

第3章 解析例

第2章で説明した本研究の解析手法の信頼性を検証することを目的として、木造住宅の振動台実験や、地震時の被害調査の結果と、解析結果の比較を行った。本章ではその検討結果についてプロジェクトごとに報告する。

3.1 補強・無補強木造住宅の震動台実験の解析

本節で検証の対象とした実験は文部科学省補助事業「大都市都市大震災軽減化特別プロジェクト（以下、大大特）」の一環として平成17年度に（独）防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター・実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-ディフェンス）で実施されたものである。実験の詳細は文献⁴⁾を参照されたい。

3.1.1 解析対象の試験体

解析対象の試験体は2棟あり、兵庫県明石市で実在した築約30年の木造軸組構法2階建て住宅で、平面のサイズは玄関の突出部分を除き約5.5m×5.5m、外壁は木ずり下地のラスモルタル、内壁は土塗り壁であった。両棟共に震動台上に移築され、片方を耐震補強し、片方はそのままの状態の実験に供した。無補強の試験体をA棟、補強試験体をB棟と呼ぶ。両試験体の外観を図3.1.1、平面図を図3.1.2に示した。

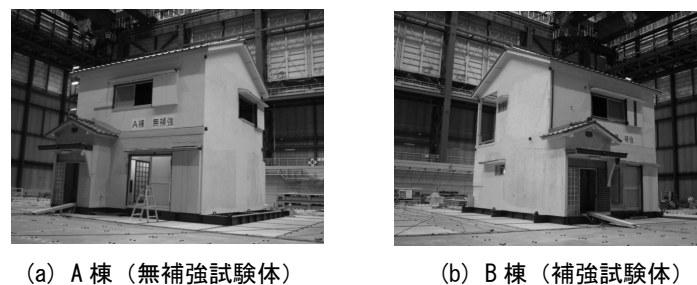


図3.1.1 対象試験体の概観

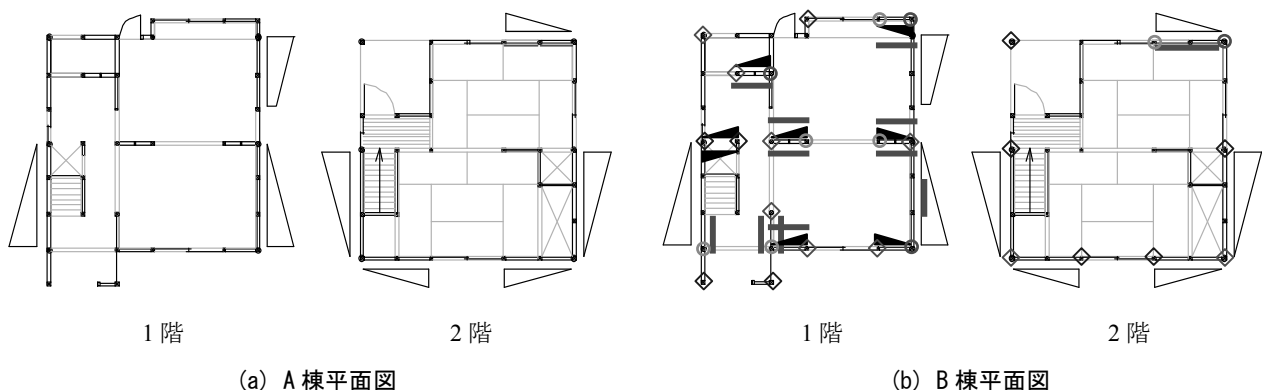


図3.1.2 対象試験体の平面図

凡例：

筋かい		30×90（既存）		45×90（補強）
補強金物		5.1kN（片方）		5.1kN
		15kN HD		25kN HD
				8.5kN
		合板張り		

3.1.2 解析モデル

2章のモデル化手法に基づき、図3.1.3に示したとおりの解析モデルを作成した。本解析モデルではモルタル壁の連層効果、寸法効果による耐力増加現象を表現するために図3.1.4に示したような外装材の新たなモデル化手法を提案した。2章のブレース置換によって鉛直構面のせん断耐力をモデル化する手法とは異なり、パネル要素として外装材を定義してフレームから分離し、2本のせん断バネによってパネル要素と軸材を連結する方法である。モデル化手法の詳細は文献⁵⁾を参照されたい。

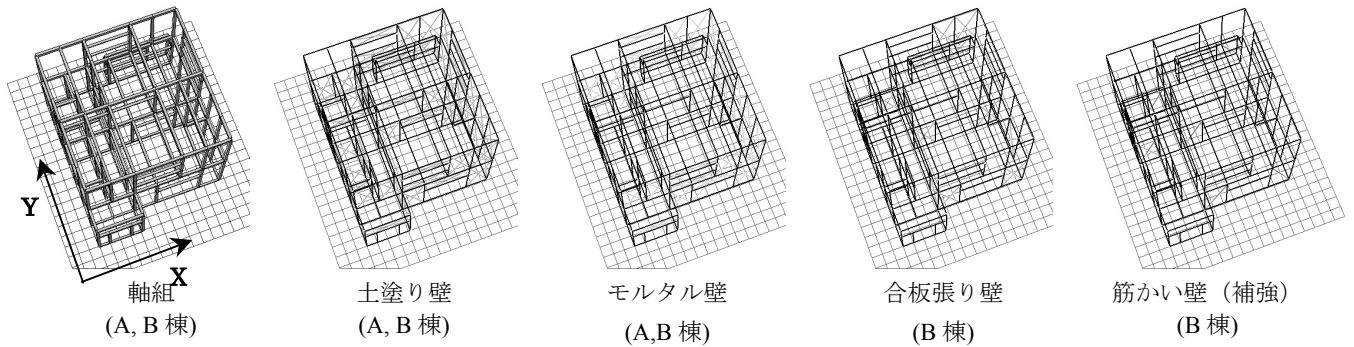


図3.1.3 解析モデルの概要

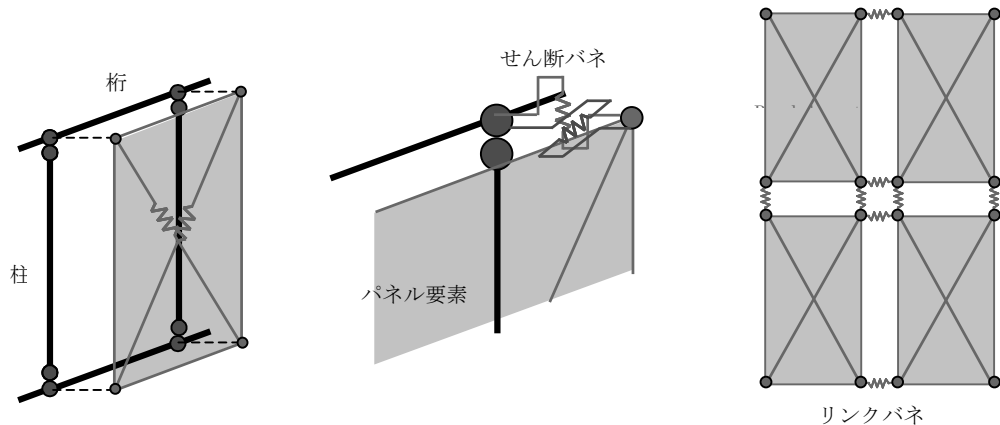


図3.1.4 外装材の新たなモデル化手法の概要

解析モデルはモルタル外壁を従来のブレース置換でモデル化したものと、図3.1.4のパネル要素を用いたものの両方について検討を行った。表3.1.1にモデルの名前を示した。

表3.1.1 解析モデルの概要

解析モデル	対象試験体	モルタルのモデル化
A-br	試験体A (無補強)	ブレース置換
B-br	試験体B (補強)	ブレース置換
A-pn	試験体A (無補強)	パネル要素
B-pn	試験体B (補強)	パネル要素

3.1.3 入力パラメータ

接合部の引張バネ、構面のバネの骨格曲線は要素実験の結果⁶⁾と文献^{4), 17)}の実験結果から図3.1.5、図3.1.6の通り設定した。図中の凡例の **Guideline** は建築防災協会の耐震診断法¹⁷⁾に記載されている荷重変形関係で、**Analysis** は解析で用いた荷重変形関係を示す。

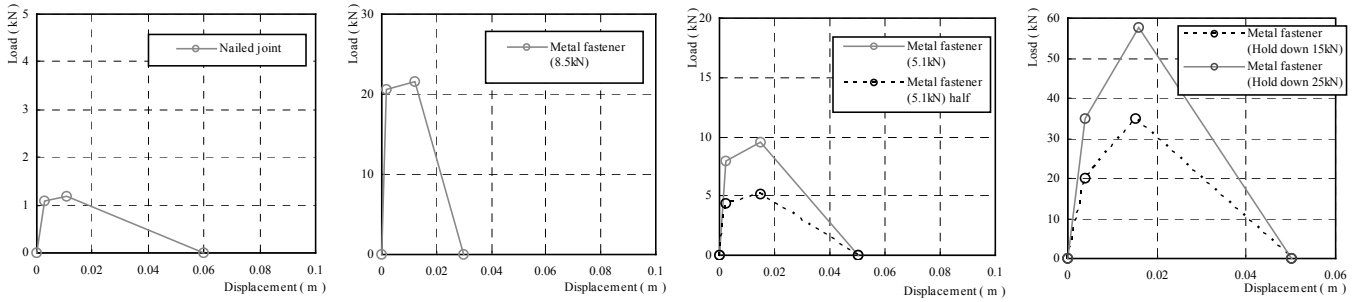


図 3.1.5 接合部引張バネの骨格曲線

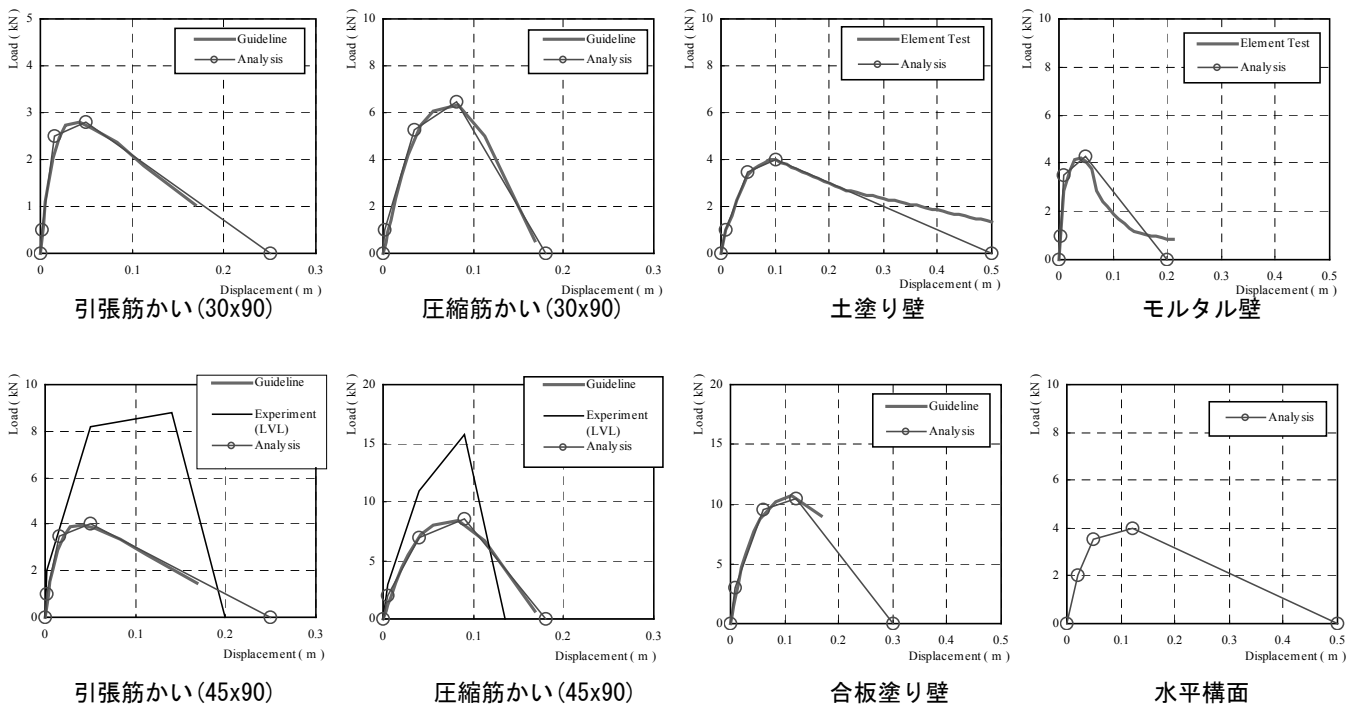


図 3.1.6 構面の骨格曲線（幅 0.91m×高さ 2.73m に基準化）

3.1.4 解析用重量

A 棟、B 棟ともに震動台実験の際に計測した試験体の実績重量に基づき、下記の通りの各層の床レベルを中心とした串団子モデルに置換した場合の各質点重量を、各階の要素に配分した。

1F : 88.7kN 2F : 108.3kN RF : 46.8kN

3.1.5 入力地震波

入力地震波は震動台実験と同様に兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された波形（以下、JR 鷹取）を用いた。

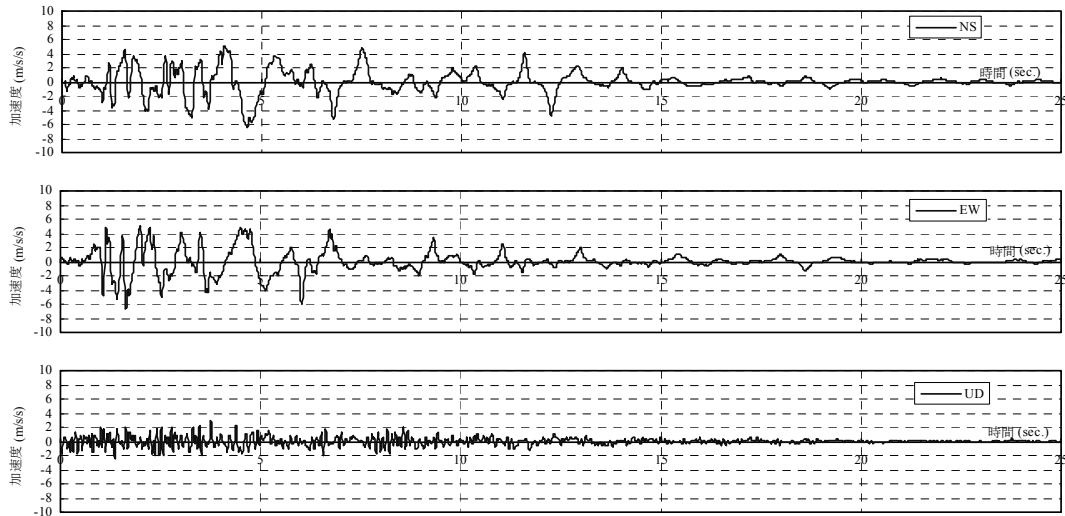


図 3.1.7 JR 鷹取の時刻歴波形

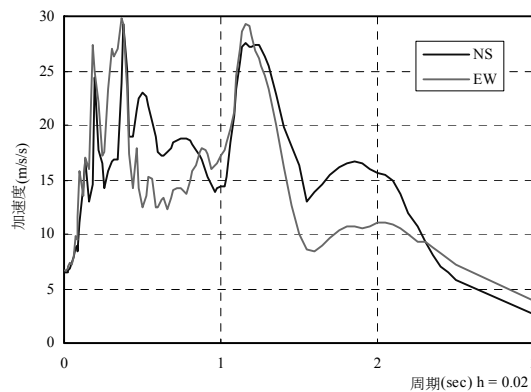


図 3.1.8 JR 鷹取の加速度応答スペクトル (h=0.02)

3.1.6 プッシュオーバー解析

解析モデルの地盤レベルを固定し、2F 床レベルを X 方向、Y 方向にそれぞれ強制変位を与えるプッシュオーバー解析を行った。各モデル各方向の 1 階の荷重変形関係を図 3.1.9 に示した。どのモデルでも Y 方向の耐力が、X 方向よりも強く、B 棟の解析モデルの方が A 棟よりも大きな耐力を示した。また、モルタルのパネル要素を用いたモデルは、ブレース置換を用いた解析モデルより大きな耐力を示した。パネル要素によってモルタルの連層効果、寸法効果が表現されたことがわかった。解析モデルの X 方向は開口が多く、モルタルの面積は Y 方向の壁のほうが大きいいため、連層効果、寸法効果の影響は Y 方向のほうが顕著に現れた。

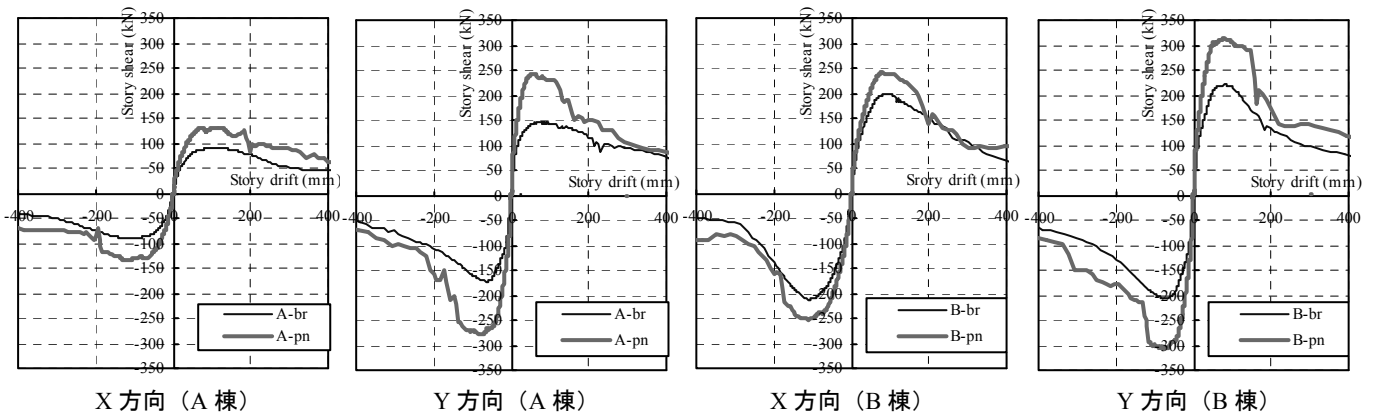


図 3.1.9 プッシュオーバー解析の際の1Fの荷重変形関係

3.1.7 解析結果（地震波入力）

JR 鷹取を 100%スケールで入力した際の各解析モデルの層せん断力-層間変位の関係をそれぞれ震動台実験で記録された結果と比較して図 3.1.10 に示した。震動台実験では JR 鷹取の加振で A 棟が倒壊し、B 棟は大きな損傷を受けたものの、倒壊は免れた。A 棟の解析モデルでは、どちらも倒壊したが、パネル要素を用いた解析モデルが、より震動台実験に近い、層せん断力-層間変位の関係を示した。B 棟の解析モデルでは、ブレース置換を用いた解析モデルは倒壊したが、パネル要素を用いた解析モデルは倒壊せず、X 方向、Y 方向ともに震動台実験に近い結果を示した。図 3.1.11 に各解析モデルの 1F の層間変位の時刻歴波形を震動台実験と比較して示した。パネル要素を用いた解析モデルが、震動台実験と近い波形を示していることがわかる。

