

3.4 実大振動台実験結果のまとめと解析結果の比較

3.4.1 3次元詳細解析と実験の比較（事前解析、事後解析）

（1）解析モデルの説明と特徴

伝統木造建築の地震時挙動を推測するためには、さまざまな解析モデルが考えられる。解析モデルは、簡便なものから詳細なモデルまで考えられるが、解析モデルにはそれぞれ特徴があり、本来、解析目的によって適切なモデル化を行う必要がある。

解析WGでは、さまざまな解析モデルを用いて実大振動台実験の結果を予測するとともに、実大振動台実験を再現するモデルの調整を行った。

解析手法のキーワードは下記ようになる。

質点数：1質点集約、各層1質点、各層各構面1質点、多質点

解析手法：限界耐力計算（等価線形化法）、有限要素法、個別要素法

今回使用した解析モデルは、下記の4種類となっている。

1）モデル Ya

疑似3次元モデル

屋根構面も床構面と同じ特性。等価せん断バネと梁要素によって構成される。屋根裏の「小屋束+小屋貫」も等価せん断バネで置き換えている。

要素は、大まかに、水平構面矩形要素、梁要素、等価せん断バネの3種類とした。等価せん断バネは、土壁、小壁が取り付く独立柱、差し鴨居が取り付く独立柱、に分類した。土壁の耐力は、シミュレーションにより設定した。

2）モデル Ma

有限要素法による立体骨組解析

伝統木造軸組が有する各構造力学特性の非線形特性をモデル化して立体骨組解析を実施する。このとき、半剛接合部を有するはり要素モデルを用いることで、伝統木造軸組における柱-横架材接合部の非線形特性を考慮する。柱-横架材接合部の曲げモーメントと相対回転角の関係（M-q関係）をスリップバイリニア型復元力特性で評価し、土壁などの壁要素は簡便に水平変形に対する1つのバネ要素でモデル化を行う。小屋組みは、簡単のため詳細な有限要素分割は行わない。

3）モデル Na

個別要素法による立体骨組解析

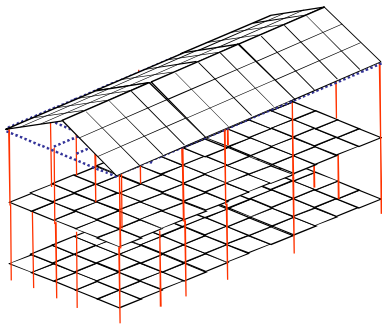
軸材は材端の剛塑性回転バネ（塑性ヒンジ）+弾性梁要素の組み合わせを基本部材としてモデル化している。接合部は弾塑性の回転バネと弾塑性バネを組み合わせ。土塗り壁、水平構面は、弾塑性のトラス要素でブレース置換によってモデル化。柱脚の滑りは動摩擦と静止摩擦を考慮した滑り支承バネでモデル化している。

4）モデル Mi

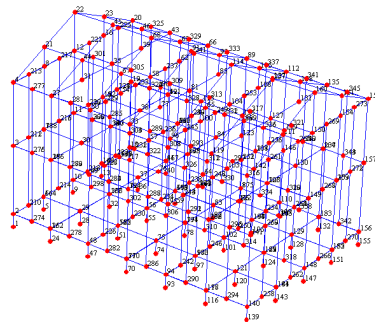
有限要素法による立体骨組解析

解析モデルはトラス要素、バネ要素、曲げ要素によって構成される。鉛直構面、水平構面の面内の荷重変形特性はブレース置換により表現。バネ要素により接合部における部材相互の離間と破断を考慮。石場立ての場合は柱脚の引張方向耐力を0とし、圧縮方向には礎石に対する接触剛性に相当する非線形弾性特性を設定する。加えて、柱脚の水平せん断応力が摩擦力を超える場合は水平方向の移動を考慮。

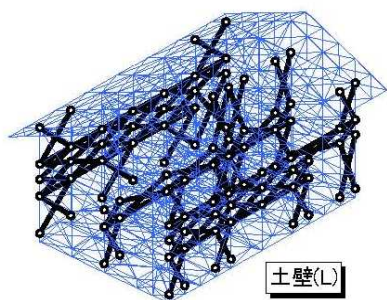
表 3.4.1-1 解析モデル一覧



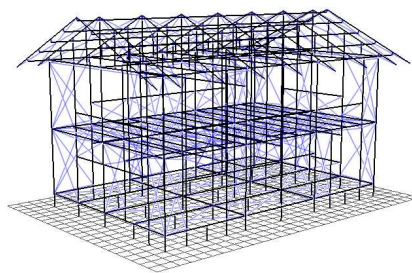
モデル Ya



モデル Ma



モデル Mi



モデル Na

(解析と実験が合わない原因の分析)

モデル化の限界と解析の精度

- ・ 各試験体の挙動の解明
 - 柱脚の滑りのメカニズムの解明
 - 柱脚の滑りによる入力低減効果の解明
 - 水平構面の変形が鉛直構面の応答に及ぼす影響
 - 鉛直構面の偏心が応答に及ぼす影響
 - 1・2 階の剛性・耐力バランスに違いが 1 階の応答に及ぼす影響
 - その他設計法の課題と関連する事項の解明
- ・ 限界耐力計算による各試験体の応答変位と実験結果の比較検討

3.4.2 解析結果と実験結果の比較（モデル Ya）

（1）解析モデル

1）方針

- ・疑似三次元モデル（図 3.4.2-1）
 - 床剛性考慮
 - 耐震要素：等価せん断バネモデル
 - 屋根構面と 2 階桁レベルを別個にモデル化
- ・石場建てを想定し、完全弾塑性型でモデルを作成する。上下動の影響を加味し、滑動開始加速度は、各解析ステップで変更する。なお、滑動発生時の変形を、0.2cm と仮定する。
- ・柱脚の浮き上がりを考慮できないが、水平構面の変形を考慮可能である。また、入力データ数の少なく、計算負荷が小さい。

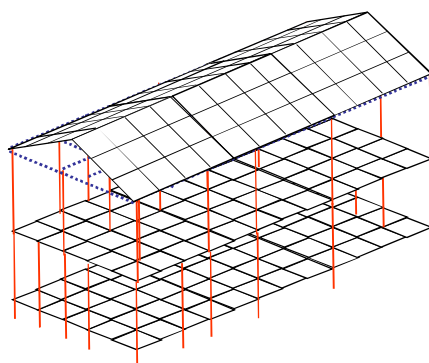


図 3.4.2-1 解析モデルのイメージ図

2）床剛性

床の復元力特性を図 3.4.2-2、表 3.4.2-1 に示す。本報では、「半剛床」を用いた結果を示す。なお解析に当たり、試験体 No.1 の加振 A との比較により、剛性・耐力を 2 倍に引き上げて解析を行った。ここで、床要素は、せん断変形が卓越する矩形要素とし、復元力特性は τ - γ 関係で与えることとした。

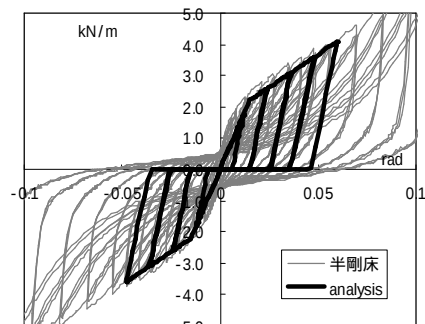


図 3.4.2-2 床の τ - γ 関係（半剛床）

表 3.4.2-1 床仕様（半剛床）

床板	根太	根太掛	釘
スギ本実加工厚 30	スギ 45×105	-	根太上に N90,3 本打

3) 土壁

土壁の特性は、実験結果を基に Tri-linear * Slip 特性を図 3.4.2-3、表 3.4.2-2 で表現した。

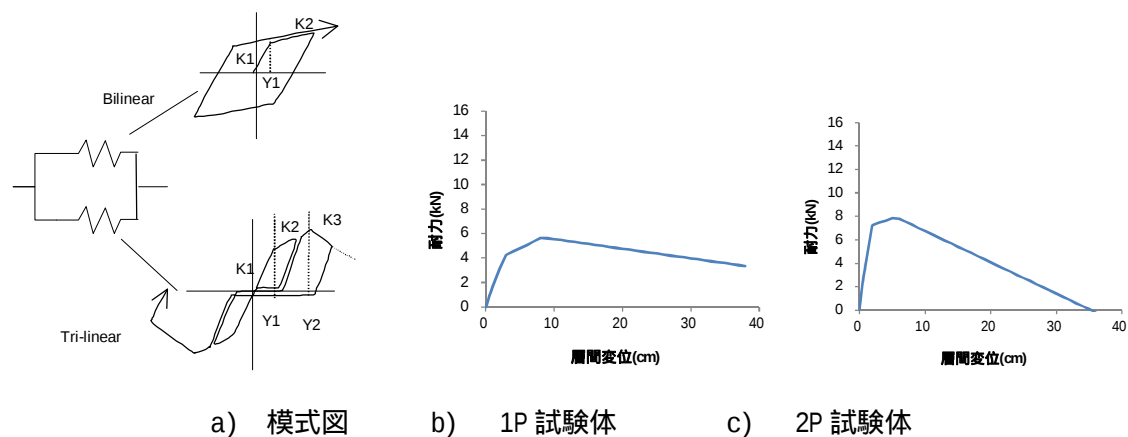


図 3.4.2-3 復元力特性

表 3.4.2-2 試験体の復元力特性の設定値

1P 試験体	K1(kN/cm)	K2(kN/cm)	K3(kN/cm)	Y1(cm)	Y2(cm)
Tri-linear	1.52	0.28	-0.08	2.5	15.0
Bi-linear	0.44	0.00		1.0	

2P 試験体	K1(kN/cm)	K2(kN/cm)	K3(kN/cm)	Y1(cm)	Y2(cm)
Tri-linear	2.58	0.61	-0.14	2.5	15.0
Bi-linear	0.44	0.00		1.0	

4) 荒壁パネル

荒壁パネルの特性は、図 3.4.2-4 の Tri-linear * Slip + Bi-linear の荷重変形関係を用いた。

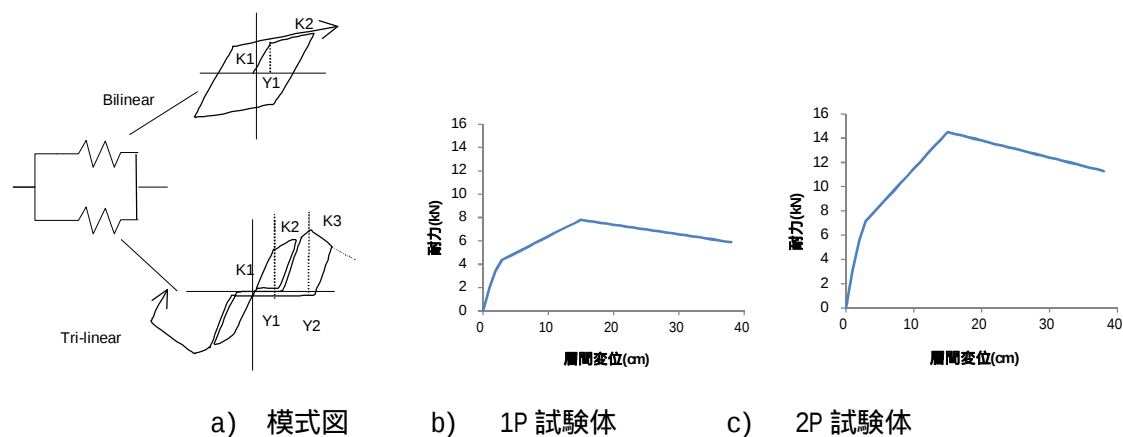


図 3.4.2-4 復元力特性

表 3.4.2-3 試験体の復元力特性の設定値

1P 試験体	K1(kN/cm)	K2(kN/cm)	K3(kN/cm)	Y1(cm)	Y2(cm)
Tri-linear	1.47	0.27	-0.08	2.5	15.0
Bi-linear	0.38	0.00		1.0	

2P 試験体	K1(kN/cm)	K2(kN/cm)	K3(kN/cm)	Y1(cm)	Y2(cm)
Tri-linear	3.25	0.20	-0.27	2.5	15.0
Bi-linear	1.50	0.00		1.0	

5) その他耐震要素の剛性・降伏耐力

復元力特性は、Bi-linear * Slip で表現した。なお、戻り剛性は、初期剛性の 2 倍とした。

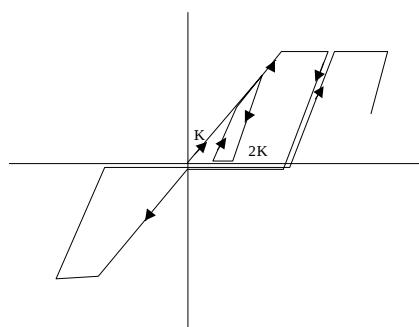


図 3.4.2-5 復元力特性

(a) 小屋束

小屋束に入っている貫（一段）を抵抗要素として考え、2 階桁レベルと屋根レベルに等価せん断バネを設定した。柱径 12cm、貫幅 1.5cm として、貫のめり込み耐力・剛性を稲山式で計算した。

