

平成9年度 農林水産省補助事業  
木造建築物耐震性向上緊急対策事業

# 木質資材利用技術耐震性向上事業報告書

平成10年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター



## ま え が き

兵庫県南部地震において多数の木造軸組構法住宅が全半壊したことを契機として、木造住宅の安全性が問われており、木造軸組構法住宅の耐震性能に関する技術開発が重要となっている。

この事業は、こうした状況をふまえ、木造建築物の耐震性を向上させるための木材利用技術の開発及び既存の木造建築物の耐震改修指針の作成を行うことを目的として推進したものである。

今年度は、指針の大枠について検討すると共に、これを作成する上で重要な耐震診断、耐震改修など耐震性評価・向上のための技術開発項目について、実験を中心とした検討を行った。

多忙な中で、精力的に討議・執筆していただいた委員各位のご尽力に対して厚くお礼を申し上げます。

平成10年3月

(財) 日本住宅・木材技術センター

理事長 岡 勝 男



## 執筆者

(敬称略)

第1章	常時微動測定に基づく在来構法2階建木造住宅の耐力評価	: 後藤正美
第2章	微動計測による木造住宅の振動特性と耐震性	: 鈴木祥之、三澤文子
第3章	木造住宅における仕様及び形状を考慮した建物重量算出法	: 田原 賢
第4章	耐久性に関する評価	: 土井 正
第5章	雑壁効果の解明に関する実験	: 村上雅英
第6章	方杖・袖壁による木造在来軸組構造の耐震補強効果の定量的効果	: 岩井 哲
第7章	在来構法木造住宅土塗壁の実大耐震性能実験	: 鈴木祥之、中路弘行
第8章	伝統構法木造住宅の耐震補強に関する実験	: 後藤正美
第9章	土塗り壁の外装材による補強効果に関する実験	: 鎌田輝男

## 耐震補強等委員会 委員名簿

(五十音順、敬称略)

委員長	村上 雅英	近畿大学 工学部建築学科 専任講師
〃	稲山 正弘	(株) 稲山建築設計事務所代表取締役(平成9年9月より)
委員	岩井 哲	京都大学 防災研究所 助手
〃	鎌田 輝男	福山大学 工学部建築学科 教授
〃	後藤 正美	金沢工業大学 環境・土木・建築系 助手
〃	鈴木 祥之	京都大学 防災研究所 助教授
〃	田原 賢	田原建築設計事務所 所長
〃	土井 正	大阪市立大学 生活科学部 専任講師
〃	藤田 宜紀	藤田宜紀建築設計事務所 代表取締役
〃	三澤 文子	M s 建築設計事務所 副所長
協力委員	中路 弘行	京都大学大学院 工学研究科博士課程建築学専攻
〃	原田 進	富士川建材工業株式会社 常務取締役
事務局	牧 勉	(財) 日本住宅・木材技術センター 試験研究部 部長
〃	林 晃正	(財) 日本住宅・木材技術センター 主任研究員

## 要約

木造軸組構法住宅の耐震診断、耐震改修など耐震性向上を目的として、指針の大枠について検討すると共に、下記項目について実験を中心にした技術検討を行った。

- ①常時微動計測による木造住宅の耐震性評価
- ②建物詳細重量の簡易算定法
- ③伝統構法木造住宅の耐震性能評価
- ④雑壁の耐震性能評価
- ⑤腐朽・蟻害による耐震性能劣化の検討

## キーワード

耐震補強、阪神・淡路大震災、耐震診断、建物重量、建物形状、伝統構法木造住宅、せん断耐力、寸法効果、建物剛性、復元力特性、曲げ剛性、振動特性、固有振動数、地震応答、常時微動測定、計測装置、雑壁効果、有開口壁、釘配列、方杖、袖壁、小壁、腰壁、土塗壁、貫、小舞下地、荒壁、外装材、板張り補強、防腐剤、防蟻処理

## 目 次

### 第1章 常時微動測定に基づく在来構法2階建木造住宅の耐力評価

1	はじめに	
1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的	1
1.3	研究の流れ	2
2	対象建物の常時微動測定及び固有振動数の検出	
2.1	常時微動測定の目的	4
2.2	測定の方法	4
2.3	測定の対象建物	5
2.4	常時微動のフーリエスペクトル解析	5
2.5	測定の解析結果	6
2.6	解析結果の考察	34
3	建物の構造特性と固有振動数算出プログラムの作成	
3.1	プログラムの基本構想	36
3.2	プログラムの作成	37
3.3	実在建物へのプログラムの適用	45
4	プログラムの妥当性の検討	
4.1	妥当性の検討方針	48
4.2	妥当性の検討	48
5	壁量の推定式	
5.1	壁量の推定式の提案	52
5.2	推定式の提案方法	52
5.3	推定式の適用例	53
5.4	対象建物への適用	54
5.5	推定式の評価	54
6	結論	
6.1	主な結論	55
6.2	問題点と今後の研究の方法	56
	添付資料	59

### 第2章 微動計測による木造住宅の振動特性と耐震性

1	はじめに	74
2	木造住宅の微動計測	
2.1	建物の概要	74
2.2	計測方法	75
3	振動特性の評価	
3.1	スペクトル解析	91
3.2	建物の振動特性	91
4	建物の壁率と剛性の関係	
4.1	壁率から剛性の推定	108
4.2	固有振動数から剛性の推定	108

5	振動特性と耐震性に関する考察	110
6	まとめ	112

### 第3章 木造住宅における仕様及び形状を考慮した建物重量算出法

1	はじめに	113
2	建物重量算出基本形状	118
3	各部位における基本となる詳細荷重	
3.1	各部位における詳細荷重の解説	120
4	荷重算定	
4.1	荷重算定フロー	121
4.2	建物重量の算出表	122
5	建物形状の判別	
5.1	基本形状以外の建物を一体として判断する場合	123
5.2	基本形状以外の建物を分割して複数棟として判断する場合	125
6	下屋を考慮した建物重量	
6.1	下屋を一体の建物として総2階として判断する場合	126
6.2	下屋を分割して建物重量を算出する場合	126
7	建物各部位の荷重算出	
7.1	大屋根荷重	127
7.2	外壁荷重	133
7.3	内壁荷重	149
7.4	下屋を含む2階床荷重	180
8	まとめ	189

### 第4章 生物劣化診断システムの開発

1	はじめに	190
2	生物劣化発生メカニズム	
2.1	木材腐朽いわゆる腐れについて	191
2.2	シロアリによる食害について	192
3	水分の影響について	
3.1	雨水および漏水	192
3.2	床下における水分供給について	194
4	生物劣化の判定について	
4.1	生物劣化の潜在危険度	197
4.2	生物劣化の診断	197
5	残存強度の評価	
5.1	材料強度の検討	198
5.2	構造体としての耐力	198
6	まとめ	198

### 第5章 雑壁効果の解明に関する実験

1	はじめに	199
2	有開口壁の4P実大試験体による実験計画	
2.1	実験方法	199
3	実験結果	



3. 1	破壊経過	204
3. 2	施工程度による耐力比較	204
3. 3	雑壁の有無による影響	204
4	各種構成要素の耐力負担率	209
5	要素実験	211
6	任意の釘配列による単位面材の強度と変形の推定法	
6. 1	理論的背景	213
6. 2	評価式の誘導	213
6. 3	釘の直接せん断試験および検証に用いた要素試験体	216
6. 4	有限要素法による検証	217
6. 5	評価式の検証	218
6. 6	枠材の曲げ剛性の影響	218
7	有開口壁の耐力推定法	
7. 1	簡易計算法の提案と有開口壁試験体の実験結果による検証	221
7. 2	有限要素法による検証	225
7. 3	柱の剛性を考慮した略算モデル	229
8	設計図表の作成と例題	
8. 1	有開口壁設計用単位面材の耐力表	231
8. 2	柱の曲げを考慮した有開口壁設計図表	235
9	まとめ	242

## 第6章 方杖・袖壁による木造在来軸組構造の耐震補強効果の定量的効果

1	はじめに	245
2	実験方法	
2. 1	試験体概要	246
2. 2	載荷・計測方法	254
2. 3	含水率	254
3	実験結果と考察	
3. 1	実験経過と荷重一層間変形角の関係	264
3. 2	柱の回転角と柱の抜け量について	275
3. 3	破壊状況	294
3. 4	壁倍率の評価	311
3. 5	各種補強効果の比較と評価	316
3. 6	各種補強方法の見積り価格	317
4	結論	319

## 第7章 在来構法木造住宅土塗壁の実大耐震性能実験

1	はじめに	321
2	実大土塗り壁の耐震性能実験	
2. 1	実験の目的	322
2. 2	土塗り壁試験体	322
2. 3	試験体の製作・養生	324
2. 4	載荷実験装置と載荷方法	326
2. 5	計測方法	328
3	実験結果	

3. 1	貫のみ	331
3. 2	小舞下地付き	331
3. 3	荒壁	332
3. 4	中塗り壁	332
3. 5	筋かい付き小舞下地	332
3. 6	筋かい付き荒壁	332
3. 7	筋かい付き中塗り壁	333
4	耐震性能評価	
4. 1	壁倍率の評価	359
4. 2	復元力特性に関する考察	362
4. 3	壁厚および筋かいの効果	362
4. 4	過去の実験との比較	365
5	まとめ	365
6	今後の課題	366

## 第8章 伝統構法木造住宅の耐震補強に関する実験的検討

1	はじめに	
1. 1	阪神大震災における被害状況について	369
1. 2	社会的背景	370
2	静的繰り返し実験	
2. 1	実験の目的	371
2. 2	試験体の概要	371
2. 3	実験方法	390
3	実験結果と考察	
3. 1	実験結果におけるスケルトンカーブについて	398
3. 2	せん断変形角とせん断耐力について	400
3. 3	破壊とせん断変形	419
3. 4	補強効果についての比較考察	438
3. 5	寸法効果の違いによる考察	451
4	結論	
4. 1	補強効果についての比較考察	452
4. 2	土壁における寸法効果について	454
5	おわりに	455
6	参考文献	455

## 第9章 土塗り壁の外装材による補強効果に関する実験

1	まえがき	456
2	実験の概要	
2. 1	試験体	456
2. 2	試験装置	457
2. 3	計測システム	459
3	まとめ	465

資料	指針目次案	467
----	-------	-----

# 第1章 常時微動測定に基づく在来構法2階建木造住宅の耐力評価

## 1 はじめに

### 1.1 研究の背景

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震以来、約3年が過ぎようとしている。この震災による死者は近畿管区警察局の発表では5502名とされているが、入院中に被災して病状が悪化し死に至った患者も含めると6千人を超える。このような人的被害の中でも特筆すべきは、死者のおよそ9割が建物倒壊による圧死または窒息死であった事である。地震の発生時刻が午前5時46分で、被災者の多くは睡眠中に自宅で被災したと推測され、耐震性に欠ける木造住宅の倒壊により、多数の死者を発生させたと言われている。実際に2階建の木造建物で1階の総崩壊が震度7のゾーンを中心に発生しており、木造建物の全壊率でも近年日本で発生した他の大きな地震と比べて2桁も多いことが確認されている。<sup>2)</sup>

そんなことがあり近年、木造住宅の地震被害の多発を背景に、設計図書に基づいた耐震診断・補強が行われつつある。しかし、一般の住宅では設計図書が保存されていることが少なく、構造を把握することが難しい。さらに現行基準法においていろいろと構造上不備な点が指摘されているが、その中でも基本となる建物重量算出根拠が曖昧なまま壁量基準となっている。そこで設計図書が完備されていなく、構造計算書等が無くても、耐震性能を評価する方法の開発が望まれている。

本研究では、建物重量の精算値に対し±5%以内で算出できるようにプログラムし、さらにそれを基に常時微動測定を行い、得られた固有周期に基づいて、耐力評価が行える手法を提案する。

### 1.2 研究の目的

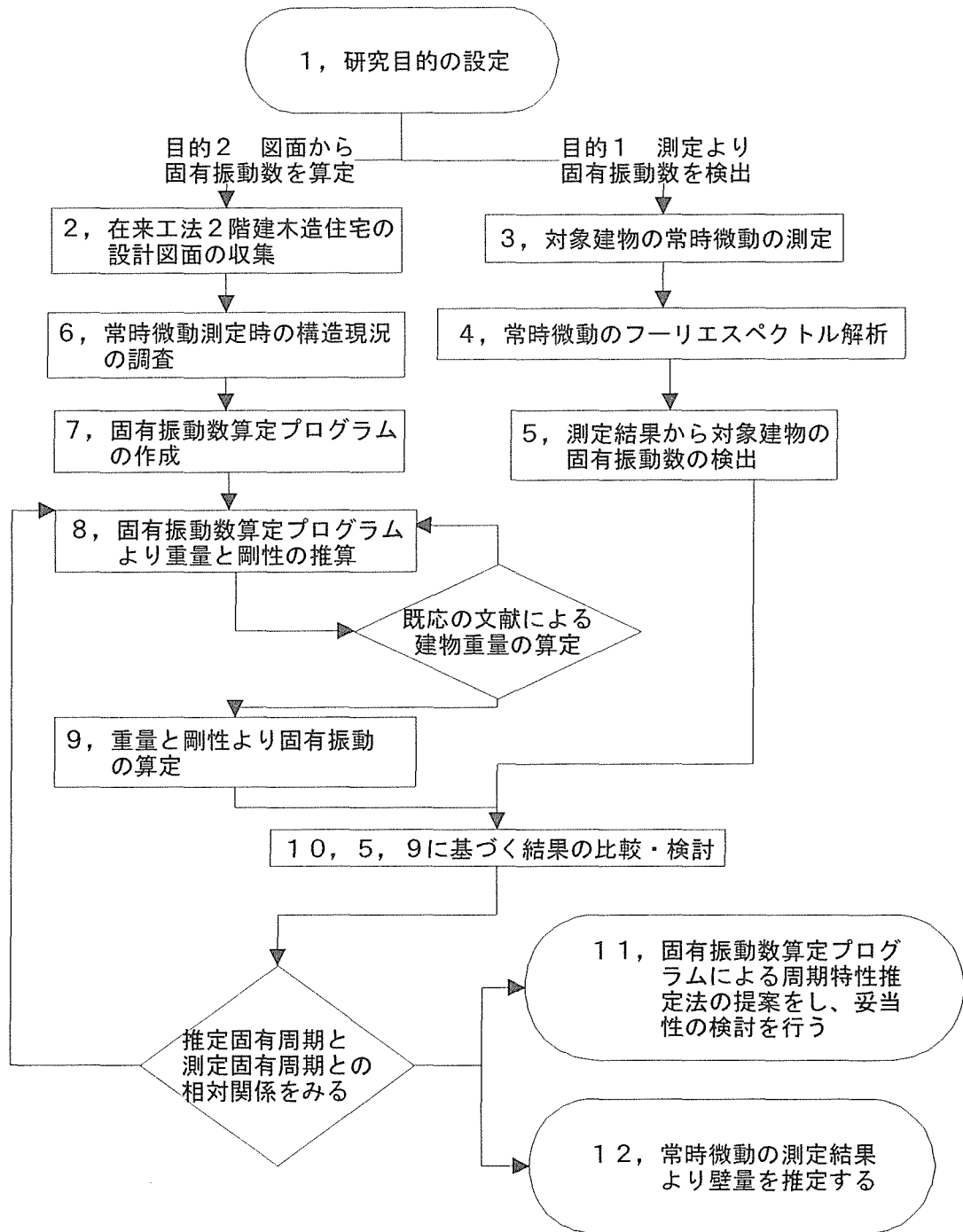
木造建物の周期特性を設計図書から推定できるようになれば、地震応答解析の方法や現行の耐震設計法を見直す上で大きな役割を果たすものになると考える。また、ビジュアルベーシックを用いることによって、誰にでも設計図書からその固有振動数を算出し評価出来るようにする。そこで在来構法2階建木造建物を対象に、次の5点を考察する。

- ① 在来構法2階建木造建物の常時微動の測定より、その振動特性（固有振動数）を明らかにする。
- ② 「固有振動数算出プログラム（ビジュアルベーシック5.0）」より対象建物の設計図書から建物重量と建物剛性を推算して、固有振動数を算出する。
- ③ ①②で求められた固有振動数の関係を明らかにする。
- ④ ①②③の結果をふまえて、設計図書から建物の振動特性を推定する方法を提案する。

- ⑤ 常時微動の測定結果とプログラムでの計算結果から建物の壁量、剛性の推定式を提案する。

### 1.3 研究の流れ

研究の流れを示し、その説明を以下に示す。



1, 社会的意義を考慮し、研究の目的を設定する。

2, 常時微動の測定可能な在来構法2階建木造住宅の設計図面を収集する。

- 3, 対象建物の地盤と各階で常時微動を測定する。
- 4, 常時微動の測定波形とフーリエスペクトルを求める。
- 5, フーリエスペクトルより、対象建物の周期特性（1次固有振動数）を求める。
- 6, 常時微動測定時の現況調査により、図面の不明部分を補足・作成する。
- 7, 「固有振動数算出プログラム」の作成。
- 8, 「固有振動数算出プログラム」より、対象建物の構造図面（測定時の現況調査）から建物重量と建物剛性を推算する。（既応の文献による建物重量の比較）
- 9, 対象建物の重量と剛性より、固有振動数を算定する。
- 10, 5、9の結果を対比し、検討する。（※推定固有周期と測定固有周期との相対関係によっては、重量、剛性の推定法の見直しを行う）
- 11, 10の検討結果をふまえて、「固有振動数算出プログラム」による設計図書からの在来構法木造建物の周期特性推定法を提案し、妥当性の検討を行う。
- 12, 常時微動測定より検出された固有振動数より対象建物の剛性、壁量を算定する推定式を提案する。

## 2 対象建物の常時微動測定及び固有振動数の検出

### 2.1 常時微動測定の目的

「兵庫県南部地震」で被震した地区の在来構法2階建木造住宅に対して常時微動測定を行い、振動特性（固有振動数）を検出することを目的とする。

### 2.2 測定の方法

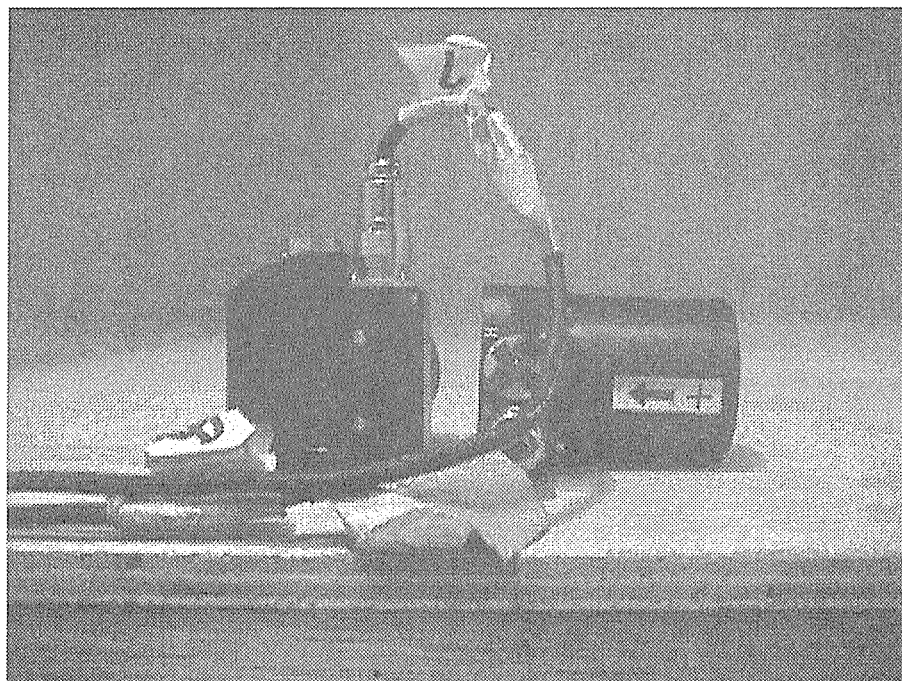
#### 2.2.1 測定器材について

測定には東京測振製SPC-35Eを使用した。これはサーボ型速度計のピックアップとアンプ・A/D変換機・ノートパソコンをトランクの中に組み込んだポータブルタイプの本体から構成される。

#### 2.2.2 測定の方法

測定はピックアップ8つを用いて敷地の地盤、建物の1階床、2階床、小屋組、それぞれ桁行き方向及び梁間方向の計8ヶ所を同時測定する。（1～8 Channelの同時測定）速度計は地盤を除いて可能な限り各階で垂直方向に並ぶようにし、また建物の中心付近となるように配置を行う。

測定の設定：測定Range 0.1カイン サンプルング100Hz  
測定データ数42000点（7分間測定）



「測定に使用されたピックアップ」

## 2.3 測定の対象建物

対象とする建物は在来構法2階建木造住宅とし、合計14棟測定した。その構造概要等を【表2-1】に示す。また、平面図・外観風景・ピック配置位置を【図2-1～12】に示す。（※No. 2大島邸、No. 7玉川邸に関しては図面の収集ができなかったため、掲載しない。）

No.	建物名	建設地	延床面積 m <sup>2</sup>	外壁下地仕上	内壁下地仕上
1	安田 一郎 邸	西宮市甲子園3番町	154.54	ラスモルタル	じゅらく壁・PB
2	大島 正純 邸	西宮市花園町			
3	小磯 邸	西宮市浜甲子園3丁目	121.31	ラスモルタル	プラスターボード
4	辻歯科医院	西宮市甲子園町	196.02	サイディング	プラスターボード
5	前田 徳道 邸	西宮市瓦林町	78.57	ラスモルタル	プラスターボード
6	名田 陽重 邸	西宮市甲子園6番町	92.8	サイディング	プラスターボード
7	玉川 元彦 邸	西宮市南甲子園2丁目		ラスモルタル	じゅらく壁・ボード
8	畑谷 妙子 邸	西宮市仁川町2丁目	120.91	ラスモルタル	プラスターボード
9	田坂 キミエ 邸	西宮市浜甲子園3丁目	138.91	ラスモルタル	プラスターボード
10	藤井 重起 邸	西宮市甲子園口2丁目	150.3	サイディング	プラスターボード
11	門戸岡田町分譲	西宮市門戸岡田町	38.17	サイディング	プラスターボード
12	中屋町分譲住宅	西宮市中屋町	78.78	サイディング	プラスターボード
13	小松 康彦 邸	西宮市目神山町	193.78	ラスモルタル	じゅらく壁・PB

【表2-1】「測定対象建物の構造概要」

## 2.4 常時微動のフーリエスペクトル解析<sup>1)</sup>

### 2.4.1 記録波形の処理方法

- ① データ数を1024点とし、計測されたデータの中から波形の安定した部分20区間を重ならないように取り出す。
- ② 各1024点のデータにFFT（高速フーリエ変換）をかけてフーリエスペクトルを求める。
- ③ 20区間のフーリエスペクトルを平均し、平均フーリエスペクトルを求める。  
(アベレージング)
- ④ Band Width 0.5 のパルツェンウィンドウをスペクトルに3回作用させる。  
(スムージング、平滑化)
- ⑤ 小屋組のフーリエスペクトルを1階床のフーリエスペクトルで割り、応答倍率を求めた。

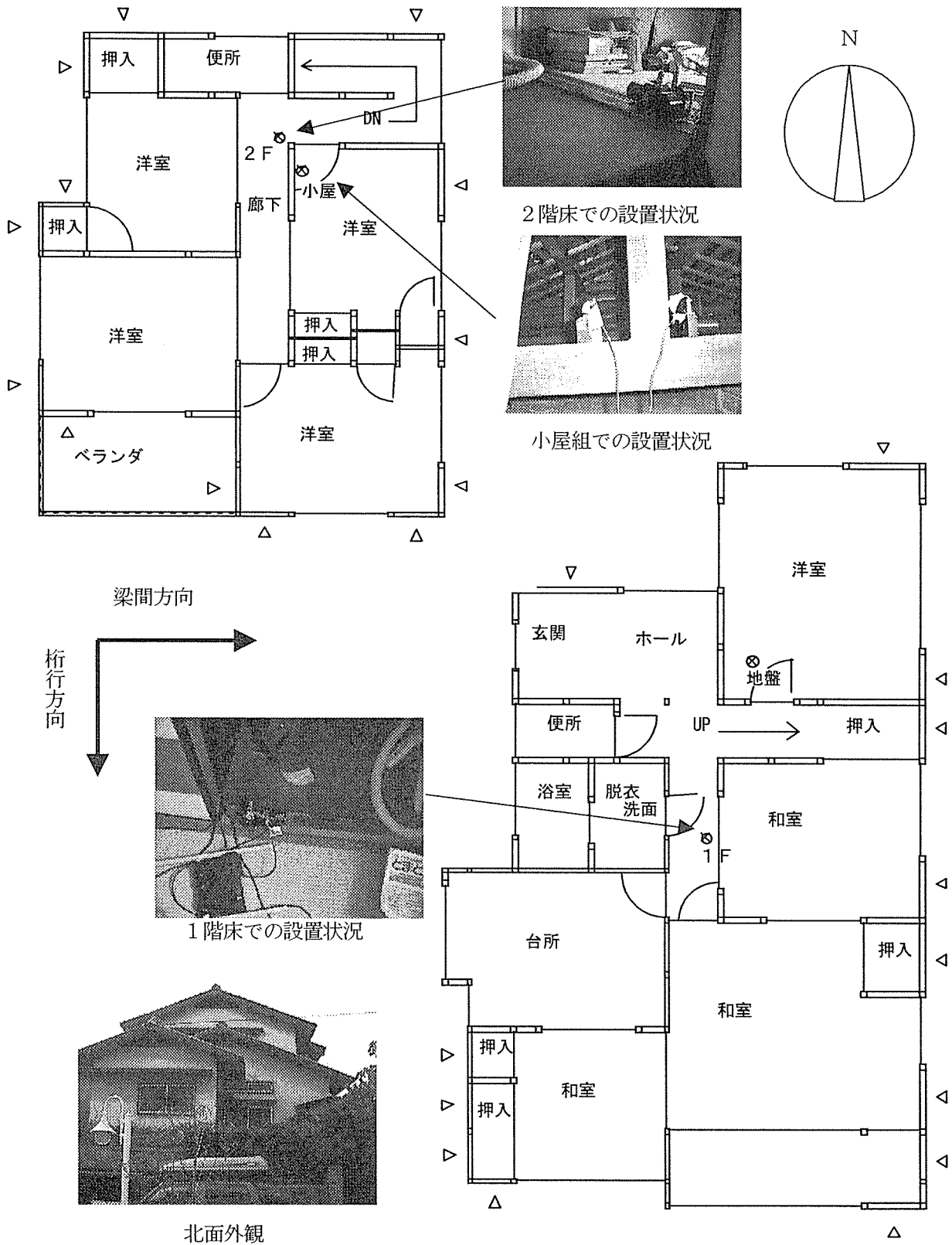
#### 2.4.2 1次固有振動数の検出方法

先の第4節の処理を行ったデータより、各 Channel 間のスペクトル比を求め、その応答倍率より最も卓越している部分を1次固有振動数とし、値を読み取り検出する。

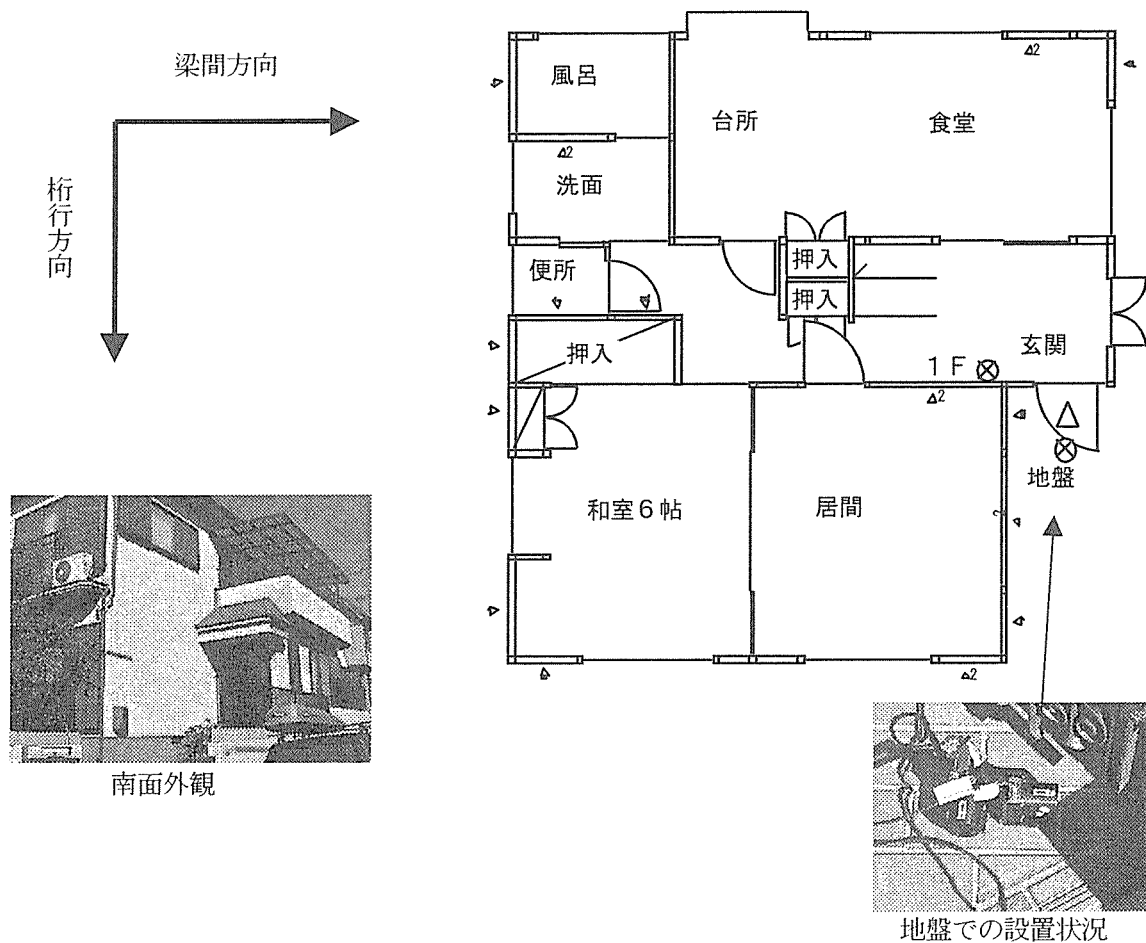
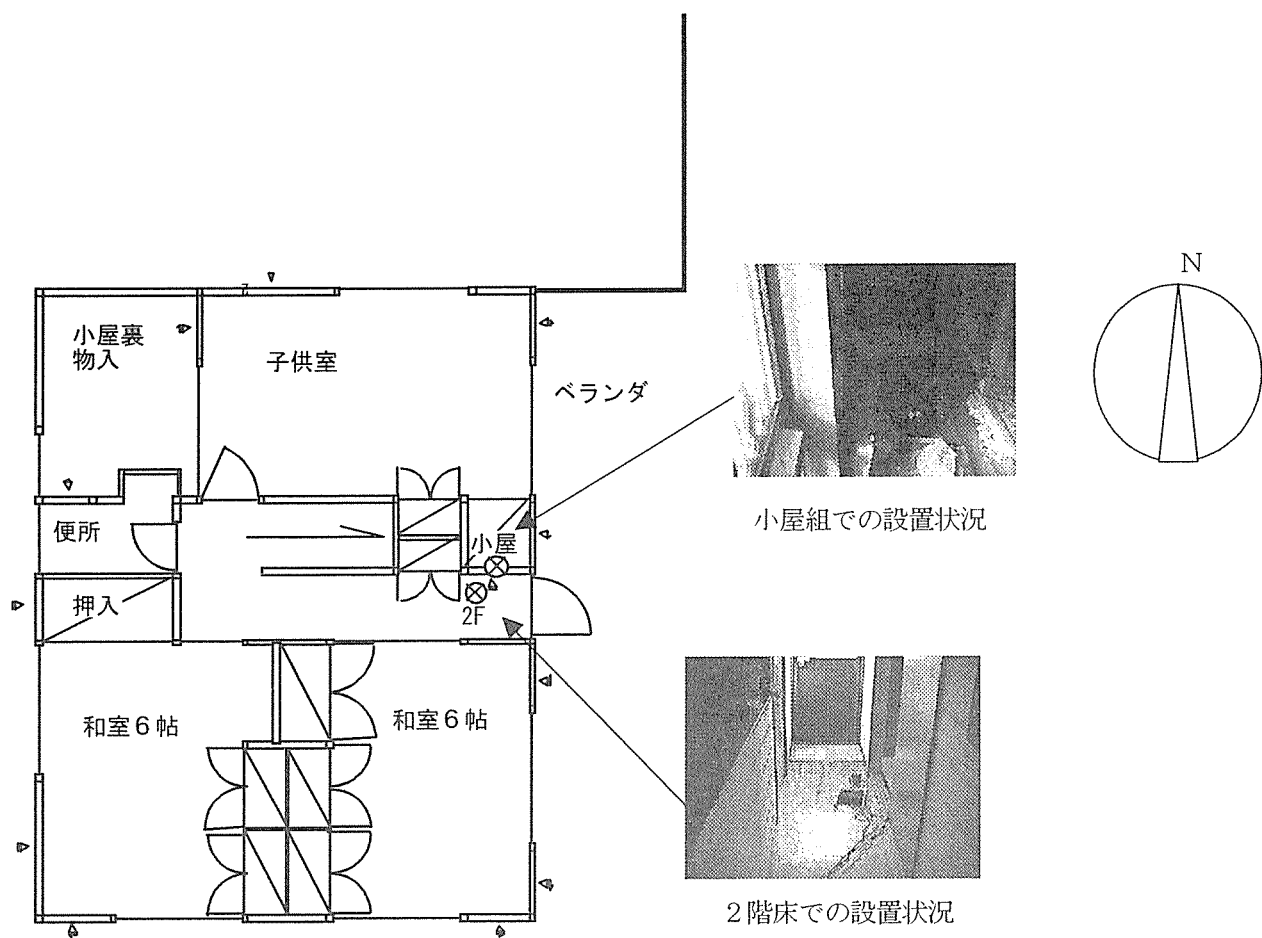
#### 2.5 測定の解析結果

常時微動測定による周期特性の検出結果として、対象建物全ての地盤測点でのフーリエスペクトル・小屋組測点でのフーリエスペクトル・「小屋組／地盤」のスペクトル比の図（平滑化3回）を桁行方向及び梁間方向のそれぞれにおいて【図2-13～26】に示す。また「小屋組／地盤」のスペクトル比より検出した1次固有振動数（【表2-2】参照）と、頻度分布の図を【図2-27】に示す。

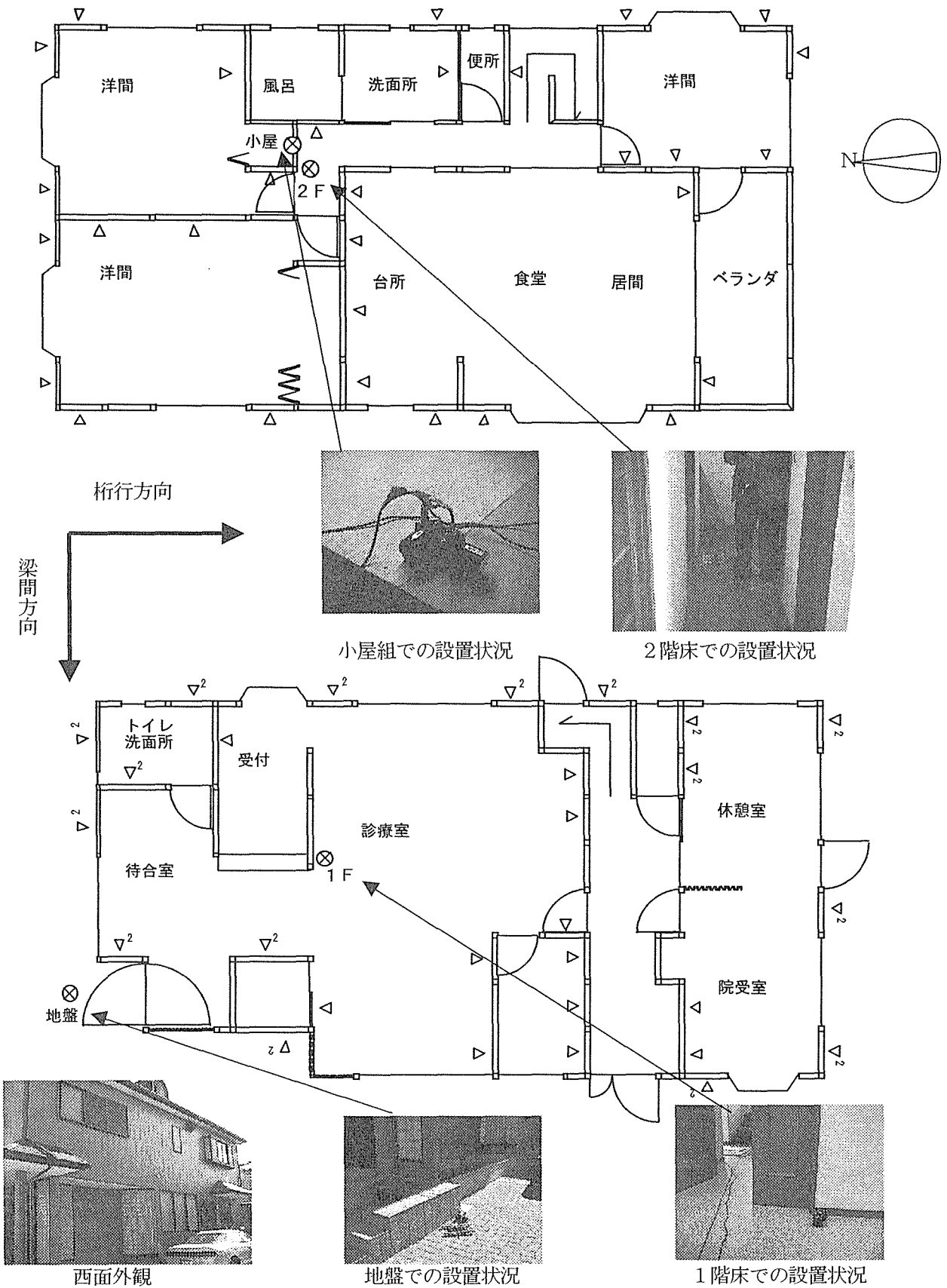




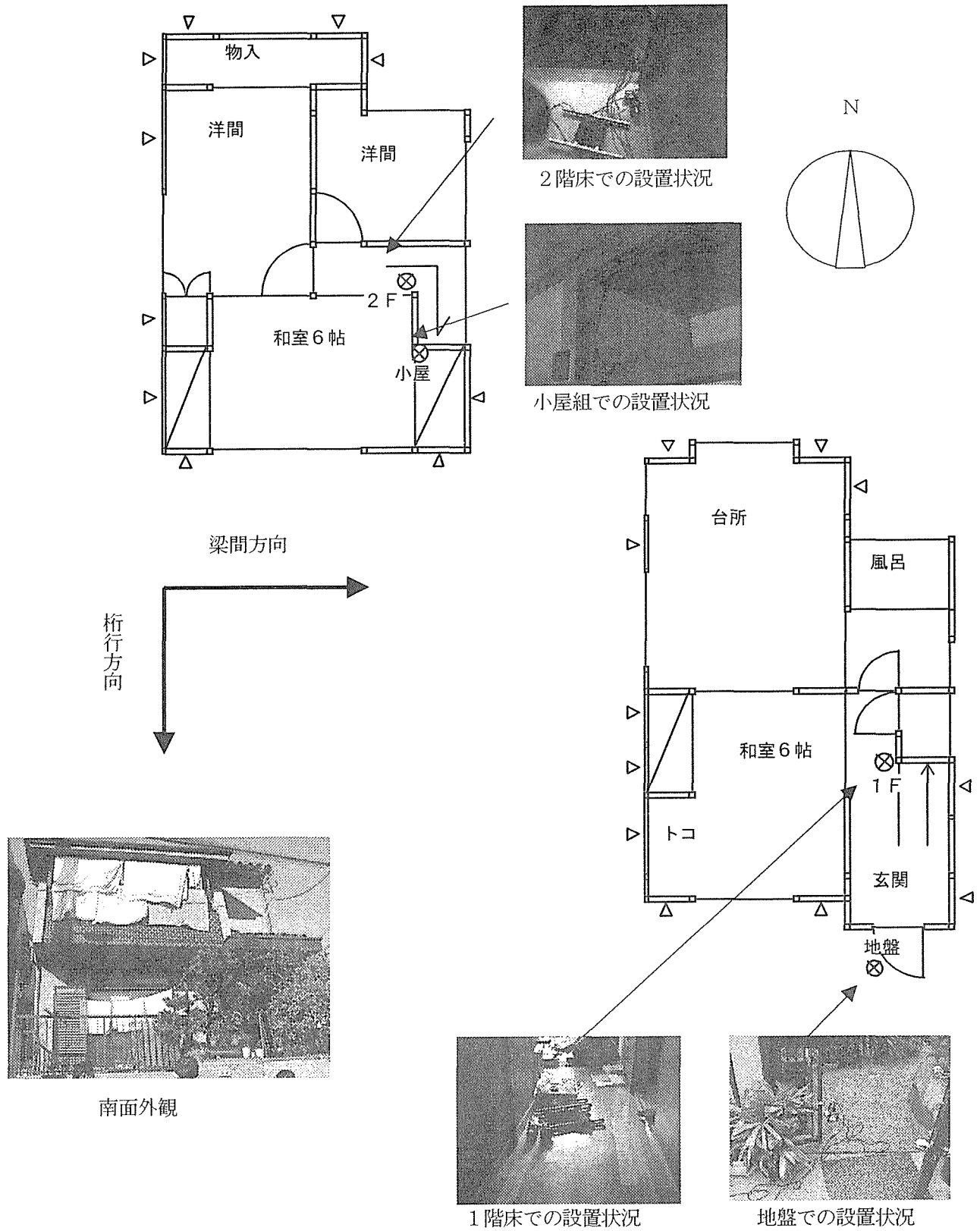
【図 2-1】 常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.1 安田 邸)



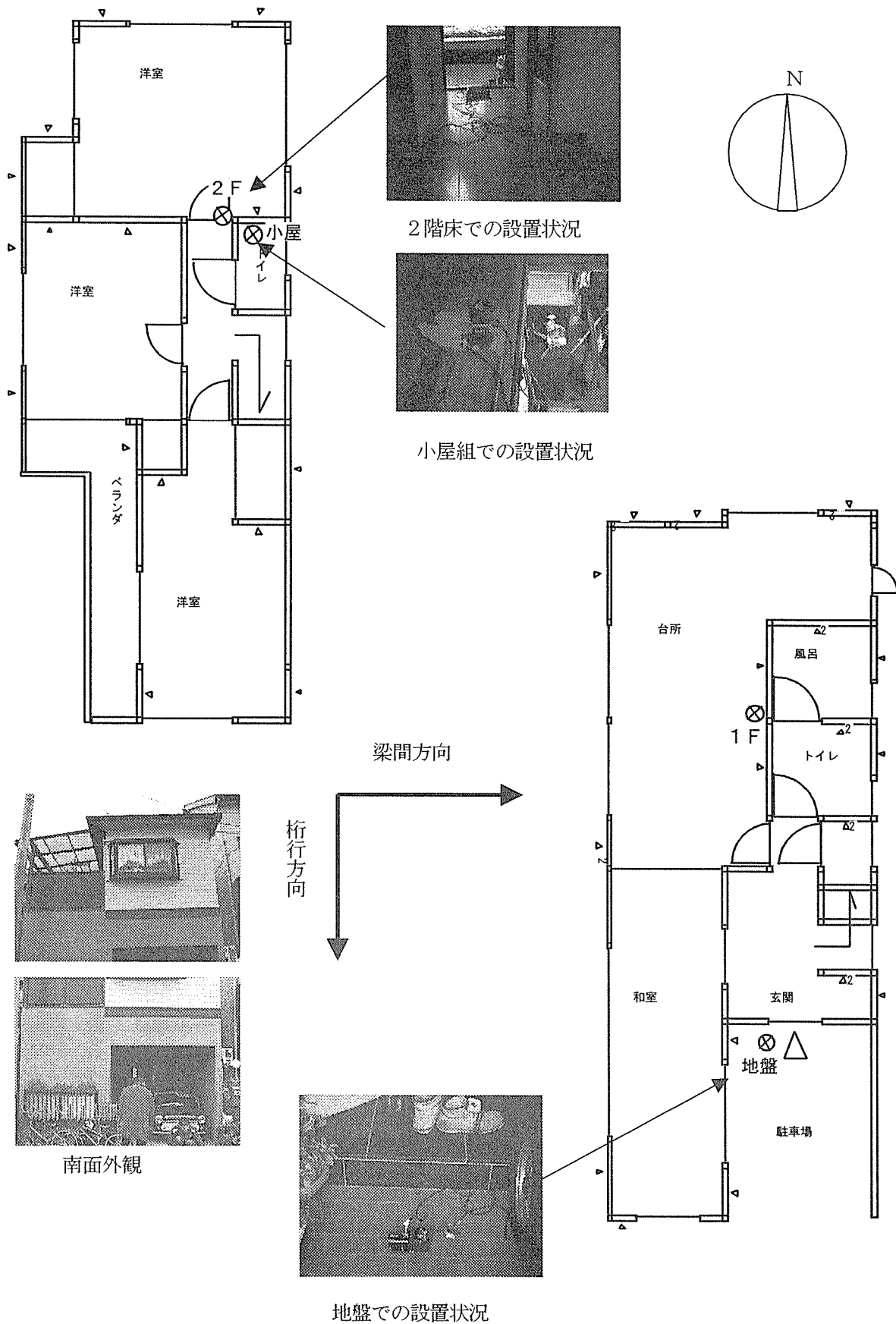
【図2-2】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (NO.3 小磯 邸)



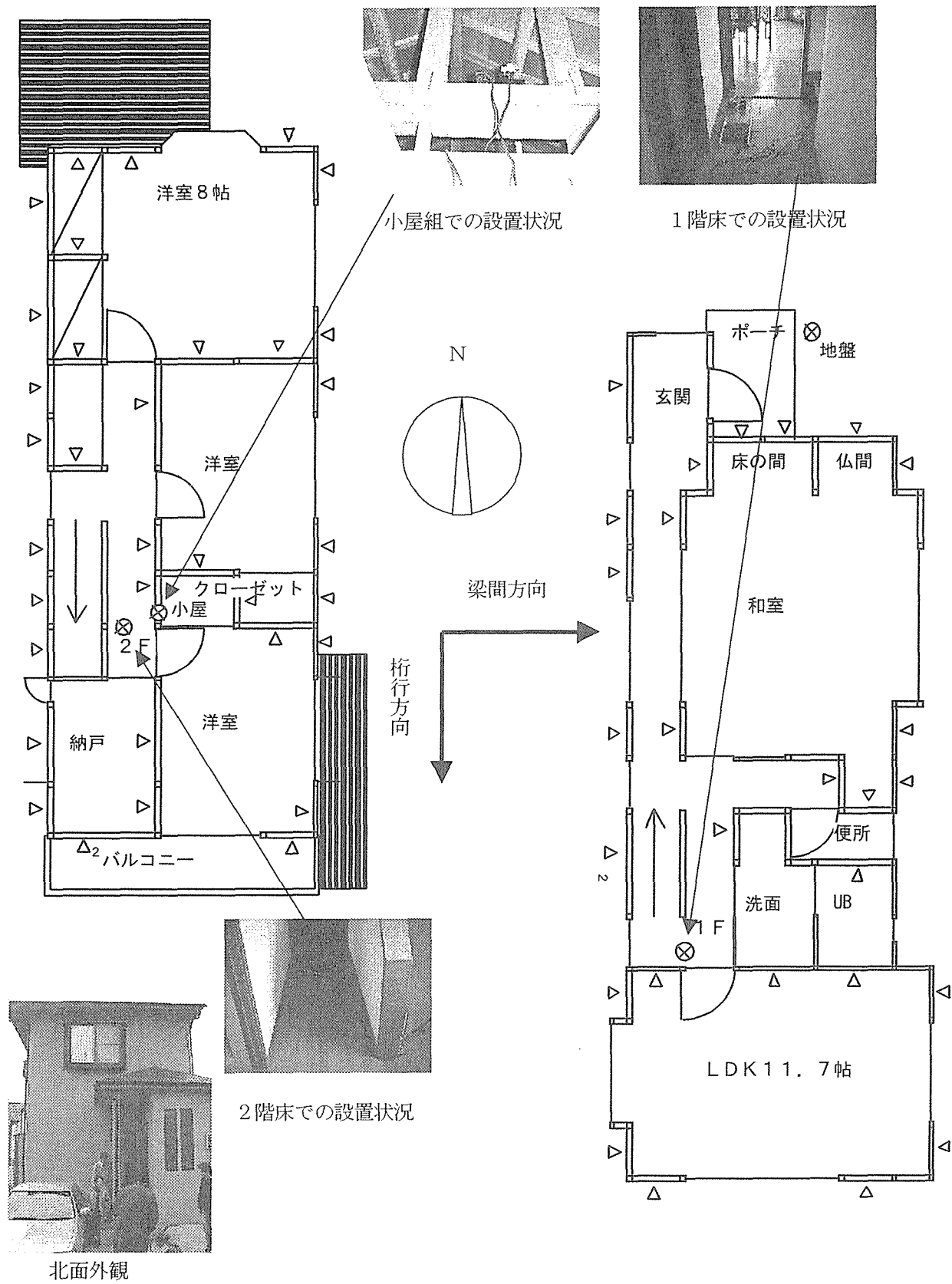
【図2-3】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No. 4 辻歯科医院)



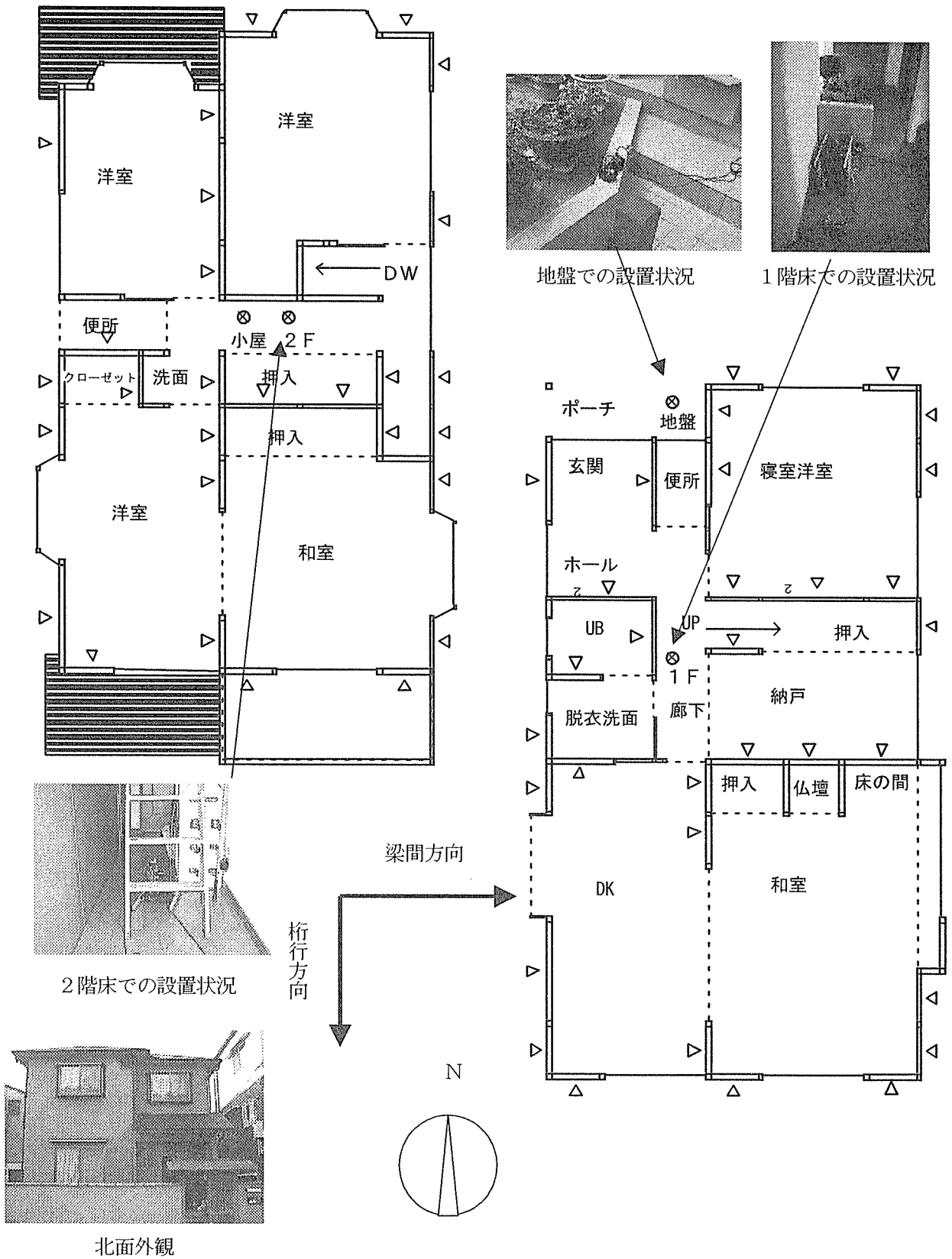
【図2-4】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.5 前田 邸)



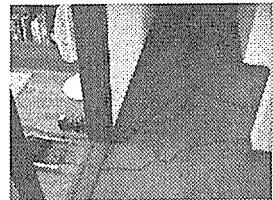
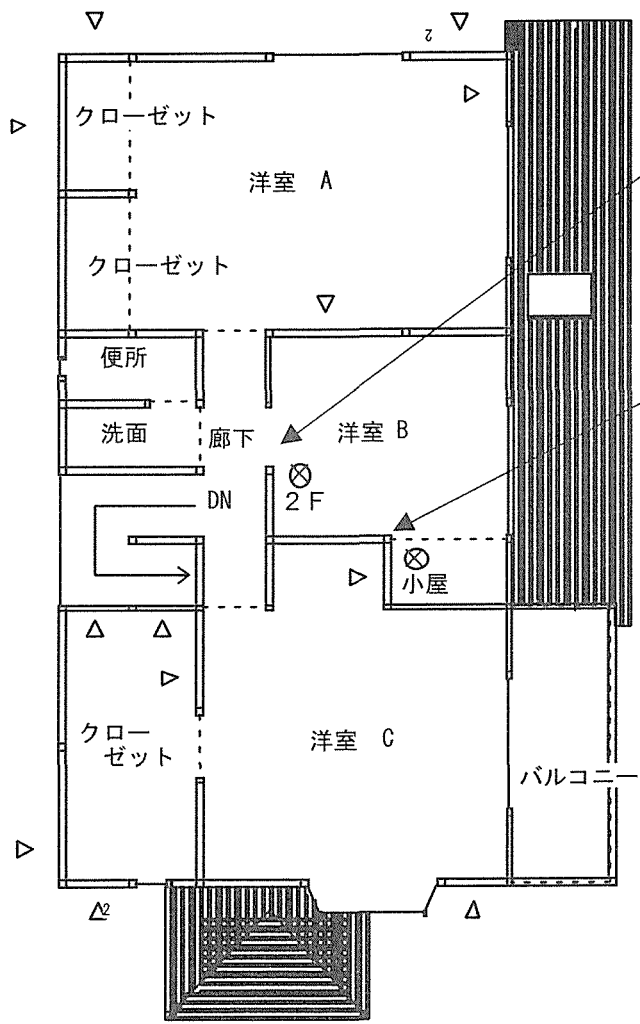
【図2-5】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.6 名田 邸)



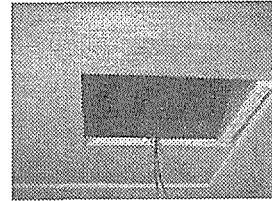
【図2-6】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.8 畑谷 邸)



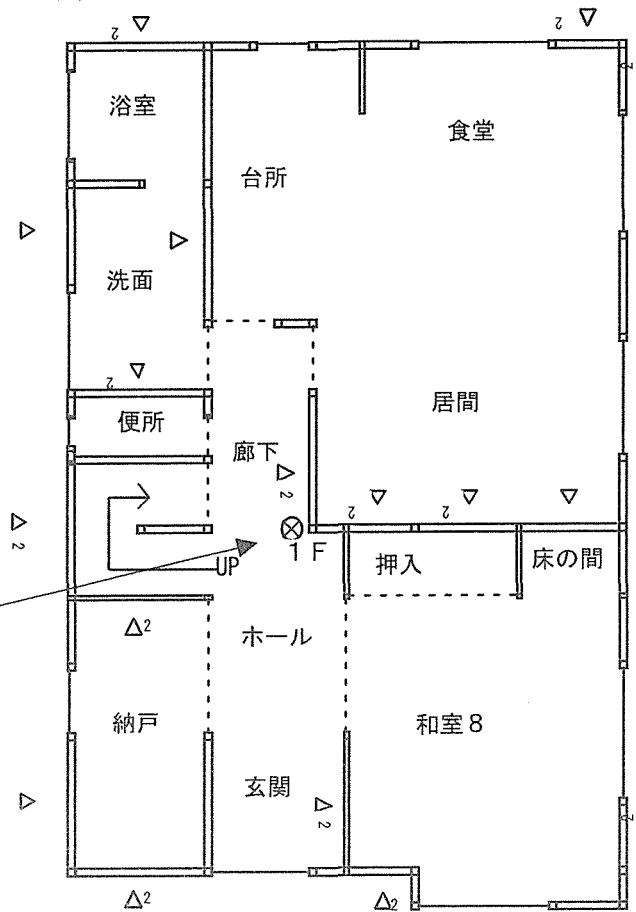
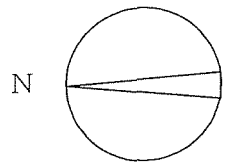
【図2-7】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.9 田坂 邸)



2階床での設置状況



小屋組での設置状況



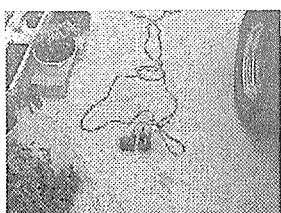
桁行方向  
梁間方向



1階床での設置状況



西面外観

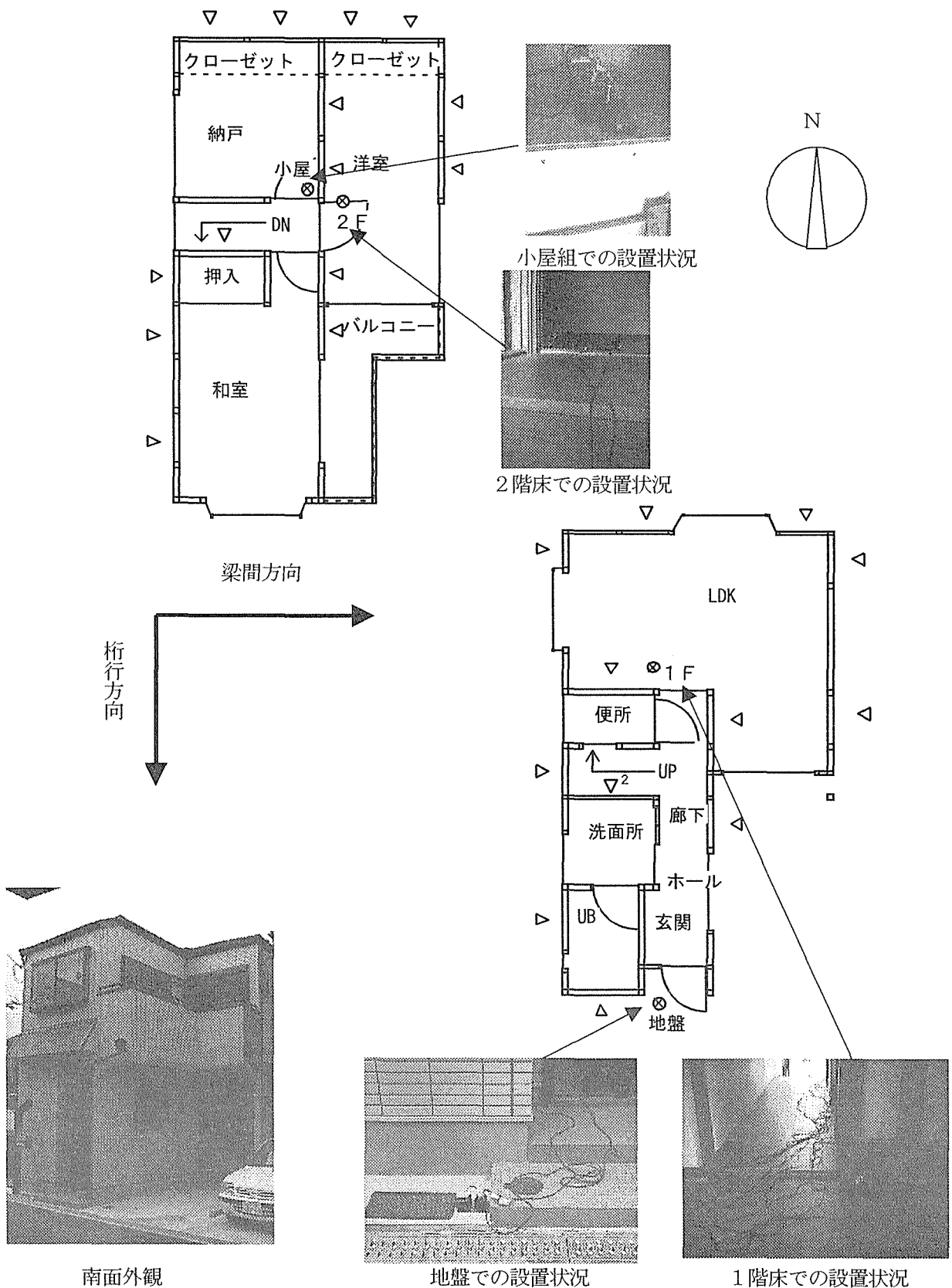


地盤での設置状況

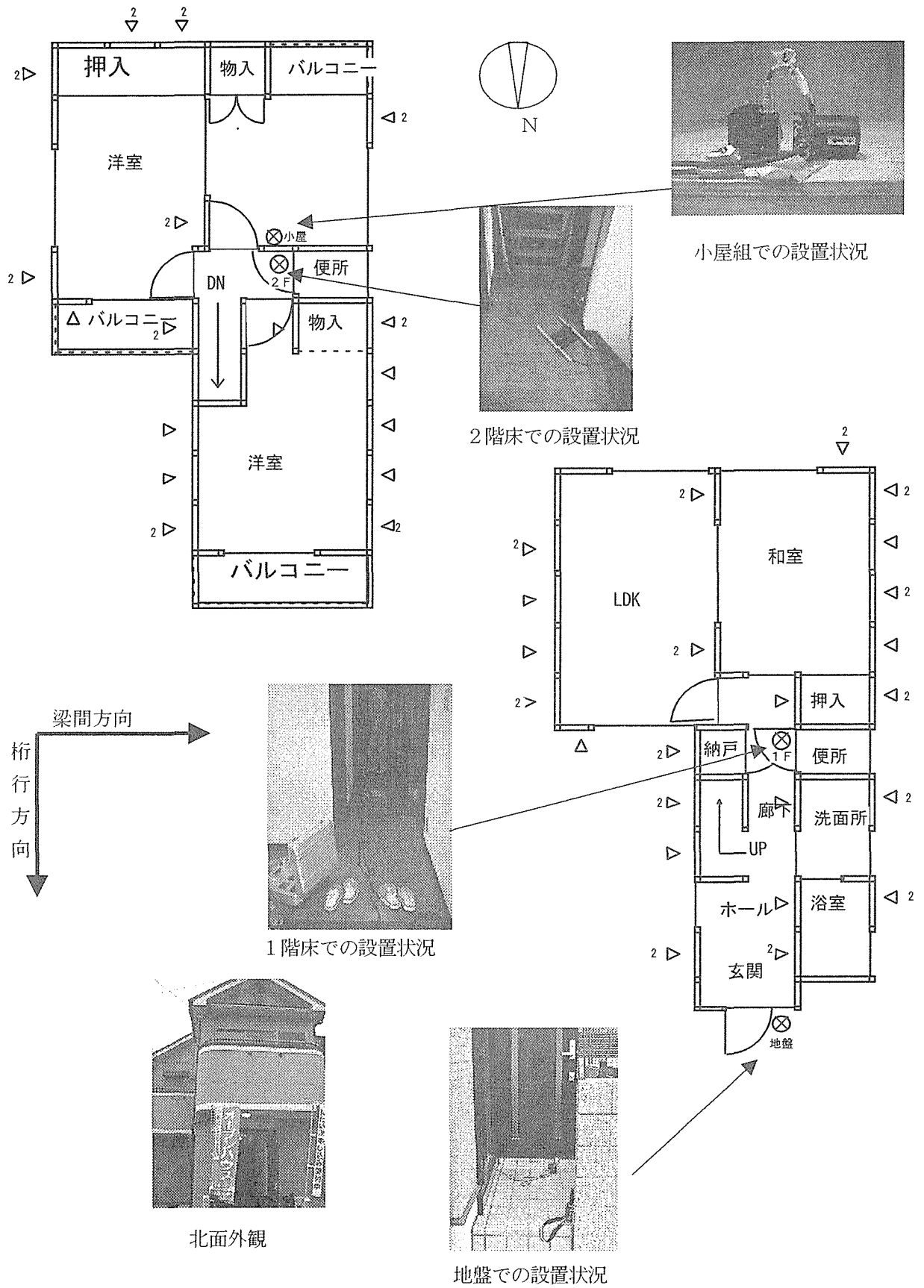
⊗ 地盤

【図2-8】 常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.10 藤井 邸)

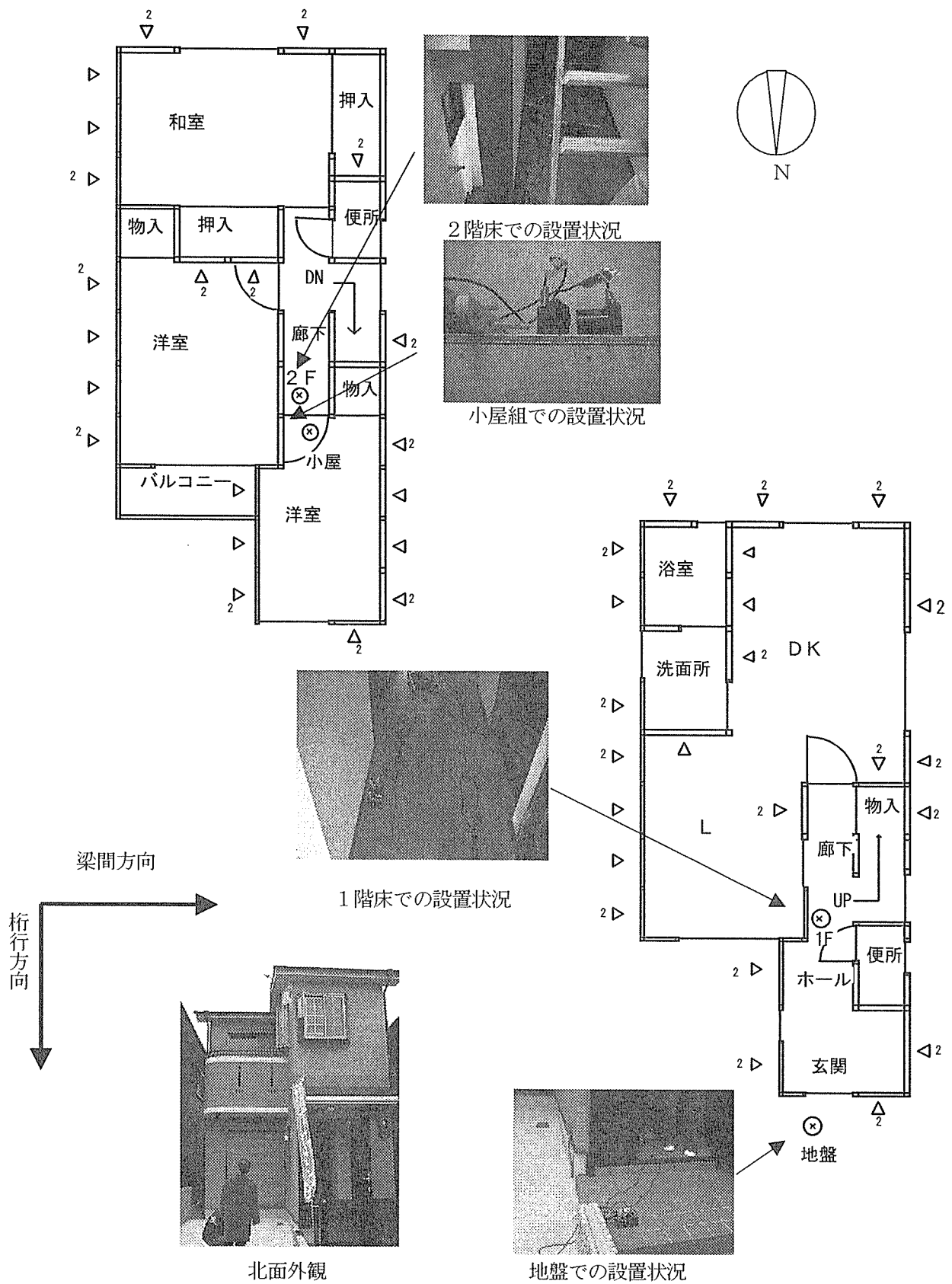




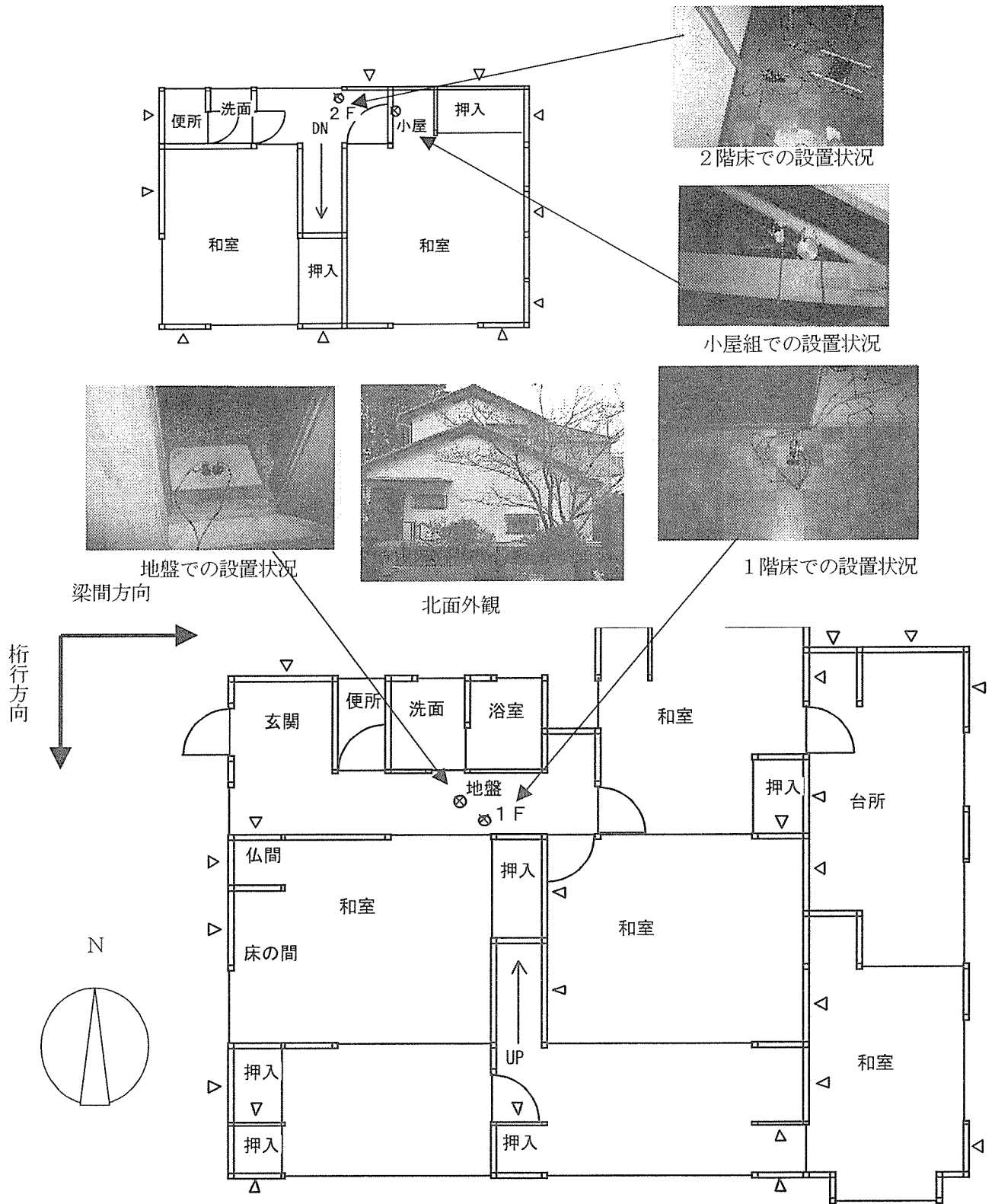
【図2-9】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No. 1 1 門戸町分譲)



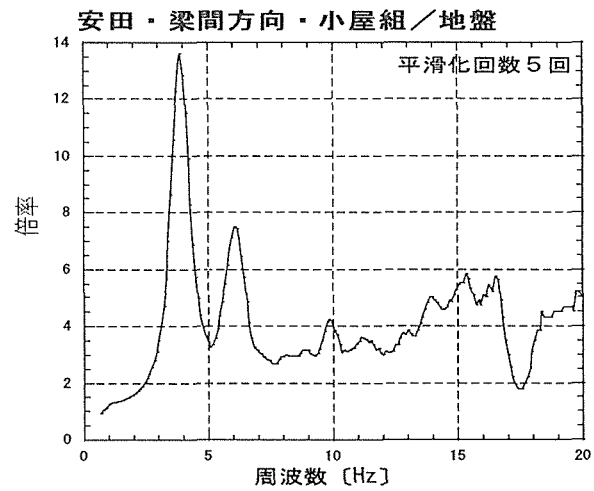
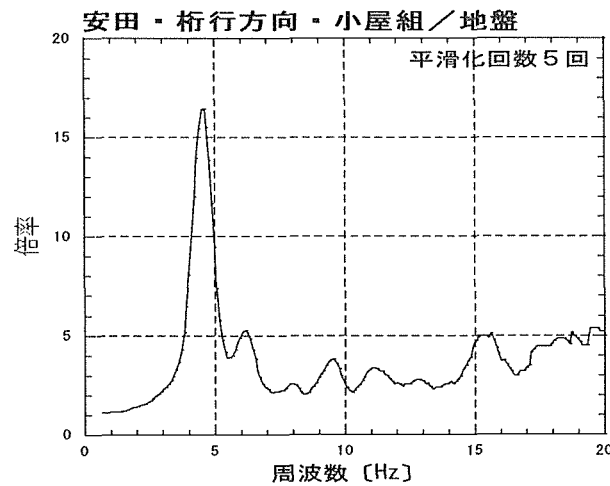
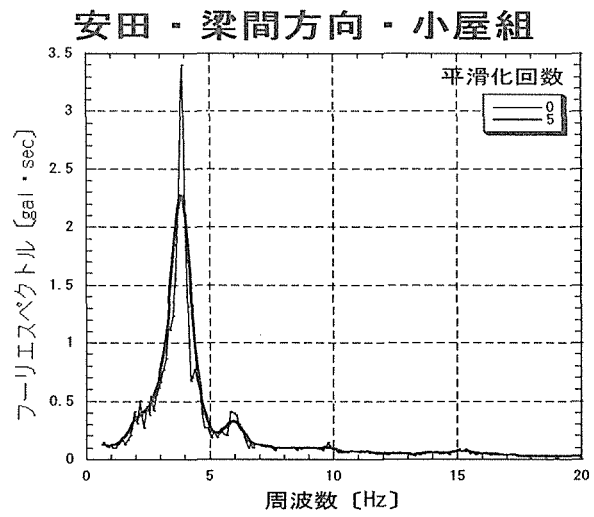
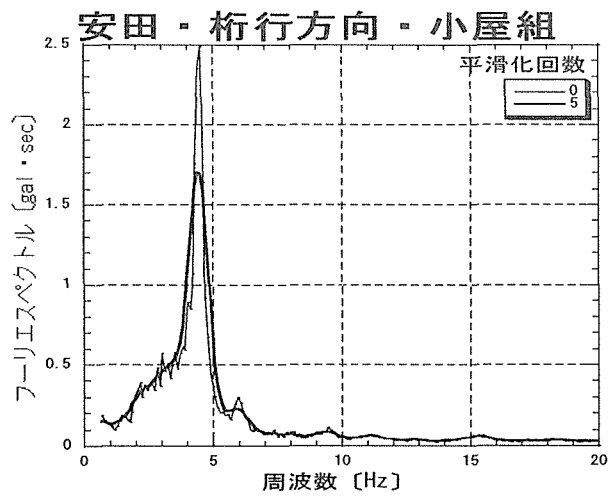
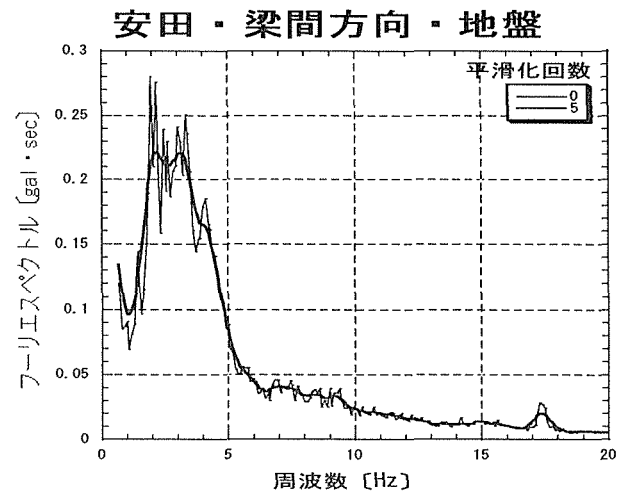
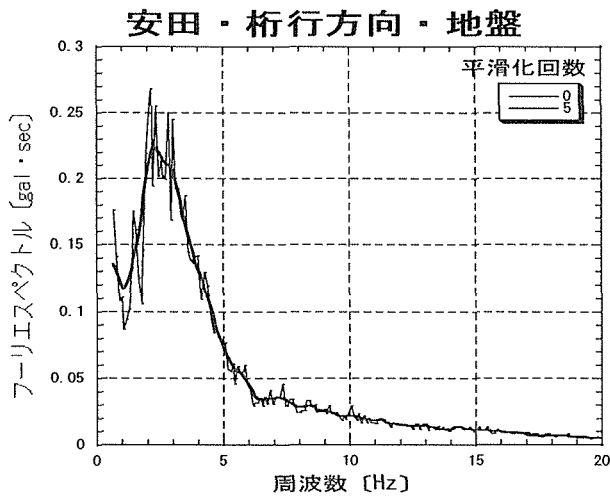
【図2-10】 常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.12-1 中屋分譲)



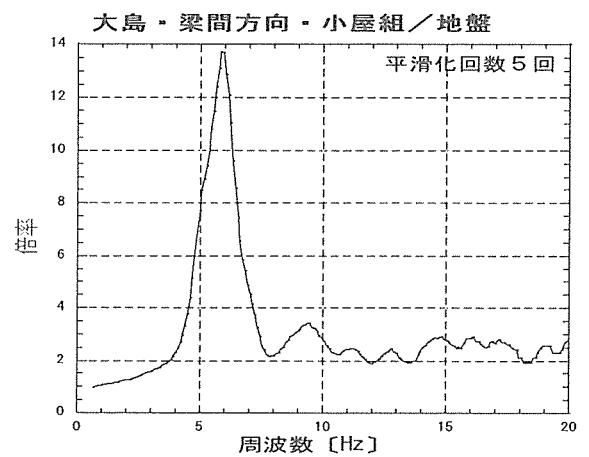
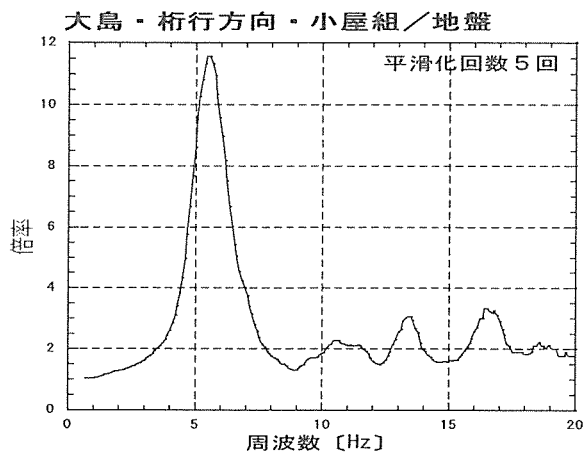
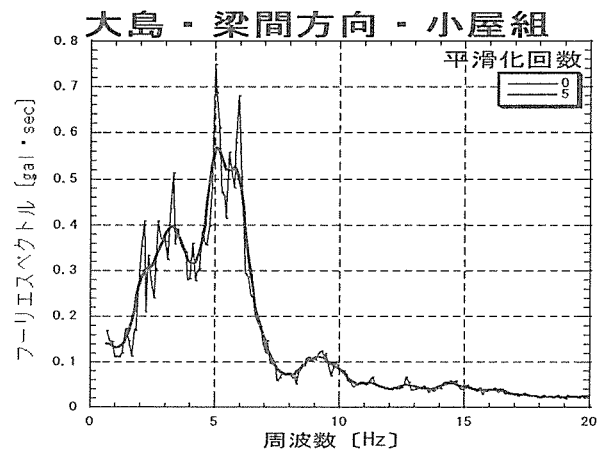
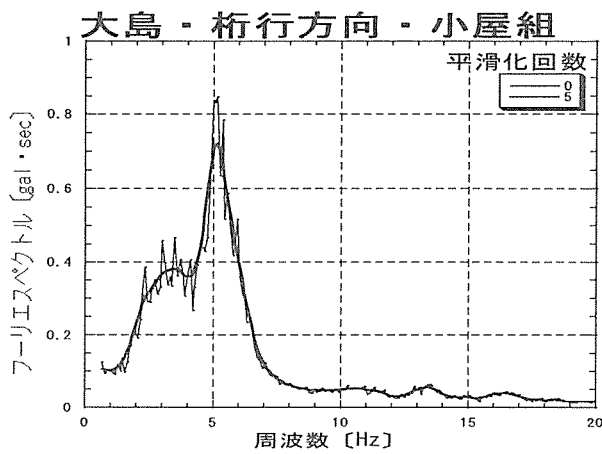
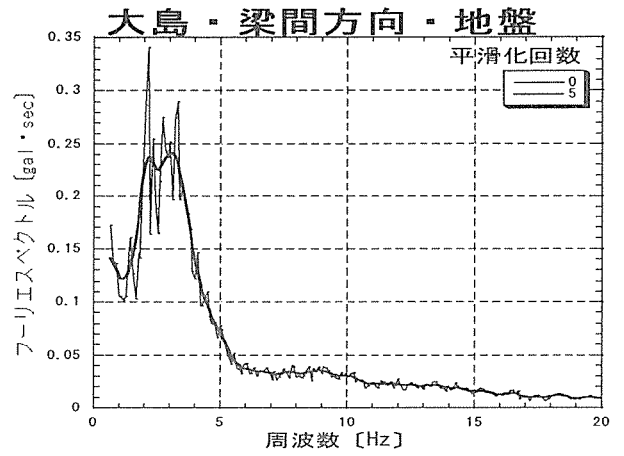
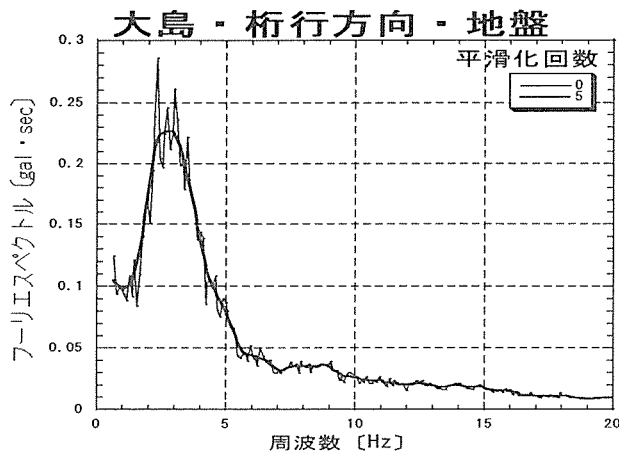
【図2-11】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No. 12-2 中屋分譲)



【図2-1 2】常時微動測定時の現況調査による構造図面 (No.1 3 小松 邸)

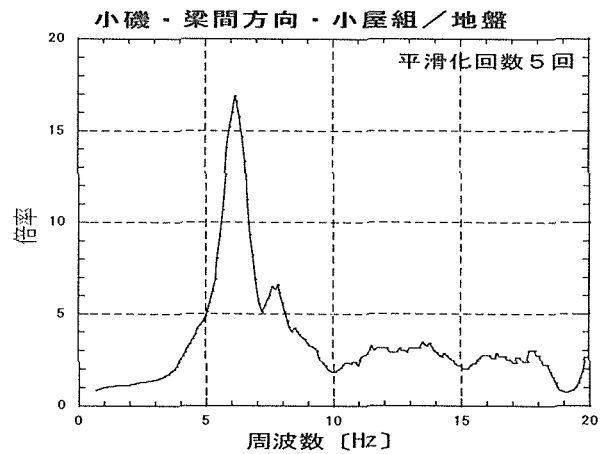
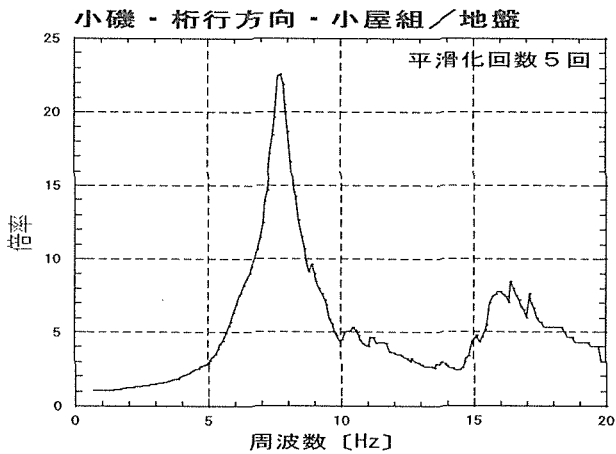
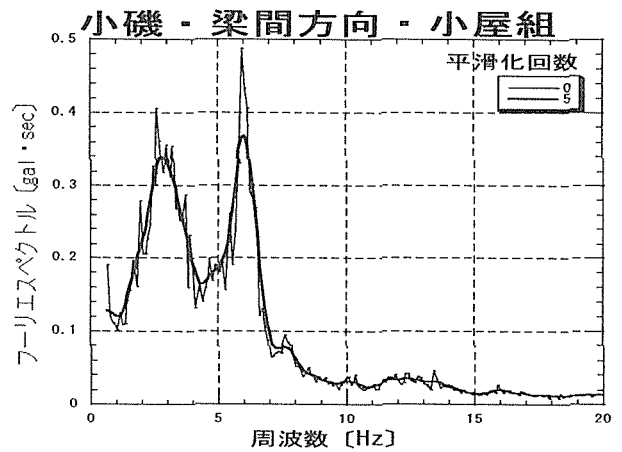
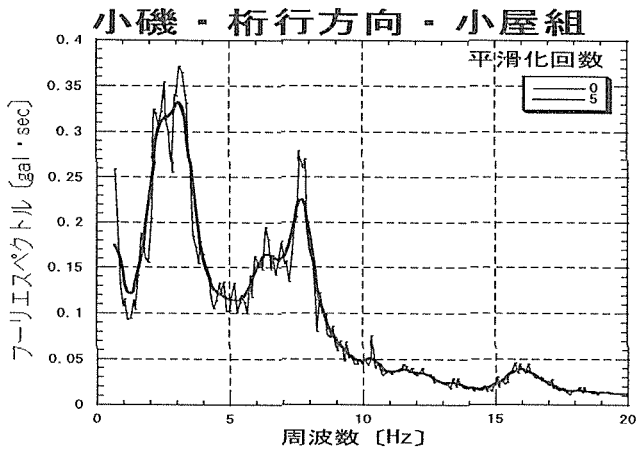
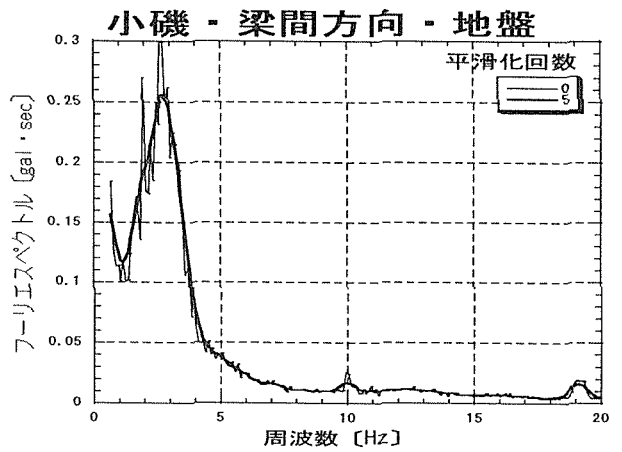
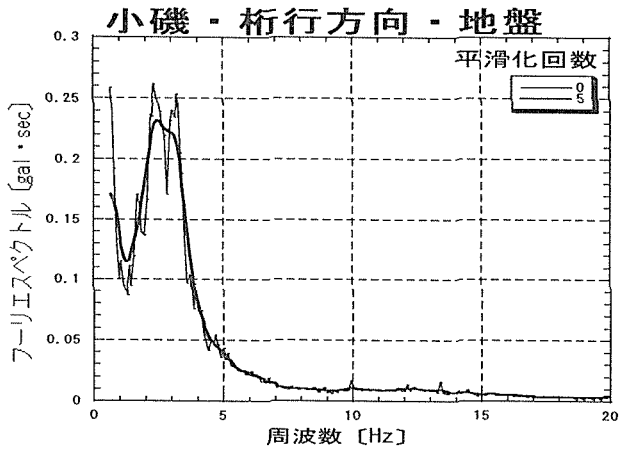


【図2-13】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組／地盤」スペクトル比  
No.1 安田 邸



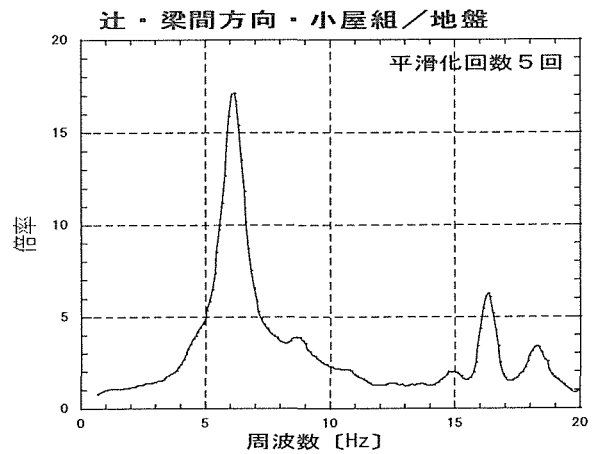
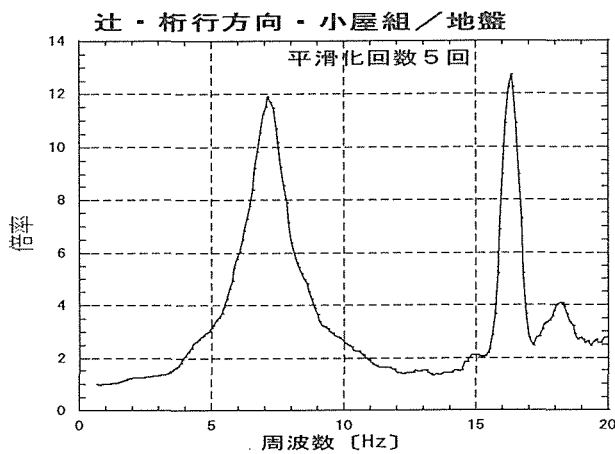
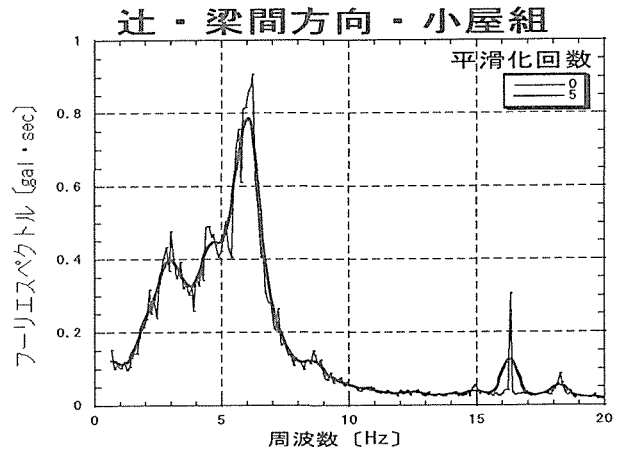
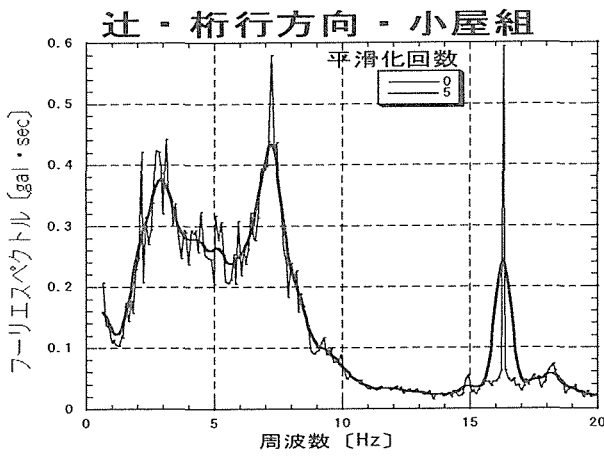
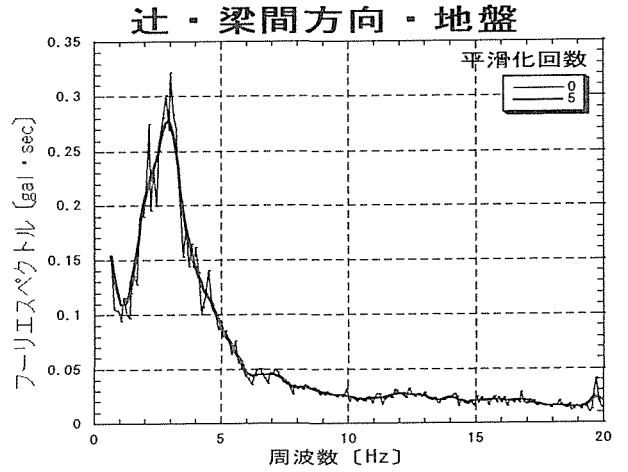
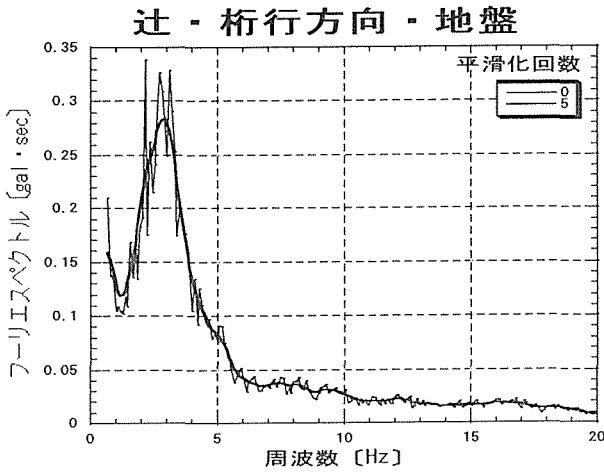
【図2-14】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No. 2 大島 邸



【図 2-15】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

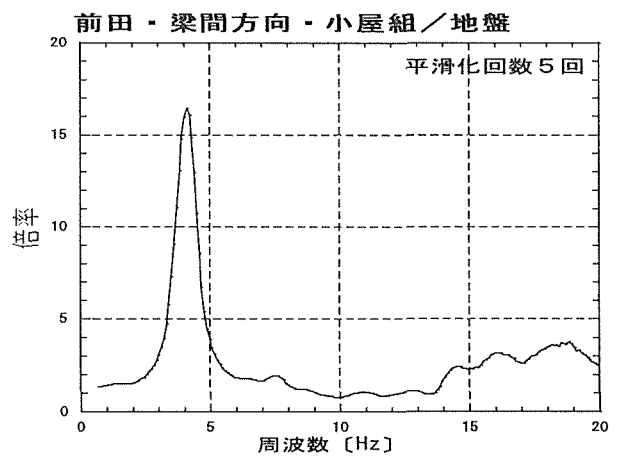
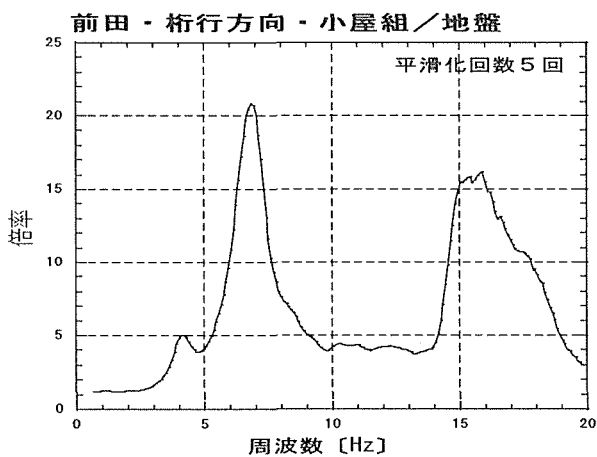
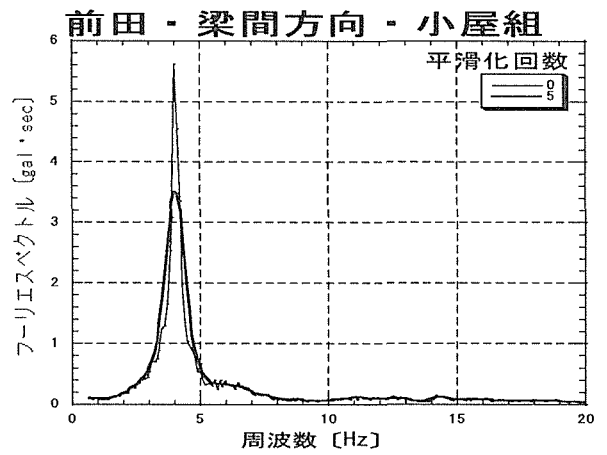
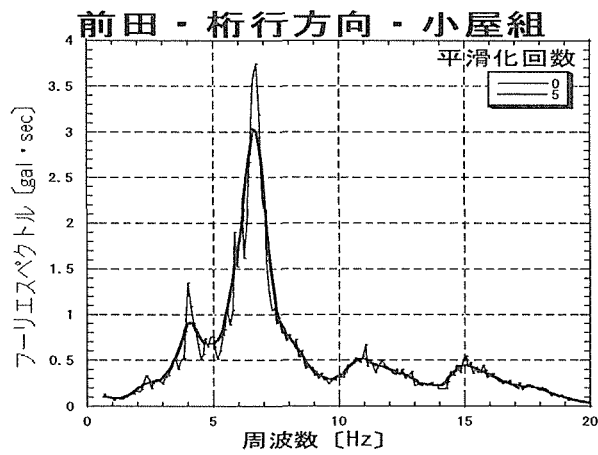
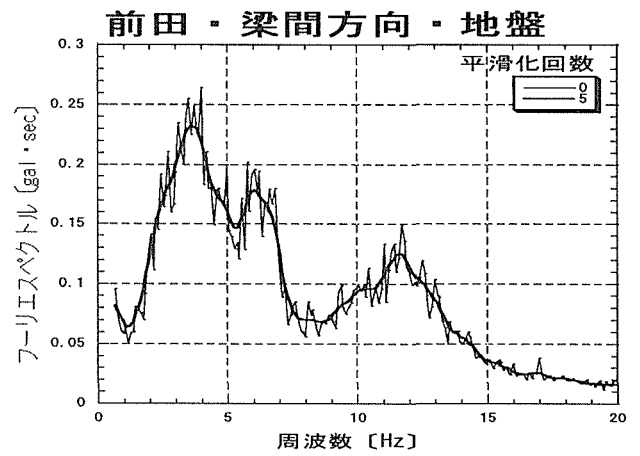
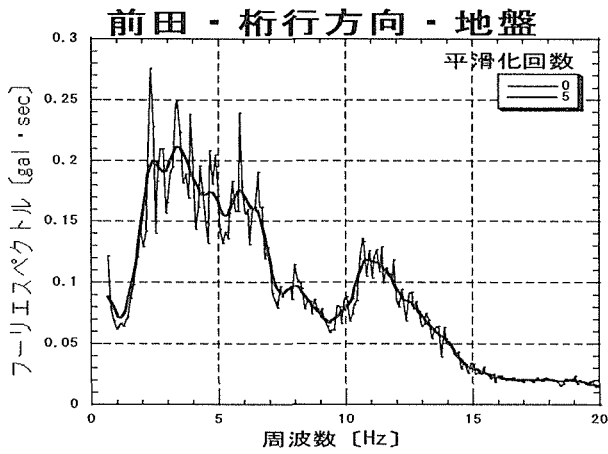
No.3 小磯 邸



【図2-16】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組／地盤」スペクトル比

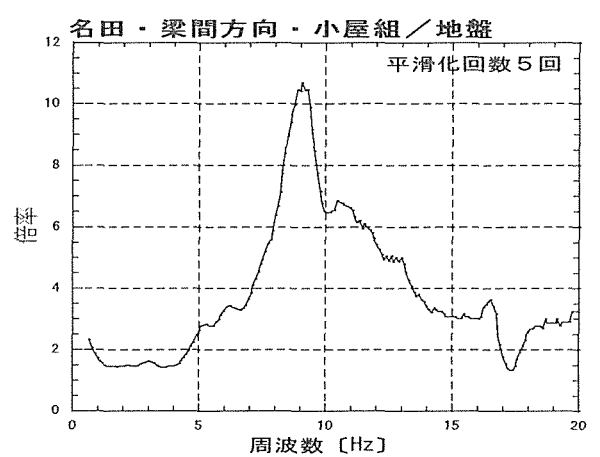
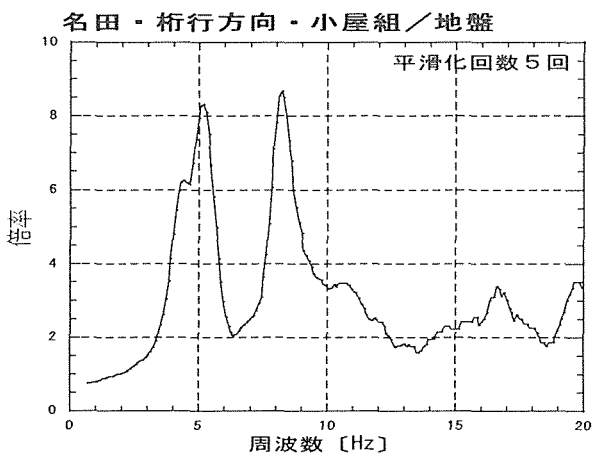
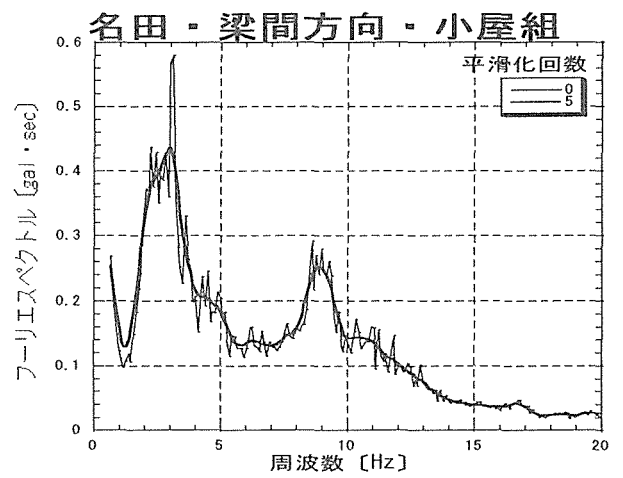
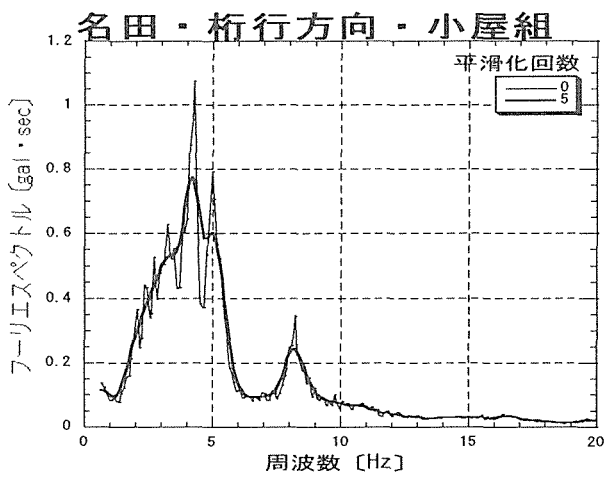
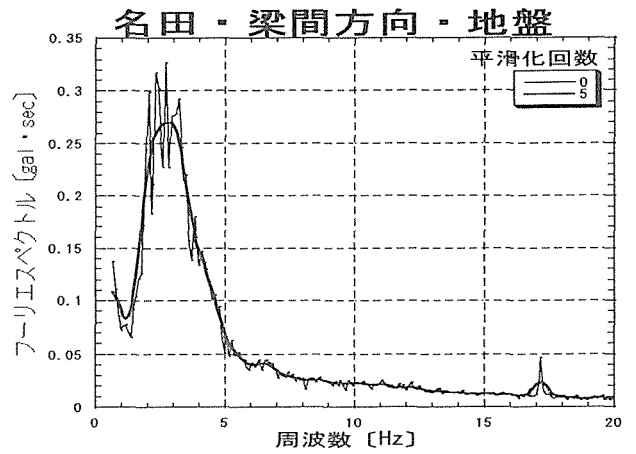
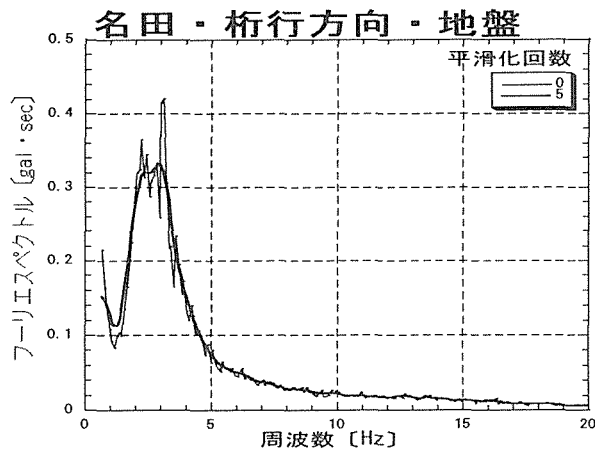
No.4 辻歯科





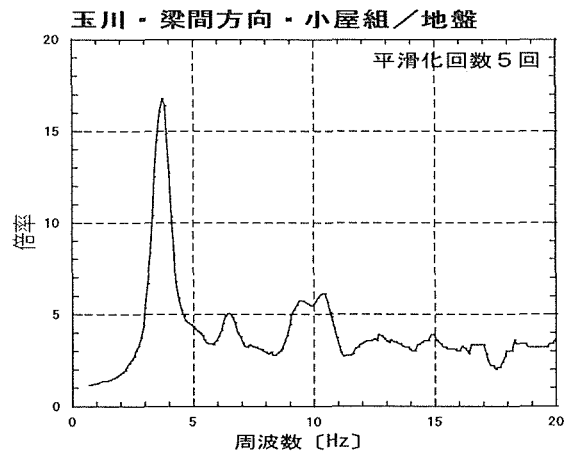
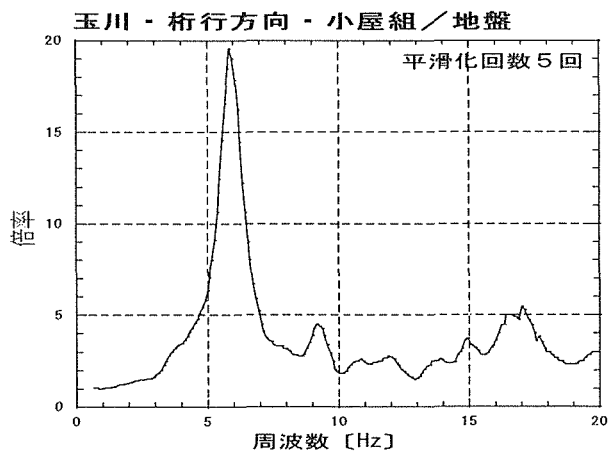
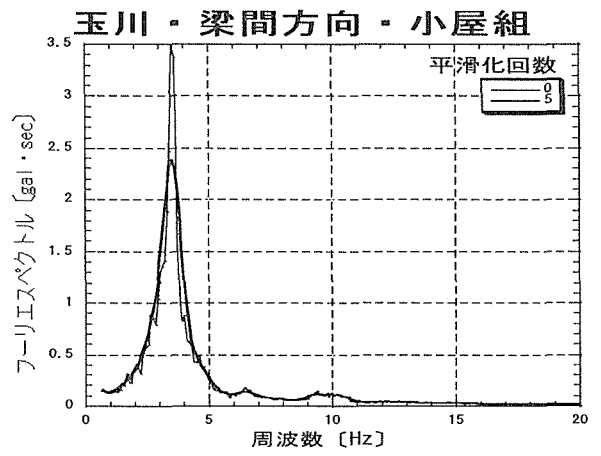
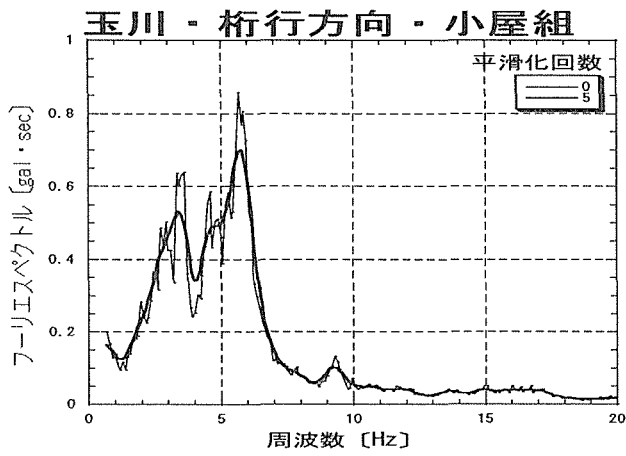
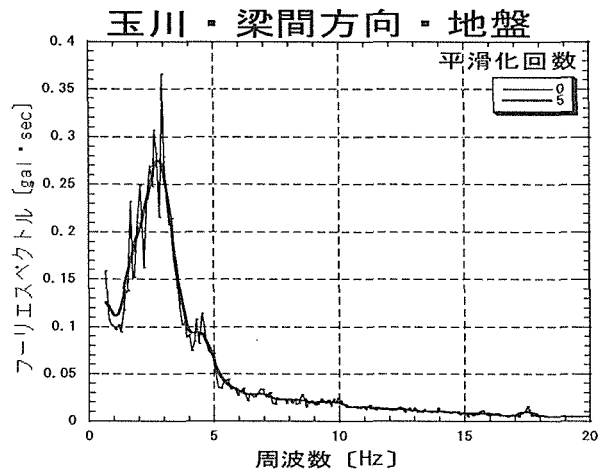
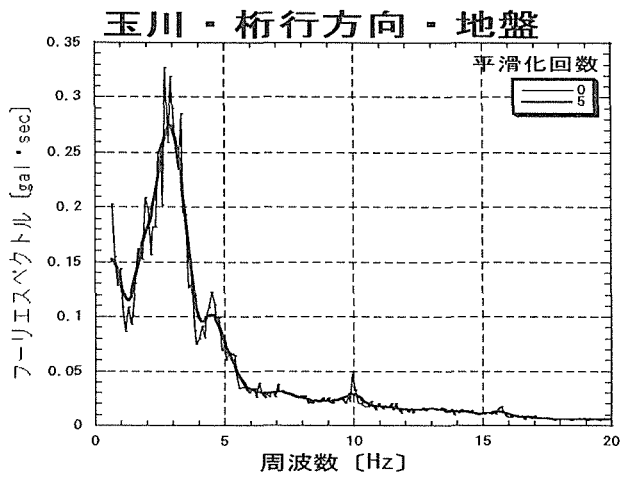
【図2-17】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組／地盤」スペクトル比

No.5 前田 邸



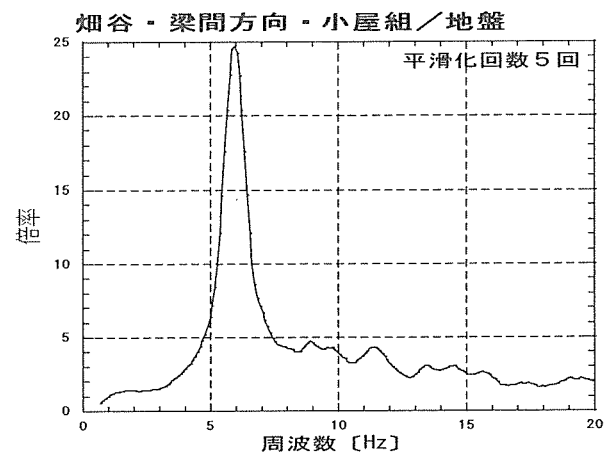
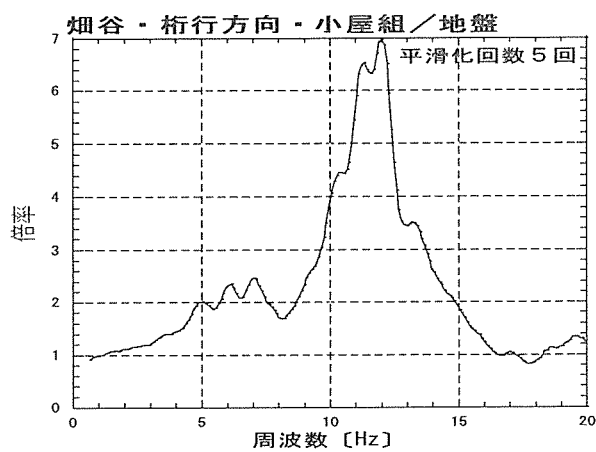
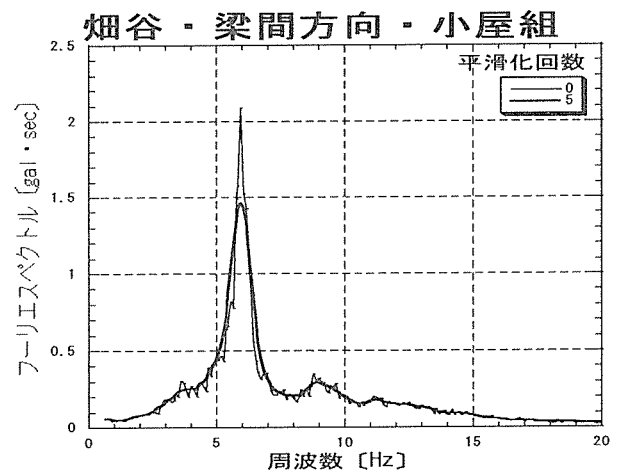
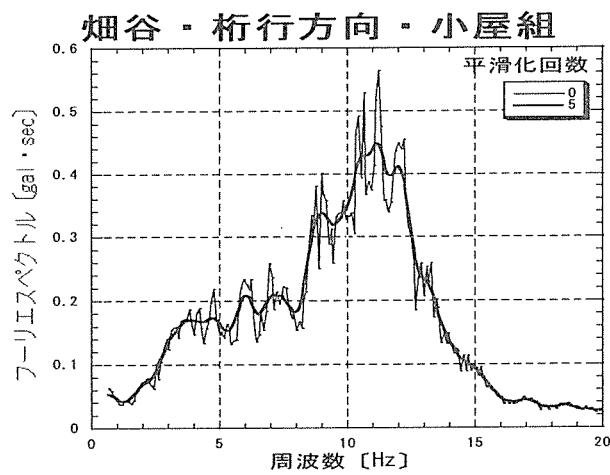
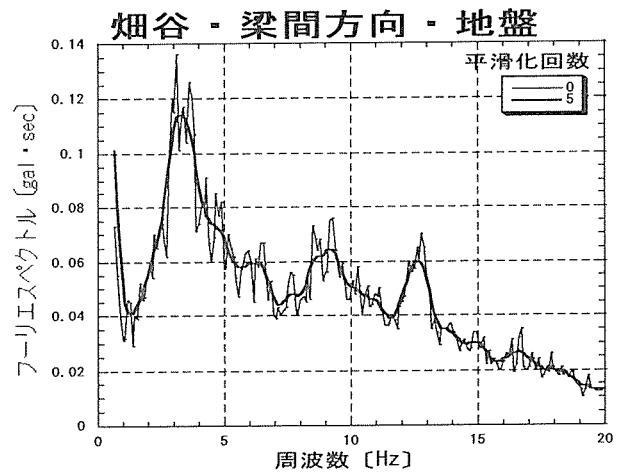
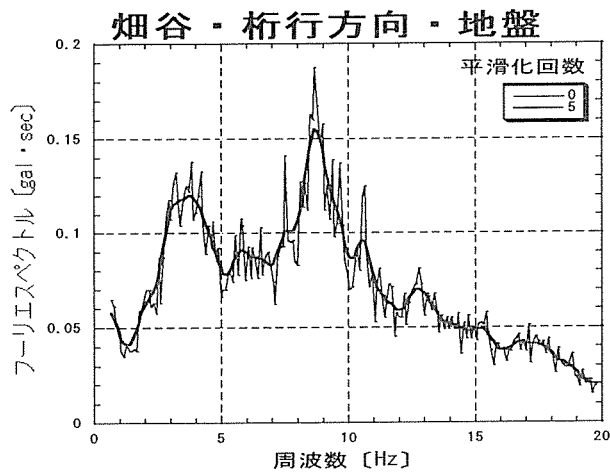
【図2-18】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組／地盤」スペクトル比

No.6 名田 邸



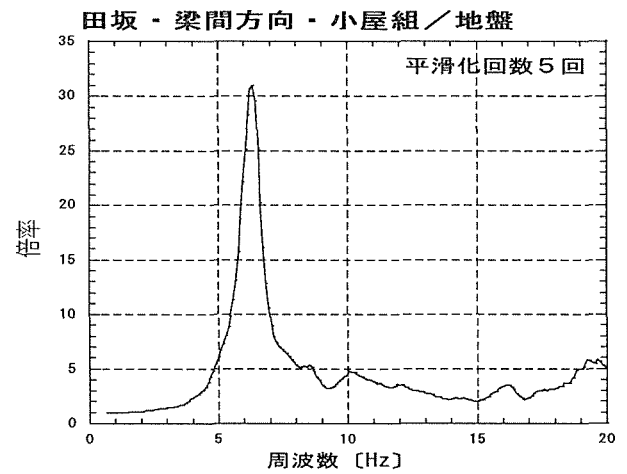
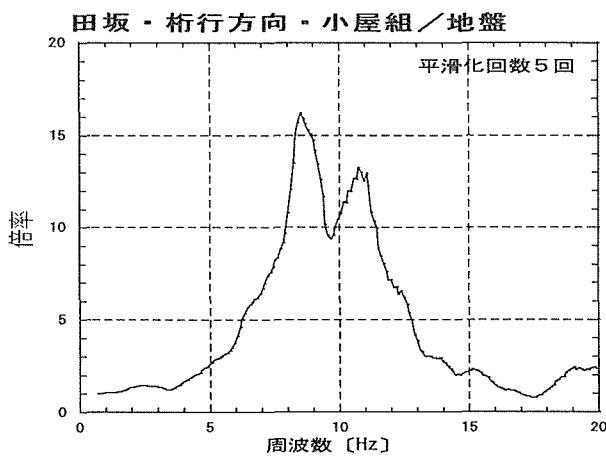
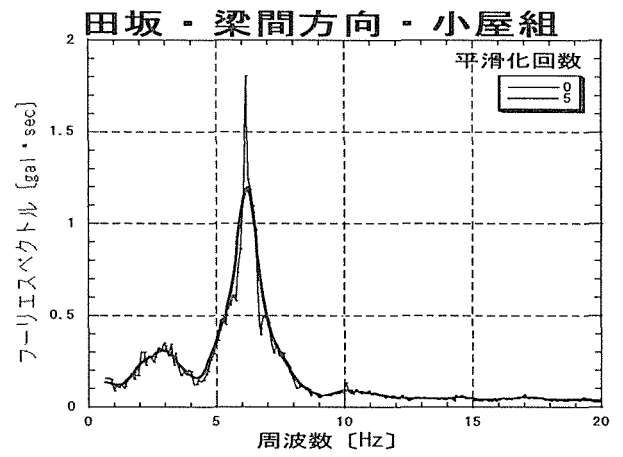
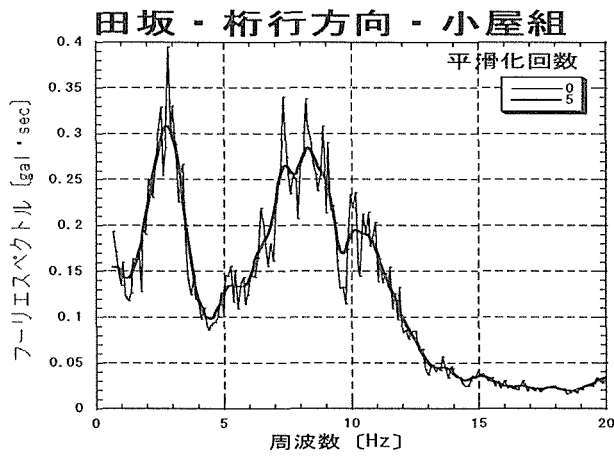
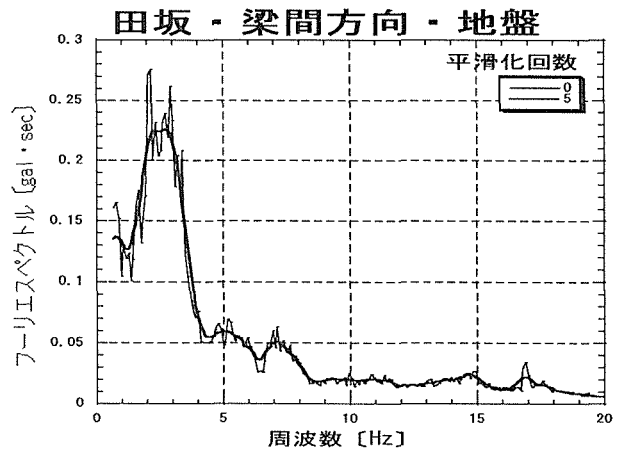
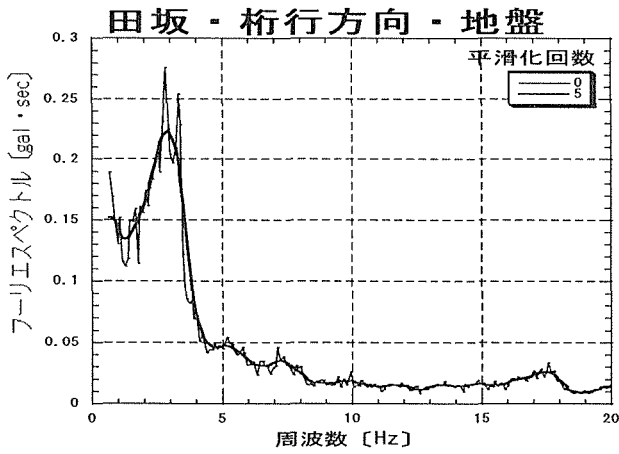
【図2-19】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.7 玉川 邸



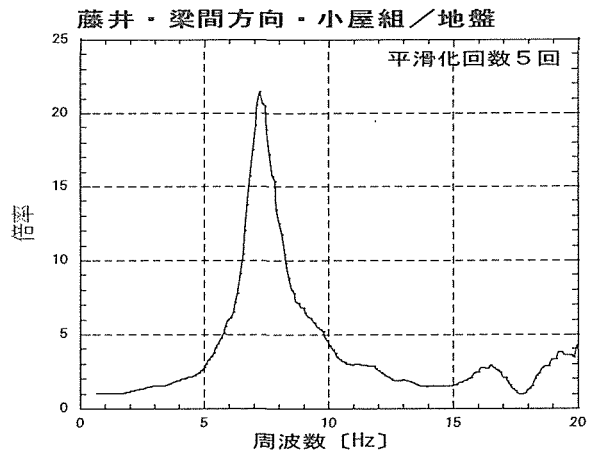
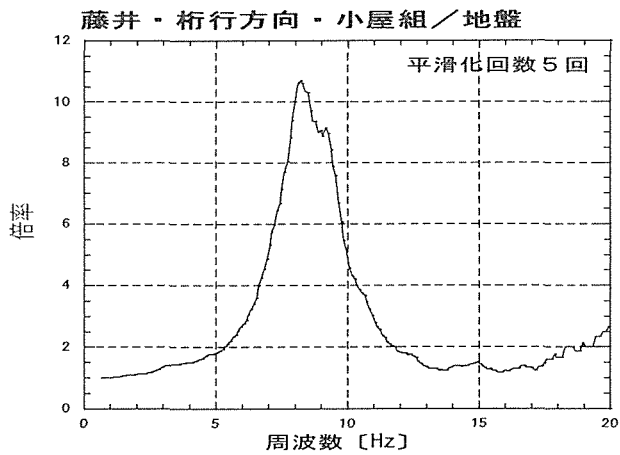
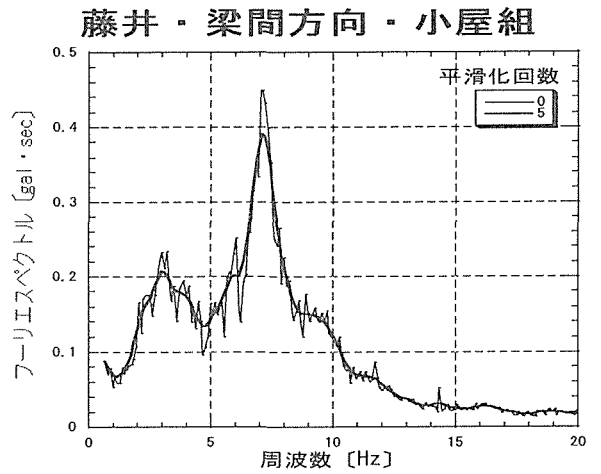
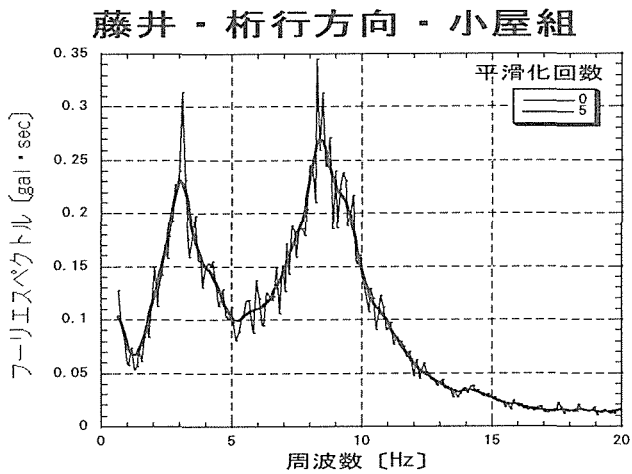
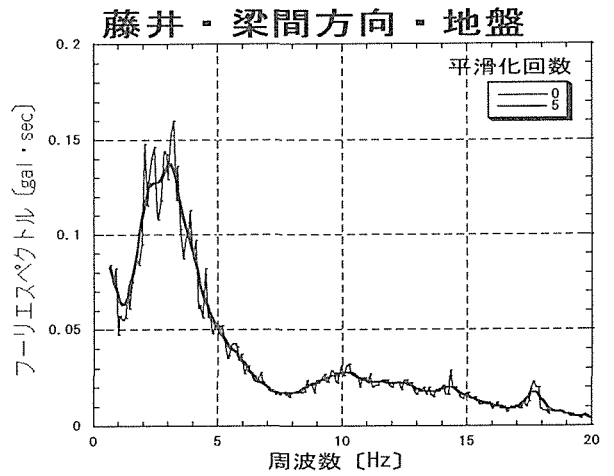
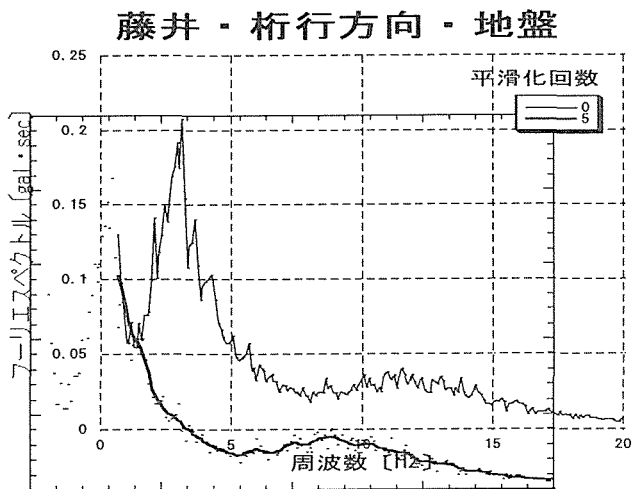
【図2-20】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.8 畑谷 邸



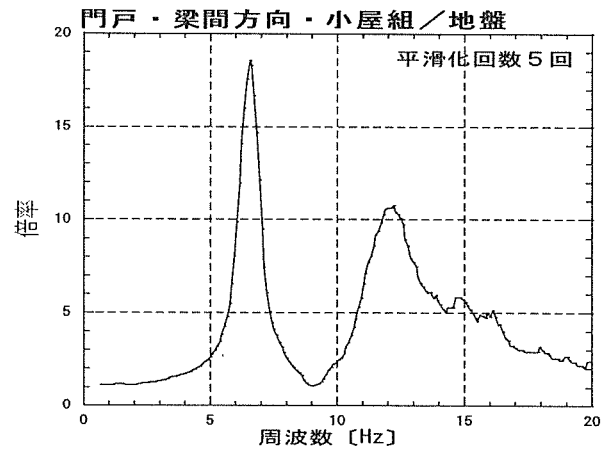
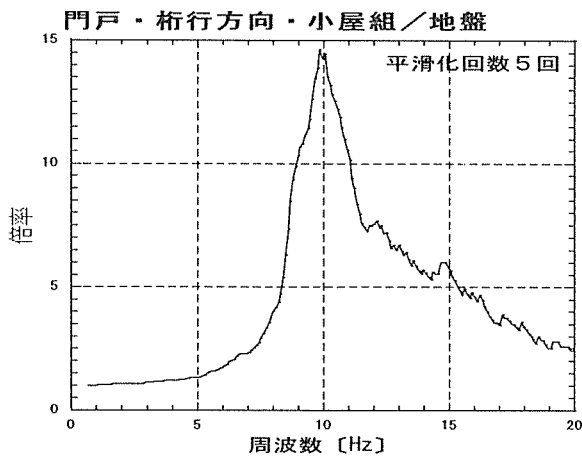
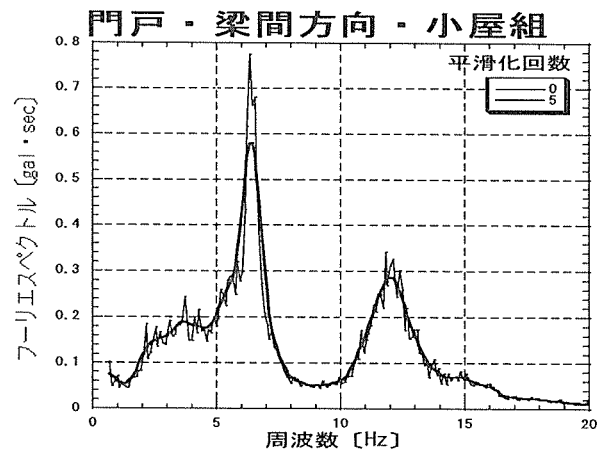
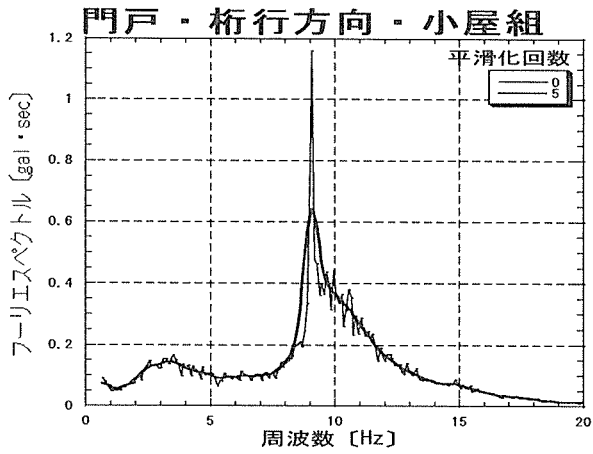
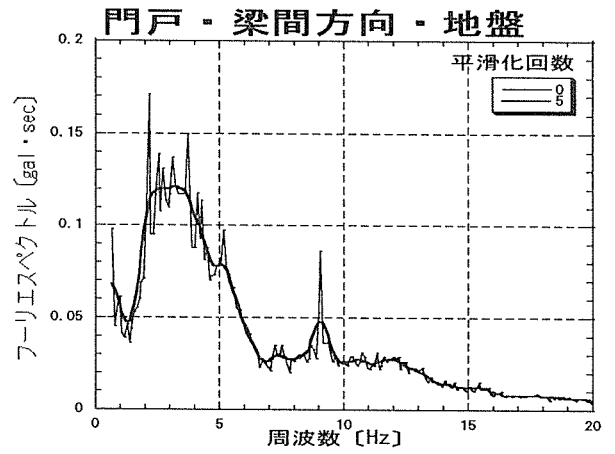
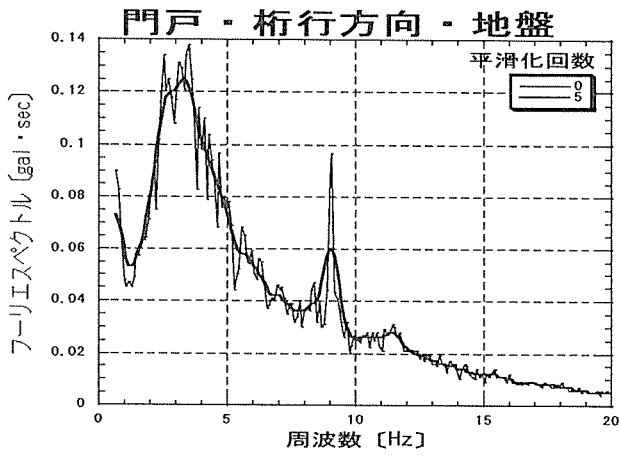
【図2-21】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.9 田坂 邸



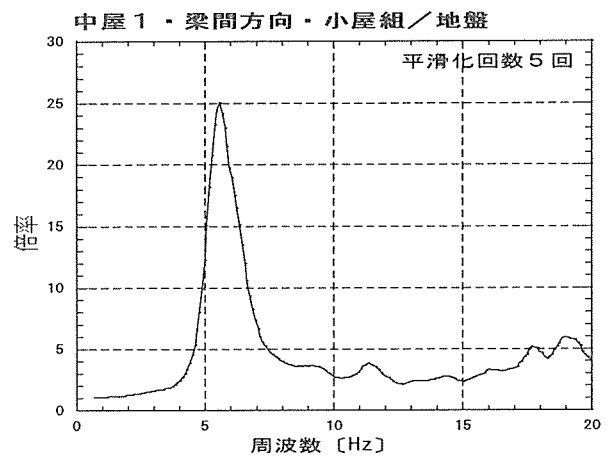
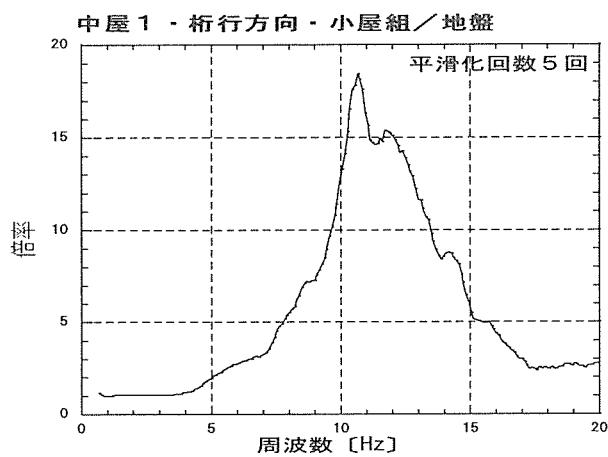
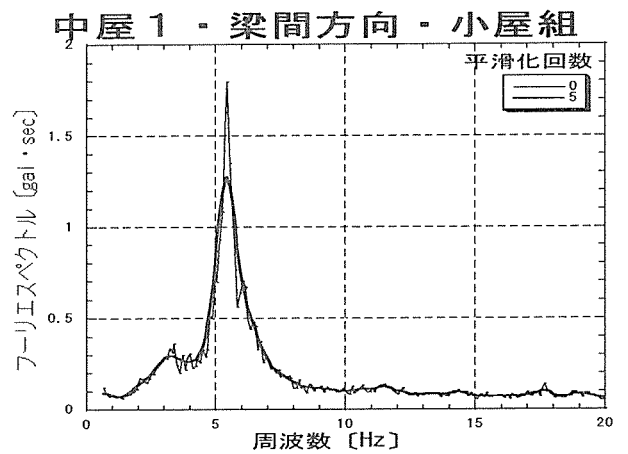
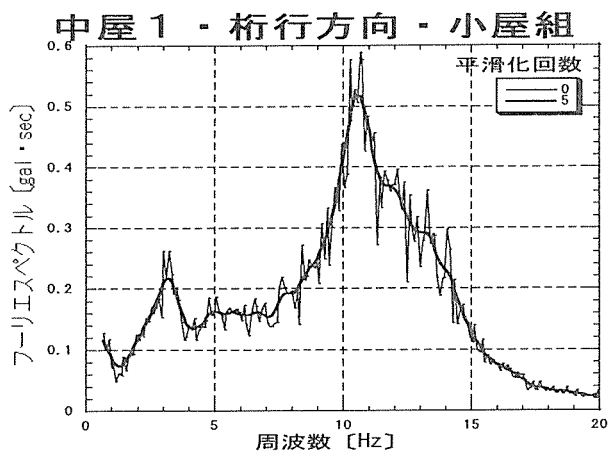
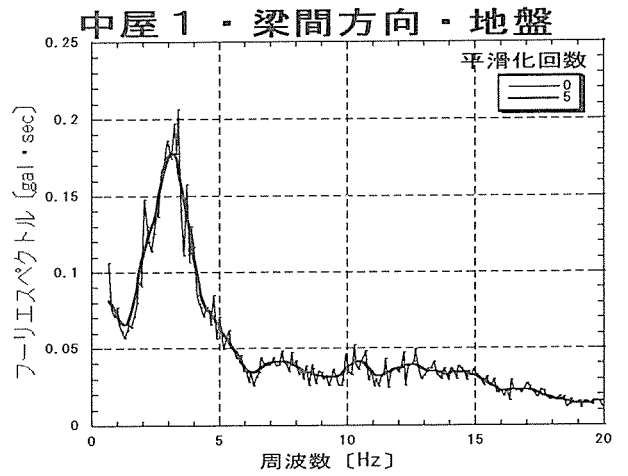
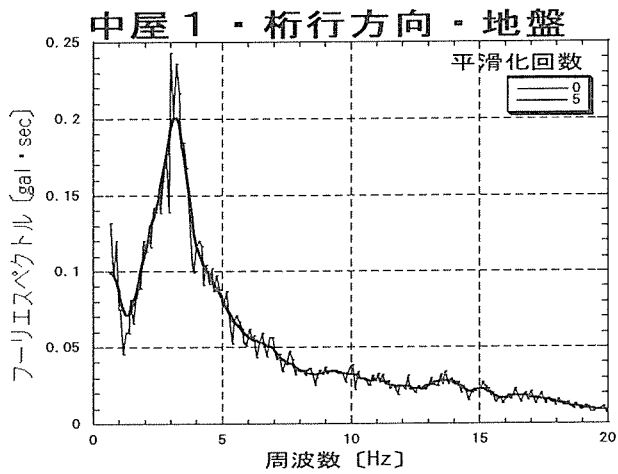
【図2-22】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組／地盤」スペクトル比

No.10 藤井 邸



【図2-23】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

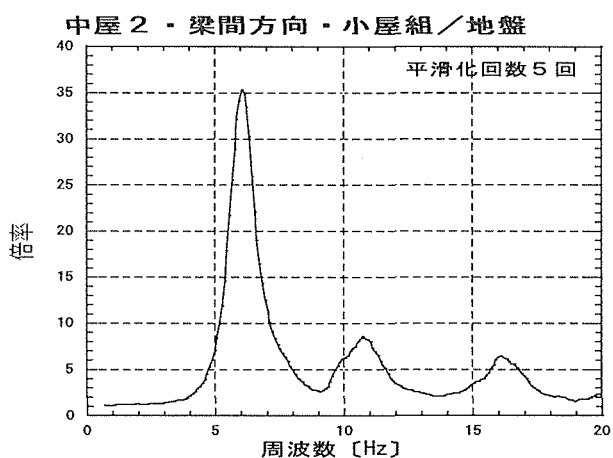
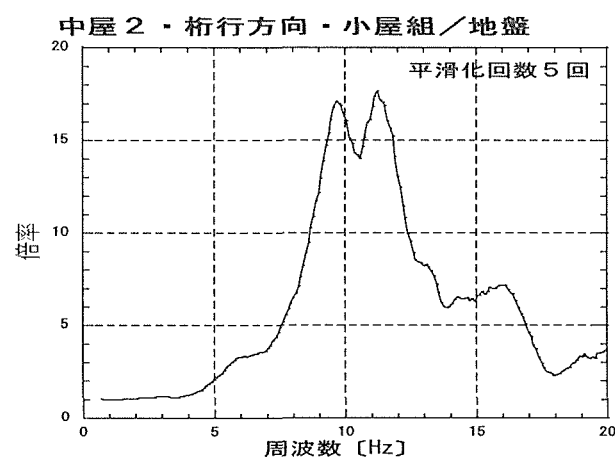
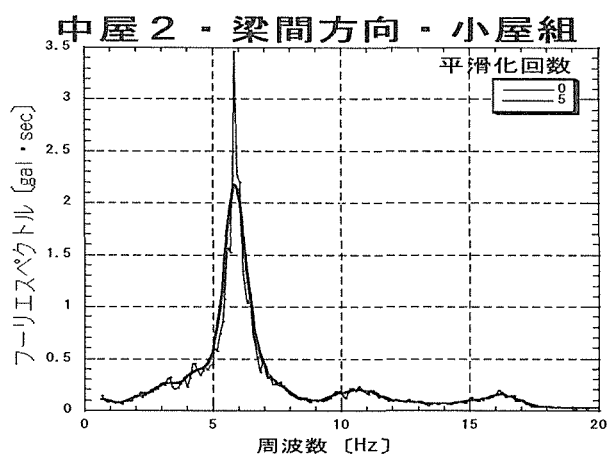
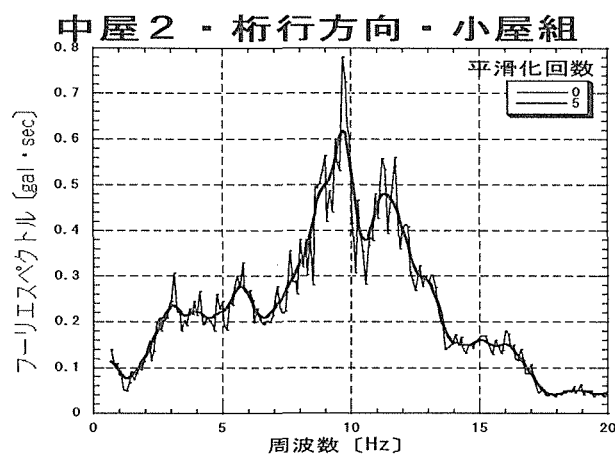
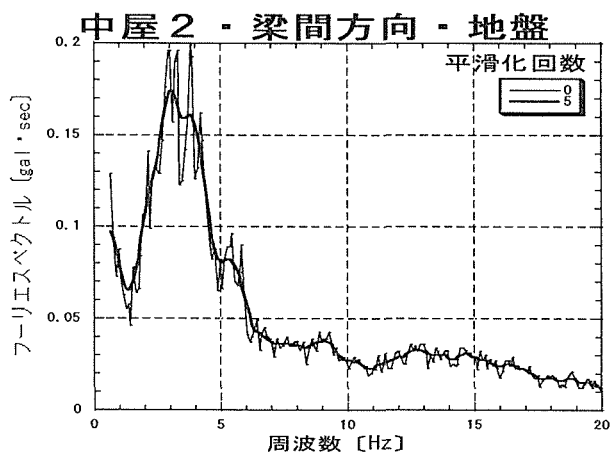
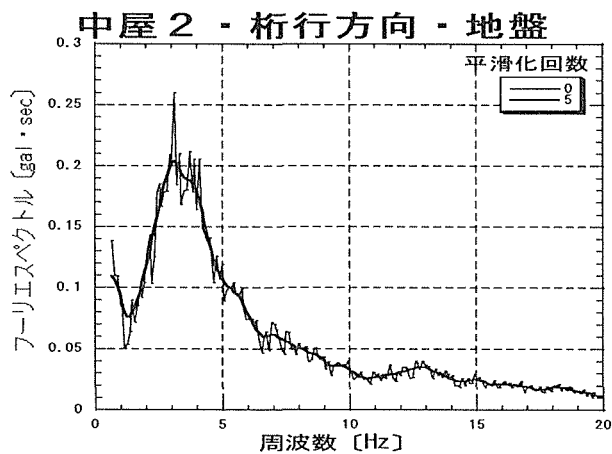
No. 1 1 門戸分譲



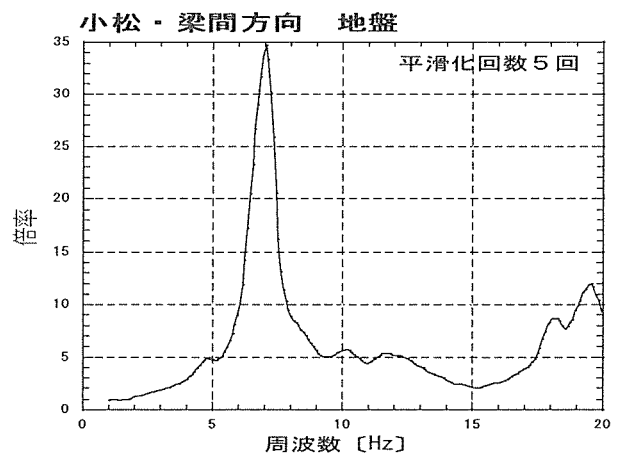
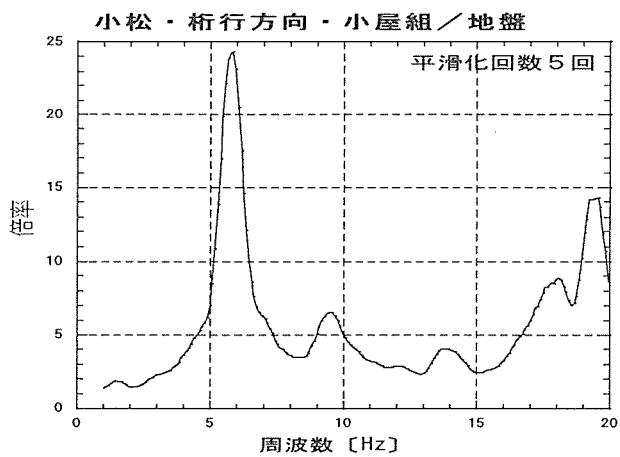
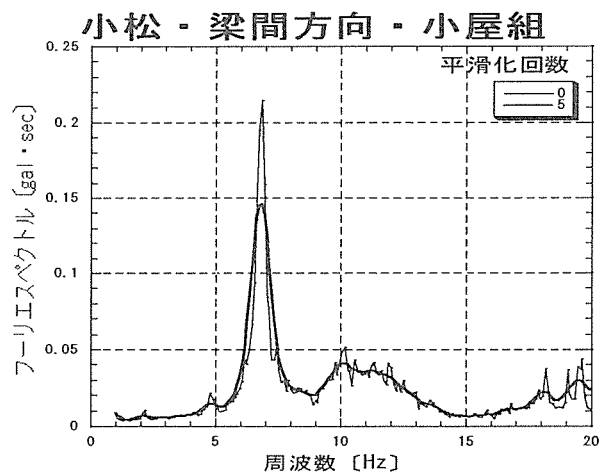
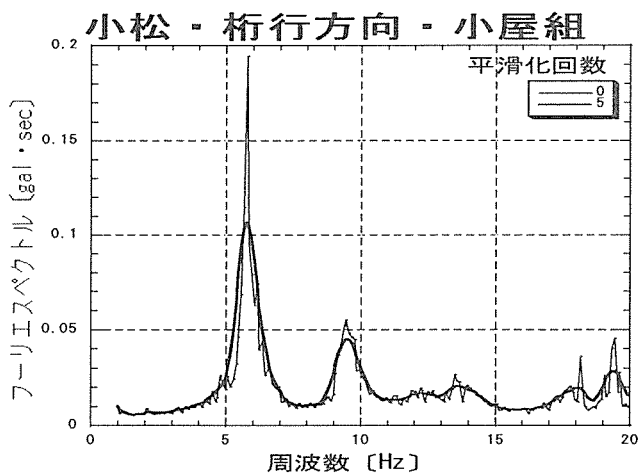
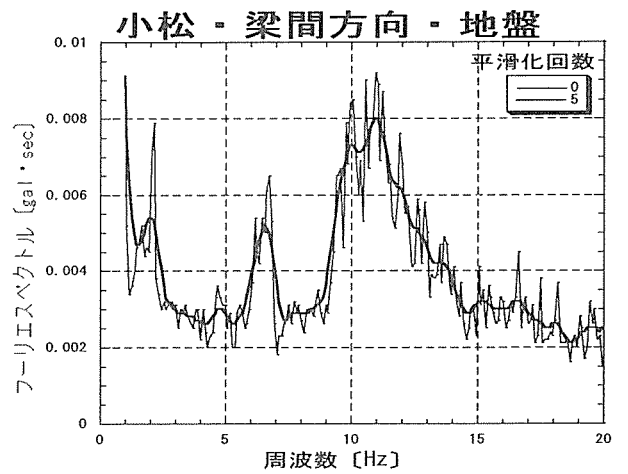
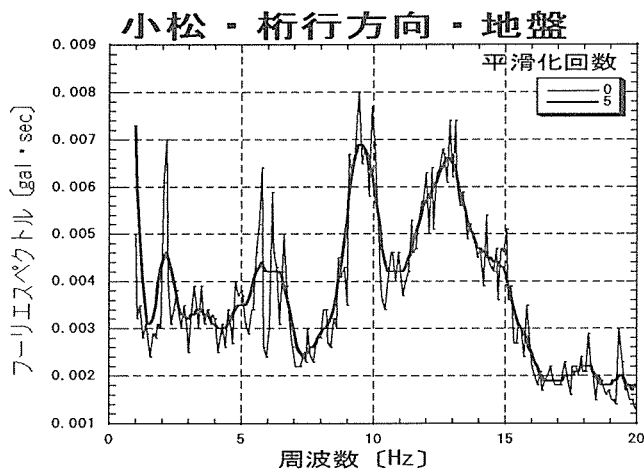
【図 2 - 2 4】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組 / 地盤」スペクトル比

No. 1 2 - 1 中屋分譲





【図2-25】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比  
No.1 2-2 中屋分譲

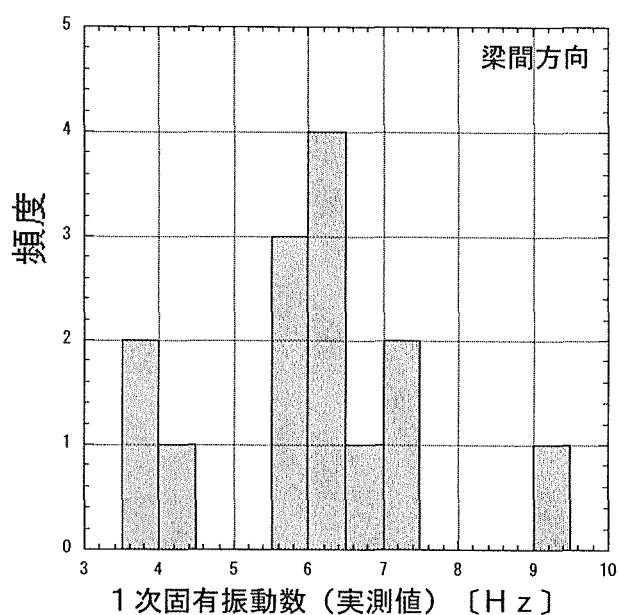
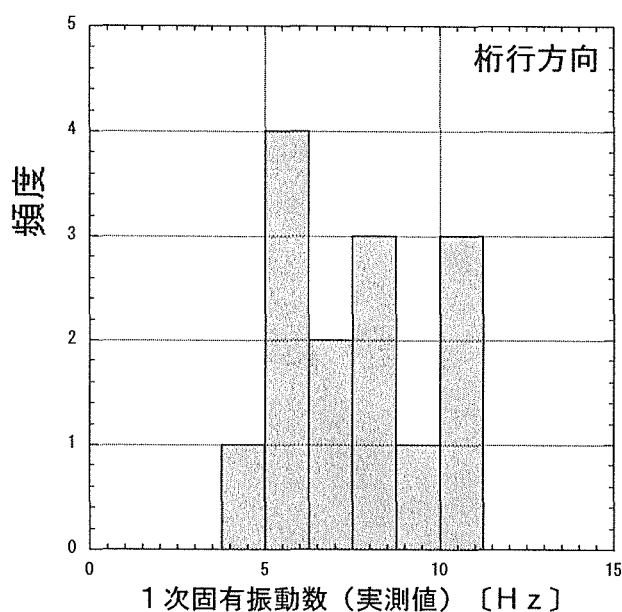


【図2-26】地盤・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組／地盤」スペクトル比

No.13 小松 邸

【表 2 - 2】対象建物の 1 次固有振動数

No.	建物名	固有振動数 桁行方向 (Hz)	固有振動数 梁間方向 (Hz)
1	安田 邸	4.59	3.91
2	大島 邸	5.57	5.86
3	小磯 邸	7.71	6.15
4	辻齒科	7.13	6.15
5	前田 邸	6.84	4.1
6	名田 邸	5.18	9.08
7	玉川 邸	5.86	3.71
8	畑谷 邸	10.35	5.96
9	田坂 邸	8.5	6.35
10	藤井 邸	8.2	7.32
11	門戸分譲	9.96	6.54
12-1	中屋分譲 1	10.64	5.57
12-2	中屋分譲 2	11.23	6.05
13	小松 邸	5.76	7.03

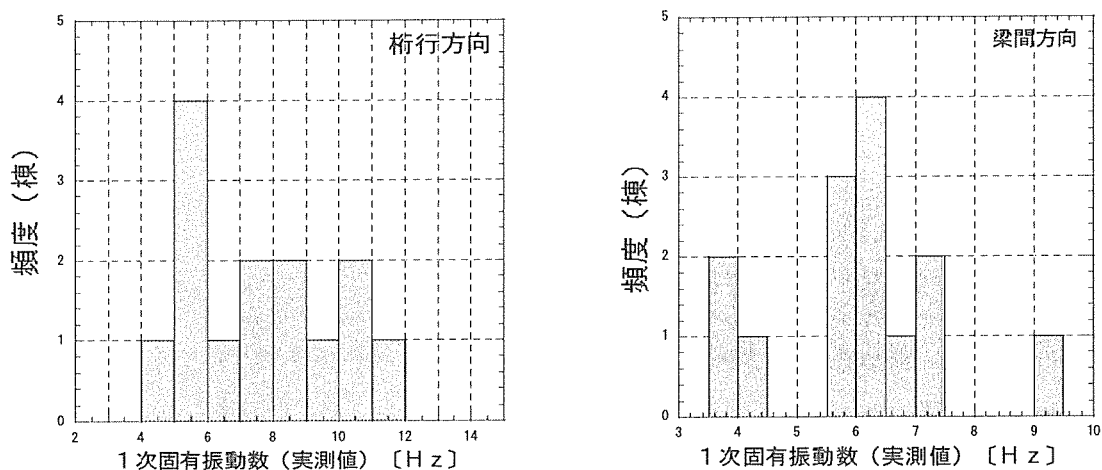


【図 2 - 2 7】実測から検出された 1 次固有振動数の頻度分布図

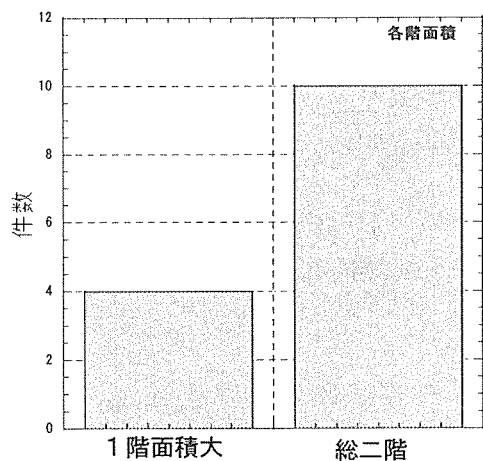
## 2.6 解析結果の考察

常時微動測定を行った対象建物の1次固有振動数は桁行方向に関しては、4.5～11.5 Hzの間で分布していた。梁間方向では3.5～9.1 Hzの間で分布していたがバラつきがみられ、このような結果となった原因として次のことが考えられる。(頻度分布図【図2-28】参照)

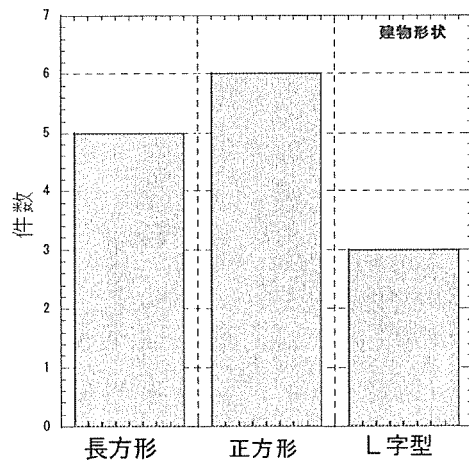
- ① 建物面積が1・2階でほぼ同面積になるものと1階床面積の方が明らかに大きいものとのわかれたため。(【図2-29】参照)
- ② 建物の形が、正方形・長方形・L字型の3パターンに分類され、梁間方向の壁の量をみると桁行方向に比べ明らかに少ないのがみられる。  
(【図2-30】、【図2-31】、【表2-3】参照)
- ③ 長方形・L字型の建物では梁間方向の耐力壁の間口が狭くその部分の筋交いの効果が得られない。



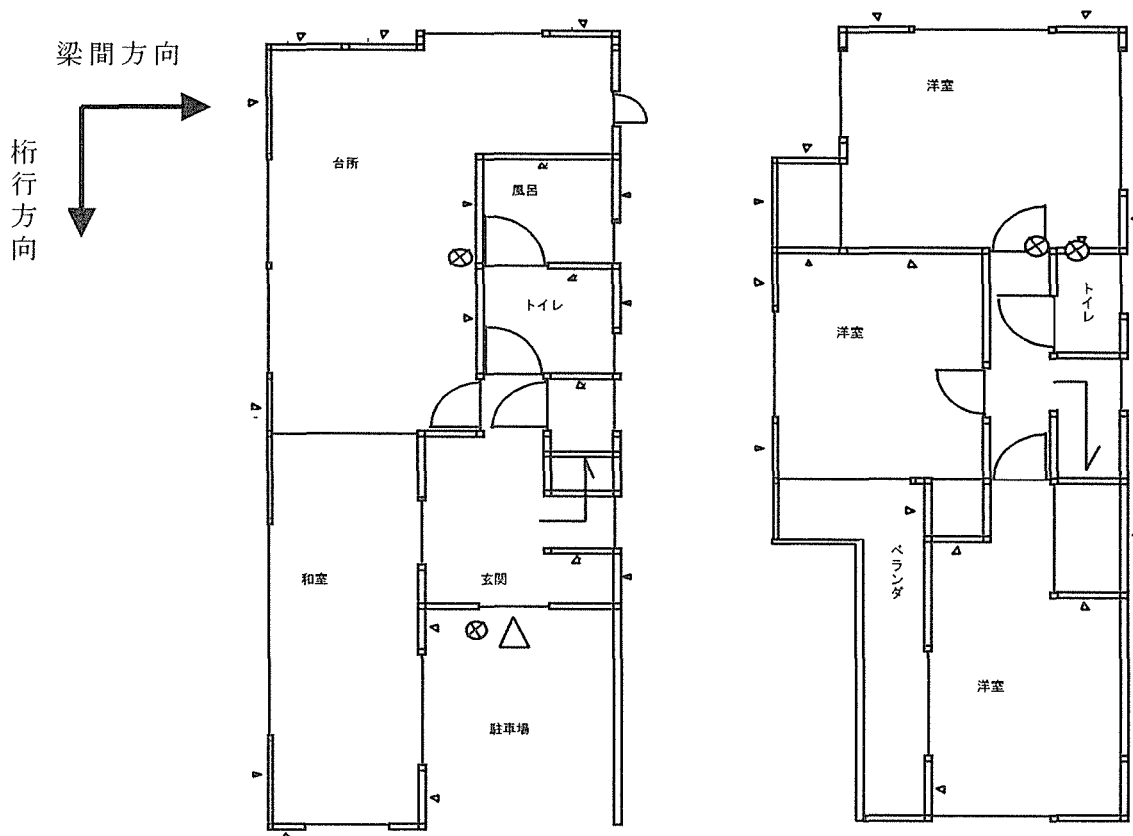
【図2-28】実測振動数頻



【図2-29】各階面積の頻度分布



【図2-30】建物形状頻度分布



【図 2 - 3 1】名田邸の構造図

この図をみて解るように、梁間方向の耐力壁が桁行方向に比べると明らかに少ない。

【表 2 - 3】対象建物の壁量

形状	No.	建物名	剛性 桁行方向)		剛性 梁間方向)	
			1階 (t/cm)	2階 (t/cm)	1階 (t/cm)	2階 (t/cm)
正方形	1	安田 邸	3.58	5.29	2.79	5.75
	2	大島 邸				
	3	小磯 邸	3.2	2.55	3.02	2.79
	7	玉川 邸				
	10	藤井 邸	5.09	5.53	4.11	2.9
	13	小松 邸	4.21	1.36	4.94	1.92
長方形	4	辻齒科	4.87	5.93	5.77	4.14
	5	前田 邸	2.78	2.59	1.39	1.73
	6	名田 邸	2.61	1.71	2.78	2.77
	8	畑谷 邸	5.1	5.74	2.79	2.99
	9	田坂 邸	4.5	4.67	3.52	2.57
L 字型	11	門戸分譲	3.21	3.73	2.18	2.03
	12-1	中屋分譲 1	4.88	3.57	1.02	1.2
	12-2	中屋分譲 2	4.7	4.19	1.84	1.85

(No. 2 大島邸、No. 7 玉川邸に関しては構造図面がないため記入しない)

### 3 建物の構造特性と固有振動数算出プログラムの作成

#### 3.1 プログラムの基本構想

##### 3.1.1 使用ソフトの概要及び特徴

使用ソフト名：MICROSOFT「Visual Basic」

Visual Basic プログラムは、Visual Basic プログラミングシステムを使って開発された Windows 専用のアプリケーションである。Visual Basic を使ってプログラムを作成する場合、そのプログラムに何をさせたいか（プログラム設計）、そしてプログラムの画面デザインを決定して（ユーザーインターフェイス設計）、最後に Visual Basic プログラミングシステムを使ってプログラムを記述する（コーディング）事になる。

