

検討資料

目次

検討1 構造要素の設計用せん断耐力・設計用復元力に関する検討	1
1. 各層のせん断耐力・復元力の評価	
2. 設計用復元力の根拠	
3. 加算則（各構造要素の復元力を加算する方法）の検証	
検討2 損傷・安全限界変形角に関する検討	29
1. 構造要素の実験からの検討	
2. 実大振動台実験の損傷観察による検討	
3. 損傷限界変形角 1/90 の設計事例に基づく確認	
1) 検討1－安全限界時と損傷限界時に必要とされる耐力の比較検討	
2) 検討2－近似応答計算に基づく検討	
検討3 小壁付き柱の折損に関する検討	58
1. 小壁が取り付く独立柱の折損	
2. 腰壁と垂壁で拘束された柱の折損	
検討4 通し柱の折損に関する検討	69
検討5 水平構面の剛性と偏心に関する検討	78
1. 水平構面の床剛性による応答への影響	
2. 床剛性と偏心による構面間応答差の評価のための検討	
3. 偏心率と床面剛性が鉛直構面の変形増大に及ぼす影響	
4. 標準設計法：偏心によるせん断耐力の低減	
5. 標準設計法：床開口に関する規定	
検討6 1階・2階のせん断耐力に関する検討	143
1. 1・2階のせん断耐力に関する検討	
2. 限界せん断力係数比 R_{C0}	
3. C_b に関するケーススタディ	
検討7 柱脚の滑りに関する検討	163
1. 実大振動台実験の結果からの検討	
2. 柱脚部の摩擦係数とバラツキに関する検討	
3. 質点系による基礎的検討	
4. 上部構造モデルと滑り応答の基礎的検討	
5. 三次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討	
1) 平屋モデルによる検討	
2) 下屋付き部分2階建てモデルによる検討	
6. 個別要素法を用いた3次元立体モデルによる時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討	
1) 上部構造のせん断性能に関する検討	
2) 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討	

3) 水平構面のせん断性能に関する検討	
4) 摩擦係数のバラツキによる柱脚の滑りに関する検討	
5) 上下動による柱脚の滑りに関する検討	
7. 柱脚の滑りによる入力地震動の増幅に関する検討	
検討 8 3次元立体モデルによる解析による検討	256
1. 下屋部の水平構面および鉛直構面の変更による応答の変化	
2. 床構面および屋根部評価の変更による応答の変化	
3. 下屋、床の吹抜けの耐力・位置による柱脚の滑りに関する検討	
検討 9 減衰性能に関する検討	265
1. 土壁系の実験から評価した履歴復元力特性と減衰性能	
2. 近似的な履歴減衰評価法の検証	
3. 水平構面（床）の履歴復元力特性と減衰性能	
検討 10 柱脚の浮き上がりによる検討	281
1. 構造要素実験・石場建て形式土壁実験からの検討	
2. 実大振動台実験からの考察	
3. 柱脚の浮上りが建築物全体の耐力に与える影響	
検討 11 継手・仕口接合部に関する検討	294
1. 外周梁継手、仕口の選定条件について	
2. 蟻落の検討について	
追加検討 1 標準設計法での C_b と減衰、等価固有周期に関するケーススタディ	301
1. 地域係数を加味した C_b に関するケーススタディ	
2. ベースシア係数 C_b と減衰定数 h および等価固有周期 T_e に関するケーススタディ	
追加検討 2 $1/20\text{rad}$ 時の復元力の検証	321
1. $1/20\text{rad}$ 時の復元力と最大耐力の 0.8 倍との比較	
2. 伝統的構法で一般的な構面の事例による復元力	
追加検討 3 設計用復元力・せん断耐力の設定に関する検討	326
1. 構造要素のばらつきを評価した設計用復元力・せん断耐力の設定	
2. 載荷履歴による耐力低下	
3. 動的・静的復元力特性に関する検討	
1) 構造要素の動的・静的実験による復元力特性	
2) 実大振動台実験試験体 No.5、No.6 の復元力と設計用復元力から算定した復元力	
追加検討 4 近似計算による柱脚の滑りの検証	338
1. 柱脚の滑りを考慮した近似応答計算	
2. 滑りを考慮した近似計算の実大振動台実験による検証	
追加検討 5 吹き抜けや床抜けの解析による検討	353
一床構面の有無の滑動および最大層間変位への影響（平屋における検討）	—

検討1 構造要素の設計用せん断耐力・設計用復元力に関する検討

構造要素として全面壁、小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）の壁系とほぞ、差し鴨居、足固め、貫などの軸組系の復元力特性を実験で評価して、標準設計法では設計用せん断耐力、詳細設計法では設計用復元力として与えている。これらの設計用せん断耐力・復元力の評価法、それら設計用せん断耐力・復元力を評価した根拠を示す。さらに設計では各構造要素のせん断耐力・復元力を加算して各構面、各階の設計用せん断耐力・復元力を求めているので、加算則の検証を行った。

1. 各層のせん断耐力・復元力の評価
2. 設計用復元力の根拠
3. 加算則（各構造要素の復元力を加算する方法）の検証

1. 各層のせん断耐力・復元力の評価

1) 各層の設計用せん断耐力・復元力の評価方法

建築物の各層のせん断耐力や復元力の評価法は、以下に分類して加算する方法としている。全面壁、小壁と軸組架構の柱端部や柱－横架材の曲げモーメントのように以下に分類する。

- ① 全面壁（軸組架構に関連する③、④を除いた壁のみ）の復元力
- ② 小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）は壁のみと柱（1本あるいは2本）を考慮した復元力
- ③ 柱端部の長ほぞ仕口接合部の復元力
- ④ 柱－横架材（差し鴨居、足固め、貫など）の復元力

各層の各構面に存在する構造要素のせん断耐力や復元力を加算することで求める。詳細設計法では、変位増分法で応答計算を行うので、構造要素の設計用復元力（骨格曲線）が与えられる。標準設計法では、構造要素の設計用復元力（骨格曲線）のうち、変形角 $1/90\text{rad}$ よび $1/20\text{rad}$ での設計用せん断耐力が与えられる。以下では、設計用せん断耐力あるいは設計用復元力（骨格曲線）を復元力と呼ぶ。

各層の各構面の復元力は、以下の加算式によって評価する。

$$\text{各層の各構面の復元力} = \Sigma (\text{全面壁の復元力} + \text{小壁の復元力} + \text{軸組の復元力})$$

参考例

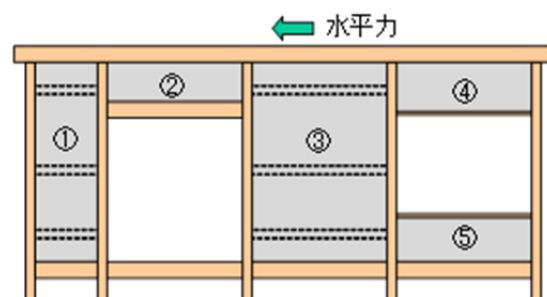


図1 1層での構面の例

図1の例の場合、以下の耐力要素の復元力を加算することになる。

- ・1P 全面土壁（図1の①、図1.2(a)）：1箇所
- ・2P 垂壁を含む単位フレーム（両柱間開き止め効果あり、図1の②、図2(b)）：1箇所
- ・2P 全面土壁（図1の③、図1.2(c)）：1箇所
- ・2P 垂壁を含む単位フレーム（両柱間開き止め効果なし、図1の④、図2(d)）：1箇所

- ・2P 腰壁を含む単位フレーム（両柱間開き止め効果なし、図 1 の⑤、図 2(e)）：1 箇所
- ・長ぼぞ仕口（図 2(f)）：5 箇所
- ・差し鴨居を含む単位フレーム（図 2(g)）：1 箇所
- ・足固めを含む単位フレーム（図 2(h)）：4 箇所

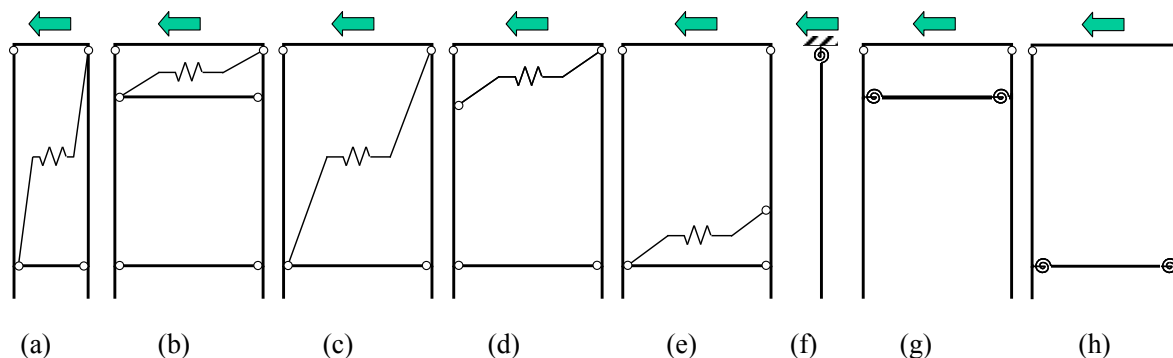


図 2 単位フレームの構造モデル

2) 各構造要素の設計用復元力

①全面壁の復元力

土壁については、図 3 と表 1 のように、壁長が 1P（柱芯々間距離で 900mm～1000mm）の場合と 2P（柱芯々間距離で 1800mm～2000mm）の場合のせん断応力度－層間変形角関係が用意されている。1P と 2P とで異なるせん断応力度－層間変形角関係を設定しているのは、破壊形式が異なるためである。各層間変形角時のせん断応力度に壁長と壁厚さを乗じることで、軸組を除いた土壁部分のみで負担するせん断力を求めることができる。長ぼぞ仕口など柱－横架材によるの負担せん断力は、これに含まれていないので別途加算する。その他、留意事項や適用範囲は以下のとおりである。

- ・片面もしくは両面に中塗りを施工し、壁厚さは全体で 50mm 以上とする。
- ・高さの範囲は、実験による検証を行った横架材芯々（1 階の場合は土台芯－桁芯もしくは足固め芯－桁芯）間距離（図 4 の h_w に相当）で 2000mm～3900mm とする。高さによるせん断応力度の補正しない。
- ・土壁内の貫一柱仕口による曲げモーメント抵抗の層の復元力への影響は考慮しない。
- ・壁土の圧縮強度は、荒壁土、中塗り土とも、 0.5N/mm^2 以上確保する。圧縮強度の違いによるせん断力応力度の補正は行わない。
- ・竹小舞の内法間隔は、35mm～55mm とする。
- ・小舞下地の材料として、竹の代わりに施工実績のある工法で葦やススキを用いてもよい。
- ・貫の厚さは 15mm 以上で、段数は 3 以上とする。
- ・壁長による補正
 - ・壁長が 1P 以上 1.5P 未満の場合は 1P のせん断応力度－層間変形角関係を用いる。
 - ・壁長が 1.5P 以上 2P の場合は 2P のせん断応力度－層間変形角関係を用いる。
 - ・壁長が 2P を超える場合は、実験による検証例が少ないこともあり、現状では 2P のせん断応力度－層間変形角関係を用いる。
- ・1P 未満の土壁については、実験による検証例が少なく、現状の知見ではせん断応力度－層間変形角関係を適切に設定できないため、その負担せん断力は評価しないこととする。

1P 未満	： 評価しない（実験データが不十分なため）
1P 以上 1.5P 未満	： 1P と同じ
1.5P 以上 2P	： 2P と同じ

壁土や土壁仕様については地域でバラツキがあるので、地域の壁土と土壁仕様のもとに性能評価試験を行い、設計用データベースを作成することが望ましい。

表 1 特定変形角時のせん断応力度

変形角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
せん断応力度 (kN/m^2)	1P以上1.5P未満	15	28	48	60	70	68	65	60	52	32
	1.5P以上2P以下	30	54	86	96	98	93	84	72	58	34

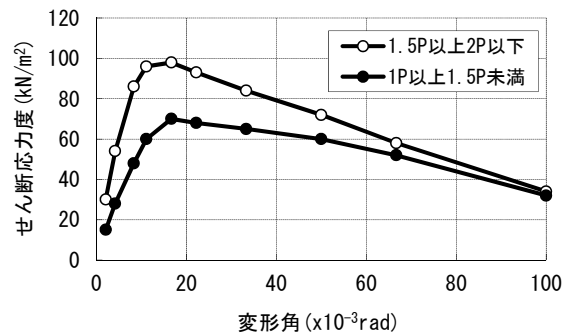


図 3 全面土壁の復元力特性

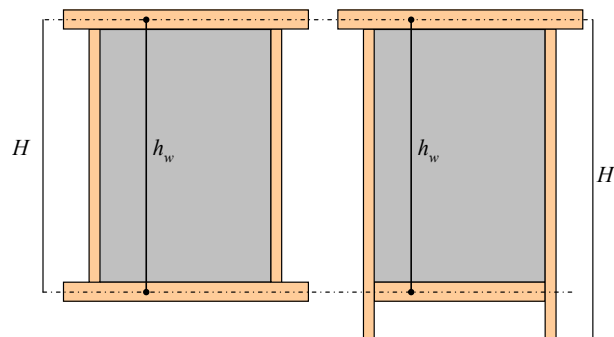


図 4 全面土壁の復元力特性

②小壁の復元力

復元力特性は、大きく分けて、小壁と同一の単位フレームに差し鴨居を有する場合（2本の柱が有効な場合）と、それ以外の場合（1本の柱のみ有効な場合）とがある。これは、小壁を含むフレームの復元力特性は、両柱間を繋ぐ部材（（差し）鴨居、長押、窓台、貫等）と柱との仕口の引張（引抜き）剛性や耐力に大きく影響されるためである。差し鴨居など、比較的引張剛性の高い場合には、図 5a)のように、小壁が負担するせん断力が2本の柱に伝達されるが、大入れ・斜め釘打ちなど、ほとんど引張力を負担できないような仕様の場合には、図 5(b)のように、せん断力を1本の柱で負担することになり、小壁で負担するせん断力が同じでも、柱2本で負担できる場合より、層間変形が大きくなる。

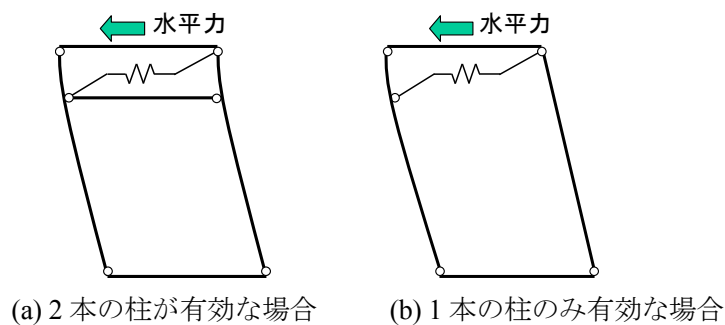


図 5 小壁を含む単位フレームの柱の曲げ変形性状

留意事項や適用範囲は以下のとおりである。

- ・小壁の仕様は、全面土壁と同等とする。
- ・垂壁の場合も腰壁の場合も、同じ復元力特性を用いる。
- ・同一軸組架構に垂壁と腰壁の両方が存在する場合は、垂壁のみを含む軸組架構と腰壁のみを含む軸組架構とに分けて、それぞれの復元力で「柱が1本有効な場合の復元力」を用いて加算する。

【標準設計法】

小壁を含む単位フレームの復元力特性（層せん断力－層間変形角関係）は、壁長、小壁の高さ（横架材の幅を含まない土壁部分の高さ）、壁厚、柱の径などを考慮し、図7、8、表3～6に示されており、該当するものを選び、建物の層の復元力に加算する。なお、同図表は、柱のヤング係数が 7kN/mm^2 で、階高が 2730mm の場合の事例である。小壁の高さ、階高など主要な組合せについては表を用意する。また、柱の曲げ破壊は考慮されていないので、別途、検証する。

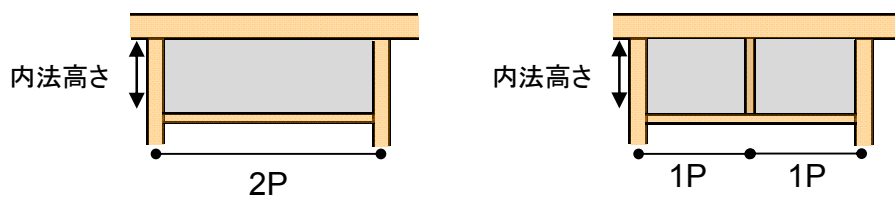
- ・小壁の壁長による補正

表2に示すように、小壁の壁長が1P以上2P未満の場合は「1P」の復元力特性を用いる。壁長が2P以上で4P未満の場合は「2P」の復元力特性を用いる。4Pの場合は「4P」の復元力特性を用いる。1P未満の場合は、小壁としての負担せん断力を評価しない。

なお、小壁の中央に束がある場合は、「束あり」の復元力特性を用いる。図6のような2Pの小壁の場合、(a)の場合は「2P」の復元力特性、(b)の場合は「2P 束あり」の復元力特性を用いる。

表2 使用する復元力特性

壁長	使用する復元力特性
1P 未満	評価しない
1P 以上 2P 未満	「1P」
2P 以上 4P 未満	「2P」または「2P 束あり」
4P	「4P」または「4P 束あり」



(a) 「2P」の復元力特性を使用 (b) 「2P 束あり」の復元力特性を使用

図6 束の有無による復元力特性の違い

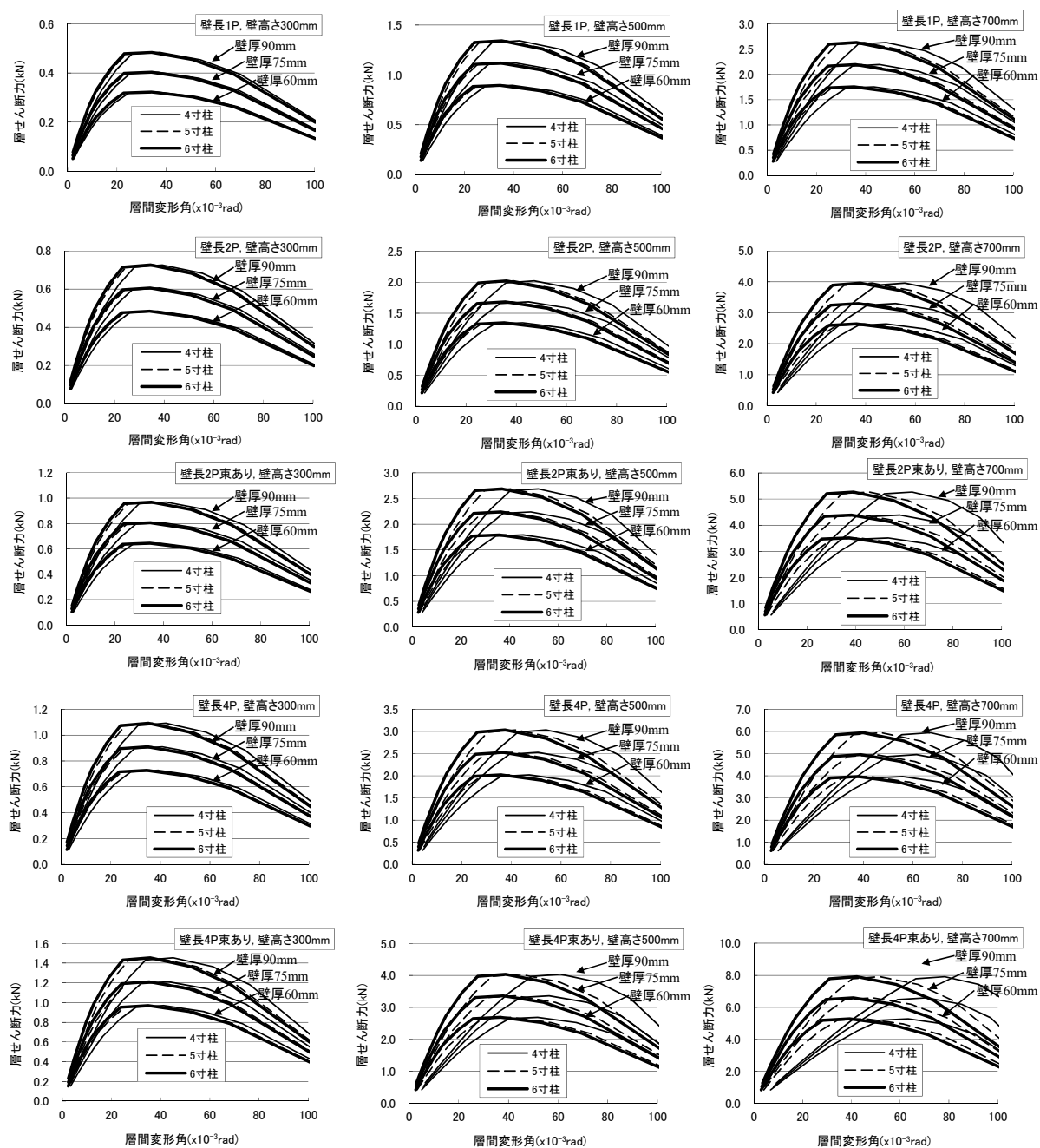


図7 小壁を含む単位フレームの復元力特性
(2本の柱が有効な場合、階高 $H=2730\text{mm}$)

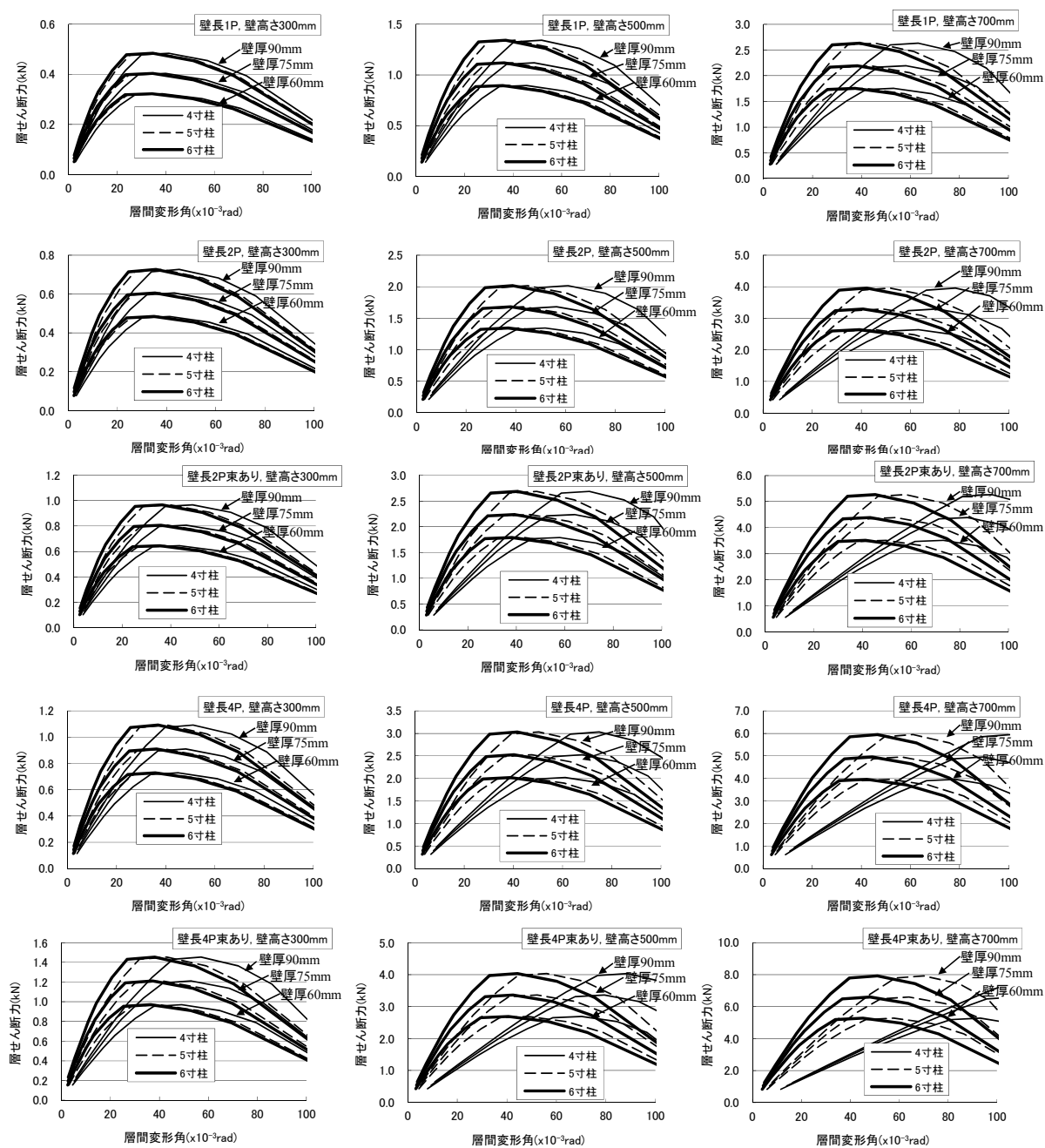


図8 小壁を含む単位フレームの復元力特性
(1本の柱が有効な場合、階高 $H=2730\text{mm}$)

(2本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H=2730\text{mm}$)

		柱2本(1P, H=2730mm)															
		910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300	910 300
壁長(mm)	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
壁高さ(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
壁厚(mm)	60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
柱径(mm)	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150
(x10 ⁻³ rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2.1	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.10	0.12	0.13	0.11	0.14	0.16	0.13	0.17	0.19
4.2	0.08	0.09	0.10	0.10	0.11	0.12	0.12	0.13	0.14	0.19	0.23	0.25	0.22	0.28	0.31	0.25	0.33
8.3	0.15	0.17	0.17	0.19	0.21	0.21	0.22	0.24	0.26	0.36	0.43	0.46	0.43	0.52	0.57	0.48	0.61
11.1	0.20	0.21	0.21	0.24	0.26	0.27	0.28	0.31	0.32	0.47	0.55	0.58	0.55	0.67	0.71	0.62	0.78
16.7	0.26	0.27	0.27	0.31	0.33	0.34	0.37	0.39	0.41	0.64	0.71	0.74	0.77	0.87	0.92	0.88	1.03
22.2	0.30	0.31	0.31	0.37	0.39	0.39	0.44	0.46	0.47	0.77	0.84	0.86	0.93	1.03	1.07	1.08	1.22
33.3	0.32	0.32	0.32	0.40	0.40	0.40	0.48	0.48	0.48	0.89	0.89	0.89	1.11	1.12	1.12	1.33	1.34
50.0	0.31	0.30	0.30	0.38	0.38	0.38	0.46	0.46	0.46	0.86	0.85	0.84	1.08	1.06	1.06	1.31	1.28
66.7	0.27	0.27	0.26	0.34	0.33	0.33	0.41	0.40	0.40	0.77	0.74	0.74	0.97	0.94	0.92	1.18	1.13
100.0	0.14	0.13	0.13	0.17	0.17	0.17	0.21	0.20	0.20	0.40	0.38	0.37	0.51	0.48	0.47	0.62	0.58
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
(x10 ⁻³ rad)	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
2.1	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.08	0.10	0.11	0.13	0.17	0.19	0.14	0.20	0.23	0.16	0.22	0.27
4.2	0.12	0.13	0.14	0.14	0.16	0.17	0.16	0.19	0.20	0.25	0.32	0.36	0.28	0.38	0.44	0.31	0.44
8.3	0.22	0.24	0.25	0.26	0.30	0.31	0.30	0.35	0.37	0.48	0.60	0.67	0.55	0.72	0.81	0.61	0.83
11.1	0.28	0.31	0.32	0.33	0.37	0.39	0.38	0.44	0.47	0.62	0.77	0.84	0.71	0.93	1.03	0.79	1.08
16.7	0.37	0.39	0.41	0.45	0.49	0.50	0.52	0.58	0.60	0.88	1.03	1.09	1.02	1.25	1.34	1.15	1.46
22.2	0.44	0.46	0.47	0.54	0.57	0.58	0.63	0.68	0.70	1.08	1.22	1.27	1.27	1.49	1.57	1.45	1.76
33.3	0.48	0.48	0.48	0.60	0.60	0.60	0.72	0.72	0.73	1.33	1.34	1.34	1.65	1.67	1.68	1.90	2.00
50.0	0.46	0.46	0.46	0.58	0.57	0.57	0.70	0.69	0.69	1.31	1.28	1.27	1.65	1.61	1.59	2.00	1.94
66.7	0.41	0.40	0.40	0.51	0.50	0.50	0.62	0.60	0.60	1.18	1.13	1.11	1.50	1.42	1.39	1.83	1.71
100.0	0.21	0.20	0.20	0.26	0.25	0.25	0.32	0.31	0.30	0.62	0.58	0.56	0.80	0.73	0.71	0.99	0.88
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
(x10 ⁻³ rad)	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
2.1	0.07	0.09	0.10	0.09	0.11	0.12	0.10	0.12	0.14	0.15	0.21	0.24	0.16	0.24	0.29	0.18	0.27
4.2	0.14	0.17	0.18	0.17	0.21	0.23	0.19	0.24	0.27	0.29	0.41	0.47	0.33	0.48	0.57	0.36	0.54
8.3	0.27	0.32	0.34	0.32	0.38	0.41	0.36	0.45	0.49	0.57	0.76	0.87	0.65	0.90	1.05	0.70	1.03
11.1	0.35	0.40	0.42	0.42	0.49	0.52	0.47	0.57	0.61	0.74	0.99	1.10	0.84	1.17	1.34	0.92	1.33
16.7	0.47	0.52	0.54	0.57	0.64	0.66	0.66	0.75	0.79	1.07	1.33	1.43	1.23	1.60	1.75	1.34	1.86
22.2	0.57	0.61	0.62	0.69	0.75	0.77	0.80	0.89	0.92	1.33	1.58	1.68	1.56	1.93	2.07	1.73	2.24
33.3	0.64	0.64	0.64	0.80	0.80	0.80	0.96	0.96	0.97	1.74	1.78	1.79	2.06	2.22	2.23	2.34	2.66
50.0	0.62	0.61	0.61	0.78	0.76	0.76	0.93	0.92	0.91	1.76	1.71	1.70	2.23	2.15	2.13	2.68	2.59
66.7	0.55	0.53	0.53	0.69	0.67	0.66	0.84	0.81	0.80	1.61	1.52	1.49	2.06	1.92	1.87	2.53	2.32
100.0	0.28	0.27	0.27	0.36	0.34	0.34	0.44	0.41	0.41	0.87	0.78	0.76	1.13	1.00	0.96	1.42	1.22

表4 小壁を含む単位フレームの復元力一覧
(1本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱1本(1P, $H=2730\text{mm}$)																			
壁長(mm)	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
壁高(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
壁厚(mm)	60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
柱径(mm)	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	180
($\times 10^{-3}\text{rad}$)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2.1	0.04	0.04	0.05	0.04	0.05	0.06	0.05	0.06	0.07	0.07	0.10	0.12	0.08	0.12	0.14	0.09	0.14	0.17	0.11
4.2	0.07	0.09	0.09	0.08	0.10	0.11	0.10	0.12	0.13	0.15	0.20	0.23	0.16	0.24	0.28	0.18	0.27	0.33	0.22
8.3	0.14	0.16	0.17	0.16	0.19	0.21	0.18	0.22	0.24	0.29	0.38	0.43	0.32	0.45	0.52	0.35	0.51	0.61	0.44
11.1	0.18	0.20	0.21	0.21	0.24	0.26	0.24	0.29	0.31	0.37	0.49	0.55	0.42	0.58	0.67	0.46	0.67	0.78	0.58
16.7	0.24	0.26	0.27	0.29	0.32	0.33	0.33	0.38	0.40	0.54	0.66	0.71	0.61	0.80	0.88	0.67	0.93	1.03	0.84
22.2	0.28	0.30	0.31	0.35	0.37	0.39	0.40	0.44	0.46	0.67	0.79	0.84	0.78	0.97	1.03	0.87	1.12	1.22	1.09
33.3	0.32	0.32	0.32	0.40	0.40	0.40	0.40	0.48	0.48	0.87	0.89	0.89	1.03	1.11	1.12	1.17	1.33	1.34	1.49
50.0	0.31	0.31	0.30	0.39	0.38	0.38	0.47	0.46	0.46	0.88	0.86	0.85	1.11	1.08	1.06	1.34	1.30	1.28	1.75
66.7	0.27	0.27	0.27	0.35	0.34	0.33	0.42	0.40	0.40	0.80	0.76	0.74	1.03	0.96	0.93	1.26	1.16	1.13	1.66
100.0	0.14	0.14	0.13	0.18	0.17	0.17	0.22	0.21	0.20	0.43	0.39	0.38	0.57	0.50	0.48	0.71	0.61	0.58	0.95
柱1本(2P, $H=2730\text{mm}$)																			
壁長(mm)	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
壁高(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
壁厚(mm)	60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
柱径(mm)	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	180
($\times 10^{-3}\text{rad}$)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2.1	0.05	0.06	0.07	0.06	0.07	0.08	0.06	0.08	0.10	0.09	0.14	0.17	0.10	0.16	0.20	0.10	0.17	0.23	0.13
4.2	0.10	0.12	0.13	0.11	0.14	0.16	0.12	0.16	0.19	0.18	0.27	0.33	0.19	0.31	0.39	0.21	0.34	0.44	0.26
8.3	0.18	0.22	0.24	0.21	0.27	0.30	0.23	0.31	0.35	0.35	0.51	0.61	0.38	0.59	0.73	0.41	0.66	0.84	0.51
11.1	0.24	0.29	0.31	0.27	0.34	0.38	0.30	0.40	0.44	0.46	0.66	0.78	0.51	0.77	0.94	0.54	0.86	1.09	0.67
16.7	0.33	0.38	0.40	0.39	0.46	0.49	0.44	0.54	0.58	0.67	0.93	1.03	0.74	1.09	1.26	0.80	1.24	1.47	0.99
22.2	0.40	0.44	0.46	0.48	0.55	0.57	0.55	0.64	0.68	0.87	1.12	1.22	0.97	1.34	1.50	1.05	1.53	1.77	1.30
33.3	0.48	0.48	0.48	0.60	0.60	0.60	0.71	0.72	0.72	1.17	1.33	1.34	1.35	1.66	1.67	1.49	1.98	2.00	1.87
50.0	0.47	0.46	0.46	0.59	0.58	0.57	0.71	0.69	0.69	1.34	1.30	1.28	1.67	1.64	1.61	1.99	1.98	1.93	2.53
66.7	0.42	0.40	0.40	0.53	0.51	0.50	0.65	0.61	0.60	1.27	1.16	1.12	1.61	1.47	1.42	1.97	1.79	1.71	2.60
100.0	0.22	0.21	0.20	0.28	0.26	0.25	0.35	0.32	0.31	0.71	0.60	0.57	0.95	0.78	0.73	1.24	0.96	0.88	1.69
柱1本(2P(東あり), $H=2730\text{mm}$)																			
壁長(mm)	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
壁高(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
壁厚(mm)	60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
柱径(mm)	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	180
($\times 10^{-3}\text{rad}$)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2.1	0.06	0.08	0.09	0.06	0.09	0.11	0.07	0.10	0.12	0.10	0.16	0.21	0.11	0.18	0.24	0.11	0.20	0.28	0.14
4.2	0.11	0.15	0.17	0.13	0.18	0.21	0.14	0.20	0.24	0.20	0.32	0.41	0.21	0.36	0.48	0.22	0.40	0.54	0.28
8.3	0.22	0.28	0.32	0.25	0.34	0.39	0.28	0.39	0.45	0.39	0.62	0.77	0.42	0.71	0.91	0.45	0.78	1.04	0.55
11.1	0.29	0.37	0.40	0.33	0.44	0.49	0.36	0.50	0.58	0.52	0.81	1.00	0.56	0.92	1.18	0.59	1.02	1.35	0.73
16.7	0.41	0.49	0.52	0.47	0.59	0.64	0.52	0.69	0.76	0.76	1.15	1.33	0.83	1.33	1.61	0.88	1.48	1.87	1.09
22.2	0.50	0.58	0.61	0.59	0.71	0.75	0.67	0.83	0.89	1.00	1.40	1.59	1.09	1.66	1.94	1.16	1.88	2.26	1.44
33.3	0.64	0.64	0.64	0.77	0.80	0.80	0.88	0.96	0.96	1.40	1.77	1.78	1.57	2.16	2.22	1.70	2.48	2.67	2.11
50.0	0.63	0.62	0.61	0.79	0.77	0.76	0.96	0.93	0.92	1.78	1.75	1.71	2.13	2.20	2.15	2.37	2.67	2.59	2.97
66.7	0.57	0.54	0.53	0.73	0.68	0.67	0.89	0.83	0.81	1.73	1.58	1.52	2.21	2.01	1.91	2.68	2.47	2.32	3.49
100.0	0.30	0.28	0.27	0.39	0.35	0.34	0.49	0.43	0.41	1.05	0.84	0.78	1.47	1.09	0.99	2.00	1.35	1.21	2.80

【詳細設計法】

小壁の復元力は、壁長毎に図9および表5のように設定されている。建物の層の復元力に加算するためには、小壁を含む単位フレームの層せん断力－層間変形角関係を以下に示す手順で求める必要がある。

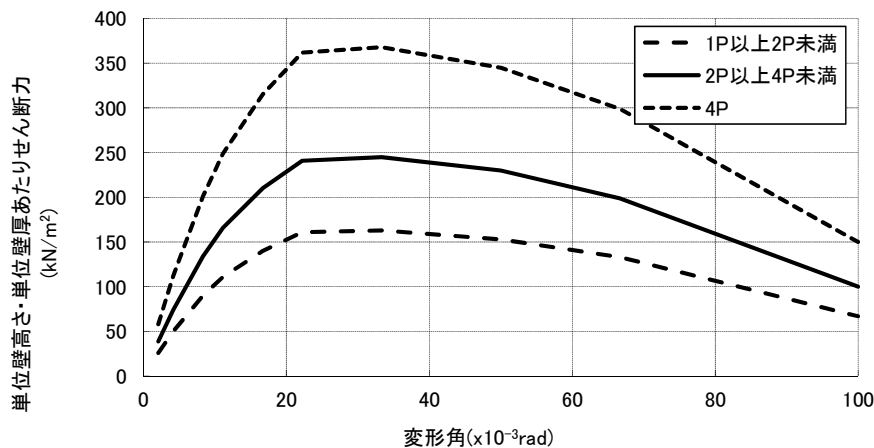


図9 小壁の復元力特性

表5 特定変形角時のせん断応力度

変形角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
単位壁高さ・ 単位壁厚あたり せん断力 (kN/m^2)	1P以上 2P未満	26	50	90	111	140	161	163	153	133	67
	2P以上 4P未満	39	74	134	166	210	241	245	230	199	100
	4P	58	112	201	249	315	362	368	345	299	150

まず、小壁の負担せん断力を求める必要があるが、同図および表は、「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断力」で与えられている。該当する壁長の「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断力」に小壁高さおよび壁厚を乗じることで、図10の Q_w に相当する小壁の負担せん断力を求めることができる。ここで、小壁の高さ h_2 は、横架材の幅を含まない、小壁部分のみの高さである。階高は h_1+h_2 に相当する。

表6に示すように、小壁の壁長が1P以上2P未満の場合は1Pの復元力特性を用いる。壁長が2P以上で4P未満の場合は2Pの復元力特性を用いる。4Pの場合は4Pの復元力特性を用いる。1P未満の場合は、小壁としての負担せん断力を評価しない。

小壁の中央に束がある場合は、壁長の1/2の復元力を2倍して用いる。図11のような2Pの小壁の場合、(a)の場合は「2P」の復元力、(b)の場合は「1P」の復元力の2倍を用いる。同様に、4Pで束がある場合は、「2P」の復元力を2倍して用いる。

小壁にせん断力 Q_w が作用するとき、小壁を含む単位フレームに作用する層せん断力 Q は、式(1)～(3)より求まる(4)により計算することができる。

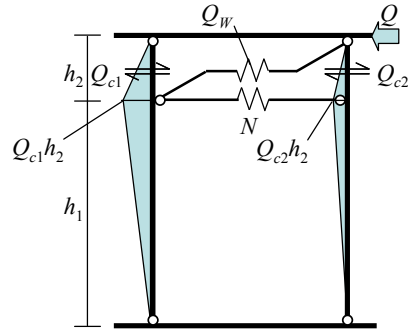
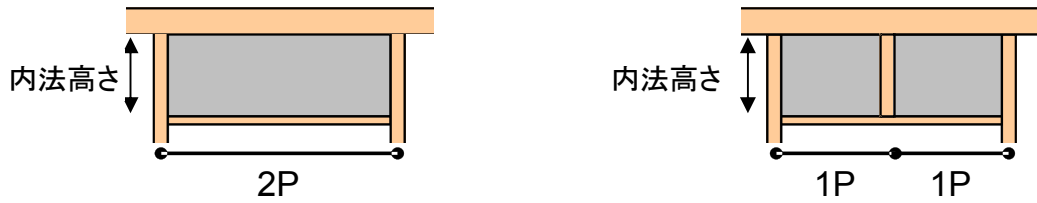


図 10 垂壁の解析モデル

表 6 使用する復元力特性

壁長	使用する復元力特性	耐力比
1P 未満	評価しない	0
1P 以上 2P 未満	「1P」	1.0
2P 以上 4P 未満	「2P」	1.5
	「2P 束あり」	2.0 (「1P」の2倍)
4P	「4P」	2.25
	「4P 束あり」	3.0 (「2P」の2倍)



(a) 「2P」の復元力特性を使用

(b) 「2P 束あり」の復元力特性を使用

図 11 束の有無の違い

$$Q_{C1} + Q_w + Q_{C2} = Q \quad (1)$$

$$Q_{C1} = -(Q_w - N) \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (2)$$

$$Q_{C2} = -N \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (3)$$

$$\therefore Q_w \frac{h_2}{h_1 + h_2} = Q \quad (4)$$

次に、図 12 を参照し、柱の曲げ変形を考慮した、小壁付き単位フレームの層間変位 δ を、小壁の特定変形角毎に式(5)～式(7)で求める。この式は、差し鴨居等があり、2本の柱とも有効である場合の式であるが、式(7)の δc を 2 倍することで、柱 1 本のみ有効とした場合の結果を得ることができる。

このようにして得られた小壁を含む単位フレームの層せん断力－層間変形角関係は、全面壁などの標準の特定変形角とは異なっているので、標準の特定変形角時の層せん断力を線形補間などの方法で求めておく必要がある。

$$\delta = \delta_w + \delta_c \quad (5)$$

$$\delta_w = \gamma(h_1 + h_2) \quad (6)$$

$$\delta_c = \frac{\frac{Q_w}{2} h_1^2 h_2^2}{3E_c I_c (h_1 + h_2)} \cdot \frac{h_1 + h_2}{h_2} = \frac{\frac{Q_w}{2} h_1^2 h_2}{3E_c I_c} \quad (7)$$

δ_w ：柱を剛体とみなしたときの層間変位(mm)

γ ：小壁のせん断変形角(rad)

δ_c ：柱の曲げ変形による層間変位の増分(mm) (図 12)

Q_w ：小壁の負担せん断力(kN)

E_c ：柱のヤング係数(kN/mm²)

I_c ：柱の断面二次モーメント(mm⁴)

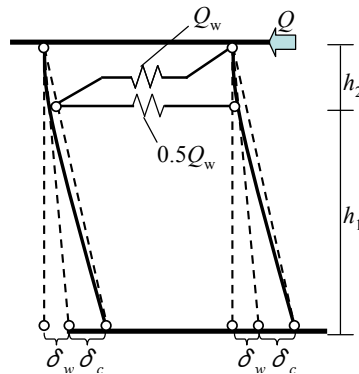


図 12 小壁付きフレームの柱の曲げ変形

③長ほぞ仕口（柱端部の長ほぞ）

長ほぞ仕口 1 ヶ所あたりのほぞの強軸方向（図 13）の曲げモーメント－回転角関係を図 14 および表 9 に示す。ほぞの弱軸方向（強軸方向の直交方向）への曲げに対しては、強軸方向に比べて生じる曲げモーメントが小さく、また、強軸方向より小さい回転角でほぞに曲げ破壊が生じる可能性があるため、評価の対象としない。

図 15 より、曲げモーメント M と階高 H から、回転角毎に柱 1 本あたりの負担せん断力を計算する。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなす。

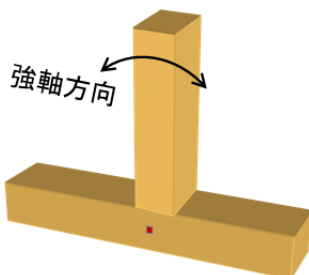


図 13 ほぞの強軸方向曲げ

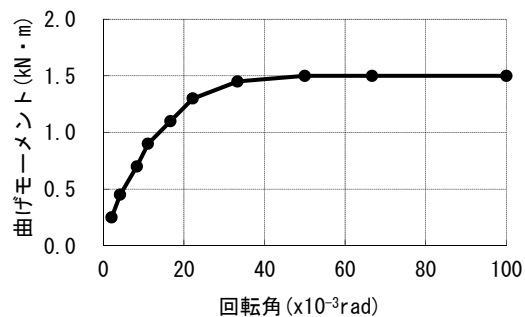
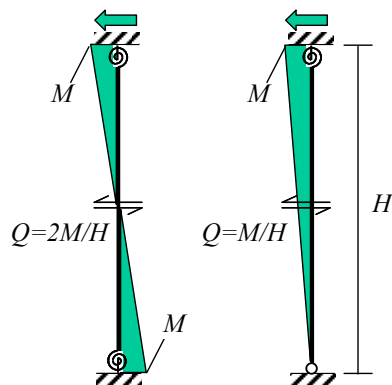


図 14 長ほぞ仕口の曲げモーメント－回転角関係

表 7 特定回転角時の曲げモーメント

回転角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメント	(kN・m)	0.25	0.45	0.70	0.90	1.10	1.30	1.45	1.50	1.50	1.50



(a) 土台仕様の場合 (b) 石場建ての場合

図 15 長ぼぞ仕口の曲げモーメントとせん断力

④差し鴨居・足固め・貫

差し鴨居、足固め、貫等の仕口での曲げモーメント抵抗要素の設計用復元力特性としては、各部材 1 本あたりの曲げモーメントー回転角関係を示している。層せん断力と曲げモーメントとの関係は図 16 に示す。各要素について、仕様毎の曲げモーメントと回転角との関係を示す。適用に当たっては、適用範囲を順守すること。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなしてよい。

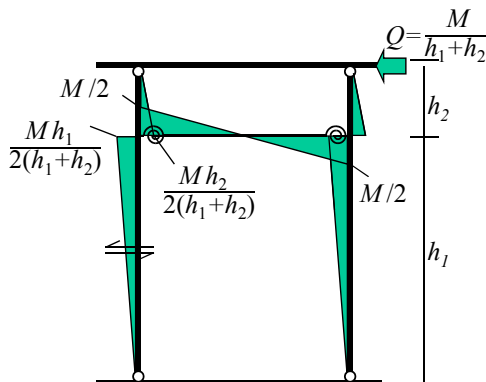


図 16 差し鴨居、足固め、貫等の仕口の曲げモーメントとせん断力

(1) 通し貫

適用範囲 貫のせい：105mm～120mm

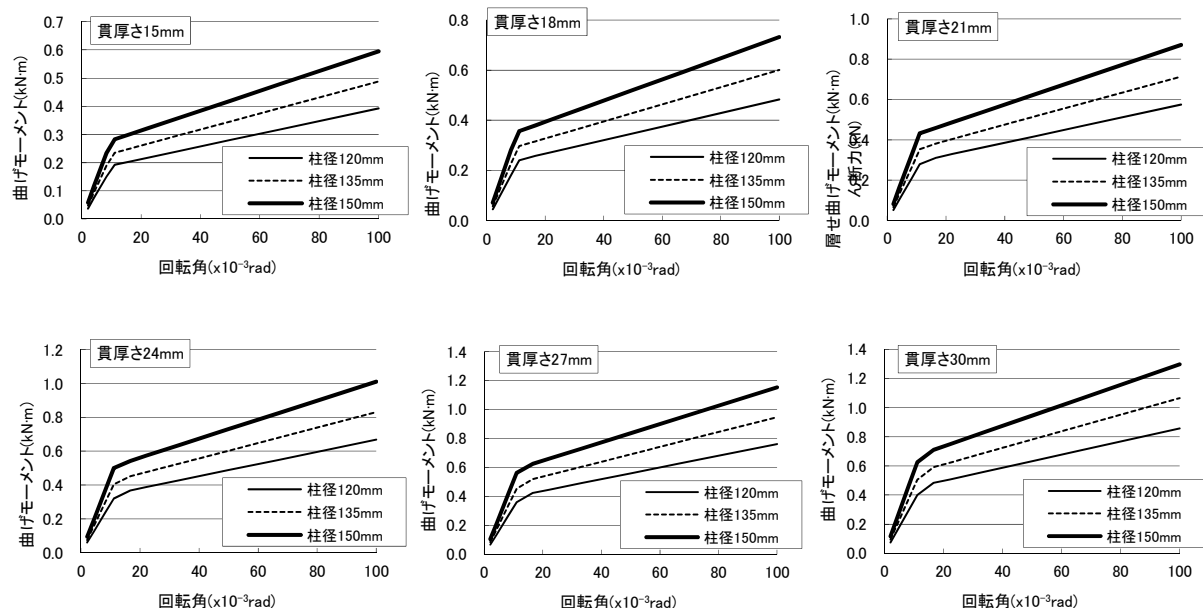


図 17 通し貫を有する単位フレームの復元力特性

表 8 特定回転角時の曲げモーメント

貫厚さW(mm)	15	15	15	18	18	18	21	21	21	24	24	24	27	27	27	30	30	30
柱径L(mm)	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150
(x10 ⁻³ rad)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
2.1	0.04	0.05	0.06	0.05	0.06	0.07	0.05	0.07	0.08	0.06	0.08	0.09	0.07	0.09	0.11	0.08	0.09	0.12
4.2	0.08	0.09	0.12	0.09	0.11	0.14	0.11	0.13	0.16	0.12	0.15	0.19	0.14	0.17	0.21	0.15	0.19	0.23
8.3	0.15	0.19	0.23	0.18	0.23	0.28	0.21	0.27	0.33	0.24	0.30	0.38	0.27	0.34	0.42	0.30	0.38	0.47
11.1	0.19	0.24	0.28	0.24	0.30	0.36	0.28	0.35	0.43	0.32	0.40	0.50	0.36	0.45	0.56	0.40	0.51	0.63
16.7	0.20	0.25	0.30	0.26	0.32	0.38	0.31	0.38	0.46	0.37	0.45	0.54	0.43	0.52	0.63	0.48	0.59	0.71
22.2	0.22	0.27	0.32	0.27	0.33	0.40	0.33	0.40	0.49	0.39	0.48	0.57	0.45	0.55	0.66	0.51	0.62	0.75
33.3	0.24	0.30	0.36	0.30	0.37	0.45	0.36	0.45	0.54	0.43	0.53	0.64	0.49	0.61	0.73	0.56	0.69	0.83
50.0	0.28	0.35	0.42	0.35	0.43	0.52	0.42	0.52	0.62	0.49	0.60	0.73	0.56	0.69	0.84	0.63	0.78	0.95
66.7	0.32	0.39	0.48	0.39	0.49	0.59	0.47	0.58	0.71	0.55	0.68	0.82	0.63	0.78	0.94	0.71	0.88	1.06
100.0	0.39	0.49	0.60	0.48	0.60	0.73	0.57	0.71	0.87	0.67	0.83	1.01	0.76	0.95	1.15	0.86	1.07	1.30

(1) 雇いほぞ込み栓打ち（雇いほぞ胴栓止め）

適用範囲

梁幅：120mm 以上

梁せい(h)：150mm～300mm

栓径：15mm～18mm

栓の本数：柱の左右毎に 1 本

雇いほぞせい：梁せいの 1/2 程度

雇いほぞ幅：30mm～36mm

雇いほぞ端部から込栓までの距離：90mm 以上

込栓から梁端部までの距離：90mm 以上

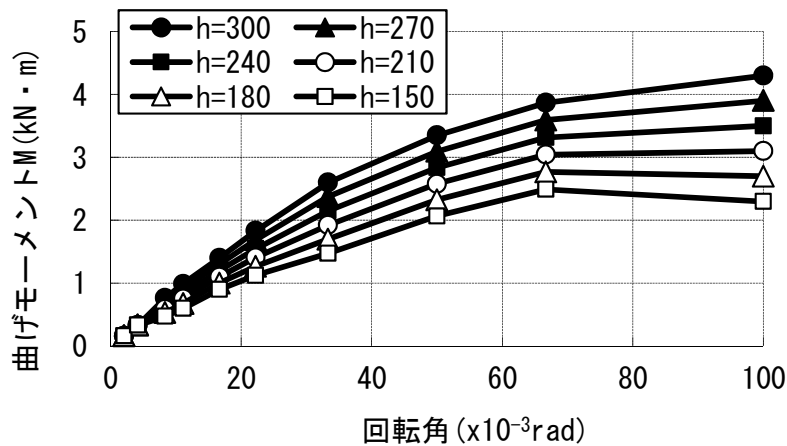


図 18 雇いほぞ込み栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h :梁せい)

表 9 特定回転角時の曲げモーメント

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.47	0.60	0.90	1.12	1.47	2.07	2.49	2.30
	梁せい180mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.53	0.68	1.00	1.27	1.70	2.33	2.77	2.70
	梁せい210mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.59	0.76	1.10	1.41	1.92	2.58	3.04	3.10
	梁せい240mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.65	0.83	1.20	1.55	2.15	2.84	3.32	3.50
	梁せい270mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.71	0.91	1.30	1.69	2.37	3.09	3.59	3.90
	梁せい300mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.77	0.99	1.40	1.83	2.60	3.35	3.87	4.30

(2) 雇いほぞ車知栓打ち (雇い竿車知)

適用範囲

梁幅 : 120mm 以上

梁せい(h) : 150mm~300mm

車知の厚さ : 7.5mm 程度

車知の幅 : 30mm 程度

雇いほぞのせい : 梁せいの 1/2 程度

雇いほぞの幅 : 30mm 程度

目違いほぞ・襟輪の深さ : 15mm 以上

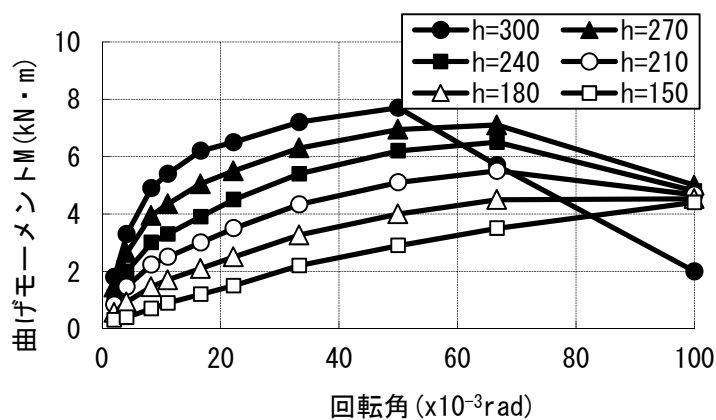


図 19 雇いほぞ車知栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h :梁せい)

表 10 特定回転角時の曲げモーメント

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.30	0.40	0.70	0.90	1.20	1.50	2.20	2.90	3.50	4.40
	梁せい180mm	(kN・m)	0.57	0.93	1.47	1.70	2.10	2.50	3.27	4.00	4.50	4.53
	梁せい210mm	(kN・m)	0.83	1.47	2.23	2.50	3.00	3.50	4.33	5.10	5.50	4.67
	梁せい240mm	(kN・m)	1.10	2.00	3.00	3.30	3.90	4.50	5.40	6.20	6.50	4.80
	梁せい270mm	(kN・m)	1.45	2.65	3.95	4.35	5.05	5.50	6.30	6.95	7.10	5.00
	梁せい300mm	(kN・m)	1.80	3.30	4.90	5.40	6.20	6.50	7.20	7.70	5.70	2.00

※梁せいが 300mm のとき、1/15rad 時以降の曲げモーメントを小さく評価しているのは、梁端部の目違いほぞ・襟輪（深さ 15mm）が柱から外れ、女木が車知の回転によって押し広げられることを考慮したためである。梁せいを大きくした場合には、目違いほぞや襟輪の深さを大きくすることによって柱から外れることを防ぐ必要がある。

(3)小根ほぞ鼻栓打ち（胴付き小根ほぞ鼻栓止め）

適用範囲

梁幅 : 120mm 以上

梁せい(h) : 150mm~300mm

栓径 : 15mm

（栓径が大きい場合、小根ほぞのせん断破壊が早期に生じて、靱性が低下する可能性がある。）

栓の本数 : 1箇所につき 1 本

小根ほぞせい : 梁せいの 1/2 程度

小根ほぞ幅 : 30mm~36mm

ほぞの余長 : 105mm 以上

※この範囲においては、1/10rad までで、梁せいの違いによる復元力への影響は顕著ではなかった。従って、設計用復元力特性は、梁せいによらず同じとした。

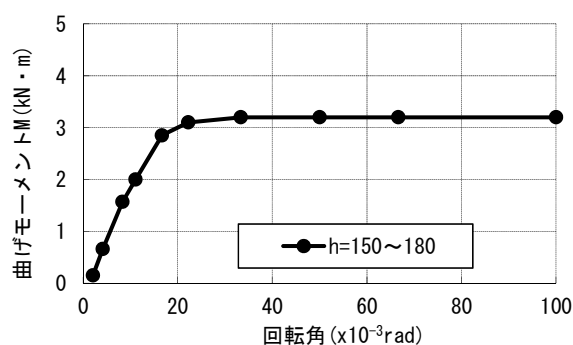


図 20 小根ほぞ鼻栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h:梁せい)

表 11 特定回転角時の曲げモーメント（詳細設計法用）

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.15	0.66	1.57	2.00	2.85	3.10	3.20	3.20	3.20	3.20
	梁せい180mm											
	梁せい210mm											
	梁せい240mm											
	梁せい270mm											
	梁せい300mm											

表 12 特定回転角時の曲げモーメント（標準設計法用）

梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)
1/90	11.11	2.00					
1/20	50.00	3.20					

(4) 小根ほぞ込み栓打ち（胴付き小根ほぞ込み栓止め）

適用範囲

梁幅 : 120mm 以上

梁せい(h) : 150mm～300mm

栓径 : 15mm（栓径が大きい場合、靱性が低下する可能性がある。）

栓の本数 : 1箇所につき1本

小根ほぞせい : 梁せいの 1/2 程度

小根ほぞ幅 : 30mm～36mm

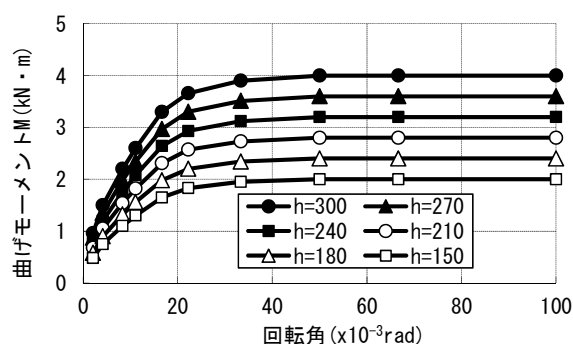


図 21 小根ほぞ込み栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係（h:梁せい）

表 13 特定回転角時の曲げモーメント（詳細設計法用）

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.48	0.75	1.10	1.30	1.65	1.83	1.95	2.00	2.00	2.00
	梁せい180mm	(kN・m)	0.58	0.90	1.32	1.56	1.98	2.20	2.34	2.40	2.40	2.40
	梁せい210mm	(kN・m)	0.68	1.05	1.54	1.82	2.31	2.57	2.73	2.80	2.80	2.80
	梁せい240mm	(kN・m)	0.77	1.20	1.76	2.08	2.64	2.93	3.12	3.20	3.20	3.20
	梁せい270mm	(kN・m)	0.87	1.35	1.98	2.34	2.97	3.30	3.51	3.60	3.60	3.60
	梁せい300mm	(kN・m)	0.96	1.50	2.20	2.60	3.30	3.66	3.90	4.00	4.00	4.00

表 14 特定回転角時の曲げモーメント（標準設計法用）

梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)

1/90	11.11	1.30	1.56	1.82	2.08	2.34	2.60
1/20	50.00	2.00	2.40	2.80	3.20	3.60	4.00

(5) 小根ほぞ割り楔締め（胴付き小根ほぞ割り楔締め）

適用範囲

梁幅 : 120mm 以上

梁せい(h) : 150mm～300mm

くさび先端角度 : 5° 以上

小根ほぞせい : 梁せいの 1/2 程度

小根ほぞ幅 : 30mm～36mm

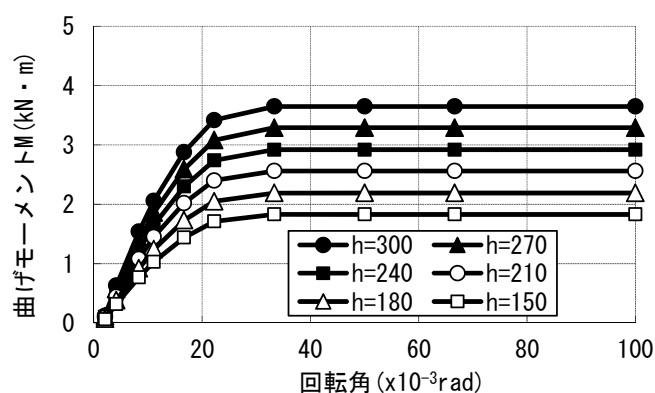


図 22 小根ほぞ割り楔締め仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h:梁せい)

表 15 特定回転角時の曲げモーメント（詳細設計法用）

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメント M	梁せい150mm	(kN・m)	0.06	0.32	0.77	1.03	1.44	1.71	1.83	1.83	1.83	1.83
	梁せい180mm	(kN・m)	0.07	0.38	0.92	1.24	1.73	2.05	2.19	2.19	2.19	2.19
	梁せい210mm	(kN・m)	0.09	0.44	1.08	1.45	2.02	2.40	2.56	2.56	2.56	2.56
	梁せい240mm	(kN・m)	0.10	0.50	1.23	1.65	2.30	2.74	2.92	2.92	2.92	2.92
	梁せい270mm	(kN・m)	0.11	0.57	1.39	1.86	2.59	3.08	3.29	3.29	3.29	3.29
	梁せい300mm	(kN・m)	0.12	0.63	1.54	2.06	2.88	3.42	3.65	3.65	3.65	3.65

表 16 特定回転角時の曲げモーメント（標準設計法用）

梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)
1/90	11.11	1.03	1.24	1.45	1.65	1.86	2.06
1/20	50.00	1.83	2.19	2.56	2.92	3.29	3.65

他の柱－横架材の仕口仕様についても設計用復元力特性を検討し、追加する。

2. 設計用復元力の根拠

詳細設計法で用いる各構造要素の設計用復元力、標準設計法で用いる角構造要素の設計用せん断耐力は、構造要素の静的載荷実験によるデータをもとに構造力学的な解析を加味して設定している。以下に、設計用復元力を構築した根拠について述べる。柱脚の滑りや柱の折損を検討するための復元力は、各構造要素の復元力の上限值として設計用復元力の1.2倍とする。併せて検討する。

(1) 全面壁

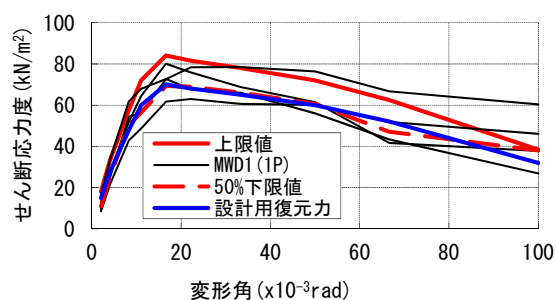
全面土壁の設計用復元力特性は、表1に示す仕様の壁長が1Pおよび2Pの土壁の静的せん断加力実験結果から、次のようにして求めた。まず、実験で得られた復元力より、別途行った軸組のみの試験体の復元力を差し引いて壁土の負担せん断力を求め、さらに、断面積（壁長×壁厚）で除して得られたせん断応力度について、信頼水準75%の50%下限値を特定変形角毎に計算し、それを参考に設計用復元力を設定した。図1に1Pおよび2P全面壁の実験結果と設計用復元力特性を示す。上限値は、設計用復元力の1.2倍である。

1P試験体は、同じ仕様のもの4体について実験を行ったが、2P試験体については、標準仕様のもの4体のほか、荒壁の裏返しの時期を変えたもの（MWD2-1WおよびMWD2-2W）を含む全10体について実験を行ったので、試験体数(N)は10として50%下限値を計算した。

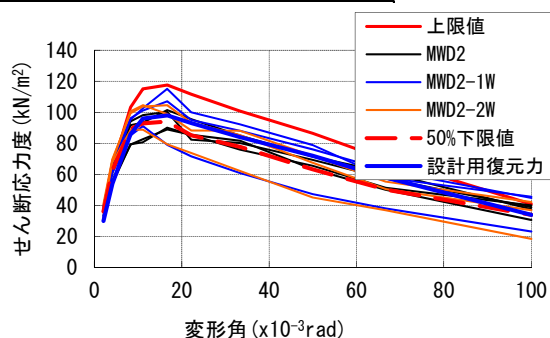
なお、実験を行った試験体に使用した壁土の圧縮強度は、荒壁が 0.45N/mm^2 、中塗り土が 0.55N/mm^2 であった。従って、別の産地の壁土であっても、 0.5N/mm^2 以上であれば、上記の復元力特性が得られるものと考えられる。

表1 実験を行った土壁の仕様

壁土の産地	京都
圧縮強度	角柱（ようかん）：荒壁土 0.86N/mm^2 、中塗り土 0.87N/mm^2 円柱：荒壁土 0.45N/mm^2 、中塗り土 0.55N/mm^2
壁厚	荒壁36mm 中塗り24mm（両面それぞれ12mmずつ）
貫	3段
下地	竹小舞下地（内法間隔45mm）



(a) 1P 全面壁



(b) 2P 全面壁

図1 全面壁の実験結果と設計用復元力特性

図2に、竹小舞の内法間隔を35mmにした場合と55mmにした場合の1P試験体（MWD1-35、MWD1-55）のせん断応力度と2P試験体（MWD2-35、MWD2-55）のせん断応力度を示す。これより、標準の内法間隔（45mm）であるMWD1やMWD2と比べて、35mmや55mmの場合でも大差なく、竹小舞の内法間隔が異なっても、標準仕様の試験体の実験結果をもとに設定した設計用復元力を用いてもよいといえる。

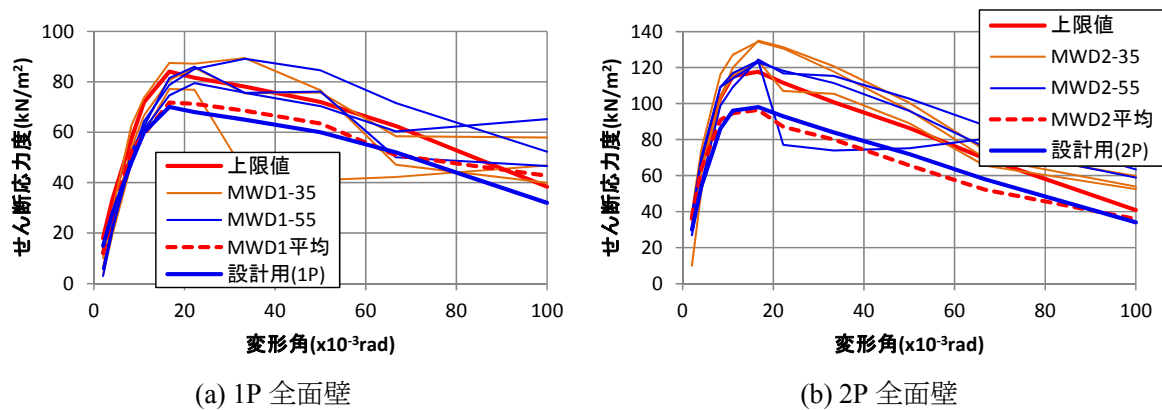


図2 小舞の内法間隔が異なる全面壁の実験結果と設計用復元力特性

図3に小舞の材料がススキの場合の1Pおよび2P試験体のせん断応力度（MWD1S、MWD2S）とヨシの場合の1Pおよび2P試験体のせん断応力度（MWD1Y、MWD2Y）を示す。これより、竹の場合（MWD1、MWD2）の場合に比べて、ススキやヨシの場合であっても大きな差は認められない。従って、小舞の材料が異なっても、設計用復元力特性は、竹の場合と同じものを使用して差し支えないと判断できる。

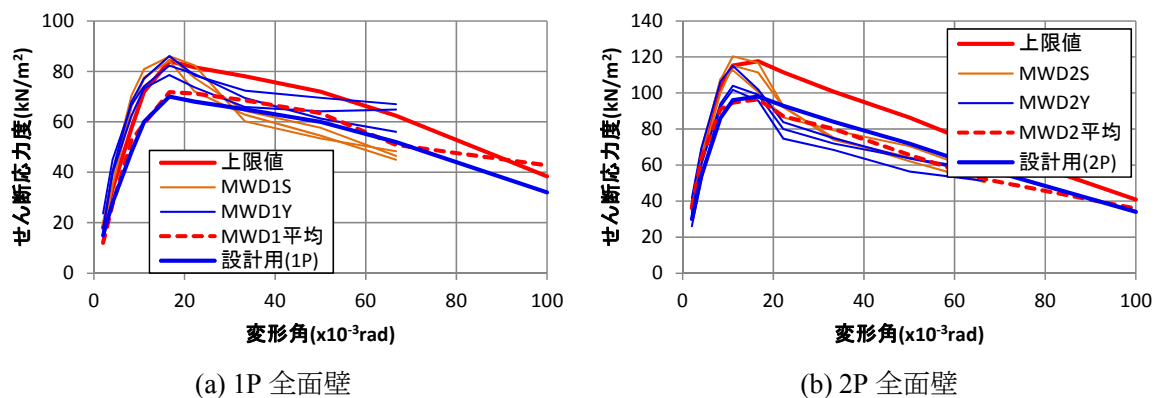


図3 下地の材料が異なる全面壁の実験結果と設計用復元力特性

図4に、試験体の高さが標準の2730mmより高い場合（3600mm、MWD2H）と低い場合（2100mm、MWD2L）の実験結果と設計用復元力特性を示す。これより、この高さ範囲であれば、復元力に大きな影響がないことが分かる。従って、設計用復元力特性の高さの適用範囲としては、2100mm～3600mmとして差し支えないと考えられる。

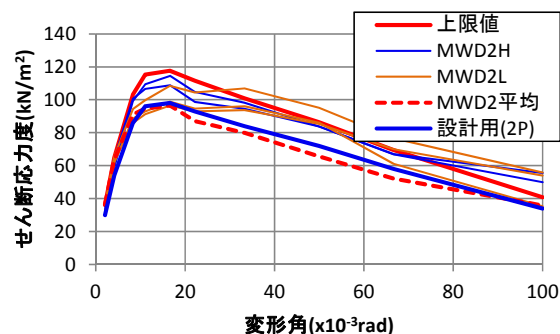


図4 高さが異なる2P全面壁の実験結果と設計用復元力特性

なお、壁長が 1P と 2P 以外の場合についてであるが、既往の研究¹⁾では、1P と 2P の復元力からその間の壁長の土壁の復元力を求める式(1)が提案されている。

$$Q_y = \min \left(\left(\frac{L_X}{L_{X1P}} \right)^2 Q_{y1P}, \left(\frac{L_X}{L_{X2P}} \right)^2 Q_{y2P} \right) \quad (1)$$

ここで、

L_X : 任意壁長土壁の柱間内法長さ

L_{X1P} : 1P 土壁の柱間内法長さ

L_{X2P} : 2P 土壁の柱間内法長さ

Q_{y1P} : 1P 土壁の耐力

Q_{y2P} : 2P 土壁の耐力

これによると、図 5 のように、1.5P 以上になると 2P のせん断応力度とほぼ同じであることが分かる。従って、設計用のせん断応力度としては、「1P 以上 1.5P 未満」の土壁に適用するものと「1.5P 以上 2P 以下」の土壁に適用するものの 2 種類を設定することとした。

1P 未満の全面壁については、現状では実験例が少なく、また、単体ではあまり大きなせん断力を負担できないと考えられることから、評価の対象としないこととした。また、2P を超える場合についても、実験例が少ないことから、2P のせん断応力度を使用することとした。

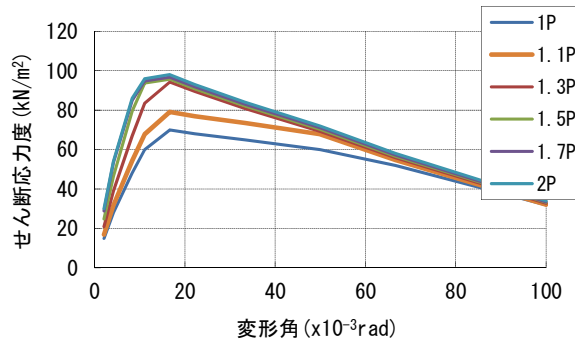


図 5 壁長が異なる全面壁のせん断応力度

(2) 小壁

小壁の復元力特性は、表 1 に示す仕様の 2P 垂壁試験体（垂壁高さ 475mm）および 2P 腰壁試験体（腰壁高さ 695mm）の静的せん断加力実験の結果から、図 6 のようなモデルを設定し、小壁自体のせん断力(Q_w)—せん断変形角関係を求めた。小壁が負担するせん断力 Q_w は式(2)～式(4)から導かれる式(5)で求めることができる。せん断変形角は、実験で計測された小壁の対角距離の変位（図 7）より求めた。

図 8 と図 9 に実験結果と信頼水準 75%の 50%下限値および設計用復元力特性を示す。設計用復元力としては、同図に示す 50%下限値をそれぞれ壁高さと壁厚さで除して得られた値の平均値とした。図 8 と図 9 には、その設計用復元力に壁高さと壁厚さを乗じた値を結ぶ曲線を示している。

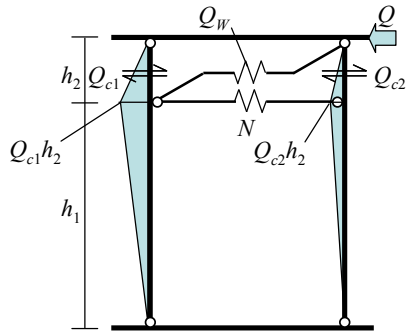


図6 垂壁の解析モデル

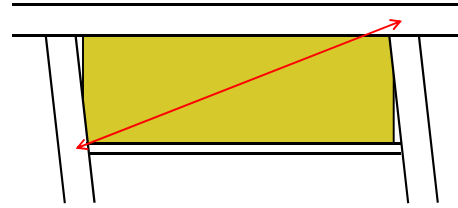


図7 小壁の対角距離

$$Q_{C1} + Q_W + Q_{C2} = Q \quad (2)$$

$$Q_{C1} = -(Q_W - N) \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (3)$$

$$Q_{C2} = -N \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (4)$$

$$\therefore Q_W \frac{h_2}{h_1 + h_2} = Q \quad (5)$$

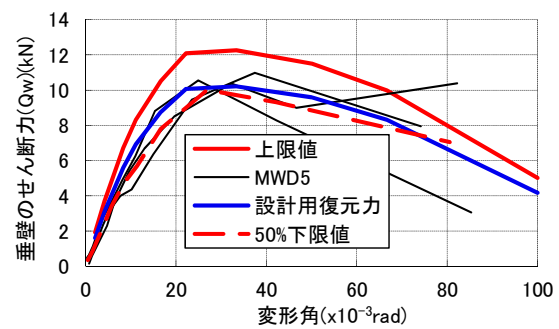
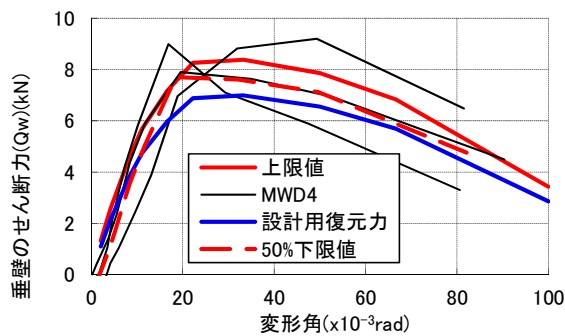


図8 垂壁(MWD4)の実験結果と設計用復元力特性 図9 腰壁(MWD5)の実験結果と設計用復元力特性

ここでは、小壁の負担せん断力は、壁高さに比例するとしている。また、1P の負担せん断力の1.5倍が2P、さらに、2Pの1.5倍が4Pとしている。その考え方を次に示す。

■ 小壁のせん断抵抗機構の仮定と耐力評価式

図10のように小壁の抵抗機構として以下の3種類を考慮する。

- ・隅角部の圧縮抵抗
- ・貫による圧縮抵抗
- ・えつりによる圧縮抵抗

いずれも、図11のような形状の応力分布であると仮定し、壁土の圧縮強度 σ_c として 0.5N/mm^2 を用いる。

$$V_{co} = {}_cV_{co} + {}_nV_{co} + {}_eV_{co}$$

$${}_cV_{co} = \frac{11}{48} \sigma_c \cdot t_w \cdot h_2^2 / h_2$$

$${}_nV_{co} = \frac{11}{48} \sigma_c \cdot t_n \cdot N_n \cdot h_2^2 / h_2$$

$${}_eV_{co} = \frac{11}{48} \sigma_c \cdot t_e \cdot N_e \cdot h_2^2 / h_2$$

V_{co} : 各部の圧壊で決まる最大耐力

${}_cV_{co}$: 隅角部の圧縮抵抗力

${}_nV_{co}$: 貫による圧縮抵抗力

${}_eV_{co}$: えつりによる圧縮抵抗力

σ_c : 壁土の圧縮強度

t_w : 壁厚

t_n : 貫の厚さ

N_n : 貫の本数

t_e : えつりの厚さ

N_e : えつりの本数

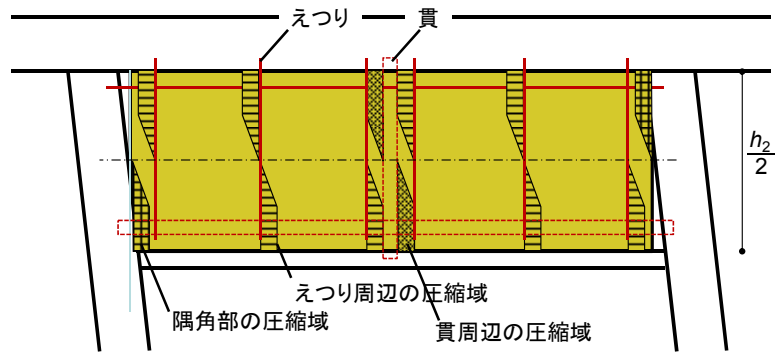


図10 小壁の抵抗機構

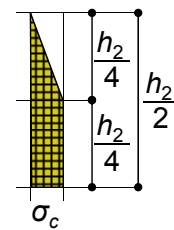


図11 圧縮応力の分布

■ 小壁の設計用復元力（最大耐力）との比較

① 壁長 2P、 $t_w=60\text{mm}$ 、 $h_2=475\text{mm}$ （MWD4）の場合

$${}_cV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 60 \times 475=3266\text{N}$$

$${}_nV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 18 \times 1 \times 475=980\text{N}$$

$${}_eV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 10 \times 4 \times 475=2177\text{N}$$

$$V_{co}=3266+980+2177=6423\text{N}$$

ここで、えつりの厚さは 10mm とした。また、存在するえつりの本数は 6 であるが、隅角部や貫周辺の圧壊の影響を受ける部分は算入しないこととし、 $N_e=4$ とした。

設計用復元力（最大）は 6700N であり、概ね一致する。

② $h_2=695\text{mm}$ （MWD5）の場合は、これの $695/475=1.46$ 倍になる。

$$6423 \times 1.46=9378\text{N}$$

設計用復元力（最大耐力）は 9700N であり、概ね一致する。

- ・ 上記(1)、(2)より、評価式による計算値と設計用復元力（最大耐力）とは概ね一致する。
- ・ 式の構成より、耐力は壁高さ（ h_2 ）に比例するが、壁高さがある高さ以上になると、せん断破壊が生じ、頭打ちになると考えられる。
- ・ 評価式により算定される耐力は、貫やえつりの本数に依存する。壁長が大きくなれば、これらの数が増えるので、耐力が増加するといえる。

■ 壁長が異なる場合

① 1P の場合（壁高さ 475mm、貫なし、えつり 2 本）

$${}_cV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 60 \times 475=3266\text{N}$$

$${}_nV_{co}=0$$

$${}_eV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 10 \times 2 \times 475 = 1089\text{N}$$

$$V_{co}=3266+1089=\underline{4355\text{N}}$$

2P の場合 6423N であるので、 $4355/6423=0.68$ 倍となる。 $\Rightarrow$ 2P の 2/3 倍と評価。

(文献 2) では、軸組の負担力を差し引いた 1P 小壁の負担せん断力は、概ね、2P の 2/3 であることと対応する。)

② 1.5P の場合

下地の構成が 2P と同じであれば 6423N であるが、安全側として 1P と同じと評価。

③ 4P の場合 (壁高さ 475mm、貫 3 本、えつり 8 本)

$${}_cV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 60 \times 475 = 3266\text{N}$$

$${}_nV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 18 \times 3 \times 475 = 2939\text{N}$$

$${}_eV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 10 \times 8 \times 475 = 4354\text{N}$$

$$V_{co}=3266+2939+4354=\underline{10559\text{N}}$$

2P の場合 6423N であるので、 $10559/6423=1.64$ 倍となる。 $\Rightarrow$ 2P の 1.5 倍と評価。

(文献 3) の結果とも概ね同じ傾向である。)

④ 3P (中央に束がある) 場合

上記(2)の 2 倍。

⑤ 4P (中央に束がある) 場合

2P の 2 倍と考えられるので、

$$6423 \times 2 = \underline{12846\text{N}}$$

(文献 3) の結果とも概ね同じ傾向である。)

(3) 長ほぞ仕口

柱 2 本を有する軸組のみの土台仕様試験体 (MWDF0) の実験結果をもとに、各特定変形角時の荷重の信頼水準 75% の 50% 下限値を求め、これを参考に、設計用復元力を設定した。図 12 に実験結果とその 50% 下限値および設計用復元力特性を示す。

層せん断力と層間変形角との関係は、図 13 より、曲げモーメント M と階高 H から、回転角毎に柱 1 本あたりの負担せん断力を計算する。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなす。

なお、ここで示した長ほぞ仕口の曲げモーメントー回転角関係は、長ほぞの強軸方向に曲げモーメントが作用する場合である。弱軸方向については、図 14 の例のように、強軸方向に比べて変形能力が低く、また、最大曲げモーメントも概ね 2/3 であるため、設計において評価の対象とはしていない。

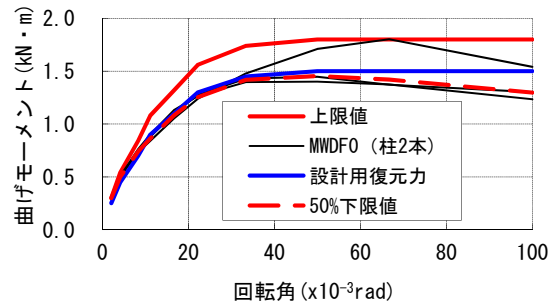
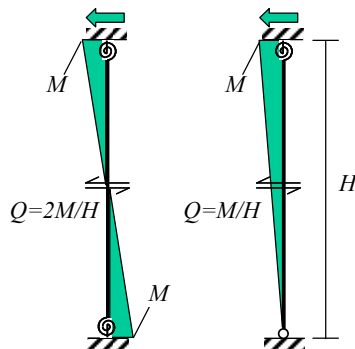
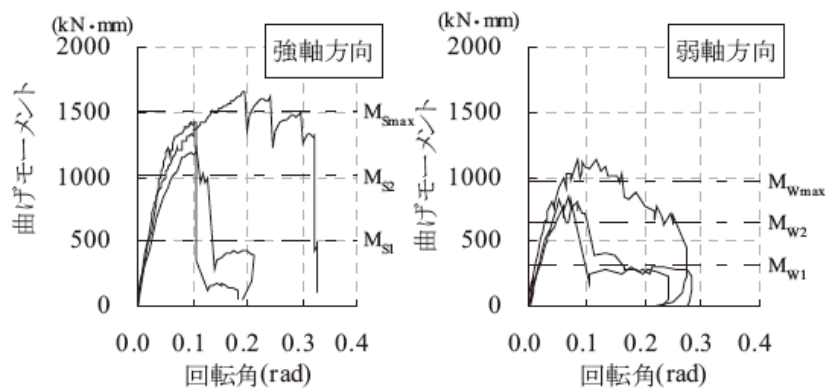


図 12 長ほぞ仕口の実験結果と設計用復元力特性



(a) 土台仕様の場合 (b) 石場建ての場合

図 13 長ほぞ仕口の曲げモーメントとせん断力



(a) 強軸方向

(b) 弱軸方向

図 14 長ほぞの曲げモーメント—回転角関係の一例

参考文献

- 1) 岡本 滋史、村上 雅英、稲山 正弘：破壊モードの異なる2種類の土壁の包絡線から任意壁長の土壁の包絡線を推定する方法とその検証、日本建築学会、日本建築学会構造系論文集、第74巻、第639号、pp.881-888、2009.5
- 2) 早坂洋一：伝統的構法による木造住宅の性能検証 小壁の性能、建築技術、pp.140-143、2010.12
- 3) 鎌田輝男、清水秀丸、細入夏加、中治弘行、鈴木祥之、後藤正美：土塗り垂れ壁構面の耐震性能評価に関する研究、第12回日本地震工学シンポジウム、0167、pp.774-777、

3. 加算則（各構造要素の復元力を加算する方法）の検証

建築物の各層のせん断耐力や復元力は、壁要素の全面壁、小壁と軸組架構の柱端部や柱－横架材の曲げモーメントを加算する方法で評価する。ここでは、基本となる1P、2Pの全面壁、小壁や軸組架構の柱端部や柱－横架材の曲げモーメントから評価した設計用復元力をもとに、4Pの全面壁、小壁および全面壁と小壁で構成される軸組について、加算則を検証した。ここでは、土台形式と石場建て形式の2種類について検討を行った。実験による復元力と加算則により評価した復元力は、概ね一致している

1) 基本データ

加算する基本的な構造要素は、以下である。

- ① 1P、2Pの全面壁（壁のみ）の復元力
- ② 小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）は、壁のみと柱（1本あるいは2本）を考慮した復元力
- ③ 柱の端部の長ほぞ仕口接合部の復元力
- ④ 柱－横架材（差し鴨居、足固め、貫）の復元力

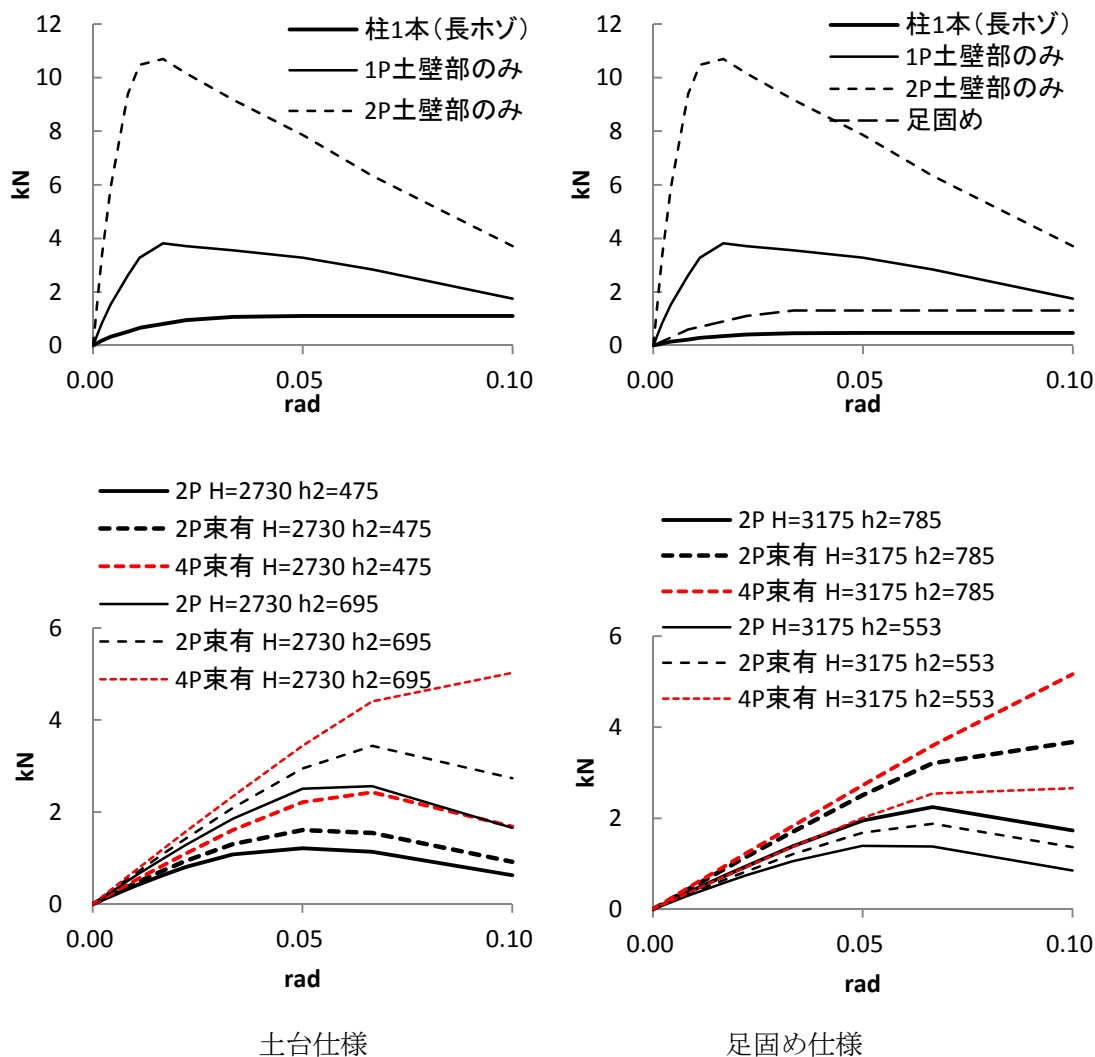
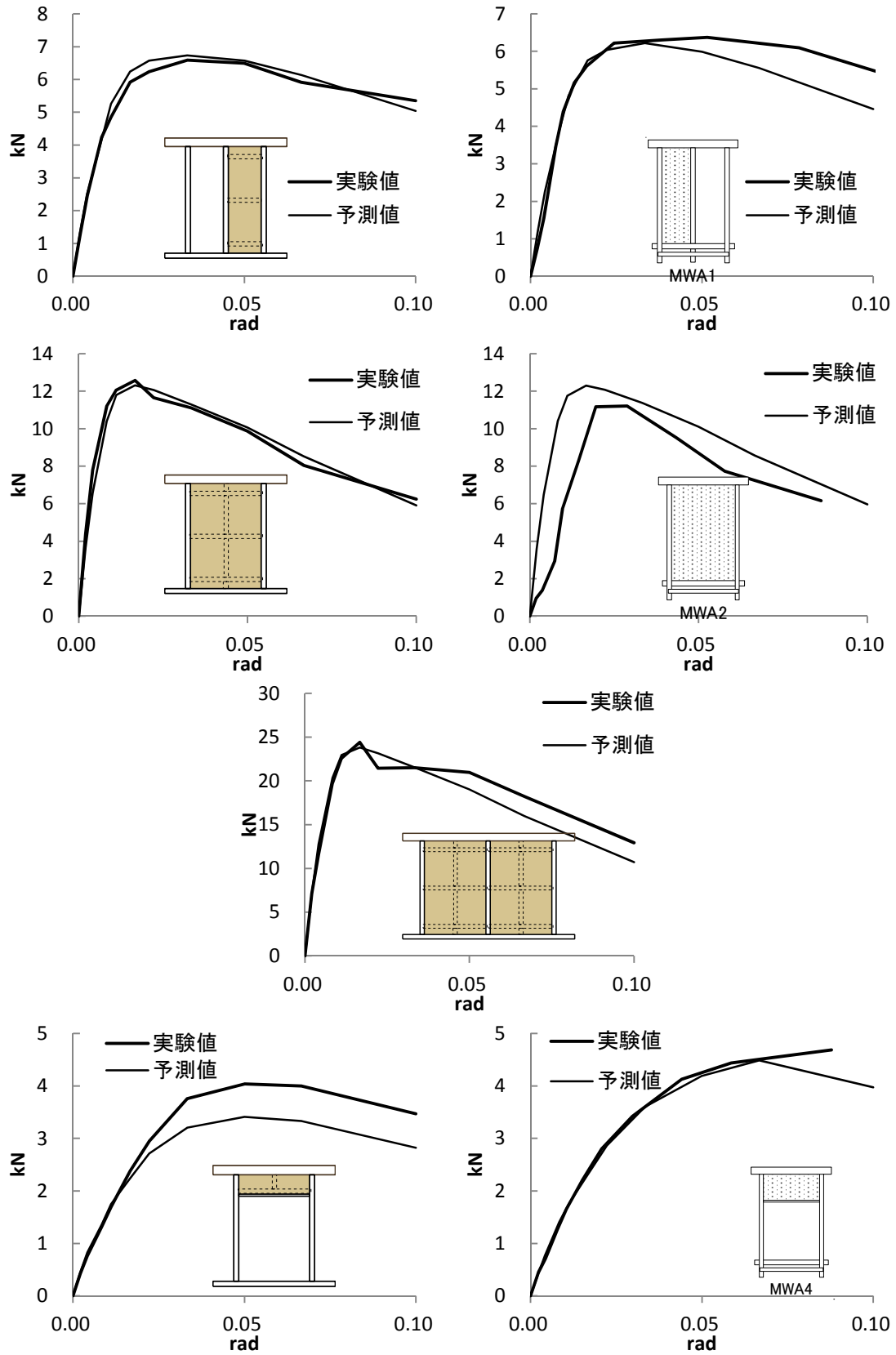
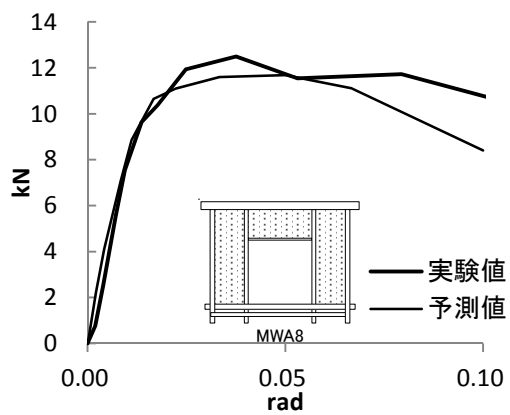
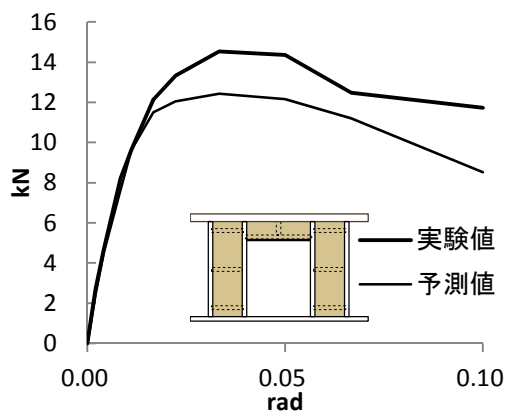
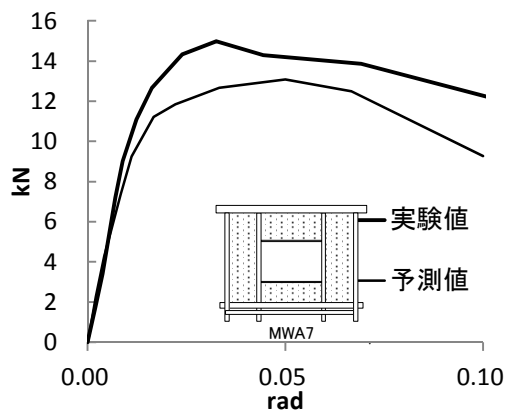
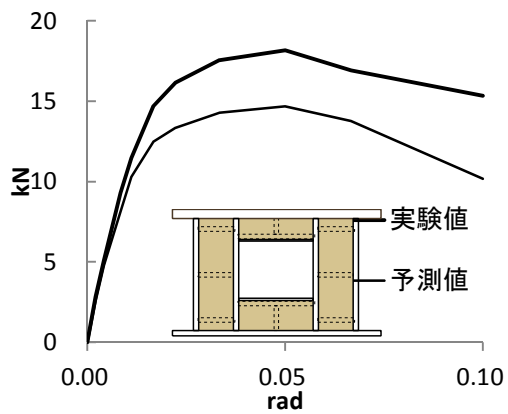
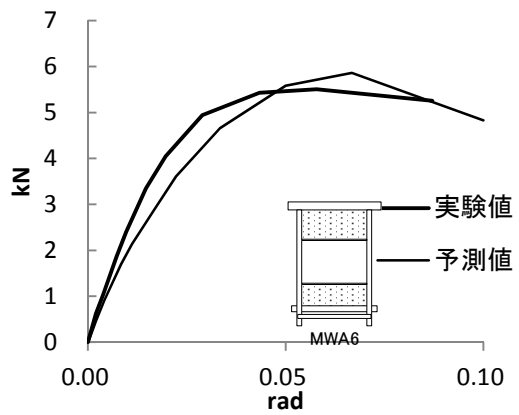
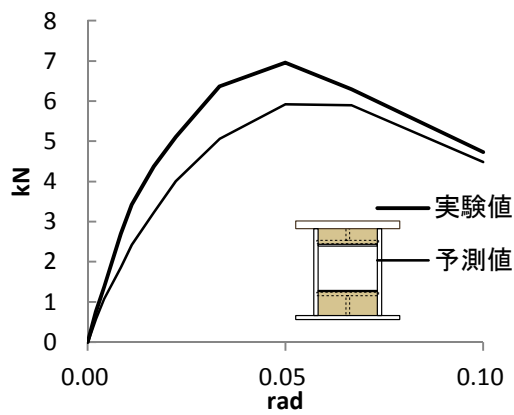
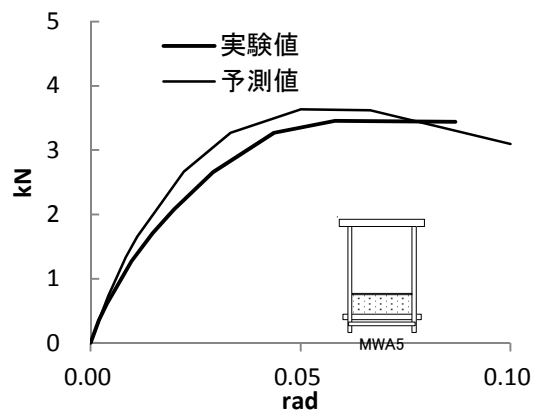
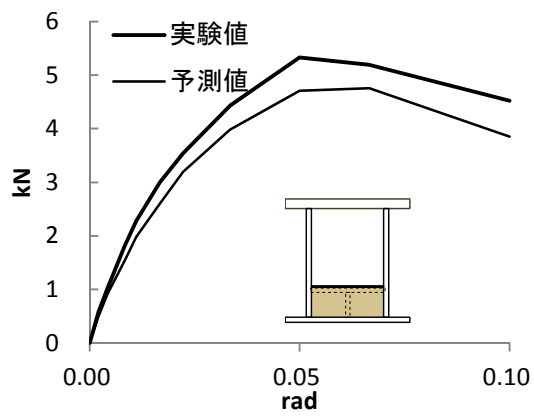
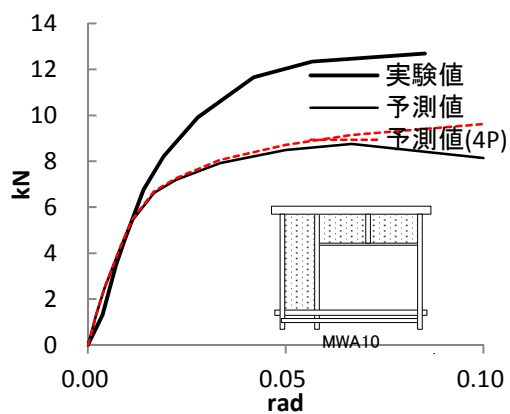
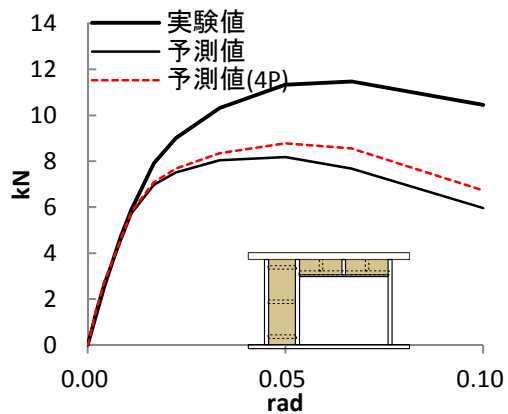
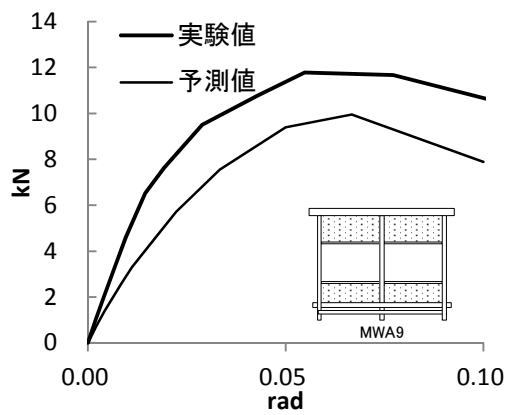
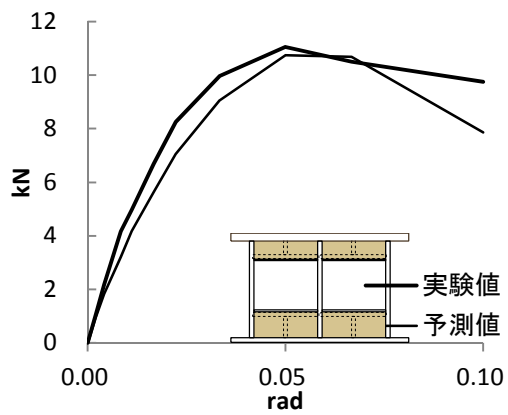


図1 基本データ

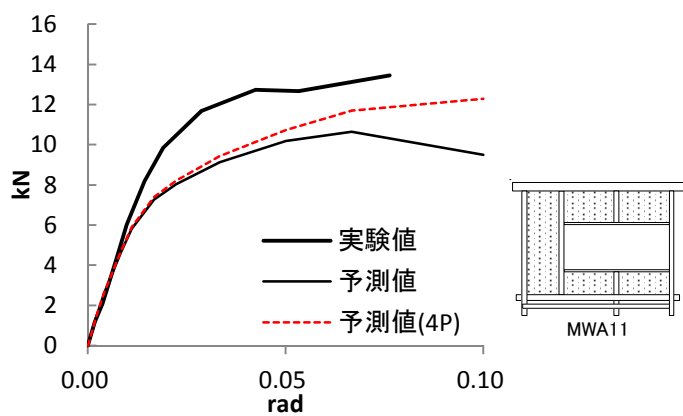
2) 加算則の検証



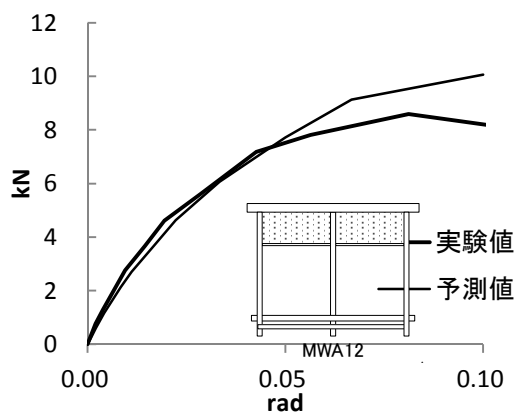
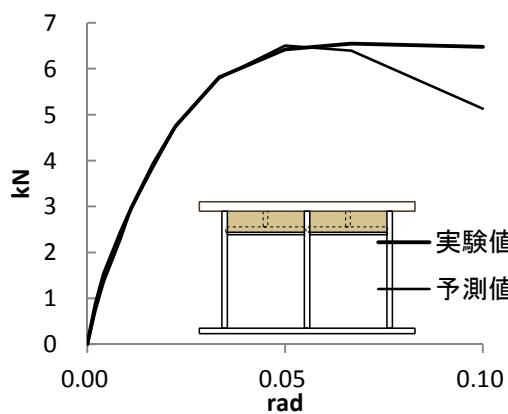




図中, (4P)と記載は小壁を「4P 束有」とした場合



図中, (4P)と記載は小壁を「4P 束有」とした場合



検討 2 限界層間変形角（損傷限界層間変形角・安全限界層間変形角）に関する検討

詳細設計法では、損傷限界層間変形角を $1/120\text{rad}$ ～ $1/90\text{rad}$ 、標準として $1/90\text{rad}$ 、安全限界層間変形角を $1/30\text{rad}$ ～ $1/15\text{rad}$ 、標準として $1/20\text{rad}$ 、ねじれ振動などで大きく変形する構面は最大 $1/15\text{rad}$ としている。また、標準設計法では安全限界層間変形角を $1/20\text{rad}$ と規定し、損傷限界層間変形角については規定していないが $1/90\text{rad}$ を想定している。

構造要素の実験、実大震動台実験から、損傷限界層間変形角、安全限界層間変形角の妥当性を検証した。また、標準設計法で安全限界層間変形角 $1/20\text{rad}$ を満足する場合に損傷限界層間変形角 $1/90\text{rad}$ 以下になっているかを検討した。近似応答計算による解析からも併せて検討を行った。

1. 構造要素実験からの検討
2. 実大振動台実験からの検討
3. 損傷限界層間変形角 $1/90\text{rad}$ に関する検討

1. 構造要素実験からの検討

以下に、「検討 1 構造要素の設計用せん断耐力・設計用復元力に関する検討」で設計用復元力を設定するために行った構造要素の実験から、損傷限界層間変形角、安全限界層間変形角の妥当性を検証する。

1) 実験の概要

2010 年度から 3 ヶ年間、足固め形式土塗り壁および土台形式土塗り壁（以下、土壁）の全面壁、小壁（垂れ壁、腰壁および垂れ壁＋腰壁）、さらに全面壁や小壁が組み合わさった軸組について性能検証実験を実施した。標準的な仕様（壁長さ 1820mm、壁高さ 2730mm）の試験体図を図 1 に示す。

- ・ 柱 120×120、桁 120×210、貫 18×105 スギ
- ・ 土台 120×120 ヒノキ
- ・ 足固め 120×150 スギ
- ・ 間渡し竹は幅 30mm 程度、小舞竹は幅 20mm 程度
- ・ 竹小舞間隔は内法 45mm を標準とする
- ・ 柱と土台・桁仕口は長ほぞ 120mm、込栓打ち
- ・ 貫は柱に 60mm 差し込んで釘 2 本留め付け
- ・ 荒壁厚さ 36mm、中塗り仕上げ後の壁厚さ 60mm
- ・ 壁高さ 2730mm、2100mm、3600mm
- ・ 壁長さ 910mm、1820mm、3640mm

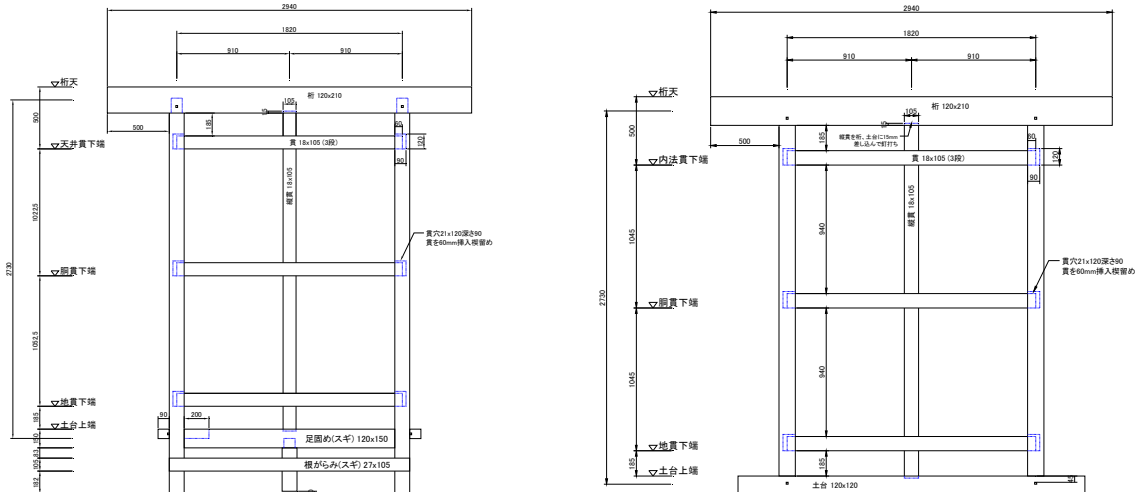


図1 壁長さ1820mm(2P)、壁高さ2730mmの標準試験体軸組図

実験方法は以下のとおりである。繰り返しにおける折り返し変形は、桁の水平変位を試験体高さで除した見かけの変形角が1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7(rad)となるように設定した。各折り返し変形を2回以上経験するように繰り返し加力を行った。

2) 実験結果

図2に、土台形式土壁の復元力特性を包絡線で示す。図2(b)に示すように、壁長さ1820mm(2P)の全面壁は壁高さに依らず同様の復元力特性である。

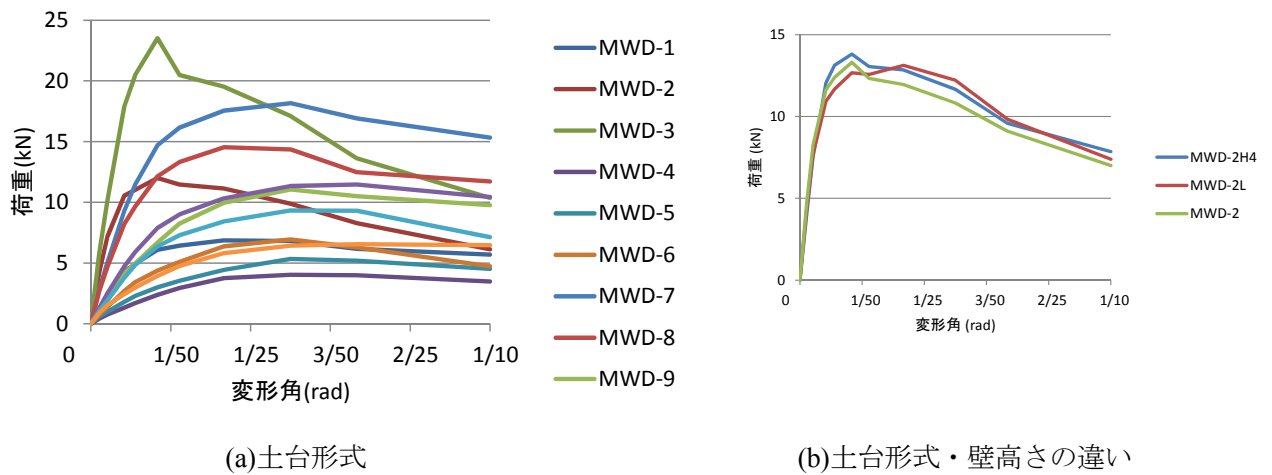


図2 土台形式土壁の復元力特性

表1、表2に、土台形式(MWD)および足固め形式(MWA)土塗り壁の損傷状況を一覧で示す。最大耐力時の変形角を黄色に塗りつぶしている。表3に、各試験体の最大耐力とその時の変形角を示す。

表 3 MWD 及び MWA 試験体の最大耐力 $P_{\max}$ (kN) と変形角 $\gamma_{\max}$ (rad)

	MWD-1	MWD-2	MWD-3	MWD-4	MWD-5	MWD-6
$P_{\max}$	6.73	12.17	23.37	4.52	5.84	7.54
$\gamma_{\max}$	1/30	1/60	1/60	1/20	1/20	1/20
	MWD-7	MWD-8	MWD-9	MWD-10	MWD-11	MWD-12
$P_{\max}$	18.30	15.63	11.88	11.47	9.33	6.55
$\gamma_{\max}$	1/20	1/20	1/20	1/15	1/20	1/15
	MWA-1	MWA-2	MWA-3	MWA-4	MWA-5	MWA-6
$P_{\max}$	6.67	—	12.29	5.00	3.82	6.39
$\gamma_{\max}$	1/20	—	1/30	1/10	1/10	1/10
	MWA-7	MWA-8	MWA-9	MWA-10	MWA-11	MWA-12
$P_{\max}$	15.93	13.69	12.54	13.76	14.52	9.12
$\gamma_{\max}$	1/20	1/20	1/10	1/10	1/10	1/10
	MWD-2H4	MWD-2L	MWA-2H4	MWA-2H3	MWA-2H5	MWA-2L
$P_{\max}$	13.67	13.13	12.96	12.13	14.20	14.20
$\gamma_{\max}$	1/60	1/30	1/30	1/45	1/30	1/30

1/60rad 付近の変形で最大耐力経験後に壁土のひび割れが増大、壁土小片の剥落が目立ち始めるのは、全面壁で 1/30rad を超えてからである。土台形式及び足固め形式の全面壁、MWD-1、MWD-2、MWD-2H4 などについて、変形角 1/60rad を超えてからの損傷状況を写真 1～8 に示す。

	試験体名	試験体図	重量 (kg)	微力特性	荷重反転点									
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
試験体高さ 2730	MWD 1-1		281.83		目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	貫に沿ったひび割れ進展		貫に沿ったひび割れ進展 Pmax=6.7kN	貫に沿ったひび割れ進展、ひび割れ幅増大	中央部にせん断ひび割れ発生、順貫に沿って面外に盛り上がる	貫に沿ったひび割れでの剥落		
	MWD 1-2		278.57											
	MWD 1-3		287.88											
	MWD 1-4		284.8											
	MWD1 (AVE)		273.21											
	MWD 2-1		459.18		目立った損傷は無し	横貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生 Pmax=12.2kN	ひび割れ進展	ひび割れ進展	せん断ひび割れ部分の剥落が始まる	順貫と柱の交差部付近の壁土が面外に盛り上がる	壁土の剥落が増大		
	MWD 2-2		451.53											
	MWD 2-3		448.94											
	MWD 2-4		445.41											
	MWD2 (AVE)		451											
	MWD3 70mm		1002.8		目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生 Pmax=23.4kN	ひび割れ進展	ひび割れ進展	せん断ひび割れ部分の剥落が始まる	順貫と柱の交差部付近の壁土が面外に盛り上がる	壁土の剥落が増大		
	MWD 4-1		-		目立った損傷はなし					鴨居側貫に沿って縦貫まで横ひび割れ 垂れ壁上部にひび割れ Pmax=4.5kN	鴨居横ひび割れ幅が増大する 壁土の剥落はほとんどなし 垂れ壁下部にもひび割れ			
	MWD 4-2		-											
	MWD 4-3		-											
	MWD4 (AVE)		-											
	MWD 5-1		-		目立った損傷はなし					目立った損傷はなし Pmax=5.8kN	窓台下の貫に沿ってひび割れ	ひび割れは増大する 壁土の剥落はほとんどなし 1/9で窓台が抜ける		
	MWD 5-2		-											
	MWD 5-3		-											
	MWD5 (AVE)		-											
	MWD 6-1		-		目立った損傷はなし					垂れ壁上部に沿って微かにひび割れ	垂れ壁上部にひび割れ 腰壁にも貫に沿ってひび割れ Pmax=7.5kN	ひび割れ幅が増大する 壁土の剥落はほとんどなし		
	MWD 6-2		-											
	MWD 6-3		-											
	MWD6 (AVE)		-											
	MWD7		879.99		目立った損傷は無し	1P全面壁で、貫に沿ったひび割れ発生	1P壁のひび割れ進展、腰壁部の貫に沿ったひび割れ発生	ひび割れ進展、1P壁の順貫付近で壁土が盛り上がる	ひび割れ進展、垂れ壁部にも貫に沿ったひび割れ発生 Pmax=18.3kN	ひび割れや面外への盛り上がりが見られる	壁土の剥落			

表 1(a) 土台形式土塗り壁(MWD)の損傷状況

	試験体名	試験体図	重量 (kN)	荷重力特性	荷重反転点										
					1/480	1/240	1/120	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10	1/7	
試験体高さ 2730	MWD8		575.51		目立った損傷は無し		右側1P全面壁で、貫に沿ったひび割れ発生		1P壁のひび割れ進展		垂れ壁部にも貫に沿ったひび割れ発生	ひび割れ進展 Pmax=15.6kN	ひび割れ進展、1P壁の胴貫付近で壁土が盛り上がる	ひび割れや面外への盛り上がりが見られる	
	MWD9		480.81		目立った損傷は無し				腰壁部の貫に沿ったひび割れ発生		腰壁のひび割れ進展	腰壁のひび割れ進展、隅角部のひび割れ Pmax=11.9kN	柱脚周辺の隅角部壁土の面外への盛り上がり		腰壁にせん断ひび割れ
	MWD10		420.92		目立った損傷は無し				1P全面壁で、貫に沿ったひび割れ		ひび割れ進展、1P壁の胴貫付近で壁土が盛り上がる	ひび割れや面外への盛り上がりが見られる Pmax=11.5kN	壁土のひび割れが進み、面外への盛り上がりも増大	垂れ壁ひび割れ、1P全面壁ひび割れ、盛り上がり増大	
	MWD11		367.96		目立った損傷は無し		1P全面壁で、貫に沿ったひび割れ発生		1P壁のひび割れ進展	1P壁のひび割れ進展、腰壁部の貫に沿ったひび割れ発生	ひび割れ進展、1P壁の胴貫付近で壁土が盛り上がる Pmax=9.3kN	垂れ壁隅角部の圧縮	腰壁にせん断ひび割れ、腰壁上部で柱折損→実験中止		
	MWD12		286		目立った損傷は無し			垂れ壁と柱の接触による壁土の圧縮		垂れ壁の柱との接触が見られる	垂れ壁の柱との接触が見られる	垂れ壁隅角部にひび割れ Pmax=6.6kN	隅角部のひび割れ進展	垂れ壁隅角部のひび割れ増大	
試験体高さ 100	MWD213-1		347.45		目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生	ひび割れ進展	斜めのせん断ひび割れも発生 Pmax=13.1kN	ひび割れ進展、横貫と柱交差部で壁土の面外への盛り上がり増大	ひび割れ、盛り上がり増大、剥落	大きく剥落			
	MWD213-2		350.51												
	MWD213-3		353.57												
	MWD21 (AVE)		350.51												
試験体高さ 3060	MWD213			実験中											
	MWD214-1		600.00	目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生 Pmax=13.7kN	ひび割れ進展	胴貫付近で壁土が盛り上がり、せん断ひび割れ部分の小さな剥落が始まる	壁土の盛り上がり増大、剥落も	縦横貫交差部で壁土剥落					
	MWD214-2		589.29												
	MWD214-3		587.76												
	MWD214 (AVE)		592.35												
	MWD215		実験中												

表 1(b) 土台形式土塗り壁(MWD)の損傷状況

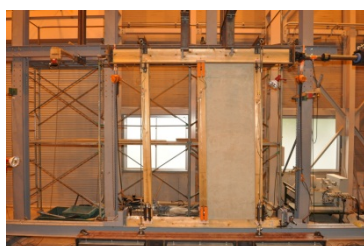
試験体名	試験体図	変位量 (mm)	変位力特性	荷重反応点										
				1/480	1/240	1/120	1/100	1/90	1/80	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
MIRA1-1		286		目立った損傷は無し				壁土右上隅にひび割れ	1/45壁土左上ひび割れ最大 -1/45壁土右上にひび割れ	壁土下部にひび割れ	1/20ひび割れ部分割離開始 -1/20壁土上下部のひび割れつながら Pmax=6.3kN	中央部が貫に沿って両側に盛り上がる	1/10壁土上下部のひび割れ剥離が顕著	左柱脚に壁土のひび割れ
MIRA1-2		286												
MIRA1-3		283												
MIRA1 (Ave)		285												
MIRA2-1		417		柱脚フリー										
MIRA2-2	443		目立った損傷は無し				ロッキングが見られ柱脚の浮き上がり	目視出来る壁土の損傷は無かった	左柱脚に小さなひび割れ	柱脚が70mm浮き上がった	実験中断			
MIRA2-3	448													
MIRA2 (Ave)	436													
MIRA2-1	417		目立った損傷は無し				1/80各部材と壁土の隅に剥離 -1/80壁土の左下にひび割れを発生	1/45土量貫に沿ってひび割れ -1/45壁土中央の縦貫に沿ってひび割れ	1/45で生じた壁土のひび割れが進展 Pmax=12.3kN	壁中央のひび割れ部分が剥離	中央ひび割れから離れ土が落下	中央の壁土剥離	1/10と同様	
MIRA2-2	443													
MIRA2-3	448													
MIRA2 (Ave)	436													
MIRA3		868		目立った損傷は無し		-90壁土中央上部にひび割れ -1/80加力中漸増的に剥離の土落下	1/80索部左上の隅に小さいひび割れ -1/80加力中漸増的に剥離の土落下	壁土左上と中央柱の右上にひび割れ	1/30壁土全面に離れ土が落下 -1/30貫に沿ってひび割れ	-1/20貫に沿って縦向きに目途中-1/25右柱脚破断	実験中断			
MIRA4-1		185		目立った損傷は無し				1/45壁に幅居の引き掛け	-1/30壁土左上隅部にひび割れ	1/20柱の曲げ変形顕著になった	1/15柱の幅居高さで曲げ変形が顕著になった	-1/10幅居上の貫がのり込みで変形していた Pmax=5.0kN	1/7足固めの左側壁に幅居-1/7足固めの右側壁が破断、加力2回目まで壁土上部の土が落下した	
MIRA4-2		208												
MIRA4-3		225												
MIRA4 (Ave)		220												
MIRA5-1		188		目立った損傷は無し				1/45壁に幅居の引き掛け	1/30幅居が柱にのり込み	1/20柱の曲げ変形が見られた	1/15壁土隅部に圧縮が見られた	1/10柱の幅居高さで曲げ変形が顕著に見られた -1/10土の土が落下した Pmax=3.8kN	1/7 1から8への加力途中でも土上部の土が落下した	
MIRA5-2	185													
MIRA5-3	188													
MIRA5 (Ave)	187													
MIRA6-1		278		目立った損傷は無し				1/80幅居 窓合の引き掛け	-1/45壁土の左上隅部に圧縮	1/30壁土の右下あたりにひび割れ	1/20壁土の左下に小さなひび割れ -1/20壁土の左下と右上にひび割れ	1/15柱の幅居高さで窓合高さで曲げ変形	1/10鼻柱破断-1/10垂れ壁隅部の壁土一部剥離 Pmax=6.4kN	1/7+1に加力中、壁土隅部に剥離の土が落下
MIRA6-2		284												
MIRA6-3		281												
MIRA6 (Ave)		281												
MIRA7				880		目立った損傷は無し	1/80幅居引き掛け、壁土右上ひび割れ	1/45壁土の上下に貫に沿ってひび割れ	-1/30壁土の割れ最大、壁土右隅部右下にひび割れ	1/20垂壁、腰壁隅部に圧縮、左右中柱と桁の間に隙間が開いた Pmax=15.9kN	1/15壁土のひび割れ部分剥離	1/10ひび割れ最大、両柱下のひび割れ部分が剥離	1/7垂壁中央のひび割れ	
MIRA8		833		目立った損傷は無し				1/80 右壁土左下-右下にひび割れ -1/80 左壁土右上-左上にひび割れ	1/45 左壁土右下-右壁土左下に小さなひび割れ -1/45 右壁土の右上にひび割れ	1/30 縦向き差中に両壁中央にひび割れ	1/20 垂壁の隅部に圧縮、両壁土のひび割れ部分剥離 Pmax=13.7kN	1/15 垂壁の右下にひび割れ -1/15 中柱の幅居高さでの曲げ変形が見られた	1/10 壁土のひび割れ部分剥離、剥離の土が落下	1/7 垂壁隅部が剥離 1/7 左壁土上一部が剥離
MIRA9		438		目立った損傷は無し				1/80左右腰壁隅部に圧縮 -1/80左右腰壁隅部に圧縮	1/45幅居 窓合が引き掛け始めた	1/45と同様	+1/20垂壁に圧縮によるひび割れ	+1/15垂壁窓合の土が剥離	1/15と同様 Pmax=12.5kN	+1/71/10と同様 -1/7右壁土上一部が剥離

	試験体名	試験体図	質量 (kg)	変位力特性	荷重反転点													
					1/480	1/240	1/120	1/100	1/80	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10	1/7		
試験体高さ 3280	MWA10		381		目立った損傷は無し				-1/60ひび割れ発生	+1/45重壁表側左上にひび割れ +1/45袖壁上部と重壁表側右上にひび割れ	+1/30ひび割れ拡大 1/30重壁にひび割れ	+1/20ひび割れ拡大 1/20袖壁表側下部にひび割れ、重土一部剥離	+1/15袖壁表側下部にひび割れ発生	+1/10重土一部剥離 1/10袖壁表側下部に土の剥離 Pmax=13.8kN	-	-1/7右柱頭にひび割れ		
	MWA11		612		目立った損傷は無し				+1/60袖壁左下真に沿ってひび割れ -1/60袖壁右上にひび割れ	+1/45袖壁右下真にそってひび割れ -1/45重壁隔部圧縮によるひび割れ	+1/30袖壁表側下部中央にひび割れ	+1/20袖壁左上ひび割れ -1/20袖壁ひび割れ拡大、下部のひび割れにつながった	+1/15袖壁ひび割れ剥離 1/15袖壁上部と重壁下部にひび割れ	+1/10袖壁表側の土が一部剥離 Pmax=14.5kN	-	+1/7重壁・腰壁の隅部が小さく剥離		
	MWA12		383		目立った損傷は無し				+1/60軸居の引き抜け	1/60と同様	+1/30重壁隔部にひび割れ	+1/20足固めが柱にめり込む	1/20と同様	+1/10中柱の軸居高さで折損した -1/10右柱にひび割れ Pmax=9.1kN	-	-1/7右柱にひび割れ		
試験体高さ 2650	MWA2L3-1		333		目立った損傷は無し				+1/60左右下側にひび割れ 1/60+と同様	-1/45鼻柱変形	1/45と同様	実験中断						
	MWA2L3-2				目立った損傷は無し				+1/120と同様	+1/60重土中央にひび割れ	+1/45鼻柱変形	1/45と同様	-1/20重土剥離	+1/15重土一部剥離	-1/10重土右側大きく剥離	+1/7重土大きく剥離		
	MWA2L3-3				目立った損傷は無し				+1/120と同様	+1/60重土中央にひび割れ	+1/45鼻柱変形	1/45と同様	-1/20重土剥離	+1/15重土一部剥離	-1/10重土右側大きく剥離	+1/7重土大きく剥離		
	MWA2L (A/E)				目立った損傷は無し				+1/1204層圧縮による損傷	1/120と同様	+1/60重土中央にひび割れ	+1/45鼻柱変形	1/45と同様	-1/20重土剥離	+1/15重土一部剥離	-1/10重土右側大きく剥離	+1/7重土大きく剥離	
試験体高さ 2650	MWA2L3-1		333		柱脚ピン	目立った損傷は無し				+1/1204層圧縮による損傷	1/120と同様	+1/60重土中央にひび割れ	+1/45鼻柱変形	1/45と同様	-1/20重土剥離	+1/15重土一部剥離	-1/10重土右側大きく剥離	+1/7重土大きく剥離
	MWA2L3-2				目立った損傷は無し				+1/120と同様	+1/60重土中央にひび割れ	+1/45鼻柱変形	1/45と同様	-1/20重土剥離	+1/15重土一部剥離	-1/10重土右側大きく剥離	+1/7重土大きく剥離		
	MWA2L3-3				目立った損傷は無し				+1/120と同様	+1/60重土中央にひび割れ	+1/45鼻柱変形	1/45と同様	-1/20重土剥離	+1/15重土一部剥離	-1/10重土右側大きく剥離	+1/7重土大きく剥離		
	MWA2L (A/E)				目立った損傷は無し				+1/1204層圧縮による損傷	1/120と同様	+1/60重土中央にひび割れ	+1/45鼻柱変形	1/45と同様	-1/20重土剥離	+1/15重土一部剥離	-1/10重土右側大きく剥離	+1/7重土大きく剥離	
	MWA2H3					柱脚フリー	目立った損傷は無し				+1/60重土上部にひび割れ	1/60と同様	1/45と同様	実験中断				
MWA2H4-1		柱脚フリー	目立った損傷は無し				+1/60右下に重土クラック発生 -1/60左下にもクラック	1/60と同様	1/45と同様	実験中断								
MWA2H4-2		目立った損傷は無し				+1/60右下に重土クラック発生 -1/60左下にもクラック	1/60と同様	1/45と同様	実験中断									
MWA2H4-3		目立った損傷は無し				+1/60右下に重土クラック発生 -1/60左下にもクラック	1/60と同様	1/45と同様	実験中断									
MWA2H4 (A/E)		柱脚フリー	目立った損傷は無し				+1/90左上部隅部小さいひび割れ -1/90重土表面真に沿ってひび割れ	+1/60鼻柱めり込む	1/60と同様	1/45と同様	実験中断							
試験体高さ 4150	MWA2H3		644		目立った損傷は無し				+1/60四隅にひび割れ	+1/45下真縦真に沿ってひび割れ Pmax=12.1kN	+1/30一部剥離	1/30と同様	+1/15重土が表一部剥離	1/15と同様	実験中断			
	MWA2H4-1		-		目立った損傷は無し				+1/904隅にひび割れ -1/90右下隅に横真にクラック	-1/60重土下部に縦方向に亀裂 -1/454隅にひび割れ	+1/45縦方向に下から亀裂拡大、一番下の横真完全にひび割れ +1/30横真4段すべてにひび割れ -1/30中央重土剥離 Pmax=13.0kN	1/30と同様	+1/15中央重土剥離、真に沿ってひび割れ 1/15さらに剥離進む	+1/10右鼻柱折れる	実験中断			
	MWA2H4-2		-		目立った損傷は無し				+1/904隅にひび割れ -1/90右下隅に横真にクラック	-1/60重土下部に縦方向に亀裂 -1/454隅にひび割れ	+1/45縦方向に下から亀裂拡大、一番下の横真完全にひび割れ +1/30横真4段すべてにひび割れ -1/30中央重土剥離 Pmax=14.2kN	1/30と同様	+1/15中央重土剥離、真に沿ってひび割れ 1/15さらに剥離進む	+1/10右鼻柱折れる	実験中断			
	MWA2H4-3		-		目立った損傷は無し				+1/904隅にひび割れ -1/90右下隅に横真にクラック	-1/60重土下部に縦方向に亀裂 -1/454隅にひび割れ	+1/45縦方向に下から亀裂拡大、一番下の横真完全にひび割れ +1/30横真4段すべてにひび割れ -1/30中央重土剥離 Pmax=14.2kN	1/30と同様	+1/15中央重土剥離、真に沿ってひび割れ 1/15さらに剥離進む	+1/10右鼻柱折れる	実験中断			
	MWA2H5		-		目立った損傷は無し				+1/904隅にひび割れ -1/90右下隅に横真にクラック	-1/60重土下部に縦方向に亀裂 -1/454隅にひび割れ	+1/45縦方向に下から亀裂拡大、一番下の横真完全にひび割れ +1/30横真4段すべてにひび割れ -1/30中央重土剥離 Pmax=14.2kN	1/30と同様	+1/15中央重土剥離、真に沿ってひび割れ 1/15さらに剥離進む	+1/10右鼻柱折れる	実験中断			

表 2(b) 足固め形式土塗り壁(MWA)の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad

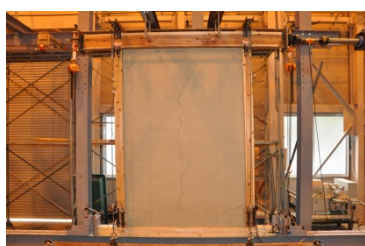


1/10 rad



1/7 rad

写真1 MWD-1-2 の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



1/30 rad



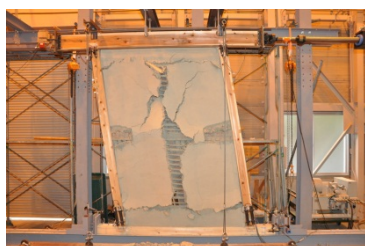
1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad



1/7 rad

写真2 MWD-2-1 の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad

写真3 MWD-2H4-3 の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad



1/7 rad

写真4 MWD-2L-3 の損傷状況



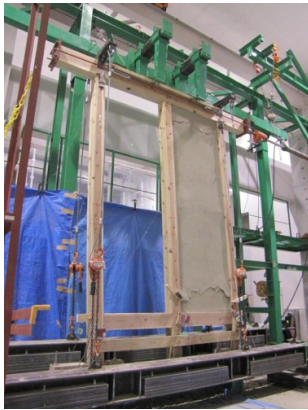
1/60 rad



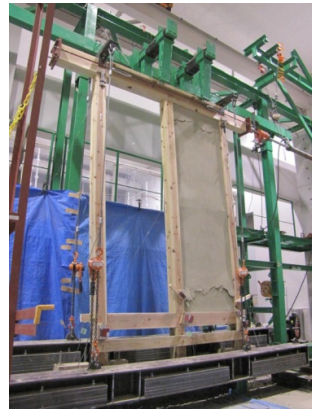
1/45 rad



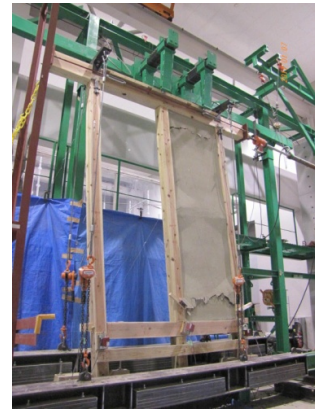
1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad

写真 5 MWA-1 の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad

写真 6 MWA-2 の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad

写真 7 MWA-2H の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad

写真 8 MWA-2L の損傷状況

以上の要素実験結果では、図3に示した復元力特性や、表1、表2および写真1～8に示した損傷状況から、いずれの試験体でも変形角が $1/120\text{rad}$ までは損傷が見られず、MWD-1 や MWD-2 などの全面壁において $1/90\text{rad}$ 時に初めて横貫に沿って壁土のひび割れが認められる。その後、 $1/60\text{rad}$ 付近の変形で最大耐力経験後に壁土のひび割れが増大、壁土小片の剥落が目立ち始めるのは、全面壁で $1/30\text{rad}$ を超えてからである。ひび割れが進展して壁土の面外への盛り上がりが見られるが、壁土の剥落が大きくなるのは変形が $1/15\text{rad}$ を超えてからである。垂れ壁・腰壁では、壁土のひび割れや剥落がほとんど起きず、大変形時の耐力低下も少ない。損傷が激しく耐力低下も大きい全面壁であっても、変形が $1/15\text{rad}$ までは、損傷はあるものの耐力の急激な低下はなく耐力を保持している。

3) まとめ

土台形式土塗り壁および足固め形式土塗り壁の全面壁、小壁（垂れ壁、腰壁および垂れ壁＋腰壁）とそれらを組み合わせた試験体のいずれでも、変形角が $1/120\text{rad}$ までは損傷が見られず、全面壁において $1/90\text{rad}$ 時に初めて横貫に沿って壁土のひび割れが認められる。その後、ひび割れが進展するが、壁土の剥落が大きくなるのは変形が $1/15\text{rad}$ を超えてからである。垂れ壁・腰壁では、壁土のひび割れや剥落がほとんど起きず、大変形時の耐力低下も少ない。

以上から、伝統的構法の主要な耐震要素である土塗り壁の全面壁、小壁のどちらについても、損傷限界層間変形角を「構造安全上支障をきたさない、また耐力低下を起こさない軽微な損傷に留まる変形角」とすれば、損傷限界層間変形角を $1/120\text{rad}$ から $1/90\text{rad}$ の間で設定しても問題ないと言える。

また、 $1/15\text{rad}$ までは、損傷はあるものの耐力の急激な低下はなく耐力を保持しているので、 $1/20\text{rad}$ から $1/15\text{rad}$ 程度を安全限界層間変形角とするのが妥当と言える。

なお、壁長さ 2P や 4P の全面壁では、せん断破壊が支配的であり、表1及び表2で示したように、変形が $1/10\text{rad}$ を超えると壁土が大きく剥落することがあるので、土壁の変形が $1/10\text{rad}$ から $1/15\text{rad}$ 程度に収まるように設計するのが望ましい。

2. 実大振動台実験からの検討

2012 年度実大振動台実験では、部分 2 階建て下屋付き試験体 2 棟 (No.5、No.6) の実験を 9 月 18 日～19 日に行った (写真 1)。試験体 No.5、No.6 は基本的な構造は同じであるが、No.6 の柱脚部に地長押を設け、地長押を介して柱脚固定、非固定の加振実験を行った。実大振動台実験から試験体の損傷状況について述べる。



写真 1 振動台上の試験体
(左側：試験体 No.6、右側：試験体 No.5)

1) 実験概要

加振実験での入力地震動と試験体柱脚固定条件を以下に示す。

表 1 入力地震動一覧・加振コードおよび試験体柱脚固定条件

日付	NO.	入力地震動	加振コード	試験体No.5	試験体No.6
18日 (火)	1	A-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	A-1WN2	柱脚非固定	柱脚固定
	2	A-2 BCJ-L1 S方向	A-2B1S		
	3	A-3 BCJ-L1 L方向	A-3B1L		
	4	B-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	B-1WN2		柱脚非固定
	5	B-2 BCJ-L1 S方向	B-2B1S		
	6	B-3 BCJ-L1 L方向	B-3B1L		
	7	C-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	C-1WN2		
	8	C-2 BCJ-L2 S方向	C-2B2S		
	9	D-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	D-1WN2		
	10	D-2 BCJ-L2 L方向	D-2B2L		
19日 (水)	11	E-1 ホワイトノイズ波 2方向	E-1WN2	柱脚非固定	柱脚固定
	12	E-2 BCJ-L2 S方向	E-2B2S		柱脚非固定
	13	F-1 ホワイトノイズ波 2方向	F-1WN2		
	14	F-2 巨大地震(神戸波) 3方向加振 (S方向:NS成分)	F-2KB3		

ここで、BCJ-L1 (2 種地盤) は稀に発生する地震動、BCJ-L2 (2 種地盤) は極めて稀に発生する地震動に相当する人工地震波である。神戸波 (JMA-Kobe) は 1995 年兵庫県南部地震で神戸海洋気象台での観測記録波で巨大な地震動に相当する。

上記の加振実験での試験体 No.5、No.6 の最大応答変形角を以下の表 2 に示す。

表 2 最大応答変形角
試験体 No.5 1 階の最大応答変形角

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	1/16.7	1/15.1	1/16.3	1/17.8	1/46	1/19.3	1/23.4	1/23.7	1/28.7
12	BCJ-L2 S方向	1/22.8	1/18.9	1/17.6	1/21.2	1/57.7	1/87.8	1/42.9	1/323.8	1/123.8
10	BCJ-L2 L方向	1/93.8	1/111	1/348.4	1/209.2	1/101.1	1/13.6	1/16.2	1/17.1	1/23.2
8	BCJ-L2 S方向	1/28.4	1/22.4	1/19.1	1/22.4	1/58.5	1/124.2	1/56	1/406.7	1/213.1
6	BCJ-L1 L方向	1/2036.5	1/5026.2	1/3067.5	1/2421.4	1/1993.1	1/135.2	1/153.3	1/164.8	1/166.6
5	BCJ-L1 S方向	1/213.6	1/188	1/179.8	1/218	1/304.9	1/1586.8	1/3661.2	1/6682.3	1/1827.8
3	BCJ-L1 L方向	1/2177.8	1/2889.8	1/5781.8	1/3486	1/1593.2	1/148.1	1/162.2	1/173.5	1/173.4
2	BCJ-L1 S方向	1/221.9	1/181.9	1/184.7	1/208.5	1/329.5	1/2081.1	1/4204.4	1/38505.3	1/2496.5

試験体 No.5 2 階の最大応答変形角

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	-	1/34.3	1/25.7	1/39.6	-	-	1/21.9	1/33.6	1/33.5
12	BCJ-L2 S方向	-	1/43.7	1/31.4	1/43.9	-	-	1/183.8	1/253.4	1/174.6
10	BCJ-L2 L方向	-	1/266.2	1/353.1	1/154.2	-	-	1/19.9	1/31.7	1/31.5
8	BCJ-L2 S方向	-	1/54.7	1/38.6	1/51.4	-	-	1/322.3	1/272	1/267.5
6	BCJ-L1 L方向	-	1/3111.4	1/3993.3	1/2847.2	-	-	1/178.8	1/282.5	1/207.4
5	BCJ-L1 S方向	-	1/502.1	1/388.6	1/486.6	-	-	1/2196.3	1/3993.6	1/1646.3
3	BCJ-L1 L方向	-	1/3133.7	1/3390.2	1/3049.1	-	-	1/192.4	1/301.9	1/221.9
2	BCJ-L1 S方向	-	1/513.3	1/378.3	1/509.3	-	-	1/2042.9	1/2715.3	1/1782.6

試験体 No.6 1 階の最大応答変形角

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	1/14.4	1/14.6	1/16.5	1/19.4	1/35.2	1/17.5	1/22.3	1/23.6	1/27.1
12	BCJ-L2 S方向	1/16.6	1/15.3	1/18.9	1/25.1	1/48	1/53.5	1/78	1/99.9	1/67.3
10	BCJ-L2 L方向	1/93	1/165.7	1/494.1	1/252.4	1/101.5	1/16.8	1/19.7	1/20.2	1/23.4
8	BCJ-L2 S方向	1/23.6	1/20.2	1/21.4	1/26.9	1/53.1	1/87	1/133.5	1/223.1	1/135.4
6	BCJ-L1 L方向	1/3552.5	1/4832.1	1/3545.6	1/3133.6	1/4616.7	1/133.6	1/157.4	1/165.2	1/174.1
5	BCJ-L1 S方向	1/198.4	1/178.5	1/177.9	1/222.8	1/300	1/689.9	1/1069.4	1/7507.7	1/1414.2
3	BCJ-L1 L方向	1/2205	1/3591.6	1/5075.4	1/7652.2	1/2454.1	1/148.2	1/164.9	1/171.7	1/179.5
2	BCJ-L1 S方向	1/188.6	1/177	1/177.8	1/212	1/334.5	1/1398.8	1/2448.6	1/80051.3	1/1885.9

試験体 No.6 2 階の最大応答変形角

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	-	1/30.8	1/23.6	1/36.1	-	-	1/21.2	1/32.7	1/28.5
12	BCJ-L2 S方向	-	1/52.4	1/36	1/49.4	-	-	1/113.5	1/322.5	1/106.2
10	BCJ-L2 L方向	-	1/305.4	1/422.9	1/170.3	-	-	1/18.4	1/29.4	1/26.8
8	BCJ-L2 S方向	-	1/47.8	1/35.5	1/50.6	-	-	1/196.5	1/397.7	1/194.1
6	BCJ-L1 L方向	-	1/3281	1/2700.1	1/1911.9	-	-	1/197.7	1/257.7	1/208.4
5	BCJ-L1 S方向	-	1/514.4	1/345.1	1/399.3	-	-	1/1526.5	1/2076	1/1364.1
3	BCJ-L1 L方向	-	1/3537.4	1/3177.8	1/2148.6	-	-	1/202	1/272.6	1/213.1
2	BCJ-L1 S方向	-	1/533.3	1/336.4	1/429.9	-	-	1/1771.4	1/3518	1/1738.3

また、上記の加振実験での試験体 No.5、No.6 の柱脚の最大滑り量を表 3 に示す。

表 3 最大滑り変位
(試験体 No. 5)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	101.2	25.3	41.6	43.7	109.2	10.7	12.7	24.2	36.5
12	BCJ-L2 S方向	140.1	113.0	95.2	79.0	123.7	8.8	7.7	17.6	29.4
10	BCJ-L2 L方向	18.9	15.6	10.5	8.7	19.7	69.9	79.7	96.6	93.6
8	BCJ-L2 S方向	76.5	64.0	34.3	35.0	93.0	8.2	7.9	9.5	19.0
6	BCJ-L1 L方向	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	2.0	1.7	1.1	1.6
5	BCJ-L1 S方向	1.2	0.8	0.7	0.7	1.2	1.2	0.1	0.1	0.2
3	BCJ-L1 L方向	1.0	0.3	0.2	0.2	0.1	2.1	1.6	1.0	1.5
2	BCJ-L1 S方向	2.1	0.9	0.7	0.7	1.2	1.4	0.1	0.1	0.2

(試験体 No. 6)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	74.0	36.4	39.4	71.9	134.8	19.9	17.0	31.2	53.8
12	BCJ-L2 S方向	37.0	20.3	11.8	7.6	5.8	6.6	8.2	4.0	5.8
10	BCJ-L2 L方向	12.9	11.8	5.5	7.3	10.5	73.4	83.4	80.5	84.8
8	BCJ-L2 S方向	33.4	42.3	14.6	11.6	11.5	32.1	10.9	7.6	27.1
6	BCJ-L1 L方向	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.4	0.4	0.3	0.4
5	BCJ-L1 S方向	0.8	0.4	0.2	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2
3	BCJ-L1 L方向	0.4	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.1	0.0	0.1
2	BCJ-L1 S方向	1.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0

2) 加振による損傷状況

① 稀な地震動 BCJ-L1 加振 A、B による損傷

試験体 No.5、No.6 とともに土塗り壁の隅角部で仕上げ材の軽微な圧壊が確認されたが、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 後の土塗り壁の損傷状況を写真 1 に示す。

柱脚部の損傷について、試験体 No.5、No.6 とともに移動や損傷は確認されていない。写真 1 に加振 A、B 後の柱脚部の状況として、試験体 No.5 を(g)～(i)、試験体 No.6 を(j)～(l)に示す。



(a)



(b)



(c)



(d)

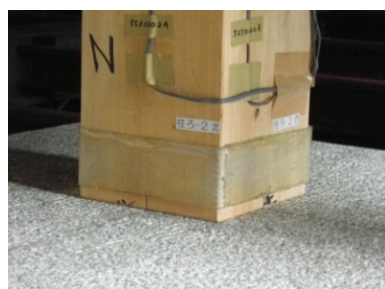


(e)

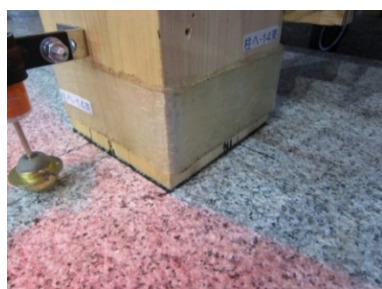


(f)

BCJ-L1 加振による土塗り壁の損傷



(g)



(h)



(i)



(j)



(k)



(l)

柱脚部の状況

写真 2 BCJ-L1 加振後の損傷状況

② 極めて稀な地震動加振 C (BCJ-L2 S 方向)、加振 D (BCJ-L2 L 方向) による損傷

試験体 No.5 について、加振 C では、加振方向の土塗り壁隅部で圧壊が生じた (1 通り、14 通り)。また梁下 400~500mm、足固め上 400~500mm の範囲 (貫の位置と思われる) に連続した亀裂が生じた。軸組接合部の損傷は確認されず、2 階の外壁についても、損傷は確認できなかった。加振 C 後

の各部の観察状況を写真 3(a)～(c)に示す。

加振 D では、加振方向の土壁上下の圧壊が進展し（い通り、り通り）、一部で剥落も生じた。特に玄関周辺は損傷が大きく、玄関上部の垂壁は大きく剥落した。2 階の外壁では、垂壁、腰壁の隅部に圧壊が生じた（ろ通り、り通り）。

軸組の損傷は、下屋部の隅柱が脚部で折損（柱り 1）や接合部からの亀裂（へ 1、り 14、ろ 10 など）が生じた。また鼻栓接合部分では、柱側に大きなめり込みが生じて、端抜けや鼻栓の曲げ破壊（1 通り）が生じた。加振 D 後の各部の観察状況を同写真(d)～(i)に示す。

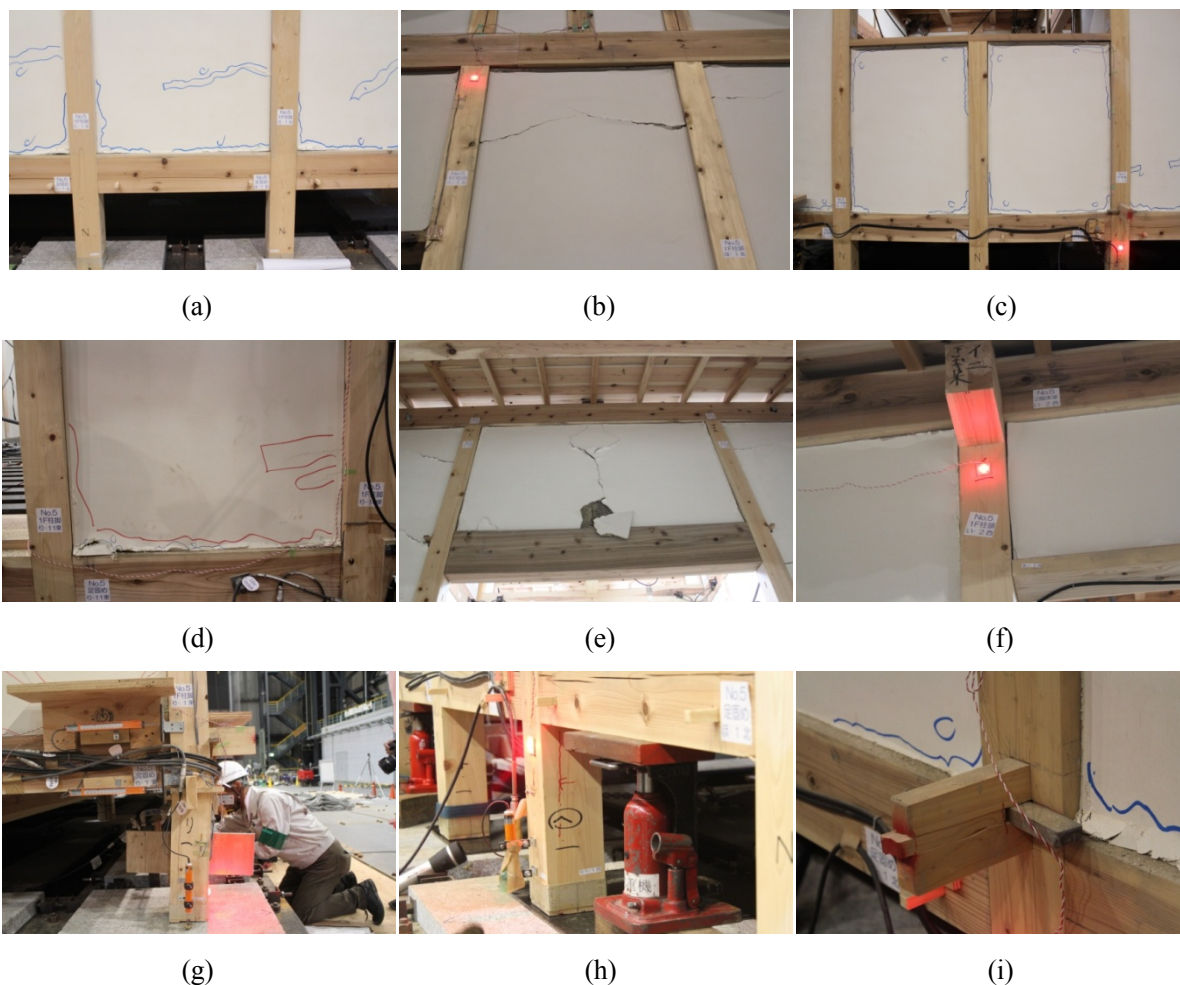


写真 3 BCJ-L2 加振による試験体 No.5 各部の損傷

試験体 No.6 について、加振 C では試験体 No.5 同様に、加振方向の土塗り壁の各所で亀裂が発生し（1 通り、10 通り）、柱と梁・足固めの隅角部で壁の浮きが生じた（10 通り、14 通り）。軸組の損傷は確認されなかった。加振 C 後の各部の観察・損傷状況を写真 4(a)～(f)に示す。

加振 D では、加振方向の土塗り壁に亀裂が発生し（り通り）、各部で仕上げ材の浮きが進展した。軸組の損傷は、足固め雇いほぞが破断した（り 1）。加振 D 後の損傷状況を同写真(g)～(l)に示す。



(a)



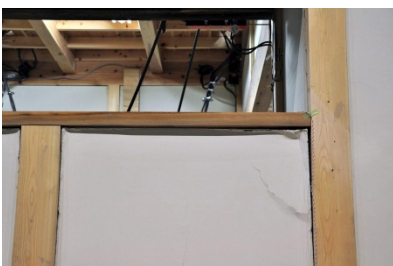
(b)



(c)



(d)



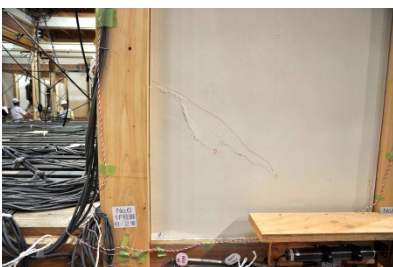
(e)



(f)



(g)



(h)



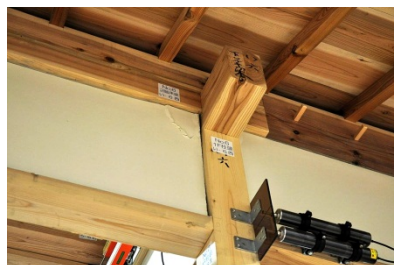
(i)



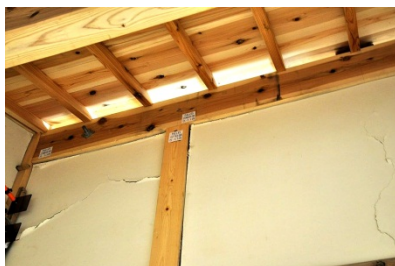
(j)



(k)



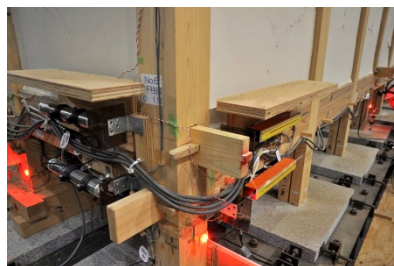
(l)



(m)



(n)



(o)

写真4 BCJ-L2 加振による試験体 No.6 各部の損傷

柱脚部の移動について試験体 No.5 では加振 C で概ね 2 mm～20 mm移動し、加振 D で概ね 20 mm～200 mm移動した。試験体 No.6 では、加振 C で概ね 2mm～20mm 移動し、加振 D で概ね 20mm～100mm

移動した。写真 5(a)～(d)に試験体 No.5、同写真(e)～(f)に試験体 No.6 の柱脚部移動状況を示す。

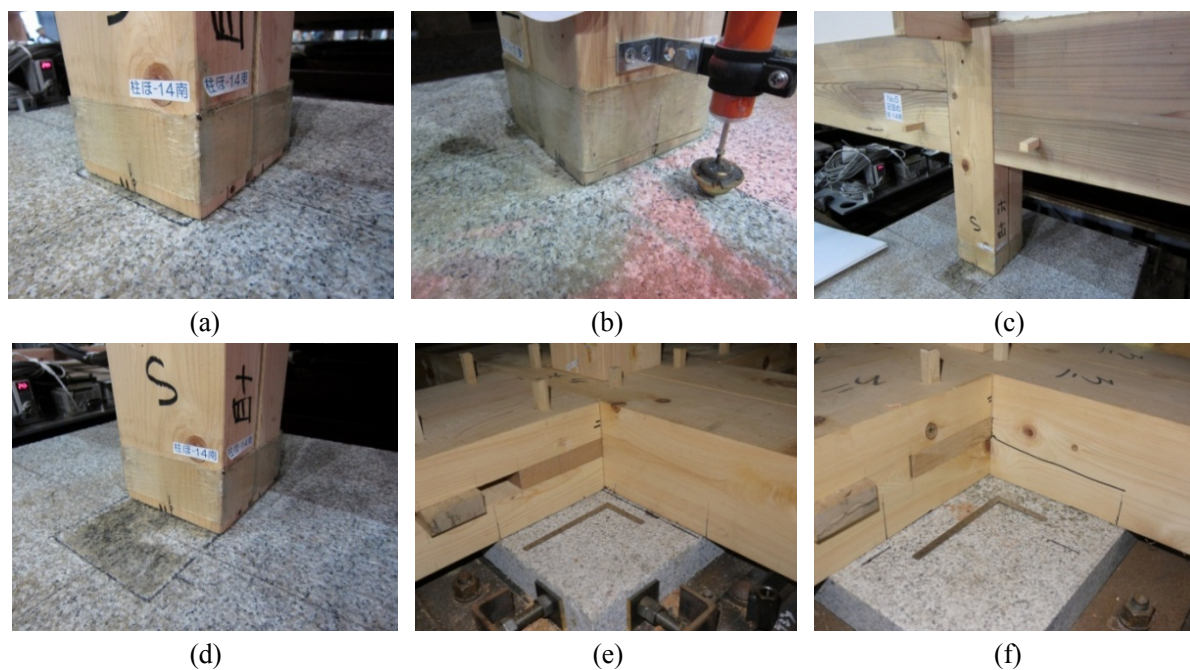


写真 5 BCJ-L2 加振による柱脚部の移動

③ 加振 F (JMA-Kobe) による損傷

試験体 No.5 では、ほぼ全ての土塗り壁で亀裂や隅部の圧壊が進展し、大きく面外に波打つところや剥落が発生した。玄関上部の垂壁では、補修した部分に再度亀裂が発生した。多くの接合部では栓の曲げ変形が進行し、それに伴って接合部の開きが発生した。加振 F 後の各部の観察状況を写真 6 に示す。

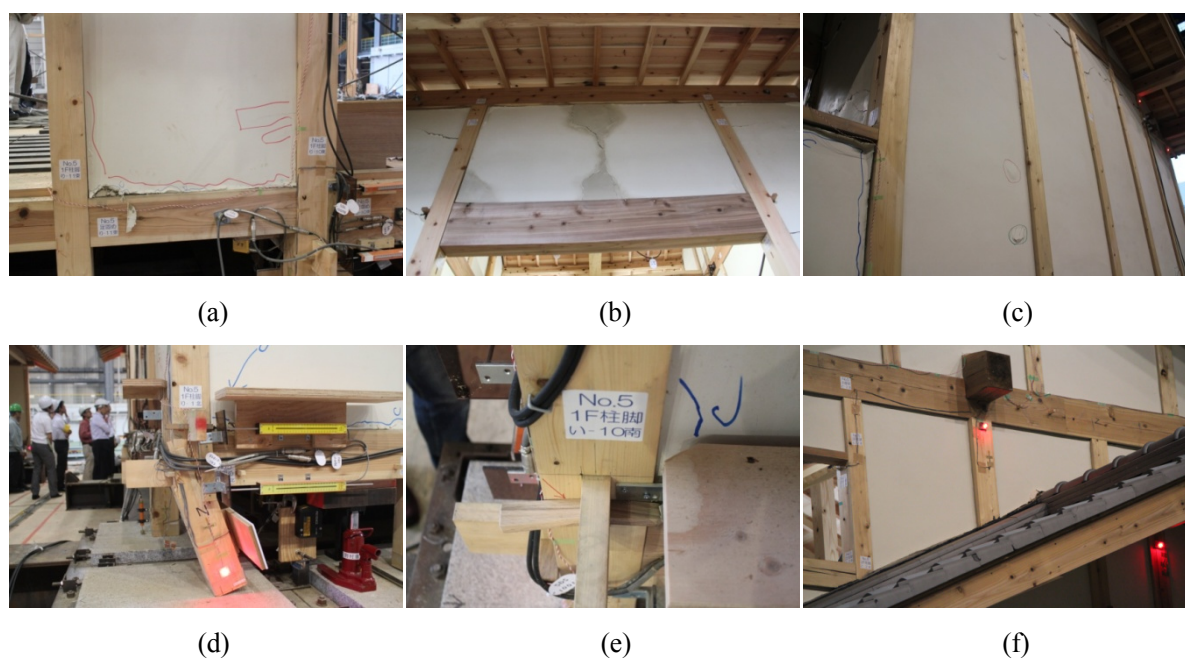


写真 6 JMA-Kobe 波加振による試験体 No.5 各部の損傷

試験体 No.6 では、土塗り壁の足固め上、妻梁下の各所で亀裂が生じた。また既に亀裂が生じていた土塗り壁は、隅角部の剥落や全面的に大きく浮く(1 通り)などした。玄関部分では土塗り壁の亀裂が拡大した。軸組接合部では、差し鴨居の鼻栓の緩みが生じた。加振 F 後の各部の観察・損傷状況を写真 7 に示す。

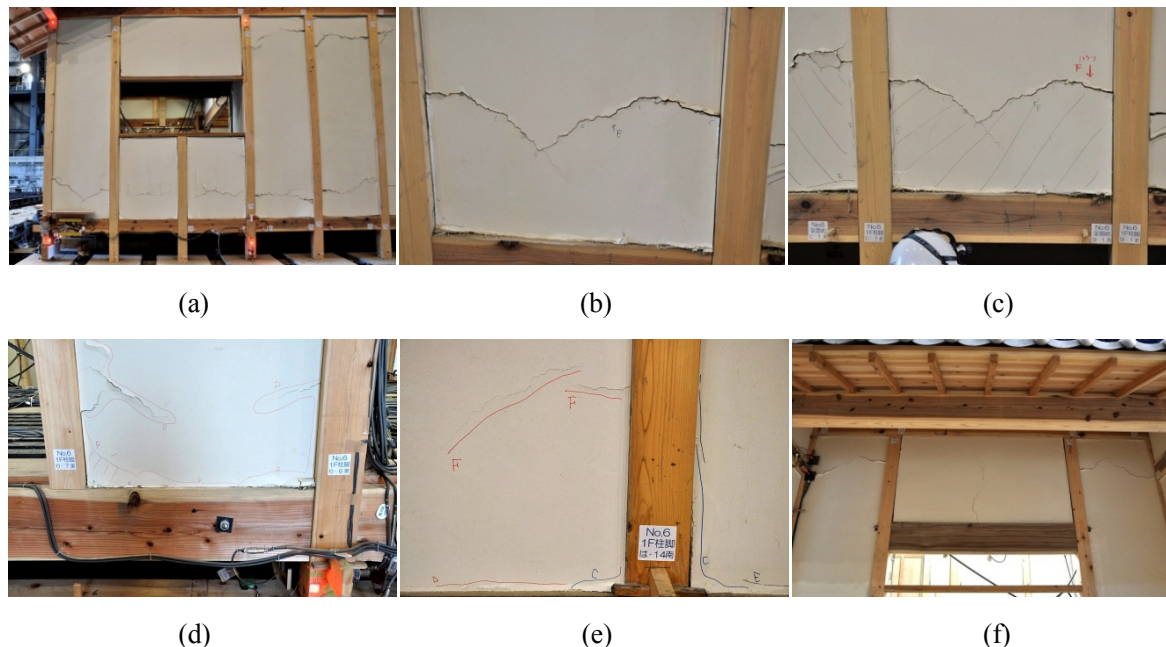


写真 7 JMA-Kobe 波加振による試験体 No.6 各部の損傷

柱脚部の移動について、全体的に加振 D 後の移動よりも少なく、試験体 No.5 は概ね 2 mm～70 mm 移動し、試験体 No.6 は概ね 20 mm～70 mm 移動した。また地長押の継手接合部を発端として亀裂が生じた。写真 8(a)に試験体 No.5、同写真(b)、(c)に試験体 No.6 の柱脚部の状況を示す。

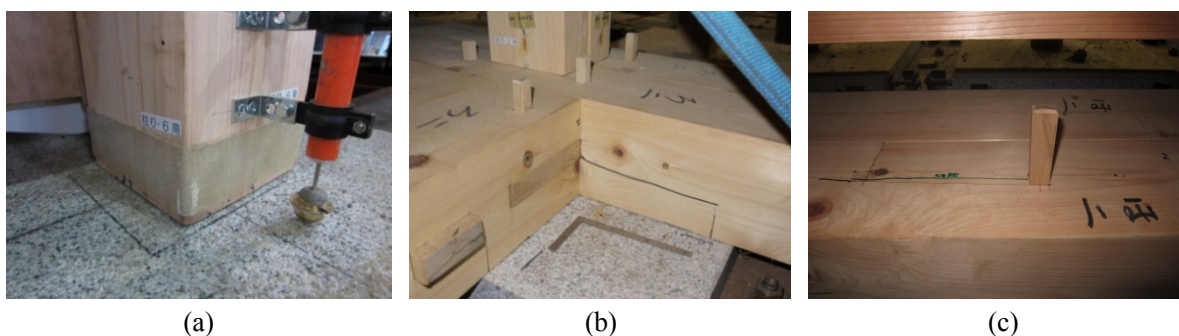


写真 8 加振 F 後の柱脚部の状況

④ 柱の残留変形

試験体 No.5 について、傾斜角度、残留角度ともに、加振レベルに関わらず、平均値はほぼ 0 である。角度の最大値は 0.6°、標準偏差は 0.2°程度以下であり、全体的に柱の傾斜はほとんど無い。同様に試験体 No.6 についても、加振レベルに関わらず、平均値はほぼ 0、各角度の最大値は約 0.6°、標準偏差は 0.2°以下であり、全体的に柱の傾斜はほとんど無い。柱の傾斜について、全数の平均値、標準偏差、(+)、(－) 側ごとの最大値を算出し、試験体ごとに表 2 に示す。なお、角度の方向、傾斜角度および残留角度は図 1、2 に示すとおりである。

表 3 柱傾斜の統計的結果

No.5	傾斜角度(°)			残留角度(°)		
	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後
平均値	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.02	0.00
標準偏差	0.19	0.14	0.15	0.18	0.20	0.21
最大値(+側)	0.50	0.55	0.50	0.30	0.60	0.50
最大値(-側)	-0.60	-0.40	-0.40	-0.50	-0.40	-0.50

No.6	傾斜角度(°)			残留角度(°)		
	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後
平均値	-0.01	-0.01	-0.01	0.02	0.00	-0.02
標準偏差	0.08	0.12	0.14	0.08	0.15	0.18
最大値(+側)	0.30	0.60	0.40	0.20	0.60	0.40
最大値(-側)	-0.30	-0.50	-0.35	-0.20	-0.50	-0.50

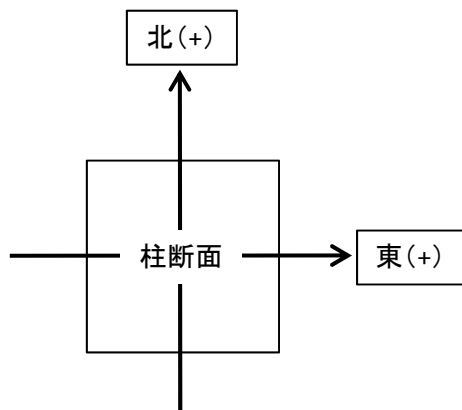


図 1 計測方向

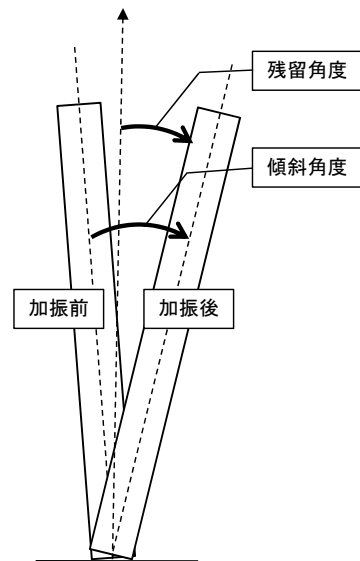


図 2 傾斜角度と残留角度

⑤ 解体部材調査による軸組接合部の損傷

試験体 No.5 では、通し柱の 1 本に柱脚底面で割れが生じた (写真 9(a))。足固めは、およそ 50 本中 10 本で、エリ部分にめり込みが生じ (写真 9(b))、ほぞの栓穴部分からの割れが 4 本に生じた (写真 9(c))。試験体 No.6 では、数本の柱脚底面で割れが生じ (写真 9(d)、(e))、2 階の 1 本の柱ほぞで割れが生じた (写真 9(f))。地長押では、1 箇所割れが生じた (写真 g)。込み栓、車知栓、鼻栓等については、両試験体ともに、約 1~2 割が大きく変形や割れが生じており (写真 9(h)、(i))、約 3~4 割が若干のめり込み跡はあるものの、ほぼ損傷無しである (写真 9(j)、(k))。



(a)



(b)



(c)



写真9 解体時の損傷観察における各部の損傷

3) まとめ

稀に発生する地震動では、最大変形角は $1/120$ 以下に収まっており、損傷や柱脚の滑りは発生していない。

極めて稀に発生する地震動では、最大変形角が $1/20$ を超える構面もあるが、 $1/15$ 以下に収まっており、また最大変形角の平均は $1/120$ に収まっている。柱脚の滑り量は、下屋部の隅柱で短辺方向（S 方向）に 140mm が最も大きな滑りとなっている。柱脚の滑りによる残留移動量は最大 200mm であった。柱の残留変形は、最大値角度 0.6° であり、平均値はほぼ 0° であった。損傷状況については、下屋部の隅柱の脚部が折損した。土壁チリ部分での圧壊や土壁の全面壁、小壁で亀裂が生じた。一部では土壁の剥落が生じた。また、鼻栓接合部分では、柱側に大きなめり込みが生じて、一部では端抜けや鼻栓の曲げ破壊が生じた。軸組全体としては大きな損傷は見られなかった。

巨大な地震動 JMA-Kobe では、最大変形角が $1/15$ を超える構面もあるが、最大変形角の平均は $1/120$ に収まっている。柱脚の滑り量は、短辺方向に 135mm が最も大きな滑りとなっている。柱脚の滑りによる残留移動量は最大 70mm であった。損傷状況については、土塗り壁で亀裂や隅部の圧壊が進展し、大きく面外に波打つところや剥落が発生した。また、接合部では栓の曲げ変形が進行し、それに伴って接合部の開きが発生したが、軸組全体としては大きな損傷は見られなかった。

以上の実大振動台実験の結果では、極めて稀に発生する地震動で部分的に最大変形角が $1/20$ を超えているが、 $1/15$ 以下であり、また各層の最大変形角の平均値は $1/20$ に収まっていることから、安全限界変形角を $1/20$ 、部分的に大きな変形となる構面で $1/15$ と設定することは妥当である。

3. 損傷限界層間変形角 1/90rad に関する検討

標準設計法では、安全限界変形角としての 1/20rad 変形時のみを検討の対象としており、損傷限界変形角と考えられる 1/90rad 変形時の性能については確認計算を行っていないが、損傷限界変形角 1/90rad を想定している。安全限界変形角 1/20rad 時の性能が保証されれば損傷限界変形角 1/90rad 時の必要性能は満足されるについて検討を行う。