貫 1 本あたり、桁・屋根間高さ 163cm として、層剛性 173 N/cm、降伏耐力 1038N とした。

(b) 長ホゾ仕口架構

試験体 No.1,2 では、壁の存在しない構面が多いので、長ホゾ仕口架構の耐力を加算した。柱 1 本当たりで耐力を加算し、降伏時耐力を 0.75kN（降伏変形 4.5cm）とした。

(c) 小壁・腰壁効果（試験体 No.3）

壁に挟まれる小壁、壁に挟まれる腰壁、小壁付柱、腰壁付柱に対して耐力を見込んだ。

耐力特性は、壁に挟まれる小壁、壁に挟まれる腰壁、小壁付柱、腰壁付柱、各 1 ケに対して算定し、本解析では同値（降伏耐力 5kN、降伏変形 7.0cm）とした。

(d) 小壁付き柱（河合モデル、試験体 No.4）

「密集市街地における・・・既存木造建築物の耐震診断基準」に基づいて算定した。ただし、小壁が柱を押し側剛性耐力のみを考慮した。層剛性 111 N/cm、降伏耐力 466N

6) 通し柱による層間変位の均一化の考慮

層間変位および曲げ剛性、曲げ耐力(15mm 幅の断面欠損)を仮定して、次のように代入した。

$$E=0.7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2, \sigma_y=22 \text{ N/mm}^2$$

7) 質量設定

各試験体の質量は、表 3.4.2-4 のように設定した。

表 3.4.2-4 試験体の質量

	No.1,2	No.3	No.4
1 階床	101 kg/m ² (78.5kN) Light ver. 47kg/m ² (36.6kN)	45 kg/m ² (34.9kN)	141 kg/m ² (109.6kN)
2 階床	151 kg/ m ² (117.7kN)	132 kg/ m ² (102.7kN)	218 kg/ m ² (170.1kN)
屋根		160 kg/ m ² (124.5kN)	191 kg/ m ² (148.9kN)

() は、層の重量

8) 石場建て部の摩擦

降伏変位 0.2cm の完全弾塑性モデル(上下動による摩擦低減効果あり。ただし、その際発生する不釣り合い力は無視)として、摩擦係数は、0.4 と設定した。

(2) 実験結果と解析結果の比較

1) 地震応答解析の問題点

実大振動台実験結果と解析結果の値が合うには条件が必要である。まず、解析側では、実大試験体の耐力特性、構造特性を必要十分に満足していることである。これは、個々の耐力要素の復元力特性が判明していることが要求される。一方、実大試験体側では、個々の要素試験で得られている復元力特性が正確に反映される必要がある。モデルと実体が復元力特性レベルで異なると、実験結果と解析結果は異なる値を持つ。例えば、既報(山田耕司:最大耐力のばらつきが木造軸組建物の保有水平耐力、最大変位応答に与える影響、日本建築学会構造系論文集 第 599 号、pp.111-117、2006.1)では、壁耐力のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションにより、最大変位応答の変動係数は 0.1 程度であることを示している。従って、±20%程度の最大変位応答の誤差を覚悟する必要があるだろう。

実大振動台実験および解析の双方に該当する事項として、入力地震動の設定がある。応答スペクトルから作成された入力地震動を用いた弾塑性応答解析結果は、入力地震動の位相特性により大きく変動することが知られている。従って、入力地震動の設定および振動台での再現精度が、実大振動台実験結果と(事前)解析結果の値に影響を与える。

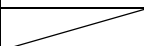
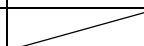
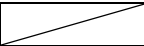
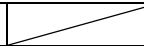
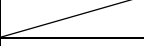
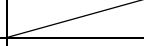
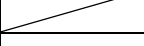
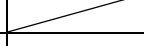
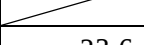
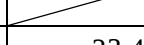
2) 試験体 No.1 および No.2 の実験結果と事後解析結果

上記の理由により、実大試験結果の事前解析との比較を省略する。表 3.4.2-5 にホワイトノイズ加振から得られた固有周期を示す。また、表 3.4.2-6 に実大振動台試験での最大変位応答と事後解析による最大変位応答を示す。試験体 A1、A2、B1 などでは、最大層間変位が実験と解析($\mu=0.4$)と似たような値となっているが、時刻歴応答を比較すると異なる応答波形を示している。一方で、柱脚を固定した場合の最大層間変位解析値は、B2、D2 のケースを除き、実験による最大変位応答を超えており、最大層間変位については、安全側の値を与えると判断できる。

表 3.4.2-5 ホワイトノイズ加振から得られた固有振動数(Hz)

壁配置	長軸方向	短軸方向	剛体回転	備考
A1	3.74	3.96	4.52	8P*8P
A2	3.74	3.18	4.52	8P*6P
B1	3.47	3.32	4.79	6P*8P, X5X9 構面に壁無し
B2	4.20	3.52	5.00	9P*8P, X5X9 構面に壁無し
C1	3.74	3.10	4.40	8P*6P, 偏心
C2	3.74	3.32	4.52	8P*6P, A2(M0 効果検討用) と同じ
D1	3.00	3.32	4.52	6P*8P, B1(M0 効果検討用) と同じ
D2	4.79	3.62	5.89	14P*8P, X5X9 構面に壁無し
E1	3.64	2.96	4.52	8P*6P, A2 と同じ
E2	3.93	3.22	4.52	8P*6P, A2(M0 効果検討用) と同じ

表 3.4.2-6 実大振動台試験での最大変位応答と事後解析による最大変位応答(cm)

	A1	実験	解析		A2	実験	解析	
			$\mu=0.4$	柱脚固定			$\mu=0.4$	柱脚固定
加振 1A	滑り	4.7	5.2		滑り	3.1	2.0	
	1F	8.1	8.0	12.4	1F	10.6	9.2	14.1
加振 1B	B1				B2			
	滑り	0.5	2.0		滑り	1.2	3.4	
	1F	9.9	9.2	16.7	1F	7.0	5.8	6.8
加振 1C	C1				C2			
	滑り	8.5	5.7		滑り	12.7	7.0	
	1F	18.1	27.0	31.0	1F	16.7	20.4	24.4
加振 1D	D1				D2			
	滑り	1.2	3.8		滑り	3.1	2.3	
	1F	9.9	9.2	16.3	1F	6.1	4.5	5.1
加振 1E	E1				E2			
	滑り	13.4	6.0		滑り	16.9	8.1	
	1F	9.8	20.9	23.6	1F	13.2	18.9	23.4

3) 試験体 No.3 の実験結果と事後解析結果

表 3.4.2-7 にホワイトノイズ加振から得られた固有周期を示す。また、表 3.4.2-8 に実大振動台試験での最大変位応答と事後解析による最大変位応答を示す。短軸方向加振を除き、ほぼ妥当な結果となっている。

表 3.4.2-7 ホワイトノイズ加振から得られた固有振動数(Hz)

加振	長軸方向	短軸方向	剛体回転
加振 3A	2.69 -> 1.59(35%)	2.88 -> 1.25(19%)	4.06 -> --
加振 3B	2.88 -> 1.76(37%)	2.74 -> 1.69(38%)	4.15 -> 2.88(48%)
加振 3C	3.10 -> 2.37(58%)	3.22 -> 1.51(22%)	4.52 -> 3.05(46%)
加振 3D	2.88 -> 1.86(42%)	2.93 -> 1.25(18%)	4.25 -> 1.34(10%)

()内は、主要加振前に対する加振後の推定剛性の比

表 3.4.2-8 実大振動台試験での最大変位応答と事後解析による最大変位応答 (cm)

長軸方向加振		実験	解析	短軸方向加振		実験	解析
加振 3A	1F	7.1	5.9	1F	10.3	8.7	
	2F	7.3	5.8	2F	8.2	6.2	
加振 3B	1F	5.8	6.1	1F	13.6	8.6	
	2F	5.7	6.1	2F	6.7	6.5	
加振 3C	1F	6.3	6.9	1F	11.0	9.9	
	2F	5.2	4.9	2F	4.4	5.5	

		実験	解析
加振 3D	1F	18.9	17.5
	2F	13.1	14.6

4) 試験体 No.4 の実験結果と事後解析結果

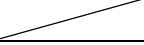
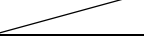
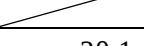
表 3.4.2-9 にホワイトノイズ加振から得られた固有周期を示す。また、表 3.4.2-10 に実大振動台試験での最大変位応答と事後解析による最大変位応答を示す。本実験では、実験結果と比して、解析値が大きく層間変位が小さくなっている。これは、実験ビデオなどより、1 構面の連層 1P 土壁柱脚の浮き上がり起因する剛性・耐力の低下、および、1 構面の 2P 土壁のクリアスパンの減少による想定より早いせん断破壊の発生、が影響しているためと考える。一方で、本解析のモデル化では、柱脚の浮き上がり起因する剛性・耐力の低下を評価しがたい。評価するためには、構面全体のプッシュオーバー解析を行う必要があるが、それならば、3 次元解析モデルを構築した方が解析が簡易と考える。

表 3.4.2-9 ホワイトノイズ加振から得られた固有振動数 (Hz)

加振	長軸方向	短軸方向	剛体回転
加振 4A	1.76 -> 1.10(39%)	1.91 -> 1.08(32%)	-- -> 4.23
加振 4B	1.37 -> 1.22(79%)	1.59 -> 1.08(46%)	4.45 -> 3.96(79%)
加振 4C	1.34 -> 1.10(64%)	1.22 -> 1.08(46%)	-----

()内は、主要加振前に対する加振後の推定剛性の比

表 3.4.2-10 実大振動台試験での最大変位応答と事後解析による最大変位応答 (cm)

		実験	解析	
			$\mu=0.4$	柱脚固定
加振 4A-4	滑り	5.7	3.3	
	1F	9.7	4.0	4.5
	2F	8.0	5.9	6.8
加振 4A-5	滑り	9.5	5.1	
	1F	16.6	7.3	8.9
	2F	6.8	3.2	3.2
加振 4B-4	滑り	19.2	11.6	
	1F	13.9	16.3	20.1
	2F	10.5	8.3	16.1

3.4.3 解析結果と実験結果の比較（モデル Ma）

（1）解析対象

1）試験体重量（解析用データ）

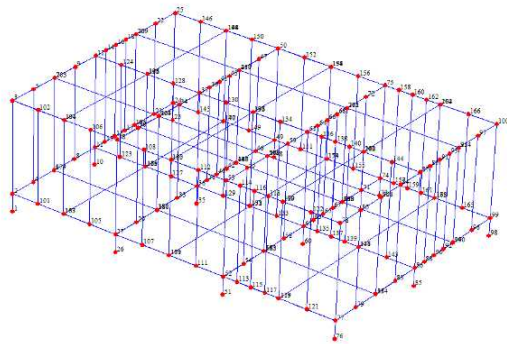
No1・No2	$m1=117.7\text{kN}$, $m0=78.5\text{kN}$ （各水平構面上代表節点に均等に分散）
No3	$m2=124.5\text{kN}$, $m1=102.9\text{kN}$ （各水平構面上代表節点に均等に分散）
No4	$m2=173.0\text{kN}$, $m1=177.9\text{kN}$, $m0=141.5\text{kN}$ （各水平構面上代表節点に均等に分散）

2）入力地震波

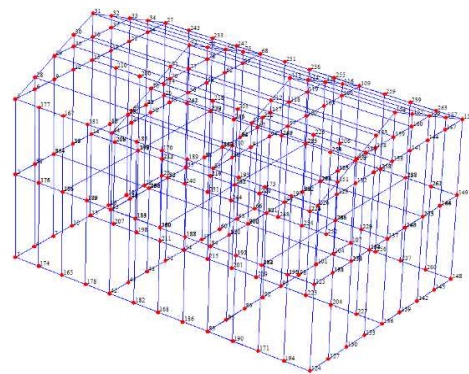
BCJ-L2（第2種地盤）,JMA-Kobe(100%)

3）床剛性

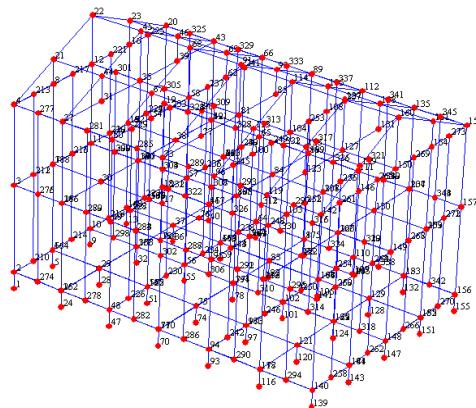
半剛床モデルを解析



試験体 No1,2



試験体 No3



試験体 No4

図 3.4.3-1 解析モデル

（2）解析法の概要

- ・ 立体骨組による軸組および耐力壁を考慮した地震応答解析
- ・ 仕口接合部の非線形特性は、半剛接バネ要素によりモデル化
- ・ 柱脚部のすべりを考慮した解析（摩擦係数 $\mu=0.35$ ）
- ・ 減衰はレーリー型減衰（ $h=0.02$ ）としている

1) 柱脚柱頭接合部のモデル化

柱脚柱頭接合部の非線形特性は、曲げバネを用い、スリップ型復元力モデルによってモデル化を行う。また、ほぞの方向に対して存在する弱軸の特性は簡単のため、ピンとして扱う。

