

伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会

第3回フォーラム in 京都

実大震動台実験結果と設計法への反映について

目 次

1	主旨説明 -----	1
	検討委員会委員長 鈴木 祥之（立命館大学立命館グローバル・イノベーション研究機構・教授）	
2	実大震動台実験の報告	
2.1	実験の概要 -----	2
	実験検証部会主査 後藤 正美（金沢工業大学環境建築学部建築系建築学科・教授）	
	実験検証部会委員 清水 秀丸（一般財団法人 建築研究協会）	
2.2	実験結果の概要 -----	6
	実験検証部会委員 向坊 恭介（立命館大学理工学部建築都市デザイン学科・助教）	
	実験検証部会委員 清水 秀丸（一般財団法人 建築研究協会）	
	設計法部会委員 中川 貴文（独立行政法人建築研究所材料研究グループ）	
2.3	試験体の損傷 -----	13
	実験検証部会委員 須田 達（金沢工業大学環境建築学部建築系建築学科・講師）	
	実験検証部会委員 小笠原 昌敏（小笠原・林建築設計研究室）	
2.4	実験の事前・事後解析 -----	21
	設計法部会委員 松本 慎也（近畿大学工学部建築学科・准教授）	
	設計法部会委員 山田 耕司（豊田工業高等専門学校建築学科・准教授）	
	設計法部会委員 中川 貴文（独立行政法人建築研究所材料研究グループ）	
3	伝統的構法の設計法	
3.1	設計法作成への取り組み -----	27
	設計法部会主査 齋藤 幸雄（齋藤建築構造研究室・代表）	
3.2	基本となる耐震性能 -----	27
	設計法部会主査 齋藤 幸雄（齋藤建築構造研究室・代表）	
3.3	設計法の概要 -----	29
	設計法部会主査 齋藤 幸雄（齋藤建築構造研究室・代表）	
4	実験結果の設計法への反映 -----	34
	設計法部会主査 齋藤 幸雄（齋藤建築構造研究室・代表）	

1. 主旨説明

地域の気候・風土等に適応して発展・継承されてきた伝統的構法木造建築物は、その良さが再認識され、近年、ますます注目されるようになってきました。このような伝統的構法は、建築基準法の木造に関する仕様規定を満足しないこともあり、2000年建築基準法改正により仕様規定を適用除外できる計算法として導入された限界耐力計算のもとに確認申請がなされてきました。しかし、2007年の建築基準法改正による建築確認・審査の厳格化によって、4号建築物相当の住宅でも限界耐力計算による設計では、構造安定性を確認するための多くの検討項目や構造計算適合性判定による審査があり、現在、確認申請などが難しい状況におかれています。

この伝統的構法の危機的状況を打開すべく、伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会では、設計法部会、実験検証部会、構法・歴史部会、材料部会の4つの部会を設けて、石場建て構法を含む伝統的構法木造建築物の設計法を構築することを目的としています。

このため、本検討委員会では、構造材としての木材、壁や継手・仕口接合部などの構造要素や軸組の実験、また構造要素や軸組を含めた建築物全体の詳細な解析等を実施し、伝統的構法に関連する様々な構造力学的な課題について検討を行い、設計法の構築を進めてきています。

伝統的構法に特有の構造力学的な課題である石場建ての柱脚の滑りや浮き上がり、偏心によるねじれ振動、水平構面の変形などの地震時の挙動については、建築物全体として解明しなければならないために、実大の震動台実験が不可欠であり、本年9月に独立行政法人防災科学技術研究所・兵庫耐震工学研究センターで実大震動台実験を実施しました。これまで、平屋建てや総2階建てを対象に実大震動台実験を行ってきましたが、今回は、伝統的構法では一般的な部分2階建て、下屋付きを対象にして、部分2階建てや下屋の地震時挙動を明らかにするとともに、検討中の設計法の妥当性や解析法の精度等の検証を行いました。

本フォーラムでは、まず、実大震動台実験の概要と実験結果について報告します。次に、伝統的構法木造建築物の設計法の考え方と検討中の3つの設計法

- 1) 限界耐力計算によらず比較的簡易な計算による「標準設計法」
 - 2) 伝統的構法の地域性にも適応できるよう限界耐力計算と同等の計算を用いる「詳細設計法」
 - 3) より高度な時刻歴応答解析を用いて、あらゆる建物に適用できる「汎用設計法」
- について、それぞれの概要を紹介します。また、震動台実験の結果を設計法に反映させて設計法の検証などの考察を行います。

伝統的構法に携わっておられる方々から、検討中の設計法についてご意見を伺い、今後の設計法の構築に役立て、実務者が使える石場建てを含む伝統的構法のための設計法として完成させるとともに、建築基準法でこれまで明確にされていなかった伝統的構法が建築基準法の枠組みに組み込まれて、実務者、行政担当者などへの普及が図られることを願っています。

注：この資料に記載の設計法（案）は、現在検討中であり、確定したものではありません。

また、この資料に記載の実験値は速報値です。現在解析及び分析を行なっているところであり、確定値ではありません。

2. 実大震動台実験の報告

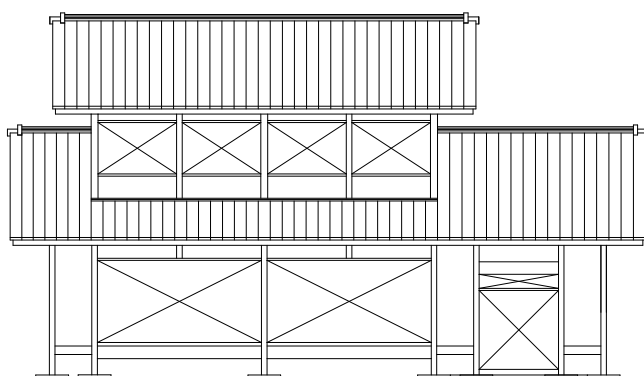
2. 1 実験の概要

2. 1. 1 試験体全体の概要

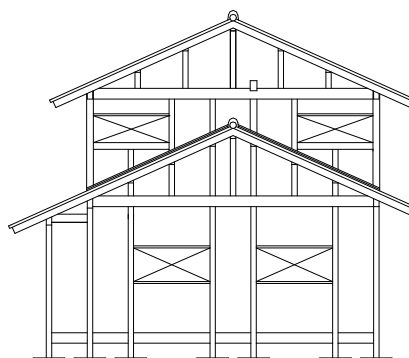
試験体は伝統的構法の実大木造部分 2 階建て 2 棟(以下、No.5、No.6)を新築した(写真 2.1-1)。No.5 とは所謂、『石場建て』と称される 1 階柱脚が礎石の上に直接設置された状態である。No.6 とは、No.5 の 1 階柱脚に『地長押』を設置し柱脚間を接合した試験体である。No.5 と No.6 の違いは地長押のみであり、軸組・壁等は同様である。試験体の立面を図 2.1-1、2.1-2 に、試験体各階の構造平面を図 2.1-3 に、No.5、No.6 の柱脚写真を写真 2.1-2、2.1-3 に示す。基本モジュールを 910mm とし、平面寸法は 1 階 11.83×7.28m、2 階 7.28×6.37m の最高高さ 7.76m、階高は 1 階 3.62m、2 階は 2.40m である。図 2.1-3 に示す 1 階 1-2 間は、下屋と称される箇所である。主要な耐震要素は土壁と柱梁接合部のめり込み抵抗であり、筋かいと接合金物は用いていない。試験体の構造計算は、限界耐力計算において最大層間変形角を確認しており、偏心率も 2 階は両方向ともに 0.03 以下であり、1 階は長辺方向が 0.03、短辺方向が 0.06 程度に収まっている。礎石は高さ 70mm とし、平面寸法は 700×700mm とした。屋根は 4 寸 5 分勾配の切り妻屋根とし、軒の出、けらばの出ともに 900mm である。瓦は葺き土無しのガイドライン工法で施工した。



写真 2.1-1 試験体外観
(奥:試験体 No.5、手前:試験体 No.6)

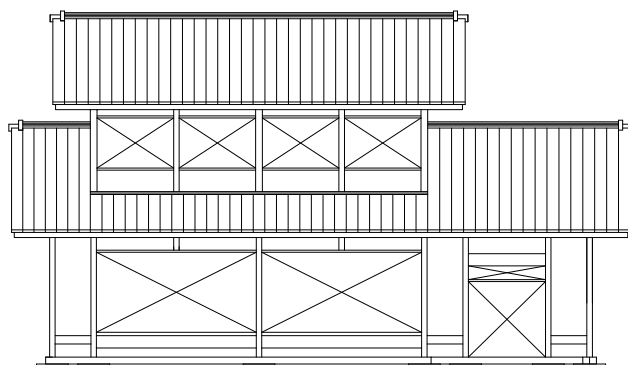


a) けた行(長手)方向

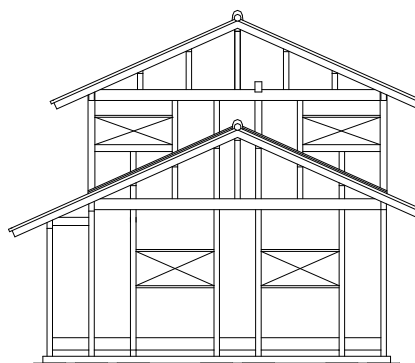


b) 張り間(短手)方向

図 2.1-1 試験体 No.5 (石場建て仕様) 立面

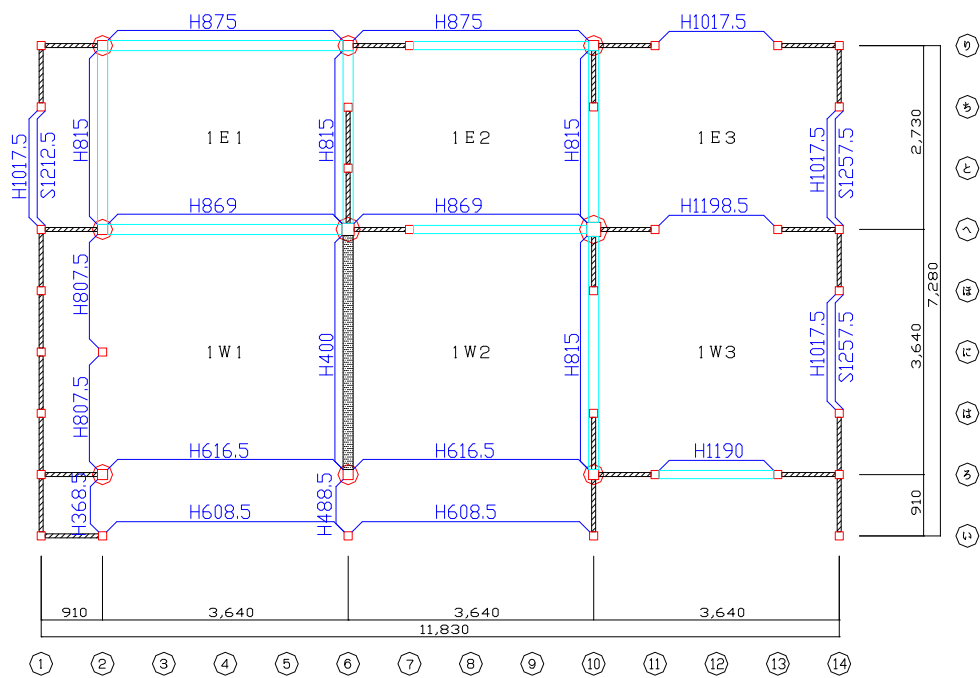


a) けた行(長手)方向

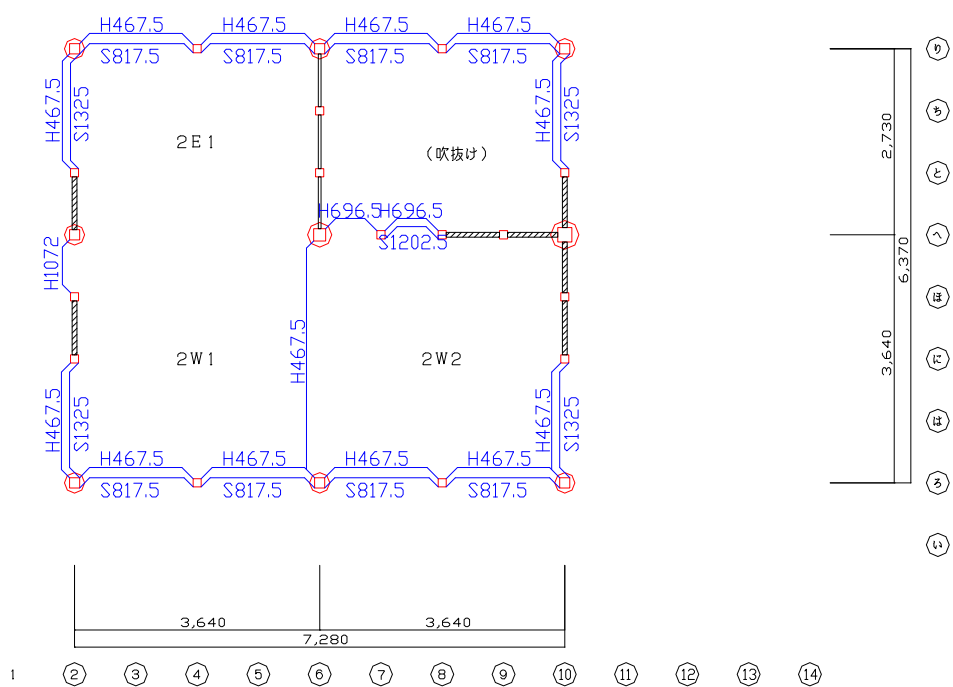


b) 張り間(短手)方向

図 2.1-2 試験体 No.6 (地長押仕様) 立面



a) 1階



b) 2階

図 2.1-3 試験体 No. 5, 6 共通構造平面





写真 2. 1-2 試験体 No. 5 柱脚（石場建て）

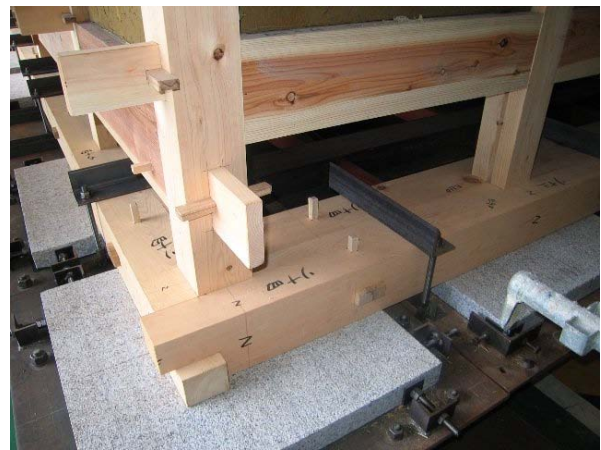


写真 2. 1-3 試験体 No. 6 柱脚（石場建て地長押）
注）加振によって柱脚固定から柱脚フリーに変更

2. 1. 2 軸組

試験体軸組の材種は、ほぼ天然乾燥のヒノキ・スギを用い、製材工場にて縦振動法によるヤング計測を行った。主要軸組の材種と断面寸法を表 2.1-1 に示す。柱はヒノキ背割り有りの 120-210mm 角までと比較的太いサイズである。通し柱は計 9 本、図 2.1-3 の「へ-10」柱は 210mm 角、「へ-6」柱は 180mm 角、その他は標準断面寸法 150mm 角とした。管柱の標準断面寸法は 120mm 角である。接合部は長ほぞ込み栓打ちとし、柱ほぞ長さは共通で 120mm、ほぞ断面は 120mm 角柱で 30×90mm、150mm 角柱で 33×105mm、180mm 角柱と 210mm 角柱で 36×120mm である。込み栓は 15mm 角のヒノキを用いた。地長押は、柱脚をヒノキの 150mm 角 2 本で挟み込む形状とし、地長押間は雇いほぞに込み栓を用いて接合した。石場建て仕様とした No.5 では、1 階柱脚が割裂しないよう、FRP 製のタガを嵌める。