ここでは、設計用加速度応答スペクトルに基づく安全限界時と損傷限界時に必要とされる耐力の比較、さらに 2 階建て建築物について 1 階と 2 階の階高比、重量比および耐力係数比 $C2/Cb$ などのパラメータを変化させた近似応答計算から損傷限界層間変形角 1/90rad に関する検討を行う。

1) 検討 1－安全限界時と損傷限界時に必要とされる耐力の比較検討

(1) 平屋建て建物の必要耐力の計算

稀に発生する地震動に対して 1/90rad 変形となるための必要耐力を限界耐力計算の考え方をを用いて計算する。平屋建物の階高を H 、重量を W とし、図 1 のようなバイリニアの復元力を想定する。なお以下では、損傷限界に関わる諸元には下指標 1、安全限界に関わる諸元は下指標 2 で区別する。

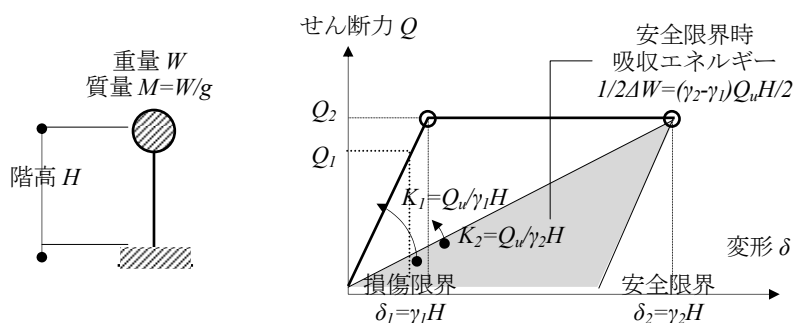


図 1 1 質点バイリニアモデル

①等価周期

損傷限界時等価周期 T_1 と安全限界時等価周期 T_2 は

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{W/g}{Q_1/\gamma_1 H}} = 2\pi \sqrt{\frac{W\gamma_1 H}{gQ_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_1 H}{gC_{b1}}} = 0.212 \sqrt{\frac{H}{C_{b1}}} \quad (1)$$

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_2}} = 2\pi \sqrt{\frac{W/g}{Q_2/\gamma_2 H}} = 2\pi \sqrt{\frac{W\gamma_2 H}{gQ_2}} = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_2 H}{gC_{b2}}} = 0.449 \sqrt{\frac{H}{C_{b2}}} \quad (2)$$

ここで $C_{b1} = Q_1/W$ 、 $C_{b2} = Q_2/W$ は損傷限界時および安全限界時のせん断力係数をあらわす。さらに $\gamma_1 = 1/90\text{rad}$ 、 $\gamma_2 = 1/20$ 、 $g = 9.8\text{m/s}^2$ としている。

②等価減衰

損傷限界時の減衰定数 h_1 は、復元力特性の履歴ループ面積は小さいので

$$h_1 = 0.05 \quad (3)$$

安全限界時の建物減数定数 h_2 は、 $h_0 = 0.05$ と履歴減衰 $h_{eq} = \Delta W / 4\pi W$ の和であるので、

$$h_2 = \frac{(\gamma_2 - \gamma_1)Q_u H}{4\pi\gamma_2 H Q_u / 2} + 0.05 = \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{2\pi\gamma_2} + 0.05 \quad (4)$$

ここで、 $\gamma_1=1/90\text{rad}$ 、 $\gamma_2=1/20$ とすれば、

$$h_2 = \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{2\pi\gamma_2} + 0.05 = \frac{0.050 - 0.011}{0.314} + 0.05 = 0.174$$

従って加速度の低減率は

$$F_{h1} = \frac{1.5}{1 + 10h_1} = \frac{1.5}{1 + 10 \times 0.05} = 1.0 \quad (5)$$

$$F_{h2} = \frac{1.5}{1 + 10h_2} = \frac{1.5}{1 + 10 \times 0.174} = 0.548 \quad (6)$$

③加速度応答スペクトル

稀に発生する地震動と極稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルは次のように表される。

$$S_{A1} = S_{01} G_{s1} F_{h1} p q Z \quad (7)$$

$$S_{A2} = S_{02} G_{s2} F_{h2} p q Z \quad (8)$$

ここで、加速度低減率は(5)、(6)により、調整係数は損傷限界、安全限界ともに $p=0.8$ 、 $q=1.0$ であり、地域係数も共通に $Z=1.0$ とする。

基盤スペクトル S_{01} 、 S_{02} は等価周期、地盤増幅率 G_{s1} 、 G_{s2} は地盤種別と等価周期によって定められる。等価周期は損傷限界、安全限界とも 0.16 秒以上と考えてよいから、第 2 種地盤を対象とすれば表 1 のような組合せが想定される。

ここで、加速度 S_A によるせん断力は $Q=W/g \cdot S_A$ なので $C_b=Q/W=S_A/g$ となるので、

$$C_{b1} = \frac{S_{A1}}{g}, \quad C_{b2} = \frac{S_{A2}}{g} \quad (9)$$

さらに

$$C_{b1} = \frac{0.169}{T_1} = \frac{0.169}{0.212} \sqrt{\frac{C_{b1}}{H}} = 0.797 \sqrt{\frac{C_{b1}}{H}}$$

両辺を二乗すれば

$$C_{b1} = \frac{0.635}{H} \quad (10)$$

同様に

$$C_{b2} = \frac{0.464}{T_2} = \frac{0.464}{0.449} \sqrt{\frac{C_{b2}}{H}} = 1.033 \sqrt{\frac{C_{b2}}{H}}$$

$$C_{b2} = \frac{1.067}{H} \quad (11)$$

表 1 には、損傷限界時のせん断力係数 C_{b1} と安全限界時のせん断力係数 C_{b2} の比 C_{b1}/C_{b2} を併せてまとめている。

表 1. 損傷限界と安全限界の必要耐力比

	$0.16 \leq T_1 < 0.64$	$0.64 \leq T_1 < 0.864$	$0.864 \leq T_1$
	$S_{01}=1.6$ $G_{S1}=1.5$ $S_{A1}=1.92$ $C_{b1}=0.196$	$S_{01}=1.024/T_1$ $G_{S1}=1.5(T_1/0.64)$ $S_{A1}=1.92$ $C_{b1}=0.196$	$S_{01}=1.024/T_1$ $G_{S1}=2.025$ $S_{A1}=1.659/T_1$ $C_{b1}=0.169/T_1=0.635/H$
$0.16 \leq T_2 < 0.64$	$S_{02}=8$ $G_{S2}=1.5$ $S_{A2}=5.261$ $C_{b2}=0.537$	$C_{b1}/C_{b2}=0.365$	$T_1 < T_2$ であるので 対象としない
$0.64 \leq T_2 < 0.864$	$S_{02}=5.12/T_2$ $G_{S2}=1.5(T_2/0.64)$ $S_{A2}=5.261$ $C_{b2}=0.537$	$C_{b1}/C_{b2}=0.365$	$T_1 < T_2$ であるので 対象としない
$0.864 \leq T_2$	$S_{02}=5.12/T_2$ $G_{S2}=2.025$ $S_{A2}=4.545/T_2$ $C_{b2}=0.464/T_2=1.067/H$	$C_{b1}/C_{b2}=0.184H$ $H=3m$ では 0.552	$C_{b1}/C_{b2}=0.184H$ $H=3m$ では 0.552 $C_{b1}/C_{b2}=0.595$

表 1 によれば、結果は次の 3 つのケースに分けられる。

$$0.16 \leq T_1 < 0.864, 0.16 \leq T_2 < 0.864 : \frac{C_{b1}}{C_{b2}} = 0.365$$

$$0.16 \leq T_1 < 0.864, 0.864 \leq T_2 : \frac{C_{b1}}{C_{b2}} = 0.184H$$

$$0.864 \leq T_1, 0.864 \leq T_2 : \frac{C_{b1}}{C_{b2}} = 0.595$$

すなわち安全限界時の等価周期が 0.864 秒以下であれば損傷限界に必要とされる耐力は安全限界の 0.365 倍程度でよいが、0.864 秒を超えると 0.5～0.6 倍必要とされる。なお、履歴減衰が小さな場合は、安全限界時の加速度低減率が小さくならないので、必要耐力比は小さくなる。以上は平屋建物の場合であるが、2 階建ての場合も同程度と考えることができる。

(2) 各耐力要素の 1/90rad 変形時と 1/20 変形時の耐力比

各耐力要素について 1/90rad 変形時耐力 Q_1 と 1/20 変形時耐力 Q_2 の比 Q_1/Q_2 を計算する。この Q_1/Q_2 が先の C_{b1}/C_{b2} より大きければ、1/20 変形時の耐力が保証出来れば 1/90rad 変形時の性能は自動的に確認できたことになる。なお耐力比 Q_1/Q_2 は標準設計法 4.1 にまとめている。

① 柱端部の長ほぞ

ほぞ柱の耐力比は、

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{1.8}{2.8} = 0.643 > 0.595$$

従って、柱の長ほぞでは 1/20 変形時の耐力が保証出来れば 1/90rad 変形時の耐力も満足される。

② 全面壁

$$\text{全面壁では、} \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{105}{91} = 1.154 > 0.595$$

従って、全面壁では 1/20 変形時の耐力が保証出来れば 1/90rad 変形時の耐力も満足される。

③ 開口壁

開口壁の耐力は全面壁に開口低減係数を乗じて計算するので、耐力比は全面壁と等しい。すなわち、開口壁では 1/20 変形時の耐力が保証出来れば 1/90rad 変形時の耐力も満足される。

④ 小壁付き独立柱

小壁付き柱の耐力比は標準設計法 4.1 に示されるように、多くのパラメータに支配される。ここ

では、壁高さを変化させた場合の計算例を示す。

表 3 小壁付き柱の耐力

$H-h_0$ cm	Q_1 kN	Q_2 kN	Q_1/Q_2	$0.6Q_2$ に対応した変形角
20	0.12	0.21	0.58	1/52
30	0.23	0.47	0.49	1/44
40	0.35	0.84	0.42	1/37
50	0.47	1.31	0.36	1/32
60	0.60	1.84	0.33	1/29
70	0.74	2.40	0.31	1/28
80	0.89	3.00	0.30	1/27

このように小壁付き柱では、柱の曲げ変形のため初期剛性が比較的に小さいため、1/90rad 変形時の耐力は小さくなく

$$\frac{Q_1}{Q_2} = 0.3$$

程度と見るべきである。しかも小壁付き柱が主な耐力要素の場合は建物周期も長くなるため、表 1 の分類で、1/20rad 変形時の周期 $T_2 > 0.864$ 秒と考えるべきなので、 Q_1/Q_2 は 0.6 以上必要となるので、表 3 の計算結果では 1/90rad 変形時の耐力は保証されない。

1/20rad 変形時建物耐力のうち柱長ほぞ、全面壁+開口壁、小壁付き柱の耐力を Q_{2F} 、 Q_{2W} 、 Q_{2C} とすれば、1/90rad 変形時のそれぞれの耐力 Q_{1F} 、 Q_{1W} 、 Q_{1C} は以上の検討から、

$$Q_{1F} = 0.643Q_{2F}, \quad Q_{1W} = 1.154Q_{2W}, \quad Q_{1C} \geq 0.3Q_{2C}$$

とできる。1/20rad 変形時の必要耐力を $C_{b2}W$ とすれば、

$$C_{b2}W \leq Q_{2F} + Q_{2W} + Q_{2C}$$

1/90rad 時の必要耐力を $C_{b1}W$ とすれば、多くの場合 $T_1 < 0.84$ であり H は 3m 程度と考えてよいので

$$\frac{C_{b1}}{C_{b2}} = 0.184H \leq 0.552$$

$$C_{b1}W \leq 0.552C_{b2}W \leq 0.552(Q_{2F} + Q_{2W} + Q_{2C}) \leq 0.552\left(\frac{Q_{1F}}{0.643} + \frac{Q_{1W}}{1.154} + \frac{Q_{1C}}{0.30}\right)$$

$$C_{b1}W \leq (Q_{1F} + Q_{1W} + Q_{1C}) + (-0.142Q_{1F} - 0.522Q_{1W} + 0.84Q_{1C})$$

1/90rad 変形時の必要耐力を満足するためには

$$C_{b1}W \leq Q_{1F} + Q_{1W} + Q_{1C}$$

であることから、結局

$$(-0.142Q_{1F} - 0.522Q_{1W} + 0.84Q_{1C}) \leq 0$$

$$Q_{1C} \leq 0.169Q_{1F} + 0.621Q_{1W}$$

従って、少なくとも

$$Q_{1C} \leq 0.621Q_{1W} \quad 1.61Q_{1C} \leq Q_{1W}$$

すなわち全面壁耐力が必要耐力の $1.61/(1+1.61)=0.62$ 以上であればよいことになる。大まかな目安としては、全面壁耐力が全体の 6 割以上を占めていれば、1/2rad 耐力の確認で 1/90rad 耐力の確認と出来るが、そうでない場合は、1/90rad 耐力を計算によって確認する。

2) 検討 2－近似応答計算に基づく検討

上記の 1) 安全限界時と損傷限界時に必要とされる耐力の比較検討から、全面壁耐力が全体の 6 割以上を占めていれば、安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 時の耐力の確認で $1/90\text{rad}$ 耐力の確認とできるとの結果になっているが、2 階建て建築物について近似応答計算に基づいた解析により、稀に発生する地震動で損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ 以下となるかについて検討する。

(1) 解析の計算モデル、計算方法

1 階と 2 階の階高比 $H2/H1$ 、重量比 $W2/W1$ および耐力係数比 $C2/Cb$ を変えて、極めて稀に発生する地震動で 1 階および 2 階の変形が $1/20\text{rad}$ 以下となる Cb を求め、その場合、稀に発生する地震動で損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ 以下となるかについて検討を行った。

解析で用いた計算モデル、計算方法は以下の通りである。

1. 解析は、詳細設計法と同じ応答計算による。
2. 変位増分法 2 により行う。
3. 1 階と 2 階の階高比 $H2/H1$ 、重量比 $W2/W1$ 、および耐力係数比 $C2/Cb$ を変化させ解析を行い、極めて稀に発生する地震動で 1 階又は 2 階の層間変形角が $1/20\text{rad}$ になる時の Cb を求め、その際の稀に発生する地震動時の 1 階および 2 階の層間変形角を抽出する。
4. 採用する加速度応答スペクトルは建築基準法施行令 82 条の 6 によるものとする。
5. 地域係数は 1.0、地盤は第 2 種地盤、地盤増幅は H12 建告 1457 号第 10 第 1 項による。調整係数 p 、 q を採用する。
6. 土壁の全面壁と小壁により構成されているとし、小壁の復元力が全体の復元力に占める割合を $1/2$ 、 $2/3$ 、 $3/4$ として検討を行った。小壁が占める割合を大きい場合について検討する。

土壁の諸元を以下に示す。

土壁の壁厚 t は 60mm 、柱はスギ 120mm 角、小壁の高さ h は 1200mm 、 900mm 、壁厚は 60mm 、柱の曲げ抵抗が有効な本数は 1 本のみとした。

土壁（全面壁）と小壁の復元力を以下に示す。

全面壁 2P (L1820mm t60) 復元力

	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
γ	0	0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.05	0.0667	0.1
$Q(kN)$	0	3.28	5.90	9.39	10.48	10.70	10.16	9.17	7.86	6.33	3.71

小壁付独立柱 (2P H2730mm h1200mm t60 D120mm スギ) 復元力

	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
γ	0	0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.05	0.0667	0.1
$Q(kN)$	0.00	0.26	0.51	1.02	1.36	2.03	2.69	3.98	5.74	7.24	6.98

7. 上記から求めた 1 階復元力については、図 1 のとおりとする。なお、 $1/20\text{rad}$ 時に 152kN となるよう基準化している。
8. 戻り剛性は $1/90\text{rad}$ の等価剛性として計算を行った。

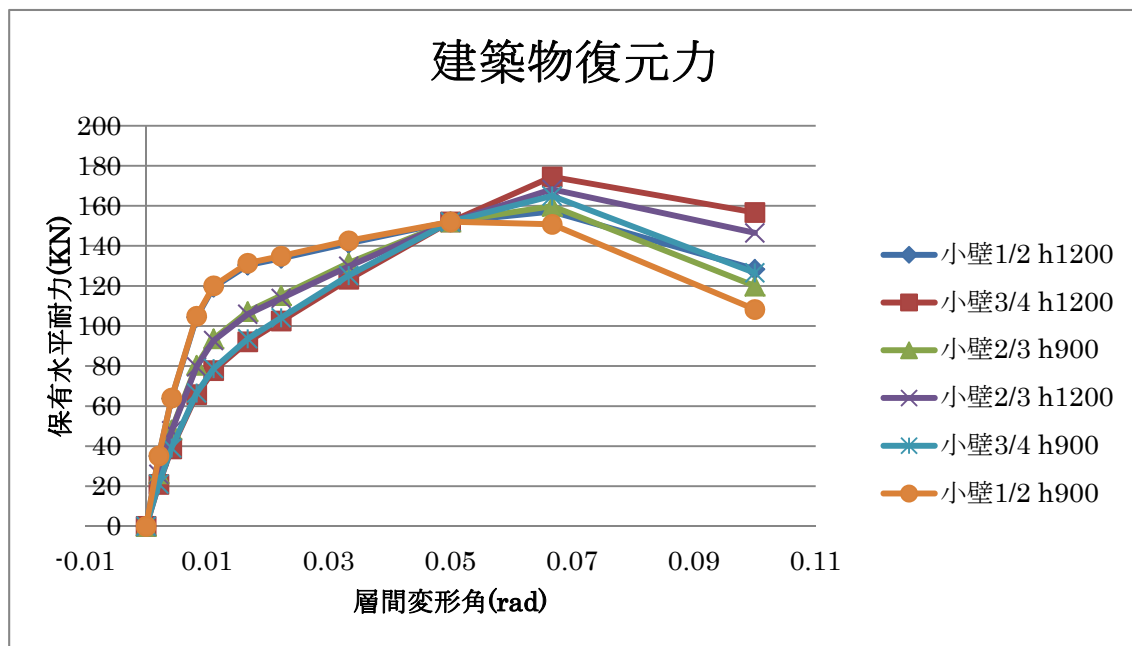


図1 復元力特性

9. 2階の復元力は図1の1階復元力の各強度レベル Q_1 を、パラメータ C_2/C_b および W_2/W_1 を用いて次式のように Q_2 に換算する。

$$Q_2 = C_2 W_2 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} C_b W_1 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} \frac{Q_1}{(W_1 + W_2)} W_1 = Q_1 \left(\frac{C_2}{C_b} \right) \left(\frac{W_2}{W_1} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{W_2}{W_1}} \right) \quad (1)$$

(2) 解析結果

以下のパラメータの組合せで解析を行った。

1階の階高 H_1 : 2500mm~3900mm、階高比 H_2/H_1 : 0.6、0.7、0.8

1階の重量 W_1 : 120kN~600kN、重量比 W_2/W_1 : 0.3、0.5、0.7、0.8、0.9

小壁の復元力が全体の復元力に占める割合 : 1/2, 2/3, 3/4

小壁の復元力が全体の復元力に占める割合 1/2, 2/3, 3/4 と小壁高さ 1200mm、900mm について、稀に発生する地震動時の変形角と安全限界時の C_b の関係のグラフを図2に示す。なお、図の縦軸は、変形角の逆数を示す。

解析の結果から、稀に発生する地震動時に損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ を上回ったケースは抽出されなかった。

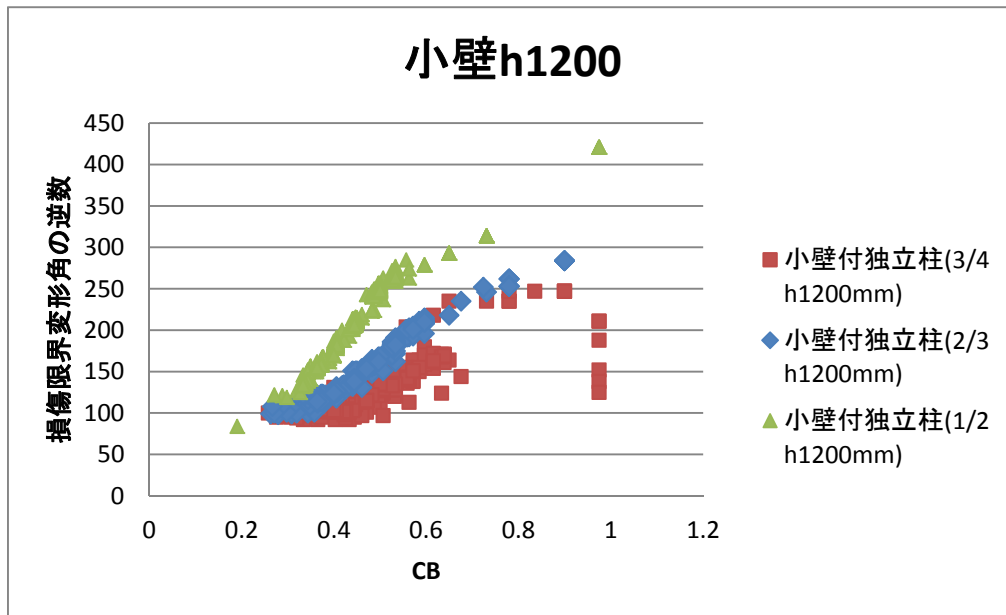


図 2(a) 損傷限界変形角と安全限界時の Cb の関係
小壁高さ 1200mm

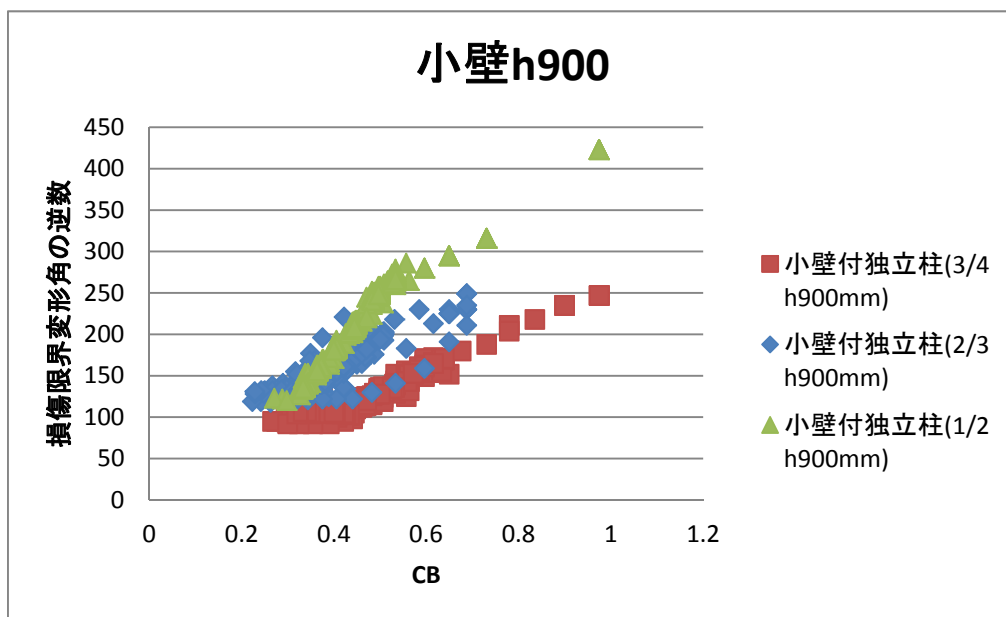


図 2(b) 損傷限界変形角と安全限界時の Cb の関係
小壁高さ 900mm

(3) 考察

今回の解析を行ったケースでは、極めて稀に発生する地震動時の変形角が $1/20\text{rad}$ となる場合は、稀に発生する地震動時に損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ を上回るケースはなかった。

小壁割合に関して、全体としての傾向は小壁割合が高くなるほど稀に発生する地震動時の層間変形角が大きくなる傾向がみられるが、小壁の復元力が全体の復元力に占める割合が大きくなっても、必ずしも稀に発生する地震動時に損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ を超えない。

標準設計法で規定されている Cb のもとでは、安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 時の耐力の確認で、稀に発生する地震動時には損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ 以上を満足する。

検討3 小壁付き柱の折損に関する検討

小壁（垂れ壁、腰壁）が付く柱は、地震時に折損する恐れがあるので、小壁が取り付け独立柱と腰壁と垂壁で拘束された柱の折損について検討を行った。

1. 小壁が取り付け独立柱の折損
2. 腰壁と垂壁で拘束された柱の折損

1. 小壁が取り付け独立柱の折損

小壁が付く柱は、地震時に折損する恐れがあるので、検討を行う。

図1および図2のように、小壁付フレームの小壁横の柱に生じるせん断力 Q_c は式(1)で、柱に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ は式(2)で得られる。ここで、小壁が負担するせん断力 Q_w は、最大の単位壁高さ・壁厚あたりのせん断力 $q_{w\max}$ （表1）に小壁高さ（ h_2 ）と壁厚 t_w を乗じた値とした。

$$Q_c = Q_w \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (1)$$

$$M_{\max} = Q_c h_2 \quad (2)$$

柱の曲げ強度 M_u を算定するにあたり、断面係数としては $D^3/4$ （ D は柱径）、さらに、断面欠損を考慮してその 0.75 倍とした。従って、有効な柱の本数を n とすると M_u は式(3)で得られる。なお、曲げ基準強度 F_b は 22.2N/mm^2 とした。

$$M_u = 0.75 F_b \frac{D^3}{4} \times n \quad (3)$$

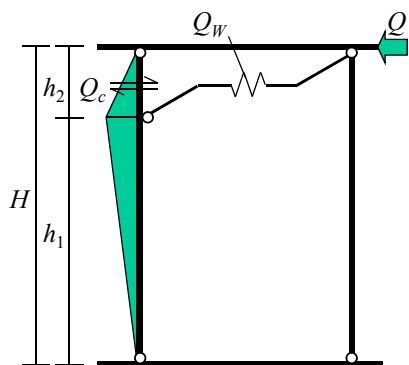


図1 1本の柱が有効な場合

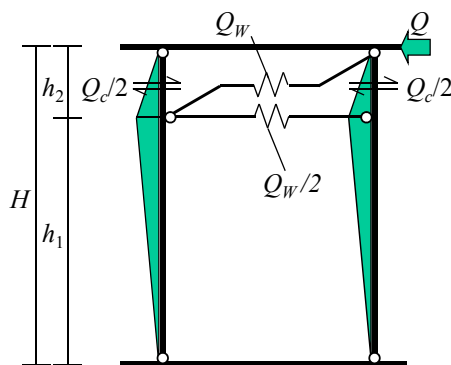


図2 2本の柱が有効な場合

表1 最大の単位壁高さ・壁厚あたりのせん断力 $q_{w\max}$

1P	2P（束あり）	2P	4P（束あり）	4P
163 kN/m ²	326 kN/m ²	245 kN/m ²	490 kN/m ²	368 kN/m ²

次頁以降に、柱に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ と柱の曲げ強度 M_u との比較を示す。当該の小壁付フレームの壁長、有効柱本数、小壁高さ、壁厚に対応した $M_{\max}$ より当該柱径の M_u が上回っていれば、柱の曲げ破壊は生じないものと考えられる。

以下の諸量に対する柱の曲げ破壊を判定する図 1 を示す。

柱小径：4 寸、5 寸、6 寸

壁長：1 P、2 P、4 P

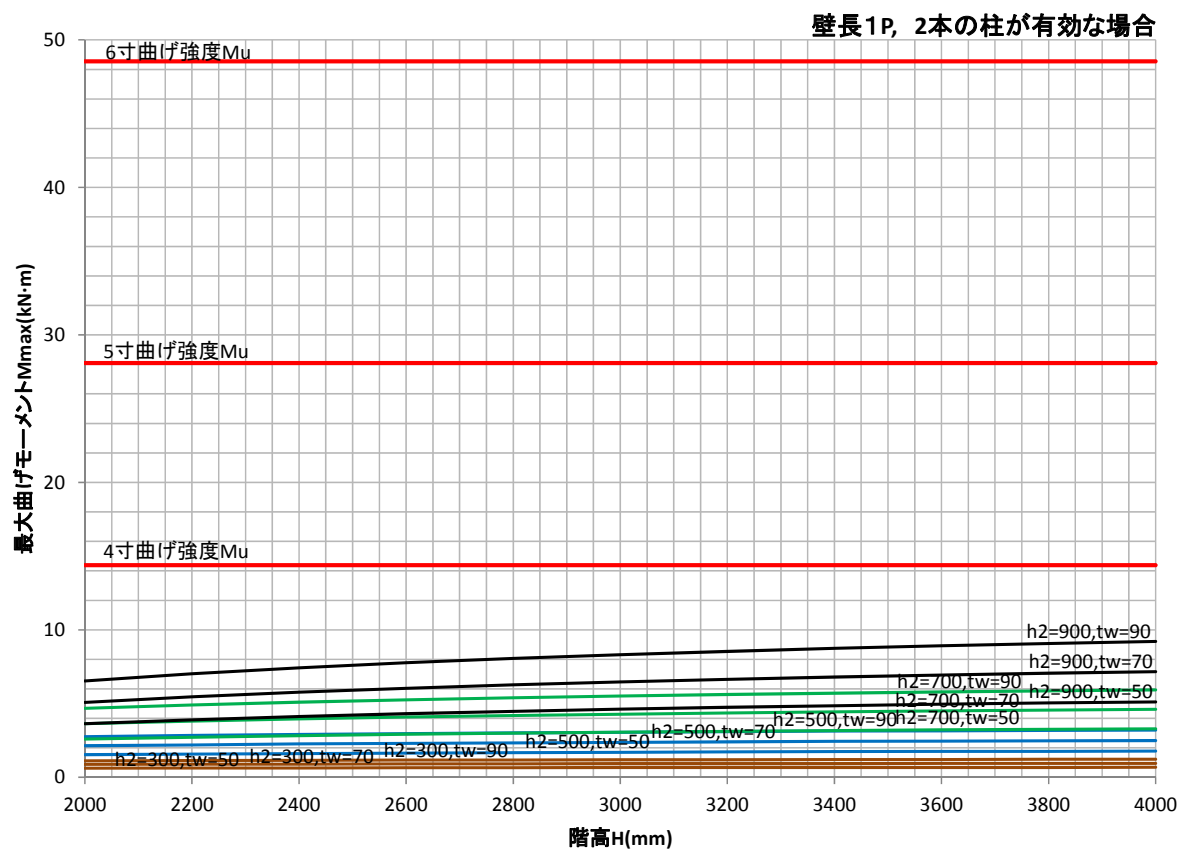
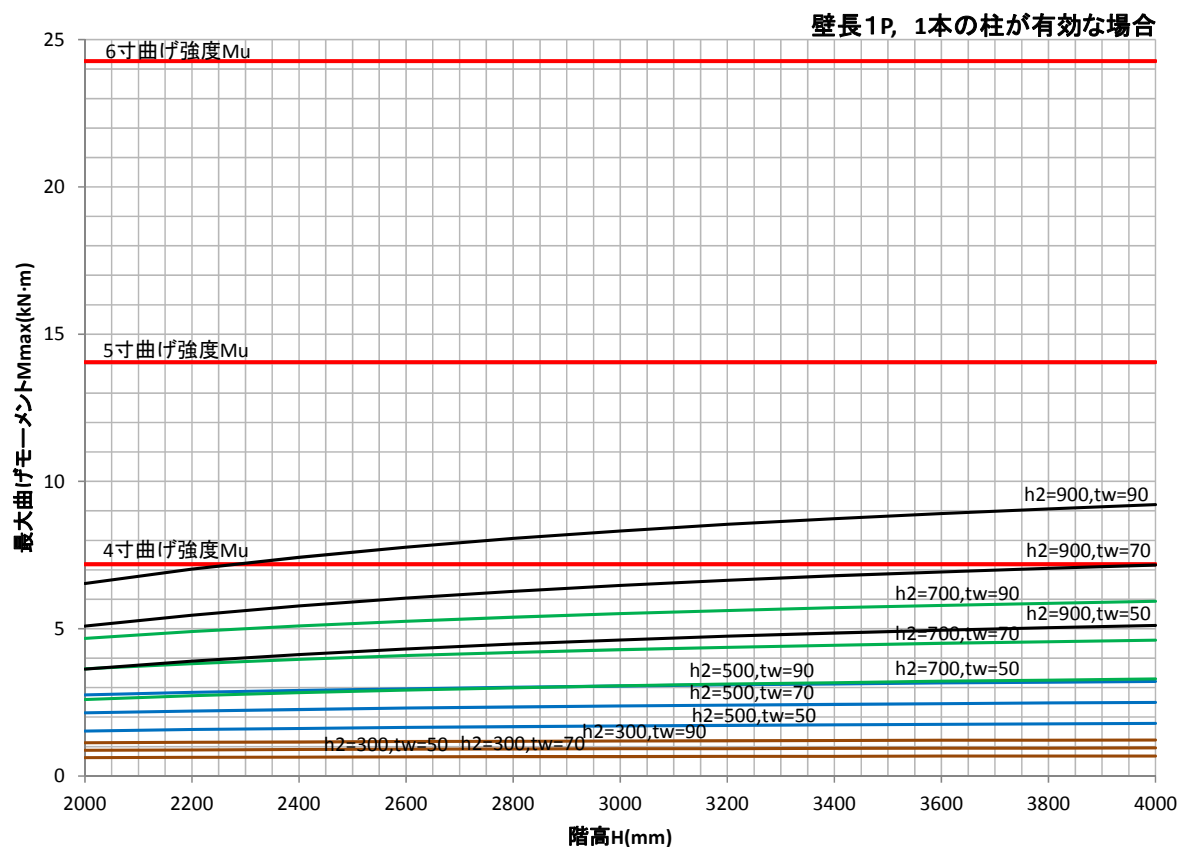
壁厚：50mm、70mm

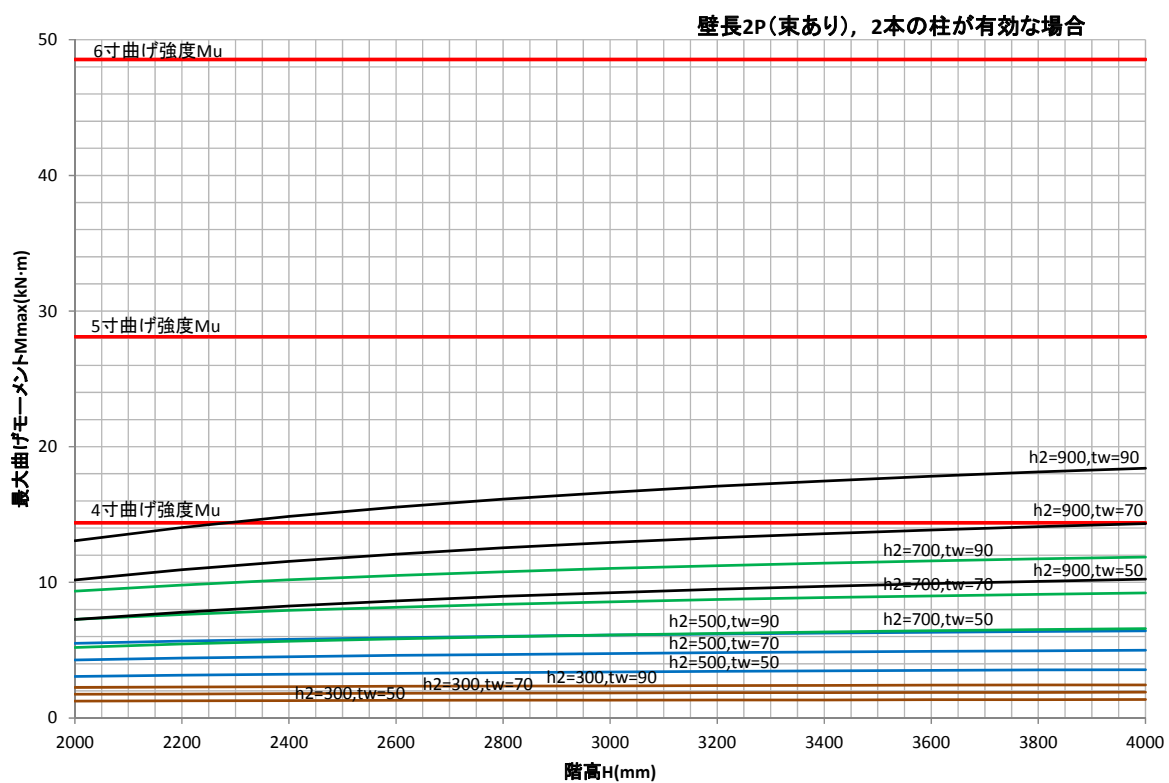
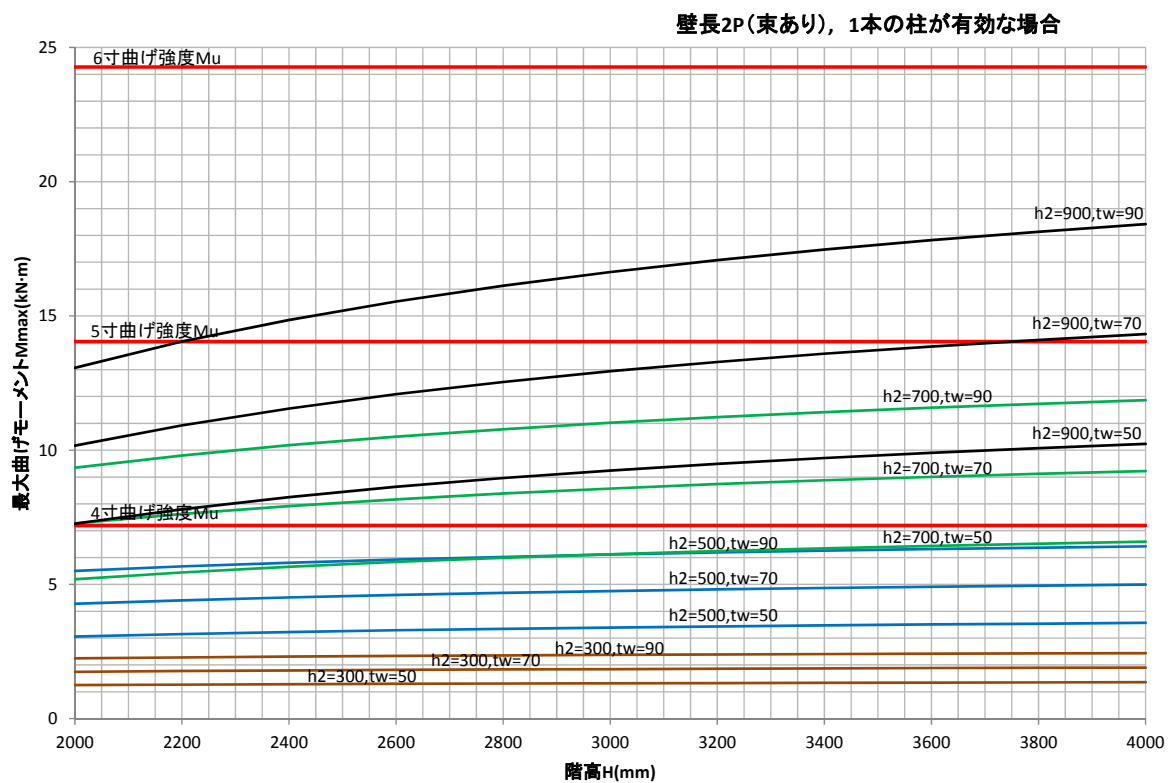
小壁に束：有無

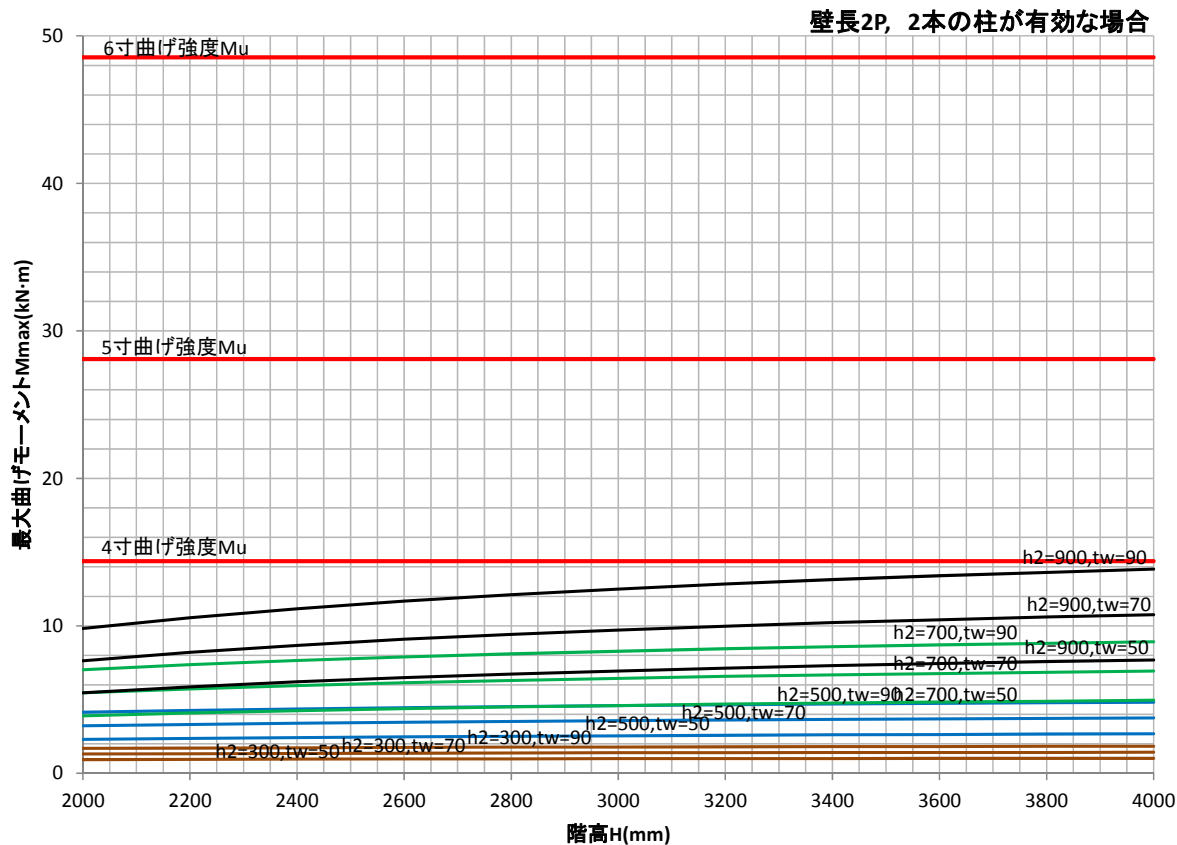
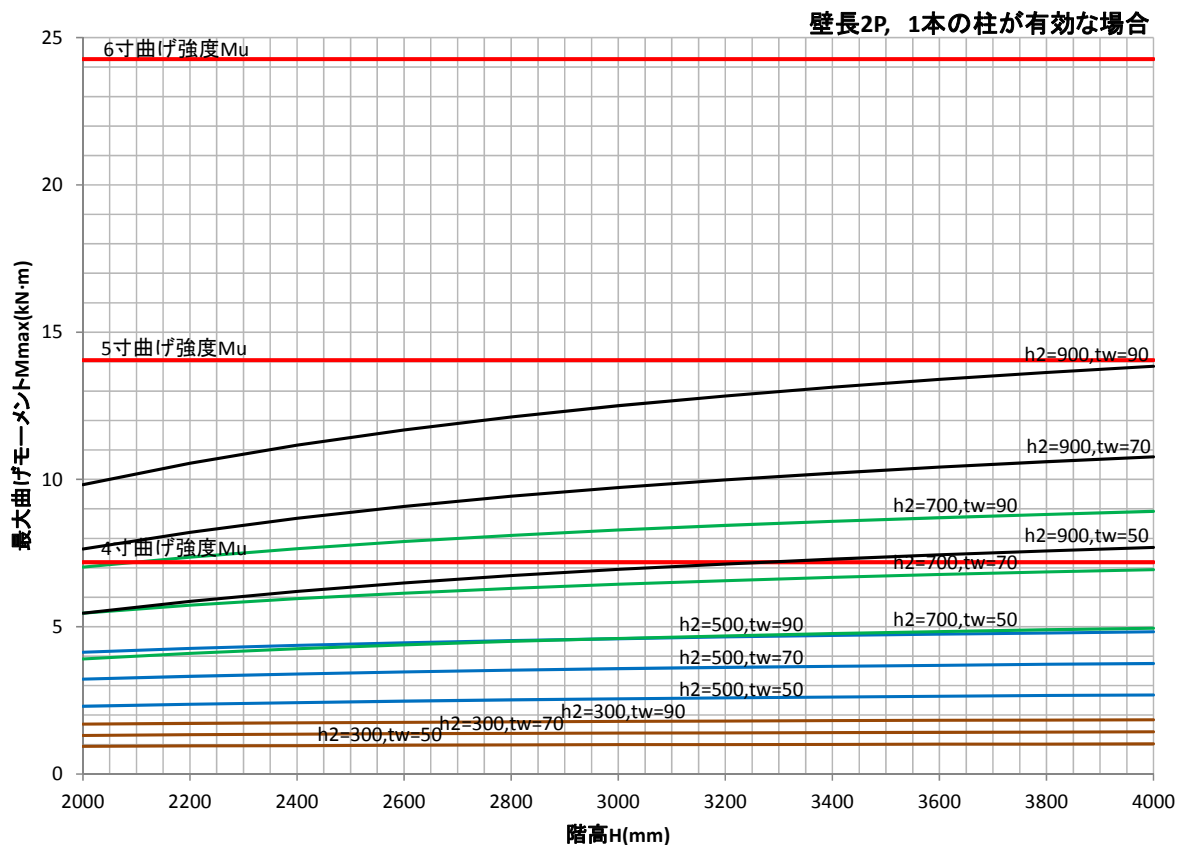
階高：2000mm～4000mm

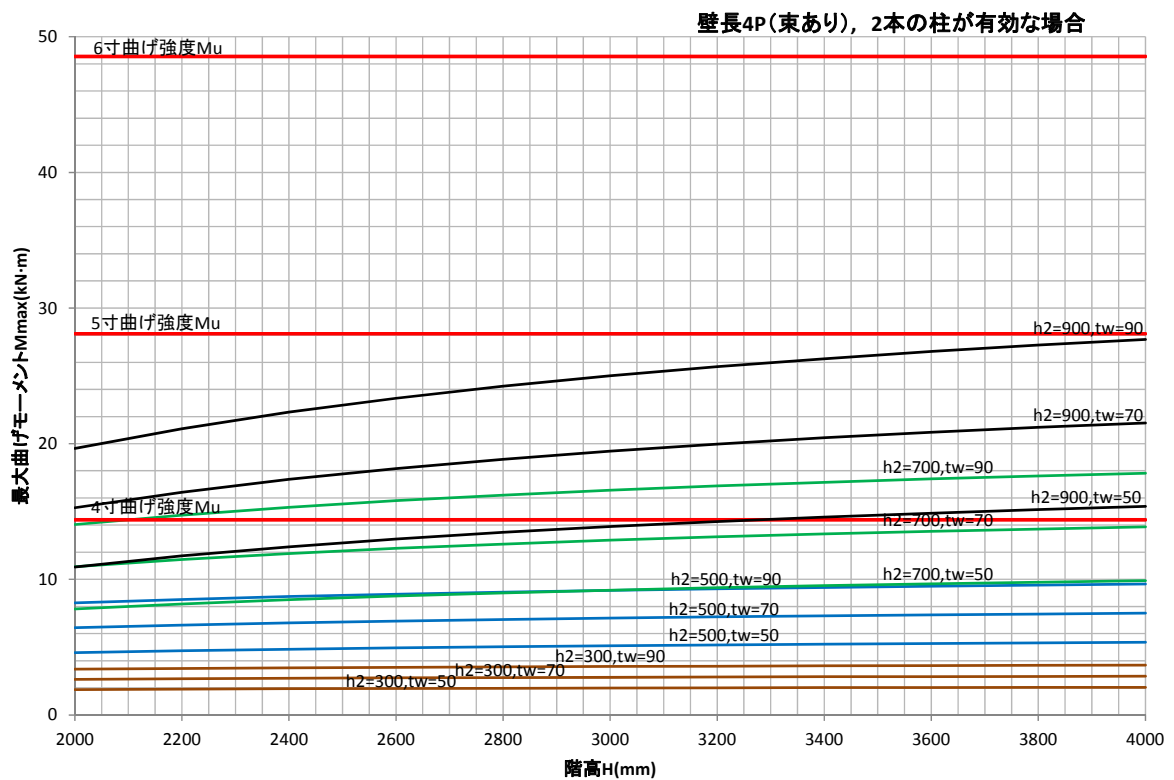
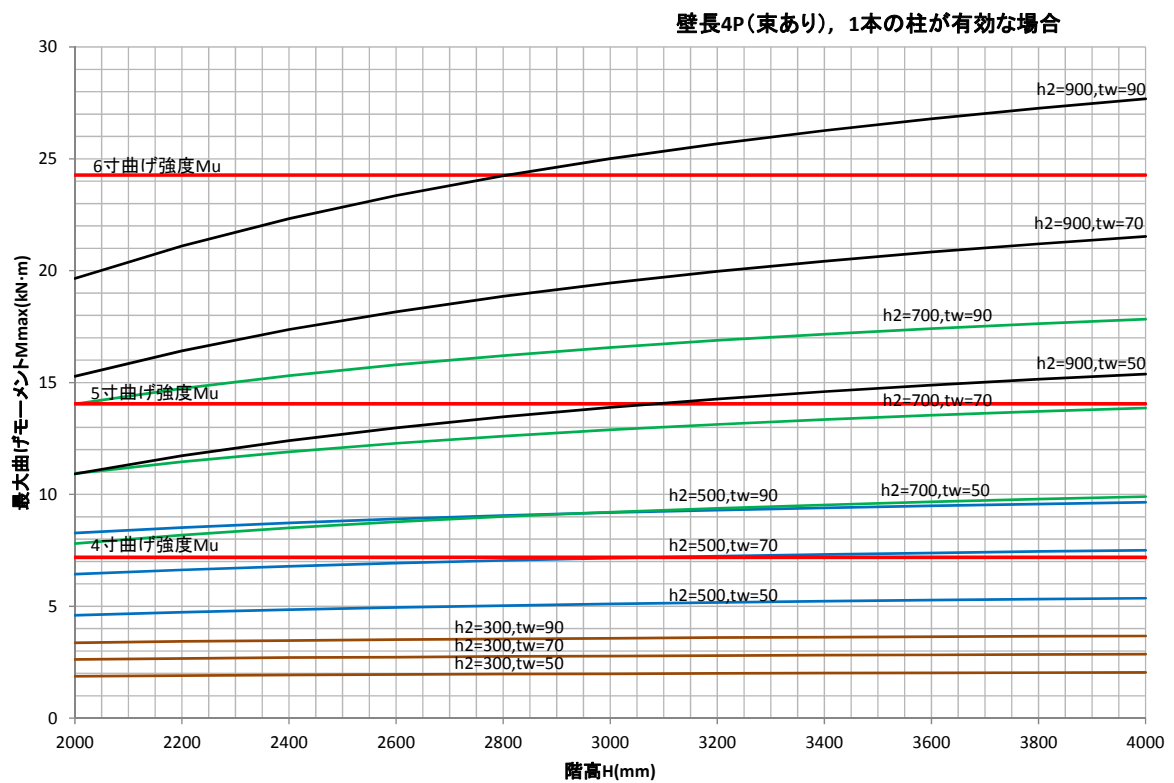
小壁の高さ (h_2)：500mm、700mm、900mm

小壁の両側の柱が有効な場合（2 本）、有効でない場合（1 本）









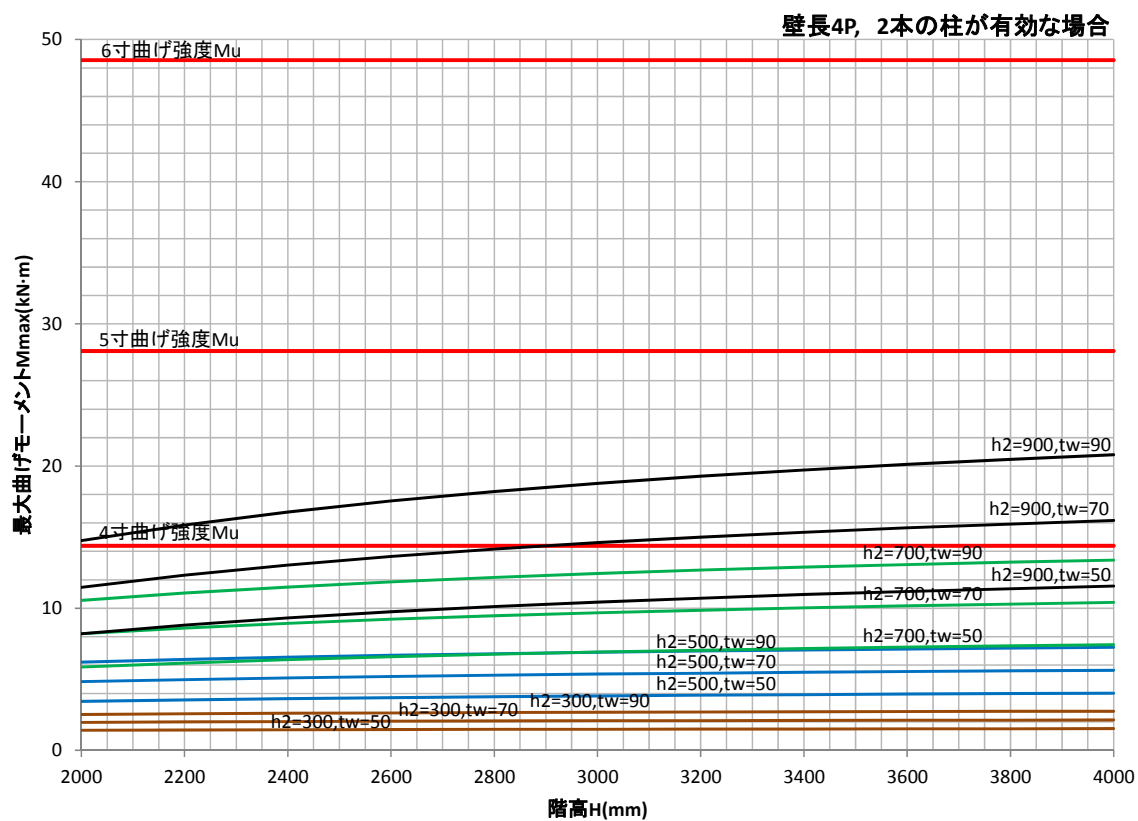
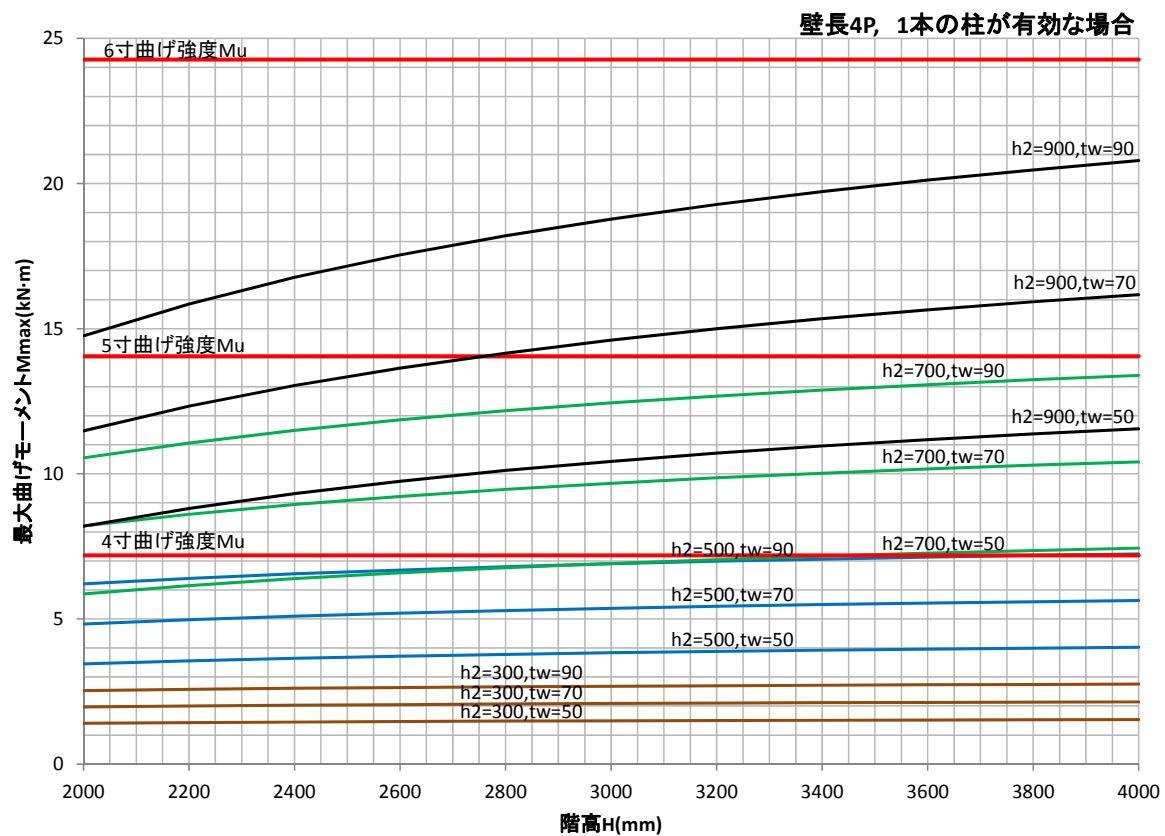


図1 柱の曲げ破壊の判定

2. 腰壁と垂壁で拘束された柱の折損

単スパンの小壁付き柱の復元力計算を基本として、図 2. 示されるような、上下小壁で拘束された柱の復元力の定式化を行う。

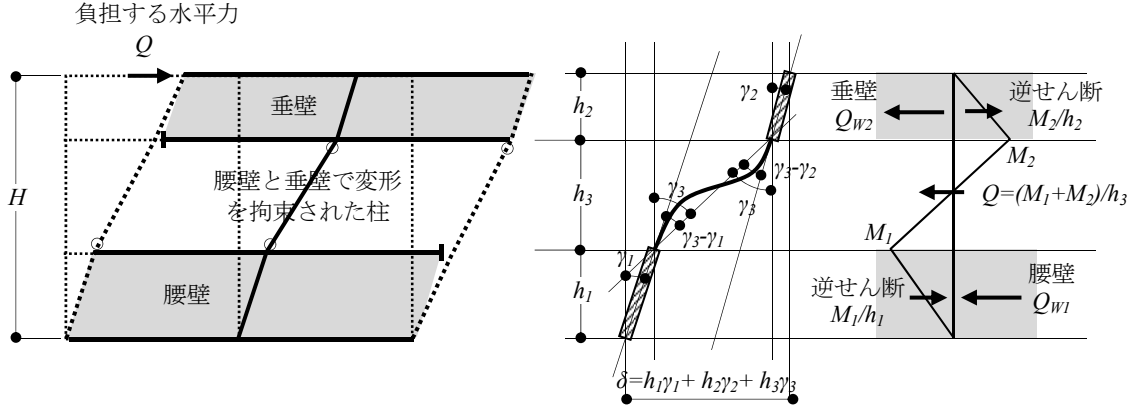


図2 上下が小壁で拘束された柱

以下では、中柱と上下小壁を対象として復元力を計算する。その変形を用いて両側の柱の耐力を加算すれば全体の復元力を近似的に作成することができる。以下では、前述と同様に理由で扱いを簡便にするため小壁内の柱は剛であると仮定する。

図 2. 力の釣合いは、

$$Q = Q_{W1} - \frac{M_1}{h_1} = Q_{W2} - \frac{M_2}{h_2} = \frac{M_1 + M_2}{h_3} \quad (4)$$

$$M_1 = (Q_{W1} - Q)h_1, \quad M_2 = (Q_{W2} - Q)h_2$$

$$M_1 + M_2 = (Q_{W1} - Q)h_1 + (Q_{W2} - Q)h_2 = Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2 - (h_1 + h_2)Q = h_3Q$$

従って

$$Q = \frac{Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{Q_{W1}h_1 + Q_{W2}h_2}{H} \quad (5)$$

変形と力の関係は上下のたわみ角が $\gamma_3 - \gamma_2$ 、 $\gamma_3 - \gamma_1$ であるので、

$$M_1 = 2EK\{2(\gamma_3 - \gamma_1) + (\gamma_3 - \gamma_2)\} = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_1 - \gamma_2) \quad (6)$$

$$M_2 = 2EK\{2(\gamma_3 - \gamma_2) + (\gamma_3 - \gamma_1)\} = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_2 - \gamma_1) \quad (7)$$

$$Q = \frac{M_1 + M_2}{h_3} = \frac{6EK(-\gamma_1 - \gamma_2 + 2\gamma_3)}{h_3} = \frac{6EI(2\gamma_3 - \gamma_1 - \gamma_2)}{h_3^2} \quad (8)$$

ここで、 E は柱の弾性係数、 K は柱の剛度を表わしており、 $K = I/h_3$ である。

腰壁のせん断力 Q_{W1} と変形 γ_1 および垂壁のせん断力 Q_{W2} と変形 γ_2 は小壁用に設定された復元力を用いることができる。(8)式から

$$\gamma_3 = \frac{Qh_3^2}{12EI} + \frac{1}{2}(\gamma_1 + \gamma_2) \quad (9)$$

全体の変形角は

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_1\gamma_1 + h_2\gamma_2 + h_3\gamma_3}{H} \quad (10)$$

(9)式を(6)および7)式に代入すると、

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_1 - \gamma_2) = 2EK\left(\frac{Qh_3^2}{4EI} + \frac{3}{2}(\gamma_1 + \gamma_2) - 2\gamma_1 - \gamma_2\right) \\
 &= 2E\frac{I}{h_3}\left(\frac{Qh_3^2}{4EI} + \frac{1}{2}(\gamma_2 - \gamma_1)\right) = \frac{1}{2}Qh_3 + \frac{EI}{h_3}(\gamma_2 - \gamma_1) \\
 M_2 &= \frac{1}{2}Qh_3 + \frac{EI}{h_3}(\gamma_1 - \gamma_2)
 \end{aligned}$$

(4)式から

$$Q_{W1} = Q + \frac{M_1}{h_1}, \quad Q_{W2} = Q + \frac{M_2}{h_2}$$

従って、

$$\begin{aligned}
 Q_{W1} &= Q + \frac{M_1}{h_1} = Q + \frac{Qh_3}{2h_1} + \frac{EI}{h_1h_3}(\gamma_2 - \gamma_1) = \left(1 + \frac{h_3}{2h_1}\right)Q + \frac{EI}{h_1h_3}(\gamma_2 - \gamma_1), \\
 Q_{W2} &= Q + \frac{M_2}{h_2} = Q + \frac{Qh_3}{2h_2} + \frac{EI}{h_2h_3}(\gamma_1 - \gamma_2) = \left(1 + \frac{h_3}{2h_2}\right)Q + \frac{EI}{h_2h_3}(\gamma_1 - \gamma_2) \quad (11)
 \end{aligned}$$

ここから Q を消去すると、

$$\begin{aligned}
 \left(1 + \frac{h_3}{2h_2}\right)Q_{W1} - \left(1 + \frac{h_3}{2h_1}\right)Q_{W2} &= \left(1 + \frac{h_3}{2h_2}\right)\frac{EI}{h_1h_3}(\gamma_2 - \gamma_1) - \left(1 + \frac{h_3}{2h_1}\right)\frac{EI}{h_2h_3}(\gamma_1 - \gamma_2) \\
 \frac{h_1}{2}(2h_2 + h_3)Q_{W1} + \frac{EIH}{h_3}\gamma_1 &= \frac{h_2}{2}(2h_1 + h_3)Q_{W2} + \frac{EIH}{h_3}\gamma_2 \quad (12)
 \end{aligned}$$

Q_{W1} 、 Q_{W2} はそれぞれ γ_1 、 γ_2 で与えられるので、指定された γ_2 に対して、(12)式を満たすような γ_1 を決定することができる。

以上から次の手順によって、復元力 Q 、 γ が与えられる。

- ① 垂壁の γ_2 を与える。
- ② 小壁の復元力より垂壁の Q_{W2} を計算する。
- ③ (12)式を満足するように腰壁の γ_1 および Q_{W1} を決定する。
- ④ (5)式から Q を計算する。
- ⑤ (9)式から γ_3 を、(10)式から γ を計算する。

もちろん、柱が上下で折損しないためには柱径を D 、曲げ強度を F_b として

$$M_c = Z_e F_b = 0.75 \times \frac{1}{4} D^3 F_b \quad (13)$$

$$M_1 = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_1 - \gamma_2) \leq M_c \quad (14)$$

$$M_2 = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_2 - \gamma_1) \leq M_c \quad (15)$$

計算例として図3に示す左側の垂壁付き柱(柱カウントは1本)に右図のようにいろいろな高さの腰壁を付加した場合の結果を図4にまとめる。最大耐力は(5)式のように、腰壁と垂壁の高さに比例して増大するが、さらに、柱下部が腰壁によって拘束されることによる初期剛性の増加が顕著である。腰壁の高さを小さくすると垂壁付き柱の計算結果に一致する。

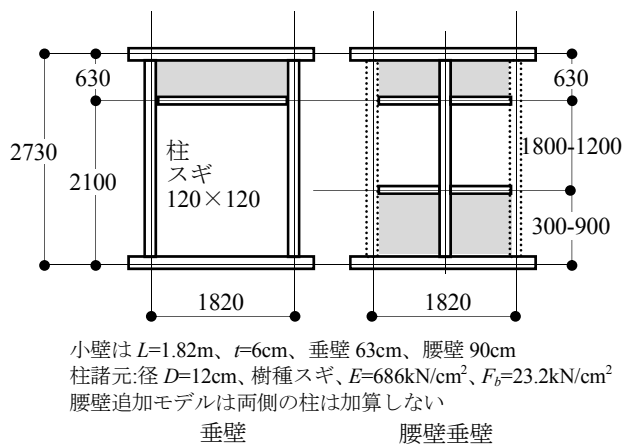


図 3.腰壁垂壁モデル

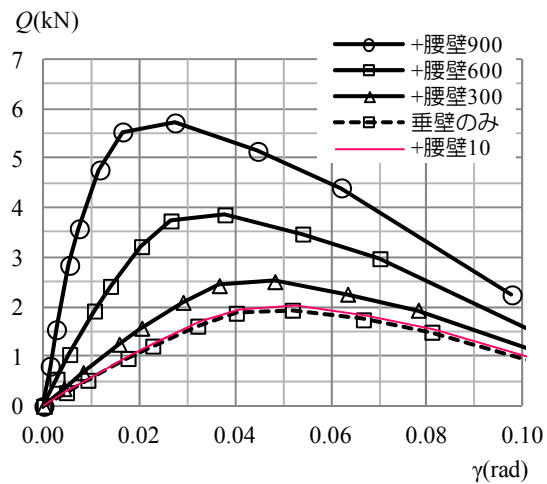


図 4 腰壁垂壁モデル計算結果

垂壁と腰壁付き柱のせん断耐力は、壁長、垂壁・腰壁の内法高さ（横架材の幅を含まない土壁部分の高さ）、壁厚、柱の径などを考慮して、表 2 に示す内より該当するものを選び、建物の各層せん断耐力に加算する。なお、同表は、柱のヤング係数が 7kN/mm^2 で、階高が 2730mm の場合である（ 2275mm と 3185mm のせん断耐力は、付表参照）。

表 2 垂壁と腰壁付き柱のせん断耐力一覧
(階高さ H=2730mm, 柱スギ, 1P, 2P, 2P 束, 4P) 着色は柱折損を示す

H=273cm スギ											
腰壁	垂壁	壁厚	柱径	1P		2P		2P 束		4P	
h_1	h_2	t	D	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$
cm	cm	cm	cm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
30	30	6	12	0.41	0.61	0.59	0.92	0.76	1.23	0.83	1.38
			15	0.43	0.61	0.63	0.91	0.83	1.22	0.90	1.37
			18	0.43	0.61	0.64	0.91	0.85	1.21	0.92	1.37
		7.5	12	0.50	0.76	0.72	1.15	0.93	1.54	1.01	1.74
			15	0.53	0.76	0.78	1.14	1.02	1.52	1.11	1.72
			18	0.54	0.76	0.80	1.14	1.06	1.52	1.15	1.71
		9	12	0.59	0.92	0.84	1.38	1.08	1.85	1.17	2.09
			15	0.63	0.91	0.92	1.37	1.21	1.83	1.31	2.06
			18	0.64	0.91	0.95	1.37	1.26	1.82	1.37	2.06
60	60	6	12	1.58	2.44	2.25	3.69	2.88	4.93	3.14	5.57
			15	1.68	2.43	2.46	3.66	3.22	4.88	3.50	5.50
			18	1.72	2.43	2.54	3.65	3.37	4.86	3.65	5.48
		7.5	12	1.93	3.06	2.71	4.63	3.42	6.19	3.71	7.00
			15	2.08	3.04	3.02	4.58	3.95	6.11	4.30	6.90
			18	2.14	3.03	3.15	4.56	4.16	6.08	4.52	6.86
		9	12	2.26	3.68	3.14	5.57	3.90	7.46	4.21	8.44
			15	2.47	3.65	3.57	5.50	4.64	7.34	5.06	8.29
			18	2.55	3.64	3.75	5.48	4.95	7.30	5.37	8.24
90	90	6	12	3.74	5.47	5.45	8.24	7.11	10.99	7.74	12.41
			15	3.86	5.46	5.71	8.21	7.56	10.93	8.20	12.33
			18	3.91	5.45	5.81	8.20	7.73	10.91	8.37	12.31
		7.5	12	4.62	6.85	6.68	10.32	8.67	13.77	9.46	15.55
			15	4.80	6.82	7.08	10.27	9.35	13.68	10.14	15.43
			18	4.87	6.82	7.24	10.25	9.62	13.65	10.42	15.39
		9	12	5.47	8.23	7.86	12.41	10.16	16.56	11.09	18.71
			15	5.73	8.19	8.43	12.33	11.10	16.43	12.05	18.54
			18	5.83	8.18	8.65	12.31	11.48	16.39	12.44	18.48
60	30	6	12	0.86	1.54	1.17	2.31	1.47	3.09	1.58	3.47
			15	0.97	1.52	1.38	2.29	1.77	3.06	1.92	3.47
			18	1.03	1.51	1.50	2.28	1.95	3.03	2.13	3.42
		7.5	12	1.02	1.92	1.39	2.90	1.73	3.81	1.86	4.12
			15	1.19	1.90	1.67	2.87	2.13	3.85	2.31	4.34
			18	1.27	1.89	1.83	2.85	2.38	3.80	2.59	4.29
		9	12	1.18	2.31	1.59	3.47	1.97	4.30	2.11	4.67
			15	1.39	2.28	1.94	3.47	2.47	4.62	2.68	5.20
			18	1.50	2.27	2.16	3.42	2.79	4.57	3.03	5.16
90	30	6	12	1.44	3.13	1.90	4.40	2.32	5.57	2.50	6.06
			15	1.77	3.06	2.44	4.63	3.04	6.22	3.30	7.09
			18	1.95	3.03	2.78	4.56	3.57	6.11	3.89	6.92
		7.5	12	1.68	3.82	2.21	5.28	2.67	6.42	2.88	6.75
			15	2.13	3.86	2.89	5.82	3.57	7.80	3.87	8.67
			18	2.38	3.79	3.36	5.73	4.29	7.71	4.68	8.70
		9	12	1.91	4.40	2.49	6.07	3.01	6.96	3.23	7.25
			15	2.45	4.63	3.30	7.08	4.06	9.18	4.39	10.13
			18	2.79	4.56	3.91	6.91	4.95	9.25	5.38	10.44
90	60	6	12	2.45	3.96	3.48	5.93	4.46	7.79	4.82	8.63
			15	2.64	3.93	3.83	5.91	5.00	7.90	5.45	8.93
			18	2.73	3.93	4.01	5.90	5.29	7.85	5.80	8.86
		7.5	12	2.98	4.93	4.21	7.36	5.37	9.33	5.77	10.15
			15	3.25	4.91	4.70	7.40	6.11	9.89	6.64	11.12
			18	3.38	4.91	4.96	7.38	6.52	9.82	7.13	11.08
		9	12	3.50	5.92	4.90	8.62	6.19	10.60	6.65	11.42
			15	3.85	5.90	5.54	8.92	7.18	11.83	7.80	13.33
			18	4.03	5.89	5.89	8.85	7.72	11.80	8.42	13.31

検討 4 通し柱の折損に関する検討

通し柱や小壁付き独立柱など、連続する柱が強制変形を受けて、部材角が柱の途中で変化する位置での折損を検討する。

指定された部材角のもとで、たわみ角法を用いて曲げモーメントを計算する。簡単のため図 1 のようなモデルを対象とする。変形角 R_1 、 R_2 を与えて、各点でのモーメントの釣り合いから節点回転角 θ_1 、 θ_2 、 θ_3 を求めることができる。なお 3 つ以上の変形角を有する柱の検討も同様に行うことができる。

たわみ角公式を用いて図 1 のモーメントが以下のように表される。

$$M_{12} = 2EK_1\{2(\theta_1 - R_1) + (R_1 - \theta_2)\} \quad (1)$$

$$M_{21} = 2EK_1\{2(R_1 - \theta_2) + (\theta_1 - R_1)\} \quad (2)$$

$$M_{23} = 2EK_2\{2(\theta_2 - R_2) + (R_2 - \theta_3)\} \quad (3)$$

$$M_{32} = 2EK_2\{2(R_2 - \theta_3) + (\theta_2 - R_2)\} \quad (4)$$

ここで、剛度 $K_1 = I_1/h_1$ 、 $K_2 = I_2/h_2$ を表す。通常の場合、柱と横架材とはモーメント伝達しないので、モーメントの釣合いは以下のように書ける。

$$M_{12} = 0, M_{32} = 0 \quad (5)$$

$$M_{21} = M_{23} \quad (6)$$

(2.2.2(6).5)式より、 θ_1 、 θ_3 が R_1 、 R_2 、 θ_2 により以下のように表される。

$$\theta_1 = \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2), \theta_3 = \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) \quad (7)$$

(2.2.2(6).7)式を(2.2.2(6).2)、(2.2.2(6).3)式に代入して、(2.2.2(6).6)式を用いれば、

$$2EK_1\left(R_1 - 2\theta_2 + \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2)\right) = 2EK_2\left(2\theta_2 - \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) - R_2\right)$$

$$3EK_1(R_1 - \theta_2) = 3EK_2(\theta_2 - R_2)$$

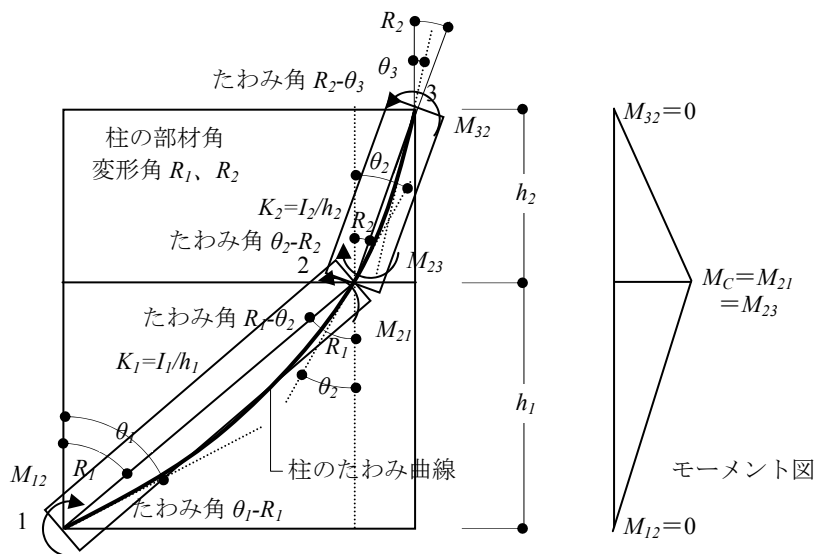


図 1 強制変形を受ける柱

$$\theta_2 = \frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} \quad (8)$$

以上より、柱中央部のモーメント $M_c=M_{2l}=M_{23}$ は次式となる。

$$M_c = M_{23} = 3EK_2(\theta_2 - R_2) = 3EK_2 \left(\frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} - R_2 \right) = \frac{3EK_1 K_2}{K_1 + K_2} (R_1 - R_2)$$

従って、

$$M_c = \frac{3E \frac{I_1}{h_1} \frac{I_2}{h_2}}{\frac{I_1}{h_1} + \frac{I_2}{h_2}} (R_1 - R_2) = \frac{3EI_1 I_2}{h_2 I_1 + h_1 I_2} (R_1 - R_2)$$

一般に上下で断面は変わらないので、 $I_1=I_2=I$ とし、対象部分の全高さを $H=h_1+h_2$ とすれば

$$M_c = \frac{3EI}{H} (R_1 - R_2) \quad (9)$$

柱の曲げ耐力 M_u は、材料強度を F_b 、断面有効率を α とすれば、

$$M_u = \alpha Z F_b = \alpha \frac{2I}{D} F_b \quad (10)$$

ここで、 D は柱径を表す。柱が折損しないためには $M_u \geq M_c$ であるので、変形角の差 $\Delta R=R_1-R_2$ が以下の範囲であればよい。

$$\Delta R \leq \alpha \frac{2H F_b}{3D E} \quad (11)$$

また、実験から最大荷重時の変形量は弾性剛性を用いた変形量より大きくなることが分かっている。

変形量の増大率を β とすれば、

$$\Delta R \leq \alpha \beta \frac{2H F_b}{3D E} \quad (12)$$

で示される。

安全限界時の変形角の差 $\Delta R=R_1-R_2$ は(12)式の範囲であればよい。

断面有効率 α は、断面欠損を考慮した断面形状に応じ算定するか、表 1 を用いてもよい。

変形量の増大率 β はスギにあつては 1.5、ヒノキ、ケヤキ（ケヤキは要検討）にあつては 1.2 とし
てよい。

なお、損傷限界時には、(12)式のうち、材料強度 F_b を短期許容応力度 $2/3F_b$ 、変形量の増大率 β は 1.0 と読み替えて適用する。

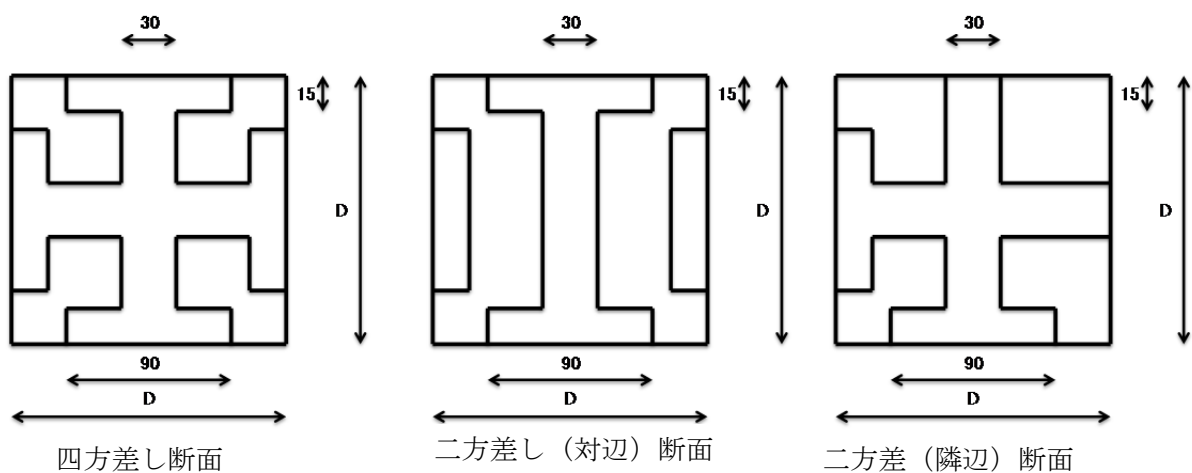


図 2 柱の断面形状

柱断面は図 2 のように仮定し、 α は表 1 とした。

表 1 α (断面係数の有効率)

柱小径 (mm)	四方差し	二方差 (対辺)	二方差 (二隣辺)
120	0.34	0.35	0.46
135	0.47	0.47	0.55
150	0.55	0.56	0.63
180	0.66	0.67	0.71
210	0.73	0.74	0.77
240	0.78	0.79	0.81
270	0.81	0.81	0.83
300	0.84	0.84	0.86

標準設計法において、柱について断面の検討を行わずとも設計できることとするため、仮定を設ける必要がある。1 層、2 層の変形角差をどのように仮定するかによって、使用できる樹種、小径の範囲が決定される。標準設計法は 1 層先行降伏型 ($C_2/C_b > R_{c0}$) であること及び変位増分法 2 は降伏する層の変形が進むことから 2 層の層間変形角は大きくならないとされる。 R_1 を $1/15\text{rad}$ 、 R_2 を $1/150\text{rad}$ 、 ΔR を $1/17\text{rad}$ と仮定して一覧にしたものを表 2～表 4 に示す。

また、 R_1 を $1/20\text{rad}$ 、 R_2 を $1/150\text{rad}$ 、 ΔR を $1/23\text{rad}$ と仮定して一覧にしたものを表 5～表 6 に示す。ここで、 $R_2=1/150\text{rad}$ は、地域係数を加味した C_b を導入する際に検討した各ケースのうち、Z1.0 において 2 階の変形角が最小となる数値を丸めたものとしている。 C_2/C_b が R_{c0} に近づくと R_2 が大きくなり、 ΔR が小さくなるため安全側となる。

表2 二方差（対辺）設計可能範囲

スギ 120

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	1/17
	2730	-	-	-	-	1/17	1/16
	3000	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3300	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3600	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3900	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14

ヒノキ 120

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

ケヤキ 120

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 135

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

ヒノキ 135

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/16
	3600	-	-	-	-	1/16	1/16
	3900	-	-	-	1/16	1/16	1/15

ケヤキ 135

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 150

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12
	3000	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11
	3900	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/11

ヒノキ 150

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	1/17	1/16
	3300	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3600	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14

ケヤキ 150

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 180

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

ヒノキ 180

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	1/17	1/16
	3300	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3600	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14

ケヤキ 180

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 210

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	2730	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

ヒノキ 210

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	1/17
	3300	-	-	-	-	1/17	1/16
	3600	-	-	-	1/17	1/16	1/16
	3900	-	-	1/17	1/16	1/16	1/15

ケヤキ 210

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 240

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	1/16	1/15	1/15
	2730	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12

ヒノキ 240

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

ケヤキ 240

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 270

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	1/16	1/15	1/15
	2730	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12

ヒノキ 270

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

ケヤキ 270

		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

表 3 四方差 設計可能範囲

		スギ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/16
	3000	-	-	-	-	1/17	1/16
	3300	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3600	-	-	1/17	1/16	1/15	1/14

		ヒノキ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-

		ケヤキ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-

		スギ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12

		ヒノキ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	1/16	-
	3600	-	-	-	1/16	1/16	1/15

		ケヤキ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-

		スギ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	1/16	-
	3300	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3600	-	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

		ケヤキ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-

		スギ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	1/17	-
	3000	-	-	-	-	1/16	-
	3300	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3600	-	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

		ケヤキ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-

		スギ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/16	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12

		ヒノキ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	1/17	-
	3600	-	-	-	1/17	1/16	1/15

		ケヤキ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-

		スギ 240					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	2730	-	-	1/17	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13

		ヒノキ 240					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	1/17	-

		ケヤキ 240					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-

		スギ 270					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	2730	-	-	1/17	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13

		ヒノキ 270					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	1/17	-

		ケヤキ 270					
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

表 4 二方差（隣辺） 設計可能範囲

		スギ 120					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	2730	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3000	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3300	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3600	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3900	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10

		ヒノキ 120					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	1/17
	2730	-	-	-	-	-	1/16
	3000	-	-	-	-	1/16	1/16
	3300	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3600	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3900	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14

		ケヤキ 120					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	1/17

		スギ 135					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/15	1/15	1/14	1/13	1/12	1/12
	2730	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11
	3000	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11
	3300	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11	1/11
	3600	1/12	1/12	1/11	1/11	1/11	1/10
	3900	1/12	1/11	1/11	1/11	1/10	1/10

		ヒノキ 135					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	1/17	1/16
	2730	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3000	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3300	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3600	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14
	3900	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13

		ケヤキ 135					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/16
	3900	-	-	-	-	1/16	1/16

		スギ 150					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11
	2730	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3000	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3300	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10
	3600	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10	1/10
	3900	1/11	1/11	1/11	1/10	1/10	1/9

		ヒノキ 150					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	2730	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3000	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3300	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14
	3600	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3900	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13

		ケヤキ 150					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/17
	3600	-	-	-	-	1/17	1/16
	3900	-	-	-	1/17	1/16	1/15

		スギ 180					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12
	2730	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12	1/12
	3000	1/14	1/14	1/13	1/12	1/12	1/11
	3300	1/14	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3600	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10
	3900	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10	1/10

		ヒノキ 180					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	1/16
	2730	-	-	-	-	1/17	1/16
	3000	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3300	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3600	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3900	1/16	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13

		ケヤキ 180					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

		スギ 210					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 210					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	-	1/16
	3300	-	-	-	-	1/16	1/16
	3600	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

		ケヤキ 210					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

		スギ 240					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	1/17	1/16	1/15	1/14
	2730	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3000	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3300	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3600	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12
	3900	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12

		ヒノキ 240					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/17
	3600	-	-	-	-	1/17	1/16
	3900	-	-	-	1/17	1/16	1/16

		ケヤキ 240					
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

表 5 二方差（対辺） 設計可能範囲

		スギ 120						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17	
	2730	1/20	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16	
	3000	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16	1/15	
	3300	1/18	1/18	1/17	1/16	1/15	1/15	
	3600	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	
	3900	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14	

		ヒノキ 120						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	-	-	-	-	1/22	
	2730	-	-	-	-	1/22	1/21	
	3000	-	-	-	1/22	1/21	1/21	
	3300	-	-	1/22	1/21	1/21	1/20	
	3600	-	1/22	1/21	1/21	1/20	1/19	
	3900	1/22	1/21	1/21	1/20	1/19	1/18	

		ケヤキ 120						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	
	2730	-	-	-	-	-	-	
	3000	-	-	-	-	-	-	
	3300	-	-	-	-	-	-	
	3600	-	-	-	-	-	1/23	
	3900	-	-	-	-	1/23	1/22	

		スギ 135						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/18	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-	
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	

		ヒノキ 135						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	1/23	1/22	1/20	1/19	1/19	
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-	
	3000	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	
	3300	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16	
	3600	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16	
	3900	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	

		ケヤキ 135						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	-	-	-	-	1/22	
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-	
	3000	-	-	-	1/23	1/22	1/21	
	3300	-	-	1/23	1/22	1/21	1/20	
	3600	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19	
	3900	1/22	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	

		スギ 150						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	
	2730	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12	
	3000	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	
	3300	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11	
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11	
	3900	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/11	

		ヒノキ 150						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	
	2730	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17	
	3000	1/20	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16	
	3300	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16	1/15	
	3600	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15	
	3900	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	

		ケヤキ 150						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	-	-	-	1/22	1/21	
	2730	-	-	-	-	1/22	1/20	
	3000	-	-	1/22	1/21	1/20	1/19	
	3300	-	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	
	3600	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	
	3900	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17	

		スギ 180						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	
	2730	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	
	3000	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	
	3300	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	

		ヒノキ 180						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	
	2730	1/21	1/20	1/19	1/18	1/18	1/17	
	3000	1/20	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16	
	3300	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16	1/15	
	3600	1/18	1/18	1/17	1/16	1/15	1/15	
	3900	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	

		ケヤキ 180						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	-	-	-	1/22	1/21	
	2730	-	-	-	1/22	1/21	1/20	
	3000	-	-	1/22	1/21	1/20	1/19	
	3300	-	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	
	3600	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	
	3900	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17	

		スギ 210						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/18	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14	
	2730	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	
	3600	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	

		ヒノキ 210						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	
	2730	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	
	3000	1/21	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	
	3300	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	
	3600	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16	
	3900	1/18	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	

		ケヤキ 210						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	-	-	-	-	-	1/22	
	2730	-	-	-	-	1/22	1/21	
	3000	-	-	-	1/23	1/21	1/21	
	3300	-	-	1/23	1/21	1/21	1/20	
	3600	-	1/22	1/21	1/21	1/20	1/19	
	3900	1/22	1/21	1/21	1/20	1/19	1/18	

		スギ 240						
		1階階高						
		2500	2730	3000	3300	3600	3900	
2階階高	2500	1/19	1/18	1/17	1/16	1/15	1/15	
	2730	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	
	3000	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	
	3600	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	

表6 四方差 設計可能範囲

		スギ 120					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	2730	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16
	3000	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16
	3300	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15
	3600	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15
	3900	1/17	1/16	1/16	1/15	1/15	1/14

		ヒノキ 120					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	1/23
	2730	-	-	-	-	-	1/22
	3000	-	-	-	-	1/22	1/21
	3300	-	-	-	1/22	1/21	1/20
	3600	-	-	1/22	1/21	1/20	1/19
	3900	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19

		ケヤキ 120					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	1/23

		スギ 135					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/18	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 135					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	1/23	1/22	1/20	1/19	1/19
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-
	3000	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	3300	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16
	3600	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16
	3900	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15

		ケヤキ 135					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	1/22
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-
	3000	-	-	-	1/23	1/22	1/21
	3300	-	-	1/23	1/22	1/21	1/20
	3600	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19
	3900	1/22	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18

		スギ 150					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 150					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/23	1/22	1/20	1/19	1/18	1/18
	2730	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	3000	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16
	3300	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16
	3600	1/18	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15
	3900	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

		ケヤキ 150					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	1/22	1/21
	2730	-	-	-	1/23	1/22	1/21
	3000	-	-	1/23	1/22	1/21	1/20
	3300	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19
	3600	1/22	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3900	1/21	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17

		スギ 180					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 180					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/23	1/22	1/20	1/19	1/18	1/18
	2730	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	3000	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16
	3300	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16
	3600	1/18	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15
	3900	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

		ケヤキ 180					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	1/22	1/21
	2730	-	-	-	1/23	1/22	1/21
	3000	-	-	1/23	1/22	1/21	1/20
	3300	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19
	3600	1/22	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3900	1/21	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17

		スギ 210					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/18	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/16	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 210					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	1/23	1/22	1/20	1/19	1/19
	2730	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3000	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	3300	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17
	3600	1/19	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16
	3900	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15

		ケヤキ 210					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	1/22
	2730	-	-	-	-	1/23	1/22
	3000	-	-	-	1/23	1/22	1/21
	3300	-	-	1/23	1/22	1/21	1/20
	3600	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19
	3900	1/22	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18

		スギ 240					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15
	2730	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15	1/14
	3000	1/17	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12

		ヒノキ 240					
		1階階高					
2階階高		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	1/22	1/21	1/20
	2730	-	-	1/22	1/21	1/20	1/19
	3000	-	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3300	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/18
	3600	1/21	1/20	1/19	1/18	1/18	1/17</

表 7 二方差（隣辺） 設計可能範囲

		スギ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	2730	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3000	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3300	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3600	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3900	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10

		ヒノキ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	2730	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16
	3000	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16
	3300	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15
	3600	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14
	3900	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14

		ケヤキ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	1/22	1/21	1/20
	2730	-	-	1/23	1/22	1/21	1/20
	3000	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19
	3300	1/22	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3600	1/21	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	3900	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17

		スギ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/15	1/15	1/14	1/13	1/12	1/12
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-
	3000	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11
	3300	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11	1/11
	3600	1/12	1/12	1/11	1/11	1/11	1/10
	3900	1/12	1/11	1/11	1/11	1/10	1/10

		ヒノキ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-
	3000	1/18	1/18	1/17	1/16	1/15	1/15
	3300	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3600	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14
	3900	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13

		ケヤキ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	1/22	1/21	1/20	1/19
	2730	-	0.0	-	0.0	-	-
	3000	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18
	3300	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17
	3600	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16
	3900	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16

		スギ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11
	2730	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3000	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3300	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10
	3600	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10	1/10
	3900	1/11	1/11	1/11	1/10	1/10	1/9

		ヒノキ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16	1/15
	2730	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15
	3000	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14
	3300	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14
	3600	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3900	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13

		ケヤキ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19
	2730	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3000	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	3300	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17
	3600	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16
	3900	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15

		スギ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12
	2730	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12	1/12
	3000	1/14	1/14	1/13	1/12	1/12	1/11
	3300	1/14	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3600	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10
	3900	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10	1/10

		ヒノキ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16
	2730	1/20	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16
	3000	1/19	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15
	3300	1/18	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15
	3600	1/17	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3900	1/16	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13

		ケヤキ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	1/22	1/21	1/20
	2730	-	-	1/22	1/21	1/20	1/19
	3000	-	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3300	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/18
	3600	1/21	1/20	1/19	1/18	1/18	1/17
	3900	1/20	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16

		スギ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/23	1/22	1/20	1/19	1/18	1/18
	2730	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17
	3000	1/20	1/20	1/19	1/18	1/17	1/16
	3300	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16	1/16
	3600	1/18	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15
	3900	1/18	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

		ケヤキ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	1/22	1/21
	2730	-	-	-	1/23	1/22	1/21
	3000	-	-	1/23	1/22	1/21	1/20
	3300	-	1/23	1/22	1/21	1/20	1/19
	3600	1/22	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3900	1/21	1/21	1/20	1/19	1/18	1/17

		スギ 240					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/18	1/18	1/17	1/16	1/15	1/14
	2730	1/18	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3000	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3300	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3600	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12
	3900	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12

ヒノキ 240							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	1/22	1/21	1/20	1/19
	2730	-	1/22	1/21	1/20	1/19	1/18
	3000	1/22	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18
	3300	1/21	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17
	3600	1/20	1/19	1/19	1/18	1/17	1/16
	3900	1/19	1/18	1/18	1/17	1/16	1/16

検討 5 水平構面の剛性と偏心に関する検討

建築物の上部構造の偏心や水平構面の剛性が上部構造のねじれ挙動や構面間の部分的な応答増大に及ぼす影響を検討した。上部構造の偏心や水平構面の剛性ととも柱脚の拘束条件（柱脚の水平・上下移動を拘束する場合と水平・上下移動を拘束しない場合）による上部構造の応答について検討を行った。また、標準設計法での偏心によるせん断耐力の低減や床構面の開口（吹き抜け）についても検討した。

1. 水平構面の床剛性による応答への影響
2. 床剛性と偏心による構面間応答差の評価のための検討
3. 偏心率と床面剛性が鉛直構面の变形増大に及ぼす影響
4. 標準設計法：偏心によるせん断耐力の低減
5. 標準設計法：床開口に関する規定

1. 水平構面の床剛性による応答への影響

地震時の捩れ振動の影響を考慮した設計法を検討していくために、まず基本的な検討課題を抽出することを目的とし、水平構面の床剛性による、ねじれ応答への影響を 2010 年度の E-defense で実施された実験結果に基づく解析モデル検証とともに、床剛性をパラメータとした数値シミュレーションによるケーススタディから明らかにしていく。

検討対象とするねじれ応答の性状に関しては、耐震要素が降伏した後の弾塑性領域に至った場合における挙動に、水平構面の床剛性どのように関与するかについて、その傾向や特性を見極めることを主眼とし、極めて稀に発生する地震動に対する応答性状の検証を念頭に置いた。更に、上部構造の偏心がねじれ挙動に及ぼす影響を確認することに重点を置き、ここでは、柱脚の移動は考慮せず、また 1 階と 2 階の柱および耐震要素の剛性バランスの影響についても検討条件からは除く。

そこで、ここで対象とする建物モデルは、2010 年度に E-defense で実施された振動台実験で土台形式（柱脚の水平・上下移動を拘束）の 2 階建て試験体 No. 3 の実験計測結果に基づいており、具体的には壁配置 A と B、それに C を加えた 3 種類の実験結果と対応させ、事後解析モデルを作成し、その偏心の状態に関連した捩れ振動の評価と、それに影響する水平構面の剛性について着目した。検証対象のモデルは、図 1.1～図 1.3 に示す、短辺（Y または S 方向とも表記）3.64m×2 スパン、長辺（X または L 方向とも表記）3.64m×3 スパンの壁配置を持つ 2 階建てモデルである。

①-1 検討対象モデル：壁配置

先ず、図 1.1 に示す壁配置 A では、偏心はなく 1, 2 階の耐力バランスが概ね良く基本配置とする。図 1.2 に示す壁配置 B では 1 階に偏心があり、2 階は壁配置 A と同一である。更に、偏心を大きく設けた場合の影響を検証するために、解析用に壁配置 B の 1 階端部の小壁を取り去り偏心を大きくした、図 1.3 に示す壁配置 B2 を作成し、他のモデルと結果を比較した。以上、壁配置の違いから、ここでは、それぞれモデル A、B、B2 と称する。これらの 3 種類のモデルの平面図中、赤色は全壁(S)、青色の点線は垂壁(HW)と腰壁(SW)を表し、壁は全て乾式土壁である。

壁配置 A : 1 階と 2 階の耐力バランスは良く、偏心はない

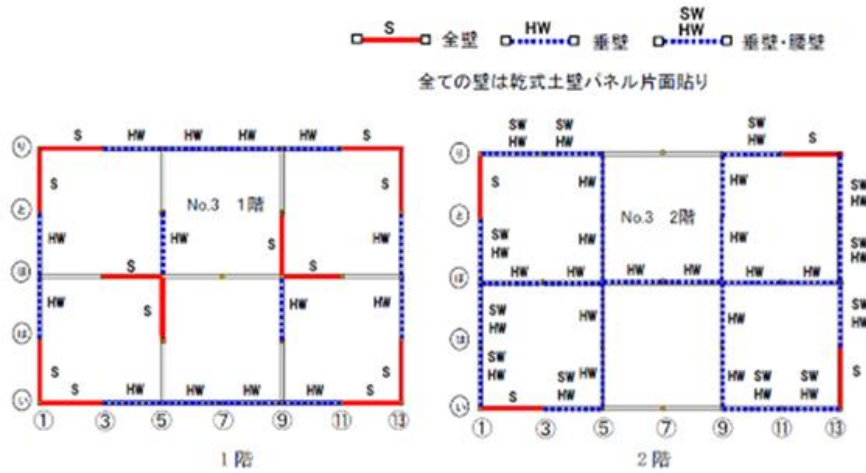


図 1.1 モデル A (無偏心)

壁配置 B : 1 階に偏心有り、2 階は壁配置 A と同一

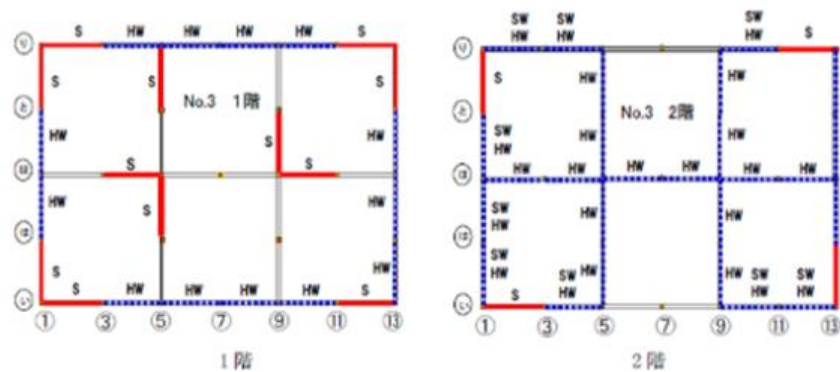


図 1.2 モデル B (偏心率 0.17)

壁配置 B2 : 1 階の耐力バランスが悪く、偏心を大きくした解析用モデル
モデル B の 1 階壁配置にて、⑬通りの小壁を削除したモデル

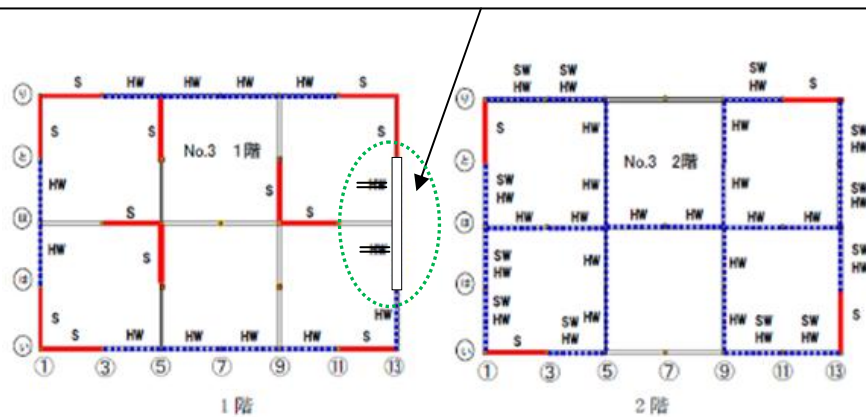


図 1.3 モデル B2 (偏心率 0.24)

なお、数値解析における入力に関しては、震動実験時に採用された BCJ-L1、L2（長辺 L 方向への入力）の震動台上で記録された加速度波形を用いている。

①-2 検討対象モデル：水平構面（床構面）

水平構面（床構面）に関しては、表 1.1 の仕様に基づいて、剛床、半剛床、柔床仕様の試験体について事前に静的加力実験（実施は福山大学にて）が行われた結果に基づき、床剛性のモデルを作成した。それぞれのモデルに対する荷重－変形結果を重ね書したものが図 1.4 である。表 1.1 と図 1.4 において、半剛床仕様（杉板に実矧ぎ）の初期剛性（396.76kN/rad）を基準とするために、これを「基準剛性 1 倍」と以下表記し、この基準剛性の 0.25 倍（柔床（杉板突き合わせ）仕様）、4 倍（剛床（合板）仕様）、とともに、2 倍、8 倍の剛性を持つ水平床剛性を想定した数値解析を以下実施する。なお、ここでのパラメータスタディでは、この 0.25 倍～8 倍の床剛性を持つ弾性バネを水平床構面に想定した数値解析を行っている。

表 1.1 床の仕様（単位は mm）

	剛床仕様		半剛床仕様*		柔床仕様	
根太	ベイマツ	90×90	スギ	45×105	スギ	45×45
	ベイマツ	45×105	落とし込み	掛かりしろ15mm	転ばし	
添根太	ベイマツ	45×120	スギ	45×120	スギ	45×120
根太掛け	—	—	—	—	ベイマツ	45×90
床	構造用合板	24mm厚 千鳥貼り	スギ板 実矧ぎ	30×190×3520 N90釘根太3本打ち	スギ板 突き合わせ	15×190×1760 N50釘根太2本打ち

*最終仕様を示す

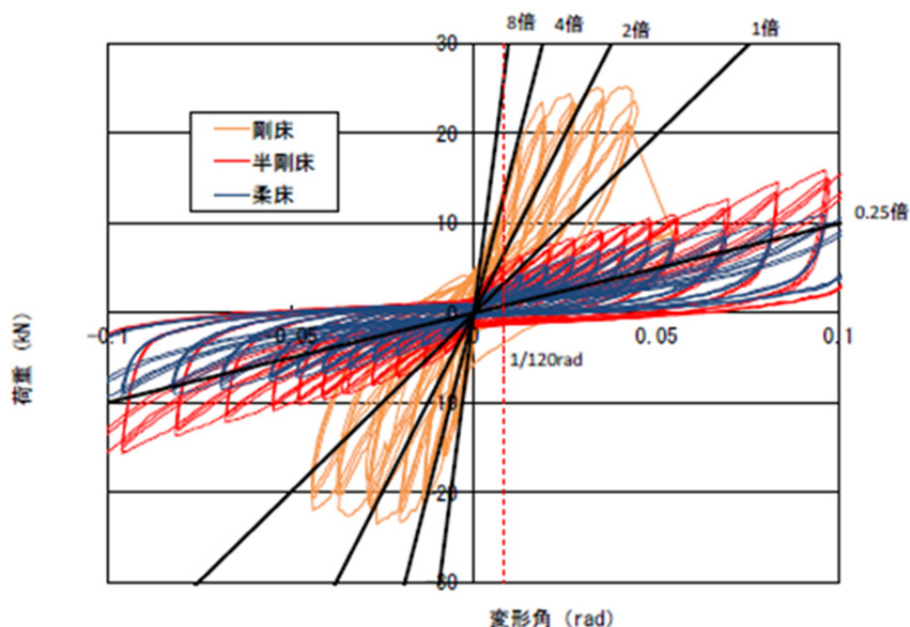


図 1.4 床の荷重－変形角関係

①-3 検討対象モデル：各通りの復元力特性

震動実験に採用された乾式土壁（1P あたり）の復元力特性を図 1.5 に示すようなバイリニア型とトリリニア型の骨格曲線を実験結果より抽出し、標準バイリニア履歴成分とトリリニアスリップ履歴成分を合成した履歴モデルとした。モデル A と B の各通りに関する初期剛性、降伏点の剛性と降伏変位の関係である復元力特性は以下の通りである。

モデル A は標準的なモデルであり、1、2 階とも、①と⑬通り、⑤と⑨通りは左右対称であるために同じ特性である。モデル B は、1 層に耐力の偏心はあるが、2 階はモデル A と同じであり耐力のバランスは良い。更に、モデル B2 はモデル B において、1 階の端部（⑬通り）の小壁の一部を取り除き、偏心を大きくした解析用のためのモデルである。表 1.2 に、3 つのモデルの初期剛性、第 1、2 降伏点に関する荷重（剛性）の特性が示されおり、対応する第 2 降伏点変位はそれぞれ 10、120 mm であり、これは全てのモデルに共通である。

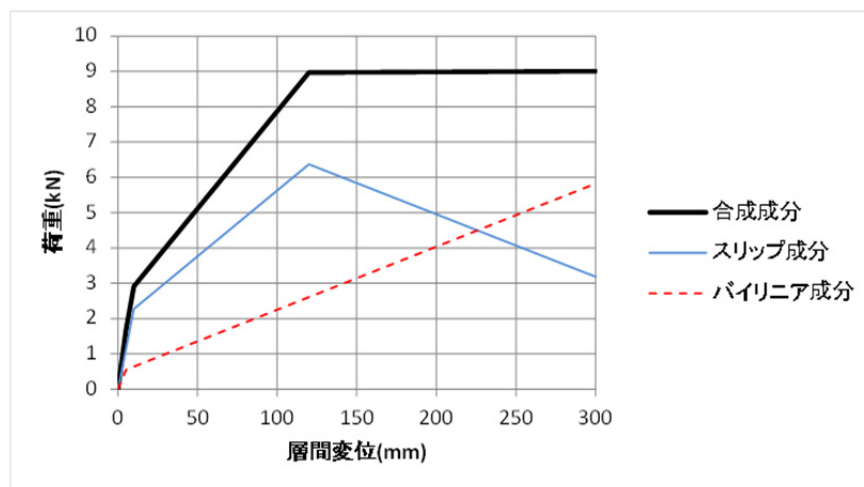


図 1.5 耐力壁（乾式土壁 1P あたり）の復元力の骨脚曲線

表 1.2 モデル A, B, B2 の初期剛性と降伏荷重

「モデル A」

層	通り	①, ⑬	⑤, ⑨
1 層	初期剛性 (kN/mm)	1.62	0.80
	第 1 降伏点 (kN)	14.3	7.17
	第 2 降伏点 (kN)	45.0	22.5
2 層	初期剛性 (kN/mm)	1.48	0.54
	第 1 降伏点 (kN)	13.9	5.39
	第 2 降伏点 (kN)	45.1	18.1

「モデル B」

層	通り	①	⑤	⑨	⑬
1 層	初期剛性 (kN/mm)	1.62	1.53	0.67	1.08
	第 1 降伏点 (kN)	14.3	11.6	5.82	9.86
	第 2 降伏点 (kN)	45.0	35.9	17.9	31.5
2 層	モデル A の 2 層と同じ				

「モデル B2」

層	通り	①	⑤	⑨	⑬
1 層	初期剛性 (kN/mm)	モデル B と同じ			0.81
	第 1 降伏点 (kN)				7.17
	第 2 降伏点 (kN)				22.5
2 層	モデル B (モデル A) の 2 層と同じ				

①-4 検討対象モデル：解析モデル

先ず、予備検証として、解析モデルについて、震動実験結果の再現性を震動実験結果とそのシミュレーション解析結果の比較により確認しておく。数値解析には図 1.6 に示すように、各層と構面毎を集中質点で表し、それらをバネで連結したモデル、即ち 1 次元質点系モデルを用いるものとし、バネの復元力に関しては、図 1.7 に基づき、表 1.2 に示したバイリニア型とスリップ型トリリニアを合成したものである。建物重量は震動実験に使用されたモデルから算出し、2 層目： $M2(m_{21}+m_{22}+m_{23}+m_{24})=124.5\text{kN}$ 、1 層目： $M1(m_{11}+m_{12}+m_{13}+m_{14})=102.7\text{kN}$ とした。減衰はレーリー型として 2%を採用した。耐力壁を有する①、⑤、⑨、⑬通りを、それぞれ構面 1, 2, 3, 4 と表記し、質量およびバネ剛性の記号を図に示すように定める。なお、入力に関しては、短辺 S 方向の一方向入力のみである。

一方、1 次元質点系解析モデルでは、各構面に存在する質点が捩れ振動をし、その捩れ振動が応答特性にどのように影響するかを詳細に把握できないことから、本ケーススタディの後半では、その影響を検証するために、図 1.7 に示す擬似 3 次元質点系モデルを用いた検証も併せて行っている。この解析モデルでは、主要柱位置ごとに質点に振り分けたモデルであり、短辺方向と長辺方向の 2 次元の自由度を与えている。短辺方向の各通りの復元力特性の総和は、1 次元質点系解析モデルと同じになる。なお図中の記号等は省略する。

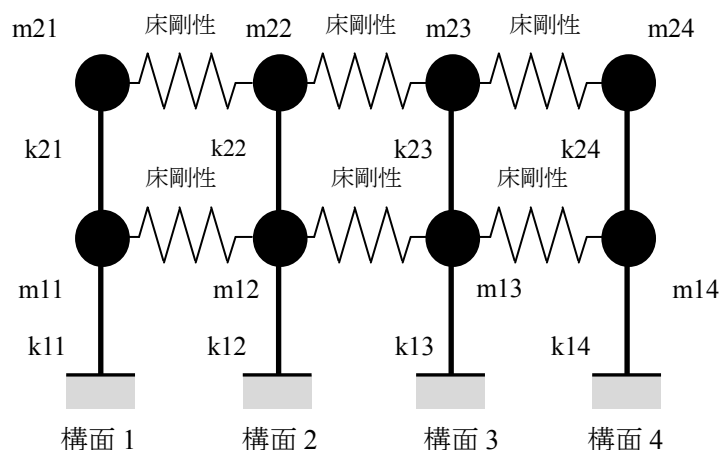


図 1.6 1 次元質点系解析モデル

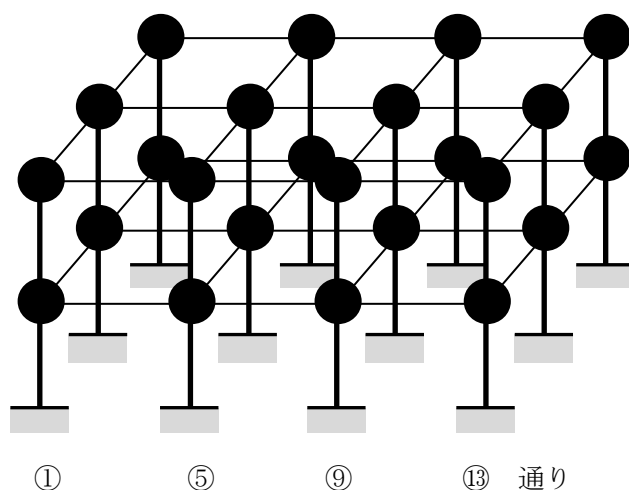


図 1.7 擬似 3 次元質点系解析モデル

②-1 解析結果：実験と解析結果の比較

図 1.6 に示す 1 次元質点系解析モデルを採用して、モデル A に対する剛床と半剛床モデルに対する各通りの層間変位とせん断力の関係を図 1.8 と図 1.9 にそれぞれ示す。これらの図において、黒線と赤線はそれぞれ実験と解析結果であり、同図の上段と下段はそれぞれ 2 階と 1 階の応答結果である。入力は BCJ-L2 入力時の震動台上で得られた加速度波形を採用している。図 1.8 より、解析結果は実験のそれをほとんど概ね包含しており、2 階の結果の負領域のところでは解析結果の方が全体的にやや大きめであるが、これは安全側を考慮すれば、解析結果の適正の一端を示していると考ええる。一方、半剛床の結果、図 1.9 から、1 階の方に解析結果が大きめに出る傾向がある。いずれにしても、示した結果を鑑みて、採用した解析モデルで、概ね実験結果の再現性はあると考えられるので、今後この解析モデルを基準モデルとして採用し、偏心率、水平剛性と応答変位の相互関係について検討していく。

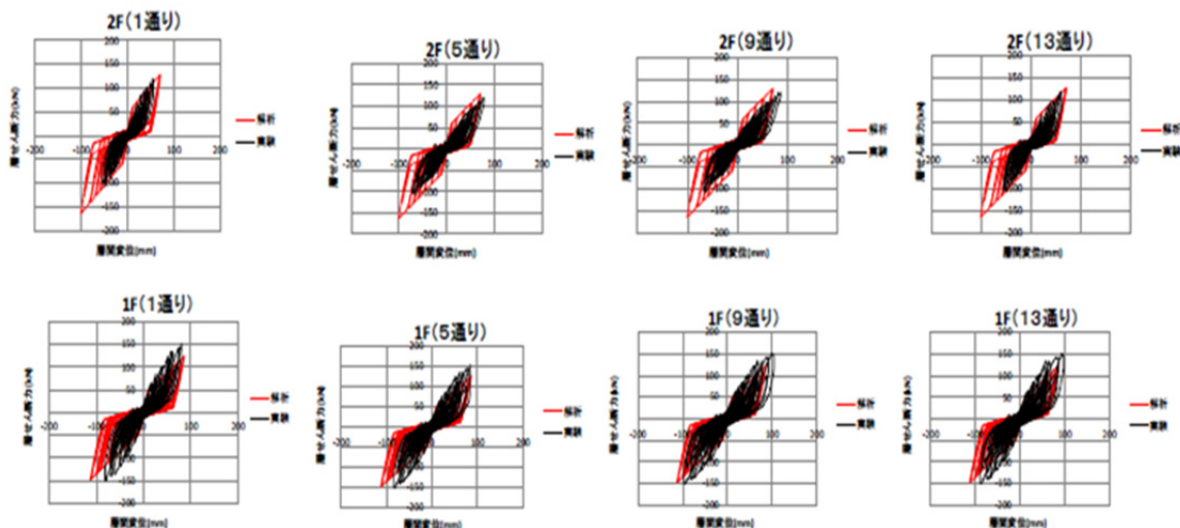


図 1.8 各通りの層せん断力と変位関係（剛床モデル）

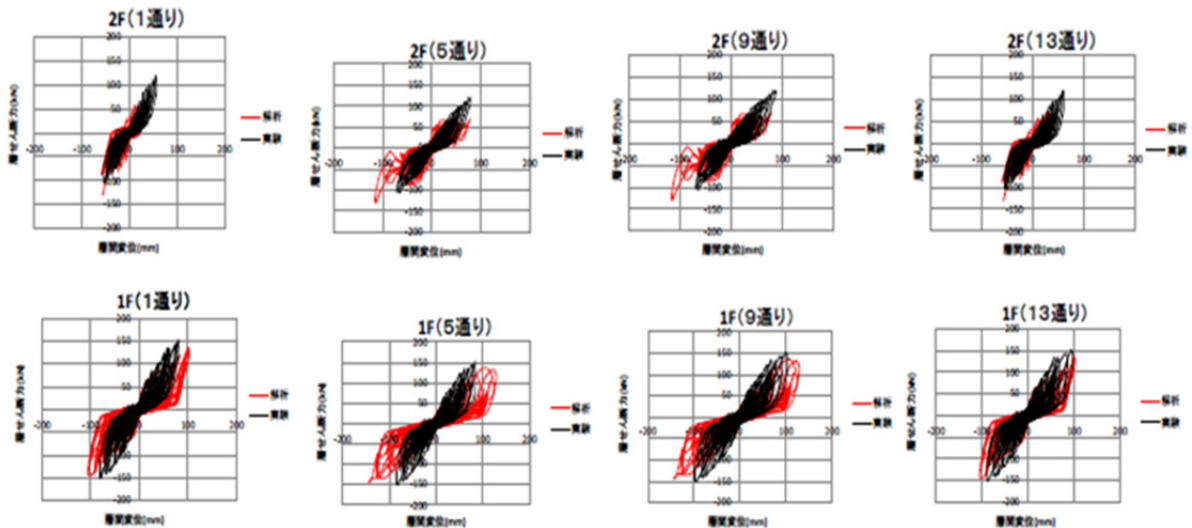
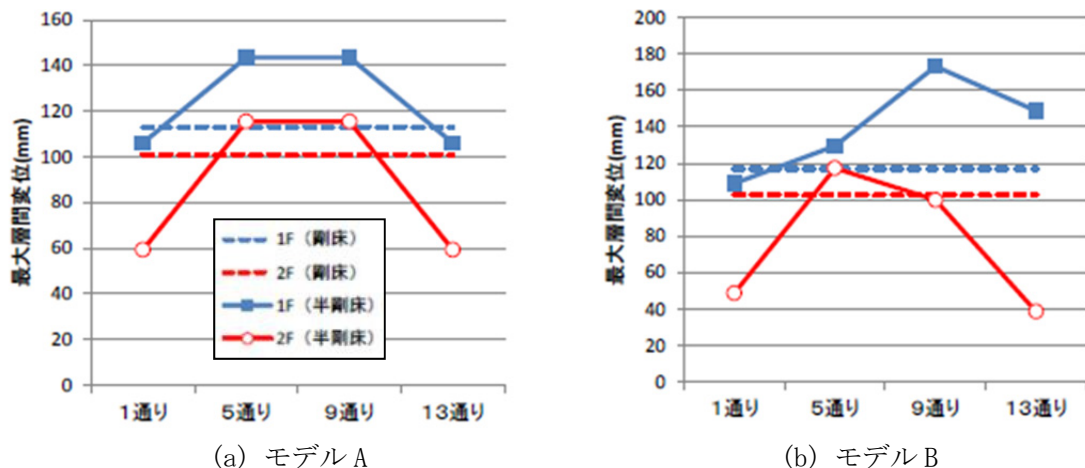


図 1.9 各通りの層せん断力と変位関係（半剛床モデル）



(a) モデル A

(b) モデル B

図 1.10 各階、各構面の最大変形（剛床と半剛床）

図 1.10 (a), (b)に、モデル A, B の剛床と半剛床に対する最大変位を構面毎について示す。モデル A は無偏心の標準的な建物を想定しており、1 階の変位が大きく、2 階の変位が小さい。解析結果は左右対称であるが、実験結果では必ずしも対称とはならず、応答に差が出ていることは結果から確認されている。半剛床では、端部より内部の構面（5 通りと 9 通り）の応答が大きく、床の剛性が小さい影響が生じる。剛床では、各通りの応答が平均化されるが、1 階の応答は、半剛床の最大値を下回り、2 階についても半剛床の最大値を下回る。

一方、偏心のあるモデル B に関しては、半剛床では、複雑な変位応答特性を示し、1 階と 2 階の変位に関する定性的な応答特性は見られない。無偏心の場合と比較すると、1 階についてはねじれ応答の影響により最大応答値が増加する。2 階については、最大応答値はやや低減する。これは、1 階の応答が増加した構面においてその傾向がみられ、通りごとに上下階のエネルギーのやりとりが窺え、こうした上下階での応答のトレードオフにつながっているものと考えられる。なお、偏心率 0.14 のモデル B に関する、剛床とした結果では顕著なねじれ応答（構面間の応答差）はほとんど見られない。

②-2 解析結果：パラメトリック解析

次に、剛床とみなせない床剛性の影響を検証するために、パラメトリック解析を進める。モデル A, B について、BCJ-L2 を短辺 S 方向に入力した場合の数値解析を図 1.6 に示す 1 次元質点系解析モデルについて行った。1、2 階の床剛性について、半剛床を基準とした 1.0 倍剛性に対して、0.25 倍～8 倍までの範囲で変化させ、各構面の最大変位と床剛性との関係について調べた。図 1.11 に各構面の最大変位と床剛性との関係を示す。また、入力レベルとの関係をみるために、基準の 1.0 倍剛性のモデルについて、入力強度を変えた場合の弾塑性応答の変動を調べた結果として、図 1.12 に、入力レベルの相違によるそのモデルの 1 階と 2 階の最大変位の結果を示す。これらの図において、上段がモデル A、下段がモデル B の結果であり、それぞれ左側が 1 階、右側が 2 階の応答結果である。

なお、図 1.11 には、剛床の結果を緑の実線で併記しており、床剛性の値によりどのような変化が見られるかが示されている。この図より、中通りの変位が大きく、端部の通りでは変位が小さくなっている。床剛性 0.25 倍（柔床仕様）の場合、1 階の最大変位は 200mm 前後、2 階では 140mm 程度となり、1 階の変位の方が大きい。また剛性が 1.0 倍（半剛床仕様）から 2.0 倍位までは、1 階変位に関しては剛床の結果に収斂する傾向がある。しかし、2 層の端部の通りの変位にはそのような傾向が見られず、剛床時の応答より小さいことが判る。9 通り（⑤通り）の応答は床剛性に関し、対数目盛軸において、ほぼ直線的に減少していることが判り、最終的には殆どの通りの変位は、剛床の結果に漸近している。各構面が、剛床の結果の前後にあり、変位によるエネルギーの関係を知ることが出来る。

図 1.12 から、最大変位は入力強度に比例して大きくなり、1 階の塑性化が進行するにも関わらず応答差は殆ど変わらないことが判る。一方、2 階に関しては、塑性化が進行すれば応答差は生ずることが、2 つのモデルから判る（緑の線が応答差である）。1 階の変位と 2 階の変位に関しては、絶対的には 1 階の方が大きく、2 階のそれは小さい。ここで示した結果では、最大変位が 500mm 以上になるような 2 倍レベルを超えるような解析結果はあくまでも解析上の話ではあるが、入力強度については高々 1.5（1.0 は実験時の強度）までを現実的な問題として議論をするとしても、ここで示したような傾向を考慮した検討が必要と考えられる。

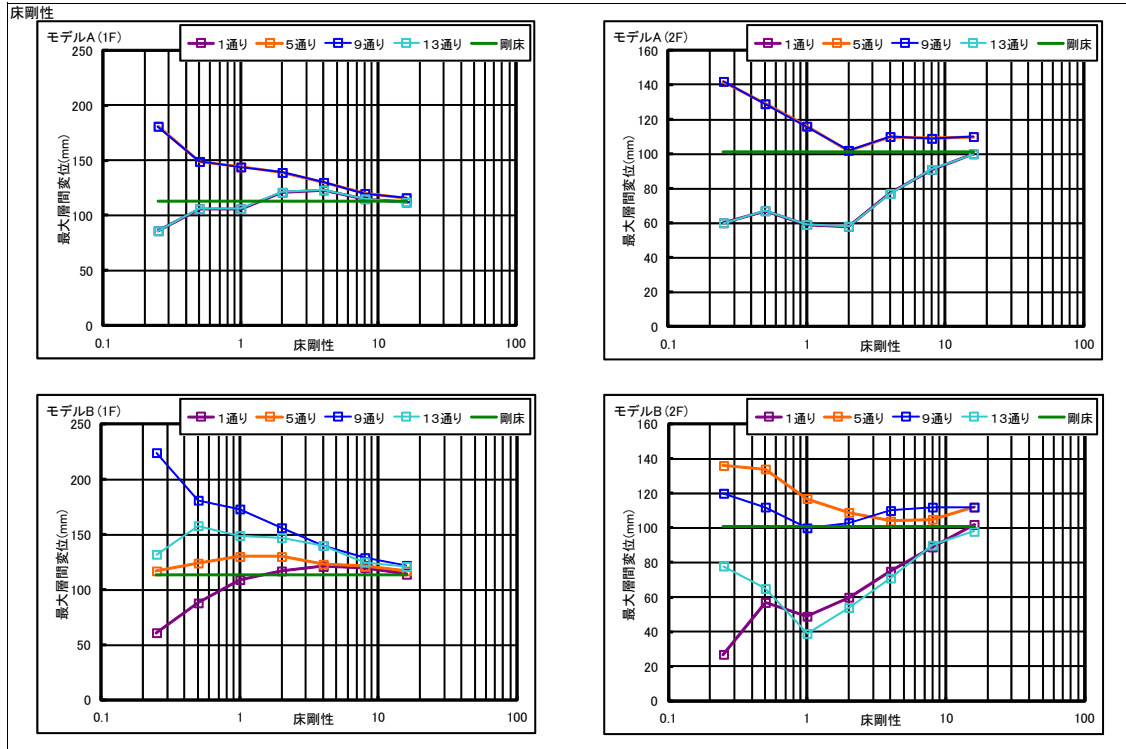


図 1.11 床剛性とモデル A(上段)・B(下段)の各構面の最大変位応答の関係

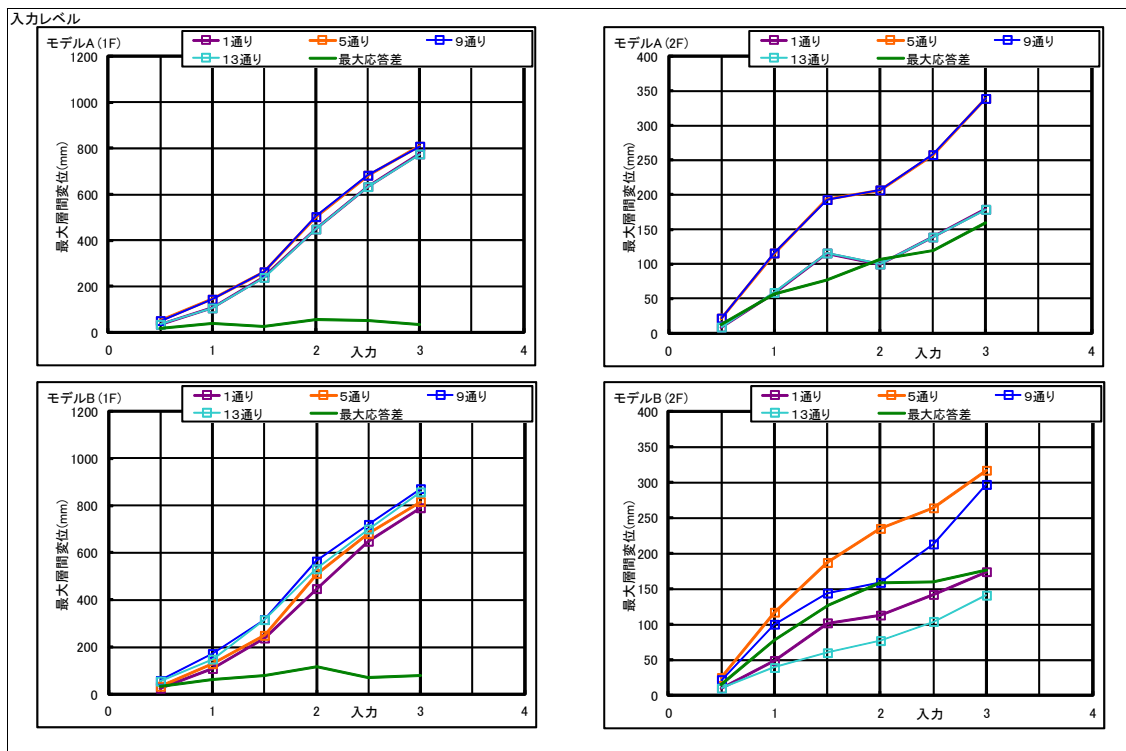


図 1.12 入力強度とモデル A(上段)・B(下段)の各構面の最大変位応答の関係

②-2 解析結果：ねじれ応答（直交方向応答）の影響の検証

ここまでの検証において、震動実験結果と1次元質点系モデルの解析結果を示し、実験結果と比較し解析モデルの再現性を示したうえで、この1次元質点系モデルによるパラメトリックなケーススタディを行った。一方、1次元質点系モデルでは、ねじれによる直交方向応答の発生は表現されないで、ここでは、解析的により現実の現象に適合したモデルを採用し、このような2次元的な連成挙動についても、より詳細な応答特性を確認するものとする。そこで、先に示した図1.7の擬似3次元質点系解析モデルを用いた解析を行い、これまでの1質点系モデルによる結果との比較を行う。なお、無偏心のモデルAでは、2つのモデルの応答差は生じないので、ここでは偏心のあるモデルBとモデルB2について数値解析を行い、応答結果を比較する。

図1.13には、モデルBを対象としたときの、1質点系と擬似3次元質点系モデルの最大層間変位の解析結果を、上部と下部にそれぞれ1階と2階の変位を各通りについて示す。図中には水平床構面の剛性がパラメータとして示され、その剛性について0倍、0.25倍（柔床仕様）から、1.0倍（基準剛性：半剛床仕様）、2倍、4倍（剛床仕様）、および8倍のケースについて示している。モデルBは、偏心率が0.17であり、1階、2階の層間変位に関しては解析モデル、即ち1質点系と擬似3次元質点系のモデルによる大きな変位の差はないと見て取れる。

一方、偏心率が0.24となるモデルB2の結果である図1.14では、1質点系と擬似3次元質点系モデルによる応答特性に差が現れ、特に1階の変位にその相違が顕著に見られる。水平剛性が0の場合には、両者のモデルの評価結果に差異はないが、床剛性が0.25倍以上で、隣接する通り間でのせん断弾力応答のやり取りが生じるモデルでは、偏心の影響が生じ始める。特に実際に壁の配置に偏心がある1階の応答については、ねじれ応答の影響で、両端の応答差が大きく表れる現象が擬似3次元質点系モデルの方では評価されている。また、ねじれ応答とともに中通りの応答の増加は、床剛性が0.25倍の柔床仕様程度までは、比較的大きく生じており、このように偏心が大きい場合、水平剛性が小さいケースには注意を要する。なお、床剛性が1.0倍以上では、中通りの応答は抑えられ、床剛性が4.0倍（剛床仕様）以上では、ほぼ、床剛性を剛とした結果と差異はないと考えてもよい。

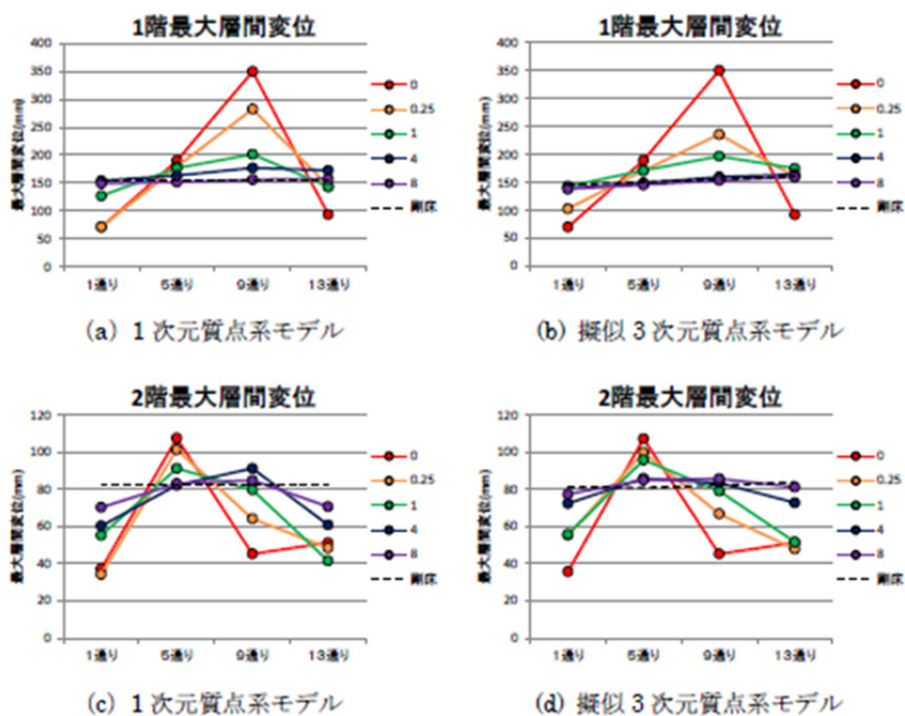


図 1.13 モデル B に対する 1 次元と擬似 3 次元質点系モデルの最大層間変位（偏心率 0.17）

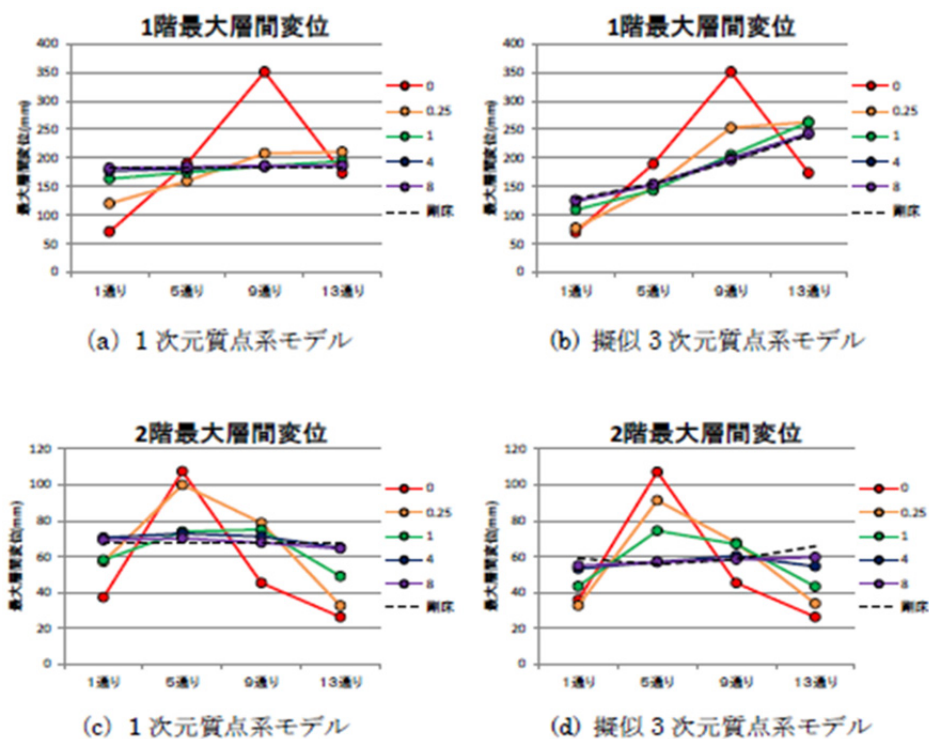
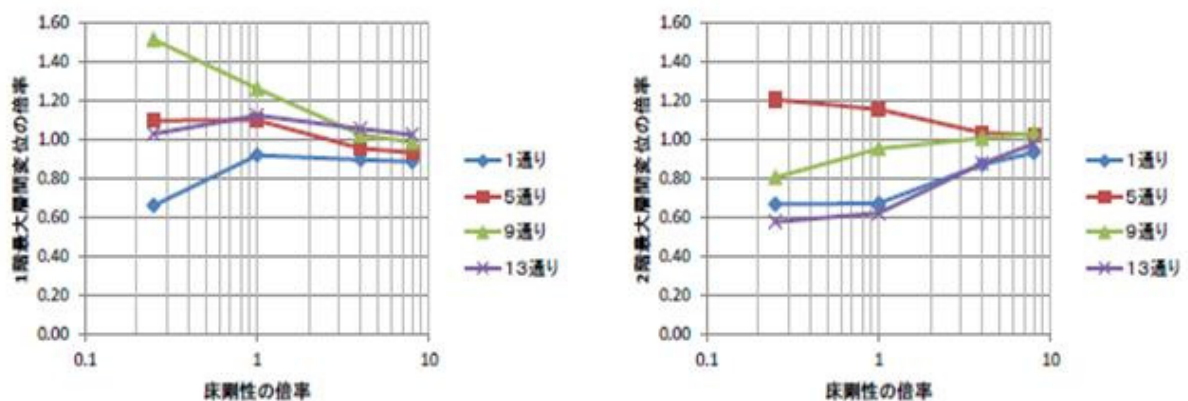


図 1.14 モデル B2 に対する 1 次元と擬似 3 次元質点系モデルの最大層間変位（偏心率 0.24）

擬似 3 次元質点モデルを採用し、剛床とした場合の変位応答に対する、モデル B とモデル B2 の場合の 1 階と 2 階の最大変位を比にした結果を、それぞれ図 1.15 と図 1.16 に示す。偏心が小さいモデル B に関しては、水平剛性が大きくなるにつれ 1 階の変位比は 1.0 程度に収斂する傾向があり、2 階はさらに 1 階ほどその傾向が大きくは現れず、逆にその比は小さいことが見られる。すなわち、偏心率 0.17 程度のモデルの場合、弾塑性応答については、偏心によるねじれ応答の影響は、床剛性が高くなった場合それほど大きく生じないものと考えられる。

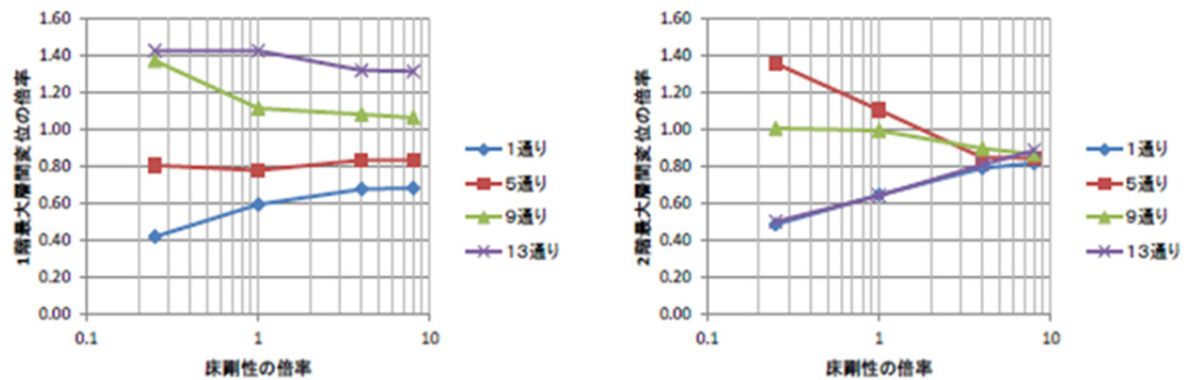
一方、端部の⑬通りに耐力バランスが悪いモデル B2（偏心率 0.24）に関しては、1 階の応答比はモデル B のような傾向は示さず床剛性が高くなっても応答比のバラツキが多い。一方 2 階に関しては、各構面の応答は一定値に収斂する傾向があるがこの値は 1.0 よりも小さい 0.8 程度の応答比に収斂している。これは偏心率が 0.24 程度になってくると、捩れ応答の特性が出てくるとともに、1 階での応答が増大し 2 階の応答が小さくなる傾向が生じているものと考えられる。



(a) 1 階の応答値比

(b) 2 階の応答値比

図 1.15 剛床の最大層間変位に対するモデル B（偏心率 0.17）の最大変位応答の比



(a) 1 階の応答値比

(b) 2 階の応答値比

図 1.16 剛床の最大層間変位に対するモデル B2（偏心率 0.24）の最大変位応答の比

③まとめ

以上、水平構面の床剛性による応答への影響について、2 階建てモデルによる検証を行った結果から得られた知見を以下にまとめる。

- [1] 剛床、半剛床、柔剛床モデルを有する 2 階建物試験体 3 について、E-defense で実施された震動実験結果を 1 次元質点モデルで解析的にシミュレートし、その応答再現性について示した。

- [2] 偏心率が 0.17 のような程度までの場合には、1 次元質点モデルで十分な応答特性を把握できた。一方、偏心率が 0.24 のように大きくなる場合には、1 次元質点モデルでは再現できないねじれ応答の影響が大きくなるので、擬似 3 次元質点系解析モデルを採用し、ねじれ振動などの詳細な現象を捉える必要がある。
- [3] 剛床を基本に、入力的大小、偏心率の変化、更に水平剛性の違いにより応答特性をまとめると、偏心率 0.17 程度までであれば、水平剛性が大きくなると、剛床の場合の応答に近い値に収斂することが分かる。一方、偏心率 0.24 程度と大きい場合については、ねじれ応答の影響が大きく生じ、1 階の応答では構面間の応答差が大きく生じ、さらに 2 階の応答は剛床の値よりも小さな値に収斂することが確認された。

以上のことから、床剛性の扱いについては、概ね剛床とみなせる場合と、これを下回る場合についての扱いに注意が必要と考えられる。特に、中通りの応答が大きくなるような床剛性の閾値があり、単に偏心によるねじれ応答だけで最大応答が把握できない場合に関する検討が必要と考えられる。また、偏心率については 0.17 程度までモデルでは、ねじれ応答の影響は小さく、床剛性のある程度確保しておけば、弾塑性時の応答について、剛床と仮定した場合の応答で概ねその挙動が評価可能と考えられる。一方、偏心率が 0.24 程度と大きい値が生じる場合、床剛性が剛床に近い値とした場合でも、ねじれ応答の影響が大きく、各構面の応答差が大きく生じる。剛床と仮定した場合の応答よりも偏心のある層の応答が大きく生じる可能性があり、簡易的な解析による場合は、偏心率の大きさについては、制限を設けることが望ましい。また、偏心率が、0.17 程度～0.24 程度の範囲であっても、ねじれ応答による最大変位の割増評価に関する検討が必要と考えられる。

2. 床剛性と偏心による構面間応答差の評価のための検討

建物における偏心の影響を定量的に評価するために、偏心の状況の相違とそれに伴う構面間応答差について、2010 年度に E-defense で実施された実大実験の試験体に関する数値解析上での再現モデルを用いたパラメータスタディにより検討を行った。本検討では、短手 (S) 方向加振実験がなされた無偏心の A 試験体を対象とする。入力には、実験における BCJ-L2 入力時に、振動台上で実測された再現加速度を用いる (図 2.1 に波形を示す)。

パラメータスタディに先立ち、実験結果を再現する解析モデルのパラメータサーベイを行った。図 2.2 に示す、A1 壁配置と A2 壁配置が、短辺 (S) 方向加振実験で用いられた S 方向 8P と 6P の試験体の壁配置であり、これらの壁配置のケースの解析用再現モデルを作成する。なお、A3 壁配置は、解析上での比較検証用に S 方向の壁量が A2 壁配置と同じ 6P あるが、各構面の C_B がいずれの構面でも同程度となるように調整したモデルである。

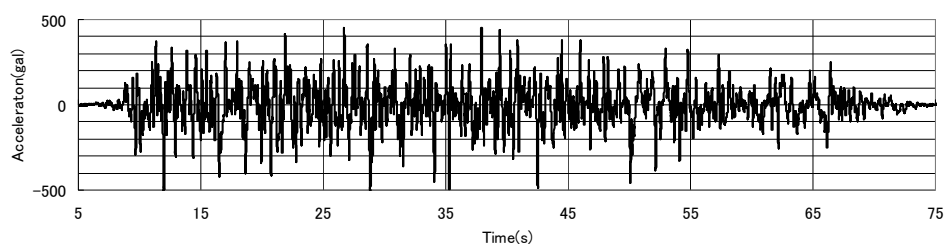


図 2.1 入力地震動 (BCJ-L2 再現波)

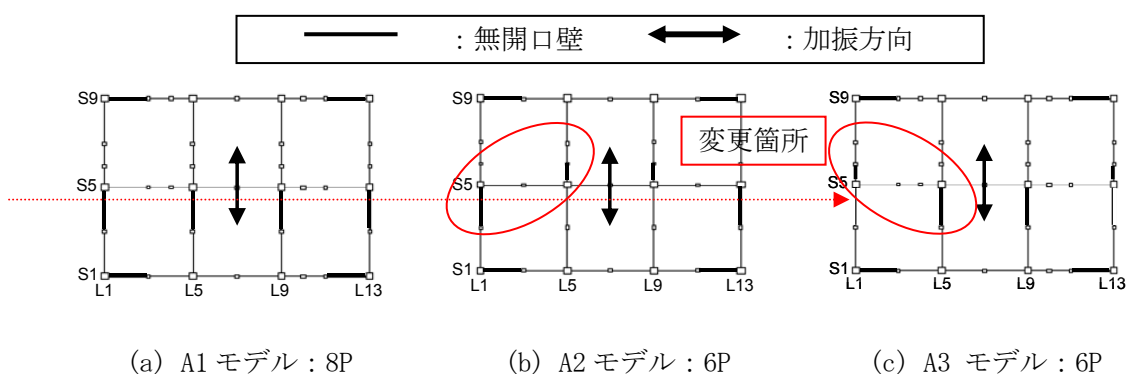


図 2.2 平屋試験体・壁配置とモデル名

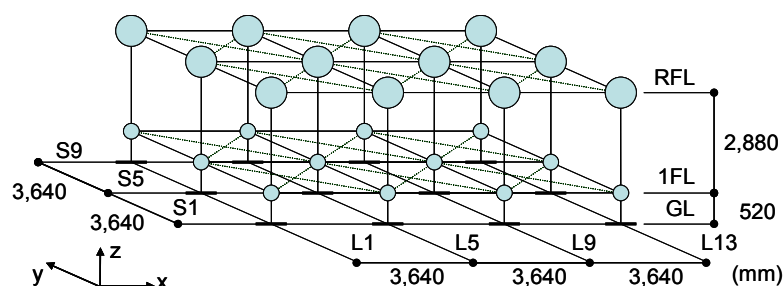


図 2.3 立体解析モデル

解析に用いるモデルは、図 2.3 に示すような質点系立体 MDOF モデルとした。質点系モデルは格子

点に各層の質量を分配（質量は各柱位置での各柱の負担床面積に応じて配分）し、各質点は耐震要素の復元力特性を与えたせん断バネで支持される。1 層目には柱脚のすべりを表現するせん断バネ、2 層目に耐震要素である乾式土壁パネルの復元力特性をモデル化したせん断バネを X (長辺 L) 方向、Y (短辺 S) 方向に配置した。各階レベルとも、上下 (Z) 方向の変位は拘束した。従って、X、Y、Z 方向で隣接する質点間は、軸方向に伸縮しないリンク材で連結している。床構面については同一階レベルの 4 格子点で囲まれた床構面ごとに、対角の質点間にトラス要素を配置し、床構面のせん断に対応する復元力特性を表現した。減衰は初期剛性比例型で減衰定数を 2% とした。各せん断バネには、事前に行われた各要素の静的加力実験結果を参考として履歴モデルを作成する。乾式土壁パネルのせん断バネと床構面のトラス要素には、図 2.4(a) に示すようなトリリニアスリップ型と図 2.4(b) に示す剛性低減型の履歴モデルを組み合わせたモデルを構成し、それぞれのパラメータを検討する。

柱脚の滑りモデルについては、図 2.4(b) の剛性低減型の履歴モデルを用いる。摩擦係数をパラメータとして、柱脚のすべりを表現する。なお、滑りモデルの初期剛性 K_0 は、降伏変位を 0.01mm と仮定し、降伏荷重 Q_y を 0.01mm で除した値とした。 Q_y は、当該柱が負担する試験体重量×摩擦係数 μ によって算出する。滑りモデル（バイリニアモデル）の剛性低減率は 0 とする。

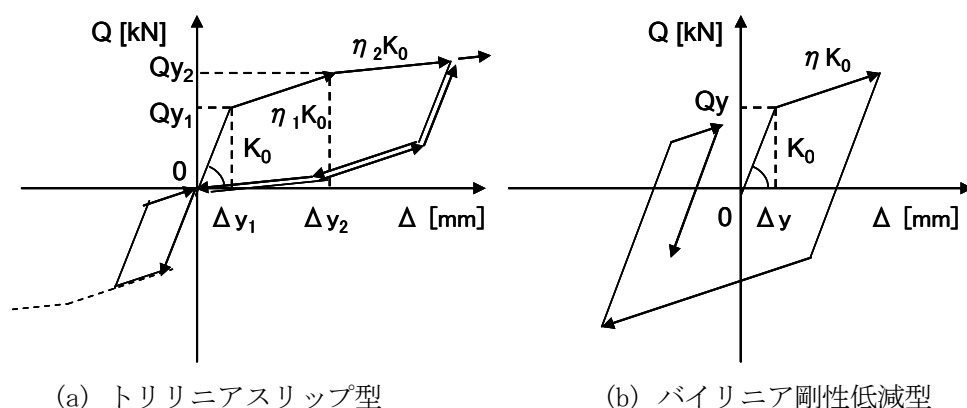


図 2.4 耐震要素の復元力特性のモデル

表 2.1 耐震要素の復元力特性の同定値

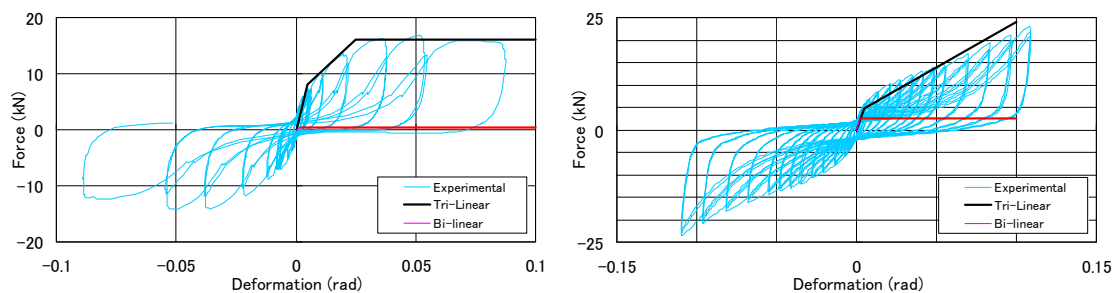
耐震要素・壁 (2P あたり)			
モデル	K_0 [kN/mm] ([kN/rad])	Q_{y1} [kN] (δ_1 [rad]) ・ Q_{y2} [kN] (δ_2 [rad])	η_1 ・ η_2
Tri-Linear	0.53 (1600)	8 (1/200) ・ 16 (1/40)	0.25 ・ 0.0001
Bi-Linear	0.0521 (150)	0.3 (1/500) ・ -	0.0001 ・ -
床構面 (4P あたり)			
モデル	K_0 [kN/mm] ([kN/rad])	Q_{y1} [kN] (δ_1 [rad]) ・ Q_{y2} [kN] (δ_2 [rad])	η_1 ・ η_2
Tri-Linear	0.264 (960)	4.8 (1/200) ・ 24 (1/10)	0.2105 ・ 0.0001
Bi-Linear	0.367 (1335)	2.67 (1/500) ・ -	0.0001 ・ -

① 予備検討：実験結果再現のためのパラメータサーベイ

実験結果の再現モデルは、実験値と解析値の比較を行いながら、応答変位波形について、位相と振幅ともに再現性の高いパラメータ調整を行うことにより探し出す。こうしたパラメータサーベイにより、耐震要素の履歴モデルのパラメータを同定し、上部構造の変位が概ね実験値を再現するようなモデルの耐震壁、ならびに床剛性に関する履歴モデルとして、表 2.1 のような値を定めた。表

中の値は、図 2.4 に示す復元力モデルの骨格曲線と履歴形状を定めるためのコントロールパラメータの値であり、初期剛性 K_0 、降伏耐力 Q_{y1} および Q_{y2} （降伏変位 δ_1 と δ_2 にそれぞれ対応）、降伏後剛性の対初期剛性比 η_1 および η_2 の値である。上部構造について、耐震要素と床構造面の復元力特性の、実験値と同定値を比較したものを図 2.5 に示す。

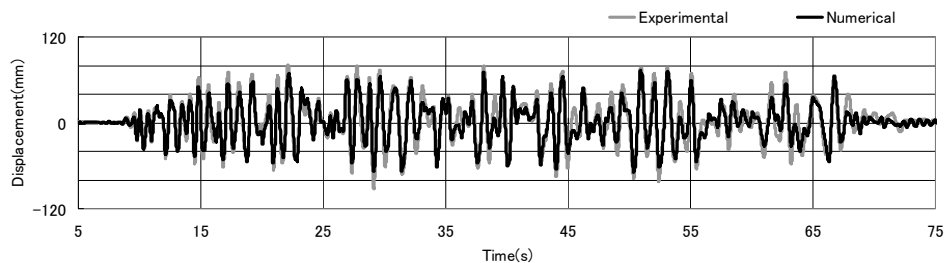
また、柱脚の滑りについては、摩擦係数 μ を調整することにより、実験時の挙動を再現するようなモデルを探し出す。実験により生じた最大滑りと概ね同程度の滑りを生じる摩擦係数 μ の値として、A1 モデルでは、0.39、A2 モデルでは、0.43 程度の値となった。A2 モデルについて上部構造のパラメータ調整を行った外側構面（L1・L13）の結果を図 2.6(a) に、柱脚の滑りについて摩擦係数 μ を調整した外側構面の結果を図 2.6(b) に示す。また、A2 モデルについて上部構造のパラメータ調整を行った内側構面（L5・L9）の結果を図 2.7(a) に、柱脚の滑りについて摩擦係数 μ を調整した内側構面の結果を図 2.7(b) に示す。



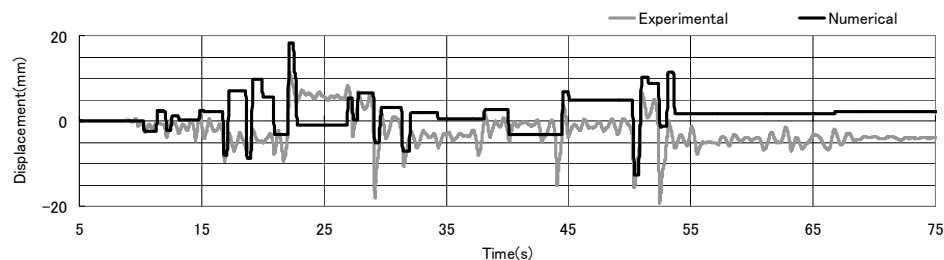
(a) 耐震要素・壁（2P あたり）

(b) 床構面（4P あたり）

図 2.5 耐震要素の復元力特性のモデル

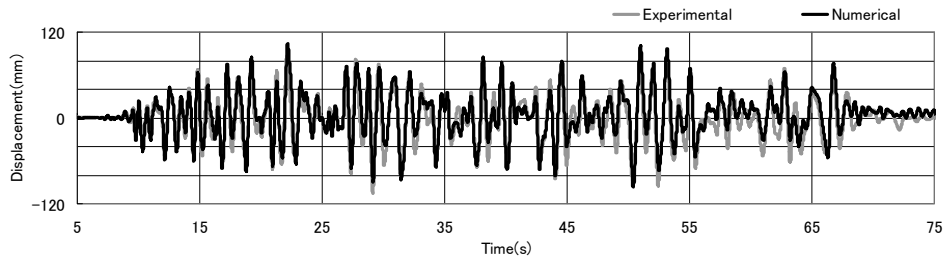


(a) 上部構造の層間変位 (mm)

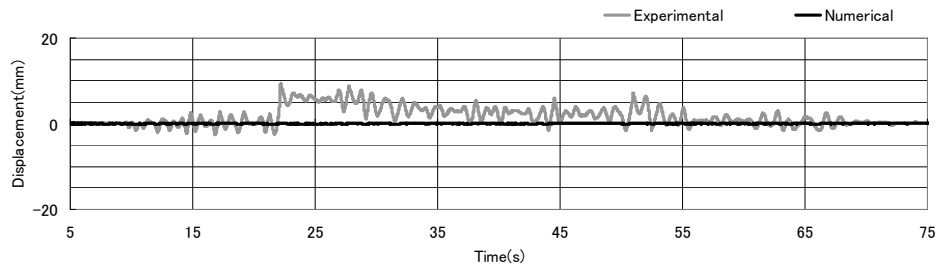


(b) 柱脚の滑り量 (mm)

図 2.6 A2 モデルの応答の再現性：外側構面（L1・L13）



(a) 上部構造の層間変位 (mm)



(b) 柱脚の滑り量 (mm)

図 2.7 A2 モデルの応答の再現性：内側構面 (L5・L9)

図 2.8 は、A1 から A3 のモデルの内側 (L5・L9) と外側 (L1・L13) 構面の上部構造の最大変位、柱脚の最大滑り量と、ベースシアの値を重ねて示したものである。壁量の多い A1 モデルが、A2 モデルより上部構造の変位が小さく抑えられるが、柱脚部のすべりは大きく生じる。構面間の C_B の相違によりいずれモデルも内側と外側の応答差があり、床剛性の影響を受ける。

そこで、各構面間の C_B が同程度となるように、壁の配置を変更した A3 モデルの応答を比較した。A3 モデルでは、構面間の応答差がほとんどなくなり、柱脚部のすべりが生じなくなっている。すなわち、水平構造面の剛性が剛とみなせない上部構造の応答評価においては、主要な構面のベースシアがどのようになっているかにより、その影響を考慮する必要がある。

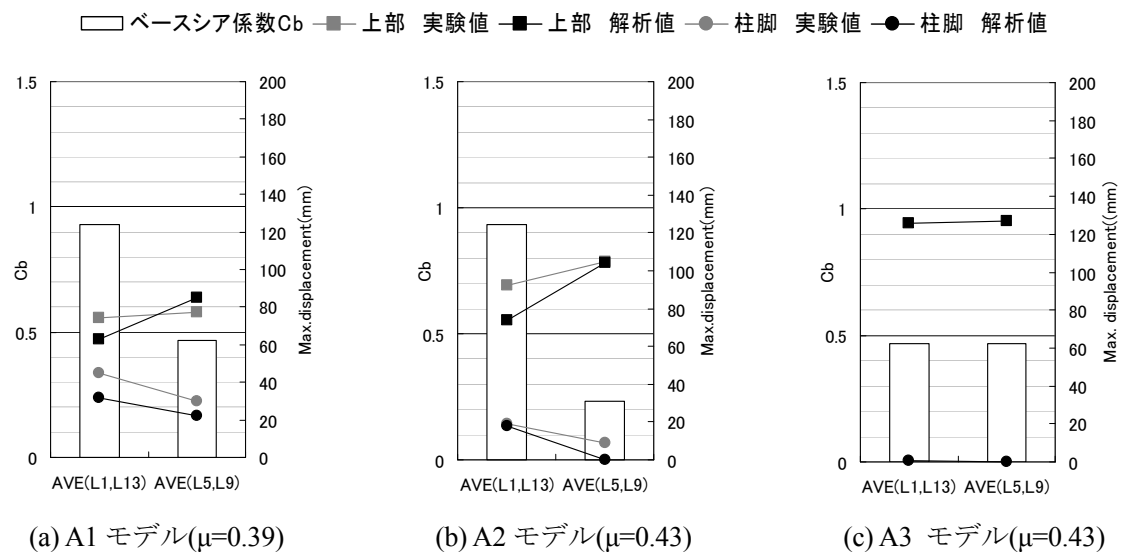


図 2.8 C_B と上部構造の最大変位、柱脚部の最大滑り量

② 水平構面剛性の異なるモデルにおける偏心率の影響の検証（問題点の整理）

X (Y) 方向の偏心率 R_{ex} (R_{ey}) は、X (Y) 方向の弾力半径 r_{ex} (r_{ey}) に対する Y (X 方向) の偏心距離 e_y (e_x) の比として表される。

$$R_{ex} = e_y / r_{ex} \quad , \quad R_{ey} = e_x / r_{ey} \quad (1a,b)$$

偏心率により偏心に伴う応答評価を行うことは非常に便利である一方、水平構面が剛でない場合や、鉛直構面（耐力壁）が塑性化した場合、などを想定し、以下のような問題点について定量的に検証を行っておく必要があると考えられる。

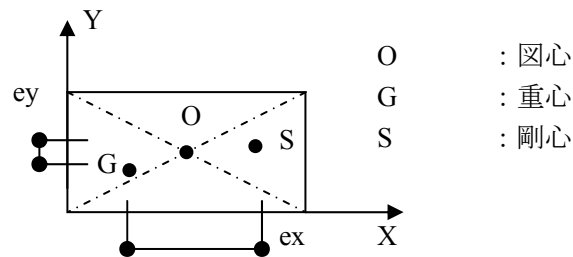


図 2.9 偏心距離

[1] 偏心率の相違（剛心と重心位置の関係）が塑性応答に与える影響について

偏心率を表す式(1a,b)の分子にあたる偏心距離は、剛心と重心との相対距離であるので、平面的な図心と、剛心や重心との絶対的な関係による影響についても検証する必要がある。すなわち、重量偏心による塑性偏心応答と、剛性偏心による塑性偏心応答のいずれも偏心率という尺度で応答が一律に評価可能かどうかを調べる。具体的には、同じ偏心率でも重量偏心がある場合、剛性偏心がある場合について、偏心率、床剛性、入力レベルなどをパラメータとした解析を行うものとする。

[2] 塑性化が進行する場合に偏心率に応じて偏心に伴う塑性応答が受ける影響について

塑性化によりねじり応答が急激に増加するような偏心率の限界値があるかどうか、また床剛性との関係はどのように評価できるかを検証する。具体的には、偏心率、床剛性、入力レベルをパラメータとした解析を通して調べるものとする。

[3] 偏心率の相違による応答に対する直交壁効果の影響について

偏心率を表す式(1a,b)の分母にあたる弾力半径には、ねじり剛性が評価されているが、床剛性が小さい場合には、直交壁効果が期待できない可能性が考えられる。そこで、直交壁の量と床剛性、偏心率をパラメータとした解析によりこの問題について検証を行う。

以下では、このような[1]～[3]の3点に着眼したパラメトリック解析を行った結果を示す。弾性剛性・剛床仮定の条件で定義される偏心率を重量－図心－剛性関係、床剛性、X-Y 壁量比などにより補正する必要性の有無、あるいは必要であればその方法について検討するとともに、偏心の影響がそれほど支配的とならない床剛性と偏心率の限界値、塑性化しても変形が再配分され、ねじり応答が急激に増加しないような床剛性と偏心率の限界値などについて定量的な見解を示す。

ここでのケーススタディの着眼は、耐力壁の偏在による剛性や耐力の偏心の問題とともに、部分2階のように比較的整形なプランであっても、重量偏心のある建物についても想定し、偏心率が同じ場合でも、重心位置の相違が偏心応答にもたらす影響を検証する。なお、検証対象の基準となるモデル設定は『剛床を仮定して等価1質点系に置換したモデルが共通となるように、重量偏心は総重量が同じ条件で与え、また、剛性（耐力）偏心についても、復元力の総和が変わらない条件の下

で与える』ものとする。

以上により、剛性（耐力）の偏心、重量の偏心の条件がそれぞれ異なる場合に、偏心率により偏心応答が一律に関連付けられるか、補正が必要か（必要であればそれが可能か）、また塑性化の進行状況（入力レベルを変えることにより擬似的に評価する）の影響、床剛性が柔となった場合の影響、などについて定量化を試みる。

検証の手順として、前述の無偏心の A1 壁配置の試験体を基本モデルとして、床（小屋組）の水平剛性、ならびに入力レベルをパラメータとした解析を以下のケース設定に対して行う。いずれのケースも偏心率を算定し、偏心率を評価指標とし、各構面最大変形について、条件の異なるモデル間での応答の相似性／相違性を確認する。

一方、すべりの発生との関係についても調べるため、柱脚固定と、柱脚石場建ての両ケースの比較も行う。なお、柱脚部のすべり係数は、A1 と A2 の試験体の実験結果の再現モデル化で、当該数値解析モデルに対して同定した値の平均値程度である $\mu = 0.4$ とする。また以下では、床剛性については、実験で用いられた半剛床の復元力特性（表 2.1、図 2.5(b)の剛性と耐力）を基準とし、それに対する増減倍率で、床の剛柔を表現している。

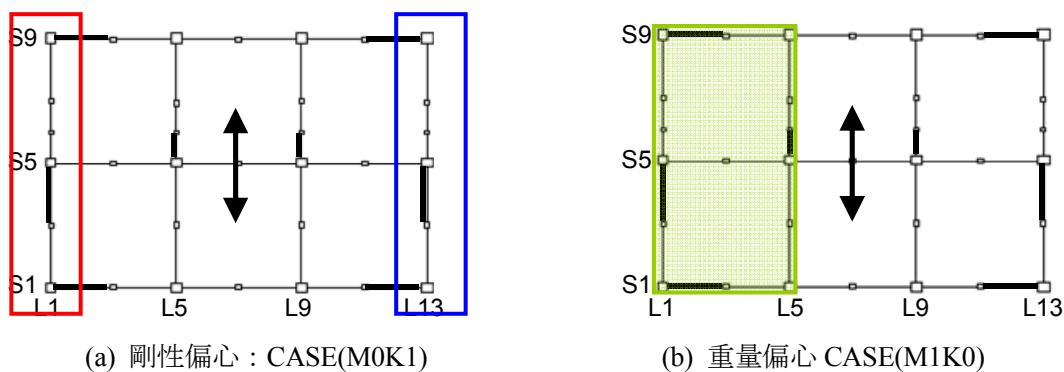


図 2.10 偏心のあるモデル設定

[a] 剛性偏心のあるケース

すべての通りの復元力特性の総和を変えずに、図 2.10(a)に示すように、(1)L1 通りの剛性を低減（赤枠で囲った部分）、L13 の通りの剛性を増加（青枠で囲った部分）し、剛心を図心より右側にずらし、剛性（耐力）偏心を持つ場合について、各構面間の応答の性状を調べた。

[b] 重量偏心のあるケース

総重量一定の条件で、図 2.10(b)に示す (L1-L5) × (S1-S9) 部分（緑枠で囲った部分）の質量を増加・残りの部分を低減し、重心を左側にずらし、重量偏心を持つ場合について、各構面間の応答の性状を偏心率に対して調べた。

③ 検証：剛性偏心・重量偏心による応答の相違

偏心率が異なるケースについて、偏心の要因が剛性偏心のみによるケース：CASE(M0K1)と重量偏心のみによるケース：CASE(MIK0)における応答の相違を比較検証した。また、モデルに滑りの影響を考慮する場合（「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースにおける上部構造の応答比較も併せて行った。

図 2.11 と図 2.12 は、床剛性を基準 $\times 1.0$ としたケースであり、それぞれ、「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースである。

図 2.13 と図 2.14 は、床剛性を基準 $\times 5.0$ としたケースであり、それぞれ、「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースである。

図 2.15 と図 2.16 は、床剛性を基準 $\times 0.2$ としたケースであり、それぞれ、「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースである。

これらの図において、左側が、剛性偏心を想定した M0K1 モデル、右側が、重量偏心を想定した MIK0 モデル、の結果であり、モデルの各構面の最大層間変位応答（または柱脚すべり）、床構面のせん断変形量について偏心率を横軸にして示している。

また、図 2.17～図 2.19 に、それぞれ、床剛性を基準 $\times 1.0$ 、基準 $\times 5.0$ 、基準 $\times 0.2$ としたケースについて、偏心率別の各構面変形の変化の様子（左側の図：最大滑り量、右側の図：上部構造の最大層間変位）を示す。

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 「滑りあり」と「柱脚固定」の応答の相違について：

- ・滑りの有るケース（ $\mu = 0.4$ ）と柱脚固定のケースとの比較では、上部構造変位応答（1-2 層間変位）の相違については非常に小さい。また、同様に 2 階床応答の相違についても非常に小さい。
- ・床剛性が、柔（ $\times 0.2$ ）、基準（ $\times 1.0$ ）、剛（ $\times 5.0$ ）のいずれのケースについても、この傾向は同様である。

◆ 滑り応答について：

- ・最大滑り量は、無偏心の場合から見て、偏心が大きくなってもそれほど増大していない。
- ・床剛性が剛（ $\times 5.0$ ）となると、構面ごとの滑り量の差は少なくなる（すべりが分散される）。
- ・剛性偏心のモデルでは、剛性の高いところに滑りが集中する傾向が見られる（床が柔らかくなると特にその傾向が明瞭に現れる）。

◆ 1 階床応答について：

- ・1 階床応答のオーダーは、概ね、生じる滑りのオーダーと同程度であり、解析で扱った床剛性の範囲では、構面間の滑りの位相が逆になることはなく、柱脚間の又裂きのような大きな応答は生じない。すなわち、1 階床応答は 1 階床剛性により概ね調整可能と思われる。
- ・偏心率が大きい場合、剛性偏心では、剛性の高いところの境界床での応答が大きくなるが、重量偏心では、分散傾向にある。

◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）と 2 階床応答について（床・基準（ $\times 1.0$ ）のケース）：

- ・重量偏心のあるモデルでは、重量の変わる境界床での応答差が大きくなり、床変位の大半を受けもつ。
- ・重量偏心のあるモデルでは、偏心が大きくなると、層間変位は、重いほうと軽いほうに応答が分かれる傾向がみられる。
- ・偏心率（ $\text{Rey} < 0.1 \sim 0.2$ ）程度までは、上部構造変位（1-2 層間変位）の応答差は、剛性偏心・重量偏心ともに、偏心率が同じならほぼ同程度、これを超える偏心率では、両者の差異が生じる（図 2.17 の右図より）。

◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）と 2 階床応答について（床・剛（ $\times 5.0$ ）のケース）：

・今回検証したモデルでは、直交壁効果により、ねじれ応答は比較的小さいと考えられ、上部構造変位（1-2 層間変位）は、偏心率（ $Rey < 0.3$ ）程度までは、概ね比例している。

・2 階床応答については、それぞれの床のせん断変形がほぼ同程度で、また偏心率（ Rey ）に概ね比例している。

・今回検証したモデルについては、床剛性が、剛（ $\times 5.0$ ）のケースでは、概ね剛床としての扱いが出来る床剛性と考えられる。また、剛性偏心と重量偏心の応答についても、偏心率（ $Rey < 0.3$ ）程度までは、概ね同程度とみなせる。

・滑りを含むすべての応答について、偏心率（ $Rey = 0.3$ ）程度までは、剛性偏心のあるモデルと重量偏心のあるモデルとの応答差は非常に小さく、偏心率に依存してほぼ同程度とみなせる。

・偏心率が大きくなっても（ $Rey = 0.4$ ）、上部構造変位（1-2 層間変位）の応答差は、剛性偏心・重量偏心ともに、偏心率が同じならほぼ同程度であり、偏心率のみで応答評価ができるものと考えられる（図 2.19 の右図より）。

◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）と 2 階床応答について（床・柔（ $\times 0.2$ ）のケース）：

・上部構造変位（1-2 層間変位）については、偏心率（ $Rey = 0.1$ ）程度くらいまでは、偏心率によらず概ね同程度、また偏心率（ $Rey = 0.3$ ）程度を超えると、剛性の低い構面（剛性偏心のあるモデル）、ないし、重量多い構面（重量偏心のあるモデル）において、急増する。

・偏心率（ $Rey = 0.3$ ）程度を超えると、剛性偏心のあるモデルでは、剛性の低い構面を支える境界床、重量偏心のあるモデルでは、重量負担の変わる境界床での 2 階床応答が急増する。（床による曲げ戻し効果は期待できなくなる）

