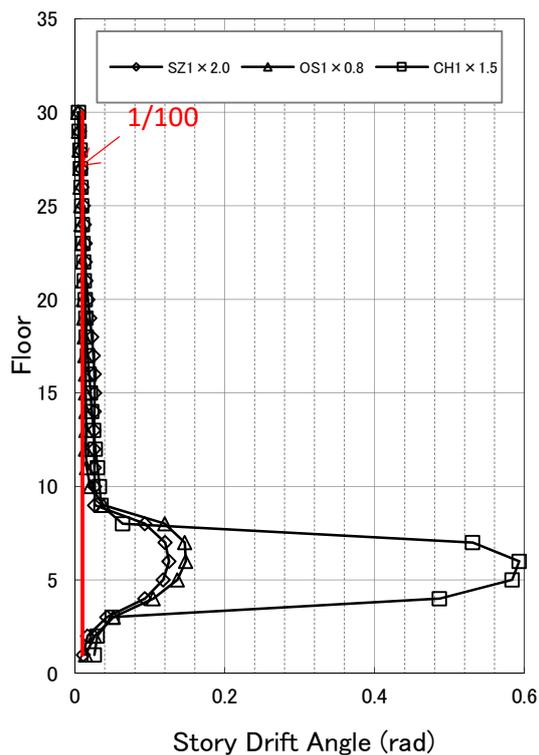
X 方向入力時・Y 方向入力時ともに、中間層での損傷が大きいことが分かる。特に Y 方向では、
柱の損傷も多く確認され、梁の変形性能が大きいことの影響がみられる。

45 度方向入力では、多くの柱梁で損傷の程度が大きい。特に柱の損傷が広範囲で確認できる。

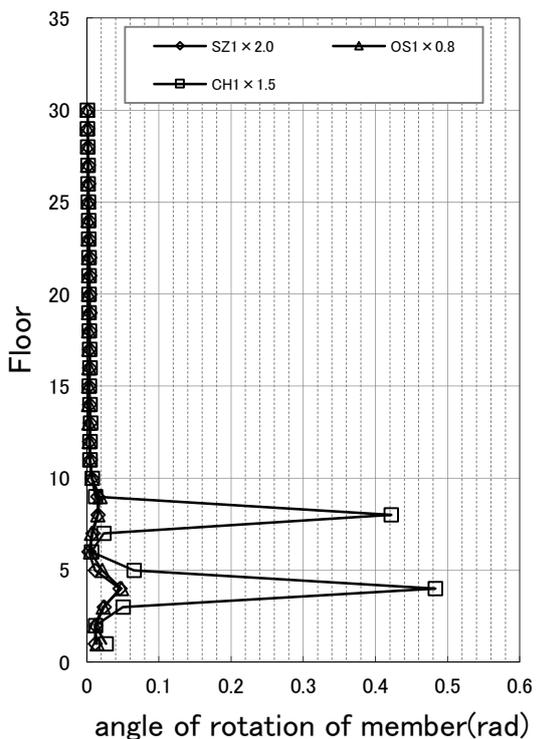
梁端破断直前倍率においては、柱部材角が基本モデルと比べて大きくなっている。その時点での
柱の損傷程度は相対的に大きくなっているものと想定される。



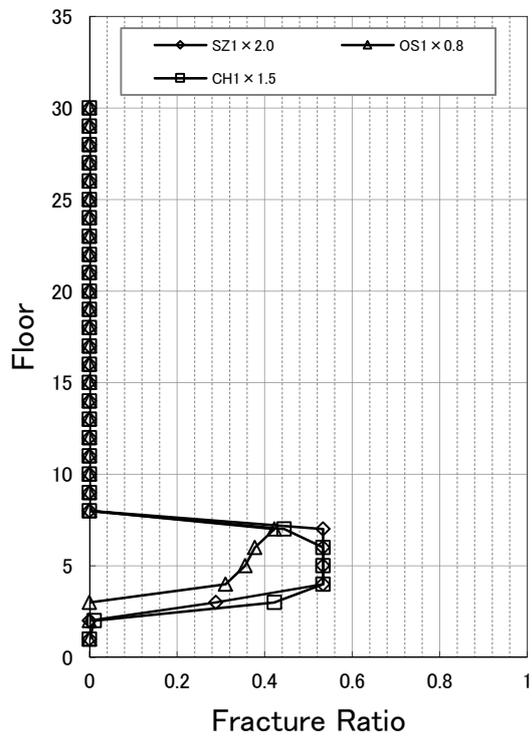
変位



層間変形角



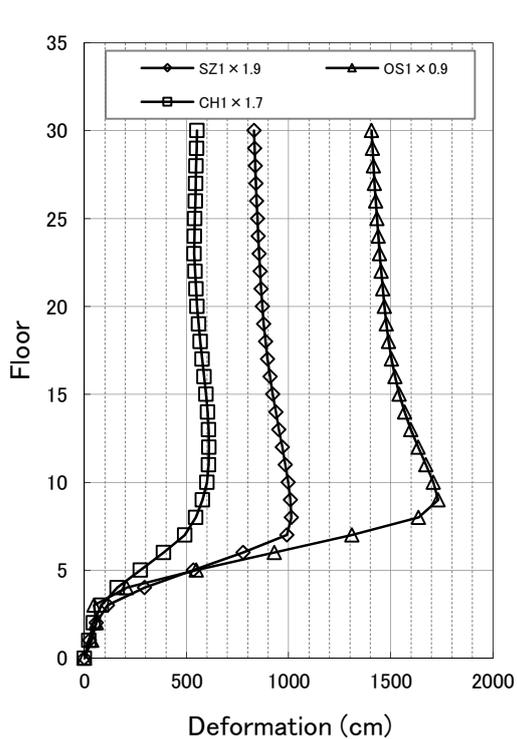
柱部材角



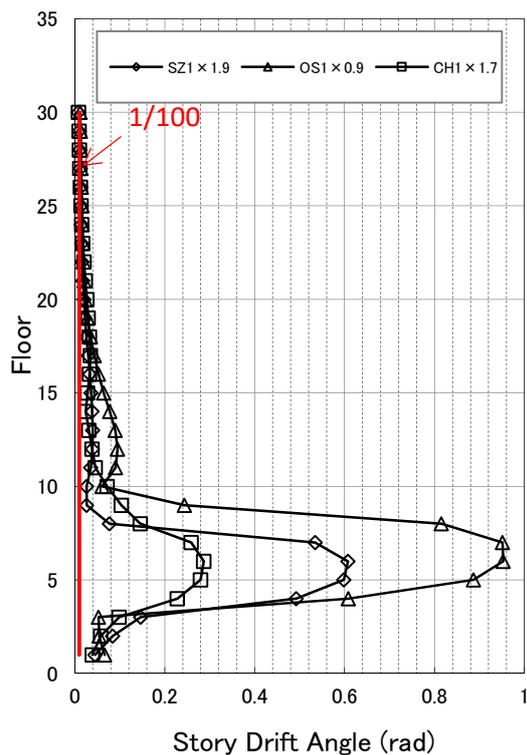
梁端破断率*

図 4.2-27 倒壊倍率における応答 (X方向入力) (梁変形性能大モデル)

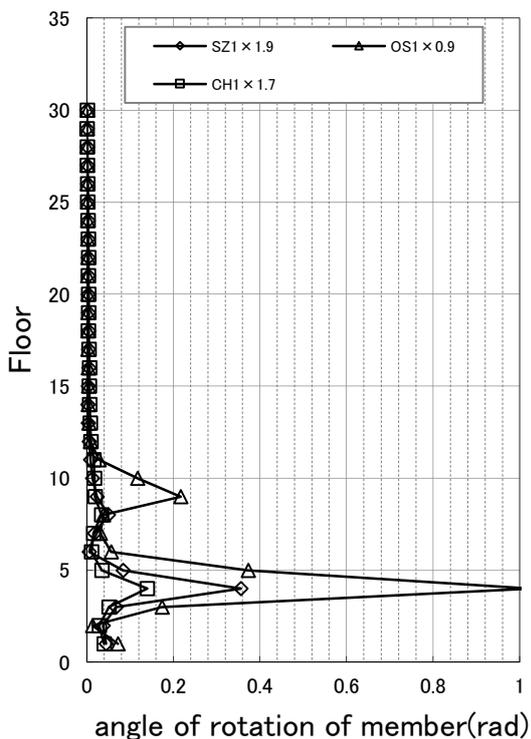
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



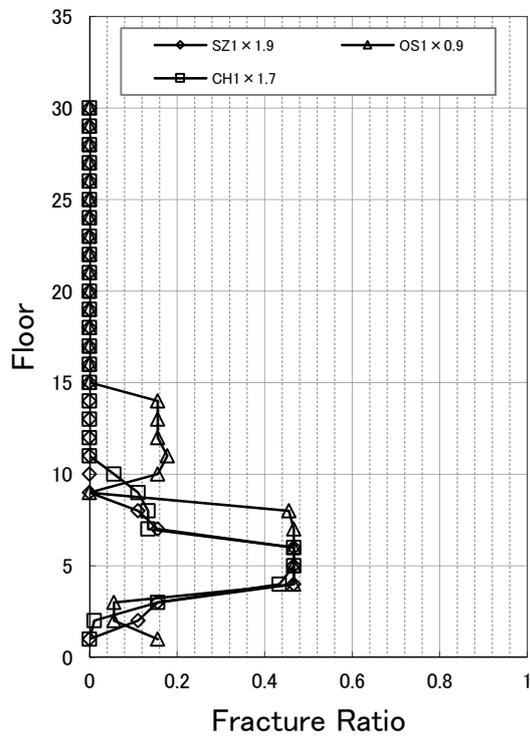
変位



層間変形角



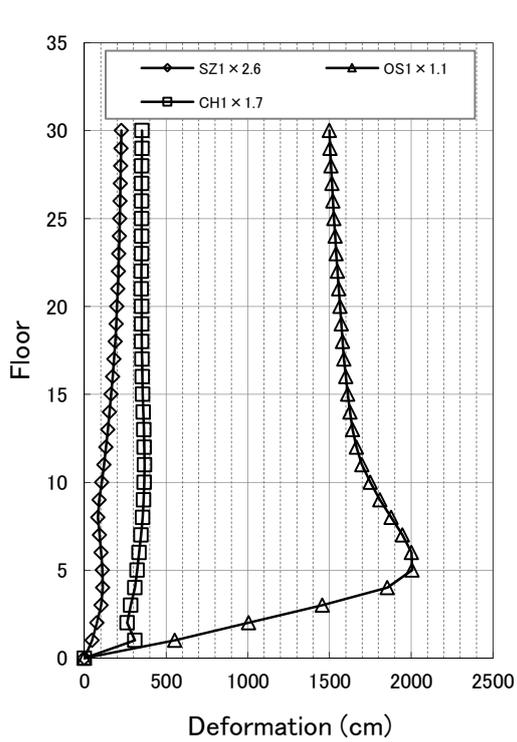
柱部材角



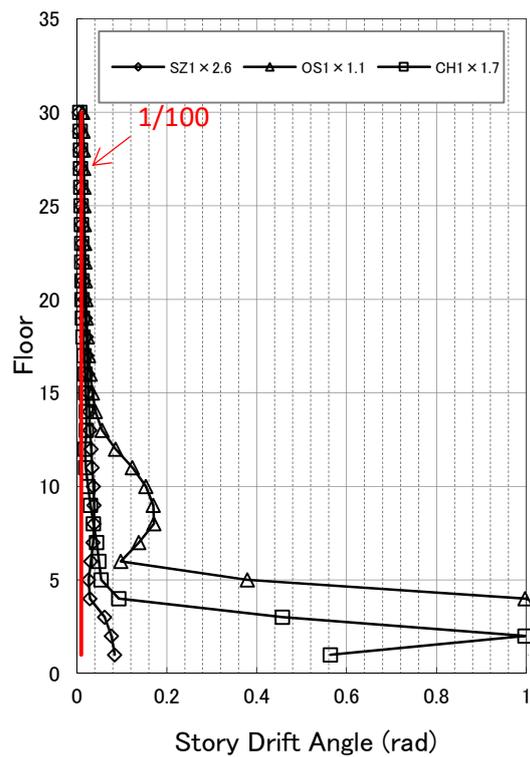
梁端破断率*

図 4.2-28 倒壊倍率における応答(Y 方向入力)(梁変形性能大モデル)

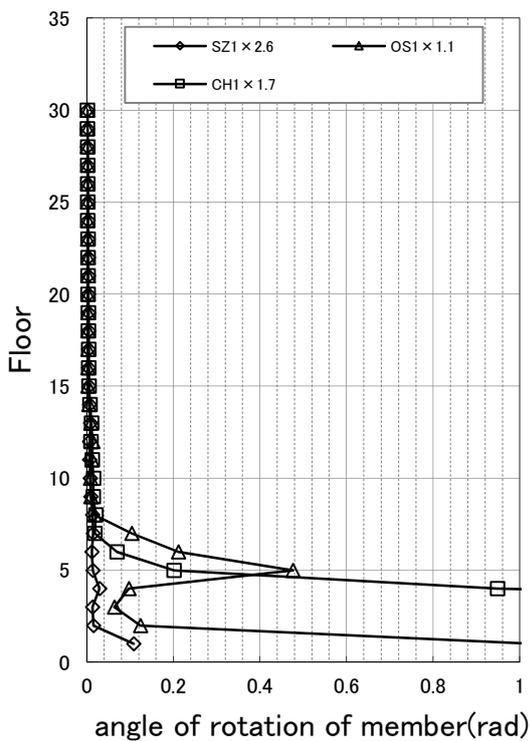
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



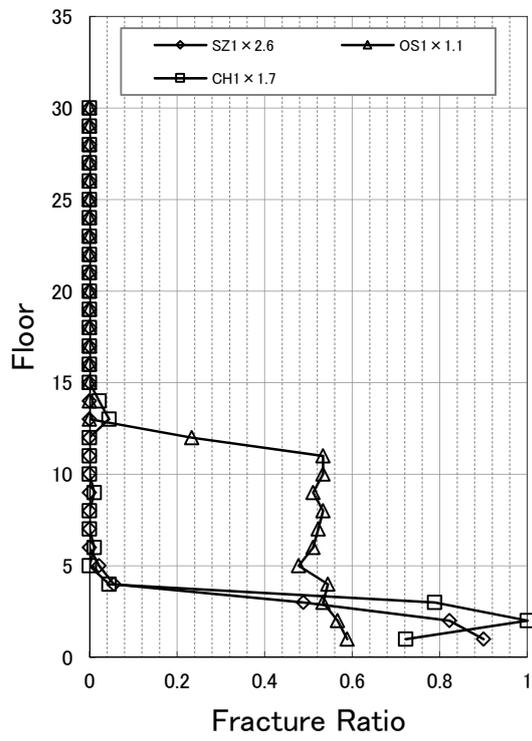
変位



層間変形角



柱部材角

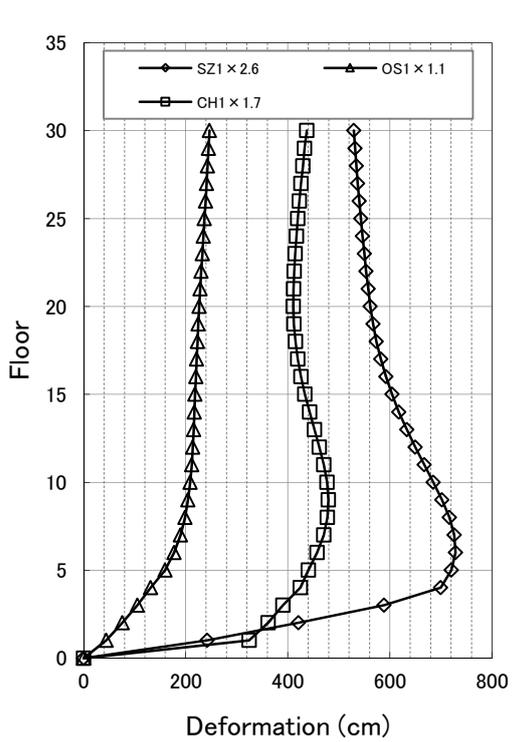


梁端破断率*

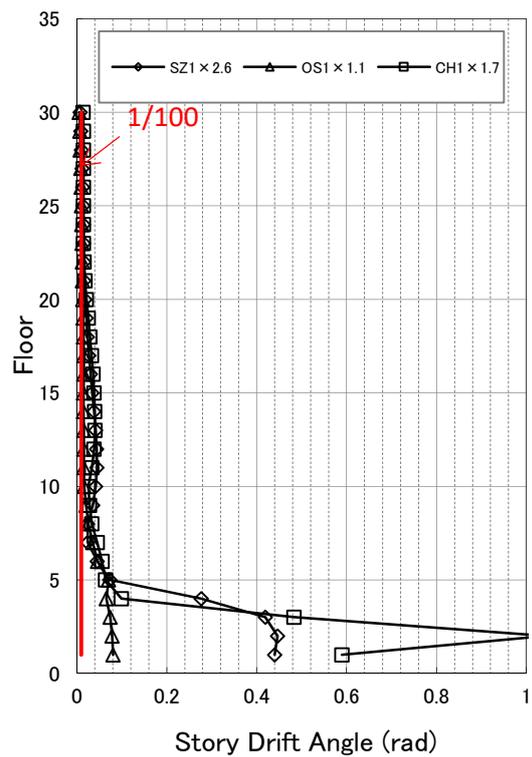
(a) X 方向

図 4.2-29(1) 倒壊倍率における応答(45 度入力)(梁変形性能大モデル)

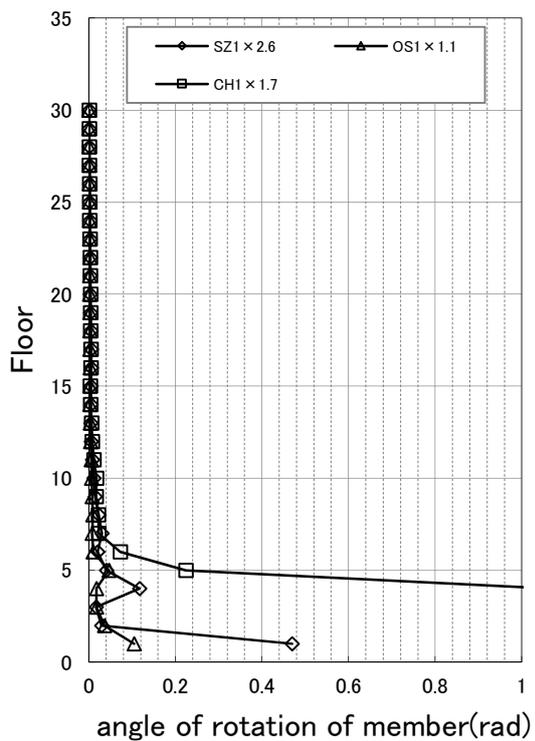
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

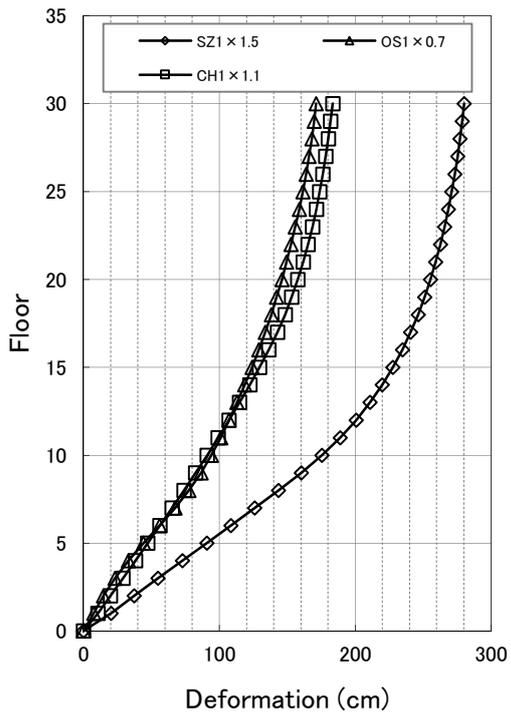
前頁と同じ

梁端破断率

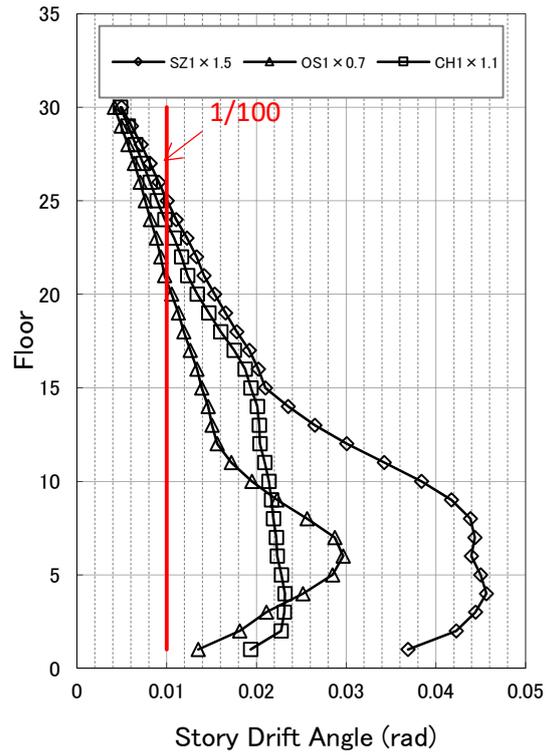
(b) Y方向

図 4.2-29(2) 倒壊倍率における応答(45度入力)(梁変形性能大モデル)

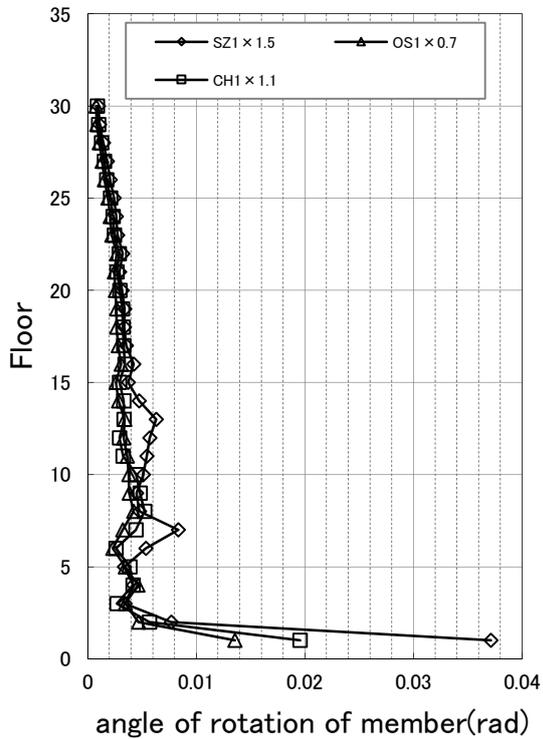
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

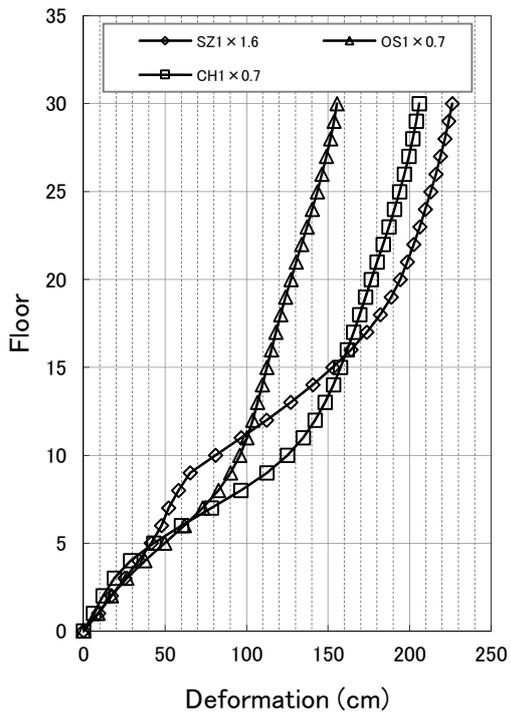


層間変形角

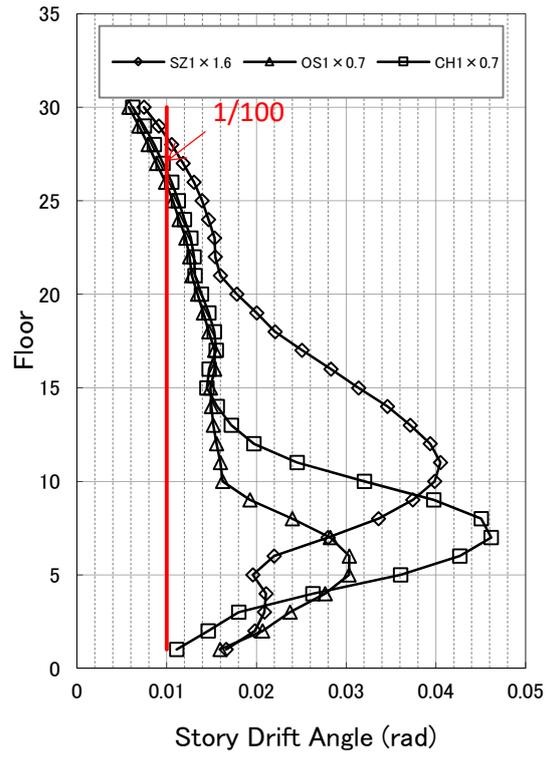


柱部材角

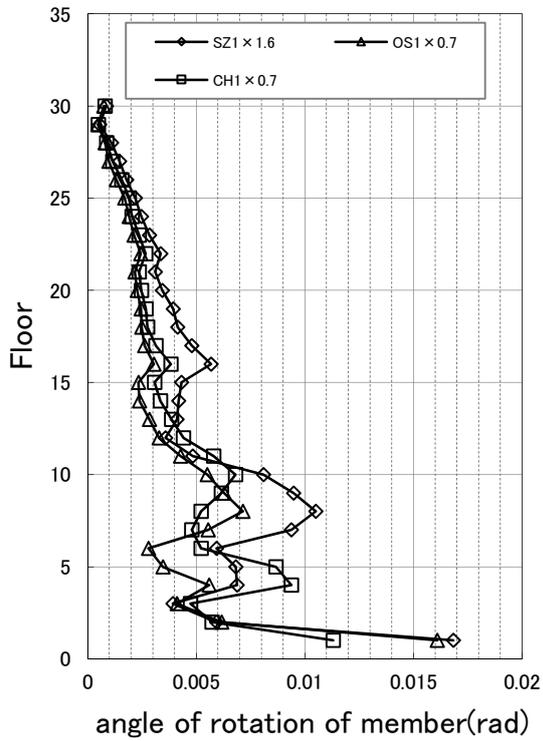
図 4.2-30 梁端破断直前倍率における応答(X方向入力)(梁変形性能大モデル)



変位

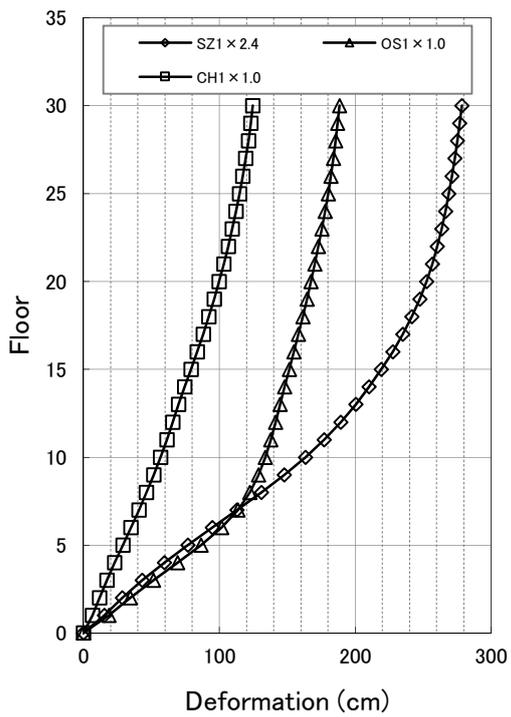


層間変形角

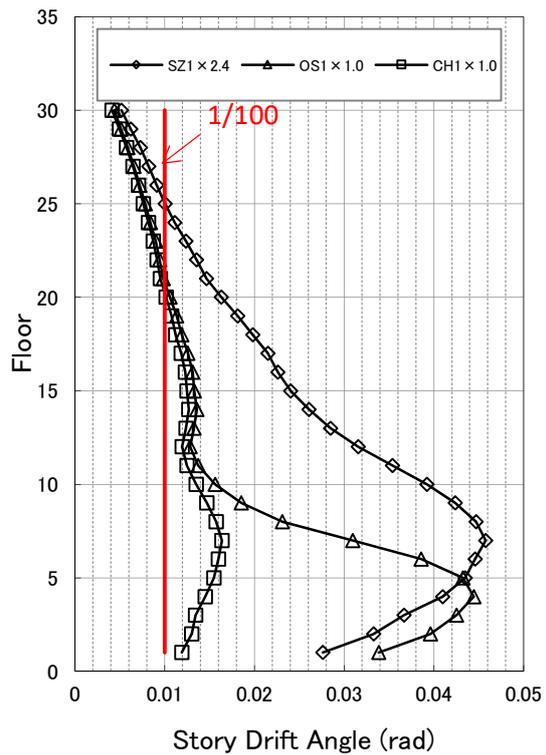


柱部材角

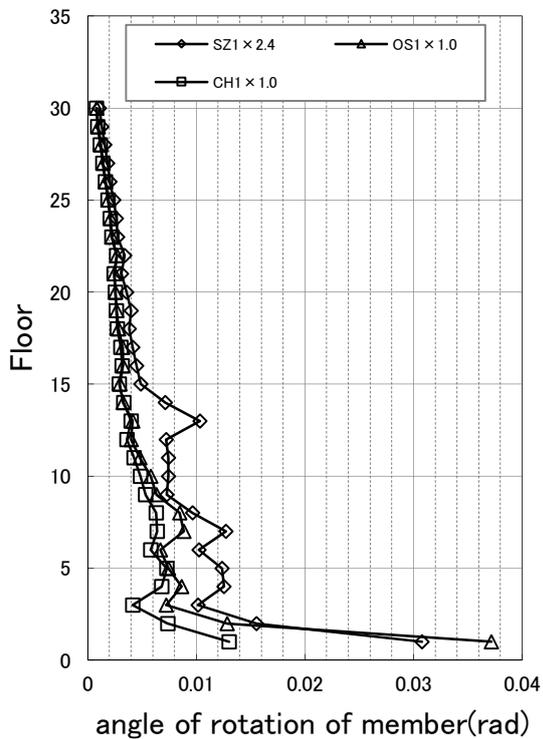
図 4.2-31 梁端破断直前倍率における応答(Y 方向入力)(梁変形性能大モデル)



変位



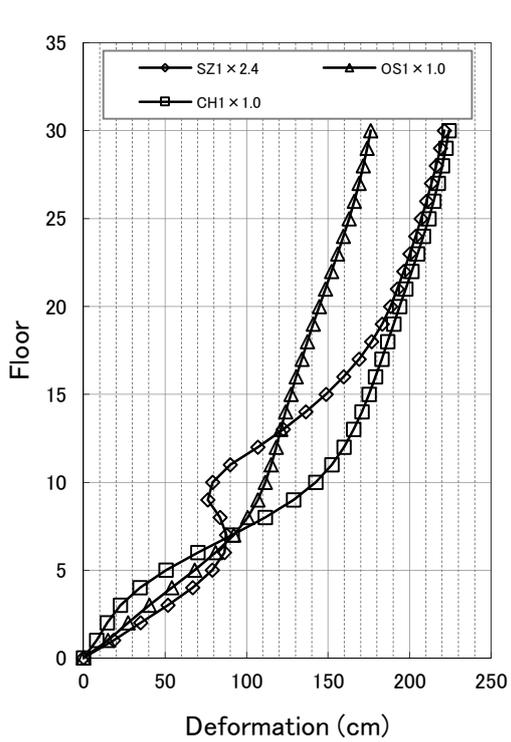
層間変形角



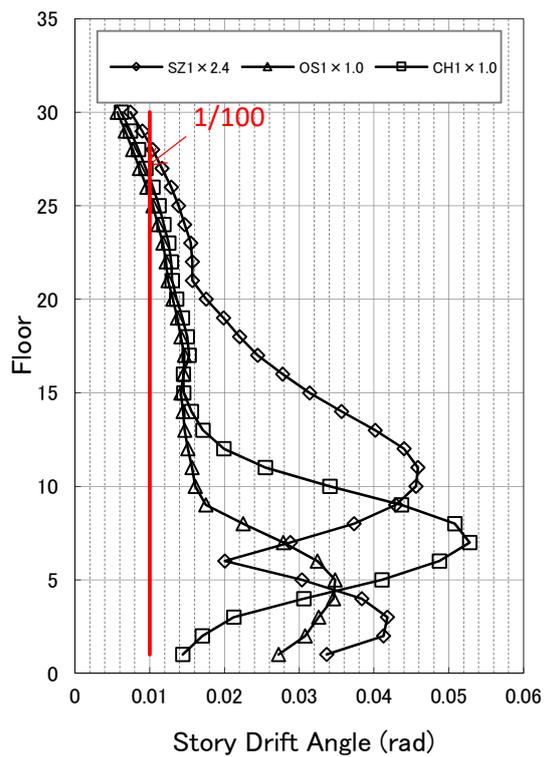
柱部材角

(a) X 方向

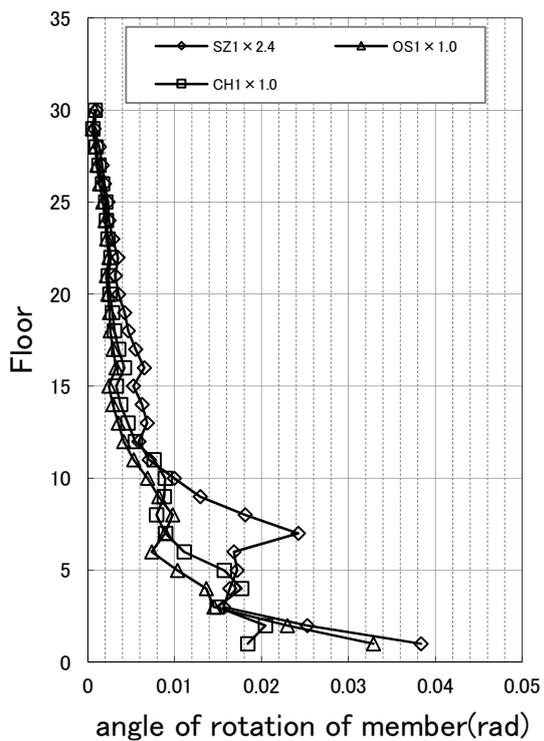
図 4.2-32(1) 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)(梁変形性能大モデル)



変位



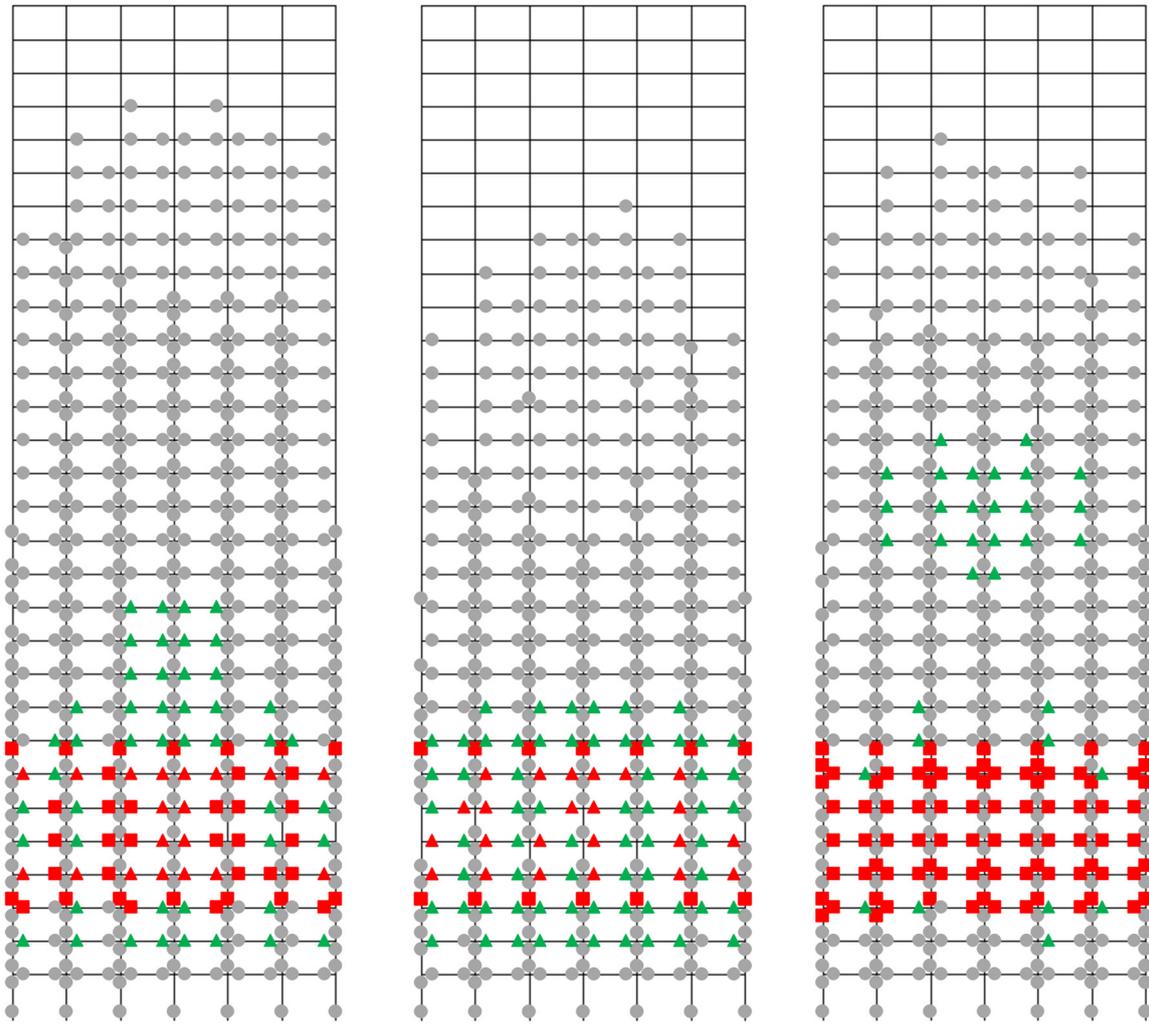
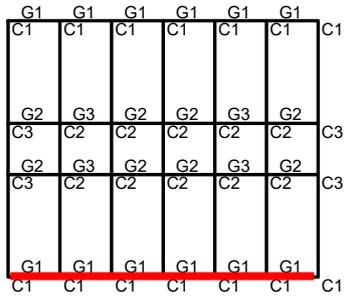
層間変形角



柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-32(2) 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)(梁変形性能大モデル)



SZ1

OS1

CH1

外周構面

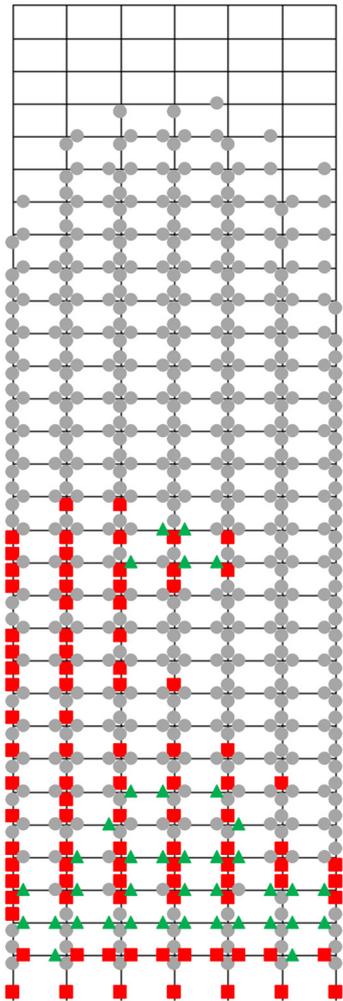
図 4.2-33 ヒンジ図(X方向入力)(梁変形性能大モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

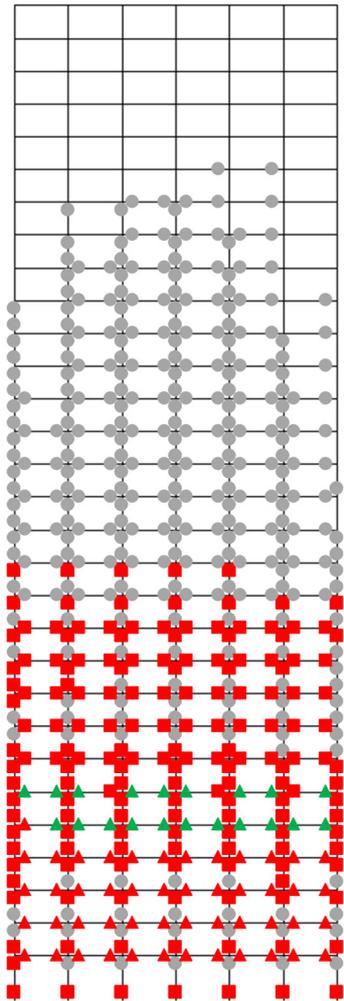
※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

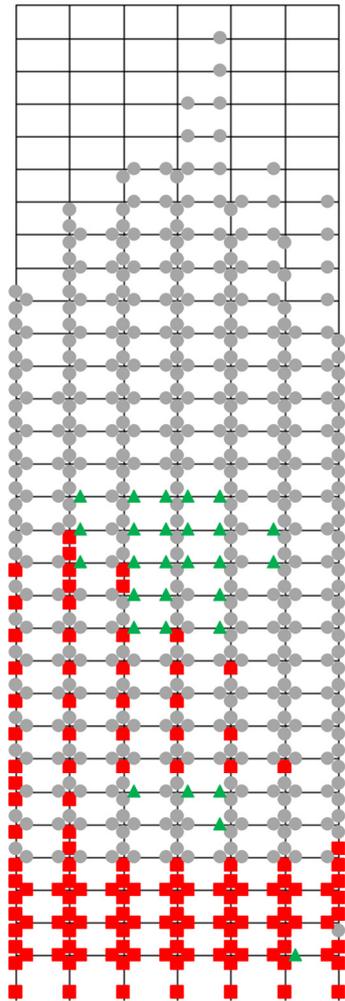
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						



SZ1



OS1



CH1

外周構面

図 4.2-35(1) ヒンジ図(45度方向入力)(梁変形性能大モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

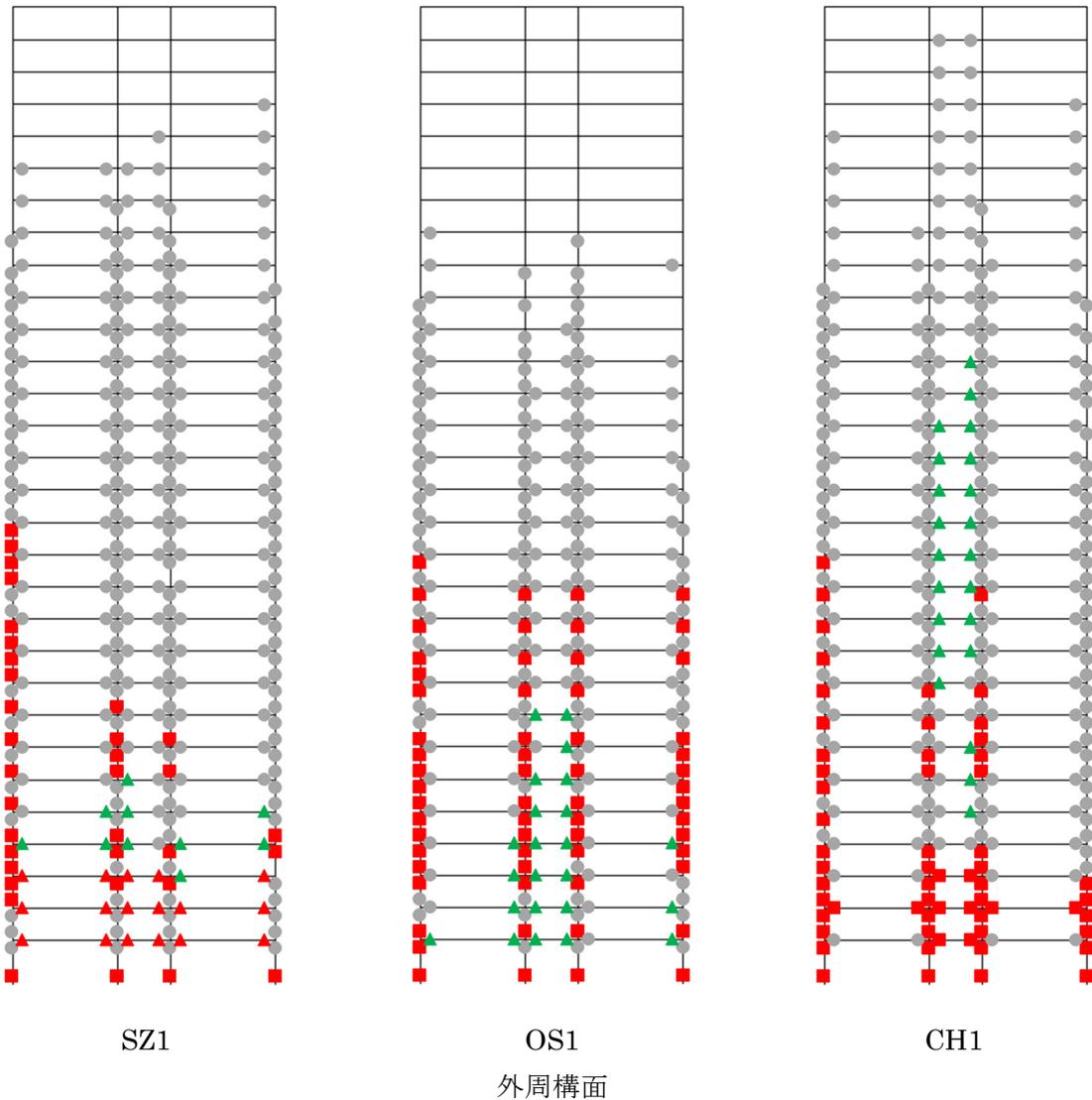
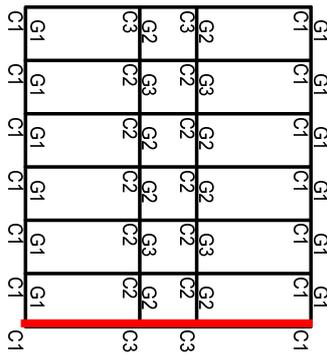


図 4.2-35(2) ヒンジ図(45度方向入力)(梁変形性能大モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

3) 柱断面（柱梁耐力比）を大きくした場合の影響検討（柱強モデル）

柱がより強い場合を想定して、柱断面を1サイズアップしたモデル（柱強モデル）の結果を示す。

倒壊に至った入力倍率を表 4.2-10 に示す。梁端破断直前の入力倍率を表 4.2-11 に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表 4.2-12 に示す。倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率はばらつきが大きいですが、基本モデルや梁変形性能大モデルに比べて大きな値となっている。

以上のまとめは、図 4.2-36、図 4.2-37 に示す。

表 4.2-10 倒壊入力倍率(柱強モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.5	2.3	2.0
OS1	1.5	1.0	1.0
CH1	1.1	1.1	1.4

表 4.2-11 梁端破断直前の入力倍率(柱強モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	1.1	0.9	1.4
OS1	0.5	0.6	0.7
CH1	0.7	0.5	0.7

表 4.2-12 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(柱強モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	1.36	2.56	1.43
OS1	3.00	1.67	1.43
CH1	1.57	2.20	2.00

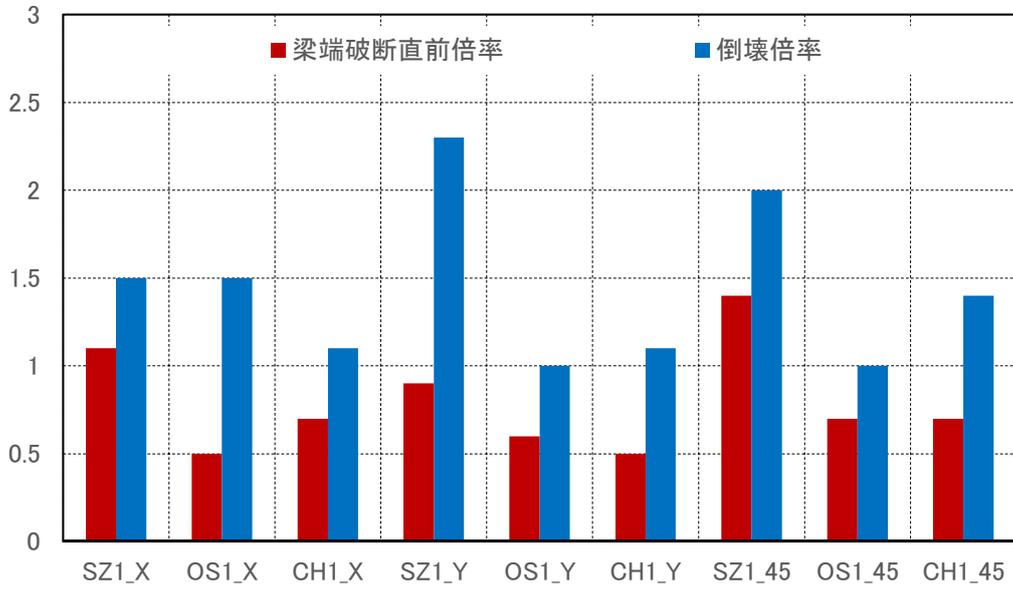


図 4.2-36 倒壊入力倍率、梁端破断直前入力倍率(柱強モデル)

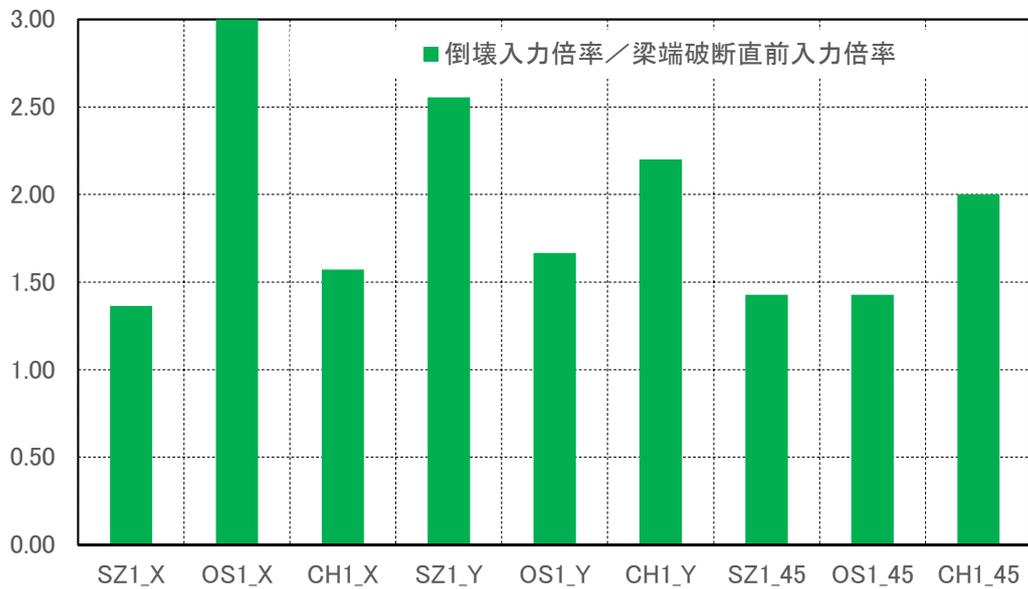


図 4.2-37 倒壊入力倍率 / 梁端破断直前入力倍率(柱強モデル)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-38～図 4.2-40 に示す。

X 方向入力では、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

Y 方向入力では、やや変形が集中している層に差異があるが、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。

45 度方向入力では、下層部～中間層にかけて変形が集中している。柱が強い場合には、変形集中層が上層に移行している。

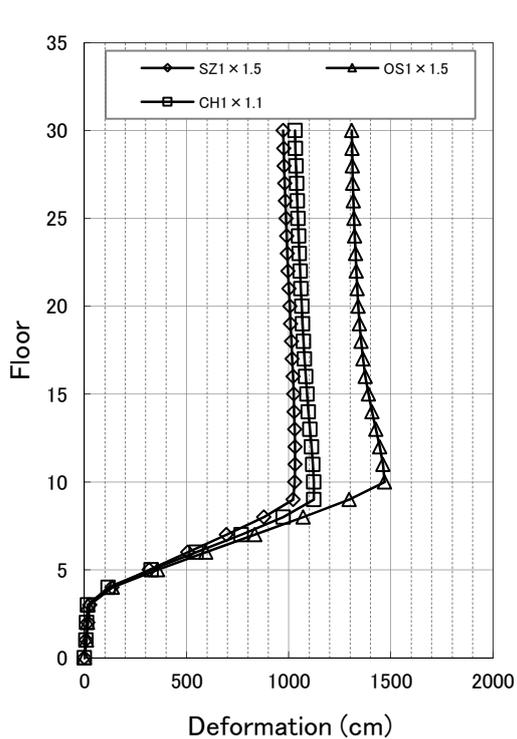
梁端破断直前倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-41～図 4.2-43 に示す。いずれのケースでも柱部材角は特に 1 階柱脚が大きい。中間層において小さいのは、特に柱強モデルにおいては、層間変形角に占める梁変形の割合が高いためと考えられる。

倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-44～図 4.2-46 に示す。

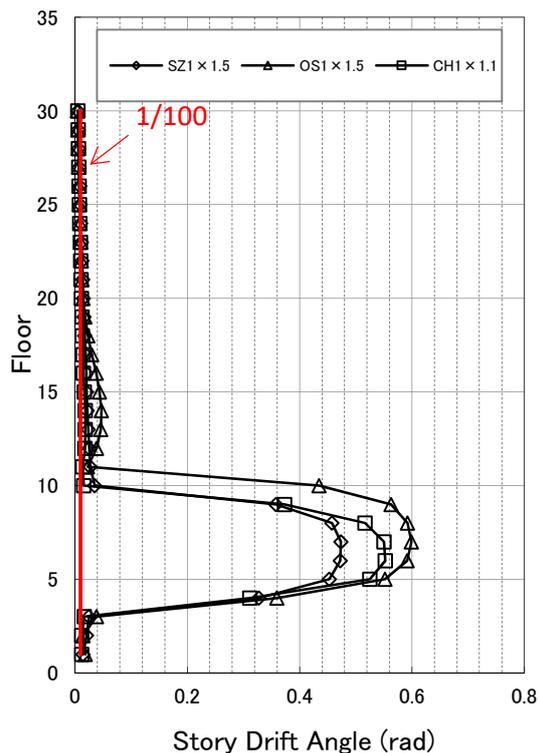
X 方向入力時・Y 方向入力時ともに、中間層での損傷が大きいことが分かる。特に Y 方向では、柱の損傷も多く確認され、梁の変形性能が大きいことの影響がみられる。

45 度方向入力では、多くの柱梁で損傷の程度が大きい。特に柱の損傷が広範囲で確認できる。

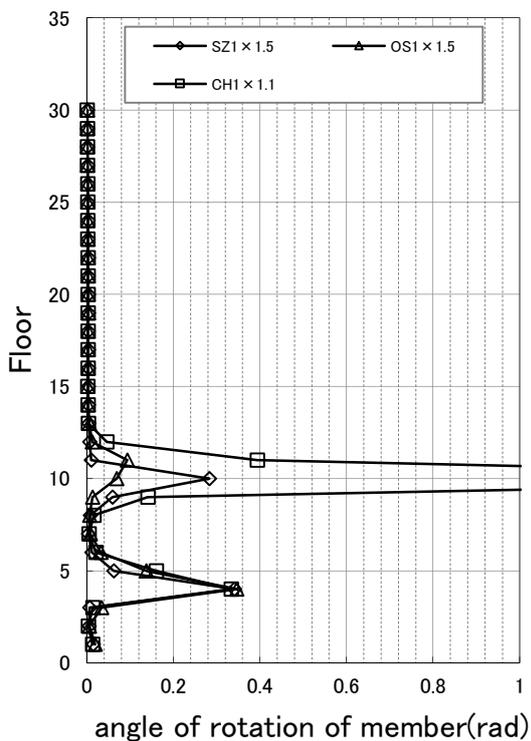
梁端破断直前倍率においては、柱部材角が基本モデルと比べて小さくなっている。その時点での柱の損傷程度は相対的に小さくなっているものと想定される。



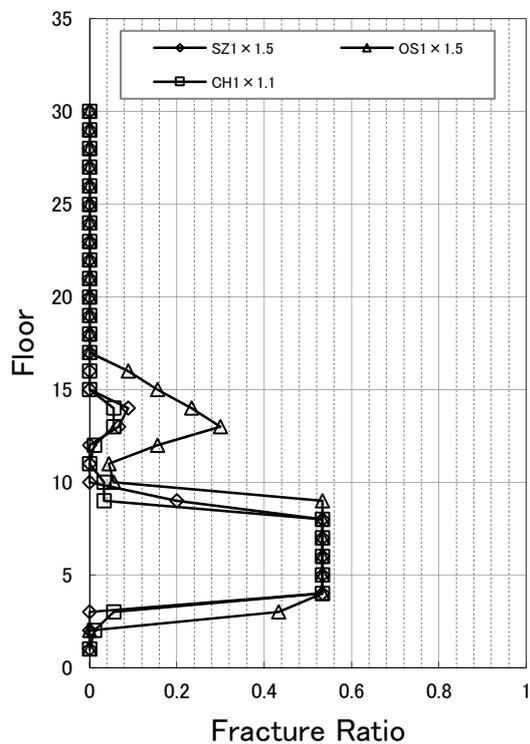
変位



層間変形角



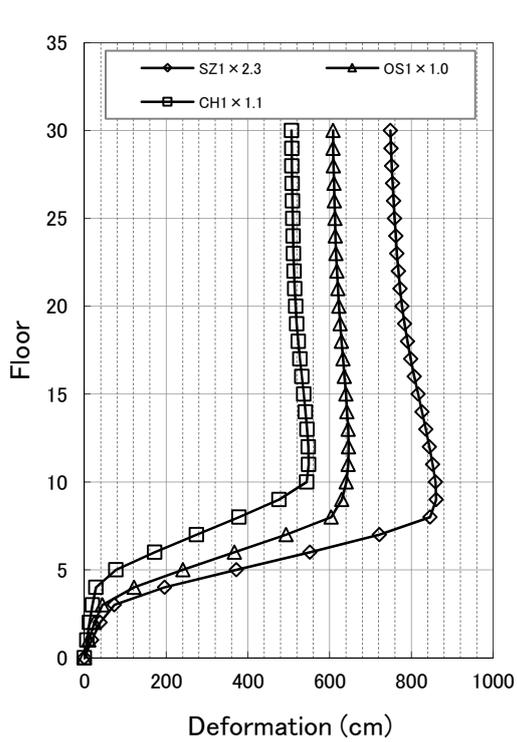
柱部材角



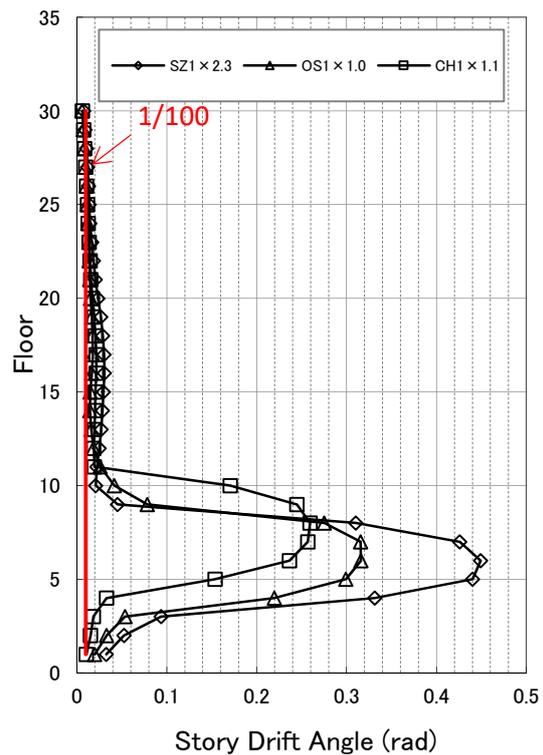
梁端破断率*

図 4.2-38 倒壊倍率における応答(X方向入力)(柱強モデル)

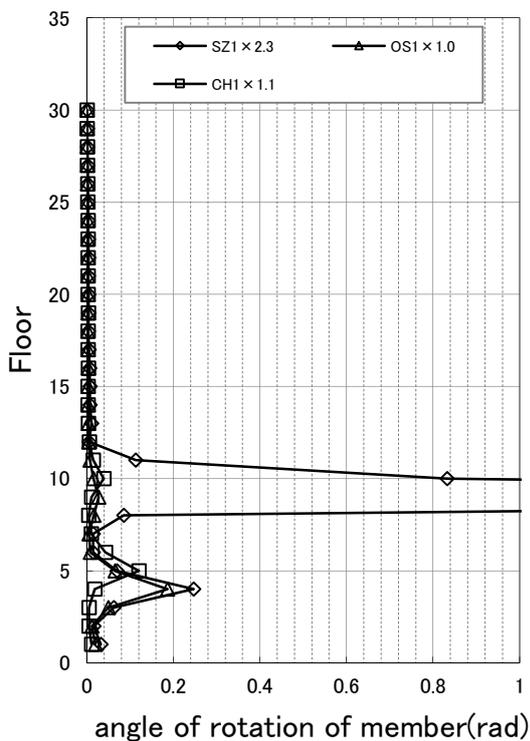
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