横架材は主にスギとした。差鴨居は 1 階に 9 本を設置し、断面寸法は、270mm のせいを持ち、端部は雇いほぞとした。また、差鴨居のせいを 120mm とした薄鴨居も 1 階に 6 本設置した。なお、1 階 6 通りろへ間の薄鴨居は、断面寸法 120mm 角の角長押 2 本を引独鉋で両側より挟むよう、接合した。水平構面の床板は、各階とも杉板の厚み 30mm、幅 180mm の本実とし、N90 釘を 3 本脳天釘打ちで各階梁に根太を介して留めつける仕様とした。

表 2. 1-1 実大試験体主要木材（2 棟共通）

部材	材種	断面寸法
管柱	ヒノキ	120mm角
通柱	ヒノキ	150mm角、180mm角、210mm角
差鴨居	スギ	120 × 270mm
薄鴨居	スギ	120 × 45mm
角長押	スギ	120 × 120mm
地長押	ヒノキ	150 × 150mm
壁貫	スギ	105 × 18mm
小屋貫	スギ	105 × 27mm
床板	スギ	180 × 30mm
足固め	スギ	120 × 270mm
2F胴差	スギ	120 × 300mm
小屋桁	スギ	120 × 240mm
小屋地棟	スギ	φ 270mm(タイコ挽)
雇いほぞ	カシ	90 × 30mm、105 × 30mm、120 × 30mm
込栓	ヒノキ	15mm角

2. 1. 3 土壁

土塗り壁は関西土(京都深草)を使用し、壁下の貫は18×105mmを各階とも3段とした。塗り厚は、荒土36mm、中塗り土24mmの計60mmを基本とし、小壁・腰壁は中塗り14mmの計50mm、仕上げは白漆喰塗りとする。下地は、真渡し竹、小舞竹ともに割竹を使用し、竹間隔は内法寸法で45mm程度、真渡し竹タテは、縄をらせん編み、真渡し竹ヨコは縄をチドリ編みとした。土壁の様子を写真2.1-4、2.1-5に示す。



写真 2.1-4 竹小舞概要



写真 2.1-5 荒壁塗り作業

2. 1. 4 入力地震動と試験体固定状況

実験は、9月18・19日の2日間、兵庫県三木市の(独)防災科学技術研究所が有する実大震動破壊実験施設(愛称:E-ディフェンス)で行った。入力した地震動の一覧を表2.1-2に示す。入力地震動は主に3波とした(図2.1-4)。建築基準法が想定する希地震として、(一財)日本建築センターが作成した工学的基盤での模擬波であるBCJ-L1波を第2種地盤相当に増幅させた後、60秒に短縮した波形である。極希地震では、BCJ-L1波と同様の処理を行ったBCJ-L2波、巨大地震は1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で記録されたJMA神戸波である。なお、BCJ波については1方向毎加振を、JMA神戸波では3方向加振として試験体短手方向にNS成分(818Gal)を入力した。

試験体No.6の柱脚は、「柱脚固定」と「柱脚フリー」の2状態で実験を行い、柱脚固定状態の違いによって生じる上部構造の応答変形の差異を確認した。

表 2.1-2 入力地震動一覧と
試験体 No. 6 柱脚状況

日時	作業	試験体No.6
18日 (火)	A-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	柱脚 固定
	A-2 BCJ-L1 S方向	
	A-3 BCJ-L1 L方向	
	B-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	柱脚 フリー
	B-2 BCJ-L1 S方向	
	B-3 BCJ-L1 L方向	
	C-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	
	C-2 BCJ-L2 S方向	
	D-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	
	D-2 BCJ-L2 L方向	
19日 (水)	E-1 ホワイトノイズ波 2方向	柱脚 固定
	E-2 BCJ-L2 S方向	柱脚 フリー
	F-1 ホワイトノイズ波 2方向	
	F-2 巨大地震(神戸波) 3方向加振 (S方向:NS成分)	

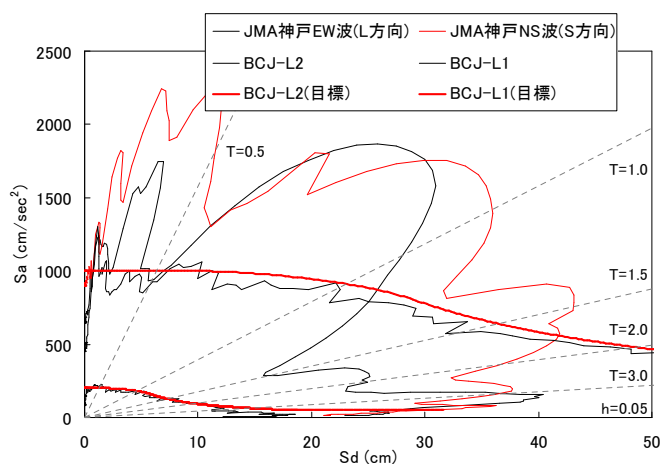


図 2.1-4 入力地震動

2. 2 実験結果の概要

2. 2. 1 層せん断力

実験で得られた層せん断力係数の最大値を表 2.2.1-1 に示す。また、層せん断力－変形角関係を図 2.2.1-1～2.2.1-4 に示す。層せん断力と変形角は、試験体各構面の応答値を平均化して求めている。L 方向は No.5 と No.6 でさほど違いは見られないが、S 方向では地長押付きの No.6 の方がやや耐力が高くなる結果となった。

表 2. 2. 1-1 層せん断力係数の最大値

試験体	方向	C_1	C_2	C_2/C_1
No. 5	S	0.597	0.648	1.09
No. 6		0.732	0.935	1.28
No. 5	L	0.523	0.860	1.64
No. 6		0.525	1.008	1.92

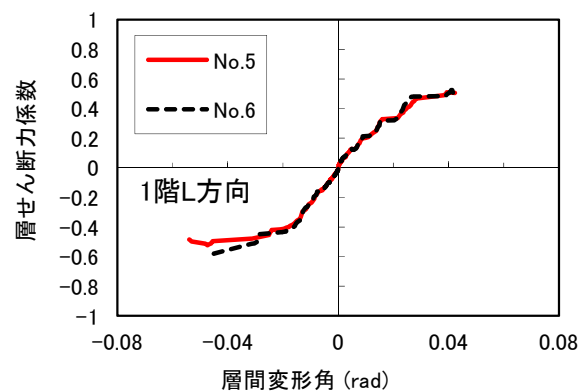
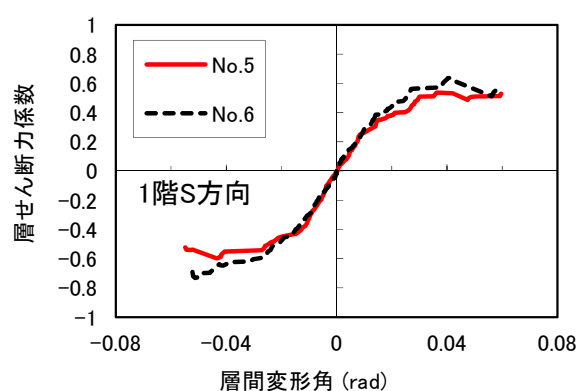


図 2. 2. 1-1 S 方向 1 階の層せん断力－変形角関係 図 2. 2. 1-2 L 方向 1 階の層せん断力－変形角関係

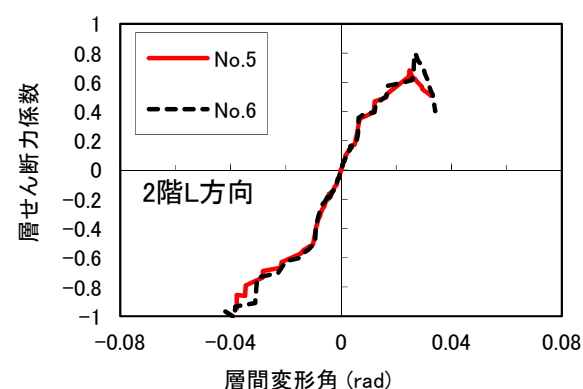
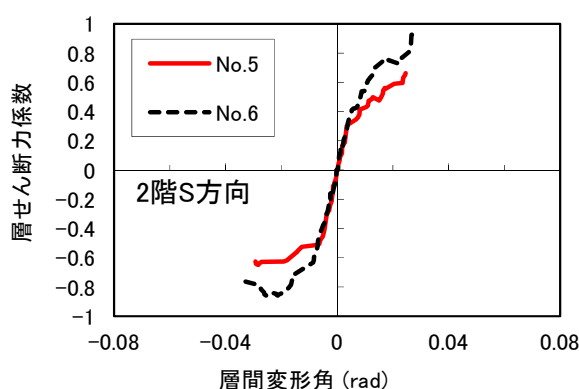


図 2. 2. 1-3 S 方向 2 階の層せん断力－変形角関係 図 2. 2. 1-4 L 方向 2 階の層せん断力－変形角関係

2. 2. 2 稀地震（BCJ-L1 波）に対する応答

稀地震に相当する加振波として、BCJ-L1 波加振における応答変形角を表 2.2.2-1 に示す。応答変形角は、試験体各構面の平均的な値である。各層の応答変形角を比べると、1 階の方が、変形角が大きくなる傾向がある。

表 2.2.2-1 稀地震 (BCJ-L1 波) 加振における応答変形角

方向	階	応答変形角 (rad)	
		No. 5	No. 6
L 方向 1 回目 (No. 6 は地長押固定)	2F	1/230.5	1/225.4
	1F	1/169.6	1/171.9
L 方向 2 回目 (No. 5, 6 とも柱脚フリー)	2F	1/215.5	1/218.4
	1F	1/162.3	1/166.0
S 方向 1 回目 (No. 6 は地長押固定)	2F	1/457.8	1/420.4
	1F	1/191.1	1/187.7
S 方向 2 回目 (No. 5, 6 とも柱脚フリー)	2F	1/459.9	1/419.5
	1F	1/195.1	1/191.3

同様に、BCJ-L1 波加振における試験体各構面の最大層間変形角を図 2.2.2-1～2.2.2-4 に示す。加振は 2 回行ったが、No.5 は同条件、No.6 は地長押固定とフリーの 2 パターンである。L 方向の応答を見ると、1 階 i 通が最も大きく、り通へ向かって直線的な変形の分布を示した。S 方向は 1 階 14 通の変形が小さく、1～10 通の変形はほぼ同程度となっている。また、いずれの場合も 2 階の変形は 1 階に比べて小さくなっている。2 度同じ加振を行った No.5 の結果と No.6 の結果を比較すると、地長押の固定の有無が上部構造の応答に与えた影響はさほど大きくなかったようである。なお、BCJ-L1 波加振では柱脚の浮上りや滑りの計測量は数ミリ以下であり、実質、生じていない。

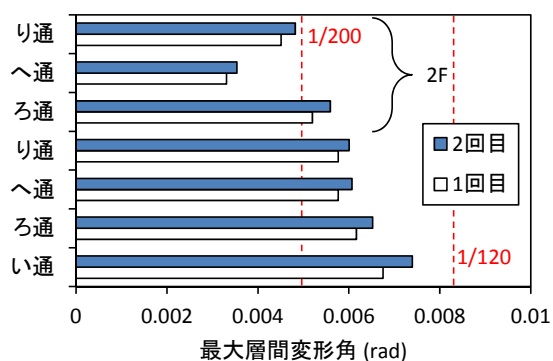


図 2.2.2-1 BCJ-L1 波 L 方向加振における No. 5 各構面の最大層間変形角

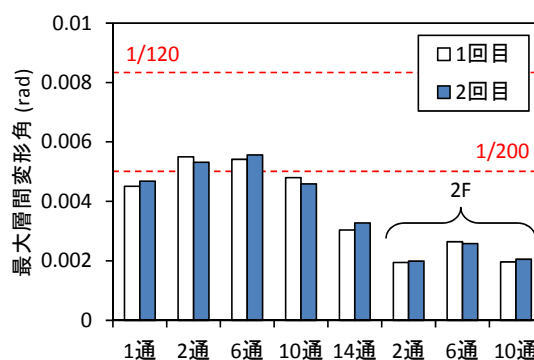


図 2.2.2-2 BCJ-L1 波 S 方向加振における No. 5 各構面の最大層間変形角

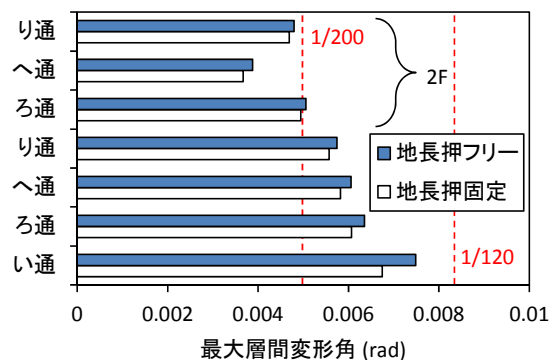


図 2.2.2-3 BCJ-L1 波 L 方向加振における No. 6 各構面の最大層間変形角

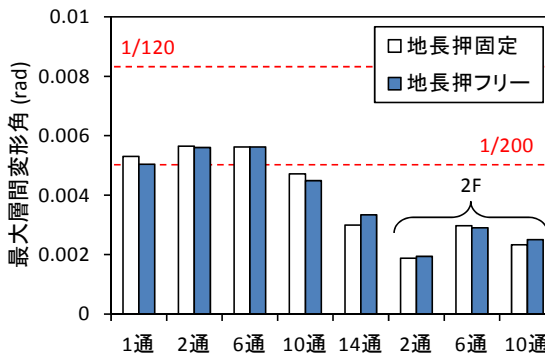


図 2.2.2-4 BCJ-L1 波 S 方向加振における No. 6 各構面の最大層間変形角

2. 2. 3 極稀地震 (BCJ-L2 波) に対する応答

極稀地震に相当する加振波として、BCJ-L2 波加振における応答変形角を表 2.2.3-1 に示す。応答変形角は、試験体各構面の平均的な値である。最大応答は No.5 の L 方向 1 階で $1/18.5\text{rad}$ 、全体としては $1/20\text{rad}$ 程度となった。1 階と 2 階の変形角を比べると、S 方向では 1 階の方が 2 倍程度大きくなっているが、L 方向では 1 階 2 階の差はさほどでもない。

表 2. 2. 3-1 極稀地震 (BCJ-L2 波) 加振における応答変形角

方向	階	応答変形角 (rad)	
		No. 5	No. 6
L 方向 (No. 5, 6 とも柱脚フリー)	2F	$1/26.4$	$1/23.9$
	1F	$1/18.5$	$1/21.1$
S 方向 1 回目 (No. 5, 6 とも柱脚フリー)	2F	$1/47.2$	$1/43.8$
	1F	$1/21.3$	$1/23.0$
S 方向 2 回目 (No. 5 は柱脚フリー, No. 6 は地長押固定)	2F	$1/38.7$	$1/45.2$
	1F	$1/19.1$	$1/19.1$

BCJ-L2 波加振における試験体各構面の最大層間変形角を図 2.2.3-1～2.2.3-4 に示す。S 方向加振は 2 回行ったが、No.5 は同条件、No.6 は地長押フリーと固定の 2 パターンである。L 方向の応答を見ると、前項の BCJ-L1 波加振と同様に、1 階い通が最も大きく、り通へ向かって直線的な変形の分布を示した。S 方向は、1 階 14 通の変形が小さく、1～10 通の変形はほぼ同程度と、傾向は BCJ-L1 波加振時と同様であるが、L 方向 2 階でろ通の変形角がやや大きくなっている。また、いずれの場合も 2 階の変形は 1 階に比べて小さくなっている。最も変形が大きい構面で $1/15\text{rad}$ をやや超える程度であった。

図 2.2.3-4 から No.6 の地長押フリーと固定を比べると、同条件の加振を 2 度繰り返した No.5 と比べても、地長押を固定したときの方が、1 階の構面別応答変形角 (図 2.2.3-4 2 通) が大きいと言える。一方で 1 階の応答が大きくなった分、2 階の応答はほとんど増大していない。