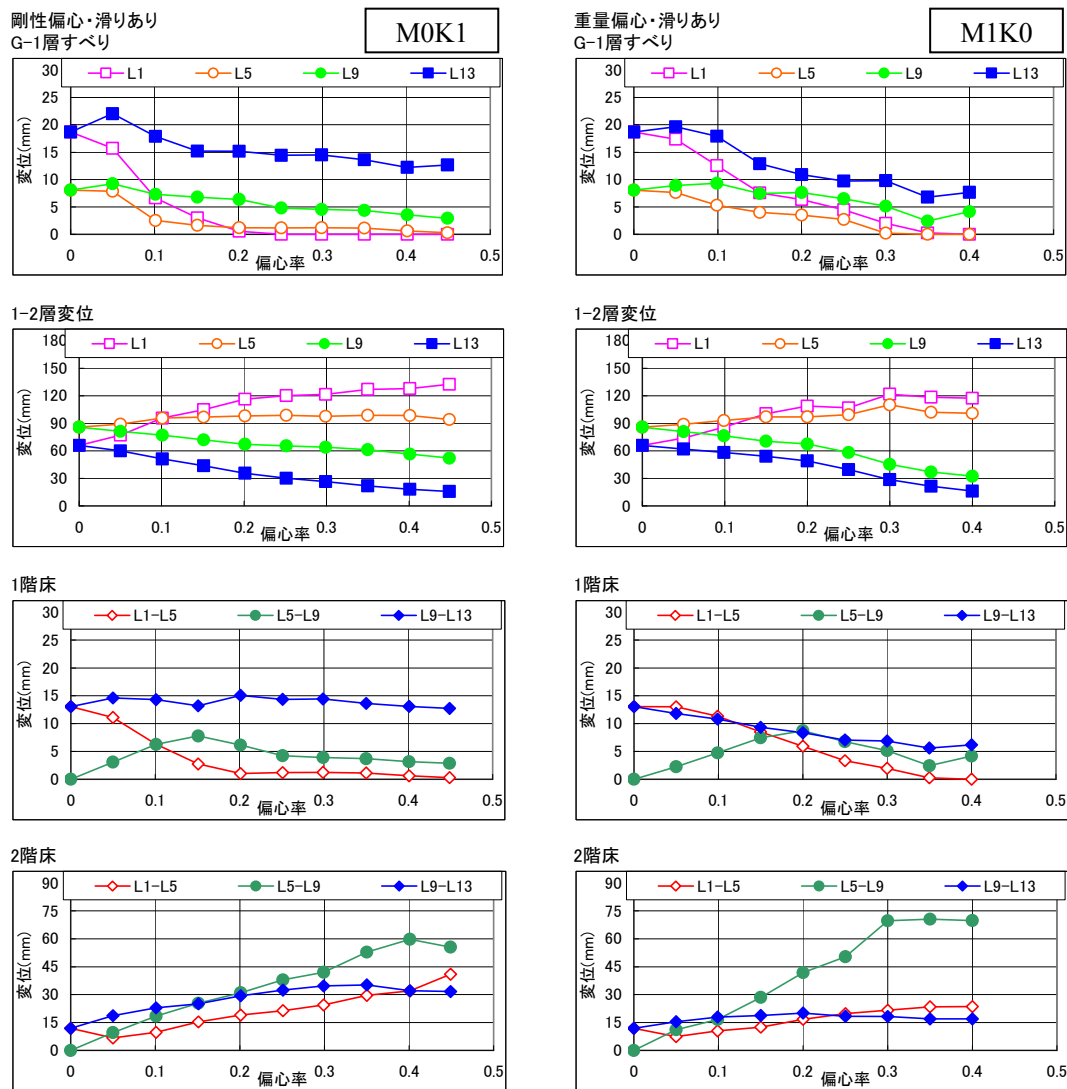


図 2.11 剛性偏心と重量偏心の応答比較 (滑りあり) : 床剛性・基準 $\times 1.0$

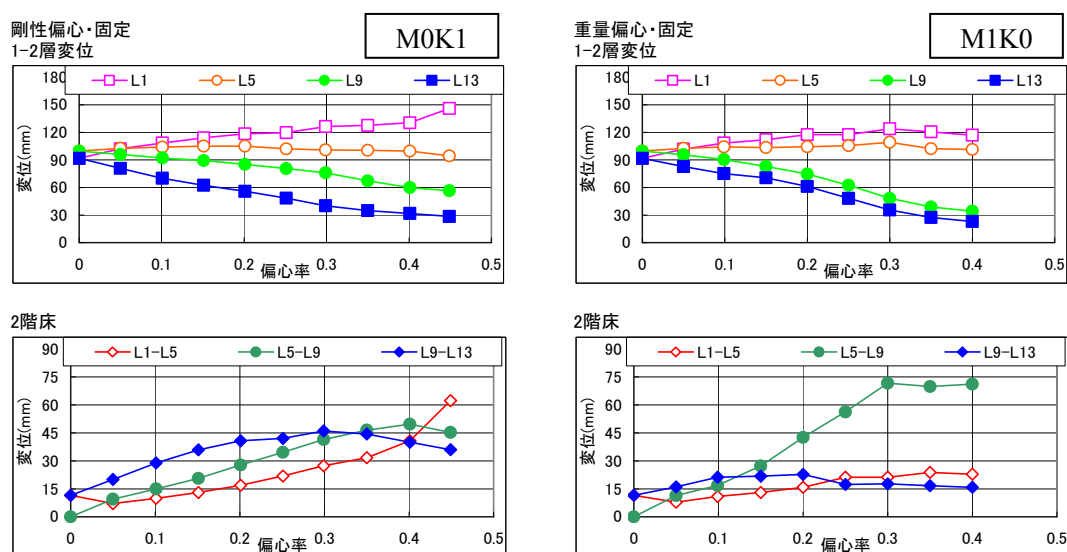


図 2.12 剛性偏心と重量偏心の応答比較 (柱脚固定) : 床剛性・基準 $\times 1.0$

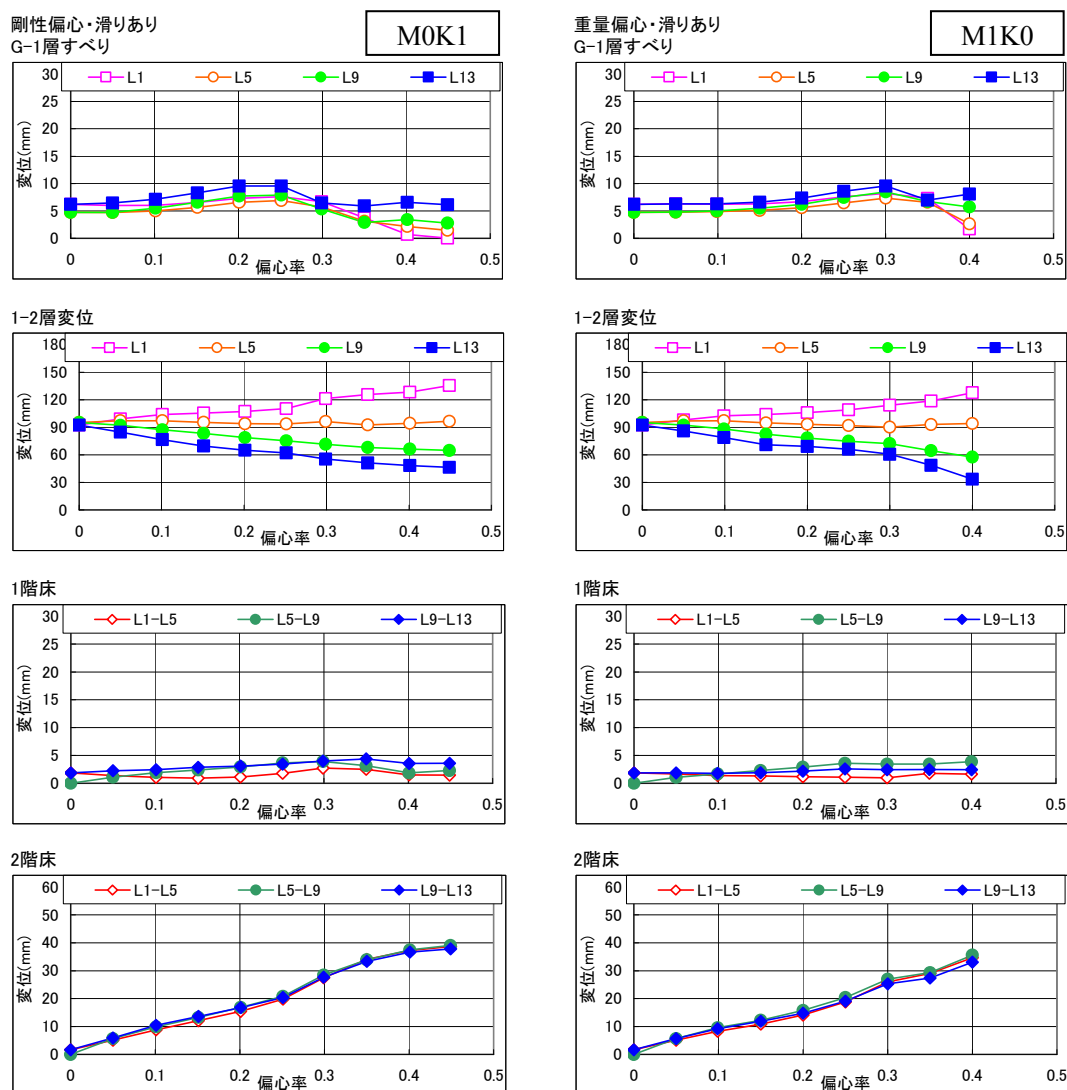


図 2.13 剛性偏心と重量偏心の応答比較（滑りあり）：床剛性・基準×5.0

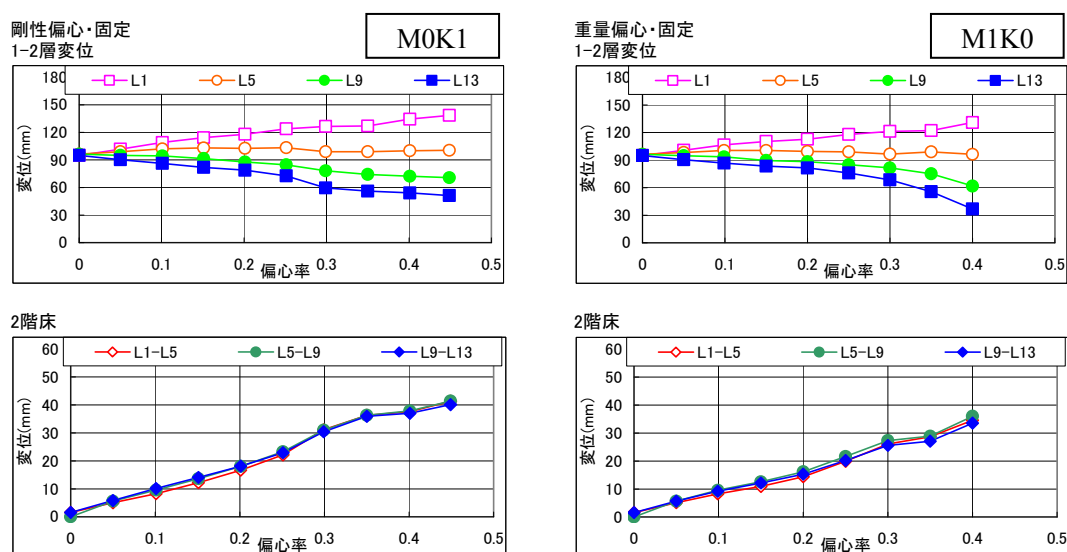


図 2.14 剛性偏心と重量偏心の応答比較（柱脚固定）：床剛性・基準×5.0

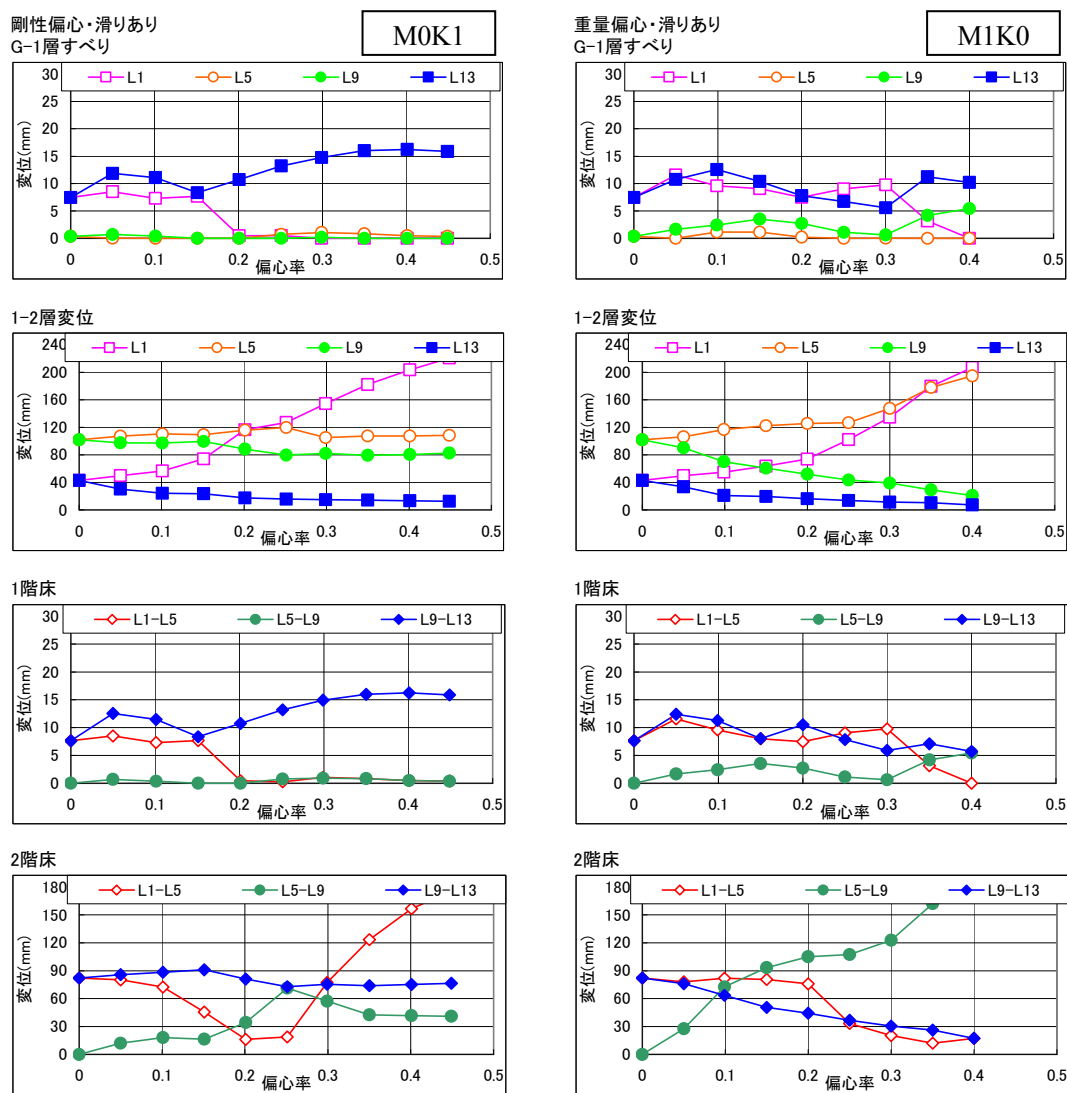


図 2.15 剛性偏心と重量偏心の応答比較（滑りあり）：床剛性・基準 $\times 0.2$

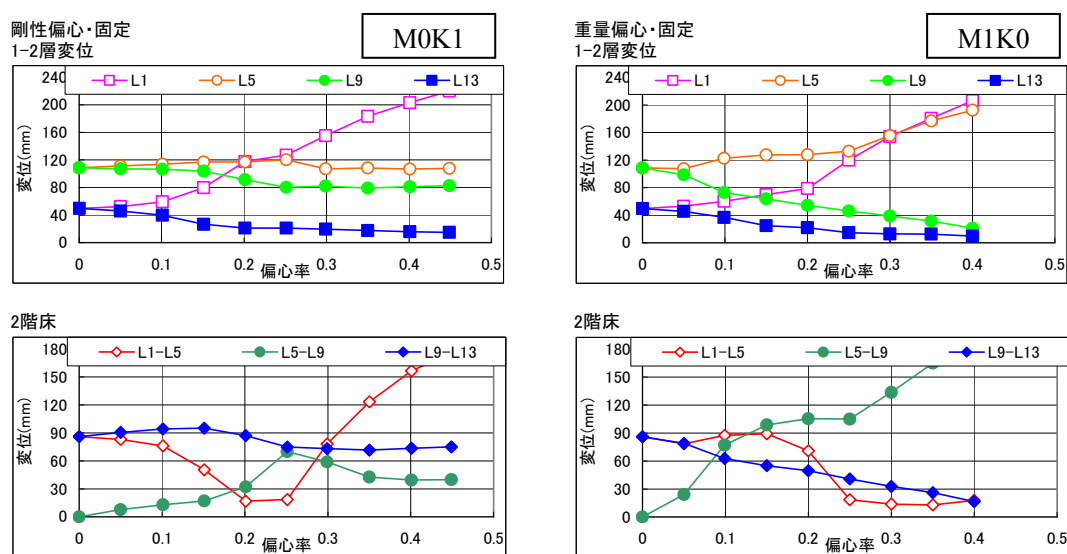
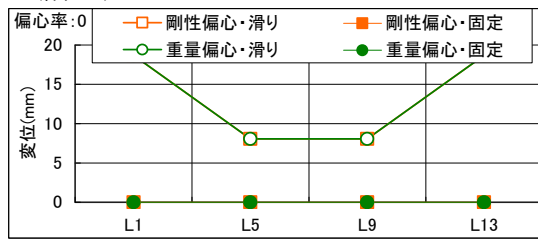
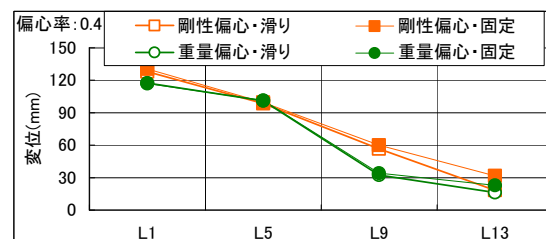
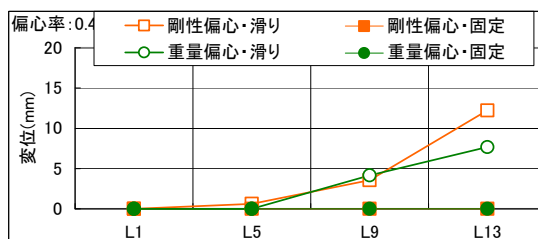
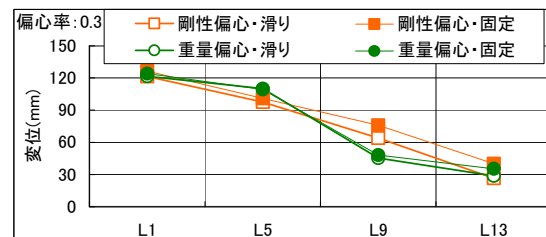
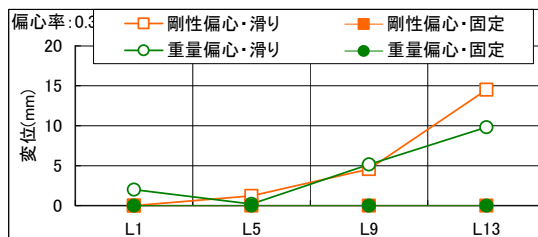
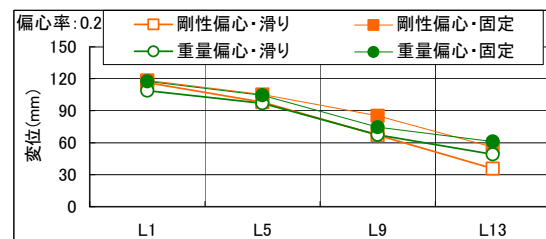
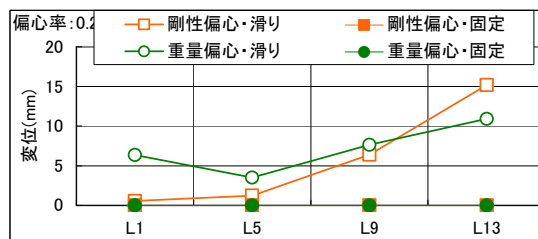
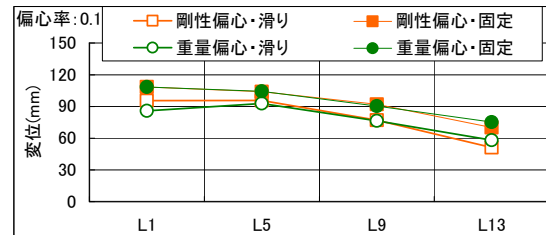
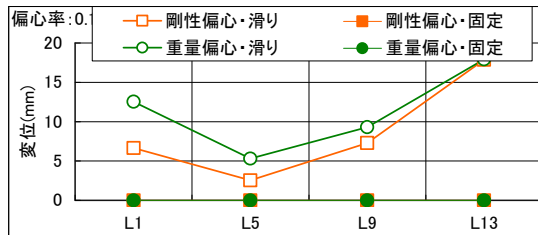
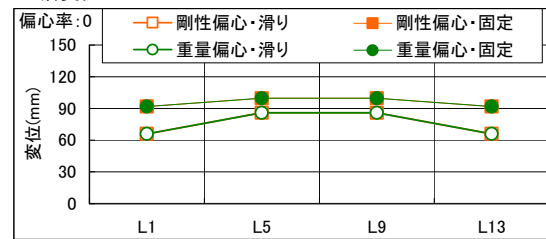


図 2.16 剛性偏心と重量偏心の応答比較（柱脚固定）：床剛性・基準 $\times 0.2$

G-1層すべり



1-2層変位

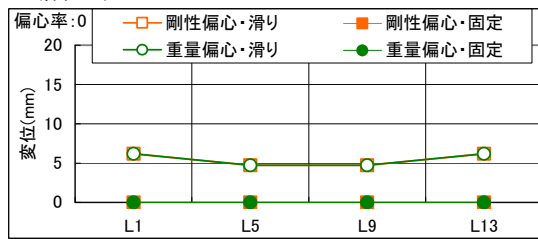


(a) 最大柱脚滑り量

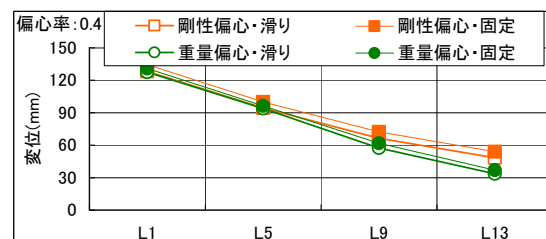
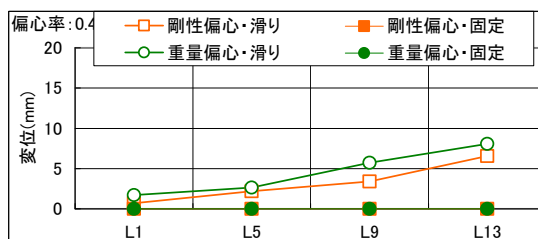
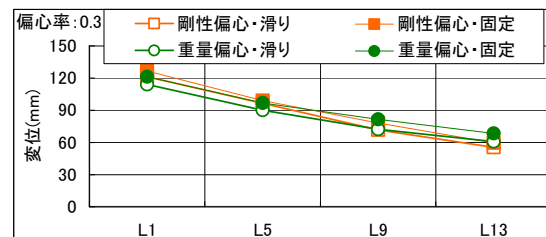
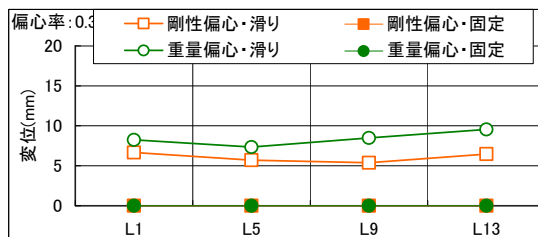
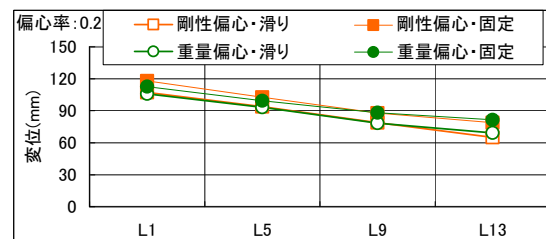
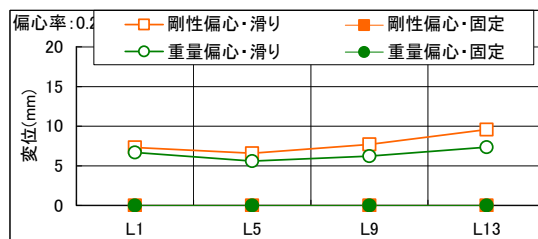
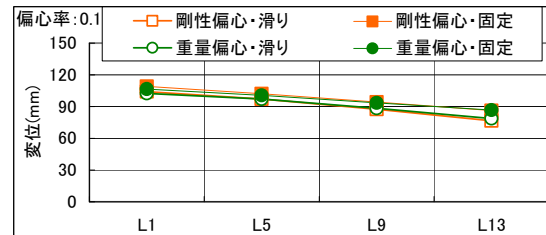
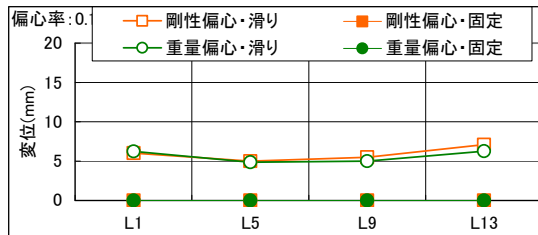
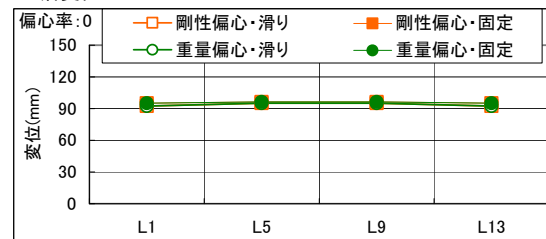
(b) 最大層間変位

図 2.17 偏心率別の各構面変形の変化：床剛性・基準×1.0

G-1層すべり



1-2層変位

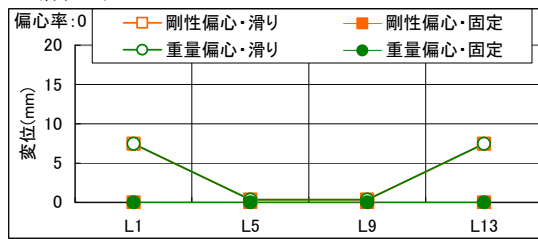


(a) 最大柱脚滑り量

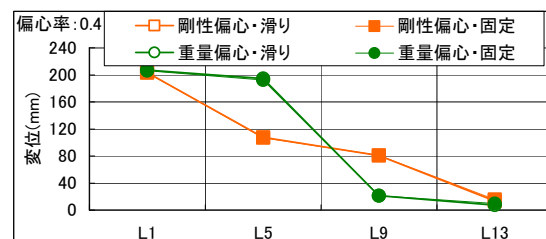
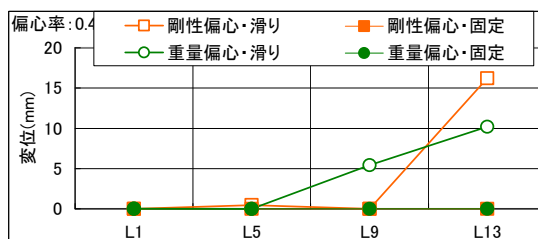
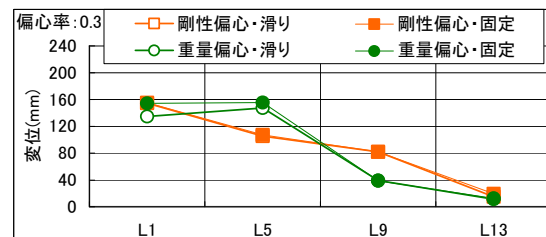
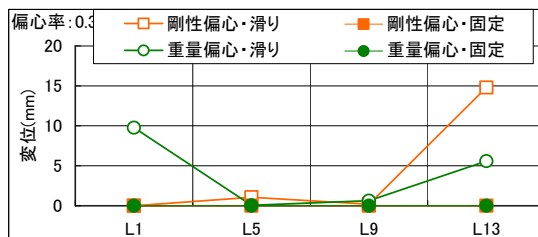
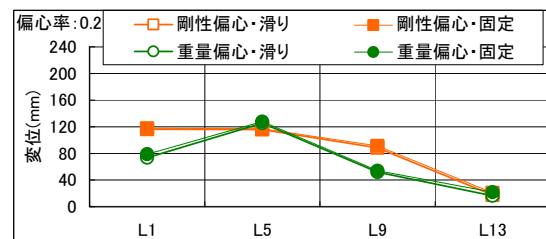
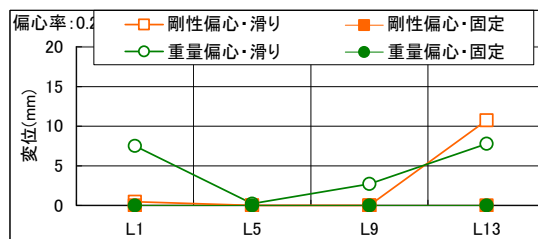
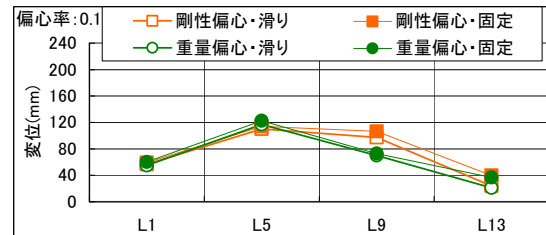
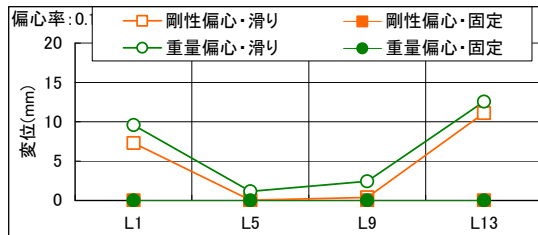
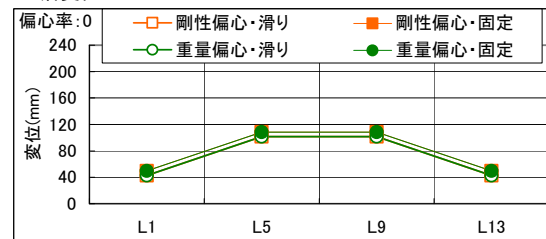
(b) 最大層間変位

図 2.18 偏心率別の各構面変形の変化：床剛性・基準×5.0

G-1層すべり



1-2層変位



(a) 最大柱脚滑り量

(b) 最大層間変位

図 2.19 偏心率別の各構面変形の変化：床剛性・基準×0.2

④ 検証：直交壁の効果と入力レベルの相違による応答の変化

ここまで検証の結果により、柱脚部の滑りの有無による上部構造応答の相違の影響は小さいと見られる。そこで、以下の検証では、柱脚石場建てのケースのみを扱う（柱脚部のすべり係数は、 $\mu = 0.4$ とする）。また、床剛性については、これまでと同様に、実験で用いられた半剛床の復元力特性を基準（ $\times 1.0$ ）とし、それに対する増減倍率で、床の剛柔を表現する（ $\times 0.2$ 及び $\times 5.0$ ）。なお、この検証では、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のケースとの比較、ならびに、床剛性が基準（ $\times 1.0$ ）のケースについては、入力レベルの相違による応答の変化についても検証した。入力レベルについては、図 2.1 に示した振動台実験での計測地震動（BCJ-L2 再現波）を基準とし、そのレベルに対する振幅倍率（入力レベル比）を変えて解析を行った。

まず、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のケースについて、直交壁の効果について検証した結果を示す。

図 2.20 と図 2.21 に、床剛性・基準 $\times 1.0$ とし、それぞれ直交壁 8P、4P の場合の偏心率の変化による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

図 2.22 と図 2.23 に、床剛性・基準 $\times 5.0$ とし、それぞれ直交壁 8P、4P の場合の偏心率の変化による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

図 2.24 と図 2.25 に、床剛性・基準 $\times 0.2$ とし、それぞれ直交壁 8P、4P の場合の偏心率の変化による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

これらの図において、左側が、剛性偏心を想定した M0K1 モデル、右側が、重量偏心を想定した M1K0 モデル、の結果であり、モデルの各構面の最大層間変位応答（または柱脚すべり）、床構面のせん断変形量、直交方向の最大層間変位応答（または柱脚すべり）について偏心率を横軸にして示している。

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 床剛性・基準（ $\times 1.0$ ）のケース：

- ・ 直交壁 8P、4P の場合について、柱脚部の滑り応答を比較すると、それらの相違は比較的小さい。また、同様に 1 階床応答の相違についても比較的小さい。
- ・ 上部構造変位（1-2 層間変位）については、直交壁 8P については、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差がみられ、重量偏心では、偏心が大きくなると、層間変位は、重いほうと軽いほうに応答が分かれる傾向がみられる。一方、直交壁 4P については、応答が（水平面で抵抗分が減り、直交方向に流れるため）分散し、剛性偏心の場合との相違が小さくなる。
- ・ 重量偏心の場合の 2 階床の変形を比較すれば、直交壁 8P では、偏心率（ $Rey=0.1$ ）程度を超えると境界床の応答が増加し床の変形が進行するが、直交壁 4P では、ねじれ抵抗が相対的に弱いいため境界床の負担が減り、床のせん断変形が進行せずに、ねじれ応答の進行が生じる。
- ・ 直交方向の層間変位応答を見ると、偏心率（ $Rey=0.1$ ）程度くらいまでは、直交壁の相違の影響は小さいが、これを超える偏心率の範囲では、ねじれによる直交方向応答は、直交壁 4P では、直交壁 8P の場合の倍程度生じる。

◆ 床剛性・基準（ $\times 5.0$ ）のケース：

- ・ 直交壁 8P、4P の場合について、柱脚部の滑り応答を比較すると、それらの相違は非常に小さい。また、同様に 1 階床応答の相違についても非常に小さい。
- ・ 上部構造変位（1-2 層間変位）については、直交壁 8P、4P の場合について、相違は非常に小さい。また、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差も非常に小さい。2 階床応答については、直交壁 4P の場合に、直交壁 8P の場合よりやや大きくなるが、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差について

は、相違はほとんどない。

- ・ 直交方向の層間変位応答を見ると、偏心率 ($Rey=0.3$) 程度くらいまでは、偏心率に応じてほぼ比例的に生じており、ねじれによる直交方向応答は、直交壁 4P では、直交壁 8P の場合の倍程度生じる。ねじれ応答については、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差は非常に小さい。

◆ 床剛性・基準 ($\times 0.2$) のケース：

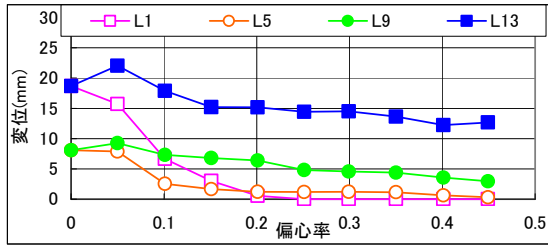
- ・ 直交壁 8P、4P の場合について、柱脚部の滑り応答を比較すると、それらの相違は非常に小さい。また、同様に 1 階床応答の相違についても非常に小さい。なお、剛性偏心と重量偏心の場合の応答はそれぞれ異なるものとなる。

- ・ 上部構造変位 (1-2 層間変位) と 2 階床応答についても、直交壁 8P、4P の場合の相違は非常に小さい。ただし、剛性偏心と重量偏心の場合の応答はそれぞれ異なるものとなる。

- ・ 直交方向の層間変位応答を見ると、直交壁 4P が直交壁 8P の場合よりわずかに大きいとその差は非常に小さい。直交壁効果はほとんどない。

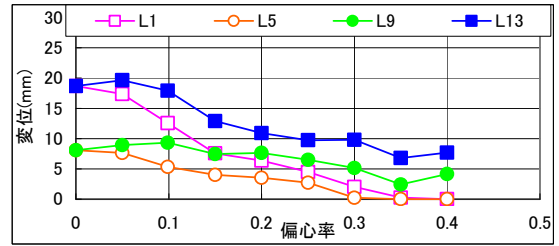
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

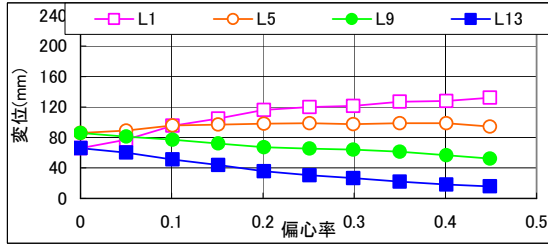


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

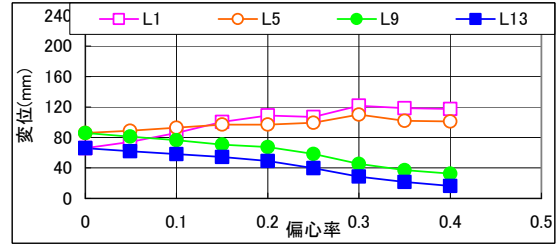
M1K0



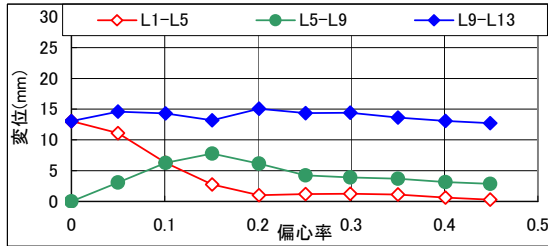
1-2層変位



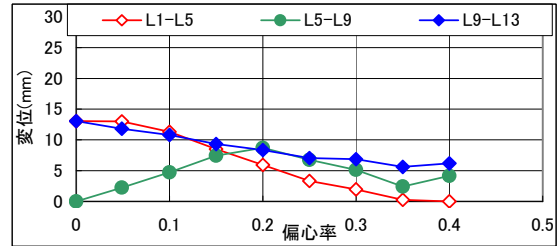
1-2層変位



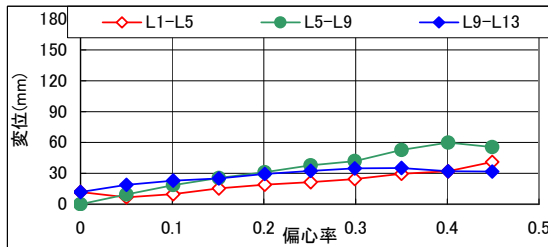
1階床



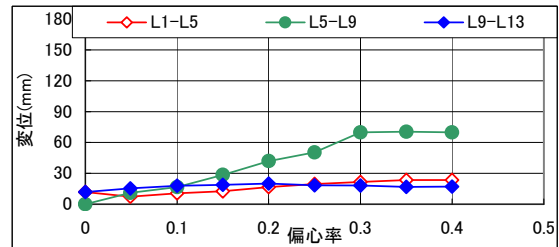
1階床



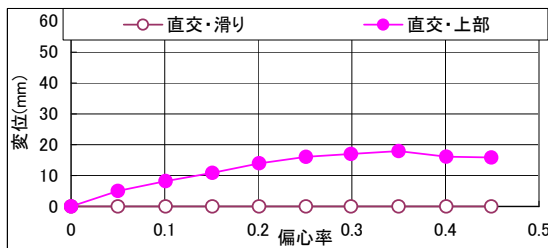
2階床



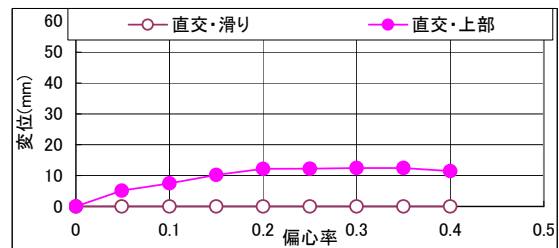
2階床



直交方向



直交方向



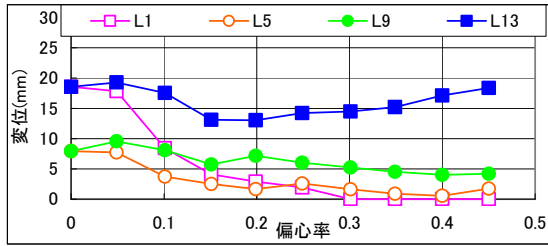
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.20 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 8P・床剛性・基準×1.0

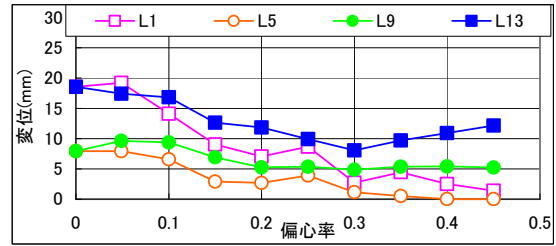
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

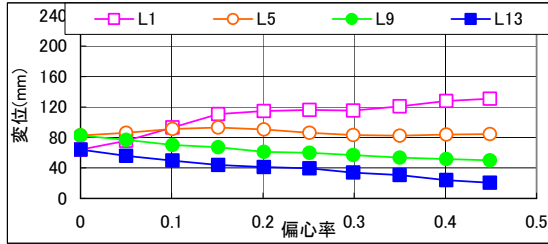


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

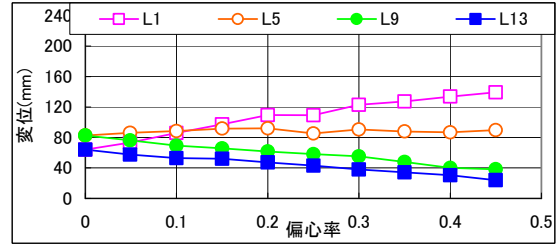
M1K0



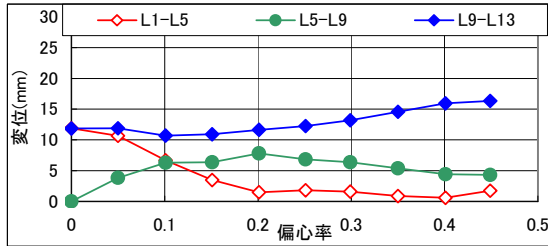
1-2層変位



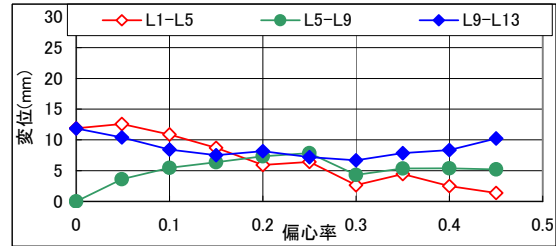
1-2層変位



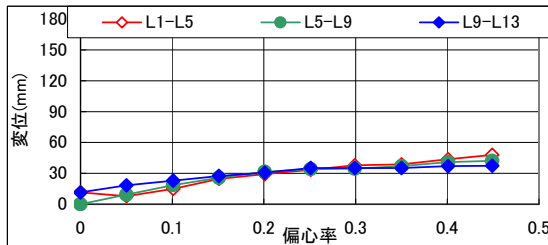
1階床



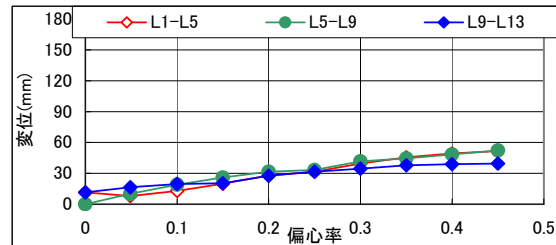
1階床



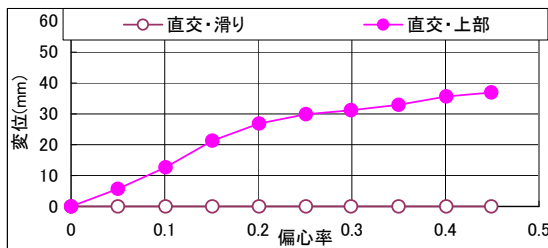
2階床



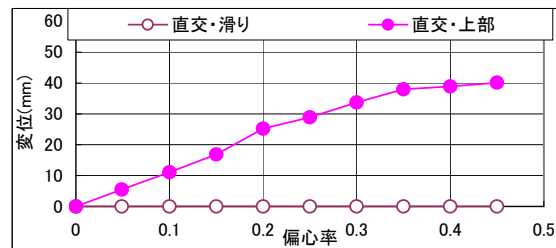
2階床



直交方向



直交方向



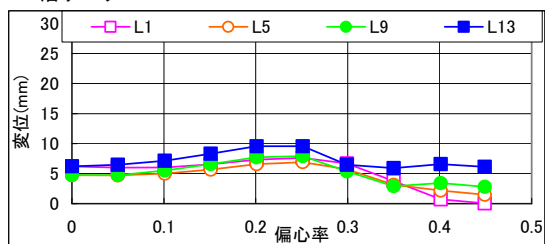
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.21 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 4P・床剛性・基準×1.0

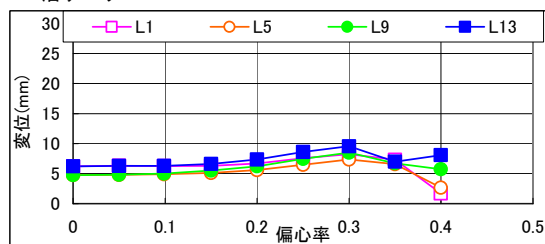
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

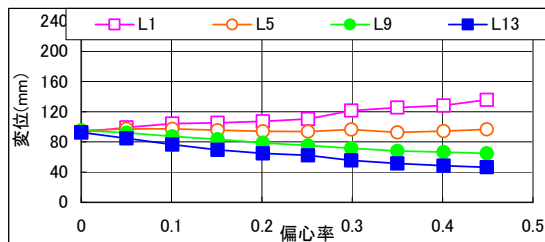


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

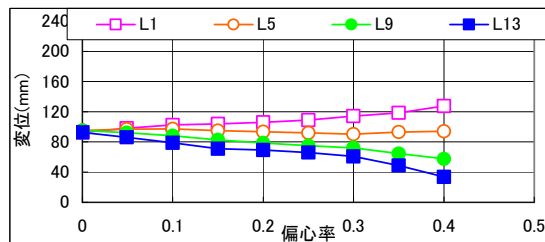
M1K0



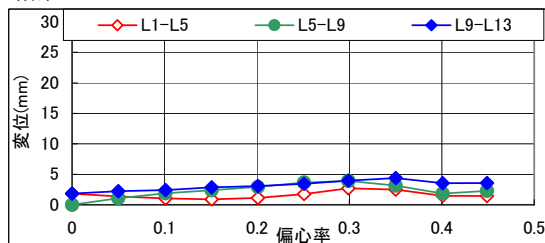
1-2層変位



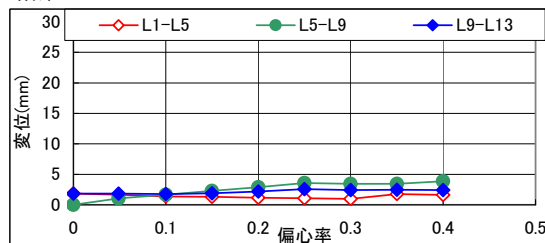
1-2層変位



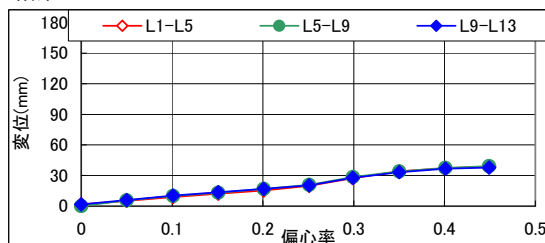
1階床



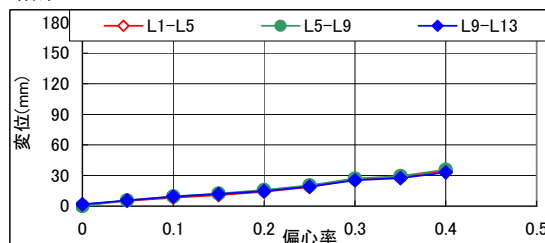
1階床



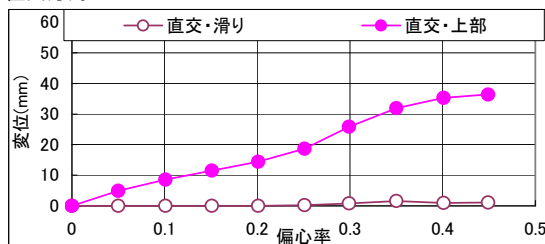
2階床



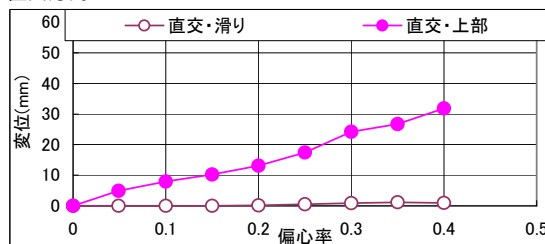
2階床



直交方向



直交方向



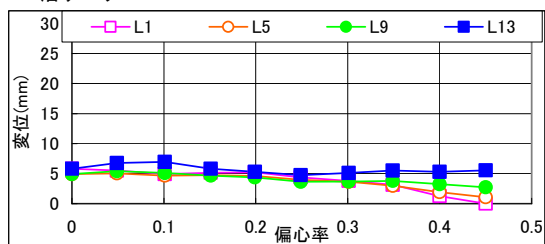
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.22 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 8P・床剛性・基準×5.0

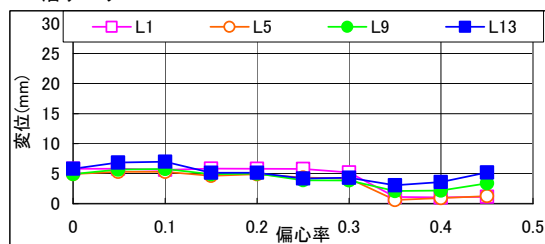
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

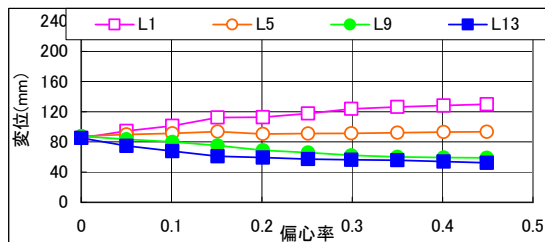


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

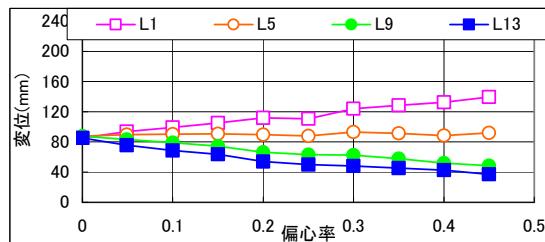
M1K0



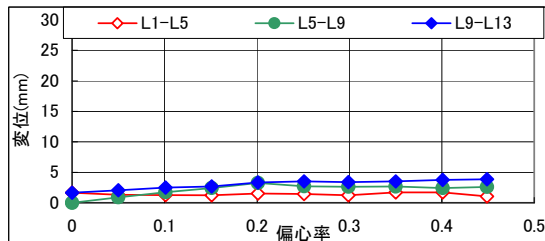
1-2層変位



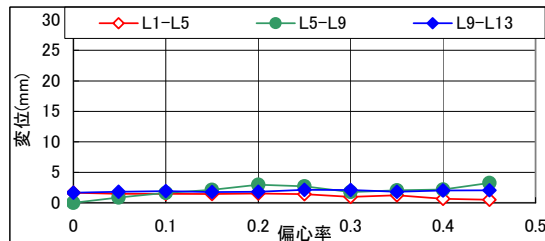
1-2層変位



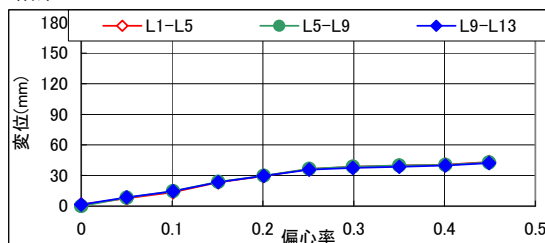
1階床



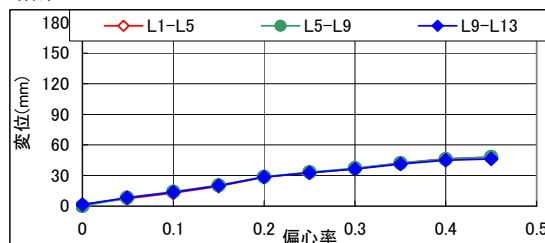
1階床



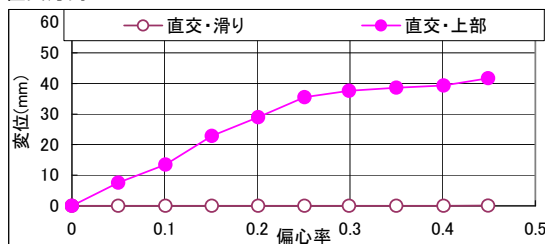
2階床



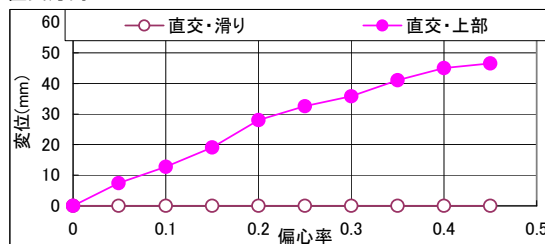
2階床



直交方向



直交方向



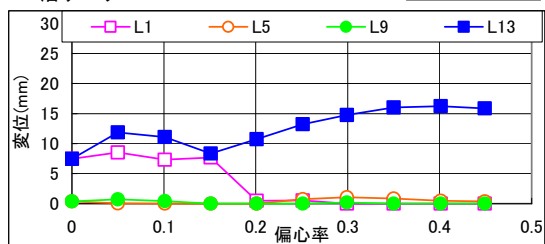
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.23 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 4P・床剛性・基準×5.0

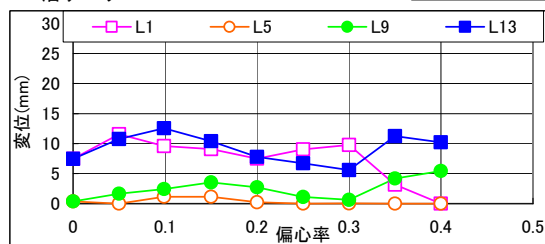
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

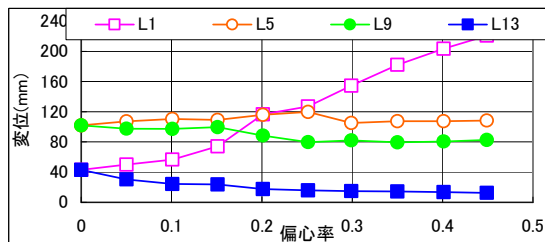


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

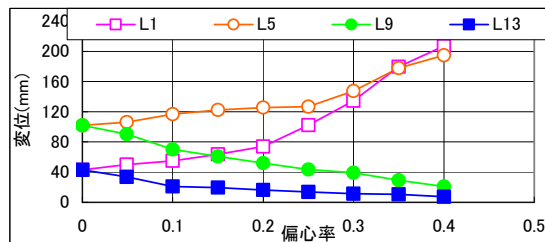
M1K0



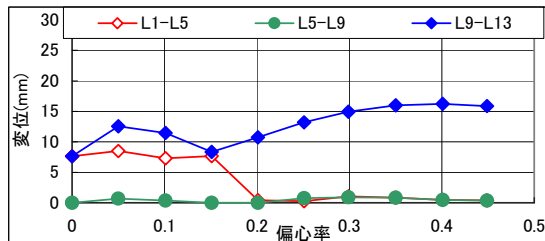
1-2層変位



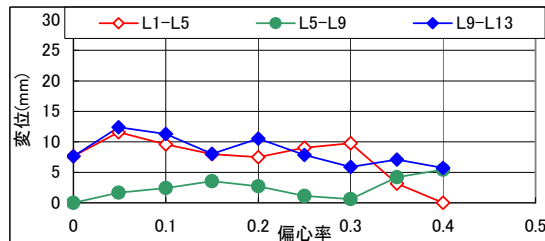
1-2層変位



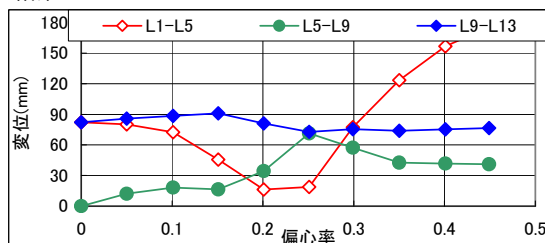
1階床



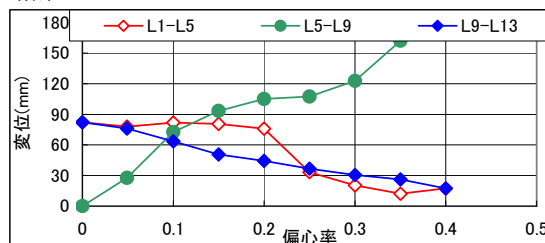
1階床



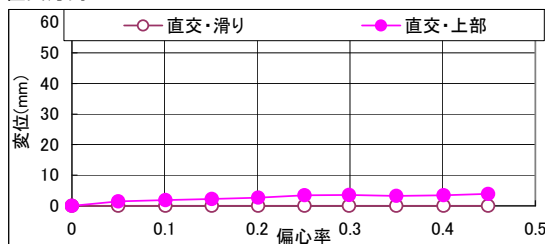
2階床



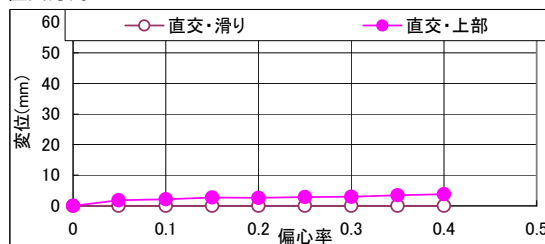
2階床



直交方向



直交方向



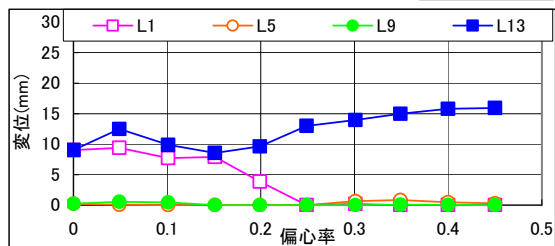
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.24 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 8P・床剛性・基準×0.2

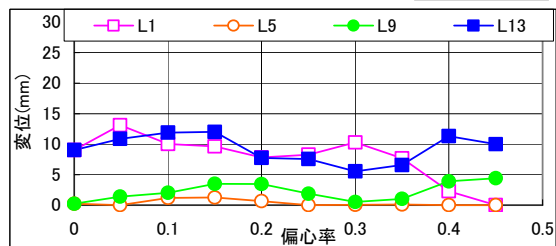
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

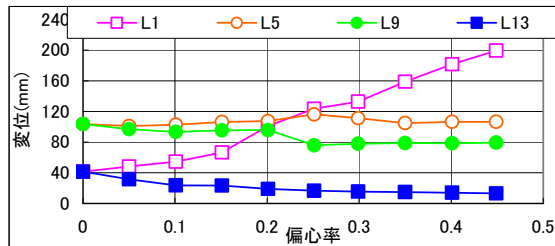


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

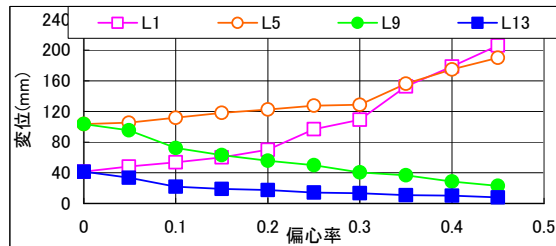
M1K0



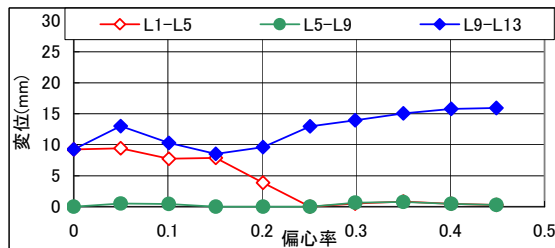
1-2層変位



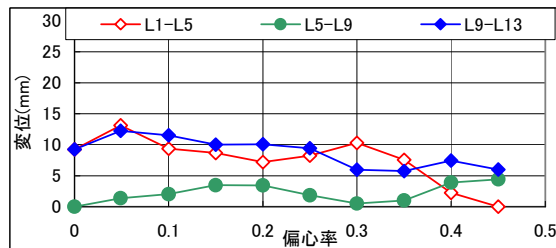
1-2層変位



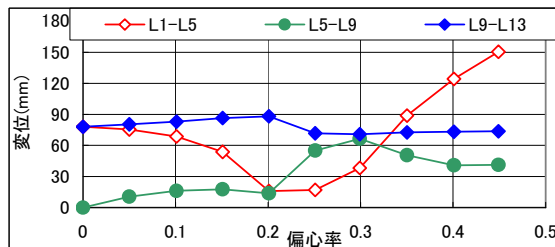
1階床



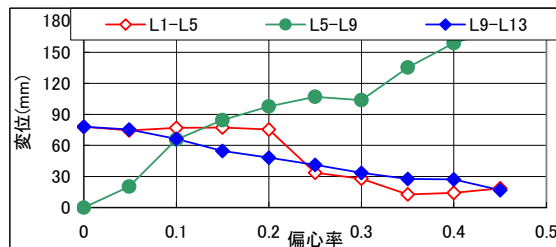
1階床



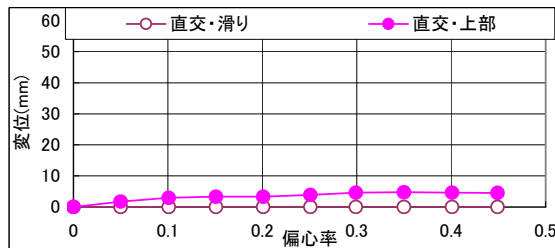
2階床



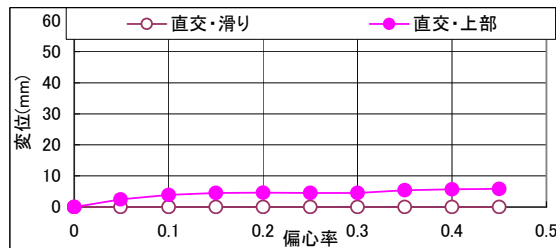
2階床



直交方向



直交方向



(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.25 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 4P・床剛性・基準×0.2

続いて、無偏心、剛性偏心（偏心率 0.15、0.30）、重量偏心（偏心率 0.15、0.30）の場合についての応答の変化を示す。入力レベルを変化させた場合について、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のそれぞれケースについての応答を比較し、直交壁の効果について検証した。

図 2.26 に、無偏心のモデル（床剛性・基準×1.0）について、入力レベルの相違による応答比較（滑りあり）を示す。

図 2.27 と図 2.28 に、剛性偏心のモデル：M0K1 モデル（床剛性・基準×1.0）について、それぞれ偏心率 0.15、0.30 の場合の入力レベルの相違による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

図 2.29 と図 2.30 に、重量偏心のモデル：M1K0 モデル（床剛性・基準×1.0）について、それぞれ偏心率 0.15、0.30 の場合の入力レベルの相違による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

これらの図において、左側が、直交壁 8P としたモデル、右側が、直交壁 4P としたモデル、の結果であり、モデルの各構面の最大層間変位応答（または柱脚すべり）、床構面のせん断変形量、直交方向の最大層間変位応答（または柱脚すべり）について入力レベル比を横軸にして示している。

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）について：

- ・直交壁 8P の場合においては、剛性偏心、重量偏心、いずれの場合についても、入力レベルの増加による応答の増加は、無偏心、偏心率 $Rey=0.15$ 、 0.30 のいずれも同程度となる。

- ・直交壁 4P の場合においては、入力レベルの増加による応答の増加は、無偏心と比べて、偏心率 $Rey=0.15$ 、 $Rey=0.30$ と偏心があると、ねじれ応答が生じ、やや大きくなる。入力レベルの増加に対して、重量偏心のモデルが応答の急増を起こしやすい。

◆ 2 階床の変形について：

- ・直交壁 8P の場合においては、入力が基準×1.25 を超えると、床のせん断変形の急増がみられる。この傾向は、偏心率が大きいほど、また重量偏心の場合に顕著である。

- ・直交壁 4P の場合においては、入力が基準×1.5 程度に至ると、床のせん断変形の急増がみられるが、各床構造面間の応答差は、直交壁 8P の場合ほど開きが生じない。なお、この要因として、変形がねじれ変形（直交方向応答）に流れるためと考えられるので、直交壁が有効な（直交壁 8P）場合と比べると、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差は小さい。

◆ 直交方向の応答について：

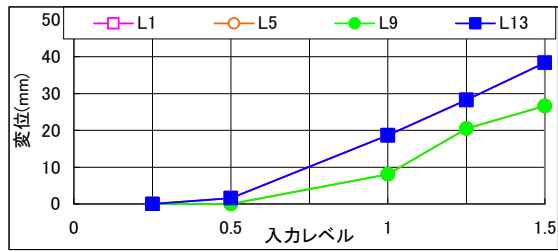
- ・直交壁 8P の場合においては、直交方向の応答はそれほど生じておらず、偏心率 $Rey=0.15$ と $Rey=0.30$ のケースの差異、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差も小さい。

- ・直交壁 4P の場合においては、入力レベルの増加に伴い、ねじれ応答が生じやすくなり、応答が直交方向に流れ、直交方向の応答が急増する。偏心率 $Rey=0.15$ と $Rey=0.30$ のケースの差異は大きい。一方、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差は小さい。

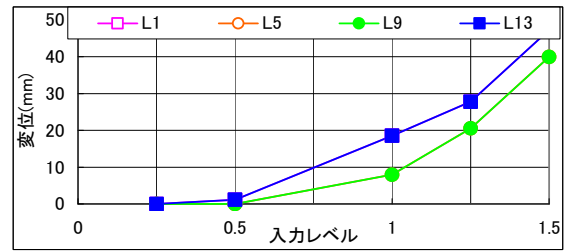
◆ 直交壁の効果について：

- ・入力レベルが基準×0.5 程度くらいまでは、直交壁の影響は小さい。すなわち、架構の塑性かが進展してくるに伴い、直交壁の効果が効いてくるものと考えられる。

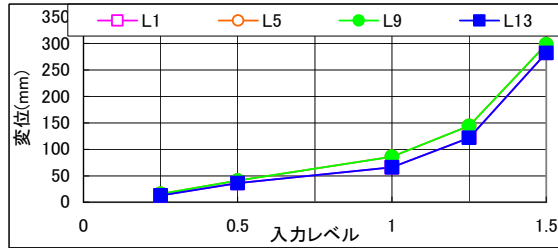
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0)
G-1層すべり



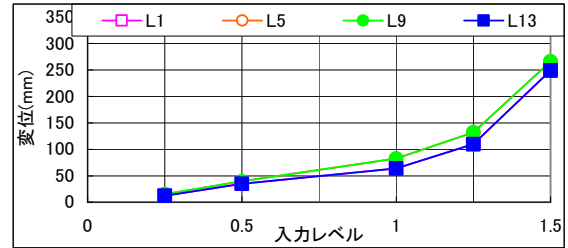
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0)
G-1層すべり



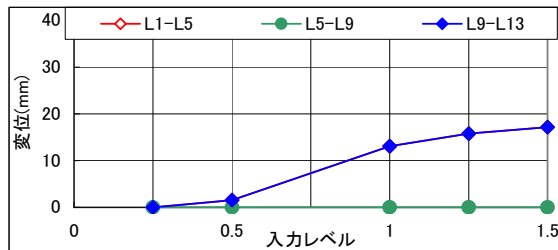
1-2層変位



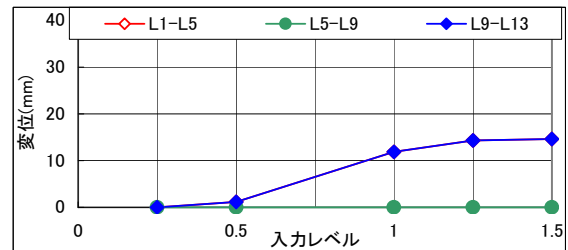
1-2層変位



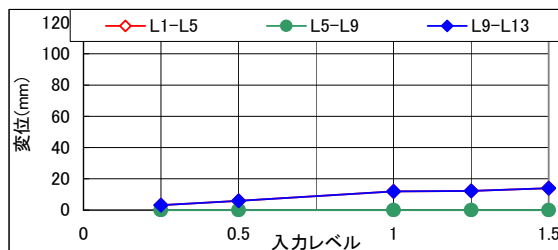
1階床



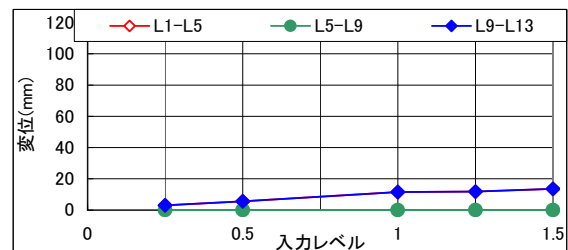
1階床



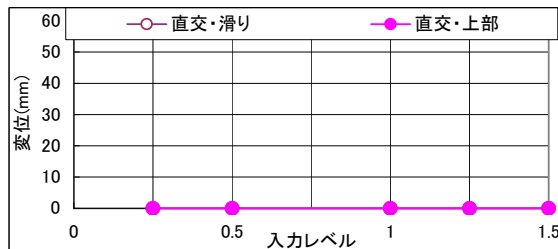
2階床



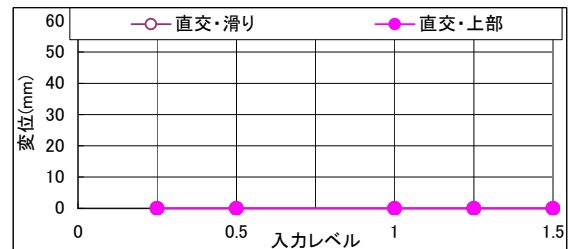
2階床



直交方向



直交方向

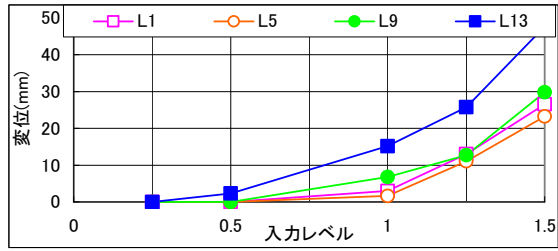


(a) 直交壁 8P

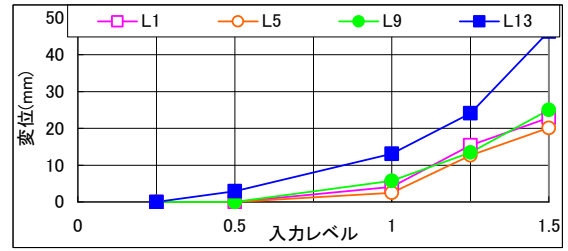
(b) 直交壁 4P

図 2.26 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり):
偏心なし (偏心率 0) 床剛性・基準×1.0

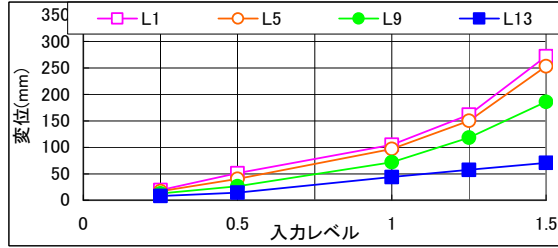
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.15)
G-1層すべり



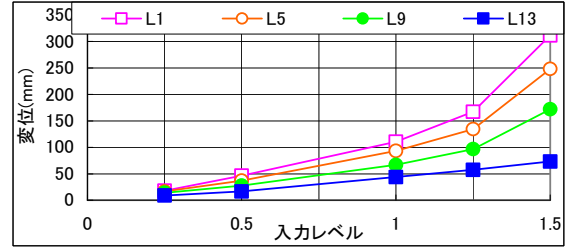
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



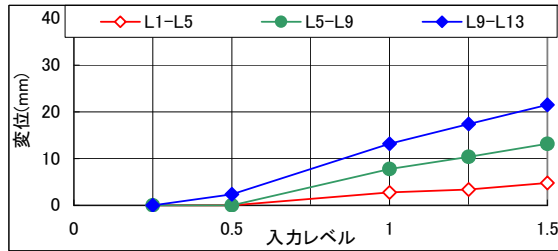
1-2層変位



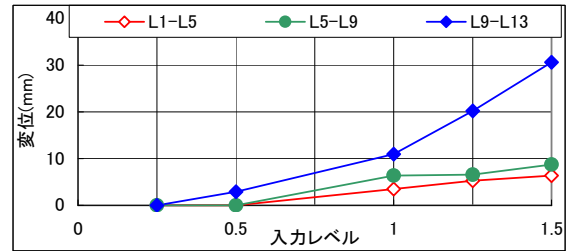
1-2層変位



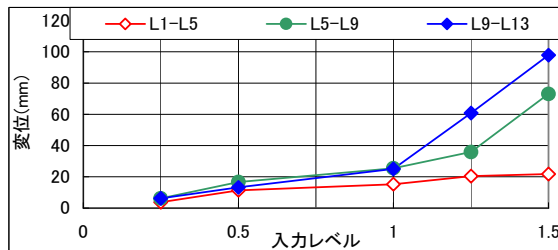
1階床



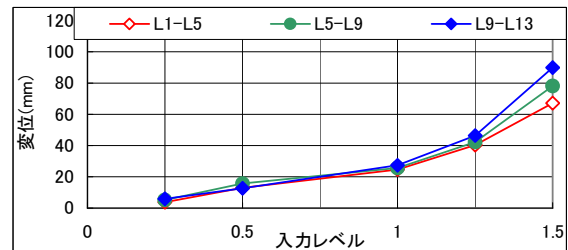
1階床



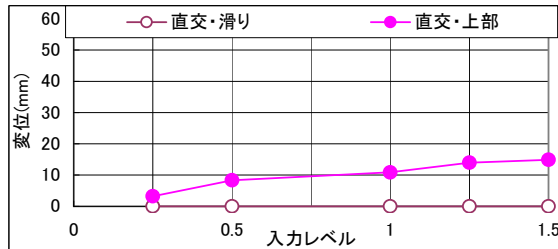
2階床



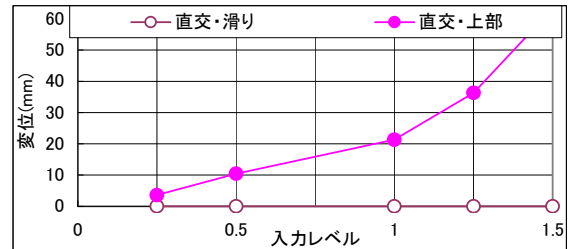
2階床



直交方向



直交方向

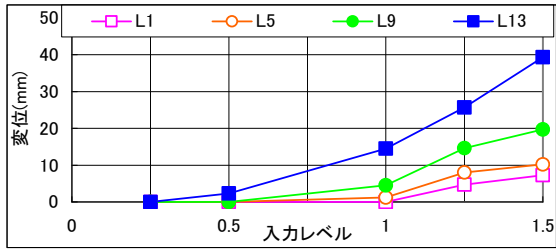


(a) 直交壁 8P

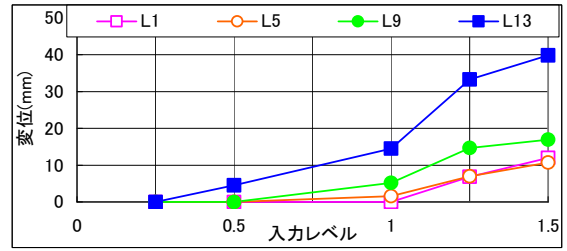
(b) 直交壁 4P

図 2.27 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり):
剛性偏心 M0K1 (偏心率 0.15) 床剛性・基準×1.0

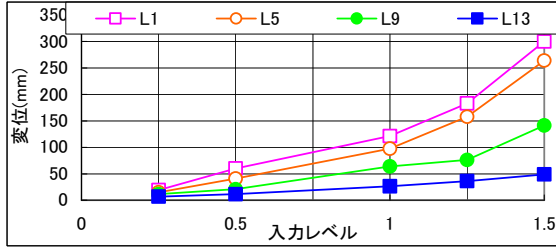
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.30)
G-1層すべり



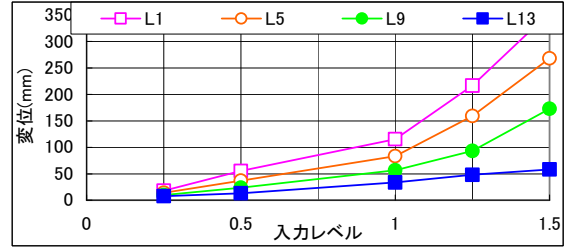
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



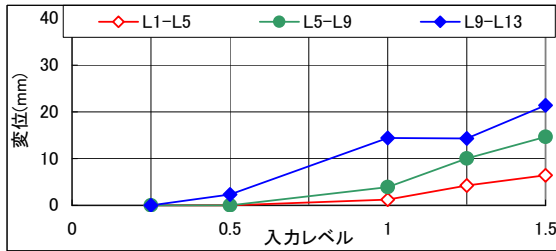
1-2層変位



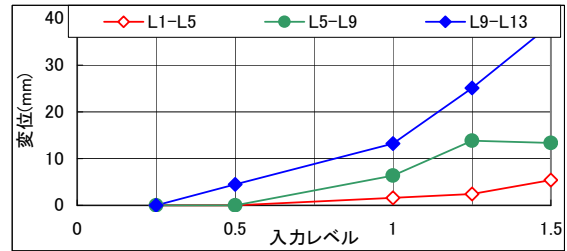
1-2層変位



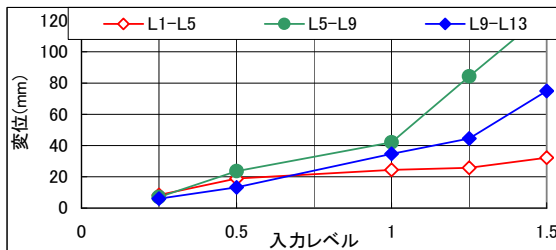
1階床



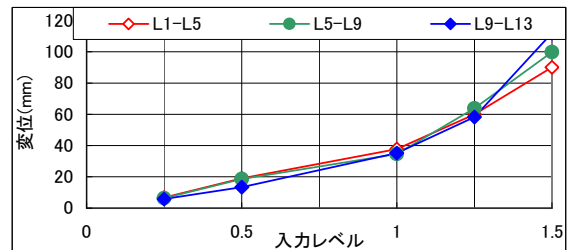
1階床



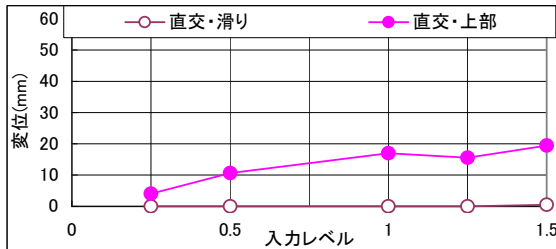
2階床



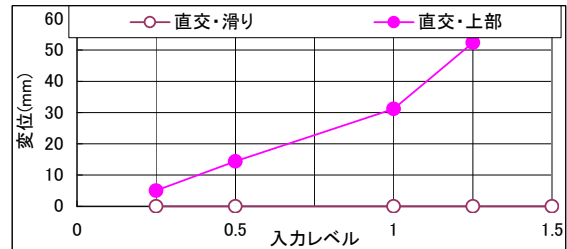
2階床



直交方向



直交方向



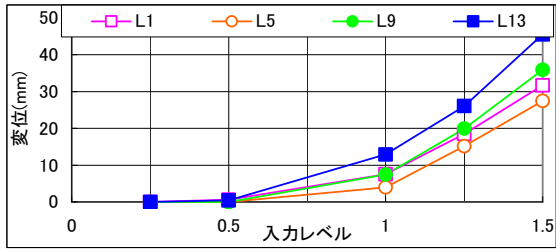
(a) 直交壁 8P

(b) 直交壁 4P

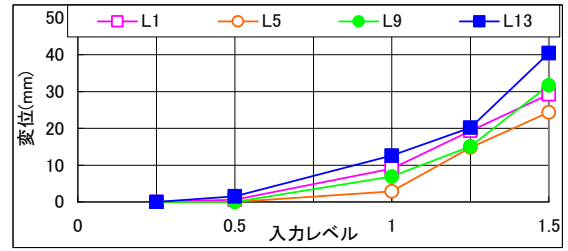
図 2.28 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり):

剛性偏心 M0K1 (偏心率 0.30) 床剛性・基準×1.0

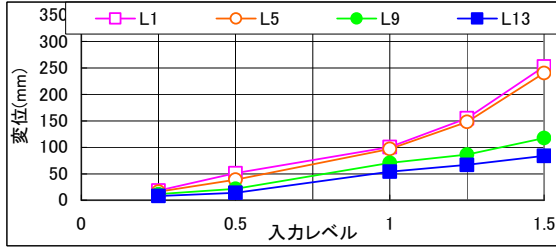
重量偏心(直交壁通常・偏心率:0.15)
G-1層すべり



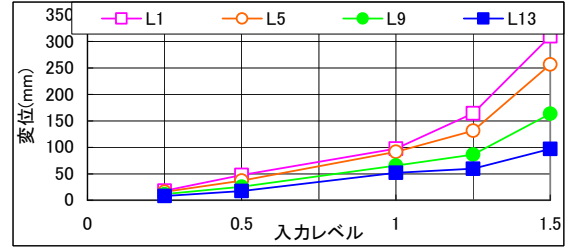
重量偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



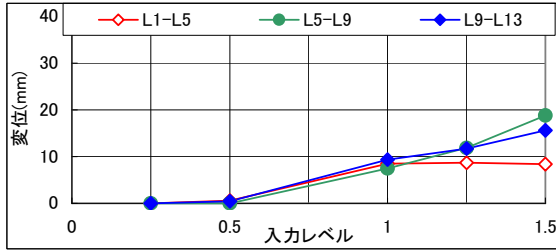
1-2層変位



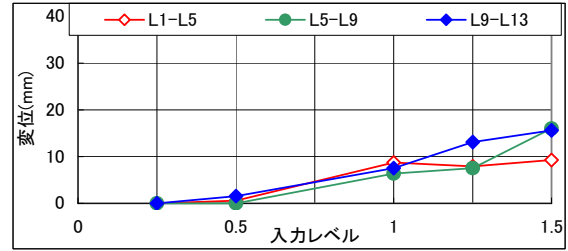
1-2層変位



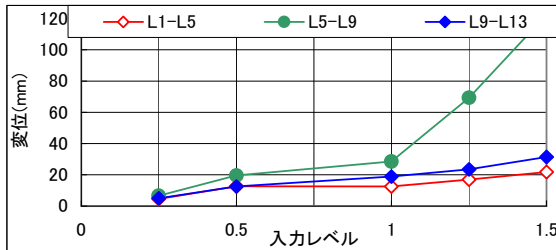
1階床



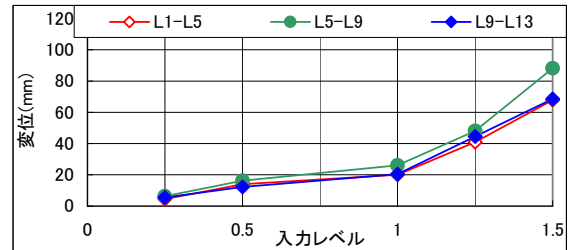
1階床



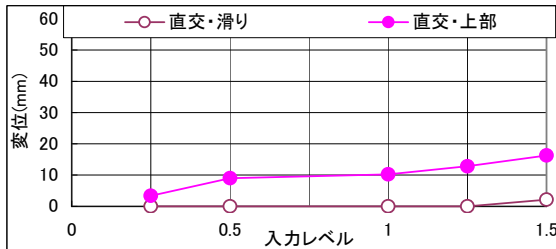
2階床



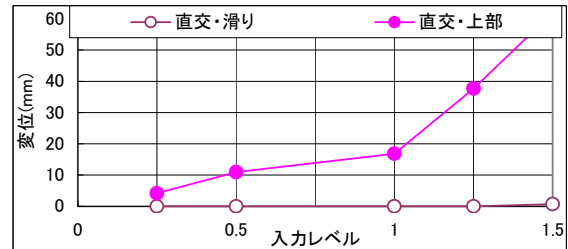
2階床



直交方向



直交方向



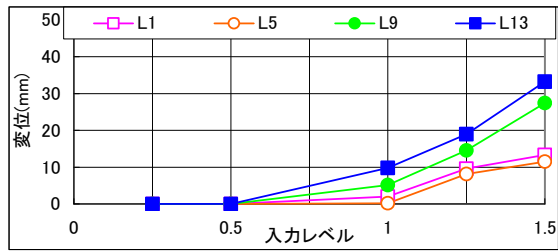
(a) 直交壁 8P

(b) 直交壁 4P

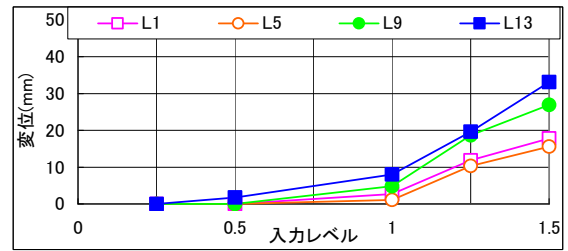
図 2.29 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり):

重量偏心 M1K0 (偏心率 0.15) 床剛性・基準×1.0

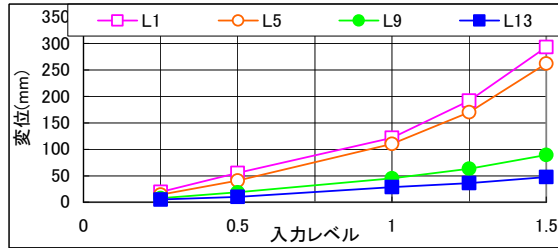
重量偏心(直交壁通常・偏心率:0.30)
G-1層すべり



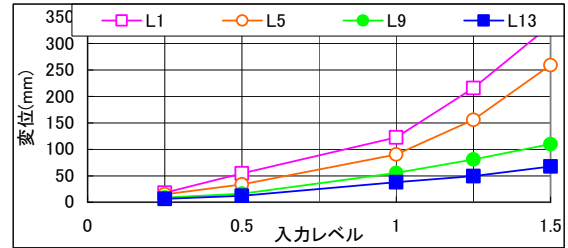
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



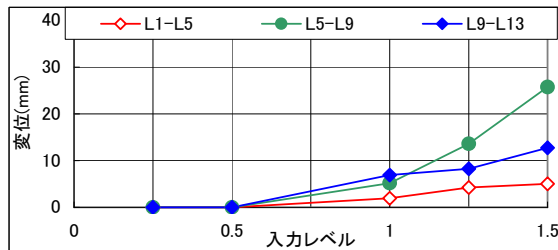
1-2層変位



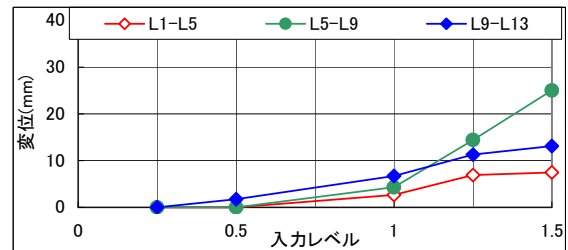
1-2層変位



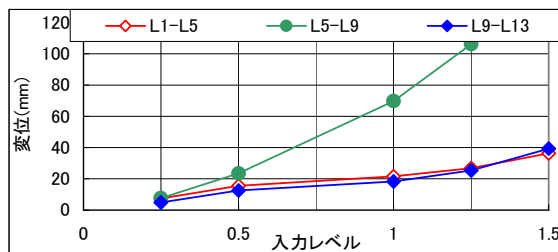
1階床



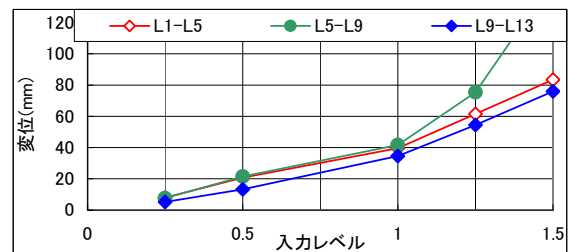
1階床



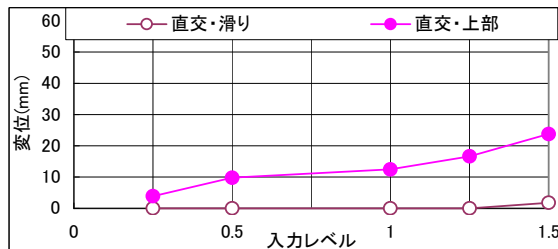
2階床



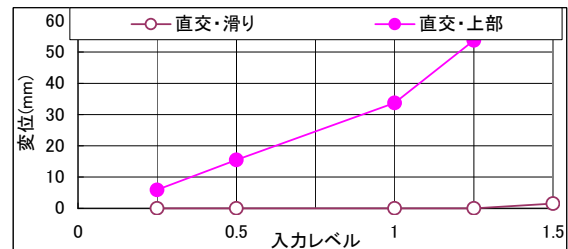
2階床



直交方向



直交方向



(a) 直交壁 8P

(b) 直交壁 4P

図 2.30 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり):

重量偏心 M1K0 (偏心率 0.30) 床剛性・基準×1.0

⑤ 検証：床剛性の相違による応答の変化

続いて、柱脚石場建てのケースを扱う（柱脚部のすべり係数は、 $\mu = 0.4$ ）。床剛性について、実験で用いられた半剛床の復元力特性を基準（ $\times 1.0$ ）とし、それに対する増減倍率をパラメータとして検証を行った。床の剛性（ $\times 0.01 \sim \times 100$ ）。

(a) 1・2 階の床剛性を同時に変化させた場合と、(b) 1 階床レベルの剛性を変化させた場合（2 階の床剛性：基準 $\times 1.0$ ）についての検証結果を示す。なお、直交壁の及ぼす影響を検証するために、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のケースとの比較もあわせて行った。

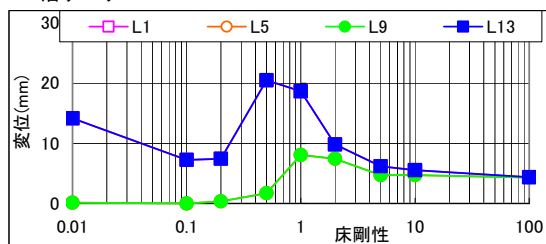
以降の検証において、偏心の条件については、剛性偏心（MOK1）モデルについて、無偏心、偏心率 0.15、0.3 の場合について示す。

図 2.31 に無偏心の場合における、床剛性の相違による応答比較を示す。左側(a)図は、1・2 階の床剛性を変化させた場合、右側(b)図は、2 階の床剛性は基準 $\times 1.0$ とし、1 階の床剛性のみを変化させた場合の結果である。

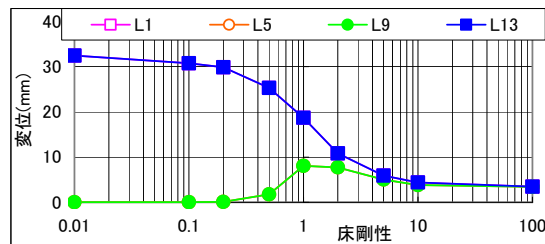
図 2.32 は、剛性偏心のあるモデルで、直交壁 8P の場合において、1・2 階の床剛性を変化させた場合の、床剛性の相違による応答比較を示したものである。偏心率 $\text{Rey}=0.15$ 、および 0.3 の結果を示す。

図 2.33 は、剛性偏心のあるモデルで、直交壁 4P の場合において、2 階の床剛性は基準 $\times 1.0$ とし、1 階の床剛性のみを変化させた場合の、床剛性の相違による応答比較を示したものである。偏心率 $\text{Rey}=0.15$ 、および 0.3 の結果を示す。

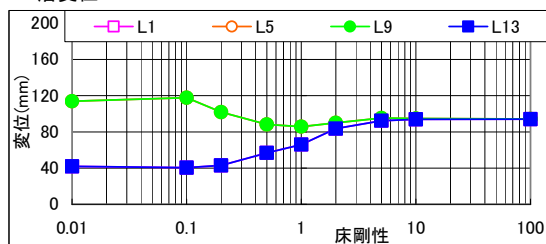
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0)
G-1層すべり



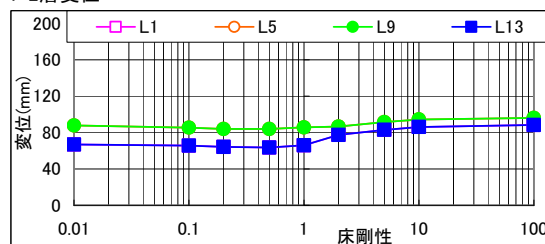
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0)
G-1層すべり



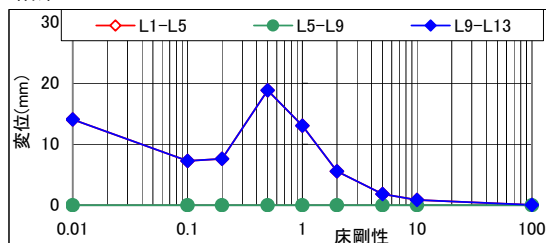
1-2層変位



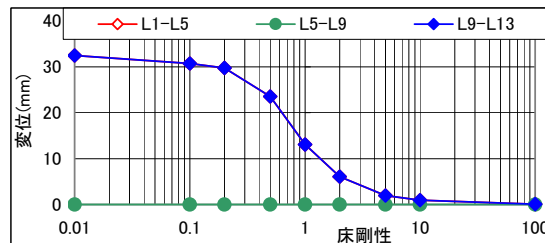
1-2層変位



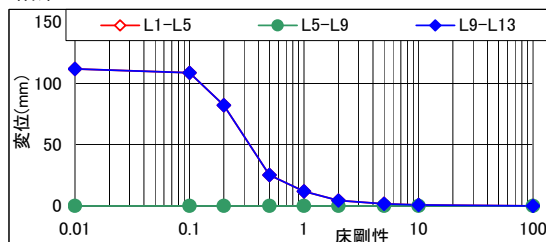
1階床



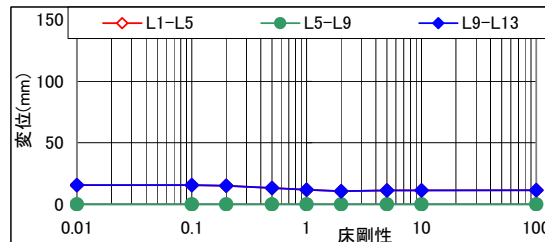
1階床



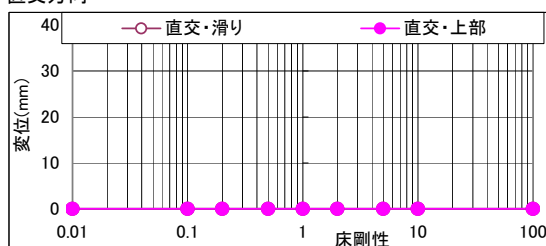
2階床



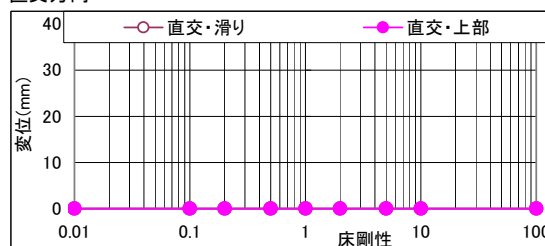
2階床



直交方向



直交方向

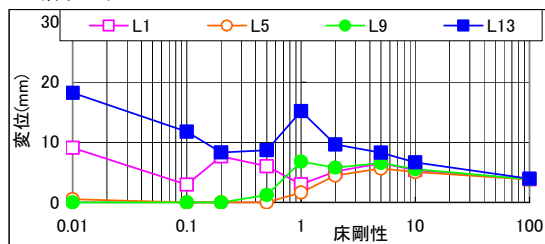


(a) 1・2 階の床剛性を変化

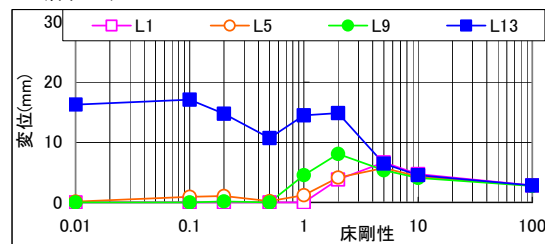
(b) 1 階の床剛性のみを変化

図 2.31 床剛性の相違による応答比較：
剛性偏心（無偏心）

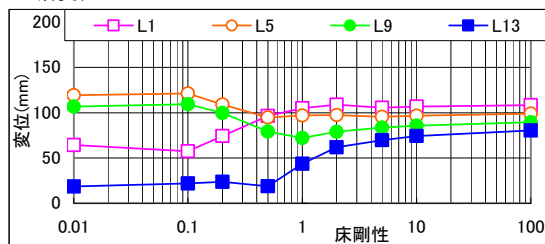
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.15)
G-1層すべり



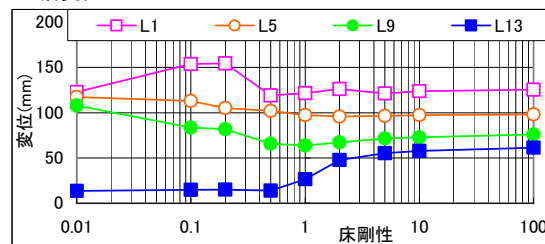
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.30)
G-1層すべり



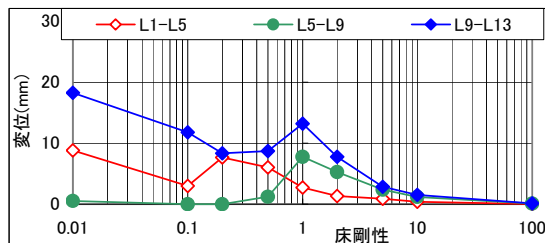
1-2層変位



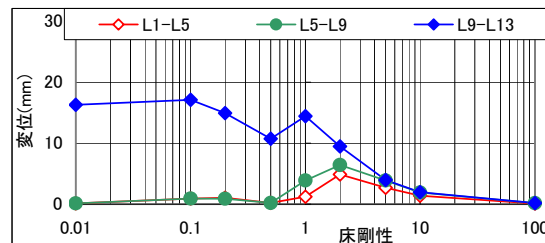
1-2層変位



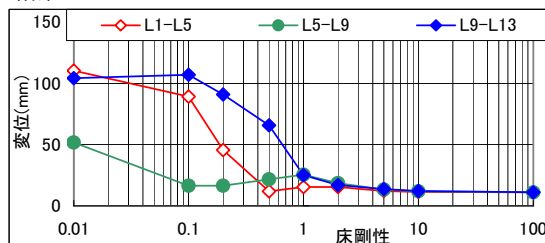
1階床



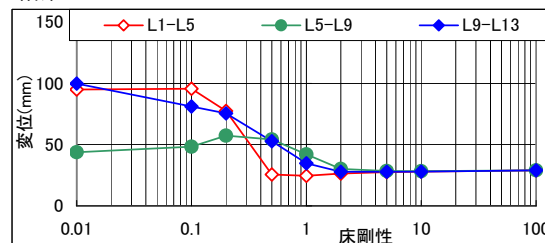
1階床



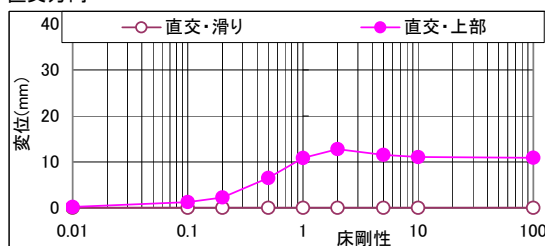
2階床



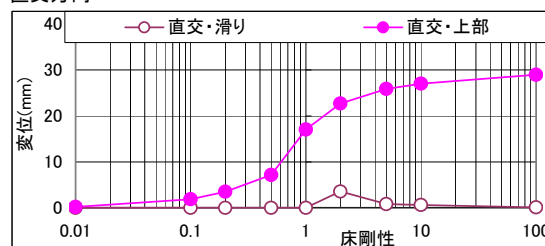
2階床



直交方向



直交方向

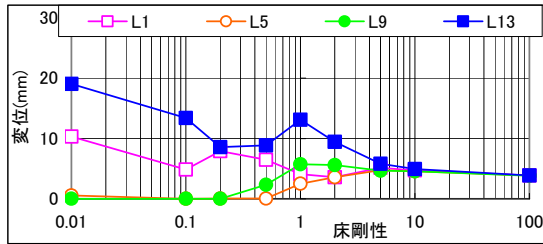


(a) 偏心率 0.15

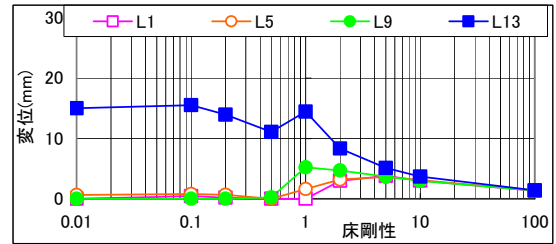
(b) 偏心率 0.30

図 2.32 床剛性の相違による応答比較：
剛性偏心(直交壁 8P) [1・2 階の床剛性を変化]

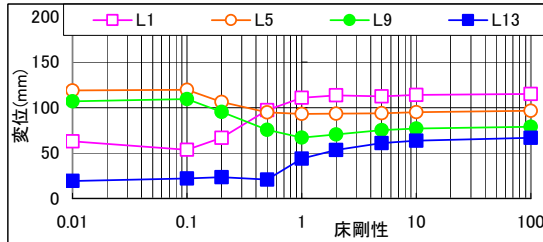
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



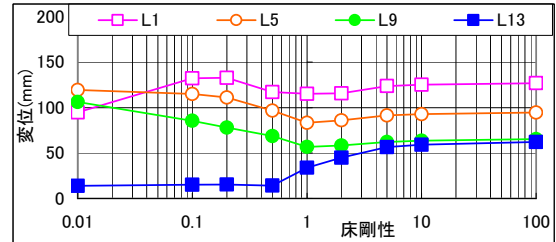
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



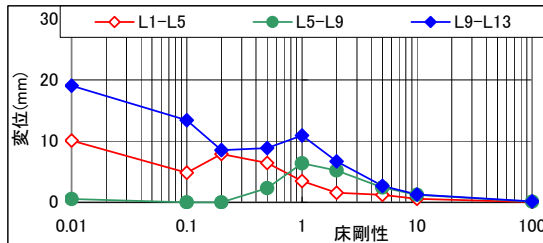
1-2層変位



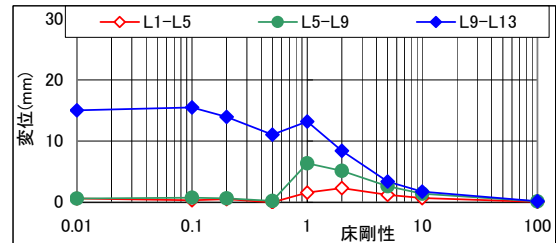
1-2層変位



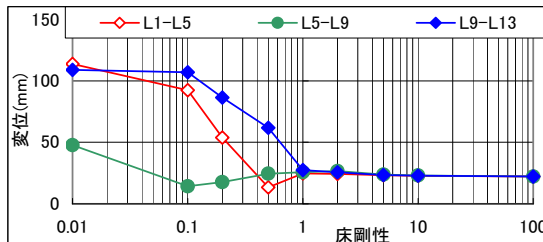
1階床



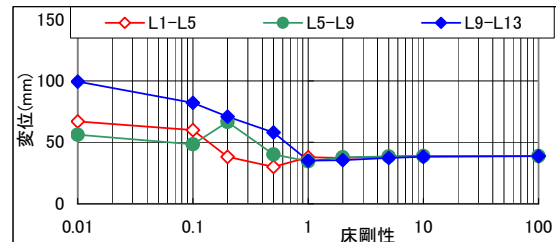
1階床



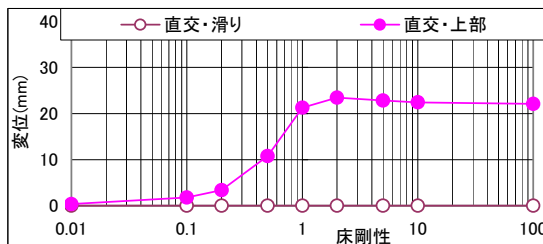
2階床



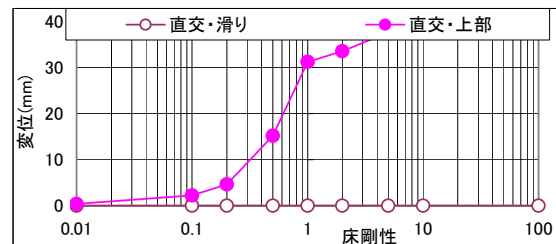
2階床



直交方向



直交方向

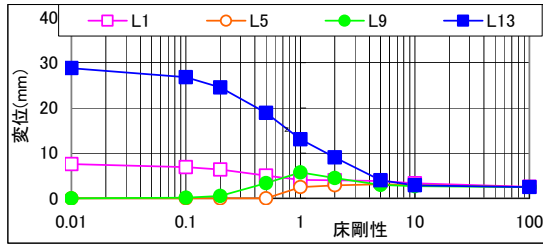


(a) 偏心率 0.15

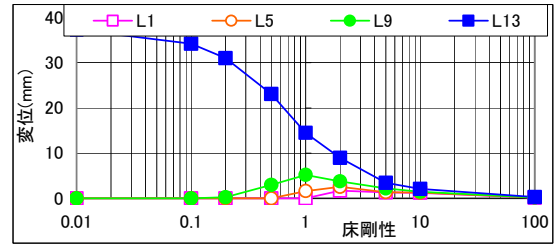
(b) 偏心率 0.30

図 2.33 床剛性の相違による応答比較：
剛性偏心(直交壁 4P) [1・2 階の床剛性を変化]

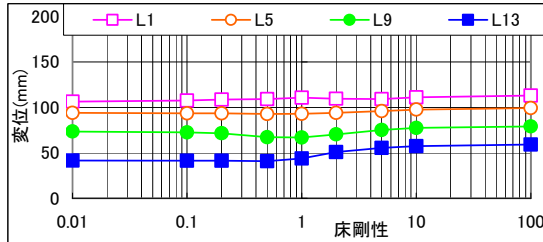
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



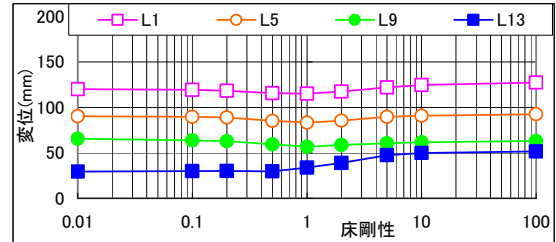
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



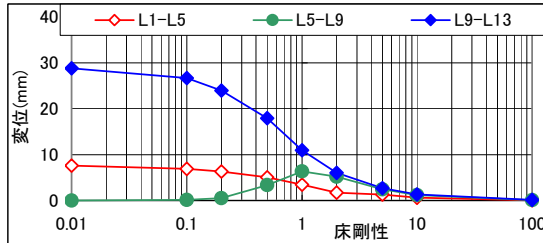
1-2層変位



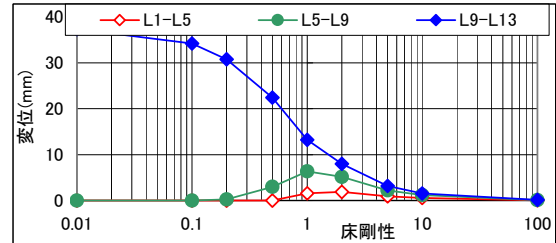
1-2層変位



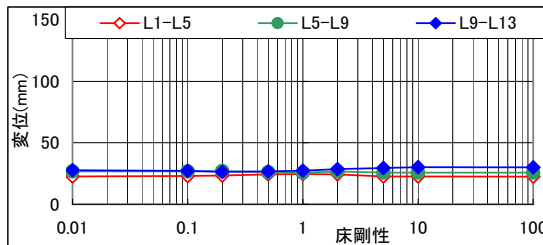
1階床



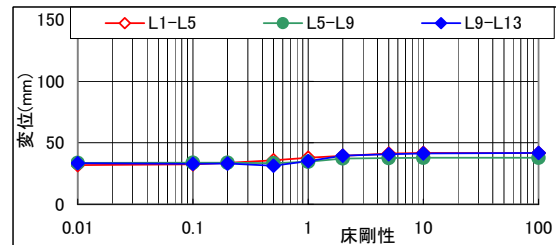
1階床



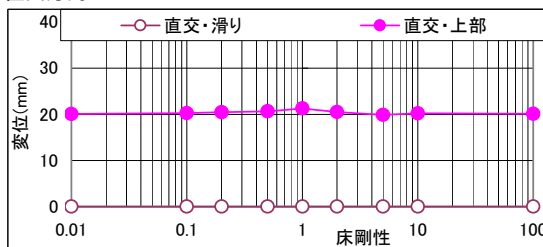
2階床



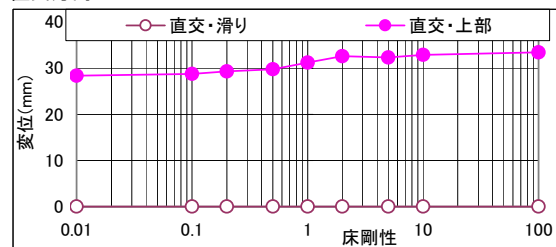
2階床



直交方向



直交方向



(a) 偏心率 0.15

(b) 偏心率 0.30

図 2.34 床剛性の相違による応答比較：

剛性偏心(直交壁 4P) [1 階の床剛性のみを変化・2 階の床剛性=基準×1.0]

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 1・2 階の床剛性を变化させた場合について：

- ・無偏心の場合において、床剛性が基準 $\times 0.5 \sim 1.0$ 程度の範囲で端部構造面の滑り応答が大きくなる。またこれに連動して、1 階床応答が増大している。
- ・上部構造変位（1-2 層間変位）についてみると、床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度以下では、隣接する通り間でのせん断力の伝達が不十分で、各構面が別々に変位しているものと考えられる。また、床剛性が基準 $\times 0.2 \sim 2.0$ 程度の範囲で、隣接する通り間での力の伝達が生じ始め、床剛性が基準 $\times 2.0$ 程度を超えると応答はほぼ一体的であり、内側通りの応答の増大を概ね考慮する必要はなくなる。
- ・2 階床変位について、床剛性が基準 $\times 0.2 \sim 0.5$ 程度の間で、剛性の小さい端部構面と連結する境界床において変形が急変する。床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度となるときにエネルギーの移動が生じ隣接する構面間での連成の影響が生じたと考えられる。
- ・直交壁 8P、4P の場合について、偏心率が同じ場合の上部構造変位（1-2 層間変位）を比較すると両者の相違はそれほど見られない。直交方向変位についてみると、床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度までは、直交壁 8P、4P の場合について応答差はほとんどなく、直交壁の効果もほとんど見られない。一方、床剛性が基準 $\times 1.0$ 程度を超えると、直交壁 4P の場合の応答は、直交壁 8P の場合の倍程度となり、直交壁効果が見られる。
- ・直交壁の条件が同じケースで、偏心率が 0.15 と 0.30 のケースを比較すると、床剛性が概ね剛床とみなせる基準 $\times 5.0$ 程度以上の場合、偏心率 0.15 の場合に対して、0.30 の場合では、直交方向応答が 3 倍程度まで増大している。従って、偏心率が大きい場合、直交方向応答に及ぶ応答の影響を注意する必要がある。

◆ 1 階の床剛性のみを変化させた場合について：

- ・滑り応答、ならびに 1 階床応答についてみると、床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度までは、各通りごとに別々に挙動しているものと考えられる。床剛性が基準 $\times 5.0$ 程度以上になるとほぼ一体的になるものと考えられる。
- ・1 階の床剛性のみを変化させた場合でも、2 階床剛性に基準 $\times 1.0$ を与えた条件での解析では、上部構造変位（1-2 層間変位）、ならびに 2 階床の変形については、1 階の床剛性の変化の影響をほとんど受けないことが分かる。
- ・直交方向応答についても、2 階床剛性に基準 $\times 1.0$ を与えた条件での解析では、1 階の床剛性の変化の影響をほとんど受けないことが分かる。すなわち、ねじれ応答の制御に関しては、滑りのあるモデルにおいても、2 階床に所定の床剛性を与えておくことが重要であると考えられる。

⑥ 検証：剛床仮定により評価した変形増大率の適用について

水平構面の剛性が剛とみなせず、偏心のあるモデルに対して、剛床・無偏心と仮定して求めた重心点変位と、実際の各構造面における最大変位応答の比率との関係から、これまでの検証結果を再検証するここでは、剛性偏心によるケースを考えるので、重心位置は図心位置となる。

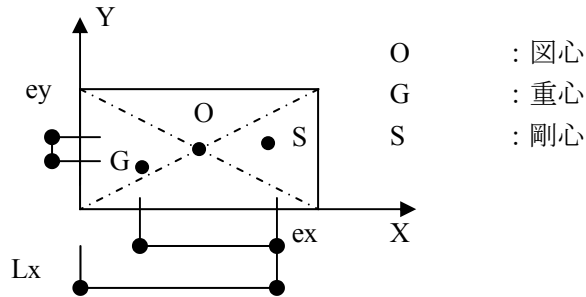


図 2.35 剛心からの距離

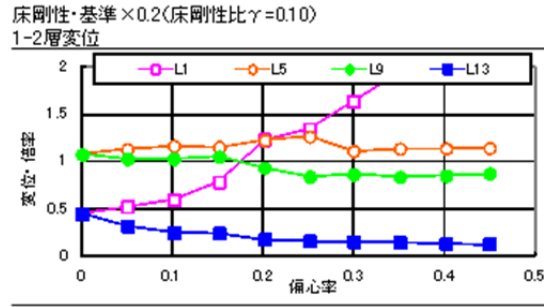
図 2.35 に示すように、剛性偏心のあるモデルについて、評価したい通りの剛心から距離を L_x とする。ここに偏心のないモデルについて評価した代表変位 δ_y に対して、偏心があるモデルで、剛心から距離 L_x の位置での変位の増大（低減）率を δ_1/δ_y とすれば、偏心距離 e_x 、弾力半径 r_{ey} 、偏心率 Rey を用いて(2)式で表わされる。

$$\delta_1/\delta_y = \left(1 + \frac{L_x}{e_x} R_{ey}^2\right) = \left(1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey}\right) \quad (2)$$

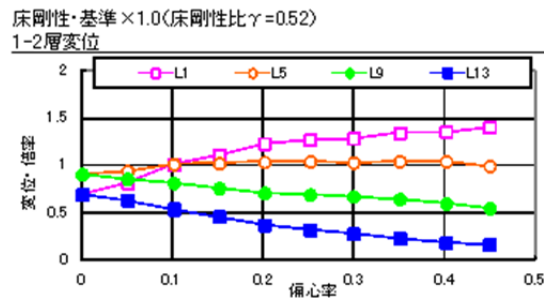
この変位の増大（低減）率を応答の補正率として、無偏心のモデルに対して求めた応答から予測した値と、偏心を持つモデルで数値解析を行った結果について、床剛性の変化による各通りの応答性状について検証する。なお床剛性については、以下では、2 階床の剛性 s の、各通りの弾性剛性の平均値床剛性 k に対する比 $\gamma = s/k$ により評価するものとする。

まず、偏心率を横軸にとり、床剛性が異なる 3 つのケース（基準剛性の 0.2 倍、1.0 倍、5.0 倍：床剛性比 $\gamma = s/k$ に換算すると、それぞれ 0.10、0.51、2.52）について、L1～L13 までの構面ごとの最大変形を、剛床・無偏心の場合の最大変形（94.2mm=1/31rad）に対する比で表わす（図 2.36）。

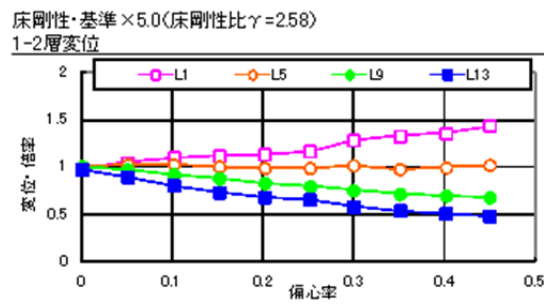
偏心率が $Rey=0.1$ 程度まででは、 $\gamma=0.1$ 、0.52 のケースでは、L5 構面の変位が最大となっているが、 $\gamma=2.52$ のケースでは、L1 構面の変位が最大となる。無偏心の場合の外端と内部構面の応答差は $\gamma=0.1$ では顕著であるが、それによる最大応答の増加分は 1 割程度である。従って、概ね、偏心率 0.1 程度までは、剛床・無偏心の場合の最大変形は、偏心による補正を行わなくても、1 割程度の増減で収まると思われる（ただし、床剛性比が小さい、極端な重量分布、一方のスペンが長い等の特殊な場合は別途検討が必要と思われる）。一方、偏心率 0.1 程度を超えると応答の補正が必要と思われる。



(a) 床剛性：基準×0.2 倍（床剛性比 $\gamma = 0.10$ ）



(b) 床剛性：基準×1.0 倍（床剛性比 $\gamma = 0.52$ ）



(c) 床剛性：基準×5.0 倍（床剛性比 $\gamma = 2.58$ ）

図 2.36 偏心率による変位の増大率

続いて、剛床・無偏心モデルに対する各構面の応答補正率の導入を検討する。剛性偏心モデルにおいて、偏心率 0.15 と 0.30 のケースについて、剛床とした際の各構面の応答に対する変位・倍率のグラフを図 2.37 はと図 2.38 に示す。左側の(a)が偏心率 0.15、右側の(b)が偏心率 0.30 の結果である。なお、本解析モデルにおける補正率は表 2.2 及び表 2.3 のようになる。

図 2.37 は、これまでの解析モデルで $CB=0.37$ の場合、図 2.38 は 2 階重量を 5 割程度増とし、 $CB=0.3$ のケースとなっている。これらの図で、上段の図は、最大変位応答を示している。中段の「変位・倍率」は、剛床・無偏心の場合の最大変形 ($CB=0.37: 94.2\text{mm}=1/31\text{rad}$ 、 $CB=0.3: 219.9\text{mm}=1/13\text{rad}$) に対する比である。下段は、剛床モデルでの偏心率に応じた応答補正係数（割増率）を用いて補正した場合である。これらの図の横軸は、床剛性比 $\gamma = s/k$ としている（これまで用いてきた床剛性の基準×1.0 は $\gamma = s/k=0.516$ に相当する）。なお、各構面の質量分担は、 $L1 : L5 : L9 : L13=1 : 2 : 2 : 1$ となる。

表 2.2 割増率：剛性偏心（直交壁通常・偏心率：0.15）
 $Rey=0.15$ （剛性：L1=1.32P L5=2P L9=2P L13=2.68P）
 割増率

L1	L5	L9	L13
1.176078	1.073811	0.971543	0.869275

表 2.3 割増率：剛性偏心（直交壁通常・偏心率：0.30）
 $Rey=0.30$ （剛性：L1=0.69P L5=2P L9=2P L13=3.31P）
 割増率

L1	L5	L9	L13
1.404557	1.194635	0.984712	0.77479

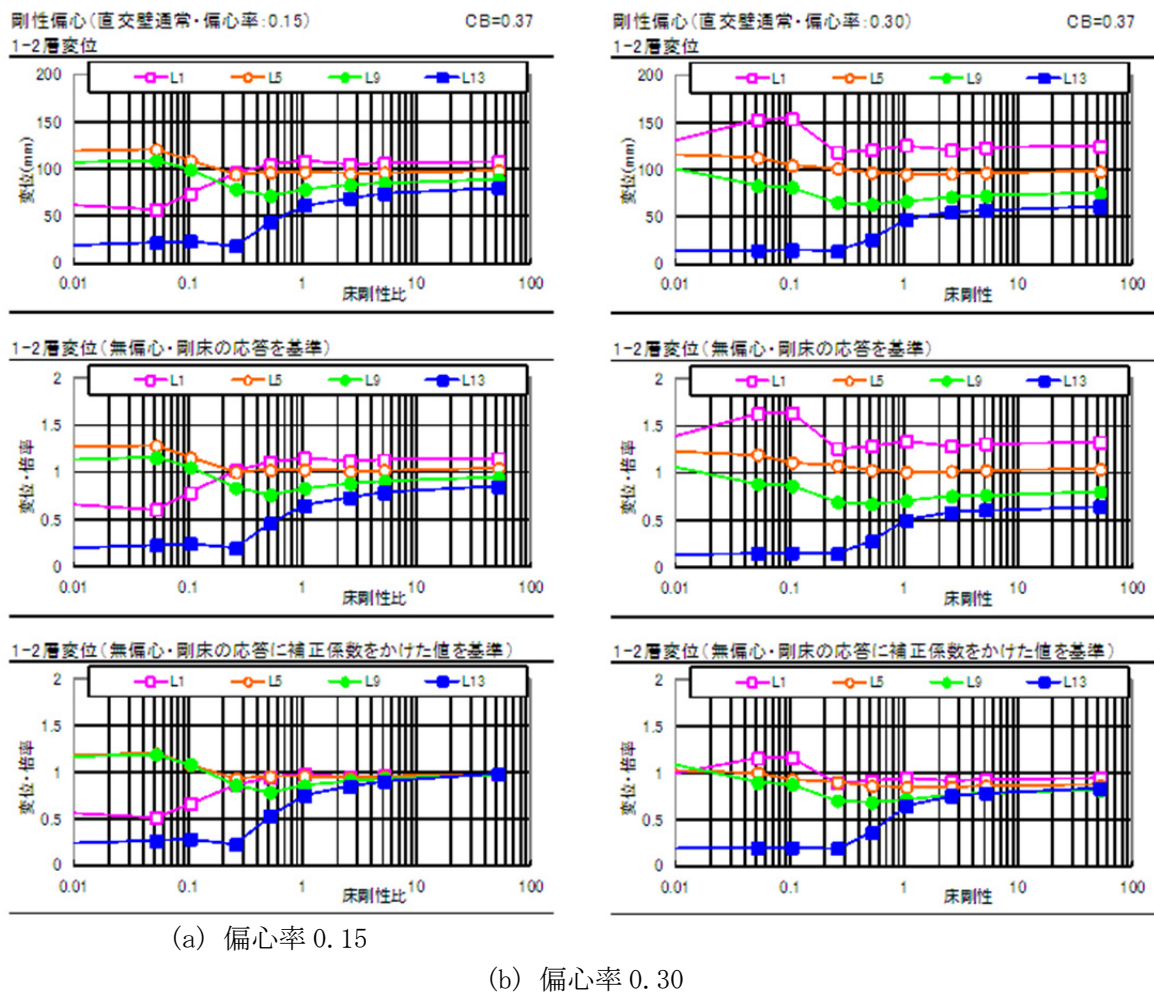


図 2.37 床剛性による変位の増大率 (CB=0.37)

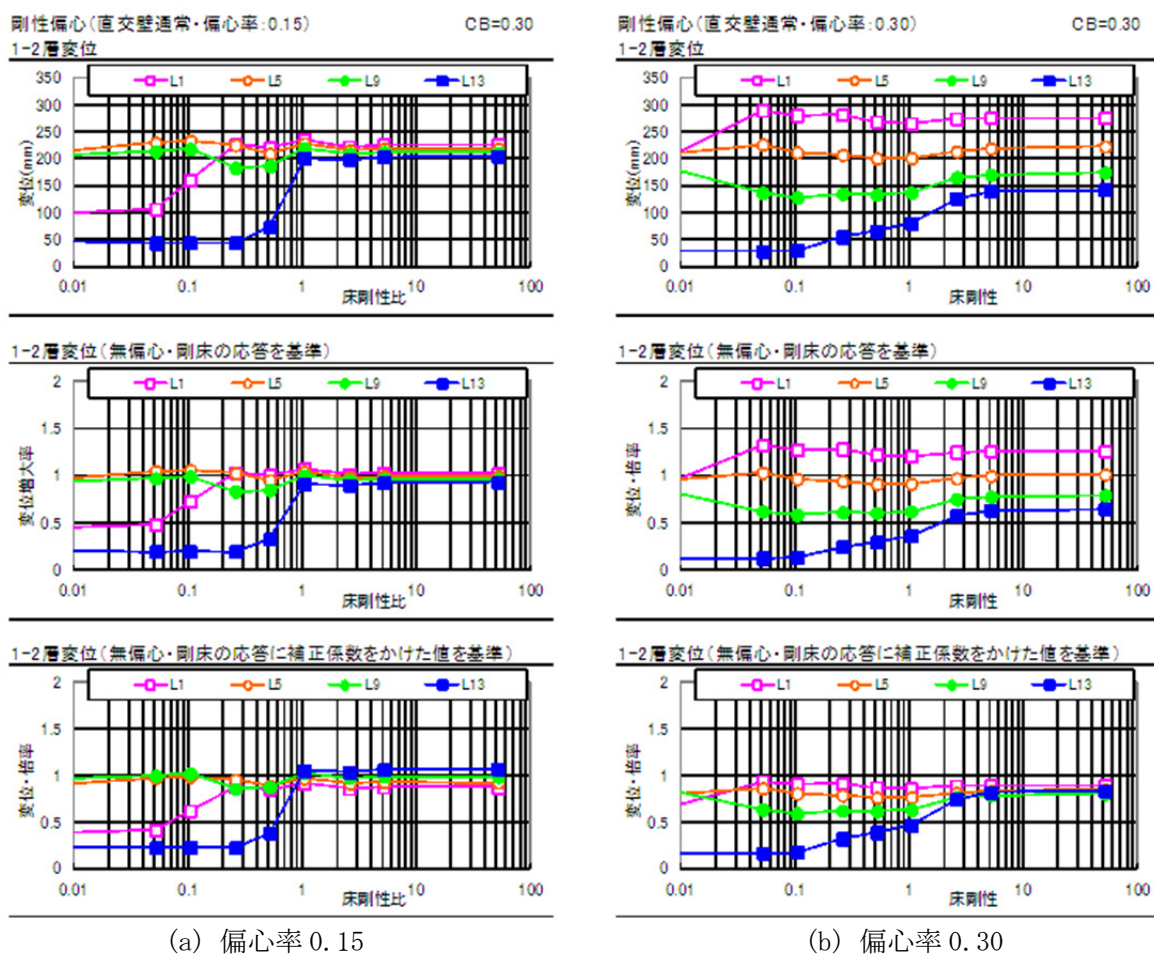


図 2.38 床剛性による変位の増大率 (CB=0.30)

当該モデル（内側構面（L5、L9）の地震力負担が端部の倍程度）では、床剛性比 $\gamma = 0.2$ 程度を超える範囲では、ねじれによる最大応答が端部に出ている。これらの結果を見れば、偏心率が 0.15 より小さいケースでは、ねじれの補正がなくても良いと考えられるが、偏心率が 0.30 のケースになると、ねじれの補正は必要である。さらにこの時、ねじれ変形の補正式の適用は有効である。

一方、 $\gamma = 0.1$ 程度より小さい場合については、偏心率が小さい場合に、端部より内側構面の増大率が大きくなる場合もあり、場合によっては、最大応答が内側構面に出ることがある。そのため、補正式の適用外とすべきであるが、この程度の水平構面の剛性は、基準剛性によると 0.05 倍程度以下であるため、床板が無いような吹き抜け状態、ないし極端に壁芯間のスパンが広い場合など極めて特殊な場合と思われるので、通常の床板が存在するような場合は除外できるとと思われる。

3. 偏心率と床面剛性が鉛直構面の変形増大に及ぼす影響

伝統的構法による木造架構では床を剛床として扱うことはできないし、計算の都合から剛床とするような補強も決して望ましいことではない。床面剛性を既往の文献実験データから評価して、床構面剛性を考慮した偏心補正による変形増大について検討する。

1) 床構面剛性

まず、標準的な仕様(板材くぎ打ち)による床構面がどの程度の剛性を有しているかを調べてみる。建築技術 2010 年 12 月号の特集「伝統的構法による木造住宅の性能検証」に収録されている、後藤隆洋：スギ板を用いた水平構面の構造性能、で図 1.1 および表 1.1 のようなデータが紹介されている。

表 1.1 試験体の仕様詳細(後藤隆洋)

構面	仕様	試験体記号	板材の断面寸法	板材の張り方	板材の接合	その他の接合方法等	板材の密度、含水率(平均)
床	①根太あり	H11	厚15×幅180mm	縦張り(根太に対して直交)	根太へ 2-N50	転ばし根太:45×45mm@340mm, 1-N90脳天打ち	0.38g/cm ³ 17.5%
		H12	本実		根太および梁へ 2-N50	落とし込み根太:厚60×幅45mm@ 340mm,端部2-N90斜め打ち	0.37g/cm ³ 16%
		H13	厚30×幅180mm		根太および梁へ 2-N90	落とし込み根太:105×105mm@910mm, 大入れ蟻掛け仕口	0.40g/cm ³ 18.5%
		H14	厚36×幅180mm		根太および梁へ 2-N100	落とし込み根太:105×105mm@910mm, 大入れ蟻掛け仕口	0.38g/cm ³ 17.5%
	②根太なし	H31	厚30×幅135mm	横張り	梁へ	—	0.40g/cm ³ 16.5%
		H32	本実	左右対称に 斜め張り	2-N75	—	0.38g/cm ³ 17.5%
		H33	厚30×幅180mm	横張り	—	—	0.38g/cm ³ 13%
		H34	本実	左右対称に 斜め張り	梁へ 3-N75	—	0.38g/cm ³ 15%
		H61	厚30×幅190mm	横張り	—	—	0.39g/cm ³ 18%
	③板落とし込み	H41	厚40×幅135mm	軸組と小梁 を切欠きの	梁へ2-N100斜 め打ち	小梁:120×120mm@910mm, 大入れ蟻掛け仕口	0.38g/cm ³ 15%
		H43	厚40×幅180mm	上,落とし込 みの縦張り	梁へ3-N100斜 め打ち	大入れ蟻掛け仕口	0.42g/cm ³ 14%
	④雁い材 接合	H42	厚40×幅135mm	軸組と板材 を切欠き,雁	本実から梁へ2- N65斜め打ち	小梁:120×120mm@910mm, 大入れ蟻掛け仕口	0.38g/cm ³ 16%
		H44	厚40×幅180mm	い材接合の 縦張り	—	雁い材:厚20×幅40mmケヤキ, ねじφ4.1×長45mm@455mmで接合	0.39g/cm ³ 18.5%
屋根	垂木あり	H21	厚15×幅180mm	縦張り(垂木に対して直交)	垂木へ 2-N50	垂木:厚60×幅45mm@340mm, 1-N120脳天打ち 母屋:120×120mm@910mm	0.37g/cm ³ 10%
		H22	—		—	垂木:厚60×幅45mm@500mm, 1-N120脳天打ち 母屋:120×120mm@910mm	0.38g/cm ³ 11%
		H23	厚30×幅180mm		垂木へ 2-N90	垂木:105×105mm@1,000mm, 1-φ12×L180mmラグスクリュー 脳天打ち 母屋:120×120mm@1,820mm	0.37g/cm ³ 14%
		H24	厚15×幅180mm		垂木へ 2-N50	垂木:厚90×幅60mm@455mm, 1-L180mm釘脳天打ち 母屋:120×120mm@1,820mm	0.38g/cm ³ 13%
床 屋根	軸組のみ	H51	H3シリーズの軸組	—	—	—	—
		H52	H1シリーズの軸組	—	—	—	—
		H53	H4シリーズの軸組	—	—	—	—
		H54	H2シリーズの軸組	—	—	—	—

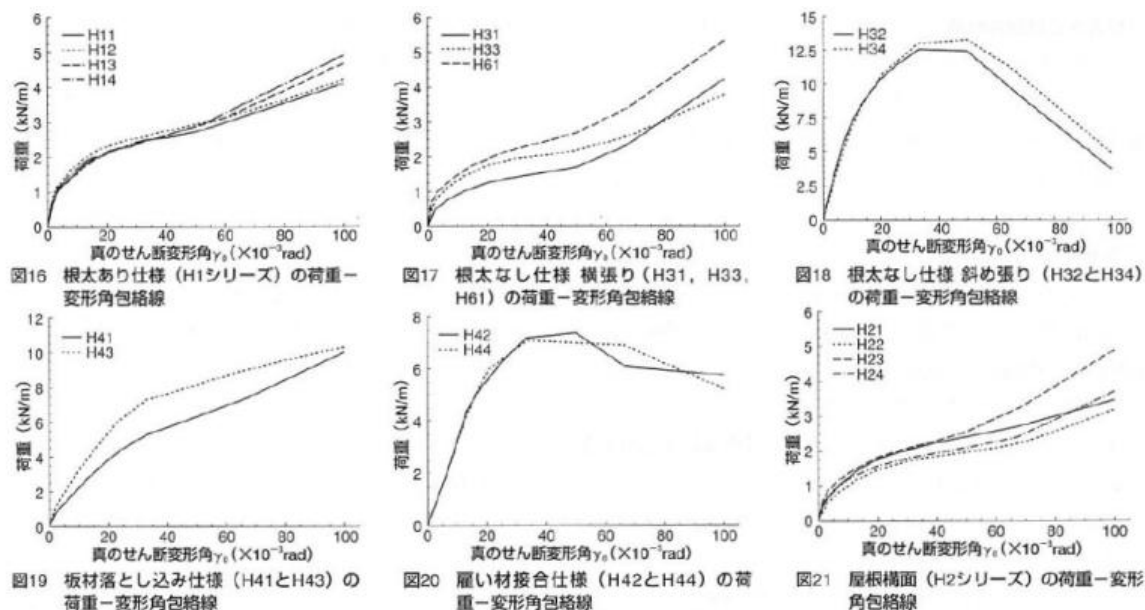


図 1.1 試験結果(後藤隆洋)

これらのデータは耐力と剛性から、図 1.2 および表 1.2 のように 3 つのグループに分けることができる。すなわち、斜め張りは別にして、根太が無く雇い材などを介して小梁に取り付けた場合は、小変形(1/100)でも比較的に大きな変形(1/50)でも m あたり $K=300\text{kN/rad}$ である。その他は、小変形(1/100)では m あたり $K=150\text{kN/rad}$ 、比較的に大きな変形(1/50)では m あたり $K=100\text{kN/rad}$ 程度である。

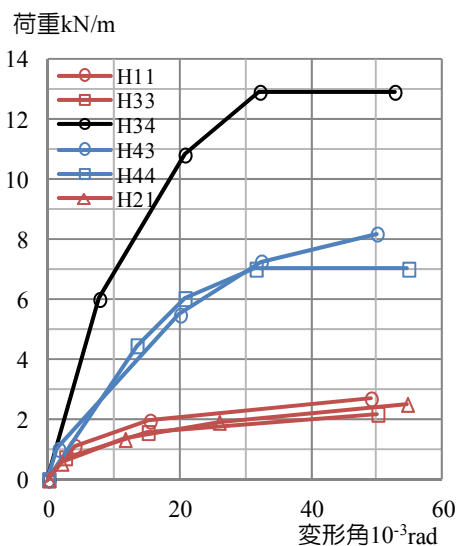
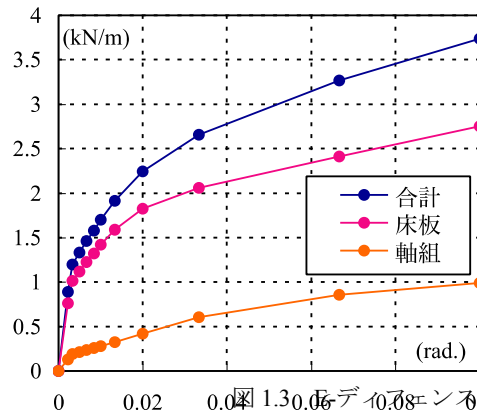


図 1.2 主な試験結果(後藤隆洋)

表 1.2 主な床面剛性 kN/m/rad (後藤隆洋)

モデル			1/100 変形	1/50 変形
1	H34	斜め張り	684	528
2	H43	落とし込み	306	274
	H44	雇い材	333	294
3	H11	ころばし根太	155	115
	H33	根太なし横張り	123	92
	H21	屋根垂木	121	84

伝統構法の床は板材を根太または梁に釘打ちしたものであるから、釘のせん断剛性が床構面の剛性に支配的であると考えることができる。奈良女子大の瀧野先生による釘せん断実験と理論的考察から導かれた釘剛性を用いて計算された E-ディフェンス仕様での床構面の特性値を図 1.3 および図 1.4 に示す。図 1.3 の 2F 床板は図 2 のグループ 3 の結果に良く対応している。図 1.4 の復元力による床面剛性を表 1.3 にまとめる。ここでも、床は小変形(1/100)では m あたり $K=150\text{kN/rad}$ 、比較的に大きな変形(1/50)では m あたり $K=100\text{kN/rad}$ 程度である。屋根と下屋はその半分程度となっている。



計算に用いた床仕様
 スパン：3640×3640mm
 柱-梁仕口の数：4ヶ所
 板幅：190mm
 板樹種：スギ
 釘の端距離：25mm
 釘間隔 (d)：70mm
 根太：落とし込み根太

図 1.3 E-ディフェンス仕様の床構面特性値 2F 床 (瀧野敦夫)

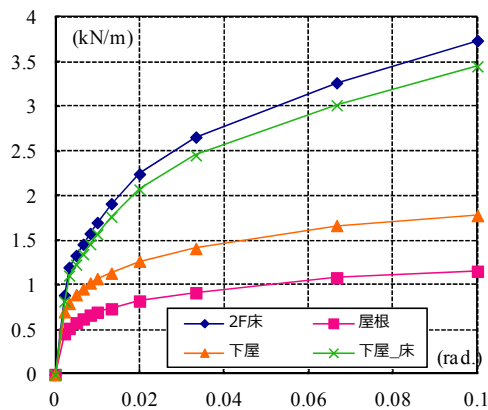


表 1.3 床面剛性 kN/m/rad

モデル	1/100 変形	1/50 変形
2F 床	170	112
下屋床	157	104
屋根	70	41
下屋	107	63

図 1.4 E-ディフェンス仕様の床構面特性値 (瀧野敦夫)

以上のデータを用いて、鉛直構面剛性に対する床面剛性は次のようになる。

$L=3.64\text{m}$ で高さ 2.73m 、厚さ 6cm の全面壁耐力は $1/20$ 変形時で $k=60 \times 0.06 \times 3.64=13.1\text{kN}$ (標準設計法表 4.1 の 1P 以上 1.5P 未満の土壁の $1/20$ 耐力 60kN/m^2 を採用) であるから、変形 $2.73/20=0.137\text{m}$ に対する剛性は $k=13.1/0.137=96\text{kN/m}$ となる。

対応する床の変形を $1/50$ として、床面剛性を $K=100\text{kN/m/rad}$ とすれば、床の負担せん断力は $Q=100\text{kN/m/rad} \times 1/50 \times 3.64=7.28\text{kN}$ である。床変形は構面間隔を少し大きく 5.52m として $\delta=5.52\text{m}/50=0.110\text{m}$ なので床剛性は $s=7.28/0.110=66\text{kN/m}$ となる。

従って床構面と鉛直構面の剛性比は $\gamma=s/k=66/96=0.7$ となる。これは鉛直構面を全面壁とした場合であるから、実際の鉛直構面ではこれより耐力剛性が小さいので相対的に γ は大きくなる。すなわちこの値 0.7 が γ の下限、実際は 1.0 に近いと考えられる。ただし瀧野による屋根面や下屋では $100\text{kN/m/rad} \rightarrow 40\text{kN/m/rad}$ となるので $\gamma=0.3$ となる。

以下の検討では標準的な仕様による床構面剛性比を $\gamma=1 \sim 0.5$ 程度としている。また標準仕様ではない床としては $\gamma=0.1$ 程度を想定する。

釣合い式におけるつなぎバネの変形は、

$$x'_1 - x'_2 = x_1 - (l + l_R)\theta - x_2 + l_R\theta = x_1 - x_2 - l\theta$$

$$x'_2 - x'_3 = x_2 - l_R\theta - x_3 - (l - l_R)\theta = x_2 - x_3 - l\theta$$

となるので、釣合い式は次式となる。

$$Q_1 = \alpha k x_1 + s(x_1 - x_2 - l\theta) = (\alpha k + s)x_1 - s x_2 - s l \theta \quad (2.1)$$

$$Q_2 = k x_2 - s(x_1 - x_2 - l\theta) + s(x_2 - x_3 - l\theta) = -s x_1 + (k + 2s)x_2 - s x_3 \quad (2.2)$$

$$Q_3 = \beta k x_3 - s(x_2 - x_3 - l\theta) = -s x_2 + (\beta k + s)x_3 + s l \theta \quad (2.3)$$

剛心まわりの回転剛性は、

$$K_\theta = (1 + \lambda)^2 l^2 \alpha k + \lambda^2 l^2 k + (1 - \lambda)^2 l^2 \beta k = \frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k \quad (2.4)$$

剛心まわりの回転モーメントは

$$M_\theta = (1 + \lambda)lQ_1 + \lambda lQ_2 - (1 - \lambda)lQ_3 = l(Q_1 - Q_3) + \lambda l(Q_1 + Q_2 + Q_3) \quad (2.5)$$

従って、回転変形は

$$\theta = \frac{M_\theta}{K_\theta} = \frac{l(Q_1 - Q_3) + \lambda l(Q_1 + Q_2 + Q_3)}{\frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k} = \frac{(\alpha + \beta + 1)\{(Q_1 - Q_3) + \lambda(Q_1 + Q_2 + Q_3)\}}{(4\alpha\beta + \alpha + \beta)lk} \quad (2.6)$$

ここで、外力 Q_1, Q_2, Q_3 を基準剛性 k で割って変形の単位にし、床剛性 s も基準剛性 k との比として

$$q_1 = \frac{Q_1}{k}, \quad q_2 = \frac{Q_2}{k}, \quad q_3 = \frac{Q_3}{k}, \quad \gamma = \frac{s}{k}$$

と書けば、(2.1),(2.2),(2.3) 式の釣合い式は

$$(\alpha + \gamma)x_1 - \gamma x_2 = q_1 + \gamma l \theta \quad (2.7)$$

$$-\gamma x_1 + (1 + 2\gamma)x_2 - \gamma x_3 = q_2 \quad (2.8)$$

$$-\gamma x_2 + (\beta + \gamma)x_3 = q_3 - \gamma l \theta \quad (2.9)$$

と書きなおせる。ここで回転変形は(2.6)式から、

$$l\theta = \frac{\alpha + \beta + 1}{4\alpha\beta + \alpha + \beta} \{(q_1 - q_3) + \lambda(q_1 + q_2 + q_3)\} \quad (2.10)$$

(2.7),(2.8),(2.9)式の釣合い式を x_1, x_2, x_3 について解く。(2.7)式と(2.9)式から

$$x_1 = \frac{1}{\alpha + \gamma} (\gamma x_2 + q_1 + \gamma l \theta), \quad x_3 = \frac{1}{\beta + \gamma} (\gamma x_2 + q_3 - \gamma l \theta) \quad (2.11)$$

これらを(2.8)式に代入して、 x_2 を求めると、

$$x_2 = \frac{\gamma(\beta + \gamma)q_1 + (\alpha + \gamma)(\beta + \gamma)q_2 + \gamma(\alpha + \gamma)q_3 + (\beta - \alpha)\gamma^2 l \theta}{(\alpha + \beta + 1)\gamma^2 + (\alpha + \beta + 2\alpha\beta)\gamma + \alpha\beta} \quad (2.12)$$

偏心率は以下のようになる。重心は左端から $l + l_G$ とすれば、

$$\begin{aligned} l + l_G &= \frac{lQ_2 + 2lQ_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3} = l + \frac{-lQ_1 + lQ_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3} \\ \therefore l_G &= \frac{Q_3 - Q_1}{Q_1 + Q_2 + Q_3} l = \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} l \end{aligned} \quad (2.13)$$

偏心距離は、

$$e = l_R - l_G = \frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} l - \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} l \quad (2.14)$$

回転半径は、

$$r_e = \sqrt{\frac{K_\theta}{K}} = \sqrt{\frac{\frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k}{(\alpha + \beta + 1)k}} = \frac{\sqrt{4\alpha\beta + \alpha + \beta}}{\alpha + \beta + 1} l \quad (2.15)$$

偏心率は,

$$R_e = \frac{e}{r_e} = \left(\frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} - \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} \right) \frac{\alpha + \beta + 1}{\sqrt{4\alpha\beta + \alpha + \beta}} \quad (2.16)$$

以上の定式化を用いて、いくつかの計算を行った結果を以下に示す。

CASE1:剛性偏心のある場合

剛性偏心のある場合の計算例を表 2.1 に示し、この中で No.10,16,20 についての計算結果を図 2.2(a)(b)(c) にまとめる。

表 2.1 CASE1:剛性偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	0.039	0.988	0.994	0.996
2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	0.076	0.979	0.989	0.993
3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.3	0.110	0.970	0.985	0.991
4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	0.141	0.963	0.981	0.989
5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	0.171	0.957	0.978	0.987
6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.6	0.200	0.952	0.976	0.985
7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.7	0.227	0.947	0.973	0.984
8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.8	0.253	0.943	0.971	0.983
9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.9	0.278	0.939	0.970	0.982
10	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0	0.302	0.936	0.968	0.981
11	1.0	1.0	1.0	0.9	1.0	0.043	1.014	1.007	1.004
12	1.0	1.0	1.0	0.8	1.0	0.089	1.031	1.016	1.010
13	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.141	1.053	1.026	1.015
14	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	0.200	1.081	1.038	1.022
15	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.267	1.118	1.053	1.030
16	1.0	1.0	1.0	0.4	1.0	0.346	1.171	1.071	1.040
17	1.0	1.0	1.0	0.9	1.1	0.082	1.003	1.001	1.001
18	1.0	1.0	1.0	0.8	1.2	0.166	1.010	1.005	1.003
19	1.0	1.0	1.0	0.7	1.3	0.253	1.024	1.012	1.007
20	1.0	1.0	1.0	0.6	1.4	0.346	1.046	1.021	1.012

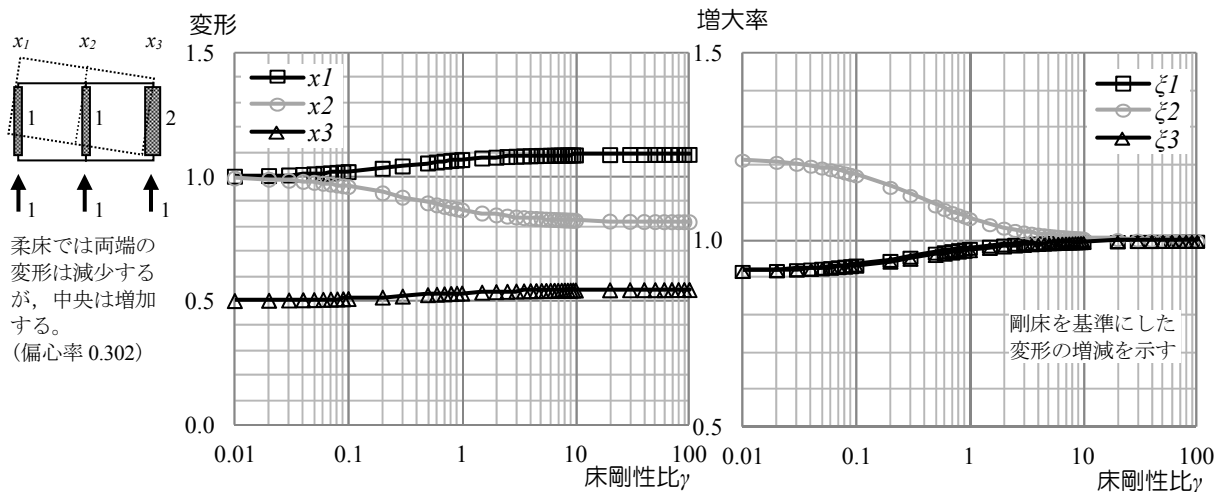
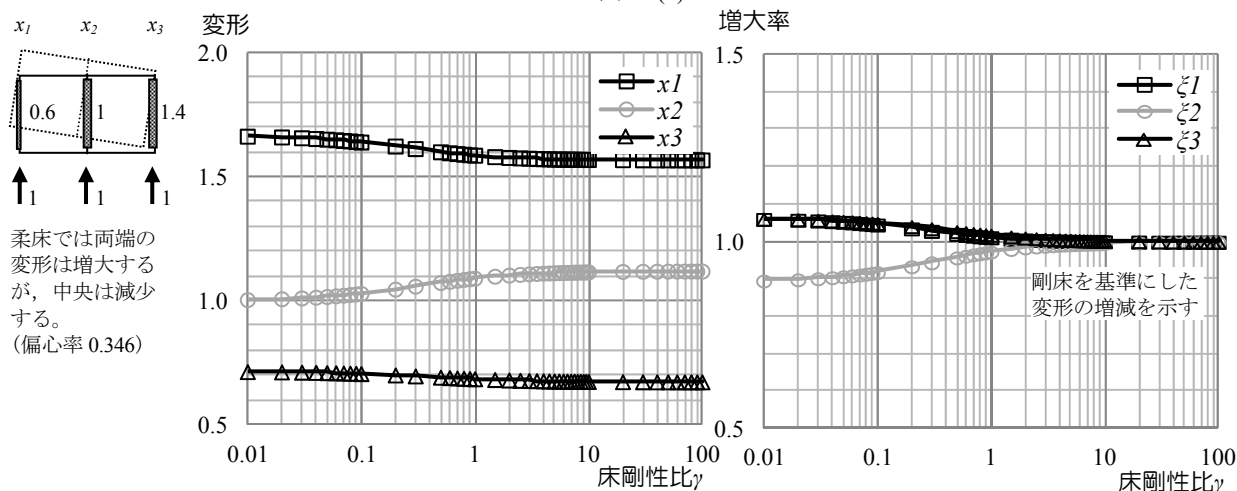
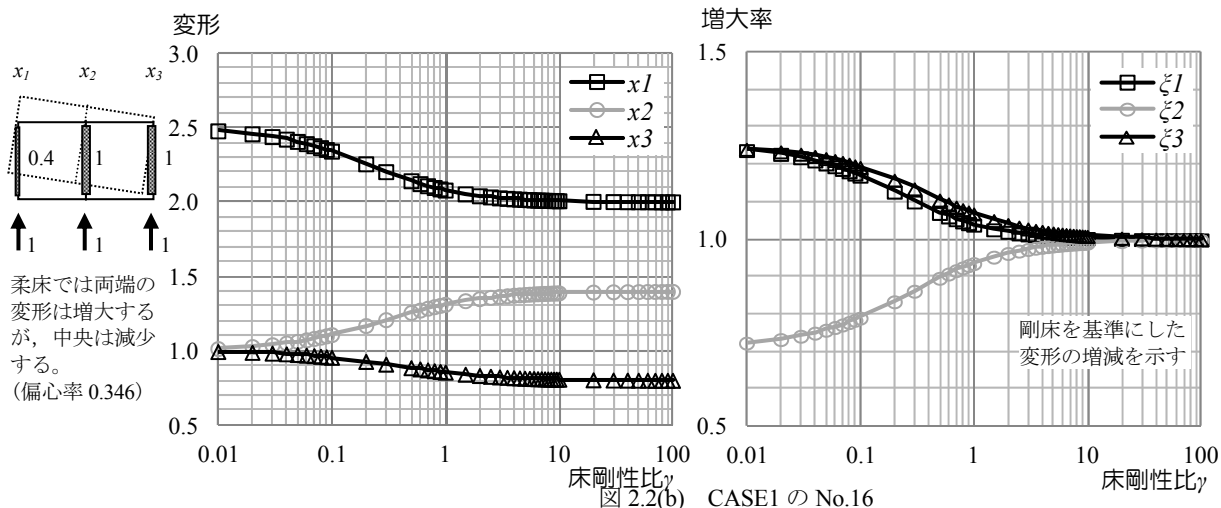


図 2.2(a) CASE1 の No.10



荷重偏心のある場合の計算例を表 2.2 に示し、この中で No.6,16,20 についての計算結果を図 2.3(a)(b)(c) にまとめる。

表 2.2 CASE2:荷重偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	1.0	1.0	0.9	1.0	1.0	0.042	1.034	1.028	1.022
2	1.0	1.0	0.8	1.0	1.0	0.087	1.070	1.057	1.045
3	1.0	1.0	0.7	1.0	1.0	0.136	1.109	1.089	1.069
4	1.0	1.0	0.6	1.0	1.0	0.188	1.151	1.123	1.096
5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	0.245	1.196	1.160	1.125
6	1.0	1.0	0.4	1.0	1.0	0.306	1.245	1.200	1.156
7	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.040	1.012	1.006	1.004
8	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.077	1.022	1.011	1.007
9	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.111	1.031	1.016	1.010
10	1.4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.144	1.038	1.020	1.012
11	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	0.175	1.045	1.024	1.015
12	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.204	1.051	1.027	1.017
13	1.7	1.0	1.0	1.0	1.0	0.232	1.057	1.029	1.018
14	1.8	1.0	1.0	1.0	1.0	0.258	1.062	1.032	1.020
15	1.9	1.0	1.0	1.0	1.0	0.283	1.066	1.034	1.021
16	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.306	1.070	1.036	1.023
17	1.1	1.0	0.9	1.0	1.0	0.082	1.043	1.032	1.024
18	1.2	1.0	0.8	1.0	1.0	0.163	1.083	1.061	1.045
19	1.3	1.0	0.7	1.0	1.0	0.245	1.119	1.087	1.065
20	1.4	1.0	0.6	1.0	1.0	0.327	1.151	1.111	1.083

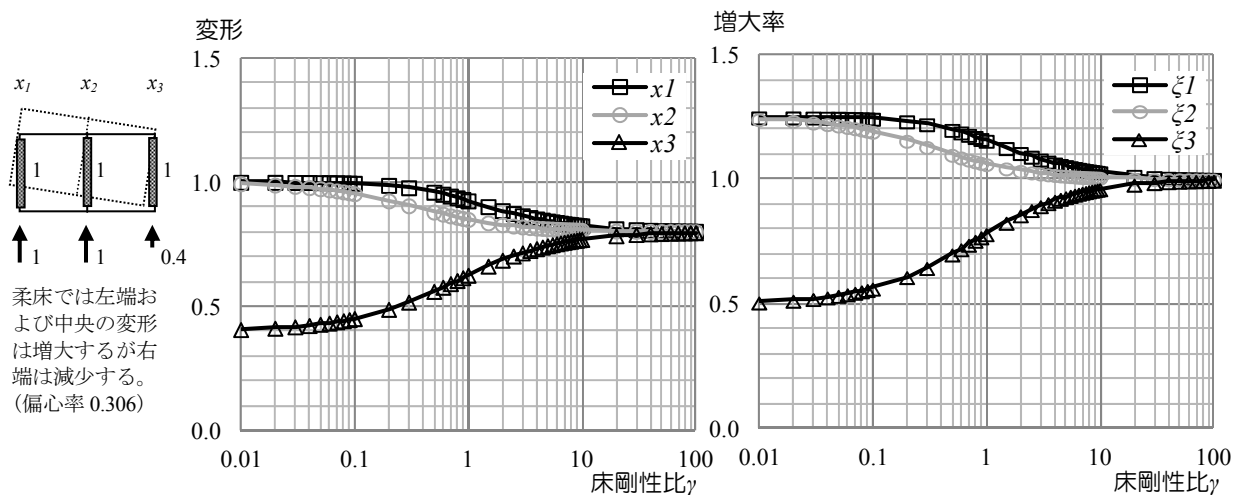


図 2.3(a) CASE2 の No.6

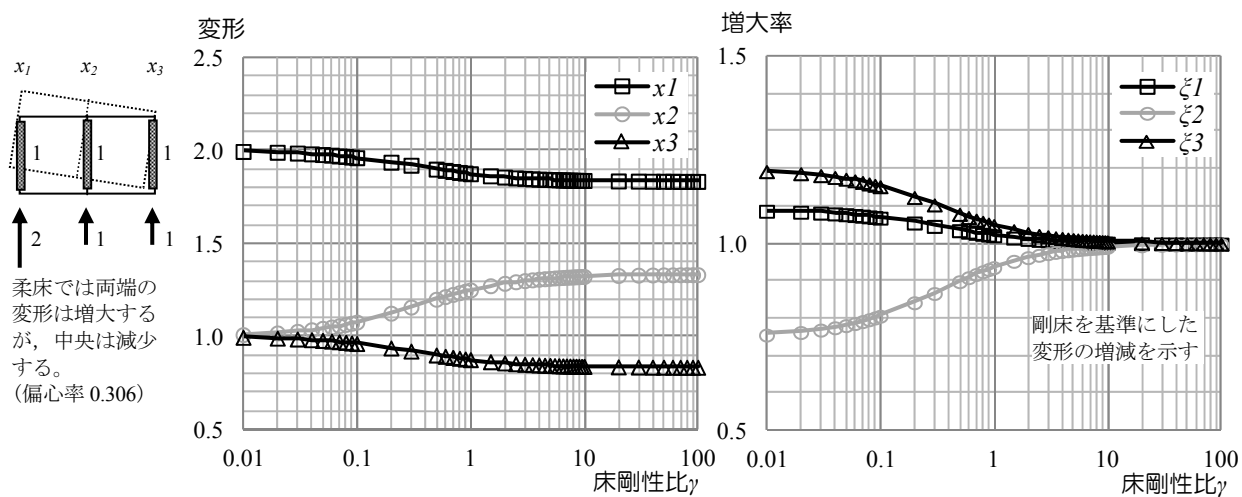


図 2.3(b) CASE2 の No.16

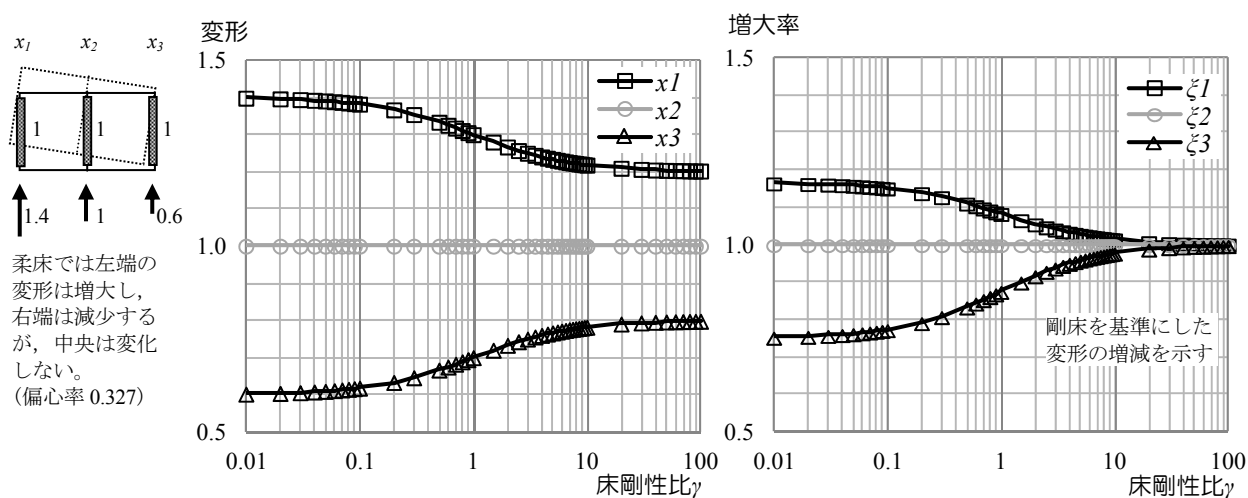
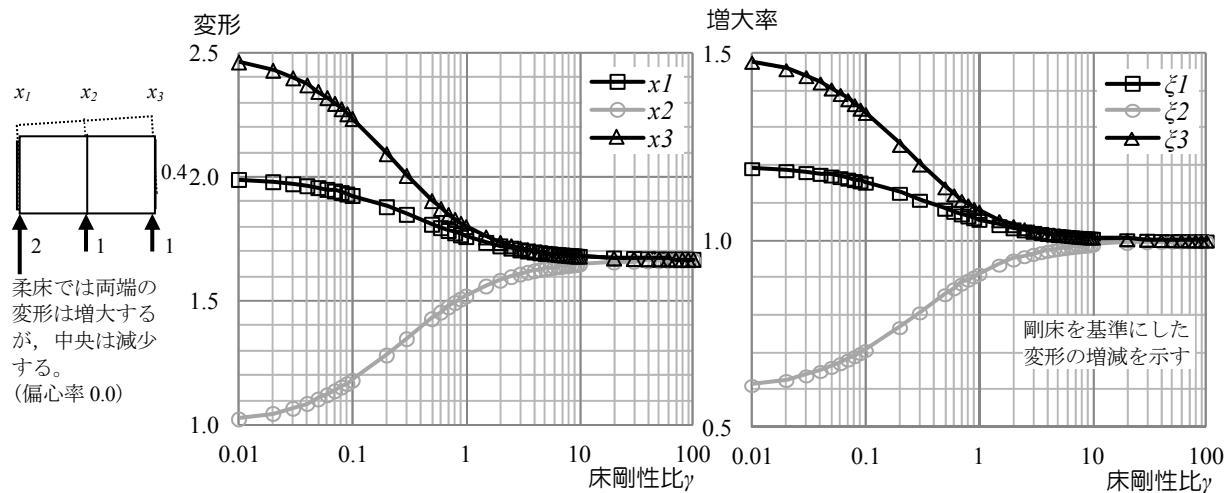
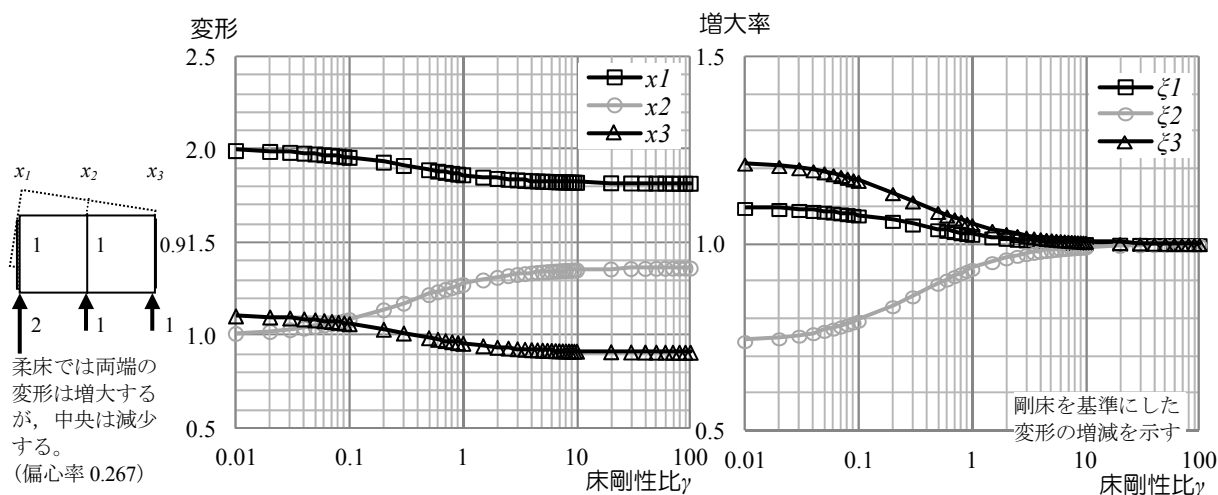


図 2.3(c) CASE2 の No.20

荷重および剛性偏心のある場合の計算例を表 2.3 に示し、この中で No.12,17 についての計算結果を図 2.4(a)(b)にまとめる。

表 2.3 CASE3:荷重および剛性偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	2.0	1.0	1.0	2.0	1.0	0.000	1.000	1.000	1.000
2	2.0	1.0	1.0	1.9	1.0	0.023	1.004	1.002	1.001
3	2.0	1.0	1.0	1.8	1.0	0.047	1.008	1.005	1.003
4	2.0	1.0	1.0	1.7	1.0	0.073	1.013	1.007	1.005
5	2.0	1.0	1.0	1.6	1.0	0.100	1.018	1.010	1.007
6	2.0	1.0	1.0	1.5	1.0	0.129	1.024	1.013	1.009
7	2.0	1.0	1.0	1.4	1.0	0.159	1.031	1.017	1.011
8	2.0	1.0	1.0	1.3	1.0	0.192	1.038	1.021	1.013
9	2.0	1.0	1.0	1.2	1.0	0.227	1.047	1.025	1.016
10	2.0	1.0	1.0	1.1	1.0	0.265	1.058	1.030	1.019
11	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.306	1.070	1.036	1.023
12	2.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.267	1.077	1.040	1.025
13	2.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.224	1.086	1.045	1.029
14	2.0	1.0	1.0	1.0	0.7	0.177	1.096	1.051	1.033
15	2.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.125	1.110	1.059	1.038
16	2.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.067	1.129	1.070	1.045
17	2.0	1.0	1.0	1.0	0.4	0.000	1.342	1.143	1.080



以上の結果から偏心率と最大変形増大率との関係は図 2.5 のようにまとめられる。床剛性比は $\gamma=0.1, 0.5$ および 1.0 としている。

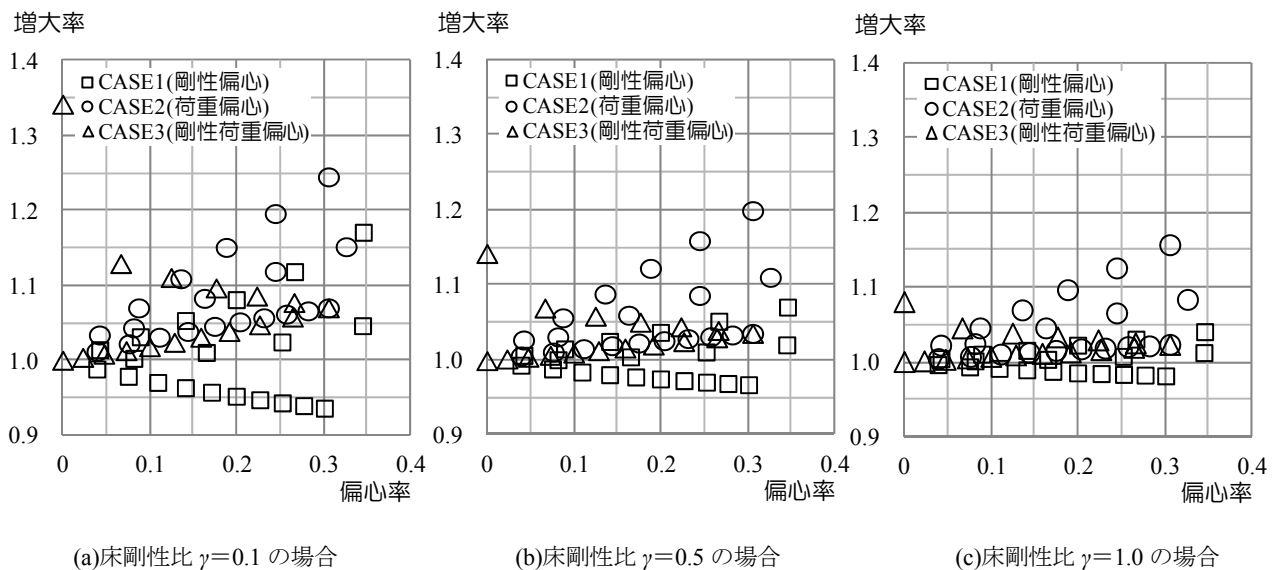


図 2.5 偏心率と変形増大率の関係

以上の計算結果から、

1. 剛床仮定に基づく偏心補正を施した地震時変形に対して、床剛性を考慮してさらに変形が増大する場合がある。CASE1(剛性偏心)の No.11-20, CASE2(荷重偏心)の全て、CASE3(剛性荷重偏心)の全て。とくに荷重偏心では変形が増大する。
2. この増大の程度は、例えば CASE3(剛性荷重偏心)の No.17 のように、偏心が無くても増大するので、必ずしも偏心率と対応はしない。
3. CASE1(剛性偏心)の No.1 から No.10 のように、端部剛性が大きくなって偏心率が増大しても、床が柔らかいと振られる側への地震力の伝達ができないため、偏心率に反比例して変形の減少がみられる。
4. 標準的な床仕様と考えられる $\gamma=0.5$ に対応する図 2.5(b)をみれば、偏心率が 0.15 以下でも 1 割を超える増大を示している。
5. 変形増大率の大きな、CASE1(剛性偏心)の No.16, CASE3(剛性荷重偏心)の No.17 を見れば、本来剛性が小さいために負担重量に対応する地震力に対して大きな変形を生じる構面が、床剛性によって隣接する構面へ地震力が移行することで変形が小さくなっているの、床に十分な剛性が期待できないと地震力が移行できず変形が大きくなる。

従って、床構面の剛性を考慮した端部構面変形の増大率として、偏心率が 0.3 以下の範囲で、標準仕様の場合は 1.1、標準仕様でない場合は 1.2 を採用する。

4. 標準設計法：偏心によるせん断耐力の低減

標準設計法では偏心率の計算は行わうが、偏心補正による変形や耐力の計算は行わない。その代わりに、偏心率に対応した変形の増大や耐力の変動は、一律にせん断耐力の低減として考慮している。

詳細設計では、まず、剛床と見なして、次のように偏心補正を行なう。

図1のように x 方向偏心 e_x を有する建物に y 方向に静的に P_y の力が作用している場合を考える。

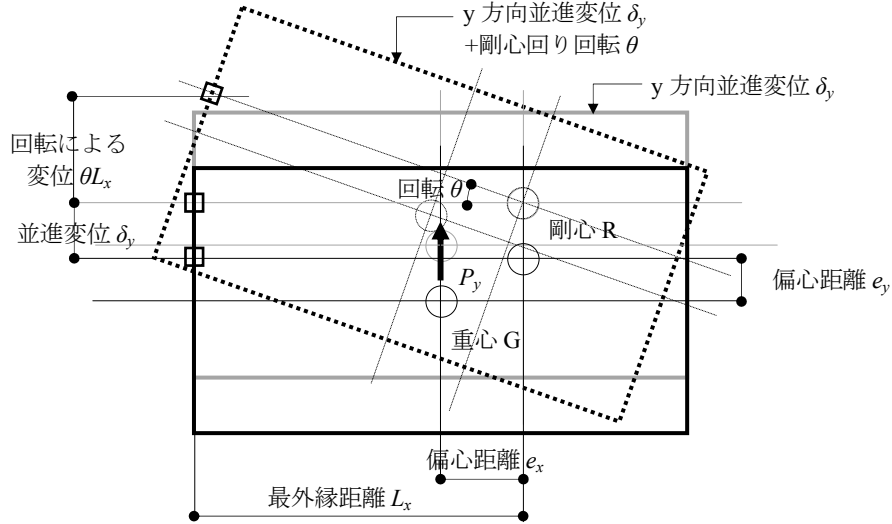


図1 偏心を有する建物の変形

y 方向の剛性を K_y とすれば、偏心のない建物の変位 δ_y は

$$\delta_y = \frac{P_y}{K_y} \quad (1)$$

偏心により建物に働く回転モーメントは $M_\theta = P_y e_x$ であるので、剛心まわりのねじり剛性を K_θ とすれば、回転角 θ は

$$\theta = \frac{M_\theta}{K_\theta} = \frac{P_y e_x}{K_\theta} \quad (2)$$

従って、回転により変位が増幅される側の外縁までの剛心からの距離を L_x とすれば、最大変位 δ_1 は

$$\delta_1 = \delta_y + L_x \theta = \delta_y + \frac{L_x P_y e_x}{K_\theta} = \delta_y + \frac{P_y}{K_y} \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) \quad (3)$$

