

## 第4章 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の応答評価と安全性検証方法

### 4.1 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価に関する検討

#### 4.1.1 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価(H22 実施分)

##### (1) 背景・目的

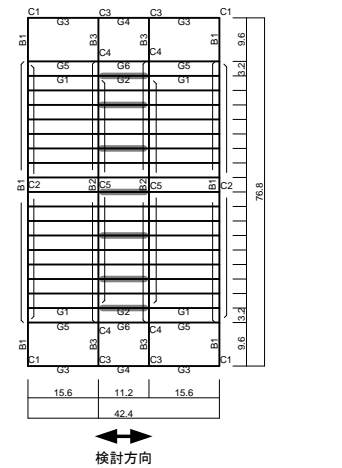
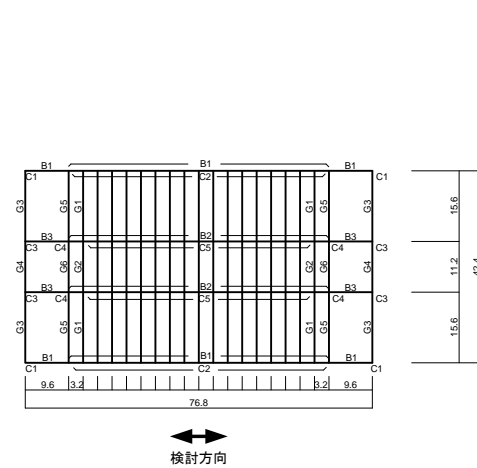
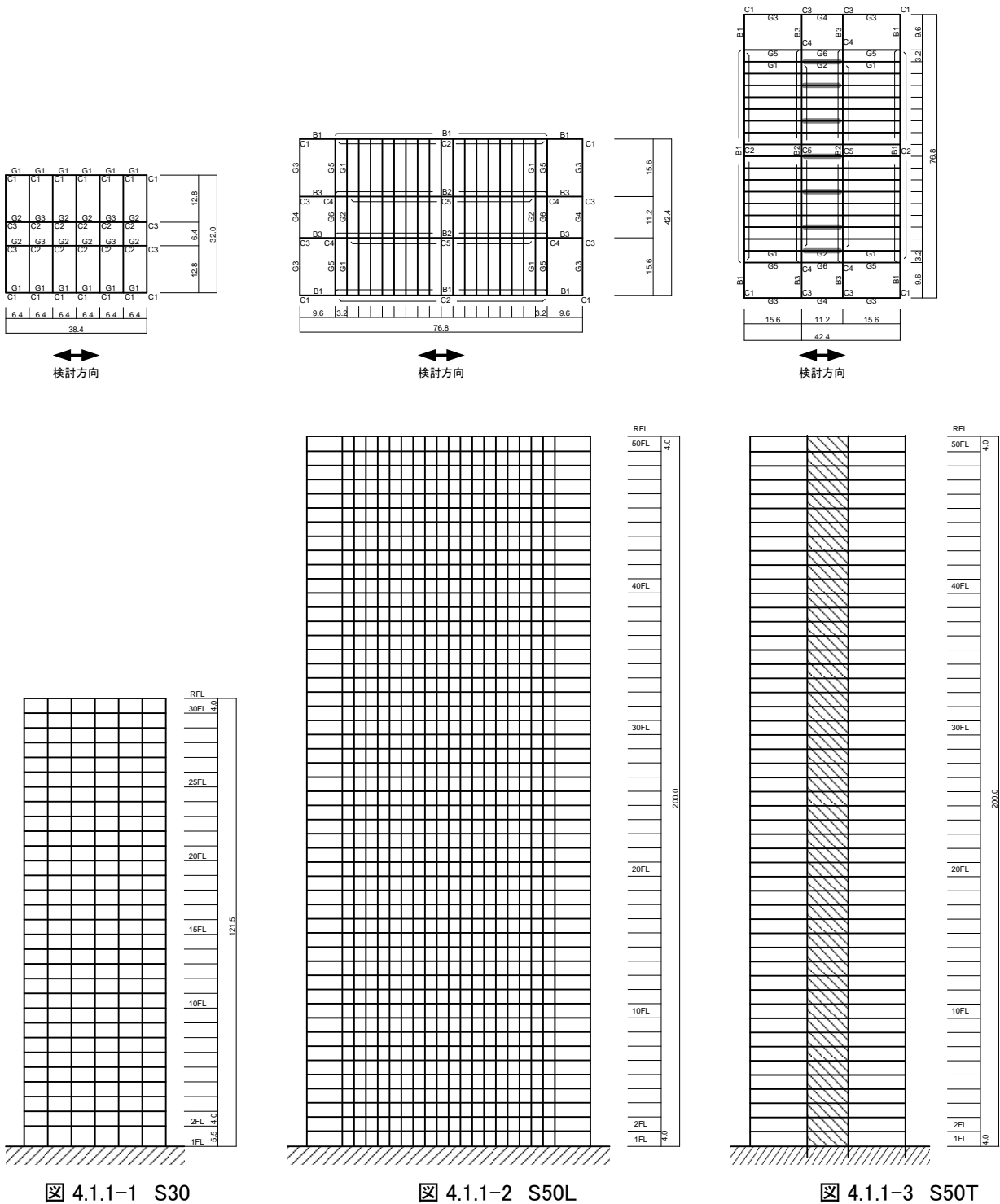
2棟(30階, 50階)の鉄骨造建物を選定し, 長周期地震動(想定東海, 東南海, 南海地震発生時の3都市圏における模擬地震波(平成21年度基準整備促進事業1番の成果))を入力として, 地震応答解析を実施する。応答解析の結果から, 長周期地震動が作用した時の各部の多数回繰返し変形のパターンを把握し, 実験に用いる載荷パターンに反映させる。

## (2) 解析対象モデル建物の選定と概要

### 1) 解析対象モデル建物の選定

超高層建物のアンケート調査結果を参考に、下記に示す 2 棟 (3 ケース) のモデル建物を選定した。

- ①均等ラーメンを想定した S30
- ②チューブ的挙動 (短スパン) を想定した S50L
- ③中央コア (長スパン+短スパン) を想定した S50T



## 2) 検討対象モデル建物の概要

### ① S30

表 4.1.1-1 階高及び重量(S30)

	階高(m)	重量(kN)
30階	4.0	13824
29階～2階	4.0	9216
1階	5.5	9216

表 4.1.1-2 梁断面(S30)

FL	G1	G2	G3
29～R	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
26～28	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
23～25	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
20～22	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
17～19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22
14～16	H-850×250×16×19	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
11～13	H-850×250×16×22	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
8～10	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
5～7	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
4～2	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25

表 4.1.1-3 柱断面(S30)

F	G1	G2	G3
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	□-600×600×50×50	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下1/6まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型を基本とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 長期軸力を考慮した全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型

減衰：

1次固有周期に対して2%の内部粘性減衰

表 4.1.1-4 固有周期一覧(S30)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	3.75	1.38
2 次	1.28	-0.55
3 次	0.72	-0.29

② S50L

表 4.1.1-5 階高及び重量(S50L)

	階高 (m)	重量 (kN)
50 階	4.00	29310
49 階～1 階	4.00	18630

表 4.1.1-6 梁断面

FL	B1	B2	B3
R	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×200×12×22	H-800×200×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
15～20	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
9～14	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
3～8	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
2	H-1000×200×16×32	H-1000×200×16×32	H-1000×300×16×32

表 4.1.1-7 柱断面(S50L)

F	C1	C2	C3
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×19×19
44～49	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×22×22
38～43	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12	□-650×650×28×28
32～37	□-650×650×16×16	□-650×650×16×16	□-650×650×36×36
26～31	□-650×650×19×19	□-650×650×19×19	□-650×650×45×45
20～25	□-650×650×25×25	□-650×650×19×19	□-650×650×55×55
14～19	□-650×650×28×28	□-650×650×22×22	□-650×650×60×60
8～13	□-650×650×28×28	□-650×650×25×25	□-650×650×65×65
5～7	□-650×650×32×32	□-650×650×28×28	□-650×650×70×70
2～4	□-650×650×36×36	□-650×650×32×32	□-650×650×75×75
1	□-650×650×40×40	□-650×650×32×32	□-650×650×80×80

F	C4	C5
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12
44～49	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12
38～43	□-650×650×22×22	□-650×650×16×16

32～37	□-650×650×28×28	□-650×650×19×19
26～31	□-650×650×36×36	□-650×650×22×22
20～25	□-650×650×40×40	□-650×650×25×25
14～19	□-650×650×50×50	□-650×650×32×32
8～13	□-650×650×55×55	□-650×650×36×36
5～7	□-650×650×60×60	□-650×650×40×40
2～4	□-650×650×60×60	□-650×650×55×55
1	□-650×650×75×75	□-650×650×55×55

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下 1/6 まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 長期軸力を考慮した全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型

減衰：

1 次固有周期に対して 2%の内部粘性減衰

表 4.1.1-8 固有周期一覧(S50L)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	4.44	1.38
2 次	1.51	-0.56
3 次	0.87	-0.31

③S50T

重量，階高，柱断面は S50L と共通（同一モデル直交方向）

表 4.1.1-9 梁断面(S50T)

FL	G1	G2	G3
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

FL	G4	G5	G6
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下1/6まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型  
耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 長期軸力を考慮した全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型

可撓耐震壁(図 4.1.1-3 網掛け部)： ブレース置換して表現し，せん断剛性に換算すると 3.5kN/m，せん断耐力 2800kN となる Bi-Linear 型

減衰：

1 次固有周期に対して 2%の内部粘性減衰

表 4.1.1-10 固有周期一覧(S50T)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	5.83	1.41
2 次	1.88	0.61
3 次	1.01	0.33

### (3) 入力地震動の選定

解析モデルに入力する長周期地震動として、国土交通省基準整備促進補助金事業課題1の2009年度の成果の大都市圏で想定される入力地震動を選定する。あわせて観測波も採用する。

解析に用いる地震動は以下の3種である。

- ① 模擬地震動（国土交通省基準整備促進事業課題1の2009年度作成波）
- ② 観測波（2003年十勝沖地震苫小牧港湾での記録波）
- ③ 共振解析用検討波

#### 1) 模擬地震動と観測波

国土交通省基準整備促進補助金事業課題1にて2009年度に作成された模擬地震動の原波(表4.1.1-11)を用いる。その速度応答スペクトルを図4.1.1-4及び図4.1.1-5に示す。表および図には観測波も併せて示す。

表 4.1.1-11 入力地震動一覧

地点	想定する地震	表記	レベル	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	継続時間 (s)
愛知 津島	東南海・東海	AIC003	平均	221	645
			平均+ $\sigma$	322	645
愛知 名古屋	東南海・東海	AIC004	平均	323	645
			平均+ $\sigma$	682	645
大阪 此花	南海	OSKH02	平均	71	625
			平均+ $\sigma$	105	625
東京 新宿	東南海・東海	KOGAKUIN	平均	86	620
			平均+ $\sigma$	121	620
観測波	2003 十勝沖	TOMAKOMAI	—	70	180

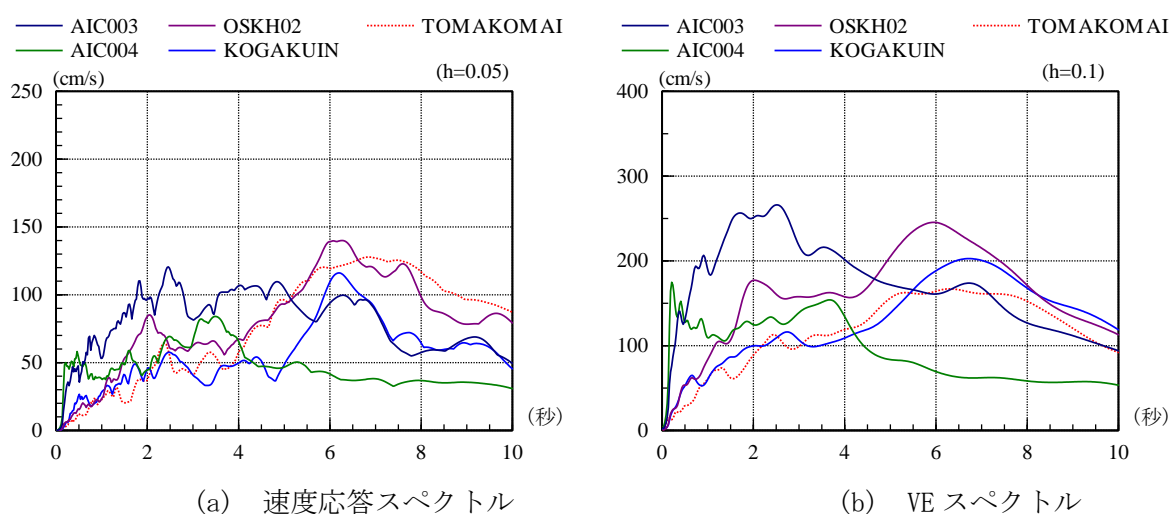


図 4.1.1-4 模擬地震動(平均)と観測波のスペクトル

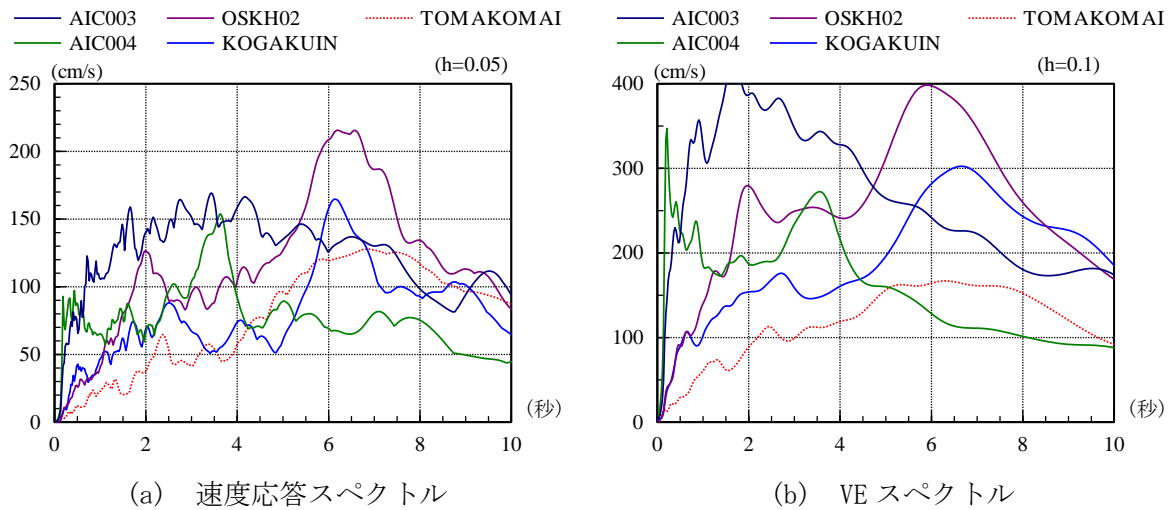


図 4.1.1-5 模擬地震動(平均+ $\sigma$ )と観測波のスペクトル

図 4.1.1-4, 図 4.1.1-5 から読み取った応答スペクトルのピーク値を表 4.1.1-12 に示す。また、時刻歴波形を図 4.1.1-6, 図 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-12 入力地震動のスペクトルピーク

		速度応答	エネルギー	ピークの 周期 (秒)
		スペクトル (cm/s) h=0.05	スペクトル (cm/s) h=0.10	
愛知・津島	平均	120	260	2
	平均+ $\sigma$	150	400	2
愛知・名古屋	平均	80	160	3.5
	平均+ $\sigma$	150	260	3.5
大阪・此花	平均	140	240	6
	平均+ $\sigma$	220	400	6
東京・新宿	平均	120	200	6.5
	平均+ $\sigma$	170	300	6.5
観測波 TOMAKOMAI	—	130	170	6.5



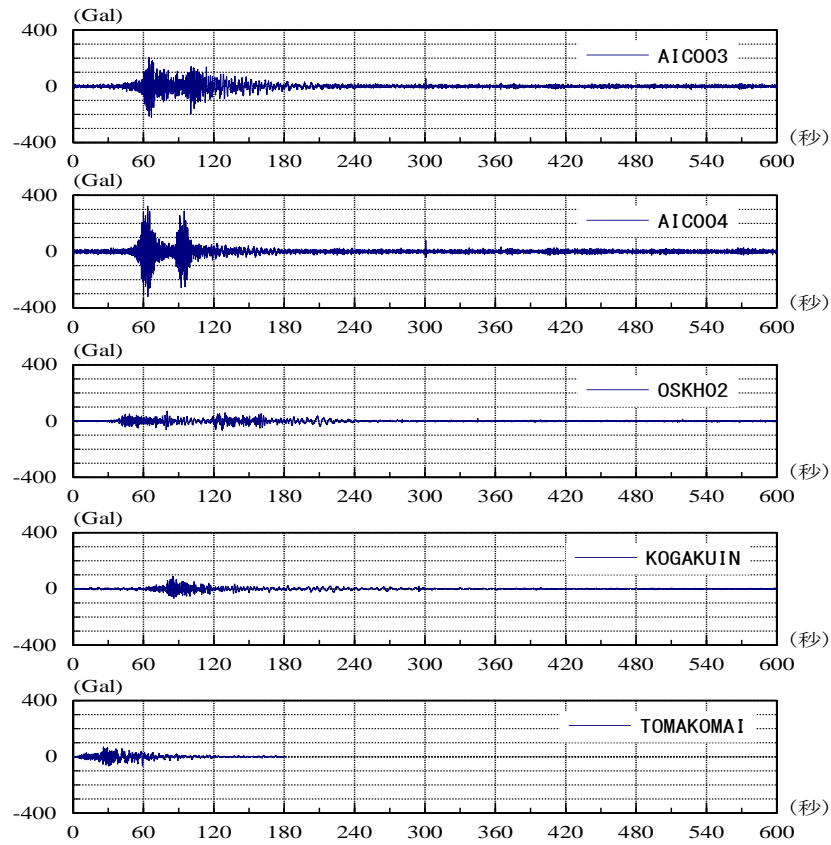


図 4.1.1-6 模擬地震動(平均)と観測波の加速度時刻歴

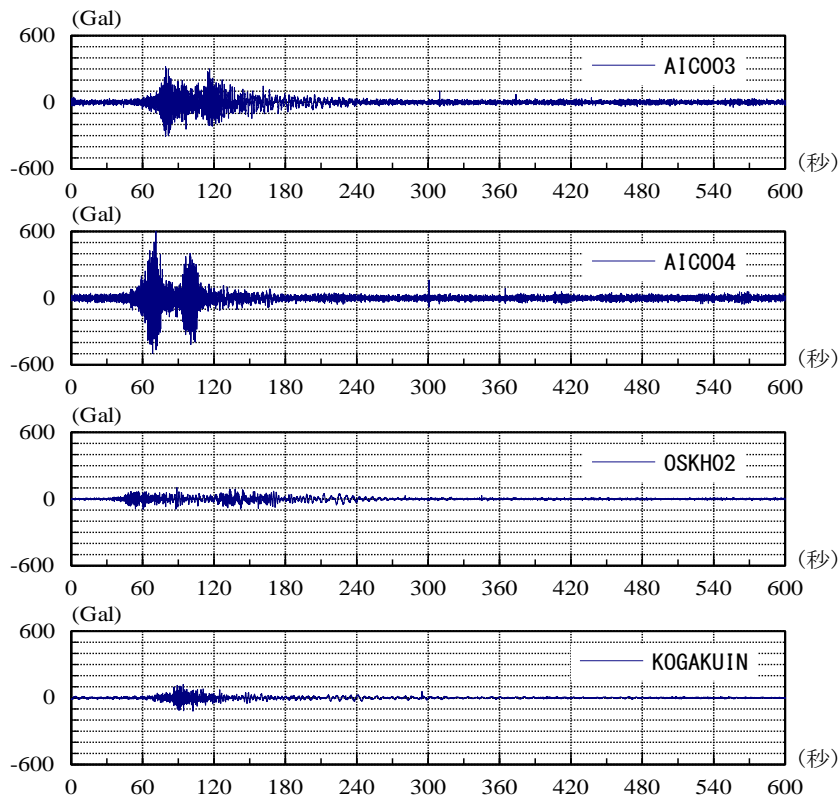


図 4.1.1-7 模擬地震動(平均+σ)の加速度時刻歴

## 2) 共振解析用検討波

共振解析用検討波は、各建物モデルが共振する最悪の場合を想定し、建物が共振した場合に建物変形・部材変形・繰り返し回数がどの程度生じるかを推定、評価するために作成する波形である。

具体的には、1)の模擬地震動波形及び2)の観測波形の時間刻みを調整することで、地震動の卓越周期と建物固有周期をほぼ一致させ、共振状態を実現する。この時、入力加速度振幅は時間刻み倍率に反比例させる。これは、原波形と調整後の波形の速度応答スペクトル、エネルギースペクトルのピーク値を変えないようにするためである。

周期調整の例を、2003年十勝沖地震の苫小牧における観測波を用いて示す。原波のピークは7秒近傍にある。原波に対し、時間刻みを1/2倍した、3.5秒近傍にスペクトルのピークを有する波形を作成する。この時、前述のルールに従い、加速度振幅を時間刻み倍率1/2倍の逆数の2倍させて用いる。この時の速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを図4.1.1-8に示す。

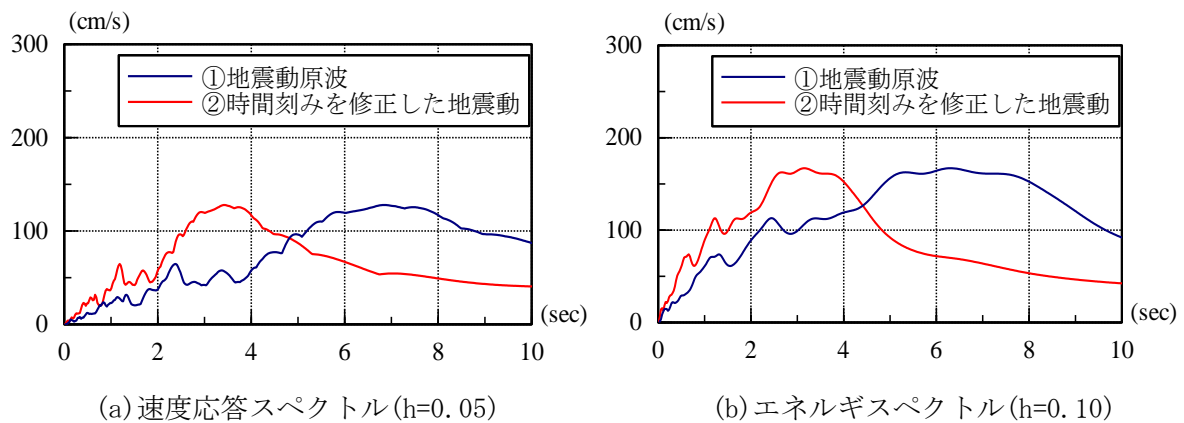


図 4.1.1-8 苫小牧観測波の卓越周期調整—振幅調整例

同様の調整を、模擬地震動（平均）、模擬地震動（平均+ $\sigma$ ）の全ての入力地震動について行った。

#### (4) 地震応答解析

##### 1) 模擬地震動（平均）と観測波を用いた地震応答解析結果

3種の解析対象モデル建物に対し、長周期地震時の応答の傾向を調べるために、模擬地震動（平均）と観測波を用いて地震応答解析を行った。ここでは建物全体の挙動として層間変形角等と部材の塑性率等の最大値を表4.1.1-13～15にまとめる。

表 4.1.1-13 応答最大値一覧(S30, 平均, 既往波)

	愛知津島	愛知名古屋	大阪此花	東京新宿	観測苫小牧
頂部加速度(Gal)	297	225	203	144	196
頂部水平変形(cm)	95	76	75	53	51
1階せん断力係数	0.112	0.109	0.113	0.089	0.092
層間変形角(rad)	1/95	1/124	1/133	1/195	1/184
梁塑性率	3.15	2.03	1.91	0.94	0.97
パネル塑性率	0.75	0.71	0.69	0.54	0.57
梁累積塑性変形倍率	9.7	14.3	4.6	0.0	0.0

表 4.1.1-14 応答最大値一覧(S50L, 平均, 既往波)

	愛知津島	愛知名古屋	大阪此花	東京新宿	観測苫小牧
頂部加速度(Gal)	261	125	211	176	234
頂部水平変形(cm)	110	51	101	84	101
1階せん断力係数	0.106	0.056	0.110	0.090	0.108
層間変形角(rad)	1/174	1/396	1/188	1/244	1/196
梁塑性率	3.37	0.66	2.89	1.40	2.65
パネル塑性率	0.76	0.38	0.74	0.63	0.74
梁累積塑性変形倍率	14.1	0.0	11.8	1.0	3.5

表 4.1.1-15 応答最大値一覧(S50T, 平均, 既往波)

	愛知津島	愛知名古屋	大阪此花	東京新宿	観測苫小牧
頂部加速度(Gal)	253	132	195	152	217
頂部水平変形(cm)	143	64	162	137	162
1階せん断力係数	0.077	0.041	0.104	0.095	0.103
層間変形角(rad)	1/133	1/295	1/107	1/137	1/111
梁塑性率	0.88	0.40	1.53	1.08	1.46
パネル塑性率	0.49	0.23	0.55	0.49	0.55
梁累積塑性変形倍率	0.0	0.0	2.8	0.2	0.9
耐震壁塑性率	2.35	0.88	4.17	3.17	4.04

3種の解析対象建物モデルの長周期地震動に対する応答解析結果とその特徴を以下にまとめる。

①S30

1次固有周期 3.75 秒であり、愛知津島、愛知名古屋に対する応答が大きくなっている。その時、最大層間変形角は 1/95、梁部材塑性率は 3.15、累積塑性変形倍率は 14.3、パネルは弾性範囲で塑性率 0.75 であった。

層間変形角、部材塑性率及び累積塑性変形倍率ともに比較的大き目である。

②S50L

1次固有周期 4.44 秒であり、愛知津島あるいは大阪此花の応答が比較的大きい。最大層間変形角は 1/180 程度と小さめで、梁部材塑性率は最大でも 3 程度、累積塑性変形倍率は 14.1 である。パネルは弾性範囲で塑性率 0.76 が最大であった。

層間変形角は小さめであるが、比較的スパンが短いため、梁部材塑性率と累積塑性変形倍率は層間変形角のわりに大きめである。

③S50T

1次固有周期 5.83 秒であり、大阪此花の応答が比較的大きい。最大層間変形角は 1/107、梁塑性率は 1.53、累積塑性変形倍率は 2.8 程度である。パネルは弾性範囲で塑性率 0.55 である。

層間変形角は 1/100 程度であるが、スパン長が大きいため、部材塑性率は小さめである。それに伴い、累積塑性変形倍率は小さい。

架構形式により建物応答の特徴は異なるが、層間変形角及び部材塑性率・累積塑性変形倍率が共に比較的大きい S30 を今後の検討では用いることとした。

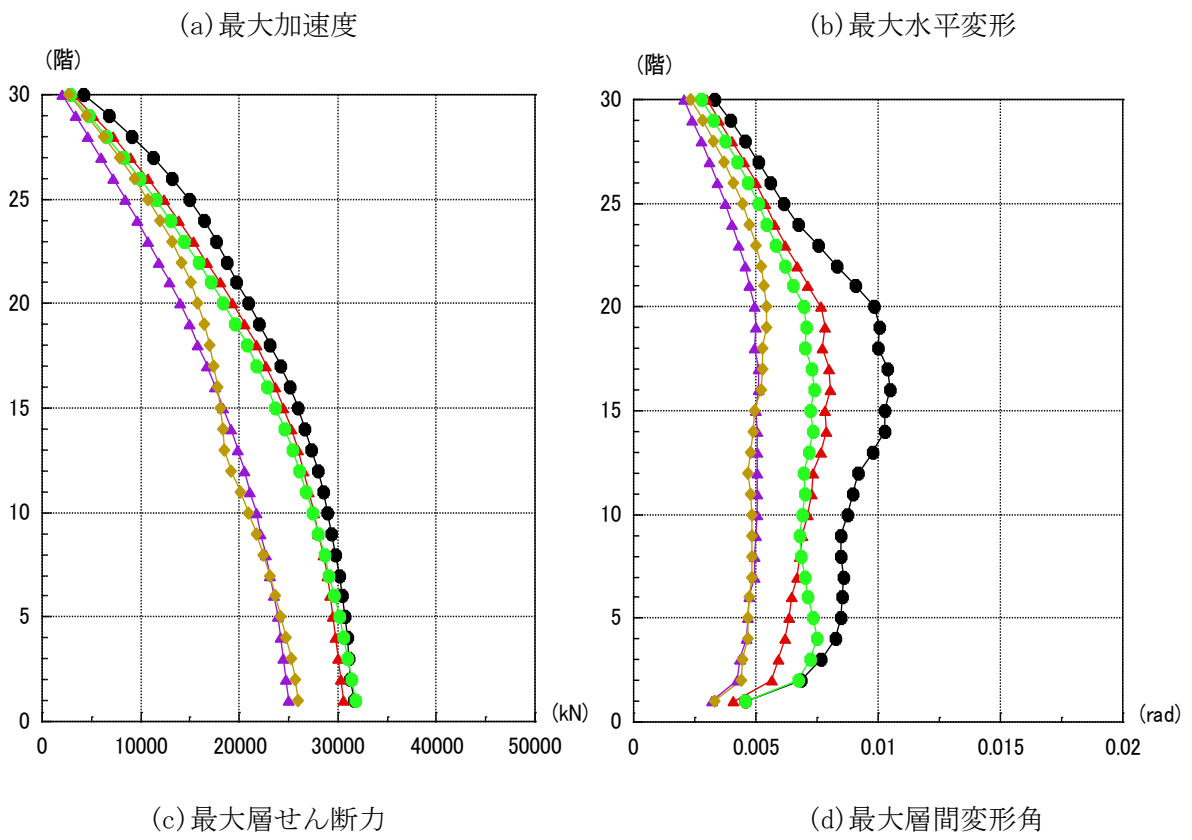
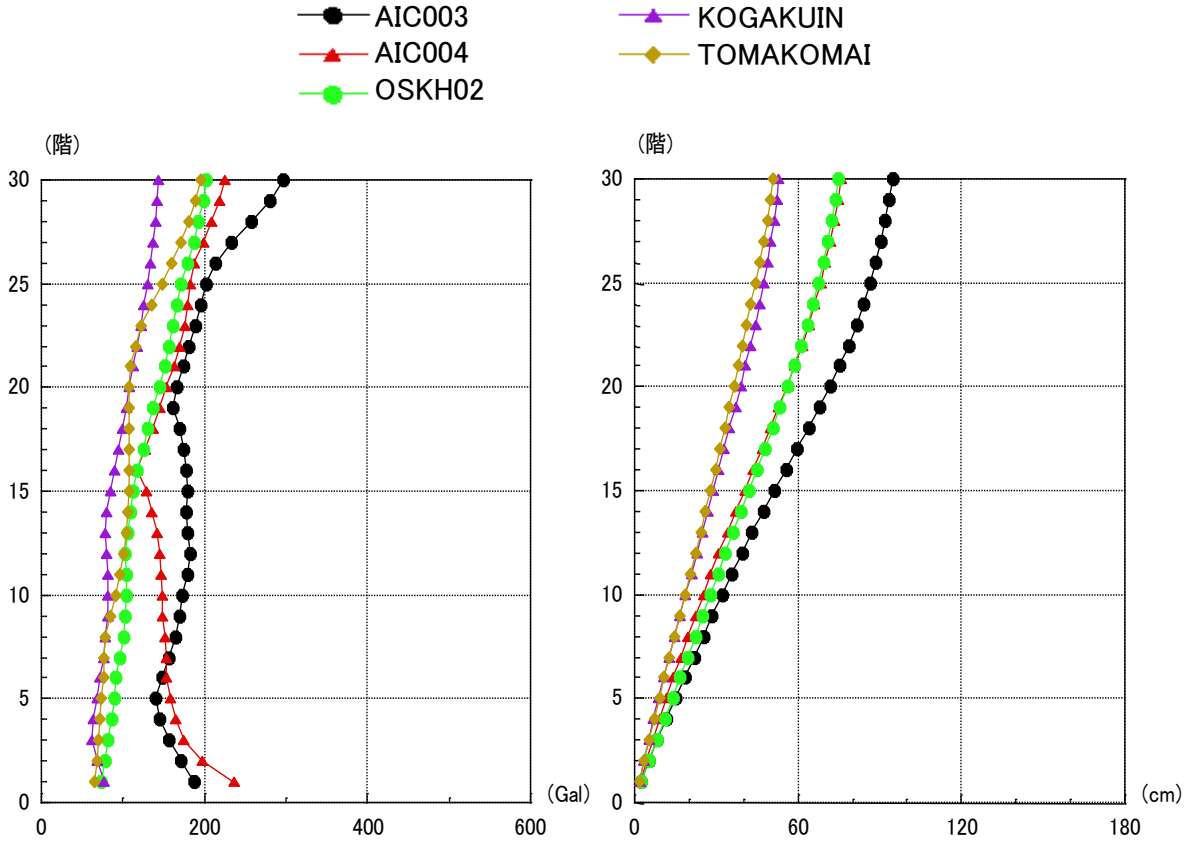
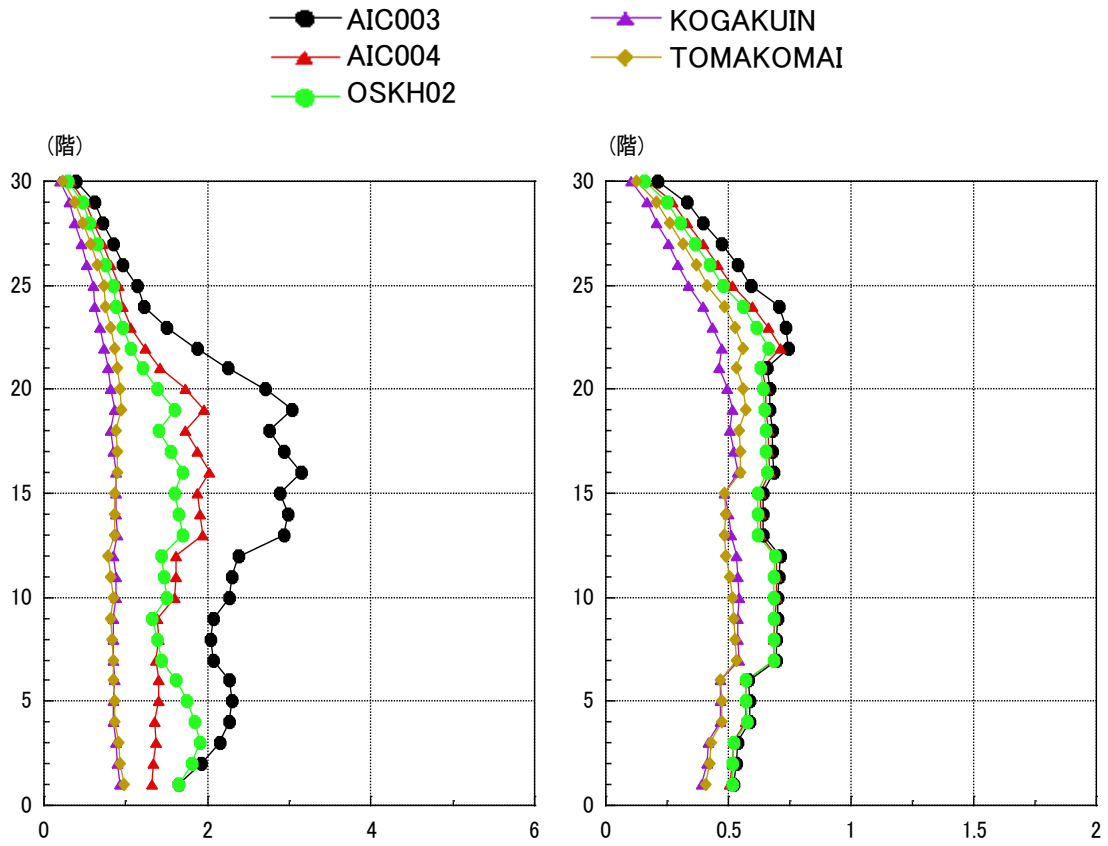
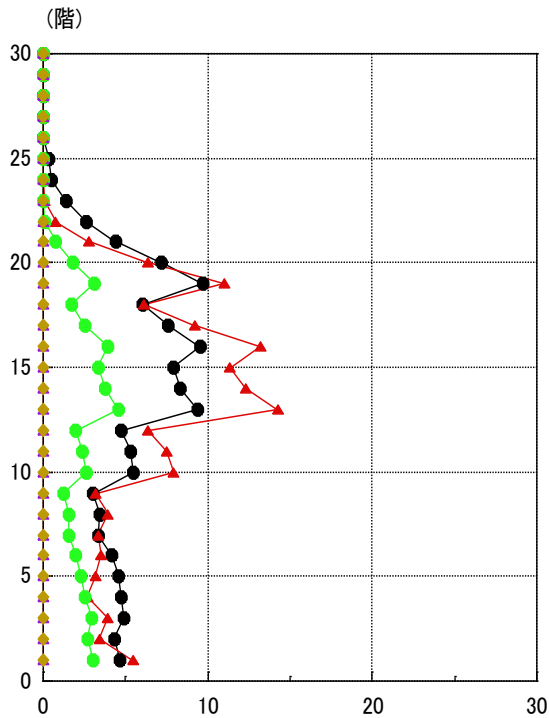


図 4.1.1-9(1) 応答最大値分布 (S30, 平均, 既往波)



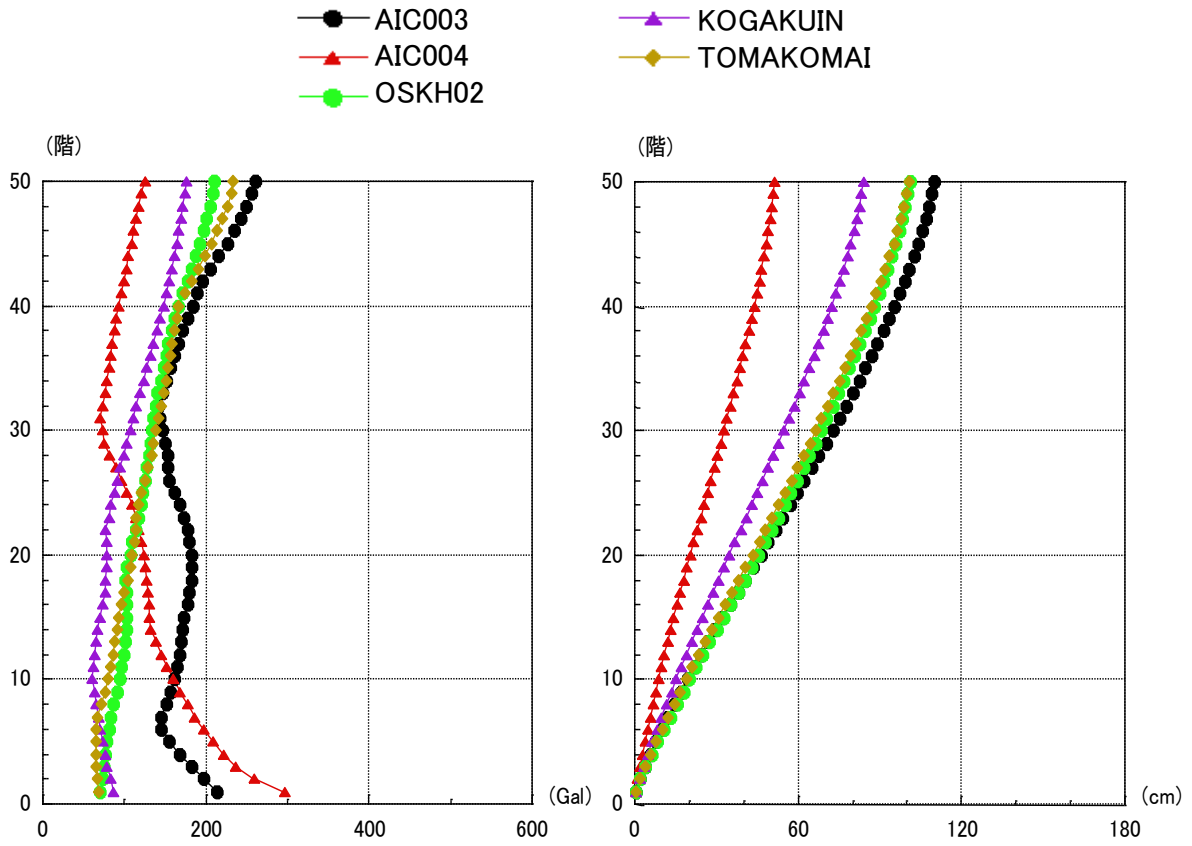
(e) 最大梁部材塑性率

(f) 最大パネル塑性率



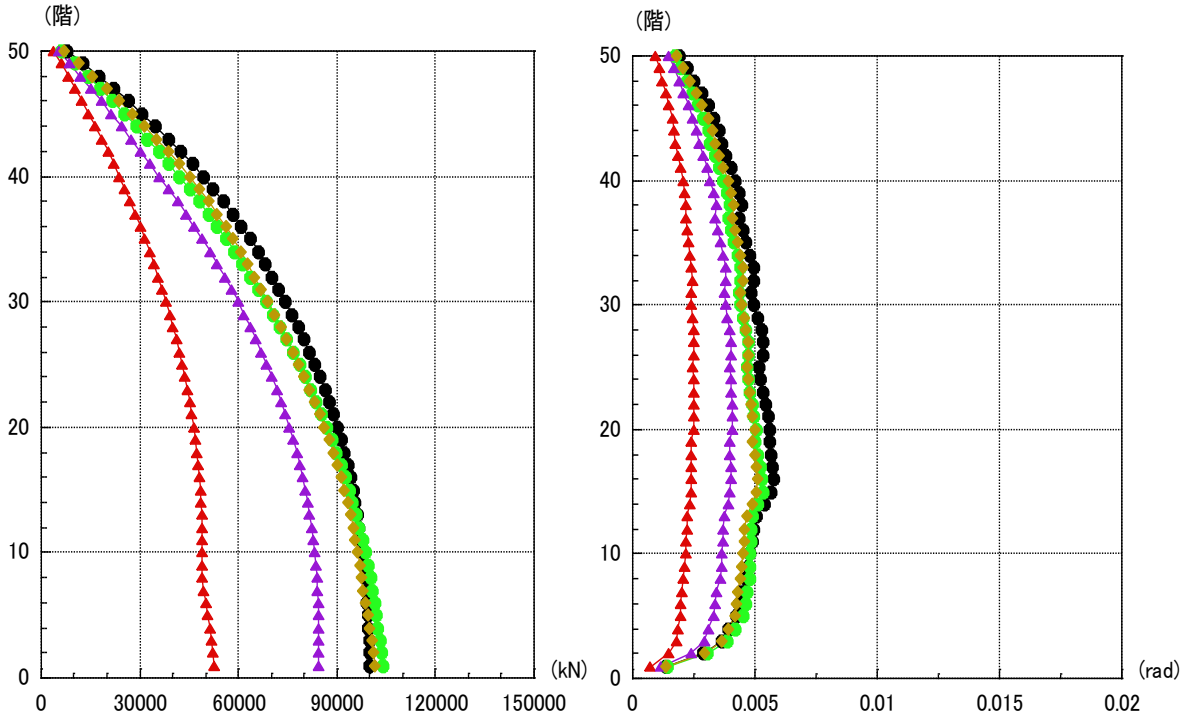
(g) 梁部材累積塑性変形倍率

図 4.1.1-9(2) 応答最大値分布 (S30, 平均, 既往波)



(a) 最大加速度

(b) 最大水平変形



(c) 最大層せん断力

(d) 最大層間変形角

図 4.1.1-10(1) 応答最大値分布(S50L, 平均, 既往波)

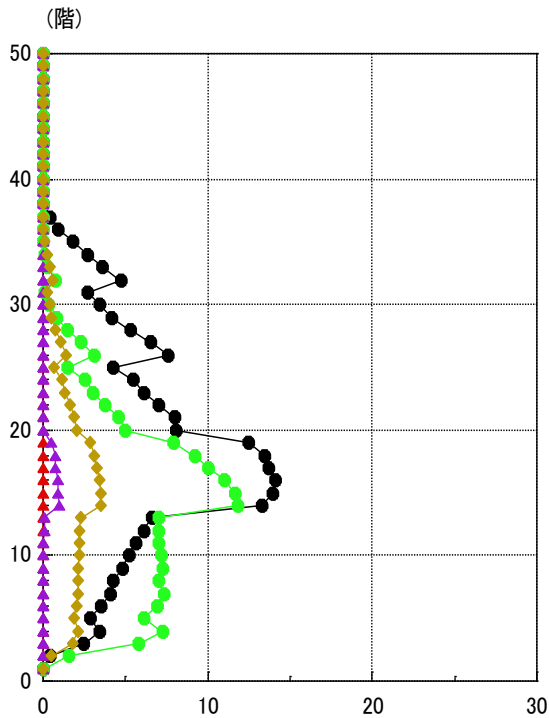
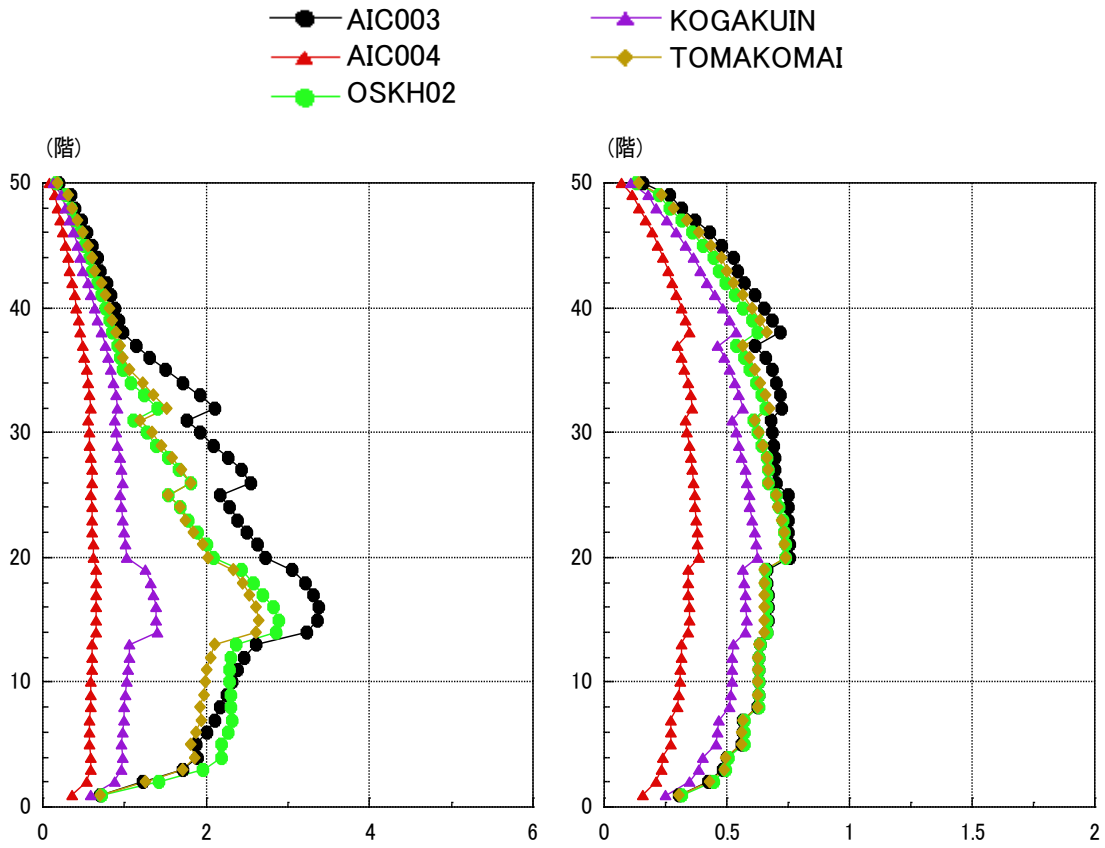


図 4.1.1-10(2) 応答最大値分布(S50L, 平均, 既往波)



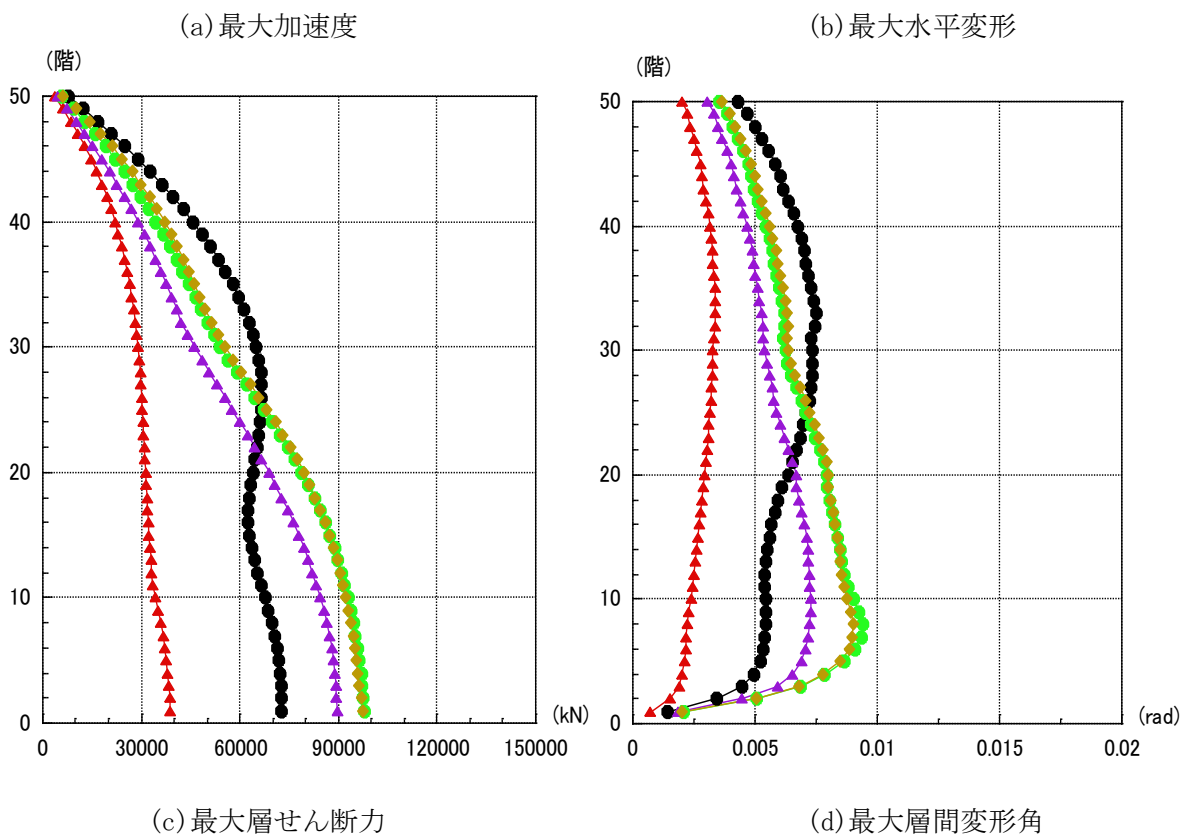
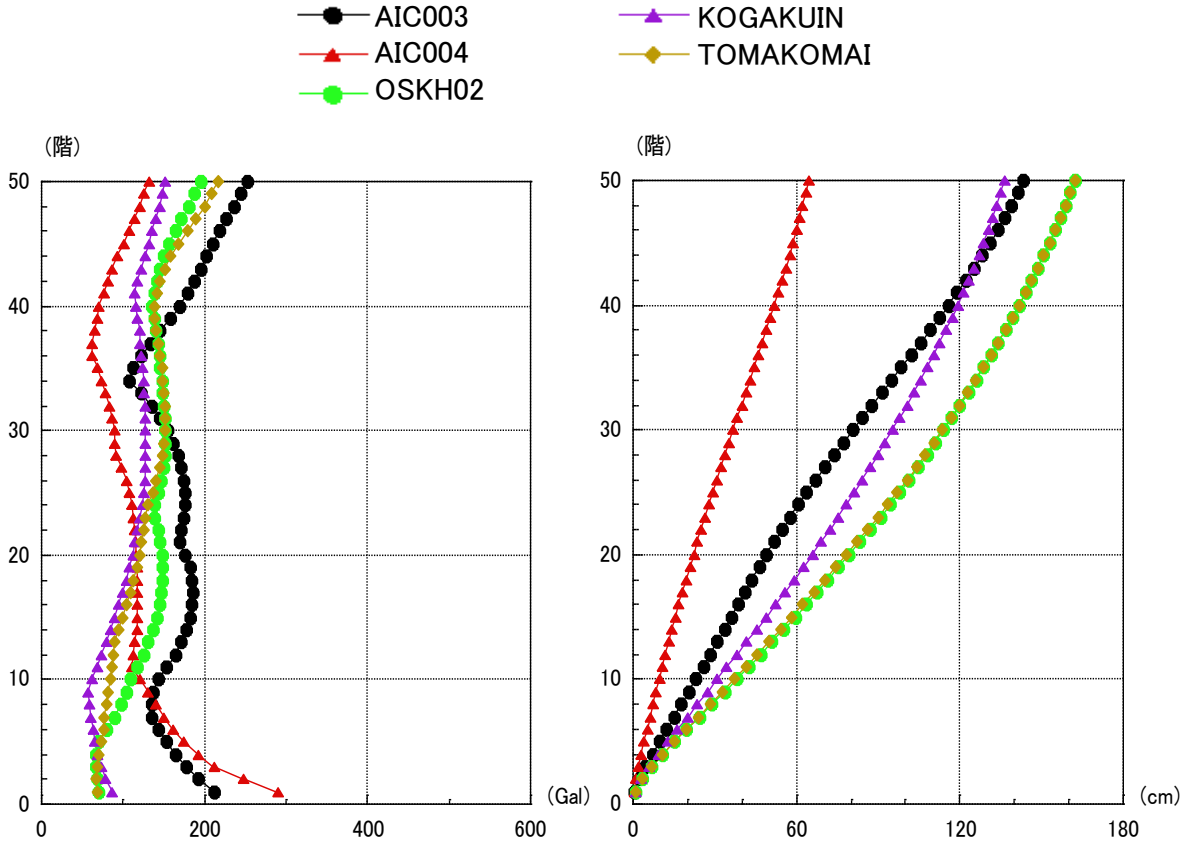
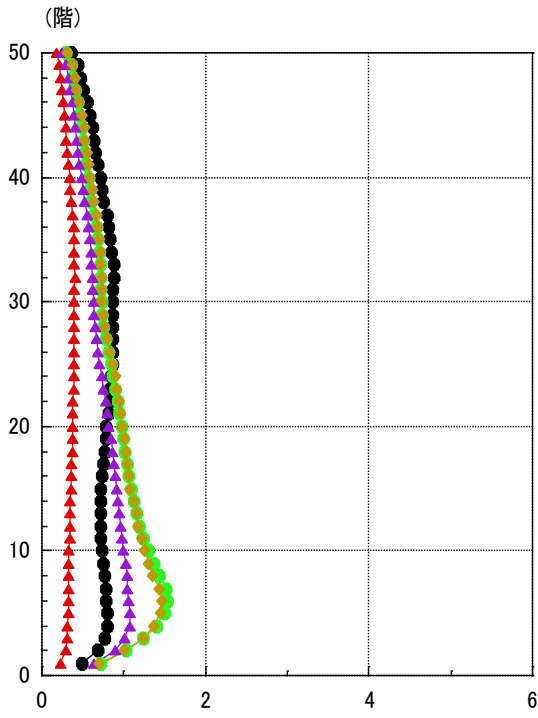
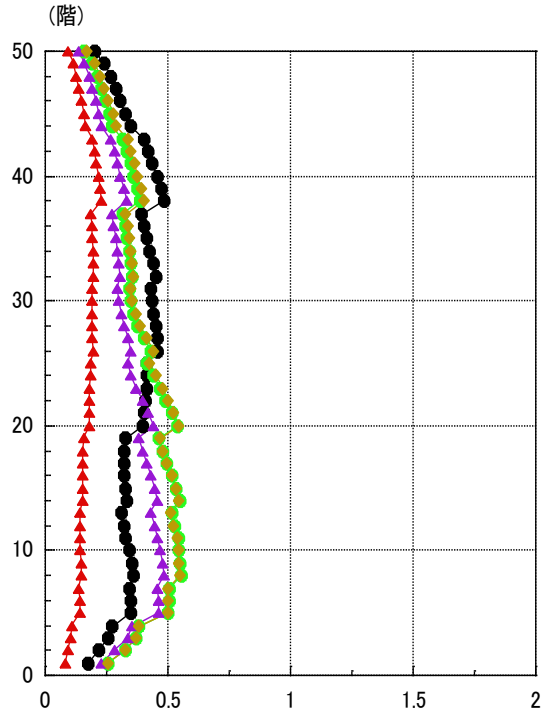


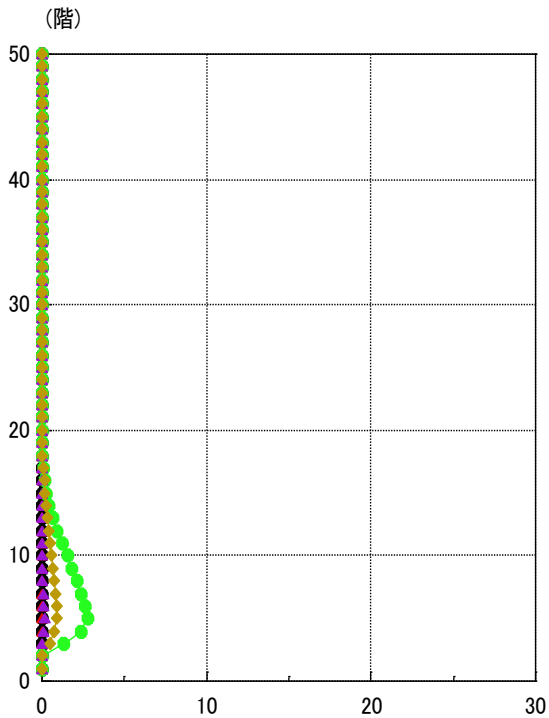
図 4.1.1-11(1) 応答最大値分布(S50T, 平均, 既往波)



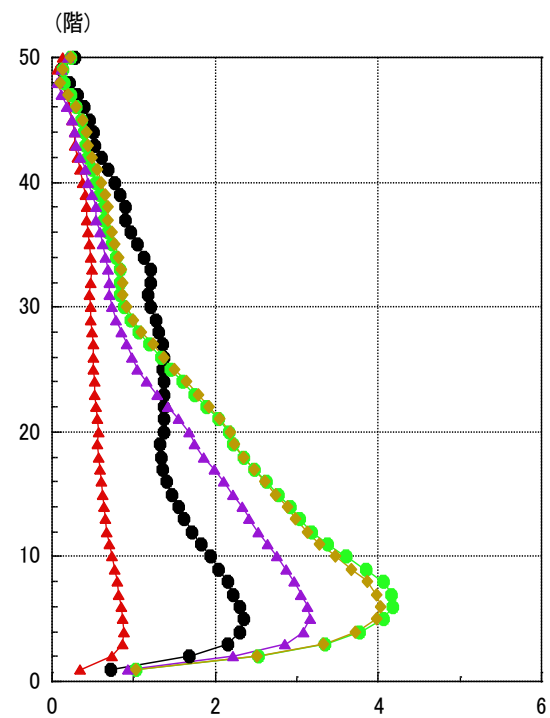
(e) 梁部材最大塑性率



(f) パネル最大塑性率



(g) 梁部材最大累積塑性変形倍率



(h) 可撓耐震壁最大塑性率

図 4.1.1-11(2) 応答最大値分布(S50T, 平均, 既往波)

## 2) 模擬地震動（平均）による梁耐力・パネル耐力に着目した地震応答解析結果

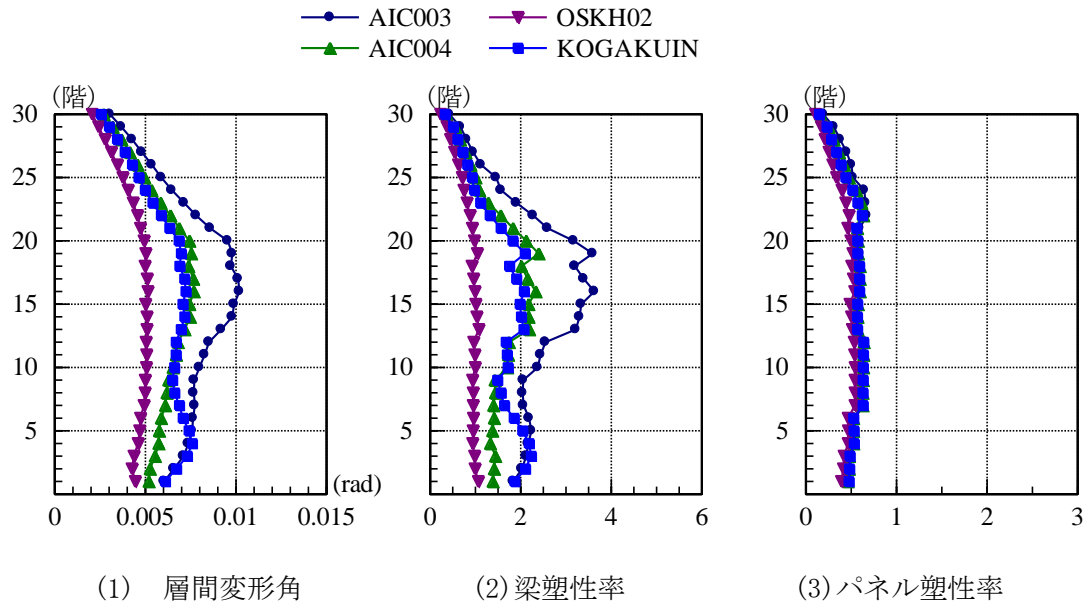
本検討では、梁部材降伏耐力の設定による梁部材及び柱梁パネル部材の塑性化の進展状況の違いについて検討する。ここに、梁部材降伏耐力には、次の3種を想定する。また、例としてBH-850×250×16×25の場合に設定する耐力を付記する。

- |   |           |
|---|-----------|
| a) 梁フランジのみを有効とする全塑性耐力                                     | 1843 kN.m |
| b) 梁フランジ，ウェブ全断面を有効とする全塑性耐力                                | 2759 kN.m |
| c) 各種合成構造設計指針・同解説による完全合成梁を仮定した全塑性耐力（150mm フラットスラブ仮定，正負平均） | 3723 kN.m |

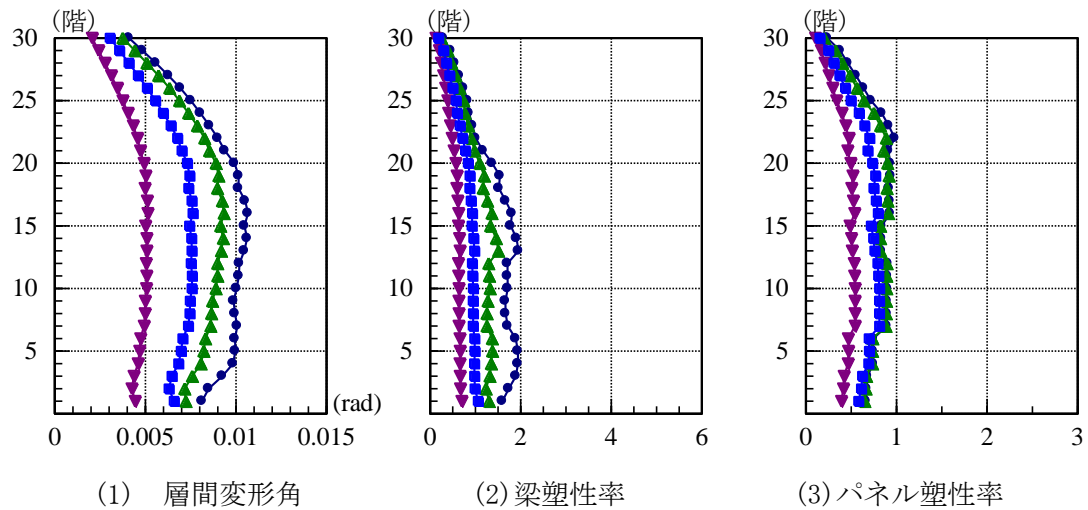
これらの3種の梁耐力を用いた建物モデルは、柱の健全性を仮定している場合には、建物耐力の異なる3種を想定していることになる。これらに対する地震応答解析を、模擬地震動（平均）を入力することで実施した。その結果を図にまとめる。