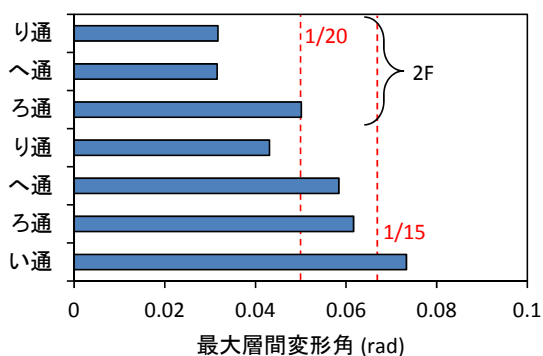


図 2. 2. 3-1 BCJ-L2 波 L 方向加振における No. 5 各構面の最大層間変形角

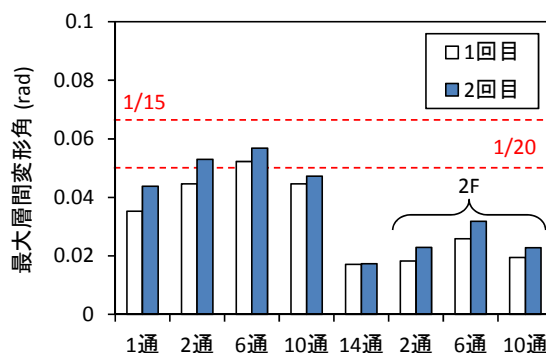


図 2. 2. 3-2 BCJ-L2 波 S 方向加振における No. 5 各構面の最大層間変形角

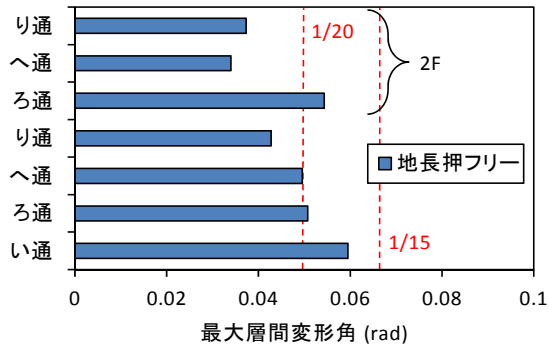


図 2.2.3-3 BCJ-L2 波 L 方向加振における
No. 6 各構面の最大層間変形角

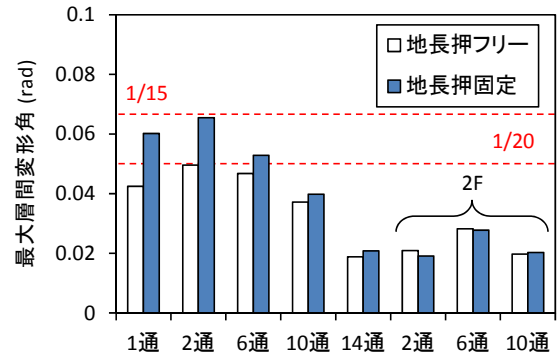


図 2.2.3-4 BCJ-L2 波 S 方向加振における
No. 6 各構面の最大層間変形角

柱脚の最大浮上り量を図 2.2.3-5～図 2.2.3-10 に示す。なお、計測の事情より、一部の柱脚の値は表示していない。BCJ-L2 波加振における柱脚の浮上り量は 3cm 程度であることが分かる。L 方向加振では、1 通と 14 通、S 方向加振では、い通とり通の浮上り量が大きくなっており、既往の実験で得られた知見と同様の傾向を示した。

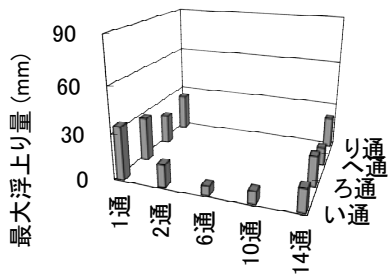


図 2.2.3-5 BCJ-L2 波 L 方向
加振時の No. 5 柱脚浮上り

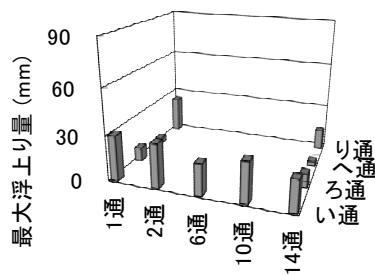


図 2.2.3-6 BCJ-L2 波 S 方向 1
回目加振時の No. 5 柱脚浮上り

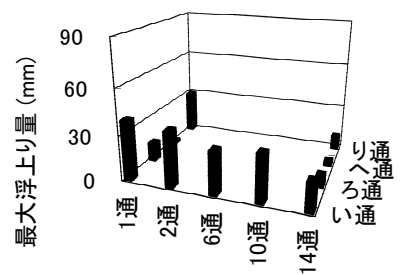


図 2.2.3-7 BCJ-L2 波 S 方向 2
回目加振時の No. 5 柱脚浮上り

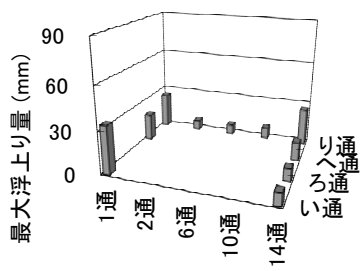


図 2.2.3-8 BCJ-L2 波 L 方向
加振時の No. 6 柱脚浮上り

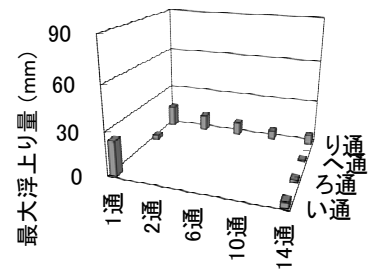


図 2.2.3-9 BCJ-L2 波 S 方向 1
回目加振時の No. 6 柱脚浮上り

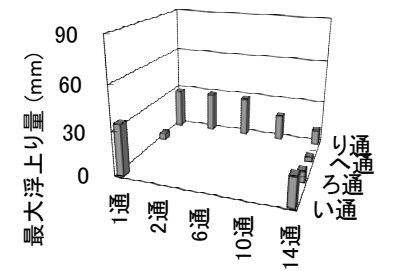


図 2.2.3-10 BCJ-L2 波 S 方向 2
回目加振時の No. 6 柱脚浮上り

柱脚の最大滑り量（加振前の位置から最も離れた瞬間の変位量）を図 2.2.3-11、2.2.3-12 に示す。L 方向加振では、No.5、6 とともに 7～10cm の最大滑り量となった。一方、S 方向では、No.5 が 1 回目は 4～10cm、2 回目は 7～14cm、No.6 が 0～5cm と、加振ごと、構面ごとにややバラついた。

ただし、柱脚の滑り量は、他の応答量に比べて瞬間的な変動が大きいため、計測ノイズと現象の区別が付き難く、計測データの精査により、今後、値が変更される可能性がある。

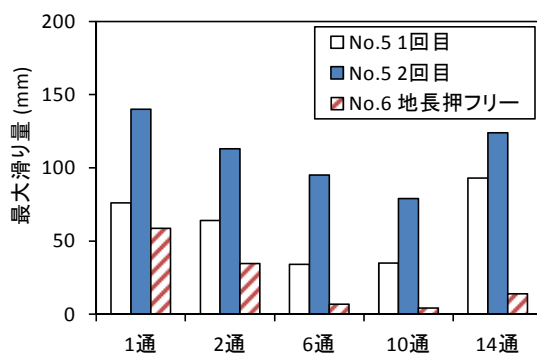
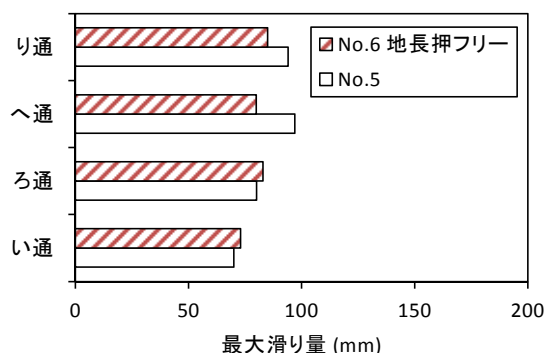


図 2. 2. 3-11 BCJ-L2 波 L 方向加振時の柱脚滑り量 図 2. 2. 3-12 BCJ-L2 波 S 方向加振時の柱脚滑り量

2. 2. 4 巨大地震（JMA 神戸波）に対する応答

JMA 神戸波 3 方向加振における最大層間変形角を表 2.2.4-1 に示す。試験体各構面の平均的な値である。No.5 と 6 でほとんど違いは無く、最大で 1/16.7rad であった。

表 2. 2. 4-1 JMA 神戸波 3 方向加振における応答変形角 (rad)

方向	階	No. 5	No. 6
L 方向	2F	1/30.2	1/28.4
	1F	1/25.5	1/26.3
S 方向	2F	1/32.5	1/29.4
	1F	1/16.7	1/16.8

同様に、試験体各構面の最大層間変形角を図 2.2.4-1、2.2.4-2 に示す。L 方向 1 階では 1 通の変形角が大きく、S 方向 1 階では 14 通の変形角が小さい、L 方向 2 階で 2 通の変形角が大きい、という傾向は BCJ-L2 波加振のときと同様である。最大入力加速度は JMA 神戸波の方が大きい、入力動の周波数特性の違いにより、L 方向では BCJ-L2 波時よりも応答は小さくなっている。S 方向は最大応答変形角が 1/15rad をやや超えた程度と BCJ-L2 波時と同程度であった。

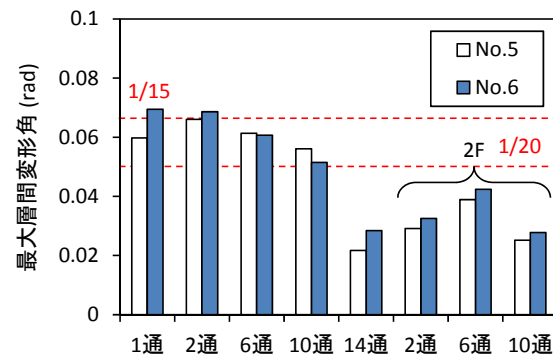
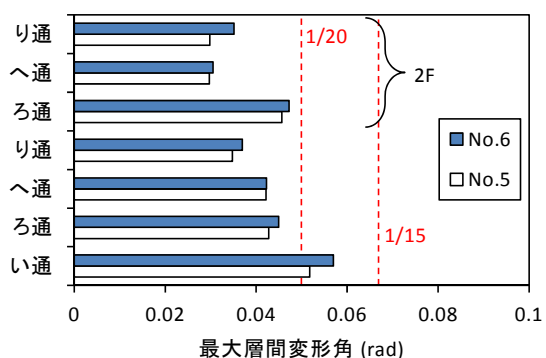


図 2. 2. 4-1 JMA 神戸波 3 方向加振における L 方向各構面の最大層間変形角

図 2. 2. 4-2 JMA 神戸波 3 方向加振における S 方向各構面の最大層間変形角

JMA 神戸波加振における柱脚の浮上り量と滑り量を図 2.2.4-3～2.2.4-6 に示す。柱脚の浮上りは大きい箇所では 8cm 程度と BCJ-L2 波加振時の 2 倍となった。一方、柱脚の滑り量は、L 方向は No.5、6 とも 1～5cm 程度、No.5 の S 方向は 3～11cm と、BCJ-L2 波加振時と同程度かやや小さくなったが、No.6 の S 方向では 3～15cm と BCJ-L2 波加振時の 3 倍程度と大きくなった。滑り量が小さくなったことは、入力エネルギーが柱脚を浮上らせることに消費されたとも考えることが出来る。ただし、上下動入力の影響も少なくないと思われるため、今後の検討が必要である。

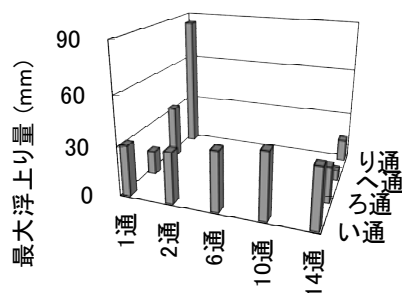


図 2.2.4-3 JMA 神戸波 3 方向加振時の
No. 5 柱脚浮上り

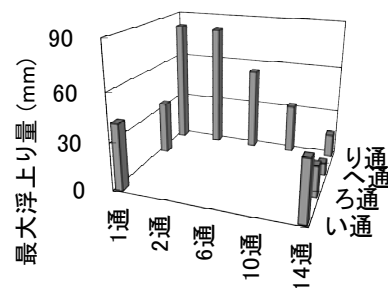


図 2.2.4-4 JMA 神戸波 3 方向加振時の
No. 6 柱脚浮上り

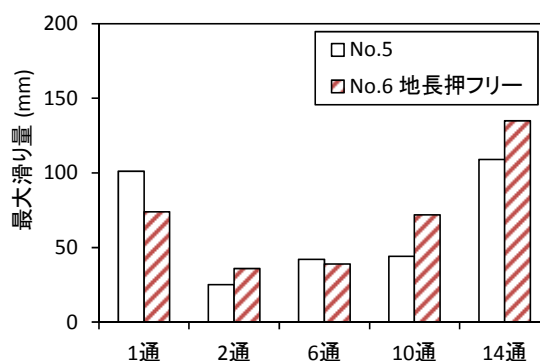
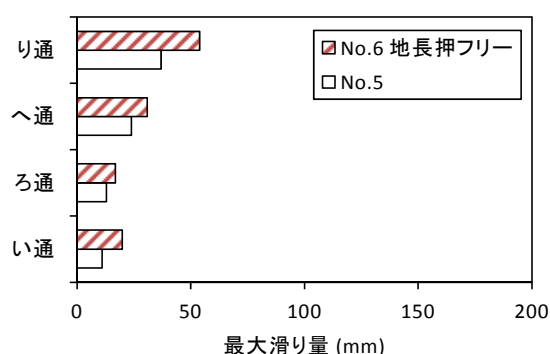


図 2.2.4-5 JMA 神戸波 3 方向加振時の柱脚滑り量 図 2.2.4-6 JMA 神戸波 3 方向加振時の柱脚滑り量

2. 2. 5 柱脚部の見かけの摩擦係数

前項の結果でも示唆されるように、礎石建て仕様の柱脚の地震時挙動には浮上りと滑りが含まれるため、その正確な評価あるいは予測は未だ困難である。ただし、柱脚の滑り挙動をクーロン摩擦と捉え、見かけの摩擦係数を用いて評価することは、解析上の取り扱いが容易となり利点大きい。

そこで、1 床レベルの層せん断力係数を見かけの摩擦係数と見做し、表 2.2.5-1 および図 2.2.5-1 に示す。図 2.2.5-1 の縦軸は表 2.2.5-1 中の「#」に対応している。JMA 神戸波加振の L 方向の結果を除くと、0.45～0.5 程度に分布する結果となった。見かけの滑り摩擦係数は確定値ではなく、観測される値はバラつきを持つことが既往の実験から明らかになっているが、ここでは、柱脚の滑りが生じた加振の最大層せん断力係数を抽出していることから、バラつきの範囲のうち上限に近い値であると考えられると、既往の知見では 0.3～0.5 とされていることと調和的である。ただし、JMA 神戸波加振の L 方向で値が小さくなっている原因は、今後の検討課題と言える。

表 2. 2. 5-1 滑りが生じた加振における
1F 床レベルの最大層せん断力係数 C_0

試験体	入力波	#	C_0
No. 5	JMA 神戸波	S 方向 1	0.42
		L 方向 2	0.21
	BCJ-L2 S 方向 2 回目	S 方向 3	0.44
	BCJ-L2 L 方向	L 方向 4	0.47
	BCJ-L2 S 方向 1 回目	S 方向 5	0.47
No. 6	JMA 神戸波	S 方向 6	0.42
		L 方向 7	0.23
	BCJ-L2 L 方向	L 方向 8	0.47
	BCJ-L2 S 方向 1 回目	S 方向 9	0.51