Excel のような一般的なアプリケーションとは違い、Visual（映像）に形・図形として映し出すことができる。

##### 3.1.2 プログラムの使用目的

対象建物の設計図書から、建物属性や構造特性の推定法提案を行いプログラム化する事によって、誰にでも設計図書から耐震性能指標を算定し評価出来るようにする。

また、今までこれらの算定にたくさんの時間を費やしていたものを、作成したプログラムを適用することにより今後大きなプラスになる事が予想される。

## 3.2 プログラムの作成

### 3.2.1 プログラムの構成の概要

#### ○過程1、プログラムの起動

ビジュアルベーシックでのスタートボタンを押すことにより開始となる。

#### ○過程2、図面入力

第1の入力作業であり1Fを入力後重ね合わせて2Fを入力する。

#### ○過程3、重心、剛心、偏心率の算定

過程2の作業から重心は座標と重さから算出し剛心は座標と壁倍率から算出する。

#### ○過程4、1F、2Fの重量及び建物総重量の算定

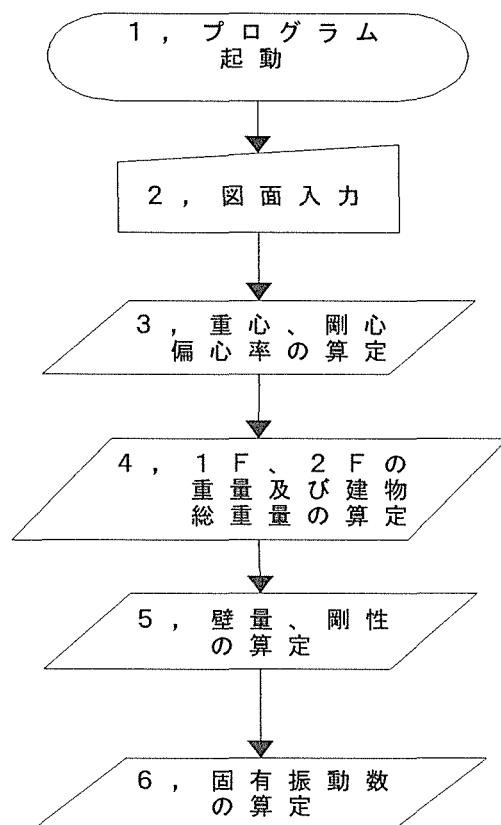
過程2の作業で床、壁、窓、屋根にそれぞれの単位面積あたりの重量を乗じて総計を建物総重量として算出し2階重量は2階階高の1/2以上部分、1階重量は2階階高の1/2以下部分から1階階高の1/2以上とし算出する。

#### ○過程5、壁量、剛性の算定

過程2の作業で壁倍率から壁量を算出し剛性は壁量に比例すると考え、各階各方向別の総壁長に倍率1の単位壁長の剛性値  $130 \text{ Kg} / 1/120 \text{ rad}$  を乗じることにより算出する。

#### ○過程6、固有振動数の算定

過程4、過程5の算出結果から建物の固有振動数を計算させ算出する。



【図3-1】プログラムのフロー

### 3.2.2 建物における各部材の単位重量及び壁倍率の設定値

【表3-1】単位重量及び壁倍率の設定値

No	外壁種類	重さ [Kg/m <sup>2</sup> ]	No	屋根種類	重さ [Kg/m <sup>2</sup> ]	No	壁種類	倍率
1	サイディング(軽)	55	1	カラーベスト(軽)	76	1	サイディング	0.5
2	ラスモルタル(普)	90	2	棧瓦(普)	104	2	ラスモルタル	1.5
3	土塗り壁(重)	126	3	土葺瓦(重)	167	3	土塗り壁	0.5
No	内壁種類	重さ [Kg/m <sup>2</sup> ]	No	床種類	重さ [Kg/m <sup>2</sup> ]	4	ボード	1.0
1	ボード(軽)	45	1	2階木床	120	6	構造用合板	2.5
2	土塗り壁(重)	101	2	モルタル床	210			

【表3-2】詳細設定値<sup>6)</sup>

屋根荷重	軽い屋根	カラーベスト葺き	24kg/m <sup>2</sup>	(勾配割り増し係数) 68kg/m <sup>2</sup> * 1.12 = 76kg/m <sup>2</sup>
		野地板等	10kg/m <sup>2</sup>	
		垂木等	4kg/m <sup>2</sup>	
		小屋組等	15kg/m <sup>2</sup>	
		天井	15kg/m <sup>2</sup>	
	普通屋根	棧瓦葺き	48kg/m <sup>2</sup>	(勾配割り増し係数) 92kg/m <sup>2</sup> * 1.12 = 104kg/m <sup>2</sup>
		野地板等	10kg/m <sup>2</sup>	
		垂木等	4kg/m <sup>2</sup>	
		小屋組等 天井	15kg/m <sup>2</sup>	
重い屋根	瓦葺き	48kg/m <sup>2</sup>	(勾配割り増し係数) 151kg/m <sup>2</sup> * 1.12 = 167kg/m <sup>2</sup>	
	葺土厚さ45mm程度(γ=1.3)	59kg/m <sup>2</sup>		
	野地板等	10kg/m <sup>2</sup>		
	垂木等	4kg/m <sup>2</sup>		
	小屋組等 天井	15kg/m <sup>2</sup>		
外壁荷重	軽い外壁	サイディング張	20kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり55kg/m <sup>2</sup>
		木軸組等	15kg/m <sup>2</sup>	
		断熱材等	10kg/m <sup>2</sup>	
		内装材等(石膏ボード等)	10kg/m <sup>2</sup>	
		モルタル塗り(厚さ3.2cm程度γ=2.0)	64kg/m <sup>2</sup>	
	普通外壁	ワイヤーラス+アスファルトフェルト	2kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり90kg/m <sup>2</sup>
		きずり等	6kg/m <sup>2</sup>	
		木軸組等	15kg/m <sup>2</sup>	
		断熱材等	10kg/m <sup>2</sup>	
重い外壁	内装材等(石膏ボード等)	10kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり126kg/m <sup>2</sup>	
	土壁(厚さ6.5cm γ=1.3程度)	85kg/m <sup>2</sup>		
	通し貫、竹小舞含む 木軸組等	15kg/m <sup>2</sup>		
内壁荷重	軽い内壁	仕上げ材(漆喰程度)	26kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり45kg/m <sup>2</sup>
		内装材等(石膏ボード等)	10kg/m <sup>2</sup>	
		木軸組等	15kg/m <sup>2</sup>	
		内装材等	10kg/m <sup>2</sup>	
	その他	10kg/m <sup>2</sup>		
重い内壁	土壁(厚さ6.5cm γ=1.3程度)	85kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり101kg/m <sup>2</sup>	
	仕上げ材(漆喰程度)	16kg/m <sup>2</sup>		
開口荷重	サッシ等		見付け面積当たり10kg/m <sup>2</sup>	
2階床荷重	基準法と同様として60kg/m <sup>2</sup> +積載荷重(地震用)60kg/m <sup>2</sup> =120kg/m <sup>2</sup> (T.L)			



### 3.2.3 建物重量算定法及び1階・2階重量の算定方法

#### ①建物重量算定方法

プログラム内において対象となる建物を描き、そこで壁、屋根、床の面積に【表3-1】で設定した単位重量を乗じて重量を算定した。この設定値は【表3-2】を根拠に設定したもので、壁・屋根それぞれ仕様ごとに単位重量を2～3種類に分け、軒の出なども考慮して建物重量を詳細に算出することが出来る。また、木造住宅の標準屋根勾配を5寸勾配とし、その割り増し係数1.12倍を含む屋根単位重量とした。

(※ただし特殊荷重として積雪長期荷重・2階店舗荷重・煙突等は、本プログラムでは考慮していないため別途考慮する必要がある。)

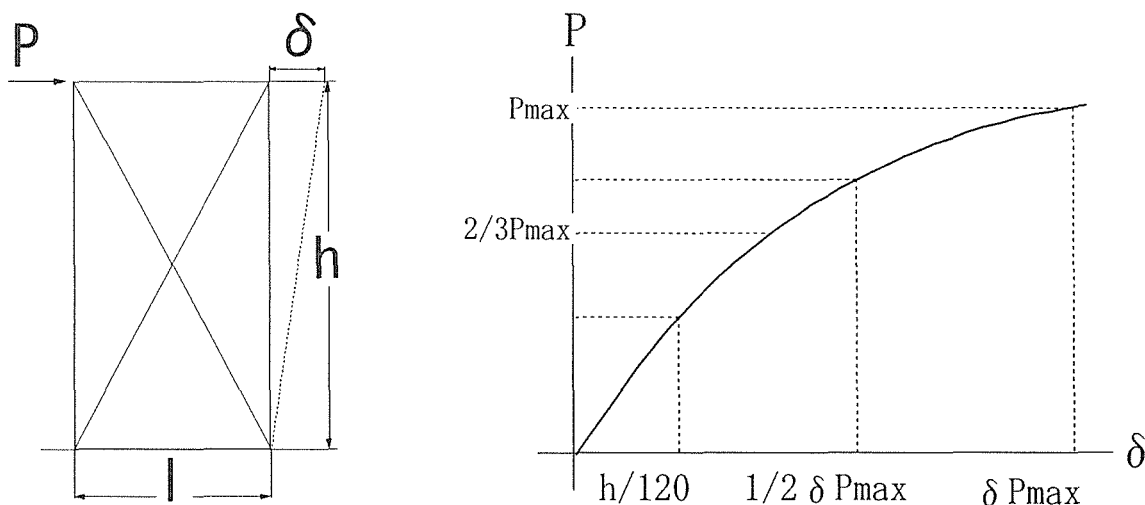
#### ②1階・2階重量の算定方法

①で求めた1階、2階それぞれの壁・屋根・床の重量から1階重量は1階階高の1/2以上から2階階高の1/2までの部分とし、2階重量は2階階高の1/2以上の部分として算定する。

$2 \text{ 階重量} = \text{大屋根} + 2 \text{ 階壁} / 2$ $1 \text{ 階重量} = \text{下屋} + 2 \text{ 階床} + 2 \text{ 階壁} / 2 + 1 \text{ 階壁}$
--

### 3.2.4 建物剛性の算定方法

建物の剛性算定には、建築基準法に基づく「壁倍率」の値を用いている。



【図】水平加力実験図と荷重－変形曲線

「壁倍率」とは木造の耐力壁の水平加力試験の結果から導き出される耐力・剛性・変形能力の3つの要素を同時に評価した指標である。

$P_{\text{①}}$  : 層間変形角  $1 / 120$  のときの荷重 → 剛性から決まる  $P$

$P_{\text{②}}$  :  $P_{\text{max}}$  時の変形の  $1 / 2$  のときの変形時の荷重 → 変形から決まる  $P$

$P_{\text{③}}$  :  $P_{\text{max}}$  の  $2 / 3$  の荷重 → 最大耐力から決まる  $P$

$P_{\text{①}}$   $P_{\text{②}}$   $P_{\text{③}}$  の 3 つのうち最小値を  $P_{\text{min}}$  とする。

耐力壁の短期許容耐力

$P_a = 3 / 4$  (ばらつき係数) \*  $P_{\text{min}}$  の平均値

耐力壁の壁倍率 =  $P_a / (1_{(m)} * 130 \text{ kgf})$

以上の方法で、基準法の壁倍率が設定されている。

本研究で使用したすべての壁倍率が剛性より求められたとは言えないが、ここでは壁倍率と剛性が比例関係にあるものと仮定している。壁倍率ではないため、壁倍率で剛性を評価しきれない。しかし、設定値では壁倍率で剛性を評価したものとする。

建築基準法 (【表 3 - 3】参照) と建設省告示 (【表 3 - 4】参照) に認められている耐力壁及び無開口の雑壁を対象とした壁量の各階各方向の値より剛性値を算定する。

【表 3 - 3】筋交いの壁倍率設定値 (建築基準法施行令 46 条第 3 項表 1 より)

	軸組の種類	壁倍率
1	土塗壁または木ずりその他これに類するものを柱及び間柱の片面に打ち付けた壁を設けた軸組	0.5
2	木ずりその他これに類するものを柱及び間柱の両面に打ち付けた壁を設けた軸組	1
	暑さ1.5cmで幅9cmの木材もしくは直径9mmの鉄筋またはこれらと同等以上の耐力を有する筋交いを入れた軸組	
3	厚さ3cmで幅9cmの木材またはこれと同等以上の耐力を有する筋交いを入れた軸組	1.5
4	厚さ4.5cm幅9cmの木材ま る筋交 いを入れた軸組	2
5	9cm角の木材またはこれと同等以上の耐力を有する筋交いを入れた軸組	3
6	2から4までにあげる筋交いをたすき掛けに入れた軸組	2から4までのそれぞれの数値の2倍
7	5にあげる筋交いをたすき掛けに入れた軸組	5
8	その他建設大臣が1から7までにあげる軸組と同等以上の耐力を有するものと認めて定める軸組	0.5から5までの範囲内において建設大臣が定める数値
9	1または2にあげる壁と2から6までにあげる壁とを併用した軸組	1から2までのそれぞれの数値と2から6までのそれぞれの数値との和

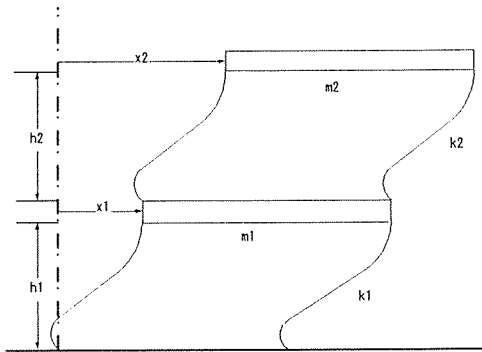
【表3-4】内壁・外壁の壁倍率設定値（建設省告示第1100号より）

	(イ) 材料	(ロ) 釘打ちの方法		(ハ) 倍率
		種類	釘の間隔	
1	構造用合板(構造用合板の日本農林規格に規定するもの(屋外に面する壁または常時湿潤の状態となるおそれのある壁(以下に面する壁または常時湿潤の状態となるおそれのある壁(以下この表において「屋外壁等」という。)に用いる場合は特類に限る。))で、厚さが5mm(屋外壁においては、表面単板をフェノール樹脂加工した場合またはこれと同等以上の安全上必要な耐候措置を講じた場合を除き、7.5mm)以上のものに限る。)	N50	15cm以下	2.5
2	パーティクルボード(厚さが12mm以上のものに限る)			2
3	ハードボード(厚さが5mm以上のものに限る)			
4	硬質木片セメント板(厚さが12mm以上のものに限る)			
5	フレキシブル板(厚さが6mm以上のものに限る)	GN40	15cm以下	
6	石綿パーライト板(厚さが12mm以上のものに限る)			
7	石綿ケイ酸カルシウム板(厚さが8mm以上のものに限る)			
8	炭酸マグネシウム板(厚さが12mm以上のものに限る)			1
9	パルプセメント板(厚さが8mm以上のものに限る)			
10	せっこうボード(厚さが12mm以上のものに限る) (屋外壁等以上に用いる場合に限る)			
11	シーリングボード(厚さが12mm以上のものに限る)	SN40	1枚の壁材に部分付き外周は10cm以下 その他の部分は20cm以下	1
12	ラスシート(角波亜鉛鉄板の厚さが0.4mm以上、メタルラスの厚さが0.6mm以上のものに限る)	N38	15cm以下	
1. この表において、N38およびN50は、それぞれJIS A 5508-1975(丸鉄釘)に定めるN38およびN50またはこれらと同等以上の品質を有する釘をいう。 2. この表において、GN40およびSN40は、それぞれ次のに表にあげるもの又はこれらと同等以上の品質を有する釘をいう。 3. 表中(イ)欄にあげる材料を地面から1m以内の部分に用いる場合には、必要に応じて防腐措置およびシロアリその他の虫による害を防ぐための措置を講ずるものとする。				
釘の種類	長さ	外径	頭径	備考
GN40	38mm	2.3mm	7.5mm	JIS H 86210-1977(電気亜鉛メッキ)の定める電気亜鉛メッキを施したもの
SN40	38mm	3.0mm	11mm	

- 注意
- 1) 表の面材は軸組の全面に打ち付けること。
  - 2) 木ずりの上から打ち付けた場合は倍率を一律0.5とする。
  - 3) 表3-2との併用の場合も倍率を加算することができる。

### 3.2.5 固有振動数の算出方法

2階建の建物を2自由度の質点系【図3-2】にモデル化し、振動方程式(1)式の解より正值の小さい方を選び固有振動数(2)式を算出する。



〈換算式〉

$$\text{固有振動数 [Hz]} = \omega / 2\pi \quad \dots\dots\dots (1)$$

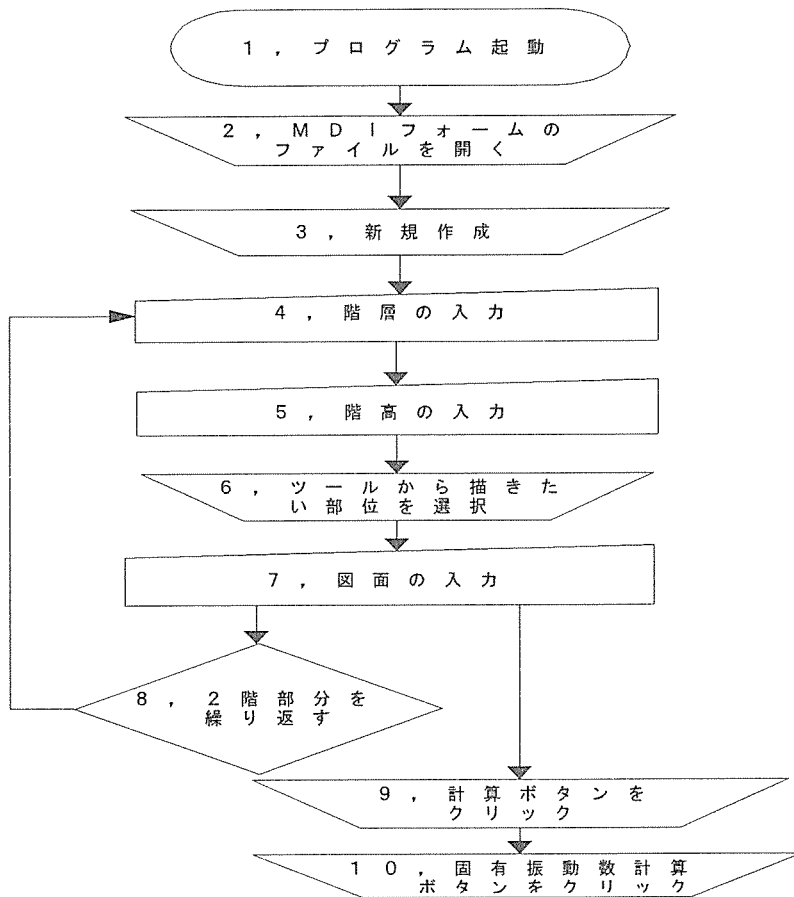
〈2質点系の振動数方程式〉

$$\{m_1 \omega^2 - (k_1 + k_2)\} (m_2 \omega^2 - k_2) - (-k_2)^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

【図3-2】2質点系モデル

### 3.2.6 データの入出力方法

プログラムにおけるマニュアルフローを【図3-3】に示し、その説明を以下に記す。



【図3-3】プログラムにおけるマニュアルフロー

- 1、 プログラム起動
  - ・ ビジュアルベーシックの再生ボタンをクリックし、プログラムを起動させる。
  - ・ M D I フォーム（親フォーム）が画面に表示される。
  - ・ M D I フォーム画面の左上部にあるファイルをクリックし、新規作成を選ぶ。
  - ・ ツール画面、図面入力画面、計算画面（子フォーム）が画面上に現れ開始となる。
- 2、 階層の選択
  - ・ ツール画面の階層をクリックし1階又は2階を選択する。最初は1階から
- 3、 階高の選択
  - ・ ツール画面の階高をクリックし建物の階高を選ぶ。
- 4、 床を描く
  - ・ ツール画面の床を選び、その下にある仕様（木床、モルタル床）を選ぶ。
  - ・ 図面入力画面上で各部屋ごとに対角線上をクリックする。
  - ・ その階層の全ての床を入力する。
- 5、 壁を描く
  - ・ ツール画面の壁を選び、その下にある仕様、壁倍率を選ぶ。

外壁の仕様を選ぶとその壁の内側にある内壁の分も単位荷重に含まれているので壁を二度描きしない。内壁も同様。その為、壁倍率は内、外壁又は内壁両面分の壁倍率を選び入力する。ただし、筋交い、合板は荷重を  $0 \text{ kg/m}^2$  にしてあるので、筋交いなどを入力する場合は入力した内、外壁の上に重ねて入力する。

仕様：外壁 {サイディング（軽い）、ラスモルタル（普通）、土塗壁（重い）}  
       ：内壁 {ボード（軽い）、土塗壁（重い）}

e x：外壁ラスモルタル 内壁ボードの場合

外壁を描く場合仕様はラスモルタル、壁倍率は  $1.5 + 1.0 = 2.5$   
 内壁を描く場合仕様はボード、壁倍率は  $1.0 + 1.0 = 2.0$  を選ぶ。

  - ・ 図面入力画面上で壁の始点と終点をクリックする。
  - ・ その階の全ての壁を入力する。
- 6、 窓を描く
  - ・ ツール画面の窓を選び、その下にある窓種類、小壁高を選ぶ。この時外壁にある窓は外壁の仕様と壁倍率を、内壁にある窓は内壁の仕様と壁倍率を選んでおく。

窓種類：ドア窓（1800mm）、窓（1000mm）、高窓（600mm）  
 壁倍率：ドア窓(壁倍率\*0.15)、窓(壁倍率\*0.3)、高窓(壁倍率\*0.6)

e x：外壁にある普通の窓で外壁の仕様がラスモルタルの場合

窓種類：窓、小壁高：建物の高さに応じて入力  
 仕様：壁の所にあるラスモルタル、壁倍率：2.5を入力

  - ・ 図面入力画面上で窓の始点と終点をクリックする。
  - ・ その階の全ての壁を入力する。

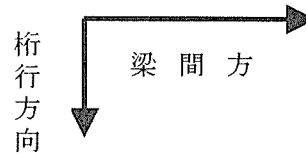
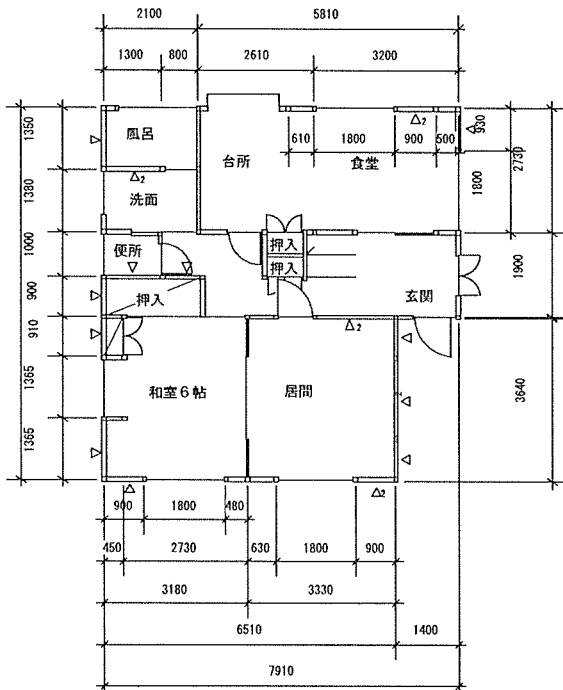
- 7、 屋根を描く：下屋がある場合は階層が1階を選んでいるときに入力する。
  - ・ ツール画面の屋根を選び、その下にある仕様、軒の出を選び、必ず軒の出の方向をクリックする。
  - 床と同様、数回に分けて入力するのだが必ず軒の出の方向をクリックしてから屋根を入力する。
  - ・ 図面入力画面上で床同様に対角線上をクリックする。
  - ・ その階の全ての屋根を入力する。
- 8、 2階部分の入力をする。
  - ・ 1階の入力を全て終了した後、階層で2階を選び1階同様床、壁、窓、屋根の順に入力する。
- 9、 入力結果を出力する。
  - ・ 計算画面の計算ボタンをクリックする。
- 10、 終了

### 3.3 実在建物へのプログラムの適用

#### 3.3.1 解析対象建物の概要

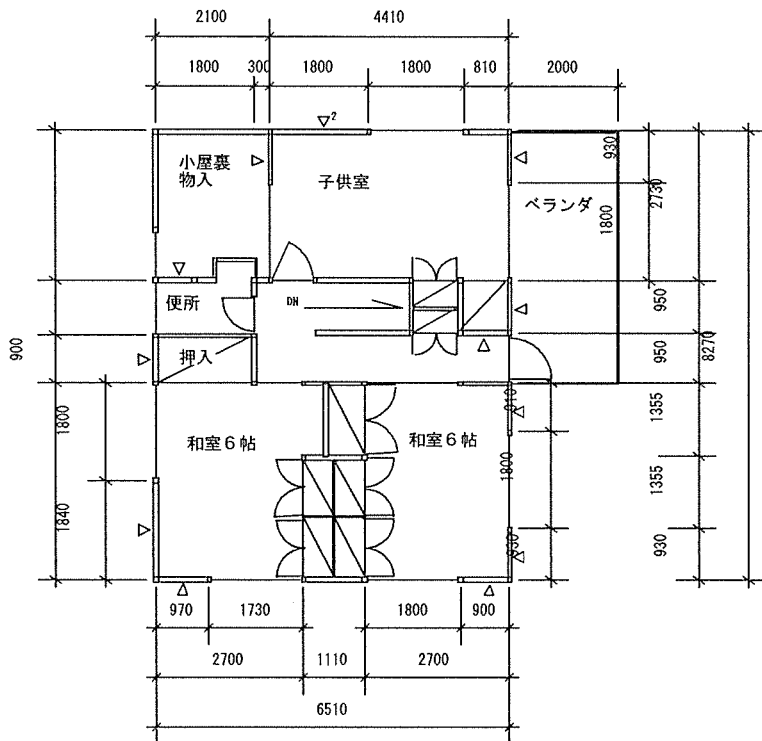
プログラムを適用する際に必要となるデータ（【表3-5】参照）と平面図（【図3-4】参照）を以下に示す。

#### No.3 小磯 邸



【表3-5】小磯邸データ一覧

内壁下地仕様	石膏ボード	1
外壁下地仕様	ラスモルタル	1.5
1階階高	2800mm	
2階階高	2800mm	
床仕様	木床	
開口部種類	ドア・窓・高窓	
小壁高	400mm	
屋根仕様	カラーベスト	
軒の出	400mm	



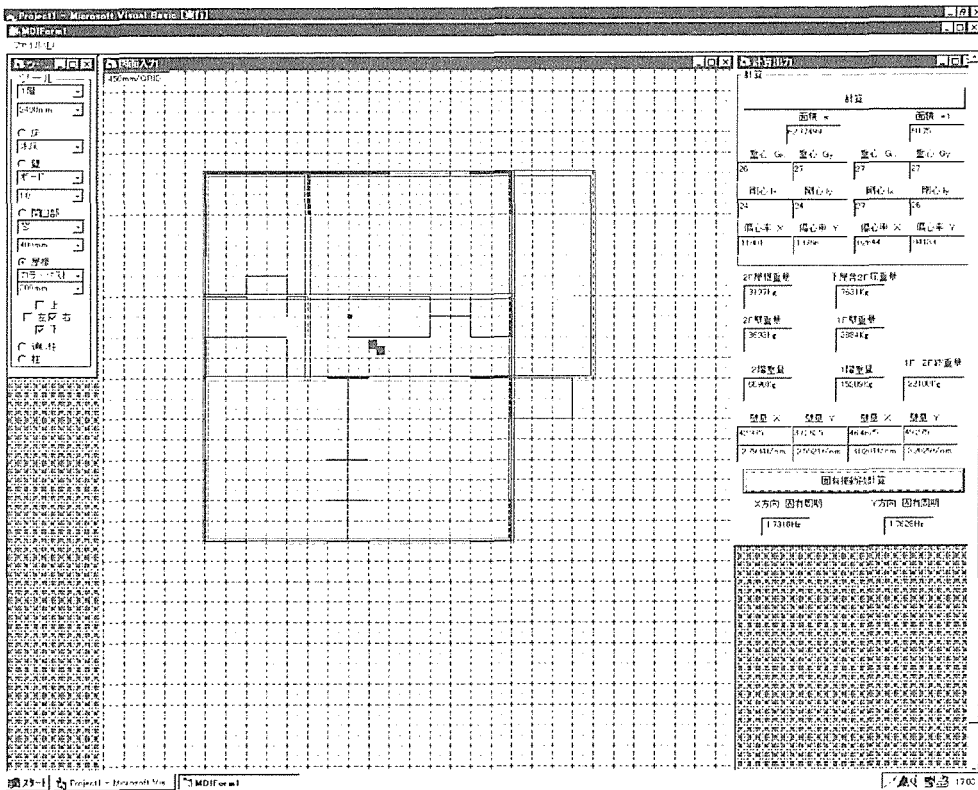
【図3-4】小磯邸平面図

### 3.3.2 プログラムの適用

今回作成した「固有振動数算出プログラム」に解析対象建物の概要（第1項）のデータを入力したその結果を以下に示し、またそのプログラム画面（【図3-5】参照）も掲載する。

〈固有振動数算出プログラム・小磯邸算出結果〉

2 F・面積	62.31 m <sup>2</sup>	1 F・面積	60.24 m <sup>2</sup>
・偏心率	X 0.41	・偏心率	X 0.28
	Y 0.22		Y 0.37
・重心	1・2 Fともにプログラム画面上に表示（■で表示）		
・剛心	1・2 Fともにプログラム画面上に表示（■で表示）		
・屋根重量	6579 kg	・下屋含2 F床重量	7477 kg
・壁重量	7403 kg	・壁重量	6083 kg
・重量	13983 kg	・重量	20964 kg
	建物総重量 22100 kg		
・壁量	X 66.41 m	・壁量	X 60.11 m
	Y 57.35 m		Y 62.90 m
・剛性	X 3.70 t/cm	・剛性	X 3.35 t/cm
	Y 3.20 t/cm		Y 3.50 t/cm
固有振動数	X方向 1.42 Hz	Y方向	1.43 Hz



【図3-5】「固有振動数算出プログラム」のに入力後の画面



「固有振動数算出プログラム」に全ての対象建物の構造データを入力した結果を以下に示す（【表3-6】参照）。（※No.2大島邸、No.7玉川邸に関しては構造図面がないため入力されていない。）

【表3-6a】「固有振動数算出プログラム」による固有振動数算出結果

No.	建物名	桁行方向 (Hz)	梁間方向 (Hz)
1	安田 邸	1.44	1.34
2	大島 邸		
3	小磯 邸	1.43	1.42
4	辻齒科	2.02	1.98
5	前田 邸	1.47	1.19
6	名田 邸	1.56	1.83
7	玉川 邸		
8	畑谷 邸	2.08	1.57
9	田坂 邸	1.75	1.59
10	藤井 邸	1.91	1.87
11	門戸分譲	2.38	1.97
12-1	中屋分譲 1	2.33	1.37
12-2	中屋分譲 2	2.36	1.6
13	小松 邸	1.61	1.72

【表3-6b】「固有振動数算出プログラム」による建物重量・剛性の算出結果

No.	建物名	建物重量		剛性(桁行方向)		剛性(梁間方向)	
		1階 (t)	2階 (t)	1階 (t/cm)	2階 (t/cm)	1階 (t/cm)	2階 (t/cm)
1	安田 邸	31.08	15.47	4.32	5.32	3.62	5.47
2	大島 邸						
3	小磯 邸	20.96	13.98	3.5	3.2	3.35	3.7
4	辻齒科	19.61	13.86	6.5	7.28	6.9	5.23
5	前田 邸	15.24	11.43	2.89	2.73	1.82	2.09
6	名田 邸	12.69	8.09	2.63	1.86	3.38	3.06
7	玉川 邸						
8	畑谷 邸	16.83	10.58	5.6	6.09	3.13	3.8
9	田坂 邸	19.62	13.69	4.88	5.5	4.22	3.7
10	藤井 邸	15.1	9.24	4.55	3.19	4.21	3.51
11	門戸分譲	8.55	5.46	3.78	3.88	2.66	2.42
12-1	中屋分譲 1	10.52	6.86	4.76	3.86	1.48	2.22
12-2	中屋分譲 2	10.14	6.44	4.47	4.14	2.01	2.12
13	小松 邸	27.44	10.91	5.25	2.22	5.97	2.64

## 4 プログラムの妥当性の検討

### 4.1 妥当性の検討方針

対象建物の常時微動測定により検出された1次固有振動数と、構造データにより算定された（固有振動数算出プログラムによる）1次固有振動数の比較検討を行い、在来構法木造2階建住宅の振動特性推定法を提案することを目的とする。

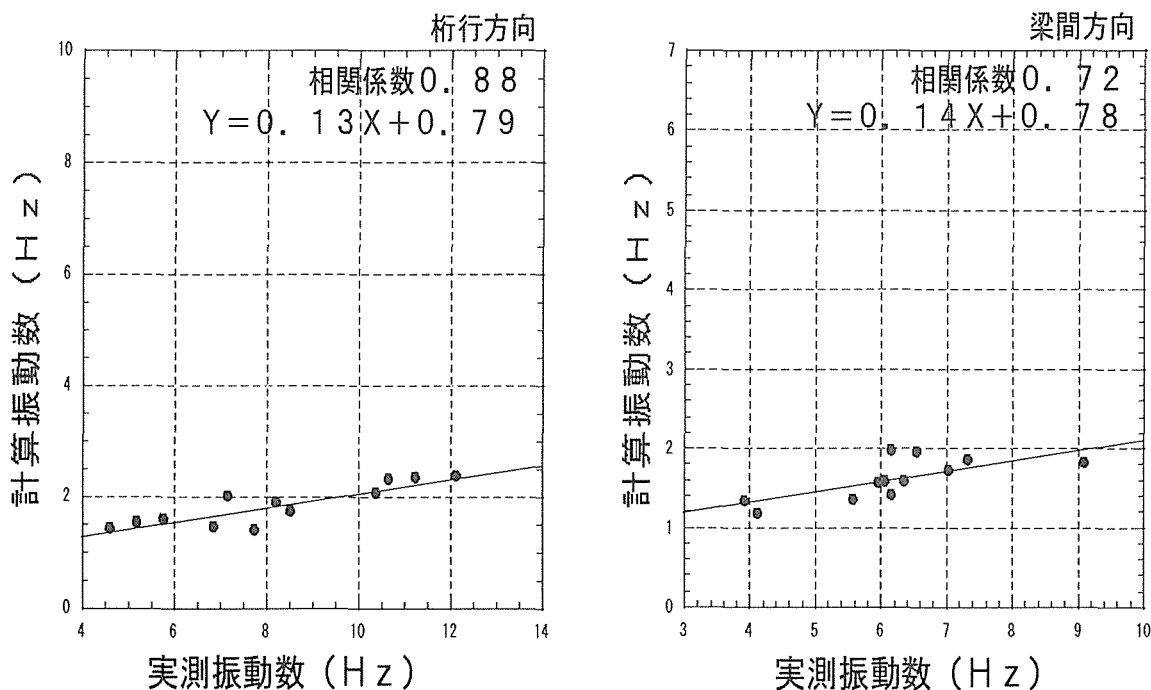
### 4.2 妥当性の検討

#### 4.2.1 壁倍率について

「固有振動数算出プログラム」の中で使われた壁倍率（建築基準法・建設省告示より）では、実測振動数と計算振動数を比較したところ、3倍以上の差がみられる。

#### 4.2.2 固有振動数について

対象建物の常時微動測定により検出された1次固有振動数（実測値）と、構造データにより算定された（固有振動数算出プログラムによる）1次固有振動数（計算値）の両者の相関関係を【図4-1】に示す。また、実測値と計算値の相関関係について、原点を通る直線を用いた1次回帰分析を行い、同時にその相関係数を求めて図中に回帰式を示した。



【図4-1】実測値と計算値の相関関係グラフ

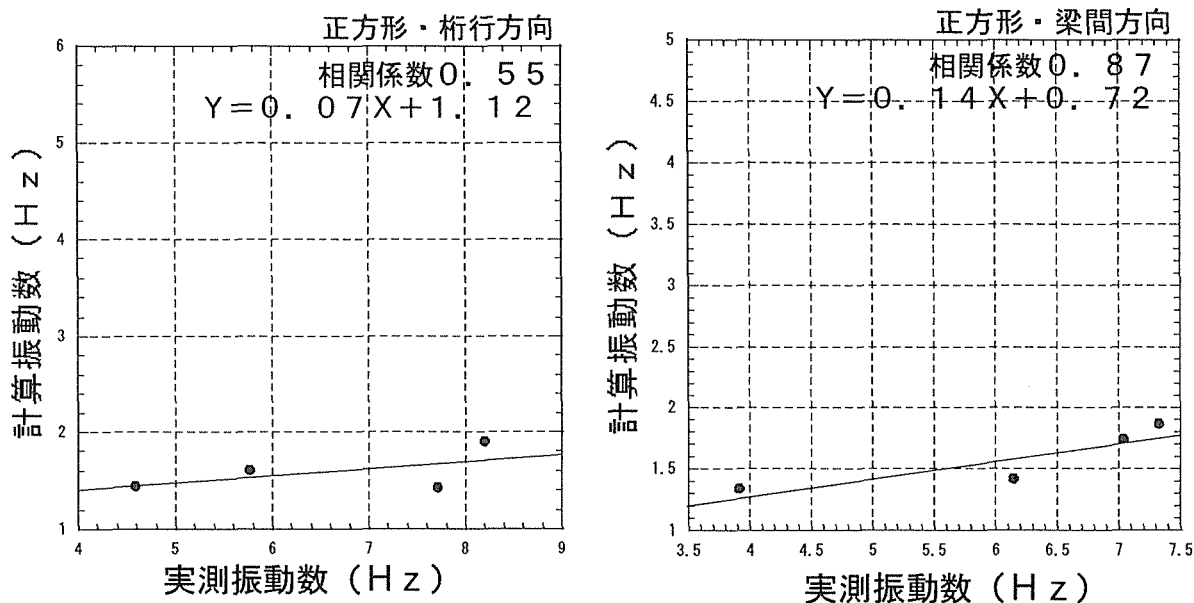
実測値は計算値より3倍以上大きいのが、両者は比例の関係にある。一般に微動時（微小変形時）と壁量計算時（層間変形角  $1/120$  rad 相当）で建物剛性はかなり違うと考えられており、実測値と計算値の差はこの違いによるものであろう。

#### 4.2.3 プログラム性能の評価

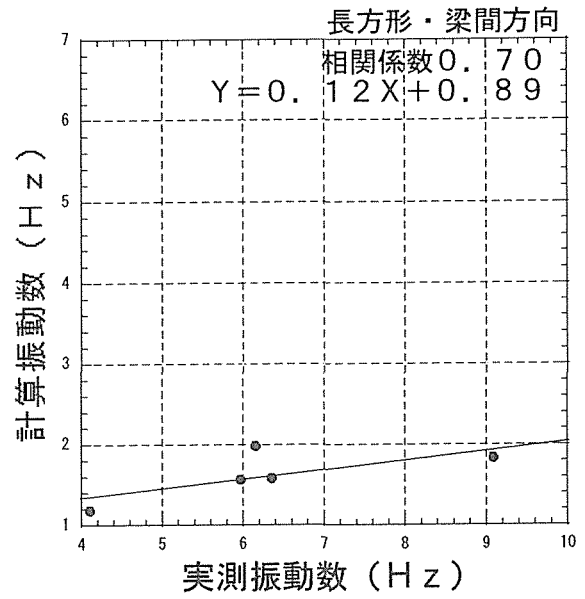
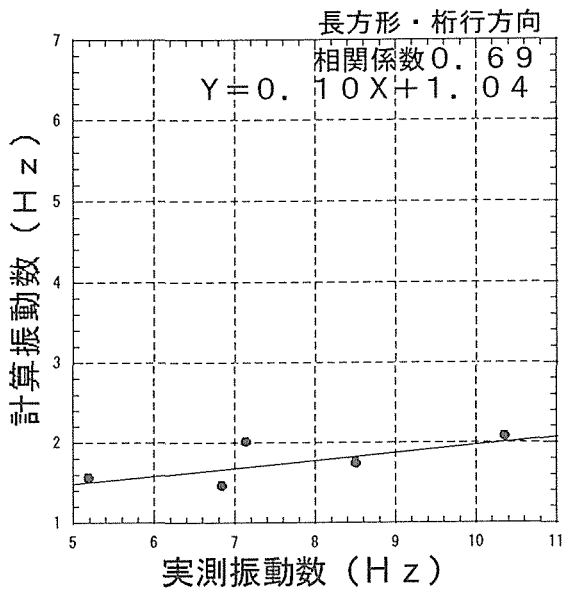
しかし【図4-1】を考察してみると、桁行方向は問題ないのだが梁間方向にバラつきがみられる。これに関しては「第2章常時微動測定」の結果でもふれたのだが、「固有振動数算出プログラム」に関しても建物形状がバラつきの原因になっているのではと考えられる。そこでそれぞれの建物形状で相関関係グラフ（【表4-1】、【図4-2】、【図4-3】、【図4-4】参照）を出してみた。

【表4-1】対象建物の建物形状

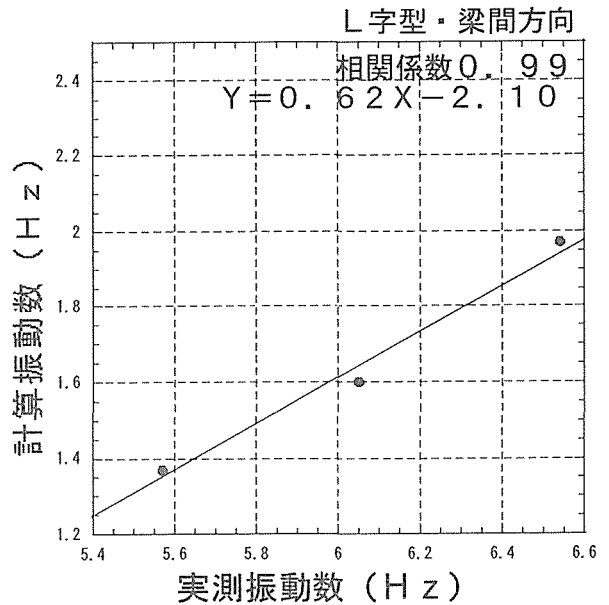
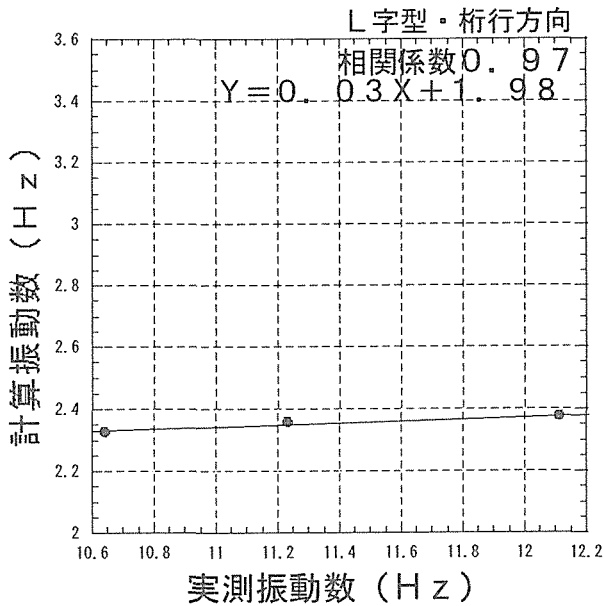
建物形状	建物名
正方形	安田邸(No.1)、大島邸(No.2)、小磯邸(No.3)、玉川邸(No.7) 藤井邸(No.10)、小松邸(No.13)
長方形	辻齒科(No.4)、前田邸(No.5)、名田邸(No.6)、畑谷邸(No.8) 田坂邸(No.9)
L字型	門戸分譲(No.11)、中屋分譲 1(No.12-1)、中屋分譲(No.12-2)



【図4-2】建物形状・正方形の相関関数グラフ



【図 4 - 3】建物形状・長方形の相関関数グラフ



【図 4 - 4】建物形状・L字型の相関関数グラフ

X = 常時微動測定で検出された 1 次固有振動数

Y = 相関変形角が 1 / 120 の時の 1 次固有振動数

- 正方形においては、桁行・梁間方向ともに相関係数は高い数値がえられ、回帰式もほぼ同じ傾きが得られた。
- 長方形は正方形に比べると少し性能はおちるが高い数値を得られた。
- L字型は正方形・長方形に比べて建物形状が複雑なため、測定で得られた振動数と単純

に壁剛性のみで算定した振動数では比較しにくい。またL字型に関しては対象となる建物が少なすぎたため、もっと対象建物を増やす必要がある。

## 5 壁量の推定式

### 5.1 壁量の推定式の提案

常時微動測定を行うことによって、最低限の図面があれば建物の壁量と剛性を求めることができる推定式を提案することが目的である。測定により検出した固有振動数（実測値）を建物形状別の回帰式を用いて計算での固有振動数（計算値）を算定し、計算値、重量より2質点系振動数方程式を用いて壁量を算定する。

### 5.2 推定式の提案方法<sup>5)</sup>

#### 2質点系の振動数方程式

$$\{m_1 \omega^2 - (K_1 + K_2)\} (m_2 \omega^2 - K_2) - (-K_2)^2 = 0 \quad \dots\dots \textcircled{1}$$

ここに

$\omega$  : 固有円振動数 [rad/sec]

$m_1$  : 1階の質量 [kg・sec<sup>2</sup>/cm]       $m_2$  : 2階の質量 [kg・sec<sup>2</sup>/cm]

$K_1$  : 1階の水平剛性 [kg/cm]       $K_2$  : 2階の水平剛性 [kg/cm]

$$\left\{ \frac{m_1}{K_1} \omega^2 - (1+k) \right\} \left\{ \frac{m_2}{K_1} \omega^2 - k \right\} - k^2 = 0$$

両辺を  $k_1$  で除すと

ここに

$\kappa = k_2 / k_1$  : 剛性比

ここで剛性比は壁量比に等しく、また壁量比は1・2階の壁長比に比例すると考えられる。

$a$  : 比例定数

$$k = \frac{K_2}{K_1} = \frac{g_2}{g_1} = a \frac{l_2}{l_1}$$

よって図面より壁長を求め、壁長比を計算し壁量比と壁長比の相関性を求め、桁行・梁間方向それぞれの回帰式を設定した。

正方形：桁  $Y = 1.008X - 0.048$

梁  $Y = 0.500X + 0.233$

長方形：桁  $Y = 1.042X - 0.088$

梁  $Y = 0.670X + 0.325$

L字型：データ不足

建物は1次の振動をしていると考えたと①式から

$$\omega^2 = \frac{\sqrt{A^2 - 4m_1 m_2 k}}{2m_1 m_2} K_1 \quad \dots\dots \textcircled{2} \quad \because A = m_1 k + m_2 (1+k)$$

測定によって求めた固有振動数と「4.2.3」で提示した桁行・梁間方向それぞれの回帰式を使い  $\omega$ （計算値）を算定し、プログラム計算で求めた重

量 $M_1$ 、 $M_2$ を使い、式②より $K_1$ が求められ壁長比に比例するとした、剛性比の値より $K_2$ を定めることが出来る。

よって常時微動を測定することで最低限の図面があれば建物の壁量、剛性を求めることが出来る。

### 5.3 推定式の適用例

〈畑谷邸（桁行方向）〉

データ 実測値  $T = 10.35 \text{ Hz}$

壁長比  $l_2 / l_1 = 26.845 / 20.800 = 1.291$

振動数回帰式

$$Y \text{ (計算値)} = 0.1X + 1.04 \dots\dots \text{①}$$

①より

$$Y \text{ (計算値)} = 0.1 * 10.35 + 1.04 = 2.075 \text{ [Hz]}$$

壁長比から剛性比への回帰式

$$Y \text{ (剛性)} = 1.042X - 0.088 \dots\dots \text{②}$$

②より

$$Y \text{ (剛性)} = 1.042 * 1.291 + 0.088 = 1.433$$

これを $\kappa$ とおく

$$1 \text{ 階質量 } m_1 = 16.83 \text{ (t)} / 980 = 1.712 * 10^{-2}$$

$$2 \text{ 階質量 } m_2 = 10.58 \text{ (t)} / 980 = 1.080 * 10^{-2}$$

2 質点系方程式より

$$\omega^2 = \frac{A - \sqrt{A^2 - 4m_1m_2k}}{2m_1m_2} K_1 \dots\dots \text{③}$$

ただし  $A = m_1k + m_2(1+k)$

③式に  $m_1$ 、 $m_2$ 、 $\kappa$ 、 $\omega$  を代入（途中計算省略）

$$169.807 = 31.867k_1$$

$$K_1 = 5.329$$

壁長比を剛性比と置き換えた $\kappa$ から  $k_2 = 3.719$

$$\text{(壁量) 1階剛性 } K_1 = (130 \text{ [kg]} * 120 * \text{壁量 } h_1 \text{ [m]}) / (\text{階高 } l_1 \text{ [cm]} * 1000)$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ 階壁量 } h_1 &= (5.329 \text{ [kg/m]} * 280 \text{ [cm]} \\ &\quad * 1000) / (130 * 120) \\ &= 95.64 \text{ [m]} \end{aligned}$$

同様に

$$2 \text{ 階壁量 } h_2 = 137.05 \text{ [m]}$$

#### 5.4 対象建物への適用

建物形状別の回帰式を用いて壁量を算出し【表5-1】に示す。L字型に関しては対象となる建物が少ないために、建物の相関性を見付けることができなかつたため、算出不可能だった。

【表5-1】建物形状別の壁量表

	No.	建物名	推定式による算出値 (m)				プログラムによる算出値 (m)			
			桁 1F	梁 1F	桁 2F	梁 2F	桁 1F	梁 1F	桁 2F	梁 2F
正方形	1	安田 邸	85.13	66.64	58.48	45.78	77.45	65.04	95.57	98.15
	3	小磯 邸	85.19	76.1	77.18	68.94	62.9	60.11	57.35	66.41
	10	藤井 邸	64.22	63.56	45.79	45.32	81.6	75.63	57.31	62.97
	13	小松 邸	84.09	103.48	35.15	43.25	94.16	107.2	39.77	47.37
長方形	4	辻菌科	82.65	82.07	144.05	143.05	116.62	123.82	130.59	93.91
	5	前田 邸	73.02	44	62.73	37.79	51.93	32.74	49.04	37.49
	6	名田 邸	45.52	71.1	36.33	56.73	47.27	60.71	33.39	54.87
	8	畑谷 邸	97.35	60.49	122.37	76.04	100.44	56.1	109.22	68.25
	9	田坂 邸	102.5	82.27	110.7	88.85	87.62	75.69	98.64	66.38

#### 5.5 推定式の評価

推定式で求めた値とプログラムの算出値は全体的にはほぼ同じ値が得られた。しかしL字型に関してはデータが少なすぎたため、回帰式を求めるためにはもっとたくさんの建物のデータが必要となる。また回帰式の精度を高めることに関しては正方形・長方形も同じ事がいえる。

〈設定した剛性比を求める回帰式〉

$$\text{正方形：桁行方向 } Y = 1.008X - 0.048$$

$$\text{梁間方向 } Y = 0.500X + 0.233$$

$$\text{長方形：桁行方向 } Y = 1.042X - 0.088$$

$$\text{梁間方向 } Y = 0.670X + 0.325$$

$$X = 1.2 \text{ 階の壁長比}$$

$$Y = 1.2 \text{ 階の剛性比}$$



## 6 結論

### 6.1 主な結論

『在来構法 2 階建木造建物の周期特性について』

常時微動測定を行った対象建物の 1 次固有振動数は桁行方向に関しては、4.5 ～ 11.5 Hz の間で分布していた。梁間方向では 3.5 ～ 9.1 Hz の間で分布していたがバラつきがみられ、このような結果となった原因として次のことが考えられる。

- ① 建物面積が 1・2 階でほぼ同面積になるものと 1 階床面積の方が明らかに大きいものとにわかれたため。
- ② 建物の形が、正方形・長方形・L 字型の 3 パターンに分類され、梁間方向の壁の量をみると桁行方向に比べ明かに少ないものがみられる。
- ③ 長方形・L 字型の建物では梁間方向の耐力壁の間口が狭くその部分の筋交いの効果が得られない。

『固有振動数算出プログラムについて』

プログラムにより算出された固有振動数は測定より検出された固有振動数と比例関係を示すため、実測値を推定するのに用いることができる。

『1 次固有振動数の実測値と計算値について』

第 4 章より、常時微動測定から得られる周期特性と構造データから算定される（固有振動数算出プログラムより）周期特性の間には比例的な関係がある。

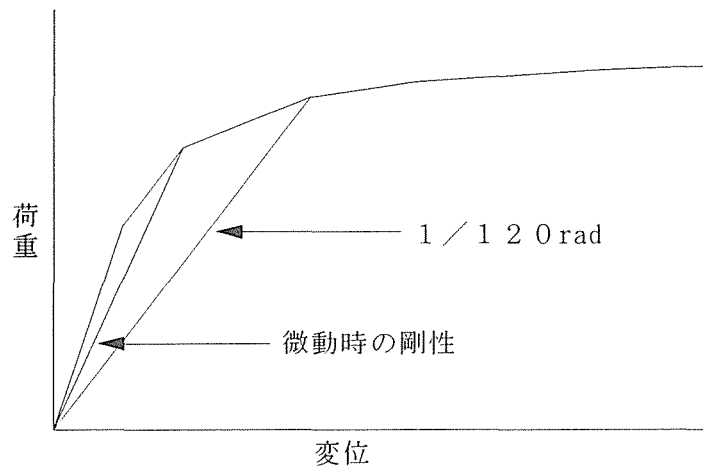
実測値が計算値よりかなり大きな値になった原因は、木造建物は変形量に対して強い非線形性をもち、実測時の微動による建物の変形量と、壁量計算時の相関変形角  $1 / 120$  rad 相当の変形量の差から剛性の値が相当大きくなるために生じたと推測される（【図 6-1】参照）。

『周期特性推定法について』

構造推定データから建物重量を算出し、微動計測結果より 1 次固有振動数を精度よく推定できる。

『壁量推定式について』

推定式で求めた値とプログラムの算出値は全体的にほぼ同じ値が得られた。しかし L 字型に関してはデータが少なすぎたため、回帰式を求めるためにはもっとたくさんの建物のデータが必要となる。また回帰式の精度を高めることに関しては正方形・長方形も同じ事がいえる。



【図6-1】木造建物の荷重-変位の関係

## 6.2 問題点と今後の研究の方法

### 『壁倍率設定の妥当性について』

問題点：今回の「固有振動数算出プログラム」では耐力壁のみが剛性のあるものと考えたが、それ以外の非耐力壁・屋根・床なども大きく影響すると思われ壁倍率のみでは単純に推定出来ない。また建築基準法・建設省告示で設定された壁倍率も曖昧のものと思われる。

⇒今後の研究の方法：より精度よく算定できる壁倍率の設定値をみつける事が今後の課題とある。

### 『構造データについて』

問題点：概存する建物は、図面だけでは詳細に分からない部分があったり、また図面がすでない建物もある。

⇒今後の研究の方法：建物重量と同じように、施行途中の段階で調査する必要がある。

### 『在来構法2階建木造建物の周期特性推定法について』

問題点：今回は、研究対象を西宮市に限ってしまった。

⇒今後の研究の方法：推定法の精度をより上げるためには、多くの異なった建物地域・建物形状において同様の調査を行い、データを蓄積していくことが必要となる。

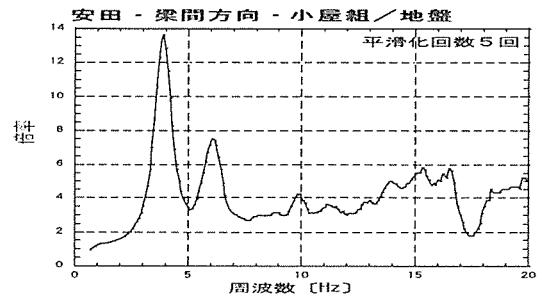
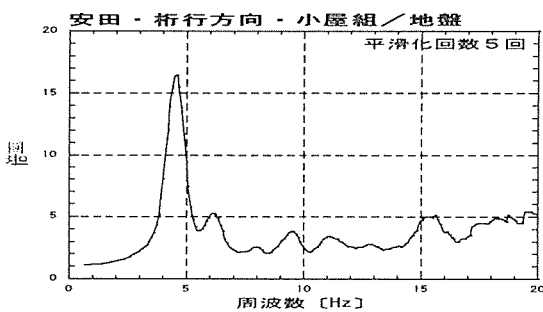
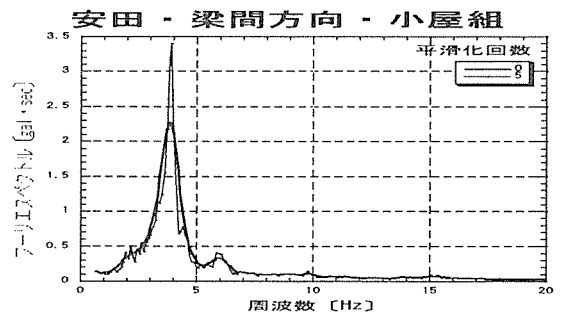
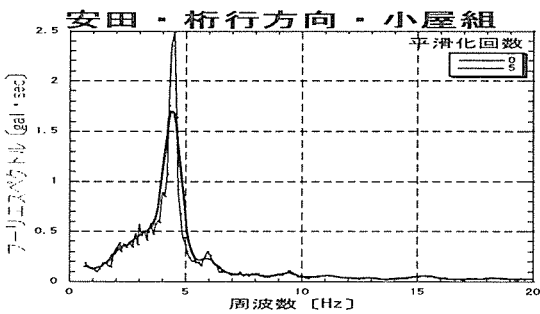
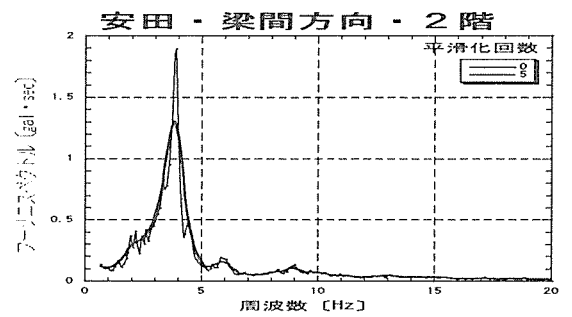
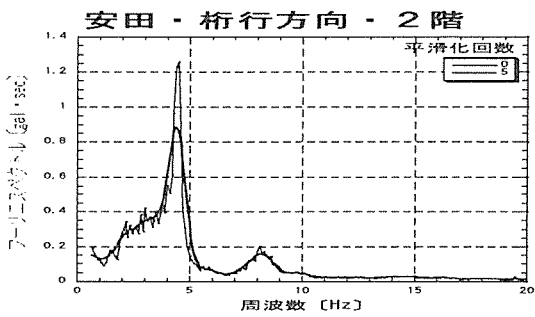
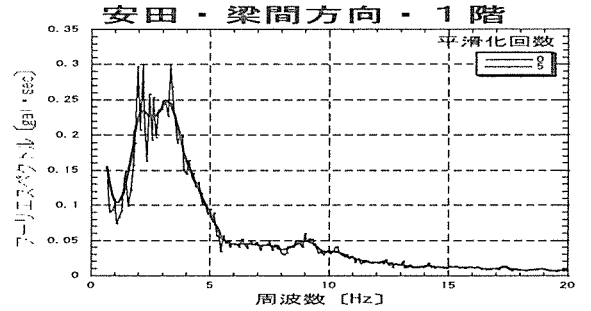
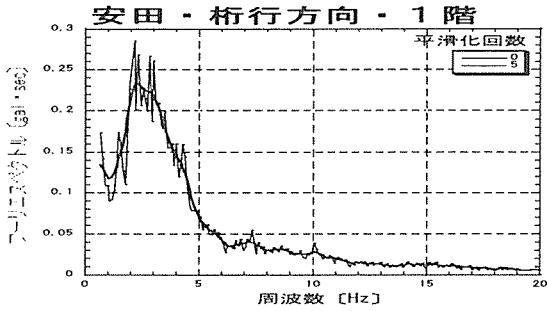
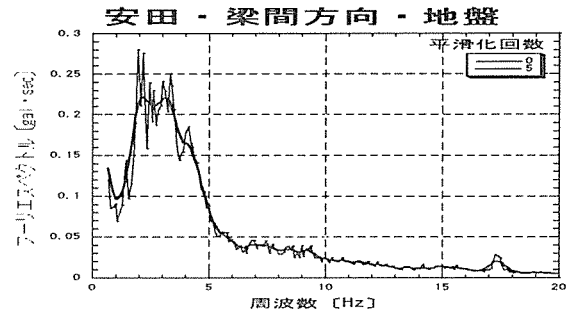
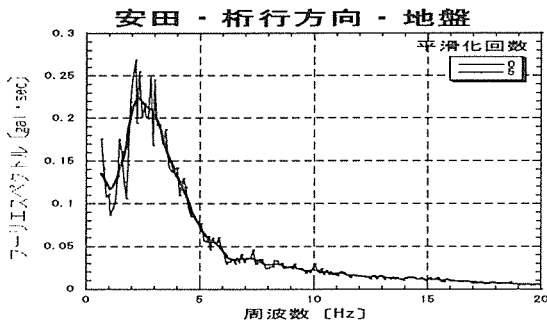
『参考文献』

- (1) 北原昭男：「都市域における建築構造物群の地震被害推定に関する研究」  
1996.3,PP.191～206.
- (2) 建設省建築研究所：「平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書」  
1995.8,PP.397～399.
- (3) 杉山英男：「地震と木造住宅」1996.7,PP.260～281.
- (4) 後藤一雄：「木構造の計算」1980.3,PP80～112
- (5) 鈴木有・安田雄三：「在来構法木造建物の耐震性能評価に関する実験的  
検討，第7回日本地震工学シンポジウム講演集」  
1986.12,pp.1393～1398.
- (6) 日本建築学会：「日本建築学会荷重指針・同解説」1993,PP116～164



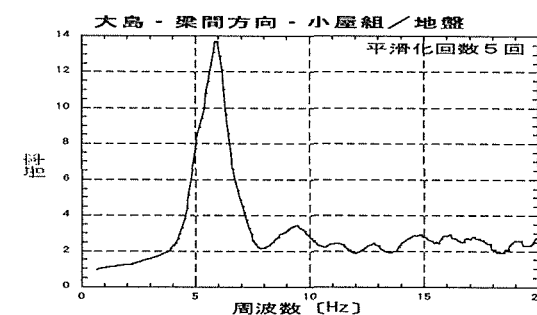
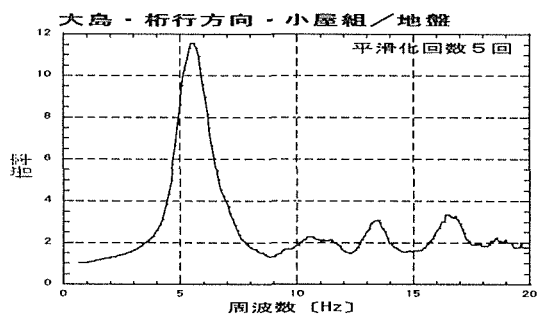
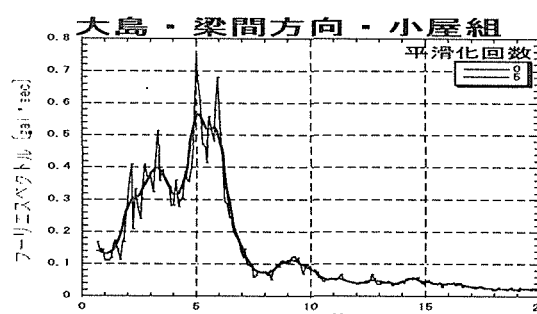
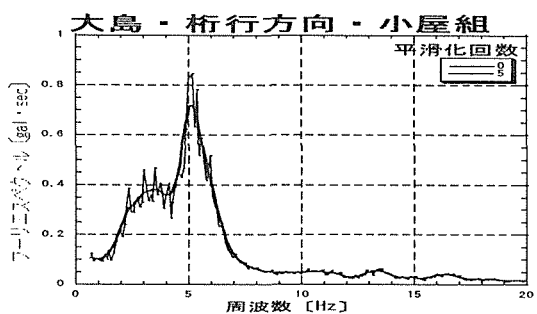
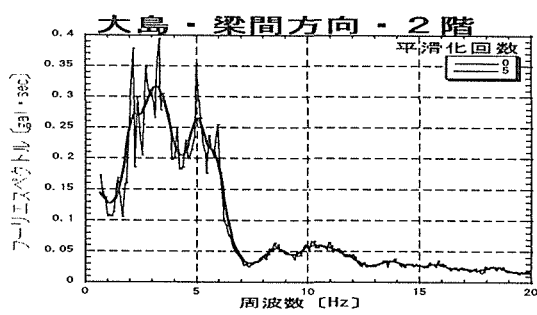
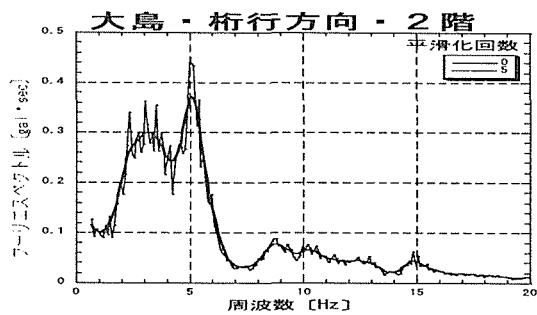
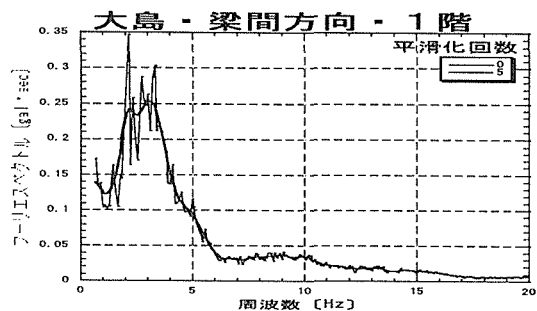
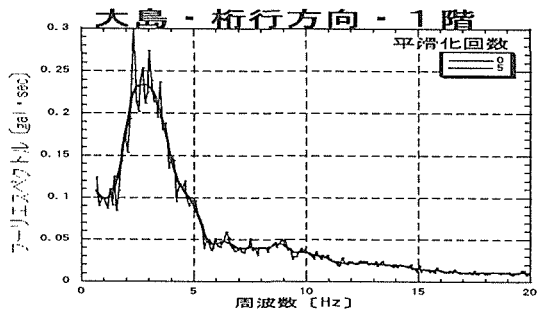
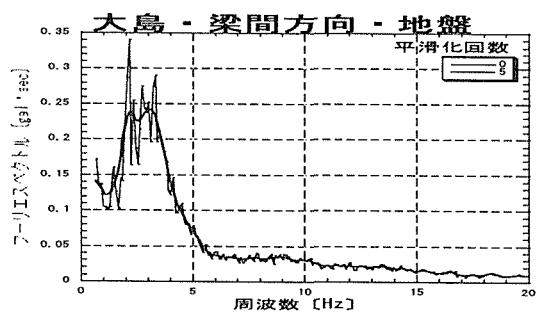
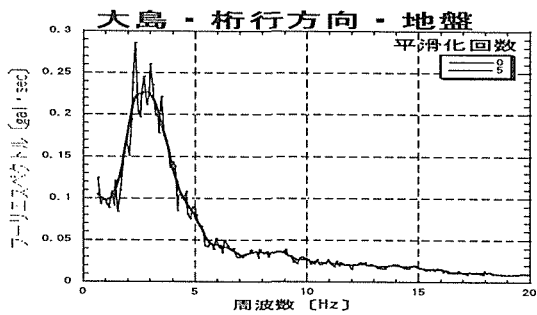
# 『添付資料』

## 概要書 常時微動検出結果



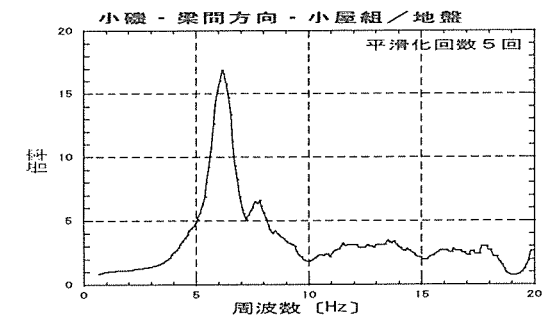
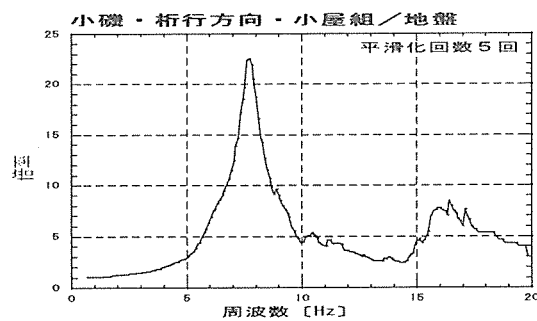
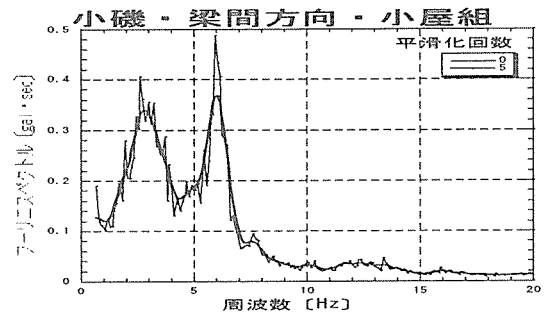
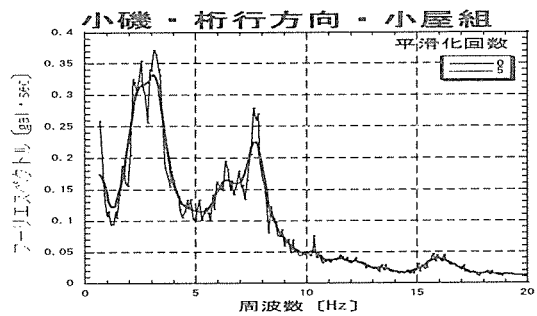
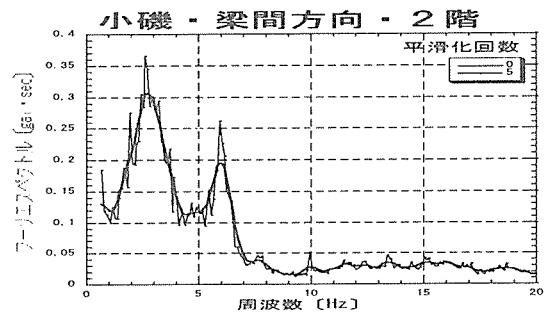
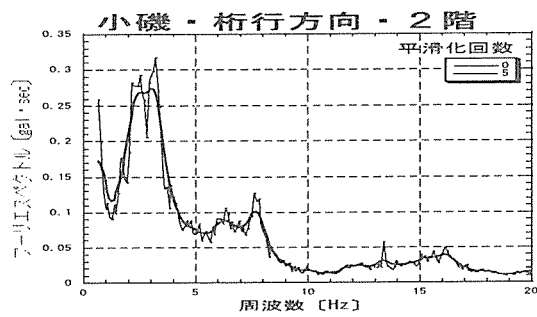
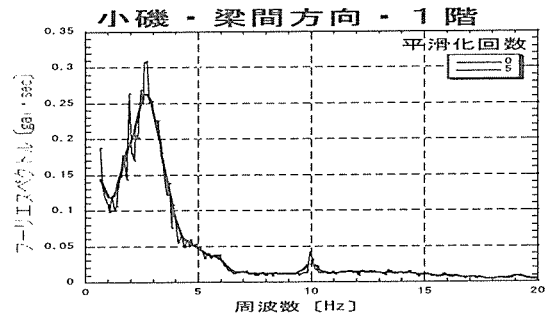
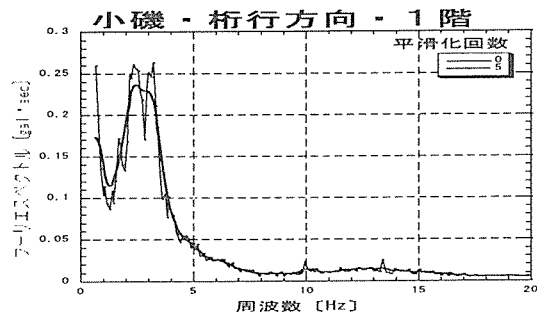
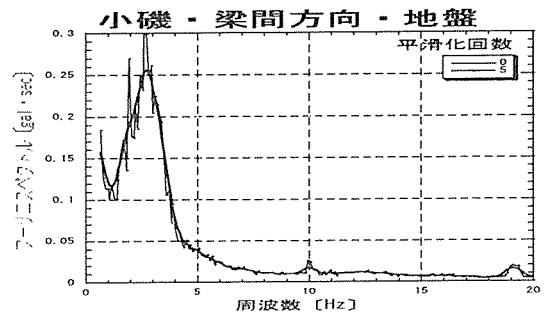
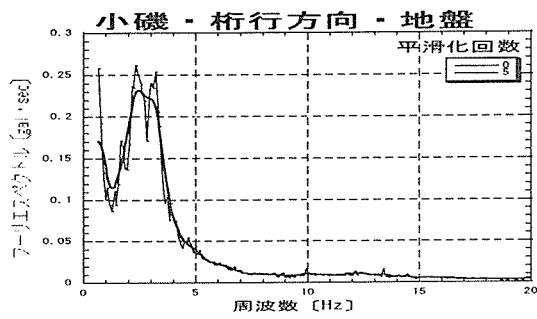
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.1 安田 邸



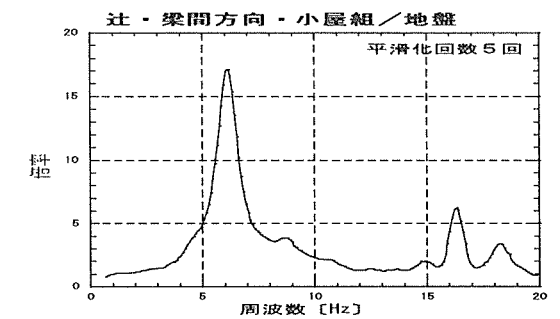
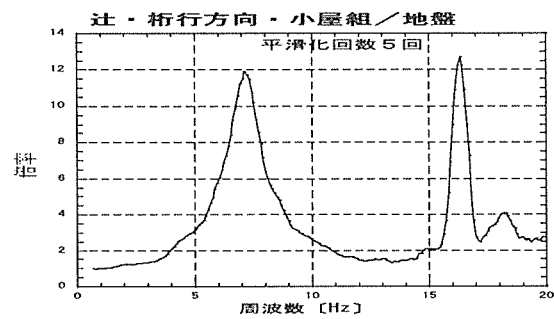
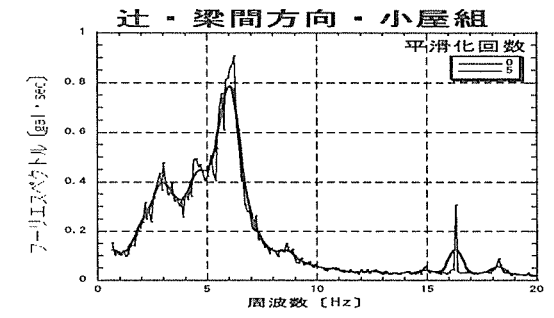
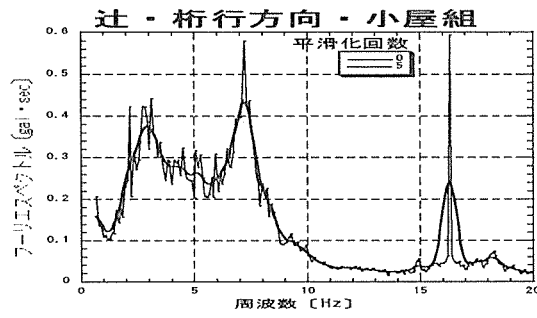
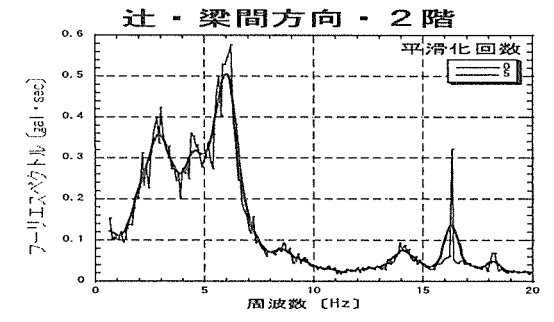
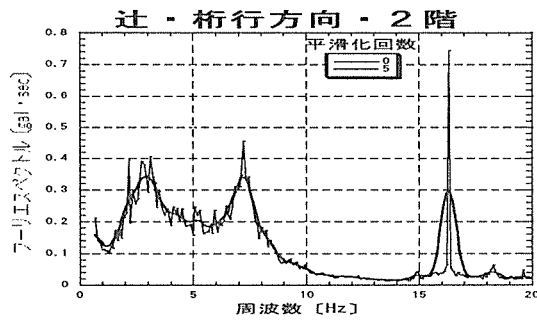
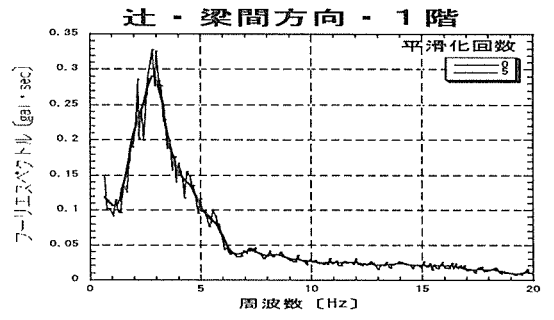
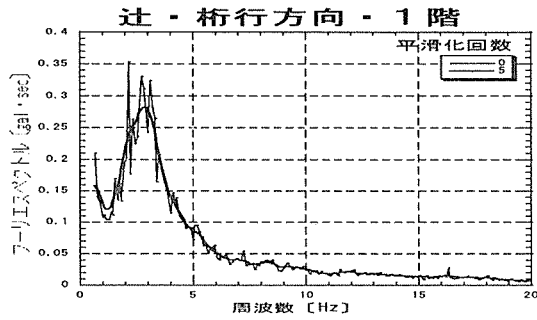
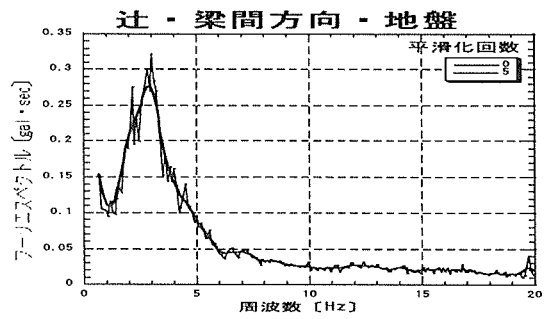
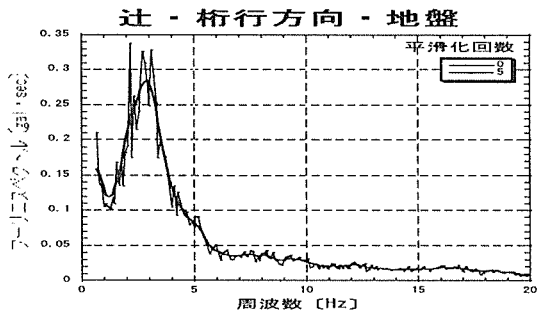
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No. 2 大島 邸



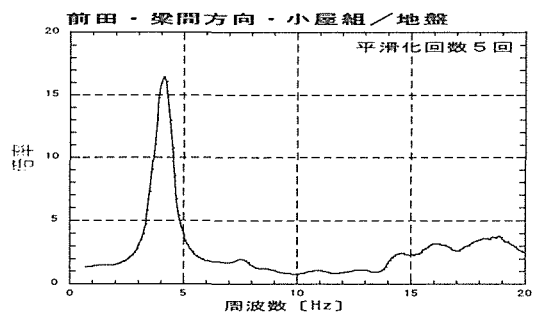
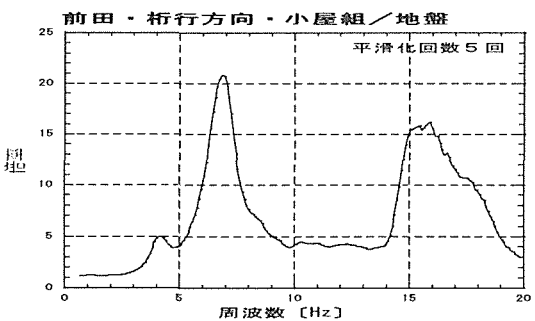
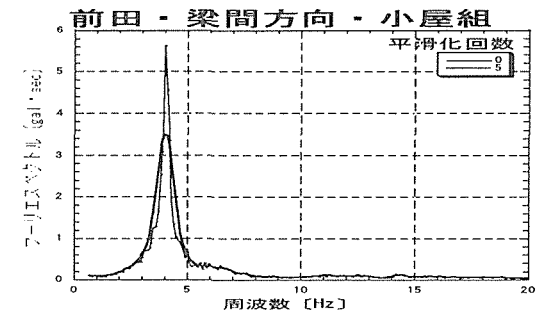
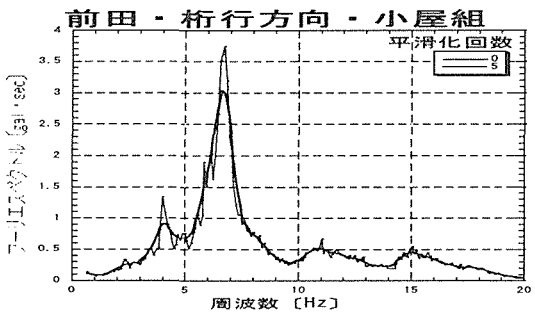
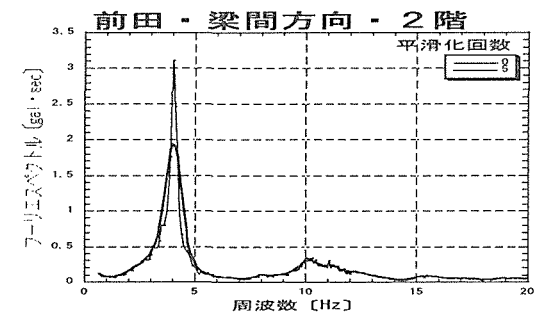
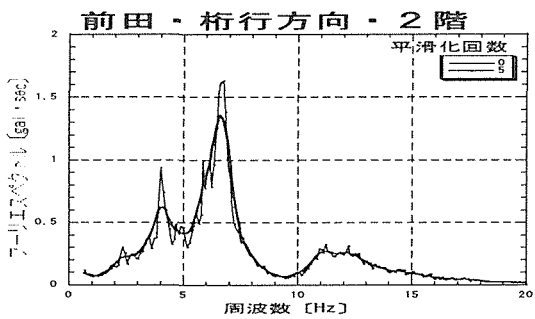
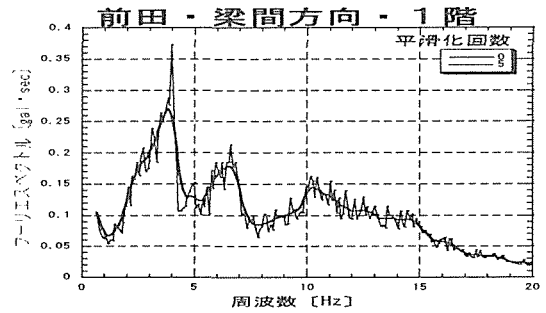
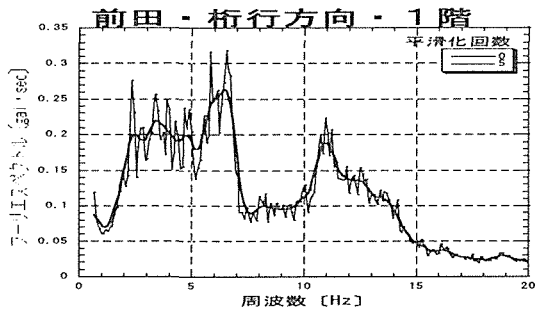
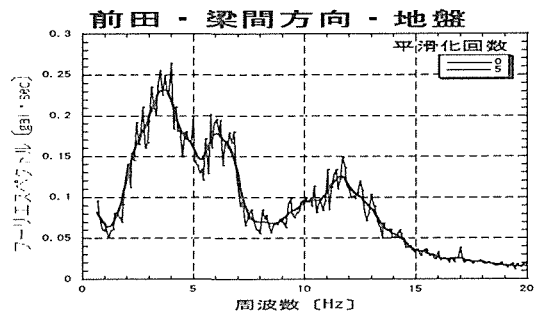
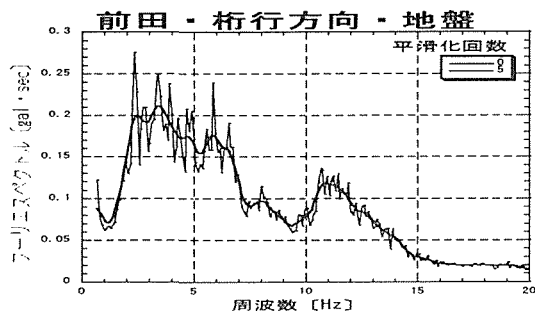
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比





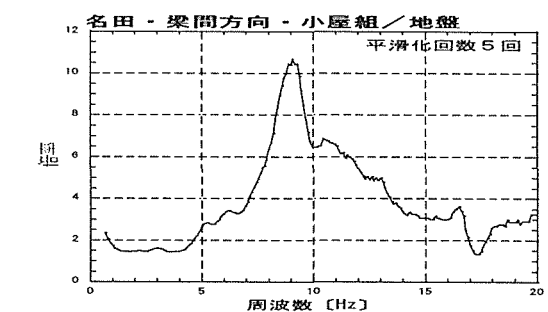
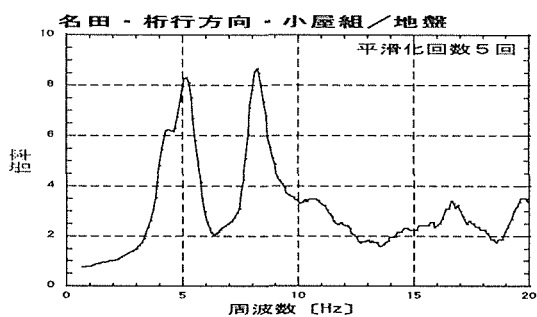
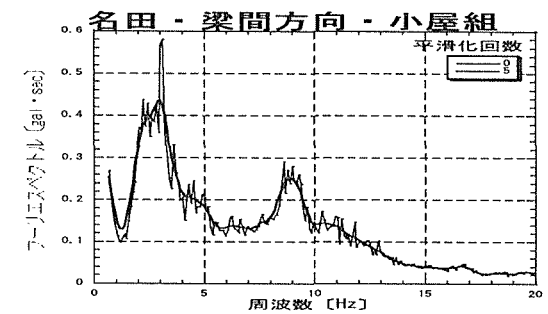
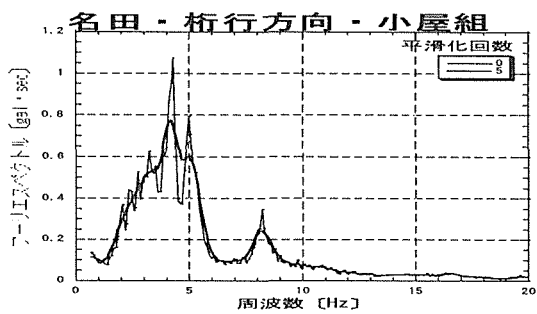
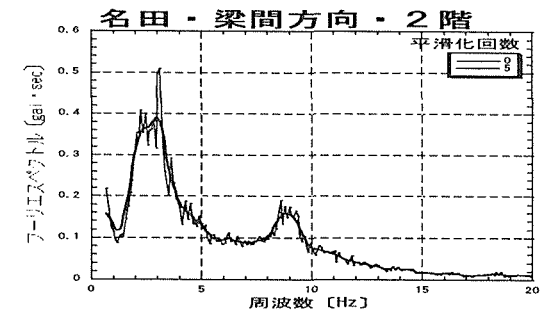
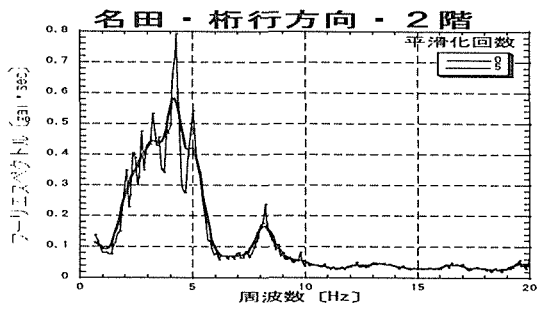
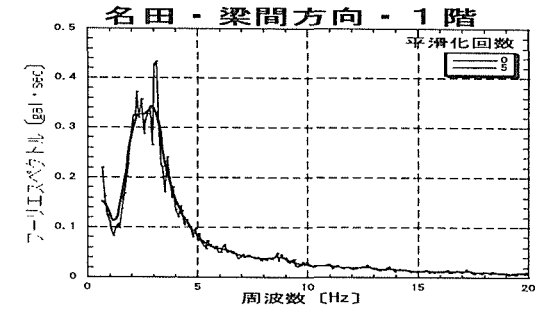
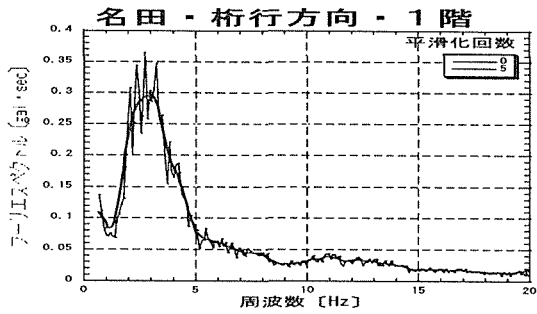
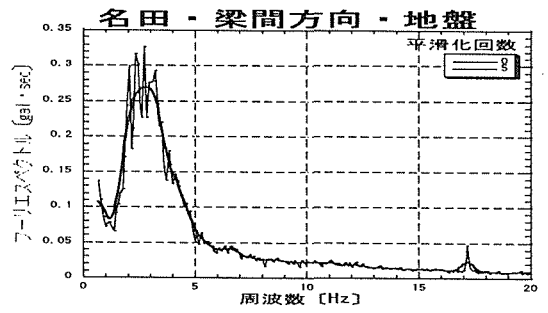
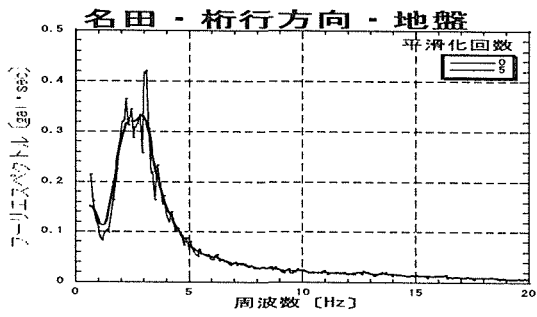
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No. 4 辻齒科



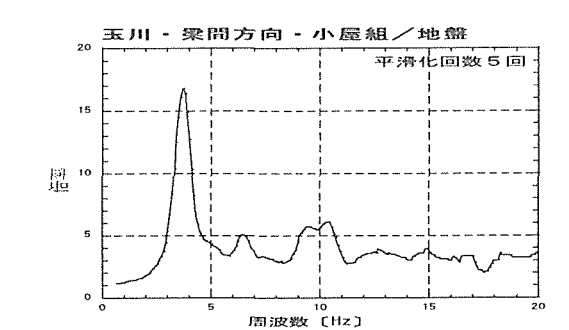
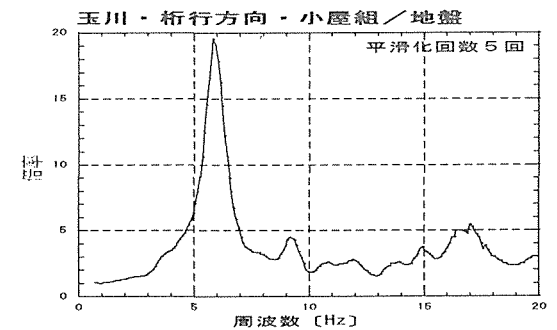
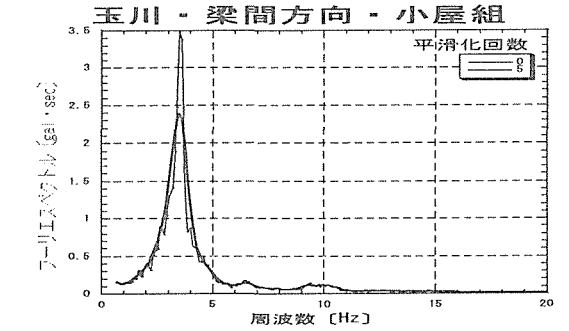
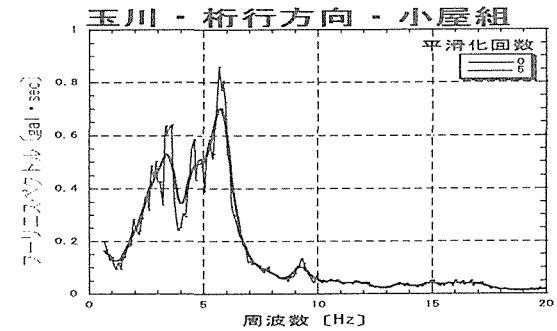
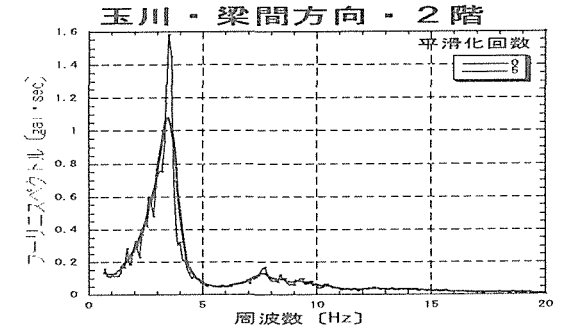
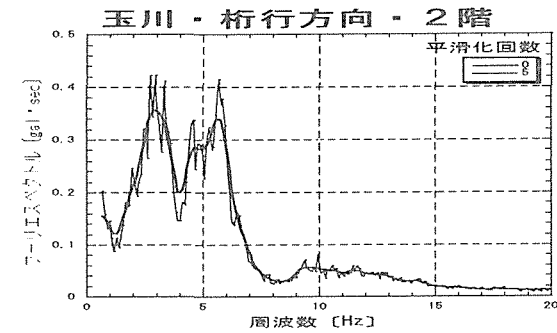
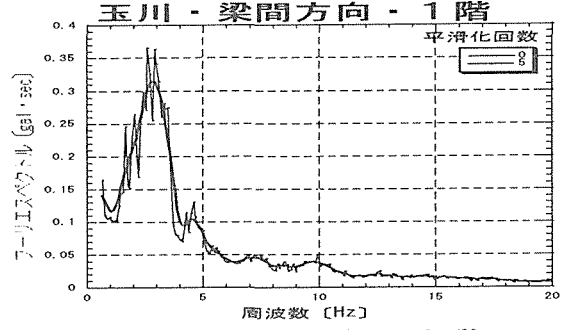
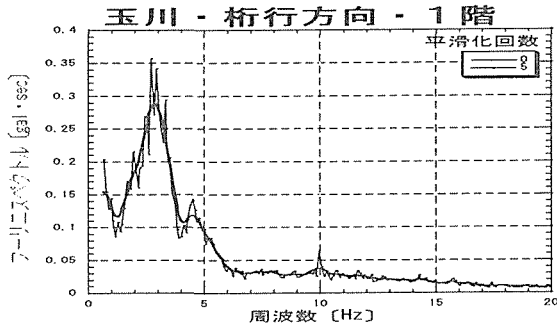
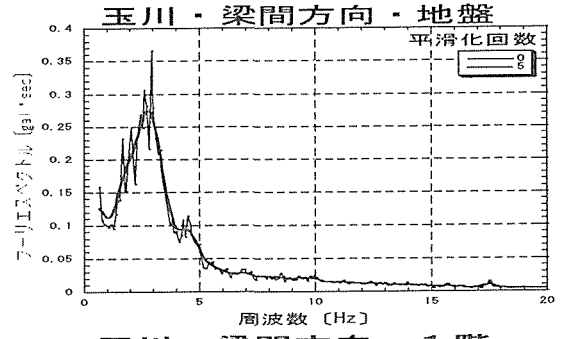
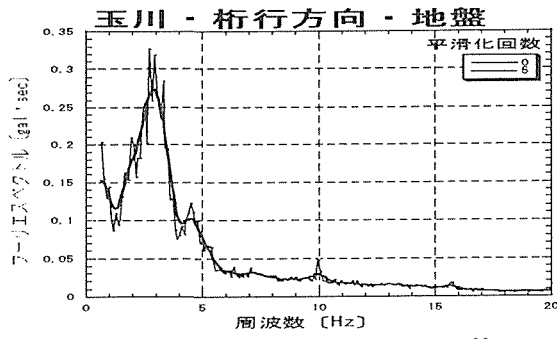
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.5 前田 邸



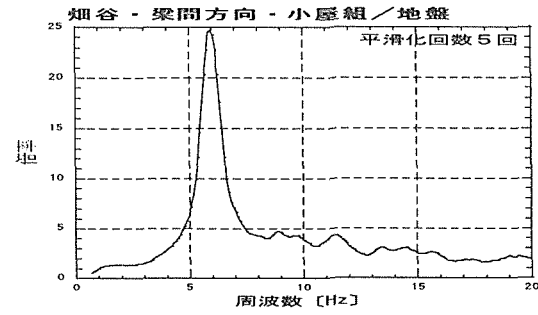
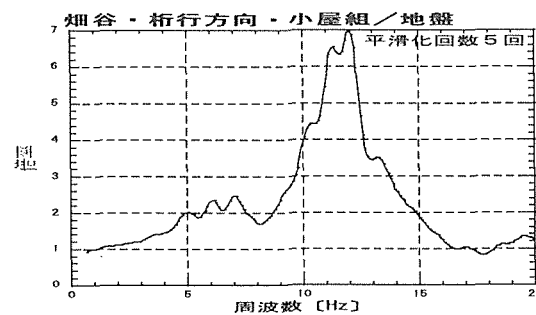
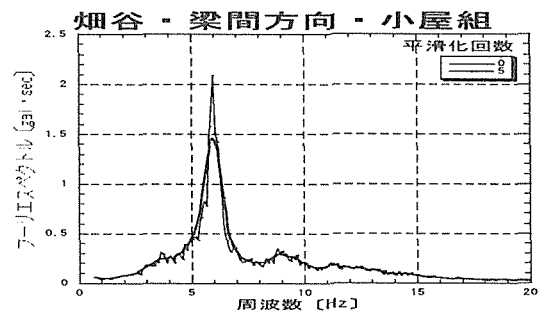
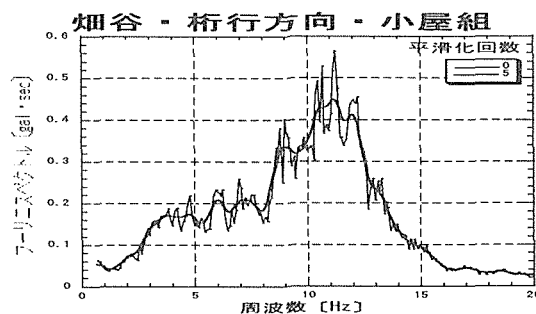
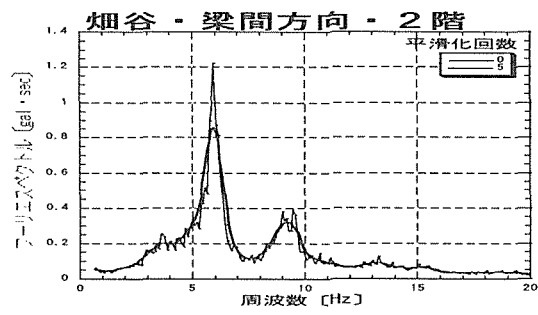
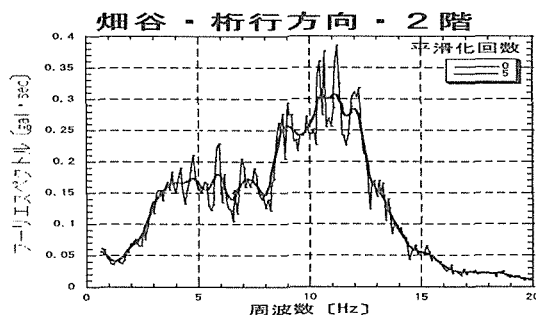
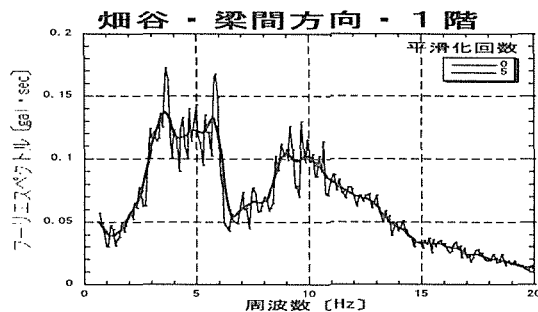
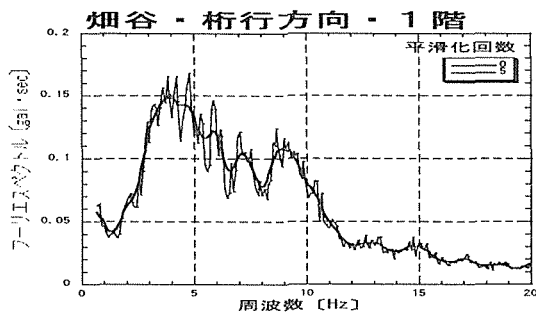
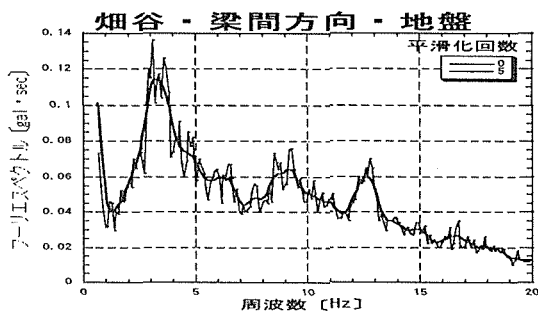
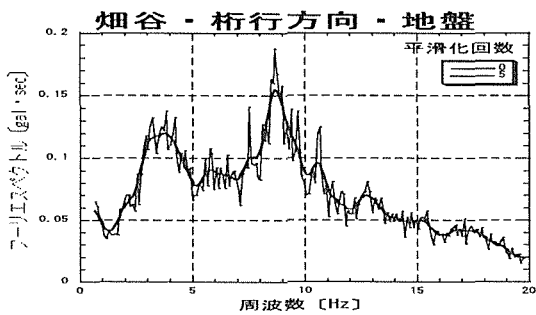
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.6 名田 邸



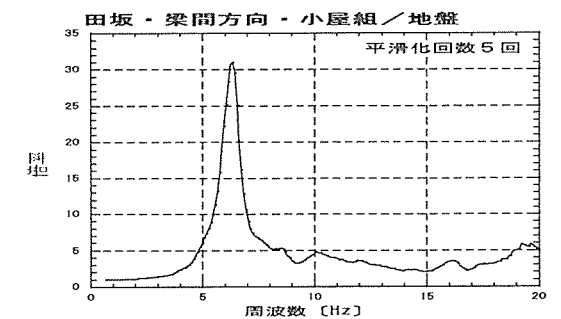
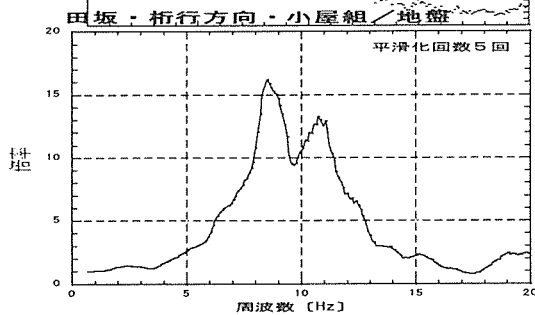
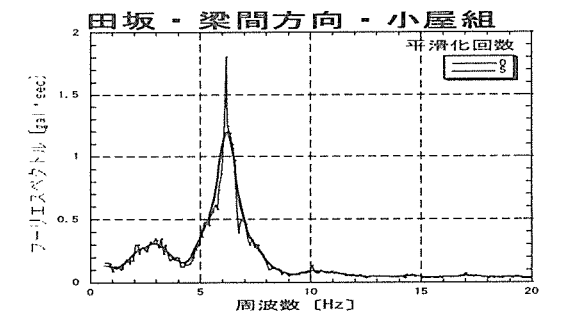
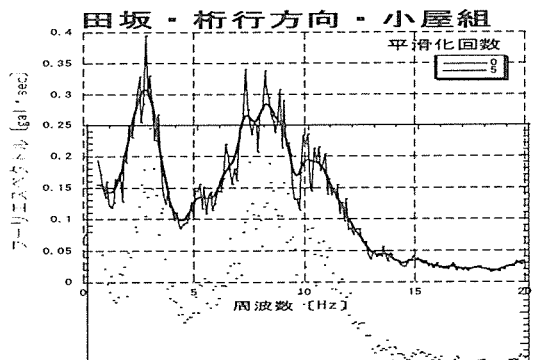
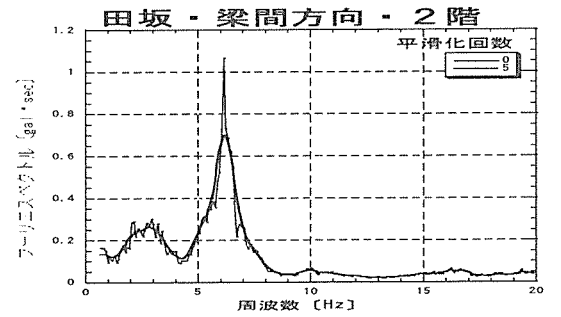
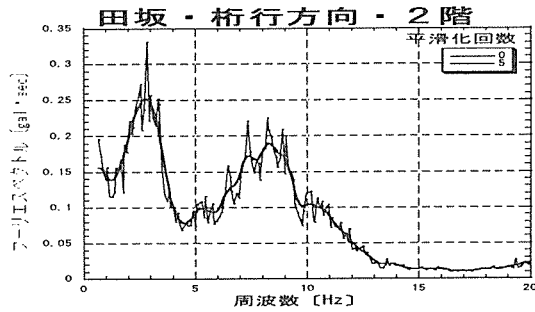
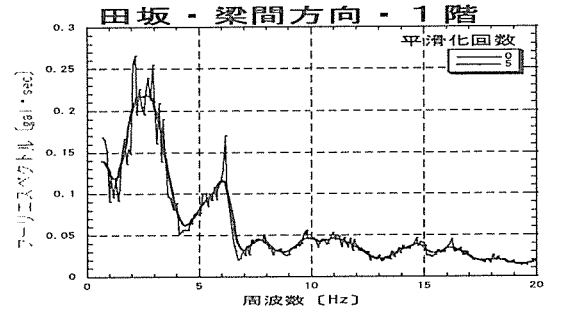
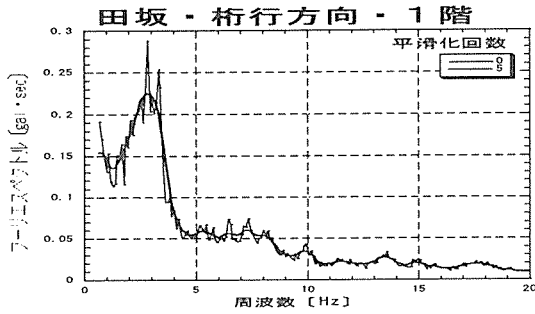
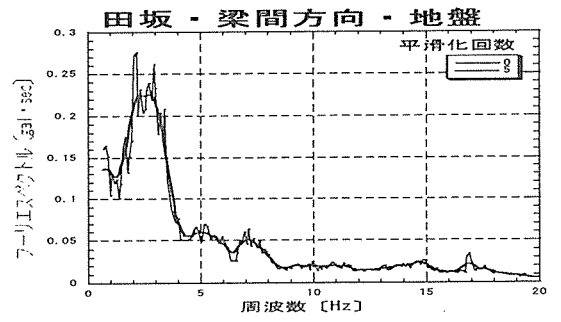
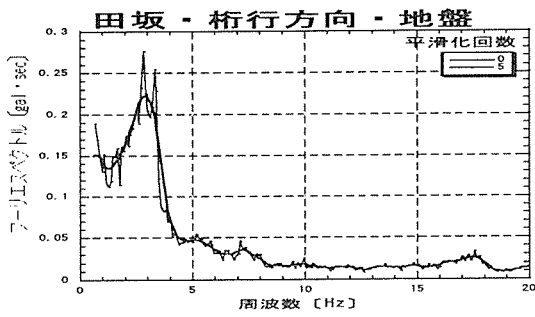
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.7 玉川 邸



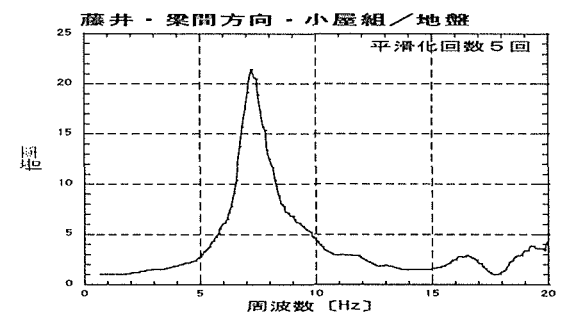
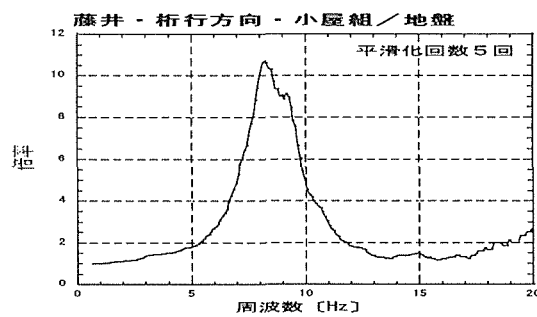
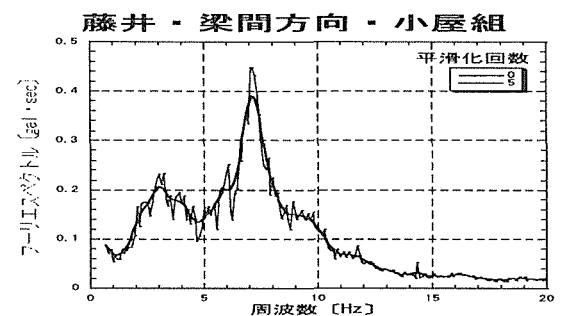
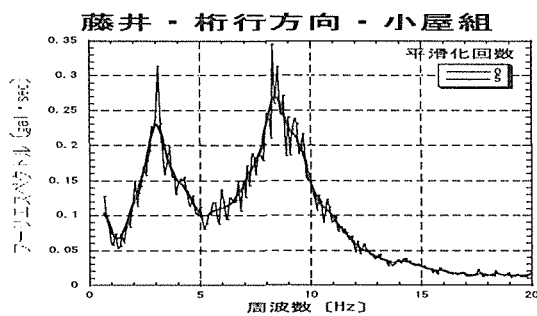
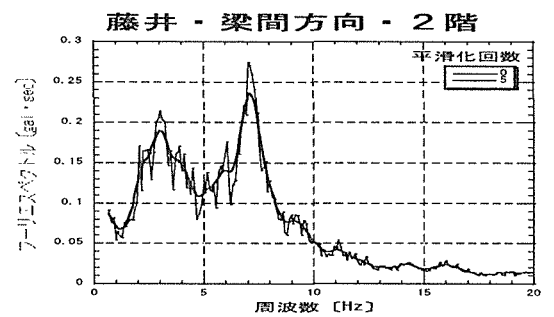
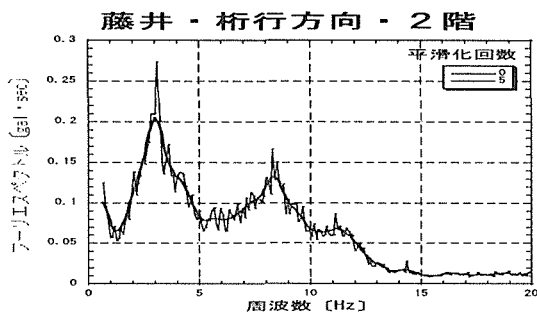
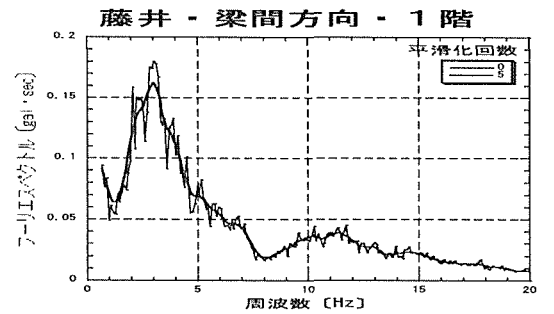
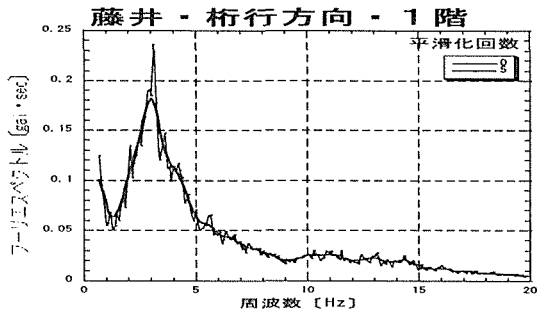
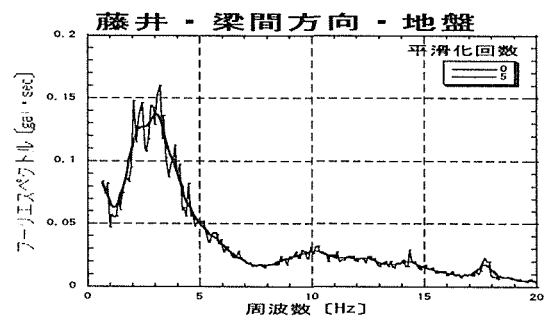
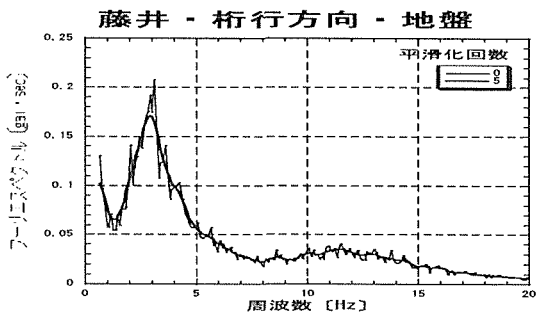
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.8 畑谷 邸



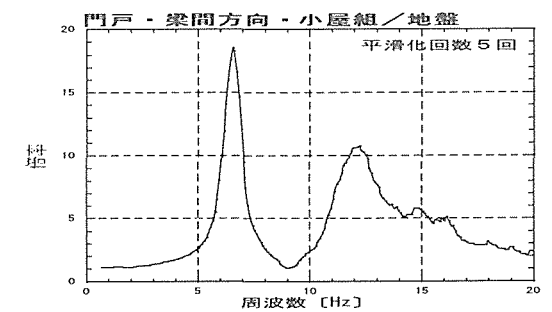
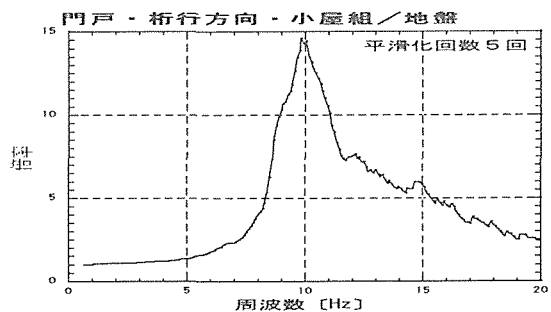
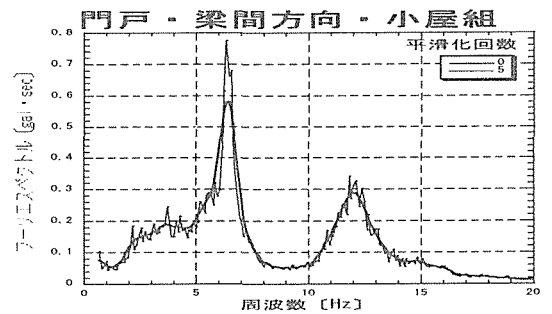
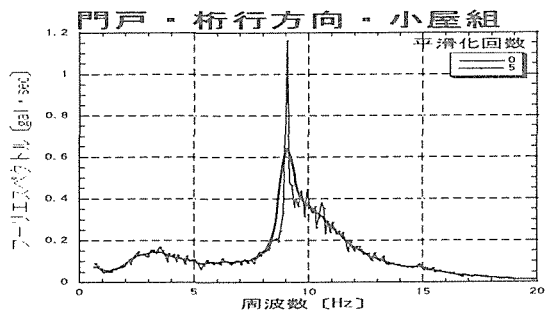
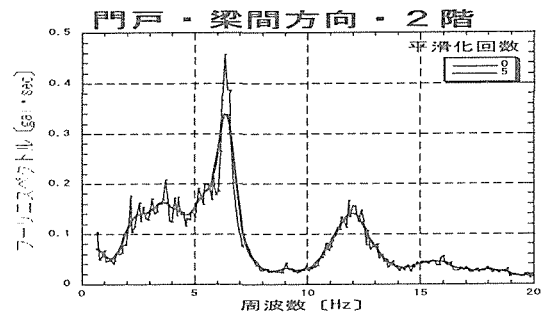
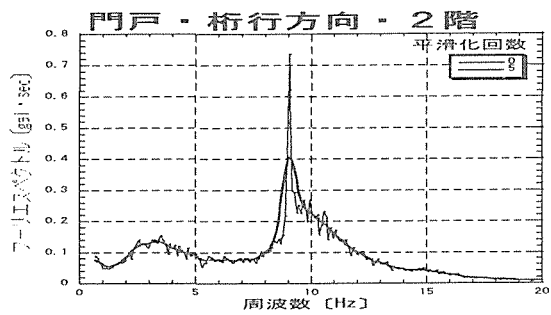
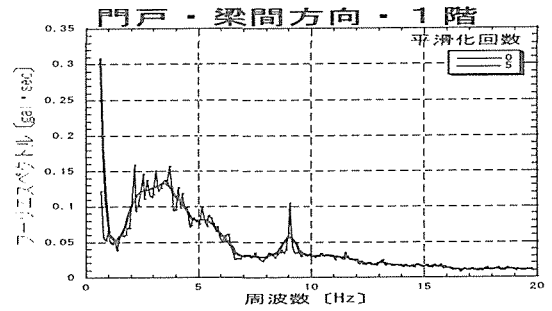
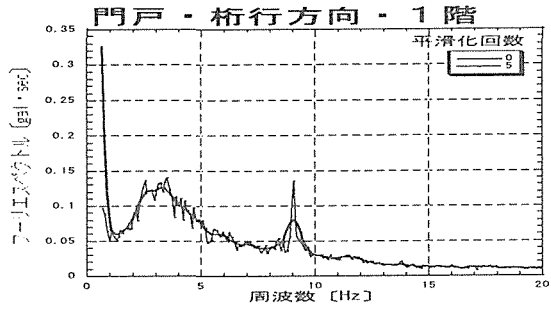
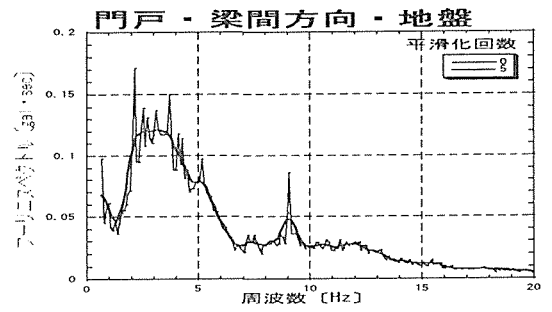
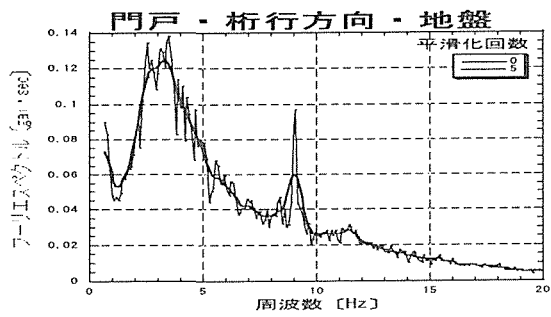
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.9 田坂 邸



地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

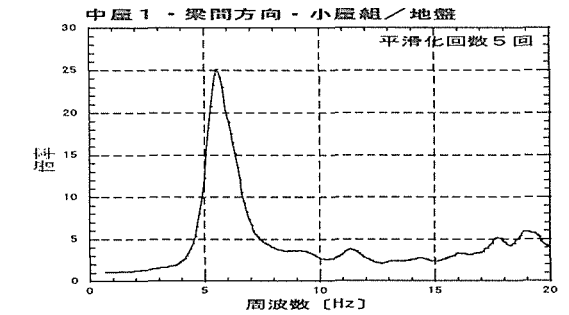
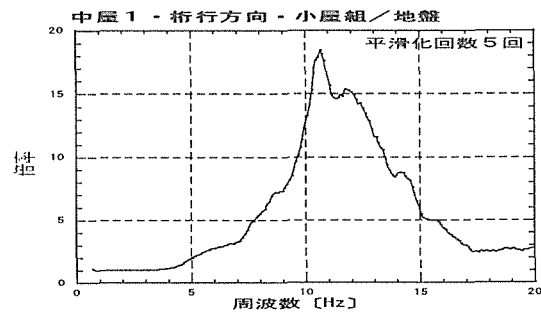
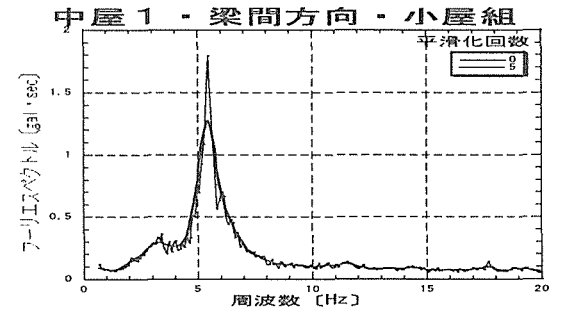
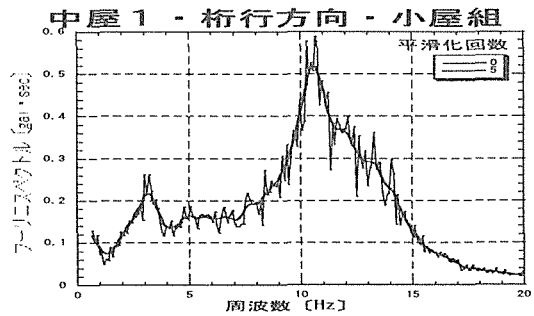
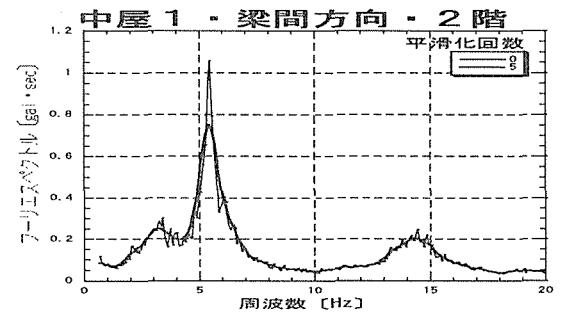
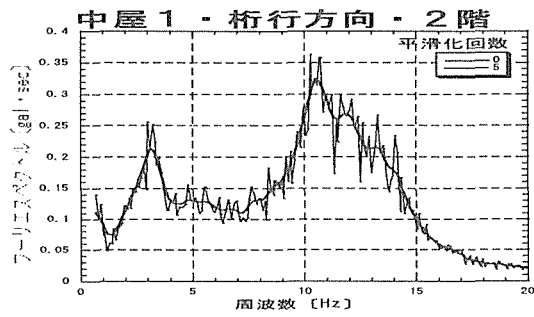
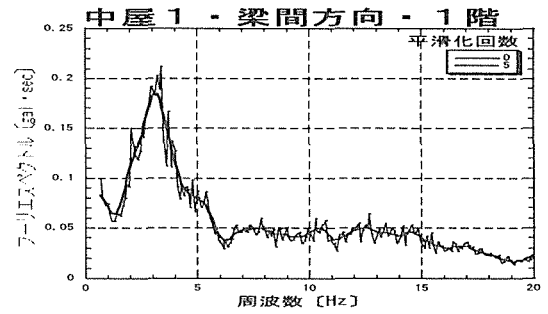
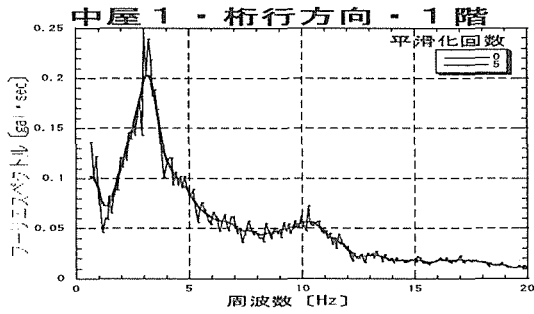
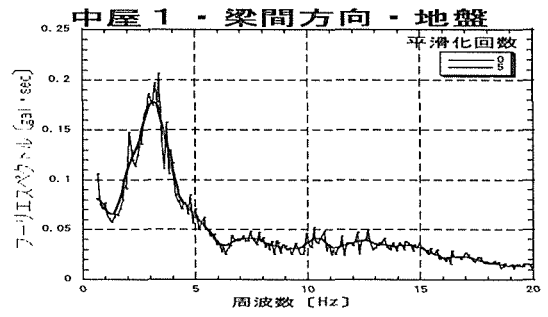
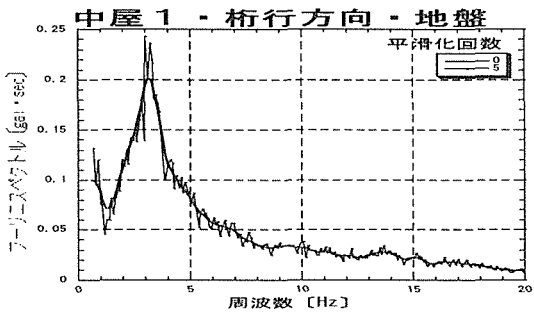
No.10 藤井 邸



地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

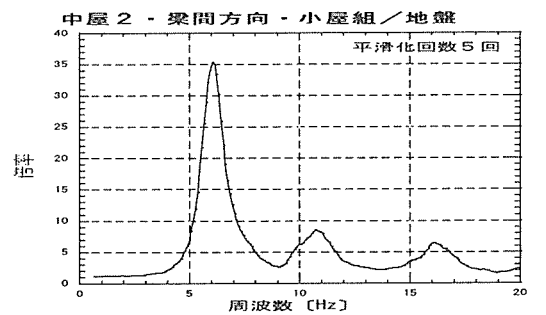
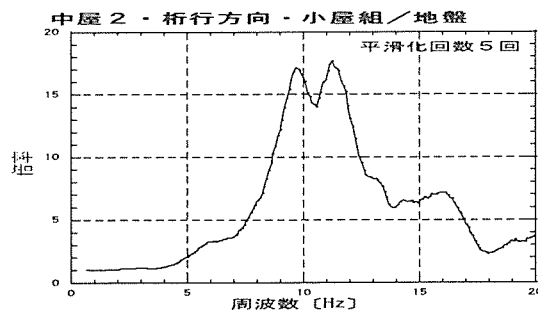
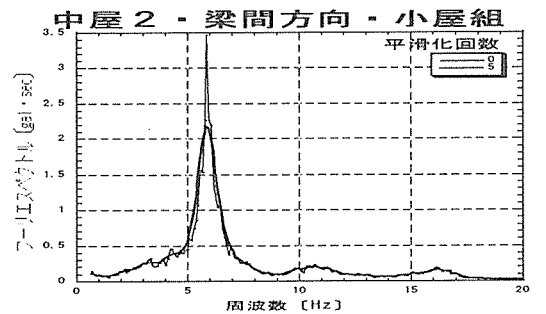
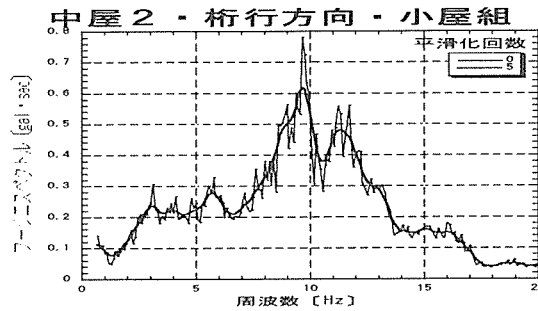
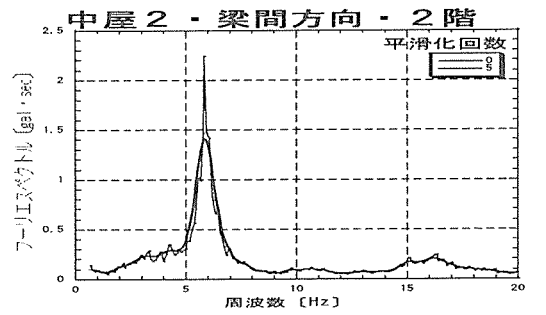
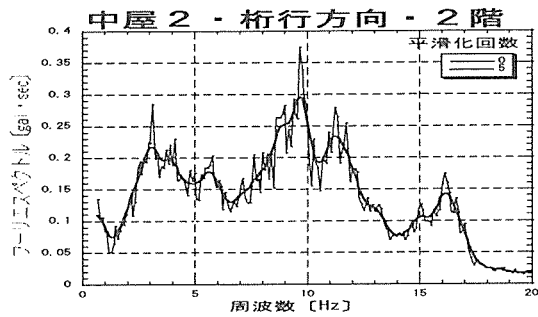
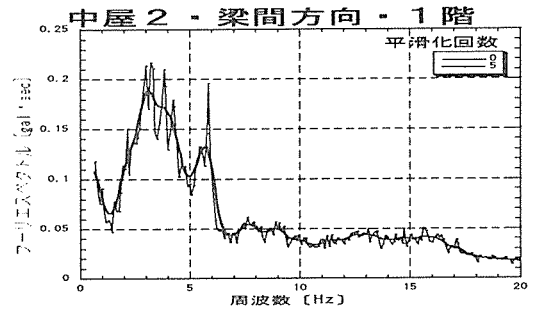
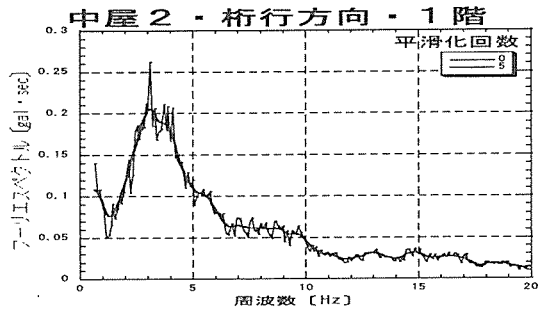
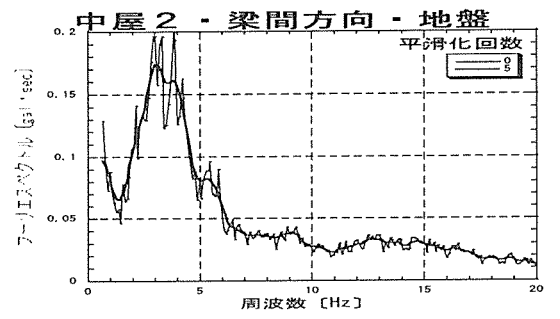
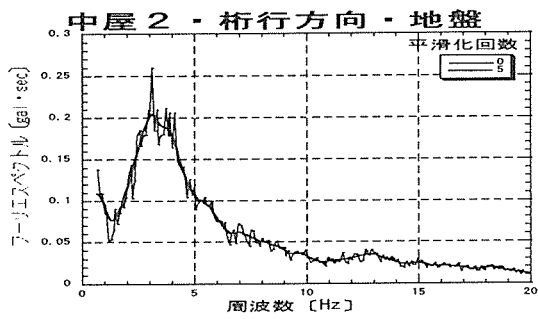
No.11 門戸分譲





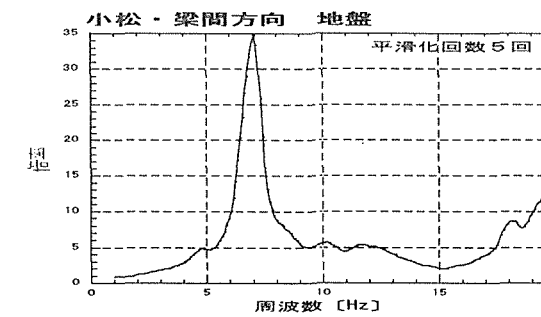
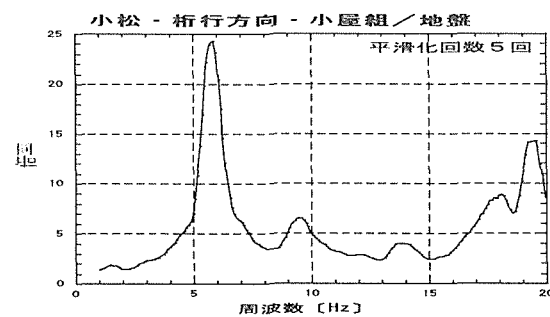
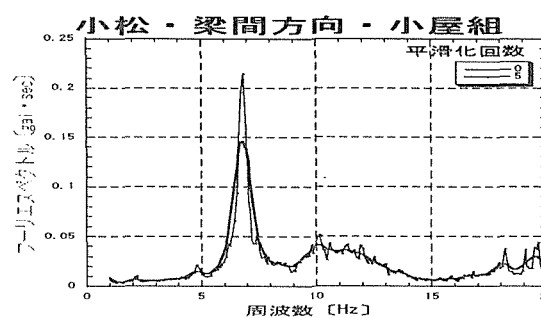
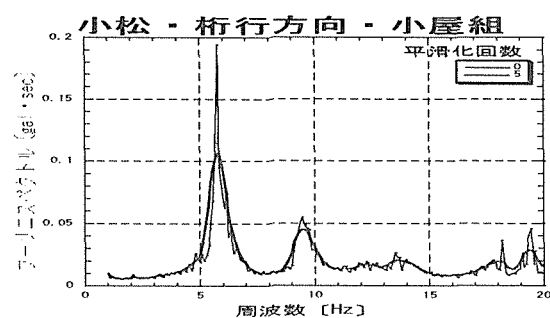
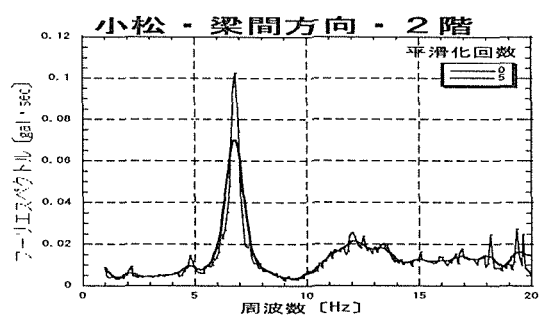
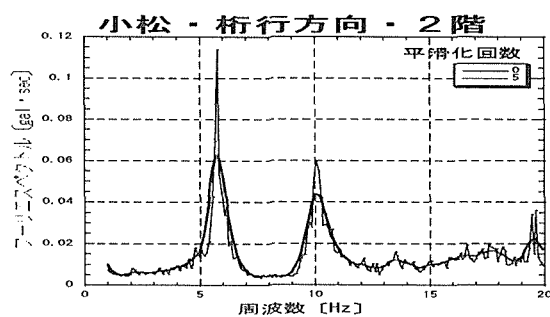
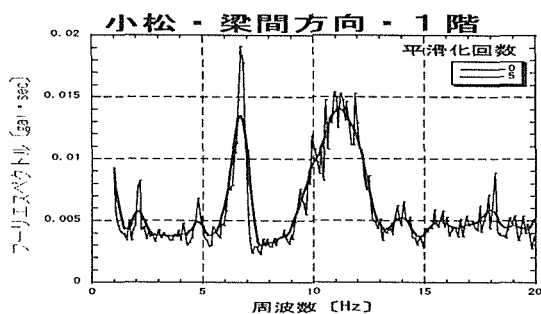
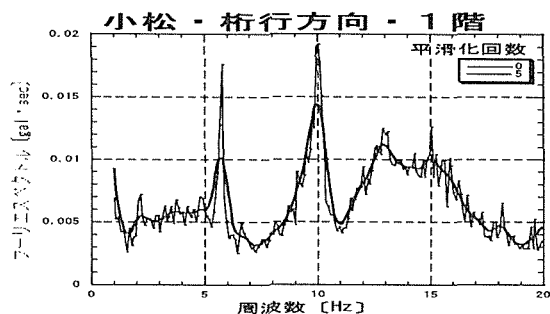
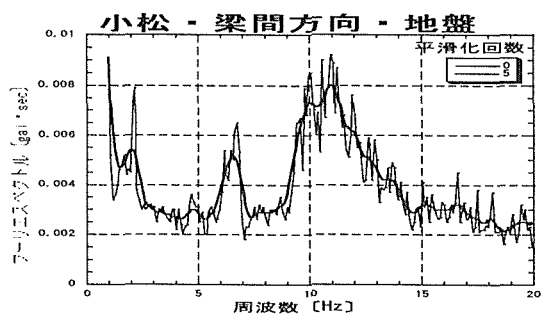
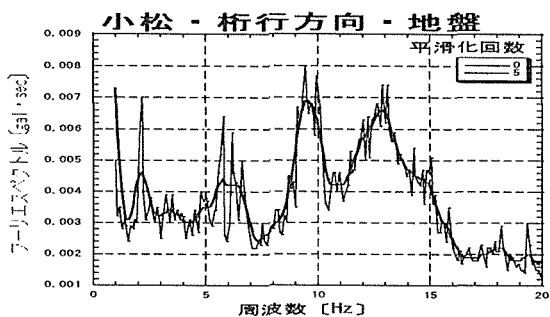
地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.12-1 中屋分譲



地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.1 2-2 中屋分譲



地盤・1階床・2階床・小屋組のフーリエスペクトルと「小屋組/地盤」スペクトル比

No.13 小松 邸

## 第2章 微動計測による木造住宅の振動特性と耐震性

### 1 はじめに

木造住宅は、構法において在来軸組、ツーバイフォー、プレハブなどのように多様なものがあり、屋根仕上げや壁仕上げも多種の材料が用いられている。また、地域によって独特の構法、間取りや屋根仕上げなどが伝承されている。さらに、建築年代によっても異なる。従って、木造住宅の振動特性を一律に取り扱うことは難しい。

建物の地震時挙動を明らかにし、建物の耐震性を判定するには、建物の動力学特性を決定づける基本的な構造パラメータである質量、剛性、減衰係数を精度良く評価することが不可欠である。しかしながら、木造住宅の場合には、これらの諸量を評価することは、一般に難しく、不確定性を含まざるを得ない。

一方、建物の振動特性を評価する方法として、常時微動計測が挙げられる。建物の周辺地盤、各階床位置、小屋組位置で桁行および張間方向の振動を計測することによって、建物のスペクトル解析から固有振動数および減衰を評価することができる。さらに、木造住宅の各層の重量を設計図書あるいは現地調査により略算的に評価するとともに、微動計測から得られる固有振動数を用いて、固有値解析から剛性を求めることができる。

従来、木造住宅の耐震設計ならびに耐震性の判定は、一般に、壁量のみによってなされているが、微動計測により、木造住宅の振動特性の評価に併せて、微少な振幅レベルではあるが、初期剛性を推定し、耐震性の判断指標として捉えることができる。

本研究では、木造住宅の常時微動計測を行うことにより、木造住宅の振動特性を把握し、建物の構造要素との関連性について考察し、また、初期剛性推定を行い、木造建物の耐震性評価を行うことを目的として、大阪、神戸などの地域において、在来軸組構法を主として建築年代が異なる 15 棟の木造住宅を対象に常時微動計測を行っている。

### 2 木造住宅の微動計測

#### 2.1 建物の概要

1997年12月22-23日および1998年1月9-10日の4日間に渡り、大阪府吹田市、阪南市、田尻町、枚方市、門真市、大阪市および兵庫県神戸市において、計15棟の木造住宅の常時微動計測を行った。表1に、計測を行った建物の概要について示す。また、図1.1～図1.15に建物の平面図および建物の写真を示す。

平屋建住宅が3棟で、2階建の戸建住宅が11棟であり、1棟は2階建長屋建住宅である。在来軸組構法が大半であるが、建築年代は、江戸時代、戦前から1994年まで幅広く分布している。神戸MO邸のような新しい軸組構法のモデル住宅や、吹田MI邸など建築家の手になる住宅、増改築を繰り返して現在に至っている阪南AR邸や門真NA邸など、様々な種類

の建物である。また、屋根仕上げや壁仕上げも種々のものがある。

表 1 微動計測を行った建物の概要

建物名称	所在	建設年	延床面積 (m <sup>2</sup> )	構造	屋根	内壁	外壁
吹田MI邸	吹田市古江台	1985	118.59	木造2階建	金属板	ラスボード・プ ラスター塗	ラスボード
吹田O邸	吹田市古江台	1957	105.78	木造平屋建	瓦葺き	綿壁	ラスモルタル
吹田SI邸	吹田市古江台	1988	158.00	木造2階建	スレート	ボード・クロス 張り	ラスモルタル
吹田KI邸	吹田市藤代台	1994	211.84	木造2階建	スレート	ボード・クロス 張り	ラスモルタル
枚方YA邸	枚方市東香里新町	1985	126.90	木造平屋建	瓦葺き	土塗壁	ラスモルタル
阪南MI邸	阪南市尾岬町	1989	82.64	木造2階建	瓦葺き	ラスボード・漆 喰塗	ラスボード・漆 喰塗
阪南KA邸	阪南市下出	1982	131.16	木造2階建	瓦葺き	土塗壁	ラスモルタル
阪南KO邸	阪南市新町	1981	93.58	木造2階建	瓦葺き	土塗壁	ラスモルタル
泉南AR邸	泉南郡田尻町	江戸時代	139.12	木造平屋建	瓦葺き	土塗壁	土塗壁・漆喰塗
大阪SU邸	大阪市阿倍野区	1930	95.00	木造2階建	瓦葺き	土塗壁・漆喰塗	土塗壁・漆喰塗
大阪AO邸	大阪市阿倍野区	1935	168.91	木造2階建	瓦葺き	木ずり・プラス ター塗	木ずり・プラス ター塗
神戸YA邸	神戸市西区	1980	193.00	木造2階建	金属板	漆喰塗	ラスモルタル
神戸SI邸	神戸市北区	1977	89.30	木造2階建	スレート	土塗壁	ラスモルタル
神戸MO邸	神戸市須磨区	1995	179.98	木造2階建	金属板	P B ・ E P 塗り	ラスモルタル
門真NA邸	門真市城垣町	1927	148.95	木造2階建	瓦葺き	モルタル塗	ラスモルタル

## 2.2 計測方法

計測は、図 2 に示されるようなシステムで行った。建物の周辺地盤、1 階床、2 階床および小屋梁の 3~4 ヶ所に速度計（振動技研製 UP-255S、UP-251S）を設置し、建物内では張間および桁行方向の水平 2 成分と地表では水平および上下の 3 成分を同時計測した。増幅器は振動技研製 TA-409 を用いて、0.1Hz のハイパスフィルターとした。収録は、0.01 秒のサンプリング周期で A/D 変換し、10 分間の計測時間として、ノート型パーソナルコンピュータを用いて行った。

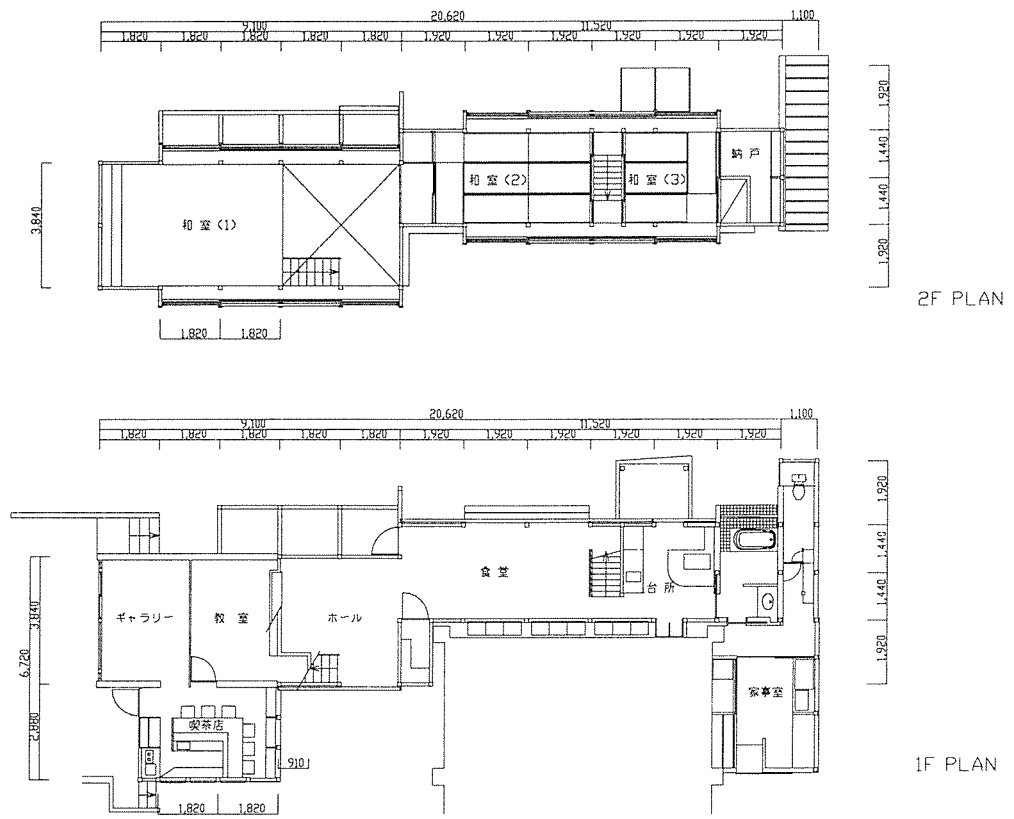


図 1.1 吹田 MI 邸

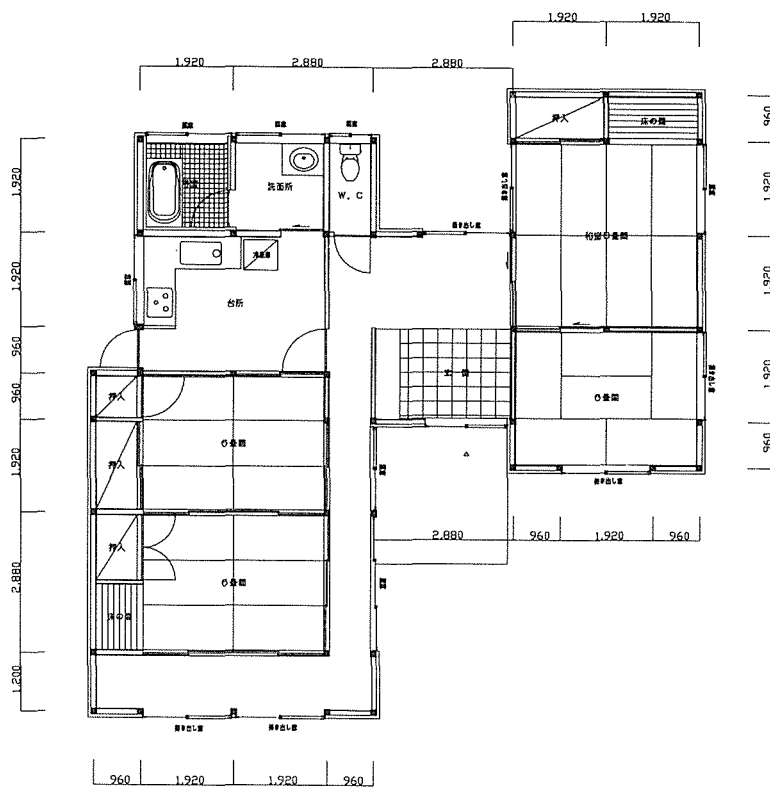


図 1.2 吹田〇邸

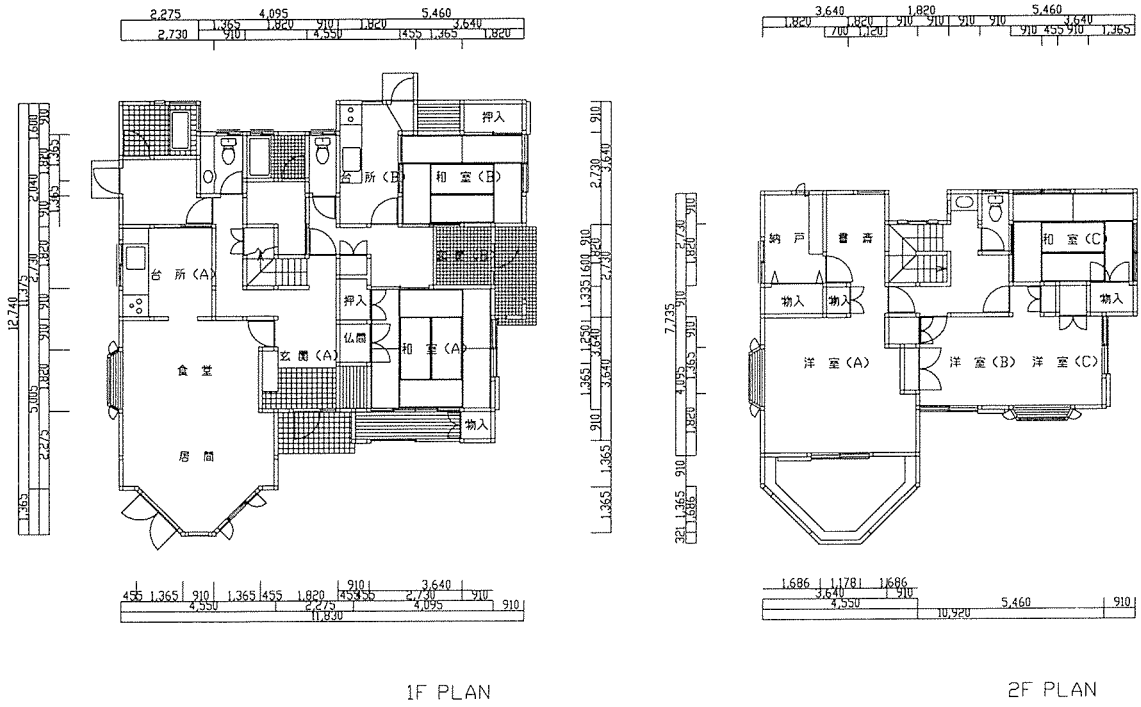


図 1.3 吹田S I邸

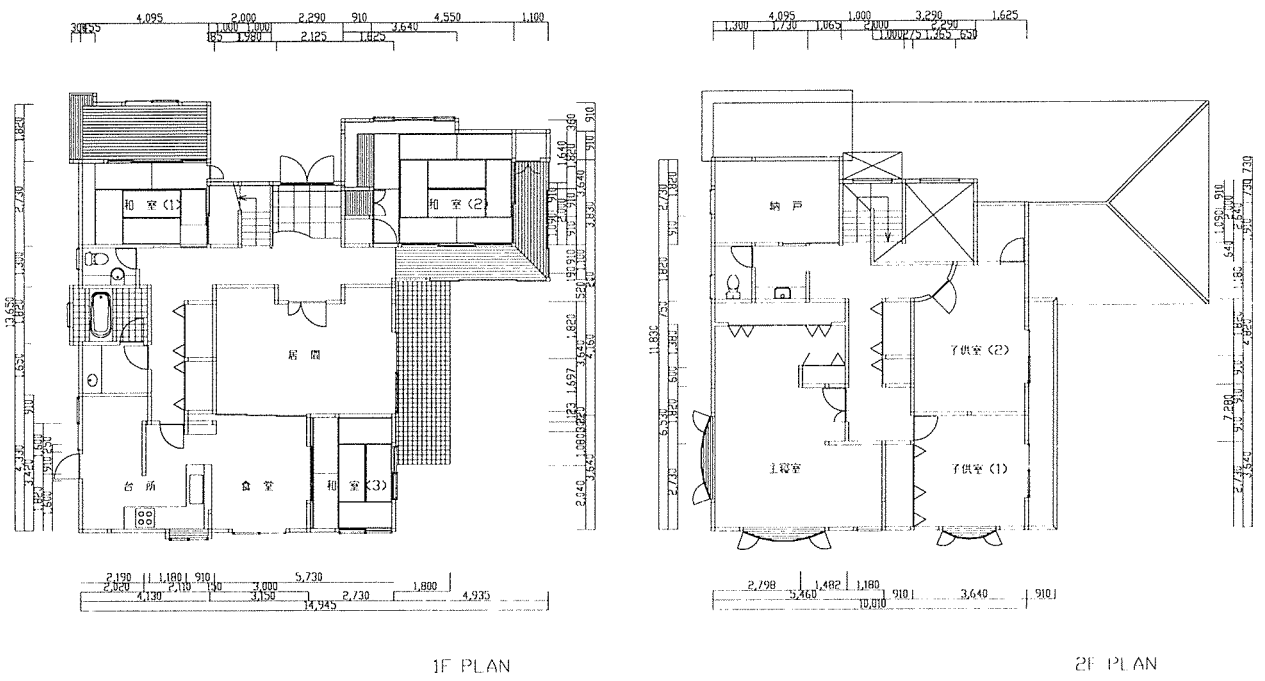
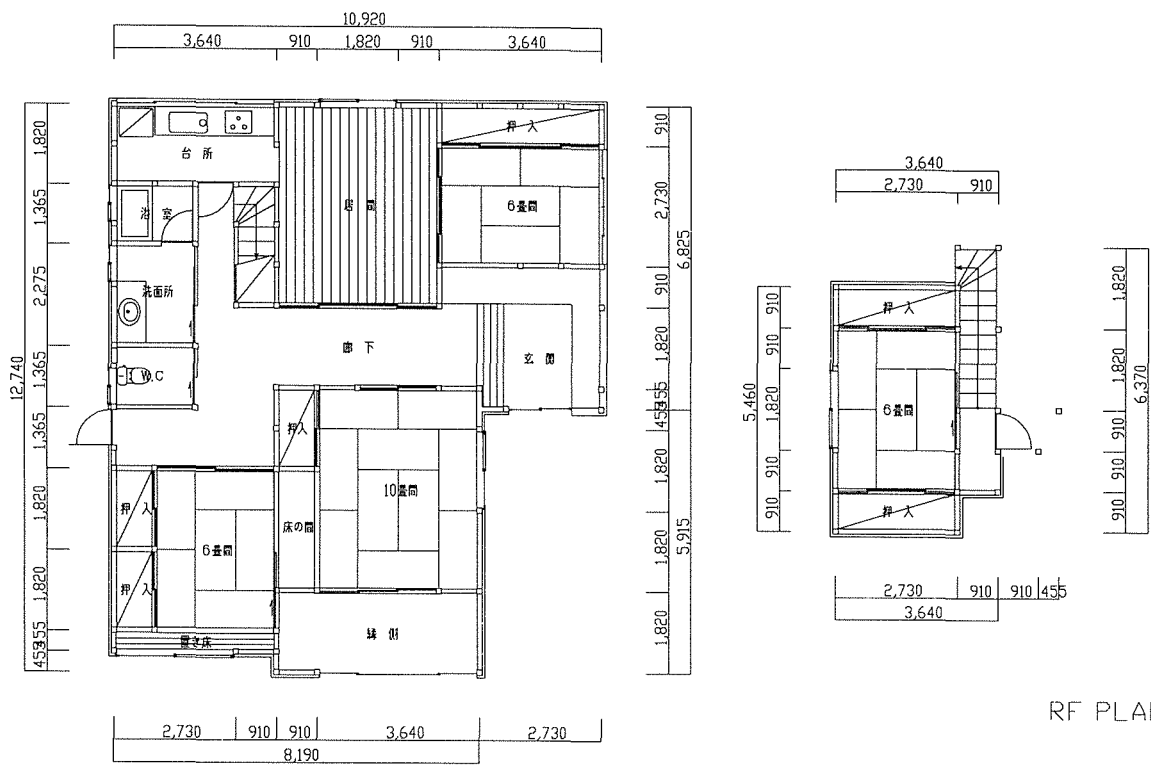


図 1.4 吹田KI邸





1F PLAN



図 1.5 枚方 YA 邸

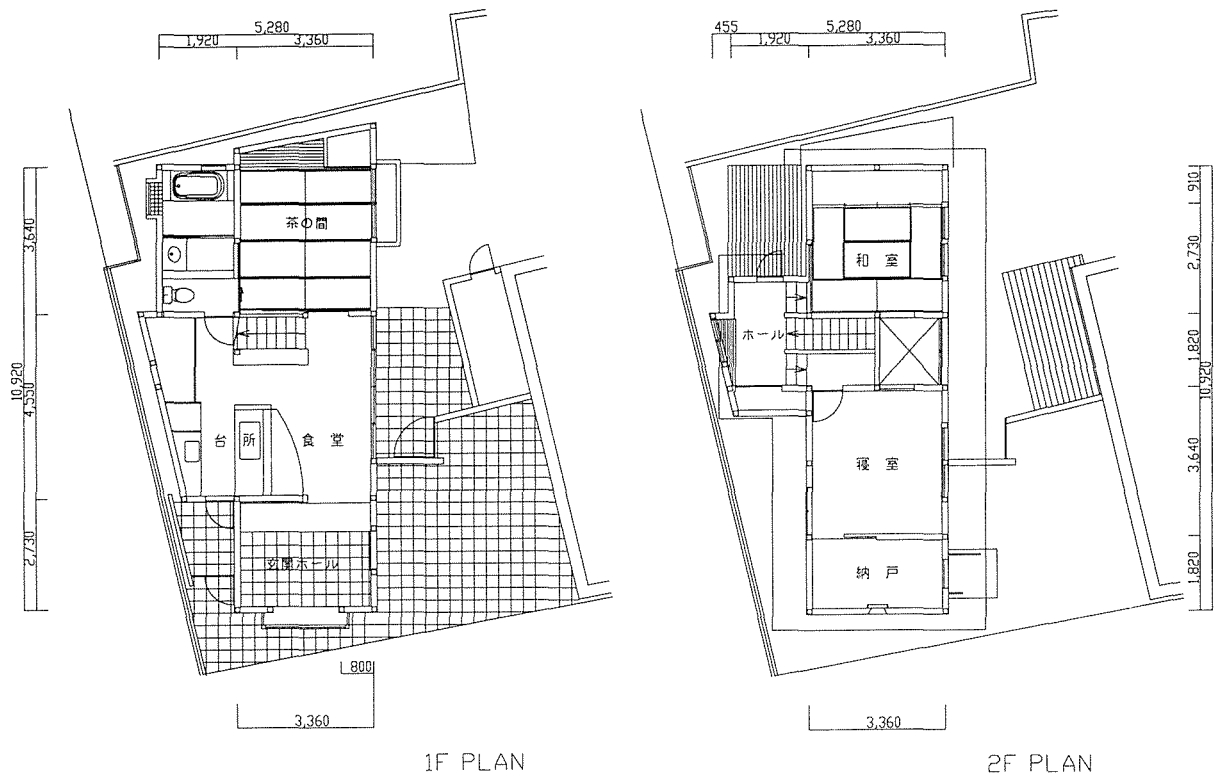
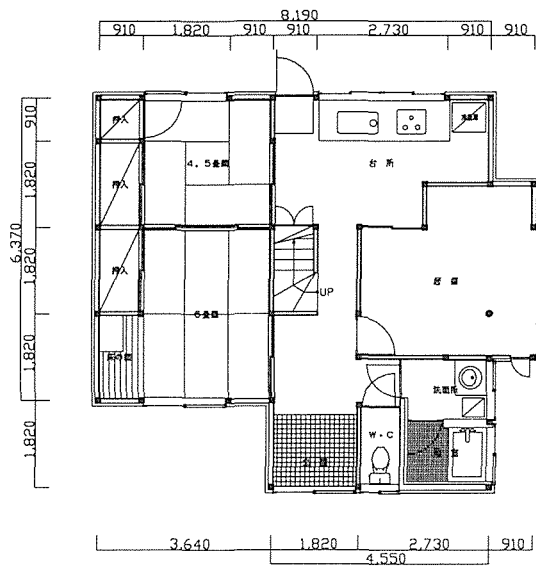