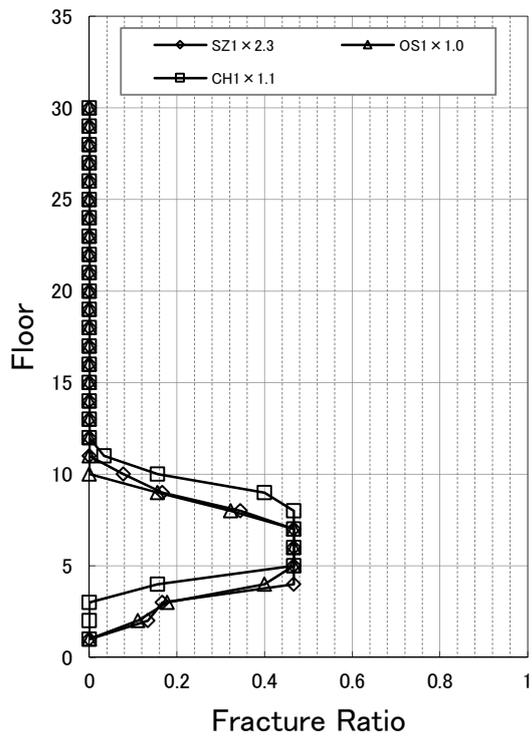
変位



層間変形角



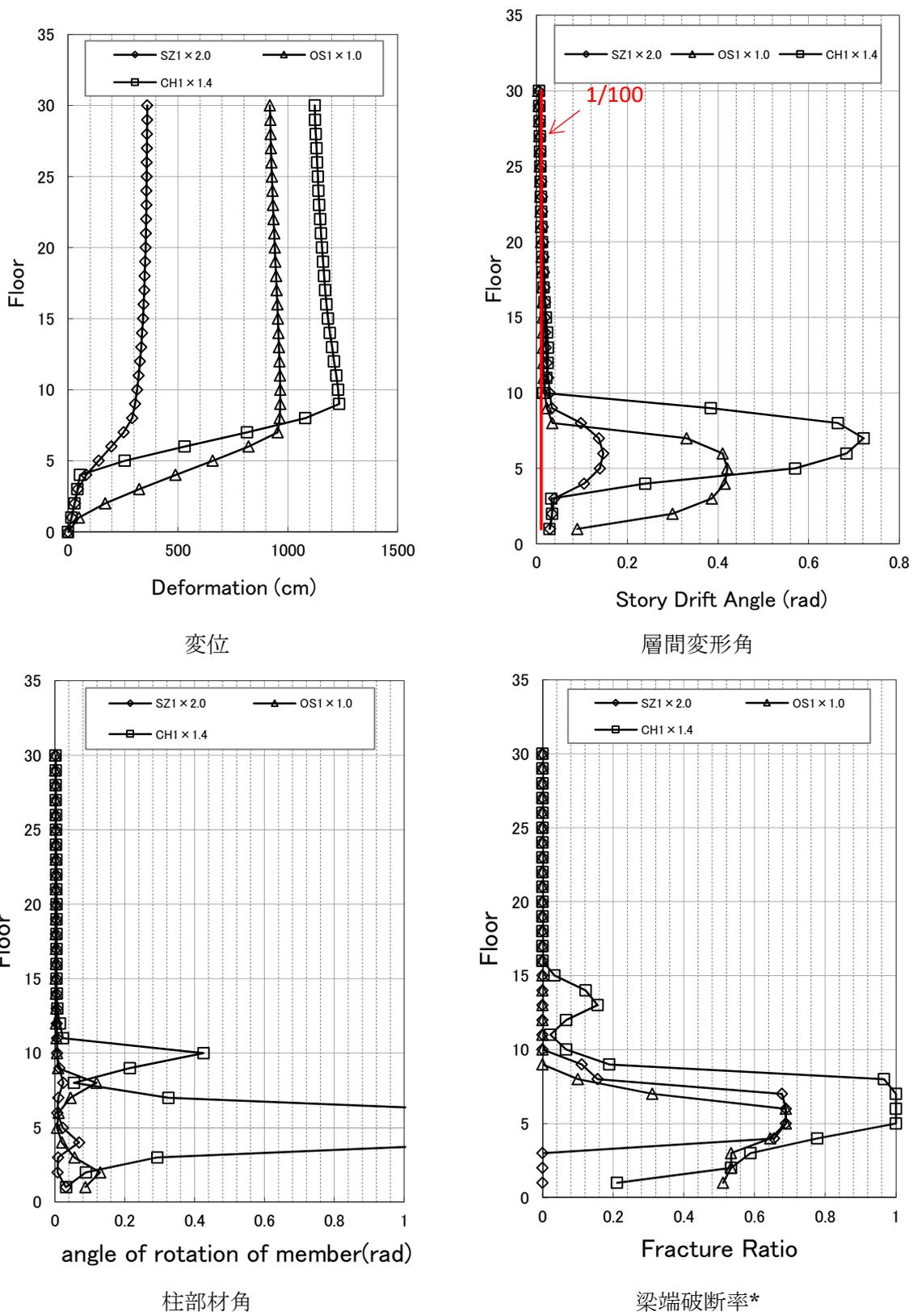
柱部材角



梁端破断率*

図 4.2-39 倒壊倍率における応答(Y 方向入力)(柱強モデル)

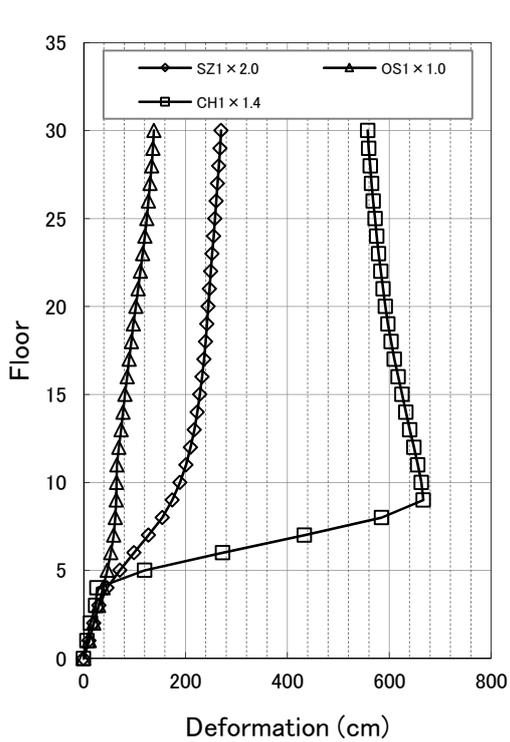
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



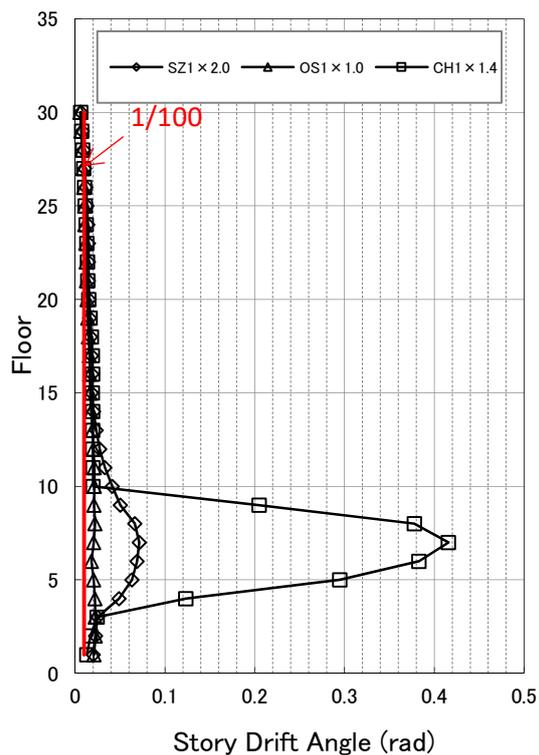
(a) X 方向

図 4.2-40(1) 倒壊倍率における応答(45 度入力)(柱強モデル)

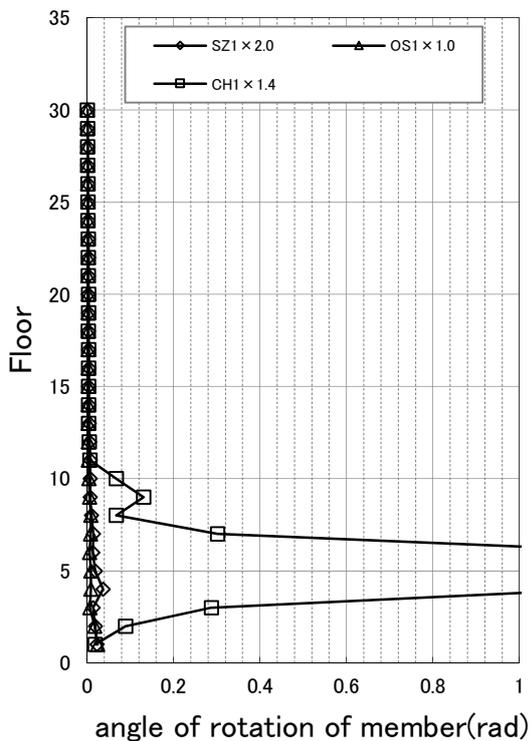
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

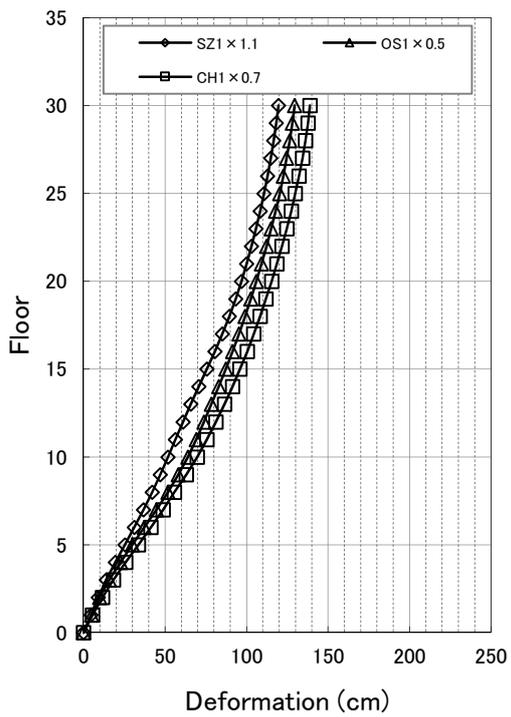
前頁と同じ

梁端破断率

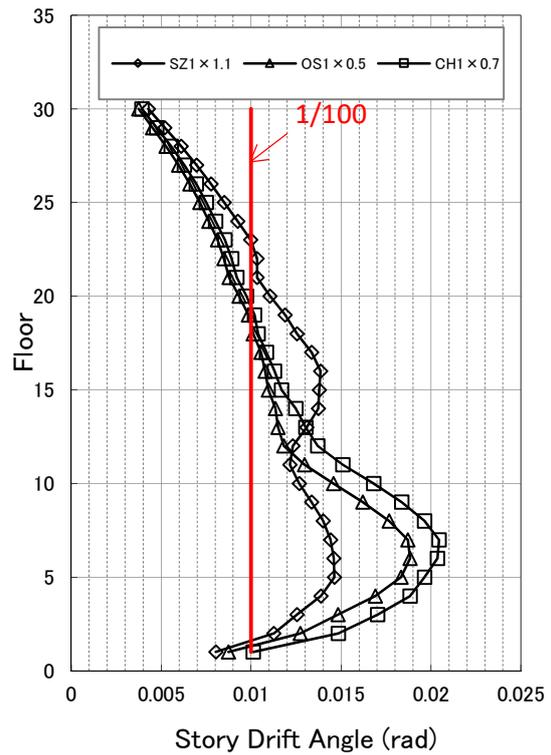
(b) Y方向

図 4.2-40(2) 倒壊倍率における応答(45度入力)(梁変形性能大モデル)

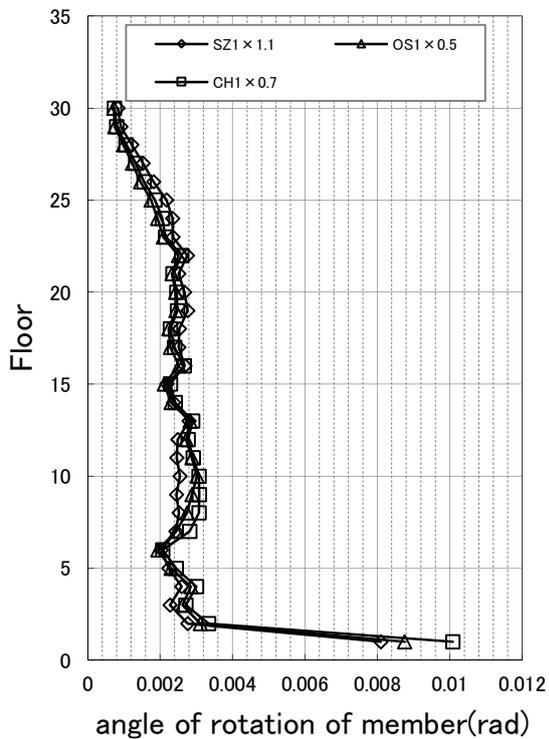
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

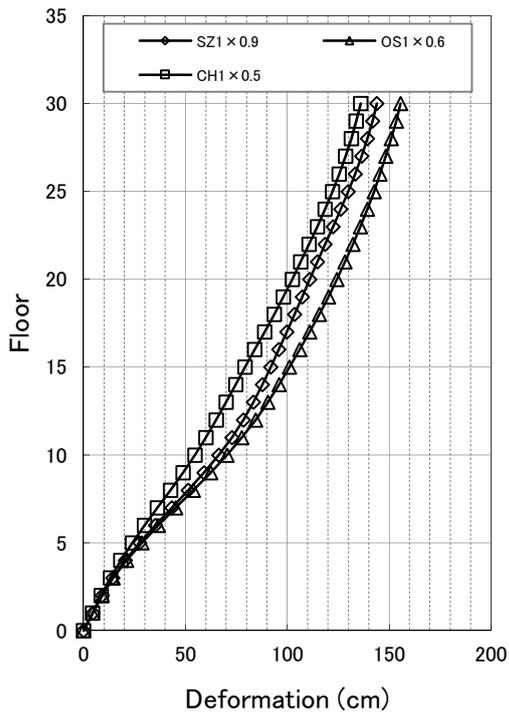


層間変形角

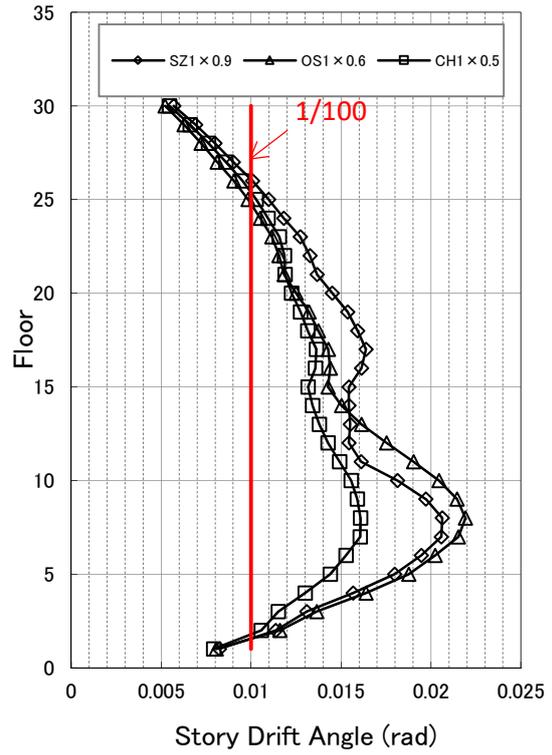


柱部材角

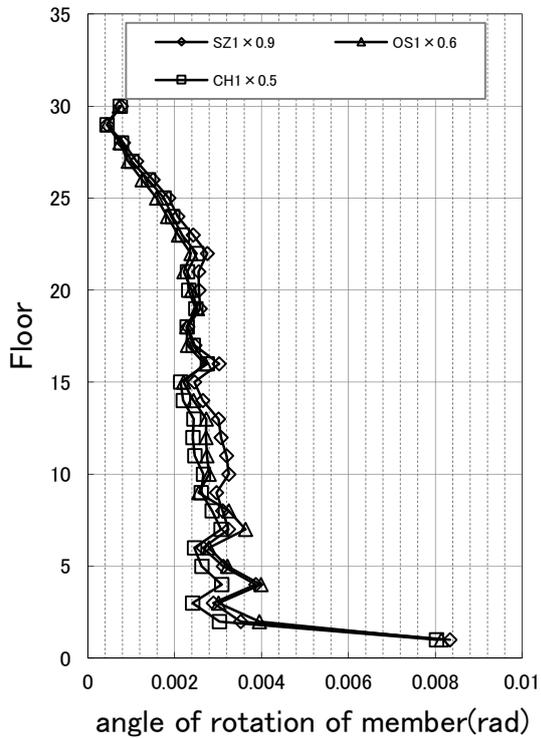
図 4.2-41 梁端破断直前倍率における応答 (X方向入力) (柱強モデル)



変位

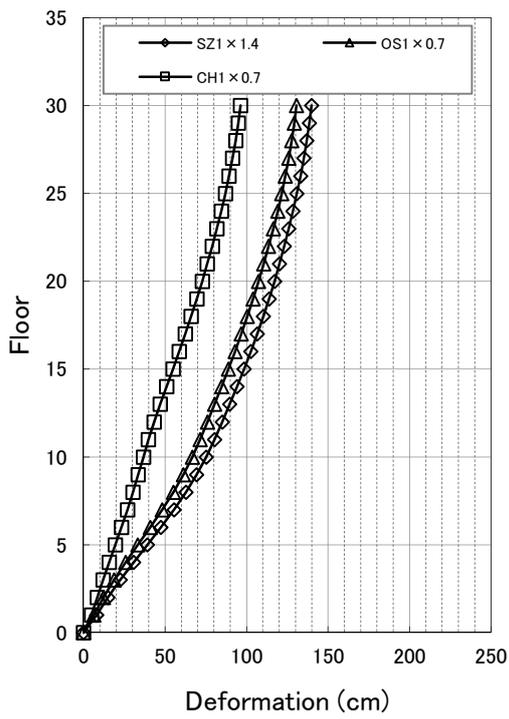


層間変形角

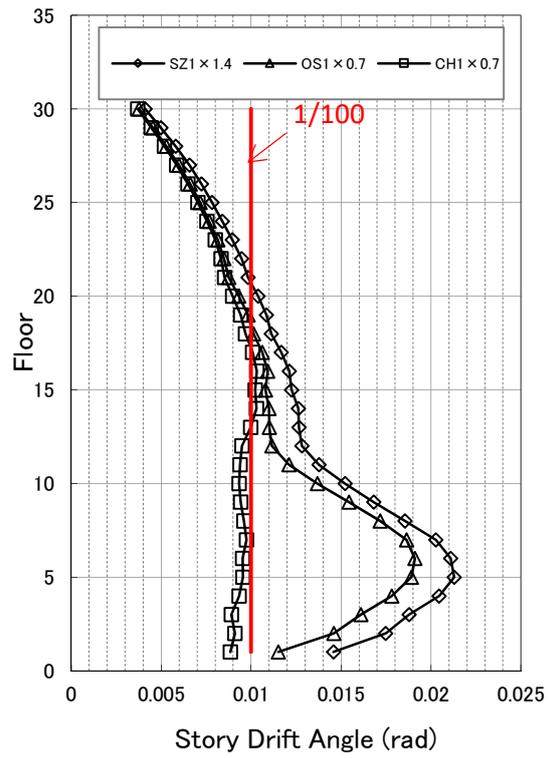


柱部材角

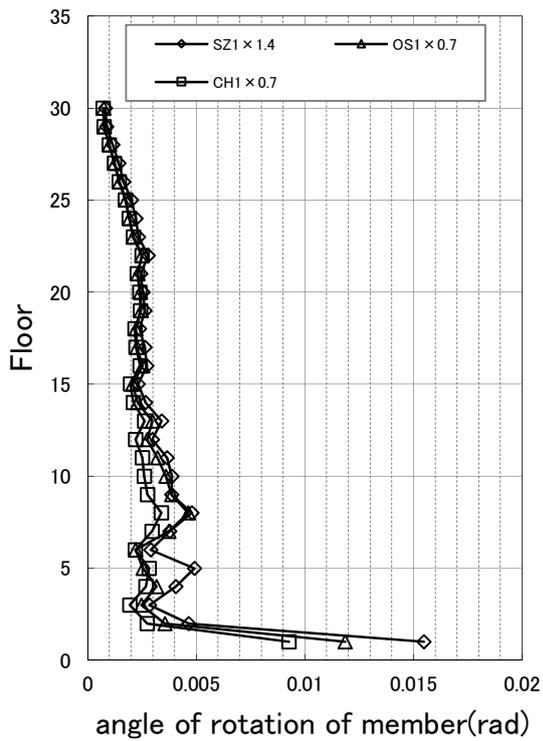
図 4.2-42 梁端破断直前倍率における応答(Y方向入力)(柱強モデル)



変位



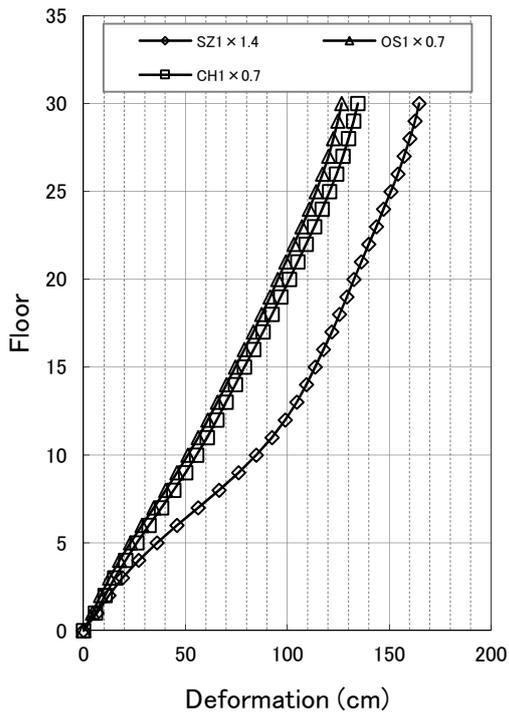
層間変形角



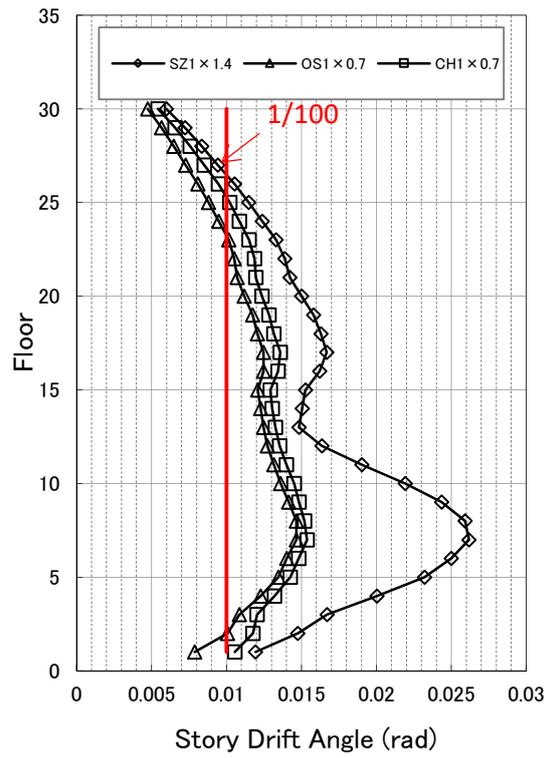
柱部材角

(a) X 方向

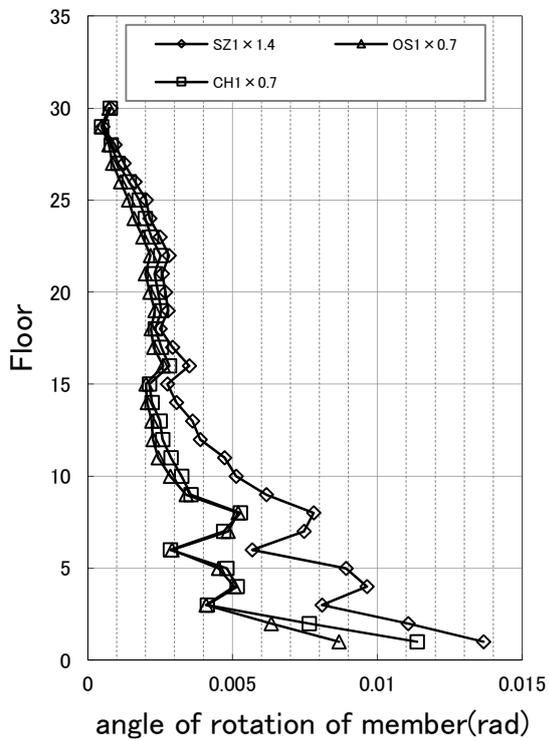
図 4.2-43(1) 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)(柱強モデル)



変位



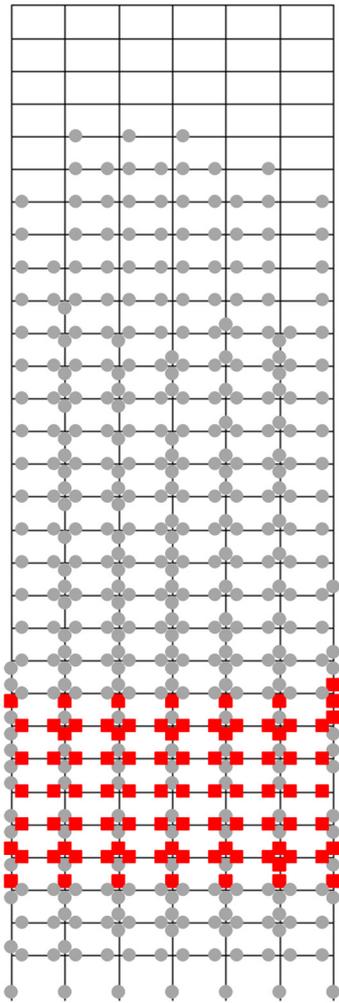
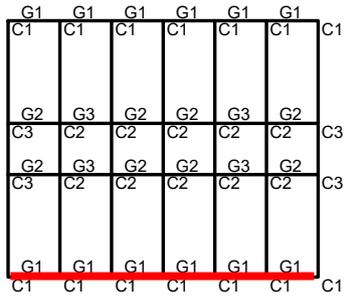
層間変形角



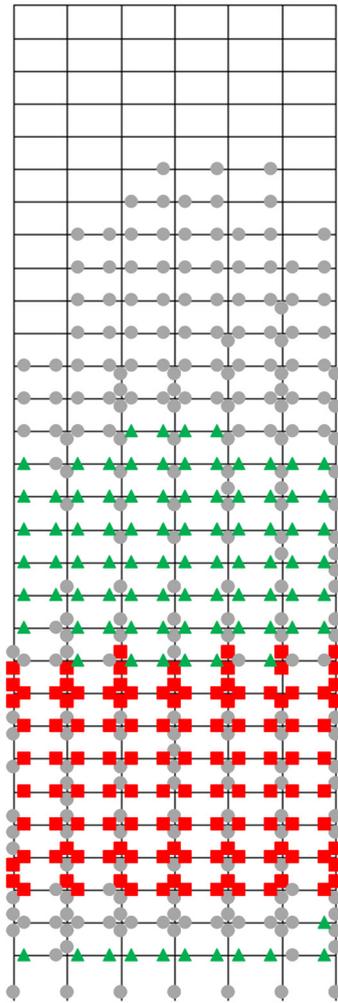
柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-43(2) 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)(柱強モデル)

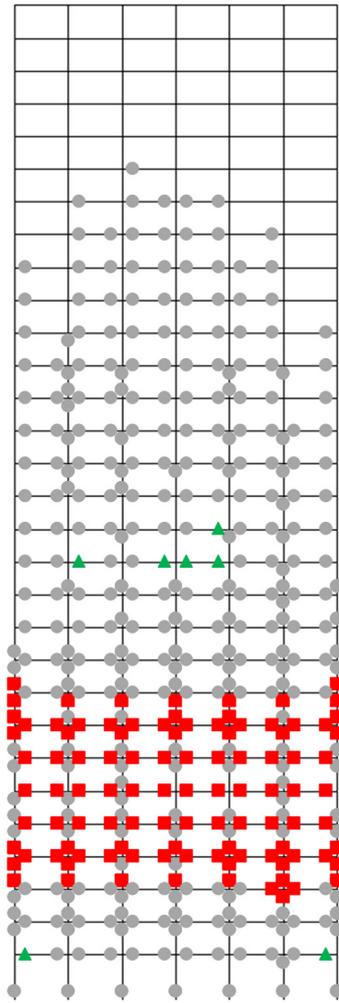


SZ1



OS1

外周構面



CH1

図 4.2-44 ヒンジ図(X方向入力)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

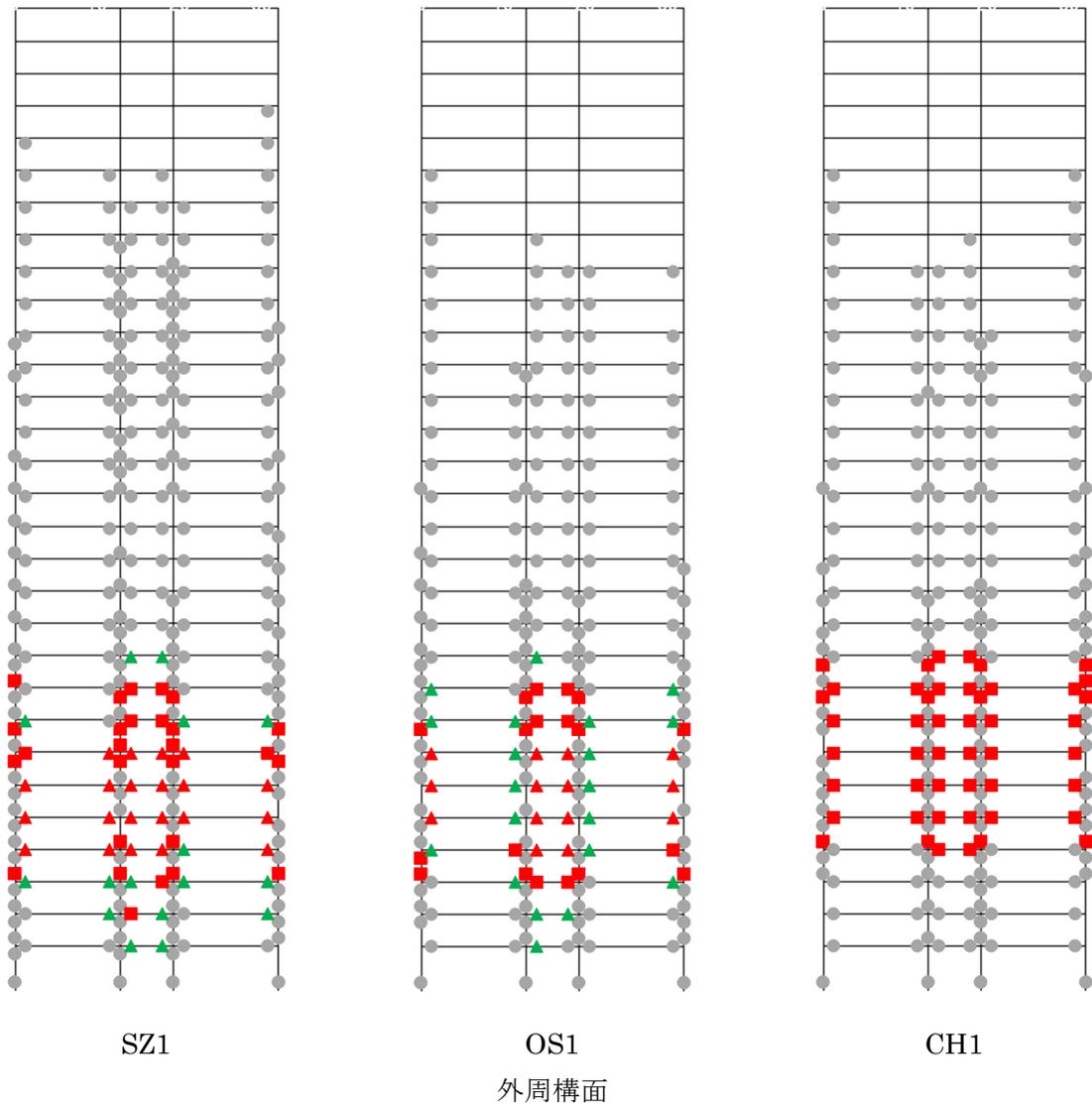
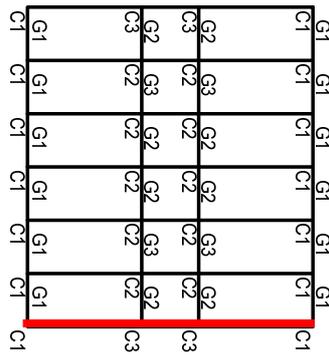
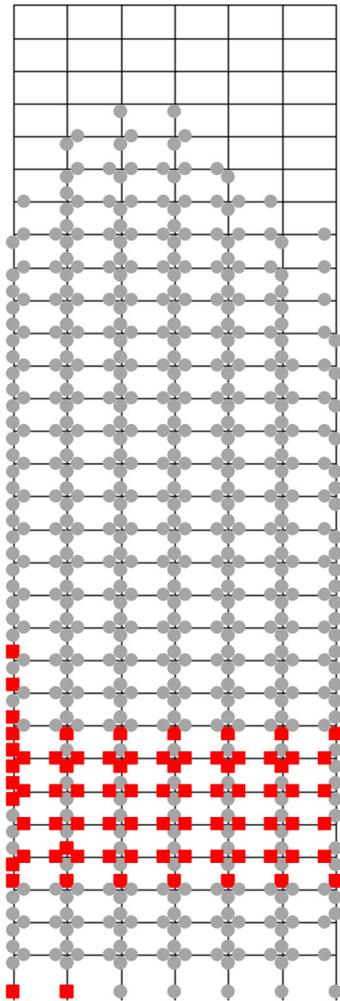


図 4.2-45 ヒンジ図(Y 方向入力)

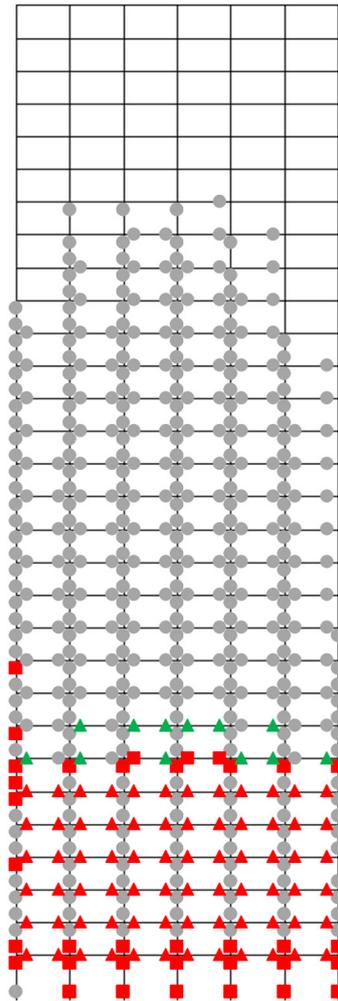
上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

- ※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断
- ※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G2	G3	G2	G2	G3	G2	C3
C3	C2	C2	C2	C2	C2	C3
G1	G1	G1	G1	G1	G1	C1
C1						

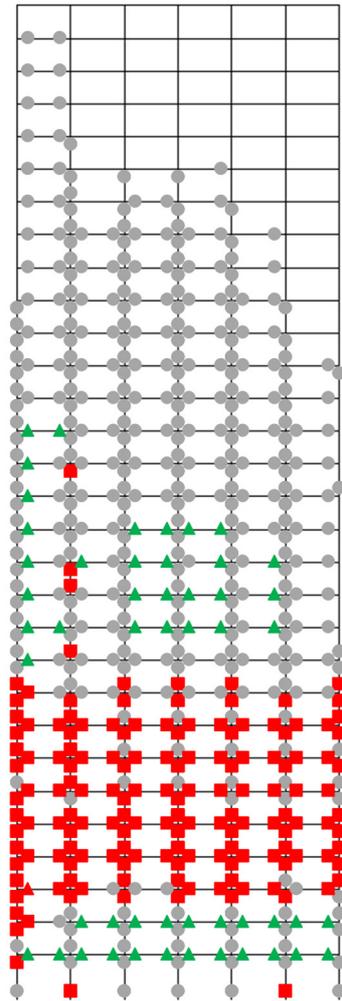


SZ1



OS1

外周構面



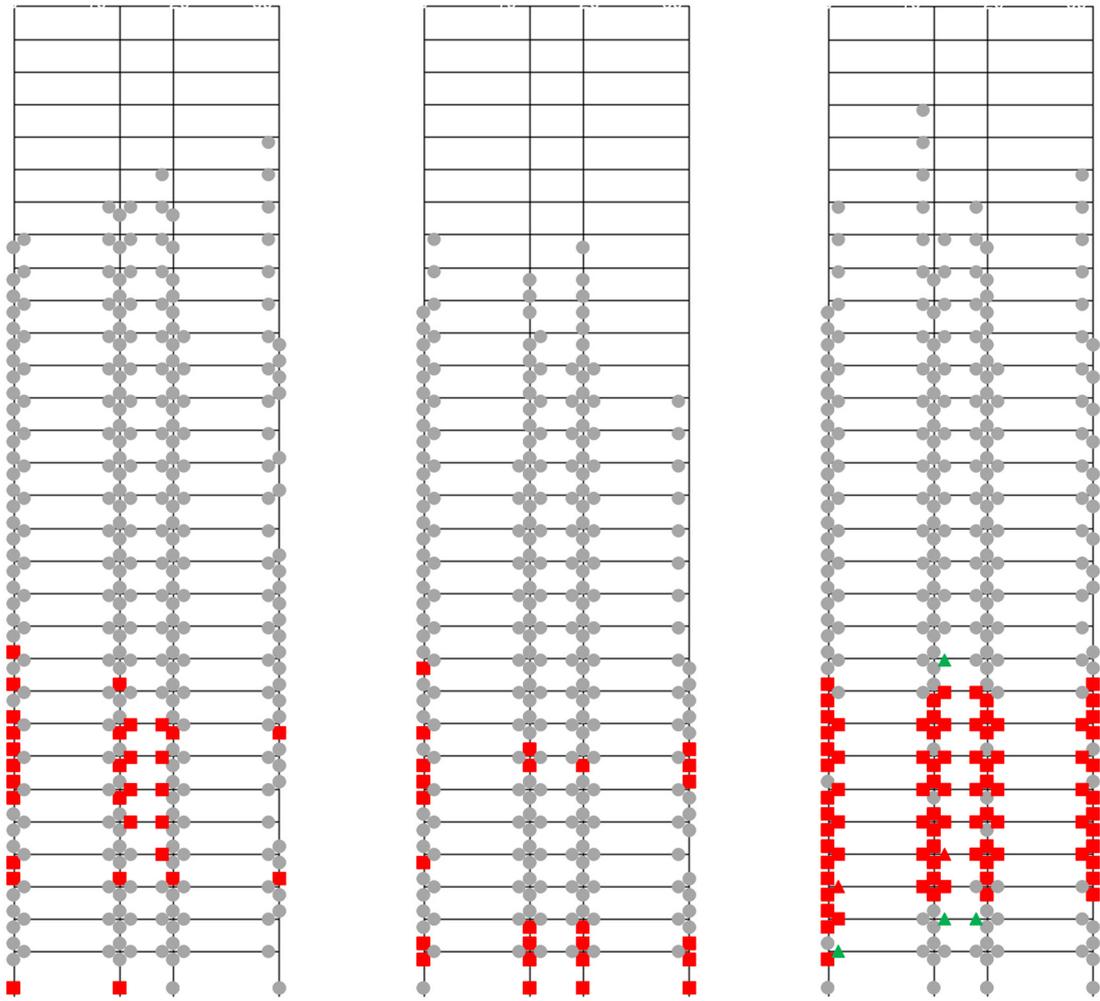
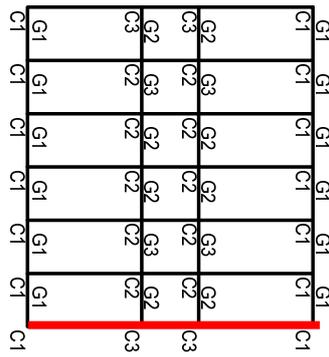
CH1

図 4.2-46(1) ヒンジ図(45度方向入力)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

外周構面

図 4.2-46(2) ヒンジ図(45度方向入力)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)

4) 検討のまとめ

S30 モデルの、基本モデル、梁変形性能大モデル、柱強モデルの 3 ケースの検討について比較を行う。

表 4.2-13 に倒壊に至った状況を示す。柱が相対的に強いモデルほど、変形が集中する層が上層になる傾向がある。

表 4.2-13 倒壊に至った状況(下層部で崩壊など特徴的な結果は赤字)

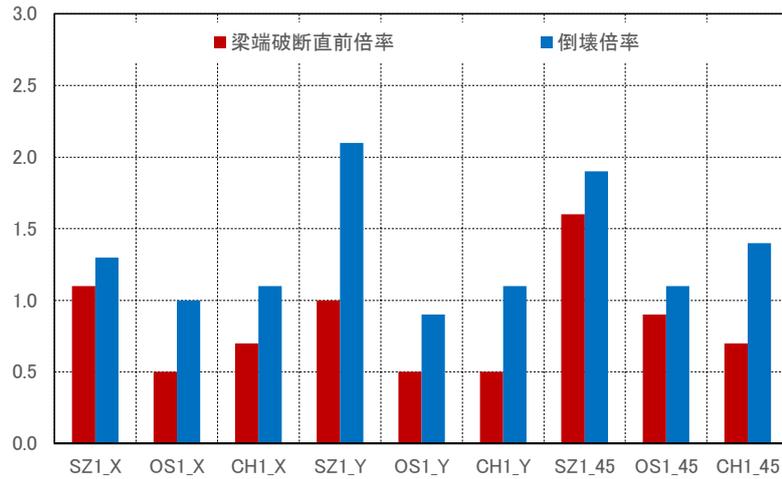
		最大層間変形角発生層 (45度は倒壊方向も表記)	柱局部座屈の位置	著しく劣化している層の梁の損傷状況	
基本モデル	X	SZ1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
		OS1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
		CH1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
	Y	SZ1	4	下層長柱上下端	短スパン破断
		OS1	6	中間層長柱上下端	局部座屈・破断
		CH1	7	中間層長柱上下端	全スパンの破断
	45	SZ1	6(X)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		OS1	2(X)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	6(X)	多数の位置で発生	全スパン破断
梁変形性能大モデル	X	SZ1	6	中間層長柱上下端	局部座屈・破断
		OS1	6	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	6	中間層長柱上下端	全スパン破断
	Y	SZ1	6	中間層長柱上下付近多数	全スパン局部座屈
		OS1	6	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	6	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
	45	SZ1	2(Y)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		OS1	3(X)	多数の位置で発生	全スパン局部座屈
		CH1	2(45度方向に倒壊)	多数の位置で発生	全スパン破断
柱強モデル	X	SZ1	7	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
		OS1	7	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
		CH1	6	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
	Y	SZ1	6	中間層長柱上下端	全スパン局部座屈
		OS1	6	中間層長柱上下端	全スパン局部座屈
		CH1	8	中間層長柱上下端	全スパン破断
	45	SZ1	6(X)	中間層長柱上下付近多数	全スパン破断
		OS1	5(X)	下層長柱上下端多数	全スパン局部座屈
		CH1	7(45度方向に倒壊)	多数の位置で発生	全スパン破断

図 4.2-47 に各モデルの梁端破断直前倍率と倒壊倍率を再掲する。図 4.2-47 のデータを再整理した結果が、図 4.2-48～図 4.2-51 となる。

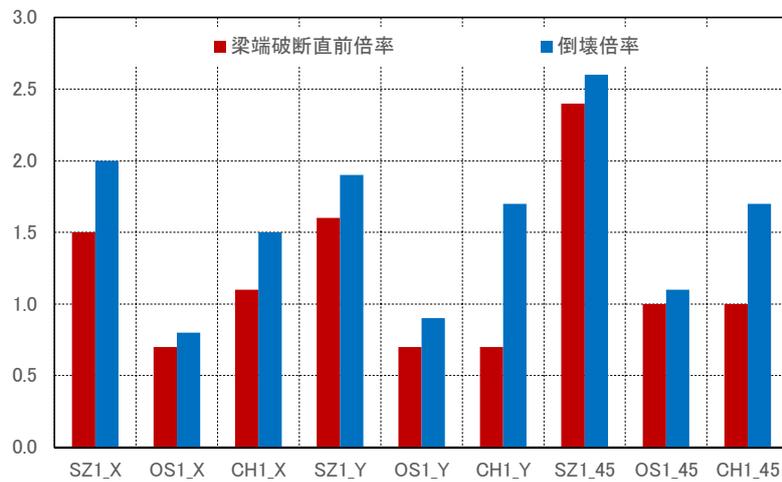
図 4.2-48 に各モデルの梁端破断倍率の平均値、図 4.2-49 に基本モデルと比較した梁端破断直前倍率の比を示す。梁変形性能大モデルの平均値が他のモデルに比べて大きい。また、柱強モデルの平均値は基本モデルと同程度である。

図 4.2-50 に各モデルの倒壊倍率の平均値、図 4.2-51 に基本モデルと比較した倒壊倍率の比を示す。梁変形性能大モデルの平均値が大きい。従って、このような柱梁耐力比の小さい建物であっても梁の変形性能を小さく仮定することで安全側の評価ができる。柱強モデルは基本モデルに比べて平均値が大きく、柱を強くすることでも倒壊倍率を上昇させることに寄与することができる。

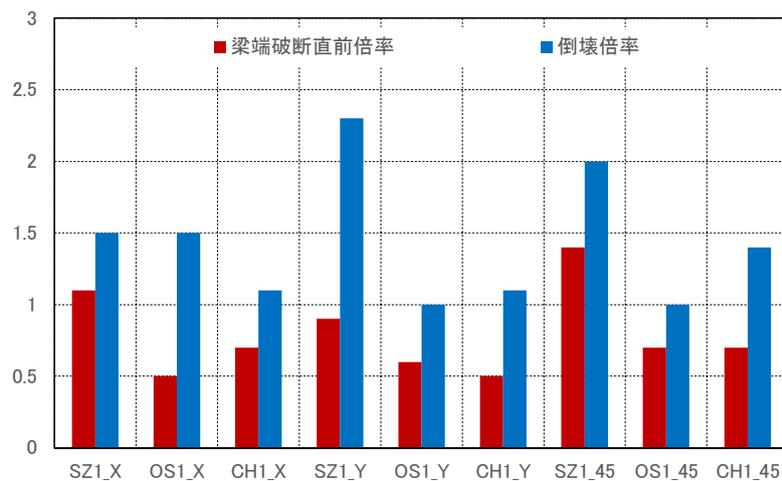
図 4.2-52 に各モデルの梁端破断直前から倒壊までの余力（倒壊倍率／梁端破断直前倍率）を再掲する。図 4.2-53 に倒壊倍率／梁端破断直前倍率の平均値を示す。梁変形性能大モデルでは、最も小さい値であり、柱強モデルでは最も大きい値であり、平均値が 2 弱となっている。



(a) 基本モデル



(b) 梁変形性能大モデル



(c) 柱強モデル

図 4.2-47 各モデルの梁端破断直前倍率と倒壊倍率

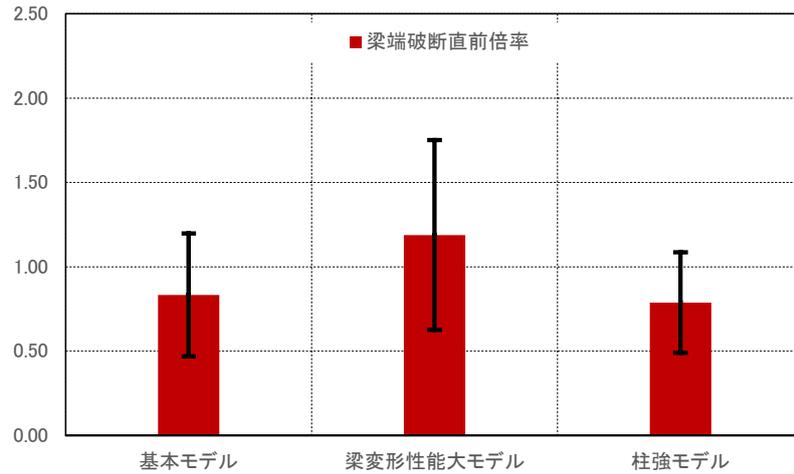
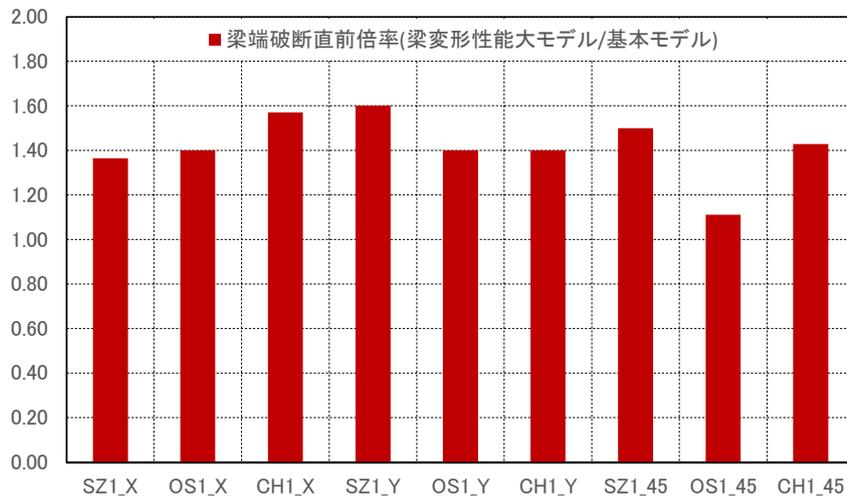
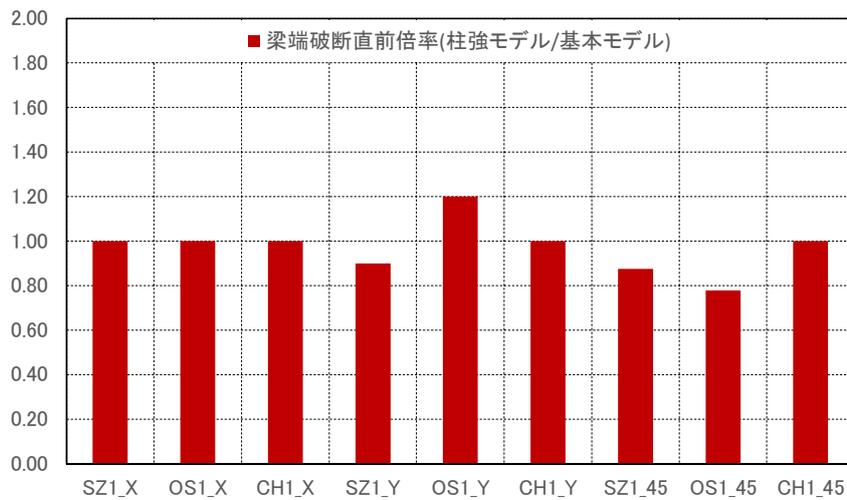


図 4.2-48 各モデルの梁端破断直前倍率の平均値 (エラーバーは±標準偏差)



(a) 梁変形性能大モデル / 基本モデル



(b) 柱強モデル / 基本モデル

図 4.2-49 基本モデルと比較した梁端破断直前倍率の比

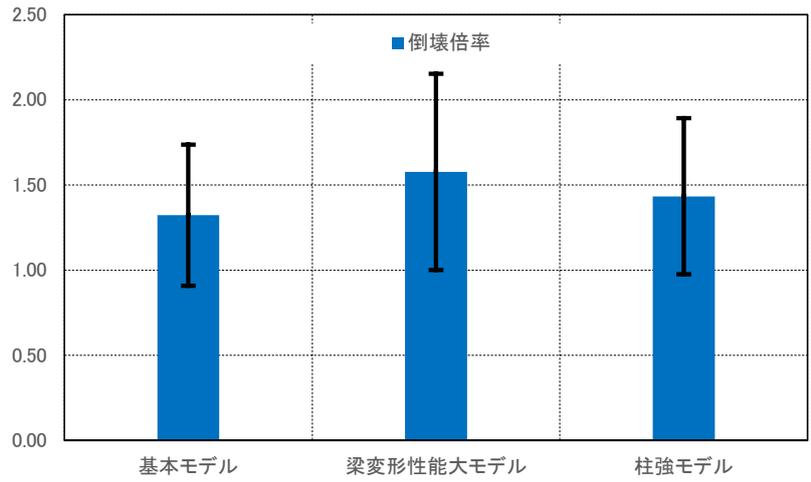
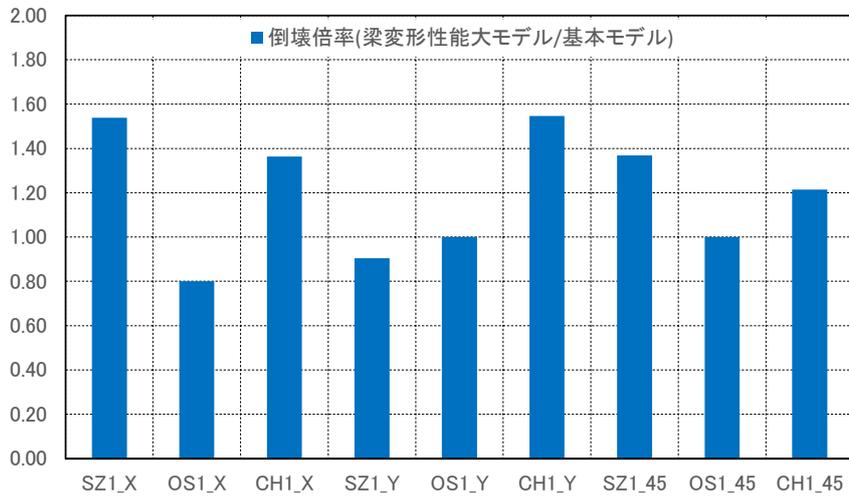
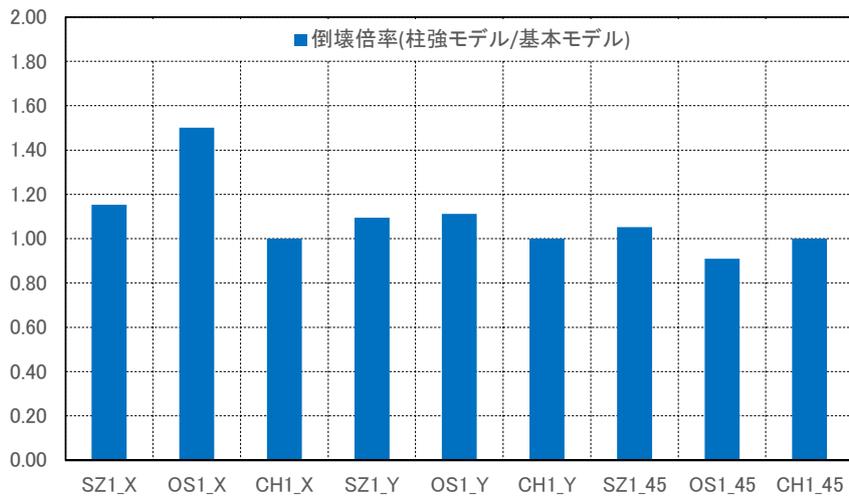


図 4.2-50 各モデルの倒壊倍率の平均値(エラーバーは±標準偏差)

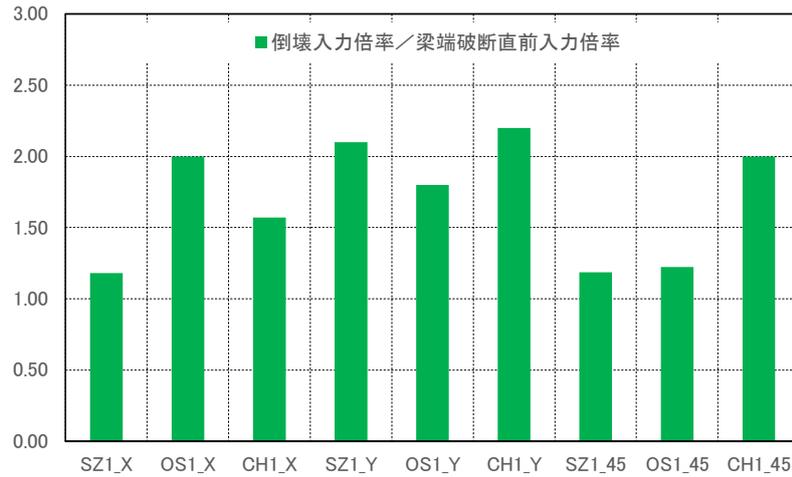


(a) 梁変形性能大モデル／基本モデル

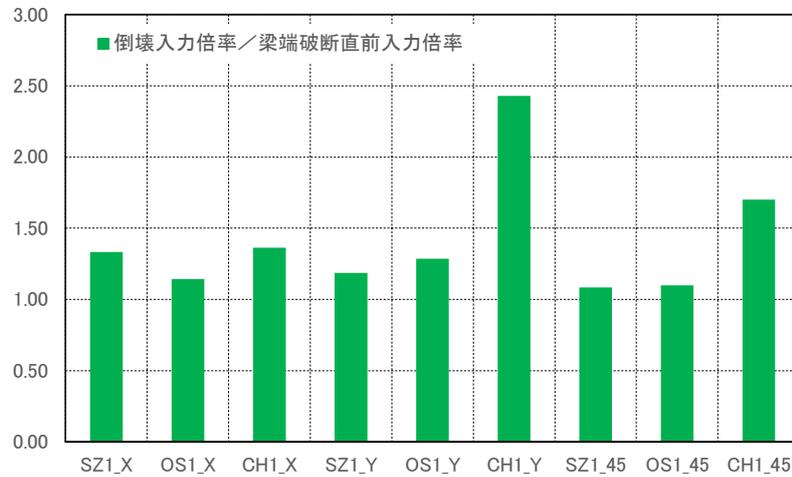


(b) 柱強モデル／基本モデル

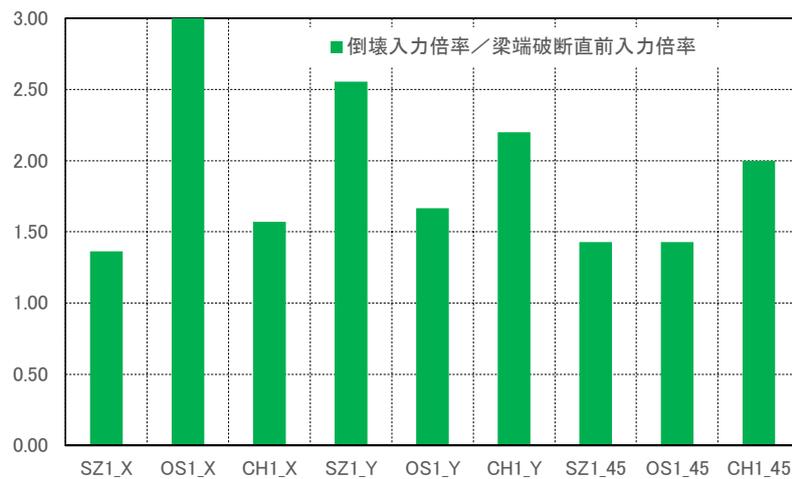
図 4.2-51 基本モデルと比較した倒壊倍率の比



(a) 基本モデル



(b) 梁変形性能大モデル



(c) 柱強モデル

図 4.2-52 各モデルの梁端破断直前から倒壊までの余力(倒壊倍率/梁端破断直前倍率)

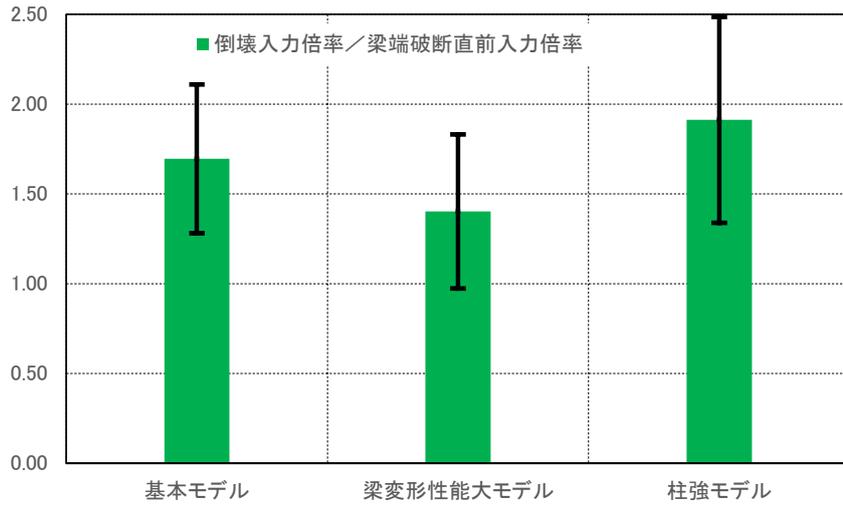


図 4.2-53 各モデルの倒壊倍率 / 梁端破断直前倍率の平均値(エラーバーは±標準偏差)

(3) CFT32 に関する検討

本節では、CFT32 の漸増動的解析結果を示す。CFT32 の場合は漸増動的解析の入力倍率を 0.2 倍刻みとしている。

倒壊に至った入力倍率を表 4.2-14 に示す。倒壊入力倍率が非常に大きいのが、座屈拘束ブレースをノーマルバイリニアとしてモデル化していることが原因である可能性がある。梁端破断直前の入力倍率を表 4.2-15 に、倒壊入力倍率÷梁端破断直前入力倍率を表 4.2-16 に示す。表 4.2-16 の値はばらつきが大きいのが、最低で 1.5、平均で 2.3 となっている。

以上のまとめを、図 4.2-54、図 4.2-55 に示す。

表 4.2-14 倒壊入力倍率(CFT32 モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	4.2	4.8	5.2
OS1	2.0	1.8	2.2
CH1	3.8	2.8	3.8

表 4.2-15 梁端破断直前の入力倍率(CFT32 モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率	倍率	倍率
SZ1	2.0	1.8	2.2
OS1	1.0	1.2	1.4
CH1	1.0	1.2	1.4

表 4.2-16 倒壊入力倍率／梁端破断直前入力倍率(CFT32 モデル)

	X方向	Y方向	45度方向
	倍率比	倍率比	倍率比
SZ1	2.10	2.67	2.36
OS1	2.00	1.50	1.57
CH1	3.80	2.33	2.71