地震応答解析の結果を以下にまとめる。

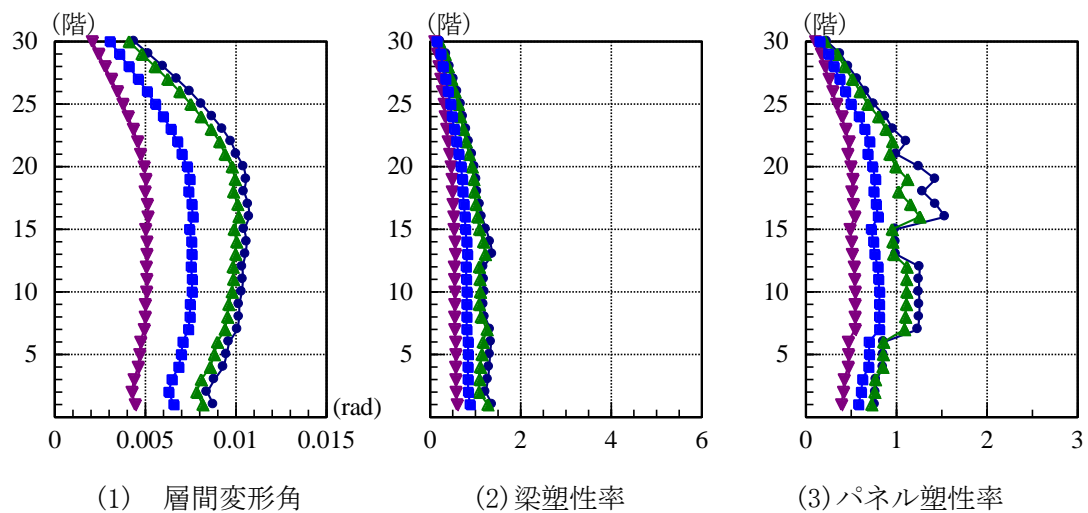
- ・梁耐力を変動させても最大層間変形角はそれほど変わらない。
- ・各部材の塑性化の状況は、梁耐力を上げると梁の塑性化程度は小さくなり、パネルの塑性化が進展しはじめる。梁あるいはパネルが塑性化して、建物全体としてエネルギー吸収していることがわかる。



a) 梁フランジのみを有効とする全塑性耐力



b) 梁フランジ、ウェブ全断面を有効とする全塑性耐力



c) 完全合成梁を仮定した時の全塑性耐力

図 4.1.1-12 梁耐力を変動させた場合の建物応答

### 3) 共振解析用検討波による部材塑性率と繰返し回数の検討

#### ① 梁部材の頻度分布

長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定し、建物が共振するように地震動の時間刻みを調整した共振解析用検討波により、梁部材塑性率と繰返し回数について検討する。

建物が塑性化するため、共振解析用検討波は、時間刻みを少しずつ変えて応答解析を繰返して共振状態となることを確認して設定した。時間刻みを変えて行った応答解析の中で、最も累積塑性変形倍率が大きくなる場合の、最大となる梁部材を抽出し、塑性率を7レベル(0.8以下, 0.8~1.0, 1.0~1.2, 1.2~1.5, 1.5~2.0, 2.0~2.5, 2.5~4.0)に分けて頻度分布を求めた。頻度分布は、極大-極小値を探すことで半サイクルずつカウント(図4.1.1-13)し、端数を切り上げて合計回数を表示する。

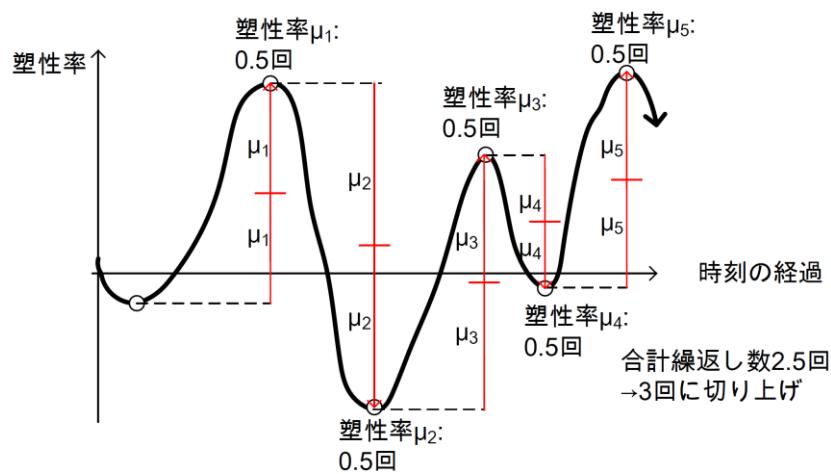


図 4.1.1-13 塑性率頻度分布の算定概念

各入力地震動に対する累積塑性変形倍率、塑性化繰返し回数等を一覧表で示す。また、それぞれの塑性率頻度分布、時刻歴を図に示す。

表 4.1.1-16 塑性化する繰返し回数・累積塑性変形倍率

レベル		塑性化繰返し 合計回数	累積塑性 変形倍率	頻度分布が 最大となる 塑性率範囲	回数
平均	愛知津島	13	27.6	1.5~2.0	5
	愛知名古屋	9	11.3	1.2~1.5	5
	大阪此花	8	23.6	2.0~2.5	3
	東京新宿	6	13.9	2.0~2.5	2
平均 + $\sigma$	愛知津島	25	65.1	1.5~2.0	9
	愛知名古屋	12	32.1	1.0~1.2	4
	大阪此花	13	50.8	1.5~2.0	4
	東京新宿	21	33.9	1.2~1.5	10

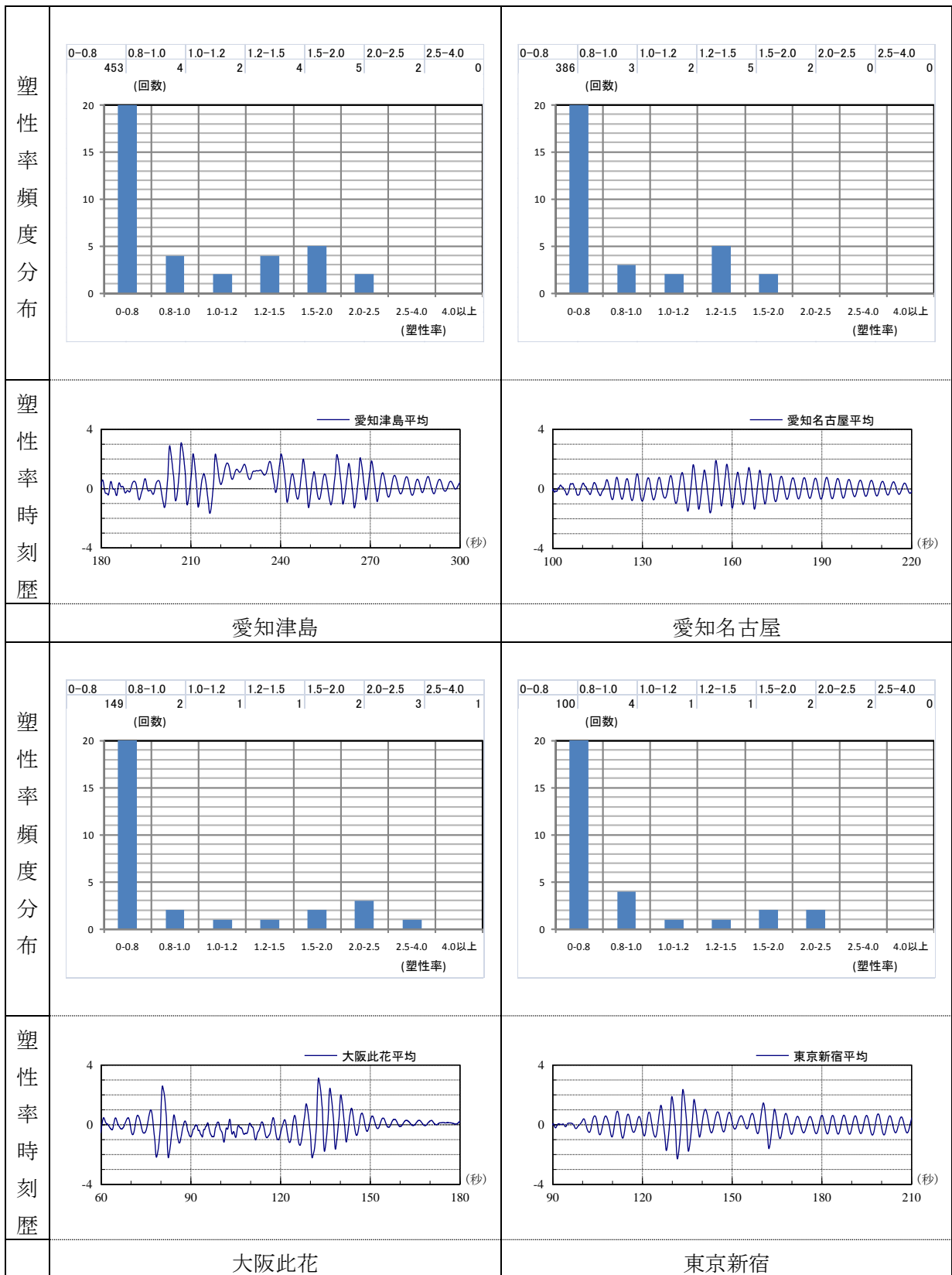


図 4.1.1-14 塑性率頻度分布と時刻歴(平均)

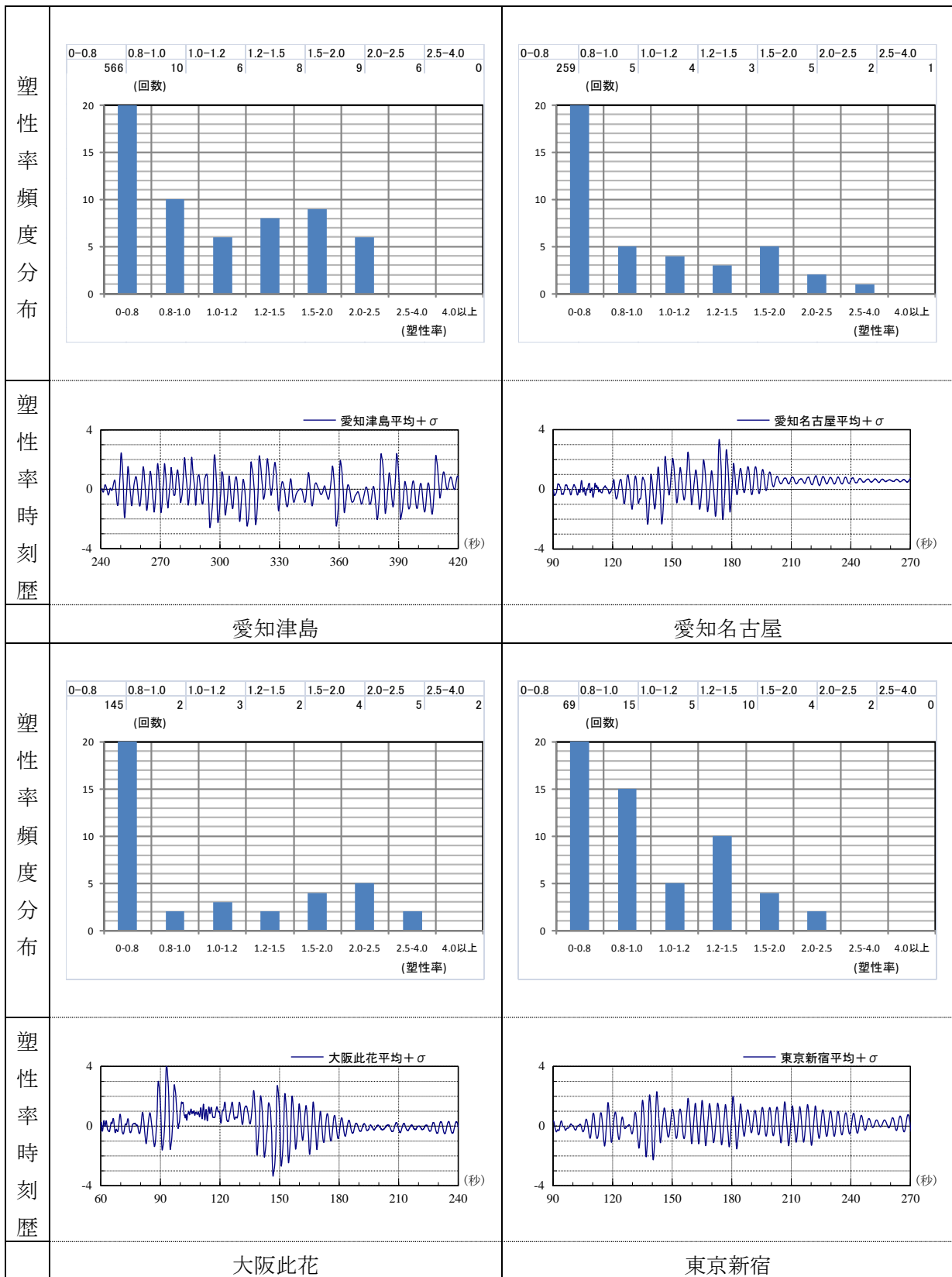


図 4.1.1-15 塑性率頻度分布と時刻歴(平均+ $\sigma$ )

## ②柱部材の変形時刻歴に関する検討

ここでは柱部材の塑性化状況と、部材角について検討する。検討するケースは、梁部材の塑性率頻度分布を算定した（梁部材の累積塑性変形倍率が最大となった）ケースとする。ただし、入力地震動のレベルは、平均のレベルでは柱の塑性化は見られなかったため、平均+ $\sigma$ のレベルについてまとめる。

それぞれの入力地震動について、解析で設定した降伏曲面と1階柱脚の曲げモーメント-軸力履歴、1階柱部材角時刻歴をまとめて示す。ここに、部材角時刻歴には、参考までに、塑性率の起点\*1となる変形を赤線で重ね描く。

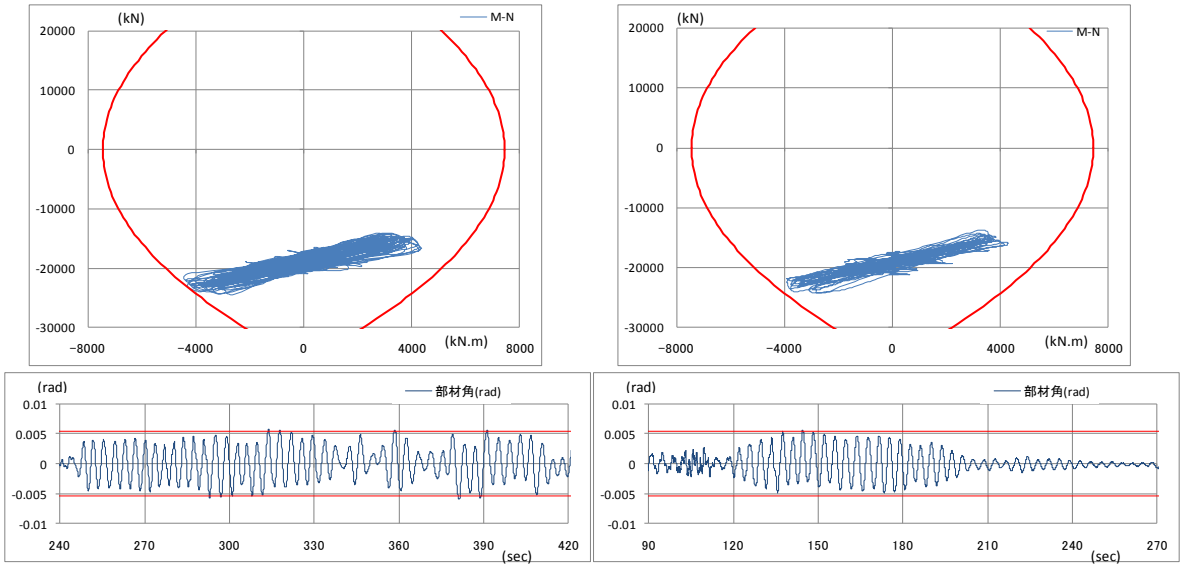
\*塑性率の起点は、応答層せん断力(AIC004)による静的解析を実施し  
当該柱の応力が降伏曲面に至った時点の部材角とした

検討結果を以下にまとめる。

今回検討の建物モデル及び入力地震動に関しては

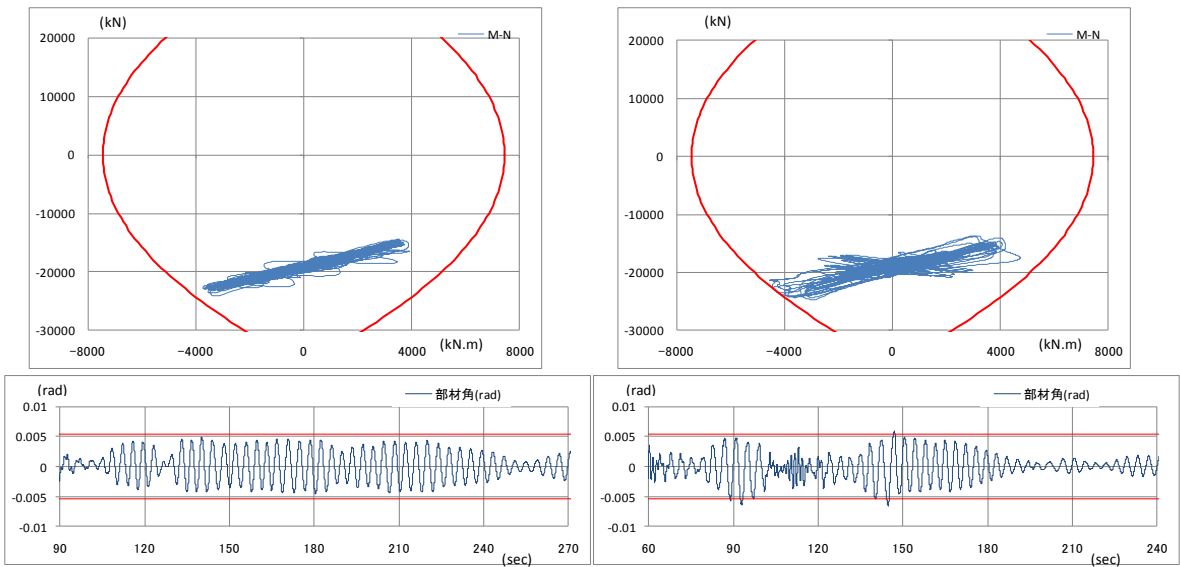
- ・柱部材の塑性率は小さい。
- ・塑性化する回数は多くても数回程度である。





(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.09

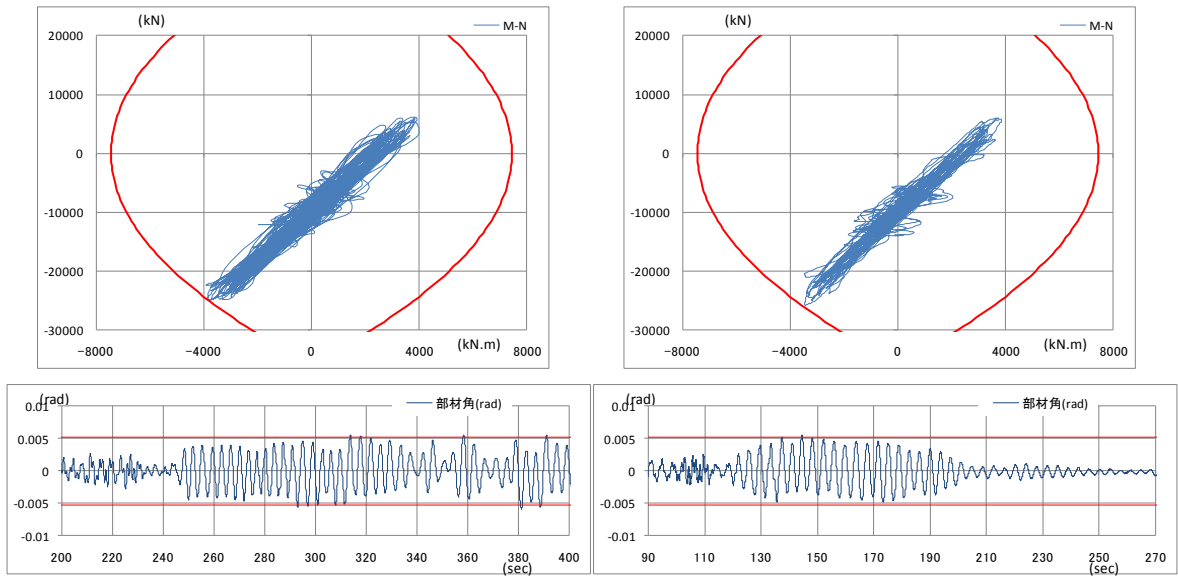
(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.90



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.83

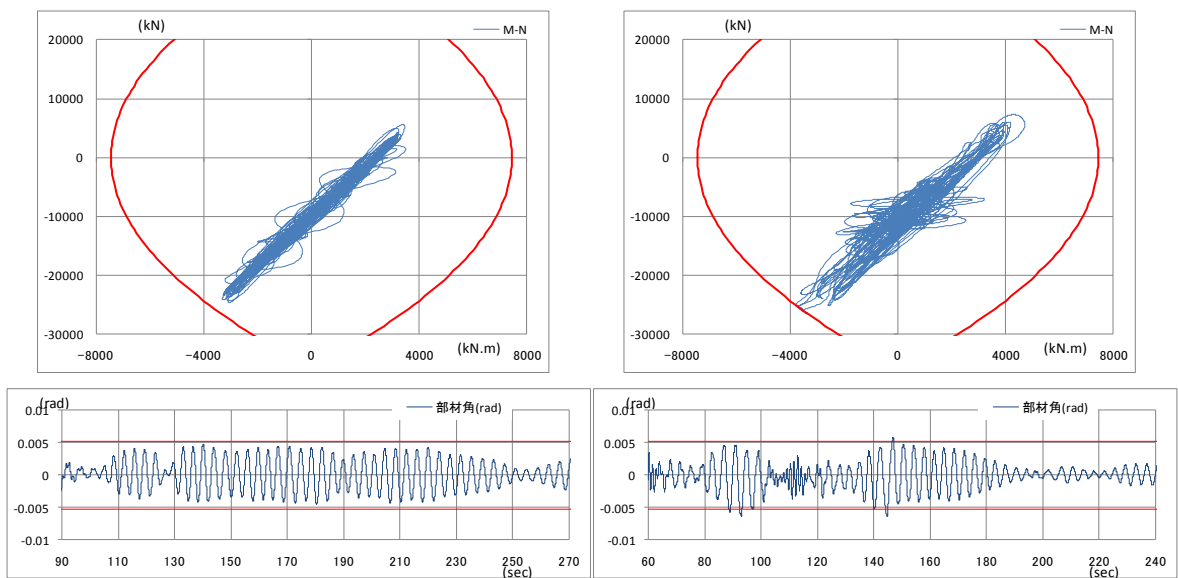
(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.19

図 4.1.1-16 柱の応力履歴と部材角時刻歴(平均+の入力, 中柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.10

(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.91



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.84

(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.21

図 4.1.1-17 柱の応力履歴と部材角時刻歴(平均+σ入力, 外柱)

## (5) 結論ならびに今後の課題

代表的架構形式として均等スパン純ラーメン(S30)と可撓耐震壁付きラーメン架構(S50L, S50T)の2種を選択し、各部材を詳細にモデル化した立体精算解析モデルを作成した。

長周期地震動(想定東海, 東南海, 南海地震発生時の3都市圏における模擬地震波(平成21年度基準整備促進事業1番の成果))を入力として地震応答解析を実施し、各建物モデルに関し、長周期地震時に想定される各部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率等を把握した。

代表例として純ラーメン架構(S30)について、梁耐力を変動させて検討した結果、梁耐力が大きくなればパネルが塑性化し始め、建物全体としていずれかの部材が塑性化してエネルギー吸収し、結果として最大層間変形角はそれほど変わらないことを確認した。

また、長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰返し回数を地震動ごとに調査した。その際の梁塑性率は最大で4程度、梁が塑性化する繰返し回数は最大でも25回であった。柱についてはわずかに塑性化する程度で、繰返し回数も数回であった。

### 今後の課題

今回の検討対象建物モデルはS30及びS50L, S50Tであるが、主に純ラーメン架構のS30に関して詳細検討を実施した。しかし、特に柱部材については、架構形式の違いにより、柱の長期軸力と変動軸力の関係や応力レベルが純ラーメン架構とは異なるものと考えられる。そこで、異なる架構形式の建物解析モデルを用いて柱部材の地震時応力履歴等について詳細に検討する必要があると思われる。また、今回の建物モデルは、標準的な建物を念頭に置いて設定しており、標準的な耐力を有している。そこで、異なる耐力を有する建物についてもモデルを設定し、長周期地震時の挙動を確認する必要があるものと考えられる。

#### 4.1.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価(H23 実施分)

##### (1) 背景・目的

##### 1) 建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討

建物設計時の設計せん断力の異なる建物（つまり耐力の異なる建物）の，長周期地震時の建物挙動を確認し，塑性化の状況や塑性化の頻度等について，各部材応答の建物耐力による差異を検討する。

##### 2) 代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討

昨年度詳細な検討を実施した純ラーメンモデルの他に，架構形式の異なる建物モデルについても詳細な解析を実施し，建物モデル毎の長周期地震動に対する応答の違いを確認する。また，塑性化の頻度等についてまとめ，長周期地震時の建物健全性を判断するための基礎資料とする。

## (2) 建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討

### 1) 検討内容

純ラーメンモデルである S30 (図 4.1.2-1) に関し, 建物設計時の設計せん断力を 3 レベル想定した 3 種の異なる耐力 (部材) を有する建物解析モデルを作成する。

それら各建物モデルに対し, 長周期地震動 (想定東海, 東南海, 南海地震発生時の 3 都市圏における模擬地震波 (平成 21 年度基準整備促進事業 1 番の成果)) を入力地震動とし, 長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して, 地震動に共振する状態を模擬的に再現して, 各部材の変形時刻歴を集計する。その結果, 部材塑性率の時刻歴より, 塑性率の大きさに応じた頻度分布を得る。また, 柱及び梁の変形時刻歴等を抽出し, 建物耐力による差異を確認する。

### 2) 想定する長周期地震動

国土交通省基準整備促進補助金事業課題 1 にて平成 21 年度に作成された模擬地震動の原波 (表 4.1.2-1) を用いる。その速度応答スペクトルを図 4.1.2-2(a)及び図 4.1.2-2(b)に示す。表および図には参考のために 2003 年十勝沖地震の際の苫小牧における観測波も併せて示す。

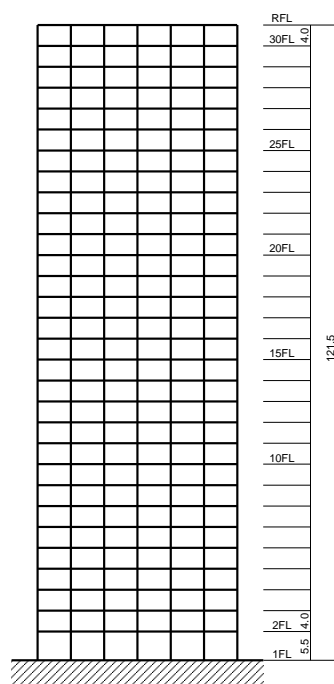


図 4.1.2-1 S30 建物モデル

表 4.1.2-1 想定する長周期地震動一覧

地点	想定する地震	表記	レベル	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	継続時間 (s)
愛知 津島	東南海・東海	AIC003	平均	221	645
			平均+ $\sigma$	322	645
愛知 名古屋	東南海・東海	AIC004	平均	323	645
			平均+ $\sigma$	682	645
大阪 此花	南海	OSKH02	平均	71	625
			平均+ $\sigma$	105	625
東京 新宿	東南海・東海	KOGAKUIN	平均	86	620
			平均+ $\sigma$	121	620
観測波	2003 十勝沖	TOMAKOMAI	—	70	180

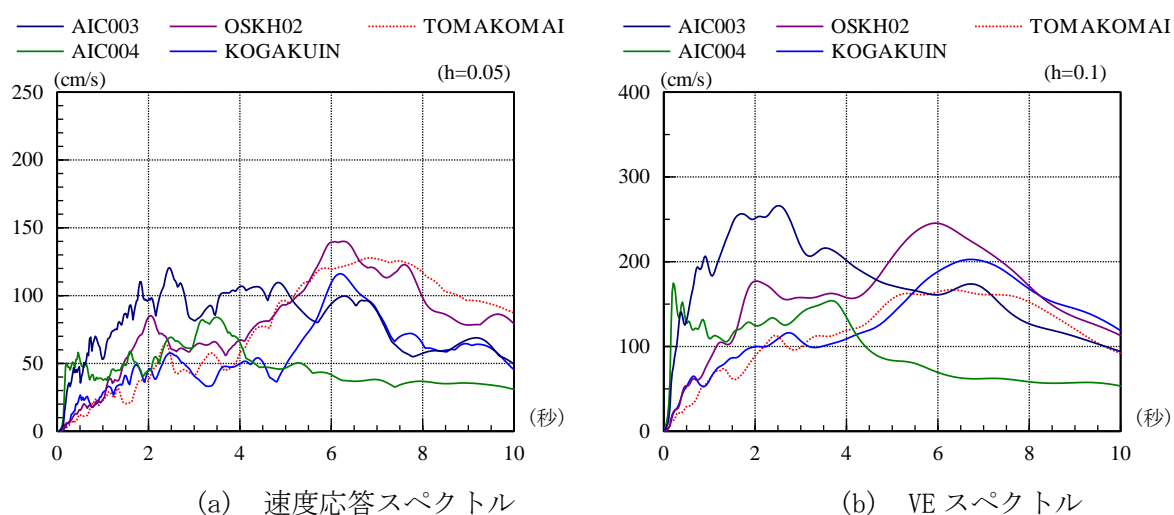


図 4.1.2-2(a) 模擬地震動 (平均) と観測波のスペクトル

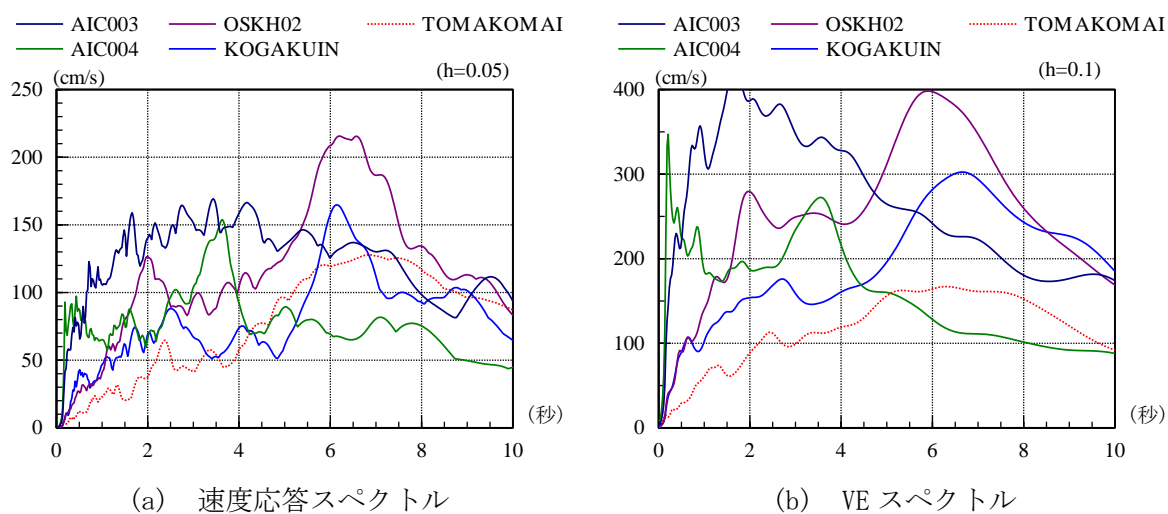


図 4.1.2-2(b) 模擬地震動 (平均+ $\sigma$ ) と観測波のスペクトル

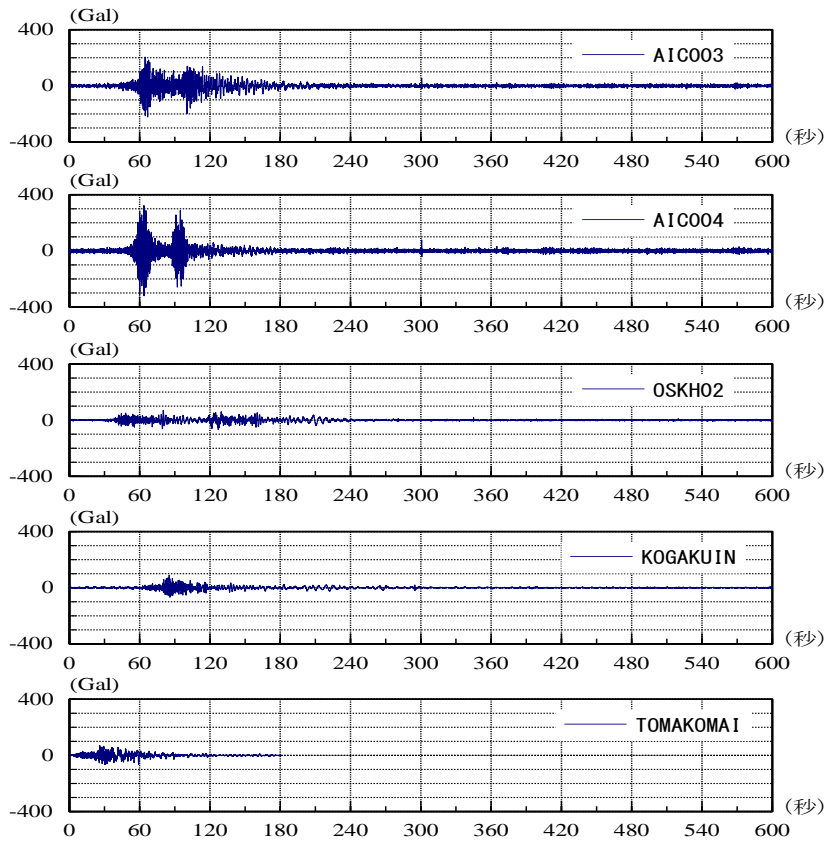


図 4.1.2-3 模擬地震動（平均）と観測波の加速度時刻歴

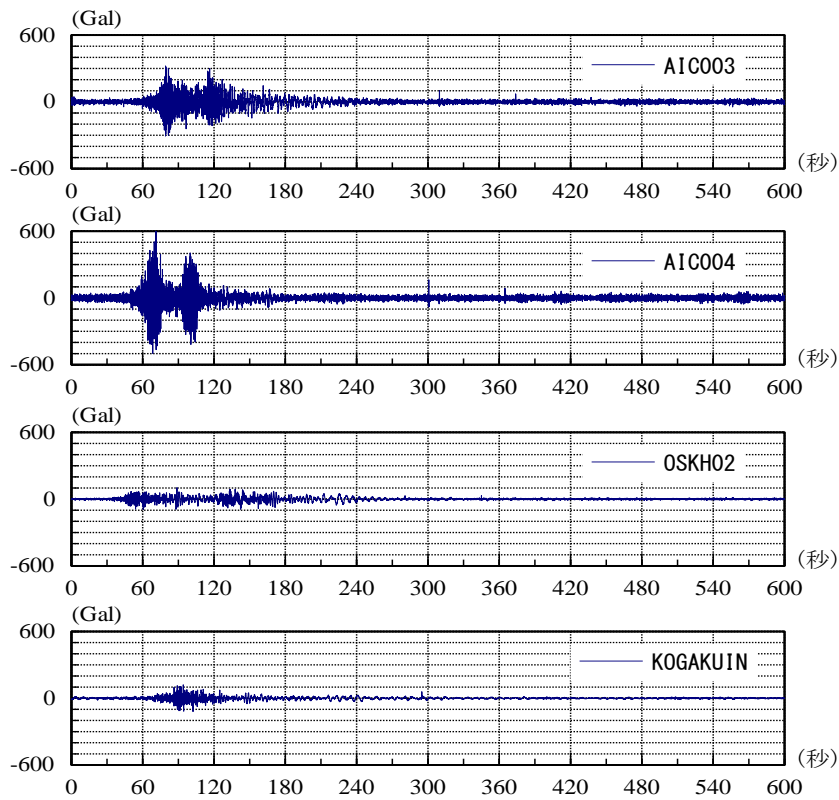


図 4.1.2-4 模擬地震動（平均+ $\sigma$ ）の加速度時刻歴

### 3) 耐力の異なる建物モデル

平成 22 年度に作成した S30 モデルを基本として、設計せん断力の大きさを変えた異なる耐力を有する建物モデルを 2 種作成する。ここで想定するのは、1 次設計に用いる設計用せん断力係数  $C_b$  が  $C_b=0.18\sim 0.36/T$  となる建物モデルとする。固有周期  $T$  としては、標準モデル (H22 に作成した S30 モデル) の 3.76 秒とすれば、弱モデル 0.05 (単純計算では 0.048 となるが、0.05 を下限とした。)、強モデル 0.096 となる。以上をまとめて表 4.1.2-2 及び図 4.1.2-5 に示す。

表 4.1.2-2 耐力の異なる建物モデルの周期と設計せん断力係数

	1 次固有周期 $T$ (秒)	設計せん断力係数 $C_b$
弱モデル	4.01	0.050
標準(H22)モデル	3.76	0.072
強モデル	3.58	0.096

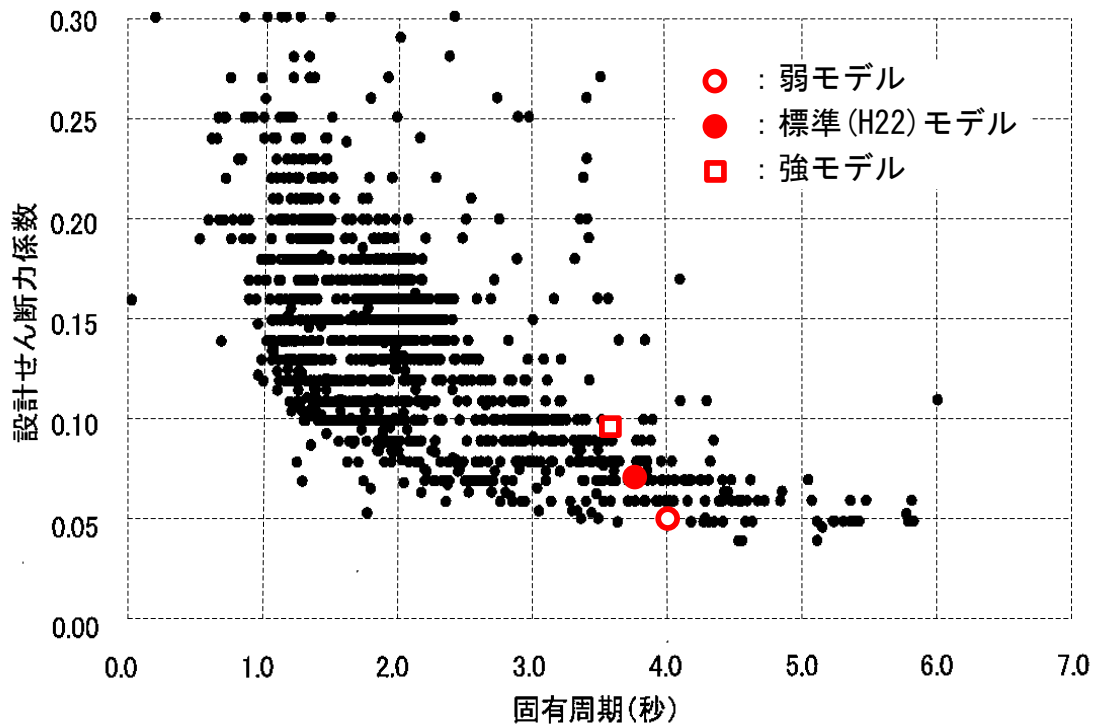


図 2.13 固有周期－設計せん断力係数関係

図 4.1.2-5 作成した耐力の異なる建物モデルと既存超高層建物の関係\*1

\*1: 日本建築学会構造委員長周期地震対応ワーキンググループ  
「長周期地震動対策に関する公開研究集会」資料, 図 2.13 に加筆



作成した建物モデルの諸元を以下にまとめて示す。

階高, 重量は同一とし, 柱についても共通とした。

表 4.1.2-3 階高及び重量 (標準(H22)モデル, 強モデル, 弱モデル共通)

	階高 (m)	重量 (kN)
30 階	4.0	13824
29 階～2 階	4.0	9216
1 階	5.5	9216

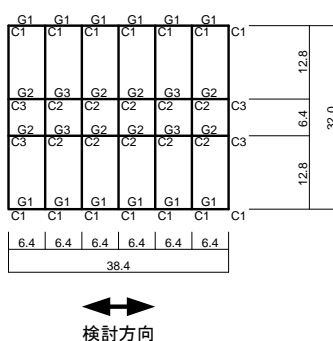


表 4.1.2-4 柱断面 (標準(H22)モデル, 強モデル, 弱モデル共通)

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	□-600×600×50×50	□-600×600×45×45	□-600×600×45×45

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2, 両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下1/6まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とするBi-Linear型, 耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 曲げと軸の相関を考慮した塑性論モデル

減衰：

1次固有周期に対して2%の内部粘性減衰

表 4.1.2-5(1) 梁断面 (弱モデル)

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-850×150×16×19	H-850×150×16×19
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-850×200×16×22	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
5~7	H-850×200×16×22	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25
4~2	H-850×200×16×22	H-850×200×16×25	H-850×200×16×25

表 4.1.2-5(2) 梁断面 (標準(H22)モデル)

FL	G1	G2	G3
29~R	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
26~28	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
23~25	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
20~22	H-850×200×16×19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×19
17~19	H-850×250×16×19	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22
14~16	H-850×250×16×19	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
11~13	H-850×250×16×22	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
8~10	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
5~7	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
4~2	H-850×250×16×25	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25

表 4.1.2-5(3) 梁断面 (強モデル)

FL	G1	G2	G3
29~R	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19	H-850×200×16×19
26~28	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22	H-850×250×16×22
23~25	H-850×250×16×22	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
20~22	H-850×250×16×22	H-850×300×16×22	H-850×300×16×22
17~19	H-850×300×16×22	H-850×300×16×25	H-850×300×16×25
14~16	H-850×300×16×22	H-850×300×16×32	H-850×300×16×32
11~13	H-850×300×16×25	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32
8~10	H-850×300×16×28	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32
5~7	H-850×300×16×28	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32
4~2	H-850×300×16×28	H-850×350×16×32	H-850×350×16×32

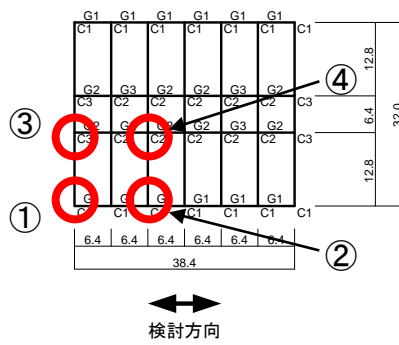


表 4.1.2-6(1) 柱梁耐力比\*1 (弱モデル)

F	①	②	③	④
25	4.5	2.2	4.2	2.1
20	4.3	2.2	4.7	2.4
15	5.2	2.7	5.1	2.6
10	4.6	2.5	4.5	2.4
5	5.2	2.9	5.3	3.0

表 4.1.2-6(2) 柱梁耐力比\*1 (標準(H22)モデル)

F	①	②	③	④
25	3.5	1.8	3.1	1.5
20	3.4	1.7	3.4	1.8
15	3.6	2.0	3.8	2.0
10	3.4	2.0	3.0	1.8
5	3.6	2.3	3.4	2.2

表 4.1.2-6(3) 柱梁耐力比\*1 (強モデル)

F	①	②	③	④
25	2.8	1.4	2.5	1.2
20	2.6	1.4	2.7	1.4
15	2.7	1.6	2.7	1.5
10	2.3	1.6	1.8	1.3
5	2.3	1.9	1.9	1.6

\*1：算定時の柱軸力は長期軸力に設計せん断力時変動軸力×1.5倍を加えたものとした。

#### 4) 長周期地震動に共振した最悪の場合を想定した地震応答解析

各建物モデルが共振する最悪の場合を想定し，建物が共振した場合に建物変形・部材変形・繰返し回数がどの程度生じるかを推定，評価するために作成する共振解析用検討波（各建物モデルが共振するように時間刻みを調整した入力地震動）を用いて地震応答解析を実施し，建物を構成する各部材の長周期地震時の挙動を把握する。その際，建物の有する耐力による各部材挙動の差異を確認する。

この時，H22年度の検討では，図 4.1.2-1 に示す平均レベルの波と図 4.1.2-2 に示す平均+ $\sigma$ レベルの波の両者について解析を行ったが，ここでの検討は振幅レベルが大きく，繰返し回数の多い平均+ $\sigma$ レベルについてのみ実施する。

● AIC3\_0001   ● AIC3\_0003   ● AIC3\_0005   ● AIC3\_0007  
 ● AIC3\_0002   ● AIC3\_0004   ● AIC3\_0006

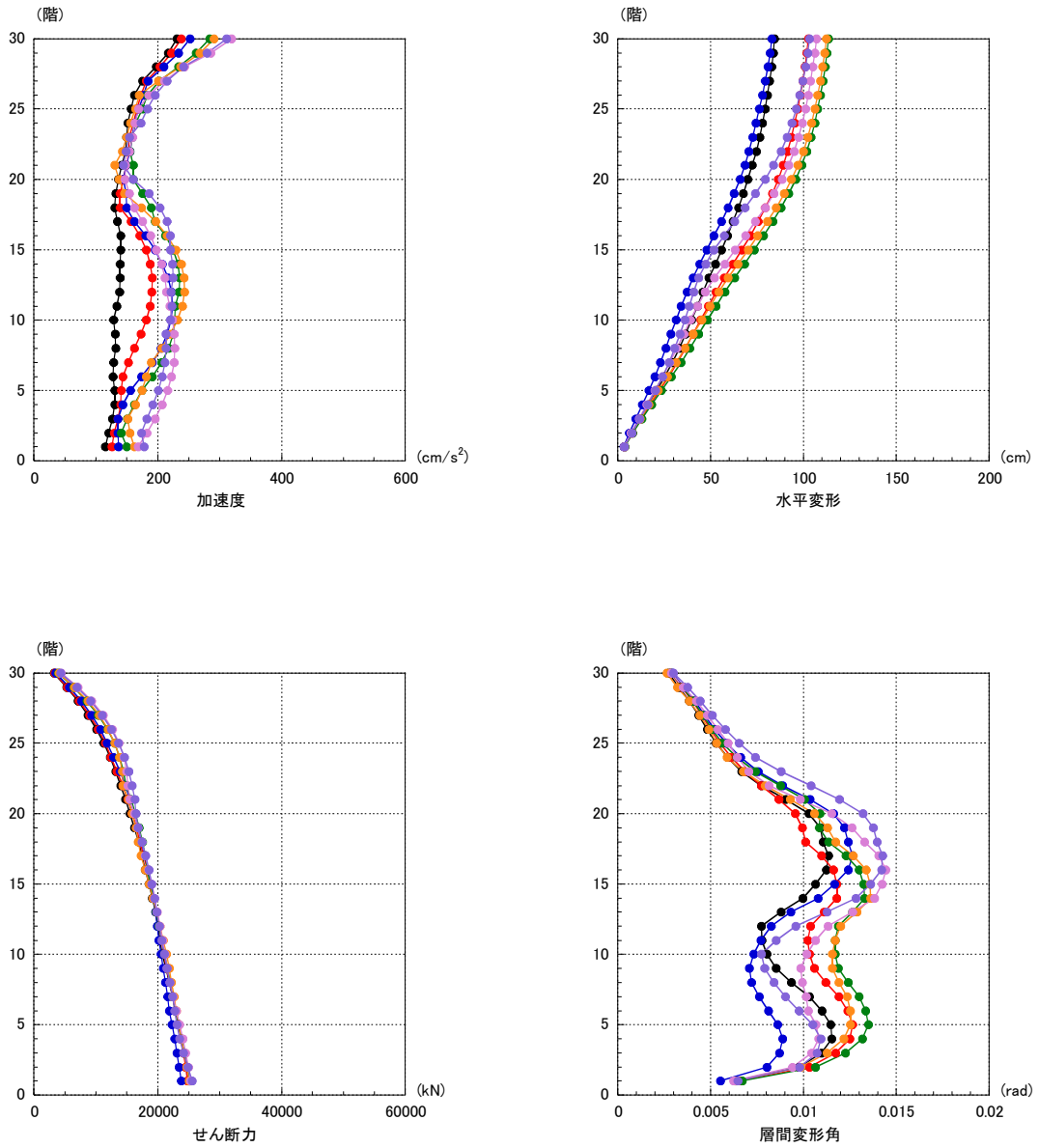


図 4.1.2-6(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

—●— AIC3\_0001    —●— AIC3\_0003    —●— AIC3\_0005    —●— AIC3\_0007  
 —●— AIC3\_0002    —●— AIC3\_0004    —●— AIC3\_0006

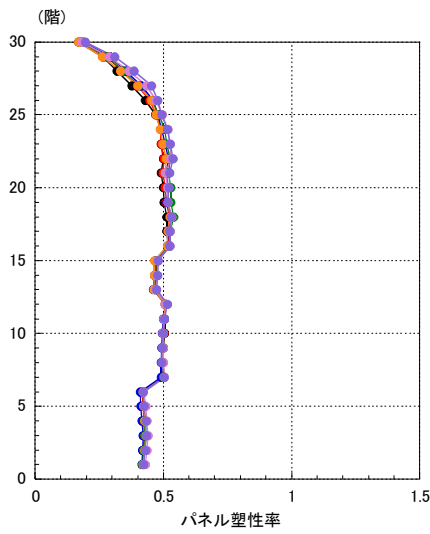
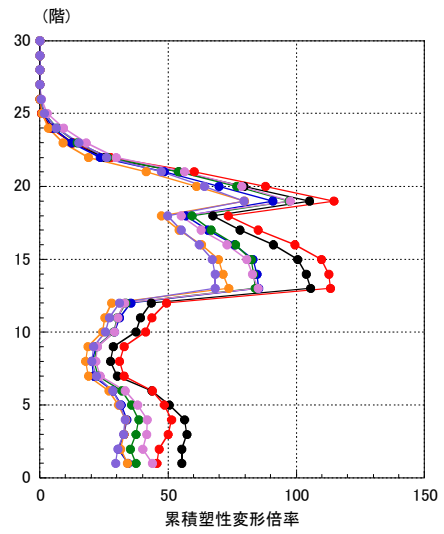
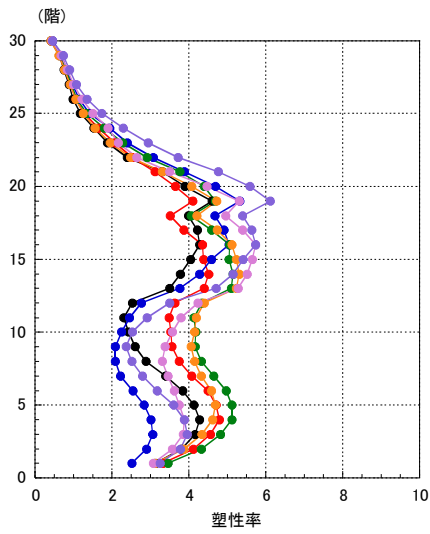


図 4.1.2-6(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

● AIC4\_0001      ● AIC4\_0003      ● AIC4\_0005  
 ● AIC4\_0002      ● AIC4\_0004      ● AIC4\_0006

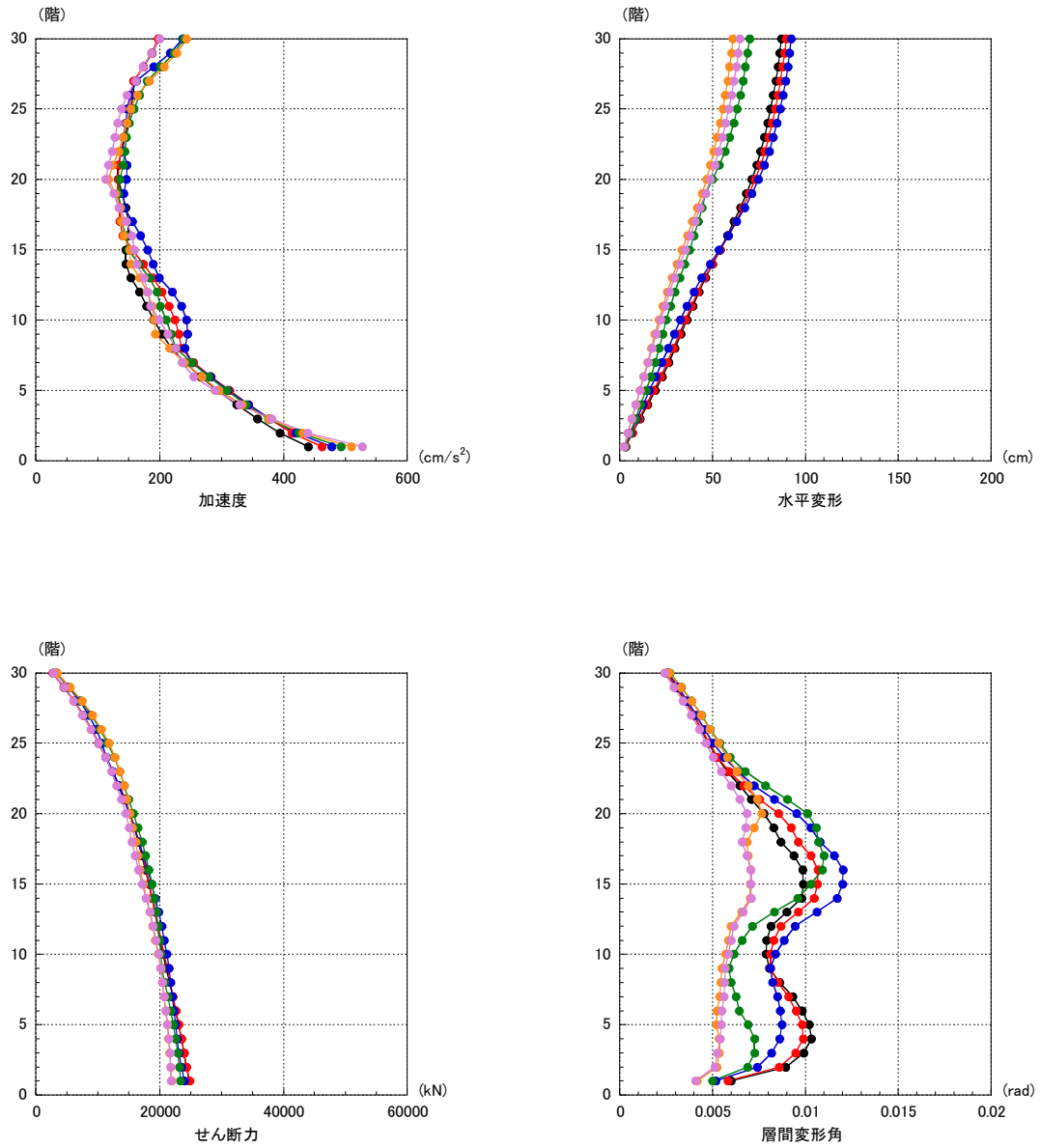


図 4.1.2-7(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )

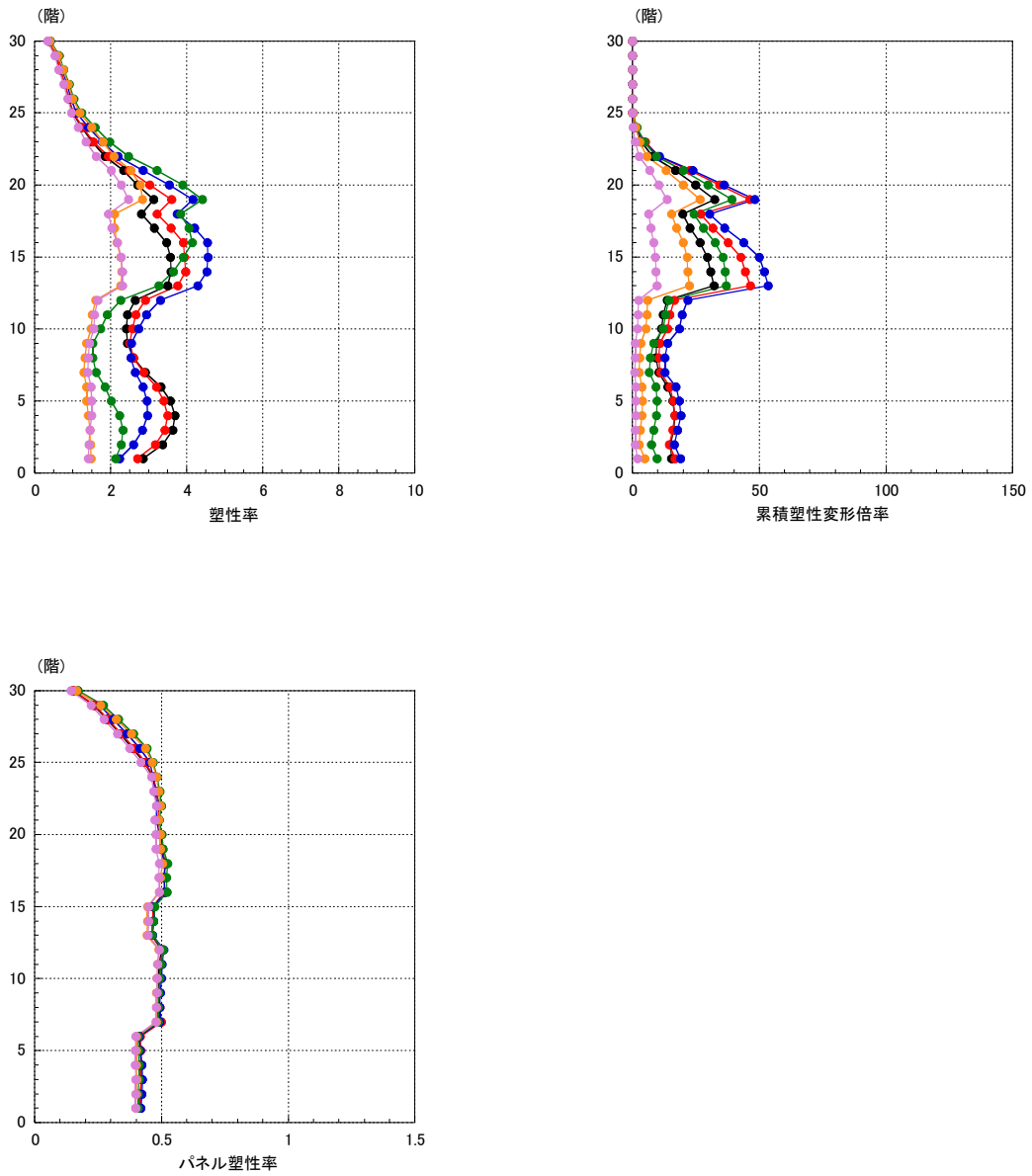
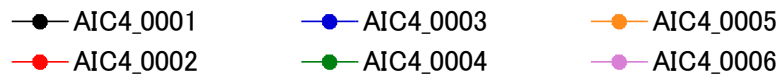


図 4.1.2-7(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )



● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

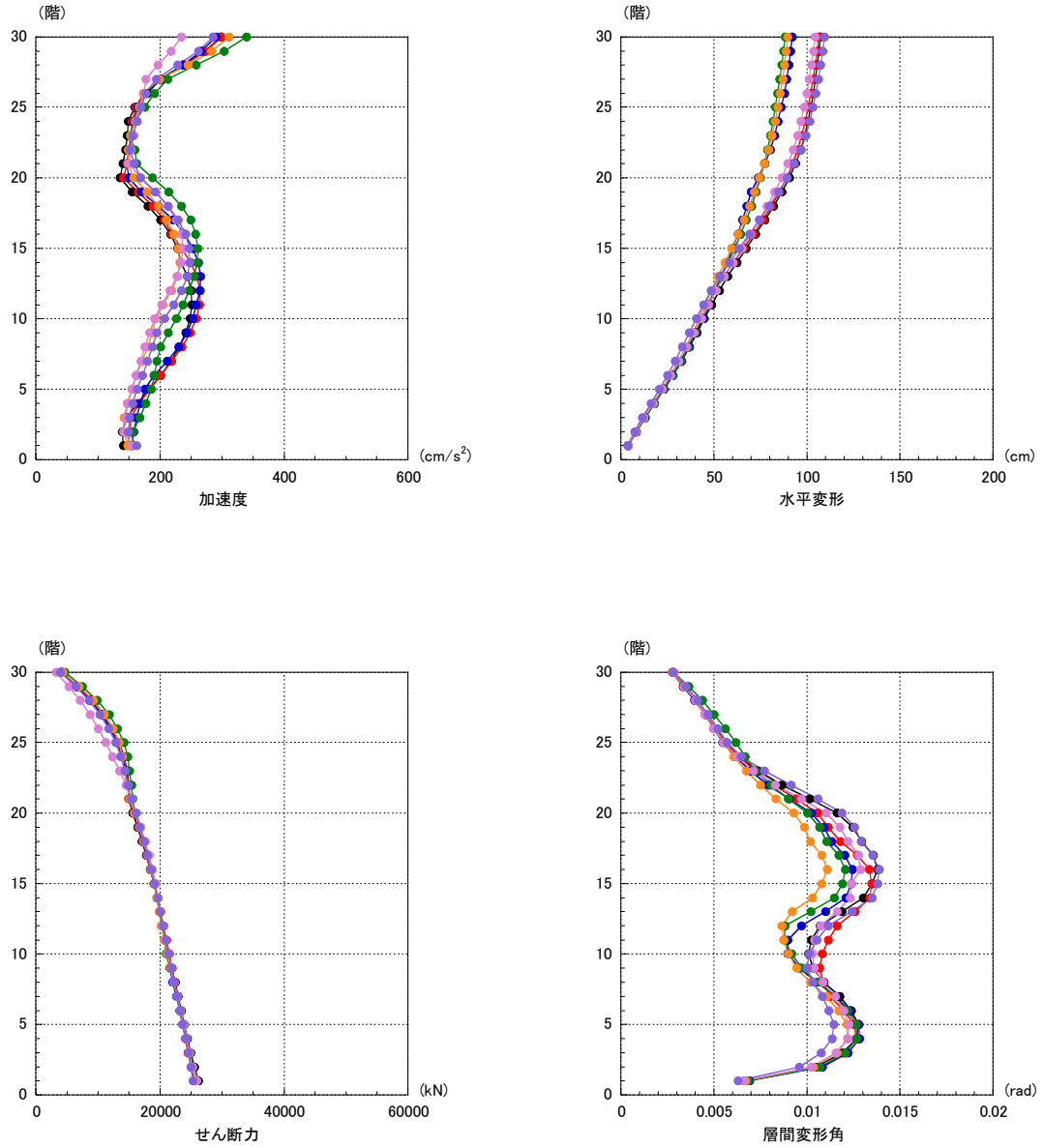


図 4.1.2-8(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

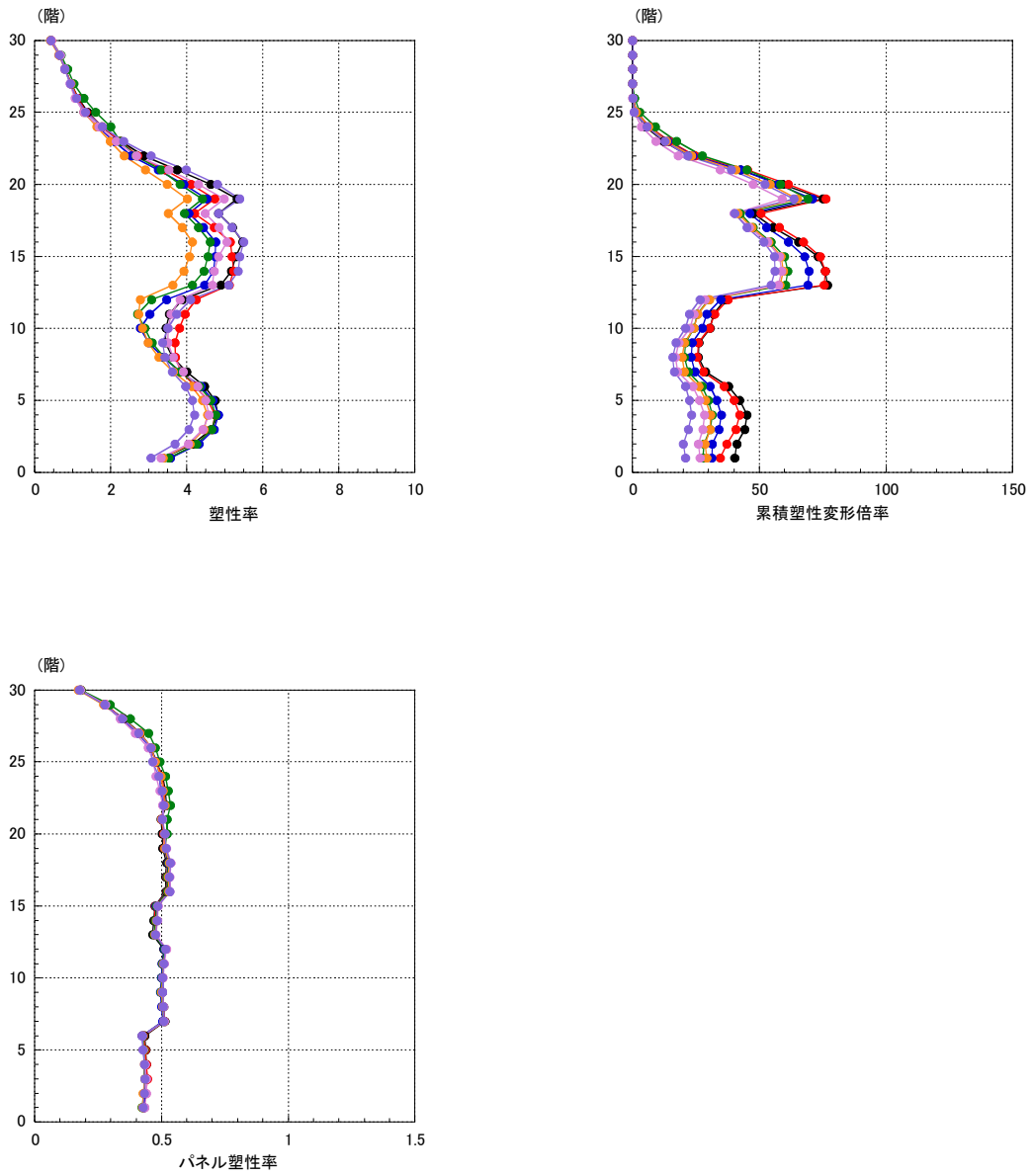


図 4.1.2-8(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

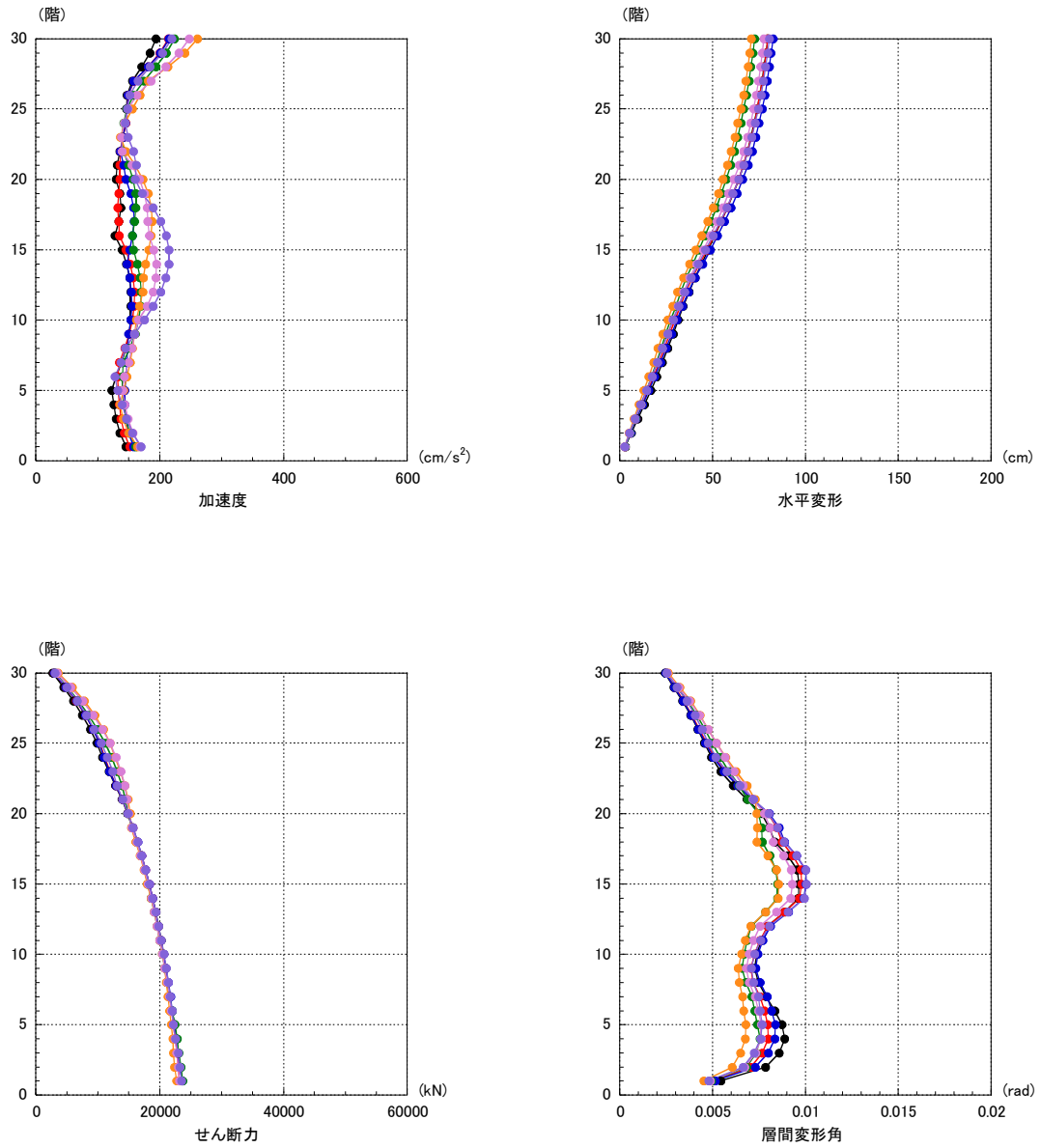


図 4.1.2-9(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

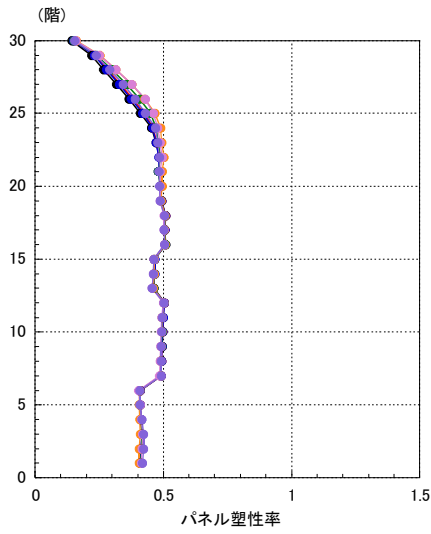
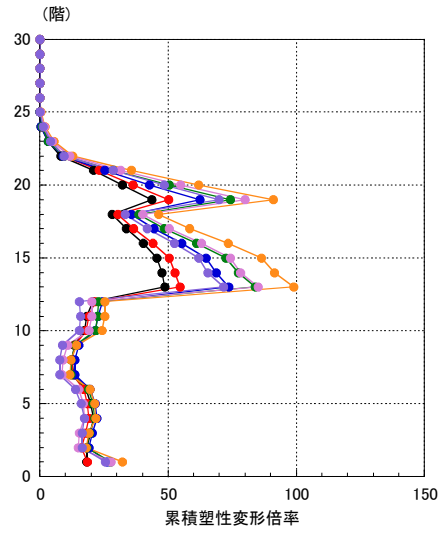
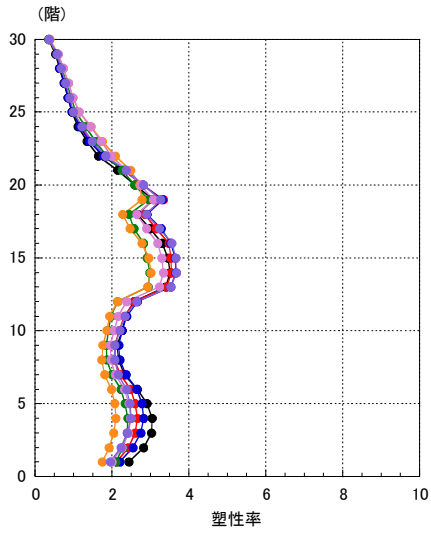