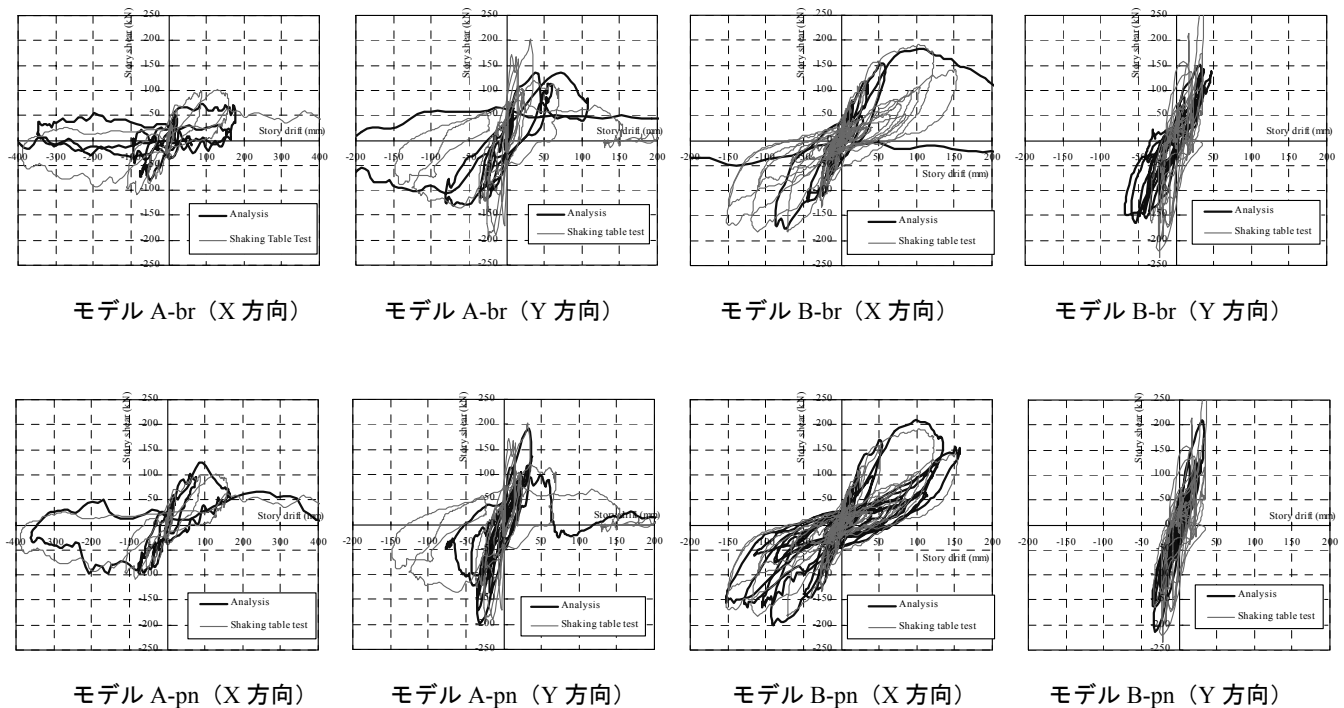


図 3.1.10 JR 鷹取 100%入力の際の解析モデルと震動台実験の層せん断力と層間変位の関係

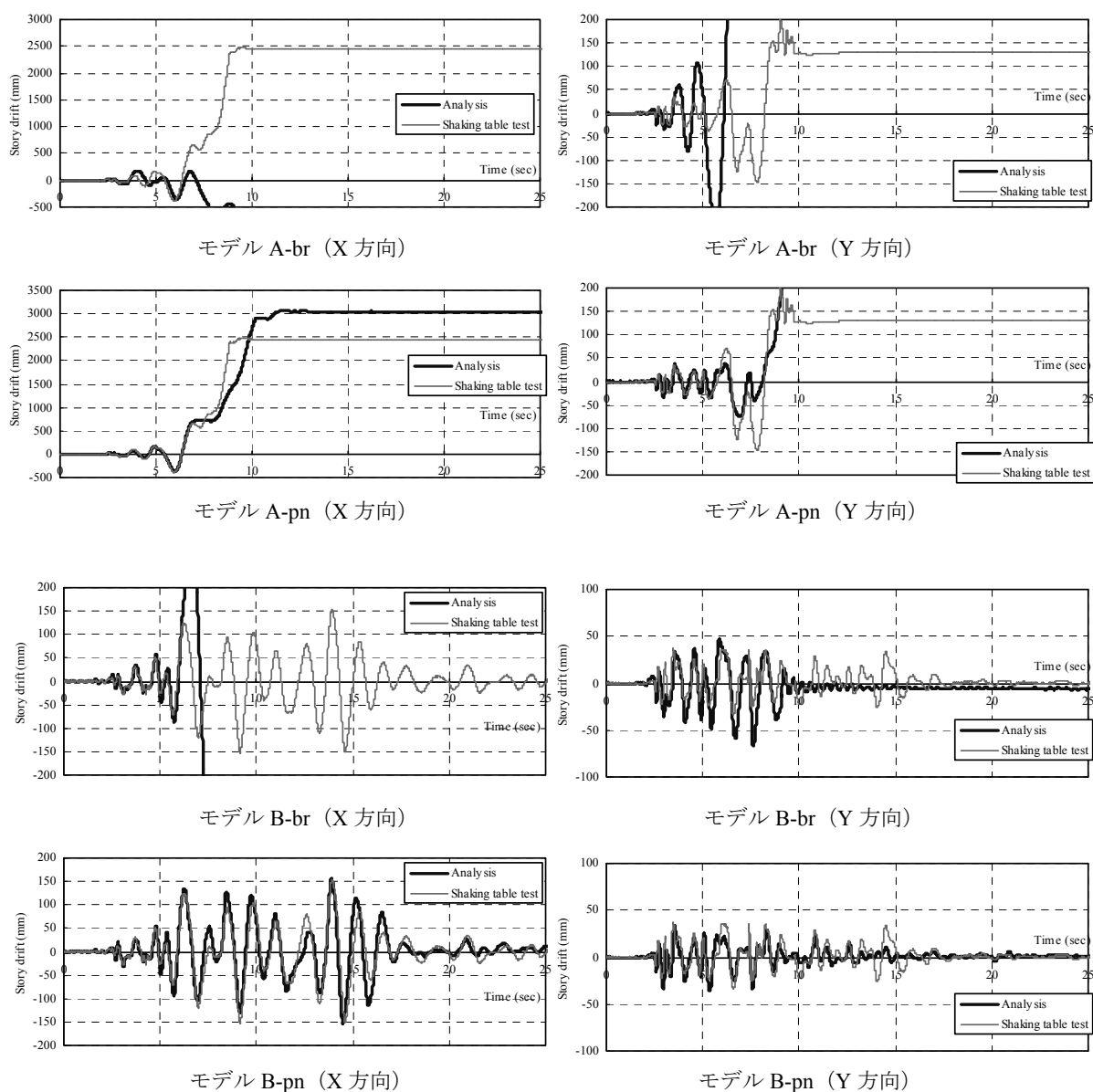


図 3.1.11 JR 鷹取 100%入力の際の解析モデルと震動台実験の層間変位の時刻歴

3.1.8 まとめ

震動台実験に用いられた補強・無補強の木造住宅の解析モデルを作成し、時刻歴応答解析を行った。解析モデルではモルタルの連層効果、寸法効果を表現するため、パネル要素を用いた新たなモデル化手法を用いた。JR 鷹取の入力結果では A 棟、B 棟共にパネル要素を用いた解析モデルが震動台実験に近い層せん断力、層間変位を示した。本研究で提案したモデル化手法によって、軸組構法の木造住宅の補強効果、モルタルの連層効果、寸法効果が精度良く再現できる可能性が示唆された。

3.2. 伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面の振動台実験の解析

本節で検証の対象とした実験は建築研究所重点的研究開発課題「伝統的木造建築物の保全に資する構造・防火関連の技術開発」の一環として、平成19～20年度に防災科学技術研究所との共同研究でつくばの大型振動台で実施されたものである。実験の詳細は文献⁷⁾を参照されたい。

3.2.1 解析対象の試験体

解析対象の試験体は伝統的木造建築物の耐震要素となる垂れ壁と柱からなる構面について、柱脚を固定した場合と、柱脚を固定せずに礎石の上に立てただけの場合の2通りについて検討を行った。平成19年度に柱が150mm角の試験体の実験を行い、平成20年度に柱が135mm角の試験体の実験を行った。試験体の概要を図3.2.1に示した。

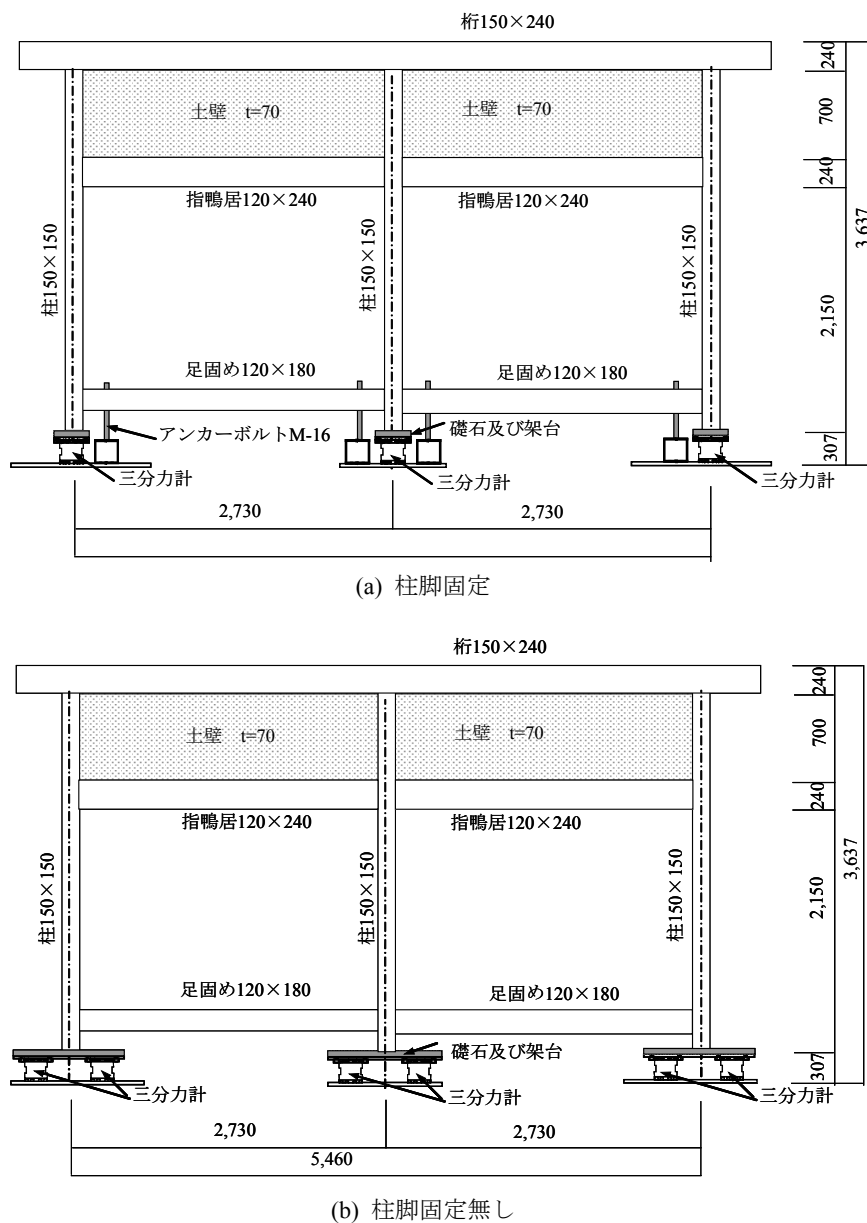
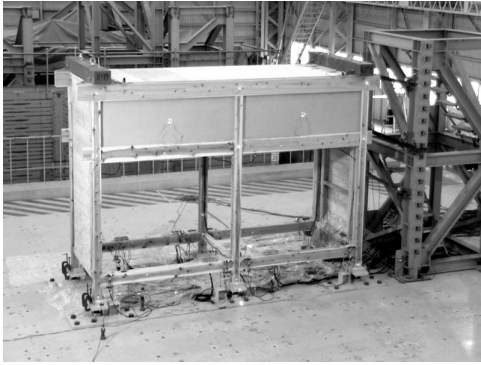


図 3.2.1 試験体概要 (柱が 150mm 角の試験体)



(a) 柱脚固定



(b) 柱脚固定無し

図 3.2.2 試験体外観

3.2.2 解析モデル

軸組（柱・桁・差し鴨居・足固め）は図 3.2.3 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。骨格曲線はスギの文献⁸⁾における曲げ強度の平均値（甲種構造用 I-1 級）を元に、断面係数に従い最大曲げモーメントを設定した。曲げヤング係数は事前に実施した部材調査の平均値を設定した。断面係数・断面 2 次モーメントは仕口部の断面欠損を考慮した。

- ・スギの曲げ強度平均値 43.2 N/mm²
- ・最大曲げモーメント $M_p = 43.2 \times Z$

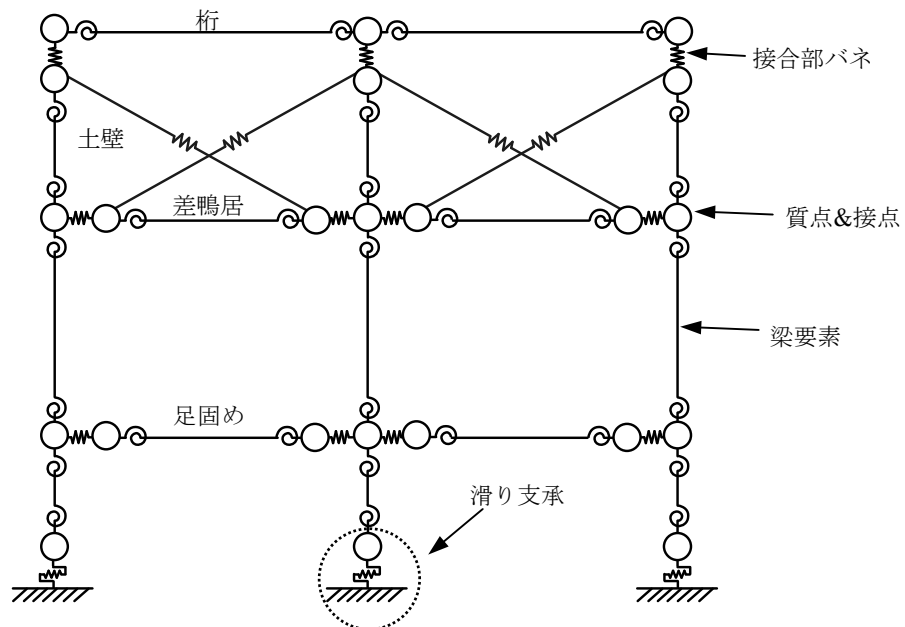


図 3.2.3 解析モデルの概要

3.2.3 接合部、土塗り壁の入力パラメータ

軸組間の接合部（長ほぞ+込栓・鼻栓・車知栓）の回転バネの骨格曲線は文献⁹⁾から長ほぞ+込栓 接合部の実験結果より設定した。引張バネの骨格曲線は図 3.2.4 に示したように別途実施した要素実験の結果から、仕口の仕様に応じて終局耐力の平均値を最大引張耐力として設定した。圧縮はほぼ剛と設定した。

土塗り壁はトラス要素でブレース置換することでモデル化を行い、骨格曲線は厚さ 70mm の土塗り壁のせん断試験の結果¹⁰⁾から荷重—変位関係を設定した。

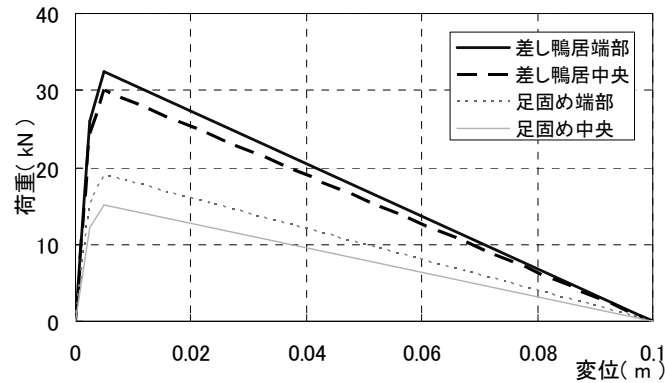


図 3.2.4 接合部の骨格曲線

3.2.3 柱脚のモデル化

「柱脚固定」試験体は足固めを併進固定として、地震動を足固めの要素に直接入力した。「柱脚固定無し」試験体の柱脚は滑り支床として、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 P_x 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 は実験結果（柱脚 3 分力計）から判断し 0.6 とした。動摩擦係数 μ_2 は静止摩擦係数の 70% に設定した。

- ・試験体が滑り出す条件 $\mu_1 \times N < P_x$ （地盤との相対速度の符号が反転した場合に停止）
- ・滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力 $\mu_2 \times N$ （符号は水平力と逆方向）

3.2.4 重量

試験体重量は試験前に計測した各部材の比重の平均値に体積を乗じて各部材の重量を算出し、各質点に配分した。載荷重量は 10.54 kN（「柱脚固定」は 3t の場合も計算）を桁の両端要素に配分した。土壁の重量はとし 3.29 kN（ 910 N/m^2 より計算）とし、桁、柱の上部、差鴨居の要素に配分した。層せん断力算出用重量は 15.89 kN とした。重量載下後の解析モデルの桁行方向の 1 次固有振動数は柱が 150mm 角のモデルで「柱脚固定」：3.17 Hz、「柱脚固定無し」：1.76 Hz であった。

3.2.4 入力地震波

解析モデルに入力した地震波は振動台実験と同様に下記の順に入力した。

JMA Kobe NS 25% → JMA Kobe NS 50% → BCI Lv.2 100% → (JMA Kobe NS 50% R: 柱脚固定無)
→ JMA Kobe NS 100% R → (JMA Kobe NS 100% R2 : 柱脚固定有り)

各地震波の強制外乱入力終了後の解析モデルの塑性状態を保存し、続けて次の加振波の入力を

行った。粘性減衰は瞬間剛性比例型 2%とした。

3.2.4 プッシュオーバー解析

図 3.2.5 に各試験体のプッシュオーバー解析の結果を示した。JMA Kobe 100%の応答スペクトルの S_a - S_d も合わせて示した。柱脚固定無しの解析モデルでは、150mm、135mm の両方の解析モデルで層せん断力が一定値を超えると滑り始めて移動する現象がみられた。

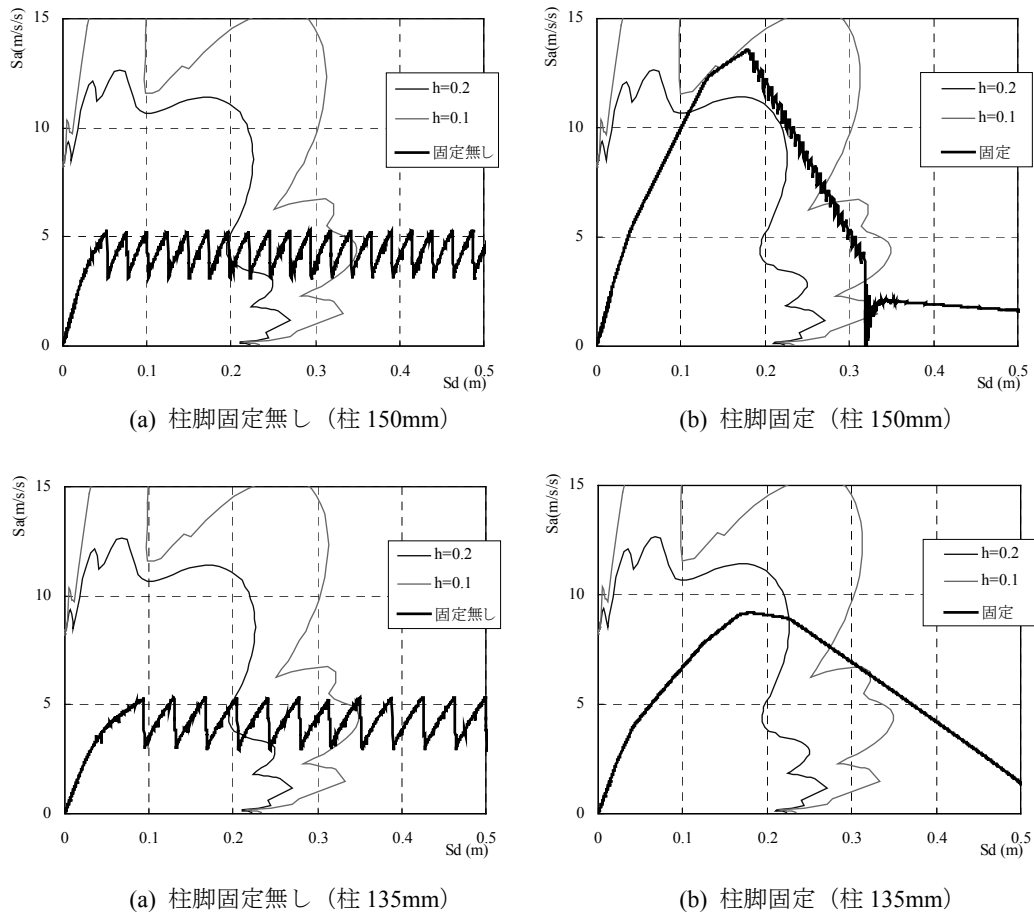


図 3.2.5 プッシュオーバー解析における層せん断力と層間変位の関係

3.2.5 解析結果（地震波入力）

表 3.2.1、表 3.2.2 に各入力波における最大層せん断力・破壊状況を示した。「柱脚固定」の入力波⑤において、解析モデルは柱の折損により崩壊に至ったが、実験では柱 1 本の折損のみであった。その他の入力波の実験の破壊状況は解析モデルと良く一致した。図 3.2.6、図 3.2.7 に最大層間変位、「柱脚固定無し」の柱脚最大滑り量を、解析と実験を比較して示した。解析の最大層間変位は実験と概ね一致しているが、柱脚滑り量は入力波によって相違がみられた。実験に用いた試験体の載荷重量の左右不均衡等の影響が考えられるが、一致させるには滑り支承モデルの精緻化が必要であることが分かった。

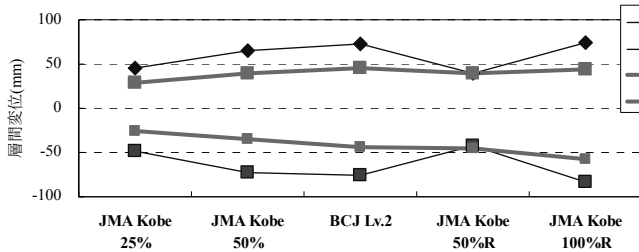
表 3.2.1 柱が 150mm 角の解析モデルと実験結果の比較

(a) 柱脚固定無し (柱 150mm)

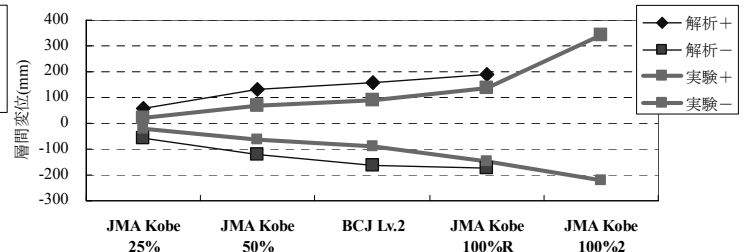
地震波		層間変位(mm)		層せん断力(kN)		柱脚滑り量(mm)		損傷状況
		正	負	正	負	正	負	
解析	JMA Kobe 25%	44.8	-47.8	7.50	-7.62	2.9	-9.7	損傷無し
	JMA Kobe 50%	64.8	-72.9	9.41	-9.49	76.0	-28.1	損傷無し
	BCJ Lv.2	72.4	-75.7	9.94	-10.10	162.5	-33.2	損傷無し
	JMA Kobe 50%R	39.2	-41.9	9.84	-9.90	0.4	-94.8	損傷無し
	JMA Kobe 100%R	75.0	-82.6	10.02	-9.40	64.9	-124.1	損傷無し
実験	JMA Kobe 25%	29.5	-25.2	8.19	-7.73	1.6	-0.6	損傷無し
	JMA Kobe 50%	39.9	-35.3	12.04	-9.91	168.8	-0.4	損傷無し
	BCJ Lv.2	45.3	-43.8	15.20	-12.29	113.3	-41.2	損傷無し
	JMA Kobe 50%R	38.8	-44.9	12.57	-11.15	0.6	-97.6	損傷無し
	JMA Kobe 100%R	44.4	-57.4	16.31	-15.88	30.4	-230.5	損傷無し

(b) 柱脚固定 (柱 150mm)