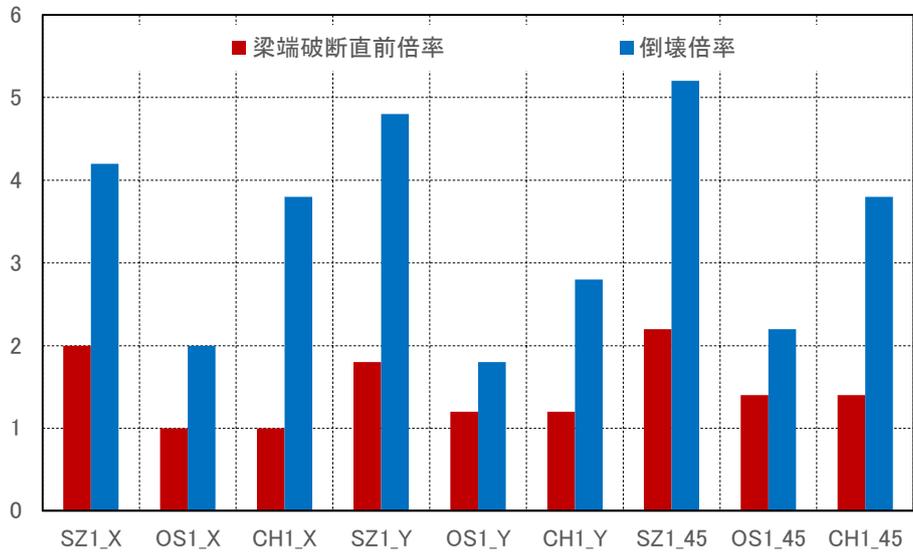


図 4.2-54 倒壊入力倍率、梁端破断直前入力倍率(CFT32 モデル)

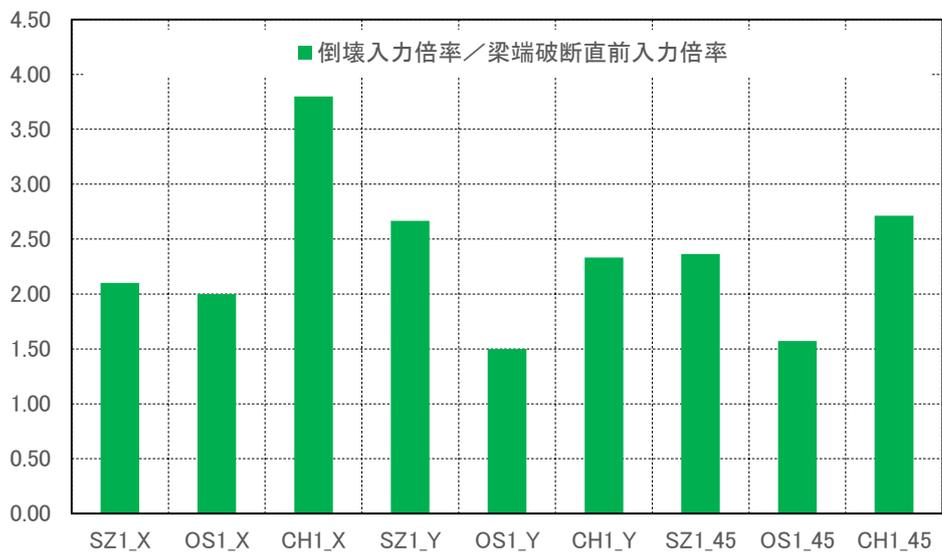


図 4.2-55 倒壊入力倍率 / 梁端破断直前入力倍率(CFT32 モデル)

倒壊倍率時の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-56～図 4.2-58 に示す。

X 方向入力では、中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。S30 に比べて、変形集中層が広範囲である。

Y 方向入力では、下層～中間層に変形が集中し、類似した倒壊形となっている。S30 に比べて、変形集中層が広範囲である。

45 度方向入力では、下層～中間層にかけて変形が集中している。

梁端破断直前倍率の変位，層間変形角，柱部材角，梁端破断率を図 4.2-59～図 4.2-61 に示す。いずれのケースでも柱部材角は特に 1 階柱脚が大きい。

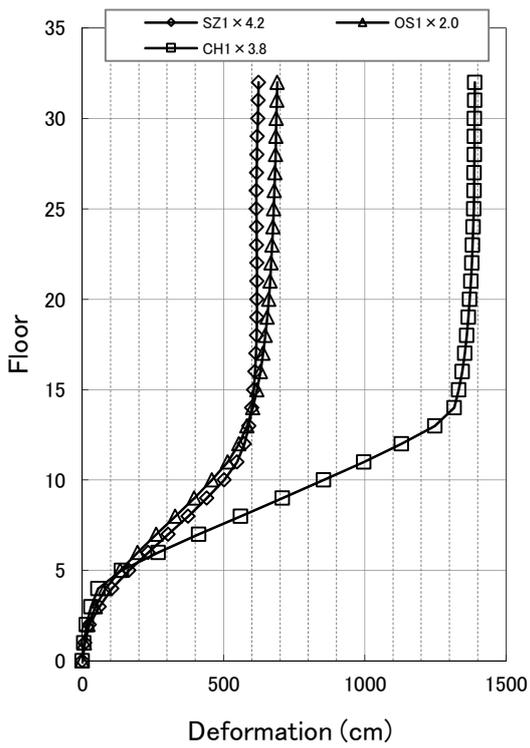
倒壊倍率における損傷状況を図 4.2-62～図 4.2-64 に示す。

X 方向入力では短スパン梁での損傷が顕著である。

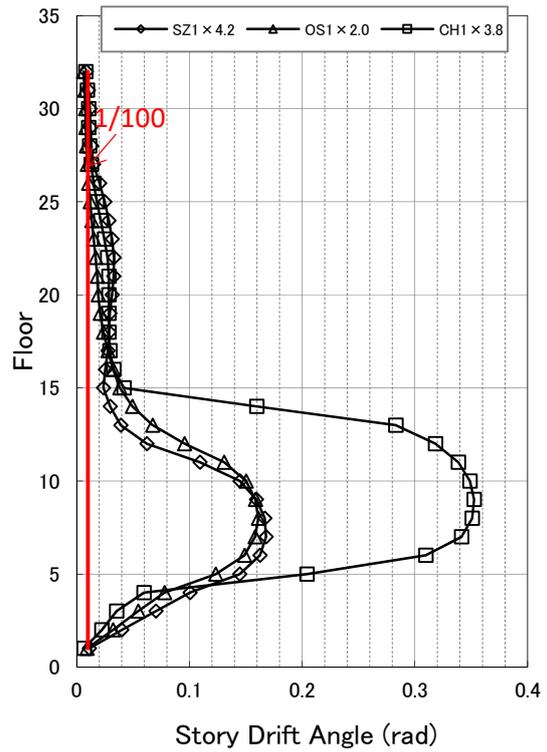
Y 方向入力では層全体の梁が損傷と、1 階柱脚の損傷が顕著である。

45 度方向入力でも、梁が損傷と、1 階柱脚の損傷が顕著である。

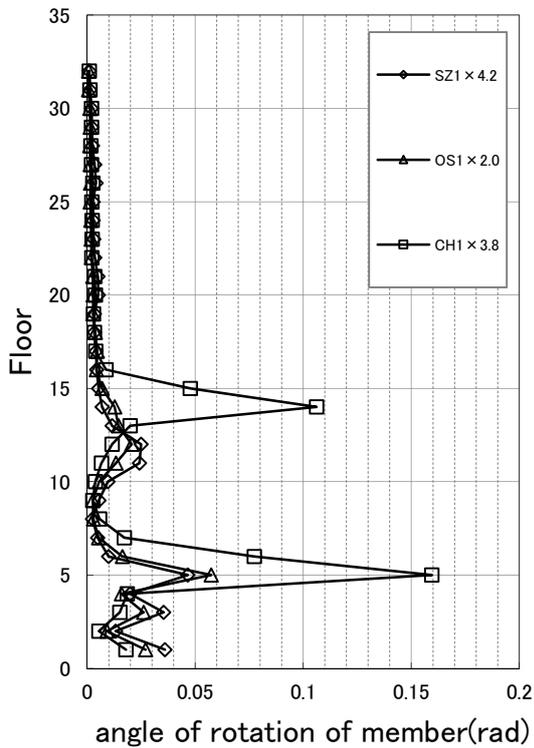
1F 柱脚における柱の応答について、SZ1 について結果を図 4.2-65～図 4.2-67 に示す。45 度方向入力では変動軸力が大きいですが、倒壊に至る過程で負担軸力が減少している。



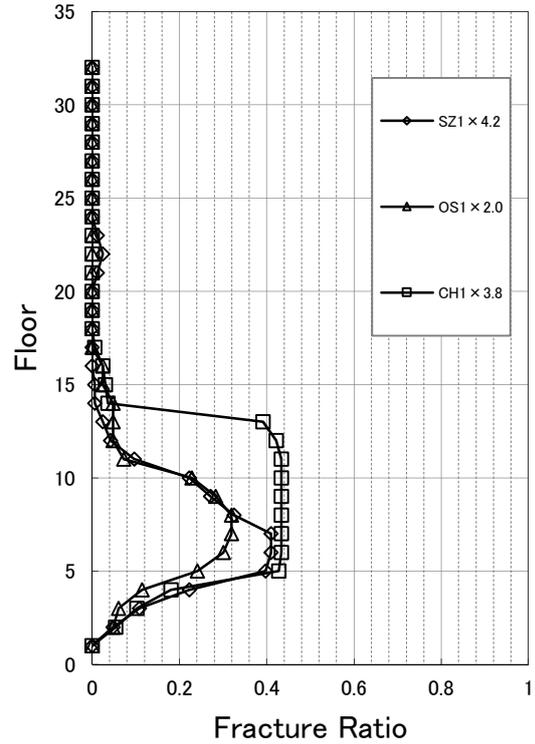
変位



層間変形角



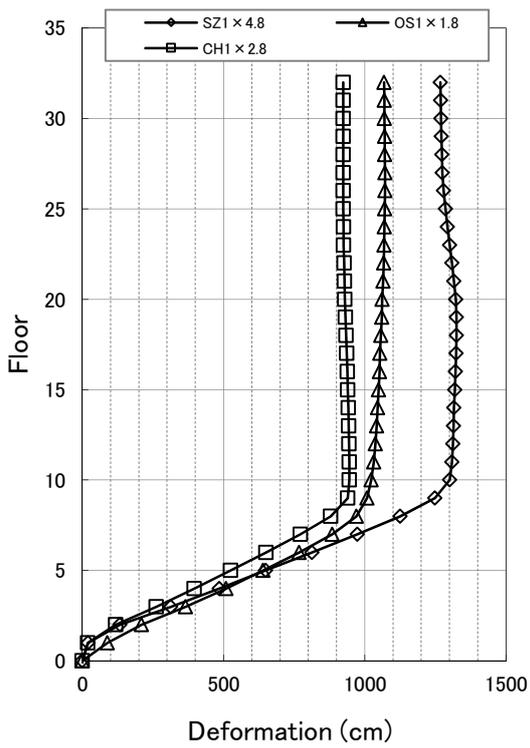
柱部材角



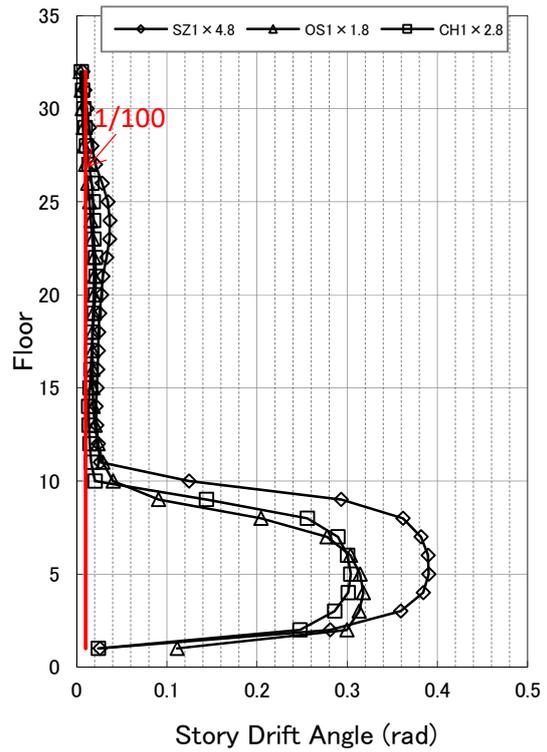
梁端破断率*

図 4.2-56 倒壊倍率における応答 (X方向入力) (CFT32 モデル)

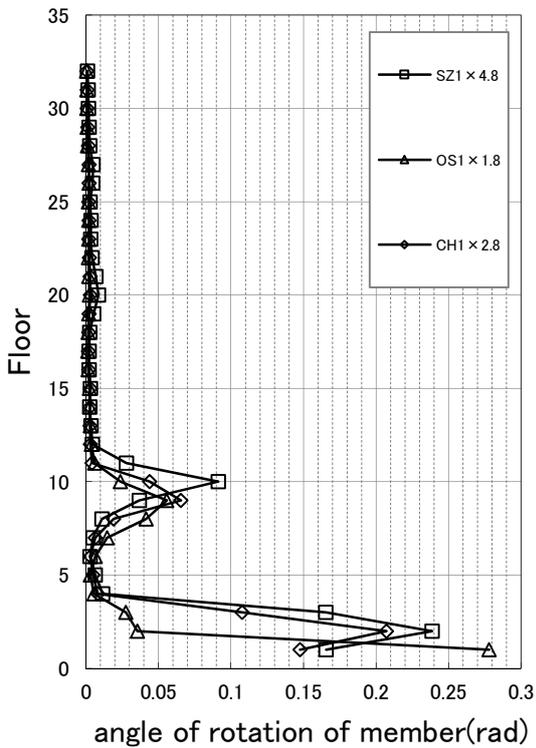
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



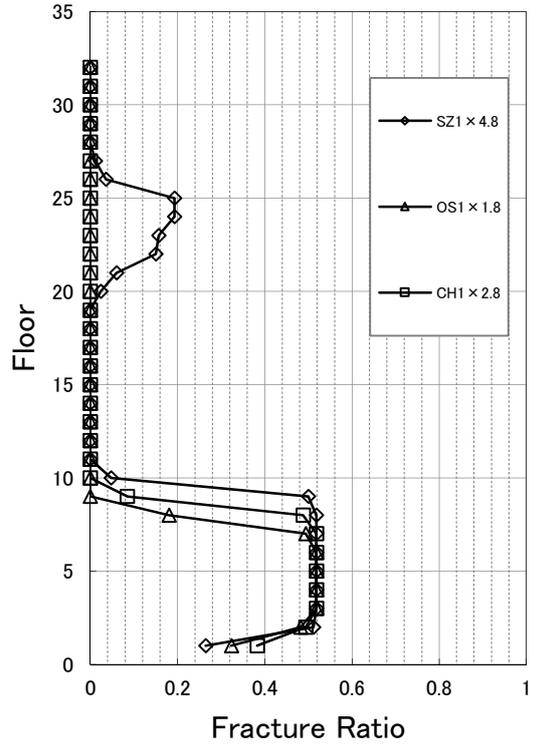
変位



層間変形角



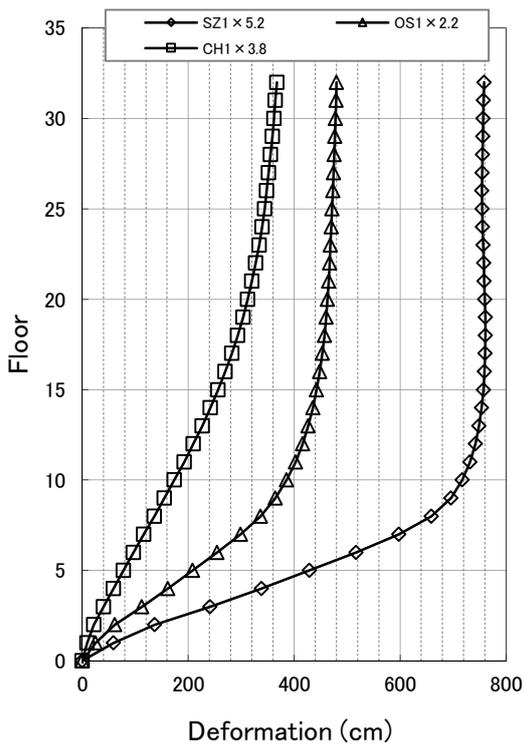
柱部材角



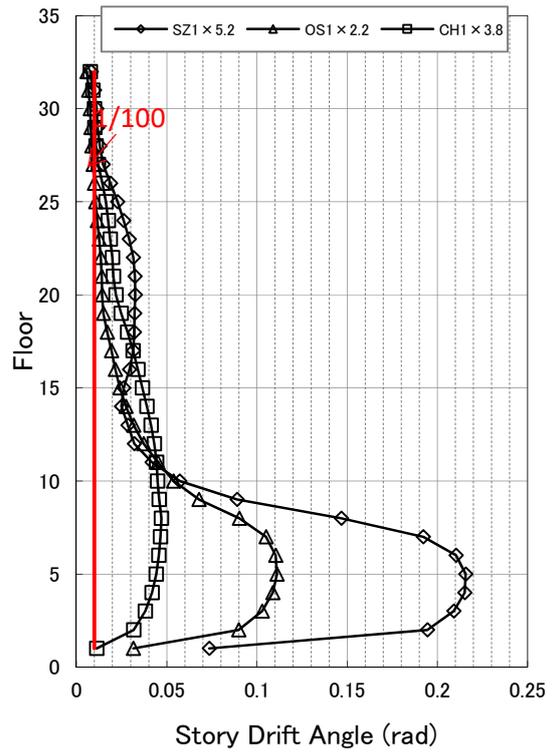
梁端破断率*

図 4.2-57 倒壊倍率における応答(Y方向入力)(CFT32モデル)

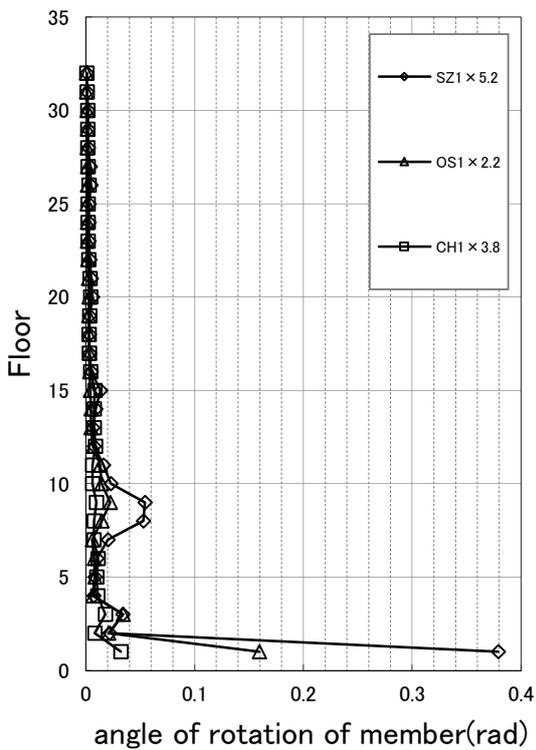
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



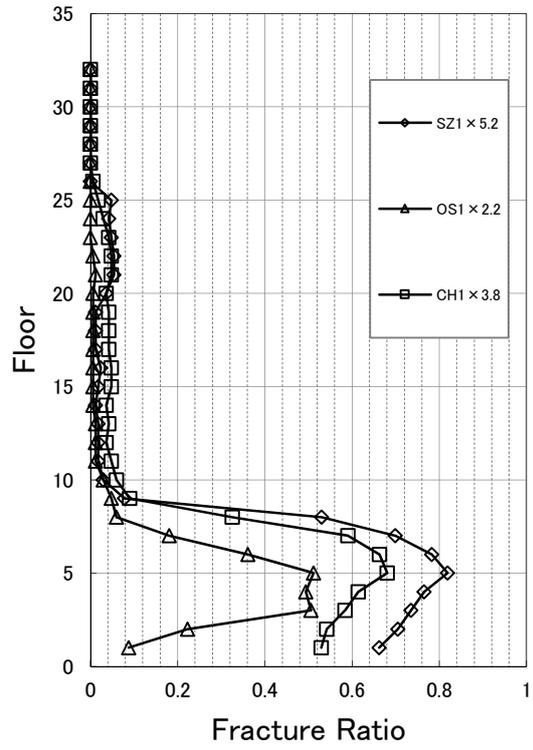
変位



層間変形角



柱部材角

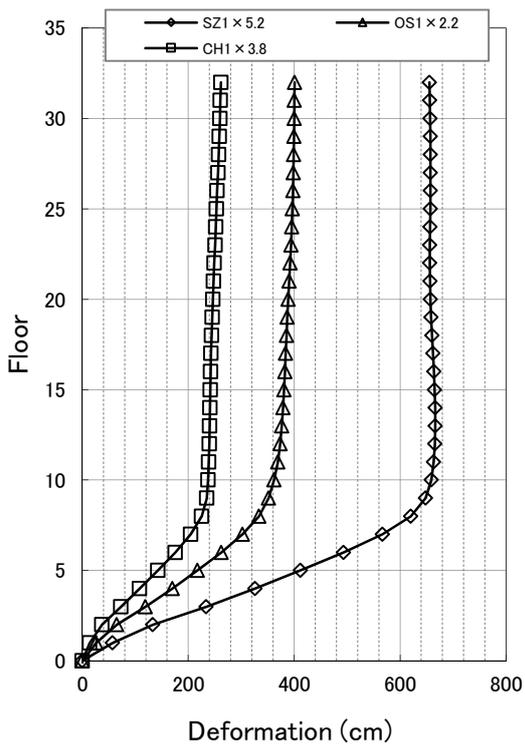


梁端破断率*

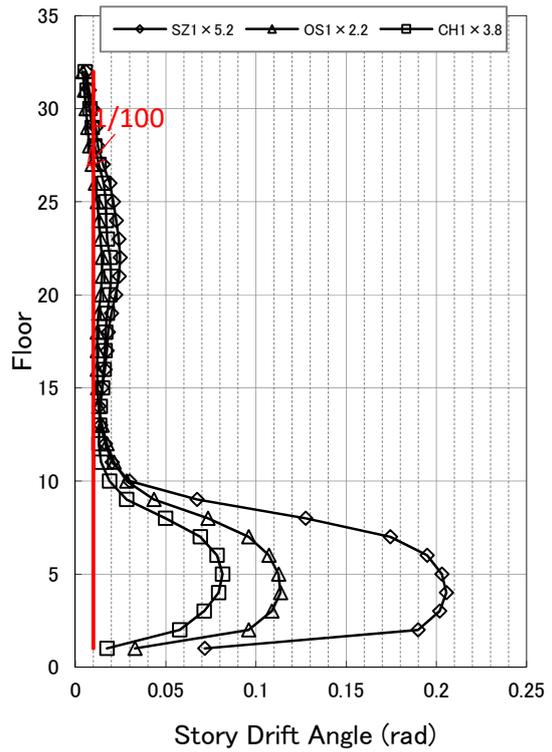
(a) X 方向

図 4.2-58(1) 倒壊倍率における応答(45 度入力)(CFT32 モデル)

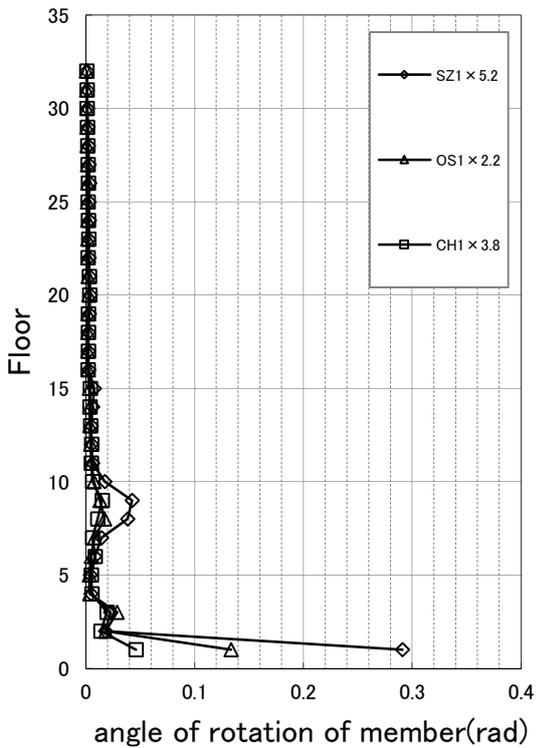
* 梁端総数 (= (X 方向梁本数 24+Y 方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位



層間変形角



柱部材角

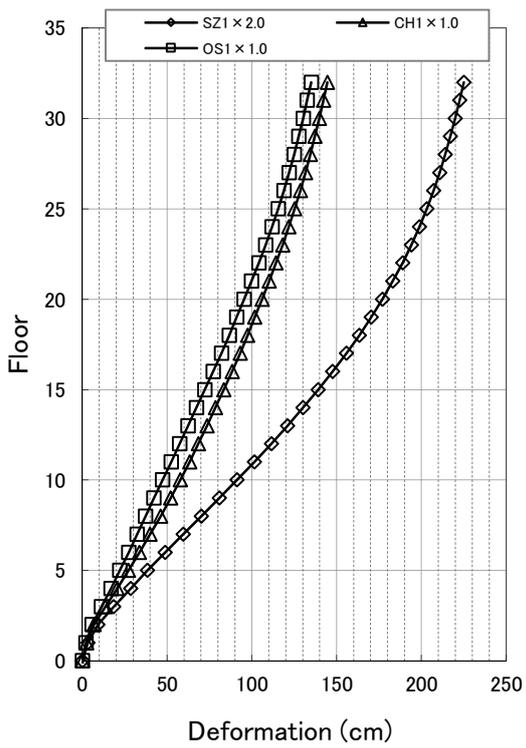
前頁と同じ

梁端破断率

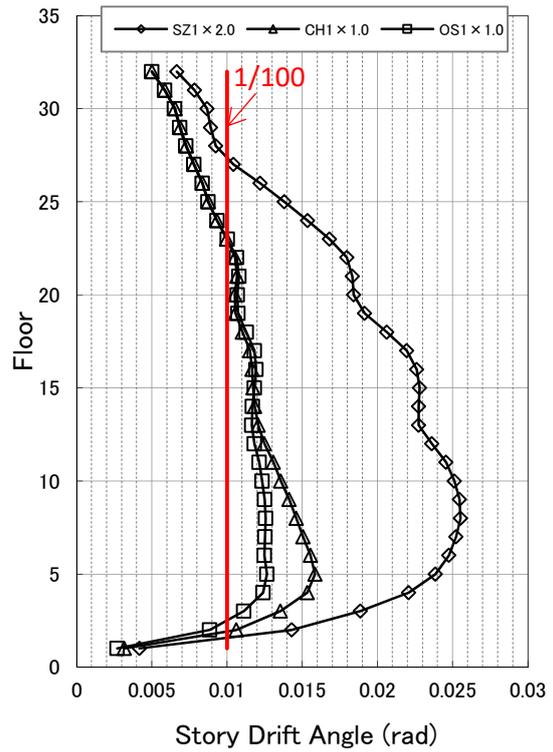
(b) Y方向

図 4.2-58(2) 倒壊倍率における応答(45度入力)(CFT32モデル)

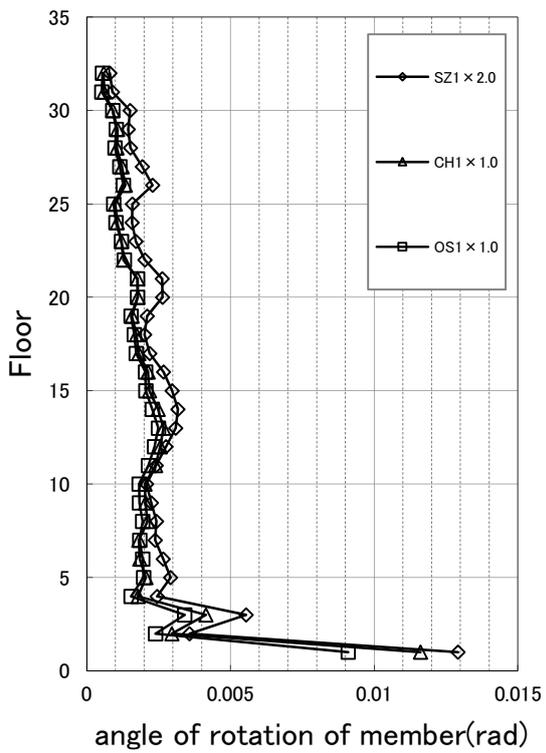
* 梁端総数 (= (X方向梁本数 24+Y方向梁本数 21) × 2) に対する X・Y 両方向梁端破断率



変位

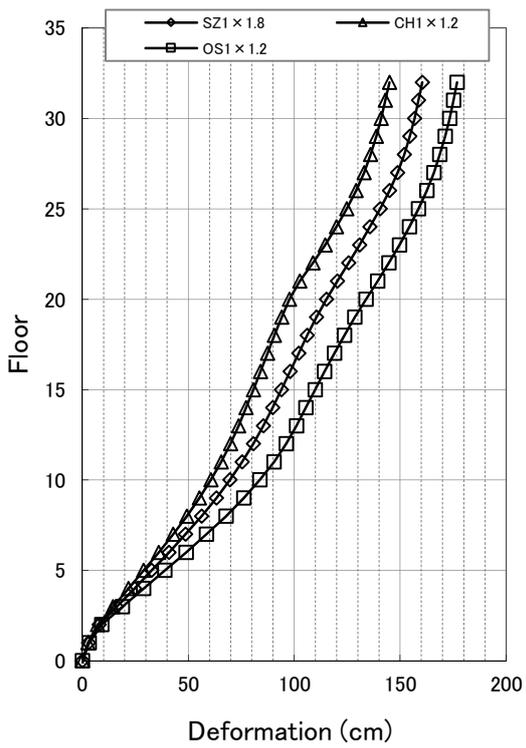


層間変形角

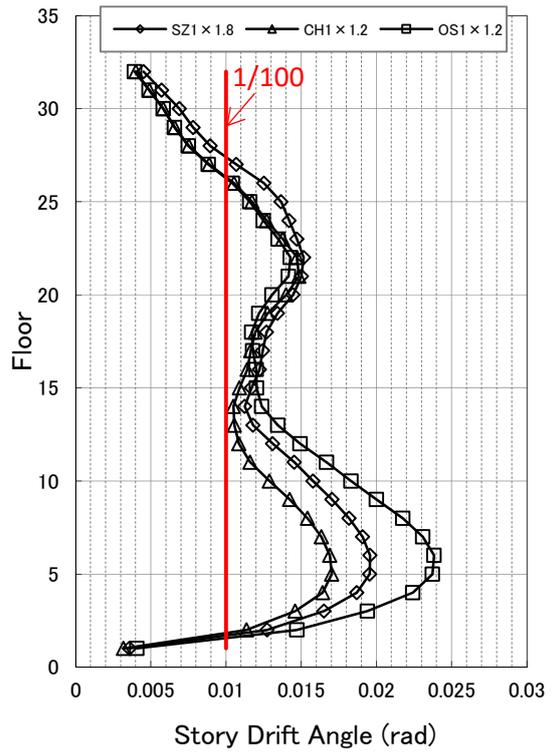


柱部材角

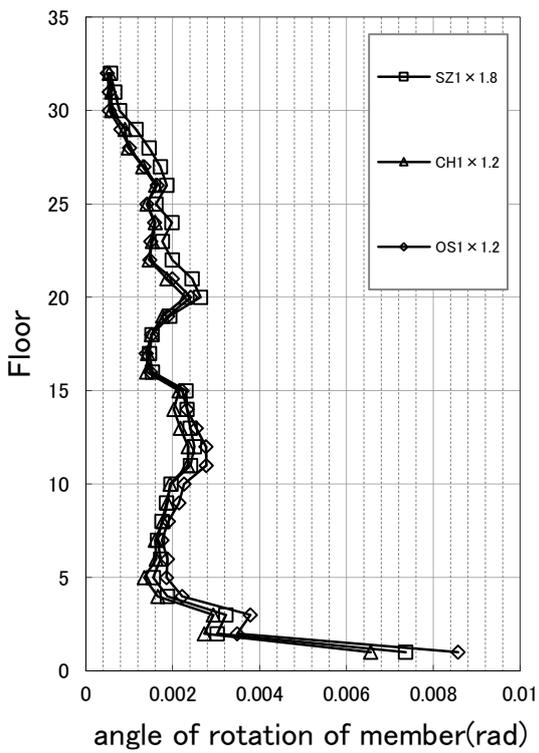
図 4.2-59 梁端破断直前倍率における応答(X方向入力)(CFT32モデル)



変位

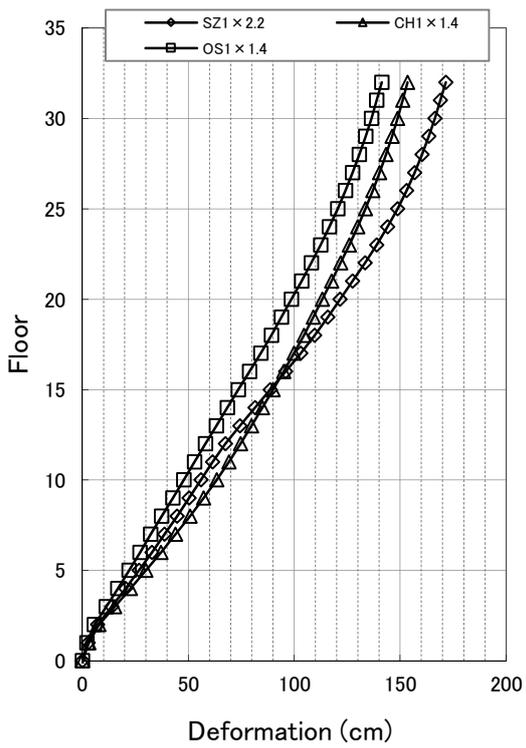


層間変形角

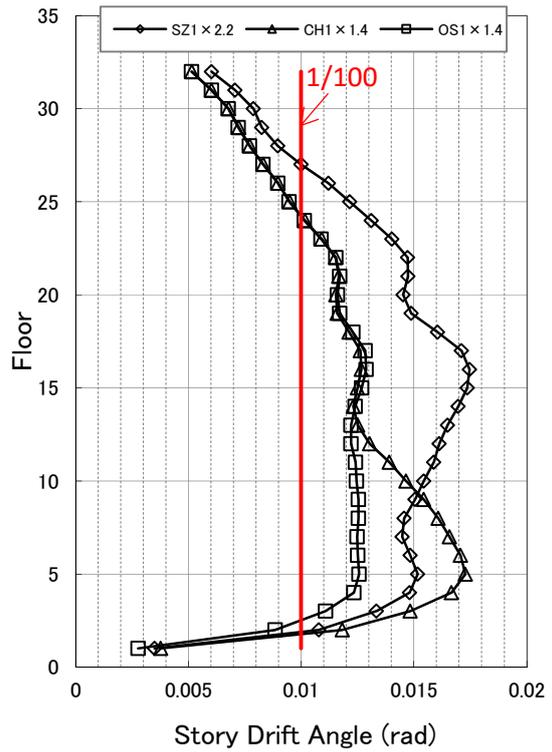


柱部材角

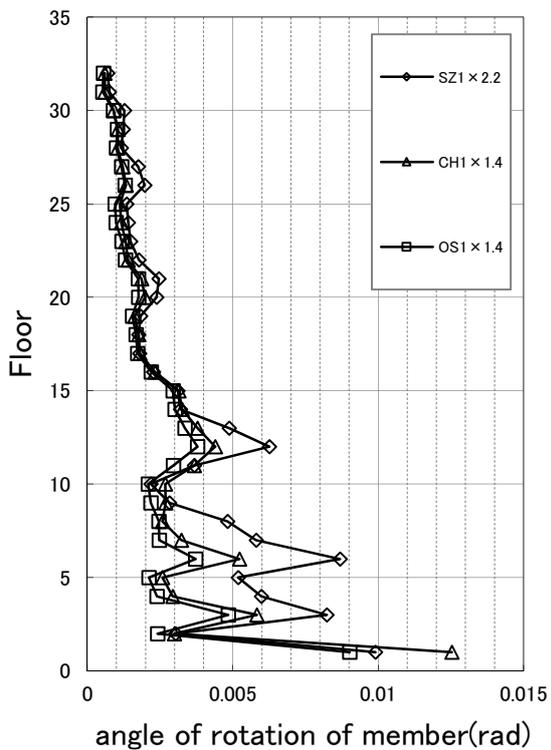
図 4.2-60 梁端破断直前倍率における応答(Y 方向入力)(CFT32 モデル)



変位



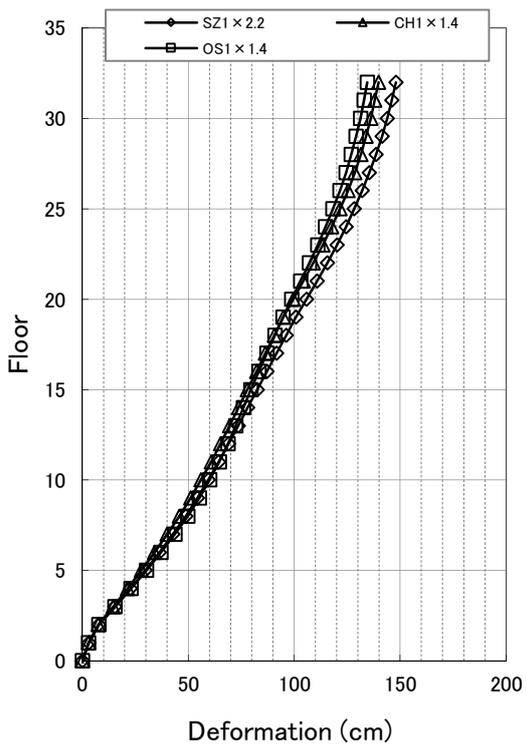
層間変形角



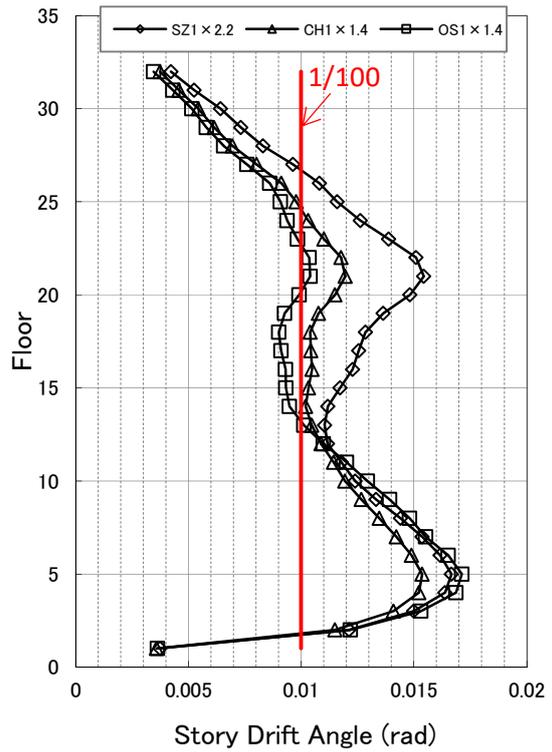
柱部材角

(a) X 方向

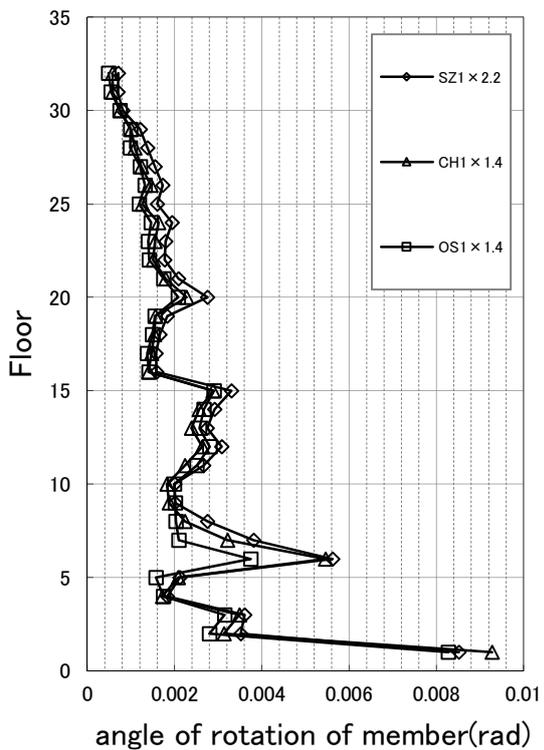
図 4.2-61(1) 梁端破断直前倍率における応答(45 度入力)(CFT32 モデル)



変位



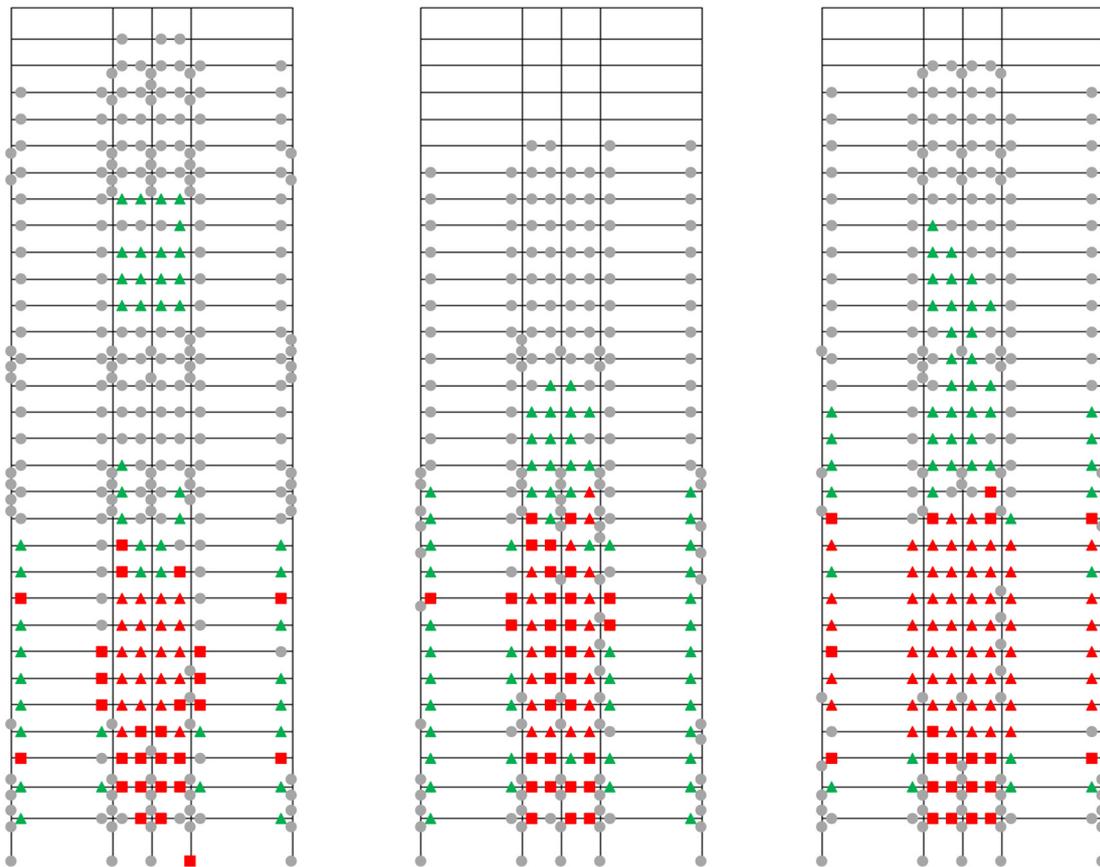
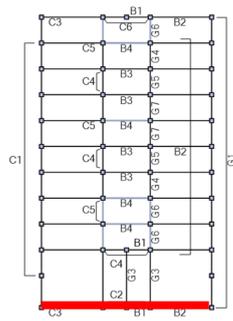
層間変形角



柱部材角

(b) Y方向

図 4.2-61(2) 梁端破断直前倍率における応答(45度入力)(CFT32モデル)



SZ1

OS1

CH1

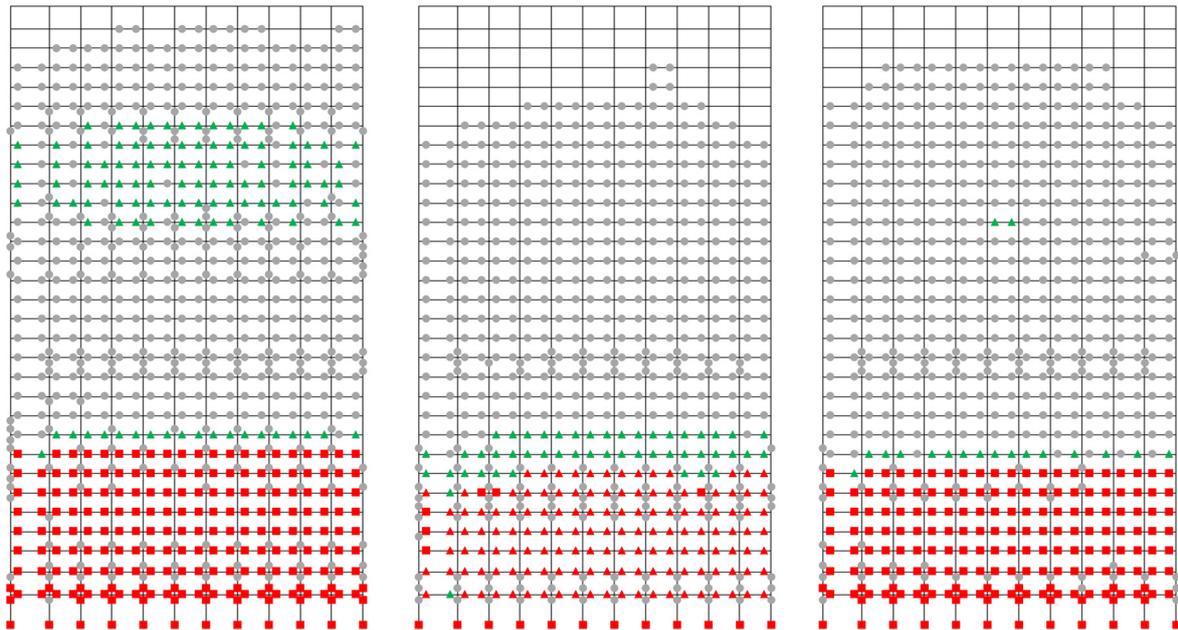
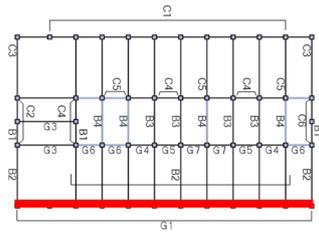
外周構面

図 4.2-62 ヒンジ図(X方向入力)(CFT32 モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

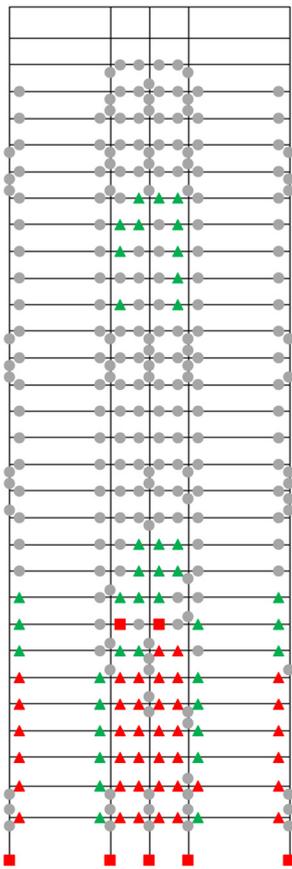
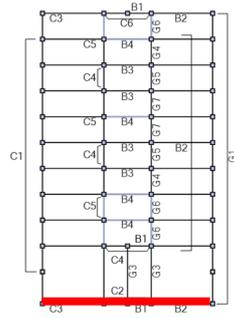
外周構面

図 4.2-63 ヒンジ図(Y 方向入力)(CFT32 モデル)

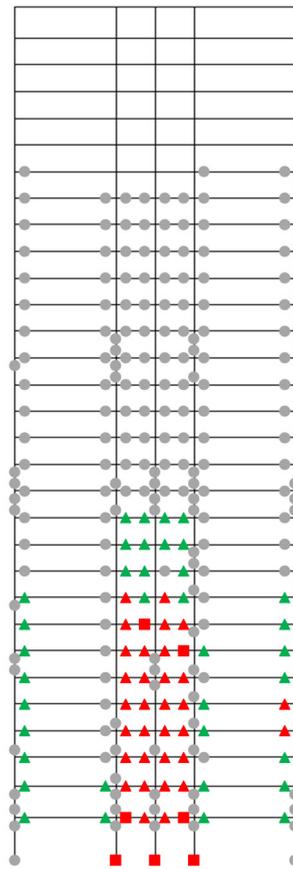
上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

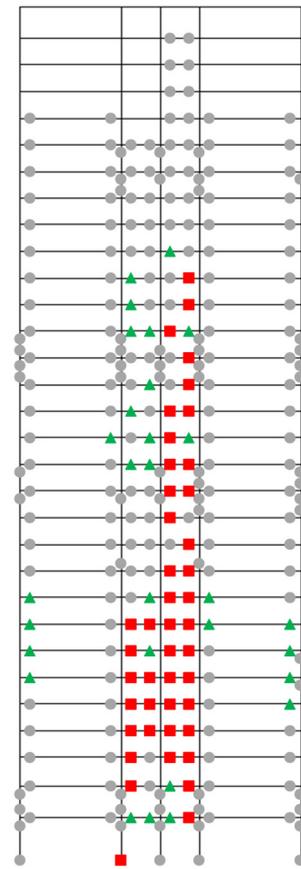
※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1



OS1



CH1

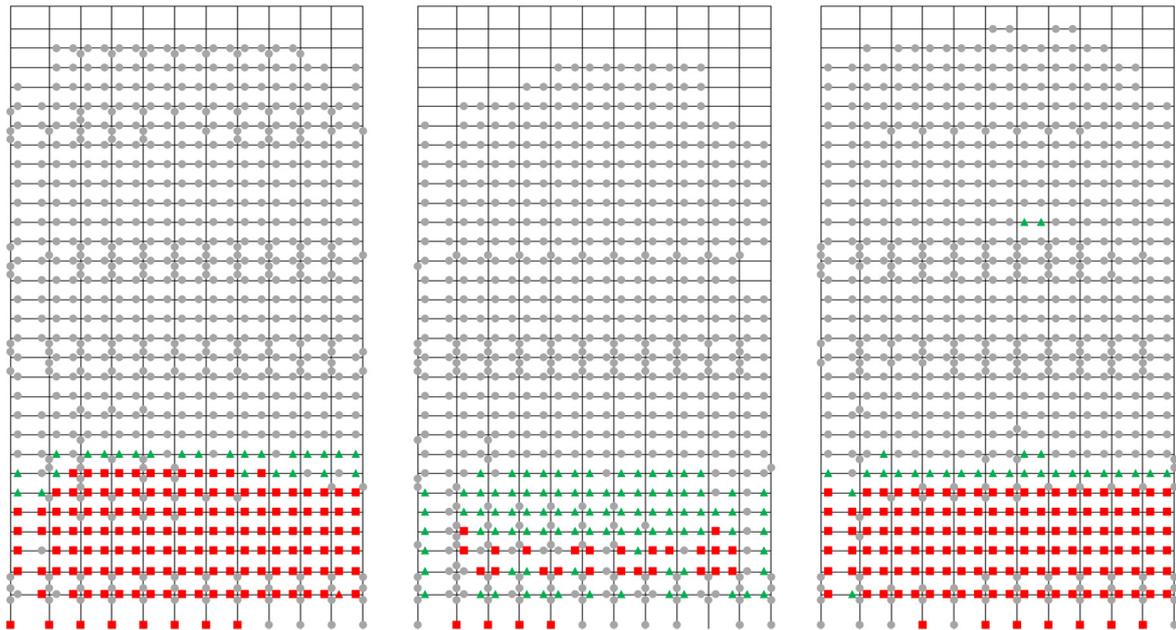
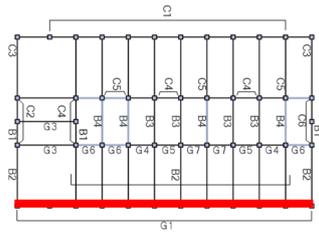
外周構面

図 4.2-64(1) ヒンジ図(45度方向入力)(CFT32モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の 1/10 まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈 (MS モデルのばねのうち、1 本でもいずれかの状態に達した状況)



SZ1

OS1

CH1

外周構面

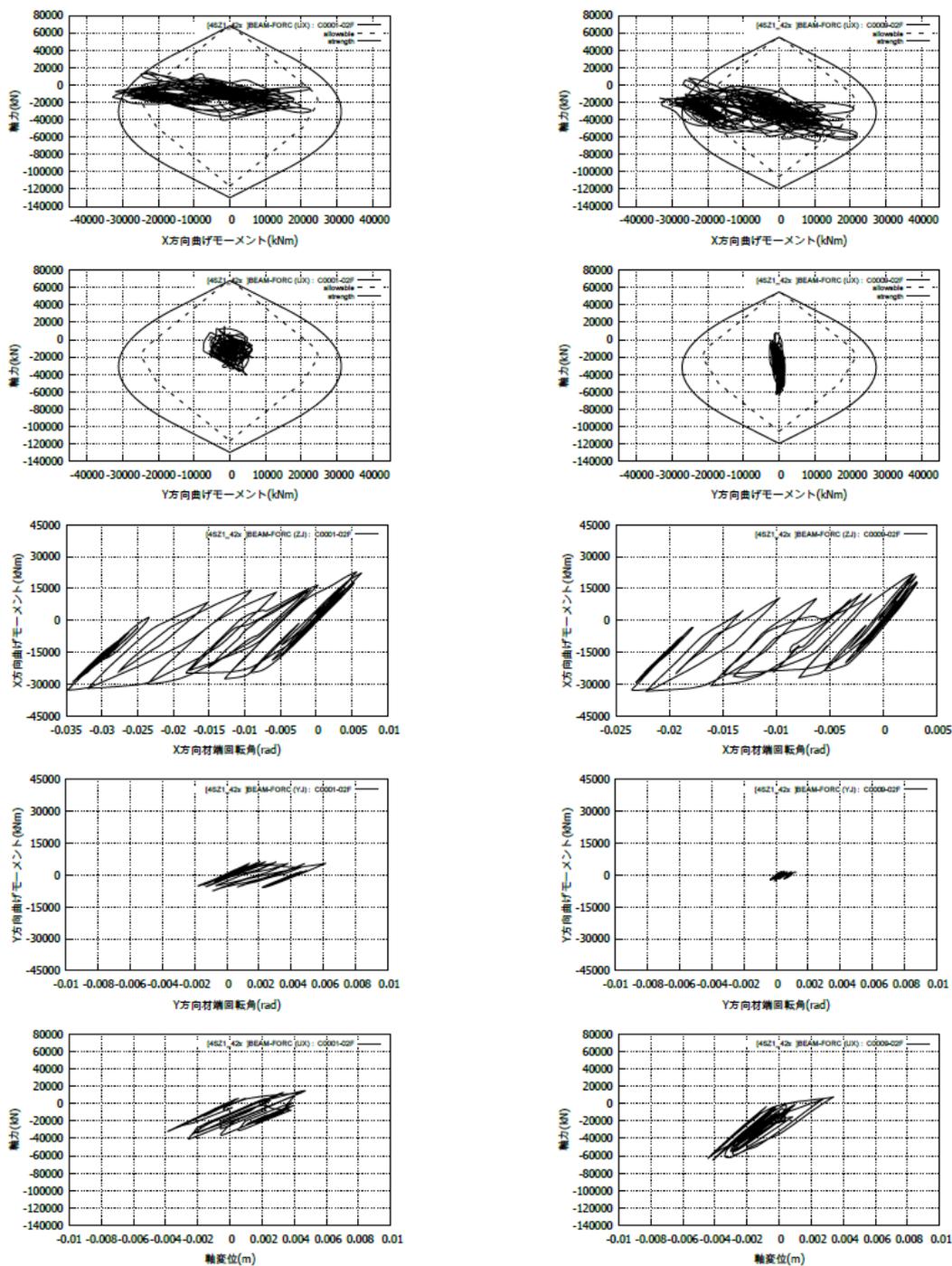
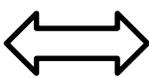
図 4.2-64(2) ヒンジ図(45度方向入力)(CFT32モデル)

上図の伏図の赤線は下図の構面軸組図の位置を示している

※梁: ●灰⇒降伏、緑▲⇒局部座屈、赤▲⇒局部座屈後最大耐力の1/10まで耐力低下、赤■⇒下フランジ破断

※柱: ●灰⇒降伏、赤■⇒局部座屈(MSモデルのばねのうち、1本でもいずれかの状態に達した状況)

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	2	4	5
1			



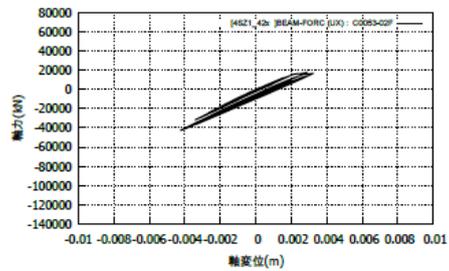
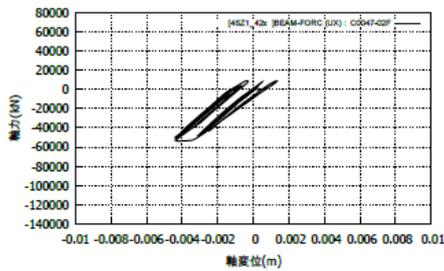
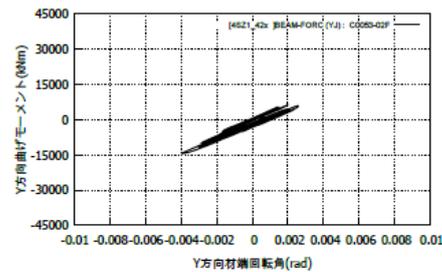
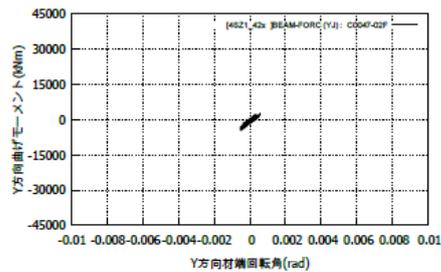
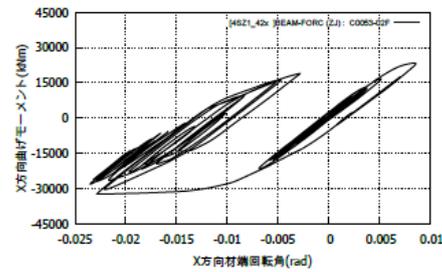
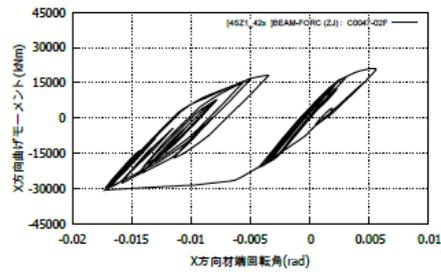
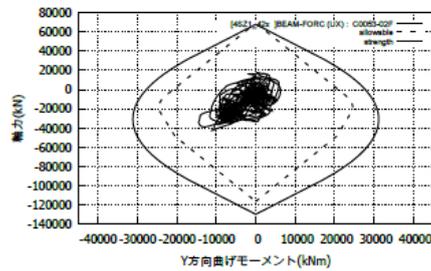
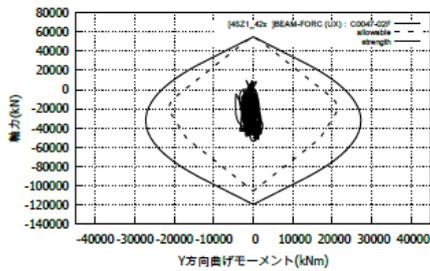
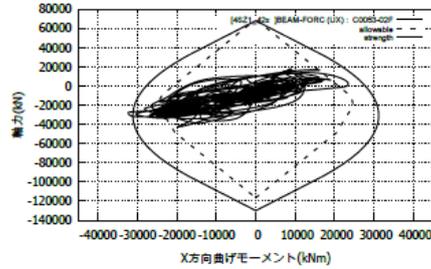
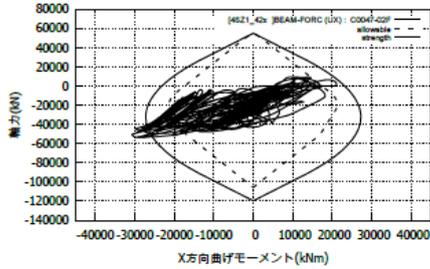
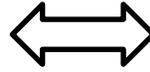
No.1

No.9

SZ1

図 4.2-65(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答 (X 方向入力)