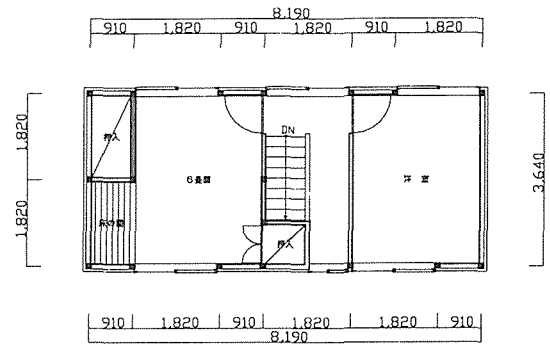
图 1.6 阪南 MI 邸



图 1.7 阪南 KA 邸



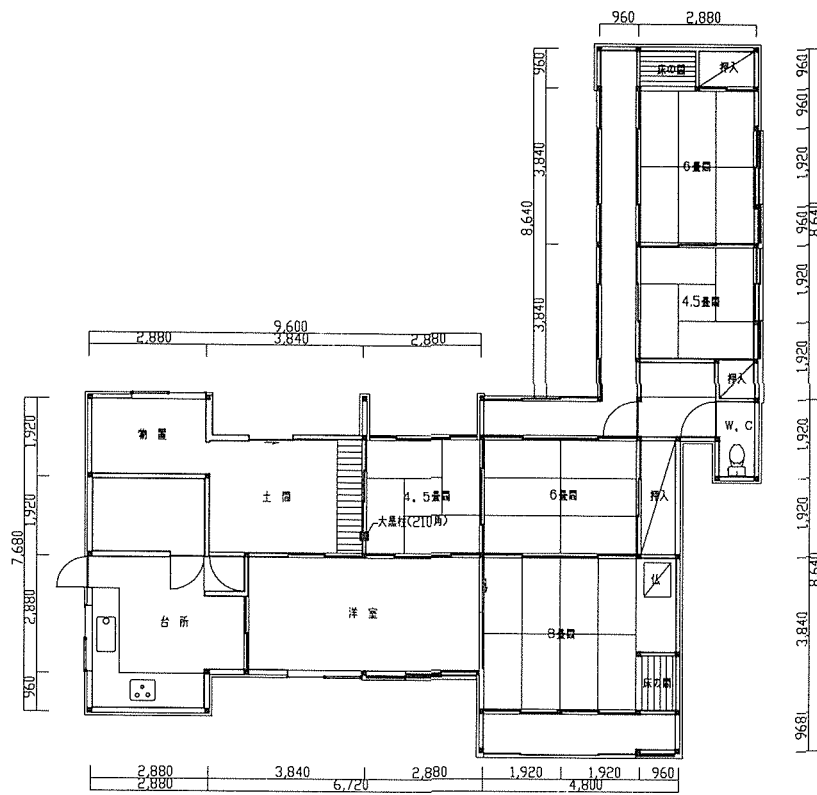
1F PLAN



2F PLAN



图 1.8 阪南 KO 邸



1F PLAN



図 1.9 泉南 AR 邸

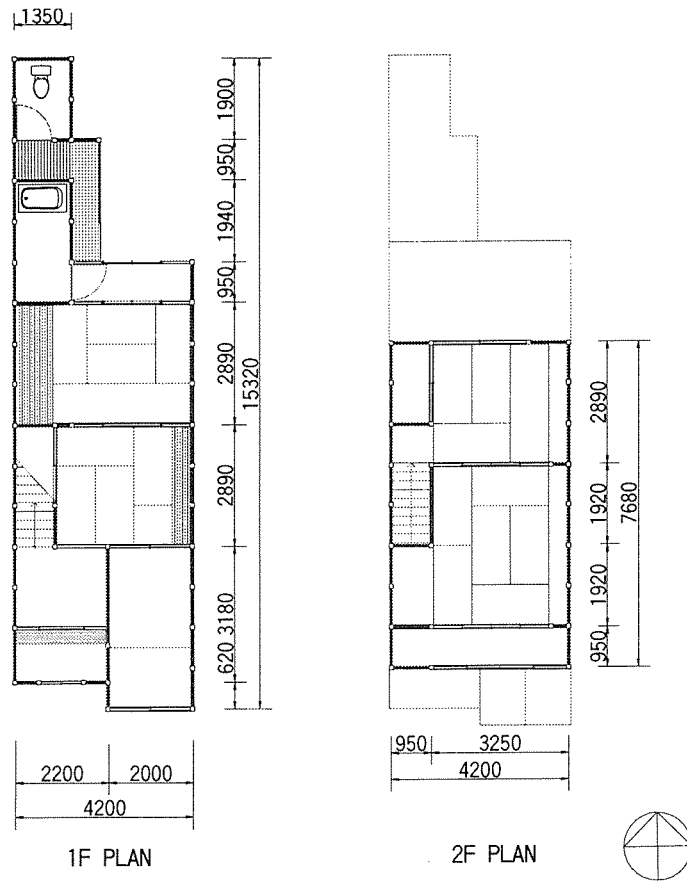
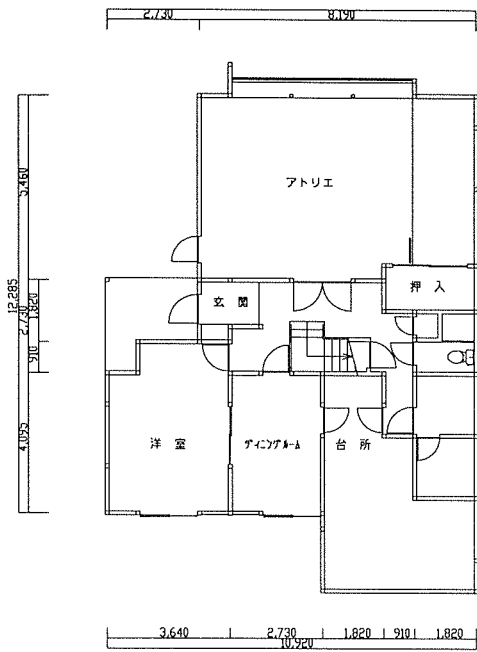
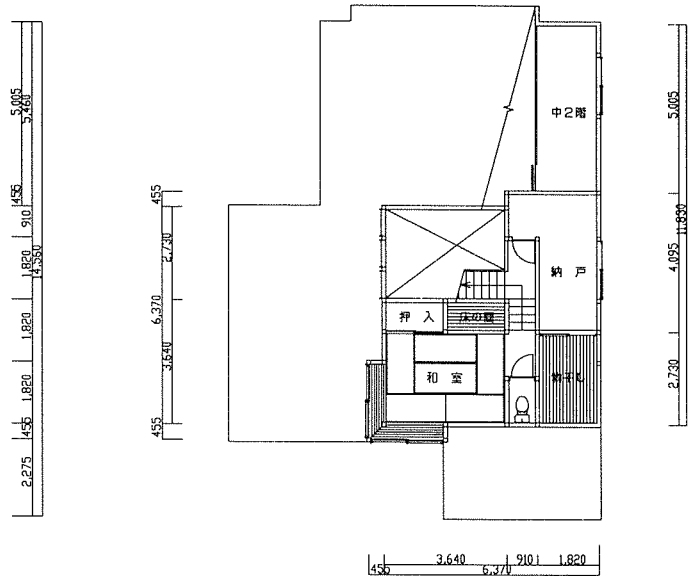


图 1.10 大阪 SU 邸



1F PLAN



2F PLAN

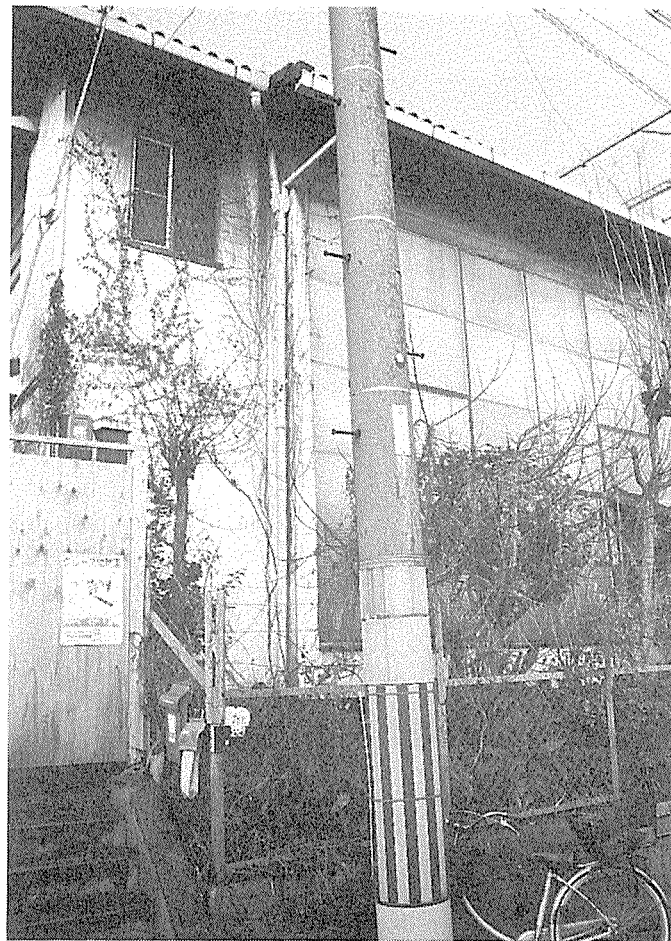


図 1.11 大阪 AO 邸

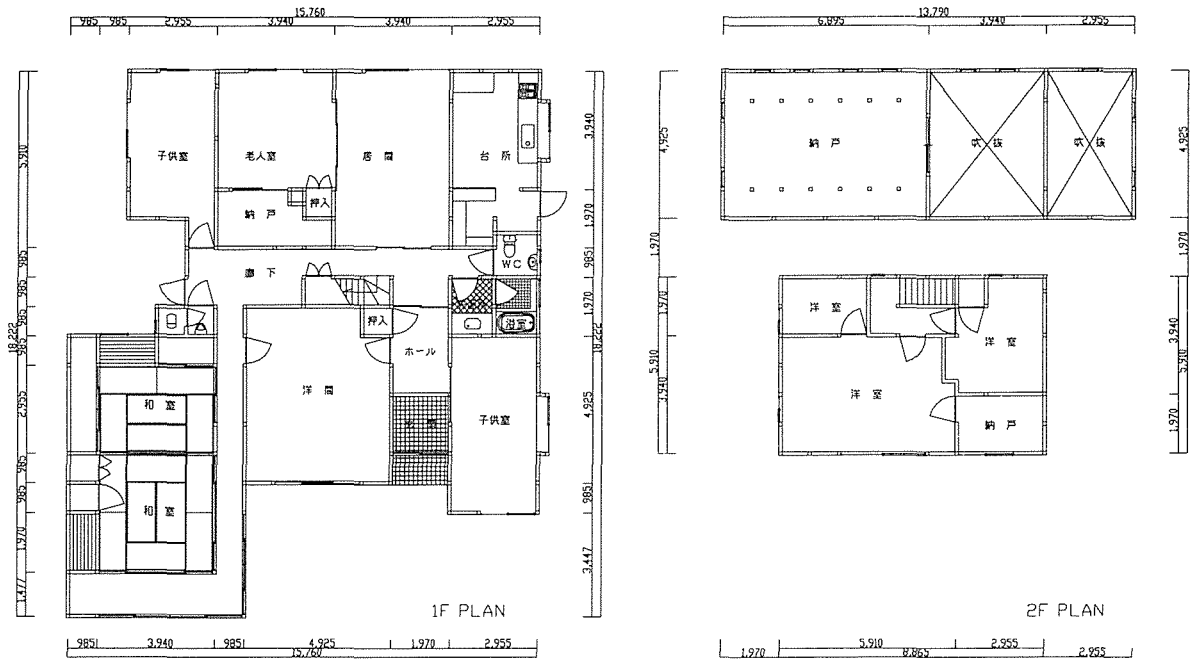
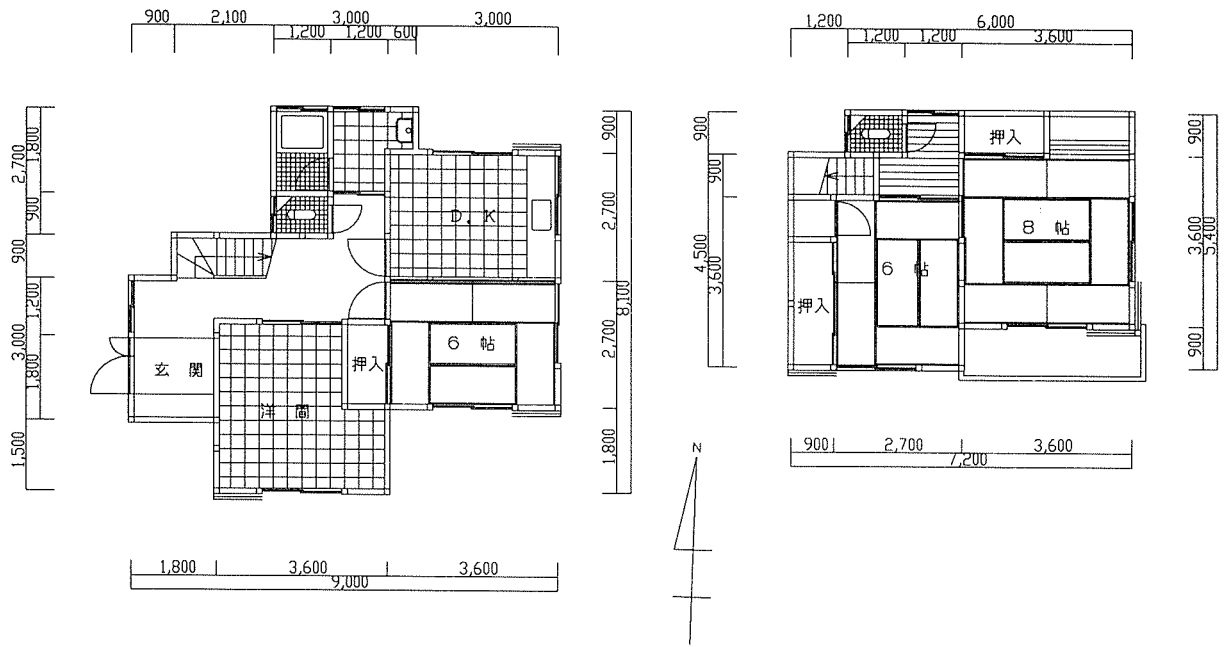


図 1.12 神戸 YA 邸



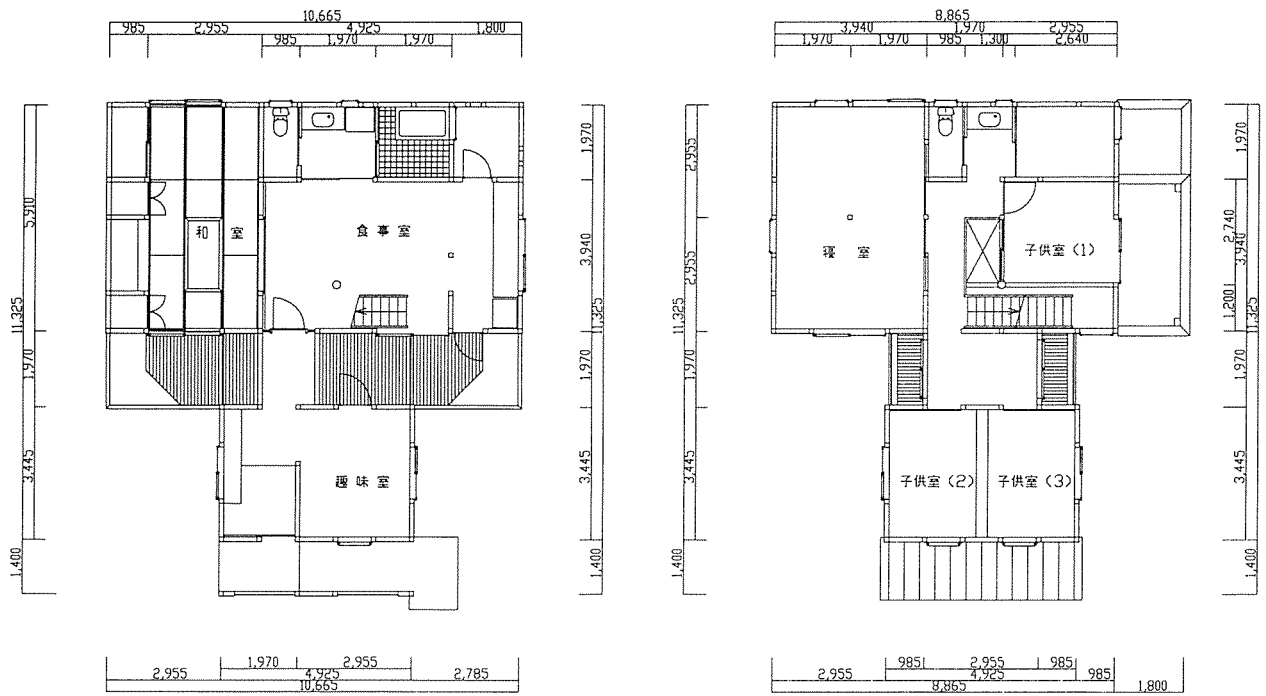


1F PLAN

2F PLAN



图 1.13 神戸 SI 邸

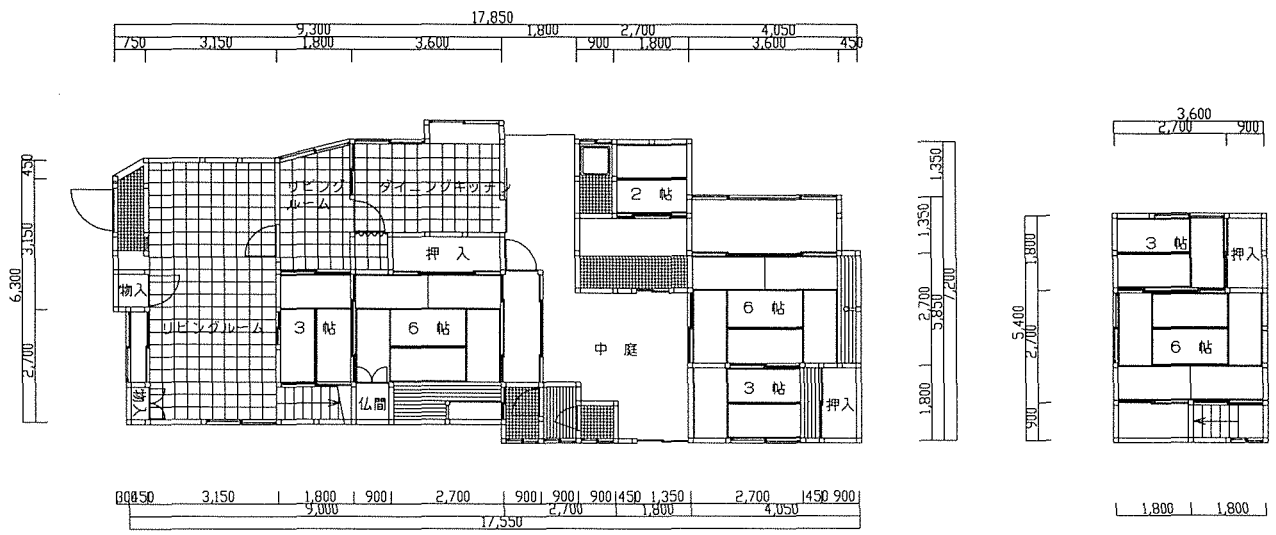


1F PLAN

2F PLAN



図 1.14 神戸MO邸



1F PLAN

2F PLAN

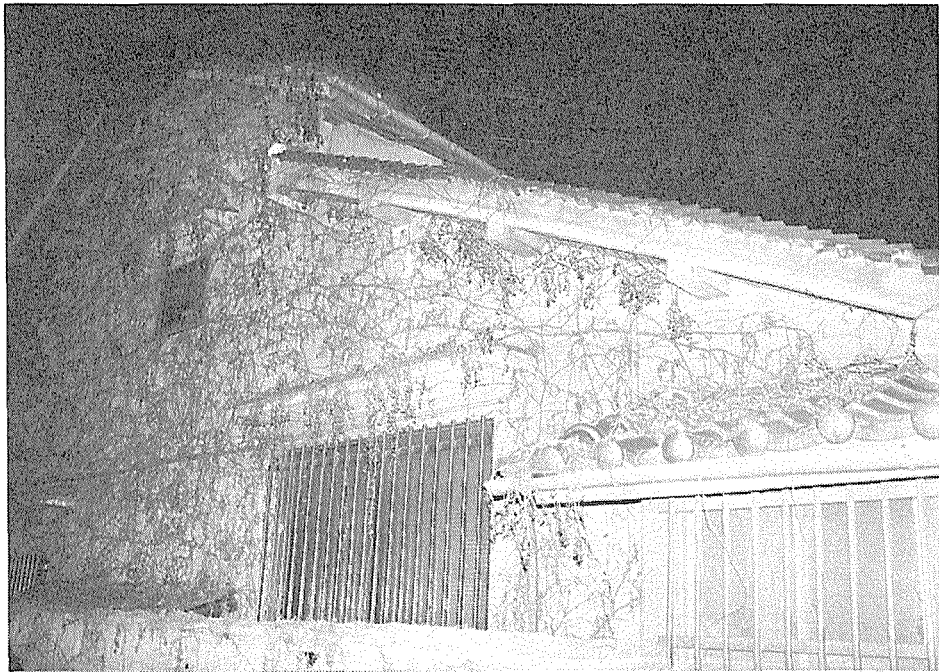


図 1.15 門真 NA 邸

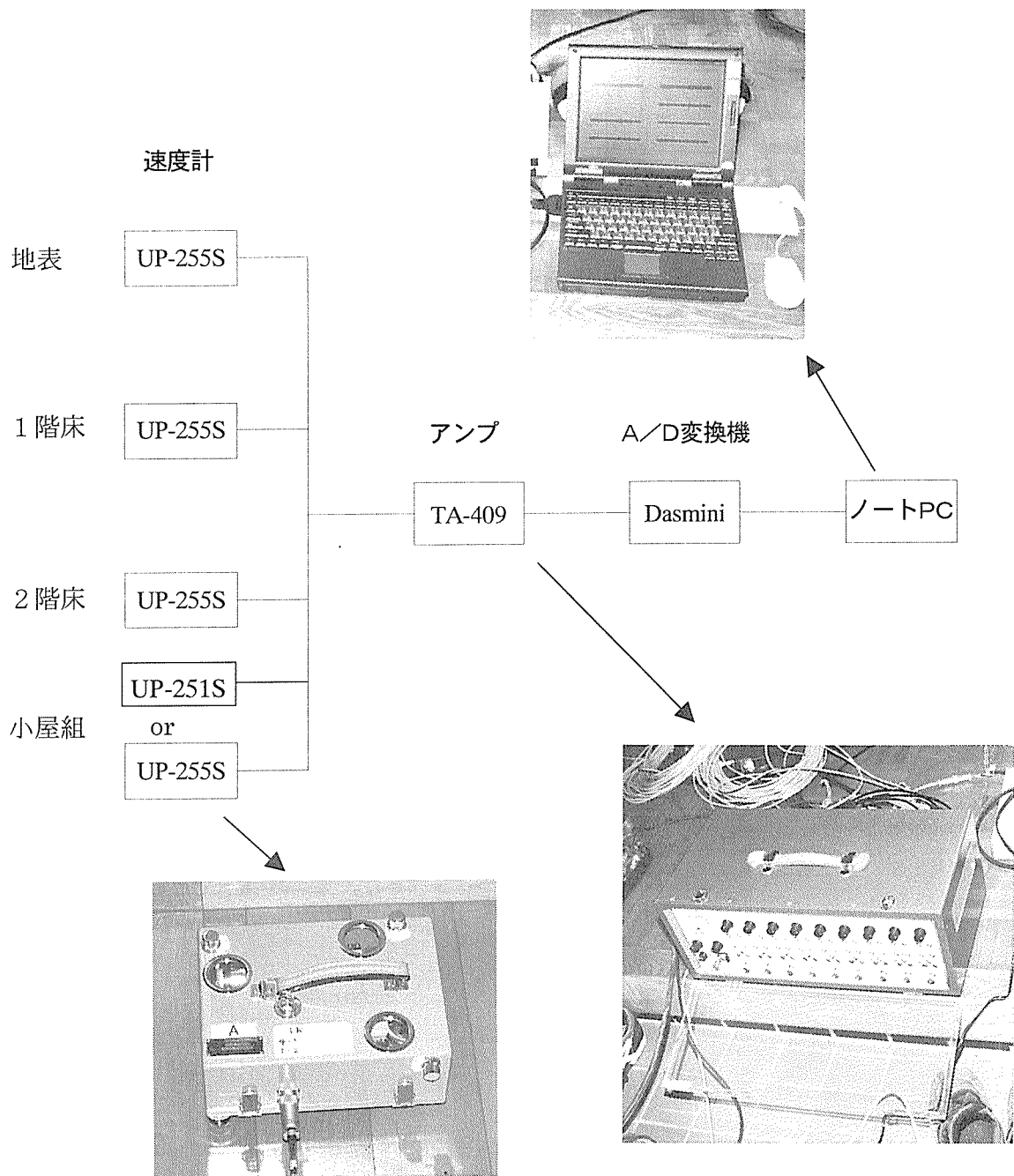


図2 計測システム

### 3 振動特性の評価

#### 3.1 スペクトル解析

建物の周波数特性を調べるため、微動計測で得られた速度波形のフーリエスペクトルを求めた。微動計測記録から振幅の安定した 10.24 秒分のデータを 15 ヶ所取り、それらのスペクトルの平均を求め、Parzen window により平滑化した。桁行および張間の各方向について、地盤に対する 2 階床および小屋梁のフーリエスペクトル比をそれぞれ 2 階床および小屋梁の伝達関数として求めた。各戸の解析結果を図 3.1~3.15 に示す。上から、地盤のフーリエスペクトル、2 階床および小屋梁のフーリエスペクトル、2 階床および小屋梁の伝達関数であり、左が桁行方向、右が張間方向である。

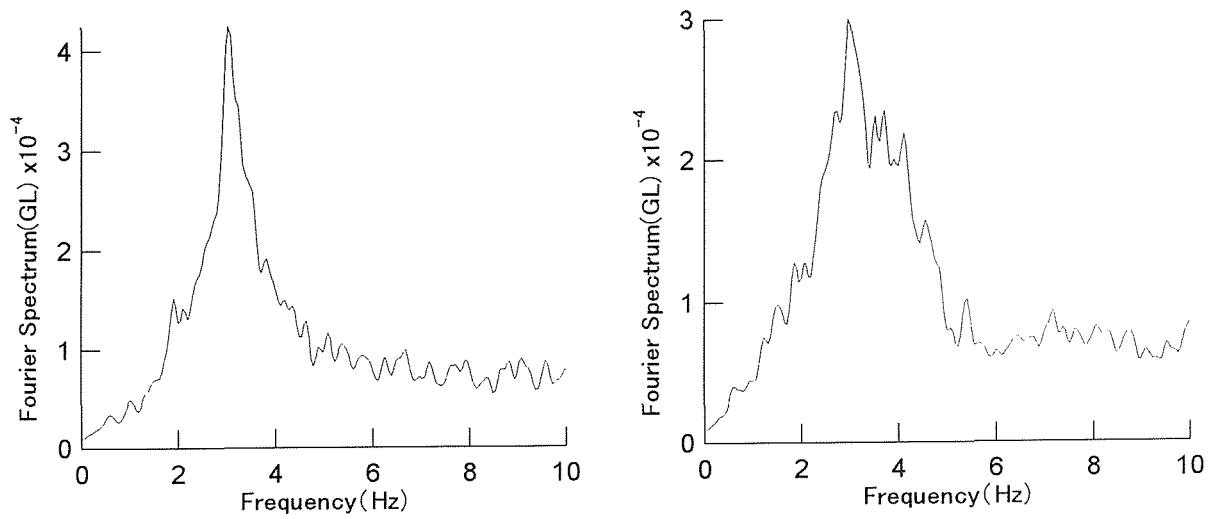
#### 3.2 建物の振動特性

各建物の 1 次および 2 次の固有振動数を表 2 に示す。1 次固有振動数は、桁行方向で 4.0 ~ 11.6Hz、張間方向で 2.7~9.2Hz の範囲である。ほとんどの建物で、桁行・張間方向での 1 次固有振動数に大きな違いは見られないが、大阪 SU 邸のみ、古い長屋造りであり、桁行方向と張間方向とで 1 次固有振動数の差が大きく、後に述べるように壁率も両方向での差が大きい。

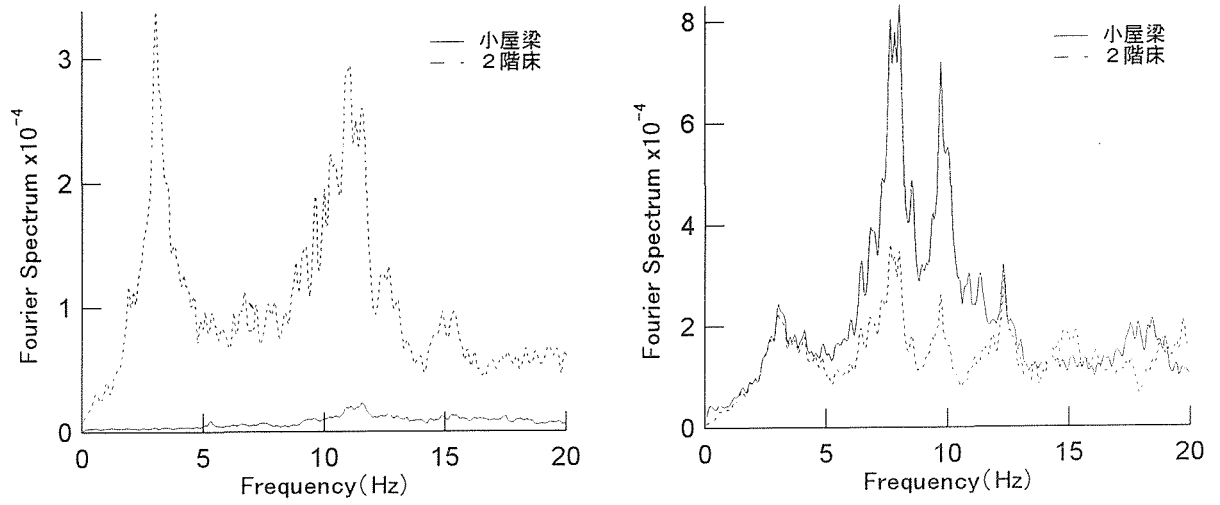
各建物の減衰は、微動計測から求めたパワースペクトルと下の理論式<sup>2)</sup>を近似させることによって評価した。

表 2 各建物の固有振動数

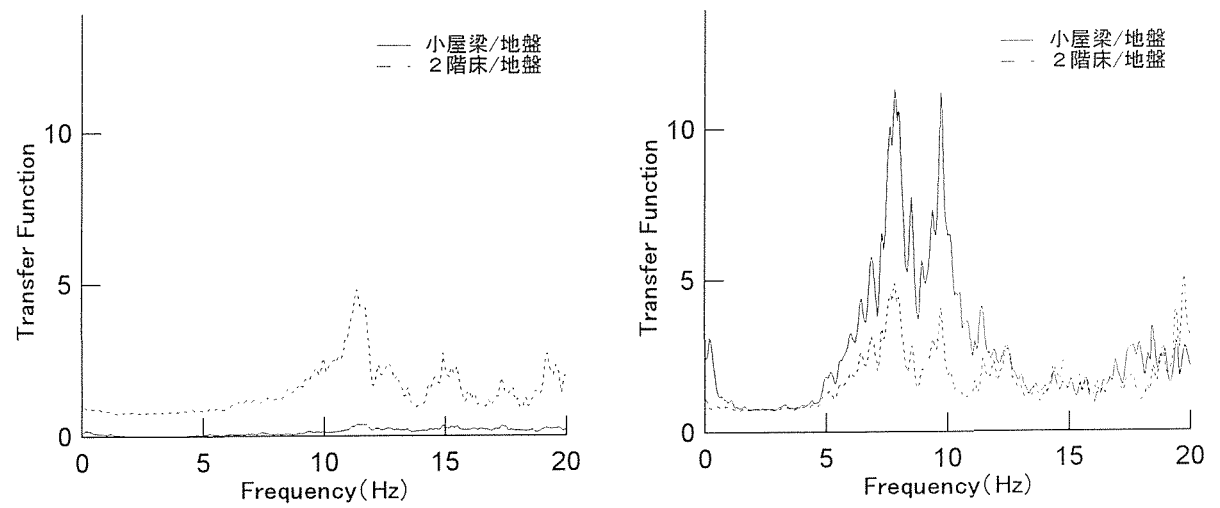
建物名称	固有振動数 (Hz) : 計測			
	桁行方向		張間方向	
	1次	2次	1次	2次
吹田MI邸	11.62	25.00	7.62	17.25
吹田O邸	6.73	—	6.69	—
吹田SI邸	7.19	13.76	9.19	16.90
吹田KI邸	7.49	11.45	7.24	15.71
枚方YA邸	7.84	—	6.09	—
阪南MI邸	11.16	24.22	7.86	18.46
阪南KA邸	6.90	15.90	5.79	14.13
阪南KO邸	5.51	11.65	6.99	13.38
泉南AR邸	4.12	—	4.11	—
大阪SU邸	4.33	9.26	2.66	7.72
大阪AO邸	5.03	9.82	6.23	13.80
神戸YA邸	4.65	9.15	5.20	10.57
神戸SI邸	5.41	11.41	6.52	14.69
神戸MO邸	8.37	24.12	8.54	25.00
門真NA邸	4.04	7.41	5.89	11.82



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

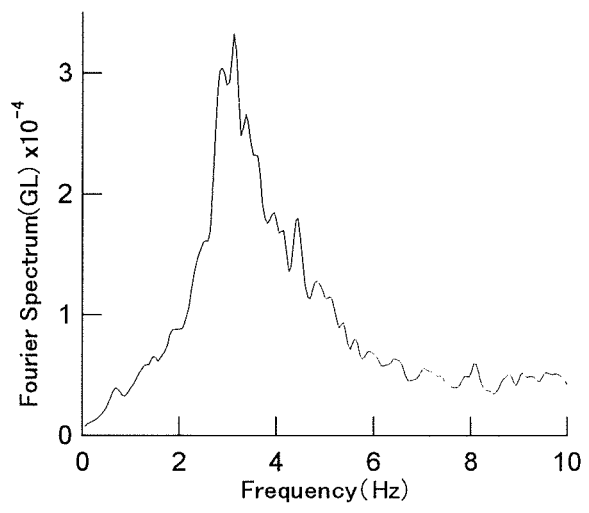
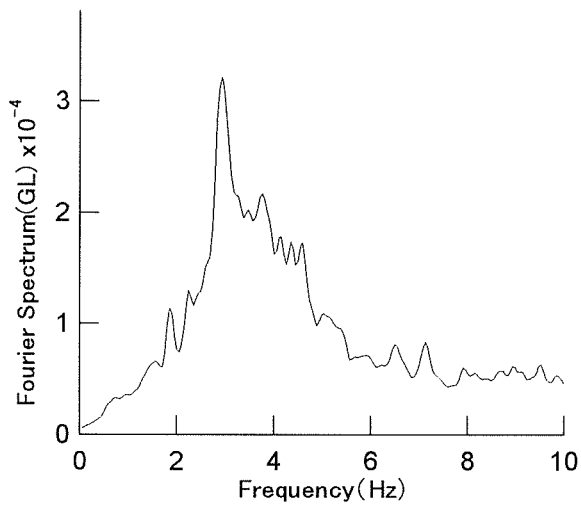


伝達関数

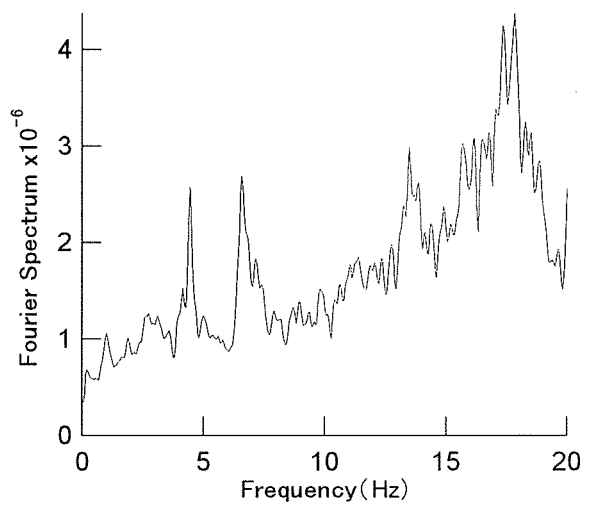
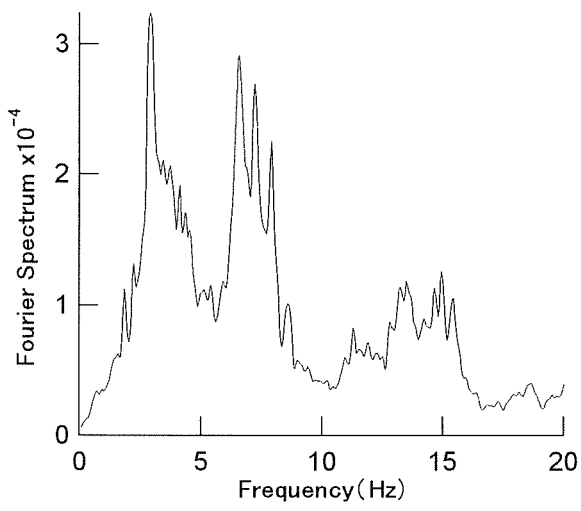
桁行方向

張間方向

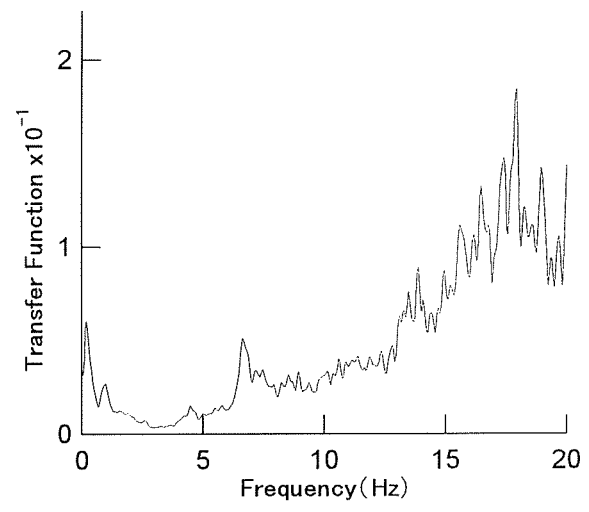
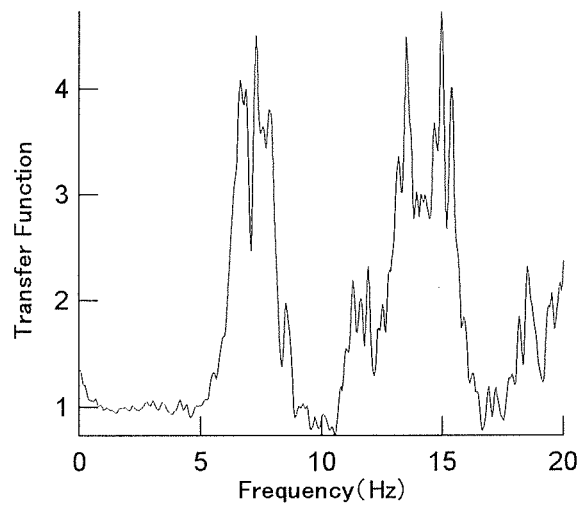
図3.1 吹田MI邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

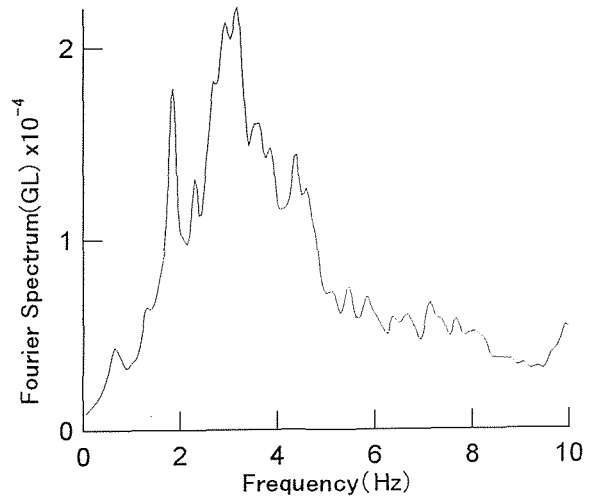
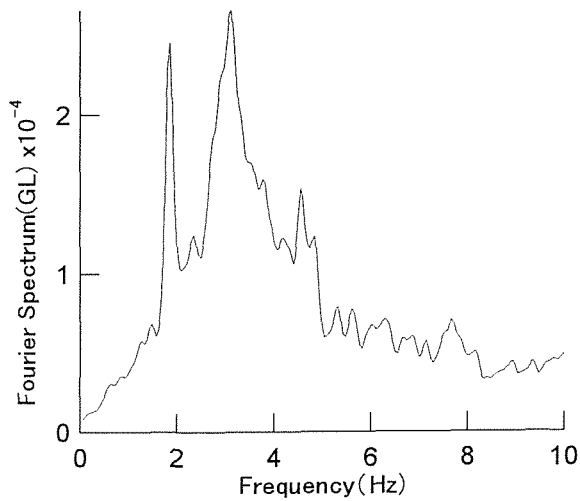


伝達関数

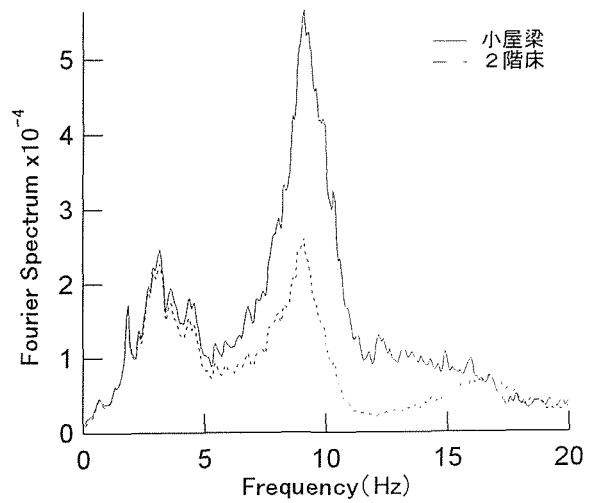
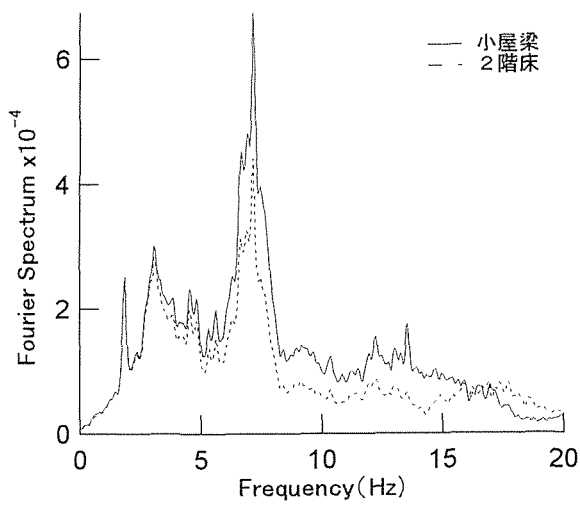
桁行方向

張間方向

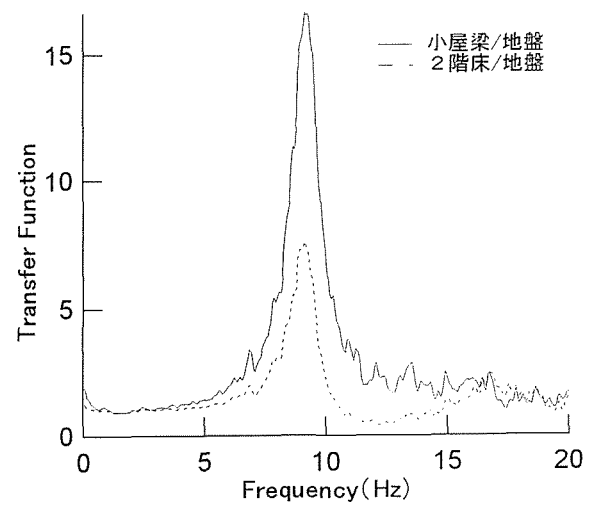
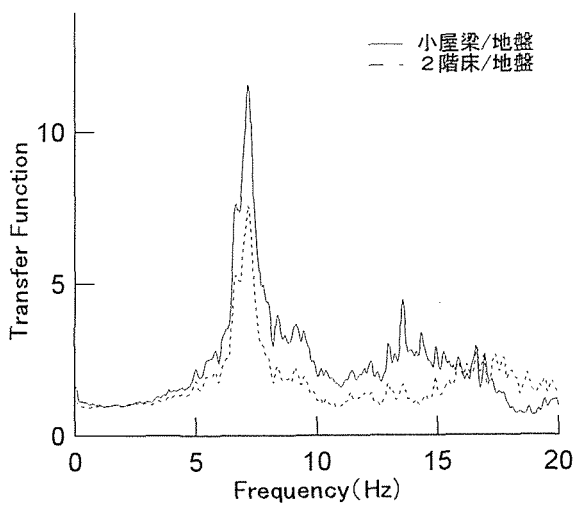
図3.2 吹田0邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル



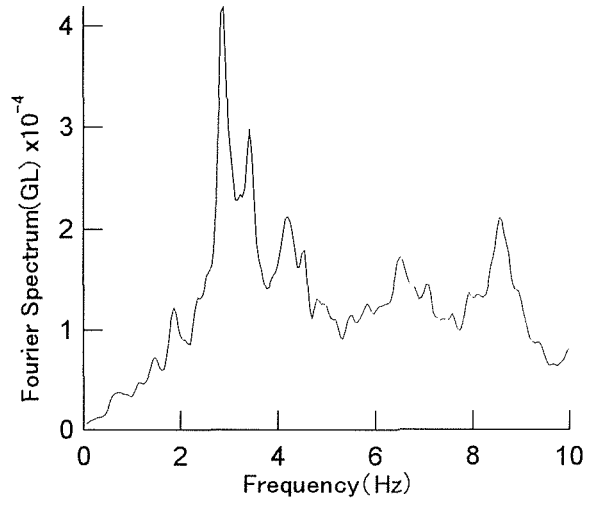
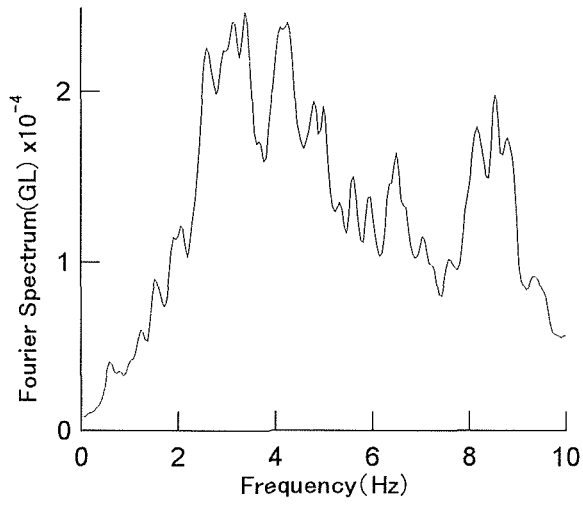
伝達関数

桁行方向

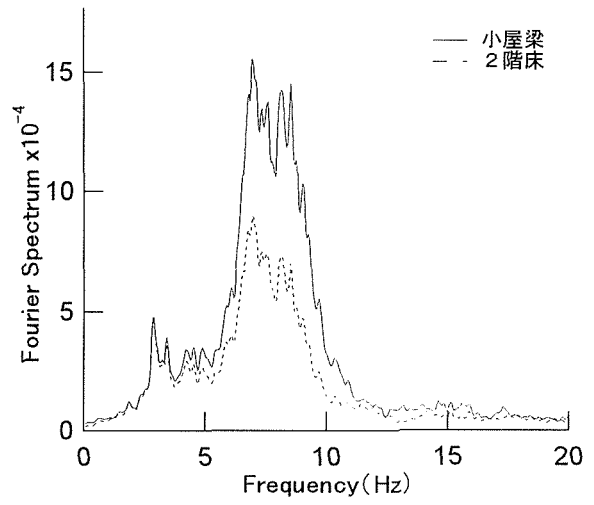
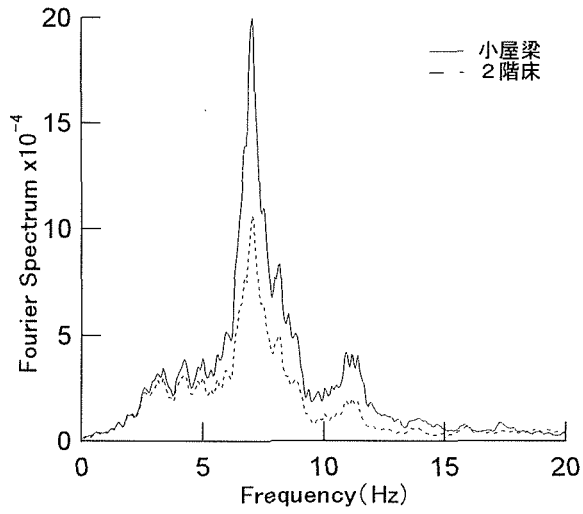
張間方向

図3.3 吹田SI邸スペクトル解析結果

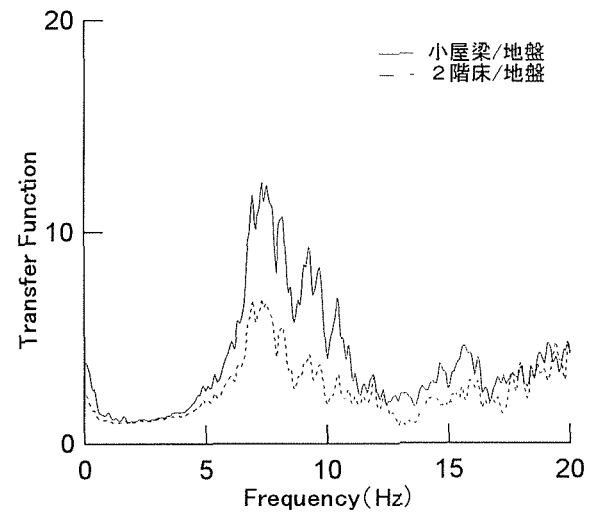
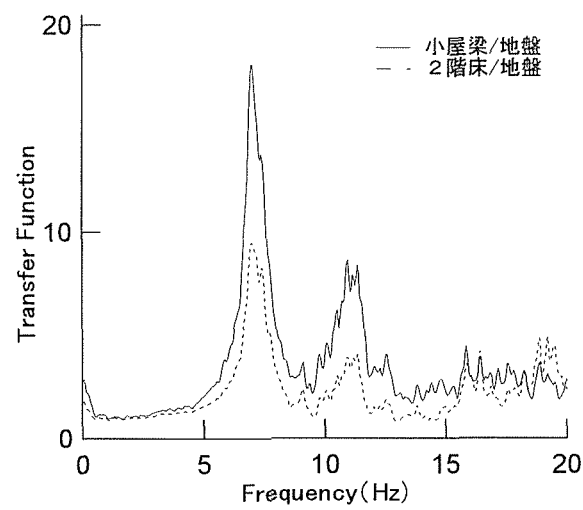




フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

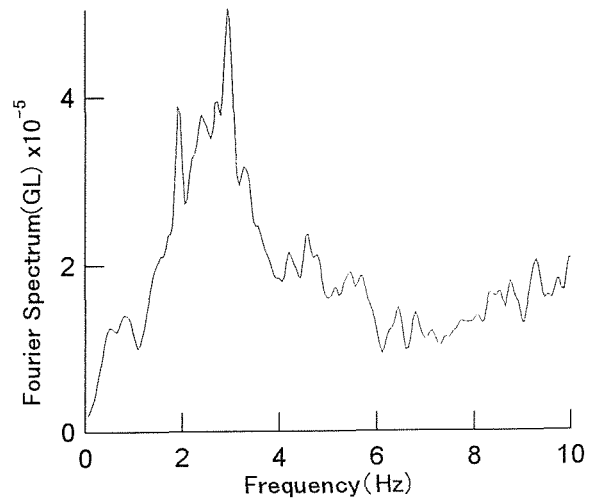
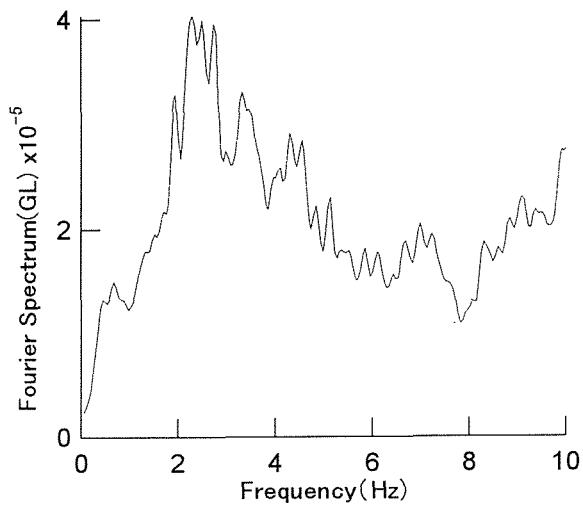


伝達関数

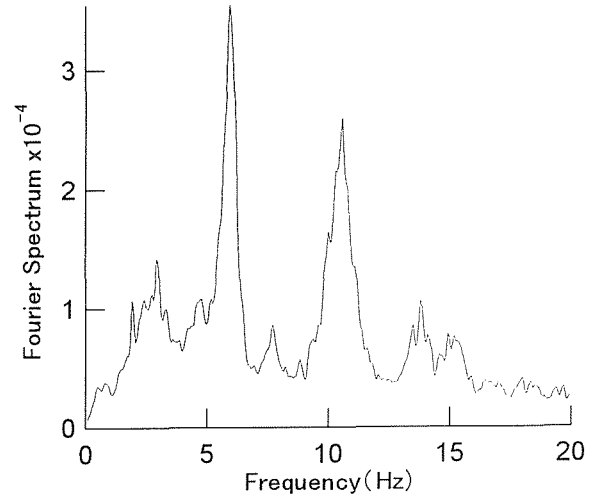
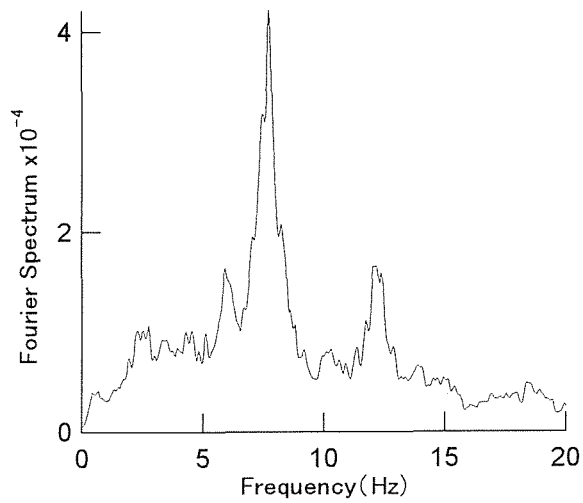
桁行方向

張間方向

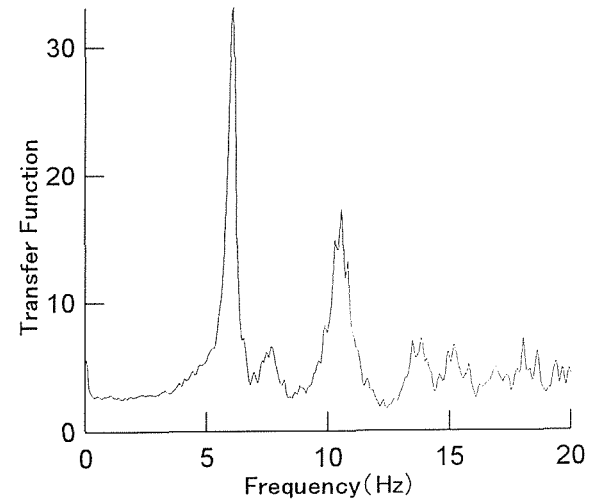
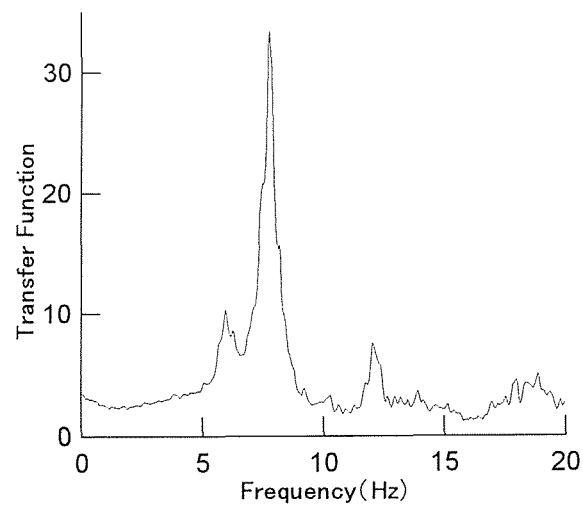
図3.4 阪南KI邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

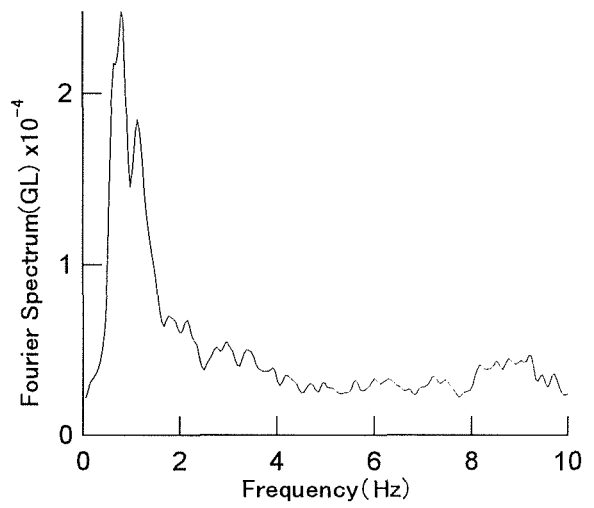
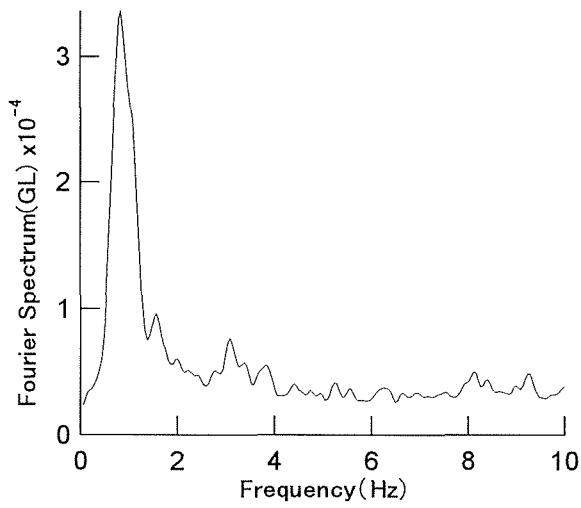


伝達関数

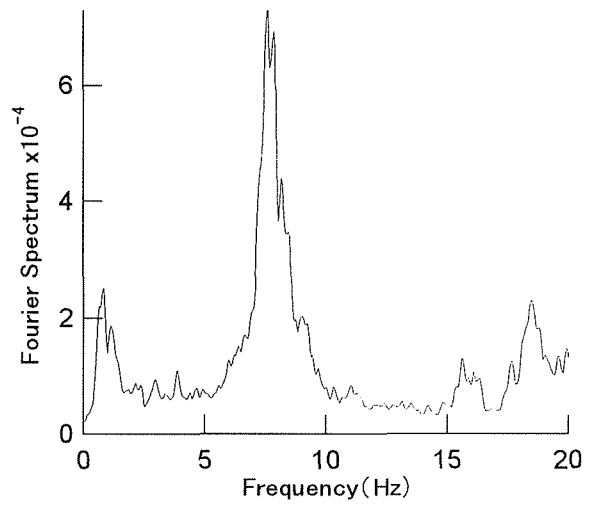
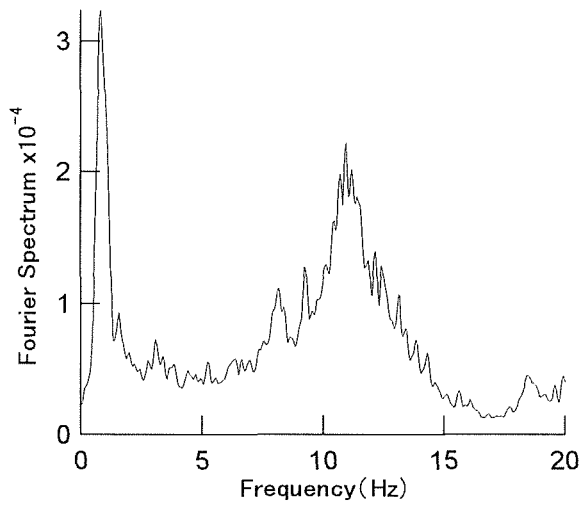
桁行方向

張間方向

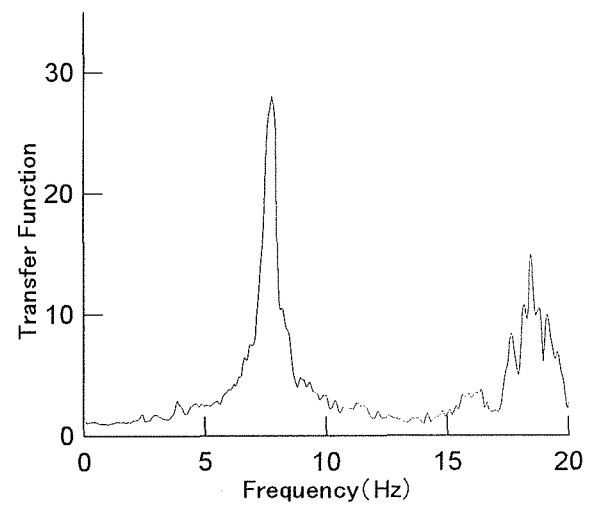
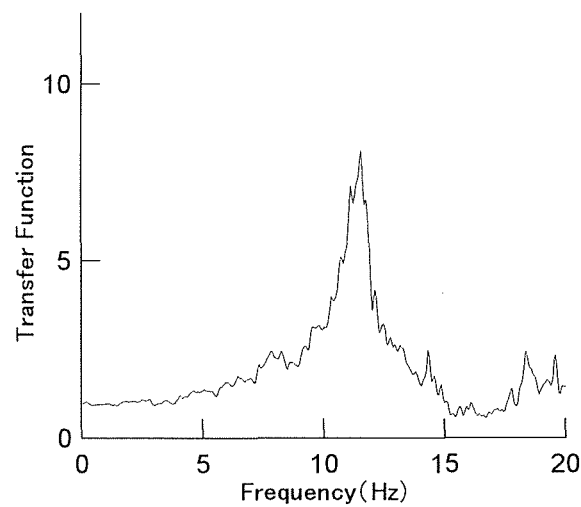
図3.5 枚方YA邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

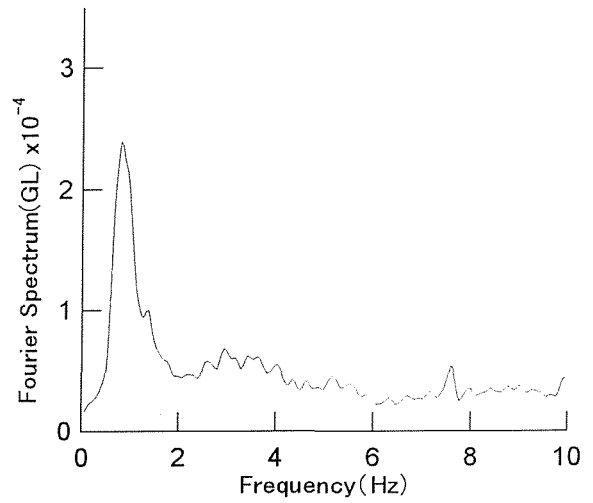
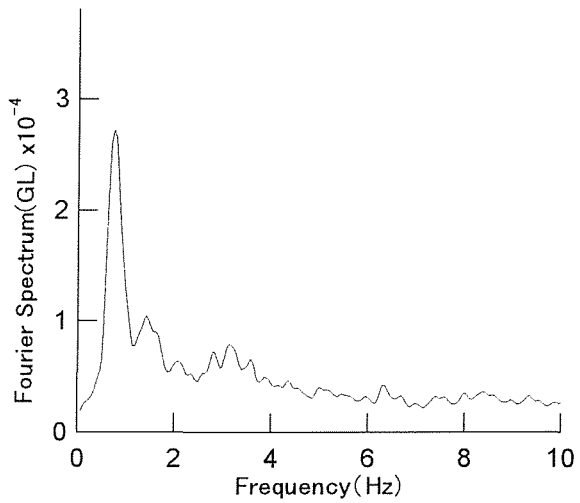


伝達関数

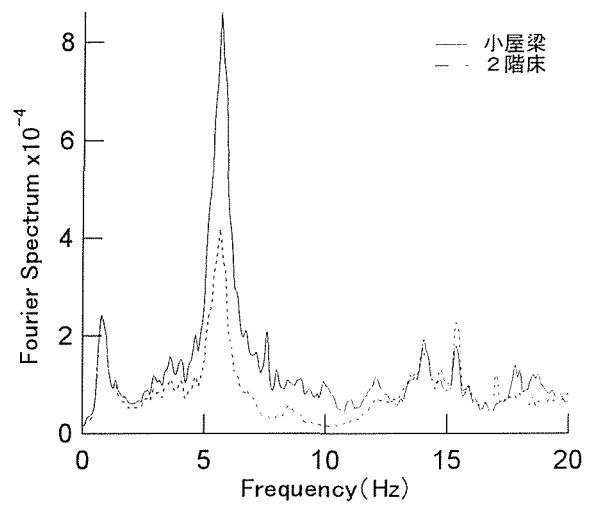
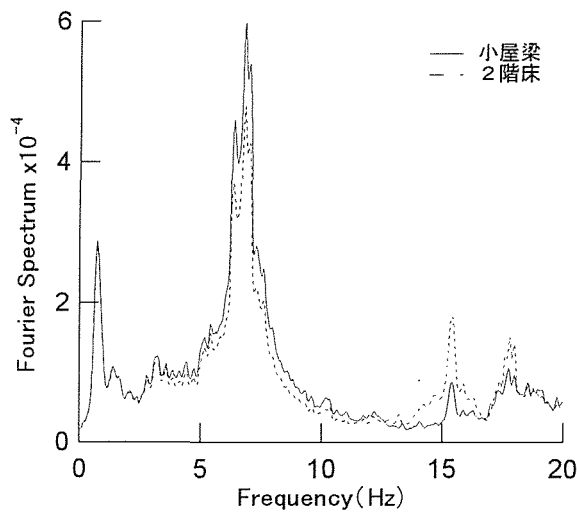
桁行方向

張間方向

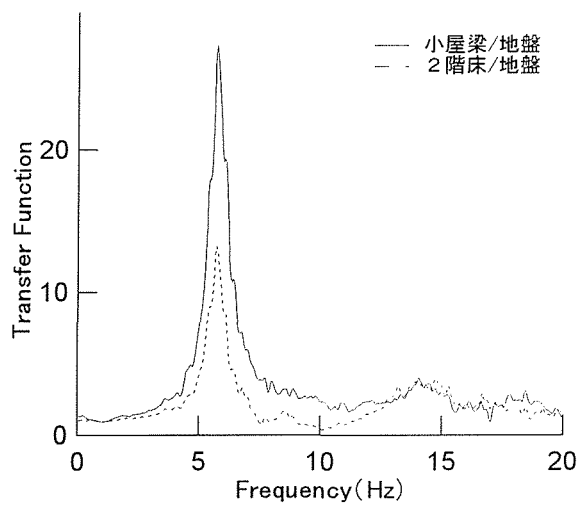
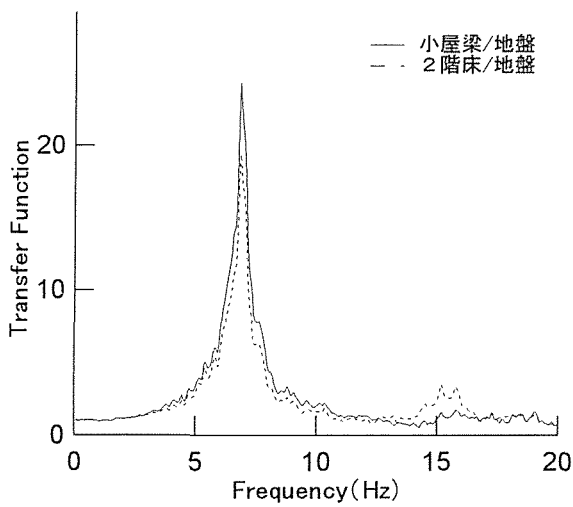
図3.6 阪南MI邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

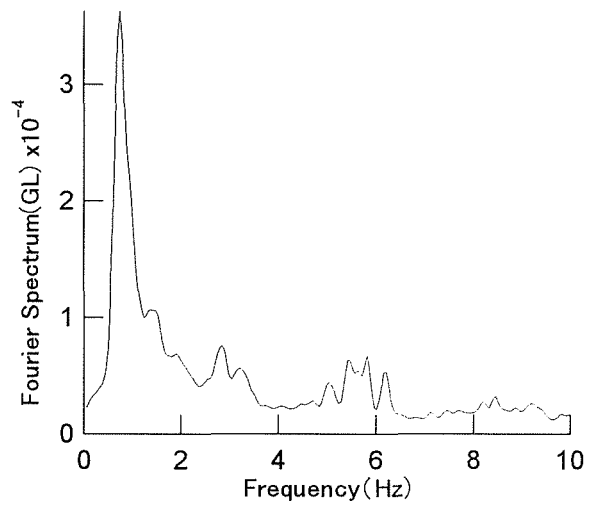
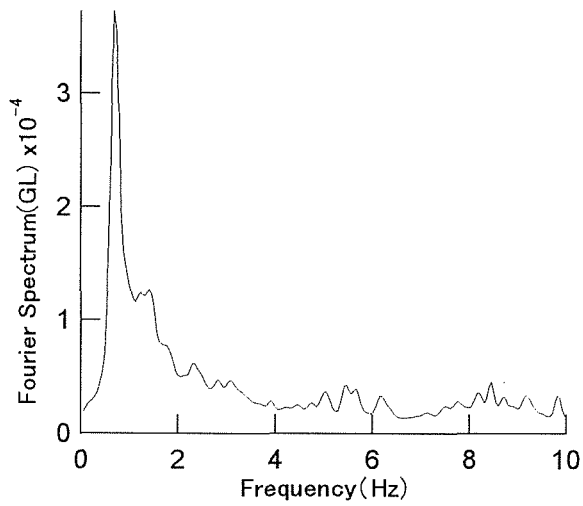


伝達関数

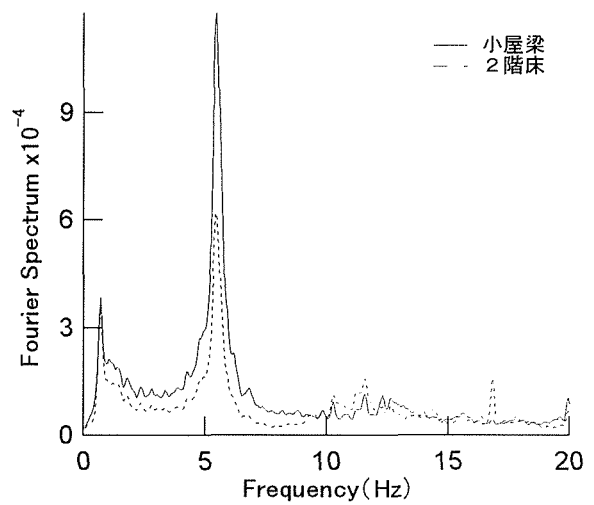
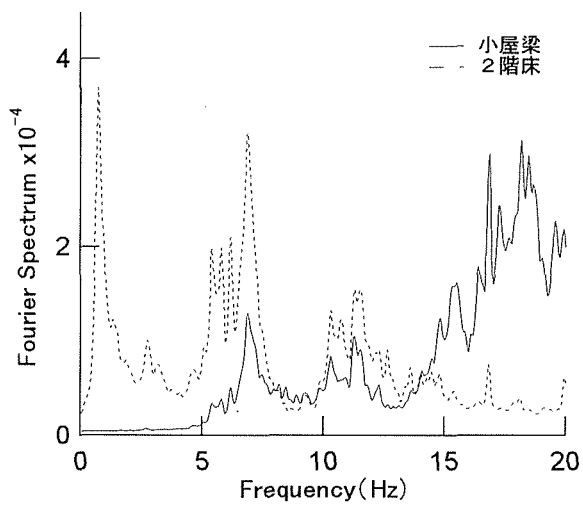
桁行方向

張間方向

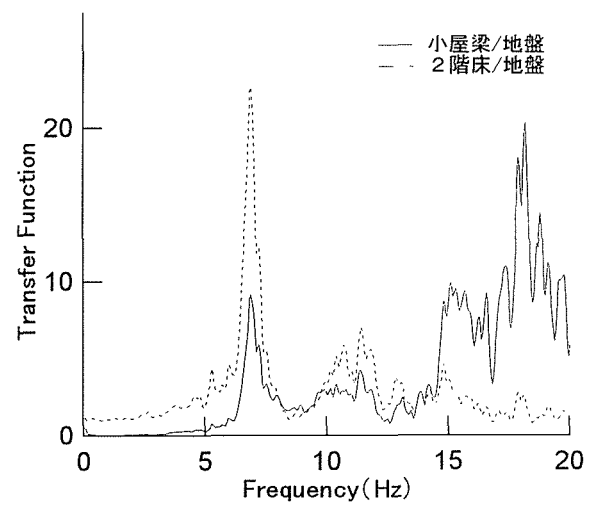
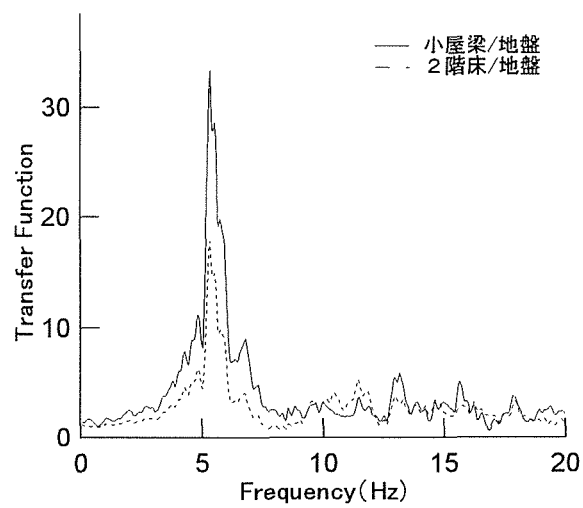
図3.7 阪南KA邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

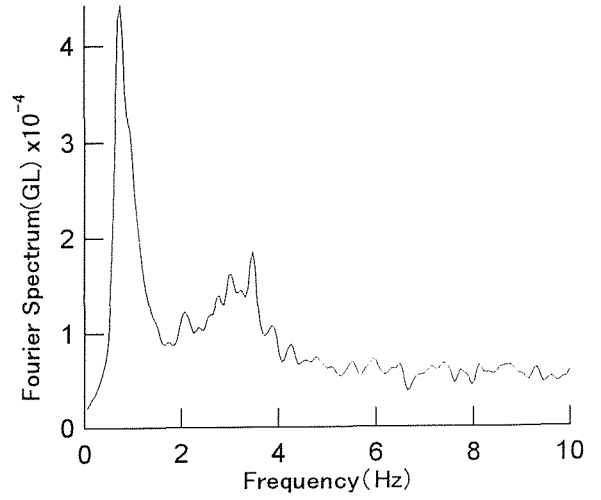
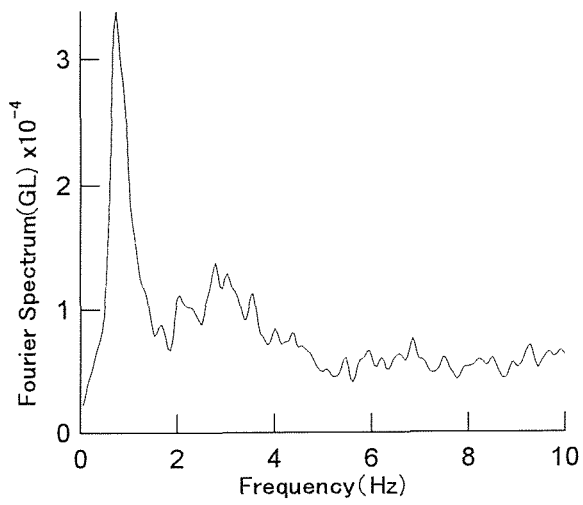


伝達関数

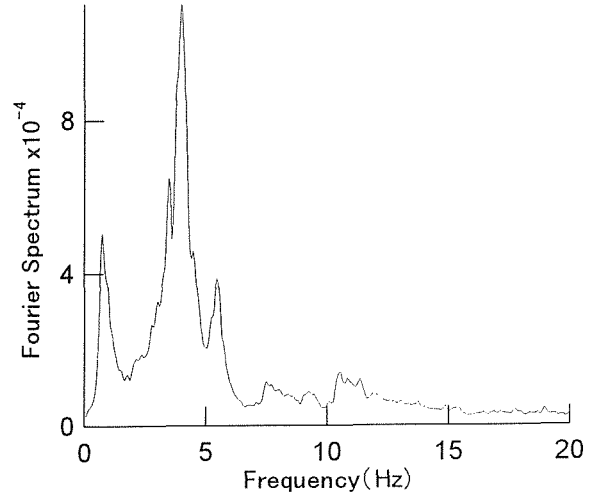
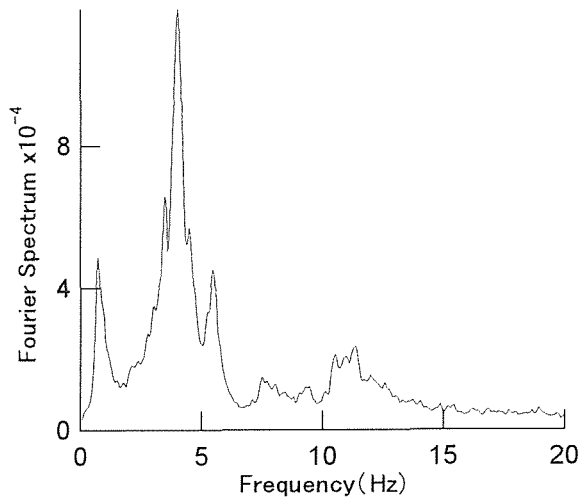
桁行方向

張間方向

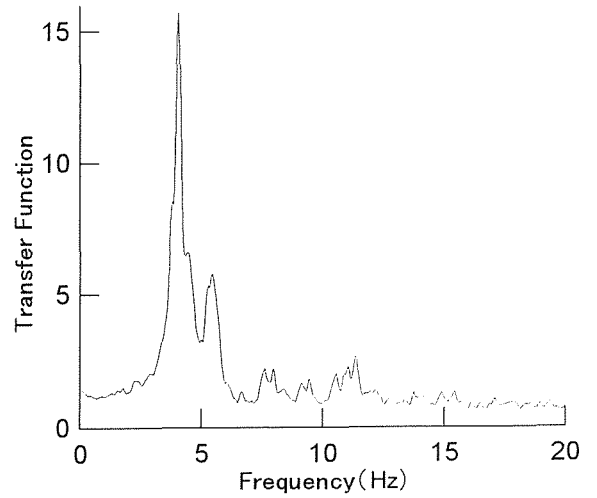
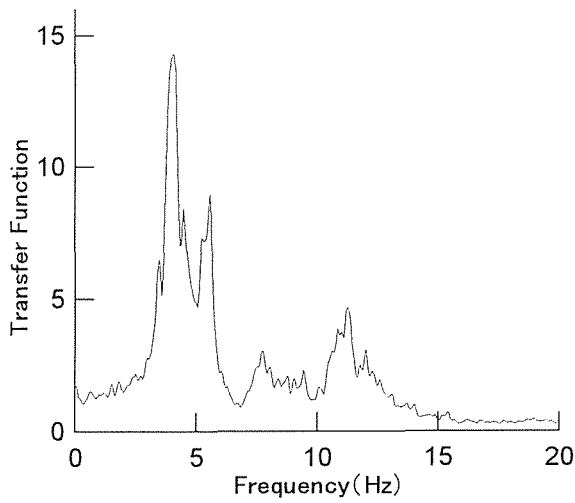
図3.8 阪南K0邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

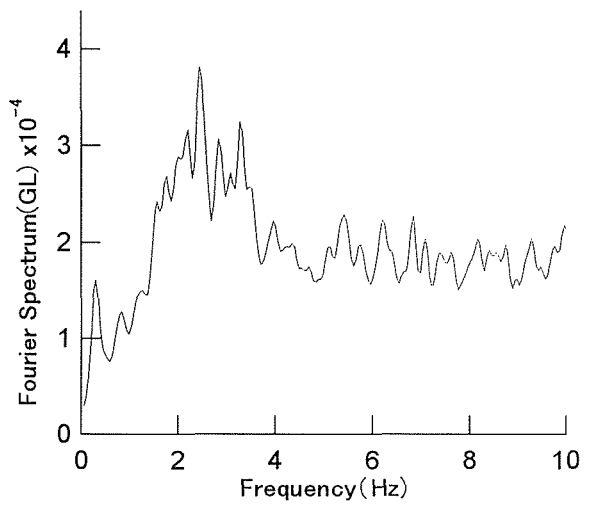
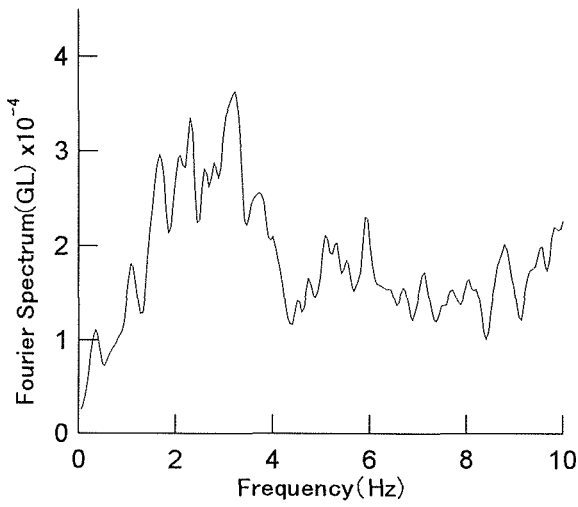


伝達関数

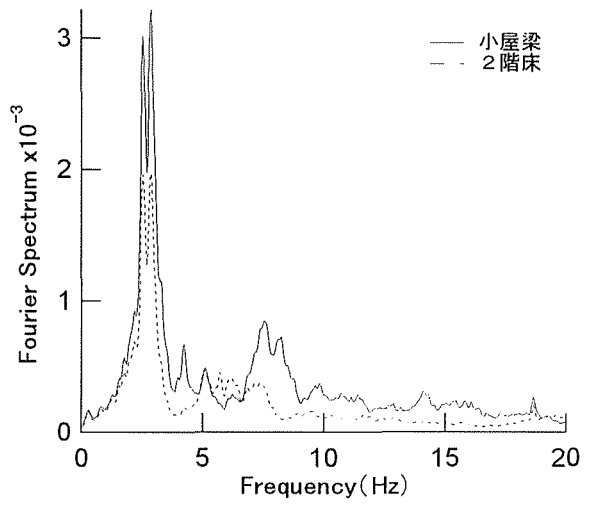
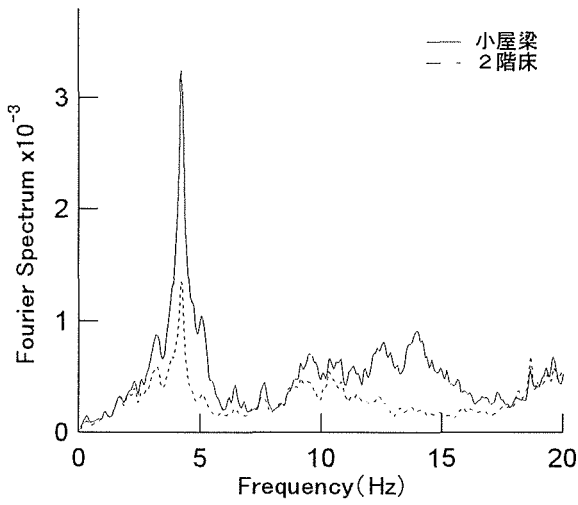
桁行方向

張間方向

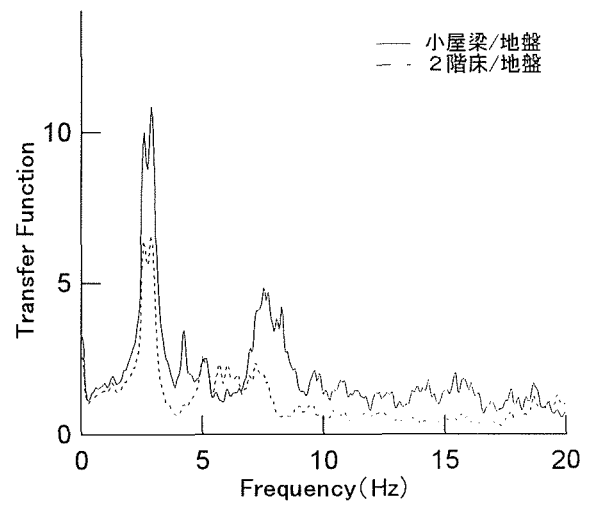
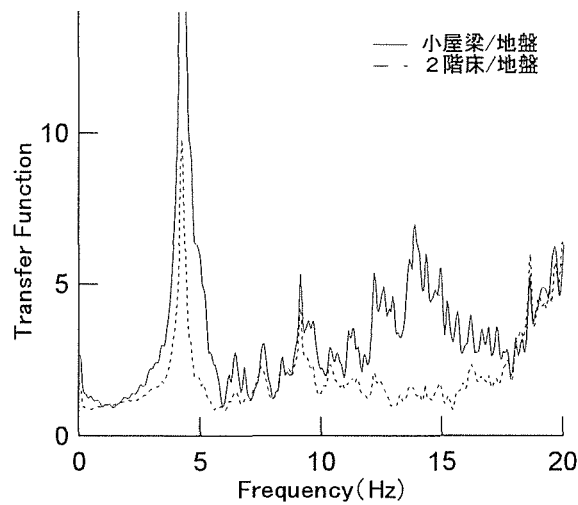
図3.9 泉南AR邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

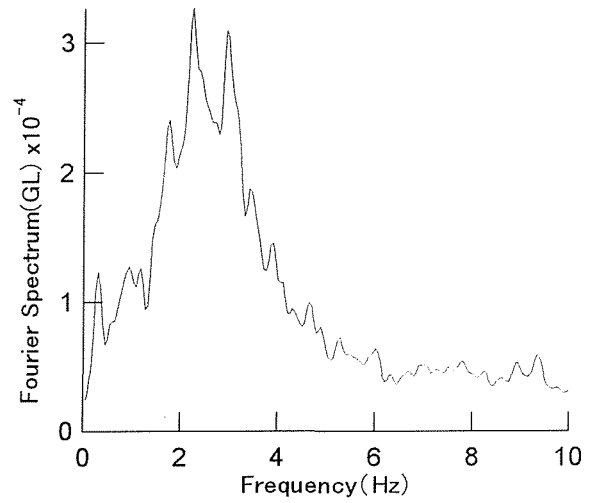
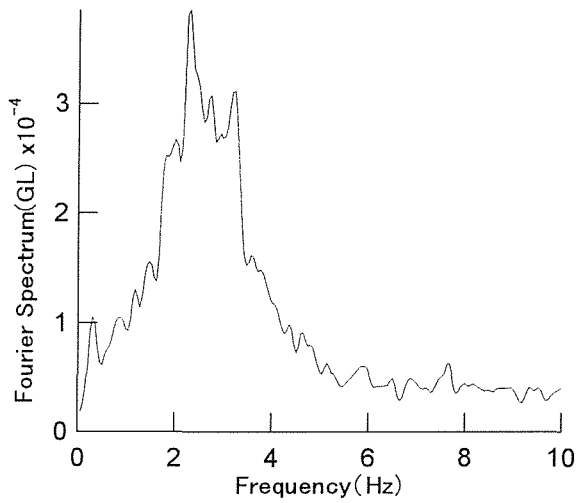


伝達関数

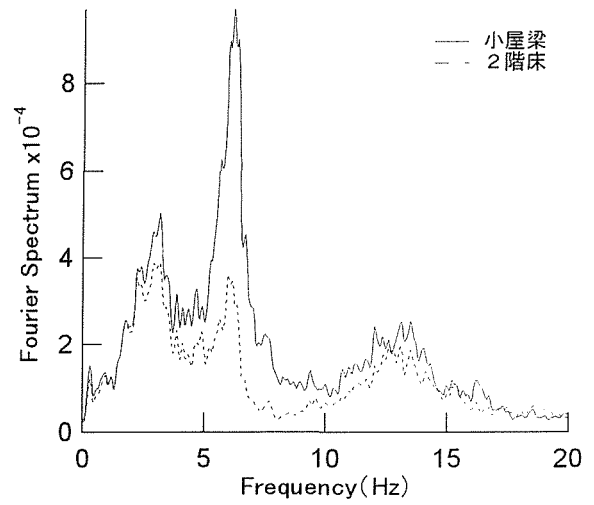
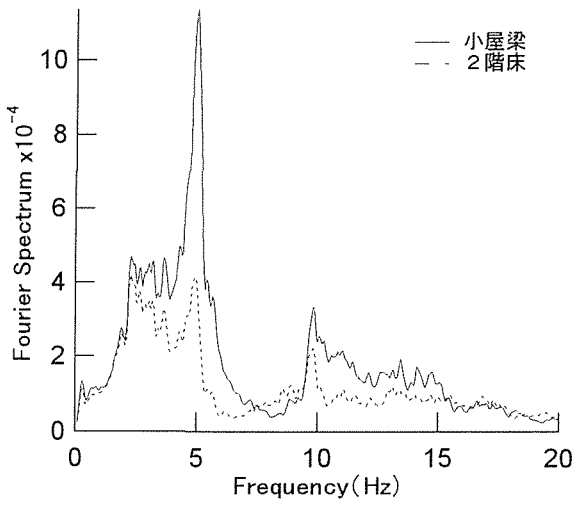
桁行方向

張間方向

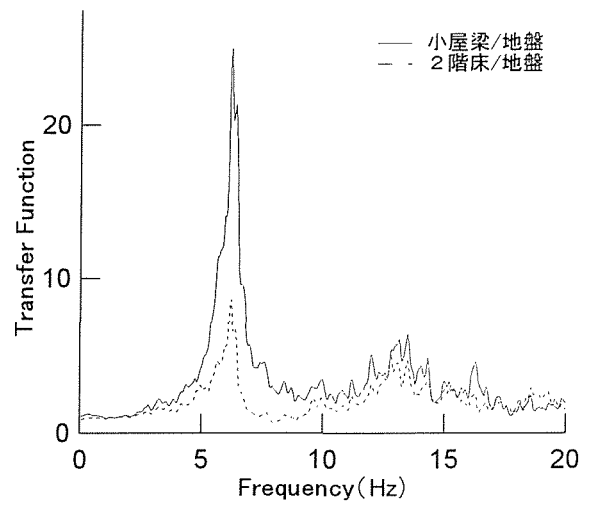
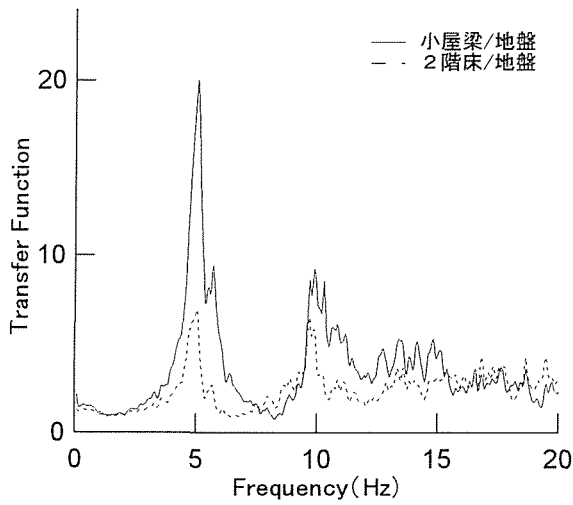
図3.10 大阪SU邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル



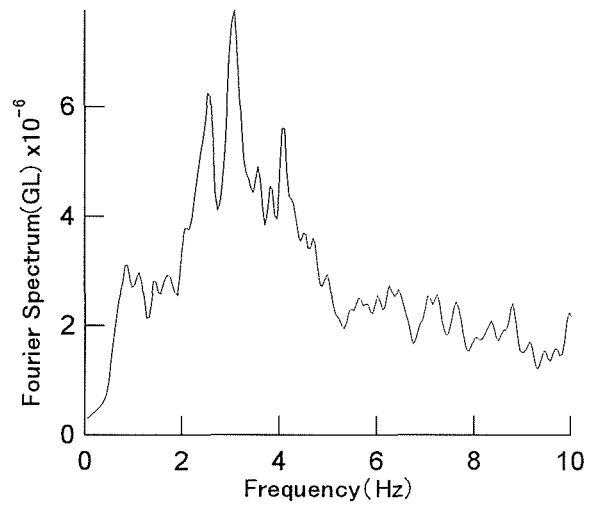
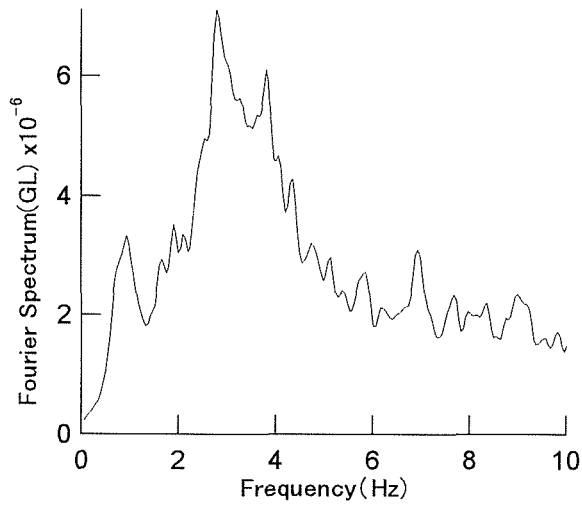
伝達関数

桁行方向

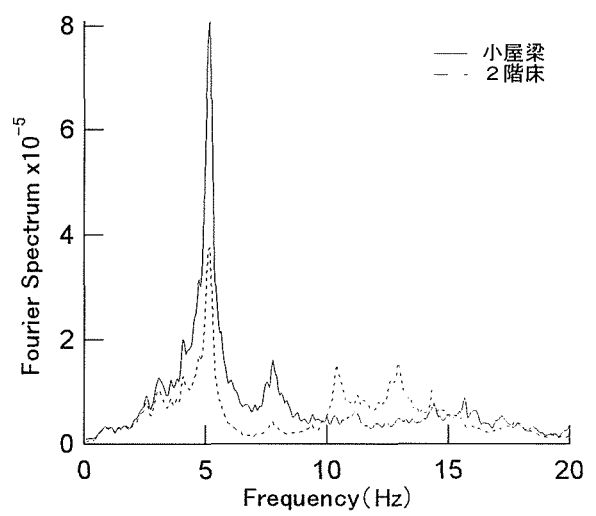
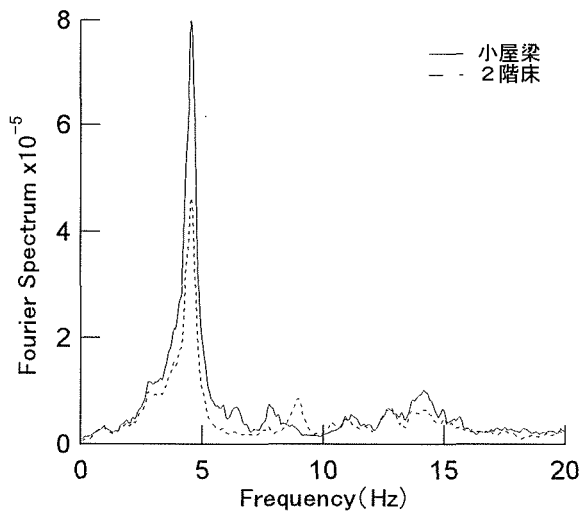
張間方向

図3.11 大阪A0邸スペクトル解析結果

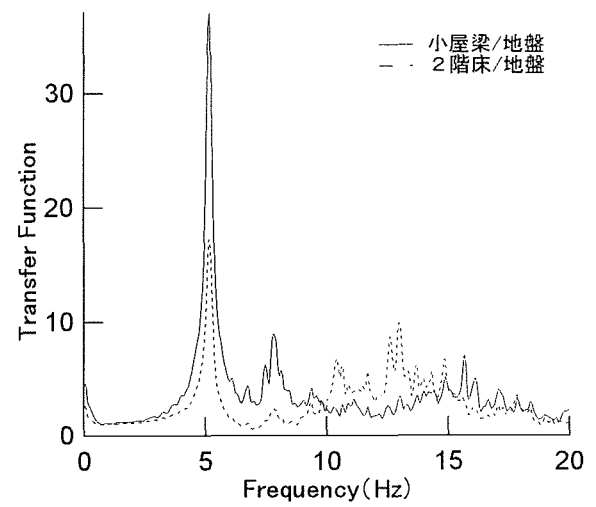
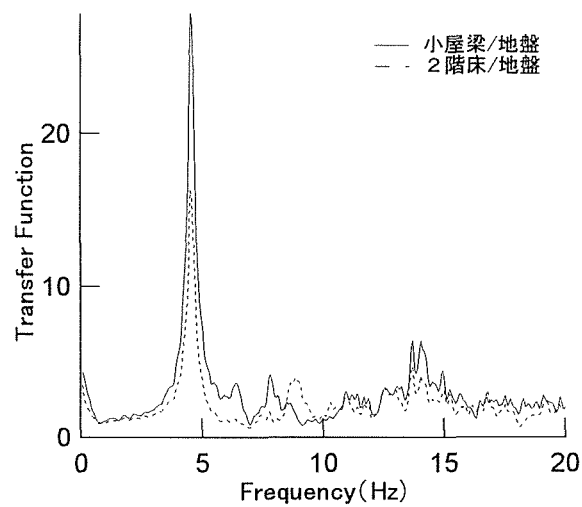




フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

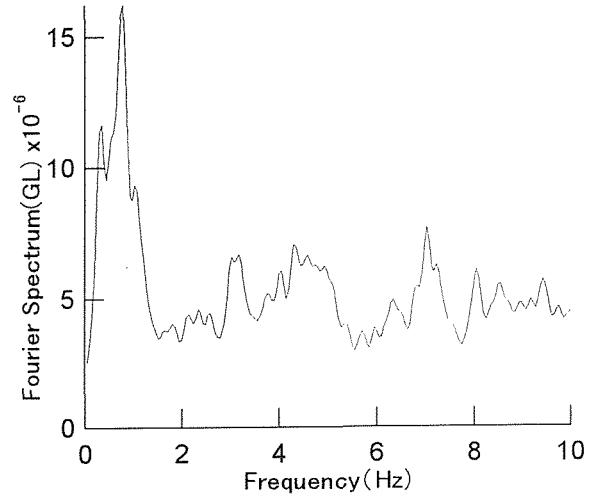
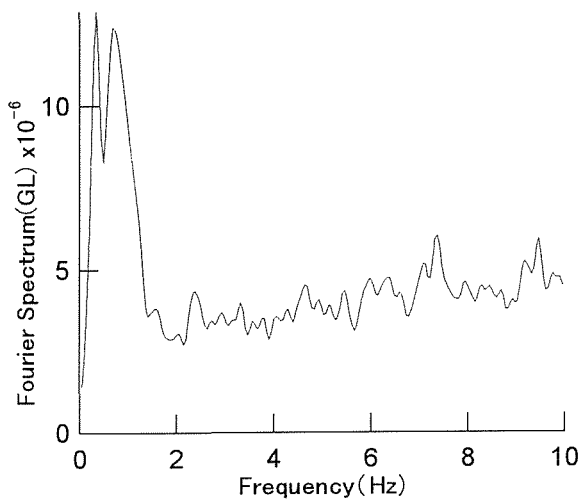


伝達関数

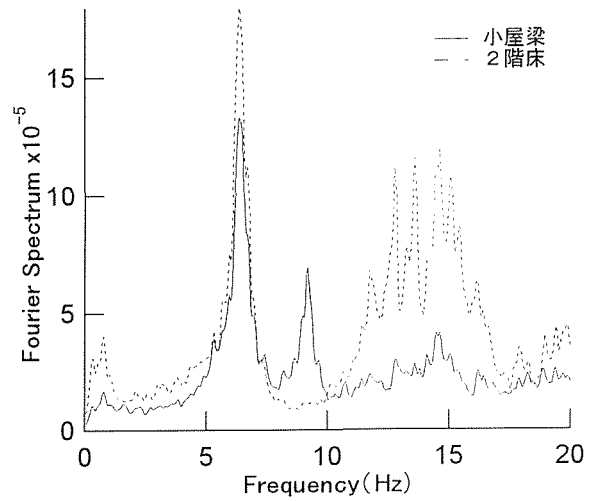
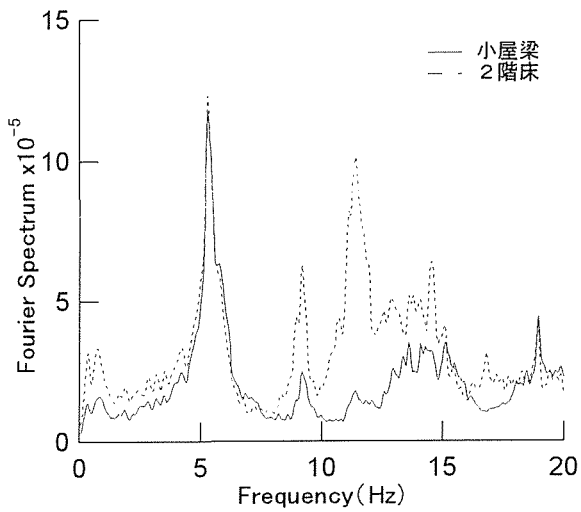
桁行方向

張間方向

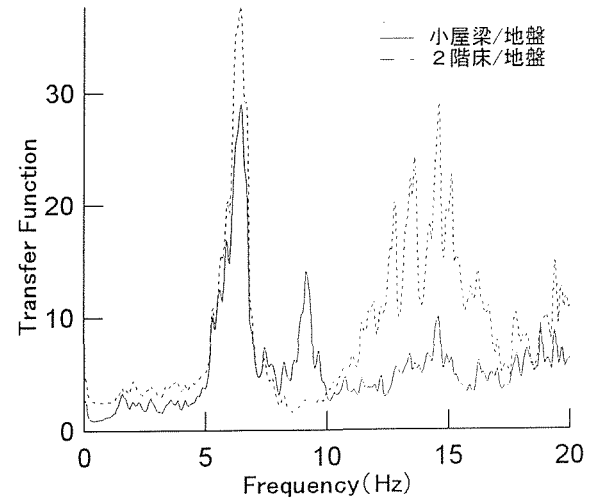
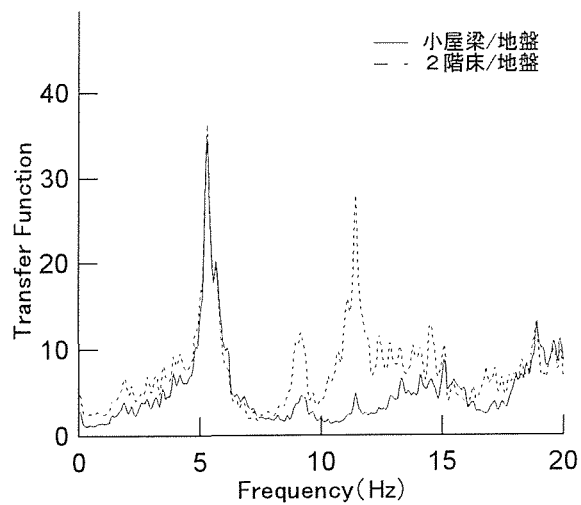
図3.12 神戸YA邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

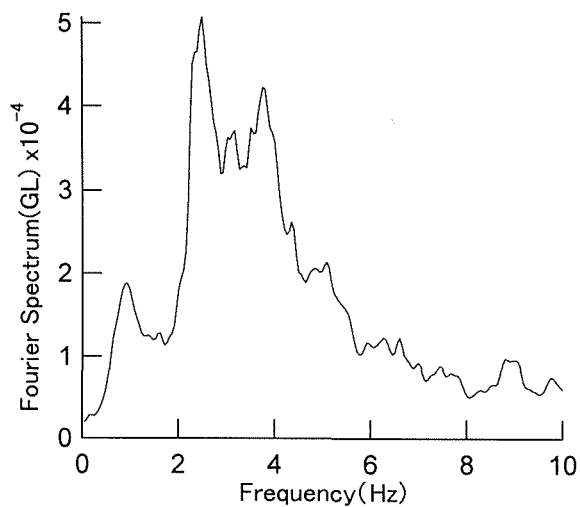
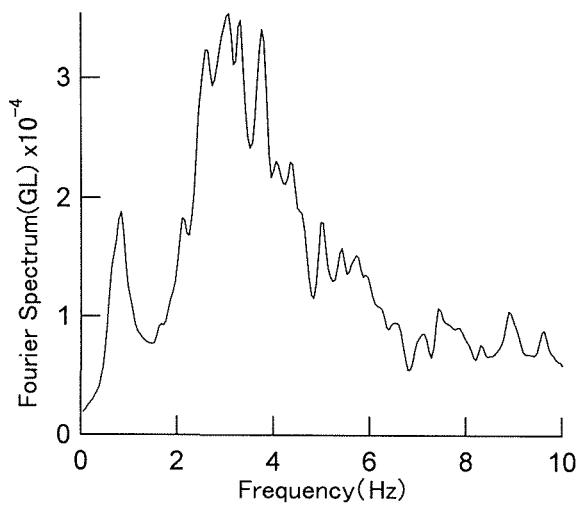


伝達関数

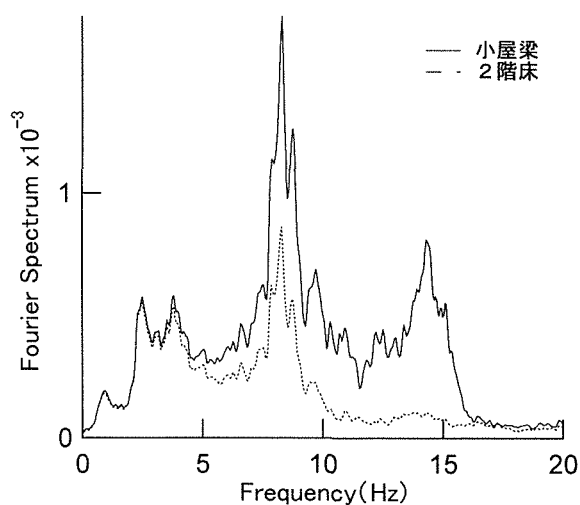
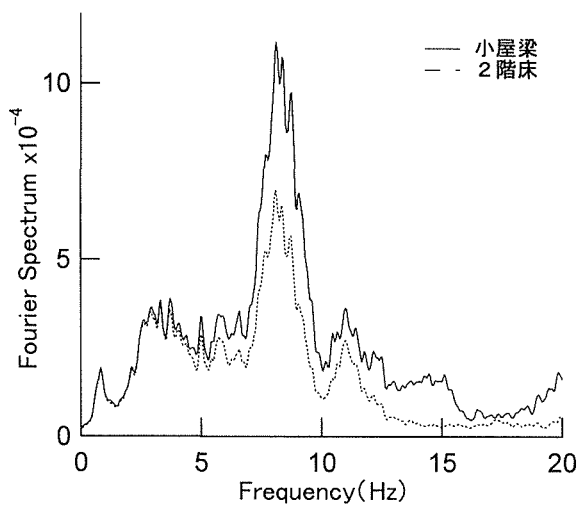
桁行方向

張間方向

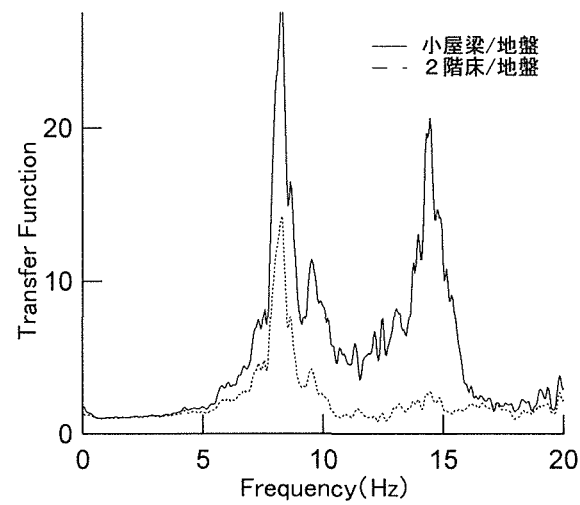
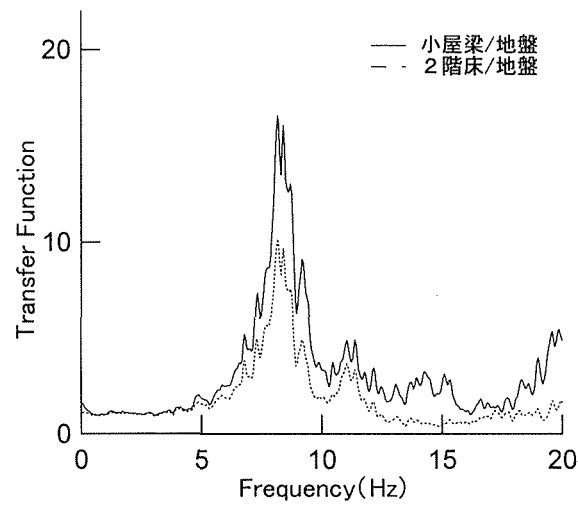
図3.13 神戸SI邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル

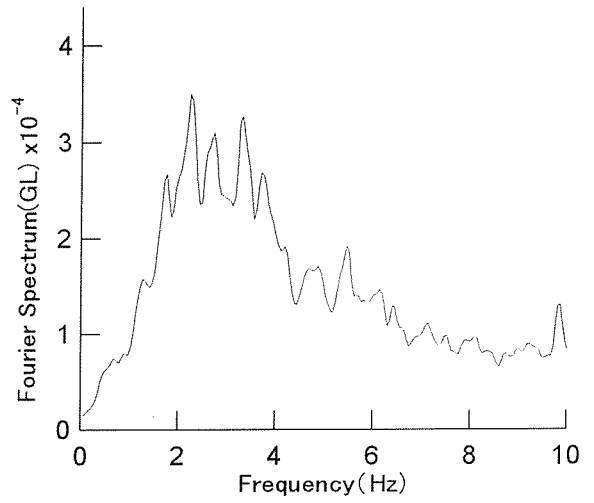
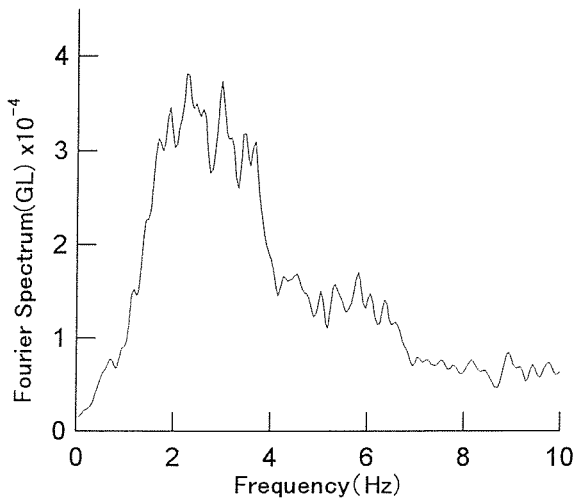


伝達関数

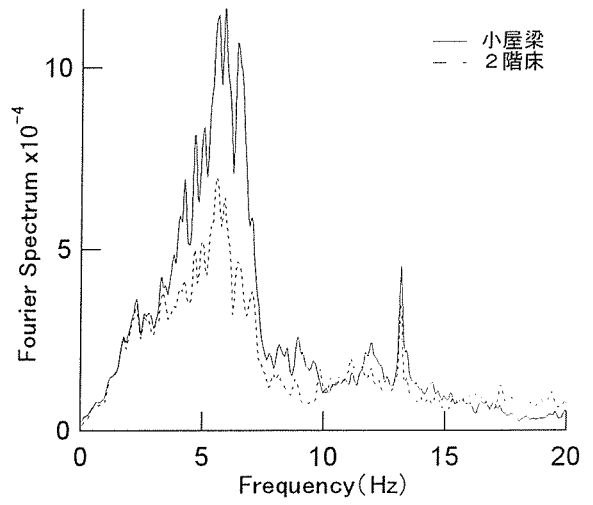
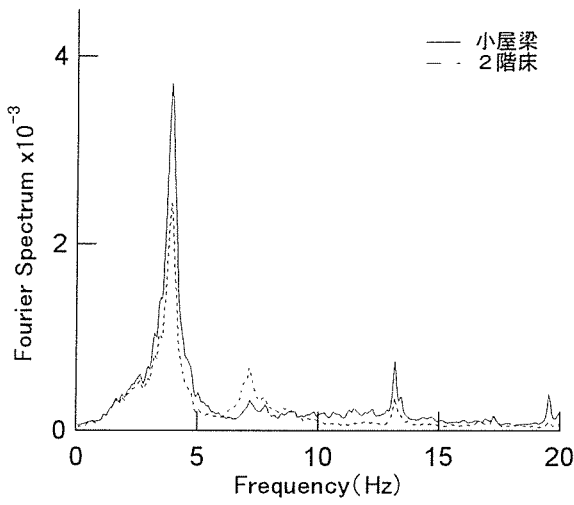
桁行方向

張間方向

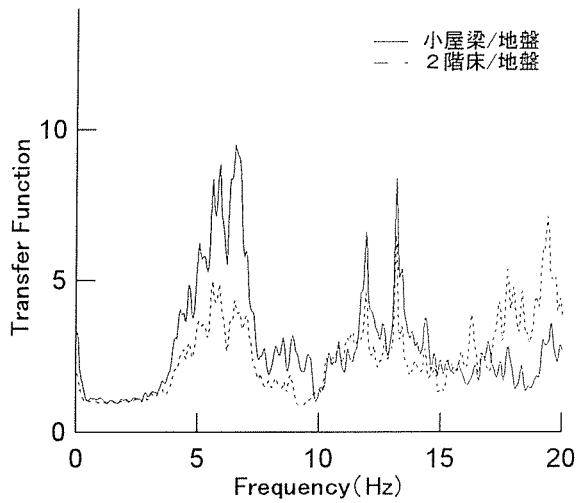
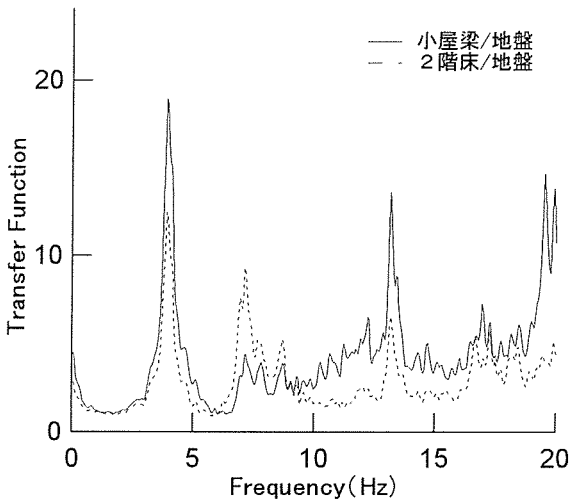
図3.14 神戸M0邸スペクトル解析結果



フーリエスペクトル(地盤)



フーリエスペクトル



伝達関数

桁行方向

張間方向

図3.15 門真NA邸スペクトル解析結果

表 3 各建物の減衰定数

建物名称	減衰 (%)			
	桁行方向		張間方向	
	1次	2次	1次	2次
吹田MI邸	5.12	4.03	3.76	5.80
吹田O邸	6.14	—	4.28	—
吹田SI邸	5.26	5.04	5.24	9.64
吹田KI邸	8.25	6.93	7.89	4.78
枚方YA邸	3.97	—	3.67	—
阪南MI邸	3.34	—	5.99	—
阪南KA邸	6.26	2.93	5.28	5.55
阪南KO邸	4.98	5.71	5.51	6.39
泉南AR邸	6.01	—	5.46	—
大阪SU邸	5.04	3.70	8.78	8.17
大阪AO邸	5.39	6.15	5.69	5.87
神戸YA邸	4.28	4.90	4.40	5.27
神戸SI邸	5.49	4.21	4.36	2.73
神戸MO邸	4.38	8.35	6.55	3.77
門真NA邸	5.42	6.47	6.06	4.17

$$|G(i\omega)|^2 = \frac{S_x(\omega)}{S_f(\omega)}$$

$$|G(i\omega)| = \frac{1}{\omega_n^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{\{1 - (\omega/\omega_n)^2\}^2 + 4h^2(\omega/\omega_n)^2}}$$

ここで $G(i\omega)$ は、単位の振幅を有する正弦波外乱に対する系の応答振幅を表し、伝達関数 (Transfer function) と呼ばれる。 $S_f(\omega)$ および $S_x(\omega)$ は、それぞれ外乱と応答のパワースペクトル密度を示す。また、 $\omega_n$ は系の固有振動数、 $h$ は減衰定数である。このようにして求めた各建物の1次および2次の減衰定数を併せて表3に示す。

#### 4 建物の壁率と剛性の関係

建物各階の壁率を、建物の平面図および計測時の実測に基づき、無開口壁のみを考慮して算定した。また、文献3)で説明されている方法に従って、床面積と屋根仕上げおよび壁仕上げの種別によって建物重量を略算した。表4に建物の重量、床面積および壁率を示す。壁率は、ほとんどの住宅について、1階および2階とも桁行方向と張間方向で大きな差はないが、大阪SU邸のみ張間方向の壁率が著しく小さくなっている。特に1階は桁行方向の約1/7で

表 4 建物の重量・床面積・壁率

建物名称	重量 (tonf)		床面積		壁率 (cm/m <sup>2</sup> )			
					桁行方向		張間方向	
	1層	2層	1階	2階	1階	2階	1階	2階
吹田MI邸	12.94	9.16	68.74	82.48	156.4	37.1	94.2	43.6
吹田O邸	16.67	—	98.37	—	36.5	—	26.8	—
吹田SI邸	24.21	9.67	128.15	71.63	69.9	47.6	45.7	47.6
吹田KI邸	26.96	15.69	129.18	112.91	41.6	37.6	39.5	40.0
枚方YA邸	24.49	—	121.32	—	30.0	—	37.9	—
阪南MI邸	11.60	7.50	54.39	44.49	73.3	66.5	32.2	52.8
阪南KA邸	18.95	12.56	68.23	62.94	42.0	43.4	40.3	47.7
阪南KO邸	14.99	5.23	63.76	29.81	43.9	59.5	54.9	76.3
泉南AR邸	42.44	—	138.93	—	33.2	—	45.3	—
大阪SU邸	15.94	10.26	51.79	32.26	135.4	101.2	21.1	29.5
大阪AO邸	33.22	11.81	123.80	41.82	37.5	47.3	45.2	53.9
神戸YA邸	53.30	25.33	220.24	52.39	34.3	68.2	46.0	58.8
神戸SI邸	10.99	4.89	52.11	34.56	51.8	66.8	48.4	57.3
神戸MO邸	20.56	12.38	82.91	82.26	44.3	42.4	47.0	30.4
門真NA邸	13.24	3.34	32.80	19.40	38.7	76.1	45.7	39.1

ある。

#### 4.1 壁率から剛性の推定

表 4 の壁率から次式により 1/120rad 変形時の割線剛性を求めると表 5 のようになる。

$$k_i = \frac{0.13w_i S_i}{h_i / 120}$$

ここで、 $w_i$  は各階の壁率、 $S_i$  は各階の床面積、 $h_i$  は階高を表し、0.13 は壁倍率 1 に対応する 1/120rad 変形時の耐力(tonf/m)である。

このようにして求めた剛性は、一般に建物の初期剛性とは異なり過小評価になる。その理由として、壁率が無開口の耐力壁のみから算定されるので、開口の有る壁や 2 次部材などの剛性が考慮されていないこと、また変形角が 1/120rad 時には、木造建物の復元力特性は非線形領域に至っており、その割線剛性はかなり低下していることが挙げられる。

#### 4.2 固有振動数から剛性の推定

スペクトル解析により得られた固有振動数および表 4 の建物重量を用いて、15 棟の木造住宅の剛性を推定する。

平屋建て住宅について、1 質点せん断型モデルとして非減衰自由振動の運動方程式

表5 壁率から算定した割線剛性と計測値から推定した剛性

建物名称	壁率からの剛性 (ton/cm)				計測値からの剛性 (ton/cm)			
	桁行方向		張間方向		桁行方向		張間方向	
	1階	2階	1階	2階	1階	2階	1階	2階
吹田MI邸	2.4	1.8	3.7	2.1	189.4	85.7	68.7	48.3
吹田O邸	2.1	—	1.5	—	30.4	—	30.1	—
吹田SI邸	5.2	2.0	3.4	2.0	89.5	41.6	159.1	57.6
吹田KI邸	3.1	2.5	2.9	2.6	×	×	114.9	77.3
枚方YA邸	2.1	—	2.7	—	60.6	—	36.6	—
阪南MI邸	2.3	1.7	1.0	1.4	129.5	79.6	58.3	51.0
阪南KA邸	1.7	1.6	1.6	1.7	76.1	61.1	51.1	50.6
阪南KO邸	1.6	1.0	2.0	1.3	28.1	18.7	48.0	23.2
泉南AR邸	2.7	—	3.6	—	29.0	—	28.9	—
大阪SU邸	4.1	1.9	0.6	0.5	27.5	15.5	8.3	13.5
大阪AO邸	2.7	1.1	3.2	1.3	54.8	28.4	78.6	59.8
神戸YA邸	4.4	2.1	5.9	1.8	91.2	43.5	108.4	61.1
神戸SI邸	1.6	1.3	1.5	1.1	22.4	14.8	31.3	25.6
神戸MO邸	2.1	2.0	2.3	1.4	102.4	164.4	106.2	177.4
門真NA邸	0.7	0.9	0.9	0.4	12.5	5.1	25.6	13.6

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

から、

$$k = m\omega^2$$

$$\omega = (2\pi f)^2$$

により桁行方向および張間方向の剛性を算定した。ここで、 $m$ は建物の質量、 $f$ は固有振動数を表す。

2階建て住宅の場合は、2質点せん断型モデルの非減衰自由振動の運動方程式

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = 0$$

について次式で示される振動数方程式

$$\det \left( -\omega^2 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \right) = 0$$

から $k_1$ および $k_2$ を求めた。ここで、 $m_i$ 、 $k_i$  ( $i=1,2$ )は各層の質量および剛性を表す。

以上の方法により推定した剛性を表5に示す。但し、吹田 KI 邸の桁行方向の剛性については表2の固有振動数に合う実数値を得ることができなかつたので“×”としている。これは、重量を適切に評価できなかつたためと考えられる。

振動数方程式から求めた剛性は、微小振幅レベルの初期剛性であり、壁率に基づいて求めた割線剛性と比べると、両者は大きく異なり、微動計測結果に基づいて振動数方程式から求めた剛性は遙かに大きくなっている。従って、木造建物の初期剛性を適切に評価するためには、常時微動計測による固有値解析が有効である。しかし、振動数方程式による剛性算定にも表5の吹田 KI 邸のように、重量の値によって方程式の適当な解が得られないという問題があるので、建物の重量算定を正確に行う必要がある。

## 5 振動特性と耐震性に関する考察

微動計測を行った各住宅の振動特性と壁率や剛性などの耐震性について以下に述べる。

平屋建住宅：阪南 AR 邸、吹田 O 邸、枚方 YA 邸

平屋建住宅の吹田 O 邸や枚方 YA 邸では、固有振動数は 6Hz～8Hz であり、壁率や剛性も一般的な木造 1 層建物である。

大阪府阪南市にある阪南 AR 邸は、江戸時代初期（築 200～300 年）に建てられた軸組構法木造平屋建であり、屋根は土葺き瓦、内壁は土塗壁、外壁仕上げは漆喰塗である。特徴的であるのは、天井裏に土を敷いていることである。そのため、算定された建物重量は 42.4tonf と大きい。卓越振動数は、吹田 O 邸や枚方 YA 邸の平屋建住宅に比べて低く、桁行および張間方向ともに約 4.1Hz となっている。1 次卓越振動数の近傍に各成分共に小さなピークがみられるのは、平面図から見てわかるように家屋中心部に壁量が少ないために建物全体がねじれ振動を起こしているものと考えられる。

長屋建住宅：大阪 SU 邸

大阪 SU 邸は、大阪府阿倍野区にある築 67 年の木造長屋 2 階建住宅である。長屋建の端に位置する 1 戸で、間口が約 4.2m と狭小間口となっている。短辺(張間)方向には、壁がほとんど無い構造となっている。したがって、短辺方向と長辺方向の平面的な剛性のアンバランスは、建物の振動特性にも現れている。1 次固有振動数は長辺(桁行)方向で約 4.33Hz、短辺(張間)方向で約 2.61Hz である。桁行方向に比べて張間方向の剛性が小さくなっていることがわかる。固有値解析により求めた剛性も、これに対応して、1 層および 2 層とも張間方向の剛性が桁行方向に比べて小さい値となっている。張間方向については、1 層の剛性が 2 層の剛性よりも小さい値となっており、地震時には張間方向の揺れにより 1 階部分が倒



壊する恐れがあると考えられる。桁行方向の伝達関数には、高い振動数で応答の卓越している部分が見られ、建物の床および小屋組の剛性も低いために、建物全体が一体的にはなく、部分的振動を起こす特徴が見られる。

#### 吹田 MI 邸、阪南 MI 邸

大阪府吹田市にある MI 邸は、建築家の自宅兼事務所である。南北に細長い平面であり、桁行方向が、張間方向に比べて固有振動数が高くなっている。桁行方向、張間方向ともに剛性は相当大きく、桁行方向の 1 層では約 190tonf/cm という値を得た。張間方向についても十分高い剛性を有している。阪南 MI 邸も、同一設計者によるものであり、似た傾向を示している。

#### 神戸 YA 邸

桁行方向に比べて、張間方向の固有振動数が高くなっている。1 階の壁率は、それに対応して張間方向の方が大きい。2 階では桁行方向の壁率の方が大きくなっている。1 階の床面積が 220m<sup>2</sup> と大きい。1 階の重量が 2 階の約 2 倍の 53.3tonf となっている。固有値解析により得られた各層の剛性は、1 層および 2 層のいずれにおいても張間方向の方が桁行方向に比べて大きい。

#### 建設年代の新しい建物：吹田 S I 邸、吹田 K I 邸、神戸 MO 邸

これらは、1988 年から 1995 年にかけて建設された住宅である。1 次固有振動数は、桁行方向および張間方向とも 7 Hz～9 Hz であり、剛性も高くなっている。

1977 年から 1982 年にかけて建設された阪南 K A 邸、阪南 K O 邸や神戸 S I 邸は、壁率では上記の吹田 S I 邸、吹田 K I 邸、神戸 MO 邸と同程度であるが、1 次固有振動数は、桁行方向および張間方向とも 6 Hz 前後となっている。このことから、建設年代が新しい建物の固有振動数は高くなり、また剛性も相対的に高くなる傾向がみられる。

#### 昭和初期の建物：門真 NA 邸、大阪 A O 邸

門真 NA 邸は、昭和初期の建築であるが、何度か増改築を繰り返している。1 次固有振動数は、桁行方向で 4.0Hz、張間方向で 5.9Hz であり、他の住宅に比べて特に低い振動数ではない。算定重量が 1 層で 13.2tonf、2 層で 3.4tonf と小さいため、固有値解析から得られた剛性は、桁行方向については、1 層で 12.5tonf/cm、2 層で 5.1tonf/cm と 15 棟のうち最も小さい値であるが、張間方向の剛性は、桁行方向の剛性の 2 倍以上になっている。

大阪 A O 邸もほぼ同時期の建築で増改築がなされている。壁率は門真 NA 邸と同程度であるが、1 次固有振動数は、桁行方向で 5.0Hz、張間方向で 6.2Hz と少し高くなっている。また、1 層の剛性は、桁行方向で約 55tonf/cm、張間方向で約 79tonf/cm であるが、重量比的には、建設年代の新しい住宅に較べて低くなっている。

## 6 まとめ

在来軸組構法の木造住宅を中心に 15 棟の微動計測を実施し、建物の振動特性を評価するとともに建物の固有振動数および減衰係数を求めた。また、固有値解析により建物各層の初期剛性を推定し、平面図から算定した壁率から求めた剛性と比較検討を行った。

木造建物の復元力特性は非線形性が強いため、応答振幅によりその固有振動数が変化することが知られているが、常時微動のようなごく小さい応答振幅において固有振動数に合うように剛性を求めると、現行の設計規定である壁率から算定されるものに比べて相当大きく、両者の相関は見出せない。現行の壁率規定では、考慮されるのは開口のない壁のみであり、たとえそれ以外の非耐力部分が水平荷重の 1/3 を負担することを考慮に入れて 1/120rad 時の割線剛性を得たとしても、常時微動計測の結果に基づいて行った固有値解析によって得られる剛性は、それより遙かに大きいため、建物の初期剛性を適切に評価するには、壁率のみに頼るのは不十分であり、常時微動計測に基づく解析が有効かつ重要である。

常時微動計測から得られる固有振動数や初期剛性は、一般に建設年代が新しくなると高くなっているが、これらは建物の非耐力壁の他、外壁仕上げにも大きく依存する。従って、木造住宅の耐震性を考えるには、外壁仕上げの防火・耐火性能のみならず、耐震性能を併せ持った外壁仕上げの検討が重要となる。

微動計測の実施において、建物の計測にご賛同、ご協力をいただきました建築主および工務店の方々に厚くお礼を申し上げます。また、Ms 建築設計事務所・秋山真一氏、京都大学大学院博士課程・中治弘行君、同工学部学生・平山貴之君、小澤雄樹君には、計測、データ解析、図面作成など多大な協力をいただきましたことに謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 鈴木祥之・中治弘行：微動計測による木造建物の振動特性．1995 年兵庫県南部地震－木造建物の被害－．pp.169-174．日本建築学会近畿支部．1995 年 9 月．
- 2) 日本建築学会：建築構造物の振動実験．1978 年．
- 3) (財)日本住宅・木材技術センター：木質資材利用技術耐震性向上事業報告書．1997 年 3 月．
- 4) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)．1990 年．
- 5) 鈴木祥之・東樋口護・中治弘行・標 智仁・北山宏貴：芦屋市における木造建物の微動計測による振動特性．日本建築学会大会学術講演梗概集・構造 III．pp.9-10．1995 年 8 月．
- 6) 中治弘行・鈴木祥之・岩井哲・北原昭男：在来航法木造住宅の振動計測と水平力載荷実験 その 2 振動計測の結果および荷重～変形関係に関する考察．日本建築学会大会学術講演梗概集・構造．pp.117-118．1996 年 9 月．

### 第3章 木造住宅における仕様及び形状を考慮した建物重量算出法

#### 1 はじめに

1995年1月17日に発生した「阪神・淡路大地震」における被害は甚大なもので、死者のうち木造軸組住宅による圧死が大部分であった。

この木造軸組住宅の被害の中で、伝統的構法により建築されている住宅の被害が多く、この伝統的構法の住宅は屋根等に土が使用され、重い建物に属していて、この重さが倒壊に少なからず影響していたことが調査等（\*1）により裏付けられた。そのためこの建物重量をきちんと整備し、誰でも簡単に算出できる（簡易算出方法）があれば、基本的な木造住宅の耐震構造に関する一部が整備される事になるのである。

現在の建築基準法施行例第46条による壁量計算における軽い建物と重い建物との壁率は、それぞれ29cm/m<sup>2</sup>と33cm/m<sup>2</sup>の2種類の質量比に分けられているのみで、その根拠は1995年の日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」に詳細に記述され、その解説は下記の通りである。

#### 1階の床面積換算ならし荷重

軽い建物の場合 { (60 × 1.3) + 30 } × 1.40 = 151.2 kg/m<sup>2</sup> (2階床面積ならし荷重)

60 = 屋根 (カラーベスト等) の固定荷重

1.3 = 屋根 (軒の出及び勾配割り増し含) 係数

30 = 外壁 (サイディング等) の2階床面積ならし荷重 × 1/2

1.4 = A i 割り増し係数

108 + 110 + 60 = 278 kg/m<sup>2</sup> (1階床面積ならしトータル荷重)

108 = 2階床面積ならしトータル荷重

110 = 2階床固定荷重 + 積載荷重

60 = 外壁 (サイディング等) の1階床面積ならし荷重

重い建物の場合 { (90 × 1.3) + 30 } × 1.40 = 205.8 kg/m<sup>2</sup> (2階床面積ならし荷重)

90 = 屋根 (瓦葺き等) の固定荷重

1.3 = 屋根 (軒の出及び勾配割り増し含) 係数

30 = 外壁 (サイディング等) の2階床面積ならし荷重 × 1/2

1.4 = A i 割り増し係数

147 + 110 + 60 = 317 kg/m<sup>2</sup> (1階床面積ならしトータル荷重)

147 = 2階床面積ならしトータル荷重

110 = 2階床固定荷重 + 積載荷重 (60)

60 = 外壁 (サイディング等) の1階床面積ならし荷重

以上のように、2種類の場合しか基準法では考えられていない。しかし「阪神・淡路大地震」ではそれ以上の重い建物（最大で約2倍程度）の多くが倒壊したのである。

そのため、この建物重量を数分程度で精算値の±5%以内の誤差で算出でき、許容応力度設計における層せん断力おも同時に算出出来るようにしたものである。

## 調査からの分析結果

村上雅英ほか3人で発表した1995年兵庫県南部地震木造建物の被害（1995年9月日本建築学会近畿支部にて発表）において、被災地域の仕様を調査した内容を図-1、2、3と表-1に示す。

日本全国においても、ほぼこのような傾向が見受けられる。特に、外周壁の工法の変遷においては、阪神地区の工務店や建築士に聞き取り調査をして表にしたものである。

建築基準法においては、軽い場合と重い場合の2種類しか想定されていないが、それはどのような仕様の建物が重いのか、軽いのか曖昧な文章でしか表されておらず、建物によっては、それ以上の種類が多く含まれていると思うのである。

そこで、日本全国に木造住宅に実態に促した典型的な建物の仕様に対して3タイプ程度（軽い仕様、普通仕様、重い仕様）の1階床面積当たり換算建物荷重を示し、壁量割増率の推奨値に反映させるものである。

### 全数調査のまとめ

東灘西部の約81.6haを全数調査し、その中の木造住宅約2000棟について建築年代と建築面積、屋根と外周壁の種類などと被害の関係を調査し、以下の知見を得た。

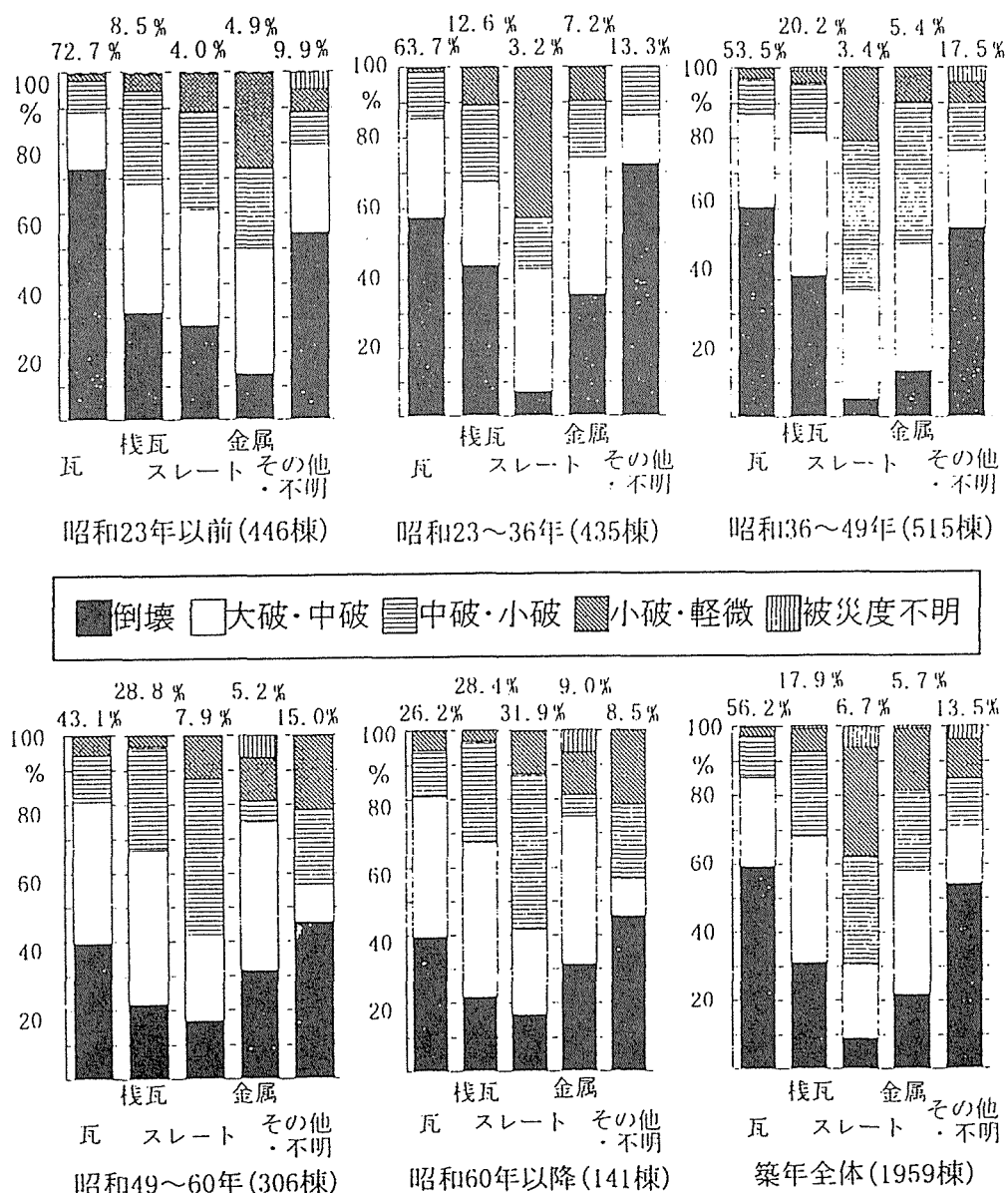


図1 屋根の種類と被害程度の関係

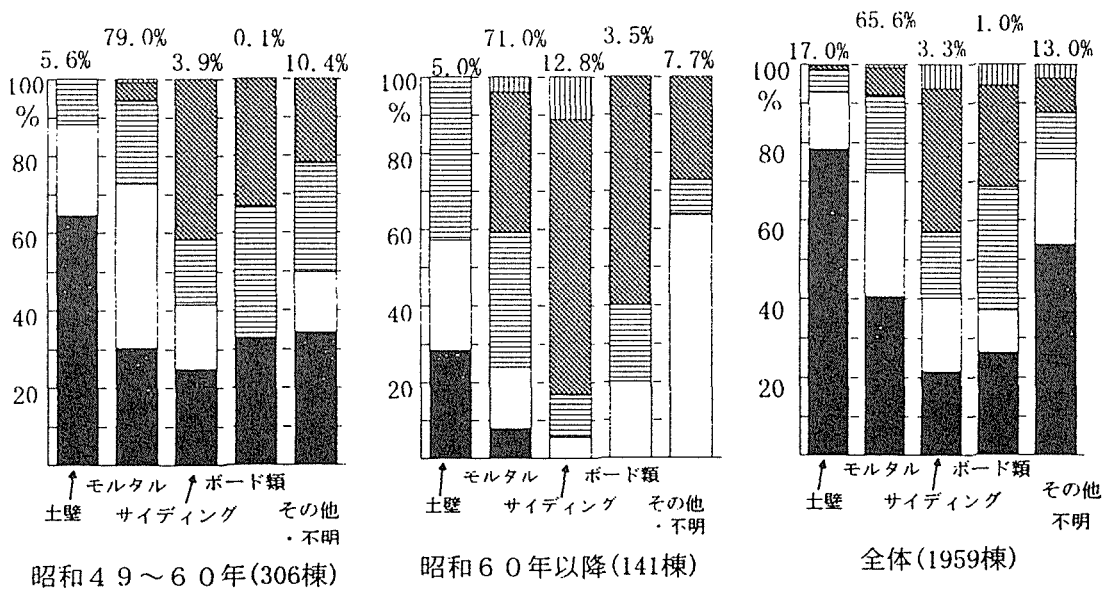
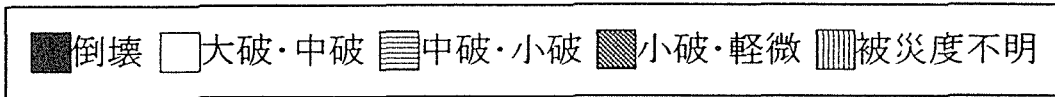
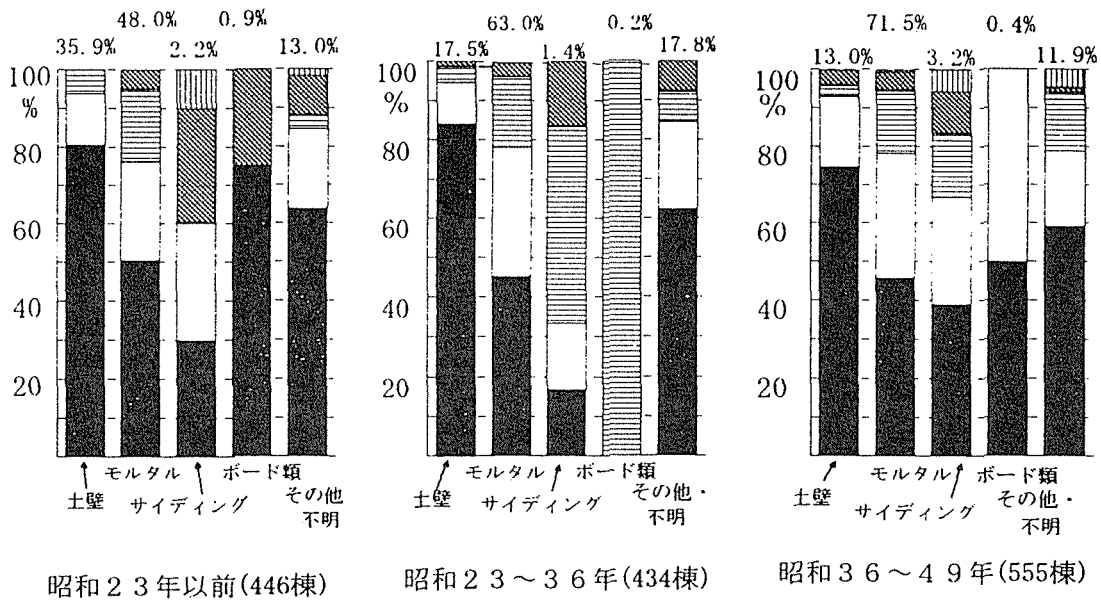


図2 外周壁の種類と被害程度の関係

1. 建築年代の新しいものでは、建築面積の狭いものほど倒壊率が高かった。
2. 建築年代の古いものでは、建築面積の広いものの方が倒壊率が高かった。
3. 1階が層崩壊したものは昭和36～60年に建築されたものの内、建築面積の狭いものに多くあった。
4. 全階層崩壊したものは、建築面積に係わらず建築年代の古いものほど多くあった。
5. 屋根材の種類では、土葺き瓦屋根→棧瓦→石綿スレート瓦→金属屋根の順で倒壊率が低くなった。また、外壁材の種類では、土塗壁→ラスモルタル→サイディングの順に倒壊率が低くなった。

表1 阪神地域の構法の変遷

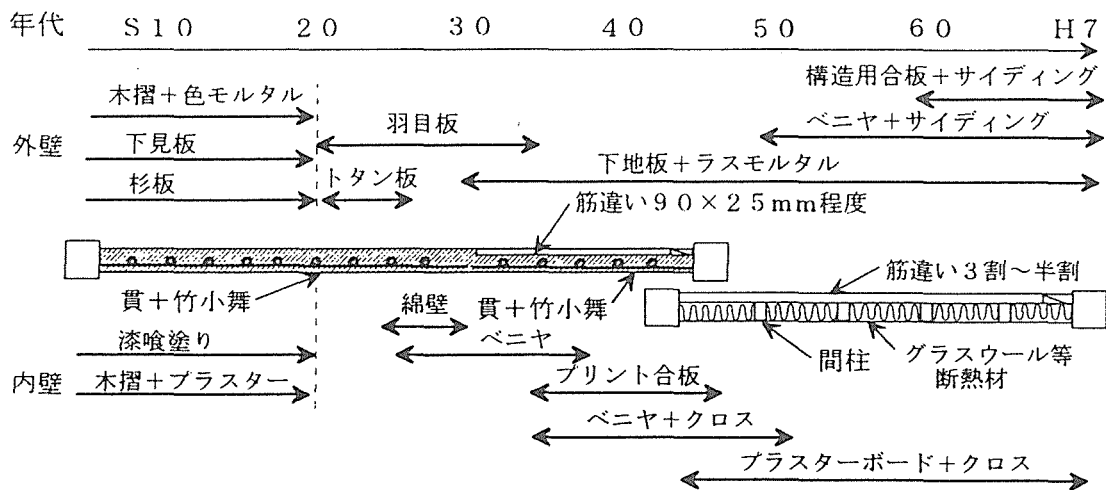
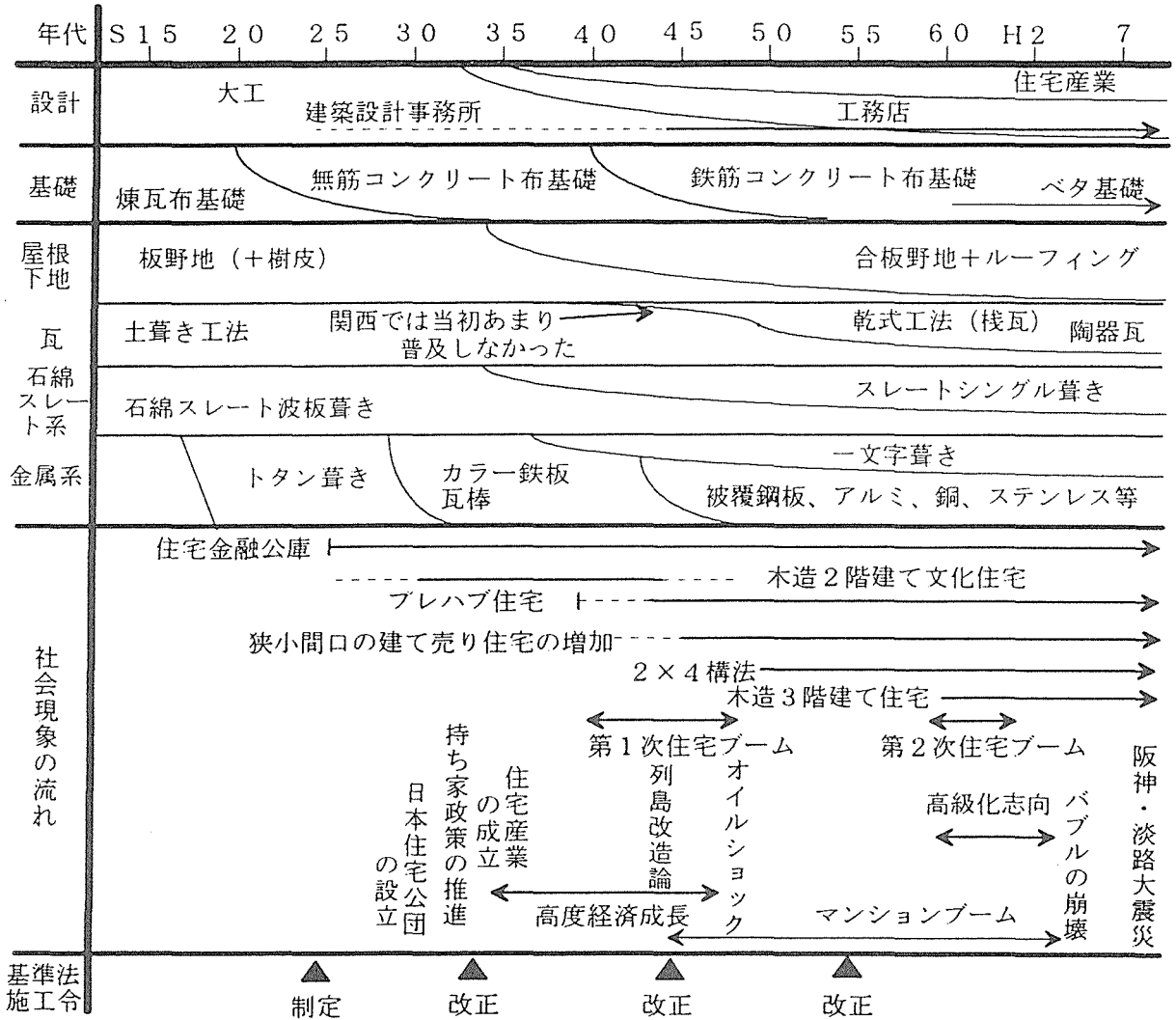


図3 外周壁の工法の変遷

阪神淡路大震災にも多く見られたように、壁量計算の規定の1階の壁率 $33\text{ cm/m}^2$ の約2倍といったような仕様の住宅が築年が古かったとはいえ、かなりの割合で被害を受け、多くの死者を出したのである。

さらに、土葺瓦、土壁といった重たい仕様の住宅は、全国的に見てもかなりの割合で新築及び増改築されている現状を考えると安易な補強だけにとどまる事なく、まず建物重量を略算法でもいいから求める事が最も重要な事であると言える。

しかし、きちんとした構造計算によるものでなければ、正確な建物重量を把握することは難しいが、木造住宅における設計及び施工者レベルにおいては、構造計算ができる技術者が極端に少なく、壁量規定のような簡易設計法に頼っているのが現状である。

この為、性能規定に移行しようとしても、現場においては、その規定に対応できないほとんどの設計及び施工者へ簡易設計法を提案することが、地震に対し人の安全を確保する為の一つの方法だと言えるのである。

大地震時でも倒壊しないようにするには、正確な建物の重量を把握する必要がある。特に阪神淡路大震災の被災地で見られるような狭小間口や基準法の荷重を卓越するような建物重量住宅も日本各地にまだまだ多数残されているのである。

あえてここで強調したいのは、施工令46条の壁量計算による耐力でなく、建物重量に応じた壁量を確保し許容応力度設計と同等な耐力を持つ事を目安にするものである。

木造住宅の耐震補強において、建物重量を日本各地区のそれぞれの仕様に基づく木造住宅を実際に建てられている建物の仕様より、建築学会荷重指針に基づいて算出して実態に促した壁量の目安とするものである。

## 2 建物重量算出基本形状

	1間	2間	3間	4間	5間	6間	7間	8間	9間	10間
1間										
2間										
3間										
4間										
5間										
6間										
7間										
8間										
9間										
10間										

木造住宅の形態は大まかに見ると、左図のように27タイプに分類する事が出来る。

間口では2.5間～10間で3間から1間ピッチ間隔奥行きでは5間, 7.5間, 10間の3タイプである。

この27タイプが日本各地の木造住宅の90%程度を網羅し、特別な場合を除いて当てはまると考えられる。また、この27タイプに当てはまらない場合は5項による。

基本形状としての高さ関係は下記の通りとする。

1階床高=GL+0.5m

2階床高=1階床高+2.8m

軒高=2階床高+2.7m

屋根勾配=5寸勾配

上記の条件以外の場合は、設計者の判断で適宜算出時に増減する。

間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
① 5P×10P (2.5間×5.0間)	⑦ 8P×10P (4.0間×5.0間)	⑬ 12P×10P (6.0間×5.0間)	⑲ 16P×10P (8.0間×5.0間)	⑲ 20P×10P (10間×5.0間)
② 5P×15P (2.5間×7.5間)	⑧ 8P×15P (4.0間×7.5間)	⑭ 12P×15P (6.0間×7.5間)	⑳ 16P×15P (8.0間×7.5間)	㉔ 20P×15P (10間×7.5間)
③ 5P×20P (2.5間×10間)	⑨ 8P×20P (4.0間×10間)	⑮ 12P×20P (6.0間×10間)	㉑ 16P×20P (8.0間×10間)	㉕ 20P×20P (10間×10間)
④ 6P×10P (3.0間×5.0間)	⑩ 10P×10P (5.0間×5.0間)	⑯ 14P×10P (7.0間×5.0間)	㉒ 18P×10P (9.0間×5.0間)	
⑤ 6P×15P (3.0間×7.5間)	⑪ 10P×15P (5.0間×7.5間)	⑰ 14P×15P (7.0間×7.5間)	㉓ 18P×15P (9.0間×7.5間)	
⑥ 6P×20P (3.0間×10間)	⑫ 10P×20P (5.0間×10間)	⑱ 14P×20P (7.0間×10間)	㉔ 18P×20P (9.0間×10間)	



### 3 各部位における基本となる詳細荷重

<建築学会 建築物荷重指針 同解説より>

屋根荷重	重い屋根	瓦葺き 葺土厚さ45mm程度 ( $\gamma=1.3$ ) 野地板等 垂木等 小天屋組等 天井	4.8 kg/m <sup>2</sup> 5.9 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup> 4 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup>	152 kg/m <sup>2</sup>
	普通屋根	瓦葺き 野地板等 垂木等 小天屋組等 天井	4.8 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup> 4 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup>	92 kg/m <sup>2</sup>
	軽い屋根	カラーベスト葺 野地板等 垂木等 小天屋組等 天井	2.4 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup> 4 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup>	68 kg/m <sup>2</sup>
外壁荷重	軽い外壁	サイディング張 木軸組等 断熱材等 内装材等 (石膏ボード等)	2.0 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり 5.5 kg/m <sup>2</sup>
	普通外壁	モルタル塗り (厚さ3.2cm程度 $\gamma=2.0$ ) ワイヤーラス+アスファルトフェルト きずり等 木軸組等 断熱材等 内装材等 (石膏ボード等)	6.4 kg/m <sup>2</sup> 2 kg/m <sup>2</sup> 6 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり 9.0 kg/m <sup>2</sup>
	重い外壁	土壁 (厚さ6.5cm $\gamma=1.3$ 程度) 通し貫、竹小舞い含む 木軸組等 仕上げ材 (漆喰程度)	8.5 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup> 2.6 kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり 12.6 kg/m <sup>2</sup>
内壁荷重	軽い内壁 (大壁)	内装材等 (石膏ボード等) 木軸組等 内装材等 その他	1.0 kg/m <sup>2</sup> 1.5 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup> 1.0 kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり 4.5 kg/m <sup>2</sup>
	重い内壁 (真壁)	土壁 (厚さ6.5cm $\gamma=1.3$ 程度) 仕上げ材 (漆喰程度)	8.5 kg/m <sup>2</sup> 1.6 kg/m <sup>2</sup>	見付け面積当たり 10.1 kg/m <sup>2</sup>
開口荷重	{ サッシ等 }			見付け面積当たり 1.0 kg/m <sup>2</sup>
2階床荷重	基準法と同様とし 6.0 kg/m <sup>2</sup> +積載荷重 (地震用) 6.0 kg/m <sup>2</sup> =12.0 kg/m <sup>2</sup>			

### 3. 1 各部位の詳細荷重の解説

各部位の詳細荷重は「日本建築学会荷重指針・同解説」により算出した。  
 この詳細荷重の内とくに重たい屋根及び重たい外・内壁の土壁の単位荷重における土の比重は乾いた土として 1.3 とした。  
 これは外部に面しては防水（瓦や外壁仕上げ等）が施されており水分が含まれたとしても全部に水分がいきわたる事はなく、いつまでも水分が供給され続けることはなく、数日経過するとまた乾いてしまうので 1.3 としたものである。  
 しかし、設計者が安全を見て土厚さの半分程度まで水分が含まれたとして、比重1.5程度とする事が望ましいと思われる場合は設計者の判断による。

下記に「日本建築学会荷重指針・同解説」に定められている固定荷重を参考までに添付する。

## 3章 固定荷重

3.1 固定荷重

建築物の各部の固定荷重は、その矢状に応じて計算する。ただし、表3.1の数値を基準として用いてもよい。

表 3.1

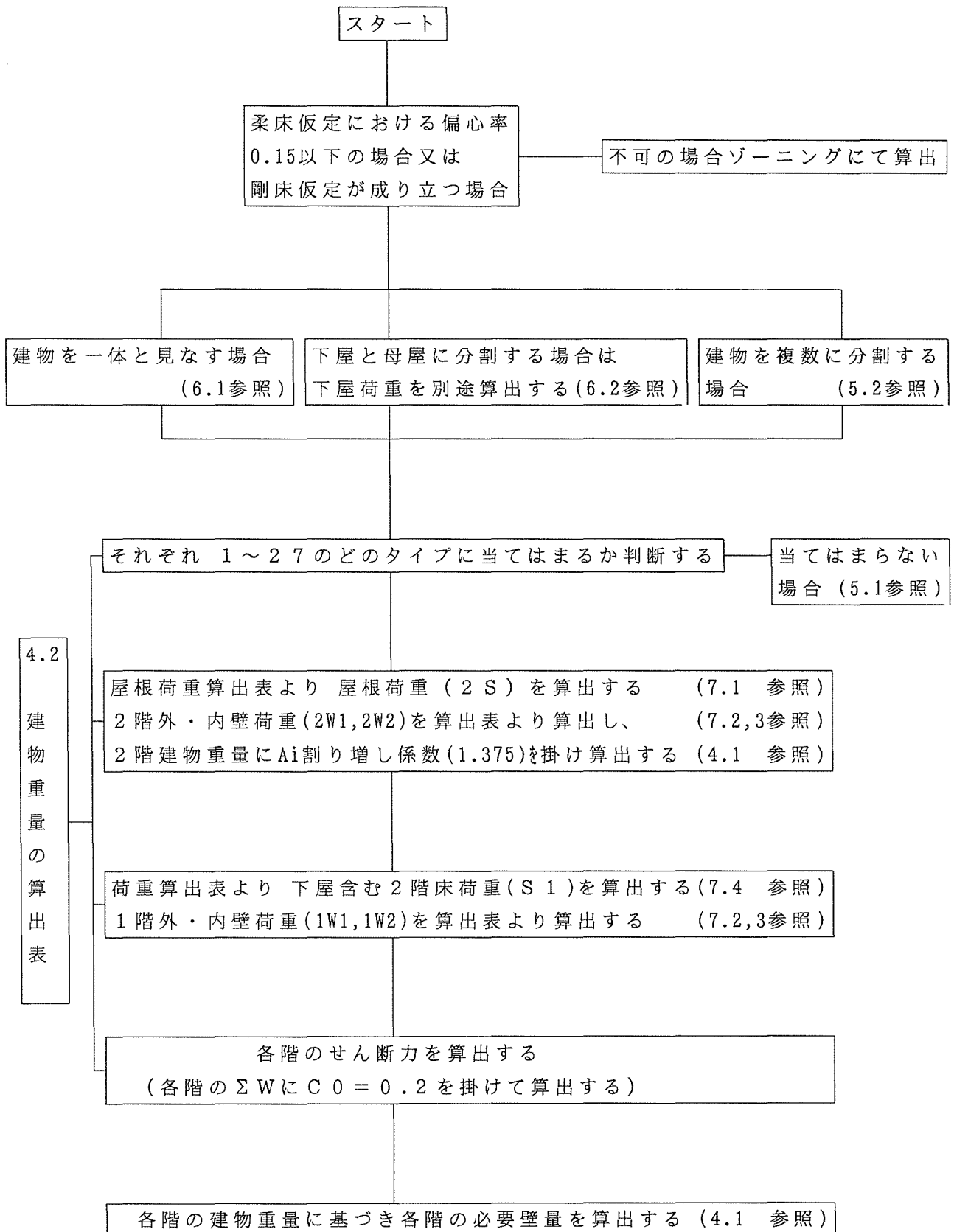
建築物の部分	種別	重 (kg/m <sup>2</sup> )	備 考
屋 根	和形粘土がわらぶき	ふき土なし	60 下地およびたるきを含み、もやを含まない むねを含む屋根重量は下記の数値を加えて算出する 切妻屋根 10 kg/m <sup>2</sup> 寄せむね屋根 15 kg/m <sup>2</sup>
		ふき土あり	95
	セメントがわらぶき	和形・平形がわらぶき	55
	平形厚形スレートぶき	平ぶき	50 下地およびたるきを含み、もやを含まない
		石積スレート 平板ぶき	30 40
	波形石積スレートぶき	もやに直接ぶき	20 もやを含まない
		野地板あり	25
	亜鉛鉄板ぶき	平ぶき	20 下地およびたるきを含み、もやを含まない
		かわら棒ぶき	25
	波形亜鉛鉄板ぶき	もやに直接ぶき	5 もやを含まない
		野地板あり	15
	波形ガラスぶき	もやに直接ぶき	25
		みぞ形ガラスぶき	30 35 もやまたはみぞ形ガラス受ばりを含まない

表 3.1.1 建築用材料の単位容積重量 (重量単位: t/m<sup>3</sup>)

材 料	重 量	備 考		
土 類	乾 燥 常 状 土	1.3	粘土・ロームの類	
	乾 燥 水	1.6		
	乾 燥 水	1.8		
	砂 利	乾 燥 砂	1.7	
		乾 燥 砂	2.0	
		乾 燥 砂	1.7	
		乾 燥 砂	2.1	
砂 利	砂 泥 じ り	2.0	軽石の砕石、火山砂利の類	
	砂 利	2.3		
	軽 砂	0.7		
	軽 砂	0.9		
石 材	軽 炭 灰	1.0	軽石の砕砂、火山砂の類	
	ス ラ グ 砂 利	1.4	気 乾 状 態	
	石 灰	0.9	同 上	
	岩 岩	1.5		
石 材	み かげ 石・安 山 岩	2.0		
	大 理 石	2.7		
	大 理 石	2.7		

#### 4 荷重算定

##### 4.1 荷重算定フロー



4. 2 建物重量の算出表

$S = \text{屋根荷重 (kg/m}^2\text{)}$ $1S = \text{下屋含む 2階床荷重 (kg/m}^2\text{)}$ $A2 = \text{2階床面積 (m}^2\text{)}$ $2W1 = \text{2階外壁荷重 (kg/m}^2\text{)}$ $2W2 = \text{2階内壁荷重 (kg/m}^2\text{)}$ $A1 = \text{1階床面積 (m}^2\text{)}$ $1W1 = \text{1階外壁荷重 (kg/m}^2\text{)}$ $1W2 = \text{1階内壁荷重 (kg/m}^2\text{)}$					
2階重量	屋根	仕上		$2S = A2 \times s2$	$\therefore 2\Sigma W = (2S + 2W1 + 2W2) \times Ai$ $Ai = 1.375$  $2\text{階必要壁量 (Ln)} = 2\Sigma W \div 130\text{kg/m}^2$
		軒の出	cm		
	外壁	仕上		$2W1 = A2 \times w1 \div 2$	
		開口率	%		
	内壁	仕上		$2W2 = A2 \times w2 \div 2$	
		外壁長に対する割合	%		
開口率		%			
1階重量	2階下床	下屋仕上		$1S = A1 \times s1$	$\therefore 1\Sigma W = (1S + 1W1 + 1W2 + 2W1 + 2W) + 2\Sigma W$  $1\text{階必要壁量 (Ln)} = 2\Sigma W \div 130\text{kg/m}^2$
		軒出タイプ			
		軒の出	cm		
	外壁	仕上		$1W1 = A1 \times w1 \div 2$	
		開口率	%		
	内壁	仕上		$1W2 = A1 \times W2 \div 2$	
開口率		%			
外壁長に対する割合		%			
$s2 = \text{大屋根の割り増しを考慮した換算荷重表より算出 (kg/m}^2\text{)}$ $s1 = \text{下屋を含む 2階床荷重算出表より (kg/m}^2\text{)}$ $w1 = \text{外壁荷重算出表より (kg/m}^2\text{)}$ $w2 = \text{内壁荷重算出表より (kg/m}^2\text{)}$					
その他の荷重割り増し要素として 長期積雪荷重、2階店舗積載荷重、跳ね出しバルコニー、軟弱地盤など 上記の場合は適宜設計者の判断により建物重量を割ります事とする。					