図 4.1.2-9(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (弱モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )

● AIC3\_0001   ● AIC3\_0003   ● AIC3\_0005   ● AIC3\_0007  
 ● AIC3\_0002   ● AIC3\_0004   ● AIC3\_0006

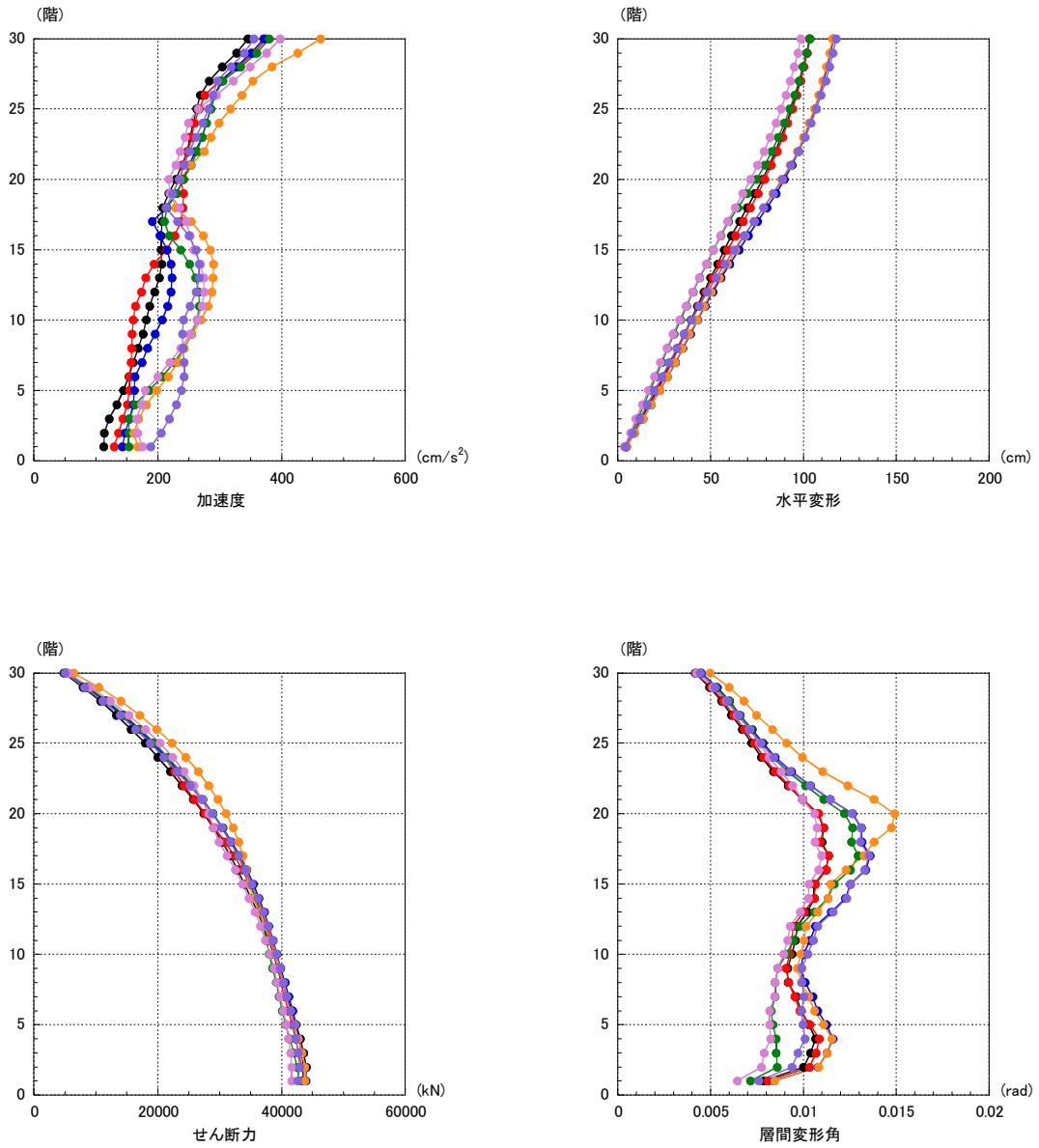


図 4.1.2-10(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

● AIC3\_0001   ● AIC3\_0003   ● AIC3\_0005   ● AIC3\_0007  
 ● AIC3\_0002   ● AIC3\_0004   ● AIC3\_0006

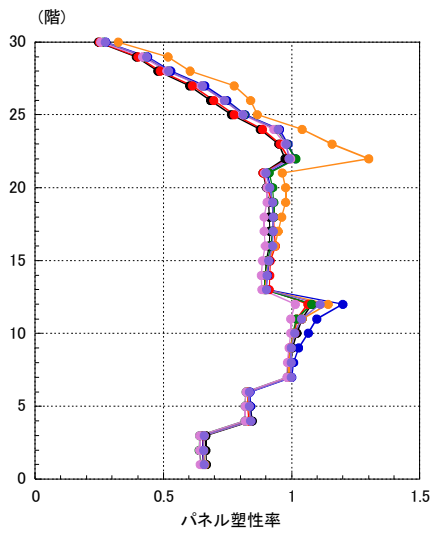
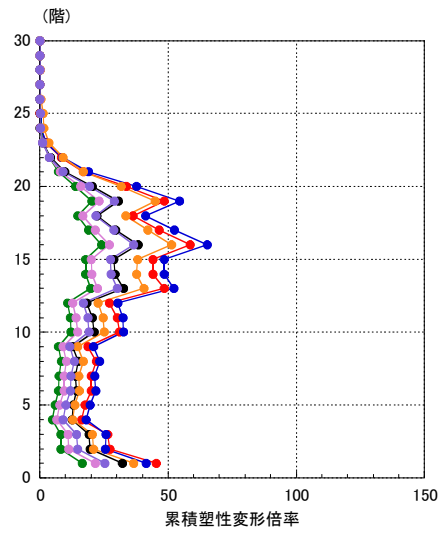
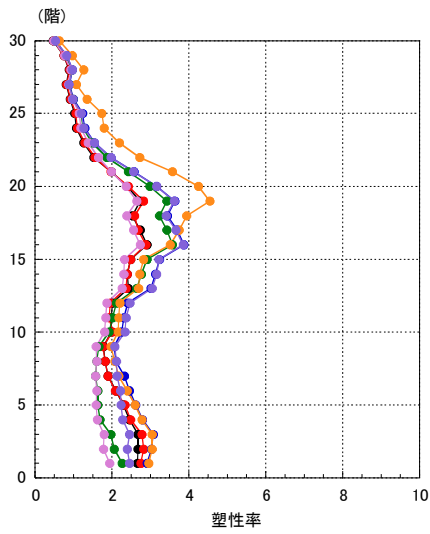


図 4.1.2-10(2) 時刻間みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知津島平均+ $\sigma$ )

● AIC4\_0001      ● AIC4\_0003      ● AIC4\_0005  
 ● AIC4\_0002      ● AIC4\_0004      ● AIC4\_0006

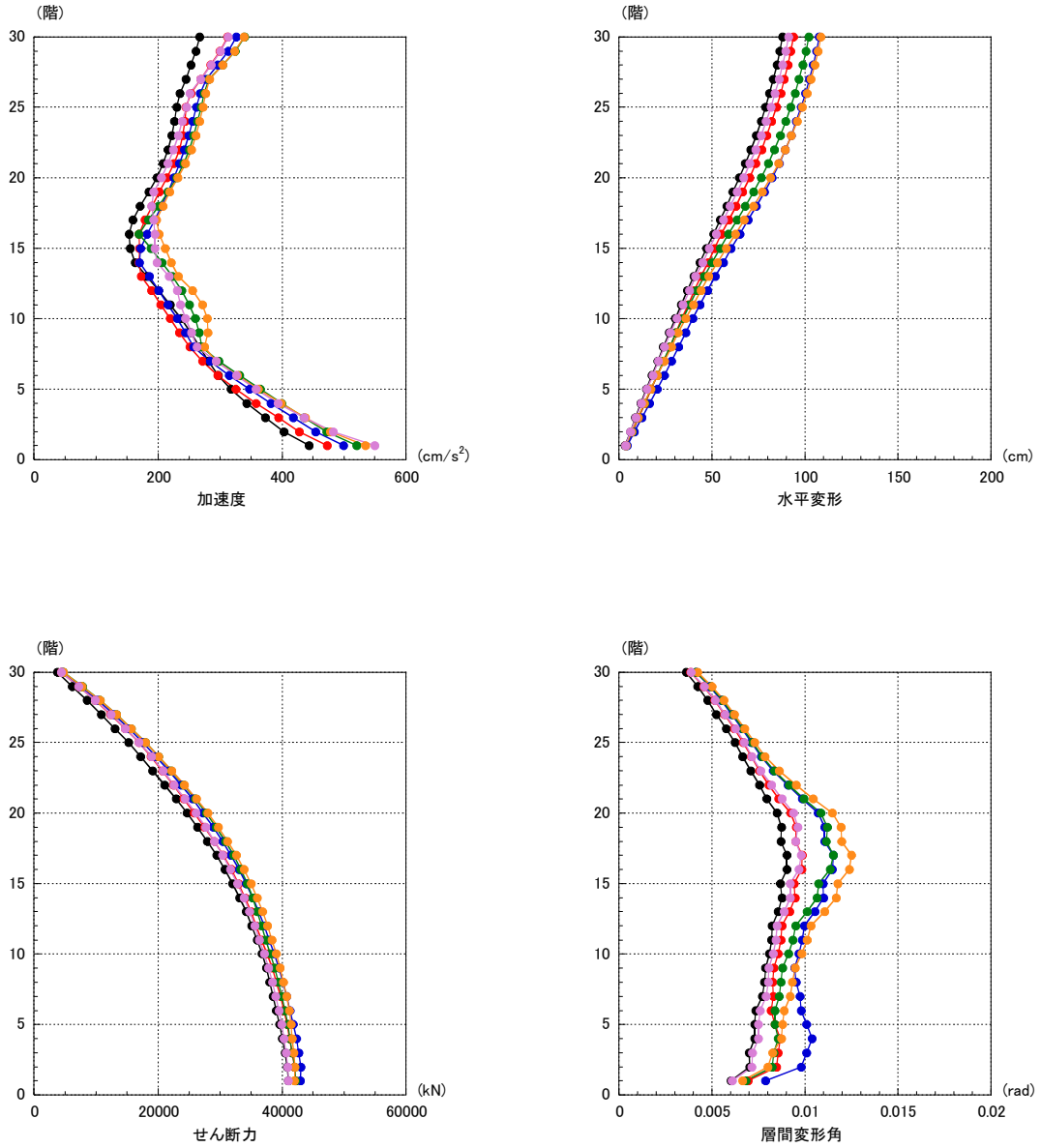


図 4.1.2-11(1) 時刻と振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )

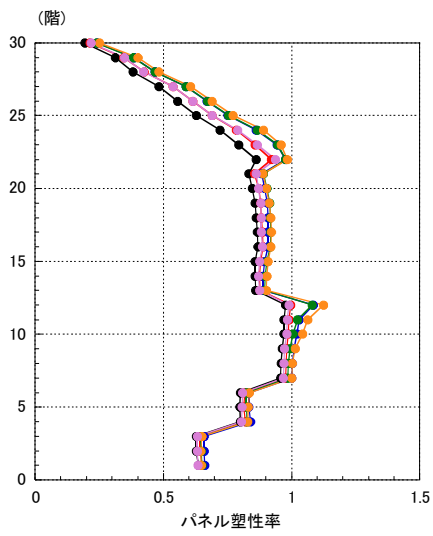
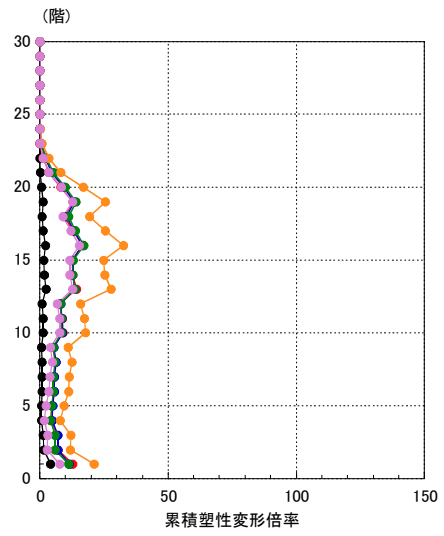
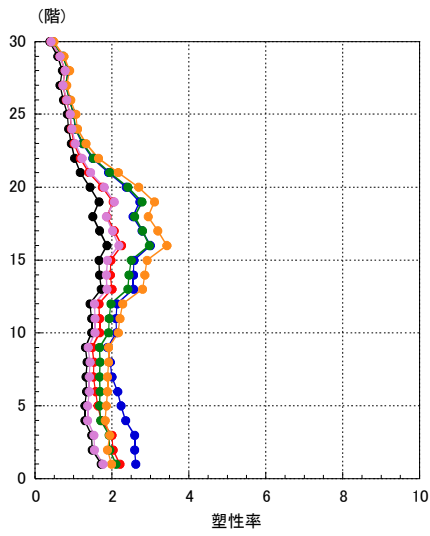
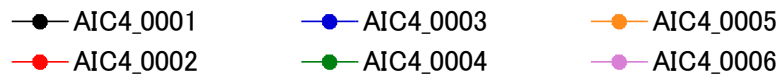


図 4.1.2-11(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 愛知名古屋平均+ $\sigma$ )



● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

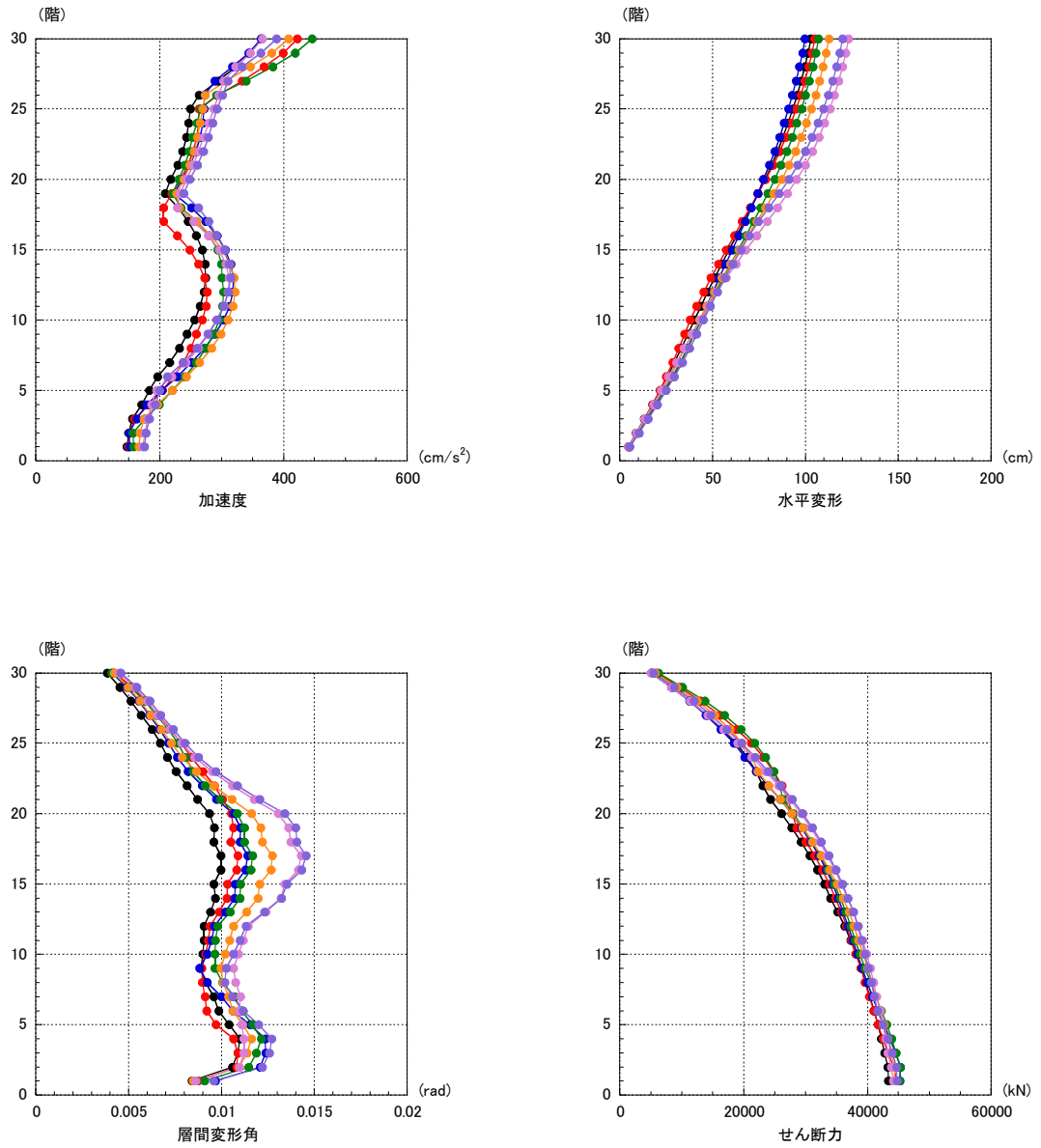


図 4.1.2-12(1) 時刻と振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● OSKA\_0001    ● OSKA\_0003    ● OSKA\_0005    ● OSKA\_0007  
 ● OSKA\_0002    ● OSKA\_0004    ● OSKA\_0006

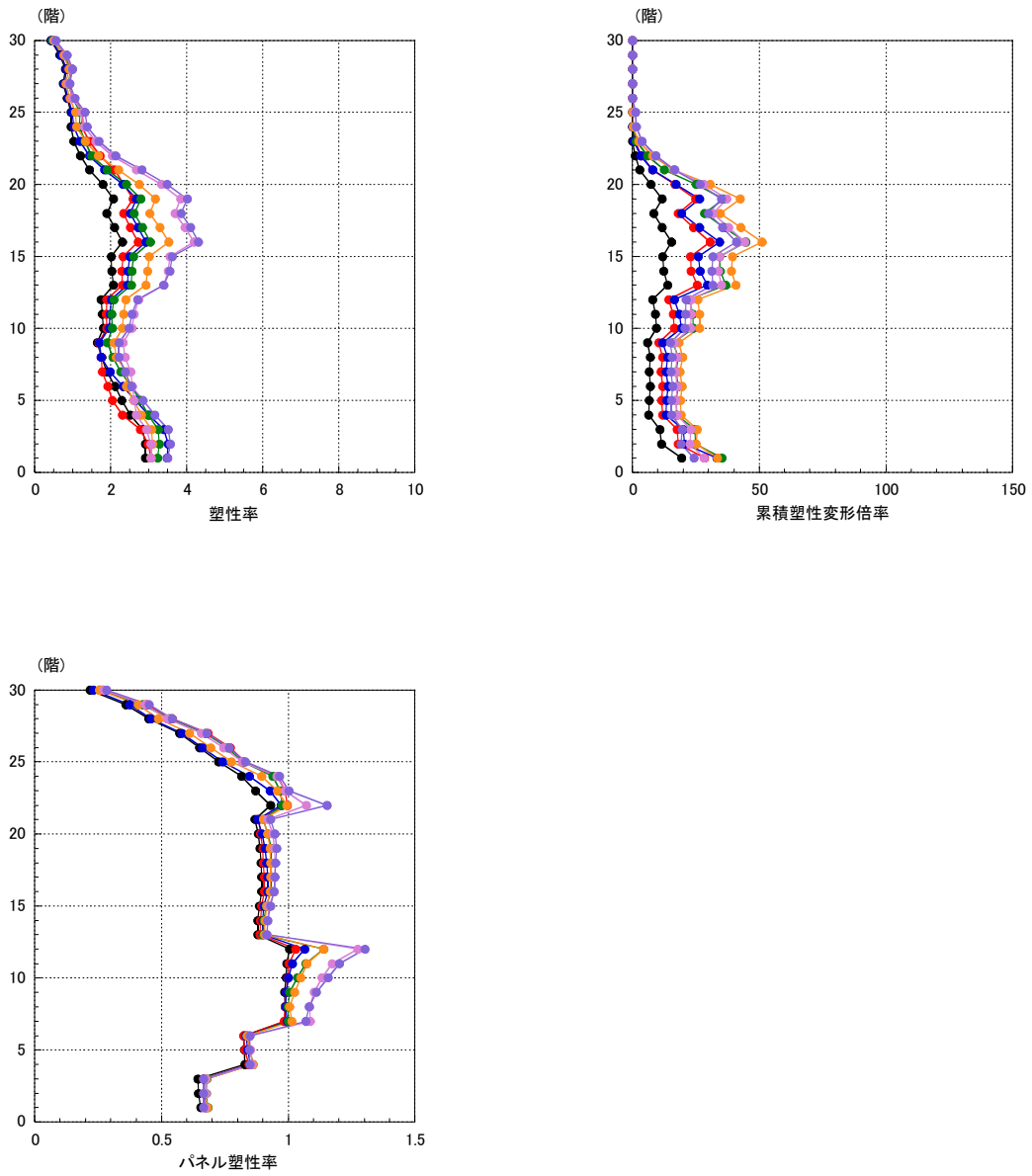


図 4.1.2-12(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 大阪此花平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

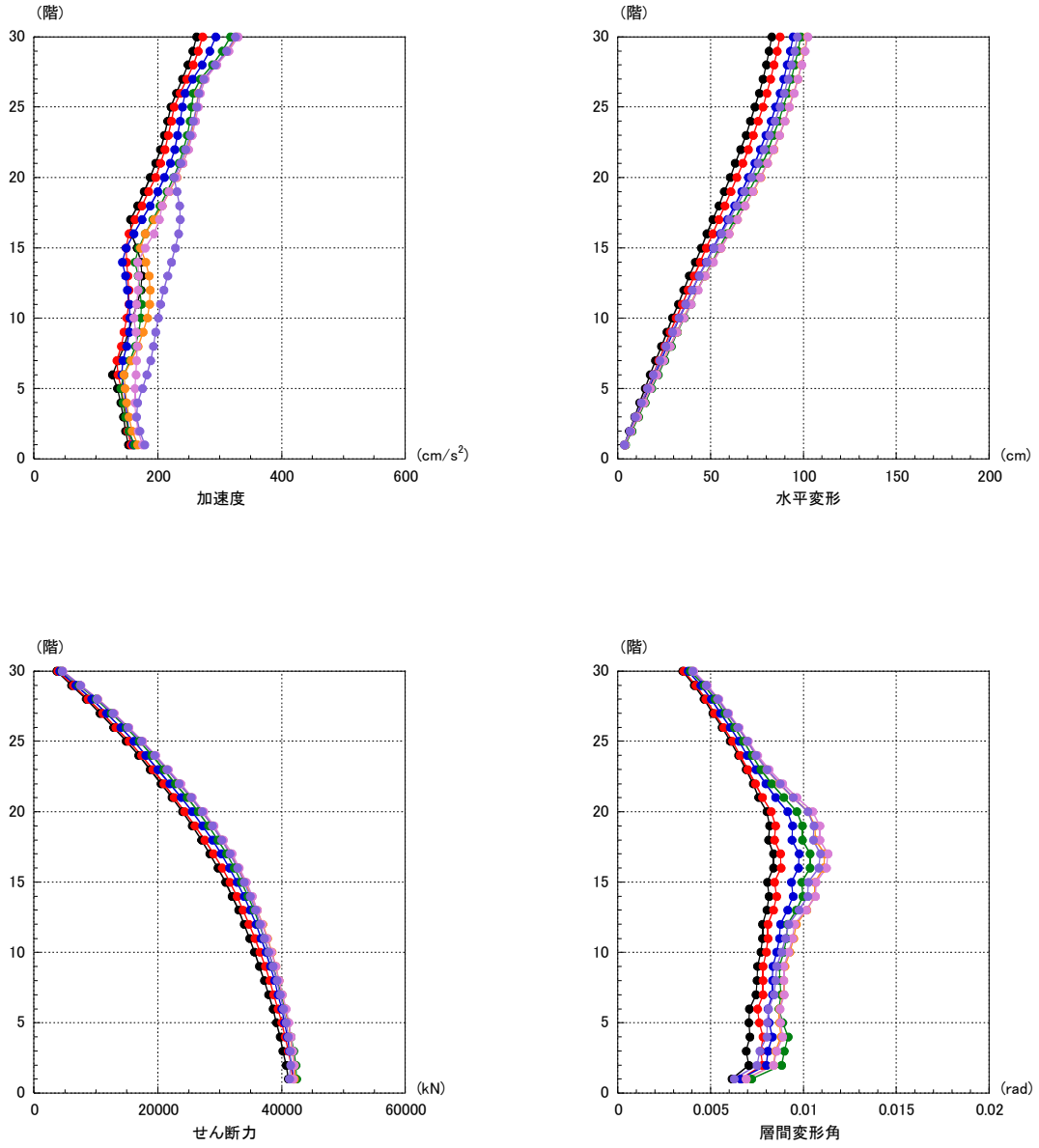


図 4.1.2-13(1) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )

● SNJK\_0001    ● SNJK\_0003    ● SNJK\_0005    ● SNJK\_0007  
 ● SNJK\_0002    ● SNJK\_0004    ● SNJK\_0006

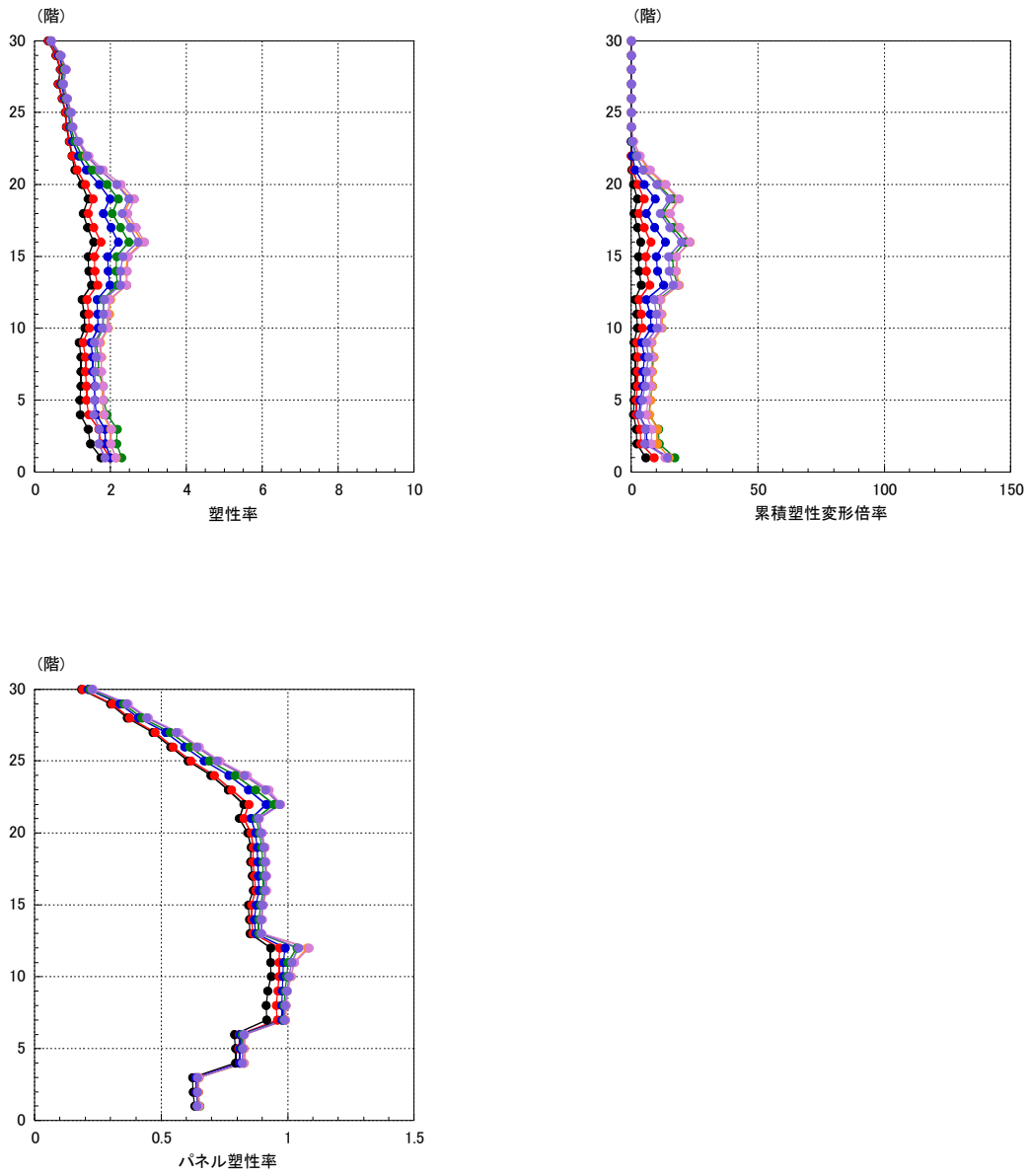


図 4.1.2-13(2) 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析  
 (強モデル, 東京新宿平均+ $\sigma$ )

### ①梁部材の変形頻度分布

長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定し、建物が共振するように地震動の時間刻みを調整した共振解析用検討波により、梁部材塑性率と繰返し回数について検討する。

建物が塑性化するため、共振解析用検討波は、時間刻みを少しずつ変えて応答解析を繰返して共振状態となることを確認して設定した。時間刻みを変えて行った応答解析の中で、最も累積塑性変形倍率が大きくなる場合の、最大となる梁部材を抽出し、塑性率を7レベル（0.8以下、0.8～1.0、1.0～1.2、1.2～1.5、1.5～2.0、2.0～2.5、2.5～4.0）に分けて頻度分布を求めた。頻度分布は、極大－極小値を探すことで半サイクルずつカウント（図4.1.2-14）し、端数を切り上げて合計回数を表示する。

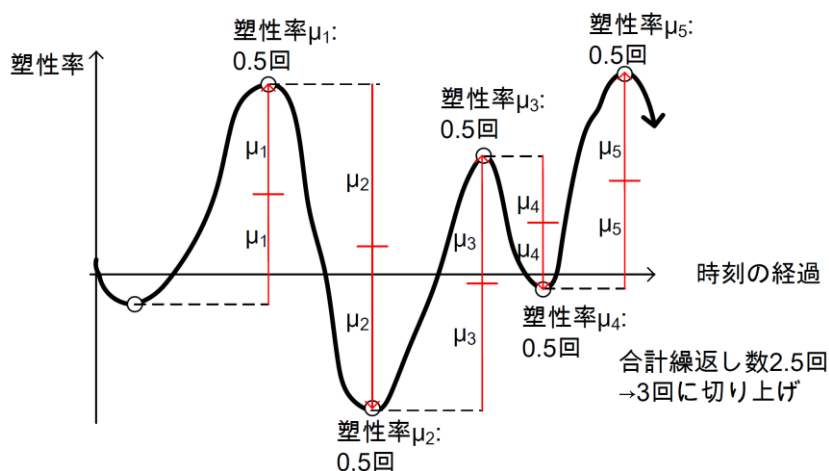


図 4.1.2-14 塑性率頻度分布の算定概念

各入力地震動に対する累積塑性変形倍率、塑性化繰返し回数等を一覧表で示す。また、それぞれの塑性率頻度分布、時刻歴を図に示す。

表 4.1.2-7 塑性化する繰返し回数・累積塑性変形倍率

建物 モデル		累積 塑性 変形 倍率	塑性化繰返し回数 (塑性率範囲毎集計)							
			合計	0.8 -1.0	1.0 -1.2	1.2 -1.5	1.5 -2.0	2.0 -2.5	2.5 -4.0	4.0-
弱モデル	愛知津島	114.7	36	8	5	7	10	9	5	0
	愛知名古屋	53.6	18	4	3	3	6	4	2	0
	大阪此花	76.2	48	14	9	18	17	3	1	0
	東京新宿	99.0	19	5	3	1	5	4	6	0
標準(H22) モデル	愛知津島	65.1	25	10	6	8	9	6	0	0
	愛知名古屋	32.1	12	5	4	3	5	2	1	0
	大阪此花	50.8	13	2	3	2	4	5	2	0
	東京新宿	33.9	21	15	5	10	4	2	0	0
強モデル	愛知津島	65.2	29	9	10	4	6	6	3	0
	愛知名古屋	32.7	14	5	2	4	5	2	1	0
	大阪此花	51.3	9	6	3	1	1	2	2	0
	東京新宿	23.2	14	2	2	2	4	3	3	0

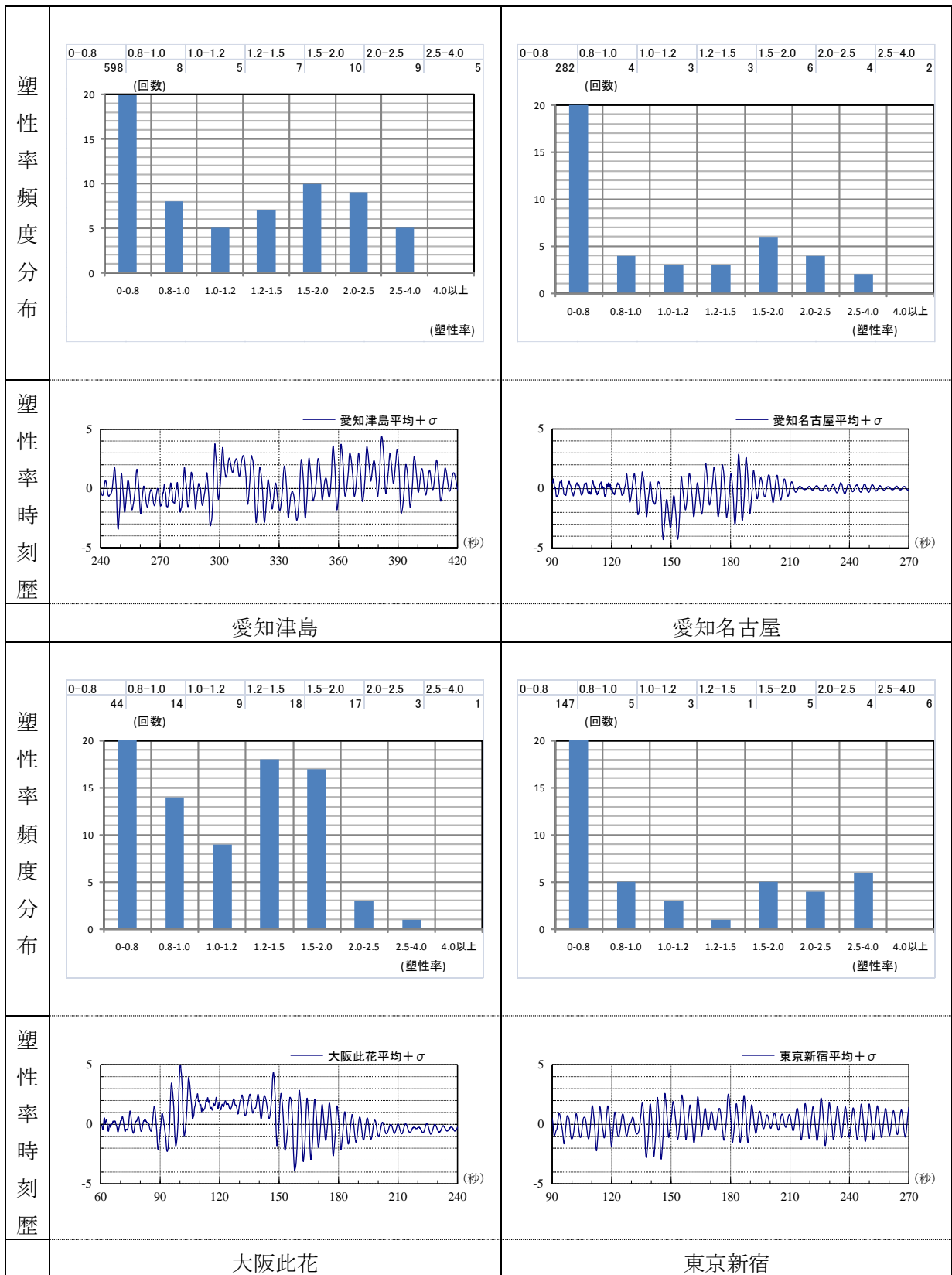


図 4.1.2-15 塑性率頻度分布と時刻歴（弱モデル）

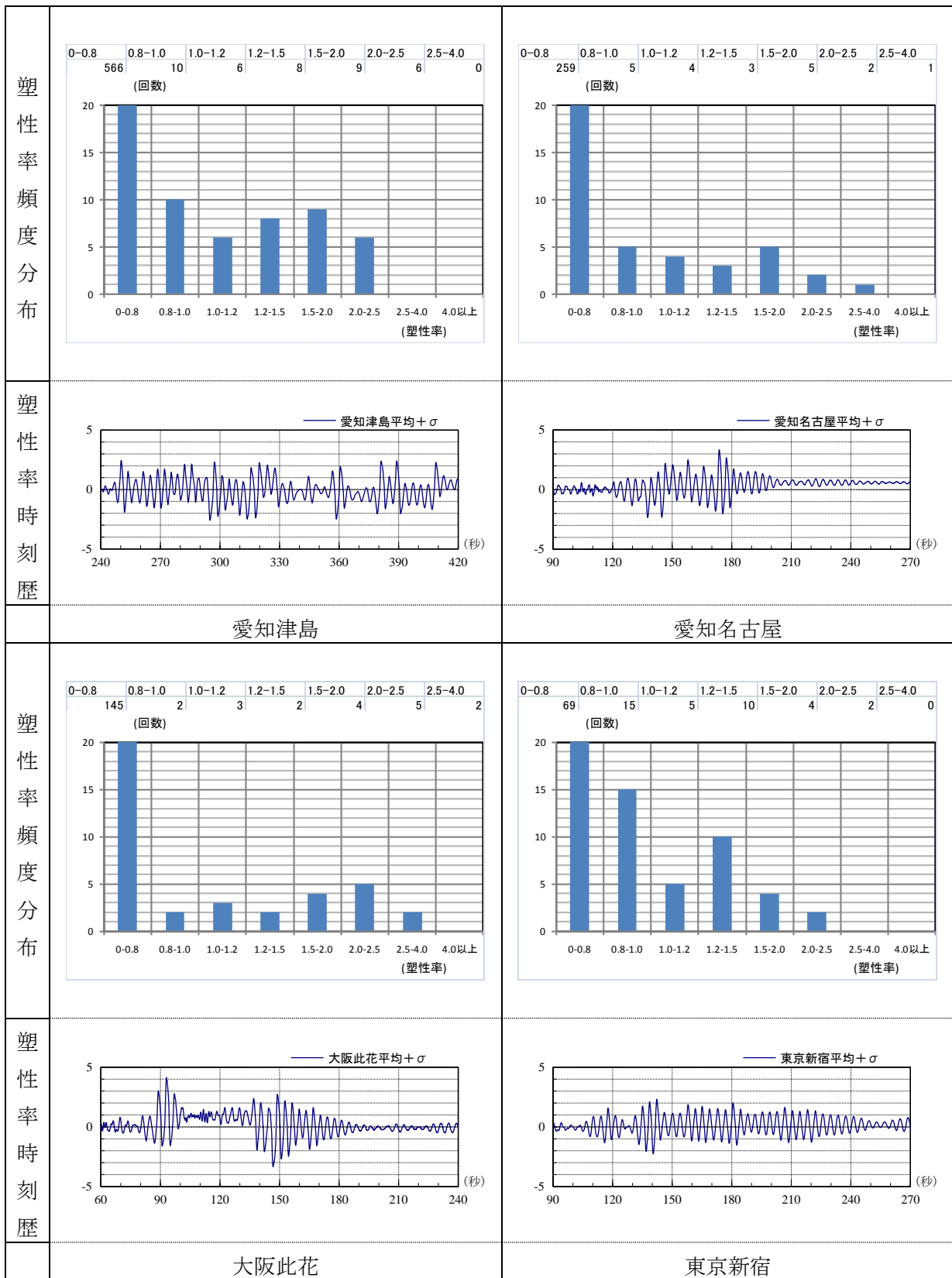


図 4.1.2-16 塑性率頻度分布と時刻歴（標準(H22)モデル）



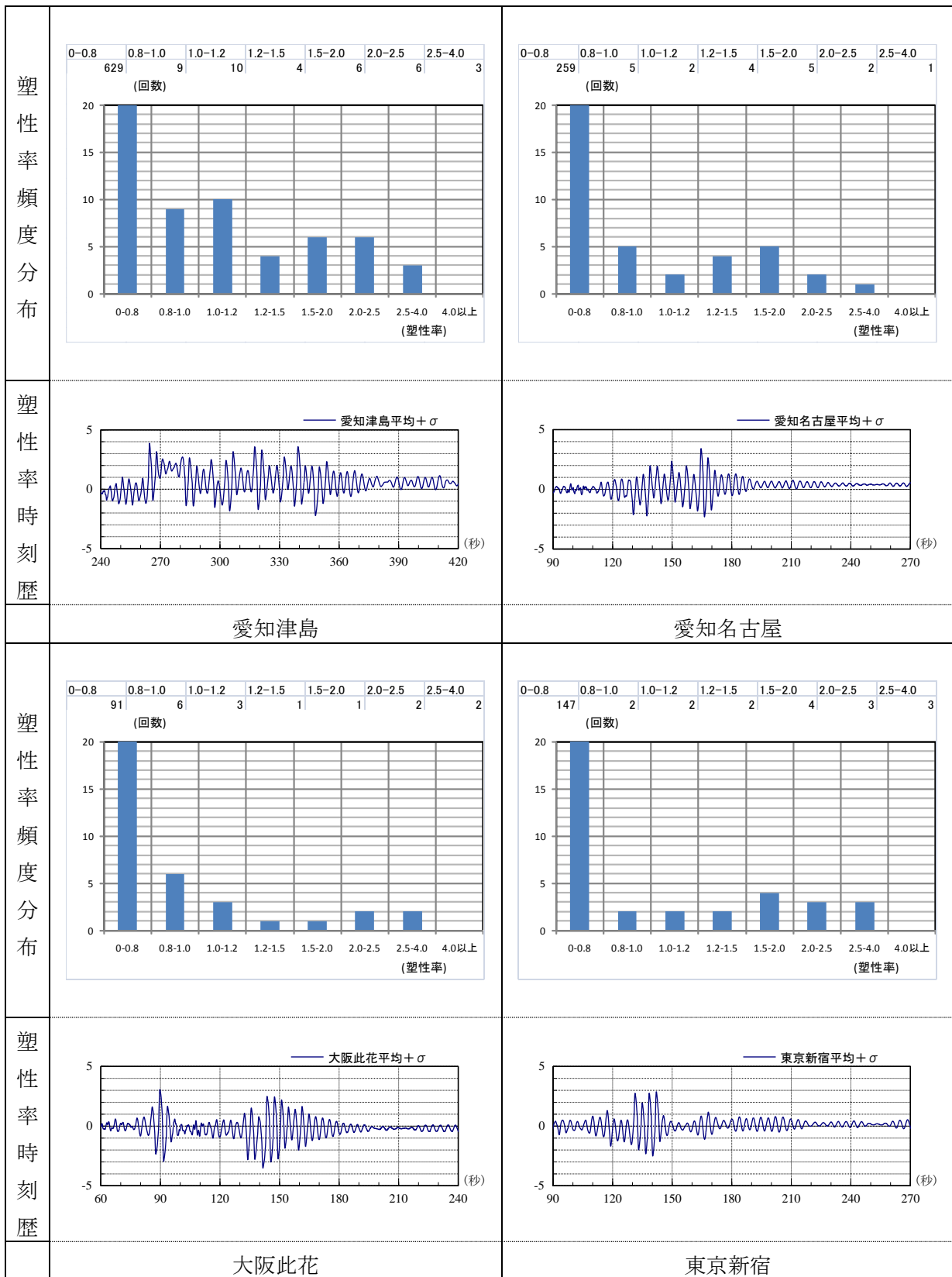
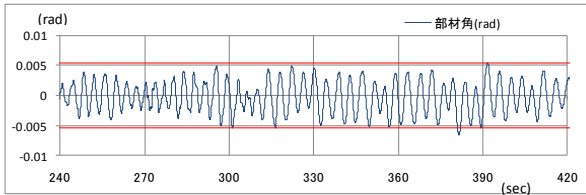
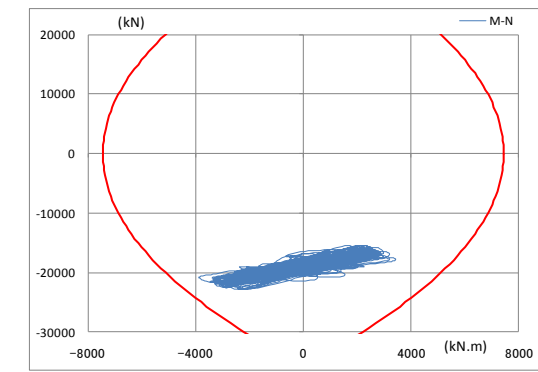


図 4.1.2-17 性率頻度分布と時刻歴 (強モデル)

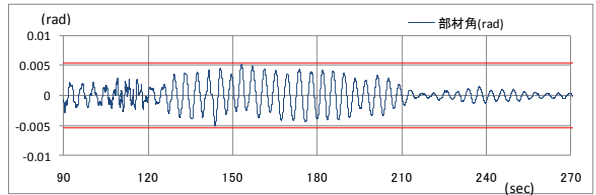
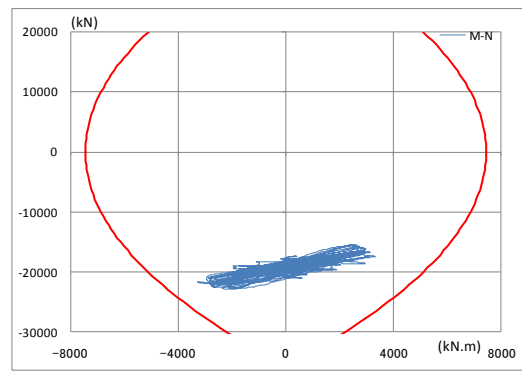
## ②柱部材の変形時刻歴に関する検討

ここでは柱部材の塑性化状況と、部材角について検討する。検討するケースは、梁部材の塑性率頻度分布を算定した（梁部材の累積塑性変形倍率が最大となった）ケースとする。

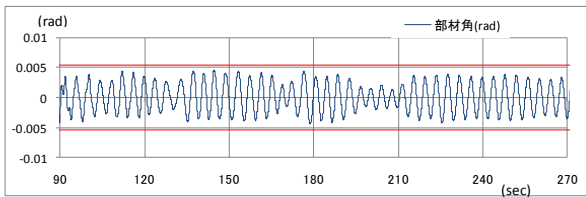
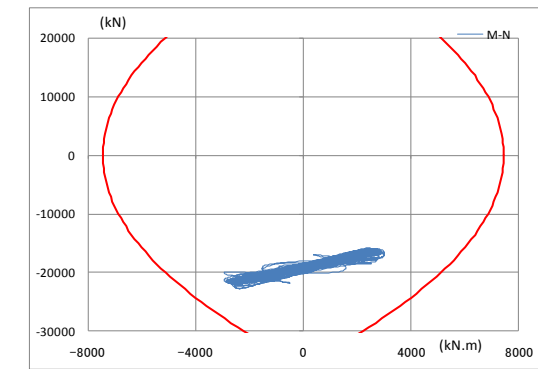
それぞれの入力地震動について、解析で設定した降伏曲面と1階柱脚の曲げモーメント-軸力履歴、1階柱部材角時刻歴をまとめて示す。ここに、部材角時刻歴には、参考までに、塑性率の起点となる変形を赤線で重ね描く。塑性率の起点は、応答層せん断力(AIC004)による静的解析を実施し、当該柱の応力が降伏曲面に至った時点の部材角とした。



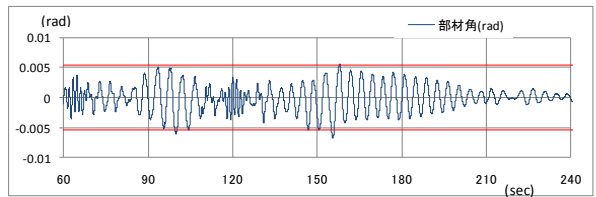
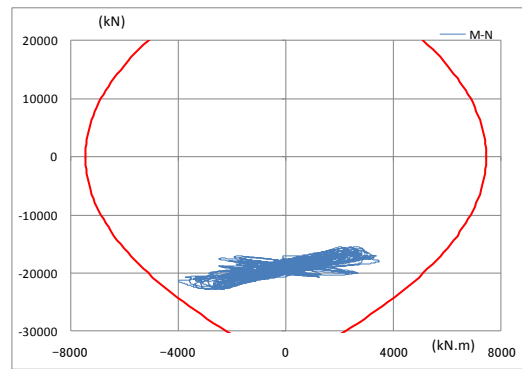
(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.19



(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.93

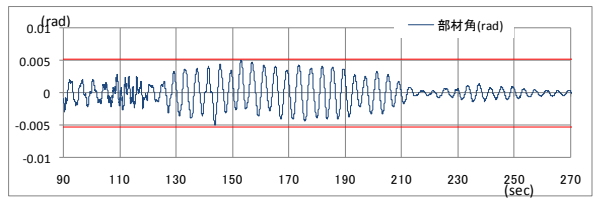
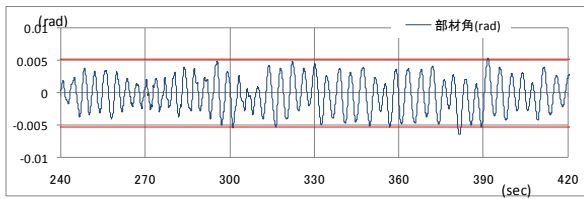
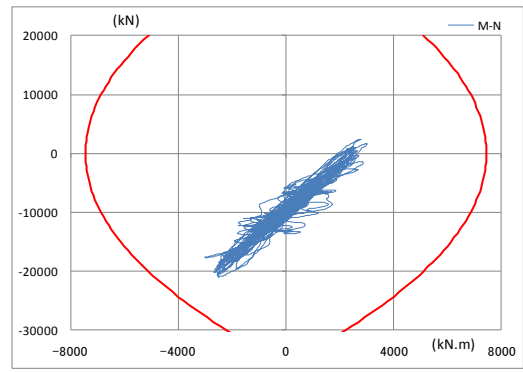
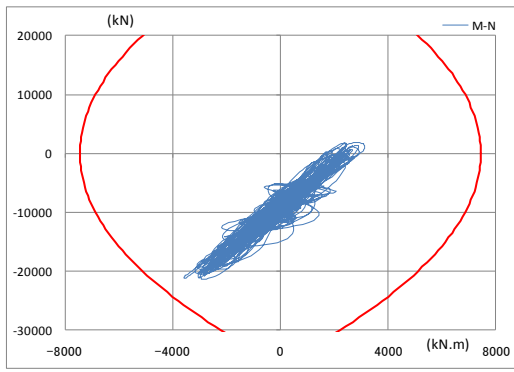


(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.80



(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.24

図 4.1.2-18 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (弱モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 中柱)

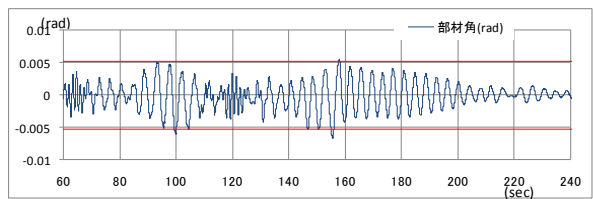
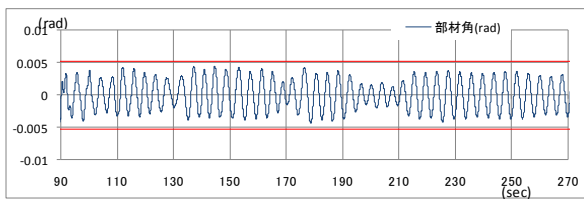
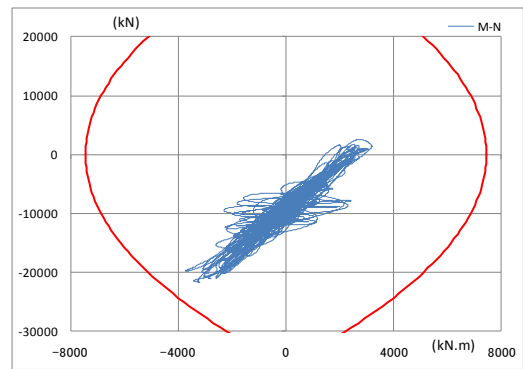
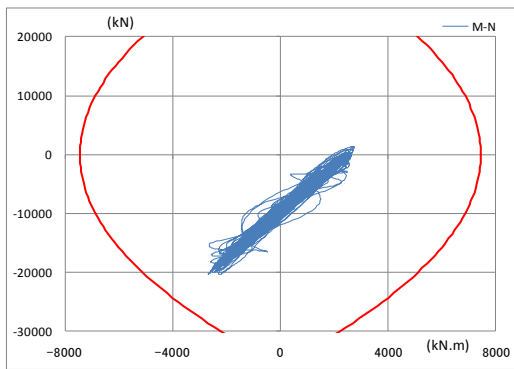


(1) 愛知津島 AIC003

最大塑性率 1.4. 1.2

(2) 愛知名古屋 AIC004

最大塑性率 0.94



(3) 東京新宿 KOGAKUIN

最大塑性率 0.81

(4) 大阪此花 OSKH02

最大塑性率 1.27

図 4.1.2-19 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (弱モデル, 平均+σ入力, 外柱)

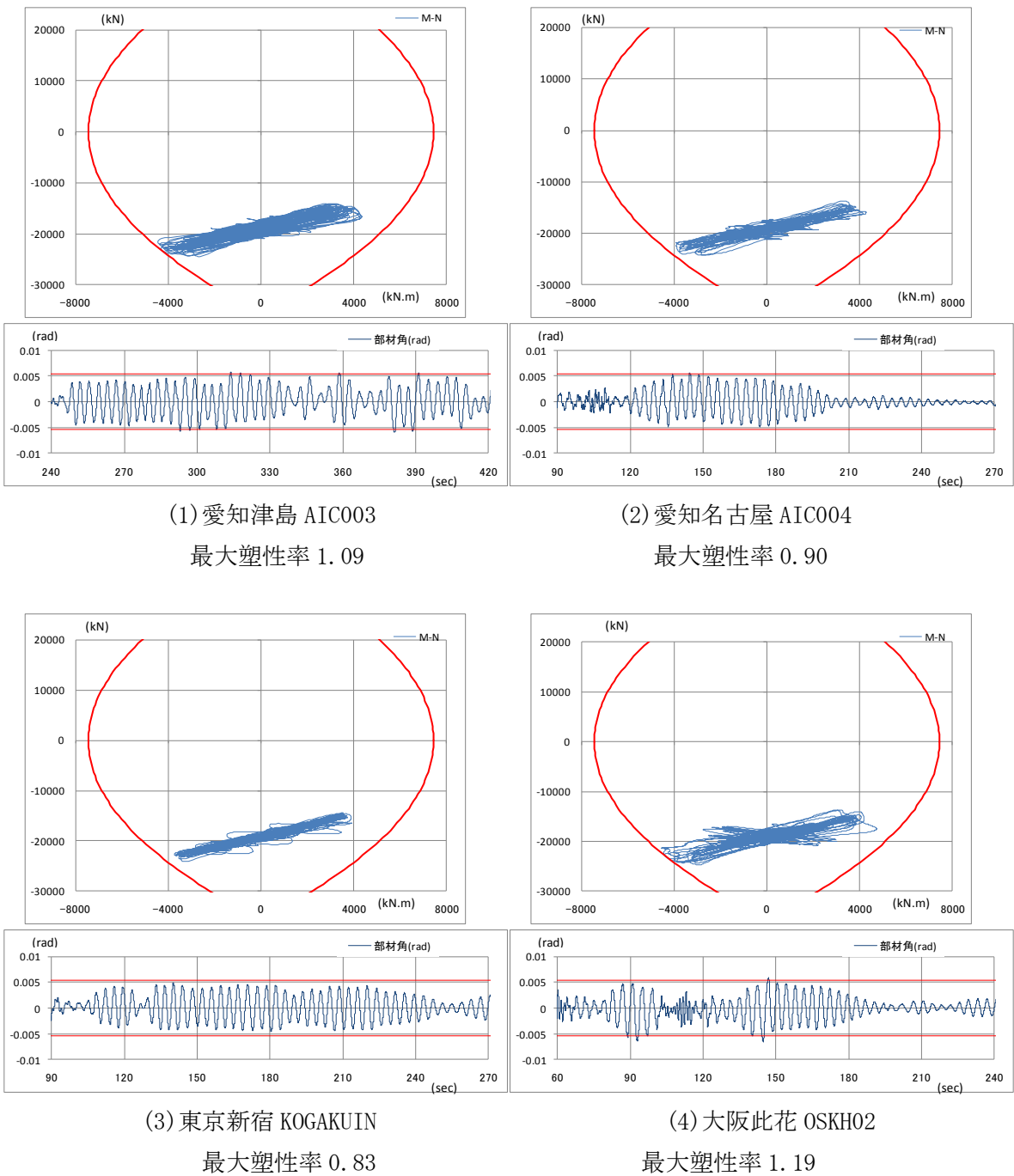
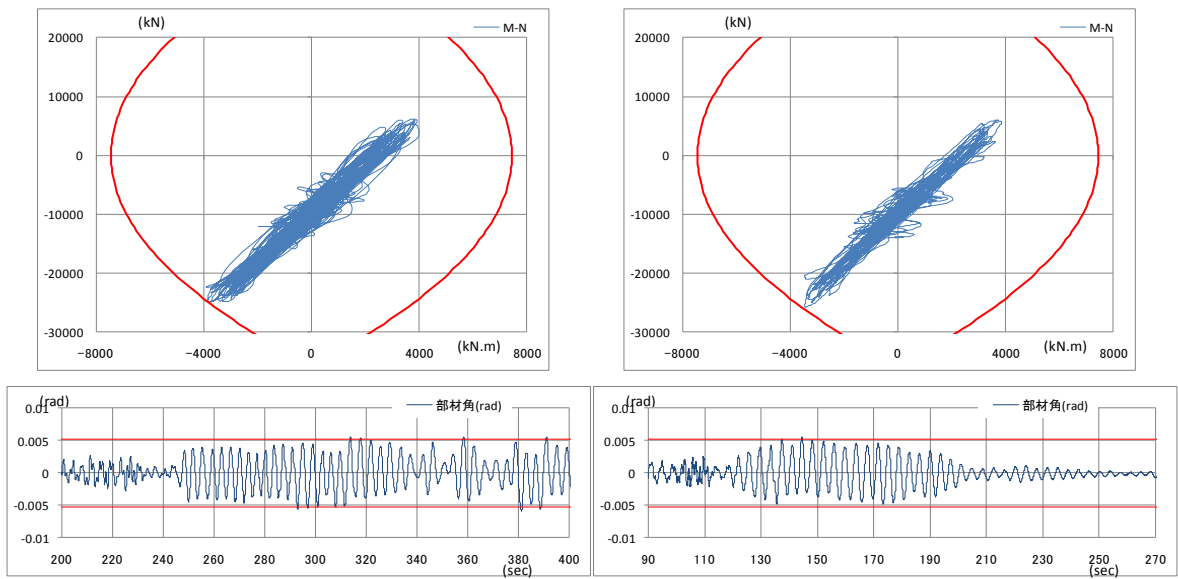
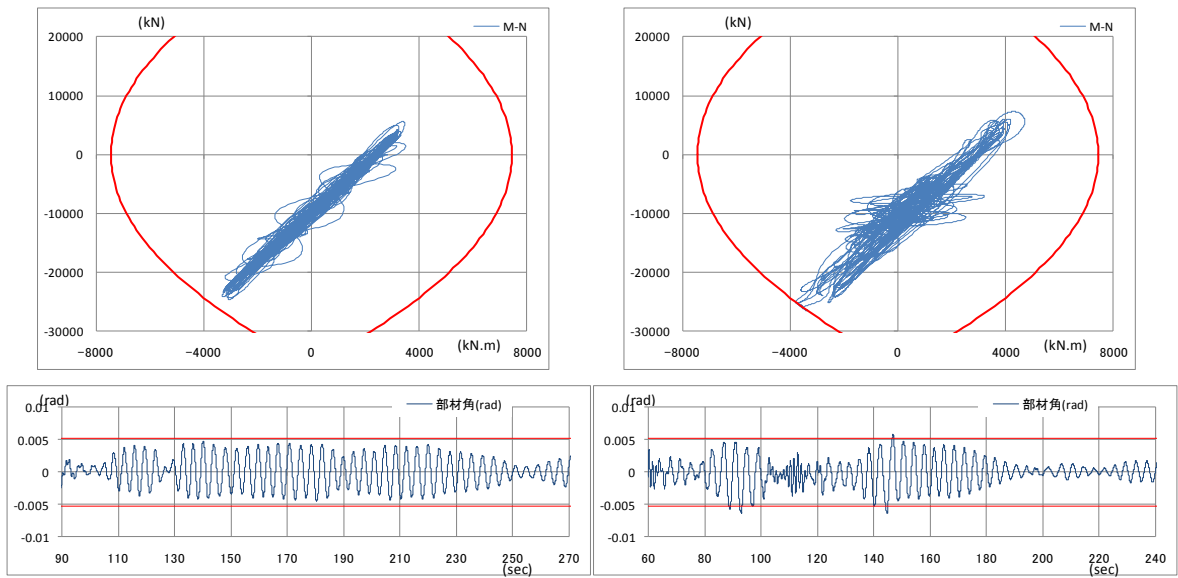