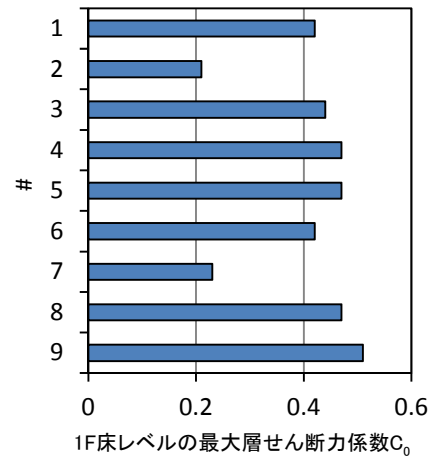


図 2. 2. 5-1 1F 床レベルの
最大層せん断力係数 C_0

2. 2. 6 入力レベルごとの応答のまとめ

実験結果から、稀地震、極稀地震、巨大地震に対する応答を抽出してまとめる以下のとおりである。

(1) 稀地震に対する応答

- ・試験体全体の平均的な応答変形角および最大応答を示した構面の変形角は、いずれも $1/120\text{rad}$ 以下となった。
- ・柱脚の浮上りおよび滑りは生じなかった。

(2) 極稀地震に対する応答

- ・試験体全体の平均的な応答変形角は $1/20\text{rad}$ 程度、最大応答を示した構面の変形角は $1/15\text{rad}$ をやや超える程度であった。
- ・柱脚の浮上りは最大 3cm 程度、柱脚の滑りは最大 $10\sim 14\text{cm}$ 程度であった。

(3) 巨大地震に対する応答

- ・試験体全体の平均的な応答変形角は $1/17\text{rad}$ 程度、最大応答を示した構面の変形角は $1/15\text{rad}$ をやや超える程度であった。
- ・柱脚の浮上りは最大 8cm 程度、柱脚の滑りは最大 $3\sim 15\text{cm}$ 程度であった。

2. 3 試験体の損傷

本節では、損傷観察を行った内容について報告する。なお、損傷状況は加振ごとの概要についてのみ示した。解体時損傷観察についてはデータ分析中のため掲載していない。

2. 3. 1 目的

各地震動入力レベルにおける壁や軸組の損傷程度や柱脚部の移動量、またそれら損傷の経緯や進展状況、解体後の部材及び仕口や継手の損傷状況を目視および写真による記録によって把握することを目的とした。

2. 3. 2 メンバー

損傷観察は、大学研究者、建築設計士、瓦職人、大工、工務店などの協力のもと調査班を構成して実施した。以下に損傷観察メンバーを示す。

実施メンバー：須田達(金沢工業大学)、田中圭(大分大学)、瀧野敦夫(奈良女子大学)、村田晶(金沢大学)、森拓郎・北守顕久(京都大学)、松本慎也(近畿大学)、中尾方人(横浜国立大学)、大岡優(立命館大学)、小笠原昌敏・林琇春(小笠原・林建築設計研究室)、岩波正(三和総合設計)、川端眞・石黒恵之(川端建築計画)、宮内寿和・関岡舞美(宮内建築)、木内修(木内修建築設計事務所)、上野英二(オークビレッジ)、力石敦夫(力石一級建築設計事務所)、中村典孝(中村典孝建築設計事務所)、榊原紘一(榊原建築事務所)、藤田裕喜(藤田建築事務所)、堤勇治(汎建築設計測量事務所)、阿部ゑり(Abe-eri 建築設計室)、古川亮(すまい塾古川設計室)、寺門宏之(京都市)、福塚正浩(金沢市)、保木建二(高山市)、光本大助・中西彦助・高田和代・渡邊剛宣・村田良智・岳本卓・道家啓至(京都府瓦工事共同組合)、伊藤和正(イトウ工務店)、各務博紀(各務工務店)、小松匠(松匠建築)、増田拓史(増田建築)

2. 3. 3 日程

損傷観察は、試験体を震動台に設置する前と震動台に設置して実験直前に実施した事前観察、実験時における各加振後の損傷観察、実験が終了して解体後の部材損傷観察を実施した。表 2. 3. 3-1 に損傷観察のスケジュールを示す。

表 2. 3. 3-1 損傷観察スケジュール

日程	観察種類	試験体の状況
2012年9月11日	事前観察1	震動台設置前
2012年9月17日	事前観察2	震動台設置後・実験前日
2012年9月18日～19日	実験時損傷観察	実験時
2012年11月4日	解体後部材損傷観察	解体後

2. 3. 4 観察方法

損傷観察は、観察者の役割を損傷の実測および野帳(平面図や軸組図を観察用に編集した図面)に記録と目視観察および写真撮影として2人1組で観察班を構成した。試験体の観察箇所は、外部に面した壁と軸組、1階内部の壁と軸組、2階内部の壁と軸組、柱の傾斜、柱脚の移動、瓦として、それぞれの観察班は、各箇所の観察を専任で行った(図 2.3.4-1、表 2.3.4-1)。

損傷の記録は、壁と軸組については当該構面の全体的な写真を撮影して、損傷がある場合は損傷箇所の詳細な写真を撮影し、野帳に損傷状況を記すとともに実際の損傷箇所をマジックでマーキングした(図 2.3.4-2)。柱の傾斜は傾斜計を用いて柱全数の残留傾斜を計測して野帳に記録した。柱脚の移動はあらかじめマーキングした柱位置とのズレを差し金等を用いて全数を計測して、損傷とともに野帳に記録した。瓦は周辺から見える限りにおいて写真を撮影して野帳に記録した。

各損傷観察の後に、記録写真に加振コードによって写真番号を割り振り、撮影箇所・損傷状況の記録をデータシートとしてまとめた。

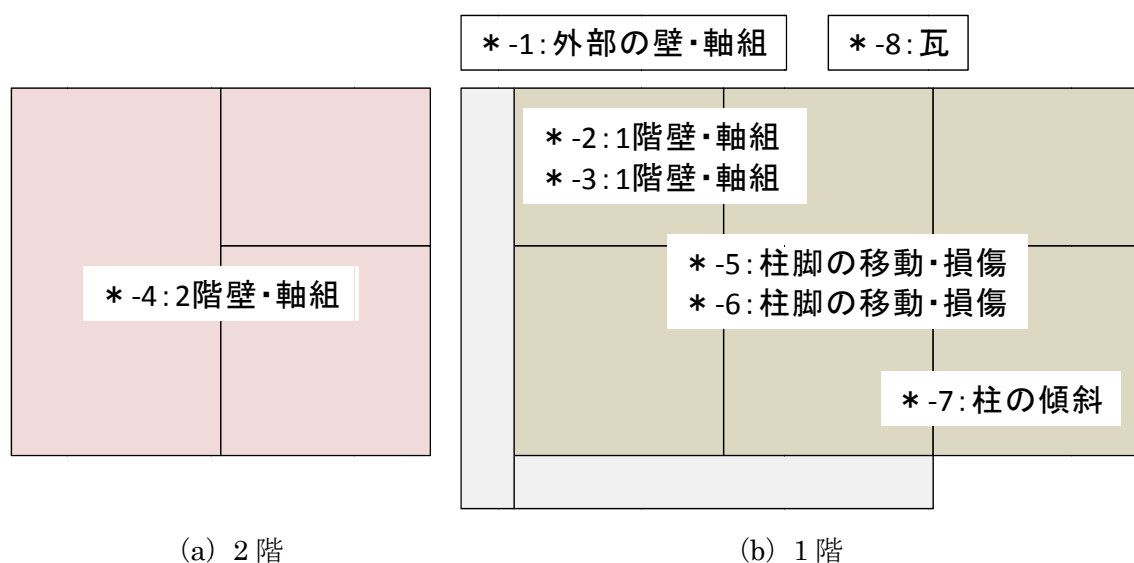
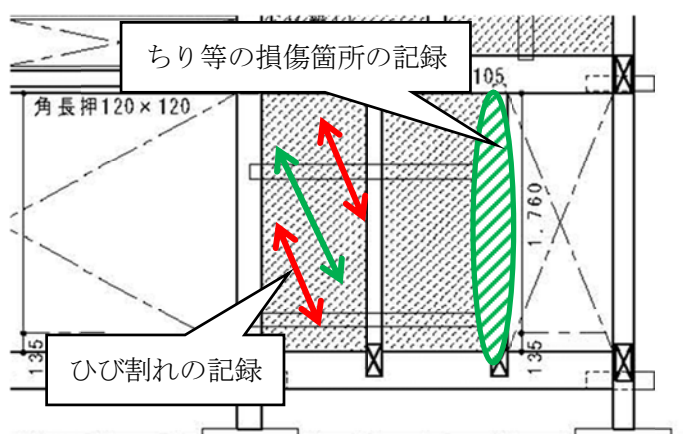


図 2.3.4-1 調査箇所（*：試験体 No）

表 2.3.4-2 調査体制と調査班の構成（*：試験体 No）

	班番号	調査箇所	調査員	
No*	*-1	外部の軸組、壁の損傷	A	B
	2	1階居室の軸組、壁の損傷	A	B
	3	1階居室の軸組、壁の損傷	B	B
	4	2階居室の軸組、壁の損傷	B	B
	5	柱脚の移動・損傷	A	B
	6	柱脚の移動・損傷	A	B
	7	柱の傾斜	B	B
	8	瓦の損傷	C	-



(a) 野帳の記録 (b) 損傷箇所のマーキング
図 2.3.4-2 野帳の記録方法と損傷箇所のマーキング例

2. 3. 5 損傷状況

(1) 加振 A、B 後の損傷観察

加振 A、B 後の損傷観察では、No.5、No.6 試験体ともに土塗り壁の壁ちり周辺の数箇所では仕上げ材のしわが確認されたが、各階内外壁ともに亀裂などの損傷は確認されていない。また軸組の損傷も無い。加振 A、B 後の各部の観察状況を図 2.3.5-1～2.3.5-3 に示す。

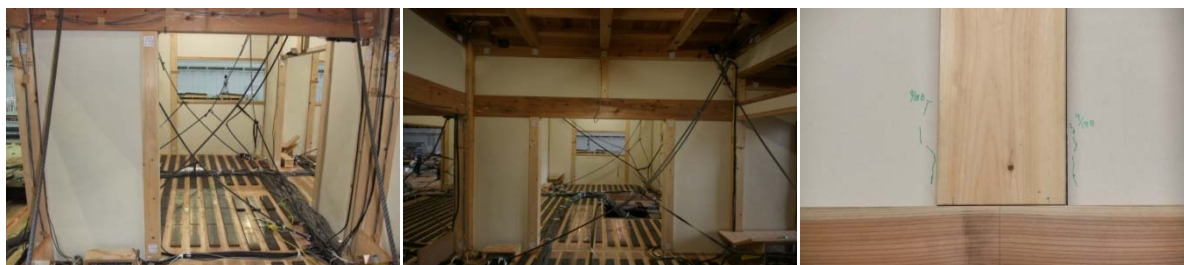


図 2.3.5-1 加振 A、加振 B 後の 1 階内部の損傷観察



図 2.3.5-2 加振 A、加振 B 後の 2 階内部の損傷観察



図 2.3.5-3 加振 A、加振 B 後の外部の損傷観察

(2) 加振 C 後の損傷観察

加振 C 後の損傷観察では、No.5、No.6 試験体ともに 1 階の土塗り壁に数箇所では亀裂が生じた。2 階の土塗り壁は、1 階に比べて損傷は少ないものの隅各部などに亀裂が生じた。軸組の損傷はほとんど無く、接合部に若干の隙間が生じた程度である。加振 C 後の各部の観察状況を図 2.3.5-4～2.3.5-6 に示す。



図 2.3.5-4 加振 C 後の 1 階内部の損傷観察



図 2.3.5-5 加振 C 後の 2 階内部の損傷観察



図 2.3.5-6 加振 C 後の外部の損傷観察

(3) 加振 D 後の損傷観察

加振 D 後の損傷観察では、No.5、No.6 試験体ともに各階でほとんどの土塗り壁に亀裂が生じた。特に 2 階の土塗り壁は加振 C 後よりも損傷程度は大きく、損傷箇所も多い。また試験体 No.5 については、柱脚部において仕口接合部の圧壊、柱の割れ、座屈などの軸組の損傷を確認した。加振 D 後の各部の観察状況を図 2.3.5-7～2.3.5-10 に示す。



図 2.3.5-7 加振 D 後の柱脚部の損傷観察

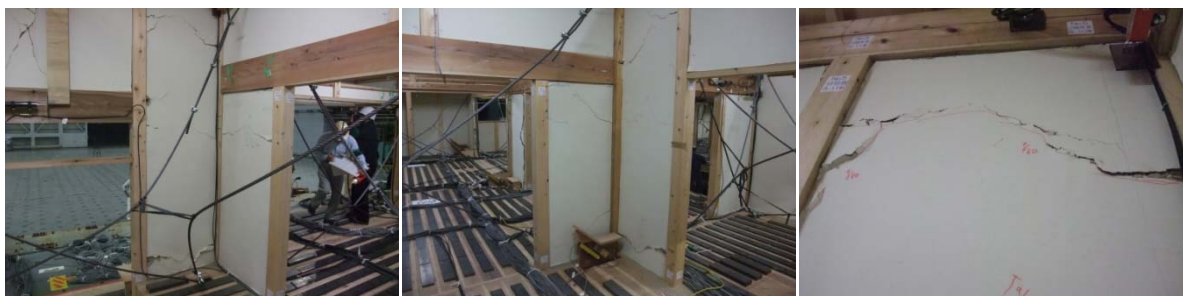


図 2.3.5-8 加振 D 後の 1 階内部の損傷観察



図 2.3.5-9 加振 D 後の 2 階内部の損傷観察



図 2.3.5-10 加振 D 後の外部の損傷観察

(4) 加振 E および F 後の損傷観察

加振 E および F 後の損傷観察では、土塗り壁の亀裂の進展や仕上げ材の剥離など、これまでに生じた損傷がさらに拡大あるいは進展した。また試験体 No5 において、補強した柱脚が再度、座屈した。屋根瓦は、一部で若干の欠けが生じたものの大きな割れや脱落は無く、下屋部分における外壁と干渉する箇所の損傷もほとんど無い。加振 E および F 後の各部の観察状況を図 2.3.5-11～2.3.5-14 に示す。



図 2.3.5-11 加振 E および F 後の 1 階内部の損傷観察



図 2.3.5-12 加振 E および F 後の 2 階内部の損傷観察



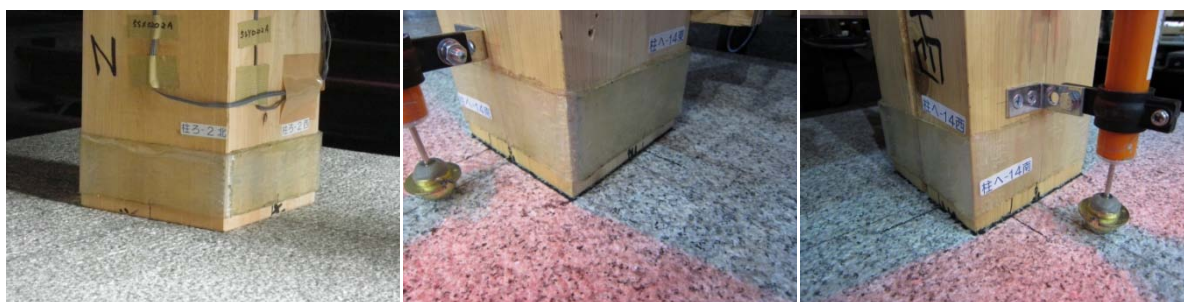
図 2.3.5-13 加振 E および F 後の外部の損傷観察



図 2.3.5-14 加振 E および F 後の屋根瓦の損傷観察

(5) 各試験体の柱脚部の損傷観察

加振 A および B 後の観察では、各試験体ともに、柱脚部のズレや損傷は確認されていない。加振 C 後の観察では、足固め試験体 (No5) において概ね数mm～20 mm程度、地長押試験体 (No6) においても同様に概ね数mm～20 mm程度の柱脚部の移動を確認した。加振 D 後の観察では、足固め試験体 (No5) において概ね数十mm～200 mm程度、地長押試験体 (No6) では概ね数十mm～100 mm程度の柱脚部の移動を確認した。また各試験体ともに柱・足固め接合部ではその割裂が生じた。加振 F 後の観察では、全体的に加振 D 後の移動状況よりも少なく、足固め試験体 (No5) において概ね数mm～70 mm程度、地長押試験体 (No6) では概ね数十mm～100 mm程度の柱脚部の移動を確認した。加振 A から F 後の柱脚部の観察状況を図 2.3.5-15～2.3.5-18 に示す。