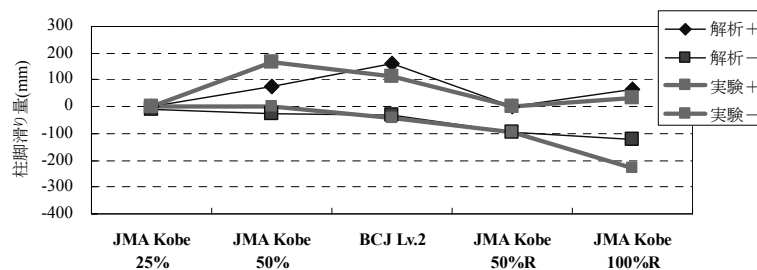
地震波		層間変位(mm)		層せん断力(kN)		柱脚滑り量(mm)		損傷状況
		正	負	正	負	正	負	
解析	JMA Kobe 25%	58.4	-57.0	8.9	-8.7	—	—	損傷無し
	JMA Kobe 50%	129.9	-123.3	14.6	-14.2	—	—	損傷無し
	BCJ Lv.2	156.6	-164.2	15.9	-16.6	—	—	損傷無し
	JMA Kobe 100%R	188.9	-174.0	28.7	-28.3	—	—	土壁
	JMA Kobe 100%2	—	—	—	—	—	—	倒壊
実験	JMA Kobe 25%	23.6	-21.2	8.3	-7.6	—	—	損傷無し
	JMA Kobe 50%	68.2	-61.4	16.9	-15.4	—	—	損傷無し
	BCJ Lv.2	88.6	-91.0	20.3	-18.6	—	—	損傷無し
	JMA Kobe 100%R	135.3	-148.5	24.5	-29.3	—	—	土壁
	JMA Kobe 100%2	342.4	-219.5	23.0	-18.0	—	—	土壁、柱1本ひび



(a) 柱脚固定無し (柱 150mm)



(b) 柱脚固定 (柱 150mm)



(c) 柱脚滑り量 (柱 150mm)

図 3.2.6 柱が 150mm 角の解析モデルと実験結果の比較

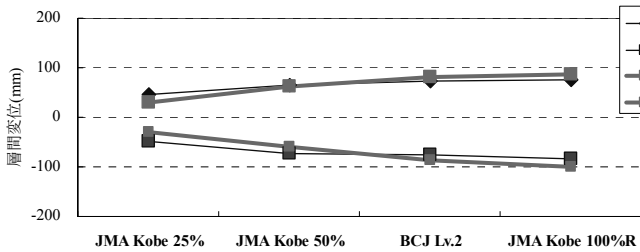
表 3.2.2 柱が 135mm 角の解析モデルと実験結果の比較

(a) 柱脚固定無し (柱 135mm)

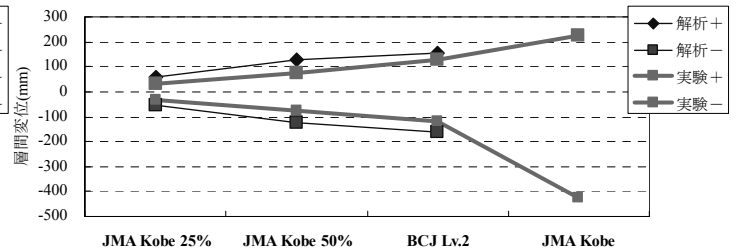
地震波		層間変位(mm)		層せん断力(kN)		柱脚滑り量(mm)		損傷状況
		正	負	正	負	正	負	
解析	JMA Kobe 25%	44.8	-47.8	7.50	-7.62	2.9	-9.7	損傷無し
	JMA Kobe 50%	64.8	-72.9	9.41	-9.49	76.0	-28.1	損傷無し
	BCJ Lv.2	72.4	-75.7	9.94	-10.10	162.5	-33.2	損傷無し
	JMA Kobe 100%R	75.0	-82.6	10.02	-9.40	64.9	-124.1	損傷無し
実験	JMA Kobe 25%	30.2	-30.0	6.61	-6.84	0.7	-0.7	損傷無し
	JMA Kobe 50%	63.0	-58.7	11.90	-11.38	74.9	-0.9	損傷無し
	BCJ Lv.2	81.9	-86.1	13.41	-13.04	256.7	-2.8	損傷無し
	JMA Kobe 100%R	87.6	-100.8	14.92	15.61	48.5	-150.1	損傷無し

(b) 柱脚固定 (柱 135mm)

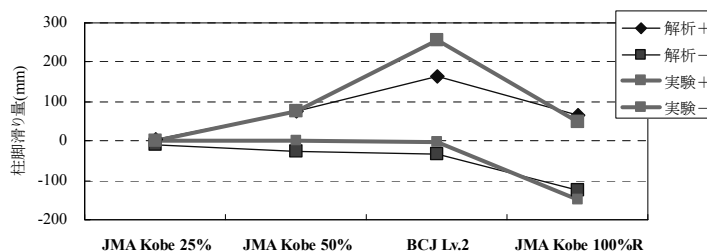
地震波		層間変位(mm)		層せん断力(kN)		柱脚滑り量(mm)		損傷状況
		正	負	正	負	正	負	
解析	JMA Kobe 25%	58.4	-57.0	8.9	-8.7	—	—	損傷無し
	JMA Kobe 50%	129.9	-123.3	14.6	-14.2	—	—	損傷無し
	BCJ Lv.2	156.6	-164.2	15.9	-16.6	—	—	柱1本(中)折損
	JMA Kobe 100%R	—	—	—	—	—	—	柱3本折損→倒壊
実験	JMA Kobe 25%	33.4	-30.4	7.3	-7.0	—	—	損傷無し
	JMA Kobe 50%	74.7	-75.9	12.8	-12.8	—	—	損傷無し
	BCJ Lv.2	127.3	-118.7	16.0	-15.8	—	—	柱4本(中、右)損傷
	JMA Kobe 100%R	222.8	-427.2	19.1	-22.9	—	—	柱6本折損→倒壊



(a) 柱脚固定無し (柱 135mm)



(b) 柱脚固定 (柱 135mm)



(c) 柱脚滑り量 (柱 135mm)

図 3.2.7 柱が 150mm 角の解析モデルと実験結果の比較

3.3. 伝統的木造住宅の実大震動台実験の解析

本節で検証の対象とした実験は国土交通省補助事業「伝統的木造軸組住宅の耐震性能検証実験」の一環として、平成 20 年度に E-ディフェンスで実施されたものである。実験の詳細は文献¹¹⁾を参照されたい。本項では事前解析として実施した解析であるため、実験結果との比較は未検討である。

3.3.1 解析対象の試験体

解析対象の試験体は 2 棟あり、表 3.3.1 に示したとおり A 棟は郊外型の伝統的構法で建てられた試験体で、モジュールは 985mm で、土塗り壁は京都の土を用いて施工された。B 棟は都市型の伝統的構法で垂れられた試験体で、モジュールは 909mm、土塗り壁は関東の土を用いて施工された。主な耐震要素は A 棟は土塗り壁で、B 棟は貫軸組中心といえる。1F の柱脚は両試験体ともに水平方向への移動を拘束し、浮き上がりを許容する仕様とした。

表 3.3.1 試験体の主な仕様

	A 棟 (郊外型)	B 棟 (都市型)
モジュール	985mm	909mm
面積	1,2F : 69.9m ² 延床面積 : 140m ²	1,2F : 59.5m ² 延床面積 : 119m ²
壁仕上げ	土塗り壁 (京都仕様) 土壁中心	土塗り壁 (関東仕様) 貫軸組中心



(a) A 棟外観

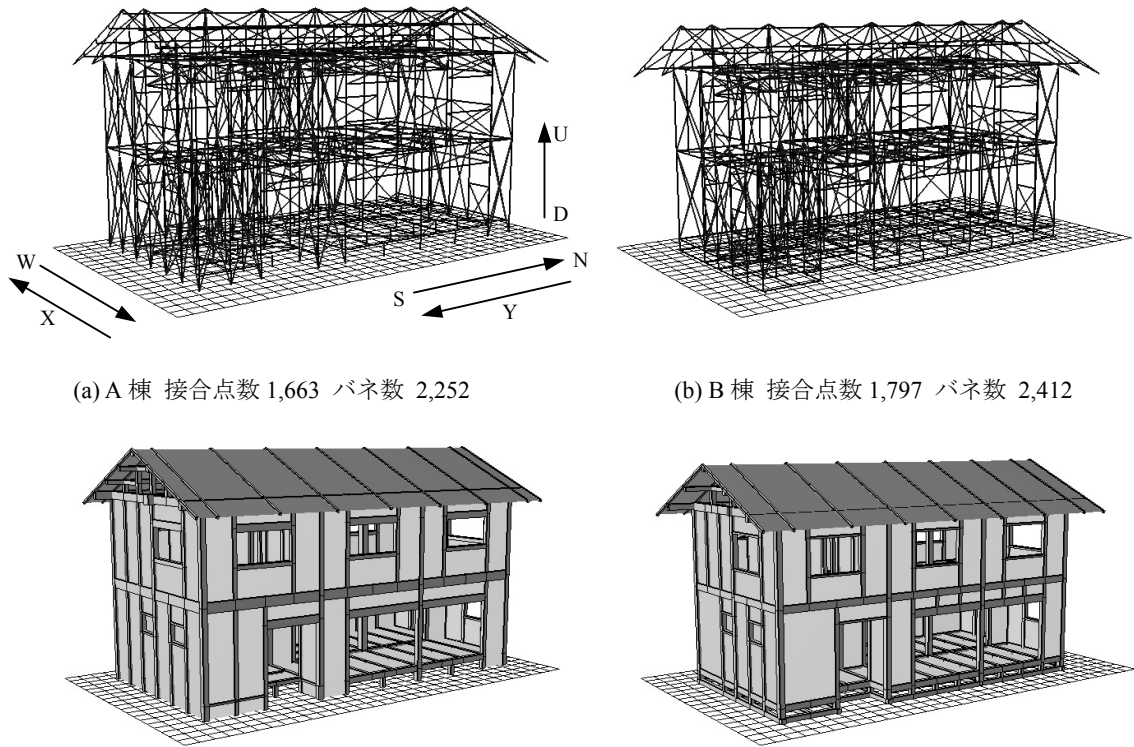


(b) B 棟外観

図 3.3.1 試験体の外観と柱脚仕様

3.3.2 解析モデル

解析モデルの概要を図 3.3.2 に示した。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りモデル化を行った。図中に振動台の X、Y、Z 方向、地震波の N-S、E-W、U-D 方向を示した。軸組は曲げ強度を 40 N/mm² として断面係数に従い最大曲げモーメントを設定した。ヤング係数は 6.5 kN/mm² とした。通し柱は断面欠損を考慮し、断面係数を全断面の 75% とした。



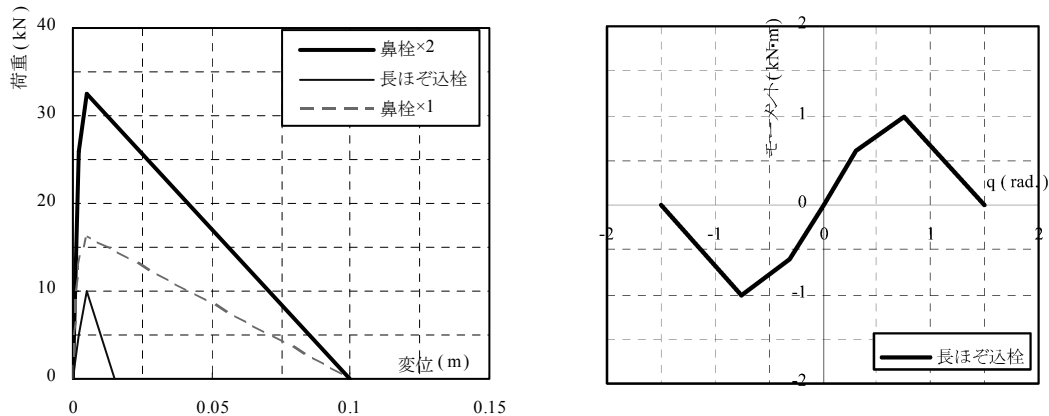
(a) A棟 接合点数 1,663 パネ数 2,252

(b) B棟 接合点数 1,797 パネ数 2,412

図 3.3.2 解析モデルの概要

3.3.3 接合部の入力パラメータ

軸組間の接合部の骨格曲線は建築研究所で実施した接合部試験のデータを元にして、図 3.3.3 に示したように「長ほぞ+込栓」と「鼻栓×2」「鼻栓×1（鼻栓×2 の 50%の耐力）」の 3 種類を用いた。「鼻栓×2」は試験体 A、B の四通りにある成 300mm の差鴨居の両端部に設定し、「鼻栓×1」はそれ以外の横架材間の接合部に設定した。柱脚・柱頭の接合部は全て「長ほぞ込栓」を設定した。1F の柱脚に関しては、浮き上がりを許容した。せん断の拘束は引張側に 200mm 変形するまで続き、それ以上になると破断する条件とした。回転バネの骨格曲線は図 3.3.4 に示したとおり、文献⁹⁾から長ほぞ+込栓 接合部の実験結果を近似して一律設定した。回転バネは強軸、弱軸の各方向に独立に作用する。



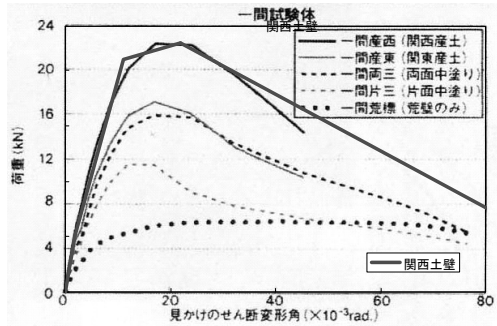
(a) 接合部引張バネの骨格曲線

(b) 接合部回転バネの骨格曲線

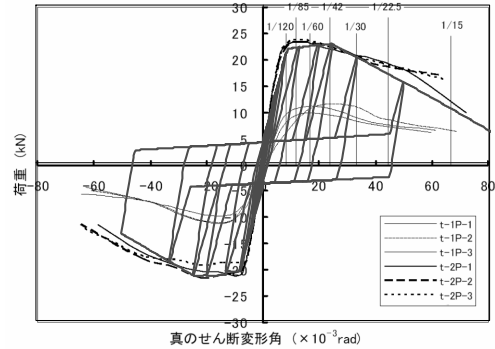
図 3.3.3 接合部の入力パラメータ

3.3.4 土塗り壁の入力パラメータ

土塗り壁の骨格曲線は、図 3.3.4 に示した通り A 棟は文献¹⁰⁾を参考に関西の土塗り壁の実験データを、B 棟は文献¹²⁾を参考に 4 段貫の土塗り壁の実験データを設定した。壁の幅が異なる壁は 1 間の耐力を基準にした、幅の比によって耐力を補正した。垂れ壁、腰壁と全面壁の耐力の補正・A 棟、B 棟との壁の塗り厚の違いによる補正は行っていない。



(a) A 棟解析モデルで用いた土塗り壁の骨格曲線¹⁰⁾



(b) B 棟解析モデルで用いた土塗り壁の骨格曲線¹²⁾

図 3.3.4 土塗り壁の骨格曲線

3.3.5 水平構面の入力パラメータ

水平構面は土塗り壁と同様にトラス要素でブレース置換することでモデル化し、履歴特性も同様にバイリニア+スリップ型履歴則を用いた。骨格曲線は図 3.3.5 に示したとおり、文献¹³⁾の実験結果を参考に品確法床倍率 0.7 (転ばし根太) の床の実験結果を近似することで設定した。

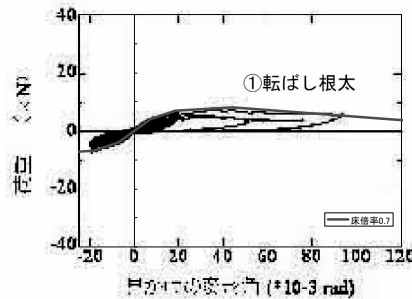


図 3.3.5 水平構面の骨格曲線¹³⁾

3.3.6 柱脚のモデル化

A 棟は柱脚の礎石に接地する要素の浮き上がりを考慮し、接地要素の「鉛直方向の絶対変位が地盤レベルと同じか下回った場合」は地震波の速度に従い、「絶対変位が地盤レベルより上部の場合」は拘束無しとした。水平方向はほぞの拘束を考慮して地震波と同様の強制変位を与えた。

B 棟は土台に接合される柱脚接合部の引張バネの剛性を 0 として浮き上がりを考慮した。水平方向にはほぞを考慮して接合部と同様の拘束を設定した。地盤の跳ね返り係数は 0 とした。(柱が弾性体なので跳ね返り現象は起こる)

両解析モデルの浮き上がりを拘束した場合の検討も行った。

3.3.6 重量

解析モデルの重量は実験実施に際して設けられた委員会の資料から各階の重量（下記）を、各階の要素に均等に配分して設定した。

A 棟	1F 合計重量：	134.4 kN
	2F 合計重量：	208.4 kN
	RF 合計重量：	135.0 kN
B 棟	1F 合計重量：	124.0 kN
	2F 合計重量：	175.8 kN
	RF 合計重量：	119.5 kN

解析モデルの各方向の1次固有振動数は下記の通りであった。（三角波を入力し、モデルの加速度応答スペクトルから算出）

A 棟	：長手方向	1.76 Hz	短手方向	1.73 Hz
B 棟	：長手方向	2.19 Hz	短手方向	1.93 Hz

3.3.7 入力地震波

①BCJ Lv.2 波

日本建築センターBCJ Lv.2 加速度波形からハイパスフィルターをかけた波形（(独)防災科学技術研究所 箕輪親宏の作成による）の前半 60 秒間を取り出したものを変位入力。試験体の長手、短手方向にそれぞれ入力（震動台 X、Y の正方向に地震波の正を入力）。

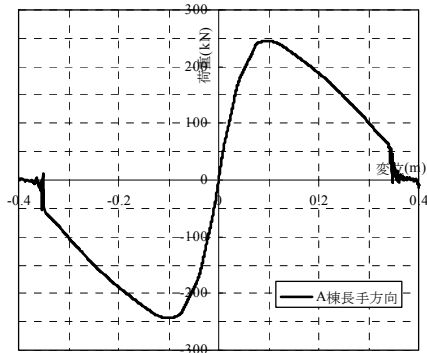
②JMA Kobe

気象庁観測の加速度波形原波（最大加速度 818Gal の波形とは異なる）を、速度が加振後にゼロとなるように基線補正、かつ変位が兵庫県南部地震後、測量された結果を参考に波形の最後の絶対変位をドリフトさせて補正された地震波¹⁴⁾を変位入力した。試験体の N-S、E-W、U-D 方向に同時入力。地震波は下記順番で入力し、各地震波の入力終了時の塑性状態が次の地震波入力開始時に繰越されるものとした。

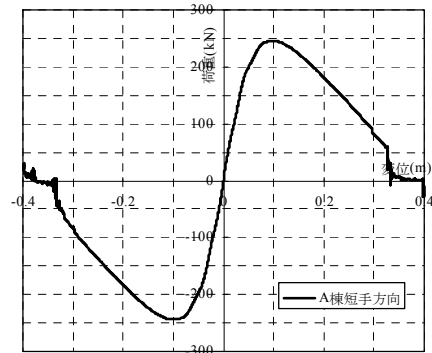
①BCJ Lv.2 短手方向→ ②BCJ Lv.2 長手方向→ ③JMA Kobe 3 方向同時

3.3.7 プッシュオーバー解析

地盤接地部の要素を固定し、2F 床レベルの全要素に強制変位を与えることでプッシュオーバー解析を行った。（※RF レベルには強制変位なし）図 3.3.6 に荷重変形関係を示した。A 棟は脚部の浮き上がりを自由にしても浮き上がりが見られなかった。A 棟は水平力のみでは浮き上がらないことが示唆された。B 棟は脚部の浮き上がり自由のモデルでは、最大耐力は低下するが、大変形域でロッキングによる復元力上昇がみられ、通し柱が折損する変位も増加した。浮き上がりの拘束は 1F 柱脚接合部の引張バネに長ほぞ込栓の骨格曲線を設定することで実施した。

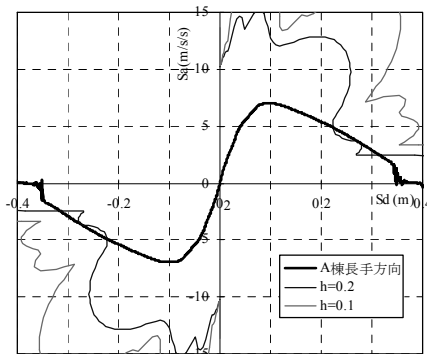


(a) A棟長手方向

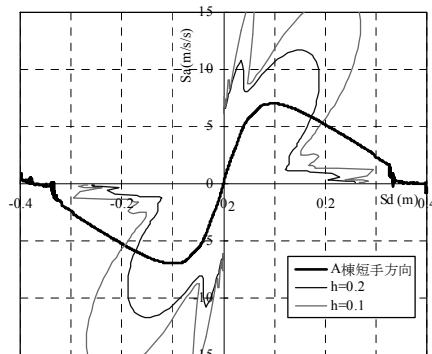


(b) A棟短手方向

図 3.3.6 プッシュオーバー解析における荷重変形関係

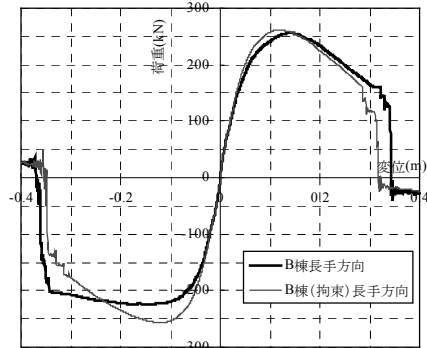


(a) A棟長手方向

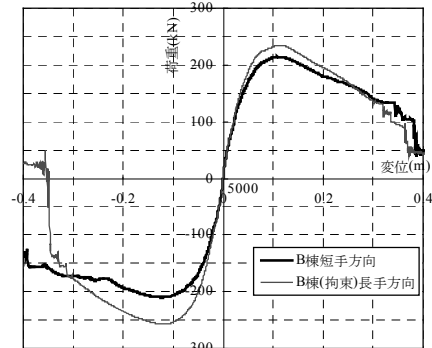


(b) A棟短手方向

図 3.3.7 JMA Kobe Sa-Sd スペクトルとの重ね合わせ

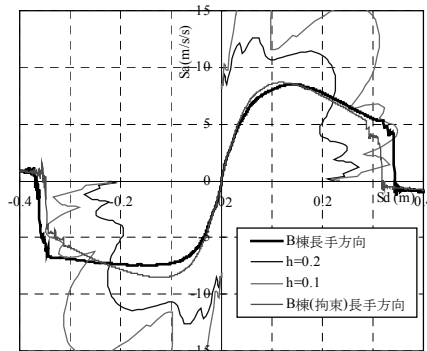


(a) B棟長手方向

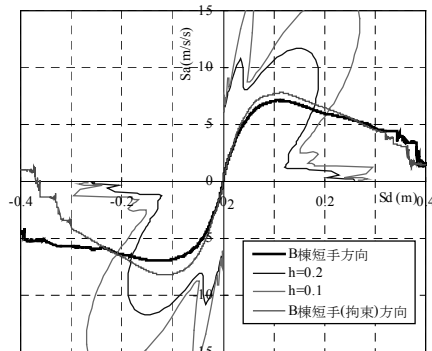


(b) B棟短手方向

図 3.3.8 プッシュオーバー解析における荷重変形関係



(a) B棟長手方向



(b) B棟短手方向

図 3.3.9 JMA Kobe Sa-Sd スペクトルとの重ね合わせ

3.3.8 解析結果（地震波入力）

各解析モデルの応答値を表 3.3.2、図 3.3.10～3.3.15 に示した。また各 JMA Kobe 入力では A 棟は浮き上がりの自由・拘束の差があまりなく重心位置で 190～200mm 程度の応答変位。B 棟は浮き上がりの自由で 200mm 程度、拘束で 160～170mm 程度の応答変位であった。A 棟の層せん断力には浮き上がりの自由・拘束の差があまりなかった。B 棟では浮き上がりを拘束した方が層せん断力は大きくなった。