図 4.1.2-20 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (標準(H22)モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 中柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.10

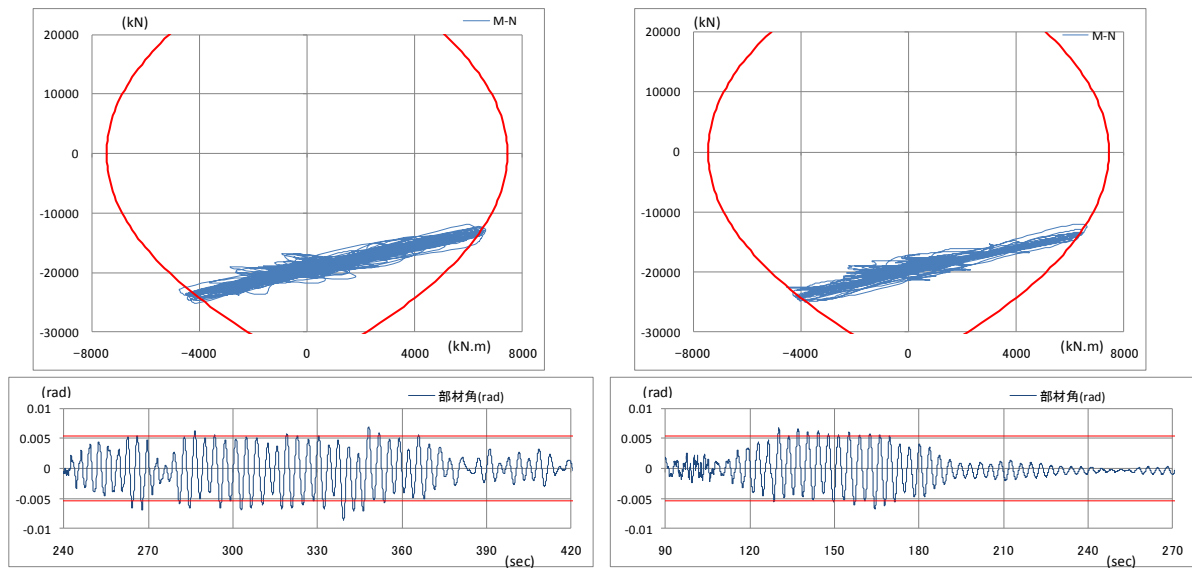
(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 0.91



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 0.84

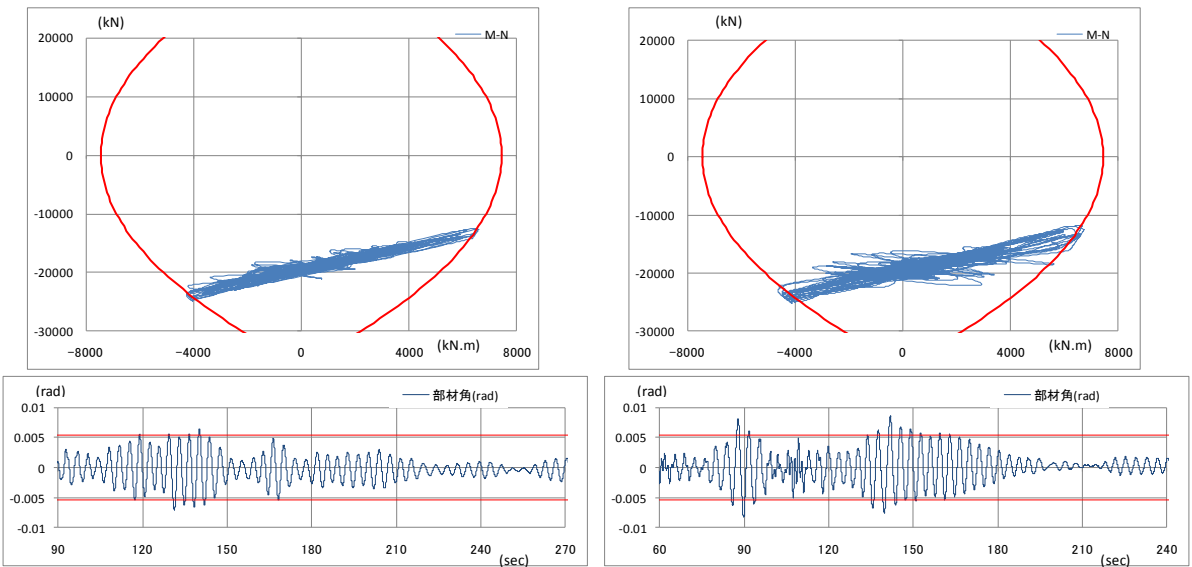
(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.21

図 4.1.2-21 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (標準(H22)モデル, 平均+σ入力, 外柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.56

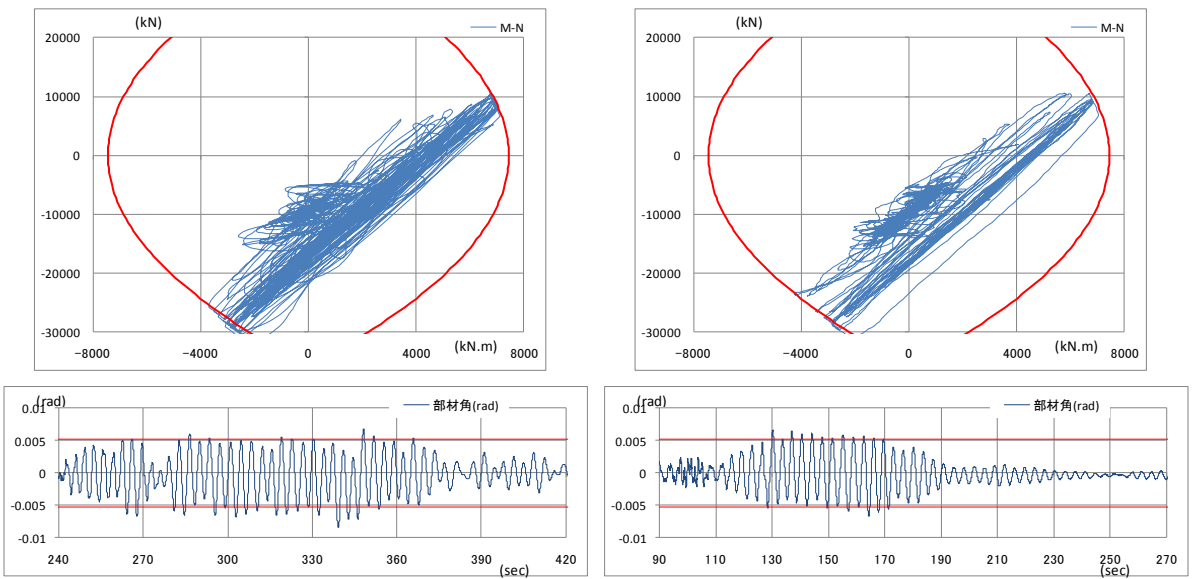
(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 1.23



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 1.29

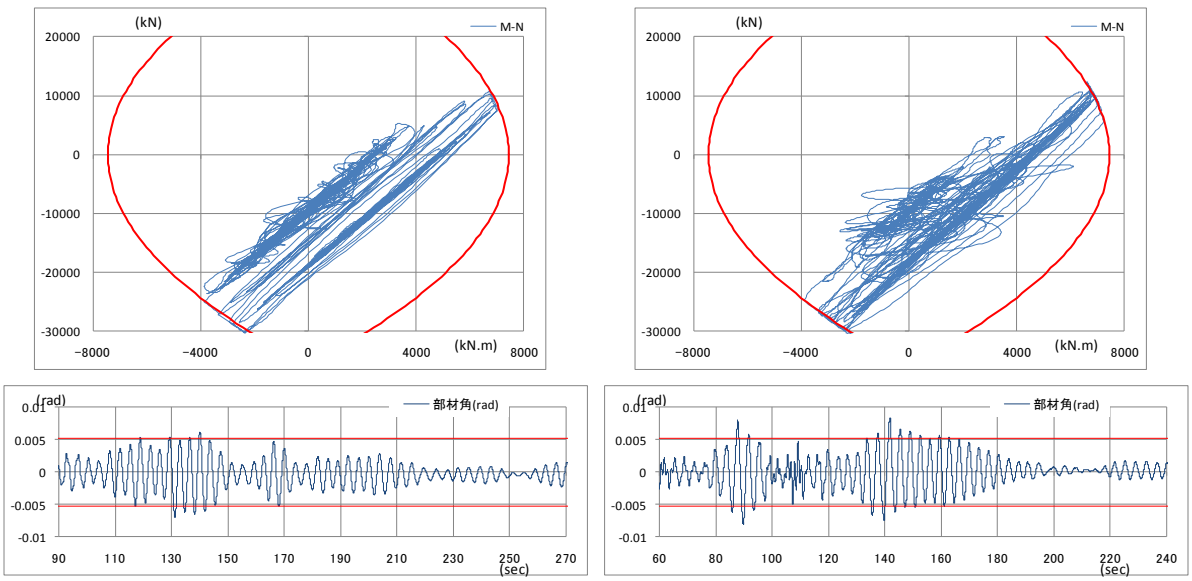
(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.50

図 4.1.2-22 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (強モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 中柱)



(1) 愛知津島 AIC003  
最大塑性率 1.60

(2) 愛知名古屋 AIC004  
最大塑性率 1.26



(3) 東京新宿 KOGAKUIN  
最大塑性率 1.32

(4) 大阪此花 OSKH02  
最大塑性率 1.54

図 4.1.2-23 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (強モデル, 平均+ $\sigma$ 入力, 外柱)



(4) 代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討

1) 解析対象モデル建物

- ・均等ラーメンを想定した S30 (→昨年度詳細に実施)
- ・チューブ的挙動 (短スパン) を想定した S50L
- ・中央コア (長スパン+短スパン) を想定した S50T

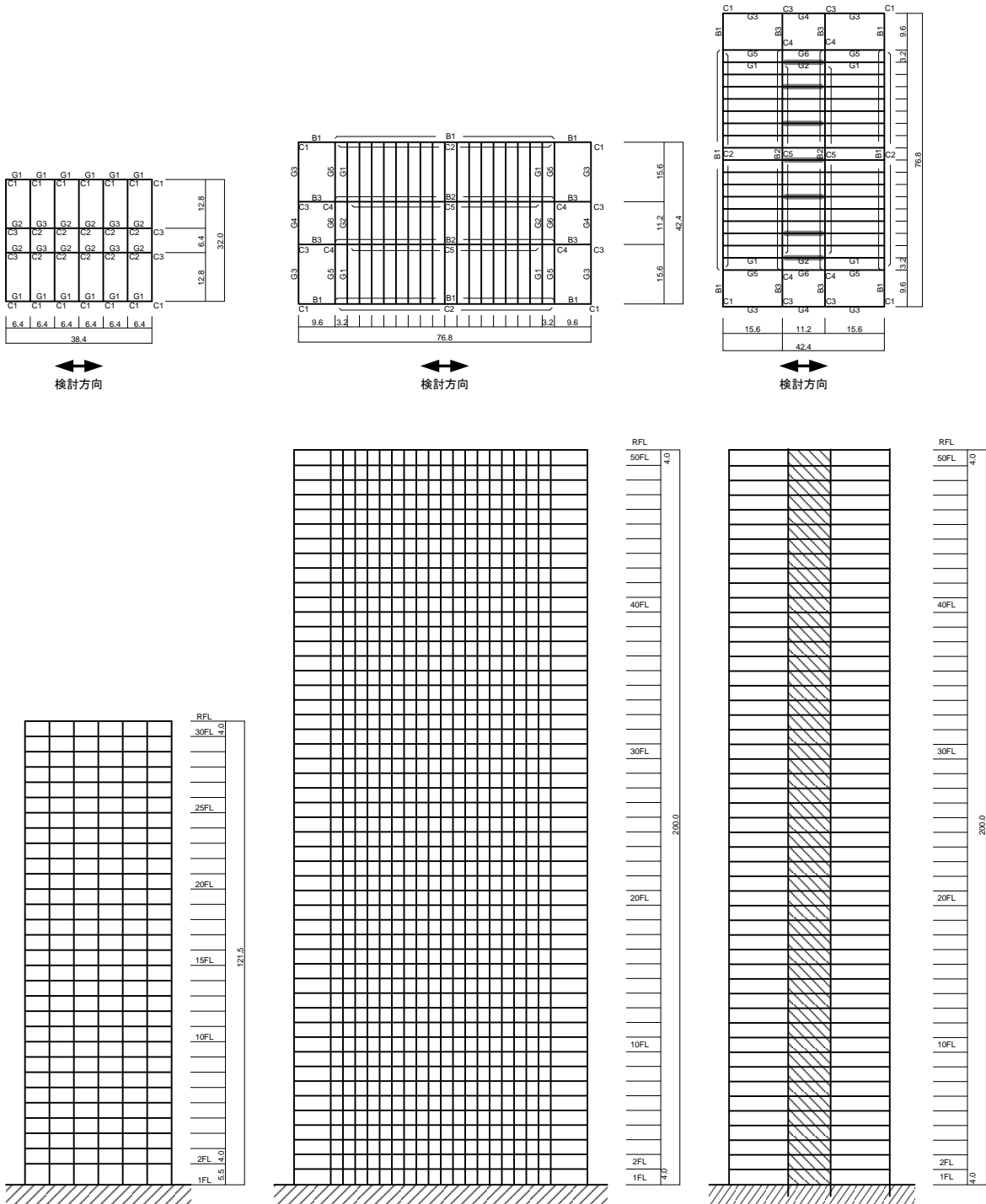


図 4. 1. 2-24 S30

図 4. 1. 2-25 S50L

図 4. 1. 2-26 S50T

S50L と S50T の概略を以下に示す。

① S50L

表 4.1.2-8 階高及び重量 (S50L)

	階高(m)	重量(kN)
50 階	4.00	29310
49 階～1 階	4.00	18630

表 4.1.2-9 梁断面 (S50L)

FL	B1	B2	B3
R	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×200×12×16	H-800×200×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×200×12×19	H-800×200×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×200×12×22	H-800×200×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
15～20	H-800×200×12×25	H-800×200×12×25	H-800×300×12×25
9～14	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
3～8	H-800×200×12×28	H-800×200×12×28	H-800×300×12×28
2	H-1000×200×16×32	H-1000×200×16×32	H-1000×300×16×32

表 4.1.2-10 柱断面 (S50L)

F	C1	C2	C3
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×19×19
44～49	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12	□-650×650×22×22
38～43	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12	□-650×650×28×28
32～37	□-650×650×16×16	□-650×650×16×16	□-650×650×36×36
26～31	□-650×650×19×19	□-650×650×19×19	□-650×650×45×45
20～25	□-650×650×25×25	□-650×650×19×19	□-650×650×55×55
14～19	□-650×650×28×28	□-650×650×22×22	□-650×650×60×60
8～13	□-650×650×28×28	□-650×650×25×25	□-650×650×65×65
5～7	□-650×650×32×32	□-650×650×28×28	□-650×650×70×70
2～4	□-650×650×36×36	□-650×650×32×32	□-650×650×75×75
1	□-650×650×40×40	□-650×650×32×32	□-650×650×80×80

F	C4	C5
50	□-650×650×12×12	□-650×650×12×12
44～49	□-650×650×16×16	□-650×650×12×12
38～43	□-650×650×22×22	□-650×650×16×16
32～37	□-650×650×28×28	□-650×650×19×19
26～31	□-650×650×36×36	□-650×650×22×22
20～25	□-650×650×40×40	□-650×650×25×25
14～19	□-650×650×50×50	□-650×650×32×32
8～13	□-650×650×55×55	□-650×650×36×36
5～7	□-650×650×60×60	□-650×650×40×40
2～4	□-650×650×60×60	□-650×650×55×55
1	□-650×650×75×75	□-650×650×55×55

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下 1/6 まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 曲げモーメントと軸力の相関を考慮した弾塑性特性

減衰：

1 次固有周期に対して 2% の内部粘性減衰

表 4.1.2-11 固有周期一覧 (S50L)

	固有周期 (秒)	刺激係数
1 次	4.44	1.38
2 次	1.51	-0.56
3 次	0.87	-0.31

② S50T

重量，階高，柱断面は S50L と共通 (同一モデル直交方向)

表 4.1.2-12 梁断面 (S50T)

FL	G1	G2	G3
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

FL	G4	G5	G6
R	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
45～50	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16	H-800×300×12×16
39～44	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
33～38	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19	H-800×300×12×19
27～32	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
21～26	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
15～20	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
9～14	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
3～8	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22	H-800×300×12×22
2	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25	H-1000×300×16×25

復元力特性：

梁の曲げ剛性増大率 片側スラブ付：1.2，両側スラブ付：1.4

梁の復元力特性 ウェブ上下 1/6 まで有効とする全塑性モーメントを折れ点とする Bi-Linear 型とする。耐力にはスラブは考慮しない

柱の復元力特性 曲げモーメントと軸力の相関を考慮した弾塑性特性

可撓耐震壁（図 4.1.2-26 網掛け部）：

ブレース置換して表現し，せん断剛性に換算すると 3.5kN/m，せん断耐力 2800kN となる Bi-Linear 型

減衰：

1 次固有周期に対して 2% の内部粘性減衰

表 4.1.2-13 固有周期一覧（S50T）

	固有周期（秒）	刺激係数
1 次	5.83	1.41
2 次	1.88	0.61
3 次	1.01	0.33

## 2) 入力地震動の設定

想定する入力地震動の諸元及びスペクトルを以下に示す。

表 4.1.2-14 想定する長周期地震動一覧

地点	想定する地震	表記	レベル	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	継続時間 (s)
愛知 津島	東南海・東海	AIC003	平均	221	645
			平均+ $\sigma$	322	645
愛知 名古屋	東南海・東海	AIC004	平均	323	645
			平均+ $\sigma$	682	645
大阪 此花	南海	OSKH02	平均	71	625
			平均+ $\sigma$	105	625
東京 新宿	東南海・東海	KOGAKUIN	平均	86	620
			平均+ $\sigma$	121	620
観測波	2003 十勝沖	TOMAKOMAI	—	70	180

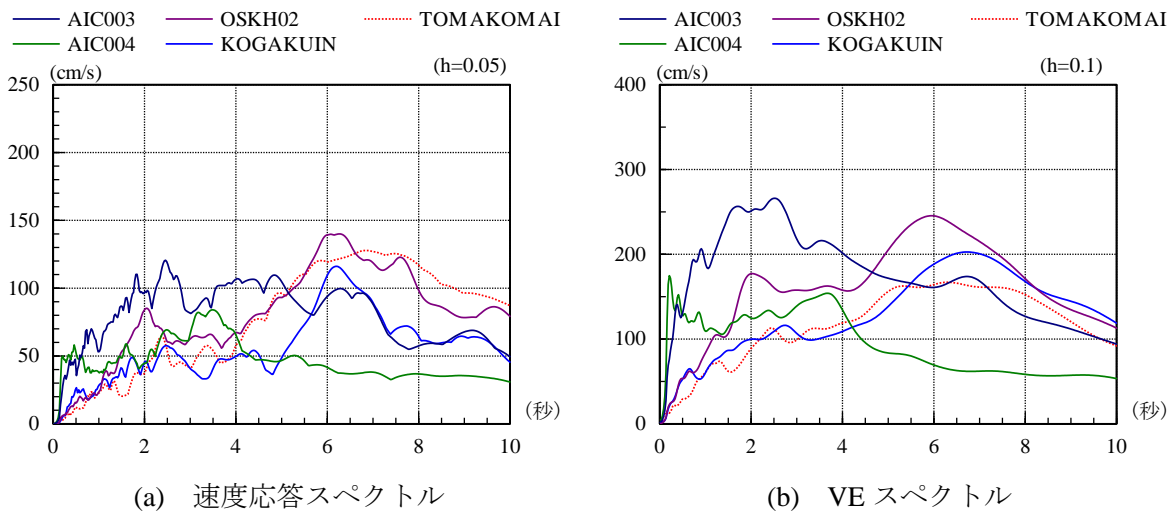


図 4.1.2-27 模擬地震動（平均）と観測波のスペクトル

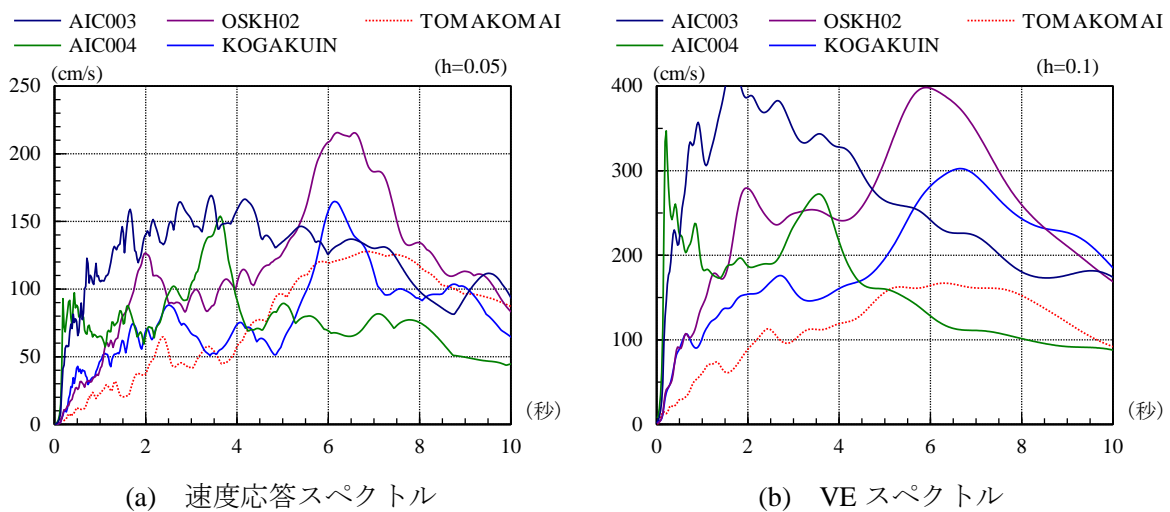


図 4.1.2-28 模擬地震動（平均+ $\sigma$ ）と観測波のスペクトル

### 3) 地震応答解析結果

2) に示す入力地震動を用い、最悪の場合を想定して、建物が共振した状態を模擬するため、昨年度と同様、共振検討波を作成して検討を実施する。

今回は、観測波である TOMAKOMAI に関する検討を実施した。

#### ① S50L

共振状態を実現するために、時間刻み（と入力振幅）を調整して入力地震動を設定し、地震応答解析を行った。その際の最大水平変形と最大層間変形角を以下に示す。

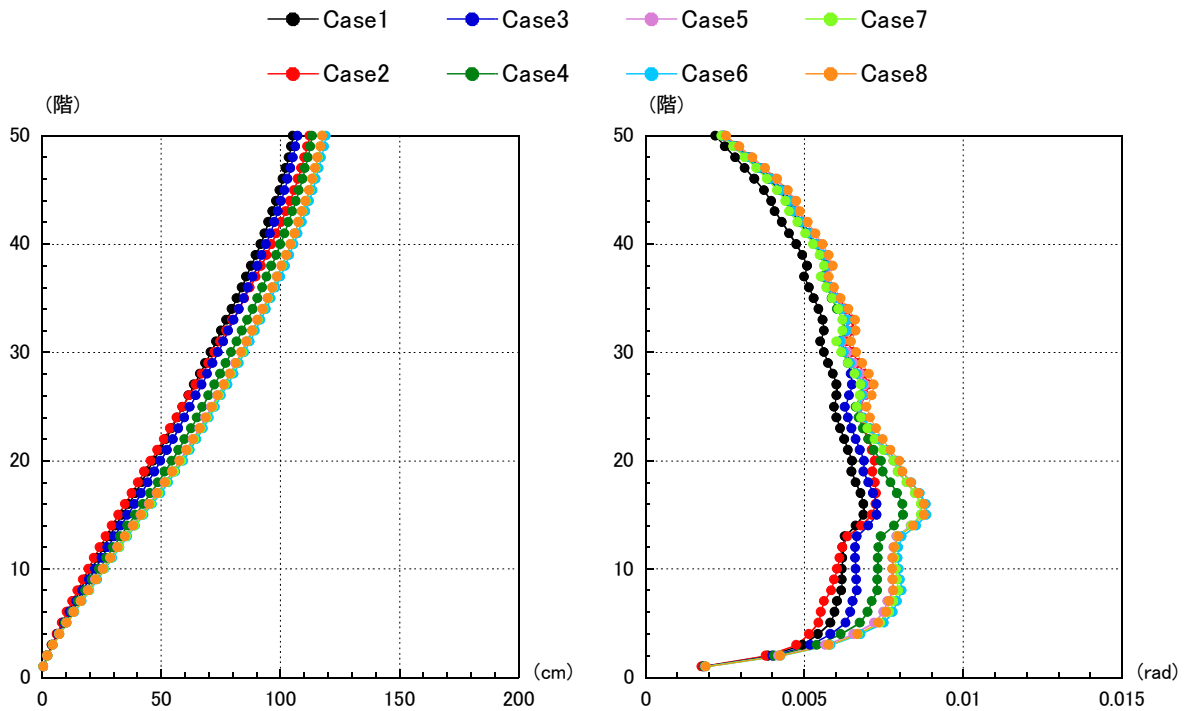


図 4. 1. 2-29 最大水平変形 (S50L)

図 4. 1. 2-30 最大層間変形角

この中で水平変形が最大となる CASE6 を共振検討波とし、以下、その際の頂部水平変形時刻歴と、梁部材塑性率、累積塑性変形倍率、柱軸厚比の応答最大値を示す。

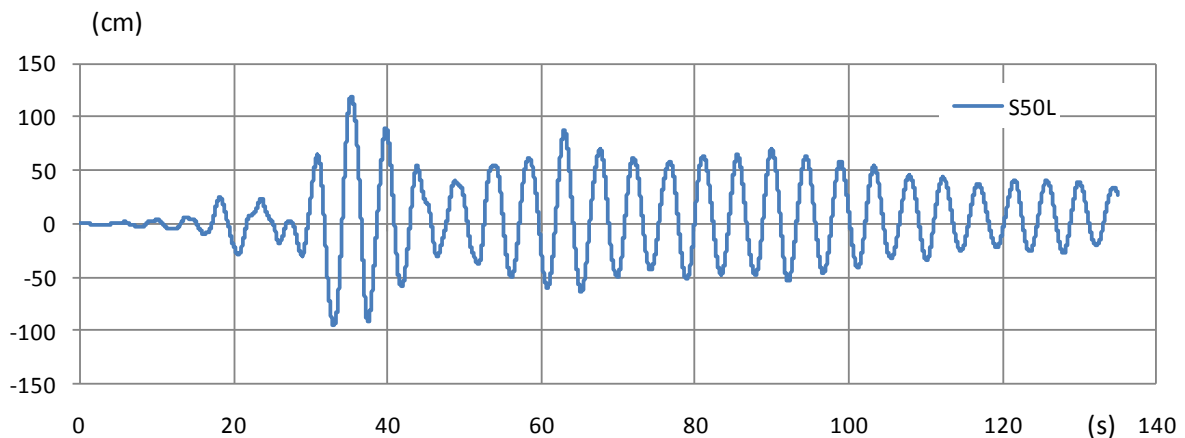


図 4. 1. 2-31 頂部水平変形時刻歴 (S50L)

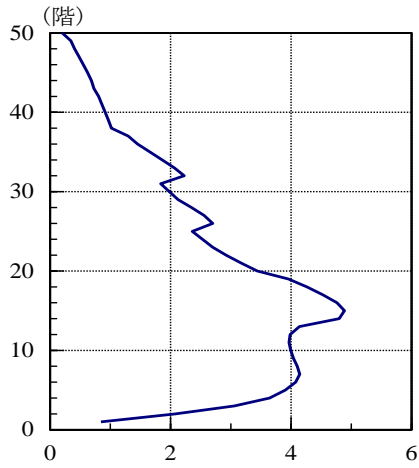


図 4.1.2-32 最大部材塑性率 (S50L)

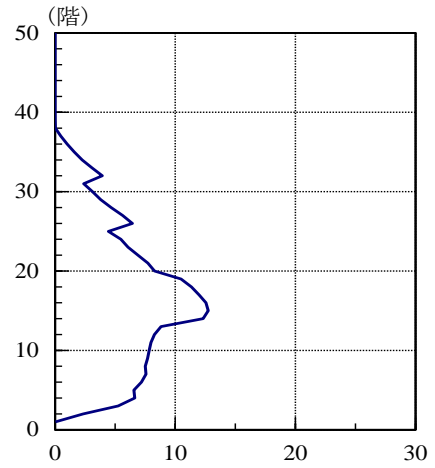


図 4.1.2-33 最大部材累積塑性変形倍率 (S50L)

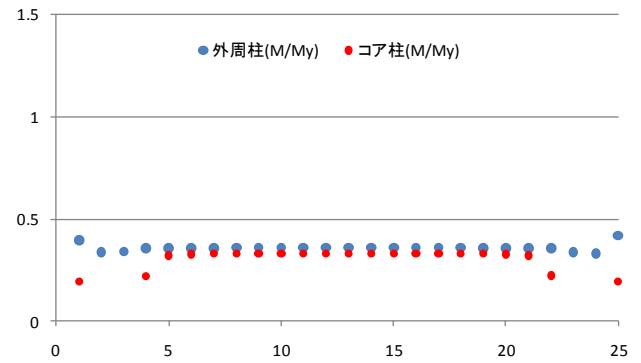
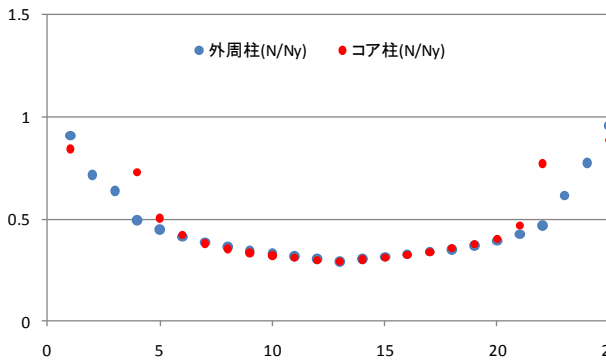
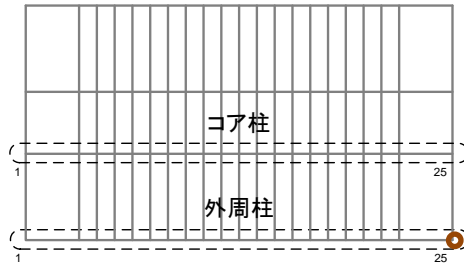


図 4.1.2-34 1階柱脚軸力比, モーメント比 (N/Ny, M/My)

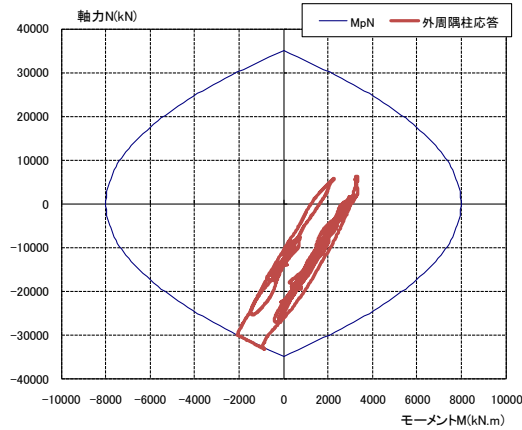


図 4.1.2-35 M-N 相関曲線と 1階隅柱応答時刻歴

② S50T

共振状態を実現するために、時間刻み（と入力振幅）を調整して入力地震動を設定し、地震応答解析を行った。その際の最大水平変形と最大層間変形角を以下に示す。

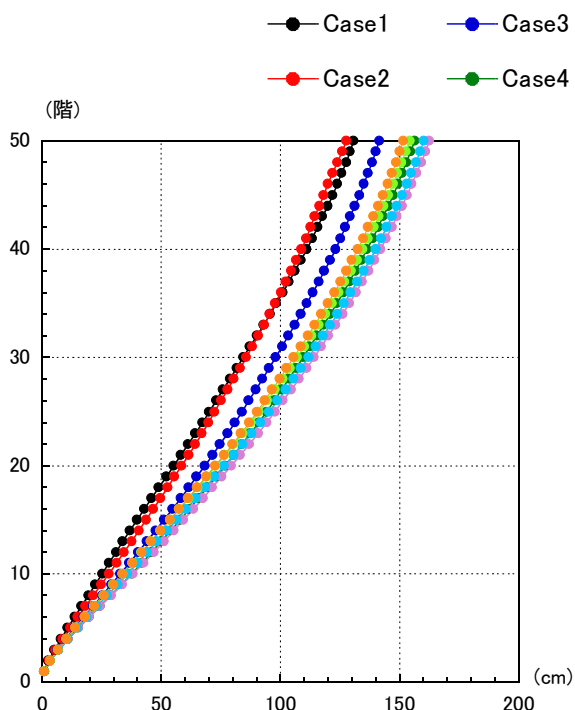


図 4. 1. 2-36 最大水平変形 (S50L)

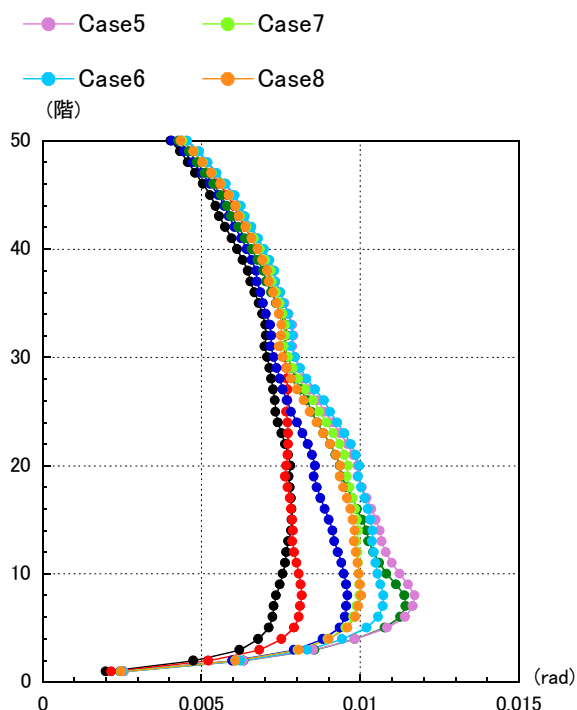


図 4. 1. 2-37 最大層間変形角 (S50L)

この中で水平変形が最大となる CASE5 を共振検討波とし、以下、その際の頂部水平変形時刻歴と、梁部材塑性率，柱軸圧比の応答最大値を示す。

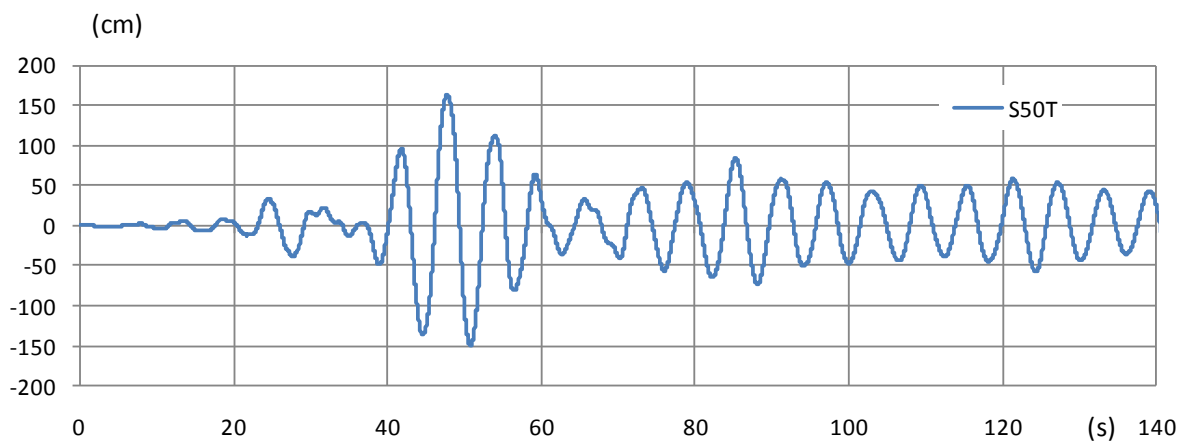


図 4. 1. 2-38 頂部水平変形時刻歴 (S50T)



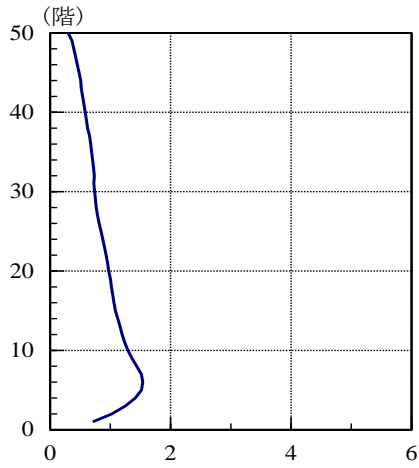


図 4.1.2-39 最大部材塑性率 (S50T)

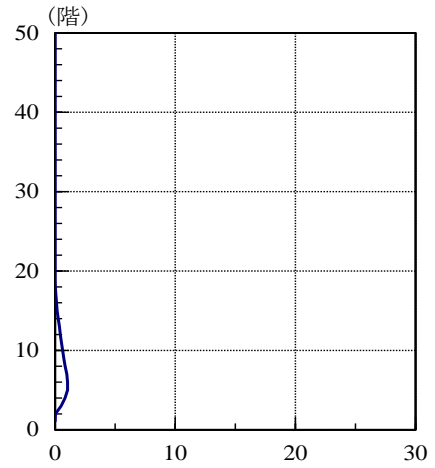


図 4.1.2-40 最大部材累積塑性変形倍率 (S50T)

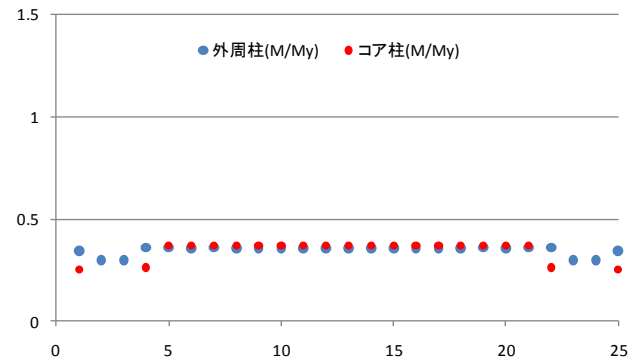
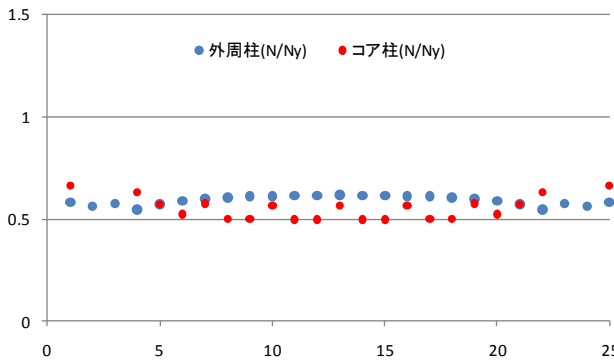
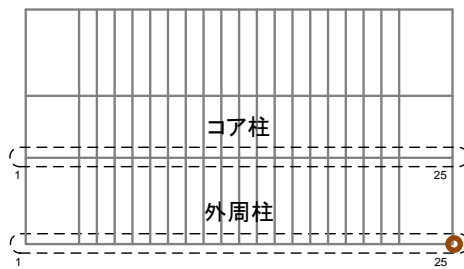


図 4.1.2-41 1階柱脚軸力比, モーメント比 (N/Ny, M/My)

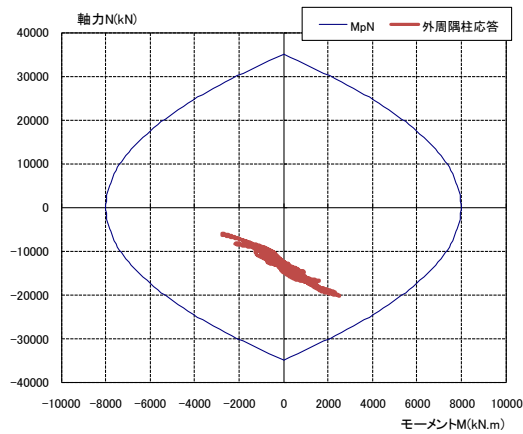


図 4.1.2-42 M-N 相関曲線と 1階隅柱応答時刻歴

#### 4) 観測波 (TOMAKOMAI) による検討のまとめ

架構形式の異なる 2 種のモデル建物の応答解析を一例として観測波について実施した。その結果を以下にまとめる。

##### ① S50L

- ・ 最大層間変形角は小さいものの、(比較的) 短スパンの梁部材の塑性率は 4 を超える箇所がある。
- ・ その時の累積塑性変形倍率は 10 程度とそれほど大きくない。今回共振検討波として選択したケースより梁部材の累積塑性変形倍率が大きいケースもあり、別の視点での検討ケースの絞り込みが必要と思われる。
- ・ 転倒モーメントに抵抗する外側の柱軸力が過大となり、軸力比( $N/N_y$ )で 0.9 を越える箇所もある。長期軸力を各階の負担面積の和にて算定しており、長期荷重解析を行った結果とは異なる可能性がある。特に外側の柱部分には長期軸力を比較的大きく設定している影響が軸力比に現れた可能性がある。

##### ② S50T

- ・ 最大層間変形角は比較的大きいものの、ロングスパンにより架構が構成されており、梁部材塑性率は 1 を多少超える程度である。ロングスパン梁にて影響の大きい長期曲げモーメントを考慮していないため正確ではないが、(考慮したとしても) 塑性率及び累積塑性変形倍率は小さい傾向であると思われる。
- ・ その時の累積塑性変形倍率も小さい。
- ・ 外周柱、コア柱とも、軸力比( $N/N_y$ )は 0.6 程度、モーメント比( $M/M_y$ )は 0.4 程度である。

#### 5) その他模擬地震動による検討

ここでは図 4.1.2-27 及び図 4.1.2-28 に示す、平均レベルの波及び平均+ $\sigma$  レベルの波を用い、建物が地震動に共振した最悪の状態を想定するために、昨年度と同様、共振検討波を作成して検討を実施する。

検討結果を以下にまとめて示す。図中に重ね描くのは、時間刻み及び振幅を調整して、共振状態となる波を探索した各検討ケースの応答結果である。ここでは、部材の累積塑性変形倍率が最大となるケースで建物モデルが共振状態となっているものと想定し、そのケースを抽出して梁部材の変形繰返し回数や柱応力履歴等を検討するものとした。

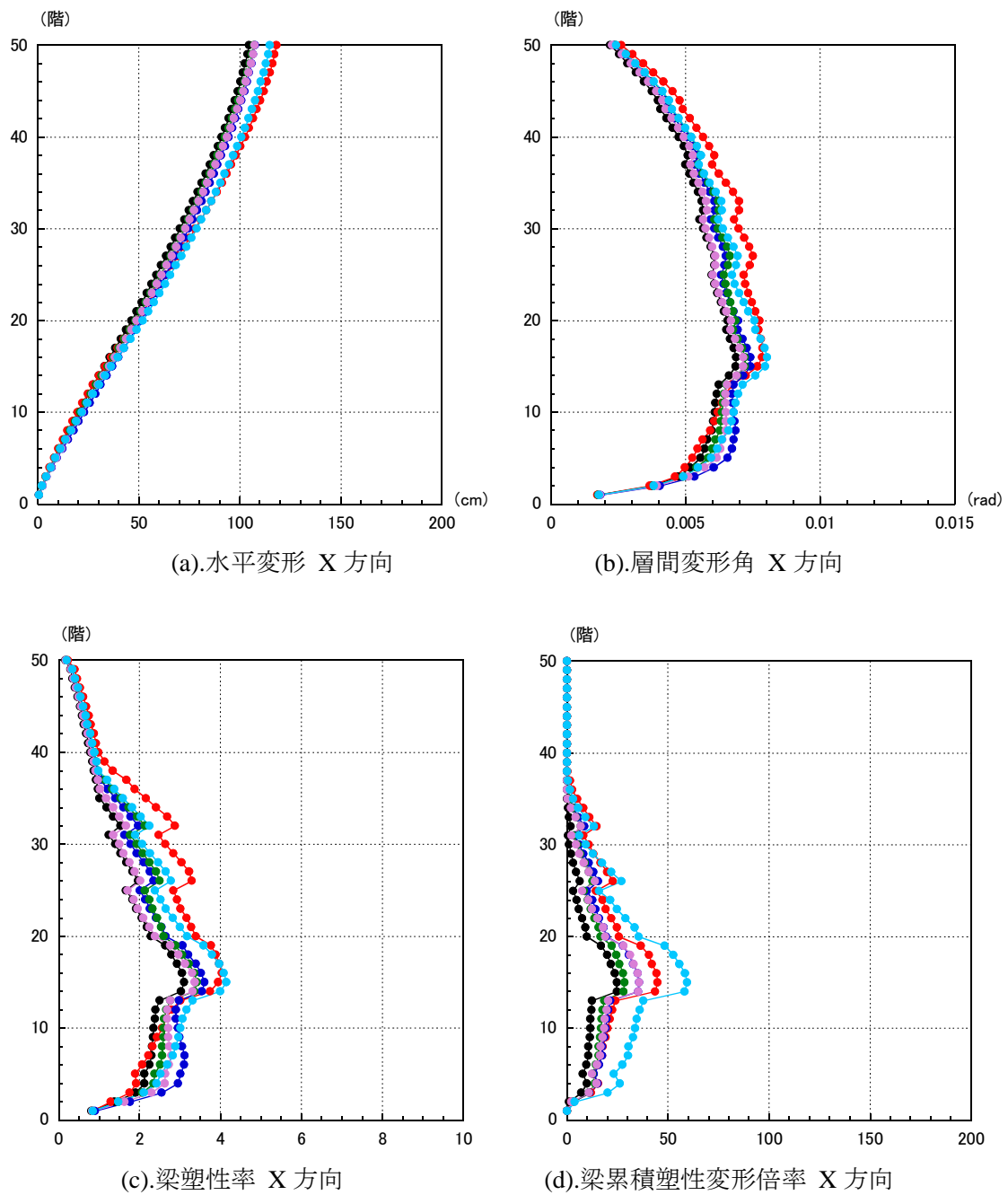


図 4.1.2-43 時刻刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50L AIC003 平均)

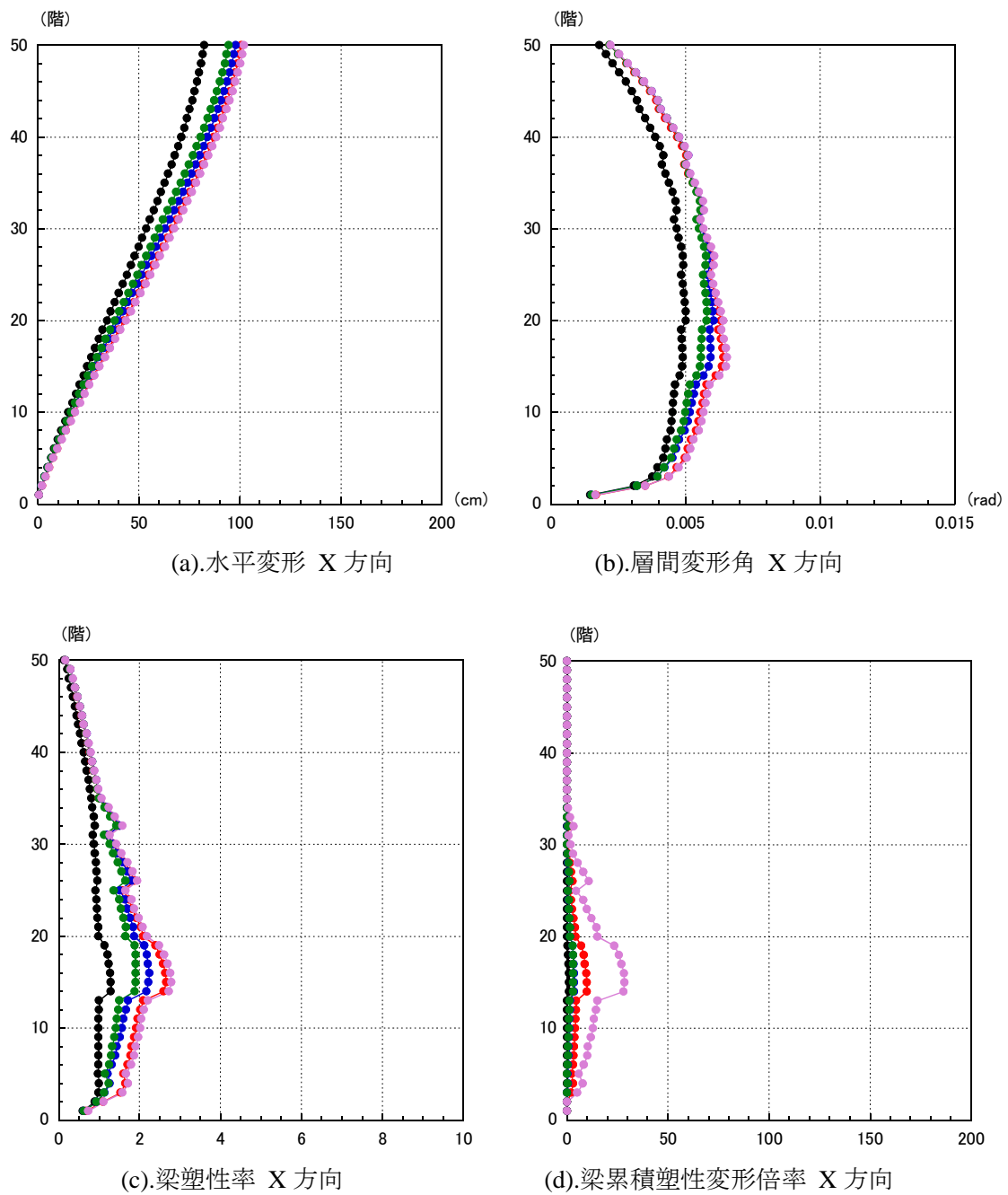


図 4.1.2-44 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50L AIC004 平均)

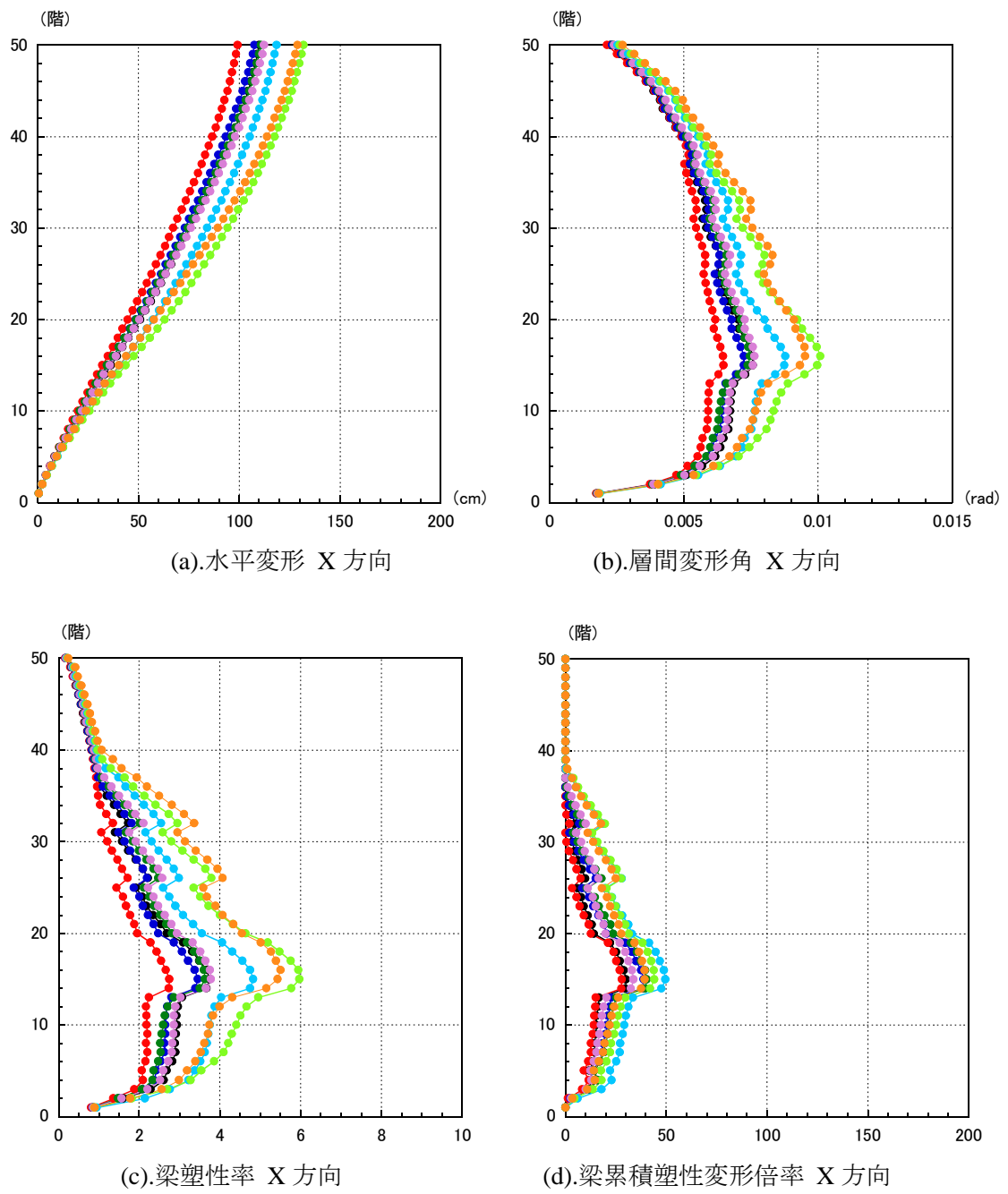


図 4.1.2-45 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50L OSKH02 平均)

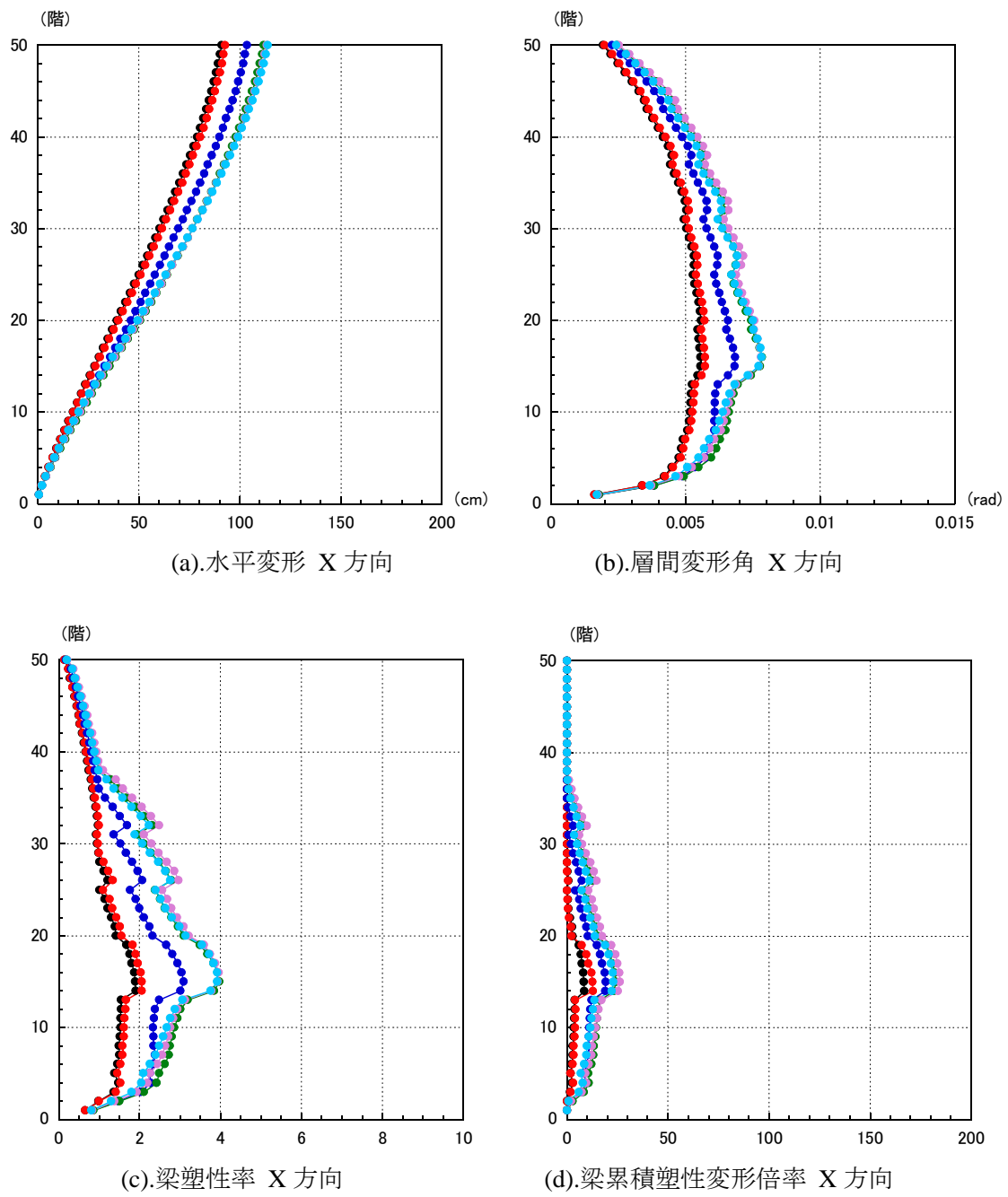


図 4.1.2-46 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (KOGAKUIN 平均)

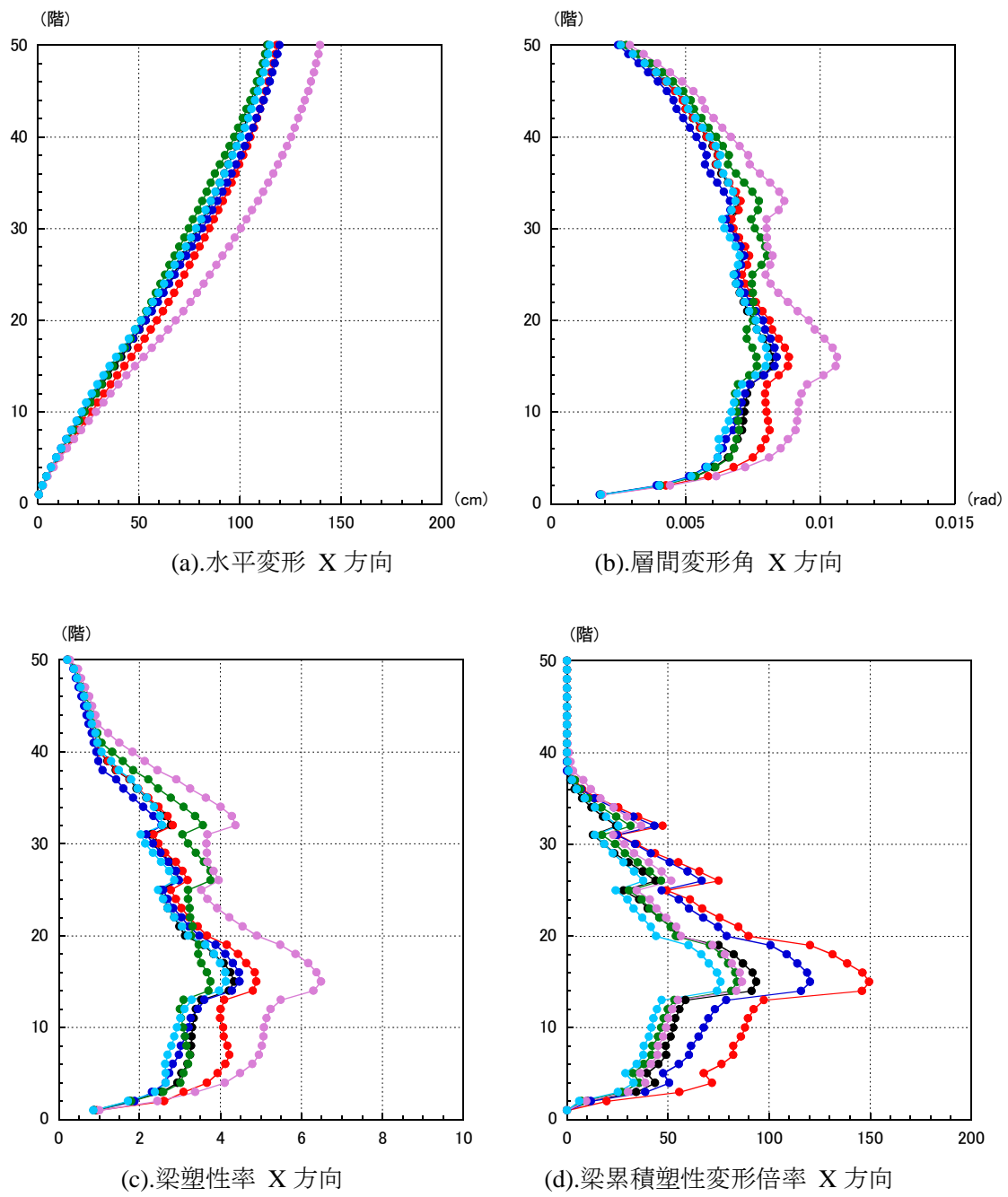


図 4.1.2-47 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (AIC003 平均+ $\sigma$ )

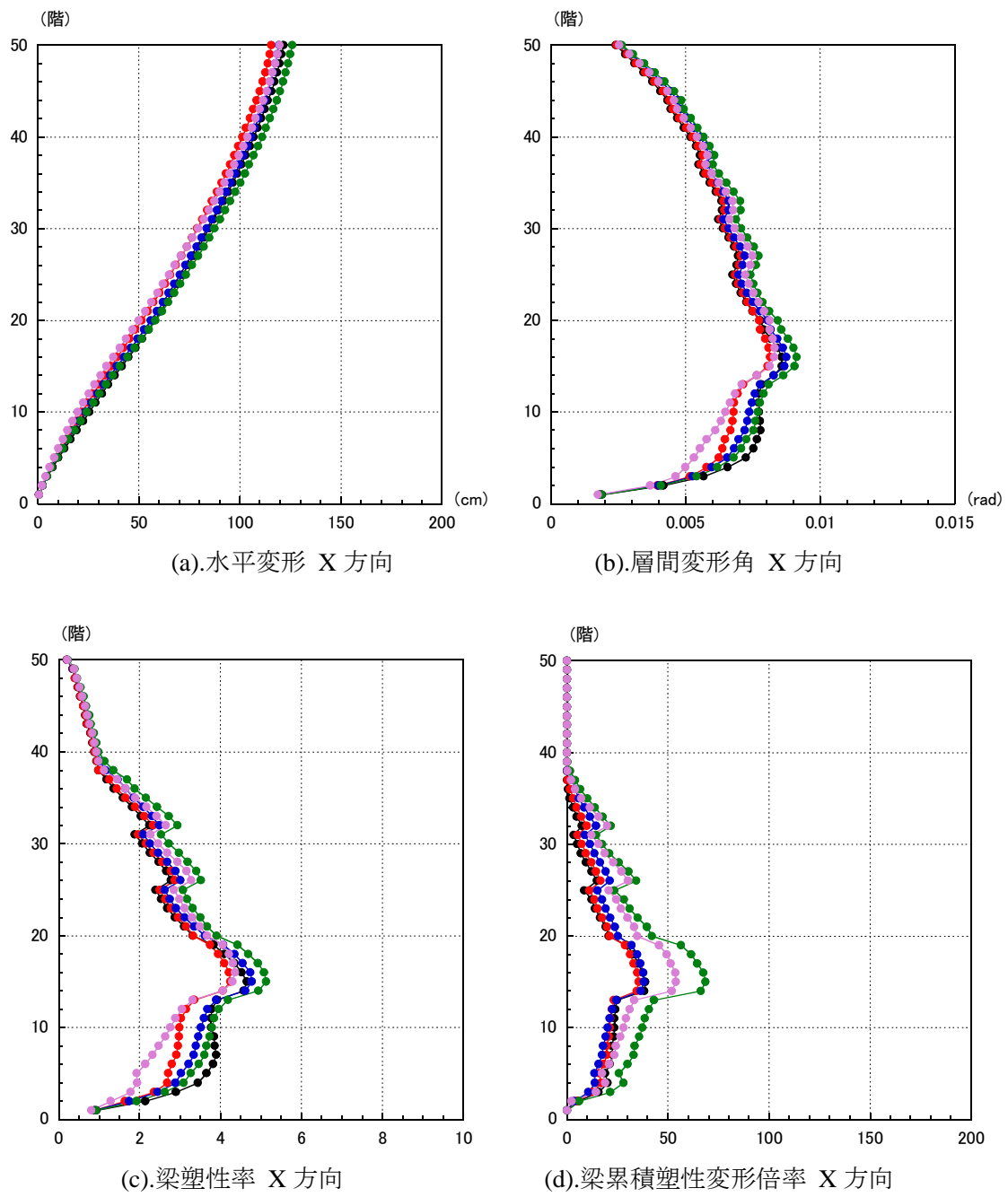


図 4.1.2-48 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (AIC004 平均+ $\sigma$ )