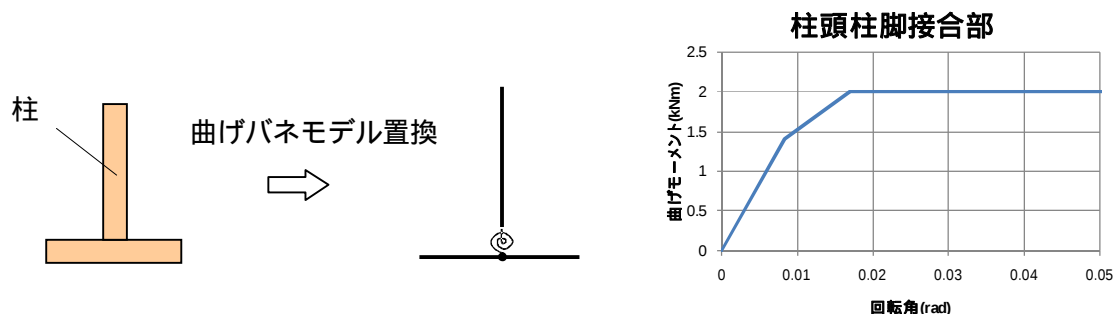


図 3.4.3-2 柱端接合部の非線形モデル

2) はり接合部のモデル化

はり接合部の非線形特性は、曲げバネを用い、スリップ型復元力モデルによってモデル化を行う。また、弱軸の特性は簡単のため、ピン接合として扱うものとする。

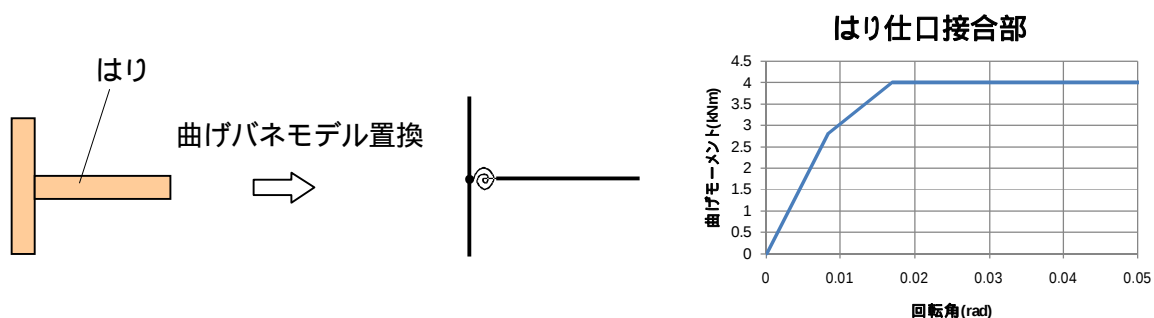


図 3.4.3-3 はり接合部の非線形モデル

3) 土壁のモデル化

土壁（荒壁パネル）の非線形特性は、剛棒要素とせん断バネを用い、せん断変形に対しては、要素実験によって得られている非線形特性を考慮させ、回転変形（ロッキング）に対しては、簡便に剛体モデルとする。このとき、せん断に対する復元力特性は、バイリニア+スリップ型復元力モデルによってモデル化する。

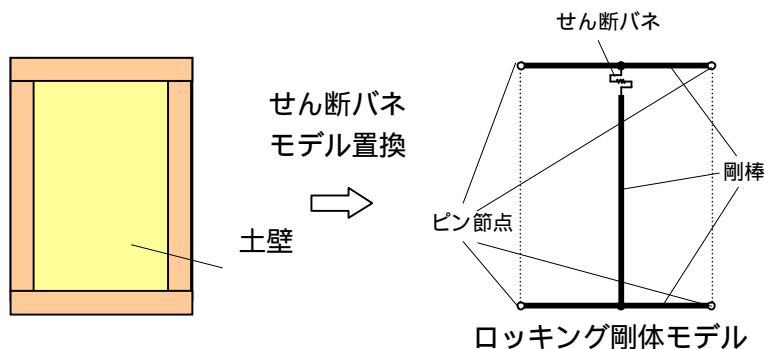


図 3.4.3-4 土壁の非線形モデル

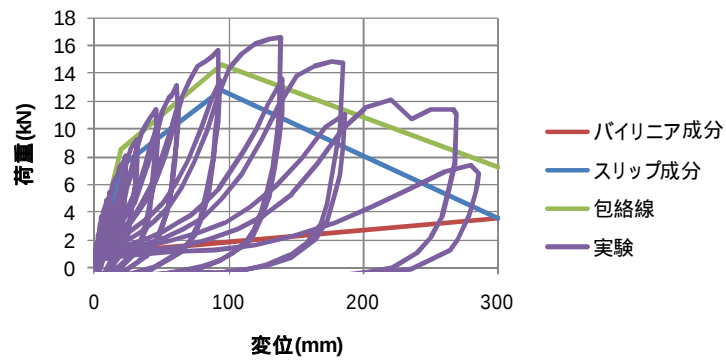


図 3.4.3-5 非線形モデル (2P 壁)

4) 床のモデル化

床は、3) に示した壁要素と同様に、せん断バネを用いたモデルによって評価する。

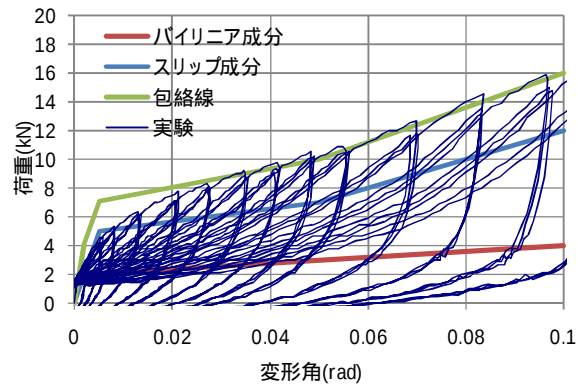


図 3.4.3-6 床のモデル化 (半剛床)

(3) 解析結果

解析結果の一覧を表 3.4.3-1 に示す。

表 3.4.3-1 解析結果一覧 (No1, No2)

試験体	壁配置 (長辺 短辺)	入力地震	方向	柱脚すべり (mm) 解析/実験	床下層間変位 (mm) 解析/実験	1 階層間変位 (mm) 解析/実験
No1	A1 (8P-8P)	BCJ-L2 (第 2 種)	短辺	45/48	15/9	110/81
No2	A2 (8P-6P)	BCJ-L2 (第 2 種)	短辺	69/30	19/12	149/106
No1	C1 (8P-6P)	JMA-KOBE NS	短辺	52/97	34/96	331/169
No2	C2 (8P-6P)	JMA-KOBE NS	短辺	89/130	27/64	275/167
No1	E1 (8P-6P) M0 低減	JMA-KOBE	短辺	29/130	27/64	259/167
			長辺	28/112	54/63	213/87
No2	E2 (8P-6P)	JMA-KOBE	短辺	89/180	27/163	275/133
			長辺	26/156	110/121	531/91

No1 A1 (8P・8P) BCI L2(第2種地盤) 赤：実験値、黒：解析値

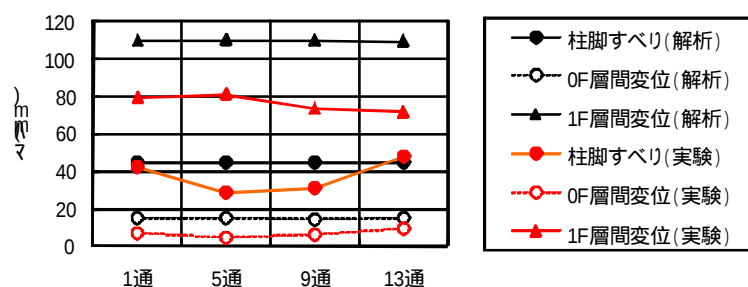


図 3.4.3-7 1A1 試験体・各構面の最大層間変位等 (短辺方向)

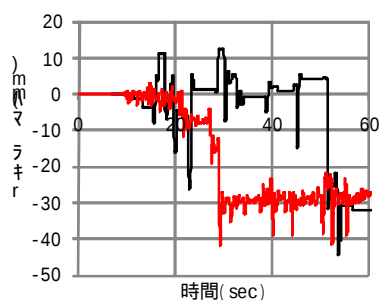


図 3.4.3-8 柱脚のすべり変位 (1通)

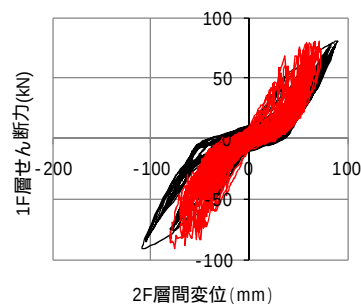


図 3.4.3-9 建物 1F 層せん断力・層間変位関係 (短辺方向)

No2 A2 (8P・6P) BCI L2(第2種地盤) 赤：実験値、黒：解析値

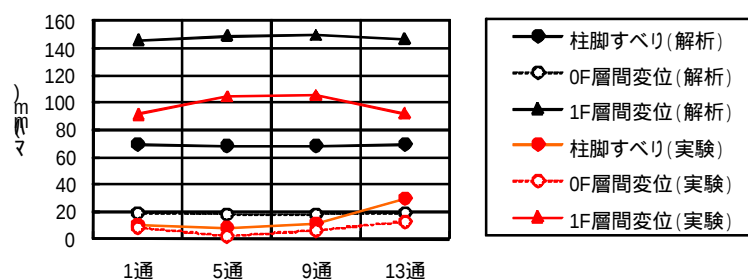


図 3.4.3-10 2A2 試験体・各構面の最大層間変位等 (短辺方向)

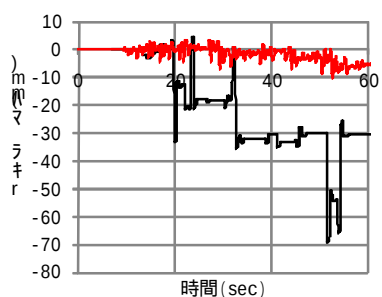


図 3.4.3-11 柱脚のすべり変位 (1通)

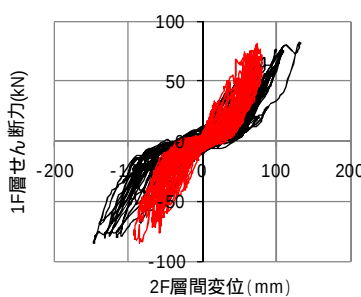


図 3.4.3-12 建物 1F 層せん断力・層間変位関係 (短辺方向)

No1 -C1 (8P -6P) - JMA KOBE NS 赤：実験値、黒：解析値

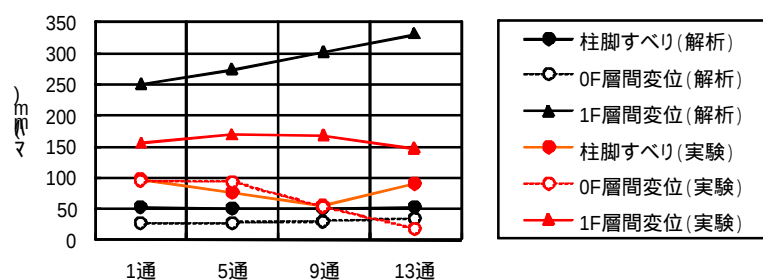


図 3.4.3-13 1C1 試験体・各構面の最大層間変位等 (短辺方向)

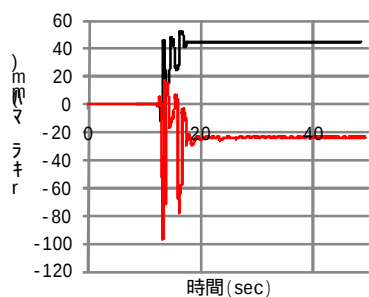


図 3.4.3-14 柱脚のすべり変位 (1 通)

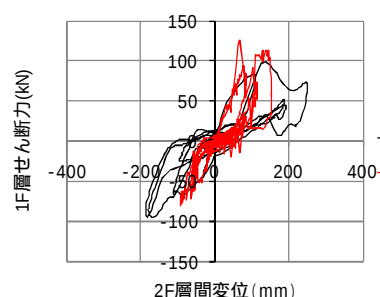


図 3.4.3-15 建物 1F 層せん断力 - 層間変位関係 (短辺方向)

No2 -C2 (8P -6P) - JMA KOBE NS 赤：実験値、黒：解析値

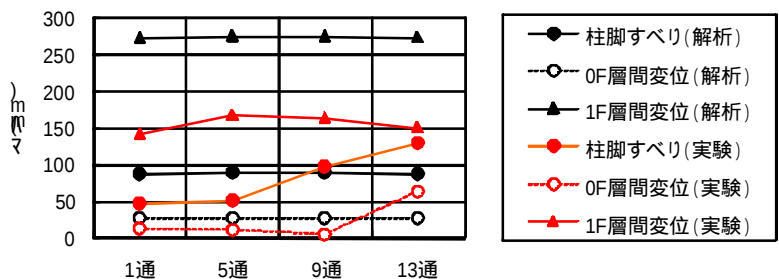


図 3.4.3-16 2C2 試験体・各構面の最大層間変位等 (短辺方向)

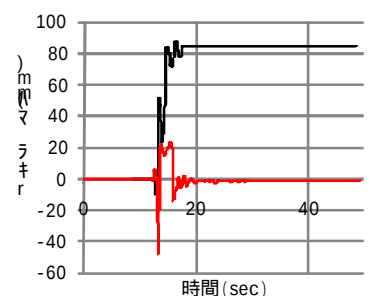


図 3.4.3-17 柱脚のすべり変位 (1 通)