表 3.3.2 地震波入力時の各試験体の応答

(a) BCJ Lv.2 入力時の最大層間変位

層間変位最大値

棟	床倍率	1F				2F				最大浮き上がり量
		長手		短手		長手		短手		
		重心	隅角	重心	隅角	重心	隅角	重心	隅角	
A(浮上自由)	0.7	-59	-85 七通り	-57	-103 い通り	-32	-39 七通り	36	63 い通り	0
A(浮上拘束)	0.7	浮上自由と同じ値								—
B(浮上自由)	0.7	-46	-58 七通り	43	67 い通り	-19	-22 七通り	34	49 い通り	26
B(浮上拘束)	0.7	-46	-58 七通り	38	62 い通り	-18	18 七通り	31	48 い通り	—

単位:(mm)

(b) JMA Kobe 入力時の最大層間変位

層間変位最大値

棟	床倍率	1F				2F				最大浮き上がり量
		長手		短手		長手		短手		
		重心	隅角	重心	隅角	重心	隅角	重心	隅角	
A(浮上自由)	0.7	-187	-317 七通り	218	416 い通り	-60	-82 一通り	-32	-116 い通り	51
A(浮上拘束)	0.7	-184	-314 七通り	230	457 い通り	-58	-81 一通り	-33	-90 い通り	—
B(浮上自由)	0.7	-205	-262 七通り	-115	209 い通り	-73	-92 七通り	81	142 い通り	108
B(浮上拘束)	0.7	-207	-273 七通り	98	216 い通り	-74	-95 七通り	73	130 い通り	—

単位:(mm)

(c) BCJ Lv.2 入力時の最大層間変位

層せん断力最大値

棟	床倍率	1F		2F	
		長手	短手	長手	短手
		重心	重心	重心	重心
A(浮上自由)	0.7	220	-206	-115	-83
A(浮上拘束)	0.7	浮上自由と同じ値			
B(浮上自由)	0.7	156	120	81	-62
B(浮上拘束)	0.7	174	132	84	-69

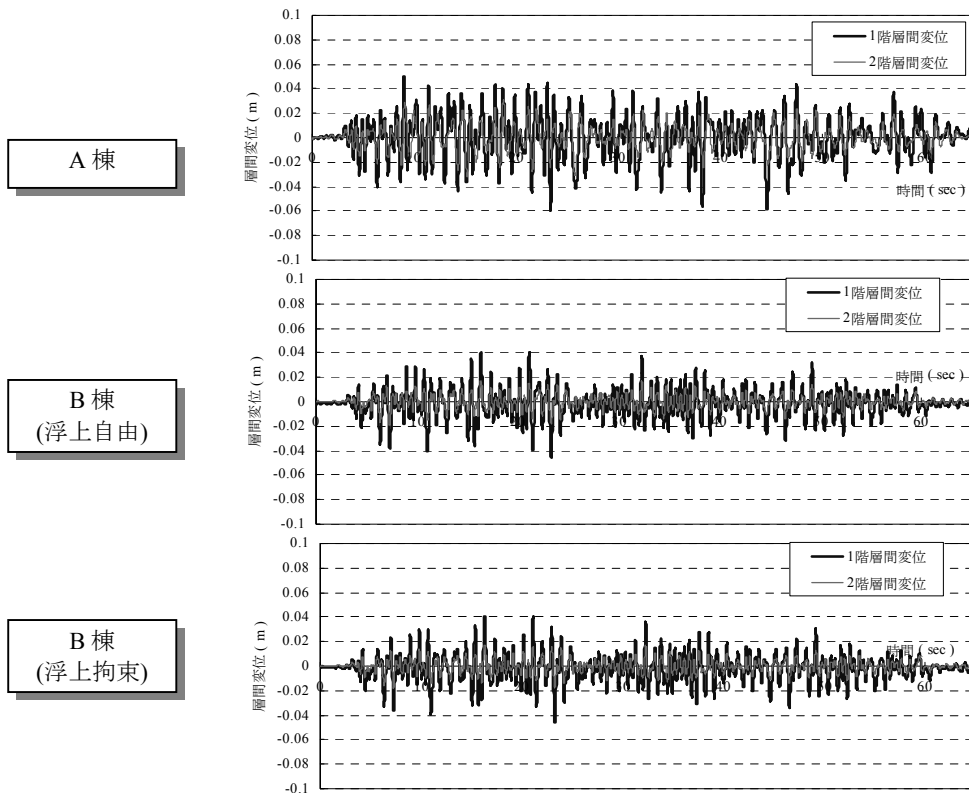
単位:(kN)

(b) JMA Kobe 入力時の最大層間変位

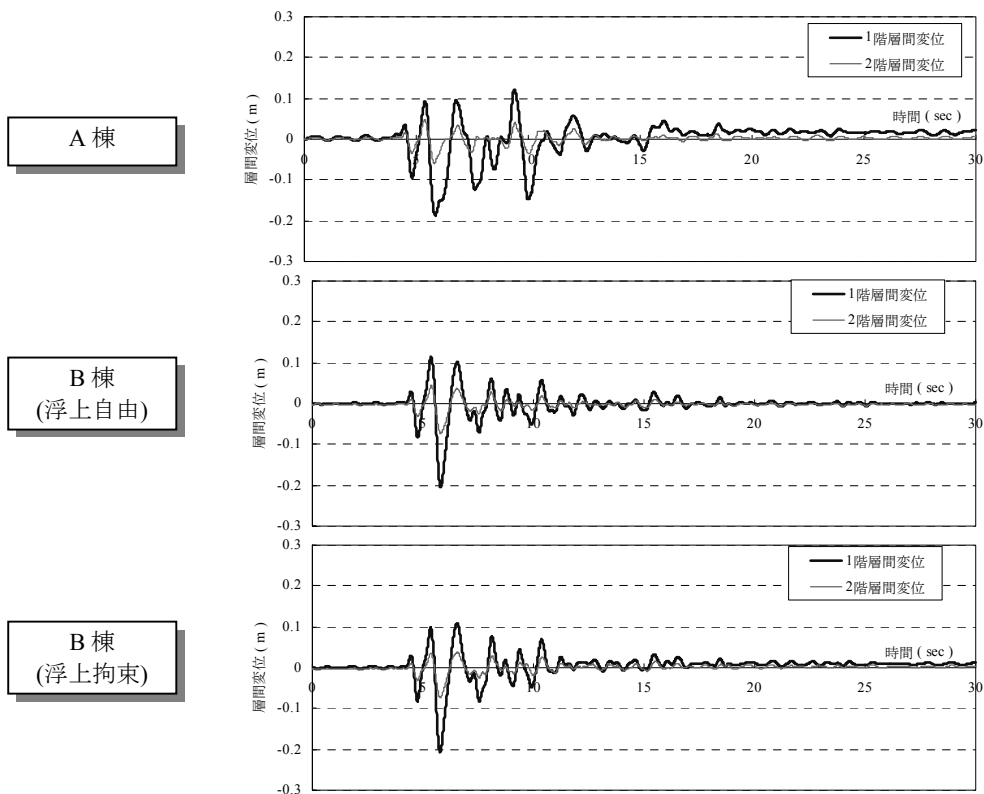
層せん断力最大値

棟	床倍率	1F		2F	
		長手	短手	長手	短手
		重心	重心	重心	重心
A(浮上自由)	0.7	-245	-225	-121	-79
A(浮上拘束)	0.7	-251	-201	-129	-73
B(浮上自由)	0.7	-214	-202	104	-70
B(浮上拘束)	0.7	-242	-202	-112	-90

単位:(kN)

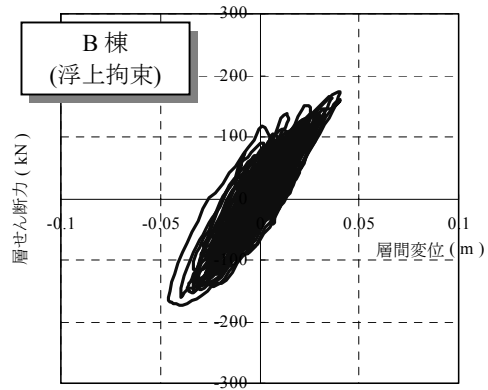
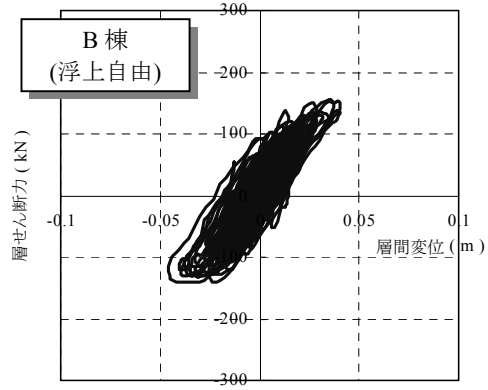
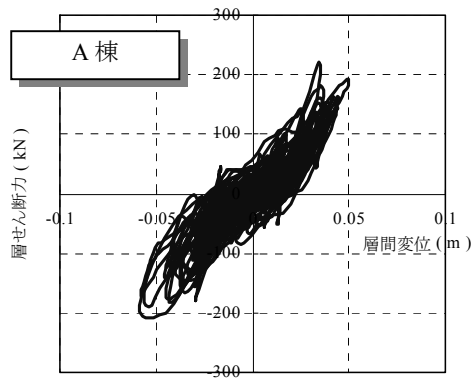


(a) BCJ Lv.2 入力時

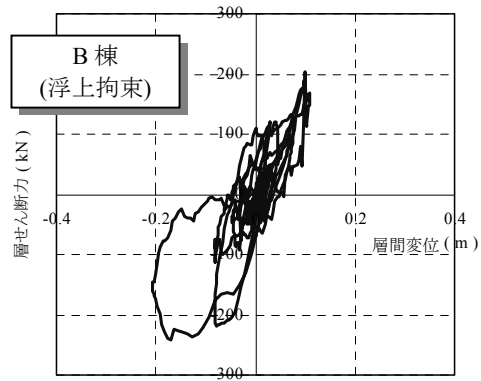
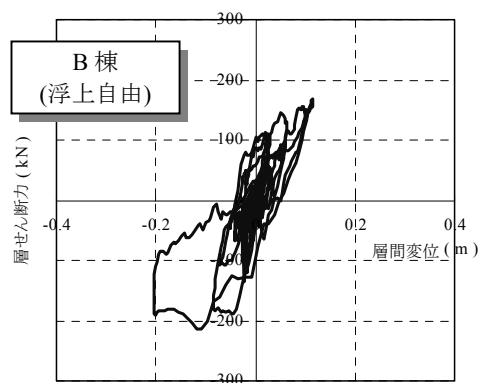
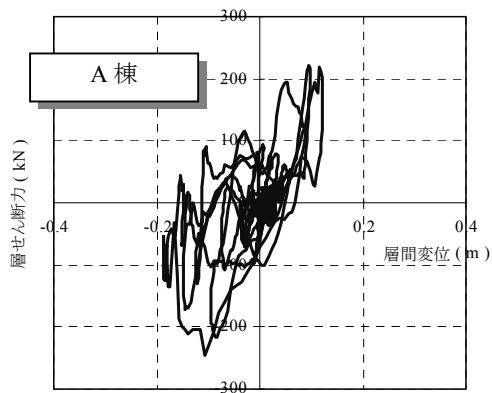


(b) JMA Kobe 入力時

図 3.3.10 地震波入力時の各解析モデルの各階の層間変位時刻歴



(a) BCJ Lv.2 入力時



(b) JMA Kobe 入力時

図 3.3.11 地震波入力時の各解析モデルの1階の層せん断力と層間変位の関係

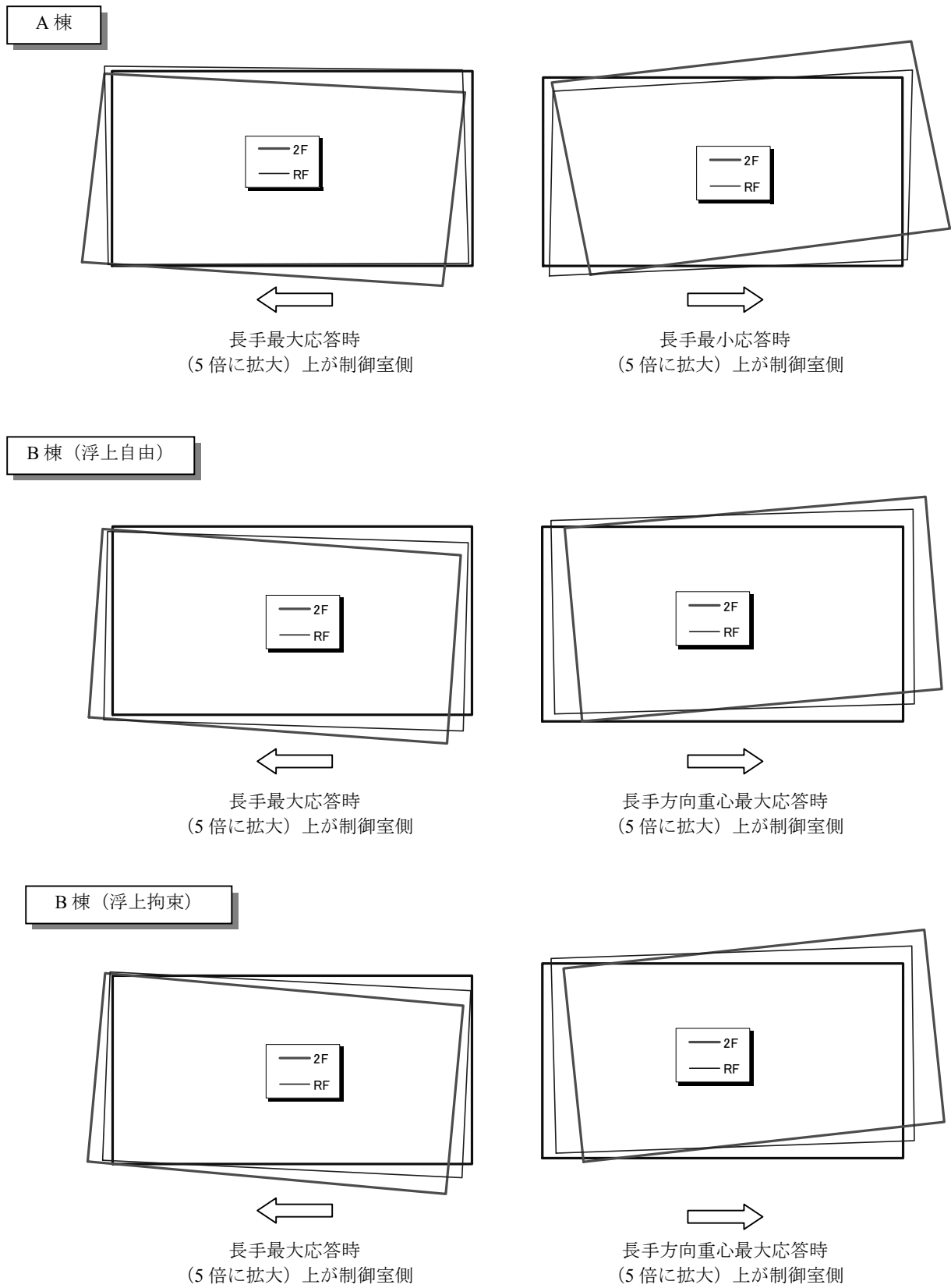
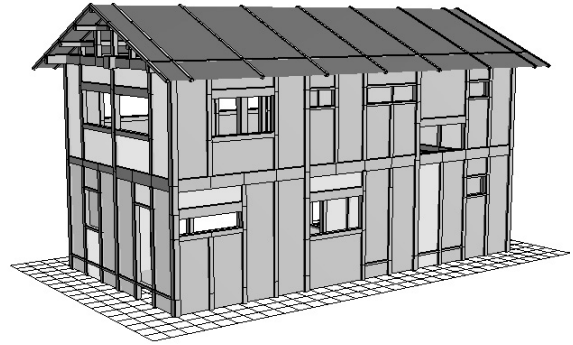
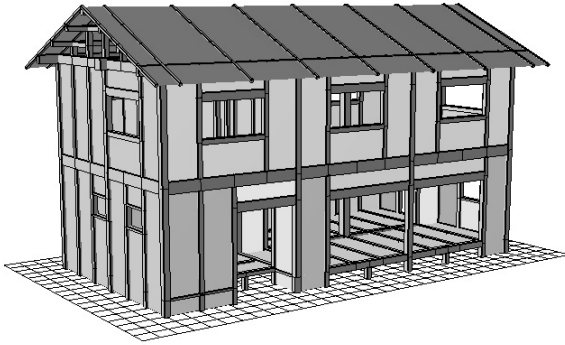
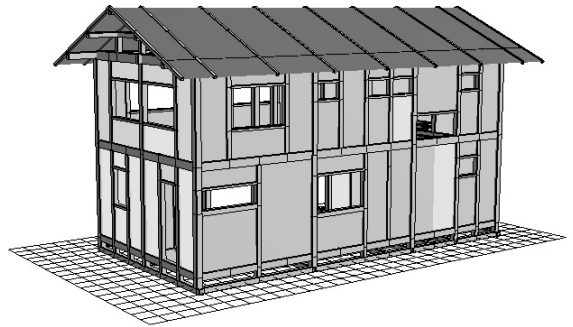
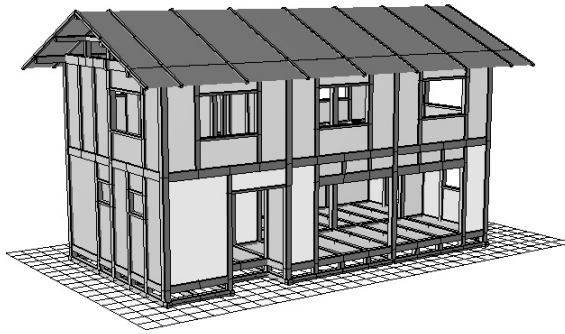


図 3.3.12 JMA Kobe 入力時の各階の変形状態

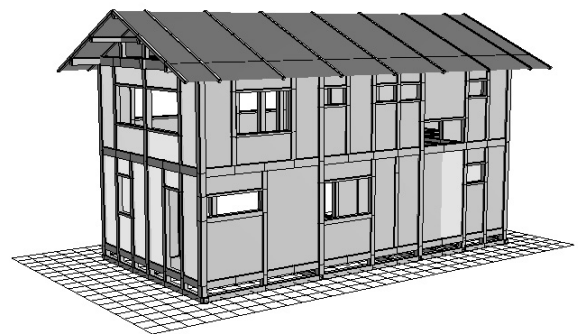
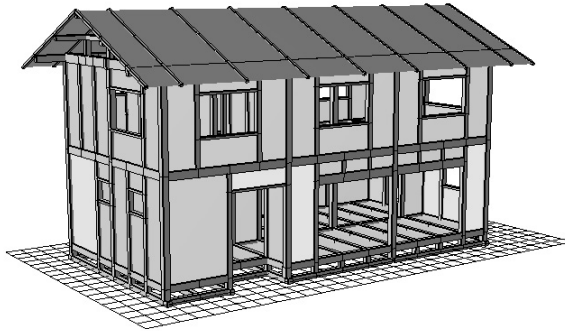
A 棟



B 棟
(浮上自由)



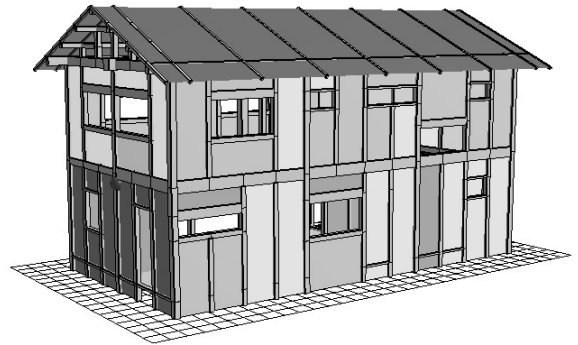
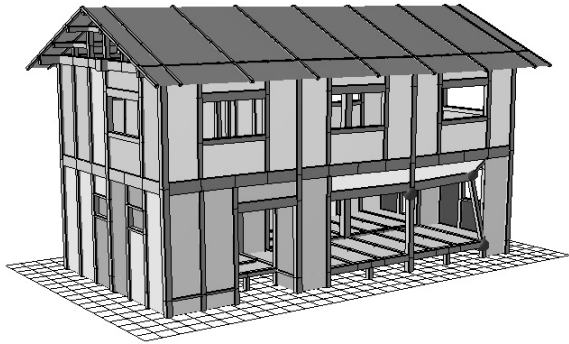
B 棟
(浮上拘束)