49	50	51	52	53
44	45	46	47	48
8	9	10	11	12
6				7
1	2	4	5	



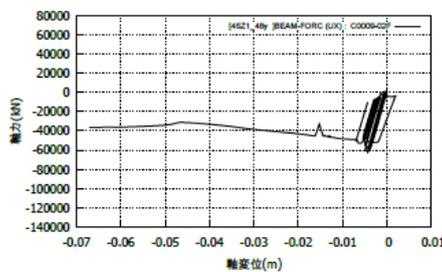
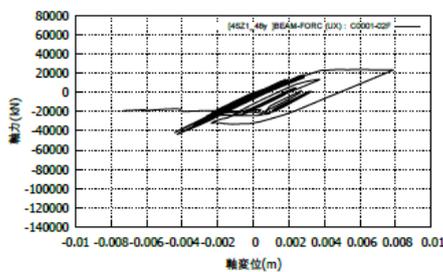
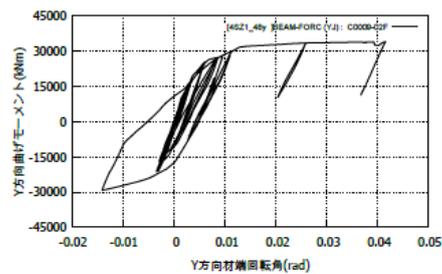
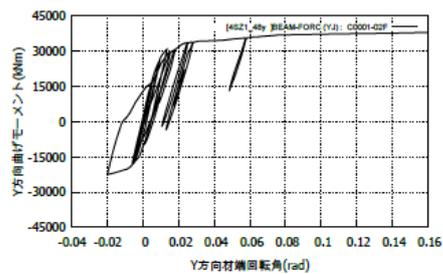
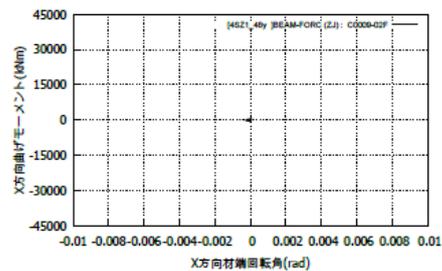
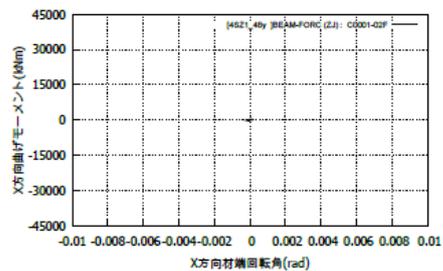
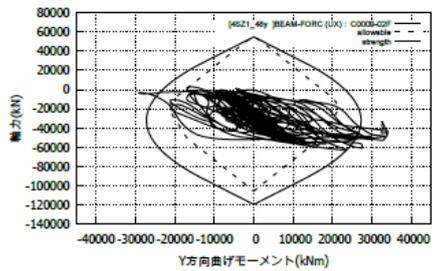
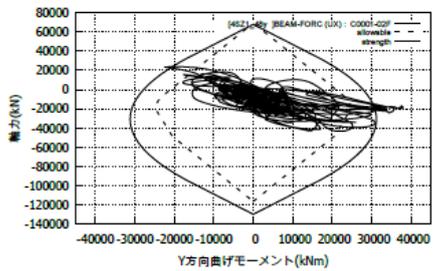
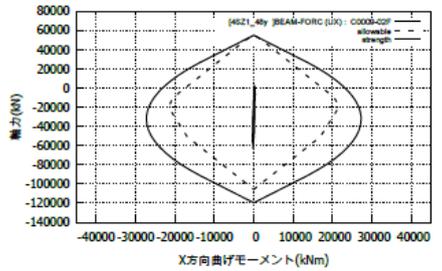
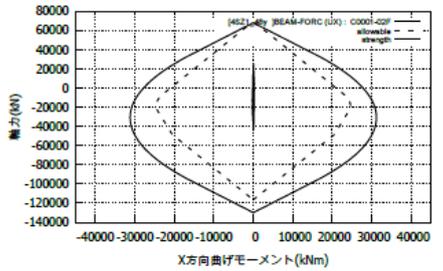
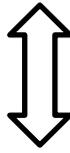
No.47

No.53

SZ1

図 4.2-65(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答 (X 方向入力)

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	2	4	5
1			



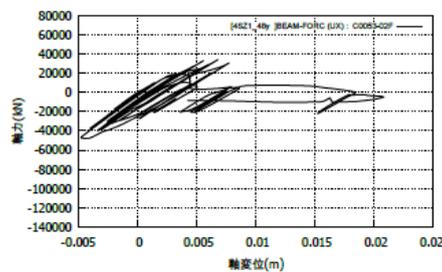
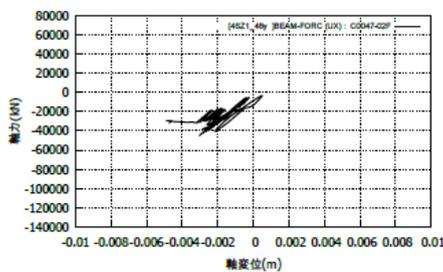
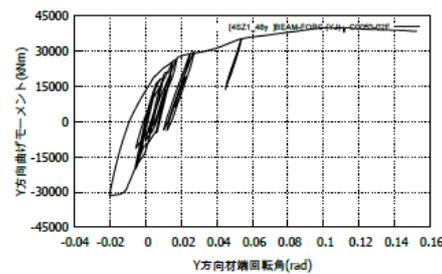
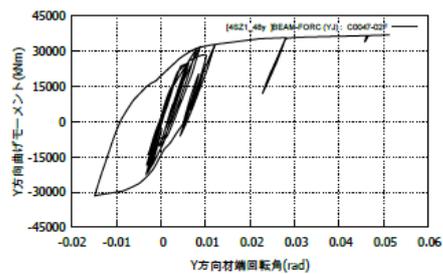
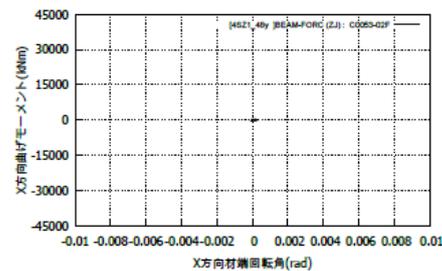
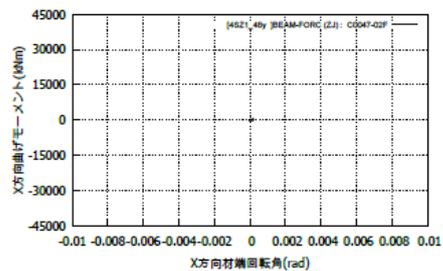
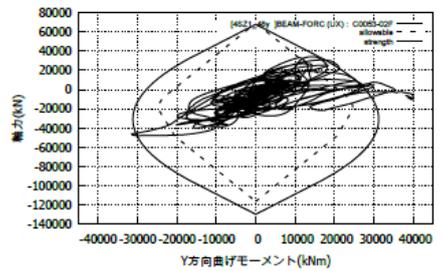
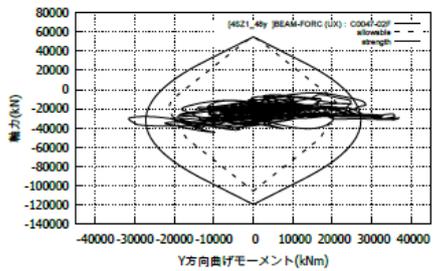
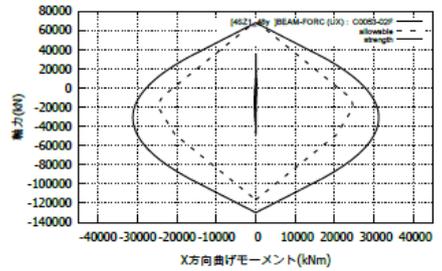
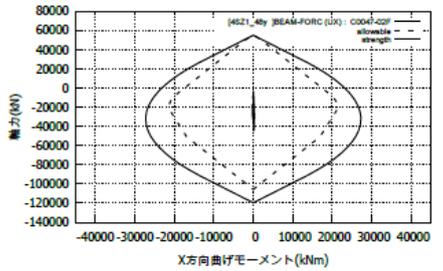
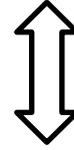
No.1

No.9

SZ1

図 4.2-66(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答(Y 方向入力)

49	50	51	52	53
44	45	47	46	48
8	9	11	12	
6				
1	2	4	5	



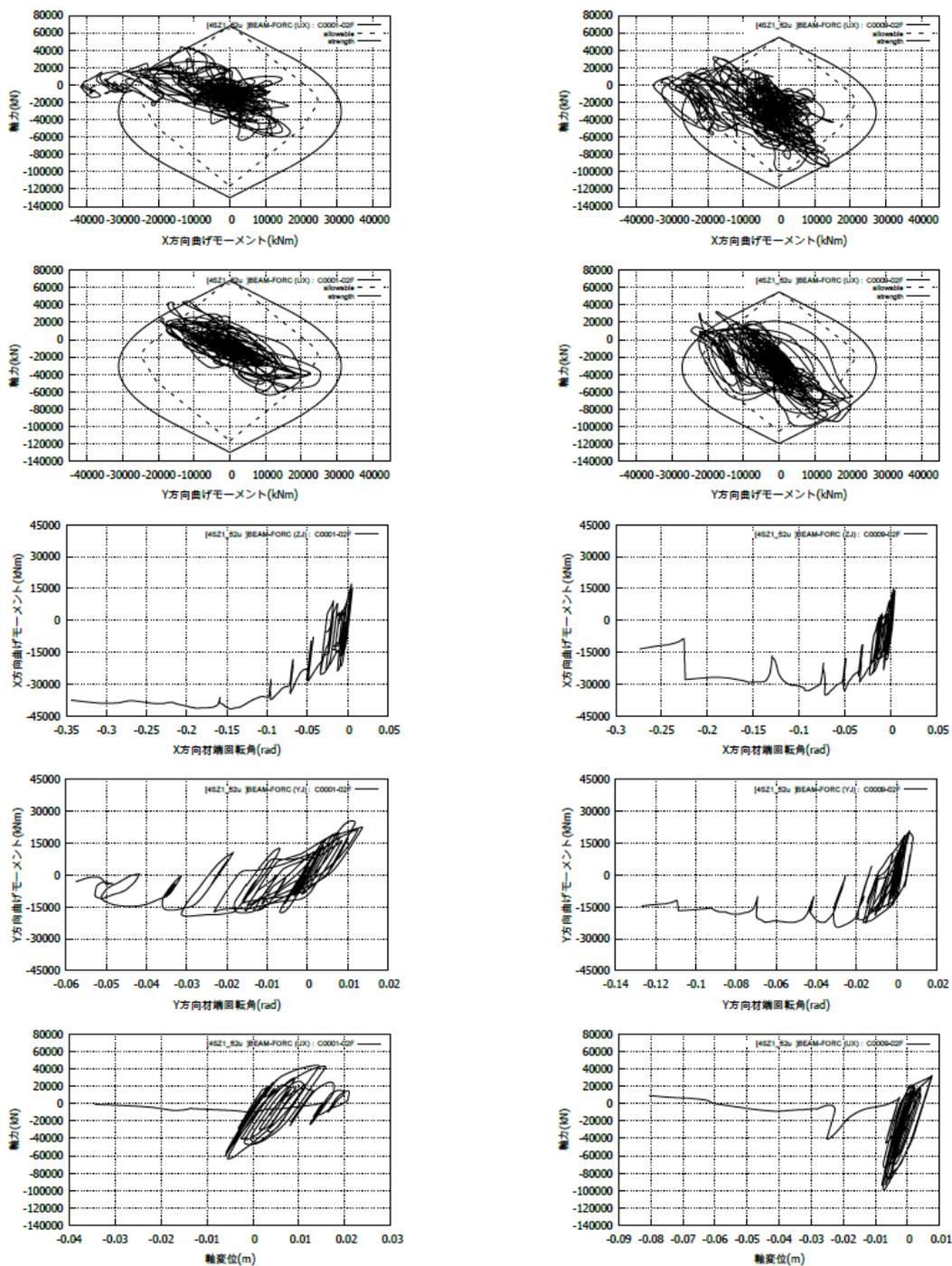
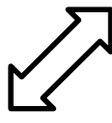
No.47

No.53

SZ1

図 4.2-66(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答(Y 方向入力)

49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6	2	4	5
1			



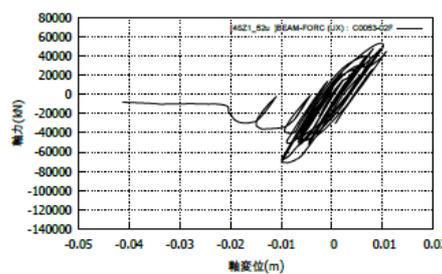
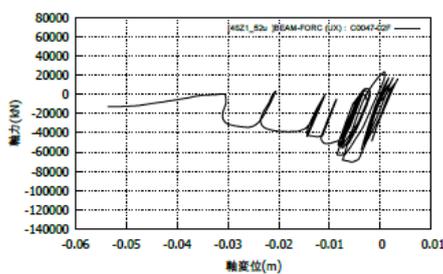
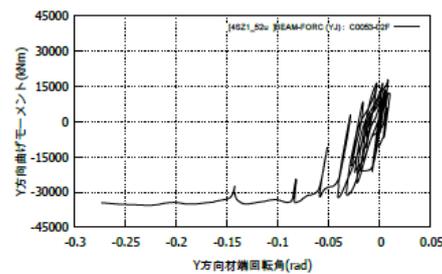
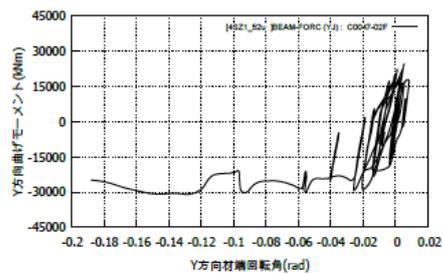
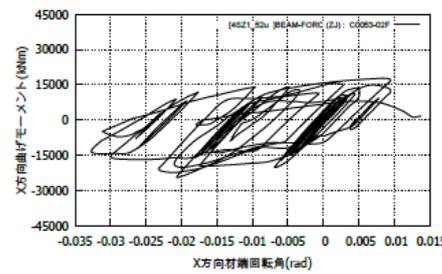
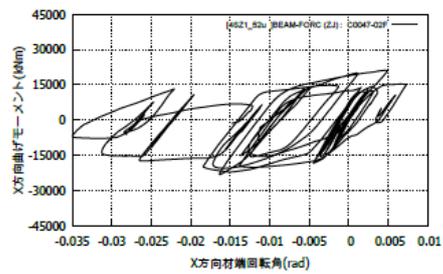
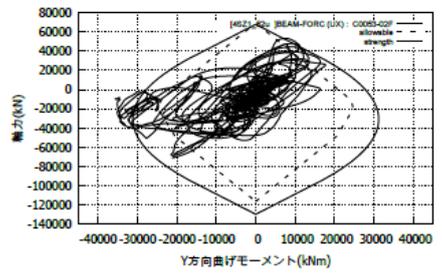
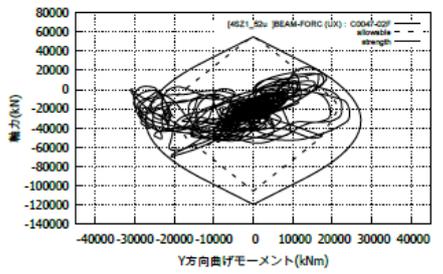
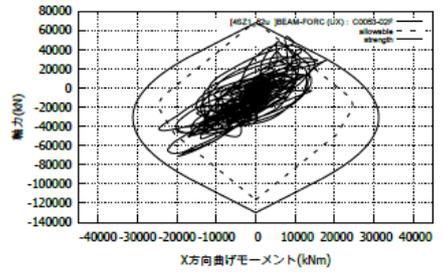
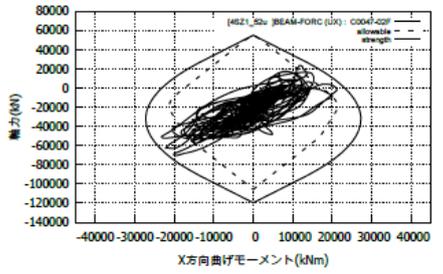
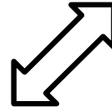
No.1

No.9

SZ1

図 4.2-67(1) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答(45 度方向入力)

49	50	51	53
44	45	47	48
8	9	11	12
6			
1	2	4	5



No.47

No.53

SZ1

図 4.2-67(2) 倒壊倍率における 1 階柱脚の応答 (45 度方向入力)

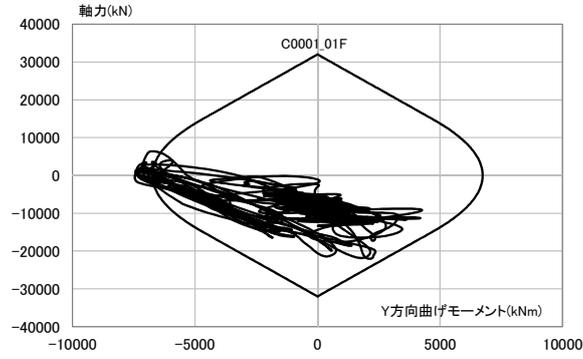
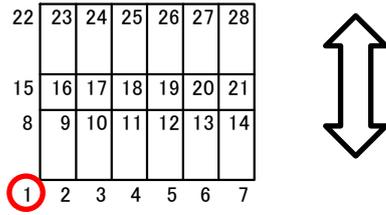
4.2.2 柱部材の設計用疲労曲線を用いた耐震安全性検証の試行

(1) 柱応答の確認

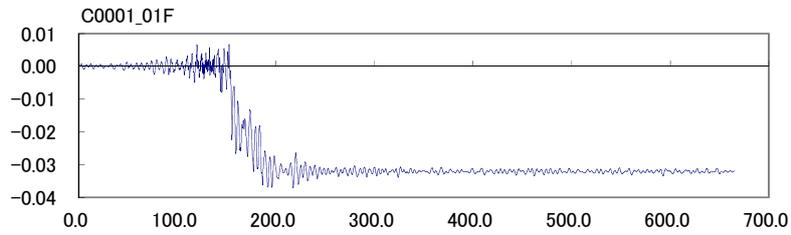
代表的な柱応答として SZ1 Y 方向入力を示す。SZ1 は下層部に変形集中する場合の代表として取り上げた。45 度方向は設計用疲労曲線を設定するための実験が行われておらず、柱の保有性能評価法が不明であるため、令和 1 年度は X・Y 方向を中心に検討する。

ここで対象とする柱は、初期軸力は比較的小さい(0.3 弱)が変動軸力は大きい No.1 柱(図 4.2-68)、初期軸力が比較的大きい(0.5 弱)が変動軸力は小さい No.11 柱(図 4.2-69)の 2 本の柱とする。また、入力地震動の倍率は、倒壊に至った倍率より 1 レベル小さい倍率とする。

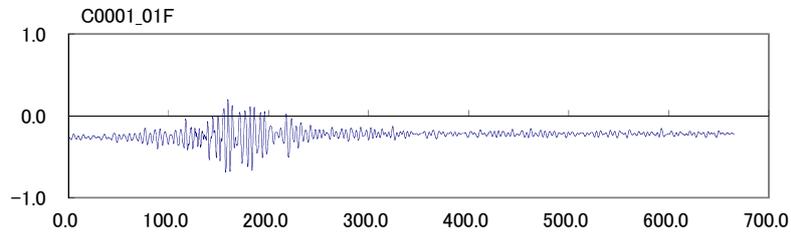
図 4.2-68(c)および図 4.2-69(c)から同じ階であれば柱によって部材角の頻度分布に大きな差はないことが分かる。



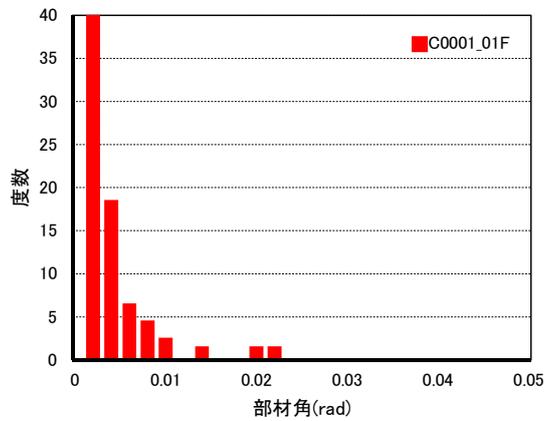
(a) 軸力-曲げモーメント関係



(b) 部材角時刻歴(rad)

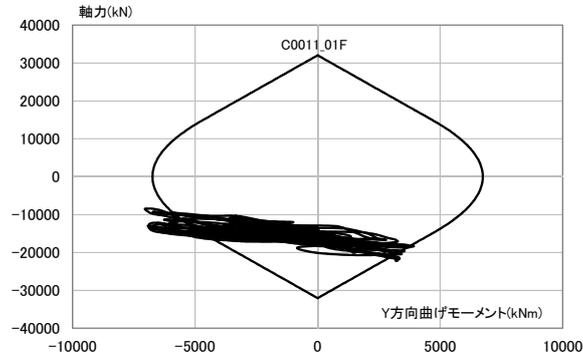
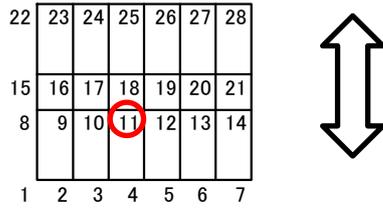


(c) 軸力比時刻歴

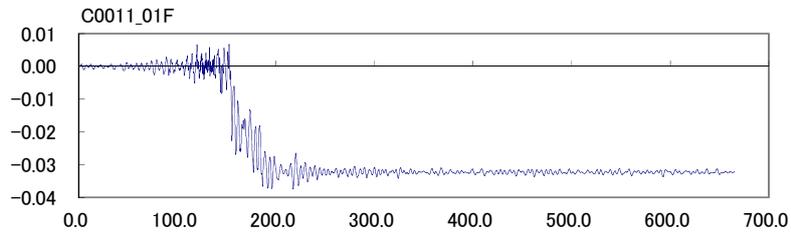


(d) レインフロー法による度数分布

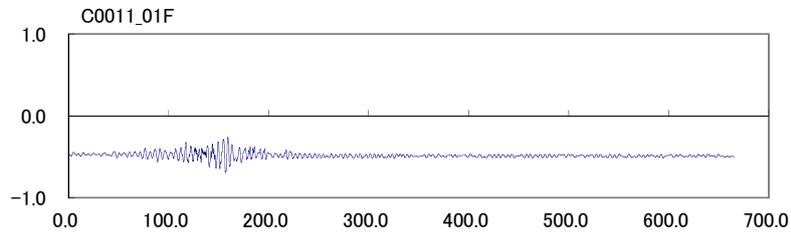
図 4.2-68 代表的な柱部材応答のまとめ(Y方向入力, SZ1, 2.0倍, 1FN0.1柱)



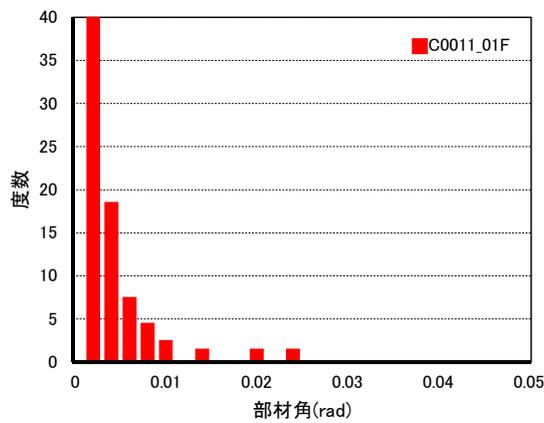
(a) 軸力-曲げモーメント関係



(b) 部材角時刻歴(rad)



(c) 軸力比時刻歴



(d) レインフロー法による度数分布

図 4.2-69 代表的な柱部材応答のまとめ(Y 方向入力, SZ1, 2.0 倍, 1FNo.11 柱)

(2) 健全性評価の試行

1階柱脚は固定度が高いため部材角が大きく、損傷度が大きくなりやすい。そこで、SZ1 振幅 2.0 倍 Y 方向入力時、No.11 の柱（初期軸力比 0.5 弱）を対象とし、健全性評価を試行する。当該柱は軸力比 0.6 相当の保有性能があると仮定し、図 4.2-70 に示す近似式に基づいて損傷度を算定した。Miner 則にならない損傷度を算定したところ、図 4.2-71 のように 0.40 であり、90%耐力低下には至らない判定となった。

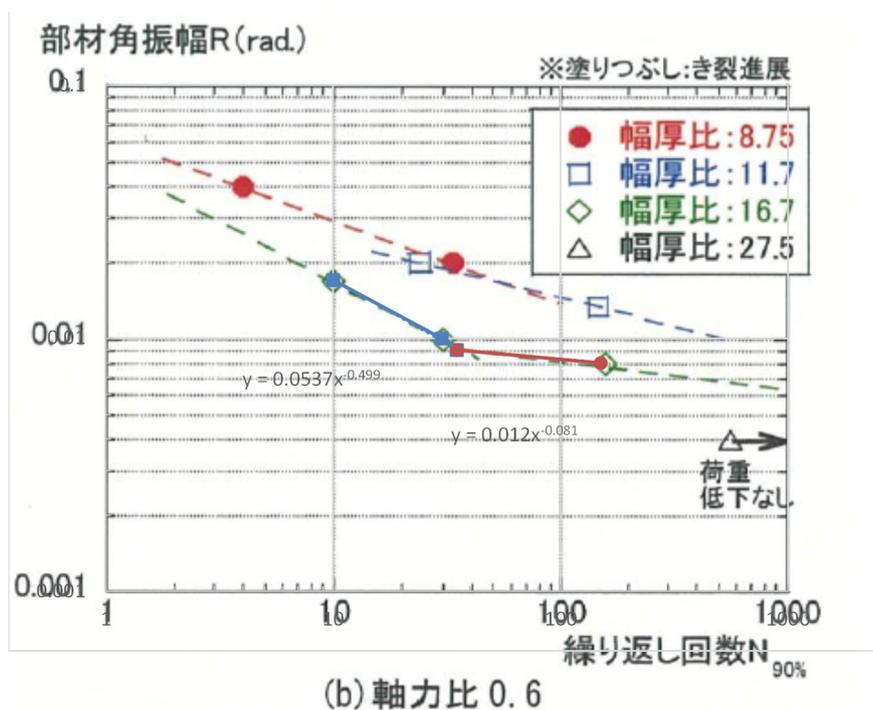


図 4.2-70 軸力比 0.6 実験に関する保有性能

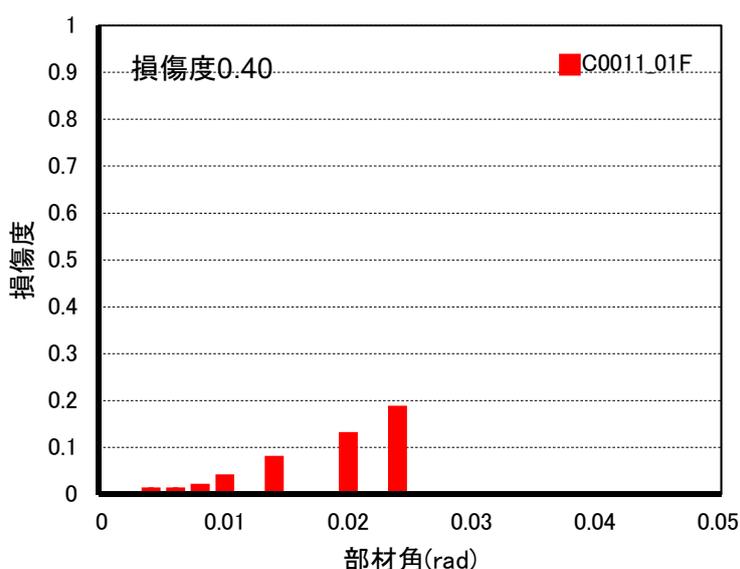


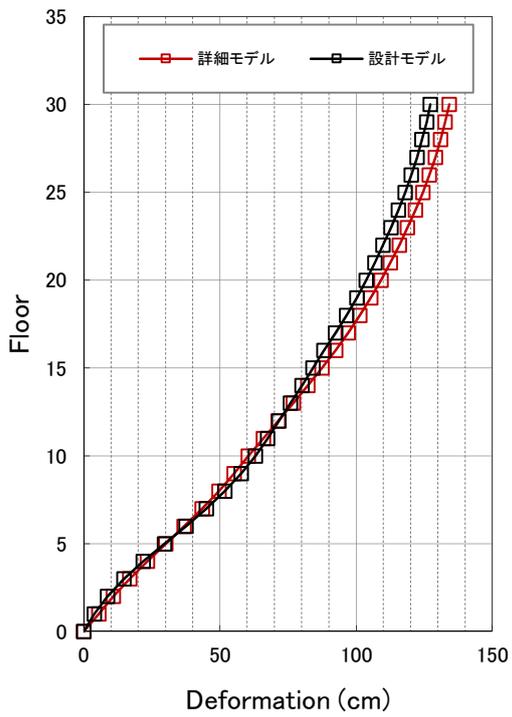
図 4.2-71 損傷度の試算定(Y 方向入力, SZ1, 2.0 倍, 1FNo.11 柱)

4.2.3 通常の設計で想定される解析モデルとの比較

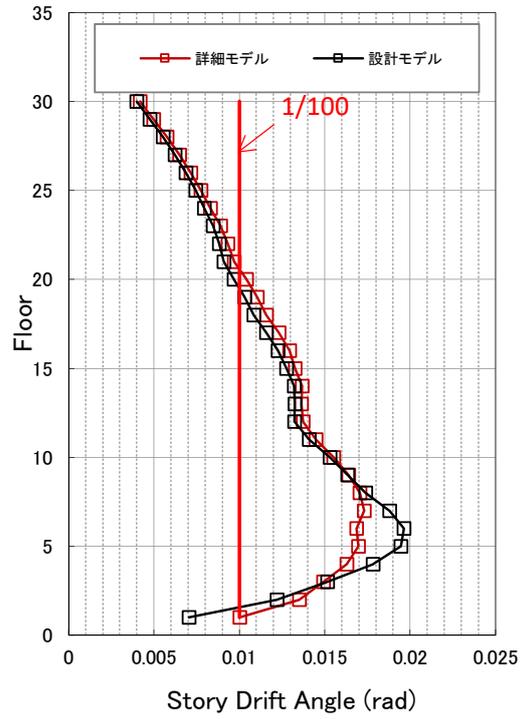
CH1の梁端破断直前の応答について、梁端破断等を考慮した詳細モデルと、通常の設計モデル（柱：軸力と2軸曲げの相関を考慮した塑性論、梁：ノーマルバイリニア、P- Δ 考慮）の応答と合わせて示す。ここで、梁端破断直前の倍率としたのは、設計では梁端破断を許容しないことを想定しているためである。

図4.2-72～図4.2-75より詳細モデルと設計モデルの応答は概ね一致している。細かくみると、降伏後剛性が詳細モデルでは大きく設定されているため、設計モデルでは層間変形角が一部の特定層で大きくなりやすいといった特徴が確認できる。また、45度方向入力時に柱部材角に差があるように見えるが、分布形は似ており、詳細モデルの方がなめらかである。

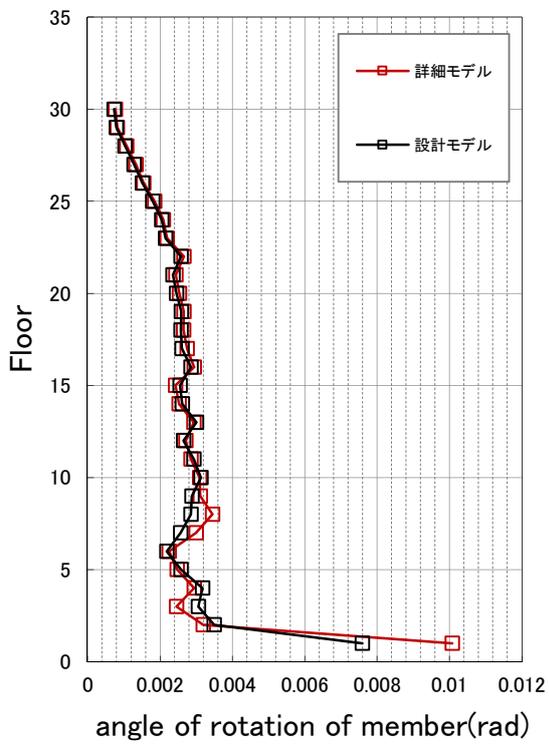
1階柱脚の応答の詳細を、図4.2-76～図4.2-77に示す。結果は概ね一致している。



変位

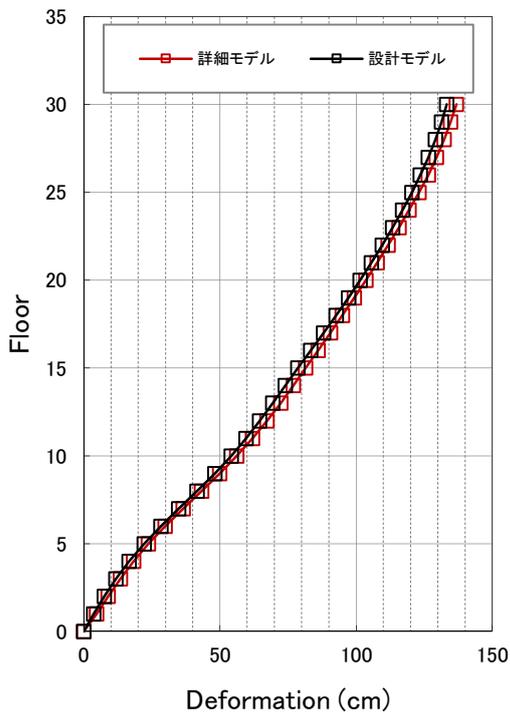


層間変形角

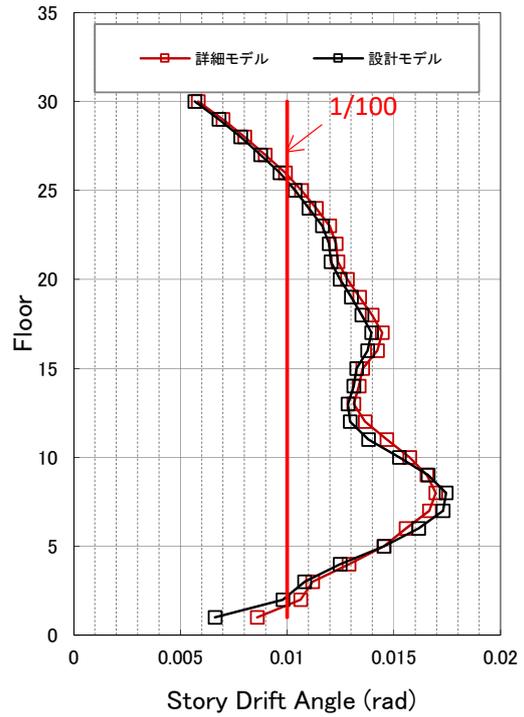


柱部材角

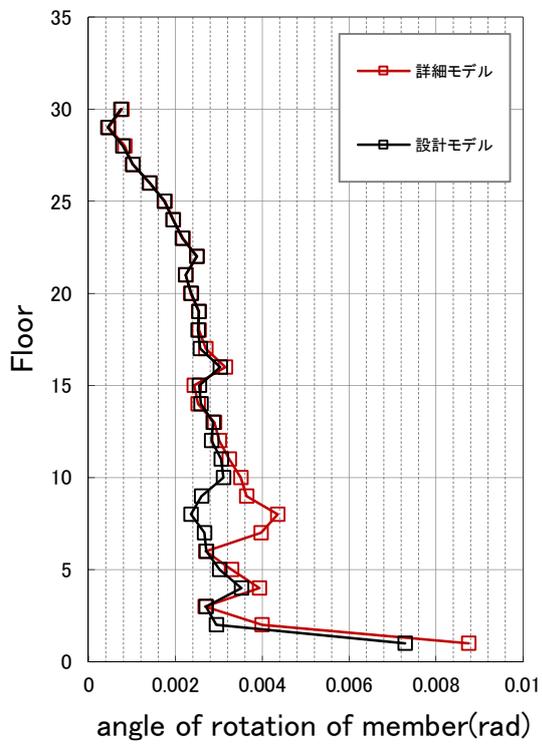
図 4.2-72 設計モデルと詳細モデルの比較 (梁端破断直前の応答、X方向入力、C=4.0)



変位

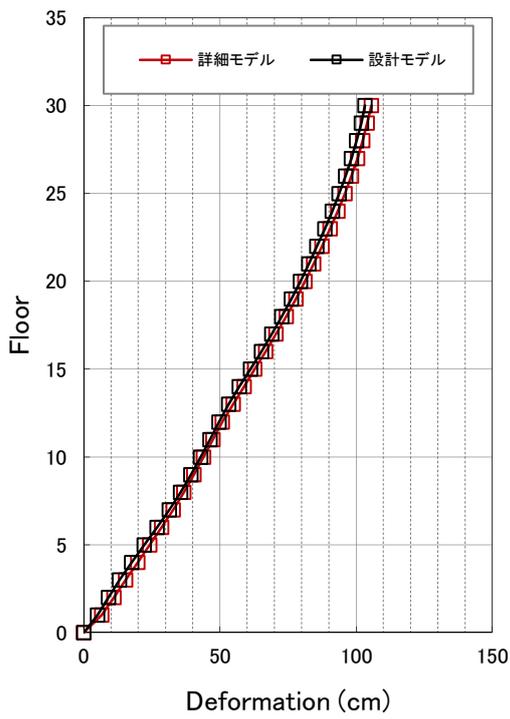


層間変形角

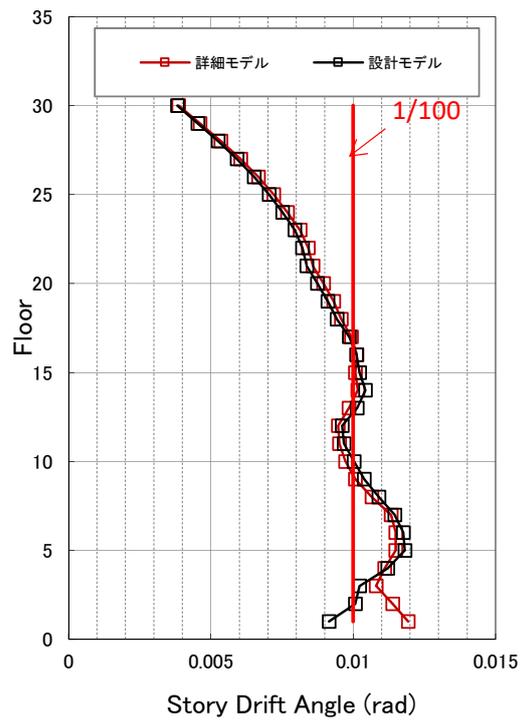


柱部材角

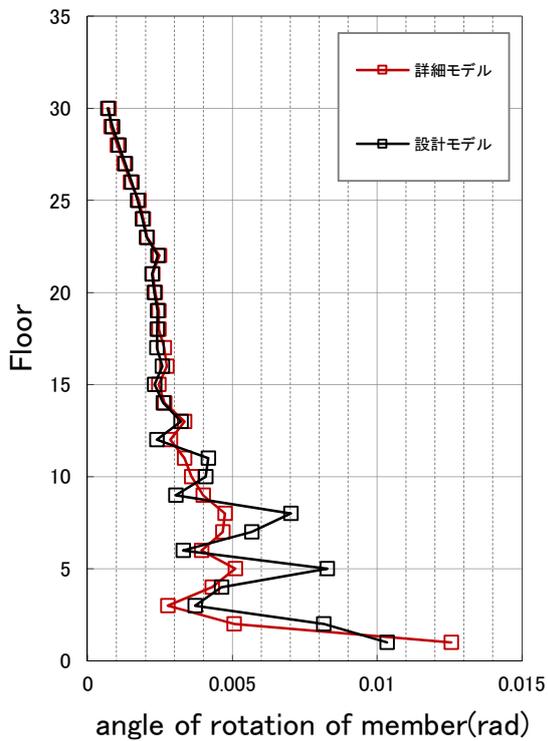
図 4.2-73 設計モデルと詳細モデルの比較(梁端破断直前の応答、Y 方向入力、C=4.0)



変位



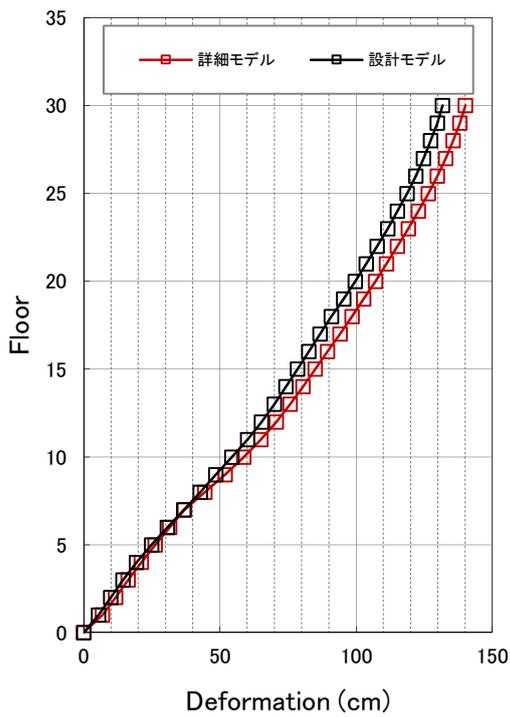
層間変形角



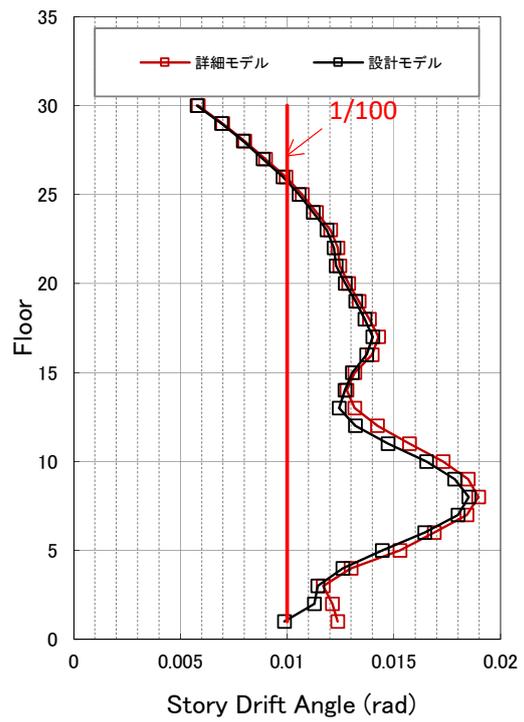
柱部材角

(a) X 方向

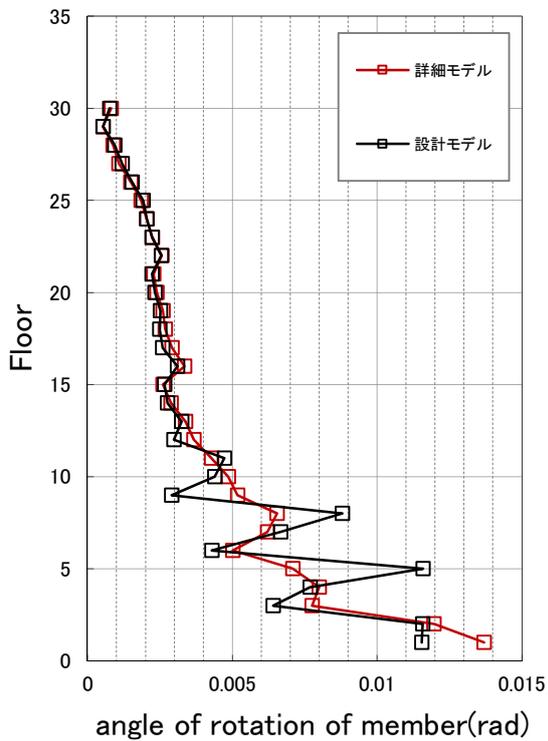
図 4.2-74 設計モデルと詳細モデルの比較(梁端破断直前の応答、45 度方向入力、C=4.0)



最大変位



層間変形角

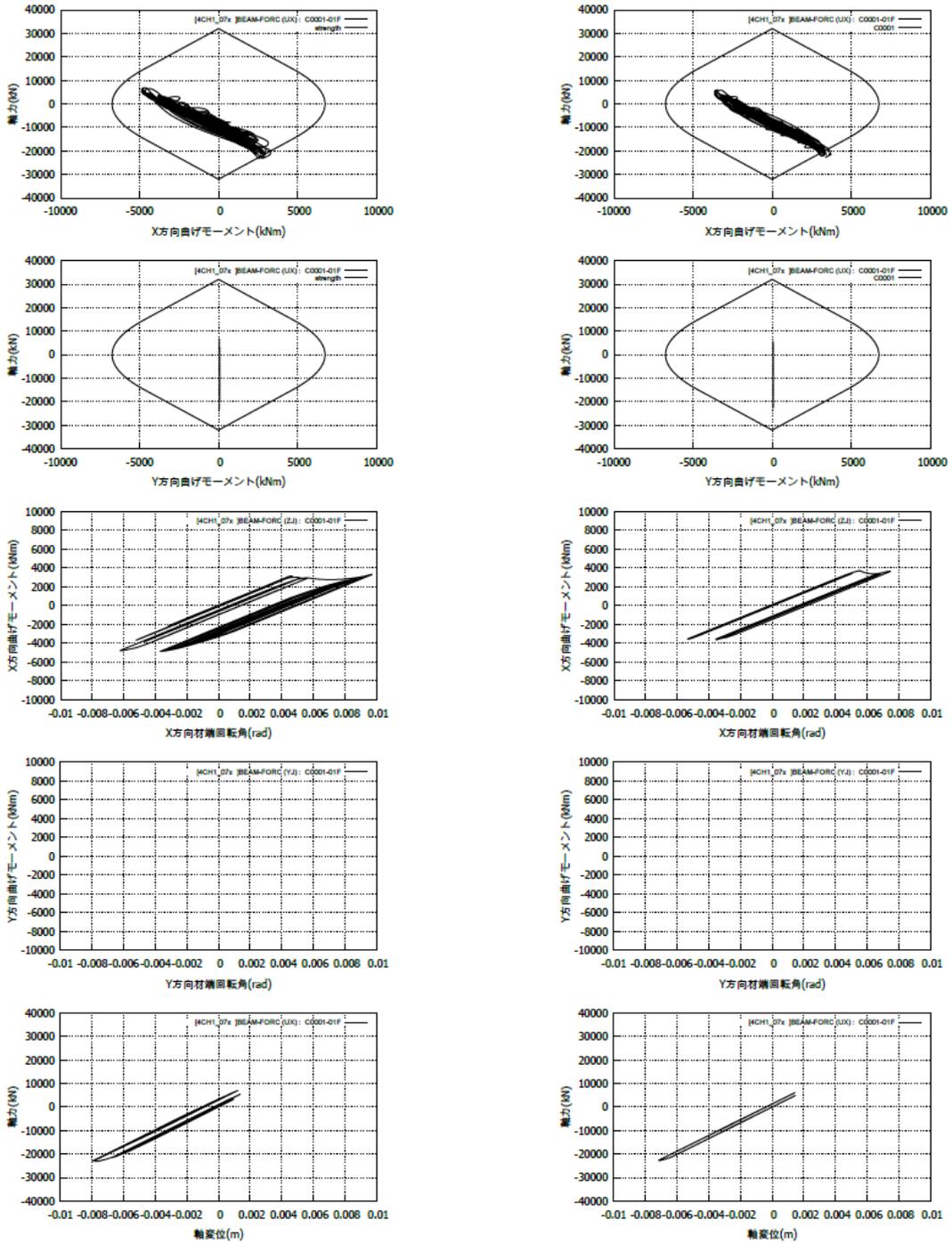
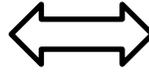


柱部材角

(b) Y 方向

図 4.2-75 設計モデルと詳細モデルの比較(梁端破断直前の応答、45 度方向入力、C=4.0)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	2	3	4	5	6	7



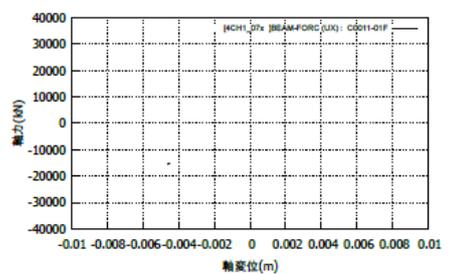
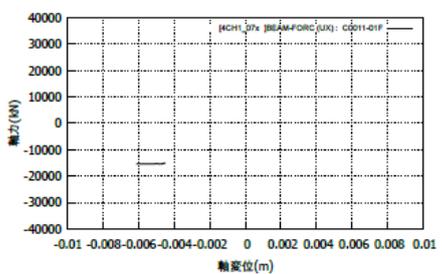
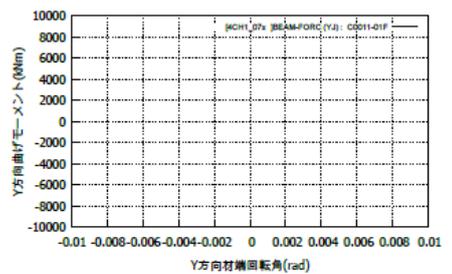
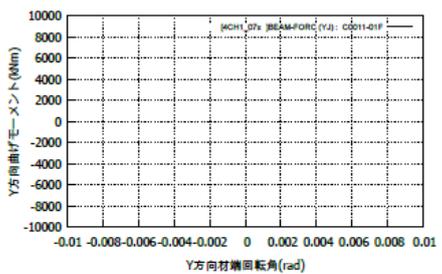
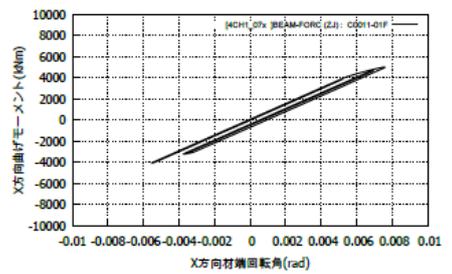
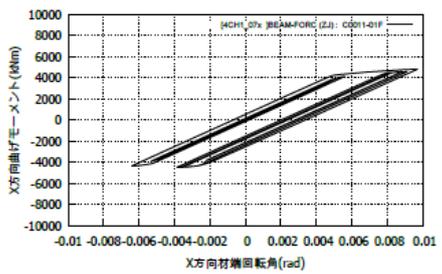
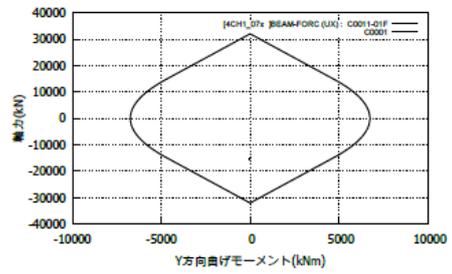
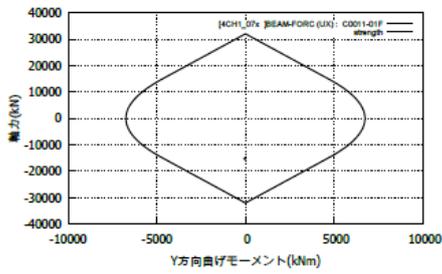
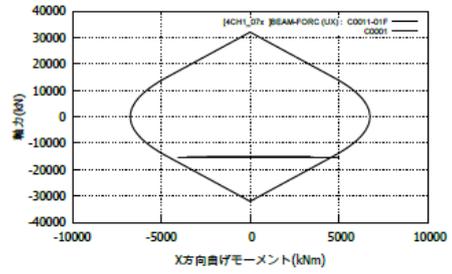
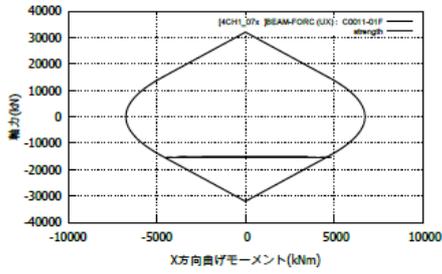
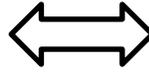
詳細モデル

設計モデル

X 方向入力

図 4.2-76(1) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



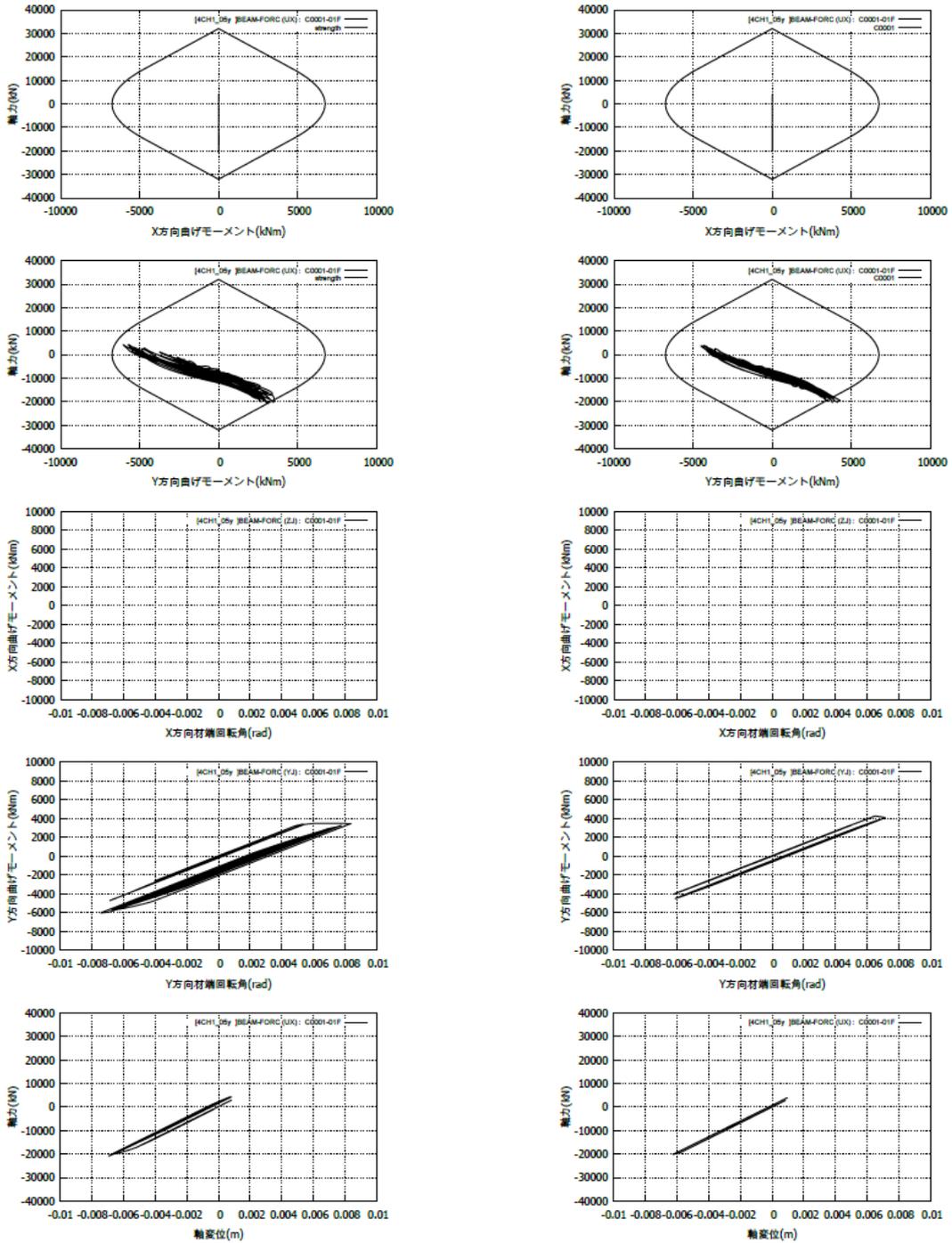
詳細モデル

設計モデル

X 方向入力

図 4.2-76(2) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	2	3	4	5	6	7



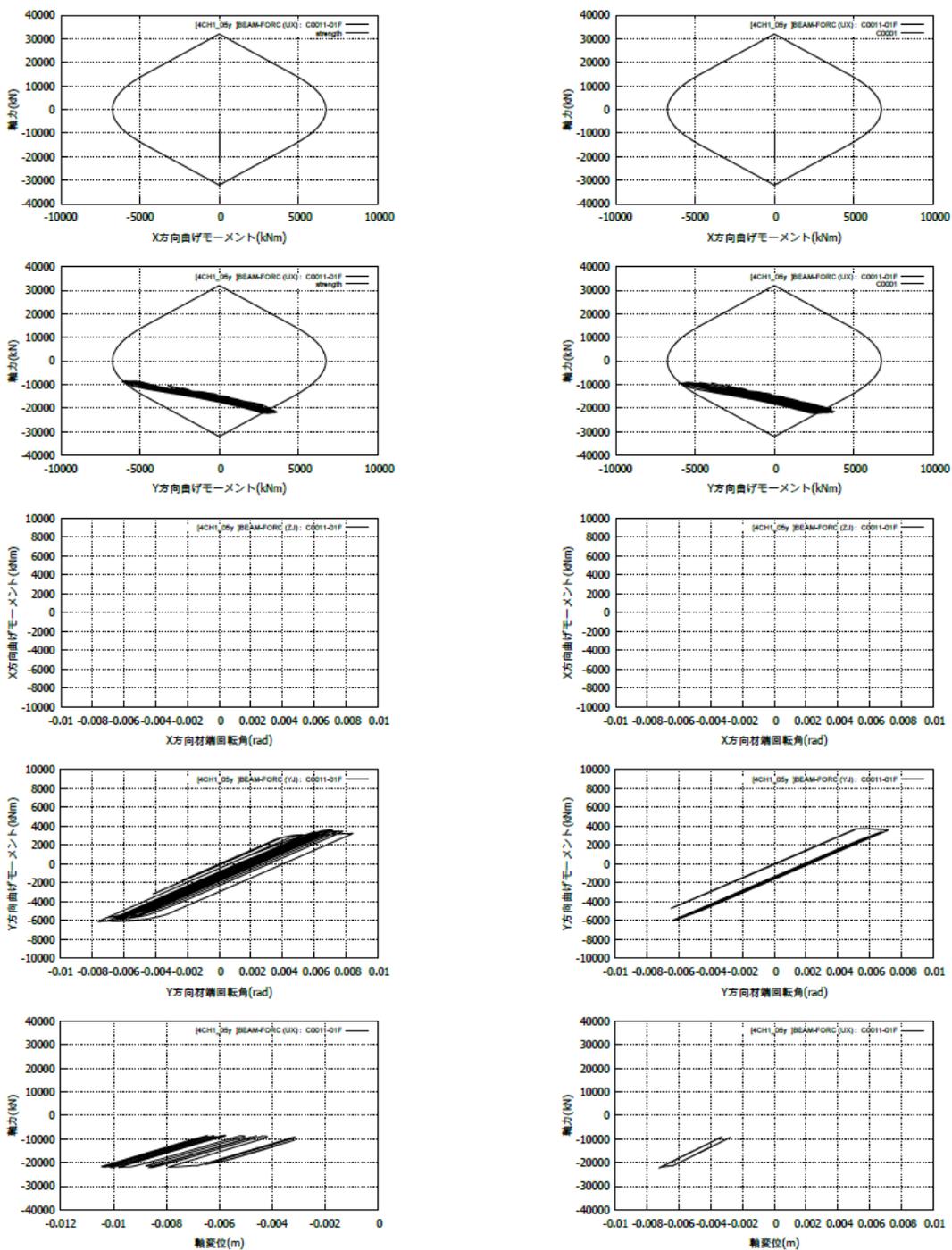
詳細モデル

設計モデル

Y 方向入力

図 4.2-76(3) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



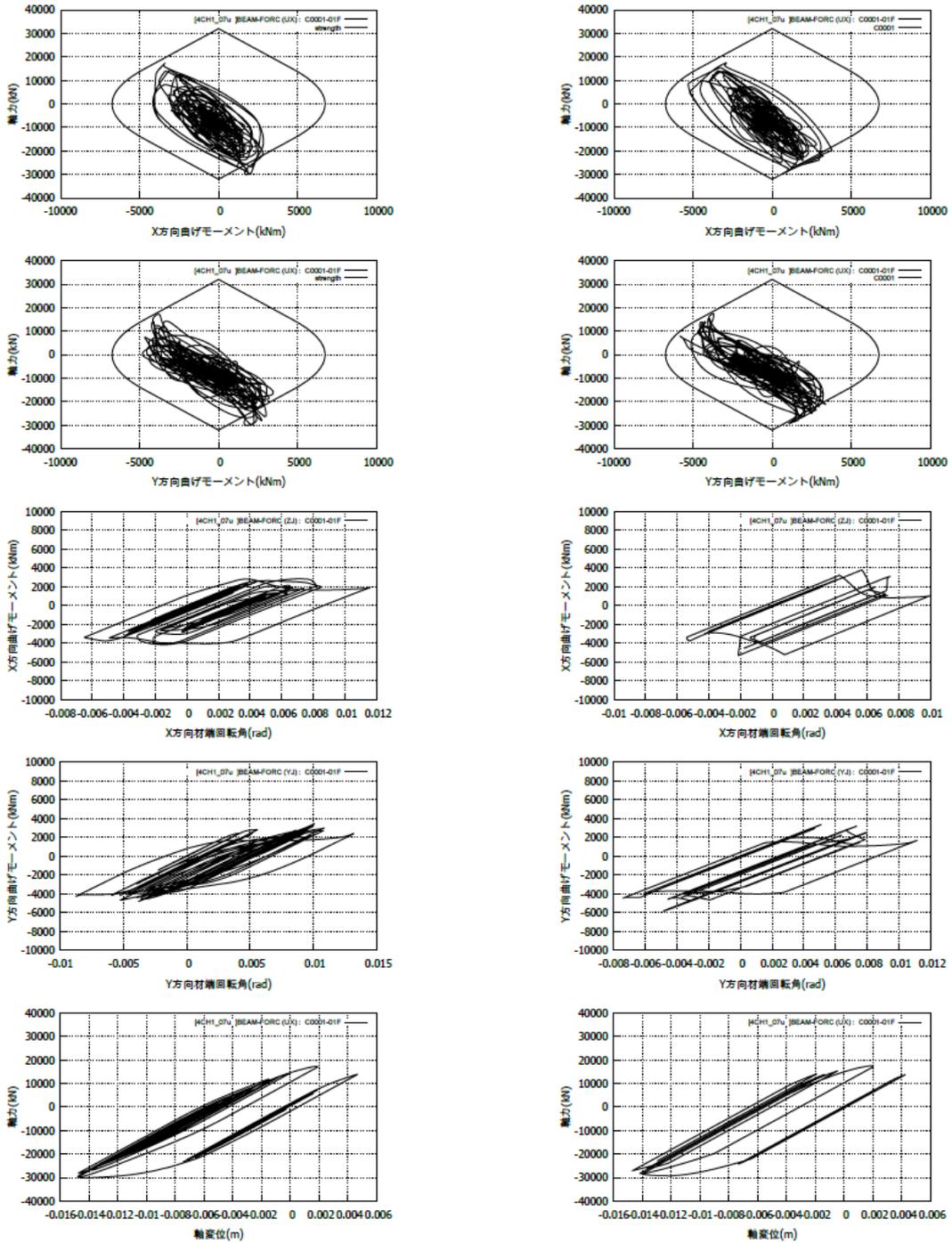
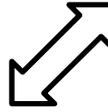
詳細モデル