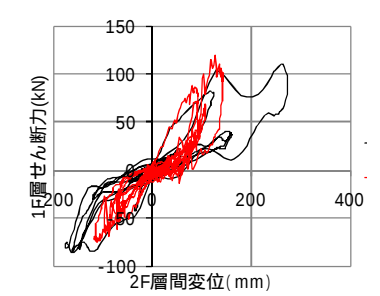


図 3.4.3-18 建物 1F 層せん断力 - 層間変位関係 (短辺方向)

No1 - E1 (8P・6P) MO 低減 - JMA KOBE 赤：実験値、黒：解析値

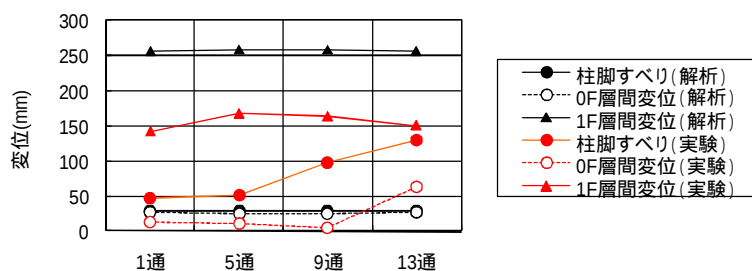


図 3.4.3-19 1E1 試験体・各構面の最大層間変位等（短辺方向）

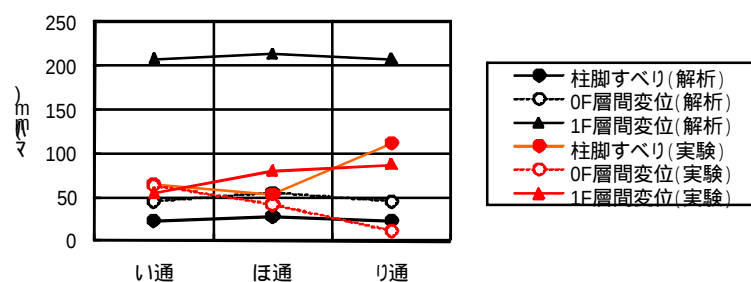


図 3.4.3-20 1E1 試験体・各構面の最大層間変位等（長辺方向）

No2 - E2 (8P・6P) - JMA KOBE 赤：実験値、黒：解析値

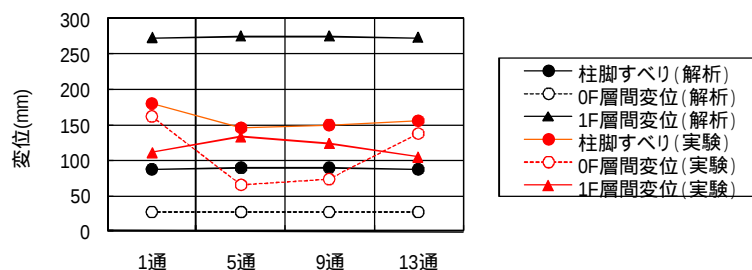


図 3.4.3-21 1E2 試験体・各構面の最大層間変位等（短辺方向）

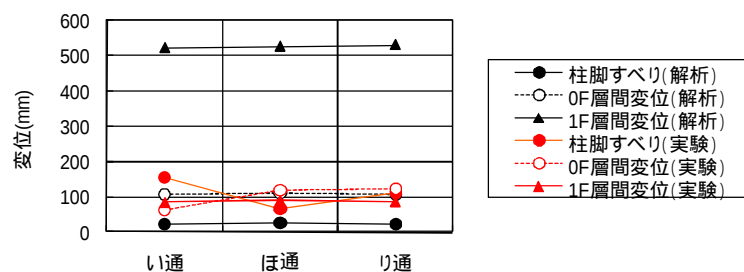


図 3.4.3-22 1E2 試験体・各構面の最大層間変位等（長辺方向）

No3 -A -BCJ -L2(第2種地盤)

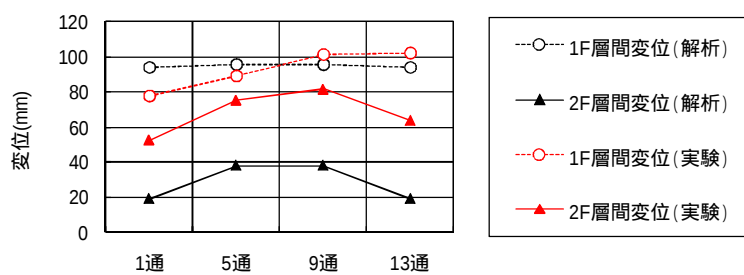


図 3.4.3 -23 3A 試験体・各構面の最大層間変位等（短辺方向）

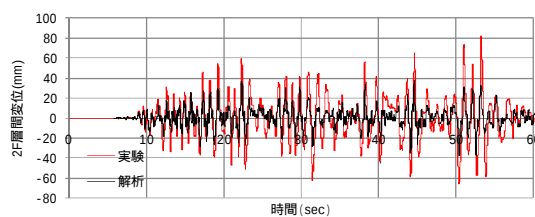
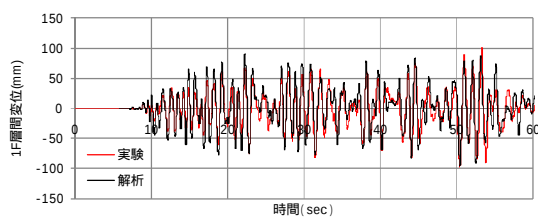


図 3.4.3 -24 1F 層間変位時刻歴応答（1 通り） 図 3.4.3 -24 2F 層間変位時刻歴応答（1 通り）

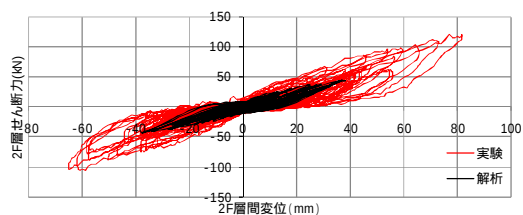
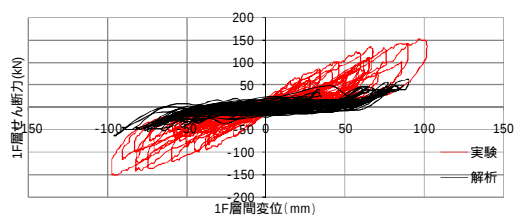


図 3.4.3 -26 建物 1F 層せん断力・層間変位関係（短辺方向） 図 3.4.3 -27 建物 2F 層せん断力・層間変位関係（短辺方向）

No3 - B - BCJ -L2(第2種地盤)

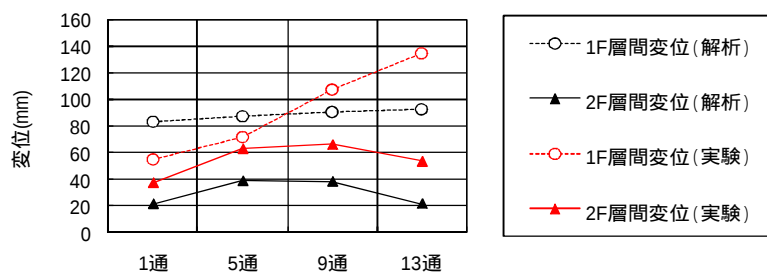


図 3.4.3 -28 3B 試験体・各構面の最大層間変位等（短辺方向）

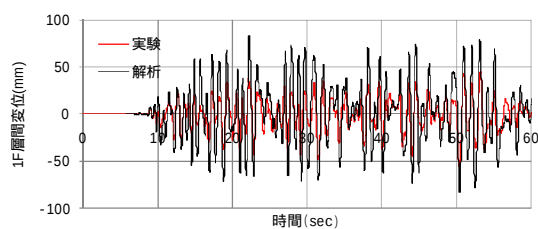


図 3.4.3 -29 1F 層間変位時刻歴応答（1通り）

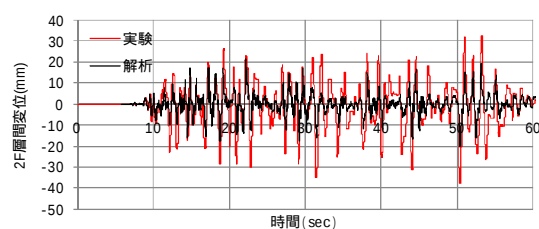


図 3.4.3 -30 2F 層間変位時刻歴応答（1通り）

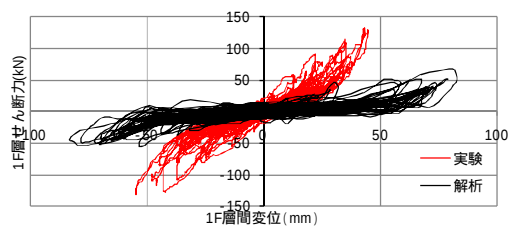


図 3.4.3 -31 建物 1F 層せん断力 -層間変位関係（短辺方向）

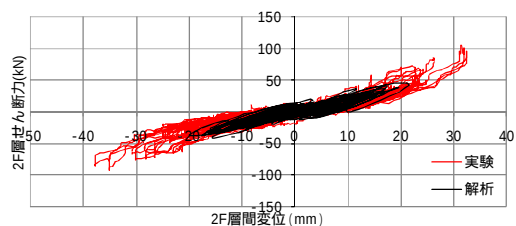


図 3.4.3 -32 建物 2F 層せん断力 -層間変位関係（短辺方向）

No4 - A -JMA -Kobe(100%)