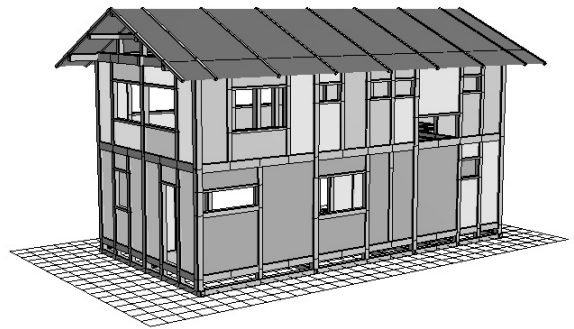
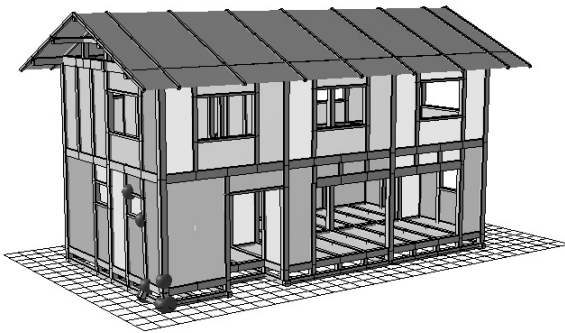
薄灰色: 0.01 rad を越えた壁
 灰色: Pmax を越え、下り勾配に入った壁 (>0.02 rad)
 黒: 0.1 rad を越えた壁
 黒丸: 折損した柱

図 3.3.13 BCJ Lv.2 入力終了時の各解析モデルの塑性状態

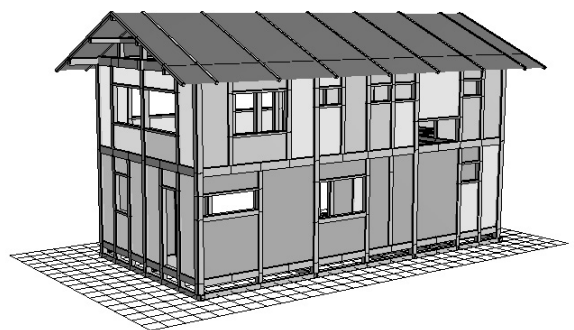
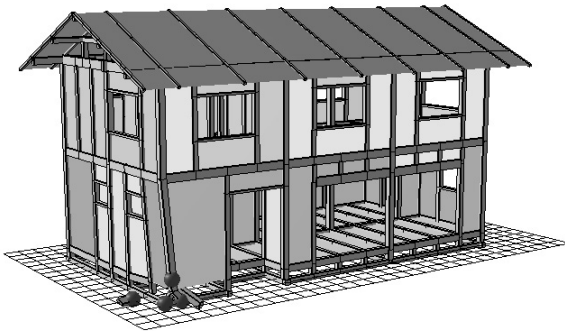
A 棟



B 棟
(浮上自由)



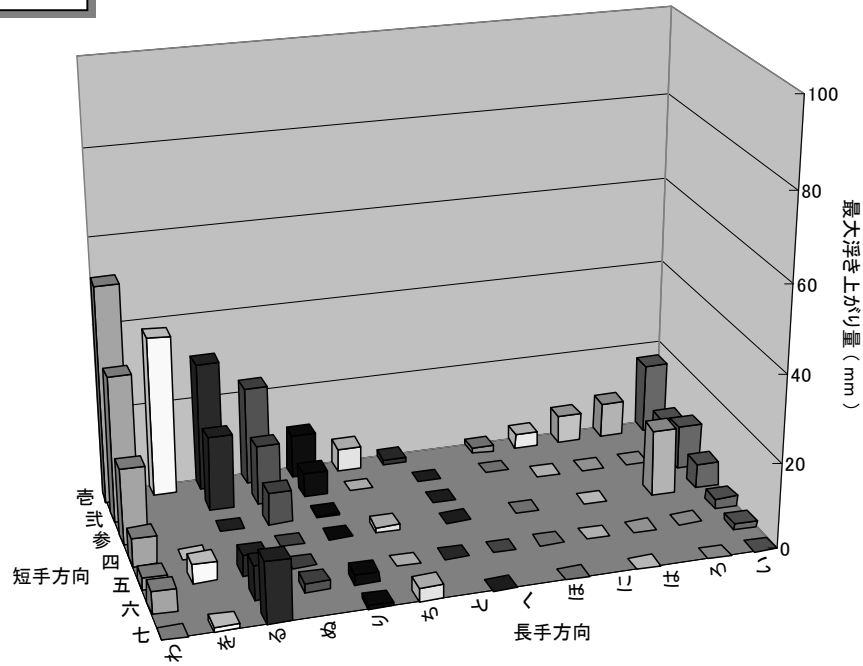
B 棟
(浮上拘束)



薄灰色: 0.01 rad を越えた壁
灰色: Pmax を越え、下り勾配に入った壁 (>0.02 rad)
黒: 0.1 rad を越えた壁
黒丸: 折損した柱

図 3.3.14 JMA Kobe 入力終了時の各解析モデルの塑性状態

A棟



B棟
(浮上自由)

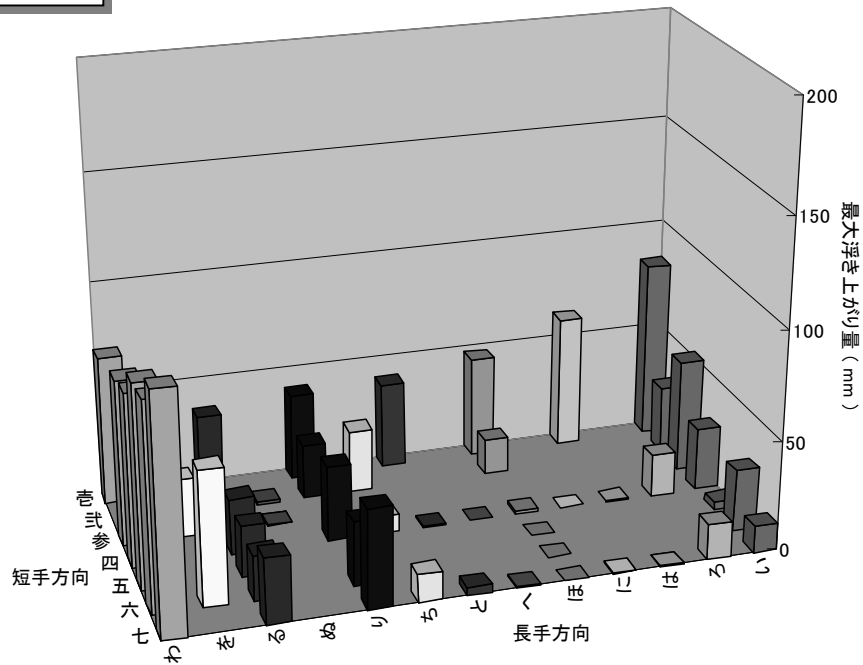


図 3.3.15 JMA Kobe 入力時の各解析モデルの柱脚の最大浮き上がり量

3.4. カナダ産木材を用いて建築された3階建て木造住宅の振動台実験の解析

本節で検証の対象とした実験は2008年9月にブリティッシュ・コロンビア大学（以下 UBC）と建築研究所の共同研究に基づき土木研究所の震動台で行われたものである。実験の詳細は文献¹⁴⁾を参照されたい。

3.4.1 解析対象の試験体

解析対象の試験体は図3.4.1に示したように寸法が7.28m×7.28m、高さ10.1mの総3階建ての木造軸組構法住宅である。1階部分に大きな開口（カーポート）を有する場合と、カーポートが無い場合の2種類の仕様で実験を行った。主な耐震要素はOSB面材張り耐力壁、石こうボード、筋かい耐力壁である。



図 3.4.1 試験体外観（大開口無し）

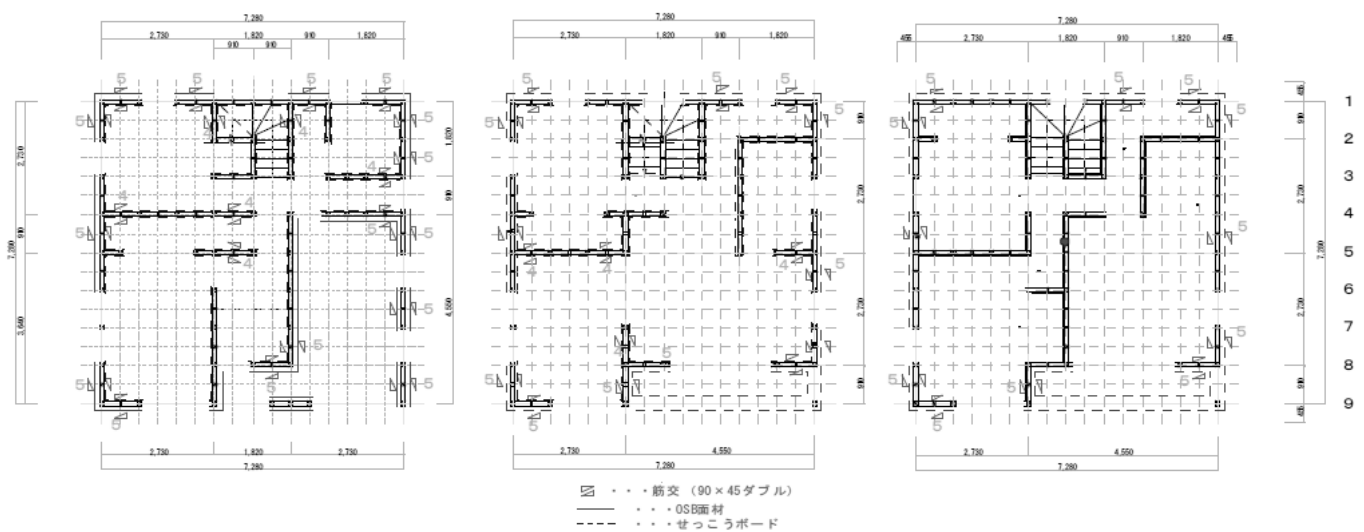


図 3.4.2 試験体平面図（大開口有り）

3.4.2 解析モデル

図3.4.3に解析モデルの概要を示した。解析モデルの軸組（柱・桁・土台等）は実験に用いたカナダツガ製材（Hem-fir(N) E120-F330）の曲げ試験の結果から、曲げ強度、曲げヤング率の平均値を元に、断面形状を考慮して最大曲げモーメント、曲げ剛性を設定した。

- ・ 曲げ強度平均値 55.0 N/mm^2
- ・ 最大曲げモーメント $M_p = 43.2 \times Z \text{ (N mm)}$
- ・ 曲げヤング係数 12.2 kN/mm^2

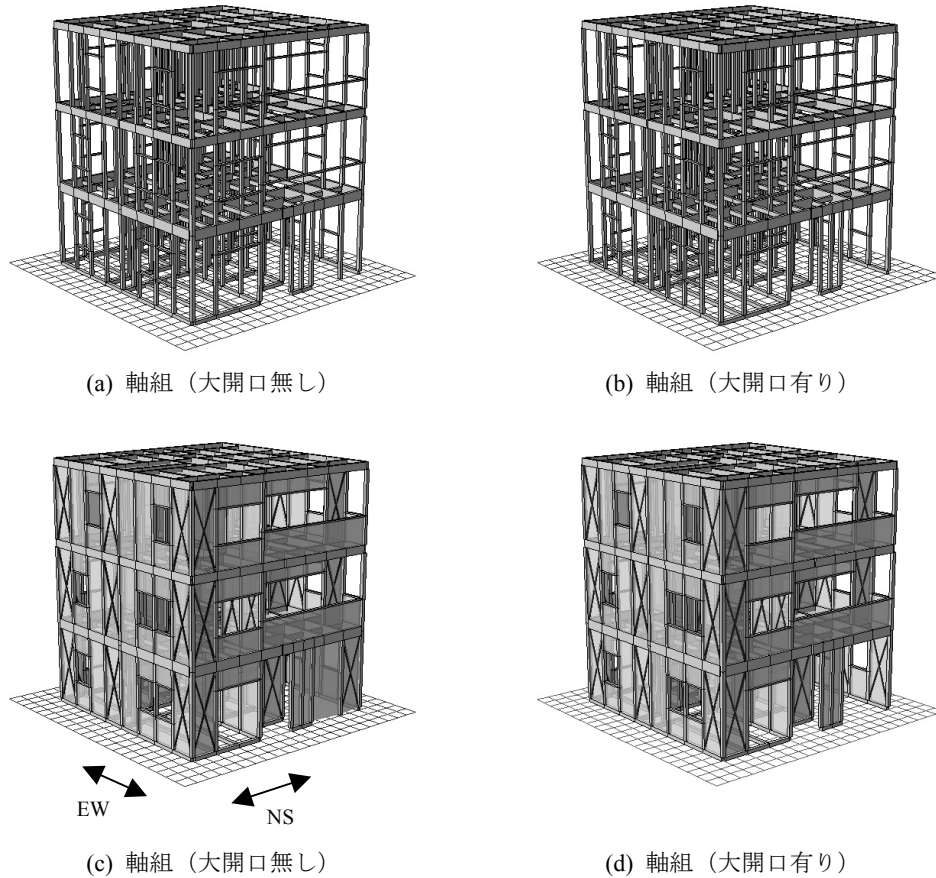


図 3.4.3 解析モデルの概要

3.4.3 接合部、構面の入力パラメータ

接合部の引張バネの骨格曲線は図 3.4.4 に示したとおり実験に用いた引き寄せ金物（S-HD25）の要素実験の結果から、終局耐力の平均値を最大引張耐力として設定した。圧縮はほぼ剛と設定した。

鉛直構面（せっこうボード、OSB 釘打ち、筋かい）の骨格曲線は(財)ベターリビングで実施した壁単体の要素実験の結果から、図 3.4.5 に示したように 3 線分で近似を行い設定した。OSB を釘打ちした鉛直構面は柱脚金物の拘束を考慮して、耐力を一律 1.5 倍とした。

水平構面の骨格曲線は文献によって厚物合板 28mm 四周釘打ちの実験結果¹⁵⁾を 1.5 倍して用いた。(図 3.4.6)

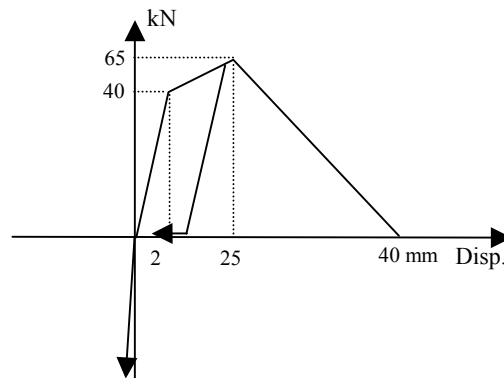
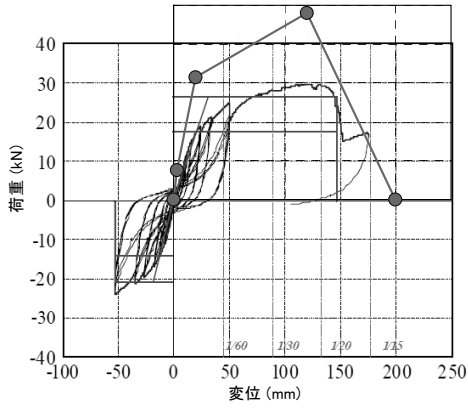
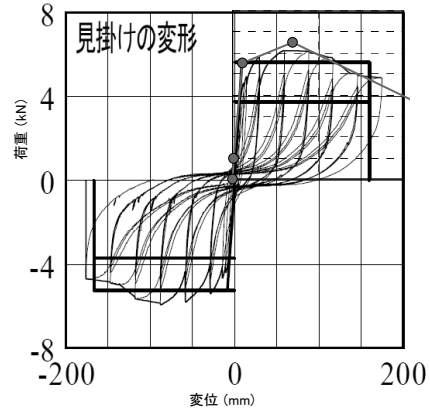


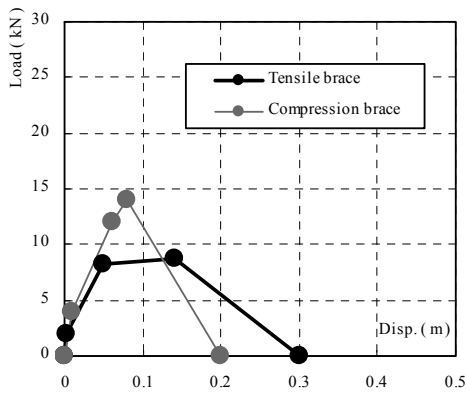
図 3.4.4 接合部の骨格曲線



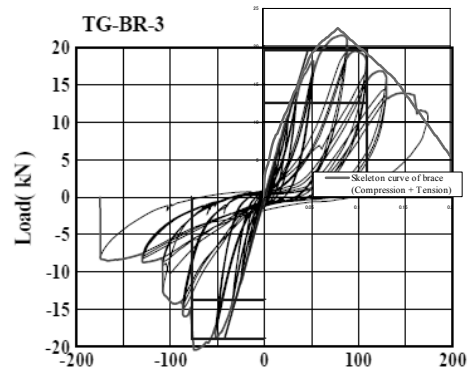
(a) OSB 釘打ち耐力壁



(b) 石こうボード



(c) 筋かい耐力壁



(d) たすき掛け筋かい

図 3.4.5 鉛直構面の骨格曲線

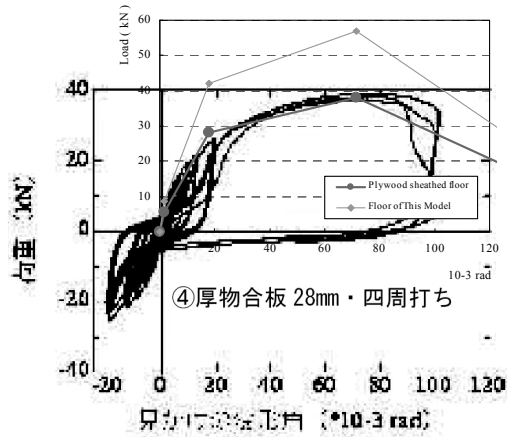


図 3.4.6 水平構面の骨格曲線¹⁵⁾

3.4.4 重量

解析モデルの重量は、試験体全体をクレーンで吊った際に計測した重量に、各部材の重量の拾いによって算出した各層の重量比率を乗じることによって算出し、各質点に配分した。

2階重量：99.1 kN 3階重量：97.5 kN 小屋部分重量：67.3 kN

3.4.5 入力地震波

解析モデルに入力した地震波は振動台実験で用いた主要な3波とし、下記の順に入力した。

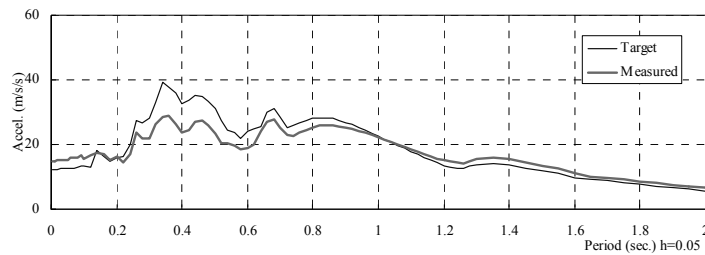
(1F 大開口が有るモデルで)

①JMA Kobe 3 方向 100%

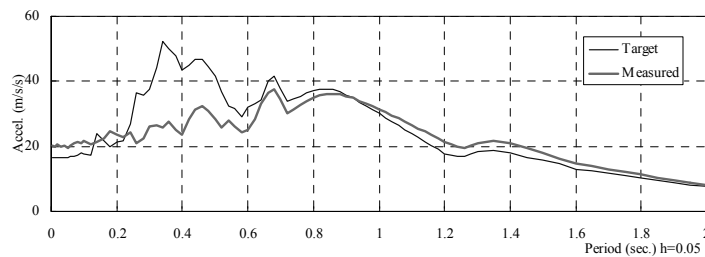
(1F 大開口が無いモデルで)

②JMA Kobe 3 方向 150%→③JMA Kobe 3 方向 200%

各地震波の入力終了後の解析モデルの塑性状態を保存し、続けて次の加振波の入力を行った。数値積分は 10^{-5} 秒ごとの平均積分法とし、粘性減衰は瞬間剛性比例型 5%とした。



(a) JMA Kobe 150%



(a) JMA Kobe 200%

図 3.4.7 入力地震波の加速度応答スペクトル

3.4.6 解析結果 (地震波入力)

図 3.4.8 に JMA Kobe150%入力時の層間変位の時刻歴を実験結果と解析結果を比較して示した。また、図 3.4.9 に各入力波における各階 NS 方向の3つの通りの最大層間変位を実験と解析を比較して示した。解析の最大層間変位は実験と概ね一致した。図 3.4.10 に JMA Kobe 200%入力終了時の損傷状況を、実験と解析で比較して示した。1F の大開口横の損傷状態などは解析によって再現された。