設計モデル

Y 方向入力

図 4.2-76(4) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
①	2	3	4	5	6	7



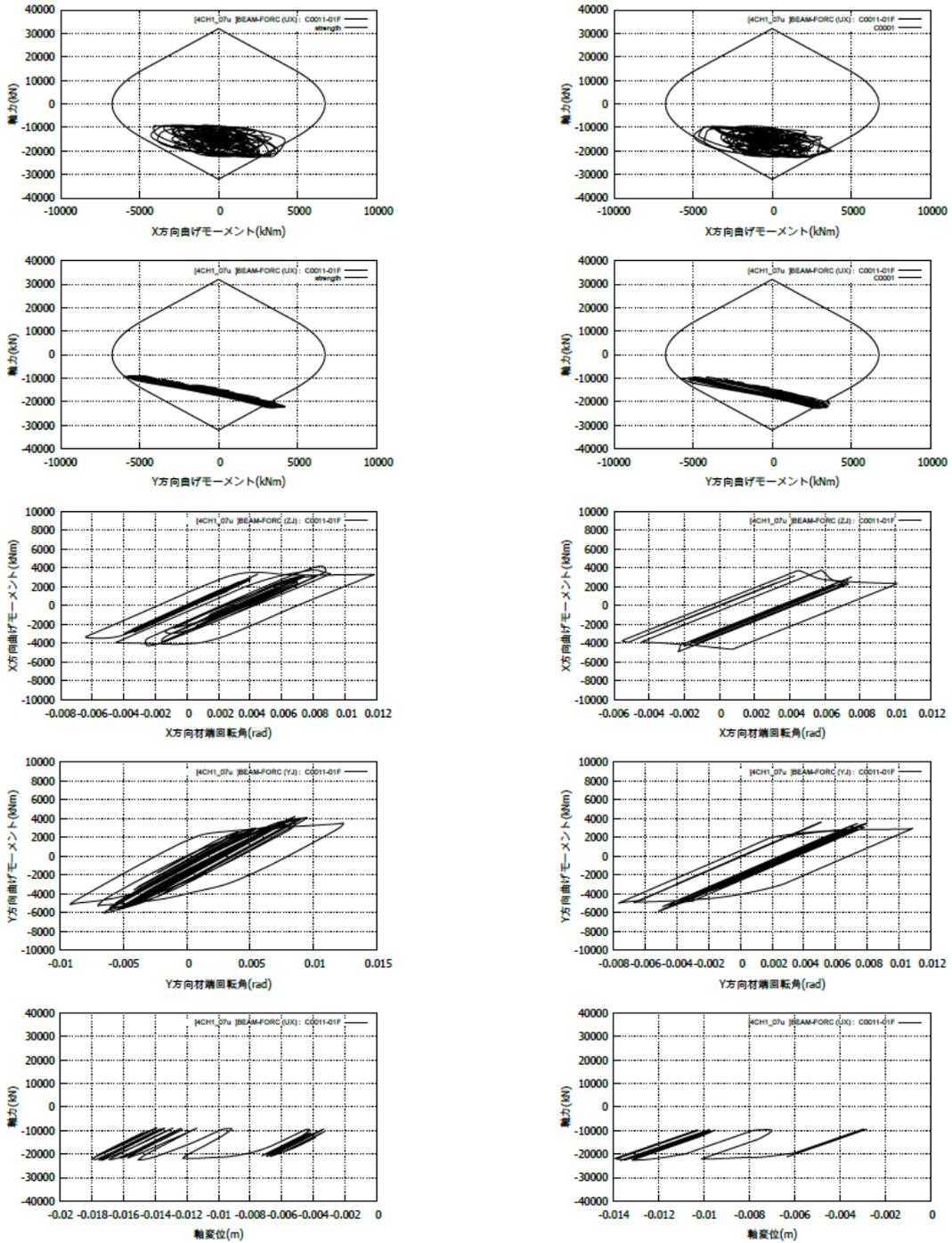
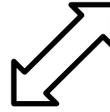
詳細モデル

設計モデル

45 度方向入力

図 4.2-76(5) 柱応答の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

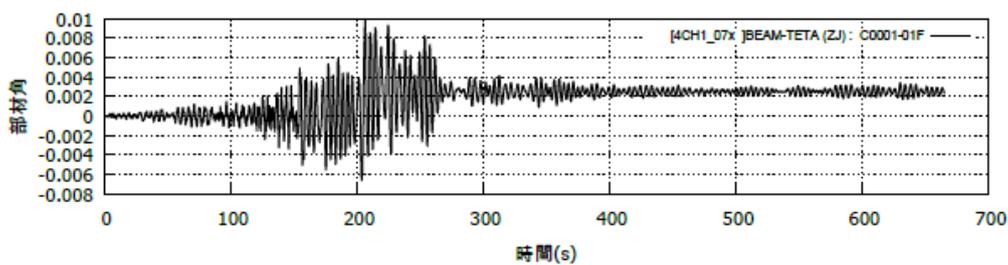
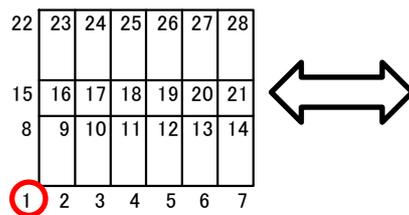


詳細モデル

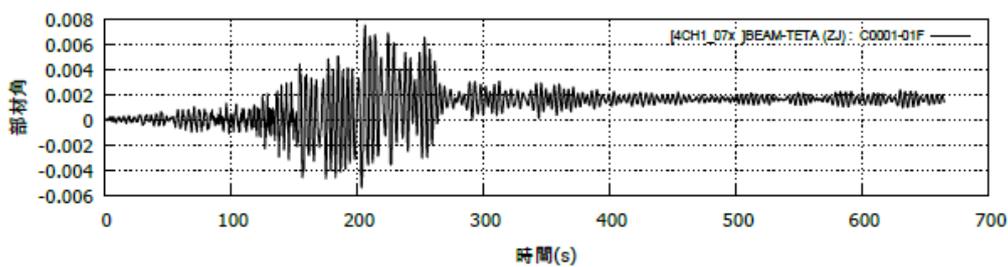
設計モデル

45度方向入力

図 4.2-76(6) 柱応答の比較



詳細モデル

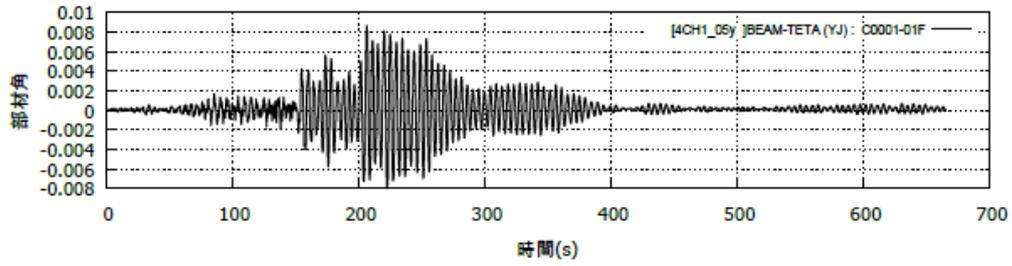


設計モデル

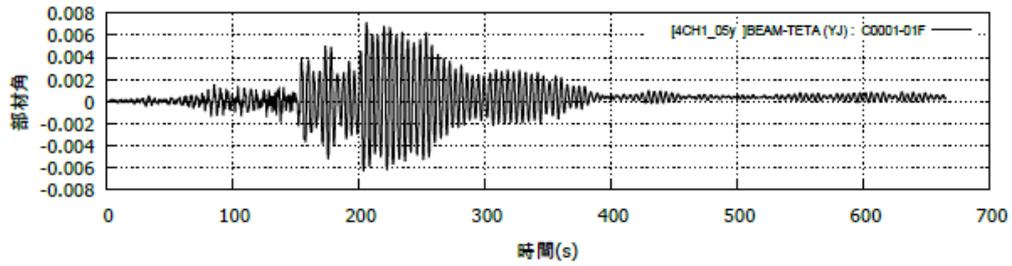
X 方向入力

図 4.2-77(1) 部材角の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



詳細モデル

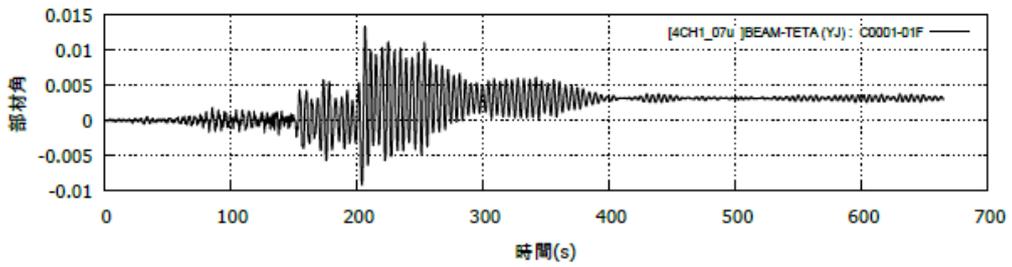
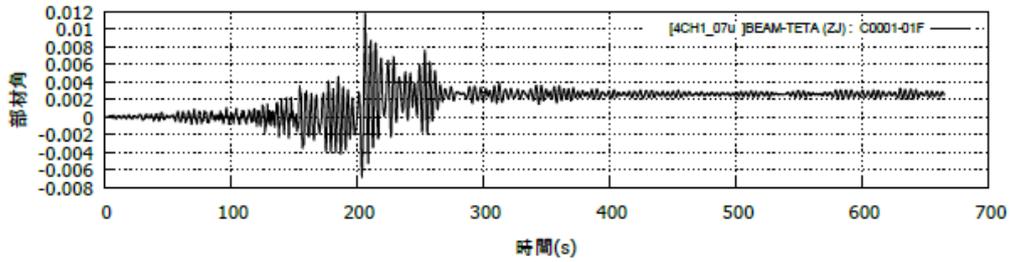


設計モデル

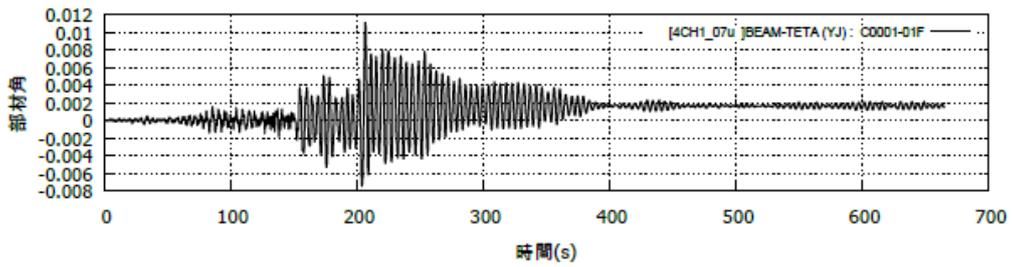
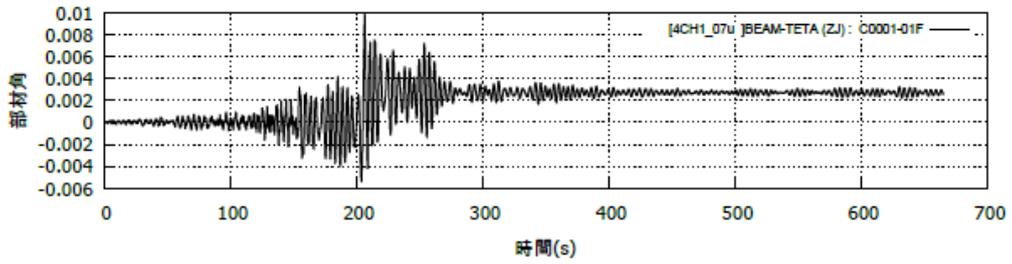
Y方向入力

図 4.2-77(2) 部材角の比較

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

詳細モデル (上段 : X, 下段 : Y)



設計モデル (上段 : X, 下段 : Y)

45 度方向入力

図 4.2-77(3) 部材角の比較

4.2.4 まとめと今後の課題

(1) まとめ

鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行い、梁端破断が生じる入力倍率と、建物が倒壊する時の入力倍率を確認した。

1) S30 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1 程度とする設計を「基本モデル」として検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は平均 1.3 倍となった。

梁の塑性変形能力が大きいと仮定し、梁端の破断が比較的生じにくい設定をした「梁変形性能大モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 1.2 倍、倒壊する倍率は 1.6 倍となり、基本モデルと比して倍率が大きくなった。

柱の断面性能を増し、柱梁耐力比を約 2 割程度大きく設定した「柱強モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は 1.4 倍となり、基本モデルと比して倒壊する倍率が大きくなった。

2) CFT32 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1.5 程度とする CFT 柱モデルについて検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 1.5 倍、倒壊する倍率は平均 3.4 倍となった。

3) 倒壊の状況の把握

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P- Δ 効果で層の復元力を喪失すると考えられる。ここでは、この状態を解析上の「倒壊」と定義する。令和 1 年度の検討結果は、この状態に至って「倒壊」している。

倒壊時の部材損傷をまとめると、梁端の破断や局部座屈の発生が顕著で、当該層が大きく変形するのに伴い柱上下端の降伏も見られる。降伏した状態で、大変形を受ける柱の健全性については、疲労曲線を用いた検討が必要である。

4) 耐震安全性検証方法の試行

平成 30 年度得られた実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答から、Miner 則を仮定して損傷度を算定した事例を示した。令和 1 年度の柱部材の損傷度の評価は、部材角の時刻歴から振幅の頻度分布を計数した詳細手法であるが、より簡易な手法を今後模索する必要がある。

5) 通常の設計で想定される解析モデルとの比較

柱の部材角応答は、MS モデルを用いた詳細モデルと通常の設計モデルで、梁端の破断が生じる前の応答について概ね同じであることを示した。

(2) 今後の課題

1) 柱部材の設計用疲労曲線を用いた詳細な健全性確認

鉄骨柱部材および CFT 柱部材の設計用疲労曲線を時刻歴応答解析の部材特性に反映して、健全性の確認を行う。健全性確認の検討ケースは以下を想定する。

- ・ 梁端の破断が生じない範囲の最大入力倍率時
- ・ 倒壊と判断される入力倍率時

また、柱部材の健全性確認については、簡易な方法の考案を試行する。

2) 梁端破断から倒壊に至るまでの余力を考慮した耐震安全性検証法の検討

鉄骨柱および CFT 柱を有する建物モデルに対して時刻歴応答解析を実施し、耐震安全性の検討を行う。建築物の耐震安全性検証にあたっては、判定基準を満足している時点から倒壊に至るまでの余力をある程度確保する必要があることを念頭に置き、部材損傷や層間変形角など適切な判定基準について検討する。

【参考文献】

- 4.2-1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 4.2-2) 石田孝徳，山田 哲，島田侑子：変動軸力下で水平2方向外力を受ける角形鋼管柱の履歴挙動の追跡，日本建築学会構造系論文集，2013.05
- 4.2-3) 加藤勉：閉断面部材の局部座屈と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1987.8
- 4.2-4) 山田 哲，秋山 宏，桑村 仁：局部座屈を伴う箱型断面部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，1993.2
- 4.2-5) K.Maekawa, A.Pimanmas, H.Okamura：NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE. 2003
- 4.2-6) A.Fafitis, P.Shah：Lateral Reinforcement For High-Strength Concrete Columns, Publ, ACI, No.SP-87, 1985
- 4.2-7) 加藤 勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1994.4
- 4.2-8) 鋼材倶楽部：中低層建物の耐震設計法，技報堂出版，1978
- 4.2-9) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、別紙5-1 超高層鉄骨増建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法
- 4.2-10) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計

4.3 耐震安全性評価法、層間変形角クライテリア等の提案（R2 年度実施）

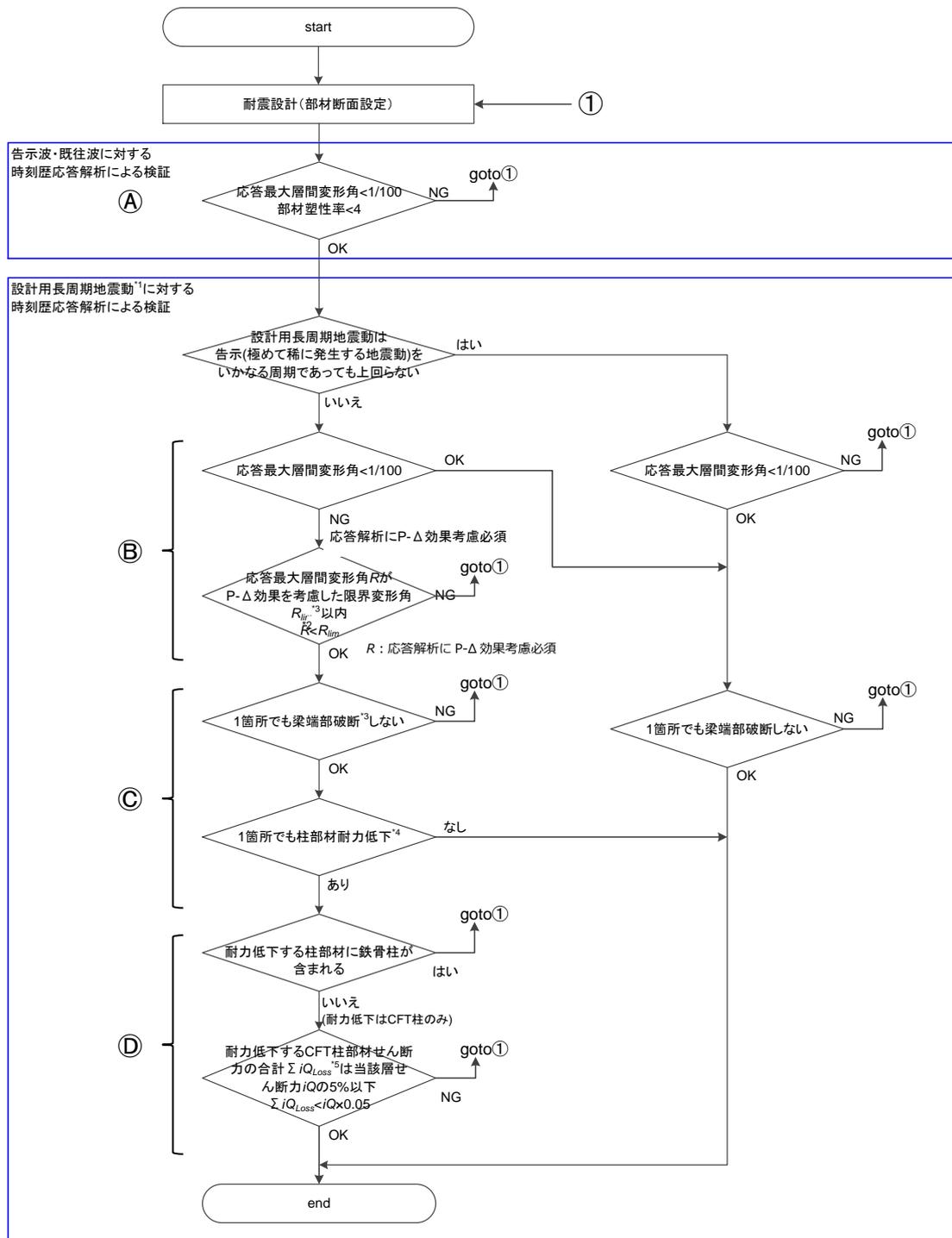
4.3.1 耐震安全性評価法の提案

(1) 耐震安全性評価フローの提案

耐震安全性評価フローを図 4.3-1 に示す。ポイントを以下に列挙する。

- ・ 告示波・既往波に対しては従来通りのクライテリアとする（図 4.3-1Ⓐ）。
 - 層間変形角 1/100 以下
 - 部材塑性率 4（層塑性率 2）

- ・ ある周期で告示波以上の速度応答スペクトルとなる設計用長周期地震動に対して以下のクライテリアとする。
 - 層間変形角 1/100 以下。ただし、クライテリアを緩和することが可能。層間変形角クライテリアを緩和した場合は、地震応答解析で P-Δ 効果を考慮することを必須とする（図 4.3-1Ⓑ）。層間変形角クライテリアを緩和するとき、水平方向の復元力を喪失する変形角をもとに 4.3.2 節に示す方法により算出する。なお、水平方向の復元力を喪失する変形角とは、ある層の層間変形角が 1/100rad に達した時点のベースシア（復元力）と、P-Δ 効果による付加せん断力が釣り合う変形角である（図 4.3-1 注記の図 1）。
 - 部材の劣化を許容しない。ここで、部材劣化は梁では破断、柱では 90%耐力低下とする。ただし、全層で最大層間変形角 1/100 以下となる場合は、柱の劣化検討を不要とする（図 4.3-1Ⓒ）。
 - CFT 柱については、耐力低下する CFT 柱のせん断力の合計が、当該層の負担せん断力の 5%以下であれば、OK とする（「資料 4.3-2 一部の柱が水平抵抗力を失った場合の検討」にて安全性検証）（図 4.3-1Ⓓ）。



注記

- *1 設計用長周期地震動:平成28年6月24日国住指第1111号「超高層建築物等における南海トラフ巨大地震による長周期地震動対策について(技術的助言)」に示された長周期地震動、や当該敷地において適切に設定された長周期地震動、をいう。
- *2 限界変形角 R_{lim} : Pushover解析によりある層の最大層間変形角が1/100に至る時点の1階のせん断力係数 C_B を基に、せん断力係数 C_B の完全弾塑性型復元力を仮定した時、水平方向復元力を喪失する変形角 R_i は $R_i = C_B$ となる(図1参照)。それに(a)部材劣化(b)周期変動に伴う入力増大(c)安全率3又は4、を考慮した係数 a に基づき限界変形角を $R_{lim} = R_i/a$ と算定する。限界変形角は一般にせん断力係数の最も小さい1階にて設定し全階に適用する。
- *3 梁端部破断: 建築研究所、長周期地震動対策に関する技術資料・データ、「別紙5-1」超高層鉄骨造建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法による。
- *4 柱部材耐力低下: 本基準整備促進事業課題S29に示される方法による。
- *5 耐力低下するCFT柱部材せん断力の合計 $\sum iQ_{Loss}$: Pushover解析によりある層の層間変形角が1/100時点において、耐力低下する柱部材の存在する層 i において確認する。耐力低下する柱のせん断力負担分を加算し $\sum iQ_{Loss}$ を算定する。

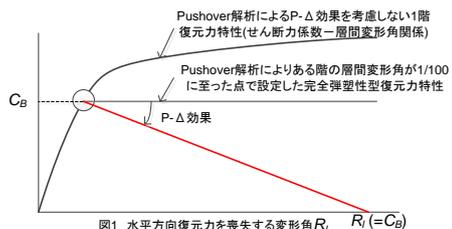


図 4.3-1 耐震安全性検証フロー

(2) 耐震安全性評価のためのクライテリア設定の方針

- ・倒壊までの余裕度がある程度確保できるようなクライテリアを定める。
 - 部材劣化クライテリア（梁端破断）だけでは倒壊までの余裕度が小さい場合が令和 1 年度の検討で多く確認された（図 4.3-2、●から×までの余裕度が小さい）。これは、梁端破断が最初に生じるときに、すでに建物が大きく変位しており、梁端が最初に破断してから P- Δ による倒壊にすぐに至る場合があることが一因として考えられる。
 - ある程度の余裕度を確保するために建物全体の性能を反映していると考えられる層間変形角クライテリアを設ける（図 4.3-2、●を設けることで×までの余裕度を確保）。
 - 試設定したクライテリアに対する倒壊までの余裕度を確認するための建物モデルは、比較的均等なスパンの純ラーメン構造（部材劣化後の倒壊までの安全率の低いと考えられる構造）を採用している。CFT32 モデルの X 方向はねじれが大きい、S30 モデルの Y 方向は短・長スパン梁が混合している、など可能な範囲で建物の多様性に配慮している。

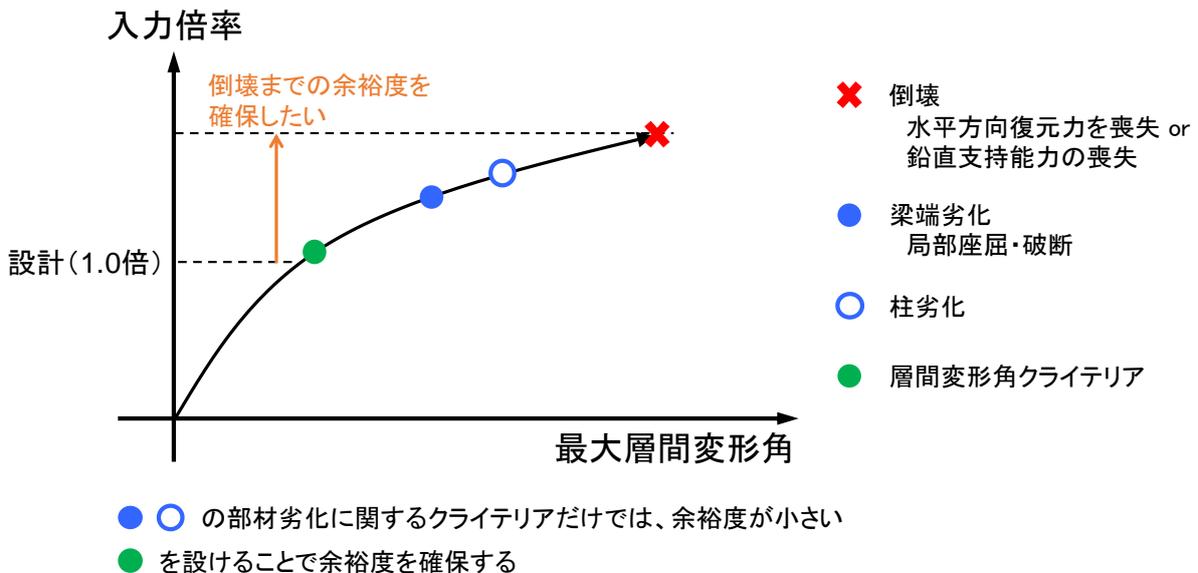


図 4.3-2 入力倍率と層間変形角・部材劣化イベントのイメージ

4.3.2 層間変形角クライテリアの提案

(1) 検討対象とした建物と検討概要

1) 建物のモデル化

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、一般に用いられてきた耐震安全性判定基準である、最大層間変形角1/100以下、部材塑性率4以下、を満足するものとする。

(a-1) S30 設計方針

- ・S30は文献4.3-1)の仮想の超高層建築物を基本に設計用せん断力を小さくし、断面を縮減した仮想建物解析モデルである。(図4.3-3、表4.3-1参照)
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1程度となるように断面を設定している。(柱を相対的に弱くして、柱の損傷により比較的倒壊が生じやすいように「弱い建物」を想定した。)
- ・設計はCB=0.053の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。
- ・S30は、柱梁の性能が建物の倒壊性能に及ぼす影響を調べることを目的として、①梁の変形性能を2倍に向上させたモデル(「梁変形性能大モデル」)、②柱の断面を1サイズ大きくしたモデル(「柱強モデル」)についても実施する。柱梁に①②の変更を加えないモデルを「基本モデル」とする。
- ・階数の違いの影響把握を目的として、S30の上層15層を取り除いたS15モデルの検討も実施する。

(a-2) CFT32 設計方針

- ・CFT32は実在の超高層建築物の1階部分を取り払った仮想建物解析モデルである。(図4.3-4、表4.3-2参照)
- ・層間変形角1/100radまでAi分布で加力したときの柱梁耐力比が最小で1.5程度となるような断面となっている。
- ・設計はCB=0.07の設計せん断力に対し許容応力度設計されている。
- ・座屈拘束ブレースは大変形時に劣化しないノーマルバイリニアでモデル化されている。このモデルは倒壊性能を過大に評価していることへの懸念から、座屈拘束ブレースを取り除いたモデルの検討も実施する。座屈拘束ブレースを取り除いたモデルを「CFT32 BRB 無 モデル」とする。「CFT32 BRB 無 モデル」と区別するために、元のモデルを「CFT32 BRB 有 モデル」とする。

(b) 基本方針

建物をモデル化するに当たっての基本方針を以下に示す。

- ・解析モデルは柱・梁などの各部材をそれぞれ線材置換した立体精算骨組モデルとする。
- ・柱・梁は曲げ変形，せん断変形および軸方向変形を考慮する。
- ・各階床は剛床とする。
- ・復元力特性は以下のモデルとする。
 - 柱：2方向の曲げモーメントおよび軸力の3軸相関を考慮するマルチスプリングモデル（以下MSモデル）とする。MSモデルでは鋼管とコンクリートの劣化を考慮可能である。
 - 梁：梁端の破断・局部座屈を考慮する。梁端下フランジ破断に対する保有性能をあらわすCは、S30の「基本モデル」・「柱強モデル」では、1990年代で一般的なスカラップ付き相当のC=4、S30の「梁変形性能大モデル」ではその2倍の性能に相当するC=5.6、CFT柱モデルもC=5.6とした。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率を3/100とした。
- ・梁の終局耐力について、原則として全断面を考慮して算定するが、S30，S15に既往波を入力する場合は、当時の設計を想定して、フランジのみを考慮して終局耐力を算定する。また、降伏後の初期剛性に対する剛性低下率は1/100とする。
- ・減衰は1次固有周期に対して臨界値の2%となる初期剛性比例型減衰とする。

(c) S30 の概要

S30 は、30 層の鉄骨箱型断面柱の鉄骨造建物モデルである。図 4.3-3 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.3-1 の (a)、(b) に、3 つのモデルの柱断面を示す。

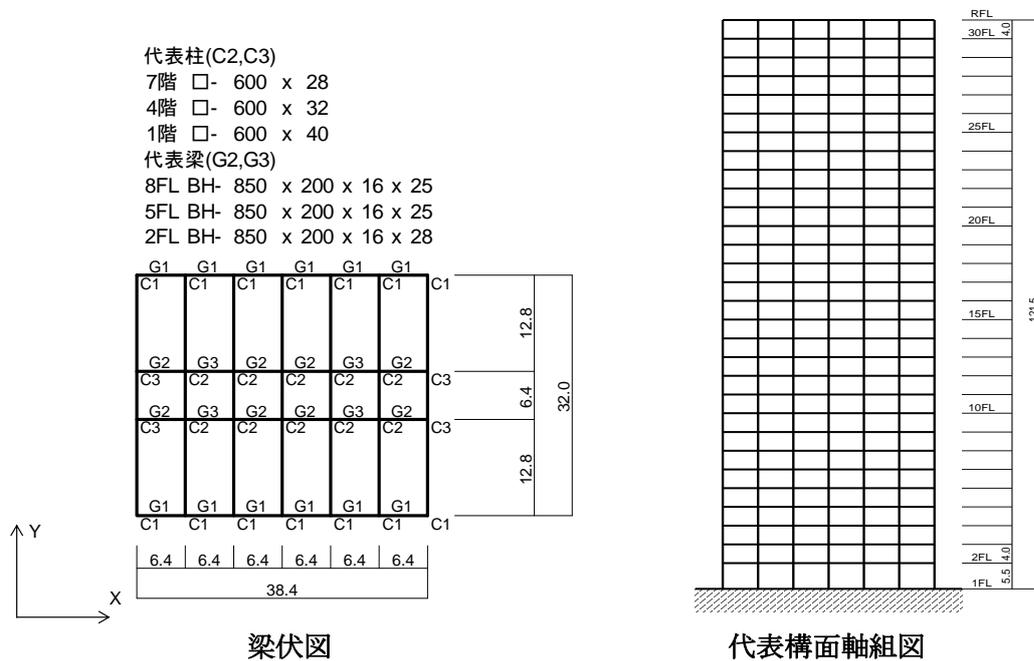


図 4.3-3 超高層建物モデル(S30)

表 4.3-1 柱断面(S30)

(a) 基本モデル・梁変形性能大モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
13~15	□-600×600×22×22	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
10~12	□-600×600×25×25	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
7~9	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28	□-600×600×28×28
4~6	□-600×600×32×32	□-600×600×36×36	□-600×600×36×36
1~3	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40

(b) 柱強モデル

F	C1	C2	C3
28~30	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
25~27	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
22~24	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19	□-600×600×19×19
19~21	□-600×600×19×19	□-600×600×22×22	□-600×600×22×22
16~18	□-600×600×22×22	□-600×600×25×25	□-600×600×25×25
13~15	□-600×600×25×25	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
10~12	□-600×600×28×28	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
7~9	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32	□-600×600×32×32
4~6	□-600×600×36×36	□-600×600×40×40	□-600×600×40×40
1~3	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

(d) CFT32 の概要

CFT32 は、32 層の CFT 柱の建物モデルである。図 4.3-4 に梁伏と代表構面軸組を示し、表 4.3-2 に柱断面を示す。

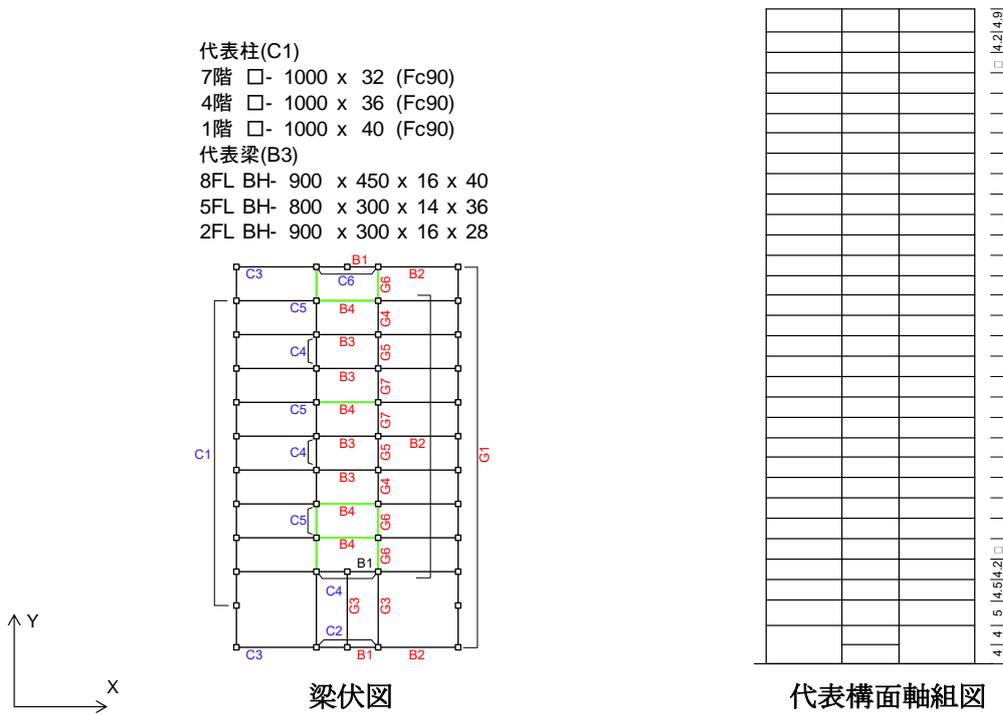


図 4.3-4 超高層建物モデル(CFT32)

表 4.3-2 柱断面(CFT32)

特記なき限り 1. 鉄骨材質 4面組立ボックス柱[B□]: SN490C(t≤40), SN490C-TMCP(t>40), 冷間成形角形鋼管[□]: BCP325 2. 断面表示は B(幅)×D(せい)×t(板厚)とする。

階	C1	C2	C3	C4	C5	C6	充填コンクリート Fc(N/mm ²)
32							
31							
30	□-700×700×16	□-700×700×16	□-700×700×16				
29							
28							Fc36
27	□-700×700×19	□-700×700×19	□-700×700×19				
26							
25							
24							
23							
22			□-800×800×19	□-900×800×22	□-900×800×22	□-900×800×22	Fc48
21							
20	□-800×800×19	□-800×800×19					
19							
18							
17							
16			□-800×800×22				Fc60
15							
14				□-1000×1000×22		□-1000×1000×22	
13							
12	□-800×800×22	□-800×800×22					
11							Fc80
10							
9							
8	B□-800×800×32	B□-800×800×32	B□-800×800×32		B□-1000×1000×32	B□-1000×1000×32	
7							
6				B□-1000×1000×32			
5							
4	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×40		B□-1000×1000×36	B□-1000×1000×36	Fc90
3							
2	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×50	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	B□-1000×1000×40	
1							

(e) 固有振動解析結果

表 4.3-3(a)~(e)に、各モデルの 5 次モードまでの固有周期と刺激係数等の固有振動解析結果を示す。

表 4.3-3(1) 固有振動解析

(a) S30 (基本モデル, 梁変形性能大モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.51	0.00	-1.37	0.00	Y 1 次
2	4.08	1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.41	0.00	0.00	-1.30	
4	1.53	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.38	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(b) S30 (柱強モデル)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.44	0.00	1.37	0.00	Y 1 次
2	4.01	-1.37	0.00	0.00	X 1 次
3	3.38	0.00	0.00	1.31	
4	1.52	0.00	0.54	0.00	Y 2 次
5	1.37	-0.54	0.00	0.00	X 2 次

(c) S15

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	2.01	0.00	1.31	0.00	Y 1 次
2	1.82	-1.31	0.00	0.00	X 1 次
3	1.61	0.00	0.00	-1.30	
4	0.67	0.00	0.47	0.00	Y 2 次
5	0.61	0.47	0.00	0.00	X 2 次

表 4.3-3(2) 固有振動解析

(d) CFT32(BRB 有)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	3.81	-1.18	-0.02	-12.4	Y 1 次
2	3.35	0.02	-1.39	0.54	X 1 次
3	3.22	0.22	-0.01	-12.5	
4	1.32	-0.45	-0.01	-6.00	Y 2 次
5	1.22	-0.01	0.58	-0.10	X 2 次

(e) CFT32(BRB 無)

	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		βx	βy	βtz	
1	4.39	-1.30	0.00	-7.30	X 1 次
2	3.78	0.00	1.36	0.22	Y 1 次
3	3.55	0.07	0.00	-7.27	
4	1.56	-0.51	0.00	-3.13	X 2 次
5	1.37	0.00	0.54	0.13	Y 1 次

(f) 柱梁耐力比

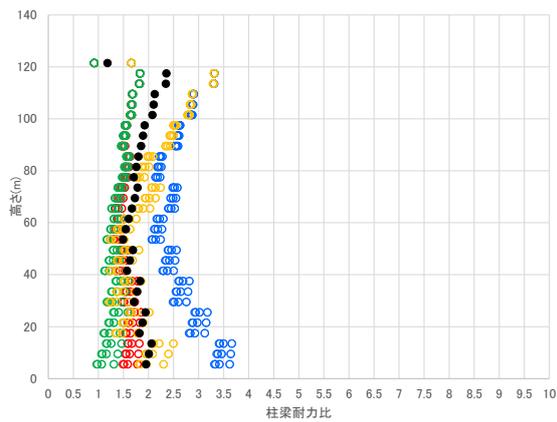
柱梁耐力比の算出の方法を以下に示す。

- ・ S30 に対して A_i 分布による荷重増分解析を行い、層間変形角が 1/100 になった時点での軸力を算定する。(層間変形角 1/100 時点で梁は十分に降伏しているため、層間変形角 1/50 であっても軸力は大きく変わらないことを確認している。従って、柱梁耐力比への影響も小さい。)
- ・ 荷重増分解析で得られた軸力を考慮した柱の曲げ耐力の算定方法は以下とする。
角形鋼管 (S30) : 鋼構造限界状態設計指針・同解説の全塑性相関曲線
CFT (CFT32) : コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- ・ 梁の曲げ耐力は、全断面を有効とした時の、全塑性モーメントとする。
- ・ (層平均の柱梁耐力比) = (梁耐力の和) ÷ (柱耐力の和) とする。

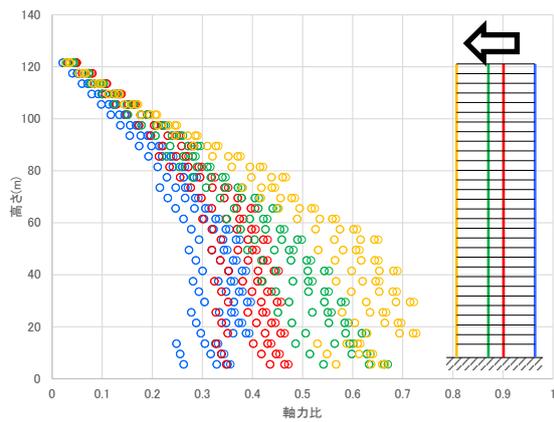
代表して 1 方向の柱梁耐力比を図 4.3-5 に示す。最上階は柱 1 本に対して梁 2 本がとりつく箇所があるため、柱梁耐力比が 1 未満となる場合がある。

S30 について、基本モデル・梁変形性能大モデルは、最上階を除いたとき、柱梁耐力比は、0.96 と小さく、最大軸力比は 0.73 となっている。柱強モデルは最上階を除いた柱梁耐力比の最小値が 1.24、最大軸力比は 0.66 となっている。

CFT32 について、最上階を除いたとき、柱梁耐力比の最小値は約 1.57、最大軸力比は 0.44 である。

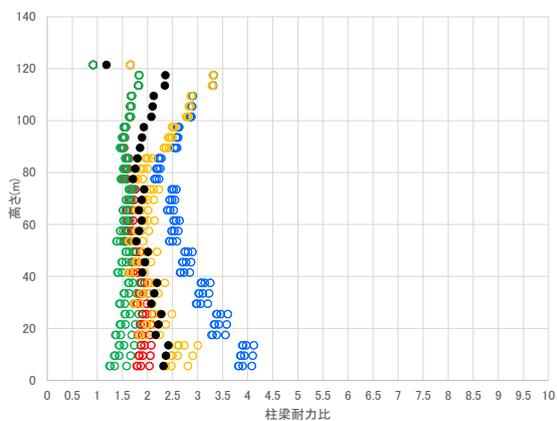


柱梁耐力比 (最小 0.96)

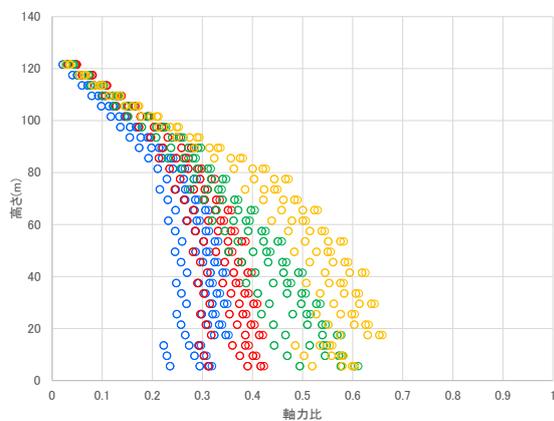


軸力比 (最大 0.73)

S30(基本モデル・梁変形性能大モデル, Y 方向)

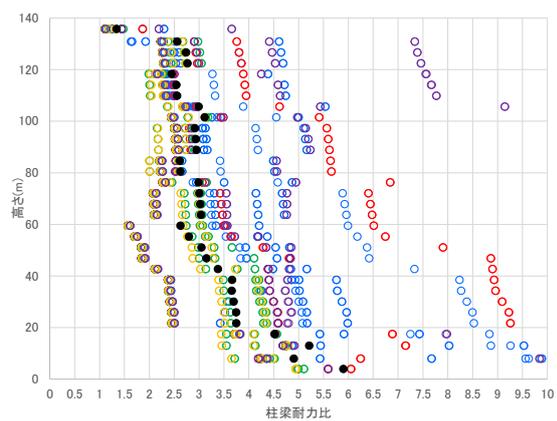


柱梁耐力比 (最小 1.24)

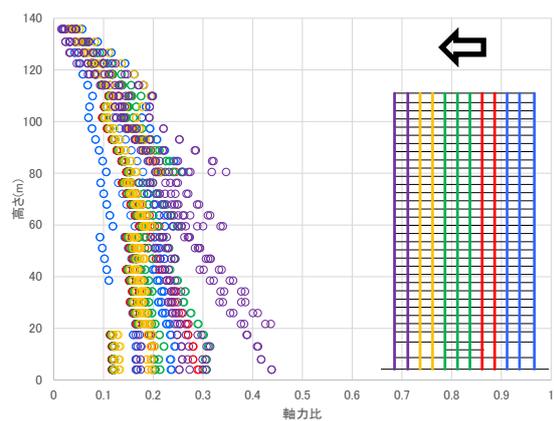


軸力比 (最大 0.66)

S30(柱強モデル, Y 方向)



柱梁耐力比 (最小 1.57)



軸力比 (最大 0.44)

CFT32(Y 方向)

図 4.3-5 1/100 載荷時の柱梁耐力比(图中●は層平均)と軸力比

(g) 検討に用いた建物モデルのまとめ

ここでの検討で設定した建物モデルに関して、柱代表断面、1次固有周期、柱梁耐力比、特徴について、表 4.3-4 にまとめて示す。

表 4.3-4 検討に用いた建物モデル

モデル名	柱代表断面 (1階)	1次固有周期 (s)	柱梁耐力比 (最小)	建物の特徴
S30 基本	□600x40	X:4.08 Y:4.51	0.96	1990年代の建物を想定。設計用CBを1990年代下限で設定。非常に弱い建物。
S30 梁保有性能大	□600x40	X:4.08 Y:4.51	0.96	S30基本モデルから梁保有性能を2倍に向上させたモデル。
S30 柱強	□600x45	X:4.01 Y:4.44	1.24	S30基本モデルの柱を1サイズアップしたモデル。
S15	□600x40	X:1.82 Y:2.01	1.13	S30基本モデルから上層15層を取り除いたモデル。
CFT32 BRB 有	□1000x40	X:3.81 Y:3.35	1.57	2000年代以降の実建物から1層目を取り除いたモデル(2層目の比較的径高さ比の大きい柱を最下層にする意図)
CFT32 BRB 無	□1000x40	X:4.39 Y:3.78	1.57	CFT32 BRB 有から座屈拘束プレートを取り除いたモデル

2) 部材のモデル化

(a) 柱部材

材端に塑性変形部を想定し、断面を細かく要素に分割した上で各要素に材料の応力-歪関係を与えて平面保持を仮定してモデル化する、マルチスプリングモデル（以下 MS モデル）とする。

角形鋼管柱については文献 4.3-2)で局部座屈の評価を含めた解析手法が提案されている。局部座屈による耐力劣化を考慮可能な MS モデルの弾塑性履歴則^{4.3-2)}を図 4.3-6 に示す。降伏後、局部座屈に至るまでの単調圧縮試験における応力上昇率は文献 4.3-3)、塑性変形能力は文献 4.3-4)に従い決定する。コンクリートの軟化のしやすさ（軟化係数）は軟化係数=52 とした。

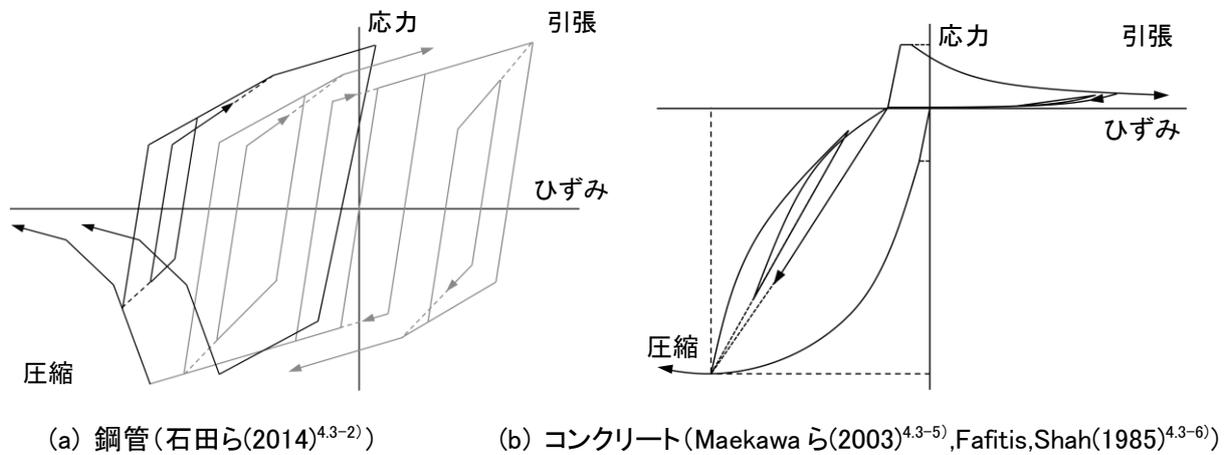


図 4.3-6 MS モデルの弾塑性履歴則

(b) 梁部材

図 4.3-7 に示すように、材端ばねモデルとし、全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型の復元力特性を与える。大振幅が想定される長周期地震動を考慮する場合には、局部座屈及び破断の劣化現象を取り込む。

局部座屈は下フランジが圧縮側に考慮し、局部座屈が発生する曲げモーメントは文献 4.3-7)、局部座屈発生後の劣化勾配は文献 4.3-8)に従い算定する。

破断は下フランジが引張側になる場合に考慮し、経験した塑性変位振幅に対する損傷度を、Miner 則を仮定して加算し、保有性能に至る時に破断するものと仮定した。保有性能係数は、S30 「基本モデル」「柱強モデル」は 1990 年代までを想定するため、スカラップ有 C=4 とし、CFT32 は 2000 年代以後を想定するため、梁端部水平ハンチ付あるいはノンスカラップ形式を想定して、スカラップ付の 2 倍の性能を持つものとして C=5.6 と設定した。ただし、S30 の「梁変形性能大モデル」は C=5.6 とした (図 4.3-8 参照)。

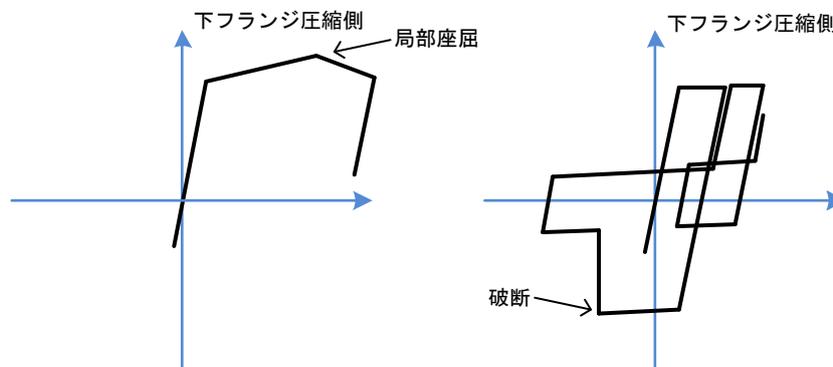


図 4.3-7 梁端の下フランジ局部座屈及び破断の考慮

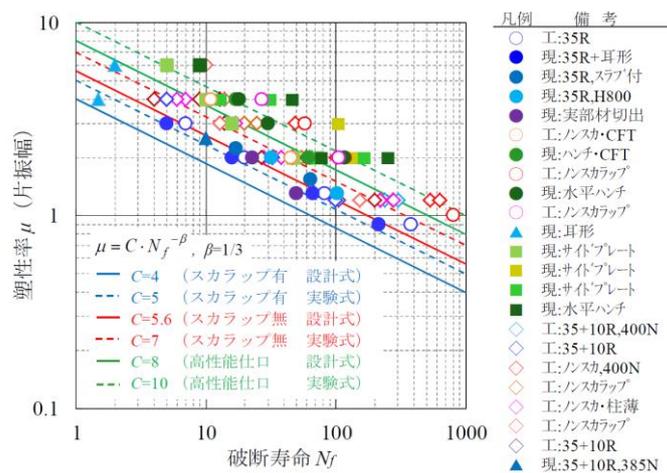


図 1 梁端部の破断までの繰返し回数 N_f と梁の塑性率 μ の関係

図 4.3-8 破断までの保有性能^{4.3-9)}

3) 入力地震動と表層地盤増幅の考慮

(a) 入力地震動

本検討では、国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について（技術的助言）」（平成 28 年 6 月 24 日付け国住指第 1111 号）に示された関東地域、静岡地域、中京地域、大阪地域の各地域で規定された地震動（図 4.3-9）を用いる。ここでの検討では、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回り、かつ各地域で最大となる SZ1、CH1、OS1 を選定する。また、これら長周期地震動は工学的基盤位置で規定されているため、地盤応答解析により表層地盤増幅の影響を考慮する。

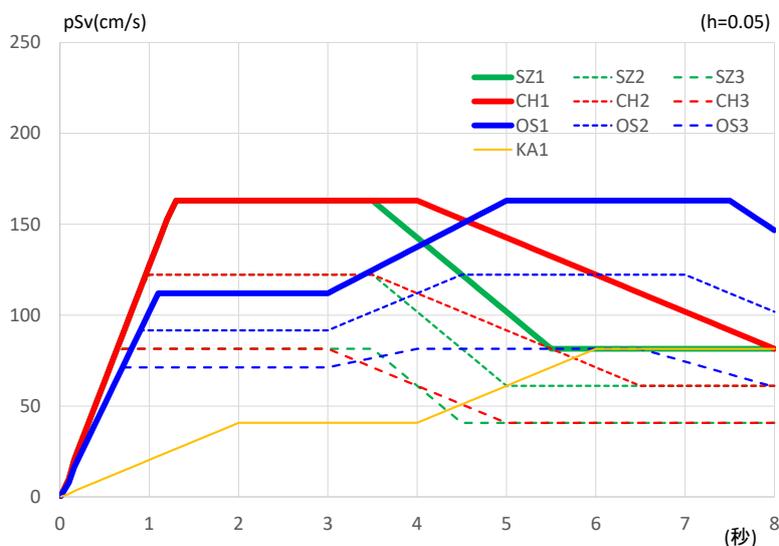


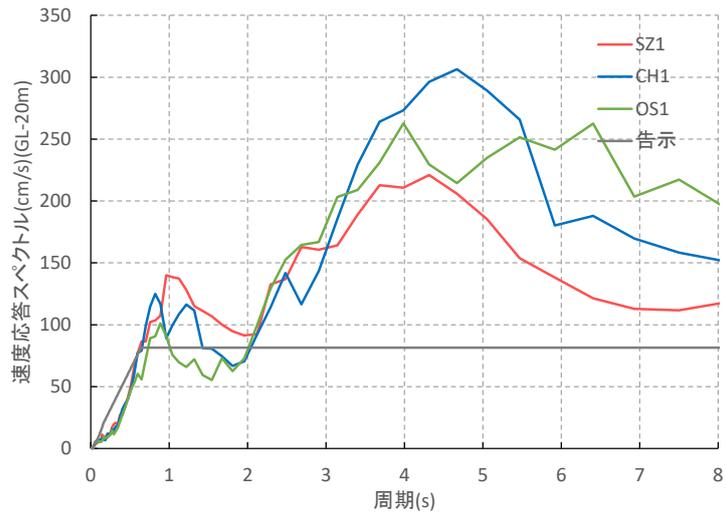
図 4.3-9 国交省・南海トラフ長周期地震動のスペクトル(工学的基盤)

(b) 想定地盤の設定と地盤応答解析

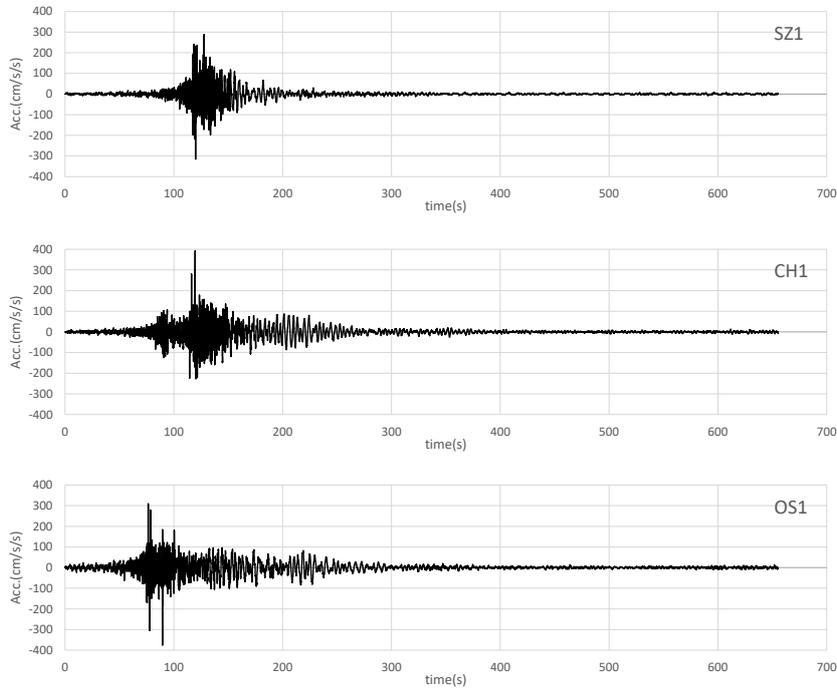
長周期地震動は、工学的基盤位置で定義されているため、地盤増幅を考慮した入力地震動を作成する。検討する地盤は、文献 4.3-10)に示されている代表地盤 4 とする。建物への入力地震動は剛強な基礎底位置を想定して地下 20m 位置での地盤応答とする。

地盤応答解析は、逐次非線形解析により行う。土の非線形モデルは HD モデルとし、非線形解析特性（規準せん断ひずみ、最大減衰定数）は、全国平均値⁹⁾とする。

選定した長周期地震動 3 波による地盤応答解析結果を図 4.3-10 に示す。



(a) 速度応答スペクトル (h=0.05)



(b) 時刻歴波形

図 4.3-10 地盤増幅を考慮した長周期地震動(1.0倍)

4) 倒壊・崩壊の定義

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P-Δ効果で層の復元力を喪失する。その状態を解析上の「倒壊」と定義する。

5) 部材劣化と倒壊に対する漸増動的解析 (IDA : Incremental Dynamic Analysis) による入力レベルの整理

検討では、長周期地震動 (SZ1, CH1, OS1) を入力地震動とし、入力を 0.1 倍刻み (S30、S15)、あるいは 0.2 倍刻み (CFT32) で漸増させ、地震応答解析を行う「漸増動的解析 (IDA)」を行い、倒壊までの余裕度を示す。後述する層間変形角クライテリアが倒壊に対してどの程度の余裕度を有しているかを示すための判断材料とする。

IDA では入力を漸増振幅していくため図 4.3-11 のような IDA カーブと各イベントの発生倍率が得られる。検討では、長周期地震動 3 波 (SZ1、CH1、OS1)、建物 6 モデル (CFT32 BRB 有、CFT32 BRB 無、S30 基本、S30 柱強、S30 梁保有性能大、S15)、X・Y 方向入力 of IDA 結果から得られる計 36 本の IDA カーブの結果を整理する。

- : 梁破断発生、× : ある層の梁破断率 100%
- : 柱局部座屈発生、□ : ある層の柱局部座屈率が 100%
- 各層の最大層間変形角 (30 層のため 30 本描かれている)
- 全層の最大層間変形角 (IDA カーブで通常出力する。以降の図もこれを図化している)

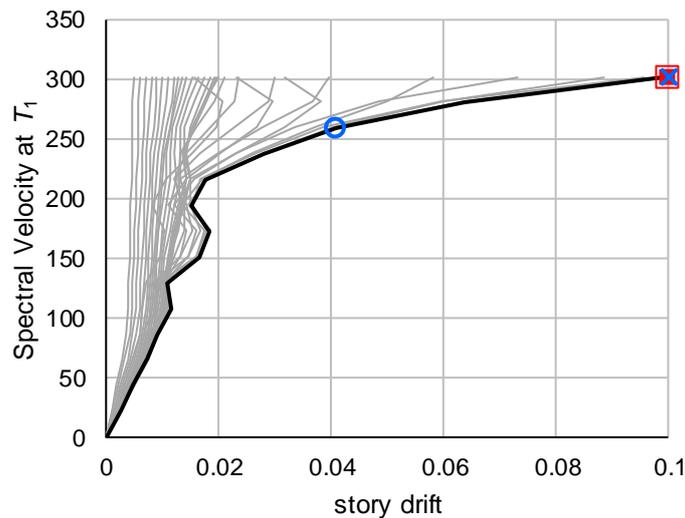


図 4.3-11 IDA カーブと部材損傷イベントの例 (S30 基本, SZ1)

(2) 層間変形角クライテリアの設定

1) 層間変形角クライテリアの設定方法

層間変形角クライテリアの設定方法を以下に示す。図 4.3-12 には以下の手順に従い、S15 モデルで設定した例を示す。層間変形角クライテリアの緩和にあたって、建物全体の能力を表すために、ベースシア係数 C_B の関数としている。 C_B が大きい建物ほど P- Δ 効果により水平復元力を喪失する限界変形が大きくなる特性を反映したものである。

- ① Pushover である層が 1/100rad 到達時点のベースシア係数を算定し、1 階で P- Δ による倒壊限界層間変形 d_u を算定 (図 4.3-12 : 緑線)
 - 以降の手順で d_u を元に限界変形角を定める。限界変形角は全階共通とする。1 階で定める理由は、せん断力係数が小さい位置での算定が安全側の評価となるためである。
- ② P- Δ による倒壊限界層間変形 d_u の 1/2 に変形制限 (図 4.3-12 : 赤線)
 - 梁端破断により全ての梁の片端でモーメントを負担できなくなれば (ピンとなれば)、層の耐力が半減するため、限界変形角も半減する。
- ③ 周期 2 倍までの最大 Sv(h=0.05) 比による変形制限 (図 4.3-12 : 青線)
 - 非線形化に伴う周期変動により入力レベル (S_r) が急増する場合を想定して、限界変形角を低減する。図 4.3-13 に示すように周期 2 倍までの最大 Sv(h=0.05) 比を設定する。
- ④ 安全率 3 または 4 (図 4.3-12 : 橙線)
 - 層間変形角クライテリアから倒壊まで、ある程度の余裕度を確保するために試解析をもとに設定した。本報告書では、余裕度を 3 とした場合と 4 とした場合をそれぞれ示す。