(a) 試験体 No5



(b) 試験体 No6

図 2. 3. 5-15 加振 A、加振 B 後の柱脚部の損傷観察



(a) 試験体 No5



(b) 試験体 No6

図 2. 3. 5-16 加振 C 後の柱脚部の損傷観察



(a) 試験体 No5



(b) 試験体 No6

図 2.3.5-17 加振 D 後の柱脚部の損傷観察



(a)試験体 No5



(b)試験体 No6

図 2.3.5-18 加振 F 後の柱脚部の損傷観察

2. 3. 6 損傷観察のまとめ

損傷限界レベルに相当する加振 A および加振 B では、No.5、No.6 試験体ともに耐力低下を引き起こす構造的な損傷は軸組にも土塗り壁にもほとんど無く、また柱脚部の移動もない。

安全限界レベルに相当する加振 C および加振 D では、No.5、No.6 試験体ともに土塗り壁の亀裂や仕上げ材の剥離、軸組では仕口部の圧壊、柱脚部の割裂など耐力低下の要因になり得る損傷が生じた。また柱脚部の移動では、各柱のばらつきは大きいものの、おおむね 200 mm 以下の累積移動量が生じた。さらに柱脚部の 1 箇所では柱の座屈による折損が生じた。

巨大地震を想定した実地震波加振では、No.5、No.6 試験体ともに新たに発生する損傷はほとんど無く、これまでに生じた壁の亀裂、軸組の割れなどが進展した。しかし倒壊に至るような柱の折損、仕口部の損壊などは生じていない。

2. 4 実験の事前・事後解析

2. 4. 1 はじめに

本節では震動台実験の試験体仕様、入力地震波検討を目的として行った事前解析と、実験結果の解析的説明を目的として行った事後解析の速報について報告する。数値解析はモデル1～3の3種類の異なる解析モデルにより検討を行った。

2. 4. 2 三次元立体解析モデルによる検証（モデル1）

1) 解析モデルの概要

解析モデルは石場建ての試験体の解析モデルを No.5 と呼称し、地長押で柱脚を固めた試験体の解析モデルを No.6、No.6 の地長押を浮き上がり、滑りともに拘束したものを No.6 固定、地長押の滑りを許容したものを No.6 自由と呼称する。解析モデルの概要を表 2.4-1 および図 2.4-1 に示した。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。接合部は弾塑性の回転バネと弾塑性バネを組み合わせた。各種耐力壁、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。軸組の架構、壁の位置等は、試験体案と同一とした。

表 2.4-1 解析モデルの概要

解析モデル	地長押	脚部	小屋組
No.5	無し	滑り許容	モデル化
No.6 固定	有り	柱脚を固定	モデル化
No.6 自由	有り	滑り許容	モデル化

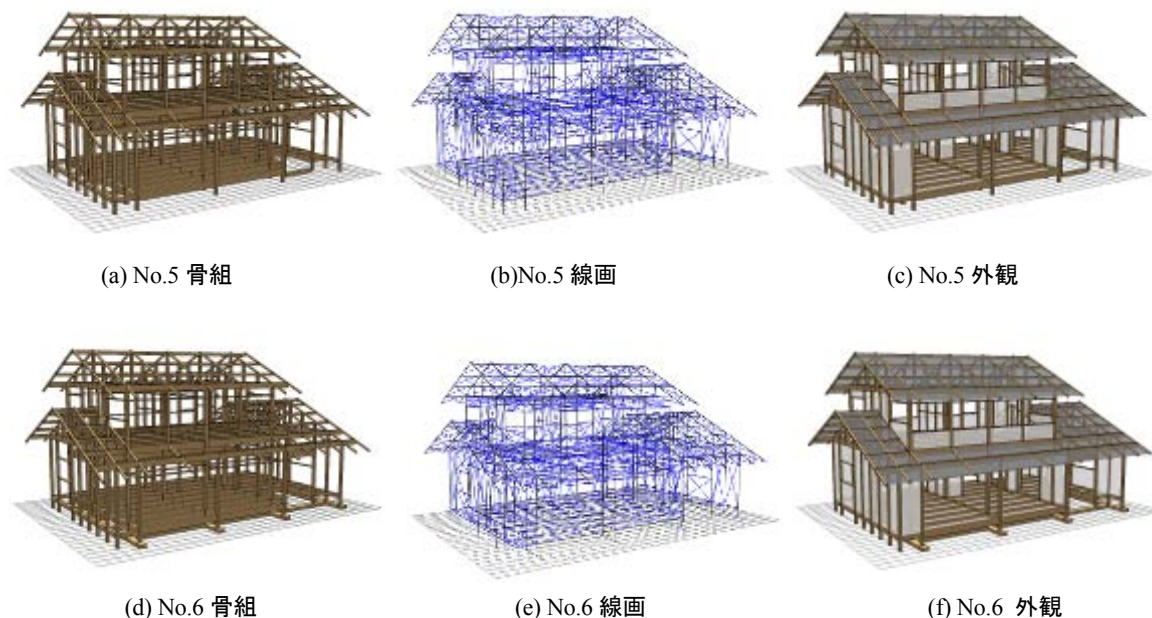


図 2.4-1 解析モデル No. 5、No. 6 の概要

2) 解析結果

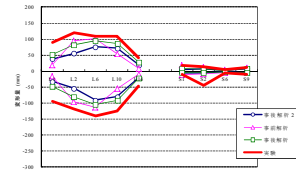
解析結果を実験と比較して以下に示す。現段階の事後解析では重心位置の変形は概ね追従できているが、各構面の変形を明確に説明できる解析結果は得られていない。主に水平構面の復元力特性の評価が原因と考えられるが、今後、荷重変形関係を精査して解析モデルの検討を行う予定である。

振動台実験試験体 事前・事後解析と実験結果の比較

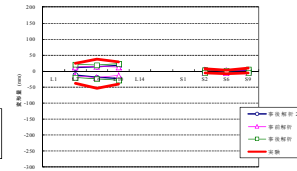
BCJ L2 S 方向

No.5 石巻港で

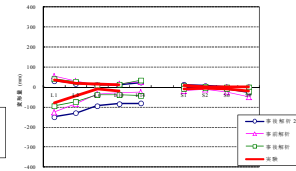
1F層間変形



2F層間変形

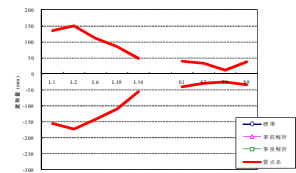


柱脚滑り量

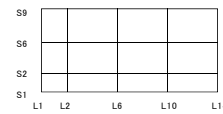
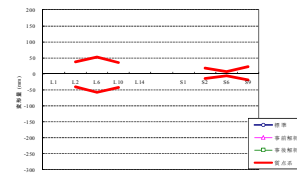


No.6 地長押固定

1F層間変形

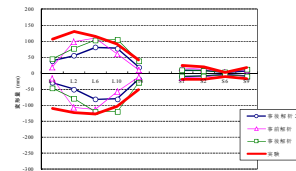


2F層間変形

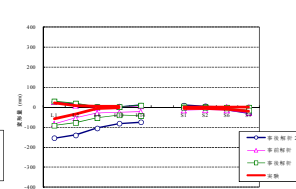
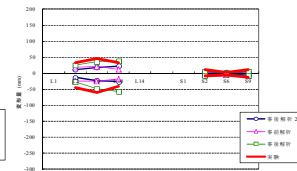


No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

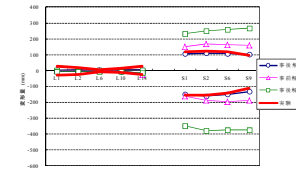


振動台実験試験体 事前・事後解析と実験結果の比較

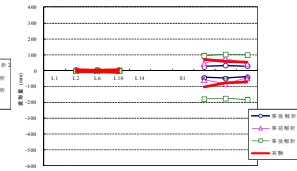
BCJ L2 L 方向

No.5 石巻港で

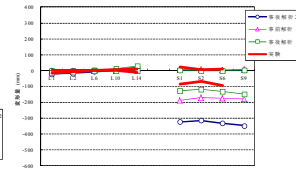
1F層間変形



2F層間変形

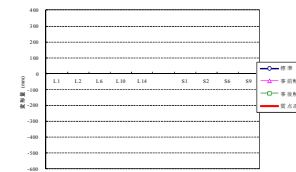


柱脚滑り量

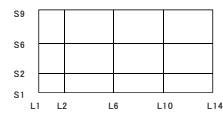
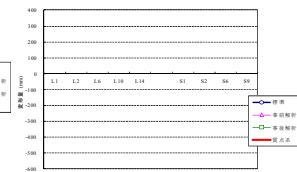


No.6 地長押固定

1F層間変形

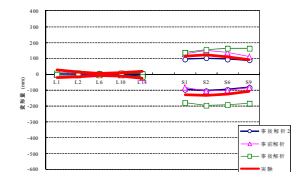


2F層間変形

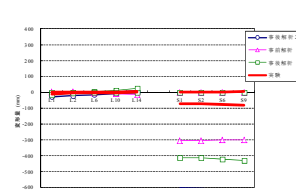
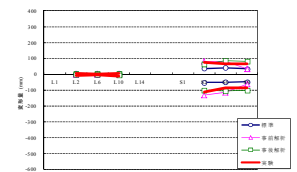


No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形



2. 4. 3 三次元立体解析モデルによる検証（モデル2）

1) 解析モデルの概要

解析対象：石場建て試験体

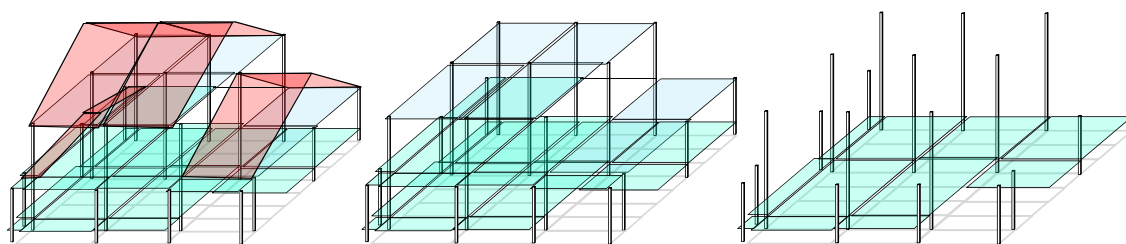


図 2.4-2 解析モデル

モデル化：3次元立体解析

両端弾塑性バネ付線材モデル

耐震要素：等価せん断バネ（柱軸力への影響考慮）

- ・1P 土壁：MWD-01(P- δ 除去)を参考にした
- ・垂壁，腰壁：MWD-04(P- δ 除去)を参考にした（単位構面で加算）
- ・垂壁＋腰壁：MWD-06(P- δ 除去)を参考にした（単位構面で加算）

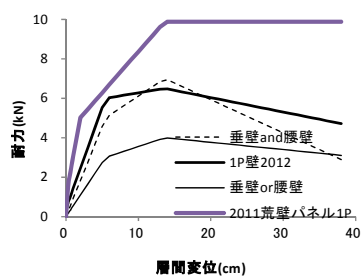
水平構面：せん断変形を考慮した矩形要素

- ・床は，福山大の半剛床実験結果を長さ1 m当たりで換算し，骨格曲線をバイリニア，戻り剛性は初期剛性の2倍，復元力特性をスリップ特性とした。
- ・屋根構面は，床構面と同レベルと判断した。

質量マトリクス：壁重量を省いた，均し床重量（屋根 167kg/m^2 , 2F 床 177kg/m^2 , 1F 床 144kg/m^2 ），壁重量は見つけ面積当たり 95kg/m^2 ，

摩擦係数 0.4

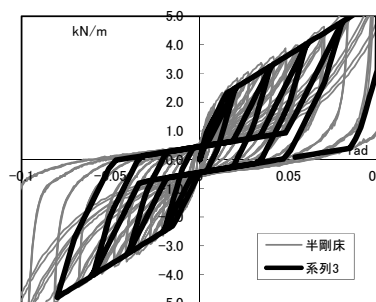
減衰は初期剛性比例 2%



壁構面の骨格曲線

	Bi-linear	Tri-linear
K1(kN/cm)	2.93	1.03
K2(kN/cm)	0	0.06
K3(kN/cm)		-0.07
Y1(cm)	0.1365	5.46
Y2(cm)		13.65

土壁のパラメータ



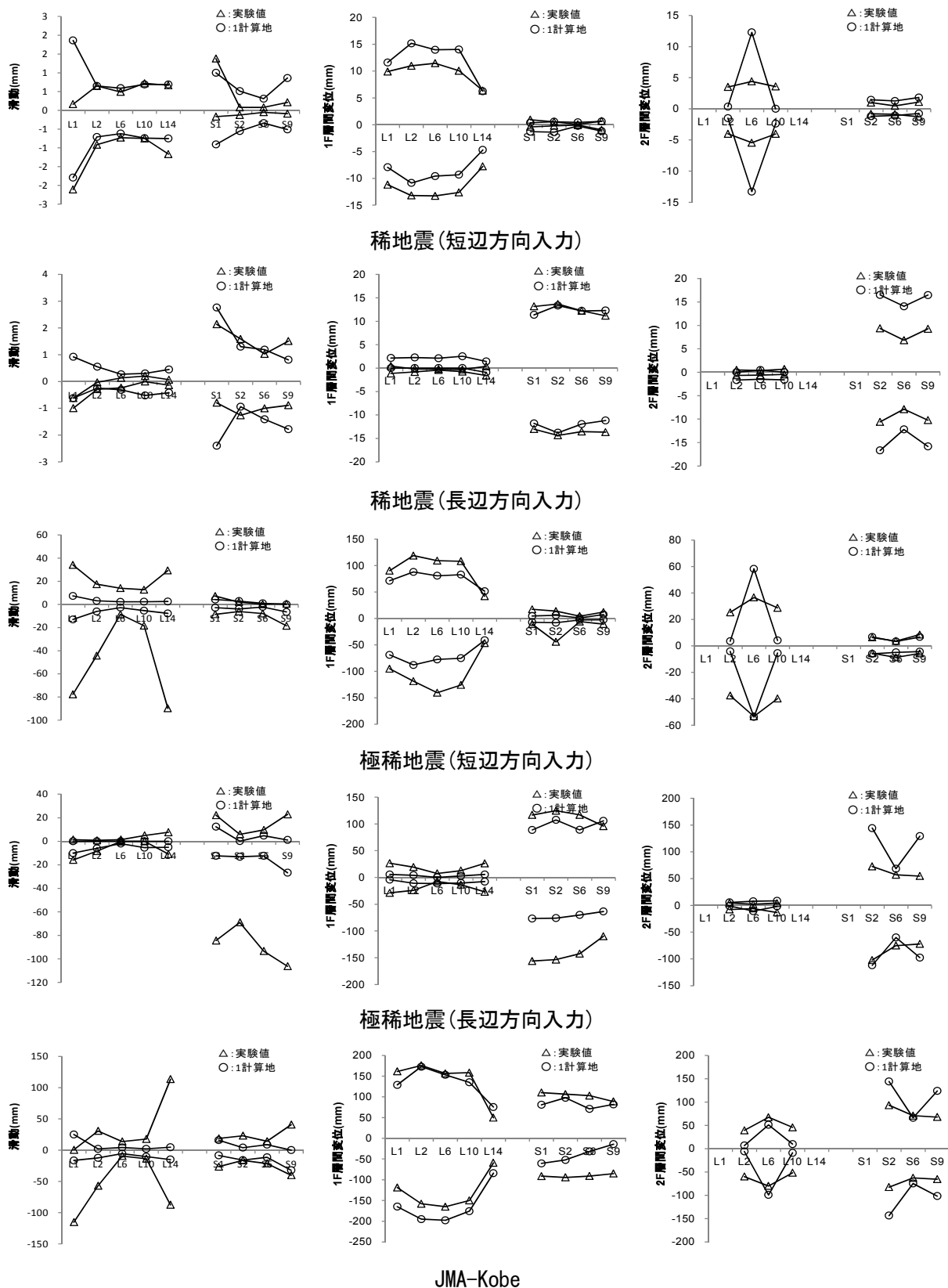
床の骨格曲線

図 2.4-3 復元力モデル

以下に，解析結果を示す。

2) 実験との比較

壁および床復元力特性にバイリニアを考慮したモデルの解析結果を示す。



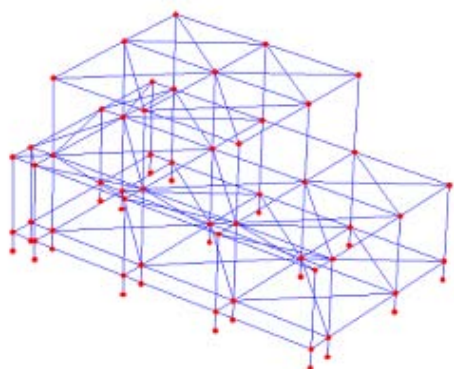
JMA-Kobe

2. 4. 4 疑似立体解析モデルによる検証（モデル3）

1) 解析モデルの概要

各主要な鉛直構面を質点系でモデル化し、水平構面をせん断バネ（線形）によって各鉛直構面間を連結した疑似立体質点系モデルによって、震動台実験に対する時刻歴応答解析を行った。解析対象は試験体 No.6 の柱脚固定モデルであり、本検証モデルでは、柱脚のすべり挙動、浮き上がり挙動は考慮していない。