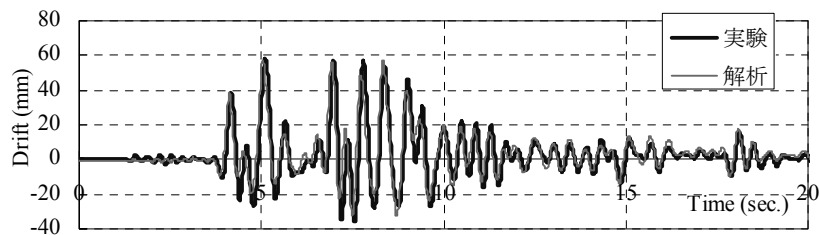


図 3.4.8 JMA Kobe 150% 入力時の 1F 大開口側層間変位の時刻歴

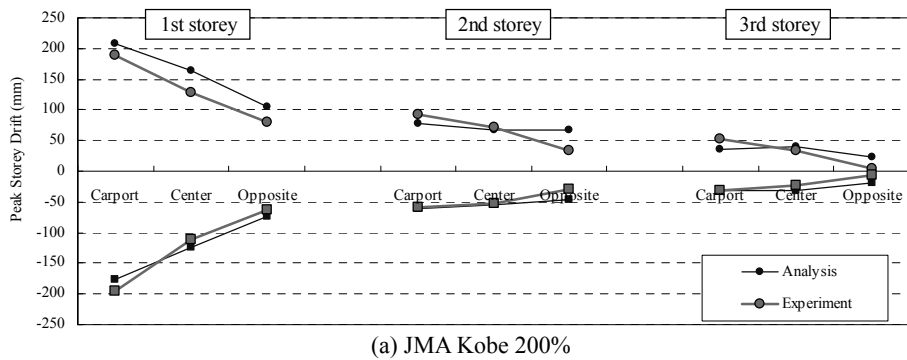
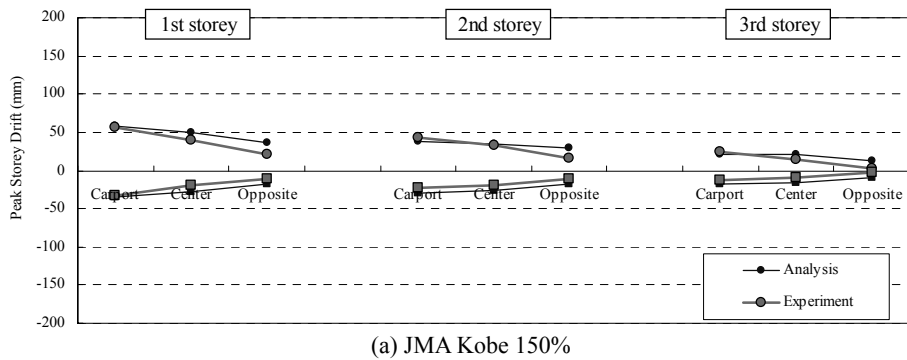
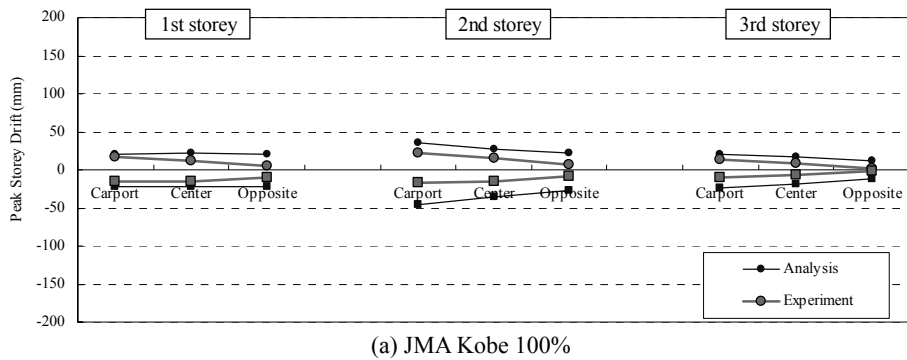
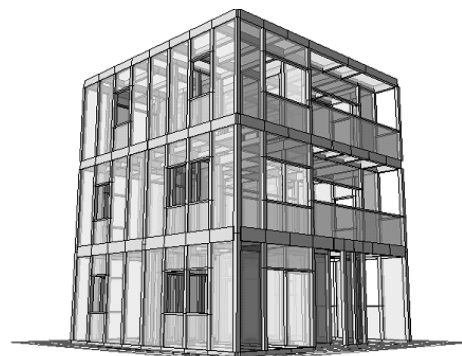


図 3.4.9 各階の最大層間変位の比較



(a) 実験結果

(b) 解析結果

図 3.4.10 JMA Kobe 200% 入力終了時の損傷状態の比較

(損傷状態の色の区分は図 3.3.13 と同様)

3.5. 異なる設計法を用いて建築された3階建て木造住宅の震動台実験の解析

本節で検証の対象とした実験は国土交通省補助事業「3階建て木造軸組構法の設計法検証事業」の一環として、平成21年度に防災科学技術研究所との共同研究でE-ディフェンスで実施されたものである。実験の詳細は文献¹⁶⁾を参照されたい。

3.5.1 解析対象の試験体

解析対象の試験体は、上記事業の実験で用いられた試験体1～4である。図3.5.1に示したようにいずれも寸法が4.55m×10.01m、軒高さ8.905mの総3階建て木造軸組構法軸組建築物である。1階部分に大きな開口有し、設計法や、耐力壁配置、接合部の仕様等が各試験体で異なる。以下、解析モデルと解析結果について、実験前に実施した事前解析1、事前解析2と、実験後に実施した事後解析に分けて述べる。



図3.5.1 試験体外観（左：試験体1、右：試験体2）

3.5.2 解析モデル

解析モデルの概要を図3.5.2に示した。軸組の配置、壁の位置等はすべて、文献¹⁶⁾の3章の試験体案と同一とした。試験体1～4の壁の配置、接合部の柱脚接合部の仕様に応じて、4つの解析モデルを用いた。軸材は試験体に用いられた木材（スプルース集成材）の物性値を考慮して、曲げ強度を 60 N/mm^2 として断面係数に従い最大曲げモーメントを設定した。ヤング係数は各部材のJAS表示（E95、E105、E120）に適合するように設定した。

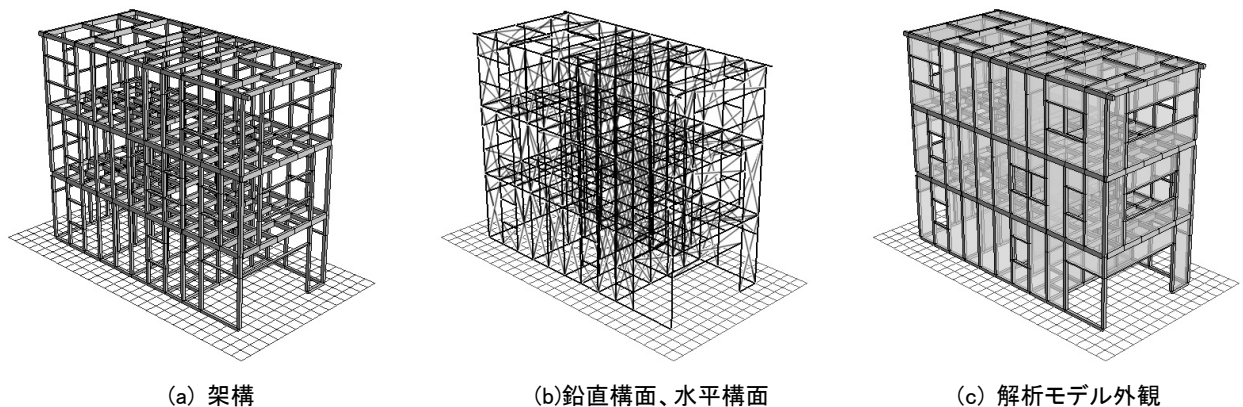


図3.5.2 解析モデルの概要

3.5.2 接合部の入力パラメータ

接合部の骨格曲線は震動台実験の前に行われた接合部の要素実験のデータを元にして設定した(図 3.5.3)。回転バネの履歴特性は長ぼぞ+込栓 接合部の実験結果の耐力を半分に近似して骨格曲線を一律設定した。

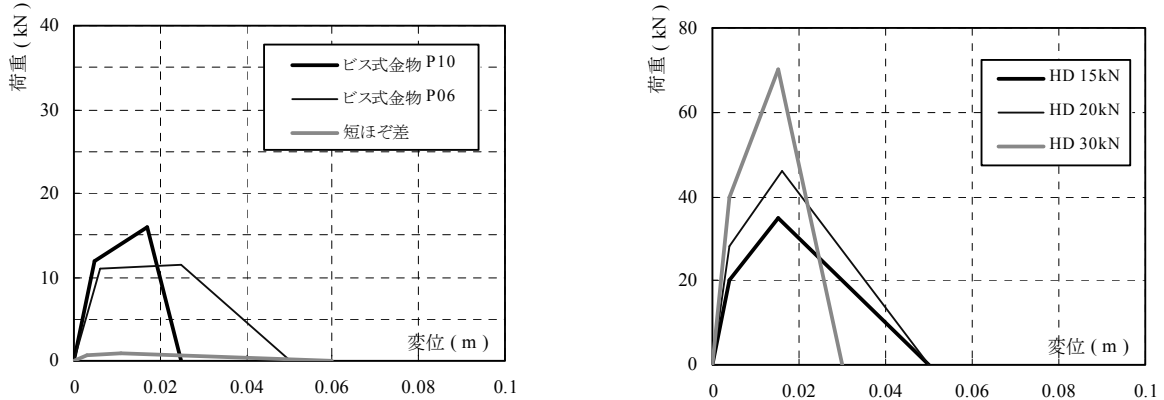


図 3.5.3 接合部の骨格曲線

3.5.3 鉛直構面の入力パラメータ

鉛直構面の骨格曲線は震動台実験の前に行われた要素実験のデータを元にして設定した(図 3.5.4)。垂れ壁、腰壁と全面壁の耐力の補正は行っていない。圧縮筋かいは石こうボードが接する壁を骨格曲線 1、サイディングが接する壁を骨格曲線 2 とした。鉛直構面のバネは復元力がゼロとなった時点で喪失される条件としたが、面材に関しては柱脚柱頭にリンク要素を設定し、バネ喪失後も柱脚、柱頭間の拘束は継続する設定とした。

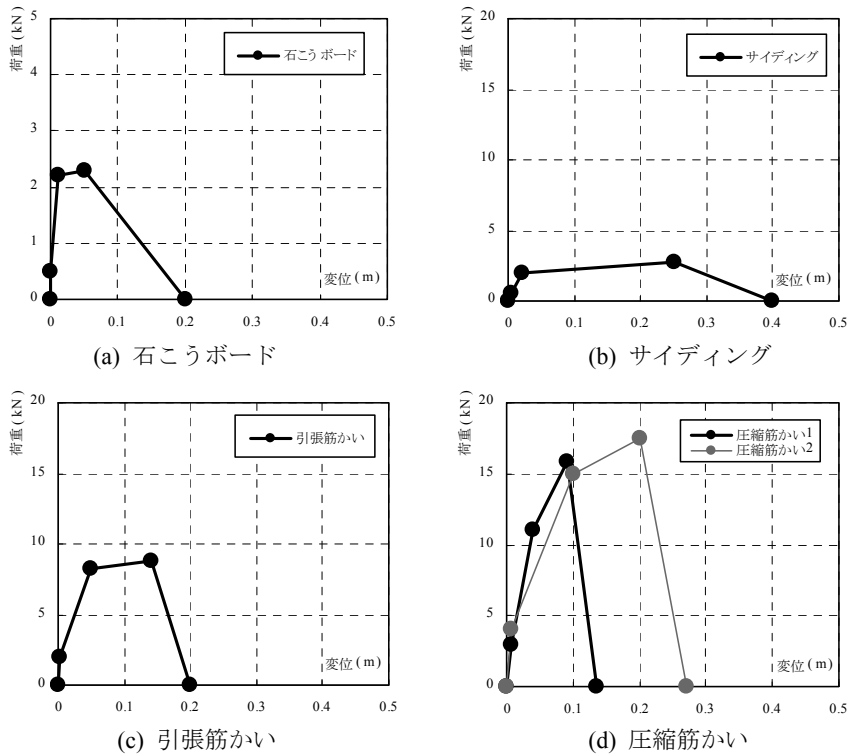


図 3.5.4 鉛直構面の骨格曲線

3.5.5 水平構面の入力パラメータ

水平構面の骨格曲線は文献¹³⁾の実験結果を参考に品確法床倍率 0.7 (転ばし根太) の床の実験結果を近似し、試験体 1、2、4 の解析モデルの水平構面に関しては耐力を 2.0/0.7 倍することで設定した。試験体 3 は耐力を 0.2/0.7 倍して用いた。

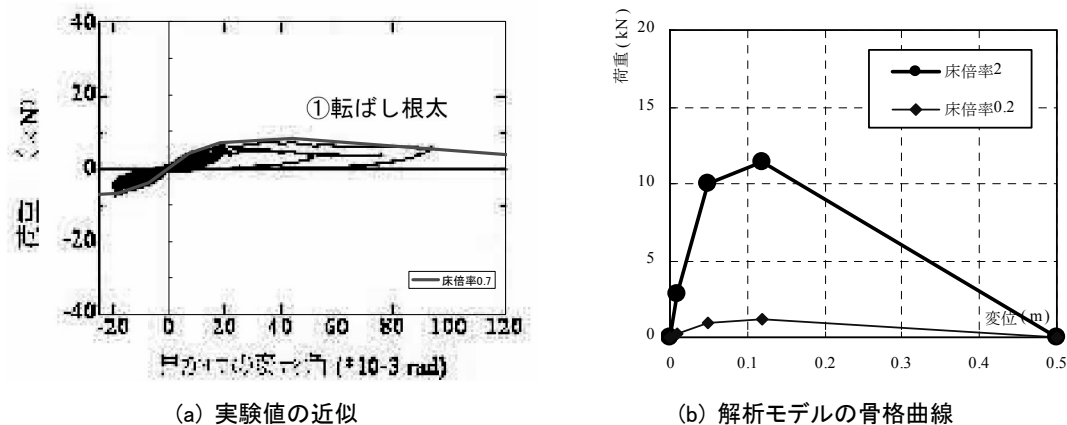


図 3.5.5 水平構面の骨格曲線

3.5.6 地盤との接地条件

解析モデルの接合部が破壊し、遊離した軸材等が地面に設置した場合は、下記の摩擦条件によって、地盤と接する現象をモデル化した。

(接地時の条件)

- ・ 静止摩擦係数 0.6 動摩擦係数 0.4
- ・ 試験体が滑り出す条件 $-\mu_1 \times F_z < (F_x + F_y) / 2$
(地盤との相対速度の符号が反転した場合に停止)
- ・ 滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力 $\mu_2 \times N$
(符号は水平力 (F_x, F_y) と逆方向で X、Y それぞれに作用)
- ・ 抜け出した後の柱端部が地面に接地したときに影響

3.5.7 重量

試験体重量は文献¹⁶⁾の 4 章の各層の重量を、各階の要素に均等に配分して設定した。

1F : 50.1 kN 2F : 103.1 kN 3F : 104.3 kN RF : 61.2kN

3.5.8 入力地震波

入力地震波は文献¹⁶⁾の 5 章の人工地震波 No.1 (以下、BSL) を用いた。解析モデルの土台レベルの各要素に、短辺方向に強制変位を与えることで外乱入力を行った。入力地震波は 80%~160% まで 5%刻みで各解析モデルに入力を行った。

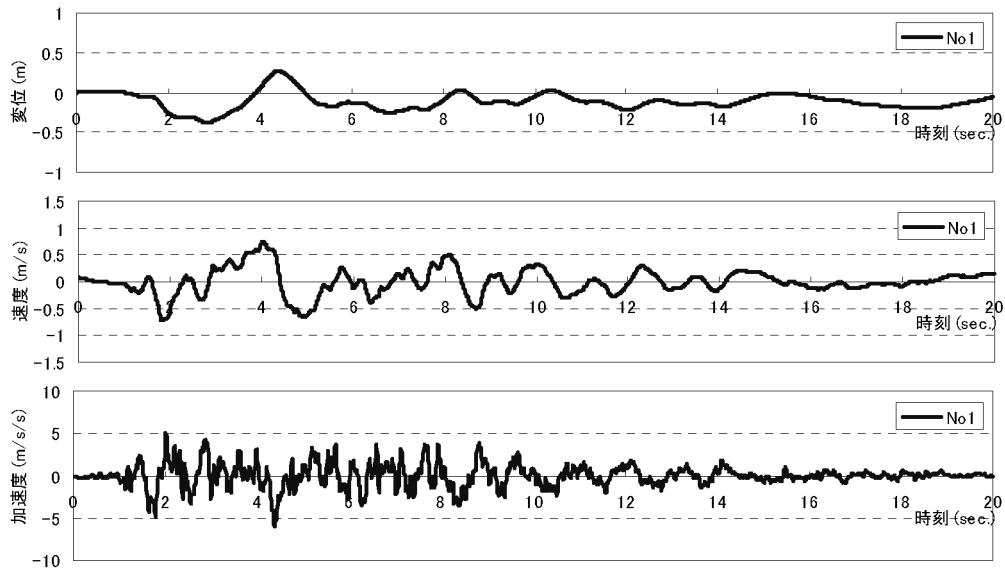


図 3.5.6 入力地震波の時刻歴波形（人工地震波 No. 1 100%）

3.5.9 事前解析 1 の結果

図 3.5.7 に各試験体の各階の最大層間変位を示した。各試験体の解析モデル倒壊した地震動における破壊過程を図 3.5.8 に示した。震動台実験の前に行った解析では各試験体の解析モデルが倒壊する地震動の入力倍率は下記であった。

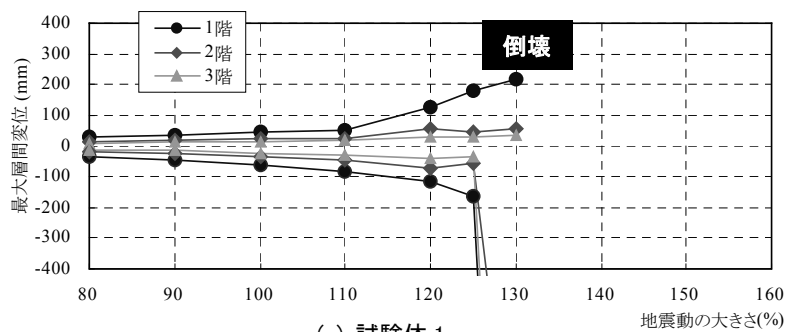
（各試験体解析モデルの倒壊する入力倍率）

試験体 1 : 130%

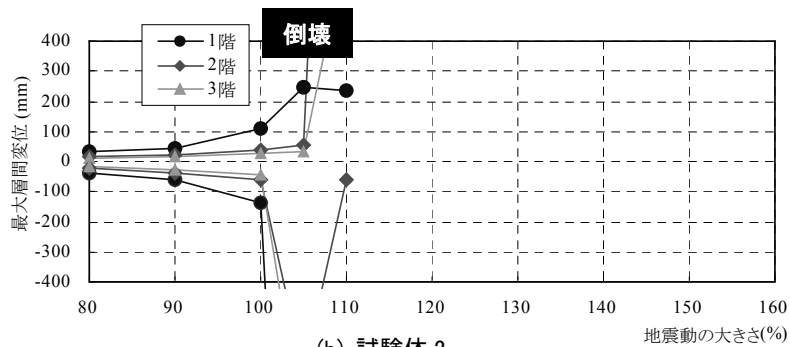
試験体 2 : 105%

試験体 3 : 130%

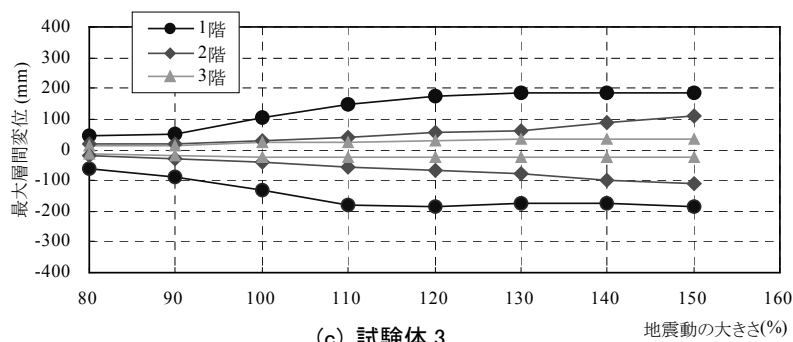
試験体 4 : 110%



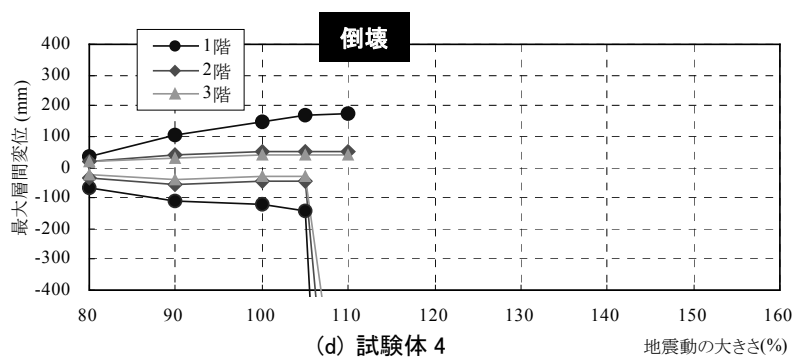
(a) 試験体 1



(b) 試験体 2



(c) 試験体 3



(d) 試験体 4

図 3.5.7 最大層間変位と入力時震動の関係

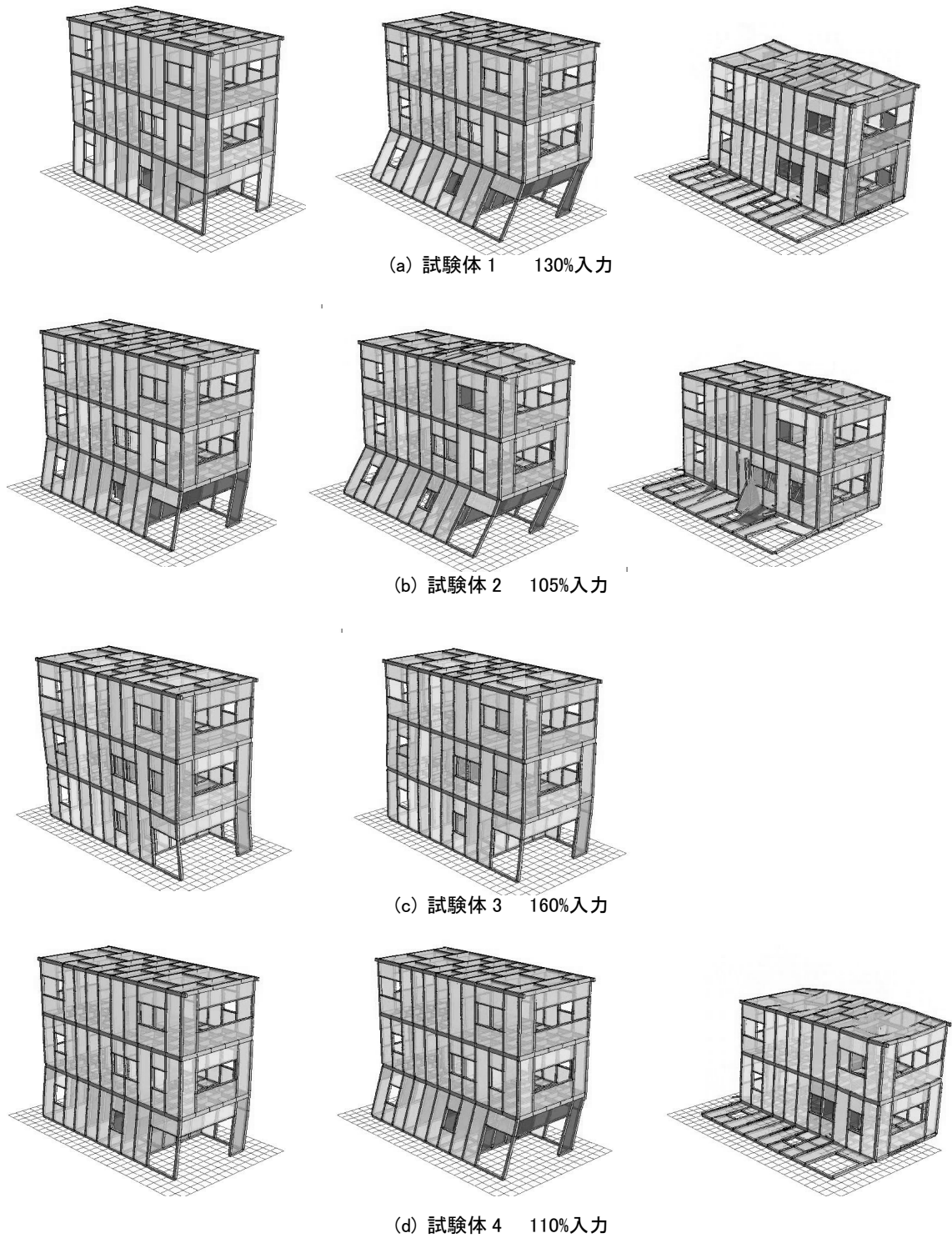


図 3.5.8 各解析モデルの倒壊過程
 (損傷状態の色の区分は図 3.3.13 と同様)