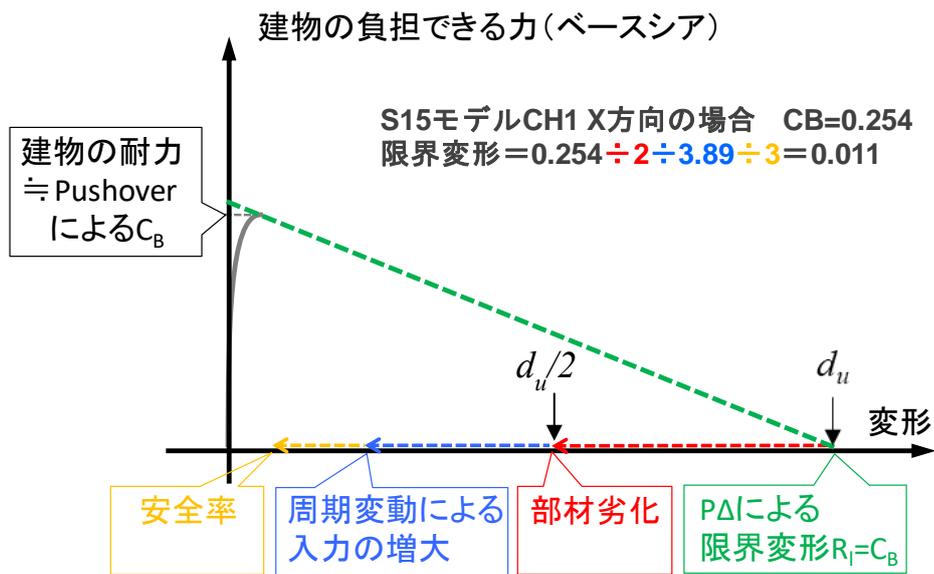


図 4.3-12 層間変形角クライテリアの設定例(安全率 3, S15, CH1)



図 4.3-13 周期 2 倍までの最大 Sv(h=0.05)比の設定イメージ(S15,CH1 を例に)

2) 層間変形角クライテリアの試設定

前述の通り検討対象としたモデルは以下となる。

- CFT32 BRB 有
- CFT32 BRB 無
- S30 基本
- S30 柱強
- S30 梁保有性能大
- S15 (S30 基本モデルから上層 15 層を削除)

令和 1 年度と同じモデルである S30 基本、S30 柱強、S30 梁保有性能大、CFT32 BRB 無についても倒壊時に損傷が上層でも大きい場合が確認されたことに対する懸念から MS モデルを全層に配置するなどの変更を行い、再解析を行っている。

Pushover による層間変形角クライテリアの試設定結果を図 4.3-14 に示す。固有周期が短い S15 では「周期 2 倍までの最大 $S_v(h=0.05)$ 比による変形制限」が大きいため層間変形角クライテリアが小さい。また、ベースシアが小さい S30 では、層間変形角クライテリアが比較的小さい。

■CFT32 BRB 有

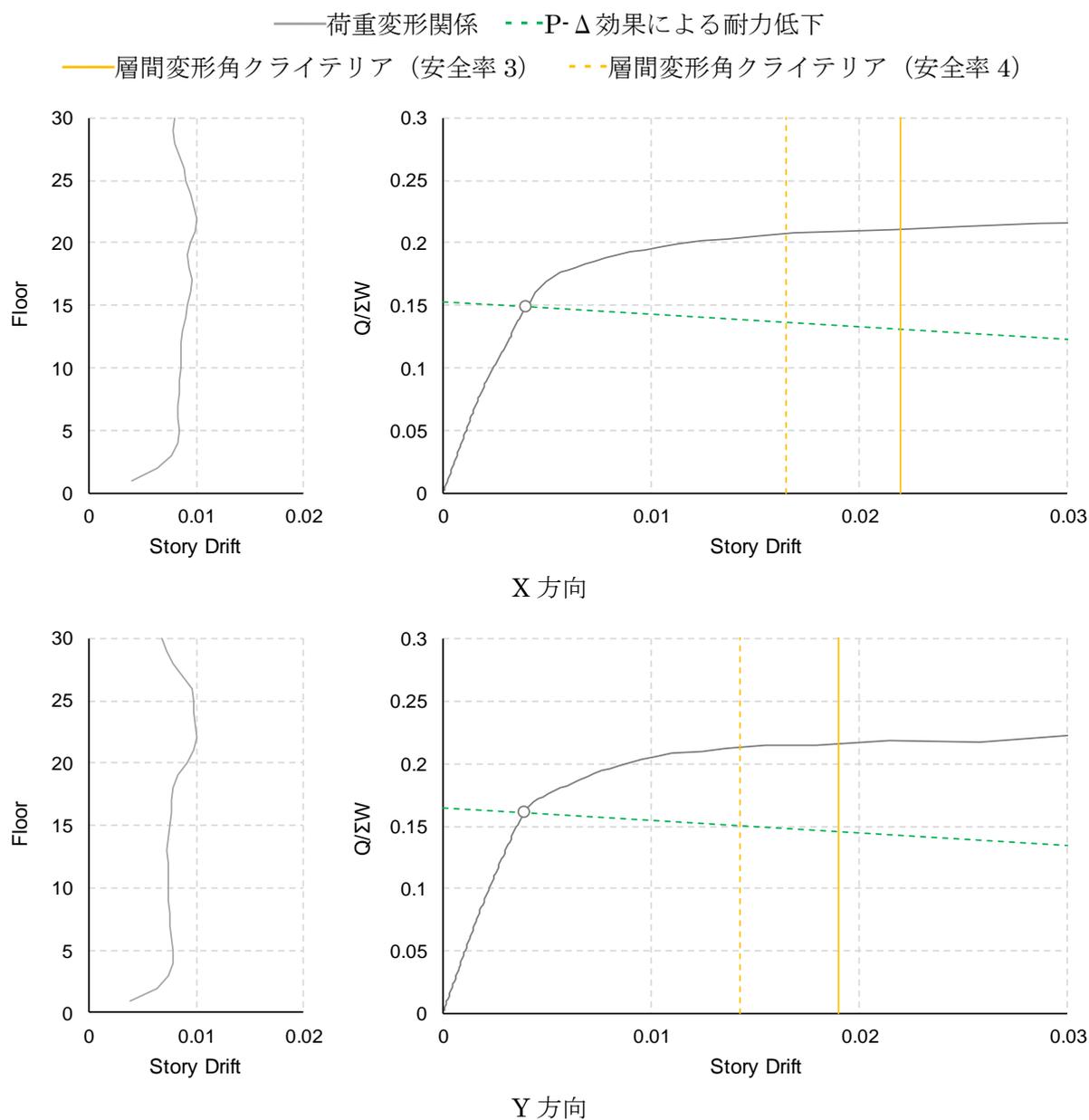


図 4.3-14(1) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■CFT32 BRB 無

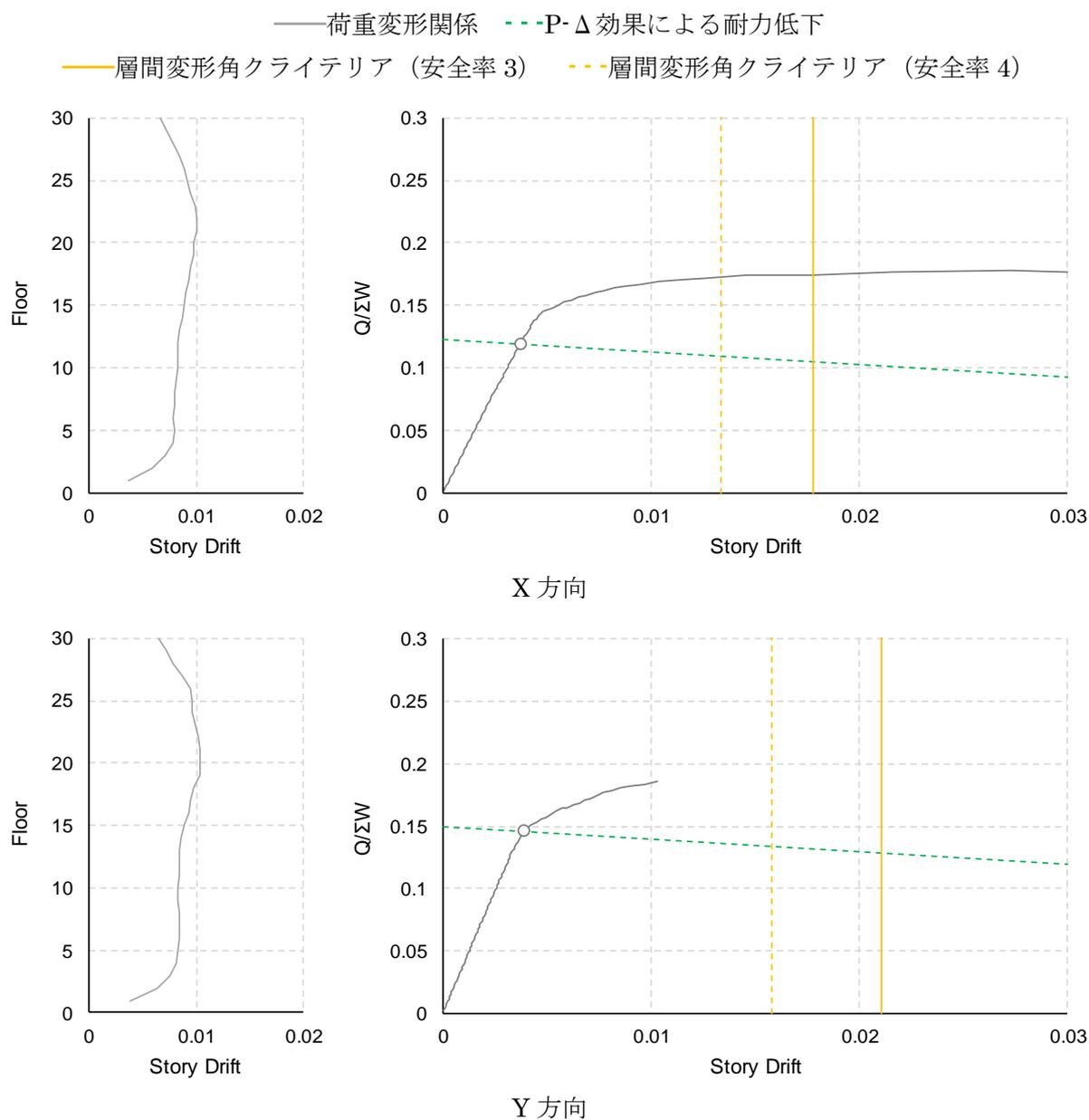


図 4.3-14(2) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■S30 基本・梁保有性能大

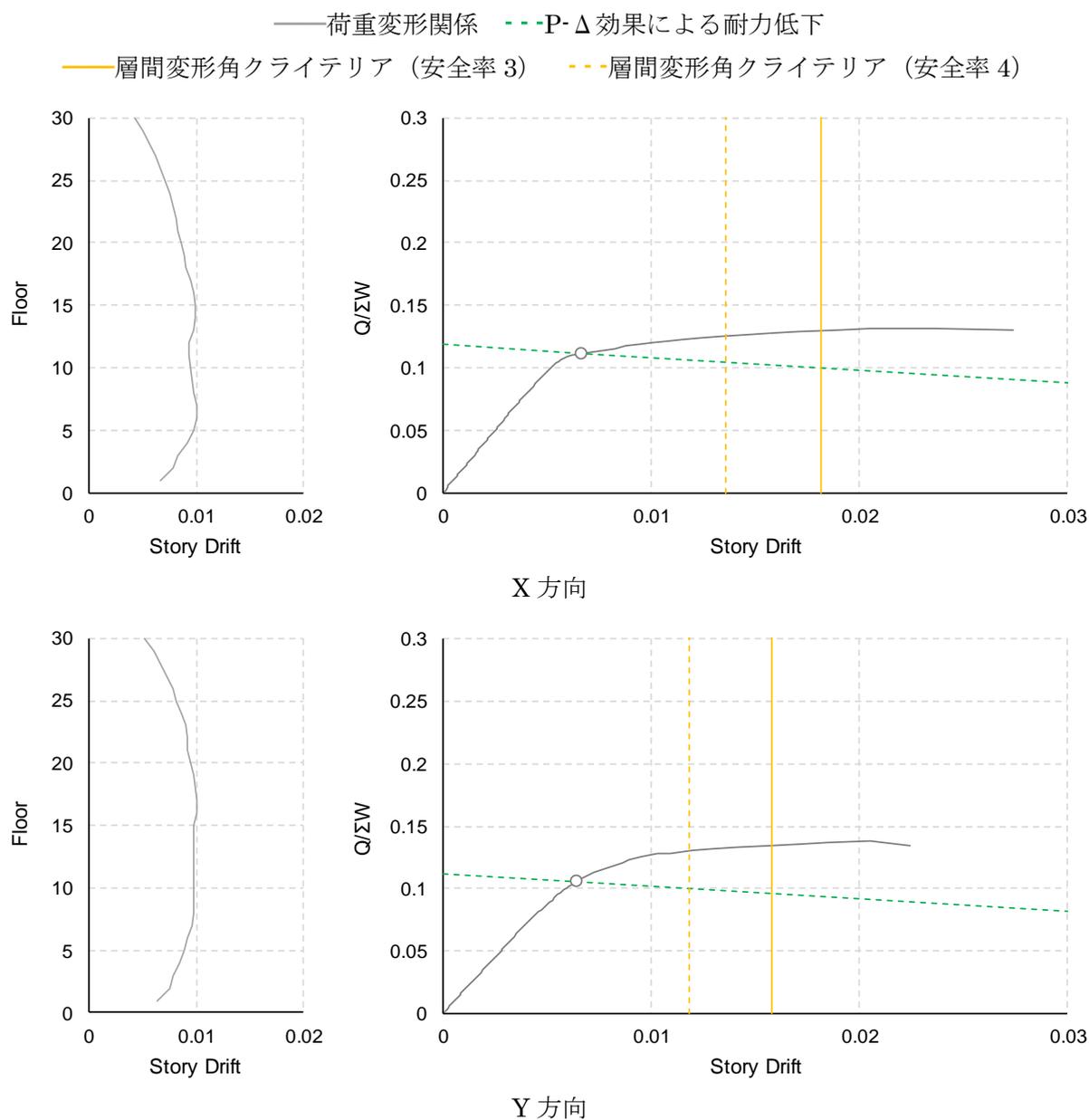


図 4.3-14(3) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■S30 柱強

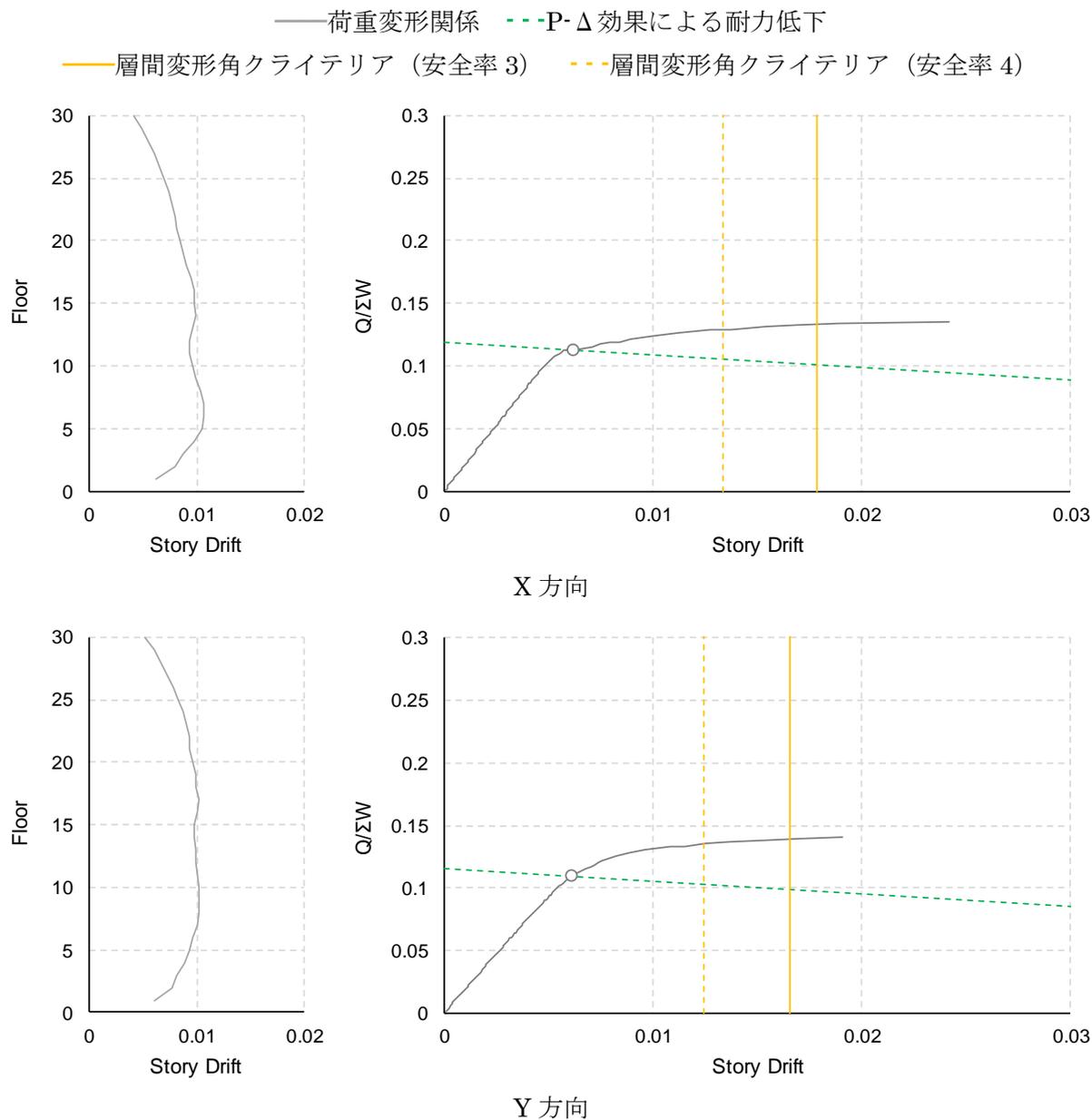


図 4.3-14(4) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

■S15

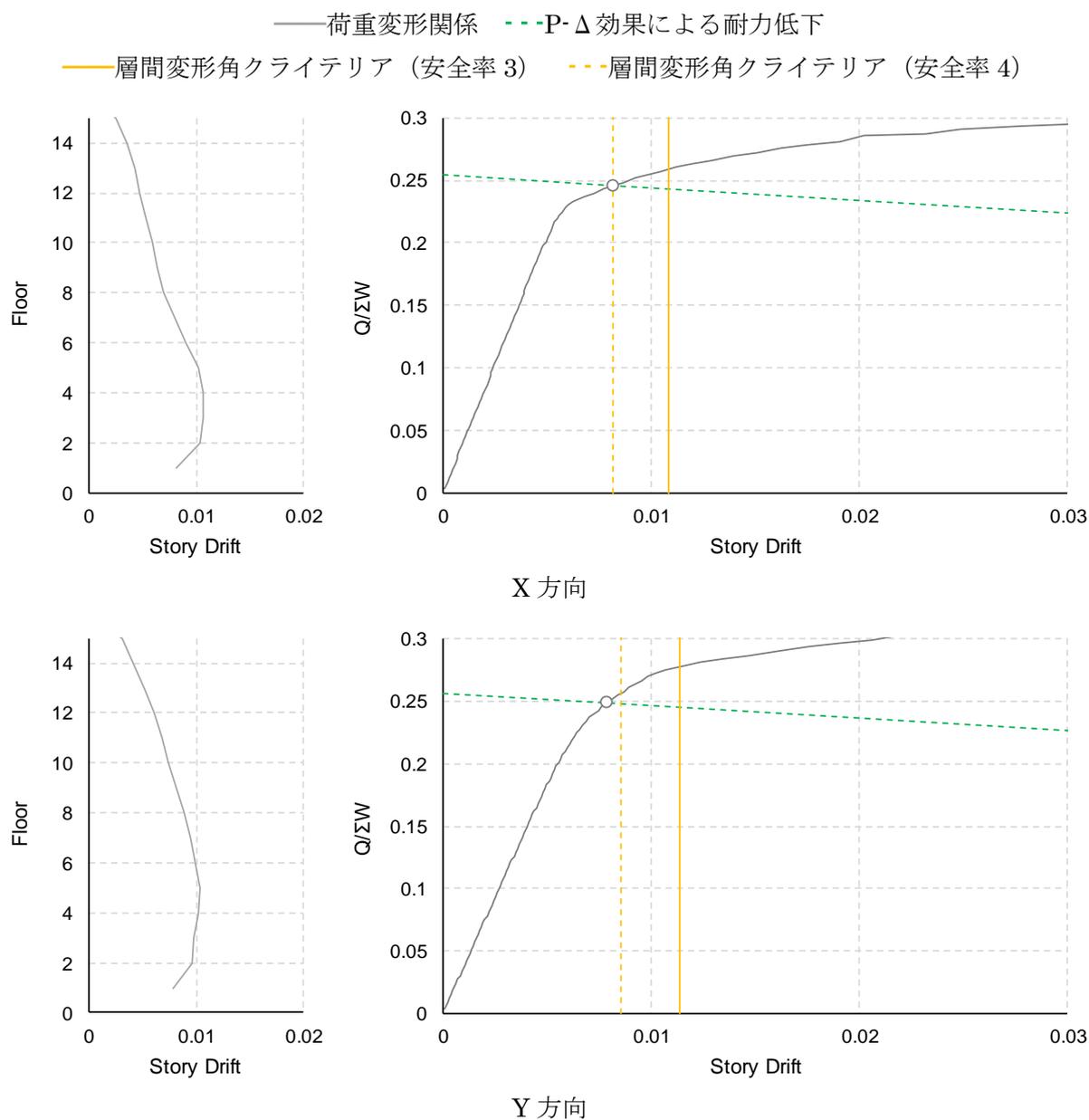


図 4.3-14(5) 層間変形角クライテリアの試設定(1/100rad 時点の層間変形角分布, 1 階の層間変形角—ベースシア関係)

※長周期地震動 3 波中、最小のクライテリアとなる場合。詳しい算定式は表 4.3-4、表 4.3-6。

(3) 層間変形角クライテリアの検証

1) 安全率3とした場合の倒壊までの余裕度

提案した各建物の層間変形角クライテリア（表 4.3-5）における余裕度を図 4.3-16 に示す。
 なお、図 4.3-16 作成にあたって IDA カーブから抽出した情報を図 4.3-15 に示す。

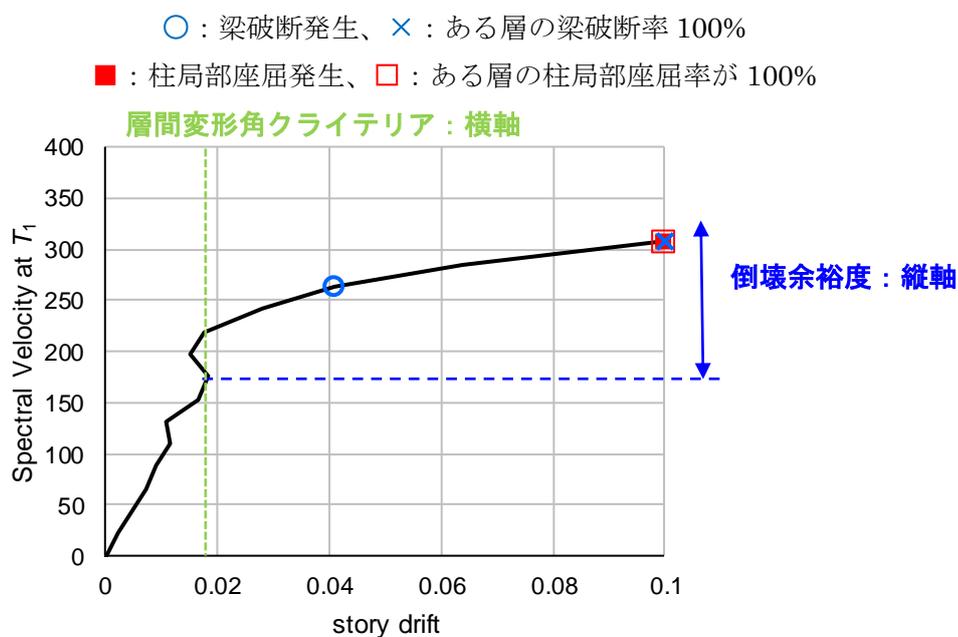


図 4.3-15 IDA カーブと図 4.3-16 の横軸と縦軸で抽出した情報 (S30 基本, SZ1, X 方向)

図 4.3-16 の考察を以下に列挙する。

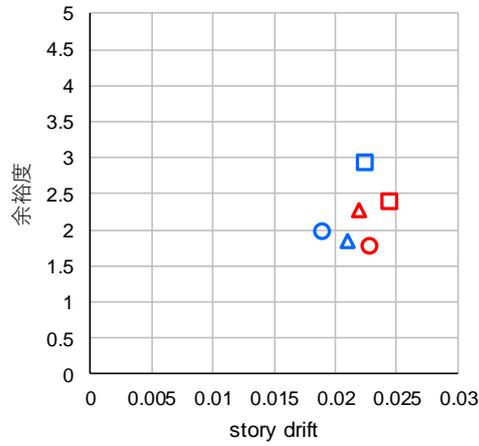
- 提案した層間変形角クライテリアは、いずれの建物においても平均的には余裕度 1.5 程度以上となっている。
- S30 梁保有性能大モデル CHI X 方向入力時において、余力 1.21 と小さいケースが見られる。図 4.3-17 に示す通り入力レベルの大きさに応じて応答層間変形角が大きくなるケースである。
- S30 梁保有性能大モデルに比べて基本モデル入力時の方が余裕度が大きい場合があるが、梁保有性能大モデルでは局部座屈の進展が大きいことが一因であると考えられる。(図 4.3-18)

表 4.3-6 に各イベントとその時の速度応答スペクトルの値を示す。初梁破断先行と層間変形角クライテリア超過先行のケース数を比べると、初梁破断の $S_v >$ 層間変形角クライテリア超過の S_v となる層間変形角クライテリア超過先行がやや多い。

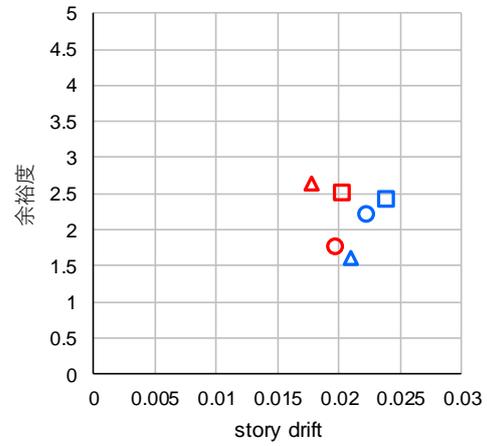
表 4.3-5 各建物の層間変形角クライテリア(rad)のまとめ(番号は手順と対応)

モデル	方向	T_1 (s)	地震動	① C_B	②梁端破断	③周期変動	④安全率	層間変形角クライテリア(rad)
CFT32 BRB有	X	3.8	SZ1	0.153	÷ 2	÷ 1.04	÷ 3	= 0.025
			CH1	0.153	÷ 2	÷ 1.11	÷ 3	= 0.023
			OS1	0.153	÷ 2	÷ 1.16	÷ 3	= 0.022
	Y	3.4	SZ1	0.164	÷ 2	÷ 1.21	÷ 3	= 0.023
			CH1	0.164	÷ 2	÷ 1.44	÷ 3	= 0.019
			OS1	0.164	÷ 2	÷ 1.30	÷ 3	= 0.021
CFT32 BRB無	X	4.4	SZ1	0.123	÷ 2	÷ 1.00	÷ 3	= 0.020
			CH1	0.123	÷ 2	÷ 1.04	÷ 3	= 0.020
			OS1	0.123	÷ 2	÷ 1.15	÷ 3	= 0.018
	Y	3.8	SZ1	0.149	÷ 2	÷ 1.04	÷ 3	= 0.024
			CH1	0.149	÷ 2	÷ 1.11	÷ 3	= 0.022
			OS1	0.149	÷ 2	÷ 1.18	÷ 3	= 0.021
S30 基本・ S30 梁保有性能大	X	4.1	SZ1	0.118	÷ 2	÷ 1.05	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.118	÷ 2	÷ 1.09	÷ 3	= 0.018
			OS1	0.118	÷ 2	÷ 1.00	÷ 3	= 0.020
	Y	4.5	SZ1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 3	= 0.018
			CH1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 3	= 0.018
			OS1	0.112	÷ 2	÷ 1.18	÷ 3	= 0.016
S30 柱強	X	4.0	SZ1	0.119	÷ 2	÷ 1.05	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.119	÷ 2	÷ 1.11	÷ 3	= 0.018
			OS1	0.119	÷ 2	÷ 1.02	÷ 3	= 0.019
	Y	4.4	SZ1	0.115	÷ 2	÷ 1.01	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.115	÷ 2	÷ 1.02	÷ 3	= 0.019
			OS1	0.115	÷ 2	÷ 1.16	÷ 3	= 0.017
S15	X	1.8	SZ1	0.254	÷ 2	÷ 2.28	÷ 3	= 0.019
			CH1	0.254	÷ 2	÷ 3.89	÷ 3	= 0.011
			OS1	0.254	÷ 2	÷ 3.70	÷ 3	= 0.011
	Y	2.0	SZ1	0.257	÷ 2	÷ 2.40	÷ 3	= 0.018
			CH1	0.257	÷ 2	÷ 3.76	÷ 3	= 0.011
			OS1	0.257	÷ 2	÷ 3.67	÷ 3	= 0.012

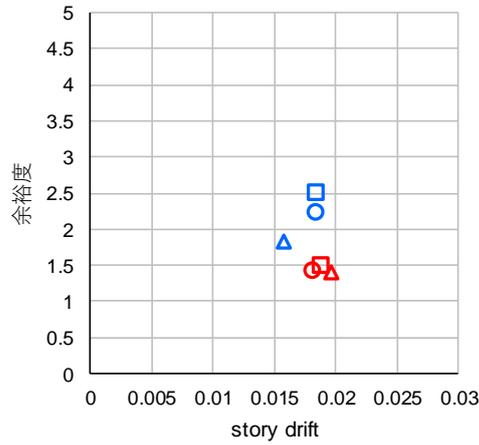
□:SZ1, ○:CH1, △:OS1, 赤 : X 方向, 青 : Y 方向
 ※提案クライテリアは表 4.3-5 より



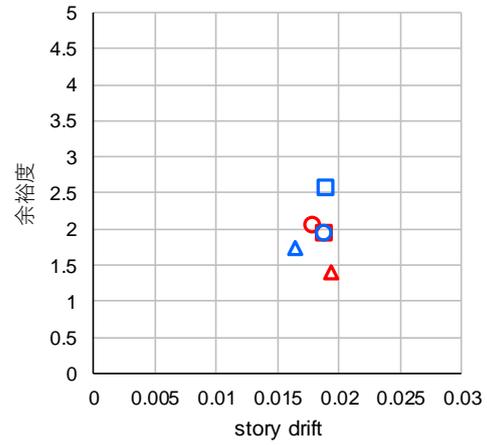
CFT32 BRB 有



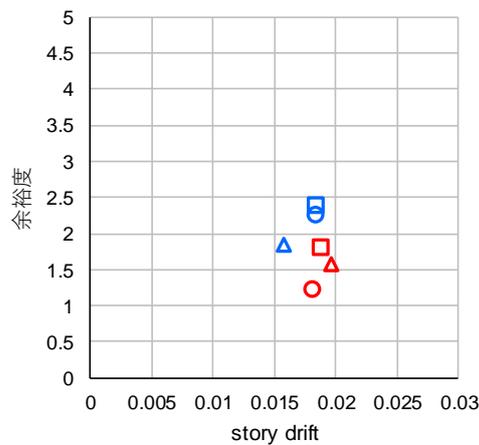
CFT32 BRB 無



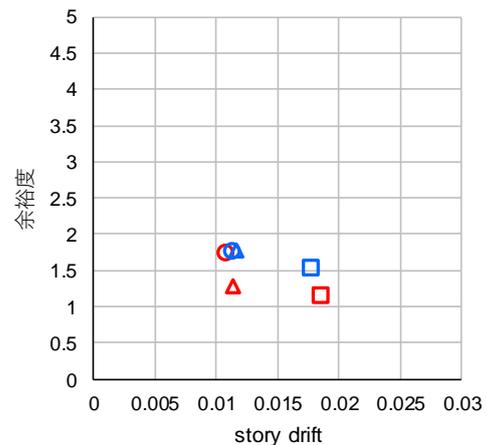
S30 基本



S30 柱強



S30 梁保有性能大



S15

図 4.3-16 提案層間変形角クライテリアと余裕度

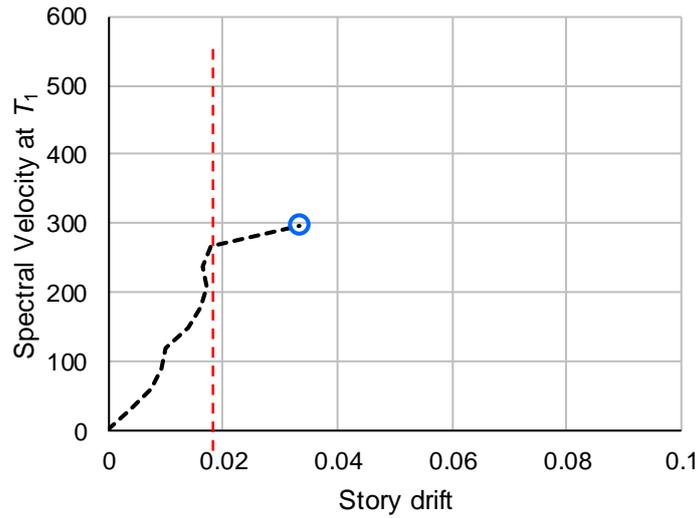


図 4.3-17 余力が低かったケースの IDA カーブ (S30 梁保有性能大, CH1, X)

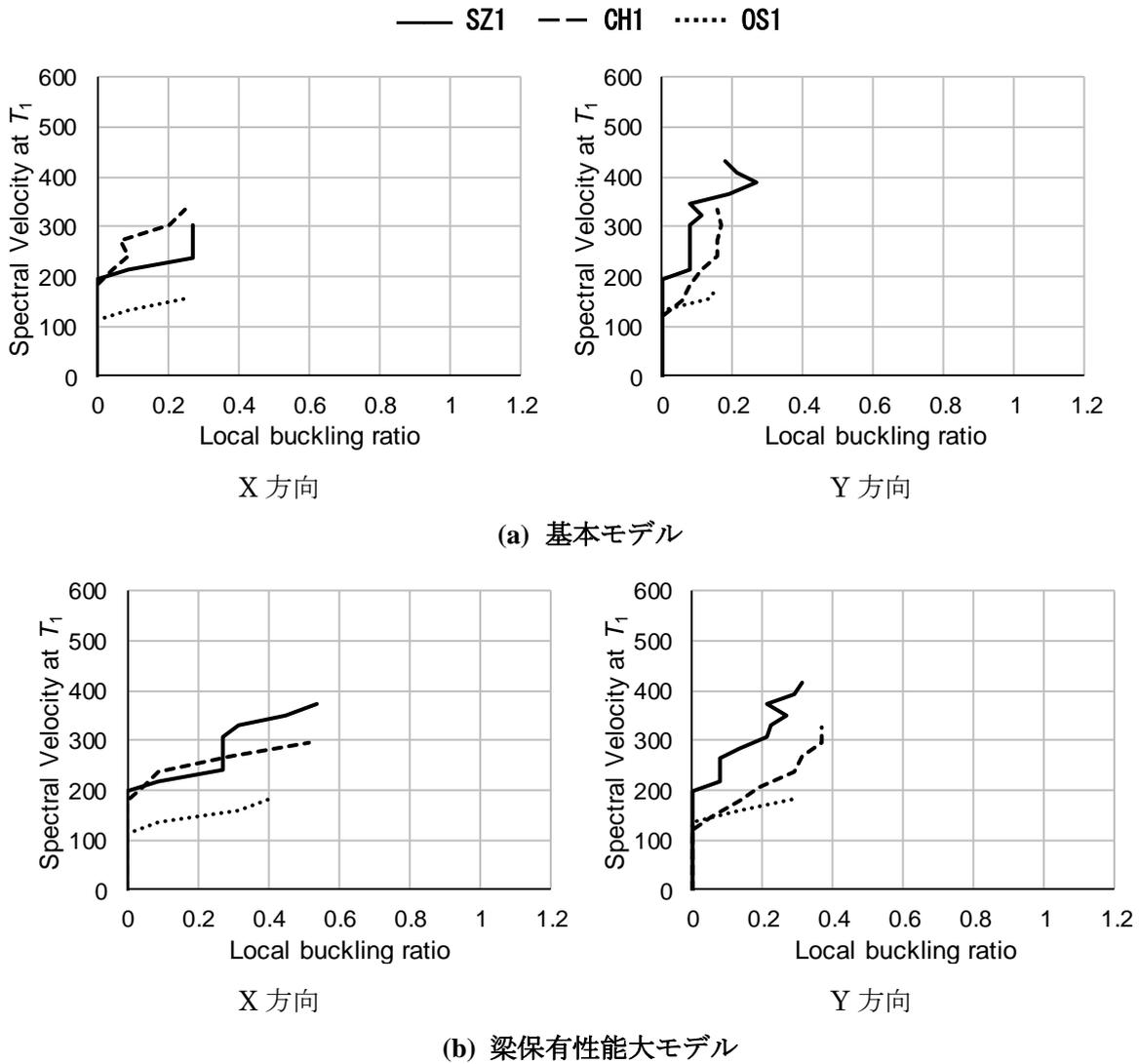


図 4.3-18 層の梁局部座屈率の比較

(S30 梁保有性能大モデルの倒壊性能が基本モデルより高くない場合がある理由)

表 4.3-6 各建物のイベントとそのときの $S_V(\text{cm/s}) @ T_1$

モデル	方向	地震動	初梁端破断	層間変形角 クライテリア超過	倒壊
CFT32 BRB 有	X	SZ1	511	426	980
		CH1	331	497	828
		OS1	281	327	701
	Y	SZ1	469	469	1278
		CH1	387	387	718
		OS1	327	281	468
CFT32 BRB 無	X	SZ1	341	298	724
		CH1	276	387	607
		OS1	234	187	468
	Y	SZ1	341	426	980
		CH1	166	276	607
		OS1	187	281	374
S30 基本	X	SZ1	259	237	323
		CH1	243	274	365
		OS1	134	134	179
	Y	SZ1	237	194	453
		CH1	182	182	365
		OS1	134	112	201
S30 柱強	X	SZ1	263	198	351
		CH1	238	208	387
		OS1	137	137	160
	Y	SZ1	220	198	483
		CH1	178	208	357
		OS1	160	137	206
S30 梁保有性能大	X	SZ1	285	242	395
		CH1	297	297	327
		OS1	183	137	206
	Y	SZ1	351	198	439
		CH1	238	178	357
		OS1	183	114	206
S15	X	SZ1	135	163	181
		CH1	123	94	152
		OS1	93	100	122
	Y	SZ1	135	135	199
		CH1	123	94	152
		OS1	107	86	143

※赤字はクライテリアのうち小さい方

2) 安全率 4 とした場合の倒壊までの余裕度

提案した層間変形角クライテリア（表 4.3-7）における余裕度を図 4.3-19 に示す。図 4.3-19 の考察を以下に列挙する。

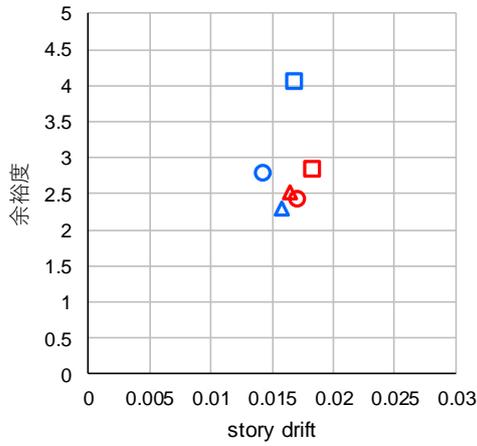
- 提案した層間変形角クライテリアは、いずれの建物においても平均的には余裕度 2.0 程度以上となっている。
- S15 では層間変形角クライテリアが 1/100 を下回る場合があるため、告示波・既往波に対する検討との整合性から、層間変形角クライテリアの下限値を 1/100rad とする対応も考えられる。

表 4.3-8 に各イベントとその時の速度応答スペクトルの値を示す。初梁破断先行と層間変形角クライテリア超過先行のケース数を比べると、層間変形角クライテリア超過が大半を占める。

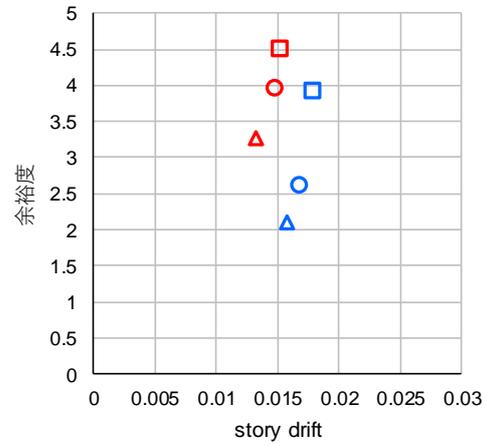
表 4.3-7 提案した層間変形角クライテリア(rad)のまとめ(番号は手順と対応)

モデル	方向	T_1 (s)	地震動	① C_B	②梁端破断	③周期変動	④安全率	層間変形角クライテリア(rad)
CFT32 BRB有	X	3.8	SZ1	0.153	÷ 2	÷ 1.04	÷ 4	= 0.018
			CH1	0.153	÷ 2	÷ 1.11	÷ 4	= 0.017
			OS1	0.153	÷ 2	÷ 1.16	÷ 4	= 0.017
	Y	3.4	SZ1	0.164	÷ 2	÷ 1.21	÷ 4	= 0.017
			CH1	0.164	÷ 2	÷ 1.44	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.164	÷ 2	÷ 1.30	÷ 4	= 0.016
CFT32 BRB無	X	4.4	SZ1	0.123	÷ 2	÷ 1.00	÷ 4	= 0.015
			CH1	0.123	÷ 2	÷ 1.04	÷ 4	= 0.015
			OS1	0.123	÷ 2	÷ 1.15	÷ 4	= 0.013
	Y	3.8	SZ1	0.149	÷ 2	÷ 1.04	÷ 4	= 0.018
			CH1	0.149	÷ 2	÷ 1.11	÷ 4	= 0.017
			OS1	0.149	÷ 2	÷ 1.18	÷ 4	= 0.016
S30 基本・ S30 梁保 有性能大	X	4.1	SZ1	0.118	÷ 2	÷ 1.05	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.118	÷ 2	÷ 1.09	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.118	÷ 2	÷ 1.00	÷ 4	= 0.015
	Y	4.5	SZ1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.112	÷ 2	÷ 1.01	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.112	÷ 2	÷ 1.18	÷ 4	= 0.012
S30 柱強	X	4.0	SZ1	0.119	÷ 2	÷ 1.05	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.119	÷ 2	÷ 1.11	÷ 4	= 0.013
			OS1	0.119	÷ 2	÷ 1.02	÷ 4	= 0.015
	Y	4.4	SZ1	0.115	÷ 2	÷ 1.01	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.115	÷ 2	÷ 1.02	÷ 4	= 0.014
			OS1	0.115	÷ 2	÷ 1.16	÷ 4	= 0.012
S15	X	1.8	SZ1	0.254	÷ 2	÷ 2.28	÷ 4	= 0.014
			CH1	0.254	÷ 2	÷ 3.89	÷ 4	= 0.008
			OS1	0.254	÷ 2	÷ 3.70	÷ 4	= 0.009
	Y	2.0	SZ1	0.257	÷ 2	÷ 2.40	÷ 4	= 0.013
			CH1	0.257	÷ 2	÷ 3.76	÷ 4	= 0.009
			OS1	0.257	÷ 2	÷ 3.67	÷ 4	= 0.009

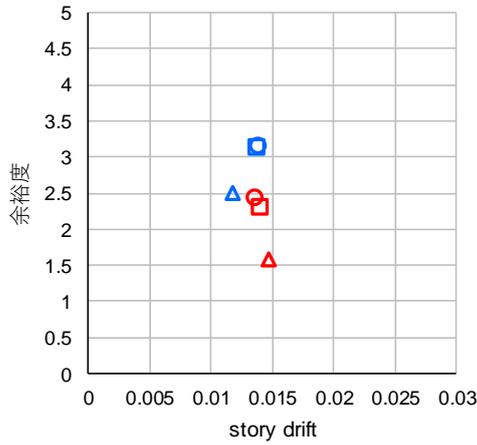
□:SZ1, ○:CH1, △:OS1, 赤 : X方向, 青 : Y方向
 ※提案クライテリアは表 4.3-7 より



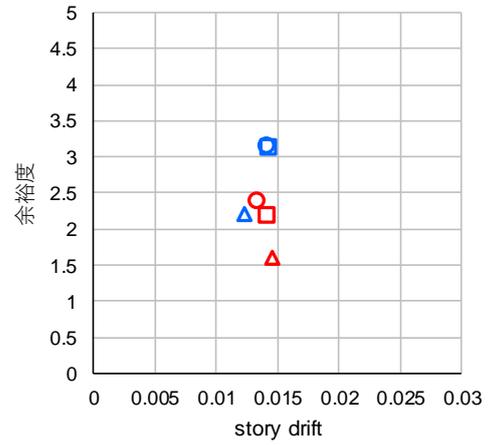
CFT32 BRB 有



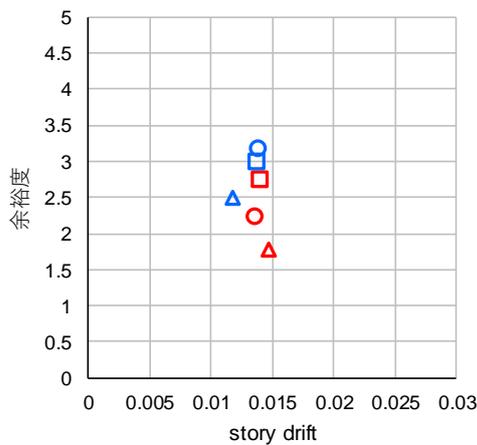
CFT32 BRB 無



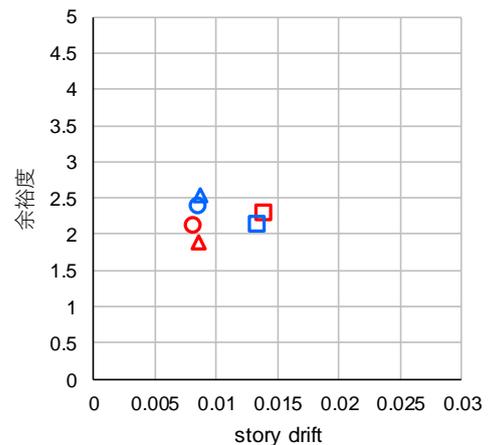
S30 基本



S30 柱強



S30 梁保有性能大



S15

図 4.3-19 提案層間変形角クライテリアと余裕度

表 4.3-8 各建物のイベントとそのときの $S_V(\text{cm/s}) @ T_1$

モデル	方向	地震動	初梁端破断	層間変形角 クライテリア超過	倒壊
CFT32 BRB 有	X	SZ1	511	383	980
		CH1	331	387	828
		OS1	281	281	701
	Y	SZ1	469	341	1278
		CH1	387	276	718
		OS1	327	234	468
CFT32 BRB 無	X	SZ1	341	170	724
		CH1	276	166	607
		OS1	234	187	468
	Y	SZ1	341	256	980
		CH1	166	276	607
		OS1	187	187	374
S30 基本	X	SZ1	259	151	323
		CH1	243	152	365
		OS1	134	134	179
	Y	SZ1	237	151	453
		CH1	182	122	365
		OS1	134	89	201
S30 柱強	X	SZ1	263	176	351
		CH1	238	178	387
		OS1	137	114	160
	Y	SZ1	220	176	483
		CH1	178	119	357
		OS1	160	114	206
S30 梁保有性能大	X	SZ1	285	154	395
		CH1	297	149	327
		OS1	183	137	206
	Y	SZ1	351	154	439
		CH1	238	119	357
		OS1	183	91	206
S15	X	SZ1	135	81	181
		CH1	123	73	152
		OS1	93	72	122
	Y	SZ1	135	99	199
		CH1	123	65	152
		OS1	107	57	143

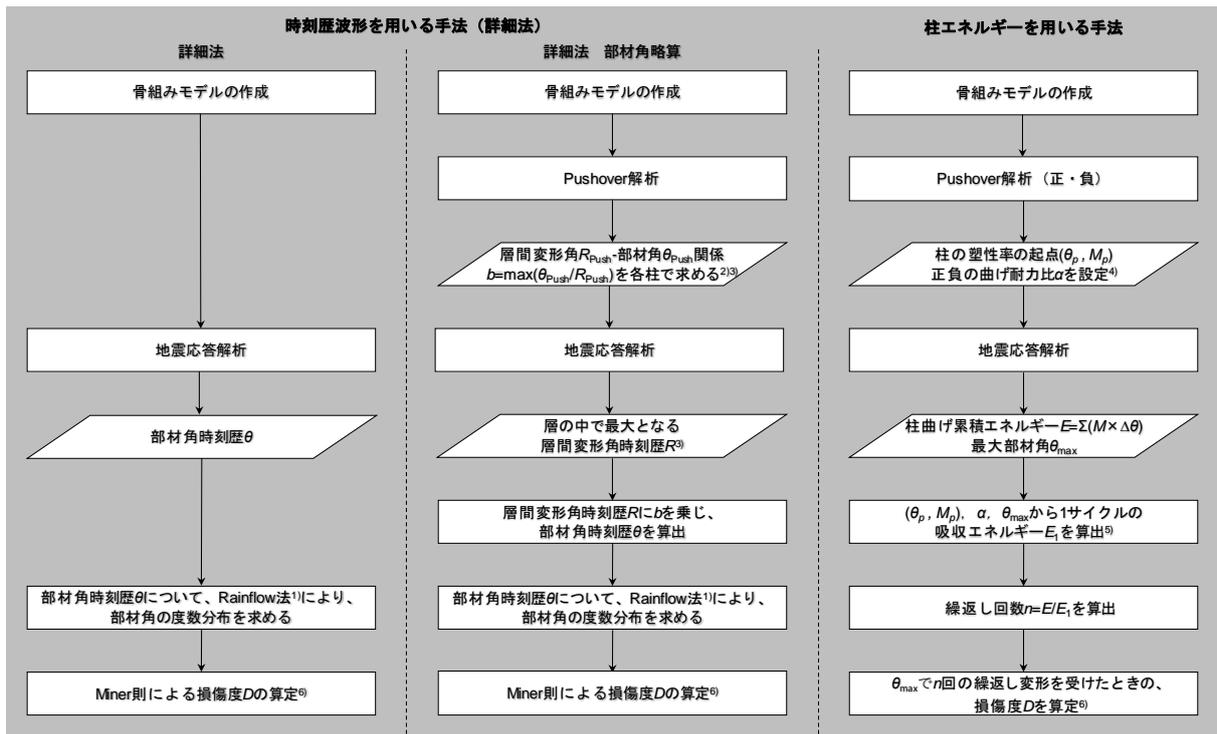
4.3.3 柱の損傷評価法の提案

地震応答解析を実施したときの、柱の累積損傷を評価するためには、個々の柱について、軸力（比）と部材角の時刻歴波形を取得した上で、レインフロー法などを用いた累積損傷評価が基本となる。しかし、上記は煩雑であり、より簡易な手法が望まれるため、本項にて簡易法の案を示す。

(1) 検討した柱損傷評価の手法

基整促 S29 で検討した、各手法の手順のフローチャートを図 4.3-20 に示す。鉄骨柱については、弾性範囲（塑性率 $M_y/M_p/1.1$ 以下）においては、保有性能は極めて高い。従って、当該範囲は柱損傷評価が不要と工学的に判断することも考えられる。また、いずれの手法も煩雑であるため、実務的には他の柱に比べて厳しい条件（変形大、軸力大、保有性能低）となっている柱のみをチェックすることも考えられる。

なお、「柱エネルギーを用いる手法」は後述のように課題があるため、実適用できる段階に至っていない。本報告書では課題を述べ、今後の検討ための知見とする。



0) 鉄骨柱について上記の柱損傷評価に関する検討は柱塑性率が $M_p/M_p/1.1$ 以下（弾性範囲）である場合省略可能

1) 日本建築学会：鋼構造制振設計指針、付2 鋼材ダンパーの累積損傷評価のためのサイクル計数法

2) Pushover解析(ある層が $R_{Push}=1/100rad$ に到達まで)に基づき $R_{Push}-\theta_{Push}$ を導き、

層間変形角に対する部材角の比の最大値 $b = \max(\theta_{Push}/R_{Push})$ を算出（図1）

ただし、Pushover解析を省略し、 $b=1$ としてもよい（層間変形角=柱部材角）

3) ねじれが大きい建物では、評価対象の柱の通りの層間変形角を使用する

4) 正・負のPushover解析で得られる骨格曲線(灰)を折れ線置換(黒)し耐力の小さい方で (θ_p, M_p) を設定(図2)

正・負の耐力比を $\alpha(>1)$ とする(図2)

5) 3)で定めた諸元と地震応答解析で得られた θ_{max} を使用し下式により算定する（図2）

$$E_1 = (M_p + \alpha M_p)(2\theta_{max} - (1 + \alpha)\theta_p) \quad (\alpha < \beta)$$

$$E_1 = M_p(\theta_{max} - \theta_p) \quad (\alpha > \beta)$$

α ：正負の曲げ耐力比 ($\alpha > 1$)

β ：塑性率 ($=\theta_{max}/\theta_p$)

(θ_p, M_p) は正負のPushover解析結果のうち耐力の低い方

6) 損傷度を算定する際の疲労曲線は地震応答解析の最大軸力時を仮定

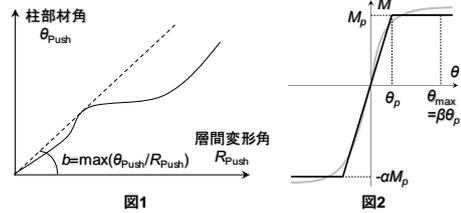


図 4.3-20 提案する柱損傷評価法のまとめ ※柱エネルギーを用いる手法は課題が残る

1) 詳細法

地震応答解析より得られる柱の部材角 θ 時刻歴と最大軸力 N を用いる詳細法となる。レインフロー法により振幅を計数し、**Miner** 則を仮定して累積損傷を用いて評価する方法である。

損傷評価のフロー：

- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② 地震応答解析より、部材角時刻歴と最大軸力を取得する。
- ③ レインフロー法により部材角の度数分布を算定する。
- ④ 最大軸力比に基づき疲労曲線を定める。
- ⑤ 疲労曲線と部材角の度数分布から、損傷度を評価する。

算定例)

S15 基本モデル、部材角の大きい1階柱脚について、案1：詳細法による損傷度評価を行う。入力倍率は設計範囲での上限を考え、梁端破断直前倍率とする。また、入力波は、比較的繰返し回数の多いCH1とする。入力方向は代表してX方向とする。

損傷度を評価する際の疲労曲線は、下図の提案式を用いる(図4.3-21)。ただし、 $R_{lim}=0$ とする。 R_{lim} を考慮した場合の影響検討は、次項にて示す。ここでは一例として地震時の最大軸力比0.73となる1階柱について示す。この時軸力比 $n=0.73$ の疲労曲線を用いた。

【一定軸力が作用する柱の繰返し数 $cN_{90\%}$ 】

$$cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (2.3-11)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \quad (2.3-12)$$

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha=1.0$ 、下限評価式 : $\alpha=0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 径高さ比8.0の場合の細長比

R_e : 等価部材角 ($=R/\mu_e$)

$R_{e_{lim}}$: 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($=R_{lim}/\mu_e$)

$$R_{e_{lim}} = 0.6 \times R_{e_{tr}} \quad (2.3-13)$$

$$R_{e_{tr}} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (2.3-14)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (2.3-15)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (2.3-16)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$) の範囲に応じて下式により与える。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-17-1)$$

$$1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-17-2)$$

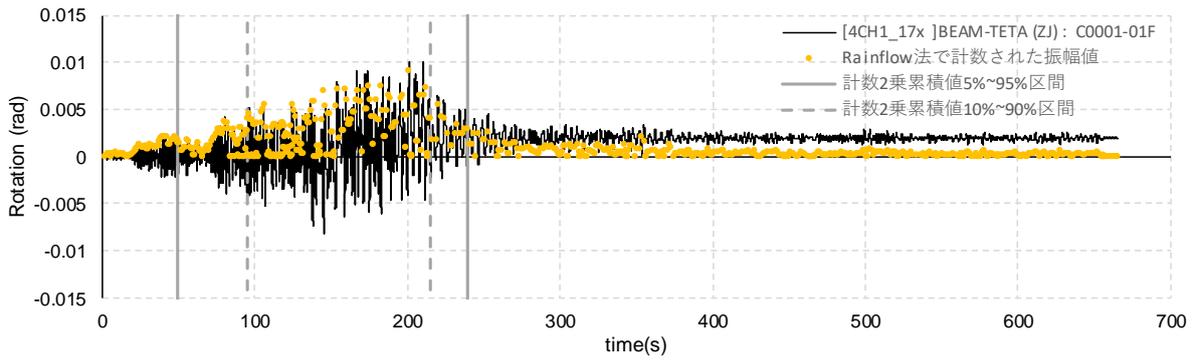
$N_{90\%_{max}}$: 繰返し数の最大値

$$N_{90\%_{max}} = 3.037 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{-3.220} \quad (2.3-18)$$

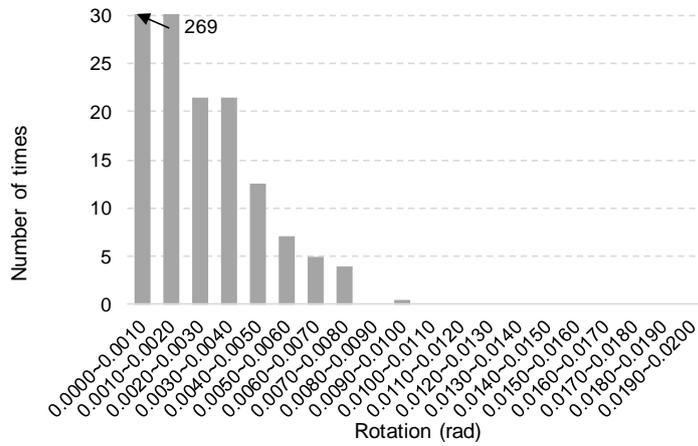
図4.3-21 角形鋼管柱疲労曲線の算定式 (2.3節より)

図4.3-22に、部材角の時刻歴波形(レインフロー法で係数された振幅値、その振幅値の2乗累積値5~95%区間・10~90%区間(主な振動区間))、レインフロー法による振幅の度数分布、振幅ごとの損傷度分布を示す。以下に考察を示す。

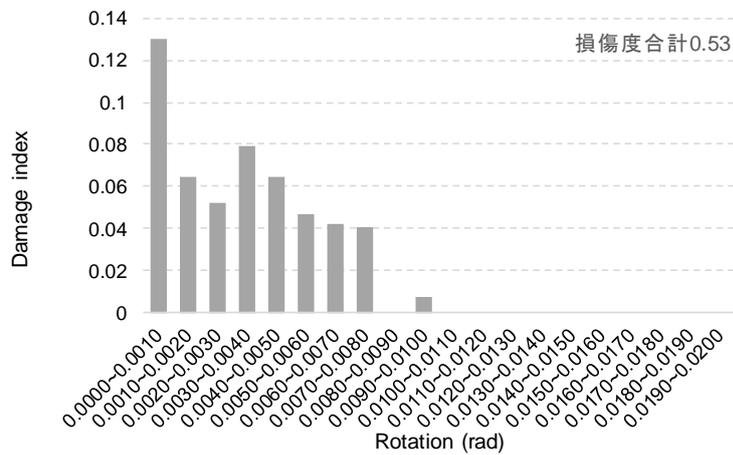
- 長周期地震動では継続時間が長い、揺れの2乗(ひずみエネルギーのイメージ)が10%~90%の区間は、最大で200s程度(S30, OS1)。
- 頻度分布は振幅が小さくなると急増するような分布形である。



部材角時刻歴波形, Rainflow 法で計数された値, 振幅 2 乗累積値 (主な振動区間)



Rainflow 法による振幅の度数分布



振幅ごとの損傷度分布

図 4.3-22 詳細法による柱損傷度の算定(S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱)

2) 詳細法 部材角略算

地震応答解析において全ての柱の部材角時刻歴を保存しておくことは煩雑である。本手法では pushover 解析を事前に実施し、部材角 θ と層間変形角 R の関係を調べておくことで、地震応答解析では層間変形角 R のみを出力してポスト処理で部材角時刻歴を算出する。

損傷評価のフロー：

- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② Pushover 解析(ある層の層間変形角が $R_{Push}=1/100rad$ に到達まで)を実施し、部材角 θ -層間変形角 R の関係を調べる。ここから、層間変形角に対する部材角の比の最大値 $b=\max(\theta_{Push}/R_{Push})$ を算出 (図 4.3-23) する。簡単のため、Pushover を実施せず、 $b=1$ としてもよい (図 4.3-24 のように通常、層間変形角 $>$ 柱部材角となるため)。
- ③ 地震応答解析を実施し、層間変形角 R の時刻歴を算定する。
- ④ 柱部材角時刻歴 $\theta = bR$ より算定する。
- ⑤ レインフロー法により部材角 θ の度数分布を算定する。
- ⑥ 地震応答解析の最大軸力比に基づき疲労曲線を定める。
- ⑦ 疲労曲線と部材角の度数分布から、損傷度を評価する。

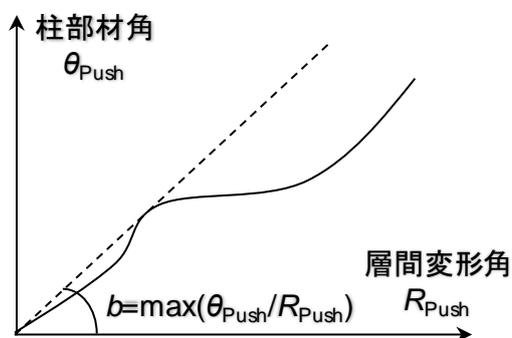


図 4.3-23 Pushover 解析により得られる層間変形角 R と柱部材角 θ の関係

※凡例は入力倍率 (%)