2) 解析モデル



各層重量（質量）

$M_2=95.41\text{kN}$ (9.74ton)

$M_1=192.85\text{kN}$ (19.68ton)

$M_0=134.89\text{kN}$ (13.76ton)

計 423.15kN (43.18ton)

最新実測値 433.16kN (44.2ton)

※床積載用錘（73.04kN）含む

図 2. 4-4 解析モデル（疑似立体質点系モデル）

減衰の取り扱い：初期剛性比例型減衰・減衰定数 $h=0.02$

以下に、入力地震波：BCJ-L2（第 2 種地盤相当）入力時の解析値と実験値の時刻歴応答の比較を示す。

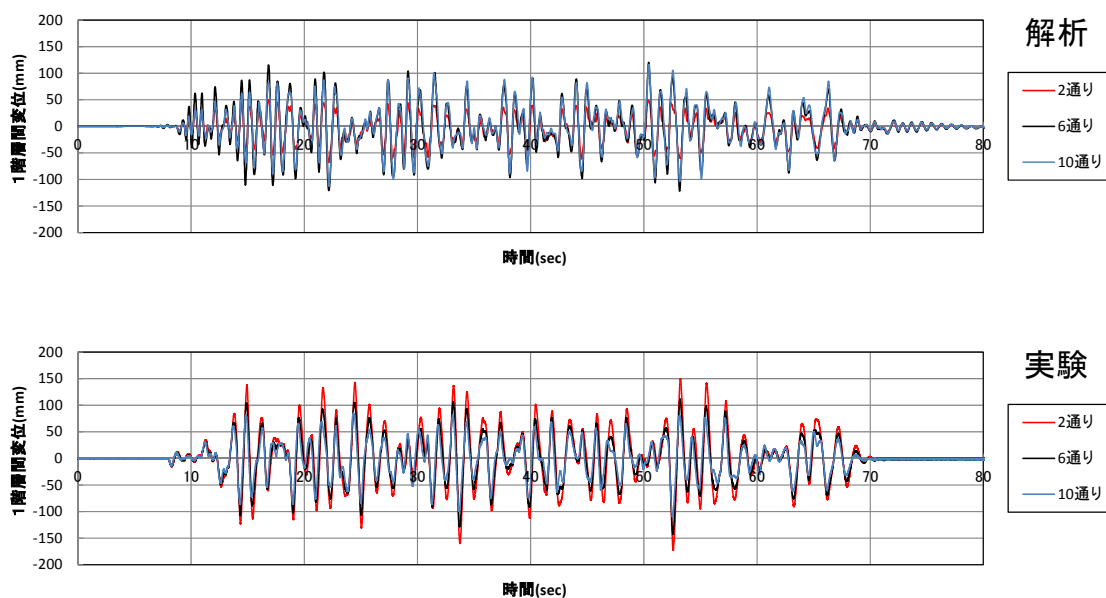


図 2. 4-5 1 階層間変位応答（BCJ-L2 短辺方向加振）

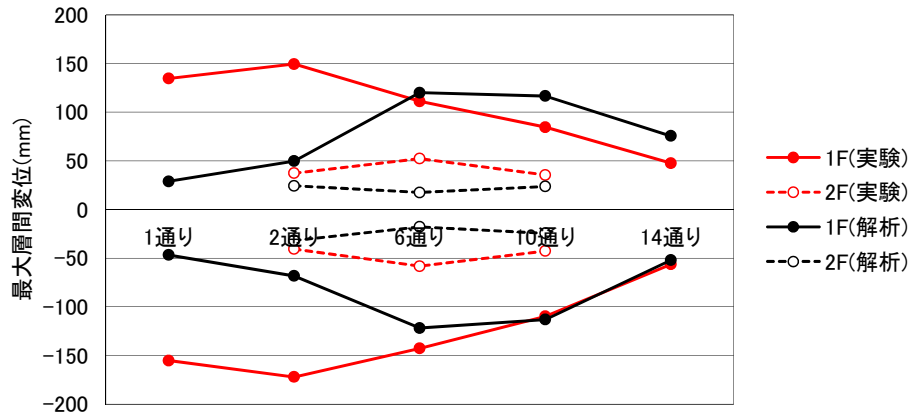


図 2.4-6 最大層間変位 (BCJ-L2 短辺方向加振)

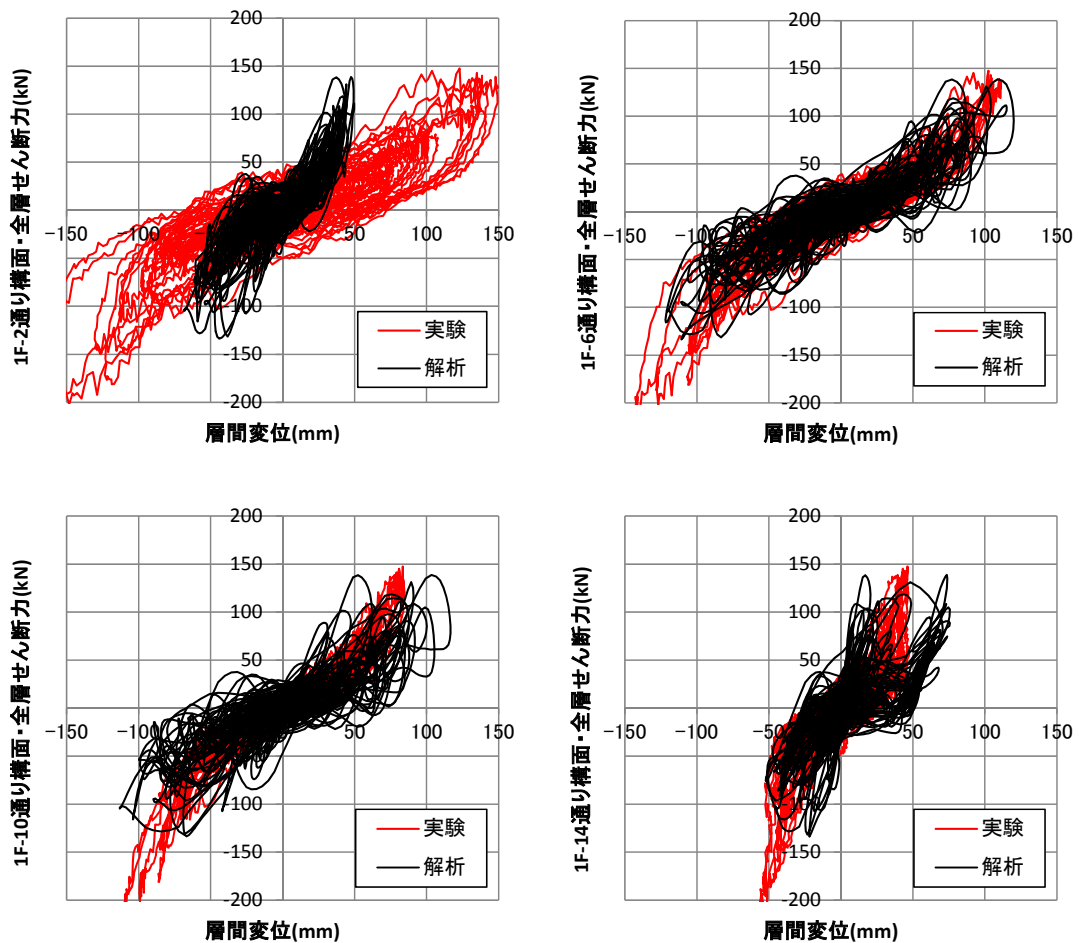


図 2.4-7 1 階主要構面の全層せん断力 - 層間変位関係 (BCJ-L2 短辺方向加振)

2. 4. 5 まとめ

解析モデル 1～3 による解析結果を示したが、現段階の事後解析では重心位置の変形を概ね追従できているものもあるが、各構面の変形を明確に説明できる解析結果は得られていない。今後、水平構面、鉛直構面の復元力特性や接合部の荷重変形関係を精査して、解析モデルの検討を行う予定である。

3. 伝統的構法の設計法

3. 1 設計法作成への取り組み

検討委員会では主として設計法部会において設計法の構築について検討を進めているが、最終段階を迎えており、ここでは、設計法の概要（主として耐震性能評価の方法）について解説する。

3つの設計法を作成するために、構造力学的に解明が不十分な事項について解明を進めるため2010年度および2012年度に実大振動台実験を実施している。2010年度の実験は、平屋の試験体No.1・No.2は主として石場建て柱脚の滑りに関するもので、試験体No.3・No.4は総2階建てで、偏心による振れ振動や水平構面の変形の影響および1・2階の剛性・耐力バランスが応答に与える影響等、要素実験では解明できない事項の解明を行っている。2012年度は伝統構法の実建物に多く見られる部分2階の試験体で設計法に必要な検証を行っている。また上部構造は同じで、柱脚を固定した試験体と柱脚フリーの試験体を同時加振することで、その違いを明らかにしている。

3. 2 基本となる耐震性能

設計法の基本となっている伝統的構法木造建築物の耐震性能を以下に述べる。

- ・ 稀に発生する地震に対しては、ほとんど損傷を生じない
- ・ 極稀に発生する地震に対しては、建物は倒壊・崩壊に至らず人命の保護をはかると同時に、損傷の程度としては**修復可能な損傷**に留める。

極稀に発生する地震動に対して人命を保障することは最低限の条件であるが、建物を長期に渡って使用可能とするためには、建物の損傷の程度を修復可能な損傷に留めることは大変重要と考える。伝統的構法はこれまで我が国で長期に渡って使用されてきた唯一の構法であり、今後も耐震性能上からも長期使用を可能にしてゆきたい。

「修復可能な損傷とは」

建物の部位を、建物を支持する部分（軸組）と構造要素（土壁、垂れ壁等）に分けて考えると、設計法での基本的な考え方は、軸組は大きな変形にも追従できる性能を持たせることでその損傷はできる限り軽微に留める一方で構造要素の損傷は許容する。損傷した構造要素はその必要な部分を修復または取り換えればよく、軸組（建物を支持する部分で柱・横架材・仕口接合部等）と比較すると比較的容易に修復できる。

軸組については、仕口部分の損傷や折損した柱の修復は困難であり、建物の支持能力を著しく低下させる可能性があり、このような損傷は極力避けたい。

設計法の特徴とクライテリアを表 3.2-1 に示すが、代表変位とは近似的応答計算で求まる層の変位で、最大変位は振れ振動等により最も大きく変形する鉛直構面の変位をさす。

表 3.2-1 設計法の特徴とクライテリア

		標準設計法	詳細設計法	汎用設計法
目的		実務者が使いやすい簡便な設計法	実務者が使いやすい設計法	高度な設計法
対象建築物		4号建築物相当	住宅（平屋、2階建て）・寺社建築物など 規模（総床面積500㎡以下）	特に規定なし
特徴		簡便な設計法 簡易な計算＋仕様規定により設計が可能。	実務者が使いやすい設計法 近似応答解析により耐震性能の検討が可能	高度な解析による設計法であり ・耐震性能の詳細な検討が可能 ・ねじれ変形の検討が可能 ・水平構面の変形の検討が可能 ・柱脚の滑りや浮き上がりの検討が可能
耐震性能の検証法		建物の保有水平耐力を簡易な計算により算定し、建物の階高等により予め算定された必要保有水平耐力を上まわることを確認	近似応答解析により最大応答層間変形角を求める（限界耐力計算と同等） 各部の応答など詳細な検討が必要な場合には、汎用設計法に準じた時刻歴応答解析を補助的に行う	時刻歴応答解析により必要な部位の応答量を求める 解析モデルは、検証内容に応じて、質点系モデル、2次元、3次元立体モデルなどを採用する
固定荷重（重量算定）		略算（平屋、2階建て、屋根及び壁仕様に依りて推定法を検討）もしくは精算（実況に依りて計算）	精算（実況に依りて計算、令第84条）もしくは略算による算定（平屋、2階建て、屋根及び壁仕様に依りて推定法を検討）	精算（実況、モデル化に依りて計算）
地震力		具体的には地震力の設定をしないが、建物の必要保有水平耐力を算定するために極めて希に発生する地震動を想定して検討。	加速度応答スペクトルを設定する ・希に発生する地震動 ・極めて希に発生する地震動 表層地盤による加速度の増幅率 G_s は地盤のせん断波速度から算出する精算法と地盤種別毎に算出する簡略法による（平12建告1457号）	建設地に依りて ・希に発生する地震動 ・極めて希に発生する地震動 ・巨大な地震動 入力地震動を設定する もしくは加速度応答スペクトルから模擬地震動波形を作成する
耐震要素		各層毎、各方向毎に主要な耐震要素の復元力特性は、設計用データベース（特性値）に基づいて足し合わせる	各層毎、各方向毎の復元力特性は、耐震要素を抽出し、設計用データベース等に基づいて足し合わせる	時刻歴応答解析用モデルに依りて設計用データベースあるいは実験に基づく
各層の変形の検討（クライテリア）	損傷限界		希に発生する地震動に対する損傷限界変形角 1/90以下	損傷・安全限界変形角は詳細設計法に準じるが、各部の耐震要素、継手・仕口接合部の性能に依りて設定する 巨大地震動に対する倒壊限界変形角 1/15以下
	安全限界	安全限界変形角1/20以下を想定した検討	極めて希に発生する地震動に対する安全限界変形角 1/20以下	
	倒壊限界			
水平構面		床の標準仕様を定め、剛性の低い床に対する扱いを規定	水平構面の安全性の検討 水平構面の剛性に依りて、各層の変形を割り増しする	水平構面の変形を直接求めて検討
ねじれ変形の検討（偏心率）		偏心率の制限を設けて、制限を超える場合には偏心率に応じて保有水平耐力を低減する	偏心率の制限を設けて、制限を超える場合には偏心率に応じて各層の変形を割り増しする。	各構面の変形を直接求めて検討
柱脚（石場建て）の検討	柱脚の滑り	柱脚の滑りを許容するが、柱脚がばらばらに移動することや柱脚間が広がるのを制限する規定を設ける他、柱脚の最大滑り量を規定（仕様規定）	・柱脚の滑り量を近似的に求める ・希に発生する地震動に対して滑らない（検討は省略） ・極めて希に発生する地震動に対して柱脚の滑りを許容するが、柱脚がばらばらに移動したり柱脚間が広がるのを制限する。	・各構面の柱脚の滑り量を直接求め検討 ・希に発生する地震動に対して滑らない（検討は省略） ・極めて希に発生する地震動・巨大地震動に対して滑りを許容するが、柱脚がばらばらに移動する等の滑りを制限
	柱脚の浮き上がり	柱脚の浮き上がりを許容するが、浮き上がりによる大きな損傷のないことを検討（仕様規定）	・希に発生する地震動に対して浮き上がりは生じない（検討は省略） ・極めて希に発生する地震動に対して柱脚の浮き上がりを許容	・希に発生する地震動に対して浮き上がりは生じない ・極めて希に発生する地震動に対して柱脚の浮き上がりを許容 ・巨大地震動に対して柱脚の浮き上がりを許容
注意		軸組や仕口接合部については、設定した限界変形角以上の変形性能を担保できるものとする	軸組や仕口接合部については、設定した限界変形角以上の変形性能を担保できるものとする	軸組や仕口接合部については、設定した限界変形角まで変形性能を担保できるものとする