3.5.9 事前解析 2 の解析モデル

試験体 3、4 の加振が終わり、試験体 1、2 の加振前（2009 年 10 月 22 日～10 月 26 日）に、実験結果に合うように事前解析 1 の解析モデルの条件修正を行い、試験体 1、2 の事前解析（事前解析 2）を行った。修正点は下記である。図 3.5.9 に骨格曲線を示した。

・修正 1

- ①接合部の耐力を一律 1.5 倍
- ②筋かいの耐力を調整（初期剛性、最大耐力を上昇）
- ③サイディングの耐力を一律 1.5 倍
- ④床倍率修正 試験体 3：床倍率 0.2→0.5
試験体 4：グレー本の厚物合板の P- δ 採用

・修正 2

- ①ビス式金物 P10、P06 の破壊変位の増加、短ほぞの耐力増加
- ②筋かいの耐力を再調整（靱性を向上）
- ③床倍率修正 試験体 3：初期剛性を下げて、最大耐力を増加

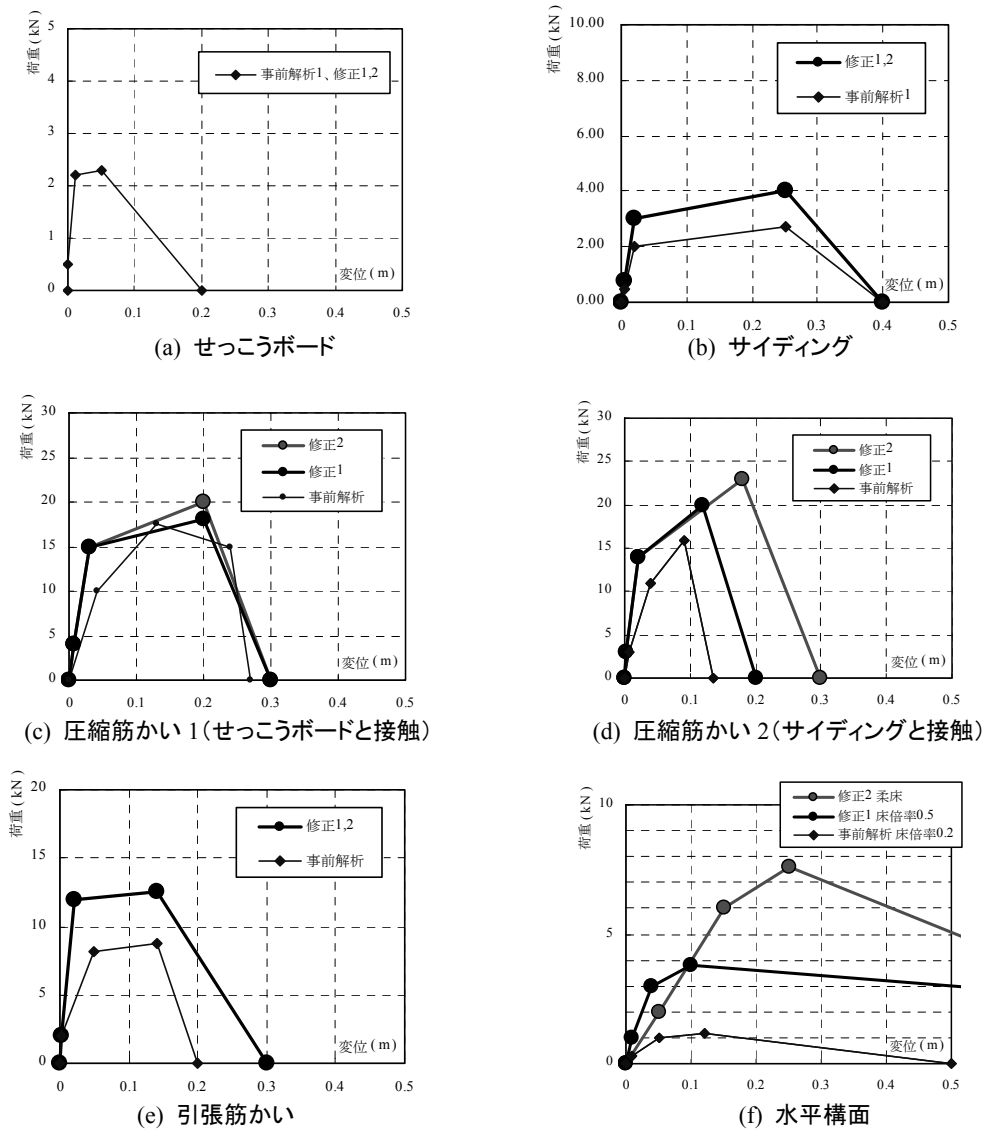
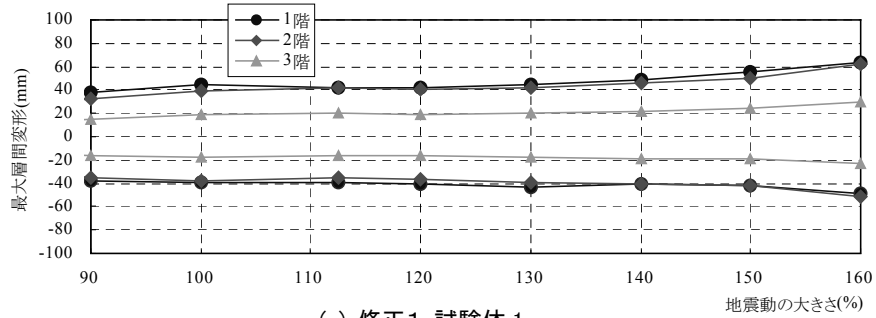


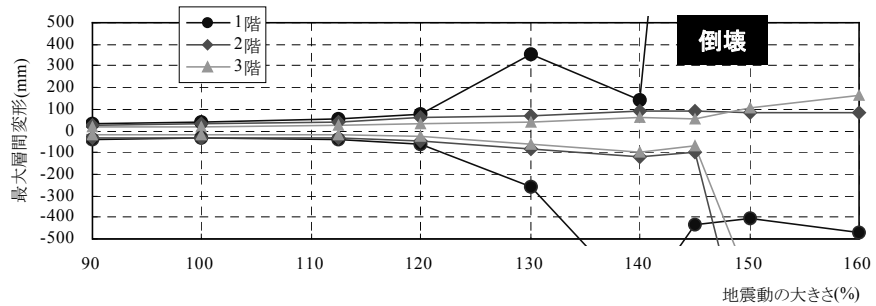
図 3.5.9 事前解析 2 で修正した入力パラメータ（鉛直構面、水平構面）

3.5.10 事前解析 2 の結果

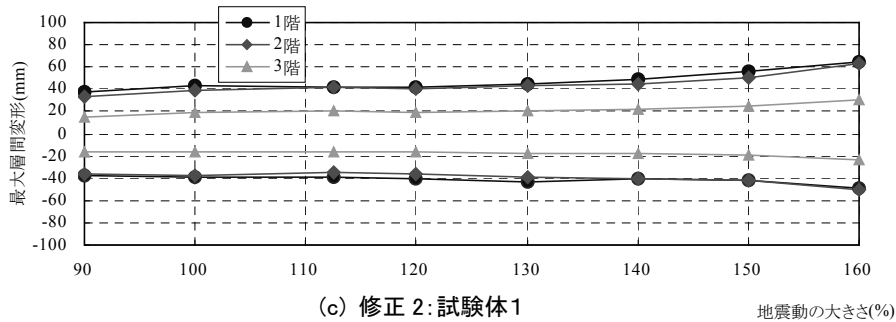
修正 1、2 の試験体 1、2 の各階の最大層間変位を図 3.5.10 に示した。また倒壊した地震動（試験体 1 は 160%入力時）における各試験体の解析モデルの荷重変形関係と最大応答値を図 5.3.5-3～5.3.5-6 に示した。



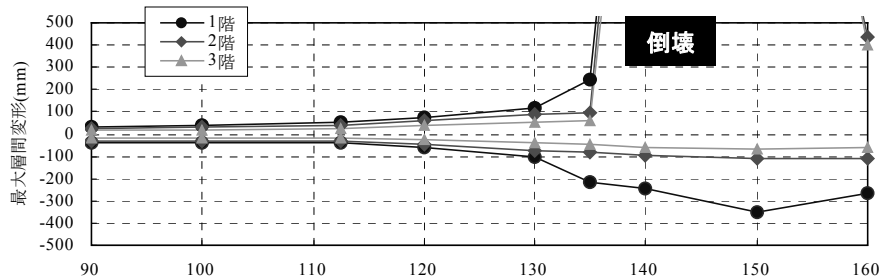
(a) 修正 1: 試験体 1



(b) 修正 1: 試験体 2



(c) 修正 2: 試験体 1



(d) 修正 2: 試験体 4

図 3.5.10 最大層間変位と入力時震動の関係

試験体 3、4 の実験結果を参考に、試験体 1、2 の加振前に行った事前解析 2 では各試験体の解析モデルが倒壊する地震動の入力倍率は下記であった。

試験体 1 (修正 1)	160%以上
試験体 2 (修正 1)	145%
試験体 1 (修正 2)	160%以上
試験体 2 (修正 2)	140%

3.5.11 事後解析の解析モデル

試験体 1,2 の実験結果から解析モデルのパラメータの修正を行い、事後解析 1~7 を行った。修正点は下記である。下記に事後解析 1~7 の修正点を示した。

- Post 1 : 鉛直構面→要素実験から再設定 (図 3.5.11)
接合部→要素実験から再設定 (図 3.5.12)
減衰 5%で計算
- Post 2 : 鉛直構面→圧縮筋かいの第 3、破壊変位を「modified」に適合させる。粘り増加
(理由：実験では柱脚が先行破壊したとして)
90%入力：ほぼ適合、160%入力：10sec までは適合、その後早期に倒壊
- Post 3 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を調整。下り勾配が緩やかにする。(0.3 → 0.5)
(理由：実験結果から)
160%入力：10sec までは適合、その後倒壊せず。柱脚の先行破壊が生じる
- Post 4 : 接合部→HD15、HD20 を調整。「modified」に適合させる。初期剛性、粘り増加
160%入力：10sec までは適合、その後倒壊せず。
- Post 5 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を Post 2 に戻す。(0.5 → 0.3)
圧縮筋かいの Pmax 時の変位を変更 (2 次勾配を上昇)
通し柱の曲げ強さを 60 MPa → 30 MPa (断面欠損を考慮)
160%入力：10sec までは適合、その後早期に倒壊。
- Post 6 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を増加 (0.3 → 0.45)
圧縮筋かいの Pmax 時の変位を Post 4 に戻す。
160%入力：15sec までは適合、その後倒壊せず。
- Post 7 : 鉛直構面→引張筋かいの破壊変位を減少 (0.45 → 0.38)
圧縮筋かいの Pmax 時の変位を増加。Pmax も少し増加。

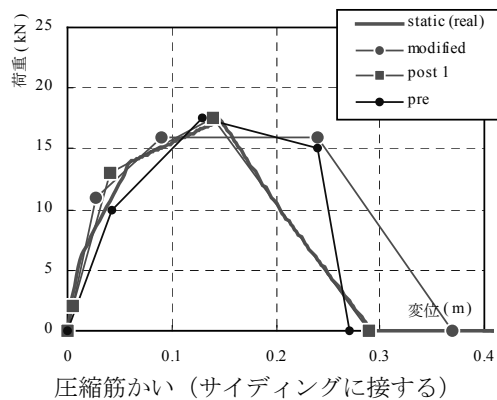
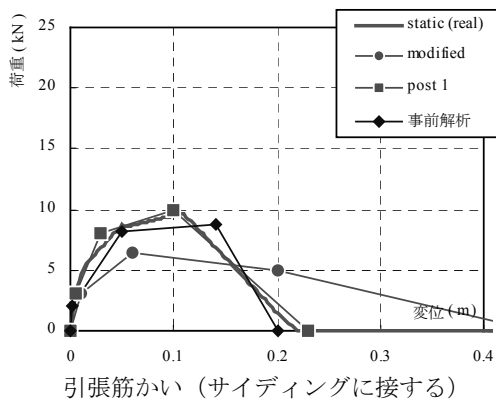
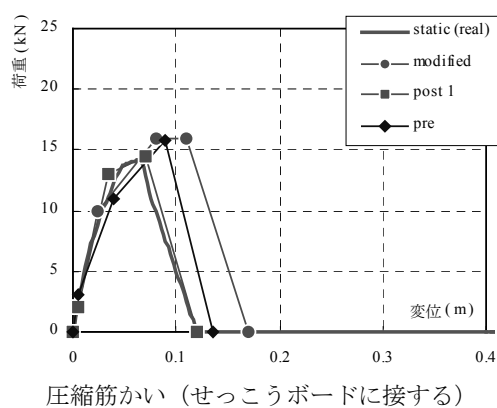
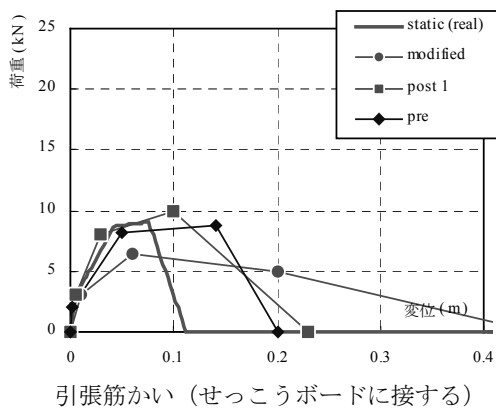
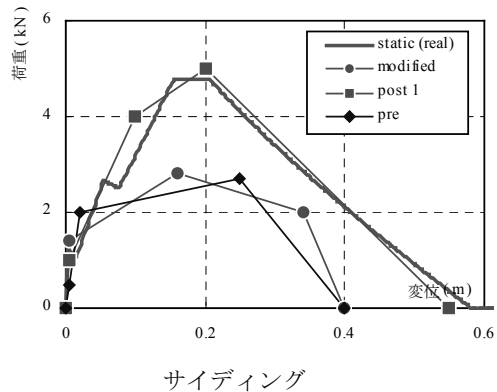
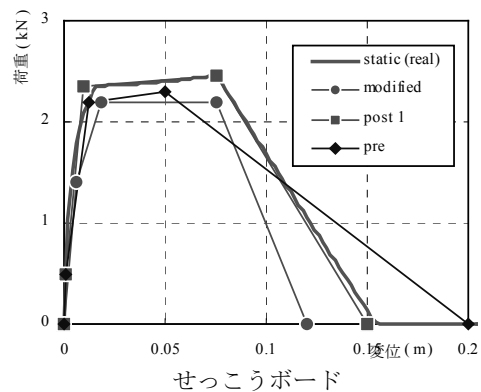


図 3.5.11 事後解析 1 の鉛直構面の骨格曲線

グラフの凡例：

- static(real) →鉛直構面の要素実験のデータから真のせん断変形角を抽出
- modified →文献¹⁶⁾の事後解析の有限要素法解析のパラメータ
- post 1 →事後解析のパラメータ出発点
- pre →事前解析 1 のパラメータ

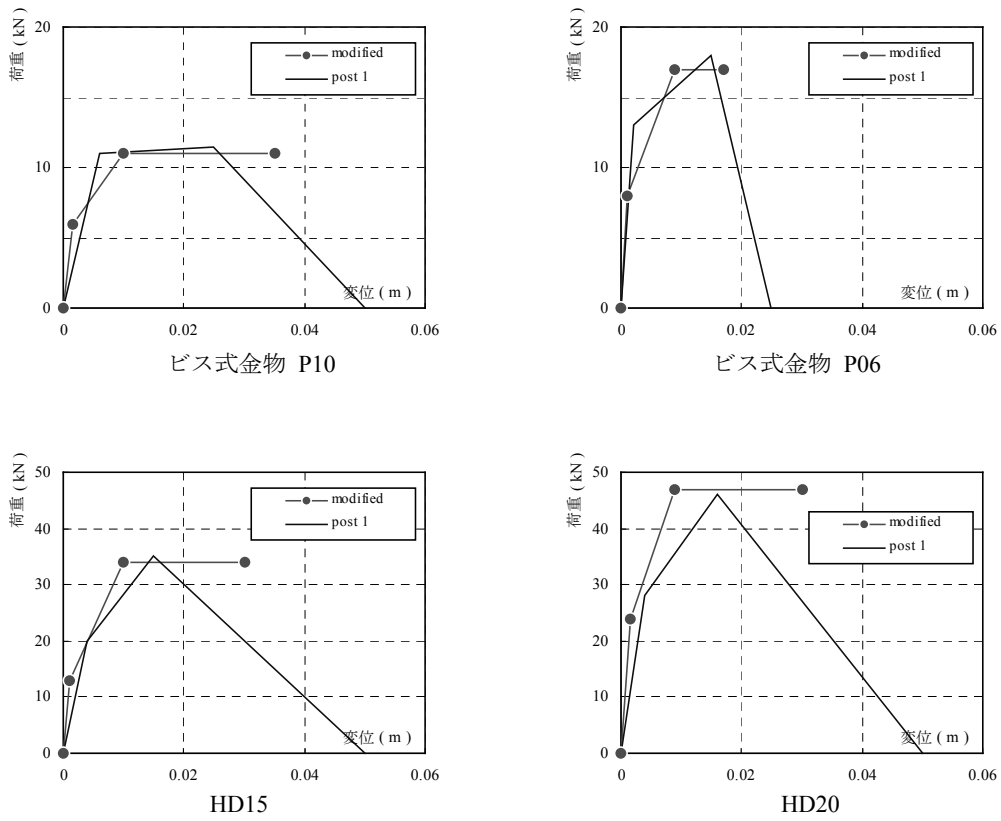


図 3.5.12 事後解析 1 の接合部の骨格曲線

3.5.12 事後解析の結果

事後解析 1～7 の中では事後解析 7 が最も実験結果に適合した。事後解析 7 の鉛直構面の骨格曲線を図 3.5.13 に示した。また BSL 90% → 160% と順に入力した際の試験体 1、2 の応答値を図 3.5.14～図 3.5.15 に示した。試験体 1 が倒壊し、試験体 2 は大変形はするが倒壊しないという点は、実験結果と同様であった。応答値は地震入力開始後 10 秒経過付近までよく一致したが、10 秒以降はよい適合性は得られなかった。

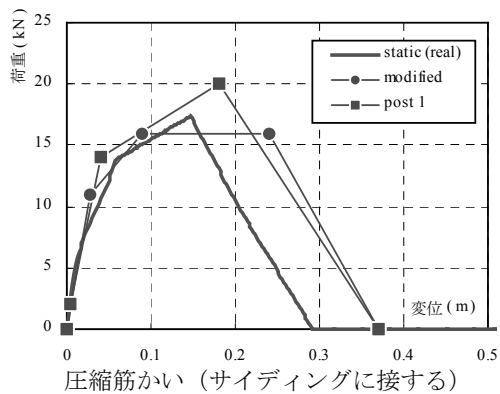
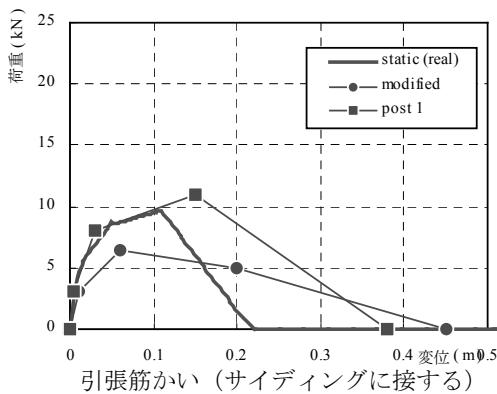
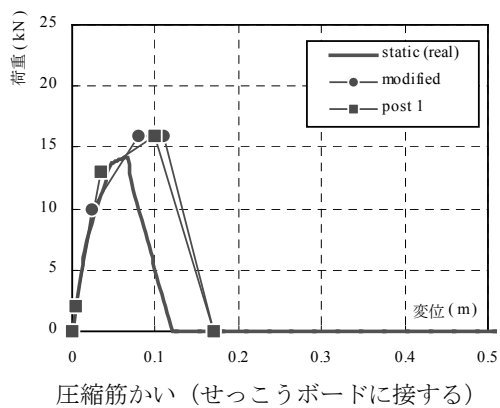
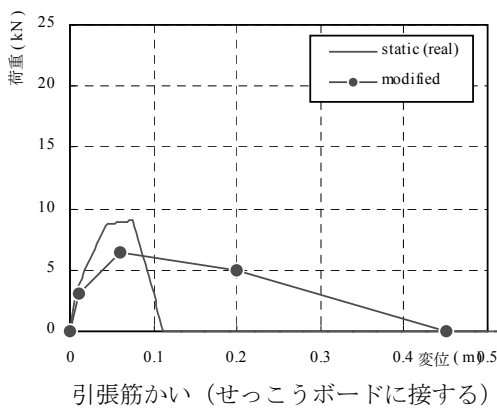
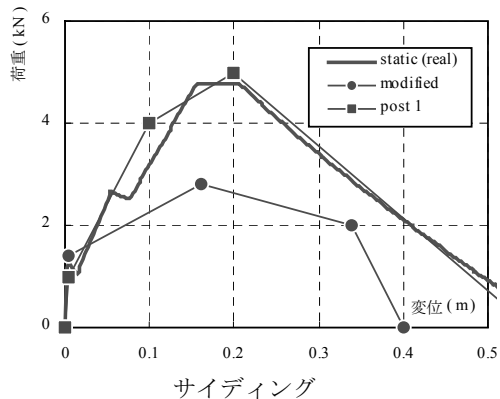
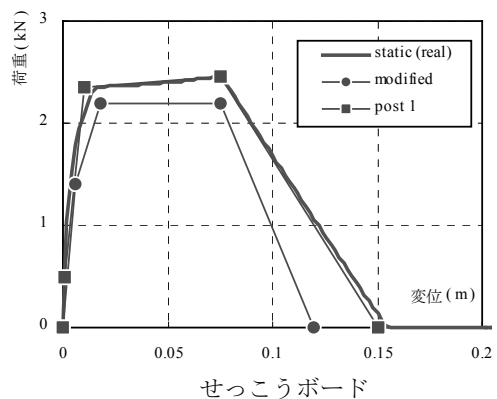
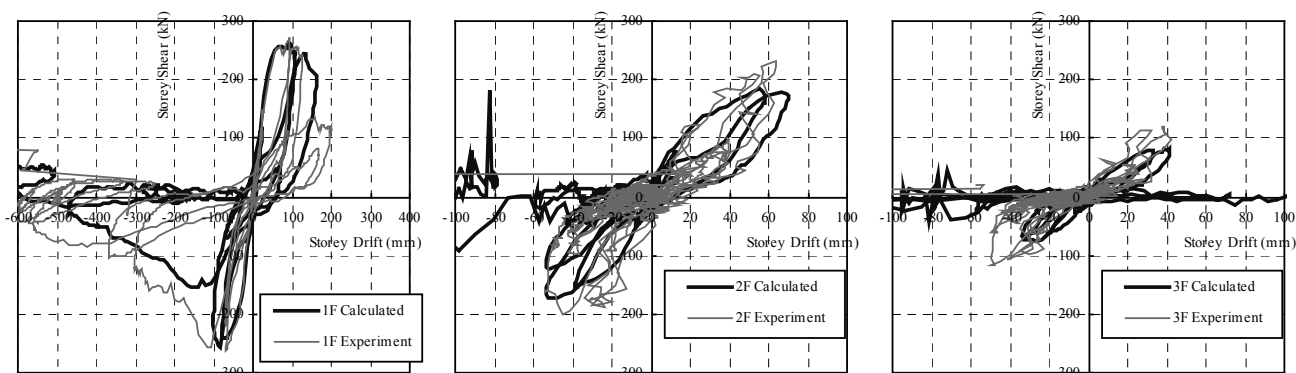