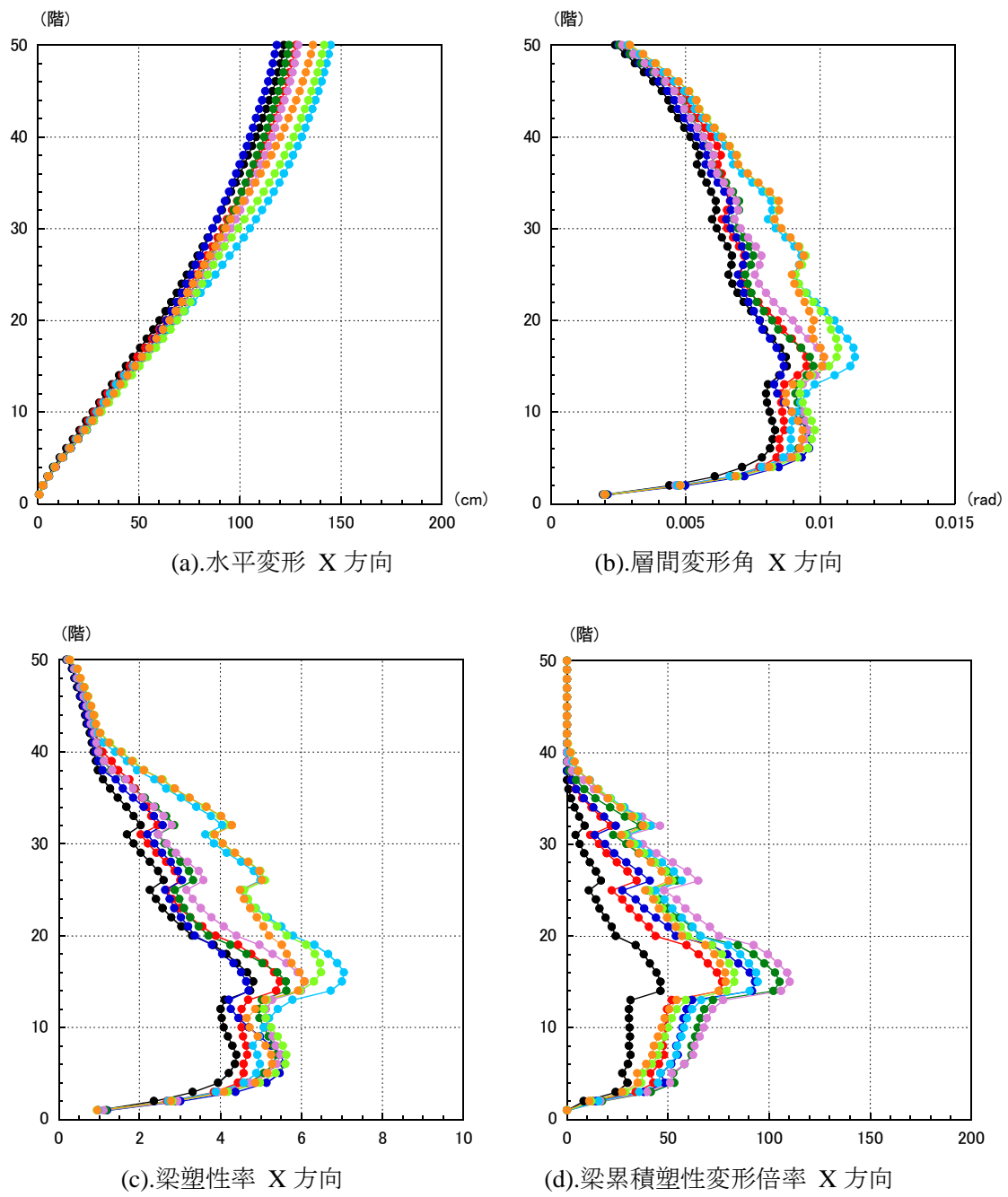


図 4.1.2-49 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (OSKH02 平均+ $\sigma$ )

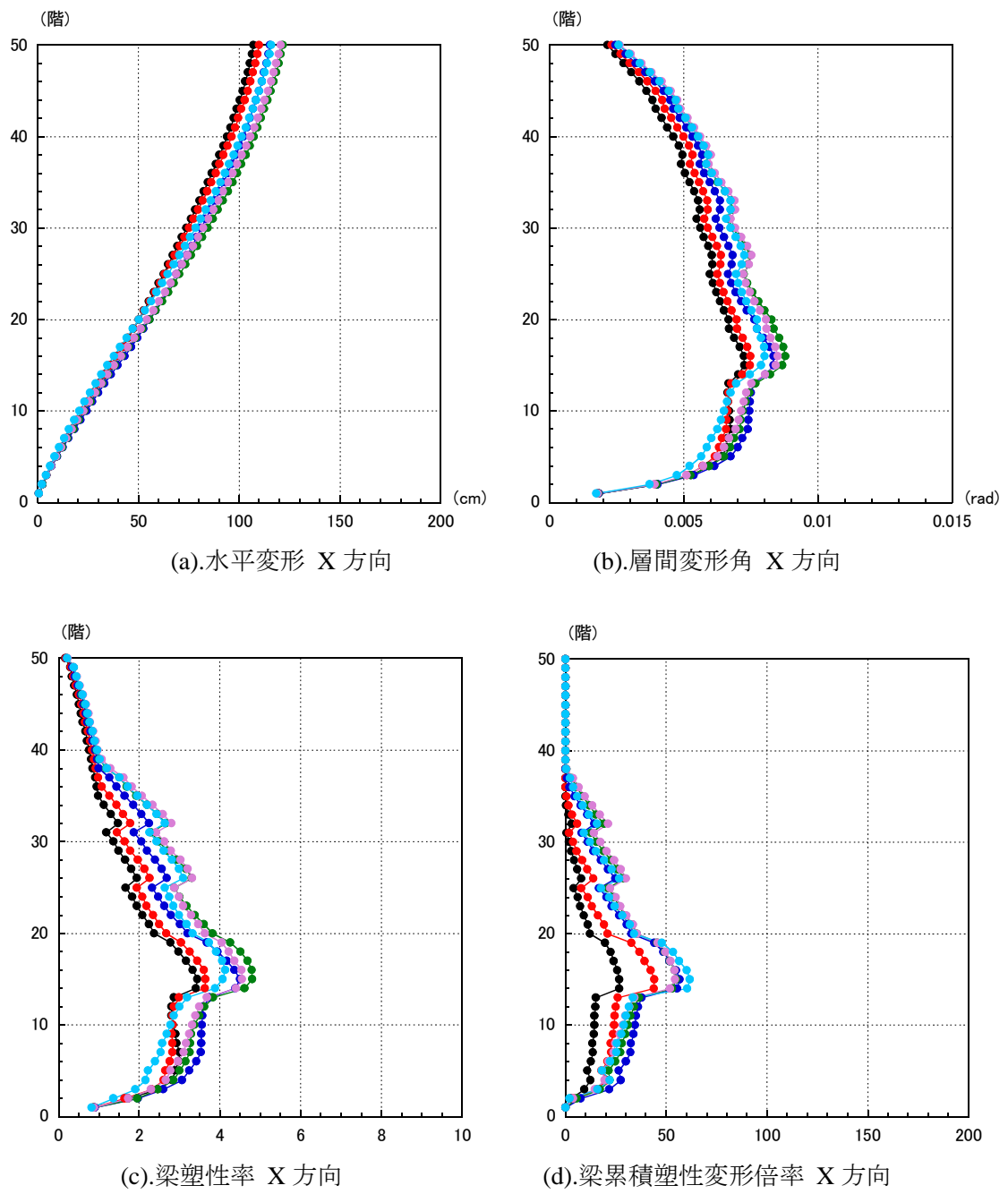
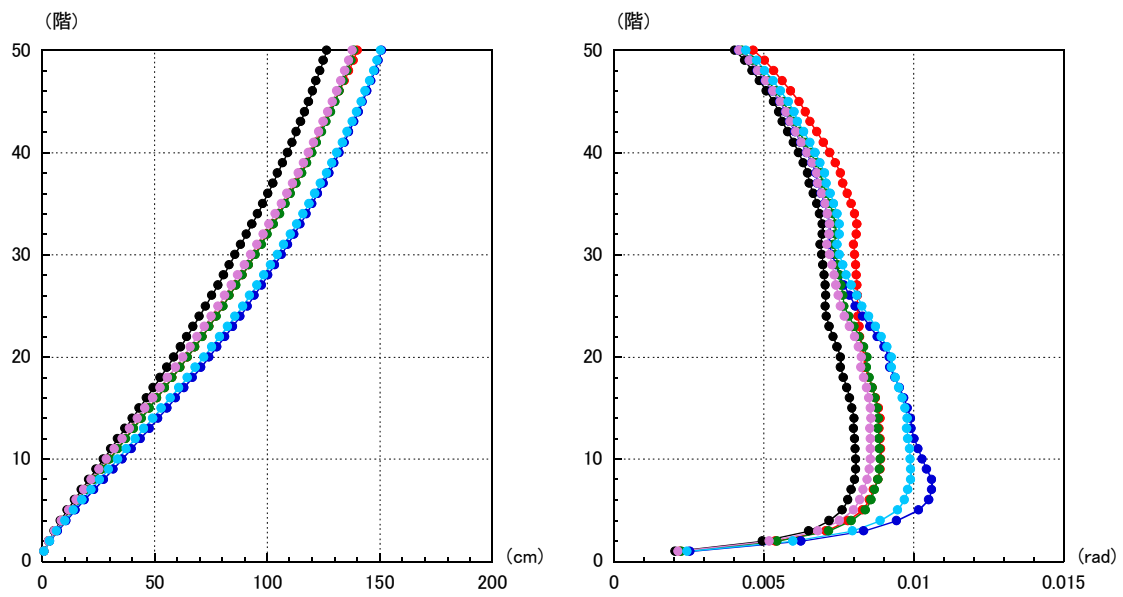
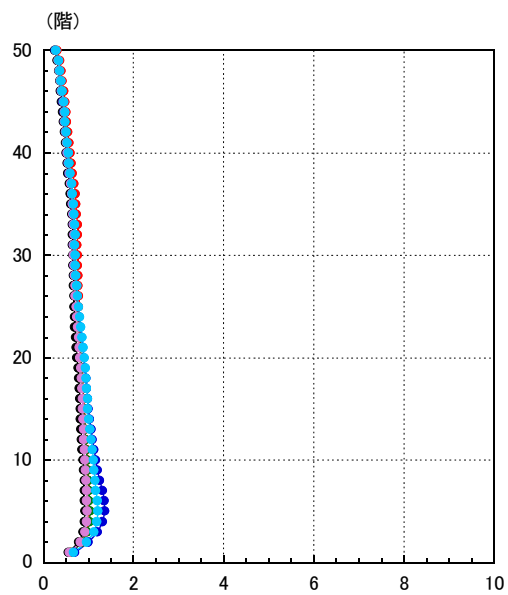


図 4.1.2-50 S50L 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (KOGAKUIN 平均+ $\sigma$ )

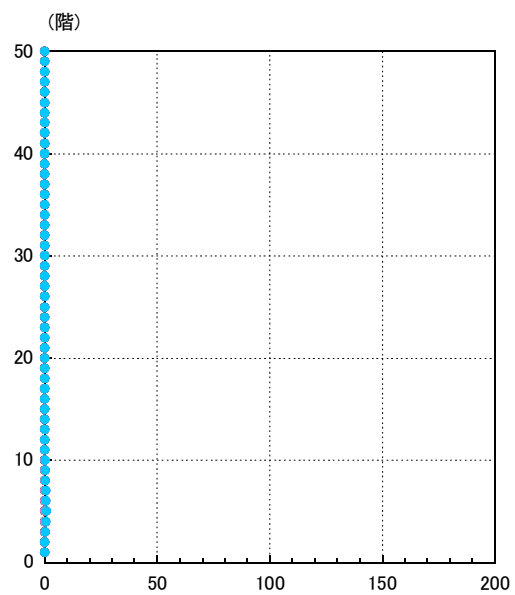


(a).水平変形 Y 方向

(b).層間変形角 Y 方向



(c).梁塑性率 Y 方向



(d).梁累積塑性変形倍率 Y 方向

図 4.1.2-51 時刻刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T AIC003 平均)

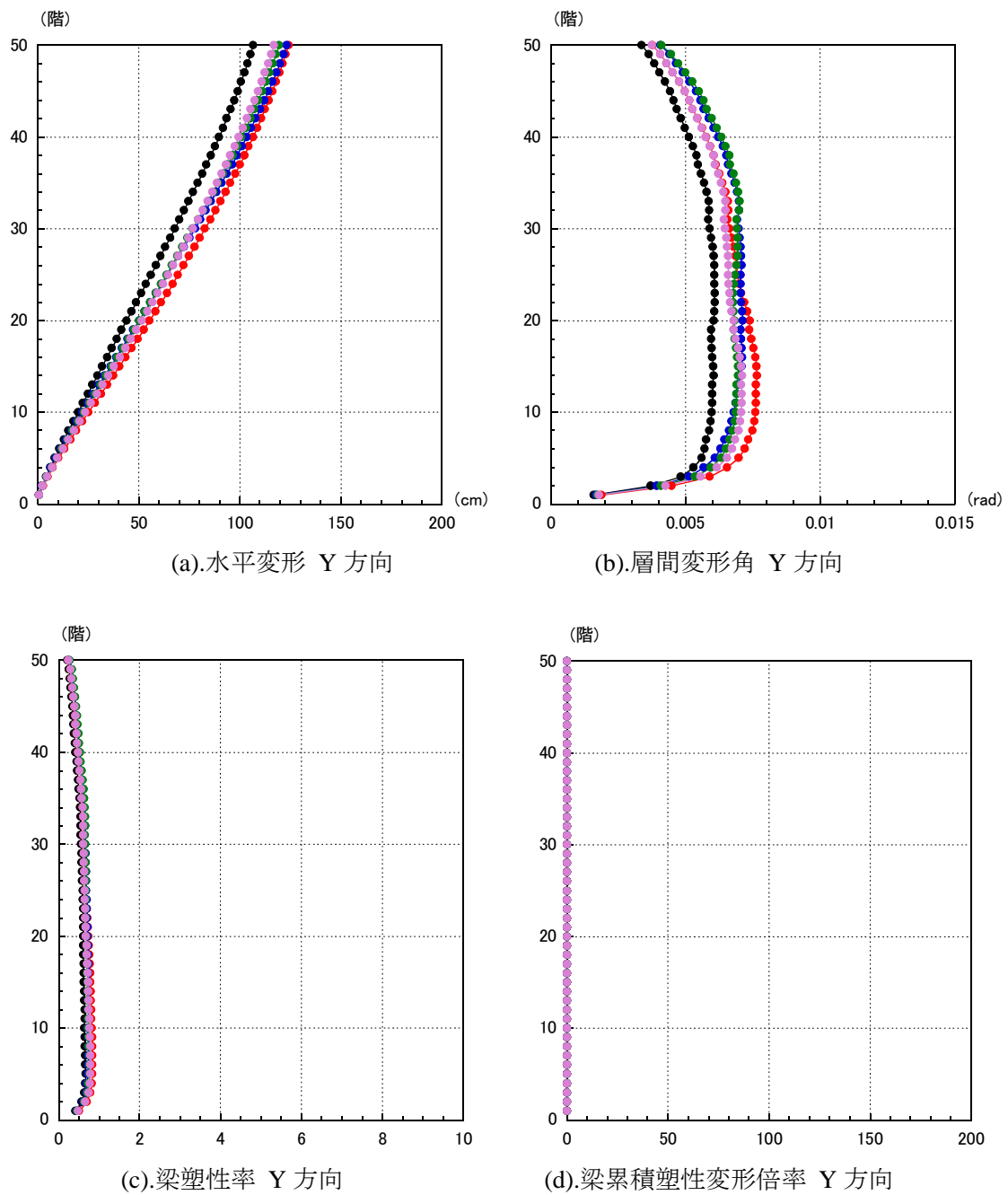


図 4.1.2-52 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T AIC004 平均)

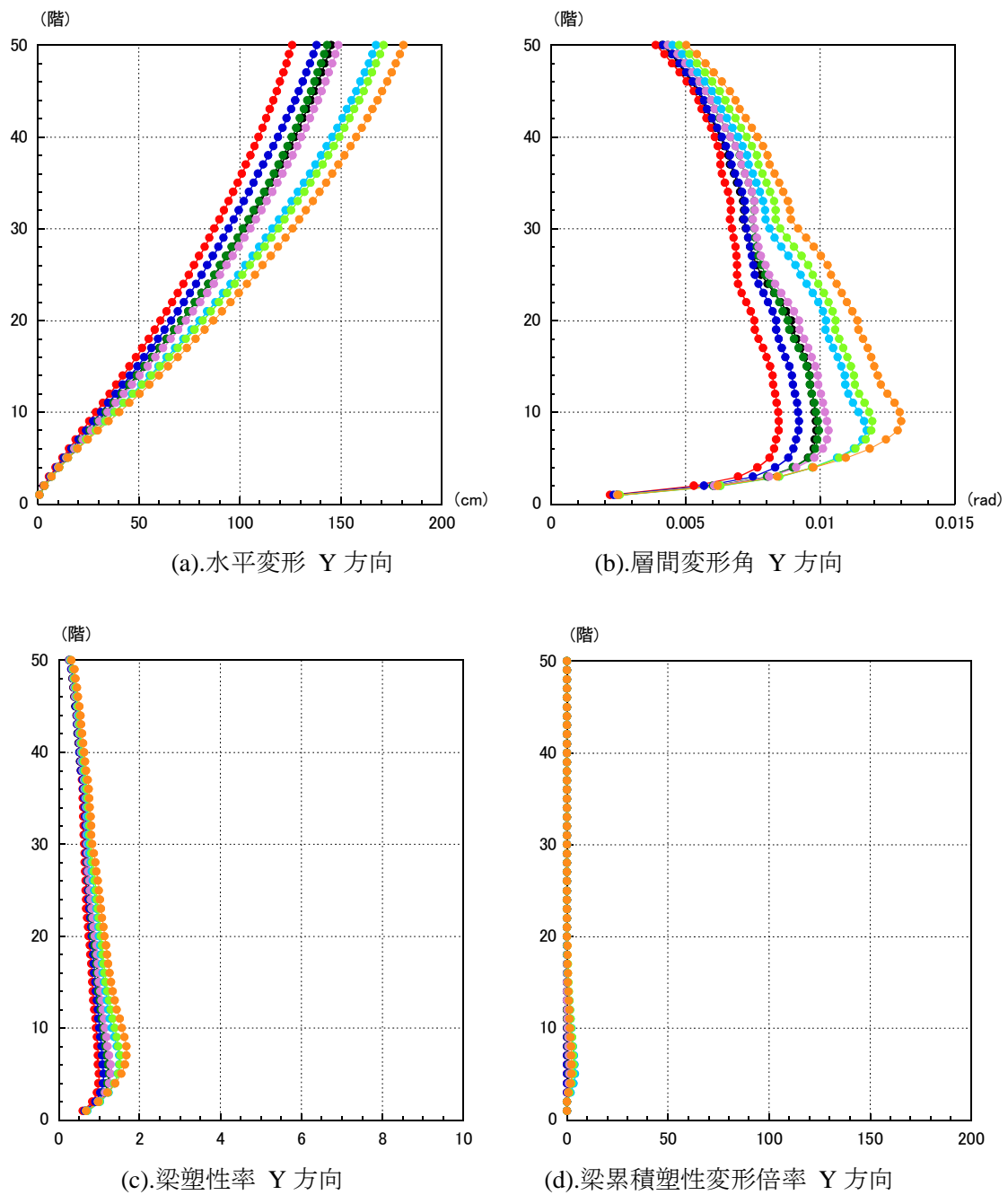


図 4.1.2-53 時刻刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T OSKH02 平均)

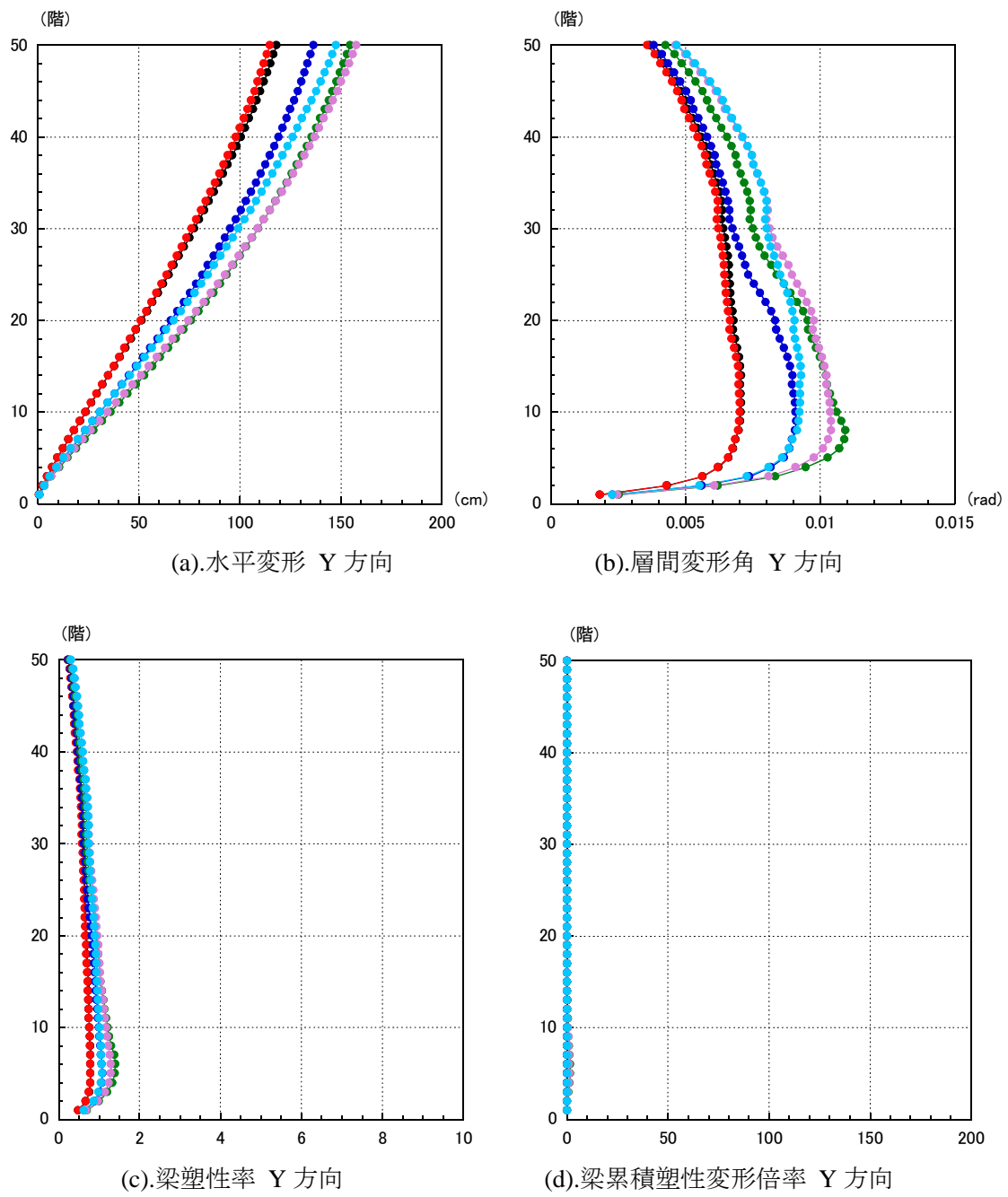
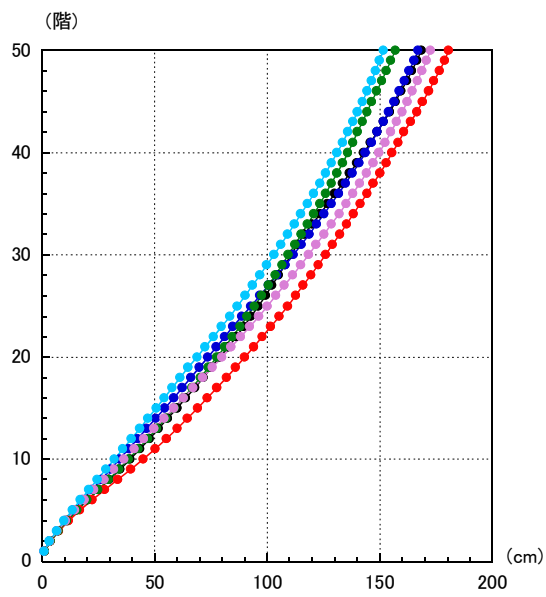
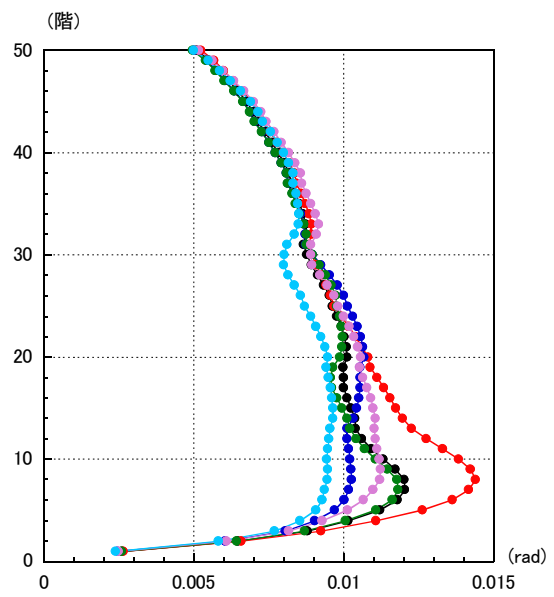


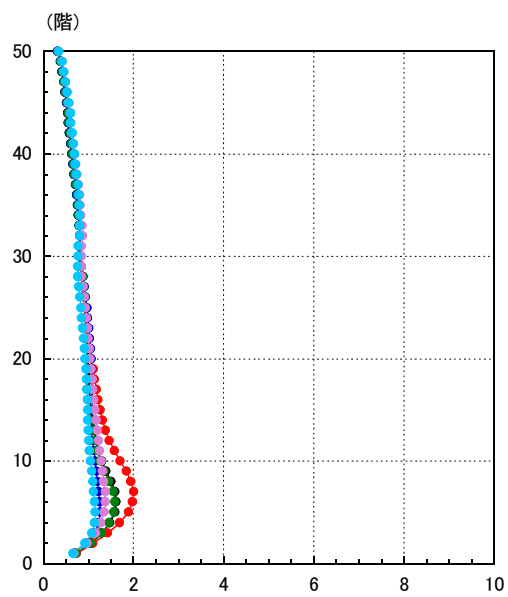
図 4.1.2-54 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T KOGAKUIN 平均)



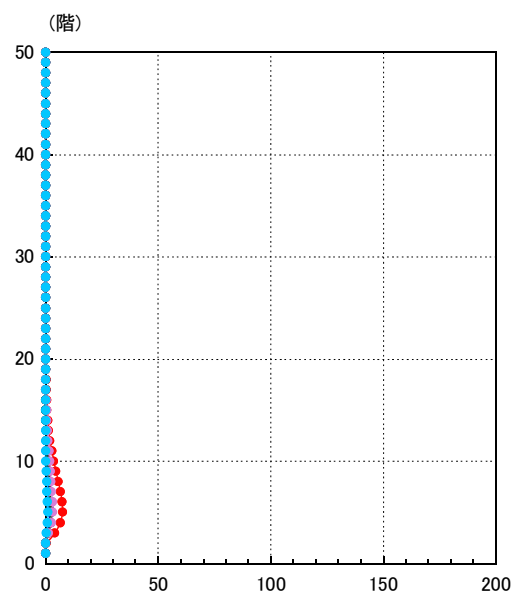
(a).水平変形 Y 方向



(b).層間変形角 Y 方向



(c).梁塑性率 Y 方向



(d).梁累積塑性変形倍率 Y 方向

図 4.1.2-55 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T A1C003 平均+ $\sigma$ )

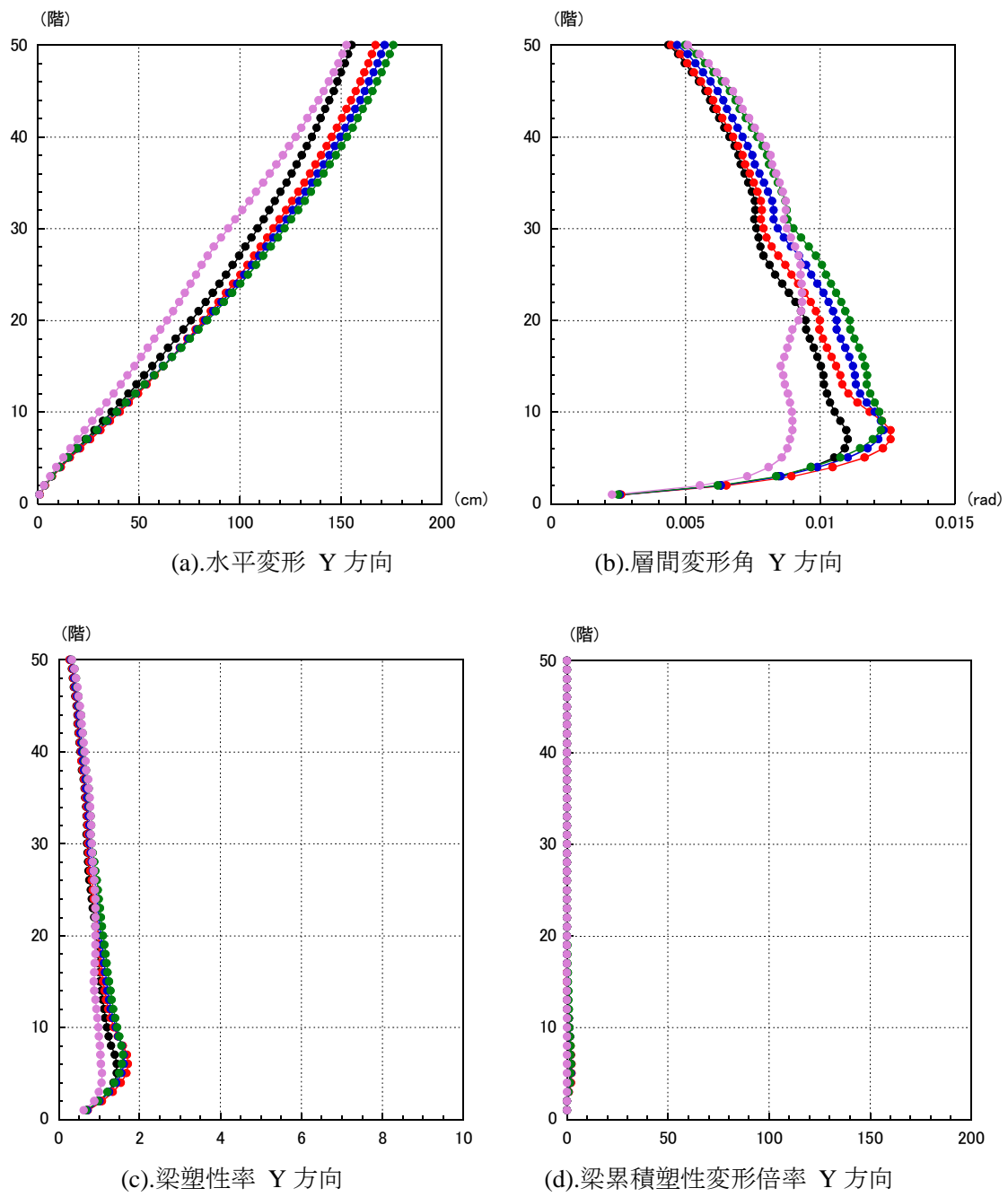


図 4.1.2-56 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T A1C004 平均+ $\sigma$ )



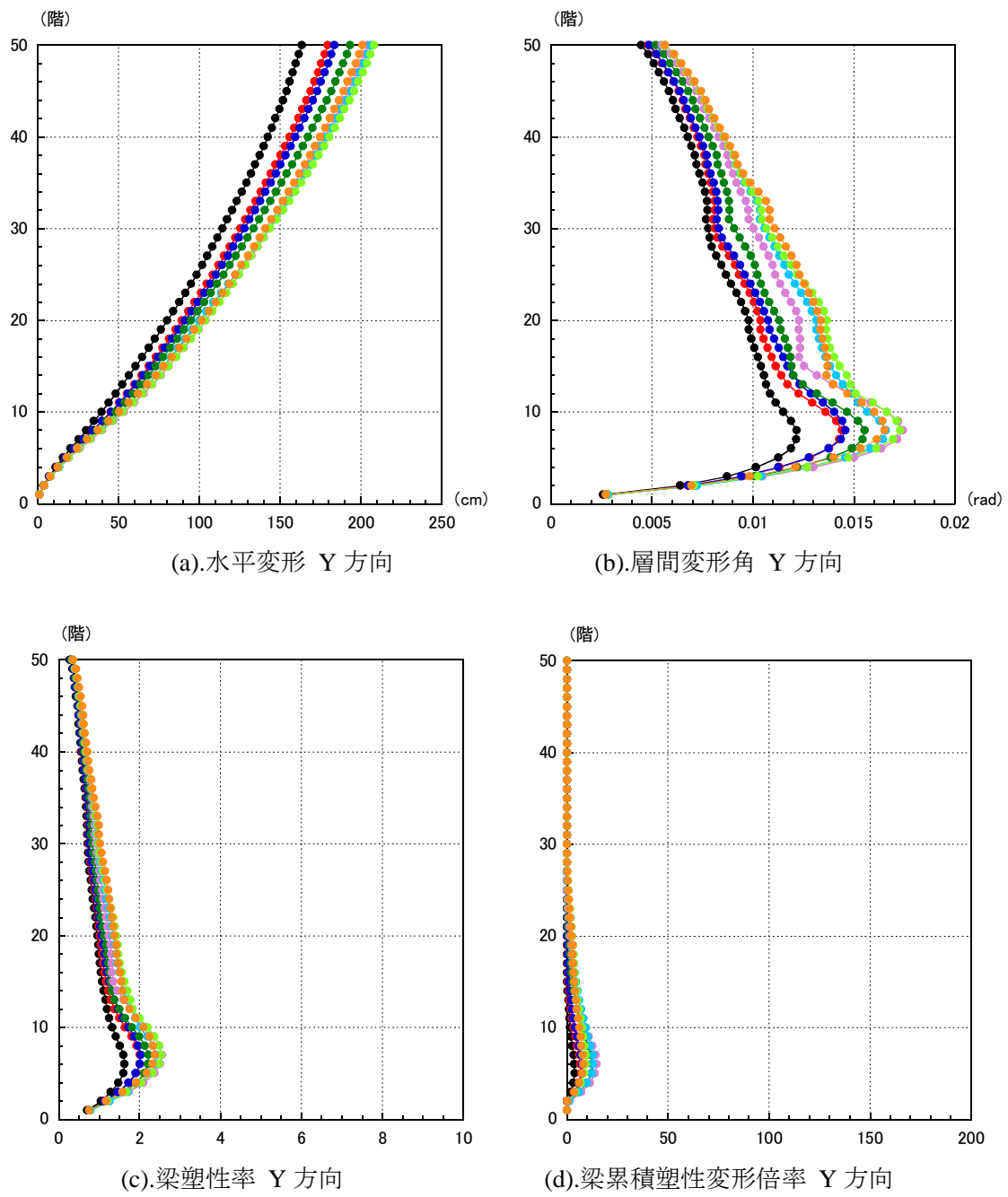


図 4.1.2-57 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T OSKH02 平均+ $\sigma$ )

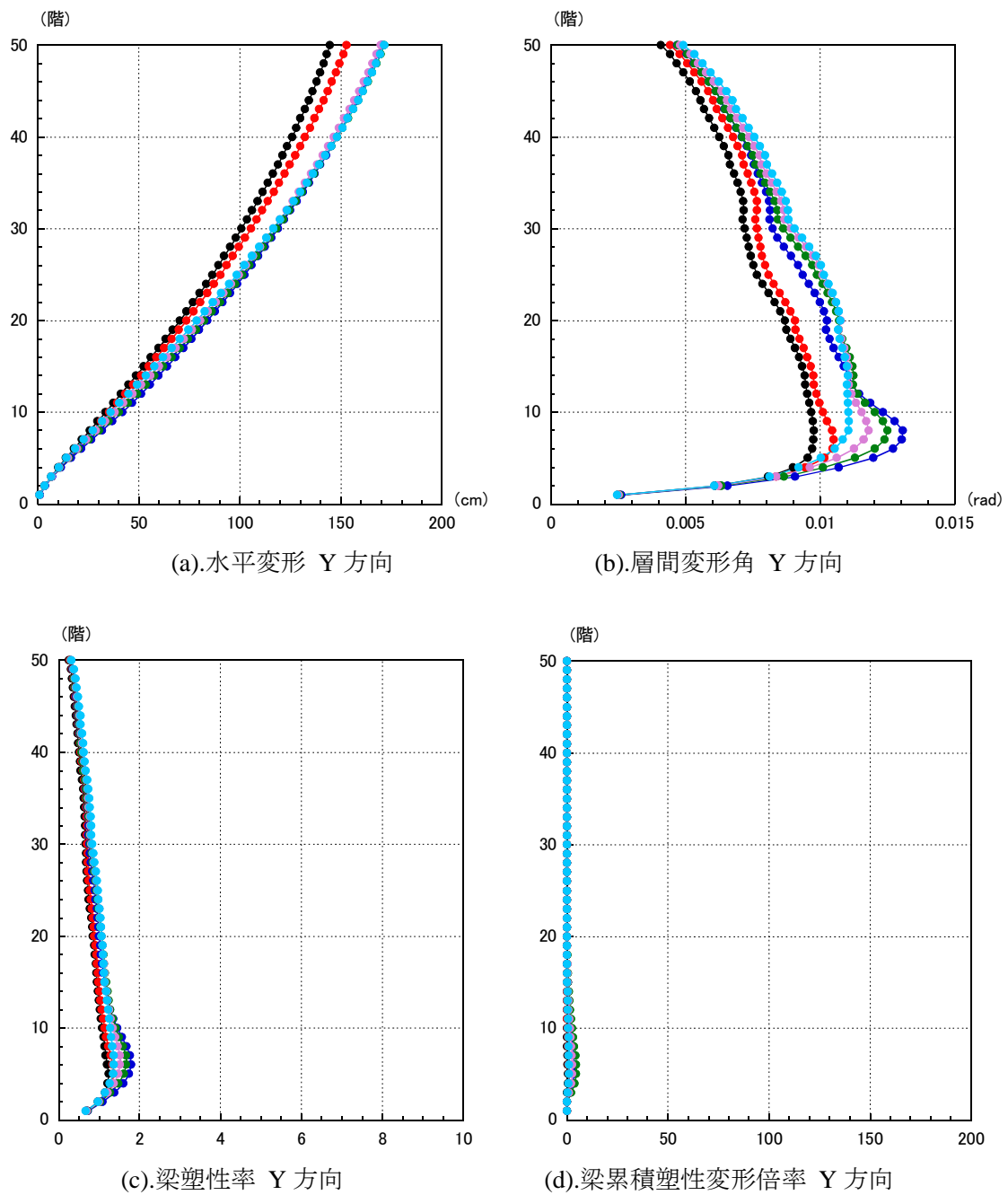


図 4.1.2-58 時間刻みと振幅を変動させて共振状態を探る解析 (S50T KOGAKUIN 平均+ $\sigma$ )

## 6) 共振解析用検討波による部材塑性率と繰返し回数の検討

### ①梁部材の変形頻度分布

長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定し、建物が共振するように地震動の時間刻みを調整した共振解析用検討波により、梁部材塑性率と繰返し回数について検討する。ここでは梁の塑性化に着目するため、S50Lに関する検討とする。

建物が塑性化するため、共振解析用検討波は、時間刻みを少しずつ変えて応答解析を繰返して共振状態となることを確認して設定した。時間刻みを変えて行った応答解析の中で、最も累積塑性変形倍率が大きくなる場合の、最大となる梁部材を抽出し、塑性率を8レベル(0.8以下, 0.8~1.0, 1.0~1.2, 1.2~1.5, 1.5~2.0, 2.0~2.5, 2.5~4.0, 4.0~)に分けて頻度分布を求めた。頻度分布は、極大-極小値を探すことで半サイクルずつカウント(図4.1.2-59)し、端数を切り上げて合計回数を表示する。

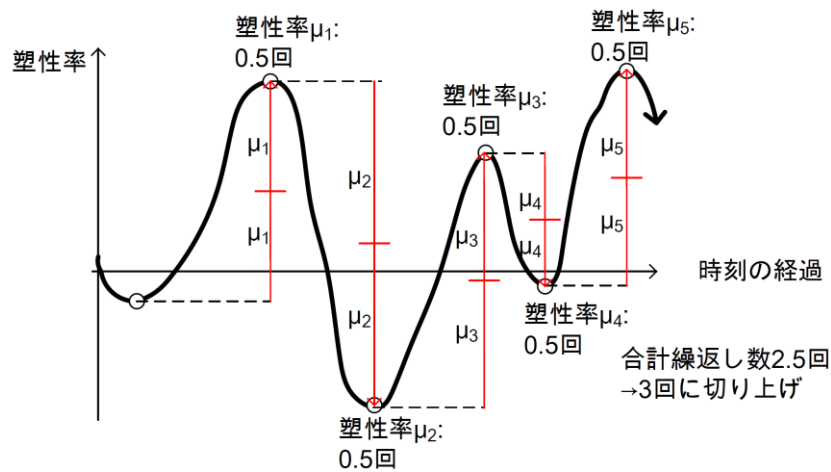


図 4.1.2-59 塑性率頻度分布の算定概念

各入力地震動に対する累積塑性変形倍率、塑性化繰返し回数等を一覧表で示す。また、それぞれの塑性率頻度分布、時刻歴を図に示す。

表 4.1.2-15 塑性化する繰返し回数・累積塑性変形倍率

建物 モデル		累積 塑性 変形 倍率	塑性化繰返し回数 (塑性率範囲毎集計)							
			合計	0.8 -1.0	1.0 -1.2	1.2 -1.5	1.5 -2.0	2.0 -2.5	2.5 -4.0	4.0-
平均	愛知津島	59.7	16	2	1	2	5	4	4	0
	愛知名古屋	28.7	9	5	0	1	6	2	0	0
	大阪此花	49.6	10	3	2	1	1	1	4	1
	東京新宿	26.4	6	3	2	0	1	0	3	0
平均+σ	愛知津島	149.6	32	5	2	5	7	7	10	1
	愛知名古屋	68.5	16	4	2	2	5	2	4	1
	大阪此花	110.3	17	4	1	1	3	3	6	3
	東京新宿	61.7	23	11	7	4	6	3	3	0

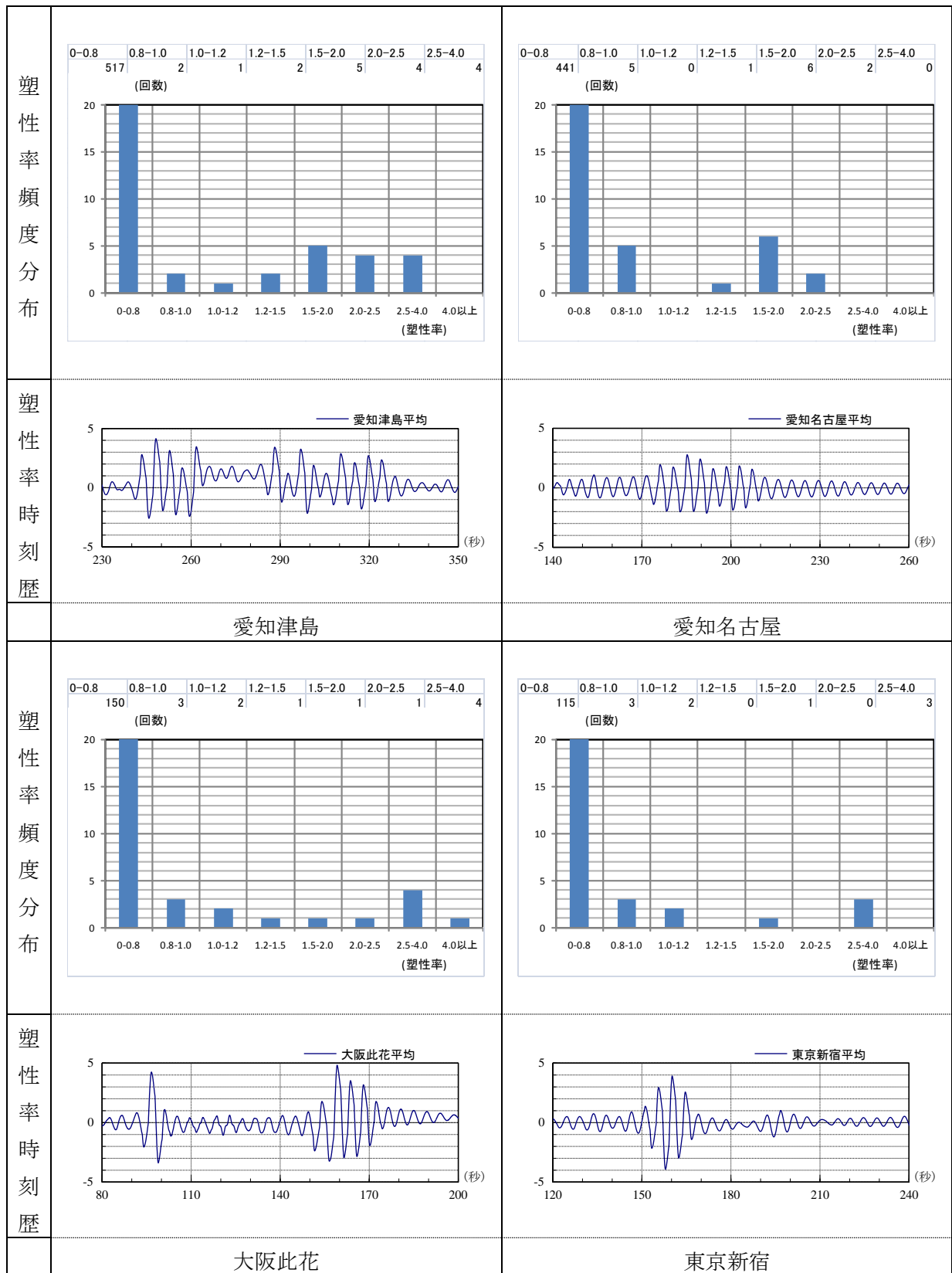


図 4.1.2-60 塑性率頻度分布と時刻歴（平均）

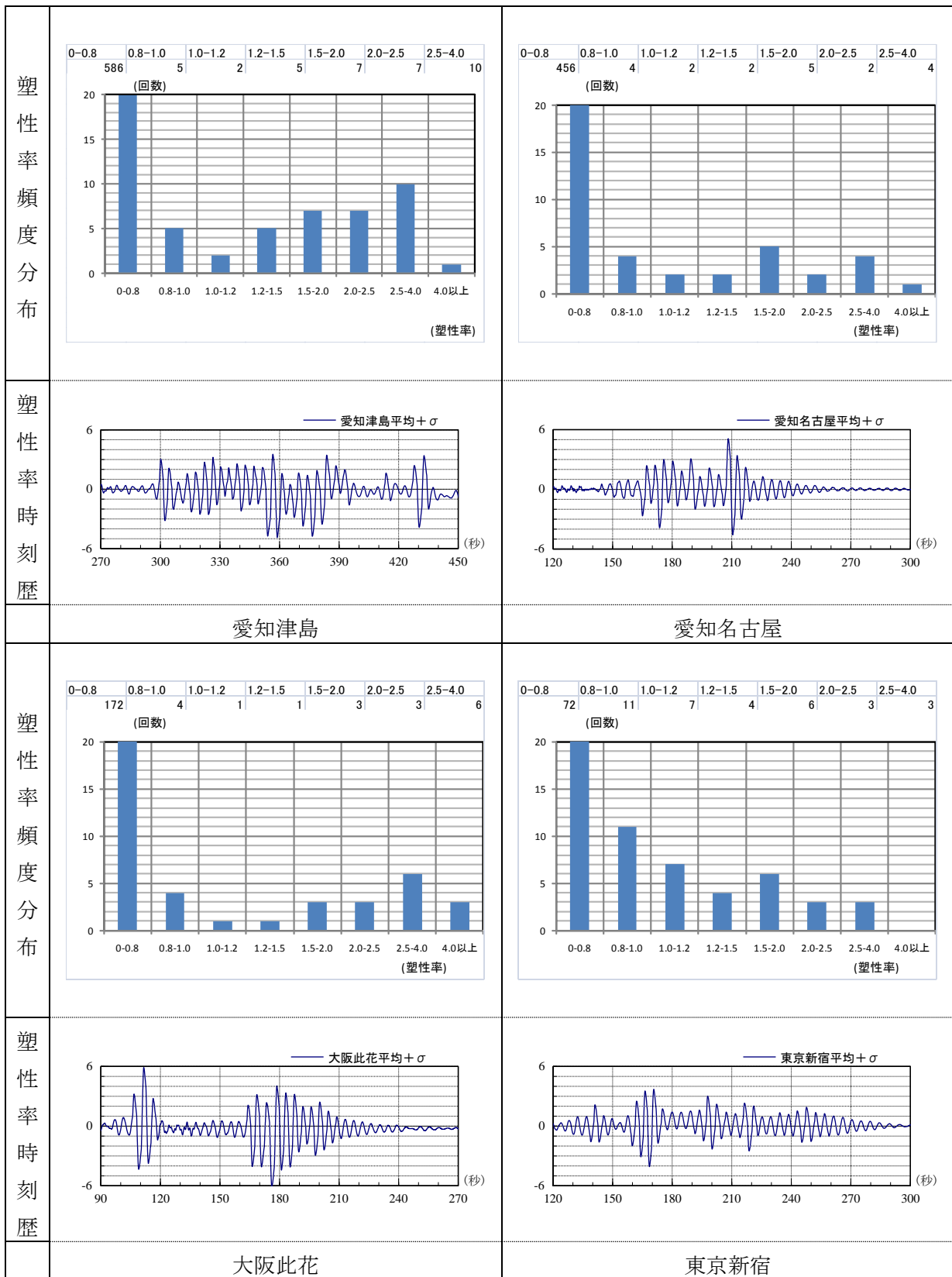
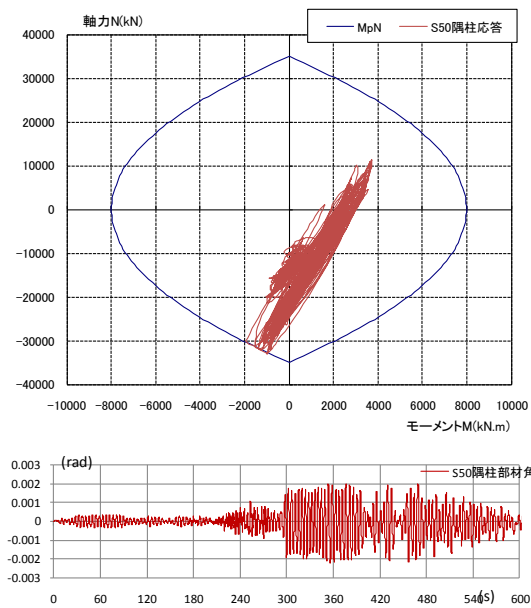


図 4.1.2-61 塑性率頻度分布と時刻歴 (平均+ $\sigma$ )

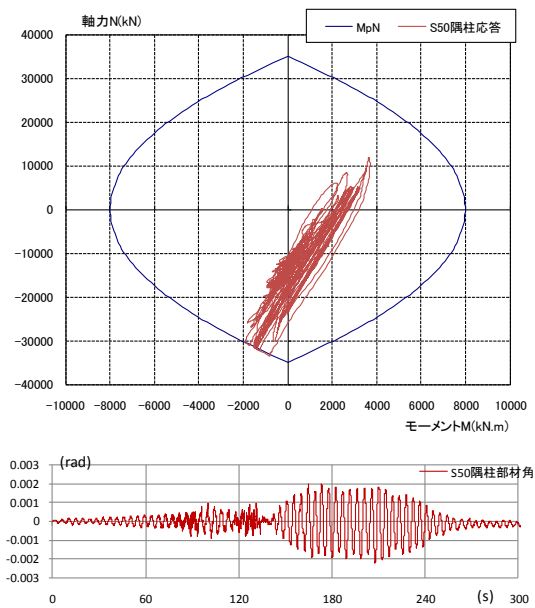
## ②柱部材の変形時刻歴に関する検討

ここでは柱部材の塑性化状況と、部材角について検討する。検討するケースは、梁部材の塑性率頻度分布を算定した（梁部材の累積塑性変形倍率が最大となった）ケースとする。

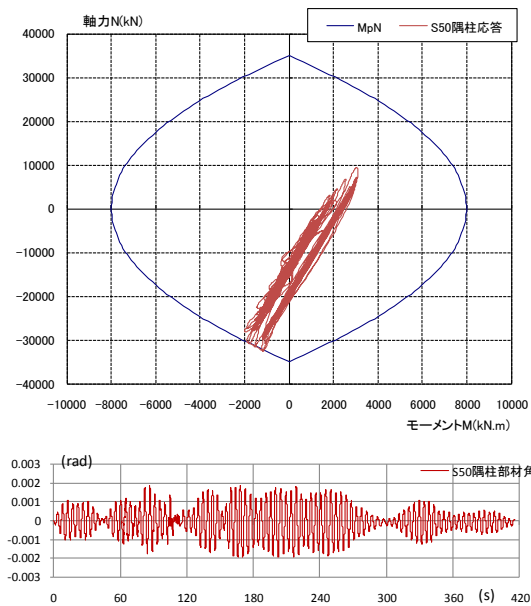
それぞれの入力地震動について、解析で設定した降伏曲面と1階柱脚の曲げモーメントー軸力履歴、1階柱部材角時刻歴をまとめて示す。



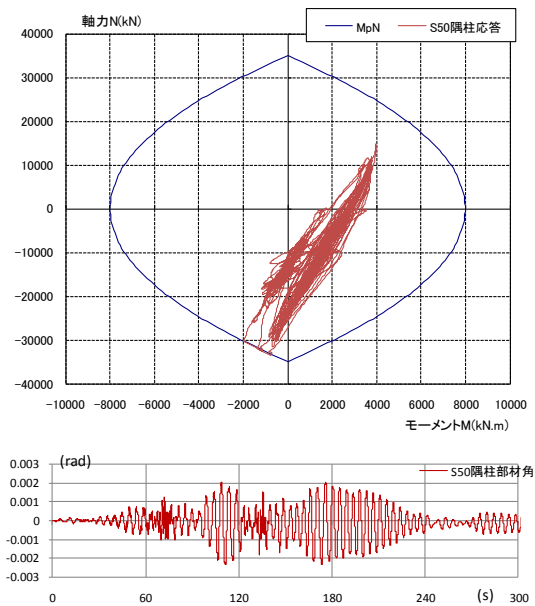
(1) 愛知津島 AIC003



(2) 愛知名古屋 AIC004



(3) 東京新宿 KOGAKUIN



(4) 大阪此花 OSKH02

図 4.1.2-62 柱の応力履歴と部材角時刻歴 (S50L, 平均+σ入力, 隅柱)

#### (4) 結論ならびに今後の課題

##### 1) 建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討

平成 22 年度に作成した S30 モデルを基本とし、設計せん断力の異なる 3 種の建物モデルを作成した。この時、柱断面は共通とし、梁断面を設計せん断力に応じて調整した立体精算解析モデルとした。

長周期地震動（想定東海，東南海地震発生時の 3 都市圏における模擬地震波（平成 21 年度基準整備促進事業 1 番の成果））を入力として地震応答解析を実施し、建物耐力の違いによる部材応答の違いを確認した。

入力地震動毎に強モデルと弱モデルを比較すれば、建物（梁）耐力が低くなるにつれて梁部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率は増大するが、最大層間変形角はほぼ同じである。梁部材の累積塑性変形倍率の最大値は、弱モデルで 115、強モデルで 65 程度である。梁部材の塑性率は、弱モデルで 6 程度、強モデルで 4 を多少超える程度である。

長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し回数を地震動ごとに調査した。梁部材の応答変形履歴では、塑性化繰り返し回数の最大値は、弱モデルで 48 回、強モデルで 29 回である。弱モデルでは強モデルと比較して、塑性率が大き目の繰り返し回数が多くなる。

1 階柱脚は、弱モデルでは弾性範囲に留まるものの、強モデルでは塑性化の程度が大きくなる。梁端の降伏モーメントの増大に伴う変動軸力の増大などによるものと考えられる。

##### 2) 代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討

代表的架構形式として、可撓耐震壁付きラーメン架構（S50L，S50T）について、長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し回数を地震動ごとに調査した。平均レベルの入力に対しては、梁塑性率は最大で 6 程度、累積塑性変形倍率は 50 程度であった。平均+ $\sigma$ レベルの入力に対しては、梁塑性率は最大で 7 程度、累積塑性変形倍率は 100 程度であった。梁が塑性化する繰り返し回数は平均レベルの入力で 16 回、平均+ $\sigma$ レベルの入力で 32 回であった。S50L については、柱の変動軸力の大きさにより軸圧比で 0.9 を上回る程度の高軸圧となる場合があった。その時の柱塑性化繰り返し回数は数回であった。

今後の課題として、梁端破断や局部座屈等のイベントが発生した後の挙動を追跡する解析モデルの構築及びそれを用いた建物モデルによるそれらイベントの建物挙動への影響把握が必要である。また、高軸力下の柱の挙動把握もあわせて必要である。



## 4.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討

### 4.2.1 検討の概要

本節ではまず、長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物の耐震安全性評価のために、本事業でこれまで実施した実験結果に基づき、既往の文献調査結果も含めて、梁部材および柱部材を対象に塑性域の多数回繰返し载荷を受ける部材の性能評価法を提案している。性能評価法は、部材の塑性率と破壊までの繰返し回数の関係を定式化し、これを疲労曲線として表している。梁部材に関しては、梁端フランジ溶接部の破断寿命に対して、梁端部の形式別に3通りに分類した疲労曲線が提案されている。柱部材に関しては、局部座屈による性能劣化を対象に、一定軸力の場合と変動軸力を受ける場合に対して、疲労曲線が提案されている。

これに続いて、提案した疲労曲線を用いて、昨年までに実施した超高層建物モデルの振動解析結果に対して、累積疲労損傷度を試算している。累積疲労損傷度の評価法は、骨組モデルと質点系モデルの両方を対象とし、骨組モデルでは、各部材の応答時刻歴を用いる精算法と、各部材の応答最大値を用いる略算法が提案されている。質点系モデルでは、静的解析のための骨組モデルがある場合と無い場合の2通りの略算法が提案されている。

さらに、昨年までに実施した梁端溶接部の繰返し加力実験の試験体を対象に、数値積分による面内解析を行い、繰返し曲げを受ける梁の危険断面のひずみ履歴を再現し、バウジンガー効果を考慮した応力度-ひずみ度モデルを適用した破壊限界を予測し、実験結果と比較している。

## 4.2.2 耐震安全性評価のための鉄骨部材の性能（疲労）曲線の提案

### (1) 梁部材

#### 1) 疲労設計曲線

長周期地震動に対する耐震安全性評価に用いるため、柱梁仕口における梁端溶接接合部を試験体とする塑性域での多数回繰返し加力実験のデータを収集し、破断までの繰返し回数  $N_f$ （破断寿命）と、梁の塑性率  $\mu$  との関係の評価式を提案する。収集した実験データは、表 4.2.2-1 に示すように、試験体の梁せいは 380mm 以上とし、一定振幅で破断まで繰返し载荷が行われたものでデータの出典を後の参考文献に示す。実験データは梁端部の接合形式に応じて、a) スカラップ付、b) スカラップ無し、および c) 梁端部を拡幅した高性能仕口の 3 通りに分類した。本補助事業での実験データはこれらのうちスカラップ付のみであり、他の二つの形式は既往の文献資料によるものである。

図 4.2.2-1 は収集した実験データのプロットと提案する評価式を合わせて示す。評価式は 3 本の実線と 3 本の破線で示している。これらは一般的な疲労曲線の形式、すなわち両対数軸上で右下がりの直線（4.2.2-1）式で表している。図 4.2.2-2(a), (b), (c) は、図 4.2.2-1 を梁端の 3 通りの接合形式ごとに分けて示した図である。

評価式は(4.2.2-1)式の形式で表している。

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (4.2.2-1)$$

ここで、定数  $C$  は梁端部の接合形式および評価式の意味（実験式または設計式）に応じて定めた値で、各々以下の通りである。 $\beta$  は評価式の勾配を表す定数で一律 1/3 とした。

- $C=4$  : スカラップ付 設計式
- $C=5$  : スカラップ付 実験下限式
- $C=5.6$  : スカラップ無 設計式
- $C=7$  : スカラップ無 実験下限式
- $C=8$  : 高性能仕口 設計式
- $C=10$  : 高性能仕口 実験式

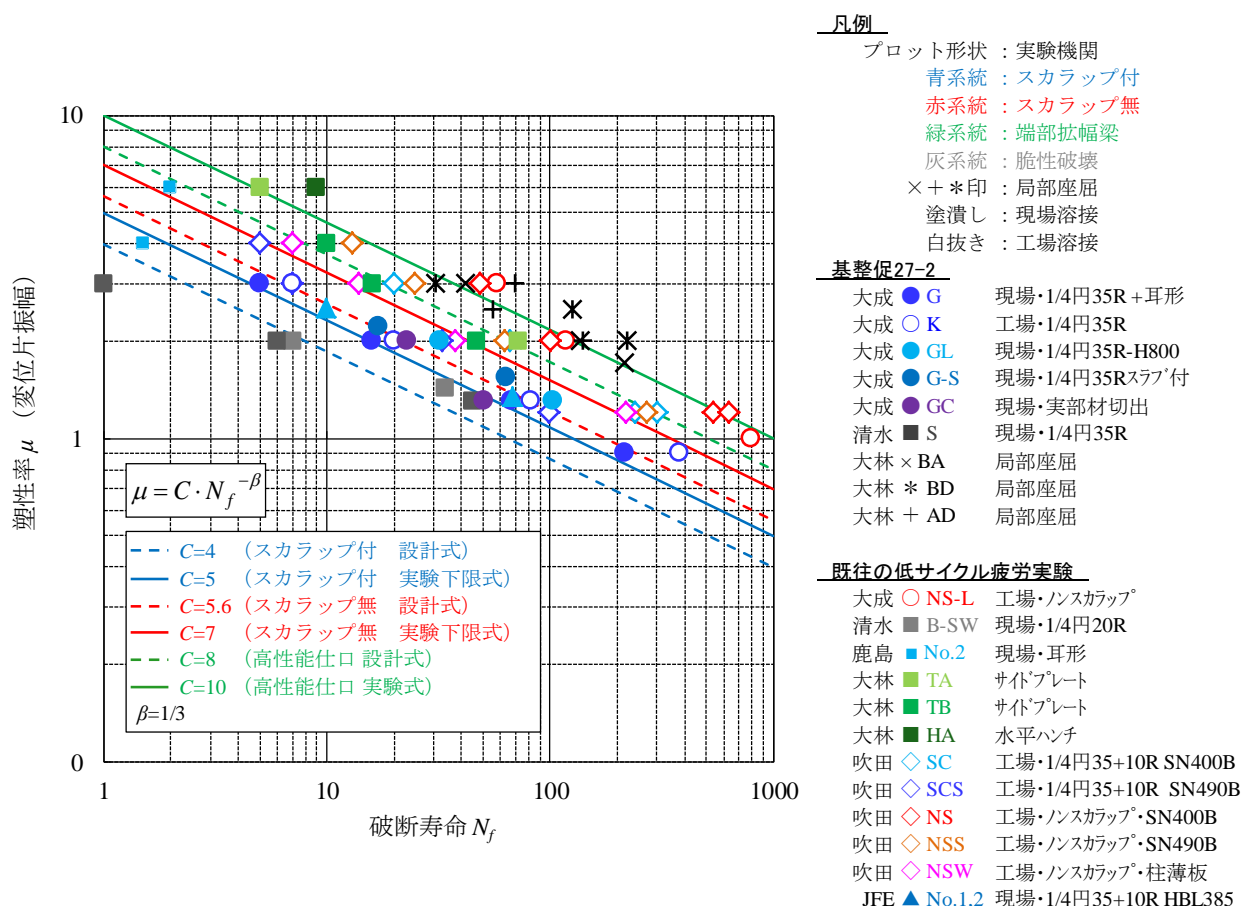
3 本の実線のうちスカラップの有無に関する 2 本の実験式は、実験結果の概ね下限を満たすように定数  $C$  を定めた。また、破線は各々の実験式に対する設計式として提案するもので、同一の  $\mu$  に対して疲労寿命  $N_f$  が実験下限式の約 1/2 となるよう定数  $C$  を定めた。これは、変動振幅実験による累積損傷度の結果が 0.6 程度であったことや、その他の変動要因の可能性も考慮して安全側の値として提案した値である。