一方 y 方向の偏心率 R_{ey} は、弾力半径 r_{ey} を用いて

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}}, \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (4)$$

以上より(3)式は

$$\delta_1 = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{e_x} R_{ey}^2 \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey} \right) \quad (5)$$

すなわち変位増大率は「 $1 + \text{最外縁距離} \div \text{偏心距離} \times \text{偏心率}^2$ 」あるいは「 $1 + \text{最外縁距離} \div \text{弾力半径} \times \text{偏心率}$ 」で与えられる。ここで K_y や K_θ を計算する場合の剛性は、変形と整合した剛性とする。

例えば両方向とも単位面積あたり一様な剛性 k を有する $a \times a$ の平面を考えれば,

$$K_{\theta} = \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} x^2 k a dx + \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} y^2 k a dy = 2ka \left[\frac{x^3}{3} \right]_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} = 2ka \frac{a^3}{12} = \frac{ka^4}{6}, \quad K_y = ka^2 \quad (6)$$

$$\therefore r_{ey} = \sqrt{\frac{ka^4}{6ka^2}} = \frac{a}{\sqrt{6}} = 0.408a \quad (7)$$

すなわち、弾力半径は辺長の 0.4 倍となる。

偏心率を最大 $R_{ey}=0.3$ とすれば対応する偏心距離は $e_x=R_{ey}r_{ey}=0.3 \times 0.408a=0.122a$, 最外縁までの距離は $0.5a+0.122a=0.622a$ となる。従って静的加力による変位増大率は $1+0.622a/0.408a \times 0.3=1+1.53 \times 0.3=1.46$ と計算されるので、1.5 倍程度の増幅となる。いろいろな L_x/r_e と偏心率 R_e について最外縁の変形増大率を計算すると図 2 のようになる。

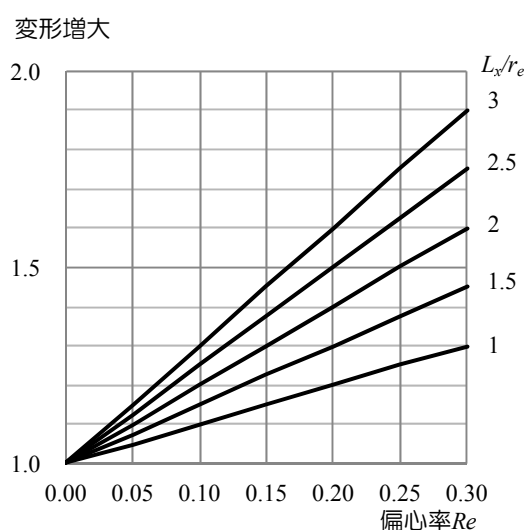


図 2 偏心補正による変形増大率

このように剛心から最外縁までの距離 L_x と弾力半径 r_e の比が重要なパラメータとなるが、この値を一般的に設定することは難しい。上限として、一様な剛性分布の弾力半径を $1/1.5 (=0.408/1.5)$ にして、 r_e を辺長の 0.27 倍、 L_x を上記より少し大きく、辺長さの 0.7 倍とすれば $L_x/r_e=0.7/0.27=2.6$ と考えると、変形増大率は $1+2.6 \times 0.3=1.78$ 倍となる。

従って 1.78 倍された変形が 1/15 以下となるには、偏心補正前の変形を $1/(15 \times 1.78)=1/26.7$ に抑えればよい。これは変形と耐力が線形関係にあれば 1/20 耐力を $20/26.7=0.75$ 倍とすることに対応する。

標準設計法では計算の簡便さから偏心補正による変形増大を直接に計算する代わりに、変形増大に対応させてこのような耐力低減を行うこととしたが、パラメータ設定の妥当性は問題であり、全体の耐力を 0.75 と低減することも過大ではないかとも考えられる。標準設計法でも弾力半径を用いた偏心率の計算を行っているので、もう一步進めて、剛床仮定による変形増大の計算を直接に行うことも推奨できる。すなわち剛床仮定による偏心補正の変形増大率と別途の床構面による増大率の積が $20/15=1.333$ 以下であることを確認する。

5. 標準設計法：床開口に関する規定

床に期待される耐震性能は、地震力の伝達に必要な耐力と剛性を確保することである。床開口によって耐力と剛性が低減されるので床開口の大きさには制限が必要である。床剛性については別途 1/100 変形と 1/50 変形の剛性が、それぞれの耐力と変形を用いた割線剛性(等価剛性)によって検討されているので、必要な剛性が確保できれば耐力も保証される。

鉛直構面である土壁について開口の影響は開口低減率によって概略の評価が可能である。例えば、図 1 および表 1 に示す 2 種類の開口を有する土壁について、開口周比から計算される低減率を用いて復元力を計算すれば、図 2 のように実験結果と良好に対応している。

なお、表 1 では低減率として RC 基準で用いられている $1-1.1 \times$ 開口周比 ξ ではなく、 $1-$ 開口周比 ξ としている。

板壁に近い床構面開口が土壁の開口と同じ扱いが架構かどうかは検討の余地があるが、ともにせん断が卓越する平面応力場であるので開口低減率の考え方は共通であると考えられる。開口の形状をもとの開口がない面と相似とすれば、開口周比 ξ は開口長さ比 h_o/H に一致するので、低減率は $1-$ 開口長さ比、すなわち $1-h_o/H$ となる。開口長さが 40% であれば低減率は $1-0.4=0.6$ となる。

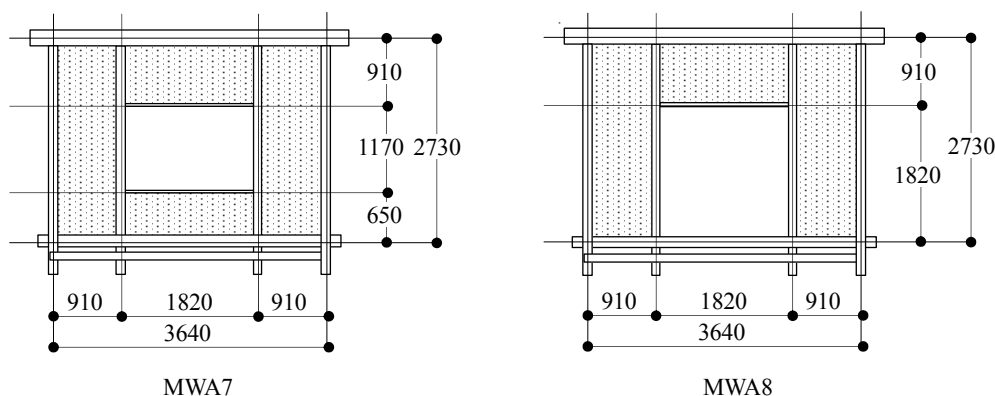


図 1 MWA7,MWA8 試験体寸法

表 1 WMA7、MWA8 開口寸法に関する諸元

	MWA7	MWA8
壁寸法 m $L \times H = A$	$3.64 \times 2.73 = 9.94$	$3.64 \times 2.73 = 9.94$
開口寸法 m $l_o \times h_o = A_o$	$1.82 \times 1.17 = 2.13$	$1.82 \times 1.82 = 3.31$
開口面積比 A_o/A	0.214	0.333
高さ比 h_o/H	0.570	0.667
等価開口周比 $\xi = \sqrt{A_o/A}$	0.460	0.577
RC 規準 r_1, r_2, r_3	0.45, 0.49, 0.57	0.45, 0.36, 0.75
開口による低減率 $1-\xi$	0.54	0.42
参考 木造住宅耐震診断低減率 K_o	窓型開口 0.3	掃き出し開口 0.15

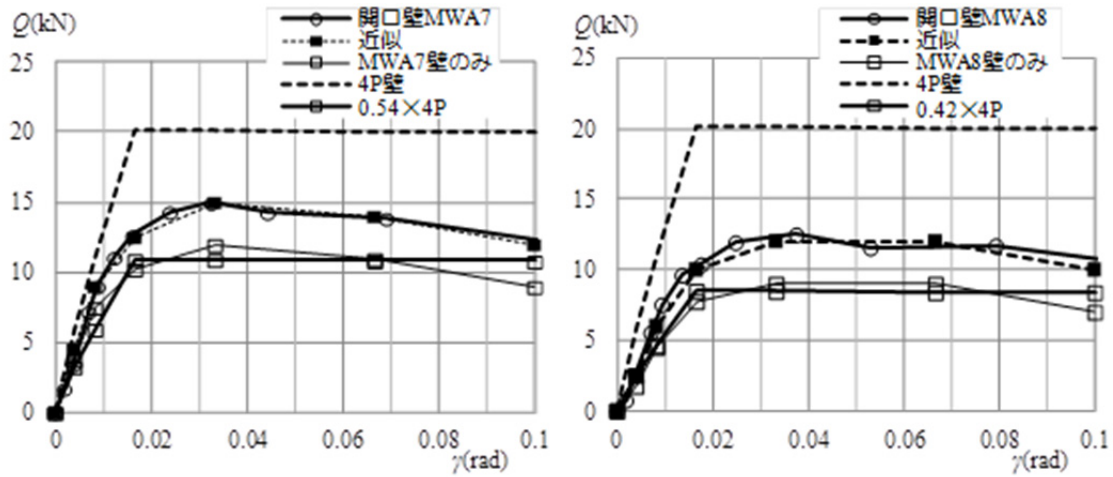


図2 WMA7、WMA8 の復元力

床面の剛性耐力は、根太や小梁に打ち込まれる個々の釘のせん断剛性耐力だけでなく、その配置によって決定される。配置については床中央に開口がある場合が全体の曲げを低減しないので有利であるが、その影響は無視すれば、上記の開口長さに依存した低減率で評価できる。

開口長さ h_o を全体長さ H の r 倍であるとすれば低減率は

$$1 - \frac{h_o}{H} = 1 - r$$

床構面の性能は剛性比 γ で規定される。剛性比 γ で表される床構面の剛性は、標準的な床仕様では $\gamma > 0.7$ であるが、 $\gamma = 0.5$ 程度を目処にした床剛性を用いて床変形に関する検討を行っている。従って本来の床剛性 $\gamma = 0.7$ が開口低減率によって $(1-r)\gamma$ に低減されても 0.5 であればよいので

$$1 - r = \frac{0.5}{\gamma}$$

すなわち $\gamma = 0.7$ では $r = 1 - 0.5/0.7 = 0.29$ となる。標準的な床仕様の $\gamma = 0.7$ は下限値で実際は 1.0 に近いと考えられるので、0.7 と 1.0 の中間値の $\gamma = 0.85$ とすれば、 $r = 1 - 0.5/0.85 = 0.41$ となる。

以上から床開口の長さは建物短辺方向の 40% 以下とする。

検討 6 1 階・2 階のせん断耐力に関する検討

標準設計法における 1 階の作用せん断力 (Q_1) と 2 階建ての耐力係数比 C_2/C_b について、1 階と 2 階の応答が安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 以下になり、応答のバランス良くなるような耐力係数比について検討した。また、1 階と 2 階の応答が安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 以下になる C_b に関するケーススタディを行った。

1. 1 階と 2 階のせん断耐力 (1 階・2 階のバランス) に関する検討
2. 限界せん断力係数比 R_{C0}
3. C_b に関するケーススタディ

1. 1 階と 2 階のせん断耐力 (1 階・2 階のバランス) に関する検討

木造住宅における耐震設計において、1 階・2 階の耐力のバランスについてはほとんど考慮されていない。一般的に、木造住宅の 2 階部分は 1 階に比べて開口部が小さく、また壁も多くなる傾向にあるため、耐力および剛性も高くなる。その結果、相対的に 2 階に比べて 1 階の応答変形角が大きくなり、通し柱などには過大な応力が生じる。これに対して、各階の耐力比を考慮して、各階の応答変形角をほぼ同等にすることにより、通し柱の応力集中も低減され、同程度の耐力で比べて、建築物総体の最大応答変形角は小さくなる。ここでは、1 階・2 階の耐力・剛性バランスが各階の応答変形角に与える影響について、応答解析に基づいて分析を行い、1 階・2 階の耐力バランスを考慮したせん断耐力について検討する。

1) 応答計算による 1 階・2 階の地震応答の変化

1 階・2 階の耐力バランスが各階応答に及ぼす影響を明らかにするため、詳細設計法の地震応答計算で用いられる近似応答計算を用いて分析を行った。

a) 解析の諸条件

・伝統木造建築物の標準的な復元力 (包絡線) モデルとして Tri-Linear 型とし、第 1 折点・第 2 折点の変形角を $1/120$ 、 $1/60\text{rad}$ とする。また、第 2 勾配に対する第 2 勾配の比を 0.5、第 3 勾配の比を 0 とした。図 1 に包絡線モデルの形状を示す。

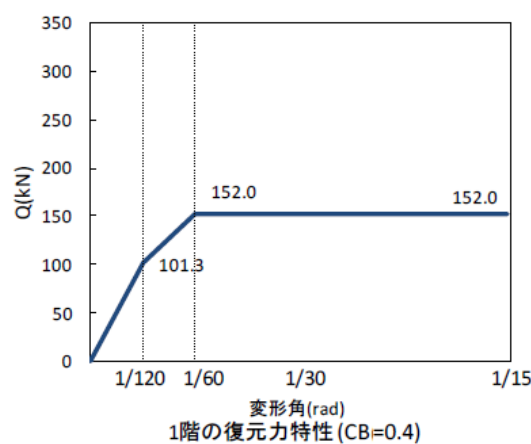


図 1 包絡線モデルの一例 ($CB=0.4$ の場合)

- ・ベースシア係数 (CB) を第 2 折点の耐力で定義し、0.2~0.5 の範囲で変化させた。また、 CB に対する 2 階のせん断耐力係数 (C_2) の比 (C_2/C_b) を 0.8~2.4 の範囲で変化させて計算を行った。
- ・町屋型の建築物を想定し、各階の重量比は 0.9、階高は各階 273cm に設定した。

・入力としては、告示スペクトル（第2種地盤）を用いた。

b) 解析結果

CB および $C2/CB$ を変化させて極稀地震動が入力した際の地震応答を算出し、横軸に $C2/CB$ の値をとって応答の変化を図2に示した。 $C2/CB$ の値が大きくなると、1階応答は徐々に増大し、約1.7以上の値になると応答値はほぼ一定の値に収束する。2階応答は逆に $C2/CB$ 値が増大すると徐々に減少し、1.7程度の値以上では極小さな応答値に収束する。応答クライテリアの一例として $1/20\text{rad}$ の応答レベルを赤線で示しているが、この図より各階の応答がクライテリアを超える際のパラメーター（CB、 $C2/CB$ ）の組み合わせを求めることができる。

また、同じCBにおける1階と2階の応答曲線の交わる部分が応答のバランスする点であり、その際に建築物総体の最大応答変形角が最小になる。その際の $C2/CB$ も同様に求めることができる。

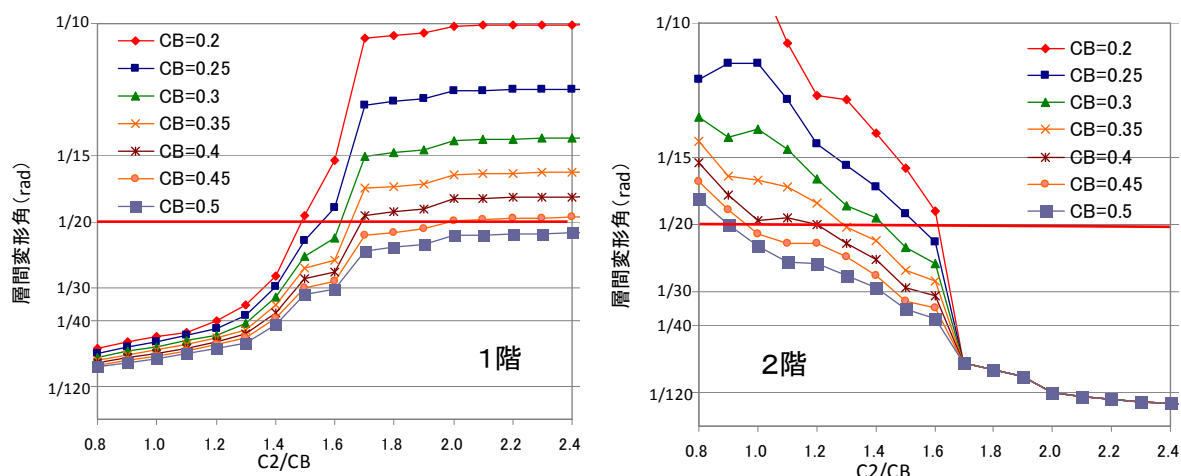


図2 各階の応答変形角の変化（極稀地震入力時）

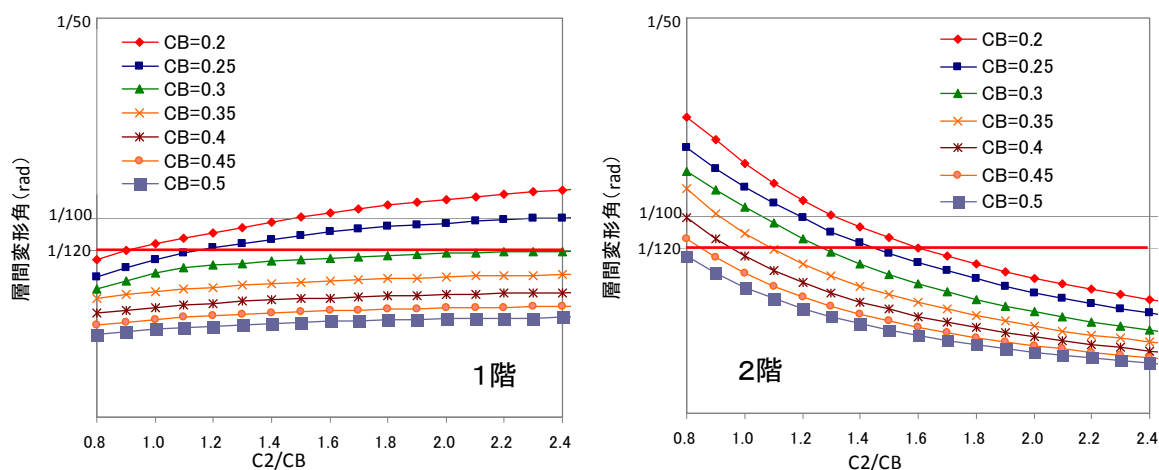


図3 各階の応答変形角の変化（稀地震入力時）

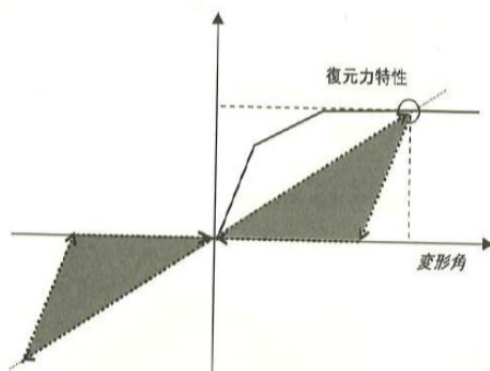
図3には同様に、稀地震が入力した際の応答の変化を示す。 $C2/CB$ の値が大きくなると、1階応答は徐々に増大、2階応答は徐々に減少するが、その変化の程度は緩やかで、 $C2/CB$ が0.8～2.4の範囲では一定値になることは無かった。応答クライテリアの一例として $1/120\text{rad}$ の応答レベルを赤線で示しているが、同様に各階の応答がクライテリアを超える際のパラメーター（CB、 $C2/CB$ ）の組み合わせを求めることができる。図3および4より、極稀地震による応答値が $1/20\text{rad}$ を下回るパラメータの組み合わせの場合、稀地震の応答も $1/120\text{rad}$ を下回ることが明らかとなった。

2) 地震応答計算との比較による応答推定精度の検証

近似応答計算による1階・2階の応答変化の推定精度を検証するため、同様の条件による時刻歴地震応答解析を行い、その結果を比較した。

a) 時刻歴応答解析の諸条件

復元力特性：履歴特性はノーマルトリリニアとスリップ型の重ね合わせで表現する。その際の重合率 α （トリリニアの割合）は、図4に示すこれまでに限界耐力計算に用いられてきた等価粘性減衰の考え方（マニュアルによる手法）に従って算出した、応答レベルと粘性減衰定数の関係（図5）と本手法による復元力より算出した等価粘性減衰定数がほぼ同等になるように定め、0.3とした。この様にして求めた復元力の一例を図6に示す。



マニュアルにおける等価粘性減衰の考え方

図4 等価粘性減衰の考え方

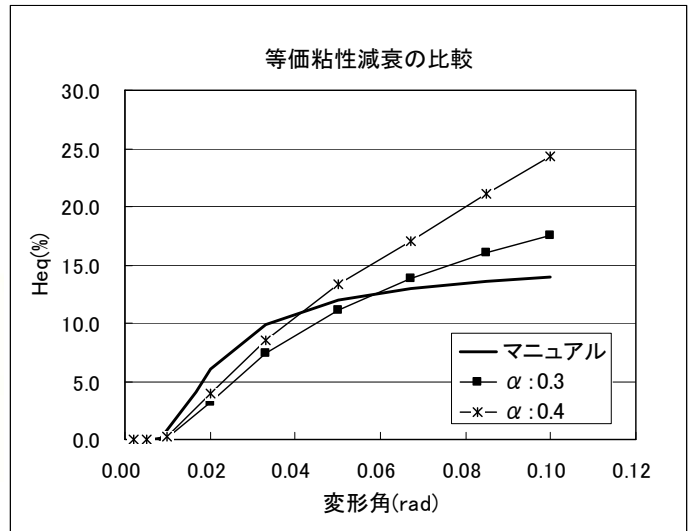


図5 マニュアルと本手法による等価粘性減衰の比

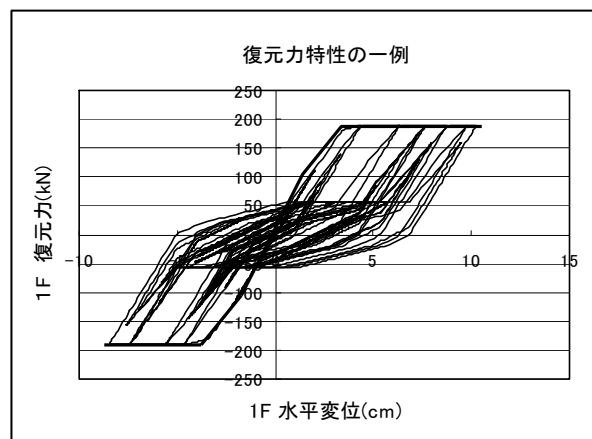


図6 地震応答解析に用いた復元力特性の一例

数値積分法：Runge-Kutta-Gill法(4次精度のRunge-Kutta法)を用い、時間刻み0.01sec、ステップ数8196点として計算を行った。

建築物重量・階高・減衰：重量・階高については応答計算の際に用いたものと同様とした。また、粘性減衰は剛性比例型で与え、 $h=5\%$ とした。

入力地震動：振幅スペクトルとして告示スペクトル（極稀地震、第2種地盤）を用い、位相情報に一樣乱数を与えて作成した模擬地震動30波を用い、30波による地震応答の値の平均を算出し比較を行った。

b) 解析結果

図 7 に $C2/CB$ を横軸にとり、時刻歴応答計算（図中黒印）および応答計算（白印）による最大応答変形角の変化を比較して示す。各図中、右上がりの曲線（四角印）は 1 階の、右下がりの曲線（三角印）は 2 階の応答を示す。1 階に対する 2 階の階高比（RH）は 0.88 とし、重量比（RW）は、左列の図は 0.9、右列の図は 0.3 の場合の結果を示している。また、上段は CB が 0.2、中段が 0.35、下段が 0.5 の場合の結果である。

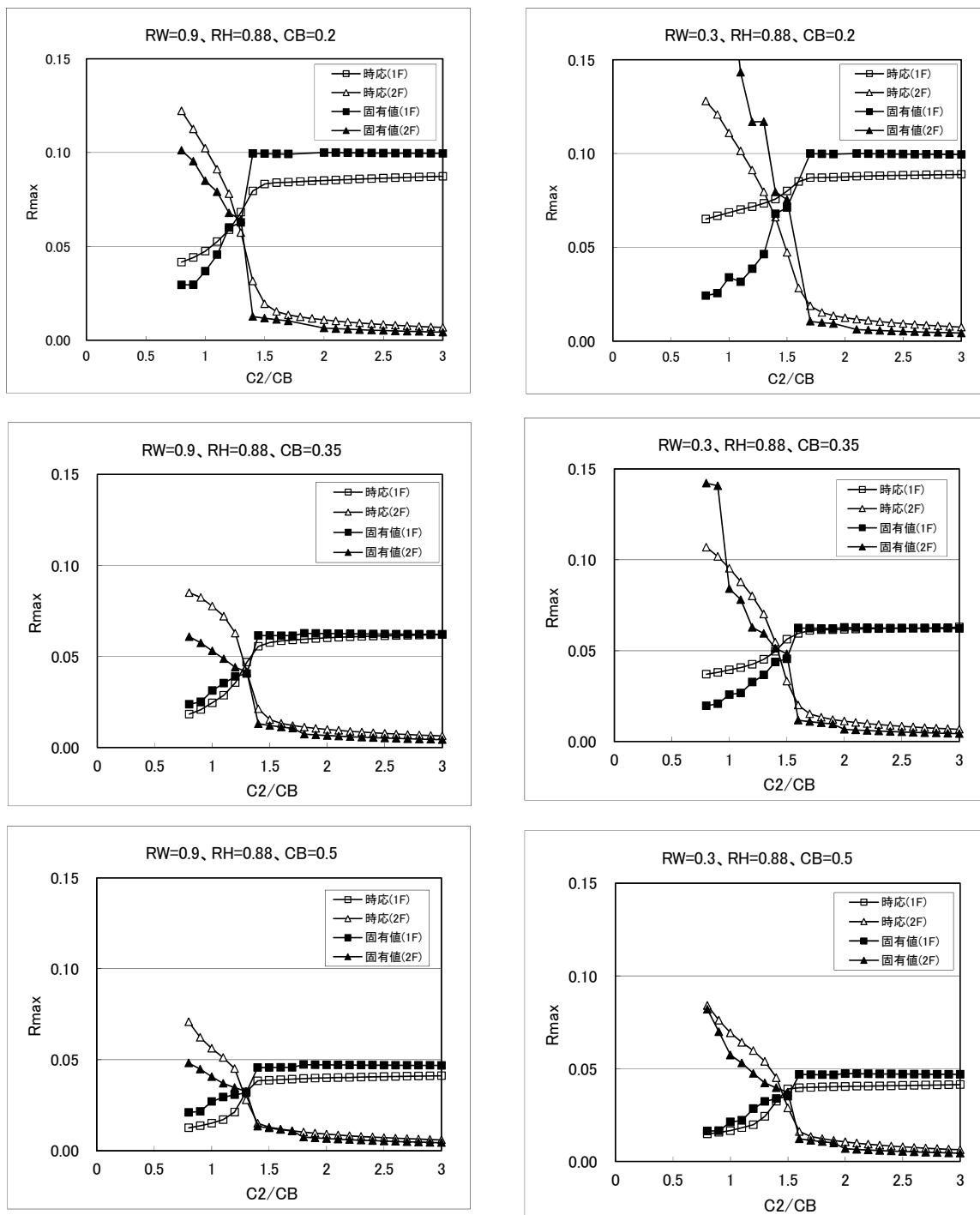


図 7 時刻歴応答解析と応答計算の応答値の比較
 (階高比 0.88(H1=273cm, H2=240cm、左図:重量比 0.9 の結果、 右図:重量比 0.3 の結果、
 白印：時刻歴応答解析の結果 黒印:応答計算の結果)

時刻歴応答計算と応答計算の結果に関しては、ベースシア係数(CB)が小さい場合、若干の誤差が生じているが、総体的には応答量、変化の傾向とも良い一致を示している。また、1階と2階の応答がバランスする点(1階と2階の応答曲線の交点)も良い一致を示している。ただし、このバランス点より $C2/CB$ の値が小さくなるほど、誤差が大きくなる傾向が見て取れる。以上の結果、通常のパラメータの範囲においては、時刻歴応答計算と応答計算の結果が良い一致を見せたことより、1階・2階の応答バランスを考慮する際、応答計算の結果を用いても十分な精度

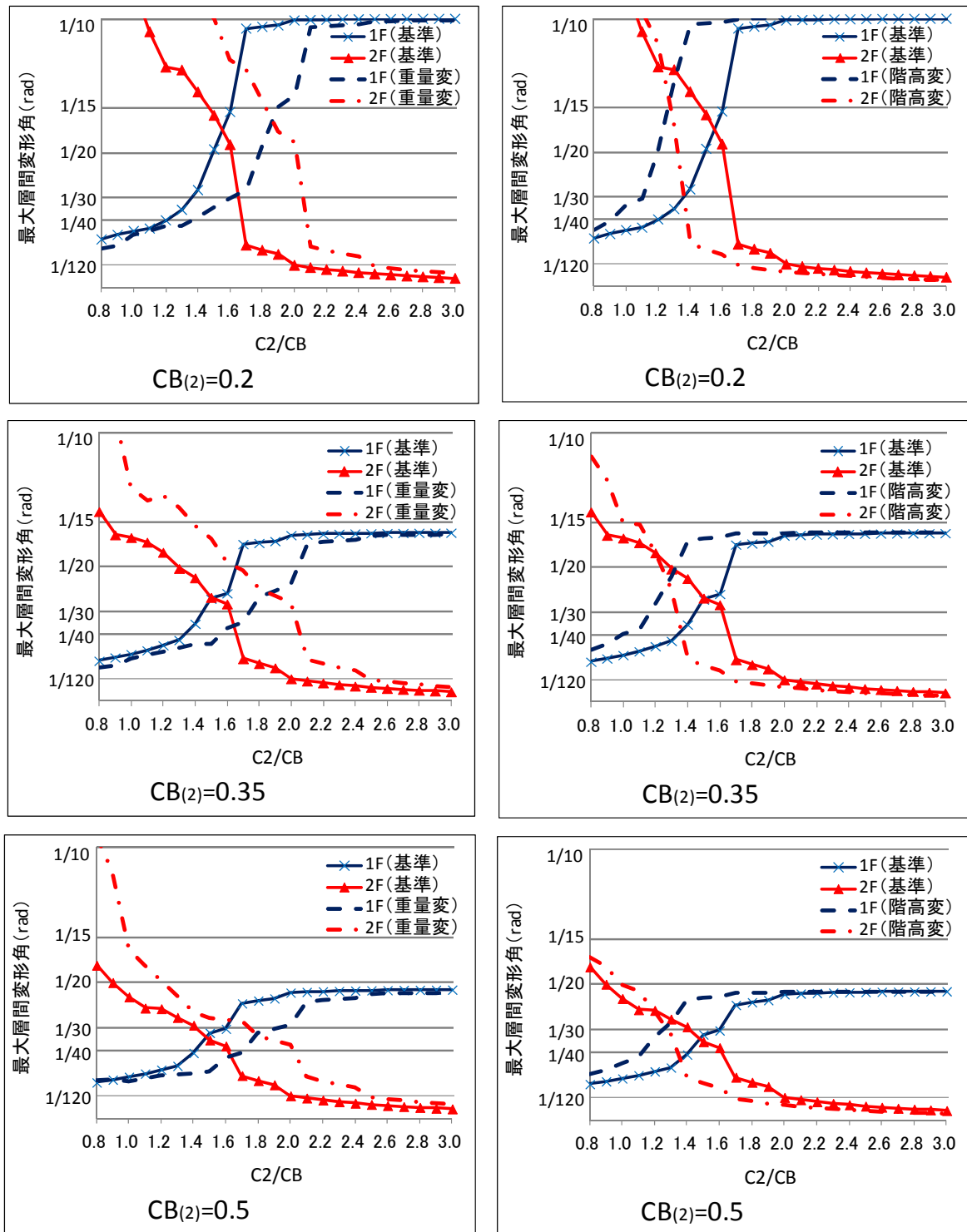


図8 建築物重量比および階高比による応答値の変化 (左:重量比、右:階高比)

があるものと判断される。

3) 1 階と 2 階の重量比 (RW)・階高比 (RH) による応答値の変化

1 階と 2 階の重量比と階高比による応答値の変化の程度を明らかにするため、前述と同様の方法で計算を行い、その結果を図 8 に示した。図中の左列は前述の重量比 0.9 の結果（図中、「基準」で示したもの）と重量比 0.5 の結果（「重量変」で示したもの）の比較をしたものである。同様に、右列は階高比 1.0 の結果（図中、「基準」で示したもの）と階高比 0.7 の結果（「階高変」で示したもの）の比較を示している。

ベースシアーが 0.2 から 0.5 の範囲において、重量比は 0.9 から 0.5（2 階が軽くなる）になると応答のバランスがとれる $C2/CB$ は大きくなる傾向になる。また、階高比は 1.0 から 0.7（2 階が低くなる）になると応答のバランスがとれる $C2/CB$ は小さくなる傾向になる。この結果より、1 階と 2 階の応答バランスの傾向は、重量比・階高比の双方から影響を受けることが明らかになった。設計法に応答のバランスに関する規範を取り入れる際、階高比・重量比を考慮する必要があるものと考えられる。

4) 1 階・2 階の応答がバランスする場合の耐力比 (CB0) の推定

図 7、および図 8 において 1 階と 2 階の応答変形角が一致する点（2 本線の交点）が 1 階・2 階のバランスが取れた望ましい状況であり、この状況におけるせん断耐力係数比 $C2/CB$ を $RC0$ と記す。

3)に記したように、 $RC0$ は建築物重量比によって変化するため、重量比と CB を変化させて応答計算を行い $RC0$ を求めた。図 9 左は、この様にして求めたバランスが取れる $C2/CB$ ($RC0$) の値を横軸に重量比をとって示したものである。重量比が大きくなるほど $RC0$ が小さくなる傾向にあり、その変化はほぼ直線的である。この傾向は CB が変わってもほぼ同等であった。

同様に、図 9 右は階高比を変化させて求めた $RC0$ の値を、横軸に階高比をとって示したものである。階高比が大きくなるほど $RC0$ が直線的に大きくなる傾向にある。この傾向は CB が変化してもほぼ同等であった。また、2 つの図における赤太線は計算結果を回帰分析により一次直線で近似したものであるが、良い近似を示しており、この直線によって $RC0$ の変化の推定が可能と考えられる。

以上の結果に基づき、重量比 RW と階高比 RH をパラメーターとして $RC0$ を求めた計算結果より、 RW と RH を説明変数として重回帰分析を行った。その結果、相関の高い近似式が得られた。以下に得られた推定式を記す。また、図 10 には実際の計算結果と推定結果の関係を示す。

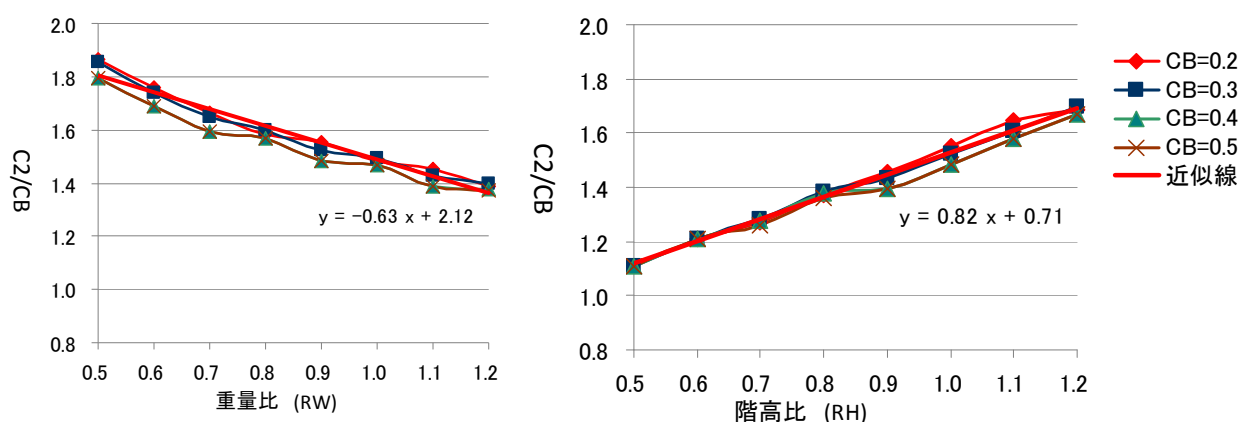


図 9 建築物重量比・階高比と応答バランスが取れる $C2/CB$ ($RC0$) の関係

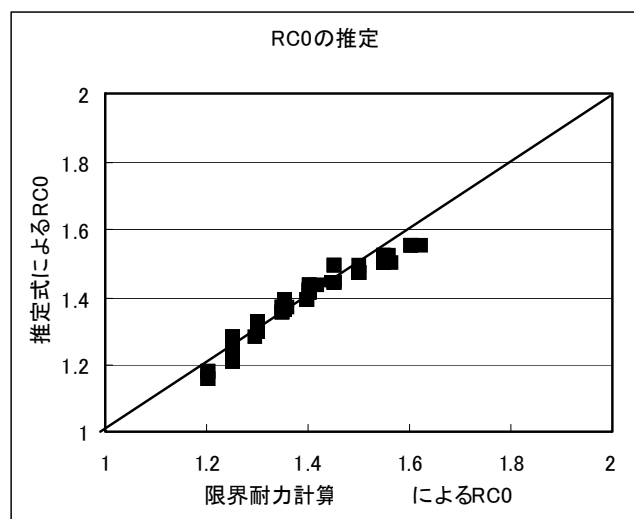


図 10 応答計算と推定式による RC0 の比較

$$\text{推定式 } R_{C0} = 1.252 - 0.30 \cdot RW + 0.39 \cdot RH \quad (\text{重相関係数 } 0.968)$$

この関係を用いれば、対象構造物の重量比・階高比から 1 階・2 階の応答バランスが取れるせん断耐力係数比 R_{C0} を求めることが可能となる。

5) 1 階と 2 階の応答が設定変位に収まる CB と C2/CB の関係

図 11 は、1 階と 2 階の変位が設定変位（ここでは、 $1/20\text{rad}$ とする）に到達する際の CB と C2/CB の組み合わせを示したものである。重量比については、左図が 0.5、右図が 0.9 の場合の結果を示している。階高比 RH はすべて 1.0 の場合である。図中で黄色のハッチをかけた部分が 1 階・2 階とも設定変位に収まる領域である。

また、破線で示した水平線は 4) で記した R_{C0} の値を示している。重量比が変わると R_{C0} の値は変化するが、領域の形状は大きくは変わらないように見て取れる。上下階のバランスを考慮した係数の設定をするのであれば、 R_{C0} を中心に、この領域に収まるような C2/CB の上限・下限を設ける方法が考えられる。

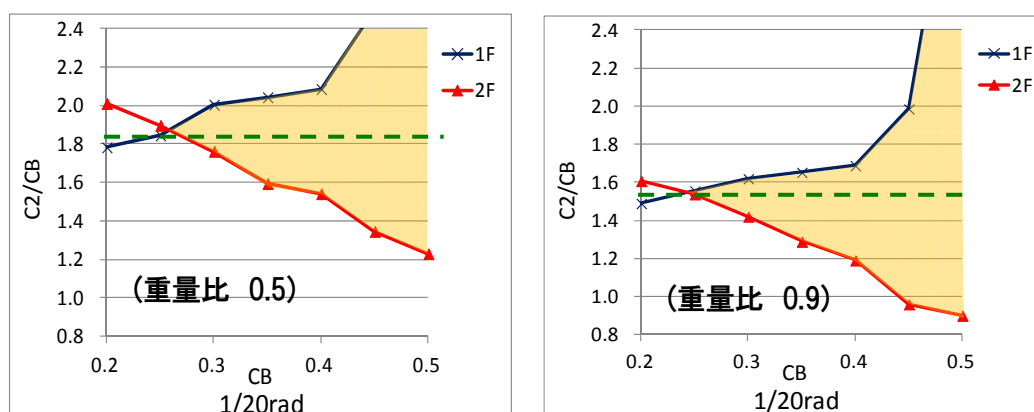


図 11 設定変位に収まる CB と C2/CB の関係

図 12 左は、重量比を変化させた計算結果について、境界線をまとめて描いたものである。ここで、縦軸については、それぞれの C2/CB の値より R_{C0} を引くことにより、 R_{C0} のレベルが 0 となるようにしている。階高比は 1.0 の場合を示している。この様な処理を施すと、先述したように、1 階・2

階の双方について重量比に関わらずほぼ同様の関係を示していることがわかる。

この図において、CB がある程度以上大きくなると 1 階に応答が集中しても変位設定値に収まることになり、応答に関する $C2/CB$ の許容範囲が急激に拡大する。この部分では、応答値は $C2/CB$ に関わらず設定値に収まり、1 階・2 階のバランスを考慮しなくてもよい部分となる。一方でこの領域の左側の三角形領域は、1 階・2 階の応答バランスを考慮することにより、すなわち適切な $C2/CB$ 値を設定することにより、CB を低減できる範囲となる。この部分に関しては、領域に収まるような $C2/CB$ の範囲を設定することにより、CB 値の低減率を規程することが可能となろう。

同様に、右図は 1 階階高が変化した場合における 1 階と 2 階の変位が $1/20\text{rad}$ に到達する際の CB と $C2/CB$ の関係を示したものである。2 階階高は 2.4m に固定し、1 階階高については、 2.5m ($RH=0.96$)、 $2.73\text{m}(0.88)$ 、 $3.0\text{m}(0.8)$ 、 $3.3\text{m}(0.73)$ 、 $3.6\text{m}(0.67)$ 、 $3.9\text{m}(0.62)$ の場合の結果を示している。重量比 RW はすべて 0.9 としている。図中の縦軸は左図と同様である。

階高比に関しても、1 階・2 階の双方について階高比に関わらずほぼ同様の関係を示している部分が多いことがわかる。特に、2 階変位に関する境界線はすべての条件に対してほぼ同等の形状を示している。1 階変位の境界線に関しては、CB が小さな領域に関してはほぼ同等の直線となり、1 階階高が大きくなるほど、早い段階で RC ($= C2/CB$) が急激に大きくなる、すなわち応答バランスを考慮しなくて良い領域に入ることが分かる。同時に、1 階階高が大きいと図における三角形の領域が小さくなり、応答バランスを考慮した設計を行う余地がなくなること示している。これらの特徴を踏まえた上で、重量比の場合と同様に、各領域に収まる CB と $C2/CB$ のクライテリアを設定することができよう。

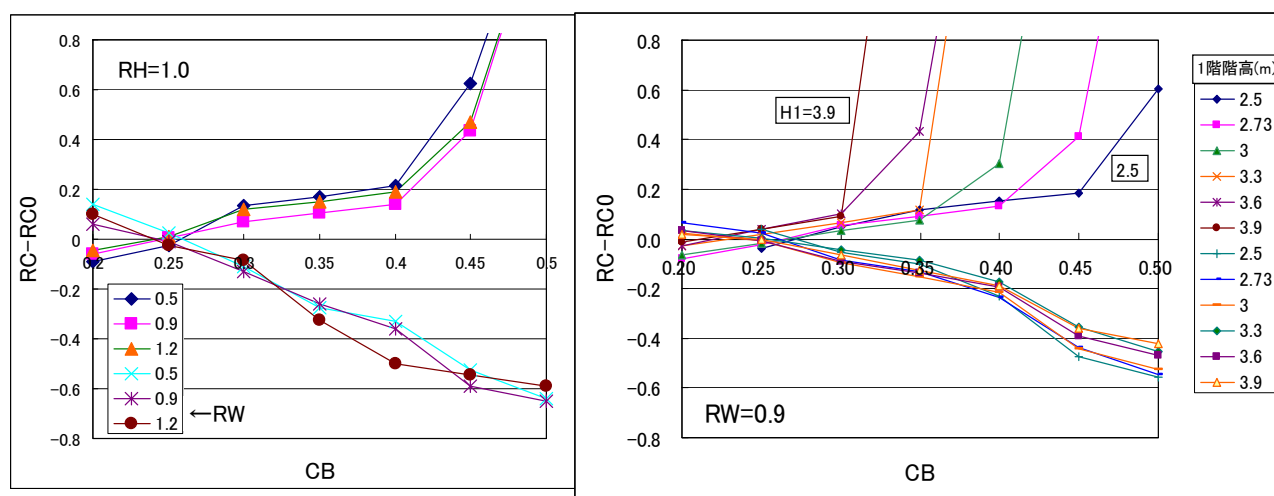


図 12 設定変位に収まる領域の比較 (左：重量比 右：階高が変化する場合)

6) まとめ

本稿では、1 階・2 階の耐力・剛性バランスが各階の応答変形角に与える影響について、応答計算を用いて分析を行った。その結果、明らかとなった事項について以下に列記する。

- ① 1 階および 2 階の応答変形角は、1 階・2 階の耐力比 $C2/CB$ によって変化する。 $C2/CB$ がある程度以上の値になると 1 階の変形が卓越する傾向を示した。また、適切な $C2/CB$ を取ることにより、1 階・2 階の応答のバランスが取れ、建築物全体の最大変形が最小となる可能性があることが示された。
- ② 地震応答計算の結果と比較したところ、通常の設計範囲における応答値、応答の変化は限界耐力の計算とはほぼ同等となり、応答計算による検討結果の精度が確認された。
- ③ 1 階・2 階の応答量の耐力比による変化は、建築物の重量比および階高比に影響を受けることが

明らかとなった。

④ 1 階・2 階の応答量の変化に関する計算結果より、各階の応答がバランスする際の耐力比(R_{c0})の変化の特性が明らかとなり、これに基づき重量比と階高比を用いて推定する式を算出した。また、各階の応答が設定変位に収まる領域に関する結果より、応答バランスの取れる $C2/CB$ の設定の考え方について考察した。

2. 限界せん断力係数比 R_{C0}

1 階と 2 階の応答が安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 以下になり、1 階と 2 階の応答のバランス良くなるような耐力係数比について検討を行う。

各階のせん断耐力 Q_1 、 Q_2 と変形角 γ_{R1} 、 γ_{R2} との関係を検討する。各階のせん断力と変形角は

$$Q_1 = K_{e1}\delta_{R1}, \quad Q_2 = K_{e2}(\delta_{R2} - \delta_{R1}) \quad (1)$$

$$\gamma_{R1} = \frac{\delta_{R1}}{h_1}, \quad \gamma_{R2} = \frac{(\delta_{R2} - \delta_{R1})}{h_2} \quad (2)$$

ここで、 K_{e1} 、 K_{e2} は等価剛性を表す。(2)より

$$\delta_{R1} = \gamma_{R1}h_1, \quad \delta_{R2} = \gamma_{R1}h_1 + \gamma_{R2}h_2 \quad (3)$$

さらに、変形モードと固有値の関係から、次式が成り立つ。

$$\frac{\delta_{R2}}{\delta_{R1}} = \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1\omega^2}{K_{e2}} \quad (4)$$

ここで、 m_1 は 1 階の質量である。等価 1 質点系の変位を Δ とすれば、

$$\omega^2 = \frac{K_e}{M_u} \quad (5)$$

$$M_u\Delta = m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2} \quad (6)$$

であるので、

$$\omega^2 = \frac{K_e}{M_u} = \frac{K_e\Delta}{M_u\Delta} = \frac{Q_1}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \quad (7)$$

従って、(4)式は次のように書くことができる。

$$\begin{aligned} K_{e2}\delta_{R2} &= (K_{e1} + K_{e2} - m_1\omega^2)\delta_{R1} \\ K_{e2}(\delta_{R2} - \delta_{R1}) &= K_{e1}\delta_{R1} - m_1\delta_{R1}\omega^2 \\ Q_2 &= Q_1 - m_1\delta_{R1}\omega^2 \\ Q_2 &= Q_1 - m_1\delta_{R1} \frac{Q_1}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \\ \frac{Q_2}{Q_1} &= 1 - \frac{m_1\delta_{R1}}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、(3)式および次の重量比 R_W 、階高比 R_H を用いれば

$$R_W = \frac{W_2}{W_1} = \frac{m_2}{m_1}, \quad R_H = \frac{h_2}{h_1} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \frac{Q_2}{Q_1} &= 1 - \frac{\delta_{R1}}{\delta_{R1} + R_W\delta_{R2}} = 1 - \frac{\gamma_{R1}h_1}{\gamma_{R1}h_1 + R_W(\gamma_{R1}h_1 + \gamma_{R2}h_2)} = 1 - \frac{\gamma_{R1}}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \\ \frac{Q_2}{Q_1} &= \frac{R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \end{aligned} \quad (10)$$

せん断力係数 $C_2 = Q_2/W_2$ 、 $C_b = Q_1/(W_1 + W_2)$ を用いれば

$$\frac{C_2}{C_b} = \frac{Q_2}{W_2} \frac{(W_1 + W_2)}{Q_1} = \frac{(1 + R_W)}{R_W} \frac{R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} = \frac{(1 + R_W)(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \quad (11)$$

ここで、

$$\gamma = \frac{\gamma_{R2}}{\gamma_{R1}} \quad (12)$$

とおけば、(10)式および(11)式はそれぞれ

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{R_W(1 + \gamma R_H)}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} = 1 - \frac{1}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} \quad (13)$$

$$\frac{C_2}{C_b} = \frac{(1 + R_W)(1 + \gamma R_H)}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} = 1 + \frac{\gamma R_H}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} \quad (14)$$

とくに 1 階、2 階の変形角が等しくなる $\gamma=1$ の時の Q_2/Q_1 を限界耐力比 R_Q 、 $\gamma=1$ の時の C_2/C_b を限界せん断力係数比 R_{CO} とそれぞれ定義すれば、

$$R_Q = 1 - \frac{1}{1 + R_W + R_W R_H} = \frac{R_W + R_W R_H}{1 + R_W + R_W R_H} = \frac{1 + R_H}{1 + R_H + 1/R_W} = \frac{1 + h_2/h_1}{1 + h_2/h_1 + W_1/W_2} \quad (15)$$

$$R_{CO} = 1 + \frac{R_H}{1 + R_W + R_W R_H} = \frac{(1 + R_W)(1 + R_H)}{1 + R_W + R_W R_H} \quad (16)$$

ここで、(15)の第 4 式は JSCA 関西木造住宅レビュー委員会によるクロスポイント判別式と同じである。

2 階建て木造建築物の 1 階、2 階の変形の卓越度合い(どちらが先に限界変形となるか)は 1 階、2 階の耐力比によって支配される。耐力比 $Q_2/Q_1 > R_Q$ あるいはせん断力係数比 $C_2/C_b > R_{CO}$ であれば 1 階の変形が卓越し(例えば先行して 1/20 となる)、 $Q_2/Q_1 < R_Q$ あるいは $C_2/C_b < R_{CO}$ であれば 2 階の変形が卓越する。 $Q_2/Q_1 = R_Q$ あるいは $C_2/C_b = R_{CO}$ であれば、1 階、2 階が同時に限界変形角に達する。

ところで限界せん断力係数比 R_{CO} については、別途、地震応答解析結果より、かつて次の近似式が提案された(検討 6 1. 1 階と 2 階のせん断耐力(1 階・2 階のバランス)に関する検討)。

$$R_{CO} = 1.252 - 0.30 \frac{W_2}{W_1} + 0.39 \frac{h_2}{h_1} \quad (17)$$

(16)で与えられる R_{CO} を R_{CO1} 、(17)で与えられる R_{CO} を R_{CO2} とすれば、これらは図 1 および図 2 のように表される。現実的な $0.1 \leq R_W \leq 1.5$ 、 $0.5 \leq R_H \leq 1.5$ の範囲で両者を計算すると表.5 のようになり、その差は大きくはない。

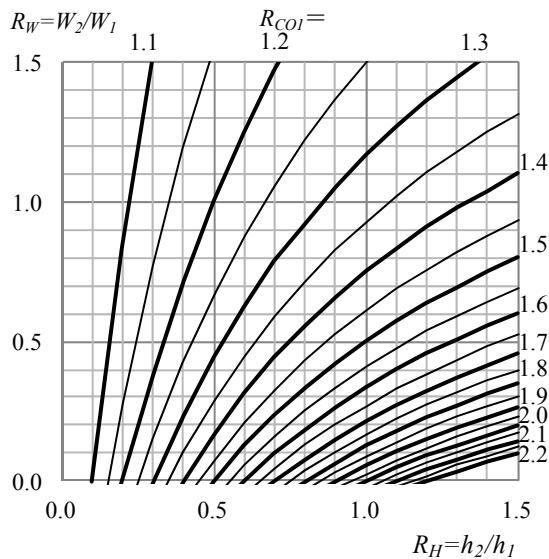


図 1 限界せん断力係数比 R_{CO1} (16)式

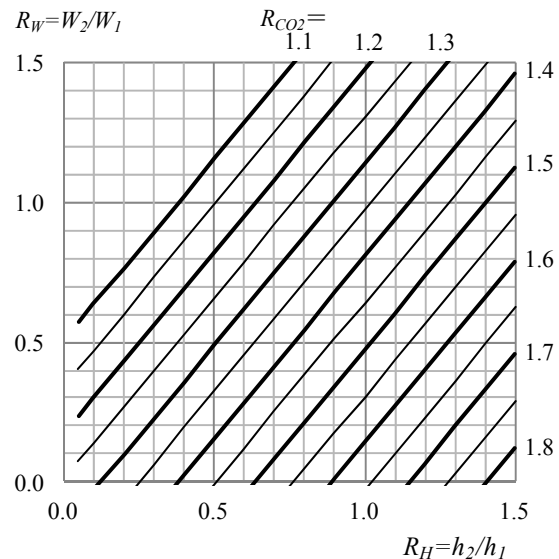


図 2 限界せん断力係数比 R_{CO2} (17)式

表 1 限界せん断力係数比 R_{COI} (16)式と R_{CO2} (17)式の比較

$$(16)式 R_{COI}=(1+R_W)(1+R_H)/(1+R_W+R_W R_H)$$

$R_H \backslash R_W$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
0.5	1.43	1.38	1.34	1.31	1.29	1.26	1.24	1.23	1.21	1.20	1.19	1.18	1.17	1.16	1.15
0.6	1.52	1.45	1.41	1.37	1.33	1.31	1.28	1.26	1.25	1.23	1.22	1.21	1.19	1.19	1.18
0.7	1.60	1.52	1.46	1.42	1.38	1.35	1.32	1.30	1.28	1.26	1.24	1.23	1.22	1.21	1.20
0.8	1.68	1.59	1.52	1.47	1.42	1.38	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.24	1.23	1.22
0.9	1.76	1.65	1.57	1.51	1.46	1.42	1.39	1.36	1.33	1.31	1.29	1.27	1.26	1.25	1.23
1.0	1.83	1.71	1.63	1.56	1.50	1.45	1.42	1.38	1.36	1.33	1.31	1.29	1.28	1.26	1.25
1.1	1.91	1.77	1.67	1.60	1.54	1.49	1.45	1.41	1.38	1.35	1.33	1.31	1.29	1.28	1.27
1.2	1.98	1.83	1.72	1.64	1.57	1.52	1.47	1.43	1.40	1.38	1.35	1.33	1.31	1.29	1.28
1.3	2.06	1.89	1.77	1.68	1.60	1.5	1.50	1.46	1.42	1.39	1.37	1.35	1.33	1.31	1.29
1.4	2.13	1.95	1.81	1.71	1.64	1.57	1.52	1.48	1.44	1.41	1.38	1.36	1.34	1.32	1.30
1.5	2.20	2.00	1.86	1.75	1.67	1.60	1.5	1.50	1.46	1.43	1.40	1.38	1.35	1.33	1.32

$$(17)式 R_{CO2}=1.252-0.3R_W+0.39R_H$$

$R_H \backslash R_W$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
0.5	1.42	1.39	1.36	1.33	1.30	1.27	1.24	1.21	1.18	1.15	1.12	1.09	1.06	1.03	1.00
0.6	1.46	1.43	1.40	1.37	1.34	1.31	1.28	1.25	1.22	1.19	1.16	1.13	1.10	1.07	1.04
0.7	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35	1.32	1.29	1.26	1.23	1.20	1.17	1.14	1.11	1.08
0.8	1.53	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35	1.32	1.29	1.26	1.23	1.20	1.17	1.14	1.11
0.9	1.57	1.54	1.51	1.48	1.45	1.42	1.39	1.36	1.33	1.30	1.27	1.24	1.21	1.18	1.15
1.0	1.61	1.58	1.5	1.52	1.49	1.46	1.43	1.40	1.37	1.34	1.31	1.28	1.25	1.22	1.19
1.1	1.65	1.62	1.59	1.56	1.53	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35	1.32	1.29	1.26	1.23
1.2	1.69	1.66	1.63	1.60	1.57	1.54	1.51	1.48	1.45	1.42	1.39	1.36	1.33	1.30	1.27
1.3	1.73	1.70	1.67	1.64	1.61	1.58	1.5	1.52	1.49	1.46	1.43	1.40	1.37	1.34	1.31
1.4	1.77	1.74	1.71	1.68	1.65	1.62	1.59	1.56	1.53	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35
1.5	1.81	1.78	1.75	1.72	1.69	1.66	1.63	1.60	1.57	1.54	1.51	1.48	1.45	1.42	1.39

(17)式 R_{CO2} /(16)式 R_{COI} 着色部は差が±5%を超える部分、 は良く一致する部分

$R_H \backslash R_W$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
0.5	0.99	1.00	1.01	1.01	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.92	0.90	0.88	0.86
0.6	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.88
0.7	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90
0.8	0.91	0.95	0.97	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92
0.9	0.90	0.93	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93
1.0	0.88	0.92	0.96	0.98	0.99	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95
1.1	0.86	0.91	0.95	0.98	1.00	1.01	1.02	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00	0.99	0.99	0.97
1.2	0.85	0.91	0.95	0.98	1.00	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.02	1.01	1.00	1.00	0.99
1.3	0.84	0.90	0.94	0.98	1.00	1.02	1.03	1.04	1.05	1.05	1.04	1.04	1.03	1.02	1.01
1.4	0.83	0.89	0.94	0.98	1.01	1.03	1.04	1.05	1.06	1.06	1.06	1.06	1.05	1.04	1.03
1.5	0.82	0.89	0.94	0.98	1.01	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.08	1.07	1.07	1.06	1.05

表 1 の第 3 表をみれば、 $R_W=0.6$ 、 $R_H=0.7$ 近傍で両者の対応が良いことから、(17)の線形式は(16)の分数式の $R_W=0.6$ 、 $R_H=0.7$ 近傍での一次展開式であると考えられる。

一般に曲面を表す x 、 y の 2 変数関数式

$$z = f(x, y) \quad (18)$$

の $(x, y)=(a, b)$ における接平面の方程式は、

$$z = f_x(a, b)(x - a) + f_y(y - b) + f(a, b) \quad (19)$$

と表される。ここで f_x および f_y は x および y による偏微分をそれぞれ示す。すなわち、(19)式は(18)式の $x=a$ 、 $y=b$ 近傍での線形近似式を与える。 R_H 、 R_W を 2 変数として、

$$R_{CO} = R_{CO}(R_H, R_W) = \frac{(1 + R_W)(1 + R_H)}{1 + R_W + R_W R_H} \quad (20)$$

について R_H 、 R_W の微分を計算すると、

$$\frac{\partial R_{CO}}{\partial R_H} = \frac{(1 + R_W)(1 + R_W + R_W R_H) - (1 + R_W)(1 + R_H)R_W}{(1 + R_W + R_W R_H)^2} \quad (21)$$

$$\frac{\partial R_{CO}}{\partial R_W} = \frac{(1 + R_H)(1 + R_W + R_W R_H) - (1 + R_H)^2(1 + R_W)}{(1 + R_W + R_W R_H)^2} \quad (22)$$

たとえば $R_H=1.0$ 、 $R_W=1.0$ の近傍で分数式(20)式を 1 次関数に展開すれば、(20)より $R_H=1.0$ 、 $R_W=1.0$ における R_{CO} の値は $4/3=1.333$ 、(21)より $R_H=1.0$ 、 $R_W=1.0$ における R_H の係数は $2/9=0.22$ 、(22)式より R_W の係数は $-2/9=-0.22$ となるので、近似式は

$$R_{CO} = 0.22(R_H - 1) - 0.22(R_W - 1) + 1.333$$

したがって

$$R_{CO} = 1.333 - 0.22R_W + 0.22R_H \quad (23)$$

同様にして、 $R_H=0.71$ 、 $R_W=0.60$ の近傍で分数式(20)式を 1 次関数に展開すれば、

$$R_{CO} = 0.390(R_H - 0.71) - 0.296(R_W - 0.60) + 1.350$$

$$R_{CO} = 1.251 - 0.30R_W + 0.39R_H \quad (24)$$

となって(17)式にほぼ一致する。

以上によって、地震応答解析結果から提案された(17)の R_{CO} は、限界耐力計算の定式化より導かれた(16)の R_{CO} を図 3 のように $R_H=0.71$ 、 $R_W=0.60$ の近傍で 1 次関数近似したものであると結論できる。

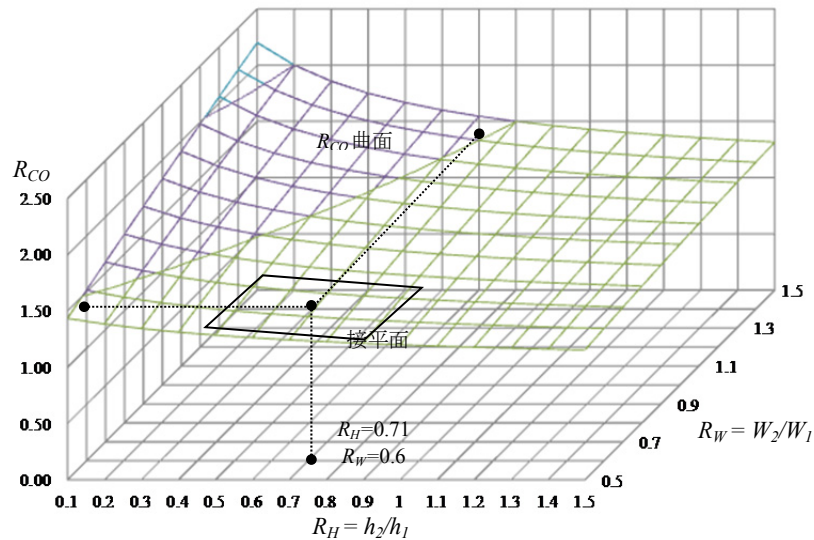


図 3 R_{CO} 曲面と接平面

標準設計法案では、1 階先行降伏となるように $C_2/C_b > R_{C0}$ すなわち 2 階耐力を $C_2 > R_{C0} C_b$ とすることを前提にして組み立てられている。これは、1 階先行降伏の方が従来の近似応答計算（限界耐力計算）の解の安定性が高いためであり、現実的な設計の多くが 2 階耐力を比較的に大きく設定して 1 階先行降伏となっていることを考慮したためである。とくに $C_2/C_b = R_{C0}$ の場合は 1 階、2 階が同時降伏となるので、時刻歴応答計算を行うと解が安定しないとされている。しかしながら、構造設計的な視点からは、2 階先行降伏や 1 階、2 階同時降伏とする考え方は排除されるべきではない。

とくに、今回推奨する収斂計算法 1、収斂計算法 2 によれば、 $C_2/C_b \leq R_{C0}$ の領域の解の精度が時刻歴応答解析によって確かめられている。従って、詳細設計法では限界せん断力係数比を用いた制限は設けなくて、この限界せん断力係数比を目安として用いることで、1 階、2 階の変形パターンを自由に設計することができることとしている。しかしながら、限界せん断力係数比以下の設計では、設計パラメータのわずかな差によって計算結果が大きく変動するので、安全限界変形角に余裕を持たせるなどの配慮が必要になる。

3. Cbに関するケーススタディ

2階建て建物の1階と2階のバランスを考慮した設計法を検証するために、2階建て建物について、階高比 H_2/H_1 、重量比 W_2/W_1 、耐力係数比 C_2/C_b を変えて、1階および2階の変形が $1/20$ 以下となる C_b を求めて検証を行った。

計算モデル、計算方法は以下の通りである。

1. 解析は、詳細設計法の近似応答計算による。
2. 変位増分法2により行う。
3. 各階の階高比 H_2/H_1 、重量比 W_2/W_1 、及び耐力係数比 C_2/C_b を表1のとおりとし、重量を変化させ解析を行い、1階又は2階の応答層間変形角が $1/20\text{rad}$ になる時の C_b を求める。
4. 採用する加速度応答スペクトルは建築基準法施行令82条の6によるものとする。
5. 地域係数 Z は1.0、地盤は第2種地盤、地盤増幅はH12建告1457号第10第1項による。調整係数 p 、 q を採用する。
6. 1階の復元力については、図1のとおりとする。

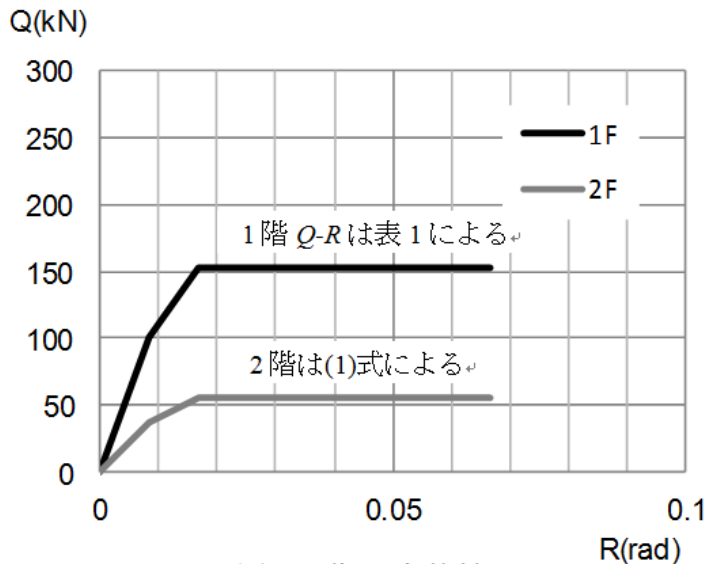


図1 復元力特性

変形角 R_I	1/120	1/60	1/15
せん断力 $Q_I(\text{kN})$	0.0083	0.0167	0.0667
剛性比 K_I/K_I	1.0	0.5	0.0

7. 2階の復元力は図1の1階復元力の各強度レベル Q_I を、パラメータ C_2/C_b および W_2/W_1 を用いて次式のように Q_2 に換算する。

$$Q_2 = C_2 W_2 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} C_b W_1 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} \frac{Q_1}{(W_1 + W_2)} W_1 = Q_1 \left(\frac{C_2}{C_b} \right) \left(\frac{W_2}{W_1} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{W_2}{W_1}} \right) \quad (1)$$

1階の階高は2500mm～3900mm、各階の階高比 RH は H_2/H_1 は0.6、0.7、0.8、重量比 W_2/W_1 は0.3、0.5、0.7、0.9、及び耐力係数比 C_2/C_b は1.2、1.4、1.6、1.8、2.0の組合せで解析を行った。

以下の図2は、階高比 RH と階高と Cb の関係をまとめたものである。R1 は1階が 1/20rad となったケース、R2 は2階が 1/20rad となったケースを示す。平屋の 1/25rad、1/20rad の Cb と階高の関係を併せて示す。

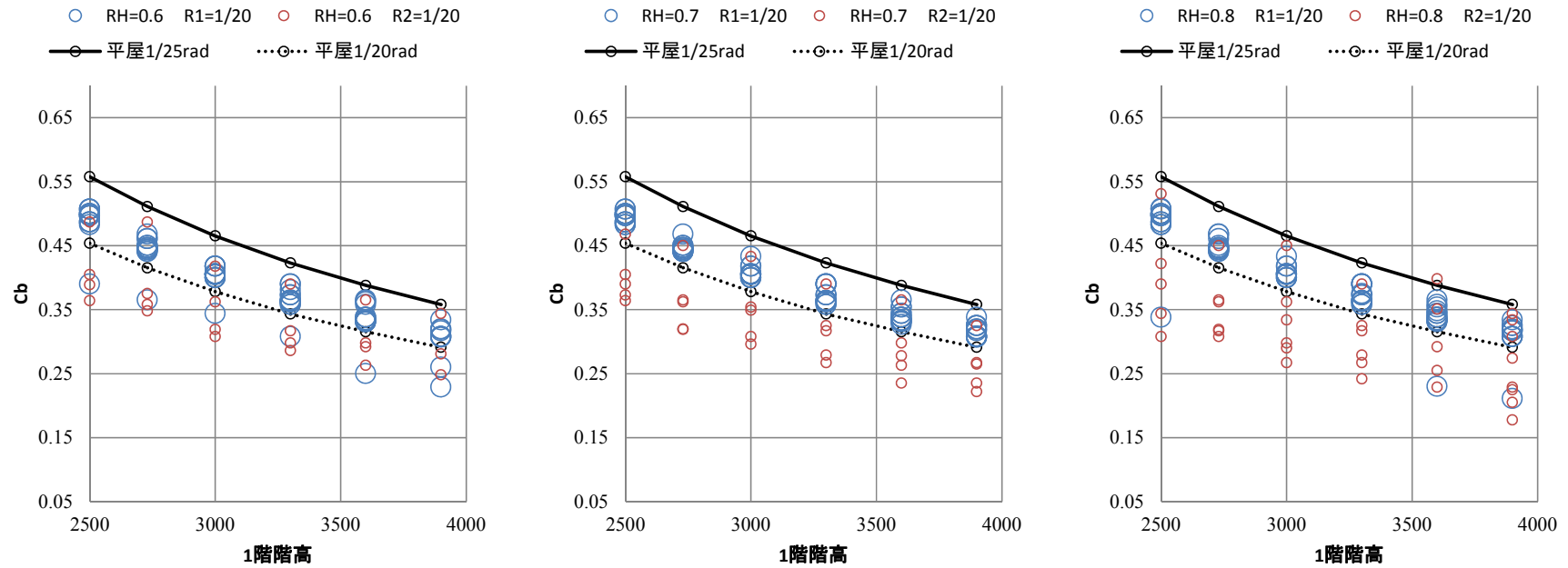


図2 RH別グラフ

以下の図 3 は RH 別に RW と Cb の関係をまとめたものである。R1 は 1 階が $1/20\text{rad}$ となったケース、R2 は 2 階が $1/20\text{rad}$ となったケースを示す。

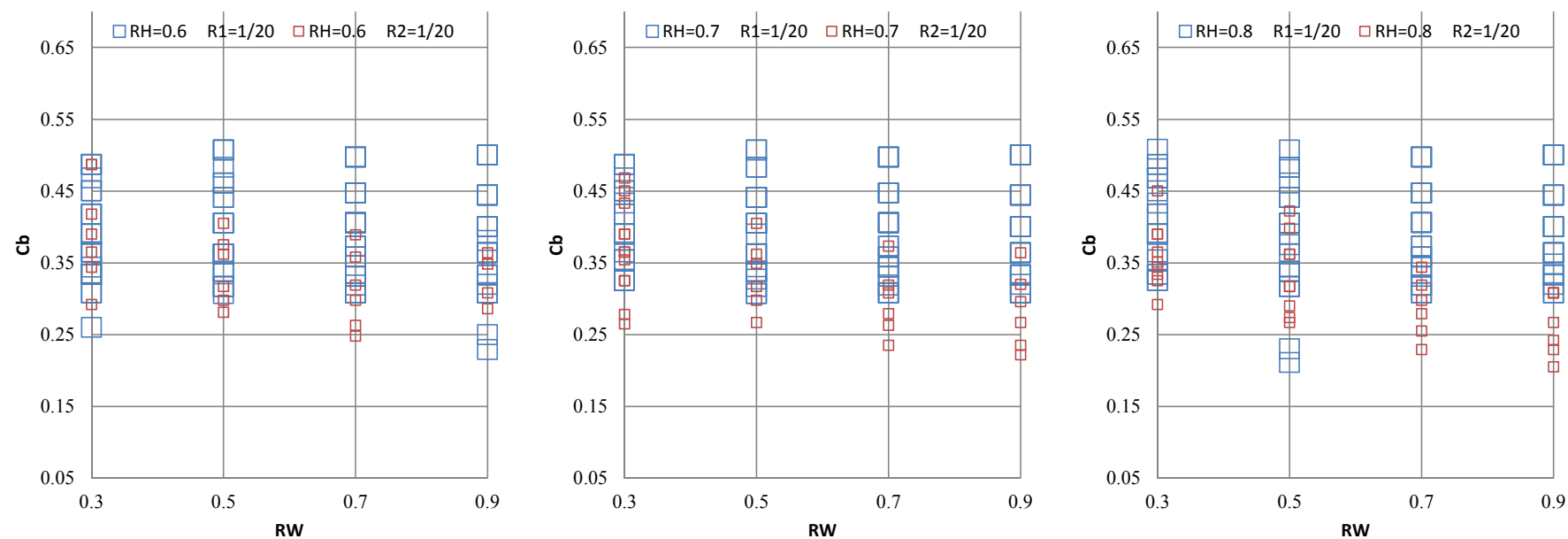


図 3 RH 別グラフ

以下の図 4 は H1 別に RH と Cb の関係をまとめたものである。R1 は 1 階が 1/20rad となったケース、R2 は 2 階が 1/20rad となったケースを示す。

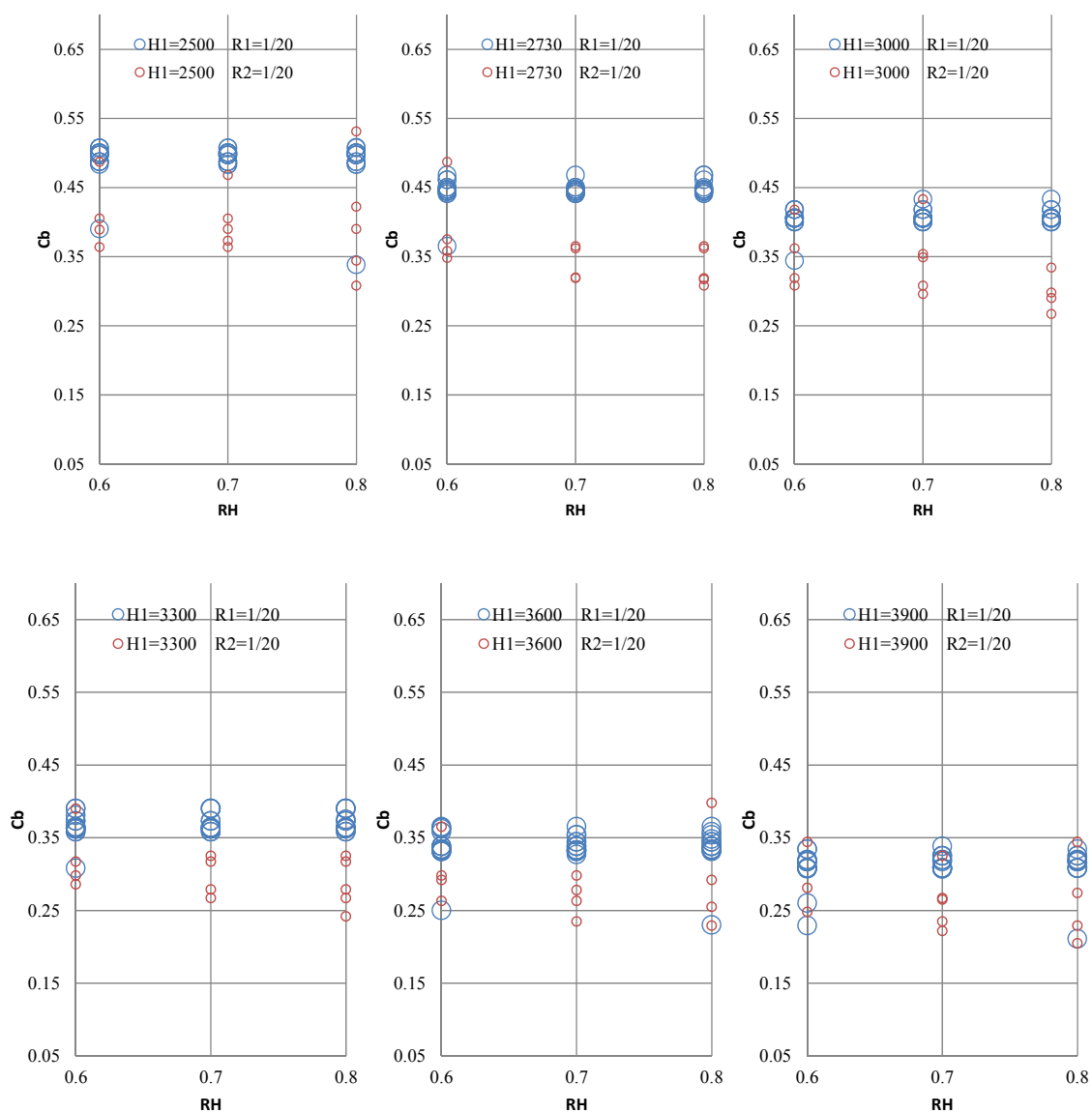


図 4 H1 別グラフ

以下の図 5 は H1 別に RW と Cb の関係をまとめたものである。R1 は 1 階が 1/20rad となったケース、R2 は 2 階が 1/20rad となったケースを示す。

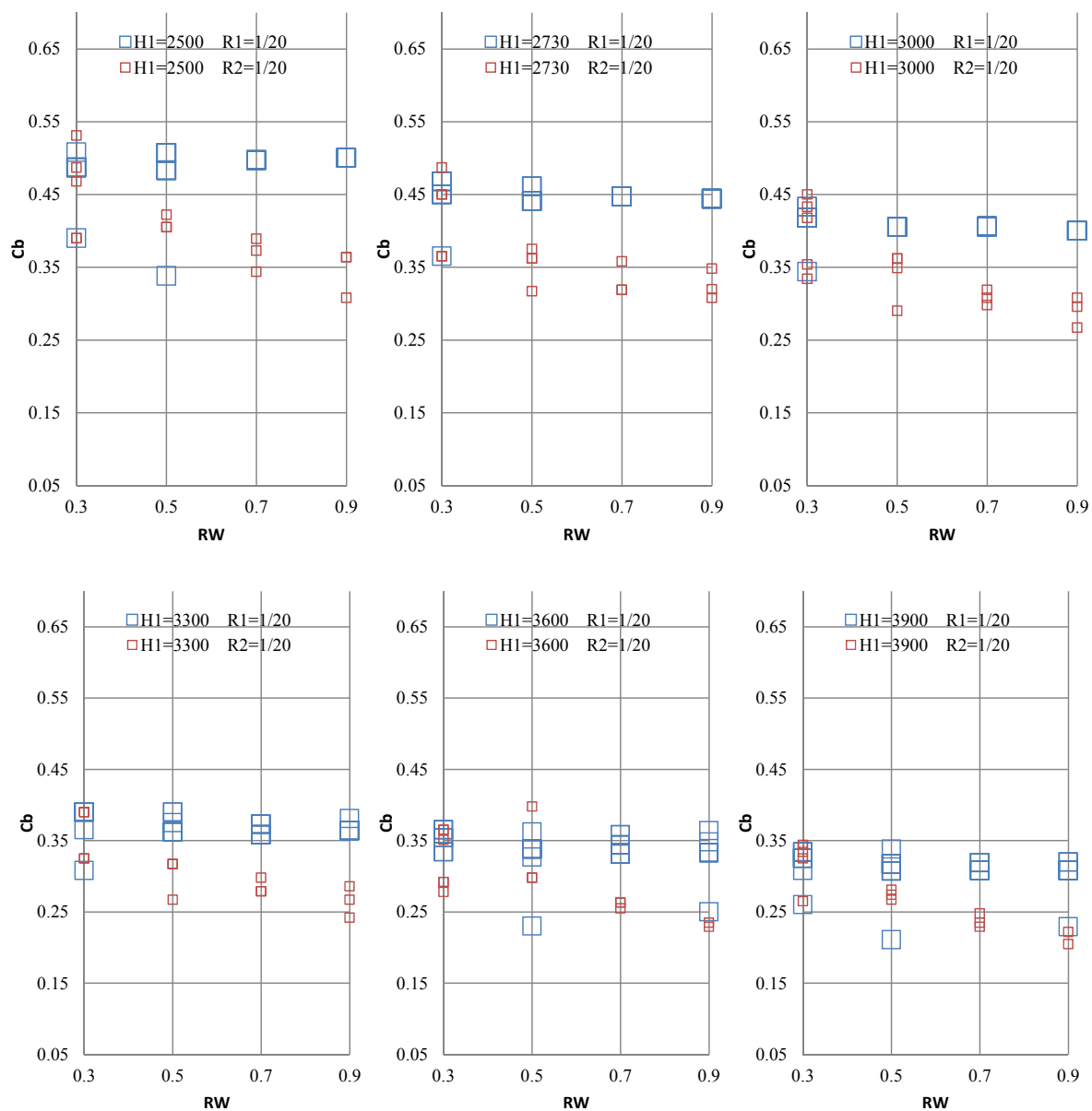


図5 H1 別グラフ

表 1～表 2 のように地域係数及び階高毎に C_b を提案する。表 1～表 2 は、計算結果のうちそれぞれの階高において最大のベースシアに 0.03 を加えたものとしている。なお、表 1～表 2 の C_b のうち 0.3 を下回るものは色つきとした。

表 1 平屋建築物の階高と C_b

階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.31	0.29	0.26	0.24	0.22	0.21
2種地盤	0.46	0.43	0.39	0.36	0.33	0.31
3種地盤	0.62	0.58	0.52	0.48	0.44	0.42

表 2 2 階建て建物の 1 階の階高と C_b

1階階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.36	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25
2種地盤	0.54	0.5	0.47	0.43	0.40	0.37
3種地盤	0.72	0.67	0.63	0.57	0.53	0.49

ただし、 $C_2 / C_b \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.03 低減してよい。

検討 7 柱脚の滑りに関する検討

石場建て形式のように柱脚の水平方向移動（柱脚の滑り）、上下方向移動（柱脚の浮き上がり）を拘束していないので、柱脚の滑りが生じる。ここでは、以下のように、柱脚部の摩擦係数について振動台実験などから摩擦係数のバラツキなど検討するとともに、柱脚の滑り量や柱脚の滑りによる上部建築物の応答に与える影響等を検討した。

1. 実大振動台実験の結果からの検討
2. 柱脚部の摩擦係数とバラツキに関する検討
3. 質点系による基礎的検討
4. 上部構造モデルと滑り応答の基礎的検討
5. 三次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討
6. 個別要素法を用いた 3 次元立体モデルによる時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討
7. 柱脚の滑りによる入力地震動の増幅に関する検討

1. 実大振動台実験の結果からの検討

2010 年度実大震動台実験（平屋試験体 No.1、No.2、総 2 階建て試験体 No.4）および 2012 年度実大震動台実験（部分 2 階建て下屋付き試験体 No.5、No.6）から、柱脚の滑りについて検討する。これらの試験体は全て石場建て形式である。

滑り量は、上部構造の耐力、摩擦係数のバラツキ、柱脚の浮き上がり、偏心、建物形状（平屋・部分 2 階・総 2 階等）、入力地震動等様々な要素により影響を受ける。このために実大震動台実験では上部構造に偏心がなくても鉛直構面間の滑り量が異なる結果となっている。

表 1 に柱脚の滑りに関する課題を解明するために実施した、2010 年度実大震動台実験（平屋試験体 No.1、No.2）での滑り量を示す。滑り量について、「最大」は最も滑りが大きかった構面の滑り量で、「平均」は全構面の平均滑り量である。（最大滑り量） / （平均滑り量）は 1.1～2.0 で、ほとんどのケースは偏心のない試験体であるが、どの場合も各鉛直構面の滑り量に差が認められる。

滑り量が最も大きいのはすべて外周の鉛直構面であるが、外周部は柱軸力が小さく浮き上がりが生じやすいために滑りやすく、偏心の影響も受けやすいと言える。JMA 神戸 3 方向による加振の場合が最も滑り量が大きい、最大値/平均値は最も小さい。その他滑り量に関して明確になったのは、上部構造の耐力が大きいほど滑り量が大きくなる結果で、この傾向は立体モデルによる時刻歴解析でも認められる。

表 1 2010 年度実大震動台実験結果（試験体 No.1・No.2：柱脚の滑り量：mm）

	滑り量			滑りの方向	入力	壁配置 長一短	1階の 錘	壁配置 の特徴
	最大	平均	最大/平均					
A1加振	48	38	1.3	短辺方向	BCJ-L2(短)	8P-8P	有り	
A2加振	30	15	2.0	短辺方向	BCJ-L2(短)	8P-6P	有り	基本配置
B1加振	9	5	1.6	長辺方向	BCJ-L2(長)	6P-8P	有り	
B2加振	10	8	1.3	長辺方向	BCJ-L2(長)	9P-8P	有り	
C1加振	98	80	1.2	短辺方向	JMA神戸 NS(短)	8P-6P	有り	偏心あり
C2加振	130	82	1.6	短辺方向	JMA神戸 NS(短)	8P-6P	有り	A2と同じ
D1加振	9	6	1.5	長辺方向	BCJ-L2(長)	6P-8P	なし	B1と同じ
D2加振	32	25	1.3	長辺方向	BCJ-L2(長)	14P-6P	有り	最多
E1加振	135	121	1.1	短辺方向	JMA神戸 3方向	8P-6P	なし	A2と同じ
E2加振	180	159	1.1	短辺方向	JMA神戸 3方向	8P-6P	有り	A2と同じ

次に表 2 には 2010 年度の実大震動台実験で試験体 No.4（総 2 階建て）の柱脚の滑り量を示す。

表 2 2010 年度実大震動台実験結果（試験体 No.4：柱脚の滑り量：mm）

	滑り量			滑りの方向	入力	壁配置 長一短	1階の 錘
	最大	平均	最大/平均				
A加振	46	32	1.4	長辺方向	BCJ-L2(長)	壁基本	有り
A加振	96	57	1.7	短辺方向	BCJ-L2(短)	壁基本	有り
B加振	189	121	1.6	短辺方向	JMA神戸 3方向	補強	有り
C加振	147	85	1.7	短辺方向	JMA神戸 3方向	補強	なし

No.4 の場合も、最も大きく滑りが生じているのは外周部の構面である。また、最大滑り量/平均滑り量は 1.4～1.7 となっている。

表 3 および表 4 には、2012 年度の実大震動台実験（No.5 および No.6：部分 2 階建て）での柱脚の滑り量を示す。

表 3 2012 年度実大震動台実験結果（試験体 No.5：柱脚の滑り量：mm）

No.5	滑り量			滑りの方向	入力	壁配置 長一短	1階の 錘
	最大	平均	最大/平均				
1回目	97	85	1.1	長辺方向	BCJ-L2(長)	壁基本	有り
1回目	93	61	1.5	短辺方向	BCJ-L2(短)	壁基本	有り
2回目	140	110	1.3	短辺方向	BCJ-L2(短)	壁基本	有り
	109	64	1.7	短辺方向	JMA神戸 3方向	補強	有り

表 4 2012 年度実大震動台実験結果（試験体 No.6：柱脚の滑り量：mm）

No.6	滑り量			滑りの方向	入力	壁配置 長一短	1階の 錘
	最大	平均	最大/平均				
1回目	85	81	1.1	長辺方向	BCJ-L2(長)	壁基本	有り
1回目	42	23	1.8	短辺方向	BCJ-L2(短)	壁基本	有り
	135	71	1.9	短辺方向	JMA神戸 3方向	補強	有り

試験体 No.5 の場合は、（最大滑り量） / （平均滑り量）は 1.3～1.7、試験体 No.6 が 1.1～1.9 でいずれも 2010 年の実験結果と同様最大で 2 以下となっている。

2010 年度、2012 年度の実大震動台実験結果から、平屋・部分 2 階建て、総 2 階建てとタイプの異なる試験体の柱脚の滑りについて、滑り量の最大値と平均値の比は 2 以下となっている。

実験結果には滑りに影響のある様々な要素が関係していて、それらの影響を含んだ結果であると言える。一方、質点系モデルによる柱脚の滑りに関する検討結果（入力地震動：極めて稀に発生する地震動：ランダム位相 30 波）では、最大滑り量が約 10cm である。質点系モデルによる時刻歴解析や詳細設計法で提案している簡易な滑り計算は、平均値を計算していると考ええると、最大値滑り量はその結果の 2 倍とするのが安全側の評価と言える（質点系の検討結果を 2 倍すると、最大滑り量は標準設計法で提案している 20cm になる）。

また、すべての実験を通して、極めて希に発生する地震動時の最大滑り量は 14cm で、最大滑り量の最小値として 15cm とすることも考えられる（この場合は計算値の 2 倍が 15cm 以下でも 15cm 程度を考慮することになる）。また、建築物全体の滑りについての見かけの摩擦係数は、0.4 以上であり、柱脚の滑りの検討では、摩擦係数を 0.4 とすることは妥当と考えられる。ただし、滑り量の検討では、摩擦係数は安全率 0.9 をかけて 0.36 とする。

2. 柱脚部の摩擦係数とバラツキに関する検討

石場建て形式の柱脚の滑りは、礎石と柱底面の滑り摩擦係数が大きく影響する。ここでは、動的摩擦係数および静的摩擦係数について、それらのバラツキも含めて、実験的に検討する。

石場建て構法木造建築物の耐震設計を考えるに当たって、柱脚の滑りについて地震時挙動を振動台実験によって把握しておく必要がある。ここでは、礎石と柱底面の滑り摩擦係数を明らかにすることを目的として行った柱脚部のみの振動台実験の概要と結果について報告する。

1) 試験体の概要

試験体は、平面寸法 $1,820 \times 1,820\text{mm}$ の4本柱の木造軸組とし、柱脚部にダボ等は設けずに直接設置した。柱は 120mm 角、胴差しは $120 \times 270\text{mm}$ 、柱一胴差し接合部には雇いほぞ接合を用いた。また、出来るだけ剛体的な振動性状となるように、礎石の上面から胴差し天端までを 570mm とし、接合部は構造用合板で補強した。試験体伏せ図および立面図を図1に示す。

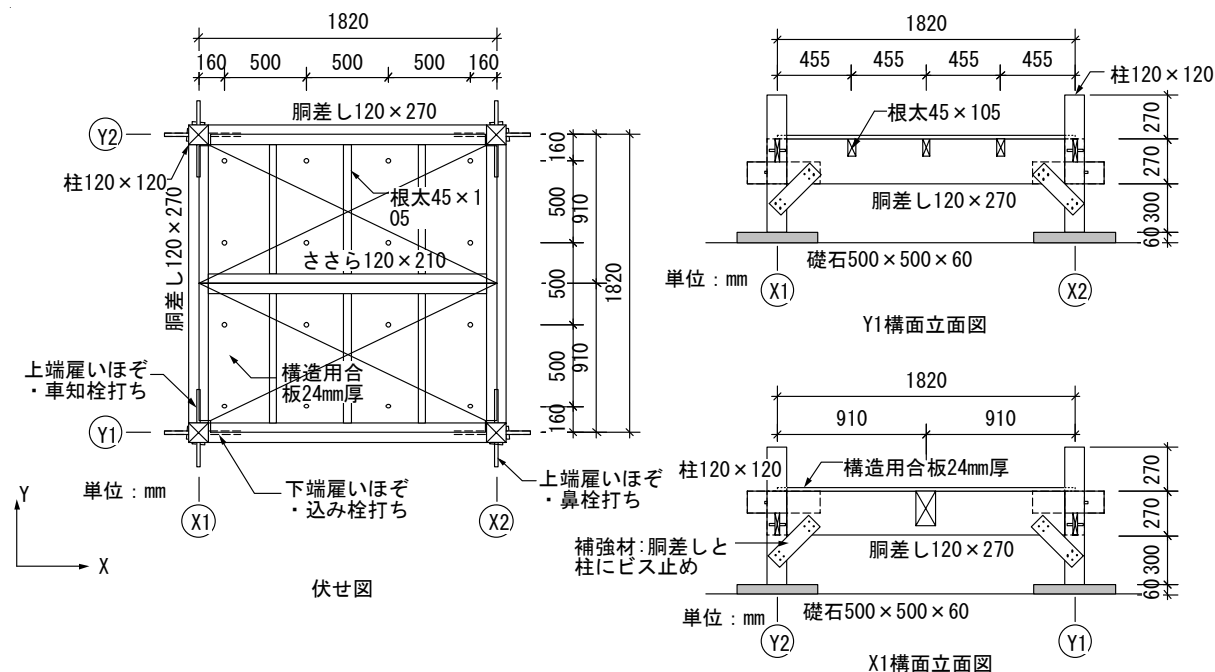


図1 試験体伏せ図及び立面図

主要材の樹種はスギである。水平構面は構造用合板 24mm 厚を根太にビス止めした。試験体の製作状況と振動台に設置した様子を写真1、2に示す。屋根荷重に相当する柱軸力を与えるため、木造軸組の上に鋼製の錘 (4tonf) を設置した。礎石のサイズは、 500mm 角、厚さ 60mm とし、6枚びしゃん (細)、3枚びしゃん (粗)、切り出しまま、の礎石 (花崗岩) およびコンクリートを用いた。また、低摩擦材料であるテフロンボードも比較の対象として実験した。なお、木造軸組は、礎石の種類ごとに新しいものに交換した。実験途中のそれぞれの礎石の様子を写真3~7に示す。

実験は、京都大学防災研究所の強震応答実験装置室において、2010年7月20日から同30日にかけて行った。

礎石・細、礎石・粗、礎石・切り出し、テフロンボード、コンクリート (2回目) の結果について述べる。なお、各礎石種類ごとの加振実験が終了した後、錘を載せたまま、試験体にジャッキを取り付け、静的水平加力実験も行った。



写真1 試験体の製作状況



写真2 試験体を振動台に設置した様子



写真3 礎石・細（6枚びしゃん）



写真4 礎石・粗（3枚びしゃん）



写真5 礎石・切り出し



写真6 コンクリート



写真7 テフロンボード

2) 実験の結果

柱脚の滑り性状と損傷状況

礎石の種類および入力波ごとの定性的な滑り性状を表1にまとめて示す。テフロンボード以外の礎石では、入力加速度がおおよそ 300cm/s^2 を超える付近から滑りが生じ始めた。いずれの礎石の場合も、加振波に関わらず、一方向に滑りやすい傾向が見られた。また、びしょん仕上げの礎石・細と礎石・粗では、加振後に木材の磨耗粉が見られ、柱底面が削られていた（写真12～.15）。一方、礎石・切り出しおよびコンクリートでは、柱底面は削られていなかった（写真.16～.17）。

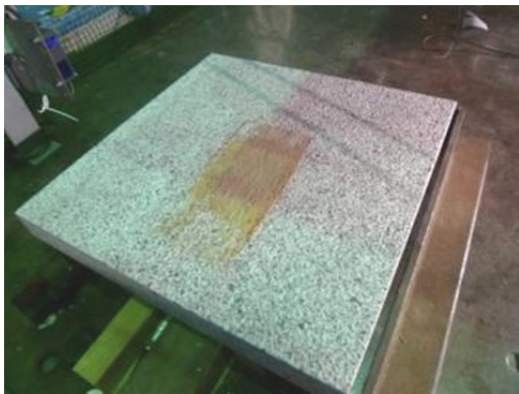


写真12 礎石・細 磨耗粉



写真13 礎石・細 柱底面



写真14 礎石・粗 磨耗粉



写真15 礎石・粗 柱底面



写真16 コンクリート 柱底面



写真17 礎石・切り出し 柱底面

表 1 各加振における滑り性状

礎石の種類	入力波	滑り性状
礎石・細	正弦波1.0Hz	最大入力加速度 400cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。一周りに約 10mm ずつ滑る。
	正弦波2.0Hz	最大入力加速度 300cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。若干ねじれながら滑る。一周りに約 20mm ずつ滑る。
	BCJ-L2波	最大入力加速度 325cm/s^2 において滑り始める。
	JMA神戸波	最大入力加速度 350cm/s^2 において滑り始める。
礎石・粗	正弦波1.0Hz	最大入力加速度 450cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。一周りに約 $30\sim 45\text{mm}$ ずつ滑る。
	正弦波2.0Hz	最大入力加速度 300cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。一周りに約 $10\sim 25\text{mm}$ ずつ滑る。
	BCJ-L2波	最大入力加速度 300cm/s^2 において滑り始める。
礎石・切り出し	正弦波1.0Hz	最大入力加速度 300cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。一周りに約 20mm ずつ滑る。
	正弦波2.0Hz	最大入力加速度 325cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。大きくねじれながら滑る。
	BCJ-L2波	最大入力加速度 300cm/s^2 において滑り始める。大きくねじれながら滑る。
コンクリート	正弦波1.0Hz	最大入力加速度 250cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。一周りに約 8mm ずつ滑る。
	正弦波2.0Hz	最大入力加速度 300cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。少しねじれながら滑る。
	BCJ-L2波	最大入力加速度 300cm/s^2 において滑り始める。若干ねじれながら滑る。
テフロンボード	正弦波1.0Hz	最大入力加速度 100cm/s^2 において滑り始める。入力波形と同じように正負に同程度滑るため、残留変位はほぼ 0mm となる。
	正弦波2.0Hz	最大入力加速度 100cm/s^2 において一方向に徐々に滑り始める。一周りに約 15mm ずつ滑る。
	BCJ-L2波	最大入力加速度 100cm/s^2 において滑り始める。

摩擦係数

実験結果から、礎石と柱底面との摩擦係数を算出した。滑りが生じた瞬間に各構面で次式が成り立つと仮定する。

$$m_i |\ddot{x}_i| = \mu m_i (\ddot{y}_i + g) \quad i=1, 2 \quad (.1)$$

ただし m_i は試験体 Yi 構面の質量で、ここでは $m/2$ とする。また、 μ は静止摩擦係数、 $\ddot{x}_i$ と $\ddot{y}_i$ はそ

れぞれ Y_i 構面の水平方向と鉛直方向の応答加速度、 g は重力加速度である。上式を静止摩擦係数 μ について解くと次のようになる。

$$\mu = m_i |\ddot{x}_i| / m_i (\ddot{y}_i + g) \quad i=1, 2 \quad (2)$$

(2)式において、 $\ddot{x}_i$ は計測データから直接得られ、各構面の荷重計データの合計を慣性力と仮定し摩擦係数が求めた。算出においては Y1、Y2 構面それぞれについて、柱脚と基礎との相対変位のデータから、明確に滑りが生じている箇所を選び、その直前でピークになっている加速度を読み取った。次に、同時刻の荷重計の値から各構面の鉛直荷重の変動量を算出した。また、同一加振におけるデータから滑りの発生時刻を複数点読み取った場合、それぞれについて摩擦係数を算出した。

本実験で用いた試験体の約 1000 点の滑り発生箇所において摩擦係数を算出し、加振波ごとに整理したものを表 2～5 に示す。また、摩擦係数の分布を図 2～5 に示す。

全加振結果から得られた摩擦係数の平均値は、礎石・細：0.461、礎石・粗：0.398、礎石・切り出し：0.376、コンクリート：0.360、テフロンボード：0.095 となった。礎石・切り出しとコンクリートは、平均値が近く、摩擦係数の分布も類似しており、表面粗さ計測の結果とも調和的である。したがって、柱脚の滑り挙動を考える場合には、礎石として比較的似た材料であると言える。一方、びしゃん仕上げの礎石・細と礎石・粗の摩擦係数は、特に礎石・細の場合、正弦波加振におけるばらつきが影響し、大きな変動係数を示している。正弦波加振では、滑りの発生時刻が明瞭でない場合が多く、摩擦係数の算出において人為的ばらつきが多く含まれた可能性が考えられる。ただし、滑り発生時刻が比較的明瞭に見られた BCJ-L2 波加振に基づく摩擦係数の変動係数も 25%程度を示しており、元来ばらつきの大きい現象であるとも言える。

表 2 摩擦係数（正弦波 1Hz 加振）

礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数
礎石・細	0.387	0.878	0.076	0.549
礎石・粗	0.446	0.539	0.338	0.160
礎石・切り出し	0.357	0.458	0.084	0.176
コンクリート	0.368	0.539	0.213	0.232
テフロン	0.104	0.130	0.068	0.174

表 3 摩擦係数（正弦波 2Hz 加振）

礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数
礎石・細	0.597	0.882	0.268	0.338
礎石・粗	0.484	0.651	0.251	0.259
礎石・切り出し	0.350	0.412	0.285	0.112
コンクリート	0.382	0.555	0.213	0.216
テフロン	0.074	0.102	0.034	0.246

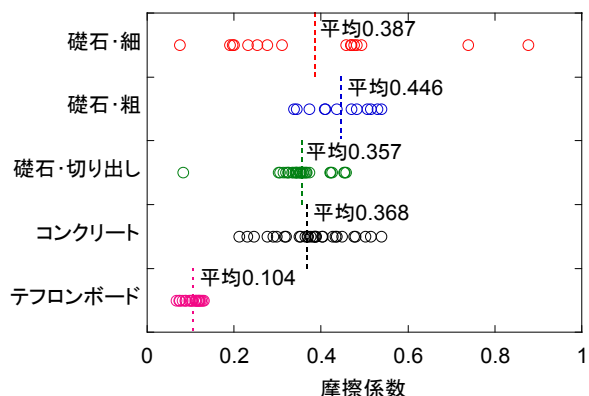


図 2 摩擦係数の分布（正弦波 1Hz 加振）

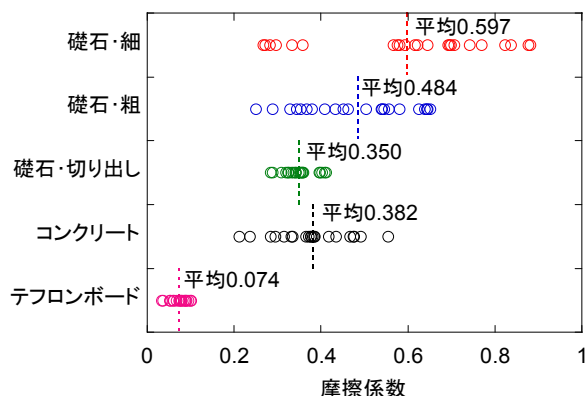


図 3 摩擦係数の分布（正弦波 2Hz 加振）

表 4 摩擦係数（BCJ-L2 波加振）

表 5 摩擦係数（全加振）

礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数	礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数
礎石・細	0.414	0.610	0.233	0.251	礎石・細	0.461	0.882	0.076	0.394
礎石・粗	0.329	0.555	0.147	0.274	礎石・粗	0.398	0.651	0.147	0.307
礎石・切り出し	0.391	0.786	0.215	0.238	礎石・切り出し	0.376	0.786	0.084	0.216
コンクリート	0.328	0.586	0.136	0.267	コンクリート	0.360	0.586	0.136	0.241
テフロン	0.103	0.142	0.056	0.205	テフロン	0.095	0.142	0.034	0.246

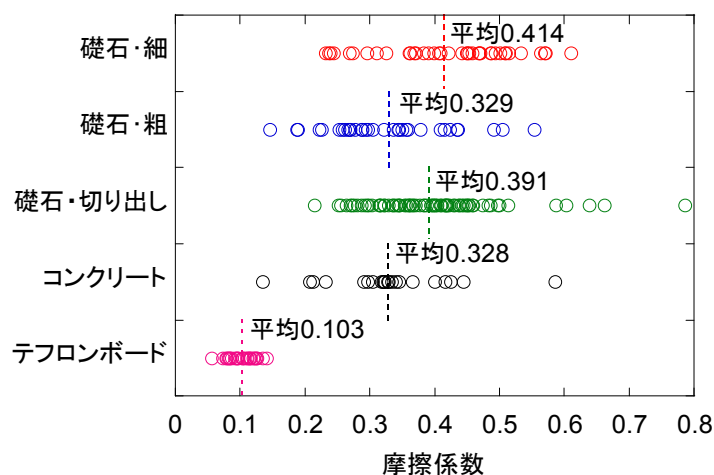


図 4 摩擦係数の分布 (BCJ-L2 波加振)

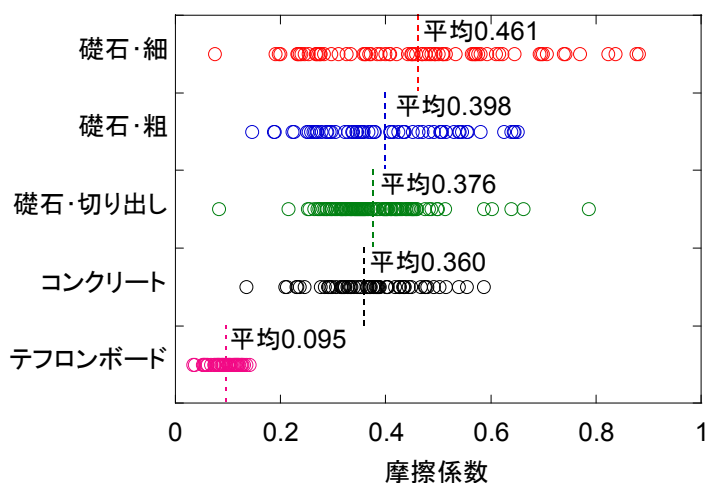


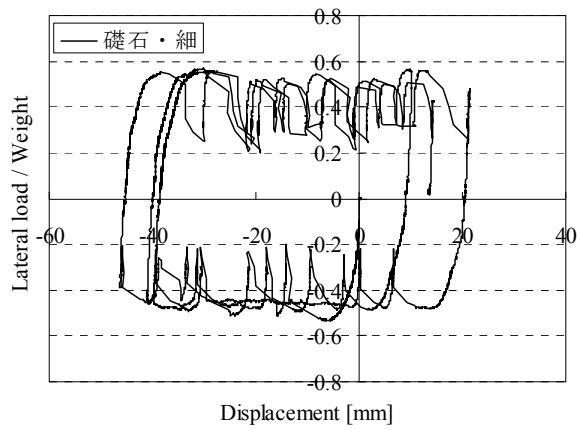
図 5 摩擦係数の分布 (全加振)

静的加力実験における摩擦係数

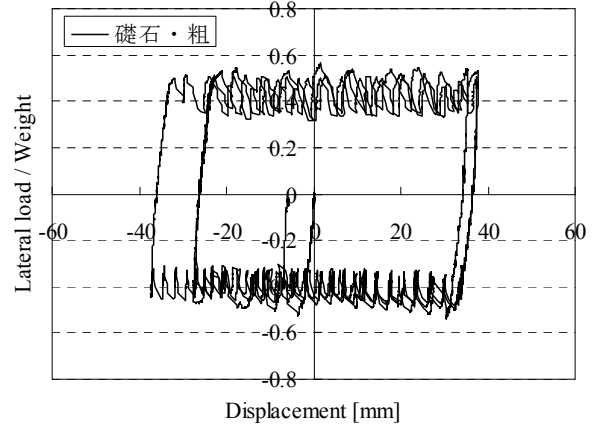
静的水平加力実験の結果を図 6 にまとめて示す。横軸は水平変位、縦軸はジャッキの水平力を試験体重量で除した値である。これらから、最大値と最小値を静止摩擦係数として読み取った結果を表 6 に示す。

表 6 静的加力実験における静止摩擦係数

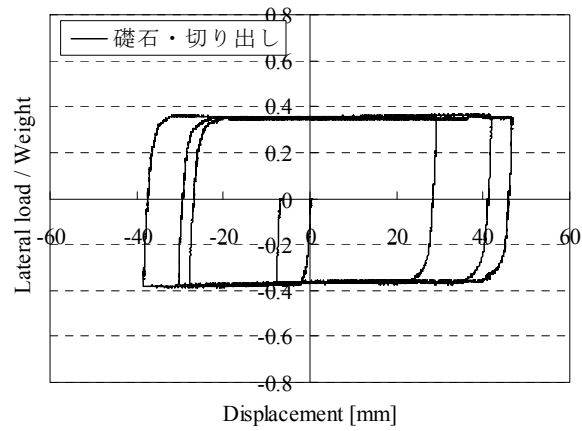
	礎石・細	礎石・粗	礎石・切り出し	コンクリート	テフロン
最大値	0.569	0.567	0.370	0.388	0.084
最小値	-0.535	-0.539	-0.389	-0.567	-0.103
平均値	0.552	0.553	0.380	0.478	0.093



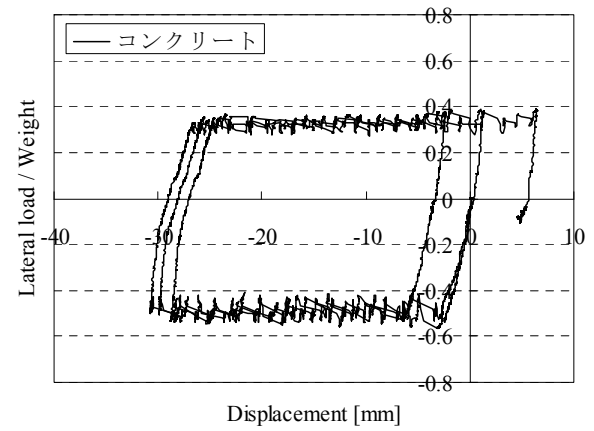
a) 礎石・細



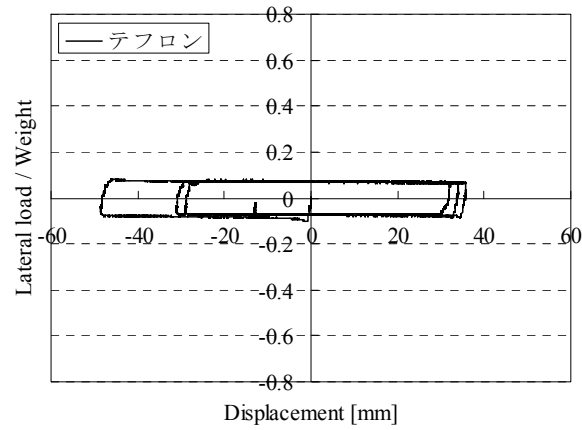
b) 礎石・粗



c) 礎石・切り出し



d) コンクリート



e) テフロンボード

図6 静的水平加力実験結果

3) まとめ

礎石（花崗岩、びしゃん仕上げ）と柱底面の滑り摩擦係数は、動の実験での平均値は0.40～0.46、静的実験での平均値は0.55であった。動的な滑り摩擦係数については、標準値として0.4とする。

3. 質点系による基礎的検討

1) はじめに

本項では、強震時における建築物上部構造の束石上の滑動現象把握を目的として、先ず、簡易なモデル・簡易な入力動における滑動の把握を行う。加えて、実地震動に対する応答解析を行い、簡易な入力動における滑動と比較する。次に伝統的構法建築物の復元力特性を考慮した質点系解析を行い、その滑動量を推定する。

2) 建築物モデルおよび各種仮定

本項で用いる建築物モデルは、図1の2質点系とし、第一層は滑り摩擦の復元力特性と基礎を示し、第二層は建物上部構造を一質点系で置き換えている。建築物上部構造では、固有周期($T=0.2\sim 1.5s$, $0.1s$ 毎)、ベースシア係数($C_0=0.2\sim 0.6$, 0.1 毎)をパラメータとした。復元力特性は、線形、完全弾塑性、Slip 型を扱う。建物上部構造と基礎部質量の比は、建物モデルにより変動する。しかし、本項では現象理解を重点に置いて問題を簡単にするため、質点質量を $100kg$ 、基礎部質量を $100kg$ と仮定した。減衰定数は 5% とした。

摩擦部は、降伏変形量 $0.02cm$ の完全弾塑性モデルで近似する。固体摩擦係数は、石・金属間で $0.3\sim 0.4$ 、木・石間で 0.4 、木・金属間で 0.2 (湿) ~ 0.6 (乾) と言われている。そこで本項では、摩擦係数 0.4 を基準に $0.3\sim 0.5$ の範囲を対象とする。

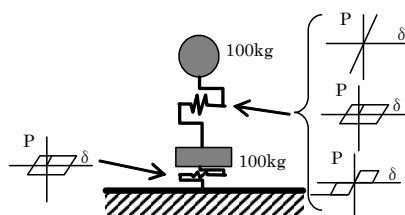


図1 解析モデル

本項で用いる入力動($\ddot{x}$)は、周期($T_g=0.2\sim 1.0s$, $0.1s$ 毎)、最大加速度($A_H=400\sim 1000gal$, $200gal$ 毎)をパラメータとした図2、式(1)のような正弦波を変化させた波形 (2周期まで線形に加速度を増加後、最大加速度一定で2周期加えた波形) とする。また、実地震動波形は、兵庫県南部地震神戸海洋気象台波NS成分およびUD成分を用いる。なお、本項で記述する基礎の滑り量は、図3で規定するように、変位応答の正負最大値の差を示す。

$$\ddot{x} = A_H \cdot Env(t) \cdot \sin(2\pi \frac{1}{T_g} t) \quad (1)$$

$$Env(t) = \begin{cases} t/(2T_g) & (0 < t < 2T_g) \\ 1 & (2T_g \leq t < 4T_g) \\ 0 & (4T_g \leq t) \end{cases}$$

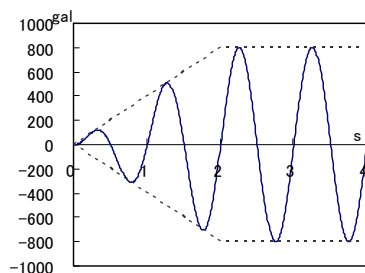


図2 入力動の例（周期1秒，最大加速度800gal）

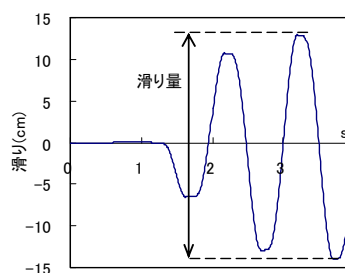


図3 滑り量の定義

3) 線形系の応答

線形系の解析結果として、先ず、図4に摩擦係数(μ)0.4時の滑り量と上部構造の固有周期(T_0)、入力周期(T_g)の関係を示す。図より、滑り量は入力加速度に比して増大すること、地震動周期が長いほど滑り量が増大すること、固有周期未満の地震動周期ではあまり滑らないこと、が分かる。

次に固有周期0.4s時の摩擦係数(μ)、入力周期(T_g)と滑り量の関係を図5に示す。図より、摩擦係数が0.4,0.5の場合には、入力加速度400gal時に構造物と共振する周期0.4sの地震動で最大滑り量が計算されていることが分かる。しかし、最大加速度の増加、もしくは、摩擦係数の減少に伴い、最大滑り量は入力地震動の周期に比して増大している。

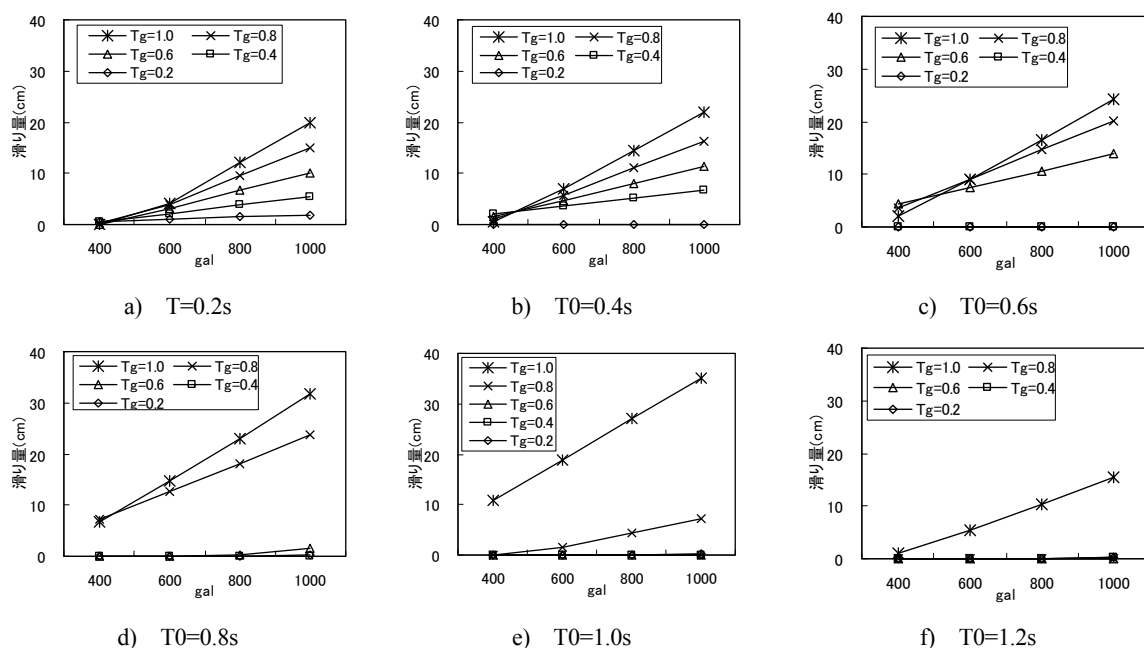


図4 滑り量と固有周期，入力周期の関係（ $\mu=0.4$ ）

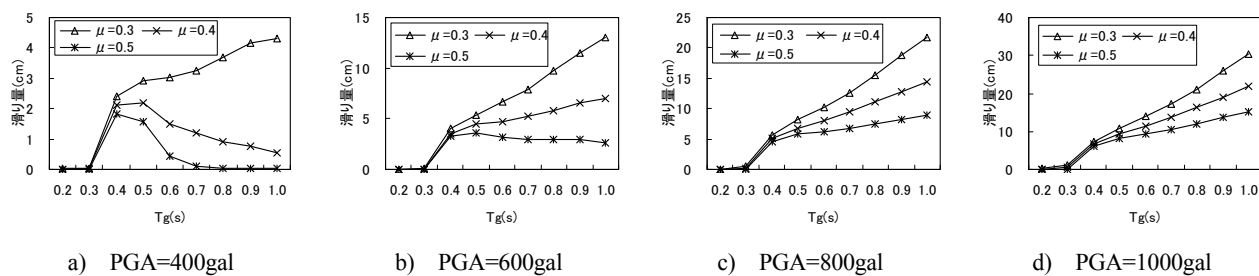


図5 滑り量と摩擦係数の関係（ $T_0=0.4$ ）

4) 弾塑性系の応答

ここでは、弾塑性系の応答を論じる。まず、入力地震動の周期を変化させた時の最大滑り量と上部構造の固有周期・ベースシア係数の関係を図 6～8 に示す。全般的に摩擦係数が大なるほど滑り量は減少する。また、固有周期が短いほど、ベースシア係数(C_o)が大なるほど、滑り量が増大し、復元力特性による差はあまり認められない。一方で、ベースシア係数(C_o)が大きく、かつ、最大加速度が 400, 600gal の場合では、上部構造の固有周期 0.7s あたりで最大滑り量となる。これは、上部構造の共振による上部構造絶対加速度の増大の影響である。

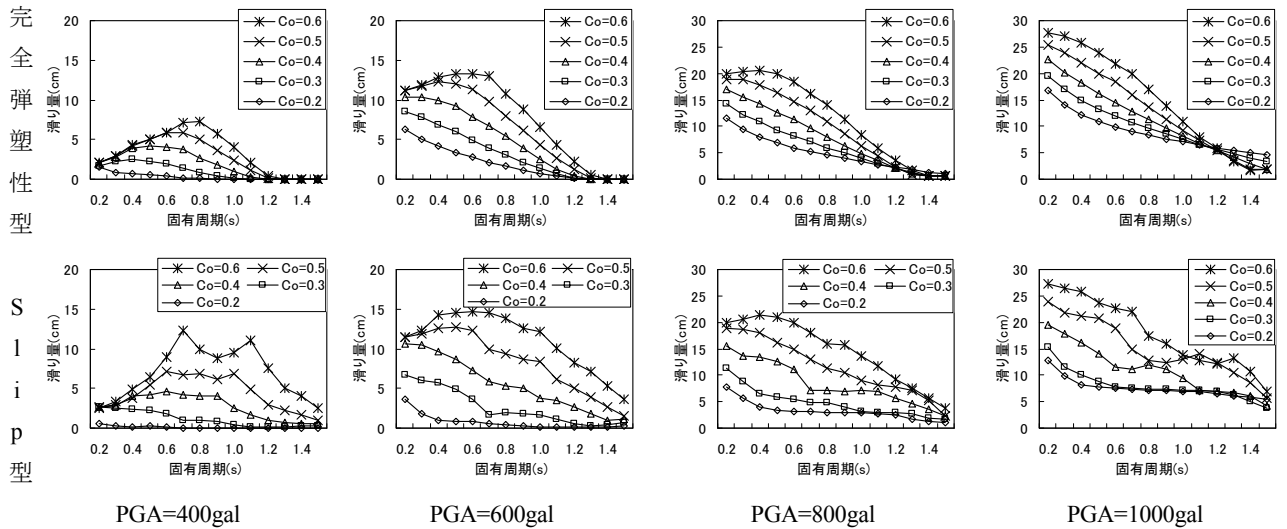


図6 滑り量と固有周期，ベースシア係数の関係 ($\mu=0.3$)

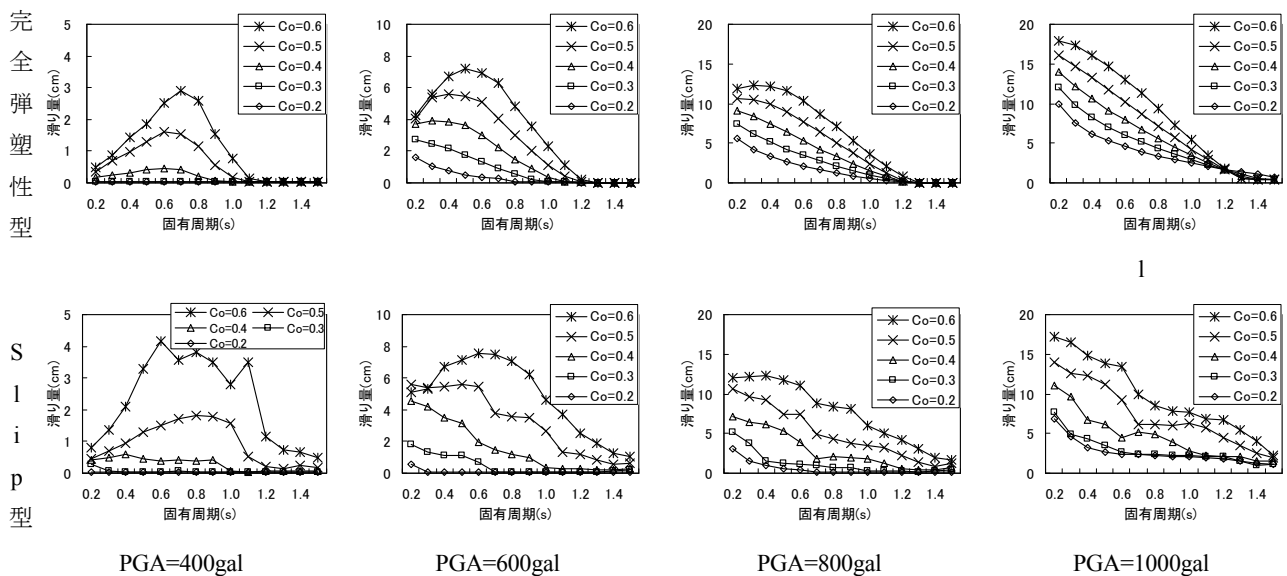
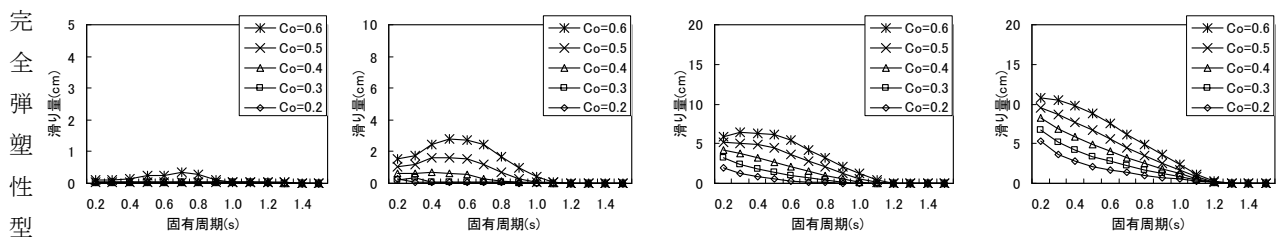


図7 滑り量と固有周期，ベースシア係数の関係 ($\mu=0.4$)



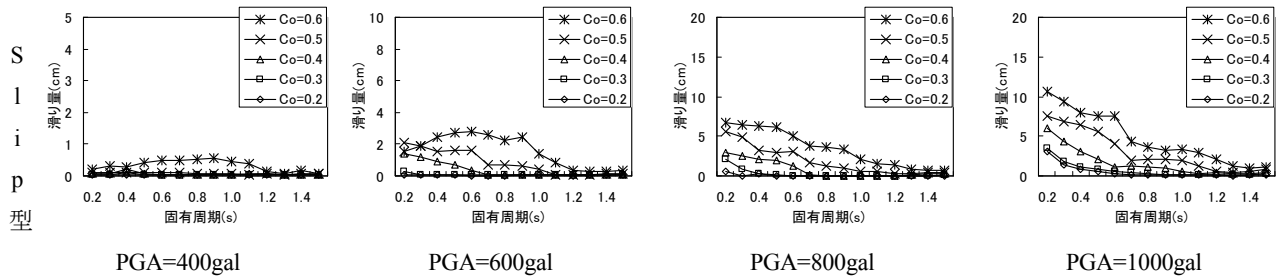


図8 滑り量と固有周期, ベースシア係数の関係 ($\mu=0.5$)

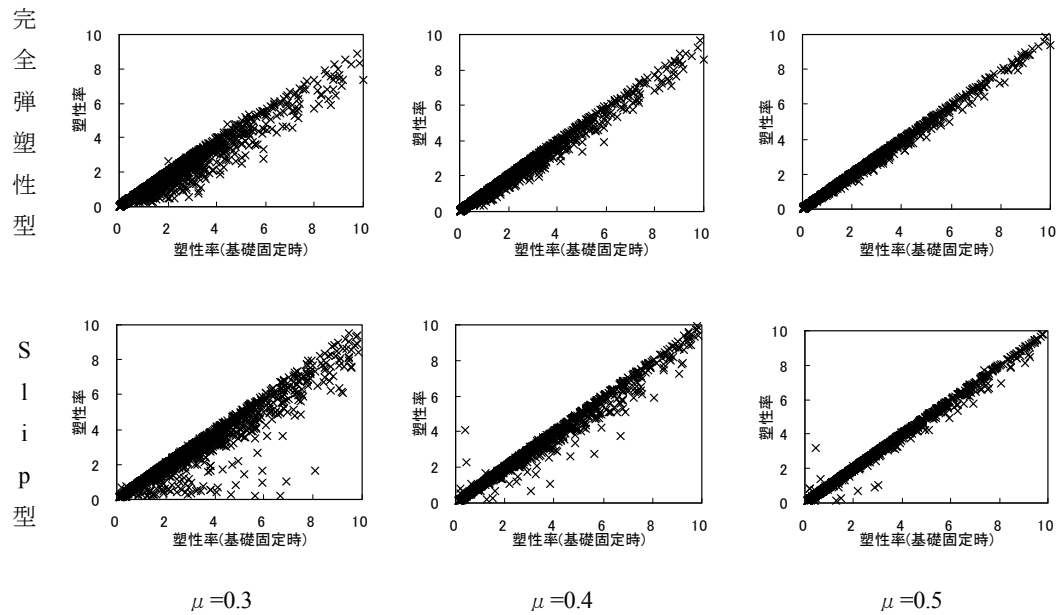


図9 基礎固定時の塑性率と塑性率の比

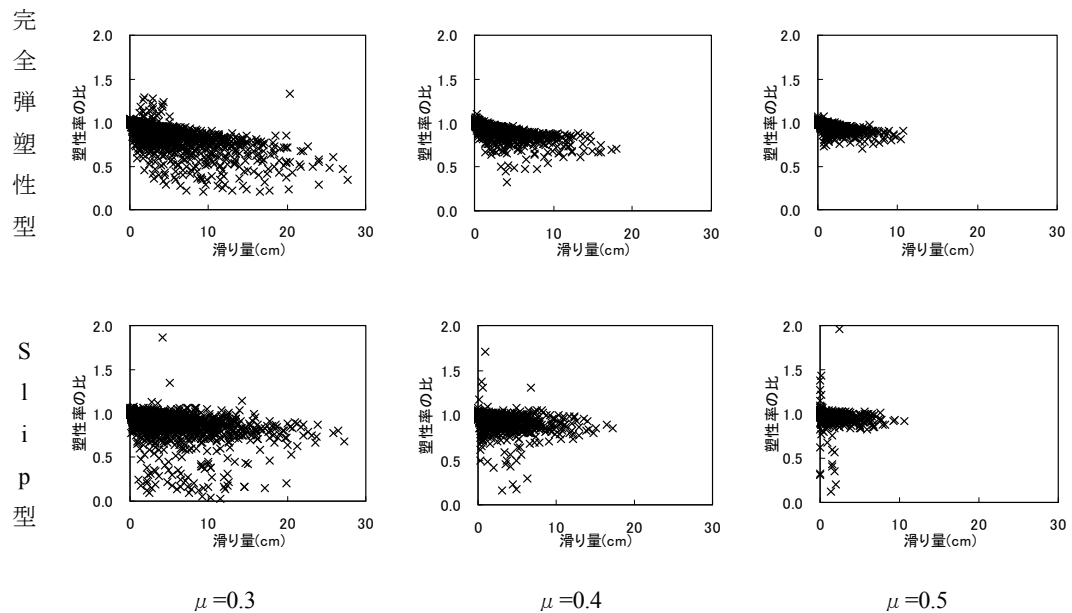


図10 滑り量と塑性率の比

基礎固定時最大塑性率に対する滑動考慮時最大塑性率を基礎固定時最大塑性率10以下の場合を図9に示す。ほとんどのケースで滑動考慮時最大塑性率は基礎固定時最大塑性率以下となる。また、

摩擦係数が小なるほど滑動考慮時最大塑性率は基礎固定時最大塑性率以下になるケースが多い。したがって、上部構造の最大変位が滑動によって増大することはないと言える。

図10に滑り量と基礎固定時最大塑性率に対する滑動考慮時最大塑性率の比を示す。この図からも、滑動による上部構造の最大変位が増大することは見受けられない。また、摩擦係数 μ が0.4以上では、滑り量は20cm以下であった。

5) 上下動の滑りへの影響

ここでは、上下動の影響について考察する。まず、巨大な地震動に相当する実地震動を用いた計算例により検討する。図11に兵庫県南部地震神戸海洋気象台波NSおよびUD成分を用いた解析結果を示す。ここで上下動の影響は、摩擦力を表す完全弾塑性モデルの降伏耐力の変化として考慮した。また、上部構造は固有周期0.2s、ベースシア係数0.6、摩擦係数0.4としている。

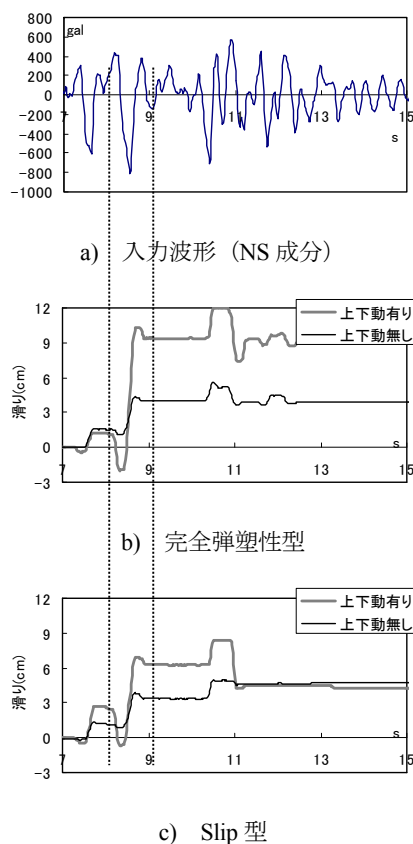


図 11 兵庫県南部地震神戸海洋気象台波に対する滑動

次に正弦波による滑り量と地震動による滑り量を比較する。入力正弦波の周期は、先の地震動（水平成分）の8～9秒間卓越周期0.6sを用いた。周期0.6秒の正弦波に対する応答を図13に示す。滑り量は復元力特性に寄らず摩擦係数(μ)0.4の場合で7cm程度、（図12の上下動の最大値300gal分を考慮した）摩擦係数(μ)0.28の場合で10cm弱程度である。摩擦係数(μ)0.4の場合の滑り量の50%は、図11の上下動の無い場合の8～9秒間滑り量にほぼ等しい。しかし、摩擦係数(μ)0.28の場合の滑り量の50%は、図11の上下動の有る場合の8～9秒間滑り量より小さく、上下動の正しい評価が必要であることが分かる。

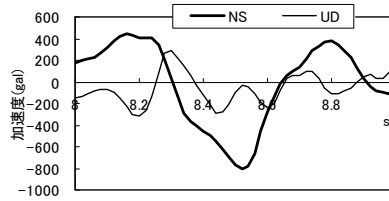


図12 海洋気象台波 NS 成分と UD 成分（8～9 秒間）

図13に、上下動の影響と復元力特性による相違によって滑り量の増大に影響を示す。上下動の影響によって滑り量の増大は、上部構造の復元力特性に関わらず発生する。これは、図12に示す8～9秒間の海洋気象台波NS成分およびUD成分波形から分かるように、NS成分最大加速度時に300gal程度の下方向加速度が働き、見かけ上の摩擦力が減少したためである。復元力特性による相違は、水平動のみ考慮した場合はほとんど見られないが、水平・上下2成分の加振により完全弾塑性型モデルはSlip型モデルの1.5倍の滑り量が発生した。

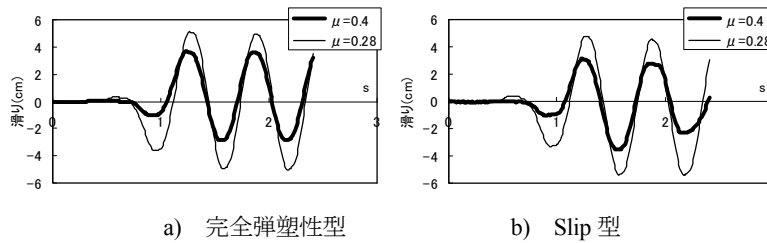
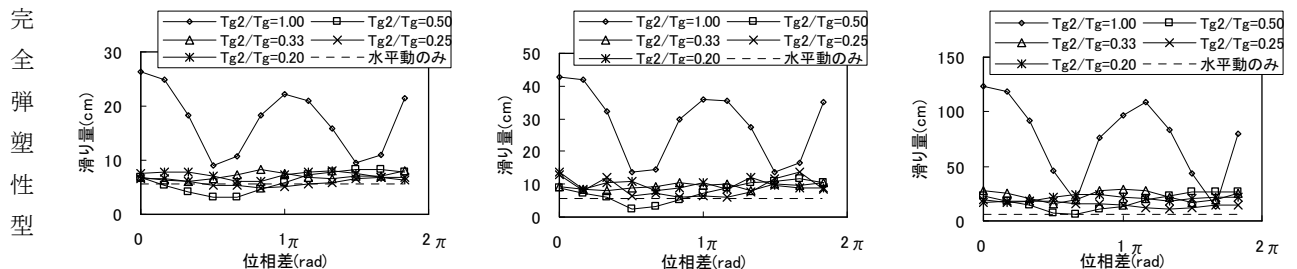


図13 周期0.6 s, 最大地動加速度806galに対する滑動

次に上下動の影響を定性的に検討するため、上下動の最大加速度、位相差を考慮した応答解析を行った。上下動（ $\ddot{z}$ ）は、上下動の最大加速度（ A_v ）、周期（ T_v ）水平動との位相差（ ϕ ）を用いて、式(2)のように定義した。

$$\ddot{z} = A_v \cdot \text{Env}(t) \cdot \sin\left(2\pi \frac{1}{T_v} t - \phi\right) \quad (2)$$

結果を図14に示す。図中、横軸は水平動に対する上下動の位相差、縦軸は滑り量を示す。上下動の振動数は、水平動の振動数(1.0Hz)の1,2,3,4,5倍とした。図より、上下動が加わることで、水平動より滑動が大きくなること、上下動の周期、位相が水平動と同調することにより大きく滑動が生じること、水平動に対する上下動の最大加速度比の増大に伴い滑動が飛躍的に増加すること、が分かる。



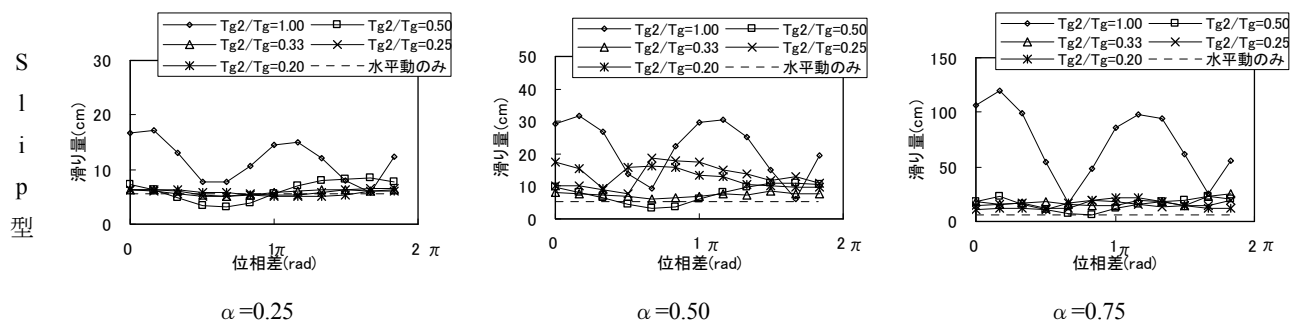


図 14 上下動の影響： α =上下動最大加速度/水平動最大加速度
(固有周期0.4s, ベースシア係数0.5, 摩擦係数0.4, 入力水平動の周期 $T_g=1.0$ s, T_{g2} :上下動の周期)

以上の結果より、上下動の水平動に対する最大加速度比、位相差、周期比が、滑り量に重要なパラメータと判明した。しかし、実地震動におけるこれらのパラメータの値は未だ推測すらできず、今後の研究が必要である。一方、実用上は、滑り量の片振幅の最大値を設定できれば良い。そこで主要な観測地震動を用いて、最大滑り量を計算した。使用した地震動は、兵庫県南部地震神戸海洋気象台波 (kobe_ew,kobe_ns)、兵庫県南部地震鷹取波(tak000.a,tak090a)、ノースリッジ波(syl090.a,syl360.a)、台湾集集地震石岡波(TCU068-N,TCU068-W)であり、それぞれ南北動+上下動、東西動+上下動で計算を行った。ベースシア係数0.5，摩擦係数0.4，の場合を図15に示す。結果として、特定地震の特定方向（兵庫県南部地震神戸海洋気象台波のNS成分，台湾集集地震石岡波EW成分）が卓越した滑り量を与えることが分かる。最大滑り量は11cm程度であった。

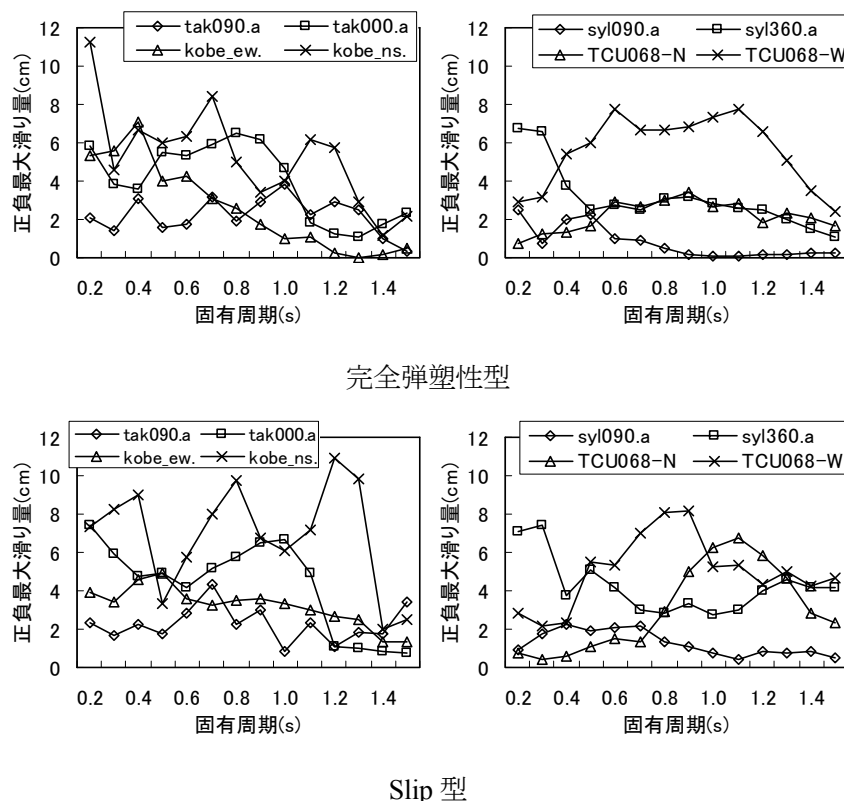


図 15 観測地震動による最大滑動片振幅（ベースシア係数 0.5，摩擦係数 0.4）

そこで、兵庫県南部地震神戸海洋気象台波NS成分および台湾集集地震石岡波EW成分に対する最大滑動片振幅を図16,17に示す。図より、建物固有周期、復元力特性の影響が強いといえるが、巨

大な地震動に対して、摩擦係数0.3でベースシア係数0.5以上の場合には最大滑動片振幅が30cm強となる。摩擦係数0.4でベースシア係数0.6以上の場合には最大滑動片振幅が20cm強であるが、ベースシア係数0.5以下の場合には、最大滑動片振幅が15cm以下に収まる。

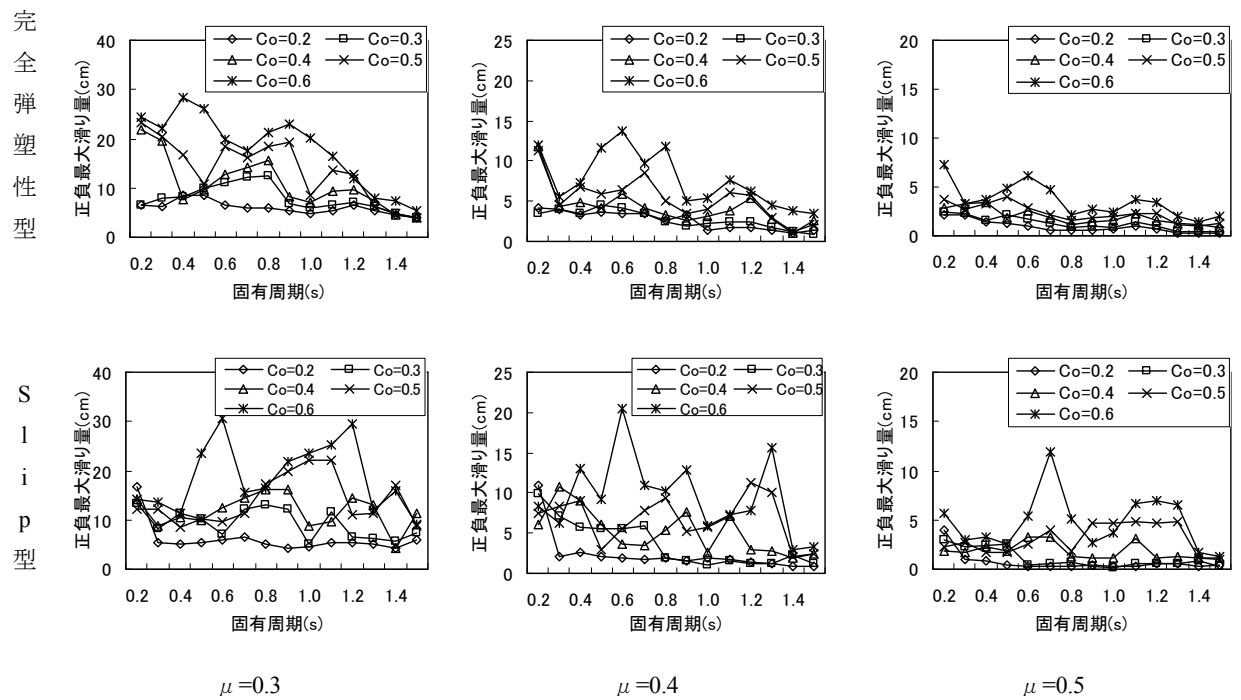


図16 最大滑動片振幅（海洋気象台波NS成分とUD成分）

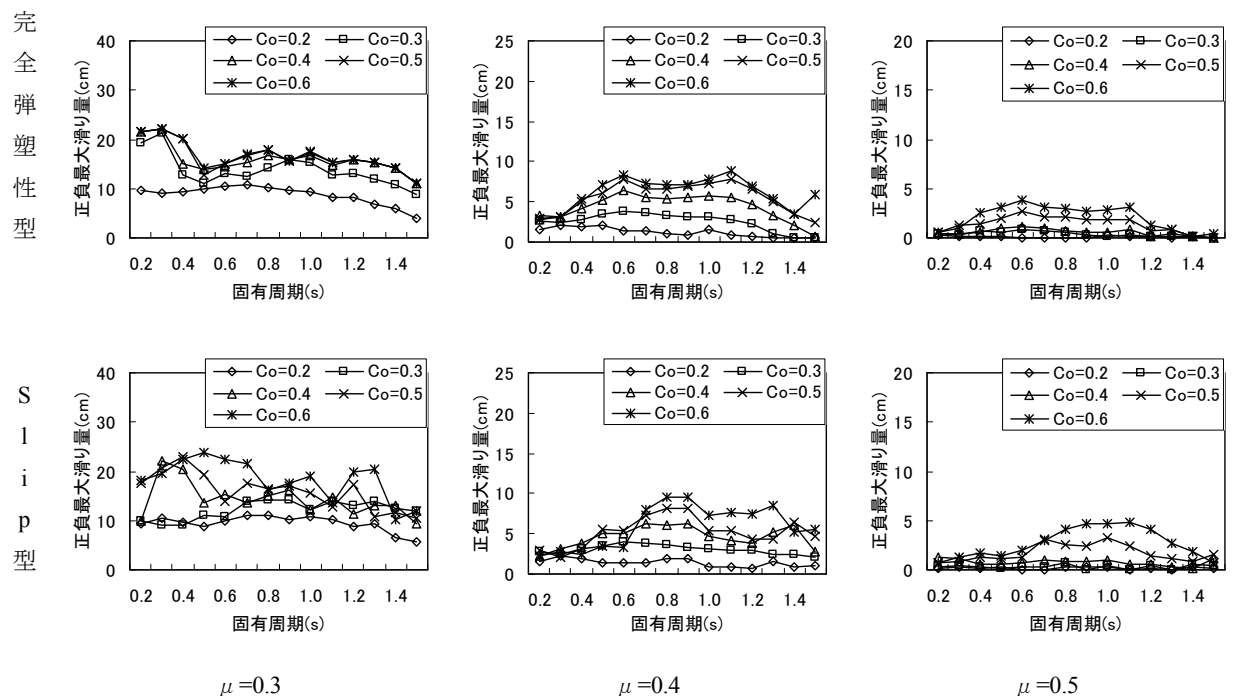


図17 最大滑動片振幅（台湾集集地震石岡波 EW 成分と UD 成分）

6) 伝統的構法建築物における滑動量予測

ここでは、伝統的構法建築物の最大滑動量を推定する。解析モデルは、質点系とし、単位面積当たりの重量は 1F 床で 1.4kN/m^2 、2F 床で 2.2kN/m^2 、屋根 $=1.9\text{kN/m}^2$ とした。床面積は、1F $=79\text{m}^2$ 、2F $=79\text{m}^2$ とした。復元力モデルは図 18 の Tri-Linear 型とし、第 2 勾配/第 1 勾配 $=0.5$ 、第 3 勾配/第 1 勾配 $=0.0$ (1P 土塗り壁相当)、 -0.2 (2P 土塗り壁相当) とした。なお 2P 土塗り壁相当の復元力を仮定した時、 $1/30\text{rad}$ 時耐力を C_b として $1/10\text{rad}$ 時の耐力は $0.36C_b$ となる。

パラメータとして 1 階のベースシア C_b を $0.30 - 0.60 @ 0.05$ (at 2nd yield angle $=1/30 \text{ rad}$)、2 階層せん断力係数とベースシアの比 (C_2/C_b) を $1.0, 1.5, 2.0$ 、摩擦係数 (μ) は、 $0.30 - 0.50 @ 0.05$ 、 2.0 (固定) とした。

入力地震動は、現行耐震基準に照らし合わせて、滑動が大であると予測される 3 種地盤を想定し、図 19 の告示スペクトル (3 種地盤 30 波) とした。減衰は初期剛性比例 5% とした。なお、層間変位 300mm で解析を中止している。

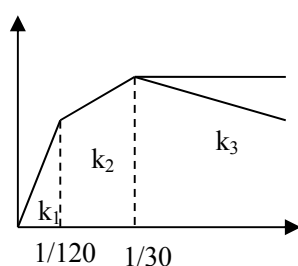


図 18 復元力特性

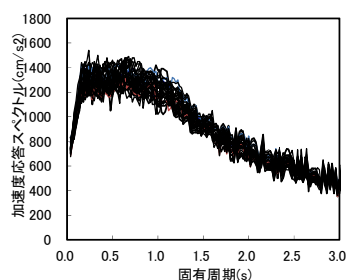


図 19 加速度応答スペクトル

解析結果を以下に説明する。まず、建築物が崩壊しない (層間変位 300mm を超えない) ベースシアの範囲を検討する。表 1, 2 に層間変位 300mm を超えない割合を示す。70% 以上を合格範囲内とすると、表より第 3 勾配が 0.0 の場合で C_b は 0.45 以上必要であることが分かる。第 3 勾配が -0.2 の場合は、柱脚固定時には、解が存在しない、すなわち層間変位 300mm を超える。

表 1 層間変位 300mm を超えない割合 ($k_2/k_1=0.5, k_3/k_1=0.0$)

a) $\mu=0.30$

C2/C b	Cb						
	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	0.00	0.00	0.20	0.73	0.97	1.00	1.00
1.25	0.03	0.30	0.83	0.97	1.00	1.00	1.00
1.50	0.33	0.73	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00
1.75	0.27	0.80	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00
2.00	0.20	0.63	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

b) $\mu=2.00$

C2/Cb	Cb						
	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	0.00	0.00	0.13	0.57	0.80	0.90	1.00
1.25	0.03	0.10	0.53	0.80	0.97	1.00	1.00
1.50	0.13	0.47	0.83	0.97	0.97	1.00	1.00
1.75	0.13	0.27	0.67	0.93	0.97	1.00	1.00
2.00	0.07	0.17	0.50	0.73	0.93	0.97	1.00

表 2 層間変位 300mm を超えない割合 ($k_2/k_1=0.5, k_3/k_1=-0.2$)

a) $\mu=0.30$

C2/Cb	Cb						
	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.13	0.43
1.25	0.00	0.00	0.00	0.07	0.40	0.87	1.00
1.50	0.00	0.00	0.07	0.77	0.97	1.00	1.00
1.75	0.00	0.00	0.10	0.70	1.00	1.00	1.00
2.00	0.00	0.00	0.03	0.63	1.00	1.00	1.00

b) $\mu=2.00$

C2/C b	Cb						
	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.07
1.25	0.00	0.00	0.00	0.03	0.17	0.40	0.53
1.50	0.00	0.00	0.03	0.13	0.20	0.53	0.90
1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.37	0.60
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.30	0.53

次に建築物が崩壊しない（層間変位 300mm を超えない）場合における最大滑動量を検討する。表 3 に、第 3 勾配が 0.0 の場合で層間変位 300mm を超えない割合 0.7 以上のケースの最大滑動量の平均と標準偏差を示す。最大滑動量は、 $C2/Cb$, Cb , 摩擦係数の影響を大きく受ける。結果として、安全側の対策として上部構造が剛（ $Cb = 0.6$ ）で $\mu = 0.3$ のケースで滑動量は、「平均＋標準偏差」として 11cm、「平均＋3×標準偏差」として最大 17cm となる。

最後に建築物が崩壊しない（層間変位 300mm を超えない）場合における最大層間変位を検討する。表 4 に第 3 勾配が 0.0 の場合で層間変位 300mm を超えない割合 0.7 以上のケースの最大層間変位の平均と標準偏差を示す。表より、固定時に比して摩擦係数 0.3 の場合の層間変位は大きく減少している。大きな摩擦係数 0.6 の場合の層間変位はほとんど減少していないことが分かる。そこで安全側を考えれば、上部構造設計時は基礎固定として設計すれば良いと考える。

表 3 最大滑動量(cm)：層間変位 300mm を超えない割合 0.7 以上のケースのみ
($k2/k1=0.5, k3/k1=0.0$) ()内は、標準偏差

a) $\mu = 0.30$

C2/Cb	Cb				
	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	-	3.54(1.99)	3.86(1.36)	4.80(1.83)	5.22(1.74)
1.25	3.73(2.00)	4.66(1.91)	5.22(2.23)	5.51(1.64)	6.83(2.53)
1.50	4.69(1.49)	5.60(1.80)	6.15(2.25)	7.04(2.55)	7.90(2.47)
1.75	5.09(1.74)	6.07(2.12)	7.42(3.18)	7.83(2.73)	8.25(2.70)
2.00	6.34(2.44)	6.48(2.09)	7.86(3.17)	7.70(2.55)	8.17(2.64)

b) $\mu = 0.35$

C2/Cb	Cb				
	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	-	2.59(0.92)	2.98(1.33)	3.41(1.23)	4.00(1.46)
1.25	2.56(1.33)	3.71(1.58)	3.95(1.54)	4.26(1.68)	4.60(1.61)
1.50	3.55(1.23)	4.54(1.45)	4.56(1.71)	5.51(2.19)	5.99(1.98)
1.75	4.17(1.30)	4.83(1.86)	5.81(2.07)	6.22(1.93)	6.55(1.93)
2.00	4.46(1.83)	5.22(1.66)	5.90(2.32)	6.52(2.28)	6.60(1.87)

c) $\mu = 0.40$

C2/Cb	Cb				
	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	-	-	2.05(0.98)	2.29(0.87)	2.92(1.28)
1.25	-	2.48(1.07)	2.81(1.04)	3.25(0.96)	3.78(1.55)
1.50	2.74(0.89)	3.38(0.98)	3.73(1.04)	4.16(1.81)	4.89(1.50)
1.75	2.87(1.02)	4.33(1.50)	4.11(1.41)	4.97(1.50)	5.17(1.62)
2.00	3.31(1.31)	4.30(1.54)	4.42(1.47)	5.01(1.61)	5.53(1.80)

d) $\mu = 0.45$

C2/Cb	Cb				
	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	-	-	1.36(0.59)	1.60(0.65)	2.33(0.99)
1.25	-	1.89(0.65)	2.10(0.95)	2.38(0.84)	2.93(1.12)
1.50	1.82(0.86)	2.41(0.69)	2.87(0.88)	3.45(1.56)	3.81(1.48)
1.75	2.36(0.79)	2.84(1.00)	3.27(1.11)	3.79(1.56)	4.18(1.33)
2.00	2.37(1.01)	3.21(1.26)	3.32(1.21)	4.00(1.24)	4.24(1.38)

e) $\mu=0.50$

C2/Cb	Cb				
	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
1.00	-	-	0.80(0.29)	1.14(0.49)	1.42(0.60)
1.25	0.74(0.26)	1.19(0.40)	1.41(0.58)	1.58(0.63)	2.20(1.02)
1.50	1.27(0.51)	1.80(0.65)	2.38(0.95)	2.83(1.27)	2.94(1.10)
1.75	-	1.99(0.60)	2.72(1.04)	3.16(1.16)	3.51(1.17)
2.00	-	2.30(0.78)	2.79(1.07)	3.20(1.15)	3.54(1.12)

表4 最大層間変位(cm) : 層間変位 300mm を超えない割合 0.7 以上のケースのみ
($k_2/k_1=0.5, k_3/k_1=0.0$)a) $\mu=0.30$

C2/Cb	Cb					
	0.40		0.45		0.50	
	1F	2F	1F	2F	1F	2F
1.00	-	-	6.73(0.72)	25.39(2.38)	6.30(0.60)	23.41(3.05)
1.25	7.90(0.62)	24.50(2.62)	7.71(0.91)	21.36(2.46)	6.75(0.66)	17.75(2.66)
1.50	11.62(4.81)	20.86(4.25)	9.11(2.55)	16.25(2.81)	8.14(0.83)	11.98(2.98)
1.75	18.61(4.05)	11.12(3.68)	12.92(3.46)	8.65(1.55)	8.99(0.88)	7.45(1.60)
2.00	19.95(3.84)	8.04(0.75)	13.09(3.23)	6.65(0.86)	9.13(1.09)	5.59(1.60)

b) $\mu=0.60$

C2/Cb	Cb					
	0.40		0.45		0.50	
	1F	2F	1F	2F	1F	2F
1.00	-	-	-	-	6.96(0.65)	25.43(2.15)
1.25	-	-	8.45(0.70)	24.66(2.92)	7.95(0.97)	22.17(3.52)
1.50	18.99(6.64)	22.64(4.93)	16.83(5.63)	19.27(4.80)	16.20(5.08)	16.13(4.51)
1.75	23.50(3.21)	13.49(5.01)	22.29(3.66)	11.40(2.77)	18.86(4.06)	9.97(1.58)
2.00	25.90(2.16)	9.05(0.81)	23.08(3.13)	8.61(0.73)	19.61(3.73)	8.11(0.87)

c) $\mu=2.00$

C2/Cb	Cb					
	0.40		0.45		0.50	
	1F	2F	1F	2F	1F	2F
1.00	-	-	-	-	7.13(0.82)	25.58(2.21)
1.25	-	-	8.49(0.92)	24.37(2.39)	8.08(0.52)	22.32(2.56)
1.50	17.10(5.64)	22.41(4.72)	17.80(6.13)	20.09(4.83)	17.31(5.62)	17.51(4.79)
1.75	24.06(2.60)	12.16(3.63)	23.00(3.40)	11.69(2.87)	19.51(3.30)	11.29(3.30)
2.00	26.22(2.70)	8.88(0.75)	23.59(3.83)	8.79(0.67)	21.04(4.08)	8.58(0.72)

()内は、標準偏差

7) まとめ

ここでは、強震時において柱脚の滑動現象が建築物上部構造の挙動に及ぼす影響を把握することを目的として、質点系モデルによる地震応答解析を試みた。その結果、極めて稀に発生する地震動レベルの入力地震動に対しては、滑動が発生すること、建築物固有周期の短周期化・ベースシア係数の増加・入力地震動周期の長周期化は滑り量を増加させること、滑動により建物最大変形の増大はほとんど無いことが判明した。また、兵庫県南部地震神戸海洋気象台波を用いた解析より、地震動の上下動の影響が大きいことが示された。伝統的構法建築物における滑動量予測では、極めて稀に発生する地震動では、安全側に評価して上部構造が剛 ($C_b = 0.6$) で $\mu=0.3$ のケースで滑動量は、「平均+標準偏差」として 11cm、「平均+3×標準偏差」として最大 17cm であった。

4. 上部構造モデルと滑り応答の基礎的検討

1) 目的

ここでは、上部構造モデルの違いによる最大層間変位、正負最大すべり量への影響を検討する。

2) 建物モデル

解析モデルは、質点系とし、単位面積当たりの重量は 1F 床で 1.4kN/m^2 、2F 床で 2.2kN/m^2 、屋根 $=1.9\text{kN/m}^2$ とした。床面積は、1F $=79\text{m}^2$ 、2F $=79\text{m}^2$ とした。復元力モデルは図 1 の Tri-Linear 型とし、第 2 勾配/第 1 勾配 $=0.5$ 、第 3 勾配/第 1 勾配 $=0.0$ (1P 土塗り壁相当)、 -0.2 (2P 土塗り壁相当) とした。なお 2P 土塗り壁相当の復元力を仮定した時、 $1/30\text{rad}$ 時耐力を CB として $1/10\text{rad}$ 時の耐力は 0.36CB となる。

パラメータとして 1 階のベースシア CB を $0.30 - 0.60 @ 0.15$ (at 2nd yield angle $=1/30\text{ rad}$)、2 階層せん断力係数とベースシアの比 ($C2/\text{CB}$) を 1.0, 1.5, 2.0、摩擦係数 (μ) は、0.30, 0.4, 2.0 (固定) とした。

入力地震動は、現行耐震基準に照らし合わせて、滑動が大であると予測される 1, 2, 3 種地盤と 2, 3 種地盤の中間の 2.5 種地盤を想定し、図 2 の告示スペクトル (4 種類の地盤で各 30 波) とした。減衰は初期剛性比例 5% とした。なお、層間変位 300mm で解析を中止している。

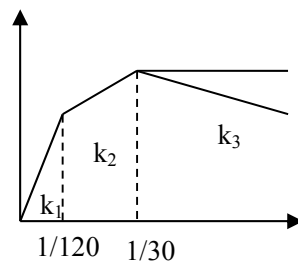


図 1 復元力特性

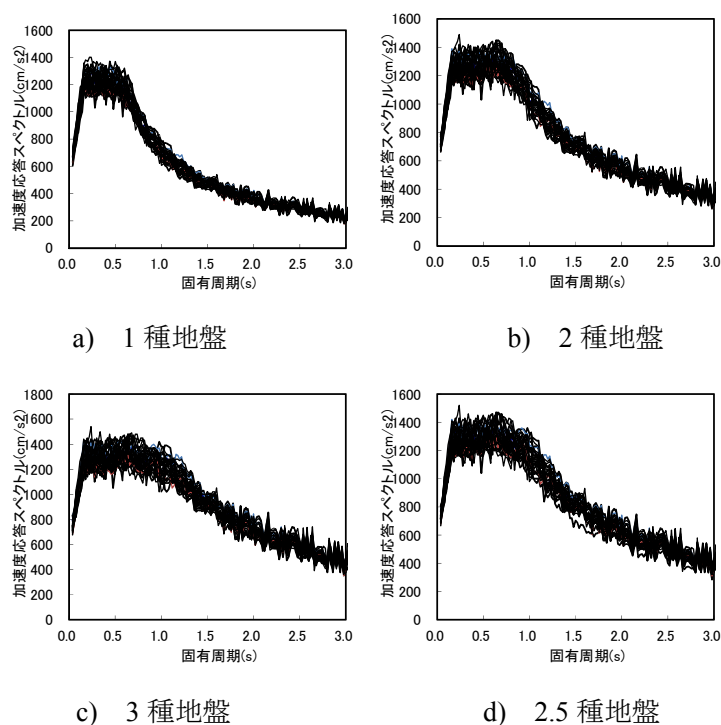


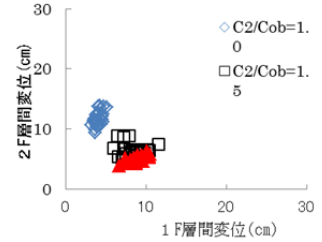
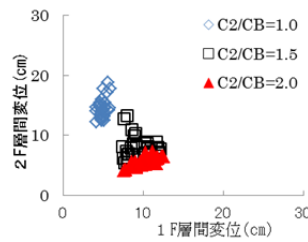
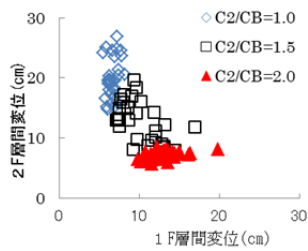
図 2 加速度応答スペクトル

3) 告示スペクトルに対する応答

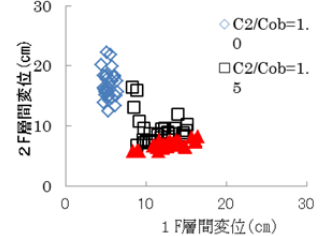
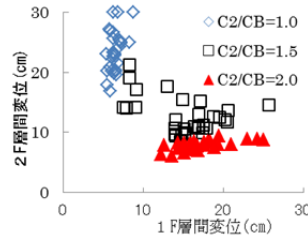
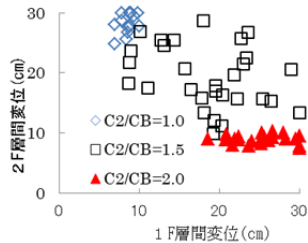
a) 最大滑動応答および最大変位応答

・ $k_3/k_1 : 0.0(1P \text{ 相当})$

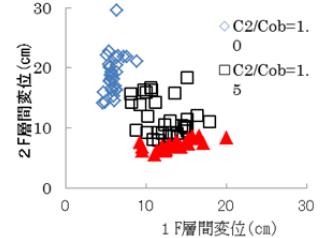
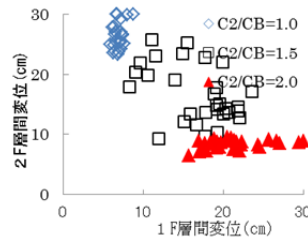
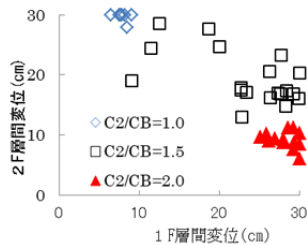
図3に基礎固定時の1階最大層間変位と2階最大層間変位を示す。図中 $C2/CB=1.0, 1.5, 2.0$ が混在しているが、 $CB=0.45$ でも2種地盤相当地震動で層間変位が30cm以上になるケースが生じている。



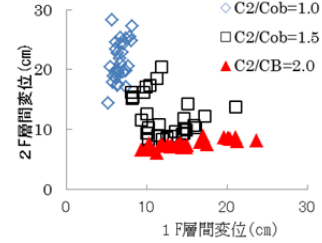
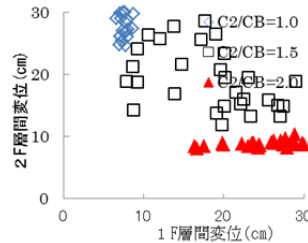
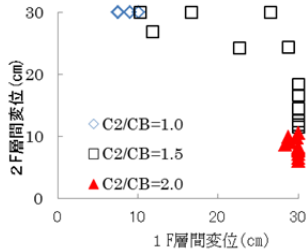
1 種地盤



2 種地盤



2.5 種地盤



3 種地盤

$CB=0.30$

$CB=0.45$

$CB=0.60$

図3 基礎固定 ($\mu=2.0$) 時の最大変位応答

図 4.5 に、柱脚非固定時の摩擦係数 $\mu=0.3, 0.4$ 時の 1 階最大層間変位と最大滑動量を示す。図より、摩擦係数 $\mu=0.3$ で 15cm 程度、 $\mu=0.4$ で 10cm 程度の最大滑動量が計算されている。

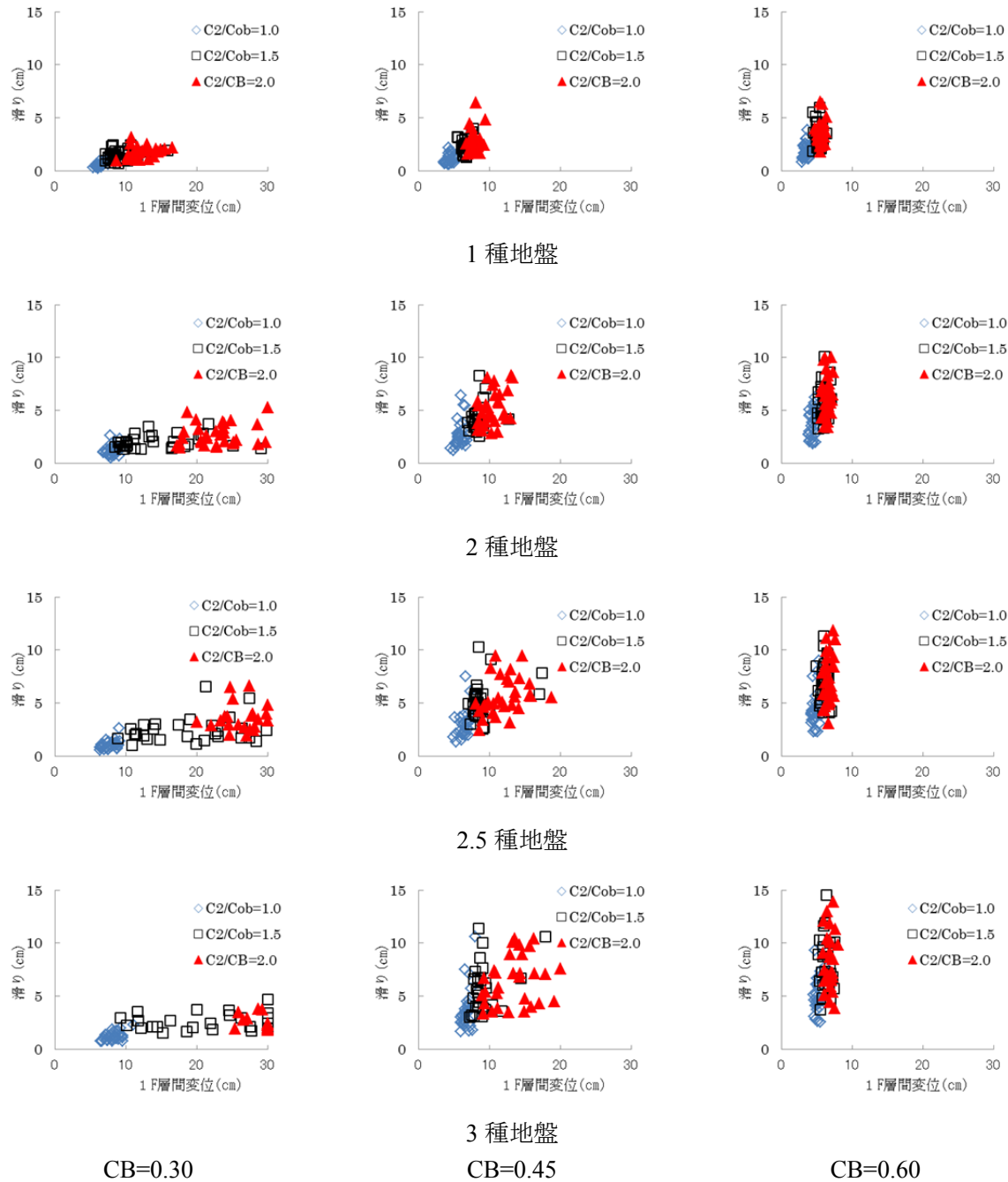
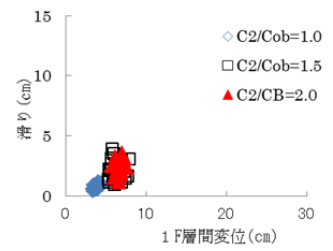
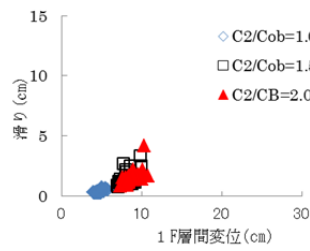
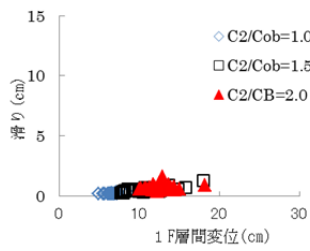
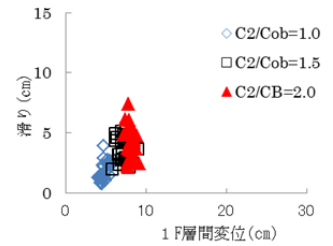
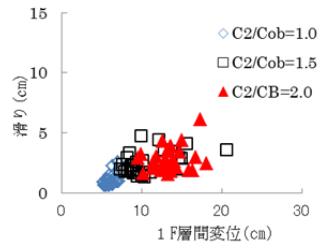
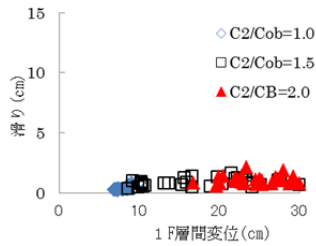