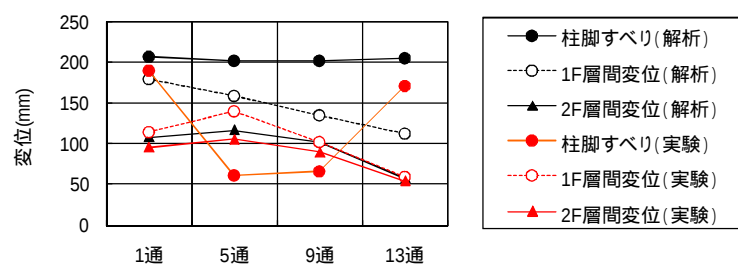


図 3.4.3 -33 4B 試験体・各構面の最大層間変位等（短辺方向）

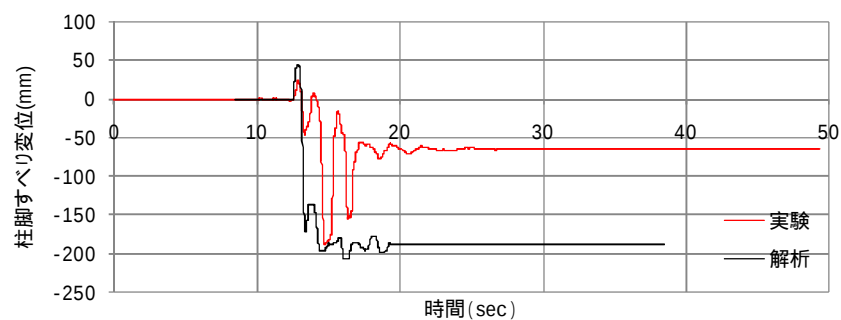


図 3.4.3 -34 4B 試験体 柱脚のすべり変位（1 通り）

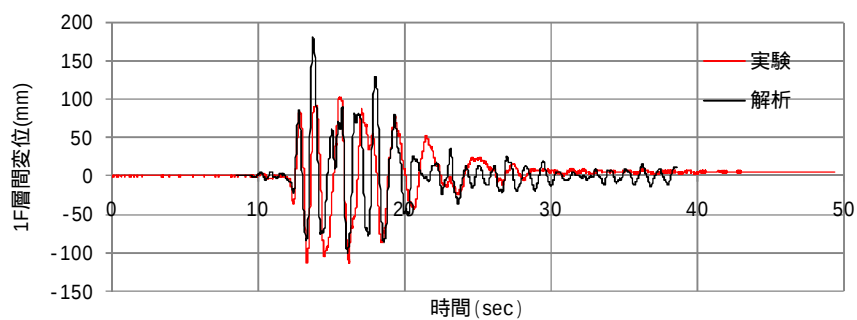


図 3.4.3 -35 4B 試験体 1F 層間変位時刻歴応答（1 通り）

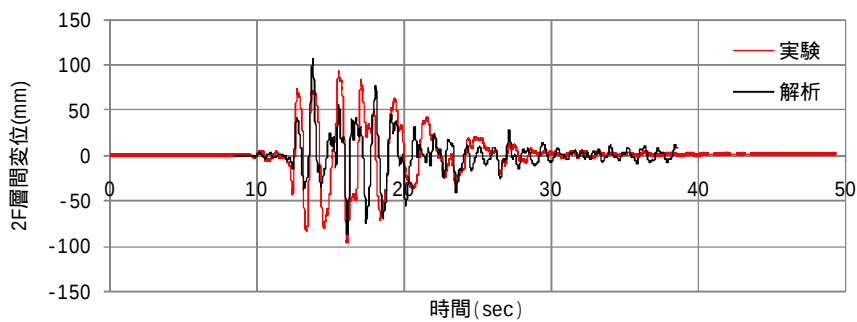


図 3.4.3 -36 4B 試験体 2F 層間変位時刻歴応答（1 通り）

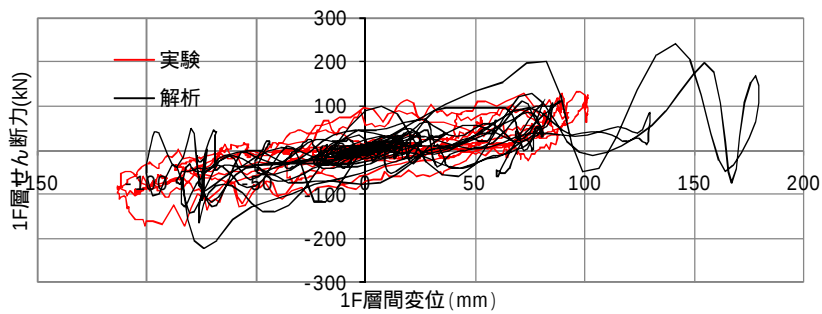


図 3.4.3 -37 4B 試験体・建物 1F 層せん断力 -層間変位関係（短辺方向）

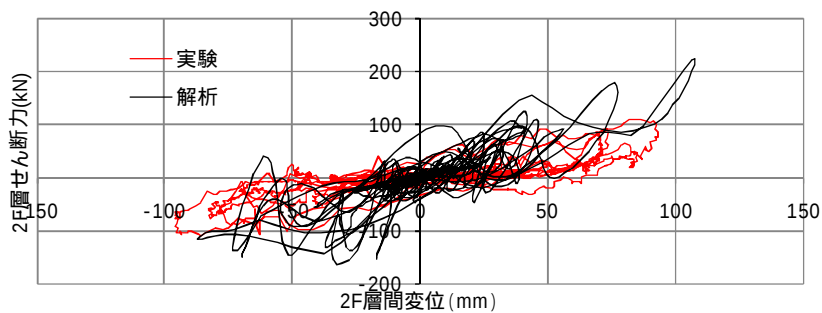


図 3.4.3 -38 4B 試験体・建物 2F 層せん断力 -層間変位関係（短辺方向）

（４）今後の課題

解析全般にわたり柱脚のすべり変位は、他の特性値に比べ、解析値と実験値には大きな差が生じている。これは、解析では柱脚部と礎石間における摩擦係数を一定値として扱ったためであると考えられる。今後、摩擦係数のばらつきを考慮した解析を行うことが重要である。また、本解析では、柱脚の浮き上がりをモデル化できていないために、実際の挙動を追跡できていないことも要因として考えられる。また本解析では、仕口接合部の非線形特性を回転バネ要素を用いてモデル化しているものの、仕口形状の弱軸に対する特性値はピン接合とするなどの簡易な取り扱いをしているため、今後、接合部の特性が建物全体応答に及ぼす影響について詳細な検討を行う必要がある。

3.4.4 解析結果と実験結果の比較（モデル Na）

（1）解析モデルの概要

1）解析理論

基本理論として用いた個別要素法（Distinct Element Method）は岩盤の崩壊を計算する為に開発された「非連続体解析法（バラバラな物体の挙動を計算する手法）」であるが、木造建築物の立体骨組の倒壊までを追跡できる解析手法が提案されている。本項で用いる計算は独立行政法人建築研究所において研究用に開発された倒壊解析ソフトウェア（wallstat ver.1.10）の柱脚滑り挙動の計算機能をアクティブにして用いた。

2）解析モデル

試験体 1,2、3、4 の解析モデルの概要を図 3.4.4-1 に、壁配置を図 3.4.4-2 に示した。構造上主要な軸材は材端の剛塑性回転バネ＋弾性梁要素の組み合わせで、曲げ破壊の判定をもった非線形梁要素（後述）でモデル化しているため、軸材の曲げ・折損、各部材の軸力の変動等は解析で再現される。接合部は弾塑性の圧縮・引張バネ＋回転バネ（後述）でモデル化しているため、接合部の変形に伴う、柱脚・柱頭の浮き上がり、破断、軸材同士の接合部のモーメント抵抗（ラーメンフレーム効果）は解析で再現される。また、石場立ての柱の柱脚の滑り挙動（後述）は、部材の設置条件による条件分岐によってクーロン摩擦をモデル化しており、任意の滑り方向に対して、動摩擦、静止摩擦を伴った滑り挙動を再現できる。軸組の架構、壁の位置等は、試験体案と同一とした。

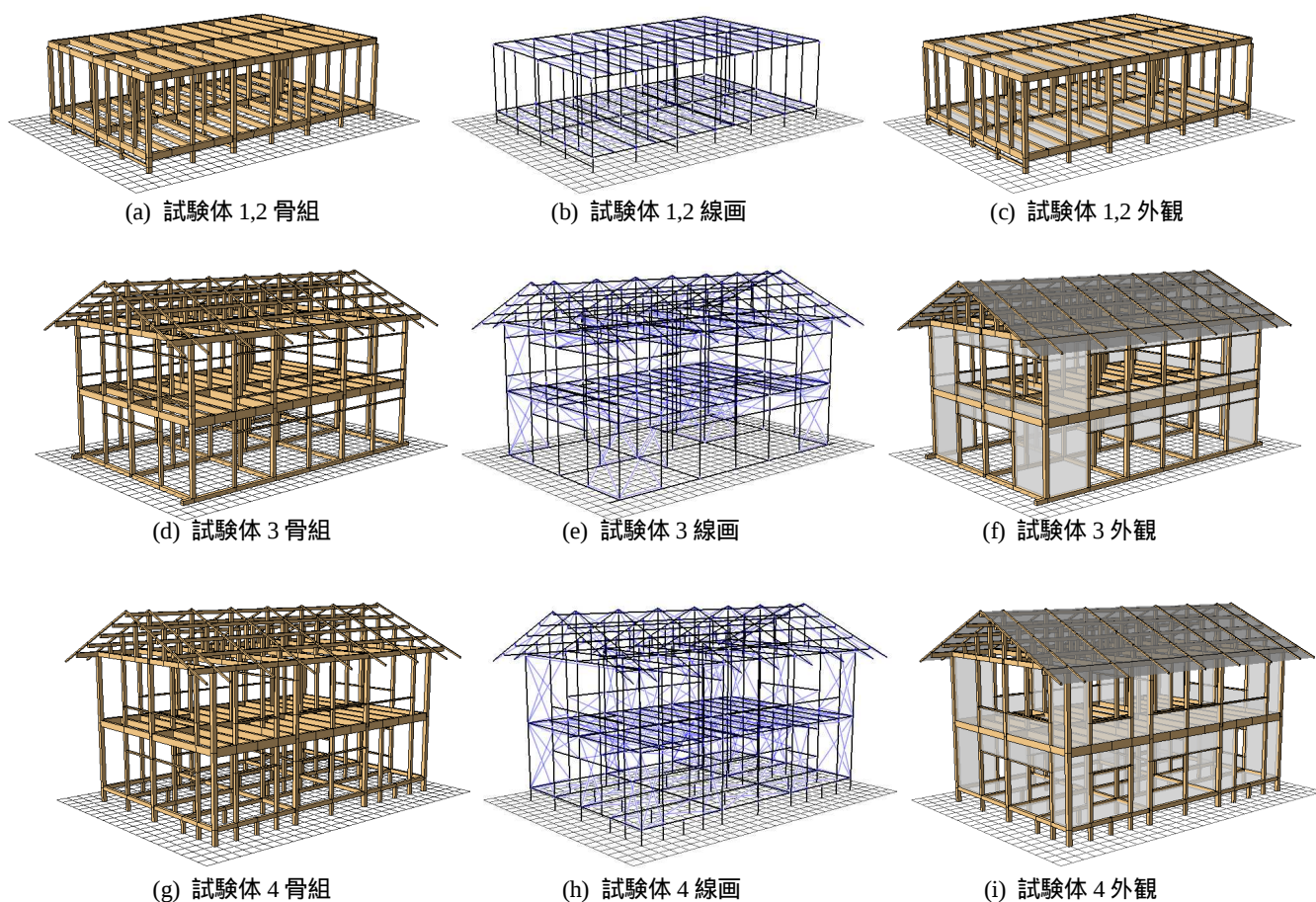


図 3.4.4-1 解析モデルの概要

(a) 軸組

軸組は、図 3.4.4-2 (a) に示したような塑性回転バネ（塑性ヒンジ）＋弾性梁要素でモデル化を行った。履歴特性は図 3.4.4-3(b)に示した履歴則¹⁾を用いた。曲げ強度を 40 N/mm^2 として、断面欠損を考慮し、断面係数を長方形断面の 70% として、最大曲げモーメントを設定した。ヤング係数は柱材を 8.5 kN/mm^2 とし、横架材は 12.0 kN/mm^2 とした。

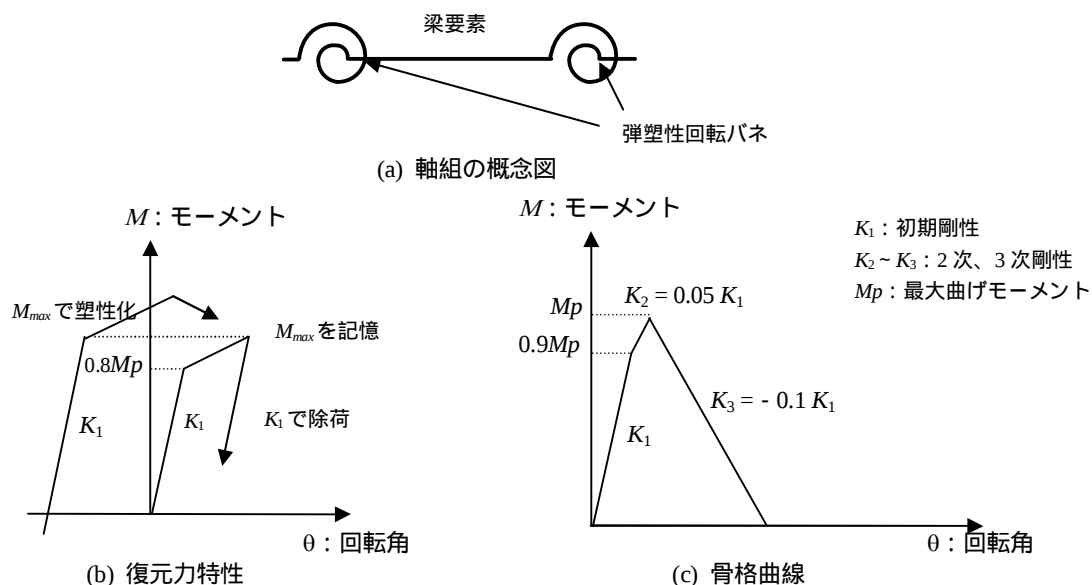


図 3.4.4-2 軸組のモデル化概要

(b) 接合部

軸組間の接合部は図 3.4.4-3(a)に示したような回転バネ＋弾塑性バネ（せん断に対しては剛）を設定した。圧縮引張の弾塑性バネの履歴特性は図 3.4.4-4(b)に示したような片側弾性＋片側スリップ型で、実験データを元に、柱脚・柱頭は長ぼぞ込栓、横架材間の接合部は鼻栓×2 の骨格曲線を設定した。回転バネの履歴特性は図 3.4.4-4(c)に示したようなスリップ型とした。回転バネは強軸、弱軸の各方向に独立に作用する。各バネの骨格曲線の詳細は e)項にて説明する。

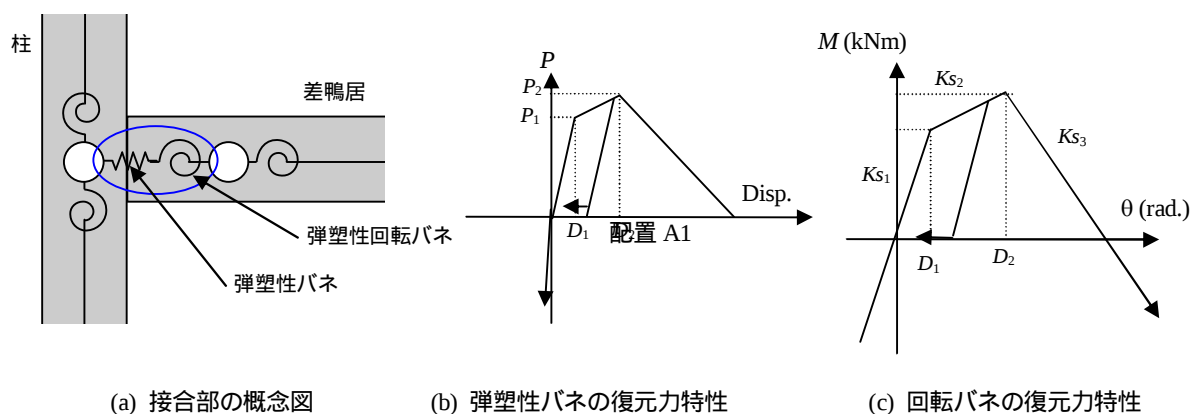


図 3.4.4-3 接合部のモデル化概要

c) 鉛直構面、水平構面

鉛直構面・水平構面はトラス要素でブレース置換することでモデル化を行った。履歴特性は、図 3.4.4-4 に示したバイリニア＋スリップ型履歴則を用いた。垂れ壁、腰壁と全面壁の耐力の補正は