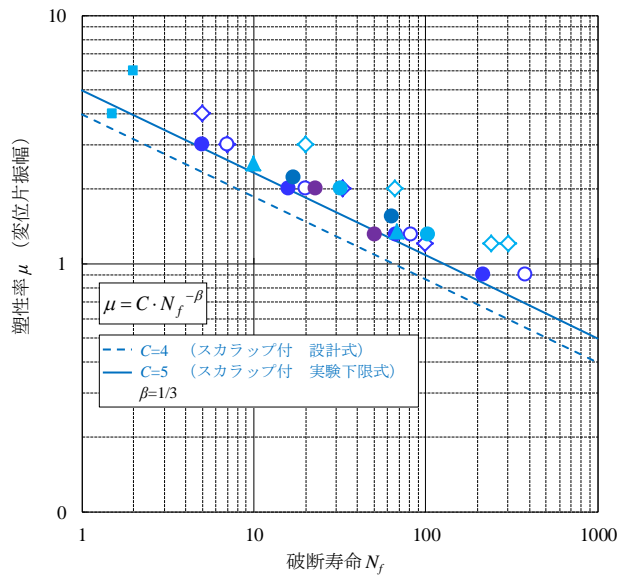
高性能仕口を表す実験式および設計式については、現時点での実験データも少なく、実験下限という他の 2 種類の評価式と比べて実験結果との整合性は良くないが、ここではむしろ、3 段階のレベルの評価式を提案することを優先し、これら 3 本の疲労曲線（評価式）がグラフ上で等間隔の並行線で示されるように、隣接する曲線同士の係数  $C$  が  $\sqrt{2}$  倍の比率になるよう定めた。

なお、高性能仕口を目的に現場溶接形式で梁端部を拡幅する方法のうち、梁フランジの側面にいわゆるサイドプレートを溶接する方法では、本評価式の高性能仕口の実験式には及ばないが、それでも工場溶接形式におけるスカラップ無し形式と同等の性能を有している。また、サイドプレート溶接ではなく鋼板の切断加工で水平ハンチを構成すれば、高性能仕口の評価式を満足する実験データもあるので、本評価式を今後の高性能仕口の達成目標として位置付けてもよい。

図 4.2.2-1 に示した実験データのプロットのうち、×, +, \*などの記号は、梁端の溶接部で破断しないよう計画された試験体で、梁の局部座屈の発生・成長によって耐力低下して破壊に至った試験体を表している。これらは、溶接部から破断した他の実験に比べ破断寿命は明らかに長いので、実際の部材の梁端部の繰返し性能は局部座屈ではなく溶接部の破断によって決定される。従って、幅厚比による梁の部材種別が FA や FB でなく局部座屈しやすい FC や FD であってもスカラップの有無による梁端部の接合形式による分類を適用することで評価が可能である。

なお、梁端部のフランジが早期に脆性破壊したデータは、本評価から除外した。脆性破壊は長周期地震動に対する耐震安全性を検討する以前の耐震安全性に関するさらに基本的な問題で、回避されるべき破壊形式である。





凡例

プロット形状 : 実験機関  
 塗潰し : 現場溶接  
 白抜き : 工場溶接

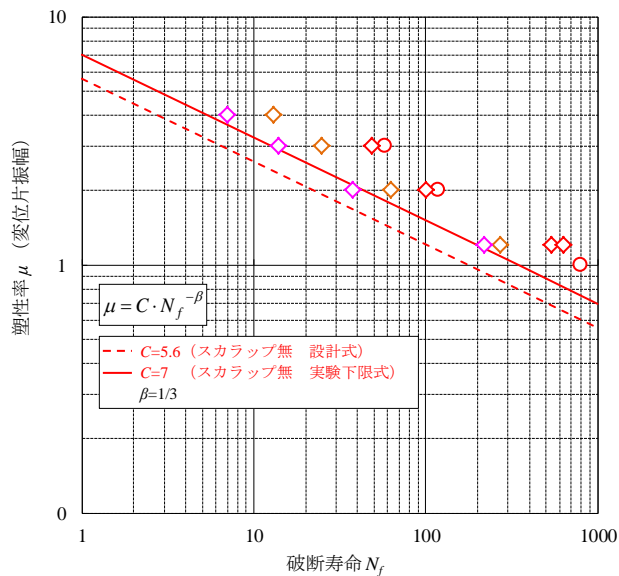
基整備27-2

- 大成 ● G 現場・1/4円35R + 耳形
- 大成 ○ K 工場・1/4円35R
- 大成 ● GL 現場・1/4円35R-H800
- 大成 ● G-S 現場・1/4円35Rスラブ付
- 大成 ● GC 現場・実部材切出

既往の低サイクル疲労実験

- 鹿島 ■ No.2 現場・耳形
- 吹田 ◇ SC 工場・1/4円35+10R SN400B
- 吹田 ◇ SCS 工場・1/4円35+10R SN490B
- JFE ▲ No.1.2 現場・1/4円35+10R HBL385

(a) スカラップ有り



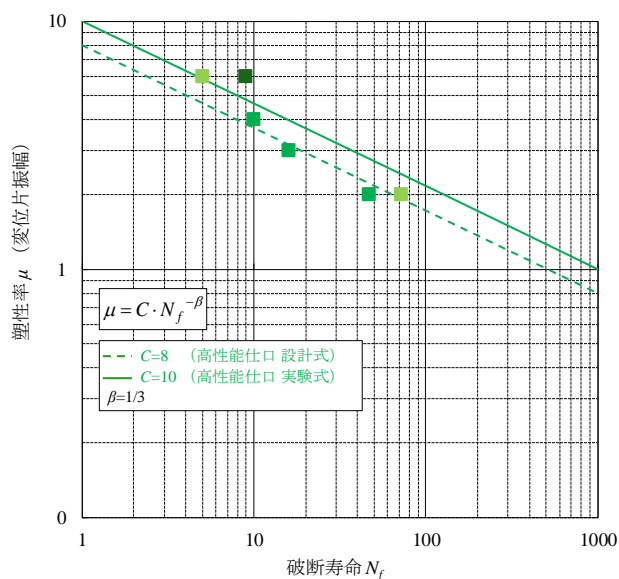
凡例

プロット形状 : 実験機関  
 塗潰し : 現場溶接  
 白抜き : 工場溶接

既往の低サイクル疲労実験

- 大成 ○ NS-L 工場・ノンスカップ\*
- 吹田 ◇ NS 工場・ノンスカップ\*・SN400B
- 吹田 ◇ NSS 工場・ノンスカップ\*・SN490B
- 吹田 ◇ NSW 工場・ノンスカップ\*・柱薄板

(b) スカラップ無し



凡例

プロット形状 : 実験機関  
 塗潰し : 現場溶接  
 白抜き : 工場溶接

既往の低サイクル疲労実験

- 大林 ■ TA サイドプレート
- 大林 ■ TB サイドプレート
- 大林 ■ HA 水平ハンチ

(c) 高性能仕口

図 4.2.2-2 疲労設計曲線(個別)

## 2) 補正係数の導入

(2.2-1)式の疲労設計曲線を、破断までの繰返し回数  $N_f$  で表すと、

$$N_f = \left( \frac{C}{\mu} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.2-2)$$

様々な設計条件や梁端部の接合詳細に対応するために、上式に対して、2種の補正係数、 $k_1$  と  $k_2$  を導入する。

$$N_f = k_1 \left( k_2 \cdot \frac{C}{\mu} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.2-3)$$

ここに、

$k_1$  : 梁端部フランジへのひずみ集中の程度を表す補正係数で、  
現場溶接でウェブ高力ボルト接合の場合、 $k_1 = 1.0$   
工場溶接でスカラップ付きの場合、 $k_1 = 1.2$   
その他の場合、 $k_1 = 1.0$

$k_2$  : 構造計算における降伏変形の補正係数で、次式で求める。

$$k_2 = \frac{M_{p0}}{M_p}$$

ここに、 $M_p$  : 構造計算で用いた梁端の全塑性モーメント

$M_{p0}$  : 梁端の H 形全断面に対する全塑性モーメント

補正係数  $k_1$  については、本来は梁端部の塑性変形能力を決定づける接合部係数から定められるべき補正係数である。接合部係数は現場溶接か工場溶接かの違いのみならず、梁成やフランジとウェブの断面積比も関与する。しかしながら現時点ではこれらの影響を定量的に評価するには至らず、本報告では、本事業での昨年までの実験結果に基づいてスカラップ付きの梁端溶接部に関してのみ上記の値を提案するに留めた。

接合部係数による影響として、梁成が大きくなると破断寿命が伸びることが、後の 4.2.4 で解析的に示されている。梁成が大きな部材では梁成が小さい部材に比べ、梁端ウェブ接合部におけるフランジから最外縁の高力ボルトまでの間のモーメント伝達に寄与しない領域が相対的に小さくなり接合部係数が増加するためである。従って、本報告で提案する評価式は、超高層建築の梁としては 600mm という比較的梁せいの小さな部材による実験結果による安全側の評価式といえる。今後、接合部係数と破断寿命との関係を定量的に評価できれば、より合理的な補正係数の設定が可能となる。

補正係数  $k_2$  は、構造計算における梁端部の曲げ耐力の計算方法に関する補正係数である。評価式の基となる実験では、梁端部の全塑性耐力は梁の H 形断面の全断面を有効として算定したもので、塑性率の起点となる降伏変形もその全塑性耐力と弾性剛性とから算定している。しかし、構造設計の実務上は、特にいわゆる新耐震以前の建物では、梁端の曲げ耐力算定においてウェブはせん断のみを負担させ、フランジのみで曲げを負担させたり、幅厚比の大きな断面を用いた場合に、幅厚比の上限を超える断面部分を無効とした有効断面を仮定して曲げ耐力を算定したりした時期もあった。近年では、梁が中空断面柱に接合される場合に、ウェブを全断面有効とせず、接合効率を考慮（簡易的には、ウェブの上下 1/6 を有効とするなど）する設計も見られる。このよ

うに構造計算上用いた梁の曲げ耐力と、実験で用いた梁の全断面有効として計算した曲げ耐力とが異なると、それぞれ塑性率の値も異なるので、構造計算から求まる塑性率を実験で評価した塑性率に換算する係数としてこの補正係数  $k_2$  が必要となる。ウェブの接合部係数と梁端部の曲げ耐力とは本来は密接な関係があるが、 $k_1$  は疲労寿命  $N_f$  の補正を、もう一方  $k_2$  は  $\mu$  の補正のための係数なので、各々独立して取り扱ってよい。

鋼構造建築物の梁の多くはRC床スラブとの合成梁である。この合成梁を本評価式へ適用する際の留意点を以下に述べる。合成梁は、上フランジが圧縮となる正曲げと上フランジが引張となる負曲げとで弾性剛性が異なるところが純鉄骨梁との大きな違いである。弾性剛性が異なれば変位が同じでも降伏変形すなわち塑性率が異なることになる。昨年度に実施した床スラブ付の試験体を用いた定常変位振幅の多数回繰返し加力実験により、図 4.2.2-3 に示すように、正曲げの塑性率と負曲げの塑性率の平均塑性率  $\mu'$  を用いれば、純鉄骨梁と同様の評価が可能であることが示された。この場合の曲げ耐力は、正曲げ負曲げとも床スラブを考慮せず純鉄骨梁としての曲げ耐力を用いた。

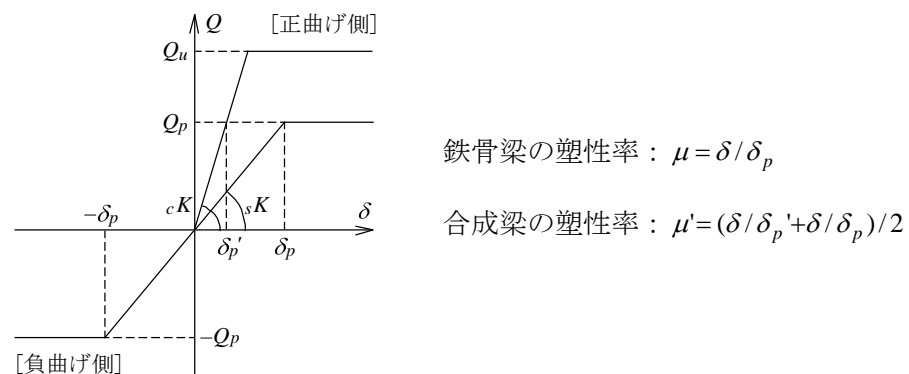


図 4.2.2-3 合成梁の塑性率

合成梁の正曲げと負曲げの平均塑性率  $\mu'$  を以下のように変換する。

$$\begin{aligned} \mu' &= \frac{1}{2} \left( \frac{\delta^+}{\delta_p^+} + \frac{\delta^-}{\delta_p^-} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{\delta^+}{Q_p / K^+} + \frac{\delta^-}{Q_p / K^-} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{a\delta^-}{Q_p / \phi K^-} + \frac{\delta^-}{Q_p / K^-} \right) \\ &= \frac{\delta^- (\phi\alpha + 1)}{\delta_p^-} \end{aligned} \quad (4.2.2-4)$$

ここで、 $\delta^+$ 、 $\delta^-$ 、 $\delta_p^+$ 、 $\delta_p^-$ 、 $K^+$ 、 $K^-$  は、それぞれ正曲げ、負曲げの最大変位、降伏変位、弾性剛性で、 $\phi$  は正曲げの剛性増大率、 $\alpha$  は正負最大変位の比  $\delta^+ / \delta^-$  である。定常振幅すなわち  $\alpha=1$  の時、上式はより単純になる。この平均塑性率  $\mu'$  は、正曲げと負曲げの平均の弾性剛性を用いて、梁に生じる曲げモーメントの符号にかかわらず全長にわたって均一の剛性を仮定する現在の標準的な構造計算方法による梁の塑性率と一致する。正負の曲げ耐力が異なる扱いをした場合には、前記の補正係数  $k_2$  を用いて別途検討する。このように、合成梁が対象であっても、修正することなくこれまでの評価式を適用できる。

本項の最後に、鋼材の材料特性と塑性率との関係を考察する。梁の最大部材角  $R_b$  は、平成 12 年建設省告示第 1457 号第 6 に規定されるように、次式で与えられる。

$$R_b = \frac{\phi_y \cdot a}{3} + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \left(1 - \frac{l_p}{2a}\right) \quad (4.2.2-5)$$

ここに、 $R_b$ ：梁の最大部材角， $\phi_y$ ：全塑性耐力時の梁の曲率， $\phi_u$ ：梁の最大耐力時のヒンジ領域での曲率， $l_p$ ：ヒンジ領域の長さ， $a$ ：梁のせん断スパン長さである。

上式を全塑性耐力時の部材角  $R_y$  で除して，塑性率  $\mu = R_b / R_y$  で表すと，

$$\mu = \frac{R_b}{R_y} = 1 + \frac{3l_p}{a} \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1\right) \left(1 - \frac{l_p}{2a}\right) \quad (4.2.2-6)$$

$$R_y = \frac{\phi_y \cdot a}{3}$$

さらに，ヒンジ領域長さについて，

$$\frac{l_p}{a} = 1 - \frac{\sigma_y}{\sigma_u} = 1 - Y$$

曲率については，

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y}$$

と置き換えると，(2.2.2-6)式は次のようになる。

$$\mu = 1 + \frac{3}{2} \left(\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} - 1\right) (1 - Y^2) \quad (4.2.2-7)$$

ここで，梁端部の最大曲げモーメントを  $M_p/Y$  と仮定し，記号は， $M_p$ ：梁の全塑性モーメント， $\varepsilon_a$ ：ヒンジ領域の梁フランジの平均ひずみ， $\varepsilon_y$ ：梁フランジの降伏ひずみ， $Y$ ：梁フランジの降伏比である。このように，梁の塑性率は，スパンや断面寸法に依存せず，ヒンジ領域のひずみ比  $\varepsilon_a / \varepsilon_y$  と降伏比  $Y$  のみの関数となる。

多数回繰返し変形による梁フランジの破断寿命は，本来は低サイクル疲労の問題としてフランジの破断位置近傍のひずみ振幅  $\Delta \varepsilon$  に依存するので，(4.2.2-7) 式から分るように，降伏点の高い鋼材や降伏比の高い鋼材を使用した場合には，同じ塑性率であってもヒンジ領域のひずみ  $\varepsilon_a$  は増加するので，破断寿命は低下することになる。このように鋼材の材料特性が異なれば，降伏比  $Y$  が約 70% で 490N 級強度の試験体材料を用いた実験データに基づく本評価式をそのまま適用するのではなく，何らかの修正が必要と考えられるが，これは今後の検討課題である。また，本事業の実験では，現在の超高層鉄骨造建築物で一般的に用いられているハンチ付き梁やノンスラップ梁を対象としていないため，今後はこれらの実験資料の蓄積を図り，多数回繰返し変形時の疲労性能や安全性検証方法の検討が必要である。

表 4.2.2-1 H22～23 年度実験結果と既往の多数回繰返し載荷実験

機関	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	ダイヤフラム	梁端 接合形式	接合詳細		鉄骨梁 塑性率	破断寿命	破壊状況 (起点)						
H22-23 基整促 27-2	K-09 K-13 K-20 K-30	K ○	H-600×200×12×19 (SM490A)	内 ダイヤフラム PL-25 (SN490B)	工場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	0.9	382	溶接止端縁 スカラップ底						
	G-09 G-13 G-20 G-30	G ●						1/4円:35R	0.9	216	スカラップ底					
	G-09-S G-13-S	G-S ●						1/4円:35R + 耳形スカラップ	1.3	67	スカラップ底					
	GL-13 GL-20	GL ●						1/4円:35R	2.0	16	スカラップ底					
	GC-13 GC-20	GC ●							3.0	5	スカラップ底					
	H23 基整促 27-2	S1.3 S2.0 S3.0						S ■	BH-500×200×12×19 (SM490A)	内 ダイヤフラム PL-25 (SM490A)	現場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	0.9	64	スカラップ底
		W2.0 S2.0B												1.3	17	スカラップ底
														1.3	103	スカラップ底
														2.0	32	スカラップ底
														1.3	51	スカラップ底
			2.0	23	スカラップ底											
H23 基整促 27-2	BA-1.7 BA-2 BA-3	BA ×	H-450×200×9×12 (SM490A)	内 ダイヤフラム PL-25 (SM490A)	現場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	1.7	217	局部座屈						
	BD-2 BD-2.5 BD-3	BD *	H-450×200×6×12 (SM490A)					2.0	137	局部座屈						
	AD-2 AD-2.5 AD-3	AD +	H-600×200×9×16 (SM490A)					3.0	42	局部座屈						
	AD-2-S							2.0	224	局部座屈						
								2.5	126	局部座屈						
								3.0	31	局部座屈						
								2.0	141	局部座屈						
								2.5	56	局部座屈						
			3.0	70	局部座屈											
			2.0	38	局部座屈											
機関	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	ダイヤフラム	梁端 接合形式	接合詳細		鉄骨梁 塑性率	破断寿命	破壊状況 (起点)						
吹田 2009 文献1)	SC-1.2A SC-1.2B SC-2.0 SC-3.0	SC ◇	H-400×200×8×13 (SN400B)	通し ダイヤフラム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	セラミックス	1.2	241	スカラップ底						
	NS-1.2A NS-1.2B NS-2.0 NS-3.0	NS ◇						1/4円スカラップ	1.2	302	溶接止端縁					
									2.0	66	溶接止端縁					
									3.0	20	スカラップ底					
									1.2	541	溶接止端縁					
									1.2	635	溶接止端縁					
			2.0	101	溶接止端縁											
			3.0	49	溶接止端縁											
吹田 2010 文献2)	NSS-1.2A NSS-2.0A NSS-3.0A NSS-4.0A	NSS ◇	H-500×200×10×16 (SN490B)	通し ダイヤフラム PL-22 (SN490C)	工場溶接	1/4円スカラップ	セラミックス	1.2	274	溶接止端縁						
	NSW-1.2A NSW-2.0A NSW-3.0A NSW-4.0A	NSW ◇	H-500×200×10×16 (SN490B)					2.0	63	溶接止端縁						
								3.0	25	溶接止端縁						
								4.0	13	溶接止端縁						
								1.2	220	溶接止端縁						
								2.0	38	溶接止端縁						
			3.0	14	溶接止端縁											
			4.0	7	溶接止端縁											
吹田 2011 文献3)	SCS-1.2 SCS-2.0 SCS-3.0 SCS-4.0	SCS ◇	H-500×200×10×16 (SN490B)	通し ダイヤフラム	工場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	セラミックス 溶接材料 YGW-11	1.2	100	スカラップ底						
			2.0					33	スカラップ底							
			3.0					7	スカラップ底							
			4.0					5	スカラップ底							
大成 1998 文献4)	低サイクル 疲労実験	NS-L ○	H-380×150×9×16 (SM490A)	内 ダイヤフラム	工場溶接	1/4円:25+10R	鋼製 エンドタブ 切断 10mm残	1.0	800	溶接止端縁						
			□-300×300×19×19 (SM490A)					2.0	118	溶接止端縁						
								3.0	58	溶接止端縁						
清水 2006 文献5)	B-SW2	B-SW ■	H-450×150×6×16 (SN490B)	内 ダイヤフラム PL-19 (SN490B)	現場溶接	上フランジ: 1/4円:20R 下フランジ: 耳形	鋼製 エンドタブ 切断なし	2.0	7	溶接止端縁						
	B-SW3		□-300×300×19×19 (SN490B)					1.43	34	溶接止端縁						
鹿島 2010 文献6)	No.2-R	No.2 ■	H-400×125×6×16 (SM490A)	通し ダイヤフラム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形スカラップ	鋼製 エンドタブ 被覆アーケ 溶接	4.0	1.5	スカラップ底						
	No.2-L		□-400×400×12×12 (SM490A)					6.0	2	スカラップ底						
大林 2011 文献7)	TA-2 TA-6	TA ■	H-500×200×12×25 (SM490A)	通し ダイヤフラム PL-32 (SM490A)	現場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	鋼製 エンドタブ 切断?	2.0	72	ハンチ先端 HA-6,TB-3.4 局部座屈あり						
	HA-6	HA ■						6.0	5							
	TB-2 TB-3 TB-4	TB ■						H-500×200×9×16 (SM490A)	6.0		9					
			2.0						47							
			3.0						16							
								4.0	10							
JFE 文献8)	No.1 No.2	No.1,2 ◇	H-500×200×12×19 (HBL385)	内 ダイヤフラム	現場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	セラミックス YGW-18	1.34	68	スカラップ底						
			2.51					10	スカラップ底							



## (2) 柱部材

### 1) 多数回繰り返し載荷実験概要

平成 22 年度および 23 年度に、柱部材の多数回繰り返し載荷実験を実施し、柱部材の基本的な保有性能（柱頭・柱脚の局部座屈で保有性能が決まる場合）を把握した。試験体の概要および実験結果の概要を以下に示す。

#### a) 実験パラメータの選定

柱部材には、幅厚比、細長比、軸力（一定、変動）、断面形状（箱形、H 形）等があり、全てを網羅するためには、数多くの実験を実施せねばならない。ここでは、平成 22 年度に実施した既存建物の実態調査から、平成 22 年度および 23 年度の実験パラメータを選定した。

以下に、平成 22 年度に実施した既存建物の実態調査の概要を示す。

- ①柱断面形状は、箱形断面が多く、H 形断面は少ない（限定的）。
  - ②箱形断面柱の幅厚比は、FA ランクが多く、幅厚比 10～28 程度に分布する。
  - ③軸力比  $n$  は、一定軸力（長期）で  $n=0.3$  程度、変動軸力（地震時）で最大  $n=0.67$ 。
  - ④細長比  $\lambda$  は、 $\lambda=12\sim 25$  程度に分布。
- ①～④の調査結果より、下記に示すように実験パラメータを選定した。
- ①に対して、箱形断面のみを選定。
  - ②に対して、柱の終局としては局部座屈が支配的と考えられるので、局部座屈に関して不利な FA ランクぎりぎりの 28 を選定。
  - ③に対して、一定軸力  $n=0.3, 0.6$ 、変動軸力  $n=0.3\pm 0.3$ （以下、 $0\leftrightarrow 0.6$  と表記）を選定。
  - ④に対して、細長比 15.4, 23.1, 30.8 を選定。

ただし、上記の実験範囲では基本性状を把握するのみで、全ての範囲を網羅できてはいない。

#### b) 試験体と実験パラメータ

試験体は縮尺 1/2 の溶接組立箱形鋼管柱 10 体とコンクリート充填鋼管柱 1 体であり、実験パラメータは①細長比、②変位振幅（塑性率振幅  $\mu = \delta h / \delta p$ ）、③軸力比および④構造種別とした。鋼管断面は  $\square-330\times 330\times 12$  (SM490A) で、幅厚比 ( $D/t$ ) は 27.5 であり、FA ランクの上限 (28)<sup>4.2.2-9)</sup> とほぼ同じ値である（図 4.2.2-4）。柱に使用した鋼材 (SM490A) の降伏点、引張強さは、〔22 年度〕 $350\text{N/mm}^2, 536\text{N/mm}^2$ （降伏比 65%）、〔23 年度〕 $378\text{N/mm}^2, 568\text{N/mm}^2$ （降伏比 67%）である。

##### 【実験パラメータ】

細長比 ( $\lambda$ )	: 15.4 (H=2000mm), 23.1 (3000mm), 30.8 (4000mm) ※15.4 : 基準階想定, 23.1 : 1 階想定, 30.8 : 1 階吹抜け柱想定
軸力比 ( $N_a/N_o$ )	: [一定] 0.3, 0.6, [変動] $0\leftrightarrow 0.6$ (図 2.2-5 を参照) ※ $N_a$ : 導入軸力, $N_o$ : 軸降伏耐力
変位振幅 ( $\mu = \delta h / \delta p$ )	: 1.2, 1.5, 1.7, 2.0 ※ $\delta h$ : 柱水平変位, $\delta p$ : $N_a/N_o=0.3$ の全塑性耐力時の弾性変位
構造種別	: 鋼管柱, CFT 柱 ※CFT 柱は $\lambda=23.1, \mu=1.2$ , 変動軸力で実施。

ここで、CFT 試験体はコンクリートの有無の影響を確認するために、鋼管断面の軸力比を鋼管試験体と同じとしたため、全体の軸力は鋼管試験体の約 2 倍となり、軸力比 0.6 の場合には FC ランク 4.2.2-10) , 11) となっている。以上より、CFT 試験体は過度な軸力のため変形能力が乏しくなっていること、および試験体数が 1 体しかないこと等も考え、以下の考察では鋼管試験体のみを取り上げることとした。

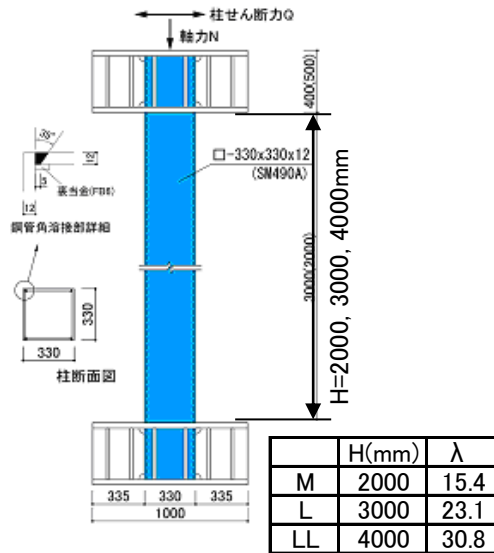


図 4.2.2-4 試験体形状

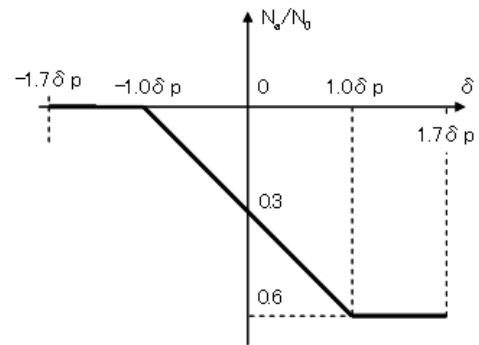


図 4.2.2-5 変動軸力

## 2) 変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係

表 4.2.2-2 に示す鋼管試験体の実験ケースに関して、変位振幅 ( $\mu = \delta h / \delta p$ ) と最大荷重から 90%低下時の繰り返し数 ( $N_{90\%}$ ) の関係、変位振幅と累積塑性変形倍率 ( $\eta p$ ) の関係を図 4.2.2-6 に示す。

表 4.2.2-2 実験ケース

$\delta h / \delta p$	L(0.3)	M(0.3)	L(0.6)	L(0⇔0.6)	M(0⇔0.6)	LL(0⇔0.6)
1.2	●		●		●	●
1.5	○	○				
1.7	○	○		○		
2.0	○					

○: H22年度実施  
●: H23年度実施

ここで、表中の記号は、L 等は細長比の大きさを (図 4.2.2-4)、( ) 内は軸力比 (一定, 変動) を示す。

図 4.2.2-6 より、今回実験した断面 (幅厚比 27.5) に対して、下記に示すことがわかった。

### ①基本保有性能の評価

細長比 ( $\lambda = 23.1(L)$ ) で軸力比 (一定:  $n = 0.3$ ) の実験データから、下記に示す性能曲線が得られる。

$$\mu \cdot N_{90\%}^{0.113} = 2.39 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (2.2-8)$$

$$\mu \cdot \eta p^{0.164} = 3.02 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (2.2-9)$$

ここで、 $\mu$  : 変位振幅 (=  $\delta h / \delta p$ )

$N_{90\%}$  : 最大荷重から 90%低下時の繰り返し数

$\eta p$  : 累積塑性変形倍率

### ②細長比の影響

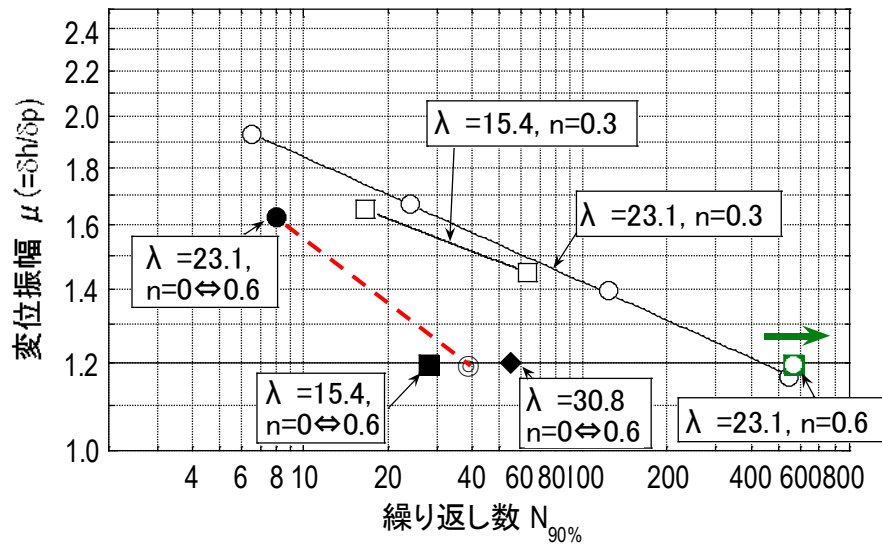
軸力比  $n = 0.3$  で、細長比  $\lambda = 23.1(L)$  と  $\lambda = 15.4(M)$  の結果を比較すると、細長比が小さくなると保有変形性能が小さくなることがわかる。また、変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  (変位振幅 1.2) で、細長比  $\lambda = 30.8(LL)$  と  $15.4(M)$  の比較でも同様の傾向にある。これは、細長比が小さくなると、柱頭・柱脚部の塑性化範囲が小さくなるため、変形性能が悪くなることが一因である。

細長比  $\lambda = 23.1(L)$  と  $15.4(M)$  のグラフの傾きはほぼ同じとなっている。これより、細長比はグラフの切片 (変形性能のレベル) には影響を与えるが、グラフの傾き (劣化特性) に与える影響は少なく、他のパラメータ (幅厚比, 軸力比) により支配されていると考えられる。

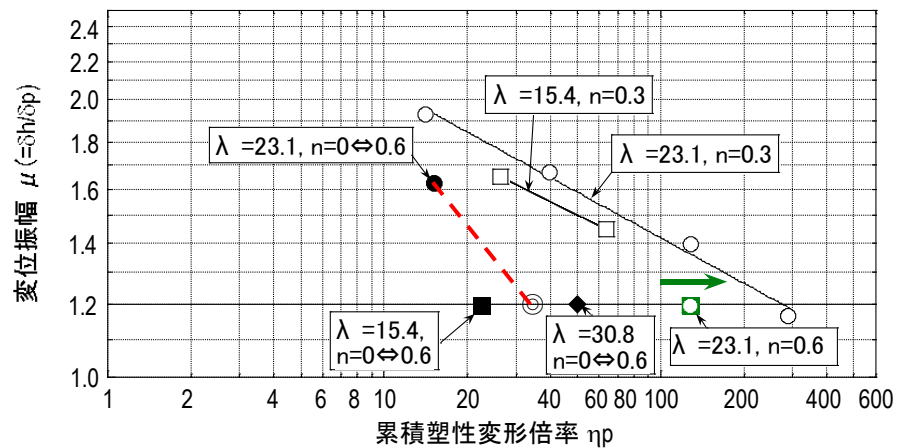
### ③変動軸力の影響

細長比  $\lambda = 23.1(L)$  (変位振幅 1.7) で、軸力比 0.3 と変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  を比較すると、変動軸力の方が一定軸力 0.3 よりも保有変形性能が小さくなっていることがわかる。

変位振幅 1.2 での「細長比  $\lambda=23.1(L)$ 」+「変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$ 」のデータは無いが、上記②の細長比が小さくなると変形能力が低下することを考慮し、細長比  $\lambda=23.1(L)$  の繰り返し数および累積塑性変形倍率が細長比  $\lambda=15.4(M)$  と  $30.8(LL)$  のデータの平均値 (◎) であると仮定すると、図 2.2-6 の点線のようになることが予想される。



(a) 繰り返し数 [90% 低下時]



(b) 累積塑性変形倍率

図 4.2.2-6 変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係

### 3) 細長比の影響についての検討

図 4.2.2-6 より、細長比 ( $\lambda=15.4(M)$ ) で軸力比 (一定 :  $n=0.3$ ) の性能曲線を評価すると下記に示す式となる。ただし、下式は試験体数が 2 体と少ないため、今後は精度向上のためのデータが必要である。

$$\mu \cdot N_{90\%}^{0.097} = 2.16 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-10)$$

$$\mu \cdot \eta p^{0.148} = 2.67 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-11)$$

ここで、 $\mu$  と  $N_{90\%}$  の関係を 4.2.2(1) の梁端接合部と同様な評価式の形 ((4.2.2-12) 式) とするために、実験結果より、細長比 15.4(M) と 23.1(L) でグラフの傾きがほぼ同じであることから、両者の傾きとして  $\beta$  の値を (4.2.2-8) 式の 0.113 と固定し、再度、細長比 15.4(M) のデータの近似を行い、 $C$  を再評価したところ、 $C=2.28$  となった。ここで、 $C$  の値と細長比  $\lambda$  の関係が線形と仮定すると、軸力比 (一定 : 0.3) の場合の  $\mu$  と  $N_{90\%}$  の関係は、下式のように近似できる。

$$\mu = C \cdot N_{90\%}^{-\beta} \quad (4.2.2-12)$$

ここで、

$$\beta = 0.113$$

$$C = 2.07 + 0.0136 \lambda$$

ただし、 $C$  の値と細長比の関係が線形であるか、他の関数となるかは、同じ軸力比で異なる細長比のデータが必要であり、今後検討を要する。

ここで、(4.2.2-12) 式に  $\lambda = 15.4, 23.1$  を代入して、 $\mu$  と  $N_{90\%}$  の関係を示したものを図 4.2.2-7 に示す。図には、実験結果 (細長比  $\lambda = 23.1$  と 15.4 の軸力比  $n=0.3$  のデータ) も併せて示す。

(4.2.2-12) 式による提案値は、実験データと良く一致している。また、(4.2.2-12) 式の適用範囲は、実験データで検証された範囲 : 細長比  $15.4 \leq \lambda \leq 23.1$ 、軸力比  $n=0.3$  である。

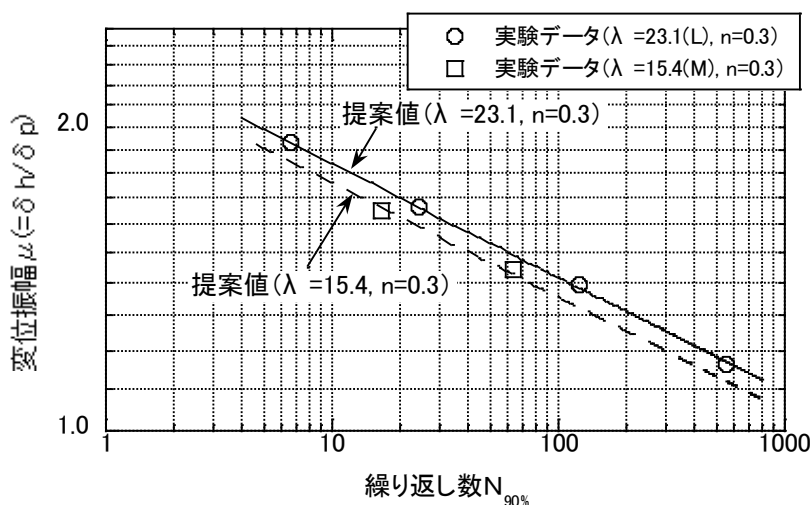


図 4.2.2-7 変位振幅と繰返し数の関係(一定軸力 0.3)

#### 4) 変動軸力の影響についての検討

前述のように、図 4.2.2-6 より下記が推測される。

- a) 変位振幅 1.7 で軸力比 0.3 と変動軸力  $0 \leftrightarrow 0.6$  を比較すると、変動軸力の方が一定軸力 0.3 よりも保有変形性能が小さくなっている。
- b) 細長比  $L:23.1$  のデータが細長比  $M$  と  $LL$  の間にあるとすると、性能曲線の勾配は一定軸力 0.3 よりも変動軸力  $0 \leftrightarrow 0.6$  が大きくなる。

ここでは、細長比  $L:23.1$  の試験体（一定軸力 0.3、変動軸力  $0 \leftrightarrow 0.6$ ）の FEM 解析を実施することにより、実際に上記傾向があるのかを検討する。

解析モデルを図 4.2.2-8 に示す。試験体と同様な上下スタブを有するモデルである。

解析時には、下スタブ上面の PC 鋼棒固定位置の変位（X, Y, Z 方向）を固定し、上スタブ下面の PC 鋼棒固定位置の鉛直変位（Z 方向）が同じとなるように拘束した状態で（上スタブ下面を水平）、水平変位（X 方向）を加えた。また、軸力は上スタブ上面に節点荷重として与えた（図 2.2-9）。鋼材の応力・ひずみ関係はバイリニアとて、平成 22 年度に実施した試験体の柱材の降伏点  $\sigma_y=350\text{N/mm}^2$  を用い、第 2 勾配は初期勾配の  $1/100$  とした。解析には、汎用解析コード LS-DYNA を使用した。

最初に、軸力比 0.3 で単調の解析を実施し、全体変形と柱のみの変形の間関係を把握するとともに、繰り返し時の基準変形を設定して、一定振幅加力（ $1.5 \sim 2.0 \delta_p$  程度）の解析を実施した。また、一定振幅加力での軸力比は、一定（0.3）と変動（ $0 \leftrightarrow 0.6$ ）とした。

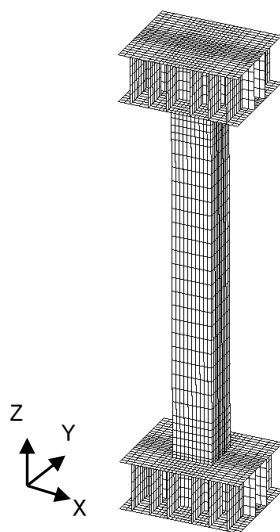


図 4.2.2-8 解析モデル

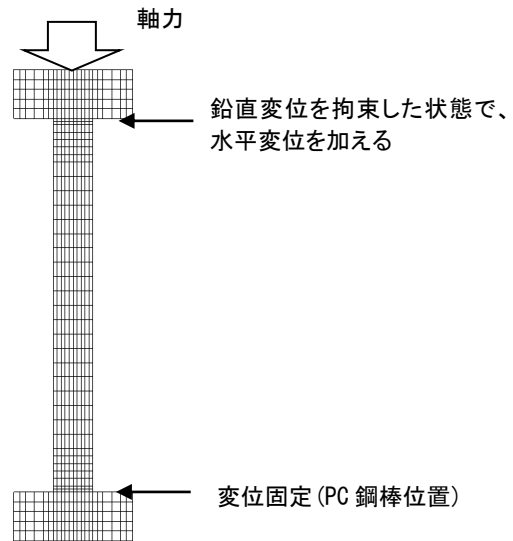


図 4.2.2-9 変位拘束状況

ここで、解析における変位の入力に関しては、実験では柱の柱頭・柱脚部の局所変形を分離して、柱のみの変形に関して制御しているのに対して、解析では局所変形も含めた全体変形で一定振幅加力を行っているため、柱部分の変形量が柱の塑性化とともに増大する（変動する）等の問題が発生する。

このことより、今回の FEM 解析では完全なシミュレーションはできず、柱頭・柱脚が降伏後に実験よりも柱部分に過大な変形が与えられることになり、変形能力の小さな結果となることが予想される。

よって、FEM 解析結果は定性評価として、定性的な傾向を捉える位置づけることとした。

図 4.2.2-10 に代表的な解析結果（せん断力・柱変形関係，終局状況）を示す。図の縦軸は軸力比 0.3 の全塑性モーメント時のせん断力 ( $Q_p$ ) で基準化した値である。

解析での荷重低下の要因は柱頭・柱脚の局部座屈となっているが，前述のように柱の塑性化とともに変形が大きくなっていることがわかる。

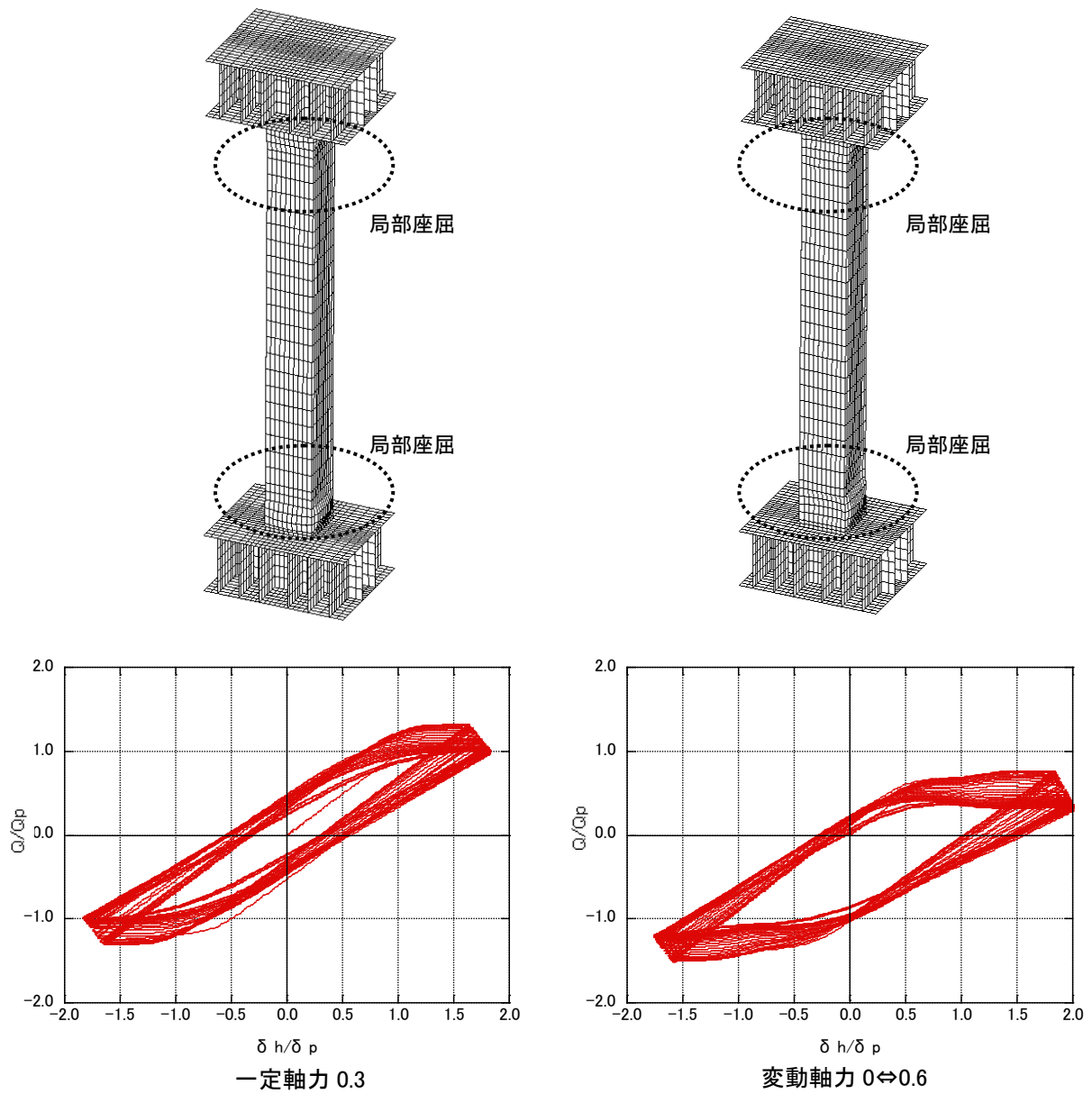


図 4.2.2-10 せん断力・柱変形関係と終局状況 (解析結果: 変位振幅 1.7 程度)

また、図 4.2.2-11 に変位振幅と繰返し数 ( $N_{90\%}$ ) の関係を示す。解析での変位振幅は荷重が 90%低下時点までの柱の平均変位振幅とした。また、図には併せて、実験結果を示す。

図 4.2.2-11 より、解析結果は一定軸力では実験結果よりも変形能力が小さくなる傾向に、変動軸力では変形能力がやや大きくなる傾向にあるが、実験結果の傾向を良く捉えており、軸力比 0.3 と軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の勾配を比較すると、軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の勾配の方が大きくなっている。

以上より、前項の a)b) の傾向が解析でも確認された。

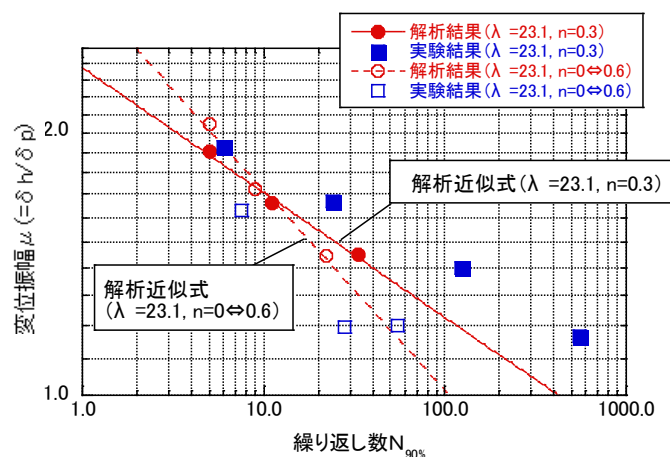


図 4.2.2-11 変位振幅と繰返し数の関係(解析結果)

以下では、実験データを用いて、2つのケースについて変動軸力時の性能曲線の推定を行う。

(評価式の推定-1)

細長比 23.1 (L)、変位振幅 1.2、変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  のデータが、細長比 15.4 (M) と 30.8 (LL) の中間に位置すると仮定して、変動軸力の性能曲線を評価すると下記に示す式となる。ただし、下式は試験体数が少なく、上記仮定が入っているため、参考値である。

$$\mu \cdot N_{90\%}^{0.178} = 2.33 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-13)$$

$$\mu \cdot \eta p^{0.351} = 4.23 \quad (\text{相関係数 } 1.00) \quad (4.2.2-14)$$

ここで、(4.2.2-12) 式を参考に、(4.2.2-13) 式を変形し、下式を導出した。下式の C1 は、0.974 (=2.327/2.389) を (2.2-12) 式の C に乗じて細長比 L:23.1 の時の値を調整したものである。

$$\mu = C1 \cdot N_{90\%}^{-\beta 1} \quad (4.2.2-15)$$

ここで、

$$\beta 1 = 0.178$$

$$C1 = 0.974 \times (2.07 + 0.0136 \lambda)$$



(評価式の推定-2)

(4.2.2-15) 式は直接に実験データを考慮した式とはなっていないので、細長比 23.1(L)，軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  と細長比 15.4(M)，軸力比  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の2つの実験データを基に、細長比 23.1 (L) で軸力比 (変動： $0 \Leftrightarrow 0.6$ ) の性能曲線を評価すると下記に示す式となる。ただし、下式は試験体数が2体と少なく、変位振幅  $\mu = 1.2$  のデータが細長比 15.4 のデータのため、参考値である。

$$\mu = 2.70 \cdot N_{90}^{-0.245} \quad (4.2.2-16)$$

上式は細長比 23.1 (L) の変動軸力 ( $0 \Leftrightarrow 0.6$ ) よりも小さな変形能力と考えられる細長比 15.4 (M) の変動軸力 ( $0 \Leftrightarrow 0.6$ ) を使用しているため、変位振幅の小さな範囲ではかなり安全側の評価となっていると考えられる。

(4.2.2-15) 式に  $\lambda = 23.1$  を代入して、 $\mu$  と  $N_{90}$  の関係を示したものと、(4.2.2-16) 式を図 4.2.2-12 に示す。図には参考のため、変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の実験データ ( $\mu = 1.2, 1.7$ ) も併せて示す。

推定-1 および 2 から評価した性能曲線は、実験データの不足を考え、参考値とした。

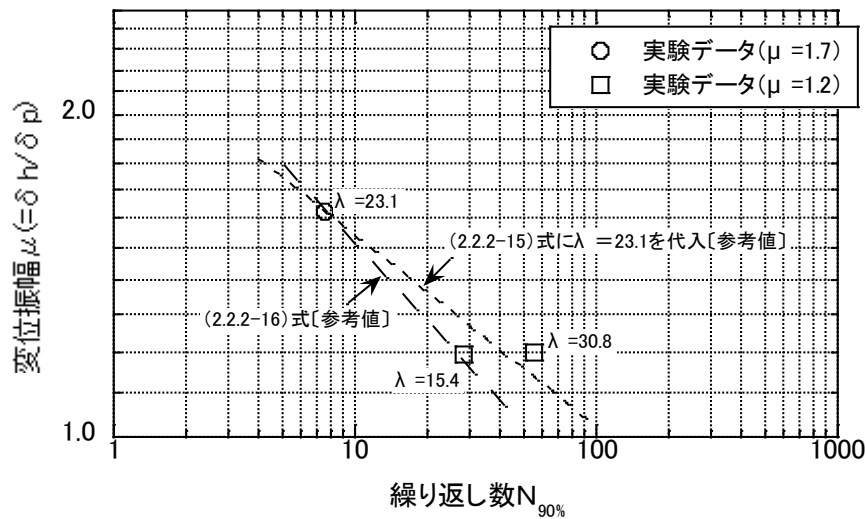


図 4.2.2-12 変位振幅と繰返し数の関係 (変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$ : 参考値)

## 5) まとめと今後の課題

平成 22 年度および 23 年度に、柱部材（幅厚比 27.5，素材の降伏比 65～67%）の多数回繰り返し載荷実験の結果から、暫定的ではあるが、細長比 23.1 と 15.4 で一定軸力（軸力比 0.3）の柱部材の性能曲線（局部座屈で保有性能が決まる場合）を提案した（図 2.2-13）。この提案値の精度向上のためには、今後、実験または解析が必要である。

図 4.2.2-13 のハッチに示す範囲が提案式：(4.2.2-12) 式の適用範囲である。

細長比： $15.4 \leq \lambda \leq 23.1$

軸力比： $n=0.3$

図 4.2.2-13 には変動軸力  $0 \Leftrightarrow 0.6$  の参考値として、(4.2.2-12) 式に  $\lambda = 15.4$  を代入した値および (4.2.2-16) 式の値を示す。この参考値は、今後、実験または解析を実施することにより、検証する必要がある。

柱部材の場合には、変形能力を決定するパラメータとして、幅厚比，細長比，軸力比（一定，変動）等があり，性能曲線を評価・検証するためには，数多くのデータが必要であるため，今回は限定的な評価となった。

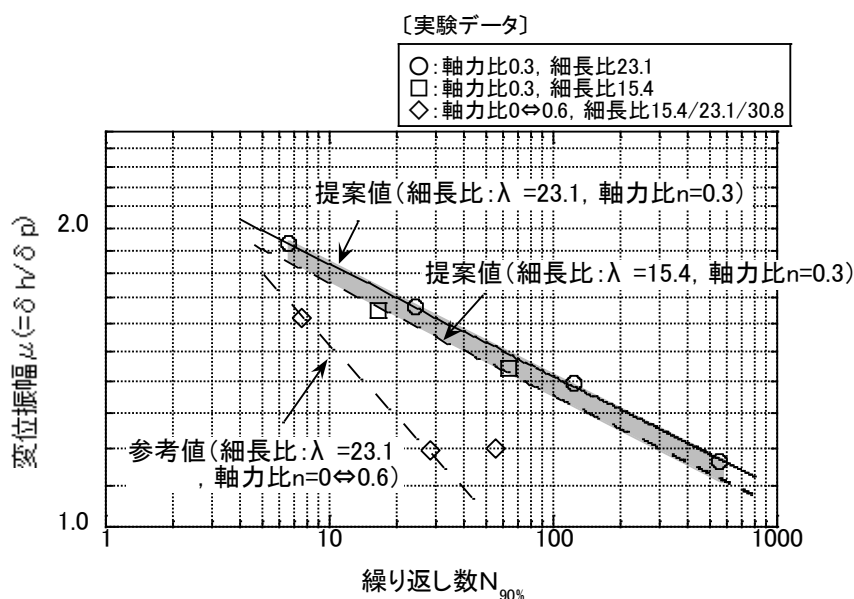


図 4.2.2-13 変位振幅と繰返し数の関係(提案値と参考値)

今後の課題としては、上記提案式の精度向上および検証を図ることを含め、長期高軸力と大きな変動軸力がかかる高軸力柱，幅厚比の異なる柱などが挙げられる。また，幅厚比が小さければ変形能力が向上，大きければ変形能力が低下することが予想されるが，幅厚比小で大きな引張軸力（変動）が入力される場合には終局が破断となる可能性もあるので，今後，検討が必要である。

更に，現在の超高層鉄骨造建築物では柱を CFT 構造とすることが一般的であるが，CFT 柱部材の多数回繰り返し変形時の疲労性能は明らかにされていないのが現状であるため，その疲労性能や安全性検証方法の検討が今後の課題である。

#### <参考文献>

- 4.2.2-1) 吹田啓一郎, 橋田勇生, 佐藤篤司: 繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1021~1024, 2009
- 4.2.2-2) 吹田啓一郎, 真鍋義貴, 佐藤篤司, 津嘉田敬章, 田中剛, 蘇鐘鈺: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その3~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 769~772, 2010
- 4.2.2-3) 高塚康平, 吹田啓一郎, 田中剛, 真鍋義貴: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力(その6 スカラップの有無が変形能力に及ぼす影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1035~1036, 2011
- 4.2.2-4) 成原弘之, 泉満: 鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度, 日本建築学会構造系論文集, 第508号, pp. 111~117, 1998
- 4.2.2-5) 半澤徹也, 松岡祐一, 田村和夫, 寺田岳彦, 坂本真一, 堀江竜巳: 鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 525~526, 2006
- 4.2.2-6) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 767~768, 2010
- 4.2.2-7) 時野谷浩良, 鈴井康正, 平田寛: 定振幅繰返し加力を受ける水平ハンチ付きH形梁の塑性変形能力と破壊性状その1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 967~970, 2011
- 4.2.2-8) 加村久哉, 難波隆行, 石井匠, 木下智裕, 村上行夫: 高強度梁端接合部の低サイクル疲労特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1219~1220, 2012
- 4.2.2-9) 日本建築センター: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 4.2.2-10) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- 4.2.2-11) 社団法人新都市ハウジング協会: コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用および計算例等

#### 4.2.3 各種モデルに対する疲労曲線を用いた耐震安全性評価方法の検討

##### (1) 耐震安全性評価方法の提案

多数回繰返し载荷を受ける部材の実験結果より定められた保有性能曲線（設計曲線，塑性率—限界繰返し回数関係）を基に，建物を構成する部材の耐震性を評価するための手順を以下のよ  
うに提案した。ここでは，解析モデルの種類や解析方法に応じ，4通りの手順を示した。

##### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価
- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

##### II 質点系モデルによる性能評価

- c) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）
- d) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

以下にその概略をまとめて示す。

##### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価

骨組モデルの地震応答解析により，各梁端の塑性率（曲げ回転角）時刻歴を算出する。それを  
基に Rainflow 法などで塑性率の振幅頻度分布  $n$ （塑性率振幅—繰返し回数関係）を算定する。  
それぞれの振幅に対応する限界繰返し回数  $N_f$  との比  $n/N_f$  を，振幅毎に Miner 則を仮定して加  
算し，損傷度  $D$  を算定する。

この手順は疲労設計等で広く用いられている手法を準用したものであり，精算手法と位置付け  
られる。

- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

骨組モデルの地震応答解析をする際に，すべての梁端の時刻歴を記録し，後で損傷度を算定す  
るのは多大な労力を要する。そこで簡単のために，時刻歴応答解析を行うことで算定される，各  
部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率のみを用いて，損傷度  $D$  を簡易評価する手順である。

この手順は，最大塑性率と累積塑性変形倍率を用いた繰返し回数を仮定して損傷度  $D$  を評価  
するもので，その仮定方法として，最大振幅（塑性率）で繰返すと仮定する場合を基本とし，  
最大振幅以下の振幅の頻度分布を一様と仮定する場合についても併せて示す。

この手順は骨組モデルを用いた略算手法である。

## II 質点系モデルによる性能評価

### c) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）

骨組モデルを用いた地震応答解析を行わない場合の手順を示す。この場合、地震応答解析は、質点系モデルによることになるため、直接、部材の塑性率や累積塑性変形倍率を算定することができない。従って、層の応答を基に部材応答を推定する必要がある。

そこで、層塑性率と部材塑性率の関係を静的弾塑性漸増荷重解析の結果を基に設定し、地震応答最大層塑性率から部材塑性率を推定する。繰り返し回数は層塑性率と層の累積塑性変形倍率より算定し、それを部材に適用する。その後の手順は骨組モデルの略算手順と同様である。

この手順は、質点系モデルの略算手法である。

### d) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

骨組モデルがある場合の質点系モデルの略算手法では、層塑性率と部材塑性率の関係を静的弾塑性漸増荷重解析の結果を基に設定したが、既存建物で質点系モデルの諸元のみがあり、骨組モデルがない場合も想定される。そこで、層塑性率と部材塑性率の関係を、モデル建物の解析例等を参考に仮定する。ここでは安全側に（部材塑性率を大きめに推定するように）仮定することが肝要である。それにより層塑性率から部材塑性率を推定する。それ以外の手順は骨組モデルがある場合と同様である。

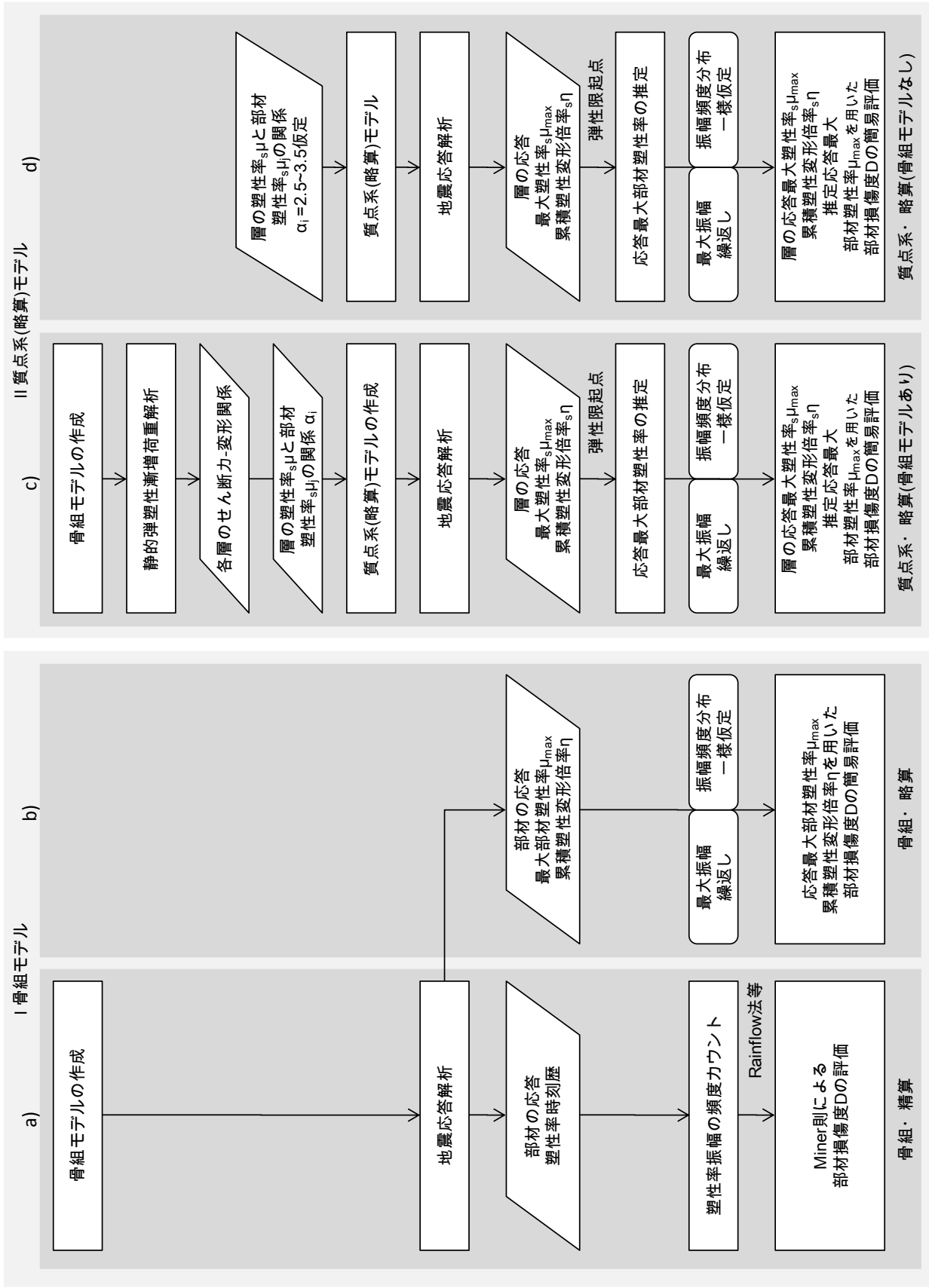


図 4.2.3-1 耐震性評価法の手順

## (2) 耐震性評価法の試行

保有性能曲線は下式とする。

$$N_f = (C/\mu)^{1/\beta}$$

C=4,  $\beta=1/3$  (設計式) (4.2.3-1)

### 1) 骨組モデル・各部材応答時刻歴を用いた精算による評価

S30 強モデルに関し、共振する最悪の状態を考慮した入力地震動（愛知津島 AIC003 の平均+ $\sigma$  のレベル）について繰り返し変形による梁端フランジ破断に関する検証を実施した。

地震中の各部材の材端曲げ回転角の振幅頻度分布をレインフロー法を用いて算定し、各振幅の損傷度  $D_i$  を算出する。その上でそれらを合算し、当該部材の損傷度  $D$  を算定する。

代表例として、塑性率が最大となる部材について検討する。当該部材の曲げ回転角を降伏点変形で除した塑性率時刻歴の振幅頻度分布をレインフロー法により算定した結果を図 4.2.3-2 に示す。最大塑性率は 3.8 程度であるが、レインフロー法による塑性率振幅の最大値は 3.1 となる。ここで用いたレインフロー法は、2012 年改定版「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」によった。

次に、各振幅の保有性能  $N_{fk}$  と地震中の繰り返し回数  $N_k$  より、 $D_k = N_k/N_{fk}$  により各振幅の損傷度  $D_k$  を算定し、図 4.2.3-3 に示す。この部材の損傷度  $D$  は Miner 則を用いて  $D_k$  を合計することにより算定でき、 $D=2.9$  となる。