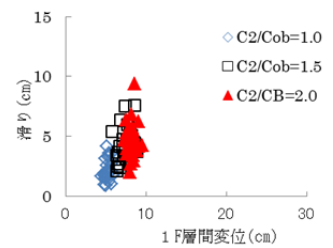
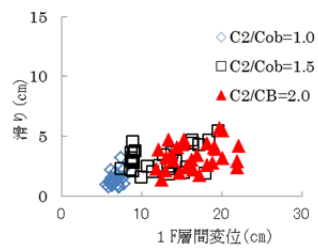
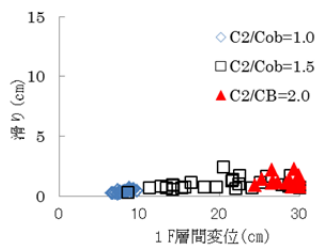
図 4 $\mu=0.3$ 時の最大滑動応答と 1 階最大層間変位



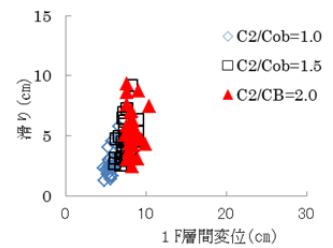
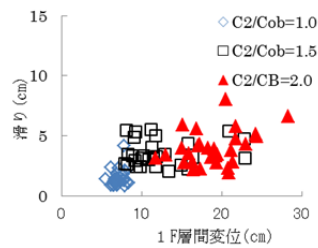
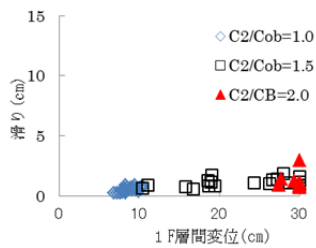
1 種地盤



2 種地盤



2.5 種地盤



3 種地盤

CB=0.30

CB=0.45

CB=0.60

図 5 $\mu=0.4$ 時の最大滑動応答と 1 階最大層間変位

なお、基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関は図 6～9 のようになる。1 階が先行降伏するケースのみに限れば、基礎固定時の最大層間変位は摩擦係数 0.3 時における最大層間変位以上である。

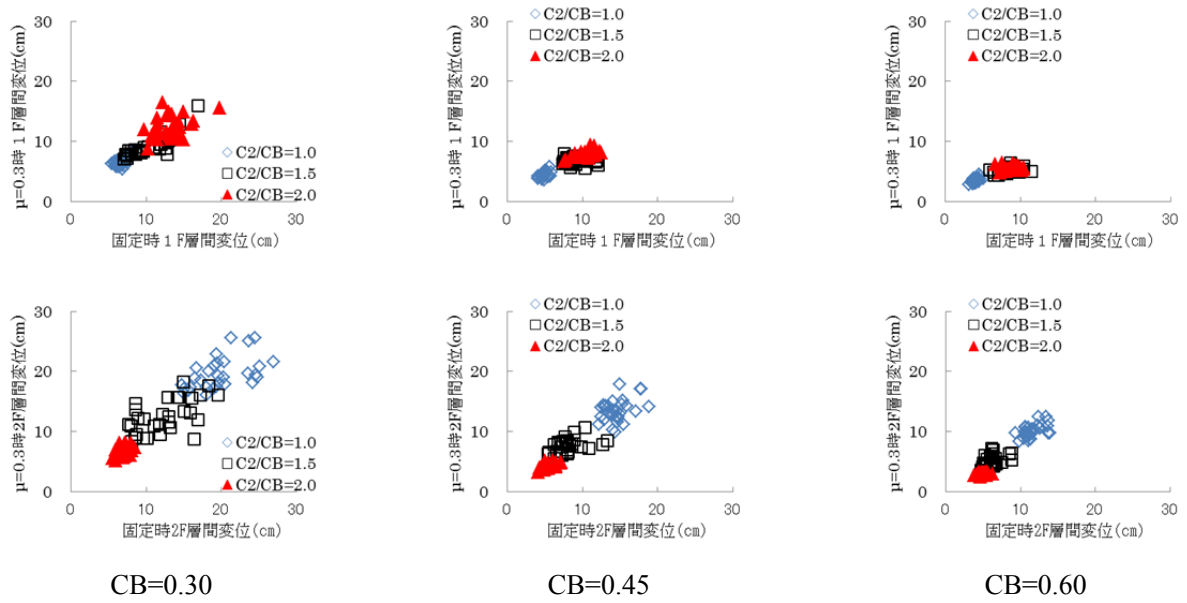


図6 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関（1 種地盤）

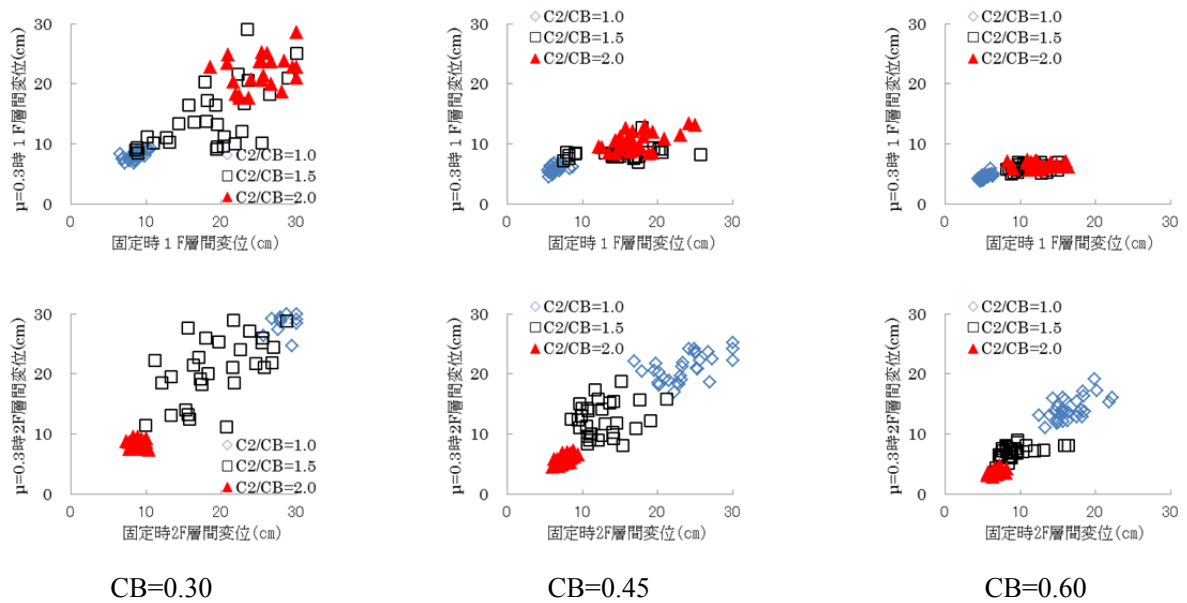


図7 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関（2 種地盤）

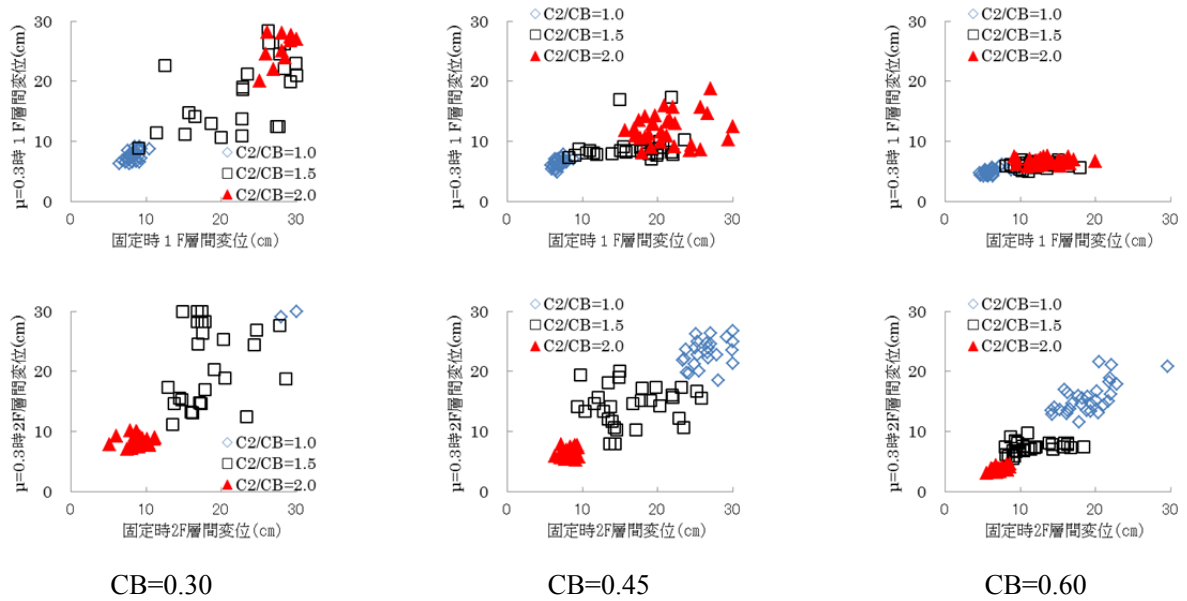


図 8 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (2.5 種地盤)

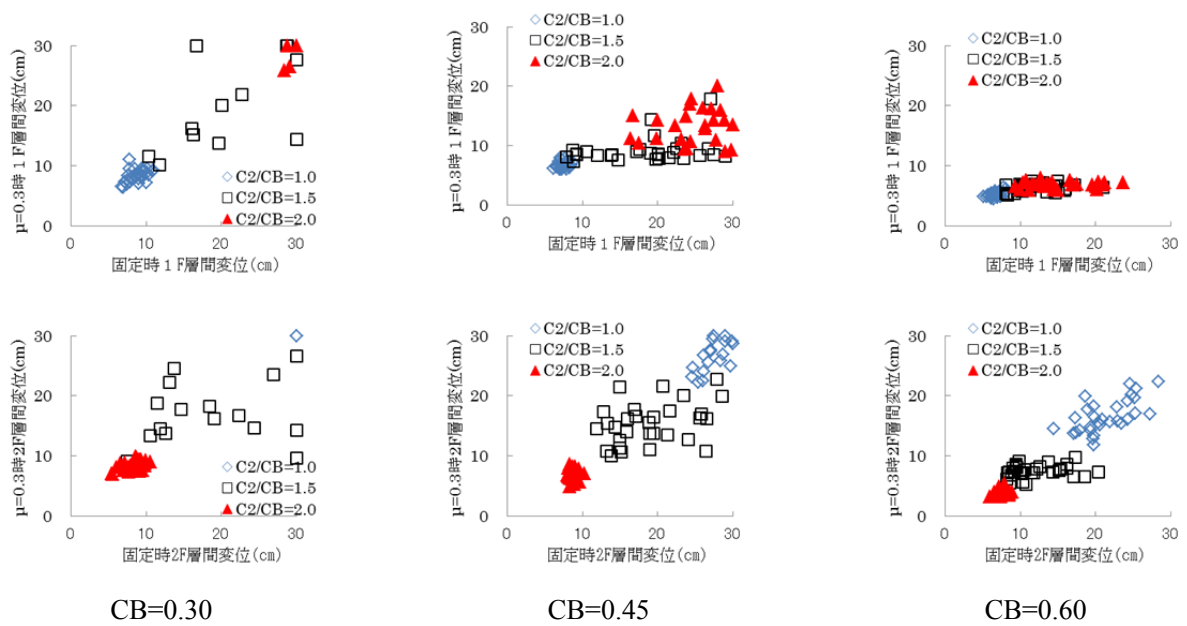


図 9 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (3 種地盤)

・ k_3/k_1 : -0.2 (2P 相当)

図 10 に基礎固定時の 1 階最大層間変位と 2 階最大層間変位を示す。図中 $C_2/CB=1.0, 1.5, 2.0$ が混在しているが、 $CB=0.45$ でも 2 種地盤相当地震動で層間変位が 30cm 以上になるケースが生じている。

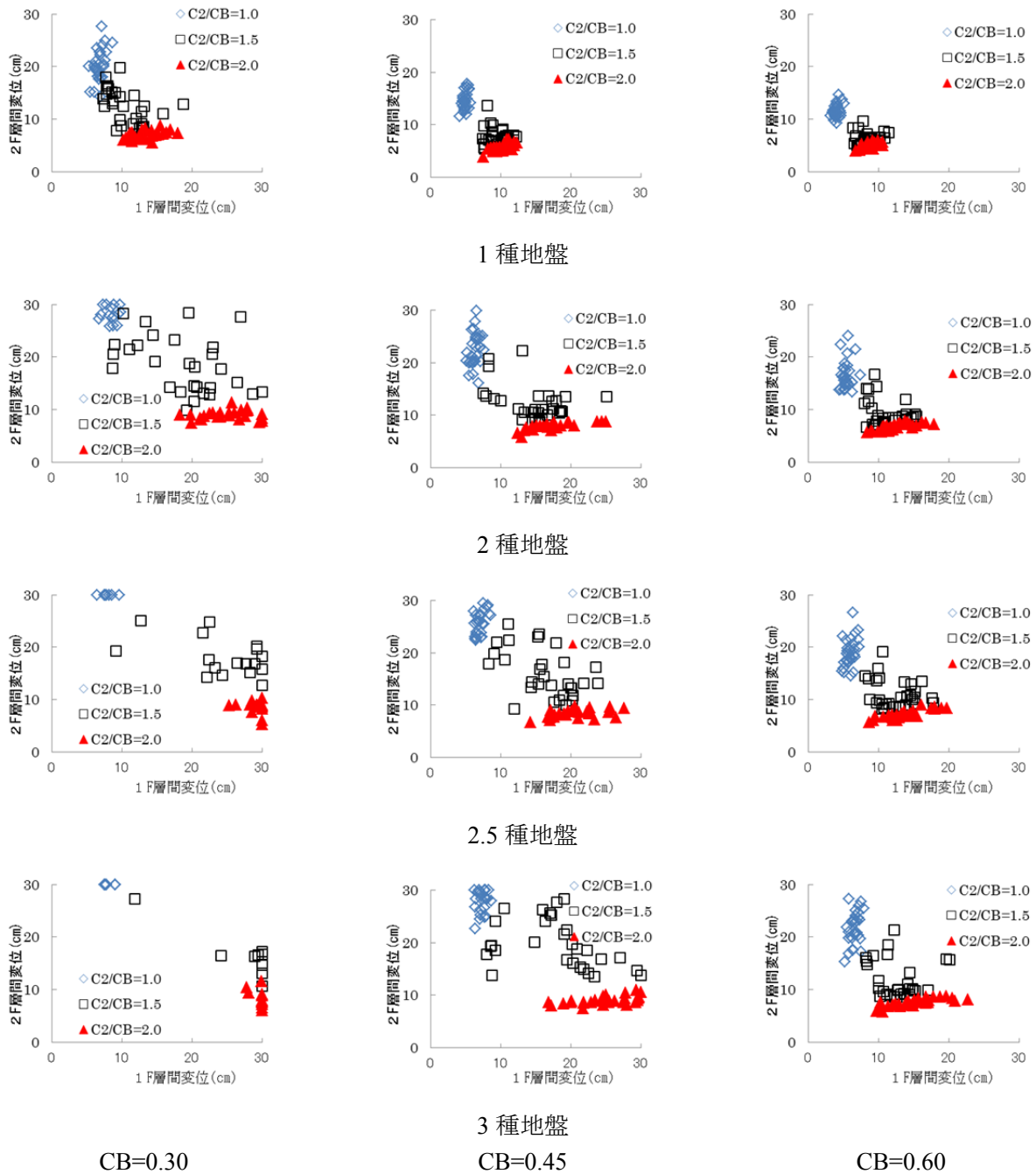
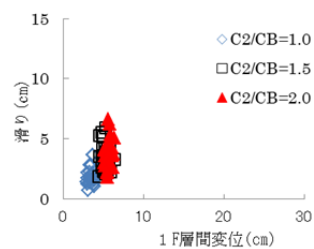
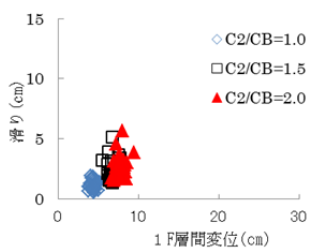
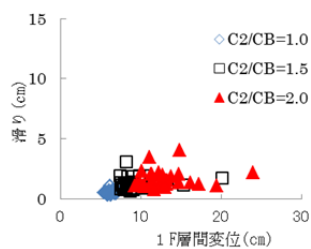
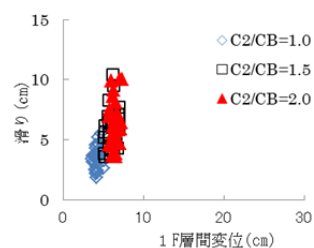
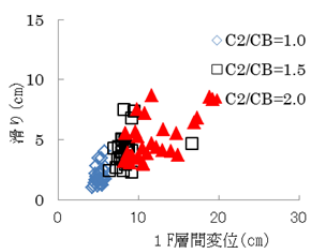
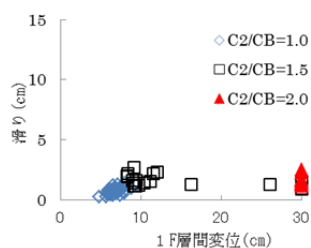


図 10 基礎固定 ($\mu=2.0$) 時の最大変位応答

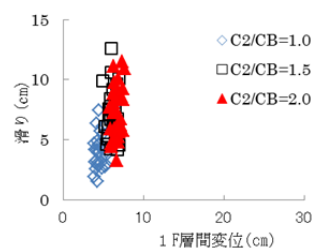
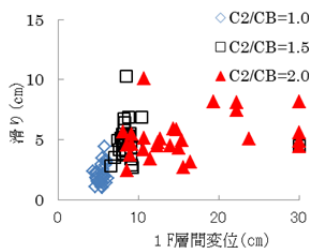
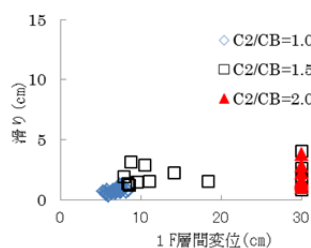
図 11,12 に摩擦係数 $\mu=0.3, 0.4$ 時の 1 階最大層間変位と最大滑動量を示す。図より、地盤種別により最大滑動量は異なるが、最も大きな滑動量となる 3 種地盤でも、最大滑動量は、摩擦係数 $\mu=0.3$ で 15cm 程度、 $\mu=0.4$ で 10cm 程度となる。



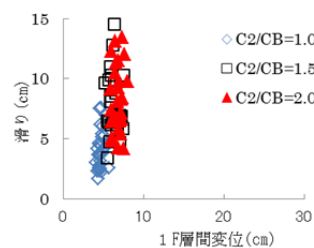
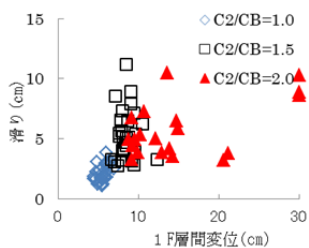
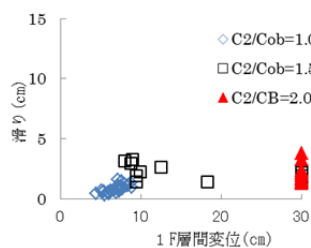
1 種地盤



2 種地盤



2.5 種地盤



3 種地盤

CB=0.30

CB=0.45

CB=0.60

図 11 $\mu=0.3$ 時の最大滑動応答と 1 階最大層間変位

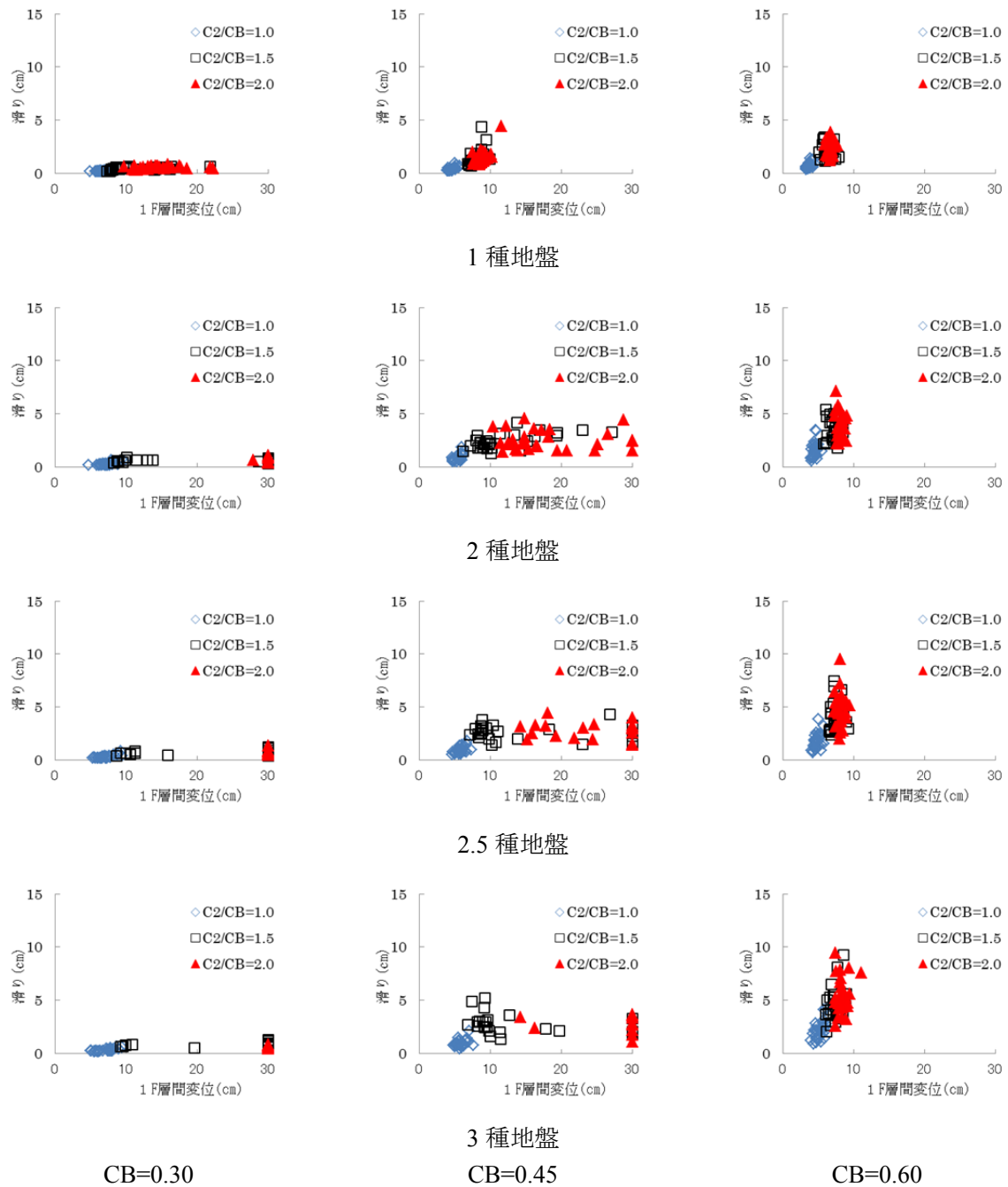


図 12 $\mu=0.4$ 時の最大滑動応答と 1 階最大層間変位

なお、基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関は図 13～16 のようになる。1 階が先行降伏するケースのみに限れば、基礎固定時の最大層間変位はほぼ摩擦係数 0.3 時における最大層間変位以上である。

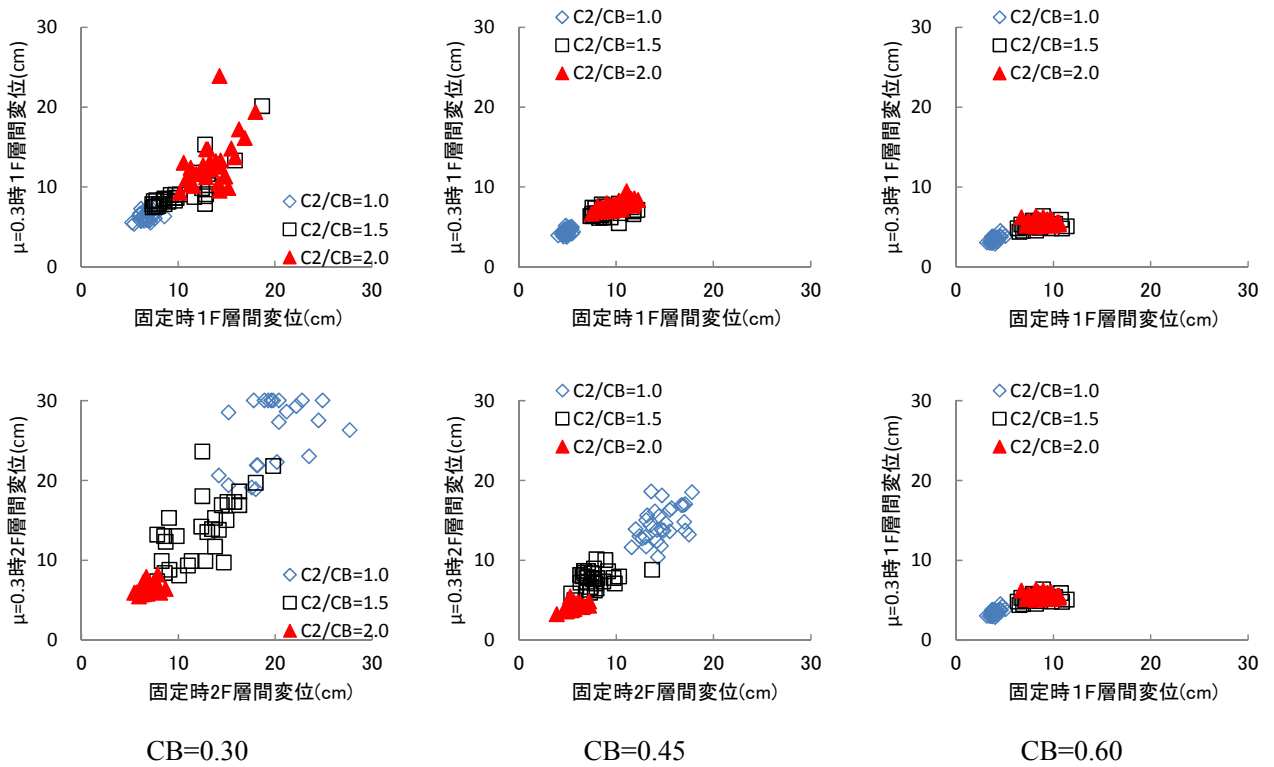


図 13 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (1 種地盤)

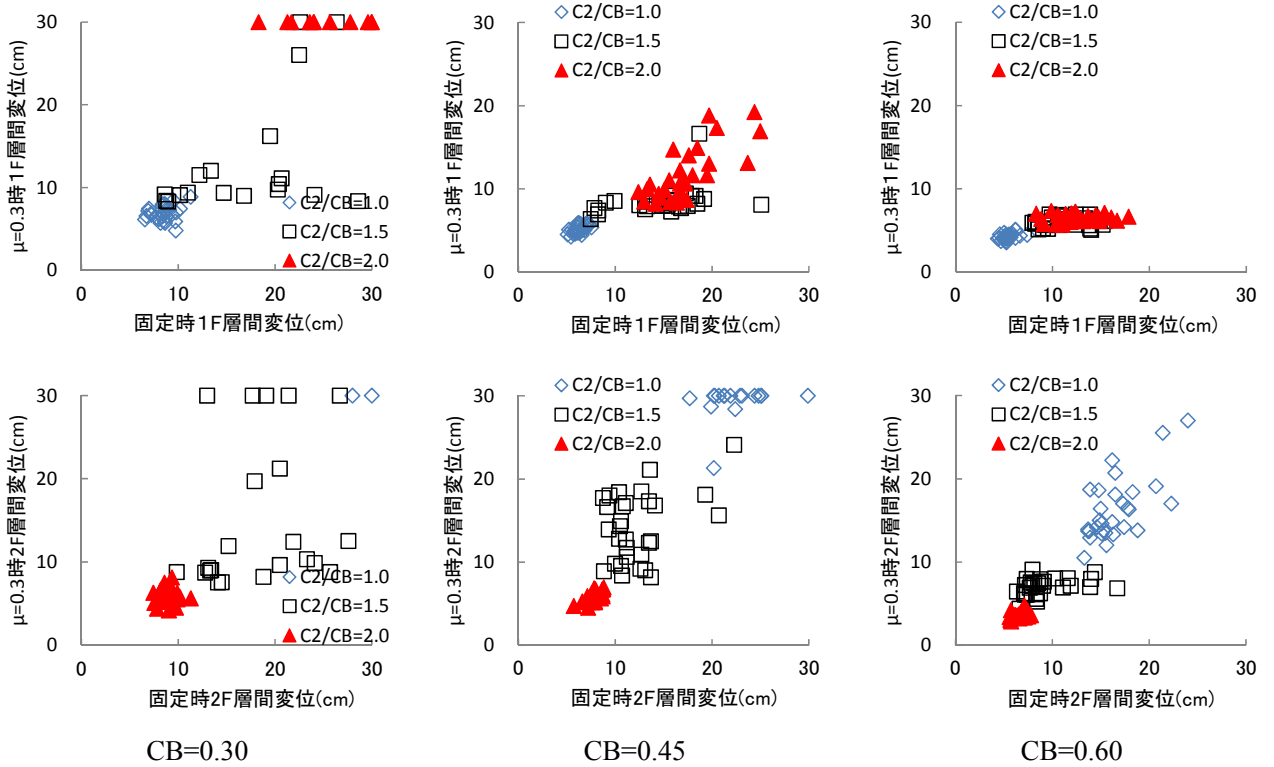


図 14 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (2 種地盤)

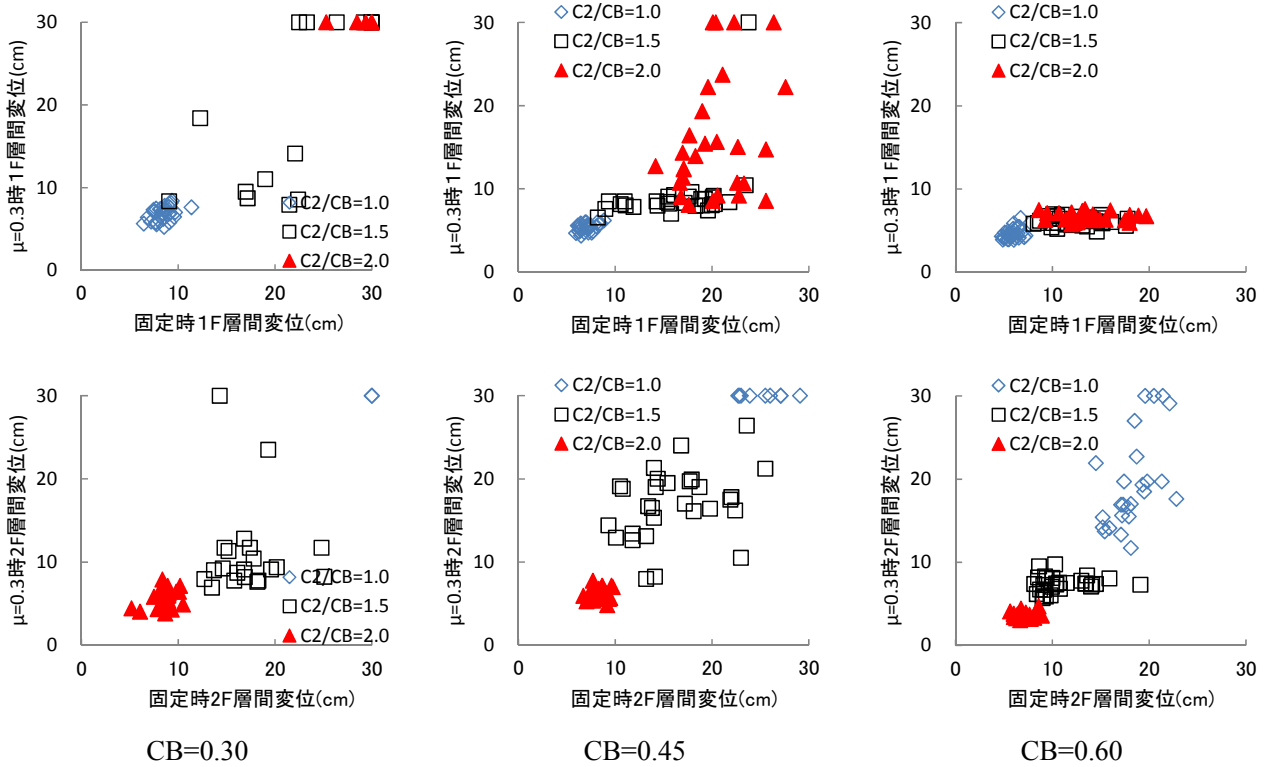


図 15 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (2.5 種地盤)

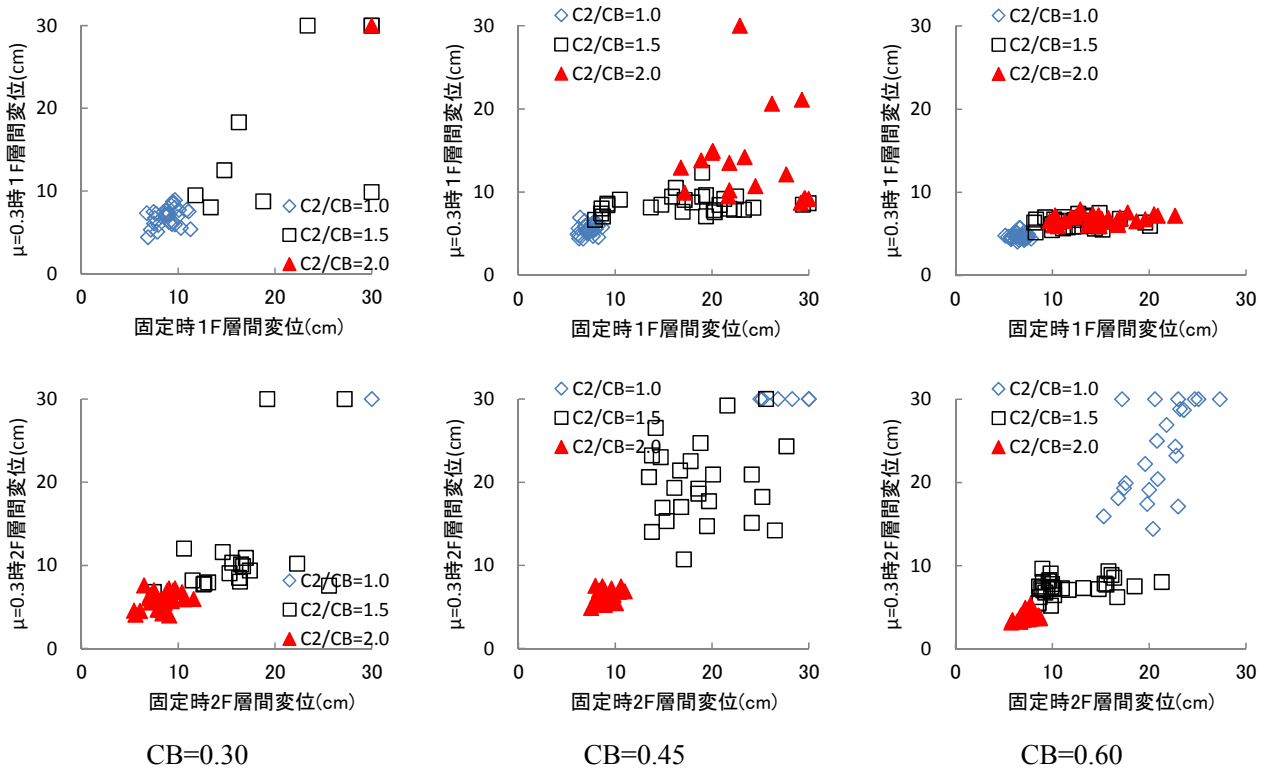


図 16 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (3 種地盤)

4) 結語

本項では、上部構造モデルの違いによる最大層間変位、正負最大すべり量への影響を検討した。その結果、最も滑り量の大きな3種地盤で、摩擦係数 $\mu=0.3$ で柱脚の滑り量は15cm程度、 $\mu=0.4$ で10cm程度の最大滑動量が予測されることが判明した。加えて1階が先行降伏するケースのみに限れば、柱脚固定時の最大層間変位はほぼ摩擦係数0.3時における最大層間変位以上であり、柱脚非固定時の最大層間変位は柱脚固定時より小さいので、最大層間変位の評価では柱脚固定として算出すれば安全側になる。また、滑り量は最大15cm程度であり、最大滑り量を20cmとして設定すれば安全側になる。

5. 三次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討

1) 平屋モデルによる検討

2010 年度実大震動台実験での平屋試験体 No.1、No.2 を対象に、三次元モデルを用いた時刻歴応答解析による柱脚の滑りを検討する。

(1) 解析モデルの概要

No.1、 No.2 試験体に対応する立体フレームモデル三次元モデルを用い、土塗り壁の配置と仕様、偏心率、柱脚摩擦係数等をパラメータとした時刻歴応答解析を行う。

解析パラメータのうち鉛直構面パラメータは表 1 のように設定する。

表 1 鉛直構面パラメータの組合せ

解析モデル No.	短辺壁長 (P)	壁種類	偏心率	耐力壁線間隔 (P)	水平耐力倍率	柱脚摩擦係数
1	8	湿式	0	4	1	0.35
2	8	乾式	0	4	1	0.35
3	0	湿式	0	4	1	0.35
4	4	湿式	0	4	1	0.35
5	6	湿式	0	4	1	0.35
6	10	湿式	0	4	1	0.35
7	12	湿式	0	4	1	0.35
8	8	湿式	0.15	4	1	0.35
9	8	湿式	0.30	4	1	0.35
10	8	湿式	0.45	4	1	0.35
11	8	湿式	0	12	1	0.35
12	8	湿式	0	4	0.5～2.0@0.25	0.3～0.5@0.05

No. 1～12 の組合せの意味を下記に示す。

No. 1、 2 短辺方向土塗り壁 8P (A2 試験体) 土塗り壁の種類：湿式／乾式

No. 4、 5、 1、 6、 7 短辺方向土塗り壁 4P／6P／8P／10P／12P

No. 3 短辺方向土塗り壁 0P、負勾配無し

No. 1、 8～10 偏心率 0、 0.15、 0.30、 0.45

No. 11 耐力壁線間距離 12P

No. 12 耐力・柱脚 μ を変化 ($7 \times 5 = 35$ 種)

No. 1、 12 の解析モデルの要素配置を図 1 に示し、No. 1～12 の壁配置を図 2 (a)、 (b) に示す。
ここで柱脚-床下高さは 400mm、床-屋根高さは 2900mm である。

1 階床水平構面は 3 種類（剛床／半剛床／柔床）とし、No. 1～12 についてそれぞれ考慮する。屋根水平構面は「半剛床」と同じとする。

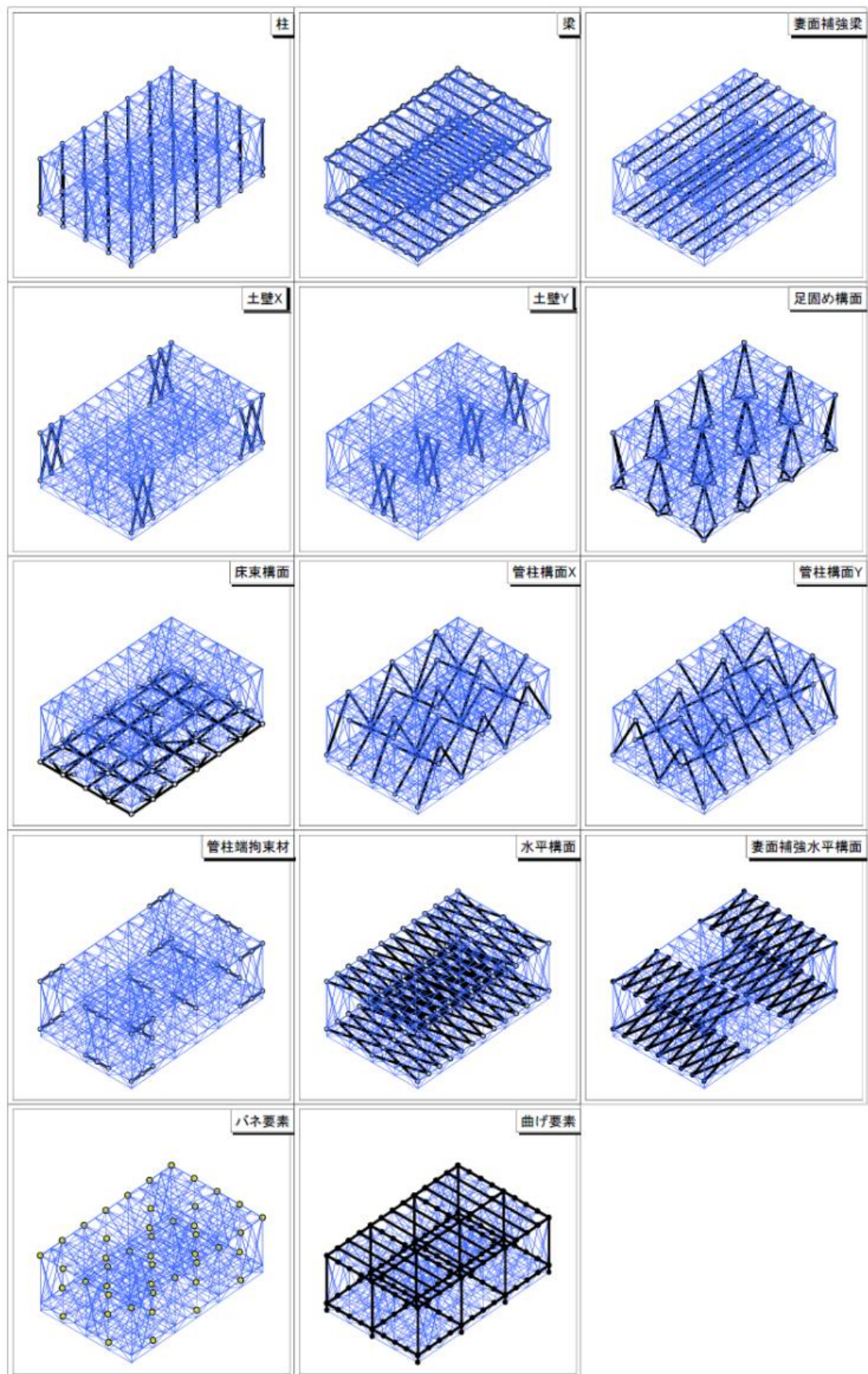
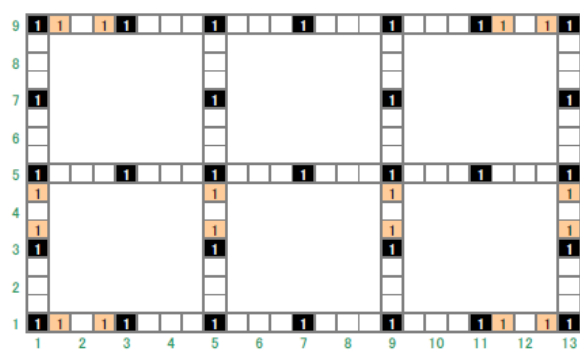
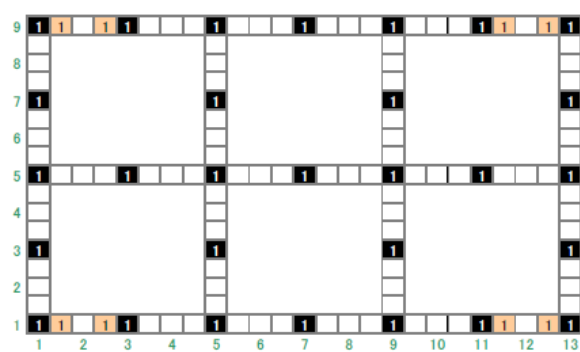


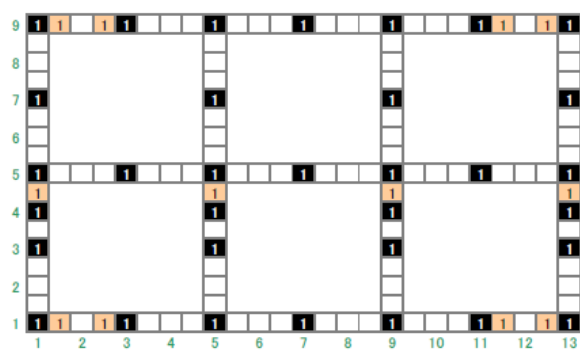
図1 解析 No.1、 12 の要素配置



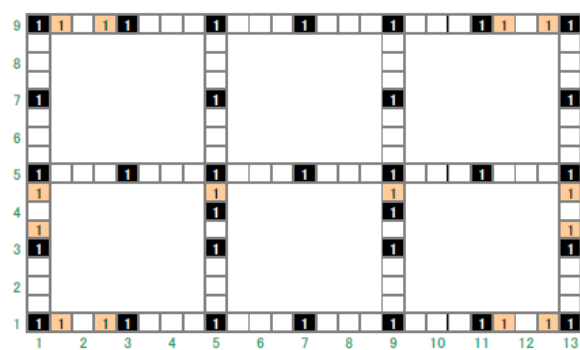
No. 1, 12



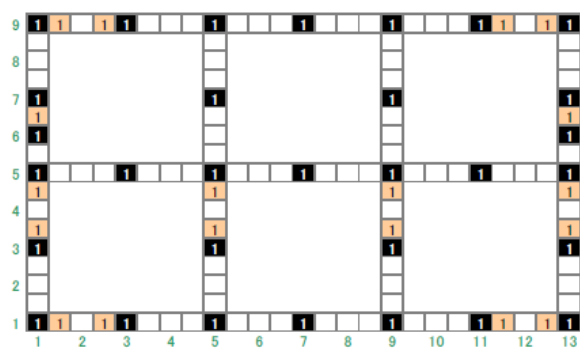
No. 3



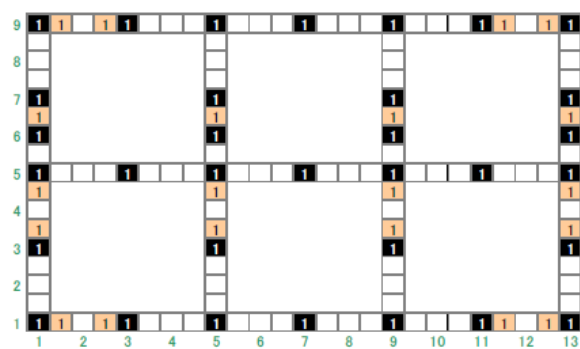
No. 4



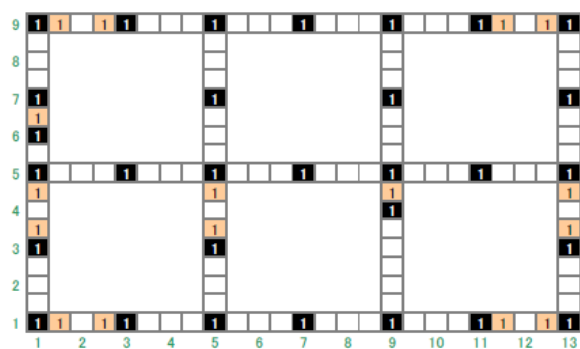
No. 5



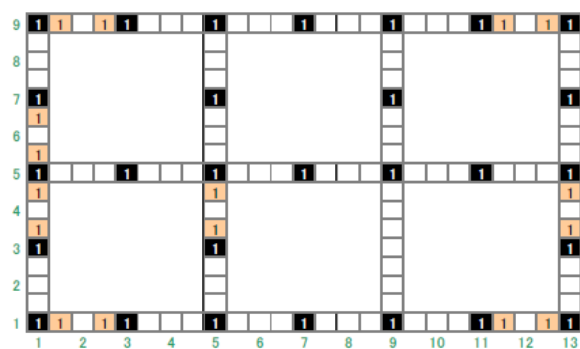
No. 6



No. 7



No. 8



No. 9

図 2 (a) 解析 No.1~9、 12 の壁配置

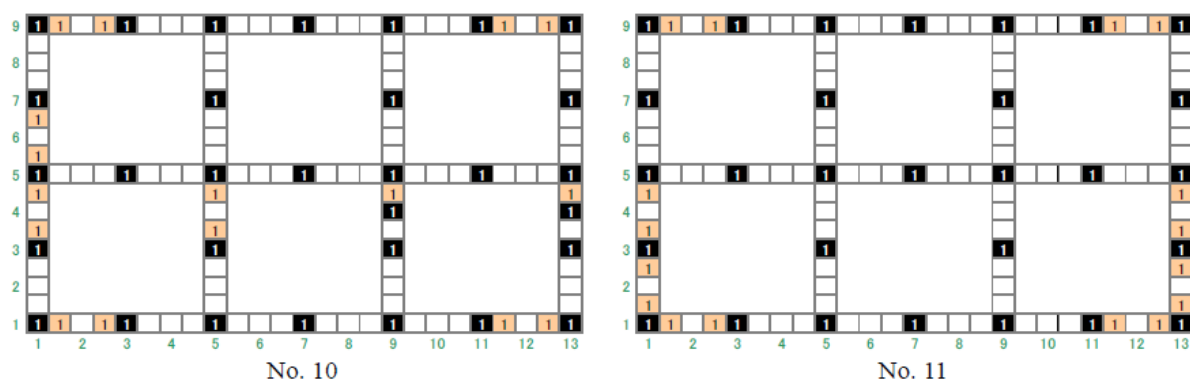


図 2(b) 解析 No.10、11 の壁配置

各部単位重量を次のように仮定する：屋根 1020N/m^2 、1F 床 710N/m^2 、土壁 400N/m^2 、柱 110N/m 。壁配置に基づく柱脚、1 階床、屋根レベルの重量、および偏心率を表 2 に示す。なお、柱脚部の節点質量については解析の安定性を考慮してすべて $0.025(\text{t})$ とした。その結果、柱脚レベルの重量は単位重量に基づく重量より大きくなったが、1 階床、屋根レベルの重量に対する柱脚レベルの重量の比率は依然として小さく、また実際には根がらみ等の部材が存在することを考慮すれば、この重量増大が解析結果に及ぼす影響は無視できると考えられる。

表 2 各解析モデルの重量(kN)および偏心率

No.	No. 1 No. 12	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11
柱脚	7.11									
1 階床	88.59	86.53	87.65	88.12	89.16	89.72	88.64	88.69	88.74	88.99
屋根	117.49	115.4 2	116.55	117.02	118.05	118.61	117.54	117.59	117.64	117.89
Rex	0									
Rey	0						0.160	0.316	0.430	0

復元力特性

水平耐力を考慮する要素は平成 22 年度と同様に、土塗り壁、足固め構面、管柱構面、床束構面とし、それらの復元力モデル骨格曲線は、図 3 (a)に示すように、平成 22 年度震動台実験後に設定したものをを用いる。水平構面については、半剛床を標準とし、その復元力モデル骨格曲線は平成 22 年事前解析における屋根水平構面と同じとする。この骨格曲線に基づく許容耐力は床倍率 0.677 に相当する。「剛床」および「柔床」については、それらの床倍率をそれぞれ 3.0 および 0.2 として、「標準」の骨格曲線耐力に次の値（剛床 $3.0 / 0.677 = 4.429$ 、柔床 $0.2 / 0.677 = 0.295$ ）を乗じて設定する。水平構面の復元力モデル骨格曲線を図 3 (b)に示す。

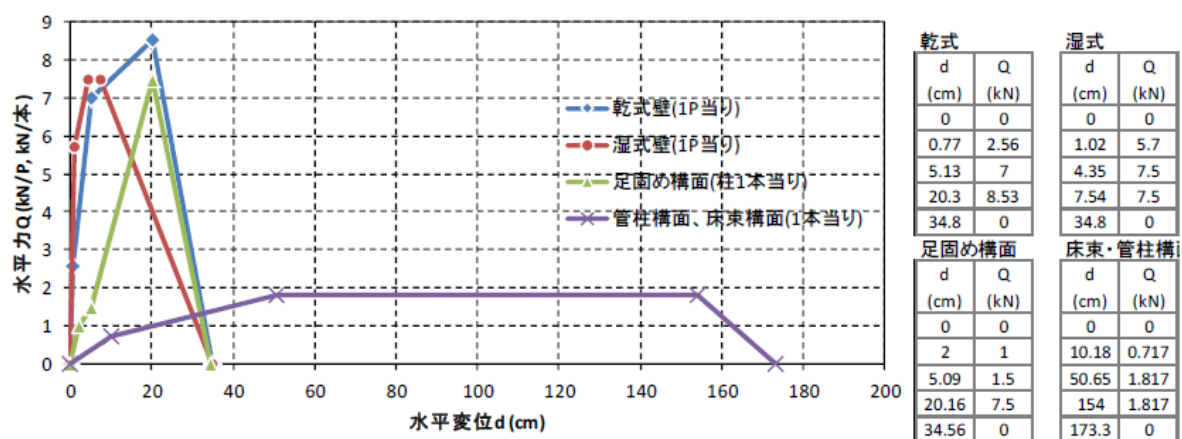


図 3 (a) 水平耐力要素の復元力モデル骨格曲線

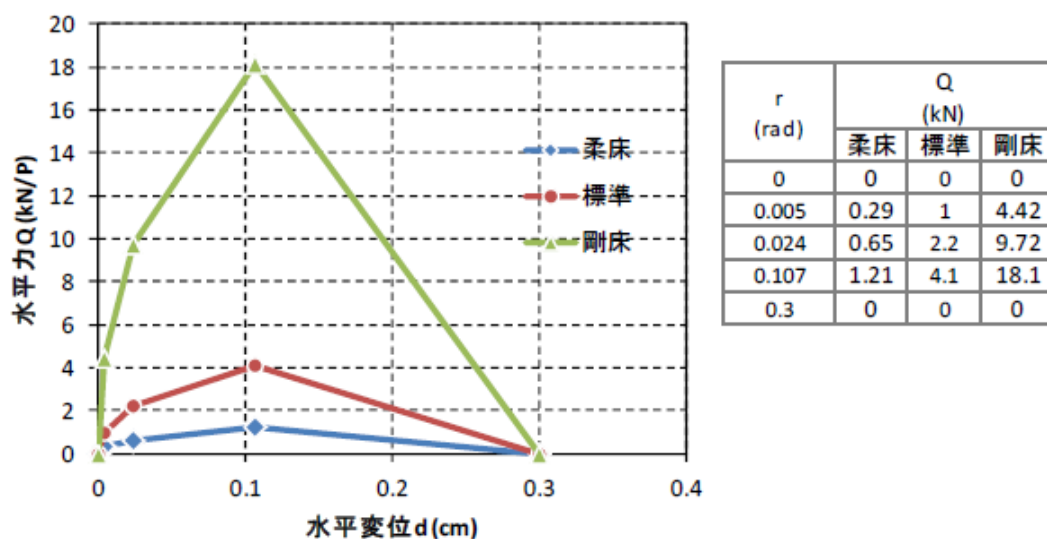


図 3 (b) 水平構面の復元力モデル骨格曲線

入力地震動

入力地震動は、位相は下記 6 種類の地震動 (BCJ-L2、JMA 神戸 NS(1995)、東北大学 NS(1978)、八戸港湾 NS(1968)、JR 鷹取 NS(1995)、川口 EW(2004)) の位相を有し、簡易法(平 12 建告第 1457 号第 10 第一号)による第二種地盤の加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動とする (図 4)。入力方向は Y(短辺)方向とする。

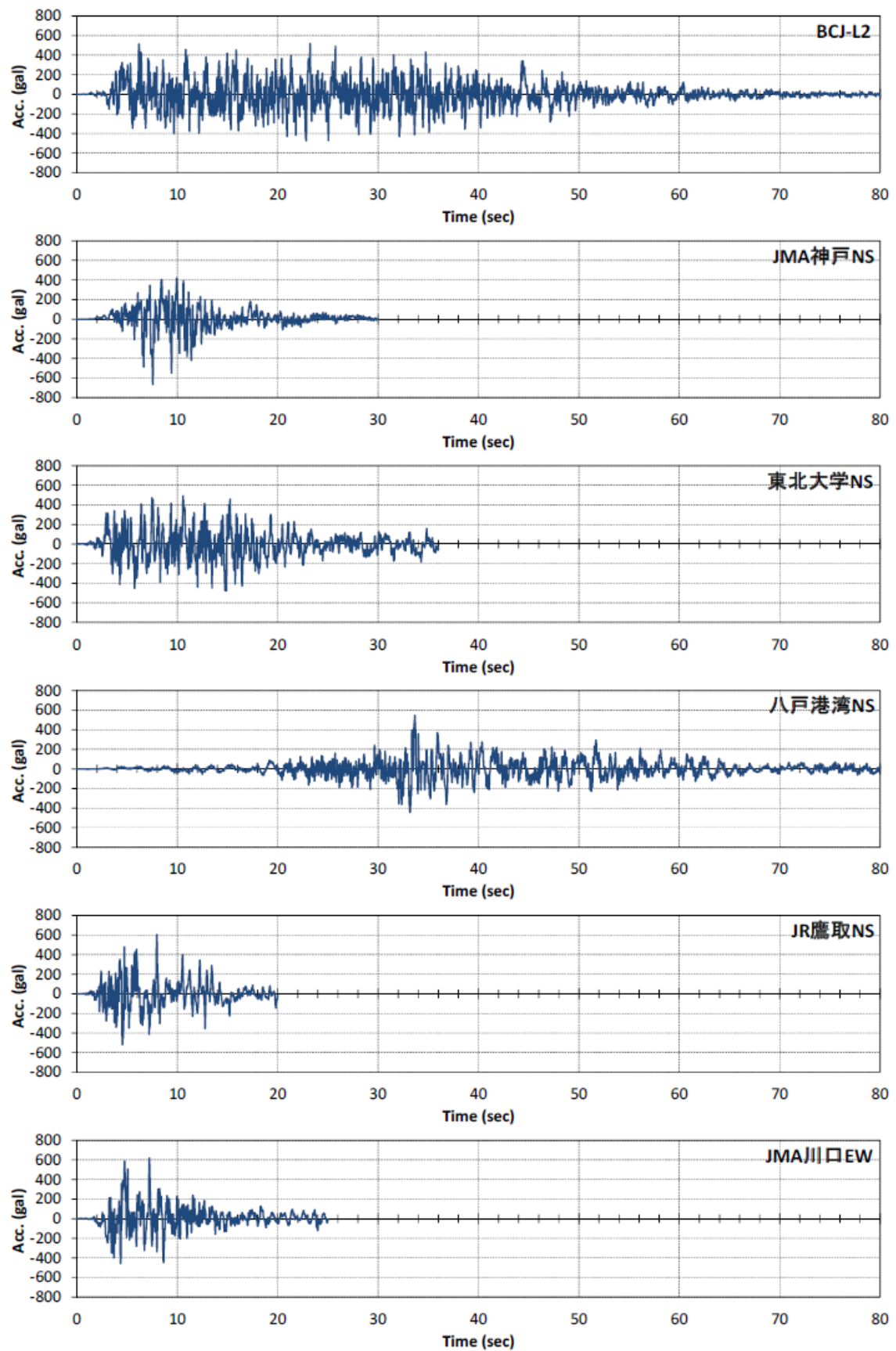


図 4 入力地震動の加速度時刻歴

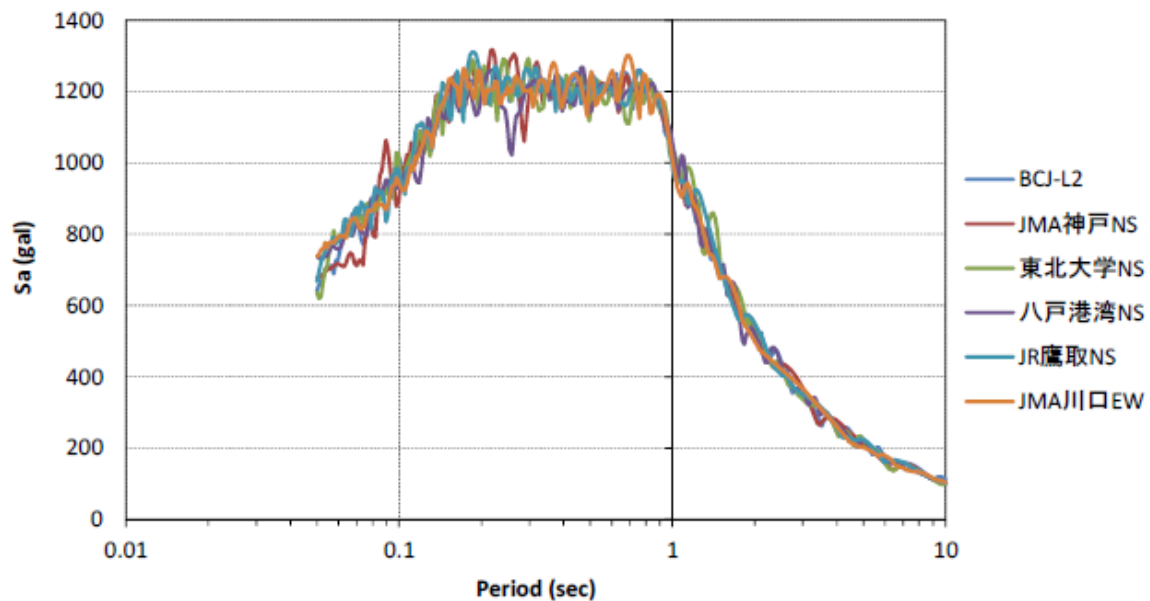


図 6 入力地震動の加速度応答スペクトル ($h = 0.05$)

(2) 解析結果

先ず、No. 12 の解析結果より、建物耐力・摩擦係数・床剛性の滑り量への影響を検討する。図 7~9 に No. 12 の解析結果を示す。ただし、水平耐力倍率 1.0 未満では、倒壊するケースが発生したため、本項では記述を省略する。結果として、最大滑り量は、地震動種類・摩擦係数・上部構造の耐力倍率により大きく変動する。特に最大滑り量を与える地震動種類は、摩擦係数と上部構造の耐力倍率により異なる。最大滑り量に一番影響を与えるパラメータは摩擦係数であり、摩擦係数の増大とともに最大滑り量が減少する。今回計算結果では、上部構造の耐力倍率の増大により最大滑り量が減少するケースも見られるが、確実性はない。また、床構面の剛性が高くなる程、各構面の最大滑り量が均一化する傾向にある。一方で、柔床で摩擦係数が大きく耐力倍率 1.0 の場合は、X05 および X09 構面では構面剛性より摩擦力が勝り、ほとんど滑りが生じない。今回の解析に範囲では、最大滑り量は摩擦係数 0.3 で 20cm、摩擦係数 0.4 で 12cm、摩擦係数 0.5 で 6cm となる。

各構面の 1 階層間変位は、床剛性に大きく影響を受け、床構面が柔らかくなる程 X05 および X09 構面の層間変位が大きくなる。しかし、図 10 に示すように 1 階変位は、各構面ともほぼ等しい。従って、柔床においても各構面に対する変位拘束力が大きいと言える。

なお、床下層間変位と 1 階層間変位の比 (図 11) は、上部構造の耐力倍率 1.0 で 0.15~0.16 であり、この比は床下と 1 階階高の比 0.14 に近く、床下の変位量は 1 階層間変位でほぼ予測可能と考えられる。

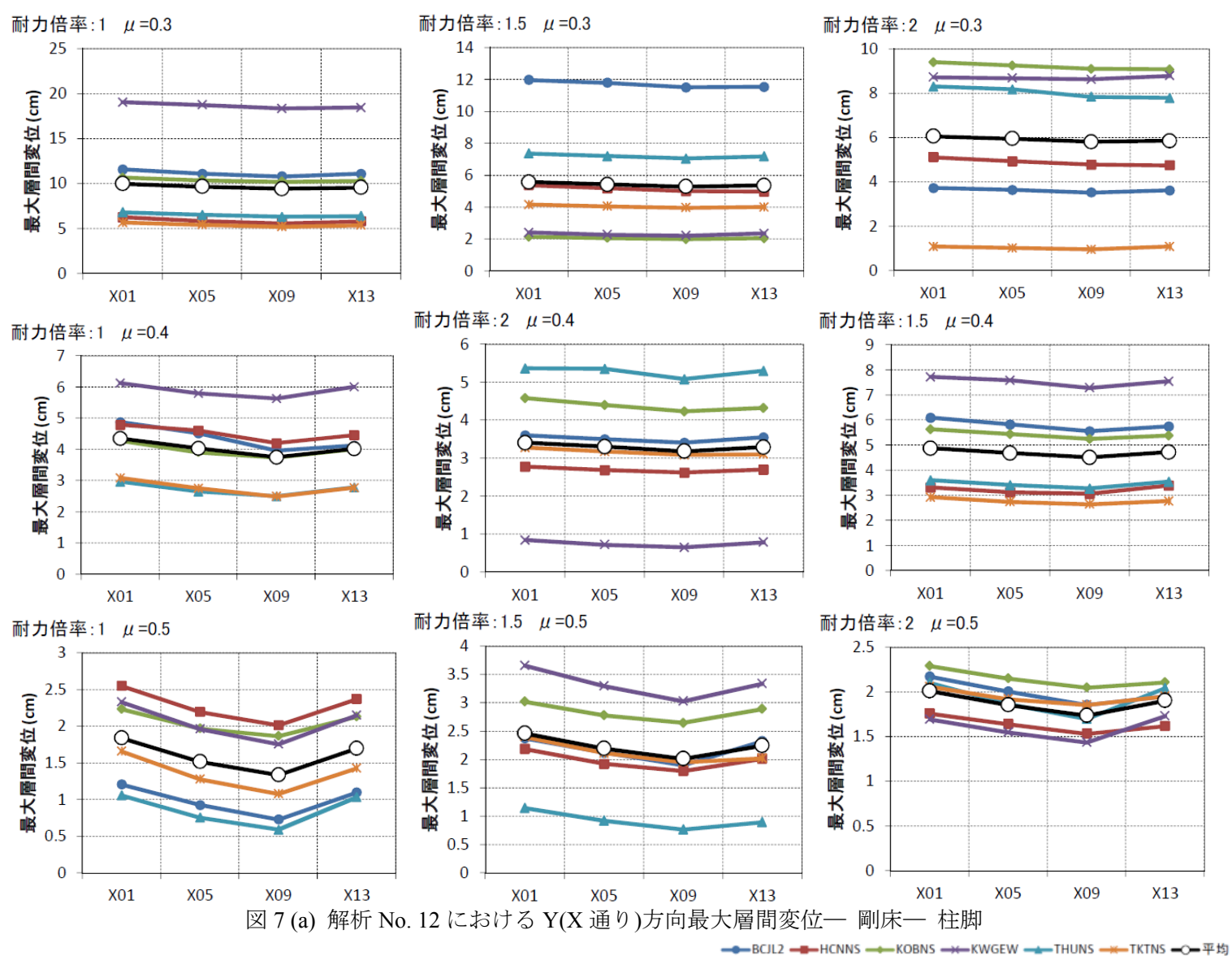


図 7 (a) 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向最大層間変位— 剛床— 柱脚

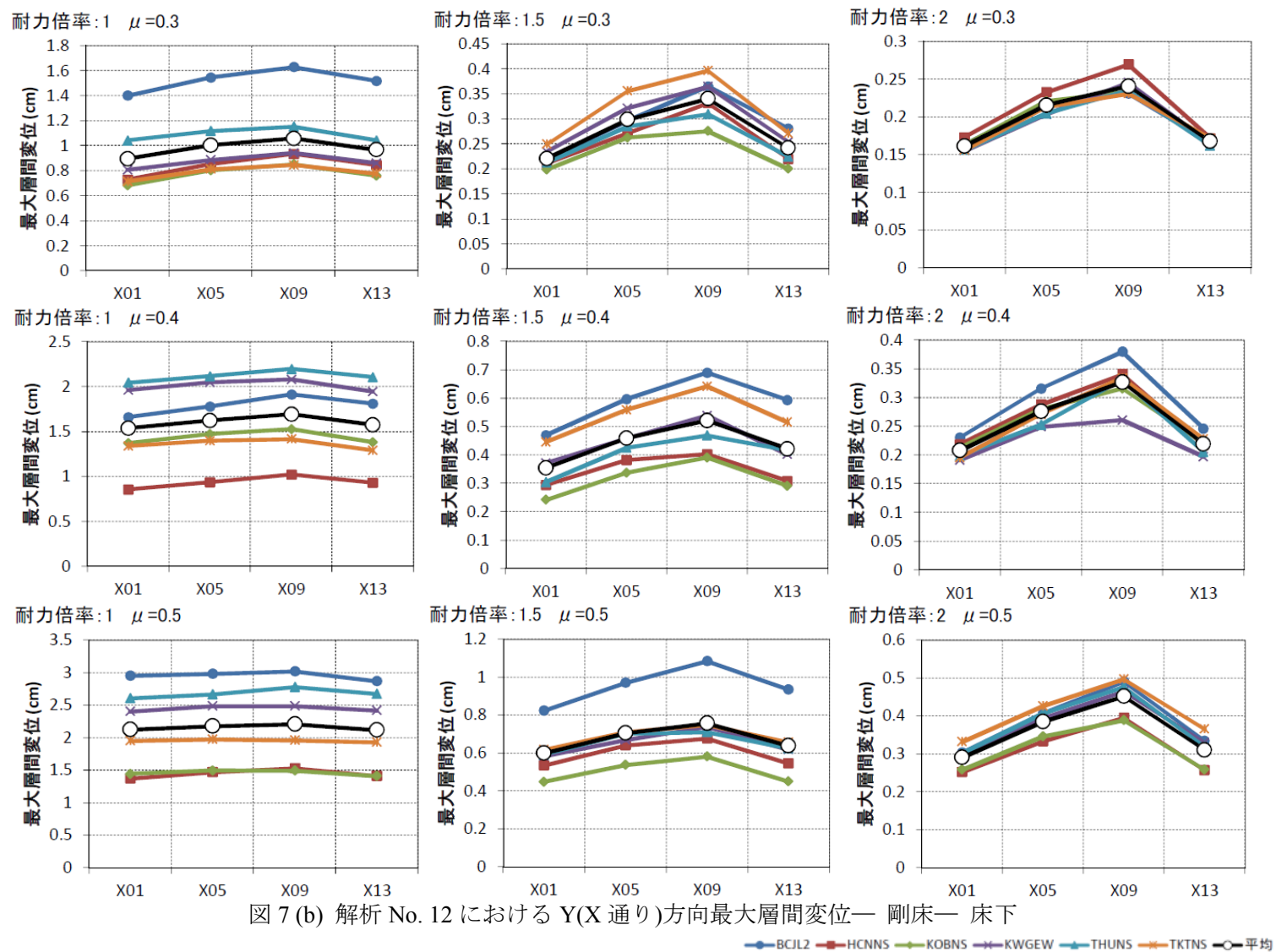


図 7 (b) 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向最大層間変位— 剛床— 床下

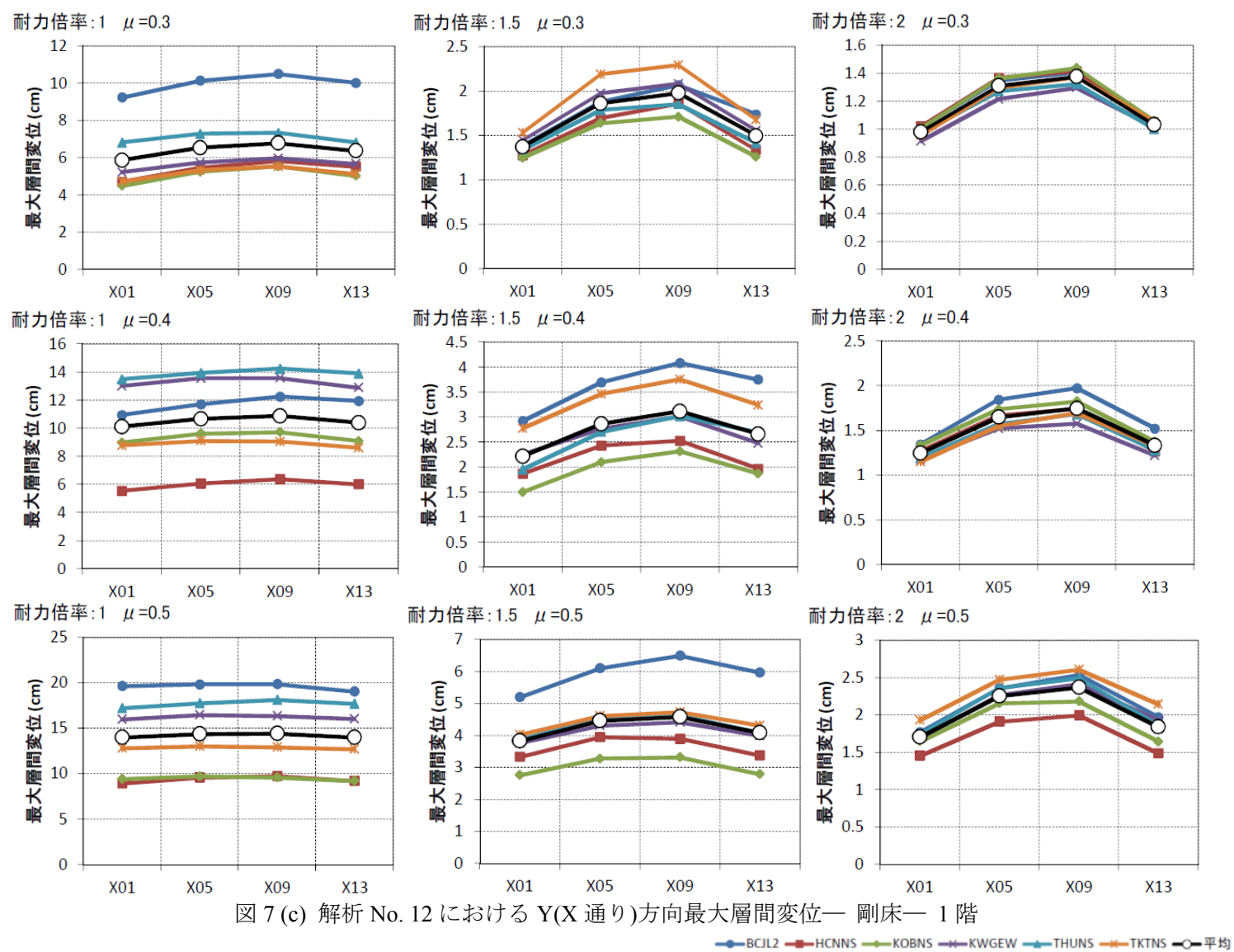
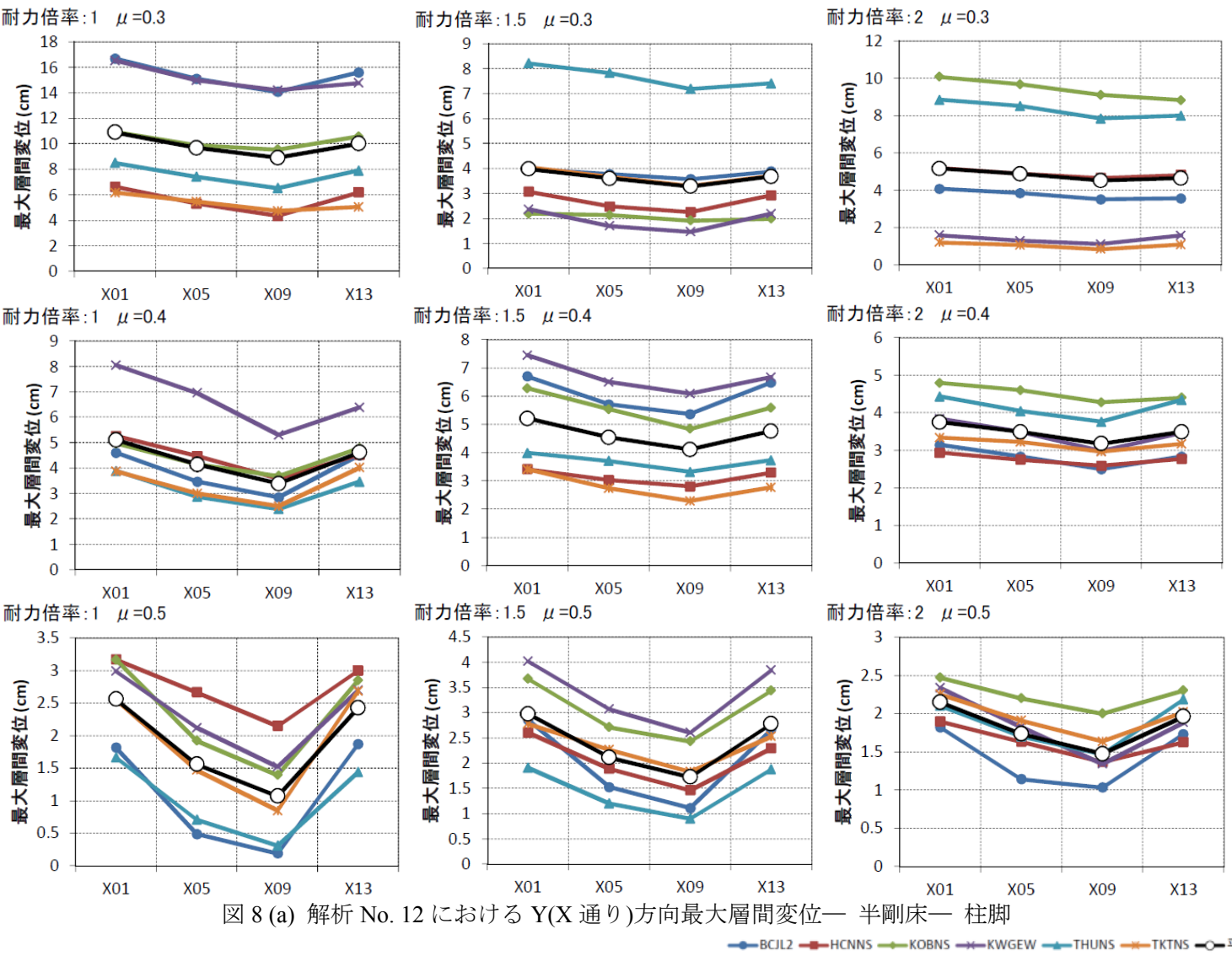
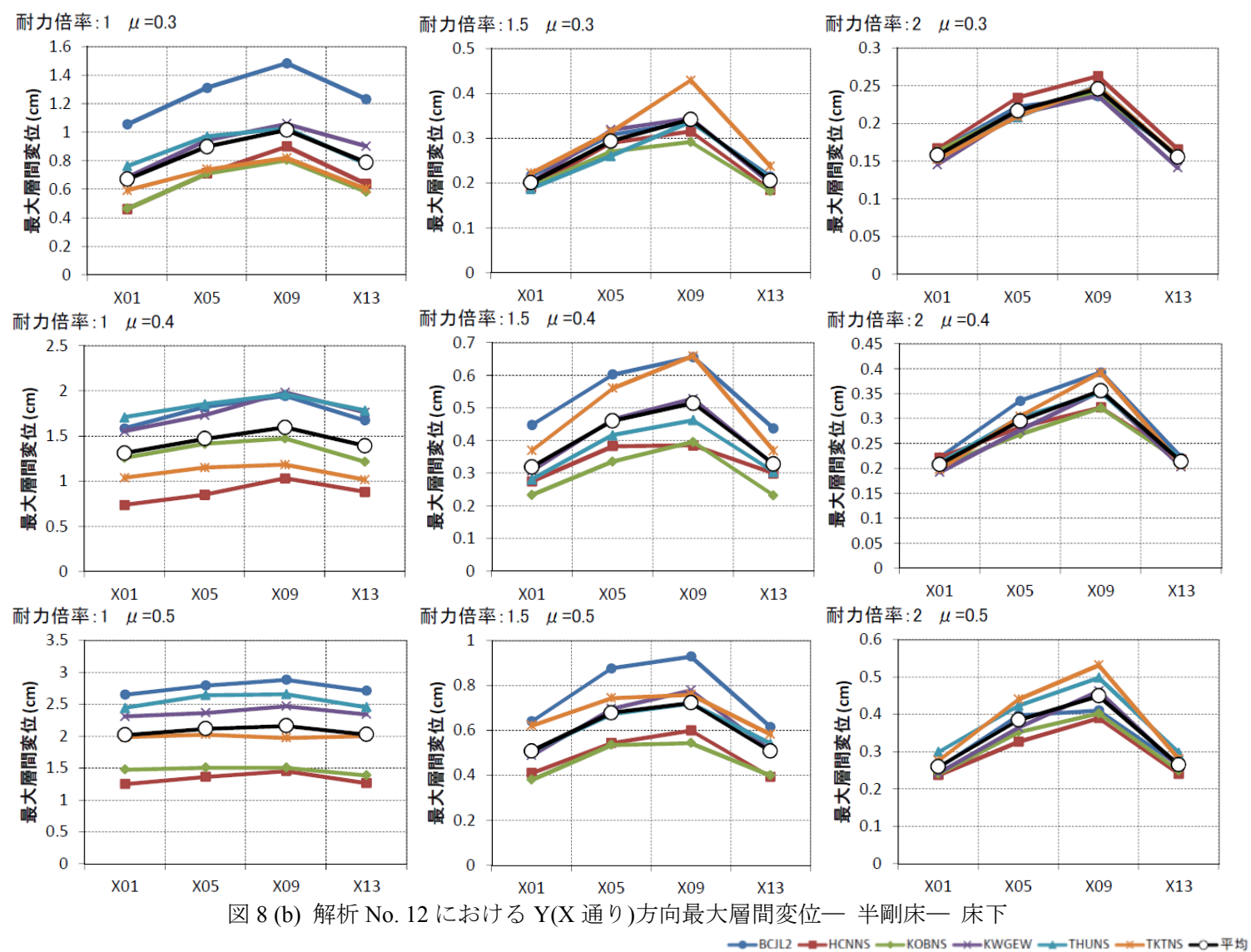


図 7(c) 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向最大層間変位— 剛床— 1 階





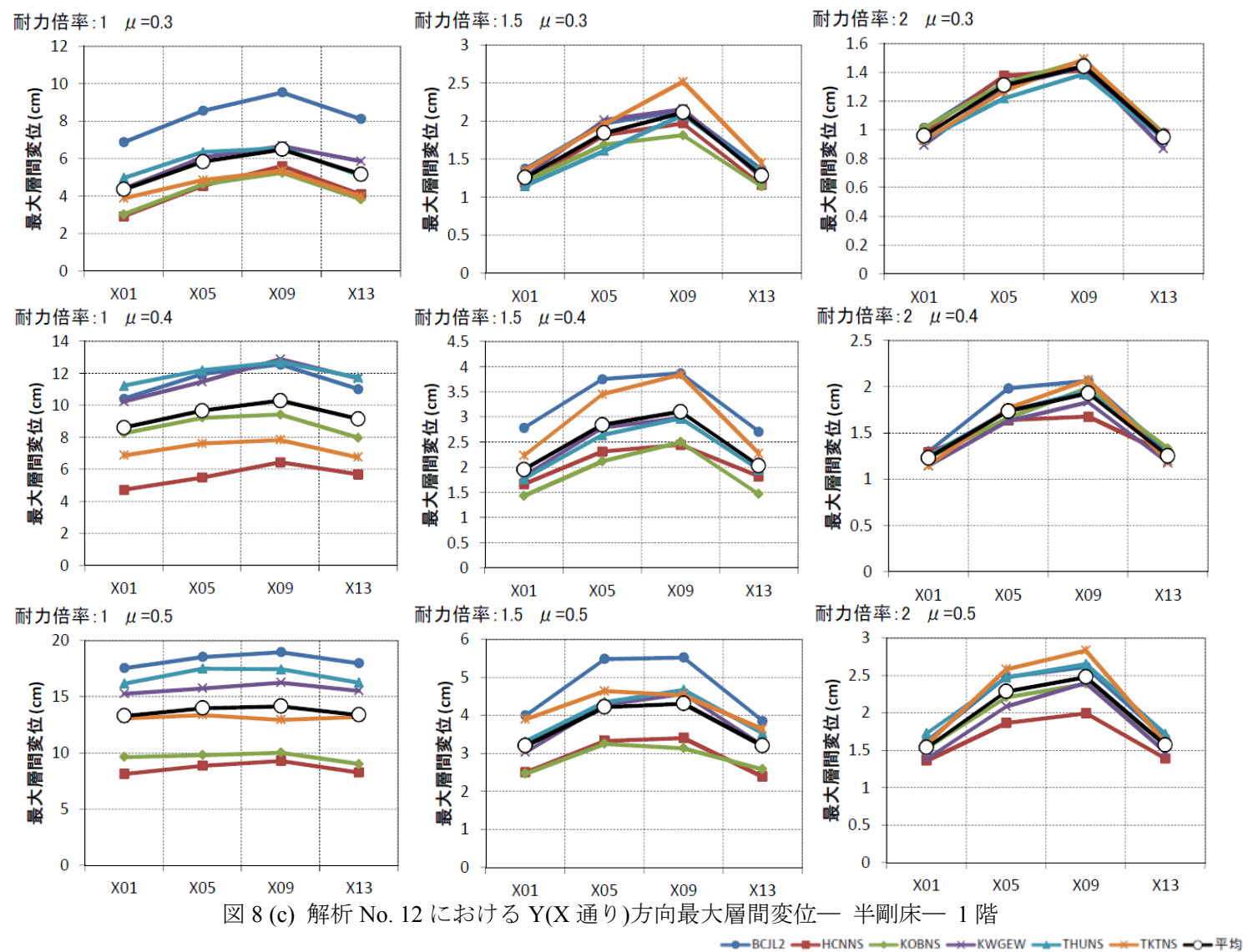
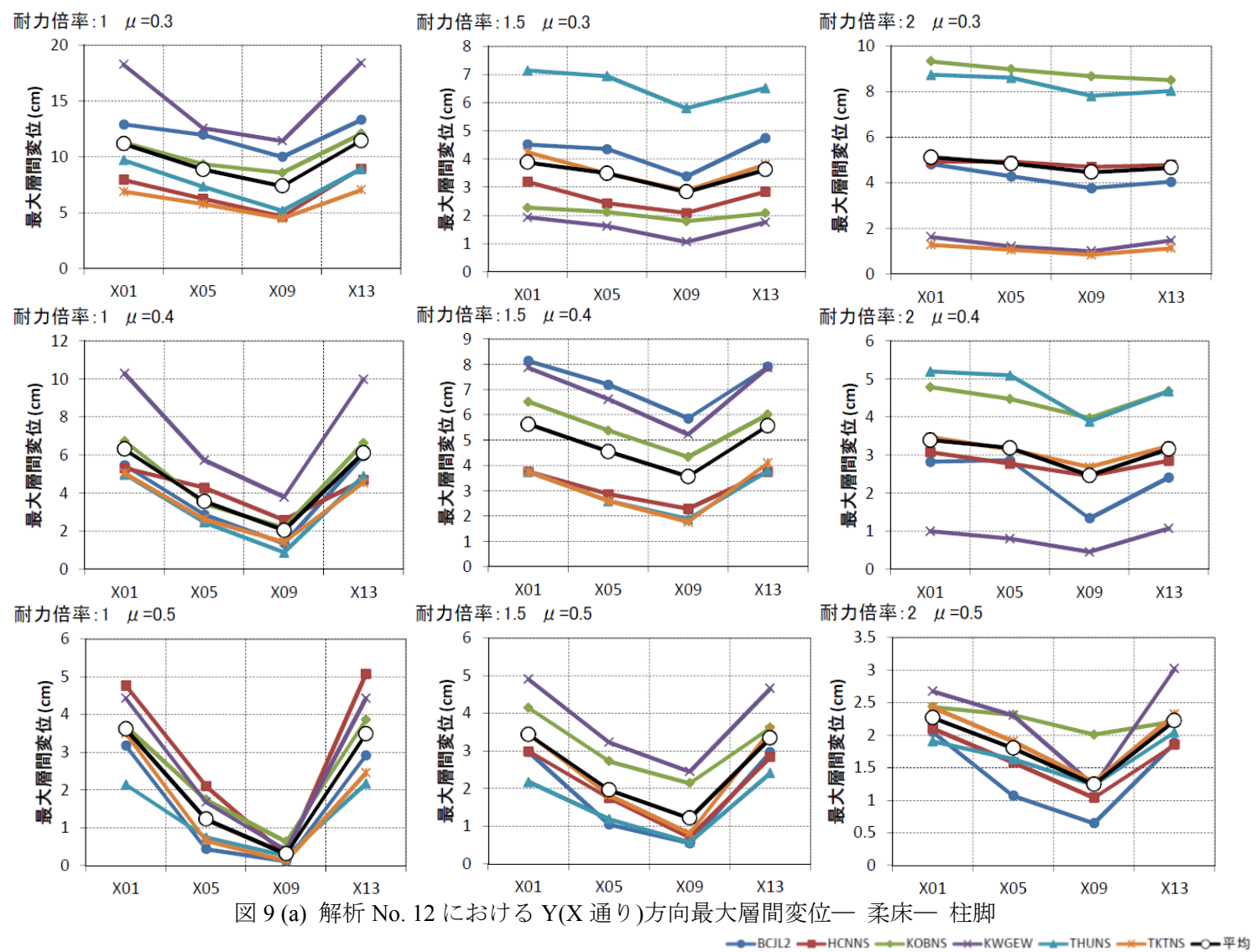
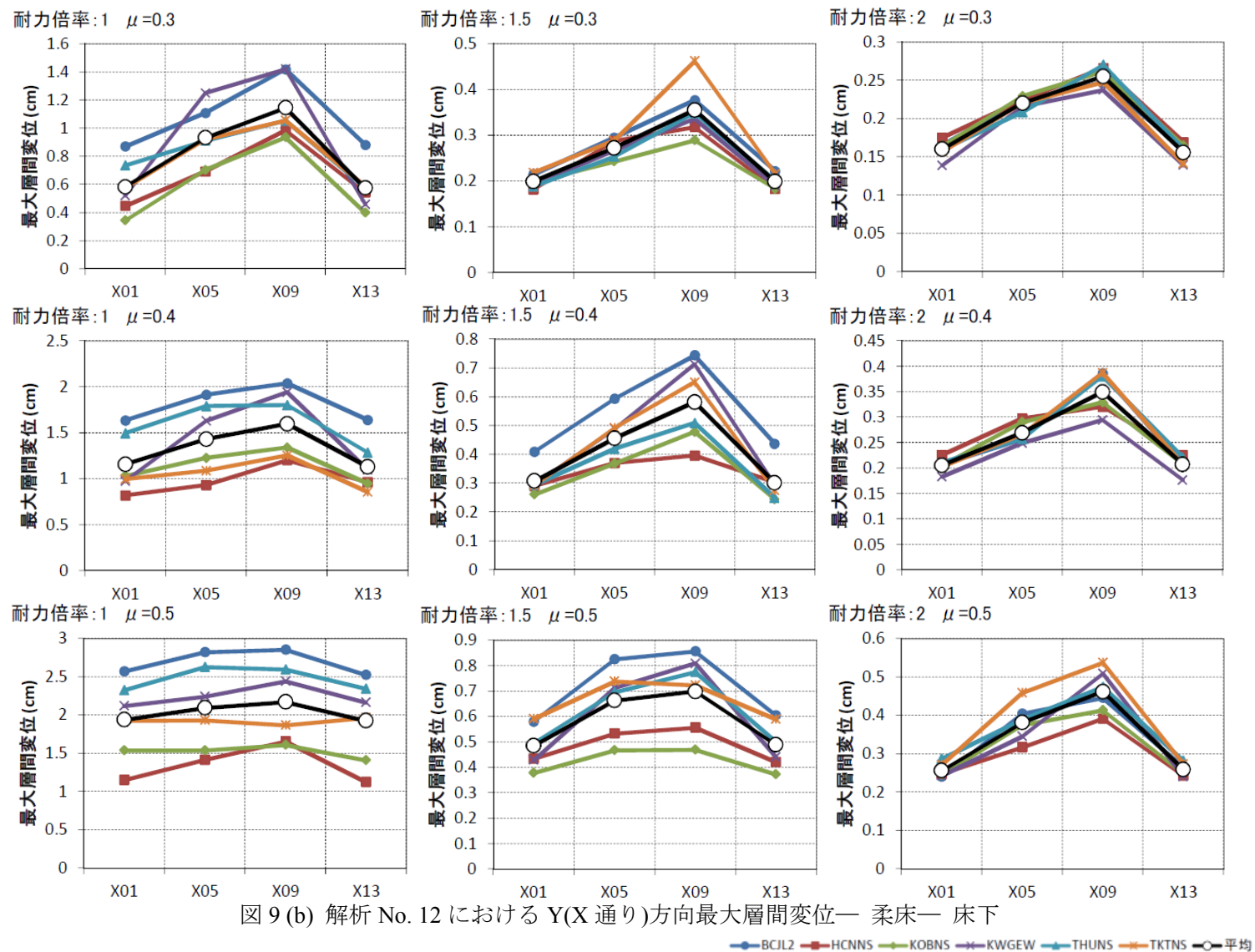


図 8 (c) 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向最大層間変位— 半剛床— 1 階





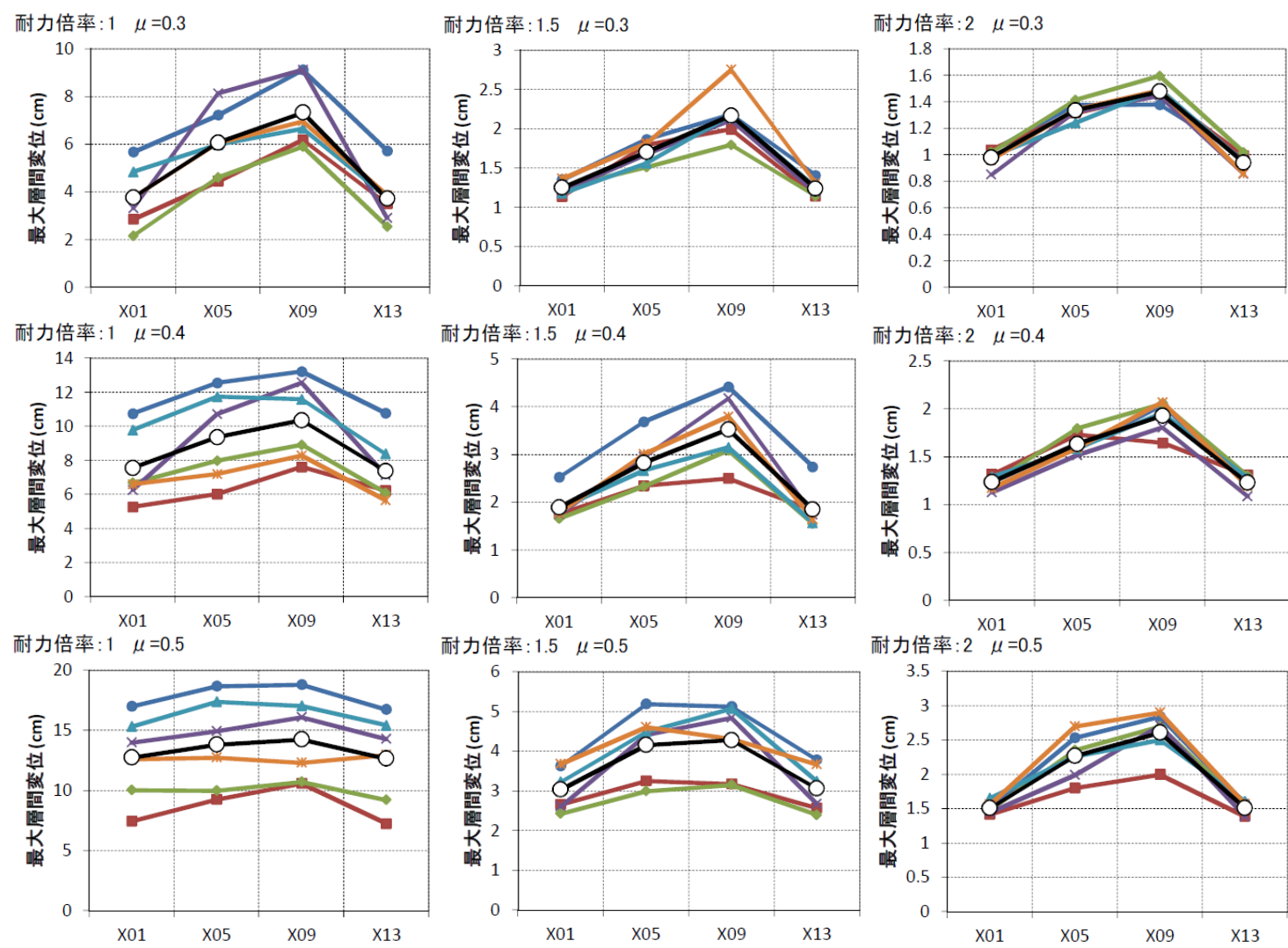


図 9 (c) 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向最大層間変位— 柔床— 1 階

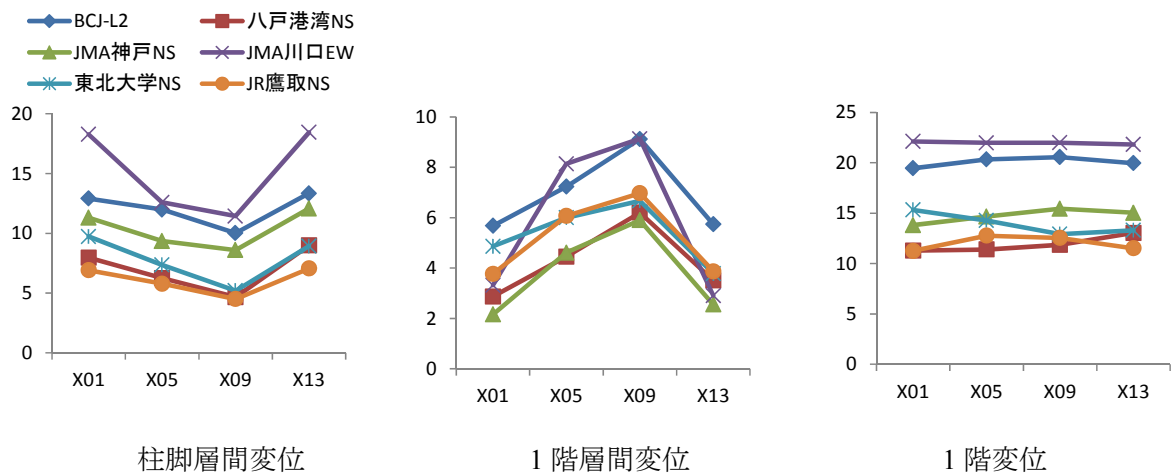
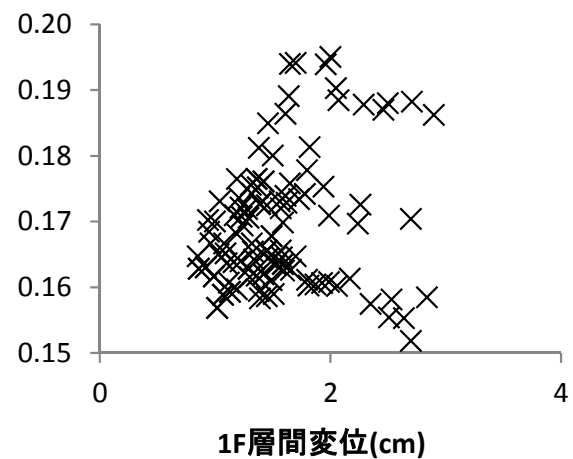
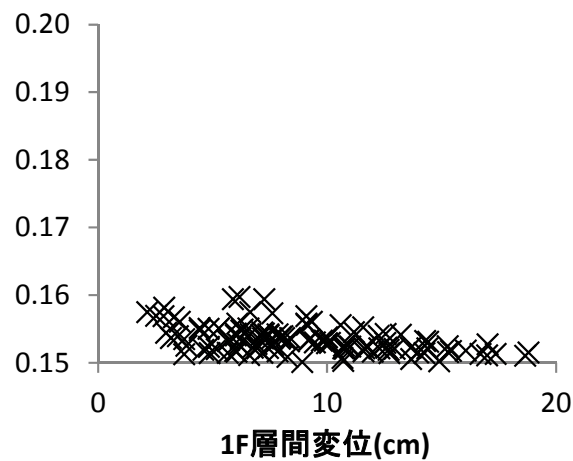


図 10 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向最大層間変位と 1 階最大変位
(柔床、耐力倍率 1.0、摩擦係数 0.3)



a) 耐力倍率 1.0

b) 耐力倍率 2.0

図 11 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向最大層間変位と柱脚層間変位と 1 階層間変位の比
(柔床、摩擦係数 0.3-0.5)

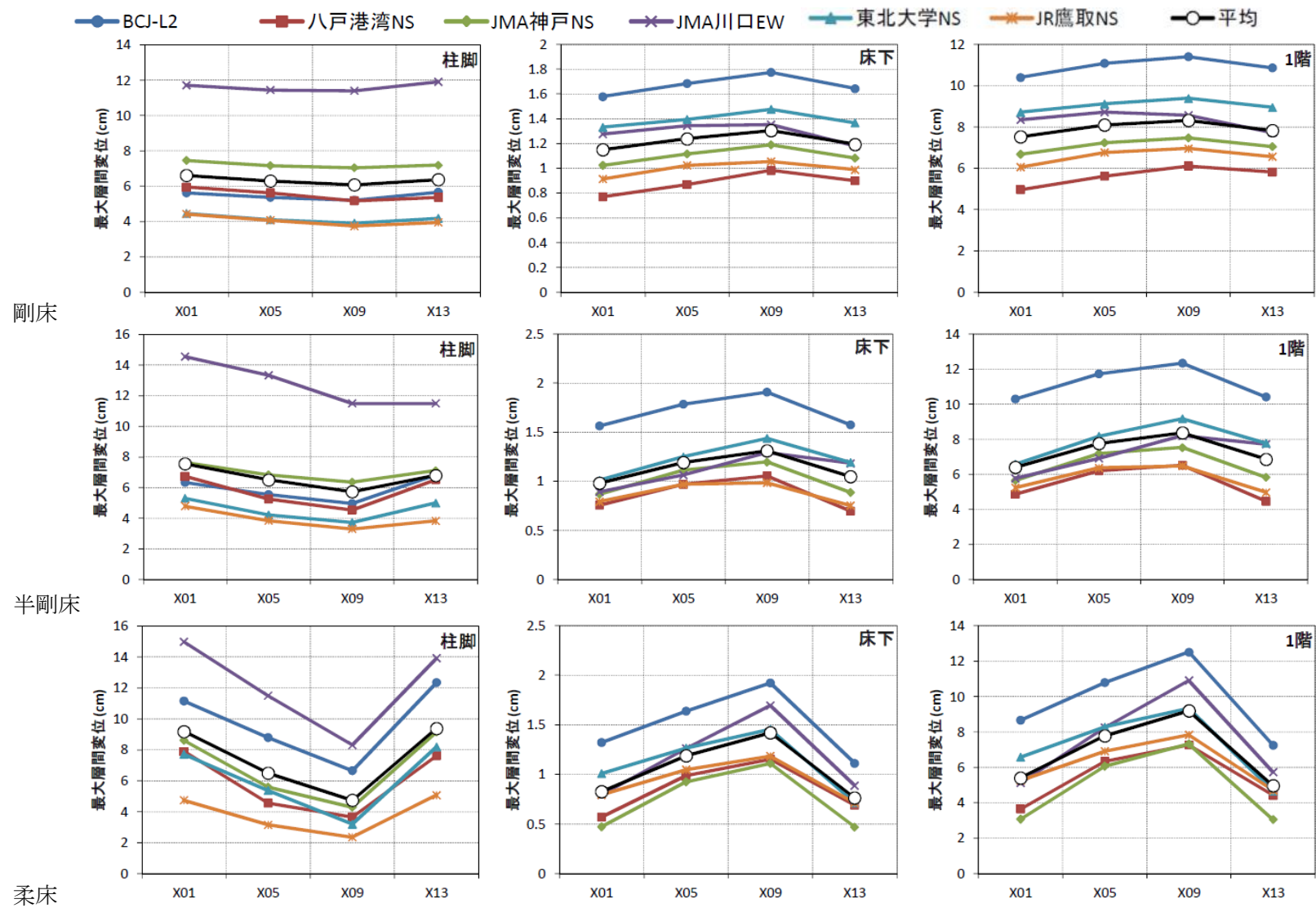


図 12 解析 No. 1(8P8P-00)における X 通りの最大層間変位

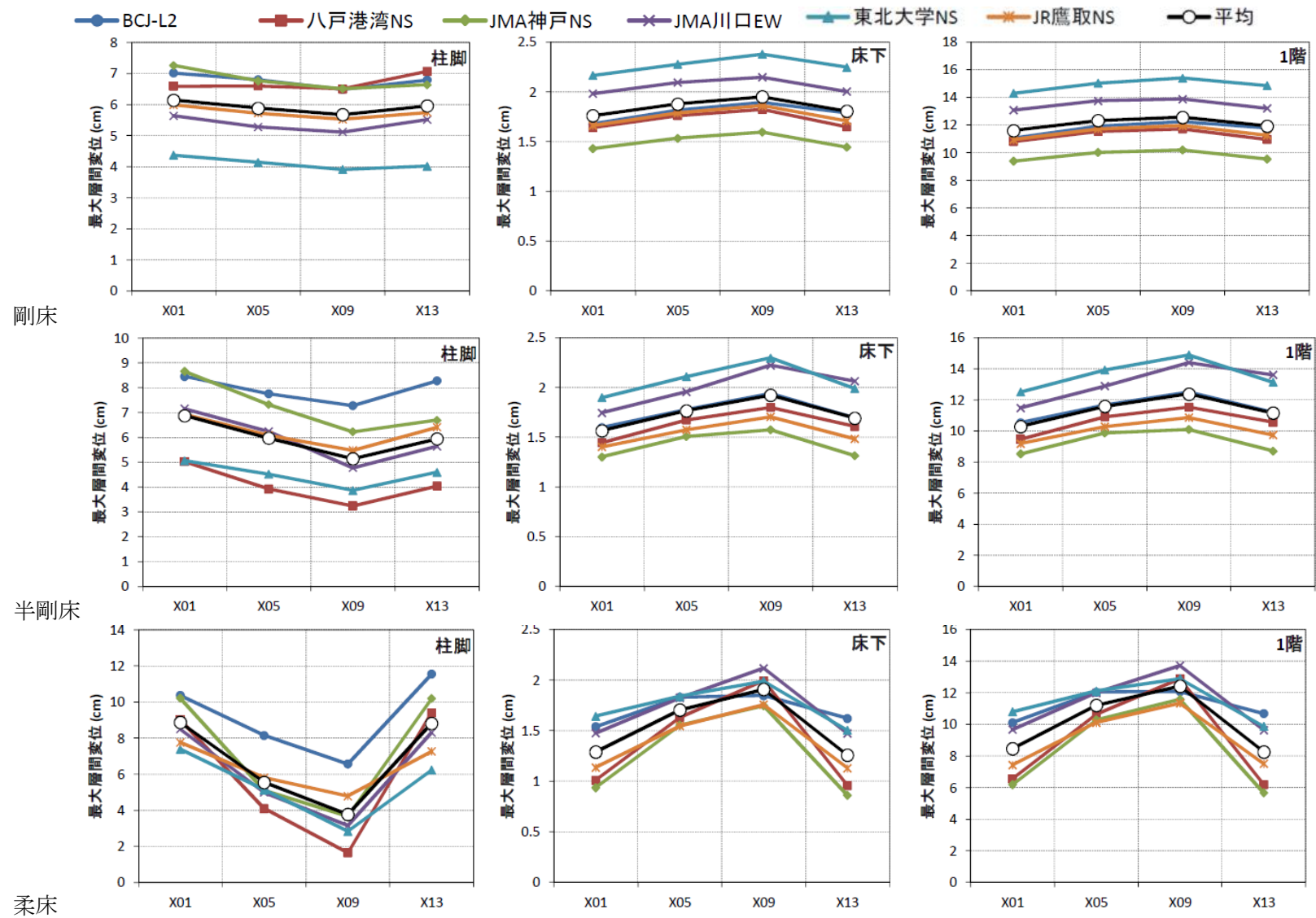


図 13 解析 No. 2(8P8P-00)における X 通りの最大層間変位

BCJ-L2 八戸港湾NS JMA神戸NS JMA川口EW 東北大学NS JR鷹取NS 平均

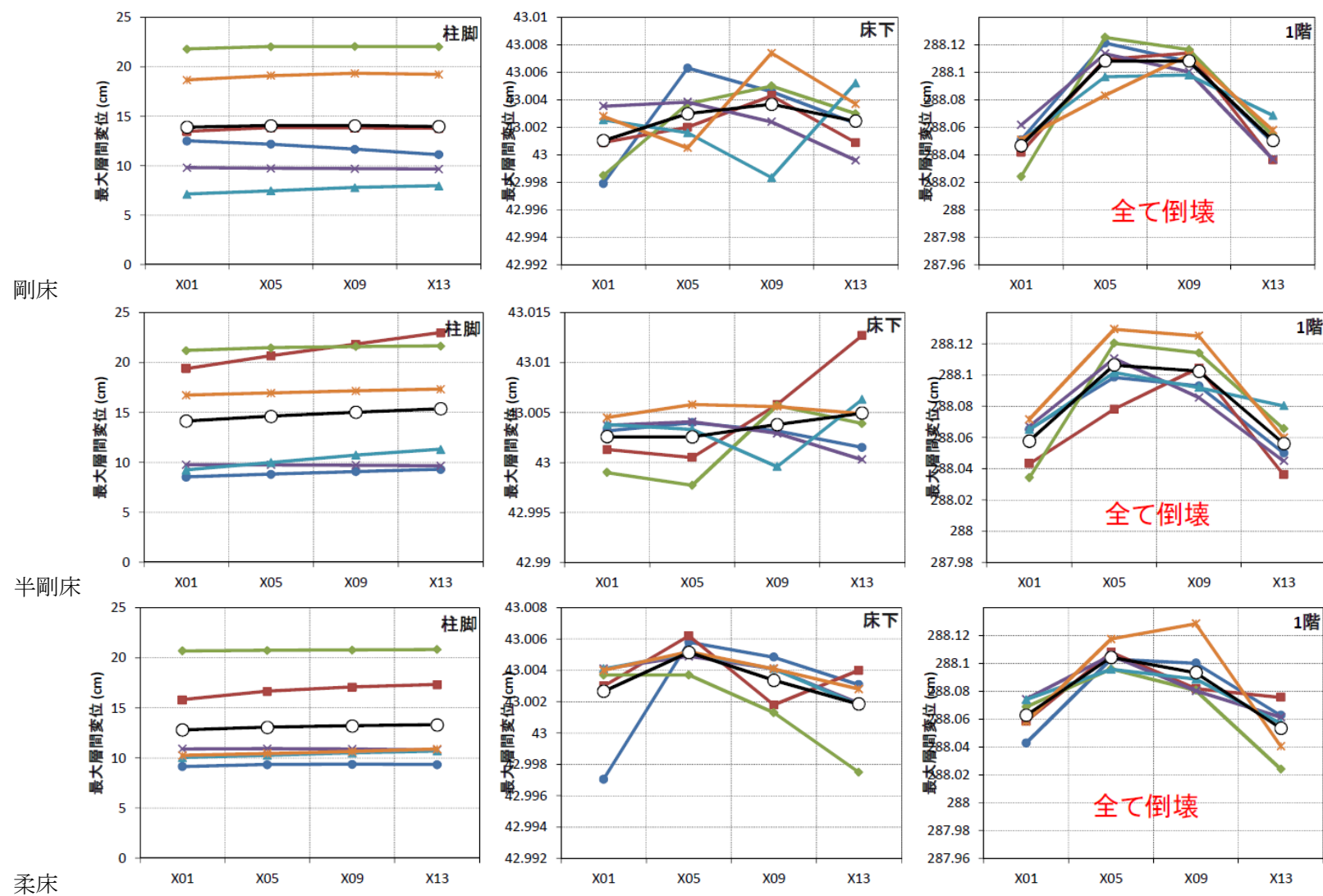


図 14 解析 No. 3(8P0P-00)における X 通りの最大層間変位

● BCJ-L2 ■ 八戸港湾NS ◆ JMA神戸NS ✕ JMA川口EW ▲ 東北大学NS ✱ JR鷹取NS ○ 平均

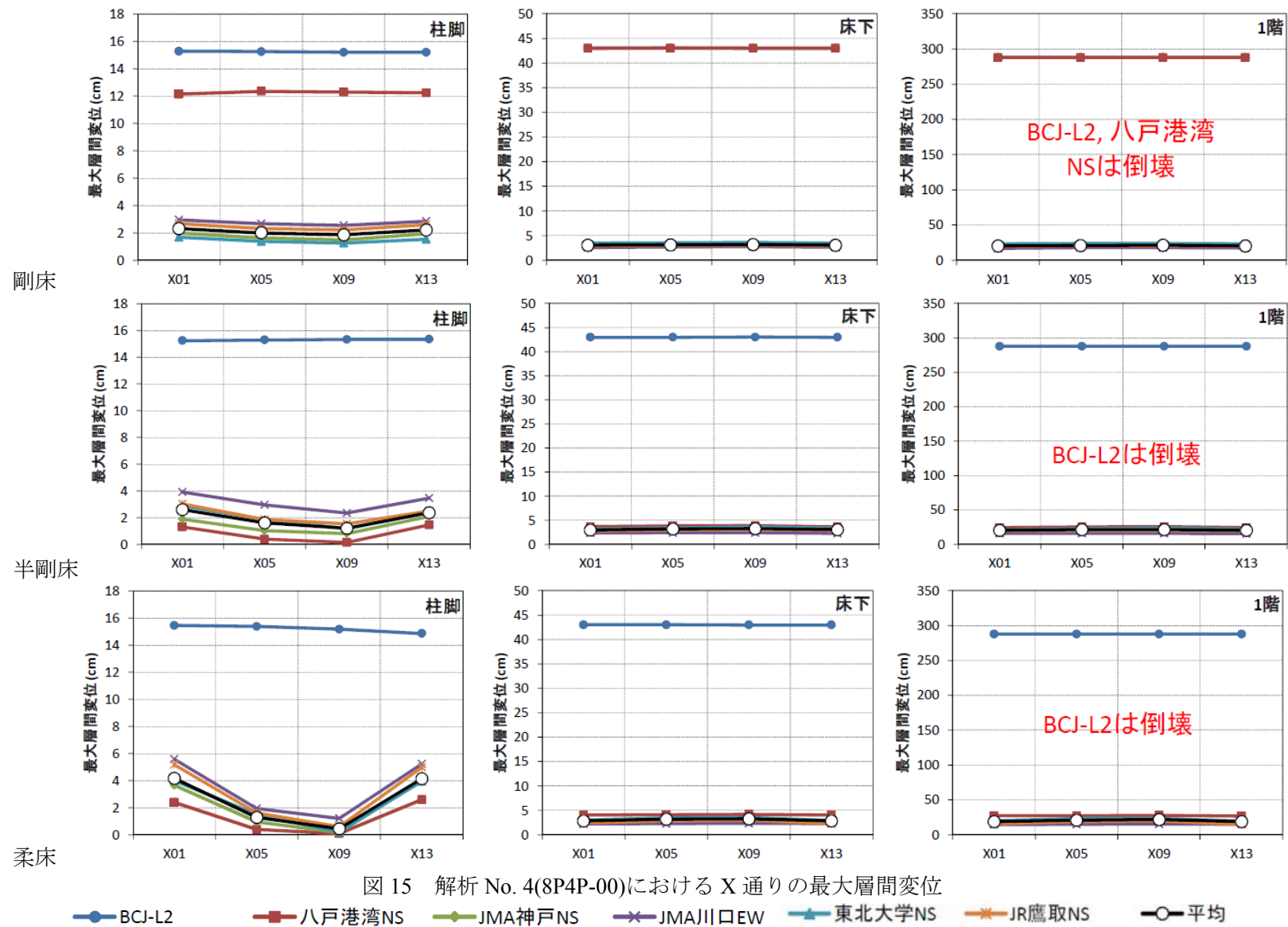


図 15 解析 No. 4(8P4P-00)における X 通りの最大層間変位

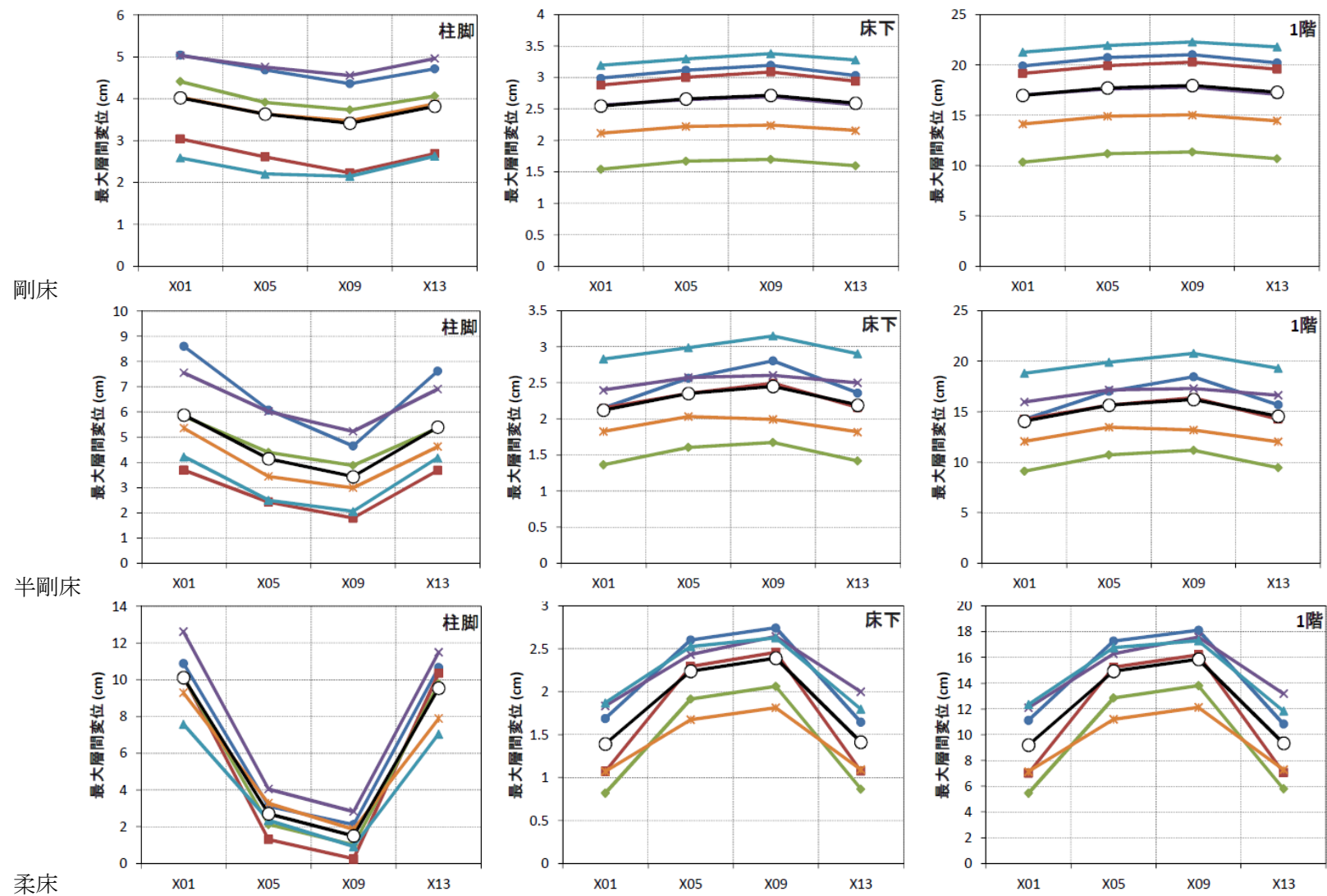


図 16 解析 No. 5(8P6P-00)における X 通りの最大層間変位

● BCJ-L2 ■ 八戸港湾NS ◆ JMA神戸NS ✕ JMA川口EW ▲ 東北大学NS ✖ JR鷹取NS ○ 平均

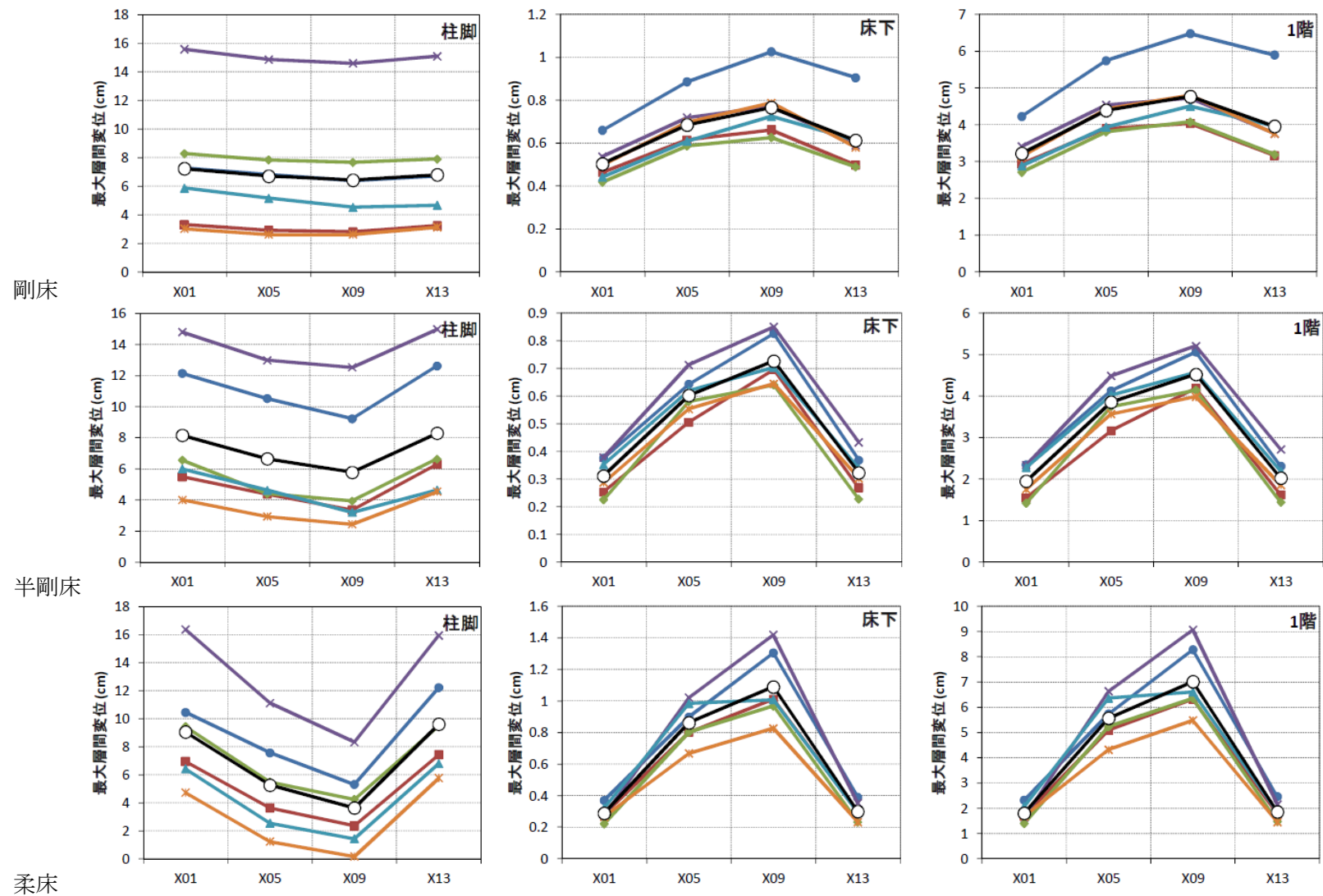


図 17 解析 No. 6(8P10P-00)における X 通りの最大層間変位

BCJ-L2 八戸港湾NS JMA神戸NS JMA川口EW 東北大学NS JR鷹取NS 平均

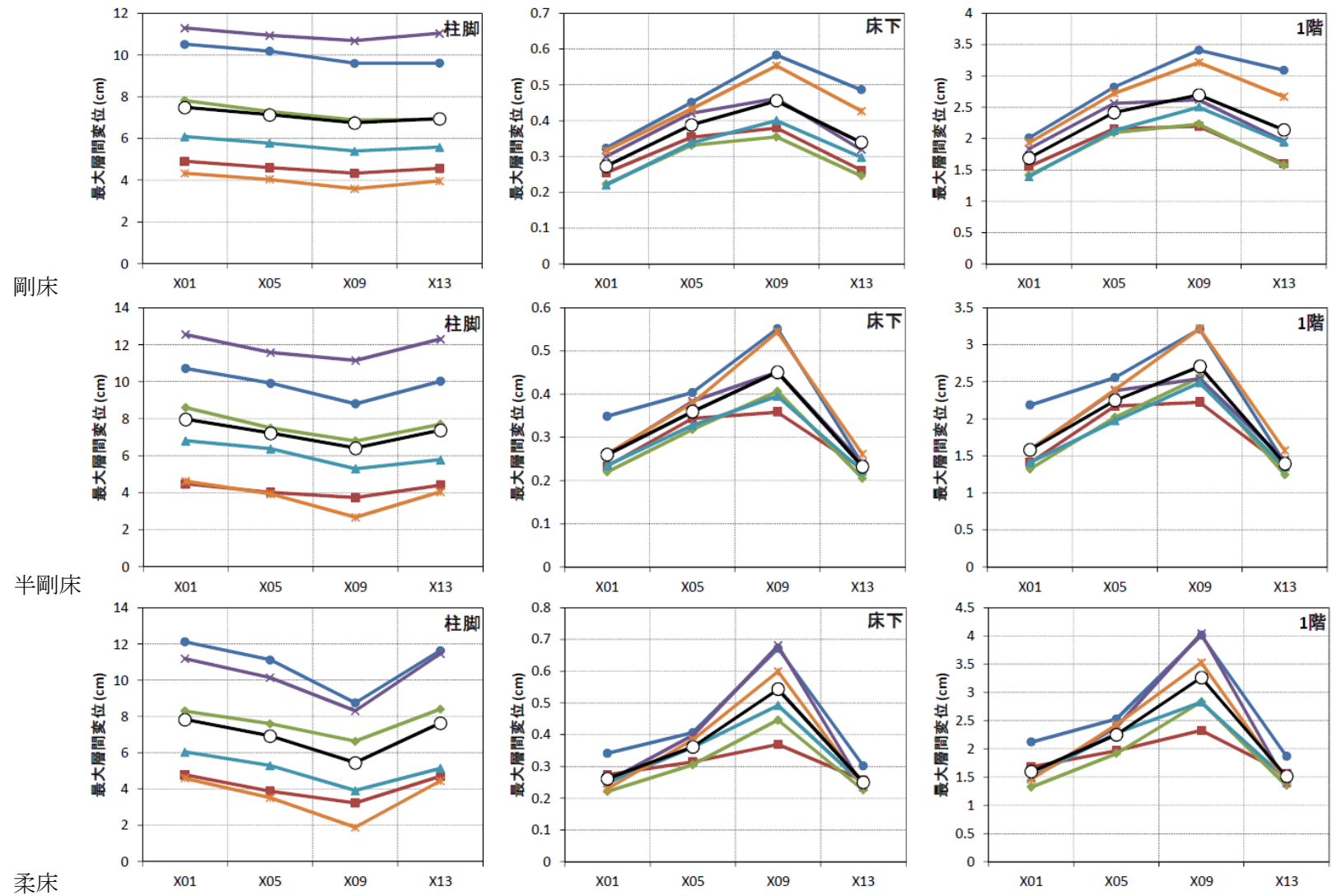


図 18 解析 No. 7(8P12P-00)における X 通りの最大層間変位

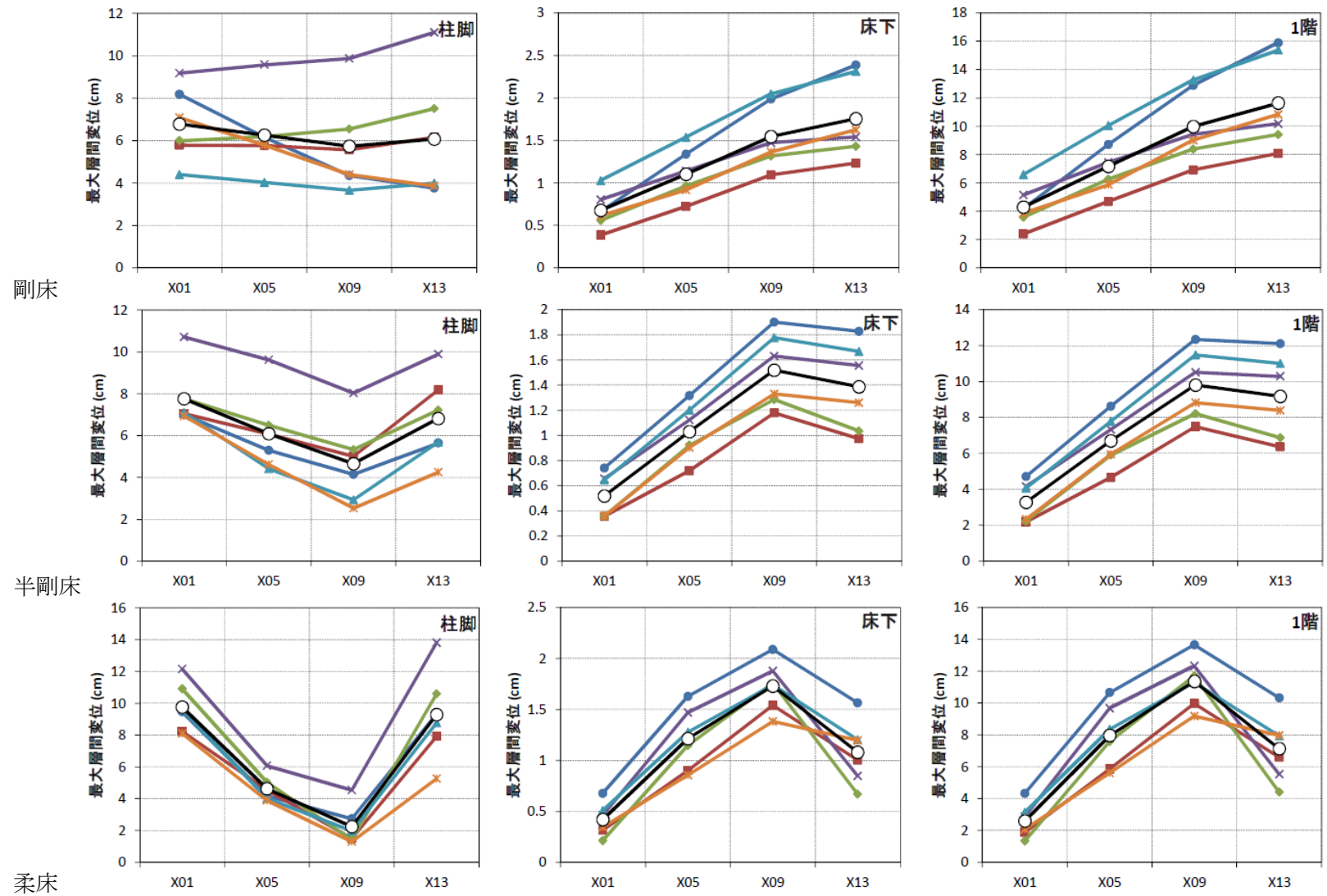


図 19 解析 No. 8(8P8P-15)における X 通りの最大層間変位

● BCJ-L2 ■ 八戸港湾NS ◆ JMA神戸NS × JMA川口EW ▲ 東北大学NS * JR鷹取NS ○ 平均

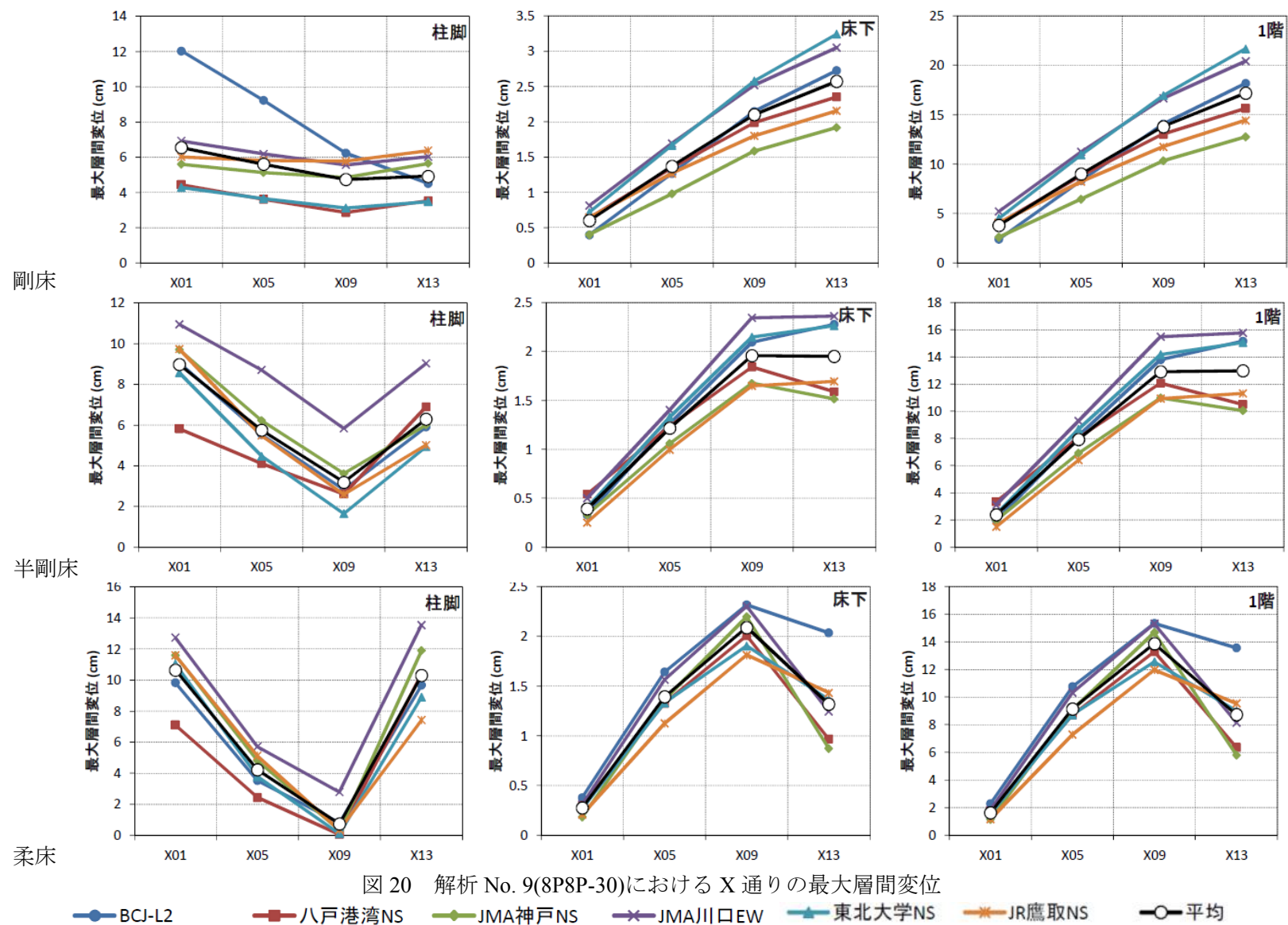


図 20 解析 No. 9(8P8P-30)における X 通りの最大層間変位

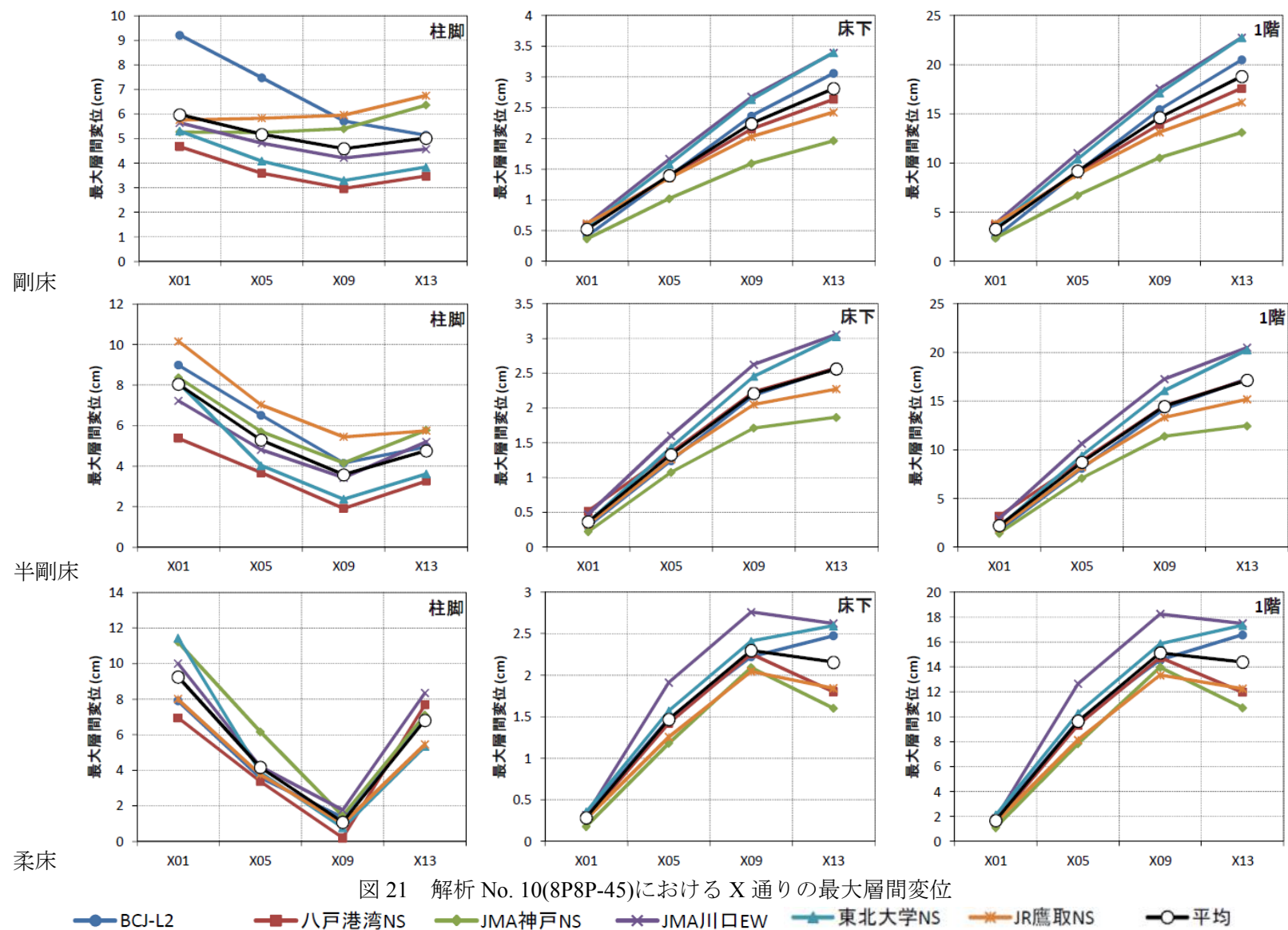


図 21 解析 No. 10(8P8P-45)における X 通りの最大層間変位

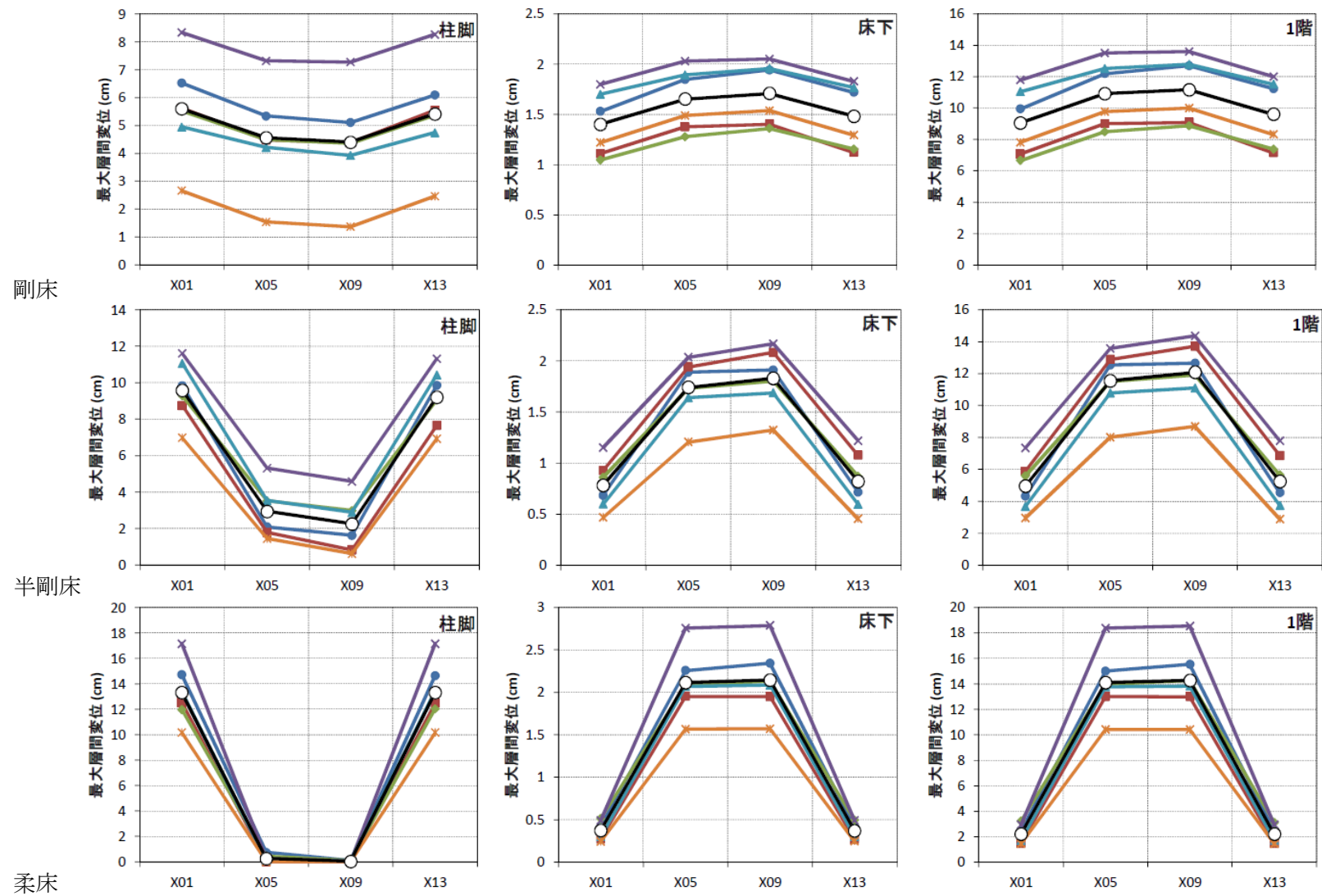


図 22 解析 No. 11(8P8P-00)における X 通りの最大層間変位

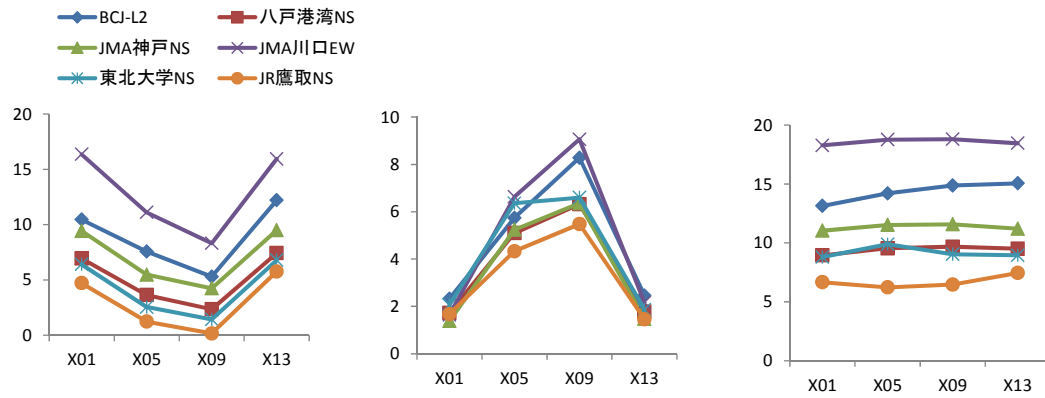


図 15 解析 No. 6 における Y(X 通り)方向最大層間変位と 1 階最大変位 (柔床)

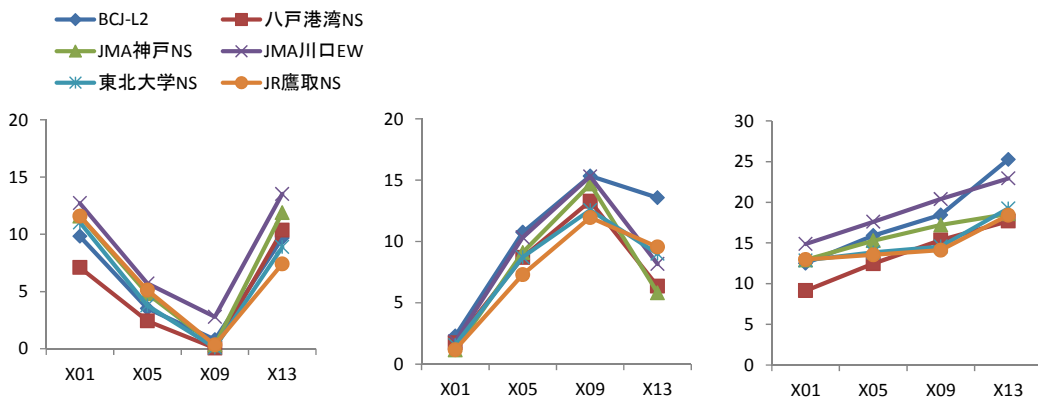


図 16 解析 No. 9 における Y(X 通り)方向最大層間変位と 1 階最大変位 (柔床)

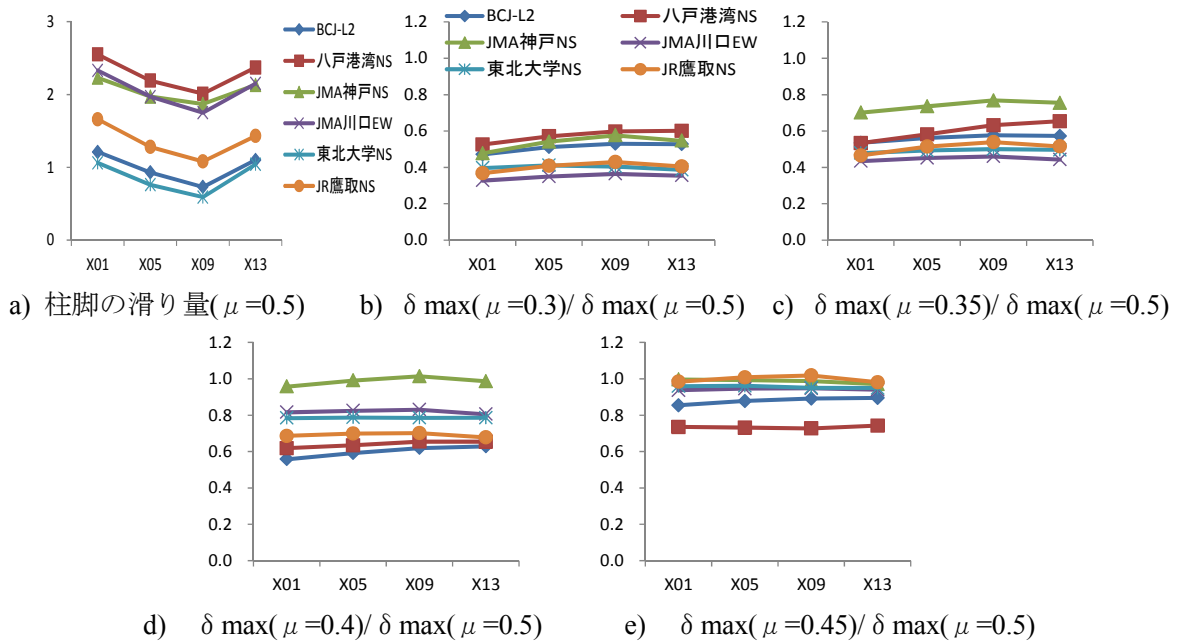


図 17 解析 No. 12 における Y(X 通り)方向 1 階最大層間変位の比(剛床、摩擦係数 0.5 を基準とする)

次に、No. 1～No. 11 の解析結果をもとに、主に偏心率の影響を考察する。図 12～14 に解析結果一覧を示す。先ず、上部構造の耐力の違いを No. 4(4P)、No. 5(6P)、No. 1(8P)、No. 6(10P)、No. 7(12P) で比較する。これは先に行った No. 12 の解析における耐力倍率 0.5、0.75、1.0、1.25、1.5 に相当する。ただし、先の解析では壁耐力を比例増大させているのに対し、No. 4(4P)、No. 5(6P)、No. 6(10P)、No. 7(12P) では、現実的な壁配置で耐力を増加させているため、No. 5(6P)、No. 6(10P) で不均一な耐力分布となっている。そのため、No. 12 の耐力倍率 1.25 摩擦係数 0.35 のケースに比して、X05、X09 構面の 1 階層間変位が大きくなっている。この場合も図 15 に示すように 1 階変位は、各構面ともほぼ等しい。逆に言えば、構面毎の剛性が異なる場合、柱脚の滑り量と上部構造の応答は構面毎に異なると言える。また、最大滑り量は地震動種類・床剛性により変動はあるものの、最大 16cm となっている。

次に偏心率の影響を No. 1(Rey=0.0)、No. 8(Rey=0.16)、No. 9(Rey=0.32)、No. 10(Rey=0.43) で比較する。剛床時の 1 階層間変位は X01 構面から X13 構面にかけて純増となるが、半剛床および柔床時の 1 階層間変位は X09 構面で最大となるケースが散見される。しかし、この場合も図 16 に示すように 1 階変位は X01 構面から X13 構面にかけて純増となる。また、最大滑り量は地震動種類・床剛性による変動および構面毎の差異があるものの、最大 16cm となっている。

以上から、最大滑り量は、地震動種類、床剛性および偏心による変動を考慮して最大 16cm であり、滑り量は最大 20cm と設定すれば安全側になる。

柱脚固定と非固定における上部構造の層間変位を、摩擦係数をパラメータに比較する。摩擦係数 0.5 において滑り量が少なく比較的各構面の層間変位が安定している No.12 (剛床時) の解析結果を用い、摩擦係数 0.5 時の 1 階最大層間変位に対する摩擦係数 0.3～0.45 時の 1 階最大層間変位の比を図 17 に示す。摩擦係数 0.5 時の 1 階最大層間変位に対して、摩擦係数 0.3 の場合では 60%以下、摩擦係数 0.35 の場合では 80%以下の 1 階層間変位となるが、摩擦係数 0.4 以上では 1 階層間変位が減少しないケースが見られる。

同様の内容を質点系で再計算した。基準となる 1 階層間変位は、柱脚の滑り量がほぼ 0 (0.02～0.18cm) となる摩擦係数 0.6 のケースとした。結果を図 18 に示す。この場合も摩擦係数 0.4 以上では 1 階層間変位が減少しないケースが見られる。加えて、摩擦係数 0.3 の場合でも 90%程度までしか減少しないケースも見られるため、伝統的構法の設計法では柱脚の滑りによる応答変位減少効果を込み込まないが、柱脚の滑りによって応答が増大するような危険性はない。

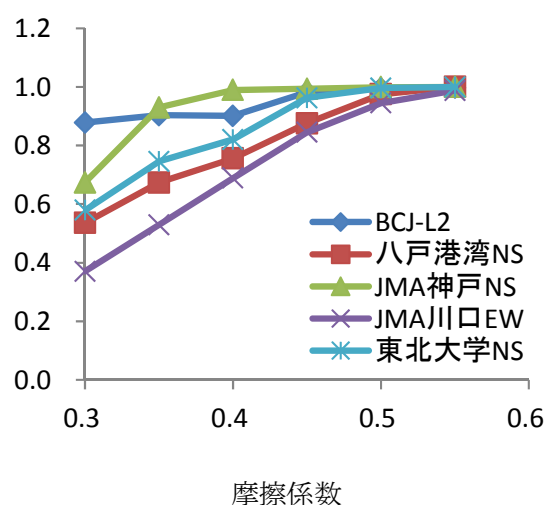


図 18 解析 No. 12 (耐力倍率 1.0) と同等の質点系の 1 階層間変位 (摩擦係数 0.6 を基準とする)

2) 下屋付き部分 2 階建てモデルによる検討

下屋付き部分 2 階建てモデルを対象に 3 次元立体モデルによる時刻歴応答解析を行い、柱脚固定と非固定での上部構造の応答比較を行う。

(1) 解析モデルの概略

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、垂壁、腰壁とも P- δ 成分を除去した実験値を参考に単位構面で加算した。また、通し柱部分のみ曲げ変形を考慮できるように自由度を設定した。

水平構面：せん断変形を考慮した矩形要素

床は、半剛床実験結果を参考に復元力特性を設定した。屋根構面は、床構面と同じ復元力特性を設定した。床を貼らない水平構面（下屋および 2 階天井）は、半剛床の 0.5 倍と設定した。

質量マトリクス：壁重量を省いた、均し床重量（屋根 167kg/m², 2F 床 177 kg/m², 1F 床 144 kg/m²）, 壁重量は見つけ面積当たり 95 kg/m²,

摩擦係数 0.4

減衰は初期剛性比例 5%

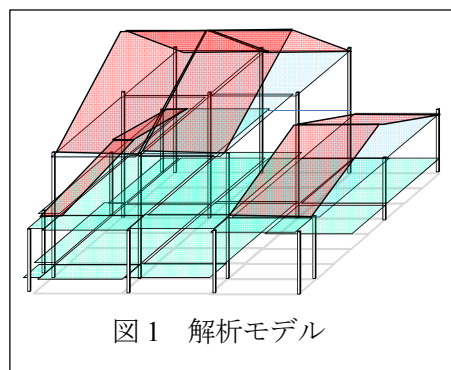
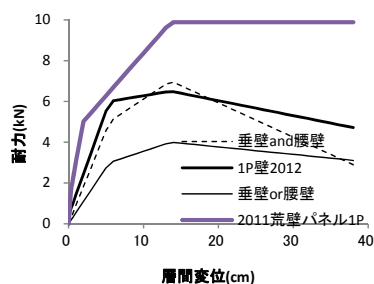


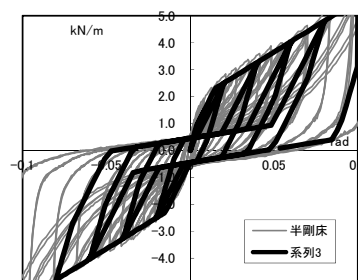
図 1 解析モデル



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

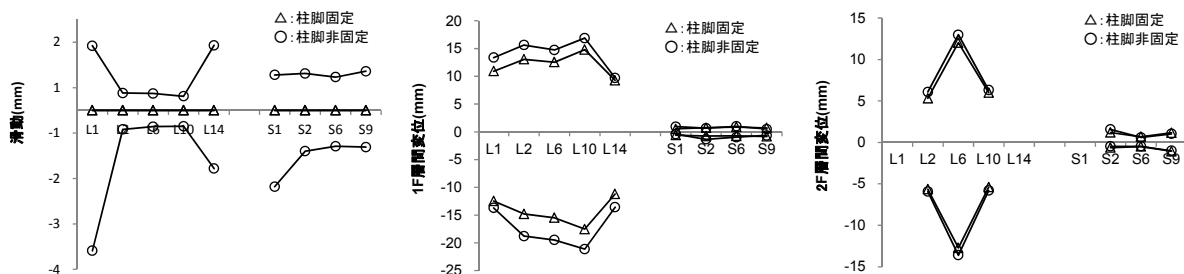
土壁のパラメータ



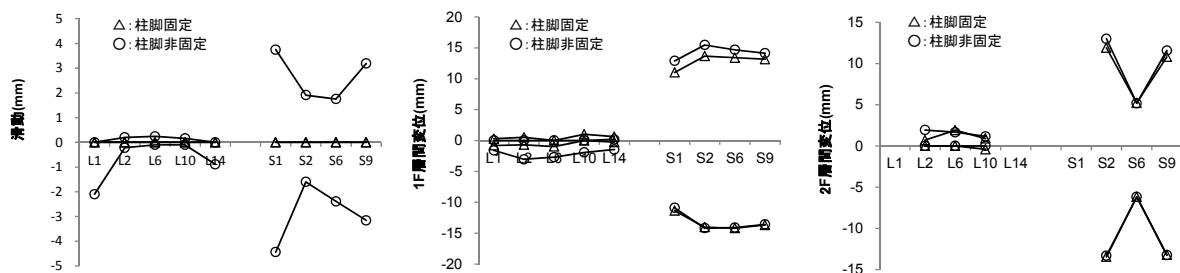
床の骨格曲線

図 2 復元力特性の例

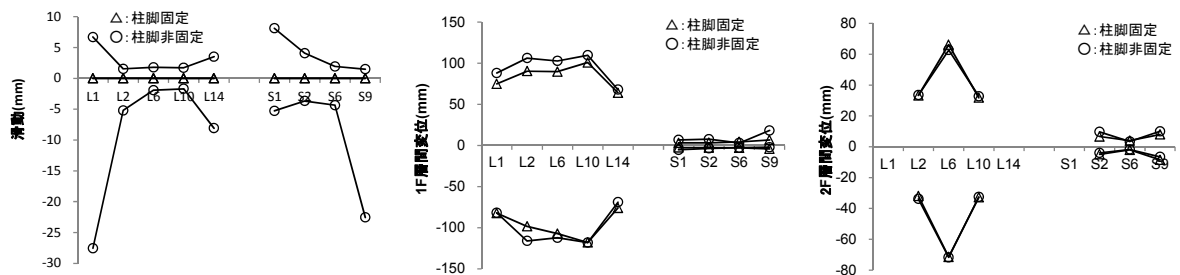
入力地震動を No. 5 試験体の台上波を採用し、5 波で連続解析を行った。以下に解析結果を示す。



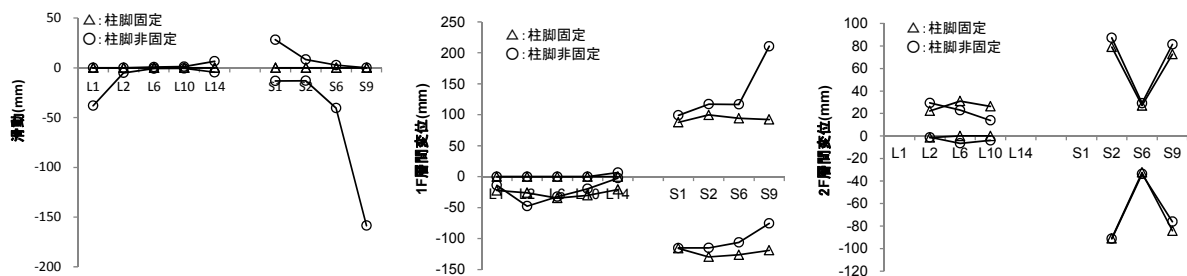
稀に発生する地震動(短辺方向入力)



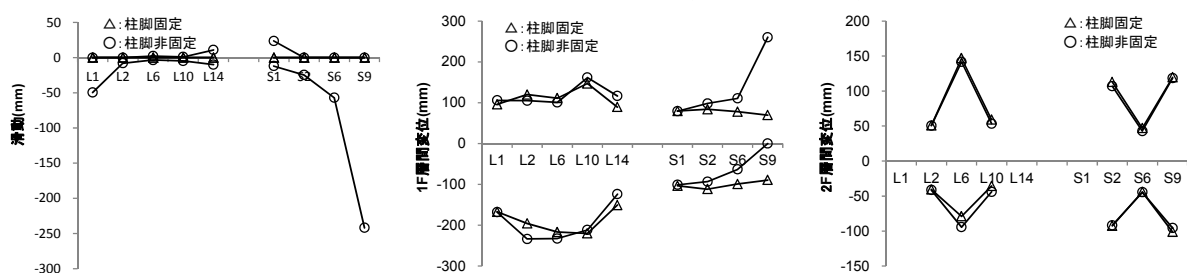
稀に発生する地震動(長辺方向入力)



極めて稀に発生する地震動 (短辺方向入力)



極めて稀に発生する地震動(長辺方向入力)



JMA-Kobe

図3 柱脚固定と柱脚非固定の応答の違い

極めて稀に発生する地震動では、長辺方向入力の1階S9通りを除いて、柱脚固定と柱脚非固定とも同様な応答を示している。これは、S9通りの柱脚の滑りを打ち消すように1階層間変位が発生したためである。

柱脚固定では、柱脚非固定より、全般的に1階の応答変位が大きくなる。柱脚の滑りは、稀に発生する地震動では最大4mmである。極めて稀に発生する地震動では、下屋の柱脚が大きく滑るが、150mm程度に収まっている。巨大地震動JMA-Kobeでは、下屋の柱脚が最大250mm程度の滑りとなっている。

従って、極めて稀に発生する地震動での柱脚の滑りは、下屋を考慮しても最大20cm以下である。

6. 個別要素法を用いた3次元立体モデルによる時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討

伝統的木造住宅の地震時の詳細挙動の把握を目的として平成 22～24 年度に実施された個別要素法を用いた時刻歴応答解析についてまとめた。解析モデルは振動台実験で用いられた試験体 No.4、5 を対象としている。

解析の概要

①解析モデルの概要

(a) 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。本項で用いる計算プログラム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.1.08）の柱脚滑り支承バネ計算機能をアクティブにして用いた。

(b) 解析モデル

解析モデルの概要を図 1.1 に示した。振動台実験で用いられた試験体をモデル化した。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解析モデルの概要を図 1 に示した。軸組の架構、壁の位置等は、試験体案と同一とした。

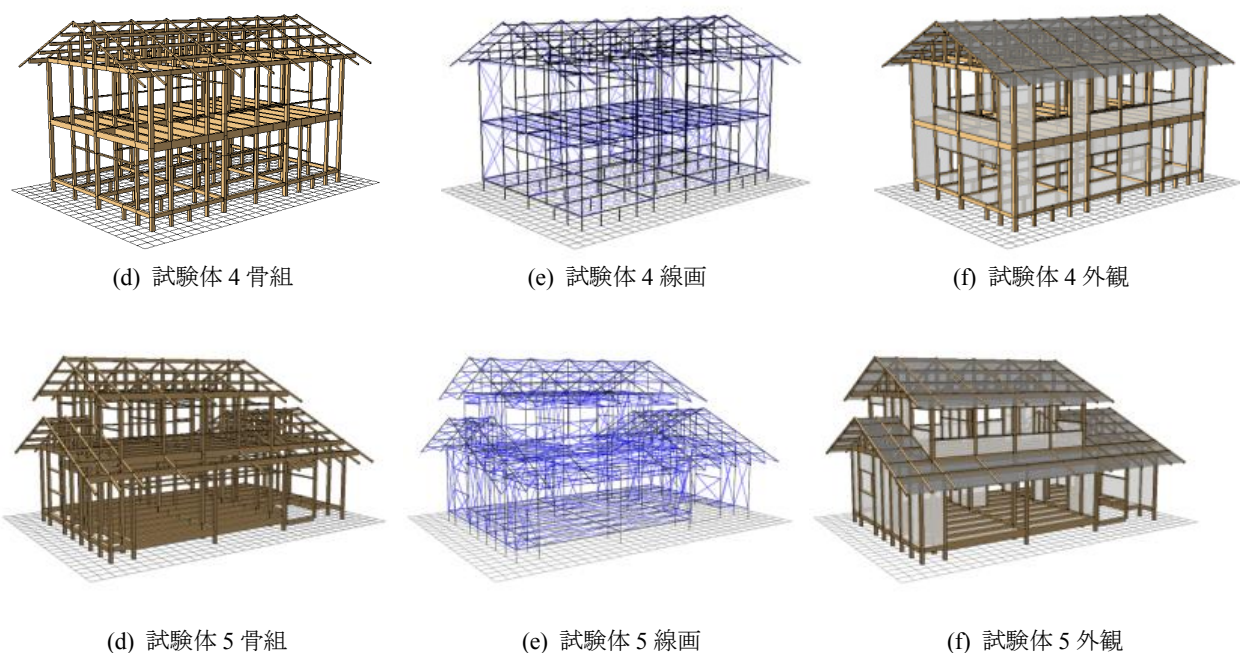


図 1.1 解析モデルの概要

(c) 軸組のモデル化

軸組は図 1.2(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 1.2(b) に示した履歴則 1) を用いた。曲げ強度は使用材料に応じて設定し、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。ヤング係数についても使用材料に応じて設定した。

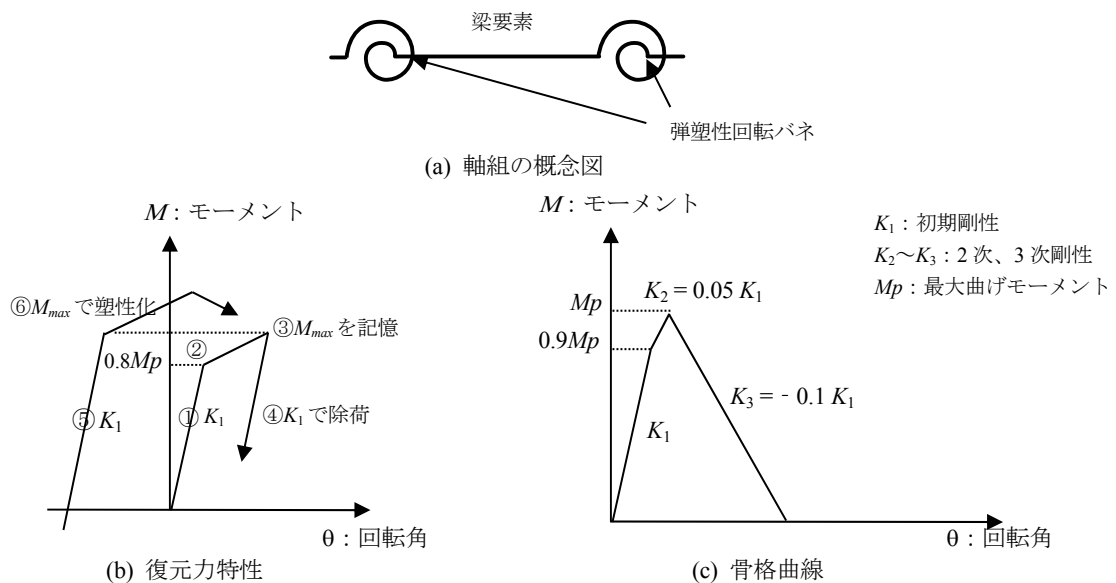


図 1.2 軸組のモデル化概要

(d) 接合部のモデル化

軸組間の接合部は図 1.3(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 1.3(b) に示したような片側弾性＋片側スリップ型とした。回転バネの履歴特性は図 1.3(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。

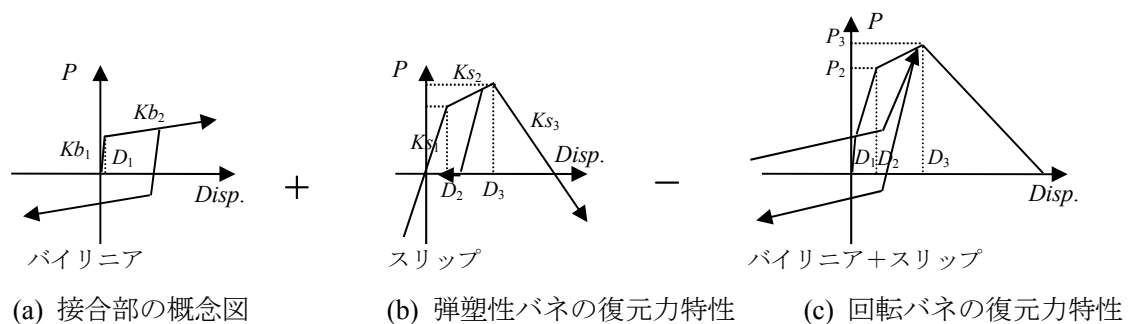
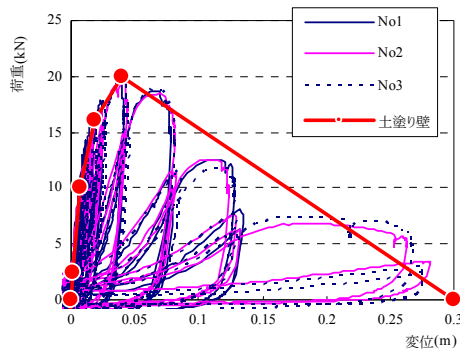


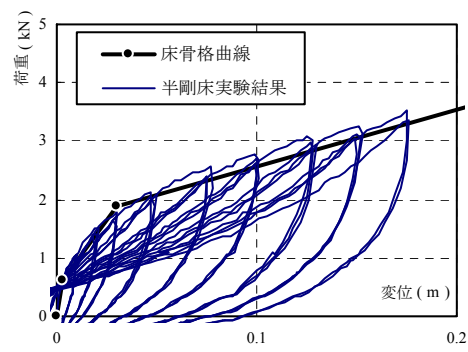
図 1.3 接合部のモデル化概要解析モデル

(e) 骨格曲線

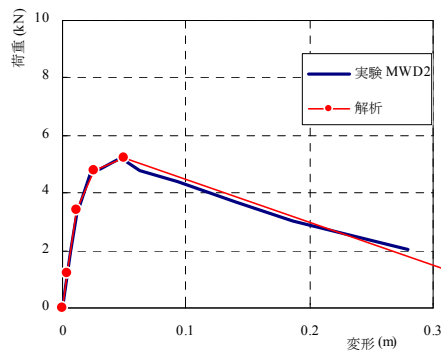
解析モデルの骨格曲線を図 1.4 に示した。



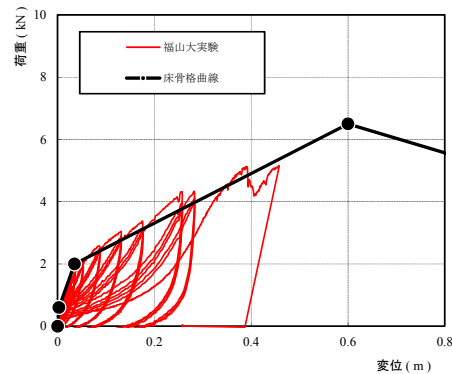
(a) 土塗り壁 (試験体 No.4)