行っていない。各バネの骨格曲線の詳細は 4) 項にて説明する。

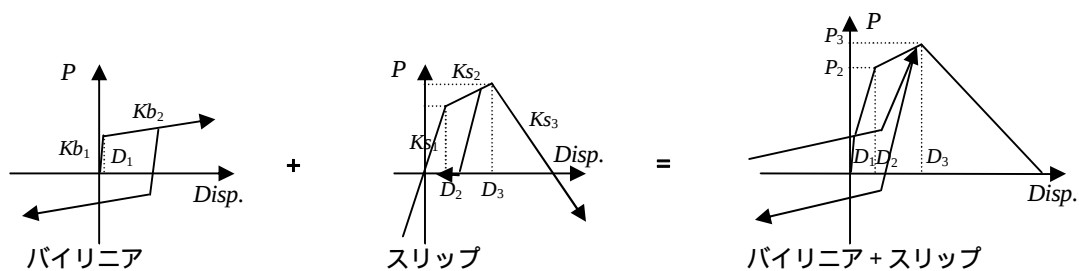


図 3.4.4-4 鉛直構面の履歴特性

(e) 事前解析の骨格曲線

各バネの事前解析の骨格曲線を図 3.4.4-5 に示した。荒壁パネルの骨格曲線は金沢工大の要素実験の結果に適合するように設定したものを「中」とし、その他に「強」「弱」の骨格曲線を設定した。土塗り壁の骨格曲線は、文献 XX) の値を参照にして設定した。1F、2F 床構面、屋根構面の骨格曲線は設計法 WG から提供のあった半剛床の実験結果を参考に設定した。接合部の引張バネの耐力は建築研究所、信州大学で実施した要素実験結果 XX) を参考に設定した。

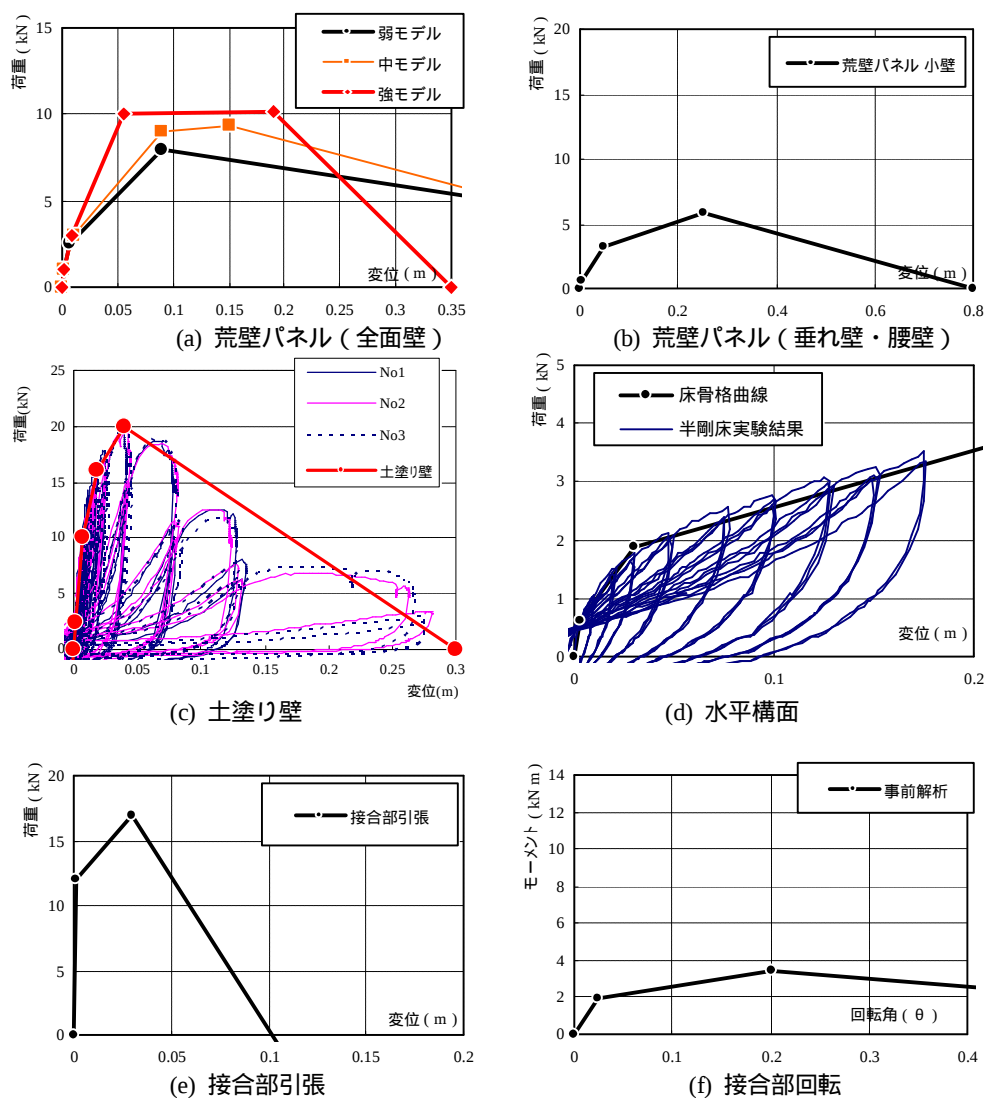


図 3.4.4-5 事前解析の骨格曲線

(f) 柱脚の条件

試験体 3 は土台の併進自由度を固定として、地震動を土台に直接入力した。試験体 1, 2, 4 では柱脚を滑り支床として、各計算ステップにおいて各柱の下端部に加わる鉛直荷重 N から摩擦力を算出し、柱脚要素に加わる水平力 (F_x, F_y) との比較から滑りの有無を判定した。礎石 - 柱脚間の静止摩擦係数 μ_1 、動摩擦係数 μ_2 を各計算において設定した。

- ・試験体が滑り出す条件： $\mu_1 \times N < (P_x^2 + P_y^2)^{1/2}$
- ・滑りが停止する条件： 柱脚の速度ベクトルと、地盤の速度ベクトルの内積が負になった場合に停止
- ・滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力： $\mu_2 \times N$ （方向は柱脚に作用する水平力と逆方向）

(g) 重量

試験体重量は各層の重量を下記の通り設定し、各階の要素に均等に配分して設定した。

- | | | |
|--------------|----------------------------------|----------------|
| (試験体 No.1,2) | 1F : 78.67 kN (錘無しの場合 : 36.67) | RF : 104.07 kN |
| (試験体 No.3) | 1F : 34.9 kN 2F : 102.7 kN | RF : 124.5 kN |
| (試験体 No.4) | 1F : 109.6 kN 2F : 170.1 kN | RF : 148.9 kN |

(h) 入力地震波

入力地震波には、解析 WG で提供のあった BCJ Lv.1 (2 種地盤補正 $\times 40\%$)、BCJ Lv.2 (2 種地盤補正)、JMA 神戸を用いた。JMA 神戸は NS 方向を解析モデルの短辺方向に入力した。

(2) 事前解析

1) 4P × 4P 試験体の解析

E - ディフェンスでの震動台実験の前に実施された京大防災研での 4P × 4P 試験体の振動台実験の解析を、柱脚の滑り挙動のキャリブレーションとして行った。図 3.4.4-6、図 3.4.4-7 に解析結果（動摩擦係数 0.35）と振動台実験結果を比較して示した。1 層の荷重変形関係、滑り量は動摩擦係数が 0.35 の場合によく適合した。しかし、E - ディフェンス震動台試験体では礎石の仕様が異なるため、以降の事前解析では摩擦係数の水準を数種類想定し、計算を行った。

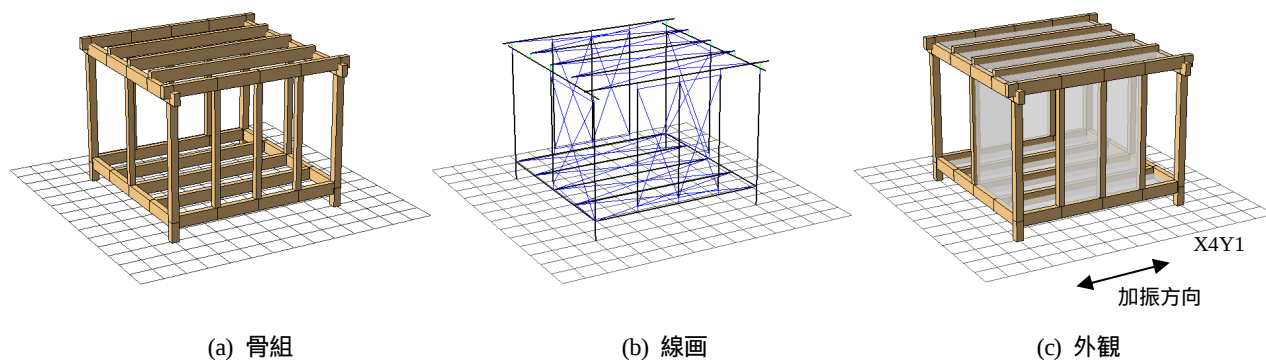


図 3.4.4-6 4P × 4P の解析モデルの概要

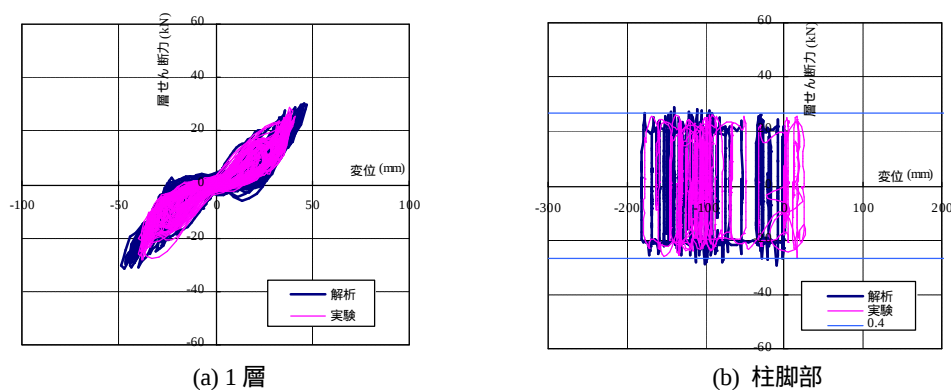


図 3.4.4-7 荷重変形関係の比較

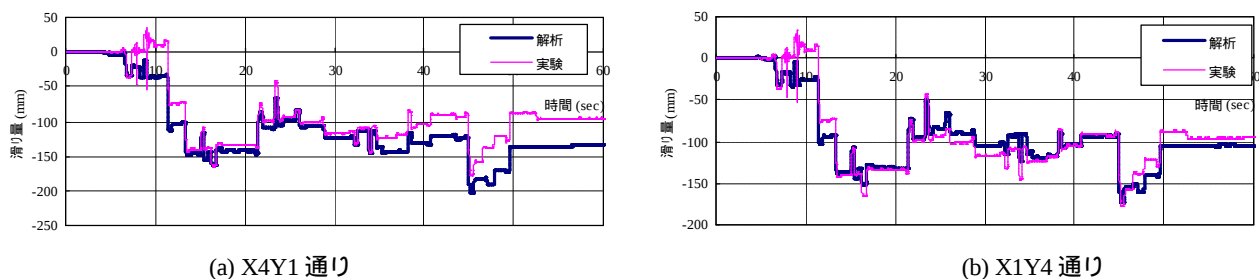


図 3.4.4-8 柱脚滑り量時刻歴

2) 試験体 1、2 の事前解析結果

試験体 1,2 の事前解析では荒壁パネルの耐力が「弱、中、強」の 3 種類、動摩擦係数が「0.4、0.35」の 2 種類の水準で計算を行った。事前解析結果を震動台実験と比較して図 3.4.4-9 ~ 3.4.4-10 に示した。事前解析は動摩擦係数が 0.4 (静止 0.5) 荒壁パネルが「中」の場合の結果を示した。BCJ L2 加振 (A1 ~ B2) では、実験結果に比べ、解析では滑り量が過大であった。JMA 神戸加振 (E1 ~ E2) では、滑り量、1F、2F の層間変形を概ね再現することができた。図 3.1.12 に配置 E1 を詳細に比較した結果を示した。配置 D については震動台実験の際に壁配置の変更があったため、事前解析との比較を行っていない。