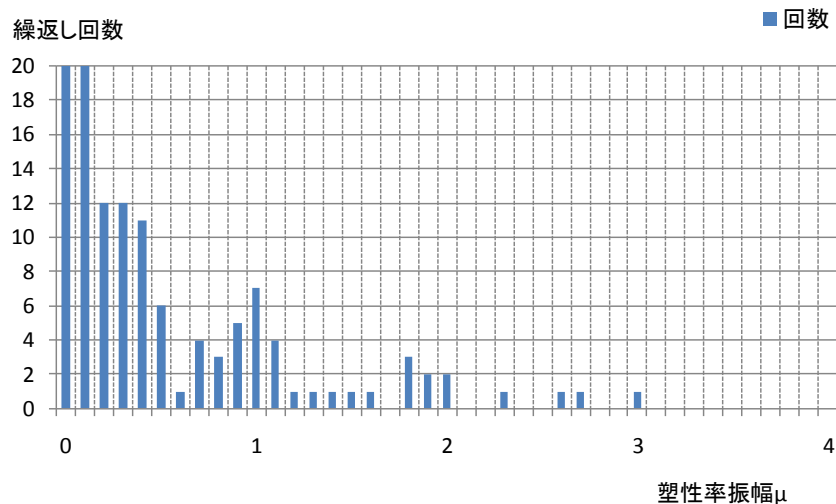


図 4.2.3-2 Rainflow 法による塑性率頻度分布

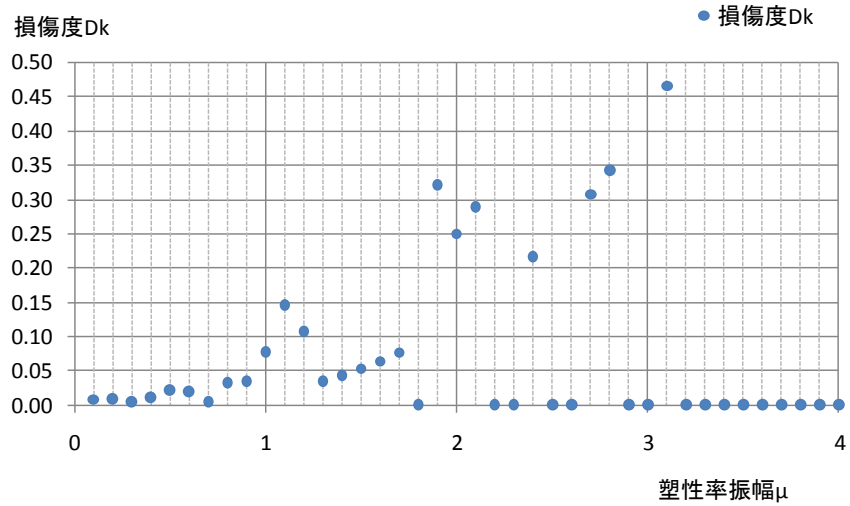


図 4.2.3-3 各塑性率に対する損傷度  $D_k$

以上の手順で Miner 則を用いて破断に関する検証を全梁部材について行った結果を図 4.2.3-4 に示す。

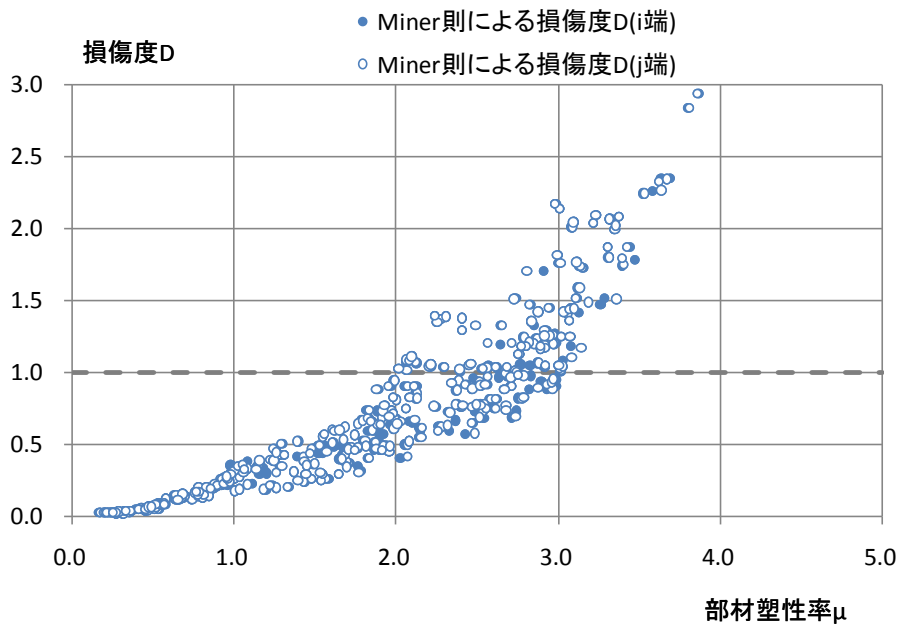


図 4.2.3-4 Miner 則による損傷度 D



### (3) 骨組モデル・各部材応答最大値を用いた略算による評価

部材の最大塑性率及び累積塑性変形倍率により部材損傷度  $D$  を略算する手順である。ここでは、部材損傷 (=累積塑性変形倍率) は最大塑性率時のみの繰り返しにより生じると仮定した場合 (CASE1: 最大振幅繰り返し) を基本とし、最大塑性率以下の振幅頻度分布は一様であると仮定した場合 (CASE2: 振幅頻度分布一様仮定) についてもあわせて検討する。

#### 1) CASE1 最大振幅繰り返し

最大塑性率と累積塑性変形倍率により、等価な繰り返し回数  $N_e$  を定義する。地震中のエネルギー吸収は最大塑性率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。

$$N_e = \frac{\eta}{4(\mu_{\max} - 1)} \quad (4.2.3-2)$$

(4.2.3-1)式より、最大振幅時の繰り返し回数  $N_f$  を算定し、(4.2.3-2)式による等価繰り返し回数との比により損傷度  $D$  を算定する。

$$D = \frac{N_e}{N_f} = \frac{\eta}{4(\mu_{\max} - 1)} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.3-3)$$

#### 2) CASE2 振幅頻度分布一様仮定

最大塑性率以下の振幅頻度分布が一様であると仮定し、それぞれの振幅に応じた損傷度  $D$  を算定する。振幅の繰り返し回数を  $N$  とし、 $i$  番目の塑性率振幅を(4.2.3-4)式の通り仮定する。

$$\mu_i = \frac{i}{N} \mu_{\max} \quad (4.2.3-4)$$

塑性率振幅  $\mu_i$  時 ( $i=1,N$ ) の  $D_i$  を Miner 則により加算して損傷度  $D$  を算定する。

$$D = \sum \frac{1}{N_{fi}} = \frac{\eta \cdot \mu_{\max}}{2(1+1/\beta)(\mu_{\max} - 1)^2} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.3-5)$$

次ページ以後に CASE1 及び CASE2 による部材損傷度算定結果を示す。

4つの図の縦軸は精算 (Miner 則) による部材損傷度  $D$  を示している。上図は精算による損傷度  $D$  と部材塑性率あるいは累積塑性変形倍率の関係を示し、下図は精算による損傷度と CASE1 あるいは CASE2 により略算した損傷度  $D$  の関係を示す。

ここでは、長周期地震動 (平成 22 年度に作成された愛知津島 AIC003, 愛知名古屋 AIC003, 東京工学院 SNJK, 大阪此花 OSKH02 の平均+ $\sigma$  のレベル) に対して、建物が共振する最悪の場合を想定した結果である。あわせて従来から設計に用いている地震動の例として、建築センター模擬波 (BCJ-L2) の結果も示している。

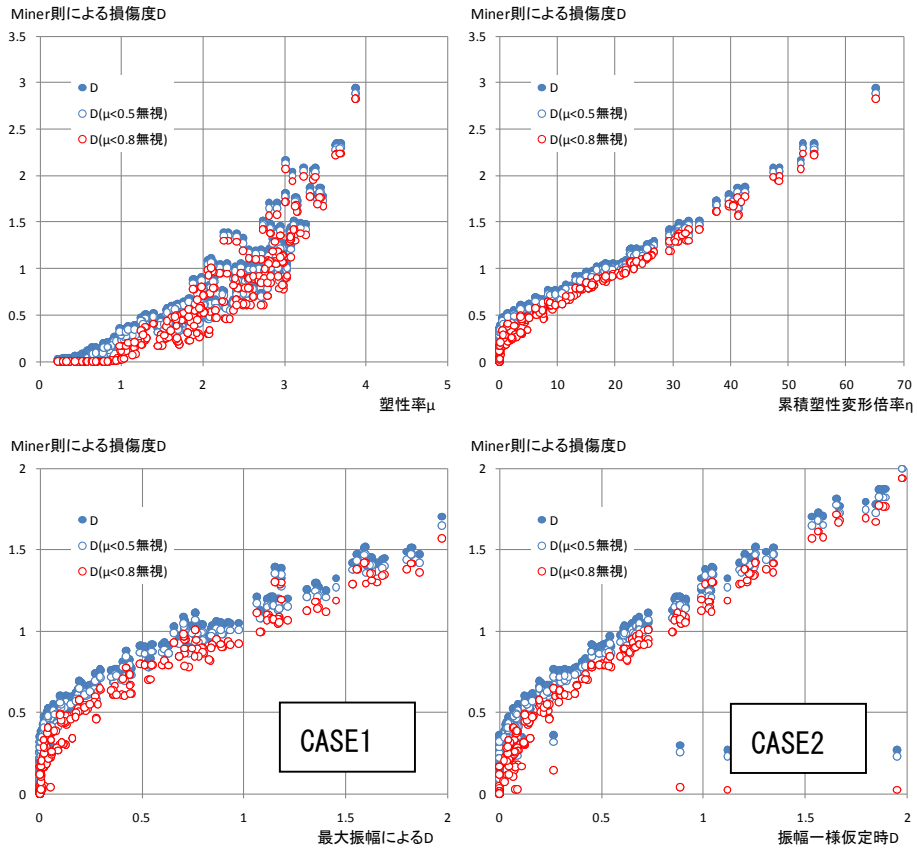


図 4.2.3-5 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, AIC003)

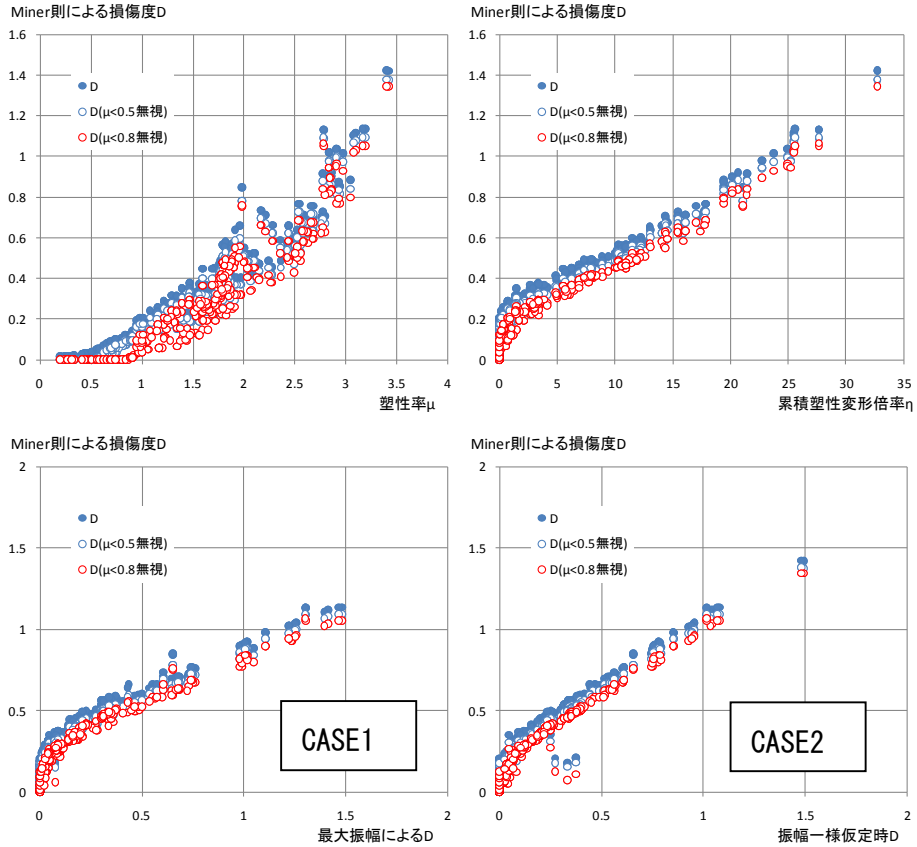


図 4.2.3-6 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, AIC004)

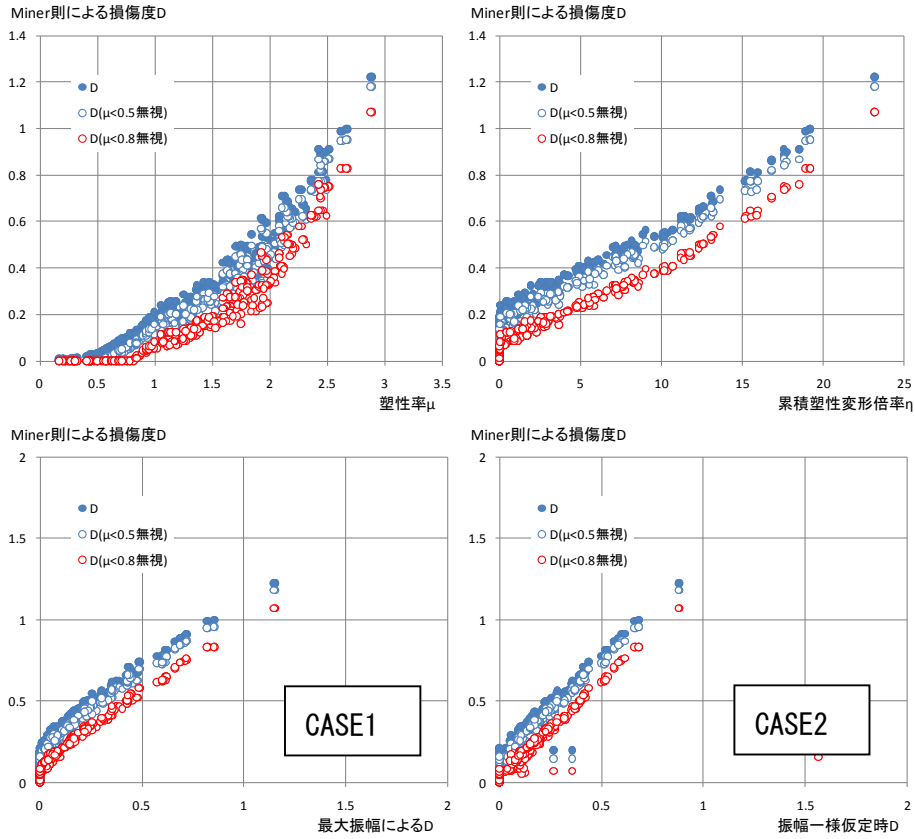


図 4.2.3-7 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, SNJK)

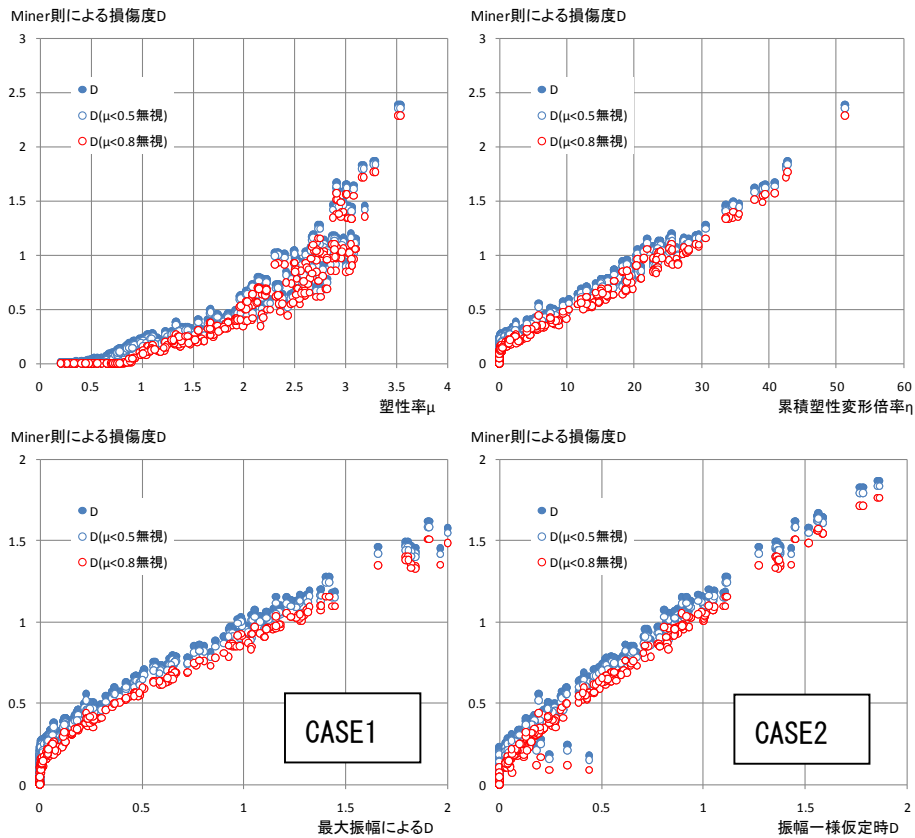


図 4.2.3-8 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S30 強, OSKH)

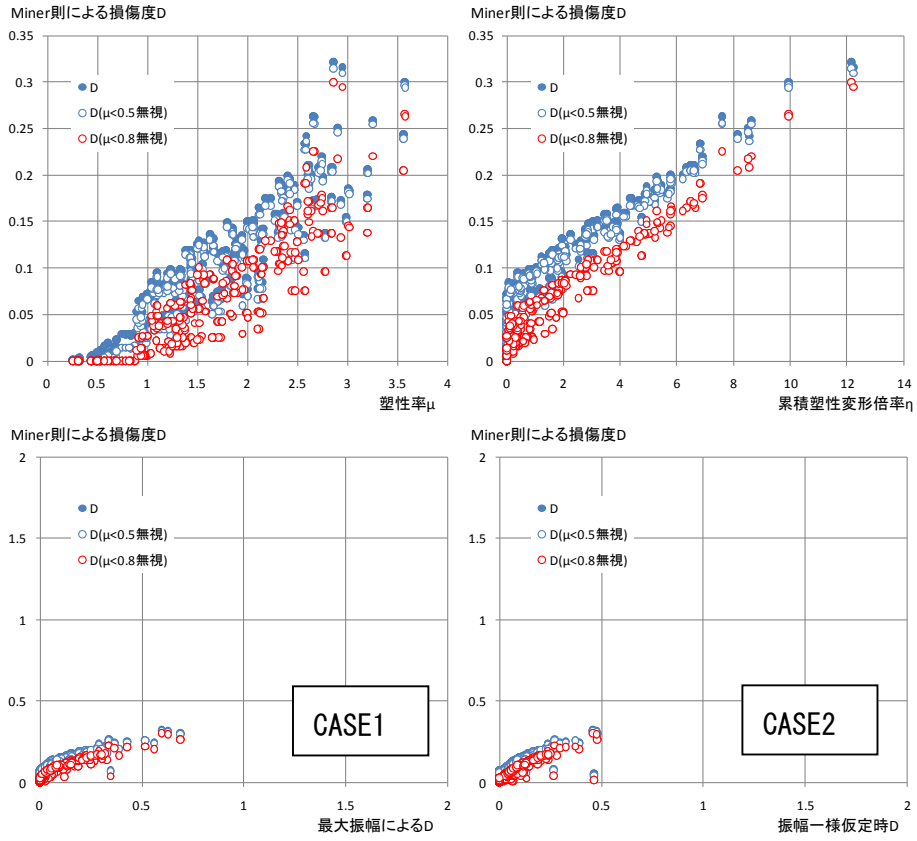


図 4.2.3-9 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S30 強, BCJ-L2)

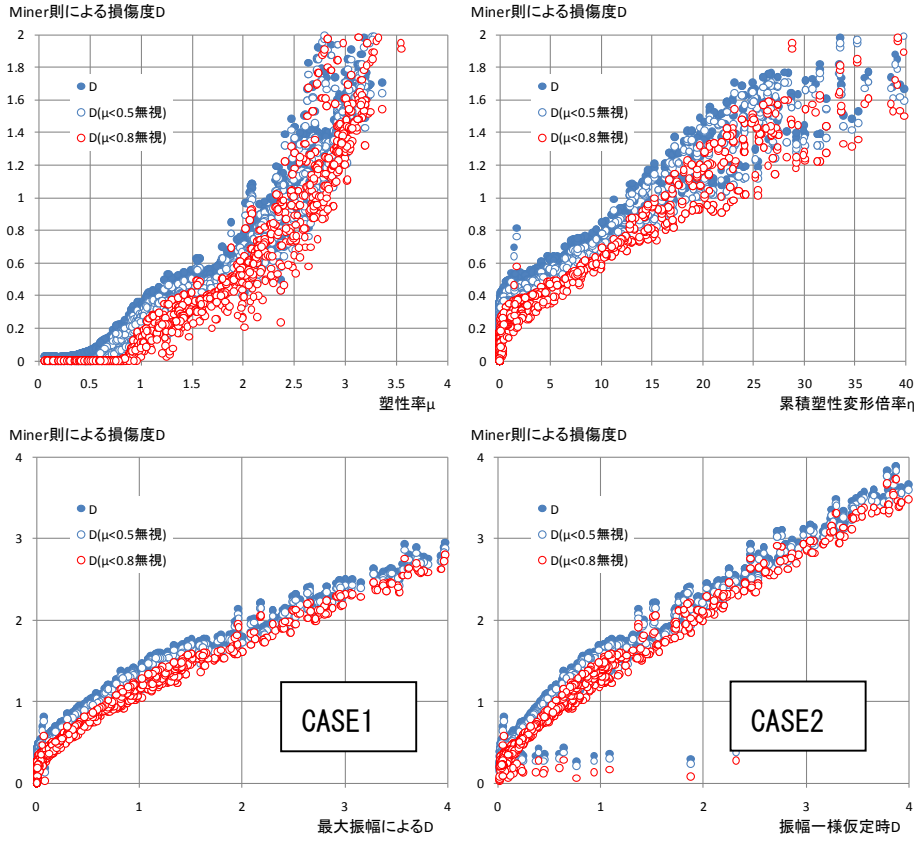


図 4.2.3-10 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50L, AIC003)

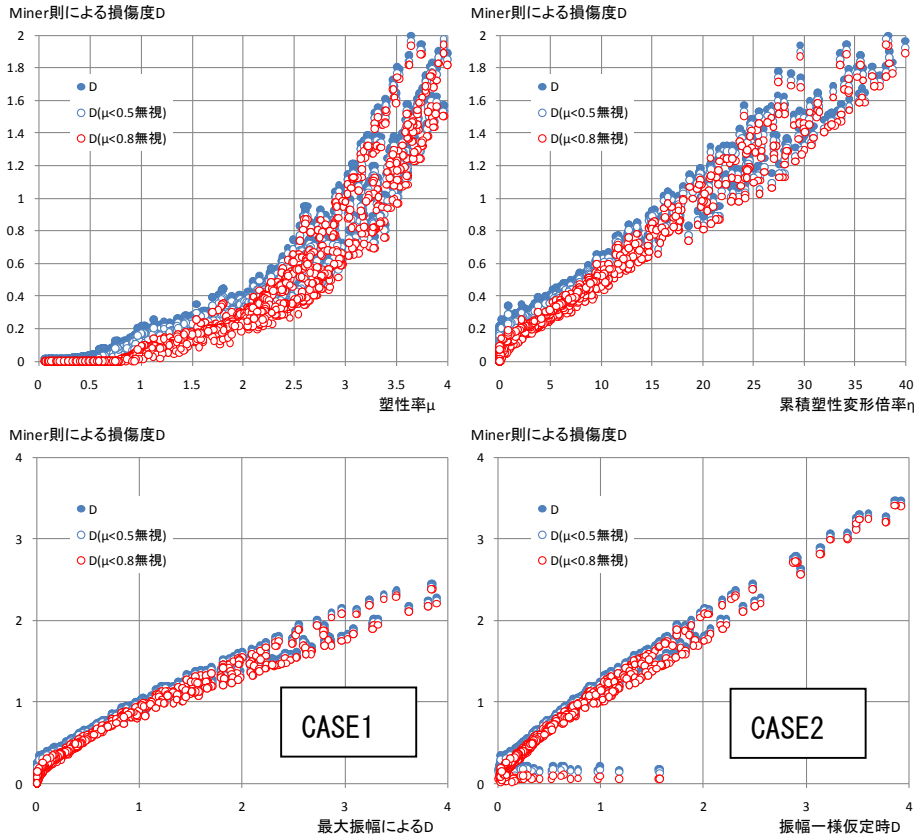


図 4.2.3-11 部材損傷度  $D$ - $\mu\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50L, AIC004)

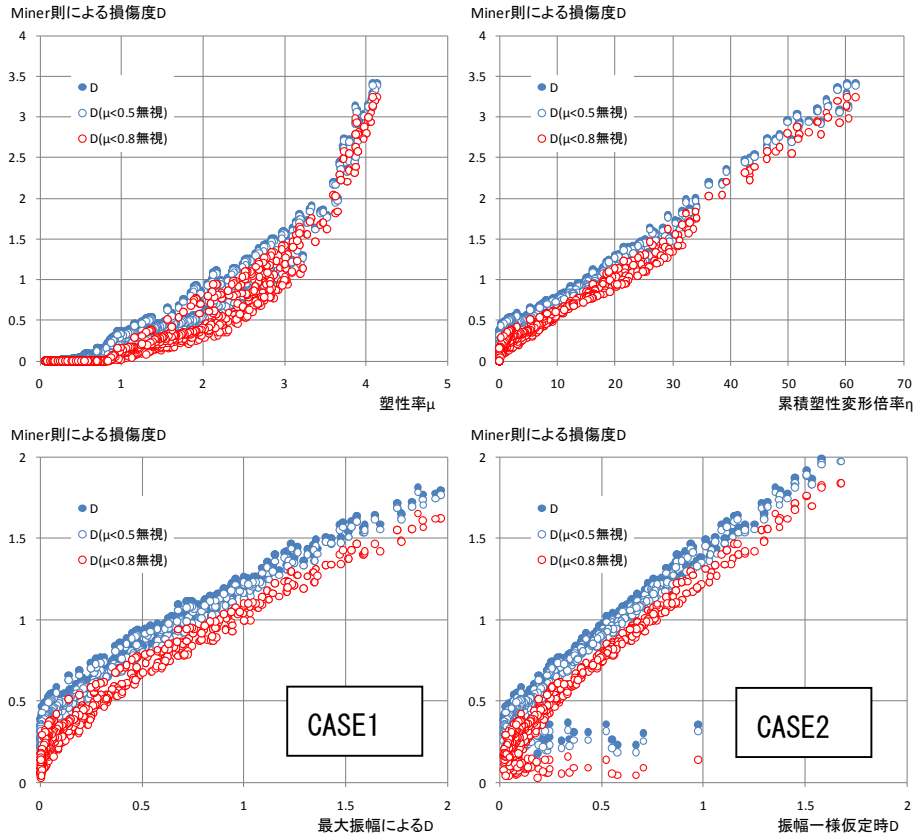


図 4.2.3-12 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50L, SNJK)

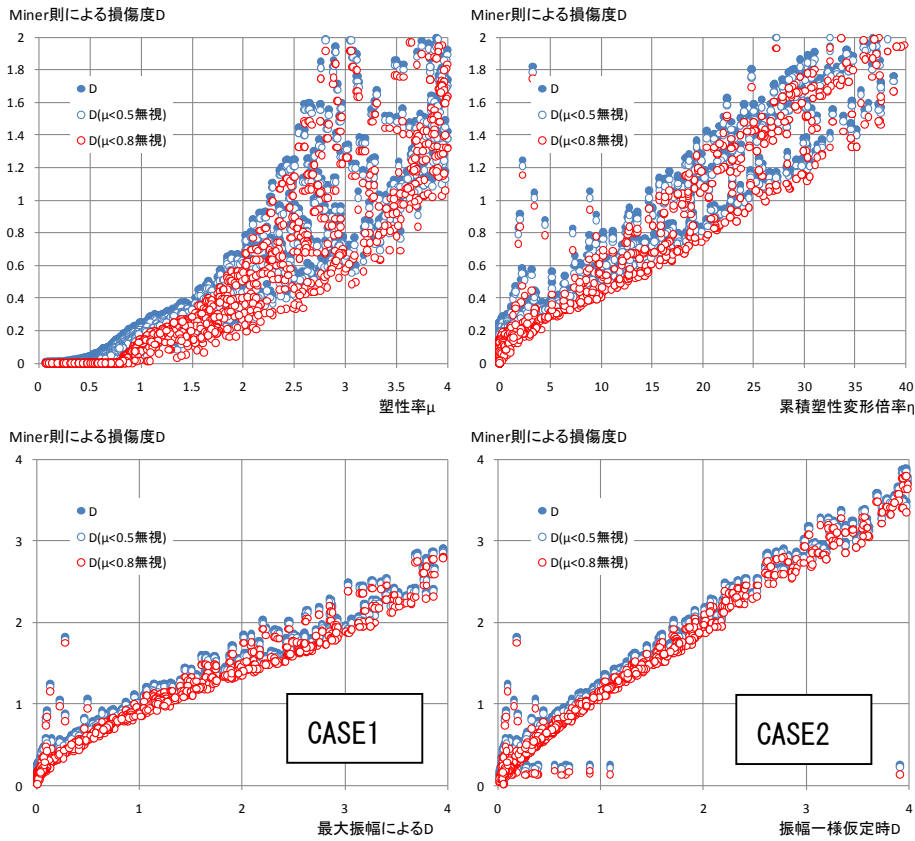


図 4.2.3-13 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50L, OSKH)

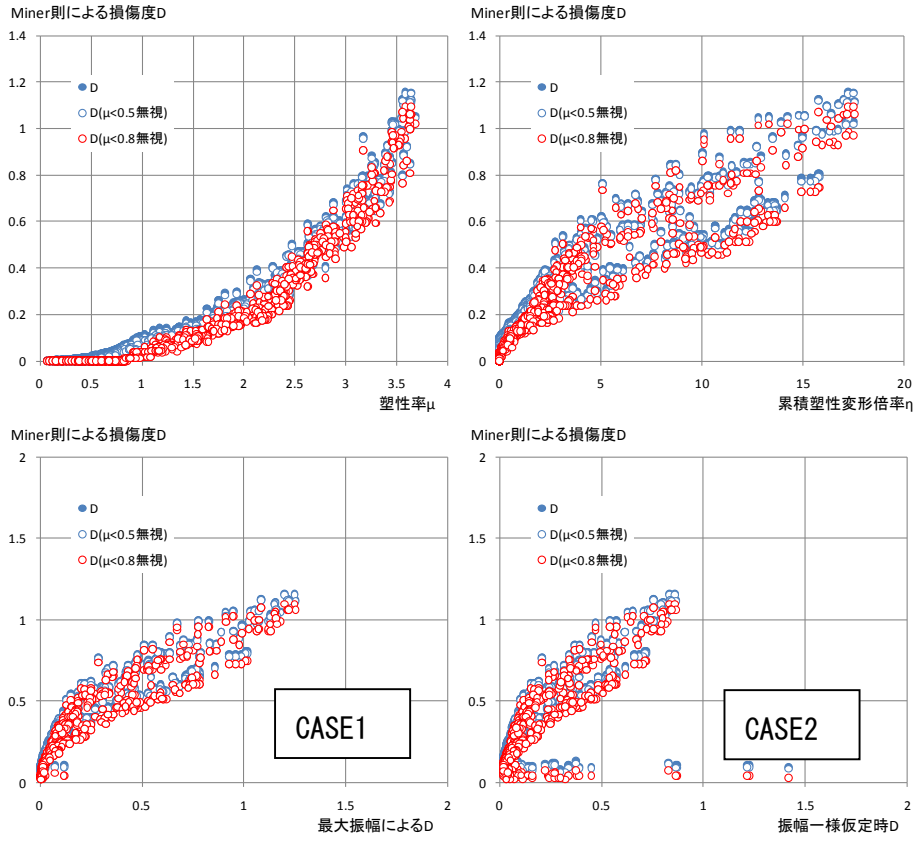


図 4.2.3-14 部材損傷度  $D$ - $\mu \eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50L, BCJ-L2)

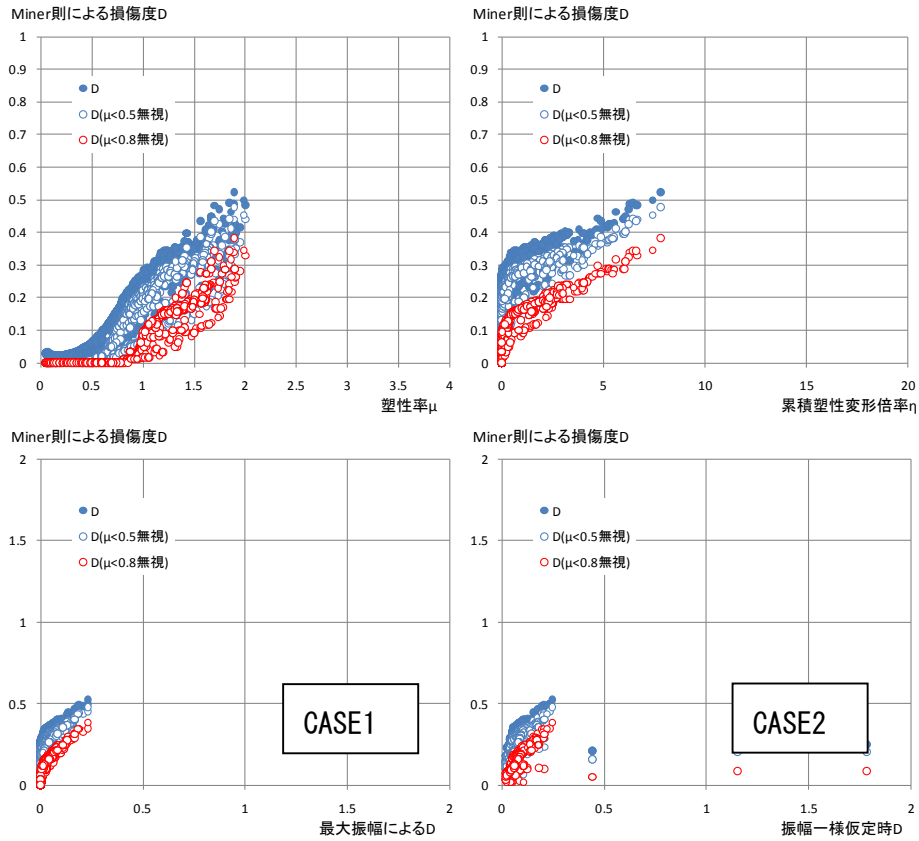


図 4.2.3-15 部材損傷度  $D$ - $\mu$  $\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50T, AIC003)

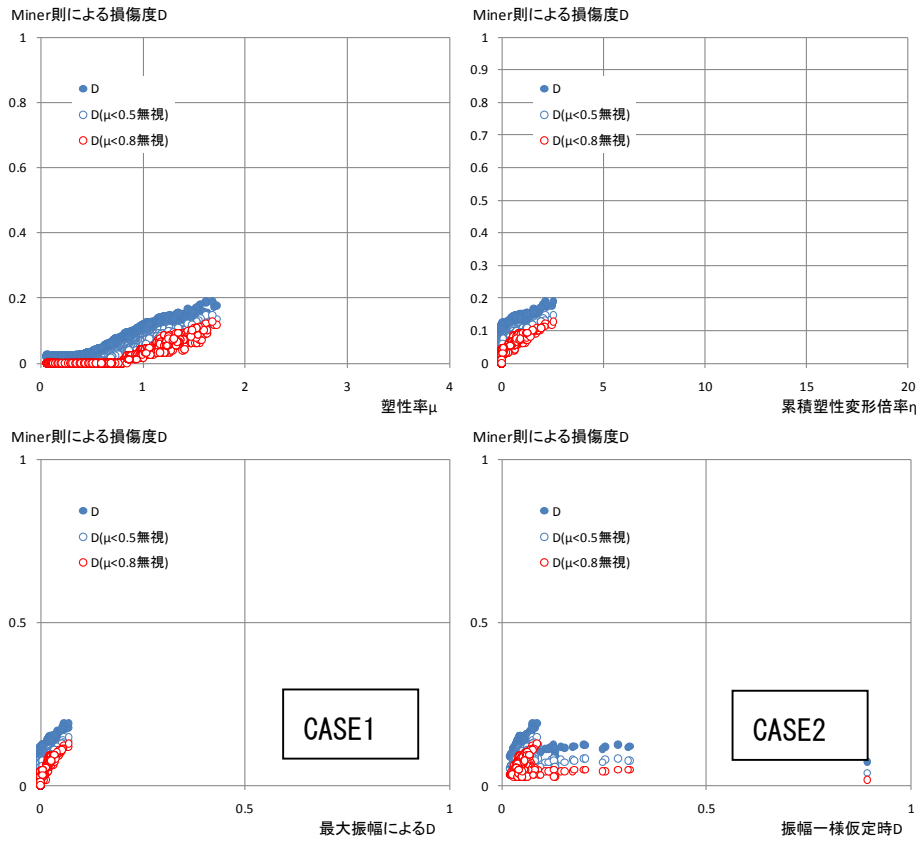


図 4.2.3-16 部材損傷度  $D$ - $\mu$  $\eta$ 関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$  (S50T, AIC004)



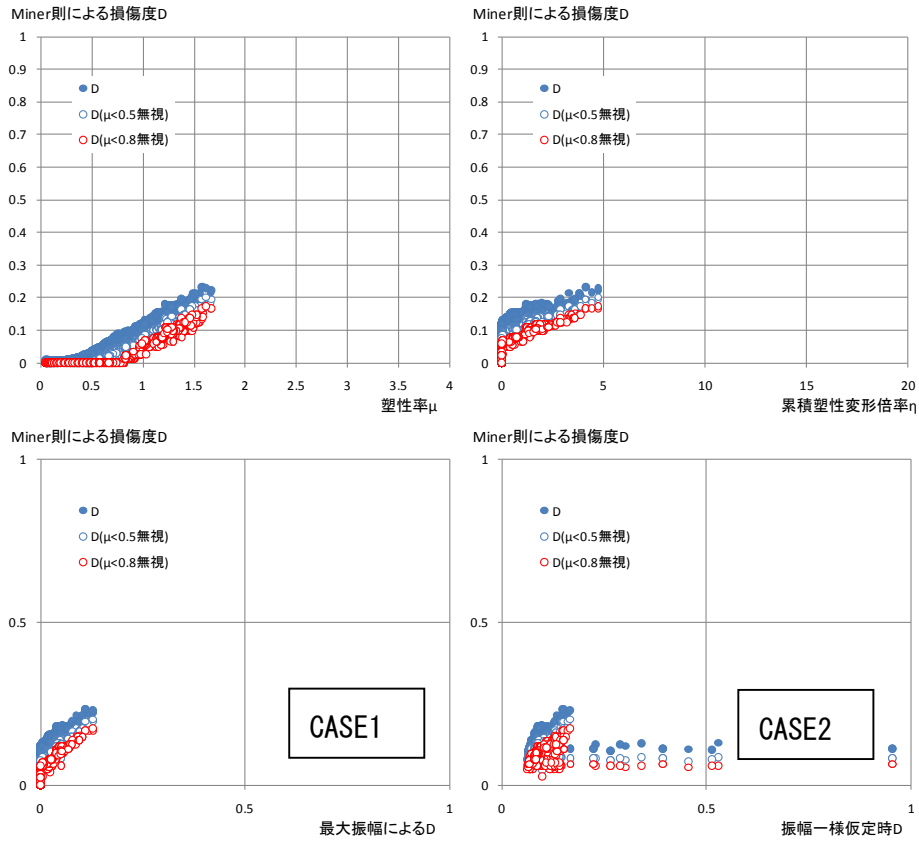


図 4.2.3-17 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50T, SNJK)

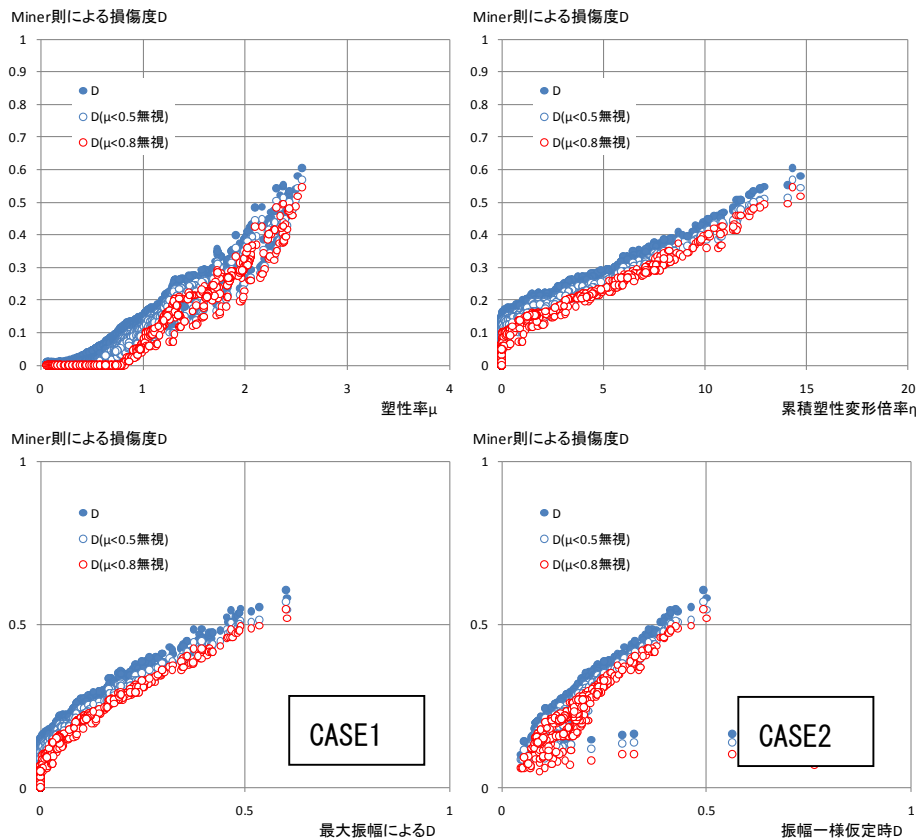


図 4.2.3-18 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50T, OSKH)

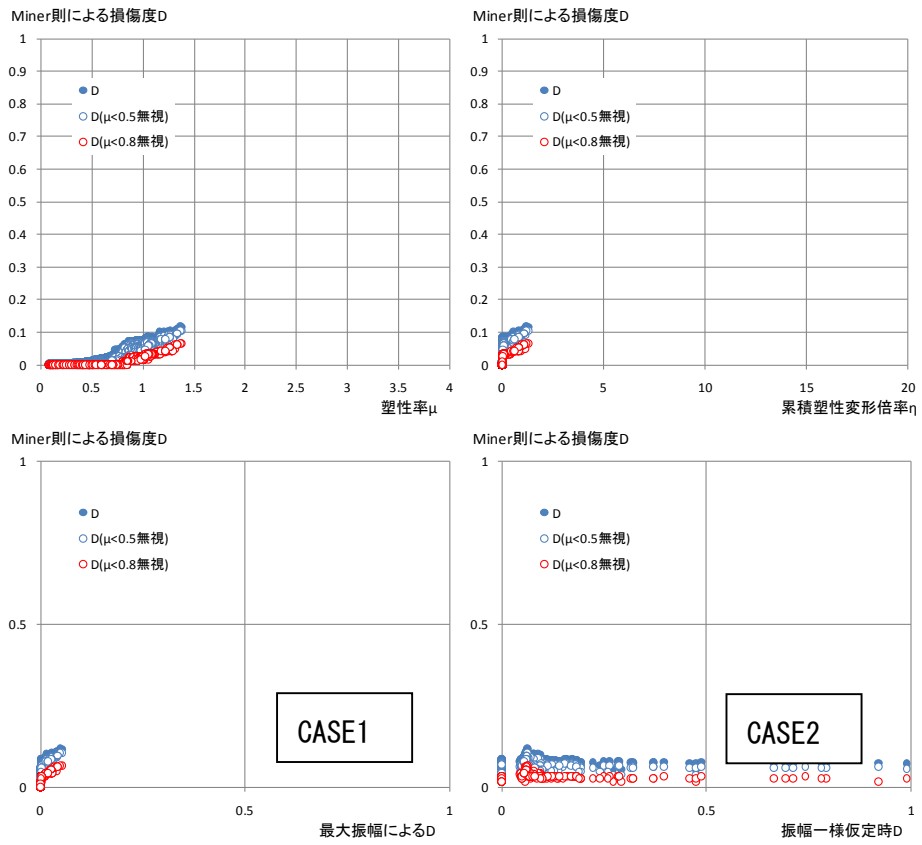


図 4.2.3-19 部材損傷度  $D$ - $\mu$   $\eta$  関係, 精算による  $D$ -略算による  $D$ (S50T, BCJ-L2)

#### (4) 質点系（略算）モデル・層応答最大値を用いた略算による評価

地震応答解析を質点系（略算）モデルにより行う場合の耐震性能評価手順を示す。

性能評価曲線は部材実験結果より定められたものであるが、質点系モデルでは、部材応答を直接求めることができないため、層応答と部材応答を関連付ける必要がある。ここでは、静的弾塑性漸増荷重解析を用いて層と部材の関係を設定する。

その手順を以下に再掲する。

- ①質点系モデルによる層の応答最大塑性率  $s\mu_{max}$ 、累積塑性変形倍率  $s\eta$  の算定
- ②骨組モデルの静的弾塑性漸増荷重解析による層塑性率  $s\mu$ （層の弾性限変形を起点）と部材塑性率  $\mu_j$  の設定
- ③部材の応答最大塑性率  $\mu_{max}$  の推定
- ④応答推定最大部材塑性率  $\mu_{max}$ 、層塑性率  $s\mu_{max}$ 、層累積塑性変形倍率  $s\eta$  を用いた簡易損傷度  $D$  の評価



図 4.2.3-20 質点系(略算)モデル・層応答最大値を用いた略算による評価フロー

①質点系モデルによる層の応答最大塑性率  $s\mu_{max}$ 、累積塑性変形倍率  $s\eta$  の算定

静的弾塑性漸増荷重解析結果より、各層の弾性限変形（層を構成する部材のうちいずれかが初めて弾性限に至った時点の変形）を算出し、塑性率の起点とする。

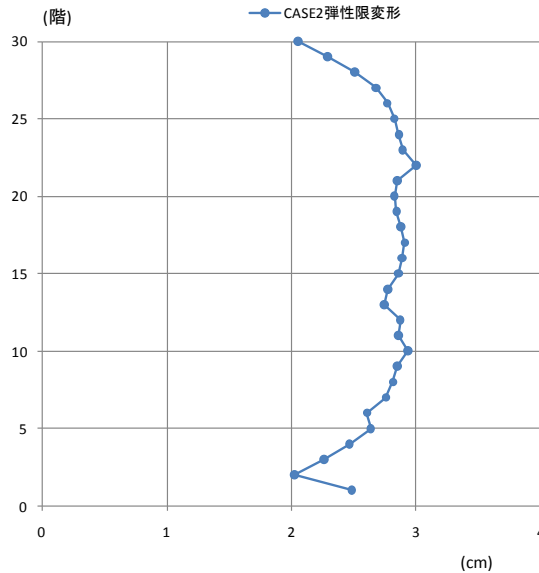


図 4.2.3-21 各階弾性限変形(塑性率の起点)

塑性率の起点としては、各階の弾性限変形（階の部材のうちの一つが弾性限に至る時の層間変形）とした。他には、骨組モデルの静的弾塑性漸増荷重解析による層間変形—層せん断力関係を、想定する応答変形までの吸収エネルギー量を等しくする理想化した **Bi-Linear** 型に置換する時の折れ点変形にするなどが考えられるが、起点の塑性率を小さめに設定することは安全側の仮定となること、塑性率の起点に至らない場合にも骨組モデルでは部材の塑性化が発生しているような不具合が生じること、の理由により、塑性率の起点は弾性限変形とした。

②骨組モデルの静的弾塑性漸増荷重解析による層塑性率  $s_{\mu}$  と部材塑性率  $s_{\mu_j}$  の設定

次に、層塑性率と部材塑性率の比率を検討する。まず静的弾塑性漸増荷重解析結果を用い、層塑性率と部材塑性率の比率を各ステップについて算定する。部材塑性率は、層を構成する梁部材のうち、最大となるものを選択する。

横軸には層の塑性率をとり、算定した比率を図 4.2.3-22 に示す。

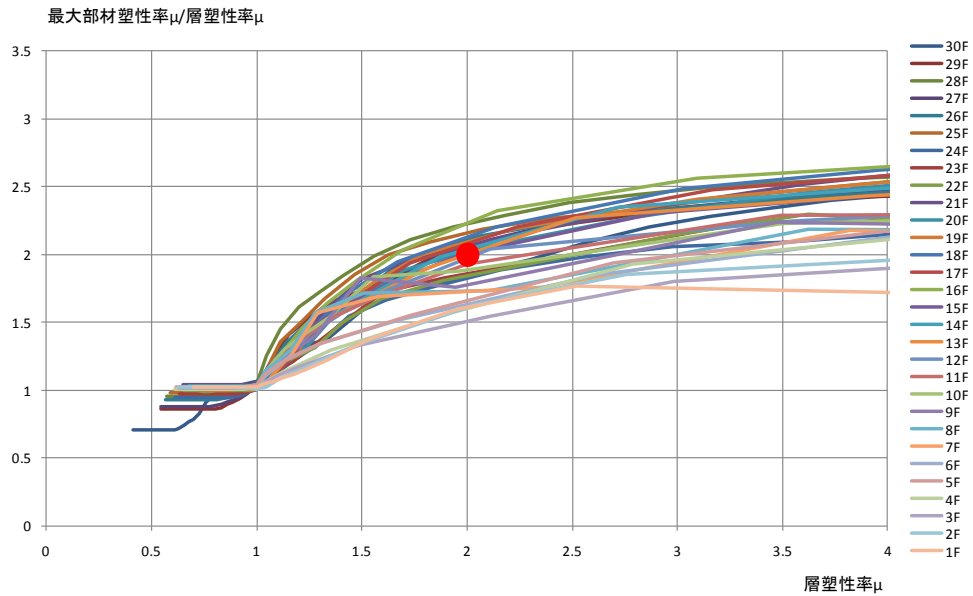


図 4.2.3-22 部材塑性率と層塑性率の比率

(参考:赤丸は層塑性率 2 と部材塑性率 4 の点)

③応答最大部材塑性率  $\mu_{max}$  の推定

図 4.2.3-22 によれば，部材塑性率と層塑性率の比率は，層の変形に対して概ね単調増加の傾向がみられる。従って，部材塑性率を大きめに（損傷評価としては安全側に）設定するためには，大きめの層間変形時点での比率を採用すればよい。ここでは，各層が 1/75 に至った時点での比率を採用することとした。その比率を図 4.2.3-23 に示す。

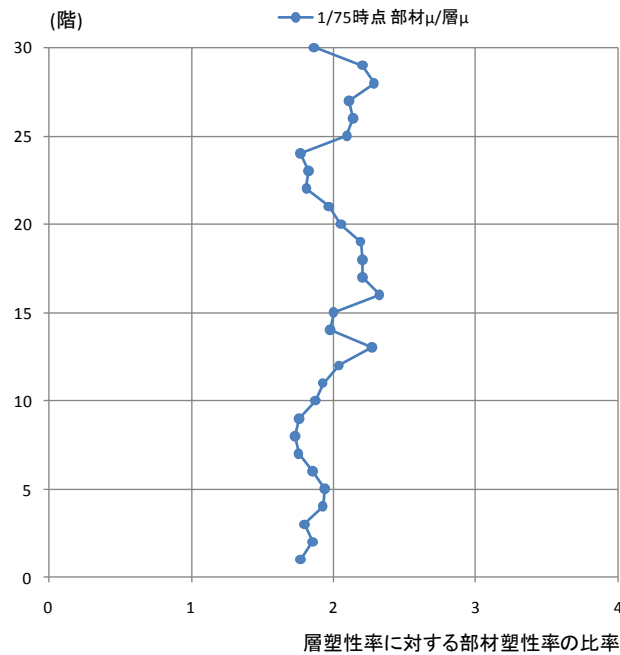


図 4.2.3-23 保有性能評価のための部材塑性率推定用比率  $\alpha$

骨組モデルがない場合には，図 4.2.3-23 の比率  $\alpha_i$  を大きめ（安全側）に仮定すればよい。目安としてここでは 2.5～3.5 程度とした。

④推定応答最大部材塑性率  $\mu_{\max}$ ，層塑性率  ${}_s\mu_{\max}$ ，層累積塑性変形倍率  ${}_s\eta$  を用いた簡易損傷度  $D$  の評価

図 4.2.3-23 の比率を用いて層応答より部材応答最大値を推定し，層を構成する部材のうち最も塑性化が進展している部材の損傷度  $D$  を算定する。

ここでは，損傷は最大振幅の繰り返しによって生じると仮定して検討する。

#### 1) CASE1 最大振幅繰り返し

層の最大塑性率と層の累積塑性変形倍率により，等価な繰り返し回数  ${}_sN_e$  を定義する。地震中のエネルギー吸収は最大塑性率時の一定変位繰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返し数を算定したものである。

$${}_sN_e = \frac{{}_s\eta}{4({}_s\mu_{\max} - 1)} \quad (4.2.3-6)$$

層の最大塑性率から部材の最大塑性率を推定する。

$$\mu_{\max} = \alpha_i \times {}_s\mu_{\max} \quad (4.2.3-7)$$

ここに， $K_i$ ：静的弾塑性漸増荷重解析による層塑性率と部材塑性率の関係

(4.2.3-1)式より，最大振幅時の繰り返し回数  $N_f$  を算定し，(4.2.3-2)式による等価繰り返し回数との比により損傷度  $D$  を算定する。

$$D = \frac{{}_sN_e}{N_f} = \frac{{}_s\eta}{4({}_s\mu_{\max} - 1)} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.2.3-8)$$

次ページより，損傷度を質点系モデルの応答解析結果より簡易に評価した結果を示す。

左図は骨組モデルを用いた簡易評価 (○●) と質点系モデルを用いた簡易評価の結果の重ね描き，右図は骨組モデルを用いた Miner 則による精算 (○●) と質点系モデルを用いた簡易評価の結果の重ね描きである。

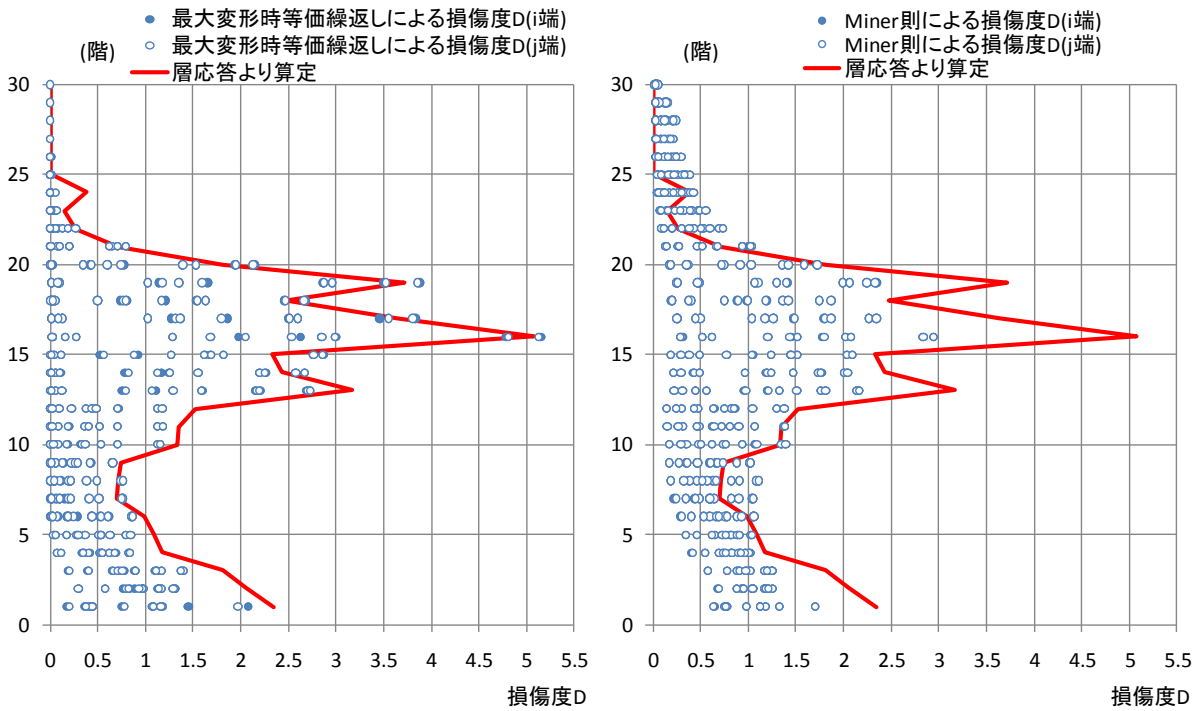


図 4.2.3-24 質点系モデルによる簡易評価(S30強, AIC003)

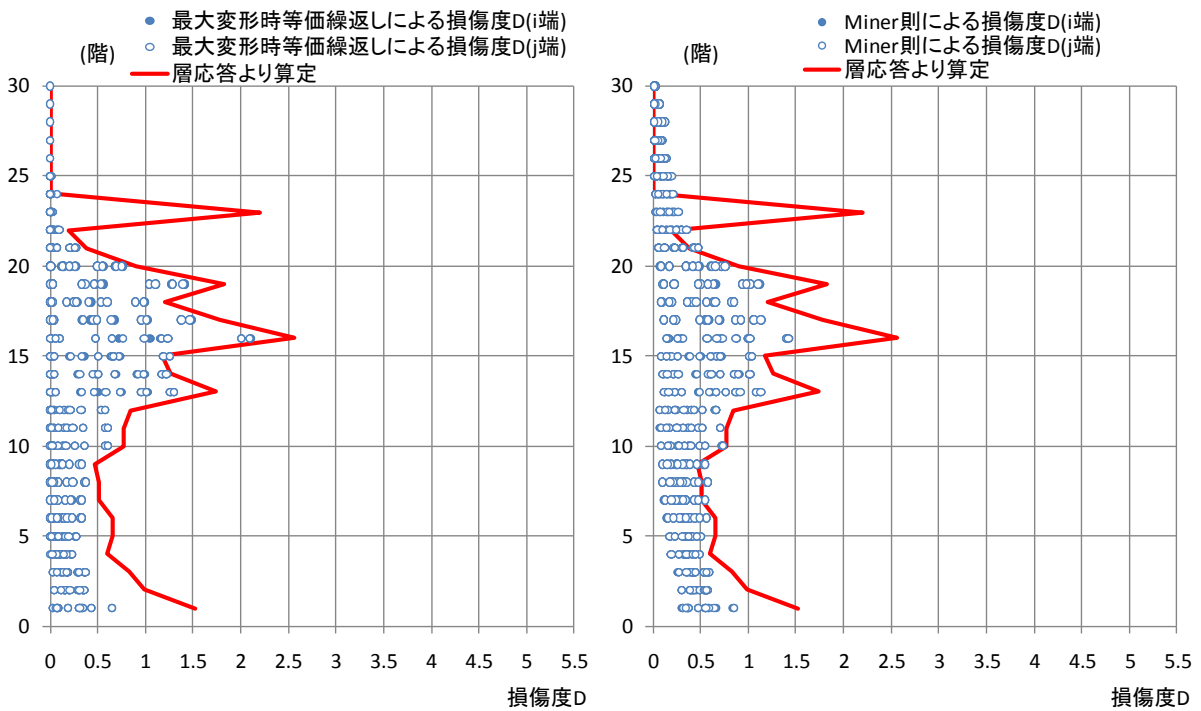


図 4.2.3-25 質点系モデルによる簡易評価(S30強, AIC004)



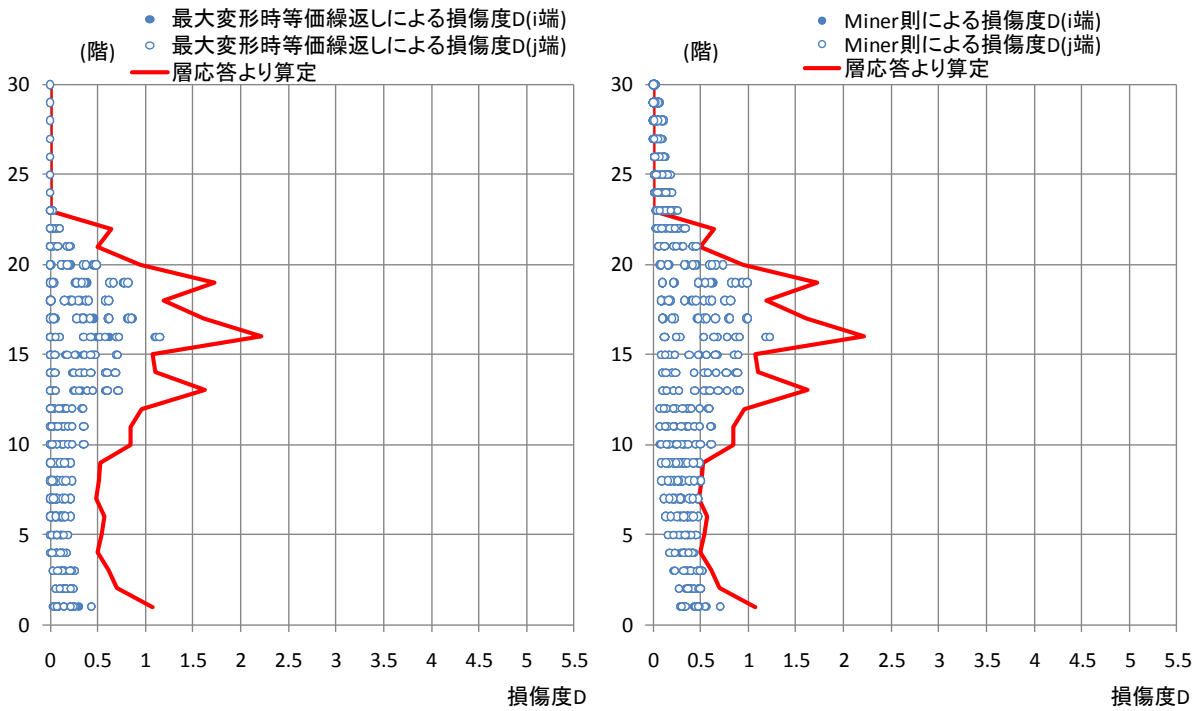


図 4.2.3-26 質点系モデルによる簡易評価(S30 強, SNJK)

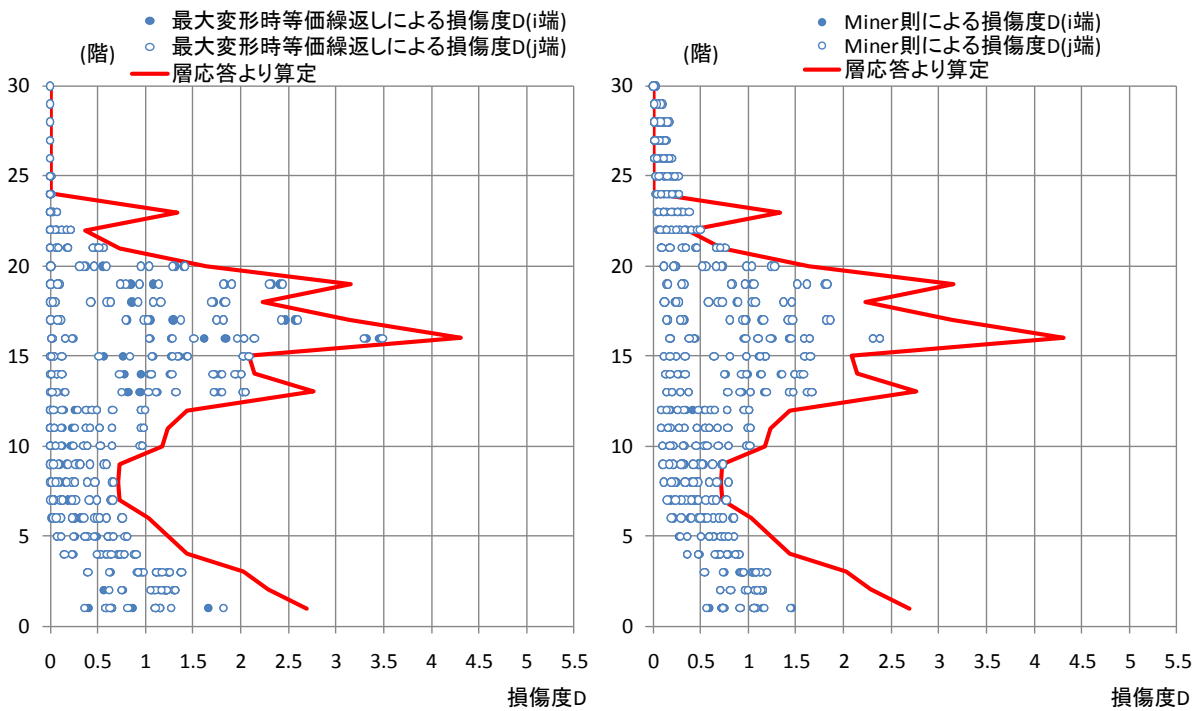


図 4.2.3-27 質点系モデルによる簡易評価(S30 強, OSKH)