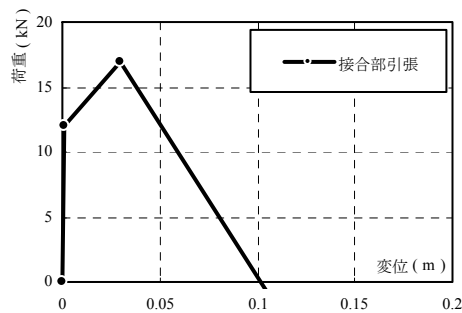
(b) 水平構面 (試験体 No.4)



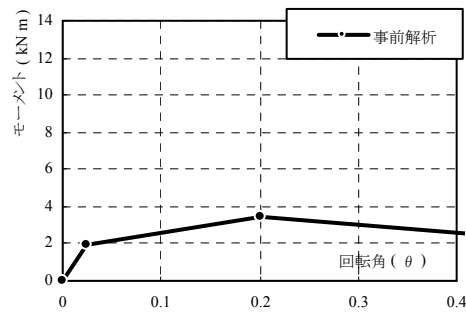
(c) 土塗り壁 (試験体 No.5)



(d) 水平構面 (試験体 No.5)



(e) 接合部引張



(f) 接合部回転

図 1.4 解析に用いた骨格曲線

②柱脚の条件

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： $\mu_1 \times N < (Px_2 + Py_2)^{1/2}$
- ・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)

③試験体の重量

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.4) 1F : 109.6 kN 2F : 170.1 kN RF : 148.9 kN

(試験体 No.5) 1F : 134.9 kN 2F : 192.9 kN RF : 95.4 kN

④入力地震波

入力地震波には、振動台実験で用いられた BCJ Lv.1 (2 種地盤補正×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。

以下に、柱脚の滑りと上部構造の壁のせん断耐力、水平構面のせん断耐力、摩擦係数との関係について実施した解析について報告する

1) 上部構造のせん断性能に関する検討

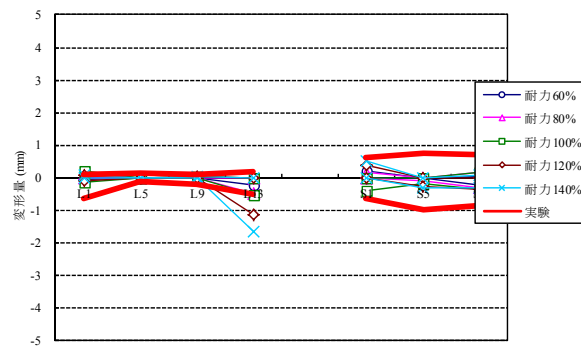
試験体 No.4 を対象にして、土壁のせん断耐力を 0.6 倍～1.4 倍 (0.2 刻み) に変動させて解析を行った。摩擦係数を 0.4 で一定とし、入力波は BCJ L1 を短辺・長辺独立、BCJ L2 を短辺・長辺独立、JMA Kobe 三方向入力を行った。表 2.1 に解析の検討項目、図 2.1～2.3 に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

柱脚の滑り量は上部構造のせん断性能が高いほど大きくなり、層間変形は小さくなる傾向となった。既往の実験的研究でも知られていたことであるが、上部構造が固いほど柱脚に作用する水平力は大きくなるので、摩擦係数を上回る傾向が高くなるため、滑り量が大きくなったことが原因として考えられる。上部構造のせん断耐力が高い場合、JMA Kobe で 200mm を超えるが、極めて稀に発生する地震動 BCJ-L2 では 200mm 以下に収まっている。

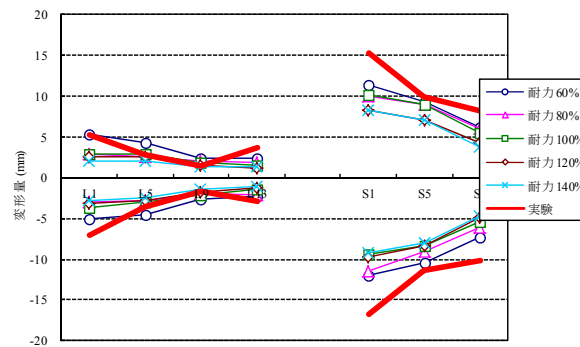
表 2.1 上部構造のせん断性能に関する検討 (解析項目)

目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数 (静摩擦は+1.0)							入力波		
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手	上下
① 上部構造のせん断性能	1	0.6	0.4							BCJ-L1		
	2	0.8										
	3	1										
	4	1.2										
	5	1.4										
	6	0.6								BCJ-L1		
	7	0.8										
	8	1										
	9	1.2										
	10	1.4										
	11	0.6								BCJ-L2		
	12	0.8										
	13	1										
	14	1.2										
	15	1.4										
	16	0.6								BCJ-L2		
	17	0.8										
	18	1										
	19	1.2										
	20	1.4										
	21	0.6								JMA Kobe		
	22	0.8										
	23	1										
	24	1.2										
	25	1.4										

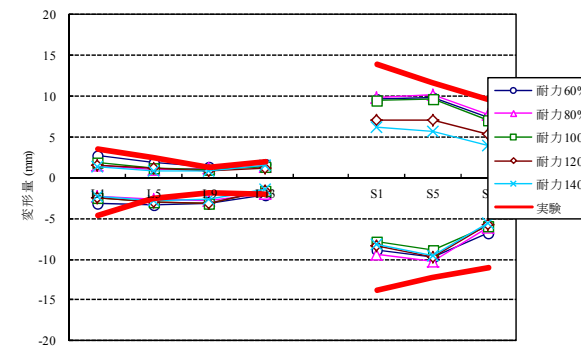
BCJ L1 L方向
柱脚滑り量



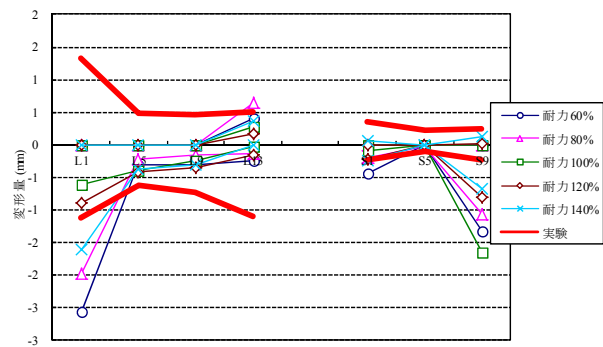
1F層間変形



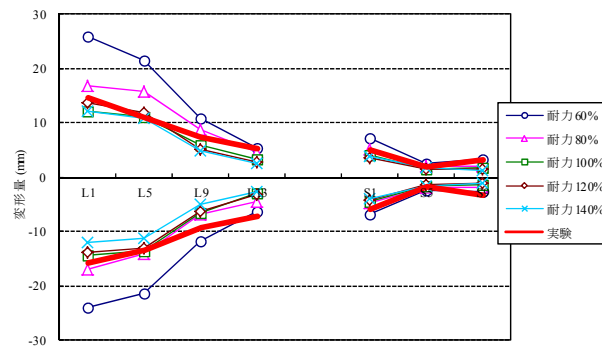
2F層間変形



BCJ L1 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

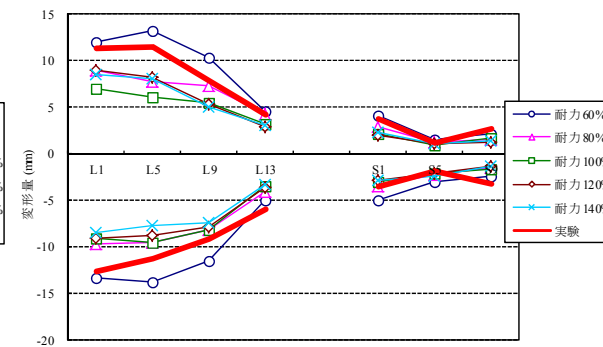
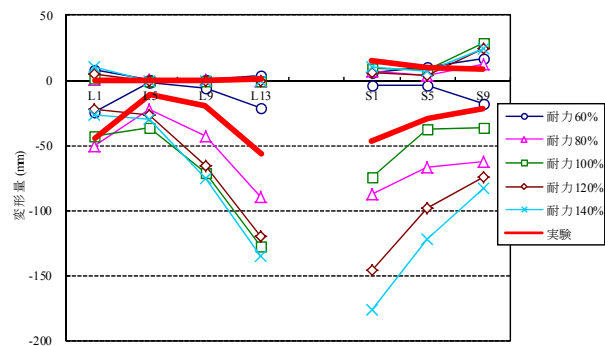
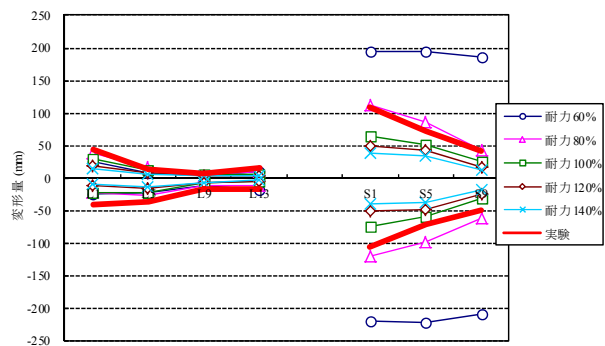


図 2.1 上部構造のせん断性能に関する検討（入力波 BCJ L1）

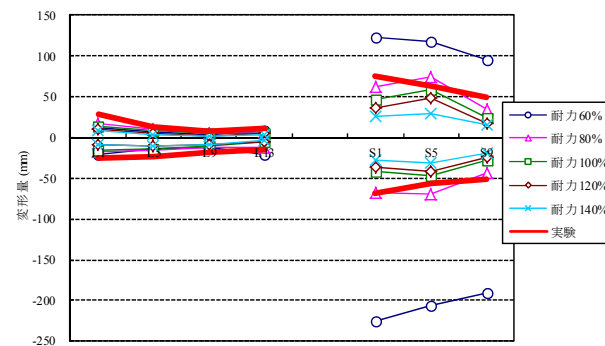
BCJ L2 L方向
柱脚滑り量



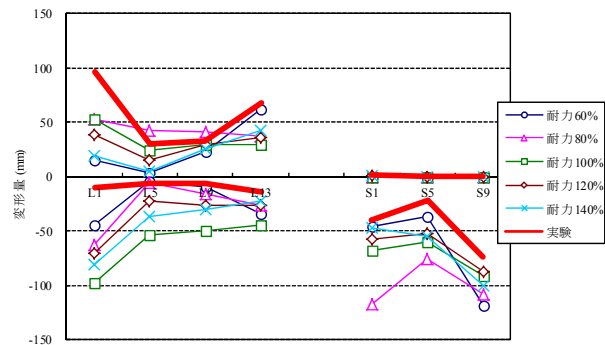
1F層間変形



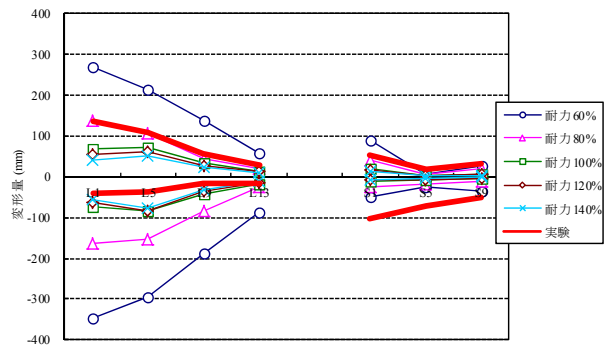
2F層間変形



BCJ L2 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

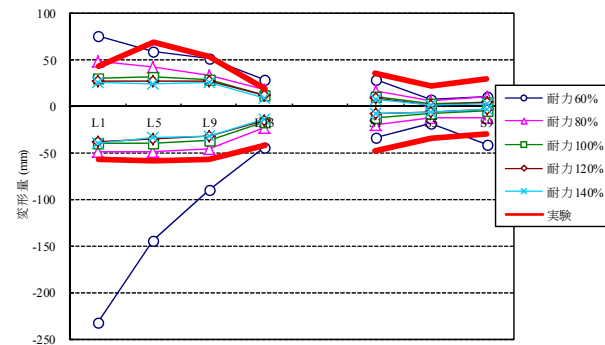
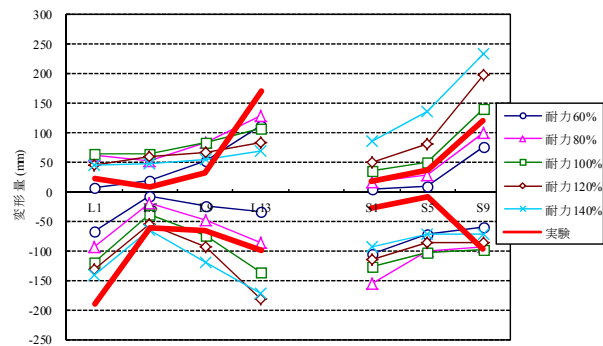


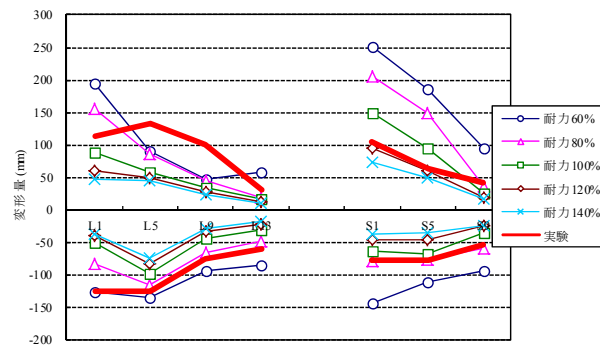
図 2.2 上部構造のせん断性能に関する検討（入力波 BCJ L2）

JMA Kobe LSZ

柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

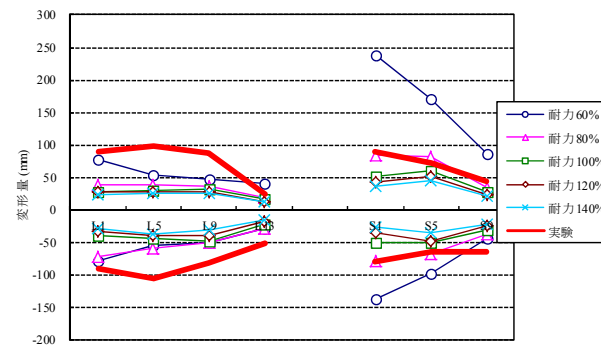


図 2.3 上部構造のせん断性能に関する検討（入力波 JMA 神戸 3 方向）

2) 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討

試験体 No.4 を対象にして、摩擦係数を 0.3～0.5 (0.05 刻み) に変動させて解析を行った。静止摩擦係数は動摩擦係数+0.1 とし、入力波は BCJ L1 を短辺・長辺独立、BCJ L2 を短辺・長辺独立、JMA Kobe 三方向入力を行った。柱脚を固定した場合、柱脚の浮上りのみ許容した場合についても検討を行った。表 2.2 に解析の検討項目、図 2.4～2.6 に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

柱脚の滑り量は摩擦係数が高いほど大きくなり、層間変形は小さくなる傾向となった。特に摩擦係数が 0.4 前後の場合に傾向が顕著となった。また柱脚を固定した場合、浮上りのみ許容した場合は、層間変形はより大きくなる傾向となった。

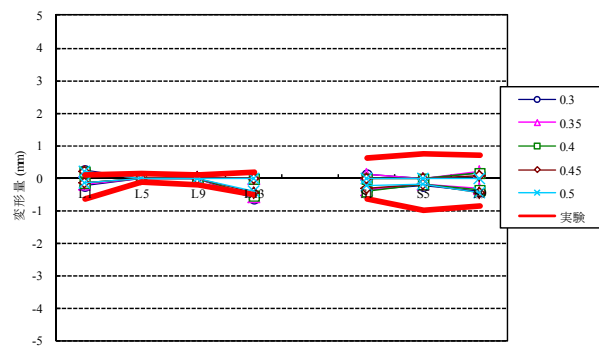
摩擦係数が高いほど柱脚が滑りはじめる水平力は大きくなるので、層間変形が大きくなったと考えられる。また、この解析モデルでは上部構造の層せん断力係数が 0.4 前後であるため、摩擦係数 0.4 前後での傾向の差が顕著になったといえる。

柱脚の滑り量は、摩擦係数が 0.3 の場合、200mm を超えるケースがあるが、摩擦係数が 0.35 以上では 200mm 以下に収まっている。

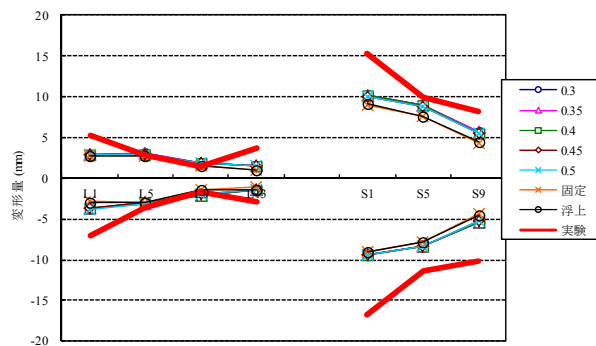
表 2.2 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討（解析項目）

目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数（静摩擦は+1.0）							入力波		
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手	上下
② 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件	26	1	0.3							BCJ-L1		
	27		0.35									
	28		0.4									
	29		0.45									
	30		0.5									
	31		柱脚固定									
	32		浮き上がりのみOK									
	33		0.3							BCJ-L1		
	34		0.35									
	35		0.4									
	36		0.45									
	37		0.5									
	38		柱脚固定									
	39		浮き上がりのみOK									
	40		0.3							BCJ-L2		
	41		0.35									
	42		0.4									
	43		0.45									
	44		0.5									
	45		柱脚固定									
	46		浮き上がりのみOK									
	47		0.3							BCJ-L2		
	48		0.35									
	49		0.4									
	50		0.45									
	51		0.5									
	52		柱脚固定									
	53		浮き上がりのみOK									
	54		0.3							JMA Kobe		
	55		0.35									
	56		0.4									
	57		0.45									
	58		0.5									
	59		柱脚固定									
	60		浮き上がりのみOK									

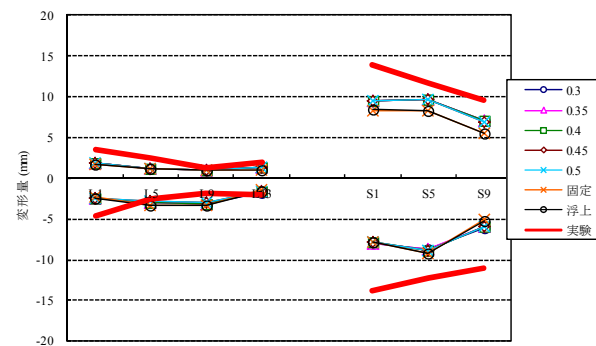
BCJ L1 L方向
柱脚滑り量



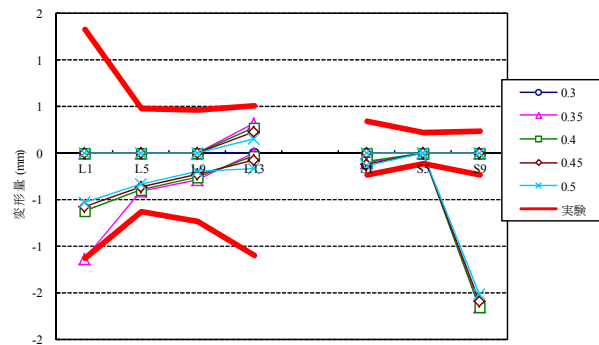
1F層間変形



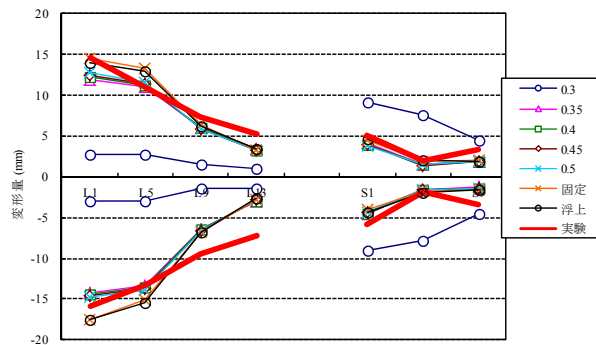
2F層間変形



BCJ L1 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

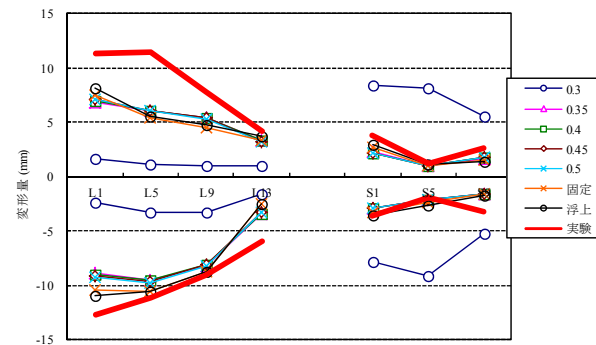
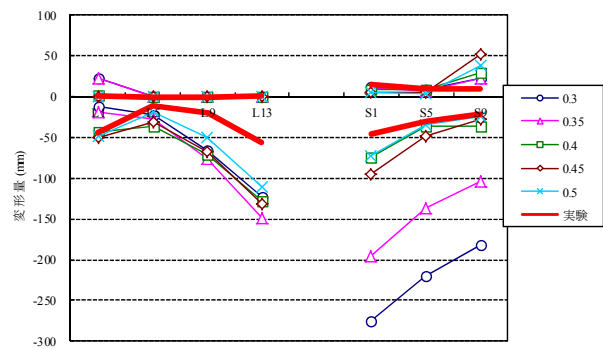
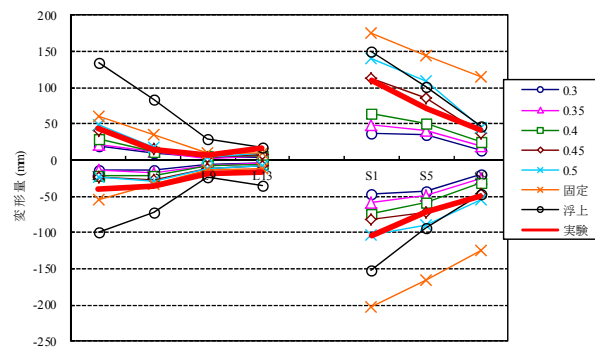


図 2.4 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討（入力波 BCJ L1）

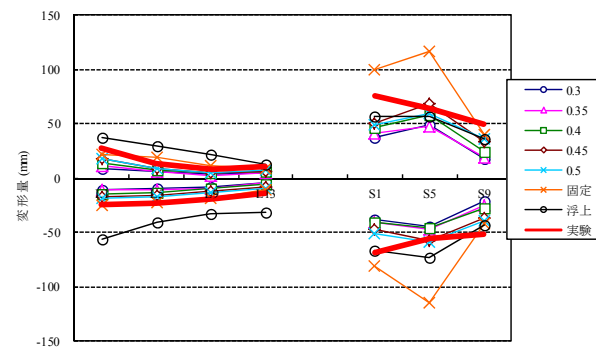
BCJ L2 L方向
柱脚滑り量



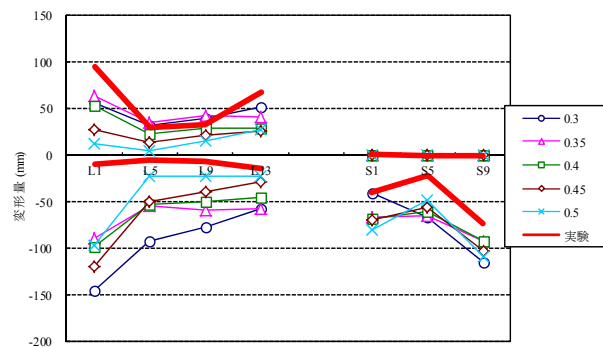
1F層間変形



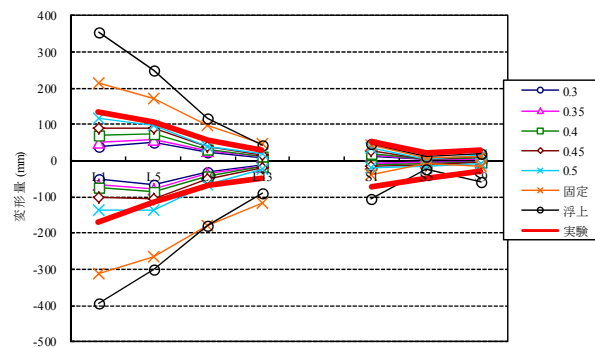
2F層間変形



BCJ L2 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

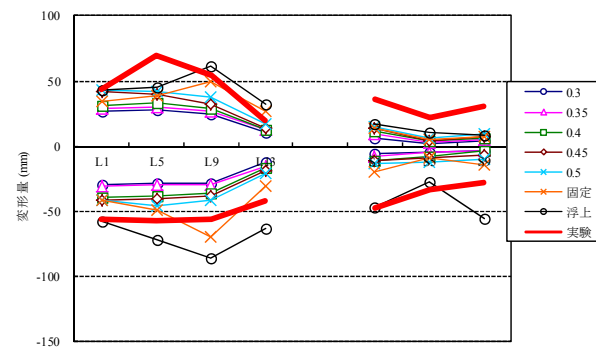
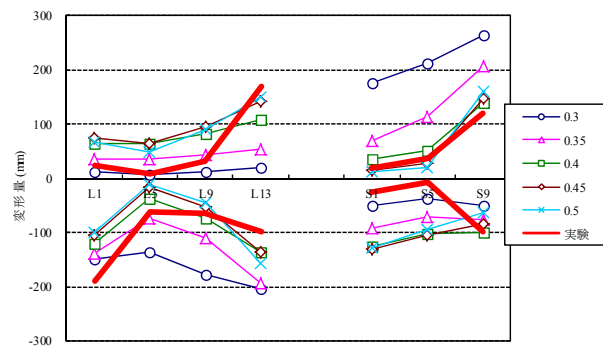


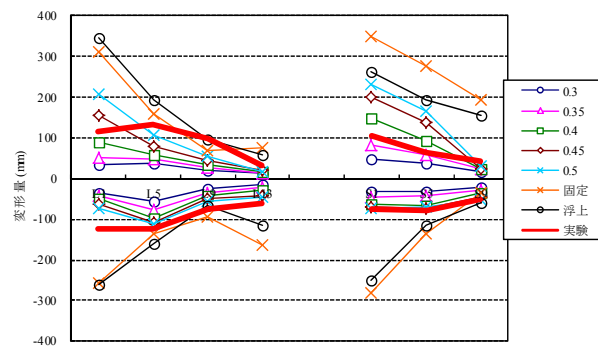
図 2.5 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討（入力波 BCJ L2）

JMA Kobe LSZ

柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

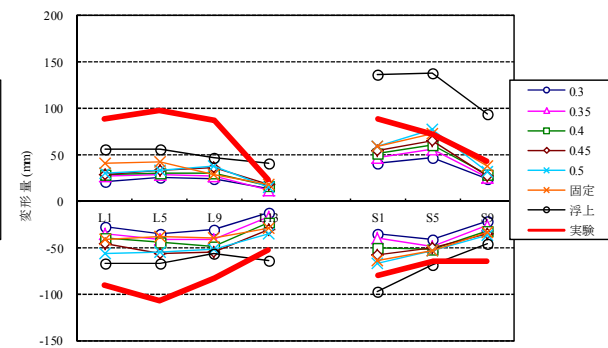


図 2.6 摩擦係数の大きさ、柱脚の条件に関する検討 (入力波 JMA 神戸)

3) 水平構面のせん断性能に関する検討

試験体 No.5 を対象にして、床のせん断耐力を 0.倍～1 倍（0.25 刻み）に変動させて解析を行った。剛床とした場合についても検討を行った。BCJ L2 を短辺・長辺に独立で入力を行った。表 2.3 に解析の検討項目、図 2.7～2.8 に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

1 階床の耐力を変動させた解析では、長辺方向の入力では、1F 床の耐力が大きくなるほど、柱脚の滑り量は大きくなり、層間変形は小さくなる傾向になった。床の耐力が大きくなることで柱脚の挙動に一体性が保たれ、滑り量が大きくなったと考えられる。短辺方向の入力では、1F 床の耐力が大きくなるほど、柱脚の滑り量は大きくなったが、層間変形は大きな差が見られなかった。剛床の場合に柱脚の滑り量が極端に大きくなる傾向となった。

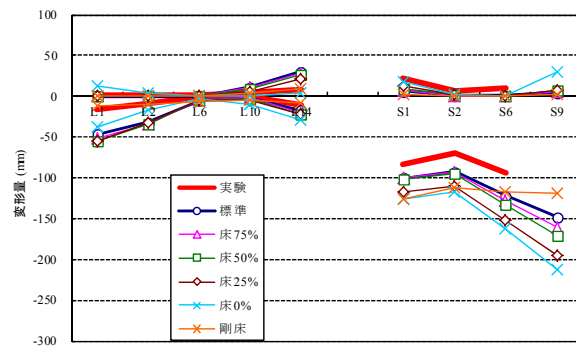
R 階小屋面の耐力を変動させた解析では、滑り量、層間変形ともに大きな影響は見られなかった。

柱脚の滑り量は、剛床の場合には最大 300mm となるが、床の耐力が標準やそれより小さい場合には最大 200mm に収まっている。

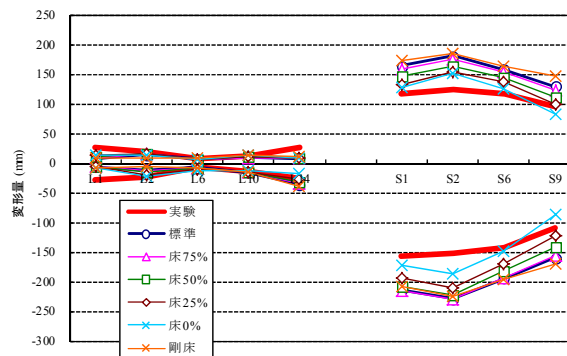
表 2.3 水平構面のせん断性能に関する検討（解析項目）

解析モデル	方向	1F床耐力
No.5	X方向	標準
		×0.75
		×0.5
		×0.25
		×0
		剛床
	Y方向	標準
		×0.75
		×0.5
		×0.25
		×0
		剛床
解析モデル	方向	RF小屋面耐力
No.5	X方向	標準
		×0.75
		×0.5
		×0.25
		×0
		剛床
	Y方向	標準
		×0.75
		×0.5
		×0.25
		×0
		剛床

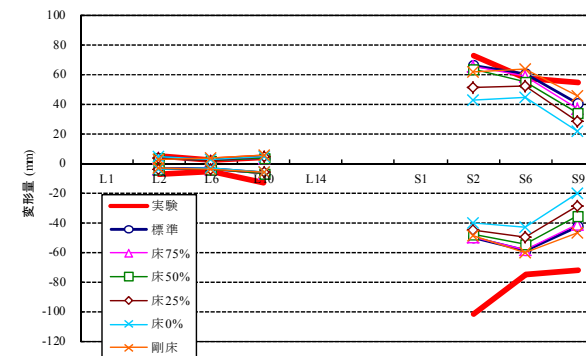
BCJ L2 L方向
柱脚滑り量



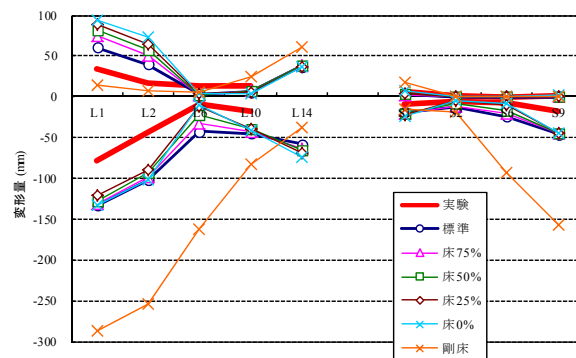
1F層間変形



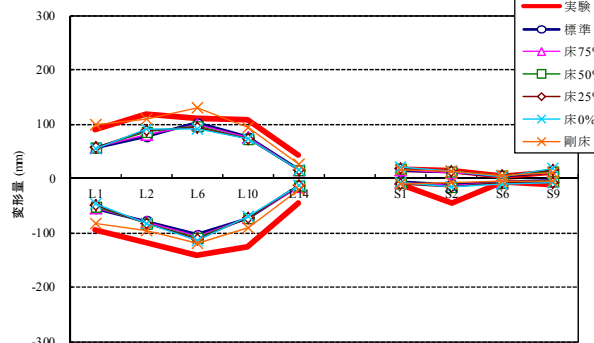
2F層間変形



BCJ L2 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

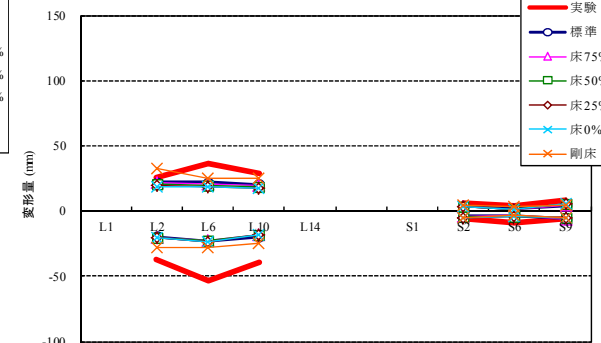
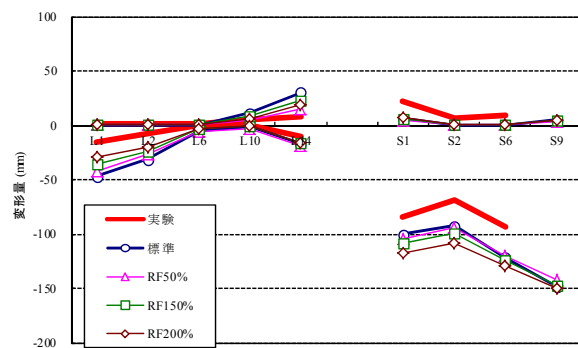
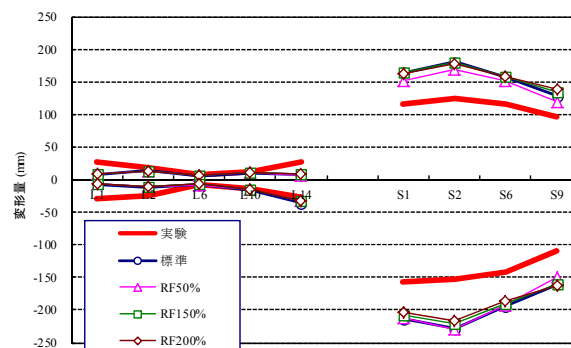


図 2.6 水平構面（1 階床）のせん断性能に関する検討（入力波 BCJ L2）

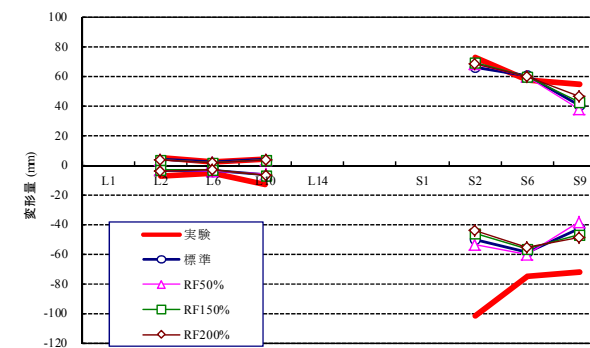
BCJ L2 L方向
柱脚滑り量



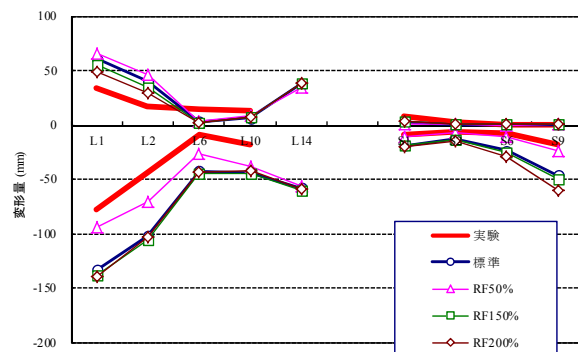
1F層間変形



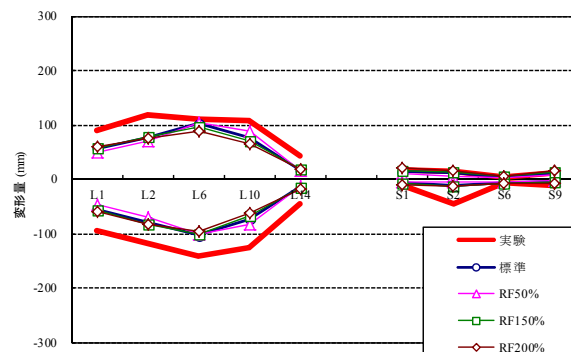
2F層間変形



BCJ L2 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

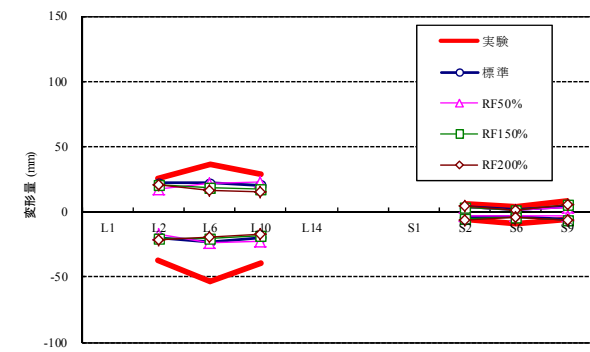


図 2.6 水平構面 (RF 床) のせん断性能に関する検討 (入力波 BCJ L2)

4) 摩擦係数のバラツキによる柱脚の滑りに関する検討

ここでは試験体 No. 4 を対象にして、摩擦係数の大きさに変動がある場合の、上部構造の応答、柱脚滑り量に関する検討を行った。具体的には動摩擦係数の大きさを下記に示したように通りごとに 0.3～0.5 に変化させて解析を行った。

- ・短辺方向 パターン S1 L1 : 0.3 L5 : 0.35 L9 : 0.45 L13 : 0.5
パターン S2 L1 : 0.5 L5 : 0.45 L9 : 0.35 L13 : 0.3
- ・短辺方向 パターン L1 S1 : 0.3 S5 : 0.4 S9 : 0.5
パターン L2 S1 : 0.5 S5 : 0.4 S9 : 0.3

入力波は BCJ L1 を短辺・長辺独立、BCJ L2 を短辺・長辺独立、JMA Kobe 三方向入力を行った。表 3.1 に解析の検討項目、図 3.1～2.3 に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

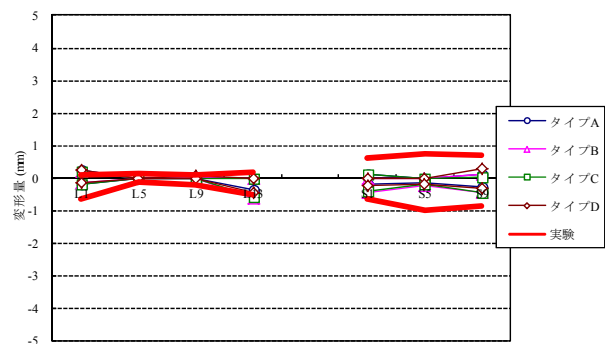
柱脚の滑り量は摩擦係数の大きさの変動が地震波の入力方向と直交方向である場合は、摩擦係数が大きい通りほど、柱脚の滑り量が大きくなる傾向となったが、地震波の入力方向と平行する場合は、摩擦係数が低い通りが存在する方向により大きく移動する傾向となった。

上部構造の変形の際に、重心が変形方向に移動するため、その影響で移動量の正負のバランスに差が出たことが考えられる。

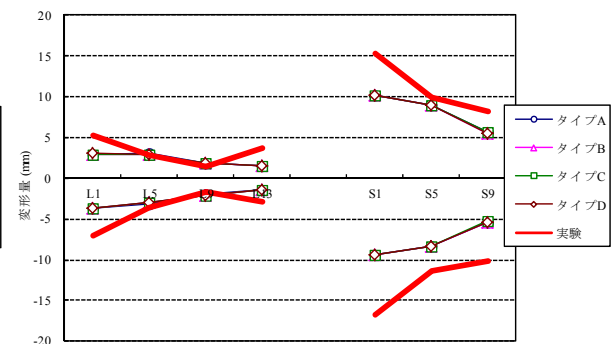
表 2.2 摩擦係数のバラツキによる柱脚の滑りに関する検討

目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数（静摩擦は+1.0）							入力波		
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手	上下
③ 摩擦係数のばらつき	61	1	0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			BCJ-L1		
	62		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	63		0.4				0.3	0.4	0.5			
	64		0.4				0.5	0.4	0.3			
	65		0.3	0.35	0.45	0.5	0.4				BCJ-L1	
	66		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	67		0.4				0.3	0.4	0.5			
	68		0.4				0.5	0.4	0.3			
	69		0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			BCJ-L2		
	70		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	71		0.4				0.3	0.4	0.5			
	72		0.4				0.5	0.4	0.3			
	73		0.3	0.35	0.45	0.5	0.4				BCJ-L2	
	74		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	75		0.4				0.3	0.4	0.5			
	76		0.4				0.5	0.4	0.3			
	77		0.3	0.35	0.45	0.5	0.4			JMA Kobe		
	78		0.5	0.45	0.35	0.3	0.4					
	79		0.4				0.3	0.4	0.5			
	80		0.4				0.5	0.4	0.3			

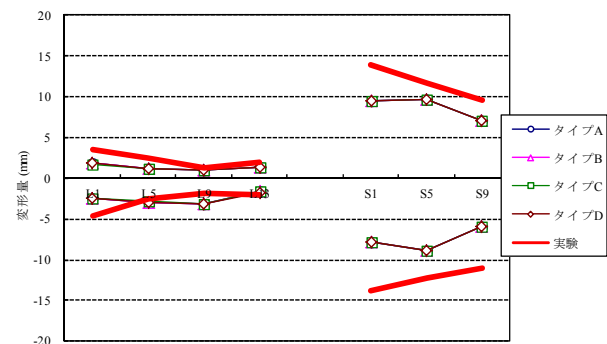
BCJ L1 L方向
柱脚滑り量



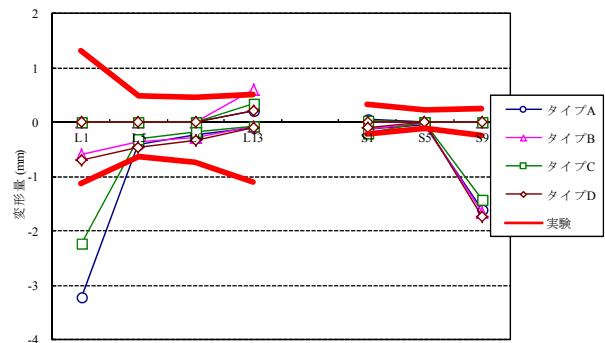
1F層間変形



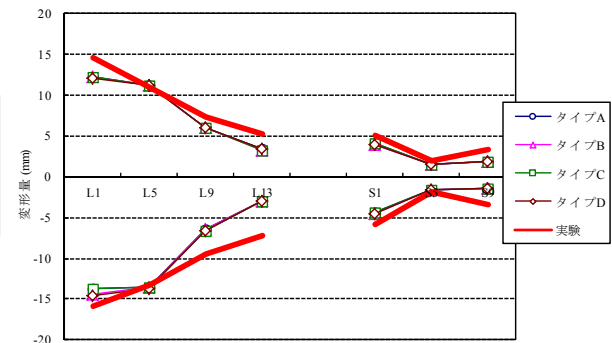
2F層間変形



BCJ L1 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

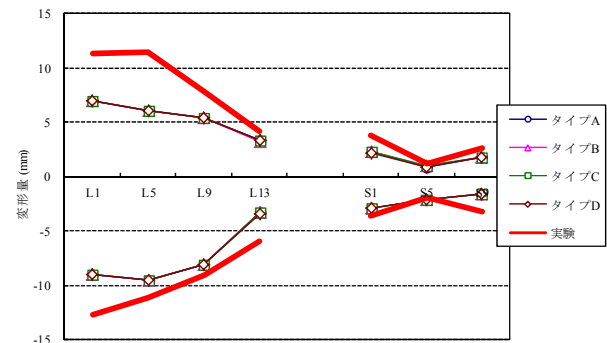
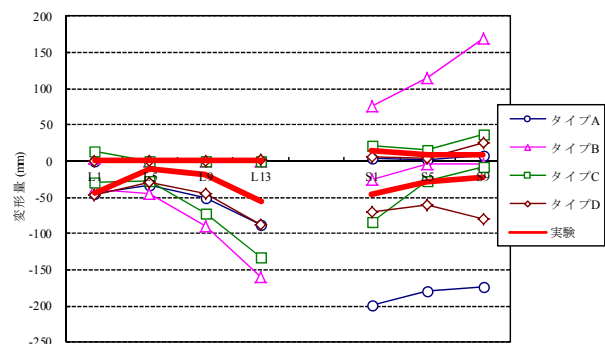
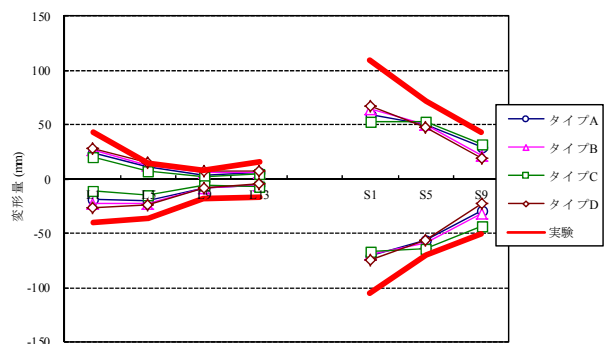


図 3.1 摩擦係数のバラツキによる柱脚の滑りに関する検討 (入力波 BCJ L1)

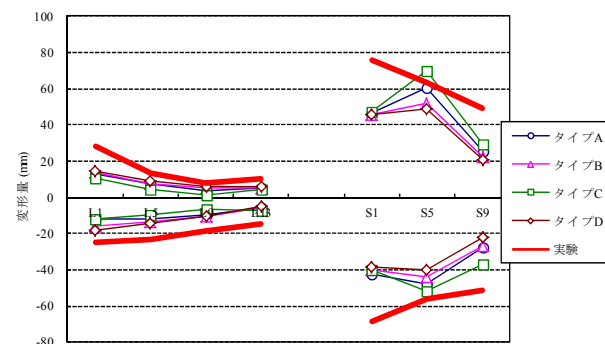
BCJ L2 L方向
柱脚滑り量



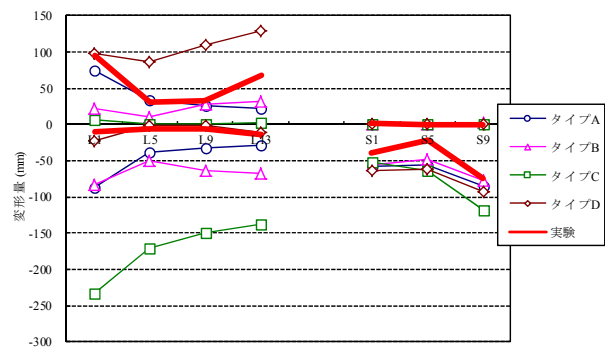
1F層間変形



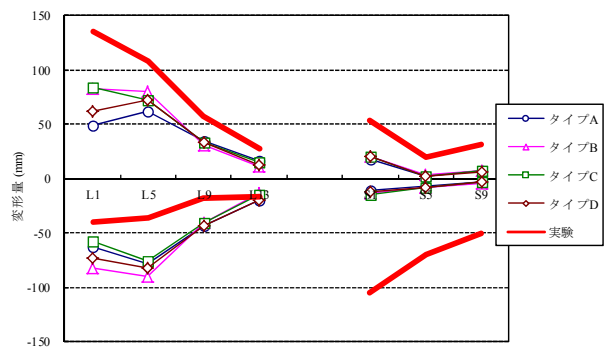
2F層間変形



BCJ L2 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

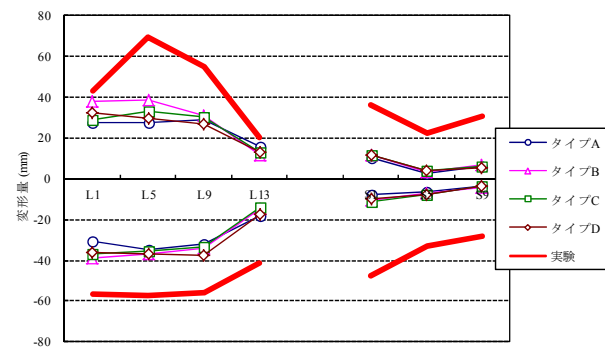
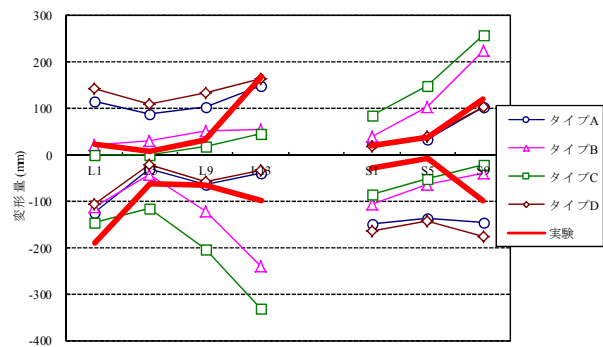


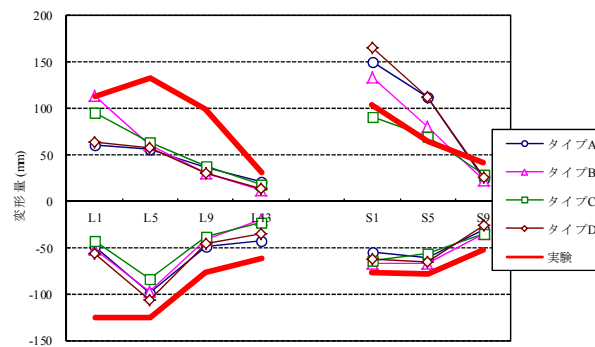
図 3.2 摩擦係数のバラツキによる柱脚の滑りに関する検討（入力波 BCJ L2）

JMA Kobe LSZ

柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

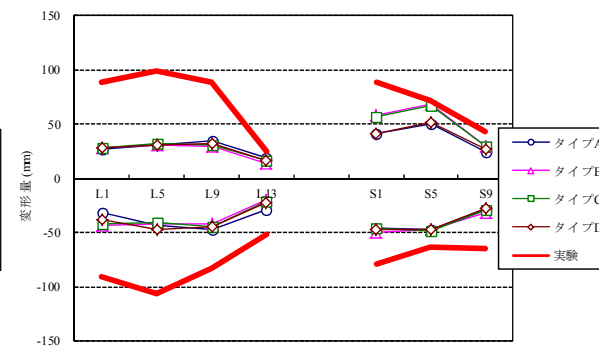
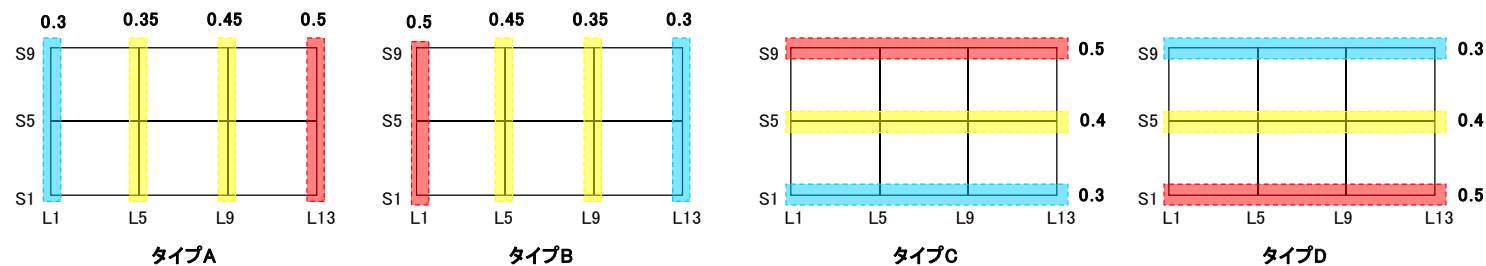


図 3.3 摩擦係数のバラツキによる柱脚の滑りに関する検討（入力波 JMA 神戸 3 方向）



各通りの動摩擦係数を 0.3～0.5 に変化させた場合、柱脚の最大滑り量は稀に発生する地震動で数 mm であり、極めて稀に発生する地震動ではタイプ C で L1 通りでは約 240mm、それ以外では 200mm 以下に収まっている。巨大な地震動に相当する JMA Kobe で最大 320mm 程度である。

5) 上下動による柱脚の滑りに関する検討

ここでは試験体 No.4 を対象にして、入力地震動の上下動の大きさに差がある場合の、上部構造の応答、柱脚滑り量に関する検討を行った。具体的には JMA 神戸の 3 方向入力の際に上下動の振幅を-1.0 倍、-0.5 倍、0.0 倍、0.5 倍、1.0 倍に変化させて解析を行った。

表 4.1 に解析の検討項目、図 4.1 に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。柱脚の滑り量は上下動の大きさ、位相によって大きく影響を受ける結果となった。特に上下動の位相が反転すると、各通りの滑り量の正負バランスは反転する結果となった。上部構造の層間変形にはほとんど影響が見られなかった。上下動に入力地震動が入ることで、解析モデルに軸力変動が生じるため、滑り方向の正負バランスに影響が出たと考えられる。

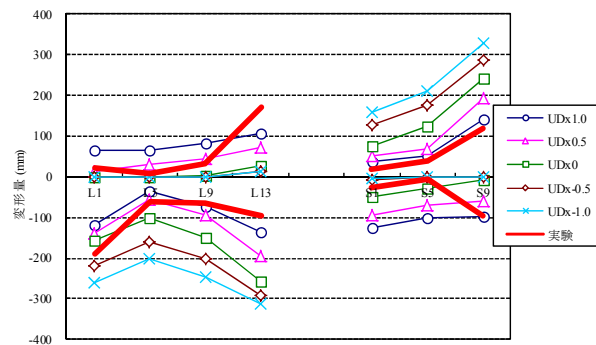
JMA 神戸の 3 方向入力での柱脚の滑り量は、実験では最大 200mm であるが、上下動の大きさ、位相を変えた場合、最大 300mm となる。

表 4.1 上下動による柱脚の滑りに関する検討

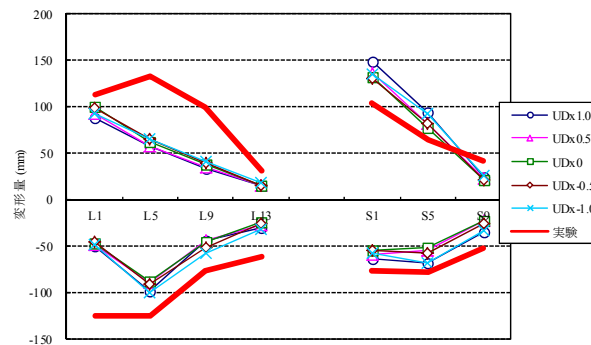
目的	解析#	土壁の耐力	動摩擦係数（静摩擦は+1.0）							入力波		
			L1	L5	L9	L13	S1	S5	S9	長手	短手	上下
④ 影 響 の 上 下 動	81	1	0.4							JMA Kobe (UD×-1.0)		
	82									JMA Kobe (UD×0.0)		
	83									JMA Kobe (UD×1.0)		

JMA Kobe LSZ

柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

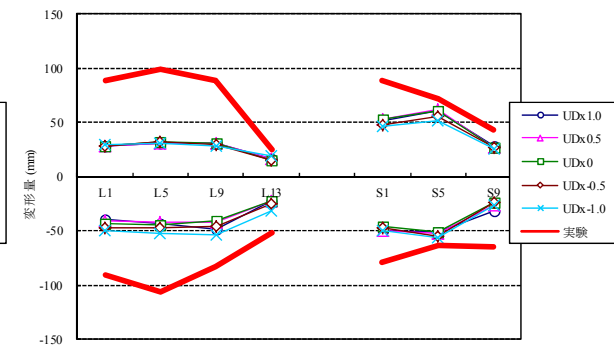


図 4.1 上下動による柱脚の滑りに関する検討

7. 柱脚の滑りによる入力地震動の増幅に関する検討

柱脚の滑りによって建築物の応答への影響を調べるために、柱脚固定および柱脚非固定の条件のもと、上部の建築物への入力地震動や応答について検討する。

ここでは、2012 年度実大震動台実験（部分 2 階建て下屋付き試験体 No.5、No.6）から、鉄骨架台上で観測された入力加速度が、試験体各部でどの程度増幅されたかを、加速度応答スペクトルの観点から比較する。

図 1 に計測点名称と各通り名称の対応、図 2 に計測点名称と高さ方向の計測位置の対応を示す。例えば、「5AS1406C」は、「試験体 No.5、加速度、S 方向、14 通り、へ通り、1F 桁レベル」を指す。

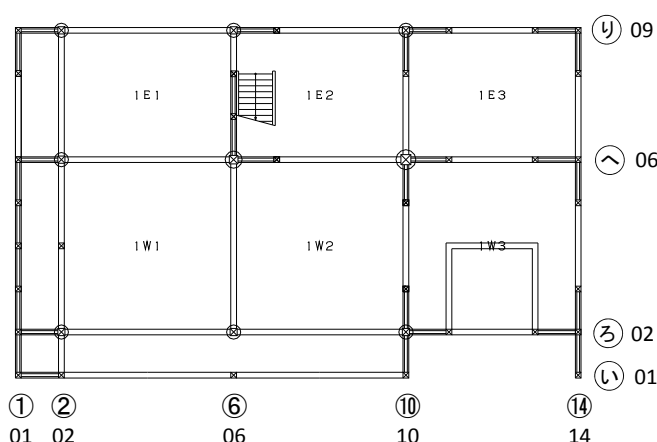


図 1 各通り名称と計測点名称の対応

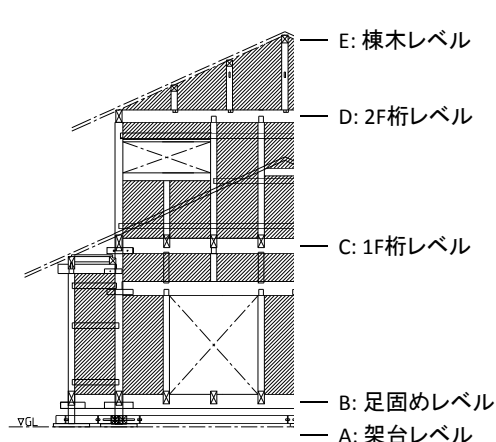


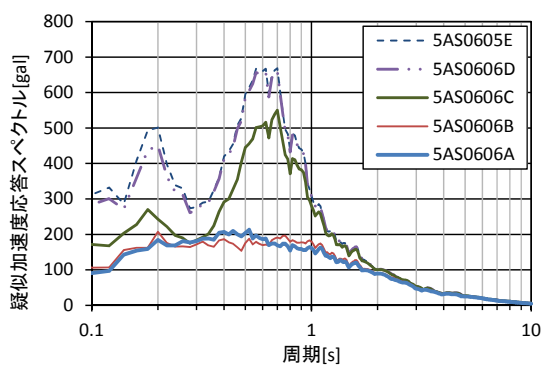
図 2 高さ方向の加速度計位置

BCJ-L1 波各方向加振における、試験体 No.5 「へー6」 の位置の各高さにおける加速度応答スペクトルを図 3 に示す。なお、以降の図も含めて横軸は対数軸、減衰定数は 5% である。また、各高さの応答スペクトルを架台上のスペクトルに対する倍率で表したものを図 4 に示す。1F 桁より上部については、固有周期付近でスペクトルが増幅されていることが分かる。同様に BCJ-L2 各方向加振における結果を図 5、図 6 に示す。BCJ-L1 波加振に比べて、各方向とも長周期化するとともに、主として履歴減衰によって倍率が低減していることが分かる。

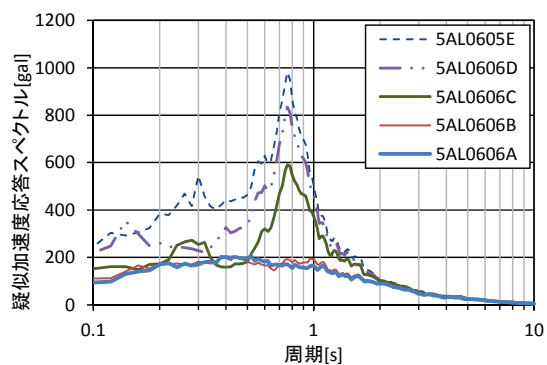
同様に、試験体 No.6 の結果を図 7～10 に示す。傾向は試験体 No.5 とほぼ同じである。

参考のため、ホワイトノイズ波加振における 1 次卓越振動数を表 1 に示す。

表 1 基礎に対するフーリエスペクトル比から読み取った 1 次卓越振動数[Hz]					
加振コード	状況	No. 5 L	No. 6 L	No. 5 S	No. 6 S
A-1WN2	実験前	2.04	2.19	2.60	2.34
C-1WN2	L1 経験後	1.73	1.97	2.16	2.03
D-1WN2	L2 S 方向経験後	1.75	1.73	1.61	1.61
E-1WN2	2 日目実験前	1.62	1.57	1.90	1.86
F-1WN2	JMA 神戸波前	1.50	1.48	1.52	1.48

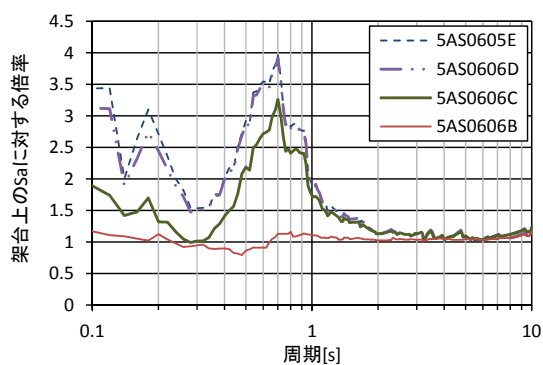


a) S 方向加振 (A-2B1S)

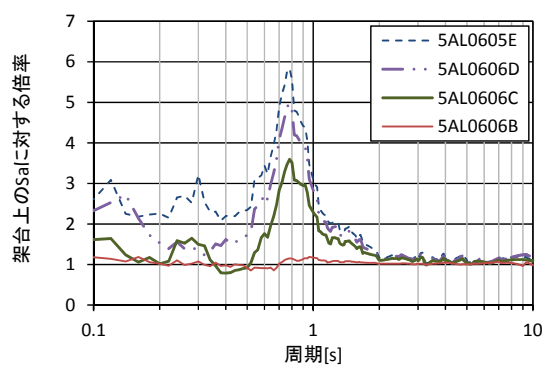


b) L 方向加振 (A-3B1L)

図3 BCJ-L1 加振時の No.5 「へー6」 各高さにおける加速度応答スペクトル

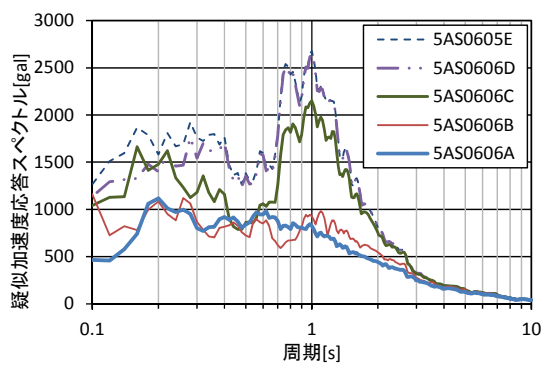


a) S 方向加振 (A-2B1S)

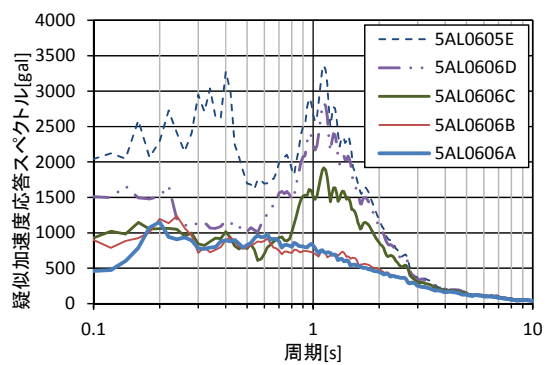


b) L 方向加振 (A-3B1L)

図4 BCJ-L1 加振時の No.5 「へー6」 各高さにおける加速度応答スペクトルの架上に対する倍率

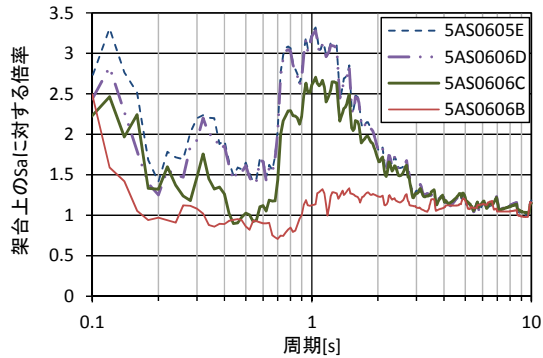


a) S 方向加振 (C-2B2S)

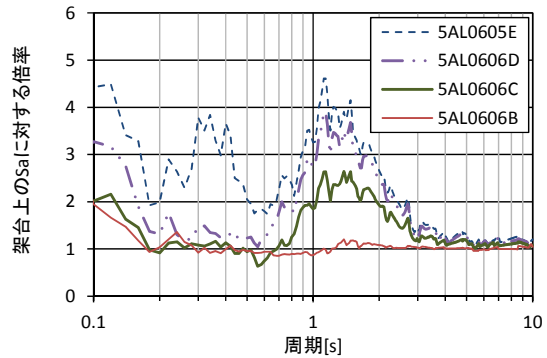


b) L 方向加振 (D-2B2L)

図5 BCJ-L2 加振時の No.5 「へー6」 各高さにおける加速度応答スペクトル

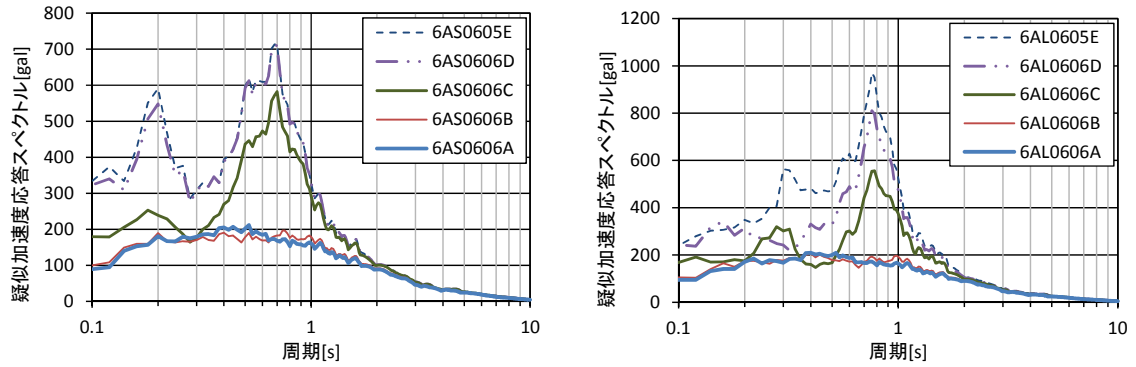


a) S 方向加振 (C-2B2S)



b) L 方向加振 (D-2B2L)

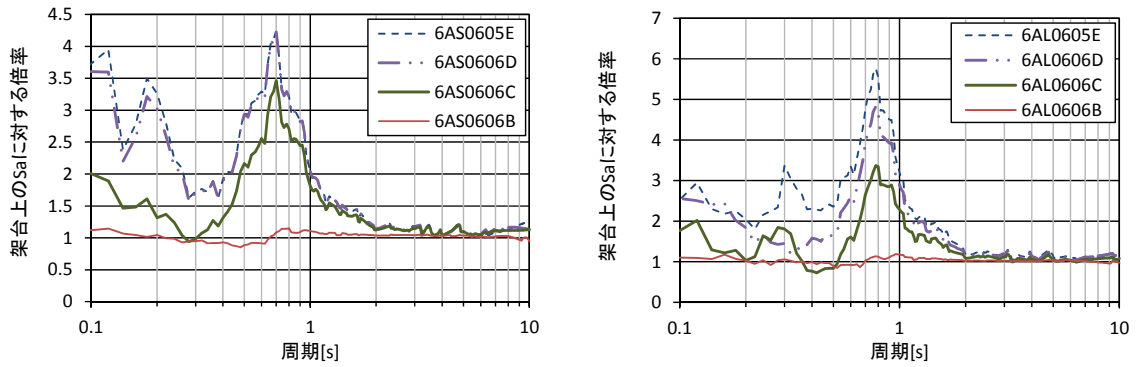
図6 BCJ-L2加振時のNo.5「へー6」各高さにおける加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率



a) S 方向加振 (A-2B1S)

b) L 方向加振 (A-3B1L)

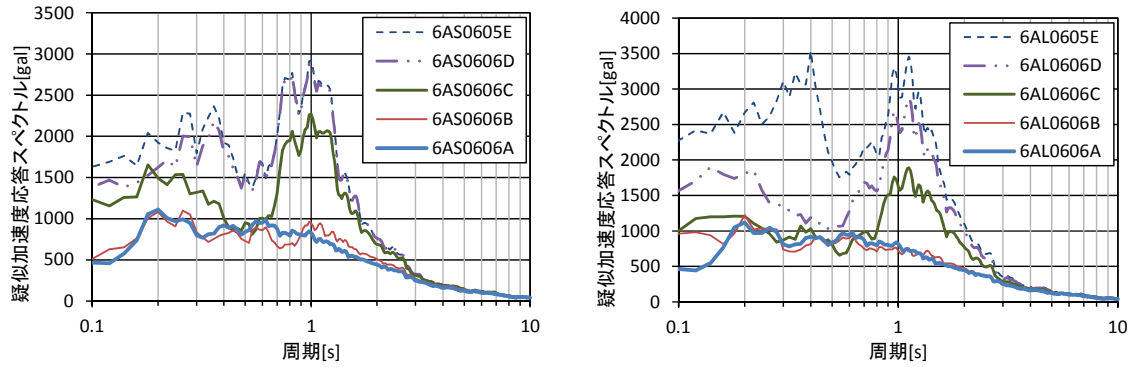
図7 BCJ-L1加振時のNo.6「へー6」各高さにおける加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率



a) S 方向加振 (A-2B1S)

b) L 方向加振 (A-3B1L)

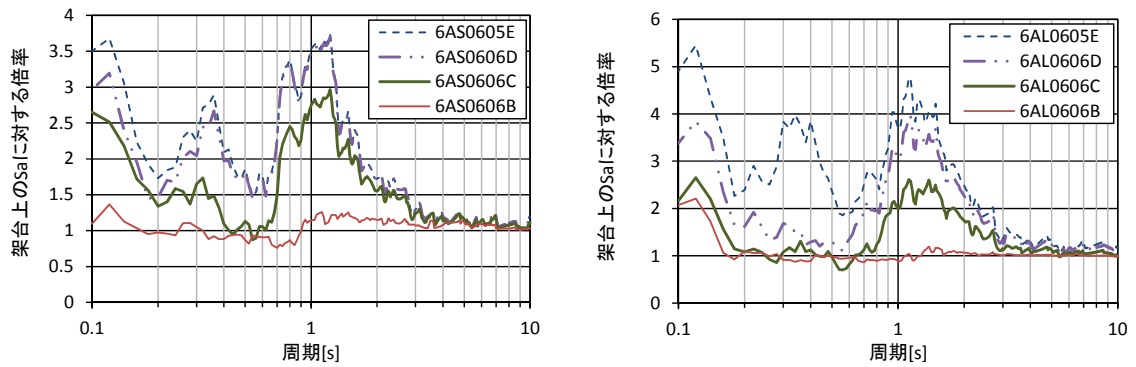
図8 BCJ-L1加振時のNo.6「へー6」各高さにおける加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率



a) S 方向加振 (C-2B2S)

b) L 方向加振 (D-2B2L)

図9 BCJ-L2加振時のNo.6「へー6」各高さにおける加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率

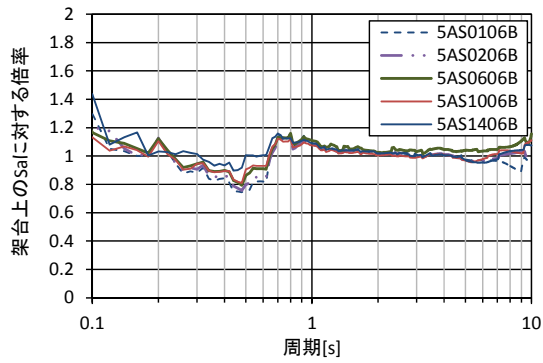


a) S 方向加振 (C-2B2S)

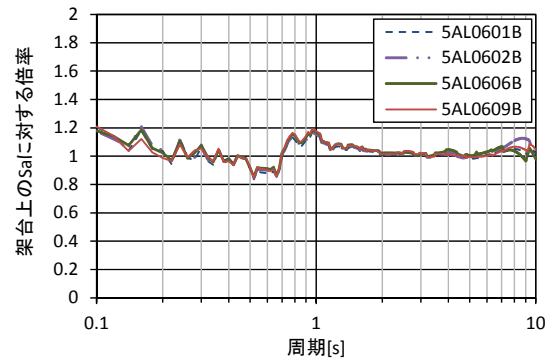
b) L 方向加振 (D-2B2L)

図10 BCJ-L2加振時のNo.6「へー6」各高さにおける加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率

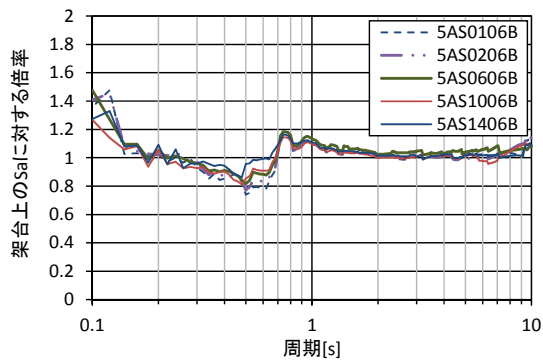
次に足固めレベルでの増幅特性に着目する。No.5 足固めレベル加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率を図 11 に示す。C-2B2S 以降では柱脚の滑りが発生している。



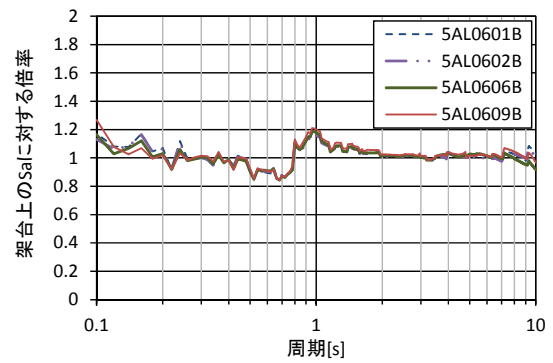
a) No.5 A-2B1S



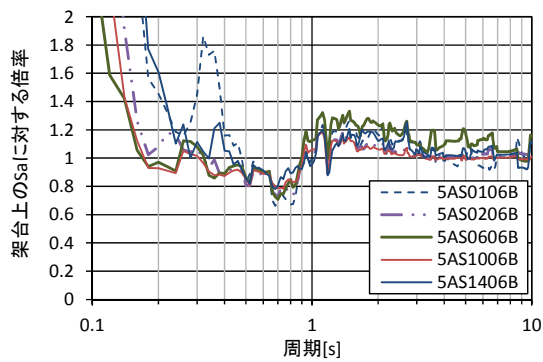
b) No.5 A-3B1L



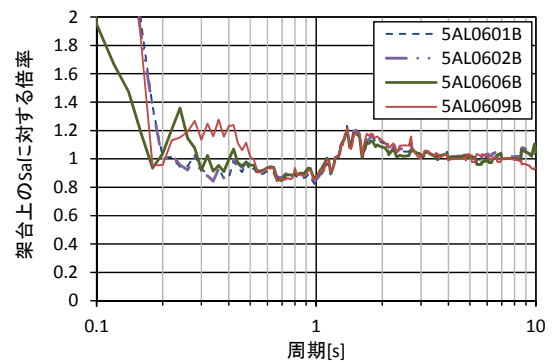
c) No.5 B-2B1S



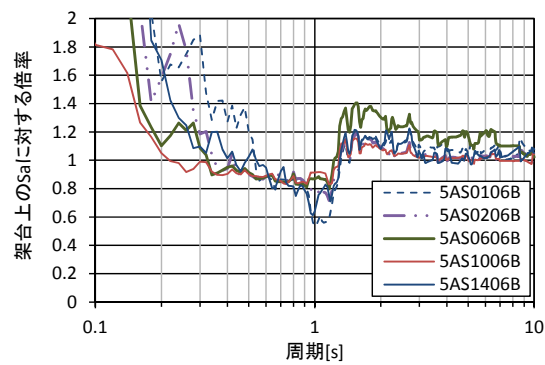
d) No.5 B-3B1L



e) No.5 C-2B2S



f) No.5 D-2B2L



g) No.5 E-2B2S

図 11 BCJ 波加振時の No.5 足固めレベル加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率
同様に No.6 足固めレベル加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率を図 12 に示す。C-2B2S、
D-2B2L では柱脚の滑りが発生しており、E-2B2S では地長押を固定している。

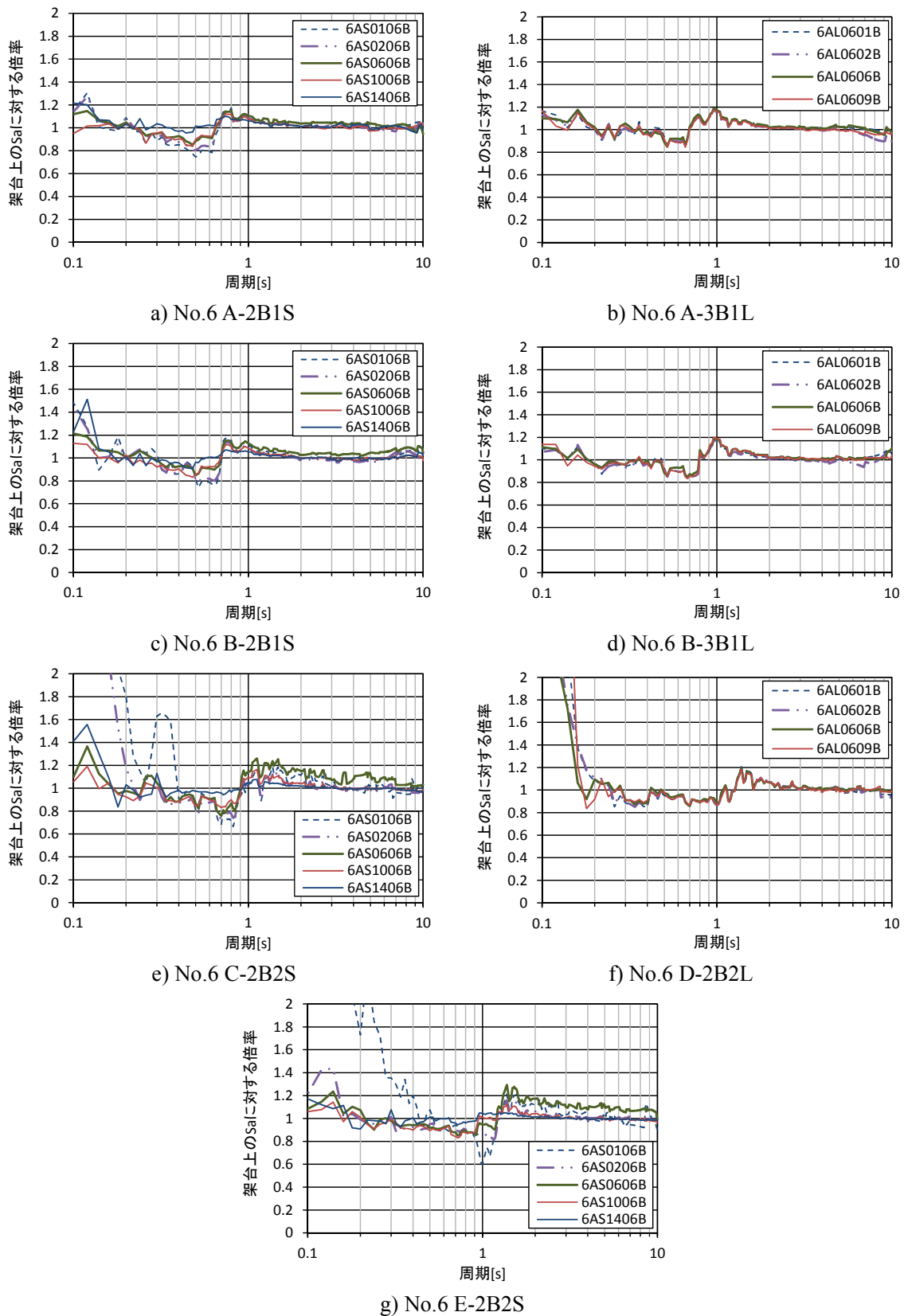


図 12 BCJ 波加振時の No.6 足固めレベル加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率

架台上に対する足固めレベルの加速度応答スペクトルを比較した結果をまとめると、

- ・ 1F 桁より上部の応答の影響で、固有周期付近を境に、固有周期より短周期側で足固め／架台 < 1 、長周期側で足固め／架台 > 1 となる傾向が見られた。
- ・ 柱脚の滑りが発生すると、0.5 秒以下の短周期領域で足固め／架台の倍率が大きくなった。
- ・ 1～2 秒の周期帯に着目すると、足固め／架台の倍率は概ね 1～1.2 であった。

E-2B2S 時に 6 通りの倍率のみ 1.4 程度と大きくなっている。時刻歴波形を滑りと合わせて見ても、滑り発生時にハルスが見られるが、隣接する 2、10 通りの時刻歴と比べても大きな違いが無いように見受けられる。

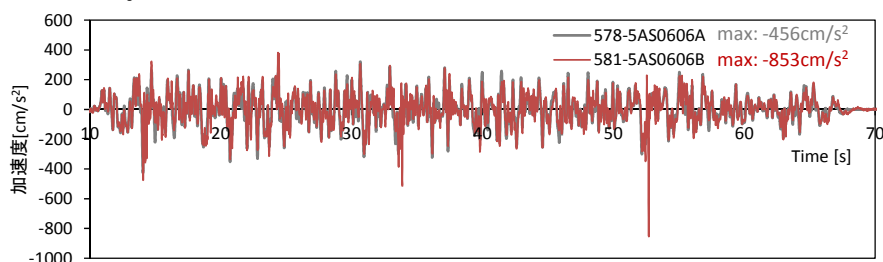


図 13 E-2B2S における No.5、6 通り架台・足固めレベルの応答加速度時刻歴

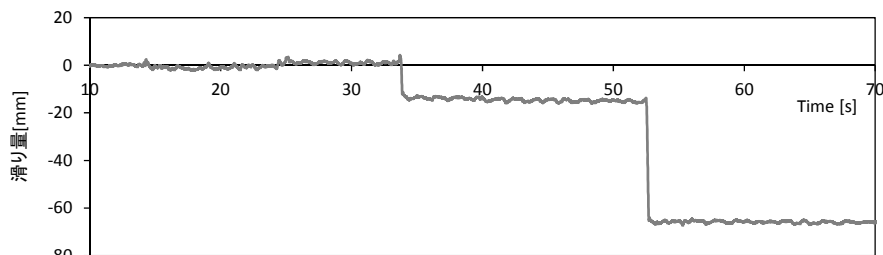


図 14 E-2B2S における No.5、6 通りの柱脚滑り時刻歴

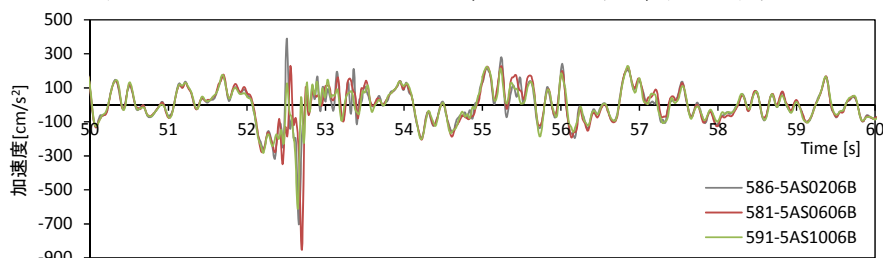
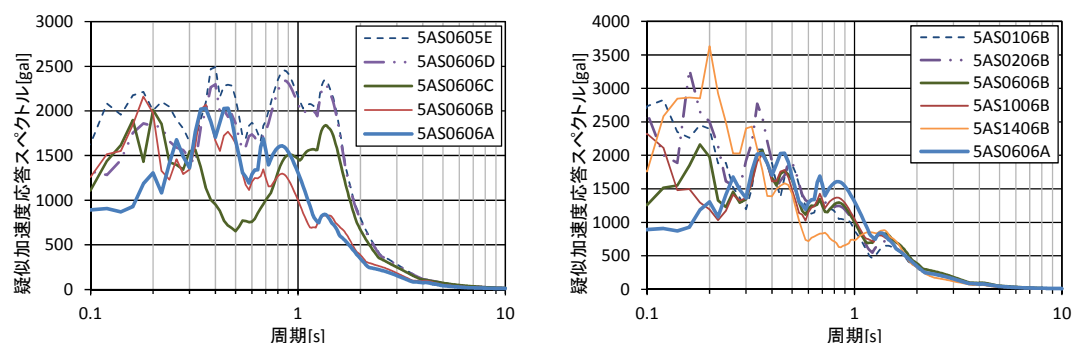


図 15 E-2B2S における No.5、2、6、10 通り足固めレベルの応答加速度時刻歴

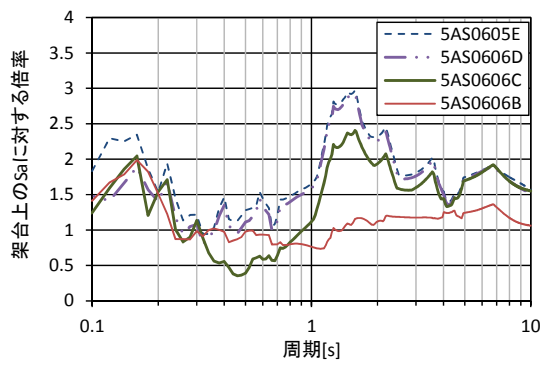
JME 神戸波加振 (F-2KB3) における応答スペクトルの比較を図 16～23 に示す。



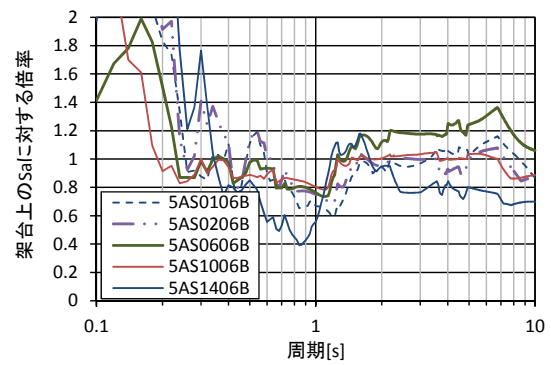
a) 「へー6」高さ方向

b) 足固めレベル

図 16 JMA 神戸波加振時の No.5 加速度応答スペクトル (S 方向)

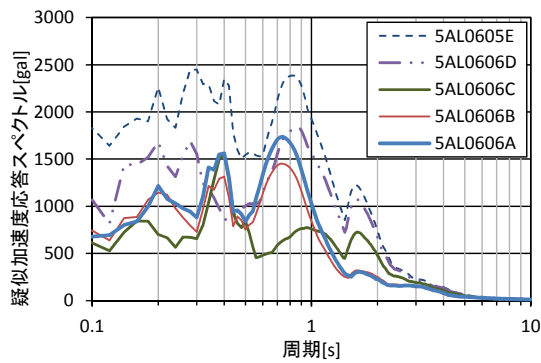


a) 「へー6」 高さ方向

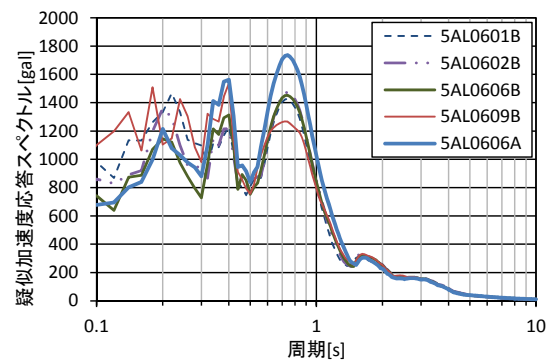


b) 足固めレベル

図 17 JMA 神戸波加振時の No.5 加速度応答スペクトルの架上に対する倍率 (S 方向)

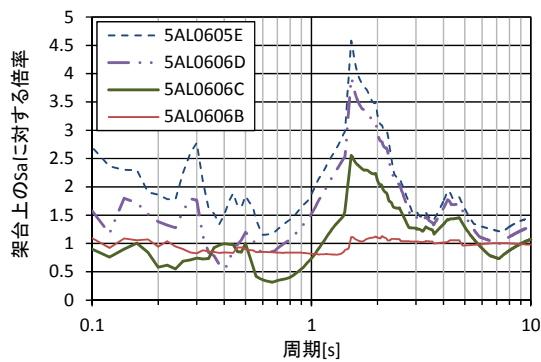


a) 「へー6」 高さ方向

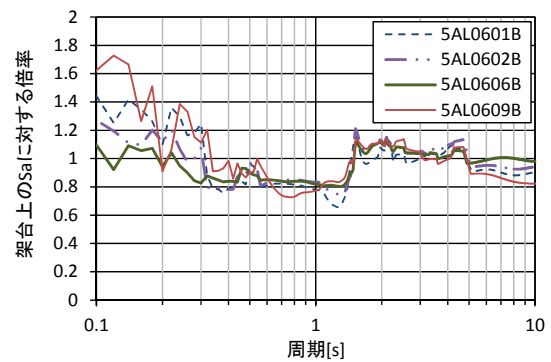


b) 足固めレベル

図 18 JMA 神戸波加振時の No.5 加速度応答スペクトル (L 方向)

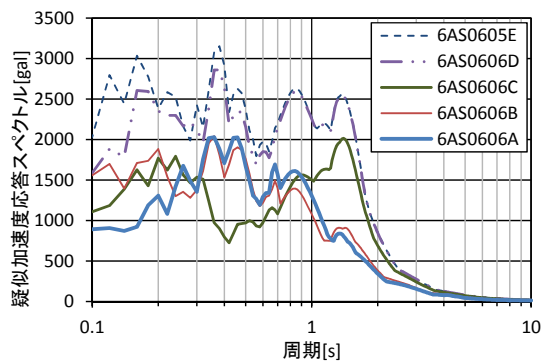


a) 「へー6」 高さ方向

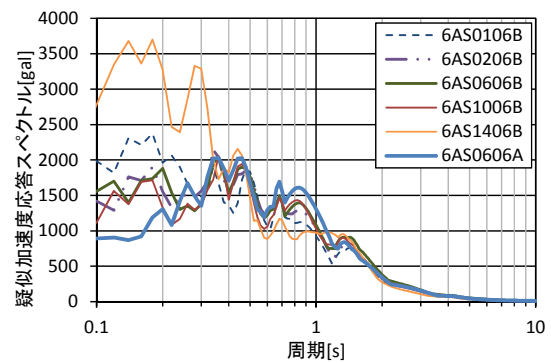


b) 足固めレベル

図 19 JMA 神戸波加振時の No.5 加速度応答スペクトルの架上に対する倍率 (L 方向)

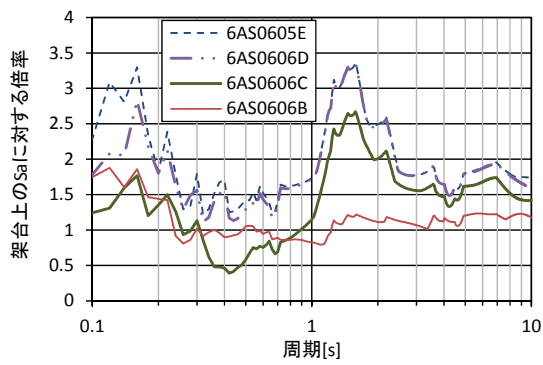


a) 「へー6」 高さ方向

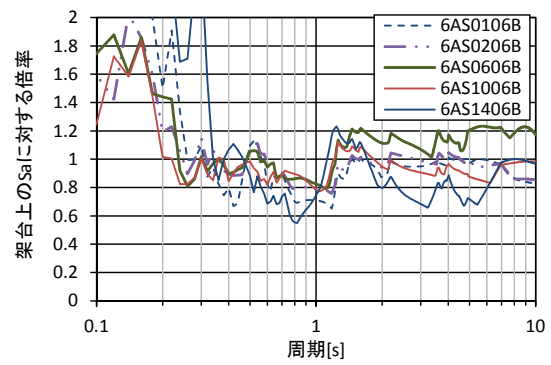


b) 足固めレベル

図 20 JMA 神戸波加振時の No.6 加速度応答スペクトル (S 方向)

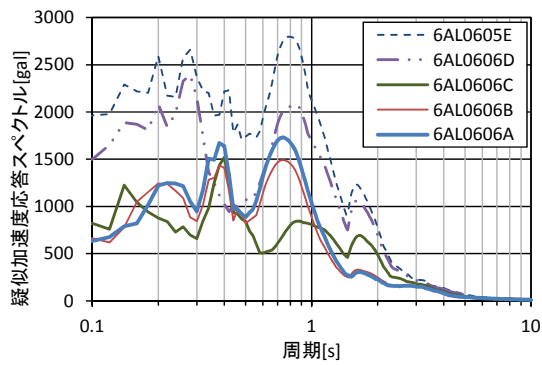


a) 「へー6」高さ方向

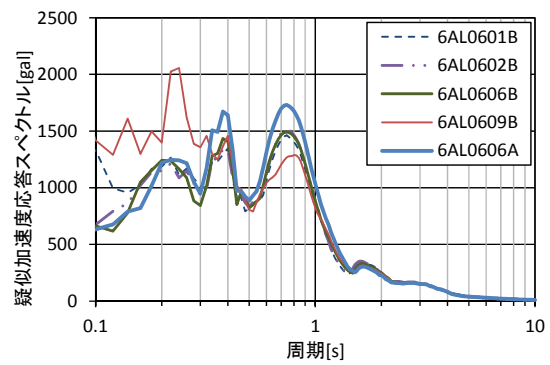


b) 足固めレベル

図 21 JMA 神戸波加振時の No.6 加速度応答スペクトルの架上に対する倍率 (S 方向)

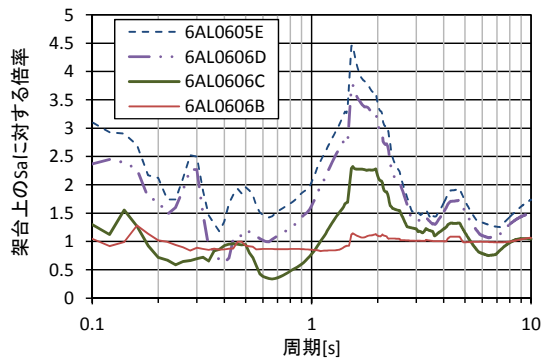


a) 「へー6」高さ方向

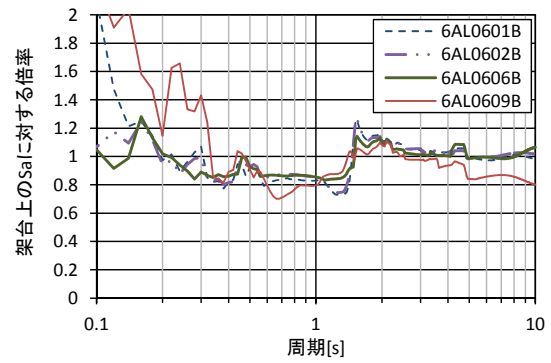


b) 足固めレベル

図 22 JMA 神戸波加振時の No.6 加速度応答スペクトル (L 方向)

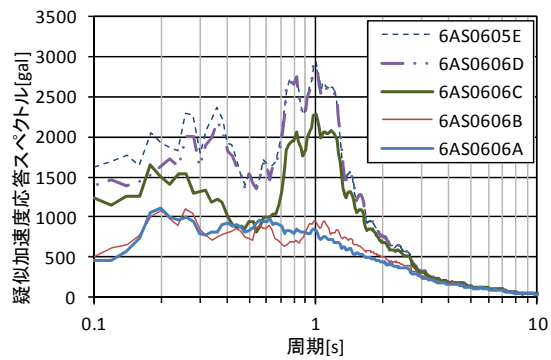


a) 「へー6」高さ方向

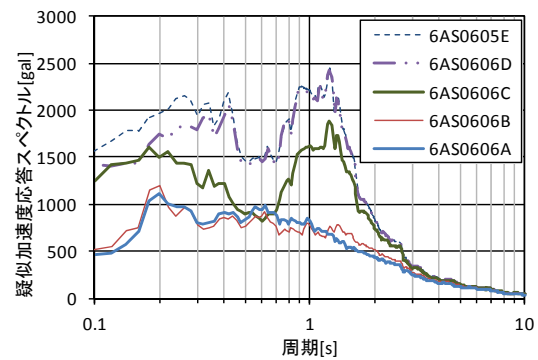


b) 足固めレベル

図 23 JMA 神戸波加振時の No.6 加速度応答スペクトルの架上に対する倍率 (L 方向)

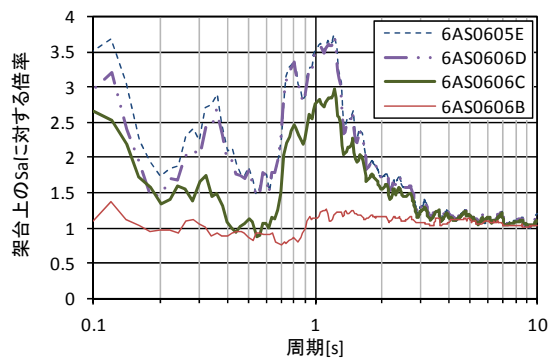


a) 柱脚非固定 (C-2B2S)

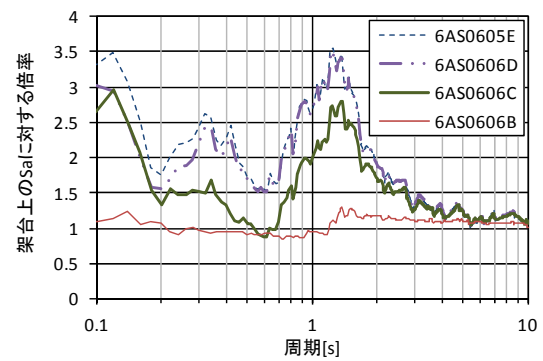


b) 柱脚固定 (E-2B2S)

図 24 BCJ-L2 波加振時の No.6 「へー6」 各高さでの加速度応答スペクトル

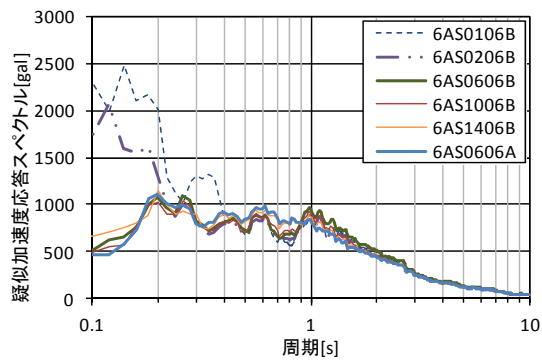


a) 柱脚非固定 (C-2B2S)

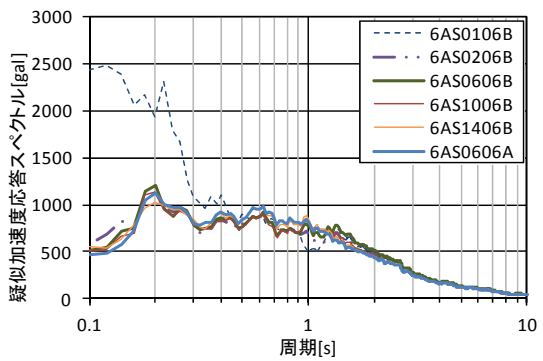


b) 柱脚固定 (E-2B2S)

図 25 BCJ-L2 波加振時の No.6 「へー6」 各高さでの加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率

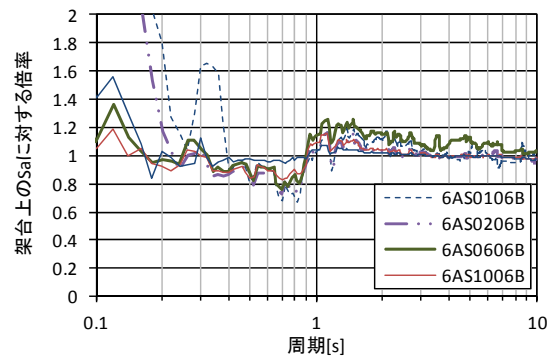


a) 柱脚非固定 (C-2B2S)

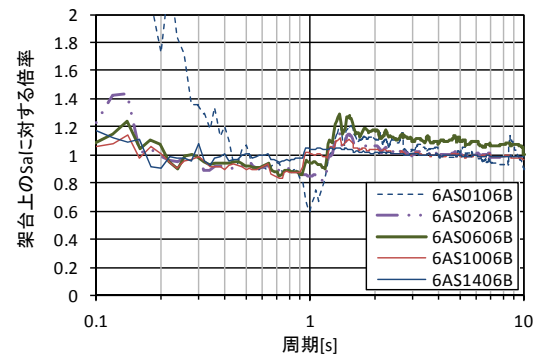


b) 柱脚固定 (E-2B2S)

図 26 BCJ-L2 波加振時の No.6 足固めレベル加速度応答スペクトル



a) 柱脚非固定 (C-2B2S)



b) 柱脚固定 (E-2B2S)

図 27 BCJ-L2 波加振時の No.6 足固めレベル加速度応答スペクトルの架台上に対する倍率

まとめ

加速度応答スペクトルの観点から上部の建築物の応答倍率について検討した結果、足固めレベルの架台に対する倍率は、柱脚固定、柱脚非固定ともに短周期側で値がバラついているが、1～2秒の周期帯に着目すると、概ね 1.2 倍までに収まっており、柱脚の滑りによる差は見られない。

石場建て形式の柱脚が滑るかの検討や柱脚部の損傷などを検討する際には、足固めレベルに作用する地震力は入力地震動の 1.2 倍とすることができる。

検討 8 3次元立体モデルによる解析による検討

伝統的構法では、下屋付き部分2階建てが多いので、3次元立体モデルによる時刻歴応答解析によって、下屋部の水平構面および鉛直構面や2階床の吹抜けなどの変化により、上部構造の応答や柱脚滑り量に与える影響について検討を行った。

1. 下屋部の水平構面および鉛直構面の変更による応答の変化
2. 床構面および屋根部評価の変更による応答の変化
3. 下屋、床の吹抜けの耐力・位置による柱脚の滑りに関する検討

1. 下屋部の水平構面および鉛直構面の変更による応答の変化

下屋付き試験体No. 5を対象に3次元立体モデルによる時刻歴応答解析によって、下屋部の水平構面および鉛直構面の変更による応答の変化を検討する。

解析モデルの概略を以下に示す。

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、垂壁、腰壁ともP- δ 成分を除去した実験値を参考に単位構面で加算した。また、通し柱部分のみ曲げ変形を考慮できるように自由度を設定した。

水平構面：せん断変形を考慮した矩形要素

床は、半剛床実験結果を参考に復元力特性を設定した。屋根構面は、床構面と同じ復元力特性を設定した。床を貼らない水平構面（下屋および2階天井）は、半剛床の0.5倍と設定した。

質量マトリクス：壁重量を省いた、均し床重量（屋根 167kg/m², 2F床 177 kg/m², 1F床 144 kg/m²），壁重量は見つけ面積当たり 95 kg/m²。

摩擦係数は0.4。

減衰は初期剛性比例6%。

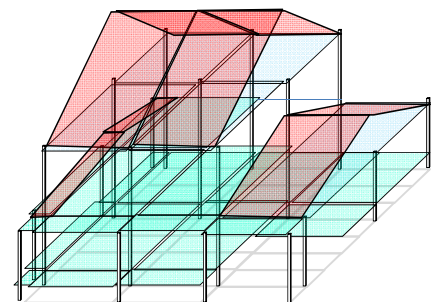
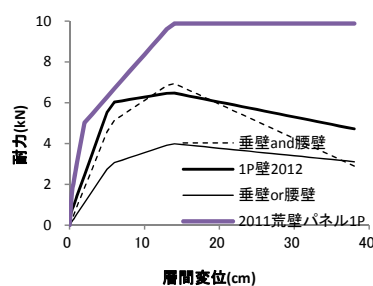


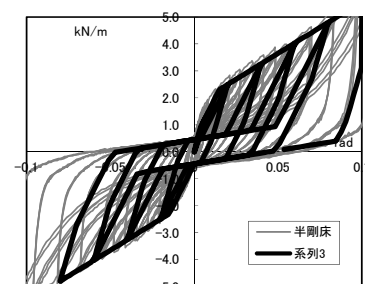
図1 解析モデル



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 復元力特性の例

入力地震動を No. 5 試験体の台上波を採用し、5波で連続解析を行った。解析結果を実験結果と合わせて、図3に示す。以後、図3の計算結果をベースモデルと称す。なお、2階L6通り層間変位の解析結果は、2階床と屋根頂部の相対変位を示す。今回の解析では、このモデルを基本として、下屋(L10-14通)の屋根剛性を1.5,2.0倍、および14通り壁(全面壁および小壁付柱)の耐力を0.7-1.0@0.1倍した各ケースを計算し、1階層間変位の変動を検討する。今回の下屋部分の水平構面剛性および

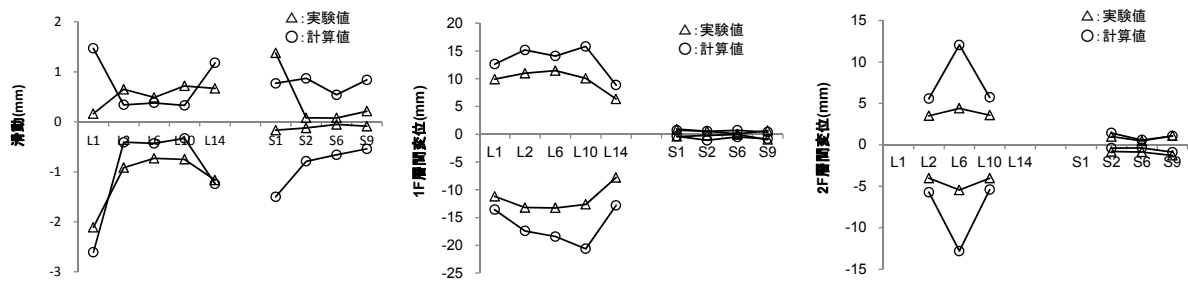
L14 通り耐力の応答への影響であるため、検討は極稀地震(短辺方向入力)で行う。表 1 にベースモデルにおける短辺方向 1 階層間変位を示す。両端に比して中央部構面の層間変位が大きいことが分かる。水平構面剛性を高めた場合の 1 階層間変位のベースモデルに対する比を表 2 に示す。水平構面剛性を強化することにより L10 構面の層間変位が減少するが、L2,L6 構面の層間変位が減少するとは言えない。また、図 4 に水平構面剛性を 2 倍とした場合の 1 階層間変位分布を示す。この図からも水平構面剛性が 1 階層間変位の均一化に貢献していないことが分かる。

次に、L14 構面の耐力を減じた場合の 1 階層間変位の減じない場合に対する増加比を表 3 に示す。結果として、L14 構面の耐力を減少に応じて、L14 構面の変位が増大し L1 構面の変位が減少する傾向が見られる。しかし、図 5 に示す 1 階層間変位分布では、L14 構面の耐力を減少に応じて変動する 1 階層間変位は、主に L10,L14 構面である。

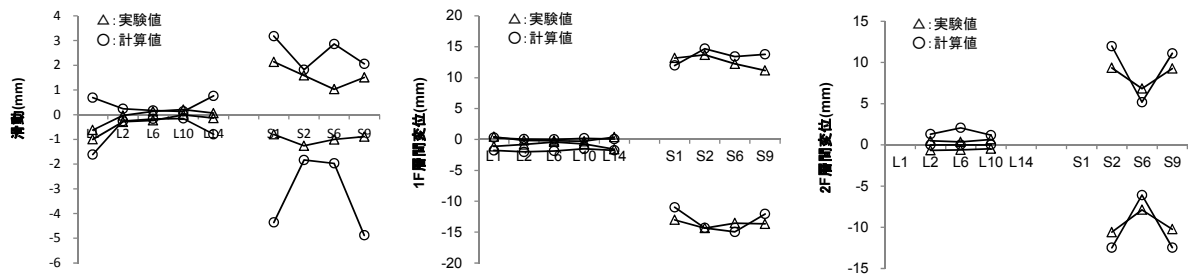
従って、構面耐力増減の層間変位への影響は、建物全体に波及しないと言える。

表 1 ベースモデルにおける短辺方向 1 階層間変位（極稀地震：短辺方向入力）(単位 cm)

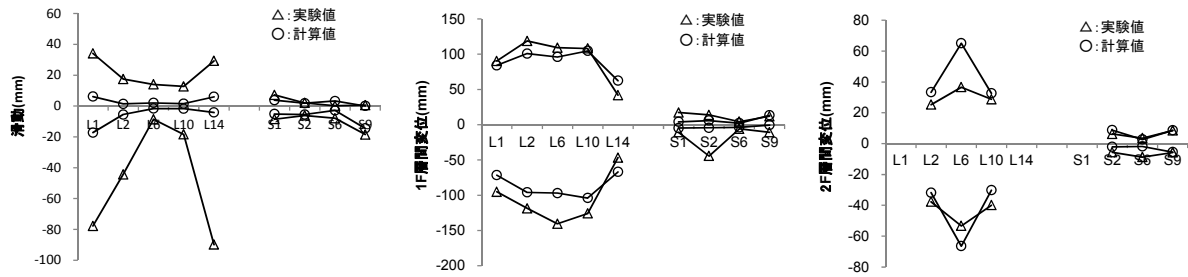
L01	L02	L06	L10	L14
8.4	10.1	9.6	10.5	6.2
-7.2	-9.6	-9.7	-10.4	-6.7



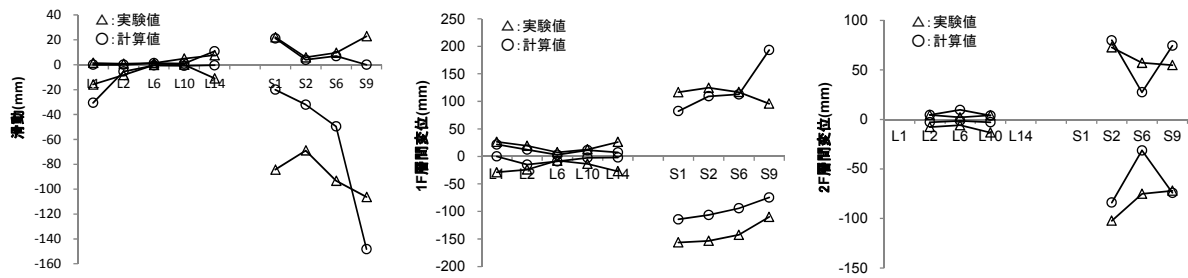
稀地震(短辺方向入力)



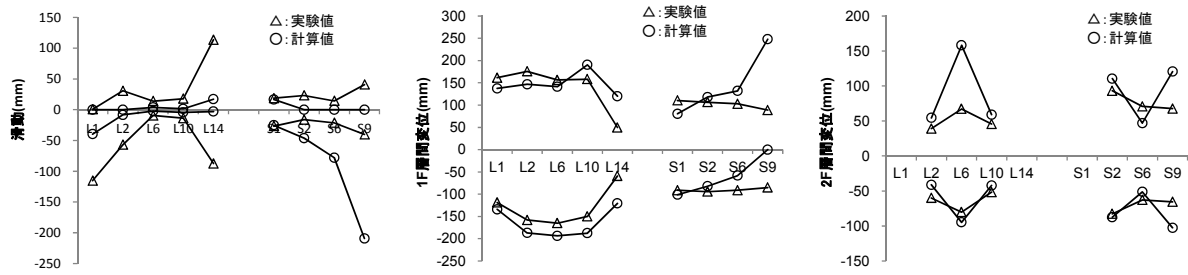
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)



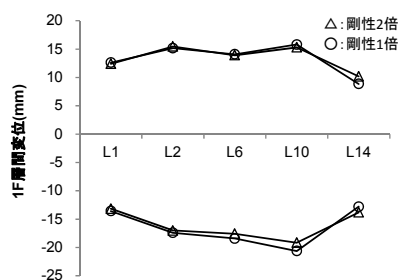
極稀地震(長辺方向入力)



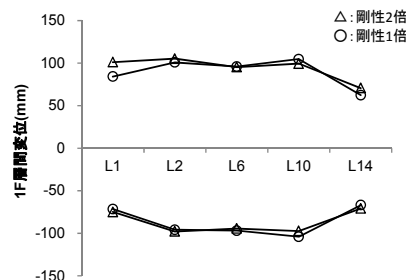
JMA-Kobe
図3 解析結果

表2 水平構面剛性を1.5倍,2倍した場合のベースモデルにおける短辺方向1階層間変位のベースモデルに対する増加比, (極稀地震: 短辺方向入力)

		L01	L02	L06	L10	L14
屋根剛性 2.0 倍	正側	1.20	1.04	0.99	0.95	1.13
	負側	1.05	1.02	0.97	0.94	1.06
屋根剛性 1.5 倍	正側	0.93	0.98	0.96	0.94	1.09
	負側	1.03	0.98	0.96	0.94	0.99



a) 稀地震(短辺方向入力)



b) 極稀地震(短辺方向入力)

図4 下屋(X10-14通)の屋根剛性の層間変位均一効果(水平構面剛性: 1倍,2倍の比較)

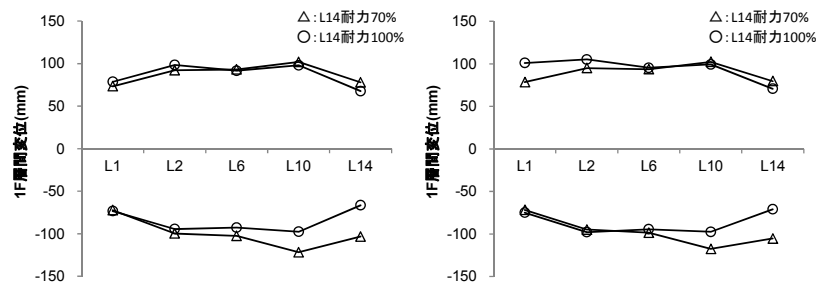
表3 X14構面の耐力を減じた場合の1階層間変位の減じない場合に対する増加比(極稀地震: 短辺方向入力)

a) 水平構面剛性を1.5倍の場合

		L01	L02	L06	L10	L14
壁耐力 0.7 倍	正側	0.93	0.94	1.02	1.04	1.15
	負側	0.99	1.06	1.10	1.25	1.55
壁耐力 0.8 倍	正側	0.98	0.98	1.01	1.03	1.06
	負側	0.99	1.01	1.04	1.09	1.23
壁耐力 0.9 倍	正側	1.06	1.02	1.03	1.05	1.03
	負側	1.00	1.03	1.05	1.07	1.16

b) 水平構面剛性を2.0倍の場合

		L01	L02	L06	L10	L14
壁耐力 0.7 倍	正側	0.78	0.90	0.98	1.03	1.13
	負側	0.96	0.97	1.04	1.21	1.49
壁耐力 0.8 倍	正側	0.81	0.92	0.98	1.01	1.05
	負側	0.96	0.99	1.03	1.14	1.23
壁耐力 0.9 倍	正側	0.79	0.93	0.96	0.98	1.01
	負側	0.99	1.01	1.02	1.05	1.09



a) 屋根剛性 1.5 倍の場合

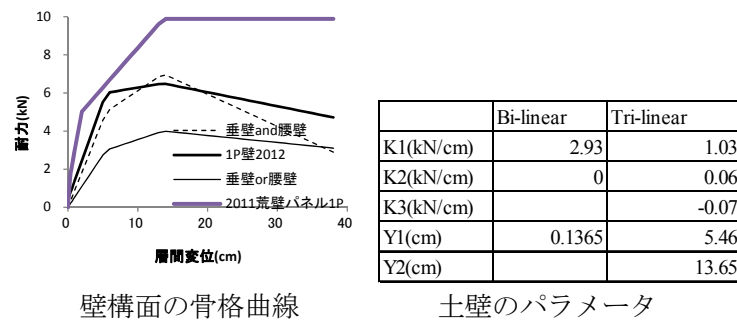
b) 屋根剛性 2.0 倍の場合

図 5 極稀地震(短辺方向入力)時の下屋端部 (L14 通) の鉛直構面耐力の低下による層間変位均一効果 (鉛直構面耐力 : 1 倍, 0.7 倍の比較, 屋根剛性 1.5 倍の場合)

2. 床構面および屋根部評価の変更による応答の変化

床構面および屋根部評価の変更による応答の変化を検討する。解析モデルは、1. 下屋部の水平構面および鉛直構面の変更による応答の変化で用いたモデルと同じである。

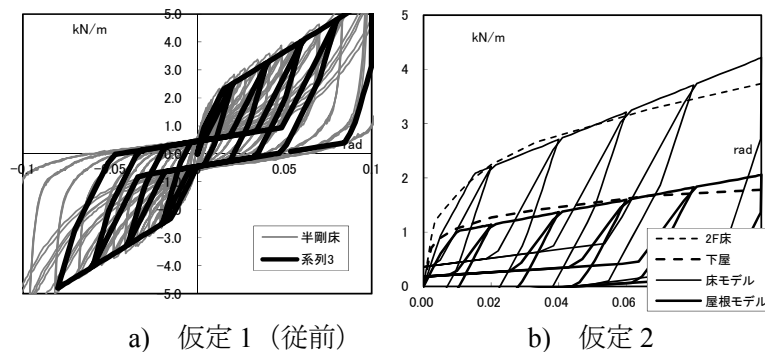
解析結果を実験結果と合わせて、図 4-8 に示す。なお、2 階 L6 通り層間変位の解析結果は、2 階床と屋根頂部の相対変位を示す。



壁構面の骨格曲線

土壁のパラメータ

図 2 事後解析の復元力特性例



a) 仮定 1 (従前)

b) 仮定 2

図 3 水平構面の復元力特性

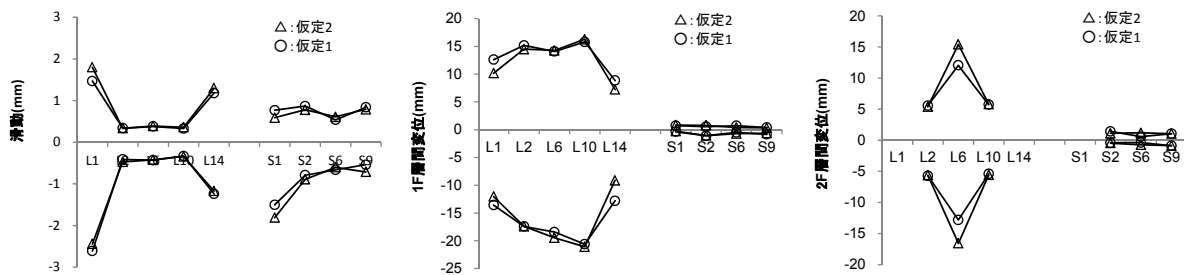


図 4 稀地震(短辺方向入力)

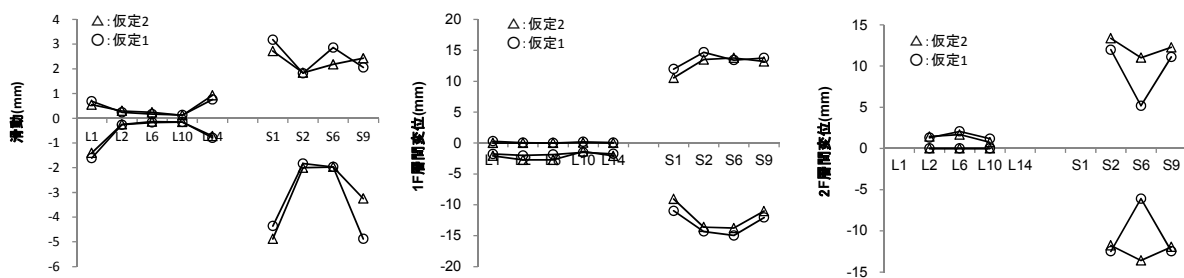


図 5 稀地震(長辺方向入力)

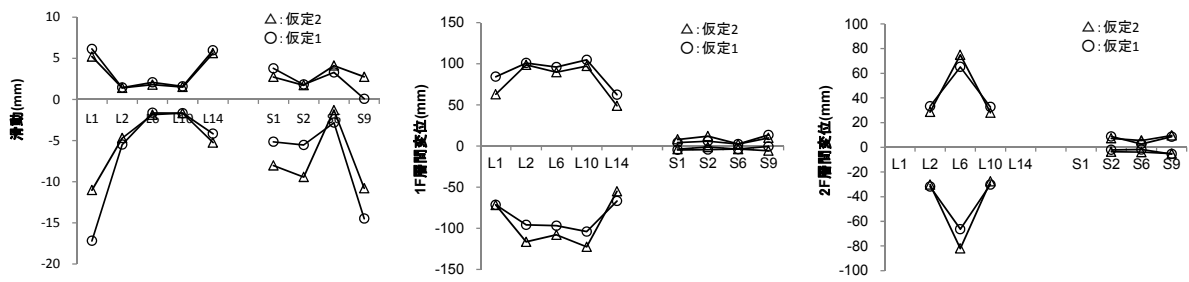


図6 極稀地震(短辺方向入力)

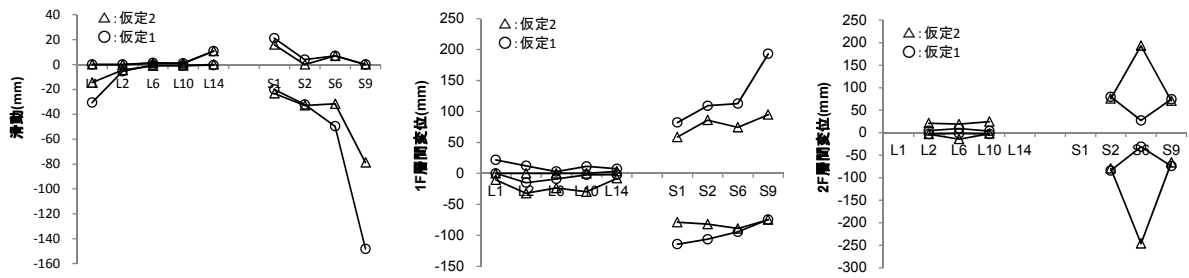


図7 極稀地震(長辺方向入力)

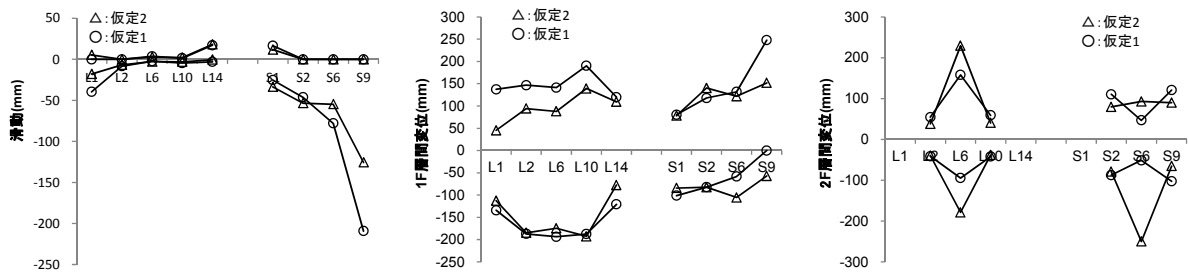


図8 JMA-Kobe

水平構面の仮定の違いは、短辺方向加振に影響を大きく与えられると考えられる。しかし、今回の解析では、大きな変動は見られなかった。一方で長辺方向加振では、仮定2における2階屋根部の変形が大きくなっている。これは、仮定1に比して、仮定2の屋根部の剛性が小さいためと考えられる。また、極稀地震長辺方向入力の仮定2における1階S9通り層間変位が減少している。これは、仮定1の場合ではS9通りの柱脚の滑動を打ち消すように1階層間変位が発生したためである。

3. 下屋、床の吹抜けの耐力・位置による柱脚の滑りに関する検討

検討7 柱脚の滑りに関する検討、4. 個別要素法を用いた3次元立体モデルによる時刻歴応答解析による柱脚の滑りの検討と同じ個別要素法を用いた3次元立体モデルによる時刻歴応答解析によって、試験体 No.5 を対象にして、2階床の下屋、吹抜けの耐力・位置を変化させた場合の、上部構造の応答、柱脚滑り量に関する検討を行った。

表1、図1に解析の検討項目、図2に計算結果の各階各通りの層間変形の最大値、各通りの柱脚の滑り量の最大値を示した。

表1 下屋、床の吹抜けの耐力・位置による柱脚の滑りに関する検討

解析モデル	方向	2F床仕様
No.5	X方向	標準
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強
	Y方向	標準
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強

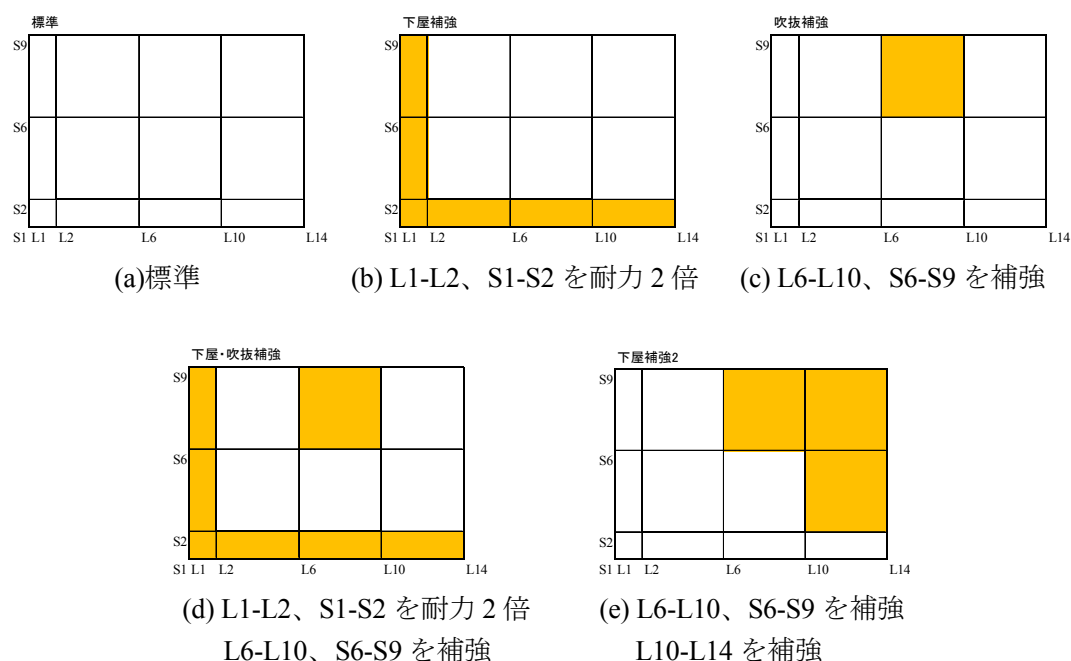
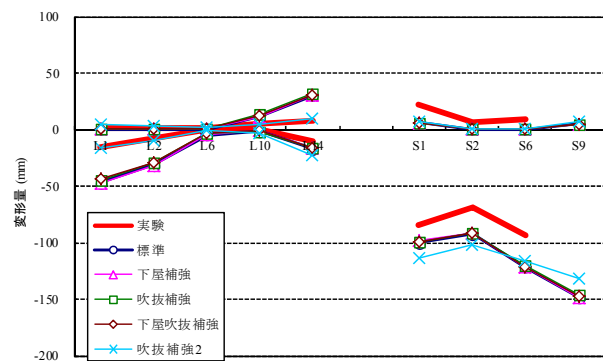
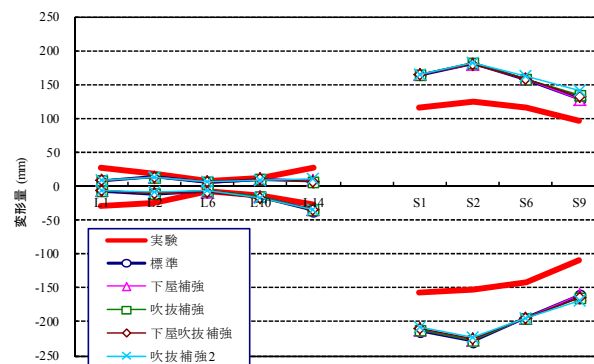


図1 2階床の水平構面仕様(オレンジのエリアが補強部分)

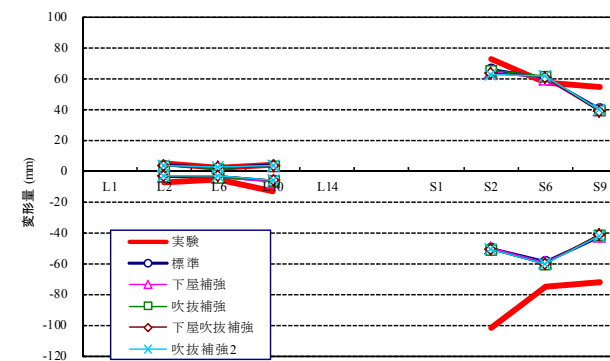
BCJ L2 L方向
柱脚滑り量



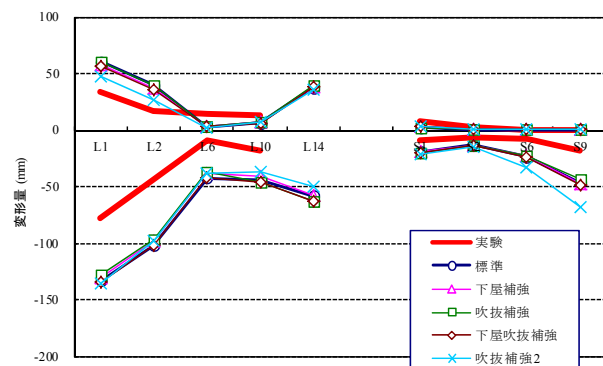
1F層間変形



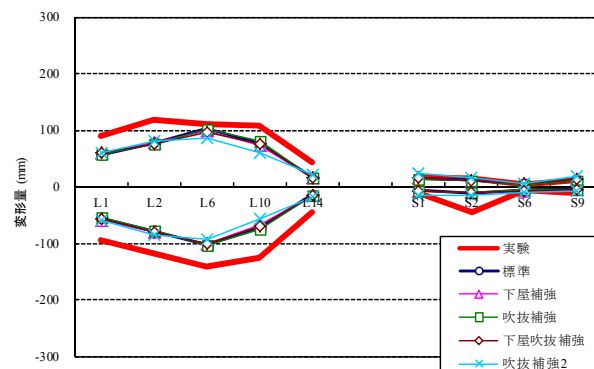
2F層間変形



BCJ L2 S方向
柱脚滑り量



1F層間変形



2F層間変形

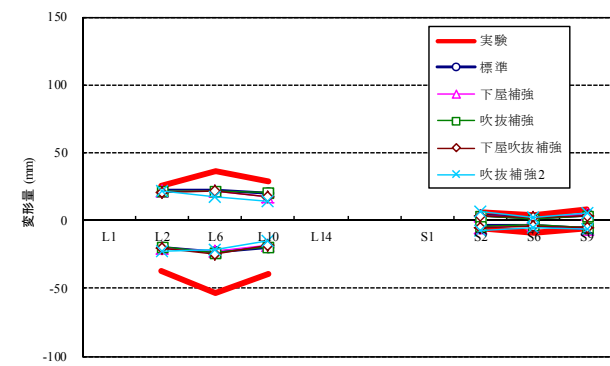


図2 下屋、床の吹抜けの耐力・位置による柱脚の滑りに関する検討

吹抜け補強2において柱脚の滑り量が大きくなる傾向にあったが、1、2階の層間変形やその他の補強仕様では標準モデルと大きな差は見られなかった。

検討 9 減衰性能に関する検討

土壁や床構面の減衰性能は建築物の応答に大きく影響するので、土壁や床構面の実験から減衰性能について検討した。また、近似応答計算では、減衰を近似的に評価している所以、実験から得られる減衰との比較検討を行い、減衰の近似的評価法の妥当性を検証した。

1. 土壁系の実験から評価した履歴復元力特性と減衰性能
2. 近似的な履歴減衰評価法の検証
3. 水平構面（床）の履歴復元力特性と減衰性能

1. 土壁系の実験から評価した履歴復元力特性と減衰性能

土塗り壁の全面壁、小壁（垂れ壁、腰壁および垂れ壁＋腰壁）の減衰性能を検討する。ここでは、土壁 WG で実施された土台形式土壁の履歴ループに対して、耐力、等価剛性、等価減衰比および履歴ループの面積に対する検討を行う。対象とする実験データは、データライブラリに登録されている MWD-01～MWD-12 試験体のデータであるが、P-Δ 効果を除いた荷重に対する復元力特性をもとに、各加力段階における履歴ループを抽出し、耐力、等価剛性、等価減衰比および履歴ループの面積を評価した。

1) 履歴特性の評価

ある加力レベルにおける繰り返し加力によって復元力特性は履歴ループを描く。この履歴ループから、等価剛性 K_{eq} および等価減衰比 h_{eq} を導くことができる。図 1 に示すような定常履歴曲線では、次式で評価される。

$$K_{eq} = \frac{Q(x_{max})}{x_{max}} \quad (1)$$

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W} \right) \quad (2)$$

ここに、 x_{max} : 最大変位

$Q(x_{max})$: 最大変位における復元力

ΔW : 履歴ループの面積

W : 最大変位において貯えられる弾性ひずみエネルギー（図 2. 1 のハッチ部分の面積）を表す。

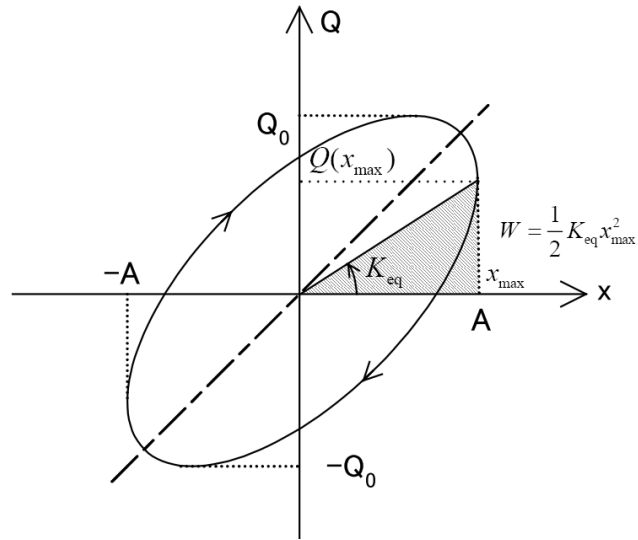


図1 履歴特性

図2は、土台形式2P全面壁試験体MWD-2の変形角1/30における履歴ループの1例を示している。この履歴ループに対して、図3に示すように、xおよびy方向の極値 $(x_1, y_1) \sim (x_4, y_4)$ を求める。

ループの中心が、座標原点より若干ずれることを考慮し、また (x_1, y_1) と (x_3, y_3) 、 (x_2, y_2) と (x_4, y_4) の各2点は極めて近接しているので、XおよびY方向の極値の差の平均値より、履歴ループの大きさを測るものとし、耐力 Q_0 および等価剛性 K_{eq} を次式によって評価した。

$$X_{AVE-X} = \frac{x_3 - x_4}{2} \quad (3)$$

$$Y_{AVE-Y} = \frac{y_1 - y_2}{2} = Q_0 \quad (4)$$

$$K_{eq} = \frac{Y_{AVE-Y}}{X_{AVE-X}} \quad (5)$$

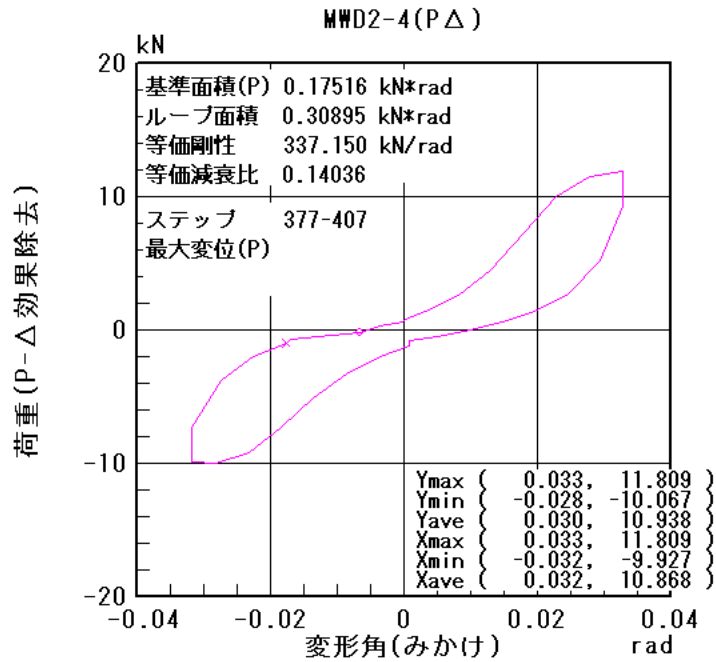


図 2 履歴ループの例

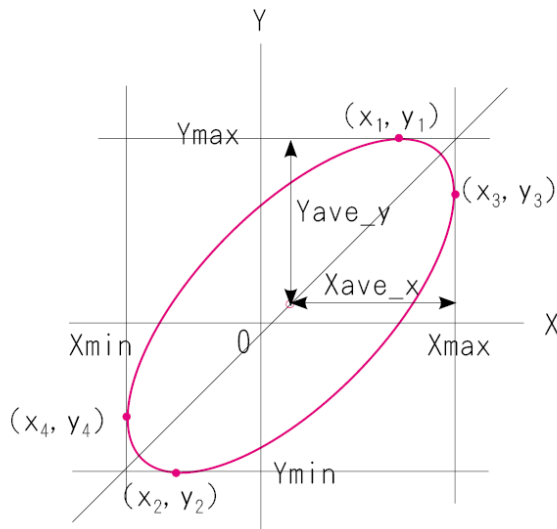


図 3 履歴ループの極値

2) 土台形式土壁試験体

図 4 に土台形式土壁試験体 MWD1～MWD12 の形状を示す。試験体を構成するけた、土台、柱はすべてスギ材であり、そのサイズもすべて同一である。試験体高さは共通に 2730 mm であり、幅は 1820 mm～3640 mm (2P サイズ～4P サイズ) となっている。また、図 5 は、比較のために実施した土壁がなく軸組 (フレーム) のみの試験体の形状を示す。

各試験体タイプ別に、MWD1 および MWD2 は各 4 体、MWD4、MWD5 および MWD6 は各 3 体、MWD11 は 2 体、その他のタイプでは各 1 体の試験体を製作し、重さ約 10kN の重りによって 2 本の柱の頭部に鉛直荷重を載荷した状態で繰り返し加力実験を行った。



図 4 土台形式土壁形状一覧

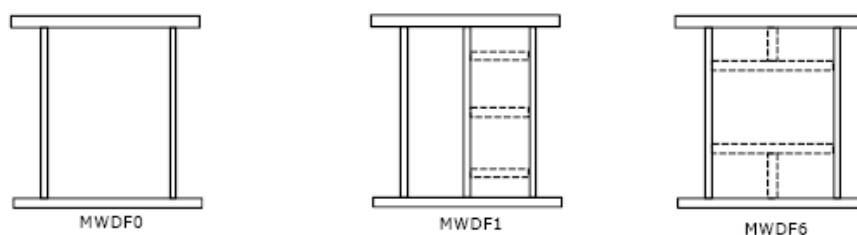


図 5 フレーム試験体

3) 土台形式土壁の復元力特性

(1) 耐力

土壁の加力実験は、試験体のみかけの変形角 $1/480 \sim 1/7$ を目処にけたの水平変位を制御し、各加力段階において、3回の繰り返し加力を行っている。変形角が増大すると1回目の加力によって、試験体に損傷が発生し、また、損傷が進行するために、2回目の繰り返し加力時には、耐力は幾分低下するのが普通である。しかし、3回目の繰り返し加力では、2回目の場合とほぼ類似の性状を示し、履歴ループの形状もほとんど同じである。

図 6 は、垂れ壁 **MWD4** 試験体 3 体の壁耐力について見たものであるが、変形角が増加すると、同一変形角においても繰り返し加力することによって、耐力が大きく減少することが分かる。そこで、垂れ壁試験体の変形角に対する耐力特性としては、各加力ステップにおける履歴ループの最大耐力の平均値で表すものとすれば、骨格曲線から求められる 1 回目の繰り返し加力における最大耐力より、安全側の評価が得られる。さらに、垂れ壁 **MWD4** 試験体では 3 体の加力実験を行ったので、これら 3 体の平均として図 6 の赤太線で示される平均耐力で試験体の耐力を表すものとした。

図 7 は、小壁試験体 **MWD4**～**MWD6** に対して、履歴ループの包絡線から求められる骨格曲線と耐力のそれぞれ平均を比較したものであり、ここで評価される耐力は、最大耐力より若干少なめ、すなわち安全側に評価されていることが分かる。

図 8～図 9 は、このようにして得られた各試験体の変形角に対する耐力特性を表している。図 10 に軸組（フレーム）のみの試験体の耐力特性を示す。全面壁のグループである **MWD1**、**MWD2**、お

よび MWD3 では、全面壁の長さが 1 : 2 : 4 になっているので、MWD1 の耐力特性を 4 倍し、MWD2 の耐力特性を 2 倍して MWD3 の耐力特性と比較して図 11 に示した。MWD1 は軸組に対して部分壁となっていて、MWD2 および MWD3 のように全面壁ではないので、耐力は小さいが最大耐力に達した後の耐力低下も少く、変形角 1/45 以上では MWD3 に対して大きく異なっているが、MWD2 の耐力を 2 倍したものは MWD3 の耐力とよく合致することから、全面壁の耐力特性は壁長さに比例すると考えてよいという結果が本図からも得られる。

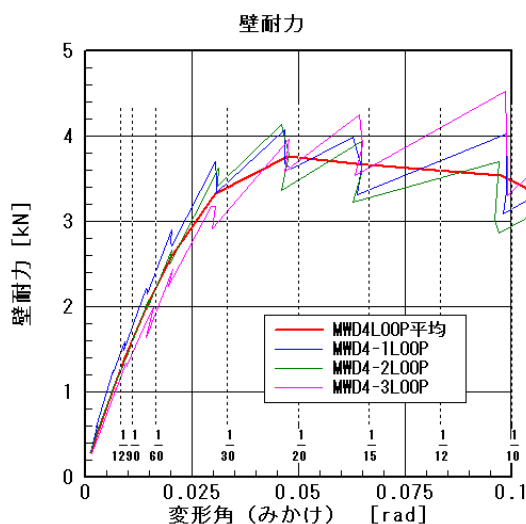


図 6 垂れ壁 MWD4 の壁耐力

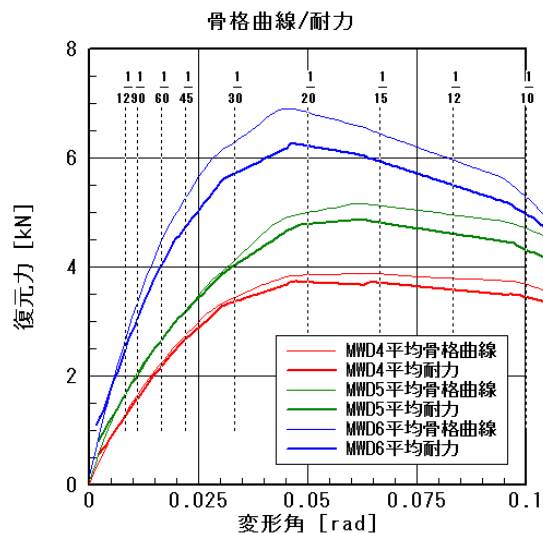


図 7 骨格曲線と耐力

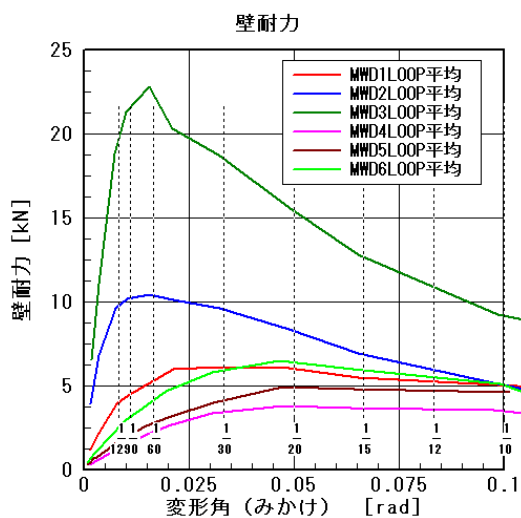


図 8 MWD1～MWD6 の耐力

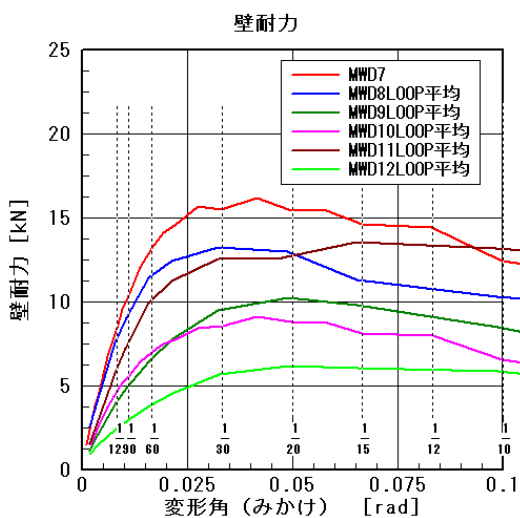


図 9 MWD7～MWD12 の耐力

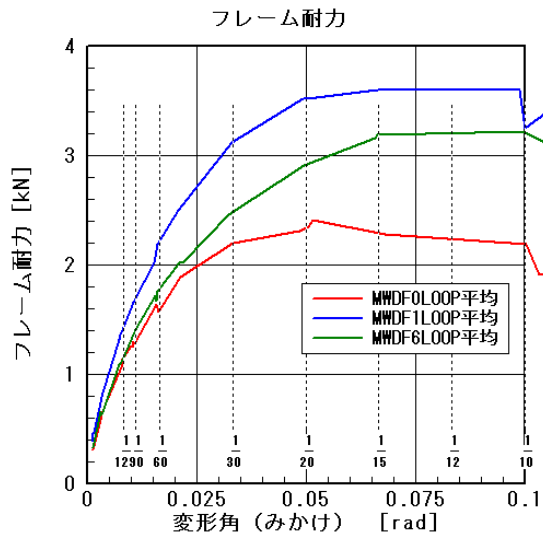


図 10 フレーム試験体の耐力

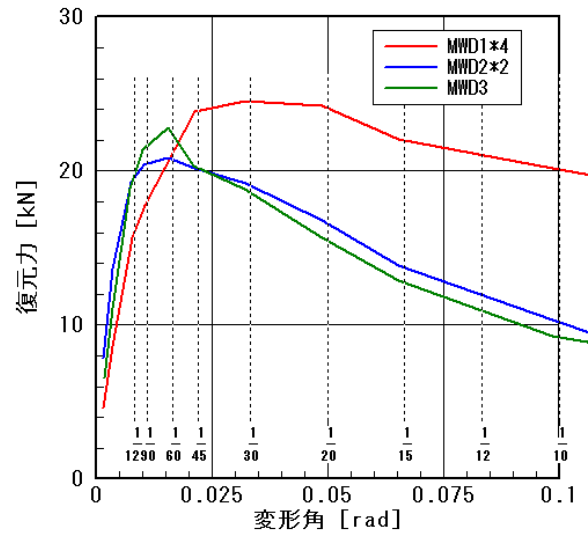


図 11 全面壁の耐力比較

(2) 等価剛性

垂れ壁 MWD4 について 3 体の試験体に対して求めた等価剛性とその平均を図 4. 2. 1 に示す。また、図 12～図 13 に各試験体の平均等価剛性を示す。

変形角が微小領域では、等価剛性は初期剛性に相当するものであり、全面壁 MWD2 および MWD3 は大きい初期剛性を有するが、変形角が増加するにつれて、耐力の低下も大きいので等価剛性は急激な減少を示している。一方、小壁試験体 MWD4 や MWD5 では、初期剛性は小さいが等価剛性の低下は緩やかである。

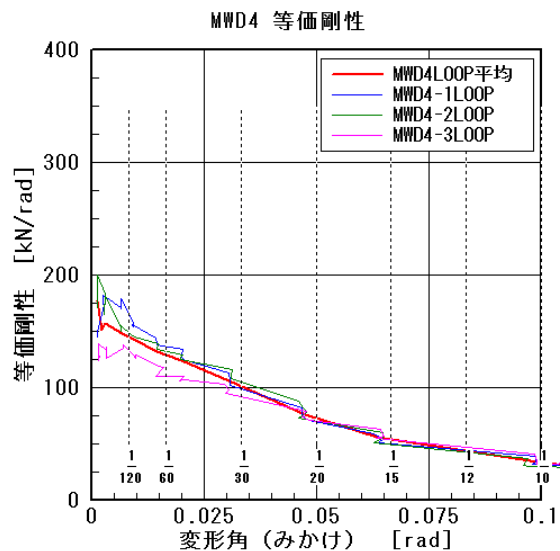


図 12 垂れ壁 MWD4 の等価剛性

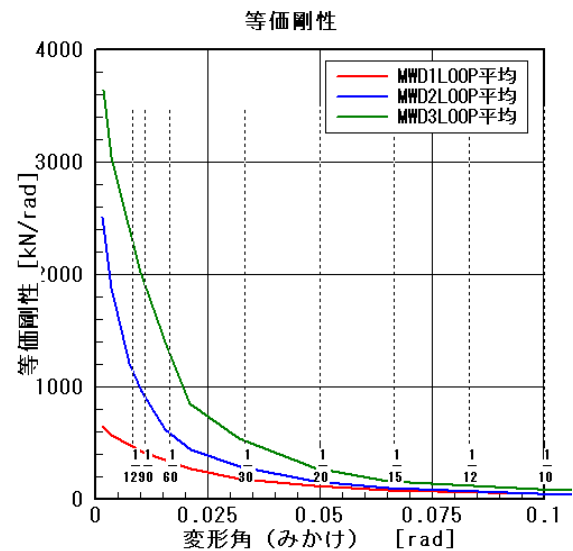


図 13 MWD1～MWD3 の等価剛性

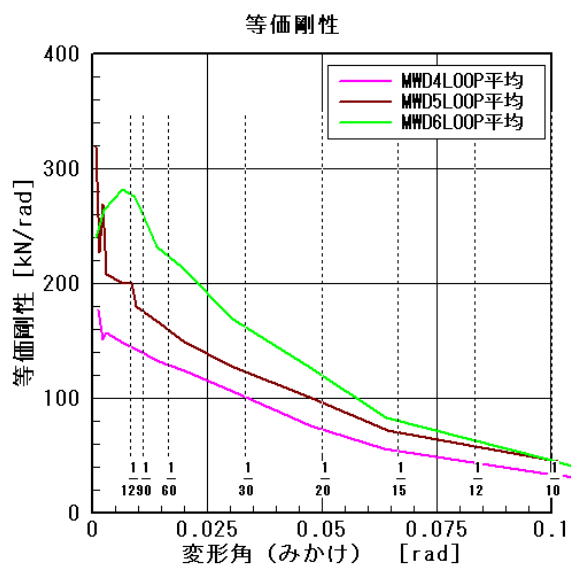


図 14 MWD4～MWD6 の等価剛性

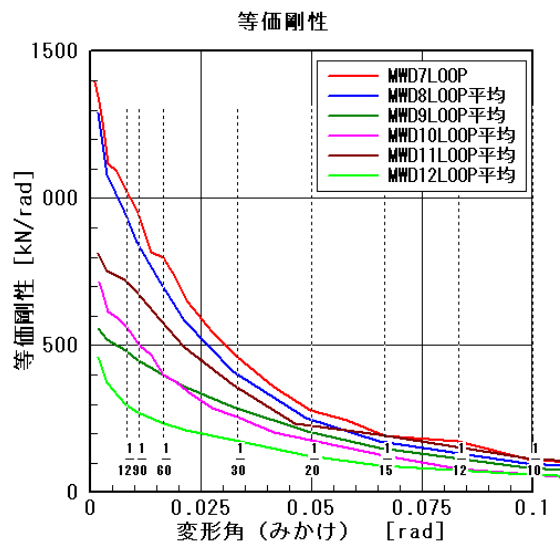


図 15 MWD7～MWD12 の等価剛性

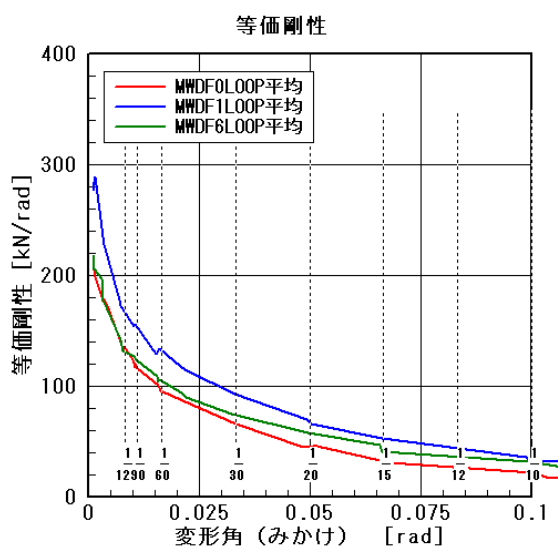


図 16 フレーム試験体の等価剛性

(3) 等価減衰比

図 17 に、垂れ壁試験体 MWD43 体の変形角に対する等価減衰比を示し、その平均を赤太線で示す。図 18 に MWD1～MWD6 の等価減衰比、図 19 に MWD7～MWD12 の等価減衰比、図 20 にフレーム試験体の等価減衰比を示す。変形角微小領域では、等価減衰比は大きな値を持つが評価はやや不安定である。等価減衰比は変形角 1/120～1/60 で最も低い値を示し、以後、変形角の増加とともに増加傾向にある。

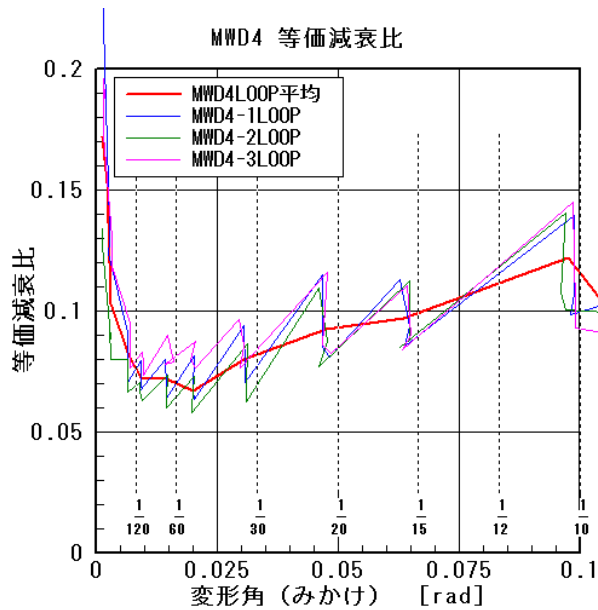


図 17 MWD4 の等価減衰比

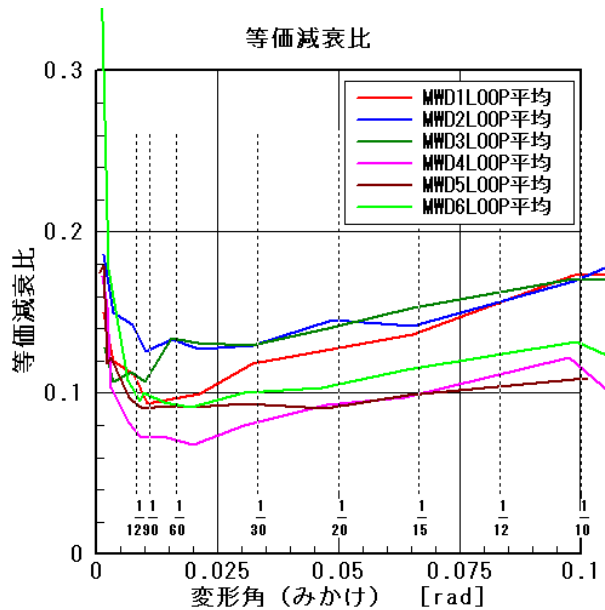


図 18 MWD1～MWD6 の等価減衰比

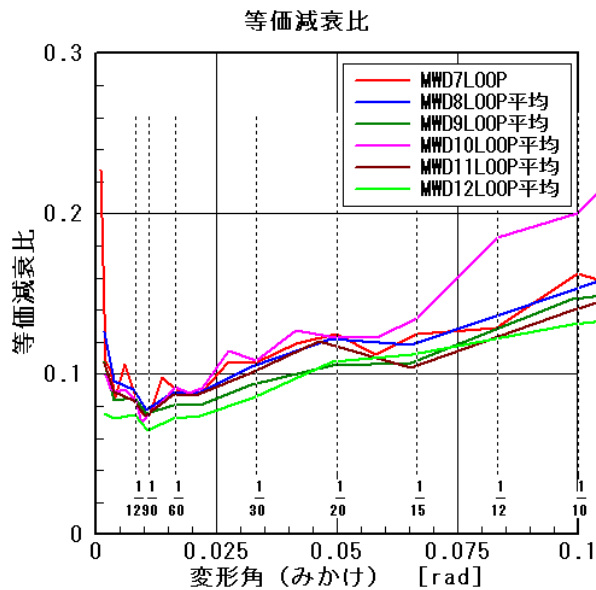


図 19 MWD7～MWD12 の等価減衰比

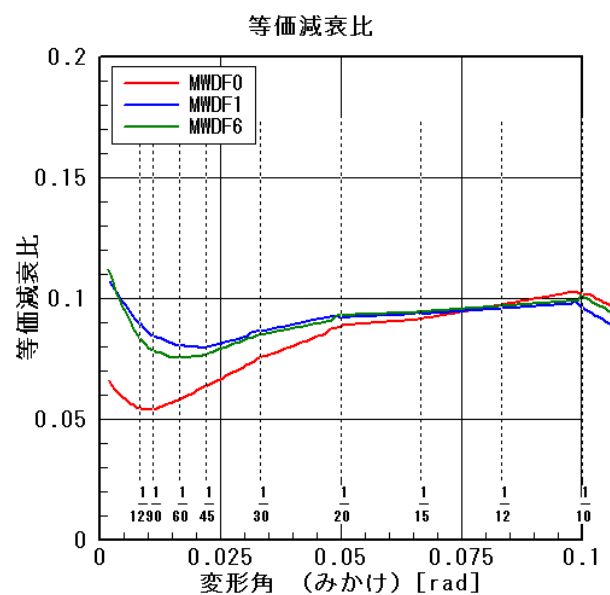


図 20 フレーム試験体の等価減衰比

(4) 履歴ループ面積

履歴ループの面積は、繰り返しにおける消費エネルギーを表すものである。

図 21 は、垂れ壁試験体 MWD4 の 3 体について変形角に対する履歴ループ面積を表したもので、赤太線はその平均である。

図 22～図 23 に各試験体の変形角に対する平均履歴ループ面積を示す。履歴ループ面積は試験体の弾塑性特性を表すもので、変形角が微小領域であれば、弾性的性質を示すので履歴ループ面積は小さい。土壁の場合は、微小変形角の範囲であっても、いくつかの弾塑性特性を示すが、変形角 1/120

以下の領域ではほぼ弾性領域と考えることができる。全面壁については、耐力と同様に、履歴ループ面積も壁長さに比例すると考えられる。

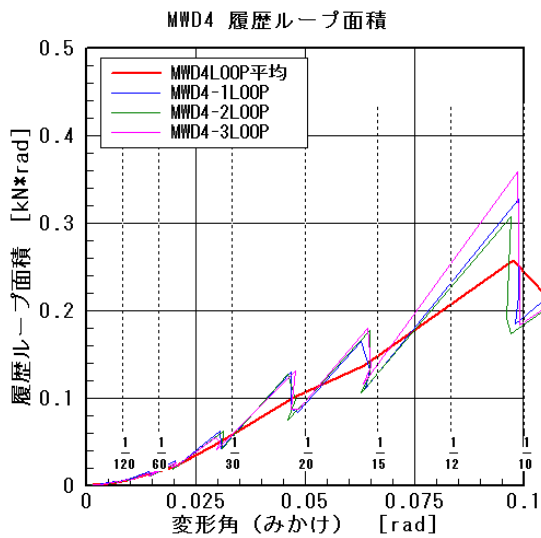


図 21 MWD4 の履歴ループ面積

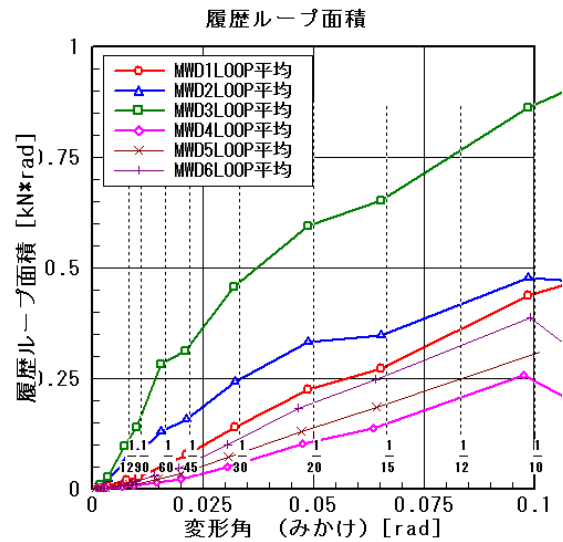


図 22 MWD1～MWD4 の履歴ループ面積

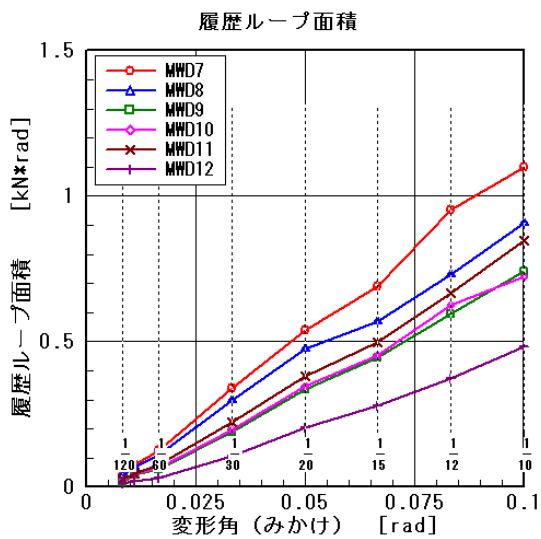


図 23 MWD7～MWD12 の履歴ループ面積

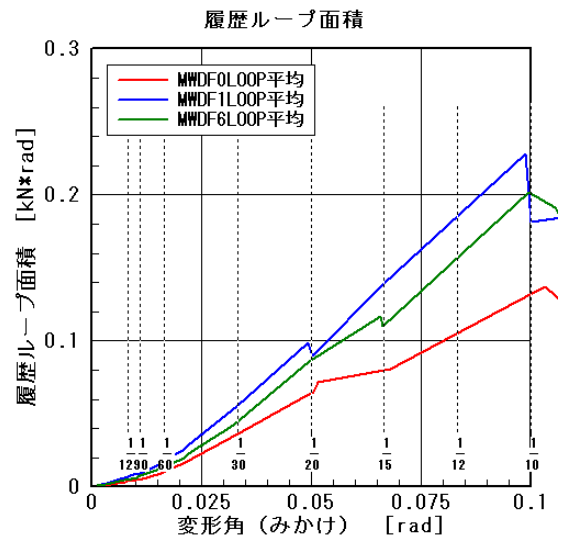


図 24 フレーム試験体の履歴ループ面積

(5) 小壁の復元力特性

小壁の復元力特性を軸組（フレーム）のみの復元力特性と土壁部のみの復元力特性の和で表せるものとする。精密には検討 1 の加算則のように考えるべきであるが、ここでは簡単のため、小壁試験体 MWD4～MWD6 に対して、

$$\text{MWD4} = f_0 + f_T \quad (6)$$

$$\text{MWD5} = f_0 + f_K \quad (7)$$

$$\text{MWD6} = f_0 + f_T + f_K \quad (8)$$

が成立すると考える。

ここに、 f_0 ： 軸組のみの復元力特性

f_T : 垂れ壁部分の復元力特性

f_K : 腰壁部分の復元力特性

を表す。

(8)から(6)および(7)を引けば、

$$f_0 = MWD4 + MWD5 - MWD6 \quad (9)$$

として軸組のみの復元力特性 f_0 が得られ、垂れ壁部分および腰壁部分に対して

$$f_T = MWD4 - f_0 \quad (10)$$

$$f_K = MWD5 - f_0 \quad (11)$$

が得られる。

また、フレーム試験体 MWDF0 に対して、これに垂れ壁部分および腰壁部分の復元力特性を加えて

$$MWD4 = MWDF0 + f_T \quad (12)$$

$$MWD5 = MWDF0 + f_K \quad (13)$$

が成立すると考えて、垂れ壁および腰壁の復元力特性とフレーム試験体 MWDF0 の差をとって、垂れ壁あるいは腰壁部分のみの復元力特性を表すことができる。

$$f_T = MWD4 - MWDF0 \quad (14)$$

$$f_K = MWD5 - MWDF0 \quad (15)$$

図 25～図 26 は、小壁試験体の結果から求めた、垂れ壁部分および腰壁部分の復元力特性((10)および(11))と、小壁試験体とフレーム試験体との差から求めた、垂れ壁部分および腰壁部分の復元力特性((14)および(15))を示したものである。

同色の太線および細線を比較することによって、ある試験体の復元力特性は、それを構成する要素の復元力特性を加算して得られるかどうかを判定することができる。耐力や等価剛性については、設計用復元力の加算則のような精密な加算則ではないので、両者の違いが大きく、ここで仮定した単純な加算則は成立しない。

一方、等価減衰比や履歴ループの面積については、図 27 および図 28 に示すように両者はかなり合致しており、加算則が成立すると考えてもよい。

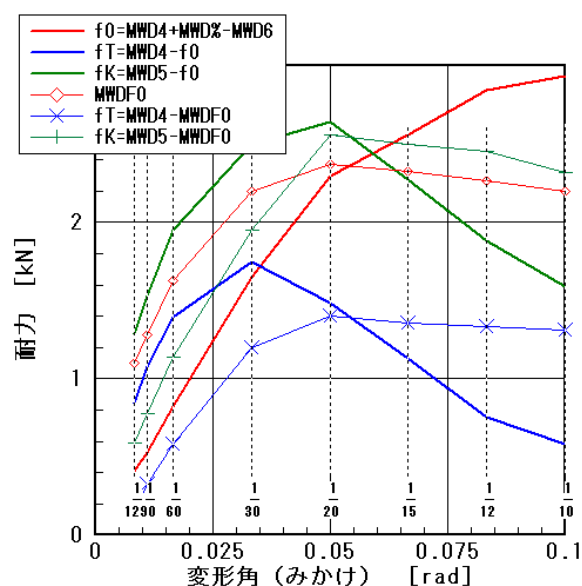


図 25 耐力の比較

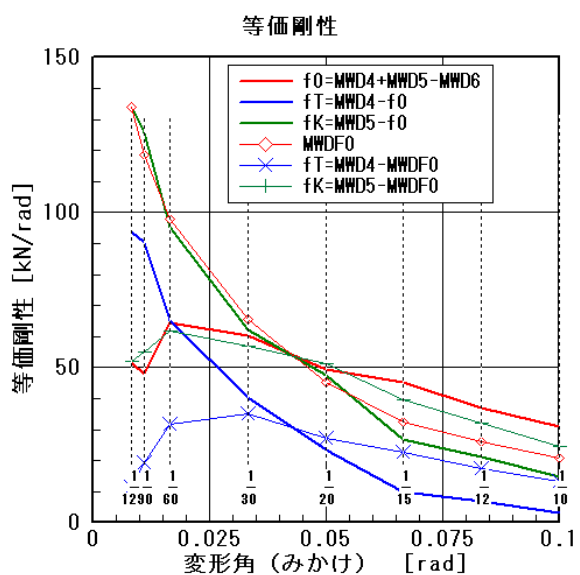


図 26 等価剛性の比較

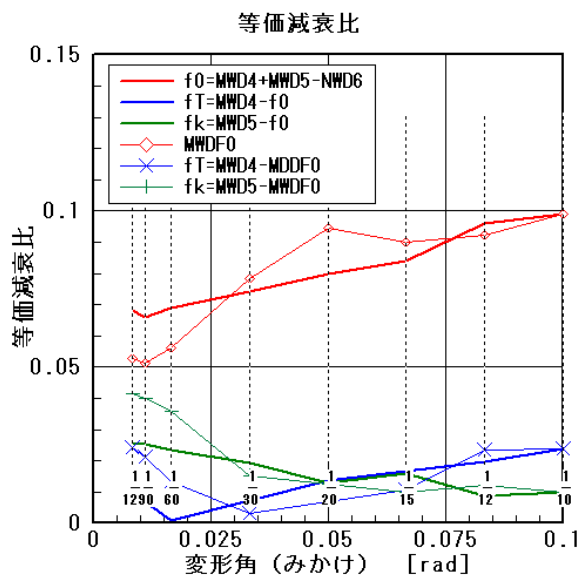


図 27 等価減衰比の比較

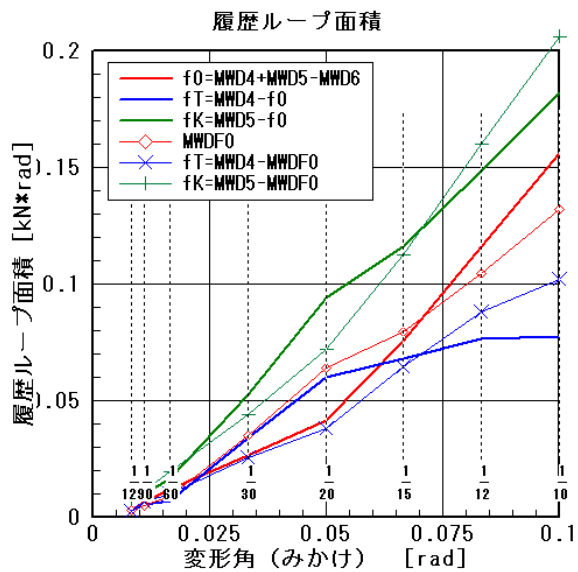


図 28 履歴ループ面積の比較

(6) まとめ

全面壁土壁の減衰性能は大きく、変形角 1/20rad 時に等価減衰比は 13%～15%である。小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）では、変形角 1/20rad 時に等価減衰比は 9%～11%である。また、小壁と全面壁を組み合わせた場合には、変形角 1/20rad 時に等価減衰比は 11%～13%である。土壁のない軸組のみでは、変形角 1/20rad 時に等価減衰比は 9%程度であり、全面壁や小壁では減衰性能は向上している。