3. 3 設計法の概要

3. 3. 1 設計法のフローチャート

設計対象の建物の規模・構造特性等により、3つの設計法から設計者が選択する。
最初に設計のフローチャートを図 3.3.1-1 に示す。

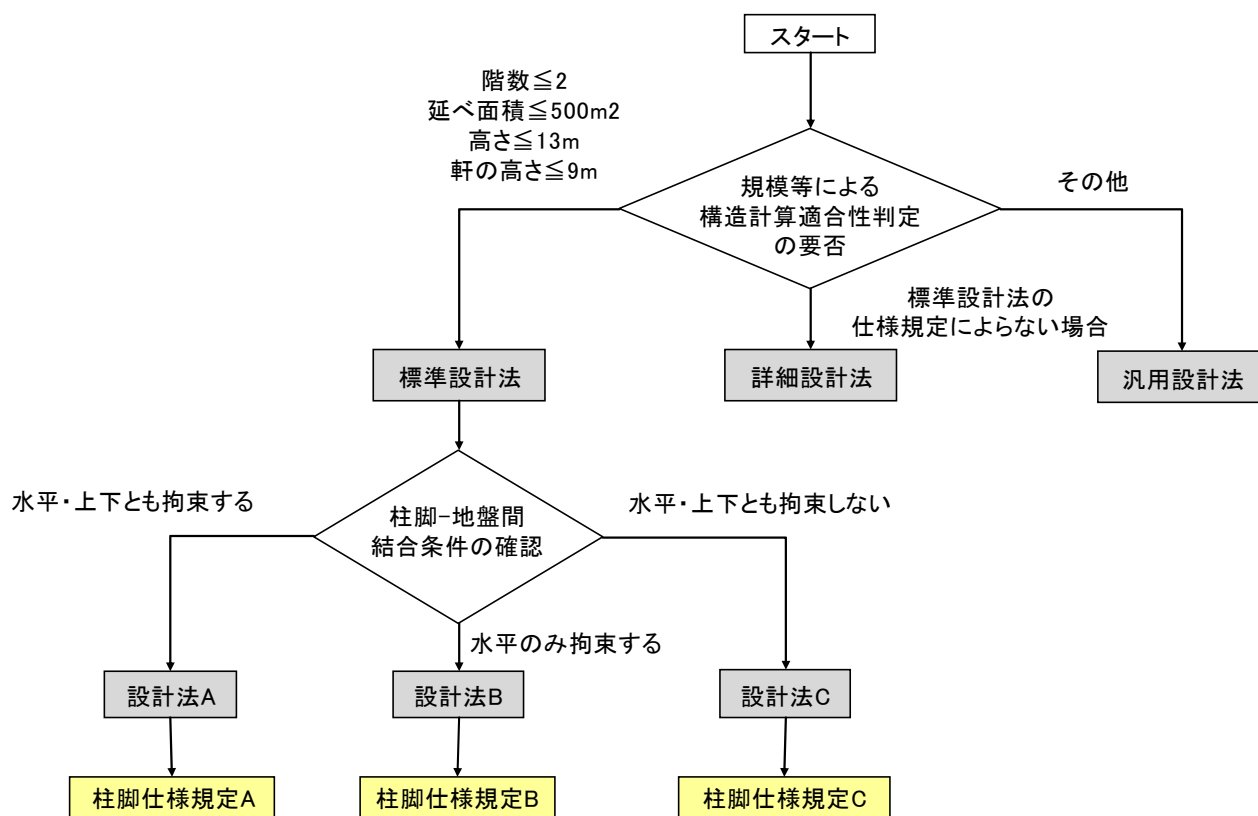


図 3. 3. 1-1 設計のフローチャート

以下に3つの設計法について、標準設計法を主として最重要部分である耐震性能評価法を中心に概要について以下に述べる。

3. 3. 2 標準設計法の概要

フローチャートに示すように、柱脚の仕様により3つの設計法に分かれる。3つの設計法では最も簡易な設計法で、原則として比較的簡易な計算と仕様規定により設計が可能で、標準的な設計法として使用されることを想定している。標準設計法で設計が可能な建物としては、建物規模は4号建築物相当で、対象建物は住宅か住宅部分を含み住宅と同じ積載荷重で設計可能な用途の部屋を持つ建物を想定している。同じ規模の建物を標準設計法に示される仕様規定によらない場合は、詳細設計法により設計することができる。

以下に耐震規定を中心に概要について述べる。

「標準設計法の特徴」

標準設計法では

図 3.3.1-1 に示したように、柱脚の条件により、標準設計法をA・B・Cに分けて扱う。

- ・ 水平方向・上下方法の柱脚の移動を拘束する場合 : 設計法 A
- ・ 水平方向の移動を拘束する場合 : 設計法 B
- ・ 水平方向・上下方法の移動を拘束しない場合 : 設計法 C

柱脚の条件は、柱脚の設計だけではなく上部構造にも影響が及ぶため、その条件によって設計法を分けた形としている。

1) 標準設計法の特徴と耐震性能評価の手法

詳細設計法では、耐震性能評価の方法として直接地震時の応答変形を求め設計のクライテリアを満足しているか検討するのに対して、標準設計法では簡易な計算だけで建物の耐力を求め、建物の階高等から提示される必要保有水平耐力を上回ることを確認する手法としている。ここでいう「耐力」は要素実験から得られた骨格曲線（耐力と変形の関係）から特性値として設定しており、変形性能を考慮した値である。必要保有水平耐力については、平屋の場合は階高との関係で、2階建ての場合は1階の階高および1・2階の階高比、重量比、耐力比により近似的応答計算により求めた結果にも基づいて設定している。

標準設計法は先に述べたように簡易な計算と仕様規定により設計可能な手法としている。このため、柱や横架材の安全性についても直接検討しなくてもいいように、仕様規定を守れば結果として安全性が担保できるよう検討している。

2) 保有水平耐力の算定方法

- ・ 構造要素実験から得られた各要素の耐力（特性値）から一定の加算則に従って各鉛直構面の耐力を求める。建物としての各階の耐力は各鉛直構面の単純加算とする。標準設計法では設計用データベースに示された構造要素の標準設計用耐力を用いる。ここでは耐力という表現を用いているが、構造要素の変形性能を考慮して決定している。
- ・ 耐力要素としては伝統的構法に多く使用されている土壁の他に垂れ壁（小壁）や腰壁付き柱等も対象とし、さらに伝統的構法でよく用いられる要素について対象を広げること検討している。いずれにしても対象とする構造要素は十分な変形能力を有している必要がある。計算は設計用データベースから得られた各構造要素の耐力を一覧表に示し、構造要素の加算のみで保有水平耐力の算定ができる形を想定している。

・ 保有耐力の低減

建物の保有水平耐力は大きな偏心がないこと等を条件に算定しているために、建物に大きな偏心がある場合や、土壁付き柱が浮き上がる場合、および水平構面（屋根・床）の剛性が低い場合などは、最大となる鉛直構面の変形が大きくなり保有水平耐力の低減を行うことにしている。

実験データは生データとしてデータライブラリーに格納されているが、設計に使用できるデータベースの構築を行っている。設計用データベースができれば、登録すれば誰にでも使用が可能になる。

土壁系の要素実験は図 3.3.2-1 に示すように軸組み・全面壁・垂れ壁・腰壁等による様々な組み合わせによる実験が行われており、全面壁、垂れ壁および軸組み等をどのように加算すれば結果が概ね一致するか検討を行い、構造要素の加算則を提示する。また実験モデルと設計での構造要素のサイズが異なる場合は、その補正方法についても提示する。

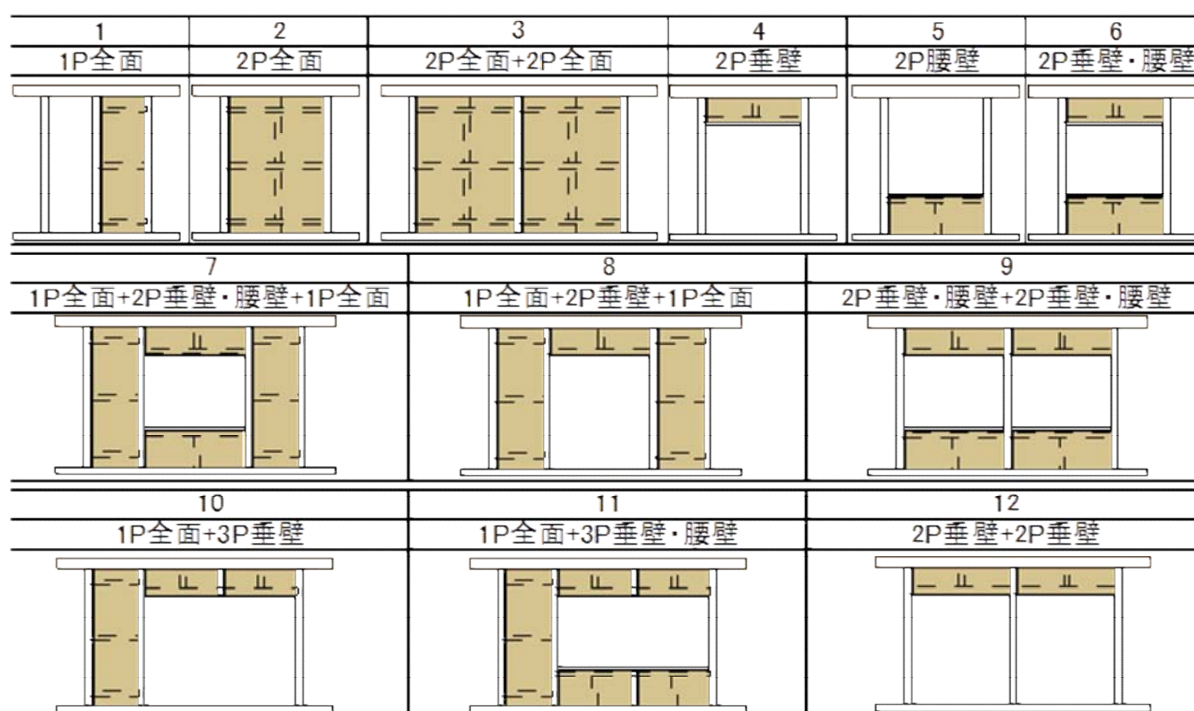


図 3.3.2-1 土台仕様湿式土壁試験体一覧

3) 必要保有水平耐力の算定方法

- ・建物の 1 階・2 階の重量や階高および耐力比等から建物が設計のクライテリアを満足するために必要な耐力を一覧表の形で示す。耐力はせん断力係数に無次元化した形で与える。平屋の場合は、階高との関係で必要な耐力を与える。2 階建ての場合は、1 階と 2 階の重量比、階高比や耐力比により複雑に変化するために、予め膨大な組み合わせを考慮した近似的応答解析によりクライテリアを満足するための必要保有水平耐力を求めている。

4) 柱脚の設計法

柱脚の仕様により 3 つの設計法に分けている。

・設計法 A

柱脚が水平・上下方向に移動するのを防ぐための仕様規定を設けている

柱脚の仕様については、土台形式・石場建て・石場建て地長押仕様等を対象にしている

・設計法 B

柱脚の浮き上がりは拘束しないが、水平方向には移動しない仕様規定を設けている。

このために、柱脚が浮き上がっても踏み外すことがないよう規定している。

・設計法 C

柱脚の移動（水平方向・上下方向とも）を拘束しない仕様としている。

柱脚が移動しても上部構造が安全性を確保するために、柱脚が移動しても礎石から落下しないための規定や柱脚がバラバラに動かないための規定を設けている。

5) 石場建ての設計法

柱脚については、設計のフローチャートで示したように、3 種類の柱脚の設計法について検討をおこなっているが、ここでは伝統的構法の設計で懸案となっていた石場建て（柱脚の移動（水平・上下）を拘束しない）の設計法について述べる。

過去に起きた地震で建物の柱脚の移動例が報告されているが、設計法の構築のためには柱脚の移動が起きても建物が安全でなければならない。そのため柱脚の移動による上部構造の地震時挙

動に与える影響および安全性を要素実験および実大振動台実験により検証し、さらに詳細モデルによる時刻歴解析により実験結果の分析を行い柱脚の地震時挙動の解明を進めている。実大振動台実験では、石場建ての設計が十分可能であることを実証できたと考える。

設計の基本条件を次に示す。

- ① 稀に発生する地震時には柱脚は滑らない
 - ② 極めて稀に発生する地震時には柱脚はすべることがあるが、礎石からは落下しない
 - ③ 巨大地震時には柱脚が礎石から落下しないことが望ましい
- ・ 稀に発生する地震に対しては、2010 年度および 2012 年度の実大震動台実験では滑りは認められず、詳細モデルによる時刻歴解析でも柱脚が滑らないことが確認されている。
 - ・ 極めて稀に発生する地震時には、実大振動台実験で柱脚の滑りが認められているが、最大で 10cm 程度である。しかし実験結果は一定の条件の元での結果であることから、詳細な時刻歴解析によりパラメータ（柱脚の滑りに影響を与えると考えられる摩擦係数や上部構造の耐力等）を変化させて解析を行い、滑りに関する定性的・定量的な検証を行っている。
 - ・ 巨大地震に対しては、柱脚が滑ることで建築物への過大な入力を低減できる効果が期待でき、柱脚の滑りを前提とした設計とする。実大震動台実験結果からは滑り量は最大で 20cm 程度に収まっている。

実験・解析での結果を踏まえて、石場建て柱脚に関する仕様規定として主として次のような事項について検討している。

- ・ 柱間を足固等により緊結。その方法（柱と足固め仕口接合部の仕様）に関する規定
- ・ 1 階の水平構面（床）の規定
- ・ 1 階水平構面が出入口等で一部が確保できない場合の大きさの制限
- ・ 柱脚の最大滑り量の想定と柱脚が礎石から落下しないための規定
- ・ 礎石の高さに関する規定
- ・ 礎石の設置方法に関する規定（礎石を水平に設置することに関する規定）
- ・ 足固めより下部の柱に関する規定

3. 3. 3 詳細設計法の概要

現在伝統的構法木造建築物に使用されている限界耐力計算に準じた設計法である。設計法の内容としては、耐震性能を把握するために比較的簡易な手法（主として応答スペクトル法と等価線形化法を用いた手法）により応答計算を行い、地震時の最大応答値（層間変形角）を求め、その値が設計のクライテリア（表 3.2-1 を参照）を満足することを確認する手法である。

この場合は、標準設計法と違って直接建物の応答を求めるために、個別の建物の耐震性野を直接的に求めることが可能になる。また、必要に応じて柱や横架材の検討等部材レベルでの検討を行うために、仕様規定は限定されたものとなる。