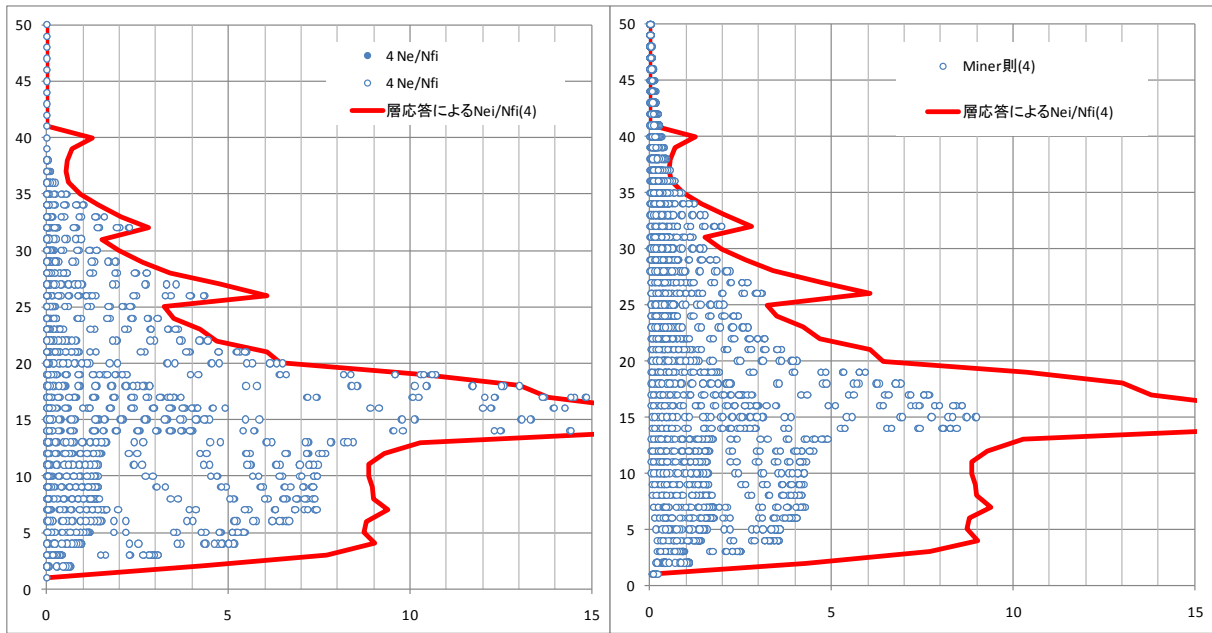


図 4.2.3-28 質点系モデルによる簡易評価(S50L, AIC003)

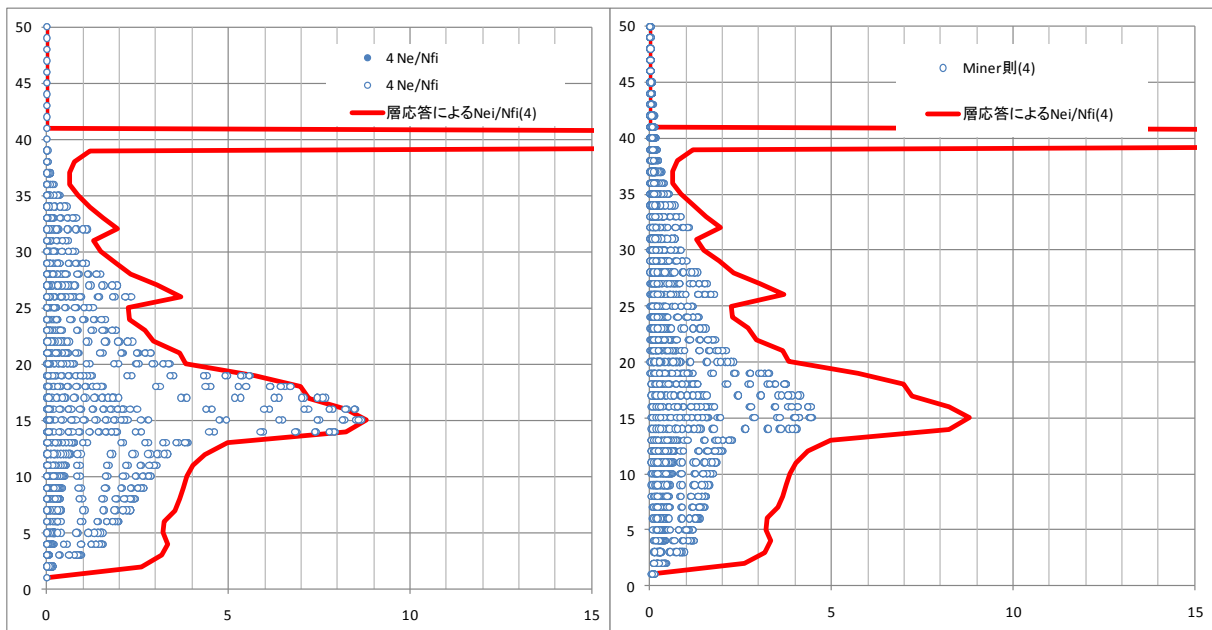


図 4.2.3-29 質点系モデルによる簡易評価(S50L, AIC004)

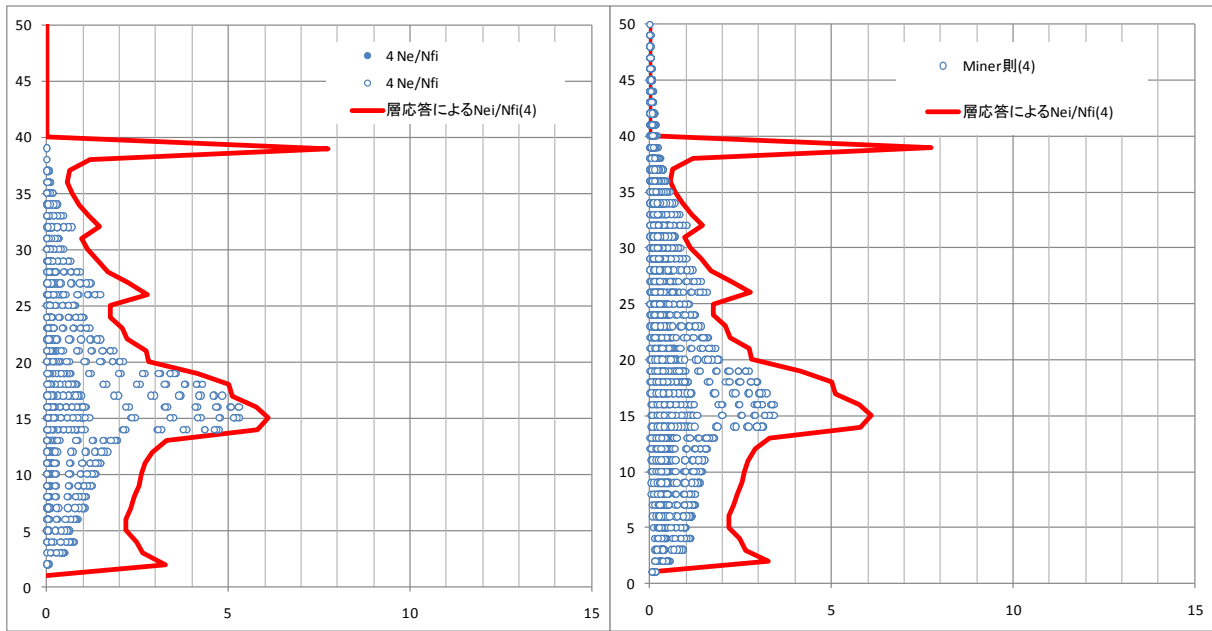


図 4.2.3-30 質点系モデルによる簡易評価(S50L, SNJK)

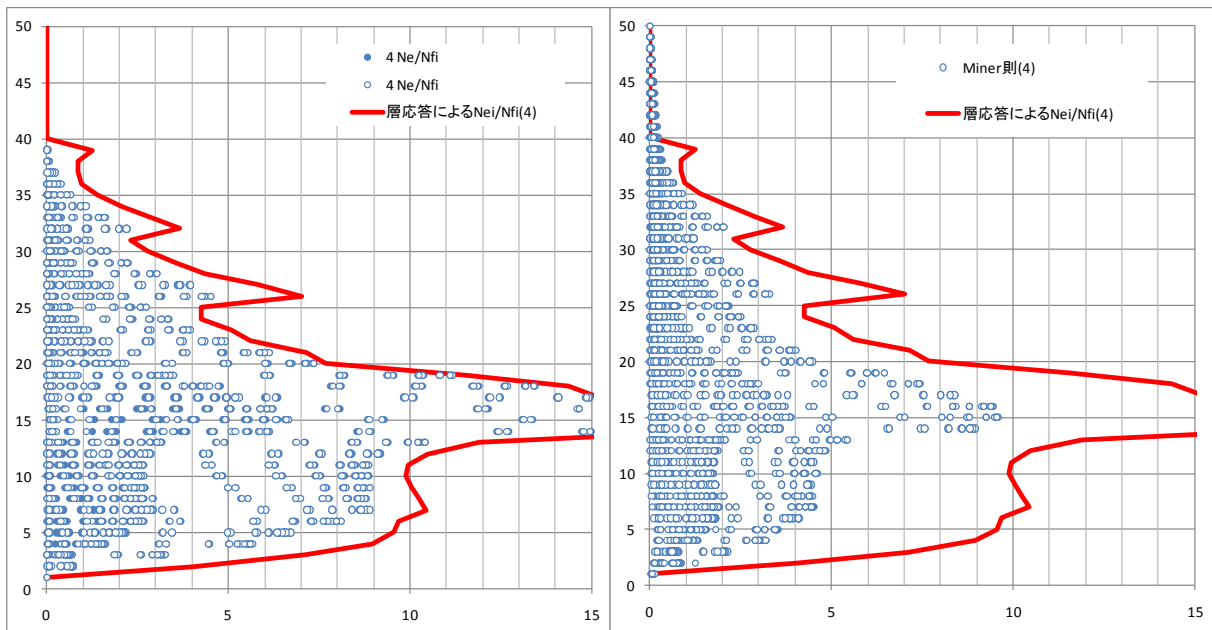


図 4.2.3-31 質点系モデルによる簡易評価(S50L, OSKH)

ここでは参考のため、質点系モデルによる層応答に基づく等価な繰返し回数と骨組モデルによる部材応答に基づく等価な繰返し回数を比較して示す。

ここでは結果を示すにとどめるが、この両者の対応については今後の検討課題である。

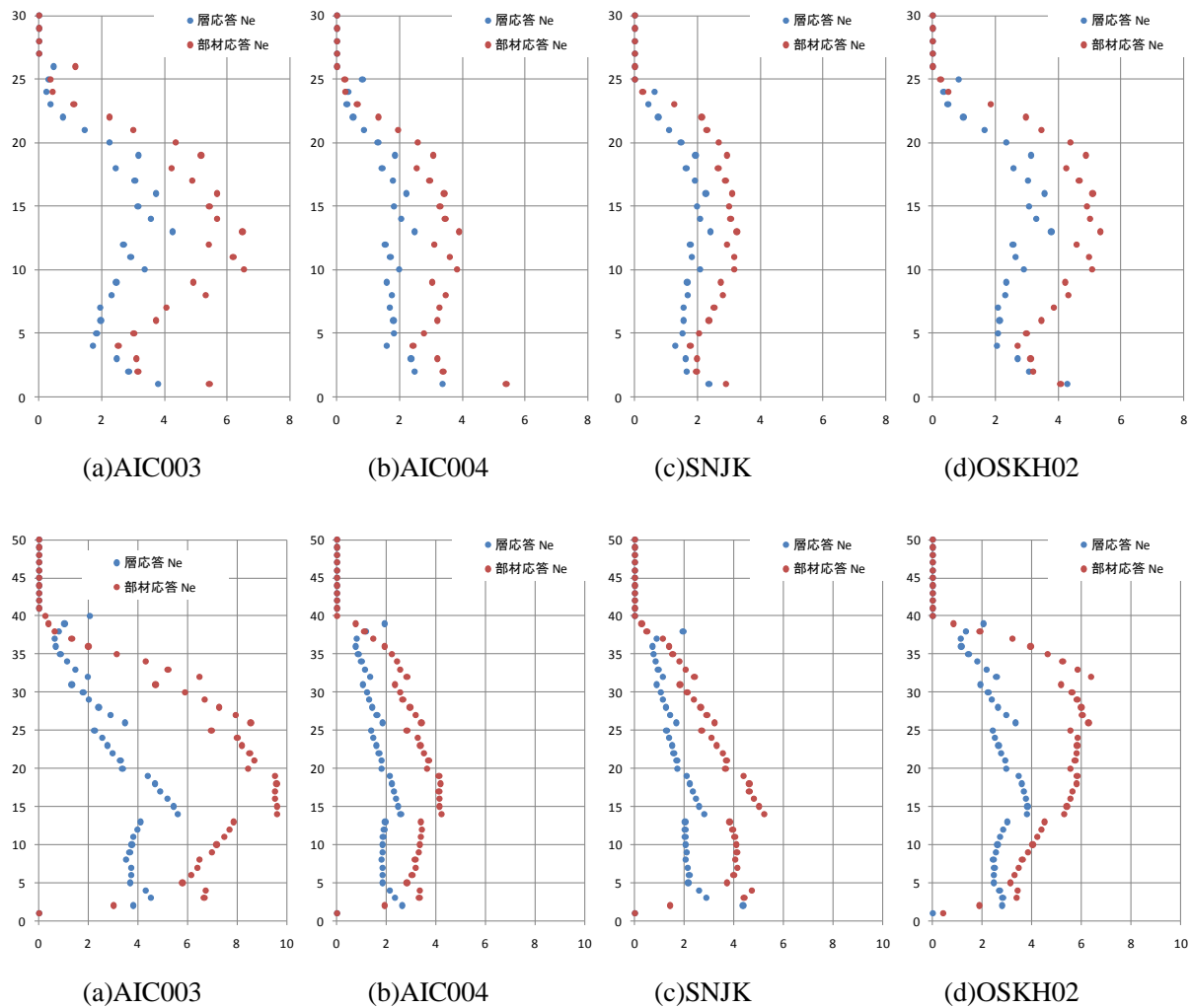


図 4.2.3-32 質点系モデルによる簡易評価(S30 強, S50L)

#### (5) 柱に関する耐震安全性評価方法の試行

柱の性能曲線を用いた、柱の局部座屈に起因する耐力低下に関する評価を試行する。性能評価曲線は変動軸力 0~0.6 の試験体より導出された(4.2.3-9)式とする。

$$N_{90}=(C/\mu)^{1/\beta}$$
$$C=2.3272, \beta=0.178 \quad (4.2.3-9)$$

長周期地震時の柱振幅と繰返し回数は、平成 22 年度報告書より、全ての検討ケースの中の最大を下図に再掲する。図 4.2.3-33 は、S30 強モデル（梁が相対的に強い架構）で愛知津島平均+σの長周期地震動に対して共振する場合の結果である。

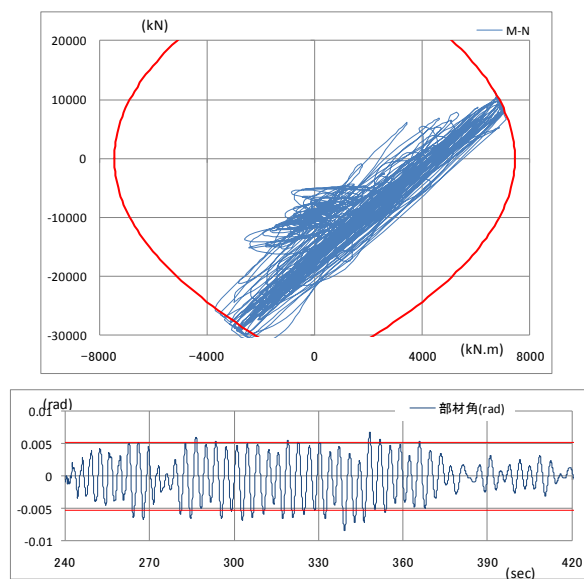


図 4.2.3-33 柱部材応力履歴及び変形時刻歴波形（愛知津島 AIC003 平均+σ）

最大塑性率は概ね軸力比 0.6 時の降伏変形を塑性率の起点とした時に 1.6、塑性化繰返し回数は 15 回である。(4.2.3-9)式の塑性率は軸力比 0.3 時の降伏変形を起点としており、塑性率を軸力比 0.3 時の変形で換算すると 1 以下となる。実験結果がない範囲の推定となるが、(4.2.3-9)式より十分な繰返し性能を有する範囲であると判断できる。

## (6) まとめと考察

1) 柱梁接合部に関する性能評価の手順を4ルートに分けて示した。

### I 骨組モデルによる性能評価

a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価

b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

### II 質点系モデルによる性能評価

c) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがある場合)

d) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがない場合)

2) 略算による評価の適用性検討を実施した。

b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価は、多少の誤差はあるものの、損傷度を良好な精度で略算により評価できることを確認した。

c) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがある場合) は、骨組モデルによる部材損傷度 (階の部材のうちの損傷度最大) と概ね等しい値となった。また、精算と比較すると概ね安全側の評価となった。

d) 層応答最大値を用いた略算による評価 (骨組モデルがない場合) は、層塑性率と部材塑性率の比 $\alpha_i$ に大き目の $\alpha_i$ を採用すれば安全側 (損傷度が大きめ) の評価となる。その目安を2.5~3.5と設定した。

3) 略算による評価において、最大振幅繰返し時の等価な繰返し回数による方法 (CASE1) を基本とし、振幅頻度分布を一様と仮定した場合 (CASE2) についても適用性を検討した。

・ 損傷度が小さい範囲 (損傷度  $D=1$  近傍) では、CASE2 による損傷度は非安全側 (損傷度が小さめ) の評価となった。

4) Miner 則による損傷度加算の打ち切り振幅について検討した。

・ 塑性率 0.8 以上の振幅のみ考慮した場合には、全振幅を考慮した場合と比較して、損傷度で 0.1 程度の差が生じた。塑性率 0.5 以上の振幅のみを考慮した場合はそれより差が小さく、0.03 程度の差に留まる。

・ 疲労曲線は塑性率振幅 0.9 以上の実験結果より設定されており、疲労曲線の適用範囲 (打ち切り振幅) は塑性率振幅 0.9 以下の実験結果がないため、ここでは決めきれない。文献 4.2.3-1) のように、今後の検討が必要であるとしながらも 0.5 程度と結論付ける論文もある。

・ 打ち切り振幅の影響は大きくても 0.1 程度であり、全体的に見て小さいと判断できる。

5) 塑性率、累積塑性変形倍率による判定の可能性を検討した。

・ 損傷度  $D$  と累積塑性変形倍率は概ね線形関係がある。損傷度  $D=1$  時点の累積塑性変形倍率は、入力地震動あるいはモデルによって異なる。建築センター波などでは相当大きな値となる場合もあり、判定値を一つには決めきれない。

6) 長周期地震動と BCJ-L2 波による評価結果を比較した。

・ 建築センター波による損傷度  $D$  は、大きくても 1 を多少超える程度であり、本評価法は損傷度に過大な値を与えないと考えられる。

以上より、4 ルートの手順により、性能評価を実施することができることを確認した。

この中で、最大塑性率及び累積塑性変形倍率のみを用いた略算の場合には、最大振幅による繰返しを考慮する方法 (CASE1) を基本としている。ただし、スカラップ無しあるいは高性能仕口を評価 (今回検討では損傷度  $D$  が大きい範囲の性能評価に対応) する場合には、CASE1 では極端に安全側 (損傷度が大き目) に評価される場合があるため、その緩和策として振幅頻度分布一定を仮定する方法 (CASE2) 等によることができる。

また今回は、長周期地震動に対して建物が共振する最悪の場合を想定した地震応答解析結果によっていること、性能評価曲線に(4.2.3-1)式 (現場溶接ウェブ高力ボルト接合タイプ) を用いたこと、のいずれも損傷度を大き目に評価する場合を想定した検討を実施している。そのため長周期地震動に対する損傷度  $D$  が過大に評価されている結果もみられるが、長周期地震動に対する全ての建物の一般的な傾向ではないことを付記しておく。ここでは評価法の手順と評価例を示すにとどめている。

〈参考文献〉

4.2.3-1) 吹田他：振幅が変動する載荷履歴が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その3—, 日本建築学会構造系論文集, 2012年12月

## 4.2.4 繰り返し曲げを受ける梁の数値解析による変形能力評価

### (1) 解析方法の概要

数値積分による面内解析方法<sup>4.2.4-1)~4.2.4-3)</sup>などにバウシinger効果を考慮した応力度-歪度関係のモデル<sup>4.2.4-4)</sup>を適用し、繰り返し曲げを受ける梁の解析を行う。この解析方法は図4.2.4-1に示すように、部材に作用する外力が変化し、各断面に作用するモーメントに変化があった場合、平面保持の仮定の下で断面内の力の釣り合いを解くことで、各断面に作用するモーメントの増分に対する曲率の増分を求め、これを材長にわたり曲率を積分することで外力に対する変形を求めるというものである。

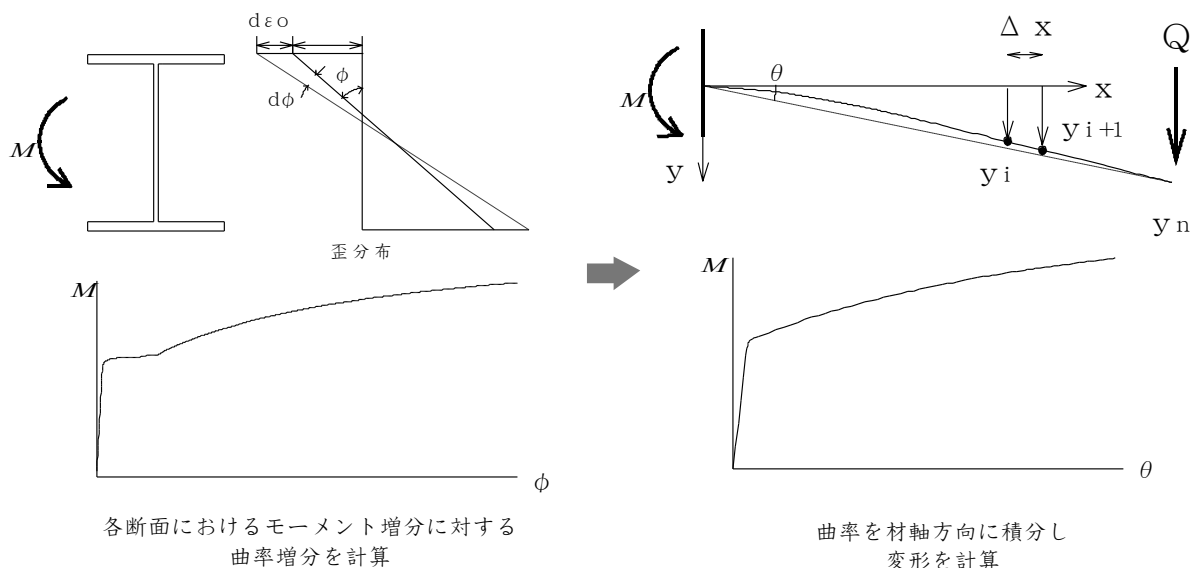


図 4.2.4-1 数値積分による面内解析法の概要

角形鋼管柱に接合される梁端部においては、柱のスキンプレートが面外変形することにより梁ウェブから柱へのモーメント伝達効率が低下する。また、スカラップによる断面欠損も、ウェブにおけるモーメント伝達効率を低下させる原因となる。さらに、ウェブを高力ボルト摩擦接合とした現場溶接形式の接合部では、最大耐力以前に滑りが生じることも、ウェブにおけるモーメント伝達効率低下の原因となる。

解析においては、梁端接合部におけるウェブのモーメント伝達効率低下の影響を、文献4.2.4-5)を参考にして、工場溶接形式の接合部に対しては図4.2.4-2に示す曲げ応力が伝達できない領域を設けることで考慮した。ここで、無効領域の断面成方向の長さは、梁成を、フランジ板厚を、スカラップによる断面欠損の梁成方向長さを、鋼構造接合部設計指針<sup>4.2.4-6)</sup>による梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力をとして、

$$h_r = \sqrt{1 - \frac{m \cdot \sigma_{yw}}{\sigma_{tw}}} \cdot (H - 2 \cdot t_f - 2 \cdot S_r) \quad (4.2.4-1)$$

とする。これは、無効断面を除くウェブの断面が、一様にウェブ材の引張強さに達するとしたときの終局モーメントが、鋼構造接合部設計指針<sup>4.2.4-6)</sup>によるウェブの終局モーメントと等しくなるよう、



柱フェイス位置での無効領域を設定したものである。なお、文献 4.2.4-5)では直角二等辺三角形(図 4.2.4-2 における△ABC)の無効領域を設けているが、スカラップが存在する場合、スカラップ位置の手前で無効領域に相当するウェブの曲げ応力はフランジに流れることから、スカラップの存在する範囲においては無効領域は変化しないものとして、長方形(図 4.2.4-2 における□ABED)の領域を設定し、これらの直角二等辺三角形(△ABC)および長方形(□ABED)に外接する五角形の無効領域を設定した。なお、直角二等辺三角形の頂点Cが、EDより柱フェイス側にある場合は、長方形□ABEDを無効領域とする。また、断面欠損であるスカラップについては、スカラップと外接する長方形の領域を、曲げ応力もせん断応力も伝達しない無効領域と設定した。このほか、ダイアフラムと溶接金属については、一般にフランジに比べ十分強いことから、弾性とした。

一方、現場溶接形式の接合部については、梁断面が塑性化するとウェブの高力ボルトが滑り、最終的にはボルトの支圧により曲げを伝達することから、上下端の高力ボルト中心間でウェブが柱フェイスに接合されているものとし、フランジと上下端の高力ボルト中心間についてはスカラップ同様、曲げ応力もせん断応力も伝達しない無効領域とした。

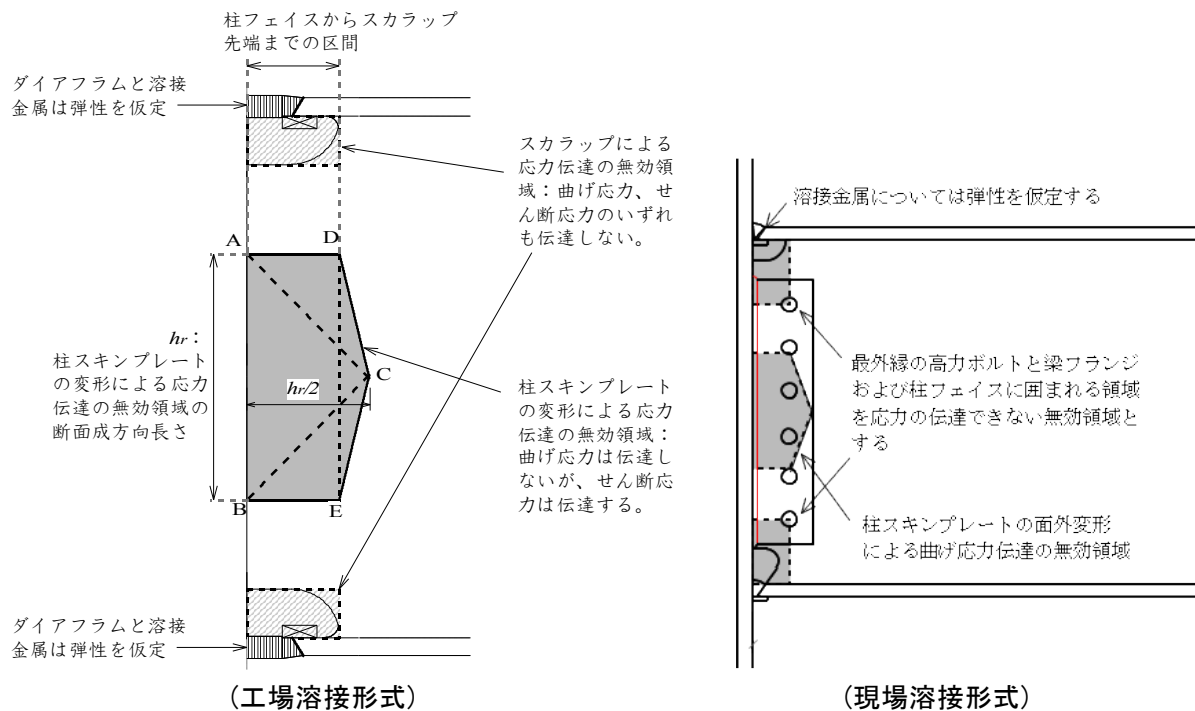


図 4.2.4-2 接合部近傍のモデル化

(2) 解析の対象

2.3節の「梁端溶接部の多数回繰り返し載荷実験」に示した実大の柱梁接合部試験体12体について、実験と同じ変位載荷履歴で部材解析を行った。解析対象とした試験体の一覧を表4.2.4-1にまとめる。表中梁材長は、試験体の加力点から柱フェイスまでの距離である。

また、表4.2.4-2に示す既往の接合部試験体についても、比較的振幅の大きな領域での挙動を比較するため、解析を行った。既往の試験体はいずれも工場溶接形式の接合部となっている。

表 4.2.4-1 解析対象とした試験体の一覧

試験体名	梁断面	梁材長(mm)	接合部	載荷履歴
1K-30	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±3θ pでの定振幅載荷
2K-20	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±2θ pでの定振幅載荷
3K-13	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±1.3θ pでの定振幅載荷
4K-09	H-600×200×12×19	3000	工場溶接	±0.9θ pでの定振幅載荷
5G-30	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±3θ pでの定振幅載荷
6G-20	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±2θ pでの定振幅載荷
7G-13	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±1.3θ pでの定振幅載荷
8G-09	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	±0.9θ pでの定振幅載荷
9G-R1	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	変動振幅
10G-R2	H-600×200×12×19	3000	現場溶接	変動振幅
11GL-20	H-800×300×16×32	4100	現場溶接	±2θ pでの定振幅載荷
12GL-13	H-800×300×16×32	4100	現場溶接	±1.3θ pでの定振幅載荷

表 4.2.4-2 既往の接合部試験体一覧

No	試験体名	文献	梁断面	梁鋼種	カラップ形状		$\sigma_{yf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yw}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{lw}$ (N/mm <sup>2</sup> )	L (mm)	柱(パネル)断面	柱鋼種	$\sigma_{yc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	載荷履歴
					R1(mm)	R2(mm)									
1	Loading 1	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	漸増変位振幅
2	Loading 2	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	漸減変位振幅
3	Loading 3	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	定変位振幅(±3?p)
4	Loading 4	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	定変位振幅(±4?p)
5	Loading 5	7)	H-400×200×8×13	SN400B	35	10	282	452	352	514	1900	□-400×400×19	BCR295	—	定変位振幅(±5?p)
6		8)	H-400×200×8×13	SS400	30	5	309	442	363	470	1900	□-400×400×19	STKR400	358	漸増変位振幅
7		8)	H-400×200×8×13	SS400	30	5	309	442	363	470	1900	□-400×400×19	STKR400	358	漸増変位振幅
8	試験体 3	9)	H-300×150×6.5×9	SS400	25	5	334	475	375	494	1375	□-250×250×9	STKR400	364	単調載荷
9	試験体 4	9)	H-300×150×6.5×9	SS400	25	5	334	475	375	494	1375	□-250×250×6	STKR400	312	単調載荷
10	J-11B-1	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	漸増変位振幅
11	J-11B-2	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	定変位振幅→一方向
12	J-11B-3	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	地震応答
13	J-11B-4	10)	H-500×200×10×16	SN400B	35	10	316	448	382	490	1900	□-400×400×9	BCR295	402	地震応答
14	C-200-12	11)	H-500×200×10×16	SN490B	35	10	349	524	369	530	2100	□-300×300×12	BCR295	417	漸増変位振幅
15	C-200-9	11)	H-500×200×10×16	SN490B	35	10	349	524	369	530	2100	□-300×300×9	BCR295	394	漸増変位振幅
16	C-150-9	11)	H-500×150×10×16	SN490B	35	10	349	524	369	530	2100	□-300×300×9	BCR295	394	漸増変位振幅

### (3) 解析結果

#### 1) 荷重-変形関係及び材端部フランジにおける歪履歴

解析では、破断の起点となるスカラップ底断面の歪履歴に着目した。工場溶接形式の試験体4体について、荷重-変形関係とスカラップ底における歪み履歴を実験結果との比較で図4.2.4-3に示す。図中実線が実験結果、破線が解析結果である。歪の実験値は、スカラップ底断面に貼られた歪ゲージの計測値の平均値であり、途中で計測値がおかしくなったと思われるものについては、おかしくなり始めたと思われる時点から、平均から外している。また、繰り返し数の多い試験体については、歪の全履歴を表示してもつぶれてしまうことから、破断に至までの累積変形の中で中間程度の部分を表示している。各試験体とも、荷重-変形関係ならびにスカラップ底断面の歪履歴は良好に対応している。

併せて解析を行った、既往の工場溶接型接合部を有する試験体16体についても、荷重-変形関係とスカラップ底における歪み履歴を実験結果との比較で図4.2.4-4に示す。これらの試験体においても、荷重-変形関係ならびにスカラップ底断面の歪履歴は良好に対応しており、工場溶接形式の試験体については、本解析方法により歪履歴まで実験を追跡できていると言える。

一方、現場溶接型の試験体では、ウェブを接合する高力ボルトの滑りに伴い、スカラップ位置におけるフランジが局所的に曲げられることにより歪ゲージの計測値も大きく乱れることと、局所的な曲げを考慮しない面内解析ではこのような場合の局所的な歪まで追跡できないことから、荷重-変形関係の対応のみ図4.2.4-5に示す。後述する変形性能の評価においては、フランジの局所的な曲げを無視して解析したスカラップ底位置の歪をフランジの平均軸歪として、破断条件を検討する。

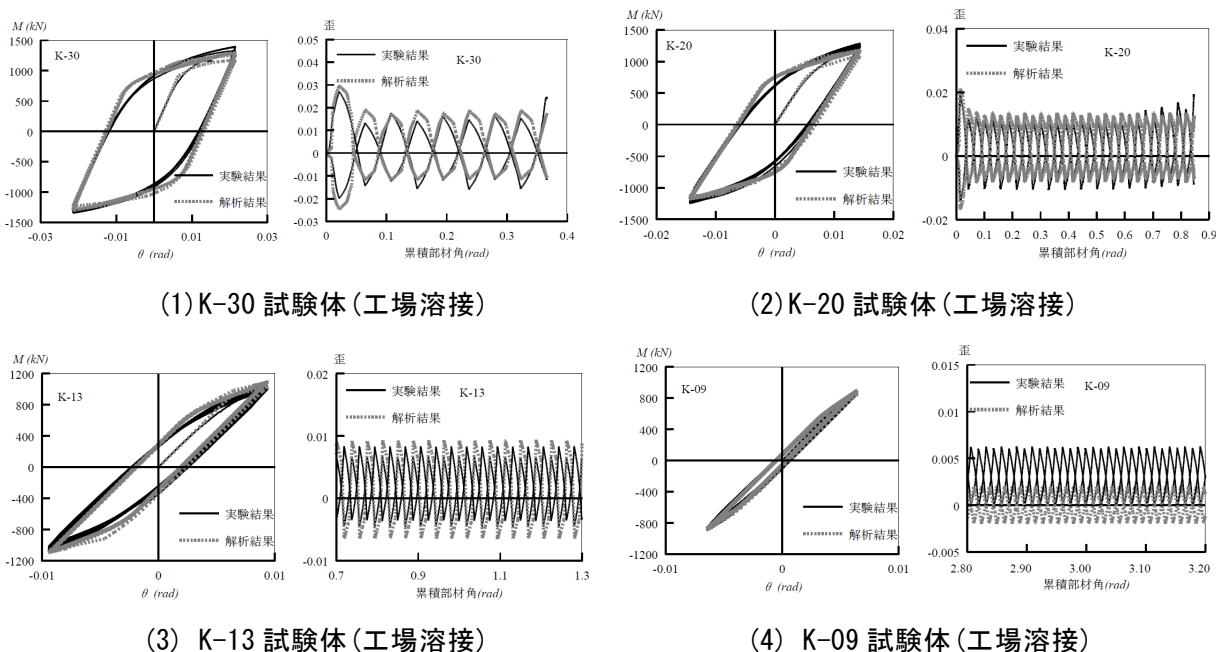


図 4.2.4-3 解析結果と実験結果の比較

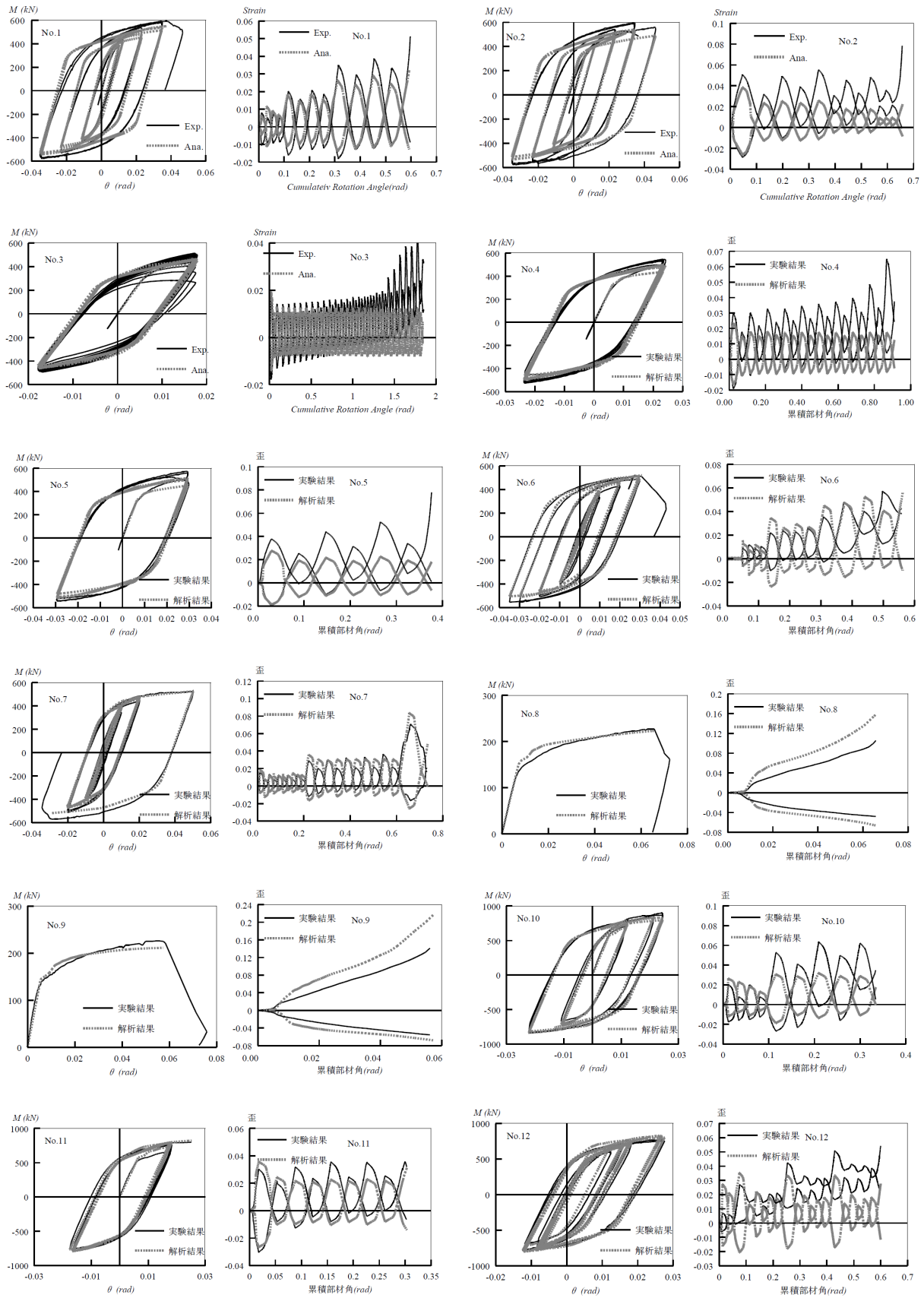


図 4.2.4-4 解析結果と実験結果の比較 既往の試験体(工場溶接)

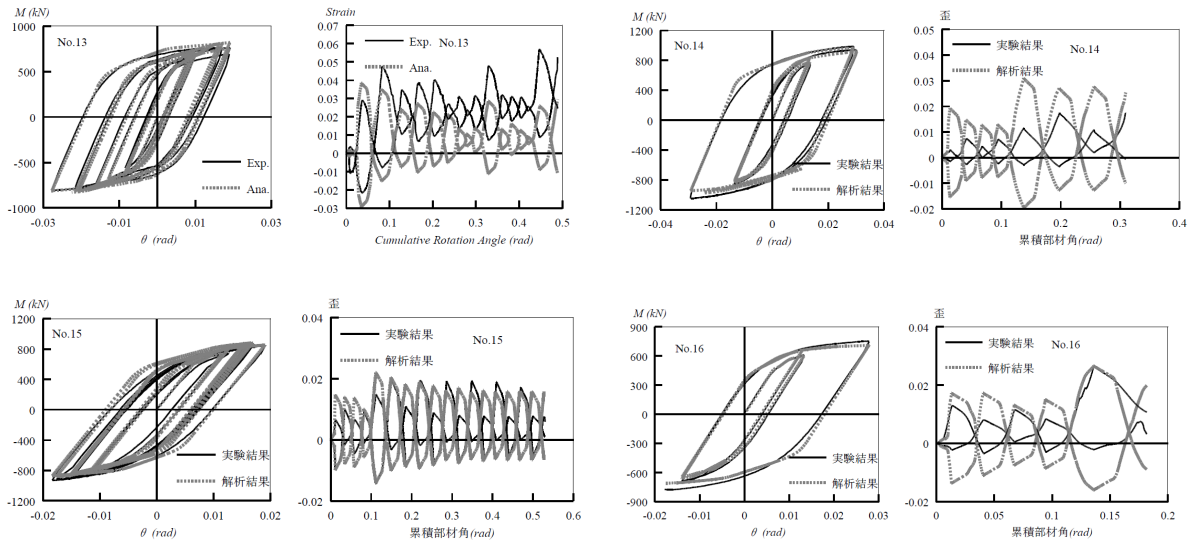


図 4.2.4-4 続 解析結果と実験結果の比較 既往の試験体(工場溶接)

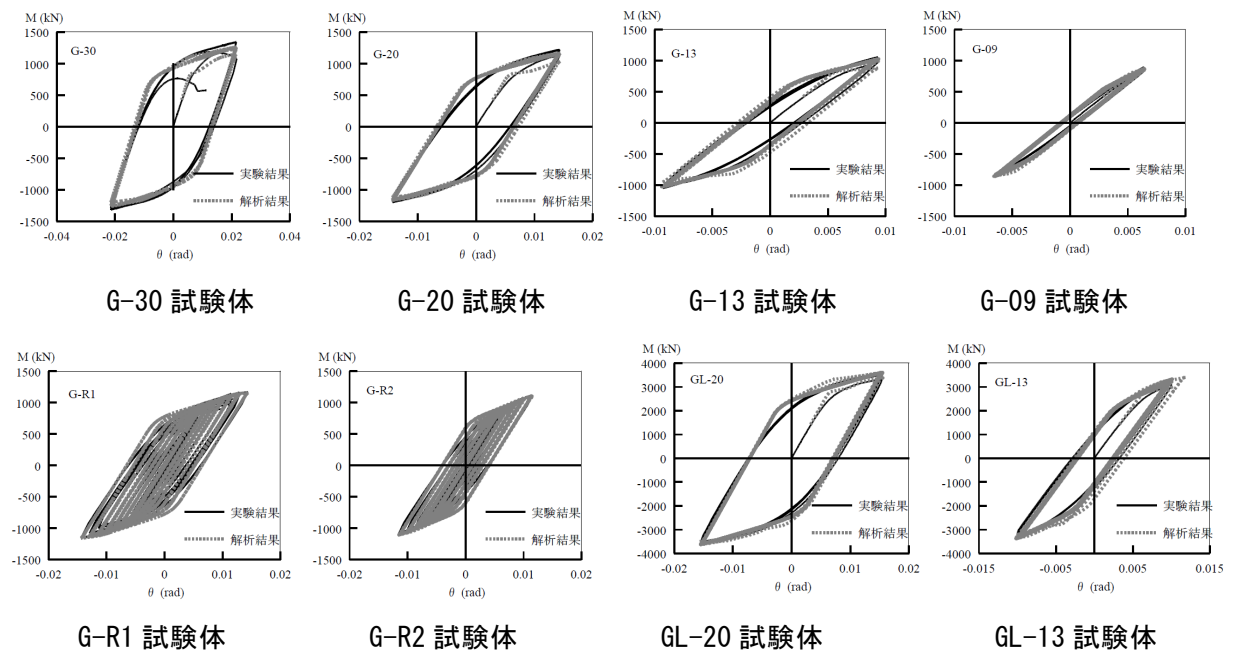


図 4.2.4-5 解析結果と実験結果の比較 (現場溶接)



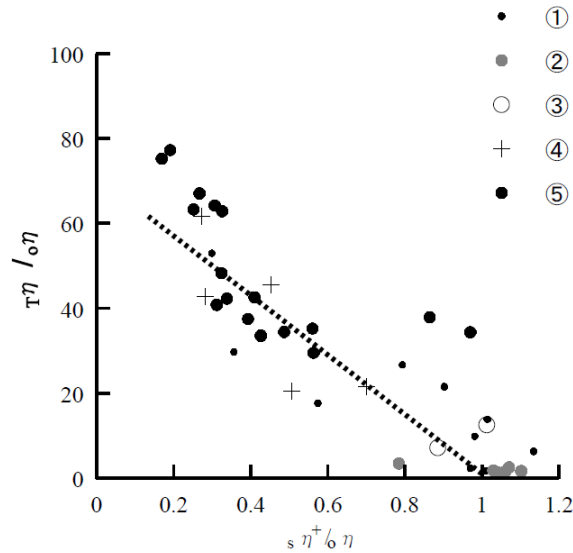


図 4.2.4-7 鋼材要素の破断限界( $\eta_T / \eta_0 - \eta_{S+} / \eta_0$ 関係)<sup>4.2.4-7)</sup>

危険断面フランジにおいても、破断に至るまでの全累積塑性歪と引張側骨格歪の間には同様の関係が成り立つと考え、解析で得られたスカラップ底断面における引張側骨格歪( $\Sigma \epsilon_{s+}$ )と累積塑性歪( $\Sigma \epsilon_p$ )が、実験での限界点(最大耐力の90%までの耐力上昇が見られた最後の点)までどのように推移するかを出力するとともに、限界点ではこれらの値がどのようになっていたかを調べた。なお、異なる母材による結果を統一的に評価するため、歪値は一樣伸び $\epsilon_0$ で除し、全累積塑性歪を一樣伸びで除した値である $\eta_T / \eta_0$ と、引張側骨格歪( $\Sigma \epsilon_{s+}$ )を一樣伸びで除した値である $\eta_{S+} / \eta_0$ の関係で整理した。

実験での限界点における各試験体引張側スカラップ底での $\eta_T / \eta_0$ と $\eta_{S+} / \eta_0$ を図4.2.4-8にプロットする。縦軸が限界点までの累積塑性歪を一樣伸びで除した値、横軸が引張側骨格歪を一樣伸びで除した値であり、●は工場溶接形式の試験体(K-30, K-20, K-13, K-09)、●は現場溶接形式の試験体(G-30, G-20, G-13, G-09, G-R1, G-R2, GL-20, GL-13)を、・は既往の工場溶接形式接合部試験体の解析結果を表す。繰り返し回数が増えると累積塑性歪が増える一方で、限界点までの引張側骨格歪が減少するという関係がある。

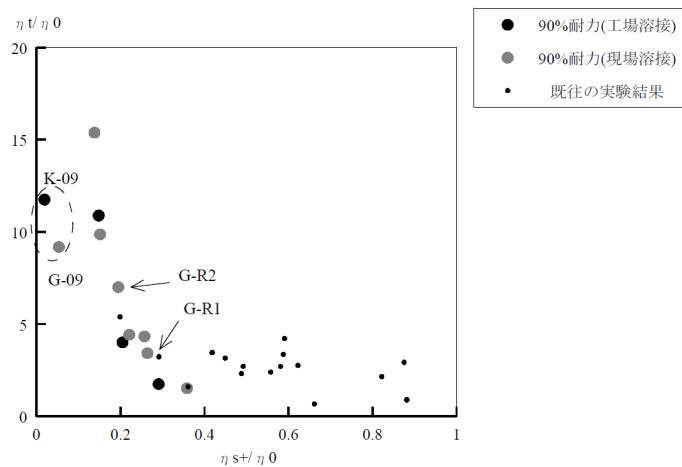


図 4.2.4-8 危険断面フランジにおける $\eta_T / \eta_0 - \eta_{S+} / \eta_0$ 関係

図 4.2.4-8 から以下のことが読み取れる。

- a) 全累積塑性歪を一様伸びで除した値である  $\eta_T/\eta_0$  と、引張側骨格歪 ( $\Sigma \epsilon_{s+}$ ) を一様伸びで除した値である  $\eta_{s+}/\eta_0$  の間には相関性が見られる。
- b)  $\eta_T/\eta_0 - \eta_{s+}/\eta_0$  関係は、骨格曲線における歪が支配的となる比較的振幅が大きな領域と、バウシinger部での歪が支配的となる比較的振幅が小さな領域に分けてモデル化できると思われる。
- c) 2.3 節「梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験」で示した実験結果は、バウシinger部での歪が支配的となる比較的振幅が小さな領域に属している。
- d) 2.3 節「梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験」で示した実験結果に着目すると、工場溶接形式、現場溶接形式によらず、梁端における応力伝達効率を反映した面内解析により得られた危険断面フランジの歪履歴に着目することで、破断により決まる限界点が評価できる。
- e) また、変動振幅载荷で行われた試験体 (G-R1, G-R2) についても、定振幅载荷で行われた試験体と統一的に評価できている。
- f) ただし、塑性域での変形が非常に小さな  $\pm 0.9 \theta_p$  での定振幅载荷で行われた試験体 (K-09, G-09) については、プロットが外れている。これは、用いた素材の応力度-歪度関係のモデルの精度が、小さな振幅での評価に対応できていないことによると思われる。

以上より、2.3 節「梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験」で、 $\pm 1.3 \theta_p$  以上の振幅で行われた試験体を対象に、比較的小さな振幅で多数回の繰り返しを受ける梁について、破断限界の検討を行う。改めて評価対象とした 10 体の試験体 (K-30, K-20, K-13, G-30, G-20, G-13, G-R1, G-R2, GL-20, GL-13) について、 $\eta_T/\eta_0 - \eta_{s+}/\eta_0$  関係を図 4.2.4-9 に示す。図 4.2.4-9 では、縦軸、横軸とも対数軸としたところ、 $\eta_T/\eta_0$  と  $\eta_{s+}/\eta_0$  の間には式 (4.2.4-3) で表させる線形関係が見られた。

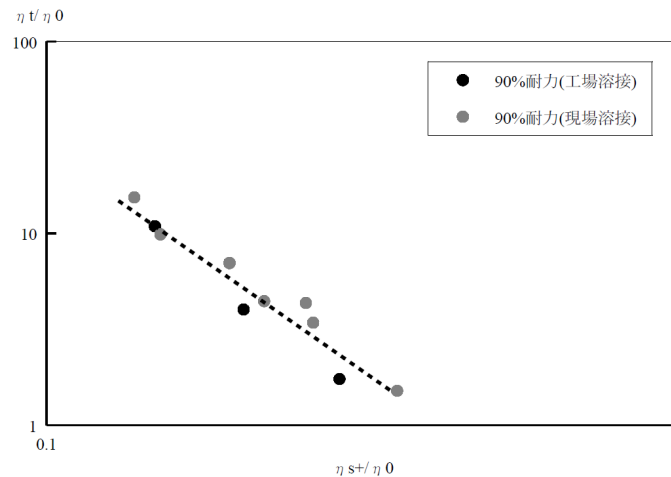


図 4.2.4-9 評価対象とした 10 体の試験体の危険断面フランジにおける  $\eta_T/\eta_0 - \eta_{s+}/\eta_0$  関係  
(K-30, K-20, K-13, G-30, G-20, G-13, G-R1, G-R2, GL-20, GL-13)

$$\eta_T/\eta_0 = \exp(-2.3 \cdot \ln(\eta_{s+}/\eta_0) - 2) \quad (4.2.4-3)$$

$(0.13 \leq \eta_{s+}/\eta_0 \leq 0.35)$



### 3) 数値解析による変形性能の評価

これまでの検討により、以下の手法により繰り返し载荷を受ける梁の、延性破断によって決まる塑性変形能力が評価できる事がわかった。

- 柱スキンプレートの面外変形やスカラップの存在などの原因によるウェブにおけるモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析を行い、スカラップ底位置にあたる危険断面フランジの歪履歴を求める。ここで、鋼材の応力度-歪度関係については、骨格曲線とバウシंगाー部により構成されるモデルを用いる必要があるが、素材試験で得られた応力度-歪度関係を骨格曲線として用いることで、個々の試験体に対応した変形能力の評価が可能となる。また、バウシंगाー部については、文献 4.2.4-4) で提案されたバウシंगाー効果を考慮した鋼材の応力度-歪度関係のモデルを適用することで、少なくとも工場溶接形式の接合部である試験体については、荷重-変形関係だけで無く危険断面フランジの歪履歴まで追跡できる。
- 梁端接合部の延性破壊によって決まる限界状態では、危険断面フランジの歪履歴においても、全累積塑性歪と、引張側骨格歪を抽出し、全累積塑性歪を一様伸びで除した値である  $\eta_T/\eta_0$  と、引張側骨格歪 ( $\sum \epsilon_{s+}$ ) を一様伸びで除した値である  $\eta_{s+}/\eta_0$  が式(4.2.4-3) で表される破断限界に達する。

定振幅の条件で行われた試験体について、解析で危険断面フランジの歪が式(4.2.4-3)で表される破断限界に達するまでの繰り返し数と振幅の関係を、実験結果と比較し図 4.2.4-10 に示す。解析結果は、工場溶接形式の場合やや危険側、現場溶接形式の場合やや安全側ではあるが、実験結果とおおむね対応している。現場溶接形式では、梁成 800mm の試験体の方が梁成 600mm の試験体よりも変形能力が高くなっている点についても、実験結果と対応している。これは、接合部においてフランジからウェブを接合する高力ボルトまでの距離のウェブ成に占める割合が、梁成が大きな試験体では相対的に小さく、ウェブにおけるモーメント伝達効率が良かったことによるものである。

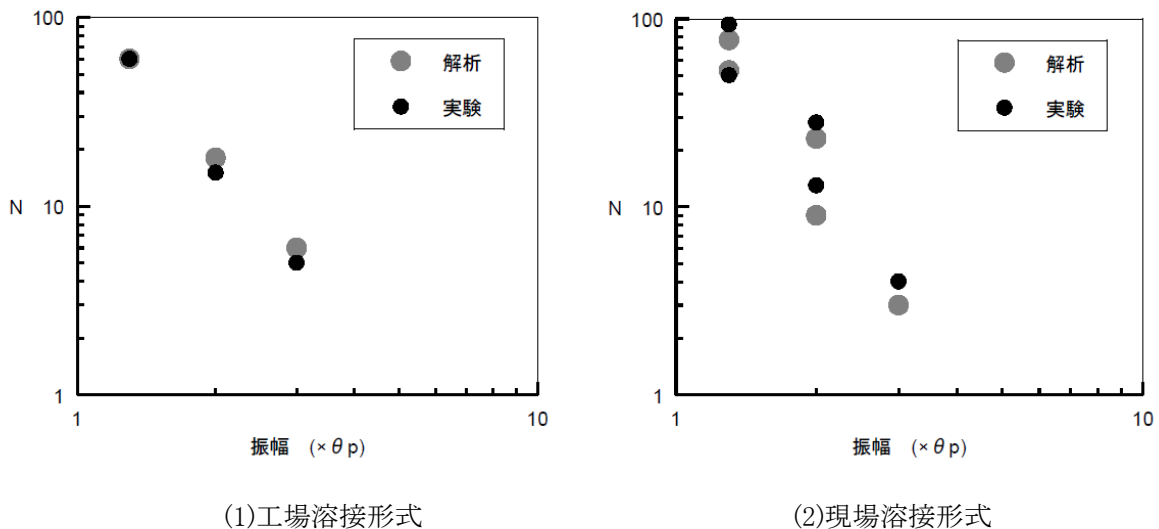


図 4.2.4-10 破断限界に達するまでの繰り返し数と振幅の関係

#### (4) まとめ

柱スキンプレートの面外変形やスカラップの存在などによるウェブにおけるモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析法により、繰り返し曲げを受ける梁の延性破壊によって決まる塑性変形能力の解析を行った。解析に用いる鋼材の応力度-歪度関係として、骨格曲線とバウシinger一部により構成されるモデル<sup>4.2.4-4)</sup>を用い、スカラップ底位置にあたる危険断面フランジの歪履歴において、延性破壊によって決まる限界状態を評価するというものである。実験結果との比較により、荷重-変形関係だけでなく、少なくとも工場溶接形式の接合部である試験体については、危険断面フランジの歪履歴まで追跡できることがわかった。また、実験結果との対応に基づき、危険断面フランジの歪履歴における延性破壊によって決まる限界状態の評価式を得た。

定振幅の条件で行われた試験体に関する変形性能の評価では、解析結果は工場溶接形式の場合やや危険側、現場溶接形式の場合やや安全側ではあったが、実験結果とおおむね対応することがわかった。また、接合部ウェブにおけるモーメント伝達効率の影響も解析で再現されており、超高層建物を対象とした現場溶接形式の接合部について、比較的梁成の小さな試験体を用いた繰り返し載荷実験を行ったことで、延性破壊によって決まる変形能力は安全側に評価できていることも裏付けることができた。

現場溶接形式の接合部の場合、梁成が小さな部材では梁成が大きな部材に比べ、梁端ウェブ接合部におけるフランジからボルトまでの間のモーメント伝達に寄与しない領域が相対的に大きくなることで、ウェブのモーメント伝達効率が低下する。ウェブのモーメント伝達効率の低下は接合部係数の低下に繋がり、塑性変形能力も低下する。実験において梁成 600mm の試験体が梁成 800mm の試験体に比べ繰り返し回数が低かったことは、ウェブのモーメント伝達効率を考慮した数値解析によっても再現できた。ウェブのモーメント伝達効率と塑性変形能力の関係は、これまで比較的多くの実験結果が得られている工場溶接形式の接合部についても定量的評価まではできていない。現場溶接形式についてはウェブのモーメント伝達効率の評価法自体もまだ確立していない。これらは今後解決すべき課題である。

<参考文献>

- 4.2.4-1) 加藤 勉, 秋山 宏, 内田直樹: 鋼構造部材の耐力(その1), 日本建築学会論文報告 第 119 号, pp. 22-30, 1966. 1
- 4.2.4-2) 山田 稔, 坂恵一巳, 田所敏幸, 白川 潔: 軸圧を受けるH形鋼柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究 (I: 一方向載荷時における曲げモーメント曲率関係並びに曲げ変形性状), 日本建築学会論文報告集 第 127 号, pp. 8-14, 1966. 9
- 4.2.4-3) 山田 哲, 秋山 宏, 桑村 仁: 局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動, 日本建築学会構造系論文報告集 第 444 号, pp. 135-143, 1993. 2
- 4.2.4-4) 山田 哲, 今枝知子, 岡田 健: バウシンガー効果を考慮した構造用鋼材の簡潔な履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集 第 559 号, pp. 225-232, 2002. 9
- 4.2.4-5) 鈴木孝彦, 石井 匠, 森田耕次, 高梨晃一: 欠陥を有する柱梁溶接接合部の破断性状に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第 6 巻 第 23 号, pp. 149-164, 1999. 9
- 4.2.4-6) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012
- 4.2.4-7) 山田 哲, 焦 瑜, 吉敷祥一, 柴田篤宏: 軸方向に任意の載荷履歴を受ける鋼材の塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 656 号, pp. 1909-1916, 2010. 10

#### 4.2.5 安全性検証法のまとめ

本節ではまず、長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物の耐震安全性評価のため、梁部材および柱部材の塑性率と破壊までの繰返し回数の評価式（疲労曲線）を提案した。梁部材に関しては、梁端部の3つに大別した接合形式、スカラップの有無および高性能仕口に対して、それぞれ梁端溶接部の破断に対する疲労曲線の実験式ならびに設計式を提案した。柱部材に関しては、一定軸力の場合と変動軸力を受ける場合に対して、局部座屈で耐力劣化する場合の疲労曲線を提案した。梁部材の評価式に関しては、構造計算方法とウェブの接合形式に応じた2種の補正係数を導入し、合成梁の扱いや鋼材の材料特性による影響について考察した。

続いて、長周期地震動に対する超高層骨組部材の損傷評価法として以下の4つのルートを提案した。

##### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価
- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

##### II 質点系モデルによる性能評価

- a) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）
- b) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

これらのうち、II b)は既存建物を対象とした評価法である。

昨年までに実施した超高層建物モデルの長周期地震動に時刻歴応答解析結果に対して、提案した疲労曲線を用いて梁部材の疲労損傷度を精算法と略算法で算定した結果、略算法により概ね安全側に評価できることを確認した。略算法における振幅頻度分布は、梁端溶接部にスカラップが有る場合は最大振幅等価繰返しを仮定し、その他の場合は振幅頻度一様分布を仮定すれば、安全側でかつ精算法との適合性は良い。

さらに、梁端溶接接合部の性能評価式の根拠とした実験の信頼性を検証するため、柱スキンプレーットの面外変形やスカラップの存在による梁ウェブのモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析法により、変動振幅と一定振幅の繰返し曲げを受ける梁のスカラップ底の危険断面位置でのフランジのひずみ履歴において延性破壊による限界状態を評価した。その結果、実験での試験体の荷重-変形関係だけでなく危険断面のひずみ履歴をも解析で追跡可能であり、破断までの限界状態の評価式を得た。また、現場溶接形式試験体において梁せいが大きいほうが破断までの繰返し回数が多いという実験結果が、梁せいの大きさと梁ウェブのモーメント伝達効率との関係から解析的に解明され、超高層建築の大断面部材を対象とする評価法として本事業で実施した梁せい600 mm程度の実験に基づく評価法は安全側であるといえる。

### 4.3 まとめ

第4章の応答解析等の概要と得られた成果を以下にまとめて示す。

#### (1) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の応答性状や部材損傷を把握するために、典型的な3種類の超高層鉄骨造建築物について、地震応答解析を実施し、各部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率等を把握した。また、建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討、等を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

- ・ 長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、建物モデルが地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し数を地震動ごとに調査した。この場合、梁塑性率は最大で4程度、梁が塑性化する繰り返し数は最大でも25回であった。柱についてはわずかに塑性化する程度で、繰り返し数も数回であることが把握された。これらの解析で把握された各部材の多数回繰り返し性状を参考にしつつ、多数回繰り返し載荷実験の載荷条件を設定した。
- ・ 「建物耐力の違いによる部材応答履歴の違いに関する検討」では、入力地震動毎に強モデルと弱モデルを比較すれば、建物(梁)耐力が低くなるにつれて梁部材の最大塑性率や累積塑性変形倍率は増大するが、最大層間変形角はほぼ同じであることがわかった。
- ・ 「代表的架構形式を有する建物モデルの部材応答の違いに関する検討」では、代表的架構形式として、可撓耐震壁付きラーメン架構について、長周期地震動を受ける最悪の場合を想定して、地震動に共振する状態を模擬的に再現し、共振時の部材塑性率と繰り返し回数を地震動ごとに調査した。これより、梁が塑性化する繰り返し回数は平均レベルの入力で16回、平均+ $\sigma$ レベルの入力で32回であることがわかった。

#### (2) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討

部材および部分骨組実験結果および既存鉄骨造建築物の実験結果を基に、長周期地震動を受ける超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証のために、梁部材および柱部材の塑性率と破壊までの繰り返し回数の評価式(疲労曲線)を提示した。

梁部材に関しては、スカラップの有無および高性能仕口の3つに大別した梁端部の接合形式に対して、それぞれ梁端溶接部の破断に対する疲労曲線の実験式ならびに設計式を提示した。柱部材に関しては、一定軸力の場合と変動軸力を受ける場合に対して、局部座屈で耐力劣化する場合の疲労曲線を提示した。梁部材の評価式に関しては、構造計算方法とウェブの接合形式に応じた2種の補正係数を導入し、合成梁の扱いや鋼材の材料特性による影響について考察した。

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の部材の損傷評価法として以下の4つのルートを提案した。損傷度の評価法として、骨組モデルと質点系モデルの両方を対象とし、骨組モデルでは、各部材の応答時刻歴を用いる精算法と、各部材の応答最大値を用いる略算法が提案されている。質点系モデルでは、静的解析のための骨組モデルがある場合と無い場合の2通りの略算法が提案されている。これらの評価方法に関して、超高層建物モデルの長周期地震動による時刻歴応答解析結果に適用し、梁端部の損傷度の計算結果を例示した。

##### I 骨組モデルによる性能評価

- a) 各部材応答時刻歴を用いた精算による評価
- b) 各部材応答最大値を用いた略算による評価

## II 質点系モデルによる性能評価

- a) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがある場合）
- b) 層応答最大値を用いた略算による評価（骨組モデルがない場合）

また、梁端溶接接合部の性能評価式の根拠とした実験の信頼性を検証するため、柱スキンプレートの面外変形やスカラップの存在による梁ウェブのモーメント伝達効率の低下を考慮した面内解析法により、変動振幅と一定振幅の繰返し曲げを受ける梁のスカラップ底の危険断面位置でのフランジのひずみ履歴において延性破壊による限界状態を評価した。

今後の課題として、梁部材に関しては、接合部係数と破断寿命との関係の定量的評価による合理的補正係数の設定や鋼材の材料特性の違いによる評価式の修正が挙げられる。柱部材に関しては、提案の評価式の精度向上および検証を図ることを含め、長期高軸力と大きな変動軸力がかかる高軸力柱、幅厚比の異なる柱の性能曲線の評価が挙げられる。また、破壊形式が局部座屈ではなく破断で決定する場合の評価についても検討が必要である。また、現在の超高層鉄骨造建築物に一般的に用いられている CFT 造柱、ハンチ付き梁やノンスカラップ梁については、多数回繰返し変形時の疲労性能が必ずしも明らかにされていないのが現状であるため、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性の検証に必要な疲労性能や安全性検証方法についての検討が課題である。