標準設計法や詳細設計法で構造要素の復元力やせん断耐力を加算して、各構面の設計用復元力、せん断耐力を評価しているが、減衰に関しても加算して評価でき、近似応答計算での設計用復元力とともに減衰も加算する評価法は妥当であることが分かった。

2. 近似的な履歴減衰評価法の検証

近似応答計算では、図 29 に示すように骨格曲線から近似的に減衰を評価している。その評価方法を検証するために、図 3 に示すように実験から得られた履歴ループから履歴面積を求めて減衰を評価する方法と比較検証する。

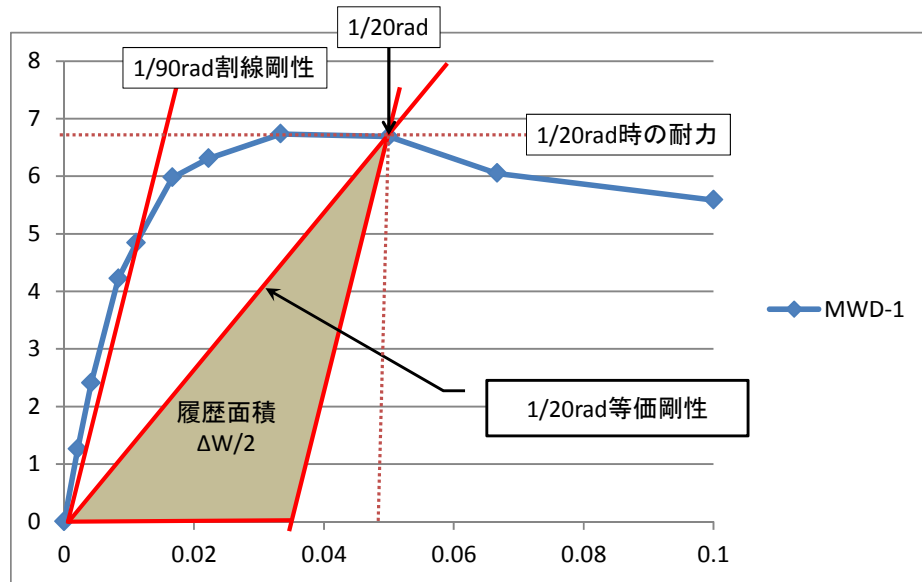


図 29 近似的な履歴面積の評価

近似的な評価による履歴減衰比（破線）と実験で得られた履歴面積から評価した履歴減衰比（実線）を図 30 に示す。

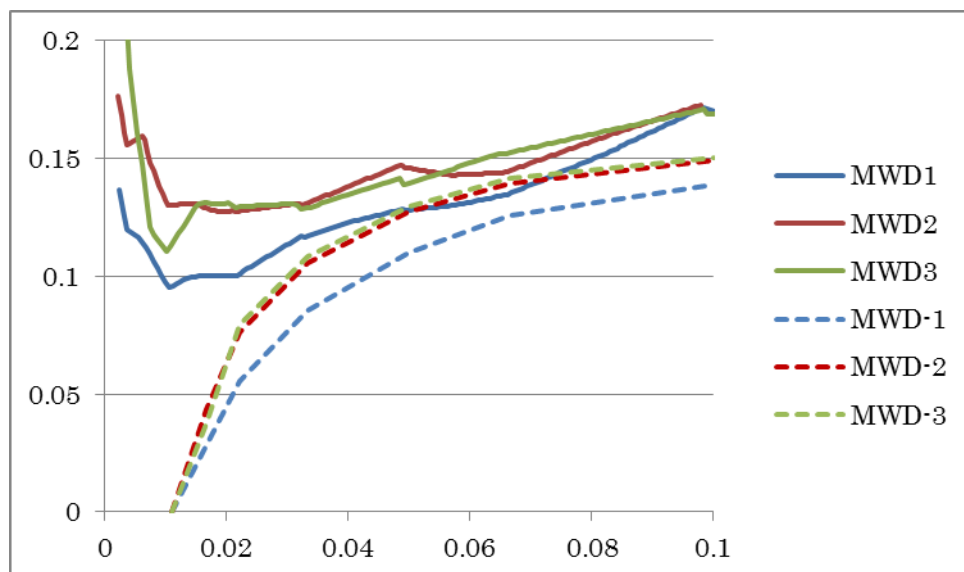


図 30(a) 全面壁土壁 1 P、2 P、4 P

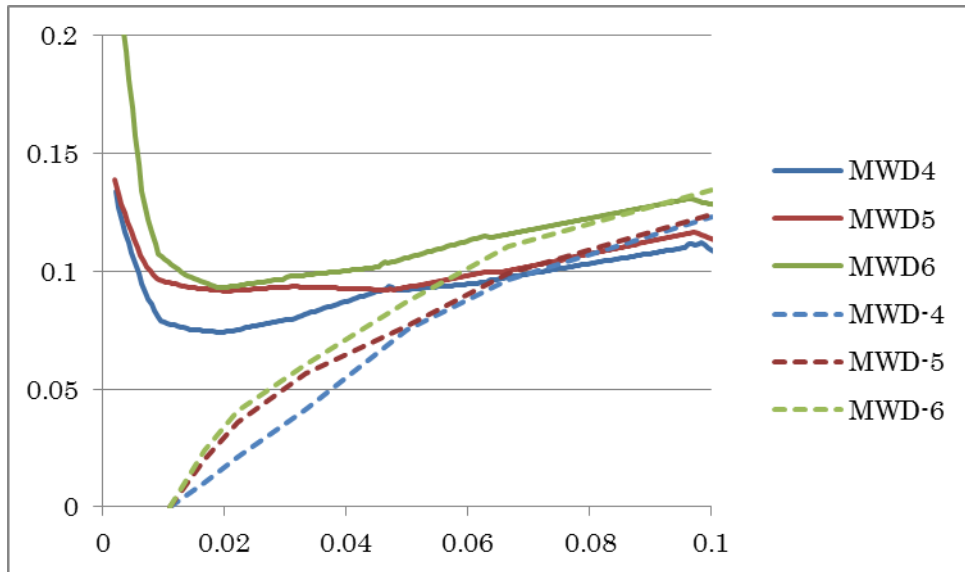


図 30(b) 小壁土壁 垂れ壁、腰壁、垂れ壁+腰壁

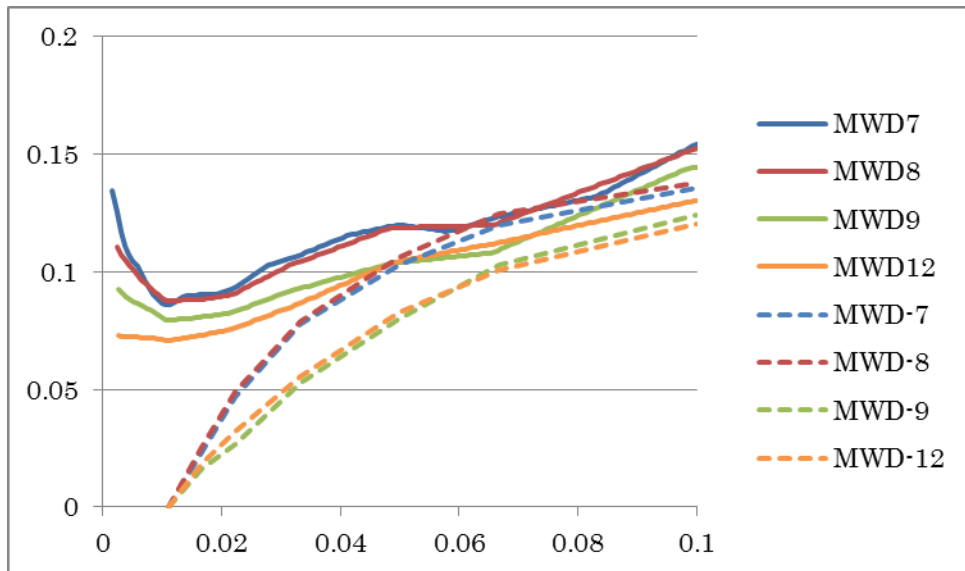


図 30(c) 4P (全面壁、垂れ壁、腰壁、垂れ壁+腰壁の組合せ)

まとめ

実験で得られた履歴面積から評価した履歴減衰比は、変形が小さい時には履歴ループが小さく、正しく評価できていないが、全面壁の履歴減衰比は 10%を超え、変形角 $1/20\text{rad}$ 時には 13~15%である。小壁は少し小さくなるが、 $1/20\text{rad}$ 時に 10%程度である。

近似的な評価による履歴減衰比は実験で得られた履歴面積から評価した履歴減衰比より小さいが、傾向は良く合っている。従って、近似応答計算での近似的な減衰の評価法は安全側の評価となっていることが分かる。

3. 水平構面（床）の履歴復元力特性と減衰性能

剛床、半剛床、柔床を想定した3タイプの仕様を持つ床版の水平繰返し静的加力実験から得られた履歴復元力特性から、各床の減衰性能を評価する。

1) 実験の概要

実験対象は、図1に示されるような6畳間に相当するサイズの床組に根太の樹種、サイズ、取り付け仕様、床板の種類や厚さなどを選定することによって、剛な床版と柔な床版を想定し、その中間的な剛性を持つものの3タイプの床版である。床組は京町家を想定したもので、はりおよび桁の断面サイズは120 mm×270 mmであり、柱の断面サイズは120 mm角である。柱とはりおよび桁の仕口

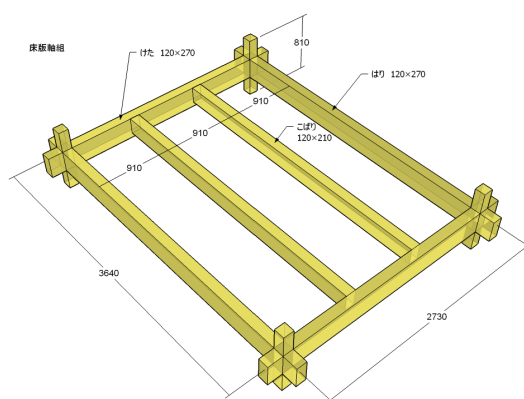


図1 試験体共通床組仕様

は、襟輪つき小根ほぞ雇いほぞ差しであり、上部雇いは車知栓止め、下部雇いは込み栓止めとなっている。床組の大きさは、はり方向3640 mm、桁方向2730 mmであり、いわゆる4P×3Pサイズの試験体となっている。長手方向にささらとも呼ばれる2本の小ばりを有し、その断面サイズは120 mm×210 mmであり、桁に対して腰掛け蟻継ぎとなっている。床組に使用されている材はすべてスギである。

床版の剛性は、この共通床組に対して、根太の樹種、サイズ、形式を変化させ、また、床板に用いる構造合板あるいはスギ板の厚さを変えることによって、3ランクの剛性およ

び耐力を想定したものとなっている。

3タイプの床版の根太組概要を図1に示す。剛床仕様床版の根太はベイマツ45 mm×105 mmであり、床はこれに24 mm厚構造用合板を千鳥張りにしたものである。合板突き合わせ部に当たる4本の根太にはベイマツ90 mm×90 mmを使用している。根太はすべて、はりに掛かりしろ15 mmの落とし込み根太となっている。床組内面には、合板釘打ちのために、ベイマツ45 mm×120 mmの添え根太が設けられている。

半剛床仕様床版の根太組は、根太にすべて45 mm×105 mmのスギを使用している点が剛床仕様床版と異なる。また、床板には190 mm×24 mm×3520 mmのスギ板1枚ものを使用しており、桁内面にのみ、添え根太を設けている。柔床仕様床版の根太組は、はりに設けたベイマツ45 mm×90 mmの根太受けにスギ45 mm×45 mmを転ばし根太としたものであり、床板は190 mm×15 mm×1760 mmのスギ板を2枚つないだものである。なお、当初計画された半剛床仕様床版の耐力特性は、柔床仕様床版とほとんど変わらなかったため、スギ板の厚さを30 mm、釘のサイズを90 mmとしたものを最終的に半剛床仕様床版とした。

3タイプの床版の仕様は、桁、はり、小ばりについてはすべて共通であり、根太と床板の仕様が異なっているのみであるので、その相違点を表1に示す。

なお、床組のみの耐力特性に関する基礎データを得るために、図1に示されたように、根太および床板をもたず、桁、はり、小ばりのみからなる床組試験体を1体製作した。

表 1 床版仕様一覧 (mm)

	剛床仕様		半剛床仕様*		柔床仕様	
根太	ベイマツ ベイマツ	90×90 45×105	スギ 落とし込み	45×105 掛かりしろ15mm	スギ 転ばし	45×45
添根太	ベイマツ	45×120	スギ	45×120	スギ	45×120
根太掛け	—	—	—	—	ベイマツ	45×90
床	構造用合板	24mm厚 千鳥張り	スギ板 実矧ぎ	30×190×3520 N90釘根太3本打ち	スギ板 突き合わせ	15×190×1760 N50釘根太2本打ち

*最終仕様を示す

2) 実験の結果

3 タイプの仕様の床版について各 3 体ずつ(半剛床仕様については計 5 体)の耐力試験を実施した。試験体を識別するために、試験体の桁長さ (3P)、仕様種別 (R: 剛床仕様、S: 柔床仕様、H: 半剛床仕様、F: 床組のみの試験体)、試験体番号 (1～5) を組み合わせた試験体識別記号を用いるものとした。例えば、3PS2 は、桁長さ 3P の柔床仕様床版試験体の 2 体目であることを示す。

図 2 に共通床組復元力特性、図 3 は各仕様の床版について、予備的に実施された 1 体目試験体の復元力特性を比較して示したものであり、図 4 はその骨格曲線を表している。なお、柔床仕様と半剛床仕様床版の復元力特性に殆ど差異が認められなかったため、図 3 では 3PS1 の変形角の正負を逆転させて表示している。

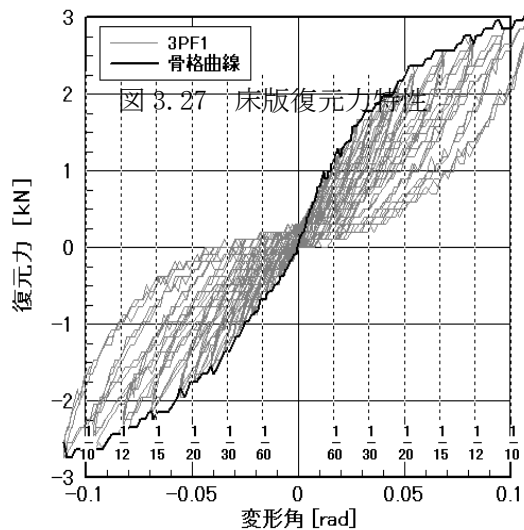


図 2 共通床組復元力特性

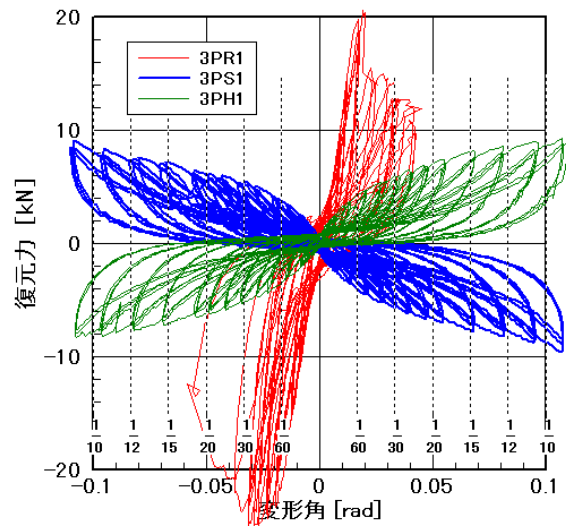


図 3 床版復元力骨格曲線

図 4 に、復元力の骨格曲線を示す。剛床仕様床版の耐力は変形角 $1/40\text{rad}$ 以内で 20kN の最大耐力が得られるが、固定側の桁の割れや柱仕口部の損傷が著しく、固定側の柱がはりおよび桁のこじりで裂けるといった大破壊を生じた。

柔床仕様床版の復元力特性は図 3 に示すように、3 体とも殆ど同一の特性を示し、いずれも 550mm の片振り繰り返し載荷に対しても、床版が大きく破壊することはなかった。先に述べたように、半剛床仕様床版の復元力特性は、柔床仕様床版とほとんど同じ耐力性状を示したので、床版の板厚と釘のサイズを変更することによって、半剛床仕様床版の耐力特性の向上を図った。

3) 等価剛性と等価減衰比

図5に各仕様3体目の試験体の等価剛性を示す。変形角 $1/120\text{rad}$ までの範囲の等価剛性は、各仕様床版ともほぼ同じ割合で低下している。剛床仕様は、変形角 $1/20\text{rad}$ 付近で試験体が破壊したため、それ以降の値は無いが、柔床、半剛床仕様は、変形角 $1/20\text{rad}$ 以降も大きな変化は無く、緩やかに低下している。

図6に各仕様3体目の等価減衰比を示す。最も減衰比が高い仕様は、半剛床仕様であり、次いで柔床仕様、剛床仕様と続いている。

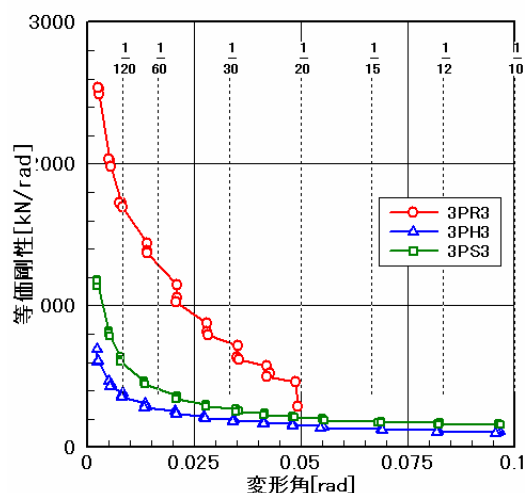


図5 等価剛性

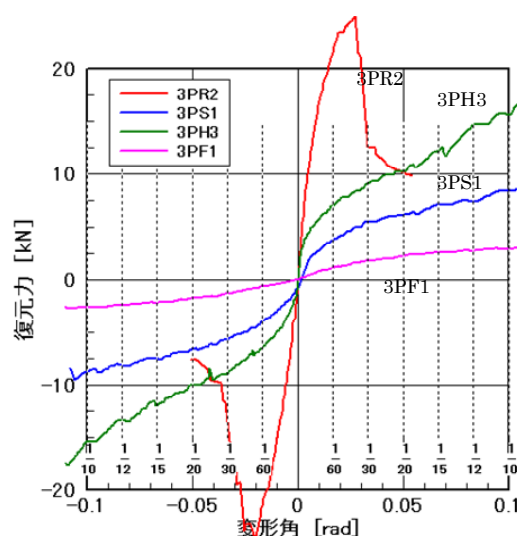


図4 床版復元力骨格曲線

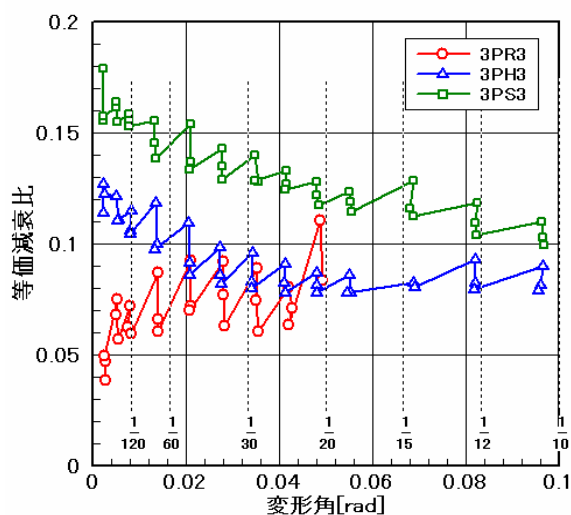


図6 等価減衰比

まとめ

剛床仕様は、構造用合板を千鳥張りにしているため、床版に力を加えても変形しにくい。それに対して柔床仕様、半剛床仕様は、スギ板を並べて貼っているため、床版の変形に追従して床板が回転し、その際に生じる板同士の摩擦によって力を吸収しているものと考えられる。

さらに半剛床仕様は、床板継ぎ合わせ部分が実矧ぎであるため、柔床仕様よりも床版変形時の摩擦が大きくなり、高い減衰比を持っている。

標準設計法や詳細設計法で、床の標準仕様は半剛床仕様であり、変形角 $1/20\text{rad}$ 時には12%~13%と大きな減衰性能がある。しかし、標準設計法や詳細設計法では、床の減衰性能は評価していないので、安全側の設計となっている。

検討 10 柱脚の浮き上がりによる検討

伝統的木造建物の地震時挙動を議論する際、大きな問題の一つとなる 1 階柱脚の浮き上がりについて土壁実験および実大振動台実験から、また柱脚の浮上りが建築物全体の耐力に与える影響について検討を行った。

1. 構造要素実験・石場建て形式土壁実験からの検討
2. 実大振動台実験からの考察
3. 柱脚の浮上りが建築物全体の耐力に与える影響

1. 構造要素実験・石場建て形式土壁実験からの検討

石場建て形式土壁 MWA 試験体の中で、柱脚の浮き上がりによる顕著なロッキング現象が発生した MWA2 (2P 全面壁)、MWA3 (4P 全面壁) を対象にし、鉛直載荷荷重による回転力からモーメントの釣り合いによって水平荷重を算出し、実験結果の水平力が頭打ちとなる部分の耐力と比較する。

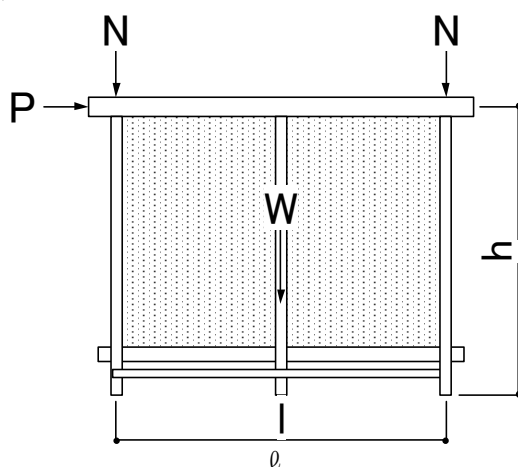


図 1 荷重の概要



写真 1 実験の様子

試験体にかかる荷重、試験体寸法を図 1 のようにすると、構面のモーメントの釣り合いは、

$$P \cdot h = N \cdot l + W \cdot \frac{l}{2} \quad \text{①}$$

ここから P を求めると、

$$P = \frac{N \cdot l + W \cdot l / 2}{h} \quad \text{②}$$

となる。ここで、仮定した各文字の値および算出した水平力の値は、

	N	W	h	l	P
	kN	kN	mm	mm	kN
MWA2-1	10	4.09	3280	1820	6.68
MWA2-2	10	4.35	3280	1820	6.76
MWA2-3	10	4.40	3280	1820	6.77
MWA3	10	8.50	3280	3640	15.81

実験結果（図 2）の水平力が頭打ちとなる部分の値は、MWA2：7.2kN（平均）MWA3：16.4kN（平均）となり、ジャッキや加力用の治具の重量（写真 1 参照）を加味すると計算値と概ね一致していると考えられる。

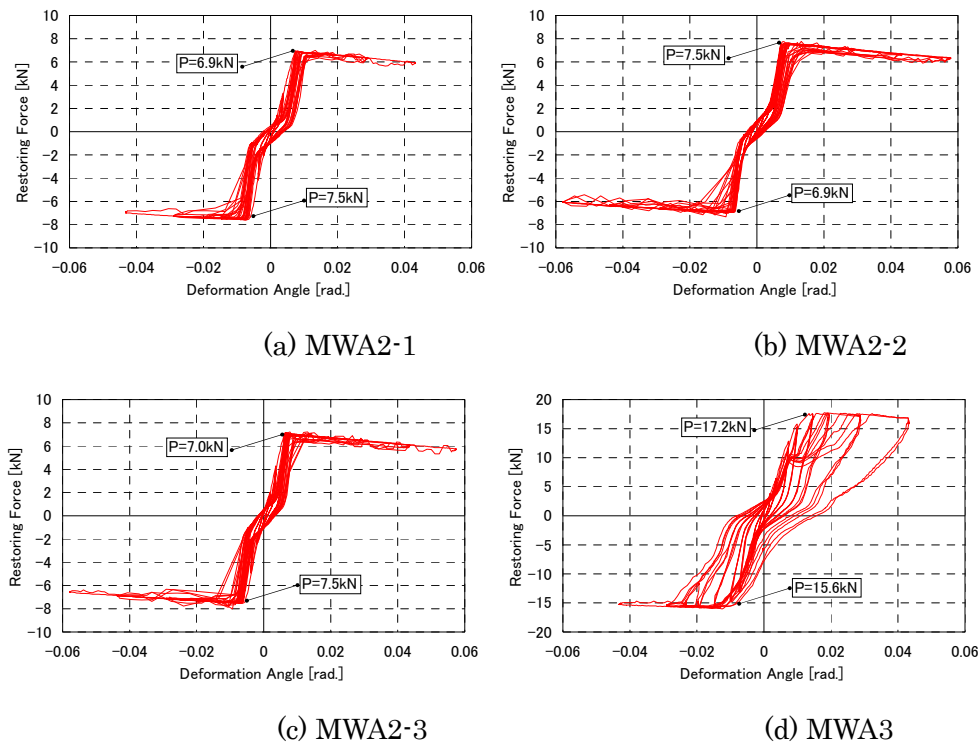


図 2 MWA2,3 の履歴曲線

〔補足〕MWA2 試験体は、顕著な浮き上がりが発生した実験を、見かけの変形角が $1/20[\text{rad.}]$ となるところで中断し、柱脚がピンとなるような治具を追加、浮き上がりを拘束した上で再実験を行っている。それぞれの復元力特性を下図 3 に示す。尚、MWA3 については柱脚が浮き上がる加力の途中で、柱が足固め部分で折損したため、浮き上がりを拘束した実験結果は無い。

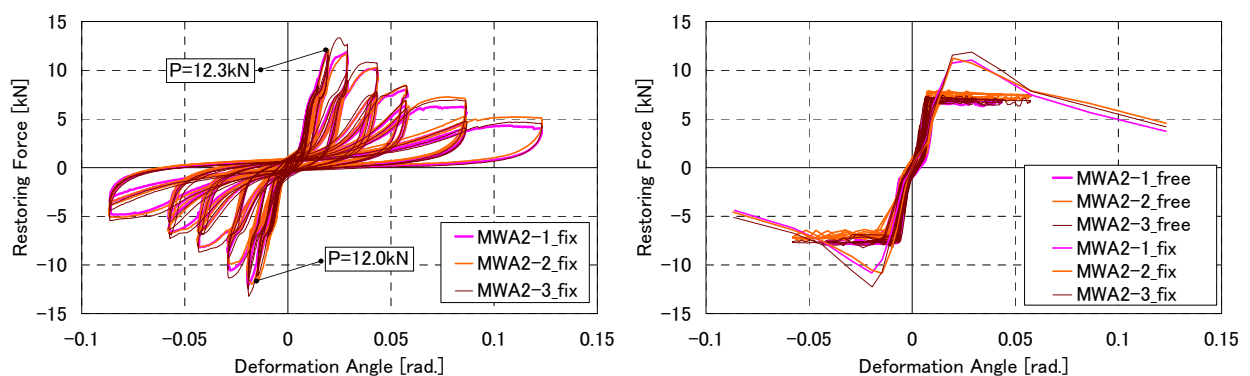


図 3 MWA2 実験結果

〔まとめ〕

柱脚が浮き上がった後は、浮き上がった時の耐力を保持する、また浮き上がった時の耐力は、柱軸力と壁の重量から算定できることが分かった。

2. 実大振動台実験からの考察

2012 年度実大振動台実験で試験体 No. 5、No. 6 の柱脚の浮き上がりを検証する。1 階柱脚に設置した変位計および画像変位計測の結果より、柱脚の浮き上がり挙動を確認した。図 1 に試験体 No. 5、No. 6 の 1 階の平面図を示す。

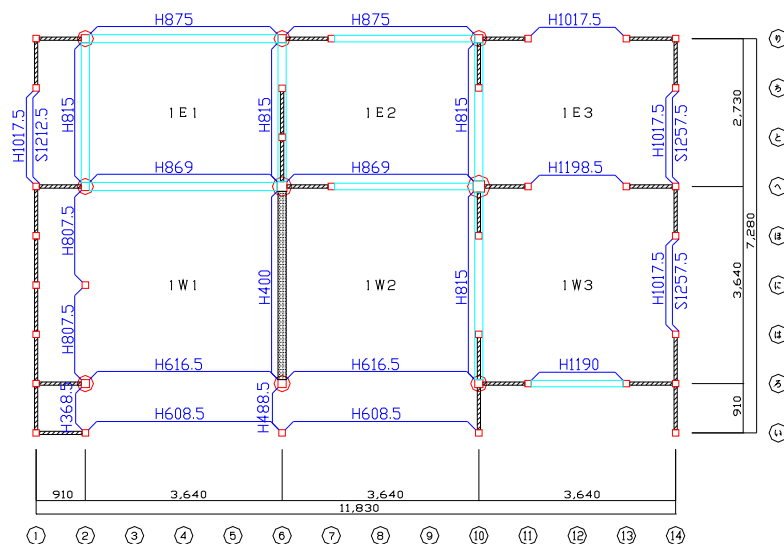


図 1 試験体 No.5、試験体 6 共通構造平面 1 階

試験体 No. 5 の各加振における最大浮き上がり変位を表 1 に、試験体 No. 6 を表 2 に示す。柱脚の浮き上がり計測は、試験体の外側の柱で計測し、試験体中央部分の柱では大きな浮き上がりが生じないとして計測を行わなかった。BCJ-L1 加振の結果は変位計、BCJ-L2 加振および JMA 神戸加振は画像変位計測から得られた値を用いている。表に示す最大浮き上がり変位を記録した時間は同じではない。

表 1 最大浮き上がり変位 (試験体 No. 5) 表 2 最大浮き上がり変位 (試験体 No. 6)

14	JMA神戸	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	31.4	31.0	35.7	39.7	35.9
		ろ通	14.7	-	-	-	22.3
		へ通	32.8	-	-	-	5.7
		り通	85.0	0.0	0.0	0.0	14.4
12	BCJ-L2 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	39.9	36.5	28.6	32.3	18.8
		ろ通	13.4	-	-	-	7.8
		へ通	2.3	-	-	-	3.1
		り通	28.8	0.0	0.0	0.0	9.4
10	BCJ-L2 L方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	35.0	15.4	6.0	7.6	15.4
		ろ通	29.2	-	-	-	20.4
		へ通	20.0	-	-	-	11.8
		り通	25.0	0.0	0.0	0.0	21.0
8	BCJ-L2 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	30.5	28.7	21.3	27.4	21.1
		ろ通	9.3	-	-	-	9.4
		へ通	3.9	-	-	-	3.5
		り通	24.2	0.0	0.0	0.0	13.0
6	BCJ-L1 L方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	1.2	0.2	0.2	0.2	0.3
		ろ通	1.1	-	-	-	0.8
		へ通	0.6	-	-	-	0.6
		り通	0.5	0.0	0.2	0.4	1.1
5	BCJ-L1 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	2.7	1.0	0.5	0.6	2.8
		ろ通	0.2	-	-	-	0.2
		へ通	0.1	-	-	-	0.1
		り通	1.1	0.3	0.5	0.8	1.6
3	BCJ-L1 L方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	1.1	0.1	0.3	0.0	0.2
		ろ通	1.2	-	-	-	0.7
		へ通	0.4	-	-	-	0.5
		り通	0.3	-0.2	0.2	0.4	0.9
2	BCJ-L1 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	2.4	0.9	0.4	0.5	2.3
		ろ通	0.3	-	-	-	0.2
		へ通	0.1	-	-	-	0.1
		り通	1.2	0.1	0.6	0.8	1.7

14	JMA神戸	柱脚 非固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	42.1	0.0	0.0	0.0	37.5
			ろ通	0.0	-	-	-	19.6
			へ通	33.6	-	-	-	7.7
			り通	82.0	81.3	54.0	32.4	14.8
12	BCJ-L2 S方向	柱脚 固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	23.7	0.0	0.0	0.0	4.1
			ろ通	0.0	-	-	-	1.9
			へ通	3.1	-	-	-	1.4
			り通	15.2	11.2	8.6	5.7	5.6
10	BCJ-L2 L方向	柱脚 非固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	34.2	0.0	0.0	0.0	9.1
			ろ通	0.0	-	-	-	9.3
			へ通	18.7	-	-	-	13.1
			り通	25.3	7.1	6.8	7.5	26.4
8	BCJ-L2 S方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	35.2	0.0	0.0	0.0	19.6
			ろ通	0.0	-	-	-	7.8
			へ通	4.4	-	-	-	3.4
			り通	28.4	28.3	27.9	17.8	9.9
6	BCJ-L1 L方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	1.1	0.5	0.3	0.1	0.0
			ろ通	1.5	-	-	-	1.2
			へ通	0.8	-	-	-	0.7
			り通	0.6	0.1	0.2	0.1	0.0
5	BCJ-L1 S方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	1.9	0.4	0.3	0.3	0.2
			ろ通	0.2	-	-	-	0.2
		へ通	0.2	-	-	-	0.1	
		り通	1.5	0.8	0.6	0.3	0.2	
3	BCJ-L1 L方向	柱脚 固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0
			ろ通	1.0	-	-	-	0.0
			へ通	0.7	-	-	-	0.0
			り通	0.5	0.1	0.0	0.0	0.1
2	BCJ-L1 S方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	1.4	0.1	0.0	0.1	0.1
			ろ通	0.2	-	-	-	0.0
		へ通	0.2	-	-	-	0.0	
		り通	1.3	0.4	0.0	0.0	0.2	

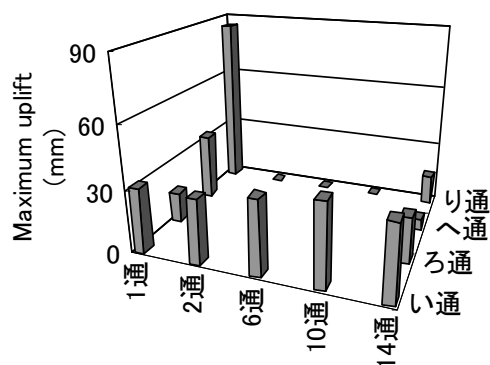


図 2 JMA 神戸 3 方向加振
最大浮き上がり変位 (試験体 No. 5)

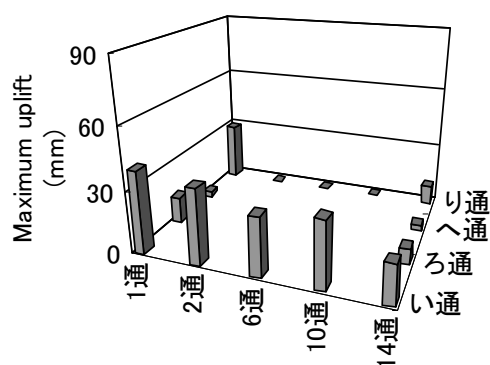


図 3 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位 (試験体 No. 5)

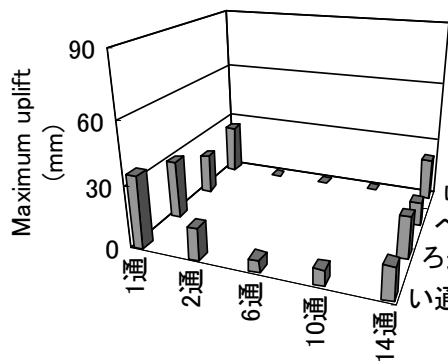


図4 BCJ-L2 L方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No. 5)

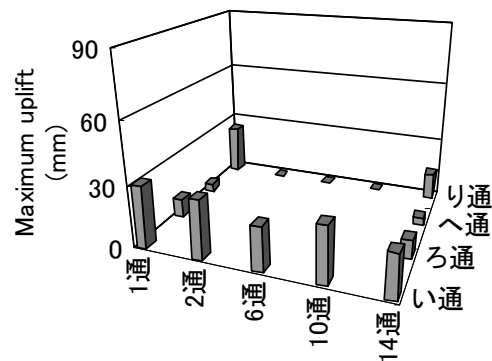


図5 BCJ-L2 S方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No. 5)

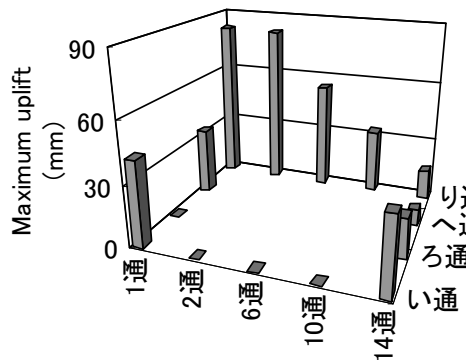


図6 JMA 神戸3方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No. 6)

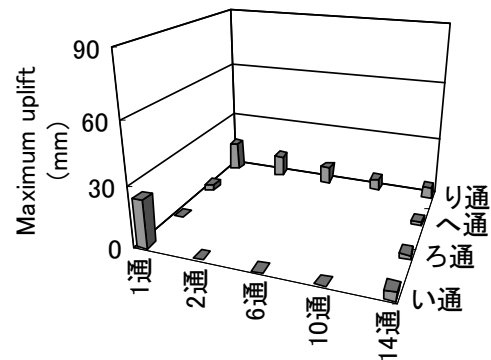


図7 BCJ-L2 S方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No. 6)

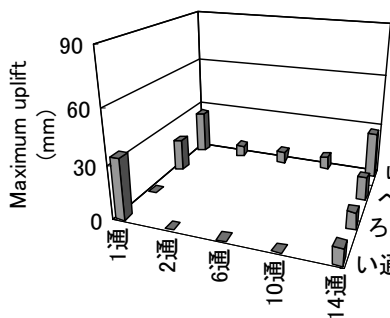


図8 BCJ-L2 L方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No. 6)

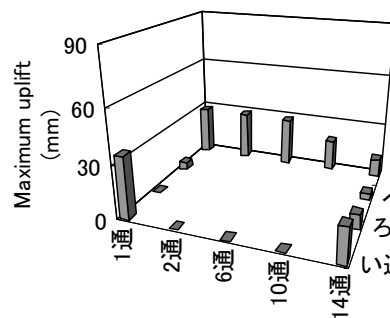


図9 BCJ-L2 S方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No. 6)

試験体 No. 5 および No. 6 共に、BCJ-L1 加振では、1 階柱脚の浮き上がり変位は最大でも 2.8mm と小さい。BCJ-L2 加振以後の最大浮き上がり変位は、図2～図9に示す。BCJ-L2 加振では、試験体 No. 5 で 39.9mm、試験体 No. 6 で 35.2mm の最大浮き上がり変位を記録した。JMA 神戸加振では、試験体 No. 5 で 85.0mm、試験体 No. 6 で 82.0mm の最大浮き上がり変位であった。すべての加振に共通して、1 階柱脚の浮き上がり変位は試験体の最隅部分の柱で大きな値となる。今回の試験体は、この最隅部分の柱の直上に 2 階が

無いため柱軸力が小さいことが容易に想像できるため、これも浮き上がり量が大きくなった一因と考えられる。

まとめ

希に発生する地震動に相当する BCJ-L1 加振では、隅柱は軸力が小さいに関わらず、非常に小さい浮き上がり変位であったことを考えると、希に発生する地震動では柱脚の浮き上がりは大きな問題とならないことを示している。

極めて希に発生する地震に相当する BCJ-L2 加振で最大 40mm 程度の浮き上がり量であること、巨大な地震動に相当する JMA 神戸 3 方向加振で最大 90mm 以下の浮き上がり量であることから、1 階柱脚の柱ほぞを一般的な長ほぞ（ほぞ長さ 105mm 以上）とすれば、ほぞが完全に抜け落ちる事象は生じないことを示している。

また、浮き上がりは外周部の柱、特に隅柱で生じるので、浮き上がりの検討は外周部の柱、特に隅柱について行う必要がある。

3. 柱脚の浮上りが建築物全体の耐力に与える影響

次に外柱の浮上りが建物全体の水平耐力に与える影響について検討する。試験体 No.4 を基本モデルとして既略の性状をつかむ。

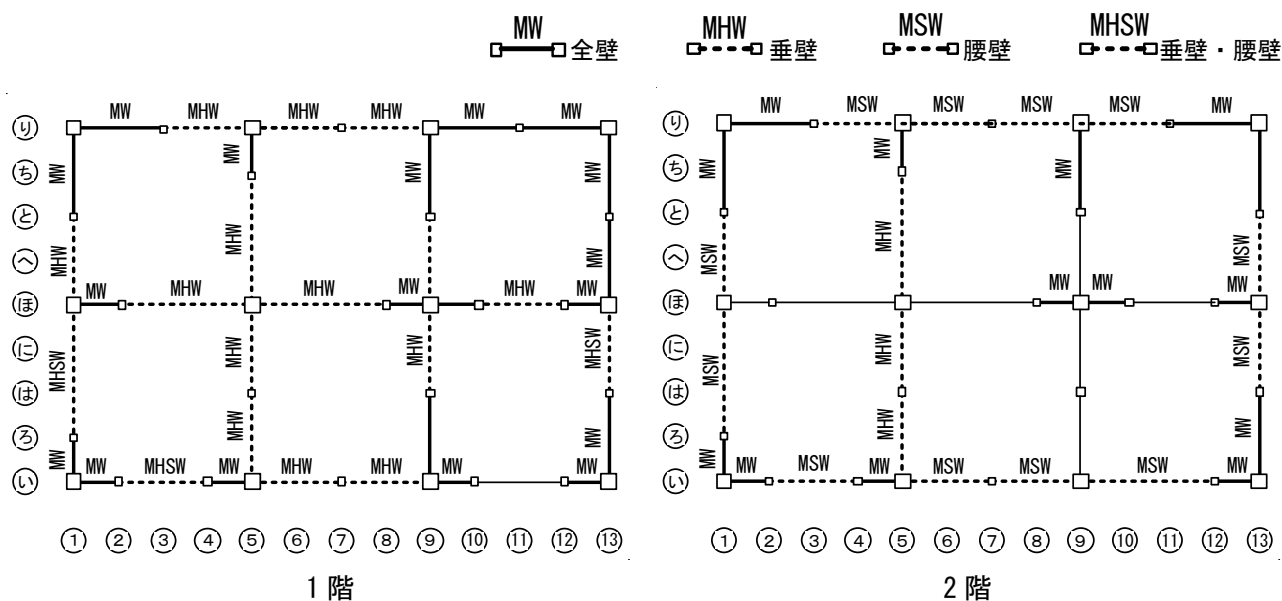


図1 2階建モデル（試験体 No.4）平面図（主要な耐震要素を示す）

地震用荷重

$$2W=115.93 \text{ kN}$$

$$1W=140.56 \text{ kN}$$

Ai 分布 $A2=1.2$

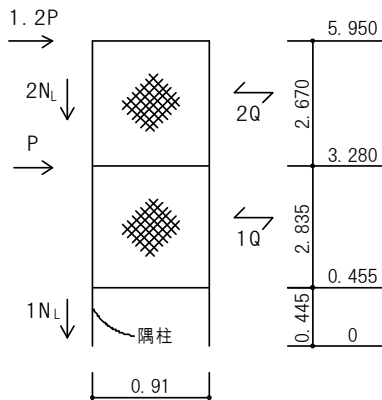
$$A1=1.0$$

仮定条件

- ・ 浮上り時には境界梁効果、連続する腰壁・垂壁効果、直交材、足固めなどの抵抗力等は無視して、単体としての土壁（全面壁）の水平耐力を略算にて検討する。
- ・ 検討は弾性範囲で行い、土壁の層間変形角は $1/90$ 時点の耐力を用いる。

柱脚の浮き上がりが生じると考えられる外周部の柱について検討する。

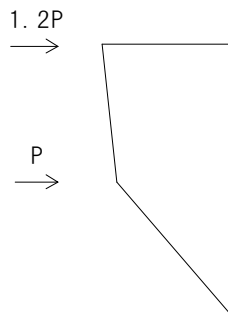
1) 外壁①通り（①～②間）



土壁厚 $t = 60\text{mm}$

1/20 時点のせん断耐力: $\tau = 60\text{kN/m}^2$

$$2Q = 1Q = 60 \times 0.91 \times 0.06 = 3.28\text{kN}$$



2 階

$$1.2P = 3.28\text{ kN}$$

$$P = 2.73\text{ kN}$$

$$\min P = 1.49\text{ kN}$$

1 階

$$2.2P = 3.28\text{ kN}$$

$$P = 1.49\text{ kN}$$

$$1Q_{e1} = 2.2 \times 1.49 = 3.28\text{ kN}$$

$$2Q_e = 1.2 \times 1.49 = 1.79\text{ kN}$$

$$2N_L = 3.07\text{ kN}$$

$$1N_L = 5.68\text{ kN}$$

$$\{(1.79 \times 2.67 + 3.28 \times 3.28) / 0.91\} \alpha = 5.68\text{kN}$$

$$17.07 \alpha = 5.68$$

$$\alpha = 0.33 \text{ (浮上り有り)}$$

浮上り時のせん断力

$$\tau_2 = 0.33 \times 1.79 / (0.91 \times 0.06) = 10.8\text{ kN/m}^2$$

$$\text{壁復元力の耐力に対して、} 10.82 / 60 = 0.180$$

$$\tau_1 = 0.33 \times 3.28 / (0.91 \times 0.06) = 19.8\text{ kN/m}^2$$

$$\text{壁復元力の耐力に対して、} 19.82 / 60 = 0.330$$

2) 中通り ㊤ 通り

試験体では1階土壁、2階全面開口となっているが、ここでは安全側を考慮して2階に土壁を配置する1)の外壁タイプと形状は同一とする。

$$2N_L = 9.21\text{kN}$$

$$1N_L = 16.84\text{kN}$$

階	NL (kN)	P (kN)	minP (kN)	Qe (kN)	α
2	9.21	1.2P=3.28 P=2.73	1.49	1.79	0.986 (浮上り有り)
1	16.84	2.2P=3.28 P=1.49		3.28	

$$\tau_2 = 0.986 \times 1.79 / (0.91 \times 0.06) = 32.3 \text{ kN/m}^2, 32.3 / 60 = 0.54$$

$$\tau_1 = 0.986 \times 3.28 / (0.91 \times 0.06) = 59.2 \text{ kN/m}^2, 59.2 / 60 = 0.99$$

3) 外壁㊟通り

1)の外壁タイプのスパン 0.91m に対し、スパン 1.82m。

他の形状は同一。

1/90 時点のせん断耐力： $\tau = 96 \text{ kN/m}^2$

$$2NL = 5.95 \text{ kN}$$

$$1NL = 12.58 \text{ kN}$$

$$2Q = 1Q = 96 \times 1.82 \times 0.06 = 10.48 \text{ kN}$$

階	NL(kN)	P (kN)	minP(kN)	Qe (kN)	α
2	5.95	1.2P=10.48 P=8.73	4.76	5.71	0.46 (浮上り有り)
1	12.58	2.2P=10.48 P=4.76		10.47	

$$\tau_2 = 0.46 \times 5.71 / (1.82 \times 0.06) = 24.0 \text{ kN/m}^2, 24.0 / 96 = 0.25$$

$$\tau_1 = 0.46 \times 10.47 / (1.82 \times 0.06) = 44.1 \text{ kN/m}^2, 44.1 / 96 = 0.46$$

長辺方向（㊟→㊟方向）加力時に㊟通柱の浮上りによる建築物の水平耐力に与える影響、建築物全体としての耐力低減について検討する。

層間変形角 1/90 時点の耐力、試験体 NO.4 の㊟通り 2 階の 1~2 間は壁有と設定し、1 階について、耐力比（低減率）を検討する。

1 階

浮上り考慮	全面壁のせん断耐力	比 率
無	68.14kN	1.0
有	60.24kN	0.884

この耐力比は、仮定条件として境界梁効果、腰壁・垂壁効果、直交材、足固めなどの抵抗力等は考慮していないので、これらの耐力を加えると 1 階全体の耐力比は大きくなる。

ここで示した事例からは、全面壁をバランス良く有する建物で詳細な浮上りの検討を行わない場合は、水平耐力を 90%程度とする事により、おおよその水平耐力を算出可能である。

4. 浮き上がりによる壁耐力の低減率に関する検討

基本的な建物モデルに対して、柱の負担重量を求め、その負担重量による浮き上がり抵抗から壁耐力を算定する。

1) 仮定

(1) 建物モデル

・平屋

1 グリッド＝二間×二間 ($3.64\text{m} \times 3.64\text{m}$)，4 グリッドで構成された田舎間

対象柱：角柱（負担面積= $1.82\text{m} \times 1.82\text{m}$ ）

端柱（負担面積= $3.64\text{m} \times 1.82\text{m}$ ）

軒の出：0.91m

・2階建て

1 グリッド＝二間×二間 ($3.64\text{m} \times 3.64\text{m}$)，4 グリッドで構成された田舎間

対象柱：角柱（負担面積= $1.82\text{m} \times 1.82\text{m}$ ）

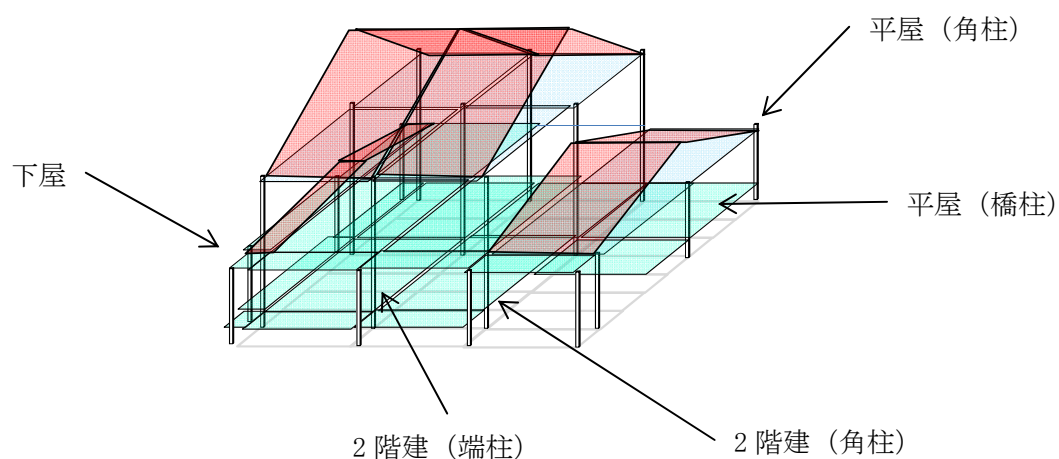
端柱（負担面積= $3.64\text{m} \times 1.82\text{m}$ ）

軒の出：0.91m

・下屋

1 グリッド＝三尺×二間 ($0.91\text{m} \times 3.64\text{m}$)，2 グリッドで構成された田舎間

軒の出：0.91m



(2) 単位面積当たり重量

・屋根荷重：2.1 kN/m²

・床荷重：1.1 kN/m²

・壁荷重 : 2kN/(1P)

(3) 壁耐力

1P : 6kN

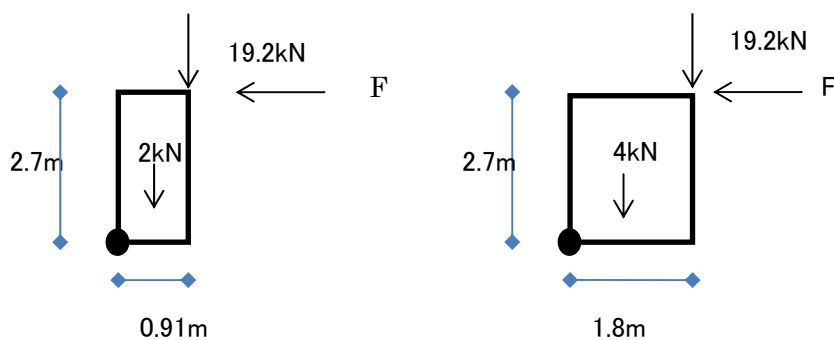
2P : 12kN

2) 算定

平屋

(1) 角柱

	単位重量	負担面積 (m ²)	kN
屋根	2.1kN	$(1.82+0.91) \times (1.82+0.91) = 7.45$	15.6
1F 床	1.1kN	$1.82 \times 1.82 = 3.31$	3.6
		Σ	19.2



結論

- ・1P 土塗壁 : $F=6.7 \text{ kN} > 6 \text{ kN}$ 浮き上がらない
- ・2P 土塗壁 : $F=14.1 \text{ kN} > 12 \text{ kN}$ 浮き上がらない

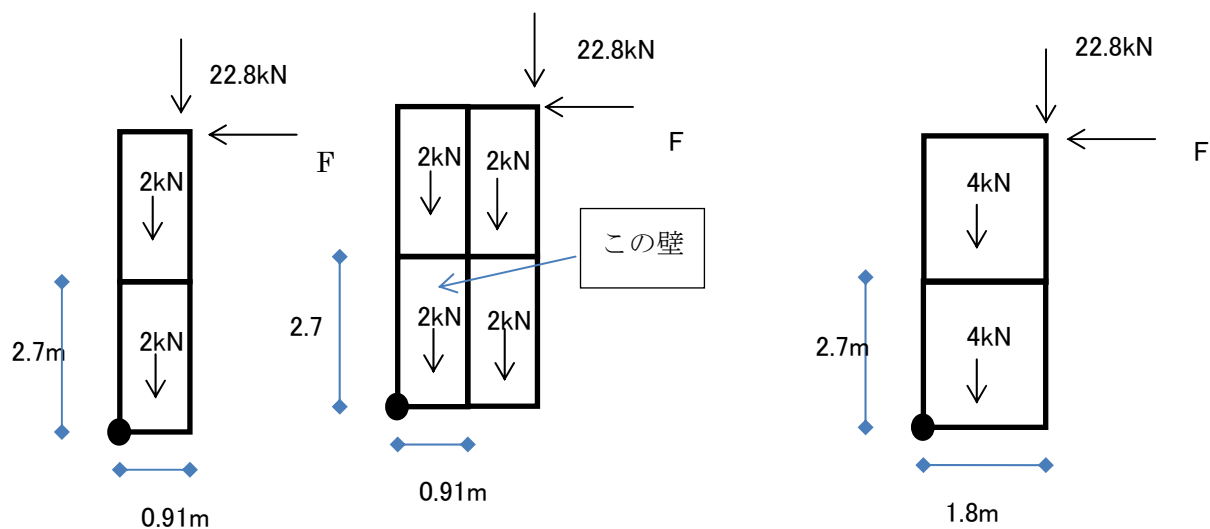
(2) 端柱

(1)より, 浮き上がらない

2 階建て

(1) 角柱

	単位重量	負担面積 (m ²)	kN
屋根	2.1kN	$(1.82+0.91) \times (1.82+0.91) = 7.45$	15.6
2F 床	1.1kN	$1.82 \times 1.82 = 3.31$	3.6
1F 床	1.1kN	$1.82 \times 1.82 = 3.31$	3.6
		Σ	22.8

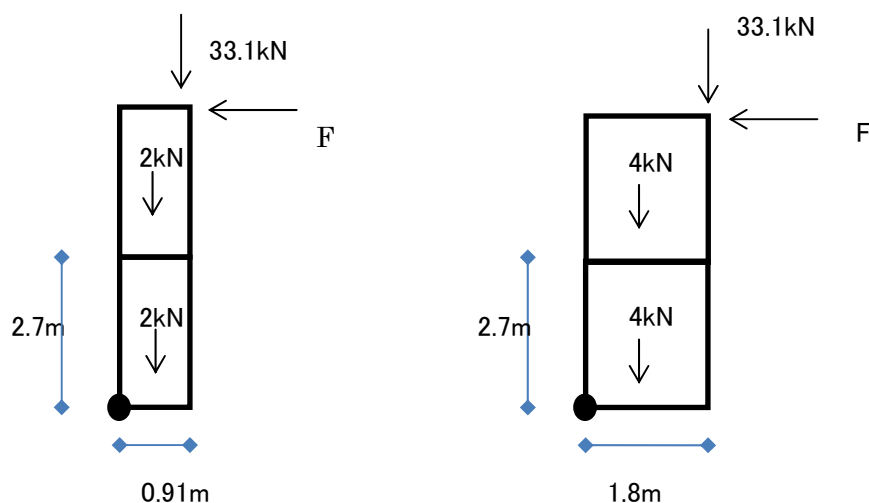


結論

- ・ 1P 土塗壁 : $F=4.1 \text{ kN} < 6 \text{ kN}$ 69%に低減
- ・ 2P 土塗壁 : $F=8.9 \text{ kN} < 12 \text{ kN}$ 74%に低減
- ・ 1P 土塗壁(この壁) : $F=8.9 \text{ kN}$, $8.9-4.1=4.8 < 6 \text{ kN}$ 80%に低減

(2) 端柱

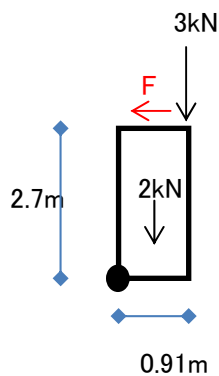
	単位重量	負担面積	(m^2)	kN
屋根	2.1kN	$(1.82+0.91) \times 3.64$	≈ 9.94	19.9
2F 床	1.1kN	1.82×3.64	≈ 6.62	6.6
1F 床	1.1kN	1.82×3.64	≈ 6.62	6.6
			Σ	33.1



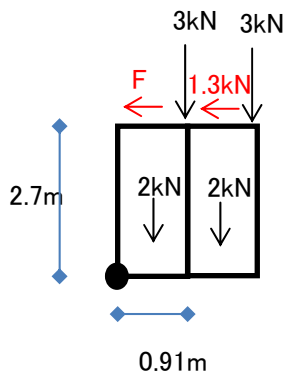
結論

- ・ 1P 土塗壁 : $F=5.9 \text{ kN} < 6 \text{ kN}$ 98%に低減 → 低減無し
- ・ 2P 土塗壁 : $F=12.3 \text{ kN} < 12 \text{ kN}$ 浮き上がらない

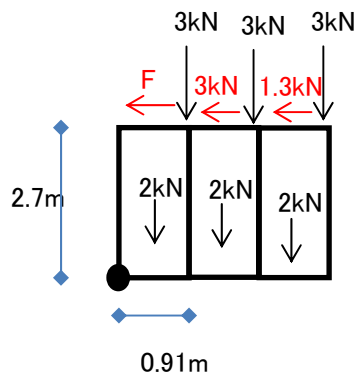
下屋



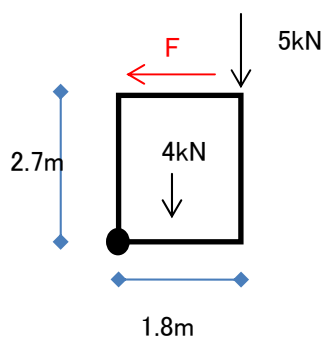
Case 1



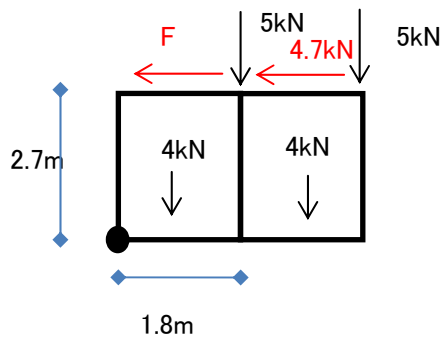
Case 2



Case 3



Case 1



Case 2

結論

- ・ 1P 土塗壁 Case 1 : $F=1.3 \text{ kN} < 6 \text{ kN}$ 22%に低減
- ・ 1P 土塗壁 Case 2 : $F=3.0 \text{ kN} < 6 \text{ kN}$ 50%に低減
- ・ 1P 土塗壁 Case 3 : $F=4.7 \text{ kN} < 6 \text{ kN}$ 78%に低減
- ・ 2P 土塗壁 Case 1 : $F=4.7 \text{ kN} < 12 \text{ kN}$ 39%に低減
- ・ 2P 土塗壁 Case 2 : $F=10.7 \text{ kN} < 12 \text{ kN}$ 89%に低減

3) まとめ

以上から、柱脚の浮き上がりによる低減は、以下ようになる。

平屋：低減無し

2階建ての隅角部壁：加力方向風上側 2P 分の壁を壁耐力比 75%に低減

下屋：加力方向風上側 4P 分の壁を壁耐力比 65%に低減

各層の耐力から、柱脚の浮き上がりが生じる壁の耐力低減率を考慮して低減する。

検討 11 継手、仕口に関する検討

継手、仕口の規定に関する基本方針と根拠

外周部にあっては、大きな引抜力が発生する可能性があることから水平構面を単純梁と仮定したモデルにより引張力を仮定し、仮定した引張力に対して抵抗できる仕口、継手とすることとする。

兜蟻、蟻落しは、接合部が破断し落下する危険性が否定できないとの認識のもとに検討を行い、落下、破断しないよう 6P 以内毎に、平ホゾ、渡アゴ等引張耐力の期待できる接合部で囲い込むこととした。(2.参照)

耐力壁からの突き上げによる梁の浮き上がりに対しては、台持ち継ぎなどせん断力のみに抵抗できる継手では、浮き上がった際、接合部が外れる可能性があるため、金輪継、追っかけ大栓継など曲げ、引張に抵抗できる継手とすることを規定し、浮き上がりに対して接合部がはずれない仕様とすることを規定した。

上記の基本方針に基づいて、以下の検討を行った。

1. 外周梁継手、仕口の選定条件について
2. 蟻落の検討について

1. 外周梁継手、仕口の選定条件について

仕口、継手の仕様を選択する表については、設計用データベースが整備された段階で精査することとしたい。設計用データベースが整備された場合の選定条件を検討しておく必要があると考える。

外周部の小屋梁、桁の継手、仕口に大きな引き抜き力が生じることから、主に外周部の横架材の継手、仕口について引き抜き力に対する規定をする。以下の表の選定条件の数値は、水平構面奥行 3.6m～7m、鉛直構面間隔は 3m～8m の範囲を想定し、水平構面を単純梁とみなして、下記の仮定外力が生じた際、横架材に生じる引抜力を算出したものである。

仮定した外力

地震時荷重	地震時重量 $W_i=2.5\text{KN/m}^2$
	損傷限界時 $C_i=0.3$
	安全限界時 $C_i=0.67\sim 0.9$ 、
風荷重	受風高さ 2.5～3.5m
	損傷限界時速度圧 $q=1.2\text{kN/m}^2$ 、風力係数 $C_f=1.2$ 、
	安全限界時速度圧 $q=1.92\text{kN/m}^2$ 、風力係数 $C_f=1.2$

表 1 外周梁継手・仕口の選定条件と引抜力

外周梁継手、仕口の選定条件

階高	鉛直構面間距離 (m)	降伏耐力 (kN)	終局耐力 (kN)
2.50	3.00	1.13	2.53
	4.00	2.00	4.50
	5.00	3.13	7.03
	6.00	4.50	10.13
	7.00	6.13	13.78
	8.00	8.00	18.00
3.00	3.00	1.35	2.53
	4.00	2.40	4.50
	5.00	3.75	7.03
	6.00	5.40	10.13
	7.00	7.35	13.78
	8.00	9.60	18.00
3.50	3.00	1.58	2.53
	4.00	2.80	4.50
	5.00	4.38	7.03
	6.00	6.30	10.13
	7.00	8.58	13.78
	8.00	11.20	18.00

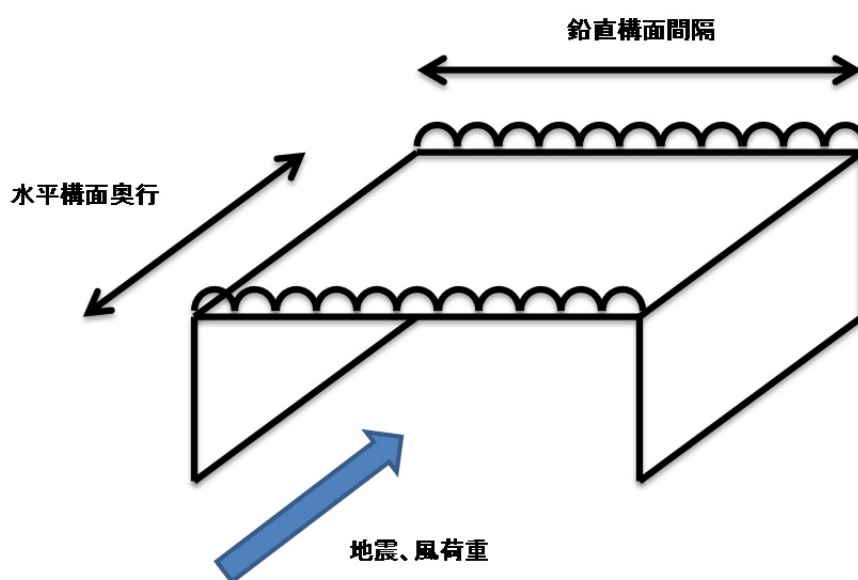


図 1 外周梁継手・仕口の引抜力

2. 兜蟻・蟻落の検討について

兜蟻は引張耐力が小さい仕口である。したがって、引張耐力が作用引張力よりも大きいことを検討するのではなく、小屋梁が落下しないことを検討する。すなわち、移動量がかかり代を上回らないことを確認する。

蟻落しは、蟻が破断するとかかり代がなくなるので、慣性力に対して引張耐力が上回らない範囲を検討する。

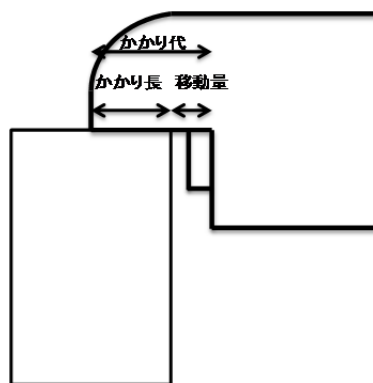


図1 かかり代、移動量

ここで、移動量は反対側の弱軸方向のたわみ量に近似できると考え、検討を行う。4m 又は 6m の梁（120×240、165×240 スギ）の両端が柱のホゾ等に支持されているモデルを仮定する。2m 間隔で小屋梁、床梁が設置され、屋根荷重 1.5kN/m²とする。標準設計法では1層降伏であるため屋根面の応答加速度がベースシアに対してあまり大きくならないと考えられるため小屋梁では 6.0(m/s²)と仮定する。床梁は 4.0(m/s²)と仮定する。

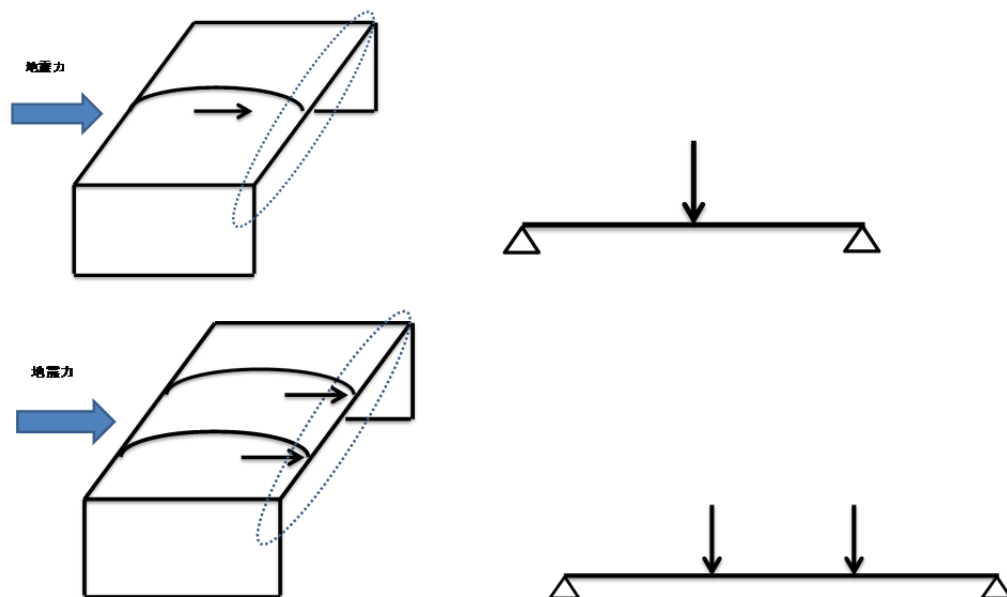


図2 小屋、床梁モデル

・兜蟻支点間距離 4P の場合

1) かかり代に対する検討

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{1.8h \times 4^3}{48 \times E \times I} = 9.92h \text{ (mm)}$$
$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$
$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{240 \times 120^3}{12} = 3456 \times 10^4 \text{ mm}^4$$
$$P = 0.9 \times 2 \times h = 1.8h \text{ kN}$$
$$h: \text{奥行(m)}$$

かかり代を 60mm と仮定すると h=6.04m となる。

2) 桁の曲げに対する検討

$$M = \frac{PL}{4} = \frac{1.8h \times 4}{4} = 1.8h \text{ (kN m)}$$
$$Z = \frac{bh^2}{6} = \frac{240 \times 120^2}{6} = 576 \times 10^3 \text{ (mm}^3\text{)}$$
$$Fb = 22.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$M = Z \times Fb \quad h = 7.10 \text{ m}$$

3) 支点の検討

端部の接合部は柱のホゾ (30×90 スギ) が支持していると考え。ここで、受け梁に直交している梁と渡顎等で接合されていると考えたと直交している柱も支点反力として見込めるので (30×90 2か所 スギ) と考える。

$$Q = \frac{P}{2} = \frac{1.8h}{2} = 0.9h \text{ (kN)}$$
$$A = 2 \times b \times d = 5400 \text{ (mm}^2\text{)}$$
$$Fs = 1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$Q = \frac{A}{1.5} \times Fs \quad h = 7.2 \text{ m}$$

上記から受け梁が 120×240mm 柱のホゾ 30×90 2か所で支持でき、奥行 6m 程度であれば、兜蟻の小屋梁が落下することはない、桁の折損、柱仕口の破壊もしないことが分かる。

・兜蟻支点間距離 6P の場合

1) かかり代に対する検討

$$\delta = \frac{5Pl^3}{162EI} = \frac{5 \times 1.8h \times 6^3}{162 \times E \times I} = 19.08h \text{ (mm)}$$
$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$
$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{240 \times 165^3}{12} = 8984 \times 10^4 \text{ mm}^4$$
$$P = 0.9 \times 2 \times h = 1.8h \text{ kN}$$
$$h: \text{奥行(m)}$$

かかり代を 82mm と仮定すると h=4.29m となる。

2) 桁の曲げに対する検討

$$M = \frac{PL}{3} = \frac{1.8h \times 6}{3} = 3.6h \text{ (kN m)}$$

$$Z = \frac{bh^2}{6} = \frac{240 \times 165^2}{6} = 1089 \times 10^3 (mm^3)$$

$$Fb = 22.2 (N/mm^2)$$

$$M = Z \times Fb \quad h = 6.71m$$

3) 支点の検討

端部の接合部は柱のホゾ（35×90 スギ）が支持していると考え。ここで、受け梁に直交している梁と渡顎等で接合されていると考えたと直交している柱も支点反力として見込めるので（35×90 2か所 スギ）と考える。

$$Q = \frac{2P}{2} = 1.8h (kN)$$

$$A = 2 \times b \times d = 6300 (mm^2)$$

$$Fs = 1.8 (N/mm^2)$$

$$Q = \frac{A}{1.5} \times Fs \quad h = 4.2m$$

上記から受け梁が 165×240mm 柱のホゾ 35×90 2か所で支持でき、奥行 4m 程度であれば、兜蟻の小屋梁が落下することはない、桁の折損、柱仕口の破壊もしないことが分かる。

・蟻落支点間距離 4P の場合

1) 引張耐力に対する検討

$$P = 0.6 \times 2 \times h = 1.2h \text{ kN}$$

$$h: \text{奥行}(m)$$

実験より引張耐力を 5kN と仮定すると h=4.16m となる。

2) 桁の曲げに対する検討

$$M = \frac{PL}{4} = \frac{1.2h \times 4}{4} = 1.2h (kNm)$$

$$Z = \frac{bh^2}{6} = \frac{240 \times 120^2}{6} = 576 \times 10^3 (mm^3)$$

$$Fb = 22.2 (N/mm^2)$$

$$M = Z \times Fb \quad h = 10.65m$$

3) 支点の検討

端部の接合部は柱のホゾ（30×90 スギ）が支持していると考え。ここで、受け梁に直交している梁と渡顎等で接合されていると考えたと直交している柱も支点反力として見込めるので（30×90 2か所 スギ）と考える。

$$Q = \frac{P}{2} = \frac{1.2h}{2} = 0.6h (kN)$$

$$A = 2 \times b \times d = 5400 (mm^2)$$

$$Fs = 1.8 (N/mm^2)$$

$$Q = \frac{A}{1.5} \times Fs \quad h = 10.8m$$

上記から受け梁が 120×240mm 柱のホゾ 30×90 2か所で支持でき、奥行 4m 程度であれば蟻落の床梁が落下することはない、桁の折損、柱仕口の破壊もしないことが分かる。

・蟻落支点間距離 6P の場合

1) 引張耐力に対する検討

$$P = 0.6 \times 2 \times h = 1.2h \text{ kN}$$

$$h: \text{奥行(m)}$$

実験より引張耐力を 5kN と仮定すると $h=4.16\text{m}$ となる。

2) 桁の曲げに対する検討

$$M = \frac{PL}{3} = \frac{1.2h \times 6}{3} = 2.4h \text{ (kN m)}$$

$$Z = \frac{bh^2}{6} = \frac{240 \times 165^2}{6} = 1089 \times 10^3 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$Fb = 22.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$M = Z \times Fb \quad h = 10.07\text{m}$$

3) 支点の検討

端部の接合部は柱のホゾ (35×90 スギ) が支持していると考え。ここで、受け梁に直交している梁と渡顎等で接合されていると考えたと直交している柱も支点反力として見込めるので (35×90 2 か所 スギ) と考える。

$$Q = \frac{2P}{2} = 1.2h \text{ (kN)}$$

$$A = 2 \times b \times d = 6300 \text{ (mm}^2\text{)}$$

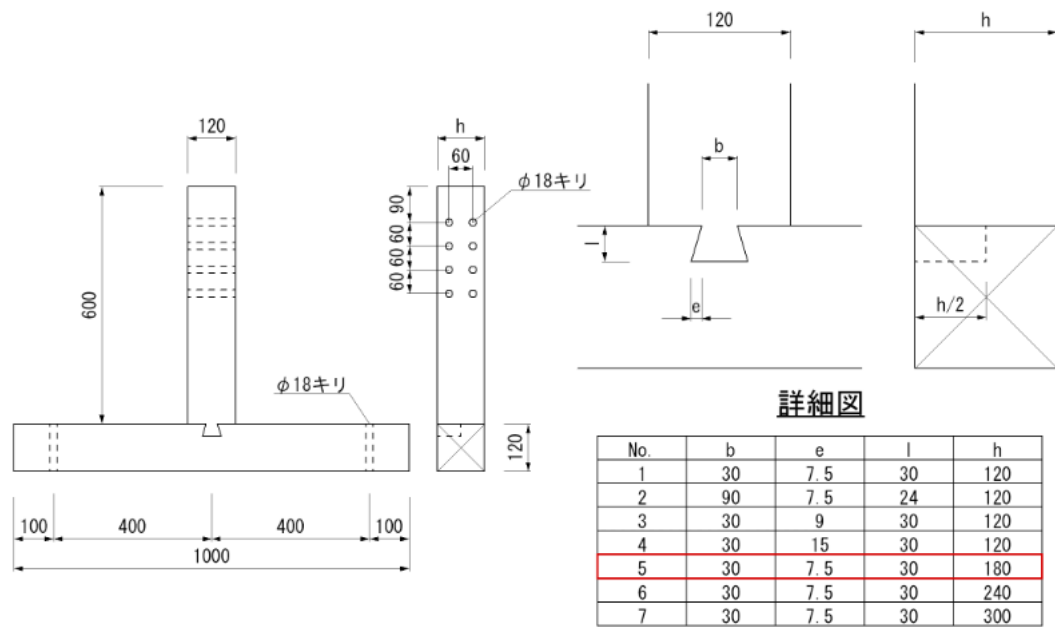
$$Fs = 1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Q = \frac{A}{1.5} \times Fs \quad h = 6.3\text{m}$$

上記から受け梁が 165×240mm 柱のホゾ 35×90 2 か所で支持でき、奥行 4m 程度であれば、蟻落しの梁が落下することはない、桁の折損、柱仕口の破壊もしないことが分かる。

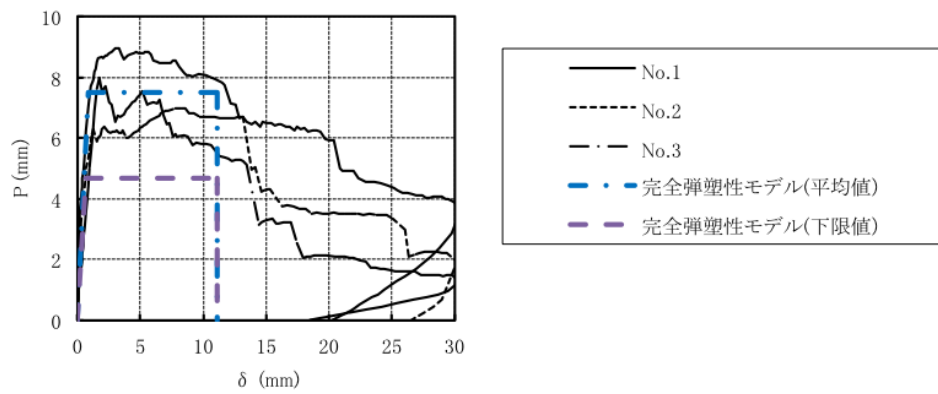
蟻落しの引張耐力 (参考)

A2-5 蟻掛け



全体図

試験体数：3体



ここでは、代表的な継手・仕口について検討したが、他の継手・仕口についても要素実験に基づいて検討する。

追加検討 1 標準設計法によるケーススタディ

標準設計法で提案しているベースシア係数 C_b および耐力係数比 C_2/C_b について 1 階と 2 階の階高比、重量比および 1 階の階高などのパラメータを変化させた以下のケーススタディを行った。

1. 地域係数を加味した C_b に関するケーススタディ
2. ベースシア係数 C_b と減衰定数 h および等価固有周期 T_e に関するケーススタディ

1. 地域係数を加味した C_b に関するケーススタディ

2 階建て建物について、階高比 $RH(H_2/H_1)$ 、重量比 $RW(W_2/W_1)$ 、耐力係数比 C_2/C_b を変えて、1 階および 2 階の変形が $1/20$ 以下となる C_b を求めた。計算モデル、計算方法は以下の通りである。

1. 解析は限界耐力計算による。
2. 変位増分法 2 により行う。
3. 各階の階高比 H_2/H_1 、重量比 W_2/W_1 、及び耐力係数比 C_2/C_b を表 1 のとおりとし、重量を変化させ解析を行い、1 階又は 2 階の応答層間変形角が $1/20\text{rad}$ になる時の C_b を求める。
4. 採用する加速度応答スペクトルは建築基準法施行令 82 条の 6 によるものとする。
5. 地域係数は 1.0、0.9、0.8、0.7、地盤は第 2 種地盤、地盤増幅は H12 建告 1457 号第 10 第 1 項による。調整係数 p 、 q を採用する。
6. 1 階の復元力については、図 1 のとおりとする。

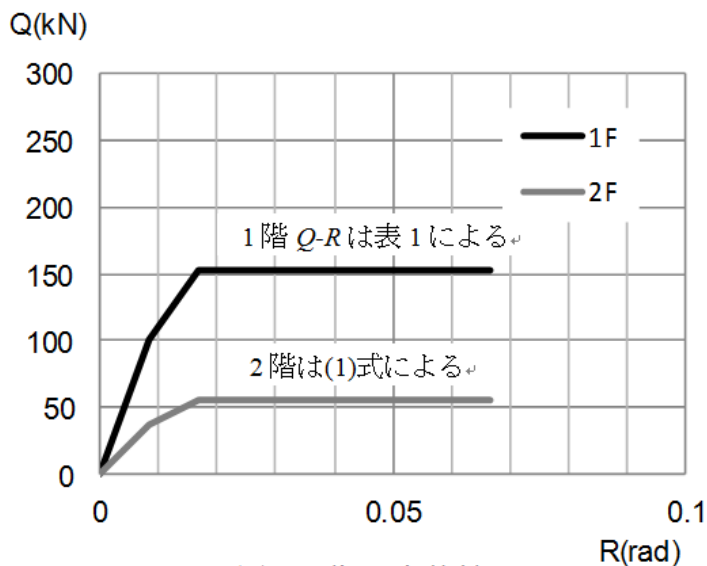


図 1 復元力特性

変形角 R_i	1/120	1/60	1/15
せん断力 $Q_i(\text{kN})$	101.3	152.0	152.0
剛性比 K_i/K_1	1.0	0.5	0.0

7. 2 階の復元力は図 1 の 1 階復元力の各強度レベル Q_1 を、パラメータ C_2/C_b および W_2/W_1 を用いて次式のように Q_2 に換算する。

$$Q_2 = C_2 W_2 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} C_b W_1 = \frac{C_2 W_2}{C_b W_1} \frac{Q_1}{(W_1 + W_2)} W_1 = Q_1 \left(\frac{C_2}{C_b} \right) \left(\frac{W_2}{W_1} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{W_2}{W_1}} \right) \quad (1)$$

以下の図 1 から図 4 は RH 別に階高と Cb の関係をまとめたものである。R1 は 1 階が 1/20rad となったケース、R2 は 2 階が 1/20rad となったケースを示す。平屋の 1/25rad、1/20rad の Cb と階高の関係を併せて示す。

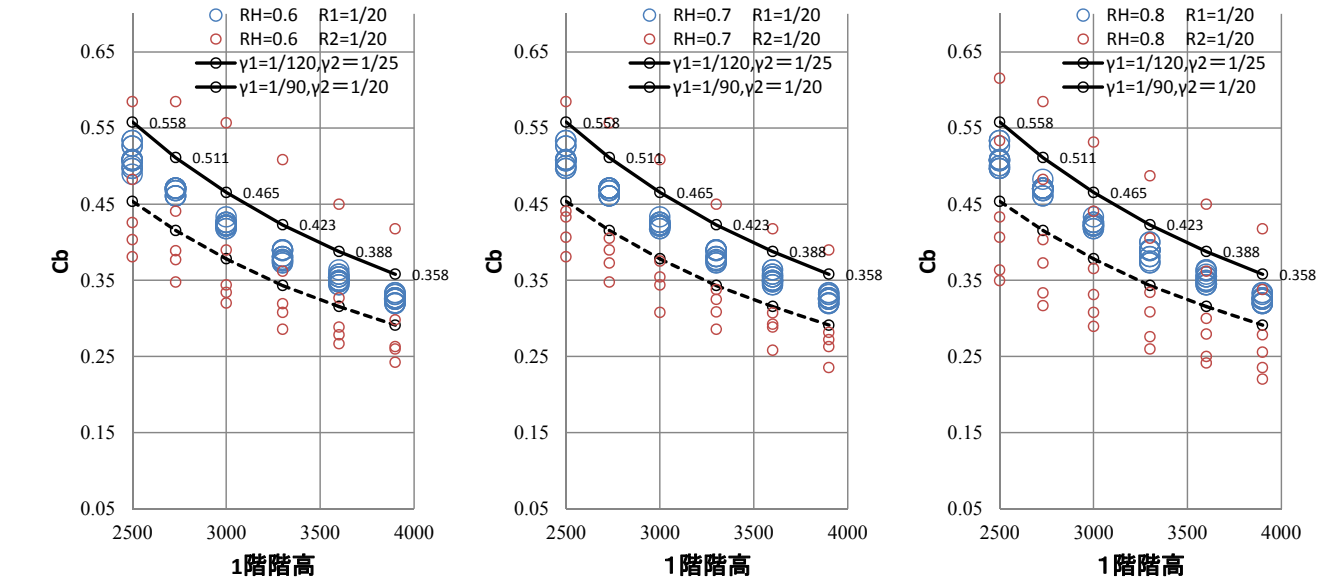


図 1 RH 別グラフ (Z1.0)

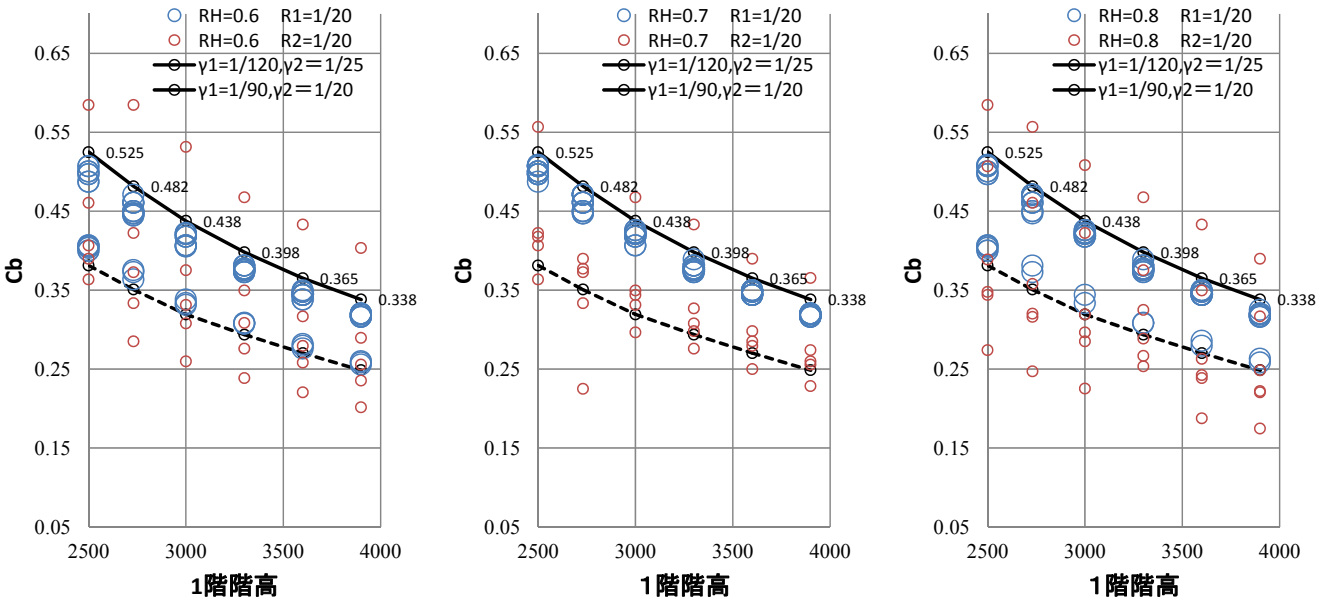


図 2 RH 別グラフ (Z0.9)

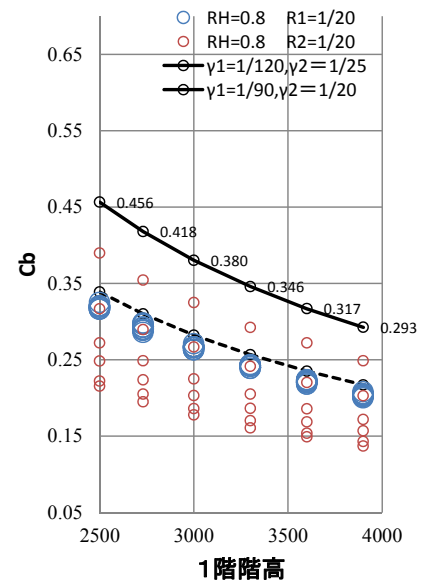
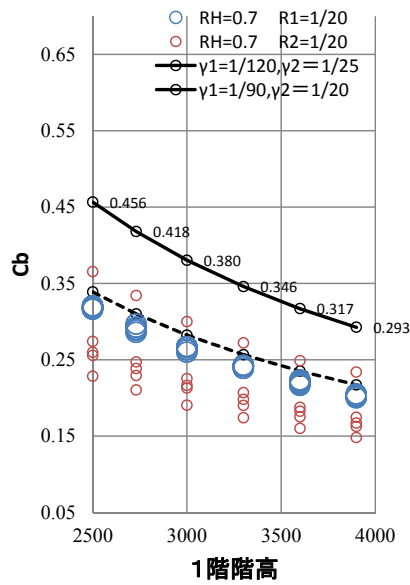
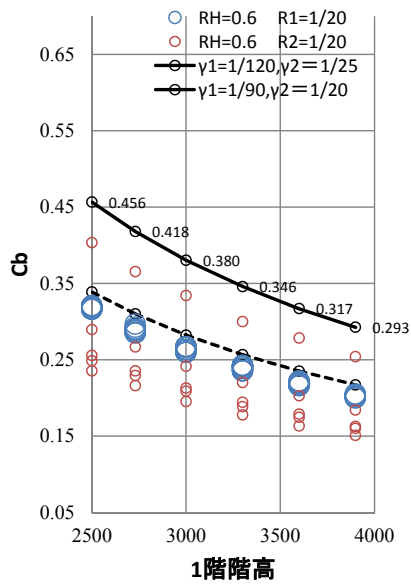


図 3 RH 別グラフ (Z0.8)

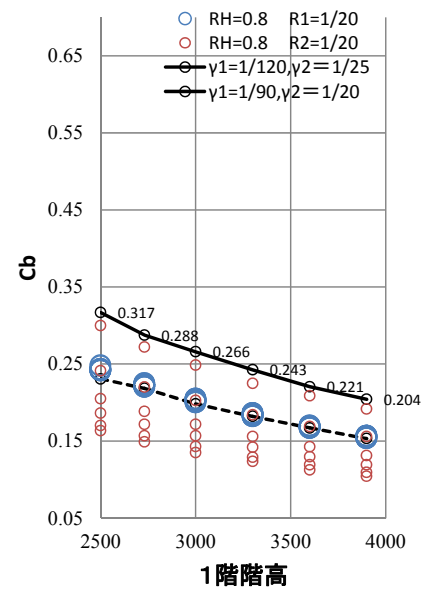
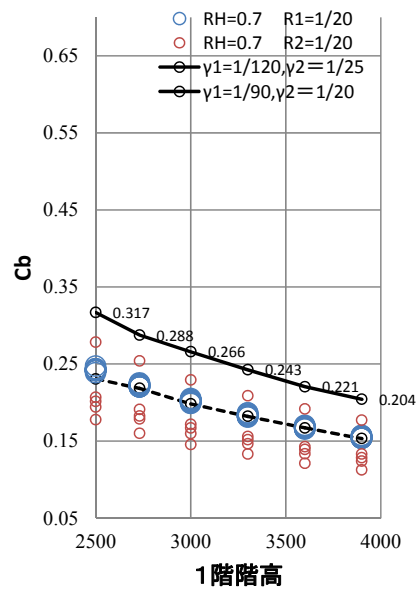
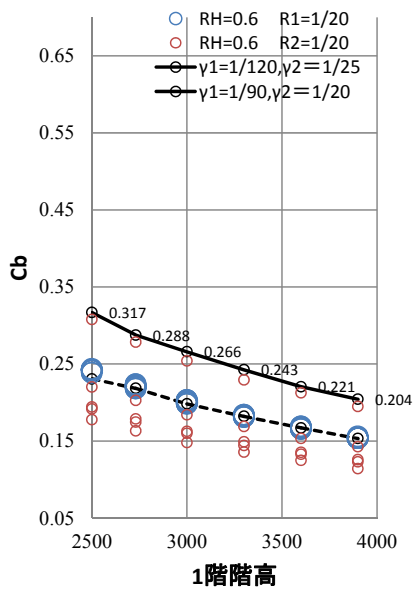


図 4 RH 別グラフ (Z0.7)

以下の図 5 から図 8 は RH 別に RW と Cb の関係をまとめたものである。R1 は 1 階が $1/20\text{rad}$ となったケース、R2 は 2 階が $1/20\text{rad}$ となったケースを示す。

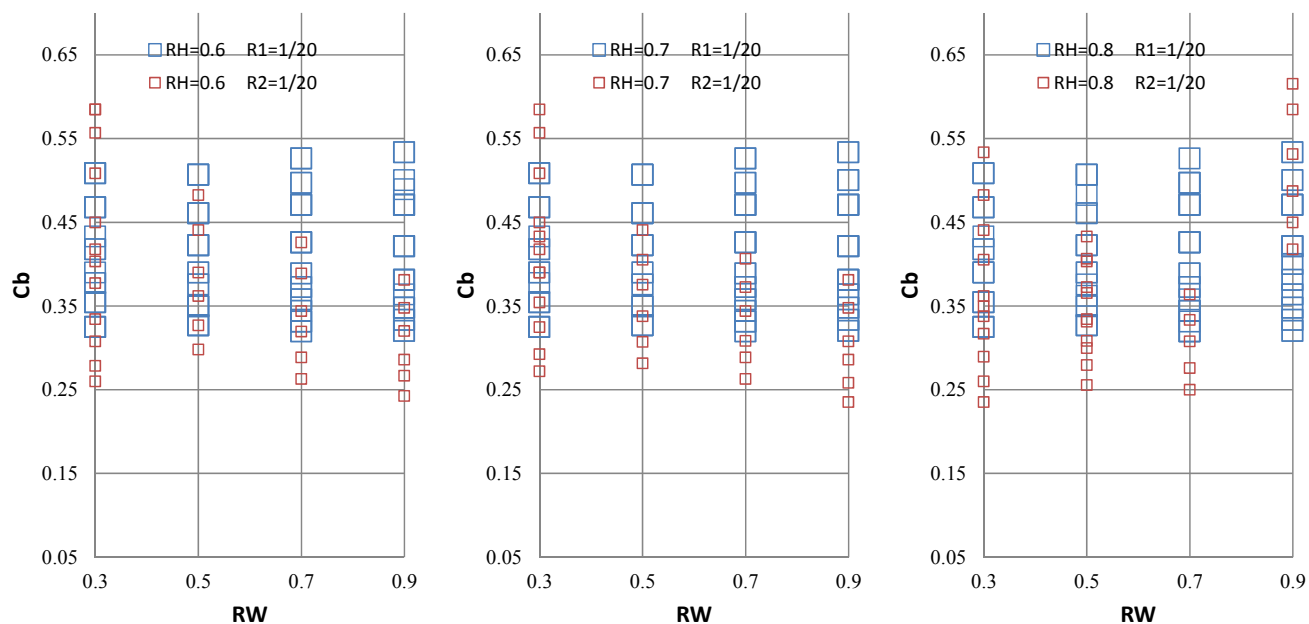


図 5 RH 別グラフ(Z1.0)

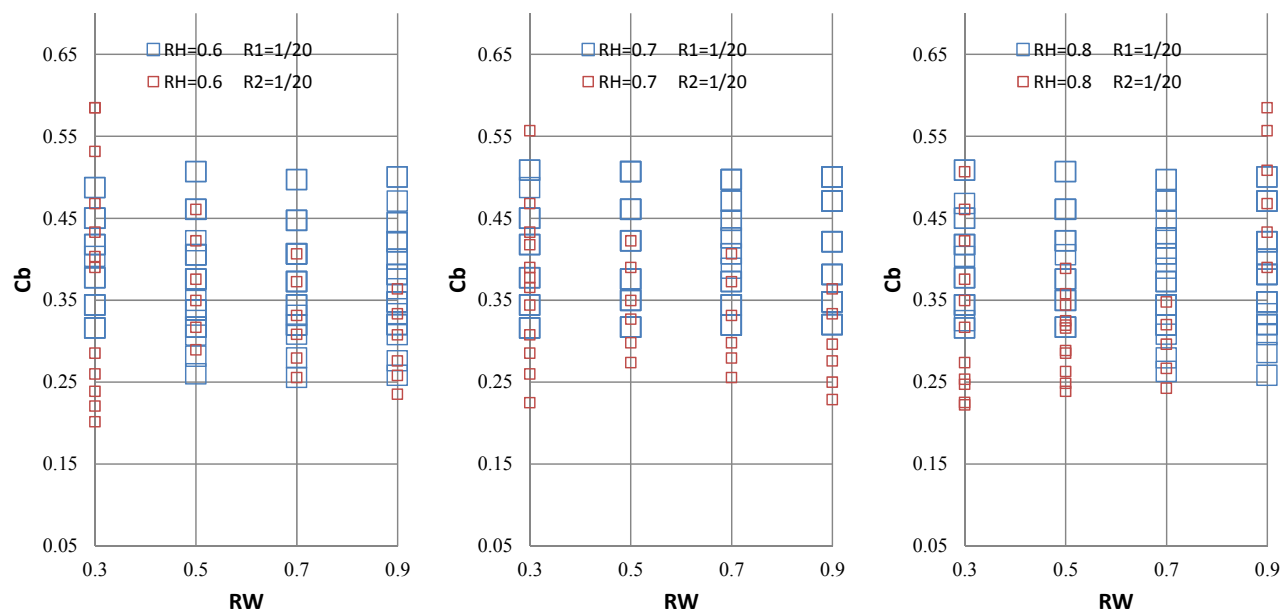


図 6 RH 別グラフ(Z0.9)

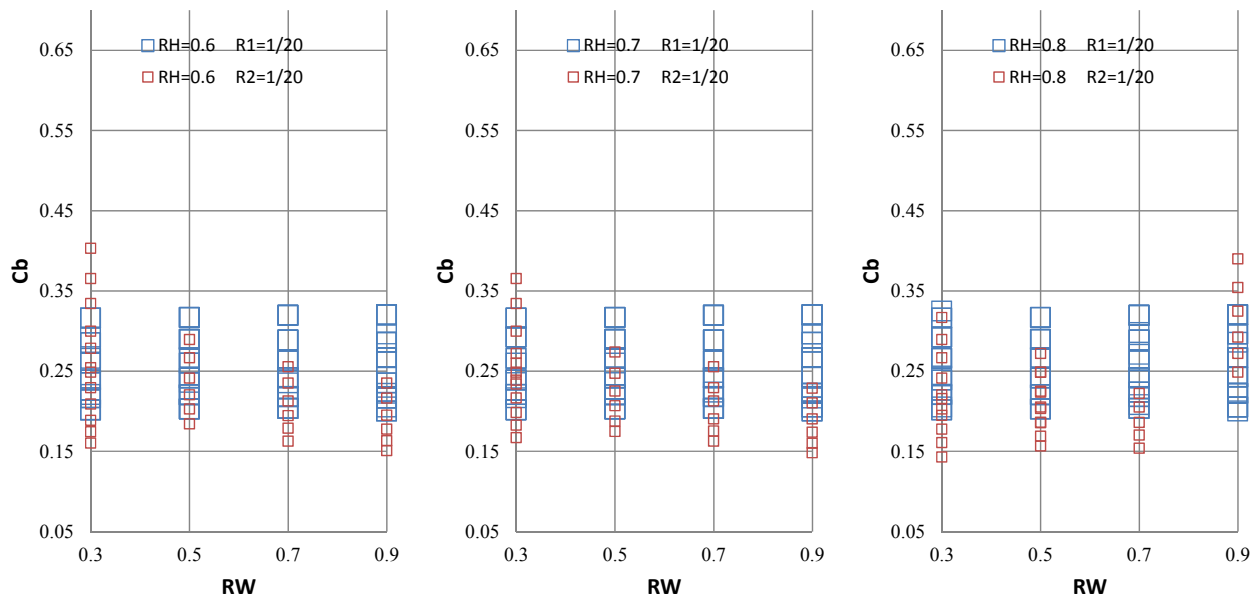


図 7 RH 別グラフ($Z_{0.8}$)

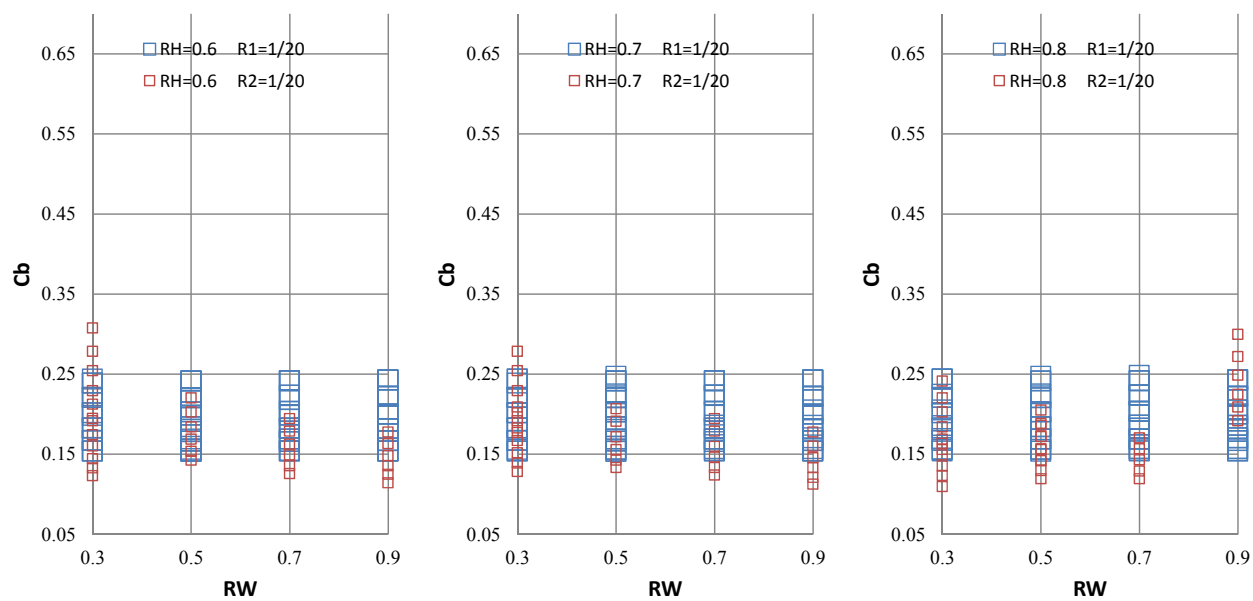


図 8 RH 別グラフ($Z_{0.7}$)

以下の図 9 から図 12 は H1 別に RH と Cb の関係をまとめたものである。R1 は 1 階が 1/20rad となったケース、R2 は 2 階が 1/20rad となったケースを示す。

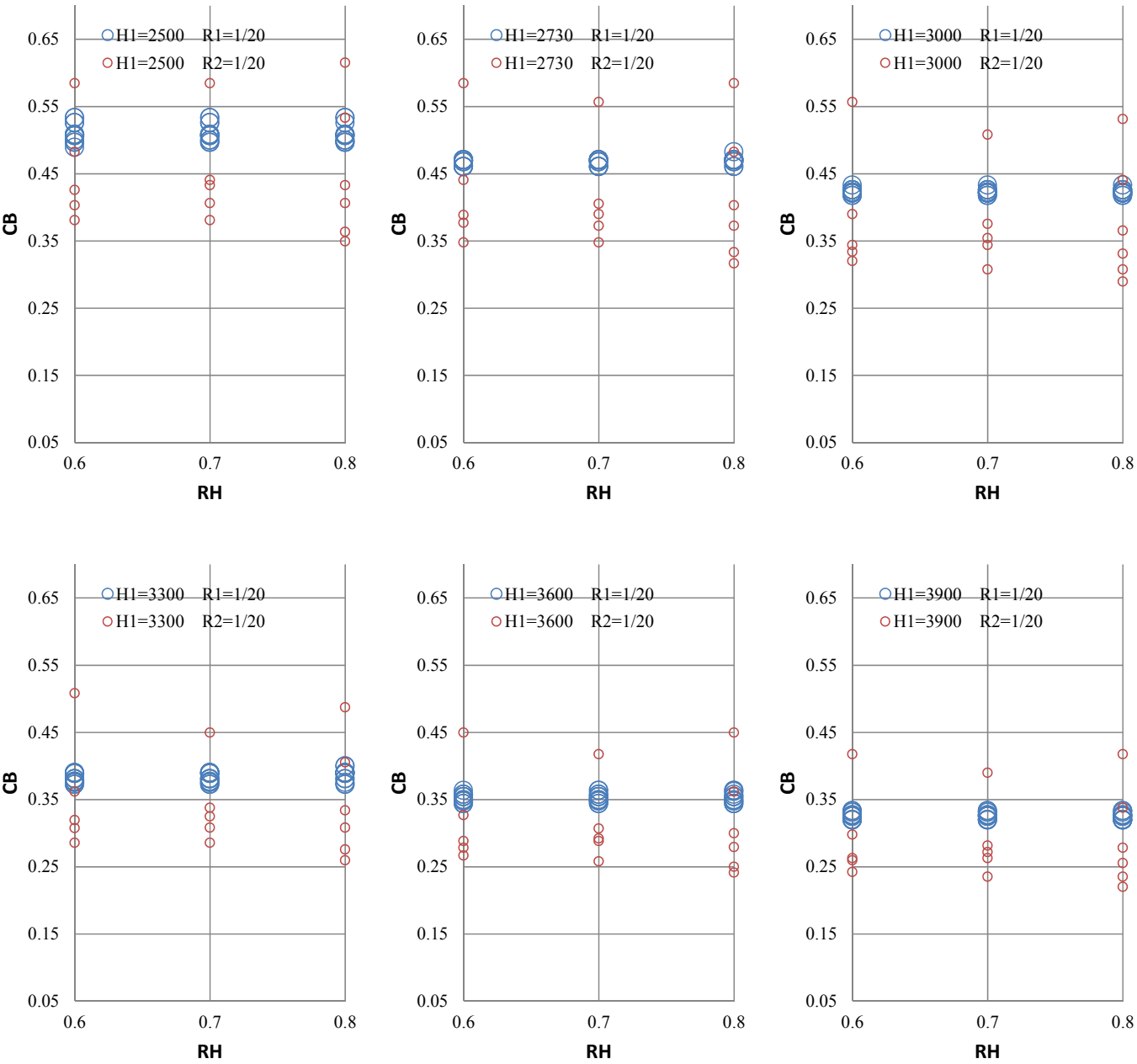


図 9 H1 別グラフ(Z1.0)

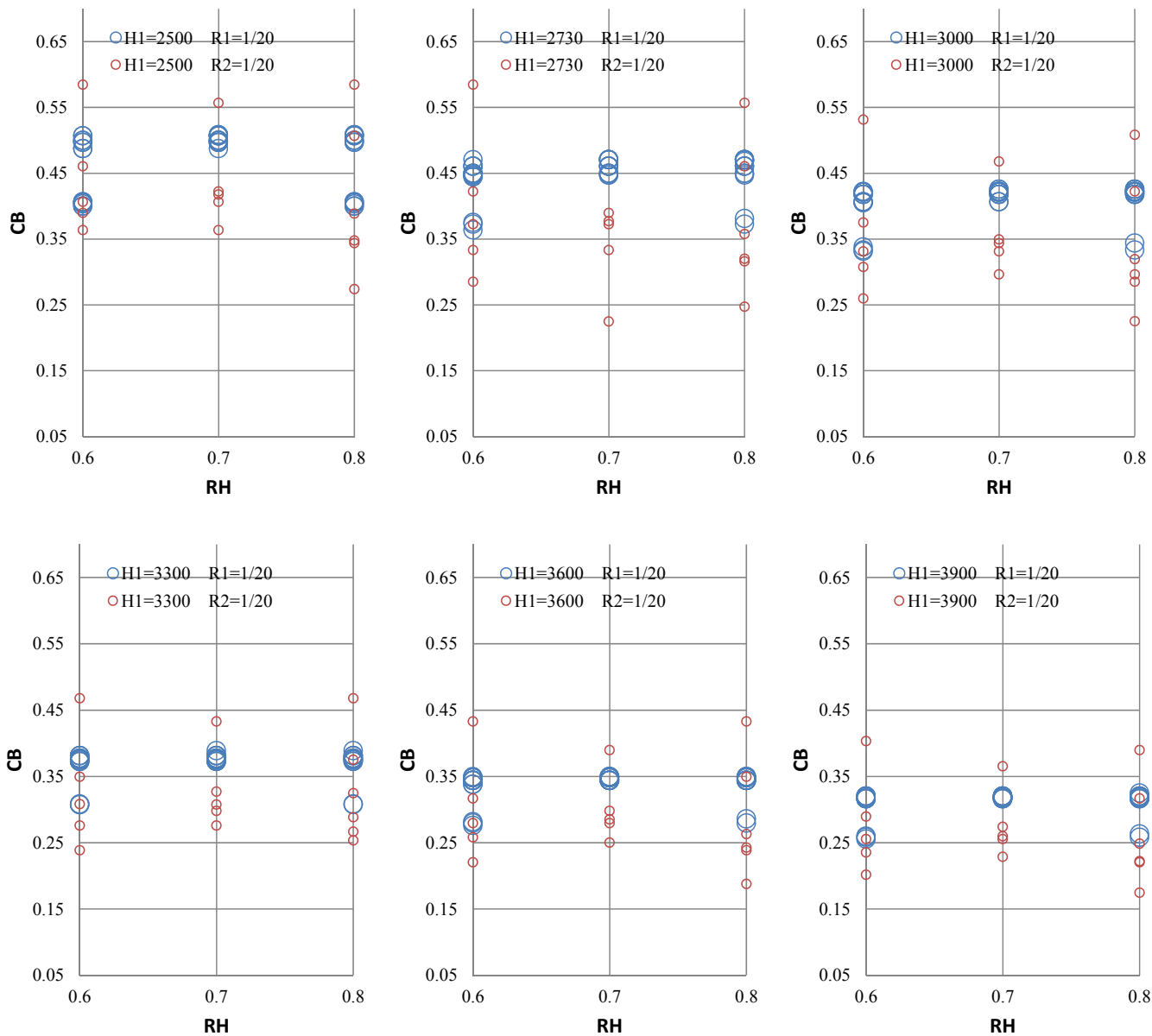


図 10 H1 別グラフ(Z0.9)

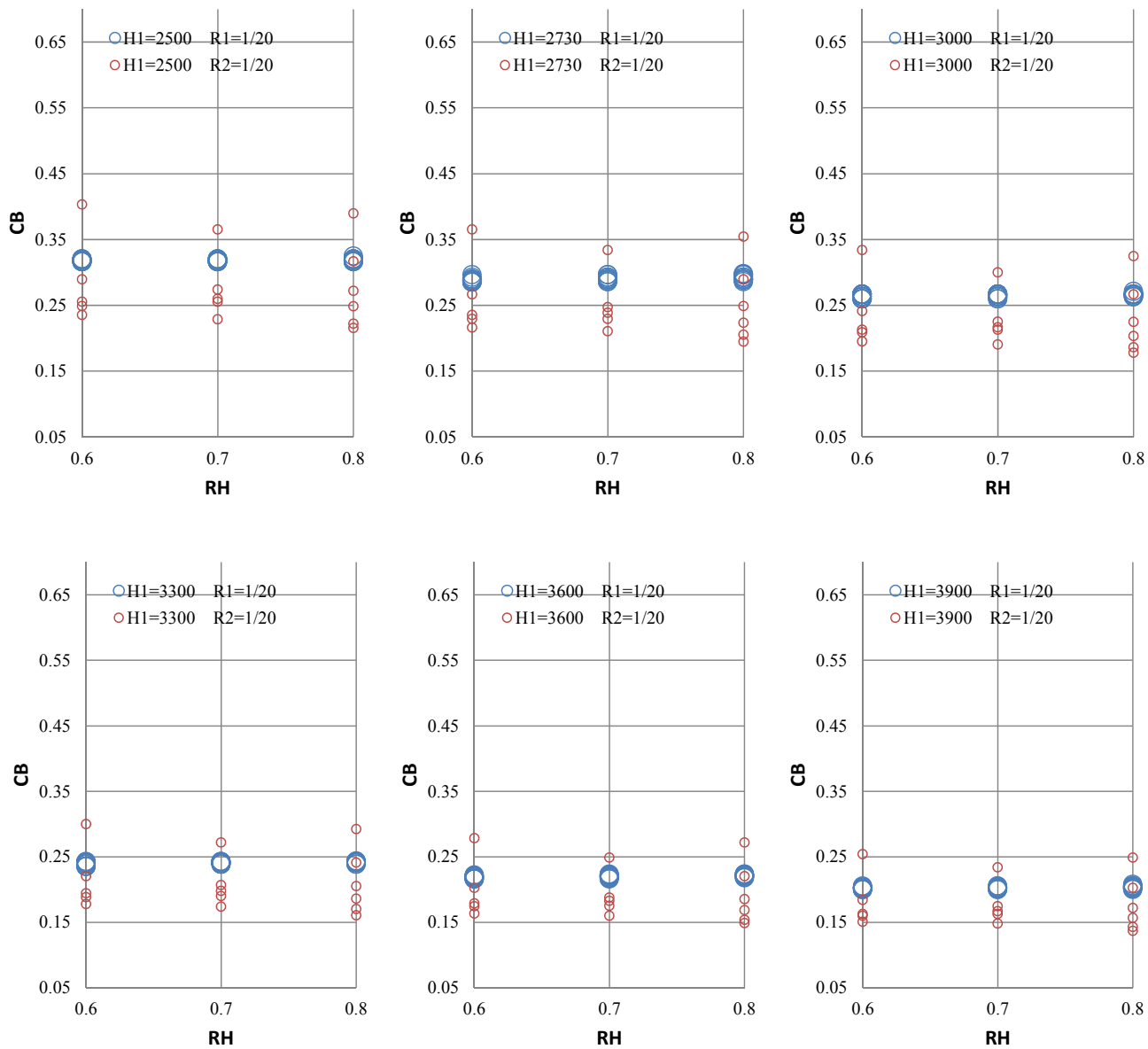


図 11 H1 別グラフ(Z0.8)

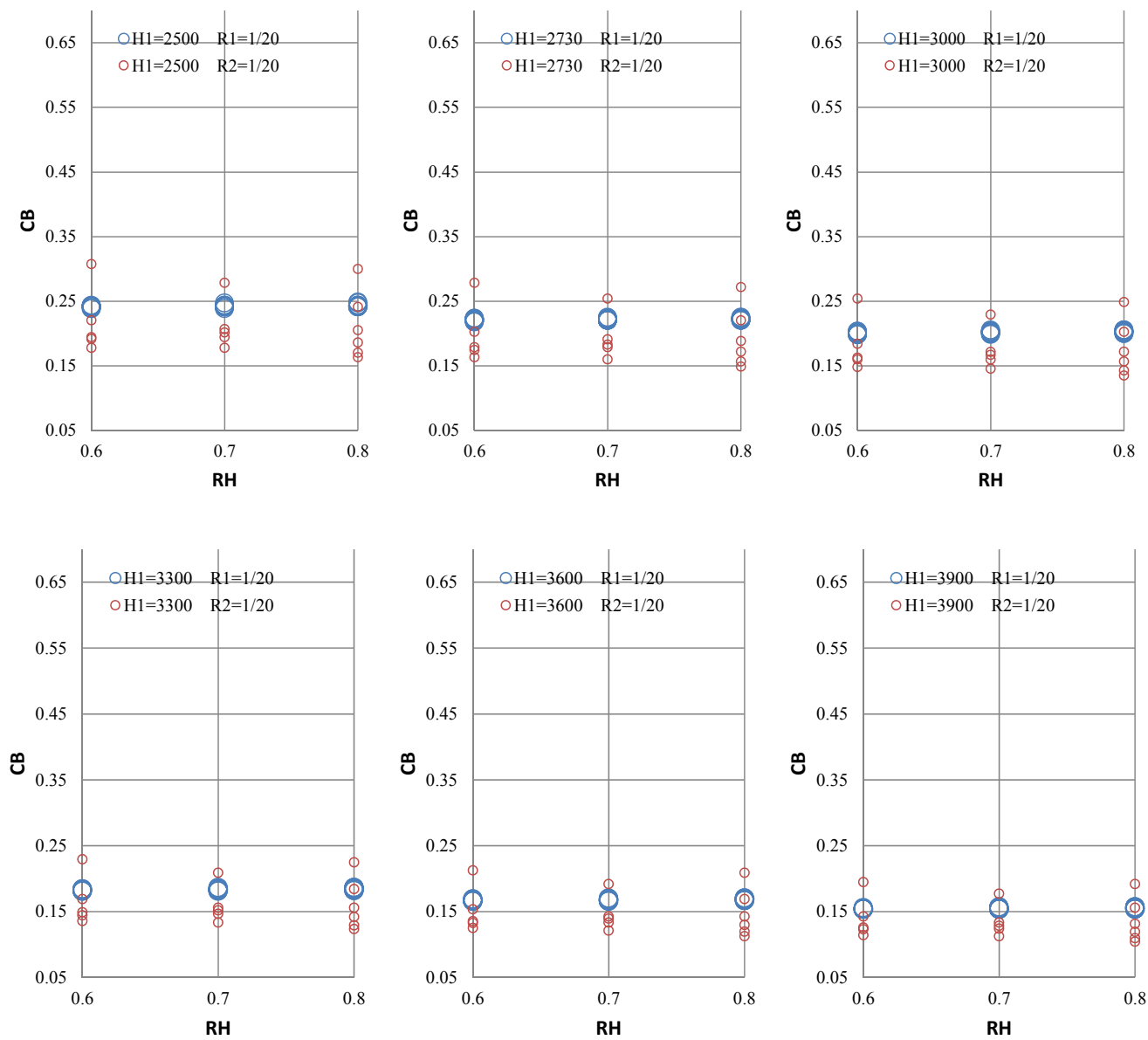


図 12 H1 別グラフ(Z0.7)

以下の図 13 から図 16 は H1 別に RW と Cb の関係をまとめたものである。R1 は 1 階が 1/20rad となったケース、R2 は 2 階が 1/20rad となったケースを示す。

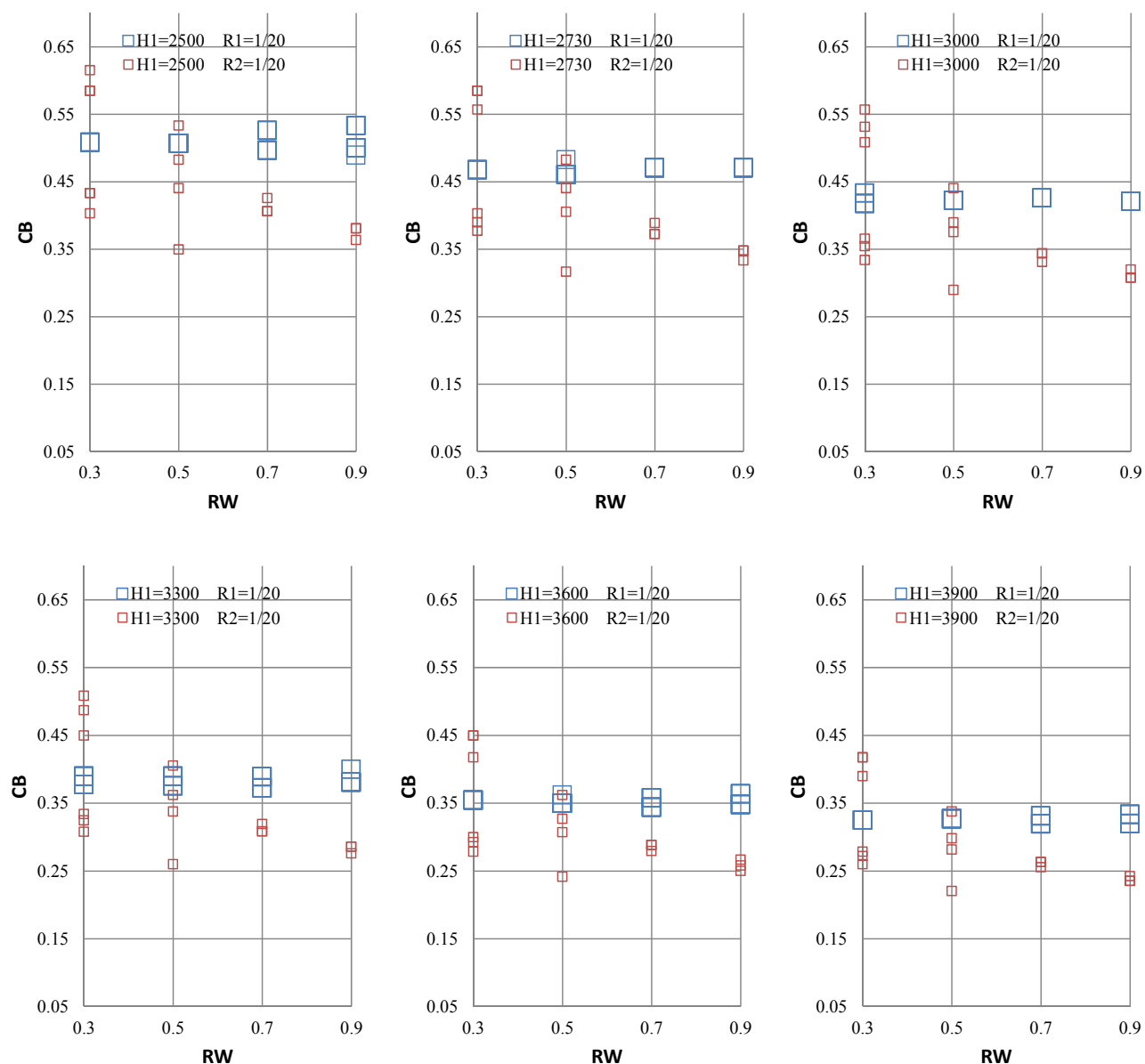


図 13 H1 別グラフ(Z1.0)

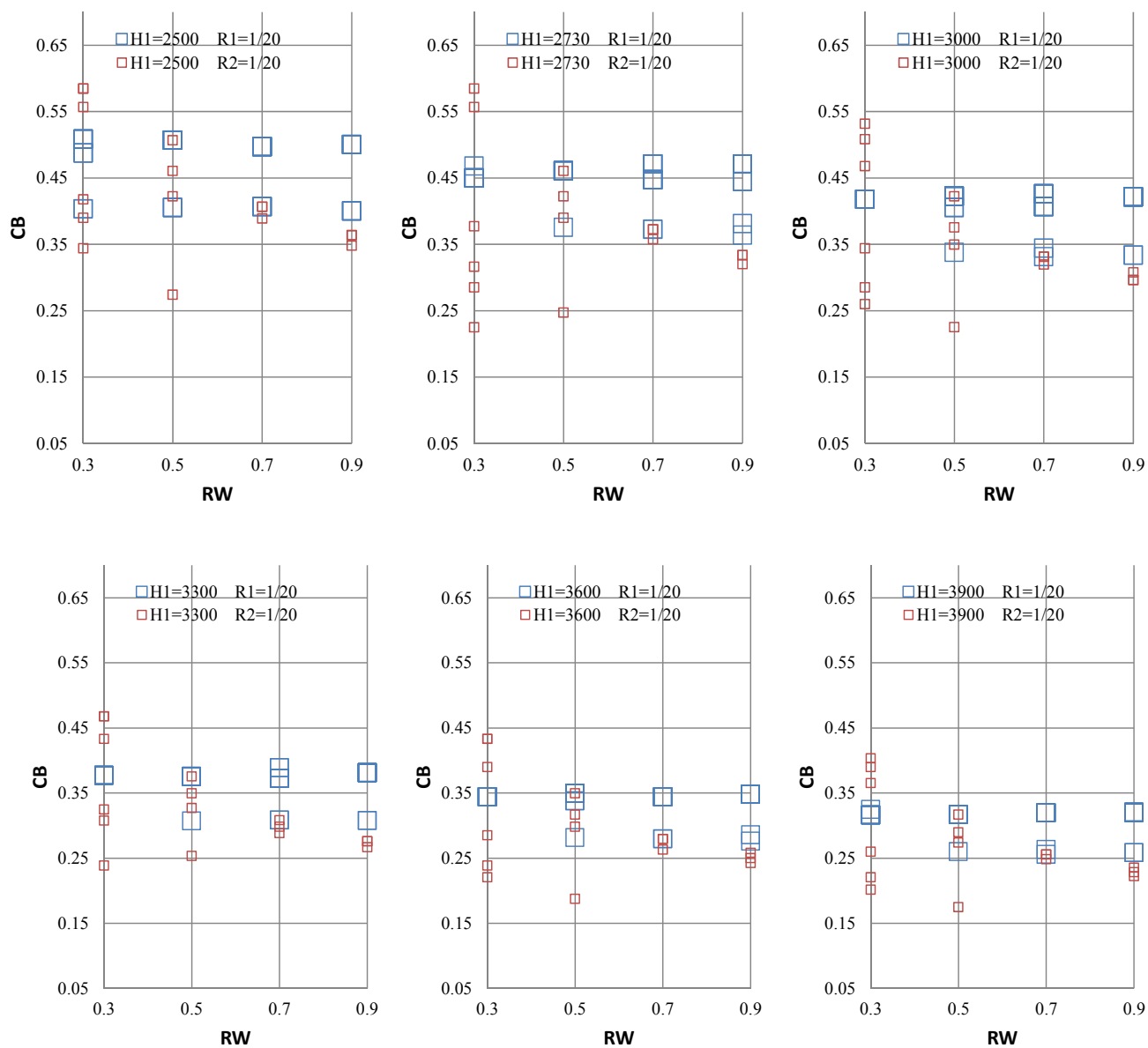


図 14 H1 別グラフ(Z0.9)

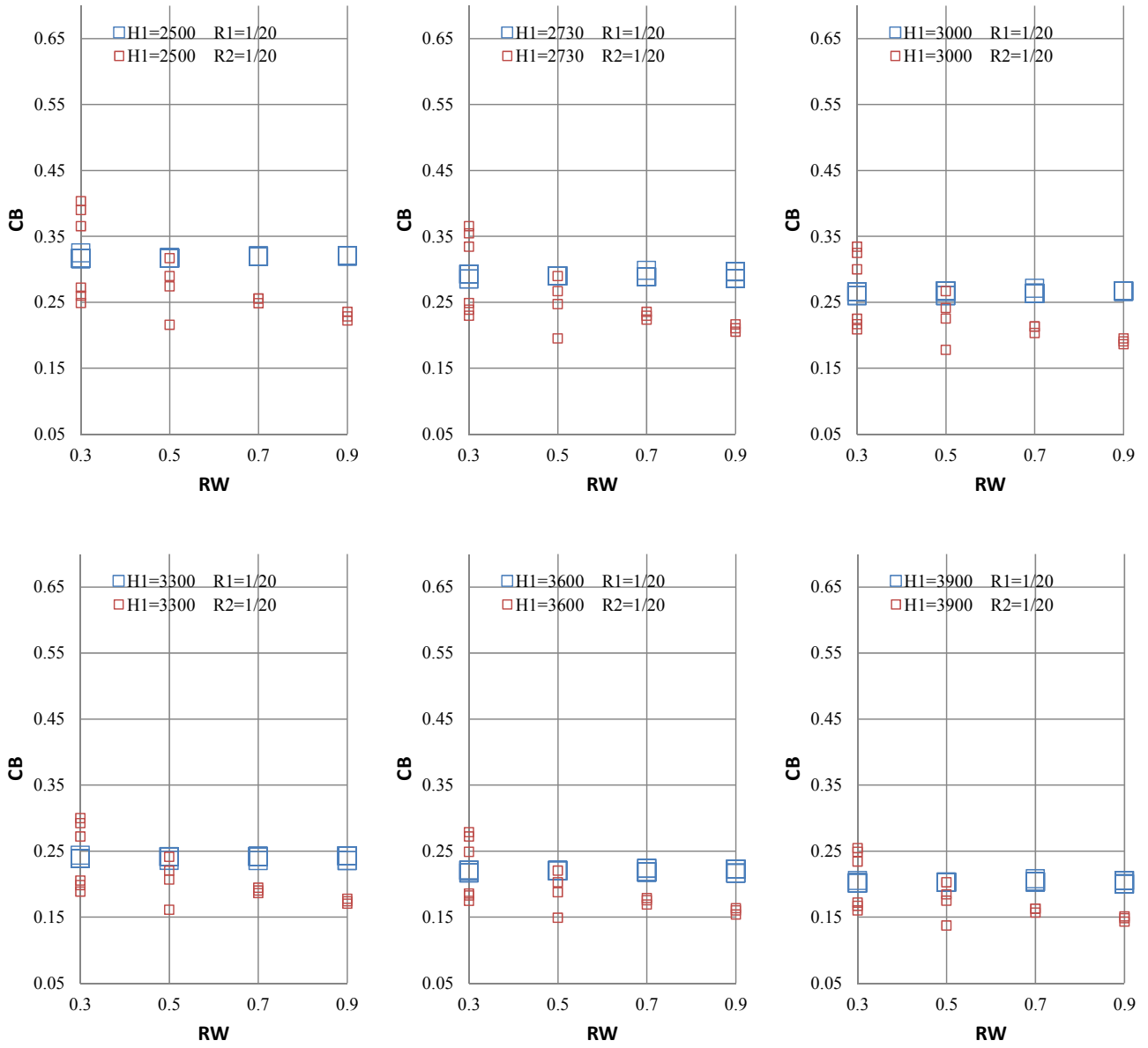


図 15 H1 別グラフ(Z0.8)

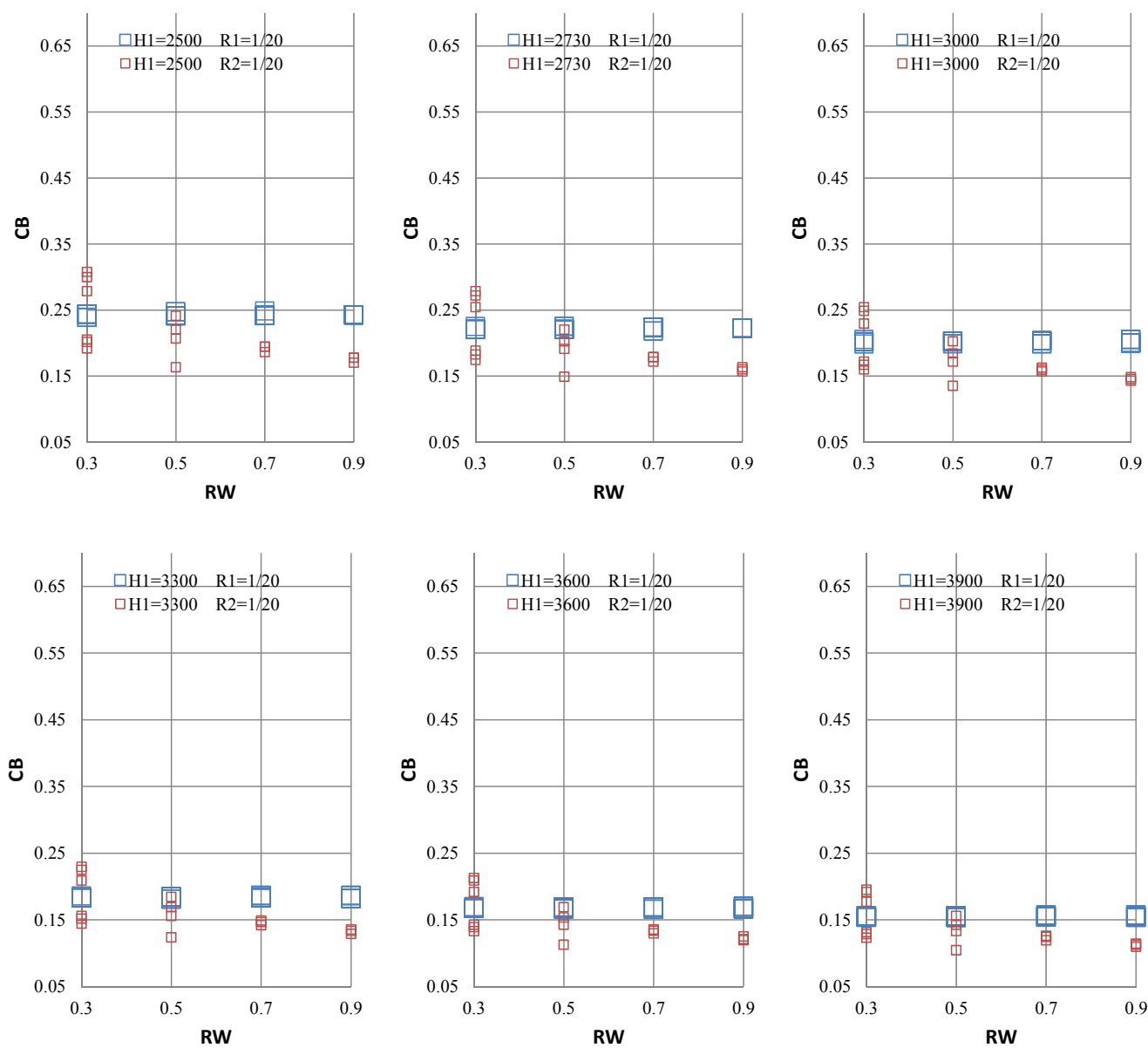


図 16 H1 別グラフ(Z0.7)

表 1～表 8 のように地域係数及び階高毎に C_b を提案する。表 1～表 8 は、計算結果のうちそれぞれの階高において最大のベースシアに 0.03 を加えたものとしている。なお、表 1～表 8 の C_b のうち 0.3 を下回るものは色つきとした。

表 1 平屋建築物の階高と $C_b(Z1.0)$

階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.31	0.29	0.26	0.24	0.22	0.21
2種地盤	0.46	0.43	0.39	0.36	0.33	0.31
3種地盤	0.62	0.58	0.52	0.48	0.44	0.42

表 2 平屋建築物の階高と $C_b(Z0.9)$

階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.26	0.25	0.23	0.21	0.2	0.18
2種地盤	0.39	0.37	0.34	0.31	0.29	0.27
3種地盤	0.52	0.50	0.46	0.42	0.39	0.36

表 3 平屋建築物の階高と $C_b(Z0.8)$

階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.24	0.22	0.2	0.19	0.18	0.16
2種地盤	0.35	0.33	0.30	0.28	0.26	0.24
3種地盤	0.47	0.44	0.4	0.38	0.35	0.32

表 4 平屋建築物の階高と $C_b(Z0.7)$

階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.24	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12
2種地盤	0.35	0.24	0.22	0.21	0.19	0.18
3種地盤	0.47	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24

表 5 2 階建て建物の 1 階の階高と $C_b(Z1.0)$

1階階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.36	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25
2種地盤	0.54	0.5	0.47	0.43	0.40	0.37
3種地盤	0.72	0.67	0.63	0.57	0.53	0.49

ただし、 $C_2/C_b \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.03 低減してよい。

表 6 2 階建て建物の 1 階の階高と $C_b(Z0.9)$

1階階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.31	0.28	0.25	0.23	0.21	0.20
2種地盤	0.46	0.42	0.38	0.35	0.32	0.30
3種地盤	0.61	0.56	0.51	0.47	0.43	0.40

ただし、 $C_2/C_b \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.03 低減してよい。

表 7 2 階建て建物の 1 階の階高と $C_b(Z0.8)$

1階階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.25	0.22	0.21	0.19	0.17	0.17
2種地盤	0.37	0.33	0.31	0.28	0.26	0.25
3種地盤	0.49	0.44	0.41	0.37	0.35	0.33

ただし、 $C_2/C_b \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.03 低減してよい。

表 8 2 階建て建物の 1 階の階高と $C_b(Z0.7)$

1階階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
1種地盤	0.19	0.17	0.17	0.15	0.14	0.13
2種地盤	0.29	0.26	0.25	0.22	0.21	0.20
3種地盤	0.39	0.35	0.33	0.29	0.28	0.27

ただし、 $C_2/C_b \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.03 低減してよい。

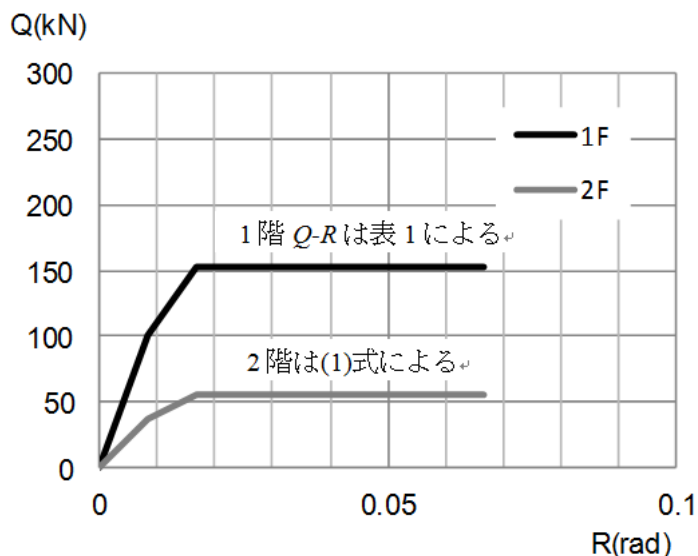
2. ベースシア係数 C_b と減衰定数 h および等価固有周期 T_e に関するケーススタディ

2 階建て建物について、階高比 H_2/H_1 、重量比 W_2/W_1 、耐力係数比 C_2/C_b を変えて、1 階および 2 階の変形が $1/20\text{rad}$ 以下となる C_b を求め、その時の減衰定数 h を抽出するケーススタディを行った。また、復元力特性をトリリニア復元力特性モデルおよび $1/90\text{rad}$ を弾塑性限界変とするバイリニア復元力特性モデルとの比較を行った。

1) 計算方法

計算モデル、計算方法は以下の通りである。

1. 解析は限界耐力計算による。
2. 変位増分法 2 により行う。
3. 1 階の階高は $2500\text{mm} \sim 3900\text{mm}$
4. 各階の階高比 H_2/H_1 は 0.6、0.7、0.8
5. 重量比 W_2/W_1 は 0.3、0.5、0.7、0.9
6. 耐力係数比 C_2/C_b は 1.2、1.4、1.6、1.8、2.0
7. 上記パラメータにおいて、 W_1 を変化させ解析を行い、1 階又は 2 階の応答層間変形角が $1/20\text{rad}$ になる時の C_b を求めその際の減衰定数 h を抽出する。なお、減衰定数 h は告示スペクトルを用いたため $h=0.05+heq$ としている。
8. 採用する加速度応答スペクトルは建築基準法施行令 82 条の 6 によるものとする。
9. 地域係数は 1.0、地盤は第 2 種地盤、地盤増幅は H12 建告 1457 号第 10 第 1 項による。調整係数 p 、 q を採用する。



変形角 R_i	1/120	1/60	1/15
せん断力 $Q_i(\text{kN})$	101.3	152.0	152.0
剛性比 K_i/K_j	1.0	0.5	0.0

図1 トリリニア復元力特性モデル

10. トリリニア復元力特性モデルにおいて、標準設計法で提案しているように 2 階の復元力は図 1 の 1 階復元力の各強度レベル Q_1 を、パラメータ C_2/C_b および W_2/W_1 を用いて次式のように Q_2 に換算する。

$$Q_2 = C_2 W_2 = \frac{C_2}{C_b} \frac{W_2}{W_1} C_b W_1 = \frac{C_2}{C_b} \frac{W_2}{W_1} \frac{Q_1}{(W_1 + W_2)} W_1 = Q_1 \left(\frac{C_2}{C_b} \right) \left(\frac{W_2}{W_1} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{W_2}{W_1}} \right) \quad (1)$$

11. 弾塑性限界変を損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ としたバイリニアモデルの 1 階復元力を図 2 に示す。

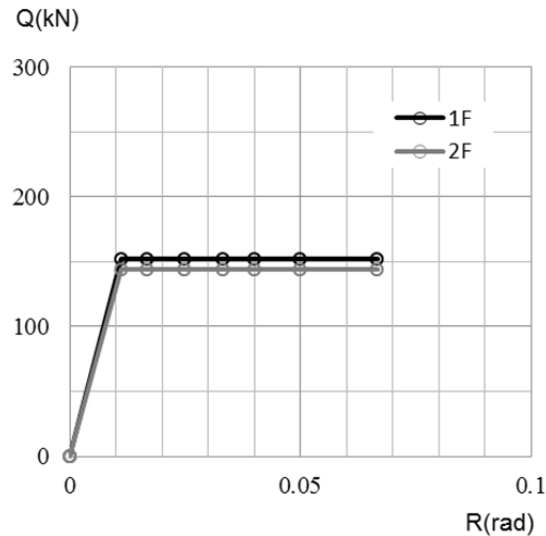


図2 1/90rad バイリニア復元力特性

2) 解析結果

結果を図1～図5に示す。

図1、図2は、トリリニア復元力特性モデルの場合で、標準設計法で採用される階高比および1階の階高の範囲で、減衰定数 h の数値をまとめたものである。図1、図2より提案している標準設計法の C_b においては $h=0.155\sim0.167$ 程度であることが分かる。

図3、図4は、標準設計法で採用される範囲の 1/90rad バイリニア復元力特性としてモデル化した場合の階高比および1階の階高による減衰定数 h の数値をまとめたものである。

図5は、トリリニア復元力特性モデル及び 1/90rad バイリニア復元力特性モデルとの比較を示す。トリリニア復元力特性モデルで抽出された C_b 及び h を分母とし、1/90rad バイリニア復元力特性モデルで抽出された C_b 及び h を分子として比較している。図5から h については、トリリニア復元力特性モデルの h は 1/90rad バイリニア復元力特性モデルで抽出された h より小さく、加速度低減率 F_h はトリリニア復元力特性モデルの方が大きな値を与えていることが分かる。また、 C_b については一部 1/90rad バイリニア復元力特性モデルがトリリニア復元力特性モデル C_b を上回るものの多くはトリリニア復元力特性モデルの方が大きな値を与えていることが分かる。

標準設計法で想定される重量比、階高比および1階の階高の範囲で、減衰定数 h はトリリニア復元力特性モデルの場合で $0.155\sim0.167$ 、1/90rad バイリニア復元力特性モデルでは $0.160\sim0.170$ 程度であった。

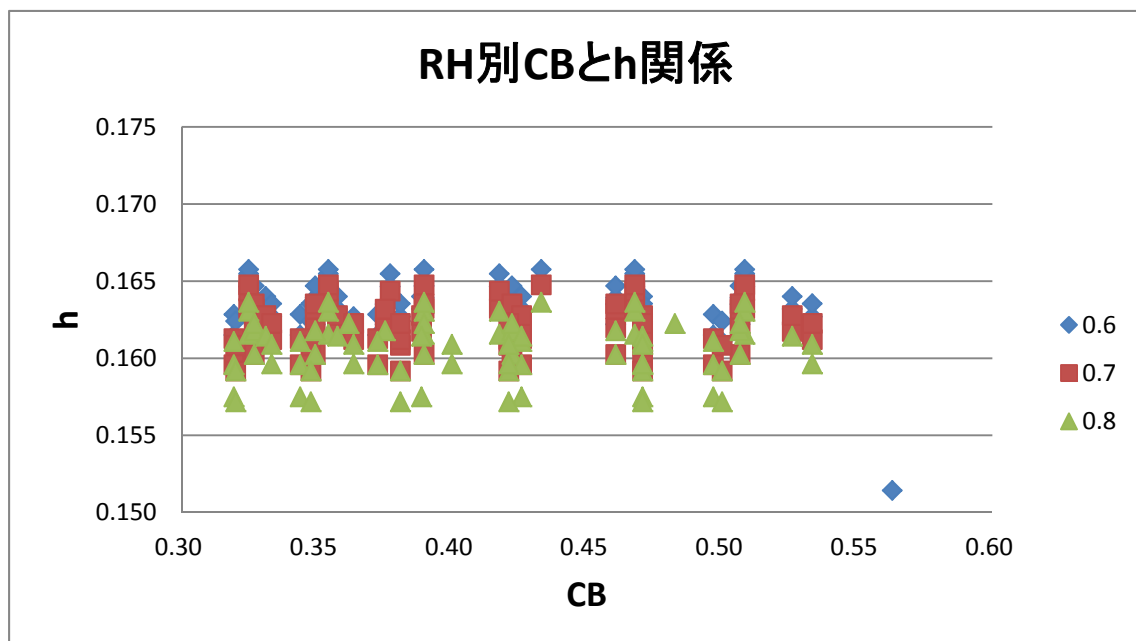


図1 トリリニアモデルによる RH 別 C_b 、 h の関係

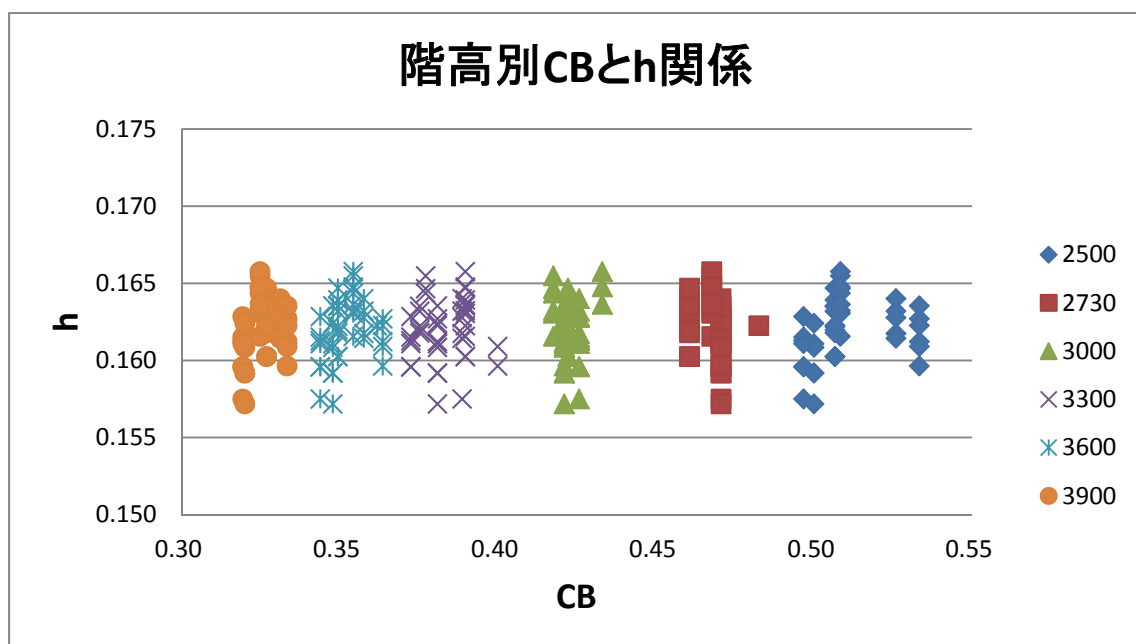


図2 トリリニアモデルによる階高別 C_b 、 h の関係

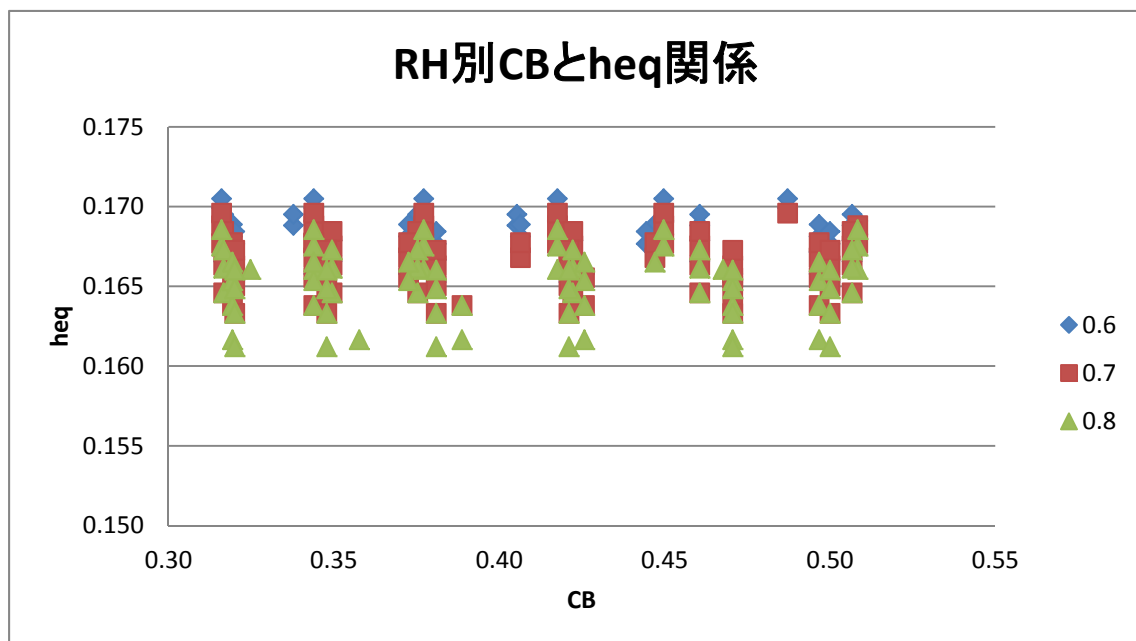


図3 1/90rad バイリニアモデルによる RH 別 Cb、h の関係

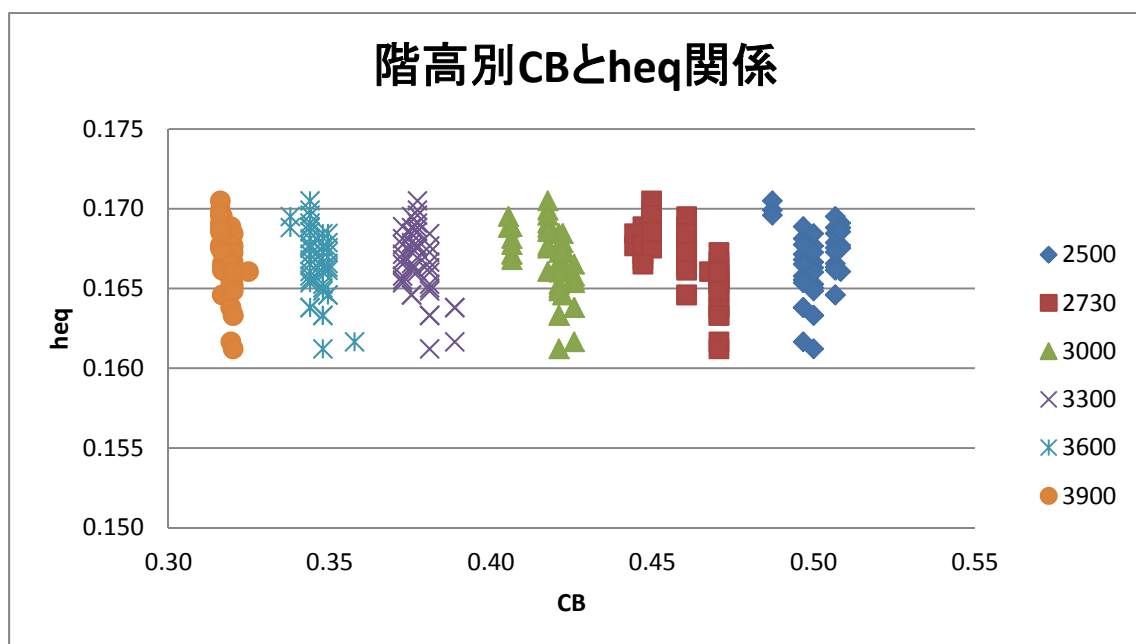


図4 1/90rad バイリニアモデルによる階高別 Cb、h の関係

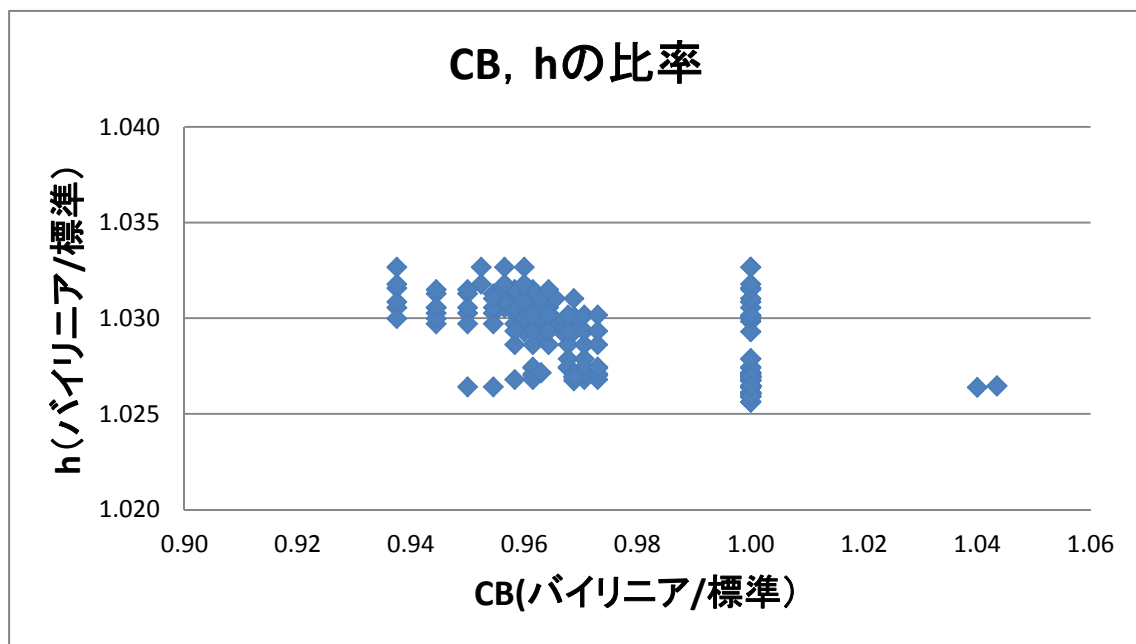


図5 トリリニアモデルと 1/90rad バイリニアモデルによる Cb、h の関係

追加検討 2 1/20rad 時の復元力の検証

伝統的構法木造建築物は、変形角 1/20rad で復元力が大きく低下すると思われる。そこで、実験で得られた土壁全面壁 1P、2P、4P、小壁（垂れ壁）の復元力と設計用復元力について 1/20rad 時の復元力と最大耐力の 0.8 倍との比較、また伝統的構法で一般的な構面の事例の復元力について以下のように検討を行う。

1. 1/20rad 時の復元力と最大耐力の 0.8 倍との比較
2. 伝統的構法で一般的な構面の事例による復元力

1. 1/20rad 時の復元力と最大耐力の 0.8 倍との比較

復元力の最大耐力の 0.8 倍と 1/20rad 時の耐力を比較する。図 1 から 3 に土壁・全面壁の復元力（包絡線）を示す。図 4 は、小壁（垂れ壁）の復元力を示す。図中の横線（赤線）は最大耐力の 0.8 倍を示す、また縦線（青線）は変形角 1/20rad を示す。

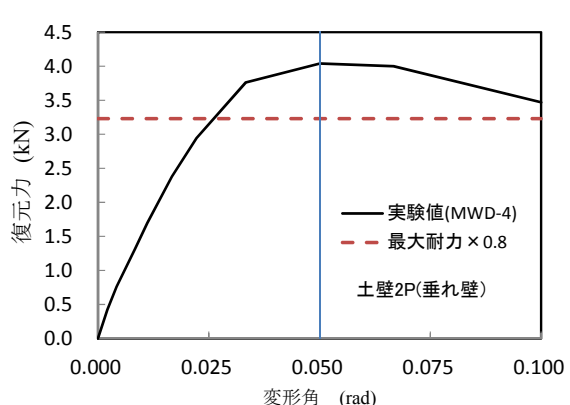
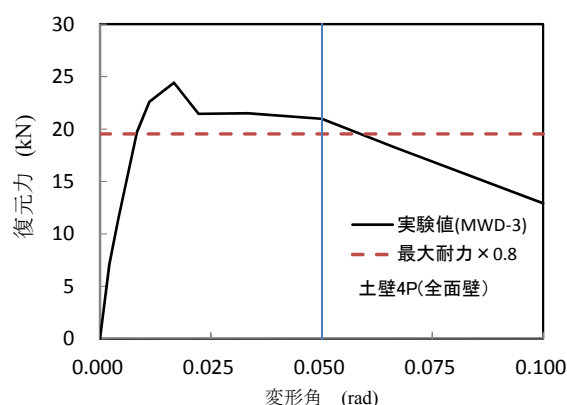
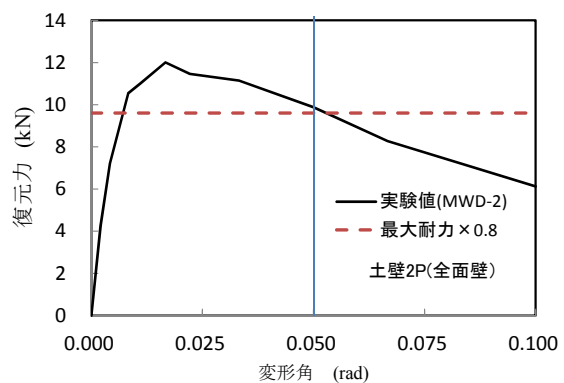
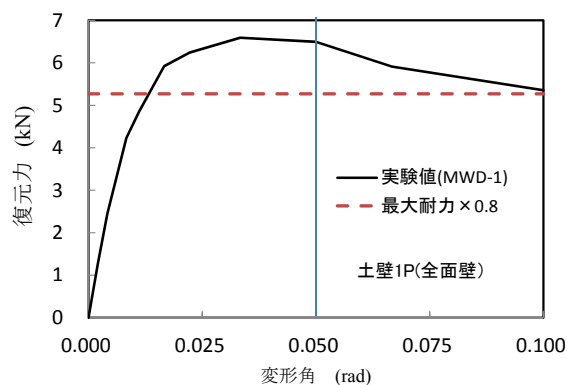


図 1 から図 4 に示されるように 1/20rad 時の耐力は復元力の最大耐力の 0.8 倍以上となっている。次に、設計用復元力についても、同様に設計用復元力の最大耐力の 0.8 倍と 1/20rad 時の耐力を比較する。

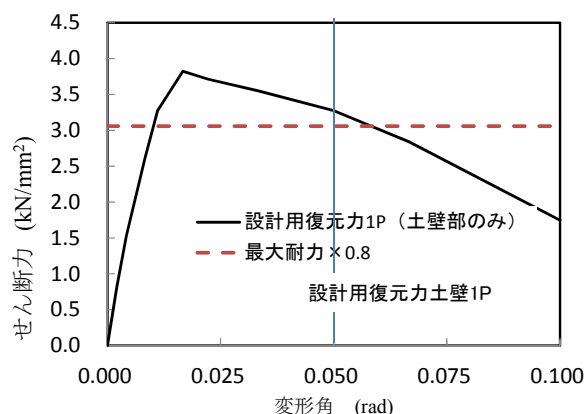


図5 設計用復元力 1P (土壁部のみ)

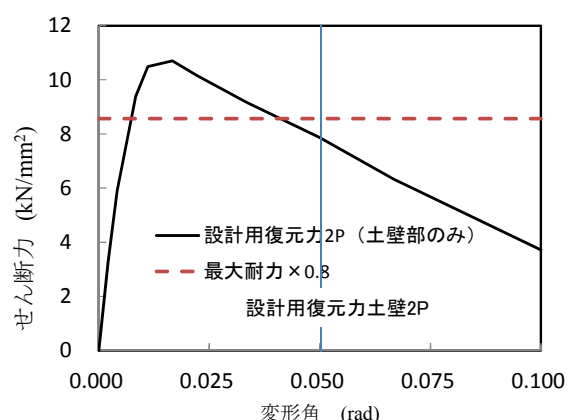


図6 設計用復元力 2P (土壁部のみ)

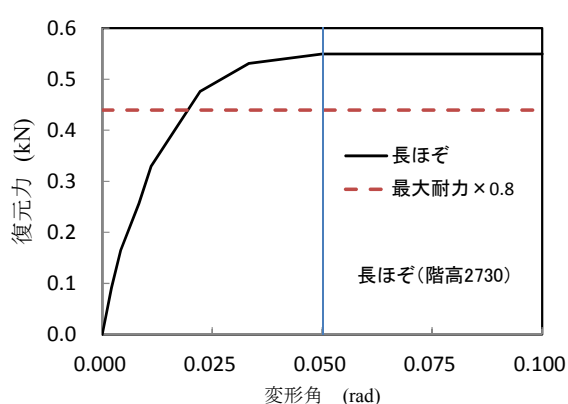


図7 長ほぞの設計用復元力
(階高 2730mm、柱径 120mm)

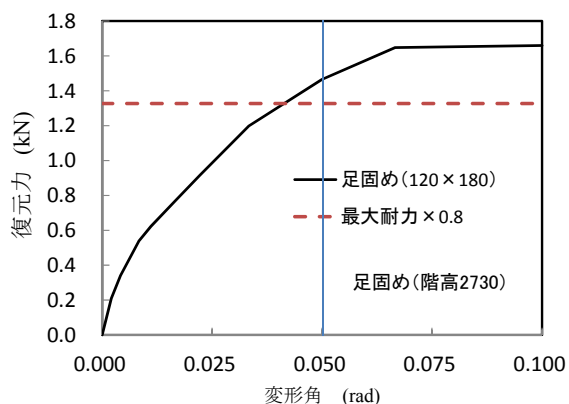


図8 足固めの設計用復元力
(階高 2730mm、柱径 120mm)

設計用復元力 2P (土壁部分のみ) は、1/20rad 時の耐力は復元力の最大耐力の 0.8 倍以下となるが、2P の土壁軸組の土壁部分のみであり、通常、これに土台形式であれば、柱端部の長ほぞ 2 つ分の復元力、石場建て形式であれば、柱端部の長ほぞ 1 つ分の耐力と足固めの復元力が加算されるので、最大耐力の 0.8 倍以上となる。

図 7 に階高 2730mm、柱径 120mm の場合の長ほぞ 1 つ分の復元力、図 8 に階高 2730mm、柱径 120mm の場合の足固め (梁幅 120×梁せい 240) の復元力を示す。

2P の土壁を含む軸組 (階高 2730mm、柱径 120mm) では、表 1 に示すように図 6 の土壁部分のみに、土台形式であれば図 7 の長ほぞ 2 つ分、石場建て形式であれば長ほぞ 1 つ分と図 8 の足固めの復元力が加算されるので、1/20rad 時の耐力は復元力の最大耐力の 0.8 倍以下になることはない。また、長ほぞや足固めの 1/20rad 時の耐力は復元力の最大耐力の 0.8 倍以上となっている。

表 1 2P の土壁を含む軸組 (階高 2730mm、柱径 120mm) の復元力

	土台形式	石場建て形式
加算する要素	2P 土壁部分のみ (図 6)	2P 土壁部分のみ (図 6)
	長ほぞ (図 7) × 2	長ほぞ (図 7) × 1
		足固め (図 8)

2. 伝統的構法で一般的な構面の事例による復元力

伝統的構法で一般的な全面土壁の他に小壁や差し鴨居、足固めなど軸組系との組合せで構成される構面の復元力の事例を示す。

事例 1

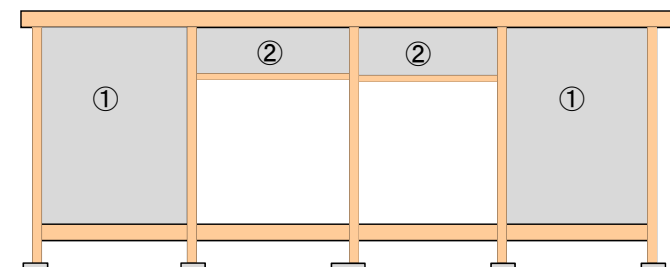


図 9 構面の事例 1 土壁 (2P) + 垂れ壁 (2P) + 垂れ壁 (2P) + 土壁 (2P)

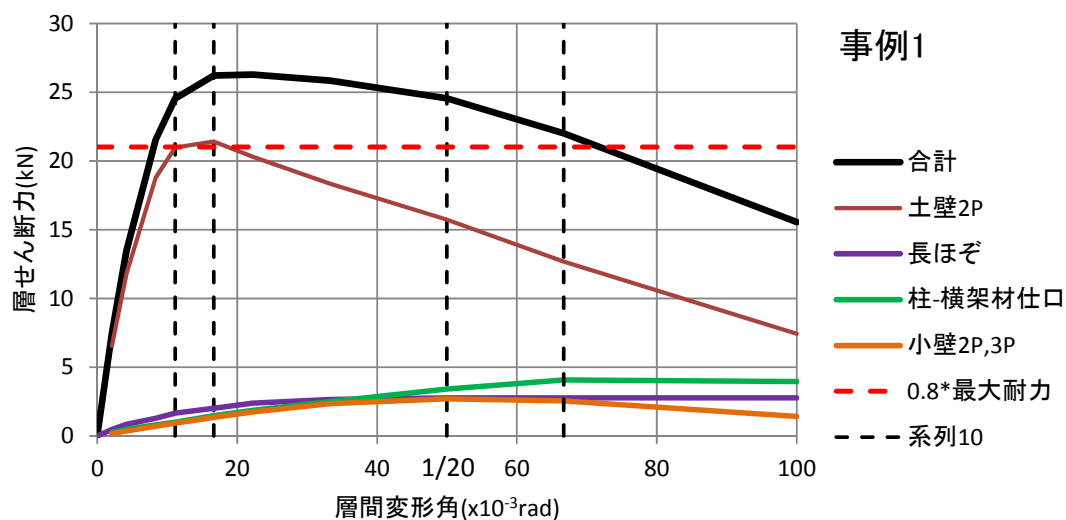


図 10 構面の事例 1 の復元力

構面全体の復元力を黒太線、最大耐力の 0.8 倍を赤点線で示す。構面校正する各構造要素の復元力も示す。また、縦の点線は、変形角 $1/90\text{rad}$ 、 $1/60\text{rad}$ 、 $1/20\text{rad}$ 、 $1/15\text{rad}$ を示す。

事例 2

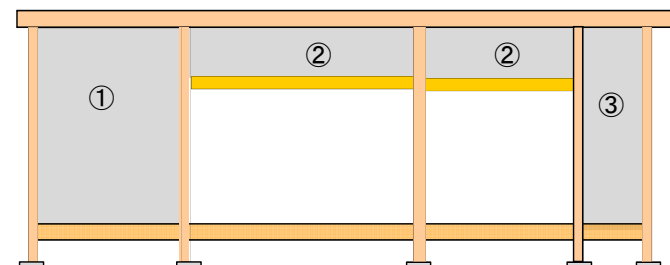


図 11 構面の事例 2 土壁 (2P) + 垂れ壁 (3P) + 垂れ壁 (2P) + 土壁 (1P)

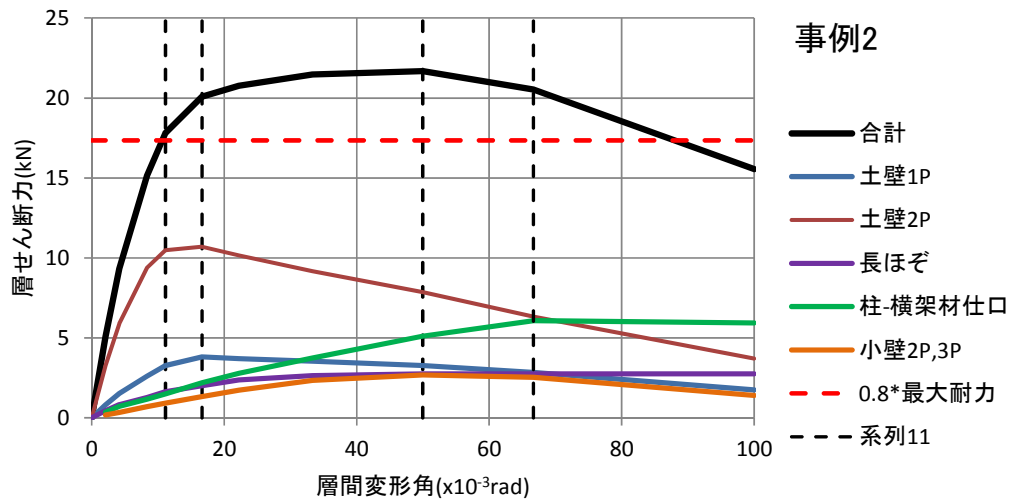


図 12 構面の事例 2 の復元力

事例 3

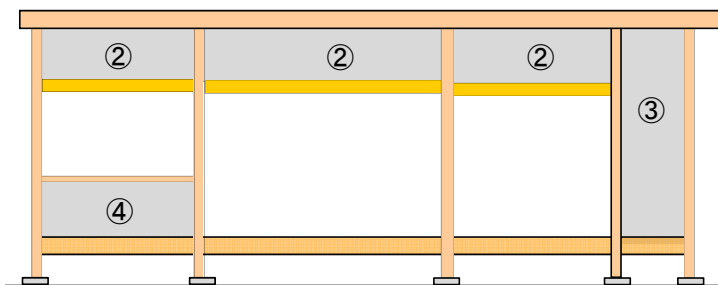


図 13 構面の事例 3 垂れ壁・腰壁 (2P) + 垂れ壁 (3P) + 垂れ壁 (2P) + 土壁 (1P)

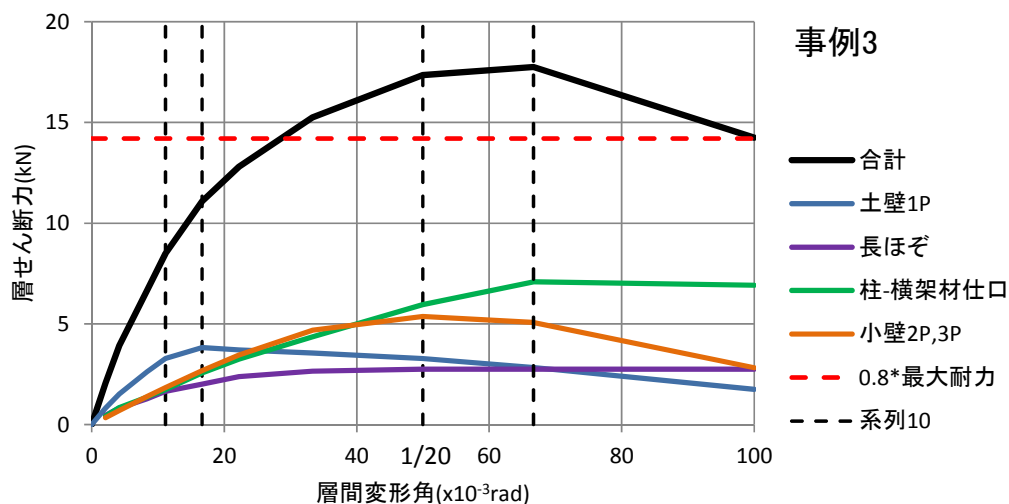


図 14 構面の事例 3 の復元力

事例 1 では、構面全体の耐力では全面土壁が支配的なので $1/60\text{rad} \sim 1/45\text{rad}$ で最大耐力となるが、 $1/20\text{rad}$ で耐力の低下は顕著ではない。事例 2 では最大耐力が $1/20\text{rad}$ であり、事例 3 では $1/20\text{rad}$ を超え、 $1/15\text{rad}$ で最大耐力となっている。このように伝統的な構面では、 $1/20\text{rad}$ では耐力は大きく低下しないことが分かる。また、事例の全てにおいて、 $1/20\text{rad}$ 時の耐力は最大耐力の 0.8 倍より大きい、また $1/15\text{rad}$ 時の耐力も最大耐力の 0.8 倍より大きいことが分かる。