■ 耐震診断の場合上記荷重算出表を記入すると共に下記の項目も記入する

調査年月日

調査場所

調査員氏名

現地の状況

築年数

増改築の有無

構造体の蟻害・腐朽状況

基礎の状況

その他

5 建物基本形状以外の判別

5. 1 建物基本形状以外の建物を各タイプに置換する場合

5. 1. 1 検討建物が1～27タイプの基本形状に当てはまらない場合の、等価面積置換方法は下記の様に判断する。

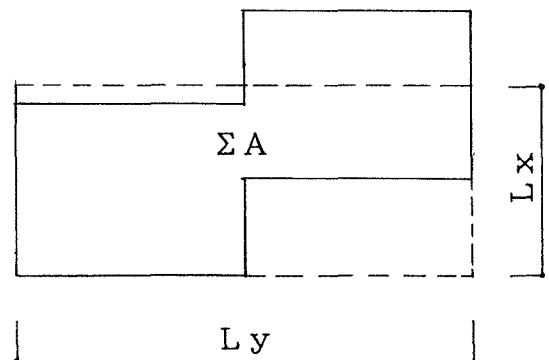
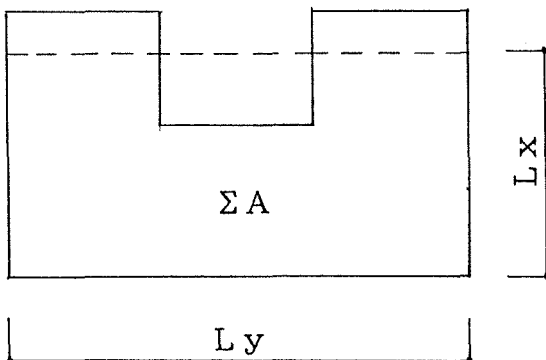
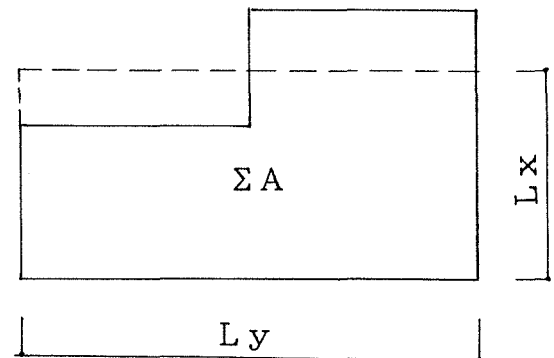
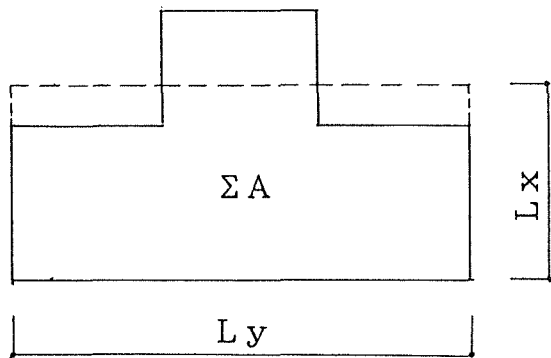
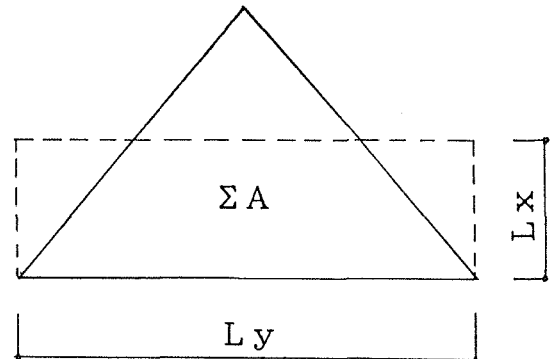
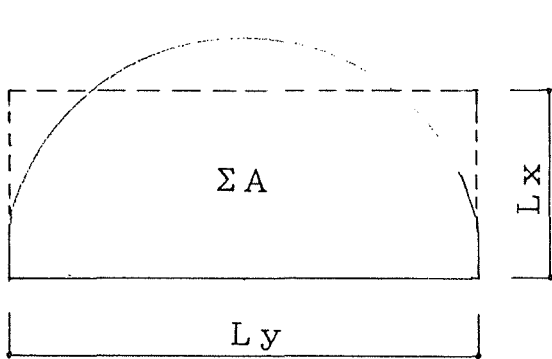
(1)  $L_y$ が1～27タイプのどれに該当するか。

(2)  $\Sigma A / L_y = L_x$ が求められれば、 $L_y$ と $L_x$ と $\Sigma A$ の三要素より、近似値解を設計者の判断で求める。

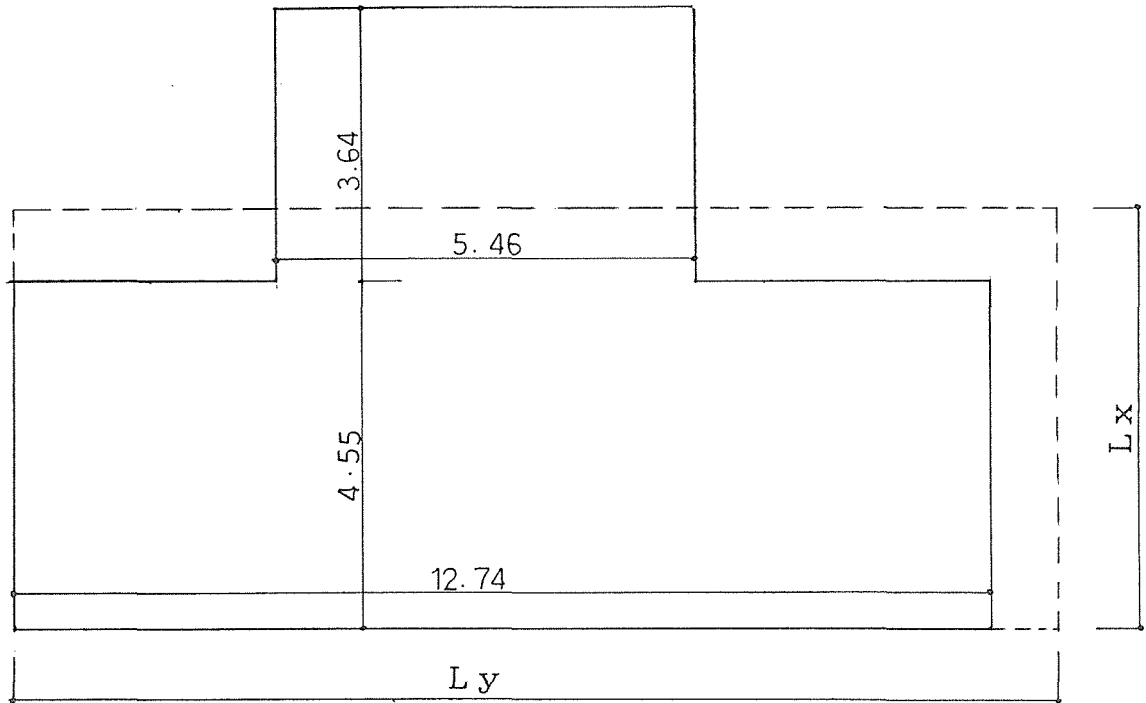
$\Sigma A$ =1階床面積

$L_y$ =建物奥行

$L_x$ =建物間口



5. 1. 2 例題



上記建物条件に同等置換し近似値解のタイプは次のようになる。

$$\Sigma A = 12.74 \times 4.55 + 5.46 \times 3.64 = 77.84 \text{ m}^2$$

$$LY = 12.74 \text{ に近い } 13.65 \text{ (7.5間)}$$

$$LX = \Sigma A / 13.65 = 5.46 \text{ m}$$

∴ 下記の 27 タイプより⑤タイプが近似値解と判断できる。(ΣA=74.35 m<sup>2</sup>)

1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
										① 5P×10P (2.5間×5.0間)	⑦ 8P×10P (4.0間×5.0間)	⑬ 12P×10P (6.0間×5.0間)	⑰ 16P×10P (8.0間×5.0間)	㉓ 20P×10P (10間×5.0間)
										② 5P×15P (2.5間×7.5間)	⑧ 8P×15P (4.0間×7.5間)	⑭ 12P×15P (6.0間×7.5間)	⑲ 16P×15P (8.0間×7.5間)	㉔ 20P×15P (10間×7.5間)
										③ 5P×20P (2.5間×10間)	⑨ 8P×20P (4.0間×10間)	⑮ 12P×20P (6.0間×10間)	⑳ 16P×20P (8.0間×10間)	㉕ 20P×20P (10間×10間)
										④ 6P×10P (3.0間×5.0間)	⑩ 10P×10P (5.0間×5.0間)	⑯ 14P×10P (7.0間×5.0間)	㉑ 18P×10P (9.0間×5.0間)	
										⑤ 6P×15P (3.0間×7.5間)	⑪ 10P×15P (5.0間×7.5間)	⑰ 14P×15P (7.0間×7.5間)	㉒ 18P×15P (9.0間×7.5間)	
										⑥ 6P×20P (3.0間×10間)	⑫ 10P×20P (5.0間×10間)	⑱ 14P×20P (7.0間×10間)	㉓ 18P×20P (9.0間×10間)	

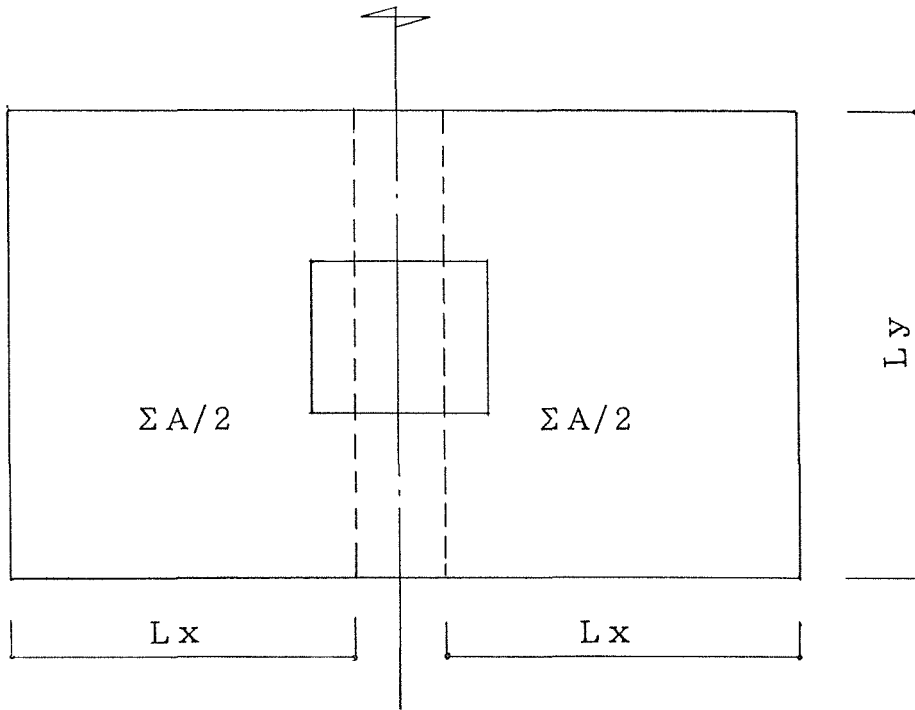
ΣA = 屋根全面積 (勾配割り増し係数γ=1.12含) + A = 2階床面積 = (2階床面積換算係数)

- |   |   |   |
|---|---|---|
| ① ΣA = 77.52 m <sup>2</sup> + (A = 41.41) (1. 87)   | ⑩ ΣA = 133.06 m <sup>2</sup> + (A = 82.81) (1. 61)  | ⑰ ΣA = 199.72 m <sup>2</sup> + (A = 132.49) (1. 51) |
| ② ΣA = 109.88 m <sup>2</sup> + (A = 62.19) (1. 77)  | ⑪ ΣA = 188.61 m <sup>2</sup> + (A = 124.21) (1. 52) | ⑱ ΣA = 283.09 m <sup>2</sup> + (A = 198.74) (1. 42) |
| ③ ΣA = 142.24 m <sup>2</sup> + (A = 82.81) (1. 72)  | ⑫ ΣA = 244.16 m <sup>2</sup> + (A = 165.62) (1. 47) | ㉑ ΣA = 366.46 m <sup>2</sup> + (A = 264.99) (1. 38) |
| ④ ΣA = 88.63 m <sup>2</sup> + (A = 49.69) (1. 78)   | ⑬ ΣA = 155.28 m <sup>2</sup> + (A = 99.37) (1. 56)  | ㉒ ΣA = 221.94 m <sup>2</sup> + (A = 149.06) (1. 49) |
| ⑤ ΣA = 125.62 m <sup>2</sup> + (A = 74.35) (1. 69)  | ⑭ ΣA = 220.10 m <sup>2</sup> + (A = 149.06) (1. 47) | ㉓ ΣA = 314.59 m <sup>2</sup> + (A = 223.59) (1. 41) |
| ⑥ ΣA = 162.62 m <sup>2</sup> + (A = 99.37) (1. 63)  | ⑮ ΣA = 284.93 m <sup>2</sup> + (A = 198.74) (1. 43) | ㉔ ΣA = 407.23 m <sup>2</sup> + (A = 298.12) (1. 36) |
| ⑦ ΣA = 110.85 m <sup>2</sup> + (A = 66.25) (1. 67)  | ⑯ ΣA = 177.50 m <sup>2</sup> + (A = 115.93) (1. 53) | ㉕ ΣA = 244.16 m <sup>2</sup> + (A = 165.62) (1. 47) |
| ⑧ ΣA = 157.12 m <sup>2</sup> + (A = 99.37) (1. 58)  | ⑰ ΣA = 251.60 m <sup>2</sup> + (A = 173.90) (1. 45) | ㉖ ΣA = 346.08 m <sup>2</sup> + (A = 248.48) (1. 39) |
| ⑨ ΣA = 203.39 m <sup>2</sup> + (A = 132.49) (1. 54) | ⑱ ΣA = 325.70 m <sup>2</sup> + (A = 231.86) (1. 40) | ㉗ ΣA = 448.00 m <sup>2</sup> + (A = 331.24) (1. 35) |

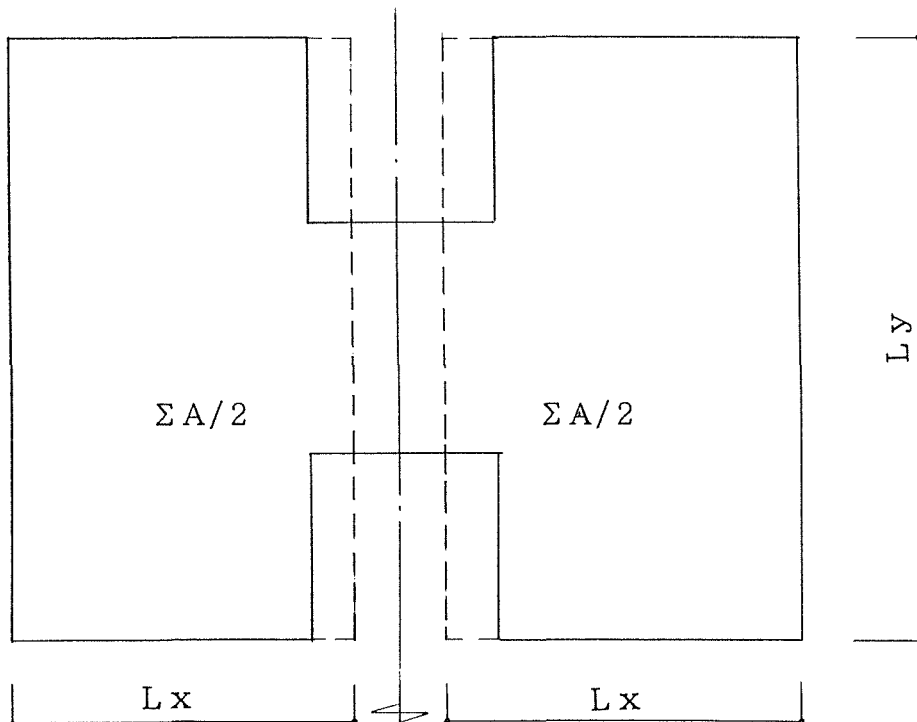
5. 2 建物形状より複数に分割する場合

建物を分割して複数棟とする場合は下記の様に判断する、また下記以外の建物条件の場合は設計者が適宜判断する。

図-3



分割ライン



6 下屋を一体建物として判断する場合

6. 1 下屋を一体建物として総2階建として判断する場合は図-1による

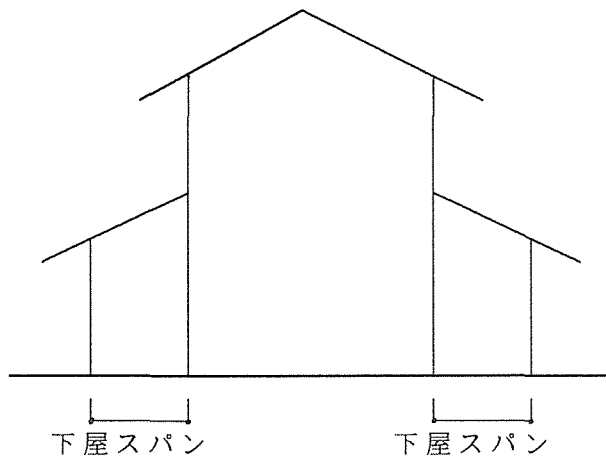


図-1

下屋スパンが1820mm(1間)以内の場合は建物が一体で有るとして算出し1820mmをこえる場合は下屋を分離し別途独立建家算出する。

6. 2 下屋を分割して建物重量を算出する場合は図-2による

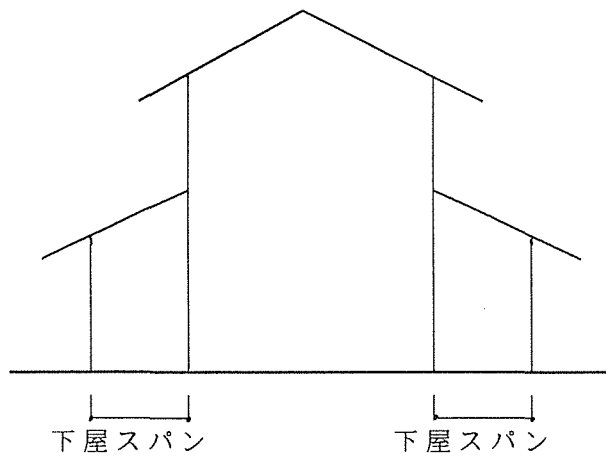


図-2

下屋スパンが1820mm(1間)以上の場合は建物の下屋を分離し別途独立建家として算出する。



7 建物各部位の荷重算出

7.1 大屋根荷重

大屋根の勾配と軒の出を考慮した2階床面積均し単位荷重表(1)

間口×奥行(比)	割り増し係数×屋根の単位面積重量(kg/m <sup>2</sup> )					
	軒の出300mm		軒の出600mm		軒の出900mm	
〔1〕 2.5×5.0(1:2)	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 91.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 108.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127.2	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 108.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127.2
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 124.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 147.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 172	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 147.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 172
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 205.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 243.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 284.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 243.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 284.2
〔2〕 2.5×7.5 (1:3)	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.76	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 120.4	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 120.4
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 141.7	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 162.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 141.7	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 162.8
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 200.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 234.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 269	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 234.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 269
〔3〕 2.5×10.0 (1:4)	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.08	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 102.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 117	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 102.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 117
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 120.5	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 138.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 158.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 138.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 158.2
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 199.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 229.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 261.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 229.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 261.4
〔4〕 3.0×5.0 (1:1.67)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.76	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 141.7	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 163.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 141.7	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 163.8
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 200.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 234.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 270.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 234.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 270.6
〔5〕 3.0×7.5 (1:2.5)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 88.4	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 101.3	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 114.9	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 101.3	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 114.9
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 119.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 137.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 155.5	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 137.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 155.5
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 197.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 226.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 256.9	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 226.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 256.9
〔6〕 3.0×10.0 (1:3.3)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 87.04	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.28	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 110.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.28	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 110.8
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 117.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 134.3	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 150	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 134.3	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 150
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 194.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 221.9	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 247.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 221.9	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 247.8
〔7〕 4.0×5.0 (1:1.25)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 87.72	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.6	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.6
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 118.7	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 135.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 153.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 135.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 153.6
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 196.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 223.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 253.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 223.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 253.8
〔8〕 4.0×7.5 (1:1.88)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 85.68	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 96.56	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 107.4	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 96.56	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 107.4
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 115.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 130.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 145.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 130.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 145.4
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 191.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 215.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 240.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 215.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 240.2
〔9〕 4.0×10.0 (1:2.5)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 85	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 94.52	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 94.52	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104.7
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 115	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 141.7	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 141.7
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 190	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 211.3	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 234.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 211.3	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 234.1
〔10〕 5.0×5.0 (1:1)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 86.36	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 97.24	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 109.5	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 97.24	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 109.5
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 116.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 131.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 148.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 131.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 148.1
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 193	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 217.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 244.7	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 217.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 244.7
〔11〕 5.0×7.5 (1:1.5)…普通屋根	…軽い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 85	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 93.84	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 103.4	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 93.84	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 103.4
	…普通屋根	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 115	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 139.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 139.8
	…重い屋根	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 190	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 209.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 231	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 209.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 231

大屋根の勾配と軒の出を考慮した2階床面積均し単位荷重表(2)

間口×奥行(比)	割り増し係数×屋根の単位面積重量(kg/m <sup>2</sup> )			軒の出900mm		
	軒の出300mm	軒の出600mm	軒の出900mm	軒の出300mm	軒の出600mm	軒の出900mm
〔12〕 5.0×10.0 (1:2) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 83.64	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 91.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 83.64	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 91.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.96
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 124.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 135.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 124.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 135.2
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 187	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 205.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 223.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 187	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 205.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 223.4
〔13〕 6.0×5.0 (1:2:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 85.68	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 95.2	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 106.1	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 85.68	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 95.2	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 106.1
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 115.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 128.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 143.5	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 115.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 128.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 143.5
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 191.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 212.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 237.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 191.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 212.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 237.1
〔14〕 6.0×7.5 (1:1:2) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 83.64	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 91.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 83.64	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 91.8	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.96
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 124.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 135.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 124.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 135.2
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 187	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 205.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 223.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 187	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 205.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 223.4
〔15〕 6.0×10.0 (1:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.76	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 97.24	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.76	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 97.24
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 112.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 131.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 112.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 131.6
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 185.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 200.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 217.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 185.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 200.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 217.4
〔16〕 7.0×5.0 (1:4:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 85	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 94.52	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 85	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 94.52	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 104
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 115	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 140.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 115	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 140.8
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 190	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 211.3	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 232.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 190	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 211.3	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 232.6
〔17〕 7.0×7.5 (1:1:0) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 90.44	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 98.6	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.96	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 90.44	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 98.6
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 112.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 122.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 133.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 112.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 122.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 133.4
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 185.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 202.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 220.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 185.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 202.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 220.4
〔18〕 7.0×10.0 (1:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.28	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.08	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 95.2	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.28	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.08	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 95.2
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 111.3	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 120.5	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 128.8	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 111.3	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 120.5	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 128.8
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 183.9	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 199.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 212.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 183.9	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 199.1	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 212.8
〔19〕 8.0×5.0 (1:6:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 84.32	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 93.16	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 102.7	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 84.32	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 93.16	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 102.7
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 114.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 126	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 138.9	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 114.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 126	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 138.9
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 188.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 208.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 229.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 188.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 208.2	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 229.5
〔20〕 8.0×7.5 (1:1:0) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.28	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.76	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 96.56	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.28	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.76	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 96.56
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 111.3	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 130.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 111.3	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 121.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 130.6
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 183.9	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 200.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 215.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 183.9	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 200.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 215.8
〔21〕 8.0×10.0 (1:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 81.6	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 88.4	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 93.84	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 81.6	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 88.4	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 93.84
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 110.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 119.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 110.4	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 119.6	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 182.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 197.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 209.8	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 182.4	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 197.6	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 209.8
〔22〕 9.0×5.0 (1:8:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 83.64	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 92.48	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 101.3	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 83.64	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 92.48	× 68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 101.3
	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 125.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 137.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.2	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 125.1	× 92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 137.1
	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 187	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 206.7	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 226.5	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 187	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 206.7	× 152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 226.5

大屋根の勾配と軒の出を考慮した2階床面積均し単位荷重表(3)

間口×奥行(比)	割り増し係数×屋根の単位面積重量(kg/m <sup>2</sup> )					
	軒の出300mm		軒の出600mm		軒の出900mm	
〔23〕 9.0×7.5 (1.2:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.28	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 89.08	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 95.88
	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 111.3	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 120.5	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 129.7
	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 183.9	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 199.1	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 214.3
〔24〕 9.0×10.0 (1:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 81.6	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 87.04	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 92.48
	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 110.4	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 117.8	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 125.1
	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 182.4	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 194.6	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 206.7
〔25〕 10.0×5.0(2:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 83.64	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 91.8	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 99.96
	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 113.2	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 124.2	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 135.2
	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 187	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 205.2	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 223.4
〔26〕 10.0×7.5 (1.33) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 82.28	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 88.4	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 94.52
	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 111.3	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 119.6	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 127.9
	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 183.9	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 197.6	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 211.3
〔27〕 10.0×10.0 (1:1) ……軽い屋根 ……普通屋根 ……重い屋根	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 80.92	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 86.36	×	68 (kg/m <sup>2</sup> ) = 91.8
	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 109.5	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 116.8	×	92 (kg/m <sup>2</sup> ) = 124.2
	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 180.9	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 193	×	152 (kg/m <sup>2</sup> ) = 205.2

大屋根の勾配と軒の出を考慮した建物 1～27タイプの2階単位床面積換算係数

大屋根の2階床面積換算荷重

軒の出  $l = 300$  (四辺共)

	1間	2間	3間	4間	5間	6間	7間	8間	9間	10間
1間										
2間										
3間										
4間										
5間										
6間										
7間										
8間										
9間										
10間										

	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
①	5P×10P (2.5間×5.0間)	8P×10P (4.0間×5.0間)	12P×10P (6.0間×5.0間)	16P×10P (8.0間×5.0間)
②	5P×15P (2.5間×7.5間)	8P×15P (4.0間×7.5間)	12P×15P (6.0間×7.5間)	16P×15P (8.0間×7.5間)
③	5P×20P (2.5間×10間)	8P×20P (4.0間×10間)	12P×20P (6.0間×10間)	16P×20P (8.0間×10間)
④	6P×10P (3.0間×5.0間)	10P×10P (5.0間×5.0間)	14P×10P (7.0間×5.0間)	18P×10P (9.0間×5.0間)
⑤	6P×15P (3.0間×7.5間)	10P×15P (5.0間×7.5間)	14P×15P (7.0間×7.5間)	18P×15P (9.0間×7.5間)
⑥	6P×20P (3.0間×10間)	10P×20P (5.0間×10間)	14P×20P (7.0間×10間)	18P×20P (9.0間×10間)

$\Sigma A = \text{屋根全面積} \times \text{勾配割り増し係数} \gamma = 1.12 \text{ (合)} \div A = 2 \text{ 階床面積} = (2 \text{ 階床面積換算係数})$

- ①  $\Sigma A = 55.95 \text{ m}^2 \div (A = 41.41) (1.35)$       ⑩  $\Sigma A = 105.38 \text{ m}^2 \div (A = 82.81) (1.27)$       ⑲  $\Sigma A = 164.69 \text{ m}^2 \div (A = 132.49) (1.24)$
- ②  $\Sigma A = 82.19 \text{ m}^2 \div (A = 62.19) (1.32)$       ⑪  $\Sigma A = 154.81 \text{ m}^2 \div (A = 124.21) (1.25)$       ⑳  $\Sigma A = 241.95 \text{ m}^2 \div (A = 198.74) (1.21)$
- ③  $\Sigma A = 108.44 \text{ m}^2 \div (A = 82.81) (1.31)$       ⑫  $\Sigma A = 204.24 \text{ m}^2 \div (A = 165.62) (1.23)$       ㉑  $\Sigma A = 319.21 \text{ m}^2 \div (A = 264.99) (1.20)$
- ④  $\Sigma A = 65.83 \text{ m}^2 \div (A = 49.69) (1.32)$       ⑬  $\Sigma A = 125.15 \text{ m}^2 \div (A = 99.37) (1.26)$       ㉒  $\Sigma A = 184.47 \text{ m}^2 \div (A = 149.06) (1.23)$
- ⑤  $\Sigma A = 96.72 \text{ m}^2 \div (A = 74.35) (1.30)$       ⑭  $\Sigma A = 183.86 \text{ m}^2 \div (A = 149.06) (1.23)$       ㉓  $\Sigma A = 271.00 \text{ m}^2 \div (A = 223.59) (1.21)$
- ⑥  $\Sigma A = 127.60 \text{ m}^2 \div (A = 99.37) (1.28)$       ⑮  $\Sigma A = 242.56 \text{ m}^2 \div (A = 198.74) (1.22)$       ㉔  $\Sigma A = 357.53 \text{ m}^2 \div (A = 298.12) (1.20)$
- ⑦  $\Sigma A = 85.61 \text{ m}^2 \div (A = 66.25) (1.29)$       ⑯  $\Sigma A = 144.92 \text{ m}^2 \div (A = 115.93) (1.25)$       ㉕  $\Sigma A = 204.24 \text{ m}^2 \div (A = 165.62) (1.23)$
- ⑧  $\Sigma A = 125.76 \text{ m}^2 \div (A = 99.37) (1.26)$       ⑰  $\Sigma A = 212.91 \text{ m}^2 \div (A = 173.90) (1.22)$       ㉖  $\Sigma A = 300.05 \text{ m}^2 \div (A = 248.48) (1.21)$
- ⑨  $\Sigma A = 165.92 \text{ m}^2 \div (A = 132.49) (1.25)$       ⑱  $\Sigma A = 280.88 \text{ m}^2 \div (A = 231.86) (1.21)$       ㉗  $\Sigma A = 395.85 \text{ m}^2 \div (A = 331.24) (1.19)$

# 大屋根の勾配と軒の出を考慮した建物 1～27タイプの2階単位床面積換算係数

大屋根の2階床面積換算荷重

軒の出  $l = 600$  (四辺共)

1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	① (2.5間×5.0間)	② (2.5間×7.5間)	③ (2.5間×10間)	④ (3.0間×5.0間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	⑤ (2.5間×5.0間)	⑥ (2.5間×7.5間)	⑦ (4.0間×5.0間)	⑧ (4.0間×7.5間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	⑨ (2.5間×10間)	⑩ (3.0間×5.0間)	⑪ (3.0間×7.5間)	⑫ (3.0間×10間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	⑬ (6.0間×5.0間)	⑭ (6.0間×7.5間)	⑮ (6.0間×10間)	⑯ (7.0間×5.0間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	⑰ (7.0間×7.5間)	⑱ (7.0間×10間)	⑲ (8.0間×5.0間)	⑳ (8.0間×7.5間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㉑ (8.0間×10間)	㉒ (8.0間×5.0間)	㉓ (8.0間×7.5間)	㉔ (9.0間×5.0間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㉕ (1.0間×10間)	㉖ (1.0間×5.0間)	㉗ (1.0間×7.5間)	㉘ (1.0間×10間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㉙ (1.0間×5.0間)	㉚ (1.0間×7.5間)	㉛ (1.0間×10間)	㉜ (1.0間×5.0間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㉝ (1.0間×7.5間)	㉞ (1.0間×10間)	㉟ (1.0間×5.0間)	㊱ (1.0間×7.5間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㊲ (1.0間×10間)	㊳ (1.0間×5.0間)	㊴ (1.0間×7.5間)	㊵ (1.0間×10間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㊶ (1.0間×5.0間)	㊷ (1.0間×7.5間)	㊸ (1.0間×10間)	㊹ (1.0間×5.0間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㊺ (1.0間×7.5間)	㊻ (1.0間×10間)	㊼ (1.0間×5.0間)	㊽ (1.0間×7.5間)
1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	㊾ (1.0間×10間)	㊿ (1.0間×5.0間)	㊿ (1.0間×7.5間)	㊿ (1.0間×10間)

$\Sigma A = \text{屋根全面積} \times \text{勾配割り増し係数 } \gamma = 1.12 \text{ (合)} \div A = 2 \text{ 階床面積} = (2 \text{ 階床面積換算係数})$

- ①  $\Sigma A = 66.33 \text{ m}^2 \div (A = 41.41) (1.60)$       ⑩  $\Sigma A = 118.82 \text{ m}^2 \div (A = 82.81) (1.43)$       ⑲  $\Sigma A = 181.81 \text{ m}^2 \div (A = 132.49) (1.37)$
- ②  $\Sigma A = 95.64 \text{ m}^2 \div (A = 62.19) (1.54)$       ⑪  $\Sigma A = 171.32 \text{ m}^2 \div (A = 124.21) (1.38)$       ⑳  $\Sigma A = 262.12 \text{ m}^2 \div (A = 198.74) (1.32)$
- ③  $\Sigma A = 124.94 \text{ m}^2 \div (A = 82.81) (1.51)$       ⑫  $\Sigma A = 223.80 \text{ m}^2 \div (A = 165.62) (1.35)$       ㉑  $\Sigma A = 342.43 \text{ m}^2 \div (A = 264.99) (1.29)$
- ④  $\Sigma A = 76.83 \text{ m}^2 \div (A = 49.69) (1.55)$       ⑬  $\Sigma A = 139.82 \text{ m}^2 \div (A = 99.37) (1.41)$       ㉒  $\Sigma A = 202.80 \text{ m}^2 \div (A = 149.06) (1.36)$
- ⑤  $\Sigma A = 110.77 \text{ m}^2 \div (A = 74.35) (1.49)$       ⑭  $\Sigma A = 201.58 \text{ m}^2 \div (A = 149.06) (1.35)$       ㉓  $\Sigma A = 292.39 \text{ m}^2 \div (A = 223.59) (1.31)$
- ⑥  $\Sigma A = 144.70 \text{ m}^2 \div (A = 99.37) (1.46)$       ⑮  $\Sigma A = 263.35 \text{ m}^2 \div (A = 198.74) (1.33)$       ㉔  $\Sigma A = 381.98 \text{ m}^2 \div (A = 298.12) (1.28)$
- ⑦  $\Sigma A = 97.82 \text{ m}^2 \div (A = 66.25) (1.48)$       ⑯  $\Sigma A = 160.81 \text{ m}^2 \div (A = 115.93) (1.39)$       ㉕  $\Sigma A = 223.80 \text{ m}^2 \div (A = 165.62) (1.35)$
- ⑧  $\Sigma A = 141.04 \text{ m}^2 \div (A = 99.37) (1.42)$       ⑰  $\Sigma A = 231.85 \text{ m}^2 \div (A = 173.90) (1.33)$       ㉖  $\Sigma A = 322.66 \text{ m}^2 \div (A = 248.48) (1.30)$
- ⑨  $\Sigma A = 184.25 \text{ m}^2 \div (A = 132.49) (1.39)$       ⑱  $\Sigma A = 302.89 \text{ m}^2 \div (A = 231.86) (1.31)$       ㉗  $\Sigma A = 421.52 \text{ m}^2 \div (A = 331.24) (1.27)$

# 大屋根の勾配と軒の出を考慮した建物 1～27タイプの2階単位床面積換算係数

大屋根の2階床面積換算荷重

軒の出  $l = 900$  (四辺共)

1階									
2階									
3階									
4階									
5階									
6階									
7階									
8階									
9階									
10階									

	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
①	5P×10P (2.5間×5.0間)	⑦ 8P×10P (4.0間×5.0間)	⑬ 12P×10P (6.0間×5.0間)	⑲ 16P×10P (8.0間×5.0間)	⑤⑤ 20P×10P (10間×5.0間)
②	5P×15P (2.5間×7.5間)	⑧ 8P×15P (4.0間×7.5間)	⑭ 12P×15P (6.0間×7.5間)	⑳ 16P×15P (8.0間×7.5間)	⑤⑥ 20P×15P (10間×7.5間)
③	5P×20P (2.5間×10間)	⑨ 8P×20P (4.0間×10間)	⑮ 12P×20P (6.0間×10間)	㉑ 16P×20P (8.0間×10間)	⑤⑦ 20P×20P (10間×10間)
④	6P×10P (3.0間×5.0間)	⑩ 10P×10P (5.0間×5.0間)	⑯ 14P×10P (7.0間×5.0間)	㉒ 18P×10P (9.0間×5.0間)	
⑤	6P×15P (3.0間×7.5間)	⑪ 10P×15P (5.0間×7.5間)	⑰ 14P×15P (7.0間×7.5間)	㉓ 18P×15P (9.0間×7.5間)	
⑥	6P×20P (3.0間×10間)	⑫ 10P×20P (5.0間×10間)	⑱ 14P×20P (7.0間×10間)	㉔ 18P×20P (9.0間×10間)	

$\Sigma A =$  屋根全面積 (勾配割り増し係数  $\gamma = 1.12$  合)  $\div A = 2$  階床面積 = (2階床面積換算係数)

①	$\Sigma A = 77.52\text{m}^2 \div (A = 41.41)$ (1. 87)	⑩	$\Sigma A = 133.06\text{m}^2 \div (A = 82.81)$ (1. 61)	⑱	$\Sigma A = 199.72\text{m}^2 \div (A = 132.49)$ (1. 51)
②	$\Sigma A = 109.88\text{m}^2 \div (A = 62.19)$ (1. 77)	⑪	$\Sigma A = 188.61\text{m}^2 \div (A = 124.21)$ (1. 52)	㉒	$\Sigma A = 283.09\text{m}^2 \div (A = 198.74)$ (1. 42)
③	$\Sigma A = 142.24\text{m}^2 \div (A = 82.81)$ (1. 72)	⑫	$\Sigma A = 244.16\text{m}^2 \div (A = 165.62)$ (1. 47)	㉓	$\Sigma A = 366.46\text{m}^2 \div (A = 264.99)$ (1. 38)
④	$\Sigma A = 88.63\text{m}^2 \div (A = 49.69)$ (1. 78)	⑬	$\Sigma A = 155.28\text{m}^2 \div (A = 99.37)$ (1. 56)	㉔	$\Sigma A = 221.94\text{m}^2 \div (A = 149.06)$ (1. 49)
⑤	$\Sigma A = 125.62\text{m}^2 \div (A = 74.35)$ (1. 69)	⑭	$\Sigma A = 220.10\text{m}^2 \div (A = 149.06)$ (1. 47)	㉕	$\Sigma A = 314.59\text{m}^2 \div (A = 223.59)$ (1. 41)
⑥	$\Sigma A = 162.62\text{m}^2 \div (A = 99.37)$ (1. 63)	⑮	$\Sigma A = 284.93\text{m}^2 \div (A = 198.74)$ (1. 43)	㉖	$\Sigma A = 407.23\text{m}^2 \div (A = 298.12)$ (1. 36)
⑦	$\Sigma A = 110.85\text{m}^2 \div (A = 66.25)$ (1. 67)	⑯	$\Sigma A = 177.50\text{m}^2 \div (A = 115.93)$ (1. 53)	㉗	$\Sigma A = 244.16\text{m}^2 \div (A = 165.62)$ (1. 47)
⑧	$\Sigma A = 157.12\text{m}^2 \div (A = 99.37)$ (1. 58)	⑰	$\Sigma A = 251.60\text{m}^2 \div (A = 173.90)$ (1. 45)	㉘	$\Sigma A = 346.08\text{m}^2 \div (A = 248.48)$ (1. 39)
⑨	$\Sigma A = 203.39\text{m}^2 \div (A = 132.49)$ (1. 54)	⑱	$\Sigma A = 325.70\text{m}^2 \div (A = 231.86)$ (1. 40)	㉙	$\Sigma A = 448.00\text{m}^2 \div (A = 331.24)$ (1. 35)

## 7. 2 外壁荷重

外壁の開口を考慮した床面積換算算出係数 (1)

軽い外壁 (サイディング等) の場合 1階階高2.80m 2階階高2.70m

間口×奥行 (比)	開口率		
	30%	40%	50%
[1] 2.5×5.0 (1:2)	1.39	1.24	1.09
[2] 2.5×7.5 (1:3)	1.24	1.1	0.97
[3] 2.5×10.0 (1:4)	1.16	1.04	0.91
[4] 3.0×5.0 (1:1.67)	1.24	1.1	0.97
[5] 3.0×7.5 (1:2.5)	1.08	0.97	0.85
[6] 3.0×10.0 (1:3.33)	1.01	0.9	0.79
[7] 4.0×5.0 (1:1.25)	1.05	0.93	0.82
[8] 4.0×7.5 (1:1.88)	0.89	0.79	0.7
[9] 4.0×10.0 (1:2.5)	0.81	0.73	0.64
[10] 5.0×5.0 (1:1)	0.93	0.83	0.73
[11] 5.0×7.5 (1:1.5)	0.77	0.69	0.61
[12] 5.0×10.0 (1:2)	0.7	0.62	0.55
[13] 6.0×5.0 (1.2:1)	0.85	0.76	0.67
[14] 6.0×7.5 (1:1.25)	0.7	0.62	0.55
[15] 6.0×10.0 (1:1.67)	0.62	0.55	0.49
[16] 7.0×5.0 (1.4:1)	0.8	0.71	0.62
[17] 7.0×7.5 (1:1.07)	0.64	0.57	0.5
[18] 7.0×10.0 (1:1.43)	0.56	0.5	0.44
[19] 8.0×5.0 (1.6:1)	0.75	0.67	0.59
[20] 8.0×7.5 (1.07:1)	0.6	0.53	0.47
[21] 8.0×10.0 (1:1.25)	0.52	0.46	0.41
[22] 9.0×5.0 (1.8:1)	0.72	0.64	0.57
[23] 9.0×7.5 (1.2:1)	0.57	0.51	0.45
[24] 9.0×10.0 (1:1.11)	0.49	0.44	0.38
[25] 10.0×5.0(2:1)	0.7	0.62	0.55
[26] 10.0×7.5 (1.33:1)	0.54	0.48	0.42
[27] 10.0×10.0 (1:1)	0.46	0.41	0.36

外壁荷重の算出法 軽い外壁 55kg/m<sup>2</sup> 開口部 10kg/m<sup>2</sup>

算出対象建物の立面図等により、開口率が 30% 40% 50% のそれぞれどれに該当するか判断しその係数に単位重量 (軽い外壁なので55kg/m<sup>2</sup>) を掛けて単位荷重を算出し、各階床面積を掛け算出する。

$$\therefore 2階外壁荷重 = 仕様単位重量 \times 算出係数 \times 2階床面積 \times 1/2$$

$$\therefore 1階外壁荷重 = 仕様単位重量 \times 算出係数 \times 1階床面積 \times 1/2 + (2階外壁荷重 \times 2)$$

外壁の開口を考慮した床面積換算算出係数（2）

普通外壁（ラスモルタル等）の場合 1階階高2.80m 2階階高2.70m

間口×奥行（比）	開口率		
	30%	40%	50%
〔1〕 2.5×5.0 (1:2)	1.35	1.19	1.03
〔2〕 2.5×7.5 (1:3)	1.2	1.06	0.91
〔3〕 2.5×10.0 (1:4)	1.13	0.99	0.86
〔4〕 3.0×5.0 (1:1.67)	1.2	1.06	0.91
〔5〕 3.0×7.5 (1:2.5)	1.05	0.93	0.8
〔6〕 3.0×10.0 (1:3.33)	0.98	0.86	0.74
〔7〕 4.0×5.0 (1:1.25)	1.02	0.89	0.77
〔8〕 4.0×7.5 (1:1.88)	0.87	0.76	0.66
〔9〕 4.0×10.0 (1:2.5)	0.79	0.69	0.6
〔10〕 5.0×5.0 (1:1)	0.9	0.79	0.68
〔11〕 5.0×7.5 (1:1.5)	0.75	0.66	0.57
〔12〕 5.0×10.0 (1:2)	0.68	0.6	0.51
〔13〕 6.0×5.0 (1.2:1)	0.83	0.73	0.63
〔14〕 6.0×7.5 (1:1.25)	0.68	0.59	0.51
〔15〕 6.0×10.0 (1:1.67)	0.6	0.53	0.46
〔16〕 7.0×5.0 (1.4:1)	0.77	0.68	0.59
〔17〕 7.0×7.5 (1:1.07)	0.62	0.55	0.47
〔18〕 7.0×10.0 (1:1.43)	0.55	0.48	0.42
〔19〕 8.0×5.0 (1.6:1)	0.73	0.64	0.56
〔20〕 8.0×7.5 (1.07:1)	0.58	0.51	0.44
〔21〕 8.0×10.0 (1:1.25)	0.51	0.45	0.38
〔22〕 9.0×5.0 (1.8:1)	0.7	0.62	0.53
〔23〕 9.0×7.5 (1.2:1)	0.55	0.48	0.42
〔24〕 9.0×10.0 (1:1.11)	0.48	0.42	0.36
〔25〕 10.0×5.0(2:1)	0.68	0.6	0.51
〔26〕 10.0×7.5 (1.33:1)	0.53	0.46	0.4
〔27〕 10.0×10.0 (1:1)	0.45	0.4	0.34

外壁荷重の算出法 普通外壁 90kg/m<sup>2</sup> 開口部 10kg/m<sup>2</sup>

算出対象建物の立面図等により、開口率が 30% 40% 50% のそれぞれどれに該当するか判断しその係数に単位重量（普通外壁なので90kg/m<sup>2</sup>）を掛けて単位荷重を算出し、各階床面積を掛け算出する。

∴ 2階外壁荷重＝仕様単位重量×算出係数×2階床面積×1/2

∴ 1階外壁荷重＝仕様単位重量×算出係数×1階床面積×1/2+（2階外壁荷重×2）



外壁の開口を考慮した床面積換算算出係数（3）

重い外壁（土塗り壁等）の場合

1階階高2.80m

2階階高2.70m

間口×奥行き（比）	開口率		
	30%	40%	50%
〔1〕 2.5×5.0 (1:2)	1.33	1.16	0.99
〔2〕 2.5×7.5 (1:3)	1.18	1.03	0.88
〔3〕 2.5×10.0 (1:4)	1.11	0.97	0.82
〔4〕 3.0×5.0 (1:1.67)	1.18	1.03	0.88
〔5〕 3.0×7.5 (1:2.5)	1.04	0.9	0.77
〔6〕 3.0×10.0 (1:3.33)	0.96	0.84	0.71
〔7〕 4.0×5.0 (1:1.25)	1	0.87	0.74
〔8〕 4.0×7.5 (1:1.88)	0.85	0.74	0.63
〔9〕 4.0×10.0 (1:2.5)	0.78	0.68	0.58
〔10〕 5.0×5.0 (1:1)	0.89	0.77	0.66
〔11〕 5.0×7.5 (1:1.5)	0.74	0.64	0.55
〔12〕 5.0×10.0 (1:2)	0.67	0.58	0.49
〔13〕 6.0×5.0 (1.2:1)	0.81	0.71	0.6
〔14〕 6.0×7.5 (1:1.25)	0.67	0.58	0.49
〔15〕 6.0×10.0 (1:1.67)	0.59	0.52	0.44
〔16〕 7.0×5.0 (1.4:1)	0.76	0.66	0.56
〔17〕 7.0×7.5 (1:1.07)	0.61	0.53	0.45
〔18〕 7.0×10.0 (1:1.43)	0.54	0.47	0.4
〔19〕 8.0×5.0 (1.6:1)	0.72	0.63	0.53
〔20〕 8.0×7.5 (1.07:1)	0.57	0.5	0.42
〔21〕 8.0×10.0 (1:1.25)	0.5	0.43	0.37
〔22〕 9.0×5.0 (1.8:1)	0.69	0.6	0.51
〔23〕 9.0×7.5 (1.2:1)	0.54	0.47	0.4
〔24〕 9.0×10.0 (1:1.11)	0.47	0.41	0.35
〔25〕 10.0×5.0(2:1)	0.67	0.58	0.49
〔26〕 10.0×7.5 (1.33:1)	0.52	0.45	0.38
〔27〕 10.0×10.0 (1:1)	0.44	0.39	0.33

外壁荷重の算出法

重い外壁 126kg/m<sup>2</sup>

開口部 10kg/m<sup>2</sup>

算出対象建物の立面図等により、開口率が 30% 40% 50% のそれぞれどれに該当するか判断しその係数に単位重量（重い外壁なので126kg/m<sup>2</sup>）を掛けて単位荷重を算出し、各階床面積を掛け算出する。

$$\therefore \text{2階外壁荷重} = \text{仕様単位重量} \times \text{算出係数} \times \text{2階床面積} \times 1/2$$

$$\therefore \text{1階外壁荷重} = \text{仕様単位重量} \times \text{算出係数} \times \text{1階床面積} \times 1/2 + (\text{2階外壁荷重} \times 2)$$

外壁面の床面積換算係数 (平均各階高  $h = 2.8\text{m}$ 程度として)

半間 = 1P (0.91m) 1間 = 2P (1.82m)

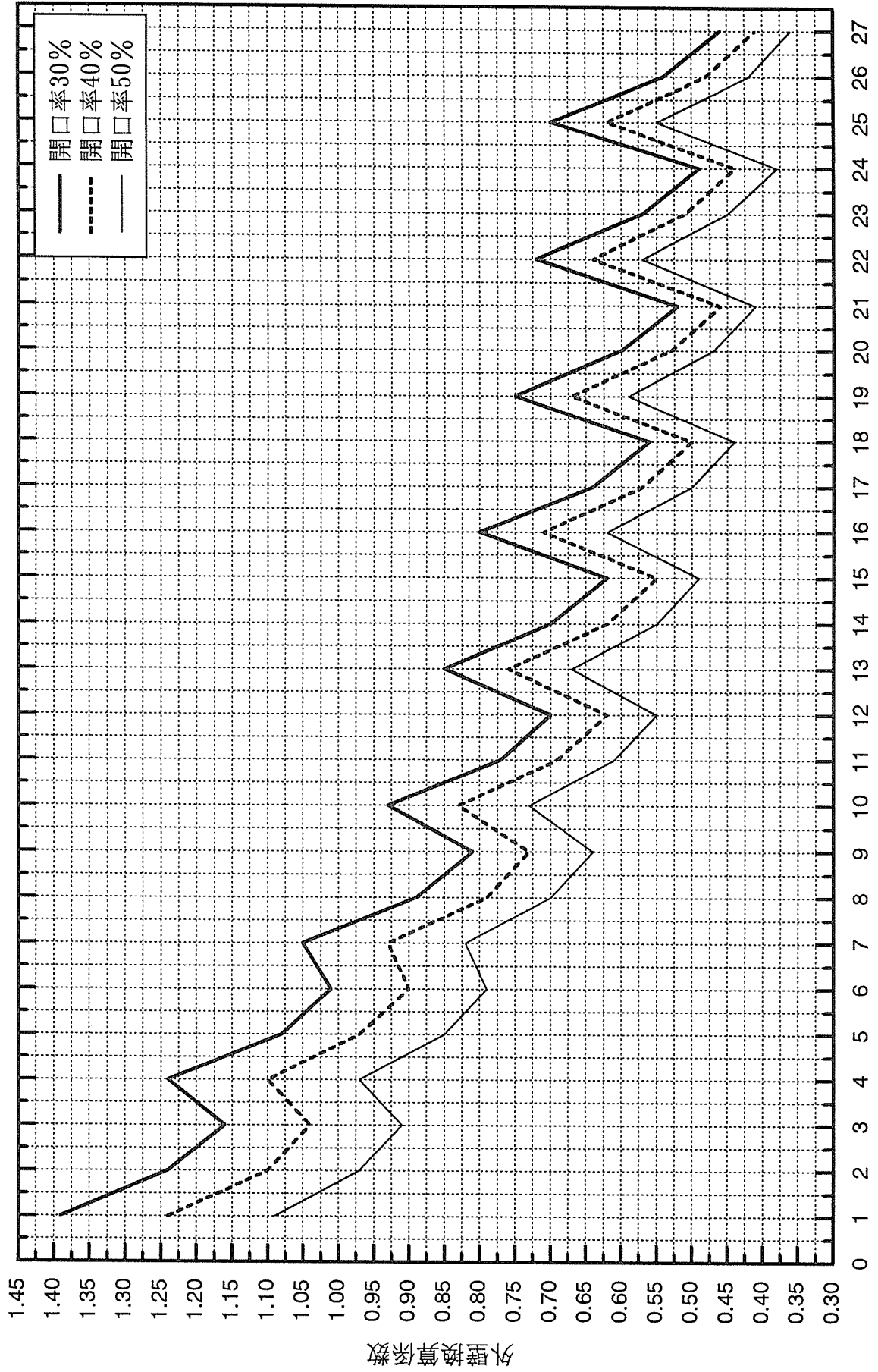
	1間	2間	3間	4間	5間	6間	7間	8間	9間	10間
1間										
2間										
3間										
4間										
5間										
6間										
7間										
8間										
9間										
10間										

	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
①	5P×10P (2.5間×5.0間)	8P×10P (4.0間×5.0間)	12P×10P (6.0間×5.0間)	16P×10P (8.0間×5.0間)	20P×10P (10間×5.0間)
②	5P×15P (2.5間×7.5間)	8P×15P (4.0間×7.5間)	12P×15P (6.0間×7.5間)	16P×15P (8.0間×7.5間)	20P×15P (10間×7.5間)
③	5P×20P (2.5間×10間)	8P×20P (4.0間×10間)	12P×20P (6.0間×10間)	16P×20P (8.0間×10間)	20P×20P (10間×10間)
④	6P×10P (3.0間×5.0間)	10P×10P (5.0間×5.0間)	14P×10P (7.0間×5.0間)	18P×10P (9.0間×5.0間)	22P×10P (11間×5.0間)
⑤	6P×15P (3.0間×7.5間)	10P×15P (5.0間×7.5間)	14P×15P (7.0間×7.5間)	18P×15P (9.0間×7.5間)	22P×15P (11間×7.5間)
⑥	6P×20P (3.0間×10間)	10P×20P (5.0間×10間)	14P×20P (7.0間×10間)	18P×20P (9.0間×10間)	22P×20P (11間×10間)

外壁面積A÷床面積(ΣA) = (外壁面の床面積換算係数) 外壁面積A = 外壁長(ΣL) × h h = 2.8m

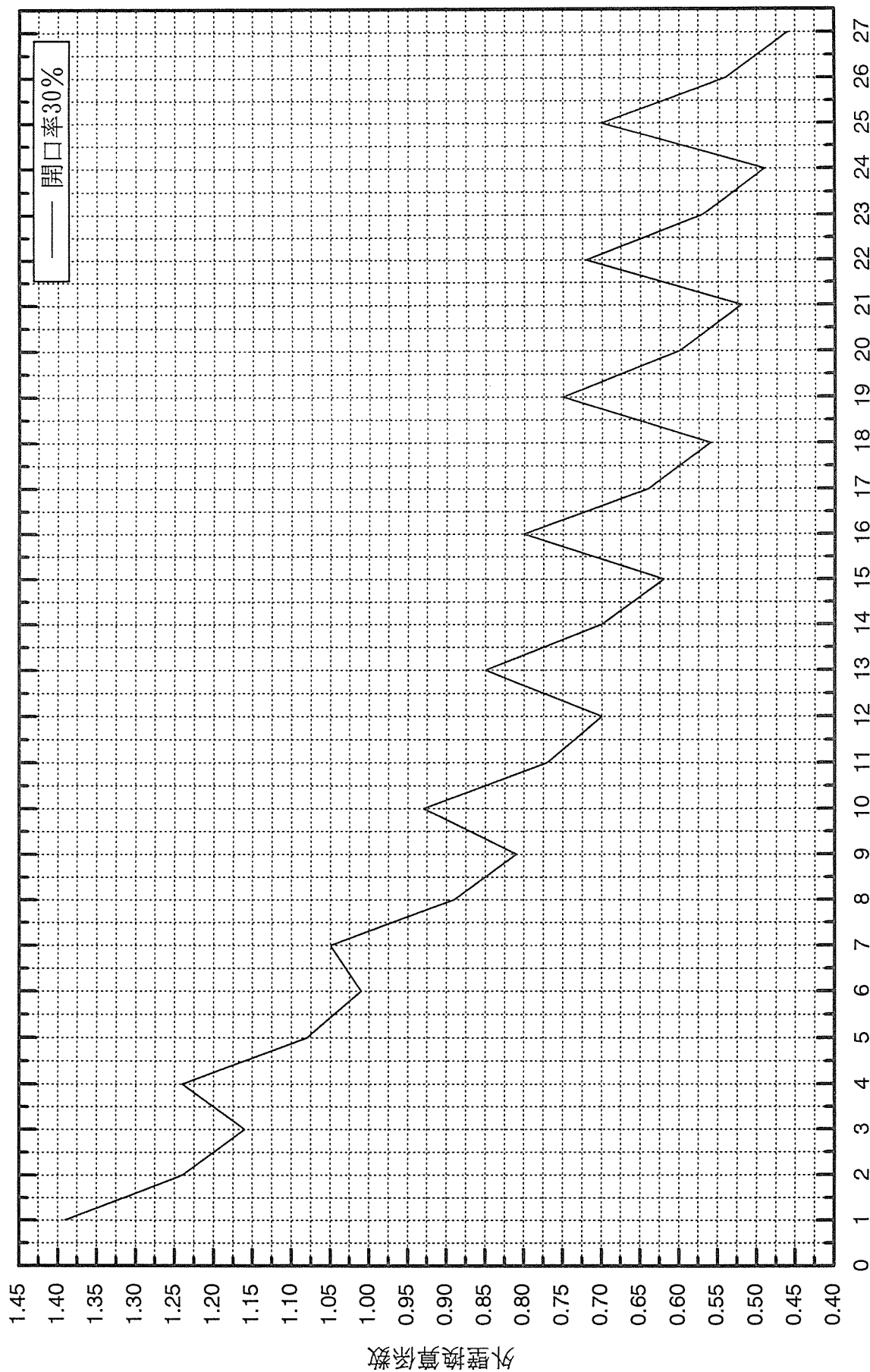
①	外壁面積A = 76.44㎡ (外壁長ΣL = 27.30m)	ΣA = 41.41㎡ (1.84)	⑩	外壁面積A = 101.92㎡ (外壁長ΣL = 36.40m)	ΣA = 82.81㎡ (1.23)	⑲	外壁面積A = 132.49㎡ (外壁長ΣL = 47.32m)	ΣA = 132.49㎡ (1.00)
②	外壁面積A = 101.92㎡ (外壁長ΣL = 36.40m)	ΣA = 62.11㎡ (1.64)	⑪	外壁面積A = 127.40㎡ (外壁長ΣL = 45.50m)	ΣA = 124.21㎡ (1.03)	⑳	外壁面積A = 157.97㎡ (外壁長ΣL = 56.42m)	ΣA = 198.74㎡ (0.79)
③	外壁面積A = 127.40㎡ (外壁長ΣL = 45.50m)	ΣA = 82.81㎡ (1.54)	⑫	外壁面積A = 152.88㎡ (外壁長ΣL = 54.60m)	ΣA = 165.62㎡ (0.92)	㉑	外壁面積A = 183.45㎡ (外壁長ΣL = 65.52m)	ΣA = 264.99㎡ (0.69)
④	外壁面積A = 81.53㎡ (外壁長ΣL = 29.12m)	ΣA = 49.69㎡ (1.64)	⑬	外壁面積A = 112.11㎡ (外壁長ΣL = 40.04m)	ΣA = 99.37㎡ (1.13)	㉒	外壁面積A = 142.69㎡ (外壁長ΣL = 50.96m)	ΣA = 149.06㎡ (0.96)
⑤	外壁面積A = 107.01㎡ (外壁長ΣL = 38.22m)	ΣA = 74.53㎡ (1.43)	⑭	外壁面積A = 137.59㎡ (外壁長ΣL = 49.14m)	ΣA = 149.06㎡ (0.92)	㉓	外壁面積A = 168.17㎡ (外壁長ΣL = 60.06m)	ΣA = 223.59㎡ (0.75)
⑥	外壁面積A = 132.49㎡ (外壁長ΣL = 47.32m)	ΣA = 99.37㎡ (1.33)	⑮	外壁面積A = 163.07㎡ (外壁長ΣL = 58.24m)	ΣA = 198.74㎡ (0.82)	㉔	外壁面積A = 193.65㎡ (外壁長ΣL = 69.16m)	ΣA = 298.12㎡ (0.65)
⑦	外壁面積A = 91.72㎡ (外壁長ΣL = 32.76m)	ΣA = 66.25㎡ (1.38)	⑯	外壁面積A = 122.30㎡ (外壁長ΣL = 43.68m)	ΣA = 115.93㎡ (1.05)	㉕	外壁面積A = 152.88㎡ (外壁長ΣL = 54.60m)	ΣA = 165.62㎡ (0.92)
⑧	外壁面積A = 117.21㎡ (外壁長ΣL = 41.86m)	ΣA = 99.37㎡ (1.18)	⑰	外壁面積A = 147.78㎡ (外壁長ΣL = 52.78m)	ΣA = 173.90㎡ (0.35)	㉖	外壁面積A = 178.36㎡ (外壁長ΣL = 63.70m)	ΣA = 248.43㎡ (0.72)
⑨	外壁面積A = 142.69㎡ (外壁長ΣL = 50.96m)	ΣA = 132.49㎡ (1.08)	⑱	外壁面積A = 173.26㎡ (外壁長ΣL = 61.88m)	ΣA = 231.86㎡ (0.75)	㉗	外壁面積A = 203.84㎡ (外壁長ΣL = 72.80m)	ΣA = 331.24㎡ (0.62)

各開口率時の外壁換算係数〔軽い仕様（サイディング等）〕



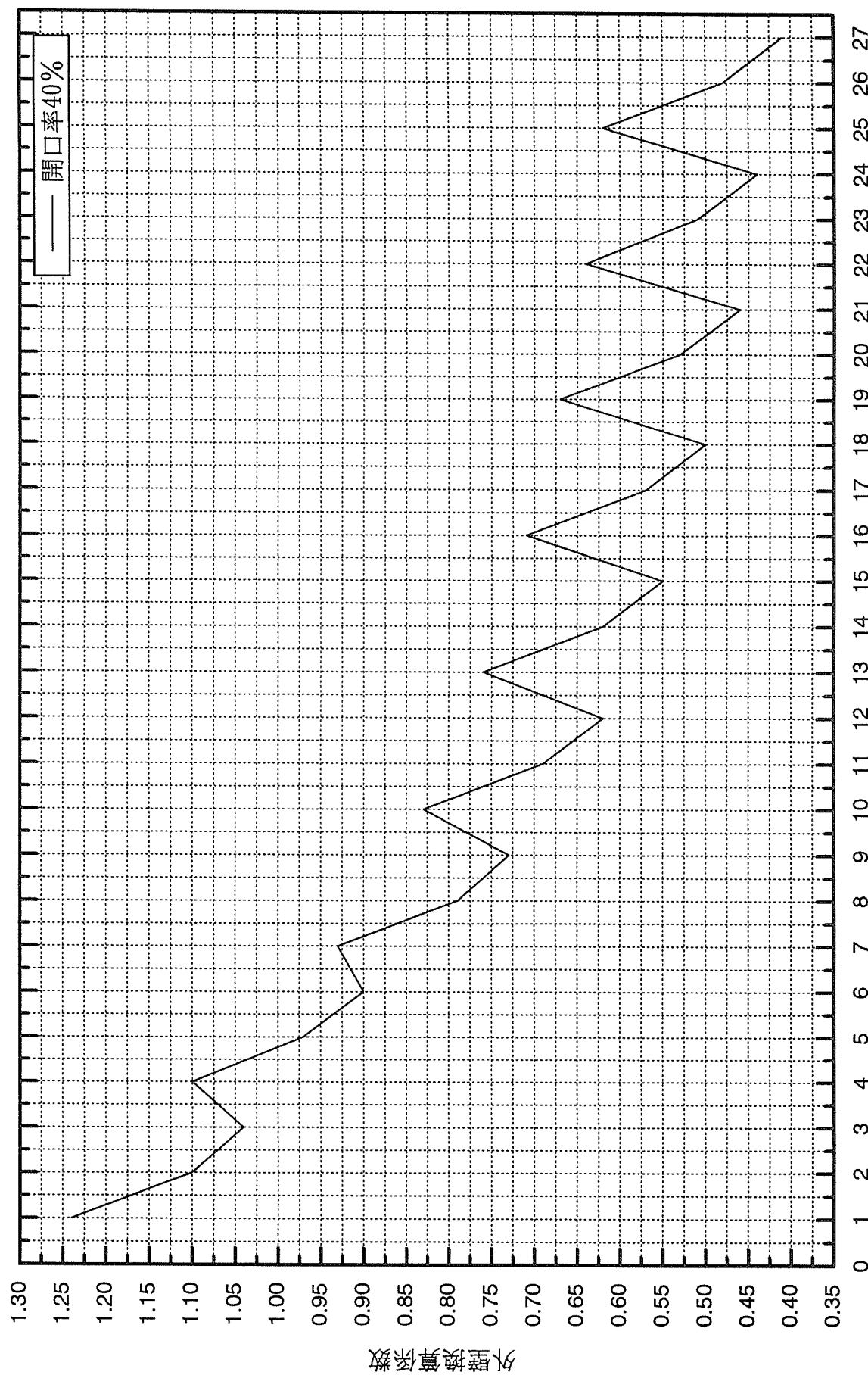
間口・奥行比タイプ番号

開口率30%時の外壁換算係数〔軽い仕様（サイディング等）〕



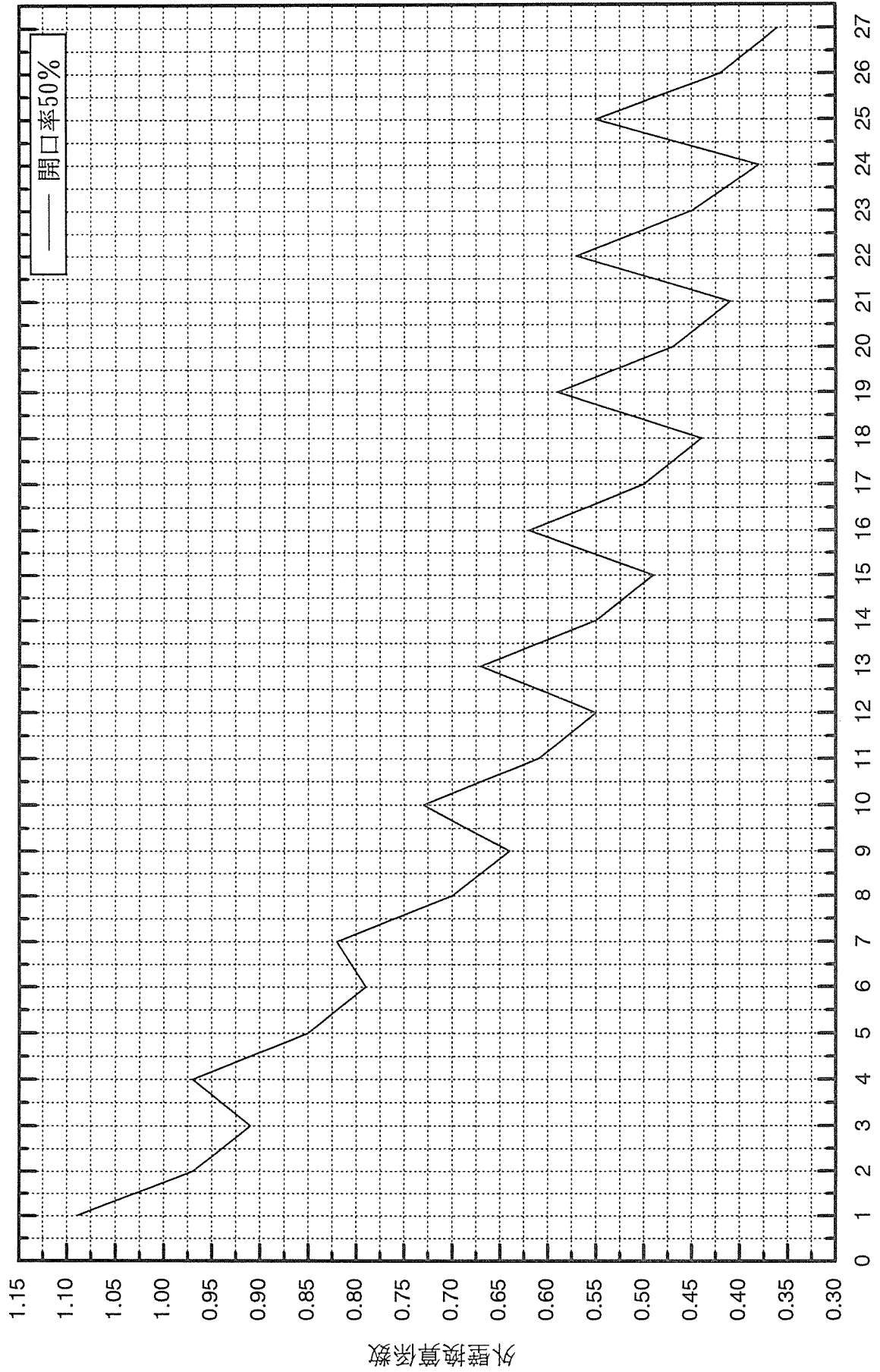
間口・奥行き比タイプ番号

開口率40%時の外壁換算係数〔軽い仕様（サイディング等）〕



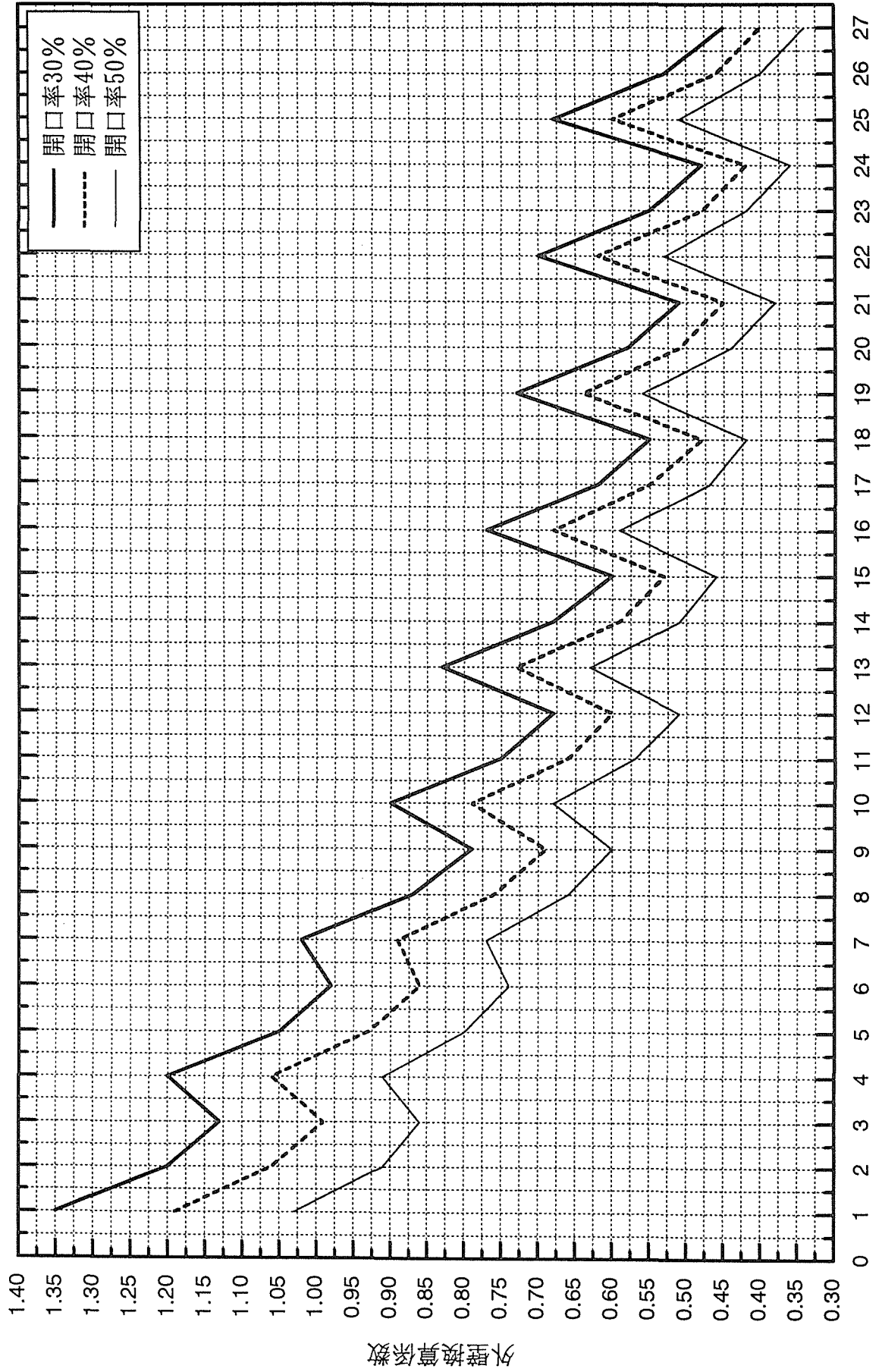
間口・奥行き比タイプ番号

開口率50%時の外壁換算係数〔軽い仕様（サイディング等）〕



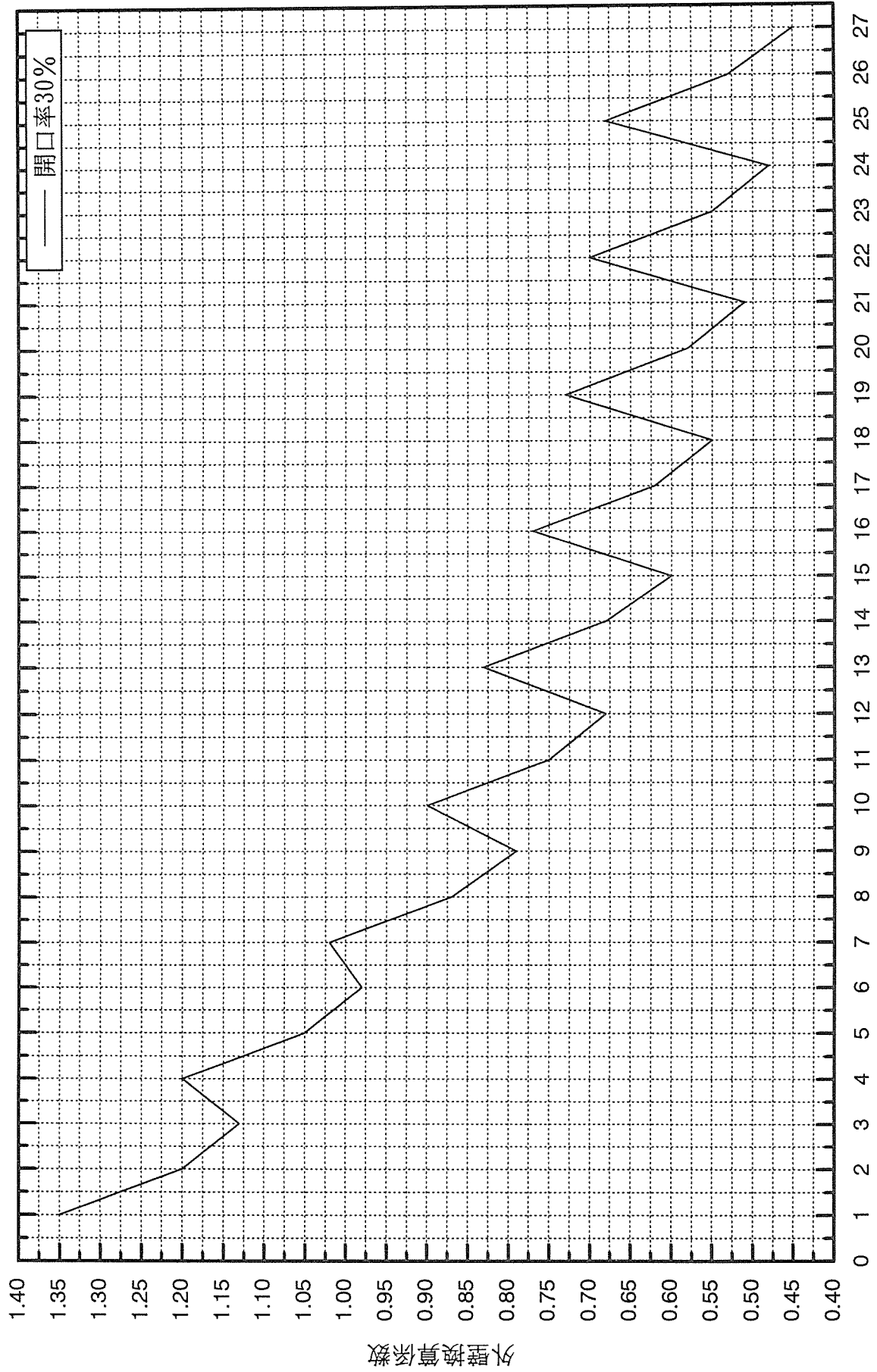
開口・奥行き比タイプ番号

各開口率時の外壁換算係数〔普通仕様（ラスモルタル等）〕



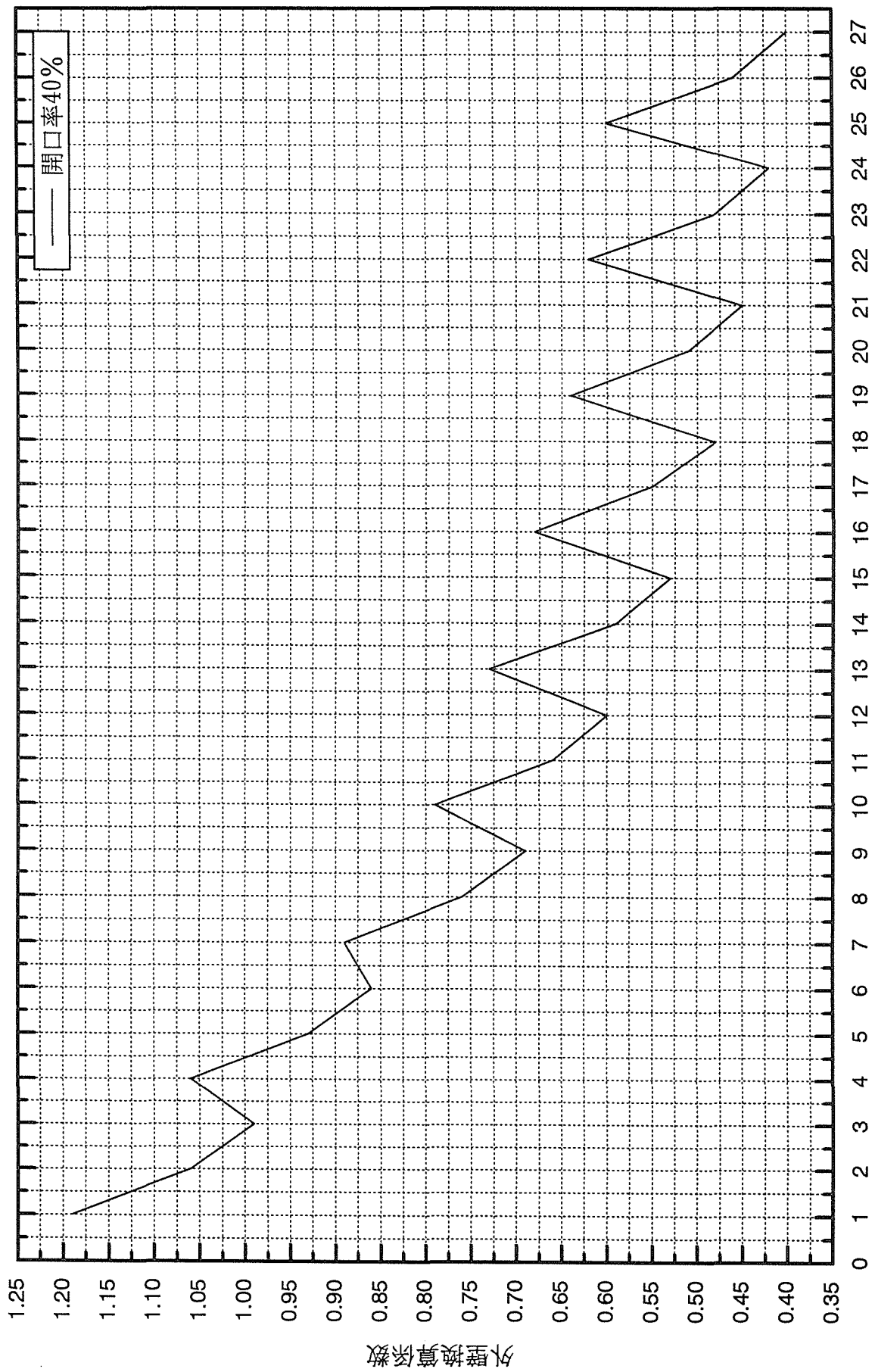
間口・奥行き比タイプ番号

開口率30%時の外壁換算係数〔普通仕様（ラスモルタル等）〕



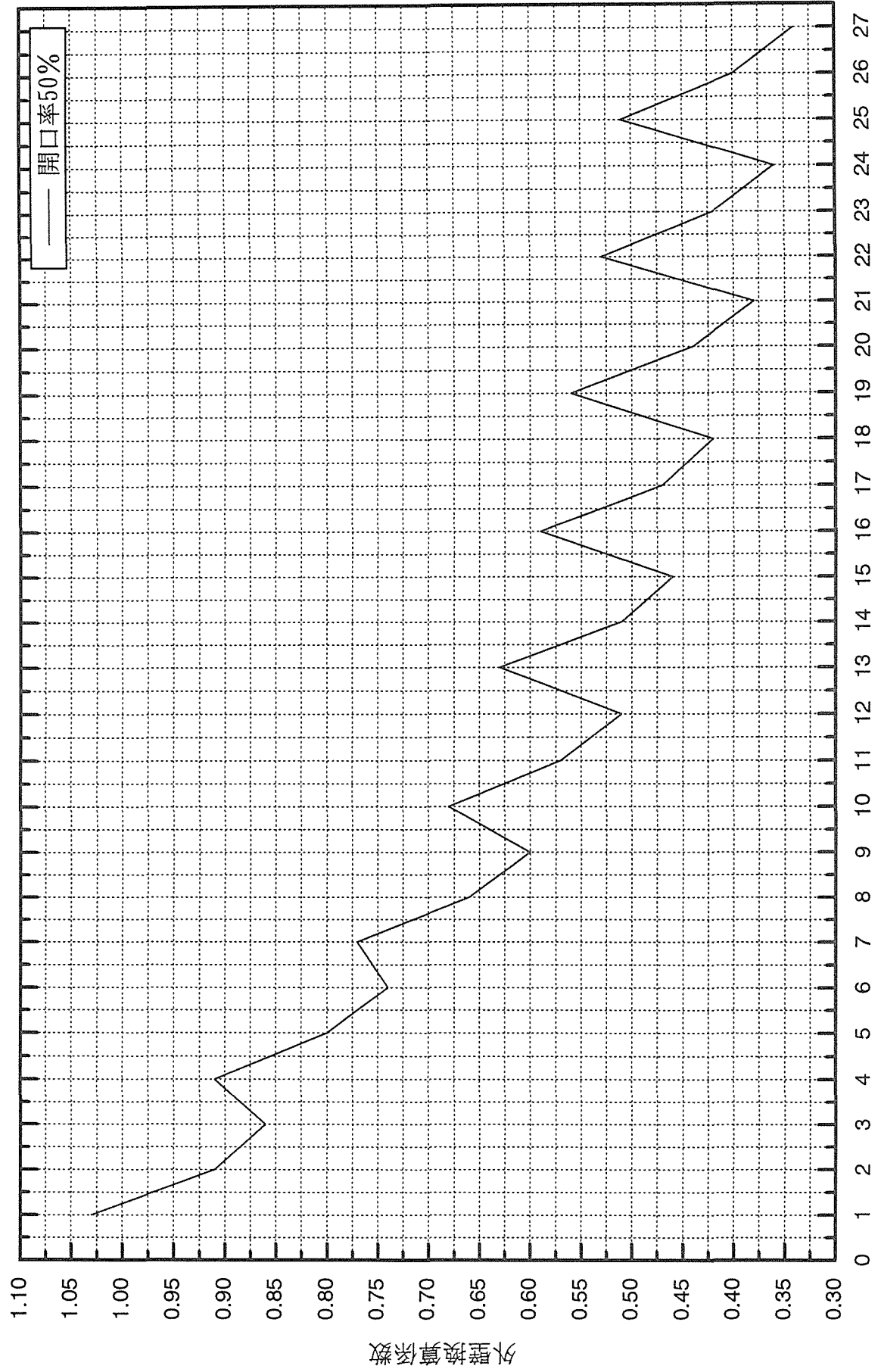


開口率40%時の外壁換算係数〔普通仕様（ラスモルタル等）〕



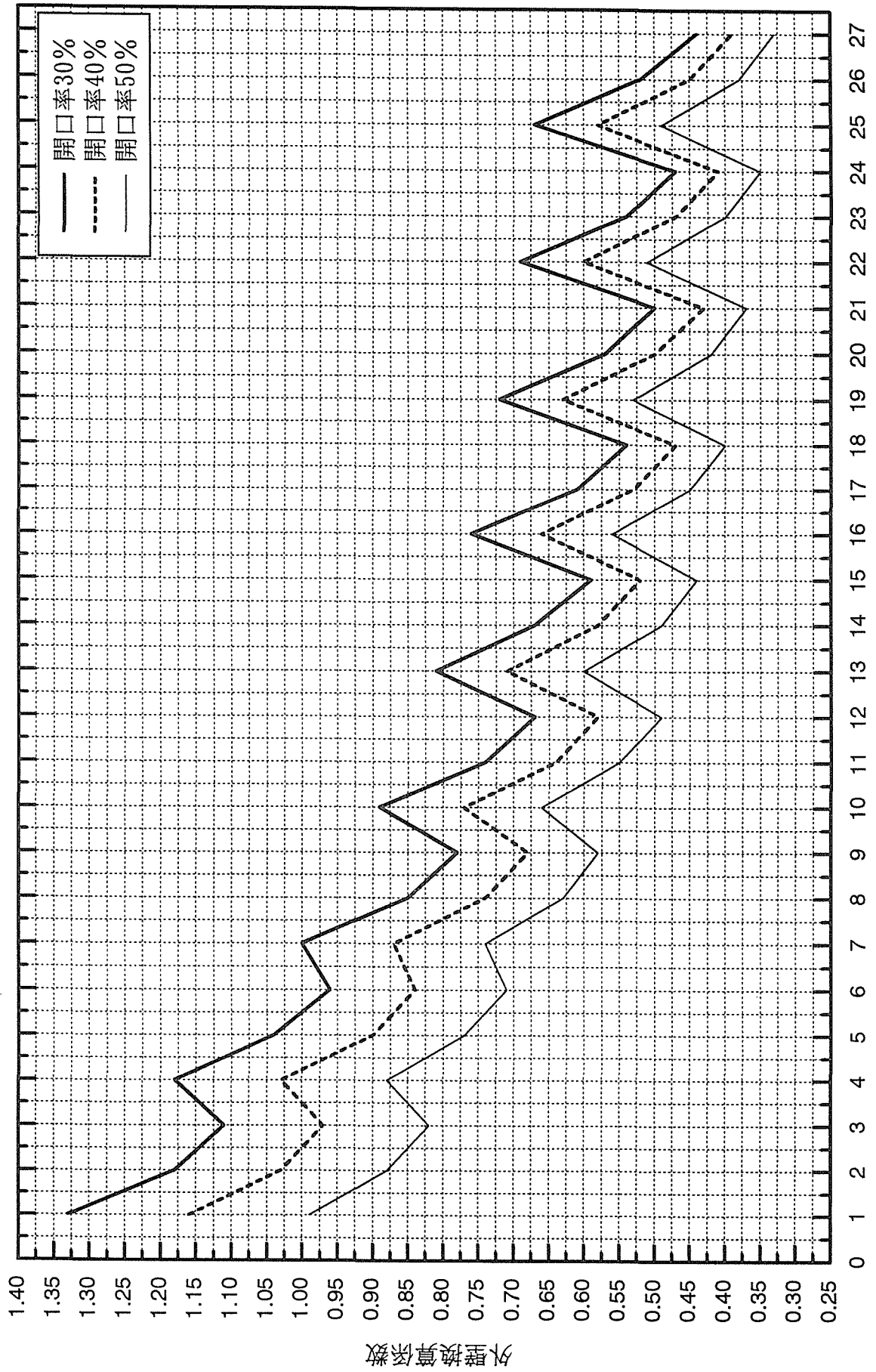
間口・奥行き比タイプ番号

開口率50%時の外壁換算係数〔普通仕様（ラスモルタル等）〕



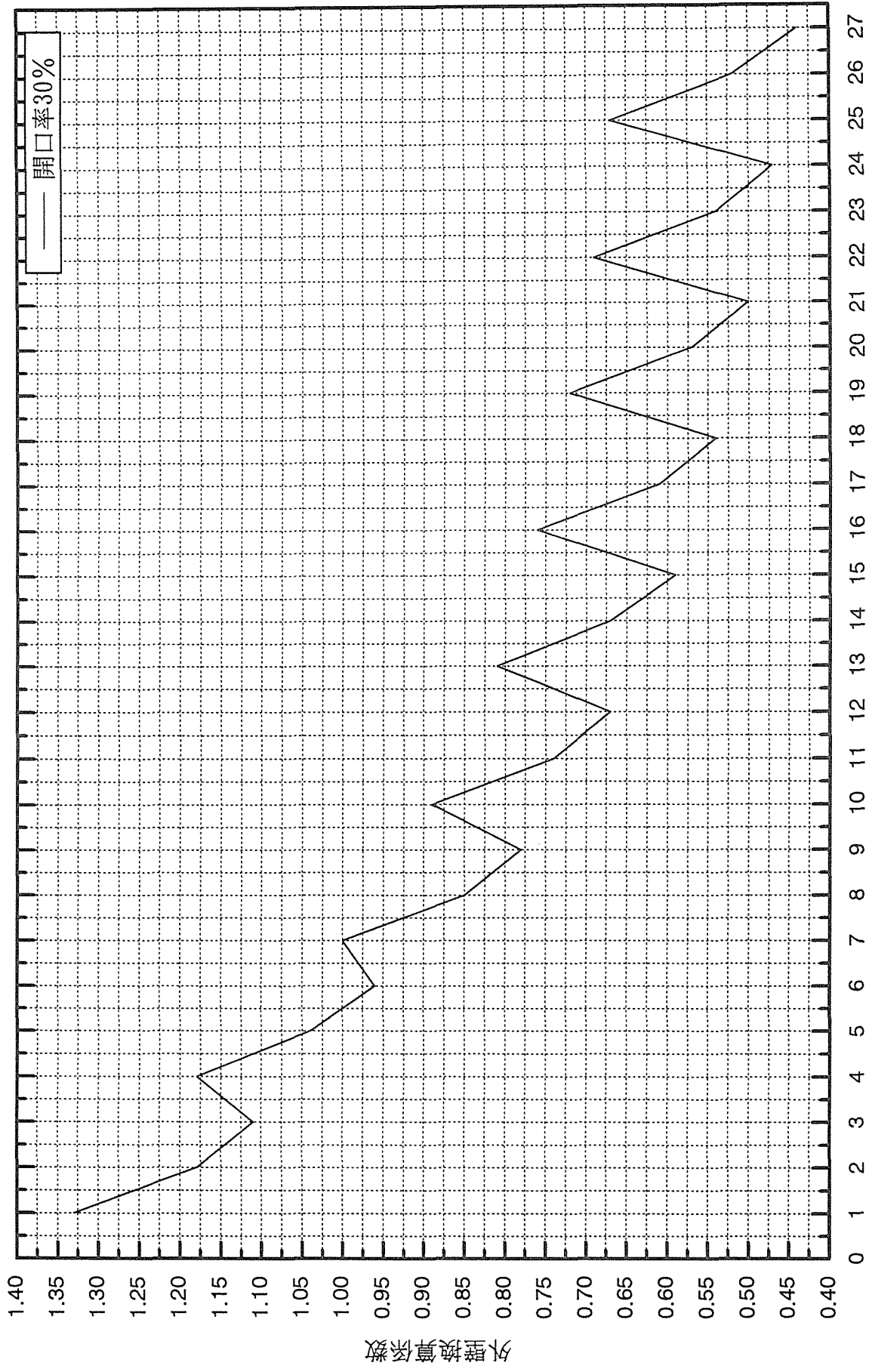
問口・奥行き比タイプ番号

各開口率時の外壁換算係数〔重い仕様（土塗壁等）〕



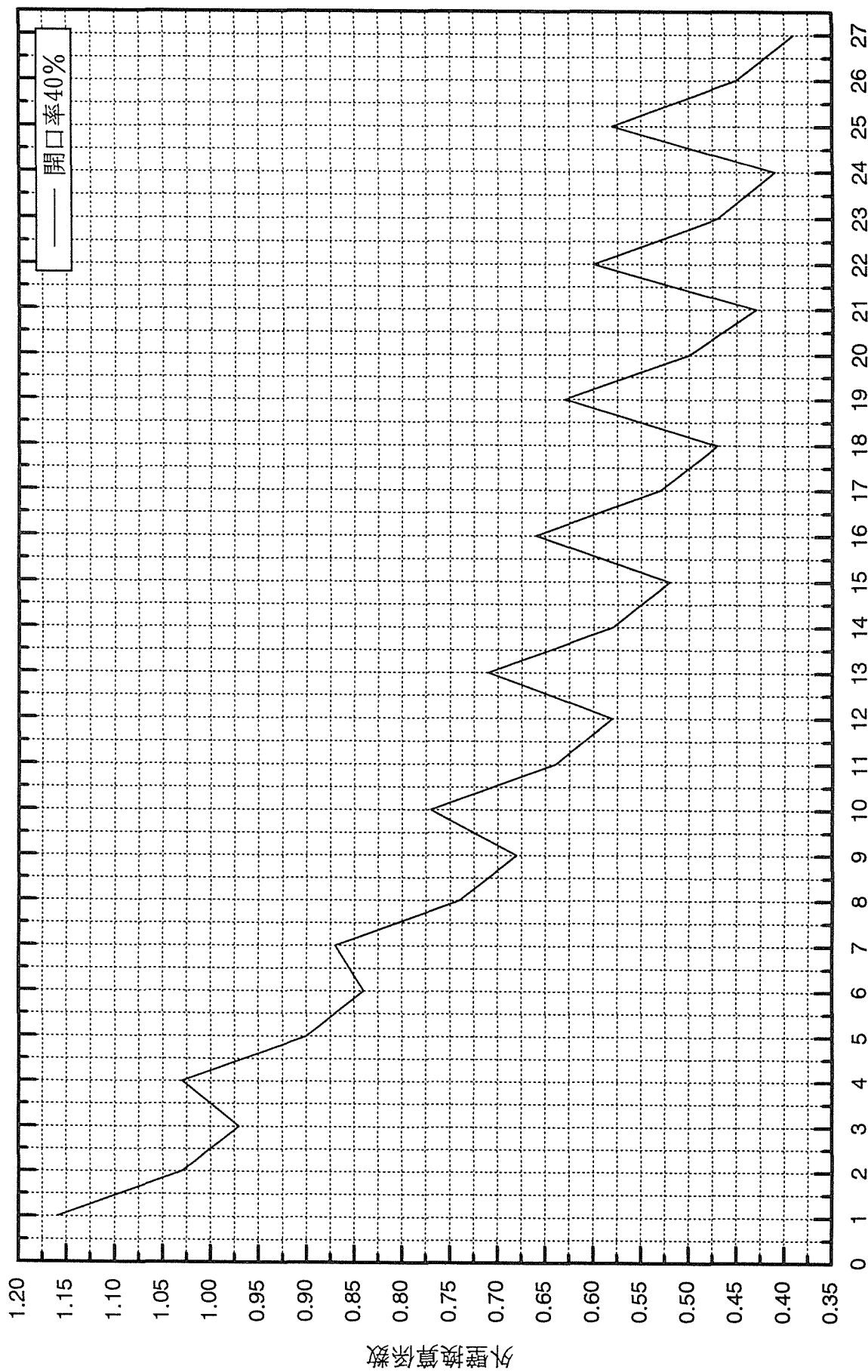
間口・奥行比タイプ番号

開口率30%時の外壁換算係数〔重い仕様（土塗壁等）〕



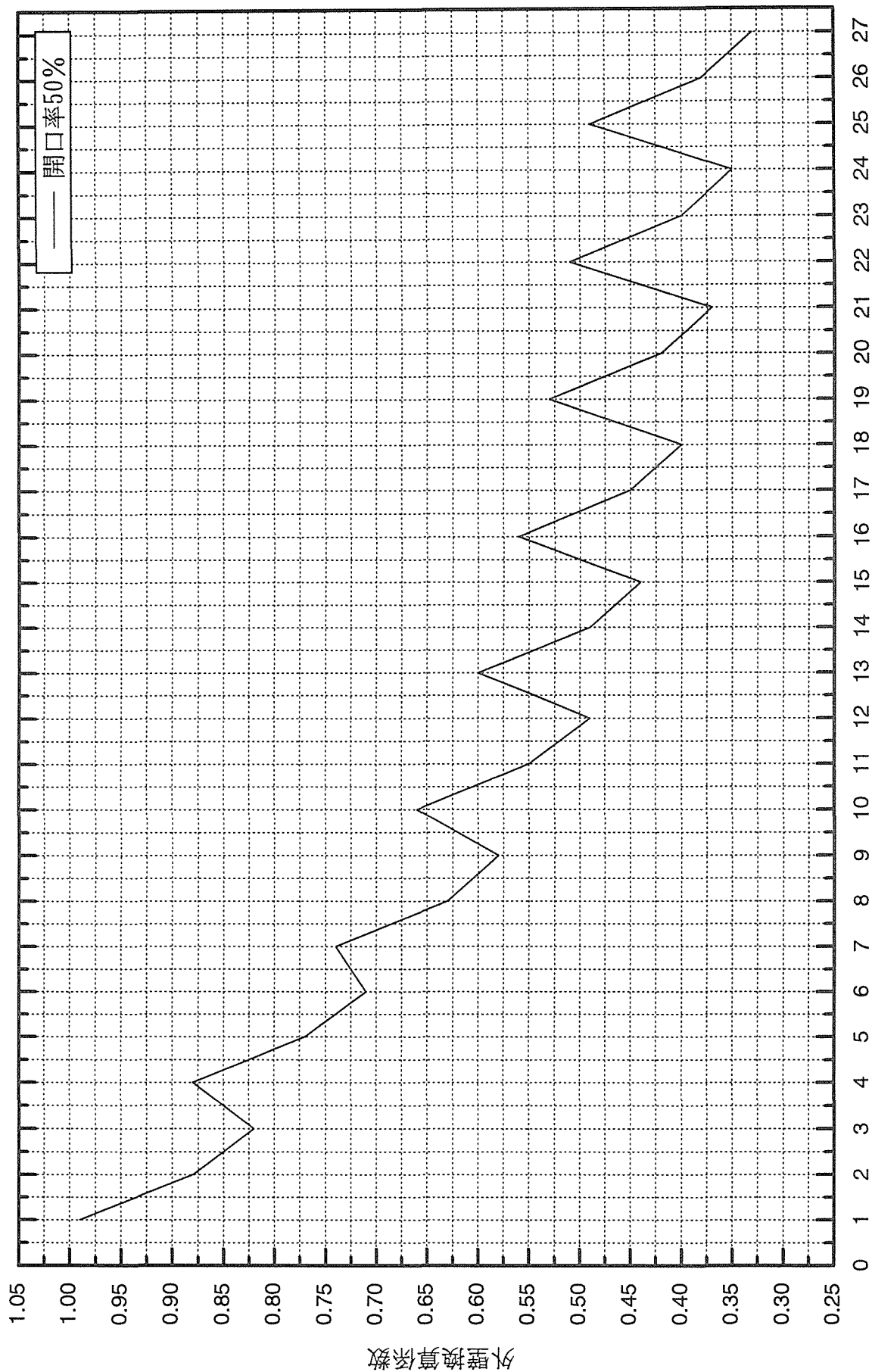
間口・奥行き比タイプ番号

開口率40%時の外壁換算係数〔重い仕様（土塗り壁等）〕



間口・奥行き比タイプ番号

開口率50%時の外壁換算係数〔重い仕様（土塗り壁等）〕



開口・奥行き比タイプ番号

### 7.3 内壁荷重

内壁の間仕切り壁長と開口を考慮した床面積換算算出係数(1)

軽い内壁(ボード等)の場合 各階天井高 平均2.40m程度として  
内壁荷重の算出方法は下記の図の様に、外壁長に対する内壁長の割合をそれぞれ設計者が  
50%,75%,100%のどれに相当するか判断する。

さらに、内壁長の開口率を平面図及び展開図等により判断する。(開口部 $10\text{kg}/\text{m}^2$ として)

軽い内壁仕様(ボード等)  $45\text{kg}/\text{m}^2$

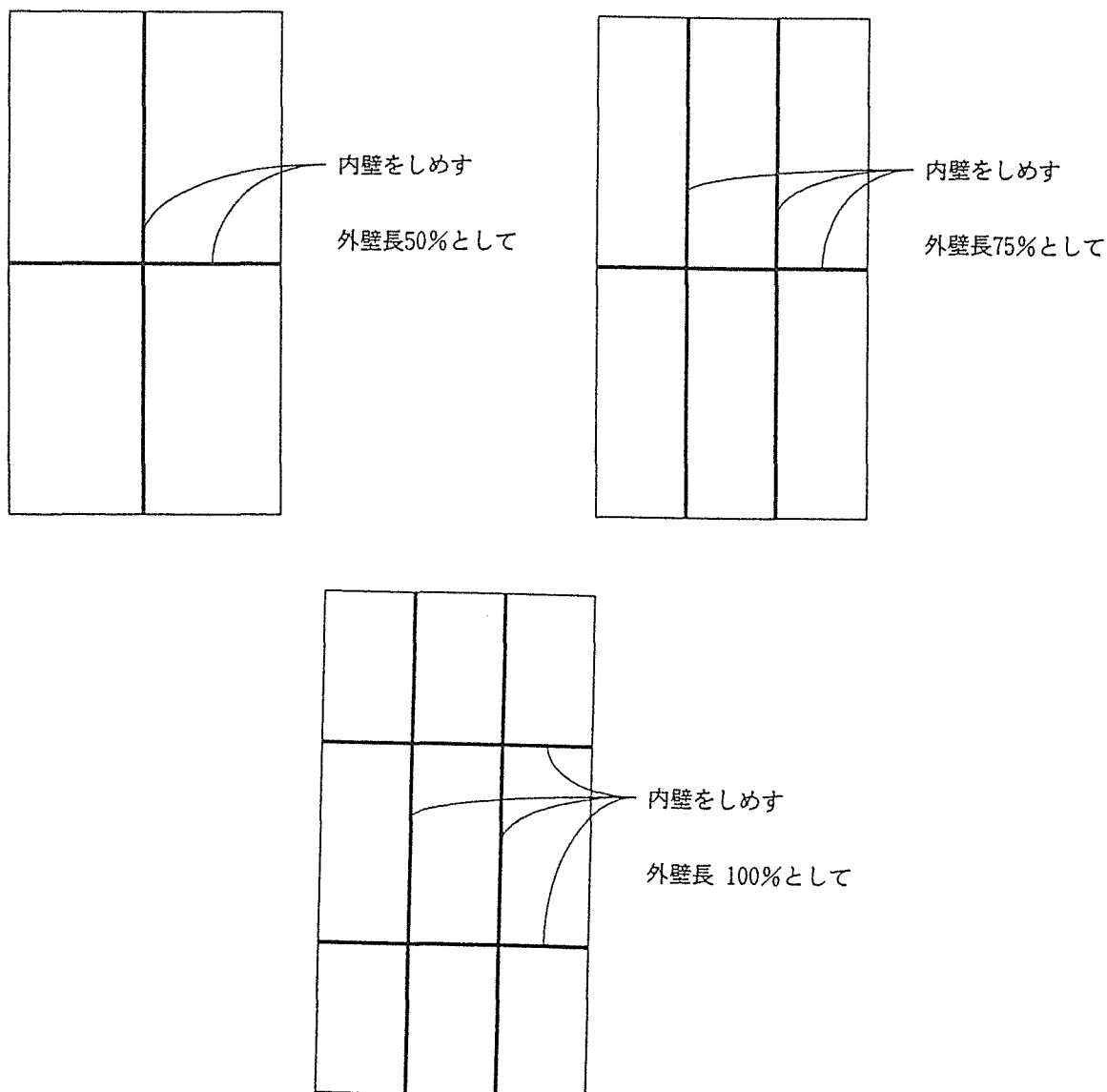
重い内壁仕様(土塗り壁)  $101\text{kg}/\text{m}^2$

そして、それぞれ該当する仕様単位重量に算出係数を掛けて各階床面積を掛けて算出する  
軽い内壁2階荷重=仕様単位重量×算出係数× $1/2$ ×2階床面積

1階荷重=仕様単位重量×算出係数× $1/2$ ×1階床面積+(2階荷重×2)

重い内壁2階荷重=仕様単位重量×算出係数× $1/2$ ×2階床面積

1階荷重=仕様単位重量×算出係数× $1/2$ ×1階床面積+(2階荷重×2)



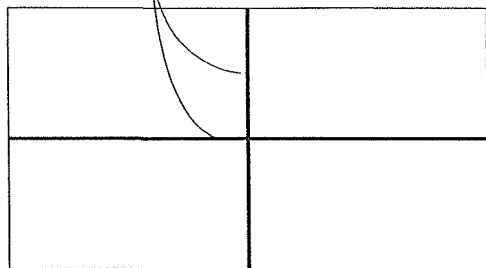
## 外壁長の50% (1/2) の長さの内壁長の場合

間口×奥行き比	軽い仕様 (ボード仕様)			重い仕様 (土塗壁仕様)		
	開口率50%	開口率66%	開口率75%	開口率50%	開口率66%	開口率75%
(1)2.5×5.0(1:2)	0.48	0.39	0.33	0.43	0.31	0.25
(2)2.5×7.5(1:3)	0.43	0.34	0.29	0.38	0.28	0.22
(3)2.5×10.0(1:4)	0.4	0.32	0.28	0.36	0.26	0.21
(4)3.0×5.0(1:1.67)	0.43	0.34	0.29	0.38	0.28	0.22
(5)3.0×7.5(1:2.5)	0.38	0.3	0.26	0.33	0.24	0.19
(6)3.0×10.0(1:3.33)	0.35	0.28	0.24	0.31	0.23	0.18
(7)4.0×5.0(1:1.25)	0.36	0.29	0.25	0.32	0.24	0.19
(8)4.0×7.5(1:1.88)	0.31	0.25	0.21	0.27	0.2	0.16
(9)4.0×10.0(1:2.5)	0.28	0.23	0.19	0.25	0.18	0.14
(10)5.0×5.0(1:1)	0.32	0.26	0.22	0.29	0.21	0.17
(11)5.0×7.5(1:1.5)	0.27	0.21	0.18	0.24	0.17	0.14
(12)5.0×10.0(1:2)	0.24	0.19	0.17	0.21	0.16	0.12
(13)6.0×5.0(1.2:1)	0.3	0.24	0.2	0.26	0.19	0.15
(14)6.0×7.5(1:1.25)	0.24	0.19	0.17	0.21	0.16	0.12
(15)6.0×10.0(1:1.67)	0.22	0.17	0.15	0.19	0.14	0.11
(16)7.0×5.0(1.4:1)	0.28	0.22	0.19	0.25	0.18	0.14
(17)7.0×7.5(1:1.07)	0.22	0.18	0.15	0.2	0.14	0.11
(18)7.0×10.0(1:1.43)	0.2	0.16	0.13	0.17	0.13	0.1
(19)8.0×5.0(1.6:1)	0.26	0.21	0.18	0.23	0.17	0.13
(20)8.0×7.5(1.07:1)	0.21	0.17	0.14	0.19	0.14	0.11
(21)8.0×10.0(1:1.25)	0.18	0.14	0.12	0.16	0.12	0.09
(22)9.0×5.0(1.8:1)	0.25	0.2	0.17	0.22	0.16	0.13
(23)9.0×7.5(1.2:1)	0.2	0.16	0.13	0.18	0.13	0.1
(24)9.0×10.0(1:1.11)	0.17	0.14	0.12	0.15	0.11	0.09
(25)10.0×5.0(2:1)	0.24	0.19	0.17	0.21	0.16	0.12
(26)10.0×7.5(1.33:1)	0.19	0.15	0.13	0.17	0.12	0.1
(27)10.0×10.0(1:1)	0.16	0.13	0.11	0.14	0.1	0.08



内壁の床面積換算係数

h = 2.4m (有効高)として

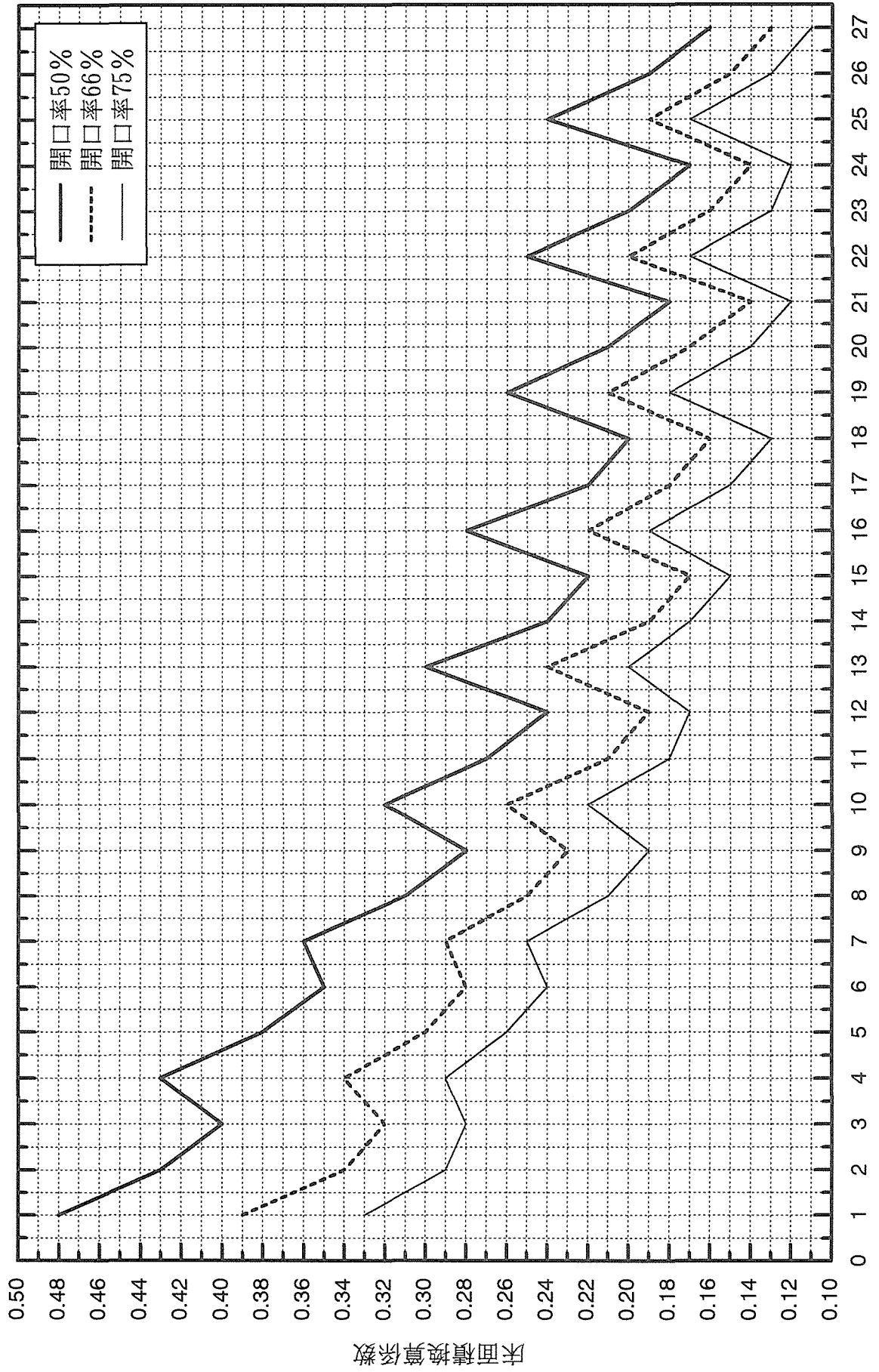


間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
① 5P×10P (2.5間×5.0間)	⑦ 8P×10P (4.0間×5.0間)	⑬ 12P×10P (6.0間×5.0間)	⑲ 16P×10P (8.0間×5.0間)
② 5P×15P (2.5間×7.5間)	⑧ 8P×15P (4.0間×7.5間)	⑭ 12P×15P (6.0間×7.5間)	⑳ 16P×15P (8.0間×7.5間)
③ 5P×20P (2.5間×10間)	⑨ 8P×20P (4.0間×10間)	⑮ 12P×20P (6.0間×10間)	㉑ 16P×20P (8.0間×10間)
④ 6P×10P (3.0間×5.0間)	⑩ 10P×10P (5.0間×5.0間)	⑯ 14P×10P (7.0間×5.0間)	㉒ 18P×10P (9.0間×5.0間)
⑤ 6P×15P (3.0間×7.5間)	⑪ 10P×15P (5.0間×7.5間)	⑰ 14P×15P (7.0間×7.5間)	㉓ 18P×15P (9.0間×7.5間)
⑥ 6P×20P (3.0間×10間)	⑫ 10P×20P (5.0間×10間)	⑱ 14P×20P (7.0間×10間)	㉔ 18P×20P (9.0間×10間)

内壁面積A ÷ 床面積ΣA = (内壁の床換算係数) 内壁長ΣL × (h = 2.4m)

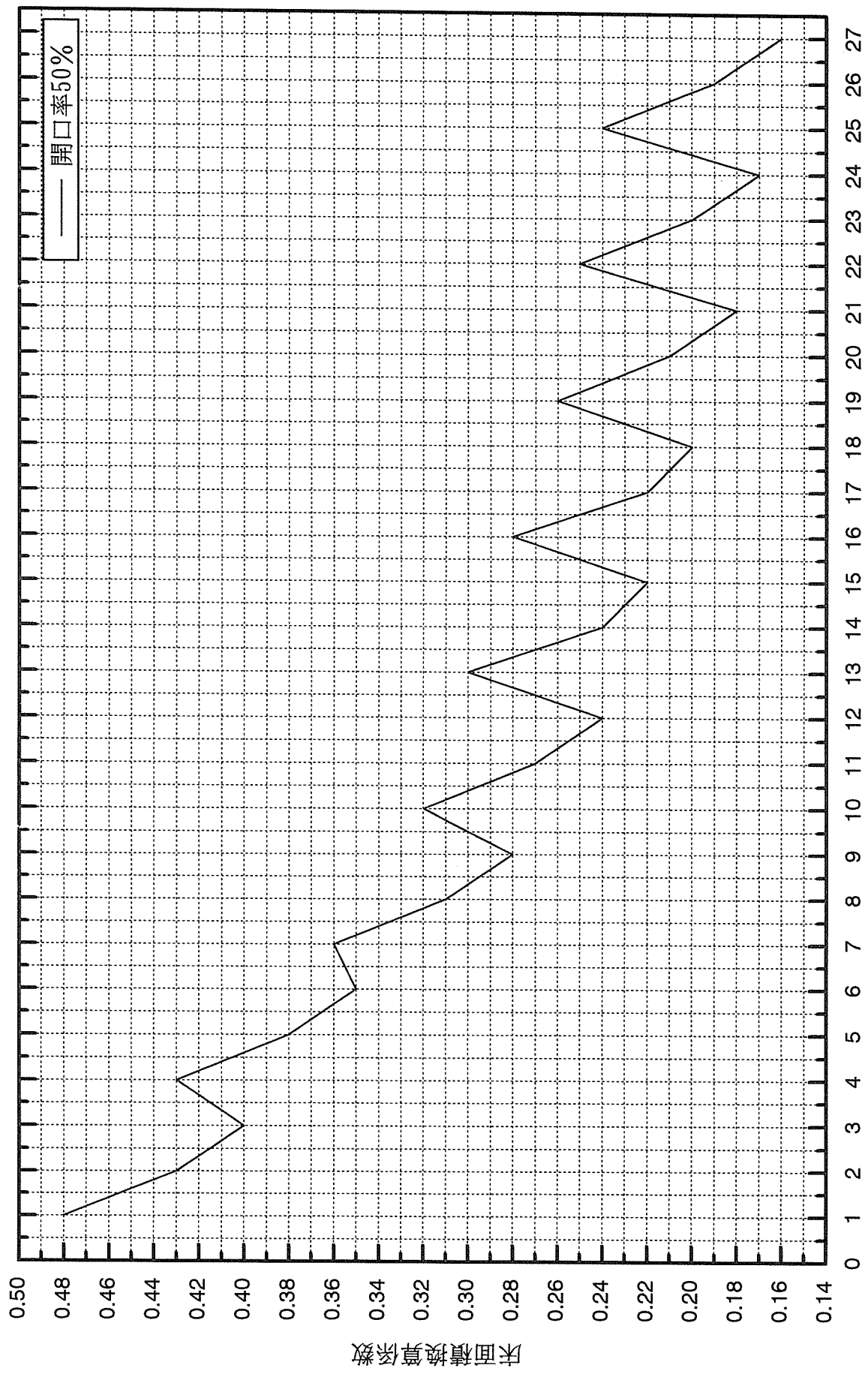
① 内壁面積A = 32.76㎡ (内壁長ΣL = 13.65m)	⑩ 内壁面積A = 43.68㎡ (内壁長ΣL = 18.20m)	⑲ 内壁面積A = 56.78㎡ (内壁長ΣL = 23.66m)	ΣA = 41.41㎡ (0. 7 9)	ΣA = 82.81㎡ (0. 5 3)	ΣA = 132.49㎡ (0. 4 3)
② 内壁面積A = 43.68㎡ (内壁長ΣL = 18.20m)	⑪ 内壁面積A = 54.60㎡ (内壁長ΣL = 22.75m)	⑳ 内壁面積A = 67.70㎡ (内壁長ΣL = 28.21m)	ΣA = 62.11㎡ (0. 7 0)	ΣA = 124.21㎡ (0. 4 4)	ΣA = 198.74㎡ (0. 3 4)
③ 内壁面積A = 54.60㎡ (内壁長ΣL = 22.75m)	⑫ 内壁面積A = 65.52㎡ (内壁長ΣL = 27.30m)	㉑ 内壁面積A = 78.62㎡ (内壁長ΣL = 32.76m)	ΣA = 82.81㎡ (0. 6 6)	ΣA = 165.62㎡ (0. 4 0)	ΣA = 264.99㎡ (0. 3 0)
④ 内壁面積A = 34.94㎡ (内壁長ΣL = 14.56m)	⑬ 内壁面積A = 48.05㎡ (内壁長ΣL = 20.02m)	⑳ 内壁面積A = 61.15㎡ (内壁長ΣL = 25.48m)	ΣA = 49.69㎡ (0. 7 0)	ΣA = 99.37㎡ (0. 4 8)	ΣA = 149.06㎡ (0. 4 1)
⑤ 内壁面積A = 50.23㎡ (内壁長ΣL = 19.11m)	⑭ 内壁面積A = 58.97㎡ (内壁長ΣL = 24.57m)	㉒ 内壁面積A = 72.07㎡ (内壁長ΣL = 30.03m)	ΣA = 74.53㎡ (0. 6 2)	ΣA = 149.06㎡ (0. 4 0)	ΣA = 223.59㎡ (0. 3 2)
⑥ 内壁面積A = 56.78㎡ (内壁長ΣL = 23.66m)	⑮ 内壁面積A = 69.89㎡ (内壁長ΣL = 29.12m)	㉓ 内壁面積A = 83.00㎡ (内壁長ΣL = 34.58m)	ΣA = 99.37㎡ (0. 5 7)	ΣA = 198.74㎡ (0. 3 5)	ΣA = 298.12㎡ (0. 2 8)
⑦ 内壁面積A = 39.31㎡ (内壁長ΣL = 16.38m)	⑯ 内壁面積A = 52.42㎡ (内壁長ΣL = 21.84m)	㉔ 内壁面積A = 65.52㎡ (内壁長ΣL = 27.30m)	ΣA = 66.25㎡ (0. 5 9)	ΣA = 115.93㎡ (0. 4 5)	ΣA = 165.62㎡ (0. 4 0)
⑧ 内壁面積A = 50.23㎡ (内壁長ΣL = 20.93m)	⑰ 内壁面積A = 63.34㎡ (内壁長ΣL = 26.39m)	㉕ 内壁面積A = 76.44㎡ (内壁長ΣL = 31.85m)	ΣA = 99.37㎡ (0. 5 0)	ΣA = 173.90㎡ (0. 3 6)	ΣA = 248.43㎡ (0. 3 1)
⑨ 内壁面積A = 61.15㎡ (内壁長ΣL = 25.48m)	⑱ 内壁面積A = 74.26㎡ (内壁長ΣL = 30.94m)	㉖ 内壁面積A = 87.36㎡ (内壁長ΣL = 36.40m)	ΣA = 132.49㎡ (0. 4 6)	ΣA = 231.86㎡ (0. 3 2)	ΣA = 331.24㎡ (0. 2 6)

外壁長の50%の長さの内壁長における各々の開口率時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕



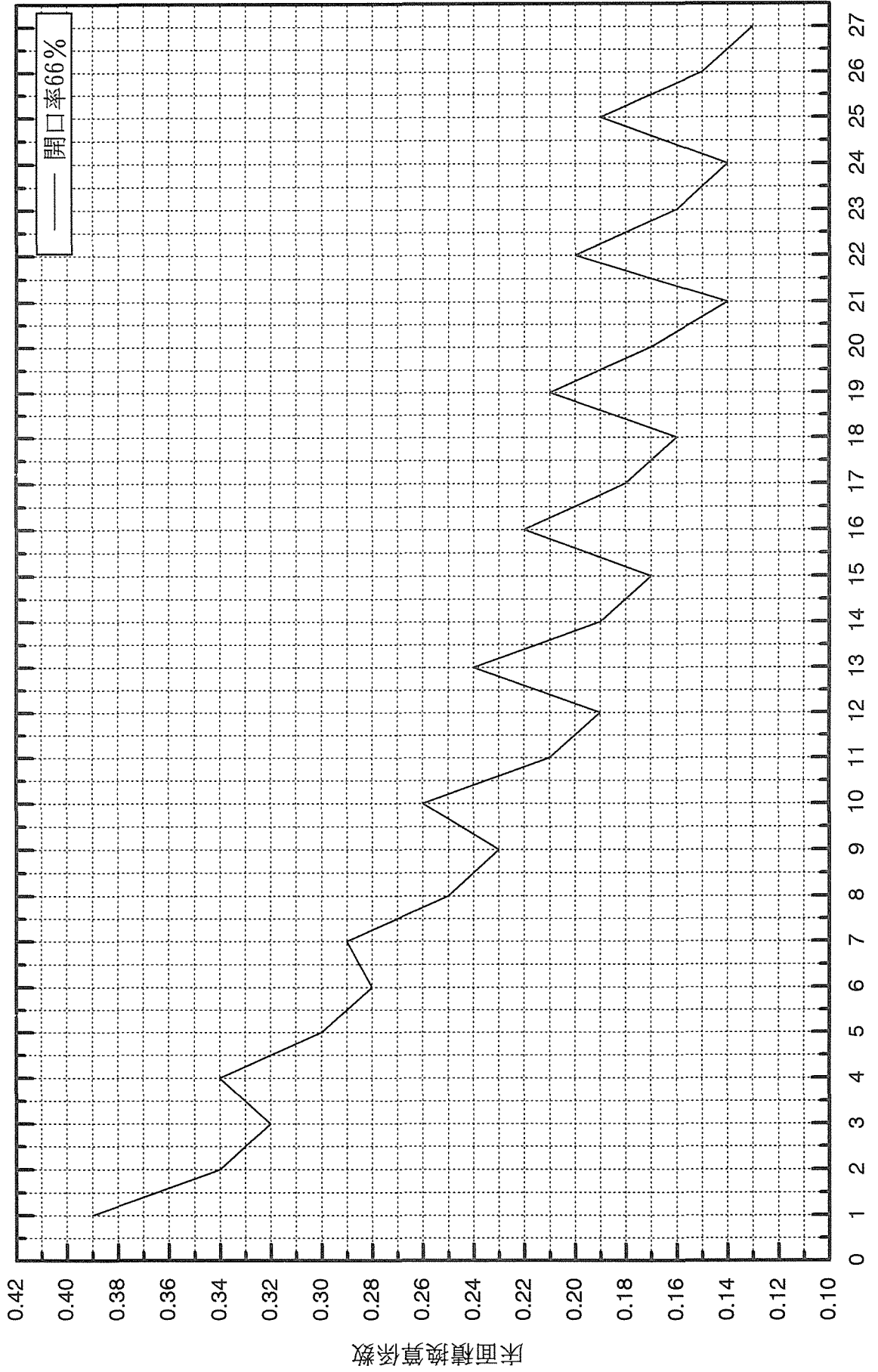
間口・奥行き比タイプ番号

外壁長の50%の長さの内壁長における開口率50%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕

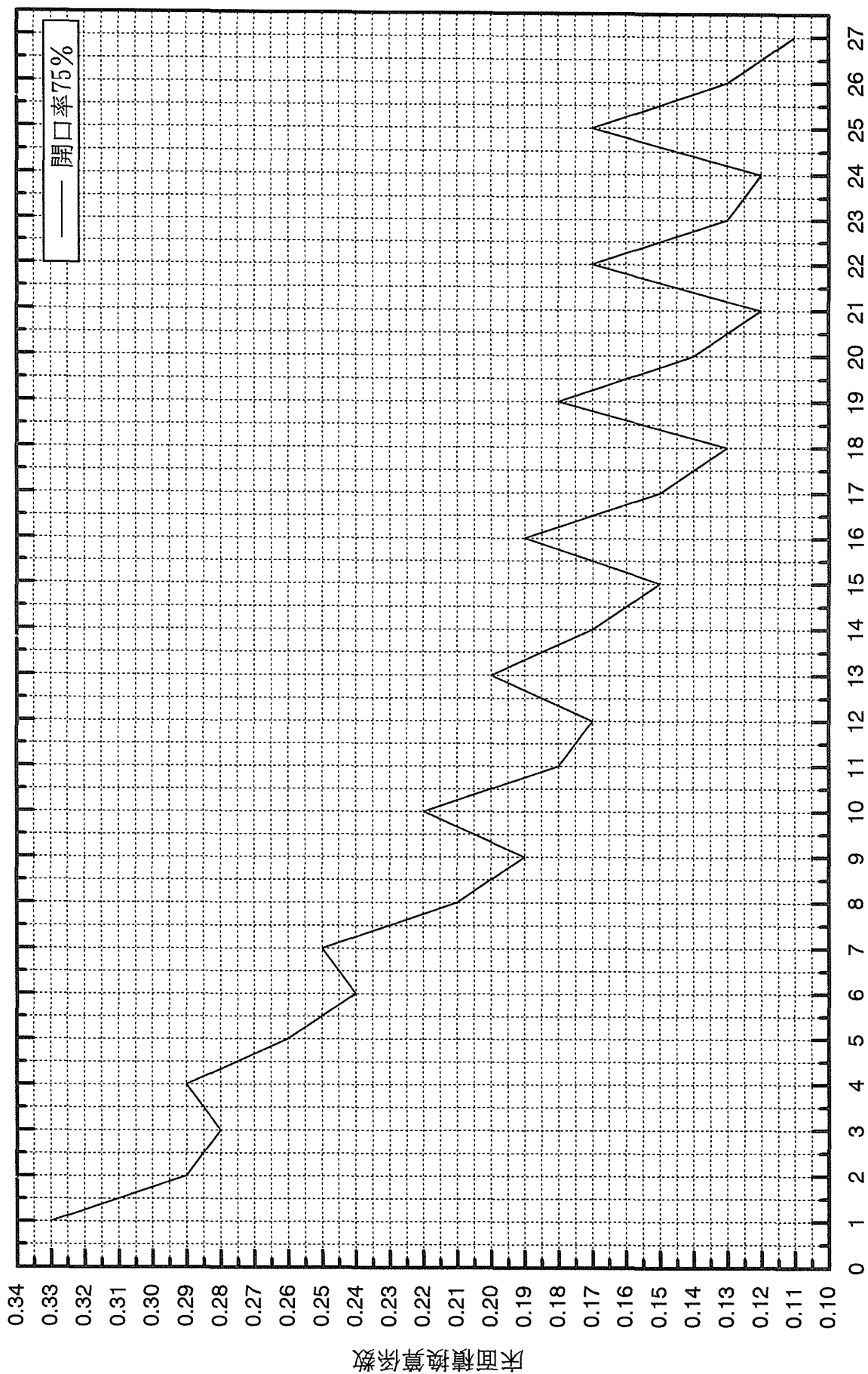


間口・奥行き比タイプ番号

外壁長の50%の長さの内壁長における開口率66%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕

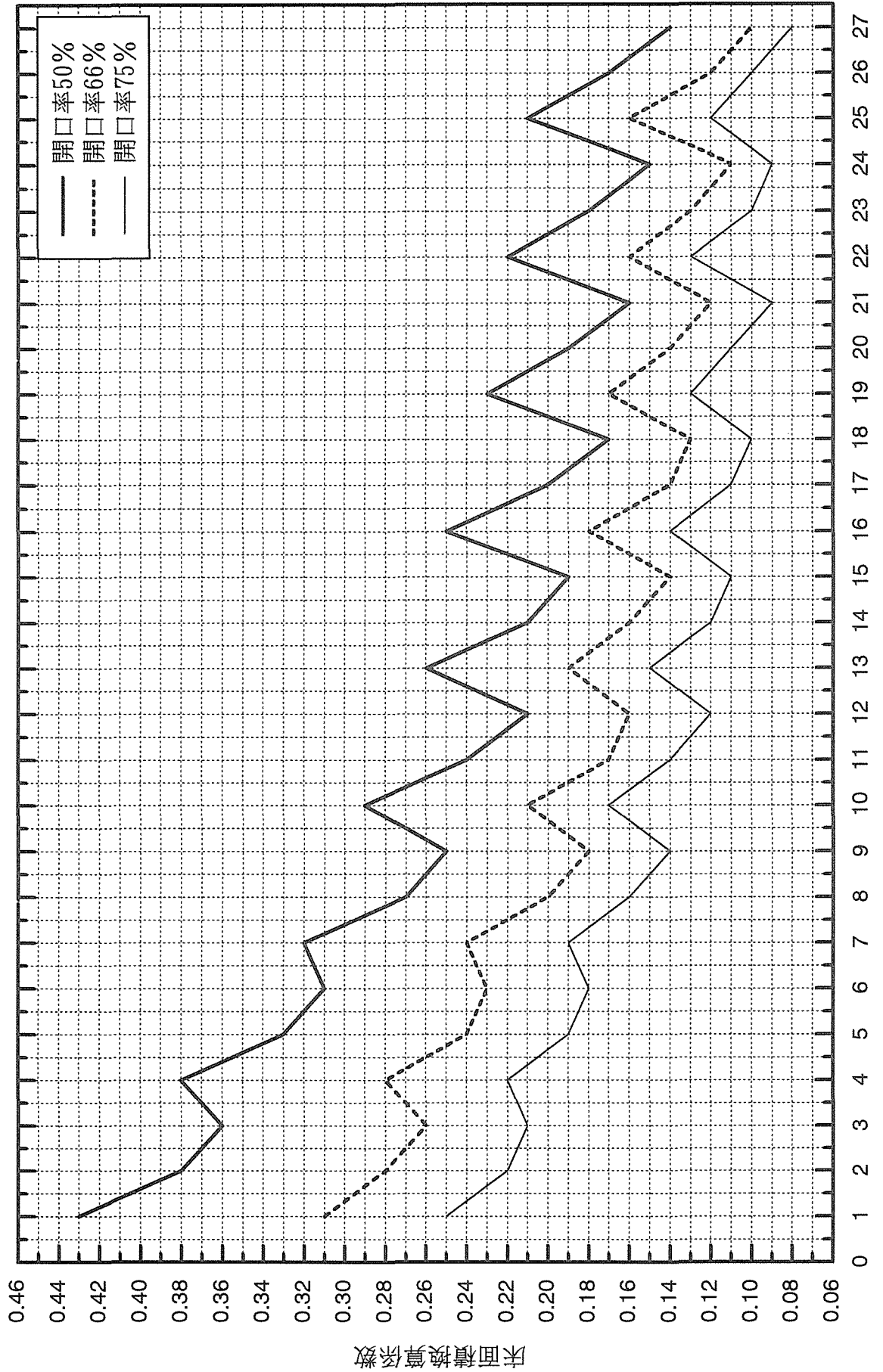


外壁長の50%の長さの内壁長における開口率75%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕



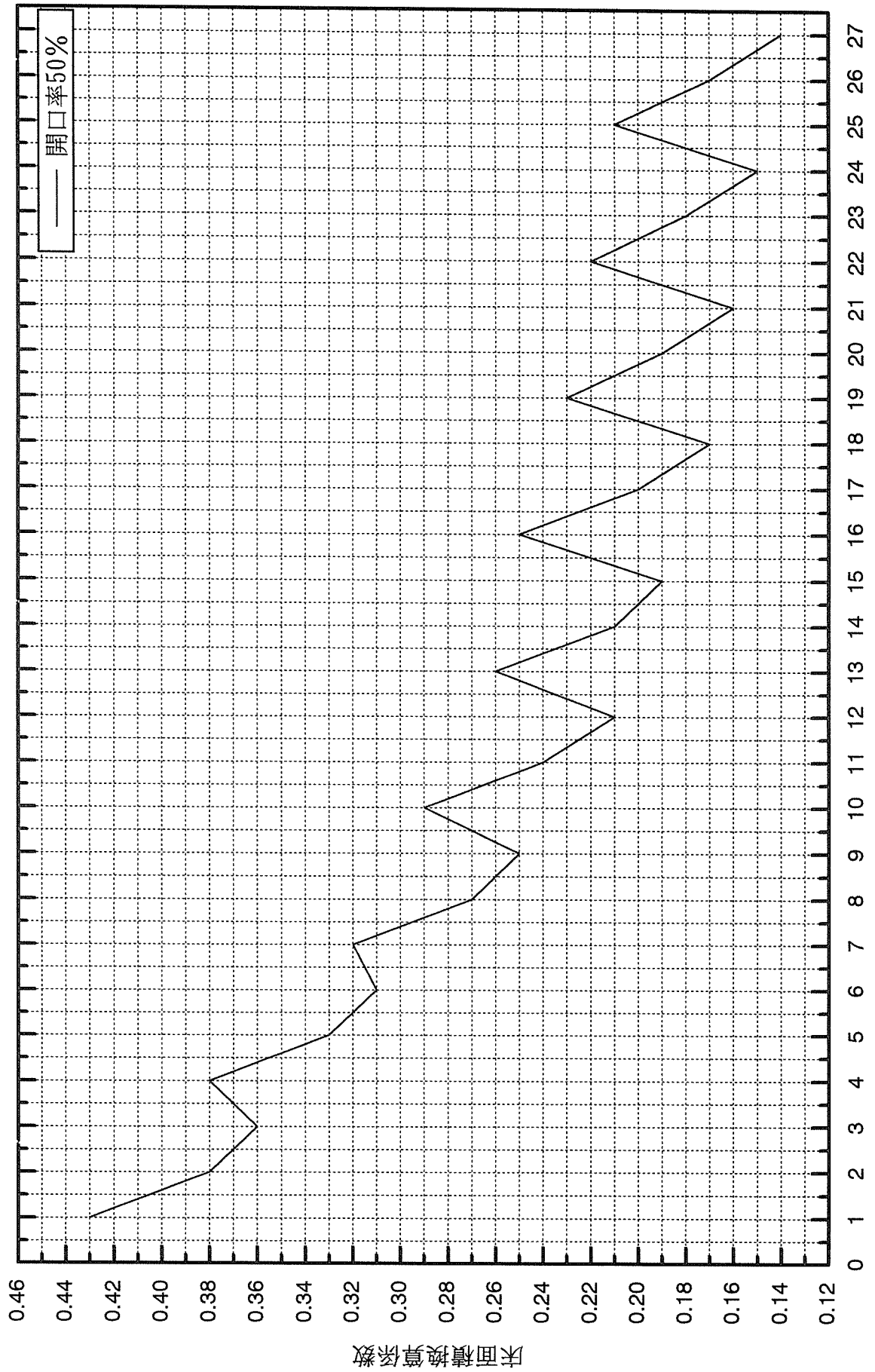
間口・奥行き比タイプ番号

外壁長の50%の長さの内壁長における各々の開口率時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕

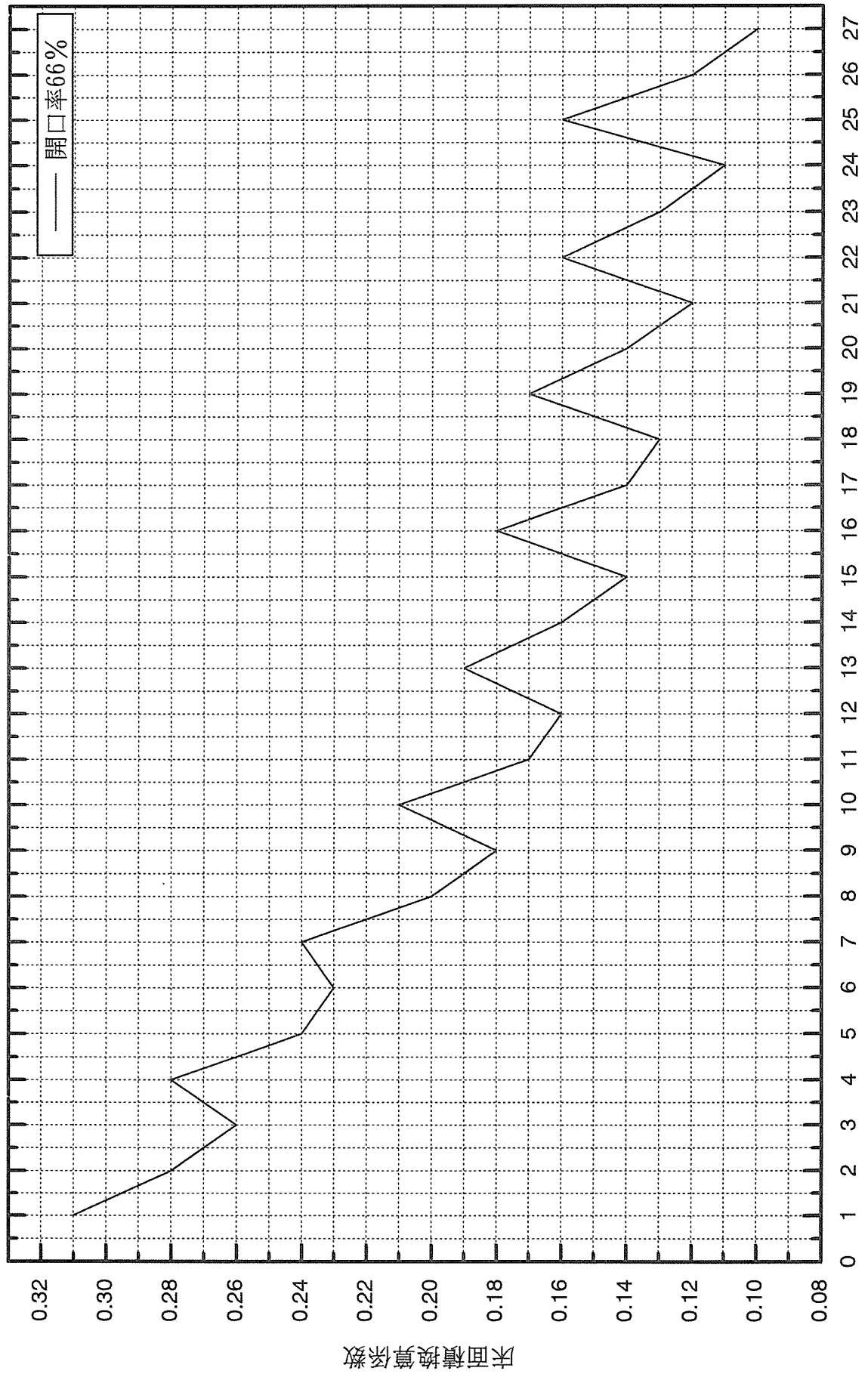


間口・奥行き比タイプ番号

外壁長の50%の長さの内壁長における開口率50%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



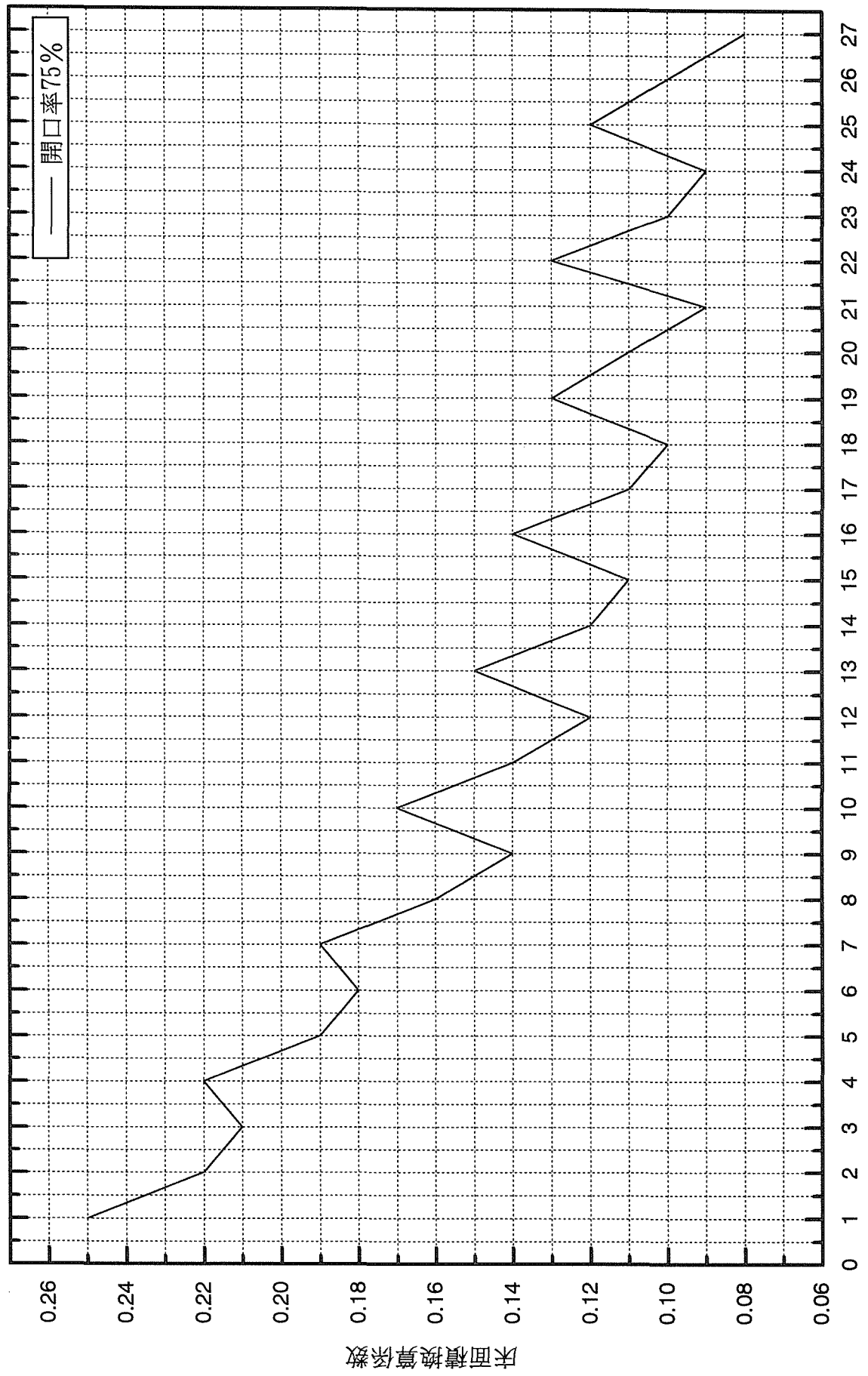
外壁長の50%の長さの内壁長における開口率66%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



間口・奥行き比タイプ番号



外壁長50%の長さの内壁長における開口率75%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



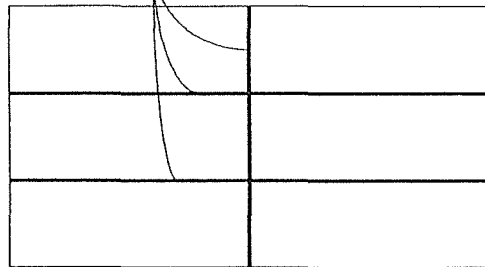
間口・奥行き比タイプ番号

## 外壁長の75% (3/4) の長さの内壁長の場合

間口×奥行き比	軽い仕様 (ボード仕様)			重い仕様 (土塗壁仕様)		
	開口率50%	開口率66%	開口率75%	開口率50%	開口率66%	開口率75%
(1)2.5×5.0(1:2)	0.73	0.58	0.5	0.64	0.47	0.37
(2)2.5×7.5(1:3)	0.65	0.51	0.44	0.57	0.42	0.33
(3)2.5×10.0(1:4)	0.6	0.48	0.41	0.54	0.39	0.31
(4)3.0×5.0(1:1.67)	0.65	0.51	0.44	0.57	0.42	0.33
(5)3.0×7.5(1:2.5)	0.56	0.45	0.39	0.5	0.37	0.29
(6)3.0×10.0(1:3.33)	0.52	0.42	0.36	0.46	0.34	0.27
(7)4.0×5.0(1:1.25)	0.54	0.43	0.37	0.48	0.35	0.28
(8)4.0×7.5(1:1.88)	0.46	0.37	0.32	0.41	0.3	0.24
(9)4.0×10.0(1:2.5)	0.42	0.34	0.29	0.38	0.27	0.22
(10)5.0×5.0(1:1)	0.48	0.39	0.33	0.43	0.31	0.25
(11)5.0×7.5(1:1.5)	0.4	0.32	0.28	0.36	0.26	0.21
(12)5.0×10.0(1:2)	0.36	0.29	0.25	0.32	0.23	0.19
(13)6.0×5.0(1.2:1)	0.44	0.35	0.3	0.39	0.29	0.23
(14)6.0×7.5(1:1.25)	0.36	0.29	0.25	0.32	0.23	0.19
(15)6.0×10.0(1:1.67)	0.32	0.26	0.22	0.29	0.21	0.17
(16)7.0×5.0(1.4:1)	0.42	0.33	0.28	0.37	0.27	0.21
(17)7.0×7.5(1:1.07)	0.33	0.27	0.23	0.3	0.22	0.17
(18)7.0×10.0(1:1.43)	0.29	0.23	0.2	0.26	0.19	0.15
(19)8.0×5.0(1.6:1)	0.39	0.31	0.27	0.35	0.25	0.2
(20)8.0×7.5(1.07:1)	0.31	0.25	0.21	0.28	0.2	0.16
(21)8.0×10.0(1:1.25)	0.27	0.22	0.19	0.24	0.18	0.14
(22)9.0×5.0(1.8:1)	0.38	0.3	0.26	0.33	0.24	0.19
(23)9.0×7.5(1.2:1)	0.3	0.24	0.2	0.26	0.19	0.15
(24)9.0×10.0(1:1.11)	0.26	0.2	0.17	0.23	0.17	0.13
(25)10.0×5.0(2:1)	0.36	0.29	0.25	0.32	0.23	0.19
(26)10.0×7.5(1.33:1)	0.28	0.23	0.19	0.25	0.18	0.14
(27)10.0×10.0(1:1)	0.24	0.19	0.17	0.21	0.16	0.12

内壁の床面積換算係数

h = 2.4m (有効高)として

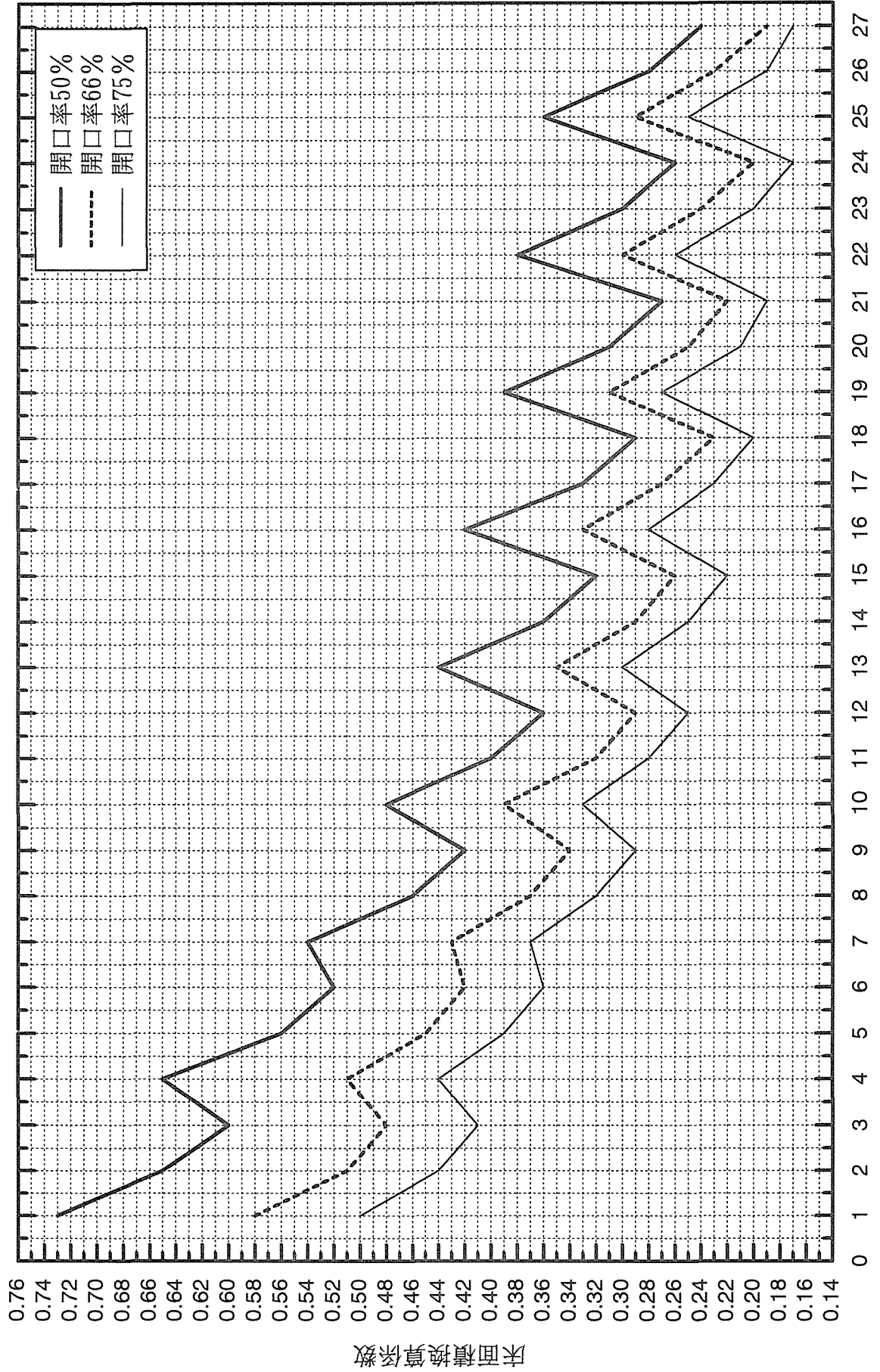


内壁をしめず

外壁長75%として

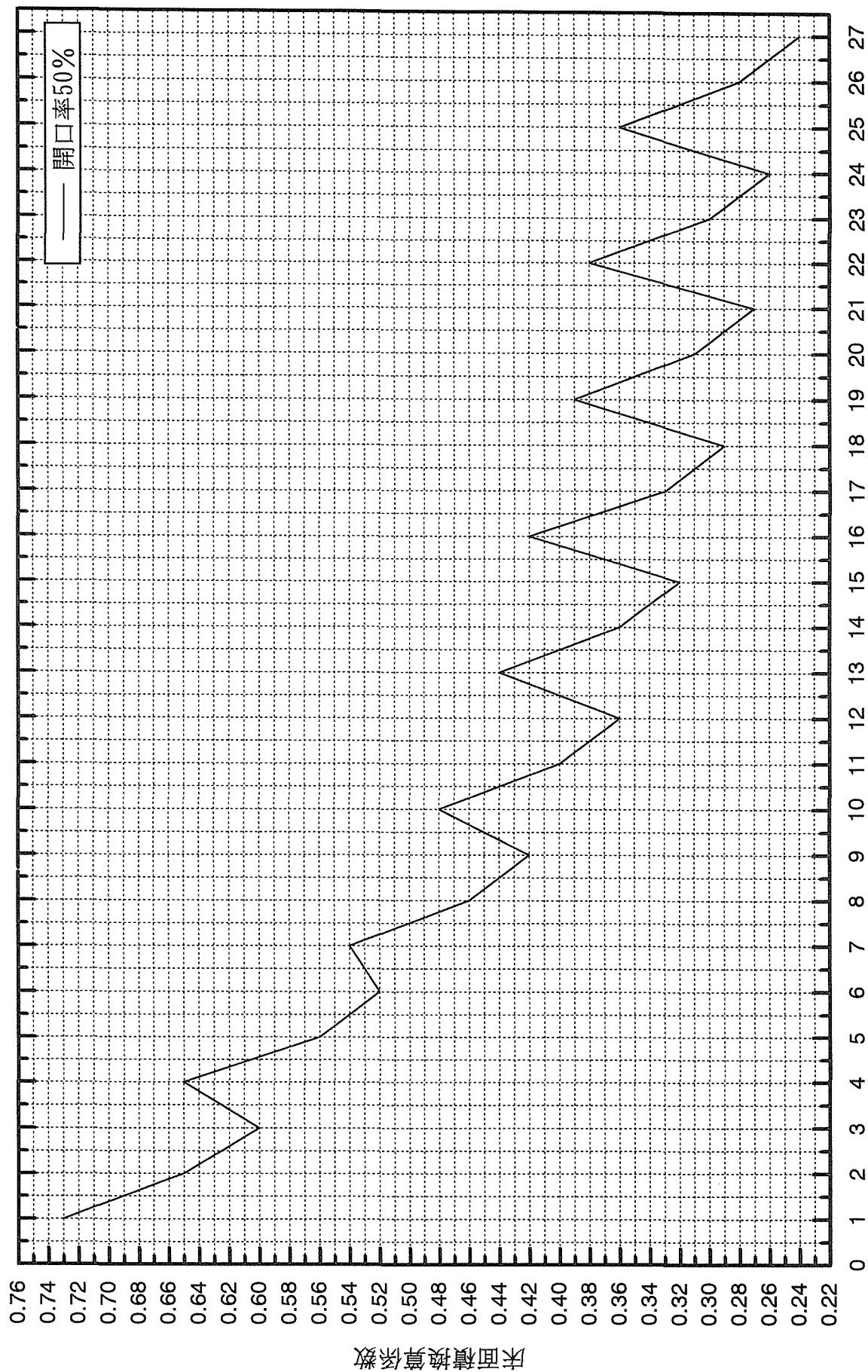
間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
① 5P×10P (2.5間×5.0間)	⑦ 8P×10P (4.0間×5.0間)	⑬ 12P×10P (6.0間×5.0間)	⑱ 16P×10P (8.0間×5.0間)	⑲ 16P×10P (8.0間×5.0間)	⑲ 16P×10P (8.0間×5.0間)
② 5P×15P (2.5間×7.5間)	⑧ 8P×15P (4.0間×7.5間)	⑭ 12P×15P (6.0間×7.5間)	⑳ 16P×15P (8.0間×7.5間)	⑳ 16P×15P (8.0間×7.5間)	⑳ 16P×15P (8.0間×7.5間)
③ 5P×20P (2.5間×10間)	⑨ 8P×20P (4.0間×10間)	⑮ 12P×20P (6.0間×10間)	㉑ 16P×20P (8.0間×10間)	㉑ 16P×20P (8.0間×10間)	㉑ 16P×20P (8.0間×10間)
④ 6P×10P (3.0間×5.0間)	⑩ 10P×10P (5.0間×5.0間)	⑯ 14P×10P (7.0間×5.0間)	㉒ 18P×10P (9.0間×5.0間)	㉒ 18P×10P (9.0間×5.0間)	㉒ 18P×10P (9.0間×5.0間)
⑤ 6P×15P (3.0間×7.5間)	⑪ 10P×15P (5.0間×7.5間)	⑰ 14P×15P (7.0間×7.5間)	㉓ 18P×15P (9.0間×7.5間)	㉓ 18P×15P (9.0間×7.5間)	㉓ 18P×15P (9.0間×7.5間)
⑥ 6P×20P (3.0間×10間)	⑫ 10P×20P (5.0間×10間)	⑱ 14P×20P (7.0間×10間)	㉔ 18P×20P (9.0間×10間)	㉔ 18P×20P (9.0間×10間)	㉔ 18P×20P (9.0間×10間)
内壁面積A + 床面積ΣA = (内壁の床換算係数) 内壁面積A = 内壁長ΣL × (h = 2.4m)					
① 内壁面積A = 49.14㎡ (内壁長ΣL = 20.48m)	⑦ 内壁面積A = 81.90㎡ (内壁長ΣL = 34.13m)	⑬ 内壁面積A = 124.21㎡ (内壁長ΣL = 51.66m)	⑱ 内壁面積A = 171.94㎡ (内壁長ΣL = 71.57m)	⑱ 内壁面積A = 171.94㎡ (内壁長ΣL = 71.57m)	⑱ 内壁面積A = 171.94㎡ (内壁長ΣL = 71.57m)
② 内壁面積A = 65.52㎡ (内壁長ΣL = 27.30m)	⑧ 内壁面積A = 104.83㎡ (内壁長ΣL = 43.68m)	⑭ 内壁面積A = 158.42㎡ (内壁長ΣL = 65.97㎡)	⑳ 内壁面積A = 214.99㎡ (内壁長ΣL = 89.56㎡)	⑳ 内壁面積A = 214.99㎡ (内壁長ΣL = 89.56㎡)	⑳ 内壁面積A = 214.99㎡ (内壁長ΣL = 89.56㎡)
③ 内壁面積A = 81.90㎡ (内壁長ΣL = 34.13m)	⑨ 内壁面積A = 132.22㎡ (内壁長ΣL = 55.10㎡)	⑮ 内壁面積A = 198.74㎡ (内壁長ΣL = 82.81㎡)	㉑ 内壁面積A = 264.99㎡ (内壁長ΣL = 110.44㎡)	㉑ 内壁面積A = 264.99㎡ (内壁長ΣL = 110.44㎡)	㉑ 内壁面積A = 264.99㎡ (内壁長ΣL = 110.44㎡)
④ 内壁面積A = 52.42㎡ (内壁長ΣL = 21.84m)	⑩ 内壁面積A = 165.62㎡ (内壁長ΣL = 69.41㎡)	⑯ 内壁面積A = 248.43㎡ (内壁長ΣL = 103.50㎡)	㉒ 内壁面積A = 331.24㎡ (内壁長ΣL = 138.03㎡)	㉒ 内壁面積A = 331.24㎡ (内壁長ΣL = 138.03㎡)	㉒ 内壁面積A = 331.24㎡ (内壁長ΣL = 138.03㎡)
⑤ 内壁面積A = 68.80㎡ (内壁長ΣL = 28.66m)	⑪ 内壁面積A = 198.74㎡ (内壁長ΣL = 82.81㎡)	⑰ 内壁面積A = 298.12㎡ (内壁長ΣL = 124.19㎡)	㉓ 内壁面積A = 397.50㎡ (内壁長ΣL = 165.62㎡)	㉓ 内壁面積A = 397.50㎡ (内壁長ΣL = 165.62㎡)	㉓ 内壁面積A = 397.50㎡ (内壁長ΣL = 165.62㎡)
⑥ 内壁面積A = 85.18㎡ (内壁長ΣL = 35.49m)	⑫ 内壁面積A = 248.43㎡ (内壁長ΣL = 103.50㎡)	⑱ 内壁面積A = 372.66㎡ (内壁長ΣL = 155.31㎡)	㉔ 内壁面積A = 496.88㎡ (内壁長ΣL = 207.02㎡)	㉔ 内壁面積A = 496.88㎡ (内壁長ΣL = 207.02㎡)	㉔ 内壁面積A = 496.88㎡ (内壁長ΣL = 207.02㎡)
⑦ 内壁面積A = 58.97㎡ (内壁長ΣL = 24.57m)	⑬ 内壁面積A = 300.93㎡ (内壁長ΣL = 125.40㎡)	⑲ 内壁面積A = 451.38㎡ (内壁長ΣL = 188.03㎡)	㉕ 内壁面積A = 599.74㎡ (内壁長ΣL = 248.43㎡)	㉕ 内壁面積A = 599.74㎡ (内壁長ΣL = 248.43㎡)	㉕ 内壁面積A = 599.74㎡ (内壁長ΣL = 248.43㎡)
⑧ 内壁面積A = 75.35㎡ (内壁長ΣL = 31.40m)	⑭ 内壁面積A = 388.86㎡ (内壁長ΣL = 161.99㎡)	⑳ 内壁面積A = 588.29㎡ (内壁長ΣL = 244.70㎡)	㉖ 内壁面積A = 787.72㎡ (内壁長ΣL = 323.64㎡)	㉖ 内壁面積A = 787.72㎡ (内壁長ΣL = 323.64㎡)	㉖ 内壁面積A = 787.72㎡ (内壁長ΣL = 323.64㎡)
⑨ 内壁面積A = 91.73㎡ (内壁長ΣL = 38.22m)	⑮ 内壁面積A = 496.88㎡ (内壁長ΣL = 207.02㎡)	㉑ 内壁面積A = 747.15㎡ (内壁長ΣL = 310.90㎡)	㉗ 内壁面積A = 996.58㎡ (内壁長ΣL = 411.07㎡)	㉗ 内壁面積A = 996.58㎡ (内壁長ΣL = 411.07㎡)	㉗ 内壁面積A = 996.58㎡ (内壁長ΣL = 411.07㎡)

外壁長の75%の長さの内壁長の長さの内壁長における各々の開口率時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕

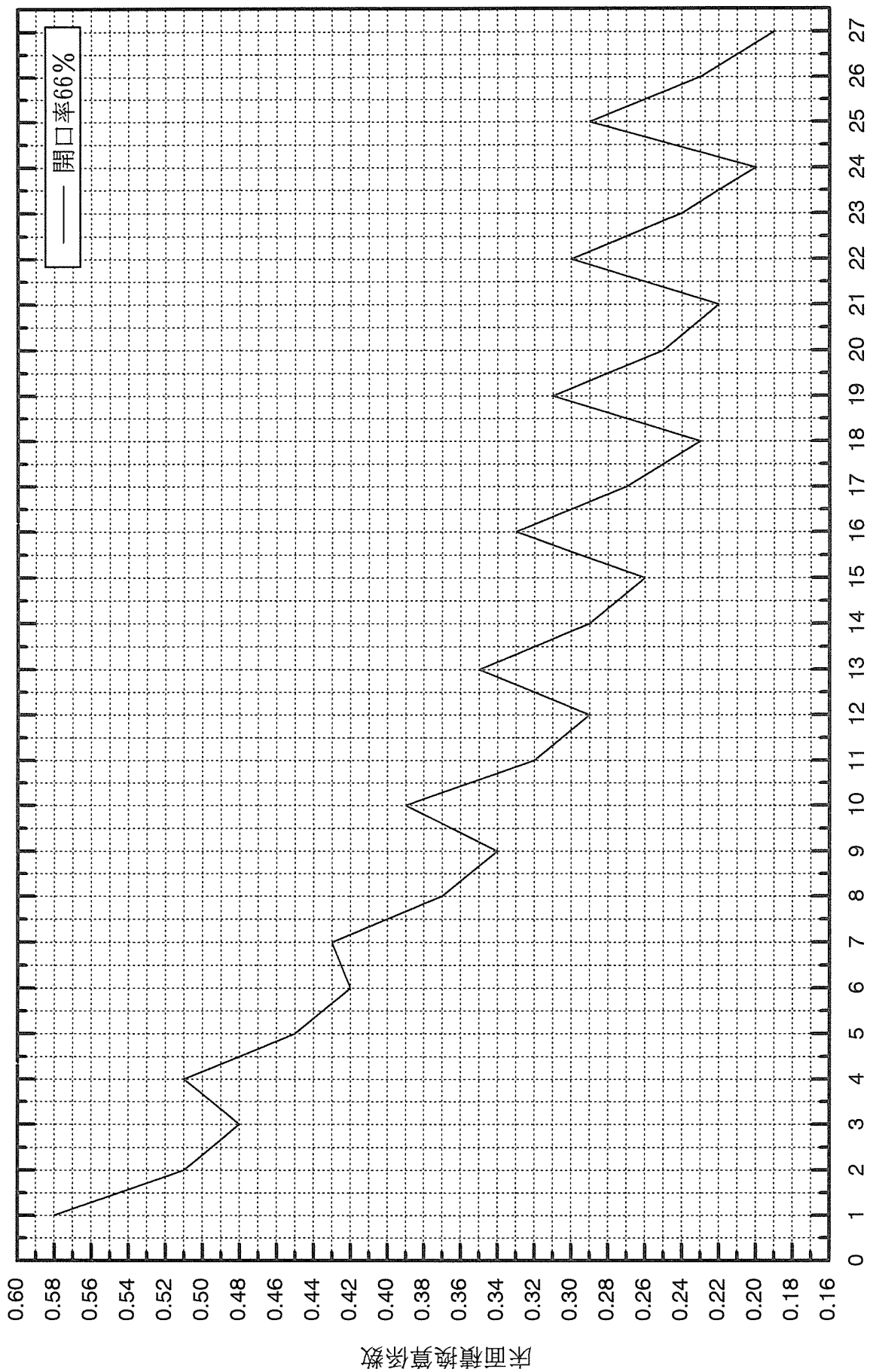


間口・奥行比タイプ番号

外壁長の75%の長さの内壁長における開口率50%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕

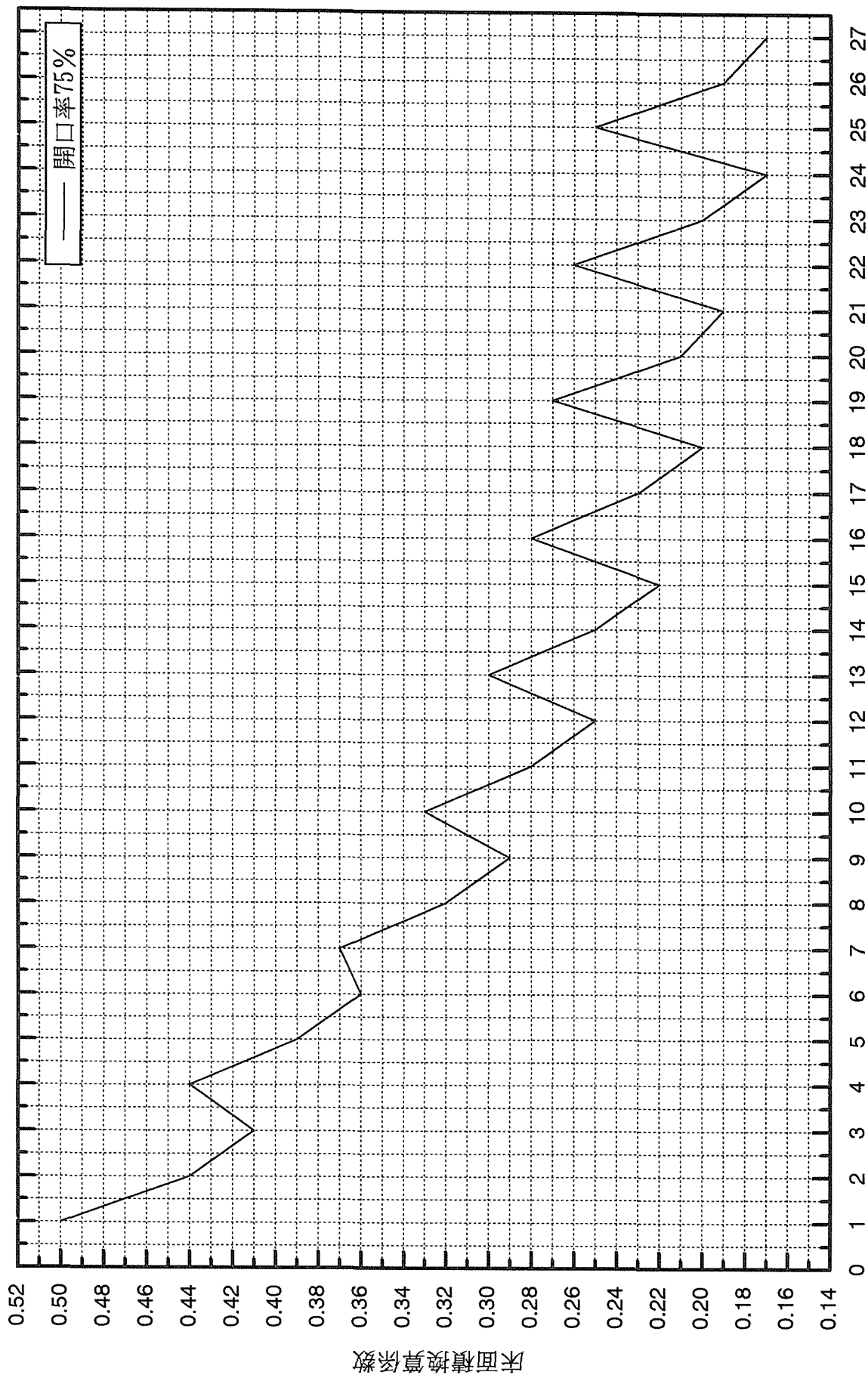


外壁長の75%の長さの内壁長における開口率66%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕

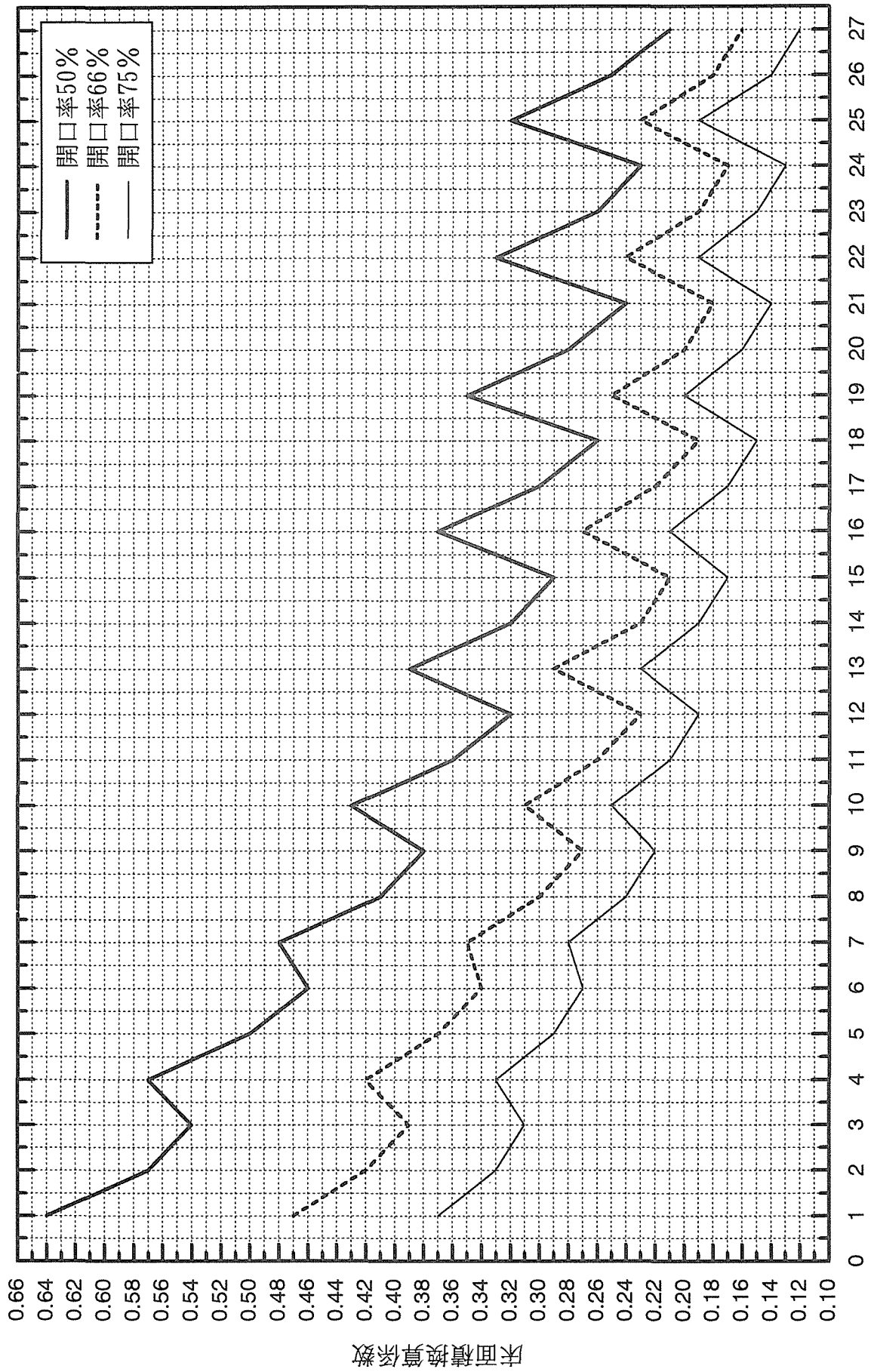


間口・奥行き比タイプ番号

外壁長の75%の長さの内壁長における開口率75%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕



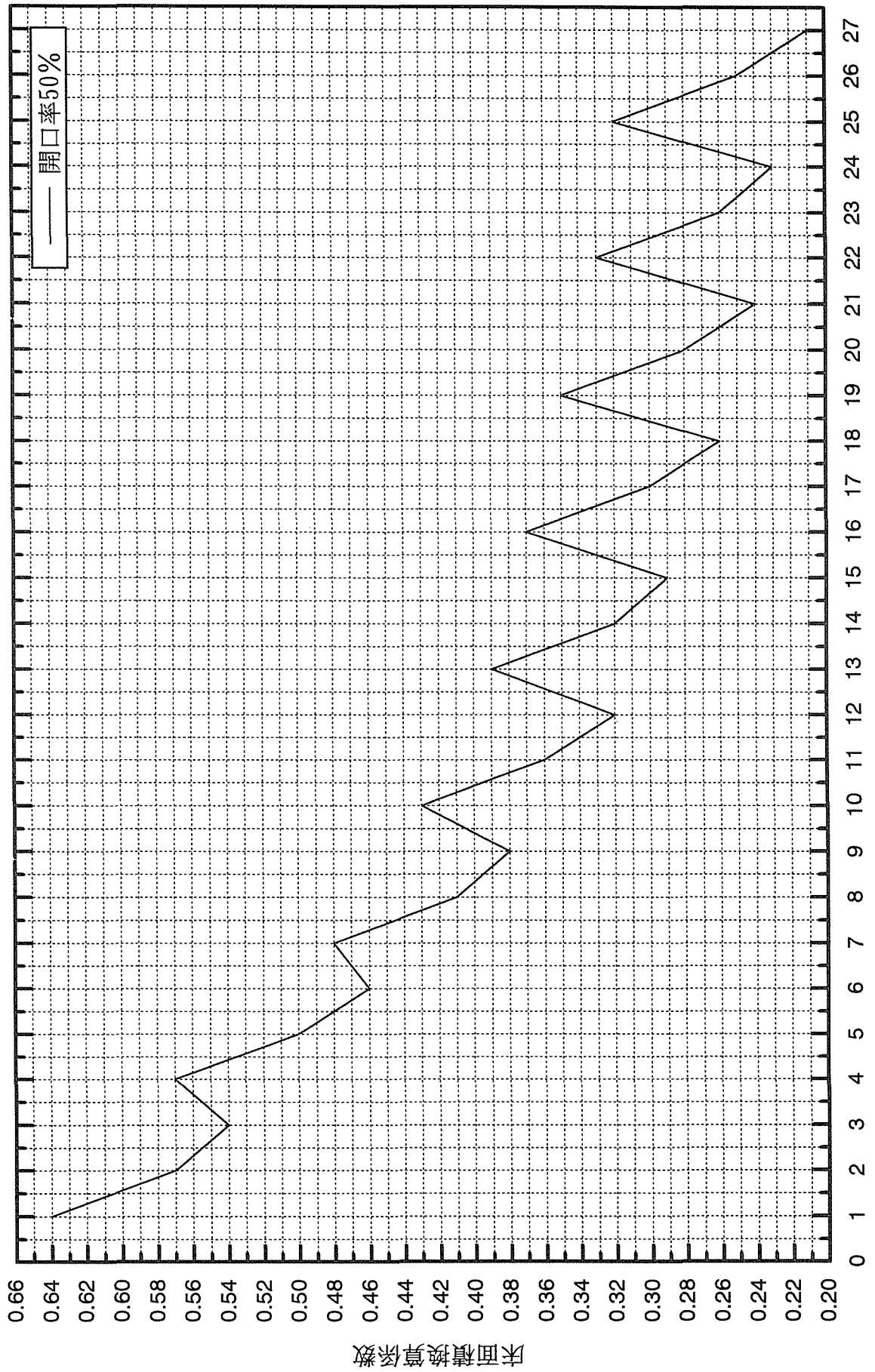
外壁長の75%の長さの内壁長における各々の開口率時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



間口・奥行き比タイプ番号

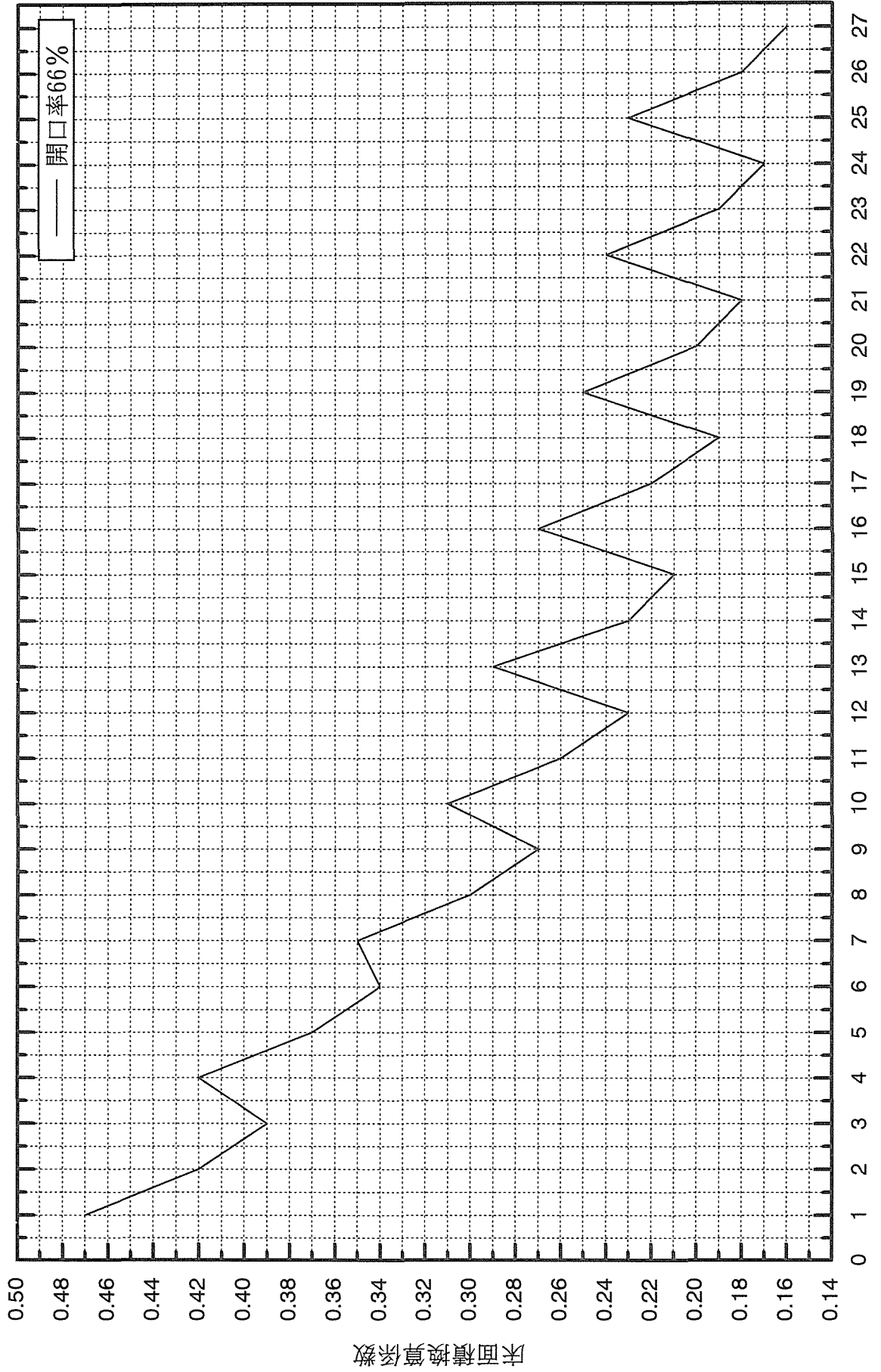


外壁長の75%の長さの内壁長における開口率50%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕

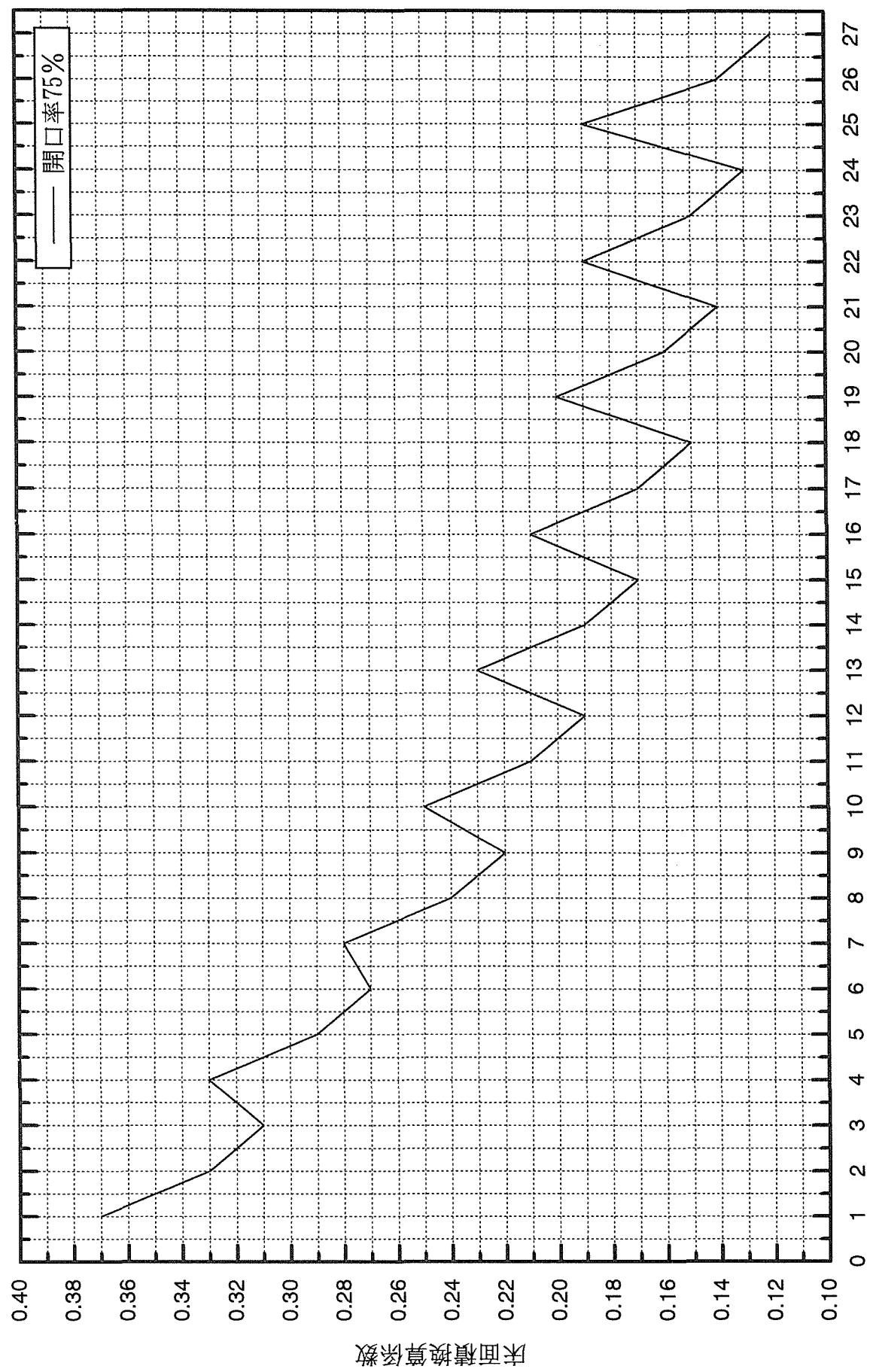


間口・奥行き比タイプ番号

外壁長の75%の長さの内壁長における開口率66%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



外壁長の75%の長さの内壁長における開口率75%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



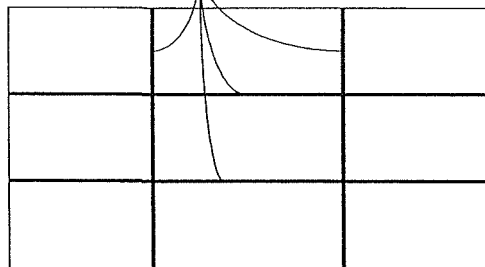
間口・奥行き比タイプ番号

## 外壁長と同じ長さの内壁長の場合

間口×奥行比	軽い仕様（ボード仕様）			重い仕様（土塗壁仕様）		
	開口率50%	開口率66%	開口率75%	開口率50%	開口率66%	開口率75%
(1)2.5×5.0(1:2)	0.97	0.77	0.66	0.86	0.63	0.5
(2)2.5×7.5(1:3)	0.86	0.69	0.59	0.76	0.56	0.44
(3)2.5×10.0(1:4)	0.81	0.64	0.55	0.71	0.52	0.41
(4)3.0×5.0(1:1.67)	0.86	0.69	0.59	0.76	0.56	0.44
(5)3.0×7.5(1:2.5)	0.75	0.6	0.51	0.67	0.49	0.39
(6)3.0×10.0(1:3.33)	0.7	0.56	0.48	0.62	0.45	0.36
(7)4.0×5.0(1:1.25)	0.73	0.58	0.5	0.64	0.47	0.37
(8)4.0×7.5(1:1.88)	0.62	0.49	0.42	0.55	0.4	0.32
(9)4.0×10.0(1:2.5)	0.56	0.45	0.39	0.5	0.37	0.29
(10)5.0×5.0(1:1)	0.65	0.51	0.44	0.57	0.42	0.33
(11)5.0×7.5(1:1.5)	0.54	0.43	0.37	0.48	0.35	0.28
(12)5.0×10.0(1:2)	0.48	0.39	0.33	0.43	0.31	0.25
(13)6.0×5.0(1.2:1)	0.59	0.47	0.4	0.52	0.38	0.3
(14)6.0×7.5(1:1.25)	0.48	0.39	0.33	0.43	0.31	0.25
(15)6.0×10.0(1:1.67)	0.43	0.34	0.29	0.38	0.28	0.22
(16)7.0×5.0(1.4:1)	0.55	0.44	0.38	0.49	0.36	0.28
(17)7.0×7.5(1:1.07)	0.45	0.36	0.3	0.4	0.29	0.23
(18)7.0×10.0(1:1.43)	0.39	0.31	0.27	0.35	0.25	0.2
(19)8.0×5.0(1.6:1)	0.52	0.42	0.36	0.46	0.34	0.27
(20)8.0×7.5(1.07:1)	0.42	0.33	0.28	0.37	0.27	0.21
(21)8.0×10.0(1:1.25)	0.36	0.29	0.25	0.32	0.23	0.19
(22)9.0×5.0(1.8:1)	0.5	0.4	0.34	0.44	0.32	0.26
(23)9.0×7.5(1.2:1)	0.4	0.31	0.27	0.35	0.26	0.2
(24)9.0×10.0(1:1.11)	0.34	0.27	0.23	0.3	0.22	0.17
(25)10.0×5.0(2:1)	0.48	0.39	0.33	0.43	0.31	0.25
(26)10.0×7.5(1.33:1)	0.38	0.3	0.26	0.33	0.24	0.19
(27)10.0×10.0(1:1)	0.32	0.26	0.22	0.29	0.21	0.17

内壁の床面積換算係数

h = 2.4m (有効高)として



内壁をしめす

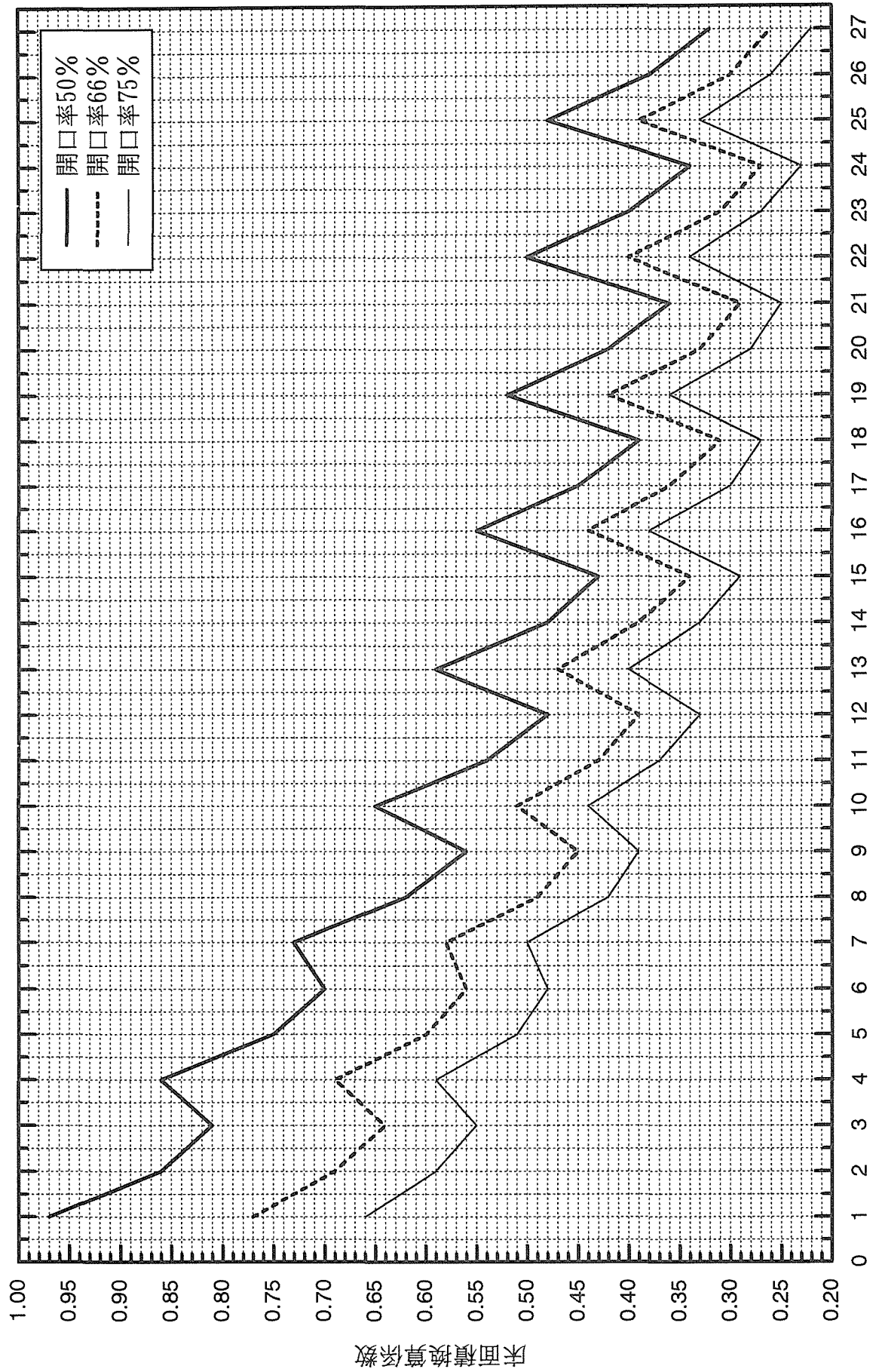
外壁長 100%として

	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行	間口×奥行
①	5P×10P (2.5間×5.0間)	8P×10P (4.0間×5.0間)	12P×10P (6.0間×5.0間)	16P×10P (8.0間×5.0間)
②	5P×15P (2.5間×7.5間)	8P×15P (4.0間×7.5間)	12P×15P (6.0間×7.5間)	16P×15P (8.0間×7.5間)
③	5P×20P (2.5間×10間)	8P×20P (4.0間×10間)	12P×20P (6.0間×10間)	16P×20P (8.0間×10間)
④	6P×10P (3.0間×5.0間)	10P×10P (5.0間×5.0間)	14P×10P (7.0間×5.0間)	18P×10P (9.0間×5.0間)
⑤	6P×15P (3.0間×7.5間)	10P×15P (5.0間×7.5間)	14P×15P (7.0間×7.5間)	18P×15P (9.0間×7.5間)
⑥	6P×20P (3.0間×10間)	10P×20P (5.0間×10間)	14P×20P (7.0間×10間)	18P×20P (9.0間×10間)

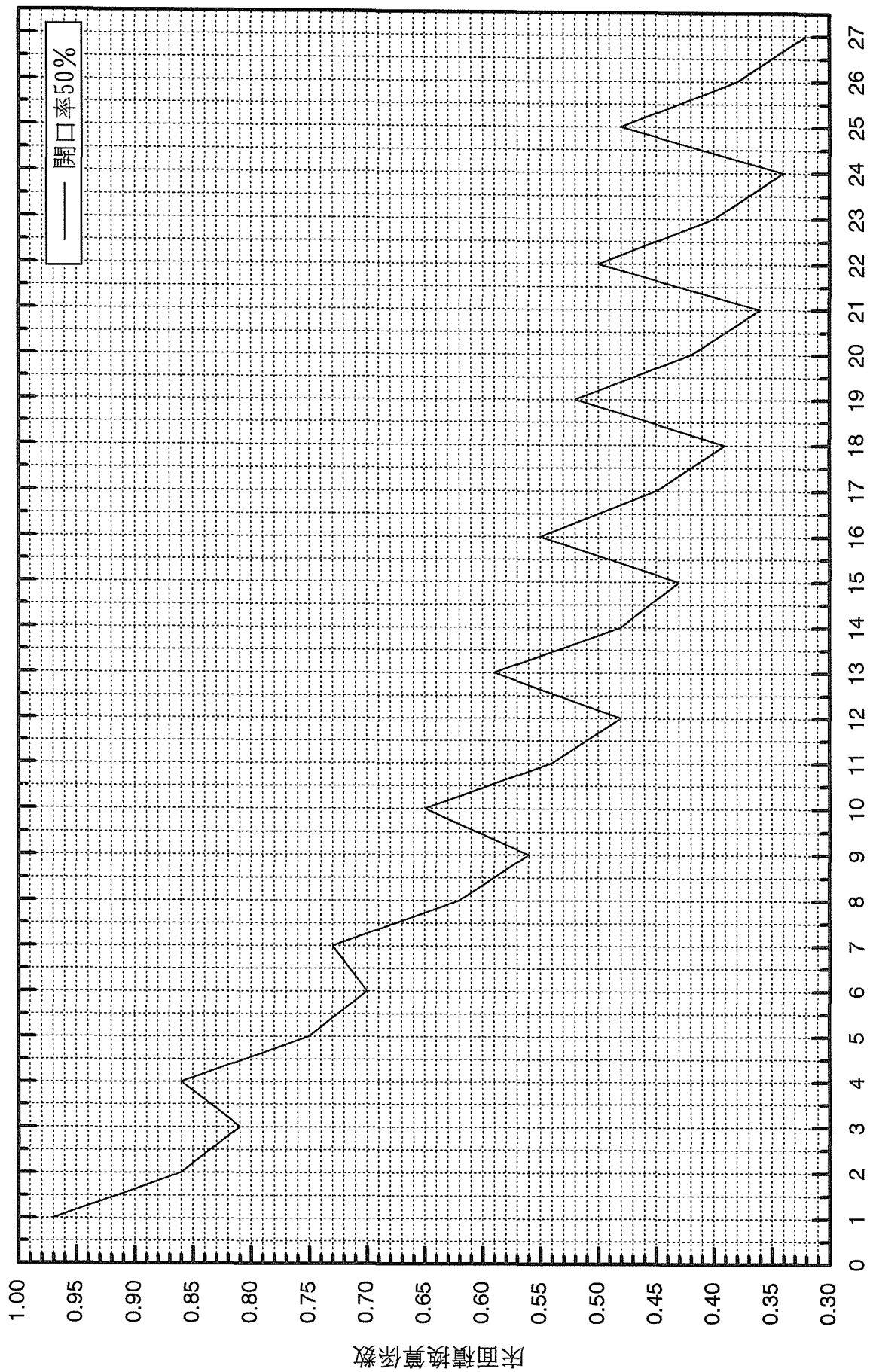
内壁面積A ÷ 床面積ΣA = (内壁の床換算係数) 内壁面積A = 内壁長ΣL × h (h = 2.4m)

①	内壁面積A = 65.52㎡ (内壁長ΣL = 27.30m)	ΣA = 41.41㎡ (1.58)	⑩	内壁面積A = 87.36㎡ (内壁長ΣL = 36.40m)	ΣA = 82.81㎡ (1.05)	⑲	内壁面積A = 113.57㎡ (内壁長ΣL = 47.32m)	ΣA = 132.49㎡ (0.86)
②	内壁面積A = 87.36㎡ (内壁長ΣL = 36.40m)	ΣA = 62.11㎡ (1.41)	⑪	内壁面積A = 109.20㎡ (内壁長ΣL = 45.50m)	ΣA = 124.21㎡ (0.88)	⑳	内壁面積A = 135.41㎡ (内壁長ΣL = 56.42m)	ΣA = 198.74㎡ (0.68)
③	内壁面積A = 109.20㎡ (内壁長ΣL = 45.50m)	ΣA = 82.81㎡ (1.32)	⑫	内壁面積A = 131.04㎡ (内壁長ΣL = 54.60m)	ΣA = 165.62㎡ (0.79)	㉑	内壁面積A = 157.25㎡ (内壁長ΣL = 65.52m)	ΣA = 264.99㎡ (0.59)
④	内壁面積A = 69.89㎡ (内壁長ΣL = 29.12m)	ΣA = 49.69㎡ (1.41)	⑬	内壁面積A = 96.10㎡ (内壁長ΣL = 40.04m)	ΣA = 99.37㎡ (0.97)	㉒	内壁面積A = 122.30㎡ (内壁長ΣL = 50.96m)	ΣA = 149.06㎡ (0.82)
⑤	内壁面積A = 91.73㎡ (内壁長ΣL = 38.22m)	ΣA = 74.53㎡ (1.23)	⑭	内壁面積A = 117.94㎡ (内壁長ΣL = 49.14m)	ΣA = 149.06㎡ (0.79)	㉓	内壁面積A = 144.14㎡ (内壁長ΣL = 60.06m)	ΣA = 223.59㎡ (0.65)
⑥	内壁面積A = 113.57㎡ (内壁長ΣL = 47.32m)	ΣA = 99.37㎡ (1.14)	⑮	内壁面積A = 139.78㎡ (内壁長ΣL = 58.24m)	ΣA = 198.74㎡ (0.70)	㉔	内壁面積A = 165.98㎡ (内壁長ΣL = 69.16m)	ΣA = 298.12㎡ (0.56)
⑦	内壁面積A = 78.62㎡ (内壁長ΣL = 32.76m)	ΣA = 66.25㎡ (1.19)	⑯	内壁面積A = 104.83㎡ (内壁長ΣL = 43.68m)	ΣA = 115.93㎡ (0.90)	㉕	内壁面積A = 131.04㎡ (内壁長ΣL = 54.60m)	ΣA = 165.62㎡ (0.79)
⑧	内壁面積A = 100.46㎡ (内壁長ΣL = 41.86m)	ΣA = 99.37㎡ (1.01)	⑰	内壁面積A = 126.72㎡ (内壁長ΣL = 52.78m)	ΣA = 173.90㎡ (0.73)	㉖	内壁面積A = 152.88㎡ (内壁長ΣL = 63.70m)	ΣA = 248.43㎡ (0.62)
⑨	内壁面積A = 122.30㎡ (内壁長ΣL = 50.96m)	ΣA = 132.49㎡ (0.92)	⑱	内壁面積A = 148.51㎡ (内壁長ΣL = 61.88m)	ΣA = 231.86㎡ (0.64)	㉗	内壁面積A = 174.72㎡ (内壁長ΣL = 72.80m)	ΣA = 331.24㎡ (0.53)

外壁長と同じ長さの内壁長における各々の開口率時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕

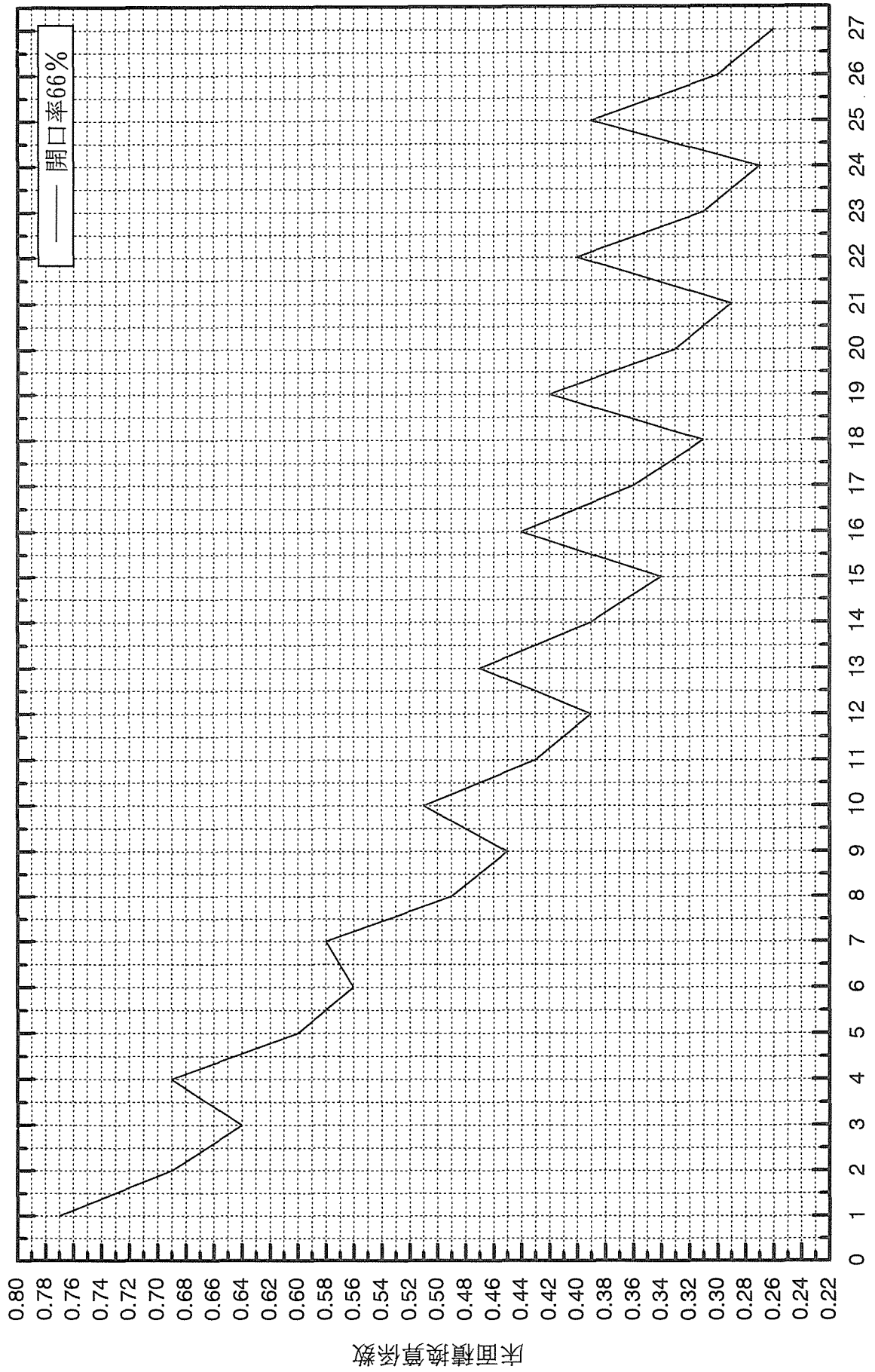


外壁長と同じ長さの内壁長における開口率50%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕



間口・奥行き比タイプ番号

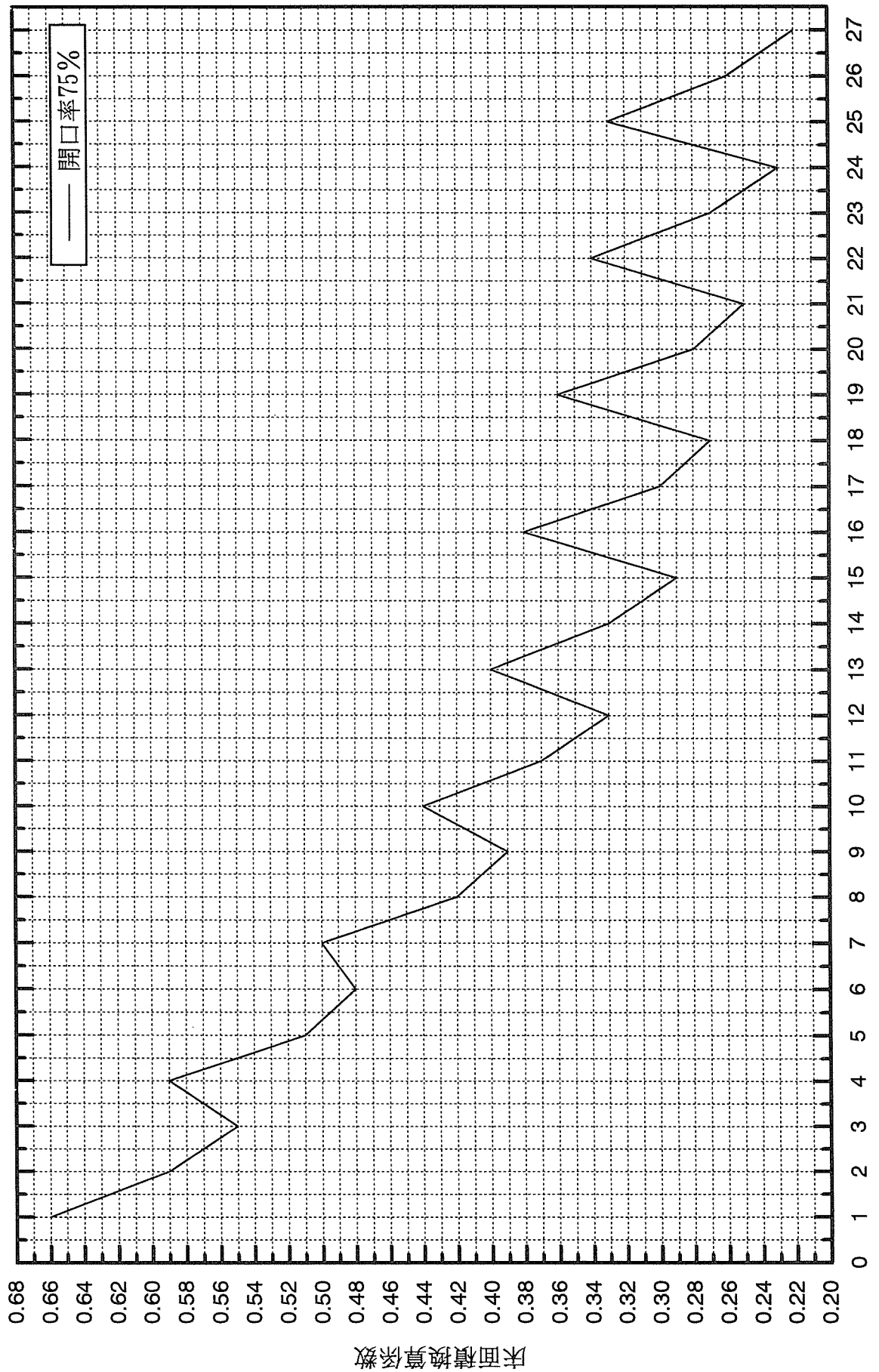
外壁長と同じ長さの内壁長における開口率66%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕



間口・奥行き比タイプ番号

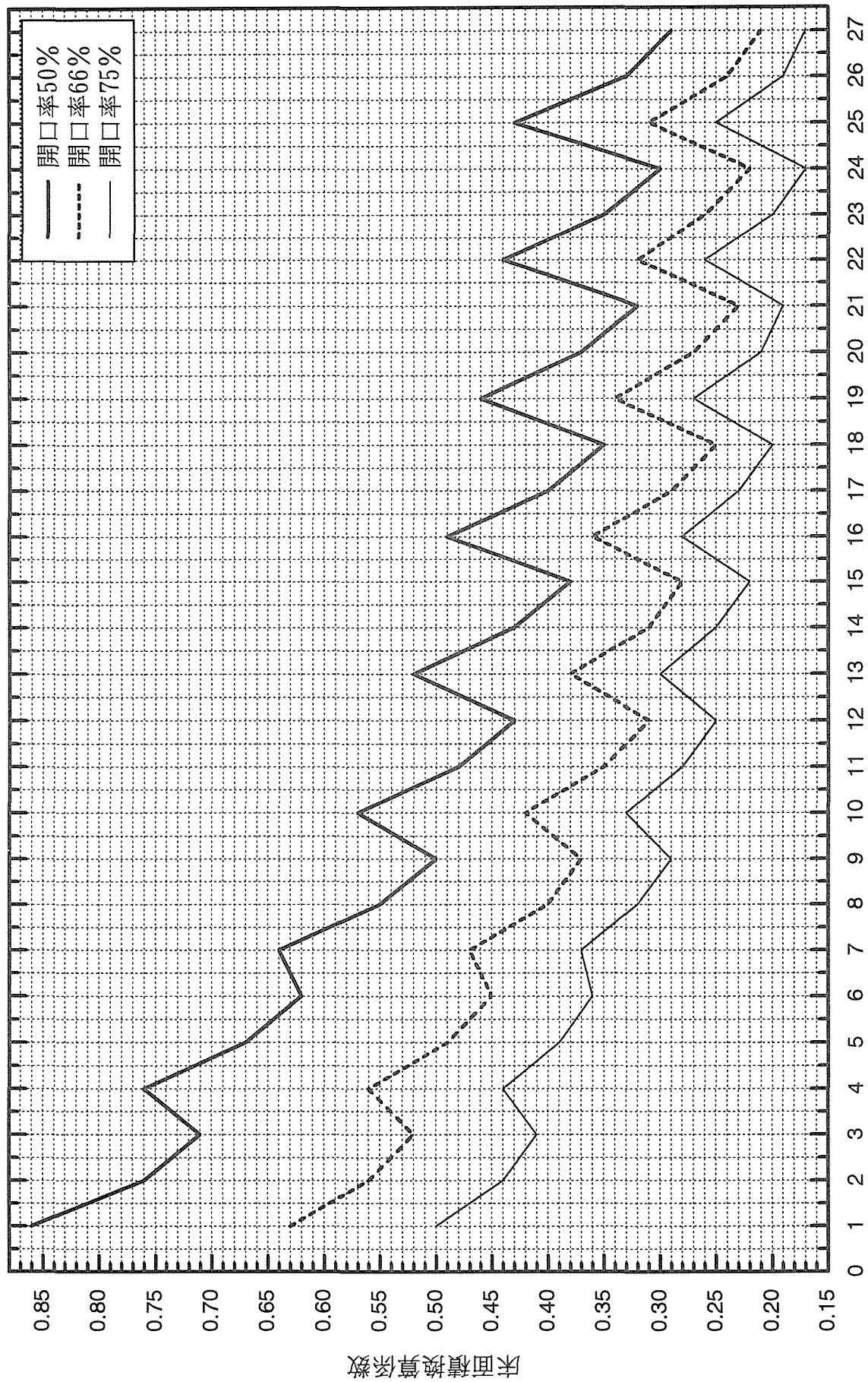


外壁長と同じ長さの内壁長における開口率75%時の床面積換算係数〔軽い仕様（ボード仕様）〕



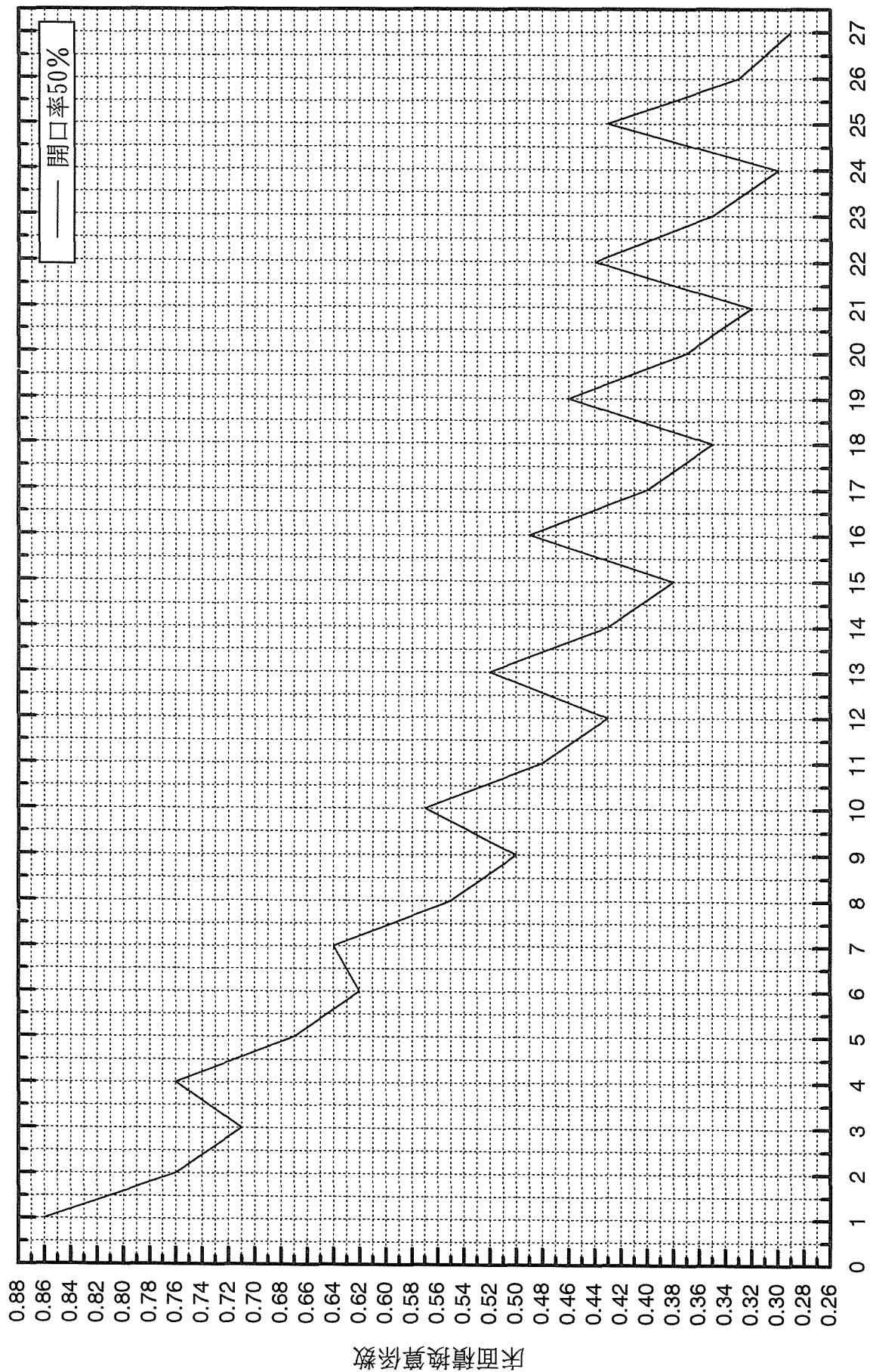
間口・奥行き比タイプ番号

外壁長と同じ内壁長における各々の開口率時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



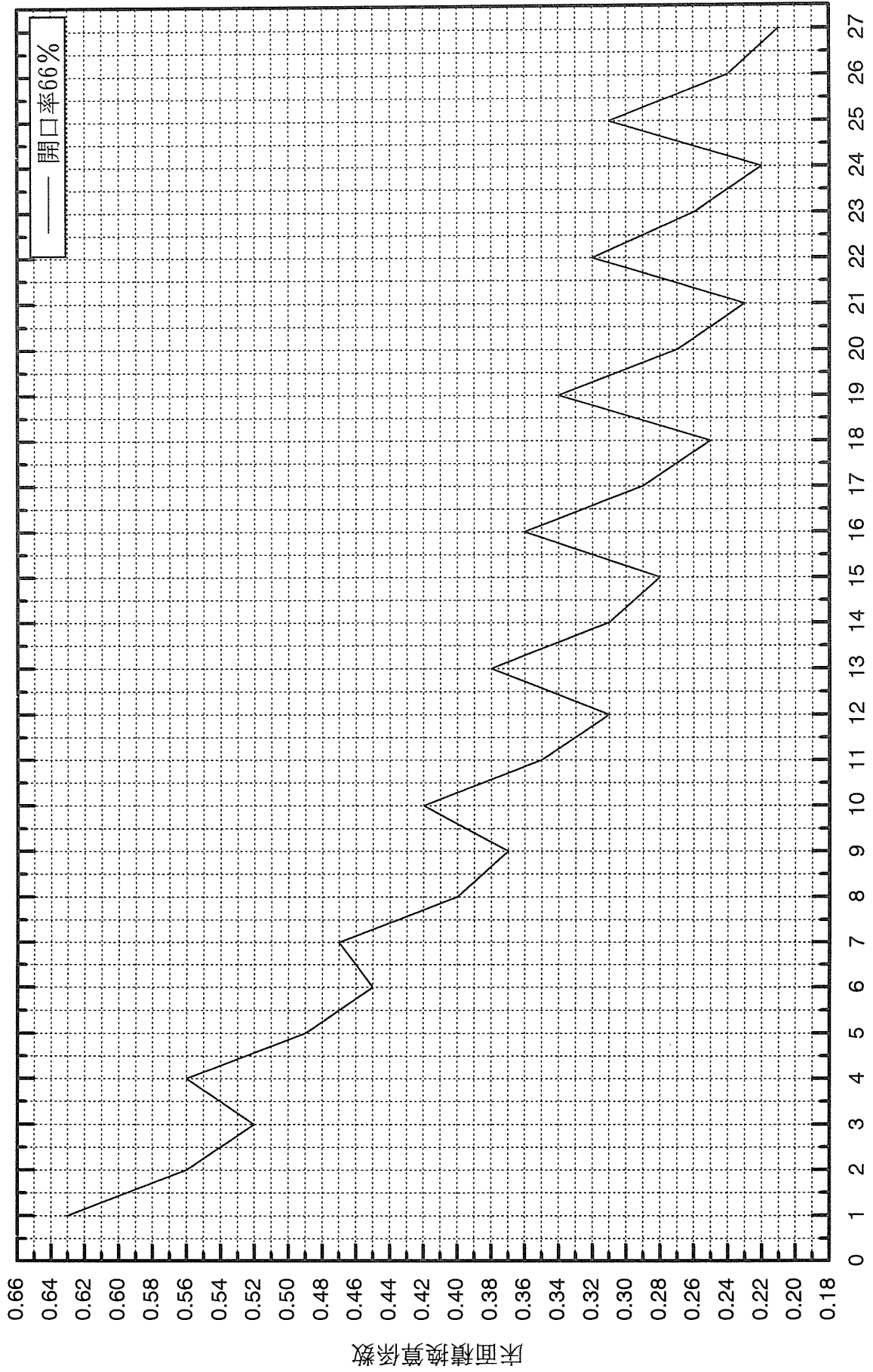
間口・奥行き比タイプ番号

外壁長と同じ内壁長における開口率50%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕

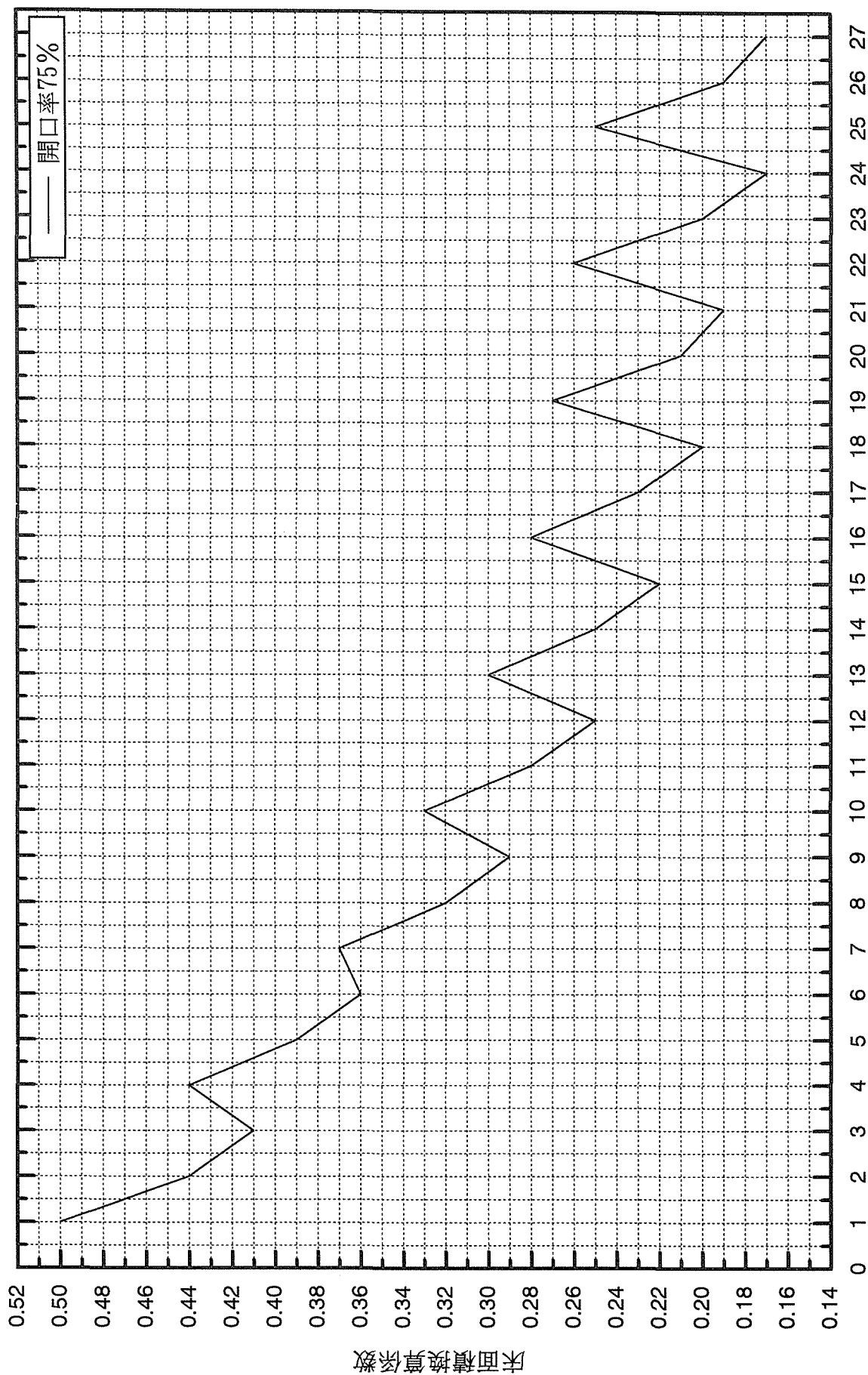


間口・奥行き比タイプ番号

外壁長と同じ内壁長における開口率66%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕

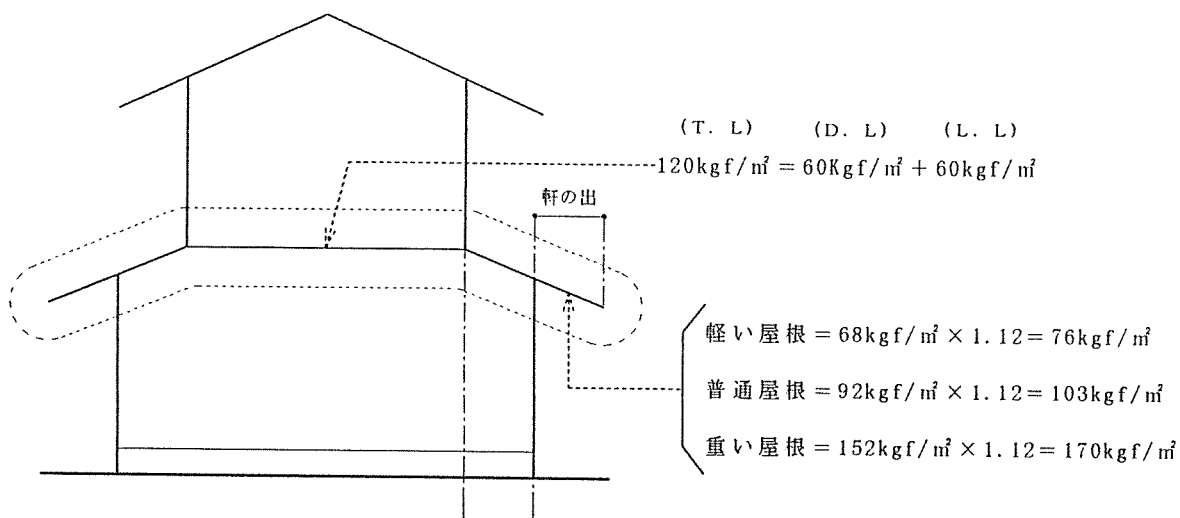


外壁長と同じ内壁長における開口率75%時の床面積換算係数〔重い仕様（土塗壁仕様）〕



7. 4 2階床及び下屋部分を含む1階床面積換算荷重  
一方向下屋（軽い屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	114	118	122
2	2.5×7.5(1:3)	114	118	122
3	2.5×10.0(1:4)	114	118	122
4	3.0×5.0(1:1.67)	115	118	121
5	3.0×7.5(1:2.5)	115	118	121
6	3.0×10.0(1:3.33)	115	118	121
7	4.0×5.0(1:1.25)	116	118	121
8	4.0×7.5(1:1.88)	116	118	121
9	4.0×10.0(1:2.5)	116	118	121
10	5.0×5.0(1:1)	116	119	121
11	5.0×7.5(1:1.5)	116	119	121
12	5.0×10.0(1:2)	116	119	121
13	6.0×5.0(1.2:1)	117	119	121
14	6.0×7.5(1:1.25)	117	119	121
15	6.0×10.0(1:1.67)	117	119	121
16	7.0×5.0(1.4:1)	117	119	121
17	7.0×7.5(1:1.07)	117	119	121
18	7.0×10.0(1:1.43)	117	119	121
19	8.0×5.0(1.6:1)	118	119	121
20	8.0×7.5(1.07:1)	118	119	121
21	8.0×10.0(1:1.25)	118	119	121
22	9.0×5.0(1.8:1)	118	119	120
23	9.0×7.5(1.2:1)	118	119	120
24	9.0×10.0(1:1.11)	118	119	120
25	10.0×5.0(2:1)	118	119	120
26	10.0×7.5(1.33:1)	118	119	120
27	10.0×10.0(1:1)	118	119	120

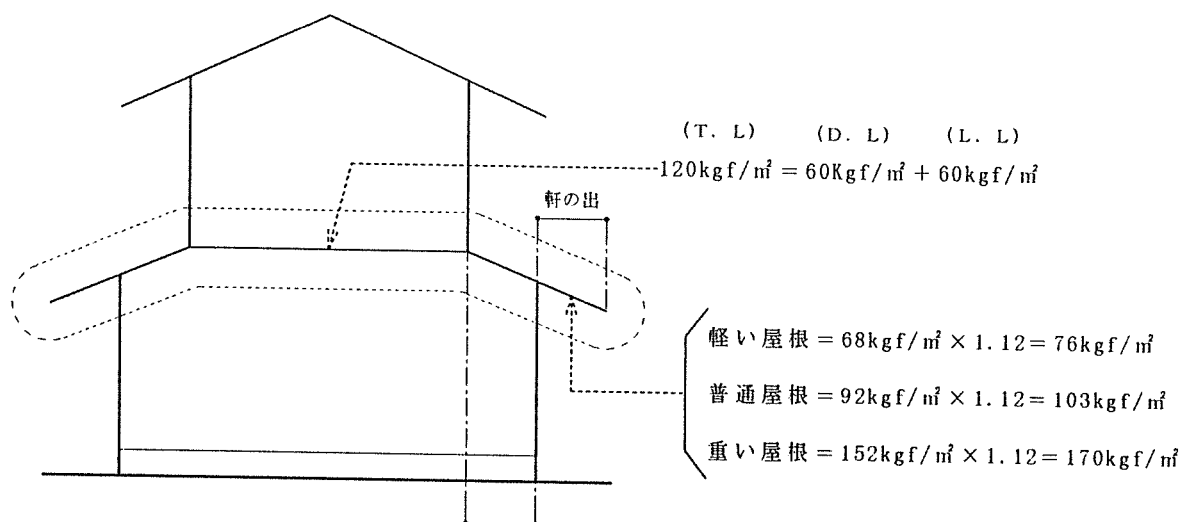


下屋スパン…0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
影響が大きいためそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

一方向下屋（普通屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	121	127	132
2	2.5×7.5(1:3)	121	127	132
3	2.5×10.0(1:4)	121	127	132
4	3.0×5.0(1:1.67)	121	126	130
5	3.0×7.5(1:2.5)	121	126	130
6	3.0×10.0(1:3.33)	121	126	130
7	4.0×5.0(1:1.25)	121	125	128
8	4.0×7.5(1:1.88)	121	125	128
9	4.0×10.0(1:2.5)	121	125	128
10	5.0×5.0(1:1)	121	124	127
11	5.0×7.5(1:1.5)	121	124	127
12	5.0×10.0(1:2)	121	124	127
13	6.0×5.0(1.2:1)	121	123	126
14	6.0×7.5(1:1.25)	121	123	126
15	6.0×10.0(1:1.67)	121	123	126
16	7.0×5.0(1.4:1)	121	123	125
17	7.0×7.5(1:1.07)	121	123	125
18	7.0×10.0(1:1.43)	121	123	125
19	8.0×5.0(1.6:1)	120	122	124
20	8.0×7.5(1.07:1)	120	122	124
21	8.0×10.0(1:1.25)	120	122	124
22	9.0×5.0(1.8:1)	120	122	124
23	9.0×7.5(1.2:1)	120	122	124
24	9.0×10.0(1:1.11)	120	122	124
25	10.0×5.0(2:1)	120	122	124
26	10.0×7.5(1.33:1)	120	122	124
27	10.0×10.0(1:1)	120	122	124

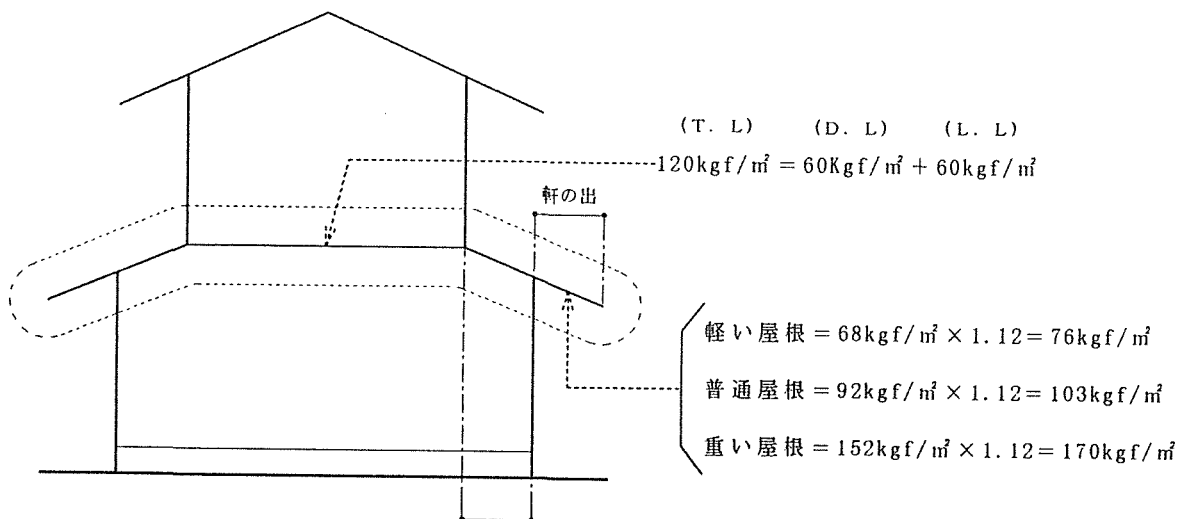


下屋スパン・・・0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
影響が大きいのでそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

一方向下屋（重い屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	140	149	157
2	2.5×7.5(1:3)	140	149	157
3	2.5×10.0(1:4)	140	149	157
4	3.0×5.0(1:1.67)	137	145	152
5	3.0×7.5(1:2.5)	137	145	152
6	3.0×10.0(1:3.33)	137	145	152
7	4.0×5.0(1:1.25)	134	140	146
8	4.0×7.5(1:1.88)	134	140	146
9	4.0×10.0(1:2.5)	134	140	146
10	5.0×5.0(1:1)	131	136	141
11	5.0×7.5(1:1.5)	131	136	141
12	5.0×10.0(1:2)	131	136	141
13	6.0×5.0(1.2:1)	130	134	138
14	6.0×7.5(1:1.25)	130	134	138
15	6.0×10.0(1:1.67)	130	134	138
16	7.0×5.0(1.4:1)	128	132	136
17	7.0×7.5(1:1.07)	128	132	136
18	7.0×10.0(1:1.43)	128	132	136
19	8.0×5.0(1.6:1)	127	131	134
20	8.0×7.5(1.07:1)	127	131	134
21	8.0×10.0(1:1.25)	127	131	134
22	9.0×5.0(1.8:1)	127	130	132
23	9.0×7.5(1.2:1)	127	130	132
24	9.0×10.0(1:1.11)	127	130	132
25	10.0×5.0(2:1)	126	129	131
26	10.0×7.5(1.33:1)	126	129	131
27	10.0×10.0(1:1)	126	129	131



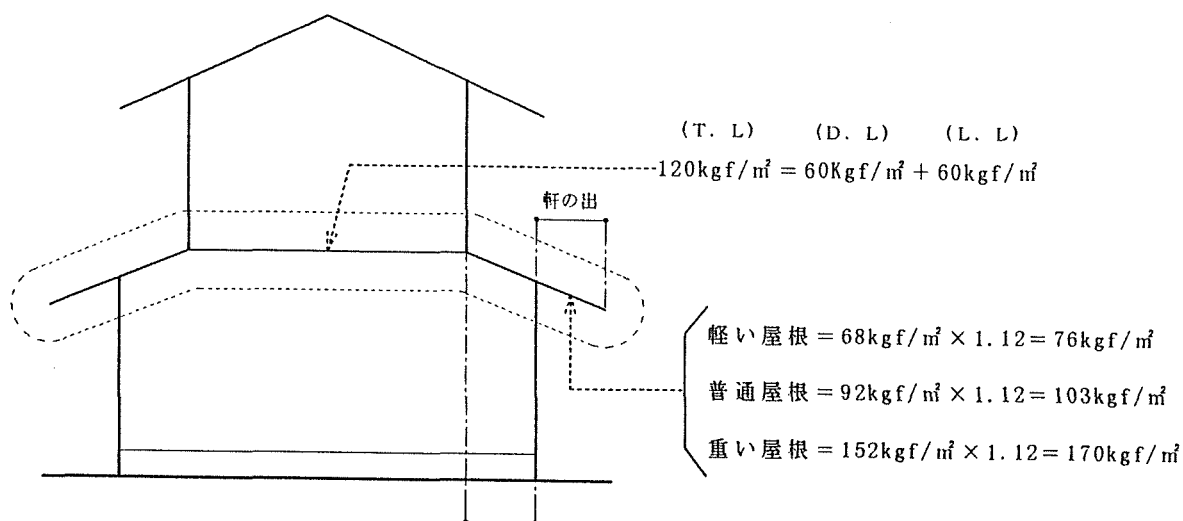
下屋スパン…0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
 1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
 影響が大きいののでそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。



二方向下屋（軽い屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	110	116	123
2	2.5×7.5(1:3)	110	116	123
3	2.5×10.0(1:4)	110	116	123
4	3.0×5.0(1:1.67)	111	117	122
5	3.0×7.5(1:2.5)	111	117	122
6	3.0×10.0(1:3.33)	111	117	122
7	4.0×5.0(1:1.25)	113	117	122
8	4.0×7.5(1:1.88)	113	117	122
9	4.0×10.0(1:2.5)	113	117	122
10	5.0×5.0(1:1)	114	118	122
11	5.0×7.5(1:1.5)	114	118	122
12	5.0×10.0(1:2)	114	118	122
13	6.0×5.0(1.2:1)	115	118	121
14	6.0×7.5(1:1.25)	115	118	121
15	6.0×10.0(1:1.67)	115	118	121
16	7.0×5.0(1.4:1)	115	118	121
17	7.0×7.5(1:1.07)	115	118	121
18	7.0×10.0(1:1.43)	115	118	121
19	8.0×5.0(1.6:1)	116	118	121
20	8.0×7.5(1.07:1)	116	118	121
21	8.0×10.0(1:1.25)	116	118	121
22	9.0×5.0(1.8:1)	116	119	121
23	9.0×7.5(1.2:1)	116	119	121
24	9.0×10.0(1:1.11)	116	119	121
25	10.0×5.0(2:1)	116	119	121
26	10.0×7.5(1.33:1)	116	119	121
27	10.0×10.0(1:1)	116	119	121

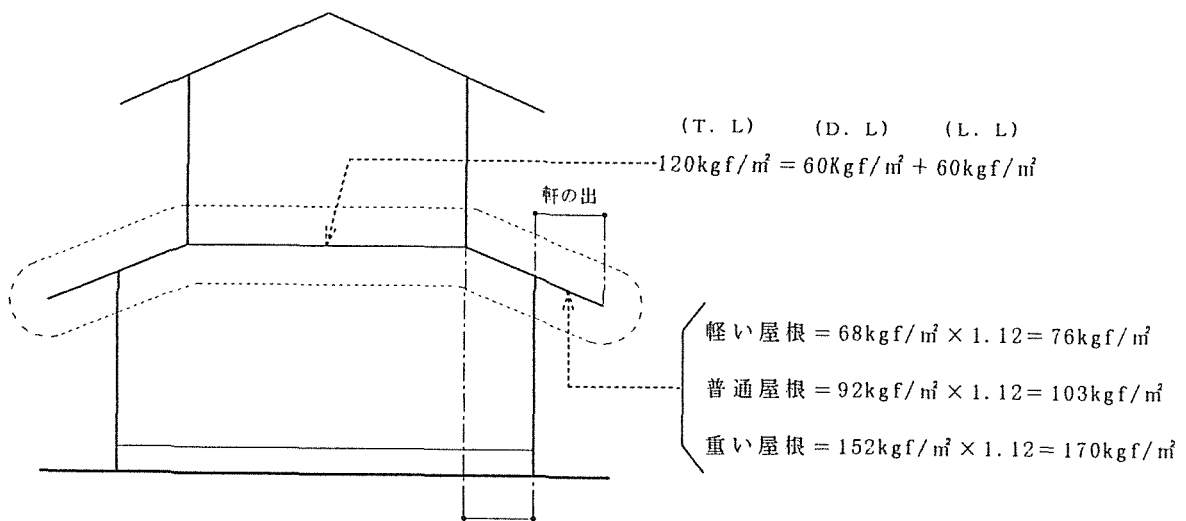


下屋スパン・・・0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
 1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
 影響が大きいためそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

二方向下屋（普通屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	122	131	139
2	2.5×7.5(1:3)	122	131	139
3	2.5×10.0(1:4)	122	131	139
4	3.0×5.0(1:1.67)	122	130	137
5	3.0×7.5(1:2.5)	122	130	137
6	3.0×10.0(1:3.33)	122	130	137
7	4.0×5.0(1:1.25)	122	128	134
8	4.0×7.5(1:1.88)	122	128	134
9	4.0×10.0(1:2.5)	122	128	134
10	5.0×5.0(1:1)	121	127	132
11	5.0×7.5(1:1.5)	121	127	132
12	5.0×10.0(1:2)	121	127	132
13	6.0×5.0(1.2:1)	121	126	130
14	6.0×7.5(1:1.25)	121	126	130
15	6.0×10.0(1:1.67)	121	126	130
16	7.0×5.0(1.4:1)	121	125	129
17	7.0×7.5(1:1.07)	121	125	129
18	7.0×10.0(1:1.43)	121	125	129
19	8.0×5.0(1.6:1)	121	125	128
20	8.0×7.5(1.07:1)	121	125	128
21	8.0×10.0(1:1.25)	121	125	128
22	9.0×5.0(1.8:1)	121	124	127
23	9.0×7.5(1.2:1)	121	124	127
24	9.0×10.0(1:1.11)	121	124	127
25	10.0×5.0(2:1)	121	124	127
26	10.0×7.5(1.33:1)	121	124	127
27	10.0×10.0(1:1)	121	124	127

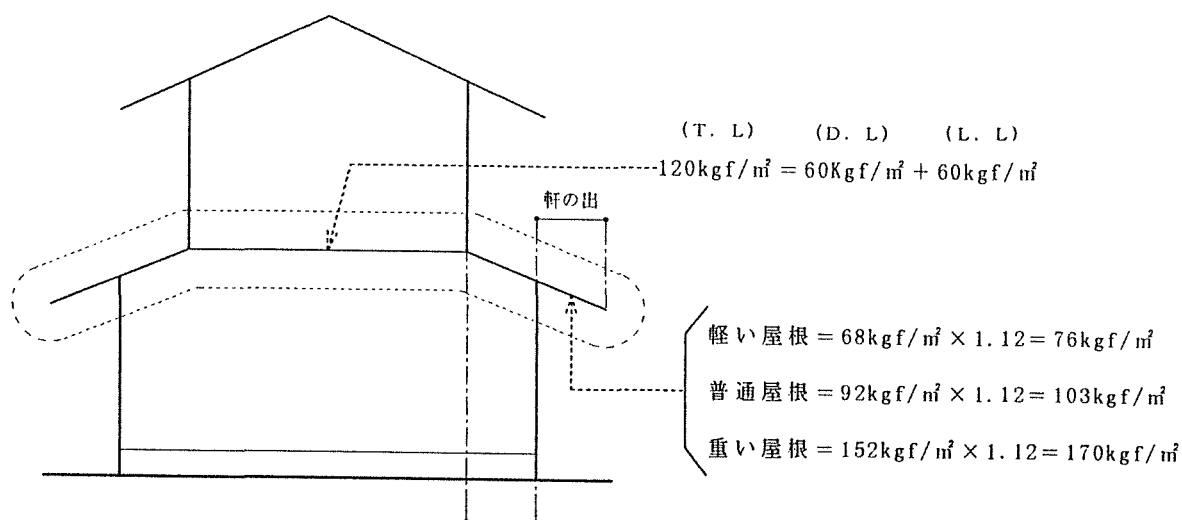


下屋スパン…0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
 1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
 影響が大きいためそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

二方向下屋（重い屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	153	167	181
2	2.5×7.5(1:3)	153	167	181
3	2.5×10.0(1:4)	153	167	181
4	3.0×5.0(1:1.67)	149	162	174
5	3.0×7.5(1:2.5)	149	162	174
6	3.0×10.0(1:3.33)	149	162	174
7	4.0×5.0(1:1.25)	144	154	164
8	4.0×7.5(1:1.88)	144	154	164
9	4.0×10.0(1:2.5)	144	154	164
10	5.0×5.0(1:1)	140	149	157
11	5.0×7.5(1:1.5)	140	149	157
12	5.0×10.0(1:2)	140	149	157
13	6.0×5.0(1.2:1)	137	145	152
14	6.0×7.5(1:1.25)	137	145	152
15	6.0×10.0(1:1.67)	137	145	152
16	7.0×5.0(1.4:1)	135	142	149
17	7.0×7.5(1:1.07)	135	142	149
18	7.0×10.0(1:1.43)	135	142	149
19	8.0×5.0(1.6:1)	134	140	146
20	8.0×7.5(1.07:1)	134	140	146
21	8.0×10.0(1:1.25)	134	140	146
22	9.0×5.0(1.8:1)	132	138	143
23	9.0×7.5(1.2:1)	132	138	143
24	9.0×10.0(1:1.11)	132	138	143
25	10.0×5.0(2:1)	131	136	141
26	10.0×7.5(1.33:1)	131	136	141
27	10.0×10.0(1:1)	131	136	141

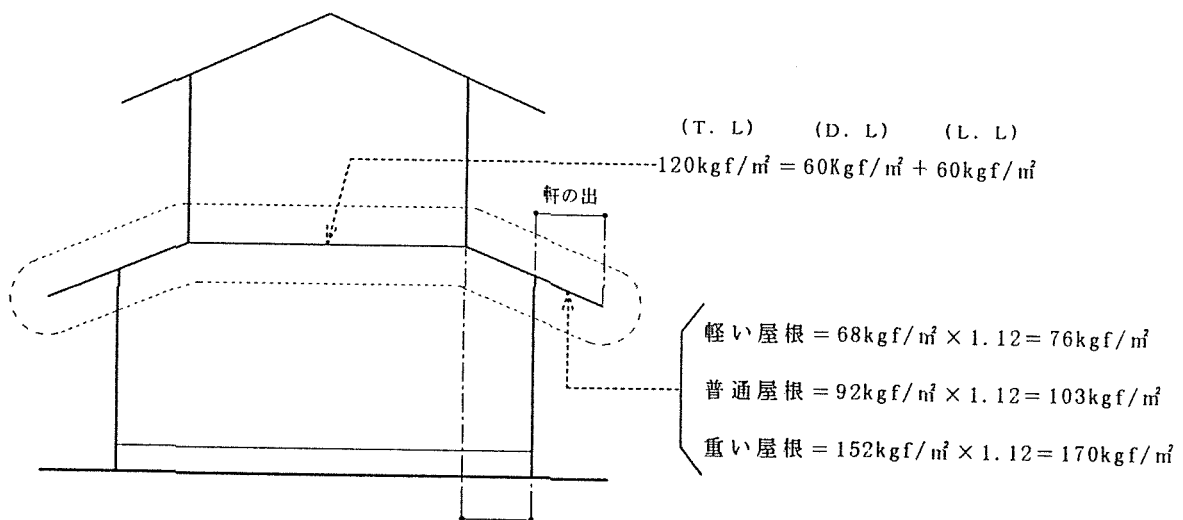


下屋スパン…0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
影響が大きいののでそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

四方向下屋（軽い屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	108	119	131
2	2.5×7.5(1:3)	109	118	129
3	2.5×10.0(1:4)	109	118	127
4	3.0×5.0(1:1.67)	109	119	130
5	3.0×7.5(1:2.5)	109	118	128
6	3.0×10.0(1:3.33)	110	118	127
7	4.0×5.0(1:1.25)	110	119	128
8	4.0×7.5(1:1.88)	110	118	127
9	4.0×10.0(1:2.5)	111	118	126
10	5.0×5.0(1:1)	110	119	127
11	5.0×7.5(1:1.5)	111	118	126
12	5.0×10.0(1:2)	112	118	125
13	6.0×5.0(1.2:1)	111	118	127
14	6.0×7.5(1:1.25)	112	118	125
15	6.0×10.0(1:1.67)	112	118	124
16	7.0×5.0(1.4:1)	111	118	126
17	7.0×7.5(1:1.07)	112	118	125
18	7.0×10.0(1:1.43)	113	118	124
19	8.0×5.0(1.6:1)	111	118	125
20	8.0×7.5(1.07:1)	113	118	124
21	8.0×10.0(1:1.25)	113	118	124
22	9.0×5.0(1.8:1)	112	118	125
23	9.0×7.5(1.2:1)	113	118	124
24	9.0×10.0(1:1.11)	114	118	123
25	10.0×5.0(2:1)	112	118	125
26	10.0×7.5(1.33:1)	113	118	124
27	10.0×10.0(1:1)	114	118	123

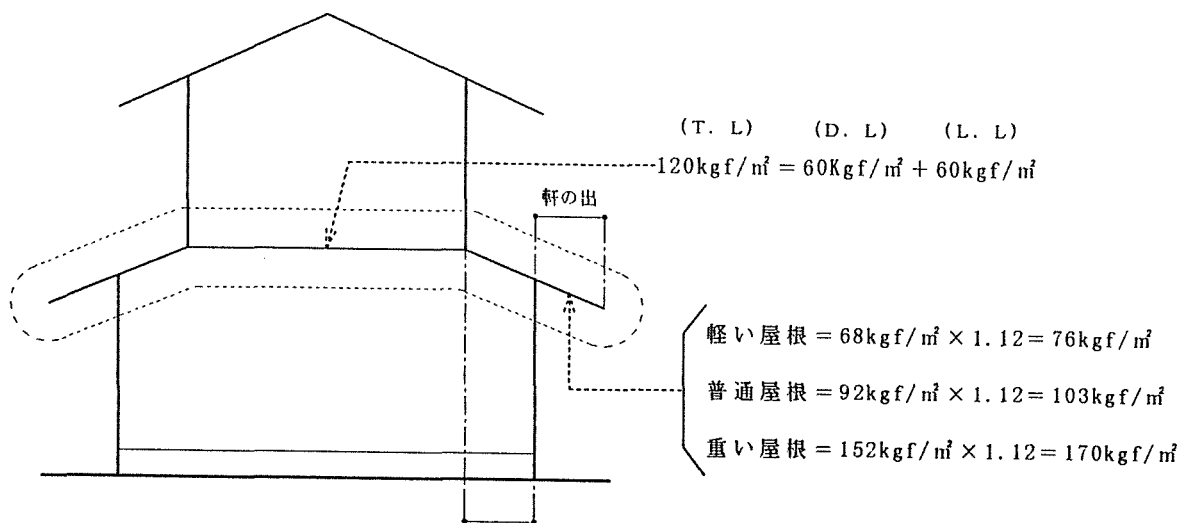


下屋スパン・・・0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
 1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
 影響が大きいためそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

四方向下屋（普通屋根）

タイプ	間口×奥行比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	126	141	157
2	2.5×7.5(1:3)	125	138	152
3	2.5×10.0(1:4)	124	136	149
4	3.0×5.0(1:1.67)	125	139	154
5	3.0×7.5(1:2.5)	124	136	149
6	3.0×10.0(1:3.33)	124	135	147
7	4.0×5.0(1:1.25)	124	137	150
8	4.0×7.5(1:1.88)	124	134	145
9	4.0×10.0(1:2.5)	123	133	143
10	5.0×5.0(1:1)	124	135	147
11	5.0×7.5(1:1.5)	123	133	143
12	5.0×10.0(1:2)	123	131	140
13	6.0×5.0(1.2:1)	124	134	145
14	6.0×7.5(1:1.25)	123	132	141
15	6.0×10.0(1:1.67)	123	130	139
16	7.0×5.0(1.4:1)	123	133	143
17	7.0×7.5(1:1.07)	123	131	139
18	7.0×10.0(1:1.43)	122	130	137
19	8.0×5.0(1.6:1)	123	132	142
20	8.0×7.5(1.07:1)	122	130	138
21	8.0×10.0(1:1.25)	122	129	136
22	9.0×5.0(1.8:1)	123	132	141
23	9.0×7.5(1.2:1)	122	130	137
24	9.0×10.0(1:1.11)	122	128	135
25	10.0×5.0(2:1)	123	131	140
26	10.0×7.5(1.33:1)	122	129	137
27	10.0×10.0(1:1)	122	128	134

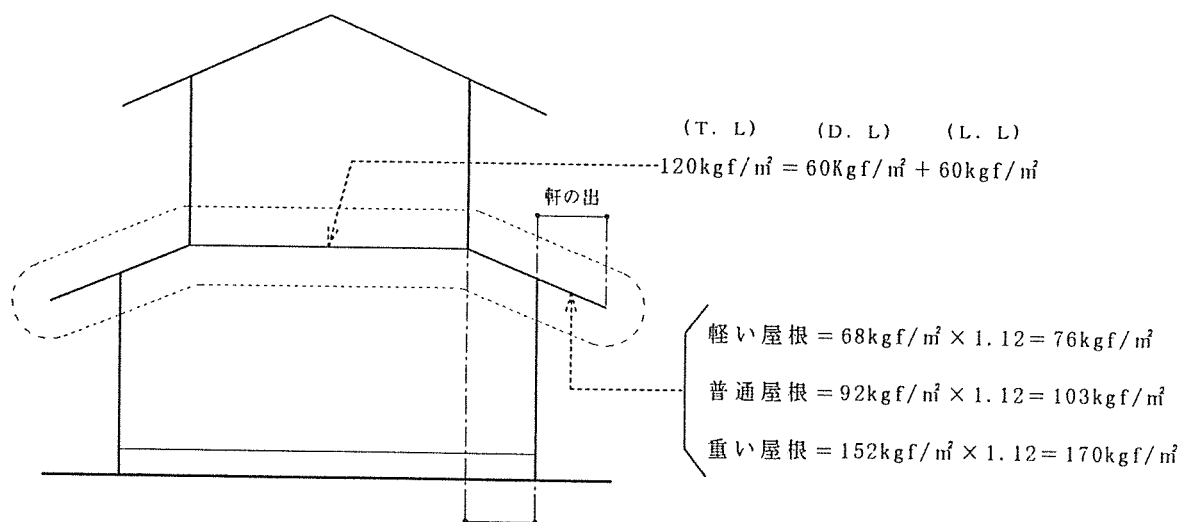


下屋スパン…0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
影響が大きいためそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

四方向下屋（重い屋根）

タイプ	間口×奥行き比	軒の出300mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出600mm (kgf/m <sup>2</sup> )	軒の出900mm (kgf/m <sup>2</sup> )
1	2.5×5.0(1:2)	169	194	220
2	2.5×7.5(1:3)	164	186	209
3	2.5×10.0(1:4)	162	182	203
4	3.0×5.0(1:1.67)	166	189	213
5	3.0×7.5(1:2.5)	161	181	202
6	3.0×10.0(1:3.33)	158	177	169
7	4.0×5.0(1:1.25)	161	182	203
8	4.0×7.5(1:1.88)	156	174	192
9	4.0×10.0(1:2.5)	154	170	186
10	5.0×5.0(1:1)	158	176	196
11	5.0×7.5(1:1.5)	153	169	179
12	5.0×10.0(1:2)	150	164	140
13	6.0×5.0(1.2:1)	155	173	191
14	6.0×7.5(1:1.25)	150	165	180
15	6.0×10.0(1:1.67)	148	161	174
16	7.0×5.0(1.4:1)	154	170	187
17	7.0×7.5(1:1.07)	149	162	176
18	7.0×10.0(1:1.43)	146	158	170
19	8.0×5.0(1.6:1)	152	168	184
20	8.0×7.5(1.07:1)	147	160	173
21	8.0×10.0(1:1.25)	144	155	167
22	9.0×5.0(1.8:1)	151	166	181
23	9.0×7.5(1.2:1)	146	158	171
24	9.0×10.0(1:1.11)	143	154	165
25	10.0×5.0(2:1)	150	164	179
26	10.0×7.5(1.33:1)	145	157	169
27	10.0×10.0(1:1)	143	152	163



下屋スパン・・・0.91m、1.365m、1.82m程度までは上記表を使用  
 1.82m以上は下屋を平屋として別棟として算出する。

下屋を含む2階床重量は下屋スパンよりも軒の出による  
 影響が大きいためそれぞれの軒の出に応じた値を採用する。

## 8. まとめ

本報告書での、この第三章では木造軸組二階建住宅における荷重の算出方法についてまとめたものだが、これは2×4等の木質住宅や、木造三階建住宅にも適用できるものである。

ここで述べているように仕様及び形状により、建物荷重は非常に多くの荷重構成タイプがある。

この様に、建物荷重をきちんと算出することにより、その建物に作用する外力の算定を整備するだけで、耐震性能の確保にたいして重大な影響を与える一部が大幅に改善されるのである。

狭小間口の建物は建物構成仕様が同じで、同面積の正方形建物と比べてみると、一階床面積ならし荷重が大きくなり（間口2間程度であれば大屋根等の軒の出や、外、内壁等の垂直質量要素が大きな影響を与える）そのため狭小間口の住宅は、間口が狭いほど水平抵抗成分（耐力壁等）が多く必要となり、より慎重な構造計画が重要となるのである。

また、伝統的仕様で建築された木造建物では、屋根等に土が載せて有り、壁の仕様も土で構成されており、建築基準法で想定されている建物荷重を上回り、非常に重たい建物荷重となっている。

この様に荷重要素をきちんとまとめなければ、いかに構造計算を精密にしても、耐震性能確保のための諸条件が完備されたとはいえないのである。

しかし、荷重表を使用したとしても、厳密な精算荷重が求められることはなく、誤差が±5%程度あることを考えればこの荷重表を使用する場合、特殊荷重や吹き抜けなどを別途考慮し、より実態に即した建物荷重算定を使用者自らで判断する必要がある。

現在、多く建てられている木造住宅三階建てにおいても、きちんとした建物荷重が算出されてなく、壁を無開口として算出されていたり、防災協会等の精密耐震診断マニュアル等においても、きちんとした建物荷重、外力等の算定はされてなく一般的な診断のみ記述されており、厳密に言うと精密診断がなされていないのである。

より正確に建物荷重を算出する事が木造住宅の生産コストにも影響を与えひいては耐震診断結果よりの補強された耐震性能にも影響を与えるのである。

この報告書がこれからの性能規定設計法や、精密耐震診断手法に生かされることを期待するものである。

## 第4章 生物劣化診断システムの開発

### 1. はじめに

阪神・淡路大震災では構造部材の腐朽、蟻害などの生物劣化による断面欠損や接合部の脱落が木造住宅の粘りや耐震性能を著しく低下させ、架構を瞬時に瓦解させることで生存空間を喪失させ人的被害を拡大したと考えられる<sup>1)</sup>。したがって、既存木造住宅の耐震性能の推定に当たっては、構造部材の生物劣化の有無、構造体や接合部の残存強度を知ることが重要な要素となる。

腐朽やシロアリ被害などの劣化には、温度と水分が重要な因子であるが、人の生活領域の温度条件では腐朽菌やシロアリの活動は活発で、基本的には木材の含水率が繊維飽和点（概ね30%）以上になることで促進される。木材含水率が繊維飽和点以上となるためには相対湿度90%以上の環境に暴露されるか、液状水分の供給が必要となる。

木造住宅における構造体への水分供給源は、使用木材に由来するもの（構造材および下地材の未乾燥材使用）、建築工事に由来するもの（基礎などのコンクリート工事、施工中の養生不良）、環境に由来するもの（土壌水分、空気中水蒸気、結露水、雨水、給排水管の漏水など）および生活に由来するもの（人体からの水蒸気、入浴、炊事、洗濯、植栽など）に大別される。これらの供給源からの水分を遮断して木材を乾燥状態（気乾状態）に維持するためには、設計、施工者といったビルダー側だけでなく、居住者の維持管理努力が不可欠であるが、使用される樹種の多様化や各種の木質材料の出現、釘や金物接合の多用、水廻り箇所の分散化、建物躯体に隣接してエクステリアへの木材使用の増加など、むしろ生物劣化を促進する要因が増加しているといえる。

しかるに、住まい手の環境問題や健康に関する意識は脱ケミカルの傾向にある。そのため、防腐剤や防蟻剤の使用を忌避する状況が増えている。しかしながら、如何に耐久性の高い樹種を使用し、乾燥状態を維持したとしても加害要因、被害物ともに自然物であり、特性のばらつきによって生物劣化を完全に阻止することは不可能である。そのため、最小限度の薬物使用によるバリアーの構築と乾燥状態の維持および適宜の点検によって、耐久性ひいては耐震性能の長期にわたる維持が望まれる。薬剤の予防的使用を回避して生物劣化による被害の発生をみた場合には、居住状態における消毒および殺虫剤の大量使用となって、健康被害の発生の可能性は相当高くなり、脱ケミカルの指向と矛盾することになる。

さらに、高断熱・高気密化による断熱材の使用部位の増加や大壁工法により、構造部材の劣化の早期発見も困難になっている。耐震性能の長期にわたる維持には、構造部材の生物劣化の早期発見のための非破壊的な手法や、劣化度および残存強度の評価システムの開発が求められている。評価システムとしては、発生のメカニズムに基づく劣化の潜在危険度、維持管理に関する劣化危険度、非破壊手法による既存建物での劣化の判定手法および劣化度と構造安全性の関係についての知見を総合したものが必要である。



既存建物の劣化診断では、モルタル外壁などの障害物を除去せずに、軸組構造だけを非破壊的に調査する手法は未だ確立されていない。最もよく使われる方法に小型ハンマーによる打音解析があるが、経験により判断されるものでり、消毒やシロアリ防除を日常業務とするもの以外に判断が困難である。また、定性的に劣化の有無は判断できても欠損部の定量的な把握はできない。X線撮影による解析も、被爆防止やフィルムの設置が困難なため、実験室では有効であっても実用的でない。超音波探査も異常反射部の検出は容易であるが、節等の多数存在する不均質材料の木材の場合は、欠損部と節などの不均質部の判定は相当な実施経験を要し、標準資料の作成も容易でない。一方、穿孔や釘引き抜き抵抗による診断は比較的安価であるが軸組構造部に直接触れる必要がある。腐朽、蟻害の促進が高含水率によって生じることから、含水による熱伝導率の変化を赤外線画像として捉える手法も考えられるが、機器が非常に高価なことから腐朽や蟻害が相当進行してセルロースの残存量が減少した場合は熱伝導率の変化は僅かになり判定が困難になる。したがって、簡易手法や目視による定性的判定に、残存強度や維持管理、工法、使用材料による劣化の潜在危険度を工学的に判断することが実用性が高い評価システムと考えられる。

## 2. 生物劣化の発生のメカニズム

### 2. 1 木材腐朽いわゆる腐れについて

木質部材の使用環境では、土壤に接する領域がもっとも腐朽を受ける可能性が高い。土壤に接すると周囲から水分が供給される結果、木材の含水率は高まり比較的短期間のうちに腐朽菌の生育に適した状態になる。敷地の土壤が乾燥性であれば地中が、湿潤性の土壤であれば地表面より上部から先に腐朽菌生育の最適含水率に達する。通常、土壤中には多くの種類の腐朽菌の孢子や菌糸が存在しており、これらが、木材中へと侵入してくることになる。一方、土壤に接触しない部材は、地際の部材の環境条件に比較して腐朽は受けにくい。これは木材への水分の供給がより少く、さらに地上部の木材への腐朽菌の取り付きは主として孢子によってなされるため、土壤内に比べて孢子数の少ない空中では危険度が低くなるためである。

木材自身の耐朽性も樹種によって固有のものであるが、劣化程度は部材のおかれた環境状況に大きく支配される。長期の野外暴露試験によると、スギ辺材では地上部で3.5年、地際部で1.7年、地中部で3.2年、さらに、耐久性が認められている心材部では地上部5.5年、地際部で4年、地中部で約7年と報告されている<sup>2)</sup>。ヒノキ心材はスギ材に比べてそれぞれ1～2年長く、耐久性の低いブナ心材より約2年長い程度で、いずれの樹種でも住宅の耐用年数よるかなり短い期間で腐朽されるといえる。

針葉樹材は劣化環境に置かれると、褐色腐朽菌に侵される頻度が高い。濃褐色になりもろく崩れる腐れである。褐色腐朽菌はセルロースを選択的に分解するため、結果としてリグニンの比率が高まって、褐色を呈することになる。セルロースだけでなく、リグニンも同時に分解する白色腐朽菌に比べて、重量減少率が同じであれば、強度を受け持っている

セルロースが破壊されるためより大きな強度低下を引き起こす。さらに、重量減少率のわずかな腐朽初期の段階で強度低下が著しく、褐色腐朽菌のオオウズラタケでは腐朽初期の5%の重量減少で曲げ強さが約50%になることが知られている。

木部の腐朽の発生時期と部位の関係は、疋田らの伝統建築の調査によると、築後20年までは水回り、20年を越えると土台、40年を過ぎると屋根や庇が腐朽を受け、60年以上ではその他の部位でも腐朽は出現すると報告されている<sup>3)</sup>。しかしながら、伝統建築に比べて密閉、閉鎖型で高断熱性能である在来工法住宅では様相が異なり、住まい方の変化もあって劣化の発生時期はかなり早くなっているものと推定される。

## 2. 2 シロアリによる食害について

一方、わが国に生息するシロアリは16種とされているが、このうち建造物を加害する経済害虫としてはヤマトシロアリとイエシロアリが主要である。また、奄美、沖縄地域における乾材シロアリであるダイコクシロアリの被害や本州の一部地点におけるアメリカカンザイシロアリによる食害も発生している。

一般に、シロアリは硬い木材より柔らかい木材を、広葉樹より針葉樹を、心材より辺材を好んで食害する。また、木材の腐朽が始まるとシロアリの被害を受けやすくなり、誘因されることも多い。

## 3. 水分の影響について

### 3. 1 雨水および漏水

雨水や漏水による腐朽の発生箇所として注目しなければならないのは、補強金物などを使用した接合部である。腐朽菌の胞子を含んだ水分は、ボルトや釘の穴の間隙にまず入りやすく、その周囲の含水率を高めるとともに、いったん湿潤すると乾燥が困難になる。このように接合間隙に侵入した水が木材中に広がり、そこに滞留すると、腐朽を促進する。木材中での水分移動の速さは方向によって異なり、木口方向からの移動は側面板目面からのそれに比べて百倍以上大きい。そのため、ボルトや釘の穴に沿って侵入した水は、繊維方向に沿ってより深く浸透することになる。同時に、釘などの腐食による耐力低下を招くことになる。したがって、切削や穿孔後の防腐処理が重要になってくる。

今村らは、木造住宅の外壁の劣化状態の調査から、釘の劣化度の評価基準と、モルタル壁の釘の平均劣化度と経年変化について報告している<sup>4)</sup>。これによると、築後30年を越えると釘の劣化度は4となって、釘の初期せん断耐力が50%となるとともに、木部では腐朽の発生が認められる。釘による劣化のメカニズムは、①空気に接した釘頭部での結露発生、②その水分による錆の発生、③酸素供給のある頭頂部が陰極、④供給の悪い内部が陽極となる電池作用により釘の欠損が進行する、⑤釘が細くなることにより間隙が拡大して、水分が滞留しやすくなり、⑥周辺の含水率を増加させ腐朽の発生を招くようになると考えられる。建設時に高含水率材を使用した場合、錆の発生だけでなく、収縮による間隙の発生

とともに引き抜き抵抗の低下を招くことになる。

軒の出の不足など外壁面に繰り返し雨が掛かる場合、変色菌による汚れや藻の発生が見られる。これによる、直接的な強度低下は生じないが壁内部への水分供給の危険性を示すものとして注意が必要になる。

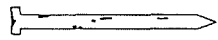




劣化度	基準	例
1	微小さび	
2	表面部分的さび 肉眼的損傷なし	
3	表面全面さび 内部健全	
4	内部的損傷 原長維持	
5	原形不明	

図1 釘の劣化度評価基準<sup>4)</sup>

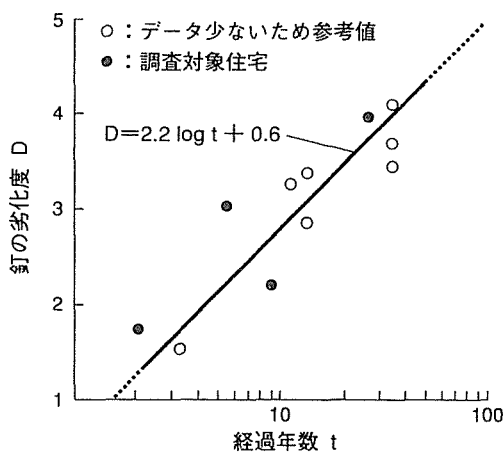


図2 モルタル塗り壁における釘の劣化度の経年変化<sup>4)</sup>

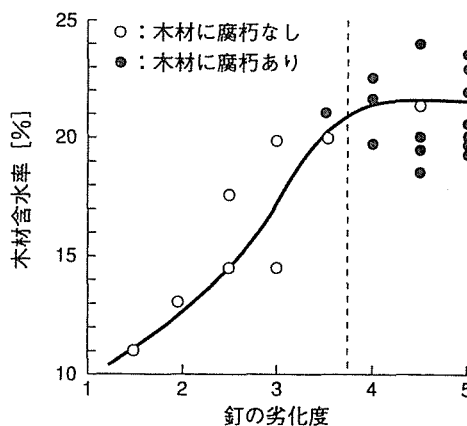


図3 木材含水率と釘の劣化度<sup>4)</sup>

### 3. 2 床下における水分供給について

土壌水分等床下部分からの構造体への水分供給を防止するために、床の高さおよび床下換気のための換気口の面積が規定されている。従来の換気口に加えて、外周部布基礎の全周にわたって開口される基礎パッキン等土台下スリット工法の採用が増加している。この工法は換気だけでなく、土台下面と基礎上面との接触がないため土台の乾燥維持に有効であるだけでなく、基礎を上昇してくるシロアリに対しても物理的な障壁となるなどの長所がある。しかしながら、都市部などの近隣住戸との間に十分な空間の確保困難な場合の有効換気量の検討が不十分である。特に、住宅内部の布基礎部分にも採用された場合、乾燥状態を維持できる十分な通気量が確保できるかどうかの検討が必要である。

さらに、ベタ基礎や防湿コンクリートを採用した場合、打設したコンクリート水分の十分な放散を待つて床組等の施工を行うことは無いため、土壌断湿の目的で設置されたものから水分を供給するという矛盾が生じる。施工時期によっては、特に外気温の高い夏期では腐朽菌やシロアリの攻撃を受けやすいため建設初期に劣化が開始されることも考えられる。

次に、ベタ基礎住宅の床下温湿度の経時変化の測定例を示す。この住宅は基礎パッキンによる全周換気方法を採用しているが床下空間はあまりない。竣工直後は床下の相対湿度は90%以上となっており、従ってこれを取り巻く木部の含水率は繊維飽和点に近く、気温も腐朽菌やシロアリの活動域であることから、耐久性能の低い材種や薬剤措置を疎かにした場合、食害を受ける危険性がある。ここでは換気が良好で、湿潤状態は改善されている。

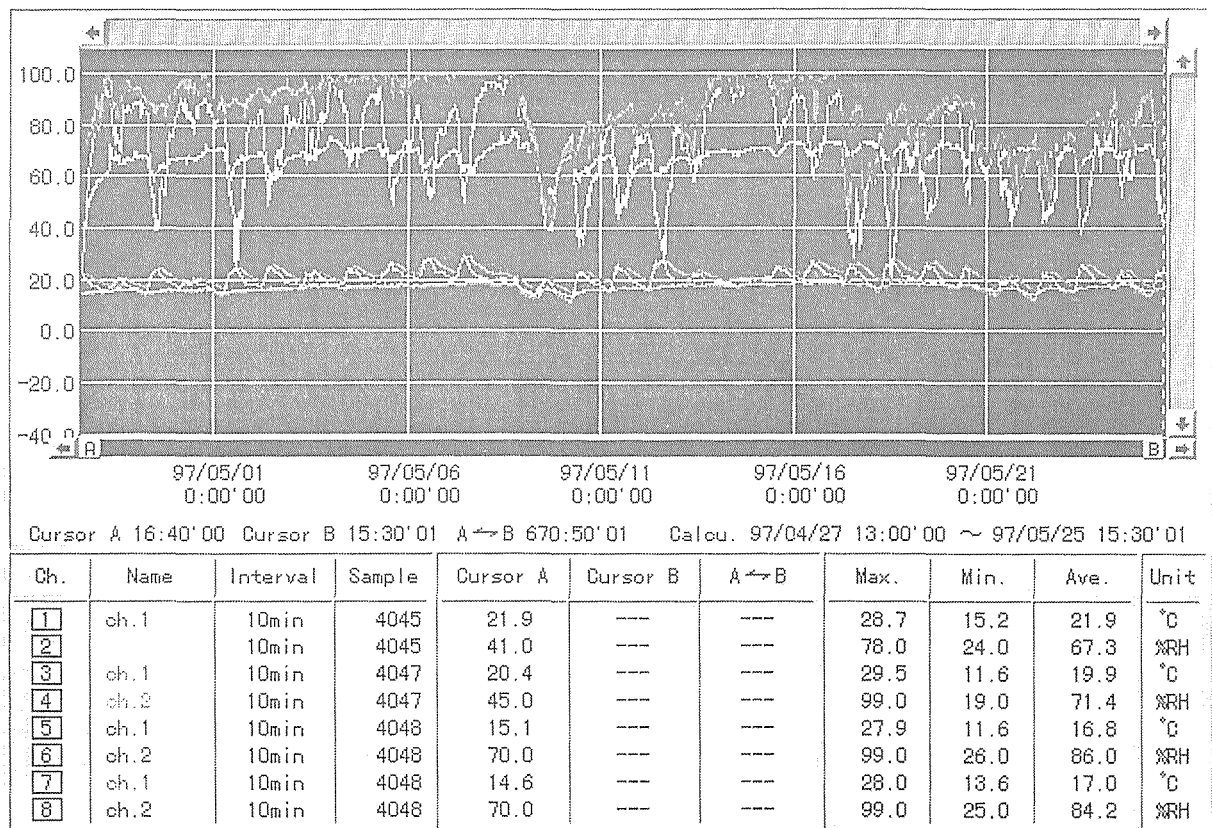


図4 新築木造住宅の床下温湿度の経時変化（竣工～1ヶ月後）

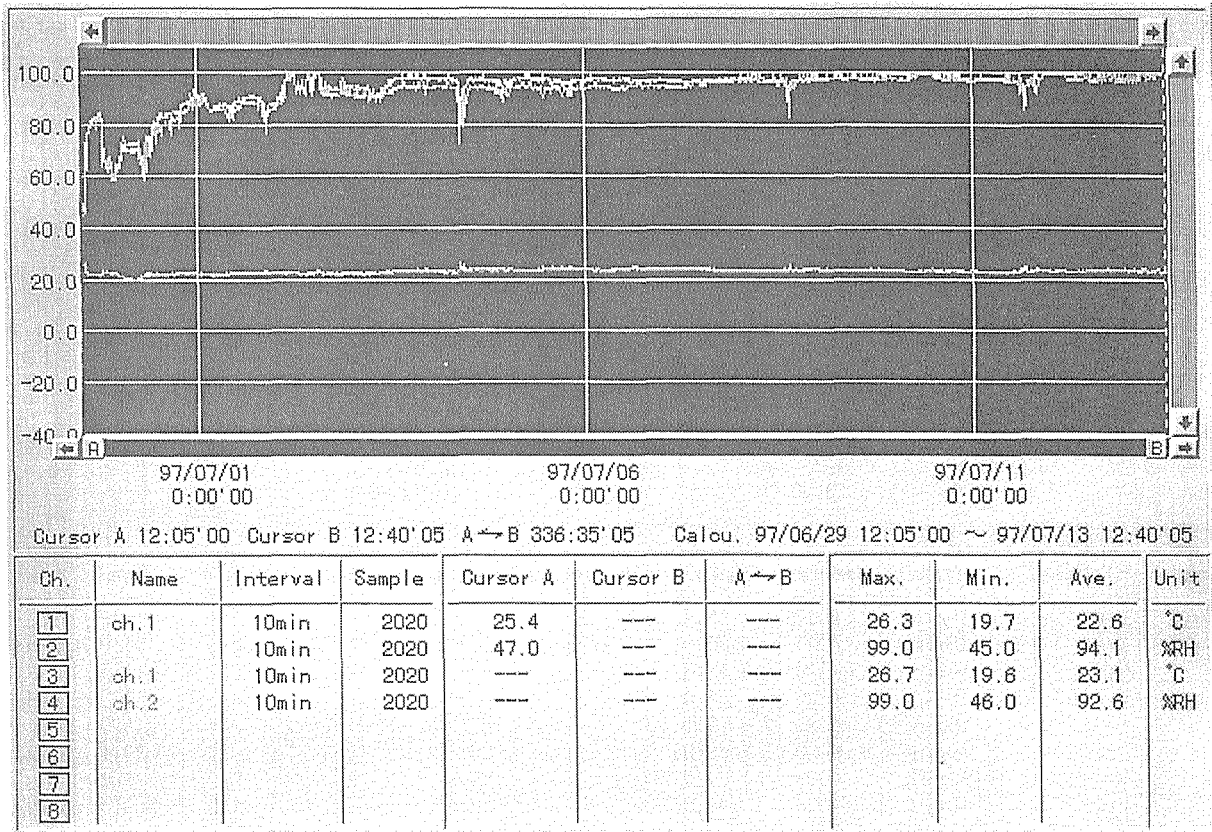


図5 新築木造住宅の床下温湿度の経時変化（竣工後3ヶ月，最初の梅雨）

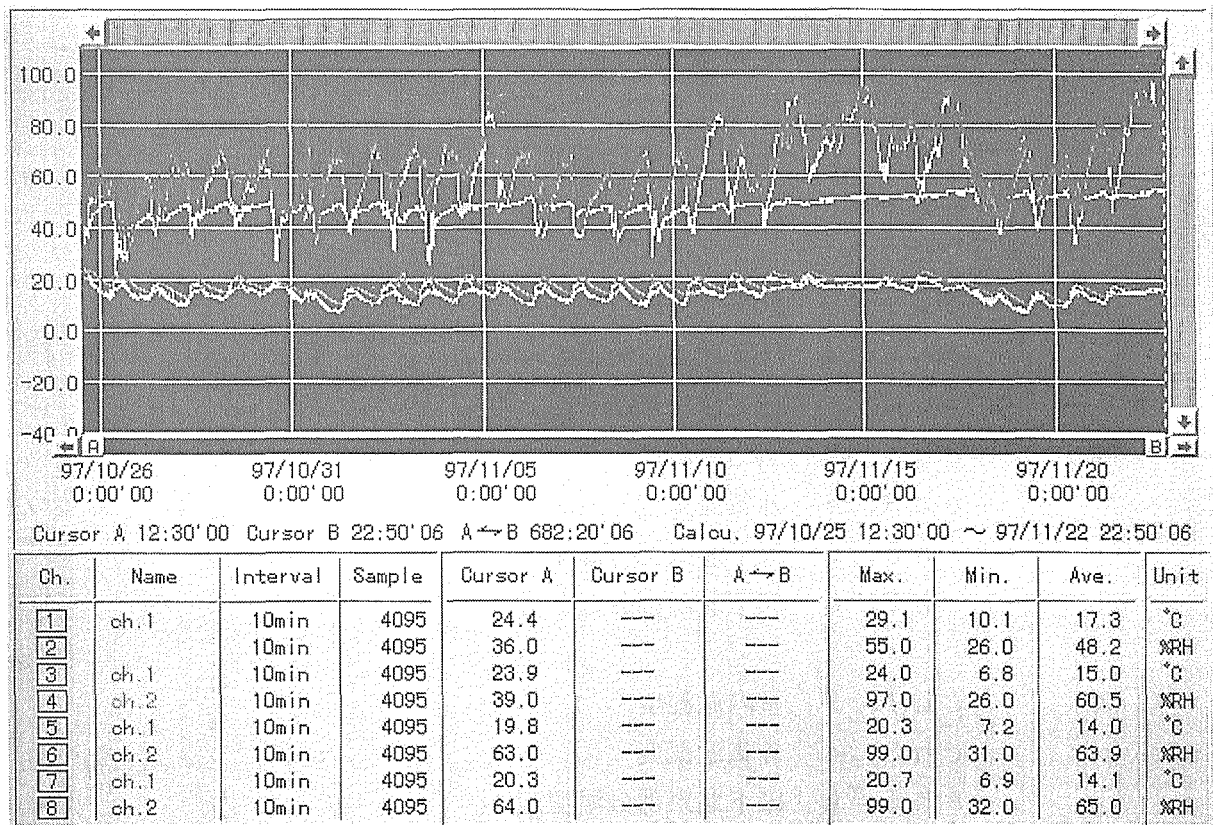


図6 新築木造住宅の床下温湿度の経時変化（竣工後6ヶ月）

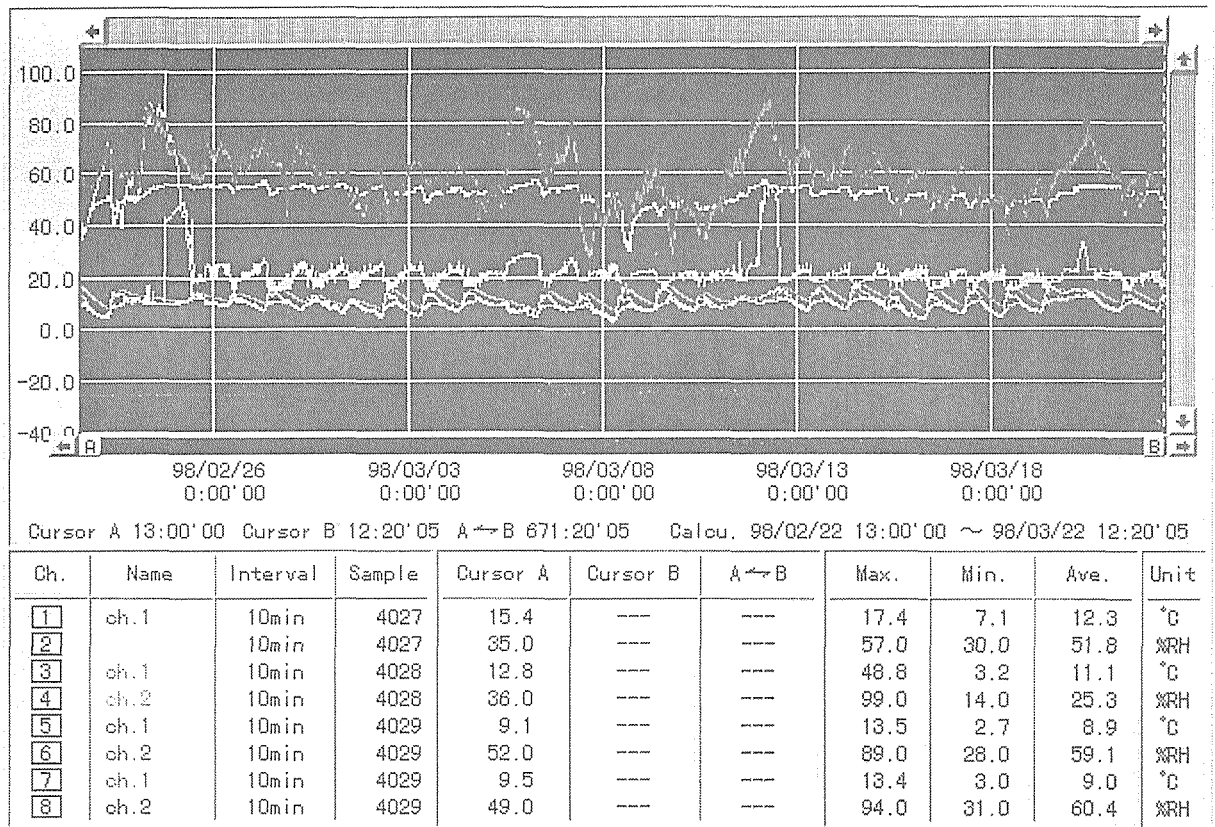


図7 新築木造住宅の床下温湿度の経時変化（竣工後11ヶ月）

なお、図4      c h 1, 2  室内温湿度  
                   c h 3, 4  外気温湿度  
                   c h 5, 6  床下北東部分温湿度  
                   c h 7, 8  床下北西部分温湿度

図5            c h 1, 2  床下北東部分温湿度  
                   c h 3, 4  床下北西部分温湿度

図6            c h 1, 2  室内温湿度  
                   c h 3, 4  外気温湿度  
                   c h 5, 6  床下北東部分温湿度  
                   c h 7, 8  床下北西部分温湿度

図7            c h 1, 2  室内温湿度  
                   c h 3, 4  外気温湿度  
                   c h 5, 6  床下北東部分温湿度  
                   c h 7, 8  床下北西部分温湿度                である。

#### 4. 生物劣化の判定について

##### 4. 1 生物劣化の潜在危険度

生物劣化による強度低下の評価については明確のものはなく、木造住宅の診断カルテ<sup>5)</sup>にみられるように部位別の潜在危険度について安全率的な係数が経験的に採用される場合が多い。防湿や結露といった蟻害・腐朽の発生要因の検討だけでなく、下記の項目についても検討を行い、構造安全性に及ぼす生物劣化の総合的な評価方法（危険率）の作成、とりわけ長期の耐震性能の維持に関して維持管理にかかわる項目については劣化危険度に強く反映させるように評点の検討が必要と言える。

採用樹種	耐久性 土台，柱，梁，筋違い，下地材
工法	壁構造（断熱，防湿，通気），基礎構造，断湿方法，換気方法
防腐・防蟻	無処理，現場処理，加圧注入，使用薬剤保存薬剤
維持管理	生活意識，点検口，構造体の点検手法，点検頻度，補修履歴

##### 4. 2 生物劣化の診断

腐朽や虫害など生物的な因子が原因となる場合は、他の劣化要因と異なり、その影響、進行速度の予測は困難である。また、部材の表面から劣化が進行するとは限らず、むしろ腐朽やシロアリの食害も内部で生じることが多く、その検出を一層困難にしている。

腐朽が進行すると、キノコいわゆる子実体が部材表面に発生する。外構材、橋桁などの比較的乾湿の変化の少ない所に生じやすく、形は傘状のキノコ型のものから革状に木材表面に付着するものまで様々である。この子実体は腐朽の早期の段階で発生するものから、よほど進行してからでないとい生じないものまで、菌の種類によって異なっている。

腐朽の進行の判断ポイントは、木材中の水分状態の変化に留意することである。雨水の通路となる箇所は徐々に汚れてくるので注意すべきであるが、接合金物に起因する鉄汚染や藻類や草などの発生も、木質部材の水分状態が高くなっていることの指標として利用できる。

従来、木材表面をたたく際の反響音を識別して、内部の劣化を知ろうという職人的方法、あるいは電柱などの内部腐朽の検出には、ボーリングした試料を抜き取り、目視によって腐朽程度を判定する方法が一般的に行われてきた。また、腐朽による釘の打ち込み抵抗変化や電気抵抗値の変化からその存在を知ろうとするものなどが部材の劣化検出に実用化されている。また、超音波の伝播を利用して非破壊的に劣化部分を検出する工夫も行われ、コンピュータを併用して画像に描かせる機器も開発されつつあるが高額器械であるため、現場での使用や普及は難しい。また、外観的あるいは重量的にも何ら変化が認められないため、検出が困難であるが、強度の低下が著しい初期腐朽についても、アコースティック・エミッション（AE）を利用して手法も研究されているが、まだ実用化の段階には至っていない。

## 5. 残存強度の評価

### 5. 1 材料強度の検討

断面欠損による応力低下に関しては、被生物劣化部分については空隙とみなすことで、健全材部分のヤング係数を重量減少率で案分することで、残存強度を推定する試みがされている<sup>6)</sup>。これによれば、試験体における重量変化率（空隙率）と弾性係数残存率には負の相関が認められている。しかしながら、春材部を主に食害する蟻害のように年輪界に沿って同心円的に欠損部分が繰り返し存在する場合と、腐朽の場合は必ずしも欠損の出現様態が異なることと、実構造体のなかで欠損率を設定するための部材容積をどの範囲までに設定するかの検討がなされていない点についての吟味が今後必要と考えられる。

### 5. 2 構造体としての耐力

構造安全性にかかわる生物劣化の総合的な評価手法の作成の基礎資料としては、個々の材料強度ではなく、例えば、耐力壁を構成する土台、柱、梁、筋違い、各接合金物などの各部位別に生物劣化による欠損を生じた場合の構造体強度の検討が必要であり、特に補強金物の強度に関して劣化部位の釘の引き抜き抵抗の解明が不可欠と言える。

## 6. まとめ

既存木造住宅の耐震性能の推定に当たっては、構造部材の生物劣化の有無、構造体や接合部の残存強度を知ることが重要な要素となる。耐震性能の長期にわたる維持には、構造部材の生物劣化の早期発見のための非破壊的な手法や、劣化度および残存強度の評価システムの開発が求められている。評価システムとしては、発生のメカニズムに基づく劣化の潜在危険度、維持管理に関する劣化危険度、非破壊手法による既存建物での劣化の判定手法および劣化度と構造安全性の関係についての知見を総合したものが必要といえる。

## 参考文献

- 1) 宮野道雄, 村上ひとみ, 土井正: 第14回日本自然災害学会学術講演会梗概集, 24-25 (1995)
- 2) 中村嘉明: 第6回日本木材保存協会年次大会要旨集, 21-26 (1990)
- 3) 疋田洋子, 谷口美幸: 木材学会誌, 38 (9), 869-875 (1992)
- 4) 今村浩人, 木口実, 大黒昭夫: 林業試験場報告, 345 (1987)
- 5) 日本住宅リフォームセンター: 木造住宅の耐震性向上リフォーム基礎編, 110-111 (1996)
- 6) 斎藤昇: 大阪市立大学生活科学部紀要, 24, 55-60 (1976)



## 第5章 雑壁効果の解明に関する実験

### 1. はじめに

阪神大震災以後、在来軸組木造住宅の建物全体としての耐震性能の確認を目的として、静的或いは動的な実大実験が精力的に行われてきた<sup>1)</sup>。それらの結果は、過去における実大加力試験結果<sup>2)</sup>と同様で、筋交いの建物全体の耐力に対する寄与率が低く、2次部材である石膏ボードなどが耐力に大きく寄与している事を示した。一方、耐震設計の指標である壁率と実際の建物の強度の関係は曖昧で、建物強度を推定する際には、実大実験結果から雑壁効果として壁倍率から換算される強度を1.5倍する方法が用いられている。耐震診断や構造設計手法確立のためには、雑壁効果の解明が重要な課題である。

施工実態調査<sup>3)</sup>などでは、住宅金融公庫の仕様書の水準に達している建物は少なく、外見目視の判断に頼る耐震診断では、施工の違いによる耐力のばらつきを把握しておく必要がある。接合部など個々の要素についての施工程度差による性能比較は議論されているが、構造物としての施工程度差による性能比較はなされていない。実験室等で丁寧に作成された試験体と現場での通常行われている施工方法で作成された試験体の相違を認識することは、構造設計、耐震診断手法の確立に当たり重要な課題である。

ここでは、限られた範囲ではあるが、雑壁効果を定量的に解明すること、及び施工の違いによる耐力の相違を把握することを目的として、以下のような実験を実施した。

有開口壁の耐力推定法を開発するための有開口壁の4P実大実験。

単位面材の耐力推定法を確立するための1P×1Pと1P×2Pの要素実験。

### 2. 有開口壁の4P実大試験体による実験計画

#### 2.1 実験方法

雑壁効果のうち、(1)耐力壁以外の無開口間仕切り壁の効果、(2)ラスモルタルやサイディングなどの外壁の仕上げ材の効果、(3)石膏ボードなど内壁材の効果、(4)小壁、たれ壁、腰壁などによる無開口壁の拘束効果、(5)たれ壁などで拘束された軸組のラーメン効果等を調べることを目的として試験体を計画した。

試験体は、図-1の様に窓と玄関を模した開口を設けた縦2730mm、横3640mm(4P幅、1P=910mm)の乾式大壁(外壁ラスモルタル、内壁石膏ボード)の実大試験体である。全ての軸組み部材には、ベイマツ人工乾燥材(動ヤング係数平均値124tf/cm<sup>2</sup>、標準偏差24.5tf/cm<sup>2</sup>、含水率11%)を用いた。1P幅の筋交い耐力壁(半割筋交いたすき掛け)を設け、その両側に2P幅及び1P幅のたれ壁と腰壁を組み合わせた構成である。外壁と内壁と筋交いを含む試験体、外壁のみの試験体、内壁のみの試験体を製作し、それぞれについて耐力壁部分のみの場合と、たれ壁と腰壁のある場合の2種類を製作した。また、各試験体は、最も施工の良いとされる金融公庫仕様(施工良)と、一般に建て売り住宅等で普及していると思われる仕様(施工悪)の2種類1体ずつ製作した。各試験体の仕様を表-1に示す。

柱材には、施工良では120mm角を、施工悪では105mm角を用いた。柱と横架材、土台は短ほぞ差しとした。モルタル壁では、モルタル下地板(厚み13mm、スギ材)は幅90mmで目空かし20mmで柱と間柱に2N50で釘打ちされている。施工良では、JIS5505波形ラス1号(0.7kg/m<sup>2</sup>)をJP1019タッカー針@75mmで止め付け、軽量モルタルを約17mmで塗った。施工悪では、平ラス(0.29kg/m<sup>2</sup>)をPT-3Lタッカー針@150mmで止め付け、普通モルタルを約17mmで塗った。石膏ボード(厚み12mm)は、施工良ではボードビス(長さ28mm)を、施工悪ではPJ425タッカー針を用いて周辺部@100mm(端明き20mm)、間柱部@150mmの間隔でそれぞれ貼った。なお、石膏ボードは床天から天井まで貼ることを想定して、横架材と土台から50mmの位置まで貼り、水平方向には止め付けない。半割筋交いの接合部には、施工良では、壁倍率2倍用のプレースボックスを用いた。施工悪では、釘打ち(80mm×2+170mm(共

にスクリュー釘) )とした。各柱の柱頭柱脚を横架材と土台に緊結する事により、浮き上がりにより耐力が決まらぬよう配慮した。それらの緊結にホールダウン金物を用いた場合、偏心距離が大きく柱の曲げ抵抗力に方向性が生じるため、柱中心部から横架材と土台に緊結できる引きボルト (M16) を用いた。従って、アンカーボルトは土台から緊結するのではなく、柱から直接緊結する事になる。柱と筋交いに作用する引っ張り軸力による基礎の浮き上がりを調べるために土台を切断して土台にせん断力が伝達しないよう配慮した。そして、土台下部に荷重計を設置して、基礎に作用する反力を直接計測した。筋交いに作用する軸力を測定するために筋交いを切断して、2.3mm厚の鉄板を筋交いの両面にエポキシ樹脂で接着してそのひずみから軸力を測定した。横架材の剛性により耐力壁上部からの曲げ戻しが生じるが、本実験では、横架材の剛性が影響しないように横架材の上に鉄骨 (2- [150×75) を抱き合わせて横架材を剛に近い状態とした。各変位の計測点は、壁体を高さ方向に1Pずつ分割し、耐力壁、たれ壁、腰壁部分のせん断変形 (柱に標点を設けた) を計測した。まぐさ、窓台及び筋交いの抜け出し量を測定した。また、耐力壁の側柱については、まぐさ、窓台より50mm内側で柱の曲率をひずみゲージで測定した。図-2に測定方法の一例を示す。

加力履歴は、変形角制御で $\pm 1/480\text{rad}$ .  $\rightarrow \pm 1/240\text{rad}$ .  $\rightarrow \pm 1/120\text{rad}$ .  $\rightarrow \pm 1/84.9\text{rad}$ .  $\rightarrow \pm 1/60\text{rad}$ .  $\rightarrow \pm 1/42.4\text{rad}$ .  $\rightarrow \pm 1/30\text{rad}$ .  $\rightarrow 1/21.2\text{rad}$ .  $\rightarrow \pm 1/15\text{rad}$ . まで各1回の繰り返し加力とした。最大耐力確認後は、可能な場合のみ、各試験で用いた耐力要素 (面材) の耐力がほとんど減退するまで繰り返し加力した。その後、石膏ボードのみの試験体に対しては、石膏ボードをはずして骨組のみで $R = 1/15\text{rad}$ . までの単調加力を行った。また、普通モルタル外壁のみの試験体では、実験終了後にモルタルを剥がしてモルタル下地と骨組のみで $R = \pm 1/15\text{rad}$ . の繰り返し加力を行った。

表-1 有開口壁の4P実大実験の試験体一覧

試験体名		たれ壁と腰壁の面材	耐力壁の面材	筋交い
施工良	施工悪			
1A	1X	M+G	M+G	あり
1B	1Y	M	M	なし
1C	1Z	G	G	
2A	2X	なし	M+G	あり
2B	2Y		M	なし
2C	2Z		G	

M=ラスモルタル、G=石膏ボード

壁体の仕様  
M=モルタル壁

下地 (共通)	モルタル下地板 (スギ) は厚さ13mm、幅90mm、目空かし20mmを2N50打ち。
施工良	軽量モルタルをJISA5505波ラス1号 (0.7kg/m <sup>2</sup> ) をJP1019タッカー針@75mm打ち。
施工悪	普通モルタルをメタルラス (0.29kg/m <sup>2</sup> ) をPT-3Lタッカー針@150mm打ち。

G=石膏ボード壁

施工良	石膏ボード (12mm厚) を周辺部@100mm、間柱@150mmでボードビス (L=28mm) 貼り
施工悪	石膏ボード (12mm厚) を周辺部@100mm、間柱@150mmでPJ425タッカー釘打ち貼り

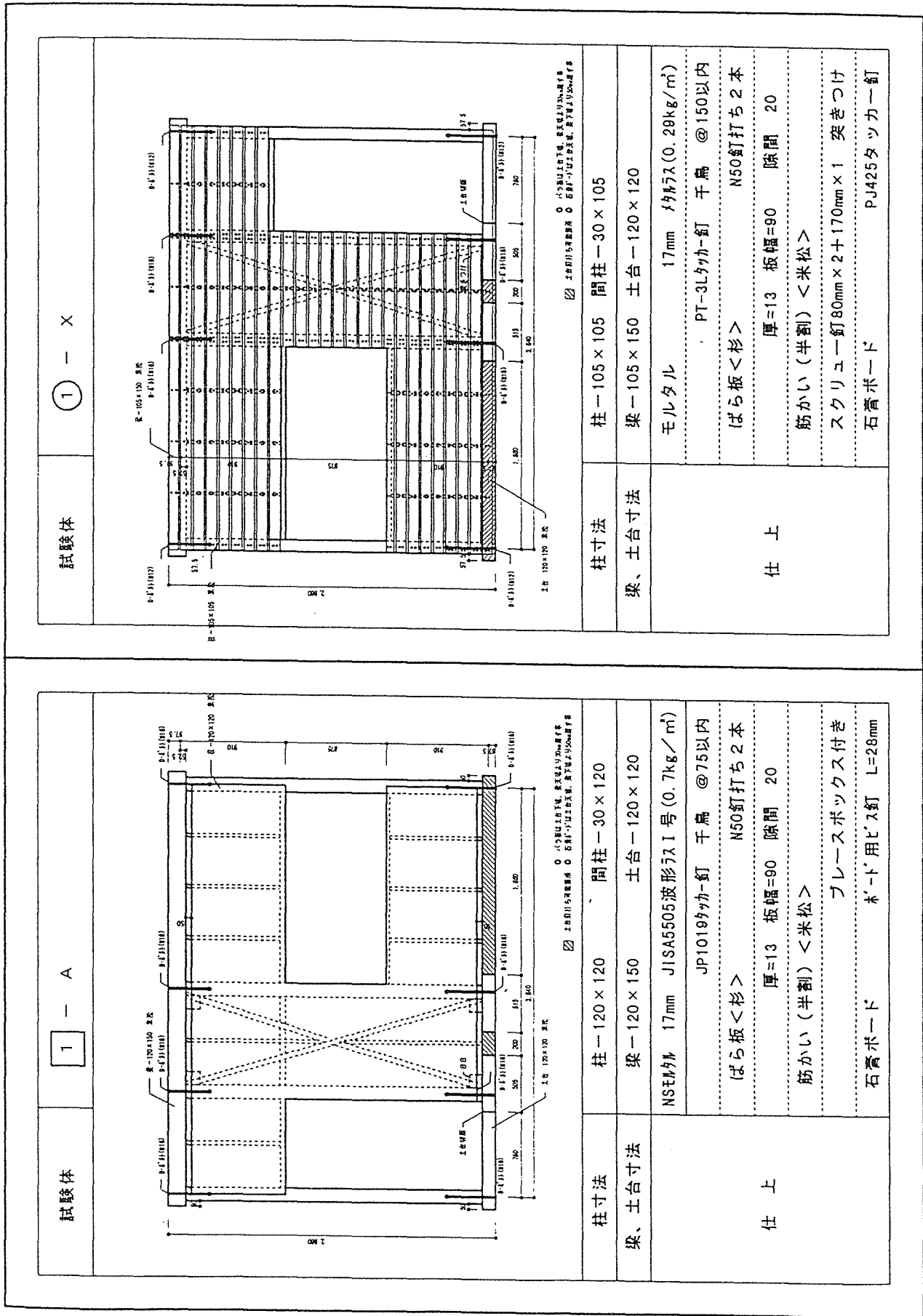


図-1 典型的な試験体図

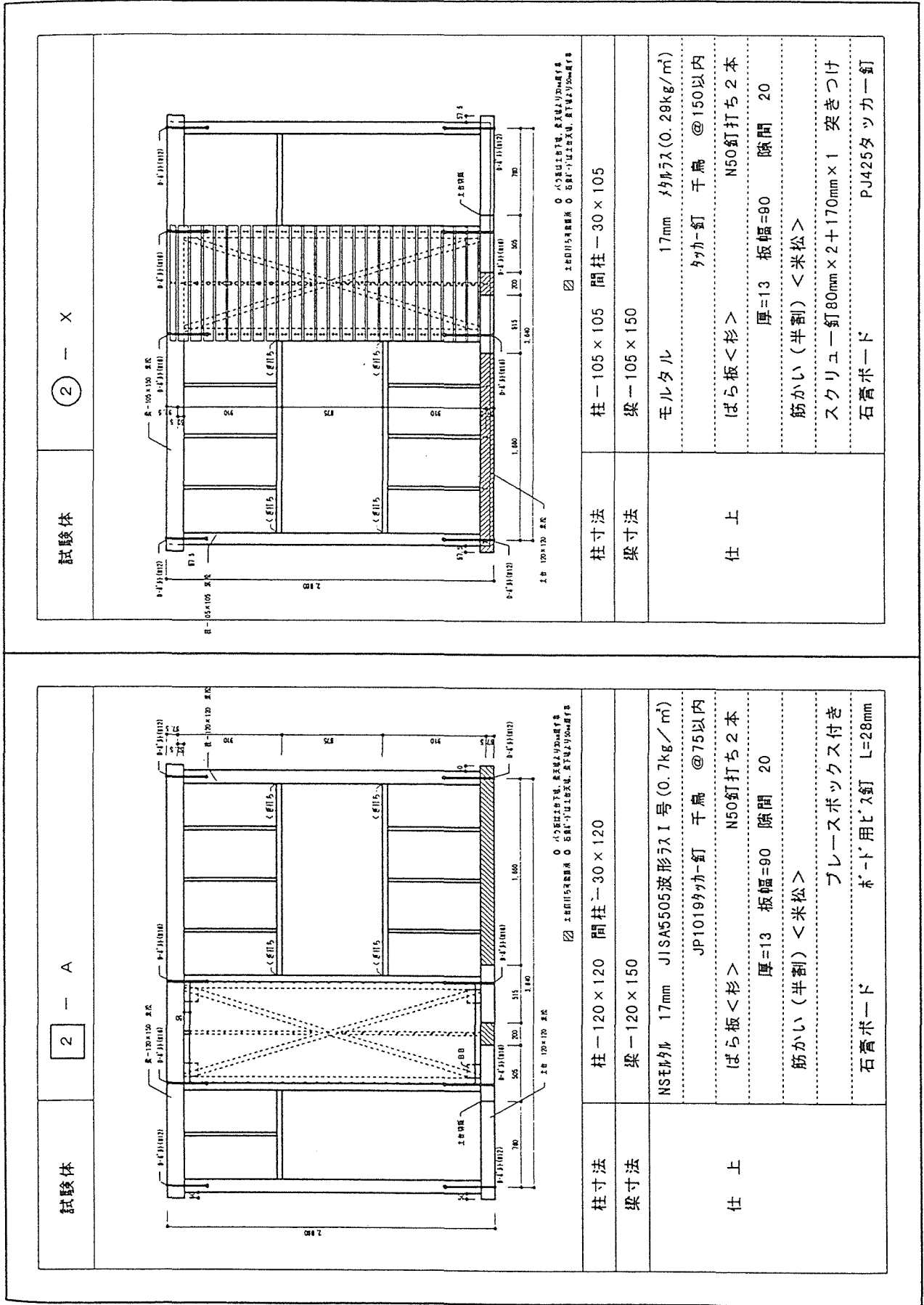
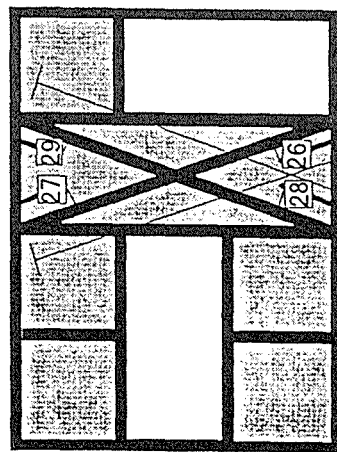
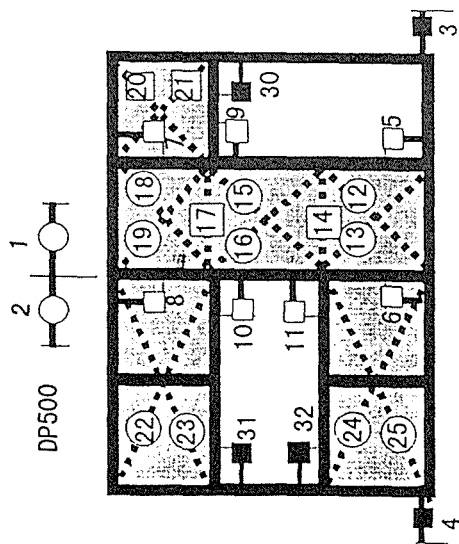
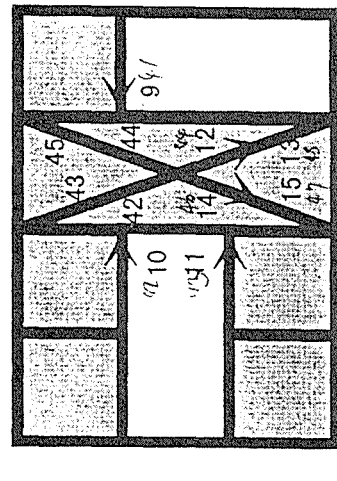
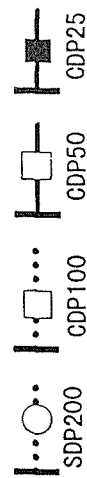


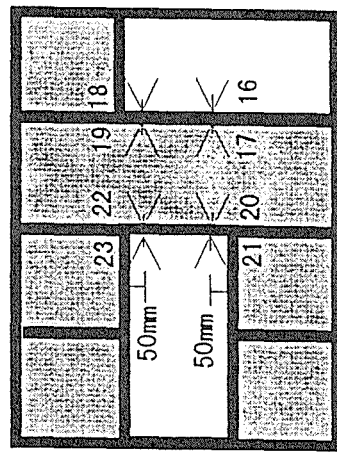
図-1 典型的な試験体図 (続)



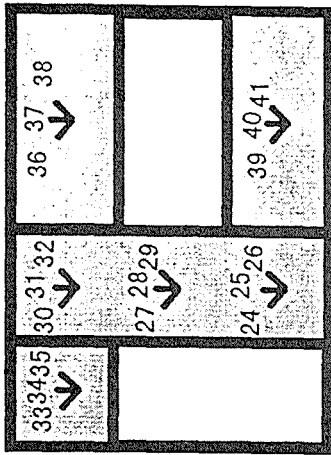
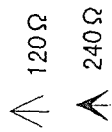
33と34は1Aと2Aのみ



1 2 3 4 5 6 7 8  
 荷重計用ひずみゲージ



柱曲率測定用ひずみゲージ位置  
 (開口部より50mmの位置)



↓ 3軸ゲージ(120Ω)

3軸ゲージは1Xと1Aのみ

図一2 計測方法

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊経過

典型的な試験体の破壊経過を以下に示す。

1A試験体は、変形角  $R=1/120\text{rad}$ . 時に開口の隅角部のモルタルにひび割れが生じた。その後、耐力壁の開口内法部分のひび割れが顕著となり、その部分のモルタルのタッカー針が耐力壁の柱側より抜けだした。 $R=1/30\text{rad}$ . 時付近では、窓内法部分耐力壁のモルタルは殆ど剥離していた。石膏ボードは  $R=1/42.4\text{rad}$ . 時の加力途中で石膏ボード同士の接触により隅が圧壊した。石膏ボードは  $R=1/30\text{rad}$ . 時の加力終了時でも脱落しなかった。

1X試験体では、変形角  $R=1/120\text{rad}$ . 時に開口の隅角部のモルタルがひび割れ及び圧壊し始め、ひび割れは分散せず、特定のひび割れのみが拡大した。そして、 $R=1/21.2\text{rad}$ . 加力時に窓側のたれ壁と腰壁を除く部分が脱落した。石膏ボードも  $R=1/30\text{rad}$ . 加力時に脱落した。

最終ひび割れ状況を図-3に示す。

各試験体の荷重変形曲線を図-4に示す。

#### 3.2 施工程度による耐力比較

施工の良悪による耐力比較を表-2に示す。石膏ボード内壁或いはモルタル外壁のみの試験体では、施工悪の場合、強度のみならず、変形能力も劣るため、最大耐力以降の施工程度差による耐力比は著しく大きくなる。一方、筋交いに関しては、施工良の場合、筋交い金物により引っ張り筋交いの耐力負担は増すが、施工程度差による靱性能の変化は殆ど認められない。筋交いの耐力のみを比較すると、筋交いが座屈等で破壊するまでは、施工程度差による耐力比率は変形角に関わらず、1.6倍程度と少ない。そのため、筋交いが入った内外壁試験体(1A/1X、2A/2X)では、面材のみの試験体と比べて施工程度による耐力差は少なくなった。しかしながら、筋交いが入った内外壁試験体でも、施工程度により2倍程度の耐力差が生じている。

#### 3.3 雑壁の有無による影響

筋交い入り試験体、モルタルのみ試験体、石膏ボードのみ試験体の雑壁の有無による耐力比率を表-3に示す。1A/2Aと1X/2Xでは、4節で後述するように微小変形時では筋交いの耐力負担率が少ないため、面材による雑壁効果が大きくなる。そのため、1A/2Aと1X/2Xでは微小変形時の方が耐力比が大きくなった。

図-5に示すように、耐力壁部分を高さ1P区間毎に計測したせん断変形角は、全ての試験体で概ね全体変形角と一致した。即ち、たれ壁や腰壁を有する部分のせん断剛性が開口内法部分よりも高くなることによる開口内法部分への極端な変形集中は、認められなかった。

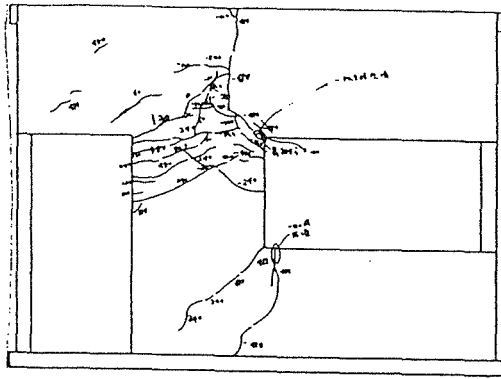
図-6に1Aと1Bの柱の直下の反力の分布を示す。これらのデータでは、軸力によるモーメントの和と水平力によるモーメントには1~2割程度の相違があり、必ずしも正確な値とはいえないが、明らかな傾向として、以下のことがわかる。1Bでは柱の軸力は耐力壁の側柱よりもたれ壁腰壁の外

表-2 施工程度による耐力比較

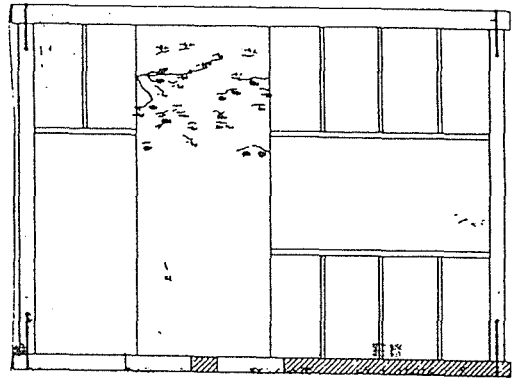
R(rad.)	1/240	1/120	1/60	1/42.4	1/30
1A/1X	1.9	1.9	2.3	2.6	
1B/1Y	1.6	2.1	3.3	4.4	5.2
1C/1Z	2.8	2.5	3.3	4.6	4.3
2A/2X	1.5	1.7	2	2.2	1.9
2B/2Y	2	2.4	3.7	4.2	
2C/2Z	2.7	2.4	2.8	2.9	2.4

表-3 雑壁の有無による耐力比較

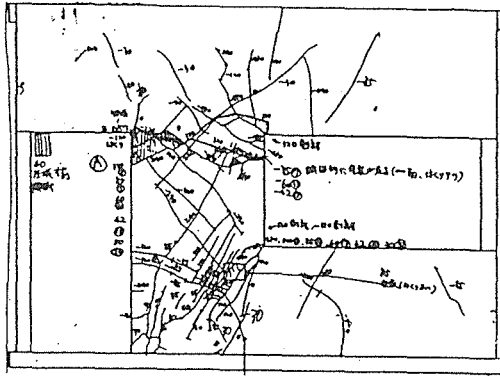
R(rad.)	1/240	1/120	1/60	1/42.4	1/30
1A/2A	2.5	2	1.6	1.5	
1B/2B	2.6	2.4	1.8	2	2.4
1C/2C	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7
1X/2X	2.1	1.8	1.4	1.2	1.1
1Y/2Y	3.2	2.7	2.1	1.9	
1Z/2Z	1.7	1.7	1.5	1.1	



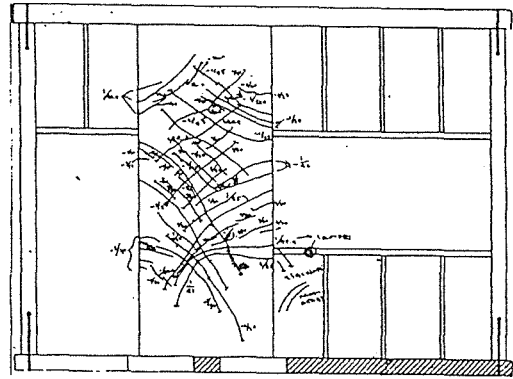
1 X 試験体



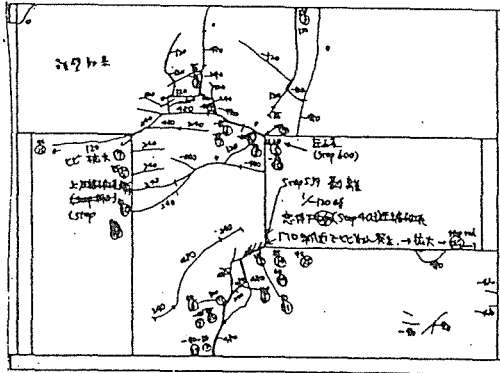
2 X 試験体



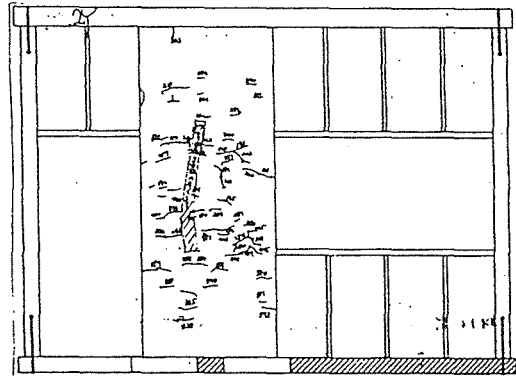
1 A 試験体



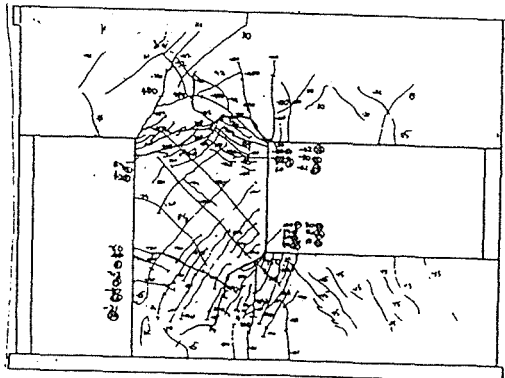
2 A 試験体



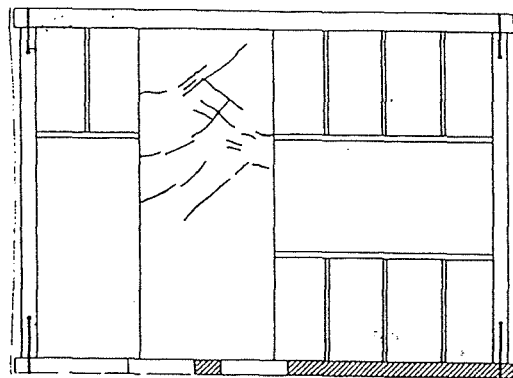
1 Y 試験体



2 Y 試験体



1 B 試験体



2 B 試験体

図-3 モルタル壁試験体の最終ひび割れ図

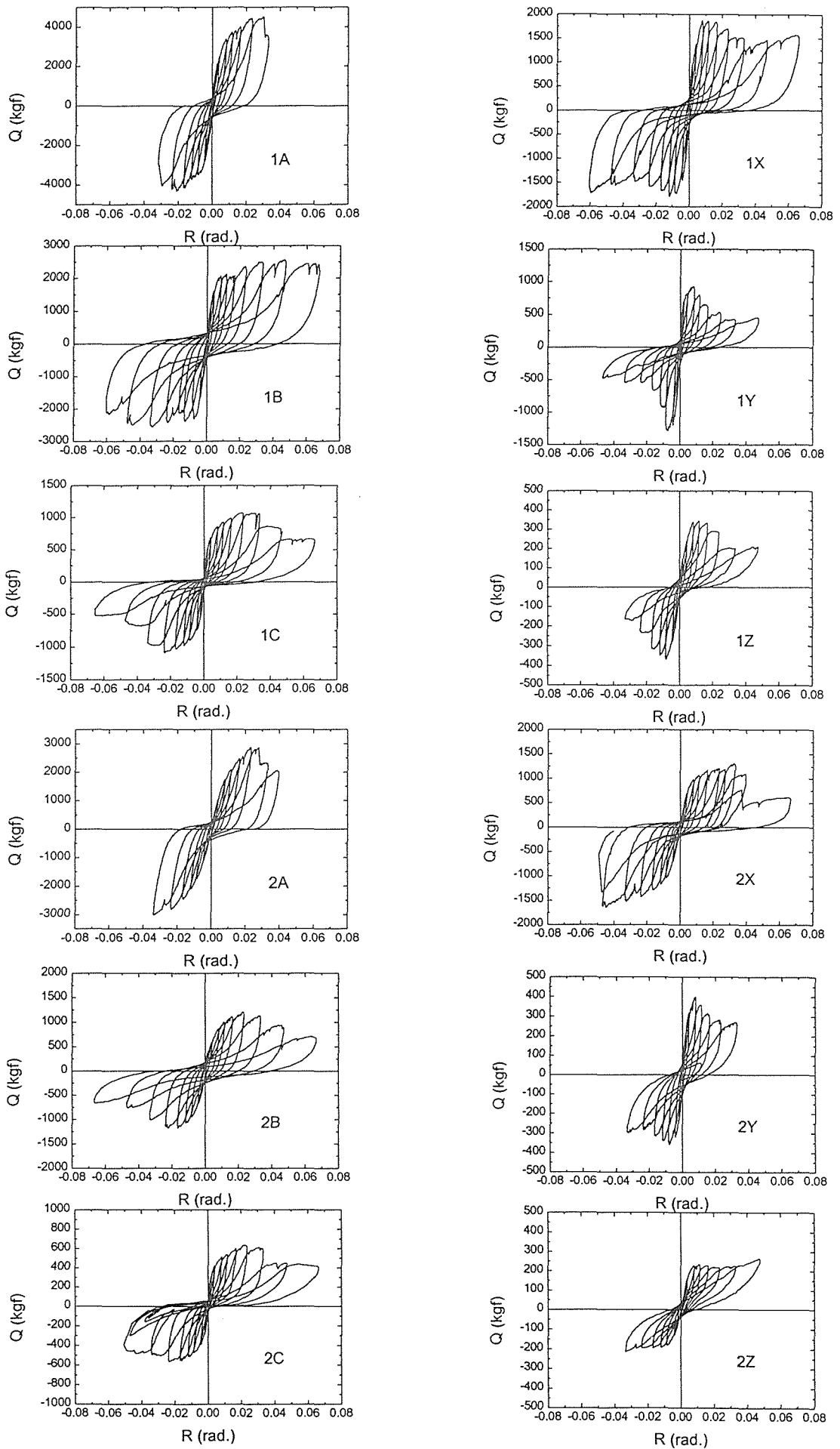


図-4 せん断力一層間変形角関係



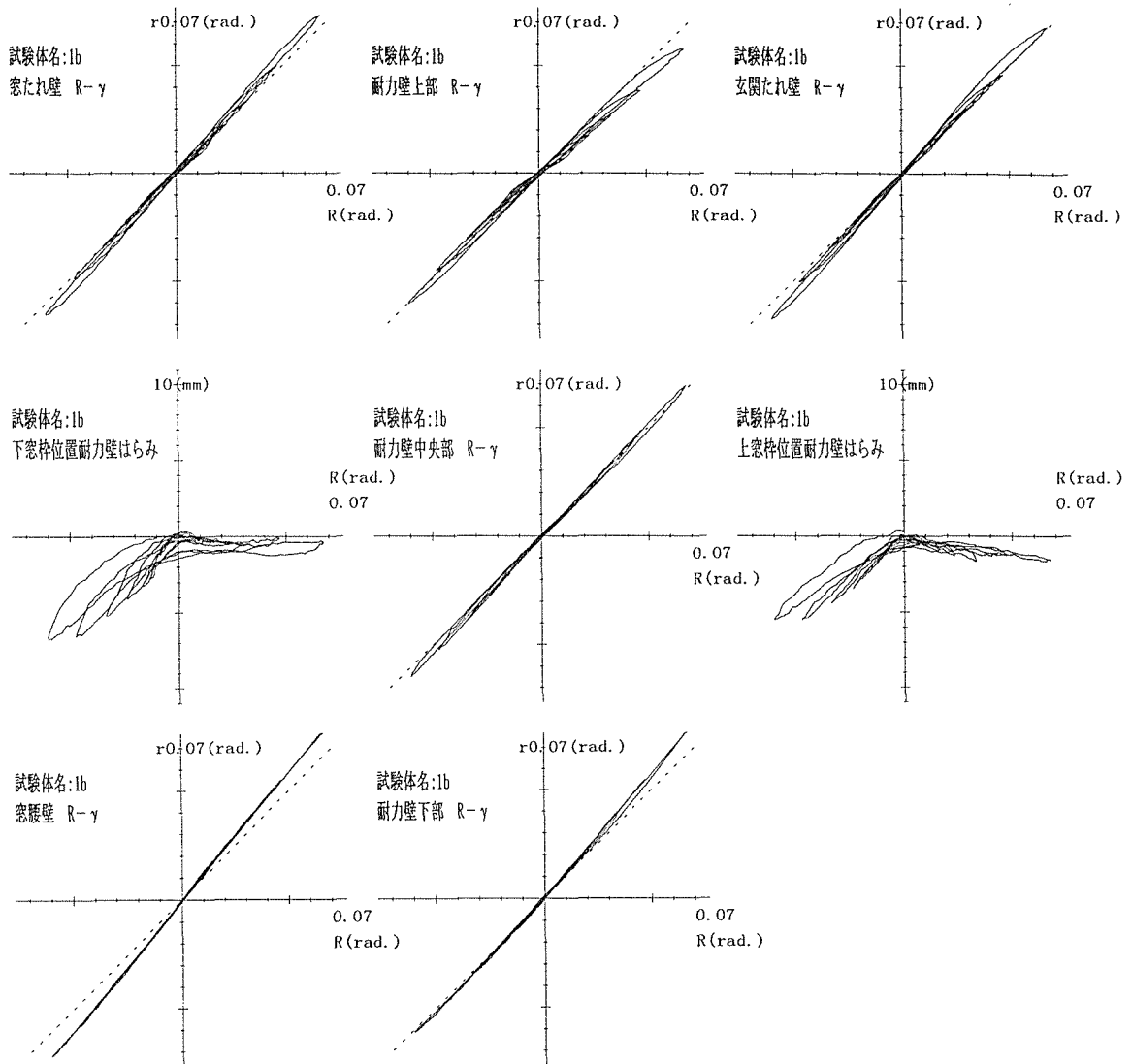


図-5 1Bの各測定区間のせん断変形角と層間変形角の関係、及び、耐力壁のまぐさと窓台位置のはらみ量

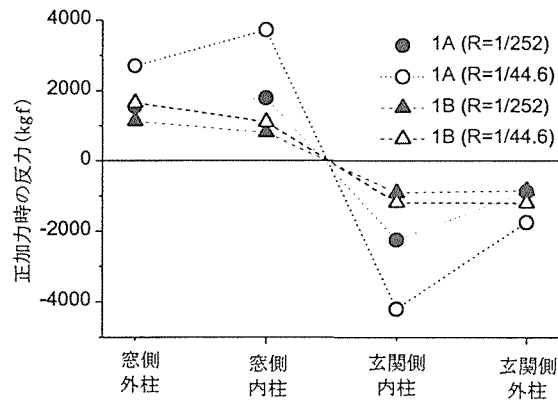


図-6 柱直下の反力分布 (1Aと1B)

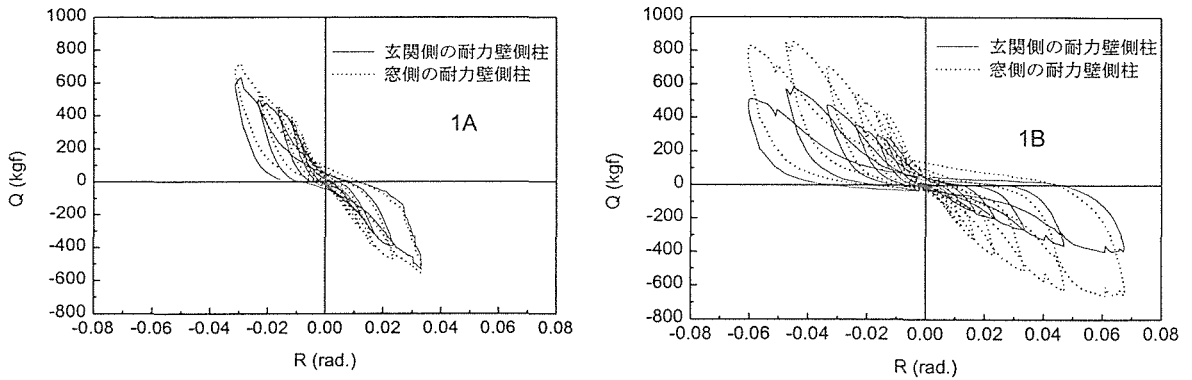


図-7 柱に作用するせん断力 (1Aと1B)