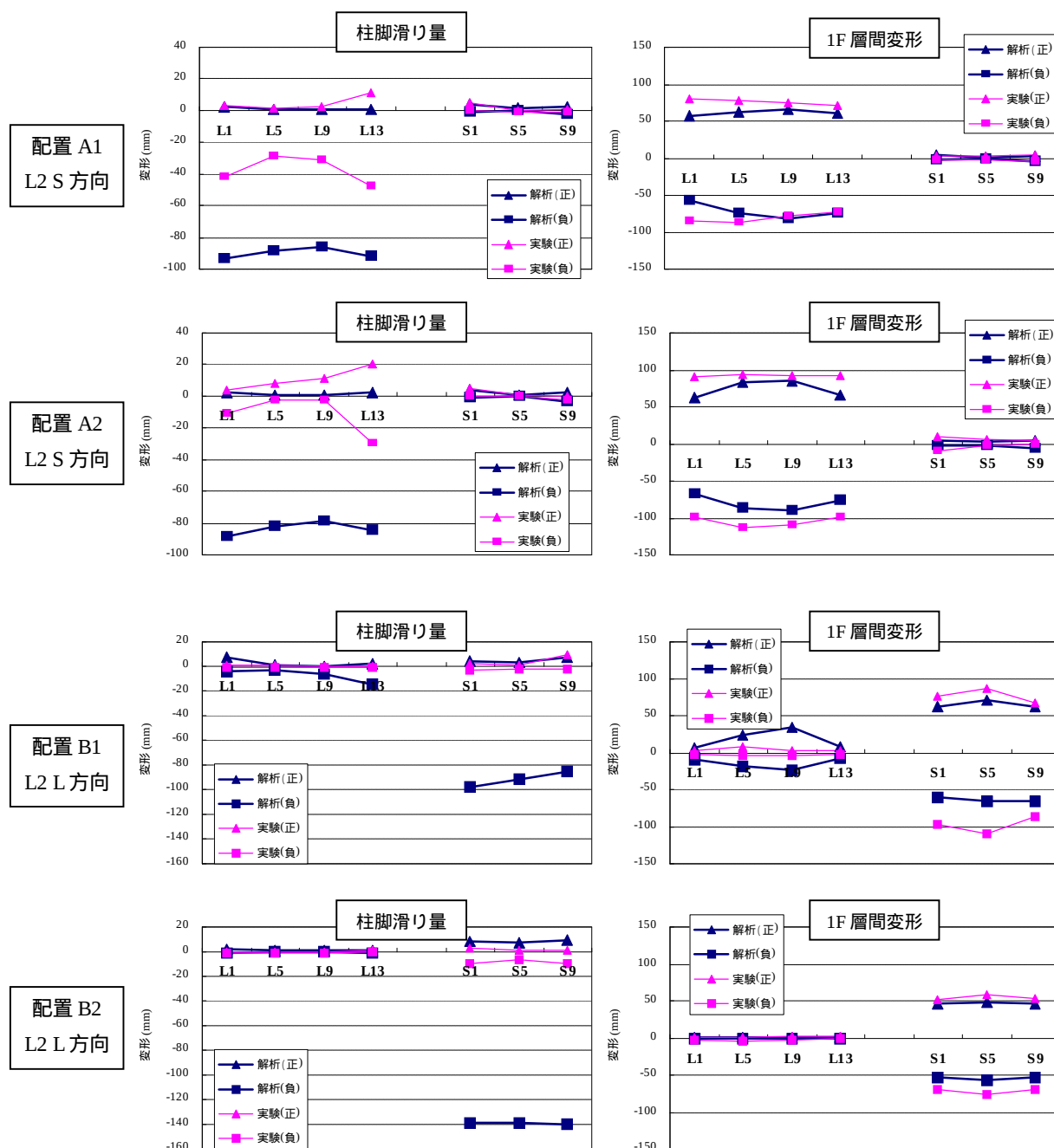


図 3.4.4-9 配置 A、B の事前解析と実験結果の比較

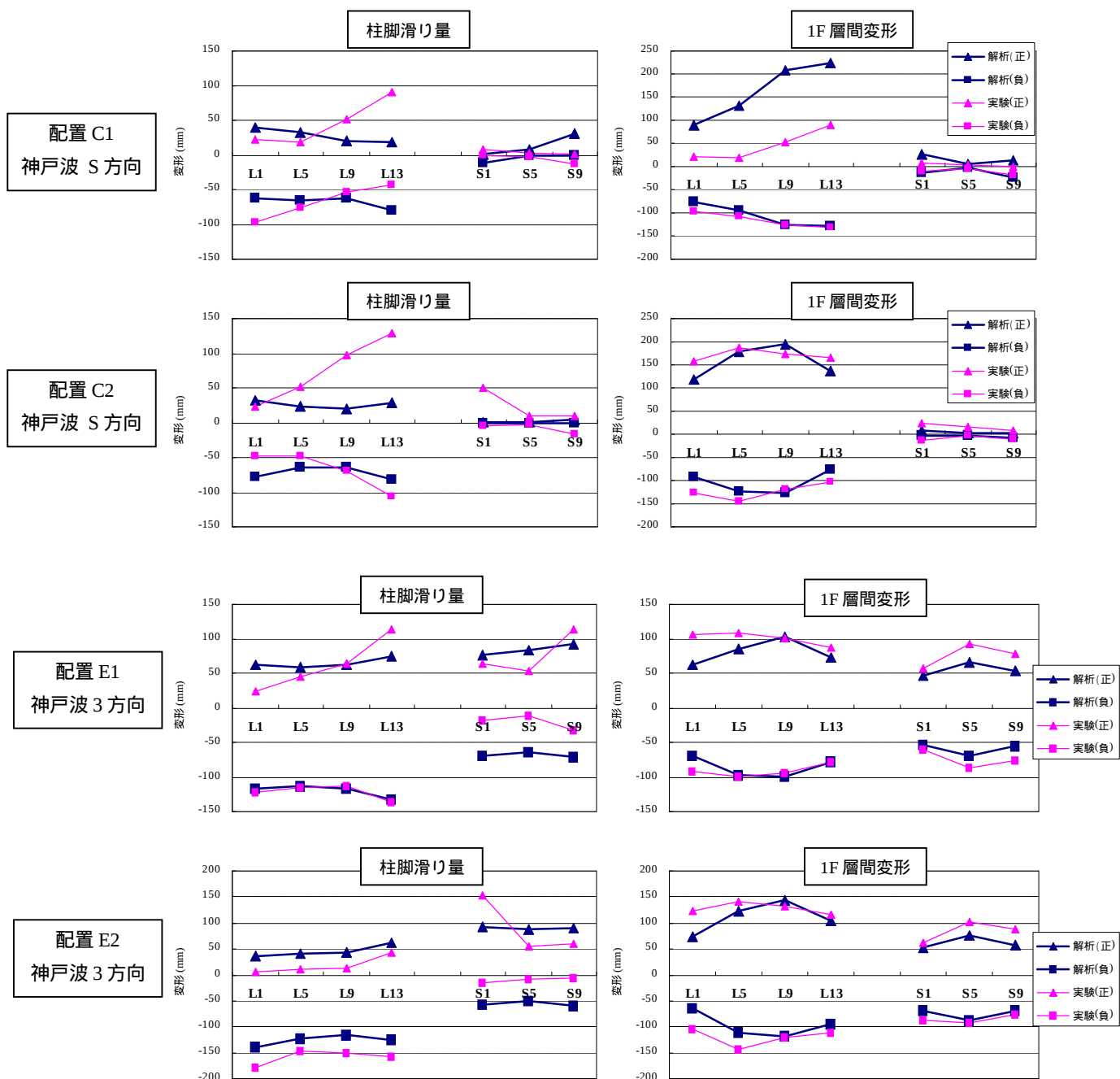


図 3.4.4 -10 配置 C、E の事前解析と実験結果の比較

3) 試験体 3 の事前解析結果

試験体 3 の事前解析では荒壁パネルの耐力が「弱、中、強」の 3 種類の水準で計算を行った。図 3.4.4 -11 ~ 3.4.4 -12 に耐力「中」の解析結果を実験結果と比較して示した。どの解析モデルも、実験結果に比べ、解析の層間変位が大きかった。耐力を過小に見積もったことが原因と考えられる。