1) 対象建物と適用範囲

規模は 2 階建て以下、述べ面積は 500 m²以下

平面形、立面形等に対する適用範囲を提示

2) 耐震性能評価の方法

- ・ 設計のクライテリアと計算のフロー、
- ・ 計算対象の構造要素、
設計法で扱える構造要素を提示
- ・ 各階・各方向の復元力特性の設定
性能検証実験に基づく実験結果から得られた骨格曲線と評価式から設定
- ・ 応答計算の手順と前提条件

応答計算は基礎固定として行う

変位増分法によるが、精度よく計算できる手法の提示および前提条件の提示

- ・偏心と水平構面の変形による最大応答変形の補正

偏心率と水平構面の剛性により最大となる鉛直構面の変形量の推定

- ・近似的手法による柱脚の滑り量の算定

上部構造と柱脚の滑りを考慮した連成系の応答と滑り耐力から滑り量を算定

3) 部材の検討

垂れ壁（腰壁）柱、通し柱の検討法の提示

3. 3. 4 汎用設計法の概要

3つの設計法ではもっとも高度な設計法であり。この設計法による場合は、高度な技術力と判断力が必要になる。

設計法作成にあたって主要課題を検討する方法として、この設計法で用いられる詳細モデルによる時刻歴解析は有力な手段であり、その解析精度を高めることが大変重要になる。時刻歴解析を精度よく行うためには、適切なモデルが最も重要になる。これまでに実大震動台実験の応答予測や事後解析では詳細なモデルによる時刻歴解析を行っており、その成果も踏まえて設計法の構築を進めている。

1) 適用範囲と対象建物

詳細設計法で規定する規模を超える建物。 平面・立面形状から詳細設計法で扱うのが難しい建物。 免震・制震構造を含める。

（詳細モデルによる時刻歴解析により直接耐震性能評価に必要な応答量を求めるために、対象建物の規模や形状および構造形式に特に制約を設けない）

2) 耐震性能評価の手法

設計法A：時刻歴解析を用いた設計法

設計法B：限界耐力計算を用いた設計法

3) モデル化の手法

町家型民家、農家型民家、仏堂・社殿、住宅系本堂・社殿、庫裏、塔、数寄屋等により建物の構造上の特徴に見合ったモデル化について解説

- ・解析の手法と解析モデル

- ・各部のモデル化手法、減衰

- ・柱脚を基礎に緊結しない場合（柱脚・基礎のモデル化）

柱脚の移動量、浮き上がり量

- ・入力地震動、地盤種別、液状化地盤への対応

告示の応答スペクトルによる（必須）、必要に応じてサイト波の想定

おわりに

設計法が作成されることで、伝統的構法建築物が建築基準法で明確に位置づけられることが何より大切であり、多くの関係者に使用されることを願っている。

4. 実大振動台実験結果の概要と設計法への反映

実験結果の整理・分析について検討を進めているが、これまでに判明した結果（主として BCJ-L2 時：極めて稀に発生する地震動）から概ね次の事項が明らかになっている。

- ・石場建て（柱脚フリー）の耐震性能（BCJ-L2 時加振）

No.5 試験体（柱脚フリー）と No.6 試験体（柱脚固定）の同時加振を行った結果、1 階の層間変形角は最大値・平均値ともに No.5 試験体の方が小さくその優位性が明確になった。

柱脚フリーの場合、これまでの時刻歴解析でも同様の結果が見られたが、明確に入力低減効果が認められた。（地震動レベルが大きい方がその効果が大きくなると考えられる）

- ・設計のクライテリアについて

「軸組はできる限り軽微な損傷に留め、土壁等の構造要素の損傷は許容する。土壁は損傷部分を補修するか取り換えることで大地震に遭遇後も長期に使用が可能な構造とする」との基本的な考え方により設計された試験体は、ほぼクライテリアを満足する結果となった。

この条件として設定した代表層間変形角 $\leq 1/20$ 、最大層間変形角 $\leq 1/15$ も概ね達成できている。

- ・水平構面について

- ・下屋（屋根：補強を含む）の設計については、設計目標（屋根は小屋組を含めて損傷させない）を達成している。

（外観からは損傷が見られなかったが、その後の軸組解体後の調査で接合部にも損傷がなかった）

- ・床の吹き抜け部分や 2 階・1 階の床も特に損傷は見られなかった。

- ・1・2 階の耐力バランスについて

- ・1 階・2 階の最大応答層間変形角について、短辺方向は 2 階が 1 階のおよそ半分、長辺方向は 2 階が若干小さめで、1 階の変形だけが過大になることはなくかつ 2 階先行降伏とならない結果で、耐力バランスがとれた結果となった

- ・柱脚の仕様と滑り量について

- ・標準設計法(原案)で設定している柱脚の仕様規定については、ほぼ満足できる結果となった。

- ・柱脚の最大滑り量は JMA 神戸を含めて最大 20cm 以下に収まっている。

- ・軸組の損傷について

- ・試験体解体後の仕口接合部にはほとんど損傷が見られず、変形性能を十分保持していたことが明らかになっている。

一方で、検討課題も明らかになり、設計法への反映方法について検討が必要である。

以下は主として BCJ-L2 時の結果から検討が必要な事項を列記している。

【検討課題】

- ・水平構面について

- ・2 階部分屋根（下屋）の変形（剛性評価：10 通りと 14 通り間）が鉛直構面（14 通りと他の通り）の変形に及ぼす影響および層としての耐力低減の検討

（2 階屋根面剛性が十分でないために、14 通りの変形が他の通りの変形と比較して著しく小さく、この影響が特に 2・6・10 通りの変形を増大させた可能性がある）

- ・吹き抜けの影響（吹き抜けによる損傷は見られていないが、変形量と鉛直構面への水平力の伝達に関する検証が必要）

- ・水平構面の最大変形量と各鉛直構面の変形との関係の検証

- ・揺れ振動について

- ・No.6 試験体に顕著に揺れ振動が見られたが（特に柱脚固定時）、土壁の損傷過程と揺れ振動について分析が必要。また柱脚の滑りが上部建物の偏心を緩和するかどうかの検討も加える。

(免震構造では、滑ることで上部構造の振れ振動が緩和される効果がある)

偏心率について再度検討し、振れ振動との関係を検討

- ・ 1・2 階の耐力バランスについて

- ・ 1・2 階の耐力バランス (RC0 の設定方法: C₂、C_b の分析) と応答結果の検証

(標準設計法における必要保有水平耐力および詳細設計法での応答計算に於ける条件設定の妥当性の検証)

検討されている複数の方法による限界耐力計算の精度についても支配的な条件を検討する。

- ・ 柱脚の仕様規定と滑り

- ・ 下屋の隅柱が足固め部分で損傷した。このため損傷防止策の検討が必要である。

(継続時間が 83 秒と非常に長く、No.5 試験体では長辺方向加振で繰り返し滑りが生じた後、短辺方向加振時に折損した。過酷な条件で、柱脚が浮き上がった後滑る時につっかかったのが原因である。幸いこの柱の軸力が小さく横架材で支持が可能な状態のため、部分崩壊に至ることではなく人命の保障という点においては問題のない損傷である)

対策として、「隅柱のサイズを大きくする」等が考えられる。

- ・ 今回の実験では設置していないが、足固め下および床下束柱のあり方についても検討する。

- ・ 滑りの特性の解明が必要

短辺方向は、試験体 No.5 の滑り量が 1 回目の加振と 2 回目の加振で大きく異なっていて、2 回目の加振の方がすべての通りで大きくなっている。

1 回目の同時加振では、地長押試験体の滑り量は小さく、1 通りが一番大きくなっているのはこの部分に地長押が付いていないことが原因の可能性はある。

長辺方向は No.5 と No.6 試験体の違いがほとんどなく、No.6 試験体は短辺方向と比較してかなり大きくなっている。

- ・ 柱脚の浮き上がり

- ・ 全般に下屋部分 (柱軸力が小さい) の浮き上がりが顕著である。このため、下屋部分において浮き上がりを考慮した検討が必要になる。

- ・ 見かけの摩擦係数の検討

- ・ 2010 年度試験体 No.4 と比較して少し大きめの値となっているが、その違いの解明が必要

- ・ 1 階床面に必要な剛性の検討 (標準仕様 (試験体での仕様) を基準として、剛性が変化した場合の滑りへの影響を検討)

- ・ C₂、C_b について

- ・ 応答加速度から C₂、C_b の検証が必要

建物の復元力特性から最大耐力と応答値の比較

設計用 C_b の計算方法

- ・ R_{co} (1・2 階の応答層間変形角が同じになる時の C₂/C_b) の検証

- ・ 構造要素の復元力特性 (特性値) と補正方法・加算方法の検証

- ・ No.5 試験体と No.6 試験体の応答値の違いを検証

◆試験体の概要

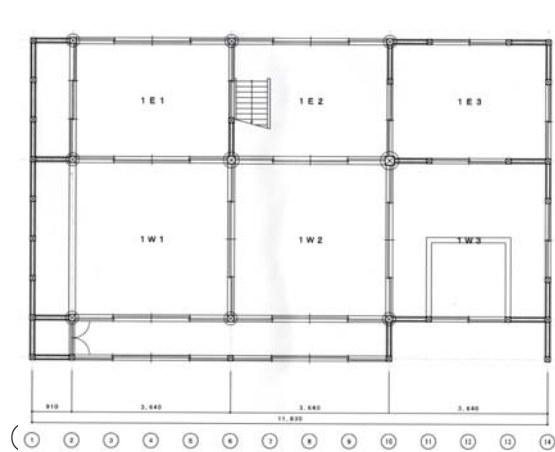
部分 2 階建、No.5 試験体・No.6 試験体同時加振 (柱脚を除いて上部は同じ試験体)

No.5 試験体 (石場建て) No.6 試験体 (石場建て・地長押仕様)

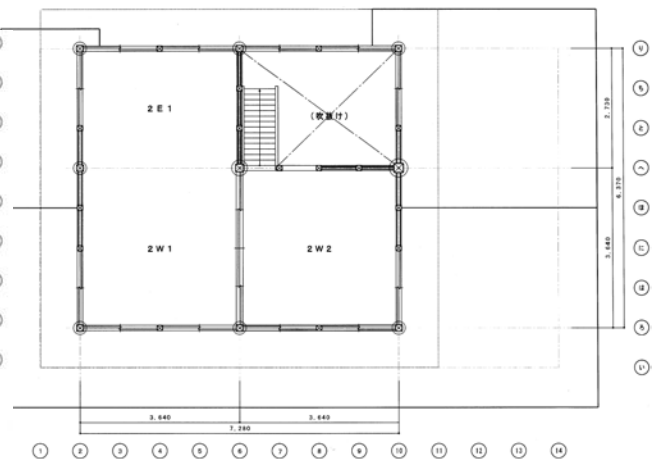
(試験体の特徴) 部分 2 階で 3 方向に下屋部分がある。 2 階床には吹き抜けがある。

No.6 試験体の①通りおよび②通りには地長押がついていない。

入口付近 (③通り) には足固めのない柱がある。



試験体 No.5 及び No.6 1 階平面図



2 階平面図



◆試験体 No.5 と No.6 の実験結果の比較

BCJ-L2 加振時の短辺方向について比較検討を行う。

・1 回目 同時加振(BCJ-L2)

試験体 No.5 (柱脚フリー) 試験体 No.6 (柱脚フリー)

設計図通りの試験体

試験体 No.5 (柱脚フリー)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	76	64	34	35	93
BCJ-L2 (1回目)	1階最大変形	95	119	141	126	47
	層間変形角	1/28	1/22	1/19	1/22	1/58
	2階最大変形		38	53	40	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	

試験体 No.6 (柱脚フリー)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	33	42	15	12	11
BCJ-L2	1階最大変形	109	130	126	103	51
(柱脚フリー)	層間変形角	1/24	1/20	1/21	1/27	1/53
	2階最大変形		45	59	42	
	層間変形角		1/46	1/35	1/49	

- * 1階の最大値が生じる通りは異なるが、最大値どうしを比較すると、No.5の方が $(141/130=1.08)$ 8%程度大きい
- * 2階は逆に No.6の方が $(59/53=1.11)$ 11%程度大きい
(No.6試験体は柱脚がピンではなく固定度があるため、1階の剛性がNo.5より大きくなっていることが主原因の可能性はある)
(No.6試験体は①および②通りの変形がNo.5試験体より大きい、No.6試験体の①通りに地長押がなく、この部分の剛性が低くなったことが主原因になった可能性がある)
- * 両試験体ともに14通りの変形が他の通りと比較してかなり小さい。これは10-14通り間の水平構面の変形が原因と考えられ、そのために1-10通り間の変形が大きくなった可能性がある。

◆2回目 同時加振(BCJ-L2)加振

1回目の加振で損傷した⑥通りおよび⑦通りの壁を乾式土壁に取り換え（両試験体とも同じ）て加振

No.6の柱脚条件を変えて実施

試験体 No.5 (柱脚フリー) 試験体 No.6 (柱脚固定)

No.5 (柱脚フリー)

試験体 No.5

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	140	113	95	79	124
BCJ-L2	1階最大変形	118	141	153	133	47
(2回目)	層間変形角	1/23	1/19	1/18	1/21	1/58
	2階最大変形		47	66	47	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	

試験体 No.6 (柱脚固定)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	1階最大変形	155	172	143	110	56
BCJ-L2	層間変形角	1/17	1/15	1/19	1/25	1/48
(柱脚固定)	2階最大変形		41	58	43	
	層間変形角		1/50	1/36	1/48	

- * 最大値を比較すると、No.6の方が $(172/153=1.12)$ 12%程度大きい
特に1通り $(155/118=1.31)$ と2通り $(172/141=1.22)$ ではNo.6の方がかなり大きくなっている。

(No.6 は振れ振動が励起され、①通りおよび②通りの変形が大きくなっている)

(No.5 は⑭通りを除いて、各通りの最大応答変形の差が小さく顕著な振れ振動は見られない)

* 各鉛直構面の最大変形の平均値は、No.5 が 118mm、No.6 が 127mm で、No.6 の方が約 8% 大きくなっている。

◆1 回目と 2 回目の比較

No.5 試験体

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	76	64	34	35	93
BCJ-L2 (1回目)	1階最大変形	95	119	141	126	47
	層間変形角	1/28	1/22	1/19	1/22	1/58
	2階最大変形		38	53	40	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	
	最大滑り量	140	113	95	79	124
BCJ-L2 (2回目)	1階最大変形	118	141	153	133	47
	層間変形角	1/23	1/19	1/18	1/21	1/58
	2階最大変形		47	66	47	
	層間変形角		1/44	1/31	1/44	

No.6 試験体

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	33	42	15	12	11
BCJ-L2 (柱脚フリー)	1階最大変形	109	130	126	103	51
	層間変形角	1/24	1/20	1/21	1/27	1/53
	2階最大変形		45	59	42	
	層間変形角		1/46	1/35	1/49	
	1階最大変形	155	172	143	110	56
BCJ-L2 (柱脚固定)	層間変形角	1/17	1/15	1/19	1/25	1/48
	2階最大変形		41	58	43	
	層間変形角		1/50	1/36	1/48	

* No.5 ($153/141=1.09$) は最大値の比較で、2 回目は 9%増となっている。

* No.6 ($172/130=1.32$) は 32%増で、明らかに柱脚フリーの方が応答が小さくなっている
No.6 は 2 回目で 1・2 通りの変形増大が著しく、10・14 はわずかしき大きくなっていない。

伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会（委員長 鈴木 祥之）

<http://www.green-arch.or.jp/dentoh/>

この委員会は、国土交通省住宅局による平成24年度住宅市場整備推進等事業のうち、住宅市場技術基盤強化推進事業の補助金事業として実施されるものです。

補助事業者:特定非営利活動法人 緑の列島ネットワーク（理事長 大江 忍）

<http://www.green-arch.or.jp/>

〒450-0003 愛知県名古屋市中村区名駅南 1-3-15 サントピアビル 3F

TEL : 052-566-0064

FAX : 052-566-0074

e-mail:office@green-arch.or.jp