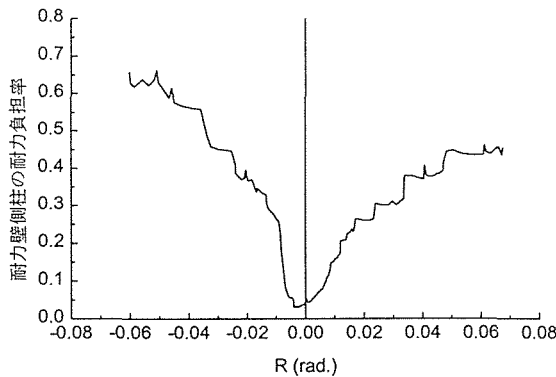


図-8 層せん断力に対するせん断力の負担率の推移

側の柱の方が圧縮、引っ張り共軸力が大きくなっている。一方、1Aでは、筋交いによる反力が累加されるため、耐力壁側柱直下の反力の方が大きくなる。

1Aと1Bの耐力壁の側柱の開口内法部分の曲率から柱の負担せん断力を推定し、図-7に示す。開口部内法部分の柱部材では、1Aと1B共に最大で600~800kgf程度のせん断力が作用していたことが分かる。正加力時で耐力壁の開口部内法部分の破壊が進行し、負加力時ではその部分のせん断伝達能力が低下するため、同一変形角では、正加力時より負加力時の方が柱に生じるせん断力はやや大きくなる傾向が認められる。1Bについて耐力壁側柱(2本)の層せん断力に対するせん断力の負担率の推移を図-8に示す。耐力壁の開口部内法部分のせん断伝達能力が、変形増大に伴い低下し、せん断力が柱に移行していることが分かる。また、垂れ壁と腰壁の外側の柱2本については曲率の測定を行っていなかったが、耐力壁側柱とほぼ同様の挙動を示すと仮定すると、全ての柱に生じるせん断力の総和と層せん断力はほぼ一致する。

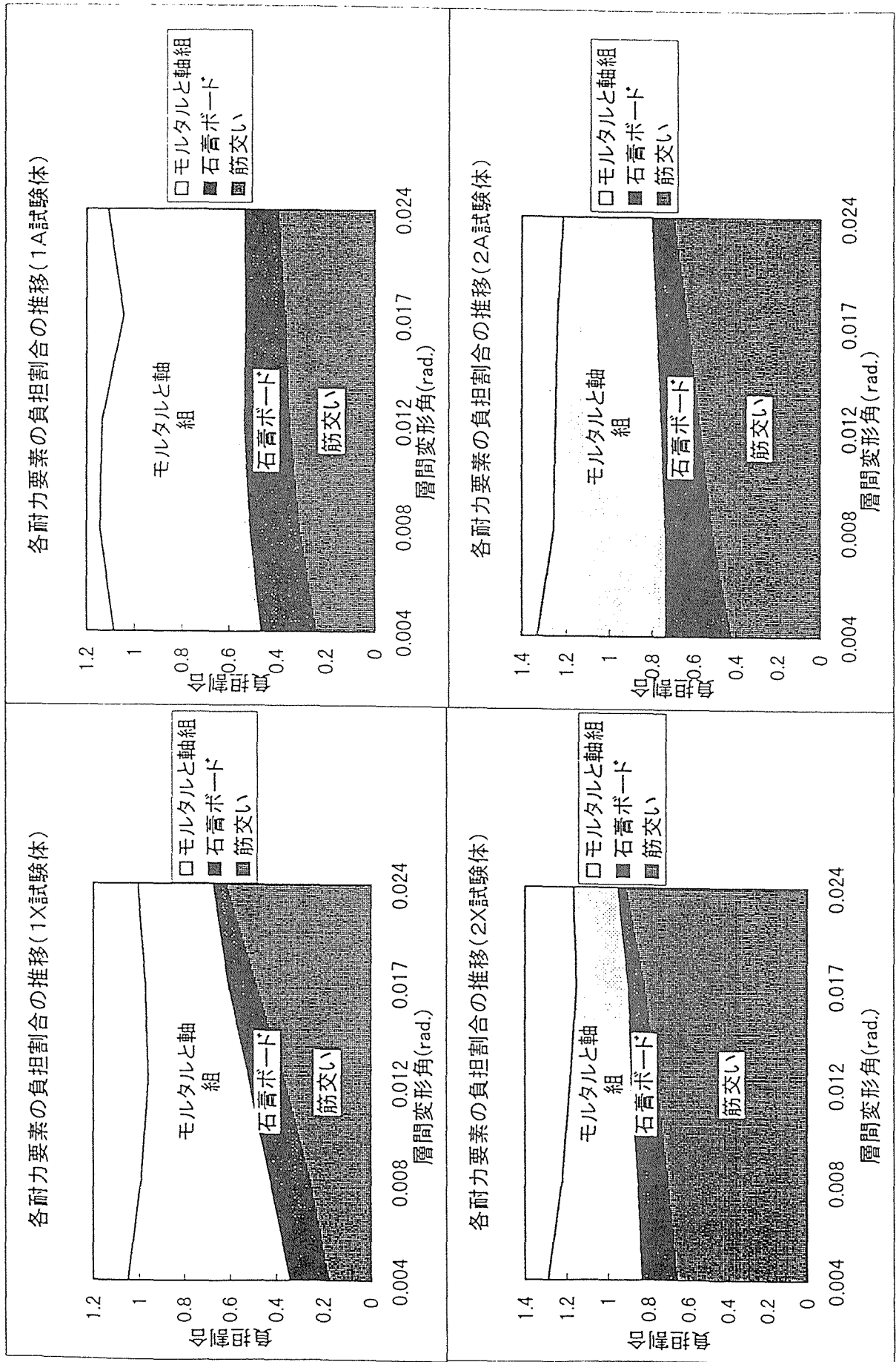
#### 4. 各構成要素の耐力負担率

石膏ボード、モルタル壁、及び筋交いを含めた試験体 1 A、2 A、1 X、及び 2 X 試験体の各構成要素の負担率を調べるために、以下のような処理をした。石膏ボードのみ試験体（1 C、1 Z、2 C、2 Z）では、面材破壊後に面材を取り外して再度単調加力を行い、大変形時の軸組の負担力を求めた。また、それらの実験終了後に面材とモルタル下地板を取り外し、土台と横架材をそれぞれ上下反転させてめり込み跡のない状態で他の試験体と同じ履歴で正負漸増繰り返し加力を行った。その結果、それらの所定変形荷重の包絡線に関しては、変形の増加に伴いほぼ直線的に荷重が増加することが判明した。そこで、石膏ボードのみ試験体について、面材が完全に破壊し、面材を取り外した後の大変形時の耐力をもとに、それ以前の各変形角時の軸組の負担耐力を比例算で推定した。そして、それらの耐力を減じて各変形角時の石膏ボードの負担せん断力  $Q_p$  を算出した。筋交いについては、1 A、2 A、1 X、及び 2 X 試験体の筋交いの荷重計より計測された筋交いの軸力に水平変位による補正を考慮した方向余弦を乗じて、各試験体の筋交いの負担せん断力  $Q_b$  を求めた。軸組については、3. 3 節で述べたように開口内法部分の軸組が短スパン曲げにより大きなせん断力を伝達しており、軸組のみの負担耐力を抽出することはできない。そこで、モルタル壁と軸組の負担耐力の合計値  $Q_{m+r}$ （1 B、1 Y、2 B、2 Y の実験値）を基に、 $Q_p$  と  $Q_b$  を加算して、筋交い入り内外壁試験体（1 A、2 A、1 X、及び 2 X）の所定変形時せん断力  $Q_{t.a.}$  を算出した。そして、1 A、2 A、1 X、及び 2 X 試験体から直接計測された所定変形時せん断力  $Q_o$  に対する各構成要素の負担割合を  $Q_b/Q_o$ 、 $Q_p/Q_o$ 、 $Q_{m+r}/Q_o$ 、及び  $Q_{t.a.}/Q_o$  として図-9 に示す。

雑壁有り試験体（1 A と 1 X）の  $1/42.4 \text{ rad.}$  までは、各構成要素の耐力の累計値  $Q_{t.a.}$  と直接計測された試験体の耐力  $Q_o$  の差は 10% 以内であり、上記の方法による各耐力要素の負担割合の推移の算定結果の信頼性が高い。耐力壁のみの試験体（2 A と 2 X）では、各構成要素の累計値  $Q_{t.a.}$  と  $Q_o$  に 30~15% の差があり、特に小変形角時における誤差が大きい。

筋交いの耐力負担率は、雑壁のある場合で 3 割程度であり、雑壁のない耐力壁のみの場合で 5 割程度である。筋交いは、微小変形ではあそびがあるため、耐力負担率は変形の増大に比例して大きくなる傾向にある。

施工程度によって面材の靱性能は著しく異なるが、筋交いの靱性能は余り影響を受けない。そのため、1 A では各耐力要素の負担率はほぼ一定であるが、1 X では変形の増大に伴い、面材の耐力が低下し、筋交いの負担率が増加した。2 A と 2 X の比較では、施工程度が低下すると面材の耐力低下が筋交いの耐力低下を上回るため、2 X の方が筋交いの負担率が高くなった。



図一9 各構成要素の負担率の推移

## 5. 要素実験

たれ壁と腰壁の復元力特性を調べ、有開口壁の耐力推定法に用いるデータを得ること、及び、任意釘配列された面材の耐力推定法を確立するための実験データの収集を目的として、要素実験を行った。試験体形状は、原則的には4P試験体の幅1Pと2Pのたれ壁又は腰壁部分と同じ施工を施したものである。表-4に示すように、石膏ボードのみの試験体、モルタル壁のみの試験体、石膏ボードとモルタル壁を共に施工した試験体に対して、施工程度の良と悪をそれぞれ3体ずつ製作した。各試験体の外周枠のピン接合部分は大変形においても当たらぬようクリアランスを確保した相欠きとし、M16でピン接合した。外枠同士或いは外枠と試験装置の接触する部分では、摩擦除去シート(0.03mm厚ポリプロピレンシート+カップグリス+0.01mm厚アルミ箔+カップグリス+0.03mm厚ポリプロピレンシート)を挟んだ。引っ張り力により枠材が割裂しないようにピン同士をタイロッドで緊結した。試験体の一例を図-10に示す。石膏ボード試験体では、壁、たれ壁を想定しており、床や天井材の納めを考慮してボード天端と枠材の間を50mm空かしてある。

要素試験体は各3体ずつ製作して実験した。水平力は層間変形角で $\pm 1/480 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/240 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/120 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/84.9 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/60 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/42.4 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/30 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/21.2 \text{ rad.}$   $\rightarrow \pm 1/15 \text{ rad.}$  まで各1回の繰り返し加力とした。最大耐力確認後には、可能な場合のみ、耐力がほとんど減退するまで繰り返し加力した。また、枠の負担力を調べるために、枠材のみの試験体の加力を行なった。その結果、枠材の負担する耐力は、20~35kgf程度であることが分かった。

試験方法を図-11に示す。実験結果の一例を図-12に示す。これらの荷重変形曲線より、崩落線を作成して所定変形荷重を読みとり、正負加力の平均を求め、更に3体の平均値を求めた。

表-4 要素試験体の仕様

試験体名		縦×横	面材の種類	石膏ボードの釘の配列
施工良	施工悪			
3A-1	3X-1	1P×1P	M+G	縦3列+横1列
3A-2	3X-2	1P×1P	M	
3C-1	3Z-1	1P×1P	G	縦3列のみ
3C-2	3Z-2	1P×1P	G	縦3列+横1列
4A-1	4X-1	1P×2P	M+G	縦5列+横1列
4A-2	4X-2	1P×2P	M	
4B	4Y	1P×2P	G	縦5列+横1列
4C-1	なし	2P×1P	G	縦3列のみ
4C-2	なし	2P×1P	G	縦3列+横2列(全周)

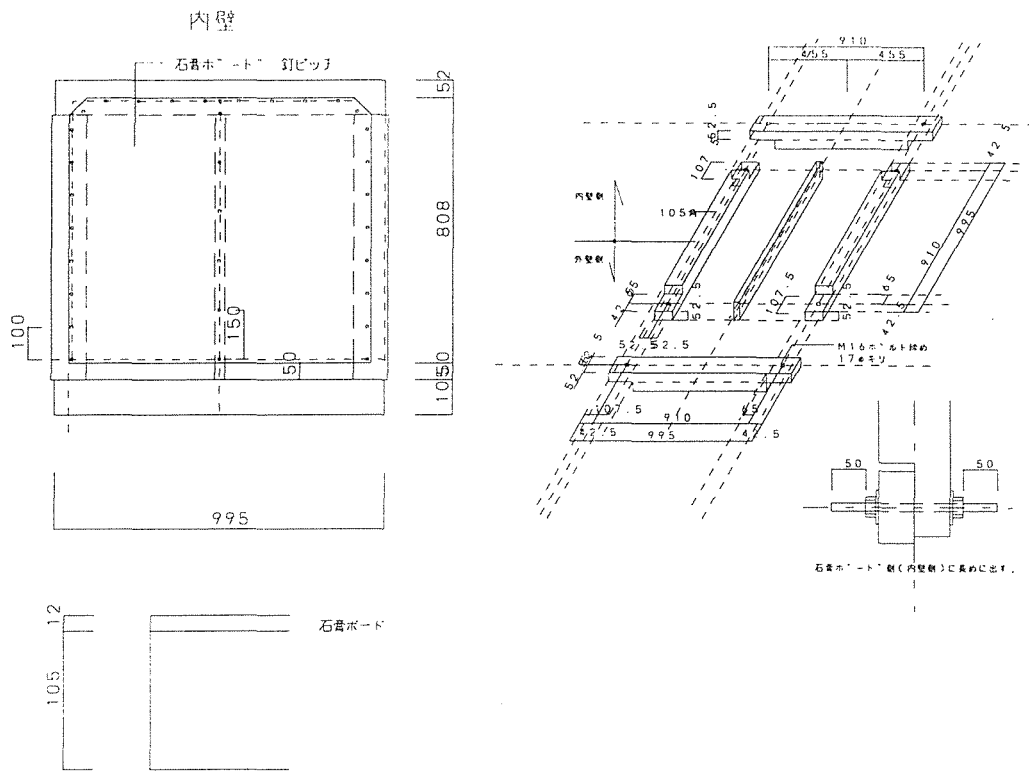
壁体の仕様

M=モルタル壁

下地(共通)	モルタル下地板(スギ)は厚さ13mm、幅90mm、目空かし20mmを2N50打ち。
施工良	軽量モルタルをJISA5505波ラス1号(0.7kg/m <sup>2</sup> )をJP1019タッカー針@75mm打ち。
施工悪	普通モルタルをメタルラス(0.29kg/m <sup>2</sup> )をPT-3Lタッカー針@150mm打ち。

G=石膏ボード壁

施工良	石膏ボード(12mm厚)を周辺部@100mm、間柱@150mmでボードビス(L=28mm)貼り
施工悪	石膏ボード(12mm厚)を周辺部@100mm、間柱@150mmでPJ425タッカー釘打ち貼り



◎ 石膏ボードは土台天端、梁下場より50mm程度出す

図-10 試験体の一例

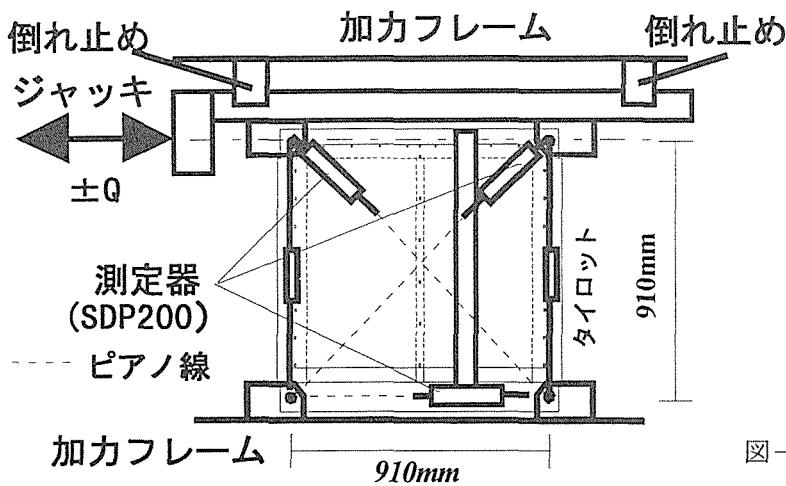


図-11 加力計測方法

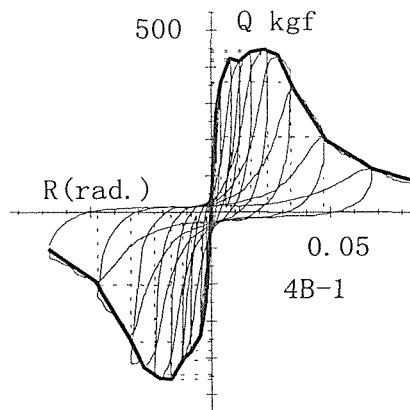


図-12 実験結果とその評価法の一例

## 6. 任意の釘配列による単位面材の強度と変形の推定法

### 6. 1 理論的背景

ダイアフラムに関する既往の研究は、有限要素法と数学的モデルによる記述に分類される。有限要素法に関しては、Foschi R.<sup>4)</sup>、Itani R. Y.<sup>5)</sup>らにより始められた。一方、数学モデルによりラッキング性能を記述する手法では、Toumi R.L.とMcCutcheon W.J.<sup>6)</sup>、Easley J.T.ら<sup>7)</sup>、McCutcheon W.J.<sup>8)</sup>、平嶋<sup>9)</sup>が枠材を剛体としたモデルを、また、Gupta A.K.とKuo G.P.<sup>10)</sup>、Stewart W.G.<sup>11)</sup>が枠材（スタッド）の曲げ剛性を考慮したモデルを発表している。それらのモデルでは、面材の4周を釘打ちしたダイアフラムを対象としており、その解法の過程に於いて変形モードを仮定しているため、任意の釘配列をしたダイアフラムへの応用が難しい。

そこで、本論文では、任意釘配列された任意形状の面材の剛性と降伏開始強度を求めるための評価式を、実務設計で計算可能な程度に簡略化して定式化する。そして、その理論を非線形領域に拡張し、ラッキング試験結果及び非線形有限要素法による数値解と比較することにより、解析モデルの妥当性を検証する。

### 6. 2 評価式の誘導

評価式の誘導に当たり、以下の仮定を設定する。

1. 面材は剛体として扱う。
2. 枠材の曲げ変形、せん断変形、軸方向変形は無視する。また、各枠材の接合はピン接合とする。
3. 釘のせん断力-すべり関係は、図-13の様に完全弾塑性とする。
4. 枠材と面材間に生じたずれ（ $\theta_x$ と $\theta_y$ ）を、図-14に示すようにXモードとYモードに分解できるものとする。

図-15の様に任意釘配列を有する面材のXモードとYモードに対応した抵抗モーメントは、断面の曲げ理論と類似の手法を用いて以下のように求まる。

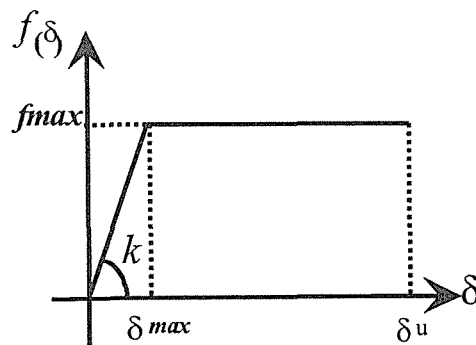


図-13 釘のせん断力-すべり関係

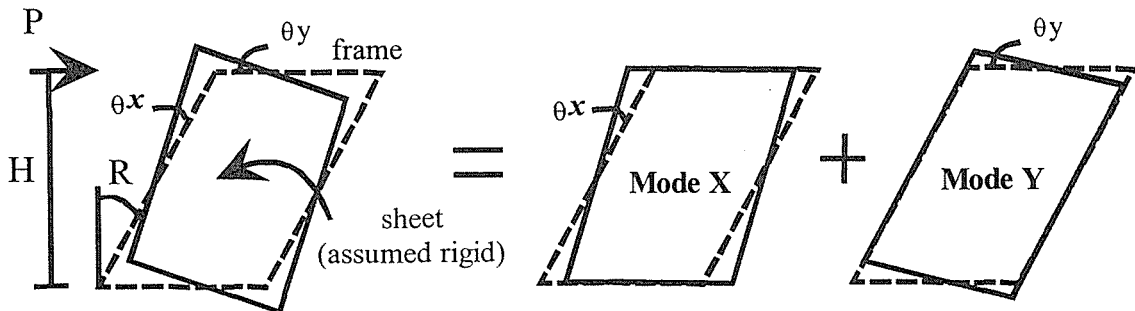


図-14 仮定された変形モード

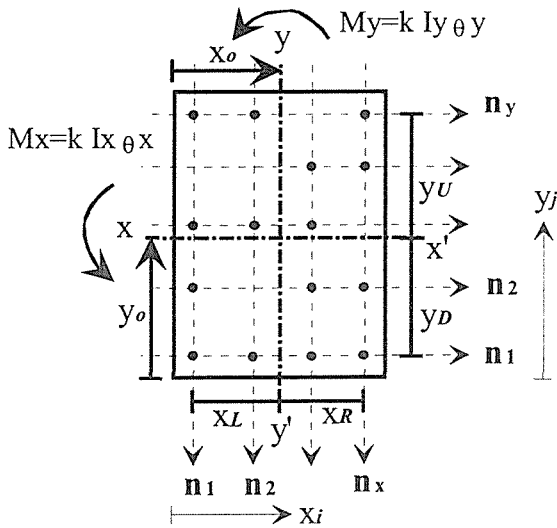


図-15 各記号の定義

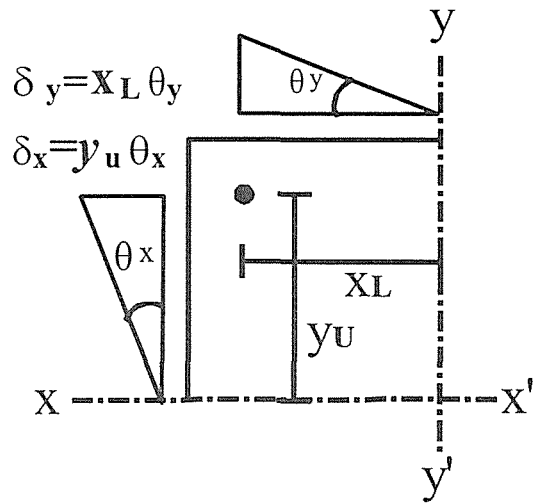


図-16 隅角部釘の滑り量

XとY両方向の中立軸位置は式(1)で与えられる。また、各方向の2次モーメントは式(2)で与えられる。

$$x_o = \frac{\sum X_i n_i}{\sum n_i} \quad (1a)$$

$$y_o = \frac{\sum y_j n_j}{\sum n_j} \quad (1b)$$

$$I_x = \sum (y_j - y_o)^2 n_j \quad (2a)$$

$$I_y = \sum (x_i - x_o)^2 n_i \quad (2b)$$

ここで、 $x_o$ 、 $y_o$ は、座標原点から中立軸（ $x-x'$ 軸、 $y-y'$ 軸）までの距離

$n_i$ 、 $n_j$ は、各釘列の本数

$x_i$ 、 $y_j$ は、座標原点から各釘列までの距離

$I_x$ 、 $I_y$ は、XとYそれぞれの方向の釘の断面2次モーメント

XとYのそれぞれの方向のモーメント $M_x$ 、 $M_y$ と回転角 $\theta_x$ 、 $\theta_y$ の関係は、釘の弾性剛性 $k$ を用いて式(3)の様に与えられる。

$$M_x = k I_x \theta_x \quad (3a)$$

$$M_y = k I_y \theta_y \quad (3b)$$

また、層間変形角 $R$ とXとYのそれぞれの方向の回転角 $\theta_x$ と $\theta_y$ は式(4)の関係にある。

$$R = \theta_x + \theta_y \quad (4)$$

XとYのそれぞれの方向のモーメント $M_x$ と $M_y$ は内力の釣り合いより、式(5)の様になり、式(5)に式(3)を代入することにより変形モードの比率 $\theta_x / \theta_y$ が式(6)の様に得られる。

$$M_x = M_y \quad (5)$$

$$\frac{\theta_x}{\theta_y} = \frac{I_y}{I_x} \quad (6)$$

外力と内力の釣り合いを考慮して式(2)～(5)より式(7)を得る。

$$PH = M_x = M_y = k \frac{I_x I_y}{I_x + I_y} R \quad (7)$$

最外縁の釘のXとY各方向の変位 $\delta_x$ と $\delta_y$ は、図-16より式(8)で与えられる。

$$\delta_{xi} = y_j \theta_x = y_j \frac{PH}{k I_x} = \frac{PH}{k z_{xi}} \quad (8a)$$

$$\delta_{yj} = x_i \theta_y = x_i \frac{PH}{k I_y} = \frac{PH}{k z_{yj}} \quad (8b)$$

ここで、添え字 $i$ はL又はR、 $j$ はU又はD。

$Z_{xi}$ と $Z_{yj}$ は式(9)で定義される釘配列に関する係数である。

$$Z_{xi} = \frac{I_x}{y_j} \quad (9a)$$

$$Z_{yj} = \frac{I_y}{x_i} \quad (9b)$$



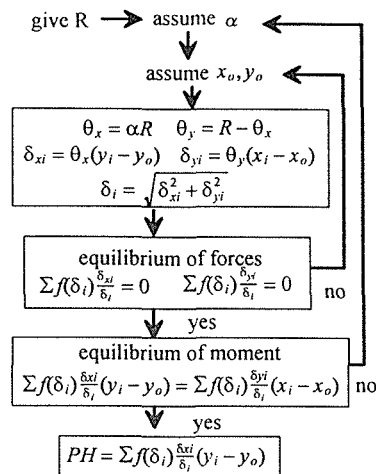


図-17 非線形解析の計算方法

XとY両方向のすべりから釘のすべり $\delta$ は式(10)のようになる。

$$\delta_{ij} = \sqrt{\delta_{xi}^2 + \delta_{yj}^2} \quad (10)$$

一方、各隅角部の釘が降伏せん断力 $f_{max}$ に達するときのすべり $\delta_{ij}$ は、式(11)の様に表され、各隅角部の釘が降伏せん断力に達するときの抵抗モーメント $M_{cij}$ は式(8)~(11)を用いて式(12)の様に表すことができる。

$$f_{max} = k\delta_{ij} \quad (11)$$

$$M_{cij} = \frac{f_{max}}{\sqrt{\frac{1}{z_{xi}^2} + \frac{1}{z_{yj}^2}}} \quad (12)$$

壁体全体で最初に釘が降伏する時のモーメント（降伏開始モーメント） $M_c$ とその時の回転角 $R_c$ は、それぞれ式(13)と(14)のようになる

$$M_c = P_c H = \min(M_{cij}) \quad (13)$$

$$R_c = \frac{M_c}{kI_x} + \frac{M_c}{kI_y} \quad (14)$$

非線形領域の計算については、図-17の様に $x$ 、 $y$ 両方向の力の釣り合いを満たすように中立軸位置を決めると共に、 $x$ 、 $y$ 両方向のモーメントの釣り合いを満たすように全体変形角 $R$ に対する $\theta_x$ の比率 $\alpha$ を収斂計算により求める。

### 6. 3 釘の直接せん断試験、及び、検証に用いた要素試験体

釘の直接せん断試験では、図-18の様な試験体を5体製作して単調加力で実験した。図-19に示すように、釘の直接せん断試験結果より5体の平均値を求め、トリリニアにモデル化して有限要素法の釘のバネ特性に用いた。また、検証に用いた石膏ボード要素試験体（施工良）の試験体図を図-20に示す。

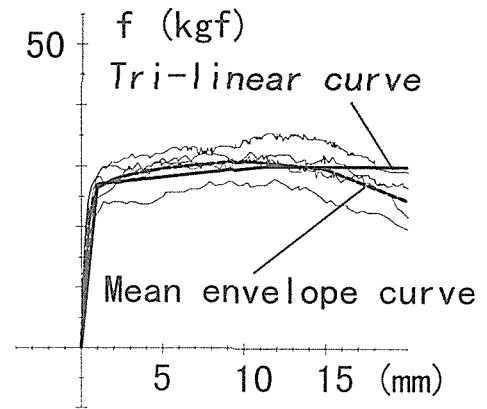
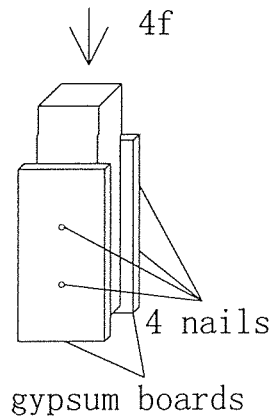


図-18 釘の直接せん断試験体

図-19 釘のせん断試験結果とモデル化

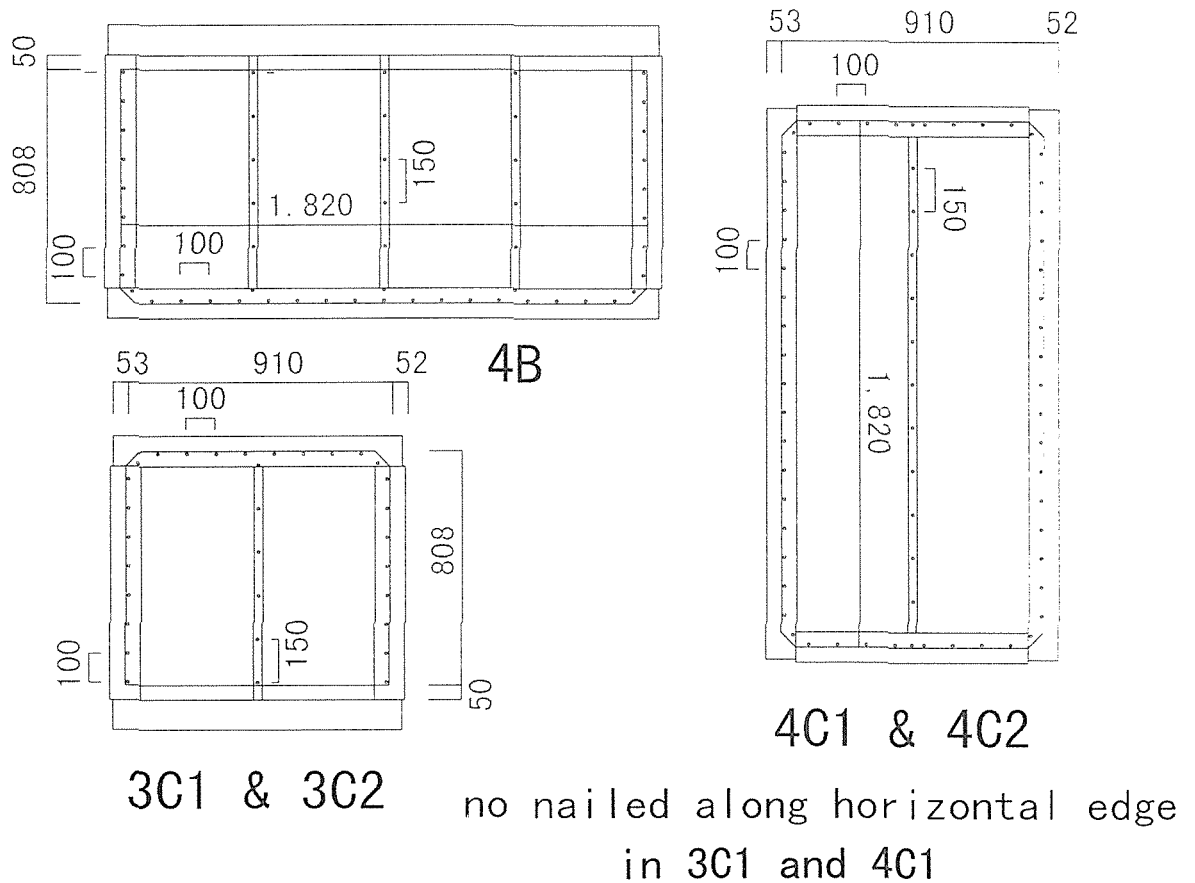


図-20 検証に用いた各試験体の仕様

#### 6. 4 有限要素法による検証

枠材と面材を弾性とし、釘を円形降伏曲面を持つトリリニアの2次元バネに置換した2次元非線形有限要素法による検討を行った。間柱を含む枠材は全てピン接合とし、 $E = 100 \text{ tf/cm}^2$ とし、せん断変形は無視した。また、石膏ボードは4角形要素で表現し、その材料常数は、 $G = 11.5 \text{ tf/cm}^2$ 、 $\nu = 0$ とした。釘の材料常数については、図-19中に示すように、 $k = 270 \text{ kgf/cm}$ 、 $f_c$  (第1折れ点)  $= 27 \text{ kgf}$ 、 $f_{max}$  (降伏耐力)  $= 30 \text{ kgf}$ 、 $f_c \sim f_{max}$ 間では $0.1 \text{ k}$ の勾配で、その後は $0.00001 \text{ k}$ の勾配とした。評価式では、枠材を剛体に仮定していたので、ここでは、枠材と間柱を全て $105 \times 105 \text{ mm}$ 角とした場合の解析を行った。

図-21に各試験体の要素分割と弾性時の釘の軌跡を示す。試験体4C3は評価式の検証のために有限要素法のみを実施した試験体であり、縦釘列と1辺のみの横釘列を有した架空試験体である。

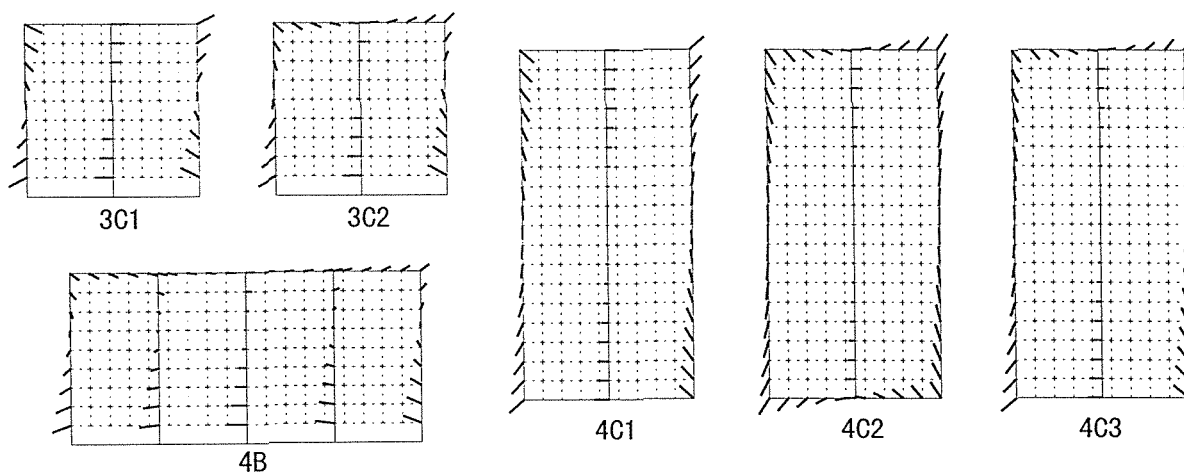


図-21 有限要素法の要素分割と弾性時の釘の軌跡

## 6. 5 評価式の検証

釘の剛性  $k = 270 \text{ kgf/cm}$ 、降伏耐力  $f_{max} = 30 \text{ kgf}$ として、式(1)～(14)より得られた弾性解と、有限要素法と同じトリリニアの釘のせん断力-すべり関係を用いて、図-17の方法で計算した非線形計算結果、ラッキング試験結果、及び、非線形有限要素法による数値解析結果の比較を図-22に示す。実験値には枠材の負担耐力が20～35kgf程度含まれているため、最大耐力は実験値の方が有限要素法と比べてやや高いものが多かった。初期剛性についても、実験値の方が有限要素法の計算値よりもやや高いが、それは、図-19の釘の剛性  $k$  をやや低めに評価したためである。評価式に基づいた非線形計算結果と有限要素法の計算結果は、ほぼ一致している。実験値と有限要素法の計算結果とのずれを考慮すると、評価式の精度は、十分なものと判断できる。

次に、評価式の式(6)と有限要素法の面材偶各部の釘のXとY方向のすべり成分から  $\theta_x$  と  $\theta_y$  を計算した。評価式とFEMのXモードとYモードの比率 ( $\theta_x / \theta_y$ ) の比較を表-5に示す。弾性時と終局時で多少モード比率に変化がある。これは、最大耐力が弱軸方向で決まり、その後は弱軸方向の回転角が大きくなることによると考えられる。また、面材のせん断剛性を100倍した弾性解析 (elastic\*\*\*) を行い、面材の変形による影響を調べたが、同表に見られるように、その影響はきわめて少ない。評価式とFEM弾性時の比較では、3辺を釘打ちした試験体 (3C2、4B、4C3) では、 $\theta_x / \theta_y$  の差が大きくなる傾向にある。特に、図-22に見られる4Bの評価式とFEMの計算結果のずれは、両解析手法で得られた変形モードの比率 ( $\theta_x / \theta_y$ ) の違いに起因していると思われる。全体としては、評価式で得られた変形モードとFEM弾性時の変形モードはよく一致していると思えることができる。

## 6. 6 枠材の曲げ剛性の影響

枠材と間柱の断面を全て  $105 \times 105 \text{ mm}$ 、 $105 \times 45 \text{ mm}$ 、 $105 \times 30 \text{ mm}$  の3種類設定して、枠材の曲げ剛性のみを変化させFEMにより解析をし、それらの結果を図-23に示す。4周釘打ちした4C2ではそれらの影響は殆ど認められないが、他の試験体では枠材の剛性が低くなるに従い変形が大きくなる傾向が認められた。これらの結果は、間柱のみに貼られた石膏ボードに対しては、本評価式の剛性が過大評価になる事を示唆しており、枠材の剛性の影響を何らかの形で評価式に組み込む必要がある。

表-5  $\theta_x / \theta_y$  の値の比較

specimen	simple theory		FEM		
	elastic	ultimate*	elastic	ultimate* *	elastic***
3C1	2.13	2.88	2	2.72	2.02
3C2	1.48	1.66	1.04	1	1.05
4B	4.75	7.06	2.84	2.84	3.09
4C1	0.53	0.47	0.56	0.51	---
4C2	0.31	0.21	0.32	0.22	---
4C3	0.4	0.31	0.44	0.35	---

\* deformation at 1.6cm

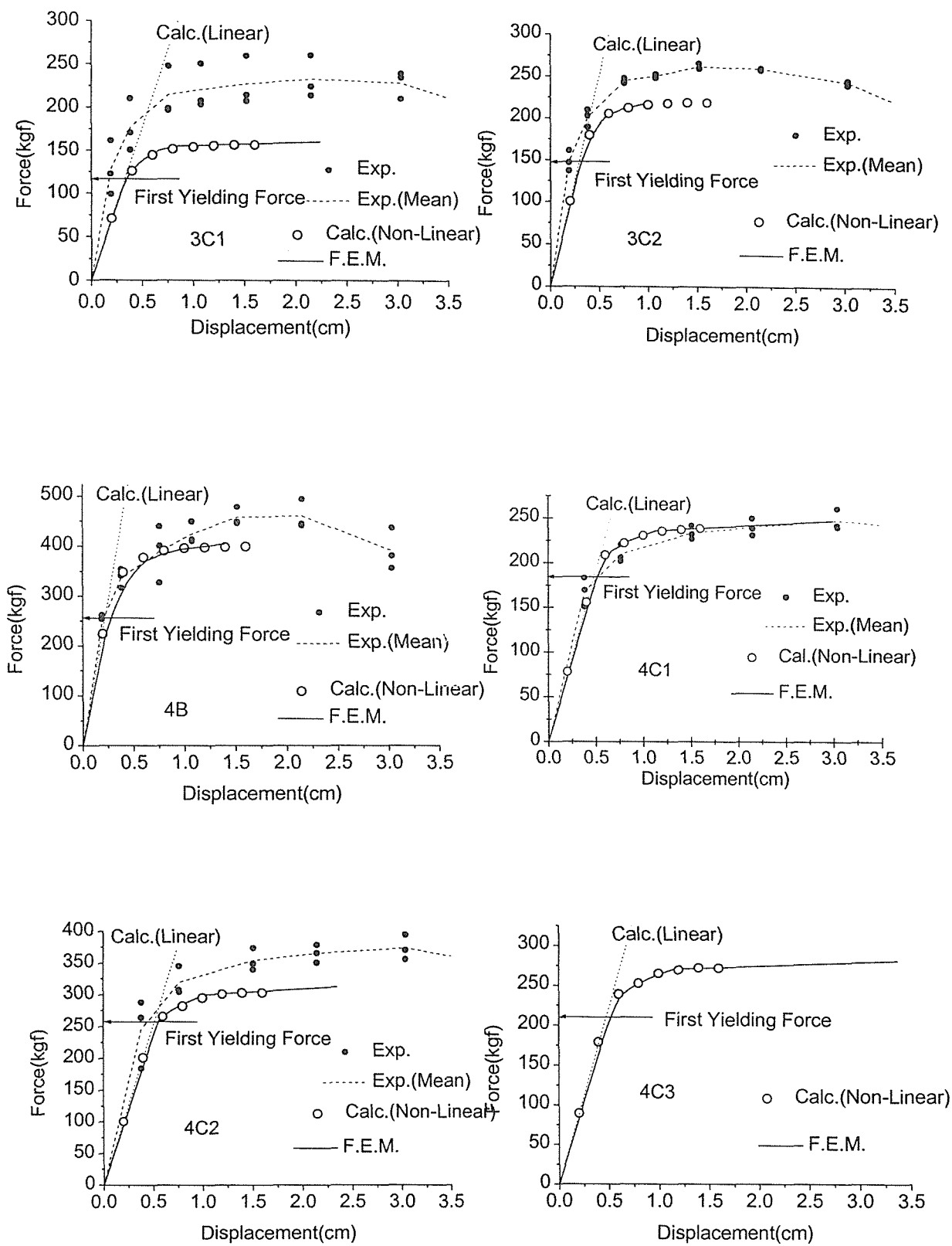


図-2.2 数学モデル、有限要素法、実験値の比較

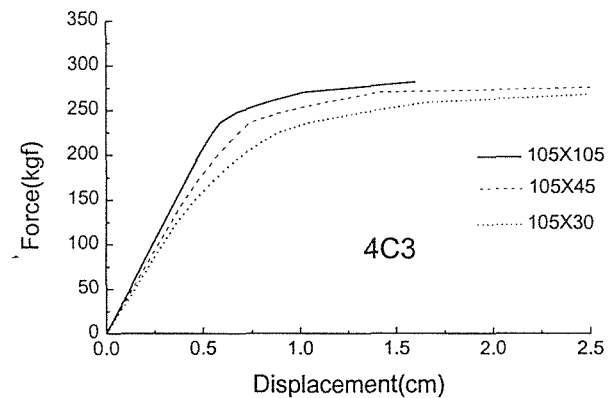
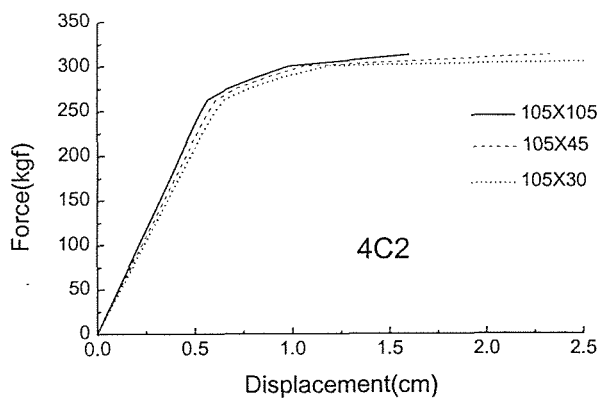
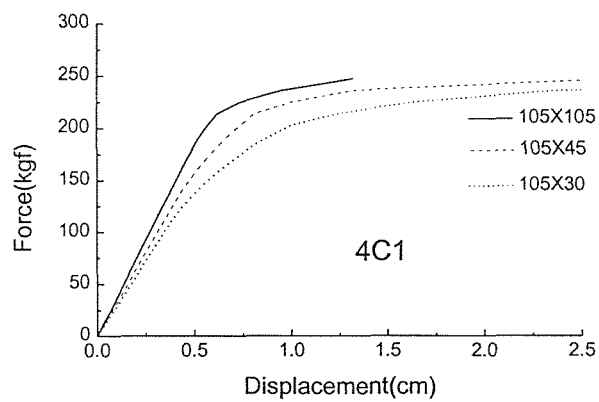
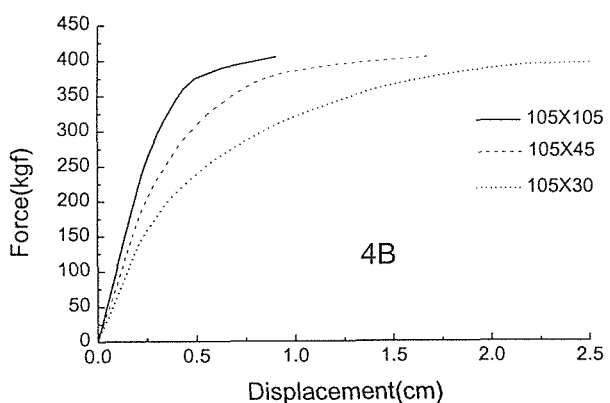
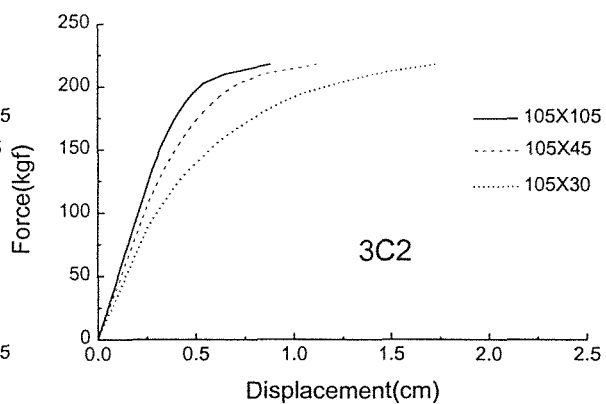
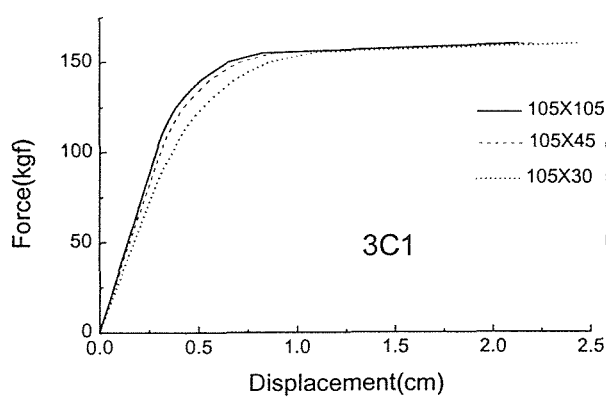


図-23 枠材の曲げ剛性の影響

7. 有開口壁の耐力推定法

7. 1 簡易計算法の提案と有開口壁試験体の実験結果による検証

現在、有開口壁の耐力推定法として杉山らの提案した式がある。この式は、枠組み壁工法を対象とした実験式であり、在来軸組工法に適用した場合、安全側過ぎるとの実験結果が報告されている<sup>12)</sup>。特に、在来軸組工法では、横一線の開口であっても柱がせん断力を負担して、相当の耐力を持つことが確かめられている。このような現象は、3. 3節に述べたように本実験の1 B試験体でも顕著に見られた。そこで、本実験で得られた知見を整理すると以下ようになる。

無開口耐力壁部分を高さ方向に垂れ壁のある区間、開口内法区間、腰壁のある区間に分割して、せん断変形角計測した結果、図-5に示すように、各区間のせん断変形角には殆ど差はなく、それらは層間変形角とほぼ一致した。せん断理論によると、各パネルの面材のせん断剛性が等しければ、各区間のせん断変形角は、弾性域ではその区間の壁の水平長さに反比例する事になる。しかし、実験結果は、柱材の曲げ剛性が大きいため、各区間のパネルはほぼ同一強制変形を受けている事を示している。そこで、各パネルが同一変形となると仮定すると、図-24に示すように、仮想仕事法或いは外力と内力のモーメントの釣り合い式が容易に適用できる。即ち、外力のなす仕事量と各パネルのひずみエネルギーの釣り合い、或いは外力と内力のモーメントの釣り合いから、式(15)を得る。

$$P \times H = \sum M_i \quad (15)$$

ここで、P：層間変形角Rの時の壁体に作用するせん断力

H：外力の作用点までの高さ

M<sub>i</sub>：各パネルがせん断変形角Rとなる時のモーメント

となり、各パネルのせん断変形角RにおけるモーメントM<sub>i</sub>が与えられれば、層間変形角Rの時の有開口壁のせん断力は容易に求まる。

そこで、前節で行われた実験(1A、1X、1B、1Y、1C、1Z試験体)をもとに式(15)の検証を以下に示す。

式(15)を実験結果に適用すると式(16)のようになる。

袖壁腰壁有り試験体の抵抗モーメント=耐力壁のみの試験体の抵抗モーメント

+要素実験における1P×1Pの抵抗モーメント

+要素実験における1P×2Pの抵抗モーメント ×2

$$(16)$$

対象とする試験体は、石膏ボード貼り試験体(ボードビス(長さ=28mm)使用の試験体とPJ425タッカー針使用の試験体)とモルタル壁試験体(普通モルタルと軽量モルタル)、及び、モルタル壁と石膏ボード壁と筋交い入りの試験体(筋交い接合部が突きつけ釘打ちとブレースボックス使用)であ

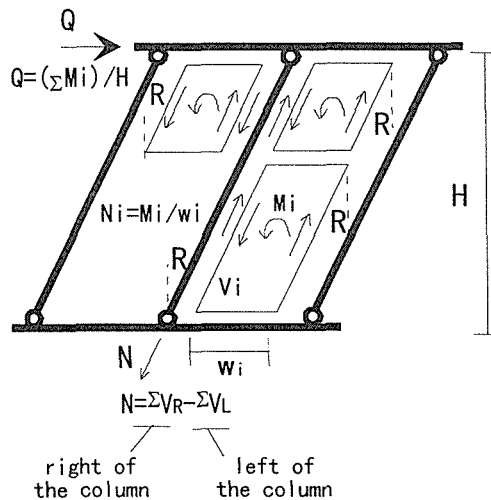


図-24 せん断力と軸力の算定方法

り、全て同一形状の開口を有する。たれ壁と腰壁の付いた試験体と同一の骨組み形状に耐力壁のみを施工した試験体（表中の「耐力壁＋骨組」筋交い入り試験体では筋交いも「骨組」に含まれている。）と、垂れ壁や腰壁部分のみをピン接合された枠材に施工した要素試験体（1×1 Pたれ壁、1×2 Pたれ壁或いは腰壁）の各実験結果から、所定変形荷重をモーメントに換算して式(16)を用いてたれ壁と腰壁付きの試験体の所定変形モーメントを算出した。表-6に各試験体の所定変形時のモーメントの推定値と実験値の比較を示す。

石膏ボード試験体では、微小変形時から大変形時まで推定値／実験値はほぼ一定の値となり、式による推定方法が妥当であることを示している。一方、モルタル壁試験体の場合、微小変形時はたれ壁と腰壁は耐力壁と一体化しているため、たれ壁と腰壁付き試験体の所定変形時のモーメントは個々の面材の所定変形モーメントの和よりも大きくなる。変形増大に伴い、開口隅角部にひび割れが生じ、たれ壁と腰壁が分離するため、実験値は推定値に近づく。モルタル壁＋石膏ボード＋筋交い試験体では、4節で述べたようにモルタル壁の耐力負担率が大きいため、推定値／実験値の傾向は、モルタル壁の場合とほぼ同様な結果となった。

何れの場合においても、本実験結果の範囲に於いて本手法は、実設計レベルでは十分な精度と判断できる。



表-6 有開口壁の試験体の耐力推定結果

(a)モルタル壁+石膏ボード+筋交い試験体(施工良)(1A試験体)

R(rad.)		1/240	1/120	1/84.8	1/60	1/42.4	1/30
1	耐力壁+骨組	308820	508450	609730	720840	825860	
2	1×1Pたれ壁	36340	48310	61610	67150	72950	
3	1×2Pたれ壁	71380	106200	138710	144140	171640	
4	1×2P腰壁	71380	106200	138710	144140	171640	
推定値(=1+2+3+4)		487920	76915	948760	1076270	1242090	
たれ壁腰壁付き実験値		770840	1004890	1085240	1188490	1212320	
推定値/実験値		0.64	0.77	0.87	0.91	1.02	

軽量モルタルをJISA5505波ラス1号(0.7kg/m<sup>2</sup>)をJP1019タッカー針@75mm打ち。  
 モルタル下地板(スギ)は厚さ13mm、幅90mm、目空かし20mmを2N50打ち。  
 石膏ボード(12mm厚)を周辺部@100mm、間柱@150mmでボードビス(L=28mm)貼り  
 半割筋交いブレースボックス付き

(b)モルタル壁+石膏ボード+筋交い試験体(施工悪)(1X試験体)

R(rad.)		1/240	1/120	1/84.8	1/60	1/42.4	1/30
1	耐力壁+骨組	202280	295440	328250	359710	382360	408960
2	1×1Pたれ壁	10430	15720	20440	21690	22990	22430
3	1×2Pたれ壁	30830	39390	46360	44910	42610	35660
4	1×2P腰壁	30830	39390	46360	44910	42610	35660
推定値(=1+2+3+4)		274360	389940	441410	471210	490570	502700
たれ壁腰壁付き実験値		415890	523570	530060	509590	474240	434700
推定値/実験値		0.66	0.74	0.83	0.92	1.03	1.16

普通モルタルをメタルラス(0.29kg/m<sup>2</sup>)をPT-3Lタッカー針@150mm打ち。  
 モルタル下地板(スギ)は厚さ13mm、幅90mm、目空かし20mmを2N50打ち。  
 石膏ボード(12mm厚)を周辺部@100mm、間柱@150mmでPJ425タッカー針打ち貼り  
 半割筋交い突きつけ釘打ち

(c)モルタル壁試験体(施工良)(1B試験体)

R(rad.)		1/240	1/120	1/84.8	1/60	1/42.4	1/30
1	耐力壁+骨組	184460	266260	302850	334680	341500	307680
2	1×1Pたれ壁	32090	44960	53270	60050	68780	72850
3	1×2Pたれ壁	66810	91780	98860	116880	125950	144720
4	1×2P腰壁	66810	91780	98860	116880	125950	144720
推定値(=1+2+3+4)		350160	494790	553850	628480	662200	669960
たれ壁腰壁付き実験値		479210	635660	651260	612730	698370	735690
推定値/実験値		0.73	0.78	0.85	1.03	0.95	0.91

軽量モルタルをJISA5505波ラス1号(0.7kg/m<sup>2</sup>)をJP1019タッカー針@75mm打ち。  
 モルタル下地板(スギ)は厚さ13mm、幅90mm、目空かし20mmを2N50打ち。

表-6 有開口壁の試験体の耐力推定結果 (続)

(d) モルタル壁試験体 (施工悪) (1 Y 試験体)

R(rad.)		1/240	1/120	1/84.8	1/60	1/42.4	1/30
1	耐力壁+骨組	93130	109350	99800	90460	82180	
2	1×1 Pたれ壁	16060	19840	20220	21410	18630	
3	1×2 Pたれ壁	32560	35520	33500	31120	23610	
4	1×2 P腰壁	32560	35520	33500	31120	23610	
推定値(=1+2+3+4)		174310	200220	187020	174110	148040	
たれ壁腰壁付き実験値		294280	298180	237490	186290	157440	
推定値/実験値		0.59	0.67	0.79	0.93	0.94	

普通モルタルをメタルラス(0.29kg/m<sup>2</sup>)をPT-3Lタッカー針@150mm打ち。  
モルタル下地板(スギ)は厚さ13mm、幅90mm、目空かし20mmを2N50打ち。

(e) 石膏ボード壁試験体 (施工良) (1 C 試験体)

R(rad.)		1/240	1/120	1/84.8	1/60	1/42.4	1/30
1	耐力壁+骨組	117350	143050	154560	167930	173690	155700
2	1×1 Pたれ壁	18270	22260	22790	23830	23620	22120
3	1×2 Pたれ壁	30740	35450	38660	41690	41960	35720
4	1×2 P腰壁	30740	35450	38660	41690	41960	35720
推定値(=1+2+3+4)		197100	236200	254680	275140	281230	249260
たれ壁腰壁付き実験値		208620	254690	275220	294590	312550	257510
推定値/実験値		0.94	0.93	0.93	0.93	0.90	0.97

石膏ボード(12mm厚)を周辺部@100mm、間柱@150mmでボードビス(L=28mm)貼り

(f) 石膏ボード壁試験体 (施工悪) (1 Z 試験体)

R(rad.)		1/240	1/120	1/84.8	1/60	1/42.4	1/30
1	耐力壁+骨組	42870	59690	61860	61050	60560	64120
2	1×1 Pたれ壁	7640	9830	9980	9210	6100	3260
3	1×2 Pたれ壁	8210	10530	10920	8250	5170	4080
4	1×2 P腰壁	8210	10530	10920	8250	5170	4080
推定値(=1+2+3+4)		66930	90570	93670	86750	70000	75530
たれ壁腰壁付き実験値		74660	102020	100690	89800	67280	59260
推定値/実験値		0.90	0.89	0.93	0.97	1.14	1.27

石膏ボード(12mm厚)を周辺部@100mm、間柱@150mmでPJ425タッカー釘打ち貼り

## 7. 2 有限要素法による検証

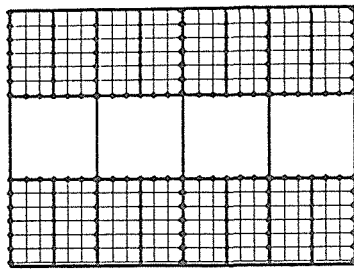
各種開口形状に対して式(15)の妥当性を検討するため、非線形有限要素法による検討を行った。

解析モデルは図-25に示すようにメッシュ分割の容易さを考慮して1P(91cm)を単位グリッドとして開口形状を決めた。面材は内壁の石膏ボードを想定しており、それらは土台と横架材には止め付けていない。メッシュ分割は約15cm間隔とし、面材の周辺部では、10cm間隔のに相当する釘のバネ常数(図中の大きな黒丸)を、また、間柱では、15cm間隔に相当する釘のバネ常数を入力した。面材は4角形弾性要素とした。柱材は12cm角、土台と横架材は12×24cm角、間柱とまぐさと窓台は4.5×12cmとし、 $E=100tf/cm^2$ (ベイマツ、弾性体)とした。各節点はピン接合とした。なお、壁長さが2P以上の場合は、柱は2P間隔で配置した。各部材の断面を上述した寸法とした解析(fpsシリーズ)を行うと共に、柱を間柱と同断面とした解析(hpsシリーズ)も行い、柱の曲げ剛性の影響も調べた。なお、釘のせん断力-すべり関係は、図-18を用いた。また、式(15)の右辺で必要とする各単位面材のモーメントと回転角の関係は、6節の解析結果を用いた。その際の周辺の枠材は12cm角とし、ピン接合とした。また、図-26に各解析モデルの荷重変形曲線と式(15)により推定した荷重変形曲線の比較を示す。柱材を12cm角とした解析(fpsシリーズ)では、たれ壁のみのモデル(1111fps3と1111fps5)を除いてかなりの精度で一致している。1P耐力壁+たれ壁のみのモデル(1311fpsと1113fps)と、たれ壁と腰壁のみのモデル(2222fpsと2222fps3)では、若干の相違が見られるが、実用的な精度は十分確保されていると判断できる。

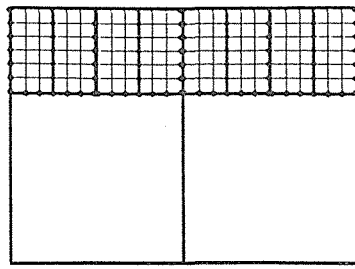
柱の曲げ剛性の影響についてみると、1P耐力壁の下部の拘束が弱くなると(1322と3113と1311と1113)、柱を間柱と同断面としたモデル(hps)は、fpsと比べて精算値でも剛性と最大耐力が減少する。そのため、略算値と精算値は大きく異なる。

実験結果では、たれ壁と腰壁にせん断力が流れ、図-6に見られるように耐力壁の側柱よりもたれ壁と腰壁の外側の柱の方の軸力が大きくなり、雑壁を有する壁体の柱の軸力の分布は、3階建ての構造計算で想定している雑壁を無視した解析モデルと大きく異なった。そこで、軸力の略算定法を以下のように提案し、有限要素法の解析結果により、軸力の略算定法を検証する。

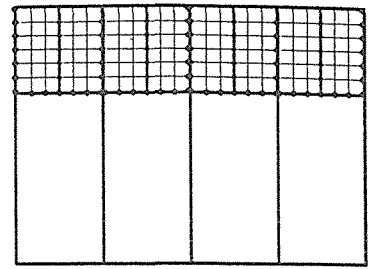
図-24に示すように、各柱に生じる軸力は、各パネルの縦枠に生じる力の総和とする。このような手法で推定された軸力を細線で、FEMで得られた軸力を太線で表し、図-27に示す。0300fpsと0330fpsと3330fpsでは、横架材の曲げ戻しにより、FEMでは外側の柱に軸力が生じているため、精算値で得られた軸力と略算値は大きく異なる。(独立柱を取り除くと精算値と略算値は一致する。)耐力壁が壁体の中央に位置して、その両側に垂れ壁と腰壁のあるモデル2322fpsと2332fps次いで1322fpsなど)ほど精算値と略算値は一致する。このような簡単な手法ではあるが、実用的な精度は十分確保されていると判断できる。



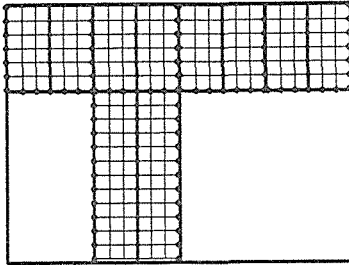
2222fps5



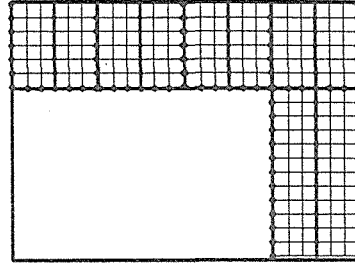
1111fps3



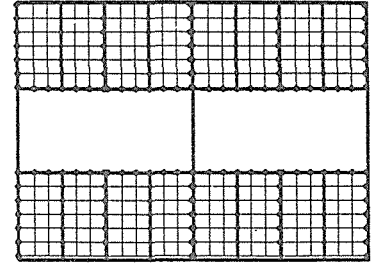
1111fps5



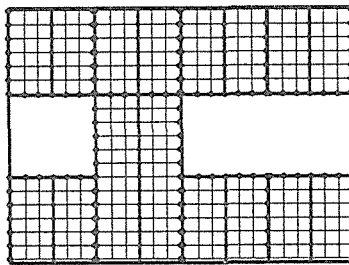
1311fps



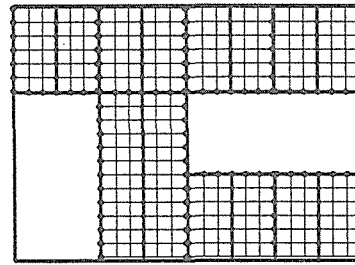
1113fps



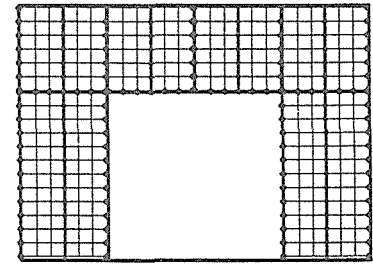
2222fps3



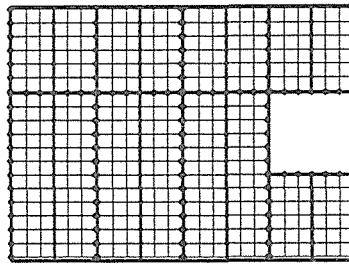
2322fps



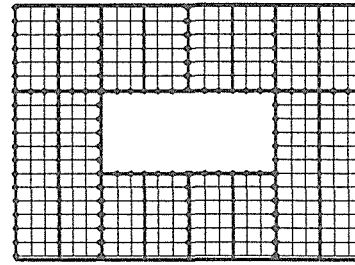
1322fps



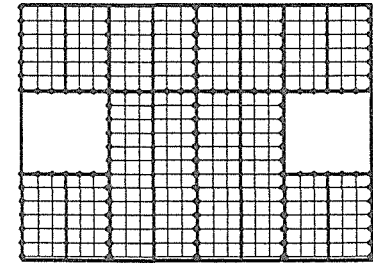
3113fps



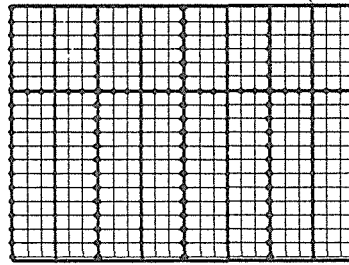
3332fps



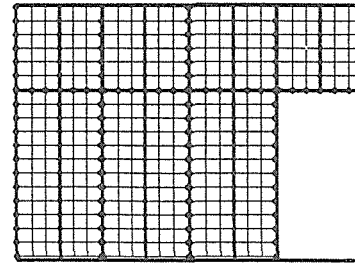
3223fps



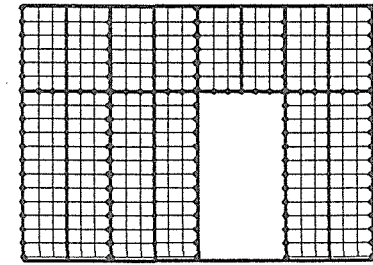
2332fps



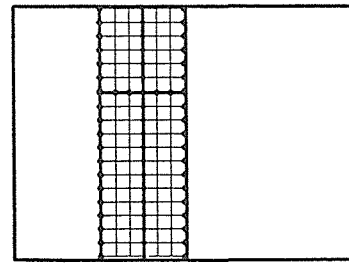
3333fps



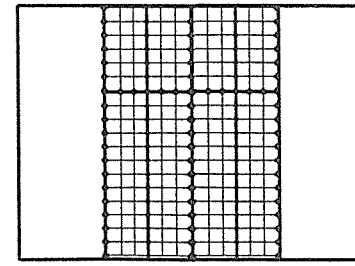
3331fps



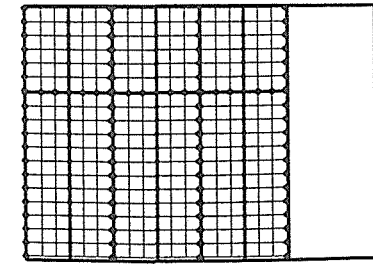
3313fps



0300fps



0330fps



3330fps

図-25 解析モデル

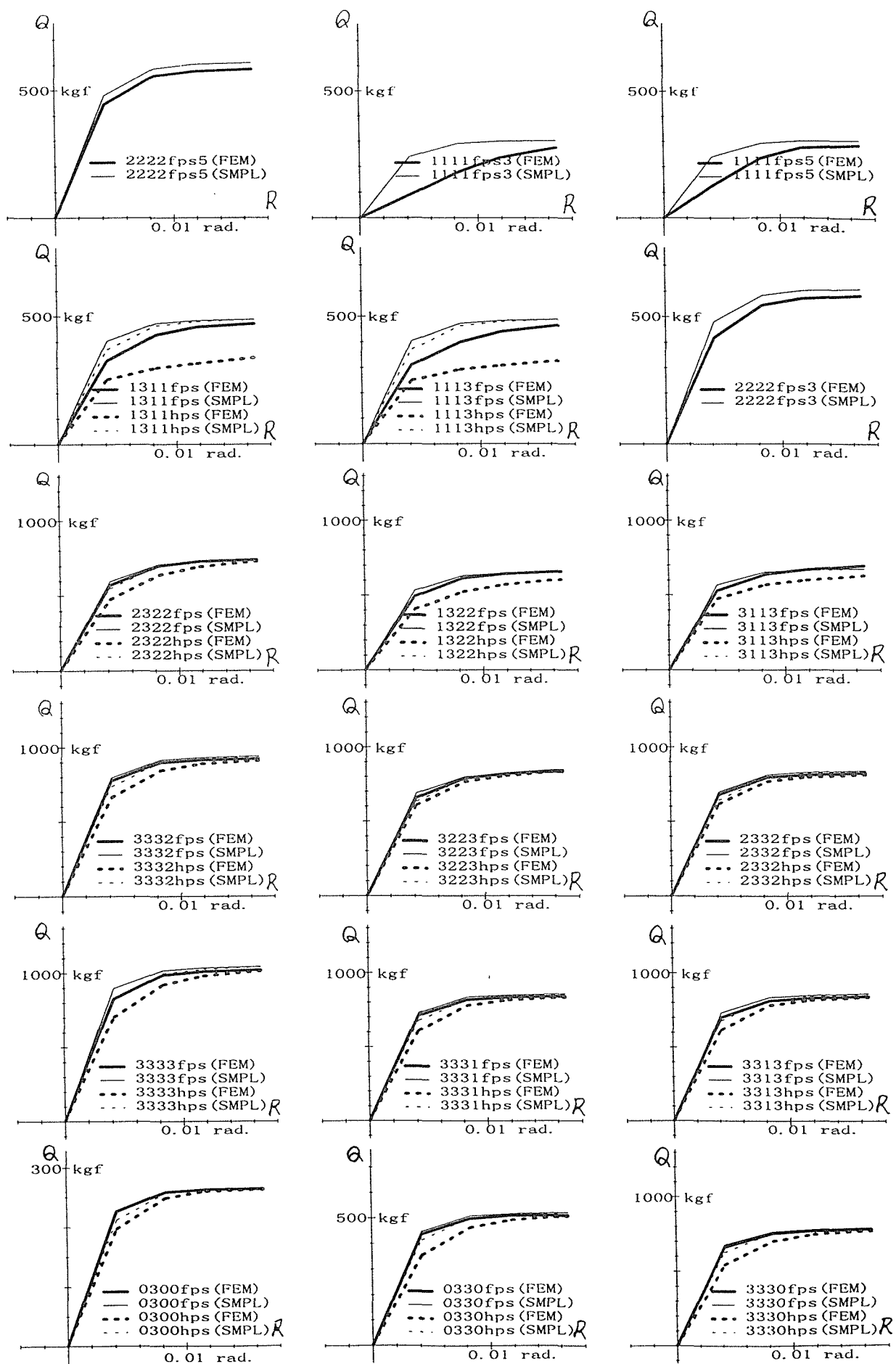


図-26 略算によるせん断力-層間変形角関係の推定値とFEMの比較

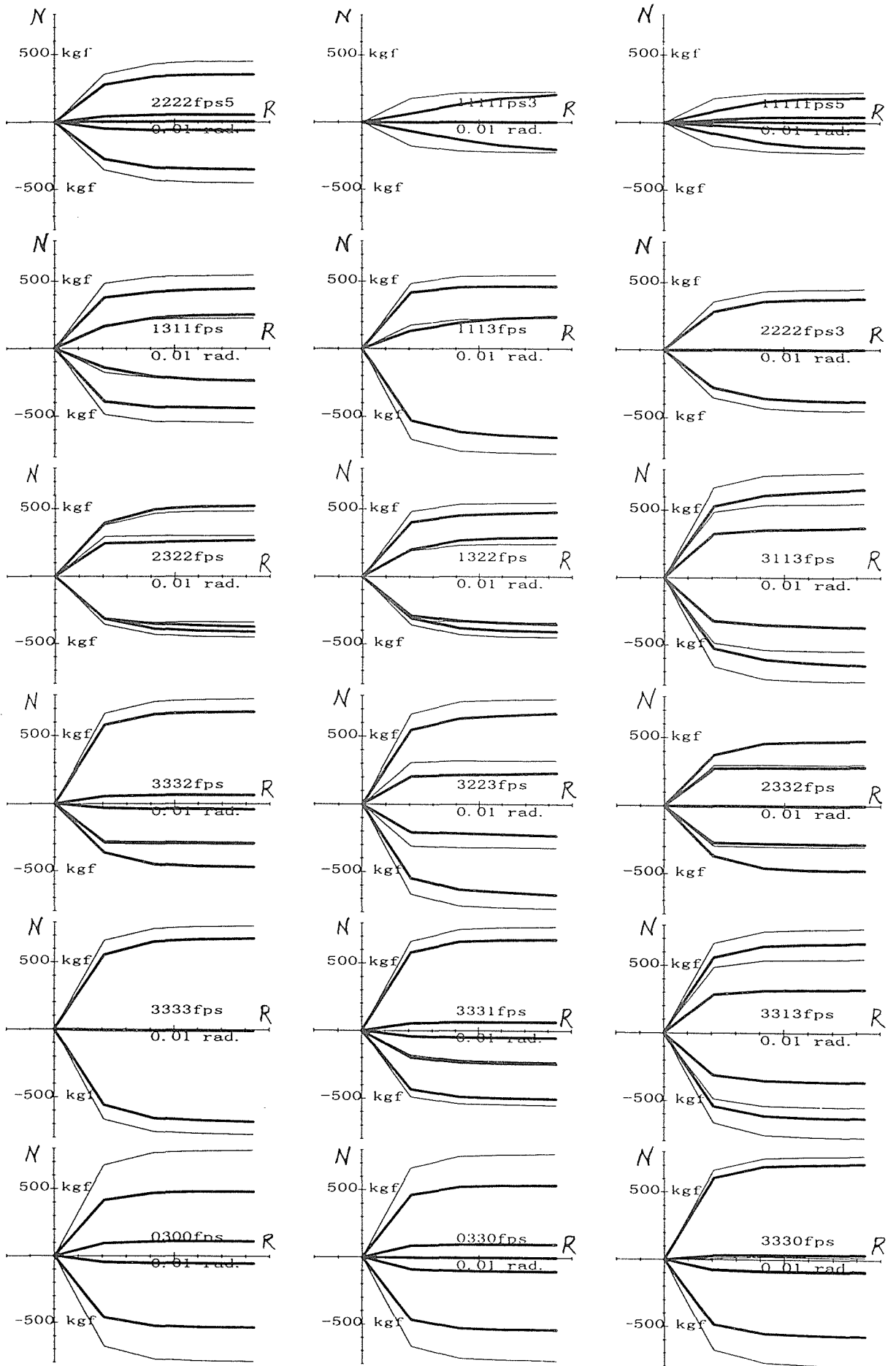


図-27 略算による軸力の推定値とFEMの比較

### 7. 3 柱の剛性を考慮した略算モデル

在来軸組工法では、たれ壁のみによる補強や足固めによる補強などがしばしば行われている。それらに相当するモデルが2222fsp3、2222fps5、と1111fsp3、1111fps5である。柱の開口部分の内法寸法が長くなった場合、柱の曲げ変形が大きくなるので、荷重変形曲線や軸力の略算値は精算値と大きく異なる。そこで、これらの構造様式に対する柱の曲げ変形を考慮した略算モデルを図-28の様に提案する。線材置換された柱材に対して、たれ壁や腰壁等の面材が柱の回転を拘束する。そこで、たれ壁や腰壁の高さ方向の中心位置に、面材の回転拘束効果を表すための等価な回転バネを設けることにより、たれ壁と腰壁をモデル化する。以下に式を示す。

撓み角法の公式	回転バネ	せん断方程式
$0 = k_a \cdot (2 \cdot \theta_a + \theta_b - 3 \cdot R_{ab})$	$M_b = k_1 \cdot \theta_b$	$\frac{M_{ba}}{L_{ab}} = Q$
$M_{ba} = k_a \cdot (\theta_a + 2 \cdot \theta_b - 3 \cdot R_{ab})$	$M_c = k_2 \cdot \theta_c$	$\frac{M_{bc} + M_{cb}}{L_{bc}} = Q$
$M_{bc} = k_b \cdot (2 \cdot \theta_b + \theta_c - 3 \cdot R_{bc})$	$M_d = k_3 \cdot \theta_d$	
$M_{cb} = k_b \cdot (\theta_b + 2 \cdot \theta_c - 3 \cdot R_{bc})$	節点方程式	$\frac{M_{dc} + M_{cd}}{L_{cd}} = Q$
$M_{cd} = k_c \cdot (2 \cdot \theta_c + \theta_d - 3 \cdot R_{cd})$	$M_{ba} + M_{bc} + M_b = 0$	
$M_{dc} = k_c \cdot (\theta_c + 2 \cdot \theta_d - 3 \cdot R_{cd})$	$M_{cb} + M_{cd} + M_c = 0$	$\frac{M_{de}}{L_{de}} = Q$
$M_{de} = k_d \cdot (2 \cdot \theta_d + \theta_e - 3 \cdot R_{de})$	$M_{dc} + M_{de} + M_d = 0$	
$0 = k_d \cdot (\theta_d + 2 \cdot \theta_e - 3 \cdot R_{de})$		

ここでは、階高を3等分した位置に垂れ壁、開口部分、腰壁がある場合を想定して略算式を以下のように導いた。

1311fpsと1113fpsの耐力壁の側柱と独立柱では、回転バネの個数が異なるが、計算を簡略化するため、独立柱は耐力壁の側柱と同じ挙動すると仮定した。また、高さが2Pとなる面材では、面材の回転剛性を1/2した値を各回転バネの剛性として与えた。計算は各面材の回転剛性の1/240rad. 時と1/120rad. 時の割線剛性を用いた弾性計算とした。計算結果と精算値の比較を図-29に示す。架構中の面材が最初に割線剛性計算時の想定変形角(1/240rad. 或いは1/120rad.)に達した時を、図中の●で示した。1111fpsと2222fpsでは、柱の曲げ変形が全体変形に加算されるため、架構全体が1/240rad. 或いは1/120rad. に達した後に、架構中の面材が1/240rad. 或いは1/120rad. に到達する。このように、同一面材のみからなるたれ壁と腰壁を有する架構では、割線剛性法による計算結果は精算値ときわめて良く一致した。

一方、1311fpsと1113fpsでは、耐力壁の下部の2P部分の変形が大きくなるため、架構全体より先にその部分が1/240rad. 或いは1/120rad. に達する。その場合、たれ壁の変形角は1/240rad. 或いは1/120rad. より小さいため、割線剛性を用いた計算では、モーメントが過小評価となり、1/120rad. 時の略算モデルの結果は精算値(FEM)を下回った。

以上より、横一線の開口を有する架構では、図-28に示す略算モデルを割線法で解くことによって、荷重変形関係を概ね推定できると判断できる。

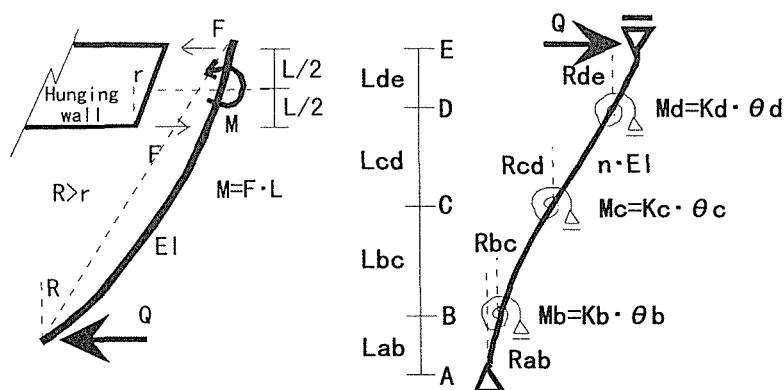


図-28 柱の曲げ剛性を考慮した解析モデル

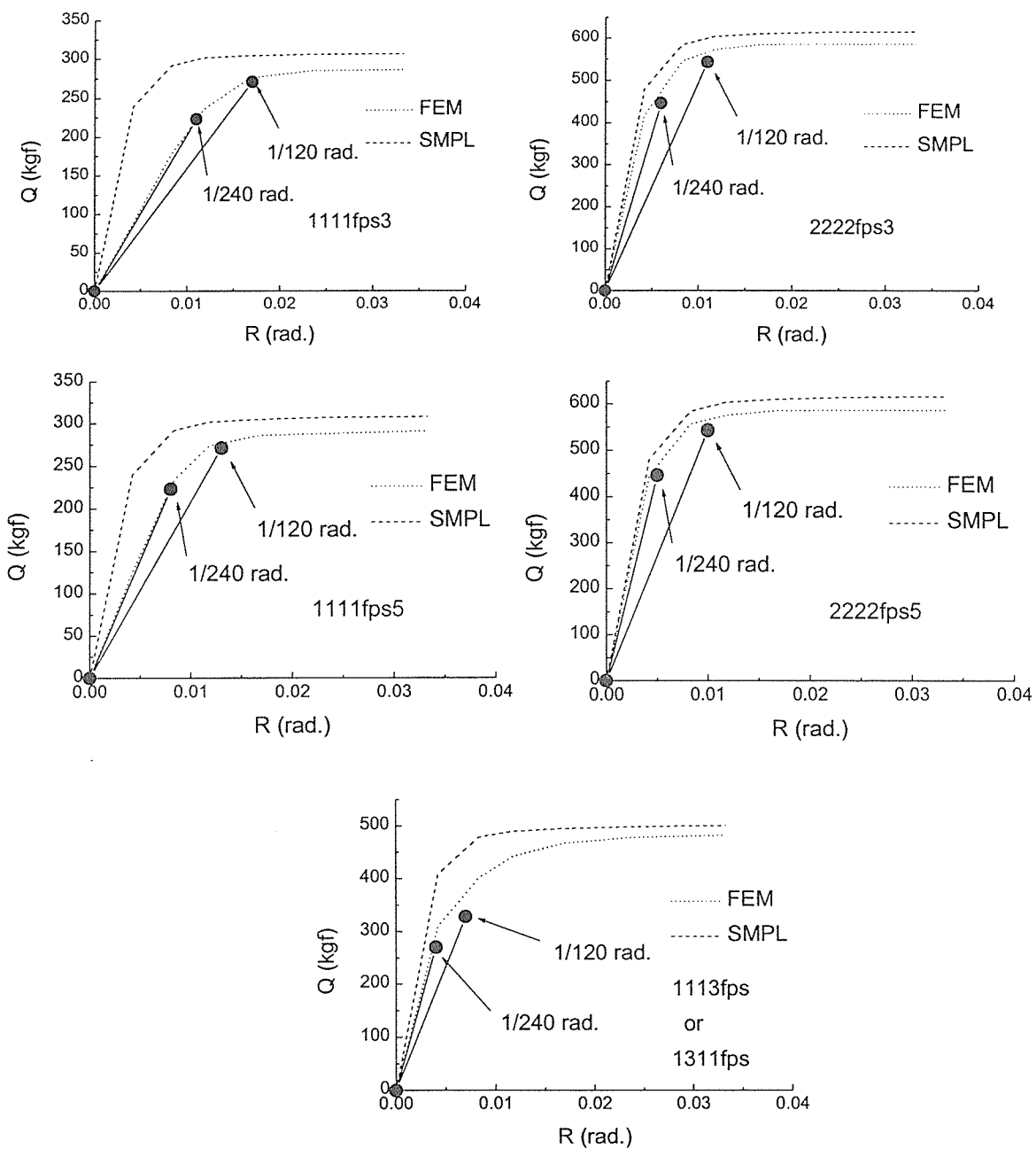


図-29 柱の曲げ剛性を考慮した解析結果と略算とFEMの比較



## 8. 設計図表の作成と例題

### 8. 1 有開口壁設計用単位面材の耐力表

有開口壁の耐力推定のための設計図表を以下のように作成する。単位面材のモーメントと回転角の関係を、釘の性状を図-13の様にBi-Linearで仮定して図-17の非線形解析で求める。そして、解析に用いた釘の剛性kと釘の降伏耐力 $f_{max}$ を用いて、無次元化されたモーメント $M_{oi}$ と回転角 $R_{oi}$ を以下のように定義する。

$$M_{oi} = \frac{M_i}{f_{max}} \quad (17)$$

$$R_{oi} = R_i \frac{k}{f_{max}} \quad (18)$$

中立軸 $X-X_0$ 、 $Y-Y_0$ から最も遠い釘の滑り量 $\delta$ から釘の降伏変位 $\delta_{max}$ に対する釘の必要塑性率 $\mu$ ( $=\delta/\delta_{max}$ )を算出する。無次元化された回転角毎に単位面材のモーメント $M_i$ と回転角 $R_i$ の関係を収束計算により求める。

なお、本解析では、釘の単位塑性率当たりのモーメント増分がモーメントの1%以下になった時点で解析を打ち切り、それ以降のモーメントの値は打ち切ったときのモーメントの値とした。また、それ以降の釘の塑性率と回転角の関係は、計算を打ち切ったときの値から比例算で算出した。

無次元化された累積エネルギー $E_o$ は、図-30に示す無次元化されたモーメントと回転角の関係から式(19)の方法で計算した。

$$E_{oi} = 0.5M_{oi}R_{oi} + \sum 0.5(M_{oi} + M_{oi-1})(R_{oi} + R_{oi-1}) \quad (19)$$

従って、釘の剛性kと釘の降伏耐力 $f_{max}$ の場合の累積エネルギー $E$ は、式(20)で変換できる。

$$E_i = E_{oi} \frac{f_{max}^2}{k} \quad (20)$$

その際、単位面材の抵抗モーメントを壁体のせん断力と軸力に変換した値を提供し、計算の簡素化を図った。

層間変形角 $R_o$ 時の壁体の耐力 $Q_{we}$ は、階高 $H$ と各単位面材の抵抗モーメント $M_i$ より次式で与えられる。

$$Q_{we} = \sum Q_i = \sum \frac{M_i}{H} = \sum Q_{oi} f_{max} \quad (21)$$

ここで、 $Q_{oi}$ は式(22)で定義される無次元化された階高 $H$ の壁体のせん断力である。

$$Q_{oi} = \frac{M_{oi}}{H} \quad (22)$$

また、柱に作用する軸力は、各単位面材の鉛直方向に作用するせん断力 $V$ を用いて、式(23)で表される。

$$N_e = \pm(\sum V_{Ri} - \sum V_{Li}) \quad (23)$$

$V_{Li}$ は、柱の左側に取り付く面材の鉛直せん断力、 $V_{Ri}$ は柱の右側に取り付く面材の鉛直せん断力。鉛直せん断力 $V_i$ は式(24)で与えられる。

$$V_i = \frac{M_i}{W} = V_{oi} f_{max} \quad (24)$$

ここで、 $V_{oi}$ は、式(25)で定義される無次元化された鉛直せん断力である。

$$V_{oi} = \frac{M_{oi}}{W} \quad (25)$$

ここで、 $W$ は面材の幅。

釘の剛性kと釘の降伏耐力 $f_{max}$ の場合の回転角は、式(18)より式(26)で与えられる。

$$R_i = R_{oi} \frac{f_{max}}{k} \quad (26)$$

柱の曲げ剛性を考慮したモデルに用いるための壁の回転剛性 $K_m$ は、式(27)で与えられる。

$$K_m = K_{mo} k = \frac{I_x I_y}{I_x + I_y} \quad (27)$$

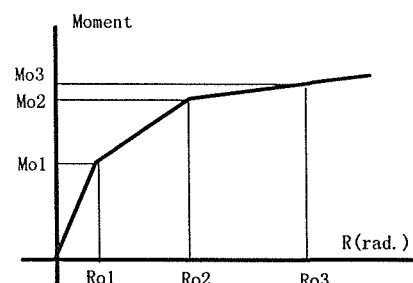


図-30 無次元化されたモーメントと回転角の関係

計算例 1と2

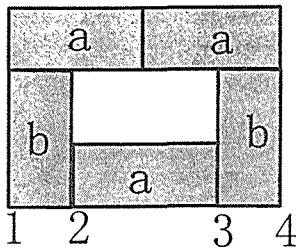


図-30 計算例 1  
(3223fps)

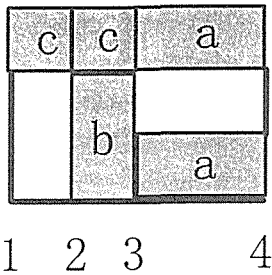


図-31 計算例 2  
(1322fps)

図-30と図-31の様な91×182cm及び91×91cmの単位面材からなる有開口壁の降伏開始耐力と最大耐力、及びそれらの時の柱の軸力を求める。FEM計算では、釘の性状を図-19の様にTri-Linearに仮定した。ここでは、FEM計算結果と合わせるため、釘の性状を以下のように仮定して計算した。

弾性剛性  $k=270\text{kgf/cm}$

釘の降伏耐力  $f_{\max}=30\text{kgf}$

釘は周辺部で $\phi 10\text{cm}$ 、間柱で $\phi 15\text{cm}$ とし、間柱は $\phi 45.5\text{cm}$ とする。釘配列は縦列と横1列のみとする。

FEMでは、考慮していなかったが、ここでは、釘の塑性率を $\mu=5$ として計算する。

単位面材は、aとbとcに分類できる。

計算例1と2で使用する無次元化耐力等の計算表を表-7に示す。また、表-7から釘の弾性剛性と降伏耐力を用いて以下の式で次元化した耐力等、及び、有開口壁の耐力計算過程を、表-8に示す。

$$Q_i = Q_{oi} \times f_{\max}$$

$$V_i = V_{oi} \times f_{\max}$$

$$R_i = R_{oi} \times \frac{f_{\max}}{k}$$

$$E_i = E_{oi} \times \frac{(f_{\max})^2}{k}$$

釘の塑性率が $\mu < 5$ となる回転角の最大値 $R_i$ は、面材aで0.009rad、面材bで0.012rad、面材cで0.013radである。壁体内の全ての面材の回転角は等しいので、両計算例では0.009rad。付近で面材aの釘が先に $\mu > 5$ になる。従って、壁体の最大せん断力とエネルギー吸収量は $R=0.009\text{rad}$ 時の値となる。図-32に略算とFEMによるせん断力と層間変形角の関係の比較を示す。両者はきわめて良く一致している。FEMによる $R_u=0.009\text{rad}$ までのエネルギー吸収量は、計算例1で1417kgf・cm、計算例2で1080kgf・cmと、略算値ときわめて近い。

表-9に軸力の計算過程を示す。壁体全体で面材aの釘が最も早く降伏するため、その時の変形角を弾性限界時 $R_y=0.0021\text{rad}$ とした。 $R_1=0.001\text{rad}$ 時の各面材の鉛直せん断力値より比例算で弾性限界時の鉛直せん断力を求めて、軸力の計算を行った。終局時は $R_u=0.009\text{rad}$ 時の鉛直せん断力から軸力を求めた。図-33に軸力の分布の略算とFEMの比較を示す。略算は大きめの分布を示している。両計算例のせん断力-層間変形角関係と軸力の分布は、実設計において十分な精度を有していると判断できる。

表一7 計算例1と2で用いる無次元化耐力等の計算表

面材記号 a	Roi	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15
間柱間隔=45. 外@=10.0 内@=15.0	$\mu_i$	0.5	1	1.6	2.2	2.9	3.5	4.1	4.6	5.2	5.8	6.4	7	7.5	8.1	8.7
高さ=91.0 幅=182.0 縦+横1列	Qoi	1.38	2.75	3.7	4.23	4.48	4.55	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59
Kmo= 37718	Voi	2.07	4.13	5.55	6.34	6.72	6.83	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
Ryo= 0.0195	Eoi	1.89	7.53	16.34	27.16	39.05	51.38	63.86	76.38	88.89	101.4	113.9	126.5	139	151.5	164

面材記号 b	Roi	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15
間柱間隔=45. 外@=10.0 内@=15.0	$\mu_i$	0.4	0.9	1.3	1.7	2.2	2.6	3	3.4	3.9	4.3	4.7	5.2	5.6	6	6.4
高さ=182.0 幅=91.0 縦+横1列	Qoi	2.06	4.13	5.77	6	6.07	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1
Kmo= 56357	Voi	6.19	12.39	17.31	17.99	18.21	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31
Ryo= 0.023	Eoi	2.82	11.27	24.78	40.85	57.32	73.94	90.6	107.3	123.9	140.6	157.3	173.9	190.6	207.2	223.9

面材記号 c	Roi	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15
間柱間隔=45. 外@=10.0 内@=15.0	$\mu_i$	0.4	0.7	1.1	1.6	2	2.4	2.9	3.3	3.7	4.1	4.5	4.9	5.3	5.7	6.1
高さ=91.0 幅=91.0 縦+横1列	Qoi	0.66	1.31	1.93	2.35	2.56	2.63	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64
Kmo= 17908	Voi	1.97	3.94	5.8	7.04	7.68	7.89	7.91	7.91	7.91	7.91	7.91	7.91	7.91	7.91	7.91
Ryo= 0.0267	Eoi	0.9	3.58	8.01	13.85	20.54	27.63	34.81	42.01	49.21	56.4	63.6	70.8	78	85.19	92.39

表一8 次元量への変換後の耐力等計算表

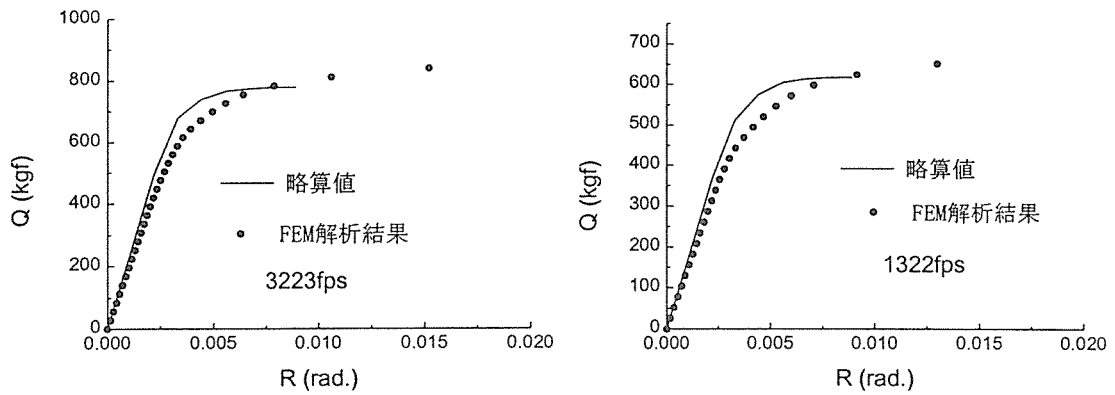
fmax  
k  
30  
270

面材記号 a	Ri	0.001	0.002	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.016	0.017
間柱間隔=45. 外@=10.0 内@=15.0	$\mu_{ai}$	0.5	1	1.6	2.2	2.9	3.5	4.1	4.6	5.2	5.8	6.4	7	7.5	8.1	8.7
高さ=91.0 幅=182.0 縦+横1列	Qai	41	83	111	127	134	137	138	138	138	138	138	138	138	138	138
Km= 10183860	Vai	62	124	167	190	202	205	206	206	206	206	206	206	206	206	206
Ry= 0.0021	Eai	6	25	54	91	130	171	213	255	296	338	380	422	463	505	547

面材記号 b	Ri	0.001	0.002	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.016	0.017
間柱間隔=45. 外@=10.0 内@=15.0	$\mu_{bi}$	0.4	0.9	1.3	1.7	2.2	2.6	3	3.4	3.9	4.3	4.7	5.2	5.6	6	6.4
高さ=182.0 幅=91.0 縦+横1列	Qbi	62	124	173	180	182	183	183	183	183	183	183	183	183	183	183
Km= 15216390	Vbi	186	372	519	540	546	549	549	549	549	549	549	549	549	549	549
Ry= 0.0024	Ebi	9	38	83	136	191	246	302	358	413	469	524	580	635	691	746

面材記号 c	Ri	0.001	0.002	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.016	0.017
間柱間隔=45. 外@=10.0 内@=15.0	$\mu_{ci}$	0.4	0.7	1.1	1.6	2	2.4	2.9	3.3	3.7	4.1	4.5	4.9	5.3	5.7	6.1
高さ=91.0 幅=91.0 縦+横1列	Qci	20	39	58	71	77	79	79	79	79	79	79	79	79	79	79
Km= 4835160	Vci	59	118	174	211	230	237	237	237	237	237	237	237	237	237	237
Ry= 0.0028	Eci	3	12	27	46	68	92	116	140	164	188	212	236	260	284	308

計算例 1	Ri	0.0011	0.0022	0.0033	0.0044	0.0056	0.0067	0.0078	0.0089	0.0100	0.0111	0.0122	0.0133	0.014	0.016	0.017
Q=3Qai+2Qbi		247.8	495.3	679.2	740.7	767.4	775.5	779.1	779.1	779.1	779.1	779.1	779.1	779.1	779.1	779.1
=3Eai+2Ebi		37.7	150.4	328.6	543.9	772.6	1007	1243	1479	1715	1951	2188	2424	2660	2897	3133
計算例 2	Ri	0.0011	0.0022	0.0033	0.0044	0.0056	0.0067	0.0078	0.0089	0.0100	0.0111	0.0122	0.0133	0.014	0.016	0.017
Q=2Qai+Qbi+2Qci		184.2	367.5	510.9	574.8	604.5	613.8	616.8	616.8	616.8	616.8	616.8	616.8	616.8	616.8	616.8
E=2Eai+Ebi+2Eci		28	111.6	244.9	409.6	588.3	773.2	959.8	1147	1334	1521	1708	1895	2082	2269	2456



(a) 計算例 1 (b) 計算例 2  
 図-32 略算とFEMによるせん断力と層間変形角の関係の比較

表-9 軸力の計算

(a) 計算例 1

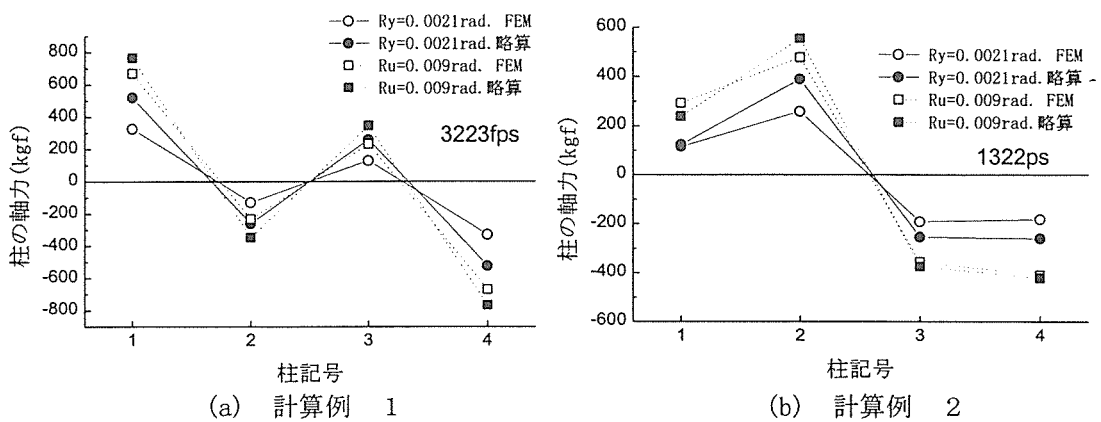
柱記号	弾性限界時 (Ry=0.0021rad.)	終局時 (Ru=0.009rad.)
C1	(62+186) X 0.0021/0.001=452kgf	206+549=755kgf
C2	(-186+62) X 0.0021/0.001=-386kgf	-549+206=-343kgf
C3	(-62+186) X 0.0021/0.001=386kgf	549-206=343kgf
C4	(-62-186) X 0.0021/0.001=-452kgf	-206-549=-755kgf

注) 柱の軸力=右側の面材の鉛直せん断力の合計-左側の面材の鉛直せん断力の合計

(b) 計算例 2

柱記号	弾性限界時 (Ry=0.0021rad.)	終局時 (Ru=0.009rad.)
C1	59 X 0.0021/0.001=124kgf	237kgf
C2	(-59+59+186) X 0.0021/0.001=390kgf	-237+237+549=549kgf
C3	(-59-186+2X62) X 0.0021/0.001=-253kgf	-237-549+2X206=-374kgf
C4	(-62X2) X 0.0021/0.001=-260kgf	-206X2=-412kgf

注) 柱の軸力=右側の面材の鉛直せん断力の合計-左側の面材の鉛直せん断力の合計



(a) 計算例 1 (b) 計算例 2  
 図-33 柱の軸力の分布の略算とFEMの比較

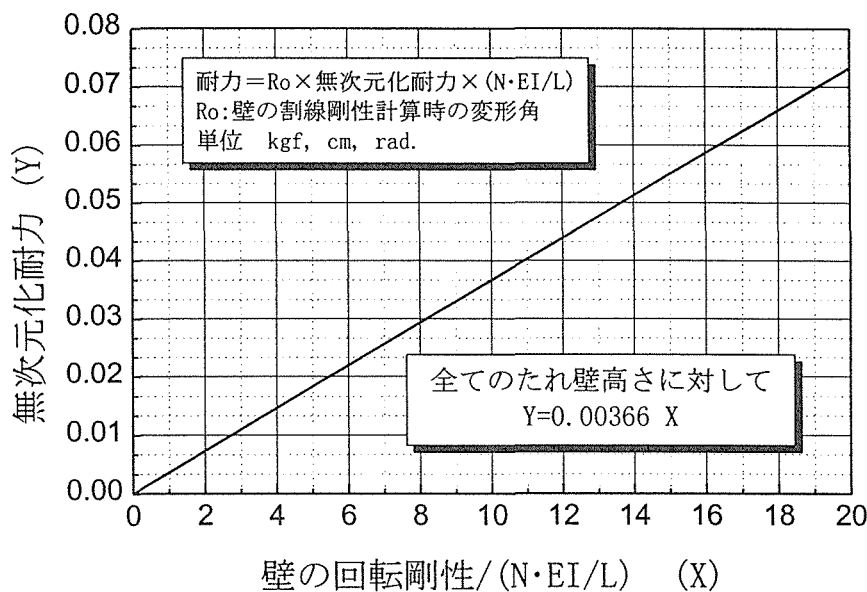
8. 2 柱の曲げを考慮した有開口壁設計図表

8. 2. 1 たれ壁のみからなる有開口壁

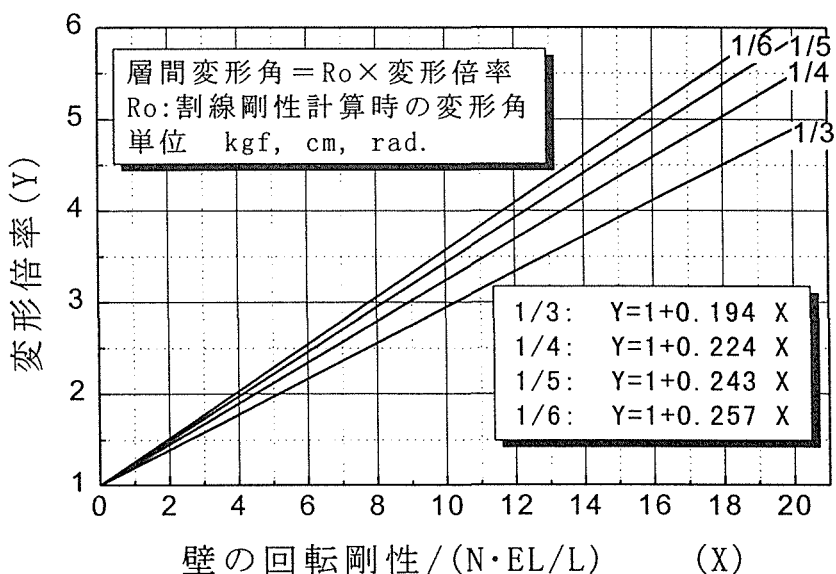
横一線の開口を有する有開口壁の剛性は、壁の回転剛性と柱の剛性の比率により支配される。そこで、壁の回転剛性と柱の剛性の比率と階高に対するたれ壁の高さの比率を解析変数として、図-28の解析モデルを用いてパラメトリックスタディを行った。そして、以下のように計算結果を整理することにより、各種のパラメータに対して単純な表で表現することができた。

耐力を割線剛性計算時（注、割線剛性を呼ぶ理由は計算例3の方法Bに由来する）の面材の回転角（表7の $K_{me}$ は、弾性時の値）と柱の曲げ剛性の総和で無次元化した数値を「無次元化耐力」と定義する。壁の回転剛性/柱の剛性の比と無次元化耐力の関係については、たれ壁の高さに関係なく図-34(a)の様な一定の関係が得られた。

有開口壁の層間変形角は、割線剛性計算時の面材の回転角 $R_o$ よりも大きくなる。そこで、 $R_o$ に対する層間変形角の比率を「変形倍率」と定義すると、図-34(b)の様な関係が得られた。



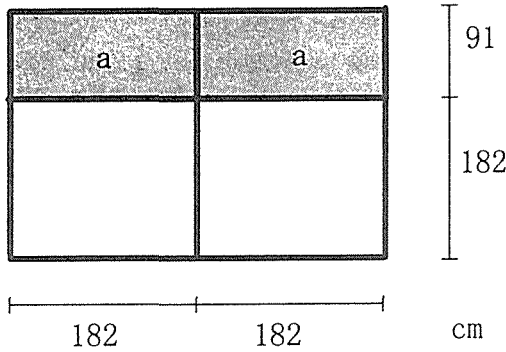
(a) 無次元化耐力算定図表



(b) 変形倍率算定図表

図-34 たれ壁のみからなる有開口壁の設計図表

計算例 3



柱は12cm角

図-35 計算例 3

図-35の様な91cmの高さのたれ壁のみからなる壁体の弾性剛性と終局耐力を求める。

7. 2節の1111fps3の解析結果と比較するため、使用材料は以下のように設定した。

柱：12cm角、 $E=100\text{tonf/cm}^2$ 、仕口の断面欠損はないとする。

間柱は@45.5cmで配置

たれ壁の面材：間柱45.5cm間隔、釘ピッチ周辺部@10cm、中間部@15cm

釘配列は縦列全てと横1列のみ

なお、釘の剛性は $k=270\text{kgf/cm}$ 、 $f_{\max}=30\text{kgf}$ とする。

釘の最大塑性率 $\mu=5$ とする。

○方法A

表-8の面材記号aより、面材の $k_m=10183860\text{kgf}\cdot\text{cm/rad}$ 、降伏開始回転角 $R_y=0.0021\text{rad}$ 、 $\mu < 5$ における $Q_{ai}$ の最大値 $=138\text{kgf}$ 、 $R_u=0.009\text{rad}$ が与えられる。

面材の回転剛性は、 $K_m=10183860 \times 2\text{枚}=20367720\text{kgf}\cdot\text{cm/rad}$ 。

柱の曲げ剛性 $=N \cdot EI/L=3\text{本} \times 100000 \times (12^4/12)/273=1898901\text{kgf}\cdot\text{cm/rad}$ 。

面材の回転剛性/柱の曲げ剛性 $=20367720/1898901=10.7$

図-34(a)より、無次元化耐力 $=0.00366 \times 10.7=0.0392$

降伏開始耐力 $Q_{wy}=0.0021 \times 0.0392 \times 1898901=156\text{kgf}$

図-34(b)より、たれ壁の高さ/階高比 $=1/3$ の時の変形倍率は、

$$\text{変形倍率}=1+0.194 \times 10.7=3.08$$

たれ壁が降伏開始時の層間変形角 $R_{wy}=3.08 \times 0.0021=0.0065\text{rad}$ 。

終局耐力は、モーメントの釣り合いより式(21)で算出できる。

$$Q_{wu}=\sum Q_u \cdot F_y=2 \times 138=276\text{kgf}$$

終局耐力時の変形角 $R_{wu}$ は、柱とたれ壁の弾性変形角 $R_{we}$ +たれ壁の塑性変形角 $R_{wp}$ であるので、降伏開始回転角から、柱とたれ壁の弾性変形角を比例算で求める。

$$R_{we}=R_{wy} \times Q_{wu}/Q_{wy}=0.0065 \times 276/156=0.0115\text{rad}$$

$$R_{wp}=R_u - R_y \times Q_{wu}/Q_{wy}=0.009 - 0.0021 \times 276/156=0.0053\text{rad}$$

$$\text{よって、} R_{wu}=R_{we}+R_{wp}=0.0115+0.0053=0.0168\text{rad}$$

エネルギー吸収量は得られた荷重変形曲線から計算する。

降伏開始点から終局耐力点までを直線で結ぶことにより、FEM計算結果とほぼ一致したBi-LinearのQ-R関係が得られる。

○方法B

たれ壁が1種類の面材から成る場合、図-34のたれ壁の回転剛性を各変形角時の割線剛性として与えることにより、以下のように簡単にQ-R関係が計算できる。

割線剛性は表-7の $Q_i$ より、 $K_{mi}=\sum H \cdot Q_i/R_i$ で与えられる。

ここで、 $H$ は階高(=273cm)、 $Q_i$ は、面材の回転角 $R_i$ 時の有開口壁の耐力。

表-7(a)の縦軸Yと横軸Xは以下のように表される。

$$Y = \frac{Q_i}{R_i k_c} \quad X = \frac{K_{mi}}{K_c} = \frac{Q_i}{H R_i K_c}$$

ここで、 $k_c$ は柱の剛性(=NEI/L)。上式を整理すると以下のような関係が得られる。

$$Y = \frac{X}{H} \quad \text{ここで、} 1/H=1/273=0.00366$$

従って、面材の回転角 $R_i$ 時の割線剛性を用いて計算する場合、有開口壁の耐力は $\sum Q_i$ で求め、有開口壁の変形角のみ、図-34(b)より求めると良いことになる。計算手順を表-10に示す。

図-36に1111fps3のFEM計算結果と本計算結果の比較を示す。方法Aでは、数種類の面材が混在し、表-7の数表で同一変形角R i時の各面材の耐力が与えられない場合に有効な方法である。一方、方法Bは、表-7の特長を生かした解法で、容易に非線形解が得られる。何れの方法においても計算の簡便さと計算精度は、実設計で満足できると判断する。

表-10 割線剛性による計算方法

面材記号 a	Ri	0.0011	0.0022	0.0033	0.0044	0.0056	0.0067	0.0078	0.0089	0.0100
間柱間隔=45.5 外θ=10.0 内θ=15.0	$\mu ai$	0.5	1.0	1.6	2.2	2.9	3.5	4.1	4.6	5.2
高さ=91.0 幅=182.0 縦+横1列	$Qai$	41	83	111	127	134	137	138	138	138
$Km=$ 10183860	$Vai$	62	124	167	190	202	205	206	206	206
$Ry=$ 0.0021	$Eai$	6	25	54	91	130	171	213	255	296

	Ri	0.0011	0.0022	0.0033	0.0044	0.0056	0.0067	0.0078	0.0089	0.0100
$Km=273 Qai/Ri$		10171980	10135125	9090900	7794833	6604416	5589675	4833270	4229111	3759210
腰壁の回転剛性/(NEI/L)= $2Km/(NEI/L)$		10.7	10.7	9.6	8.2	7.0	5.9	5.1	4.5	4.0
変形倍率= $1+0.194Km/(NEI/L)$		3.1	3.1	2.9	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.8
層間変形角(rad.)		0.0034	0.0068	0.0095	0.0115	0.0131	0.0143	0.0155	0.0166	0.0177
$Q=2Qai$		83	165	222	254	269	273	275	275	275

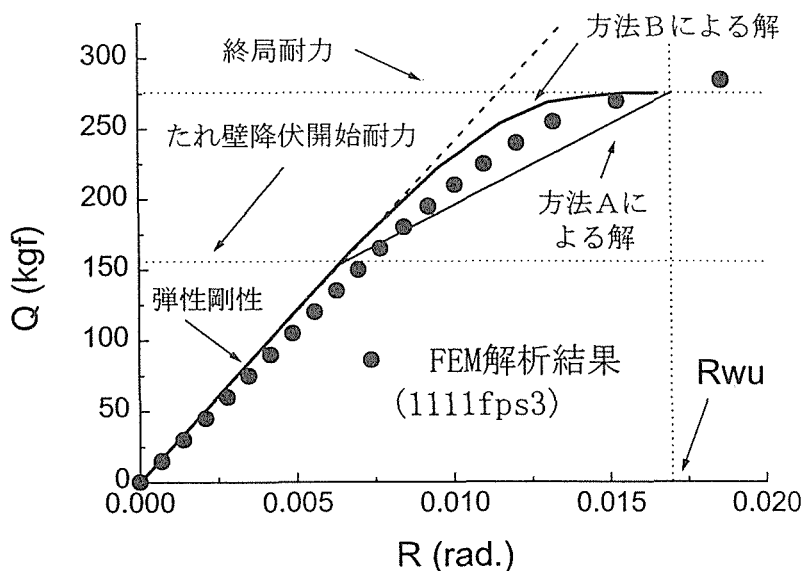
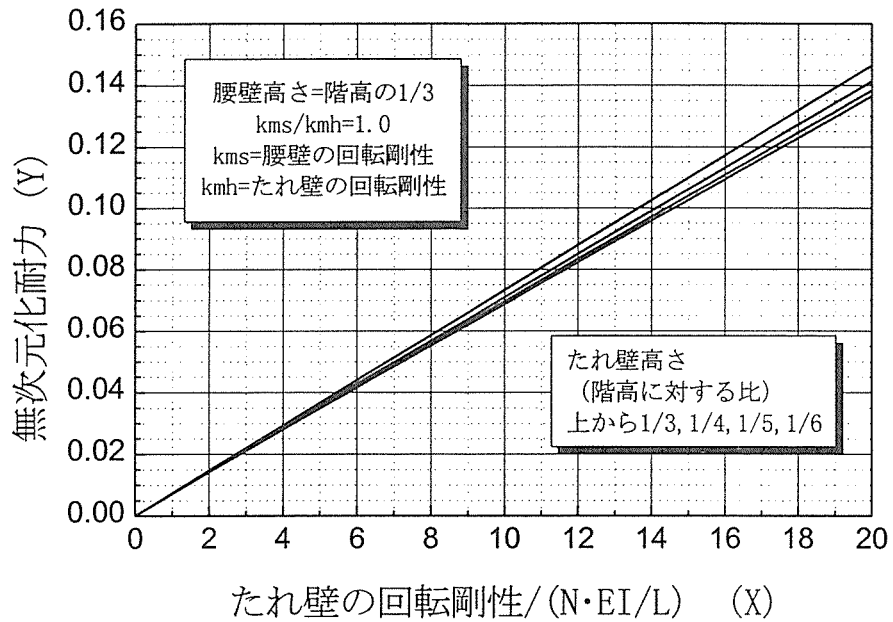


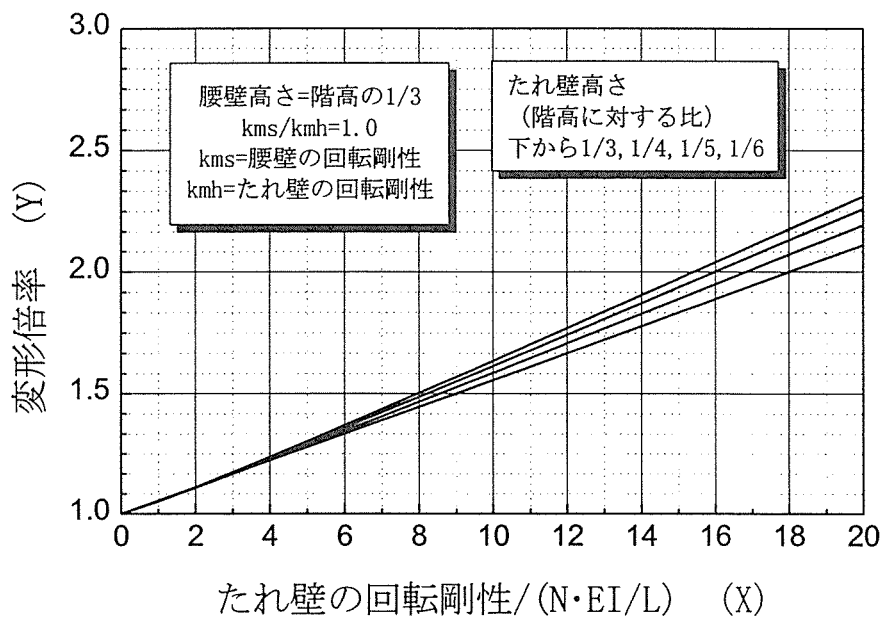
図-36 計算例3の結果とFEM解析結果の比較

8. 2. 2 たれ壁と腰壁で構成された有開口壁

図-28のkdを腰壁の回転剛性(kms)とし、kdをたれ壁の回転剛性(kmh)とした解析モデルを用いてパラメトリックスタディを行った。解析変数は、階高に対する腰壁高さの比を1/3, 1/4とし、階高に対するたれ壁の高さを1/3, 1/4, 1/5, 1/6とし、また、腰壁とたれ壁の回転剛性の比(kms/kmh)を0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0とした。前節同様、無次元化耐力と変形倍率を、たれ壁の回転剛性/(N・EI/L)と関連付けた。その際、たれ壁と腰壁のどちらか一方が、先に割線剛性計算時回転角に達した時の層間変形角を求めて図化した。図-37に設計図表の一例を示す。



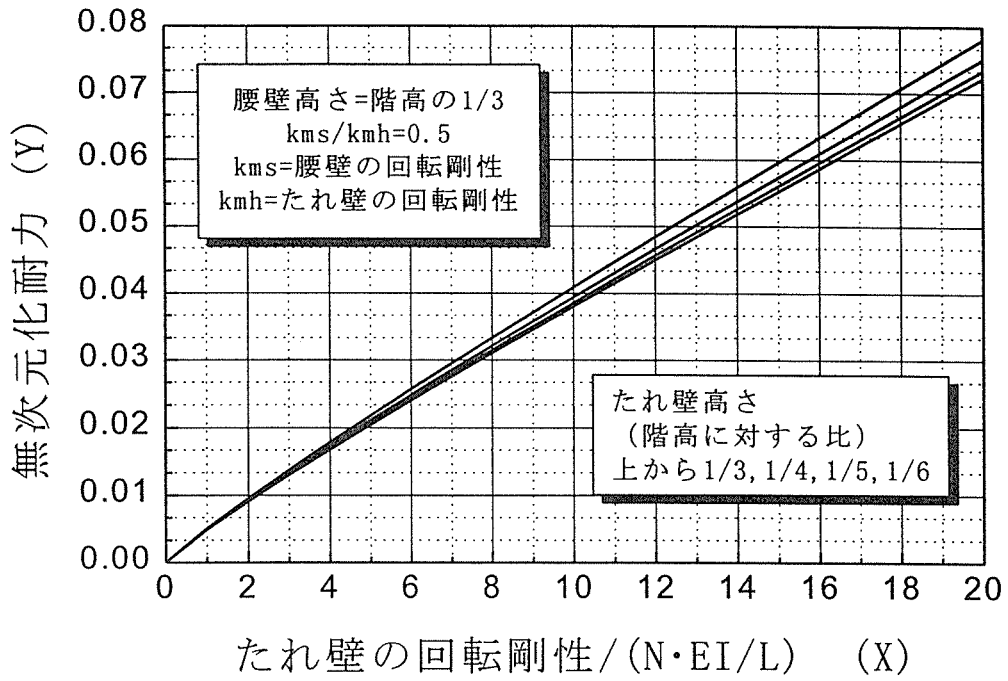
(a) 無次元化耐力算定図表



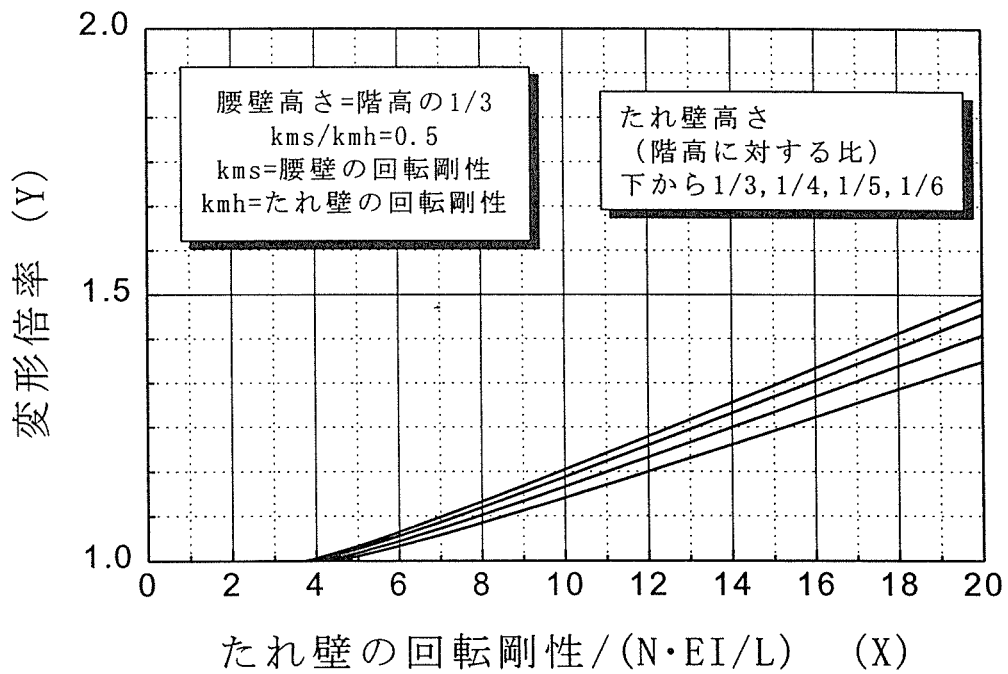
(b) 変形倍率算定図表

図-37 たれ壁と腰壁からなる有開口壁の設計図表 (その1)





(a) 無次元化耐力算定図表



(b) 変形倍率算定図表

図-37 たれ壁と腰壁からなる有開口壁の設計図表 (その2)

計算例 4

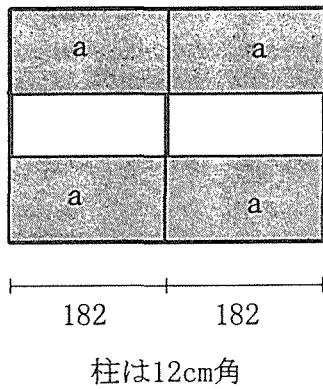


図-38 計算例 4

図-38の様な91cmの高さのたれ壁と腰壁からなる壁体の弾性剛性と終局耐力を求める。

計算仮定は、計算例3と同じとする。

表-8の面材記号aより、面材の $k_m=10183860 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{rad}$ 、降伏開始回転角 $R_y=0.0021 \text{ rad}$ 、 $\mu < 5$ における $Q_{ai}$ の最大値 $=138 \text{ kgf}$ 、 $R_u=0.009 \text{ rad}$ が与えられる。

面材の回転剛性は、 $K_m=10183860 \times 2 \text{ 枚}=20367720 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{rad}$ 。

柱の曲げ剛性

$$=N \cdot EI/L=3 \text{ 本} \times 100000 \times (12^4/12)/273=1898901 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

$$\text{面材の回転剛性/柱の曲げ剛性}=20367720/1898901=10.7$$

図-37(その1)より、無次元化耐力 $=0.082$

$$\text{降伏開始耐力}=0.0021 \times 0.082 \times 1898901=327 \text{ kgf}$$

たれ壁の高さ/階高比 $=1/3$ の時の変形倍率は、変形倍率 $=1.62$

$$\text{たれ壁の降伏開始時の層間変形角 } R_{wy}=1.62 \times 0.0021=0.0034 \text{ rad}$$

終局耐力は、モーメントの釣り合いより式(21)で算出できる。  $Q_{wu}=4 \times 138=552 \text{ kgf}$

終局耐力時の変形角 $R_{wu}$ は、柱とたれ壁の弾性変形角 $R_{we}$ +たれ壁の塑性変形角 $R_{wp}$ であるので、降伏開始回転角から、柱とたれ壁の弾性変形角を比例算で求める。

$$R_{we}=R_{wy} \times Q_{wu}/Q_{wy}=0.0034 \times 552/327=0.0057 \text{ rad}$$

$$R_{wp}=R_u - R_y \times Q_{wu}/Q_{wy}=0.009 - 0.0021 \times 552/327=0.0055 \text{ rad. (注、計算例3と同じ値になるはずだが、無次元化耐力の数表の読み取り誤差の分だけ誤差が生じている。)}$$

$$\text{よって、} R_{wu}=R_{we}+R_{wp}=0.0057+0.0055=0.0112 \text{ rad}$$

エネルギー吸収量は、得られた荷重変形曲線から計算する。

図-39に2222fps3のFEM計算結果と本計算結果の比較を示す。本計算結果では、柱の可撓長さがFEMモデルよりも長くなるため、FEM計算結果より少し柔らかめの評価を得た。

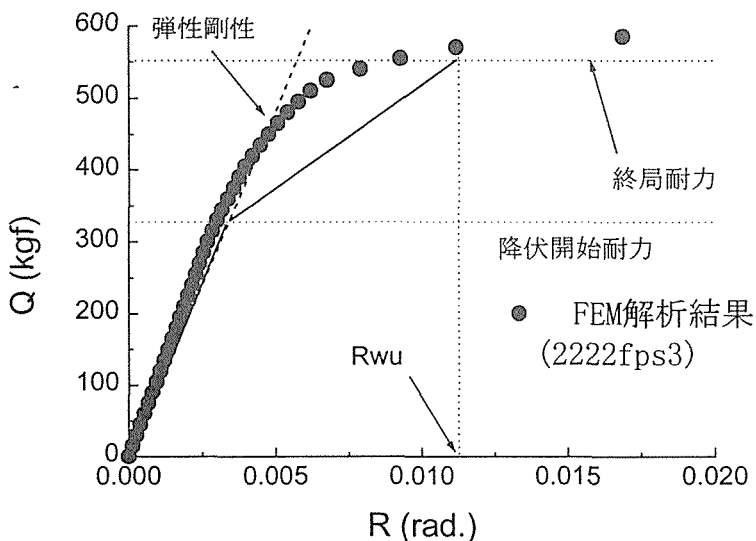


図-39 計算例4の結果とFEM解析結果の比較

計算例 5

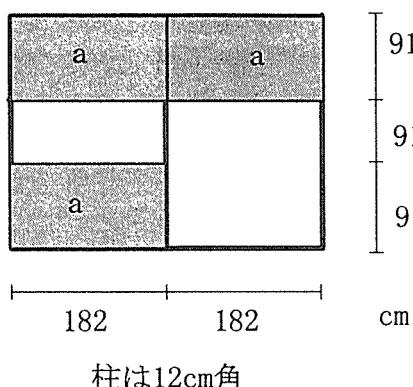


図-40 計算例 5

図-40 の様な 91 cm の高さのたれ壁と腰壁からなる壁体の弾性剛性と終局耐力を求める。

計算仮定は、計算例3と同じとする。

表-8 の面材記号 a より、面材の  $k_m = 10183860 \text{ kgf} \cdot \text{cm}/\text{rad}$ 、降伏開始回転角  $R_y = 0.0021 \text{ rad}$ 、 $\mu < 5$  における  $Q_{ai}$  の最大値  $= 138 \text{ kgf}$ 、 $R_u = 0.009 \text{ rad}$  が与えられる。

面材の回転剛性は、 $K_m = 10183860 \times 2 \text{ 枚} = 20367720 \text{ kgf} \cdot \text{cm}/\text{rad}$ 。

柱の曲げ剛性

$= N \cdot EI / L = 3 \text{ 本} \times 100000 \times (12^4 / 12) / 273 = 1898901 \text{ kgf} \cdot \text{cm}/\text{rad}$ 。

面材の回転剛性/柱の曲げ剛性  $= 20367720 / 1898901 = 10.7$

腰壁とたれ壁の回転剛性比  $= k_{ms} / k_{mh} = 0.5$

図-37 (その2) より、無次元化耐力  $= 0.043$

降伏開始耐力  $= 0.0021 \times 0.043 \times 1898901 = 171 \text{ kgf}$

たれ壁の高さ/階高比  $= 1/3$  の時の変形倍率は、変形倍率  $= 1.16$

たれ壁の降伏開始時の層間変形角  $R_{wy} = 1.16 \times 0.0021 = 0.0024 \text{ rad}$ 。

終局耐力は、モーメントの釣り合いより式(21)で算出できる。  $Q_{wu} = 3 \times 138 = 414 \text{ kgf}$

終局耐力時の変形角  $R_{wu}$  は、柱とたれ壁の弾性変形角  $R_{we}$  + たれ壁の塑性変形角  $R_{wp}$  であるので、降伏開始回転角から、柱とたれ壁の弾性変形角を比例算で求める。

$R_{we} = R_{wy} \times Q_{wu} / Q_{wy} = 0.0024 \times 414 / 171 = 0.0058 \text{ rad}$ 。

$R_{wp} = R_u - R_y \times Q_{wu} / Q_{wy} = 0.009 - 0.0021 \times 414 / 171 = 0.0039 \text{ rad}$ 。

よって、 $R_{wu} = R_{we} + R_{wp} = 0.0058 + 0.0039 = 0.0097 \text{ rad}$ 。

エネルギー吸収量は、得られた荷重変形曲線から計算する。

本計算の変形倍率が計算例4よりもかなり小さい理由は、腰壁の剛性が小さく、腰壁に変形が集中し、腰壁が先に降伏するためである。厳密に言えば、窓開口部とドア開口部で柱の撓み形状が異なるため、本計算法で示したモデル化は適切ではない。2種類の柱の変形モードを考慮したモデル化は可能であるが、柱の変形の適合条件などを考慮するの必要があり、計算が非常に煩雑になり実用に適さない。そこで、あえて大胆なモデル化を行ったが、図-41に示すように、本計算結果はFEM計算結果と良く一致している。

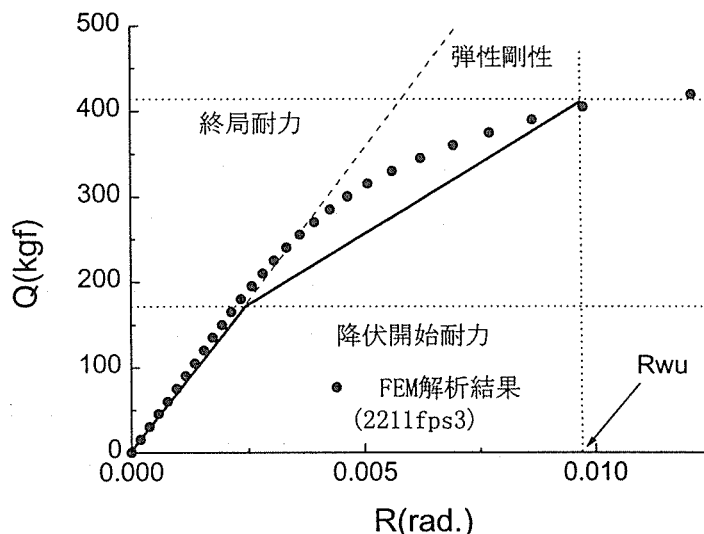


図-41 計算例5の結果とFEM解析結果の比較

## 9. まとめ

雑壁効果を解明するために、外内壁と筋交いからなる試験体と外壁のみ、或いは、内壁のみの試験体の比較実験を行った。たれ壁、腰壁の効果を調べるために耐力壁のみの試験体とたれ壁腰壁付き試験体の比較実験を行った。また、金融公庫仕様と、一般に建て売り住宅等で普及していると思われる仕様について、各試験体を製作し、施工程度による耐力への影響を検討した。以下に本実験で得られた知見を示す。

1. 施工程度による耐力差は、特に面材で大きく、強度のみならず靱性能も大きく異なる。筋交い入りの試験体の場合、施工程度による耐力差は2倍程度であった。
2. 1Pに半割たすき掛けした筋交いの耐力負担率は雑壁のある場合で3割程度であり、雑壁のない耐力壁で5割程度である。

雑壁のある場合では石膏ボードやモルタル壁の負担率は7割程度にもなるため、たれ壁と腰壁の負担せん断力により生じるそれらの外側の柱直下の反力は耐力壁の側柱の反力とほぼ同レベルとなる。即ち、阪神淡路大震災で脱落が問題となった築20年以上前のラスモルタル壁の多くは、防錆処理をしていないメタルラスとタッカー針を用いて普通モルタル塗りであり、それらの施工程度も劣悪であった。タッカー針の腐食などの問題で設計時に耐力に算定されていないモルタル壁であるが、適切な施工を施すと、建物の全耐力の半分程度を負担する可能性がある。また、これらの面材壁によってたれ壁や腰壁にせん断力が流れ、軸力の分散効果が生じ、浮き上がり耐力が増加する。従って、壁内結露や漏水などによるモルタル壁の劣化を防ぐことが、構造的な余力を長期にわたり維持する事につながる。

本研究では、実験により雑壁効果の現象を把握し、それらに基づき、単純なモデル化を行い、有限要素法によりそれらのモデルの妥当性を確認した。以下に解析に関する知見を示す。

1. 任意釘配列された任意形状の面材の剛性と降伏開始強度を求めるための評価式を誘導した。また、本理論を拡張して非線形解析も行った。ラッキング試験結果と非線形有限要素法により、理論の妥当性を検証した。その結果、剛性と降伏開始強度、終局耐力に関しては略算法による結果と有限要素法の計算結果はよく一致した。総合的に判断して、105×105mm角以上の断面を有する枠材に任意釘配列で貼られた面材に対しては、本略算法を用いて剛性と降伏開始強度、終局耐力を十分な精度で推定できるものと判断できる。
2. 有開口壁のせん断力と層間変形角、及び、軸力と層間変形角の関係を容易に求める手法を提案した。本手法は、実験的にも有限要素法を用いた数値計算的にもきわめて良く一致することが確認された。また、横一線の開口を有する壁体に適用できる略算モデルも提案し、有限要素法の結果との照合も行った。それらの検討結果から、両略算手法は実施設計における精度を十分有すると判断できる。

6節と7節の理論を応用して、釘の弾性剛性、降伏耐力、塑性率から、有開口壁体の弾性剛性から終局時の荷重と限界変形角、及び塑性エネルギー吸収量を容易に計算できる手法を開発した。また、柱の軸力も容易に求められることを示した。本手法で得られた計算結果は、非線形有限要素法の計算結果とほぼ一致した。

横一線の開口を有する壁体の場合、柱の曲げ変形を考慮した計算図表を作成した。その図表を用いて、弾性剛性から終局時の荷重と限界変形角、及び塑性エネルギー吸収量を容易に計算できることを示した。

ここで示した計算手法を用いることにより、今まで計算不能であった在来軸組工法の雑壁を含めた有開口壁の大部分が構造設計できるようになる。本研究の成果が、今後の設計法の確立に大きく寄与できることを期待する次第である。

#### 今後の研究課題

本研究の成果は、以下のように分類できる。

(1) 任意の釘配列された単位面材の強度と変形関係の推定法

(2) 単位面材の強度と変形関係から有開口壁の強度と変形関係の推定法

(1) は、壁体の工法（面材による大壁）に依存する推定法であり、土壁、面材真壁など壁体の工法が異なる場合には適用不可である。(2) は十分な曲げ剛性を有する柱断面（10.5cm角以上）を使用する場合、壁体の工法に依存しない推定法である。そこで、様々な壁体の工法に対して有開口壁の強度と変形関係を推定するためには、工法別に単位面材の強度と変形関係の推定法を、理論的に、或いは実験的に開発する必要がある。

特に土壁、面材真壁など理論的な推定法が難しい場合、各種寸法（例えば、縦×横＝1P×1P, 2P×1P, 3P×1P, 1P×2P, 3P×2P等、設計で考慮する単位壁体の寸法）の単位壁体のせん断試験をして実験的に表-7に相当するものを作成することにより、有開口壁の強度と変形関係を推定することが可能となる。

## 参考文献

- 1) 大橋好光監修：特集 木造住宅の構造設計の基礎知識 「実大振動実験」、及び、「軸組工法住宅の実大水平加力試験」、建築技術 9月号、第570号、pp.114~125、pp.131~139、1997年9月
- 2) 室田、有馬他：在来軸組工法木造住宅の地震時挙動に関する実大繰り返し水平加力試験、建築研究資料、No. 28、1981年3月
- 3) 宮村雅史、樫野紀元：在来軸組工法住宅の接合部に関する一考察、建築技術、1998年3月、pp.180~187
- 4) Foschi R.O. : Analysis of Wood Diaphragms and Trusses. Part I : Diaphragms, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.4, pp.345-352, 1977
- 5) Itani R.Y. and Cheung C.K. : Non-linear Analysis of Sheathed Wood Diaphragms, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.9, pp.2137-2147, 1984
- 6) Tuomi .L.and McCutcheon W.J. : Racking Strength of Light-Frame Nailed Walls, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol.104, ST7, pp.1131-1140, 1978.7
- 7) Easley J.T., Foomani M., and Dodds R.H. : Formulas for Wood Shear Walls, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol.108, ST11, pp.2460-2478, 1982.11
- 8) McCutcheon W.J. : Racking Deformation in Wood Shear Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.2, pp.257-269, 1985.2
- 9) 平嶋義彦：第5章 木質平面材料を用いた壁パネルのラッキング性能、林業試験場報告、第330号、pp.72-89
- 10) Gupta A.K. and Kuo G.P. : Behavior of Wood-Framed Shear Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.8, pp.1722-1733, 1985.8
- 11) Stewart W.G. : The Seismic Design of Plywood Sheathed Shear Walls, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1987
- 12) 鈴木秀三：特集 木造住宅の構造設計の基礎知識：「面材耐力壁（構造用合板）／軸材＋面材」、建築技術 9月号、第570号、pp.168~170、1997年9月

## 第6章 方杖・袖壁による木造在来軸組構造の耐震補強効果の定量的評価

### 1 はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震による住宅などの木造建物の被害では、在来軸組構法の被害が著しく、特に間口の狭い商店や文化住宅などの被害が顕著であった。これは全体的な壁量の不足、または桁行方向に比べ張り間方向の壁が少ないなどの不均衡な壁配置により耐力的に劣る要因によるものと考えられる。従ってこのような建物において、張り間方向の補強に方杖、袖壁、垂壁（たれかべ）を有効に配置することは耐震性能の向上につながると考える。木造軸組構法の住宅において、地震時の必要壁量の算出における壁率の決定にあたっては、一般に90cm未満の短い壁は壁量として設計に組み込まれておらず、またその耐力は定量化されていない。地震に強い建物の建設、既存の建物の耐震性の向上において開口部を有する壁等の補強後の耐力を数値的に把握しておくことは重要である。

本実験では、工務店業者と既存木造建物に耐震補強を施す場合に実際に可能な手段を相談の上、幾つかを選択して、工務店業者に試験体の製作を依頼し、それらの補強方法による効果を確認することを第1目的とした。層間変形角で $1/10\text{rad}$ に至るまでの繰り返し実験を行うため、終局的にどこかで破壊させることになり、どの部分で架構の耐力が決定されるかが研究の対象となっている。

耐震補強の性能を明確にすることで在来軸組構法の耐震性の向上につなげることが本研究の目的である。袖壁、方杖、袖壁と垂壁などの形態の異なる補強法により耐力壁としてどれほどの耐力、変形性能があるかを定量的に把握した。本実験では90cm以下の壁体である袖壁ならびに方杖による補強、補剛の効果を中心に調べている。木造軸組構法の耐震性の向上に向けて、方杖、袖壁、垂壁、添え柱などによる補強を施した種々の試験体による載荷実験を行い、工法・形状の違いによる比較を行って有効な補強方法を明確にすることと併せて、建物を耐震補強する際に、施工に要する価格に対してどれほどの補強効果が得られるかについて目安を示している。

## 2 実験方法

### 2.1 試験体概要

実験は計 9 体の試験体について行った。試験体形状，寸法を図 6-1～図 6-5，表 6-1 に示す。試験体の形状は，次の 7 通りである。

【タイプ 1】軸組架構：柱，梁，土台から構成する軸組架構。

【タイプ 2】方杖架構：梁と柱をつなぐ方杖を設けた試験体。

【タイプ 3】方杖添え柱補強：柱，梁に添え材を施し，柱，梁をつなぐ方杖を設けた試験体。

【タイプ 4，4b】袖壁補強・大壁仕様，真壁仕様：袖壁を土台から梁下まで設けた試験体（タイプ 4 大壁仕様，タイプ 4b 真壁仕様の 2 体）。

【タイプ 5，5b】門型壁補強・大壁仕様，真壁仕様：袖壁と垂壁を門型に設けた試験体（タイプ 5 大壁仕様，タイプ 5b 真壁仕様の 2 体）。

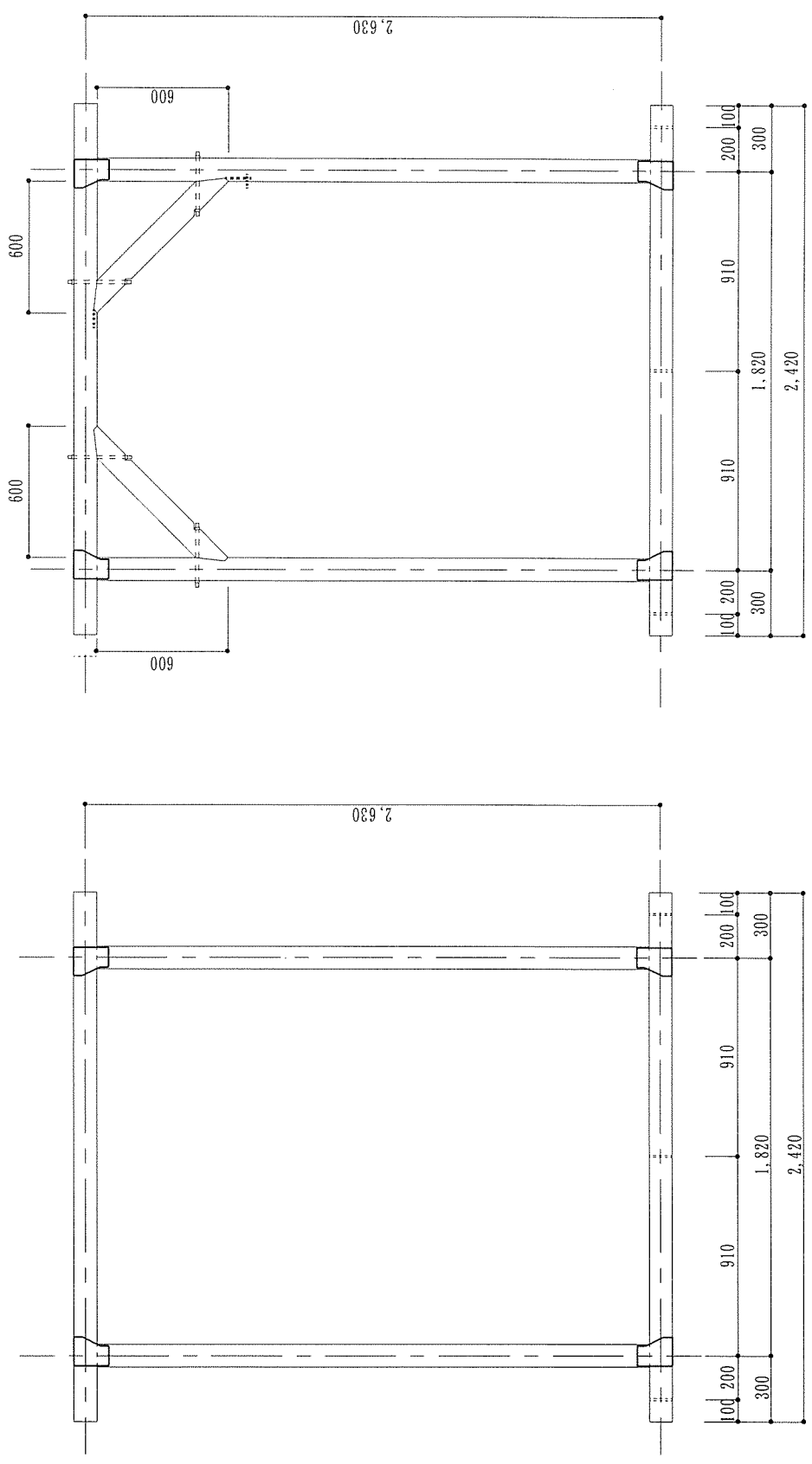
【タイプ 6】片袖壁補強：片側に袖壁，他方に方杖と添え柱を施し，垂壁を設けた試験体（大壁仕様）。

【タイプ 7】全面構造用合板張り：この試験体は，タイプ 1 で  $1/30\text{rad}$  まで載荷を行った軸組架構に，載荷後，両面に全面，構造用合板を張ったものを使用した。なお，壁板は，すべて両面に釘打ちとした。

試験体の寸法は原寸とし，金物・加工は実際的に使用可能な物を用いた。試験体の寸法は，材軸間寸法で幅 1820mm，高さ 2730mm の軸組架構を用いた。柱，梁，土台，添え材（柱，梁），方杖には，すべて断面寸法 105 mm×105 mm の材を用い，袖壁，垂壁などの面材には構造用合板 9mm を使用した。試験体に使用した材種はすべてベイマツを用いた。すべての試験体の柱と，梁・土台の接合部は，短ほぞざしとし，接合部金物として，筋かいプレート金物またはホールダウン金物を取り付けた（表 6-1 参照）。筋かいプレートは，Z マーク金物の壁倍率 1.5 倍用（写真 6-1），ホールダウン金物は，Z マーク金物の 15tf 用（写真 6-2）を使用した。なお壁板はすべて両面に施している。

実験は，補強の施していない軸組架構を基本架構として，大きな開口部を保ったまま利用できる方杖，ならびに方杖に添え柱を施した補強との比較，袖壁，門型壁補強の大壁仕様と真壁仕様の比較，添え柱に方杖，他方に袖壁，垂壁の補強を施した試験体や全面構造用合板張りなど，それぞれの試験体について耐力，補強効果などを比較・検討するものである。

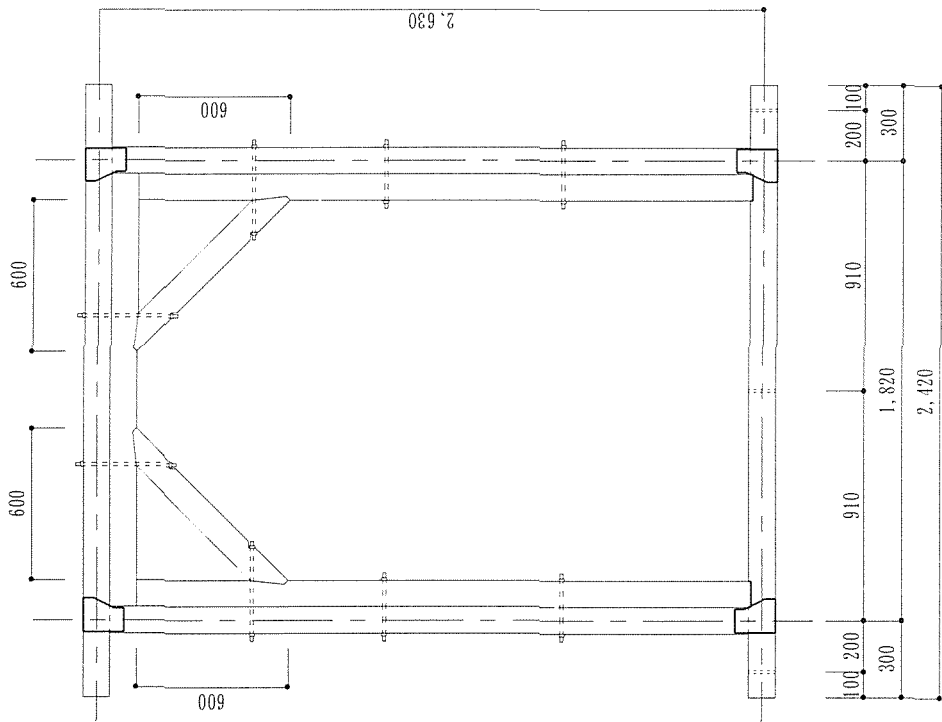




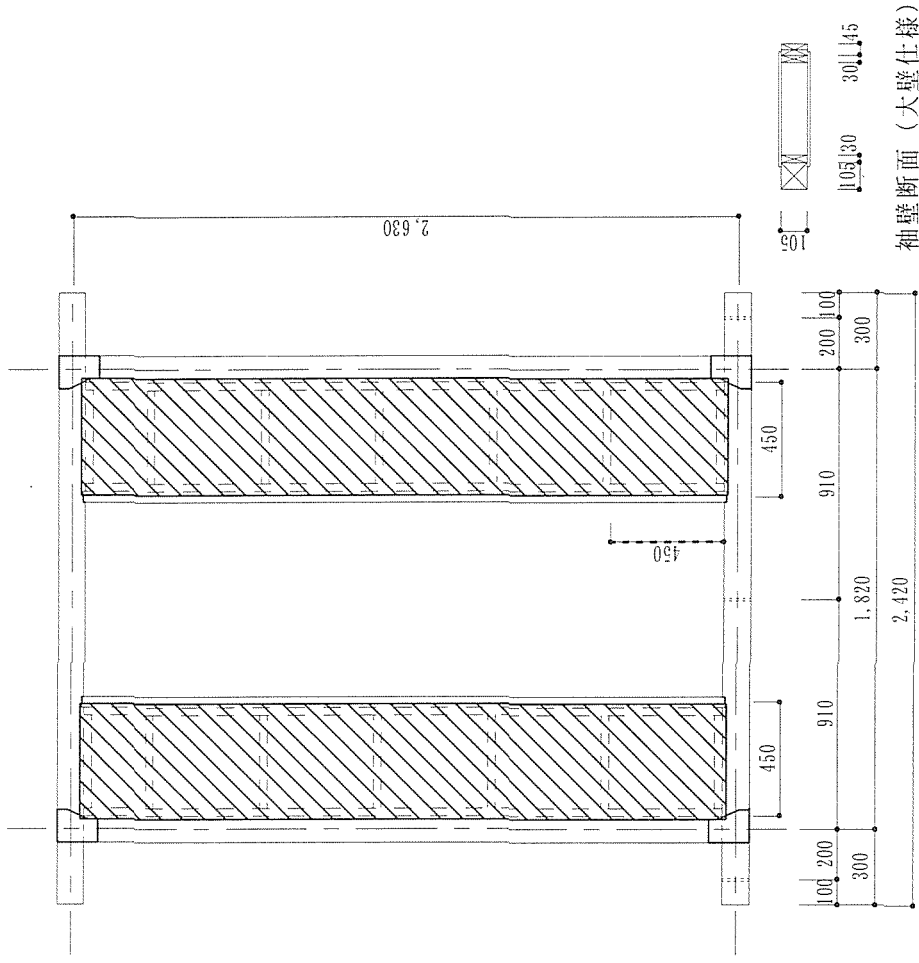
type 1  
(軸組架構試験体)

type 2  
(方杖補強試験体)

図 6 - 1 試験体 S : 1 / 30



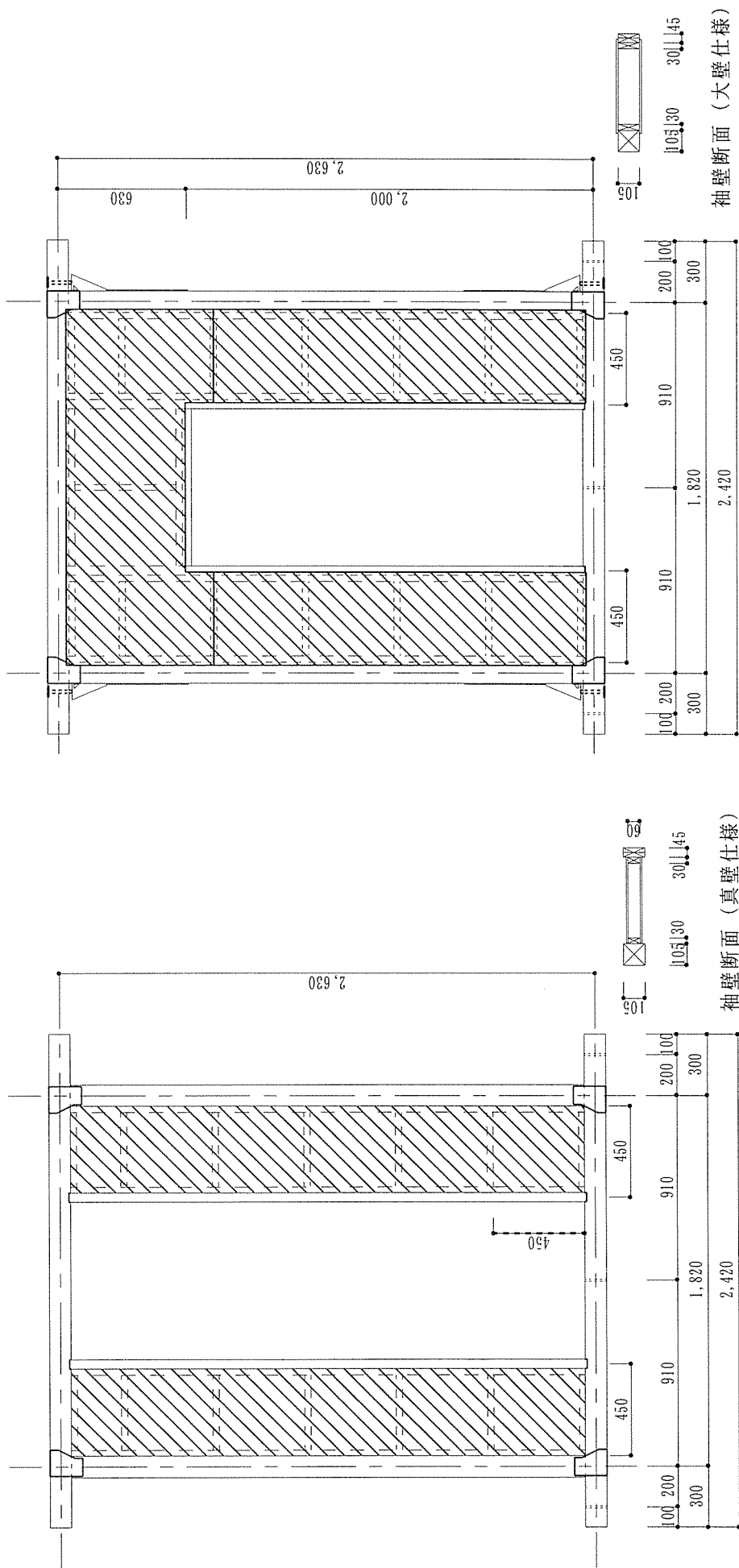
type 3  
(方杖、添え柱補強試験体)



袖壁断面 (大壁仕様)

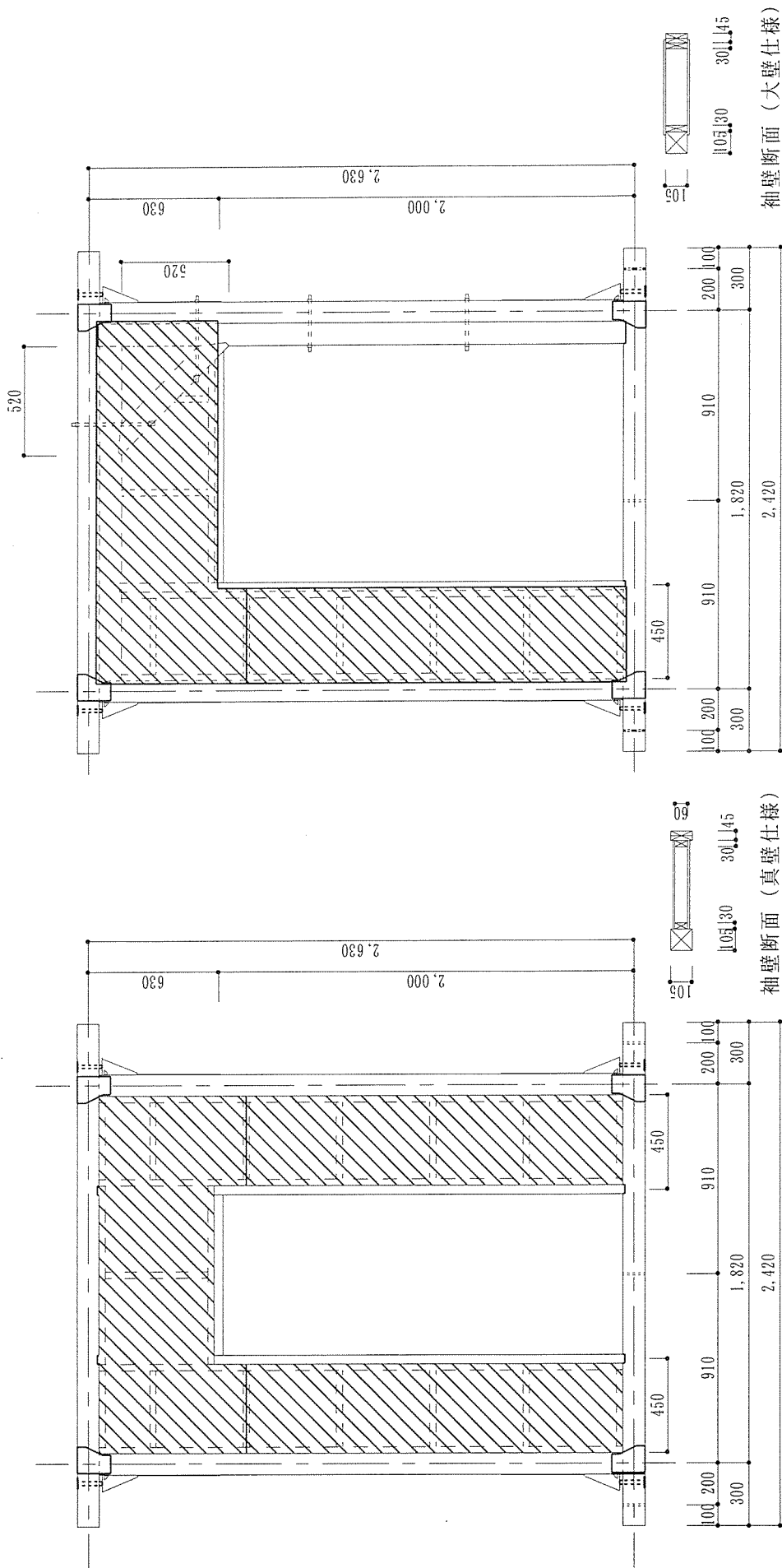
type 4  
(袖壁補強試験体 (大壁))

図 6 - 2 試験体 S : 1 / 30



type 4. b  
{ 袖壁補強試験体 (真壁) }

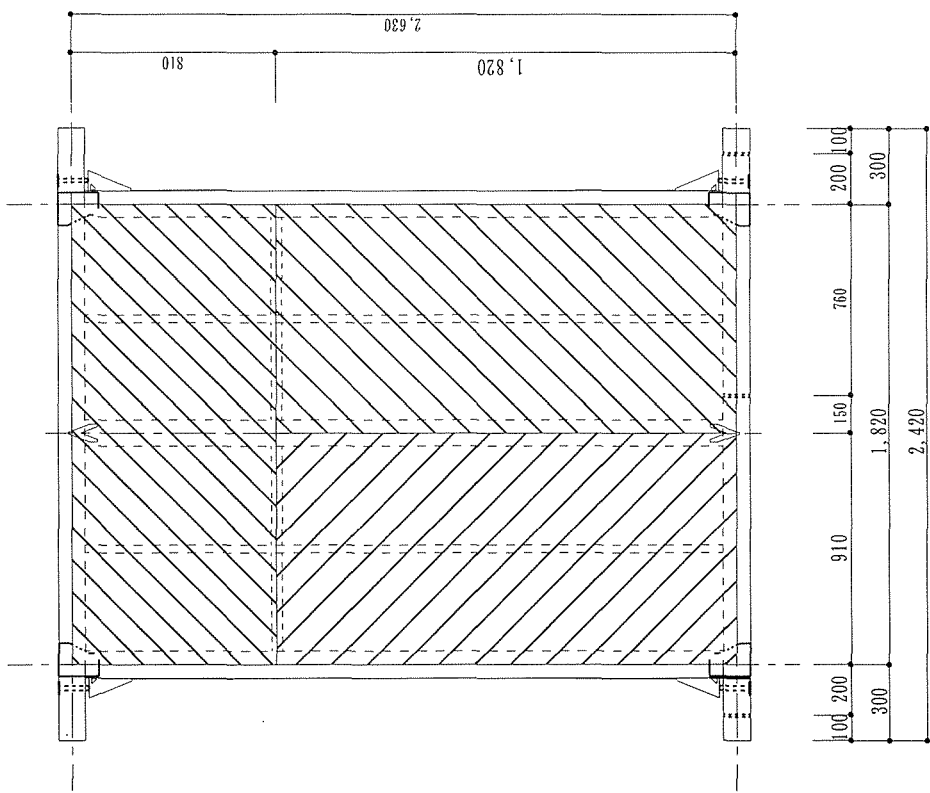
type 5  
{ 門型補強試験体 (大壁) }



type 6  
 {片袖壁、添え柱補強試験体 (大壁)}

type 5. b  
 {門型補強試験体 (真壁)}

図 6 - 4 試験体 S : 1 / 30



type 7  
 { 全面ボード張り (大壁) }

図 6 - 5 試験体 S : 1 / 3 0

表 6-1 試験体寸法一覧

試験体	高さ	幅	柱	梁	土台	面材	方杖	金物
タイプ 1	2630	1820	105×105	105×105	105×105			筋かいプレート(片面)
タイプ 2	2630	1820	105×105	105×105	105×105		105×105	筋かいプレート(片面)
タイプ 3	2630	1820	105×105	105×105	105×105		105×105	筋かいプレート(両面)
タイプ 4	2630	1820	105×105	105×105	105×105	9		筋かいプレート(両面)
タイプ 4b	2630	1820	105×105	105×105	105×105	9		筋かいプレート(片面)
タイプ 5	2630	1820	105×105	105×105	105×105	9		筋かいプレート(両面)ホルダウ金物
タイプ 5b	2630	1820	105×105	105×105	105×105	9		筋かいプレート(両面)ホルダウ金物
タイプ 6	2630	1820	105×105	105×105	105×105	9	105×105	筋かいプレート(両面)ホルダウ金物
タイプ 7	2630	1820	105×105	105×105	105×105	9		筋かいプレート(両面)ホルダウ金物

単位：mm

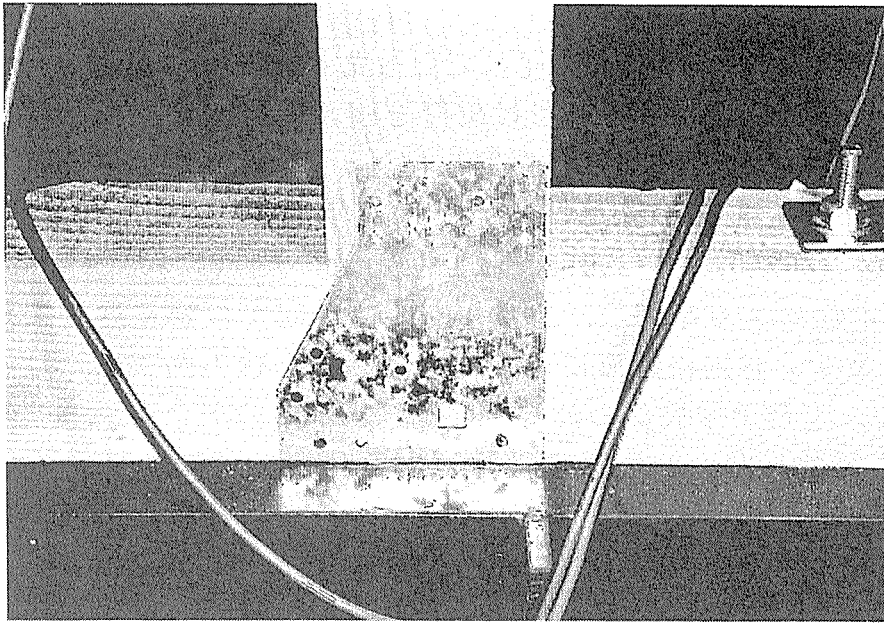


写真 6-1 筋かいプレート金物

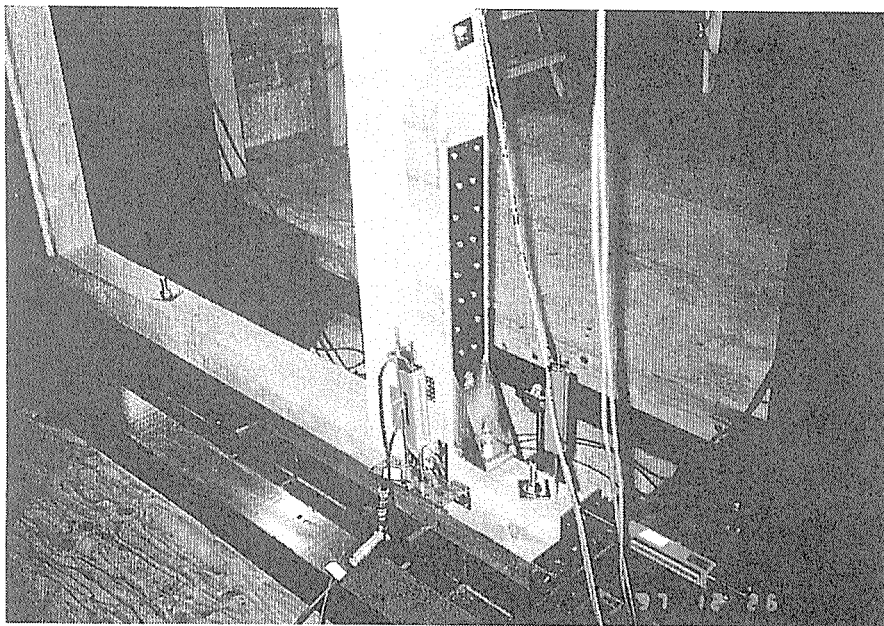


写真 6-2 ホールダウン金物

## 2.2 載荷, 計測方法

実験の載荷は JIS-A-1414 に従って行った。載荷装置を図 6-6～図 6-8 ならびに写真 6-3, 4 に, 変位計取り付け位置を図 6-9 にそれぞれ示す。荷重は, 試験体頂部の梁端部にピン接合治具を取り付け±10tf 電動アクチュエータにより水平方向に作用させた。載荷は, 正負漸増繰り返し載荷とし, 載荷反転点は層間変形角が±1/480rad, ±1/240rad, ±1/120rad, ±1/60rad, ±1/30rad, ±1/15rad, ±1/10rad となるよう制御し, 各サイクルで 2 回ずつ繰り返すように設定した。