まとめ

以上の検討結果では、

- ①実験で得られた土壁全面壁 1P、2P、4P、小壁（垂れ壁）の復元力では、1/20rad 時の復元力は最大耐力の 0.8 倍以上であることが分かる。また、長ほぞや足固めの 1/20rad 時の耐力は復元力の最大耐力の 0.8 倍以上となっている。
- ②さらに、伝統的構法で全面土壁の他に小壁や差し鴨居、足固めなど軸組系との組合せで構成される一般的な構面の復元力は、1/20rad では耐力は大きく低下することはなく、全面土壁の比率が少ない場合には 1/20rad あたりで耐力は最大となっている。また、1/20rad 時の復元力は最大耐力の 0.8 倍以上であることが分かる。

追加検討3 設計用復元力・せん断耐力の設定に関する検討

設計用の復元力特性や構造要素のせん断耐力については、「検討1 設計用復元力特性・構造要素のせん断耐力に関する検討」で設定方法や設定の根拠、さらに加算則について検討を行っているが、ここでは、以下のように、構造要素の実験データのばらつきに関する検討、構造要素、特に土壁の繰り返し載荷による耐力低下に関する検討、さらに動的実験と静的実験による復元力特性について構造要素実験や実大振動台実験からの追加検討を行った。

1. 構造要素のばらつきを評価した設計用復元力・せん断耐力の設定
2. 載荷履歴による耐力低下
3. 動的・静的復元力特性に関する検討
 - 1) 構造要素の動的・静的実験による復元力特性
 - 2) 試験体 No.5、No.6 の実大振動台実験による復元力と設計用復元力から算定した復元力

1. 構造要素のばらつきを評価した設計用復元力・せん断耐力の設定

土壁など構造要素の復元力（包絡線）を実験によって求める場合、試験体数は3ないし4体のばらつきを考慮して、下限値で評価する。ここで、ばらつきの評価法は、壁倍率などを求める際に用いられる評価法に従う。

各特定変形角において復元力のばらつき係数を求め、これを各変形角時の平均値 f_A に乗じた値を下限値とする。各変形角時における下限値を直線で結んだものを下限包絡線 f とする。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - C_V k$$

f_A : 平均値

C_V : 変動係数（標準偏差／平均値）

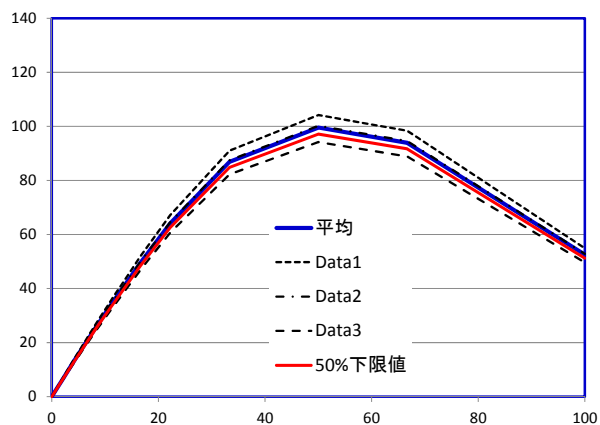
k : 信頼水準 75% の 50% 下側限界値を求めるための係数

$k = 0.471$ （試験体数が 3 体の場合）

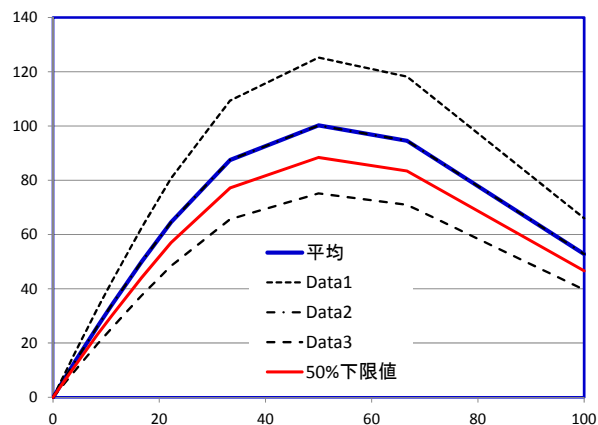
下側限界値 f は、以下の式で求められる。

$$f = f_A (1 - C_V k)$$

例示として、平均値は同じでばらつき係数が異なる場合の平均値（青色）とばらつきを考慮した信頼水準 75% の 50% 下側限界値（赤色）を示す。



(a) ばらつきが小さい (ばらつき係数 0.976)



(b) ばらつきが大きい (ばらつき係数 0.882)

図1 ばらつきが異なる場合の下限値

構造要素実験における各試験体の復元力のばらつきの評価については、壁倍率などを求める際に用いられる評価法（信頼水準 75%の 50%下側限界値）に従うと、ばらつきが小さい場合の下限値は平均値に近いが、ばらつきが大きい場合の下限値は平均値より大きく下側になる。設計用復元力・せん断耐力は、ばらつきを考慮して同様に評価している。50%下限値で評価すれば平均値より大きく評価することはないと考えられる。

2. 載荷履歴による耐力低下

構造要素の復元力特性を評価する静的繰返し載荷実験では、繰返し載荷によって耐力が低下する。図1に、土台形式の土壁全面壁1P、全面壁2P、垂れ壁、腰壁と石場建て形式の全面壁1P、垂れ壁の繰返し載荷による1/90radまでの復元力を示す。

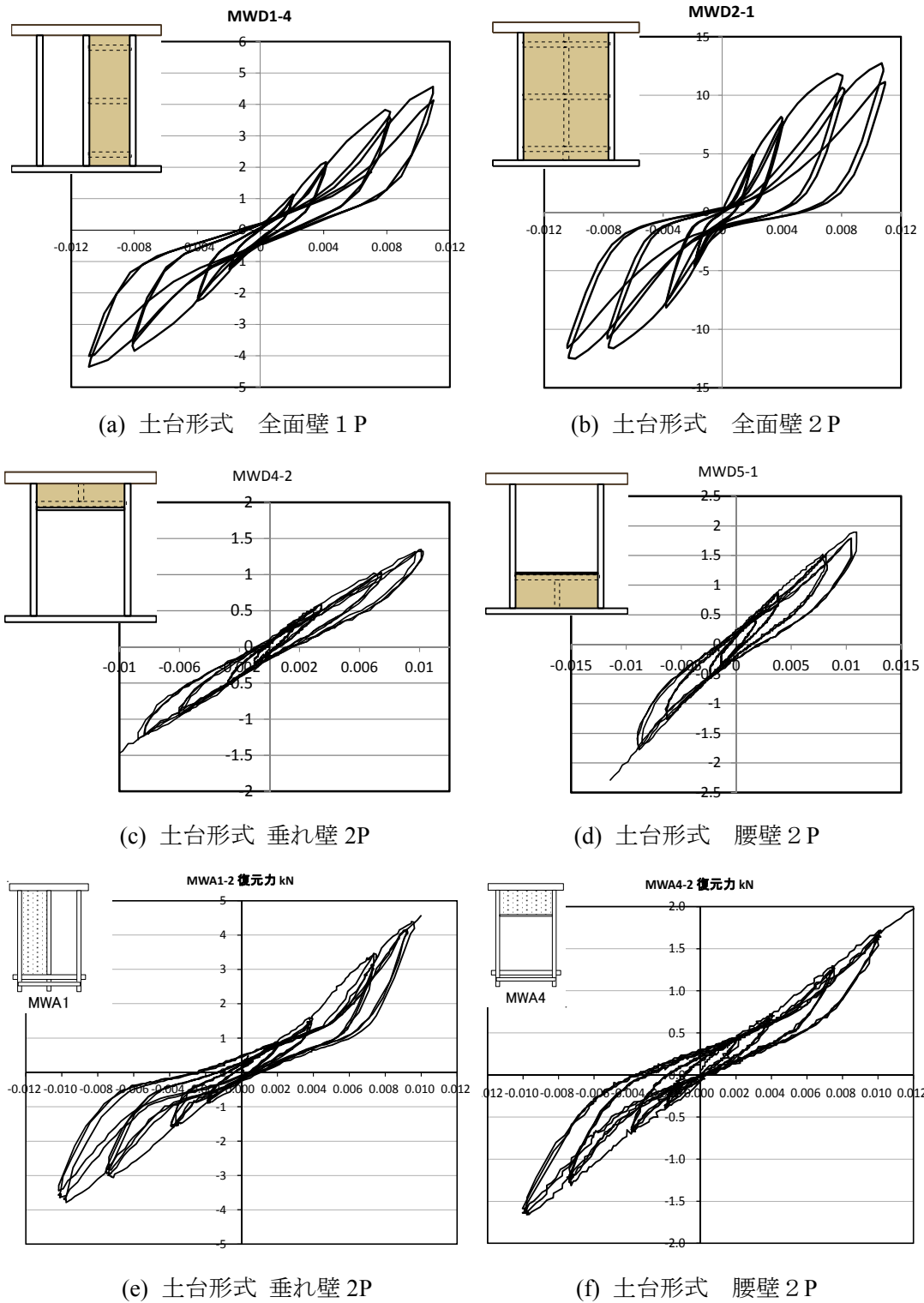


図1 繰返し載荷による復元力

1/90rad 変形時の繰り返し载荷による低下は、土台形式の土壁全面壁 1 P、全面壁 2P で見られる。土台形式の垂れ壁、腰壁、石場建て形式の全面壁 1 P、垂れ壁では、大きな低下は見られない。

以下に、繰り返し载荷による低下の大きい土台形式の土壁全面壁 1 P、全面壁 2P について、大変形時に到る復元力の低下状況を図 2、図 3 に示す。

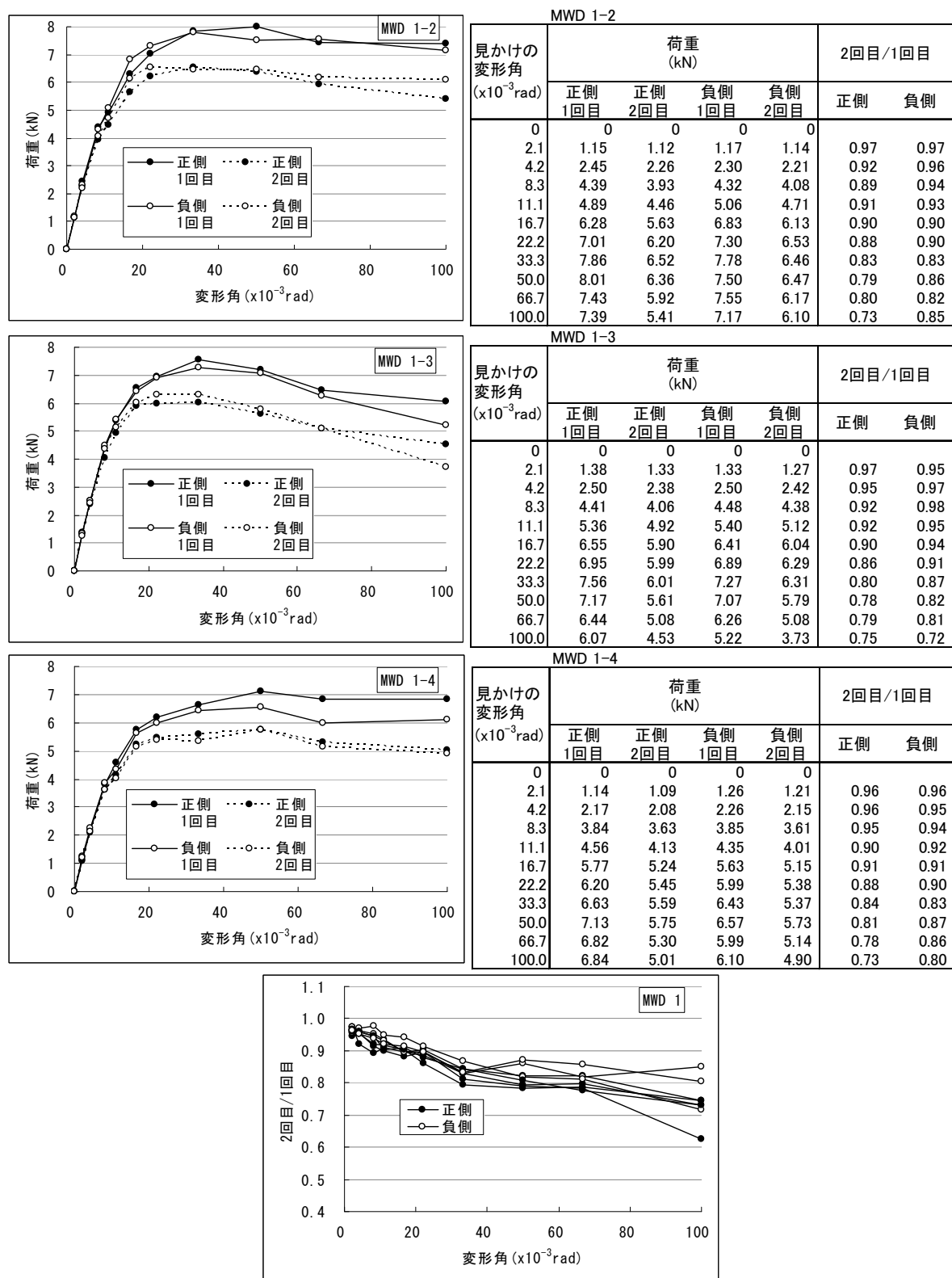
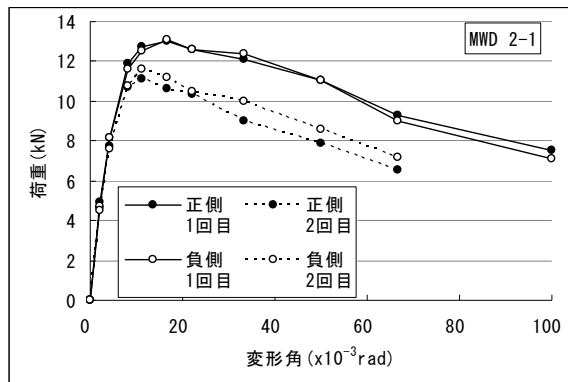
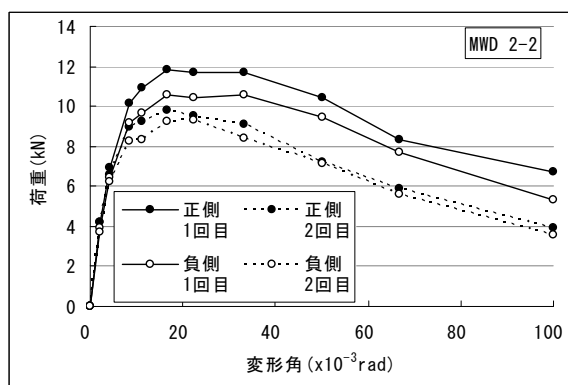


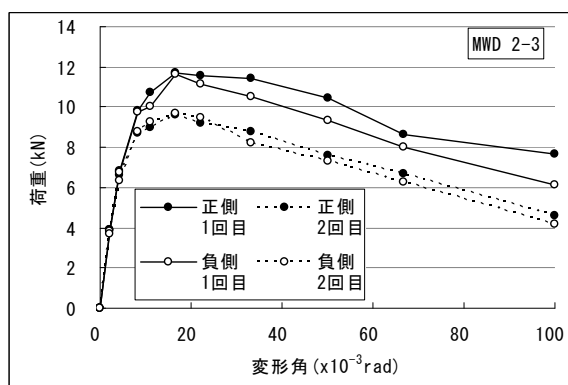
図 2 土壁 1 P (MWD1)



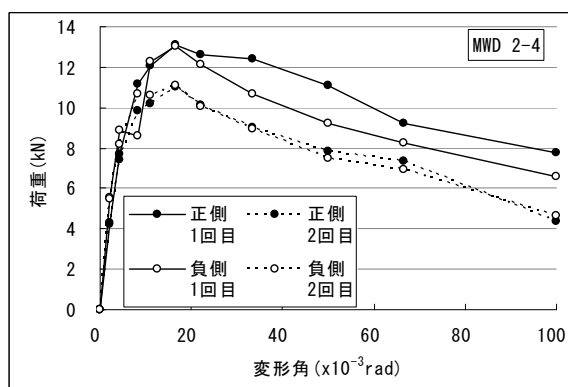
MWD 2-1						
見かけの変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
	0	0	0	0	0	0
2.1	4.93	4.66	4.69	4.50	0.95	0.96
4.2	8.15	7.72	8.15	7.63	0.95	0.94
8.3	11.86	10.66	11.64	10.80	0.90	0.93
11.1	12.74	11.13	12.53	11.60	0.87	0.93
16.7	13.04	10.64	13.12	11.21	0.82	0.85
22.2	12.59	10.31	12.58	10.48	0.82	0.83
33.3	12.09	9.00	12.40	10.00	0.74	0.81
50.0	11.03	7.88	11.04	8.58	0.71	0.78
66.7	9.26	6.53	9.04	7.15	0.71	0.79
100.0	7.51		7.11			



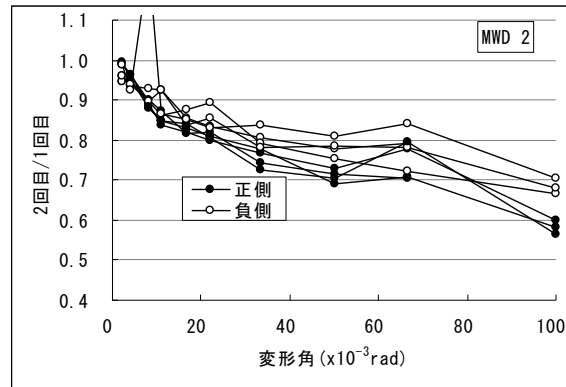
MWD 2-2						
見かけの変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
	0	0	0	0	0	0
2.1	4.21	4.20	3.91	3.70	1.00	0.95
4.2	6.91	6.58	6.43	6.20	0.95	0.96
8.3	10.18	8.97	9.18	8.25	0.88	0.90
11.1	10.94	9.27	9.66	8.33	0.85	0.86
16.7	11.81	9.82	10.55	9.23	0.83	0.87
22.2	11.72	9.50	10.42	9.29	0.81	0.89
33.3	11.67	9.07	10.60	8.41	0.78	0.79
50.0	10.43	7.19	9.42	7.11	0.69	0.75
66.7	8.30	5.89	7.73	5.57	0.71	0.72
100.0	6.70	3.90	5.32	3.54	0.58	0.66



MWD 2-3						
見かけの変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
	0	0	0	0	0	0
2.1	3.91	3.88	3.87	3.72	0.99	0.96
4.2	6.85	6.61	6.77	6.37	0.96	0.94
8.3	9.81	8.73	9.78	8.77	0.89	0.90
11.1	10.73	8.99	10.04	9.27	0.84	0.92
16.7	11.69	9.61	11.60	9.71	0.82	0.84
22.2	11.56	9.22	11.12	9.50	0.80	0.85
33.3	11.44	8.79	10.51	8.23	0.77	0.78
50.0	10.44	7.61	9.33	7.32	0.73	0.78
66.7	8.60	6.68	7.99	6.25	0.78	0.78
100.0	7.63	4.59	6.10	4.15	0.60	0.68



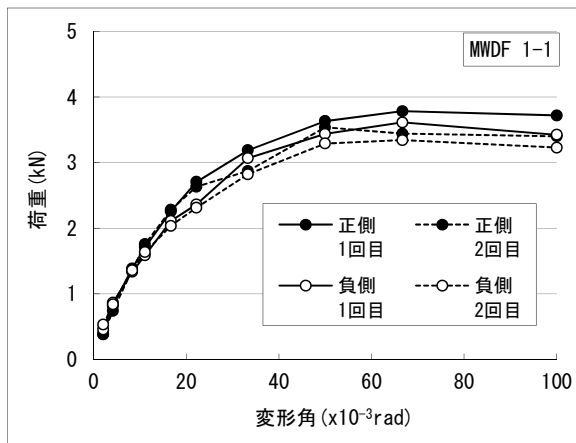
MWD 2-4						
見かけの変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
	0	0	0	0	0	0
2.1	4.30	4.26	5.53	5.46	0.99	0.99
4.2	7.67	7.39	8.89	8.21	0.96	0.92
8.3	11.16	9.84	8.56	10.65	0.88	1.24
11.1	12.03	10.19	12.26	10.59	0.85	0.86
16.7	13.13	11.05	13.04	11.09	0.84	0.85
22.2	12.59	10.15	12.11	10.06	0.81	0.83
33.3	12.37	8.98	10.69	8.95	0.73	0.84
50.0	11.12	7.85	9.21	7.47	0.71	0.81
66.7	9.19	7.31	8.24	6.92	0.80	0.84
100.0	7.74	4.36	6.58	4.65	0.56	0.71



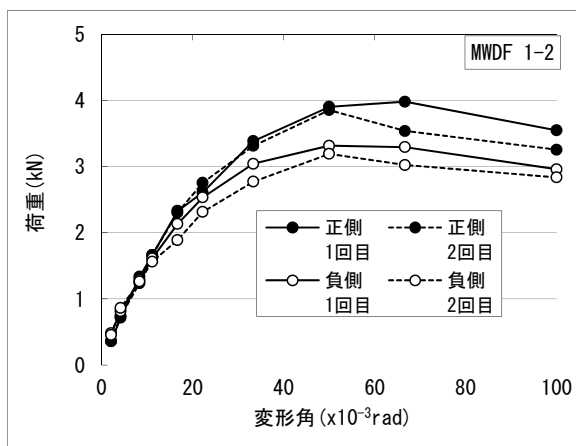
平均

図 3 土壁 2P (MWD2)

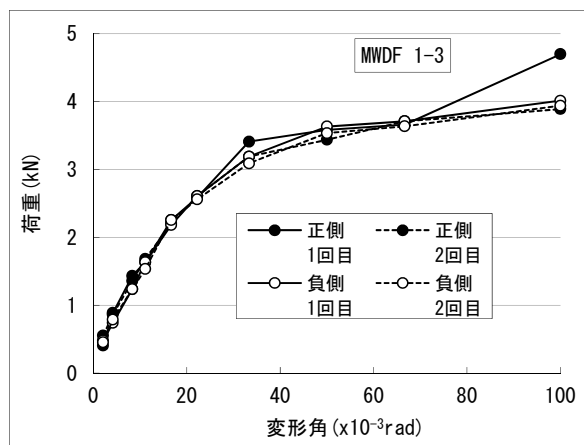
次に、比較のために土台形式の 1 P 軸組のみ、2P 軸組のみの繰り返し载荷による低下状況を図 4、図 5 に示す。



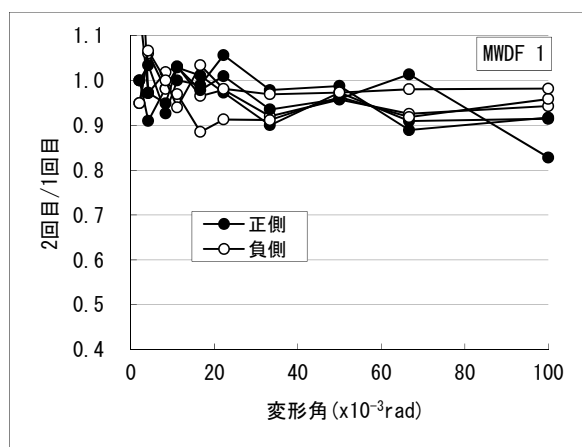
見かけの変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)	荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
0	0	0	0	0		
2.1	0.38	0.38	0.46	0.53	1.00	1.16
4.2	0.82	0.74	0.86	0.84	0.91	0.97
8.3	1.39	1.36	1.34	1.36	0.98	1.02
11.1	1.71	1.76	1.59	1.63	1.03	1.03
16.7	2.26	2.28	2.11	2.04	1.01	0.97
22.2	2.71	2.63	2.36	2.31	0.97	0.98
33.3	3.19	2.87	3.07	2.82	0.90	0.92
50.0	3.63	3.54	3.44	3.29	0.97	0.96
66.7	3.78	3.44	3.61	3.34	0.91	0.93
100.0	3.72	3.40	3.42	3.23	0.91	0.94



見かけの変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)	荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
0	0	0	0	0		
2.1	0.36	0.36	0.48	0.46	1.00	0.95
4.2	0.72	0.74	0.82	0.86	1.03	1.06
8.3	1.34	1.24	1.29	1.26	0.93	0.98
11.1	1.66	1.66	1.61	1.56	1.00	0.97
16.7	2.33	2.31	2.13	1.89	0.99	0.89
22.2	2.61	2.76	2.53	2.31	1.06	0.91
33.3	3.39	3.31	3.04	2.77	0.98	0.91
50.0	3.90	3.85	3.31	3.19	0.99	0.96
66.7	3.98	3.54	3.29	3.02	0.89	0.92
100.0	3.55	3.25	2.96	2.84	0.92	0.96

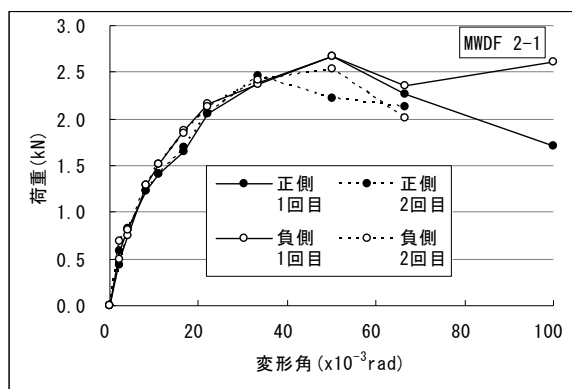


見かけの変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
0	0	0	0	0		
2.1	0.41	0.55	0.48	0.46	1.36	0.95
4.2	0.89	0.86	0.74	0.79	0.97	1.07
8.3	1.43	1.36	1.24	1.24	0.95	1.00
11.1	1.63	1.68	1.63	1.54	1.03	0.94
16.7	2.26	2.21	2.18	2.26	0.98	1.03
22.2	2.58	2.61	2.61	2.56	1.01	0.98
33.3	3.41	3.19	3.19	3.09	0.94	0.97
50.0	3.58	3.44	3.63	3.54	0.96	0.97
66.7	3.66	3.71	3.71	3.64	1.01	0.98
100.0	4.70	3.89	4.01	3.94	0.83	0.98



平均

図4 1P軸組のみ (MWDF1)



見かけの変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	MWDF 2-1 荷重 (kN)				2回目/1回目	
	正側 1回目	正側 2回目	負側 1回目	負側 2回目	正側	負側
0	0	0	0	0		
2.1	0.59	0.44	0.49	0.69	0.75	1.41
4.2	0.83	0.81	0.76	0.81	0.97	1.07
8.3	1.24	1.24	1.29	1.29	1.00	1.00
11.1	1.41	1.41	1.51	1.51	1.00	1.00
16.7	1.65	1.70	1.87	1.85	1.03	0.99
22.2	2.05	2.05	2.15	2.13	1.00	0.99
33.3	2.39	2.47	2.37	2.42	1.03	1.02
50.0	2.66	2.21	2.66	2.54	0.83	0.95
66.7	2.26	2.13	2.36	2.01	0.94	0.85
100.0	1.71		2.61			

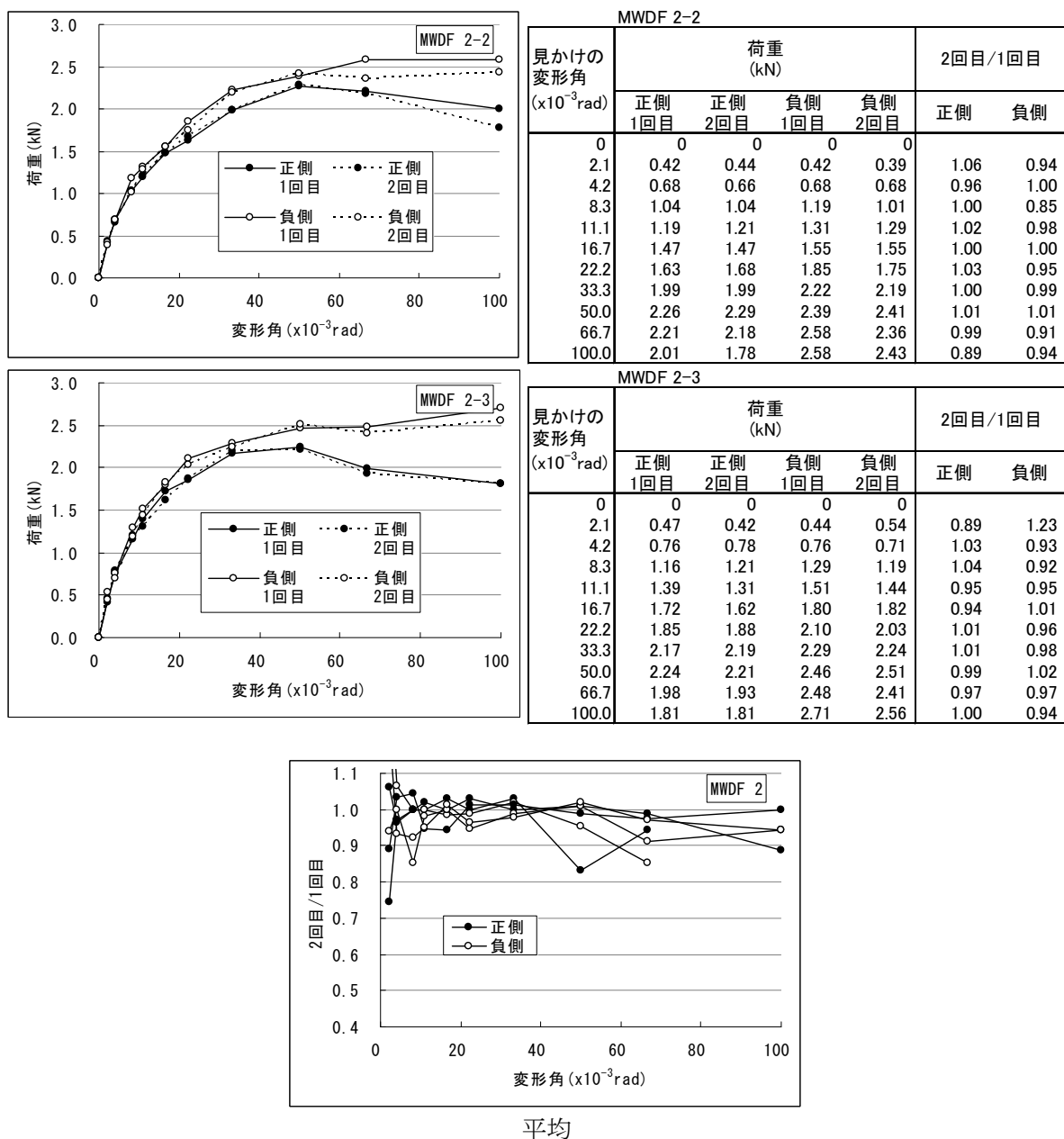


図 5 2P 軸組のみ (MWDF2)

以上から、土壁の繰り返し载荷による 1 回目と 2 回目では、2 回目で耐力低下は、特に変形が進むと大きくなる。3 回目あるいは次の载荷ステップでは 2 回目とほぼ同じ履歴となるので、3 回目になれば低下はなく、安定した履歴となる。

軸組のみの場合には、繰り返し载荷による低下は 10% 程度であり、変形が大きくなっても繰り返しによる低下の影響は少ない。土壁の繰り返し载荷による低下のほとんどが、2 回目の繰り返し载荷による壁の耐力低下によるものと考えられる。

当検討委員会、実験検証部会土壁 WG では、繰り返し载荷で安定した履歴となる包絡線の平均値を設計用の復元力とすることを検討したが、従来の壁倍率の評価で用いられている信頼水準 75% の 50% 下側限界値による評価と大きく異なるために、採用していない。

3. 動的・静的復元力特性に関する検討

1) 構造要素の動的・静的実験による復元力特性

同じ仕様の試験体を用いて振動台実験と静的載荷実験を行った。軸組試験体（柱 150・長ほぞ）、軸組試験体（柱 150・短ほぞ）、軸組試験体（柱 105・貫）、土壁試験体（柱 105・壁厚 60mm）の結果を図 1 に示す¹⁾。ここで示した試験体は、柱間は 2P、高さは 2730mm である。なお、静的実験ではタイロッド式、振動台実験では軸組のみは 4.9 kN、軸組（貫）は 6.86kN、土壁は 39.2kN の錘を載荷している。図の結果には、これら錘による P Δ 効果を補正していない。

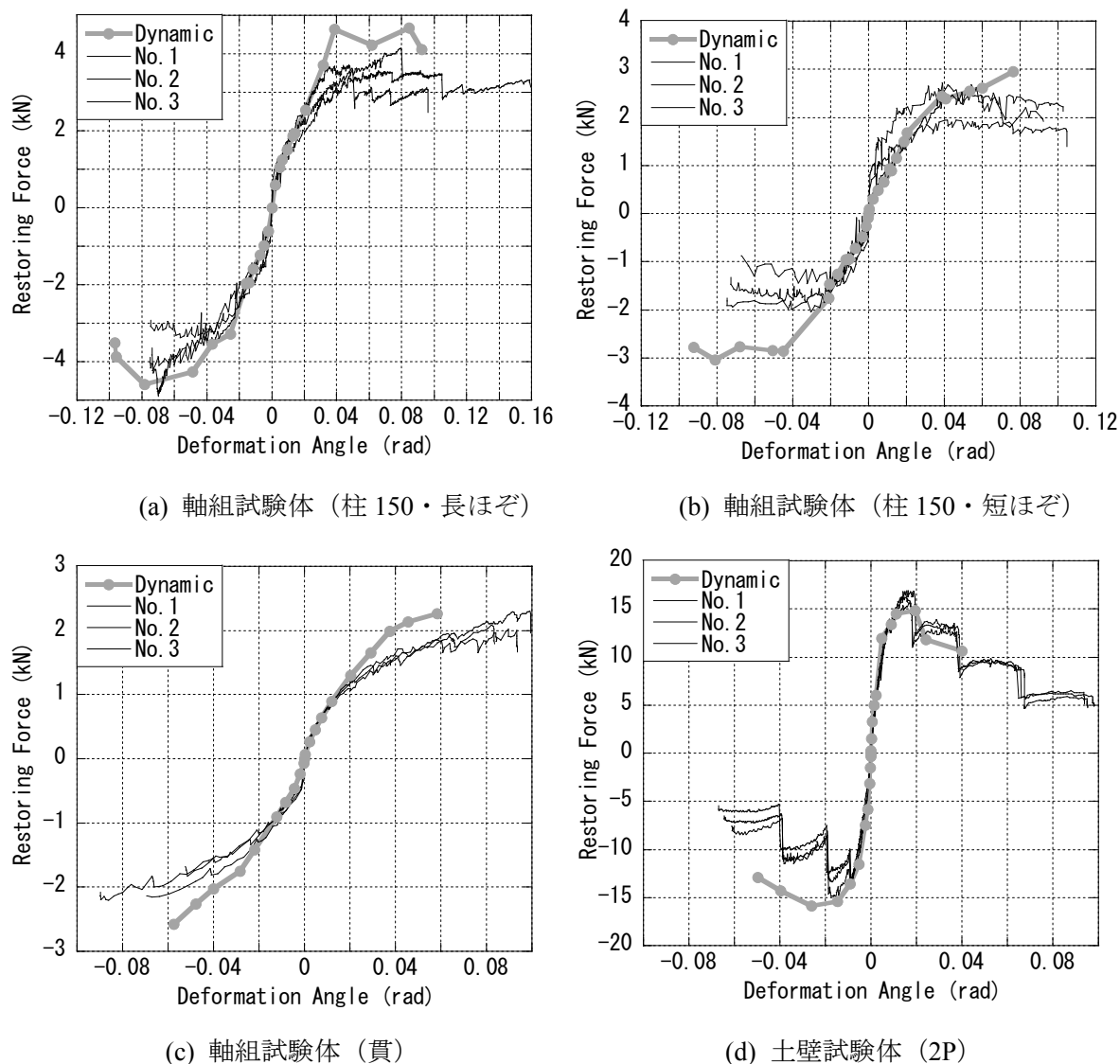


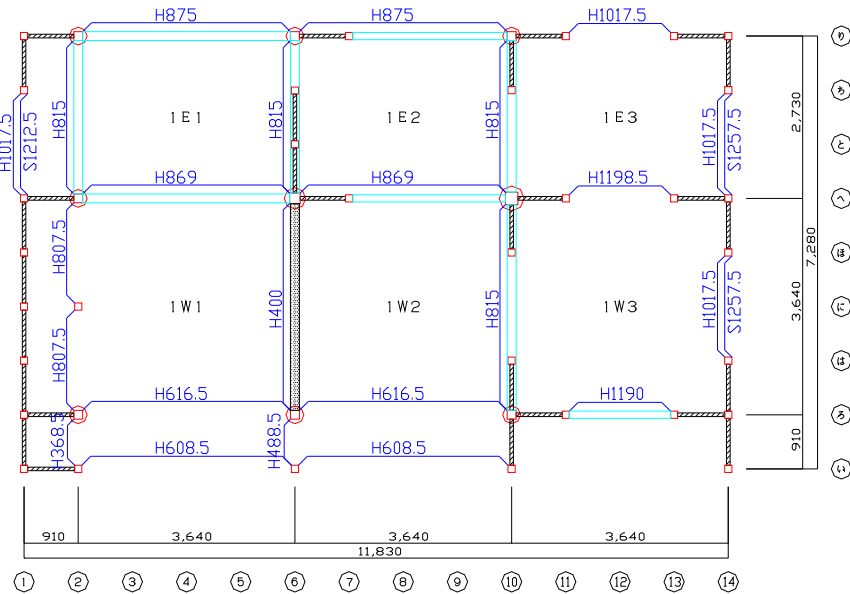
図 1 動的・静的実験で得られた復元力特性の比較

図 1 から、振動台実験から得られた動的な復元力は、静的実験から得られた復元力より大きな耐力となっている。特に 1/50rad 以上の変形角で動的、静的の差は大きくなる傾向がある。なお、筋かいや構造合板の軸組には動的、静的の差は見られなかった。

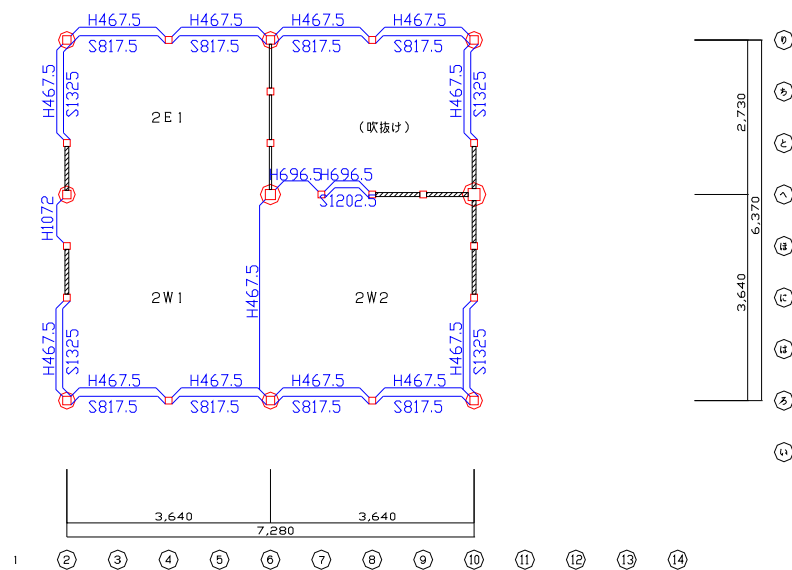
参考文献：1) 山田真澄，鈴木祥之，後藤正美，清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集 第 582, 95-102, 2004 年 8 月。

2) 試験体 No. 5、No. 6 の実大振動台実験による復元力と設計用復元力から算定した復元力

実大振動台実験試験の試験体 No.5、No.6 の復元力特性について検討する。試験体 No.5、No.6 の平面図（構造図）は共通であり、1 階の構造平面を図 1 に示す。



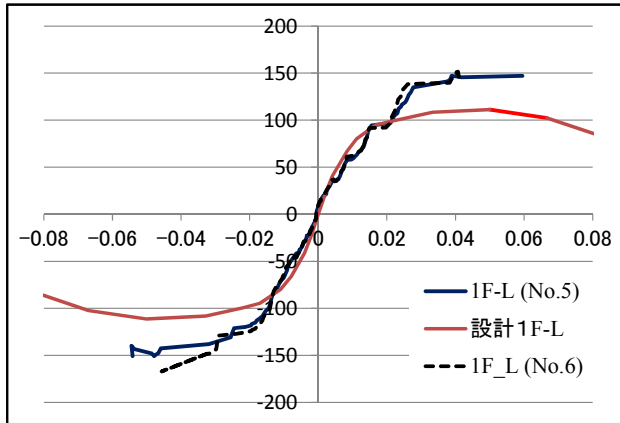
a) 1 階構造平面



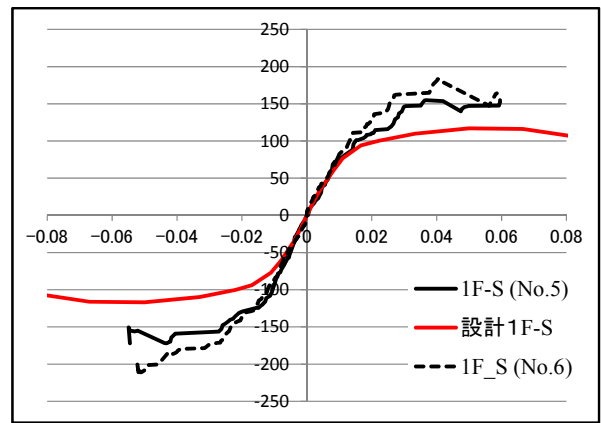
b) 2 階構造平面図

図 1 試験体 No. 5、試験体 6 の構造平面

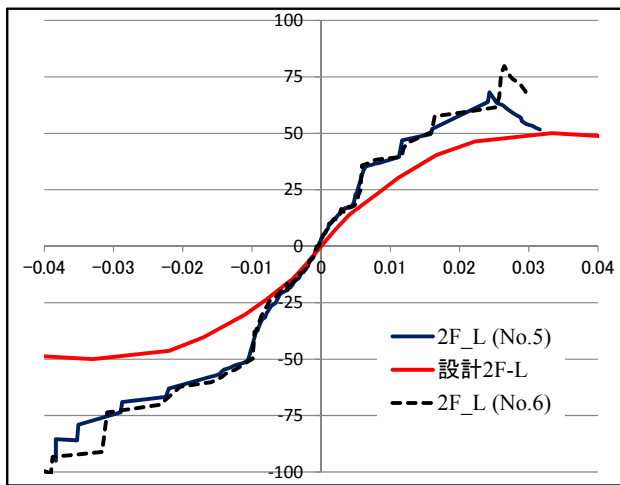
実験により得られた復元力特性を図 2 に示す。この復元力特性は動的な復元力特性である。実験により得られた復元力特性を図 2 に示す。振動台実験は稀に発生する地震動 BCJ-L1、極めて稀に発生する地震動 BCJ-L2、巨大な地震動 JMA Kobe など数回にわたる加振で得られた履歴復元力特性の包絡線である。



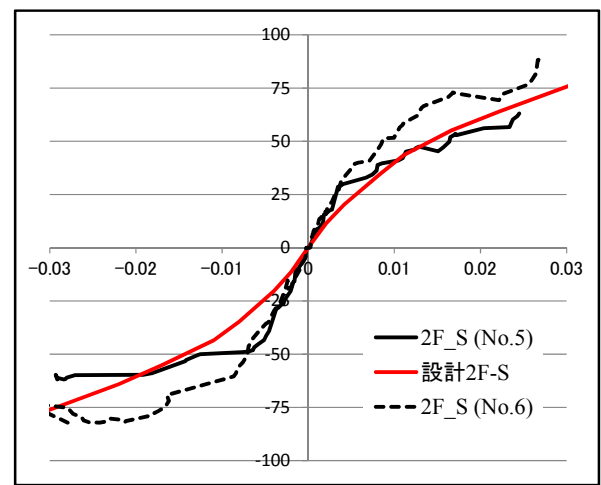
(a) 1 階長辺 (L) 方向の復元力



(b) 1 階短辺 (S) 方向の復元力



(c) 2 階長辺 (L) 方向の復元力



(d) 2 階短辺 (S) 方向の復元力

図 2 動的・静的復元力特性の比較

次に、試験体 No.5、No.6 の復元力特性を設計用復元力を用いて算定する。主要な構造要素は全て加算した。集計結果を表 1 から表 4 に示す。これらに $P\Delta$ 効果を加味した 1 階、2 階の各方向の復元力を図 2 に示す。

表 1 各通の復元力特性 (1 階 L 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
い通計	1.98	3.64	5.94	7.02	8.34	9.05	10.50	11.73	11.89	8.56
ろ通計	5.73	10.50	16.97	20.25	24.01	25.29	27.53	29.02	27.04	18.47
へ通計	7.48	13.78	22.63	27.20	32.57	34.49	37.81	39.56	37.63	26.74
り通計	7.56	13.92	22.80	27.38	32.84	34.85	38.61	40.18	38.12	26.45
1階X方向計	22.75	41.85	68.34	81.85	97.76	103.68	114.46	120.50	114.69	80.21

表 2 各通の復元力特性 (1 階 S 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
1通計	6.16	11.53	19.66	24.74	29.81	30.76	32.52	34.64	34.85	29.75
2通計	0.81	1.57	3.03	3.86	5.26	6.96	9.35	11.50	12.28	11.05
6通計	2.70	5.04	8.81	11.15	13.82	15.05	16.57	17.37	17.19	14.82
10通計	4.91	9.21	16.11	20.36	25.06	26.90	29.31	29.87	28.64	22.62
14通計	4.48	8.42	14.89	18.80	23.13	24.69	28.22	32.79	35.53	34.94
1階Y方向計	19.06	35.76	62.51	78.91	97.08	104.35	115.98	126.16	128.49	113.17

表 3 各通の復元力特性 (2 階 L 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
ろ通 計	2.46	4.76	8.13	10.45	14.45	16.77	18.45	17.65	15.92	11.91
へ通 計	2.69	5.01	8.27	10.39	13.53	14.86	16.21	16.23	14.90	10.07
り通 計	2.46	4.76	8.14	10.45	14.45	16.77	18.45	17.66	15.92	11.91
2階X方向 計	7.62	14.53	24.54	31.29	42.43	48.41	53.11	51.55	46.74	33.88

表 4 各通の復元力特性 (2 階 S 方向集計)

	せん断力 (kN)									
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
2通 計	3.60	6.78	11.90	15.05	19.00	22.06	27.79	32.11	33.07	24.20
6通 計	3.95	6.24	10.15	12.71	16.95	20.84	27.58	35.13	42.19	44.97
10通 計	4.11	7.71	13.36	16.82	20.71	23.22	28.28	32.40	33.23	24.54
2階Y方向 計	11.66	20.73	35.42	44.58	56.67	66.12	83.66	99.64	108.48	93.71

図 2 から、実大振動台実験で得られた復元力が設計用復元力に基づいて算定した復元力より大きくなる事が分かる。振動台実験での復元力には動的効果が含まれ、静的実験より大きくなること、また設計用復元力に基づく復元力は主要な構造要素について加算されているが、少し余力として算定されていないものが残っていることも考えられる。いずれにしても、設計用復元力に基づいて算定した復元力は実大振動台実験で得られた復元力の下側になる。

設計用復元力が静的実験から設定されたものであり、それに基づいて算定した復元力は、復元力の動的と静的の差もあり、地震時には安全側の算定となる。

まとめ

設計用復元力の設定では、構造要素の静的実験結果にばらつきがあり、ばらつきを考慮した信頼水準 75%の 50%下側限界値は、ばらつきが小さい場合には実験結果の平均値に近づき、ばらつきが大きい場合には実験結果の平均値より大きく下側になる。

構造要素の静的繰り返し載荷では、1 回目の載荷より 2 回目の載荷で復元力は低下する。土壁の低下は大きい、軸組の復元力の低下は小さく、変形が大きくなっても影響は小さい。

構造要素の動的実験では、静的載荷実験と比較して、変形が大きくなると動的効果により復元力は大きくなる傾向がある。

実大振動台実験から得られた復元力と設計用復元力に基づいて算定した復元力を比較すると、設計用復元力に基づく復元力は、低めの評価となっている。変形が大きくなると、さらに差は大きくなる。設計用復元力に基づく算定は、安全側になっている。

以上から、構造要素の静的実験で得られる復元力を信頼水準 75%の 50%下側限界値として設計用復元力を設定することで、設計での応答解析は可能と判断される。

なお、土壁の地域性、特に壁土の差については、各地域での壁土や壁の仕様のもとに実験を行い、土壁の設計用復元力をデータベース化することが望まれる。

追加検討 4 近似計算による柱脚の滑りの検証

詳細設計法案では、石場建ての柱脚の滑りを近似計算により検証することとしている。この滑りを考慮した近似計算は、本検討委員会活動の一環として作成、検討され、実験結果との照合を行って検証する。

1. 柱脚の滑りを考慮した近似応答計算
2. 滑りを考慮した近似計算の実大振動台実験による検証

1. 柱脚の滑りを考慮した近似応答計算

図 1 のように基礎質量(1 階床質量) m_0 を付加したモデルを考える。質点の水平方向の全体変位 x_t は次式で表される。

$$x_t = x_e + x_s \quad (.1)$$

ここで、 x_e は基礎からの上部構造変位、 x_s は基礎滑りによる変位である。基礎固定の建物の剛性を k_e 、滑りと全体系の等価剛性をそれぞれ k_s 、 k_t とすれば、

$$Q = k_e x_e, (1 + \alpha_0)Q = k_s x_s = k_t x_t$$

より、

$$\begin{aligned} \frac{1 + \alpha_0}{k_t} Q &= \frac{1}{k_e} Q + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} Q \\ \frac{1 + \alpha_0}{k_t} &= \frac{1}{k_e} + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} \quad (2) \\ \frac{1}{k_t} &= \frac{1}{k_e(1 + \alpha_0)} + \frac{1}{k_s}, \quad k_t = \frac{(1 + \alpha_0)k_e k_s}{(1 + \alpha_0)k_e + k_s} \end{aligned}$$

滑りを有する連成系の周期 T_t は

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{k_t}} = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \alpha_0)k_e} + \frac{(1 + \gamma)m}{k_s}}, \quad k_t = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2$$

ここで、

$$\begin{aligned} T_e &= 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_e}}, \quad k_e = m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2 \\ T_s &= 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{k_s}}, \quad k_s = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2 \end{aligned}$$

を考慮すれば、

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \alpha_0)m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2} + \frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2}} = \sqrt{\frac{(1 + \gamma)}{(1 + \alpha_0)} T_e^2 + T_s^2} = T_e \sqrt{\frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (3)$$

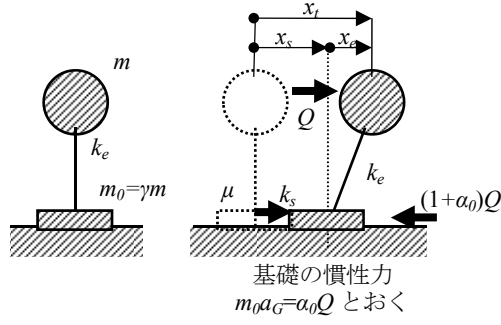


図1 m_0 を考慮した基礎滑りモデル

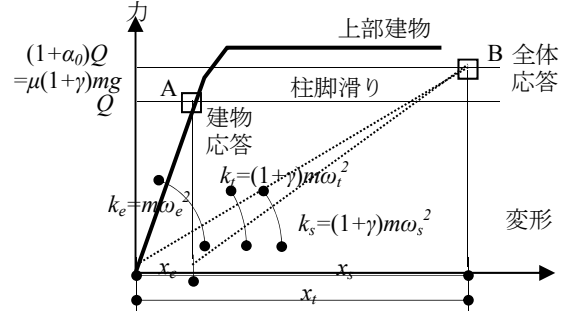


図2 基礎滑りモデルの応答

すなわち T_t は建物周期 T_e に調整係数 r^* を乗じて与えられる。

$$T_t = r^* T_e, \quad r^* = \sqrt{\frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (4)$$

ここで、 γ は基礎質量 m_0 の建物質量 m に対する比 $\gamma = m_0/m$ 、 α_0 は基礎作用する加速度を a_G として、基礎慣性力 $m_0 a_G$ の建物せん断力 Q に対する比 $\alpha_0 = m_0 a_G/Q$ を表している。

一方、歪エネルギー W は次式となる。

$$W = \frac{1}{2} (k_e x_e^2 + k_s x_s^2) = \frac{1}{2} k_t x_t^2 \quad (5)$$

建物減衰や滑り摩擦による消費エネルギー ΔW は、図3を参照して次式で与えられる。

$$\Delta W = \pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2 \quad (6)$$

ここで、 ω_t は連成円振動数、 c は基礎固定時の建物減衰係数を示す。(5)および(6)式から

$$h_t = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} \quad (7)$$

次の関係を用いて上式を整理する。

$$c = 2h\sqrt{mk_e}, \quad \frac{x_e}{x_t} = \frac{Q}{k_e} \frac{k_t}{(1 + \alpha_0)Q} = \frac{k_t}{(1 + \alpha_0)k_e} = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \frac{1}{(1 + \alpha_0)m} \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 = \frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^2$$

$$\frac{x_s}{x_t} = \frac{k_t}{k_s} = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \frac{1}{(1 + \gamma)m} \left(\frac{T_s}{2\pi}\right)^2 = \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \quad (8)$$

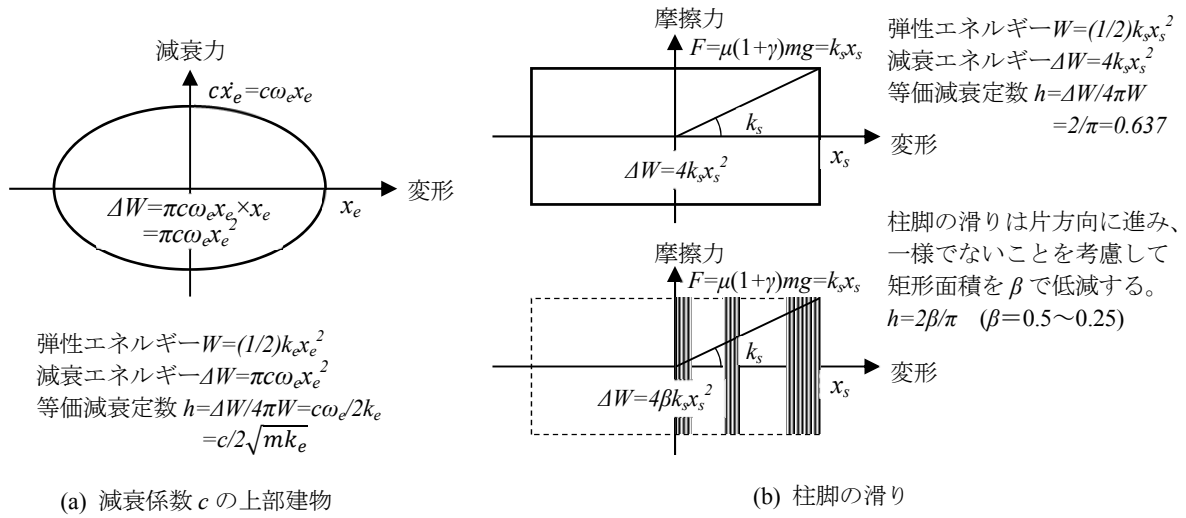


図3 減衰による消費エネルギー ΔW と等価減衰定数

$$x_e = \frac{Q}{k_e}, \quad x_s = \frac{(1+\alpha_0)Q}{k_s}, \quad x_t = x_e + x_s = Q \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1+\alpha_0}{k_s} \right)$$

$$x_e = \frac{k_t x_t}{(1+\alpha_0)k_e} = \frac{\frac{k_e(1+\alpha_0)k_s}{k_e(1+\alpha_0)+k_s} x_t}{(1+\alpha_0)k_e} = \frac{k_s}{k_e(1+\alpha_0)+k_s} x_t \quad (9)$$

$$x_s = \frac{k_t x_t}{k_s} = \frac{\frac{k_e(1+\alpha_0)k_s}{k_e(1+\alpha_0)+k_s} x_t}{k_s} = \frac{(1+\alpha_0)k_e}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t \quad (10)$$

(.7)式右辺の第1項、第2項はそれぞれ

$$\frac{\pi \omega_t c x_e^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)m}} 2h\sqrt{mk_e} x_e^2}{2k_t x_t^2} = \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)}} h\sqrt{k_e} x_e^2}{k_t x_t^2} = h \sqrt{\frac{k_e}{(1+\gamma)k_t}} \left(\frac{x_e}{x_t} \right)^2$$

$$= h \sqrt{\frac{m \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2}{(1+\gamma)(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t} \right)^2}} \left(\frac{k_t}{(1+\alpha_0)k_e} \right)^2 = \frac{h}{(1+\gamma)} \left(\frac{T_t}{T_e} \right) \left(\frac{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t} \right)^2}{(1+\alpha_0)m \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2} \right)^2 = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t} \right)^3$$

$$\frac{4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{k_s}{k_t} \right) \left(\frac{x_s}{x_t} \right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2}{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t} \right)^2} \right) \left(\frac{T_s}{T_t} \right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t} \right)^2$$

と書ける。従って全体系の等価減衰定数は次式のように表される。

$$h_t = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t} \right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t} \right)^2 = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{r^* T_e} \right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{r^* T_e} \right)^2$$

$$= \frac{(1+\gamma)}{(1+\alpha_0)^2} \frac{h}{r^{*3}} + \frac{2\beta}{r^{*2}\pi} \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^2 \quad (11)$$

滑り量 x_s を想定すれば、以上のように周期 T_t 、減衰 h_t が与えられるので、応答計算により x_t が得られ、(9)式により建物応答 x_e 、(10)式により滑り量 x_s を確認すればよい。結果の滑り量が想定した滑り量に整合するように繰り返し計算を行う。

なお、滑りの減衰を表すパラメータ β は、実験データによれば、0.25 から 0.4 程度であると考えられる。ここでは滑り量を大きめに計算する安全側の立場をとって $\beta=0.25$ を採用する。

2. 滑りを考慮した近似計算の実大振動台実験による検証

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伝統構法あるいは伝統的構法建築物の設計法を構築することを目的として2011年1月および2012年9月の2回にわたって、独立行政法人防災科学技術研究所のE-ディフェンスを利用して、石場建て伝統木造住宅を含む実大試験体を用いた振動台実験を実施した。

詳細設計法案では、石場建ての柱脚の滑りを近似計算により検証することとしている。この滑りを考慮した近似計算は、本検討委員会活動の一環として作成、検討され、実験結果との照合を行っている。ここでは、提案した滑りの近似計算法を実験結果に基づいて検証する。

1) ディフェンス震動台実験の概要

2011年および2012年に実施されたEディフェンス実大振動台実験では、試験体モデルとして平屋2棟(No.1、No.2)および総2階建て2棟(No.3、No.4)および部分2階建て2棟(No.5、No.6)の6棟が製作されたが、ここではとくに柱脚の滑りを扱ったNo.4とNo.5、6を取り上げる。表1に試験体概要をまとめる。

表1 Eディフェンス試験体概要

No.4 試験体(2011年1月)



No.5、No.6 試験体(2012年9月)



面積	平面寸法：10.92×7.28m 面積：1階 79.5m ² 2階 79.5m ² 延床 159.0m ²
階高	1階 2880mm 2階 2550mm (軒の高さ 5980mm)
軸組	天然乾燥材 柱：杉 150mm 角及び 120mm 角 梁：杉 120×240mm、120×300mm 他
床	杉板貼り(厚み 30mm)
耐力壁	伝統的な湿式土塗り壁
接合部	柱-横架材、横架材-横架材の接合部は、伝統的な仕口や継手仕様
基礎形式	足固め仕様による石場建て構法
面積	平面寸法：11.83×7.28m 面積：1階 86.12m ² 2階 46.37m ² 延床 132.49m ²
階高	1階 3620mm 2階 2400mm (軒の高さ 7760mm)
軸組	天然乾燥材 柱：檜 210mm 角及び 120mm 角(背割れ有) 梁：杉 120×240mm、120×300mm 他
床	杉板貼り(厚み 30mm)
耐力壁	土壁(壁厚全面壁 60mm、垂壁・腰壁 50mm)
接合部	柱-横架材、横架材-横架材の接合部は、伝統的な仕口や継手仕様
基礎形式	試験体 No.5=石場建て 試験体 No.6=石場建て(地長押仕様)
屋根	日本瓦葺き(ガイドライン工法)

No.4 試験体は総2階建てで、水平構面の変形や偏心によるねじれ振動による応答への影響などを把握するとともに1階と2階との耐力バランスなどが大地震時の挙動に及ぼす影響を検証するための2階建て試験体2棟のひとつであり、柱脚固定の試験体No.3に対する石場建て(柱脚フリー)の試験体である。

No.5、6 試験体は部分2階建てで、2棟とも建築物と基礎とを緊結しない「石場建て仕様」であ

るが、No.5は柱脚フリー、No.6は地長押を用いて柱同士をつないでいる。これは、石場建ての場合、地震時に柱脚がばらばらに移動して柱脚間が広がり、建築物に大きな損傷が生じることが懸念されることから、柱脚のばらばらに移動や柱脚間の広がりを拘束するために、地長押を柱脚部に設けて、このような効果を検証する。なお、No.6については、地長押を介して架台に固定する、あるいは固定しないことによって、柱脚部を拘束しない、拘束する条件下での比較検証も行われた。

震動台入力地震動は、2011年、2012年とも①振動特性評価用波形：White noise 25Gal 振動台 X方向+Y方向、②稀な地震動として、人工地震波 BCJ-L1(第2種地盤用で稀地震用にレベル調整したもの)、③極めて稀な地震動として人工地震波 BCJ-L2(第2種地盤用に調整したもの)、④巨大な地震動として JMA 神戸(3方向加振)波である。

2) 実験データを用いた滑りに関する減衰パラメータ β の評価

2012年度振動台実験 No.5 および No.6 試験体計測データを用いて、滑りに関する減衰パラメータ β を再評価する。滑りに関する実験結果を表2にまとめる。ここで、摩擦係数は最大滑りせん断力から計算している。表2によれば、

- ・短辺加振で平均 3cm、長辺加振で 8cm の滑りであった。しかし、2日目の短辺加振では荒壁補強が施されて耐力が増大したためか、滑り量が 9cm と増大している。
- ・神戸加振(短辺方向に NS 入力)では平均滑りが 6cm 程度と L2 加振より小さくなった。
- ・通り毎の最大値と平均値の比は、短辺方向加振で約 2 長辺方向 加振で約 1.1 と両者の差が顕著である。これは部分 2 階の影響でとくに短辺方向に通り合計軸力の差が大きいためと思われる。
- ・基礎に作用する最大応答せん断力から摩擦係数を計算すると 0.5~0.56 の値となった。

表 2. 滑りに関する実験結果(滑り mm)

実験番号 07 L2 短辺加振 No.5 試験体

通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	34	18	14	13	
負	-78	-44	-9	-18	
最大	78	44	14	18	
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	39	2.0	0.4	0.52	

実験番号 07 L2 短辺加振 No.6 試験体

通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	23	7	4	4	
負	-59	-35	-7	-2	
最大	59	35	7	4	
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	26	2.2	0.2	0.53	

実験番号 09 L2 長辺加振 No.5 試験体

通り	S01	S02	S06	S09
正	22	6	10	23
負	-84	-69	-93	-106
最大	84	69	93	106
	平均	最大変動	最小変動	μ
	88	1.2	0.8	0.56

実験番号 09 L2 長辺加振 No.6 試験体

通り	S01	S02	S06	S09
正	1	1	1	5
負	-71	-72	-78	-82
最大	71	72	78	82
	平均	最大変動	最小変動	μ
	76	1.1	0.9	0.50

実験番号 11 L2 短辺加振 No.5 試験体

通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	36	29	12	9	68
負	-119	-93	-75	-60	-86
最大	119	93	75	60	86
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	86	1.4	0.7	0.52	

実験番号 11 L2 短辺加振 No.6 試験体

通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	基礎固定				
負					
最大					
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	基礎固定				

実験番号 13 神戸加振 No.5 試験体

通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	0	31	14	18	114
負	-115	-	-10	-14	-88
最大	115		14	18	114
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	64	1.8	0.2	0.50	

実験番号 13 神戸加振 No.6 試験体

通り	L01	L02	L06	L10	L14
正	18	24	25	61	127
負	-65	-18	-2	-2	-51
最大	65	24	25	61	127
	平均	最大変動	最小変動	μ	
	60	2.1	0.4	0.52	

近似計算で用いる、滑りによる減衰パラメータ B の評価のため、各実験ケースごとに、滑りの発生の特著な 1 サイクル(約 1.5 秒程度)のせん断力と滑り変形の履歴ループを図 1~4 に示す。 $B=1$ に対応する矩形に対する滑りの履歴面積を図に併せて示す。

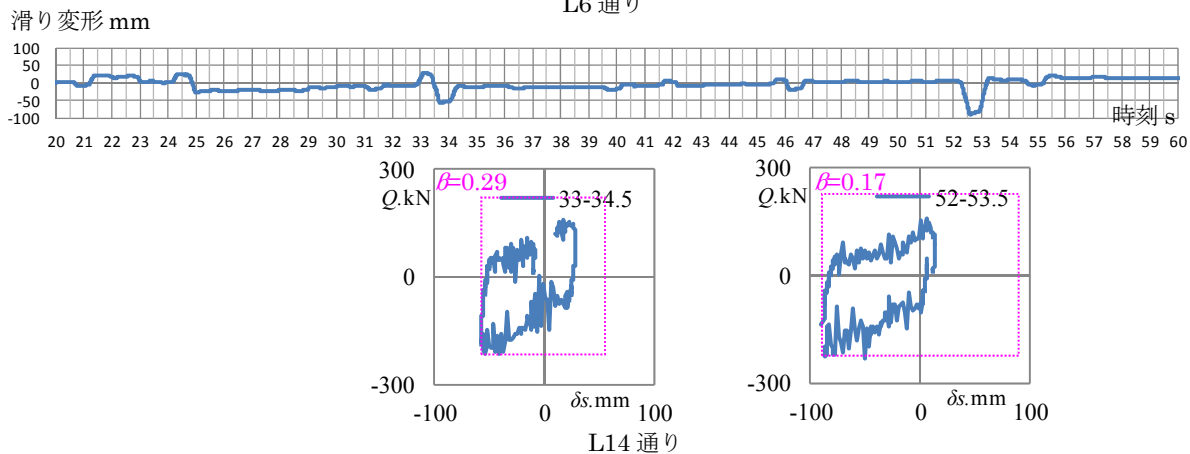
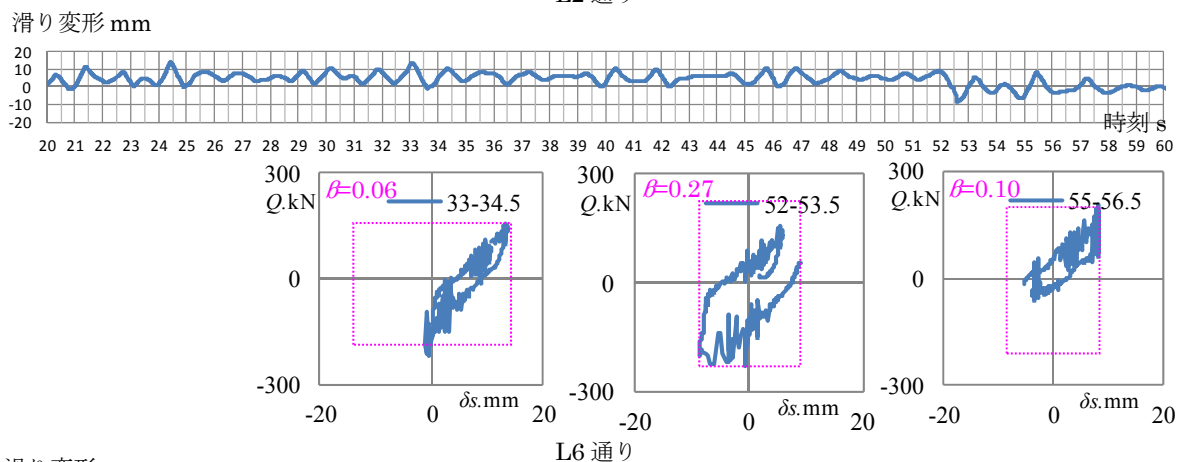
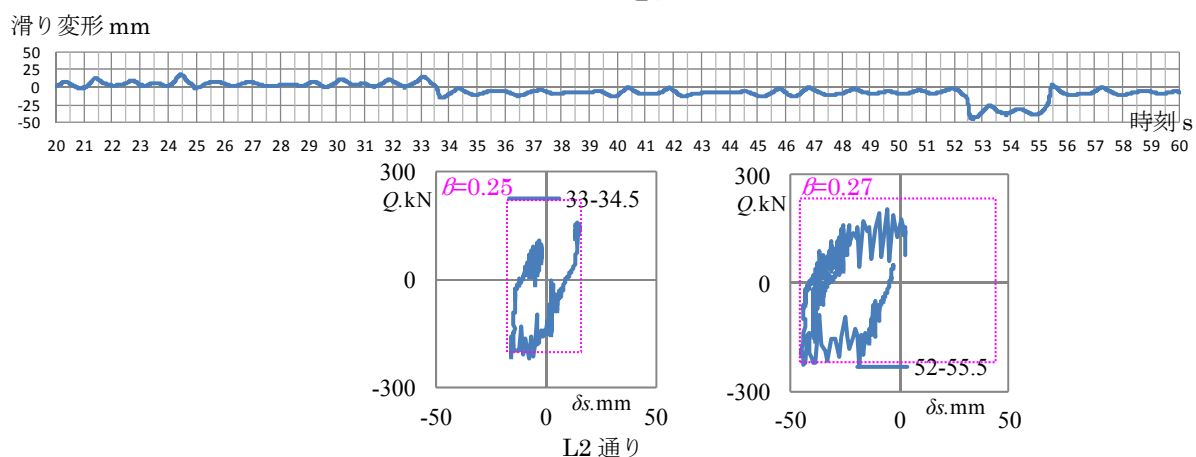
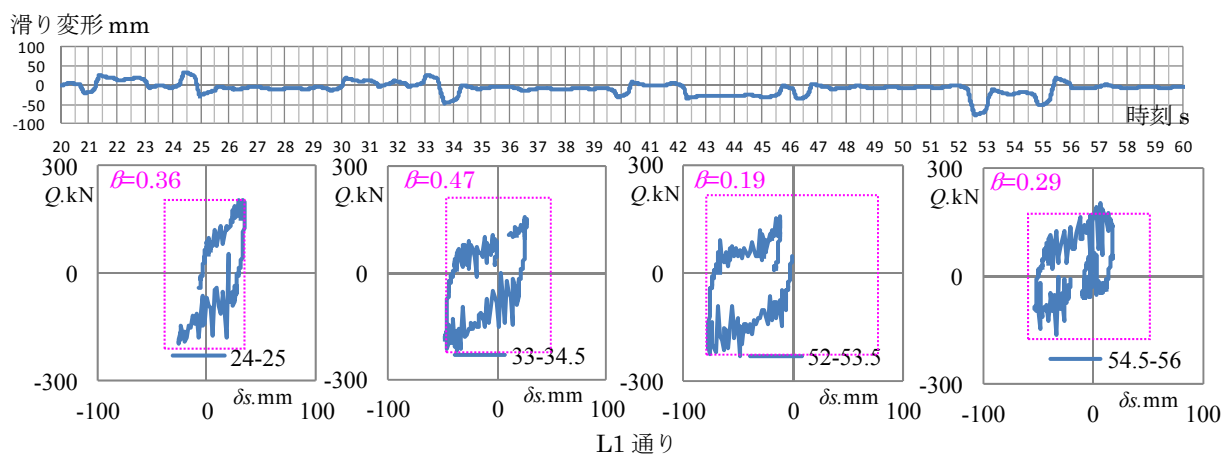


図1 滑りデータ：実験番号 07 L2 短辺加振 No.5 試験体

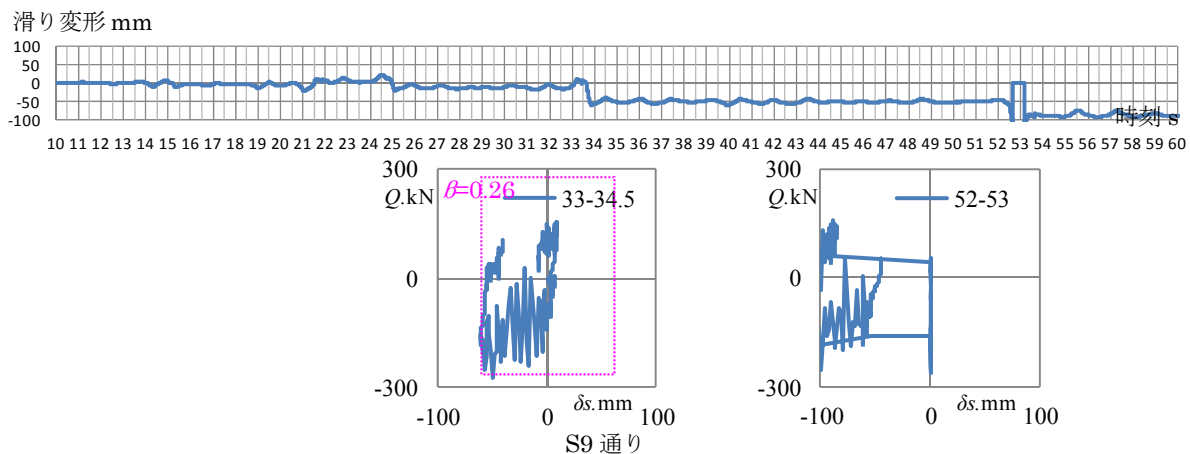
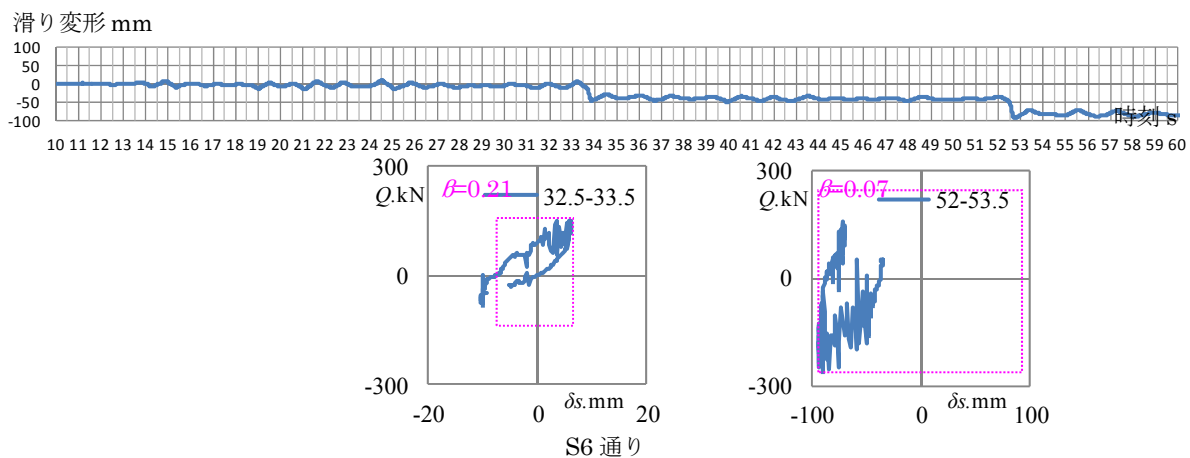
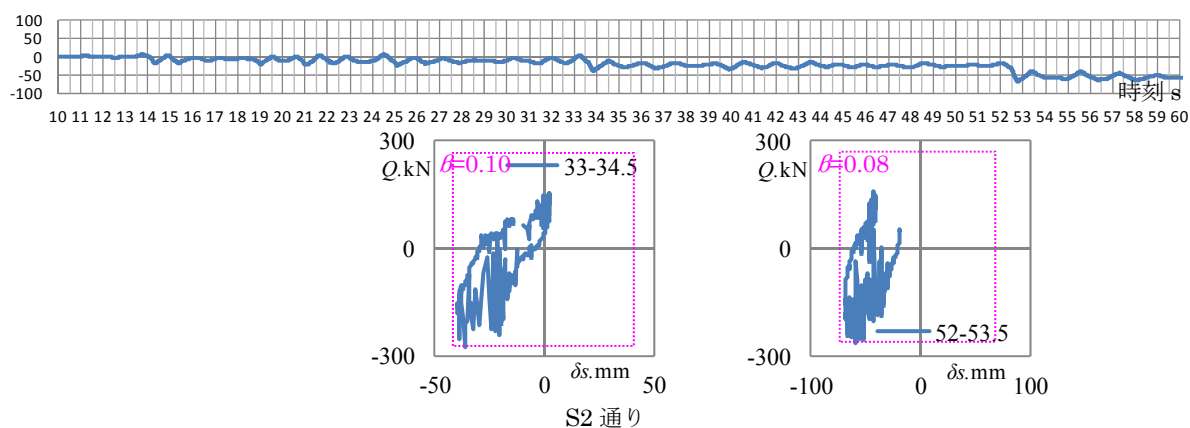
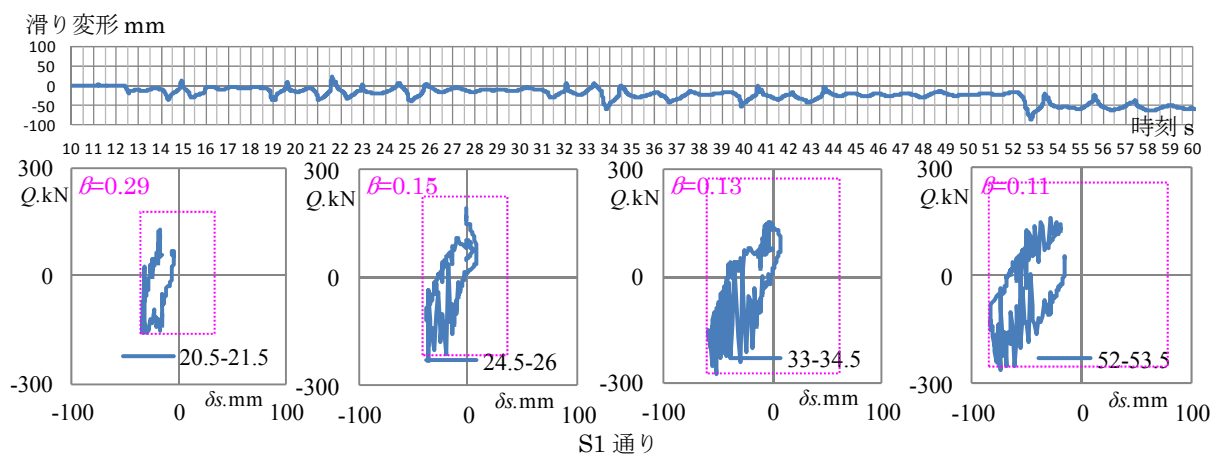


図2 滑りデータ：実験番号 09 L2 長辺加振 No.5 試験体

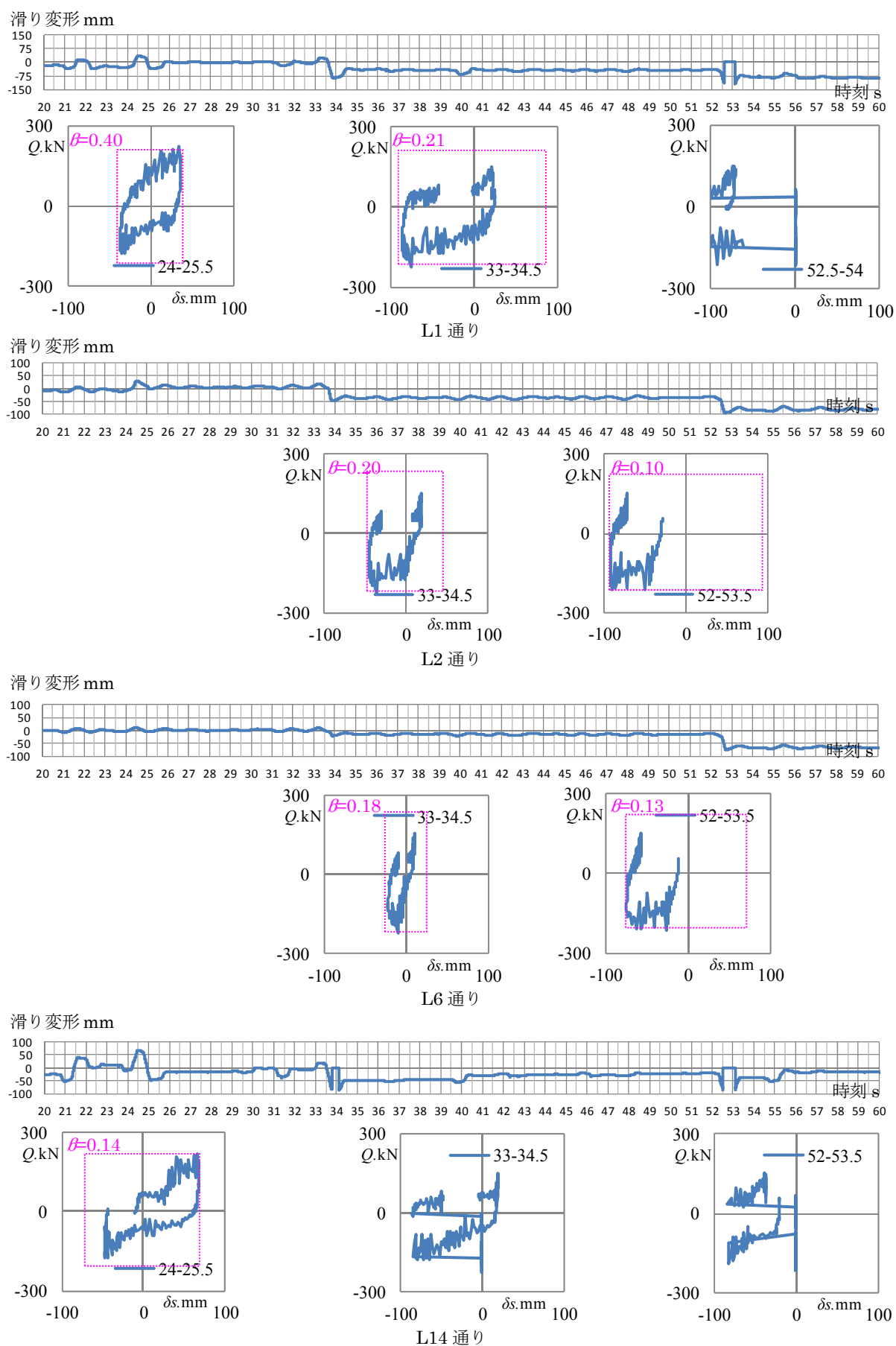


図3 滑りデータ：実験番号 11 L2 短辺加振 No.5 試験体

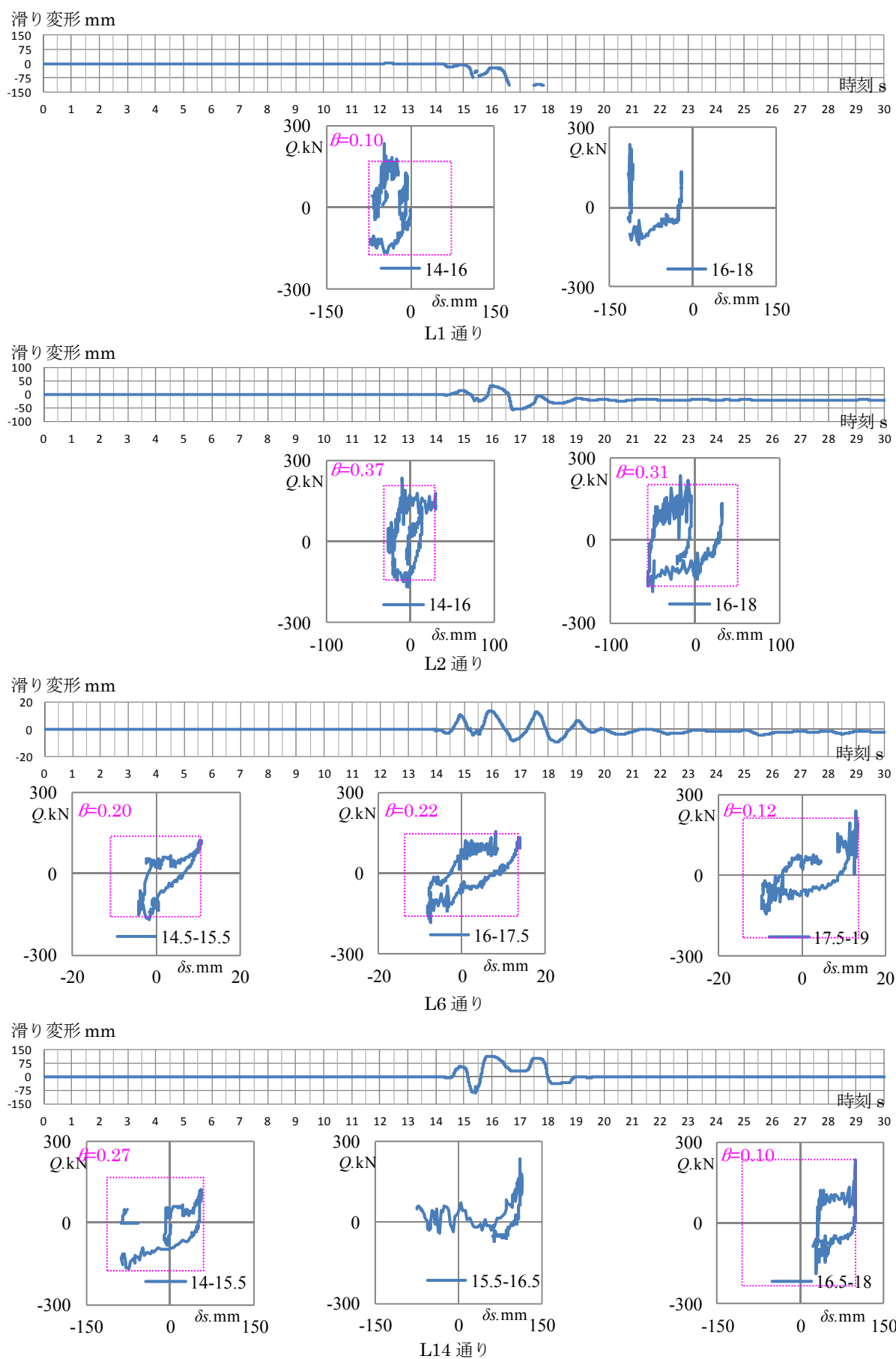
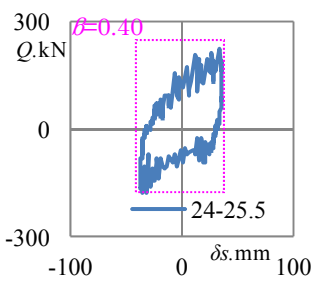
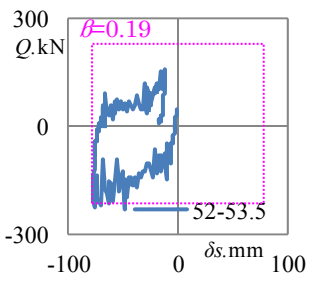
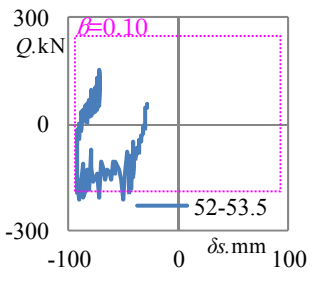


図 4 滑りデータ：実験番号 13 KOBE 加振 No.5 試験体

以上によれば、滑り挙動によって β はおよそ表 3 ように分類される。すなわち、滑りの減衰を表すパラメータ β は柱脚の滑り方によって支配され、正負方向に同程度の振動を示す場合の β は 0.4 と大きく、一方向に段階的に滑りが進行する場合の β は 0.1 程度に留まる。両者の平均をとることの意味はないが、概括的な評価ということであれば、 $(0.4+0.1)/2=0.25$ とする。

表 3 滑りの減衰を表すパラメータ β

両側方向で 正負振動を示すもの	片側方向で 正負振動を示すもの	一方向に段階的に 滑りが蓄積されるもの
$\beta=0.4$ 程度	$\beta=0.2$ 程度	$\beta=0.1$ 程度
		

3) 滑りを考慮した近似計算と実験結果との対応

(1) No. 4 実験結果

2011 年 1 月に E ディフェンスで実施された試験体 No.4(総 2 階建て)に対する滑りを考慮した近似計算結果を実験結果と比較して表 1 にまとめる。震動台入力告示極稀地震動スペクトルに適合させた模擬波であるので、近似計算は、告示スペクトルを用いている。摩擦係数は建築物耐力を考慮して長辺方向 $\mu=0.4$ 、短辺方向 $\mu=0.38$ とし、滑りの減衰に関するパラメータは $\beta=0.4$ としている。 β の設定については検討の余地が残されるが、表 4 にまとめられるように、実験結果の平均データは、 $\beta=0.4$ の滑りを考慮した近似計算結果と上部建築物の変形、滑り量ともほぼ良好に対応している。等価 1 質点近似の近似計算で与えられる応答値は代表的な平均値であるため実験の最大値はフォロー出来ない。上部建築物応答と同様に、滑り量も大きく変動するので、設計にはこの変動を評価する工夫が必要である

表 4 No.4 実験結果と近似計算結果の比較

		実験結果			限界耐力計算		
方向	階	変形角		滑り cm	変形角		滑り cm
		平均	最大		固定	滑り	
長辺	2	1/40	1/33	平均 3.4	1/95	1/60	5.8
	1	1/35	1/24	最大 4.8	1/20	1/34	
短辺	2	1/48	1/39	平均 6.0	1/92	1/56	6.0
	1	1/33	1/15	最大 10.0	1/19	1/32	

No.4 試験体の長辺方向の計算について、滑り減衰パラメータ β が滑り応答に与える影響は図 5 のようにまとめられる。 β が小さくなると、全体減衰が小さくなって、滑り応答が大きくなる様子が示されている。

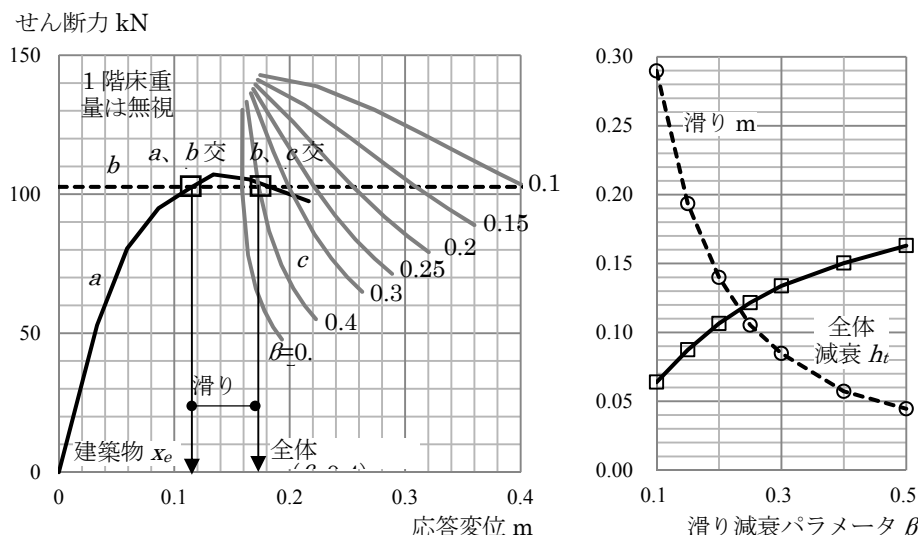


図5 β の影響(No.4 試験体長辺方向)

(2) No.5、6 実験結果

実験データの検討から以下の条件で滑りを考慮した近似計算を行う。

- ・ 上部建築物耐力は事前解析モデルを2～7割増大させ、 $P\Delta$ の影響を考慮する。
- ・ 摩擦係数は $\mu=0.5$ とする。静摩擦・動摩擦の区別は行わない。
- ・ 滑りによる減衰評価は $\beta=0.25$ を採用する。
- ・ 滑り減衰を考慮することから、上部減衰は0.05と履歴減衰を加算するのではなく、どちらか大きい方を採用する。
- ・ 基礎に作用するせん断力の算定では1階質量に作用するL2加振とKOBÉ加振で共通に加速度を0.4Gとする。
- ・ 地震動は、L2は告示スペクトル(第2種地盤)、KOBÉは1995JMA神戸NS成分とした。
- ・ 上部構造の応答計算は、各ステップ毎に、2階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モードから2階変形を計算する方法を用いた。
- ・ 階高は1階28mm、2階2143mmとする。(ただしKOBÉ加振では1階1995mm、2階2400mm)

図6に近似計算グラフを、表5に計算結果をまとめる。表5によれば、

- ・ 復元力特性および摩擦係数の見直しにより、上部構造については、事前解析に比べて事後解析が実験結果と良く対応するようになった。滑り量は滑り減衰を小さく評価する事後解析は概して大きな滑りを与える。L2長辺で滑りが逆転しているのは、上部応答が小さくその分滑り分が大きくなるためである。
- ・ L2短辺加振No.5試験体では、実験番号07および11とも1階1/22、2階1/46～1/50であり、近似計算結果も1階1/21、2階1/41と良好に対応している。滑り量は、実験番号07と11で異なり、07で4cm弱、11では9cmである。07と11の間に荒壁パネルによる補強が追加されているためかもしれないが、上部応答が変化しないのは説明できない。なお、近似計算による滑りは9cmであった。
- ・ L2長辺加振No.5試験体では、1階1/19、2階1/27であり、計算結果も1階1/18、2階1/22とほぼ対応している。滑り量は実験8.8cm弱に比べて計算では5.5cmとやや小さい。
- ・ KOBÉ加振No.5試験体では、1階1/18、2階1/39程度に対して、計算結果は1階1/20、2階1/40と良好に対応している。しかし滑り量は実験6cm前後に比べて計算では16cmとか

なり大きくなっている。入力の変位スペクトルでは $L2 < KOBE$ となるので、 $KOBE$ の滑りが小さいのは説明が難しい。

表 2 の実験結果からも明らかなように、滑り量は構面毎に変動幅があり、平均値に比べて最大 2.2 倍の増大を示す構面もある。滑り量の変動要因としては、摩擦係数、柱脚荷重、偏心などいくつか考えられるが、近似計算のような等価 1 質点モデルで扱うことは出来ない。そこで、詳細設計法では上下限をおさえるという設計的な観点からこれら変動をまとめて、摩擦係数の減少($0.4 \rightarrow 0.36$)と基礎加速度の増大($0.4G \rightarrow 0.48G$)によって滑り量の最大値を評価している。表 5 の計算結果には、これら設計的な扱いの結果を参考までにあわせて示している。 $\mu=0.4 \rightarrow 0.36$ かつ基礎加速度 $0.4G \rightarrow 0.48G$ とすると滑り量は 1 割程度増大する。なお、 $\mu=0.5 \rightarrow 0.4$ で滑り量が大きく増大するのは、建築物変形が小さくなって、全変形に占める滑り変形が大きくなるためである。

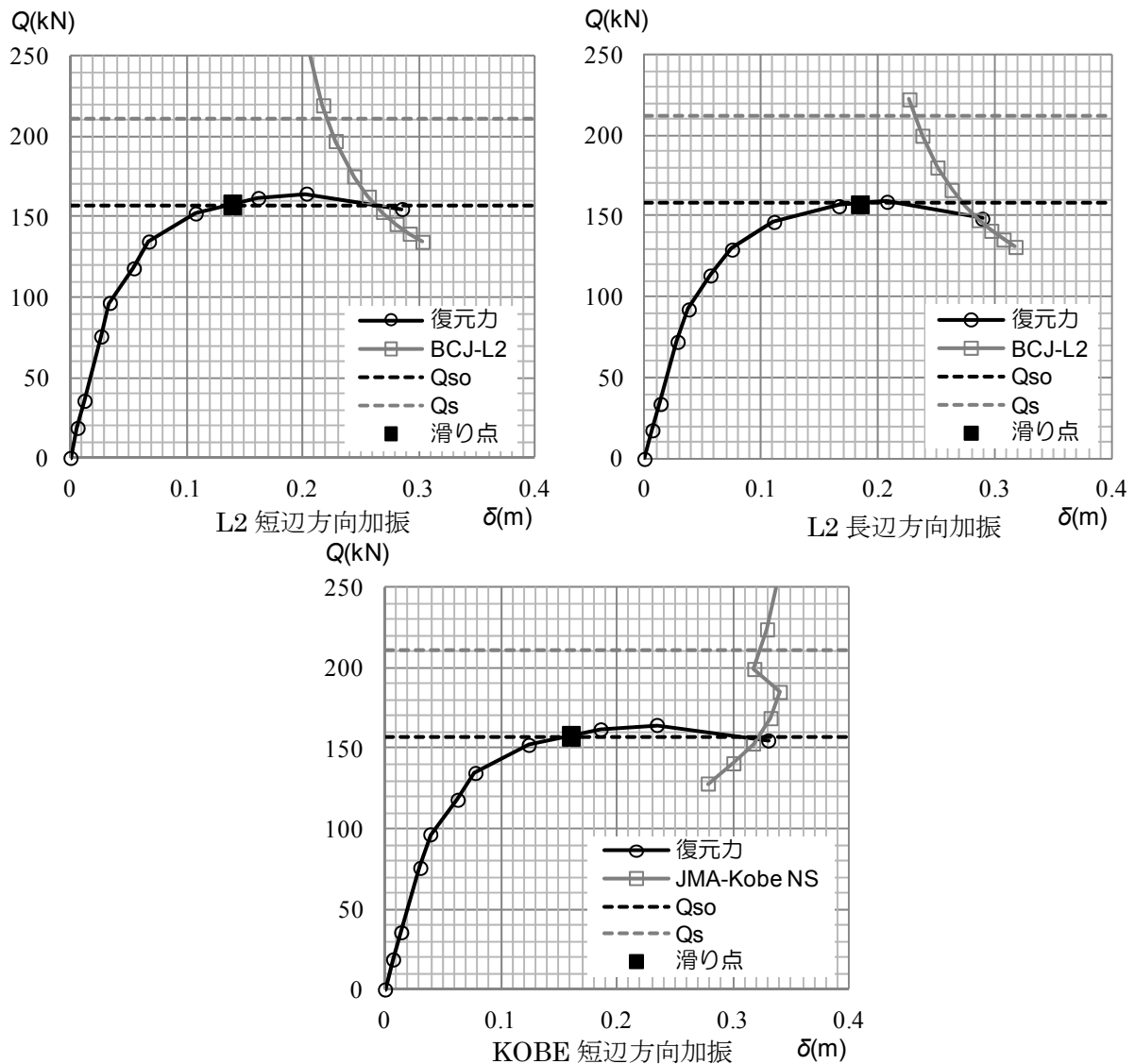


図 6 近似計算 ($\mu=0.5$, $\beta=0.25$)

表 5 近似計算結果

L2 短辺加振 短辺方向応答

	内容			平均滑り cm	1 階変形	2 階変形	
実験結果	実験番号 07	L2	短辺加振	No.5	3.9	1/22	1/50
				No.6	2.6	1/22	1/45
	実験番号 11			No.5	8.6	1/22	1/46
				No.6	固定	1/21	1/52
事前解析		$\mu=0.4$	$\beta=0.5$	基礎 0.4G	4.3	1/34	1/26
事後解析		$\mu=0.5$	$\beta=0.25$		9.0	1/21	1/41
		$\mu=0.4$			16.5	1/58	1/112
		$\mu=0.36$			18.5	1/85	1/164
				基礎 0.48G	18.5	1/99	1/191

L2 長辺加振 長辺方向応答

	内容			平均滑り cm	1 階変形	2 階変形	
実験結果	実験番号 09	L2	長辺加振	No.5	8.8	1/19	1/27
				No.6	7.6	1/21	1/23
事前解析		$\mu=0.4$	$\beta=0.5$	基礎 0.4G	6.3	1/51	1/53
事後解析		$\mu=0.5$	$\beta=0.25$		5.5	1/18	1/22
		$\mu=0.4$			16.0	1/58	1/71
		$\mu=0.36$			17.9	1/78	1/96
				基礎 0.48G	18.0	1/95	1/116

KOBE 加振 短辺方向応答

	内容			平均滑り cm	1 階変形	2 階変形	
実験結果	実験番号 13	KOBE	3 方向加振	No.5	6.4	1/18	1/39
				No.6	6.0	1/29	1/34
事前解析		$\mu=0.4$	$\beta=0.5$	基礎 0.4G	10.1	1/33	1/26
事後解析		$\mu=0.5$	$\beta=0.25$		15.8	1/20	1/40
		$\mu=0.4$			25.0	1/58	1/113
		$\mu=0.36$			26.0	1/85	1/164
				基礎 0.48G	26.8	1/100	1/194

以上のように、滑りを考慮した近似計算は、摩擦係数や滑り減衰に関するパラメータなどの設定に十分な検討が必要とされるが、これは上部構造パラメータと同様であり、設計的な考え方からすると、上下限が抑えられればよい。実験結果との比較から、滑りを考慮した近似計算結果と上部建築物の変形、滑り量ともほぼ良好に対応していることから提案手法の実用的な可能性は高いと思われる。

追加検討 5 吹き抜けや床抜けの解析による検討

－床構面の有無の滑動および最大層間変位への影響（平屋における検討）－

1. 目的

吹き抜けや玄関部のように床抜けなど水平構面が無い場合がある。ここでは、床構面の有無の滑動および最大層間変位への影響を、平屋モデルを用いて検討する。また、鉛直構面の偏心によるねじれ振動の滑動および最大層間変位への影響についても検討する。

の剛性・耐力平屋モデルは、2012/1/21 の標準設計 WG 河合資料を参考に作成する。2008 年震動台実験 A 棟を参考にしている。

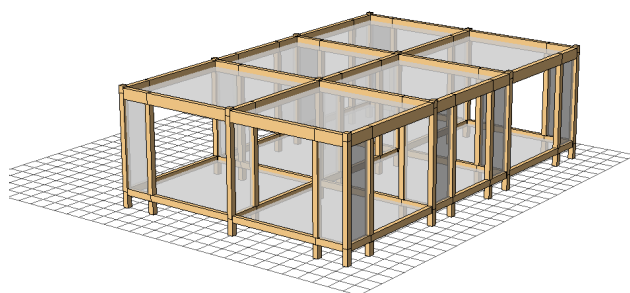


図 1 建物モデル

2. 解析モデルと入力地震動

1) 解析モデル

解析モデルは、平屋の 3 次元モデルで、柱列数は 4 列（加振方向）× 3 列（10.92m×7.28m）、足固めを設け、柱脚固定タイプと柱脚移動タイプを用意した。耐震要素として、加振方向に 0.91m の耐力壁を各通り 2 枚ずつ、加振直交方向に 0.91m の耐力壁を各通り 4 枚ずつ配置した。鉛直構面、水平構面の復元力特性は河合のモデルを用いた（鉛直構面の耐力要素は耐力壁のみとする）。耐力壁の両端の柱は地盤（礎石）まで達しており足固めの下に束は設けていない。部材断面寸法は柱 150mm×150mm、足固め 120mm×180mm、桁 150mm×300mm とした。材料は全てスギとし、ヤング係数 7kN/mm²、曲げ基準強度 22.2N/mm² とした。柱、横架材の端部には回転バネを設置するが、剛性を限りなく小さい値として実質的にピン接合とした。軸力に対して接合部剛性の値を大きく設定した。また、せん断バネは解析プログラム上剛性無限大となっている。壁の復元力特性を図 2 に、水平構面の復元力特性を図 3 に示す。なお、水平構面の復元力特性は、解析に応じて、50%、0.1%（水平構面が無い場合）を想定した。

摩擦係数は、静止摩擦係数 0.4、動摩擦係数 0.39 と仮定した。質量は、屋根部層質量 15184kg、1F 床層質量 11290kg とした。減衰定数は、瞬間剛性比例 2% とした（設定固有振動数を 2.07Hz とした）。

解析には、解析プログラム”Wallstat”（建築研究所中川貴文作成）を用いた。

解析は、壁配置の異なる 5 ケース（表 1）を検討した。解析ケース C1 は外壁が強い一般形、C2 はどの通りも等しい剛性・耐力、C3 は弱い偏心、C4 は強い偏心、C5 は弱い通りを持つ。また、床抜けの影響も論じる。

床抜けは、図 4 の中央部の抜ける B ケース（2B：2 階抜、1B：1 階抜、12B：1・2 階抜）、端の床の抜ける C ケース（2C：2 階抜、1C：1 階抜、12C：1・2 階抜）を検討した。実際には、該当する床の剛性・耐力を 1/1000 とした。壁配置は、床の荷重負担が大きいと予測される C1、C4 を扱う。

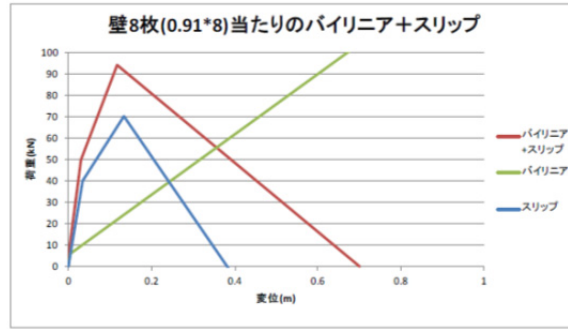


図4 解析に用いた建物（標準の耐力壁8枚）の復元力特性

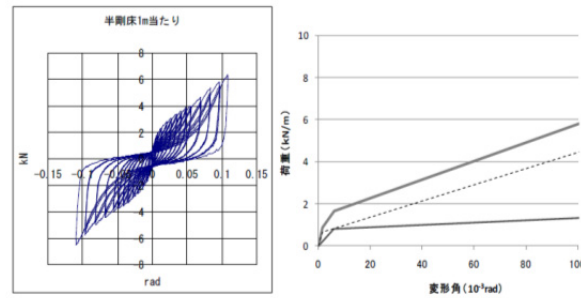


図5 水平構面（杉板 30mm 脳天釘打ち）のモデル化

図2 標準の耐力壁8枚の復元力特性

図3 水平構面の復元力特性

表1 解析ケース一覧（壁耐力の割り増し率(%)）

解析ケース	X1	X5	X9	X13
C1	150	50	50	150
C2	100	100	100	100
C3	125	125	75	75
C4	150	150	50	50
C5	125	125	25	125

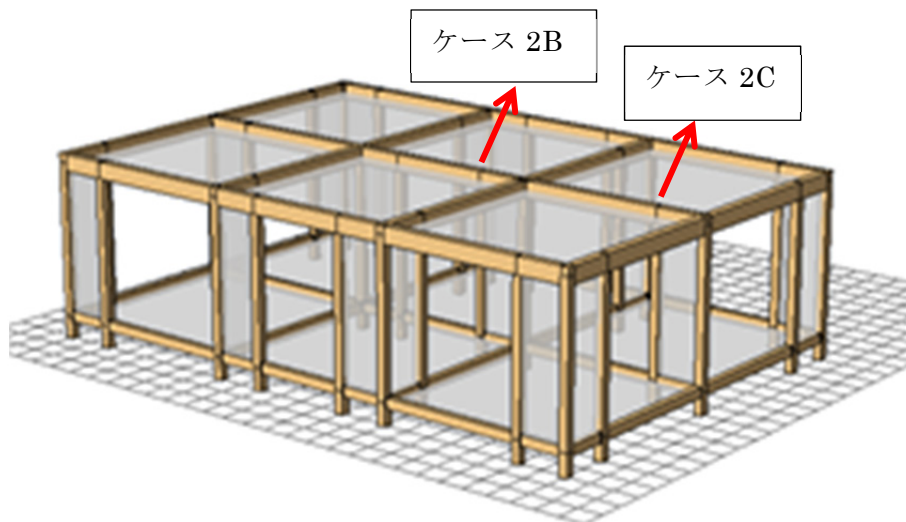


図4 床抜けケースの事例

2) 入力地震動について

入力地震動として、2 種地盤の告示波レベル・継続時間 70 秒の地震動を作成した。地震動作成時の包絡曲線所を図 4 に示す。図中の L1 が稀地震用、L2 が極稀地震用、L2' が今回使用した包絡曲線となる。加速度応答スペクトルを図 5 に示す。また、解析の際には、この入力動を 80% の低減した（2012/1/21 の標準設計 WG 河合資料と同等）。位相は、ランダム位相 5 波と JMA-Kobe-NS、Hachinohe-NS 位相を各 1 波用いている。

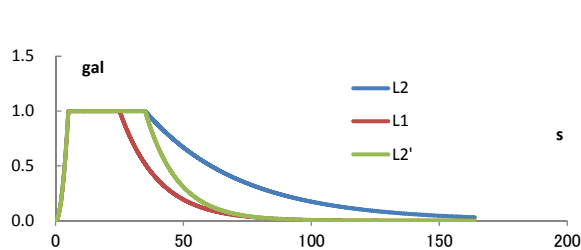


図 4 包絡関数

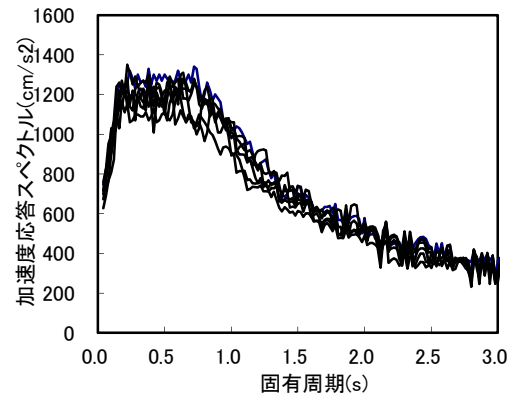
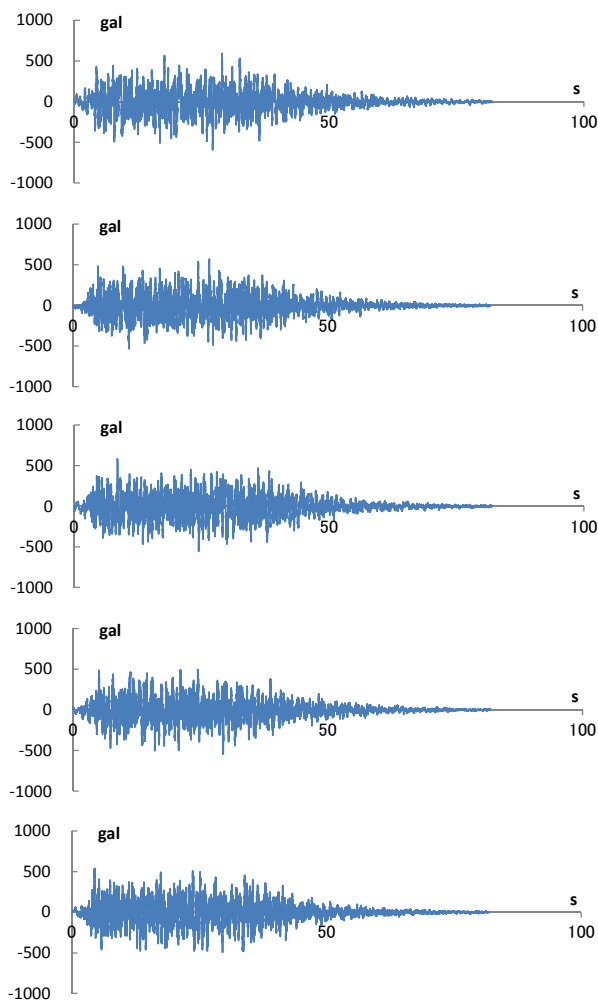
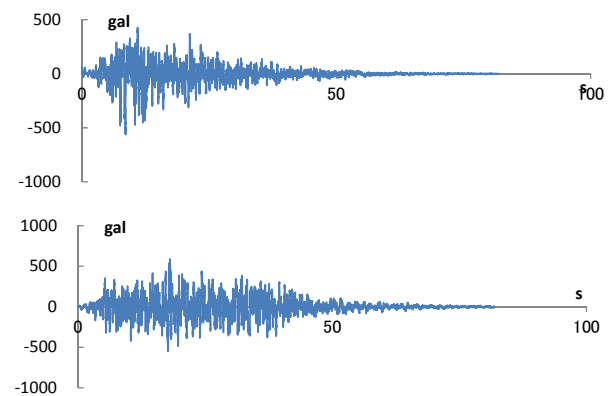


図 5 加速度応答スペクトル



a) ランダム位相



b) 観測波位相（上段：JMA Kobe、下段：八戸）

図 6 人工地震波

3. 解析結果

1) 解析の試行について

柱脚固定時のケース 2（床標準）の層間変位を表 2 に示す。また、表 3 の河合の解析結果と比較すると平均値が 60%、最小値が 170%となっている。

表 2 柱脚固定時のケース 2（床標準）の屋根部最大変位（cm）

入力	X1 構面	X5 構面	X9 構面	X13 構面
e01	12.63	13.11	13.11	12.63
e02	13.69	14.07	14.07	13.69
e03	15.66	16.22	16.22	15.66
e04	11.96	12.34	12.34	11.96
e05	17.22	17.76	17.76	17.22
hachi	12.51	12.90	12.90	12.51
Kobe	15.84	16.22	16.22	15.84
ave.	14.22	14.66	14.66	14.22
max	17.22	17.76	17.76	17.22
min	11.96	12.34	12.34	11.96

表 3 河合の解析結果：ケース 2（床標準）、柱脚固定（cm）

入力	X1	X5	X9	X13
ave.	22.8	23.0	23.0	22.8
max	29.3	29.5	29.5	29.3
min	7.0	7.2	7.2	7.0

2) 壁配置の影響

まず、壁配置の滑動、変位への影響を考察する。図 7～11 に、通常床における各解析ケースの最大値・平均値・最小値を示す。上段は基礎固定時、下段は滑動（ $\mu=0.4$ ）の場合を示す。なお、層間変位は 1 階床変位と R 階変位の差を示す。

今回の解析結果より読み取れる事項を以下に列挙する。

(1) 滑動について

- ・最大滑動量は 10cm を下まわった。
- ・最も滑動したモデルは、C2（耐力バランスが最も良いモデル）であった。
- ・偏心のあるモデルでは、耐力の少ない「振られる構面」、バランスの良いモデルでは、最も剛重比の高い構面が滑った。

(2) 層間変位について

- ・固定モデルより滑動モデルの方が、層間変位が少ない
- ・偏心のあるモデルでは、見た目剛体回転（正確には、比較的均一なせん断変形）が観察される

(3) 最大床変形角について

- ・最大床変形角は 0.03rad を下まわった。
- ・固定モデルより滑動モデルの方が、最大床変形角が少ない。
- ・最も床構面に負担をかけるモデルは、C1 である。

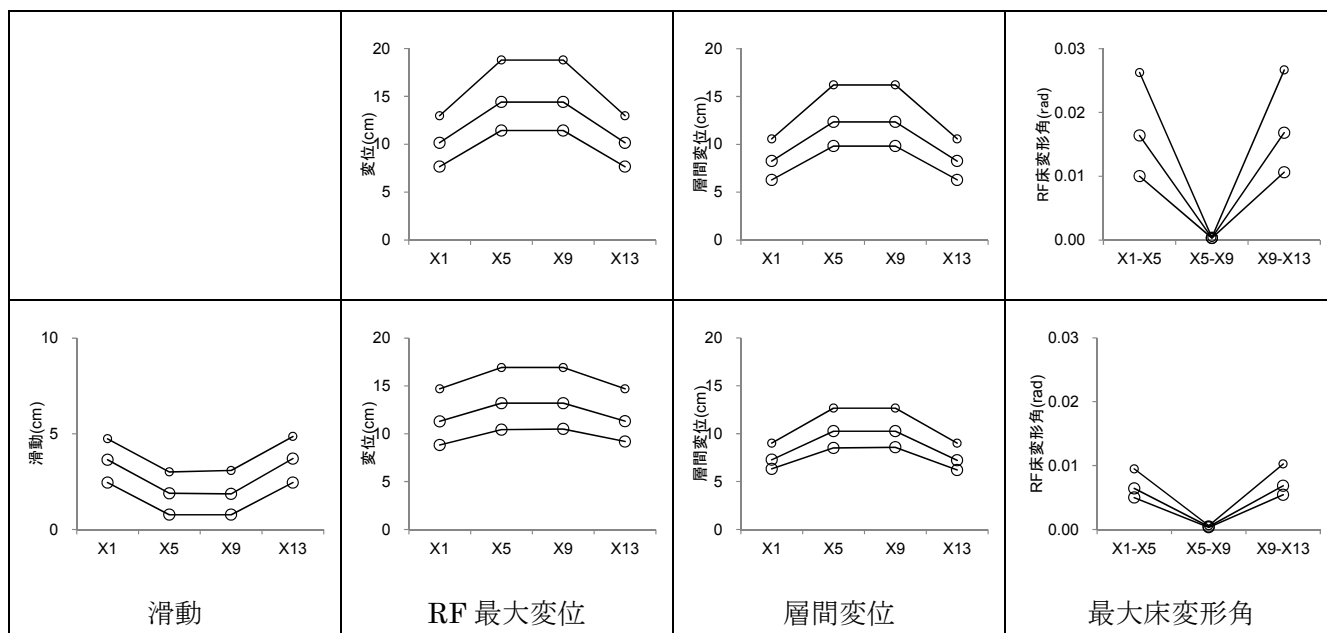


図7 ケース C1の最大値・平均値・最小値（上段：基礎固定時、下段：滑動（ $\mu=0.4$ ）時）

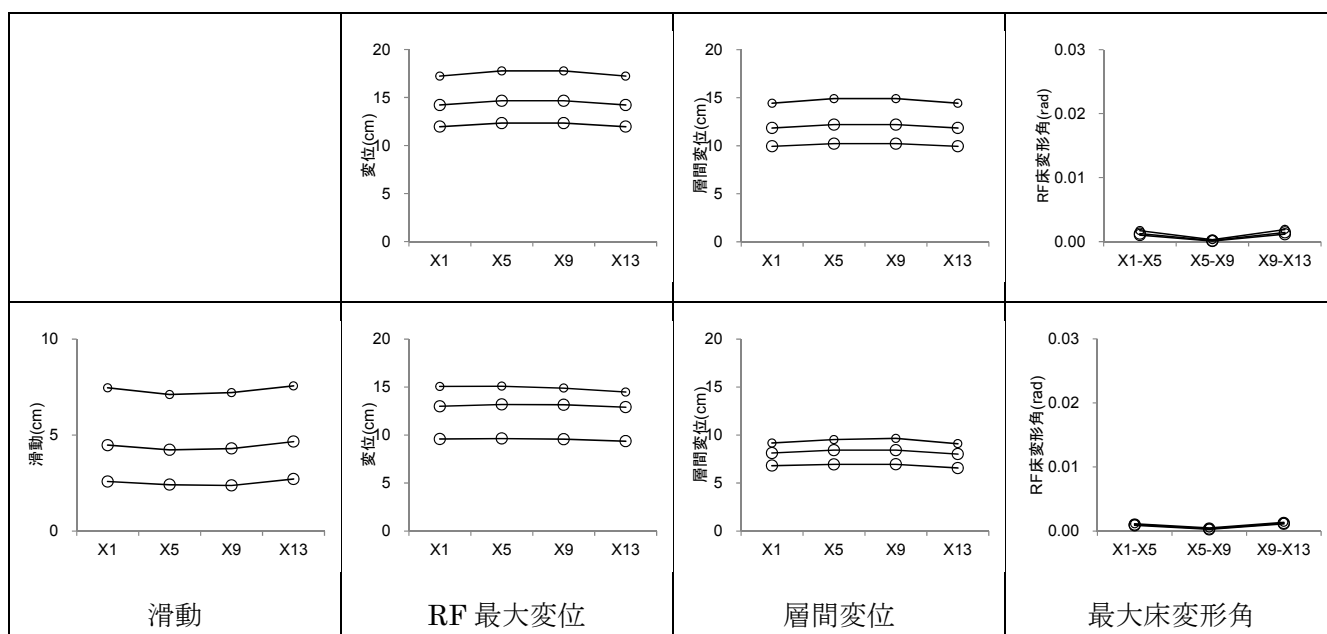


図8 ケース C2の最大値・平均値・最小値（上段：基礎固定時、下段：滑動（ $\mu=0.4$ ）時）

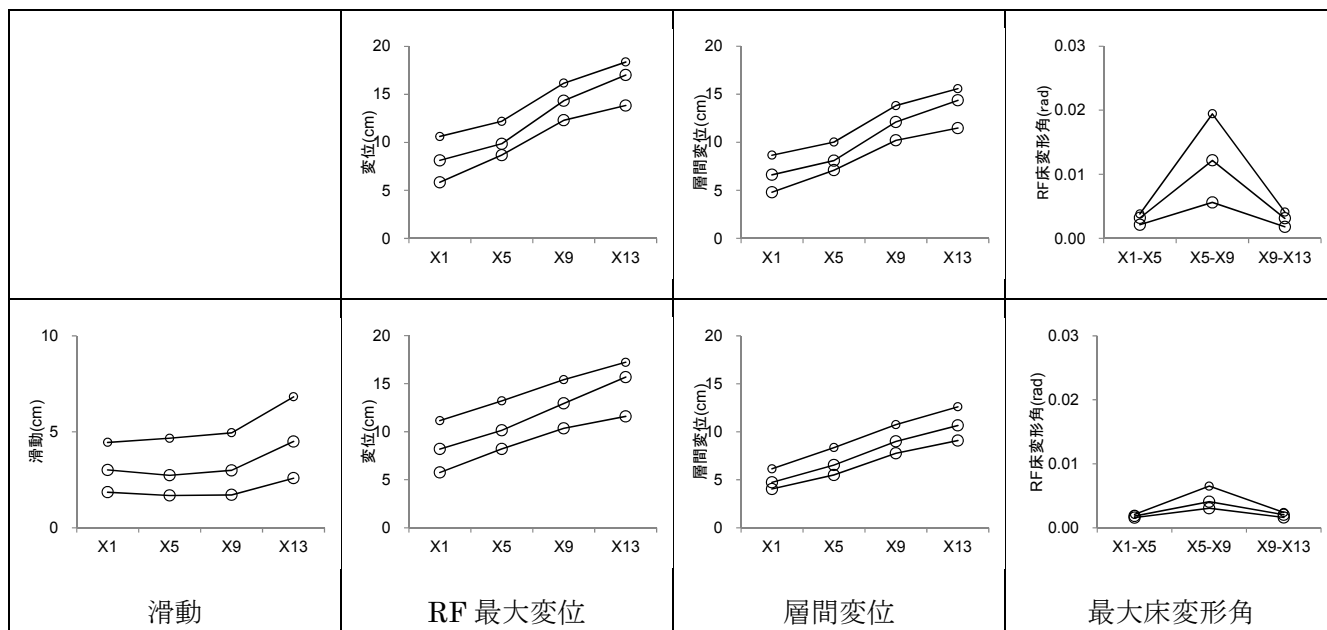


図9 ケース C3の最大値・平均値・最小値（上段：基礎固定時、下段：滑動（ $\mu=0.4$ ）時）

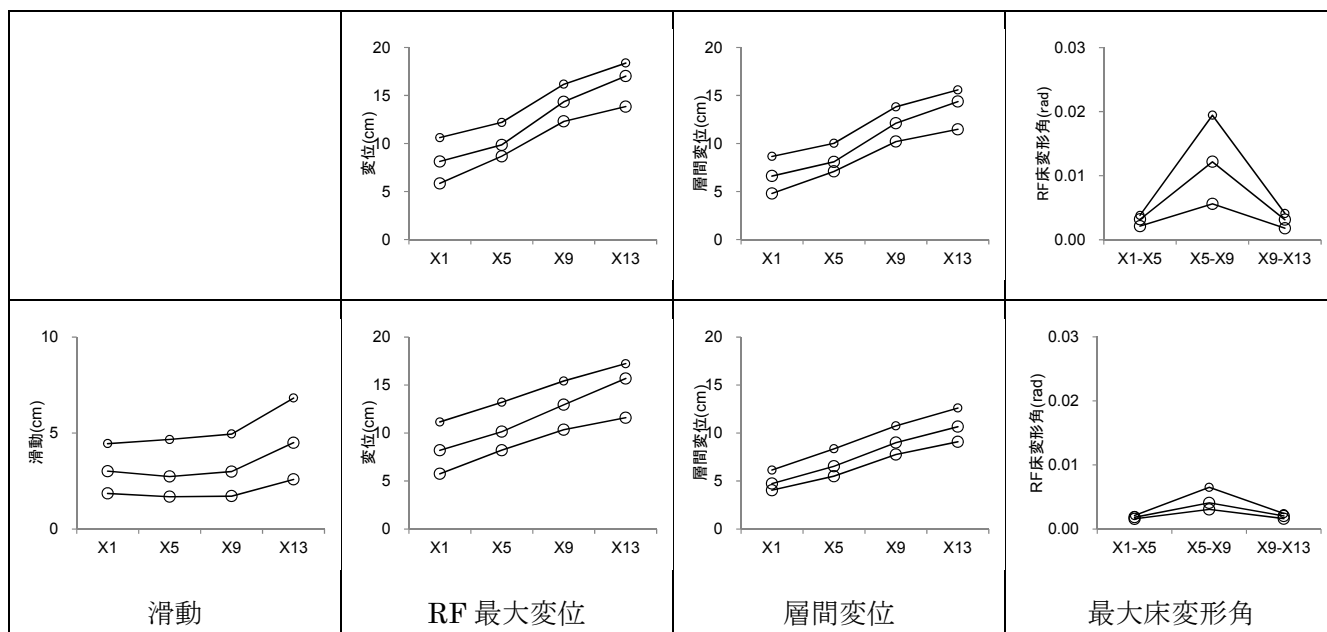


図10 ケース C4の最大値・平均値・最小値（上段：基礎固定時、下段：滑動（ $\mu=0.4$ ）時）

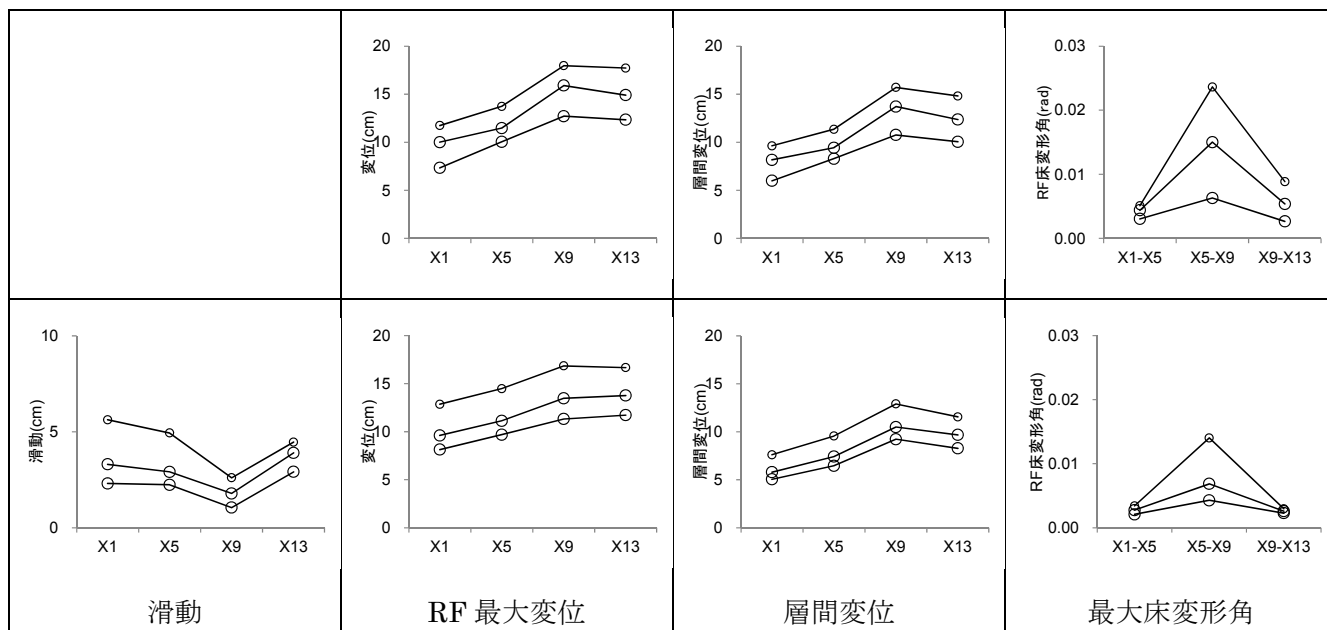


図 11 ケース C5 の最大値・平均値・最小値 (上段：基礎固定時、下段：滑動 ($\mu=0.4$) 時)

3) 床抜けの影響

次に、床抜けの影響を論じる。床抜けは、下図のケース 2B、2C を検討した。実際には、該当する床の剛性・耐力を 1/1000 とした。壁配置は、構面間で荷重移動があり、床の負担荷重が大きいと予測される C1、C4 を扱う。

(1) 床抜けケース 2B の場合

床抜けケース 2B では、RF の X5-X9 構面が抜けるため、壁配置ケース C1 (図 7) に対する影響は生じなかった。しかし、偏心のある壁配置ケース C4 (図 10) に対しては、壁量の少ない X9、X13 構面における層間変位の増大と滑動の減少が見られた。また、X5-X9 構面の最大床変形角が 2 倍以上に増加した。

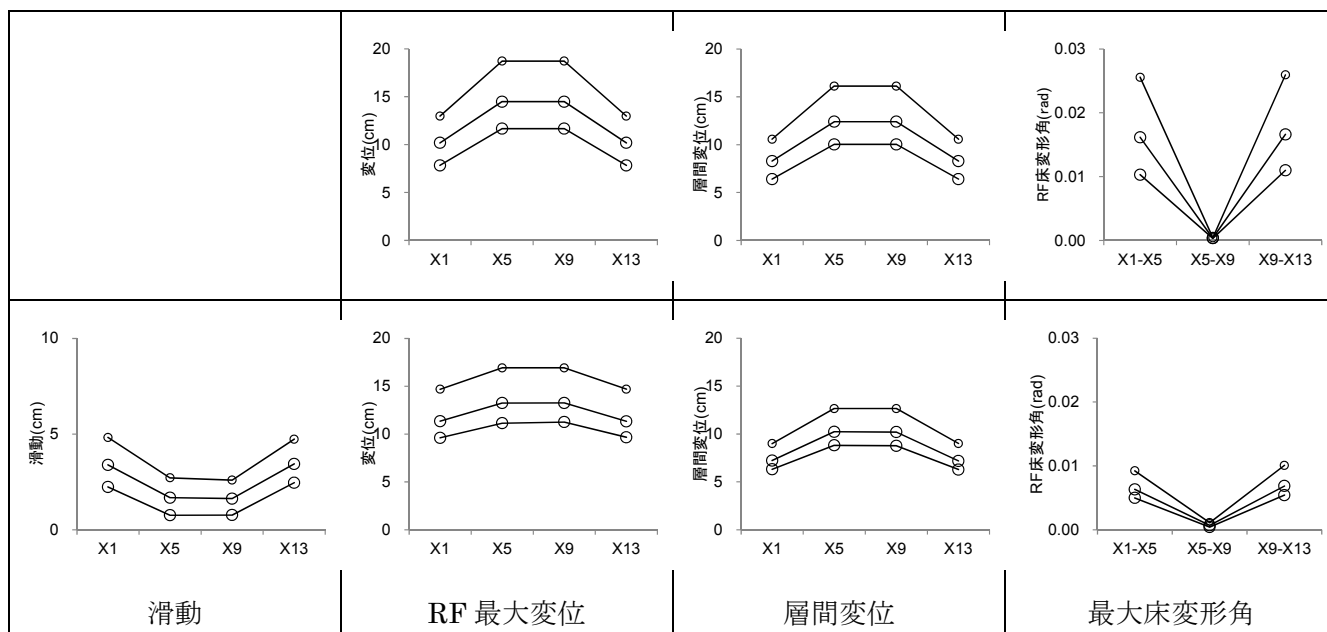


図 12 床抜けケース 2B (壁配置 C1) の最大値・平均値・最小値 (上段：基礎固定時、下段：滑動 ($\mu=0.4$))

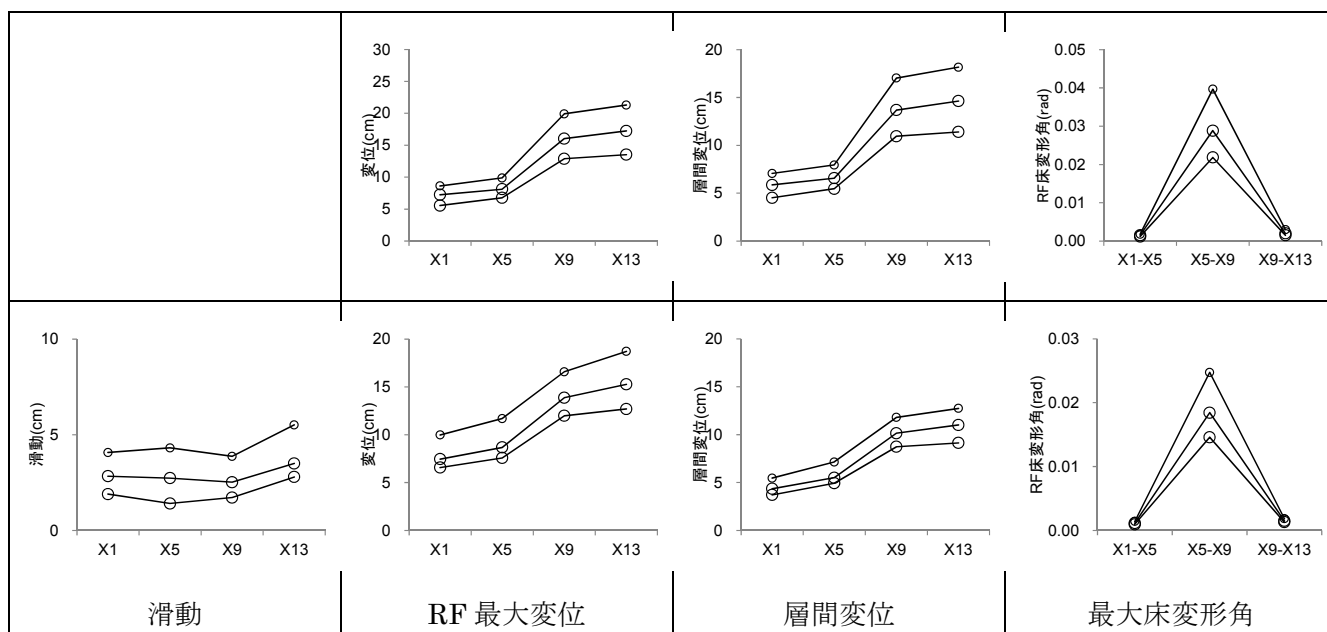


図 13 床抜けケース 2B (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段:基礎固定時、下段:滑動 ($\mu=0.4$))

(2) 床抜けケース 1B の場合

床抜けケース 1B では、1F の X5-X9 構面が抜けるため、壁配置ケース C1 (図 7) に対する影響は生じなかった。しかし、偏心のある壁配置ケース C4 (図 10) に対しても、目立った影響は見られなかった。

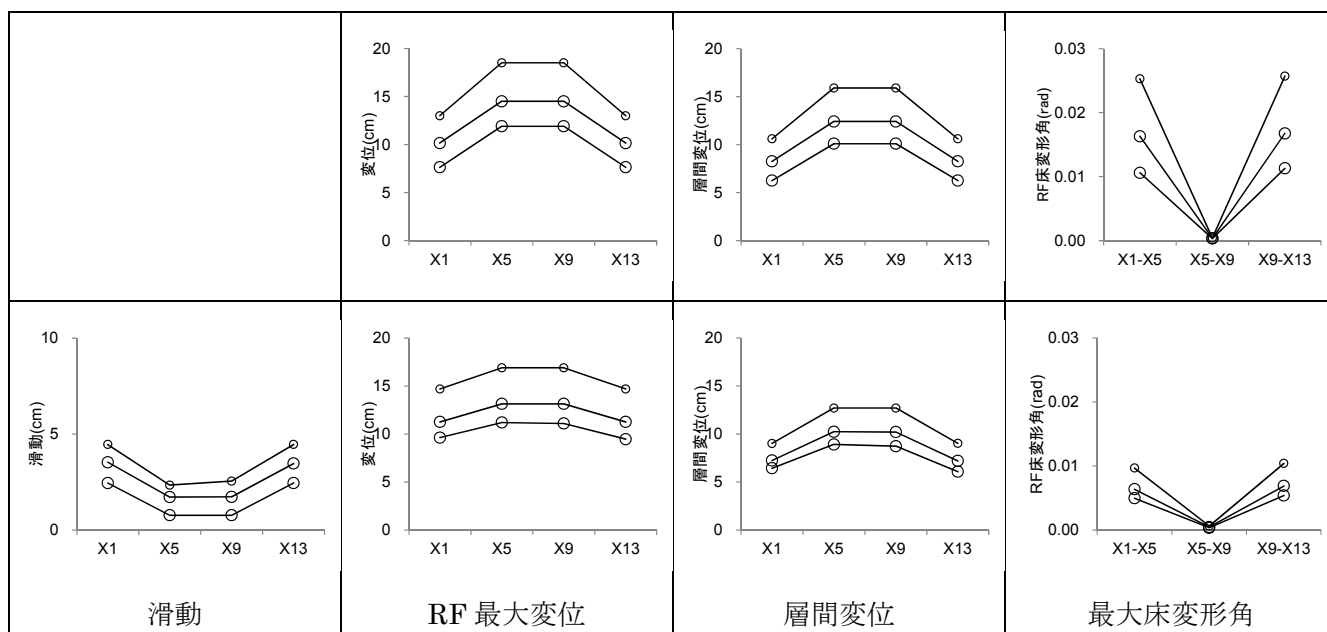


図 14 床抜けケース 1B (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段:基礎固定時、下段:滑動 ($\mu=0.4$))

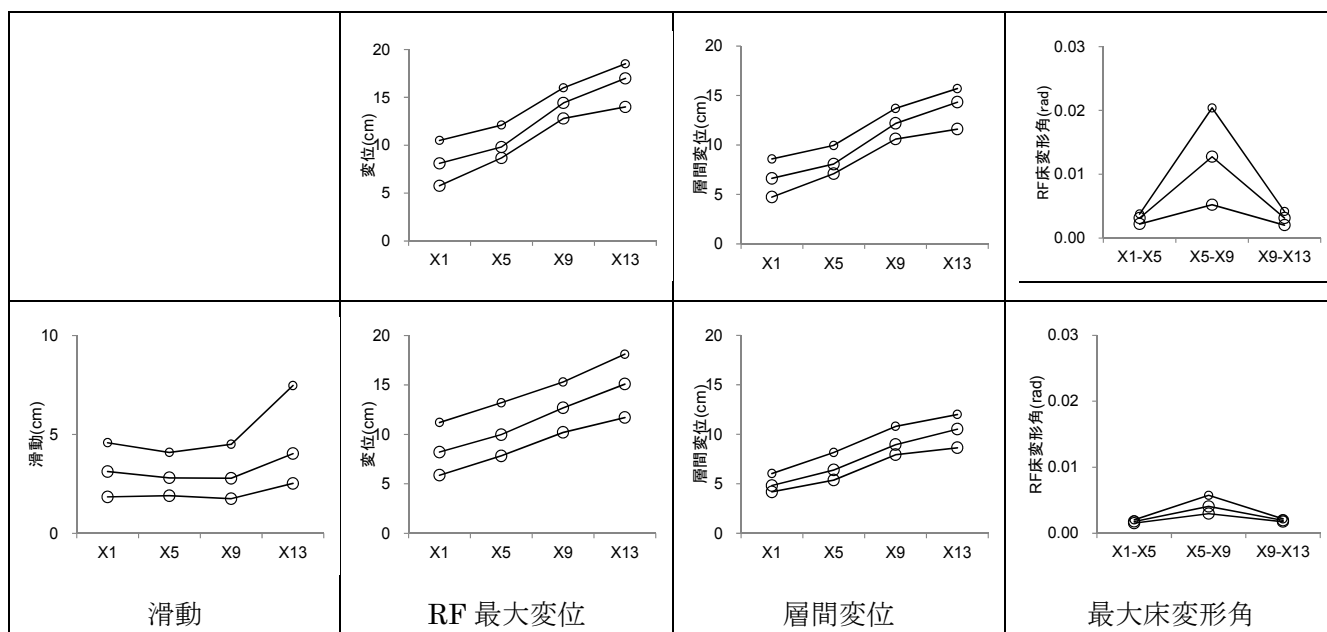


図 15 床抜けケース 1B (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段:基礎固定時、下段:滑動 ($\mu=0.4$))

(3) 床抜けケース 12B の場合

床抜けケース 12B では、1F、RF の X5-X9 構面が抜ける。床抜けケース 2B (図 11、12) と変わらない。

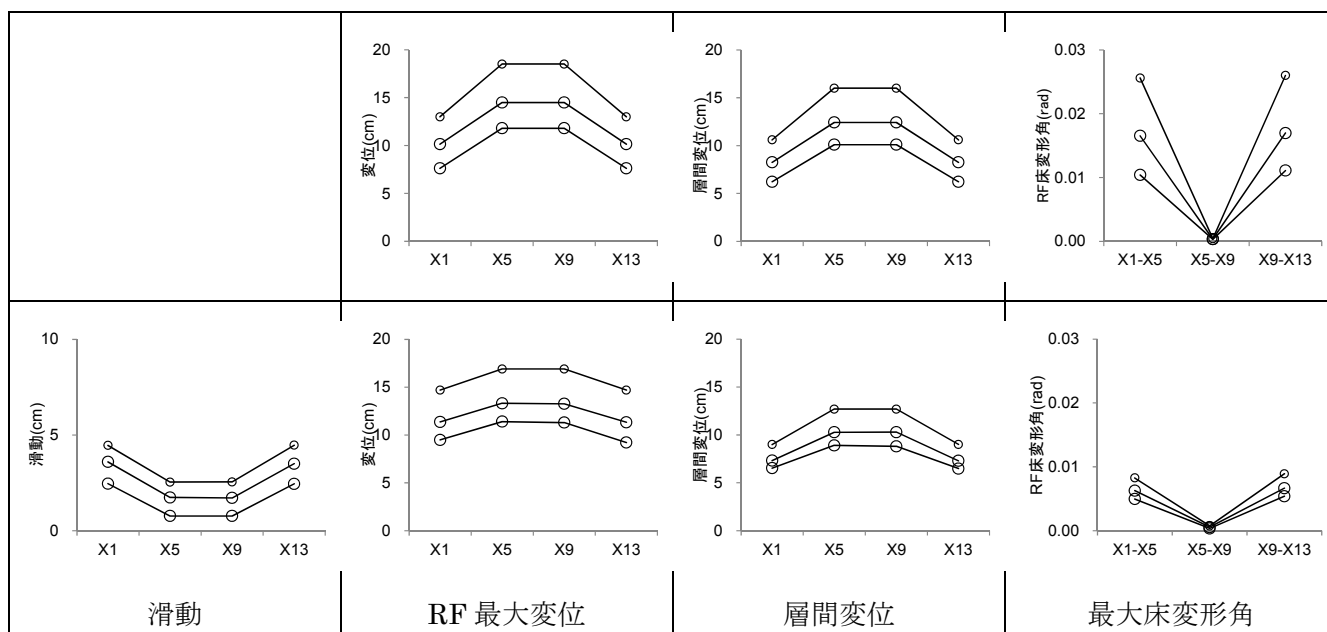


図 16 床抜けケース 12B (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段:基礎固定時、下段:滑動 ($\mu=0.4$))

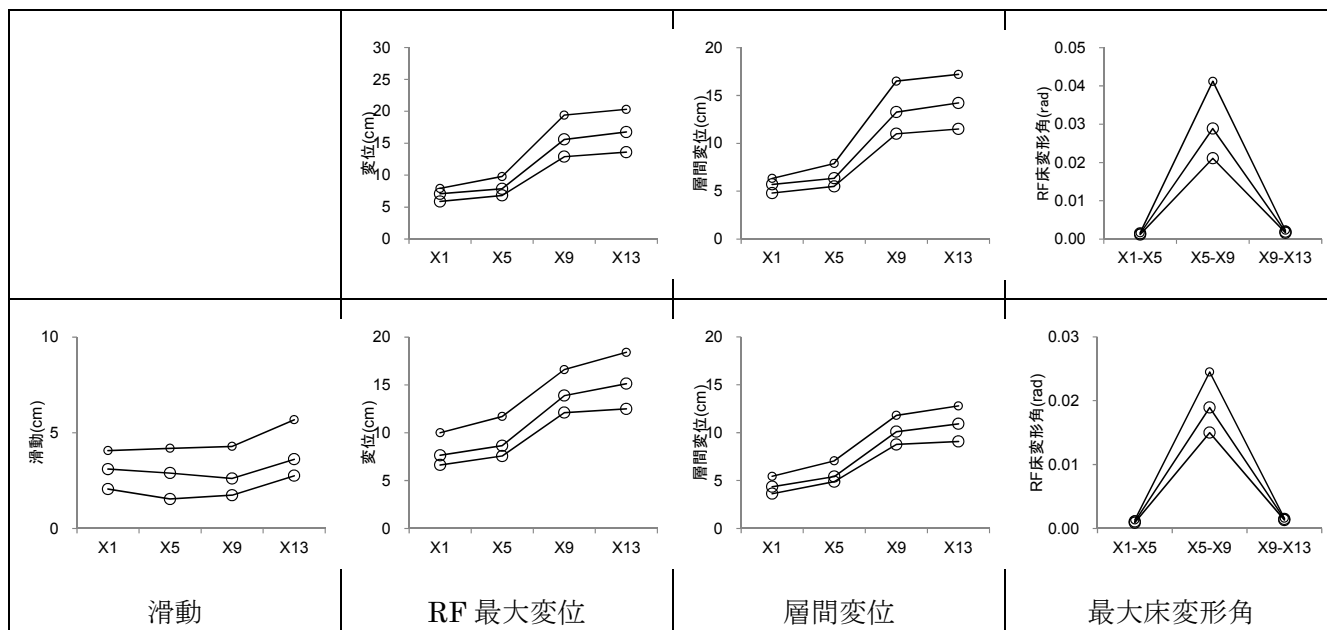


図 17 床抜けケース 12B (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段：基礎固定時、下段：滑動 ($\mu=0.4$))

(4)床抜けケース 2C の場合

床抜けケース 2C では、RF の X9-X13 構面が抜ける。壁配置ケース C1 では、X13 構面の層間変位減少、X9 構面の微々たる層間変位増加、X9-X13 構面の最大床変形角の 50%増加が見られた。偏心のある壁配置ケース C4 に対しては、壁量の少ない X9、X13 構面における層間変位の目立った増減が見られなかった。また、X5-X9 構面の最大床変形角は、固定時のみ増加した。

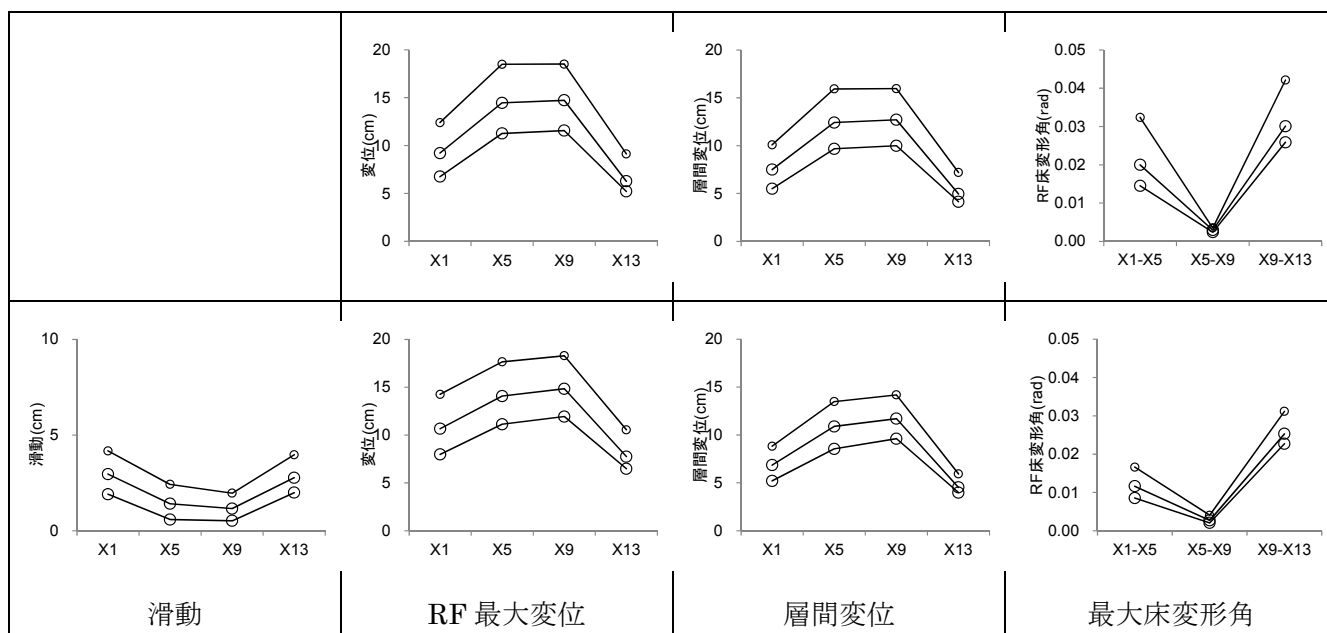


図 18 床抜けケース 2C (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段：基礎固定時、下段：滑動 ($\mu=0.4$))

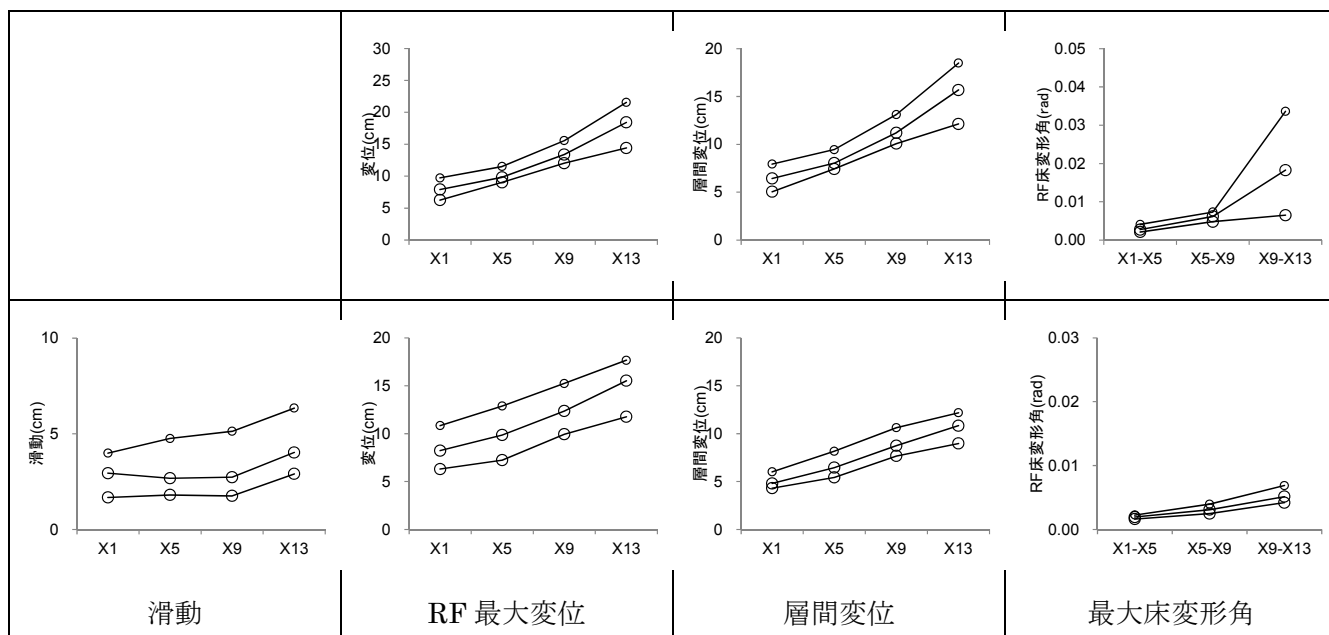


図 19 床抜けケース 2C (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段:基礎固定時、下段:滑動 ($\mu=0.4$))

(5)床抜けケース 1C の場合

床抜けケース 1C では、1F の X9-X13 構面が抜ける。壁配置ケース C1 では、X13 構面の滑動の増加が見られた。偏心のある壁配置ケース C4 に対しては、目立った増減が見られなかった。

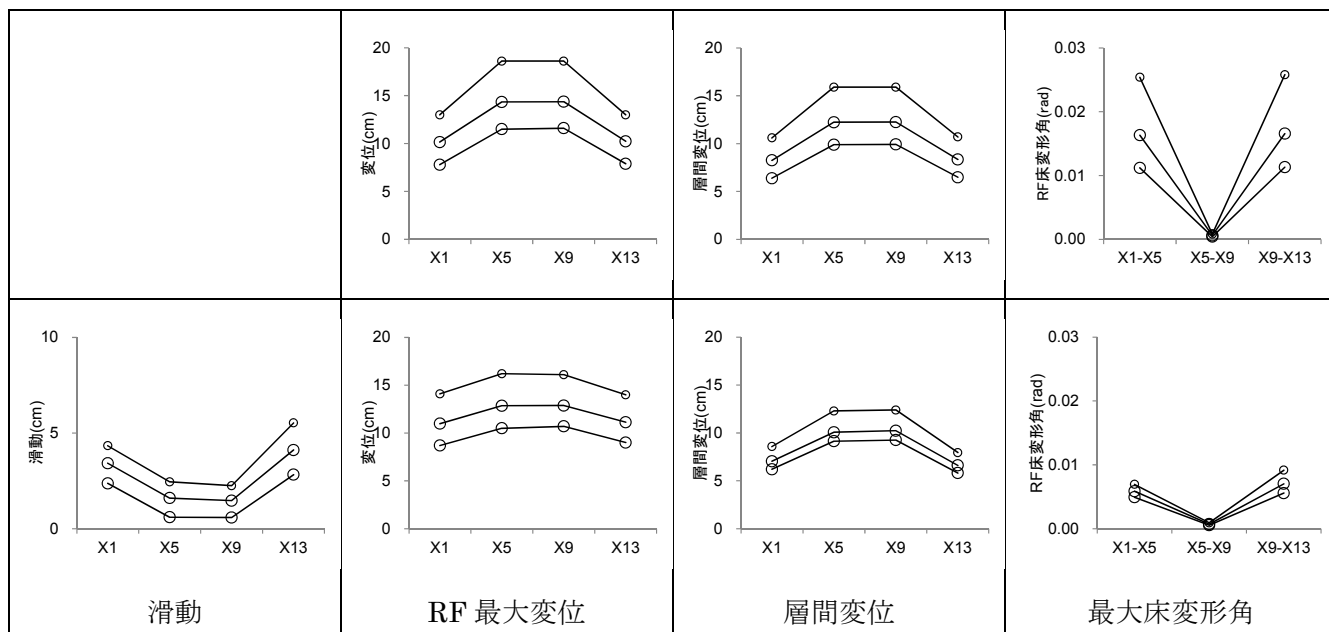


図 20 床抜けケース 1C (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段:基礎固定時、下段:滑動 ($\mu=0.4$))

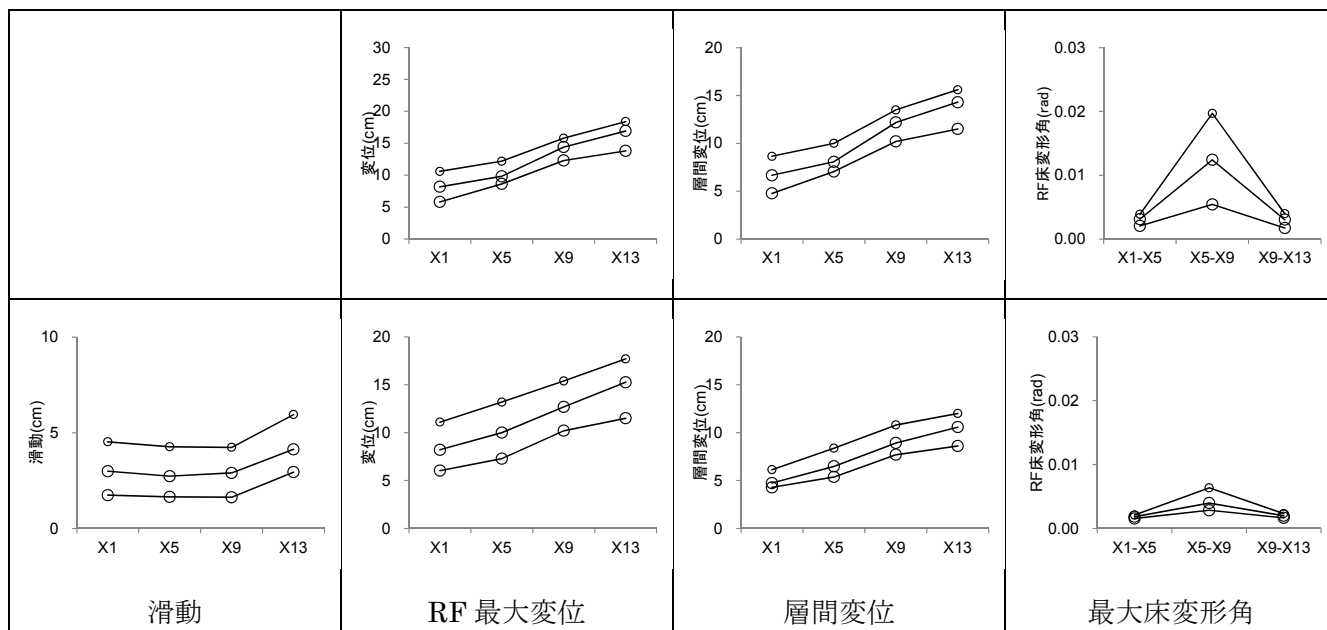


図 21 床抜けケース 1C (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段: 基礎固定時、下段: 滑動 ($\mu=0.4$))

(6)床抜けケース 12C の場合

床抜けケース 12C では、1F、RF の X9-X13 構面が抜ける。床抜けケース 2C (図 18、19) と大きくは変わらない。

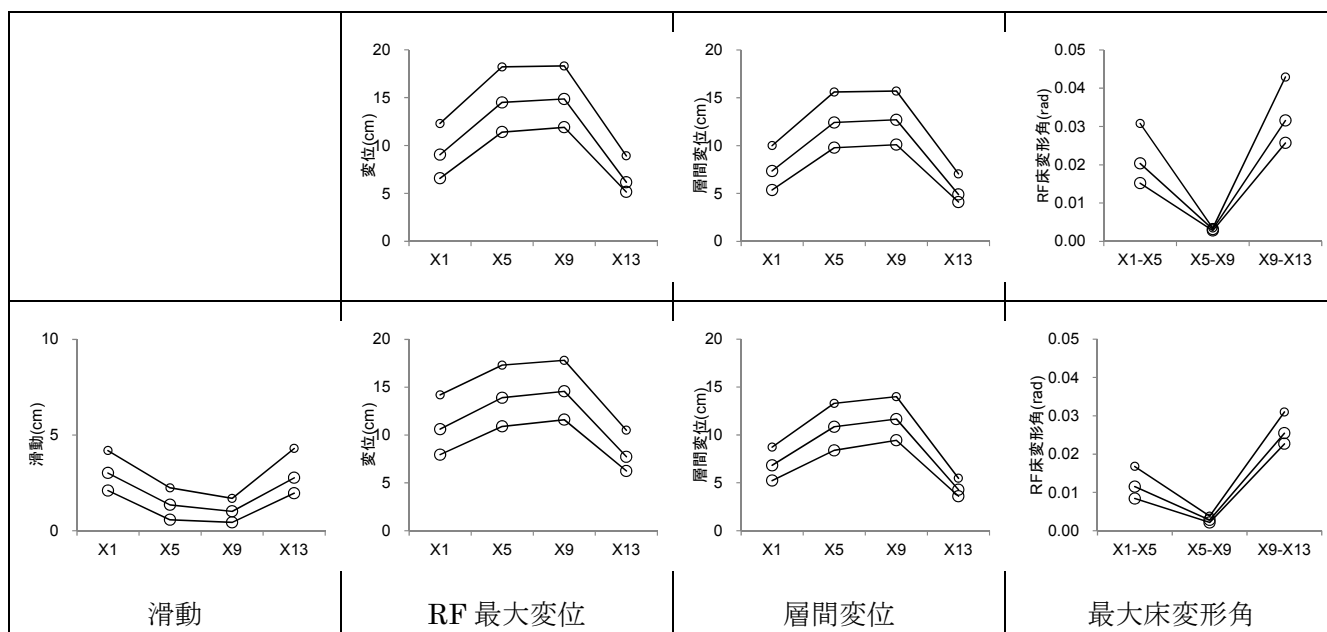


図 22 床抜けケース 12C (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段: 基礎固定時、下段: 滑動 ($\mu=0.4$))

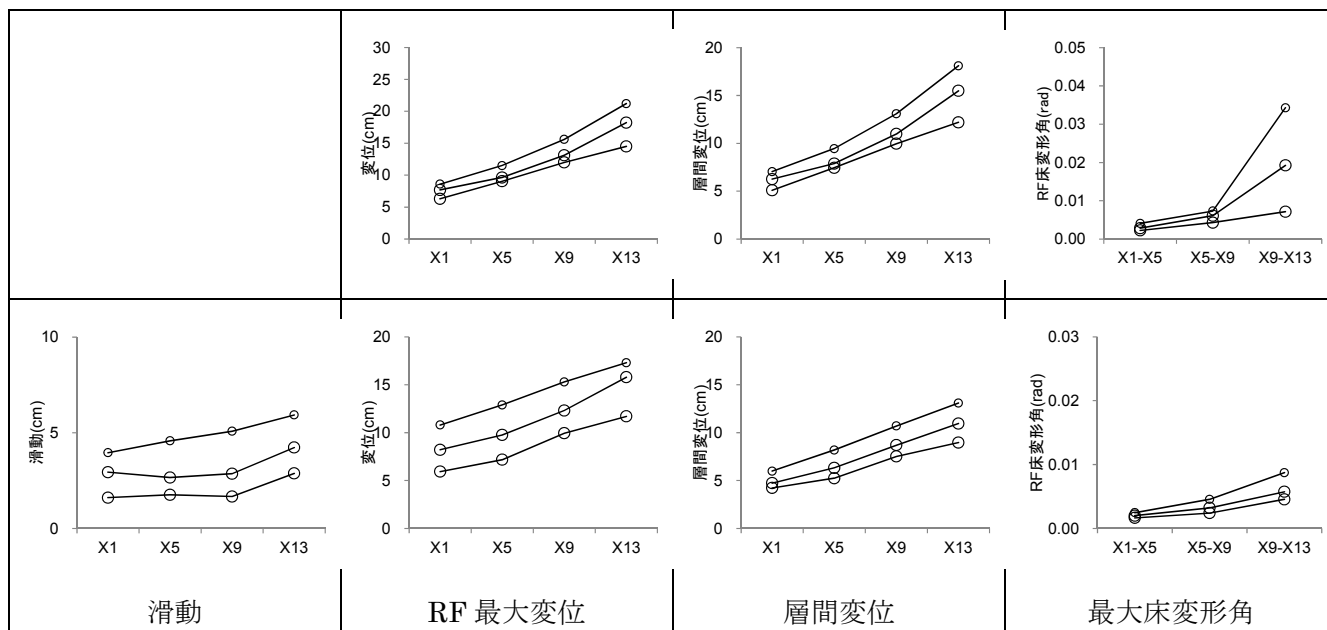


図 23 床抜けケース 12C (壁配置 C4)の最大値・平均値・最小値 (上段：基礎固定時、下段：滑動 ($\mu=0.4$))

4) 床構面復元力特性低下の最大滑動量などへの影響

図 24、25 に床構面復元力特性が 50%に低下した場合の応答結果を示す。図 7、10 と比して、床構面復元力特性の低下による最大滑動量、構面の最大変形の変化は少ないことが分かる。ただし、壁配置モデル C4 の場合では、一部の構面で最大変形が増大する (建物全体での最大層間変位は増大しない)。床構面復元力特性の低下により最大床変形角は大きく増加した。

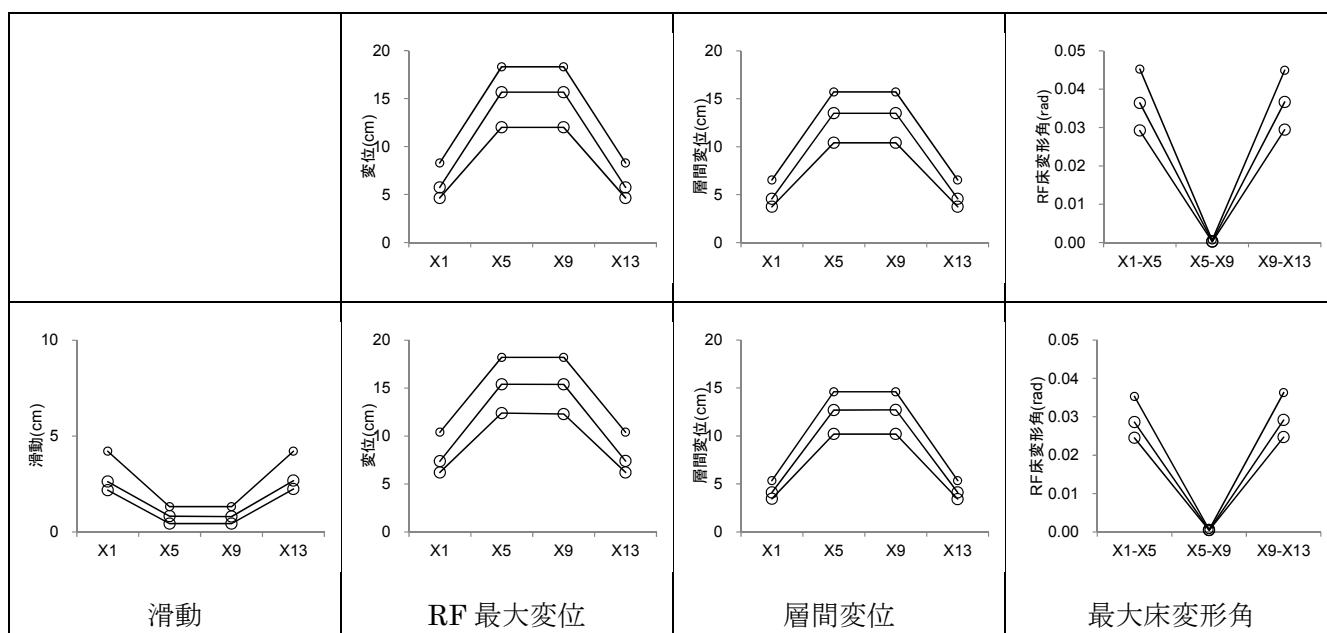


図 24 床復元力特性 50% (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段：基礎固定時、下段：滑動 ($\mu=0.4$))

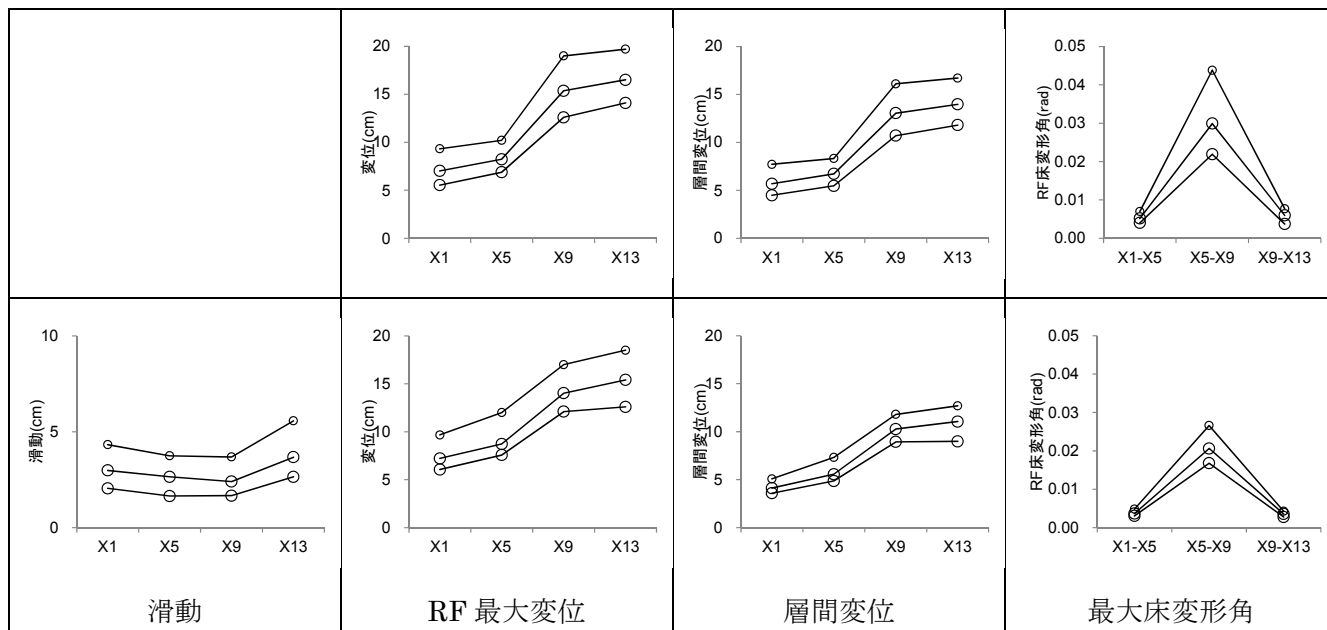


図 25 床復元力特性 50% (壁配置 C1)の最大値・平均値・最小値 (上段：基礎固定時、下段：滑動 ($\mu=0.4$))

4. まとめ

3 スパンある平屋モデルに対して壁配置を変化させた全 5 ケースについて、床に開口を設けたことによる床変形角、各鉛直構面の層間変位および柱脚の滑動への影響について検討した。柱脚の条件は水平・上下の移動を拘束した場合と拘束しない場合について検討した。床開口による影響は概略以下の通りである。

(1) 最大床変形角への影響について

- ・床開口の有無にかかわらず、柱脚を拘束しない場合の方が拘束した場合よりどのケースも小さくなっている。
- ・床変形角が最大になるのは鉛直構面間の耐力差大きい部分である。
- ・床に開口を設けた場合の影響は小さく、すべてのケースで最大床変形角は 0.03rad を下まわっている。このため、解析で対象とした壁配置の場合は開口を設けても床が損傷を受ける可能性はほとんどないと言える。

(2) 鉛直構面の層間変位への影響について

- ・床変形角と同様に柱脚を拘束しない場合の方が拘束した場合よりどのケースも小さくなっている。
- ・床開口により鉛直構面間の変形差が若干大きくなる傾向があるが影響は軽微である。

(3) 柱脚の滑動に対する影響について

- ・床開口について同じ位置で RF、1F 両方に開口があるケースと 1F のみに開口があるケースで検討し、開口がない場合と比較検討を行ったが、いずれのケースも滑動量にほとんど差がなく、床開口による柱脚の滑動に与える影響は軽微と言える。