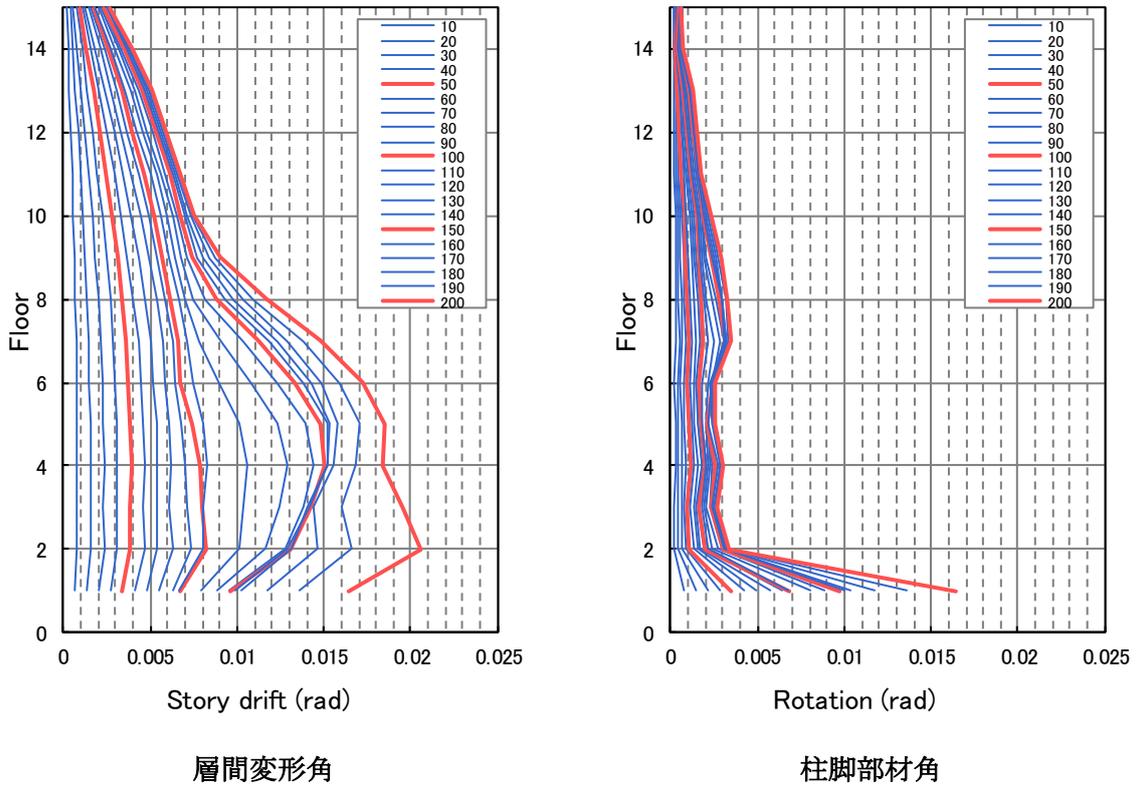
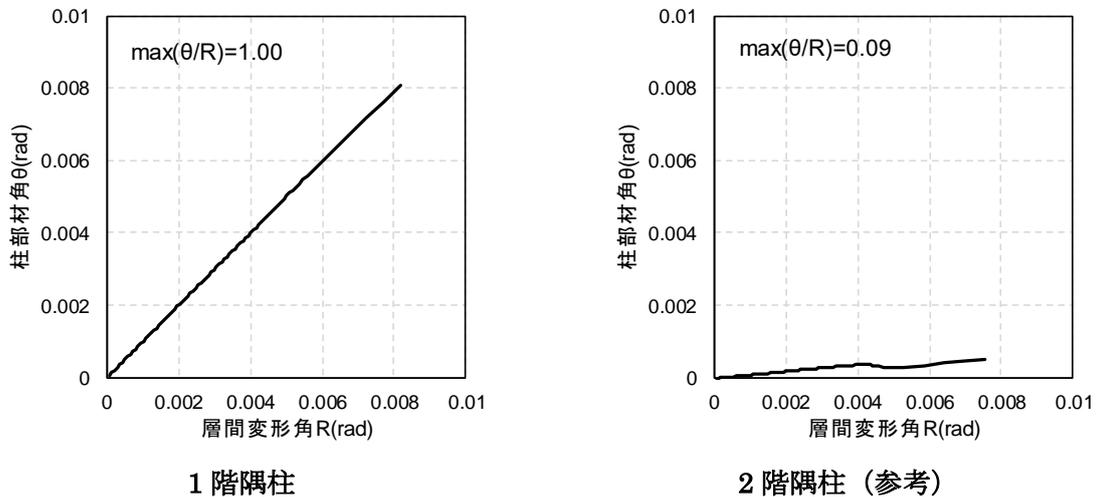


図 4.3-24 入力を漸増させたときの柱部材角と層間変形角の比(S15 CH1 X 方向入力)

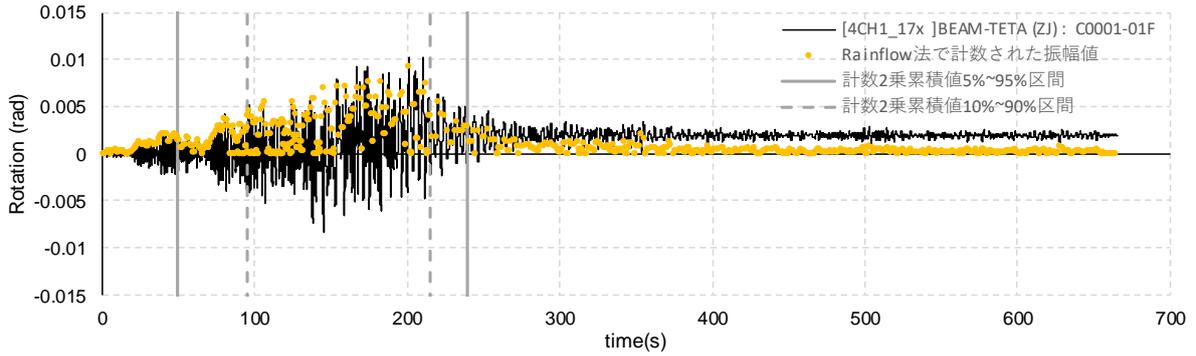
算定例) S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱

Pushover 解析(ある層の層間変形角が $R_{Push}=1/100rad$ に到達まで)から作成した、部材角 θ -層間変形角 R の関係を図 4.3-25 に示す。図 4.3-25 から、層間変形角に対する部材角の比の最大値 $b=\max(\theta_{Push}/R_{Push})$ は、1 階隅柱では $b=1.00$ となる。参考までに 2 階の同じ柱は $b=0.09$ となり、層間変形角に対する部材角の比率は小さい。

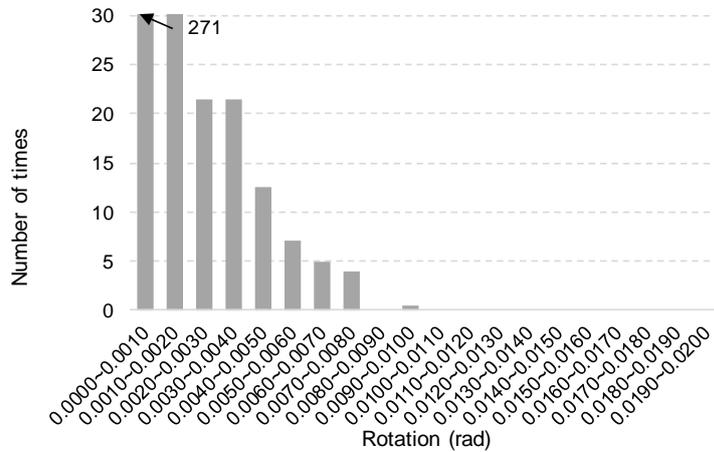
地震応答解析により層間変形角 R の時刻歴が得られ、柱部材角時刻歴 $\theta=bR$ より算定し、レインフロー法により部材角 θ の度数分布を算定し、地震応答解析の最大軸力時の疲労曲線 (図 4.3-21) を定め、疲労曲線と部材角の度数分布から、損傷度を評価した (図 4.3-26)。なお、得られた損傷度は、図 4.3-22 とほぼ一致している。



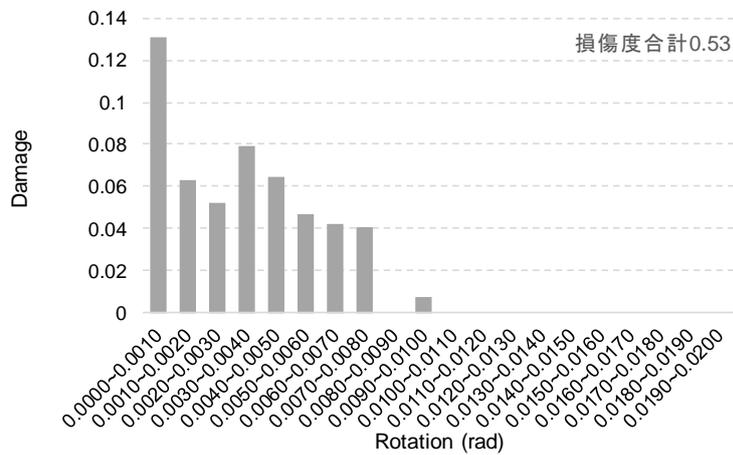
1 階隅柱 2 階隅柱 (参考)
図 4.3-25 Pushover による部材角と層間変形角の比 (S15, X 方向)



層間変形角×b によって推定された部材角時刻歴波形，Rainflow 法で計数された値，振幅 2 乗累積値（主な振動区間）



Rainflow 法による部材角の度数分布



振幅ごとの損傷度分布

図 4.3-26 詳細法 部材角略算による柱損傷度の算定(S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱)

3) 柱エネルギーを用いる手法

累積エネルギーから等価な繰返し回数を算定する方法となる。前述のように本手法は実適用できるものではなく、課題が残る。課題については、次の算定例にて示す。

損傷評価のフロー：

以下は柱脚と書いているが、柱頭も同じフローとなる。累積エネルギーは柱頭と柱脚の合計値ではないことに注意する。

- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② Pushover 解析により、柱の $M-\theta$ 関係を出力し、2折れ線置換により塑性率の起点 (θ_p 、 M_p) を規定する。このとき正負に Pushover 解析を行い、正負の起点を定める。
- ③ 地震応答解析により、柱脚の曲げに関する累積エネルギー E ($=\Sigma (M \times \Delta\theta)$) を出力する。また、最大曲げ回転角 (θ_{max}) も出力しておく。
- ④ 繰返し回数 n を下記により算定する。(下式の根拠は参考へ)

$$n = \frac{E}{E_1}$$

$$E_1 = (M_p + \alpha M_p)(2\theta_{max} - (1 + \alpha)\theta_p) \quad (\alpha < \beta)$$

$$E_1 = M_p(\theta_{max} - \theta_p) \quad (\alpha > \beta)$$

α : 正負の曲げ耐力比 ($\alpha > 1$)

$$\beta : \text{塑性率} = \frac{\theta_{max}}{\theta_p}$$

(θ_p 、 M_p) は耐力の低い方

- ⑤ θ_{max} で n 回振幅した場合の損傷度を算定する。

評価案では、繰返し回数 n を算定する際の分母として、安全側の評価を行うために $2M_p(\theta_{max} - \theta_p)$ を提案している。以下に説明を示す。

図 4.3-27 の正負非対称の骨格曲線を有する部材のエネルギー吸収について考える。ただし、 $\beta \geq 1$ 、 $\alpha \geq 1$ とする。(正側の耐力が小さく、塑性化を想定)

θ_{max} で正負に繰返し载荷を行ったときのエネルギーは青で囲まれた領域 E_1 が精解となる。 E_1 は図 4.3-27 中の諸元を用いて下記で表される。

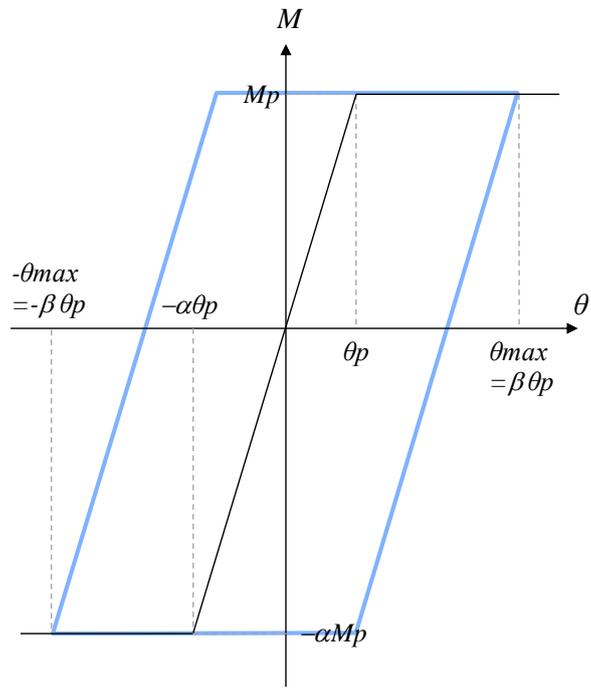
$$E_1 = (M_p + \alpha M_p)(2\theta_{max} - (1 + \alpha)\theta_p) \quad (\alpha < \beta)$$

$$E_1 = M_p(\theta_{max} - \theta_p) \quad (\alpha > \beta)$$

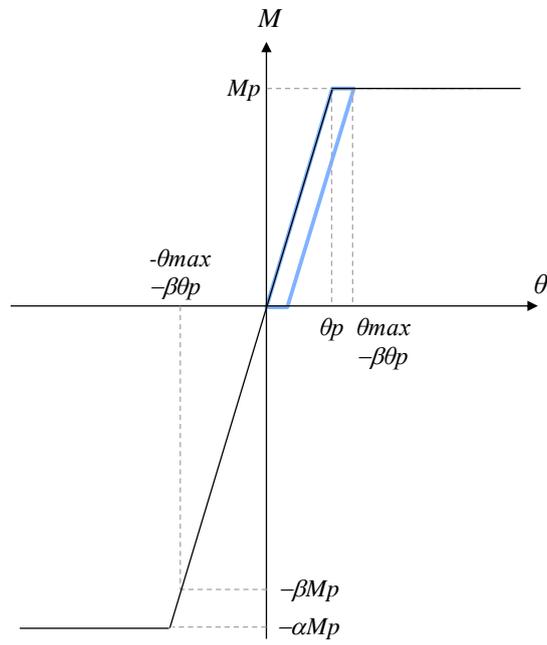
α : 正負の曲げ耐力比 ($\alpha > 1$)

$$\beta : \text{塑性率} = \frac{\theta_{max}}{\theta_p}$$

しかしエネルギーによる本手法では、弾性振幅が計数されないことや、一方向にのみ塑性化が進展する場合には、レインフロー法を用いた詳細法に対して小さめに評価する懸念がある。



(a) $\alpha < \beta$



(b) $\alpha > \beta$

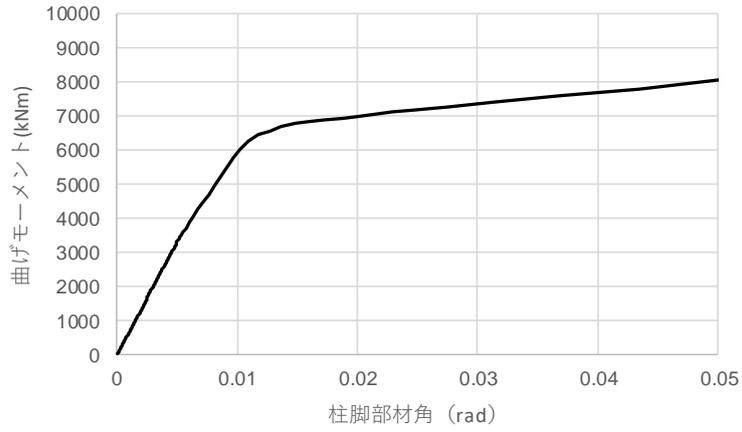
図 4.3-27 正負非対称の骨格曲線をもつ部材の一定振幅繰返し载荷時のエネルギー吸収

算定例) S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱

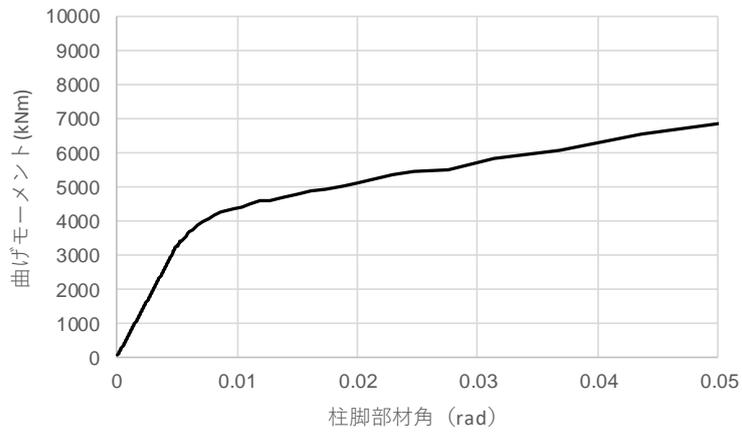
- ① 骨組みモデルを作成する。
- ② Pushover 解析による塑性率の起点は、正方向載荷時(0.01rad,6000kNm)、負方向載荷時(0.005rad,4000kNm)。(図 4.3-28)。
- ③ 地震応答解析で出力された曲げに関する累積エネルギーEは、63.78 kNm である(図 4.3-29)。また、 $\theta_{max}=0.0103rad$ である。
- ④ 繰返し回数 $n = \frac{E}{(4000+\frac{6000}{4000} \cdot 4000)(2 \cdot 0.0103 - (1+\frac{6000}{4000}) \cdot 0.005)} = 1.27$ 回
- ⑤ θ_{max} で n 回振幅した場合の損傷度は 0.0188 となる (振幅 0.0103rad 最大軸力比 0.52 での当該柱の保有性能は 67.5 回、 $1.27 \div 67.5=0.0188$)。

算定例は、詳細法で用いた柱と同じであるが、詳細法の損傷度は 0.53 であり、それを極端に過小評価している。原因としては、詳細法では弾性範囲の小振幅も損傷を加算するのに対し、累積エネルギーは塑性化する程度の振幅の損傷のみ加算するためと考えられる。

また、Pushover 解析による骨格曲線の設定にも課題がある。劣化域に達するまで Pushover 解析を行ったところ、上層では柱の非線形化が進まない結果となった(図 4.3-30)。この場合、図 4.3-28 のような骨格曲線が得られず、折れ点を定めることができない。当該領域では、柱損傷は起こりにくいと判断して検討不要とする工学的判断もある。検討要否の判断を含めて、今後の検討が必要である。



(a) 正載荷 (引張柱)



(b) 負載荷 (圧縮柱)

図 4.3-28 柱の部材角-曲げモーメント関係(S15 基本モデル, Pushover, 1 階隅柱)

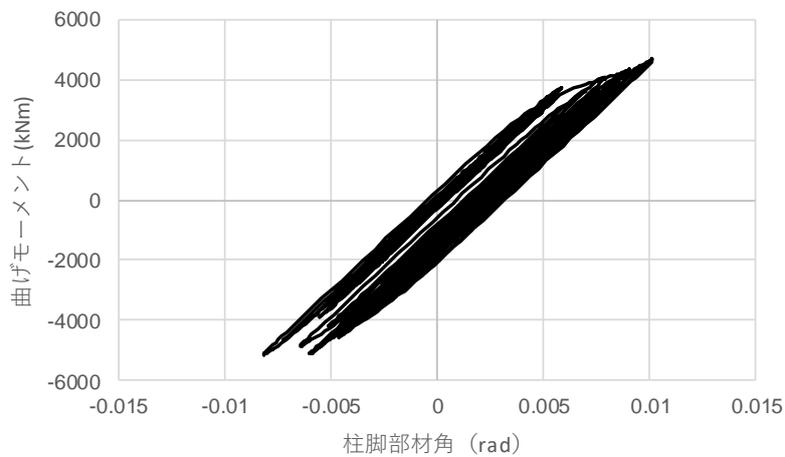


図 4.3-29 柱の部材角-曲げモーメント関係(S15 基本モデル, CH1, X 方向, 1 階隅柱)

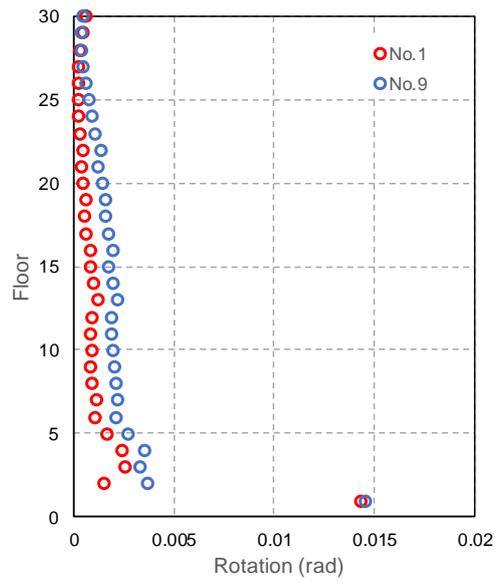


図 4.3-30 柱の部材角分布 (S30 基本モデル, Pushover, 1 階代表柱)

(2) 柱損傷評価法の試行

以下では提案した手法のうち、「詳細法」「詳細法 部材角略算」による建物高さ方向の柱損傷度分布を示し、概ね同等の評価が得られることを示す。

損傷評価の試行は、S 柱建物と CFT 柱建物について実施する。S 柱建物は「S30 基本モデル」を基本とするが、「S30 基本モデル」は柱梁耐力比が 1 以下となっている箇所もあり、やや現実的でない要素もあるため「S30 柱強モデル」の結果も示す。CFT 柱建物は「CFT32 BRB 有モデル」とする。

また設計用長周期入力地震動の倍率は、設計での最大レベルの応答を想定して、梁端破断直前の入力倍率とした。参考までに、使用した設計用長周期地震動は中京地区の最大レベルの地震動 CH1 を非常に軟弱地盤における地盤増幅を考慮して設定されたもので、想定される最大級のレベルとなっている。従って、梁端破断直前の入力倍率は、S 柱建物では X 方向 0.7 倍、Y 方向 0.5 倍、CFT 柱建物では、X 方向 1.0 倍、Y 方向 1.2 倍となっている。

1) 鉄骨柱の検証

(a) 設計式による評価(最大軸力下での繰り返し回数に基づく損傷度評価)

疲労曲線には 2.3 節で提案する式 (図 4.3-1) を用いる。

「詳細法」による結果を図 4.3-32、「詳細法 部材角略算」による結果を図 4.3-33 に示す。なおここでは安全係数 $\alpha=0.5$ 、 $R_{lim}=0$ とした。両者はよく一致しており、「詳細法 部材角略算」の妥当性を示すことができた。最大層間変形角分布と最大部材角分布を図 4.3-34、図 4.3-35 に示す。図 4.3-32(b)図の 13F や図 4.3-33(b)図の 7F では、損傷度が約 5 程度となり大きいのが、図 4.3-35(b)図の柱部材角についてはどちらも 0.004rad 以下である。このように、部材角が小さいにもかかわらず損傷度が約 5 程度となり大きいのは、幅厚比が大きいためである。損傷度が大きい 1F 柱の部材角の度数分布と部材角ごとの損傷度分布を図 4.3-36 に示す。

【一定軸力が作用する柱の繰り返し数 ${}_cN_{90\%}$ 】

$${}_cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (2.3-11)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \quad (2.3-12)$$

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha=1.0$ 、下限評価式 : $\alpha=0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 径高さ比 8.0 の場合の細長比

R_e : 等価部材角 ($=R/\mu_e$)

$R_{e_{lim}}$: 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($=R_{lim}/\mu_e$)

$$R_{e_{lim}} = 0.6 \times R_{e_{tr}} \quad (2.3-13)$$

$$R_{e_{tr}} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (2.3-14)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (2.3-15)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (2.3-16)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$) の範囲に応じて下式により与える。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (2.3-17-1)$$

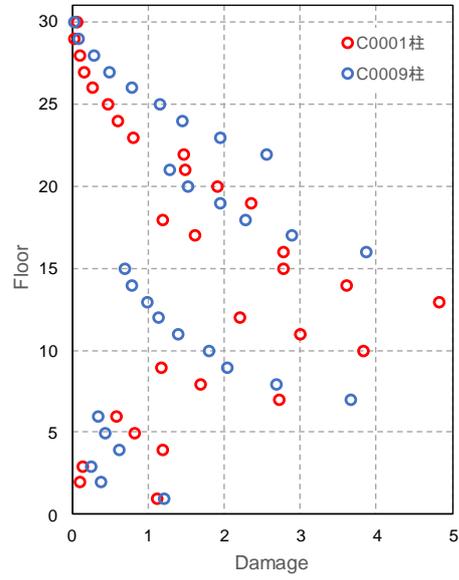
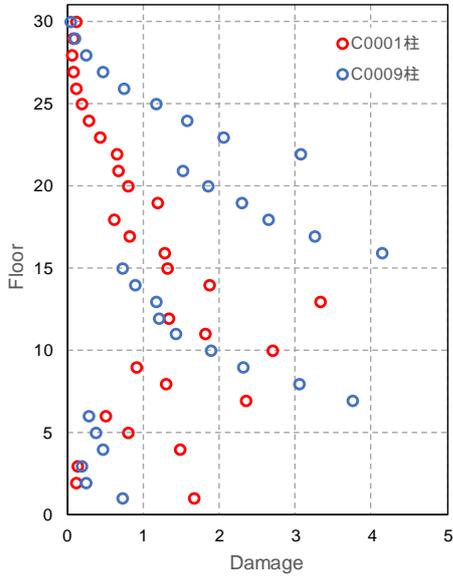
$$1.09 \geq 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (2.3-17-2)$$

$N_{90\%_{max}}$: 繰り返し数の最大値

$$N_{90\%_{max}} = 3.037 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda/\lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{-3.220} \quad (2.3-18)$$

図 4.3-31 角形鋼管柱疲労曲線の算定式(2.3 節より)

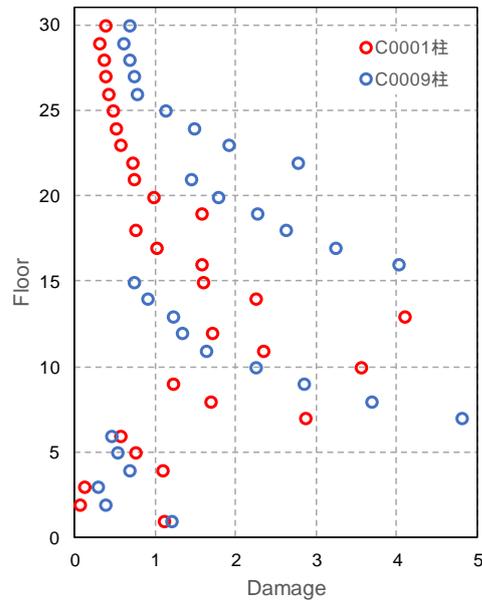
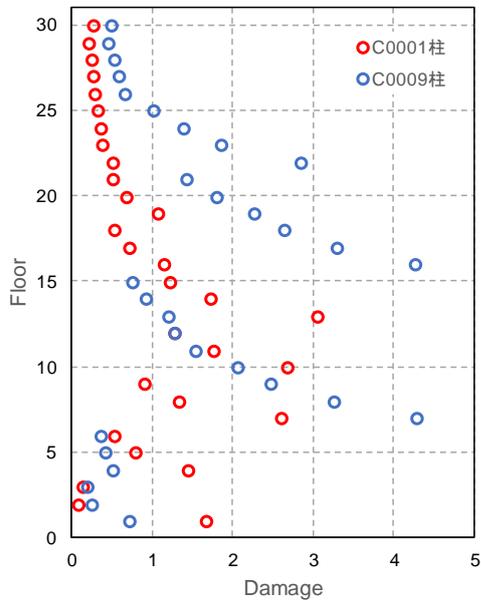
22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7



(a) CH1 X

(b) CH1 Y

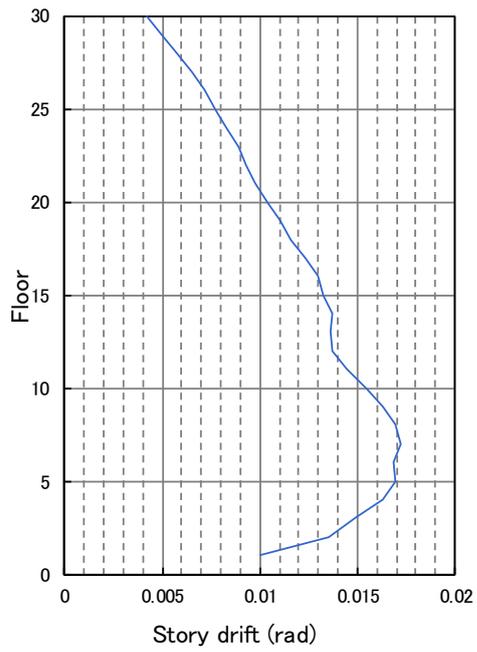
図 4.3-32 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法, $R_{lim}=0.0$)



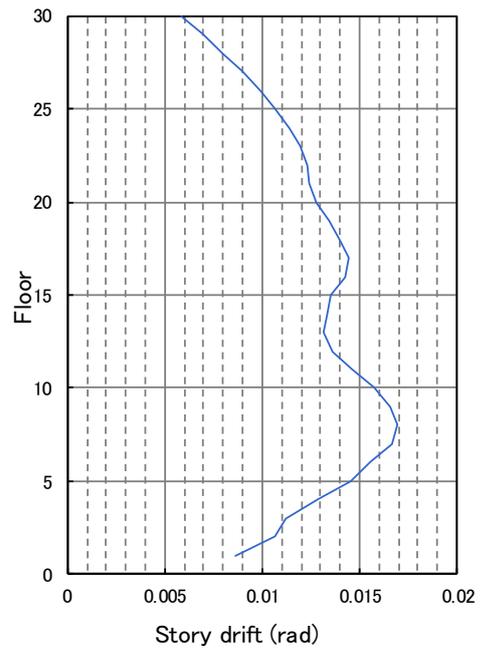
(a) CH1 X

(b) CH1 Y

図 4.3-33 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法 部材角略算, $R_{lim}=0.0$)

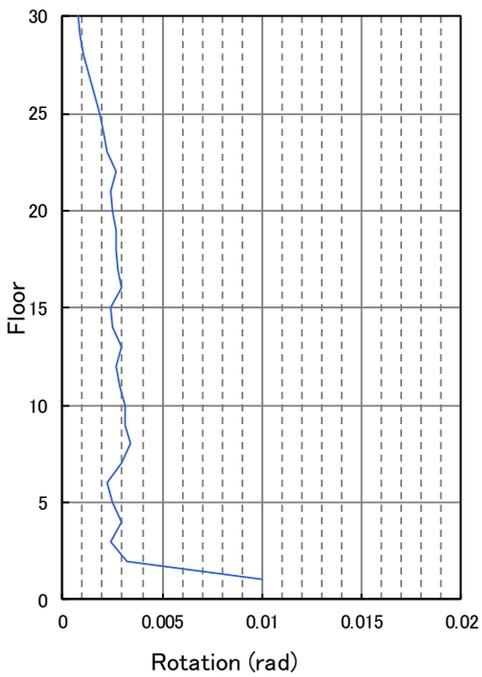


(a) CH1 X

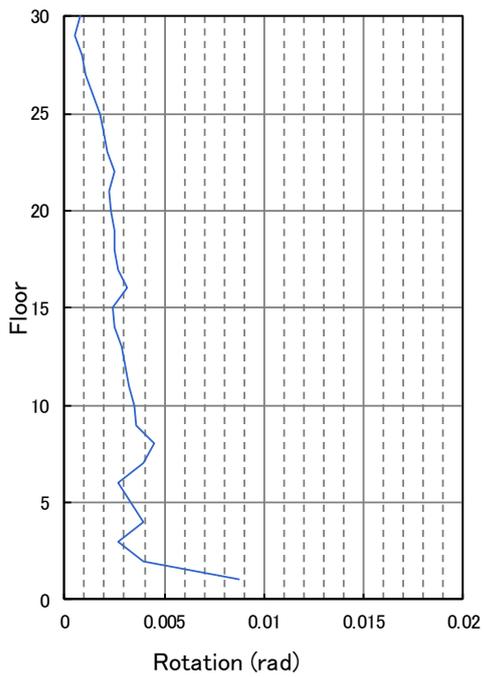


(b) CH1 Y

図 4.3-34 最大層間変形角 (S30 基本モデル)

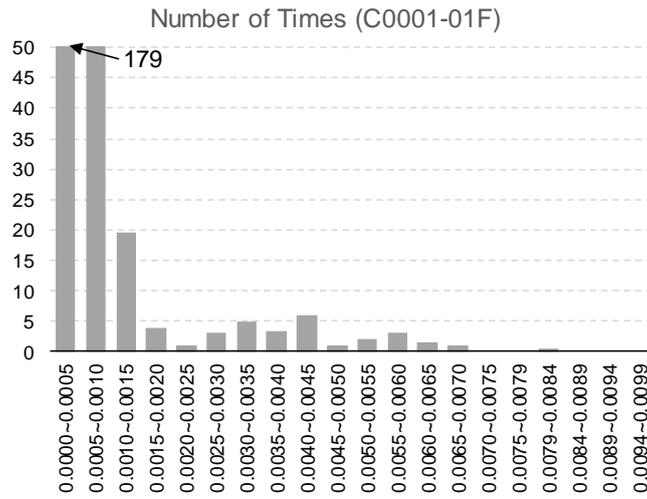


(a) CH1 X

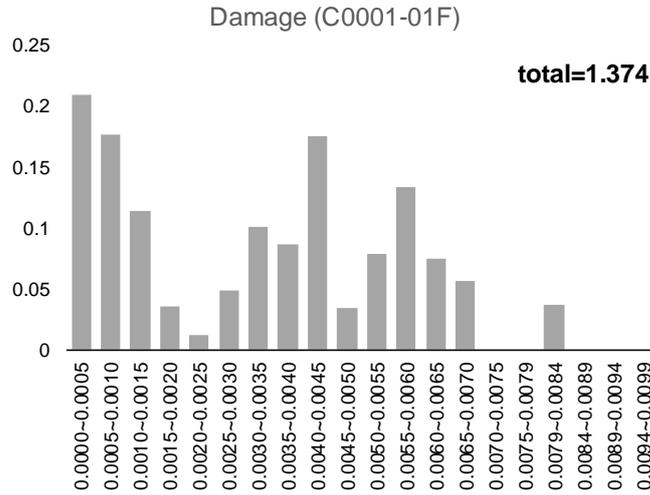


(b) CH1 Y

図 4.3-35 最大柱部材角 (S30 基本モデル)



Rainflow 法による部材角の度数分布



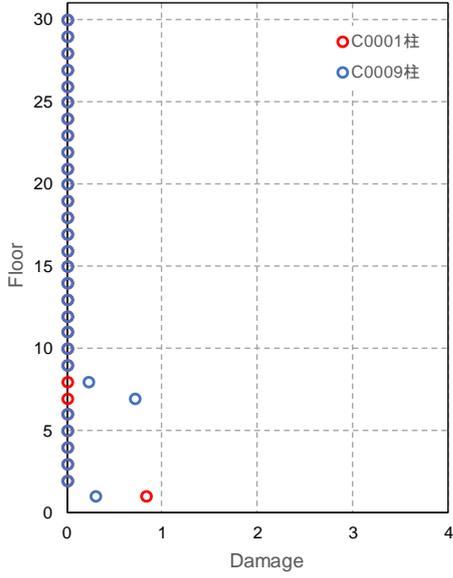
部材角ごとの損傷度分布

図 4.3-36 損傷度が最大となった 1F 柱の結果 (CH1 X 方向、S30 基本モデル、手法: 詳細法、 $R_{lim}=0.0$)

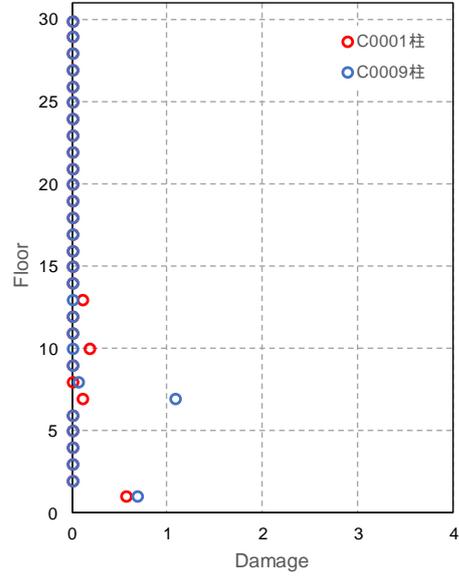
図 4.3-32 に示すように、 $R_{lim}=0.0$ の場合には、損傷度が 2 を超えるような大きな値となった階がいくつか見られる。これは、 $1/400\text{rad}$ 程度の小さな部材角に対する損傷度も加算されていたため、損傷度が 2 を超えるような大きな値となっており、実際の建物を評価する場合にあまりにも安全側の評価となっている。ここでは、上記の評価を現実的な評価とするために、2.3.2 で提案する疲労特性を評価しなくとも良い部材角 $R_{lim}=0.6 \times R_{e_tr} \times \mu_e$ を考慮して評価を行う。

$R_{lim}=0.6 \times R_{e_tr} \times \mu_e$ とした場合の結果を図 4.3-37、図 4.3-38 に示す。 μ_e 算定時の軸力は、最大軸力と長期軸力の 2 ケースを検討した。損傷度が全層にわたり低下している。最大軸力と長期軸力での R_{lim} は、最大軸力で評価した方が長期軸力で評価したよりも R_{lim} は小さくなっているため、図 4.3-37 よりも図 4.3-38 のほうが損傷度が小さくなっており、最大軸力で R_{lim} を評価した方が安全側の評価となっている。

	23	24	25	26	27	28	
15	16	17	18	19	20	21	
8	9	10	11	12	13	14	
	1	2	3	4	5	6	7

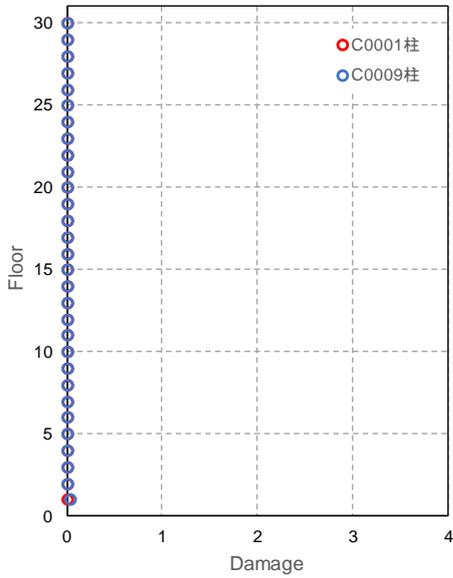


(a) CH1 X

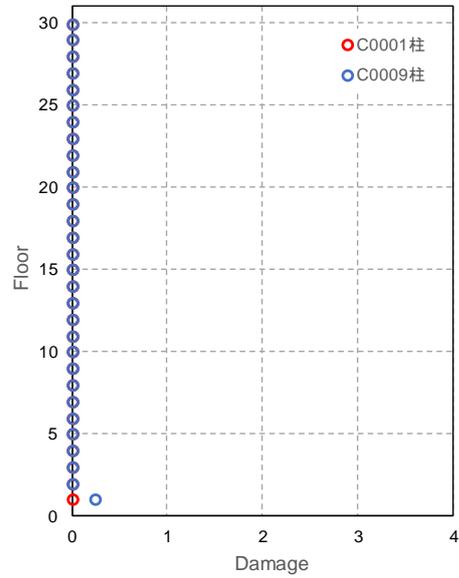


(b) CH1 Y

図 4.3-37 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、最大軸力で R_{lim} 算定)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

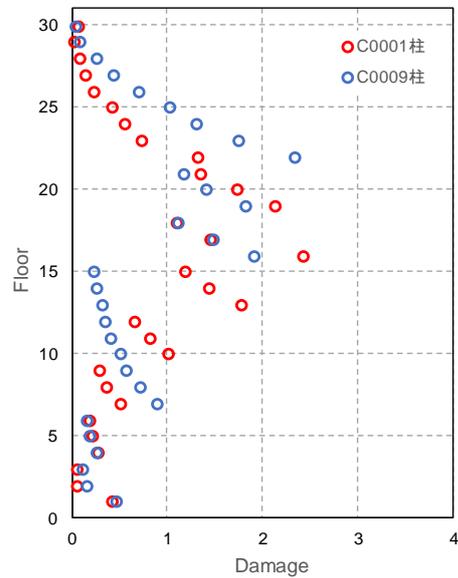
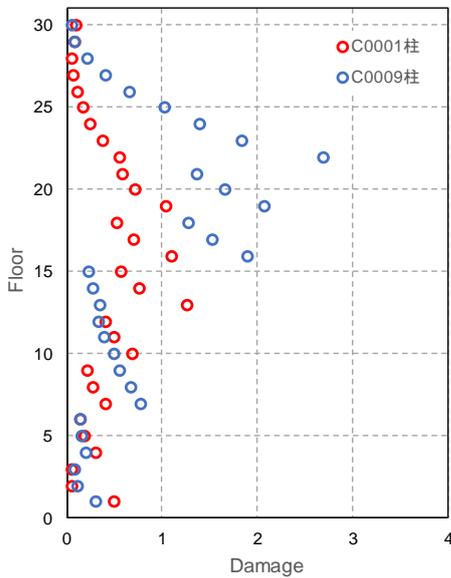
図 4.3-38 損傷度(S30 基本モデル, 手法:詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、長期軸力で R_{lim} 算定)

(b) S30 柱強モデルにおける損傷度評価

前述のように「S30 基本モデル」は柱梁耐力比が1以下となっている箇所もあり、やや現実的でない部分もあるため「S30 柱強モデル」の結果も示す。ただし、損傷度評価の際の部材角時刻歴波形は、「S30 基本モデル」は同じ波形を用いる。

図 4.3-39～図 4.3-41 に損傷度の評価結果を示す。「S30 柱強モデル」では、「S30 基本モデル」に比べて幅圧比が小さくなり、軸力比も小さくなるため、損傷度が小さくなる。

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

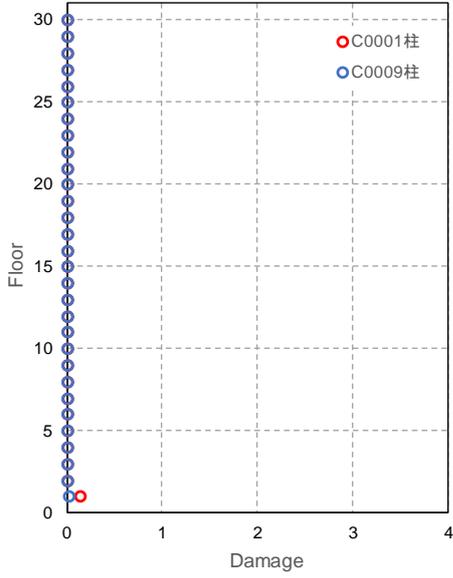


(a) CH1 X

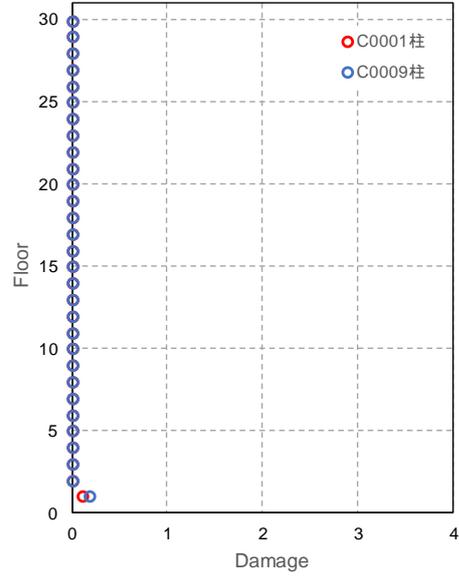
(b) CH1 Y

図 4.3-39 損傷度(S30 柱強モデル, 手法:詳細法, $R_{lm}=0.0$)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

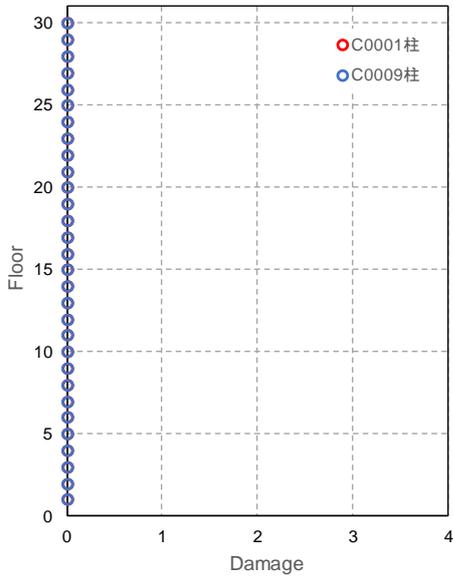


(a) CH1 X

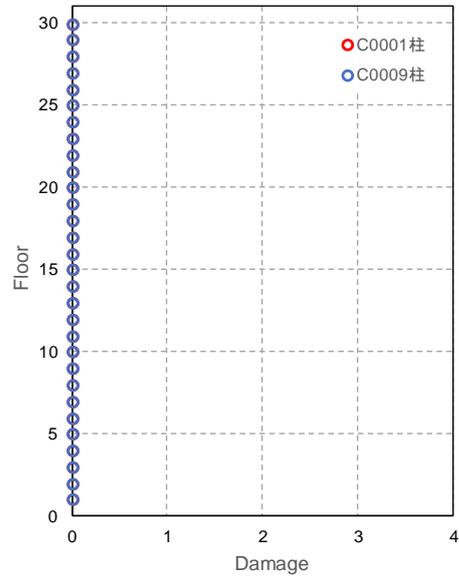


(b) CH1 Y

図 4.3-40 損傷度(S30 柱強モデル, 手法:詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、最大軸力で R_{lim} 算定)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

図 4.3-41 損傷度(S30 柱強モデル, 手法:詳細法、 $R_{lim}=0.6R_{e, tr}\mu_e$ 、長期軸力で R_{lim} 算定)

2) CFT 柱の検証

疲労曲線には 3.3 節で提案する式 (図 4.3-42) を用いる。変動軸力比が 0.1 を超える柱を側柱、変動軸力比 0.1 以下を中柱とする。側柱と中柱の区別方法は今後の課題である。

「詳細法」による結果を図 4.3-43、「詳細法 部材角略算」による結果を図 4.3-44 に示す。両者はよく一致しており、「詳細法 部材角略算」は妥当であるものと判断できる。最大層間変形角分布と最大部材角分布を図 4.3-45、図 4.3-46 に示す。損傷度が大きい 1F 柱の部材角度数分布と部材角ごとの損傷度分布を図 4.3-47 に示す。

小振幅時の損傷は、性能曲線を設定した実験範囲を外挿して算定したものであり、損傷度評価から除外する方が適切である可能性がある。図 4.3-48 に、弾性範囲と考えられる部材角 1/400rad 以下を損傷に計数しない場合を示す。部材角 1/400rad 以下を計数しないことで、すべての層で損傷度が小さくなる。部材角 1/400rad 以下の損傷度評価への加算次第で、最大の損傷度評価結果が約 3 から約 1 に変わるので、この部材角をどのように設定するのかは今後の課題である。

[変動軸力変化が小さい場合(中柱)]

$$N = \alpha \cdot 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (3.3-1)$$

[変動軸力変化が大きい場合(側柱)]

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 1184R^{-1.456} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 5.658R^{-1.456} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (3.3-2)$$

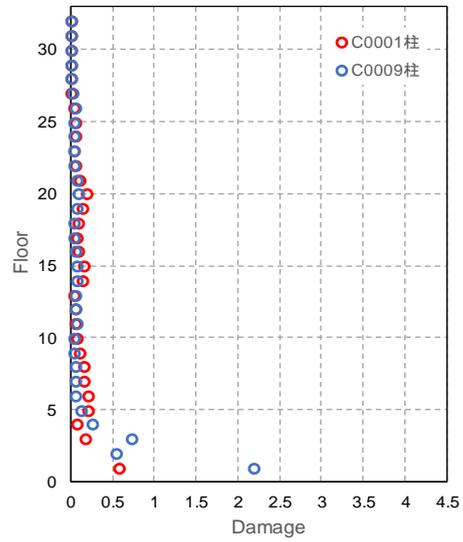
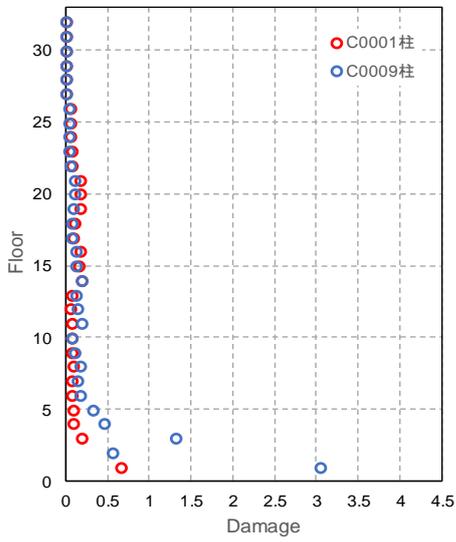
$$\lambda = \frac{l_k}{D}, p = \frac{P}{P_0}, \eta = \frac{D}{t} \sqrt{\frac{s\sigma_y}{sE}}, \beta = \frac{sA \cdot s\sigma_y}{P_0} \quad (3.3-3)$$

$$r_p = \frac{p_{max}}{|p_{max} - p_{min}|} \quad (3.3-4)$$

cA, sA : 各々コンクリート及び鋼管の断面積、 D : 鋼管の成(幅)、 l_k : 柱の座屈長さ、 P : 柱の作用軸力、 P_0 : 柱の軸耐力、 p_{max}, p_{min} : 圧縮側を正とし場合の変動軸力に於ける各々最大軸力比、最少軸力比、 R : 部材角($\times 10^{-2}$ rad.)、 r_p : 軸力比変化率、 t : 鋼管の板厚、 a : 安全係数(=0.5)、 csB : コンクリートの圧縮強度、 $s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度、 b : 鋼管耐力比、 h : 一般化幅厚比

図 4.3-42 CFT 柱疲労曲線の算定式(3.3 節より)

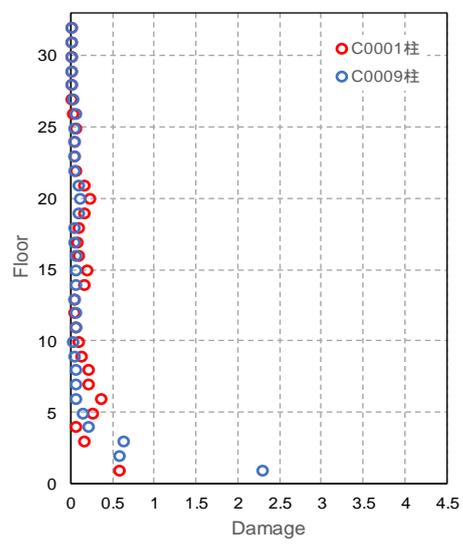
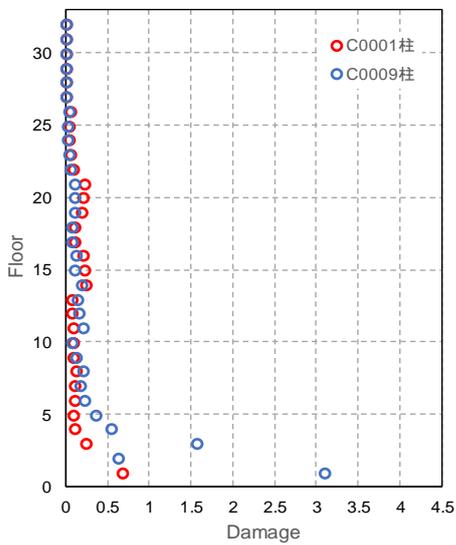
49	50	52	53
44	45	47	48
8	9	10	11
6			7
1	2	3	4
			5



(a) CH1 X

(b) CH1 Y

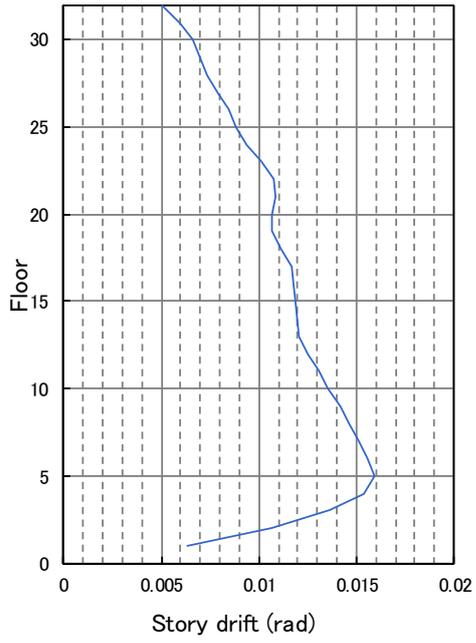
図 4.3-43 損傷度(CFT32 BRB 有モデル, 手法:詳細法)



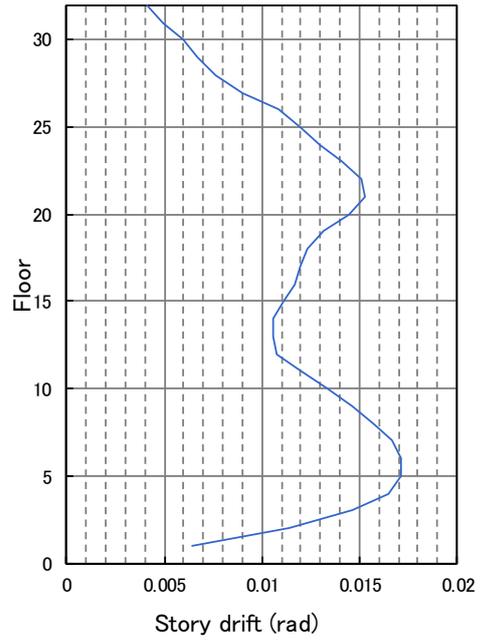
(a) CH1 X

(b) CH1 Y

図 4.3-44 損傷度(CFT32 BRB 有モデル, 手法:詳細法 部材角推定)

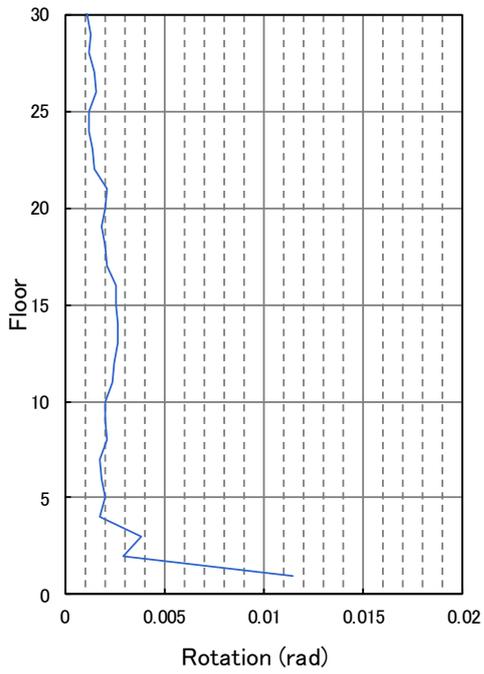


(a) CH1 X

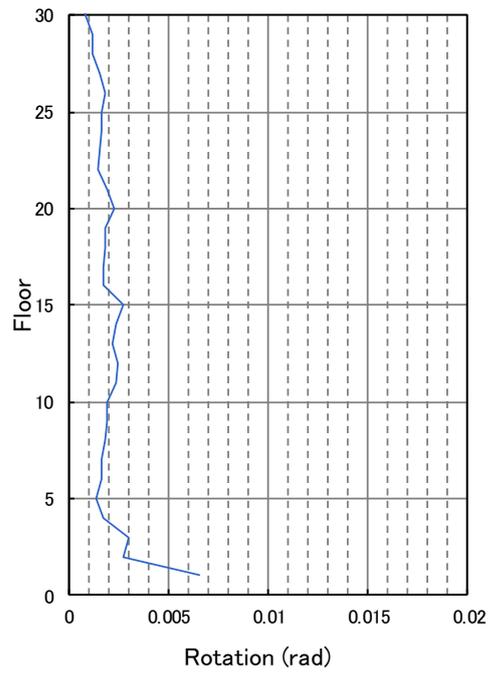


(b) CH1 Y

図 4.3-45 最大層間変形角 (CFT32 BRB 有モデル)

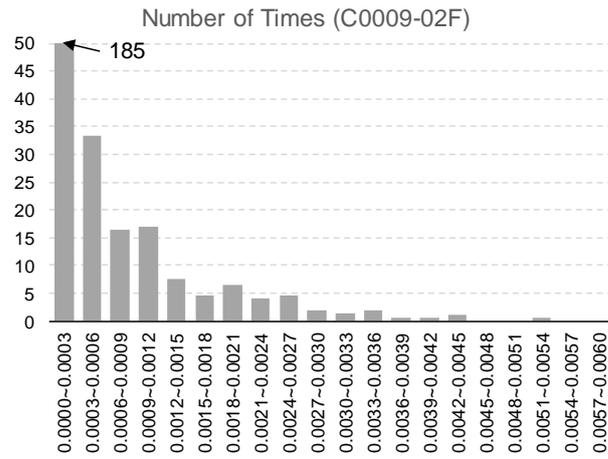


(a) CH1 X

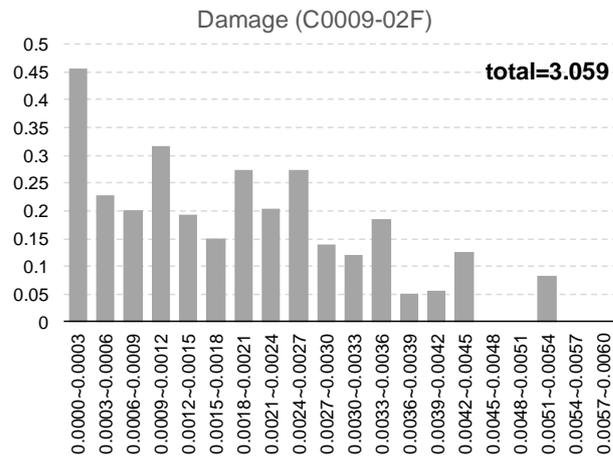


(b) CH1 Y

図 4.3-46 最大柱部材角 (CFT32 BRB 有モデル)



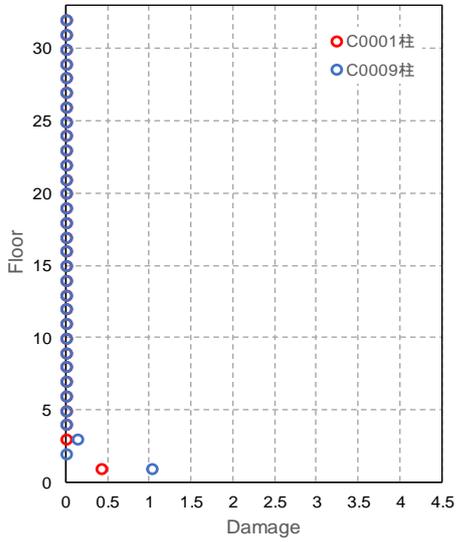
Rainflow 法による部材角の度数分布



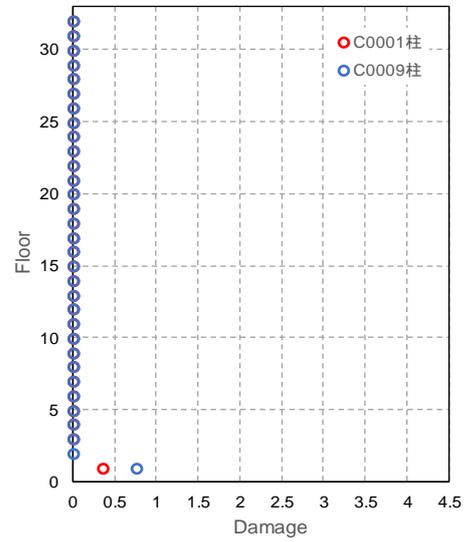
部材角ごとの損傷度分布

図 4.3-47 損傷度が最大となった 1F 柱の結果 (CH1 X 方向、CFT32 BRB 有モデル、手法: 詳細法)

49	50	52	53	
44	45	47	48	
8	9	10	12	
6			7	
1	2	3	4	5



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

図 4.3-48 損傷度 (CFT32 BRB 有モデル、部材角 $1/400\text{rad}$ 以下は損傷度にカウントしない、手法: 詳細法)

4.3.4 まとめと今後の課題

(1) まとめ

長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物について、耐震安全性評価法を提案した。また鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、鉄骨柱を有する鉄骨造 15 階建て S15、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行うことで、提案した耐震安全性評価法を検証した。建物モデルとしては、評価フロー等の成立性の検討を目的としていることから、柱梁耐力比が小さいものも含めて、多様なモデルを選定した。

1) 耐震安全性評価法の提案(4.3.1)

部材劣化しない（梁端破断）条件のみで耐震安全性判定基準を設定する場合、設計に用いた地震動に対しては安全性が確保されているが、長周期地震動に対して倒壊までの余裕度が小さい場合があることが令和 1 年度確認された。そこで、適切な余裕度を確保する意味で、建物全体の性能を反映している建物耐力と関連する層間変形角クライテリアと、部材劣化クライテリアの両方を満たすことを求める評価フローを提案した。

提案した評価フローにおいては、従来の耐震安全性判定基準（層間変形角 1/100rad）を緩和する場合、P- Δ 効果を考慮すること、立体骨組み解析とすること、を求めている。

2) 層間変形角クライテリアの提案(4.3.2)

耐震安全性評価に用いる層間変形角クライテリアの設定方法を示した。層間変形角クライテリアは、倒壊に影響を及ぼす因子として P- Δ の影響を考慮できるベースシア係数 C_B を用いて評価する。また、非線形化による周期変動に伴い入力レベル (S_V) が急増する場合を想定して、入力地震動のスペクトルにより層間変形角クライテリアを調整することとした。

試設定したクライテリアに対して倒壊までの余裕度を確認した。建物モデルは、比較的均等なスパンの純ラーメン構造（部材劣化が始まると一気に進展するため倒壊までの余裕度が比較的小さいと考えられる構造）を採用した。

限られた建物モデルによる検討であるが、層間変形角クライテリアを適切に設定すれば、設計に対して適切な余裕度が確保できることを確認した。

3) 部材劣化クライテリア: 柱の損傷評価法の提案(4.3.3)