試験体は載荷装置内に鉛直に建てて設置し, 土台の両端部に柱心から 200mm 離れた位置と, 土台の中央部の計 3 ヶ所で 12mmφ のアンカーボルトで載荷装置下部の形鋼に緊結した。また載荷の際, 試験体が面外に変形するのを防止するため梁端部 2 ヶ所に振れ止めを取り付け, 振れ止めと載荷装置との間の摩擦抵抗を軽減するためにボールベアリングを介して取り付け, 試験体の両側を鋼桁で挟み込んだ。

載荷による試験体の変位は, 試験体頂部の桁行方向に取り付けた差動トランス型変位計① (容量 600mm), 巻き込み型変位計② (容量 2500mm, 感度  $2 \times 10^{-6}/\text{mm}$ ), 摺動抵抗型変位計③ (容量 200mm, 感度  $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$ ) によって頂部水平変位を, 柱頭・柱脚の摺動抵抗型変位計⑥～⑬ (容量 200mm, 感度  $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$ ) より柱の回転角と柱の抜け量, 土台の摺動抵抗型変位計④⑤⑭ (容量 200mm, 感度  $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$ ) によって土台の浮き量, 土台の水平変位を測定した。荷重は電動アクチュエータと試験体の間に設置した容量 10tf のロードセル (定格出力  $1\text{mV/V}(2000 \times 10^{-6}) \pm 0.5\%$ ) で測定した。測定時の荷重と変位は 5 秒ごとの自動計測とし, リアルタイムにパソコンでモニター表示した (写真 6-5, 6)。変位計の測定内容, 使用機器をそれぞれ表 6-2, 表 6-3 に, データ処理の流れを図 6-10 に示す。

## 2.3 含水率

各試験体の含水率は, 含水率測定器を用いて測定を行った。含水率の測定結果を, 表 6-4 に示す。測定結果より各試験体の含水率の状態は, 角材で 10%～14%で, 面材で 9%～10%の気乾状態であった。



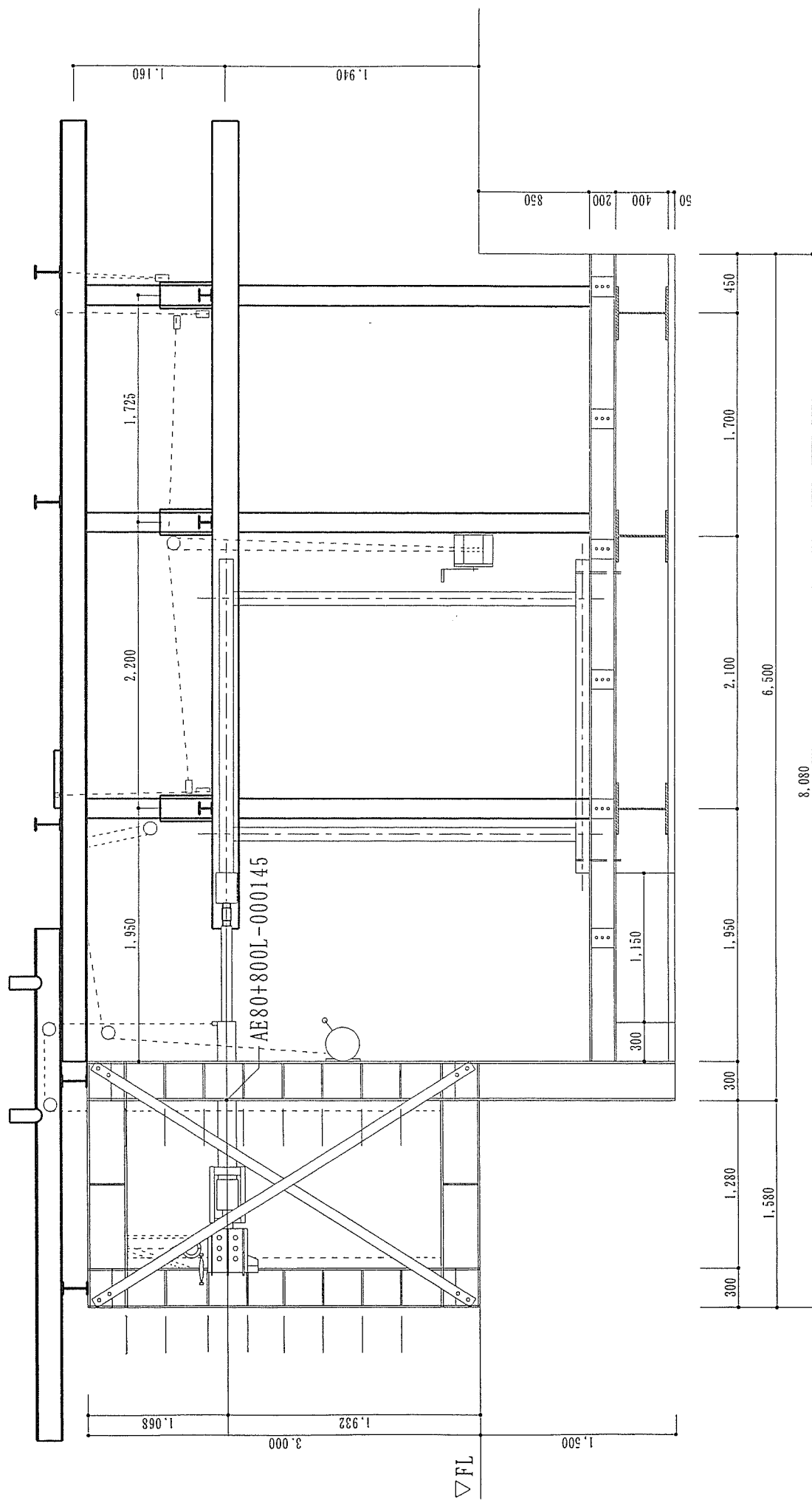


图 6-6 载荷装置 西立面图 S: 1/40

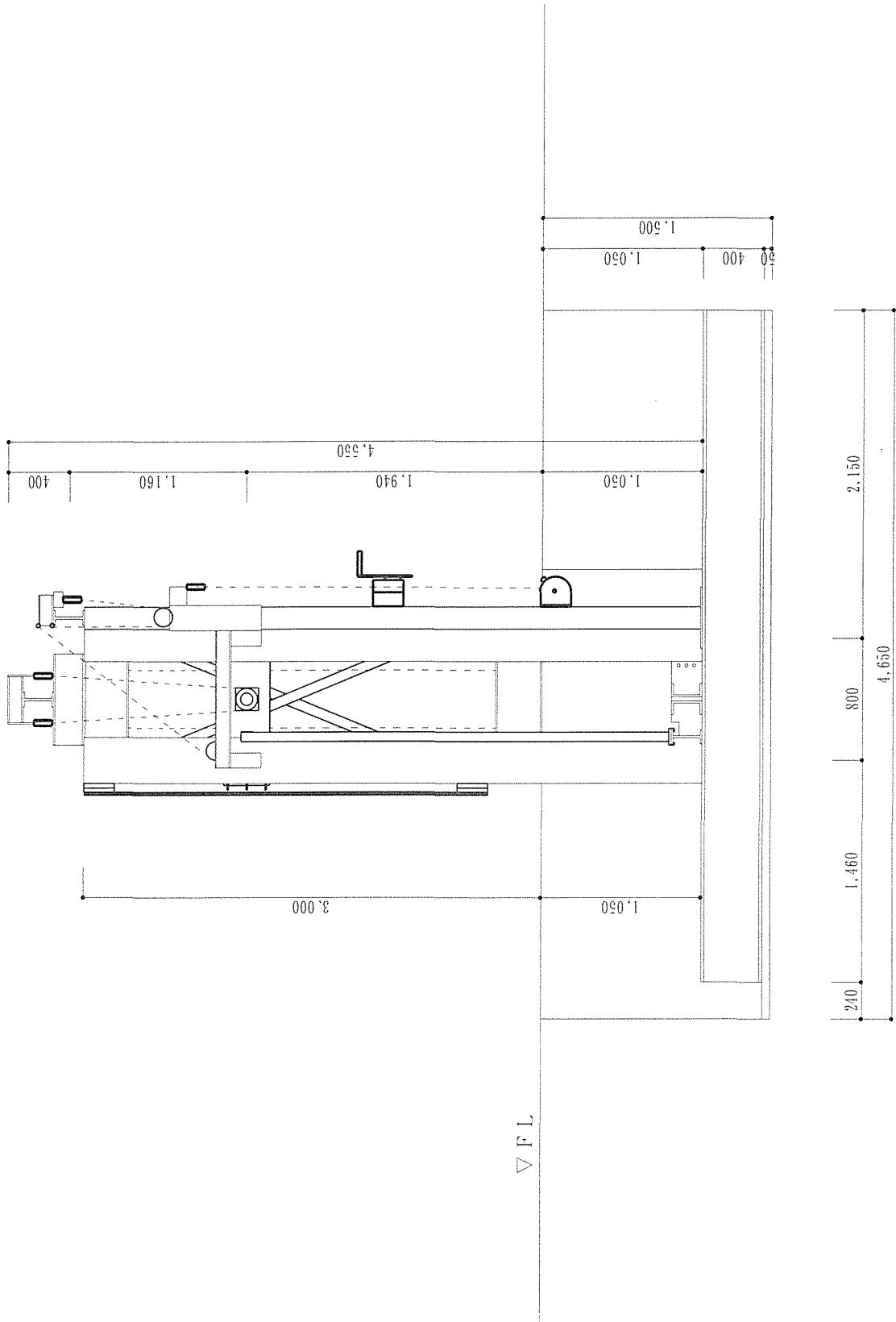


图 6-1-7 载荷装置 南立面图 S : 1 / 40

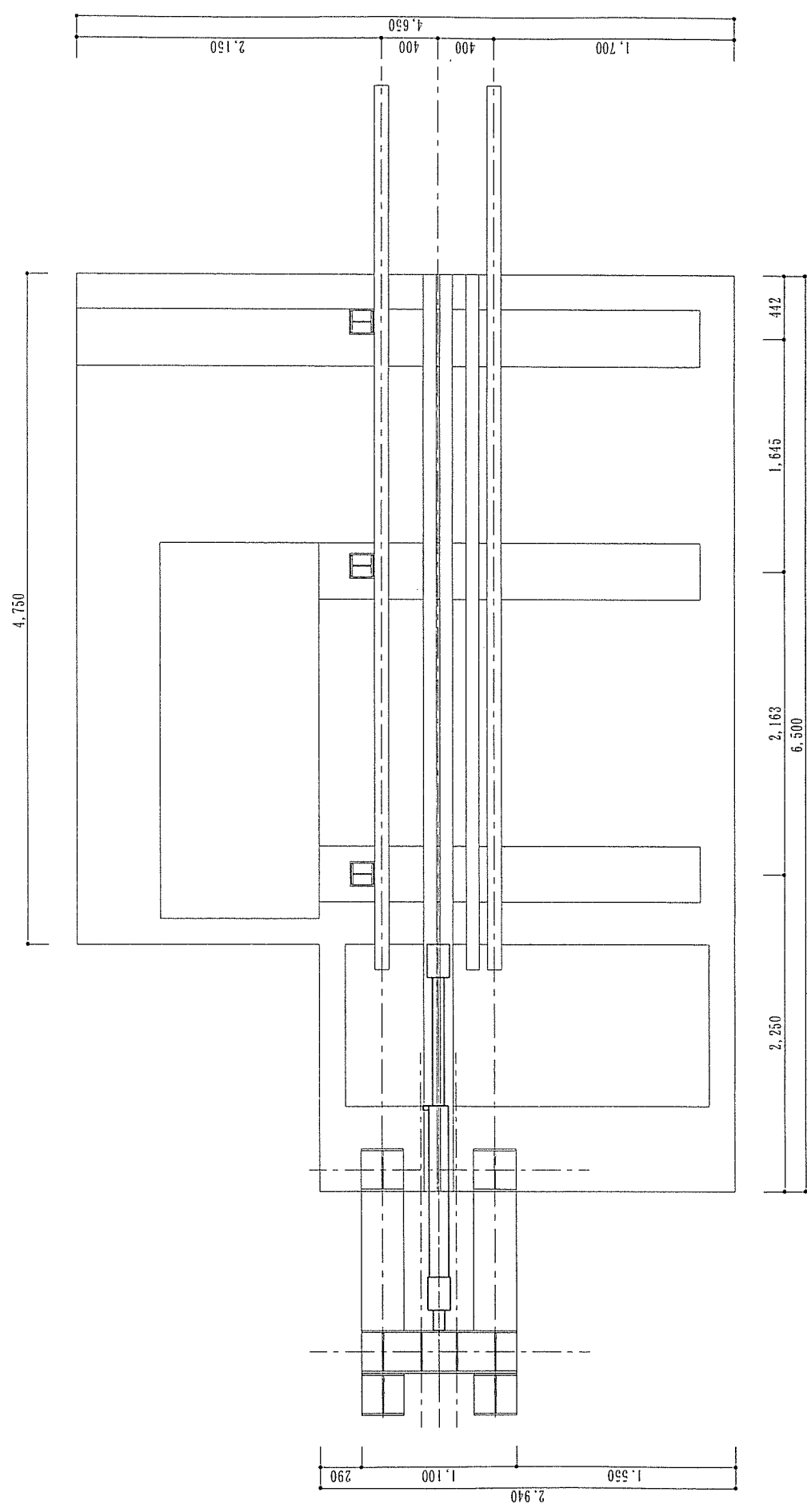


図 6 - 8 載荷装置平面図 S : 1 / 40

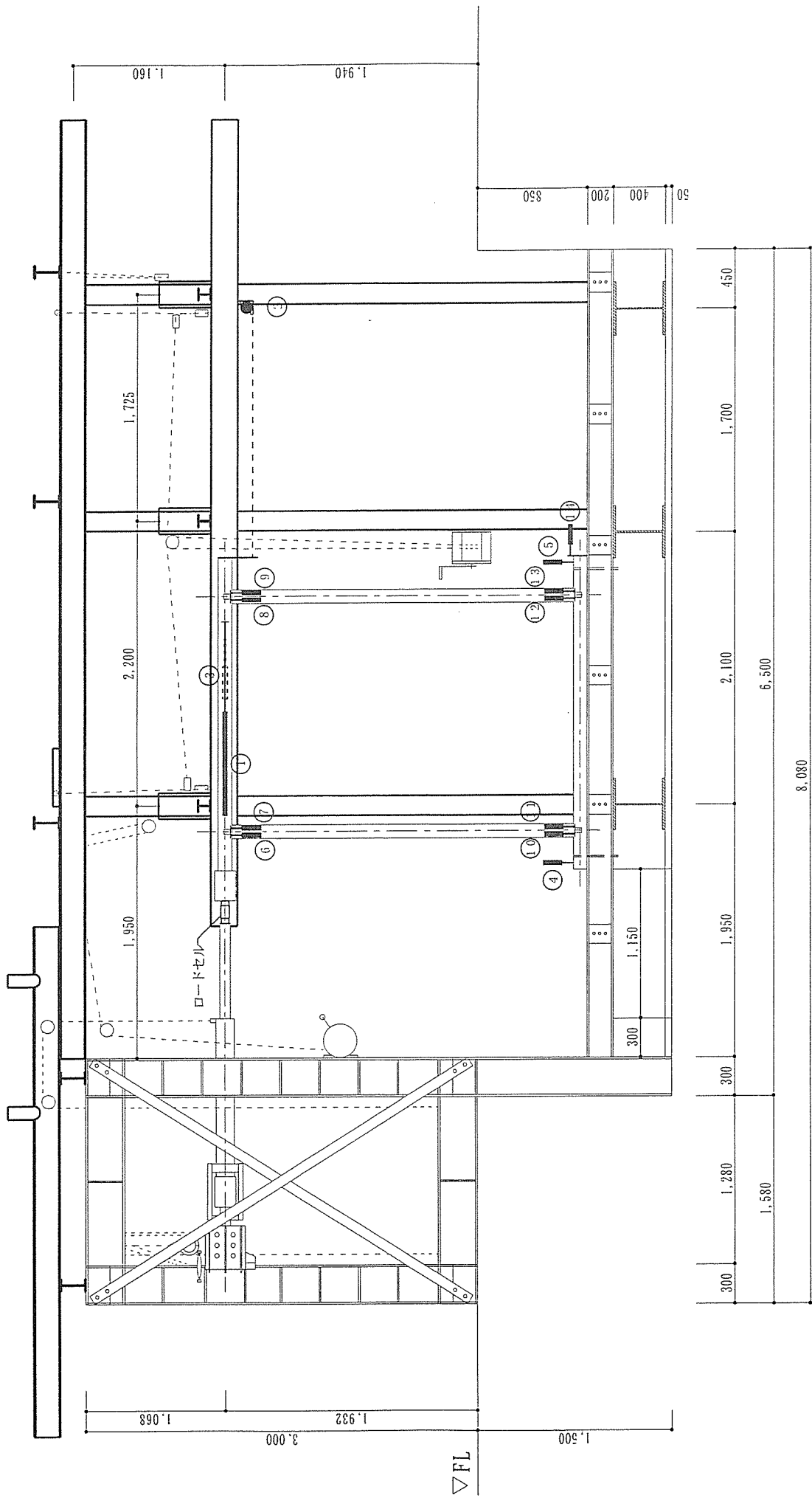


図 6 - 9 試験体設置状況 S : 1 / 4 0

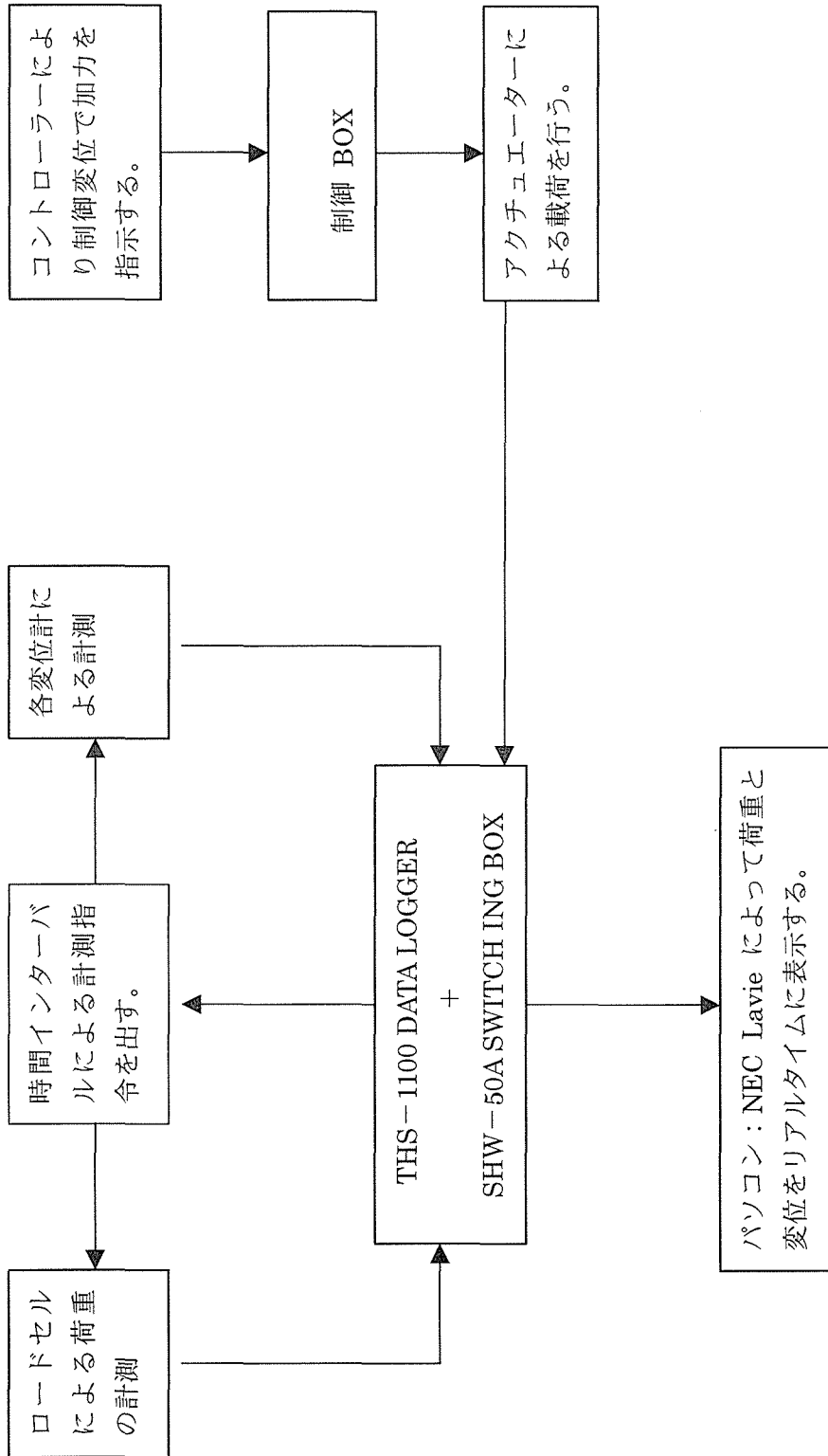


図6-10 計測データ処理の流れ

表 6-2 変位計測定内容

変位計	測定内容
① ② ③	頂部の水平変位
④ ⑤	土台の浮き上がり
⑥～⑬	柱の回転角，柱の抜け
⑭	土台の水平変位

表 6-3 使用機器

(1) 変位計

変位計	製品	容量	精度
①	DLT-300AS	600mm	0.015mm
②	DP-2500C	2500mm	0.5mm
③	SDP-200R	200mm	0.01mm
④～⑫	SDP-100R	100mm	0.01mm
⑬	SDP-100B	100mm	0.005mm
⑭	SDP-100R	100mm	0.01mm

変位計 ① : 共和電業製

②～⑭ : (株)東京測器研究所製

(2) 载荷機器・荷重計

アクチュエータ <sup>*1</sup>	容量 : 800mm 定格速度 : 5mm/sec 定格推力 : 10,000kgf
ロードセル <sup>*2</sup>	TCLP-B 容量 : 10tf 精度 : 5kgf

<sup>\*1</sup>THK 製, <sup>\*2</sup>(株)東京測器研究所製

(3) データ処理機器

デスクトップコンピュータ	NEC PC-9801FA, 32BIT CPU UNIT, 5 インチ・フロッピー・ディスク
ディスプレイ	NEC PC-8853 n
ノート型コンピュータ	NEC Lavie Nr15 PC-9821, 静的計測ソフトウェア 計郎 (株)東京測器研究所製
データロガー, スイッチボックス	THS-1100 HIGH SPEED DATA LOGGER SHW-50A, HIGH SPEED SWITCHING BOX (株)東京測器研究所製

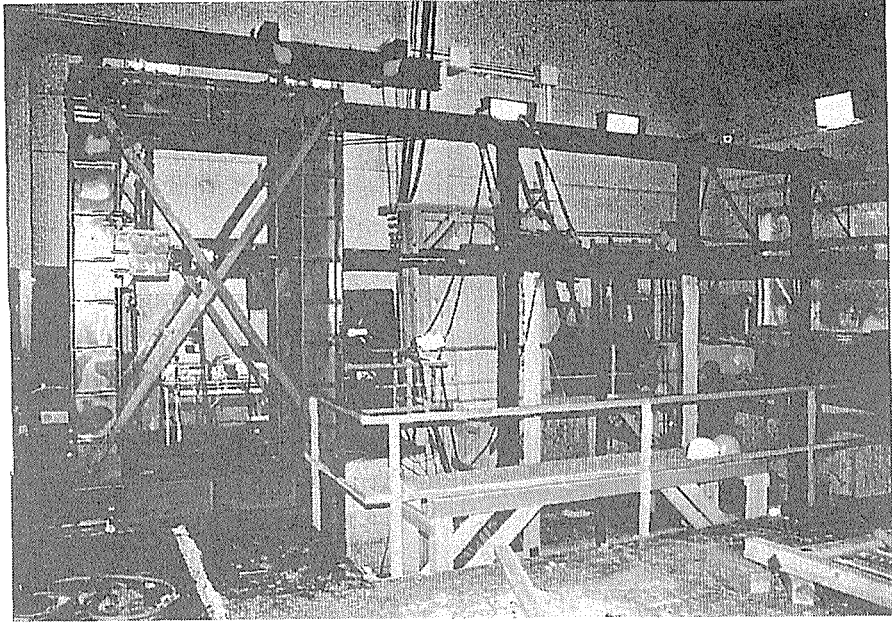


写真 6-3 載荷装置

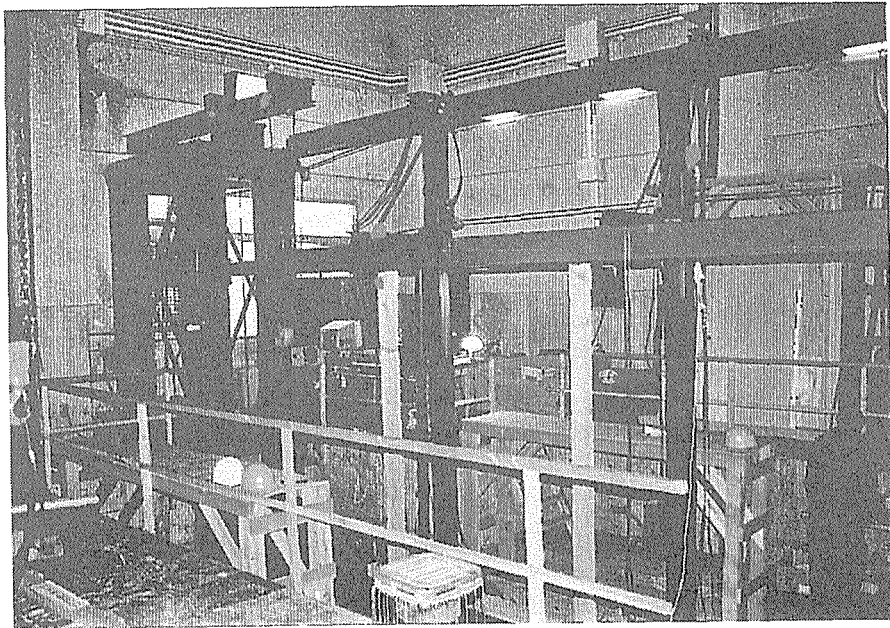


写真 6-4 載荷装置

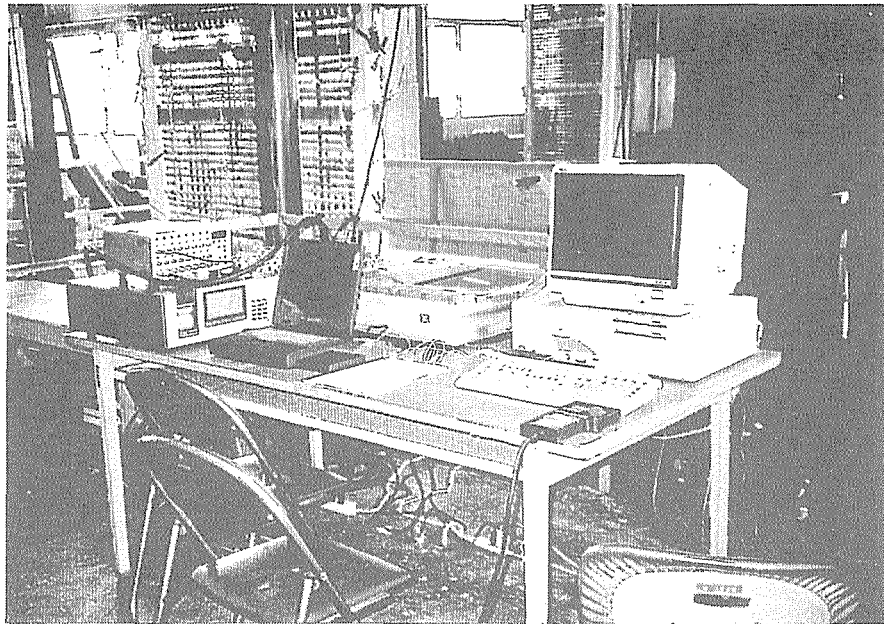


写真 6-5 データ処理機器

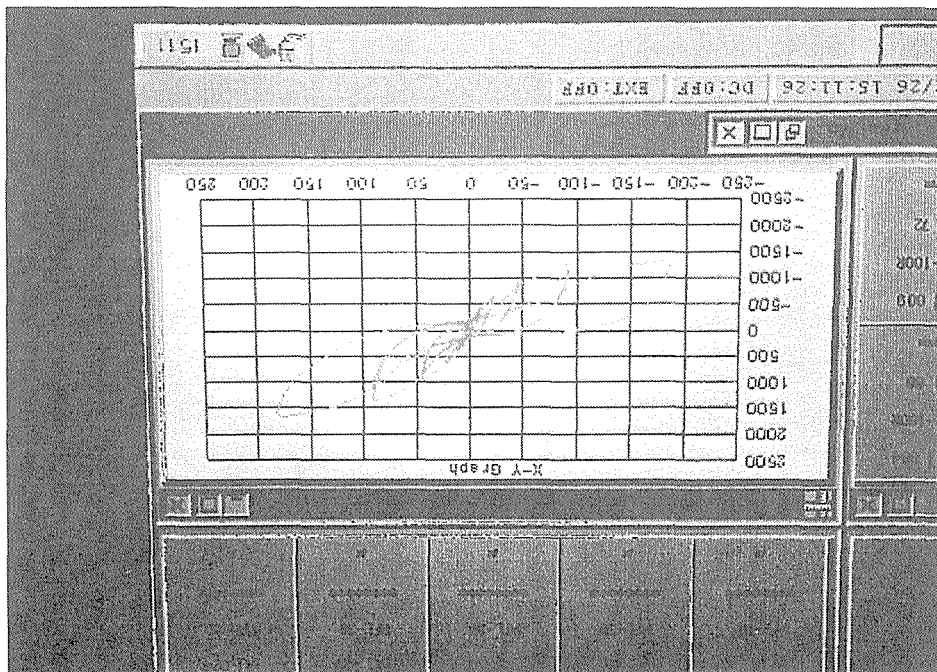


写真 6-6 計測データのモニター表示



表6-4 各試験体の含水率測定結果

type1 軸組架構

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	13.9		13.5	13.7
柱(左)	13.2		12.2	12.7
柱(右)	13.9		14.3	14.1
土台	14.8		13.5	14.2
			全体平均	13.7

type2 方杖補強

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	13.6	13.3	14.0	13.6
柱(左)	13.5	14.2	14.1	13.9
柱(右)	14.8	15.6	14.2	14.9
土台	16.8	18.7	17.5	17.7
方杖(左)	13.2		12.1	12.7
方杖(右)	12.4		13.6	13.0
			全体平均	14.3

type3 方杖・添え材補強

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	10.2		10.2	10.2
柱(左)	10.5		10.3	10.4
柱(右)	9.5		10.5	10.0
土台	11.5		12.0	11.8
方杖(左)	10.4		9.4	9.9
方杖(右)	9.1		9.8	9.5
添え材(上)	10.0		9.0	9.5
添え材(左)	9.4		9.9	9.7
添え材(右)	10.4		11.3	10.9
			全体平均	10.2

type4 袖壁(大壁)補強

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	12.6	11.2	12.3	12.0
柱(左)	12.4	12.1	11.2	11.9
柱(右)	15.5	17.6	14.2	15.8
土台	15.4	15.1	15.0	15.2
間柱(左)	11.3	11.1	10.9	11.1
間柱(右)	10.4	12.2	11.1	11.2
面材(左)	10.7	9.0	9.2	9.6
面材(右)	9.1	9.2	9.5	9.3
			全体平均	12.0

type4b 袖壁(真壁)補強

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	13.0	11.0	10.5	11.5
柱(左)	11.9	12.8	12.6	12.4
柱(右)	10.8	12.8	22.4	15.3
土台	10.3	11.4	10.8	10.8
間柱(左)	11.5	10.4	10.4	10.8
間柱(右)	10.9	10.9	12.9	11.6
面材(左)	8.6	8.7	8.3	8.5
面材(右)	9.3	8.9	9.5	9.2
			全体平均	11.3

type5 門型(大壁)補強

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	11.7	12.1	12.2	12.0
柱(左)	10.9	10.7	10.4	10.7
柱(右)	12.3	12.5	12.6	12.5
土台	10.4	11.1	10.7	10.7
間柱(左)	10.4	11.8	11	11.1
間柱(右)	10.8	10.6	9.5	10.3
面材(左)	8.6	8.3	9.4	8.8
面材(右)	9.4	9.8	9.1	9.4
面材(垂壁)	8.3	8.4	8.5	8.4
鴨居	9.3	11.7	11.1	10.7
			全体平均	10.5

type5b 門型(真壁)補強

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	11.6	12.3	10.3	11.4
柱(左)	12.8	12.8	12.9	12.8
柱(右)	12.9	12.3	12.2	12.5
土台	12.8	10.4	11.3	11.5
間柱(左)	12.9	12.8	10.3	12.0
間柱(右)	13.3	11.4	10.6	11.8
面材(左)	8.4	8.5	8.8	8.6
面材(右)	10.5	9.3	8.1	9.3
面材(垂壁)	9.2	9.3	11.4	10.0
鴨居	11.7		12.4	12.1
			全体平均	11.2

type6 片袖壁・添え材補強

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	11.0	12.3	9.2	10.8
柱(左)	10.3	12.6	13.0	12.0
柱(右)	11.7	12.0	11.6	11.8
土台	10.6	11.2	11.4	11.1
間柱(左)	11.5	11.5	11.6	11.5
面材(左)	9.7	9.0	10.5	9.7
面材(垂壁)	9.1	8.6	12.2	10.0
鴨居	10.6	10.7	10.7	10.7
添え材	9.4	10.6	10.4	10.1
			全体平均	10.9

type7 全面ボード張り

	左(上)	中心	右(下)	平均
梁	8.3	8.7	8.5	8.5
柱(左)	8.8	8.7	8.5	8.7
柱(右)	8.1	8.3	8.5	8.3
土台	9.7	8.6	7.1	8.5
面材(上)	7.1	6.8	6.2	6.7
面材(左)	7.6	6.7	7.1	7.1
面材(右)	7.8	7.6	7.1	7.5
			全体平均	7.9

- ・ 単位: %
- ・ (\* 載荷装置のアクチュエータに近い方を試験体左側, 遠い方を試験体右側としている)

### 3 実験結果と考察

#### 3.1 実験経過と荷重-層間変形角の関係

タイプ1～タイプ7の全部の試験体について、実験から得られた載荷荷重と層間変形角の関係ならびに壁単位長さ1mあたりの荷重と層間変形角の関係を図6-11～図6-19に示す。

軸組架構(タイプ1)は、荷重と層間変形角のグラフより初期剛性は低く、層間変形角 $1/30\text{rad}$ ( $0.032\text{rad}$ )までの載荷における最大耐力は $55\text{kgf}$ で耐力的には非常に低い値であった。これは筋かいプレート金物では接合部を剛に保つことが難しいこと、また短ほぞ加工の接合部は、載荷の際、抵抗力が作用するまでに変位が大きくなるなどのためと考えられる。しかし層間変形角 $1/480\text{rad}\sim 1/30\text{rad}$ を通して、破壊や損傷による耐力の低下が見られないことより、変形性能は大きいと考えられる。

方杖補強試験体(タイプ2)は、初期剛性がそれほど高くなかった。グラフにスリップ性状が見られることより、方杖接合部におけるずれや柱頭・柱脚部の接合部の動きが大きいと考えられる。正負繰り返し載荷によって破壊が $+1/10\text{rad}$ に達するまでに方杖接合部分で柱が折れ、 $-1/10\text{rad}$ 時において柱脚部の柱抜けにより破壊に至った。これより変形性能は片面に張った接合プレート金物の耐力不足により決定されたと言える。最大耐力は $686\text{kgf}$ 、最大耐力時の層間変形角は $-1/10\text{rad}$ ( $0.104\text{rad}$ )であった。

方杖・添え柱補強試験体(タイプ3)の初期剛性はタイプ2に比べ高く、最大耐力は $1017\text{kgf}$ 、層間変形角は $0.064\text{rad}$ で層間変形角が小さい割に耐力が大きい。層間変形角 $+1/15\text{rad}$ の時、破壊が柱脚部の柱引き抜けによって起こったが、方杖接合部の柱や、梁での破壊は起こらなかった。筋かいプレートを両面に取り付けていたけれども、柱が引き抜かれたため、変形性能は上がらなかった。

袖壁補強・大壁仕様試験体(タイプ4)はタイプ1からタイプ3の3体に比べ初期剛性は高かった。最大耐力は $456\text{kgf}$ と低かったが、これは面材の釘による割裂きや、筋かいプレートの片面張りとの両面張りの違いなどが、少なからず耐力の開きに影響したのではないかと考えられる。 $+1/15\text{rad}$ の変位領域に入る前に柱脚の抜けにより破壊し、変形性能は低かった。

袖壁補強・真壁仕様試験体(タイプ4b)の初期剛性は袖壁補強・大壁仕様と同じぐらいであった。けれども最大耐力は $631\text{kgf}$ と伸びず、最大耐力時の層間変形角は $0.032\text{rad}$ であった。 $+1/15\text{rad}$ の変位領域に入る前に破壊が柱脚部の筋かいプレートの釘抜けなどにより耐力が落ちた。 $-1/15\text{rad}$ の時、柱脚部で破壊が起こったため変形性能も大壁仕様と大きな差はなかった。

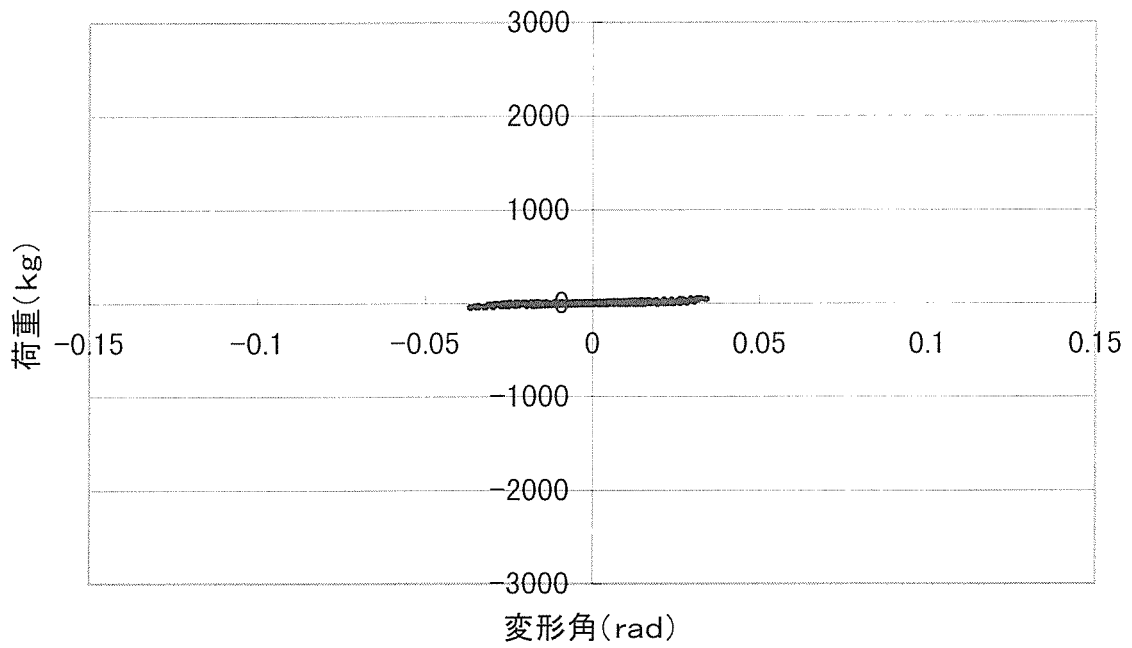
門型壁補強・大壁仕様試験体(タイプ5)の初期剛性は門型壁補強・真壁仕様とほぼ同じで最大耐力は $1838\text{kgf}$ と少し低く最大耐力時の層間変形角は $0.054\text{rad}$ であった。耐力は、 $1/30\text{rad}$ がピークで、 $1/15\text{rad}$ 時に耐力が低下し始め、 $1/10\text{rad}$ で耐力の上昇はほとんど見られず、 $1/15\text{rad}\sim 1/30\text{rad}$ にかけてほとんどの面材がはずれて破壊が起きた。

門型壁補強・真壁仕様試験体（タイプ 5b）では初期剛性は高く，最大耐力も 2063kgf と高い値で層間変形角は 0.056rad であった。耐力は+1/15rad に達するまでに低下し，+1/10rad では面材の損傷が激しく耐力はほとんど上がらなかった。柱の折れにより破壊が起こった。

片袖壁・添え柱補強試験体（タイプ 6）の初期剛性は，門型壁補強とほぼ同じであった。この試験体は左右非対称であるが層間変形角 1/15rad ぐらいまではほとんど正負載荷で同じ形状の履歴ループを描いていた。1/10rad においても耐力の低下はあまり激しくなく，変形性能は他の試験体に比べ比較的大きい。耐力の低下は面材部の釘の割裂きや抜けによる。最大耐力は 1688kgf と比較的高く，最大耐力時の層間変形角は 0.068rad であった。

全面ボード張り試験体（タイプ 7）は，初期剛性が高く，設計に用いられる±1/120rad 時の耐力は正方向で 1467kgf，負方向で 1442kgf と非常に高い剛性を示した。最大耐力は +1/30rad 時の 2819kgf で試験体 9 体の内，最も高いものであった。+1/15rad 時，梁中央部で折損によって急激な耐力の低下が起こり破壊に至った。

type1 軸組架構(荷重と変形角)



type1 軸組架構(壁長1m当りの荷重—変形角)

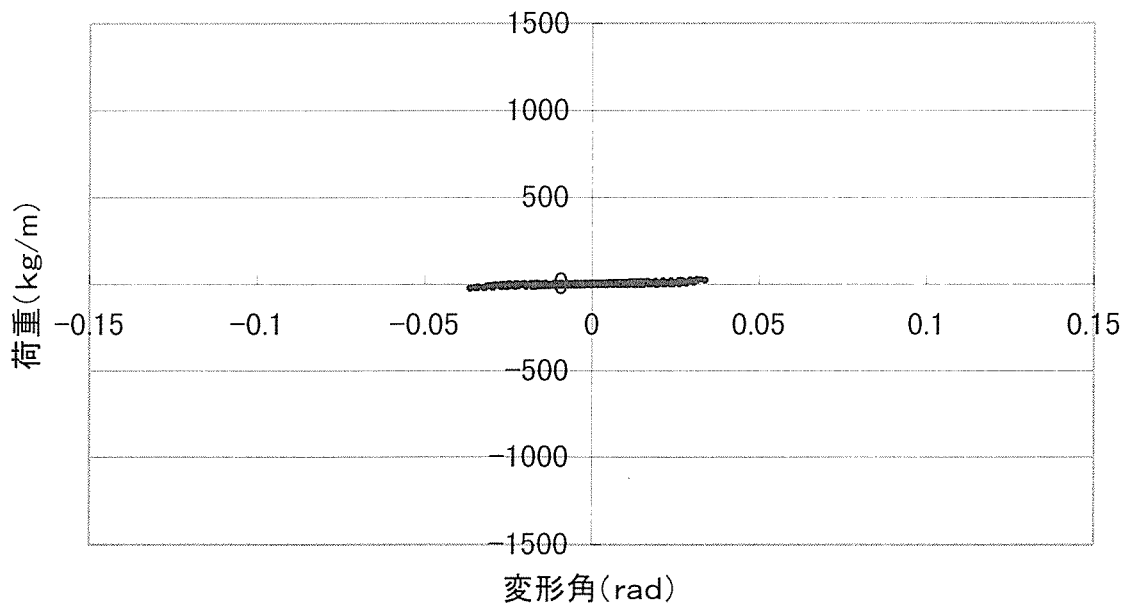
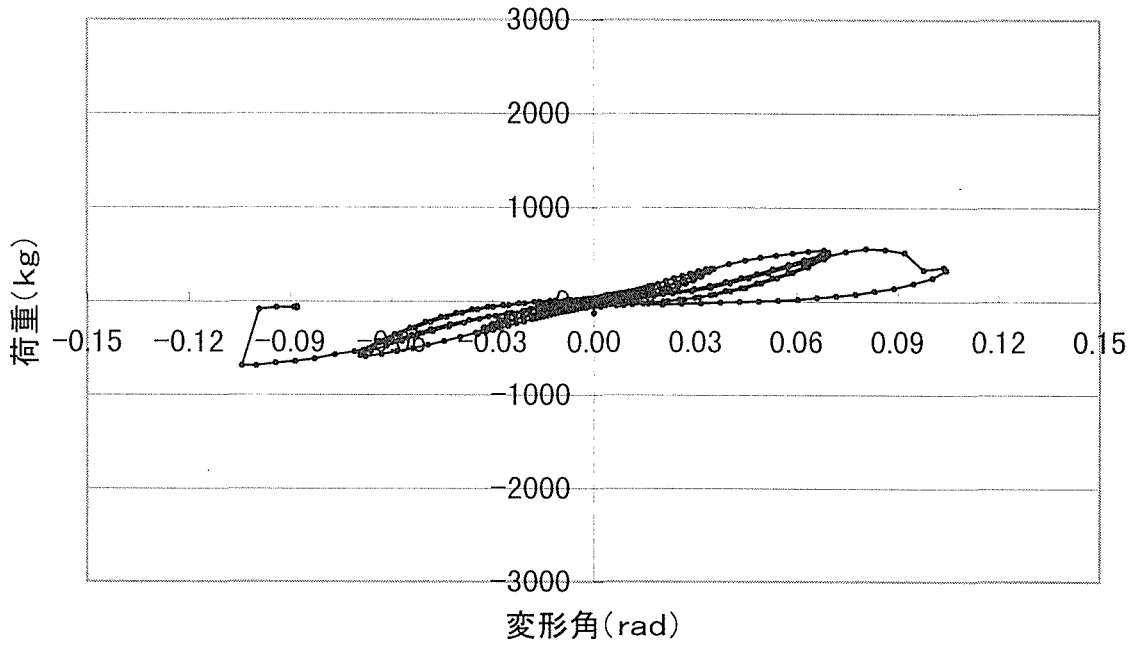


図6-11 荷重—層間変形角関係  
Type 1 軸組架構

type2 方杖補強 (荷重と変形角)



type2 方杖補強(壁長1m当りの荷重—変形角)

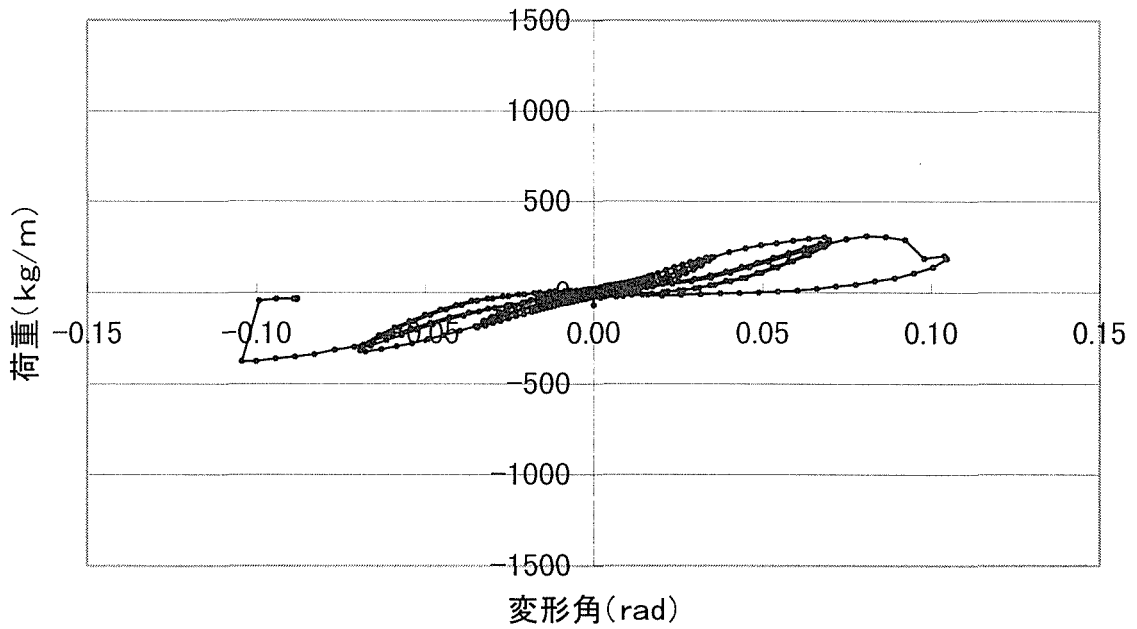
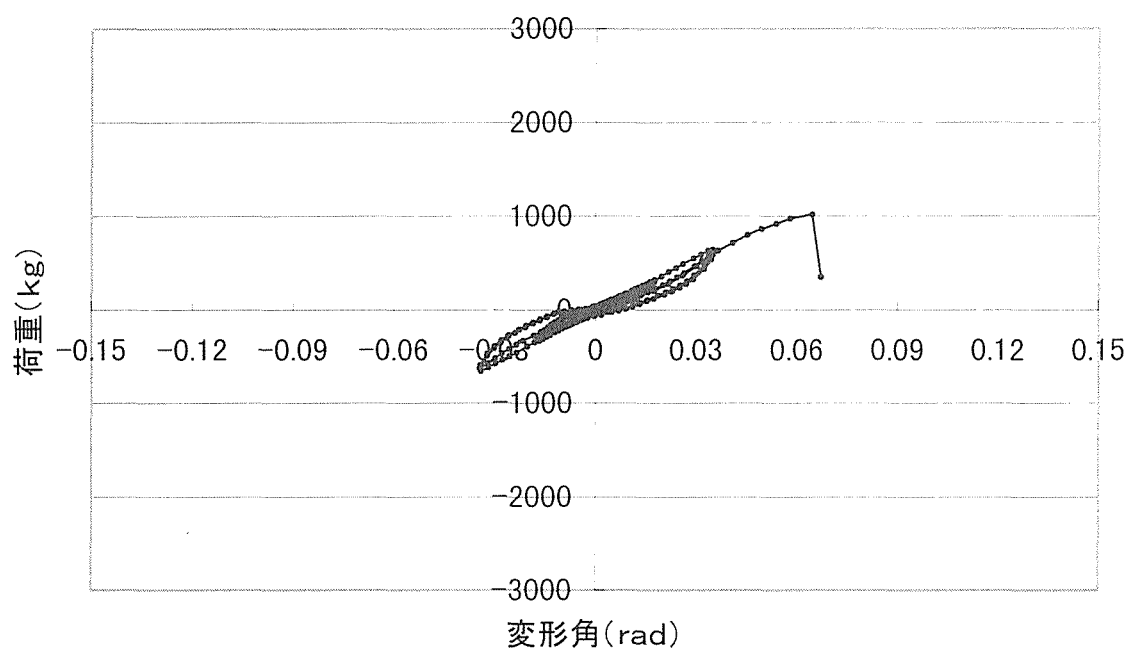


図6-12 荷重—層間変形角関係  
Type 2 方杖補強

type3 方杖、添え柱補強 (荷重－変形角)



type3 方杖・添え材補強(壁長1m当りの荷重－変形角)

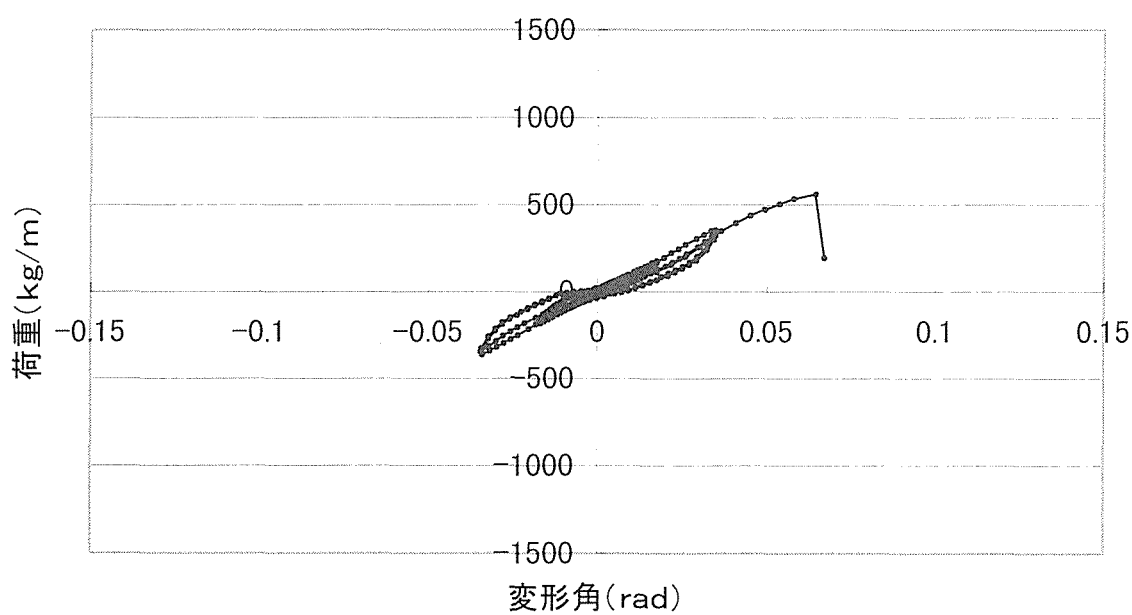
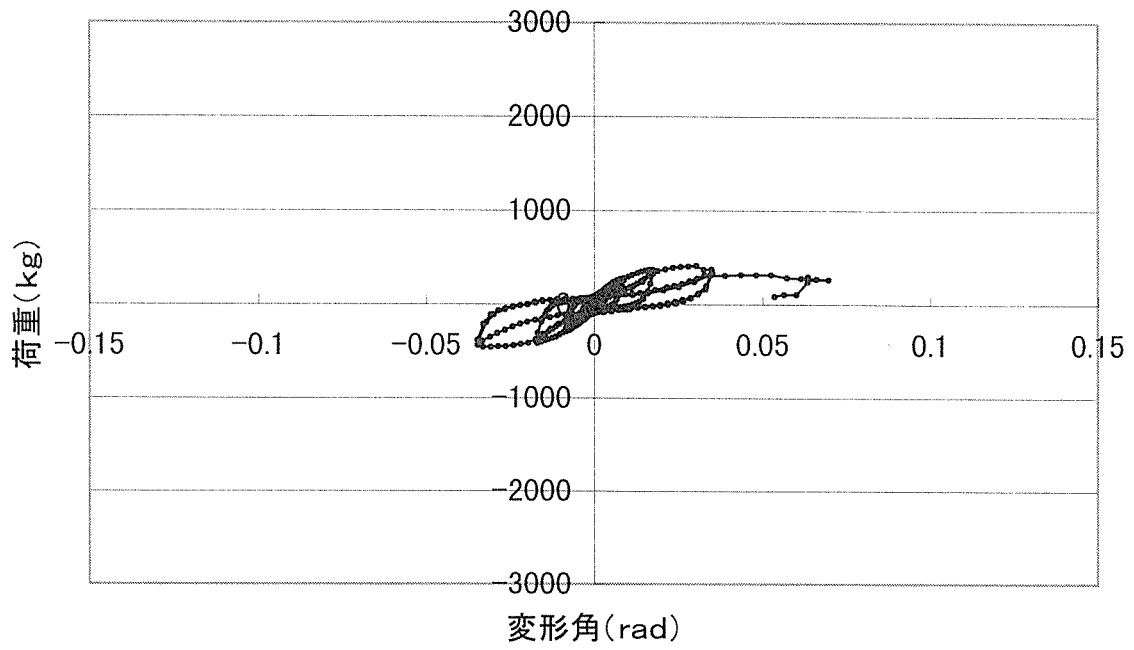


図6-13 荷重－層間変形角関係  
Type 3 方杖・添え材補強

type4 袖壁補強(大壁) 荷重—変形角



type4 袖壁補強(大壁) 壁長1m当りの荷重—変形角

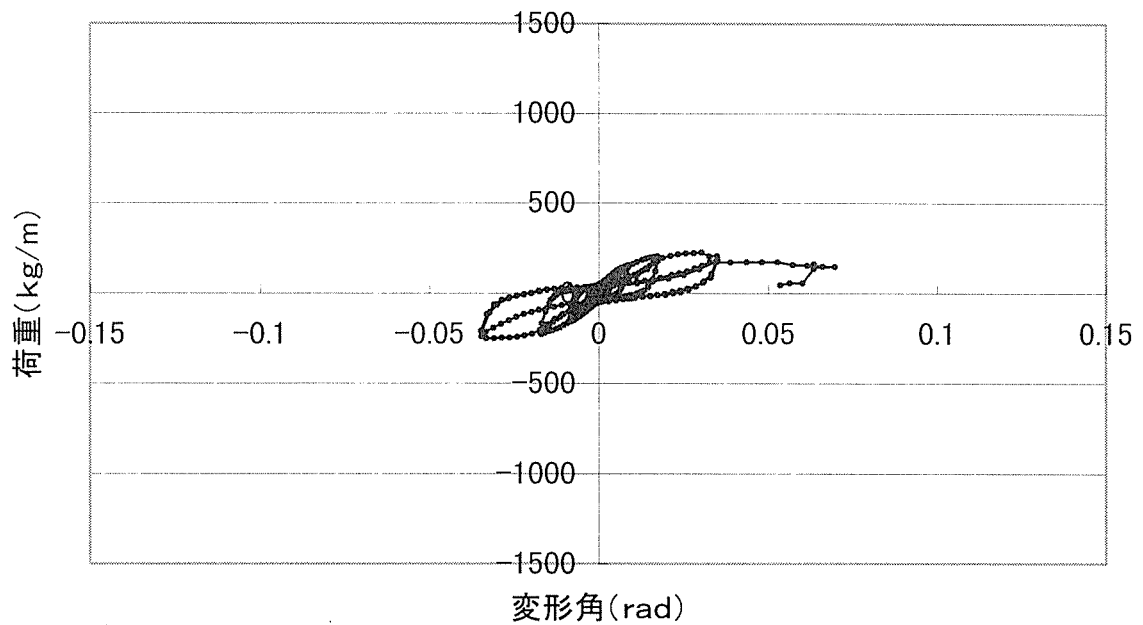
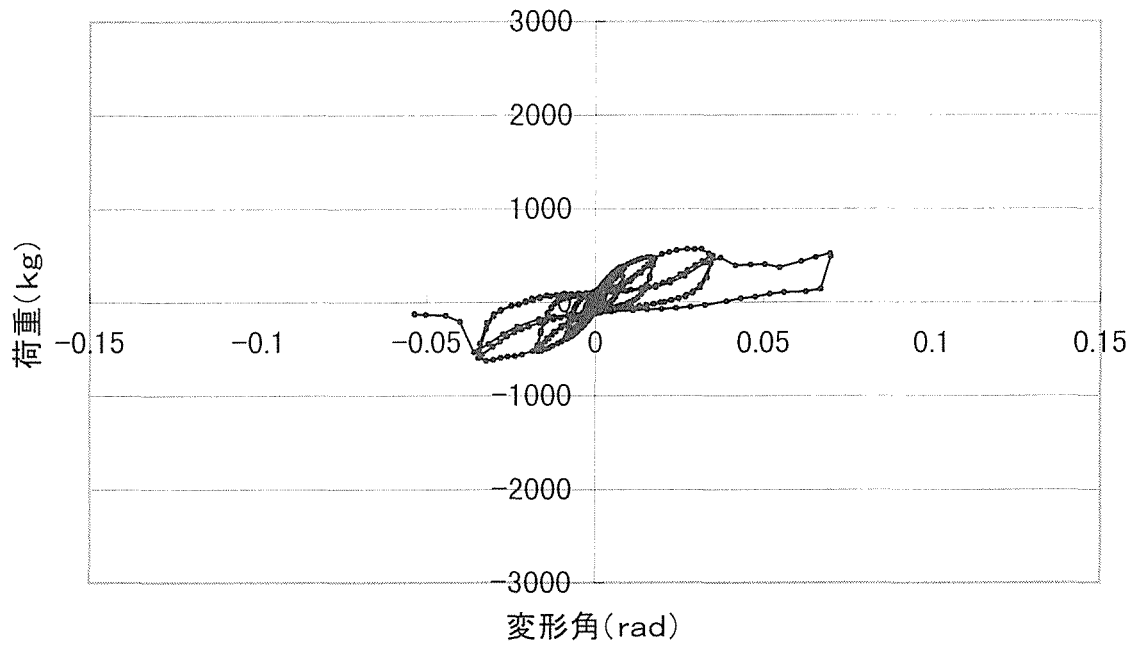


図6-14 荷重—層間変形角関係  
Type 4 袖壁補強(大壁)

type4b 袖壁補強(真壁) 荷重—変形角



type4b 袖壁補強(真壁) 壁長1m当りの荷重—変形角

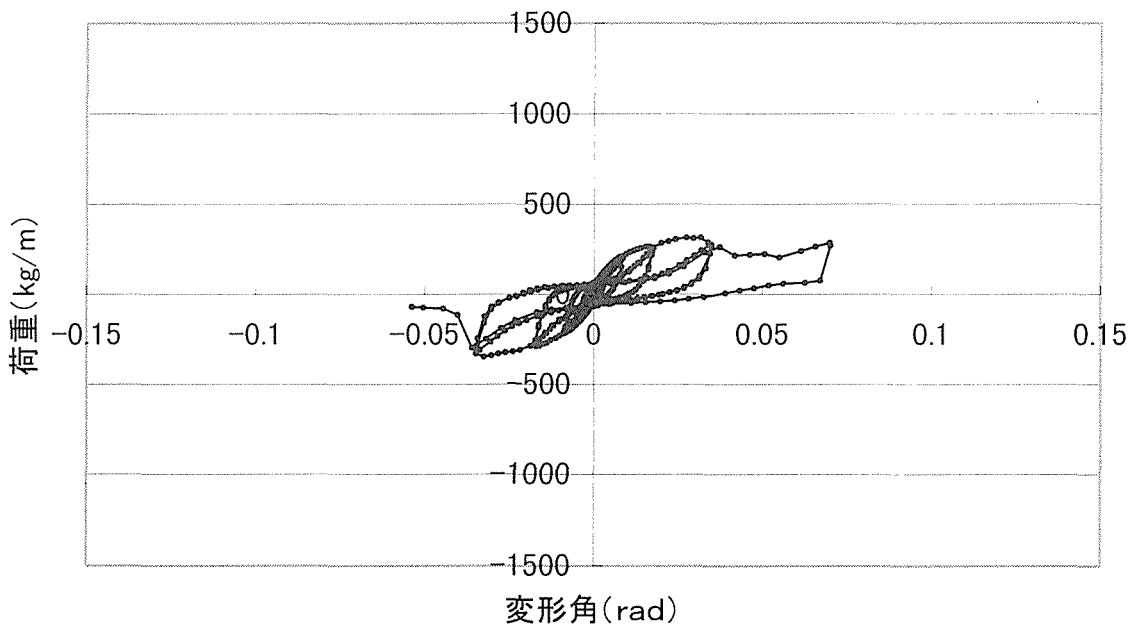
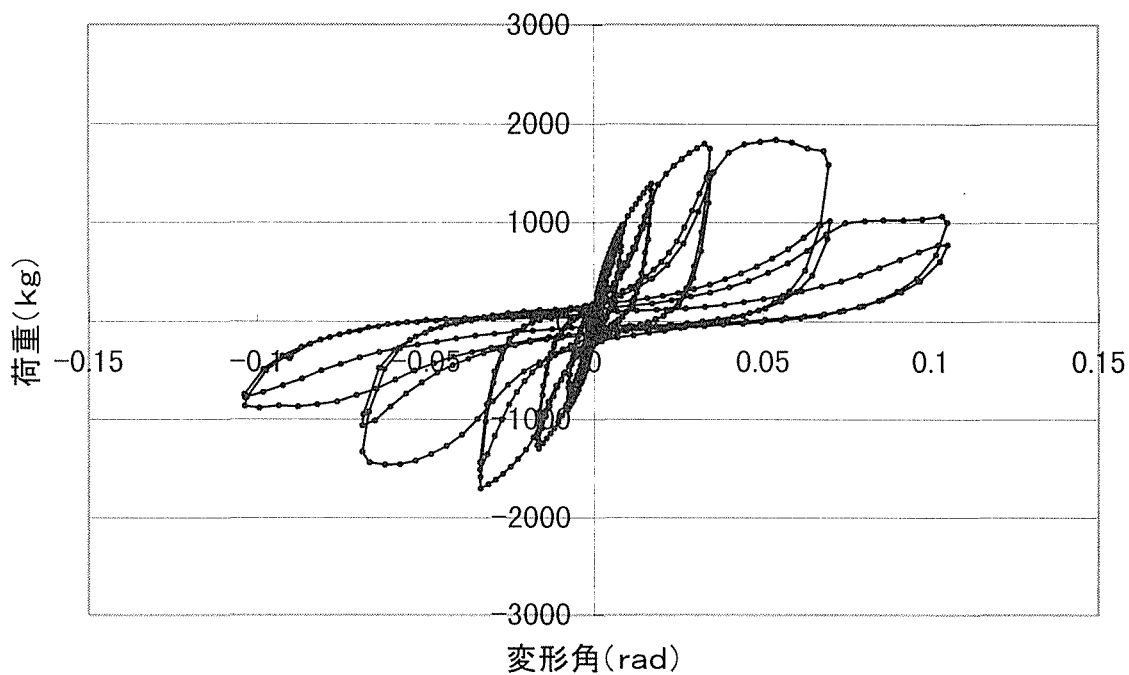


図6-15 荷重—層間変形角関係  
Type 4b 袖壁補強(真壁)



type5 門型補強(大壁) 荷重—変形角



type5 門型補強(大壁) 壁長1m当りの荷重—変形角

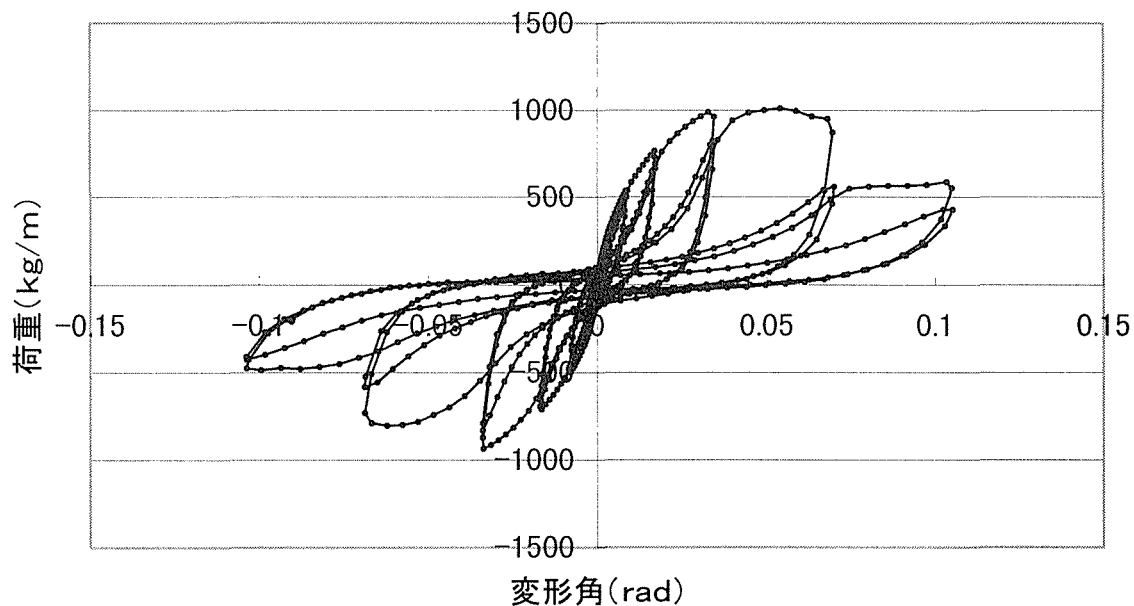
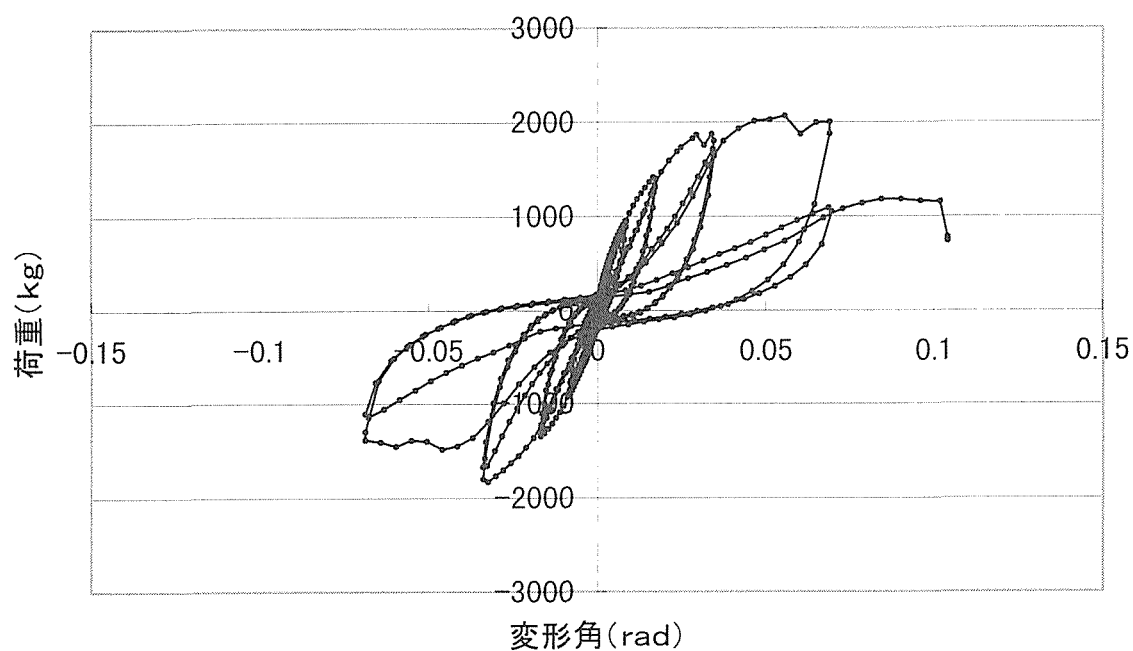


図6-16 荷重—層間変形角関係  
Type 5 門型補強(大壁)

type5b 門型補強(真壁) 荷重—変形角



type5b 門型補強(真壁) 壁長1m当りの荷重—変形角

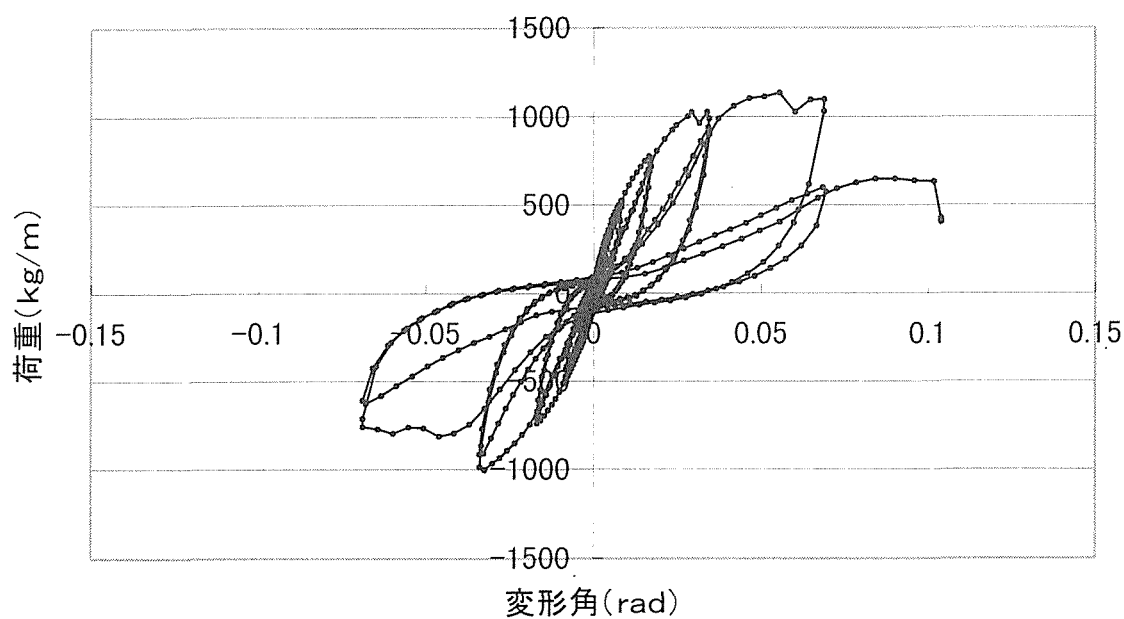
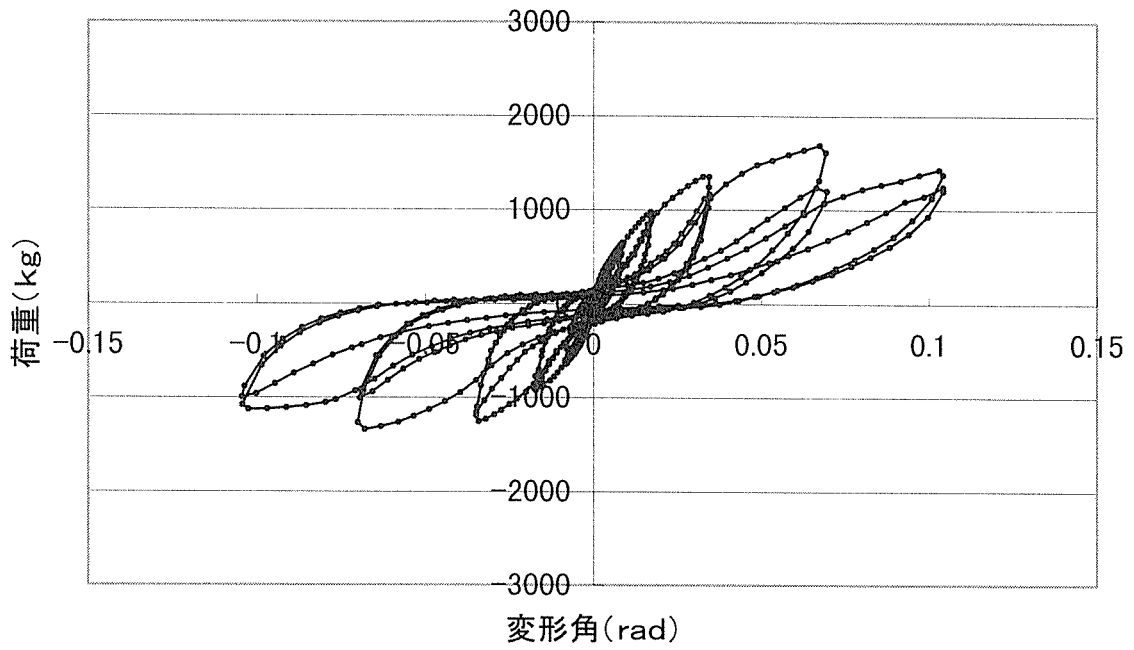


図6-17 荷重—層間変形角関係  
Type 5b 門型補強(真壁)

type6 片袖壁、添え柱補強 荷重—変形角



type6 片袖壁・添え材補強 壁長1m当りの荷重—変形角

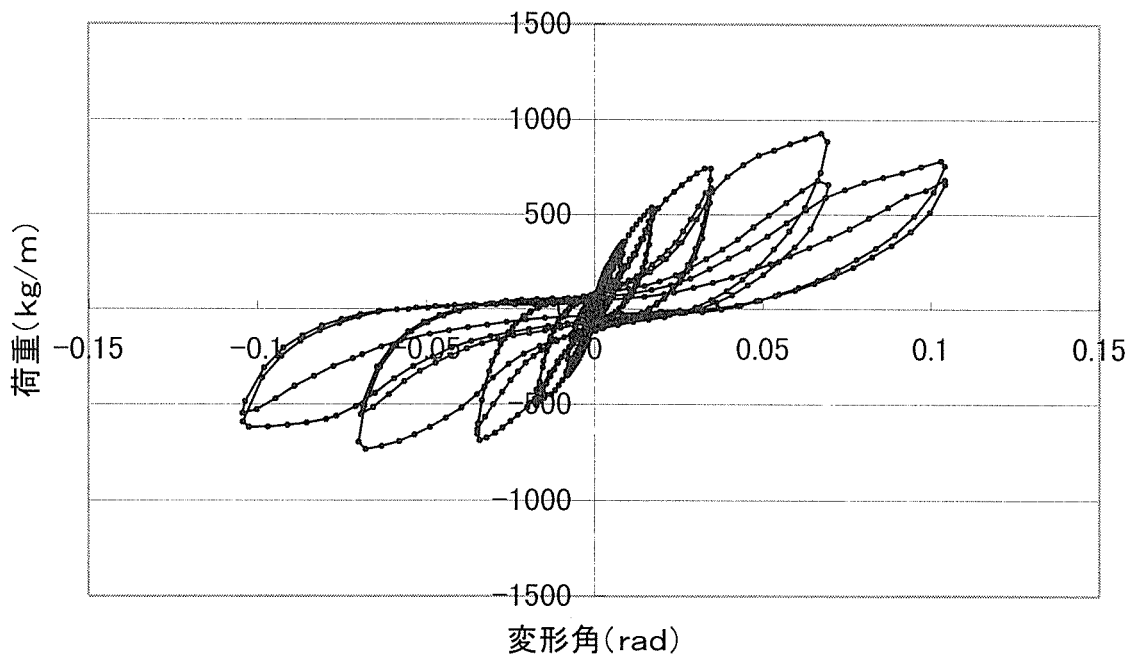
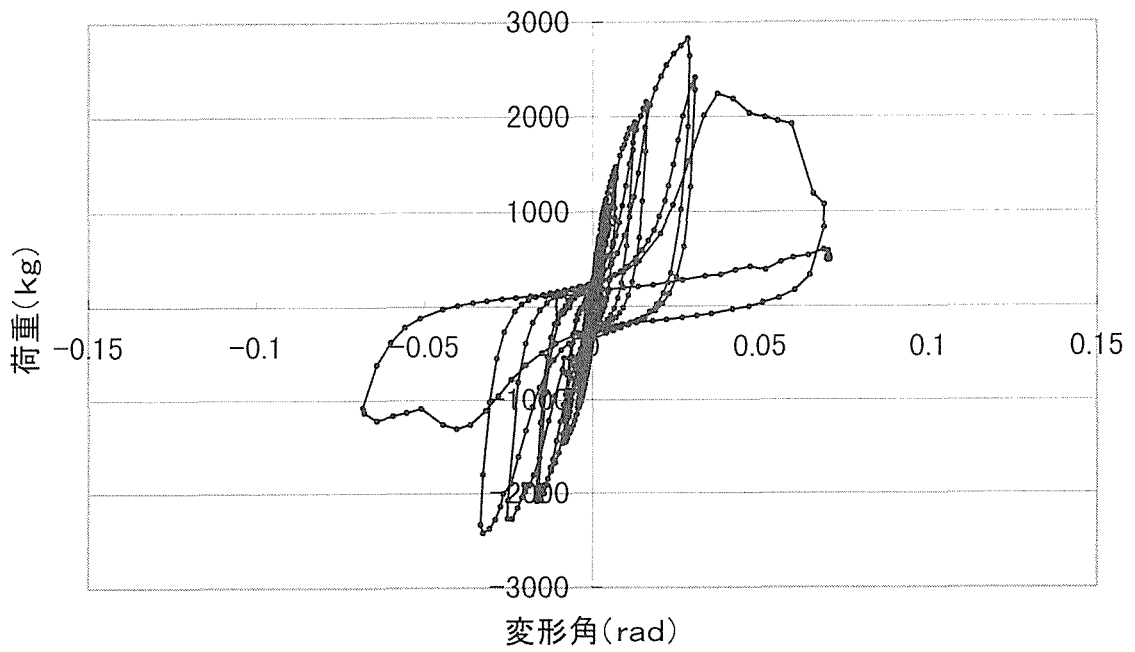


図6-18 荷重—層間変形角関係  
Type 6 片袖壁・添え材補強

type7 全面ボード張り (荷重-変形角)



type7 全面ボード張り 壁長1m当りの荷重-変形角

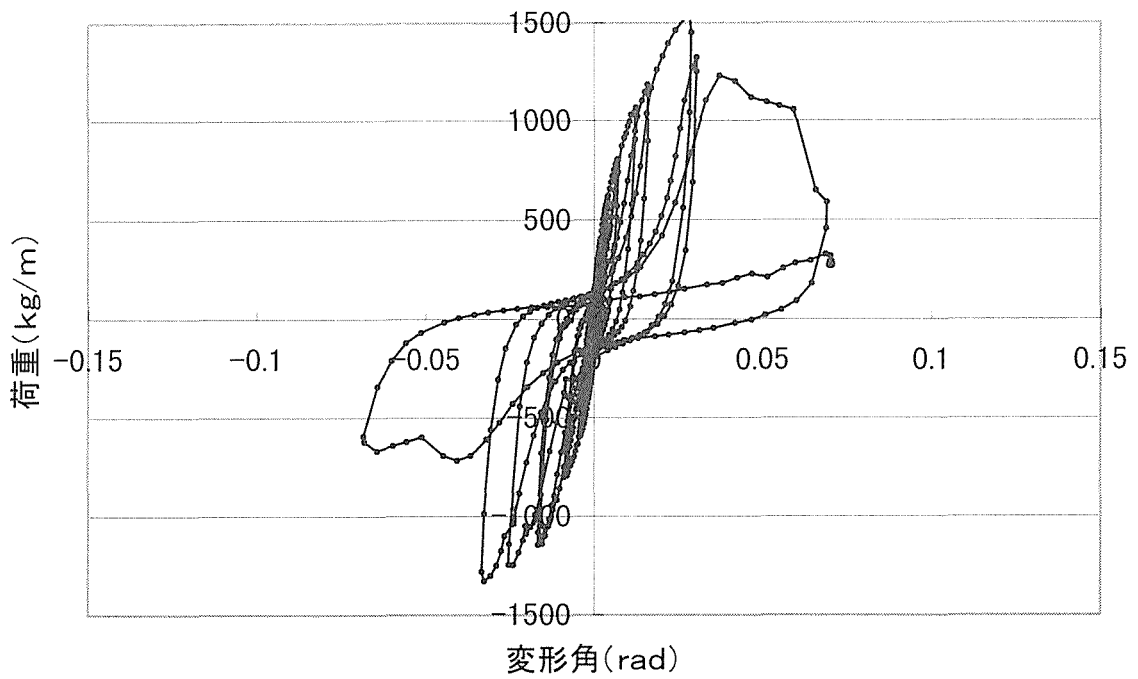


図6-19 荷重-層間変形角関係  
Type 7 全面ボード張り

### 3.2 柱の回転角と柱の抜け量について

実験から得た各試験体の柱頭、柱脚における柱の荷重と回転角の関係を図 6-20～図 6-28 に、柱の荷重と抜け量の関係のグラフを図 6-29～図 6-37 に示す。

軸組架構の柱頭、柱脚の回転角は、荷重と変形角の関係と同形状を示していた。これは、軸組架構において接合部に掛かる抵抗力が等しく、また接合部が柔らかいことによって柱で変形が起こらないためだと考えられる。

方杖補強では、柱頭と柱脚部分で柱の回転角が異なった。これは柱頭において柱と梁部分に方杖が施されているため荷重に対して方杖が圧縮ならびに引っ張りによって抵抗するために柱で変形が起こり柱頭と柱脚部分で柱の回転角が異なっていると考えられる。

方杖・添え材補強においては、柱脚接合部に比べ柱頭接合部の回転角が小さかった。これは、添え材と方杖の補強により柱頭部分の剛性が強くなっていることが影響していると考えられる。

袖壁大壁仕様と真壁仕様では、柱頭、柱脚接合部の柱の回転角がほとんど同形状を示していた。大壁仕様と真壁仕様による違いが柱の回転角へ与える影響は少ないものと考えられる。

門型大壁仕様と真壁仕様において柱の回転角は同形状を示していた。門型では、柱頭接合部が柱脚接合部より回転角が小さいことより垂れ壁による剛性が影響していると考えられる。

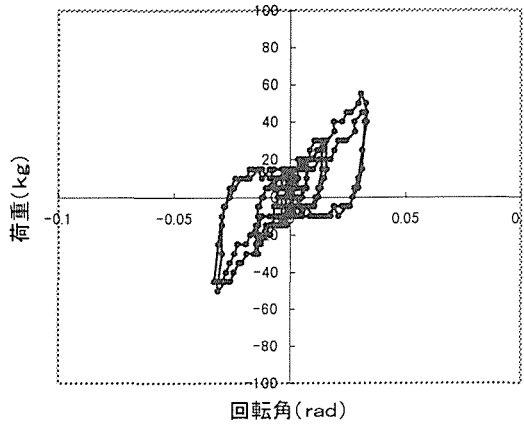
片袖壁・添え材補強は、面材による補強を施した柱頭 a、柱脚 c、d に対し方杖・添え材補強の施された柱頭 b の回転角が小さいことより方杖・添え材による補強部分の剛性が強いと言える。また柱頭 b だけを見ると方杖は、圧縮を受ける際には回転角が小さいのに対し、引っ張りを受ける際には回転角が大きく動いていることより方杖は圧縮に大きく寄与していると考えられる。

全面ボード張りは、柱頭、柱脚部分の回転角が荷重と変形角とほぼ同形状のループを描いており載荷による各接合部ではほぼ等しい変形の影響を受けていると考えられる。

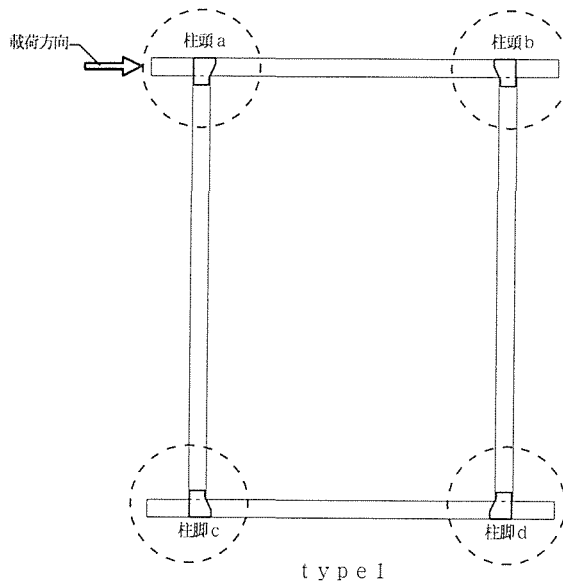
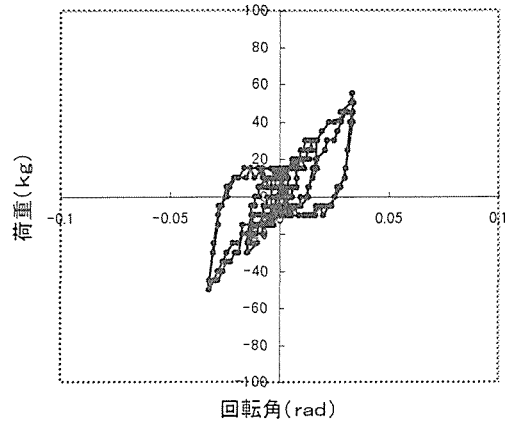
試験体の柱の抜けについて方杖、方杖・添え材、袖壁大壁、真壁仕様について接合プレートで柱の引き抜きが起こった。柱脚部分では変位量が急激に上がっているのが見られる。軸組架構は全ての接合部の変位量が同じなのに対し方杖、方杖・添え材、袖壁大壁、真壁仕様は柱頭に比べ柱脚部分の変位量が大きくことから柱脚部分に掛かる軸力が大きいことが言える。門型大壁仕様、真壁仕様、片袖壁・添え材補強、全面ボード張りの接合部の変位量は小さく全体的に同じぐらいの値であった。これは接合部にホールダウン金物を取り付けていることが影響していると考えられ、ホールダウン金物を接合部に用いることが軸力に対し効果があると言える。

門型大壁仕様の柱脚 c、d の変位量が急激に高くなっているのは、大変形時、面材が変位計に当たっていたため変位計を取り外したことによるものである。

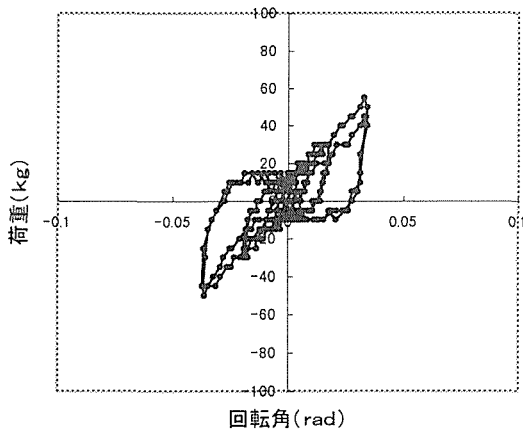
type1 軸組(柱の回転角、変位計6,7)  
[柱頭a]



type1 軸組(柱の回転角、変位計8,9)  
[柱頭b]



type1 軸組(柱の回転角、変位計10,11)  
[柱脚c]



type1 軸組(柱の回転角、変位計12,13)  
[柱脚d]

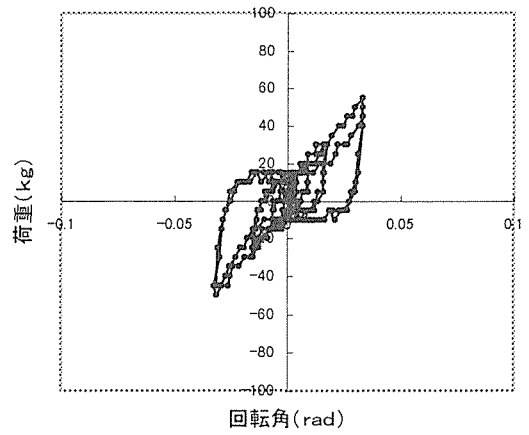
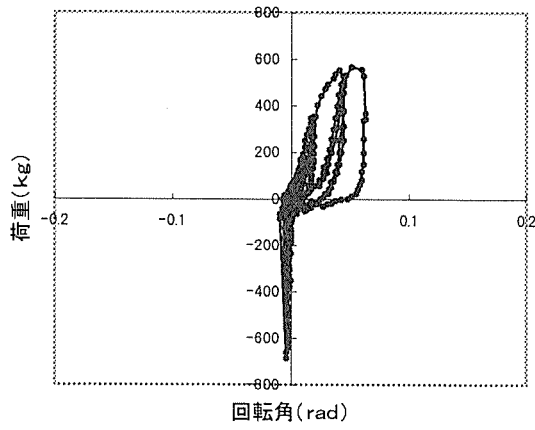
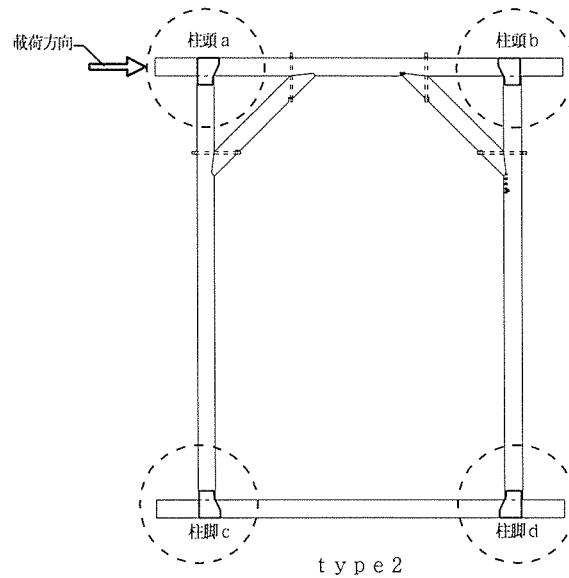
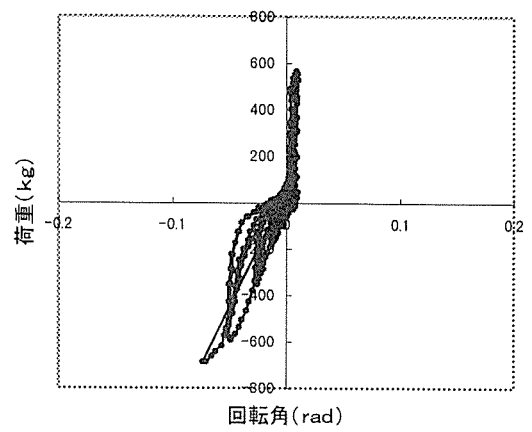


図6-20 柱の回転角

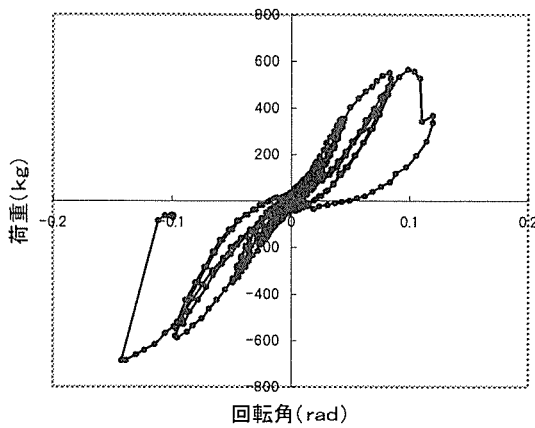
type2 方杖補強(柱の回転角、変位計6,7)  
[柱頭a]



type2 方杖補強(柱の回転角、変位計8,9)  
[柱頭b]



type2 方杖補強(柱の回転角、変位計10,11)  
[柱脚c]



type2 方杖補強(柱の回転角、変位計12,13)  
[柱脚d]

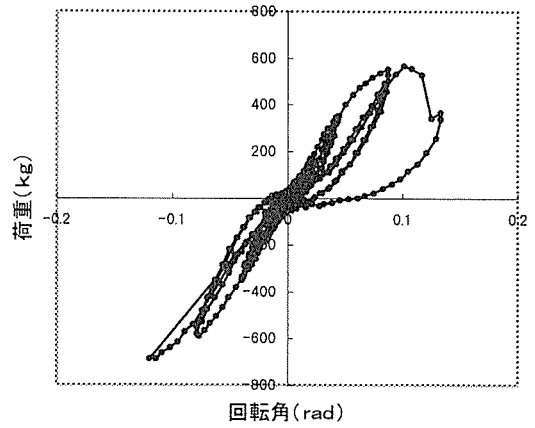
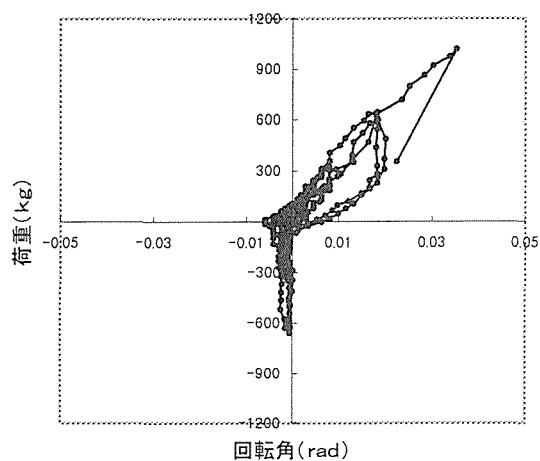
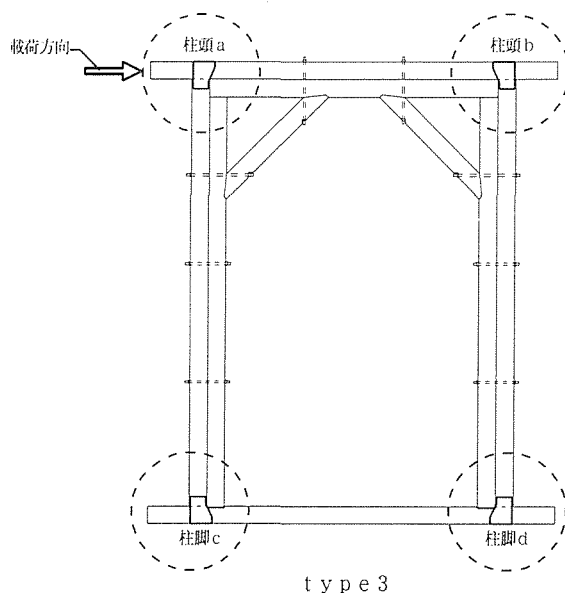
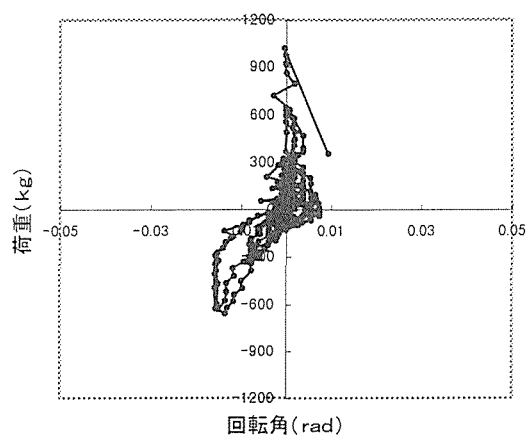


図6-21 柱の回転角

type3 方杖、添え柱補強(柱の回転角、変位計6,7)  
[柱頭a]

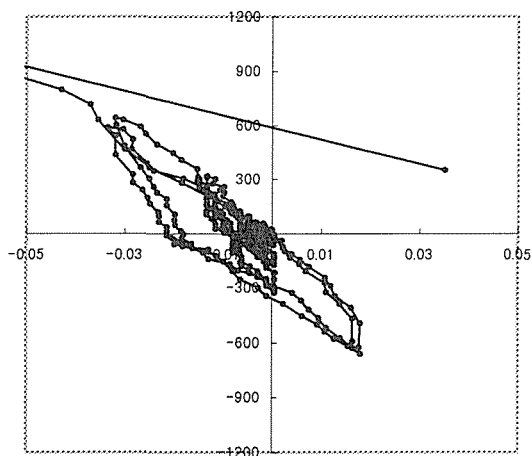


type3 方杖、添え柱補強(柱の回転角、変位計  
8,9)  
[柱頭b]



type 3

type3 方杖、添え柱補強  
(柱の回転角、変位計10,11)[柱脚c]



type3 方杖、添え柱補強  
(柱の回転角、変位計12,13)[柱脚d]

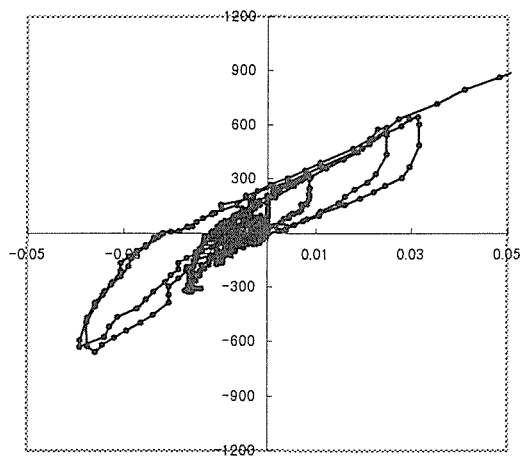
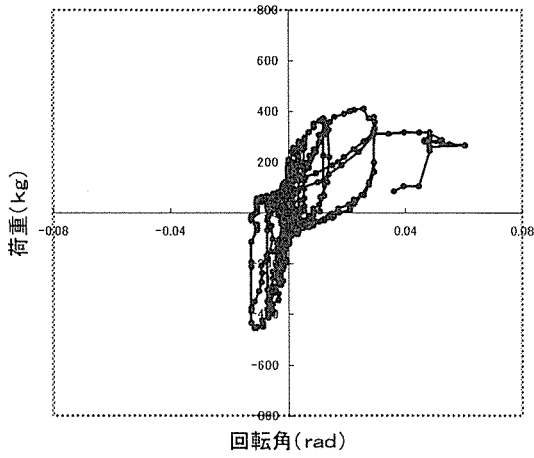


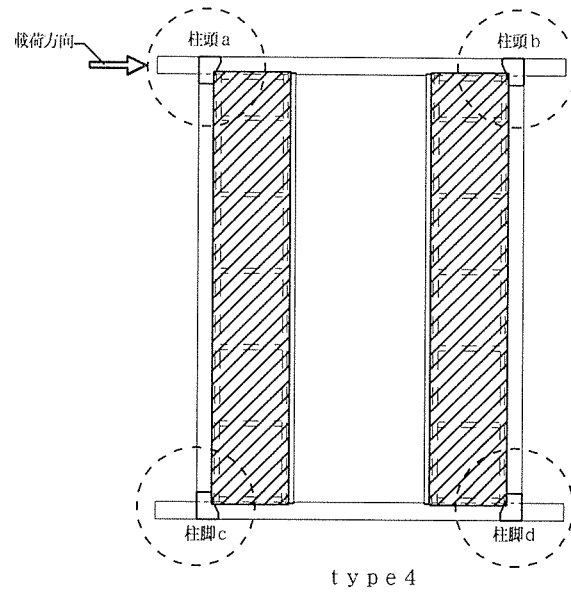
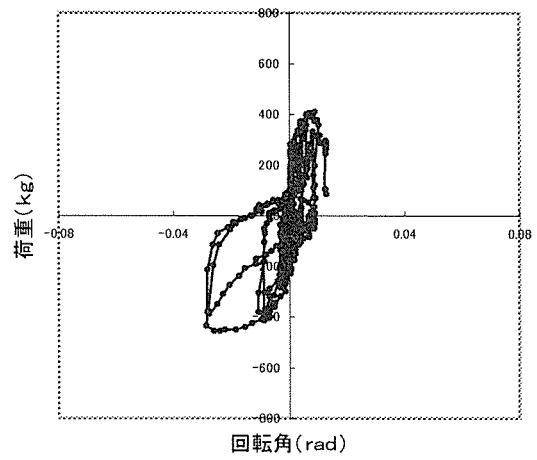
図6-22 柱の回転角



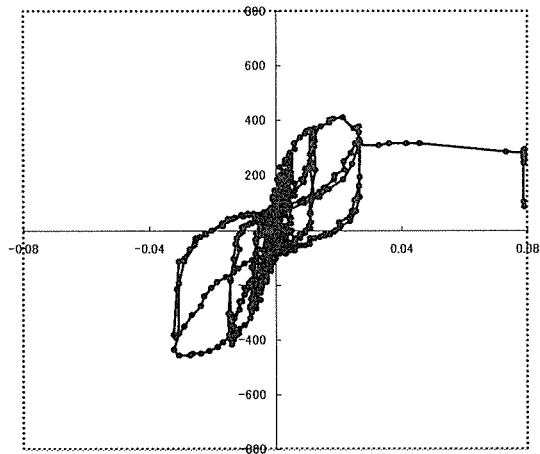
type4 袖壁補強(大壁) 柱の回転角、変位計6,7  
[柱頭a]



type4 袖壁補強(大壁) 柱の回転角 変位計8,9  
[柱頭b]



type4 袖壁補強(大壁) 柱の回転角 変位計10,11  
[柱脚c]



type4 袖壁補強(大壁) 柱の回転角 変位計12,13  
[柱脚d]

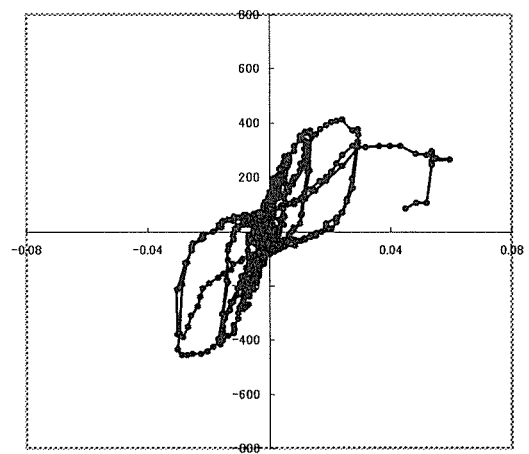
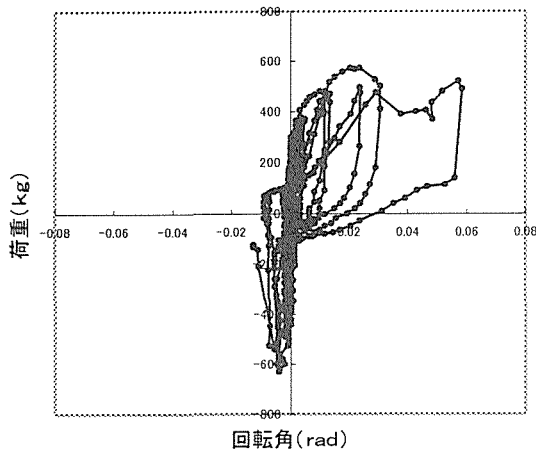
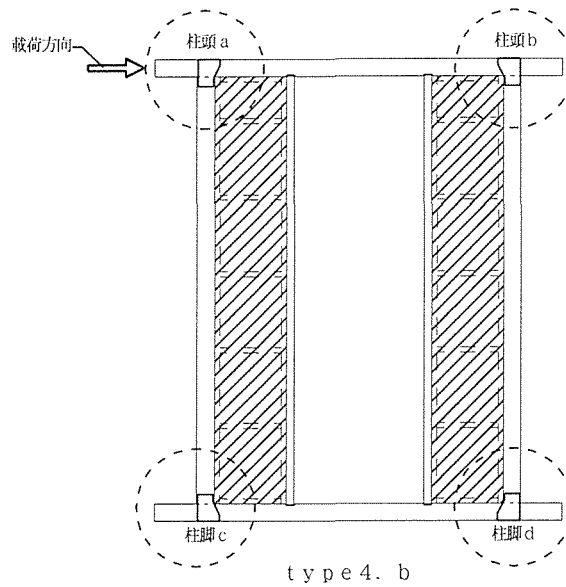
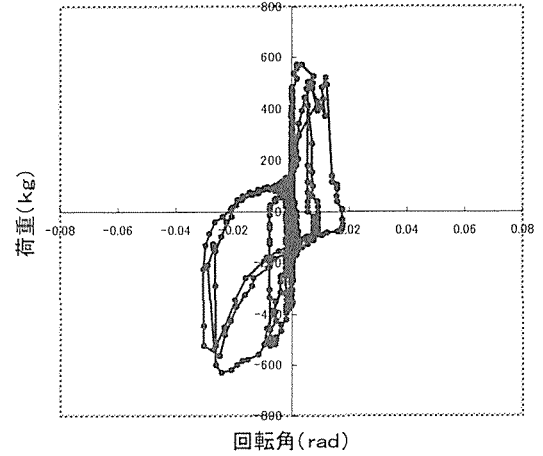


図6-23 柱の回転角

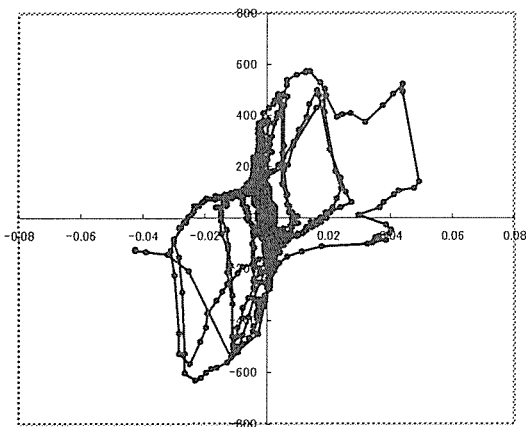
type4.b 袖壁補強(真壁)柱の回転角,変位計6,7  
[柱頭a]



type4.b 袖壁補強(真壁)柱の回転角,変位計8,9  
[柱頭b]



type4.b 袖壁補強(真壁)柱の回転角,変位計  
10,11  
[柱頭c]



type4.b 袖壁補強(真壁)柱の回転角,変位計  
12,13  
[柱頭d]

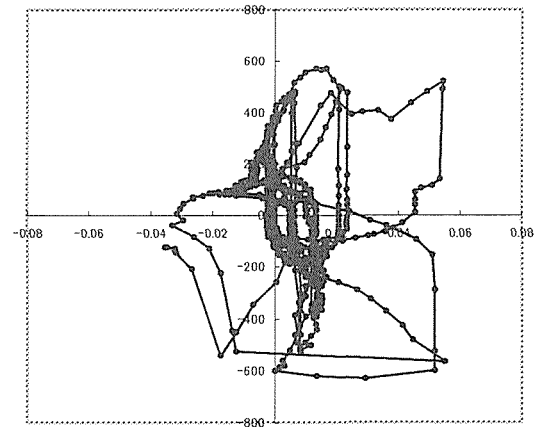
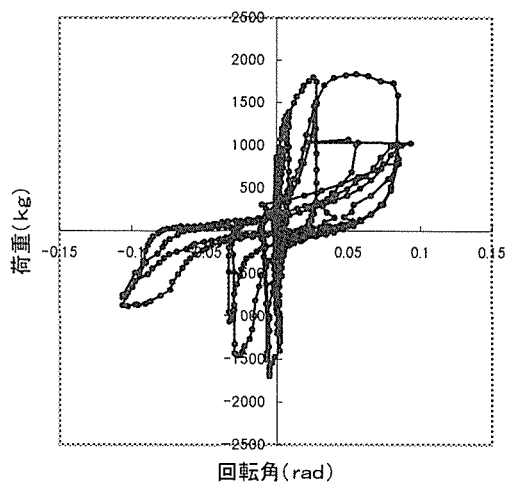
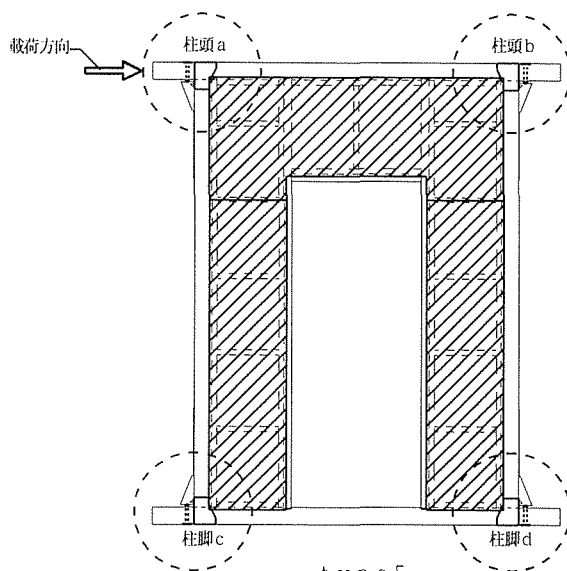
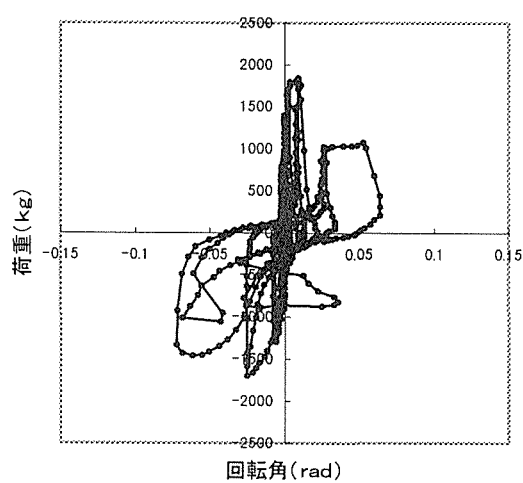


図6-24 柱の回転角

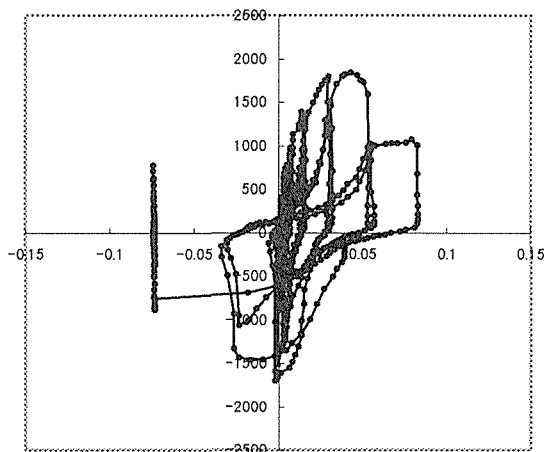
type5 門型補強(大壁) 柱の回転角、変位計6,7  
[柱頭a]



type5 門型補強(大壁) 柱の回転角、変位計8,9  
[柱頭b]



type5 門型補強(大壁) 柱の回転角、変位計10,11  
[柱脚c]



type5 門型補強(大壁) 柱の回転角、変位計  
12,13  
[柱脚d]

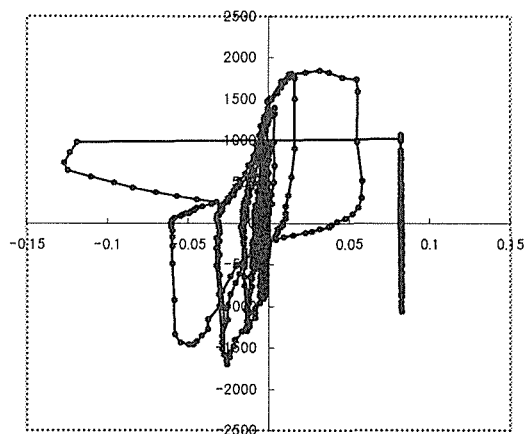
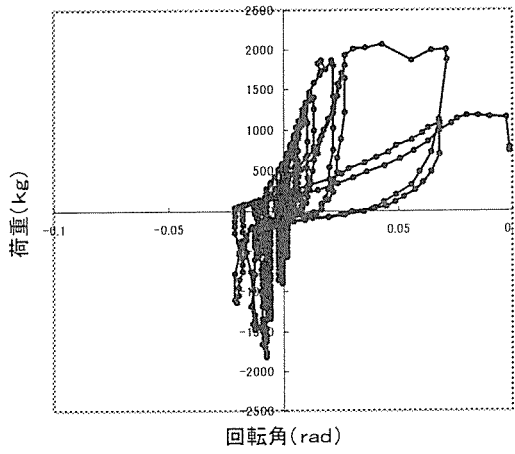
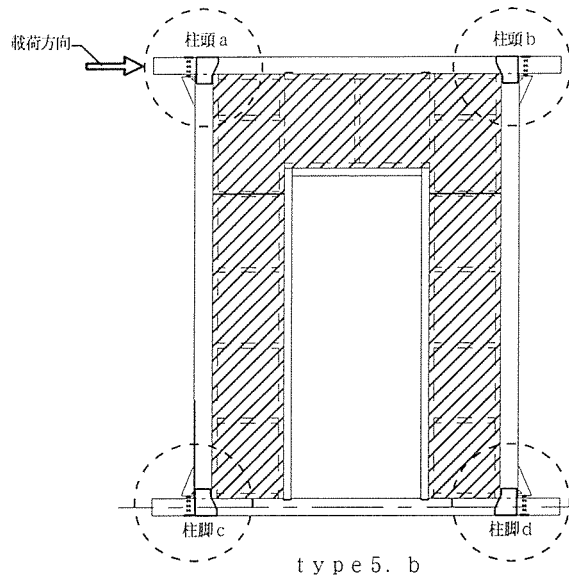
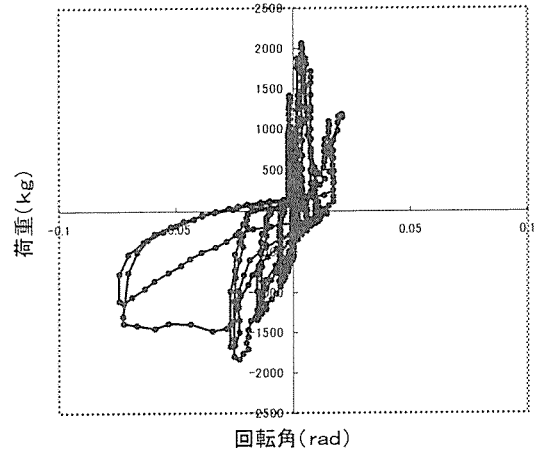


図6-25 柱の回転角

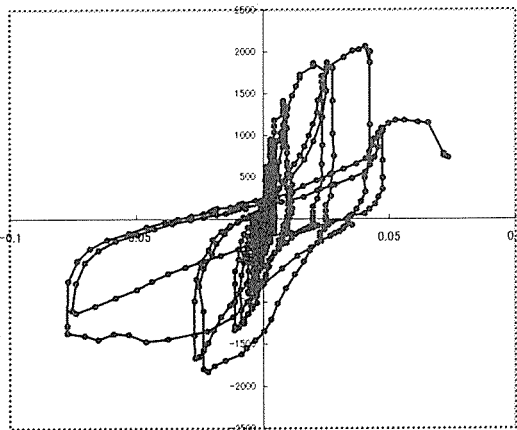
type5.b 門型補強(真壁) 柱の回転角、変位計6.7  
[柱頭a]



type5.b 門型補強(真壁) 柱の回転角、変位計8.9  
[柱頭b]



type5.b 門型補強(真壁) 柱の回転角、変位計  
10,11  
[柱脚d]



type5.b 門型補強(真壁) 柱の回転角、変位計  
12,13  
[柱脚c]

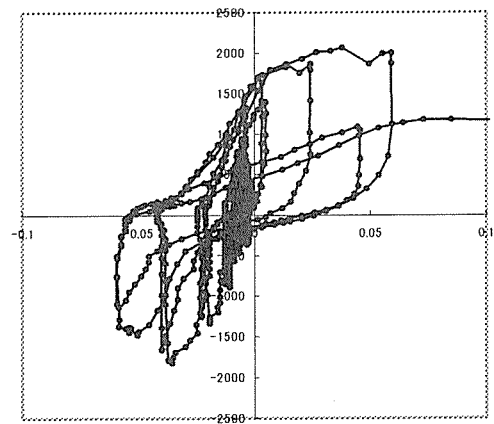
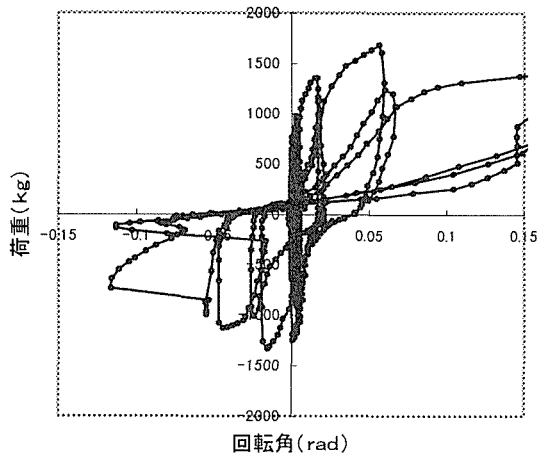
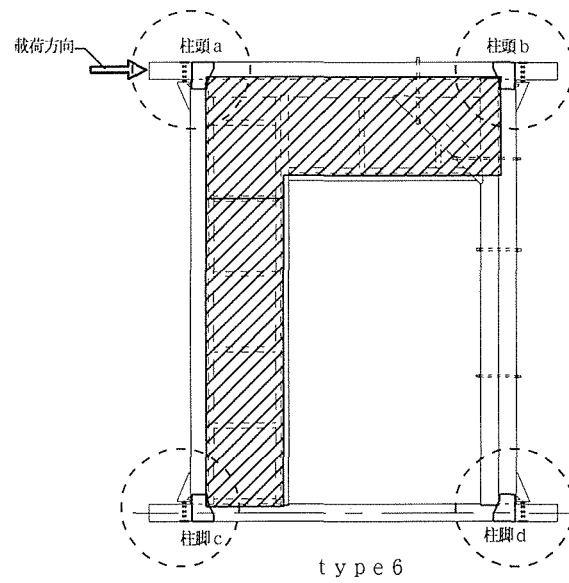
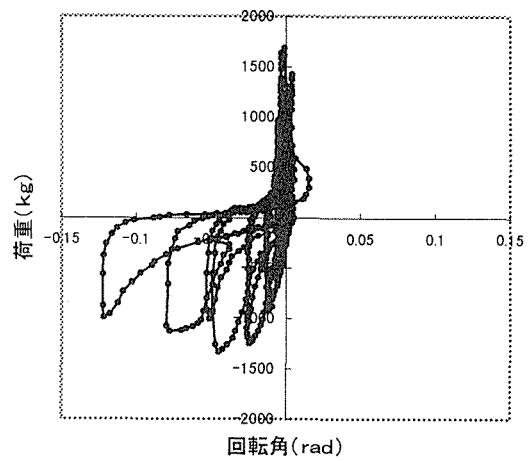


図6-26 柱の回転角

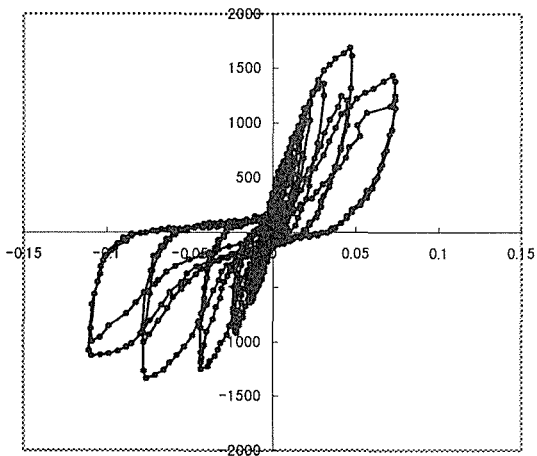
type6 片袖壁、添え柱補強  
(柱の回転角、変位計6,7)[柱頭a]



type6 片袖壁、添え柱補強  
(柱の回転角、変位計8,9)[柱頭b]



type6 片袖壁、添え柱補強  
(柱の回転角、変位計10,11)[柱脚c]



type6 片袖壁、添え柱補強  
(柱の回転角、変位計12,13)[柱脚d]

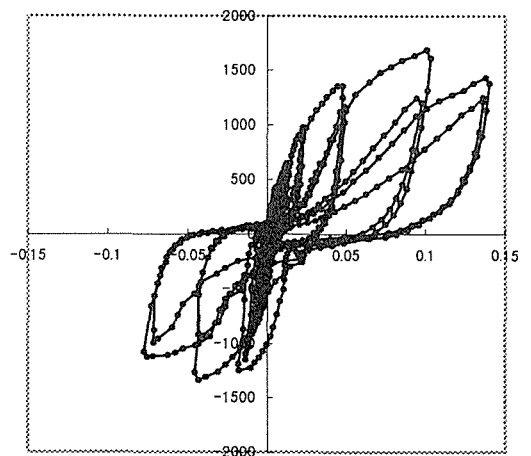
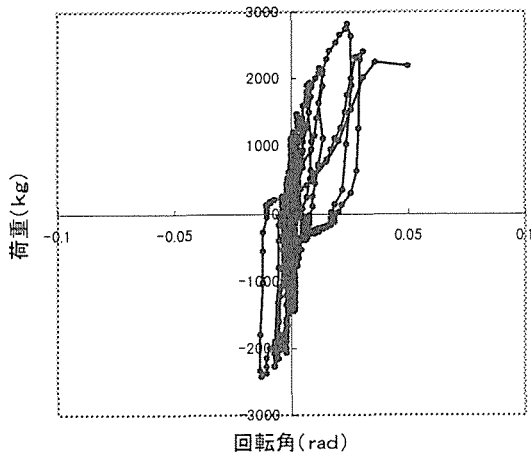
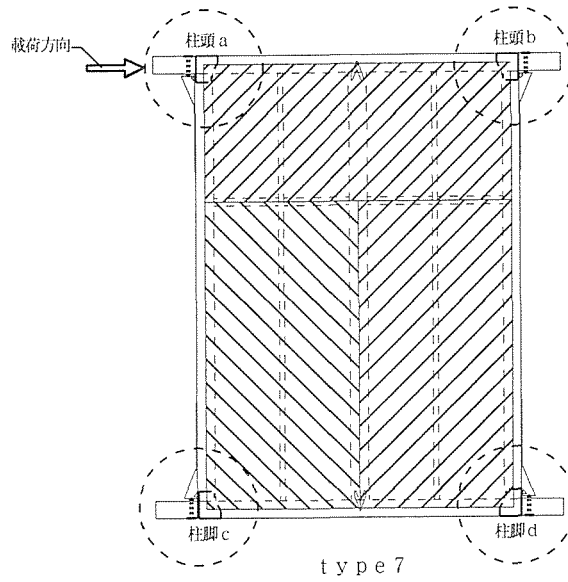
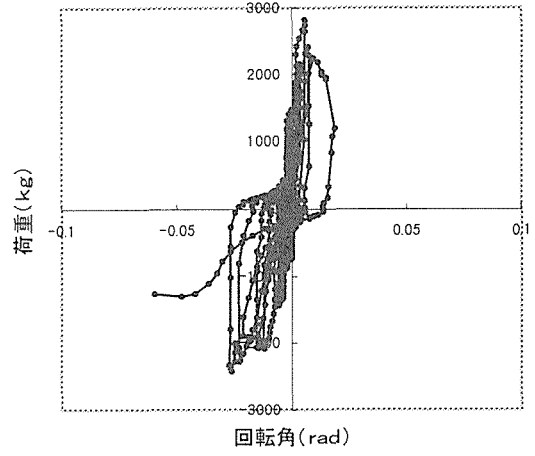


図6-27 柱の回転角

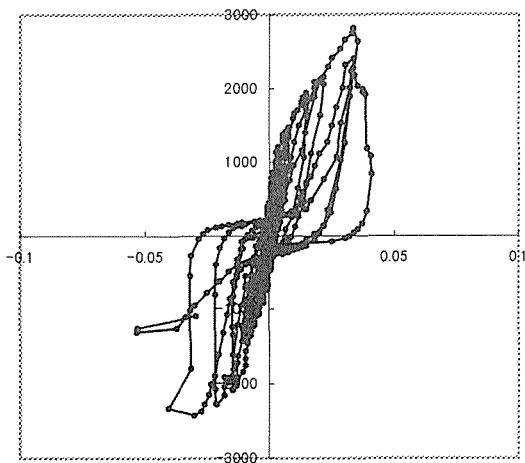
type7 全面ボート張り (柱の回転角 変位計6.7)  
[柱頭a]



type7 全面ボート張り (柱の回転角 変位計8.9)  
[柱頭b]



type7 全面ボート張り (柱の回転角 変位計  
10.11)  
[柱脚c]



type7 全面ボート張り (柱の回転角 変位計  
12.13)  
[柱脚d]

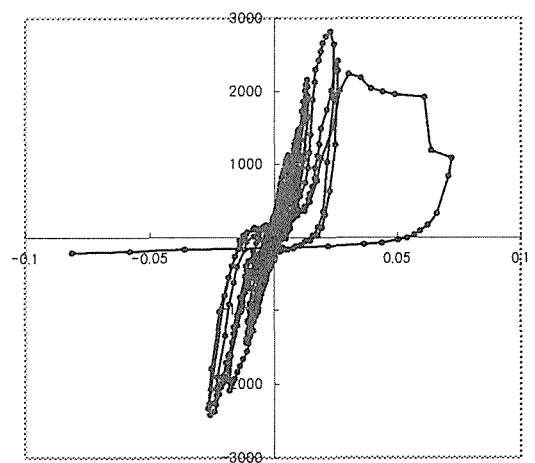
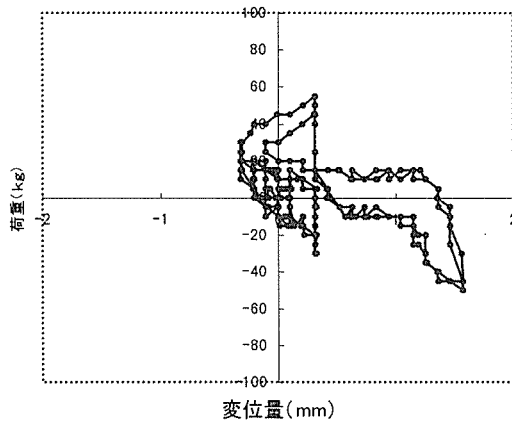
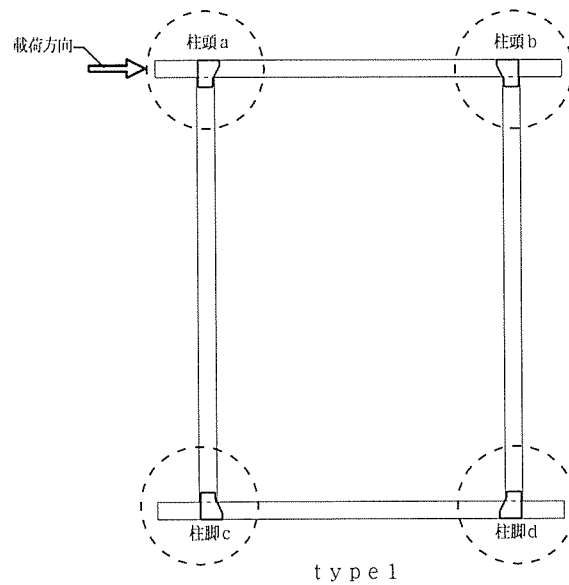
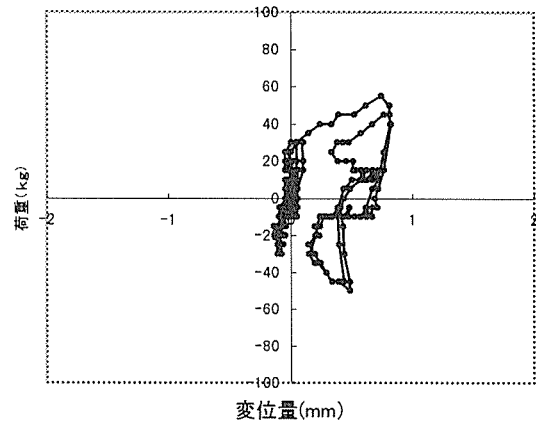


図6-28 柱の回転角

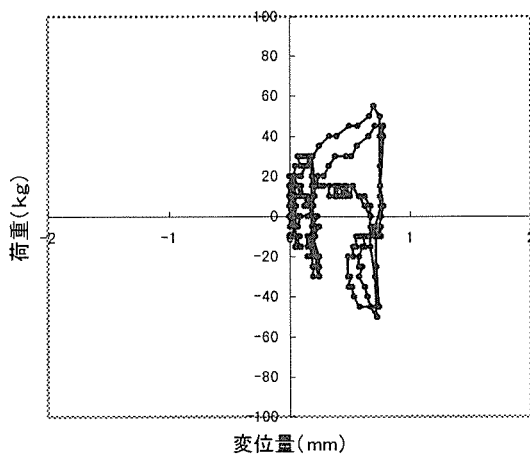
type 1 軸組(柱の抜け、変位計6,7)  
[柱頭a]



type 1 軸組(柱の抜け、変位計8,9)  
[柱頭b]



type 1 軸組(柱の抜け、変位計10,11)  
[柱頭c]



type 1 軸組(柱の抜け、変位計12,13)  
[柱頭d]

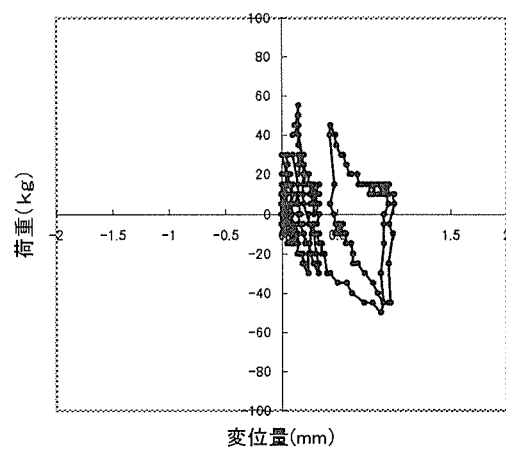
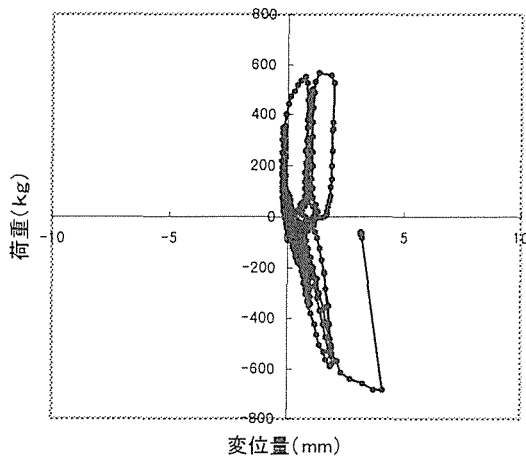
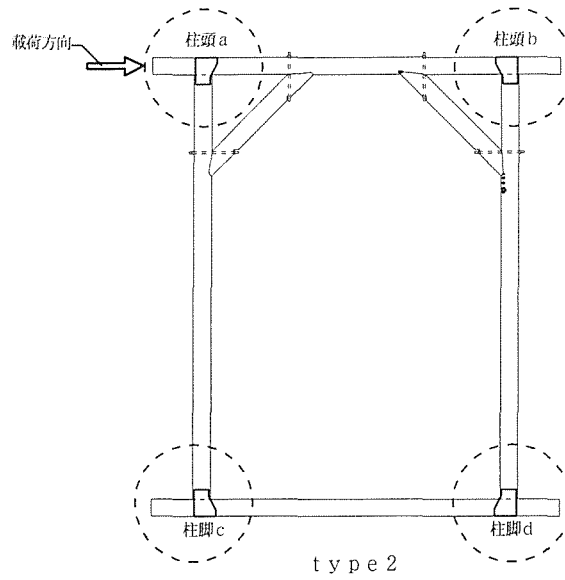
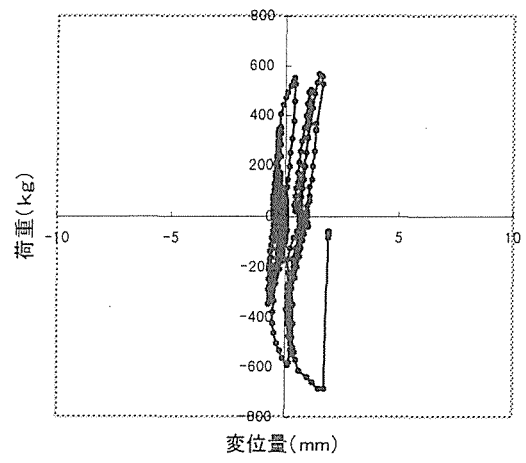


図6-29 柱の抜け

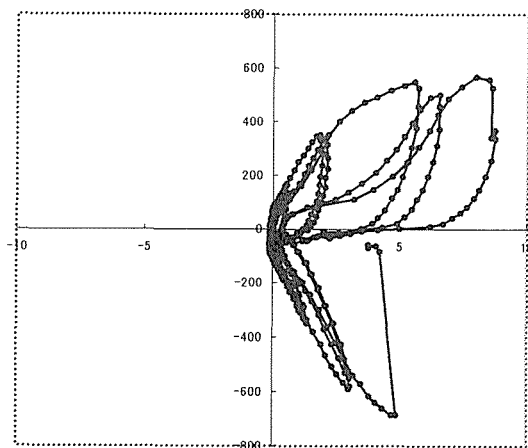
type2 方杖補強(柱の抜け、変位計6,7)  
[柱頭a]



type2 方杖補強(柱の抜け、変位計8,9)  
[柱頭b]



type2 方杖補強(柱の抜け、変位計10,11)  
[柱脚c]



type2 方杖補強(柱の抜け、変位計12,13)  
[柱脚d]

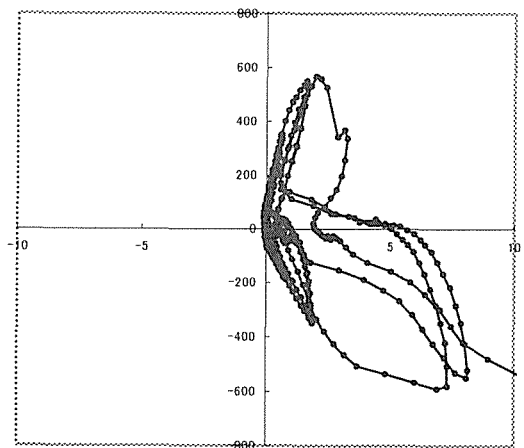
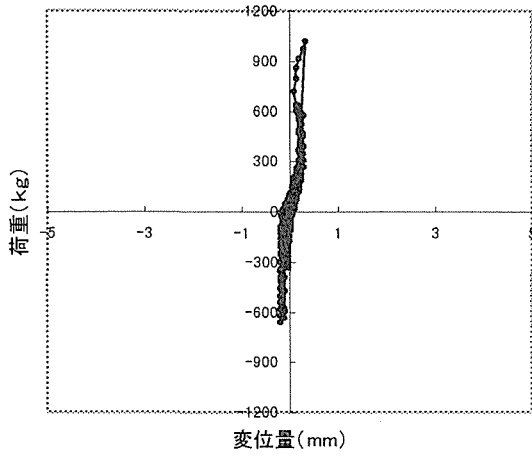


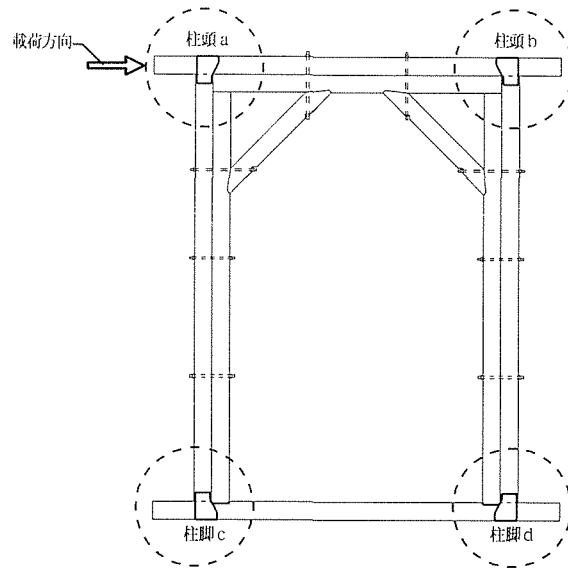
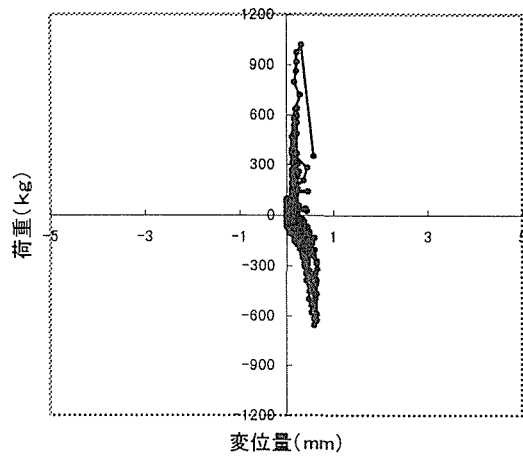
図6-30 柱の抜け



type3 方杖、添え柱補強(柱の抜け、変位計6,7)  
 【柱頭a】

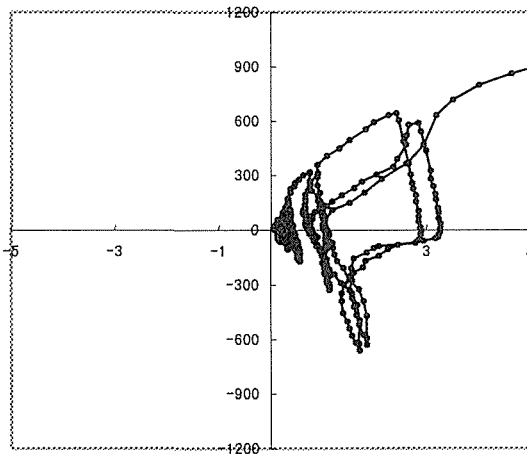


type2 方杖、添え柱補強(柱の抜け、変位計8,9)  
 【柱頭b】



type 3

type3 方杖、添え柱補強(柱の抜け、変位計10,11)  
 【柱脚c】



type3 方杖、添え柱補強(柱の抜け、変位計  
 12,13)  
 【柱脚d】

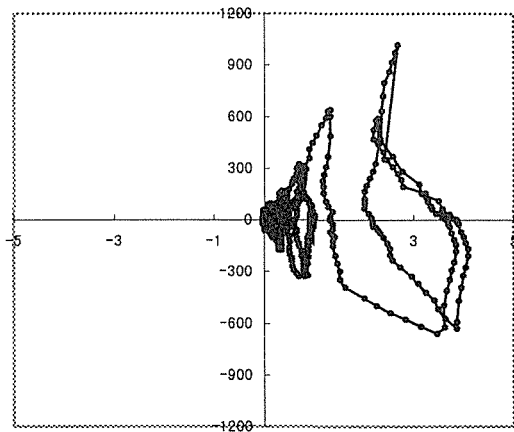
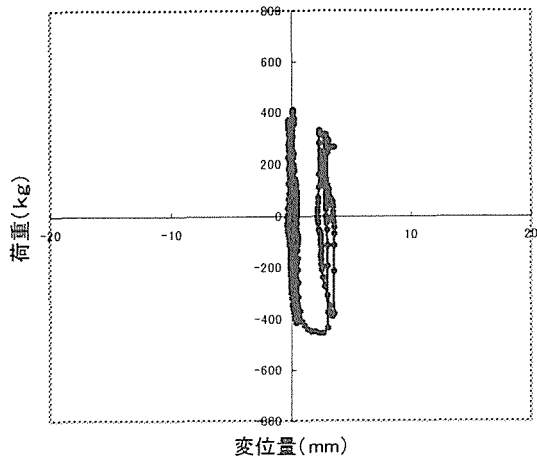
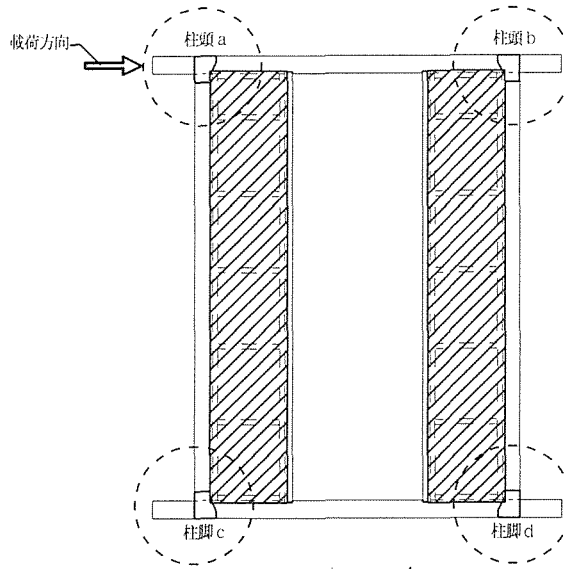
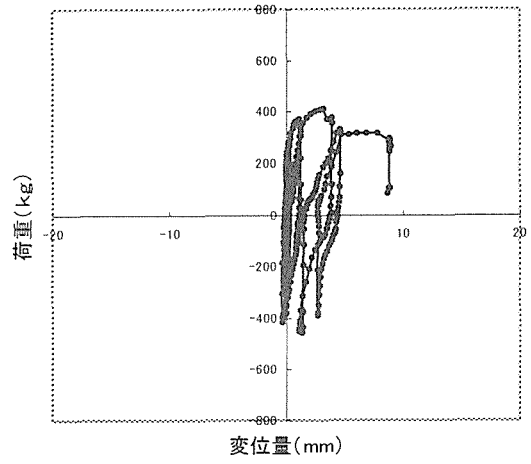


図6-31 柱の抜け

type4 袖壁補強(大壁) 柱の抜け 変位計6.7  
[柱頭a]

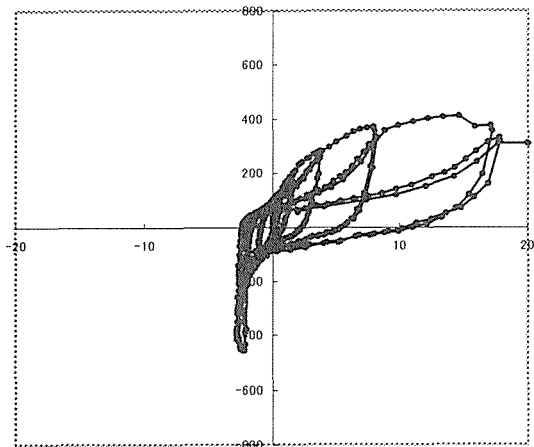


type4 袖壁補強(大壁) 柱の抜け 変位計8.9  
[柱頭b]



type 4

type4 袖壁補強(大壁) 柱の抜け 変位計10.11  
[柱脚c]



type4 袖壁補強(大壁) 柱の抜け 変位計12.13  
[柱脚d]

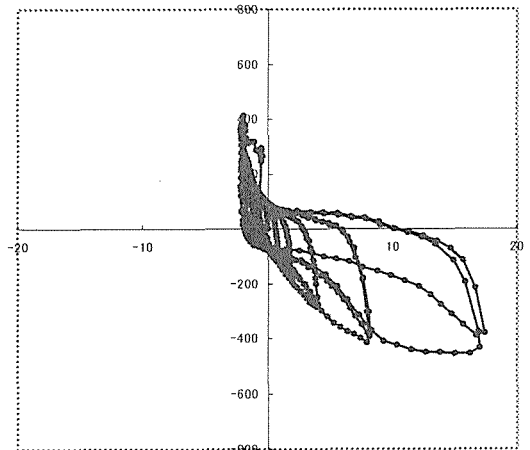
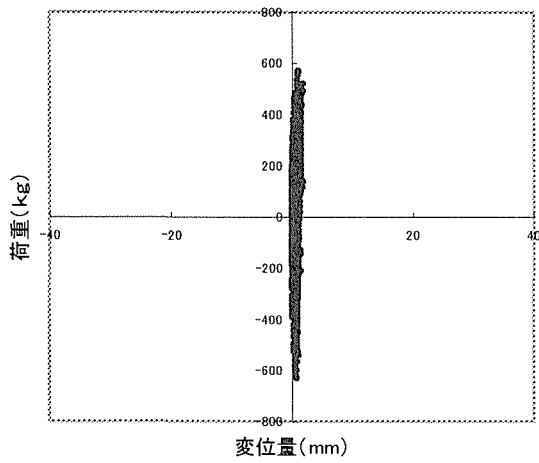
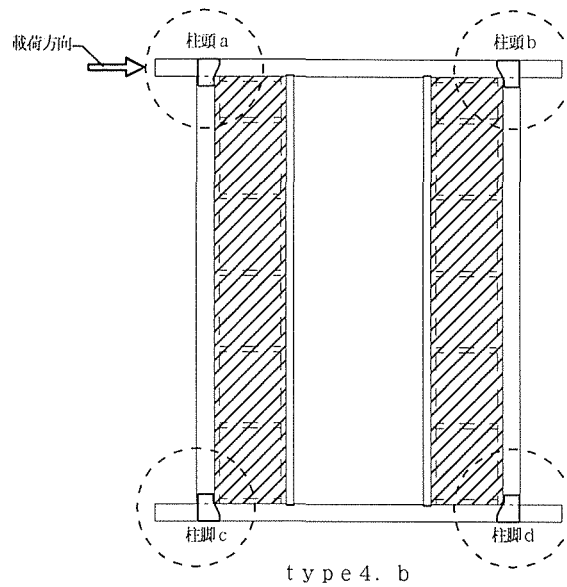
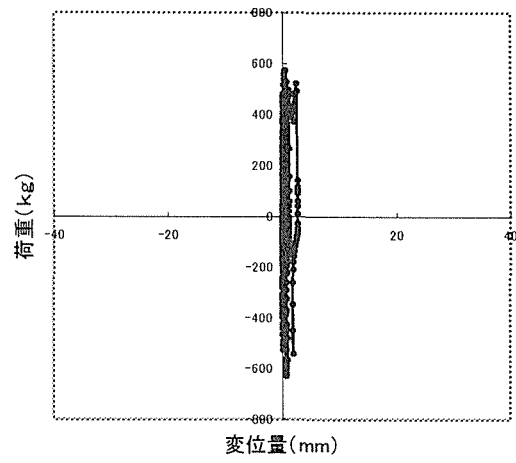


図6-32 柱の抜け

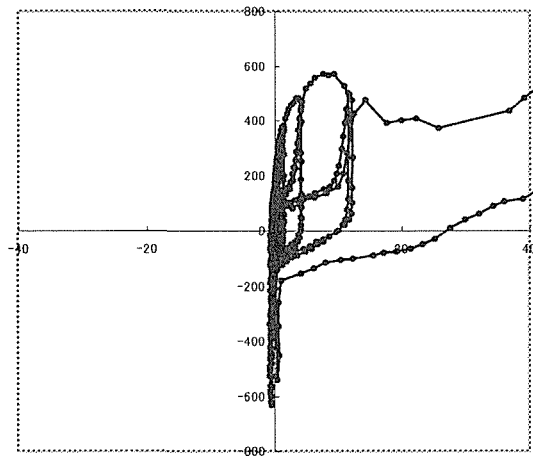
type4.b 袖壁補強(真壁) 柱の抜け, 変位計6.7  
[柱頭a]



type4.b 袖壁補強(真壁) 柱の抜け, 変位計8.9  
[柱頭b]



type4.b 袖壁補強(真壁) 柱の抜け, 変位計10.11  
[柱脚c]



type4.b 袖壁補強(真壁) 柱の抜け, 変位計12.13  
[柱脚d]

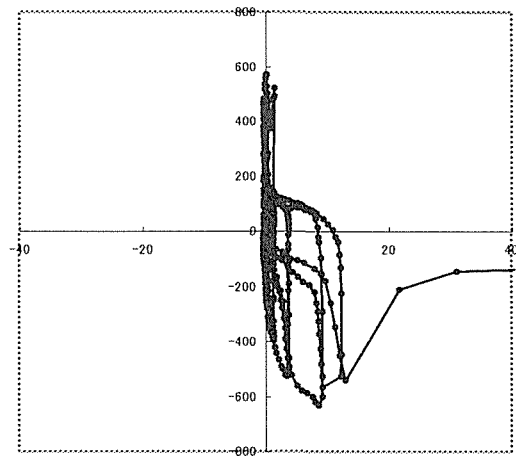
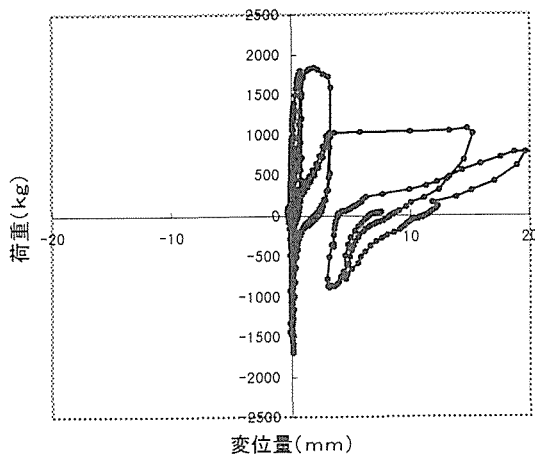
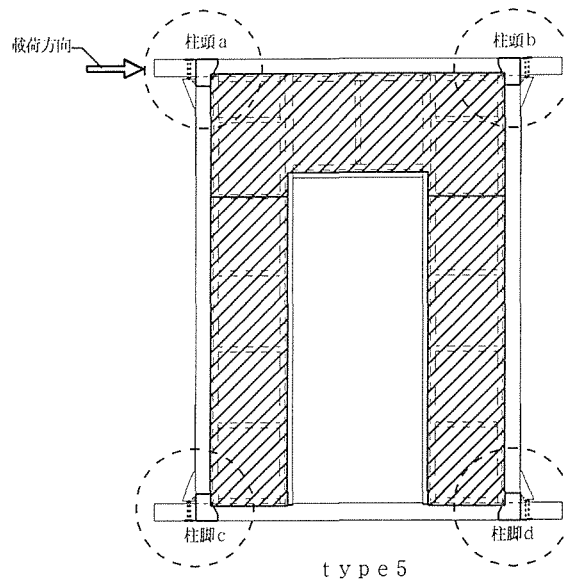
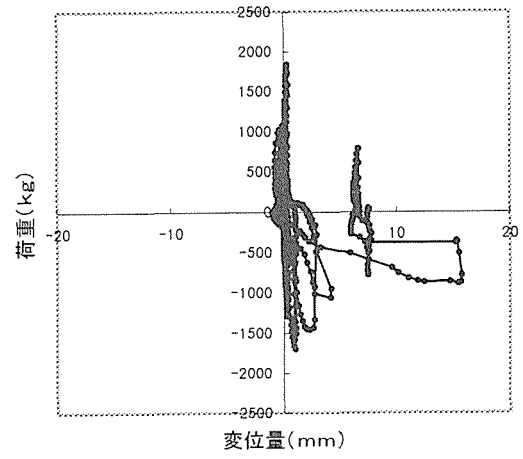


図6-33 柱の抜け

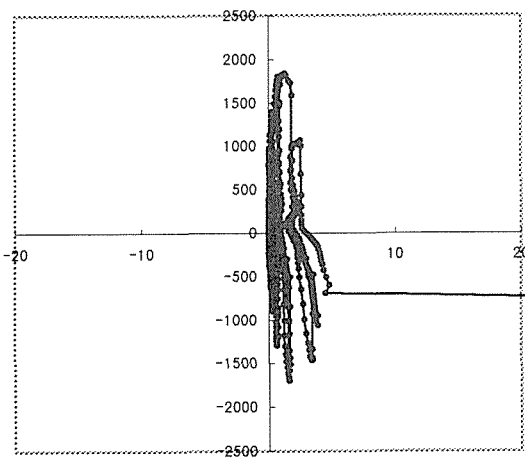
type5 門型補強(大壁) 柱の抜け、変位計6.7  
[柱頭a]



type5 門型補強(大壁) 柱の抜け、変位計8.9  
[柱頭b]



type5 門型補強(大壁) 柱の抜け、変位計10.11  
[柱脚c]



type5 門型補強(大壁) 柱の抜け、変位計12.13  
[柱脚d]

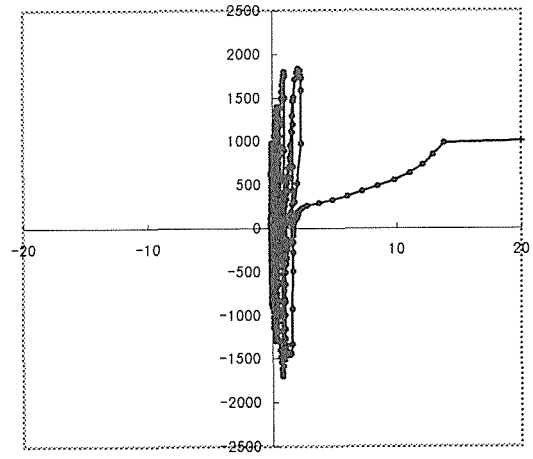
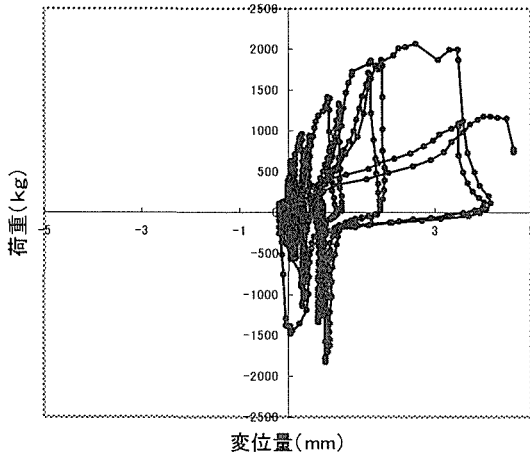
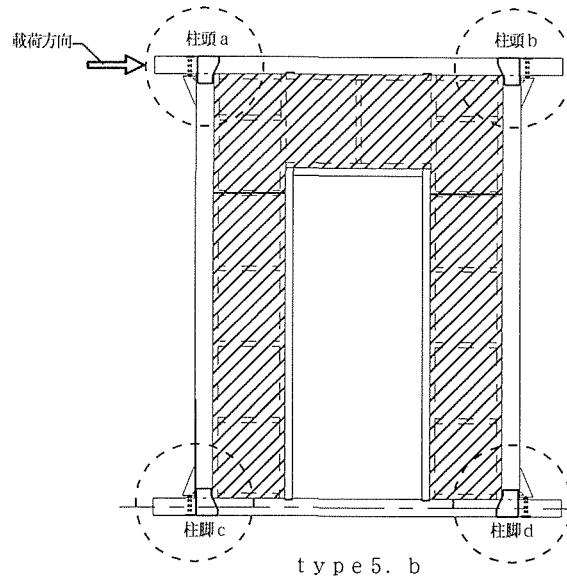
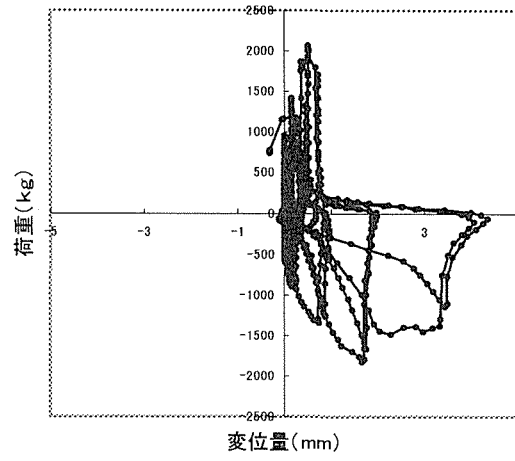


図6-34 柱の抜け

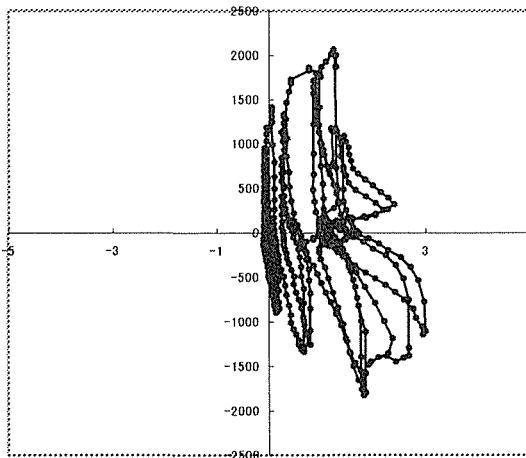
type5.b 門型補強(真壁) 柱の抜け、変位計6,7  
[柱頭a]



type5.b 門型補強(真壁) 柱の抜け、変位計8,9  
[柱頭b]



type5.b 門型補強(真壁) 柱の抜け、変位計10,11  
[柱脚c]



type5.b 門型補強(真壁) 柱の抜け、変位計  
12,13  
[柱脚d]

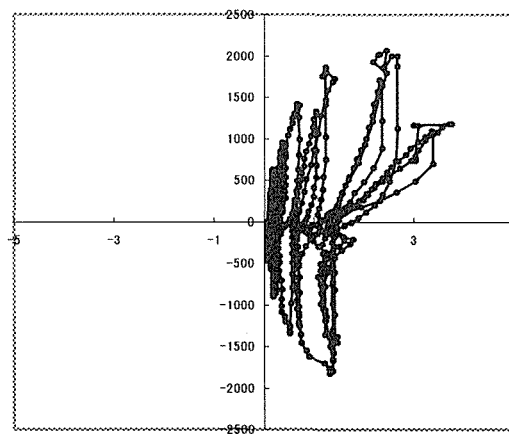
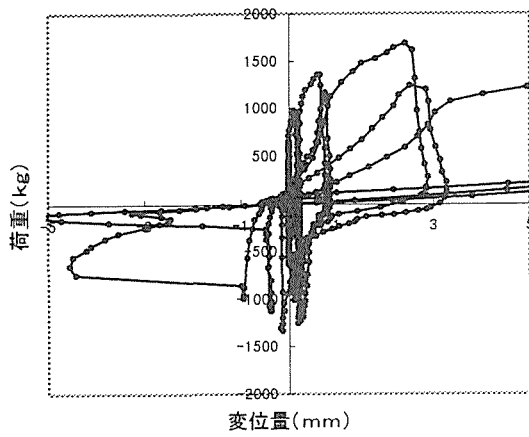
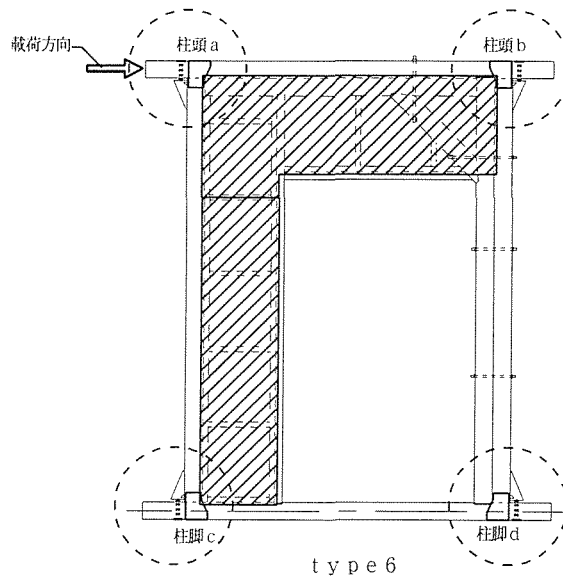
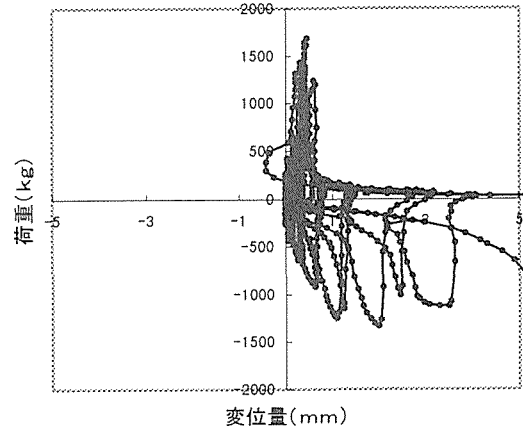