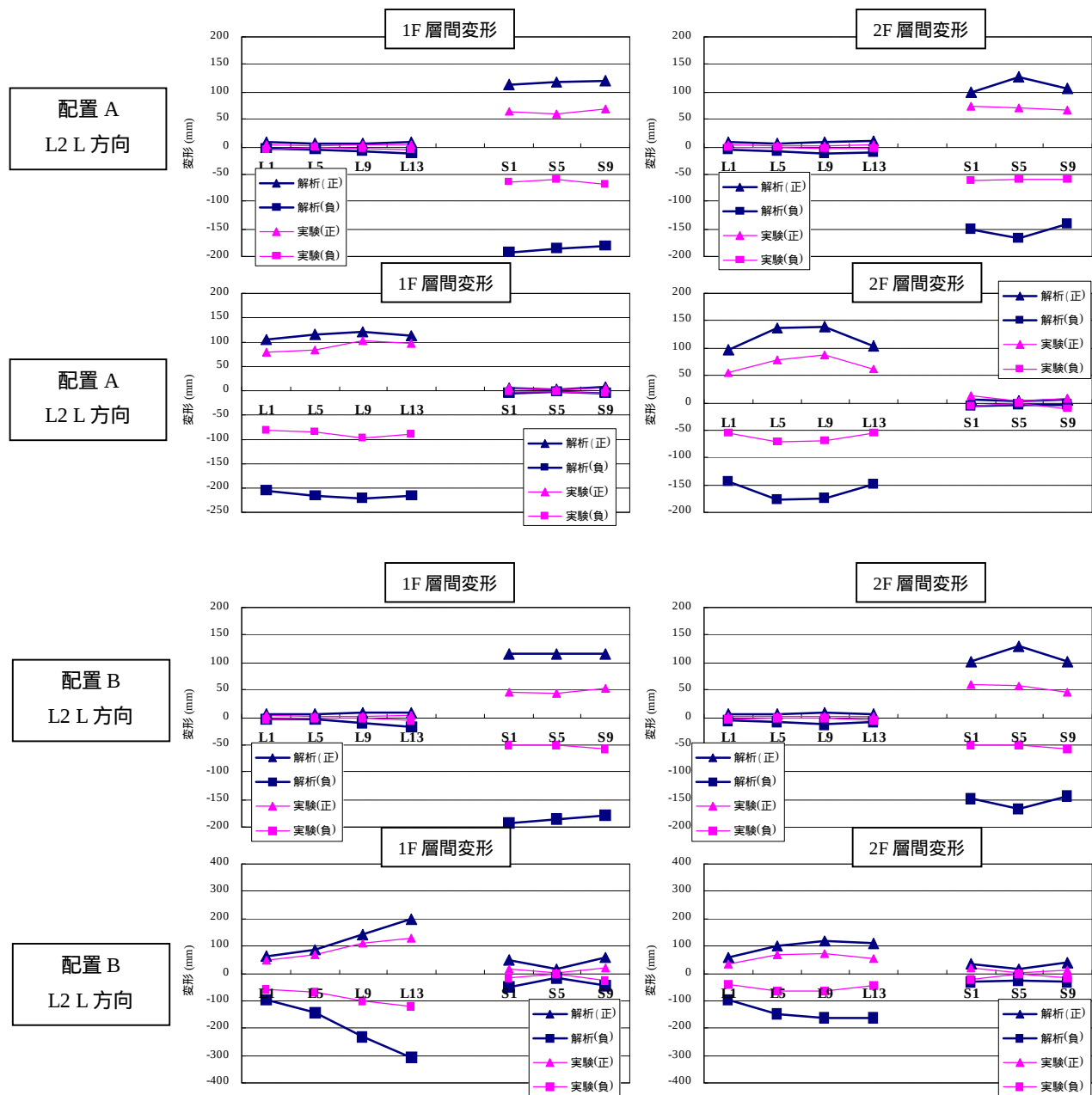


図 3.4.4 -11 配置 A、B の事前解析と実験結果の比較

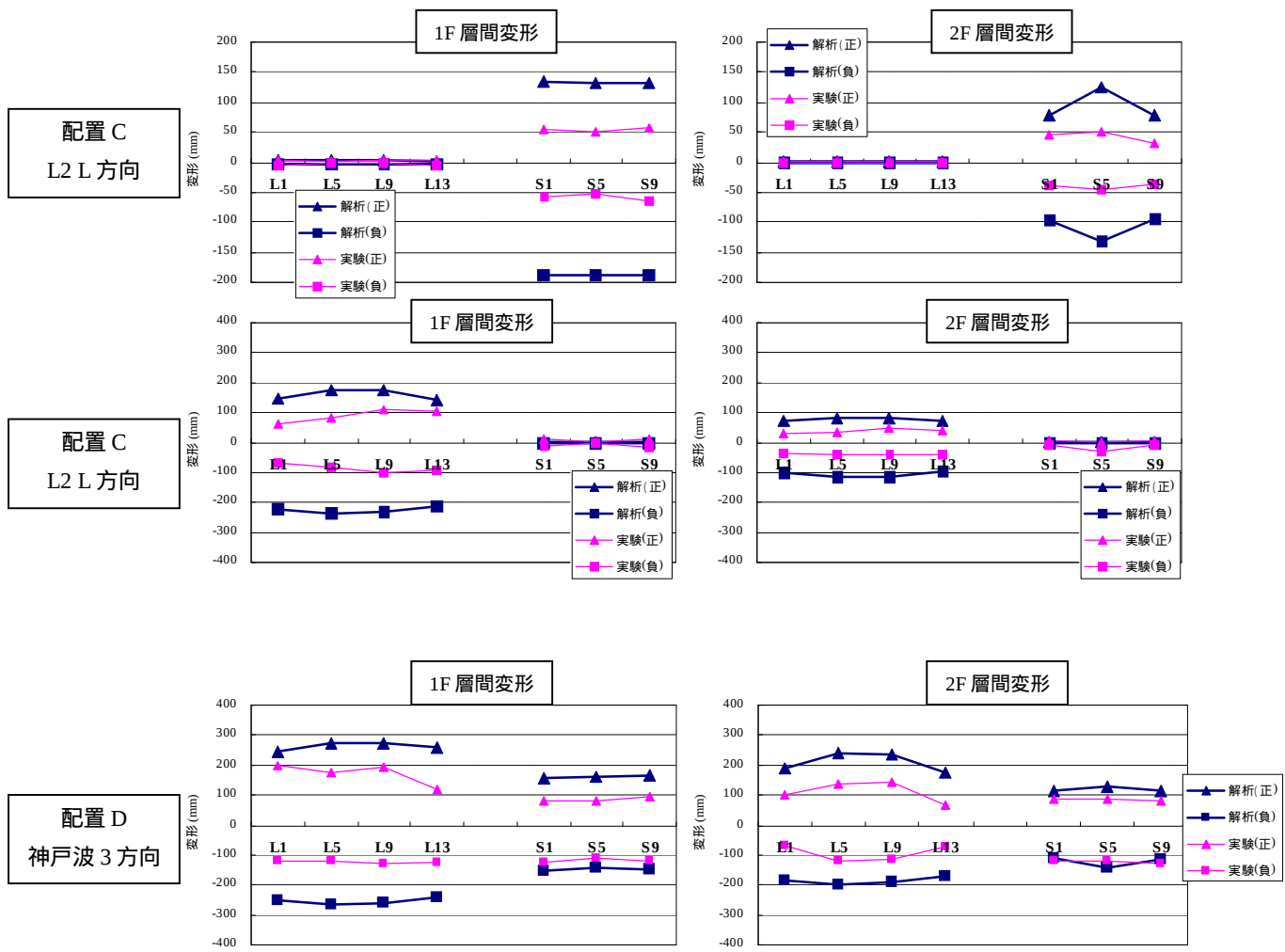


図 3.4.4 -12 配置 C、D の事前解析と実験結果の比較

4) 試験体 4 の事前解析結果

試験体 4 の事前解析では土塗り壁の耐力を要素実験の「60%、80%、100%、120%、150%」の 5 種類、動摩擦係数が「0.5、0.4、0.3」の 3 種類の水準で計算を行った。図 3.4.4-1.13~3.4.4-14 に土塗り壁の耐力が「80%」、動摩擦係数が「0.4」の耐力の解析結果を実験結果と比較して示した。2F の耐力が実験に比べ過大評価であったが、滑り挙動と 1F、2F の層間変形は、どの加振においても、ほぼ適合する結果であった。

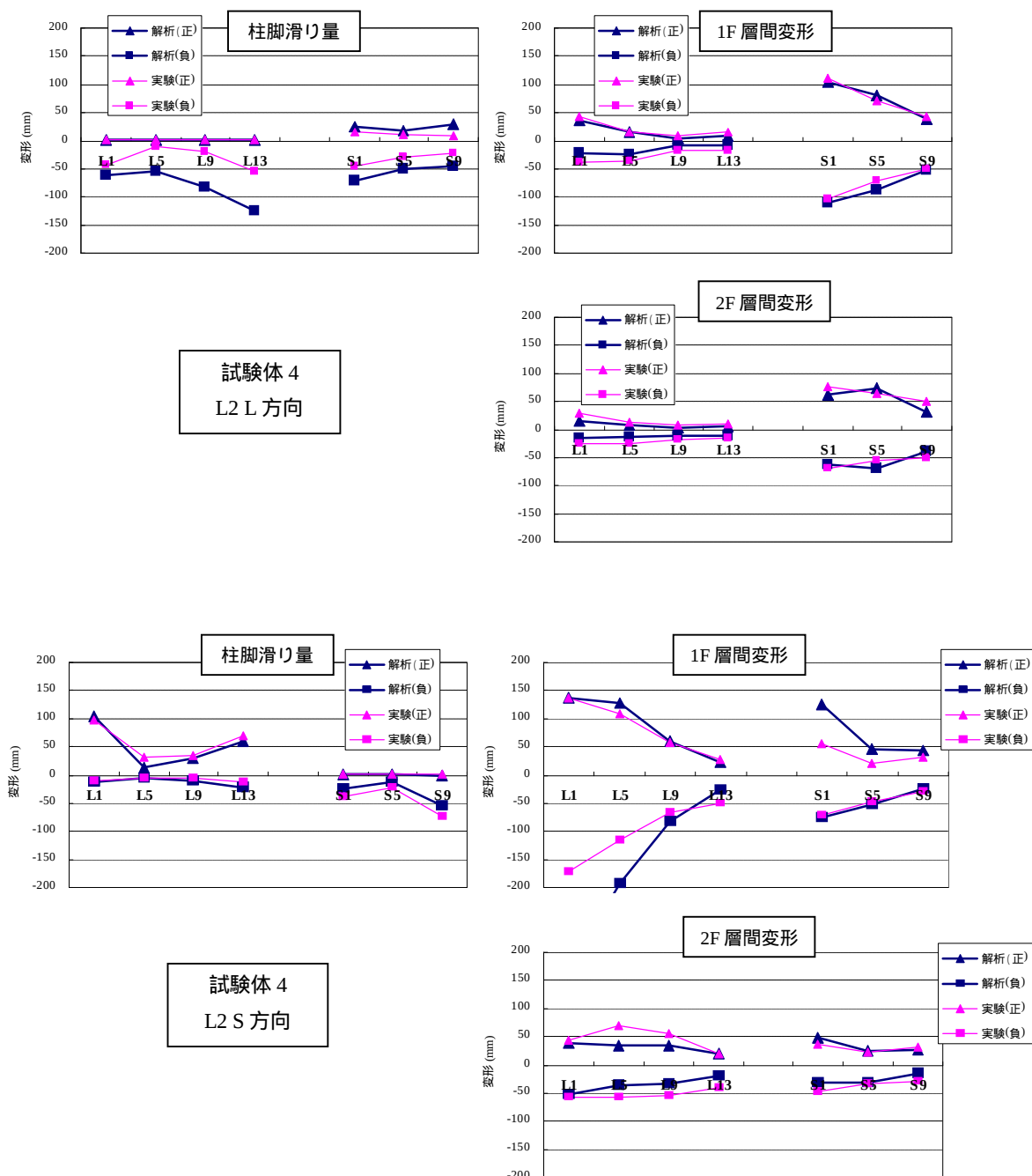


図 3.4.4-13 試験体 4 BCJ L2 加振時の事前解析と実験結果の比較

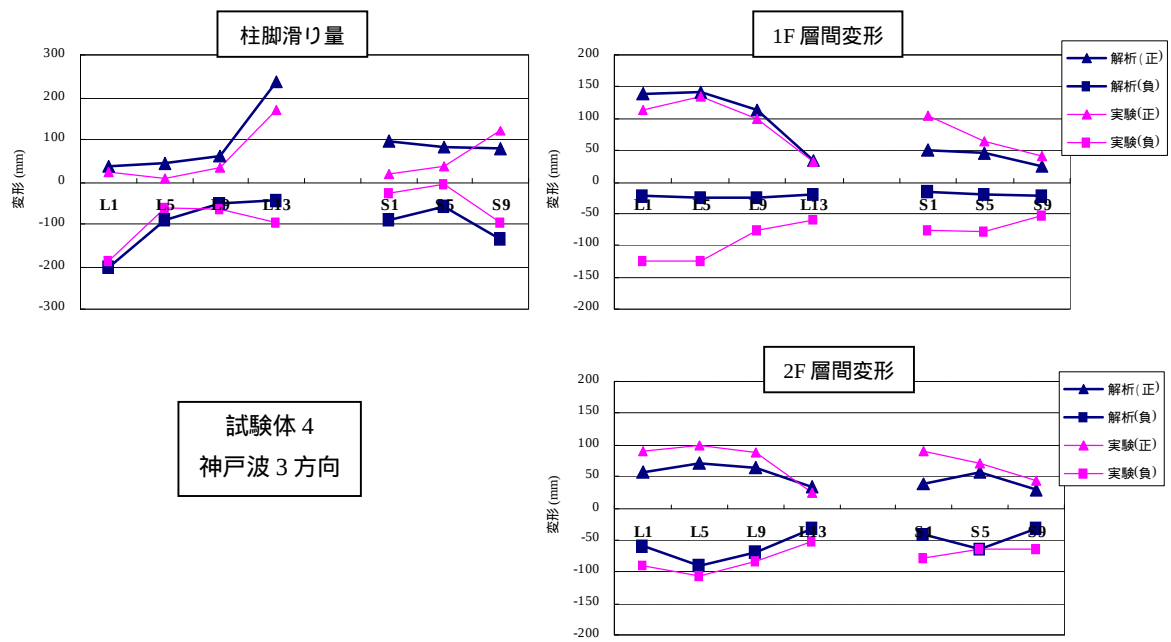


図 3.4.4 -14 試験体 4 JMA 神戸 3 方向加振時の事前解析と実験結果の比較

(3) まとめ

1) 事前解析・事後解析のまとめ

個別要素法を基本理論とした立体骨組モデルによる時刻歴応答解析を行った。震動台実験前に試験体仕様や入力波を決定することを目的として実施した事前解析と、震動台実験の後に実験結果の現象の説明を目的として実施した事後解析について、結果は下記の通りまとめられる。

2) 事前解析と震動台実験の比較

(a) 試験体 1,2

- ・事前解析では荒壁パネルの耐力が「弱、中、強」の3種類、動摩擦係数が「0.4、0.35」の2種類の水準で計算を行った。
- ・BCJ L2 加振 (A1 ~ B2) では、実験結果に比べ、解析では滑り量が過大であった。
- ・JMA 神戸加振 (E1 ~ E2) では、荒壁パネル「中」、動摩擦係数「0.4」のモデルが滑り量、荷重変形関係を概ね再現できた。

(b) 試験体 3

- ・事前解析では荒壁パネルの耐力が「弱、中、強」の3種類の水準で計算を行った。
- ・どの解析モデルも、実験結果に比べ、解析の層間変位が大きかった。耐力を過小に見積もったことが原因と考えられる。

(c) 試験体 4

- ・事前解析では土塗り壁の耐力を要素実験の「60%、80%、100%、120%、150%」の5種類、動摩擦係数が「0.5、0.4、0.3」の3種類の水準で計算を行った。
- ・土塗り壁の耐力が「80%」、動摩擦係数が「0.4」の解析モデルでは、2Fの層せん断力は実験に比べ小さかったが、滑り挙動と1F、2Fの層間変形は、どの加振においても、ほぼ適合する結果であった。

(4) 解析の今後の課題

従来の木造軸組構法を対象とした数値解析モデルでは、主な耐震要素である、鉛直構面、水平構面のせん断耐力—変形関係、接合部の引張方向の耐力 - 変形関係を、正確に把握することが必要と一般的に認識されているが、今回実験を行ったような伝統的構法住宅をモデル化する場合には、上記に加え、接合部の回転抵抗に関する情報、柱脚の滑り挙動に関する情報を正確に把握する必要があると言える。

3.4.5 解析結果と実験結果の比較（モデル Mi）

（1）解析モデルの説明と特徴

トラス要素、接合部バネ要素および曲げ要素群によって構成される 3 次元立体フレームモデルであり、変形に伴う幾何学的非線形、P δ 効果および柱脚浮き上がりを考慮している。柱脚摩擦は柱脚の移動方向にのみ摩擦力が生じるものとし、柱脚軸力変動による摩擦力の変動を考慮している。

（2）3 次元詳細解析と実験の比較（事前解析、事後解析）

（事前解析）

水平耐力要素として耐力壁と柱について復元力を設定した。復元力モデル骨格曲線は既往の静的実験に基づく「最小特性」と「最大特性」のほか、防災研における小規模試験体の振動台実験結果に基づく「動的特性」の 3 種類を設定した。震動台実験における層間変位などの最大応答値に対して「動的特性」を用いた解析結果が最も適合性が高い。

（事後解析）

試験体 No. 1, 2 について、震動台実験結果をもとに水平耐力要素の復元力モデル骨格曲線を修正した。ただし、修正後の骨格曲線を用いた解析結果は加振順序の早い試験体については応答を過大評価している。加振順序の遅い試験体については適合性が比較的良い。これは、軸組が多数回の加振に供されたことにより、加振の累積により軸組の水平耐力性能が徐々に劣化したものと考えられ、結果的に加振順序の早い試験体に対しては軸組(柱)の復元力モデル耐力の設定が過小評価になっていることを示している。

（3）解析結果と実験結果の比較（解析と実験が合わない原因の分析）

（耐力の過小評価について）

上記の震動台実験結果に基づく水平耐力要素の復元力モデル骨格曲線の修正では変位計による層間変位を水平耐力要素の水平変形とみなしたが、これには柱脚の浮き上がりによる水平変位が含まれているので、変形を過大評価(剛性を過小評価)している可能性が高い。

（柱脚の滑り）

現時点では解析値と実験値の適合性は低い。今後摩擦係数の設定について精査する予定だが、そもそも無偏心・対称形の試験体において左端と右端の柱脚の滑り量が異なっており、摩擦係数のばらつきを考慮する必要があるかもしれない。

（柱脚の浮上がり）

特に JMA 神戸加振の場合に解析による浮き上がり量が実験値より大きい。この原因として、解析では横架材継手をピンとしているのに対して、実際はいくらかの曲げ剛性が存在し、境界梁としての曲げ戻し効果が高くなっていることが考えられる。この点も今後の検討課題と考えている。