実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答を基に Miner 則を仮定して損傷度を算定した。損傷度の評価は、各柱部材角時刻歴から振幅の頻度分布をそれぞれ計数する詳細手法と、層間変形角から各柱部材角を推定して計数する手法を示した。試算定で示した結果は一部の柱で損傷度が大きい結果となったが、入力倍率について設計で想定される最大レベル（梁端が破断しない範囲で最大入力レベル）を想定したことや、S30 モデルでは本検討の趣旨に照らして柱を弱く（柱梁耐力比が最小で 1 を下回っている）設計したことが一因として考えられる。

(2) 今後の課題

今後の課題として以下が挙げられる。

- 45度方向（2方向入力）入力時の柱損傷評価法は未確立であり、実験データの拡充による性能曲線の設定並びに安全性検証法の確立が望まれる。
- 柱の疲労曲線は比較的大振幅時の実験データに基づき設定されたもので、小振幅時の知見が不足しており、柱の繰り返し実験で確認された振幅を下回る小振幅に対する疲労検討においては、損傷度を過大評価している可能性がある。そこで本報告書では小振幅時には疲労曲線が異なる影響を考慮した試行結果を示した。
- 現状の評価手法は、常に最大軸力が発生していると仮定して損傷評価を行っているが、小振幅時は変動軸力も小さく、損傷度を大きめに評価している可能性がある。変動軸力の影響を適切に考慮できる手法が望まれる。そこで本報告書では変動軸力の影響を考慮した試行結果を示した。
- 簡易法として累積エネルギーに基づく算定を試行したが、詳細法との差異が大きい。その原因の解明や考察も含め、さらなる検討が必要である。
- 層間変形角クライテリアの設定に関し、本報告書では複数のモデル建物による設定と検証を行ったが、検討した全6棟2方向の範囲にとどまる。より多様な建物に対する検討が望まれる。

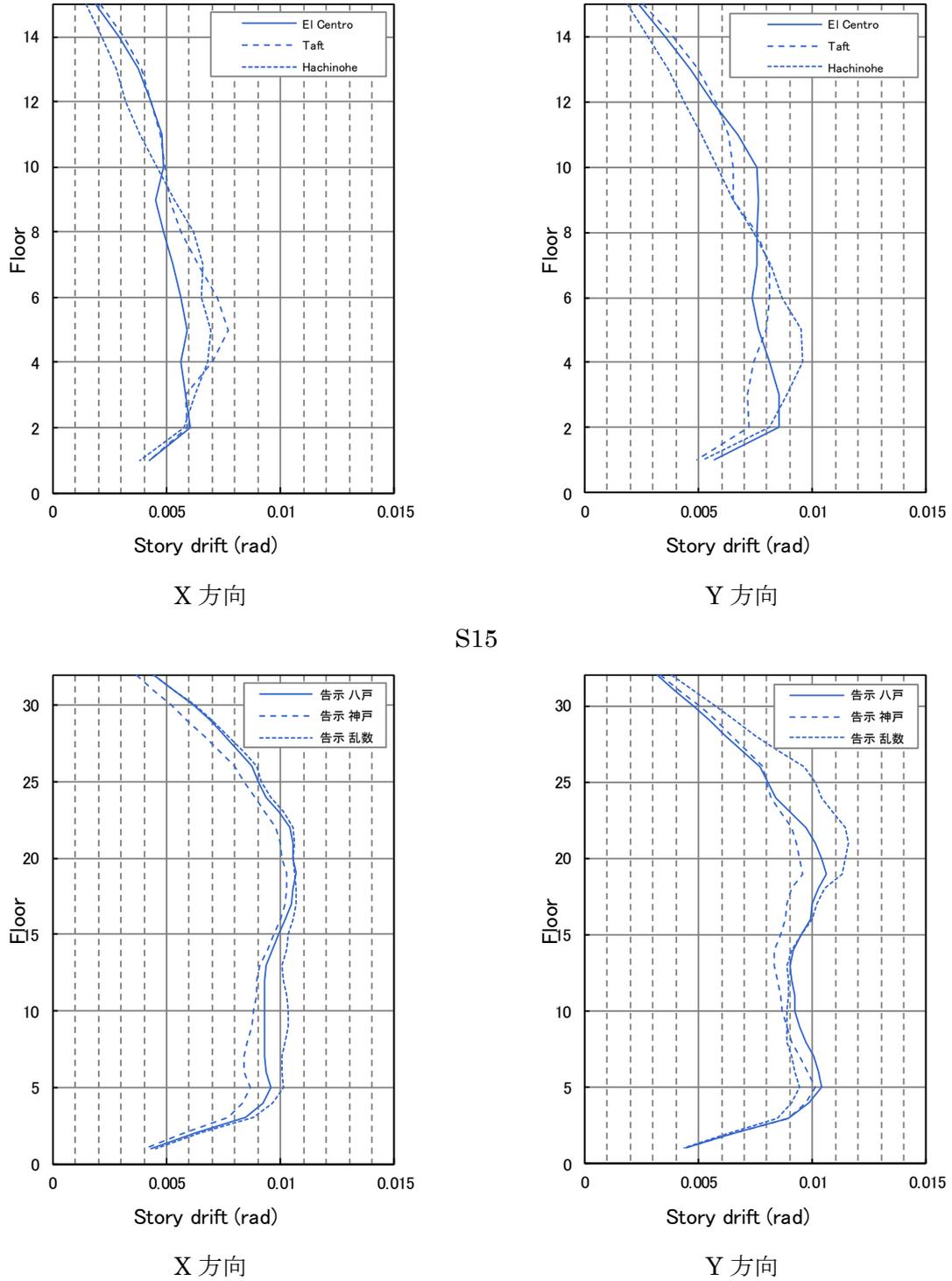
【参考文献】

- 4.3-1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 4.3-2) 石田孝徳，山田 哲，島田侑子：変動軸力下で水平2方向外力を受ける角形鋼管柱の履歴挙動の追跡，日本建築学会構造系論文集，2013.05
- 4.3-3) 加藤勉：閉断面材の局部座屈と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1987.8
- 4.3-4) 山田 哲，秋山 宏，桑村 仁：局部座屈を伴う箱型断面材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，1993.2
- 4.3-5) K.Maekawa, A.Pimanmas, H.Okamura：NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE. 2003
- 4.3-6) A.Fafitis, P.Shah：Lateral Reinforcement For High-Strength Concrete Columns, Publ, ACI, No.SP-87, 1985
- 4.3-7) 加藤 勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集，1994.4
- 4.3-8) 鋼材倶楽部：中低層建物の耐震設計法，技報堂出版，1978
- 4.3-9) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、別紙5-1 超高層鉄骨増建築物の繰返し変形による梁端部破断の検証方法
- 4.3-10) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計

参考資料

資料 4.3-1 令和 2 年度追加したモデルの既往波・告示波に対する応答

令和 2 年度新たに追加された S15 モデル、CFT32 BRB 無モデルの設計波（既往波・告示波）に対する応答を示す。



CFT32 BRB 無

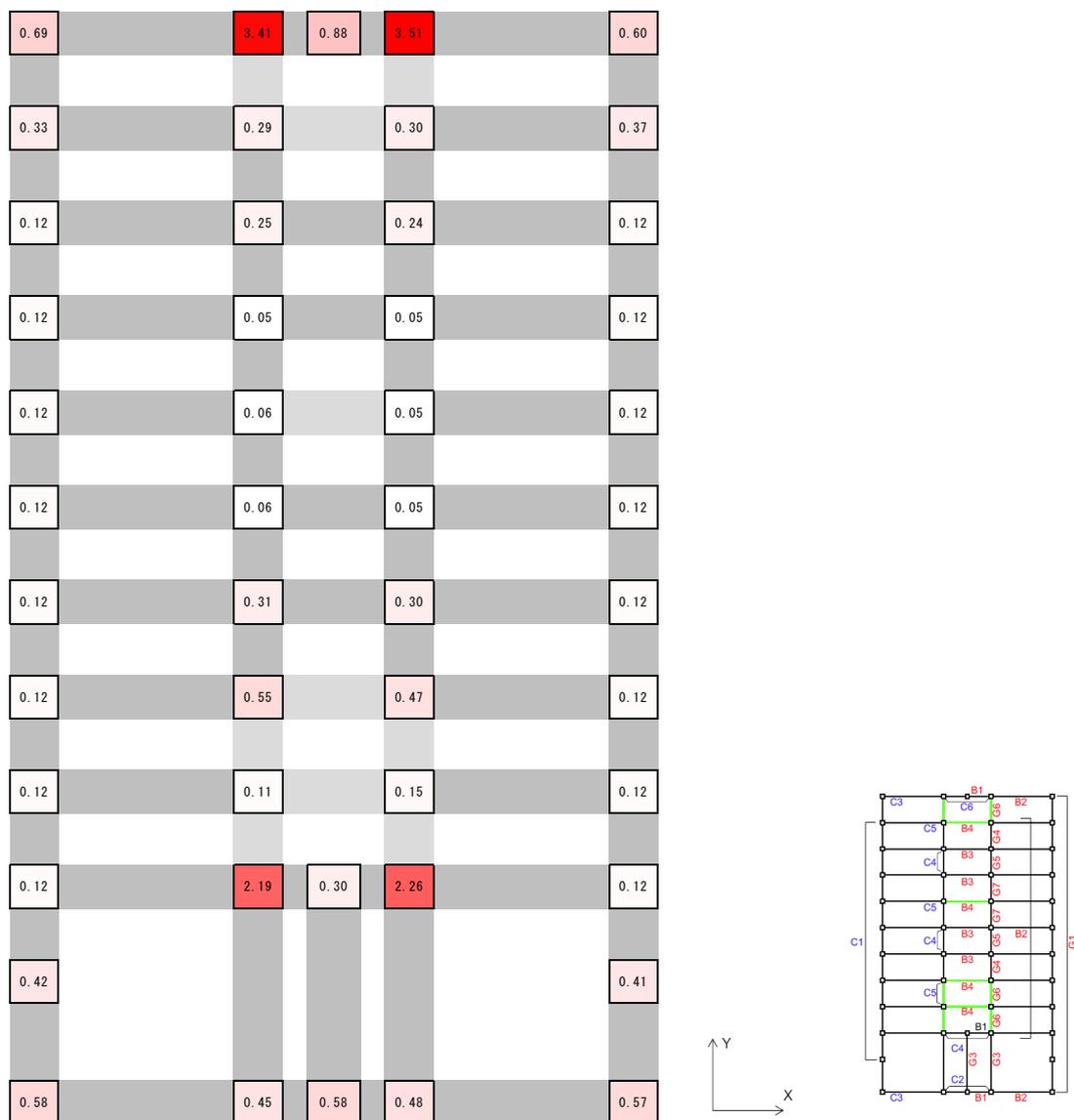
参考図 4.3-1 令和 2 年度追加したモデルの既往波・告示波に対する応答

資料 4.3-2 一部の柱が水平抵抗力を失った場合の検討

CFT 柱では、鋼管が弾性範囲であっても、コンクリートの劣化により負担せん断力が低下する
 場合がある。このような場合でも、鉛直荷重支持能力は喪失しないと考えられるため、耐力低下
 する柱が全体の一部（せん断力負担率で 5%以下）である場合（隅部の高軸力柱、特に柱数が多い
 場合）を許容する設計フローとしている。

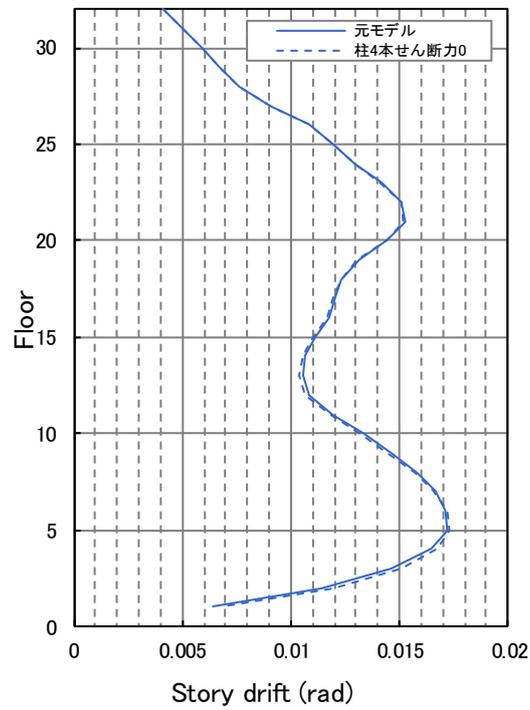
柱個材の多少の耐力低下は、応力再配分により全体挙動に影響を及ぼさないと考えられるため、
 立体骨組み解析にて、一部の柱のせん断力負担を無くした場合（軸方向特性は保持）の検討を実
 施する。

せん断力負担を 0 にする柱は、参考図 4.3-2 で損傷度の大きい柱 4 本とする。なお、その柱 4
 本の層せん断力負担率は 7.8%である（図 4.3-1 に示す耐震安全性検証フローに従い、Pushover 解
 析により、ある層が層間変形角 1/100rad に達した時点のせん断力負担により算定）。



参考図 4.3-2 1 階柱の損傷度分布 (CFT32 BRB 有り (CH1 Y 方向), 手法: 詳細法)

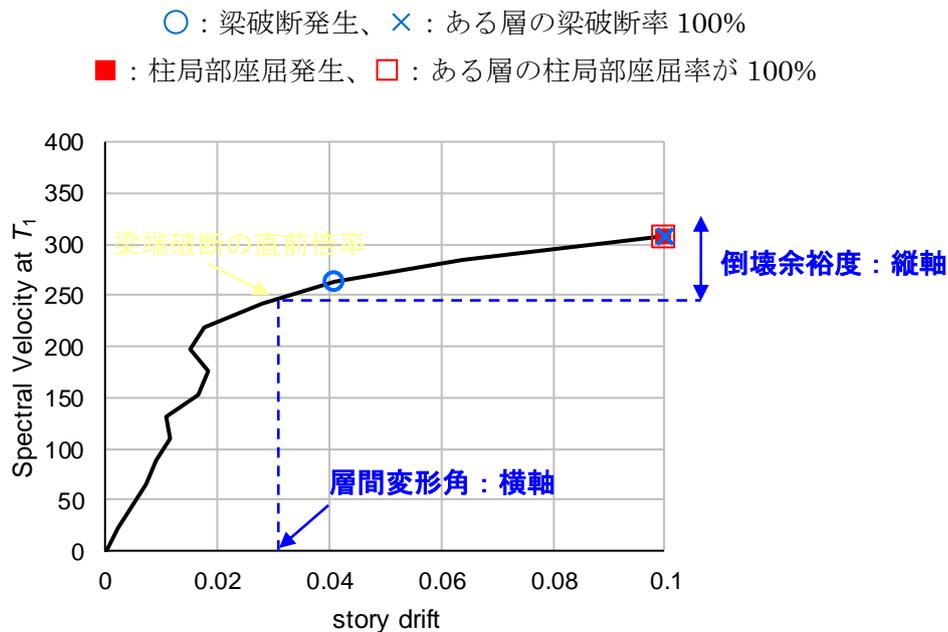
応答解析の結果を参考図 4.3-3 に示す。一部の柱（ここでは 7.8%）が水平抵抗力を完全に喪失したとしても、応答に大きな影響がないことがわかる。



参考図 4.3-3 時刻歴応答解析の結果(CFT32 BRB 有り, CH1 Y 方向, 梁端破断の直前倍率)

資料 4.3-3 部材損傷クライテリアと倒壊余裕度

部材損傷のみで設計を行った場合には、余裕度が小さい場合があることを示すために、参考図 4.3-5 に梁端破断直前倍率における層間変形角と、倒壊までの余裕度の関係を示す。なお、参考図 4.3-5 作成にあたって IDA カーブから抽出した情報を参考図 4.3-4 に示す。

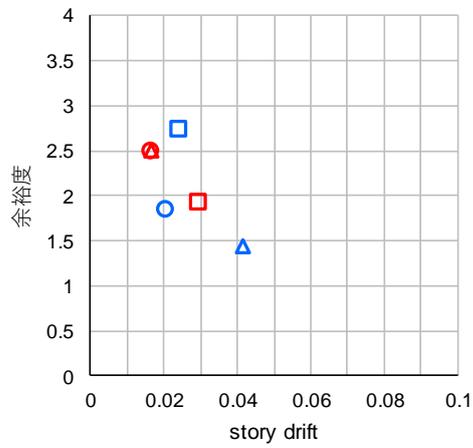


参考図 4.3-4 IDA カーブと参考図 4.3-の横軸と縦軸で抽出したもの(S30 基本, SZ1, X 方向)

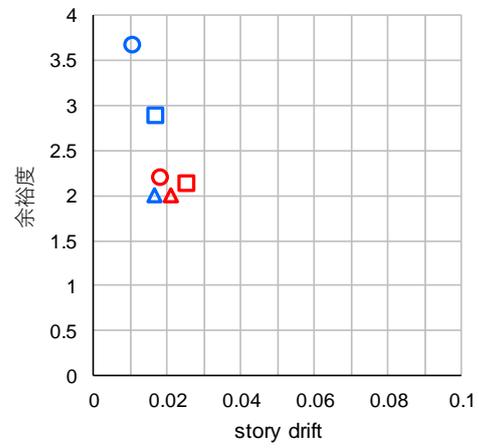
参考図 4.3-5 の考察を以下に列挙する。

- S30 や S15 では、梁端破断のクライテリアだけでは、倒壊までの余裕度が 1 を少し超える程度であるケースが散見される。CFT32 は余裕度が大きい。
- CFT32 BRB 有 OS1 Y 方向で余裕度が小さめに出るのは、Y 方向固有周期は X 方向に比べて周期が 3.4s と短く、OS1 は長周期の成分が大きいため、塑性化した時の入力が増大が大きいためと推察される。
- CFT32 BRB 無の方が、CFT32 BRB 有より余力が大きめに出るのは、BRB 無の方が層間変形角の小さい領域で、梁端破断が生じているためと推察される。
- S30 モデルでは、余裕度が小さいが、特に梁保有性能大モデルで小さい。一方、梁保有性能大モデルは、層間変形角が大きい。
- S15 モデルでは、層間変形角が小さい領域で梁端破断に至っており、倒壊余裕度も小さい。S15 モデルでは固有周期が 2.0s 程度と短いため、非線形化に伴い、入力が急増するため、見かけ上余裕度が小さい。

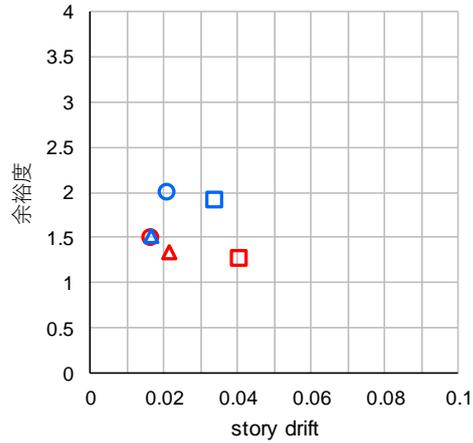
□:SZ1, ○:CH1, △:OS1, 赤 : X 方向, 青 : Y 方向



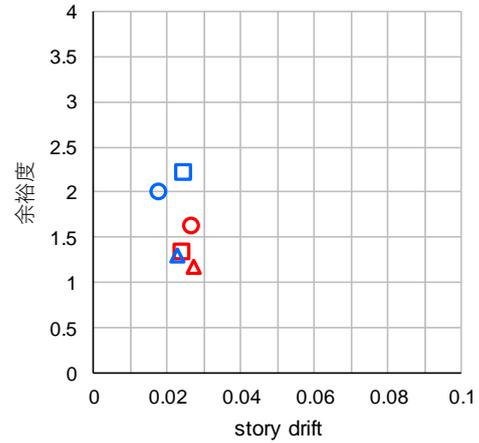
CFT32 BRB 有



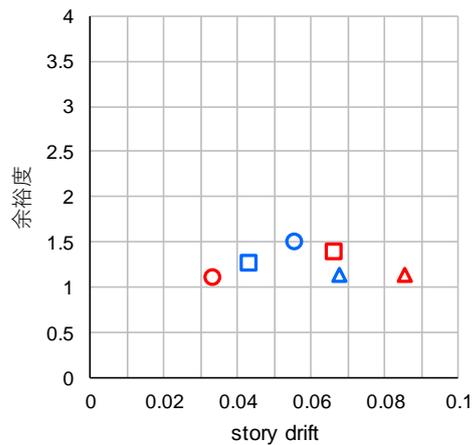
CFT32 BRB 無



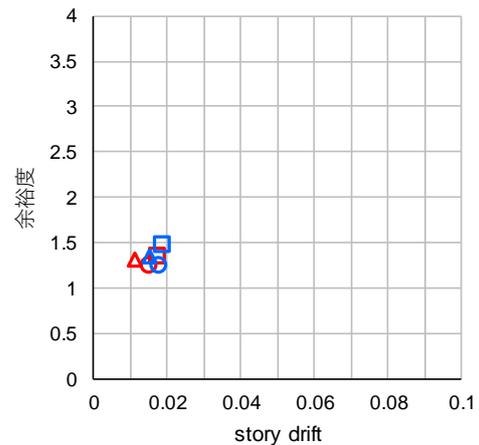
S30 基本



S30 柱強



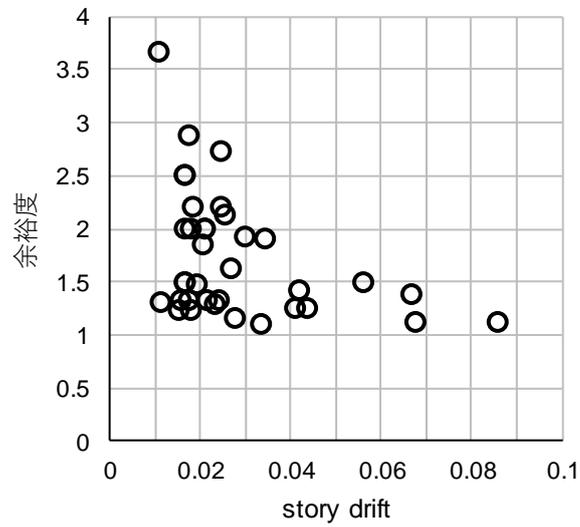
S30 梁保有性能大



S15

参考図 4.3-5 梁端破断直前倍率の層間変形角と倒壊までの余裕度の関係

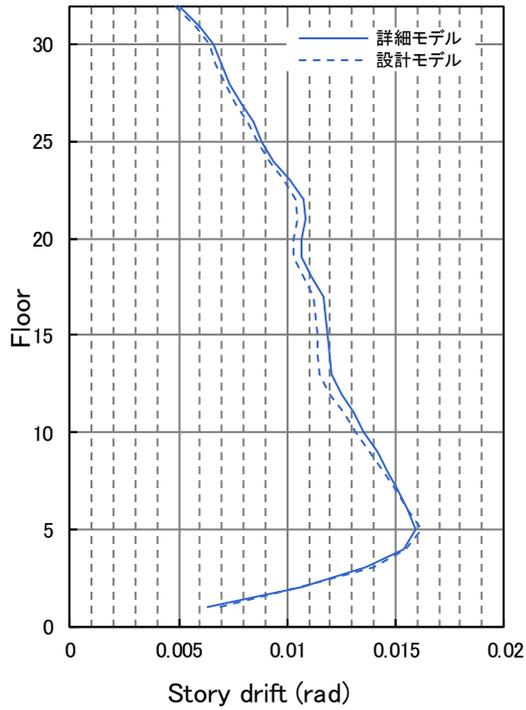
参考図 4.3-6 に全建物の梁端破断直前倍率における層間変形角と、倒壊までの余裕度の関係を示す。梁端破断直前の層間変形角が大きい場合、余裕度が小さい。



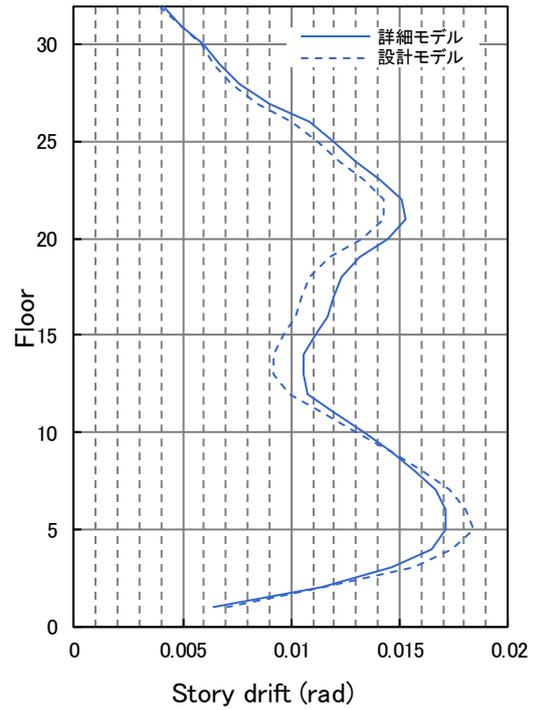
参考図 4.3-6 梁端破断直前倍率の層間変形角と倒壊までの余裕度の関係(全建物)

資料 4.3-4 設計モデルと詳細モデルの比較

令和 1 年度、S30 モデルで通常的设计で想定される解析モデルとの比較を行い、柱の部材角応答は、MS モデルを用いた詳細モデルと通常的设计モデル（柱：塑性論モデル、梁：ノーマルトリニア）で、梁端の破断が生じる前の応答について概ね同じであることを示した。CFT 柱のモデルについても同様の検討を示す。

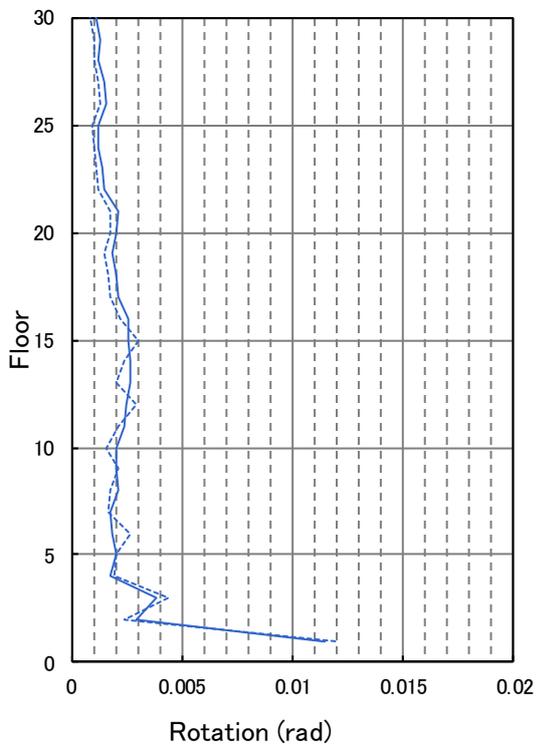


(a) CH1 X

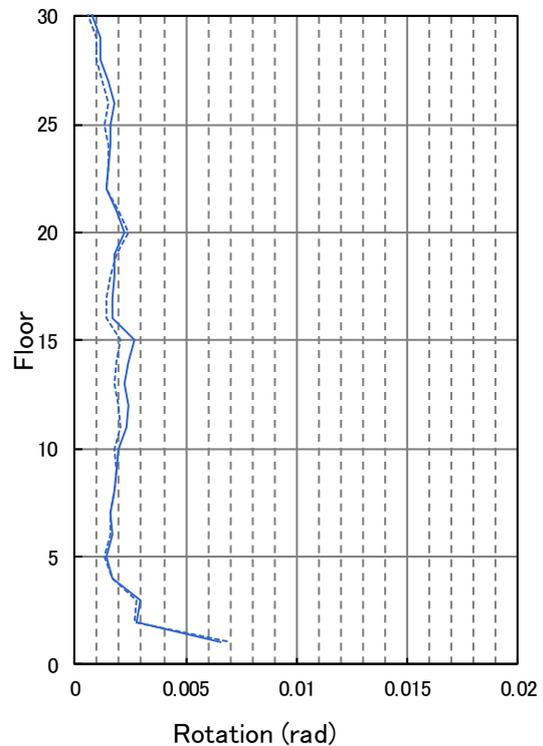


(b) CH1 Y

参考図 4.3-7 最大層間変形角の比較(CFT32 BRB 有)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

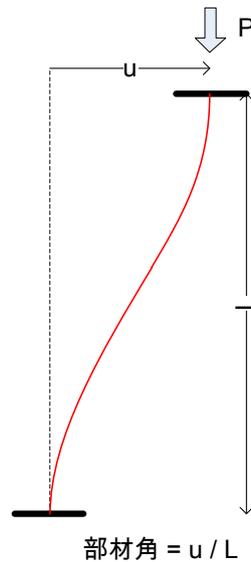
参考図 4.3-8 最大柱部材角の比較(CFT32 BRB 有, 柱脚)

資料 4.3-5 柱部材角の定義

■柱部材の実験結果と解析モデルとの対応について

○実験（部材角 = u/L ）

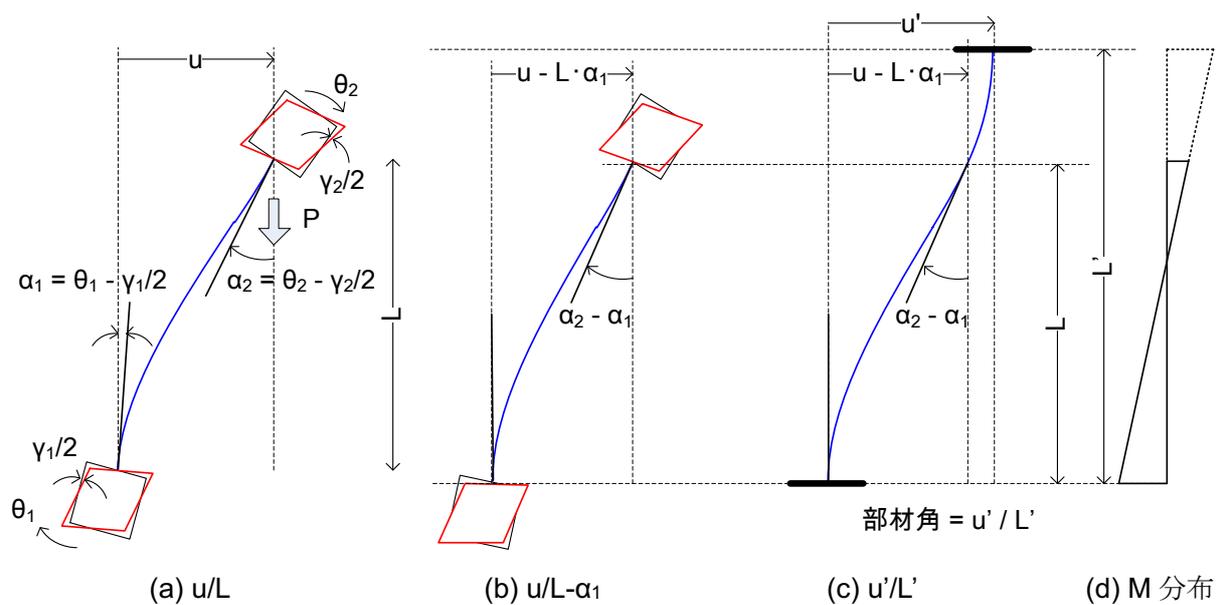
一定軸力 P 、部材角（例えば）1%とする一定軸力定振幅繰返し実験時の部材角の概念図を参考図 4.3-9 に示す。



参考図 4.3-9 実験での部材角(= u/L)の概念図

○解析（部材角 = $u/L?$, $u/L-\alpha_1?$, $u'/L'?$ ）

実験の部材角と対応するのは参考図 4.3-10(c) u'/L' と考えられる。

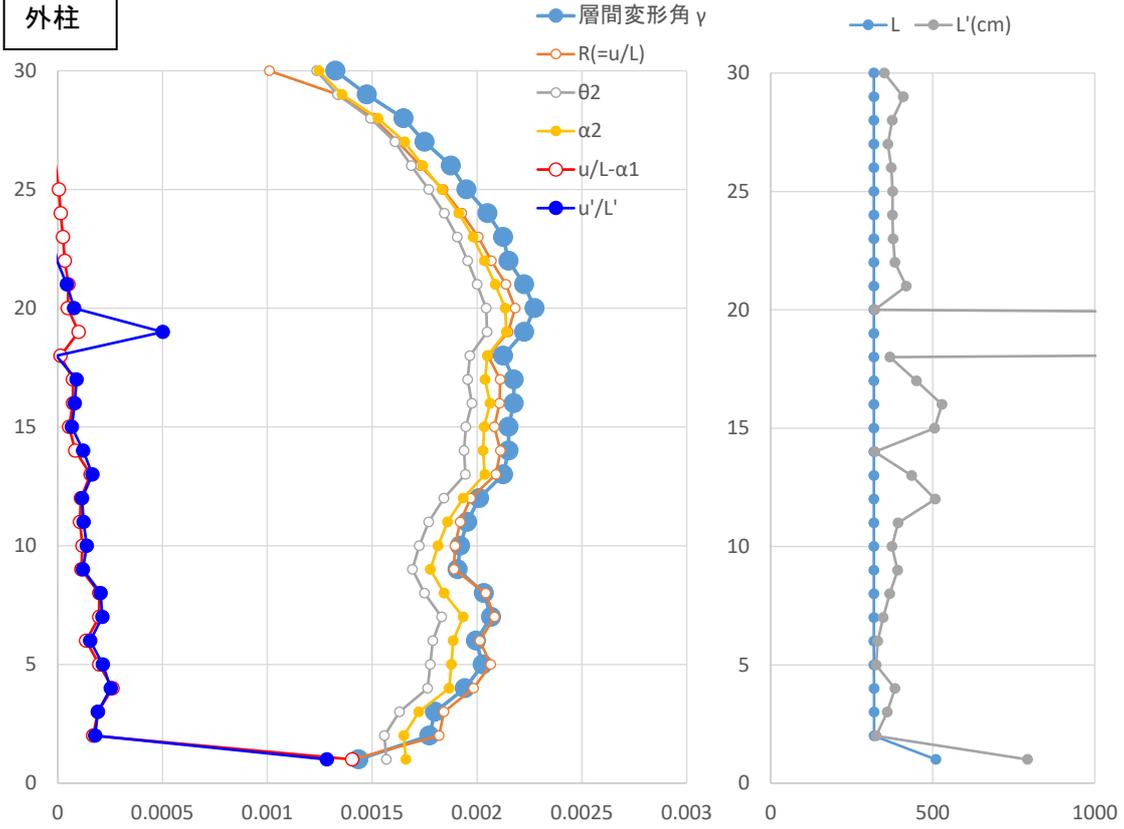


参考図 4.3-10 骨組み解析における要素の変形と実験の対応

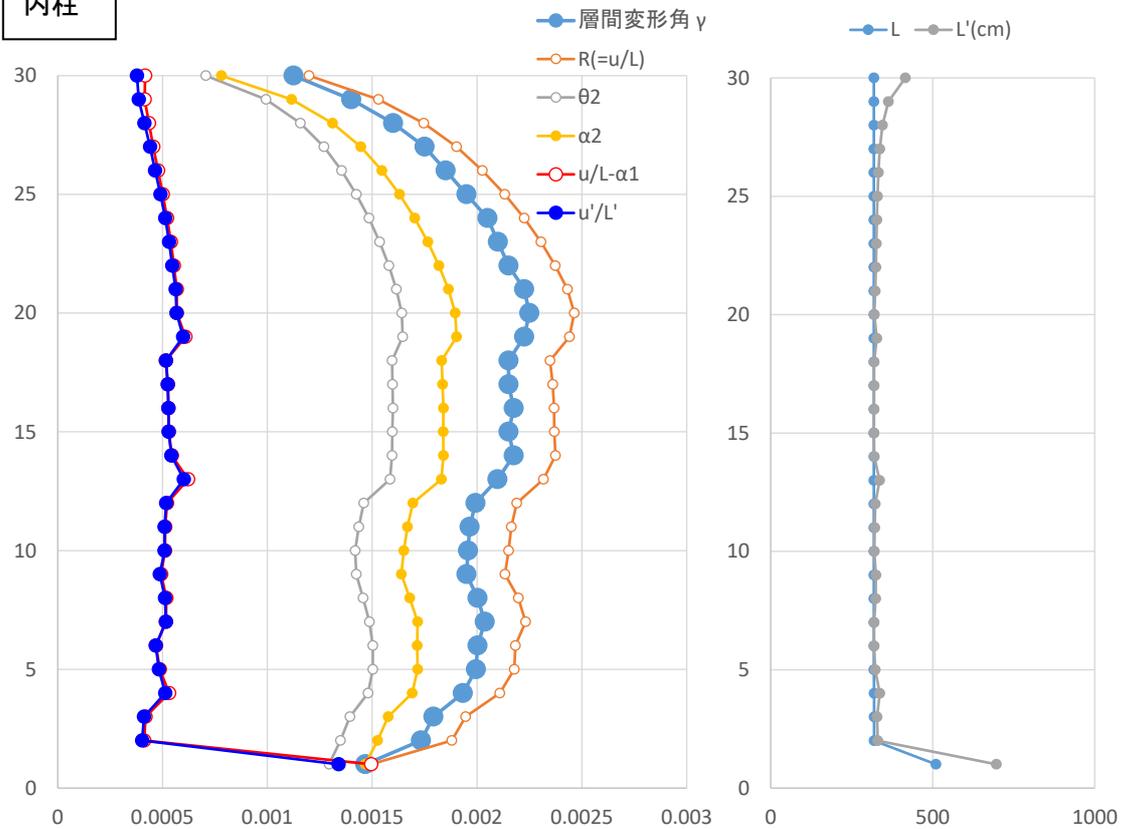
■本文で扱っている柱部材角

30層S柱モデルを用いたPushOver解析により、上記3種の変形角を検討した結果を参考図4.3-11、参考図4.3-12に示す。反曲点位置が塑性化の進展状況に応じて変わるため、塑性化状況やモーメント分布により異なるが、少なくとも脚部（頂部の回転の方が小さい場合は頂部）の回転分を差し引いた $u/L-\alpha_1(\alpha_2)$ により整理すれば、概ね「部材角」を評価できる。本文で部材角と呼んでいるものは、 $u/L-\alpha_1(\alpha_2)$ にあたる。

外柱

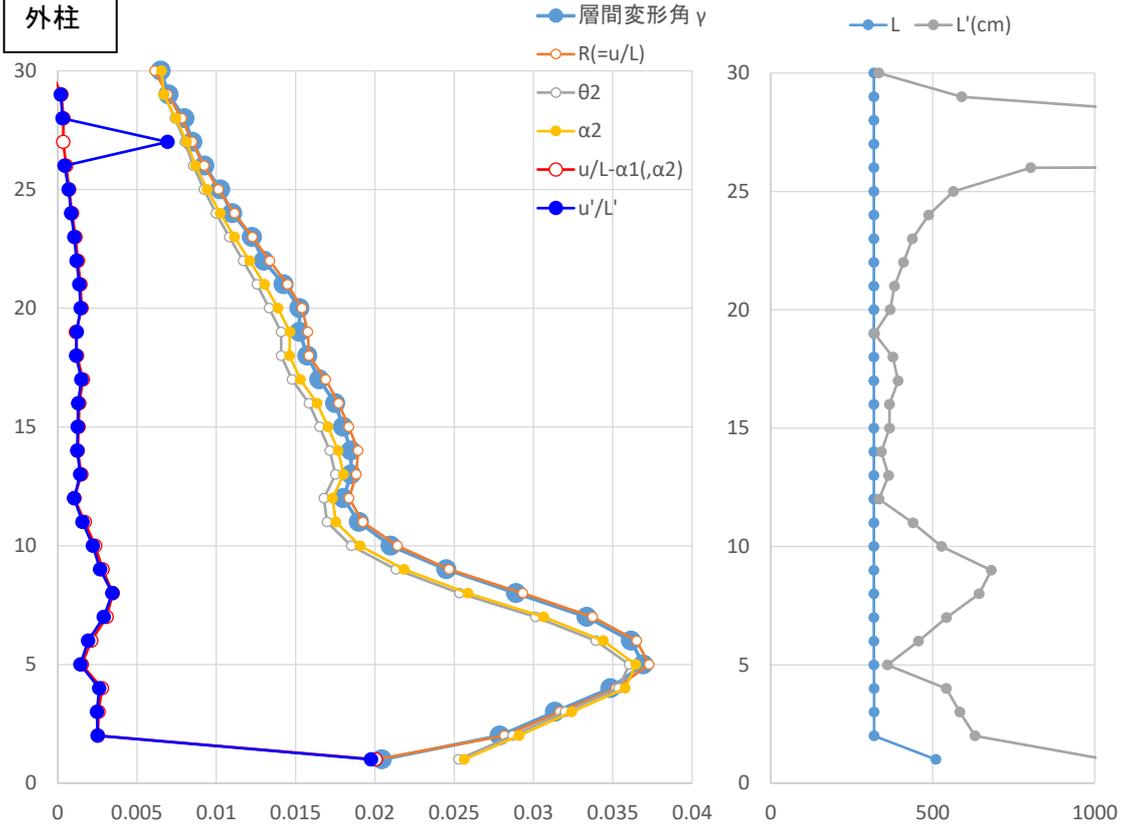


内柱

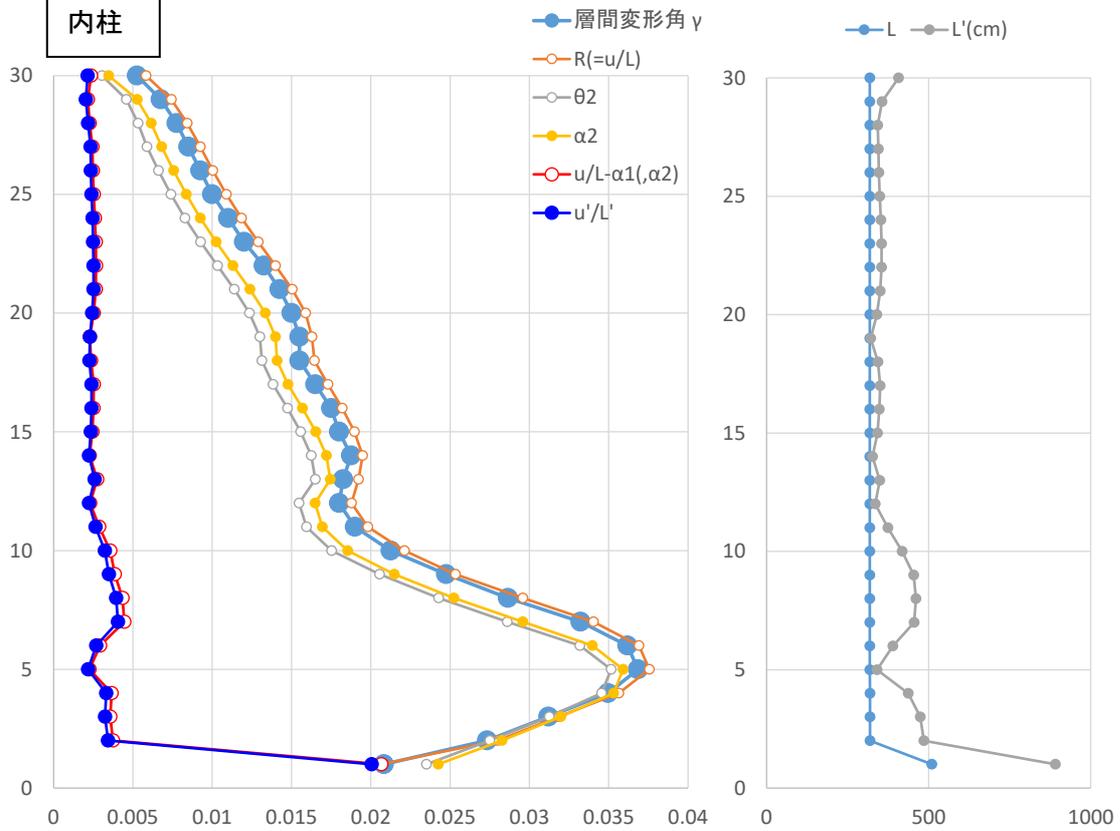


参考図 4.3-11 部材角の検証(層間変形角小)

外柱



内柱



参考図 4.3-12 部材角の検証(層間変形角大)

資料 4.3-6 変動軸力下での繰返し回数に基づく損傷度評価

2.3 節で示すように、変動軸力を振幅に応じて変化させた場合を考えると、鉄骨柱の場合には、変動軸力の最大軸力での一定振幅载荷の繰返し数と変動軸力時の繰返し数を比較した場合には、変動軸力時の繰返し数の方が大きくなると考えられる。そこで、2.3 節で提案している変動軸力下での繰返し回数の推定法を用いて損傷度を評価する。ただし、 $R_{lim}=0$ とした。参考図 4.3-14、参考図 4.3-15 に結果を示すが、上層の内柱では、初期軸力比が 0.4 程度（16 層目）の柱もみられ、当該柱は、損傷度が大きい。

【変動軸力が作用する柱の繰返し数 $vN_{90\%}$ 】

$$vN_{90\%} = \gamma \times cN_{90\%}(n=n_1) \leq cN_{90\%}(n=n_0) \quad (2.2-24)$$

ここで、

γ : 変動軸力を考慮した割増係数

$$\gamma = 1.0 + 29.35 \times \Delta n^{2.90} \quad (0.0 \leq \Delta n \leq 0.5) \quad (2.2-25)$$

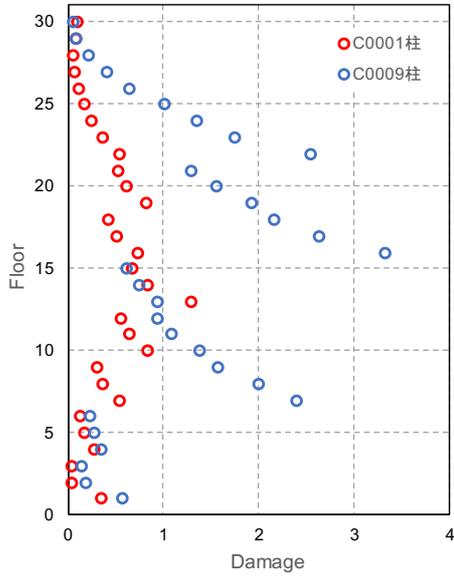
Δn : 軸力比の変動幅 ($= n_1 - n_0$)

$cN_{90\%}(n=n_1)$: 一定軸力での最大軸力時の繰返し数

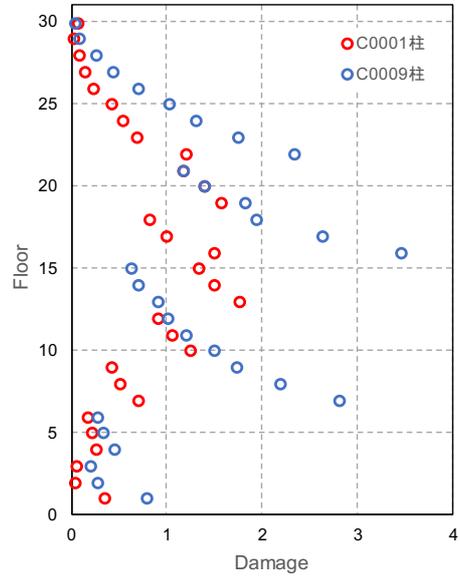
$cN_{90\%}(n=n_0)$: 一定軸力での長期軸力時の繰返し数

参考図 4.3-13 変動軸力時の損傷度評価の概要(2.3 節より)

22	23	24	25	26	27	28
15	16	17	18	19	20	21
8	9	10	11	12	13	14
1	2	3	4	5	6	7

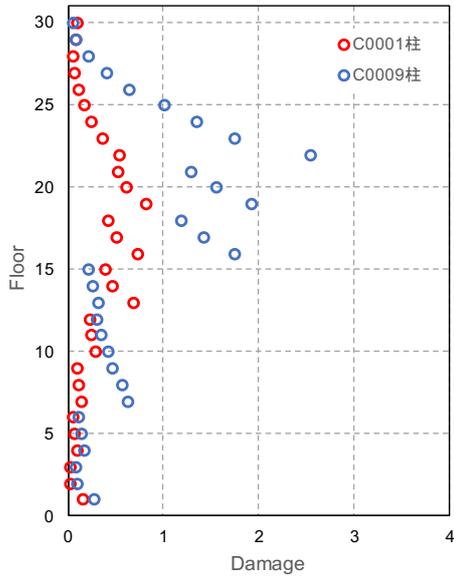


(a) CH1 X

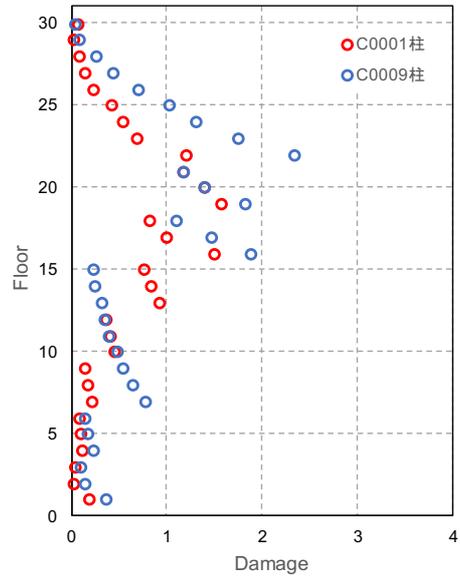


(b) CH1 Y

参考図 4.3-14 損傷度 (S30 基本モデル, 手法: 詳細法、変動軸力下での繰り返し回数)



(a) CH1 X



(b) CH1 Y

参考図 4.3-15 損傷度 (S30 柱強モデル, 手法: 詳細法、変動軸力下での繰り返し回数)

4.4 まとめ

第4章の各節の検討の概要と得られた成果及び課題を以下にまとめて示す。

4.4.1 超高層鉄骨造建物の試設計と劣化を考慮した時刻歴応答解析（H30年度実施）

長周期地震動下の超高層鉄骨造建物の地震応答解析を行うことにより応答性状の実態を把握することを目的とし、超高層鉄骨造建物モデルを用いて地震応答解析を行った。検討した内容を以下に示す。

(1) まとめ

1) 超高層鉄骨造建築物の試設計(4.1.1)

1990年代までに設計された超高層建築物として、鉄骨箱型断面柱による30層建物モデル(S30)と、2000年代以後に設計されたとする、鉄骨箱型断面柱にコンクリートを充填したCFT柱による32層建物モデル(CFT32)の2種を採用し、いずれも設計当時に想定される入力地震動に対し、耐震安全性判定基準を概ね満足するように試設計した。

2) 長周期地震動を用いた部材の劣化を考慮した時刻歴応答解析(4.1.2)

入力地震動に、国土交通省による南海トラフ沿いの長周期地震動のうち、告示に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルを上回るレベルの地震動(SZ1,CH1,OS1)を選定した。地盤は軟弱な地盤を想定し、表層地盤の増幅を考慮したところ、速度応答スペクトルで、告示の簡略化2種地盤で計算されるレベル(165cm/s)に比べ、最大2倍弱の増幅(最大300cm/s)となった。

長周期地震動に対するS30及びCFT32の地震応答解析を行った。結果を以下に示す。

【S30】

S30では、長周期地震動CH1,OS1に対して応答が大きく、層間変形角 $1/20\text{rad}$ を超えた。特にOS1に対しては、層間変形角 $1/10\text{rad}$ を超え、層の復元力を喪失した。従って、OS1に対しては崩壊と判定された。当時の設計波である既往波に対して、表層地盤の増幅を考慮した長周期地震動の入力レベルが大きかったことが崩壊に至った原因と考えられる。また、崩壊のメカニズムは、梁下フランジの破断が進行することで、層の復元力が著しく低下し、大変形に至るといものである。大変形に至る過程で、柱の局部座屈も確認されたが、崩壊の直接的な原因ではないと考えられる。

最大軸力比(最大軸力/降伏軸力)は、X方向入力時に0.91、45度方向入力時は1.10となった。この値は、OS1で大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1も同程度である。

部材角とその頻度分布は、同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、 $1/100\text{rad}$ を超える振幅が6回となっている柱が存在する。

【CFT32】

CFT32はX方向入力時にはCH1で応答が大きく、ねじれの大きい端部では最大層間変形角 $1/40\text{rad}$ を超えた。Y方向入力時にはOS1で応答が大きく、最大層間変形角 $1/54\text{rad}$ を超えた。S30と比べて応答が小さいのは、表層地盤の増幅を考慮した告示波で設計されているため、設計用地震動と長周期地震動の入力レベルにS30ほどの差がないためである。

部材の損傷状態は、CH1 X 方向入力時に一部の梁で局部座屈が生じて最大塑性率が 8 弱となるケースもあるが、その他のケースでは概ね塑性率 4 以下となった。また、全てのケースで梁下フランジの破断や、柱の局部座屈は生じなかった。

最大軸力比は、X 方向入力時に 0.67、45 度方向入力時は 0.87 となった。この値は、OS1 入力時に大きい傾向にあるものの、CH1、SZ1 も同程度である。

部材角とその頻度分布は 同じ階の柱では部材角の頻度分布は概ね同じ傾向となっている。度数としては、1/200rad を以上の振幅が 30 回弱となっている柱がある。

(2) 今後の課題

今後の課題を以下に示す。

1) S30、CFT32 の崩壊余裕度について

S30、CFT32 について、振幅を係数倍した長周期地震動に対する応答解析を行い、建物が崩壊するまでの余力について検討を行う。

2) 地震応答解析における骨組の鉄骨柱及び CFT 柱の耐震安全性評価方法について

・多数回繰返し載荷実験に基づく鉄骨（CFT）柱端部の疲労限界曲線

梁端部の性能評価式と同様に S 造柱（CFT 柱）についても、多数回繰返し載荷実験に基づいて、疲労限界性能曲線式が提示され、それが部材角振幅（柱端部材角、柱端部回転角）と繰返し回数 N_f の関係で表されるものと考えられる。

・柱端部の損傷度（ D ）の計算方法

柱の耐震安全性の評価を行う場合には、各柱の軸力変動などを考慮する必要があるため、基本的には部材モデルで解析することが条件になる。現状の梁の耐震安全性評価方法では、骨組モデルを用いる場合には、a)、b) の 2 通りの方法が提示されており、基本的にはこれと同様の検討を行える手法の提案を試みる。

3) 上下動の取り扱い

国土交通省「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について 平成 28 年 6 月 24 日」（以下、国交省長周期通知と称す）にて示された長周期地震動は、水平方向の入力地震動のみである。性能評価においては、上下動に対する考慮が必須となっており、長周期地震動に対しても、水平のみならず上下動に対する検討が必要であるが、長周期地震動に対応する上下動が提示されておらず、適切な方法がない。

現在は、長周期地震動（水平動入力）に対する応答と、適切に設定した告示レベルの上下動（告示上下動、上下動入力）に対する応答を単純和することで、上下動分の応答の割り増しとする等としている。

4) 高軸力比柱の挙動

高軸力比柱の挙動（解析上、軸力比 1 を上回る場合がある）は、解析モデル上、取り扱える範囲を超えている可能性がある。

4.4.2 建物が倒壊するまでの余力の検討と耐震安全性検証の試行（R1 年度実施）

鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行い、梁端破断が生じる入力倍率と、建物が倒壊する時の入力倍率を確認した。

(1) まとめ

1) S30 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1 程度とする設計を「基本モデル」として検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は平均 1.3 倍となった。

梁の塑性変形能力が大きいと仮定し、梁端の破断が比較的生じにくい設定をした「梁変形性能大モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 1.2 倍、倒壊する倍率は 1.6 倍となり、基本モデルと比して倍率が大きくなった。

柱の断面性能を増し、柱梁耐力比を約 2 割程度大きく設定した「柱強モデル」について検討した。梁端破断の生じない倍率は平均 0.8 倍、倒壊する倍率は 1.4 倍となり、基本モデルと比して倒壊する倍率が大きくなった。

2) CFT32 に関する検討

静的弾塑性漸増荷重解析により層間変形角 1/100 まで加力した時点の応力状態による柱梁耐力比を最小 1.5 程度とする CFT 柱モデルについて検討した。その結果、入力地震動の種類や入力方向により大きくばらつくが、梁端破断の生じない倍率は平均 1.5 倍、倒壊する倍率は平均 3.4 倍となった。

3) 倒壊の状況の把握

梁端の劣化を伴う損傷（破断、局部座屈）の発生が層内で進展し、層の復元力を劣化させる。それに伴う層の大変形に対し、P- Δ 効果で層の復元力を喪失すると考えられる。ここでは、この状態を解析上の「倒壊」と定義する。令和 1 年度の検討結果は、この状態に至って「倒壊」している。

倒壊時の部材損傷をまとめると、梁端の破断や局部座屈の発生が顕著で、当該層が大きく変形するのに伴い柱上下端の降伏も見られる。降伏した状態で、大変形を受ける柱の健全性については、疲労曲線を用いた検討が必要である。

4) 耐震安全性検証方法の試行

平成 30 年度得られた実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答から、Miner 則を仮定して損傷度を算定した事例を示した。令和 1 年度の柱部材の損傷度の評価は、部材角の時刻歴から振幅の頻度分布を計数した詳細手法であるが、より簡易な手法を今後模索する必要がある。

5) 通常の設計で想定される解析モデルとの比較

柱の部材角応答は、MS モデルを用いた詳細モデルと通常の設計モデルで、梁端の破断が生じる前の応答について概ね同じであることを示した。

(2) 今後の課題

1) 柱部材の設計用疲労曲線を用いた詳細な健全性確認

鉄骨柱部材および CFT 柱部材の設計用疲労曲線を時刻歴応答解析の部材特性に反映して、健全性の確認を行う。健全性確認の検討ケースは以下を想定する。

- ・ 梁端の破断が生じない範囲の最大入力倍率時
- ・ 倒壊と判断される入力倍率時

また、柱部材の健全性確認については、簡易な方法の考案を試行する。

2) 梁端破断から倒壊に至るまでの余力を考慮した耐震安全性検証法の検討

鉄骨柱および CFT 柱を有する建物モデルに対して時刻歴応答解析を実施し、耐震安全性の検討を行う。建築物の耐震安全性検証にあたっては、判定基準を満足している時点から倒壊に至るまでの余力をある程度確保する必要があることを念頭に置き、部材損傷や層間変形角など適切な判定基準について検討する。

4.4.3 耐震安全性評価法、層間変形角クライテリア等の提案 (R2 年度実施)

長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物について、耐震安全性評価法を提案した。また鉄骨柱を有する鉄骨造 30 階建て S30、鉄骨柱を有する鉄骨造 15 階建て S15、CFT 柱を有する鉄骨造 32 階建て CFT32 の建物モデルを用い、長周期地震動を係数倍して入力レベルを漸増させた時刻歴応答解析を行うことで、提案した耐震安全性評価法を検証した。建物モデルとしては、評価フロー等の成立性の検討を目的としていることから、柱梁耐力比が小さいものも含めて、多様なモデルを選定した。

(1) まとめ

1) 耐震安全性評価法の提案(4.3.1)

部材劣化しない（梁端破断）条件のみで耐震安全性判定基準を設定する場合、設計に用いた地震動に対しては安全性が確保されているが、倒壊までの余裕度が小さい場合があることが令和 1 年度確認された。そこで、適切な余裕度を確保する意味で、建物全体の性能を反映している建物耐力と関連する層間変形角クライテリアと、部材劣化クライテリアの両方を満たすことを求める評価フローを提案した。

提案した評価フローにおいては、従来の耐震安全性判定基準（層間変形角 1/100rad）を緩和する場合、P-Δ 効果を考慮すること、立体骨組み解析とすること、を求めている。

2) 層間変形角クライテリアの提案(4.3.2)

耐震安全性評価に用いる層間変形角クライテリアの設定方法を示した。層間変形角クライテリアは、倒壊に影響を及ぼす因子として P-Δ の影響を考慮できるベースシア係数 CB を用いて評価する。また、非線形化による周期変動に伴い入力レベル（SV）が急増する場合を想定して、入力地震動のスペクトルにより層間変形角クライテリアを調整することとした。

試設定したクライテリアに対して倒壊までの余裕度を確認した。建物モデルは、比較的均等なスパンの純ラーメン構造（部材劣化が始まると一気に進展するため倒壊までの余裕度が比較的小さいと考えられる構造）を採用した。

限られた建物モデルによる検討であるが、層間変形角クライテリアを適切に設定すれば、設計に対して適切な余裕度が確保できることを確認した。

3) 部材劣化クライテリア:柱の損傷評価法の提案(4.3.3)

実験結果をもとにした設計用疲労曲線を参照し、解析で得られた柱応答を基に Miner 則を仮定して損傷度を算定した。損傷度の評価は、各柱部材角時刻歴から振幅の頻度分布をそれぞれ計数する詳細手法と、層間変形角から各柱部材角を推定して計数する手法を示した。試算定で示した結果は一部の柱で損傷度が大きい結果となったが、入力倍率について設計で想定される最大レベル（梁端が破断しない範囲で最大入力レベル）を想定したことや、S30 モデルでは本検討の趣旨に照らして柱を弱く（柱梁耐力比が最小で 1 を下回っている）設計したことが一因として考えられる。

(2) 今後の課題

今後の課題として以下が挙げられる。

- 1) 45 度方向（2 方向入力）入力時の柱損傷評価法は未確立であり、実験データの拡充による性能曲線の設定並びに安全性検証法の確立が望まれる。
- 2) 柱の疲労曲線は比較的大振幅時の実験データに基づき設定されたもので、小振幅時の知見が不足しており、柱の繰り返し実験で確認された振幅を下回る小振幅に対する疲労検討においては、損傷度を過大評価している可能性がある。そこで本報告書では小振幅時には疲労曲線が異なる影響を考慮した試行結果を示した。
- 3) 現状の評価手法は、常に最大軸力が発生していると仮定して損傷評価を行っているが、小振幅時は変動軸力も小さく、損傷度を大きめに評価している可能性がある。変動軸力の影響を適切に考慮できる手法が望まれる。そこで本報告書では変動軸力の影響を考慮した試行結果を示した。
- 4) 簡易法として累積エネルギーに基づく算定を試行したが、詳細法との差異が大きい。その原因の解明や考察も含め、さらなる検討が必要である。
- 5) 層間変形角クライテリアの設定に関し、本報告書では複数のモデル建物による設定と検証を行ったが、検討した全 6 棟 2 方向の範囲にとどまる。より多様な建物に対する検討が望まれる。