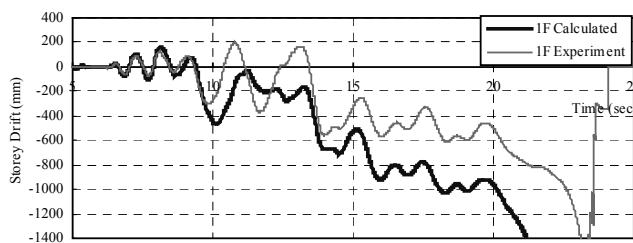
図 3.5.13 事後解析 7 の鉛直構面の骨格曲線



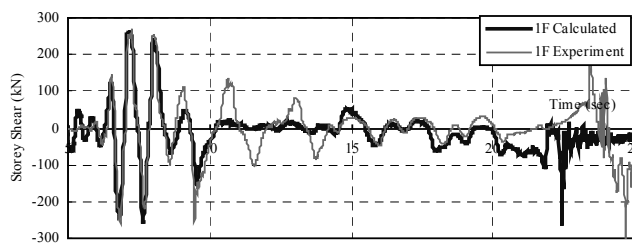
1 階荷重変位

2 階荷重変位

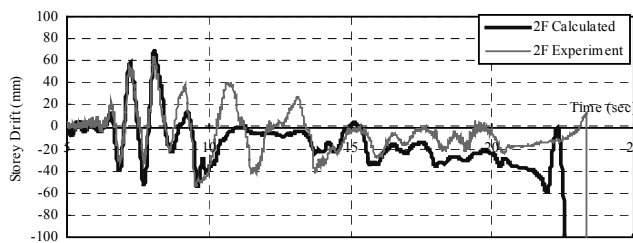
3 階荷重変位



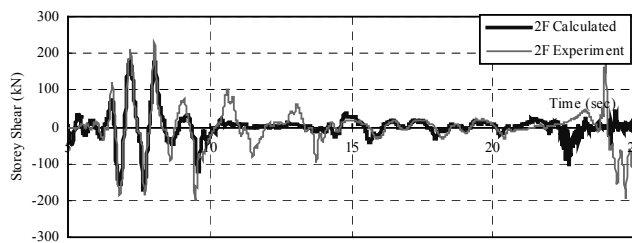
1 階層間変位時刻歴



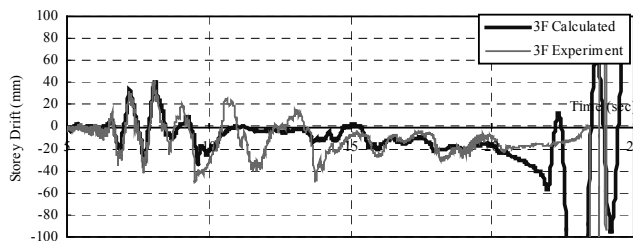
1 階層せん断力時刻歴



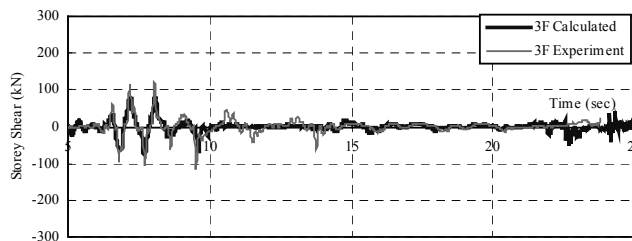
2 階層間変位時刻歴



2 階層せん断力時刻歴



3 階層間変位時刻歴



3 階層せん断力時刻歴

図 3.5.14 試験体 1 の BSL160% 入力時の層間変位と層せん断力

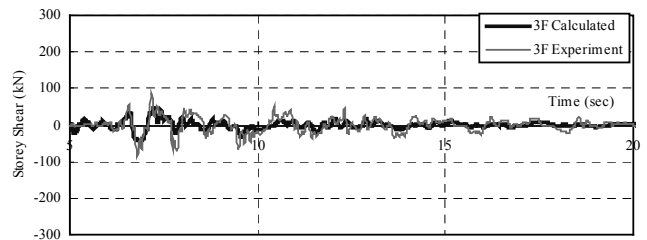
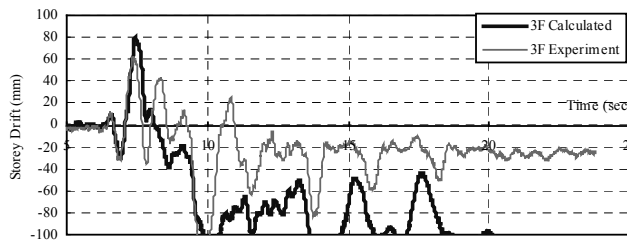
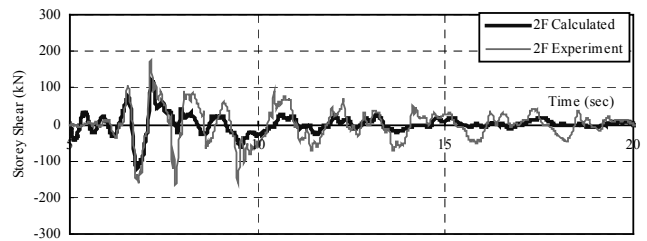
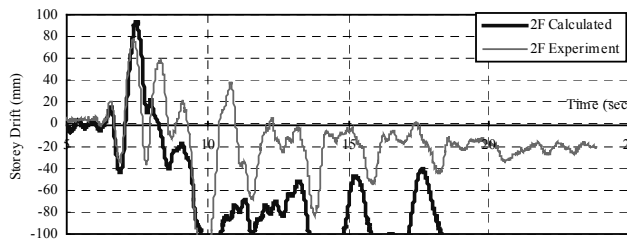
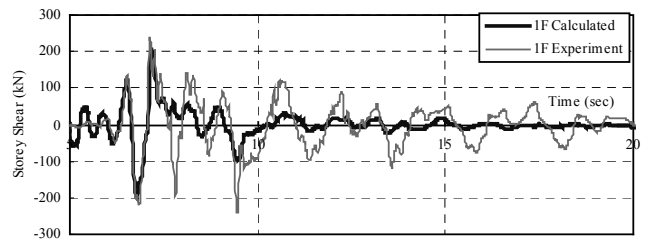
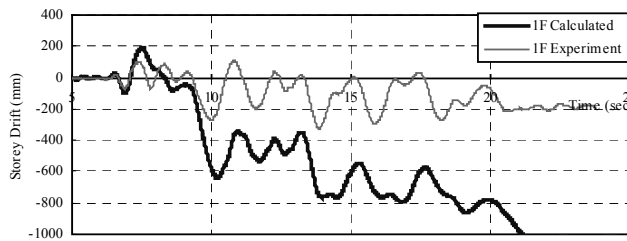
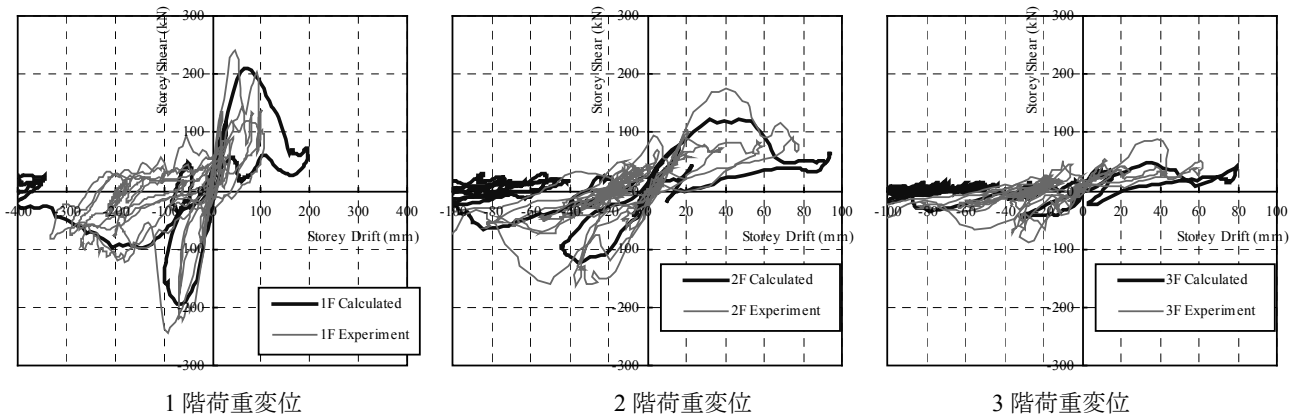


図 3.5.15 試験体 2 の BSL160%入力時の層間変位と層せん断力

3.6. 1995年兵庫県南部地震の際に被害を受けた木造住宅の地震時挙動の解析

本節で検証の対象とした解析は NHK スペシャル (2010年1月17日放映) 「MEGAQUAKE MEGAQUAKE KOBE 15秒の真実」において、兵庫県南部地震の際に倒壊した木造家屋の倒壊過程の再現に協力したものである。

3.6.1 解析モデル

解析対象の木造住宅は1995年の兵庫県南部地震の際に神戸市東灘区に実在し、被災を受けた木造2階建ての住宅である。居住者の方の証言によって構造を再現し、図3.6.1に示した通り、解析モデルを構築した。東西側の壁は下屋がある構造である。曲げ強度を 40 N/mm^2 として断面係数に従い最大曲げモーメントを設定した。ヤング係数は柱材、横架材共に 7.5 kN/mm^2 とした。

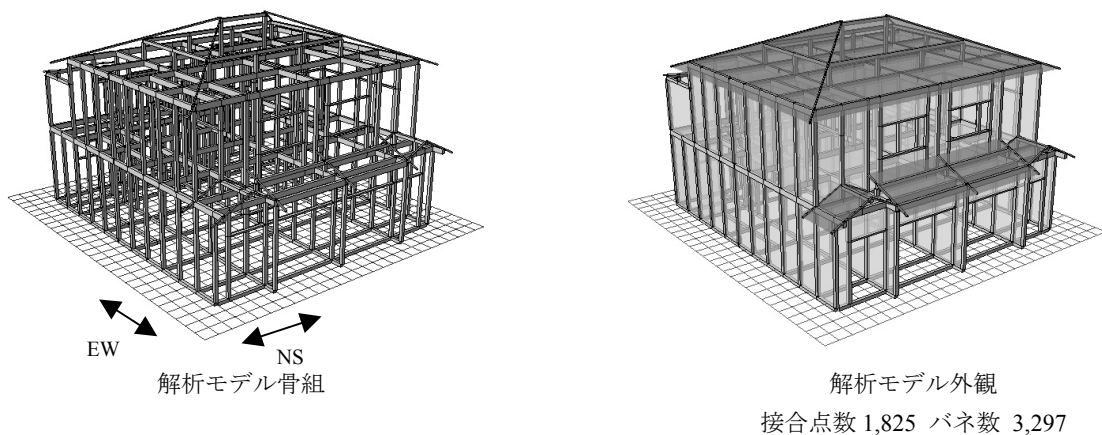


図 3.6.1 解析モデルの概要

3.6.2 接合部の入力パラメータ

回転バネの骨格曲線は長ほぞ+込栓 接合部の耐力を半分にし、一律設定した。回転バネは一律 CPT の骨格曲線を設定した。

3.6.3 構面の入力パラメータ

解析対象の木造住宅の鉛直構面は土塗り壁であったが、文献を参考に骨格曲線は図3.6.1に示した通り設定した。水平構面の骨格曲線は品確法床倍率0.7(転ばし根太)の床の実験結果を近似して設定した。

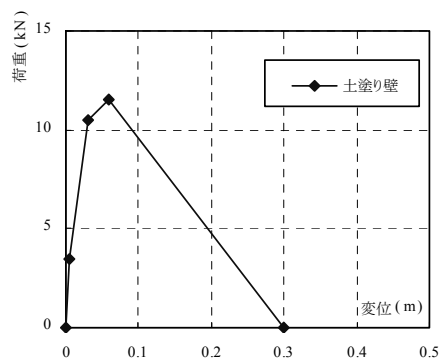


図 3.6.2 解析モデルの概要

3.6.3 重量

試験体重量は文献¹⁷⁾の簡易重量表から、「非常に重い建物」に相当する重量を解析モデルに設定した。

1F : 185 kN 2F : 260 kN RF : 294 kN

3.6.4 入力地震波

地震波は兵庫県南部地震の際に、神戸大学近傍で観測された地震波（以下、神戸大波）を用いた。波形の元データは3成分（NS、EW、UD方向）の速度波形であったが、バンドパスフィルター＋基線補正で積分を行い変位波形とし、振幅は300%に増幅して、解析モデルの基礎レベルに入力を行った。地震波の方向は建物の桁行方向にNS成分を、梁間方向にEW成分を入力した。

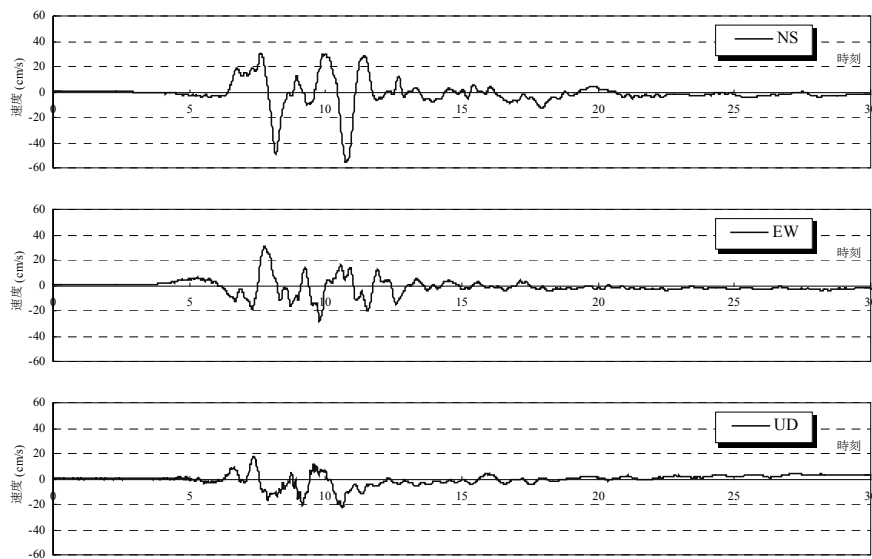


図 3.6.3 速度波形（神戸大波 100%）

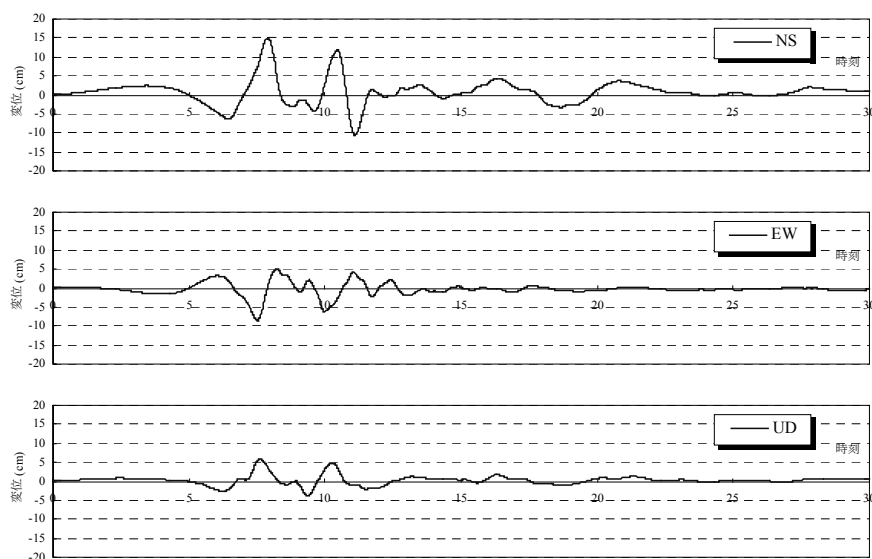


図 3.6.4 変位波形（神戸大波 100%）

図3.6.5に神戸大波のSa-Sdを兵庫県南部地震の際に観測された他の地震波と比較して示した。解析には神戸大波を300%に増幅して3次元入力を行った。

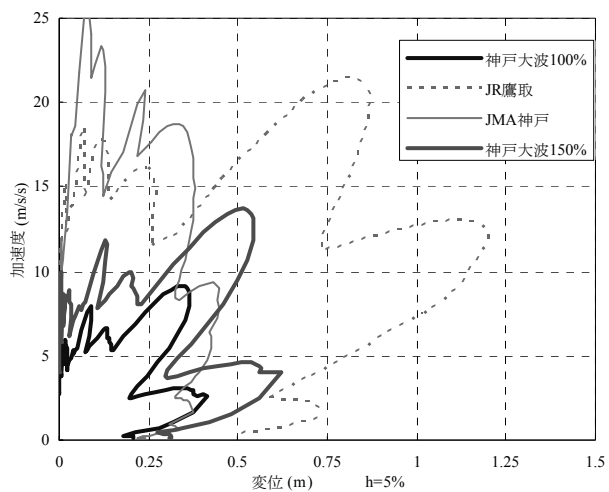


図 3. 6. 5 Sa-Sd 曲線の比較 (減衰 5%)

3. 6. 5 解析結果

図 3. 6. 6 に数値解析による倒壊過程を示した。西側の下屋部分が残り、1 階→2 階の順に崩壊する過程等は地震時に確認された倒壊過程と同様のものではあった。

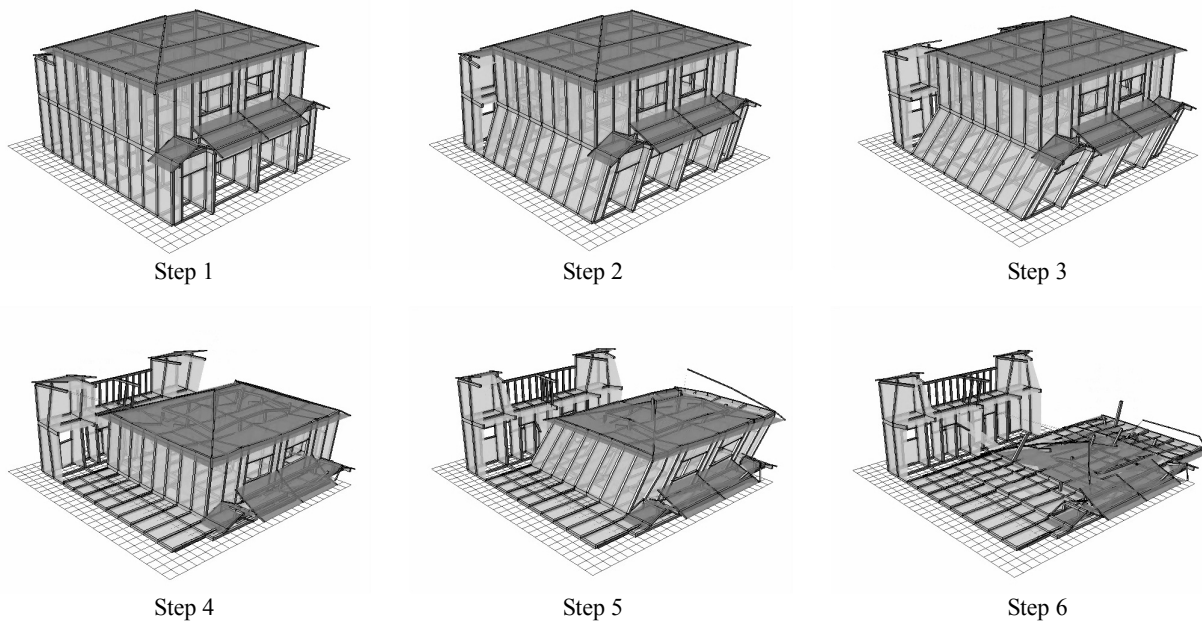


図 3. 6. 6 解析結果の倒壊過程