図6-35 柱の抜け

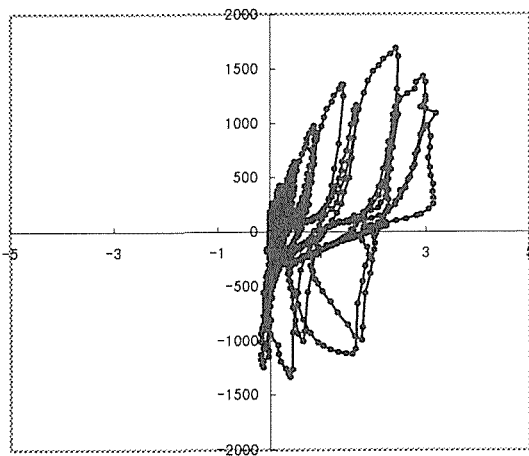
type6 片袖壁、添え柱補強 (柱の抜け、変位計  
6,7) [柱頭a]



type6 片袖壁、添え柱補強 (柱の抜け、変位計  
8,9) [柱頭b]



type6 片袖壁、添え柱補強  
(柱の抜け、変位計10,11)[柱脚c]



type6 片袖壁、添え柱補強  
(柱の抜け、変位計12,13)[柱脚d]

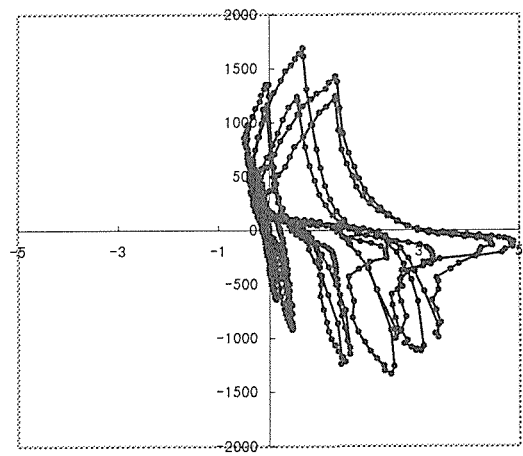
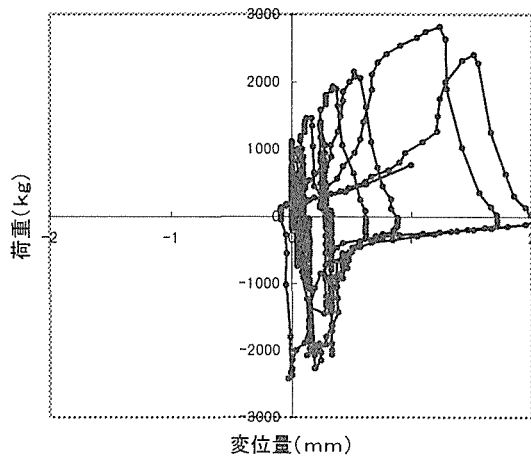
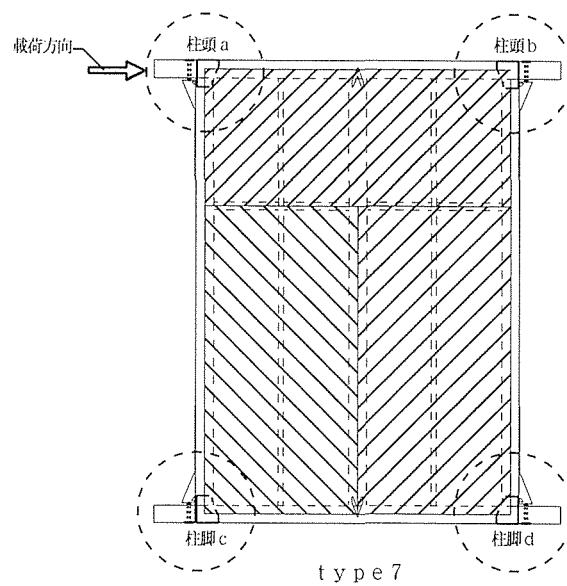
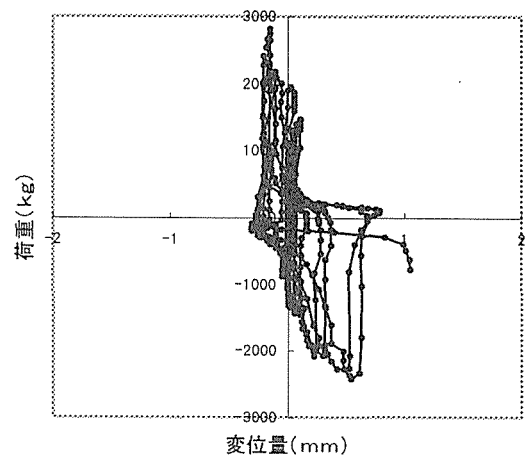


図6-36 柱の抜け

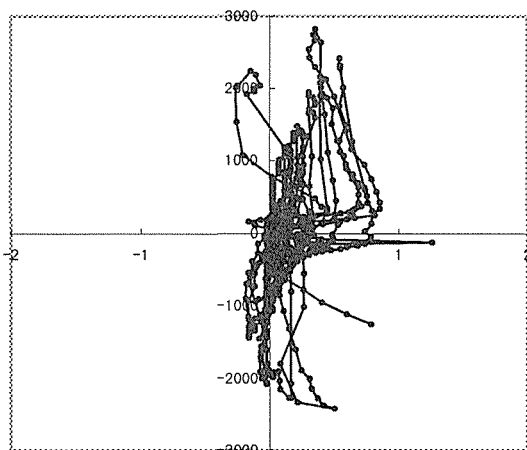
type7 全面ボート張り（柱の抜け 変位計6.7）  
 【柱頭a】



type7 全面ボート張り（柱の抜け 変位計8.9）  
 【柱頭b】



type7 全面ボート張り（柱の抜け 変位計10.11）  
 【柱脚c】



type7 全面ボート張り（柱の抜け 変位計12.13）  
 【柱脚d】

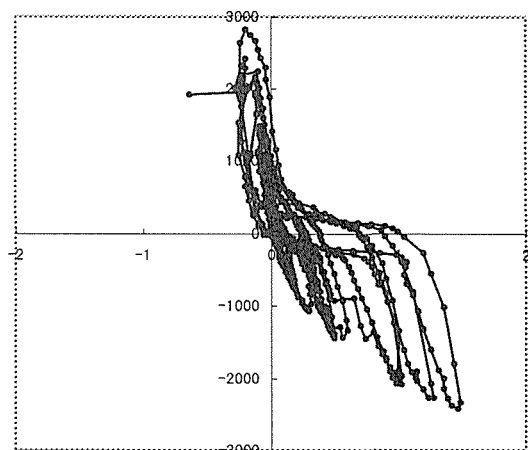


図6-37 柱の抜け

### 3.3 破壊状況

軸組試験体（タイプ1）：層間変位角 $\pm 1/480\text{rad}$ ～ $\pm 1/30\text{rad}$ を通して、割れや筋かいプレート金物に目に見える損傷はなく、破壊する音なども特に起こらなかった。

方杖補強試験体（タイプ2）：破壊状況を写真 6-7～10 に示す。正負繰り返し载荷によって変位が大きくなるにつれ頻繁に音が鳴り出し、 $1/15\text{rad}$ 時、柱に縦割れが生じた。アクチュエータによる正側载荷 $+1/10\text{rad}$ の時、方杖と柱の接合部で柱が折れ、曲げ破壊した。続いて負側 $-1/10\text{rad}$ の時、折れた方の柱の柱脚部分で筋かいプレート部の釘の抜けまたは釘頭の切断によって、接合金物がはずれ柱が引き抜けて破壊が起こった。

方杖・添え柱補強試験体（タイプ3）：破壊状況を写真 6-11～14 に示す。正負繰り返し载荷によって変位が大きくなるに伴って方杖部のずれるきしみ音が鳴り出した。 $+1/15\text{rad}$ 時、柱脚の抜けにより破壊が起こった。柱脚部には、筋かいプレート金物が両面に取り付けられていたが釘の抜けや釘頭の切断により破壊に至った。

袖壁補強・大壁仕様試験体（タイプ4）：破壊状況を写真 6-15～18 に示す。 $+1/15\text{rad}$ の押し途中で柱、梁、土台の合板の釘打ち部で割裂きにより合板がはずれ始め、間柱の抜けが顕著になりかけた時、柱脚部の抜けにより破壊が起こった。片面に取り付けられた筋かいプレート部の釘の抜けや釘頭の切断により破壊に至った。

袖壁補強・真壁仕様試験体（タイプ4b）：破壊状況を写真 6-19～22 に示す。変位が $\pm 1/60\text{rad}$ あたりで間柱の上下で抜けが目立ち始め、柱脚部では、筋かいプレートの釘が抜け始めていた。 $+1/30\text{rad}$ で間柱上部がはずれた。 $1/15\text{rad}$ 時、柱脚部両面に取り付けた筋かいプレートの釘抜けまたは釘頭の切断により柱脚がほとんど抜けそうになり、 $-1/15\text{rad}$ の時、それと反対側の柱脚部で釘抜けまたは釘頭の切断により柱が抜け、破壊した。

門型壁補強・大壁仕様試験体（タイプ5）：破壊状況を写真 6-23～26 に示す。载荷変位 $+1/120\text{rad}$ ぐらいからきしみ音が鳴り始めた。 $\pm 1/60\text{rad}$ で試験体のあちこちでミシミシと音が鳴り出し、合板がずれ始め、隙間ができた。 $\pm 1/30\text{rad}$ 以降、次第に合板の釘打ち部で割裂きが起き、合板がはずれ出した。 $1/15\text{rad}$ 時には合板がほとんど外れ、大きく反り、中の貫きが見えるようになった。しかし最終サイクルに至るまで柱脚部の抜けによる破壊はなく、ホールダウン金物が少し曲がっていた程度で、この時点でも最大耐力の $1/3$ くらいの抵抗力を保持した。

門型壁補強・真壁仕様試験体（タイプ5b）の破壊状況を写真 6-27～30 に示す。初め柱、梁と面材の間に隙間ができ始め、次に合板が圧縮により釘の抜けが起こり $1/15\text{rad}$ 時には、合板がほとんどはずれ中の抜きが見え、柱、間柱によって合板が圧縮され外に大きくそっていた。 $1/10\text{rad}$ 時門型壁補強の開口部の高さあたりで柱が折れて破壊した。この試験体は、柱脚の抜けによる破壊は起こらずホールダウン金物が曲がる程度であった。

片袖壁・添え柱補強試験体（タイプ6）：破壊状況を写真 6-31～34 に示す。 $\pm 1/120\text{rad}$ までは、ほとんど試験体に目立った損傷がなく、 $\pm 1/60\text{rad}$ 時から次第に合板の水平尾継



ぎ目部分でミシミシと音が鳴り出し、方杖受け部に隙間ができ始めた。袖壁側柱に縦割れが見られた。±1/15rad 時には、垂壁、袖壁部で合板の釘打ち部の割裂きや釘の抜けによりほとんどの合板がはずれてきた。1/10rad には、袖壁の合板のずれにより中の貫きが見えるぐらいに破壊した。最終サイクルに至るまで、柱脚部の抜けによる破壊はなく、ホールダウン金物が少し曲がっていた。±1/30rad 以降、復元力特性が非対称な履歴を示すようになったが、最終耐力も最大耐力の 2~3 割程度低下した程度で、耐力劣化の度合いは比較的小さかった。

全面合板張り試験体（タイプ 7）：破壊状況を写真 6-35~36 に示す。±1/240rad 時にミシミシ音が鳴り出し、±1/120rad 時には、時々大きな音が鳴り、合板の継ぎ目に隙間ができ始めた。±1/30rad では合板の梁、柱、土台部分で留められている周囲の釘が抜け合板がはずれ出した。また土台部分の両端を留めていた鋼板がはずれさらにアンカーボルトが伸びてゆるんだ為、載荷を行った際、土台部分で加力方向のずれが生じた。+1/15rad 時に梁中央部分の折損により破壊に至った。この時点で、合板は周囲の釘がほとんど抜け、ほぼはずれている状態であった。

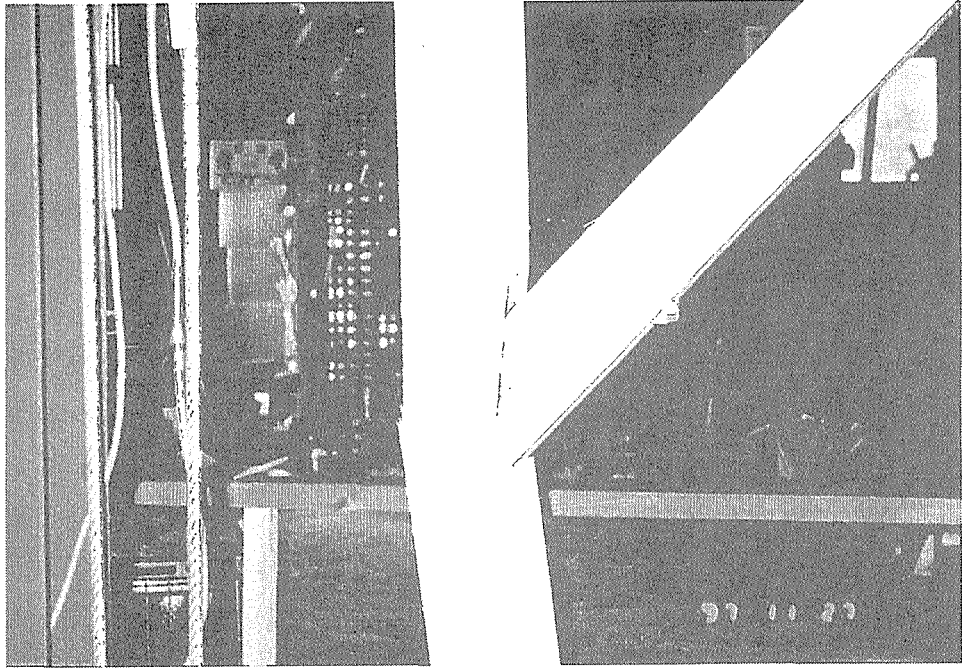


写真 6-7 方杖補強 (1/10rad 時、柱の破壊状況)

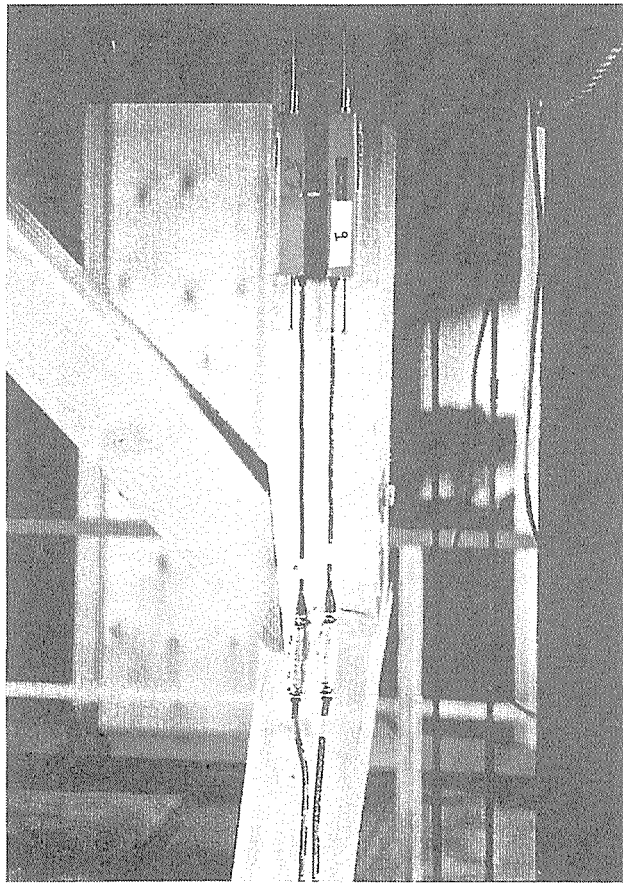


写真 6-8 方杖補強 (1/10rad 時、柱の破壊状況)

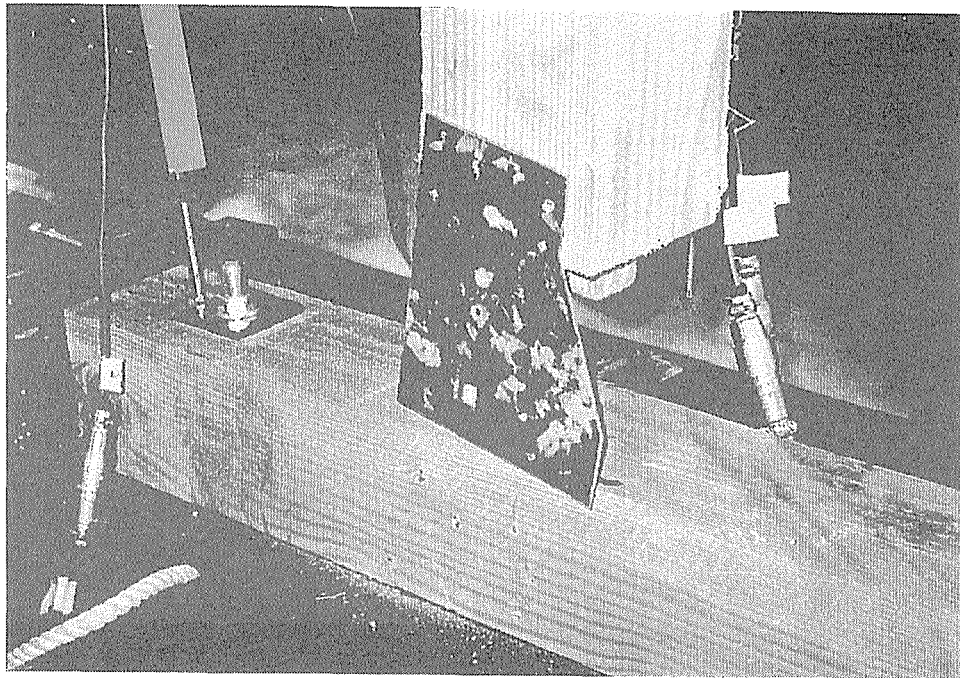


写真 6-9 方杖補強 (1/10rad 時、柱脚の破壊状況)

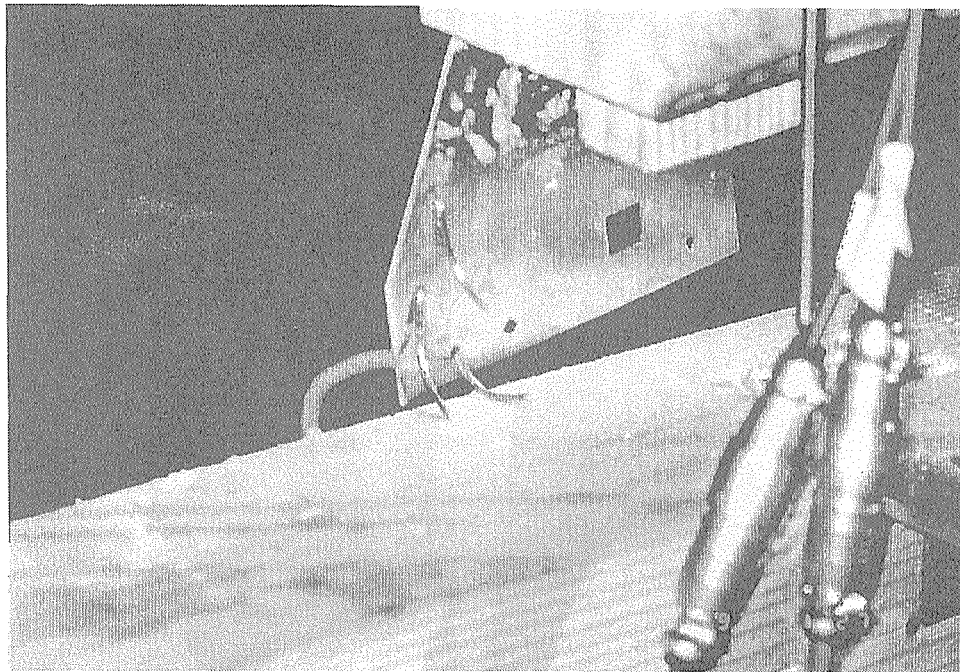


写真 6-10 方杖補強 (1/10rad 時、柱脚の破壊状況)

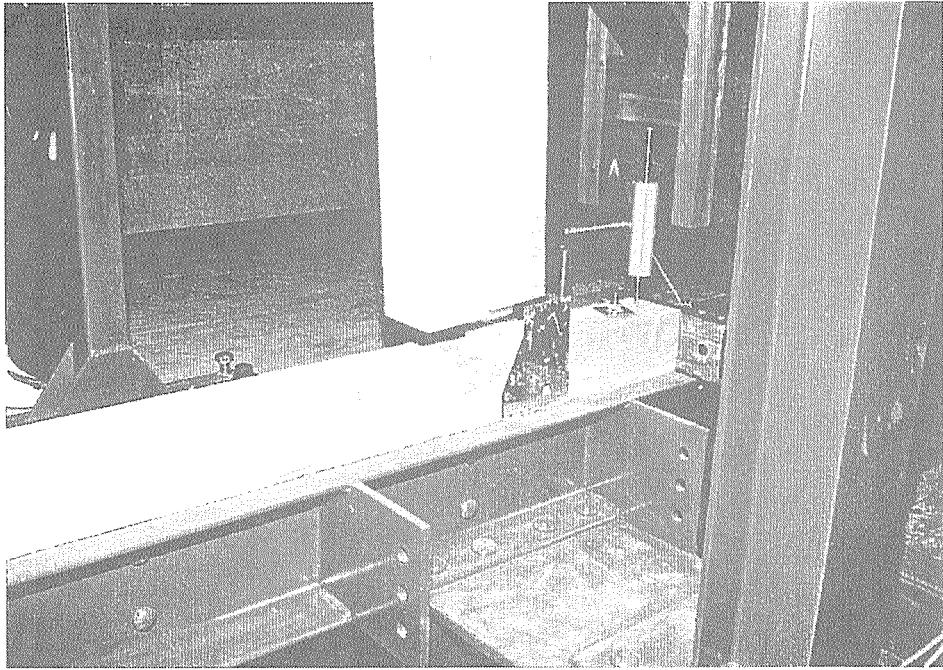


写真 6-11 方杖添え材補強  
(1/15rad 時、柱脚の破壊状況)

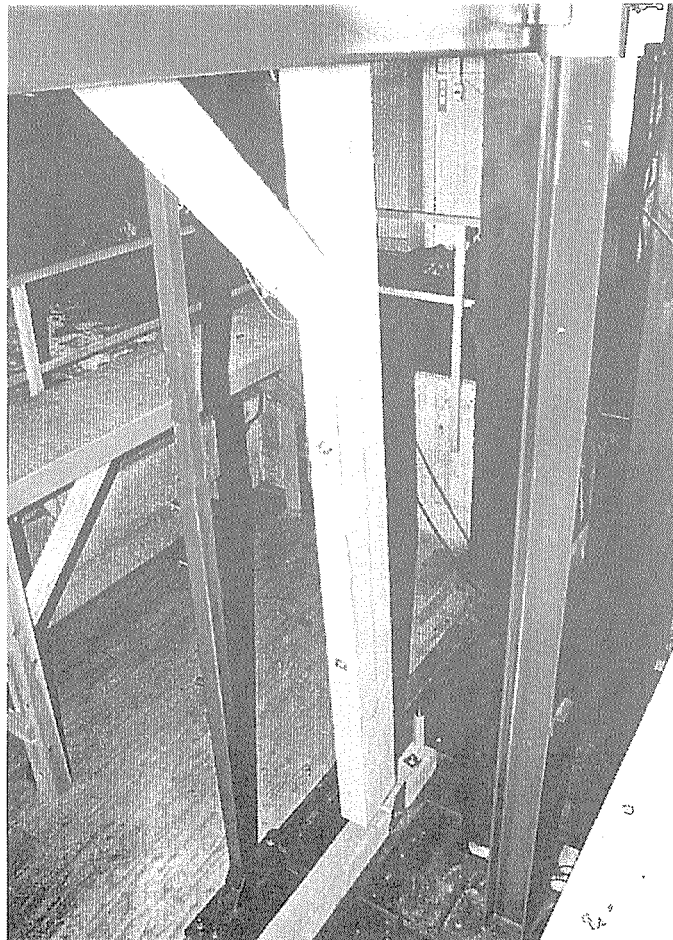


写真 6-12 方杖添え材補強  
(1/15rad 時、柱脚の破壊状況)

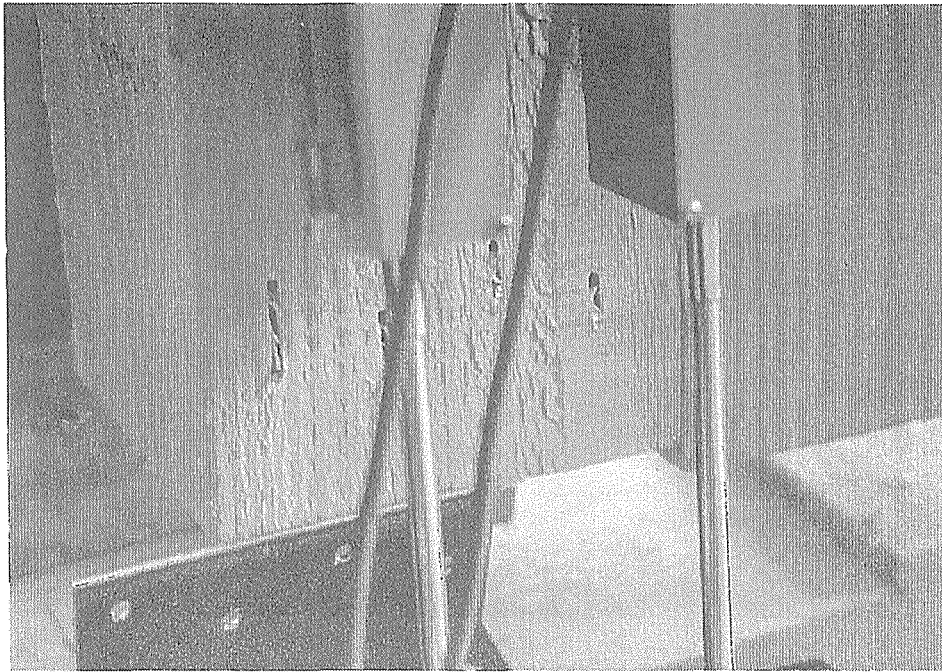


写真 6-13 方杖添え材補強  
(1/15rad 時、柱脚の破壊状況)

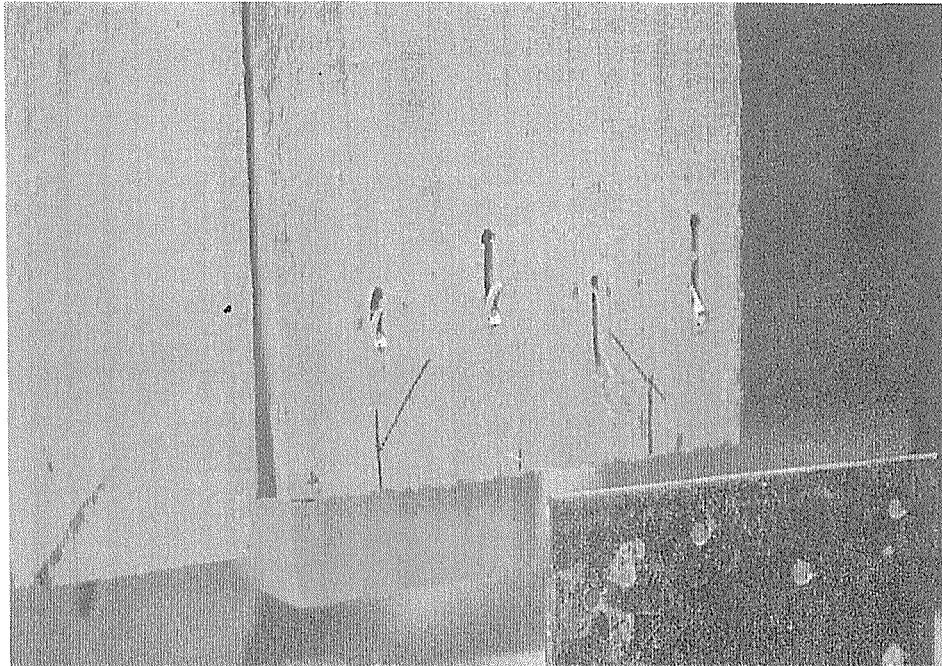


写真 6-14 方杖添え材補強  
(1/15rad 時、柱脚の破壊状況)

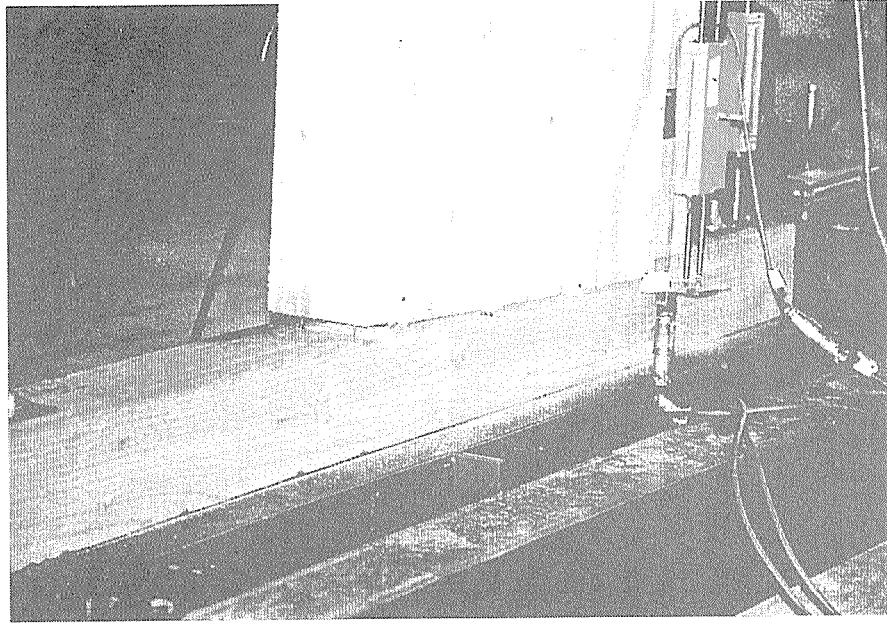


写真 6-15 袖壁大壁補強  
(1/15rad 時、間柱の破壊状況)

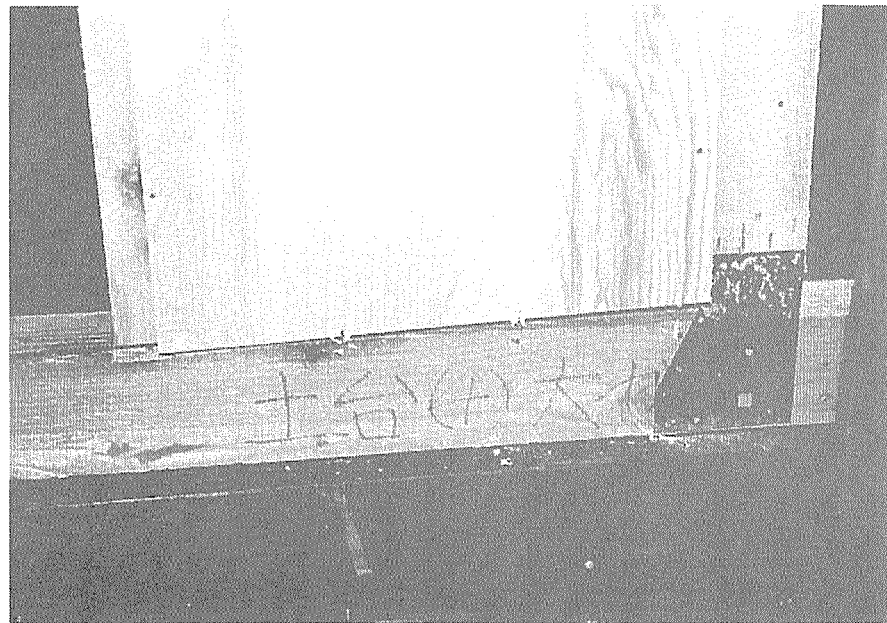


写真 6-16 袖壁大壁補強  
(1/15rad 時、柱脚、面材の破壊状況)

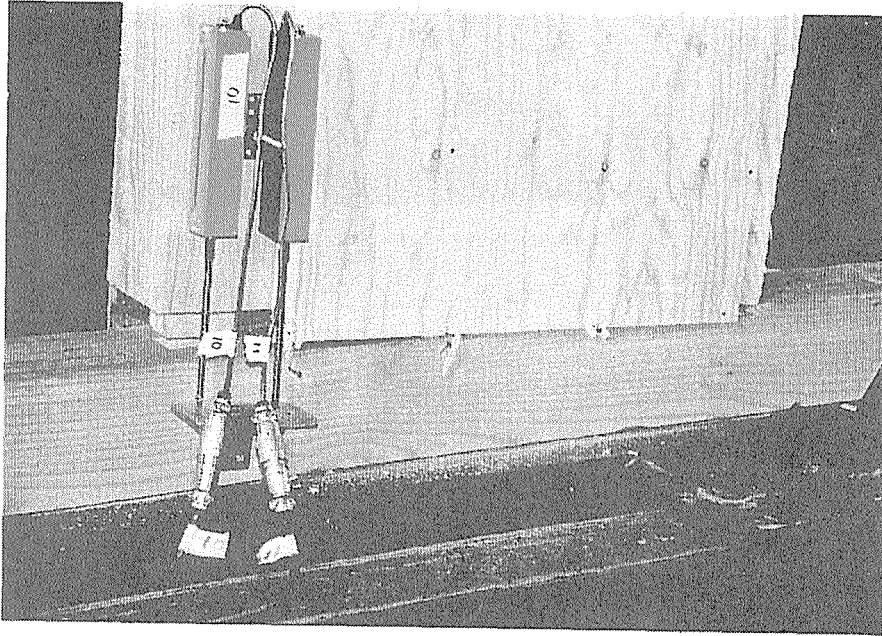


写真 6-17 袖壁大壁補強  
(1/15rad 時、柱脚の破壊状況)

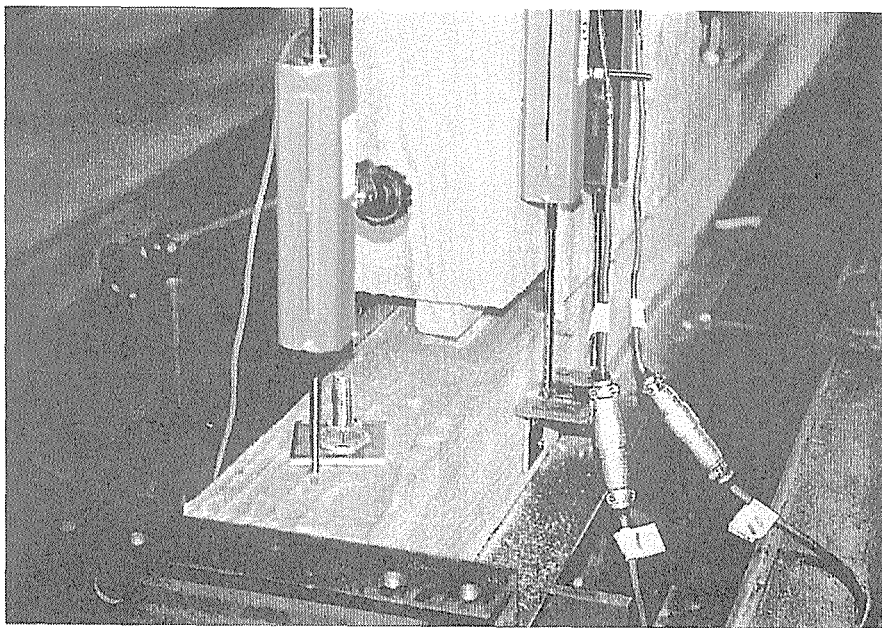


写真 6-18 袖壁大壁補強  
(1/15rad 時、柱脚の破壊状況)

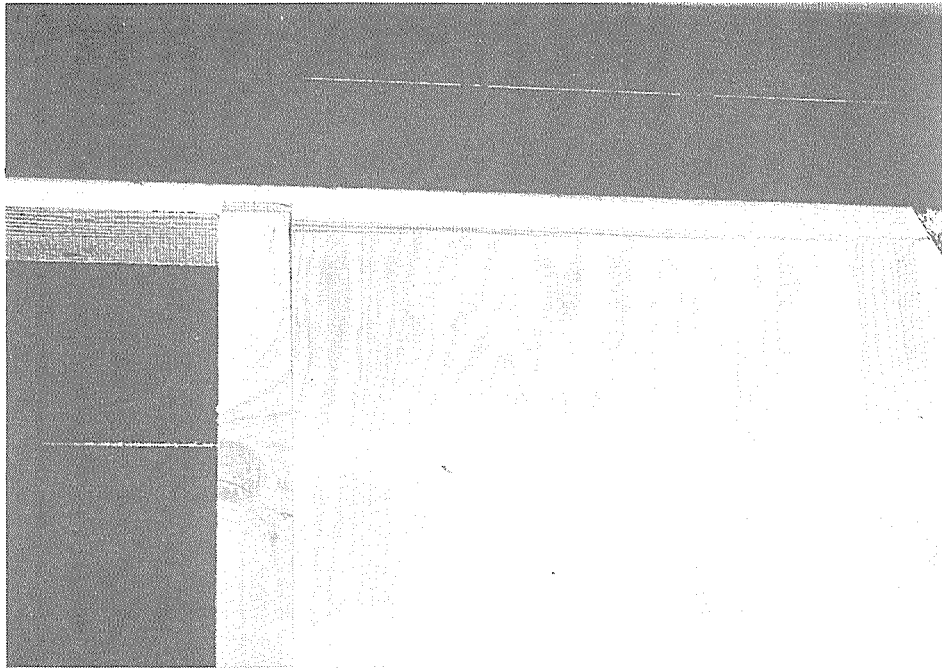


写真 6-19 袖壁真壁補強  
(1/30rad 時、間柱の破壊状況)

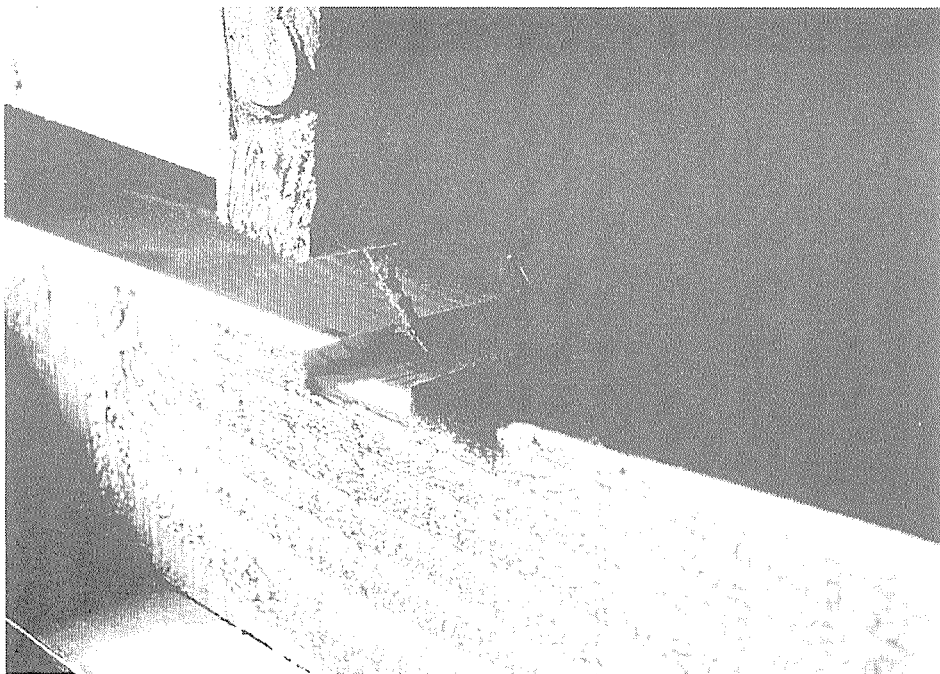


写真 6-20 袖壁真壁補強  
(-1/30rad 時、間柱の破壊状況)



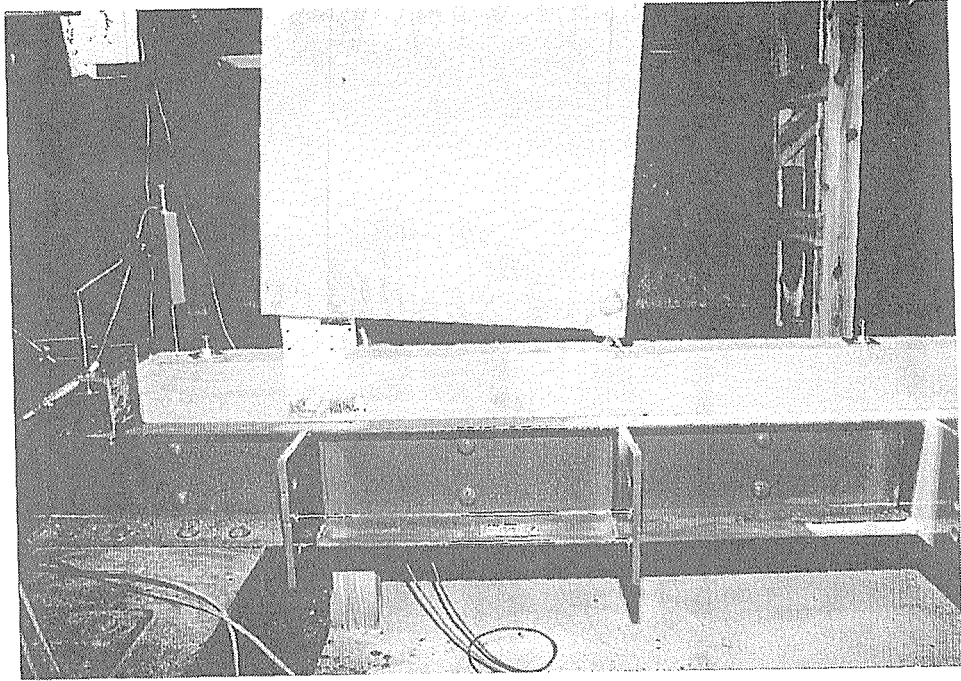


写真 6-21 袖壁真壁補強  
( $-1/30\text{rad}$  時、柱脚の破壊状況)

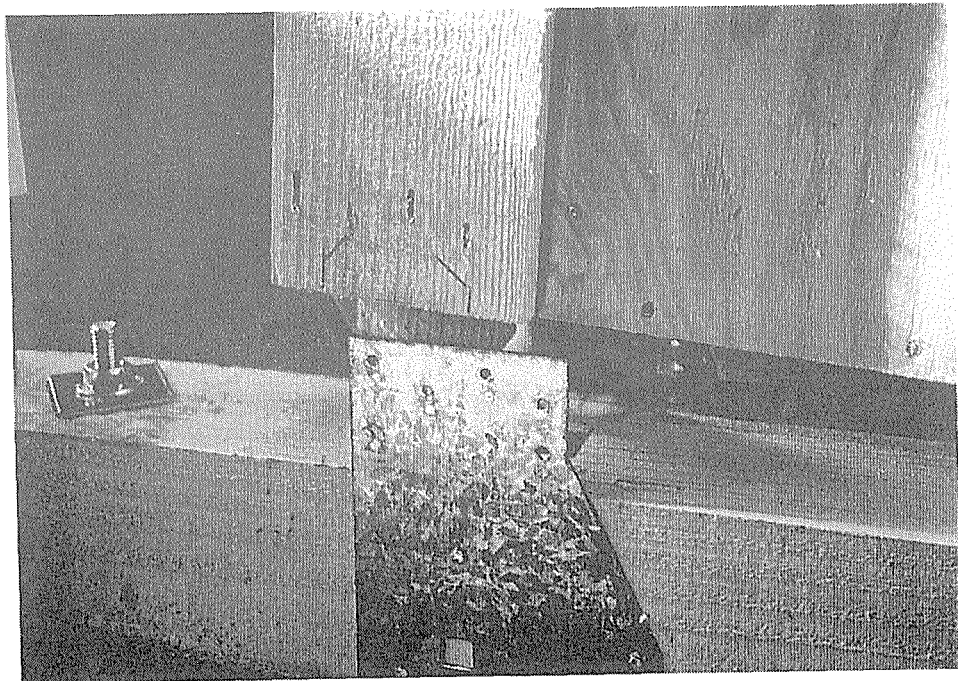


写真 6-22 袖壁真壁補強  
( $-1/30\text{rad}$  時、柱脚の破壊状況)



写真 6-23 門型大壁補強  
(1/15rad 時、面材の破壊状況)

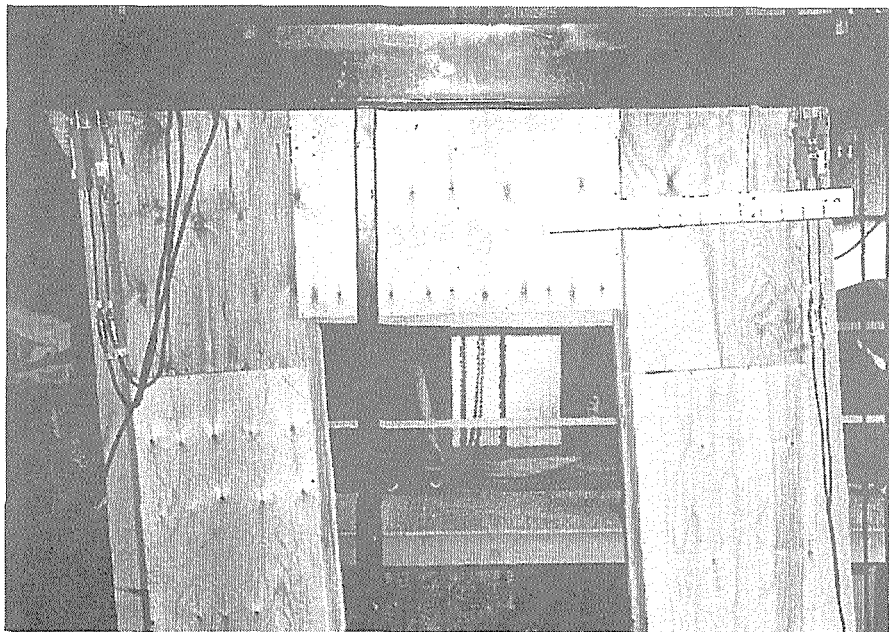


写真 6-24 門型大壁補強  
(-1/15rad 時、面材の破壊状況)

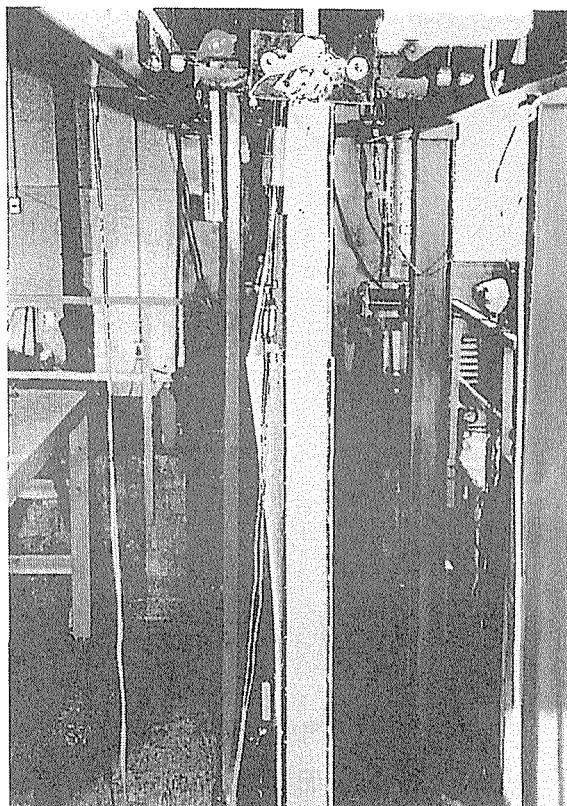


写真 6-25 門型大壁補強  
(1/10rad 時、面材の破壊状況)

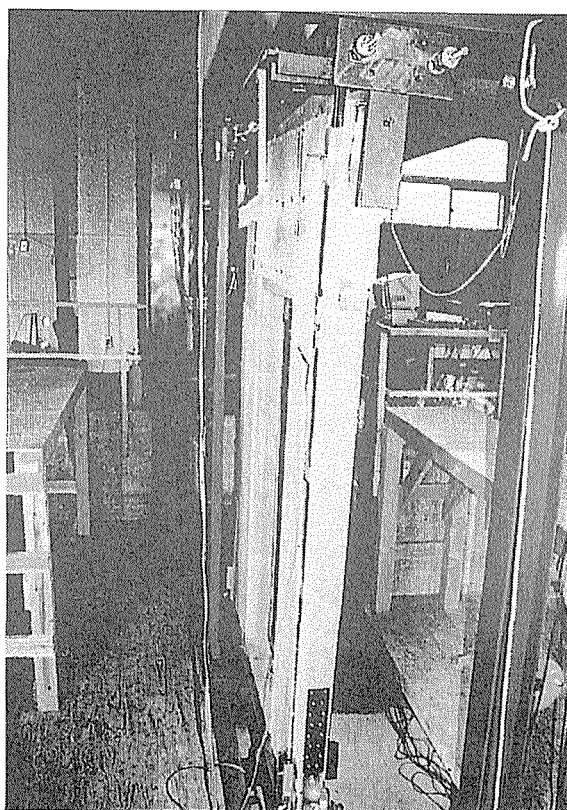


写真 6-26 門型大壁補強  
(1/10rad 時、面材の破壊状況)



写真 6-27 門型真壁補強  
(1/15rad 時、面材の破壊状況)



写真 6-28 門型真壁補強  
(-1/15rad 時、面材の破壊状況)

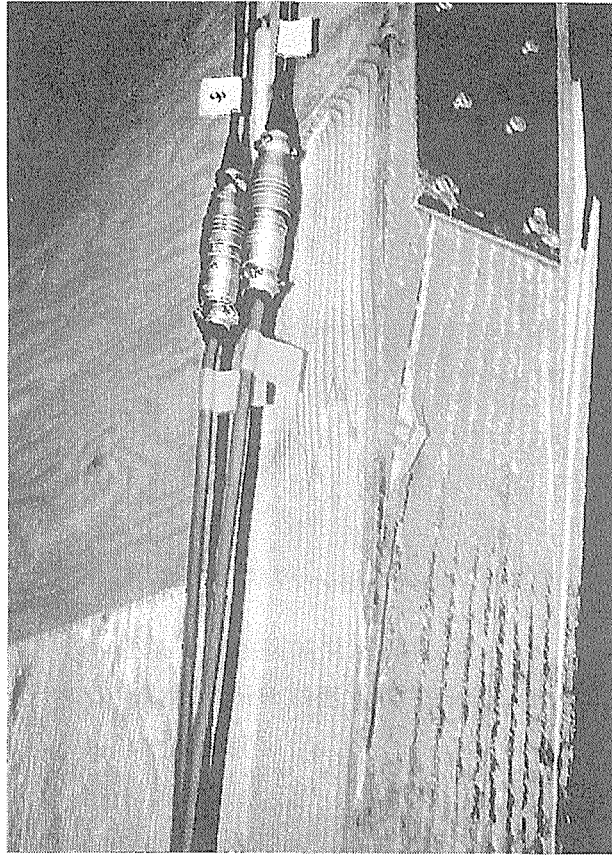


写真 6-29 門型真壁補強  
(1/10rad 時、柱の折損による破壊状況)

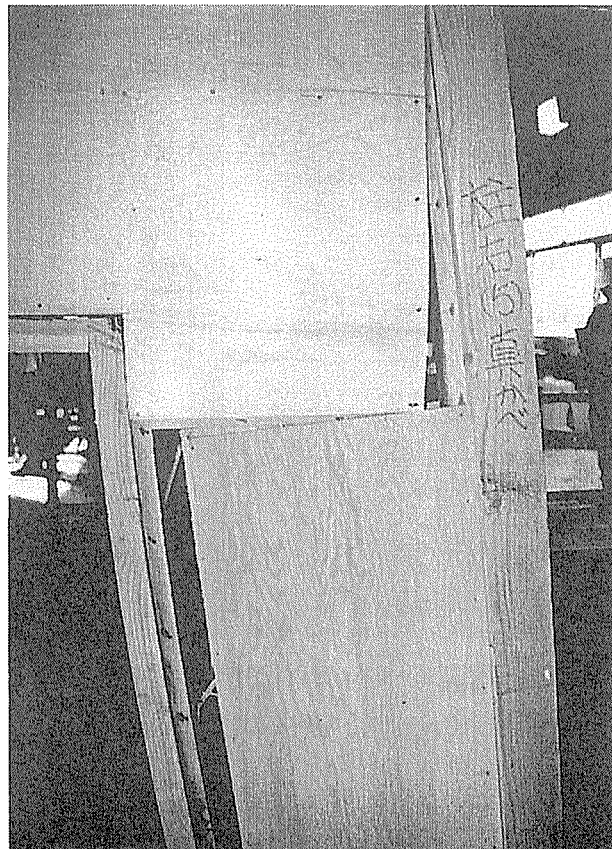


写真 6-30 門型真壁補強  
(1/10rad 時、面材の破壊状況)

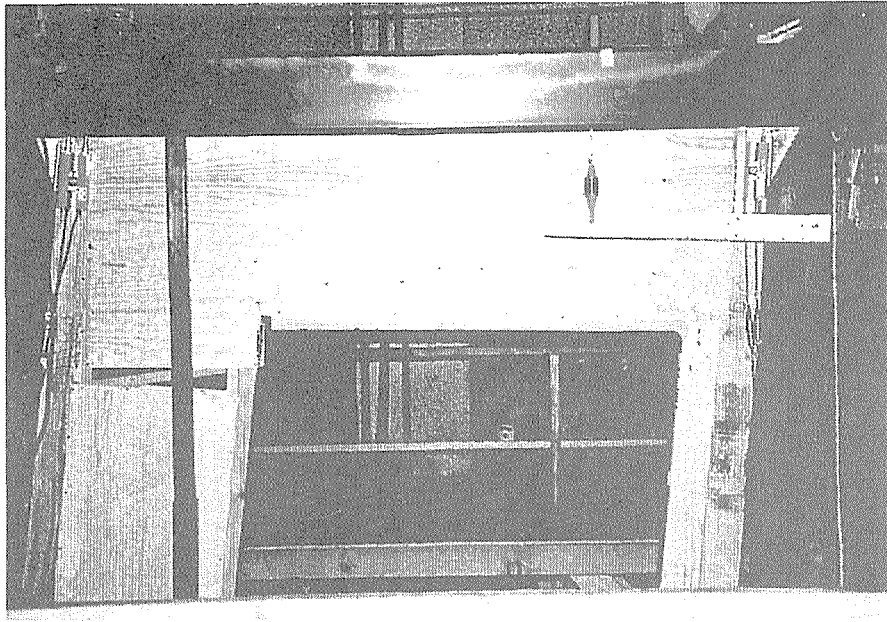


写真 6-31 片袖壁添え材補強  
(1/10rad 時、面材の破壊状況)

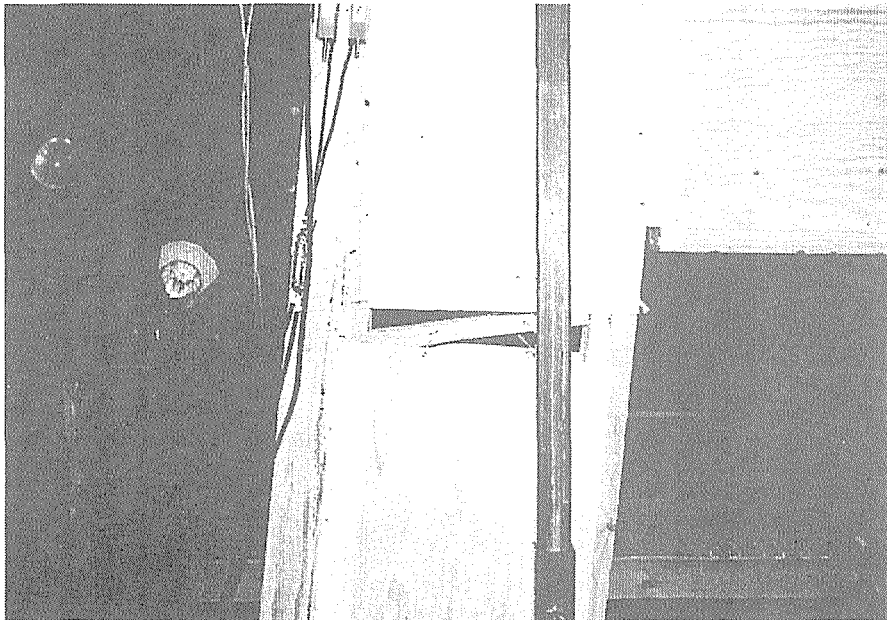


写真 6-32 片袖壁添え材補強  
(1/10rad 時、面材の破壊状況)

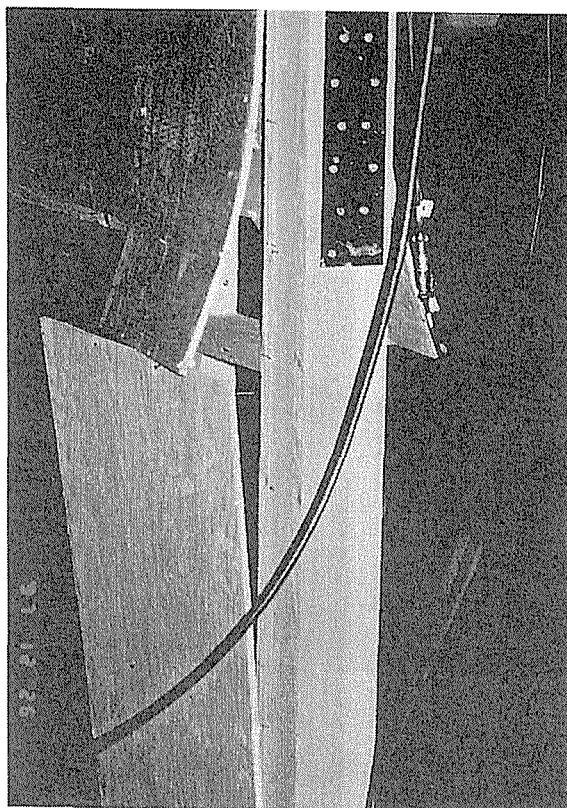


写真 6-33 片袖壁添え材補強  
( $-1/10\text{rad}$  時、面材の破壊状況)

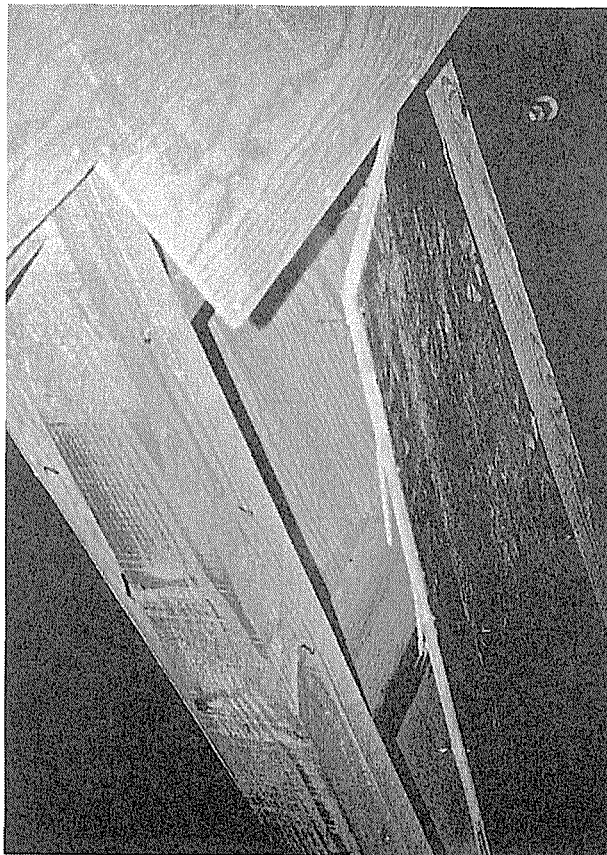


写真 6-34 片袖壁添え材補強  
( $-1/10\text{rad}$  時、面材の破壊状況)

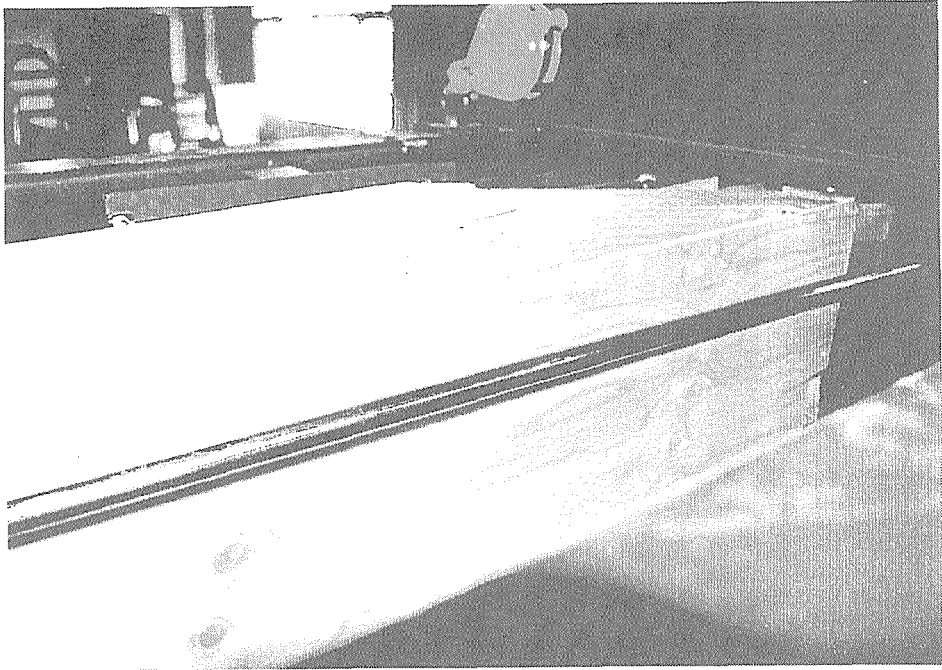


写真 6-35 全面ボード張り  
(1/15rad 時、梁の破壊状況)

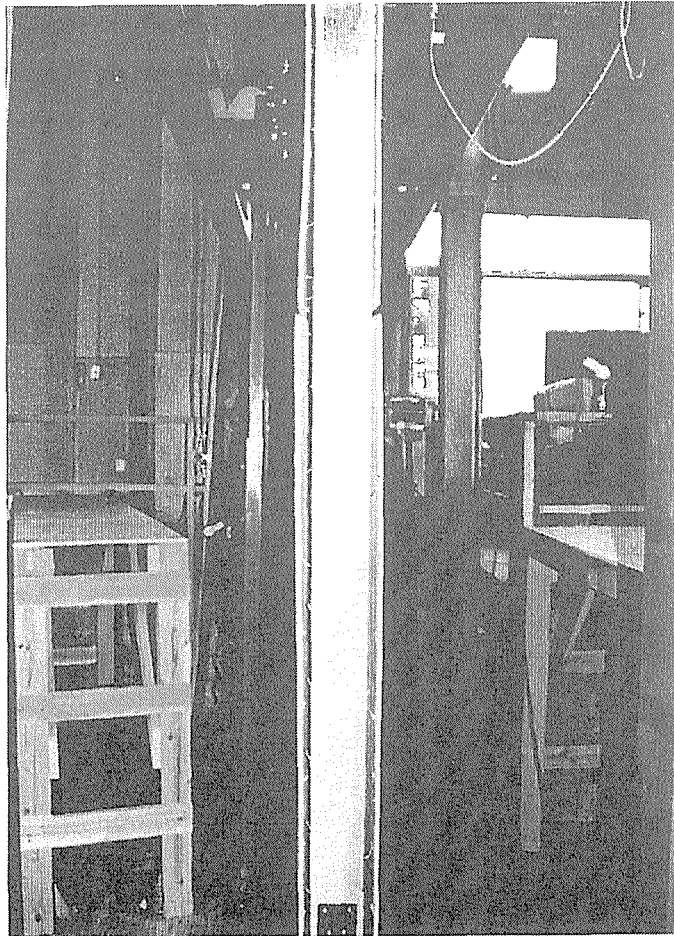


写真 6-36 全面ボード張り  
(1/15rad 時、面材の破壊状況)



### 3.4 壁倍率の評価

壁倍率の値は、耐力壁の水平加力実験の結果をもとに次の式により定められている。

$$\text{壁倍率} = 3/4 \times P \times \alpha / 130$$

ここで、 $3/4$  はデータのばらつきによる低減係数である。Pは、①耐力壁の見かけのせん断変形角が  $1/120\text{rad}$  時または真のせん断変形角が  $1/300\text{rad}$  時の抵抗力 (kgf/m) の平均値と、②最大耐力の  $2/3$  の値と、③最大耐力時の変形角の  $1/2$  の変形角時の耐力を比較し、これらの内の最小値を用いる。 $\alpha$ は構造用面材の耐久性等に関する低減係数である。但し、ここでは $\alpha=1.0$ とした。

実験結果より算出した壁倍率を表 6-5 に、また各試験体の壁倍率を比較したものを図 6-38 に示す。

今回の実験では、Pの値は、いずれの試験体においても見かけの変形角  $1/120\text{rad}$  時の荷重が最も低い値であったので、それを用いることになった。壁倍率が、最も高かった試験体は、門型壁補強・大壁仕様 (タイプ 5) の 3.1 であった。軸組架構 (タイプ 1) のみでは 0.1 であった。方杖補強 (タイプ 2) と方杖・添え柱補強 (タイプ 3) を比較すると、方杖補強が 0.3 に対し方杖・添え柱補強は 0.6 となり、方杖・添え柱補強の方が 2 倍ほど高い剛性を持つことがわかった。袖壁補強、門型壁補強の真壁仕様、大壁仕様の両者の比較を行うと、壁倍率はそれぞれでほぼ同等の値を示したが、袖壁補強は真壁仕様 (タイプ 4b) の方が高く、門型壁補強は大壁仕様 (タイプ 5) の方が高い結果となった。大壁と真壁の仕様の違いによる耐力の差は、試験体の耐力のばらつきと同程度かも知れない。袖壁補強と門型壁補強では、門型壁補強の方が高く、数値的に 3 倍近い開きがあった。垂れ壁を施すことによる壁剛性向上の効果が非常に高いことがわかる。実験結果より導いた壁倍率の値を、現行の建築基準法施工令 46 条に規定されている三つ割り筋かい耐力壁の壁倍率と比較すると、三つ割り筋かいの壁倍率が 1.5 であるのに対し、門型壁補強の真壁仕様が 3.0、大壁仕様が 3.1、片袖壁・添え柱補強が 2.1 で、これら 3 体の試験体が壁倍率 1.5 以上の値を示す結果となった。以上のように、門型壁補強、片袖壁・添え柱補強は、壁倍率 1.5 の値を超えていることにより、45cm 程度の合板壁とはいえ、耐力壁として十分機能すると言える。

		壁倍率+側	壁倍率-側
Type1	軸組架構	0.06	0.05
Type2	方杖補強	0.29	0.32
Type3	方杖・添え柱補強	0.54	0.56
Type4	袖壁補強・大壁仕様	0.89	0.90
Type4b	袖壁補強・真壁仕様	1.21	1.24
Type5	門形壁補強・大壁仕様	3.08	2.87
Type5b	門形壁補強・真壁仕様	3.02	2.86
Type6	片袖壁・添え柱補強	2.05	2.03
Type7	全面構造用合板張	4.65	4.57

壁倍率比較

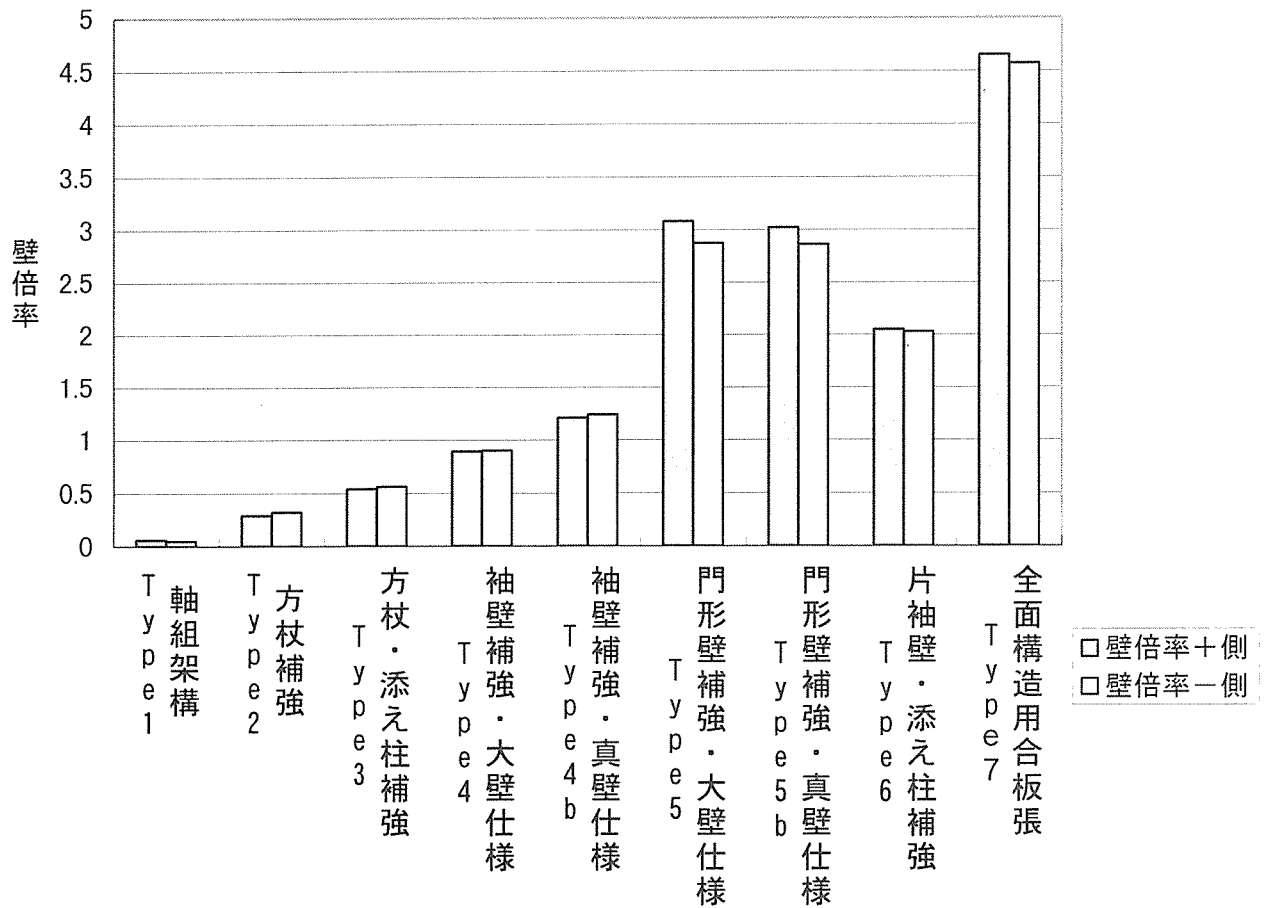


図6-38 壁倍率の比較

試験体	荷重 (kgf/m)			
	$P_{\gamma} 1/120$ +側	$P_{\gamma} 1/120$ -側	$P_{max}$ +側	$P_{max}$ -側
Type 1 軸組架構	11	8	30	27
Type 2 方杖補強	49	55	311	377
Type 3 方杖・添え柱補強	93	96	559	363
Type 4 袖壁補強・大壁仕様	154	157	226	251
Type 4b 袖壁補強・真壁仕様	209	215	314	347
Type 5 門形壁補強・大壁仕様	534	498	1010	936
Type 5b 門形壁補強・真壁仕様	523	495	1134	1004
Type 6 片袖壁・添え柱補強	355	352	927	735
Type 7 全面構造用合板張	806	792	1549	1249

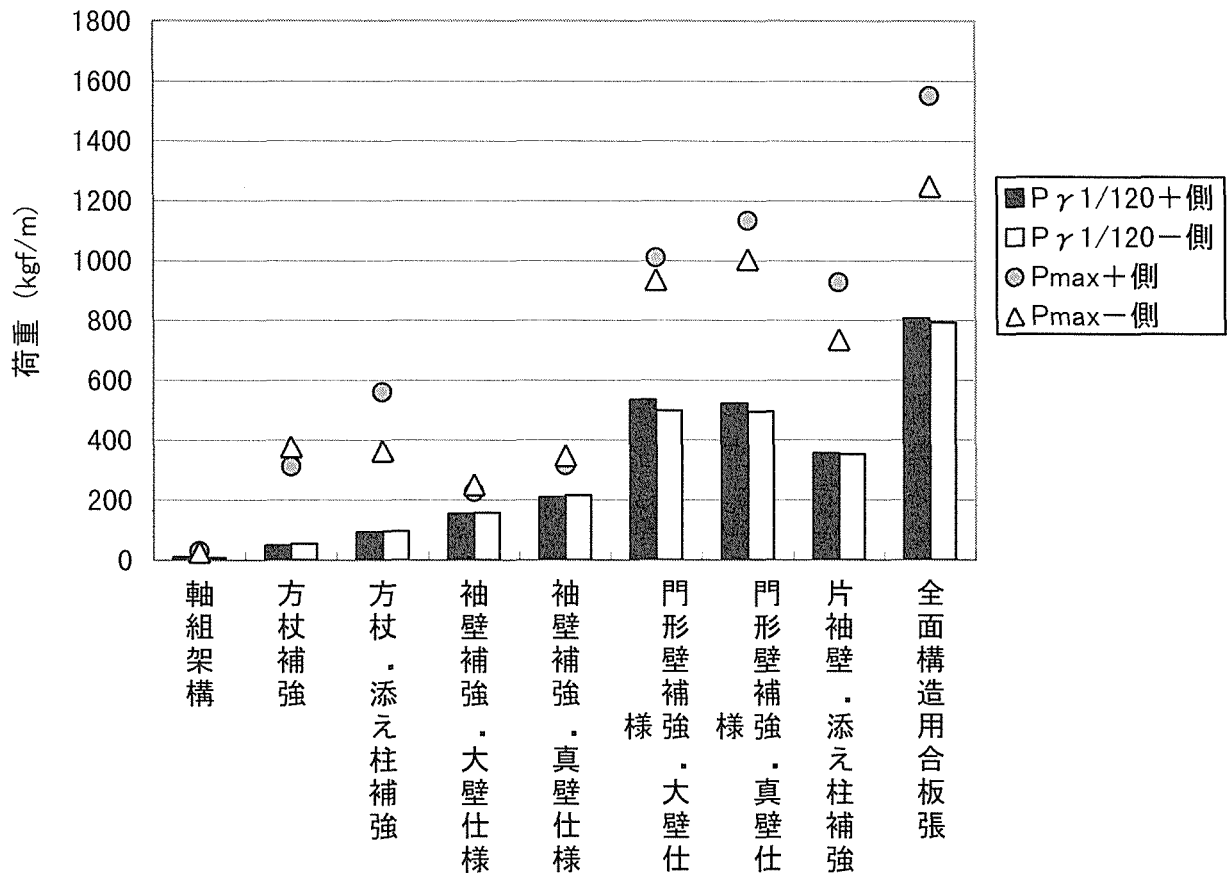


図6-39 層間変形角1/120rad時の荷重と最大荷重

$P_{\gamma} 1/120$ +側 : 変形角1/120rad時の荷重(kgf/m)+側  
 $P_{\gamma} 1/120$ -側 : 変形角1/120rad時の荷重(kgf/m)-側  
 $P_{max}$ +側 : 最大荷重(kgf/m)+側  
 $P_{max}$ -側 : 最大荷重(kgf/m)-側

試験体	層間変形角(rad)			
	$\gamma_{pmax+側}$	$\gamma_{pmax-側}$	$\gamma_{max+側}$	$\gamma_{max-側}$
Type 1 軸組架構	0.032	0.037	0.034	0.037
Type 2 方杖補強	0.081	0.104	0.105	0.104
Type 3 方杖・添え柱補強	0.064	0.034	0.067	0.034
Type 4 袖壁補強・大壁仕様	0.03	0.031	0.07	0.035
Type 4b 袖壁補強・真壁仕様	0.032	0.032	0.07	0.054
Type 5 門形壁補強・大壁仕様	0.054	0.034	0.105	0.104
Type 5b 門形壁補強・真壁仕様	0.056	0.033	0.104	0.069
Type 6 片袖壁・添え柱補強	0.068	0.068	0.105	0.104
Type 7 全面構造用合板張	0.034	0.033	0.069	0.07

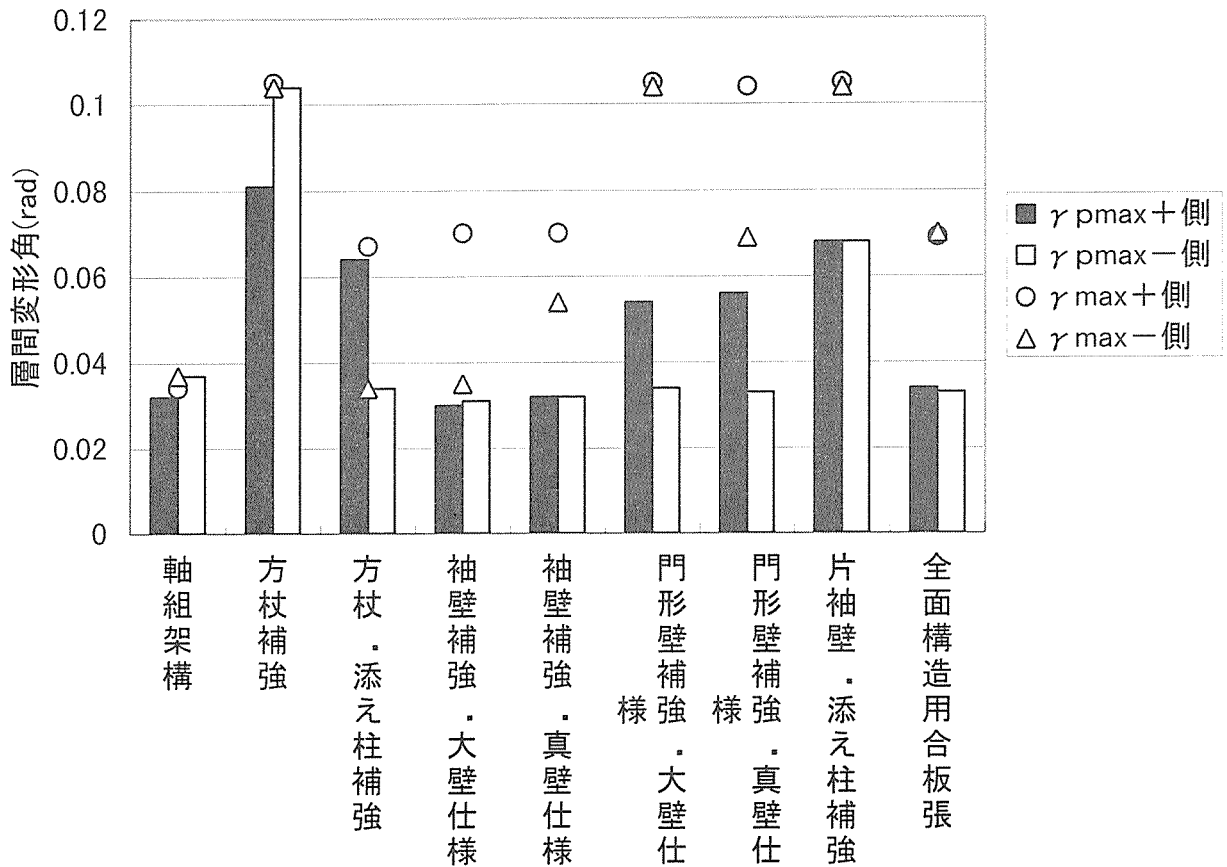


図6-40 最大荷重時の層間変形角

$\gamma_{pmax+側}$  : 最大荷重時のせん断変形角(rad)+側  
 $\gamma_{pmax-側}$  : 最大荷重時のせん断変形角(rad)-側  
 $\gamma_{max+側}$  : 最大せん断変形角(rad)+側  
 $\gamma_{max-側}$  : 最大せん断変形角(rad)-側

表 6-5 壁倍率

	$P_{max}$	$\gamma P_{max}$	$\gamma_{max}$	壁倍率の評価			
				$2P_{max}/3$	$P_{\gamma 1/120}$	$P_{max \gamma/2}$	壁倍率
タイプ1 軸組架構	55	0.032	0.034	37	20	30	0.06
	-50	-0.037	-0.037	-33	-15	-30	-0.05
タイプ2 方杖補強	566	0.081	0.105	377	90	401	0.29
	-686	-0.104	-0.104	-457	-100	-506	-0.32
タイプ3 方杖・添え柱補強	1017	0.064	0.067	678	170	591	0.54
	-661	-0.034	-0.034	-411	-175	-330	-0.56
タイプ4 袖壁補強・大壁仕様	411	0.030	0.070	274	280	361	0.89
	-456	-0.031	-0.035	-304	-285	-401	-0.90
タイプ4b 袖壁補強・真壁仕様	571	0.032	0.070	381	381	481	1.21
	-631	-0.032	-0.054	-421	-391	-521	-1.24
タイプ5 門型壁補強・大壁仕様	1838	0.054	0.105	1225	971	1642	3.08
	-1703	-0.034	-0.104	-1135	-906	-1262	-2.87
タイプ5b 門型壁補強・真壁仕様	2063	0.056	0.104	1375	951	1823	3.02
	-1828	-0.033	-0.069	-1219	-901	-1312	-2.86
タイプ6 片袖壁・添え柱補強	1688	0.068	0.105	1125	646	1352	2.05
	-1337	-0.068	-0.104	-891	-641	-1252	-2.03
タイプ7 全面構造用合板張	2819	0.034	0.069	1879	1467	1938	4.65
	-2273	-0.033	-0.070	-1515	-1442	-2083	-4.57

$P_{max}$  : 最大荷重 (kgf)

$\gamma P_{max}$  : 最大荷重時のせん断変形角 (rad)

$\gamma_{max}$  : 最大せん断変形角 (rad)

$2P_{max}/3$  : 最大荷重時の 2/3 の荷重 (kgf)

$P_{\gamma 1/120}$  : せん断変形角 1/120 の時の荷重 (kgf)

$P_{max \gamma/2}$  : 最大荷重時の変形角の 1/2 の変形角時の荷重 (kgf)

### 3.5 各種補強効果の比較と評価

計 8 体の試験体の内、最大耐力が最も高かった補強方法は、門型壁補強・真壁仕様の 2063kgf であった。最も低かったのは、袖壁補強・大壁仕様の 456kgf で約 4.5 倍の差があった。タイプ 2 の方杖補強とタイプ 3 の方杖・添え柱補強を比較するとタイプ 3 の補強法の方が最大耐力は高く、1.5 倍ほどになっている。タイプ 2 は、方杖接合部で方杖による柱への曲げによって柱が折れ、最終的に柱脚の引き抜けによって破壊に至ったのに対し、タイプ 3 は柱、梁に添え材を設け補強を施した効果が大で、方杖による柱、梁への損傷は少なく、やはり柱脚の引き抜けにより破壊に至っている。方杖・添え柱補強は、柱頭・柱脚の接合金物を強固にすれば更に高い耐力、剛性が期待できる。

次に真壁仕様と大壁仕様の比較を行うと、袖壁補強、門型壁補強とも真壁仕様の方が最大耐力が高い。但し、袖壁補強の試験体は、柱-梁接合プレートの片面張りと両面張りの違いが影響した可能性は高い。袖壁補強、門型壁補強とも真壁仕様の方が最大耐力が大きいのは、大壁仕様では、面材の釘が徐々に抜けて面材が外れることにより、荷重に対する抵抗がなくなるのに対し、真壁仕様の場合は、面材の釘が外れても柱と間柱あるいは梁・土台の間で面材が枠組み拘束効果を受け、それにより耐力の上昇につながっていると考えられる。しかし門型壁補強・真壁仕様では、大変形時に柱の折損を導いて破壊している。この原因は面材に対する拘束力が柱の局所破壊を促していると考えられ、真壁仕様の方が最大耐力は高いとはいえ、破壊性状は大壁仕様の方が好ましく、部材の折損によって破壊に至る真壁仕様より急激な耐力の低下の少ない大壁仕様の方が、究極的な耐震性能としては良いと考える。

試験体の接合金物による筋かいプレート金物の片面または両面取り付けと、ホールダウン金物を取り付けたものの補強効果の比較を行うと、筋かいプレートが取り付けられた試験体は、耐震補強による架構・壁の耐力上昇に耐えきれず、すべて柱脚部の引き抜けにより破壊し、プレート部の釘が抜けるか、釘頭がせん断で切れるかして、破壊が起こっているのに対し、ホールダウン金物を取り付けられた試験体は、1/10rad までの層間変形角での繰り返し載荷においても、柱頭・柱脚の接合部での破壊は起こらなかった。このことより接合部の耐震補強にはホールダウン金物など、柱材の引き抜き力に十分耐えられる接合金物を用いることが不可欠で、それらを併用することによって初めて耐震補強に最も効果があると考えられる。

### 3.6 各種補強方法の見積り価格

各補強方法において実際の建物に補強を施す場合，補強材料および加工手間賃として，軸組壁 1 枚あたりにどのくらいの価格がかかるのか工務店に見積りを依頼した。見積り価格を表 6-6 に示す。

実験結果と価格を比較すると最も壁倍率の見込める補強方法である門型壁補強は，価格においても少し高くなる。片袖壁・添え柱補強は壁量に見合って耐力も期待できるが，価格は最も高い。2 番目に高い方杖・添え柱補強は，価格のわりに壁倍率が低い。方杖補強は安い壁倍率も低い。耐力があり壁倍率を満たしているという条件の中で，价格的に折り合いがつくのは袖壁補強で，この形式をとることが本実験で検証した実際的な補強方法として推奨できると考える。少々価格が高くとも十分な耐震補強を望むなら門型壁補強が最も有効である。

表 6-6 住宅で耐震補強を施す場合の軸組壁 1 枚あたりの見積り価格

補強方法	数量	単価 (円)
方杖補強		
・ 木材費	1	2,000
・ 取り付け手間	1	25,000
・ 金具	1	4,000
・ 仮設工事, 養生, 運搬, 脚立, 足代	1	10,000
計		41,000
方杖・添え柱補強		
・ 木材費	1	10,000
・ 取り付け手間	1	50,000
・ 金具	1	6,000
・ 仮設工事, 養生, 運搬, 脚立, 足代	1	12,000
計		78,000
袖壁補強		
木材費	1	8,500
・ 合板 3×6	3	3,600
・ 取り付け手間	1	38,000
・ 金具	1	4,000
・ 仮設工事, 養生, 運搬, 脚立, 足代	1	10,000
計		64,100
門型壁補強		
・ 木材費	1	9,600
・ 合板	4	4,800
・ 取り付け手間	1	43,000
・ 金具	1	5,500
・ 仮設工事, 養生, 運搬, 脚立, 足代	1	13,000
計		75,900
片袖壁・添え柱補強		
・ 合板 3×6	1	7,200
・ 木材費	3	3,600
・ 取り付け手間	1	55,000
・ 金具	1	7,200
・ 仮設工事, 養生, 運搬, 脚立, 足代	1	17,000
計		90,000

(見積りは (株) アラキ工務店による)



#### 4 結論

本研究では、在来木造構法軸組架構に対する開口部を有する耐震補強方法の検討を行うため、現在、耐力壁として定量化されていない方杖や、袖壁について耐震性能を把握する実験を施し、定量的に調べた。

実験結果より 1/120rad 時の耐力は、大きい方から全面ボード張り>門型大壁補強>門型真壁補強>片袖壁・添え材補強>袖壁真壁補強>袖壁大壁補強>方杖・添え材補強>方杖補強>軸組架構の順になった。開口部を有する耐震補強方法には、門型壁補強形式が最も効果的であると言える。各種試験体の形状から面材を軸組全体に補強を施す方法が強度を保つことができると言える。

方杖型補強は、剛性が低いため 1/120rad 時の耐力はかなり低いが、変形が大きくなるにつれて耐力の伸びが大きく、変形性能としては粘りのある性状だと言える。しかし、方杖補強は+1/10rad 時に方杖と柱接合部で折損により破壊が起きていることから、柱と、梁に添え材が必要である。方杖補強に添え材を施した方杖・添え材補強は部材による損傷は見られなかったけれども、柱脚接合部で柱の引き抜けによって破壊が起きたことから、方杖・添え材補強において接合部での破壊を防止することがさらに大きな耐力、変形性能の確保に繋がると考える。

面材による補強は、製造や施工においても容易であり補強方法としては適していると考ええる。また 45cm 程度の袖壁補強であっても面材を施すことが剛性を高くし耐力を保つ為には相当有効だと言える。

破壊状況から、筋かいプレート金物を用いた試験体は、1/30rad までの繰り返し载荷には支障がないが、1/15rad~1/10rad での大変形域での繰り返し载荷では、すべて柱脚の引き抜けにより破壊が生じた。しかしながらホールダウン金物によって補強された試験体は、接合部による破壊は起きておらず、柱の引き抜けによる破壊を防ぐためにはホールダウン金物などの強度の高い接合金物を用いる必要がある。また門型壁補強や袖壁の間柱の抜けが容易に起こるため、間柱の接合箇所にも金物による補強を施すことが架構の剛性、強度上昇に繋がると考えられる。今回の実験では、袖壁や門型壁補強の大壁仕様において面材の釘打ち部分で割裂き破壊などが著しいことから、施工の際、面材の釘の打ち方や取り付け位置などを検討する必要がある。

門型壁補強で真壁仕様と大壁仕様の壁倍率の値の順が、最大耐力の順と入れ替わったが、真壁仕様と大壁仕様にはそれほどの大差はない。建築基準法施行令に規定されている壁倍率を算定した結果、門型壁補強の真壁仕様と大壁仕様、片袖壁・添え材補強の3体の試験体が、三つ割り筋かいの壁倍率に対応する 1.5 以上の値を示した。特に門型壁補強・真壁仕様、大壁仕様については双方とも 2.9 という高い値が得られた。このことからこれら3体については、耐力壁としての機能を十分果たすのではないかと考える。

各種補強方法に対するコストについては、各試験体のコストが 6 万~7 万円程度でありほぼ一樣なことから壁倍率の高い試験体そのまま、コストに対し有利な補強効果が得ら

れていると判断できる。本実験を行った結果、コストに対する補強方法として門型補強が最も効果が得られる補強法であるといえる。

今後の課題として、今回、柱脚部で破壊した試験体についても、ホールダウン金物を接合部に用いれば、耐力、変形性能の上昇が期待できる。試験体の材種による強度の比較、面材の釘の打ち方の違いなどによる強度への影響、など更に検討する必要があるだろう。

#### 参考文献

- (1) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，1996年8月
- (2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，pp.221～240，1990年
- (3) 建築知識：地震に強い〔木造住宅〕の設計マニュアル，pp.128～131，1996年1月
- (4) 仕入豊和，橘高義典：建築材料，市ヶ谷出版社，pp.91～92，1995年11月
- (5) 杉山英男：地震と木造住宅，丸善株式会社，pp.222～282，1996年7月
- (6) 建設省住宅局建築指導課：基本建築関係法令集 平成9年度版，霞ヶ関出版社，pp.133～135，1997年
- (7) 岩井哲・中治弘行・鈴木祥之・北原昭男：在来構法既存木造住宅の静的水平力載荷実験による耐震性能評価，京都大学防災研究所年報 第39号B-2別刷，pp.1～20，1997年4月
- (8) 後藤正美・秦正徳・鈴木有：開口部を持つ木造軸組の補強法の提案とその実験的検討，日本建築学会技術報告集 第5号，pp.108～113，1997年12月
- (9) 建築技術：木造住宅の構造設計の基礎知識，株式会社建築技術，pp.148～156，1997年9月
- (10) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，pp1，1996年8月

## 第7章 在来構法木造住宅土塗壁の実大耐震性能実験

### 1 はじめに

1995年兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災において、木造住宅は倒壊・大破のような甚大な被害を受けた。大震災後、木造建物の耐震性が重要かつ緊急課題となっている。とりわけ、在来構法木造住宅は大きな被害を受けた。その要因として、建設年代の古さ、腐朽・蟻害に見られる維持管理の悪さ、柱と土台や梁との接合部の技術的稚拙さなどが指摘されているが、構造的に最も主要な要因は、壁の量、壁の配置および壁の質である。

現在まで最も普及している在来構法木造住宅において、土壁は耐力壁としての主要な構造要素のみでなく、日本の気候風土に適した湿度調整機能や断熱・保温、防音・遮音などの機能を併せ持った居住環境に適した構造体である。しかしながら、現行の建築基準法施行令第46条において、土壁の壁倍率は、0.5と低く設定されている。木造建物の土壁は、地域によって異なり、また土壁の耐力や変形性能など耐震性能にも大きなバラツキが生じるため、壁倍率が低く抑えられてきた経過がある。在来構法木造建築は、一般に構造計算に依らず、壁量のみによって規制される。従って、壁倍率を大きく取れる筋かいや構造合板などによる大壁が多用されるようになってきていると考えられる。

土塗り壁は、天然素材としての安全性や壁土の再生利用が可能な点など環境共生、環境保全の面から優れており、町並み景観の観点からは、単に性能だけではない魅力を持っている。このような観点からの土塗り壁の再認識と併せて、耐震性能の見直しを行う必要がある。

本研究では、京町家に代表される京都市域の木造住宅における伝統的な土壁について、土塗り壁の仕様や施工に関する調査と各種の土壁試験体の耐震性能実験を実施して、現行の土壁の耐震性に対する再検討を行い、土壁の伝統的技術の保全・改良を図ることを目的としている。

特に、土塗り壁については、従来、神社仏閣や城郭などの特殊な土壁が研究対象となっていたが、本研究では市民に密接な木造住宅の土壁を対象とする。また、地域の工務店、大工および左官など木造住宅に携わる職人・実務家との共同をベースにして行う。伝統的、継承的な技術や技法に依存し、耐震性能など数量的な取り扱いはいままでにされてきた土塗り壁に対して、構造力学的な観点からの耐震性能実験結果を設計用資料としてまとめるとともに、現行の建築基準法施行令で定められている壁倍率の見直しを行い、今後の性能規定型設計法に適合し得る性能規定化を計る。このような取り組みにより、土壁の定量的評価に基づいて設計・施工が可能になるため、伝統的な地場産業である大工・左官業の育成・活性化になるものと考えられる。

## 2 実大土塗り壁の耐震性能実験

### 2.1 実験の目的

土塗り壁は地方により施工者によりその作り方や性能が大きく異なると考えられる。本研究においては、特に、京都の大工・左官が木造住宅等で通常行っている施工法により、伝統的な竹小舞下地の土塗り壁を製作し、繰り返し水平力載荷実験を行い、土塗り壁の耐力・変形性能や破壊状況を明らかにし、壁倍率等の耐震性能を定量的に評価する。

土塗り壁厚による効果を調べるために、土壁のない軸組のみや竹小舞下地を加工した軸組と、荒壁および中塗り壁のように、土塗り壁の製作過程に分類して載荷実験を行う。さらに、筋かいの有無による違いを明らかにするために、上記の壁種別に加えて、筋かい付の軸組、荒壁および中塗り壁について実験を行う。

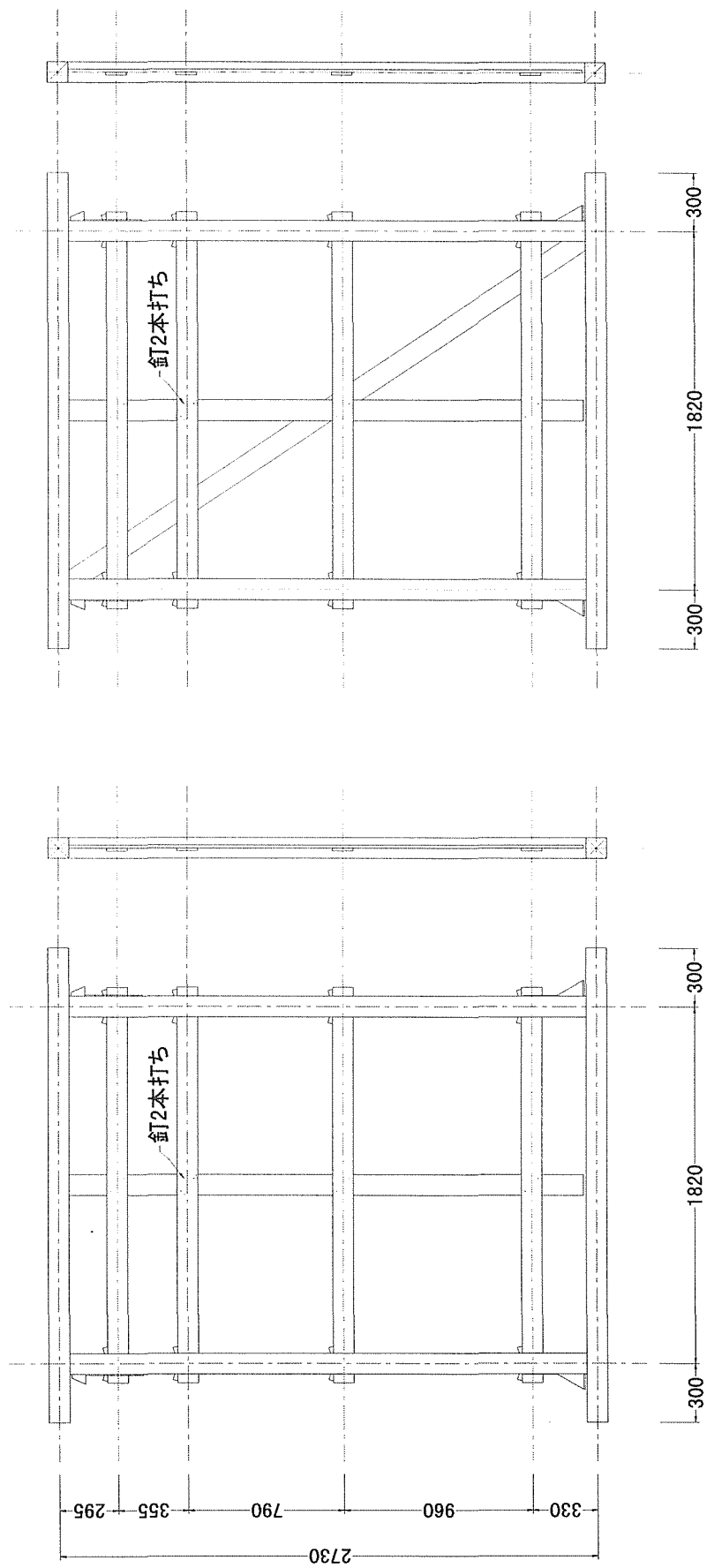
以上のような7種類の壁を対象にして実験を行うが、試験体のばらつきを考慮して壁種類ごとに2体の試験体について調べる。

### 2.2 土塗り壁試験体

実験で用いる試験体の種類を表1に示す。筋かい付き・筋かいなしの2つに分け、それぞれの製作過程ごとに全部で7種類、各2体ずつの計14体とした。試験体の軸組を図1に示す。柱及び横架材にはベイマツ、貫にはスギを使用した。貫は柱を貫通させて柱の内外から楔止め、横貫と立貫の交差部を2本釘打ち、柱と横架材の接合部は、大変形時に軸組が崩壊することを避けるため短ほぞでホールダウン金物(S-HD10、HD-10B)により緊結した。筋かいにはベイマツの三ツ割材(105×30)を用い、接合部に壁倍率2倍用金物((株)タナカ製、BP-2 同等品)を用いて、筋かい側をSN40釘7本、柱・横架材側をそれぞれSN50釘4本で留め付けた。下地竹は、間渡し・小竹とも幅25~30mmの割竹を用い、ナイロン製の下地縄で編んだ。間渡し竹のみ貫に釘留めとした。なお、同種の試験体2体において、実験を行った順番に、試験体番号をa, bとする。

表1 試験体種別一覧

分類番号	試験体種別	柱・梁寸法	下地	貫寸法	貫段数	貫楔	壁厚	筋かいの有無
1	貫のみ	105×105	なし	15×105	4段	軟木	なし	なし
2	下地	105×105	竹小舞	15×105	4段	軟木	なし	なし
3	荒壁	105×105	竹小舞	15×105	4段	軟木	荒壁	なし
4	中塗り	105×105	竹小舞	15×105	4段	軟木	中塗り	なし
5	筋かい+下地	105×105	竹小舞	15×105	4段	軟木	なし	三ツ割
6	筋かい付荒壁	105×105	竹小舞	15×105	4段	軟木	荒壁	三ツ割
7	筋かい付中塗り	105×105	竹小舞	15×105	4段	軟木	中塗り	三ツ割



(a) 筋かいなし

(b) 筋かい付

図1 試験体軸組

### 2.3 試験体の製作・養生

土塗り壁の製作および載荷実験は、表 2 に示すように、1997 年 10 月から 1998 年 2 月にかけて行われた。

壁土は、荒壁・中塗りとも京都深草産の土を使用し、土・スサ・水の配合比は、特に指定せず、京都の左官職人が通常用いるものとした。荒壁土に配合されるスサは、重量比で土の 0.4~0.8%であった。荒壁土のスサは、約 7cm(2 寸 5 分)に稲わらを切ったものを用い、中塗り土用のスサは、長さ 10mm 未満の市販のものを使用した。荒壁の壁厚は 30mm、中塗り後の壁厚を 55mm とした。

平成 9 年 10 月 20 日に荒壁土の水合わせを行い、1 週間に荒壁の表塗り、裏返し塗りをその 4 日後に行った。最初の荒壁試験体の実験を平成 9 年 11 月 22 日に行ったので最低養生期間は 22 日である。中塗り作業を平成 9 年 11 月 28 日に行い、中塗り試験体の最低養生期間は 46 日であった。

表 3.1 に試験体の軸組、貫および筋かい材の含水率を示す。表 3.2 に、土塗り施工時の荒壁土および中塗り土のフロー試験値および含水率を示す。荒壁土の表塗り時で含水率は多いが、表および裏塗りの平均で 20%程度、中塗り土では平均 19%であった。

表 2 土塗り壁の製作および実験日程

年月日	作業	年月日	作業
1997年10月20日	荒壁土製作	1997年12月4日	試験体No.1a実験
1997年10月27日	荒壁表面左官作業	1997年12月5日	試験体No.6a実験
1997年10月31日	荒壁裏返し左官作業	1997年12月6日	試験体No.1b実験
1997年11月21日	試験体No.2a実験	1997年12月16日	試験体No.3b実験
1997年11月22日	試験体No.3a実験	1998年1月13日	試験体No.7a実験
1997年11月26日	試験体No.5a実験	1998年1月22日	試験体No.7b実験
1997年11月28日	中塗り土製作及び中塗り左官作業	1998年1月23日	試験体No.4b実験
1997年12月1日	試験体No.2b実験	1998年2月2日	試験体No.6b実験
1997年12月3日	試験体No.5b実験	1998年2月4日	試験体No.4a実験

表 3 試験体木材の含水率

試験体名	試験体 No.	軸組 最大値	軸組 最小値	平均値	貫 最大値	貫 最 小値	平均値	筋かい 最大値	筋かい 最小値	平均値
貫のみ	1a	12.5	10.8	11.65	13.3	10.3	11.8			
貫のみ	1b	11	10.1	10.55	12.6	11.3	11.95			
貫下地	2a	12	9.5	10.75	14	9.6	11.8			
貫下地	2b	12.3	10.3	11.3	13.5	11	12.25			
筋かい付下地	5a	14.2	11.3	12.75	14.8	11.4	13.1	16	15.6	15.8
筋かい付下地	5b	12.5	9.3	10.9	12.5	9.7	11.1	10.5	9.7	10.1
荒壁	3a	10.9	9	9.95	11	10.3	10.65			
荒壁	3b	10.5	9.3	9.9	11.3	9.2	10.25			
筋かい付荒壁	6a	11.3	9.4	10.35	11.4	10.3	10.85	10.9	10.3	10.6
中塗り壁	4a									
筋かい付中塗り壁	7a									
筋かい付中塗り壁	7b	11.6	9	10.3				12.6	8.6	10.6

表 4 壁土の配合等

壁土種類		土・スサ重量比			フロー試験			含水率		
		土(g)	スサ(g)	スサ比(%)	長径	直交径	平均(mm)	壁土(g)	壁土(絶乾g)	含水率(%)
荒壁土	表	1224.40	8.69	0.70	142.20	137.80	140.00	449.60	316.46	29.61
		2189.27	9.56	0.43	135.10	134.50	134.80			
		2154.00	8.12	0.38	139.70	134.10	136.90			
					149.20	141.30	145.25			
					155.20	145.60	150.40			
	平均	1855.89	8.79	0.51	144.28	138.66	141.47	449.60	316.46	29.61
	裏				145.00	131.00	138.00	343.06	287.90	16.08
					151.20	141.70	146.45	344.26	283.38	17.68
					141.00	139.00	140.00	340.88	283.46	16.84
					154.30	149.20	151.75			
				154.00	153.50	153.75				
平均			149.10	142.88	145.99	342.73	284.91	16.87		
裏(追加)		測定できず			142.50	132.20	137.35	289.14	252.10	12.81
					125.10	116.80	120.95			
					133.80	124.50	129.15	289.14	252.10	12.81
	平均									
中塗り土		測定できず			139.30	137.20	138.25	383.02	314.59	17.87
					150.50	149.20	149.85	373.34	301.13	19.34
					149.10	142.50	145.80	405.38	326.18	19.54
					149.30	147.10	148.20			
	平均				147.05	144.00	145.53	387.25	313.97	18.91

## 2.4 載荷実験装置と載荷方法

### 1) 載荷装置

実験に用いられた載荷実験装置は、写真 1 に示すように、京都大学宇治構内内の防災研究所実験室（旧人為地震発生装置室）に新しく設置した。載荷実験装置全体の立面図を図 2 に示す。載荷装置として、容量 10ton、ストローク 800mm の電動アクチュエータ(THK 株式会社製 AE80+800L-00145)を用いた。アクチュエータは、写真 2 に示す鋼製反力フレームに取り付けられ、その取り付け高さ位置は自由に調整可能である。

壁試験体は、中央部ピット内に通常の壁と同様に鉛直に立てて、横揺れ防止用梁で挟み込んで設置する。最大 2 間幅までの任意の幅・高さの壁試験体が設置し得るように工夫がなされているため、施行時の寸法誤差を気にする必要がない。

### 2) 載荷方法

実験は JISA1414 の規定に定められた、面内せん断試験(B)と同様にタイロッドを用いない方法で行った。試験体は、柱の軸芯から外側 200 mm 位置の土台の両端部に 12mm φの全ネジボルトをアンカーとして用い、載荷実験装置に固定した。載荷時の試験体の構面外変形を防止するため、梁の両端にボールベアリングを取り付けた治具を介して載荷装置の振れ止めに挟み込んで設置した。

載荷には電動アクチュエータを用いて、変位制御によるプログラム自動載荷を行った。図 3 にプログラム載荷履歴を示す。載荷装置（図 2）の左から右の向きを正として、変形角  $\pm 1/480$ 、 $\pm 1/240$ 、 $\pm 1/120$ 、 $\pm 1/60$ 、 $\pm 1/30$ 、 $\pm 1/15$ 、 $\pm 1/10$ rad を折り返し点とし、各折り返し点を最低 2 回経験するような正負繰り返し載荷を行った。繰り返し載荷による損傷状況と併せて履歴復元力特性の劣化性状を調べた。

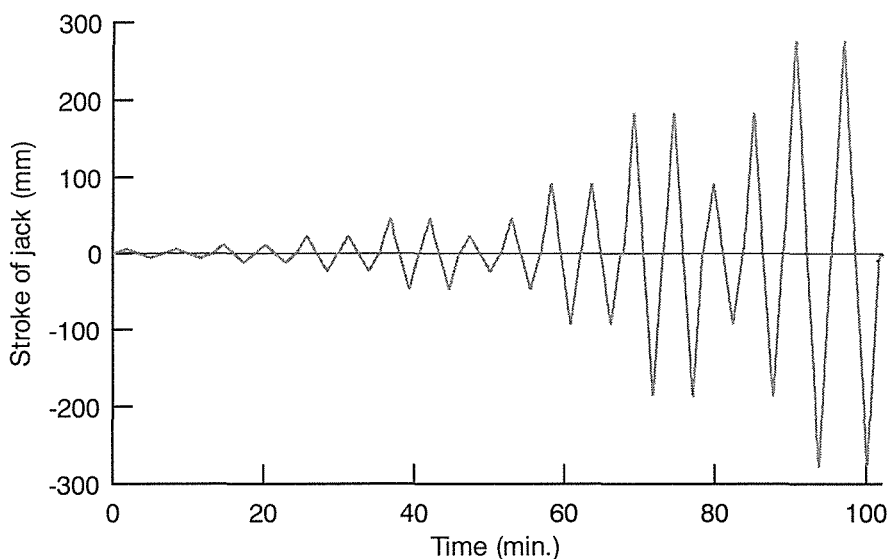


図 3 プログラム載荷履歴



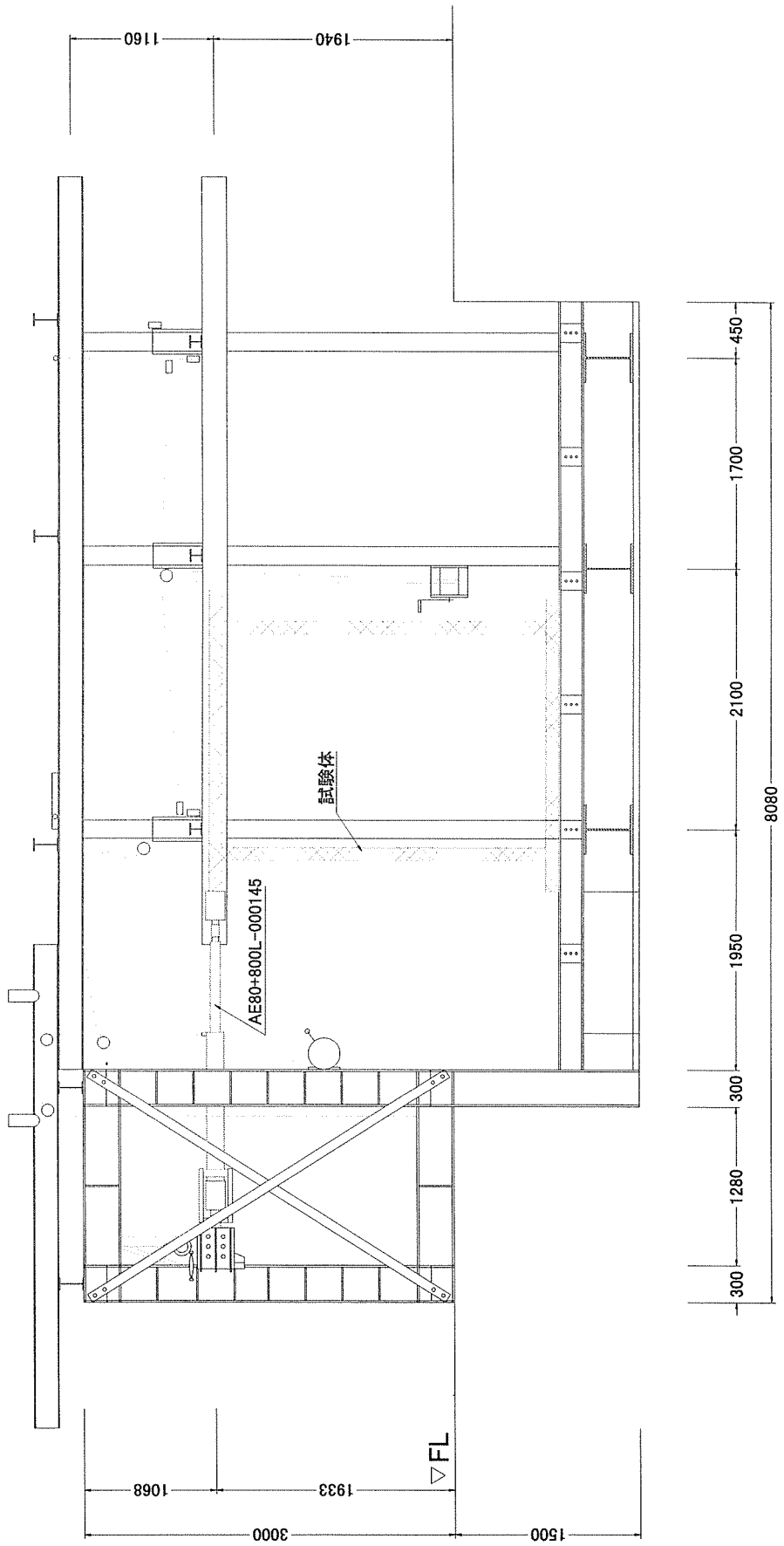


図 2 載荷実験装置

## 2.5 計測方法

加力方向は、図2の載荷実験装置（試験体の表側面）において、右方向に作用する水平力を正方向としている。変形角も同様に、表側面から見て試験体が右方向に変形するとき、すなわち、時計回りの回転を正方向として定めている。

試験体に作用する水平荷重は、写真3に示すように、アクチュエーター先端に取り付けたロードセルにより計測し、図4(a)に示すように試験体の各変位計取付位置における変位量を計測した。右柱脚部および土台部分の変位計取り付け状況を写真4に示す。各変位計による計測内容を表4.1に示す。変位の計測内容は桁の水平変位、土台の水平変位、土台の浮き沈みによる変位、柱頭並びに柱脚の浮き沈みによる変位、柱頭並びに柱脚に生じる回転角である。また、歪みゲージを図4(b)に示す位置で部材面の裏表にそれぞれ取り付けて各部材に生じる歪みを計測した。これらの計測データは5秒間隔で自動記録を行い、リアルタイムにモニターに表示しながら実験を行った。

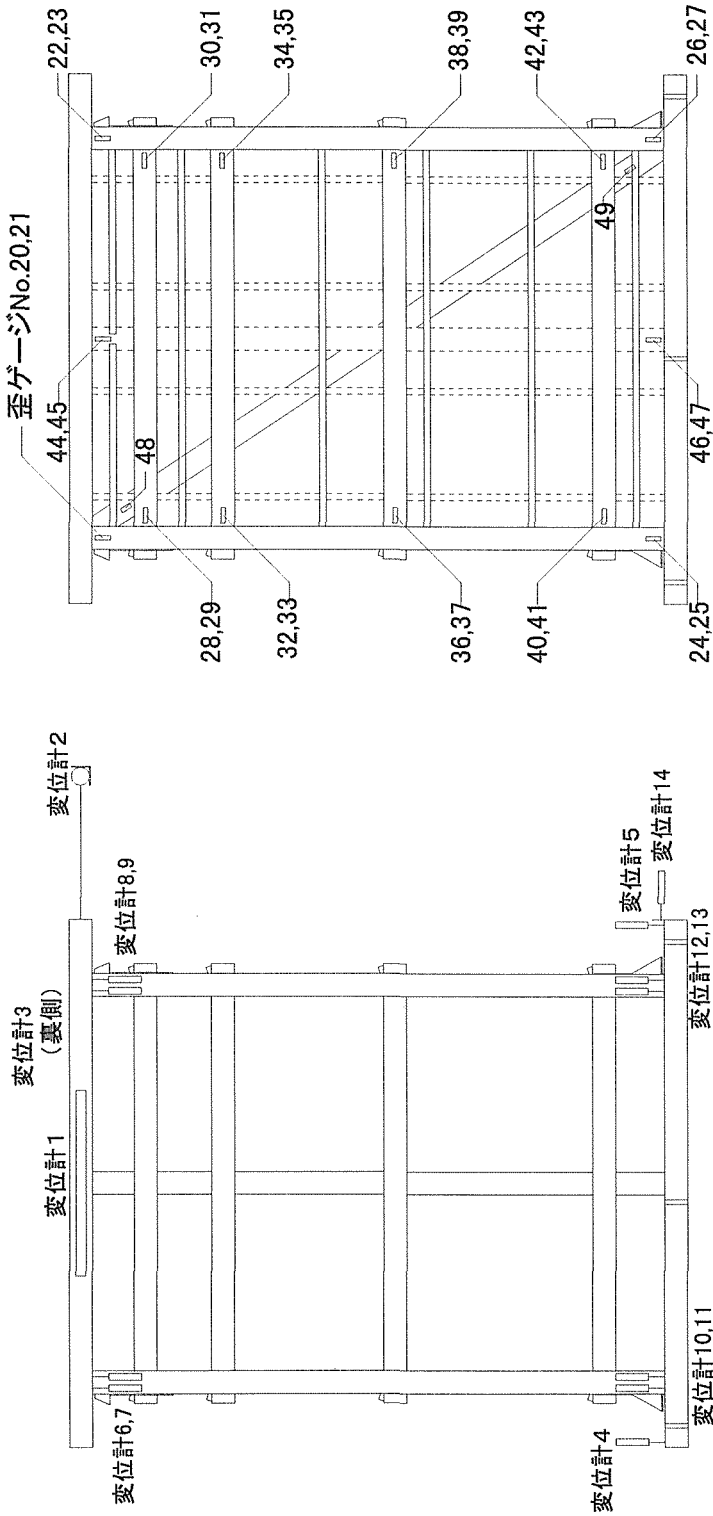
表4.2に実験で用いた計測機器の一覧を示す。

表 4.1 各変位計の計測内容

変位計No.	計測内容
①②③	桁の水平変位
④	土台の水平変位
⑥⑦	桁-左柱の柱頭回転角：柱頭回転角
⑧⑨	桁-右柱の柱頭回転角：柱頭回転角
⑩⑪	土台-左柱の柱脚回転角：柱脚回転角
⑫⑬	土台-右柱の柱脚回転角：柱脚回転角
④⑤	土台の浮き沈みからの回転角：土台回転角
⑥⑦	桁-左柱の柱頭の浮き沈みによる変位量：柱頭変位量
⑧⑨	桁-右柱の柱頭の浮き沈みによる変位量：柱頭変位量
⑩⑪	土台-左柱の柱頭の浮き沈みによる変位量：柱頭変位量
⑫⑬	土台-右柱の柱頭の浮き沈みによる変位量：柱頭変位量

表 4.2 計測機器一覧

計測機器	No.	型式	容量	精度	備考
変位計	①	DLT-300AS	±300mm	0.1mm	共和電業製
	②	DP-2500C	2500mm	0.5mm	東京測器研究所製
	③	SDP-200R	200mm	0.01mm	東京測器研究所製
	④～⑬	SDP-100R	100mm	0.01mm	東京測器研究所製
歪みゲージ	20～50	PFL-30-11-5LT			東京測器研究所製
ロードセル荷重計	0	TCLP-B	10tonf	5kgf	東京測器研究所製



(a) 変位計取り付け位置

(b) 歪ゲージ取り付け位置

図 4 計測機器の取り付け位置

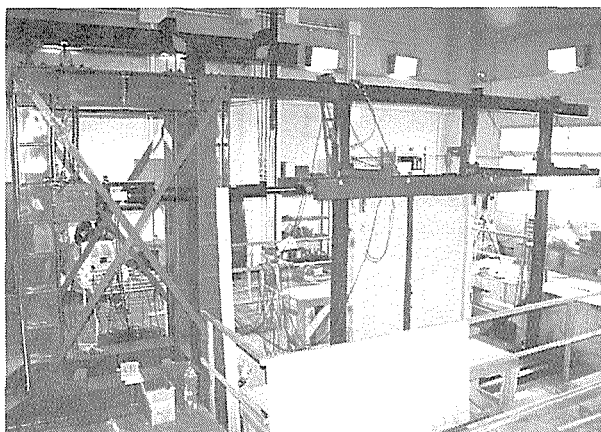


写真1 載荷装置全景

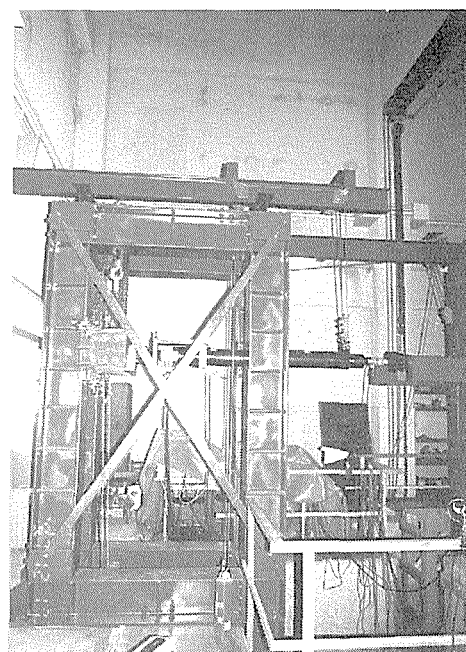


写真2 鋼製反カフレーム

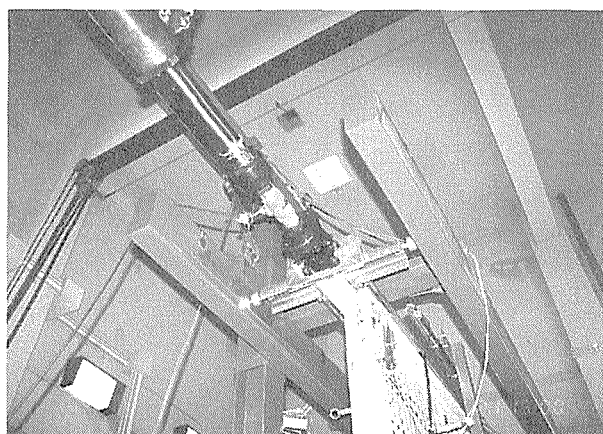


写真3 載荷点



写真4 変位計取り付け部

### 3 実験結果

7種類、計14体の試験体の繰り返し水平力載荷実験の結果について述べる。表4.1に対応して、図4(a)に示す14個の変位計の値( $d_1 \sim d_{14}$ )から以下のように、見かけの変形角 $\gamma$ 、土台の浮きあがり回転角 $\theta$ 、真の変形角 $\gamma'$ を求めた。

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{d_1 - d_{14}}{2730}, \quad \theta = \frac{d_4 - d_5}{2320}, \quad \gamma' = \gamma - \theta \\ r_1 &= \frac{d_6 - d_7}{55}, \quad r_2 = \frac{d_8 - d_9}{55}, \quad r_3 = \frac{d_{11} - d_{10}}{55}, \quad r_4 = \frac{d_{13} - d_{12}}{55} \\ \delta_1 &= \frac{d_6 + d_7}{2}, \quad \delta_2 = \frac{d_8 + d_9}{2}, \quad \delta_3 = \frac{d_{11} + d_{10}}{2}, \quad \delta_4 = \frac{d_{13} + d_{12}}{2}\end{aligned}$$

ここで、 $r_i$  及び  $\delta_i (i=1,2,3,4)$  はそれぞれ柱と横架材の接合部の回転角及び抜けを表している。載荷時の土台の水平変位及び浮き上がりとも  $10^2\text{mm}$  のオーダーであり、桁部の水平変位(最大 273mm)に比べると十分小さいのでこれらを無視して、見かけの変形角を真の変形角とする。

表1の試験体種類ごとに、繰り返し載荷による荷重と変形角の関係を図5(a)~(g)に示す。接合部の抜け量と荷重の関係および接合部回転角と荷重の関係を図6および図7に示す。

以下に、繰り返し載荷に伴う破壊状況を荷重および変形角との関連から述べる。

#### 3.1 貫のみ(試験体 No.1)

荷重と変形角の関係を図5(a)に、実験途中の状況を写真5~7に示す。貫のみで抵抗するため、剛性も最大耐力も小さい。変形が大きくなるにつれ耐力は増加傾向を示し、最大耐力時の変形は  $1/10\text{rad}$  であった。各変形レベルの2サイクル目においては1サイクル目より耐力が小さくなり、くり返し載荷により耐力が低下している。

変形角  $1/30\text{rad}$  付近から楔の割れ、縦横の貫を留めている釘による接合部のきしみが顕著であった。

#### 3.2 小舞下地付き(試験体 No.2)

荷重と変形角の関係を図5(b)に示す。試験体 No.1 と同様の復元力特性であり、小舞下地は耐力にはほとんど寄与していない。破壊状況は試験体 No.1 と同様である。試験体 No.2a は内法貫に節があり、 $1/10\text{rad}$  変形時にその部分で割れを生じた(写真8)が、耐力が大きく減少することはなかった。

### 3.3 荒壁(試験体 No.3)

荷重と変形角の関係を図 5(c)に、実験途中の状況を写真 9～12 に示す。最大耐力時の変形は  $1/30\sim 1/15\text{rad}$  である。1 体目と 2 体目の実験時期が約 3 週間空いてしまったので養生期間の影響が出たのであろうか、2 体目の試験体のほうが 1 体目に比べて最大耐力が約 1.2 倍、 $1/120\text{rad}$  変形時の耐力は約 1.3 倍であった。壁土の強度試験法を確立し、養生期間による壁土の強度変化を調べる必要がある。 $1/120\text{rad}$  変形時の耐力は壁土のない試験体 No.1,2 と比べると 6 倍以上上昇した。

下地竹に沿った壁土の薄い部分でのひび割れが目立つ。隅角部は壁のせん断変形により圧壊する。裏側の面では立貫の両側が  $10\sim 15\text{mm}$  盛り上がり、観音開きのようである。 $1/15\text{rad}$  以上の変形になるとひび割れた壁土の小片が剥落する。

### 3.4 中塗り壁(試験体 No.4)

荷重と変形角の関係を図 5(d)に、実験途中の状況を写真 13～15 に示す。荒壁より更に耐力は上昇して  $1/120\text{rad}$  変形時の耐力は 2.6～3.6 倍、最大耐力は 1.8～2.5 倍であったが、最大荷重時の変形は荒壁よりも小さく  $1/60\text{rad}$  であった。最大荷重に達した後の耐力劣化も荒壁に比べて著しい。

変形が  $1/60\text{rad}$  を超えると、表側では横貫に沿って水平のひび割れがちり付近から壁中央に進展する。 $1/30\text{rad}$  ではせん断による×のひび割れが目立ち始め、 $1/15\text{rad}$  になると、隅角部から小片の剥落が始まる。2 度目の  $1/10\text{rad}$  の変形時には×に割れた部分の下の三角部分が大きく剥落した。1 体は裏側でも上部  $1/3$  程度が剥落した。

### 3.5 筋かい付き小舞下地(試験体 No.5)

荷重と変形角の関係を図 5(e)に、実験途中の状況を写真 16～17 に示す。筋かいの効果により、剛性・耐力とも試験体 No.1,2 に比べて大きい。しかし、筋かいが引き抜かれ、或いは座屈曲げにより折れたあとは耐力を大きく減少し、試験体 No.1,2 と同様の復元力特性を示す。

筋かいは両端を固定しているだけであるので、変形が  $1/120\text{rad}$  を超えるころから座屈し面外にはらみ出す。負の載荷時には筋かいは引っ張られるので、 $-1/60\text{rad}$  付近で接合部に釘による割裂きを生じる。1 体目の試験体は  $1/30\text{rad}$  を超えて  $1/15\text{rad}$  の変形を与える途中で筋かいが座屈曲げにより中央部で折れた。もう 1 体では筋かいは引っ張り、座屈による曲げを繰り返した後、 $-1/30\text{rad}$  変形時に上接合部の釘が抜けてしまった。

### 3.6 筋かい付き荒壁(試験体 No.6)

試験体 No.3 に筋かいが加わったタイプの試験体である。荷重と変形角の関係を図 5(f)に、実験途中の状況を写真 18～20 に示す。 $1/120\text{rad}$  変形時の耐力を荒壁(試験体

No.3)と比較すると、正の載荷では約 1.6 倍、負の載荷では約 2.5 倍耐力が上昇している。しかしながら、1/30rad 変形で筋かいが引き抜かれてしまい、大きく耐力を減少する。

1/120rad 変形時に筋かいの座屈による面外変形を生じ、耐力が減少する。1/60rad 変形になると下地竹に沿った壁土の薄い部分に細かいひび割れを生じ始める。貫と柱、筋かいと柱の隅角部が圧壊を始めるのもこの頃である。1/30rad になると、壁中央部から壁土の剥落が始まる。負方向載荷時、変形が-1/30rad に達する直前に、筋かい下部接合部が抜けてしまった。

### 3.7 筋かい付き中塗り壁(試験体 No.7)

試験体 No.4 に筋かいが加わったタイプの試験体である。荷重と変形角の関係を図 5(g)に、実験途中の状況を写真 21~24 に示す。1 体目の試験体では-1/30rad 変形時に筋かい接合部が引き抜かれて最大耐力に達し、2 体目の試験体では 1/30rad 変形時に筋かいが座屈曲げにより折れて最大耐力に達した。試験体 No.4 と比較して、最大荷重は正の載荷については約 1.2 倍、負の載荷については 1.3~1.6 倍であり、1/120rad 変形時の耐力は 1.0~1.4 倍であった。

1/120rad 時には、筋かいが座屈により面外へはらみ出し、約 1cm の隙間が見られた。壁土そのものには目立った損傷は見られず、柱と壁土の間に小さな隙間(散り切れ)を観察できる程度であった。1/60rad では、裏面の上部でひび割れた壁土が一部剥落した。1/60rad 変形の 2 度目の載荷途中で裏面に斜めの亀裂が走った。筋かいの座屈による面外変形を筋かい中央部で測定したところおよそ 11cm であった。また、表側では貫の上下に亀裂を生じていた。1/30rad では、表側で全ての貫に沿って横方向の下地竹に沿った亀裂が顕著になった。裏側では負の載荷時に筋かいが釘により割り裂きを受け始め、正の載荷時には下方の筋かい端部周辺の壁土が圧壊して浮き上がっていた。目標変形に達したときの筋かいの座屈たわみは約 20cm であった。1/15rad 変形時には、散り切れは約 1cm に達した。2 体目の試験体では筋かい中央部に節があったため、1 度目の 1/30rad の載荷途中で筋かいが折れた。そのまま載荷を続けたため、2 度目の負の載荷時に折れた部分が引きちぎられて筋かいはその機能を喪失した。1/10rad になると、表側では内法貫と胴貫の間、胴貫と地貫の間部分で壁土が大きく剥落し、裏側でも筋かい位置より上の三角の部分でその約半分が剥落した。

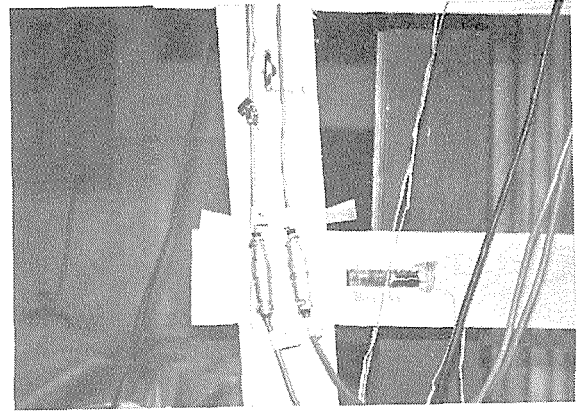
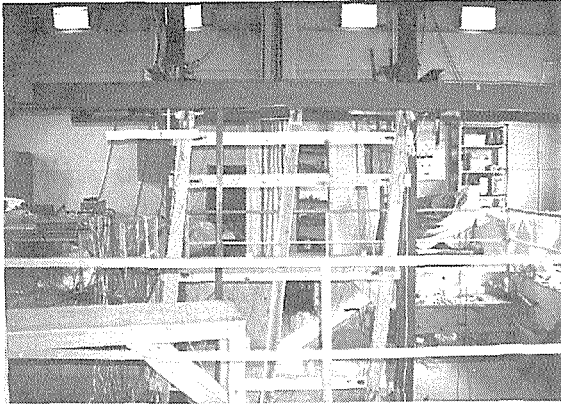


写真5 試験体 No.1a 1/10rad 変形時 写真6 内法貫の浮き上がり(試験体 No.1a)

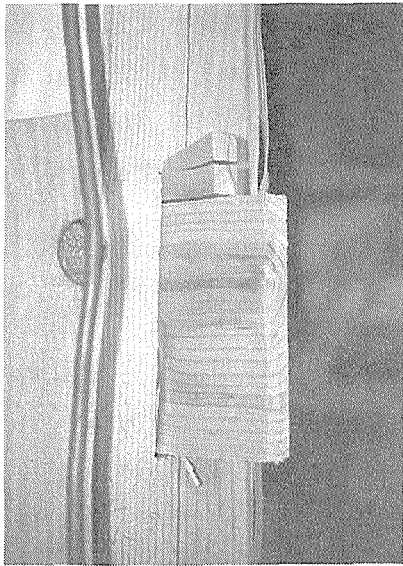


写真7 胴貫の楔割れ(No.1b)

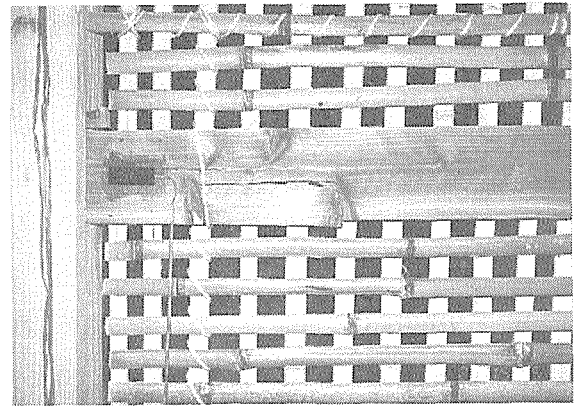


写真8 内法貫が節部分で割れ(No.2a)



写真9 地貫上側で壁土の盛り上がり(No.3a)



写真10 No.3a 1/10rad 変形時





写真 11 洞貫・地貫間の壁土せん断  
ひび割れ(No.3b)



写真 12 立貫と桁の隅角部圧壊  
縦方向の下地竹に沿ってひび割れ(No.3b)



写真 13 内法貫・洞貫間のせん断ひび割れ

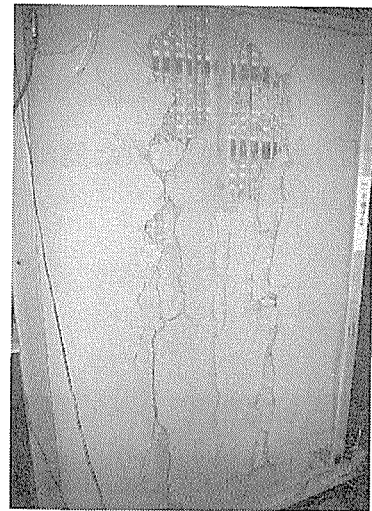


写真 14 裏面中央上部が剥落(No.4b)



写真 15 -1/10rad 時、表側壁土剥落(No.4b)

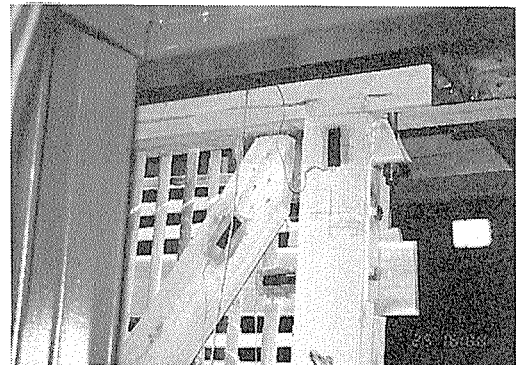


写真 16 筋かいの引き抜け(No.5a)



写真 17 1/15rad 時に折れた筋かい(No.5a)

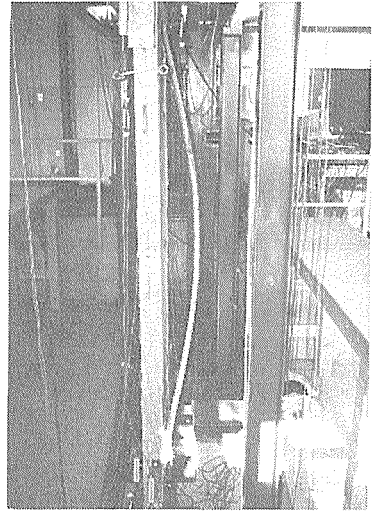


写真 18 筋かい座屈たわみ(No.6a)

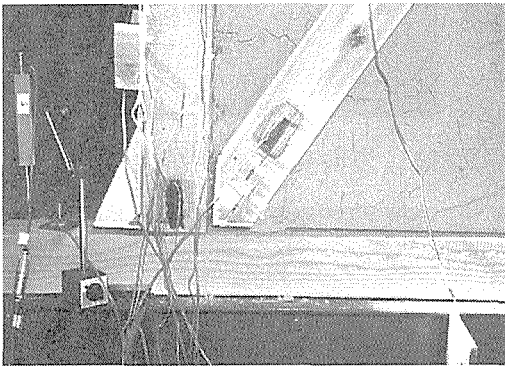


写真 19 筋かい接合部割裂き(No.6a)

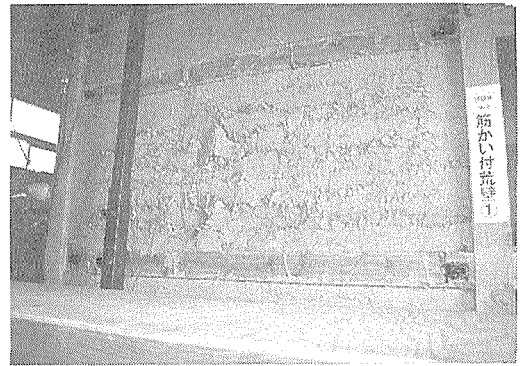


写真 20 実験終了時(No.6a)

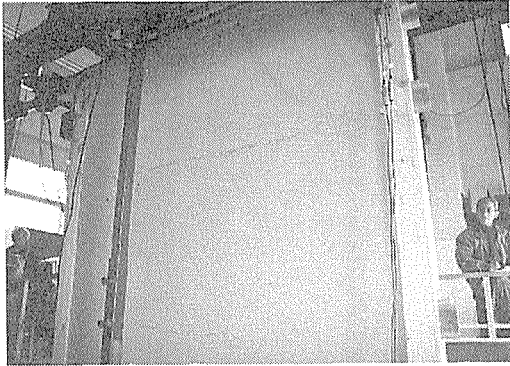


写真 21 1/60rad 時、せん断ひび割れ(No.7b) 写真 22 -1/30rad 時、筋かい接合部(No.7b)

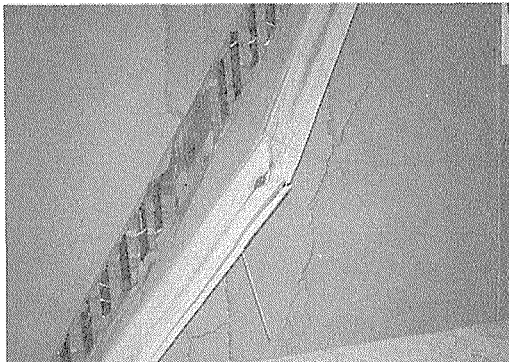


写真 23 筋かい座屈により折れ(No.7b)

写真 24 裏面壁土剥落(No.7b)

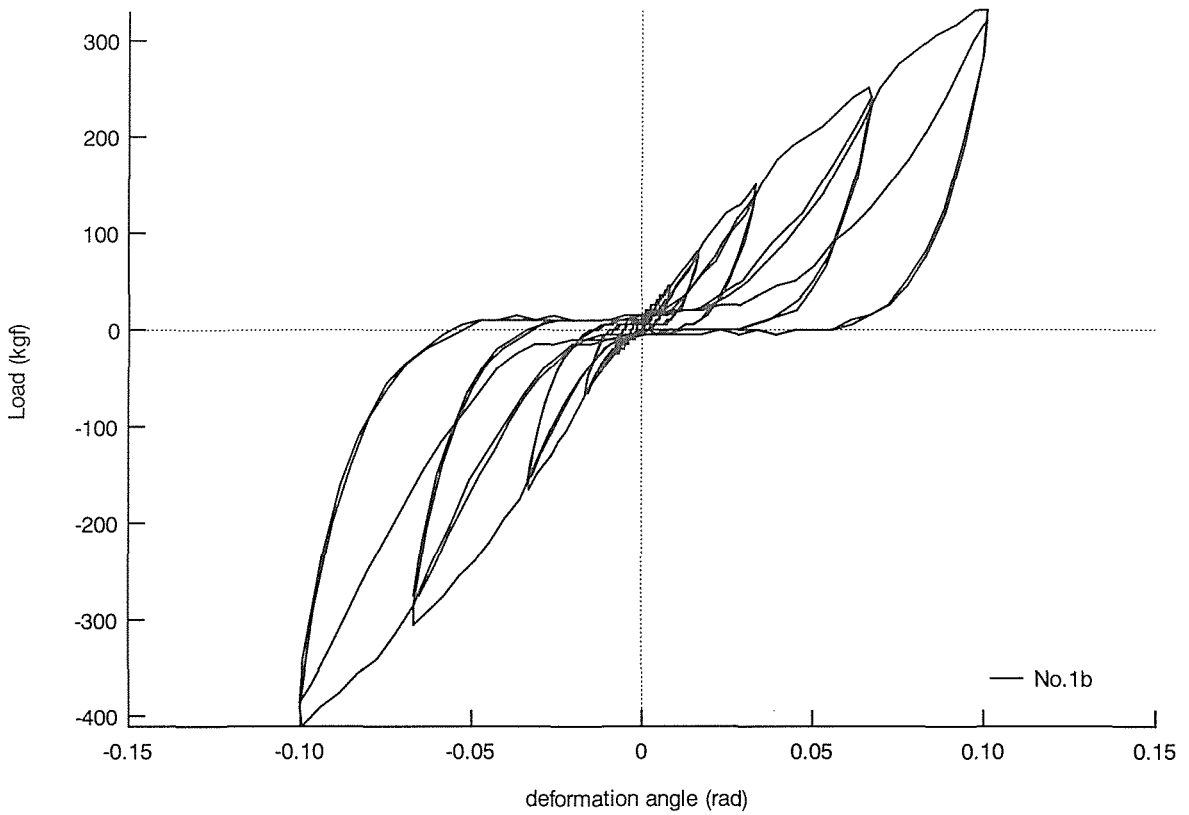
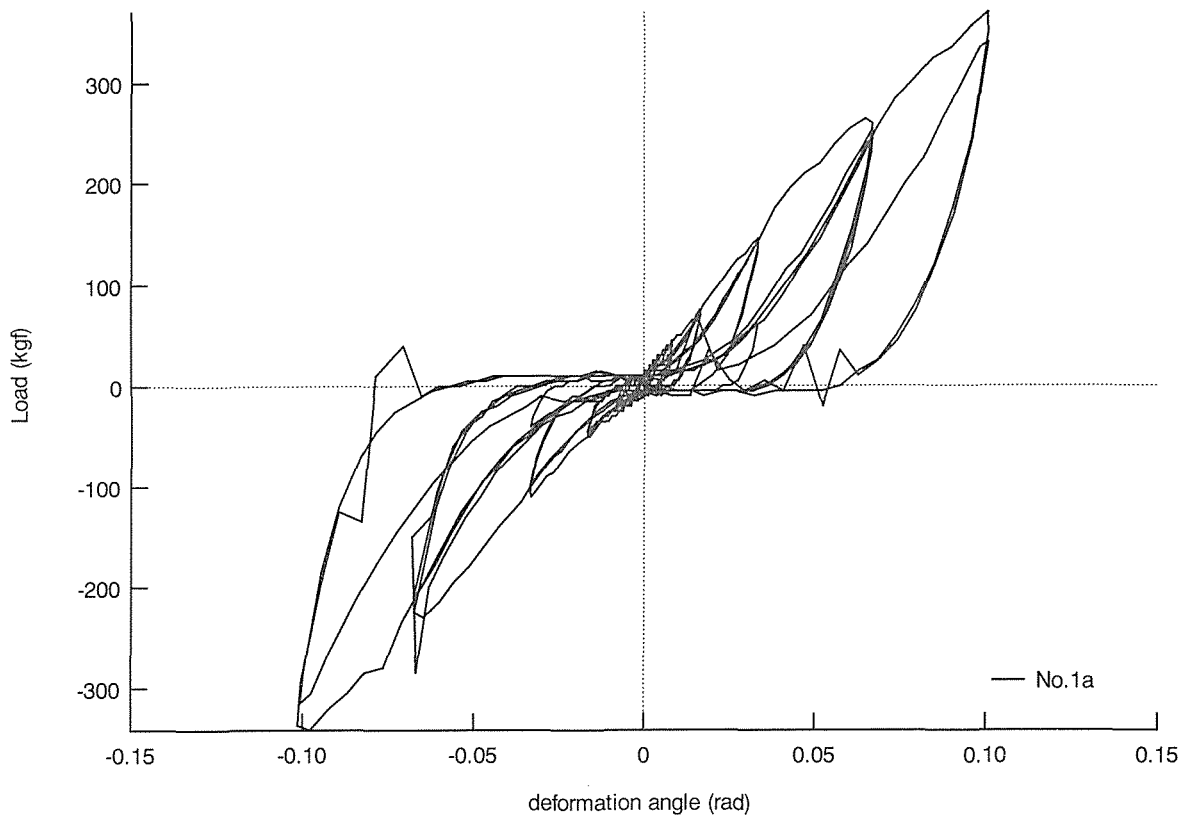


図 5 (a) 荷重－変形角関係（貫のみ 試験体 No. 1）

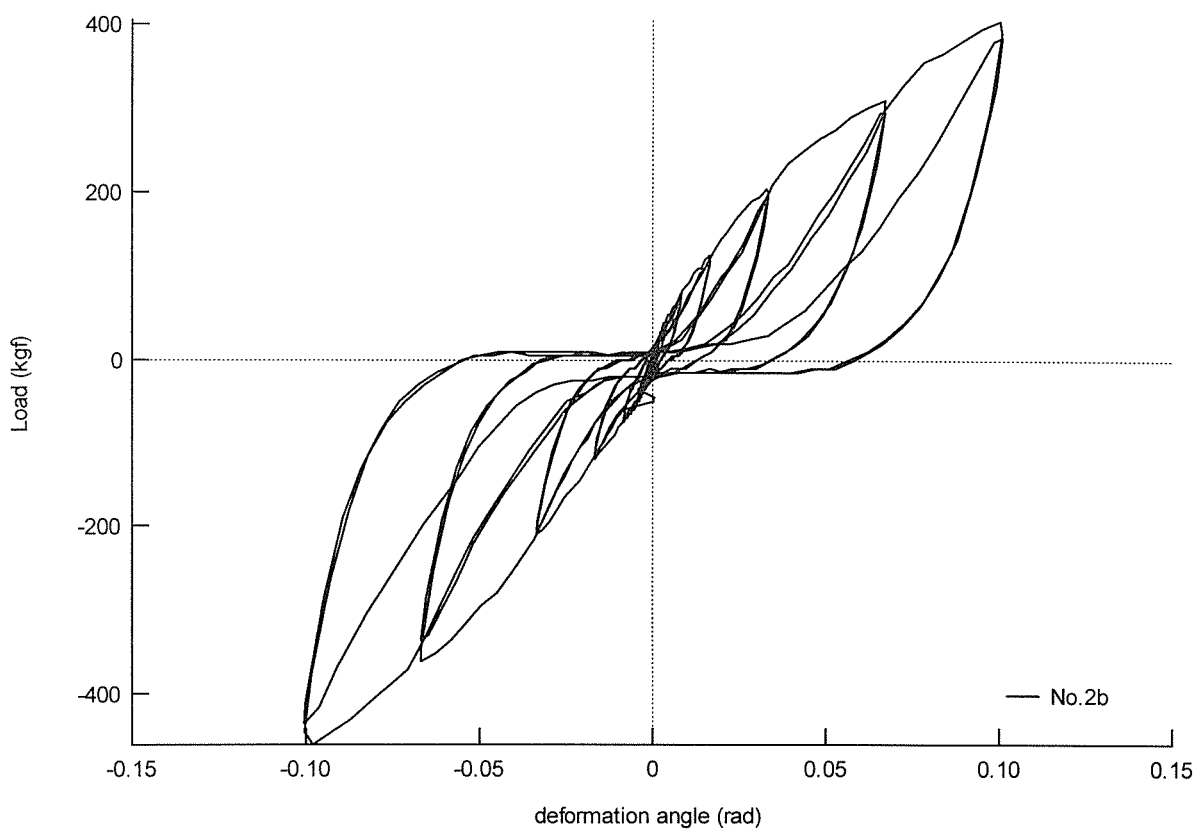
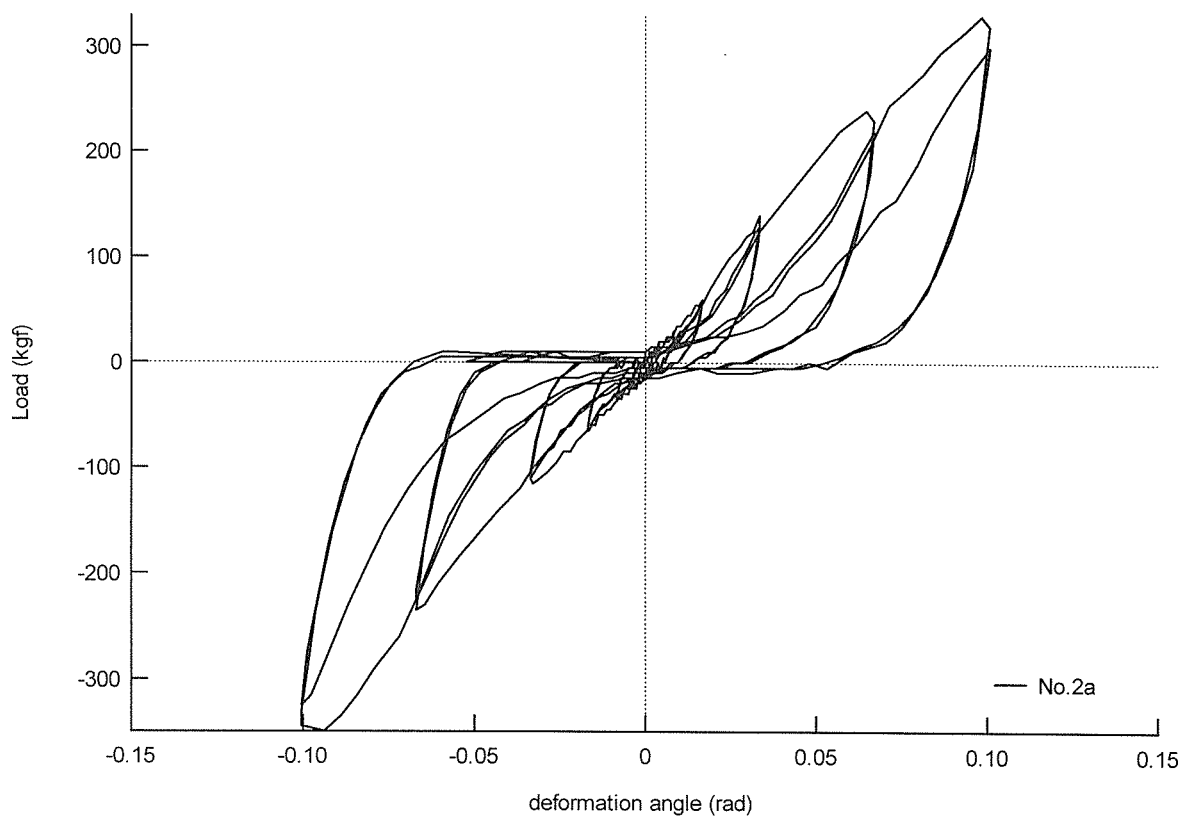


図 5(b) 荷重－変形角関係（小舞下地付き 試験体 No.2）

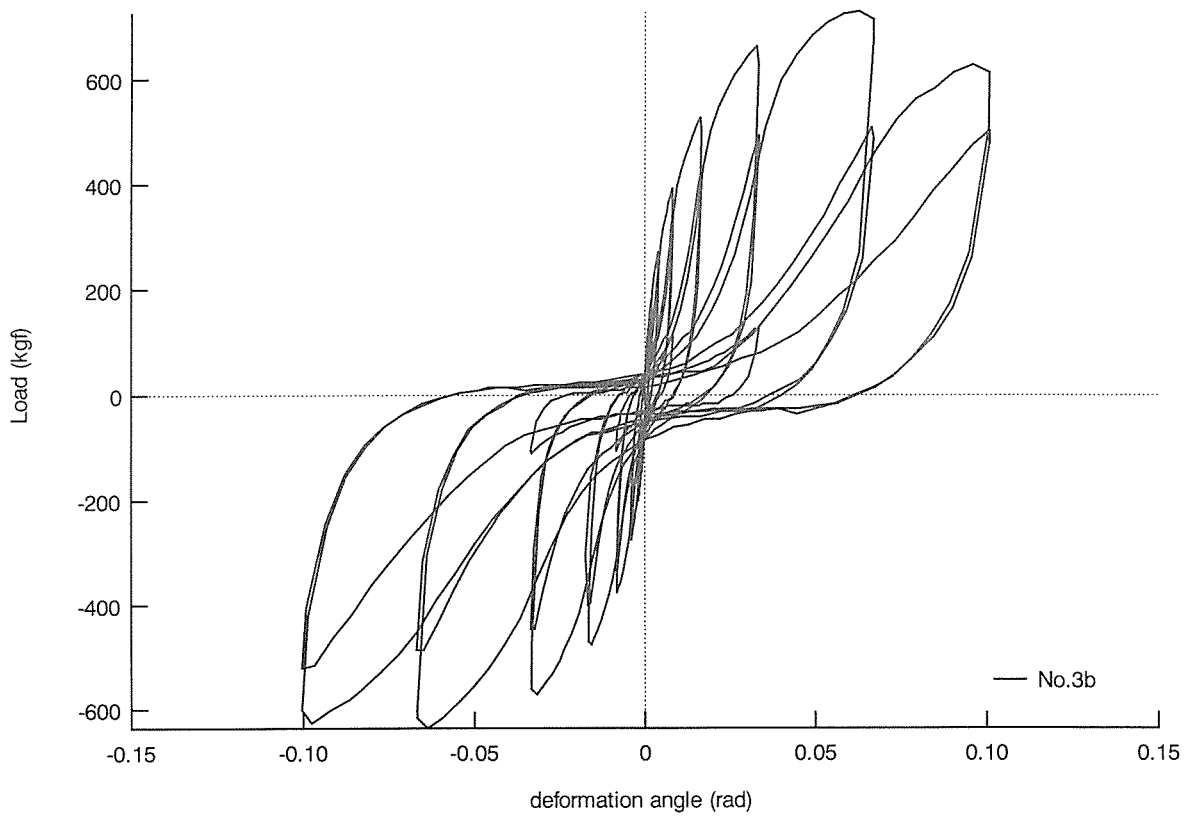
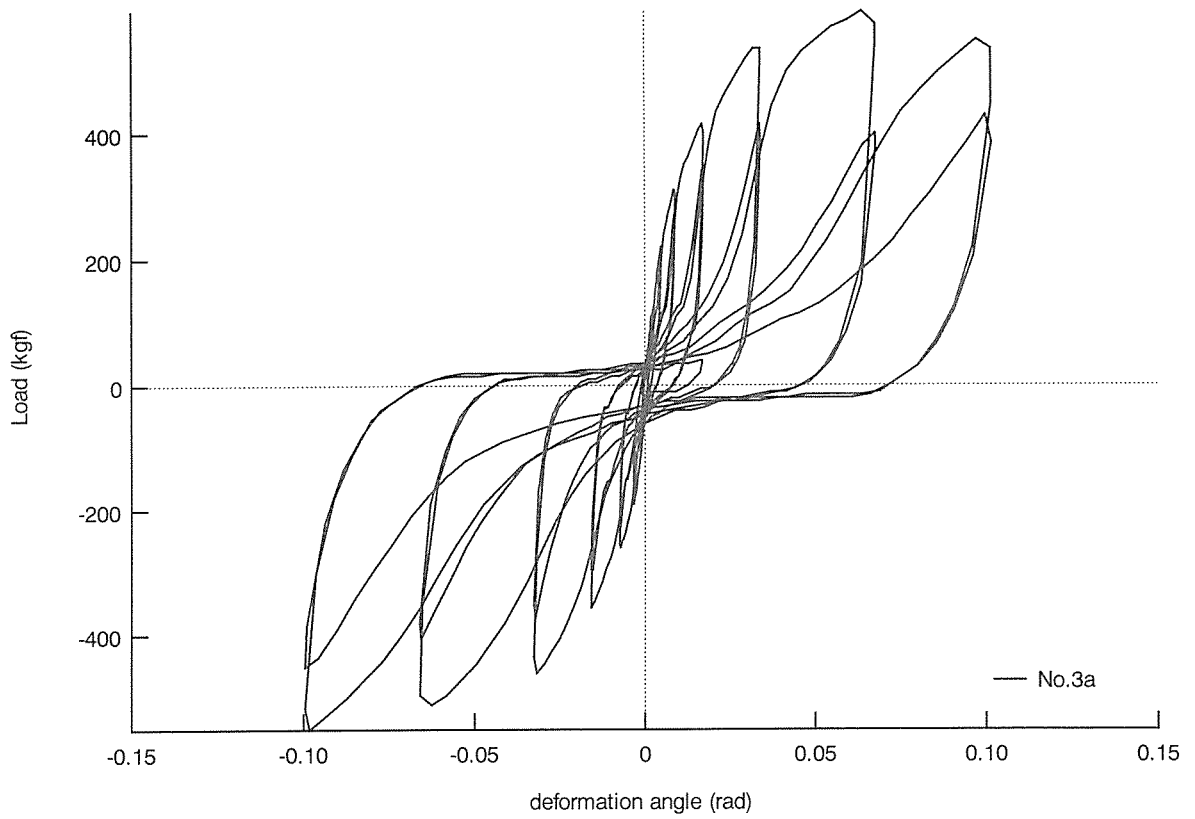


図 5(c) 荷重 - 変形角関係 (荒壁 試験体 No. 3)

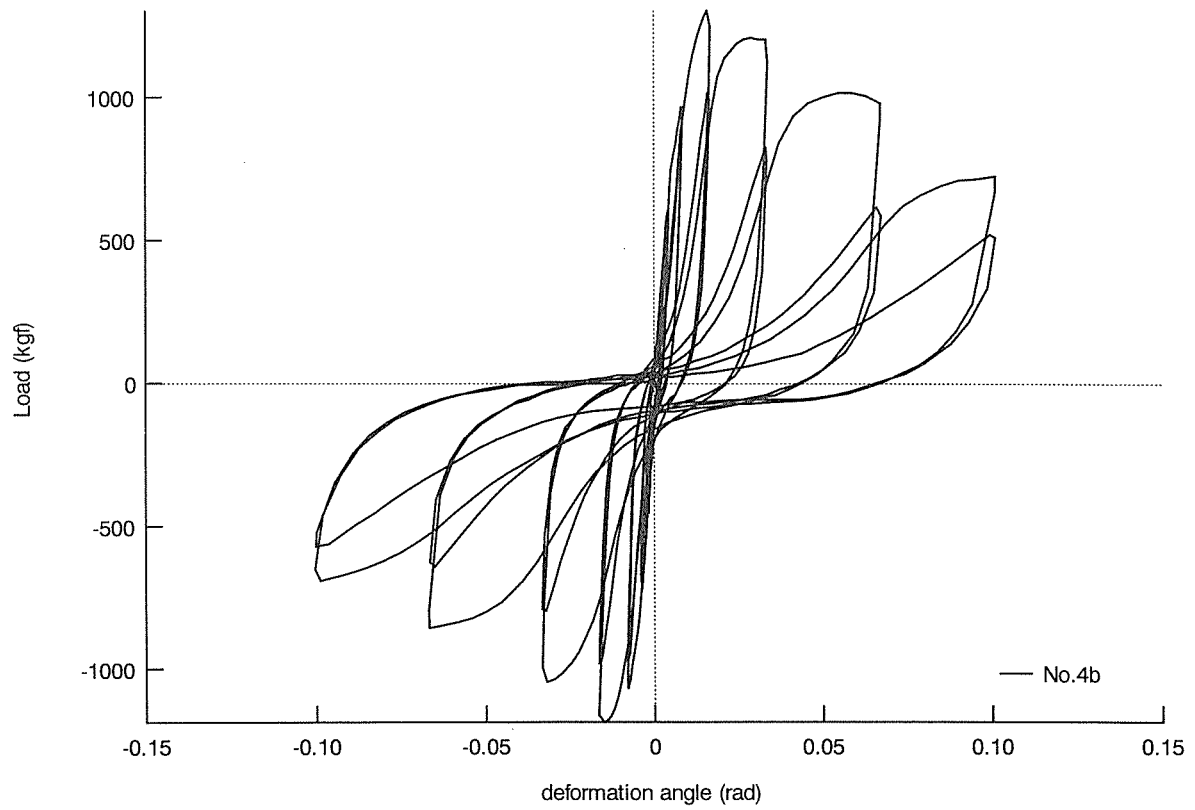
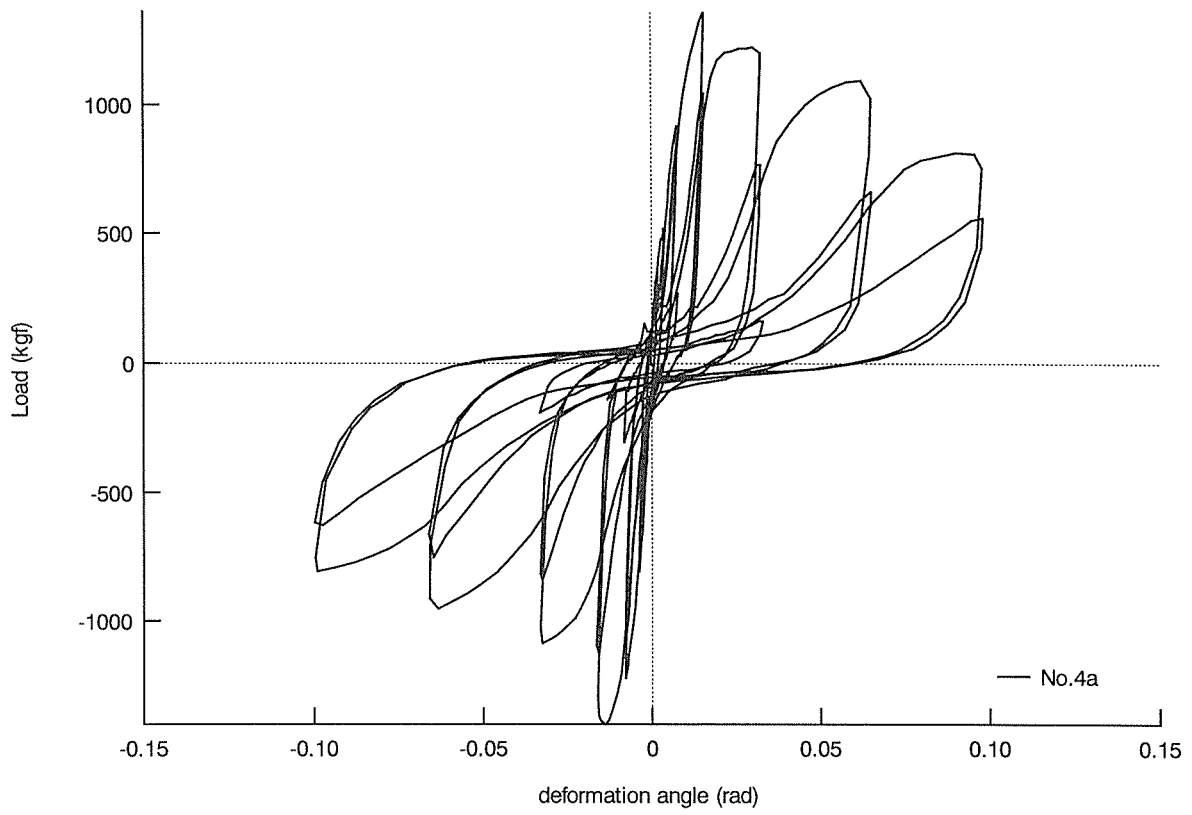


図 5(d) 荷重-変形角関係 (中塗り壁 試験体 No.4)

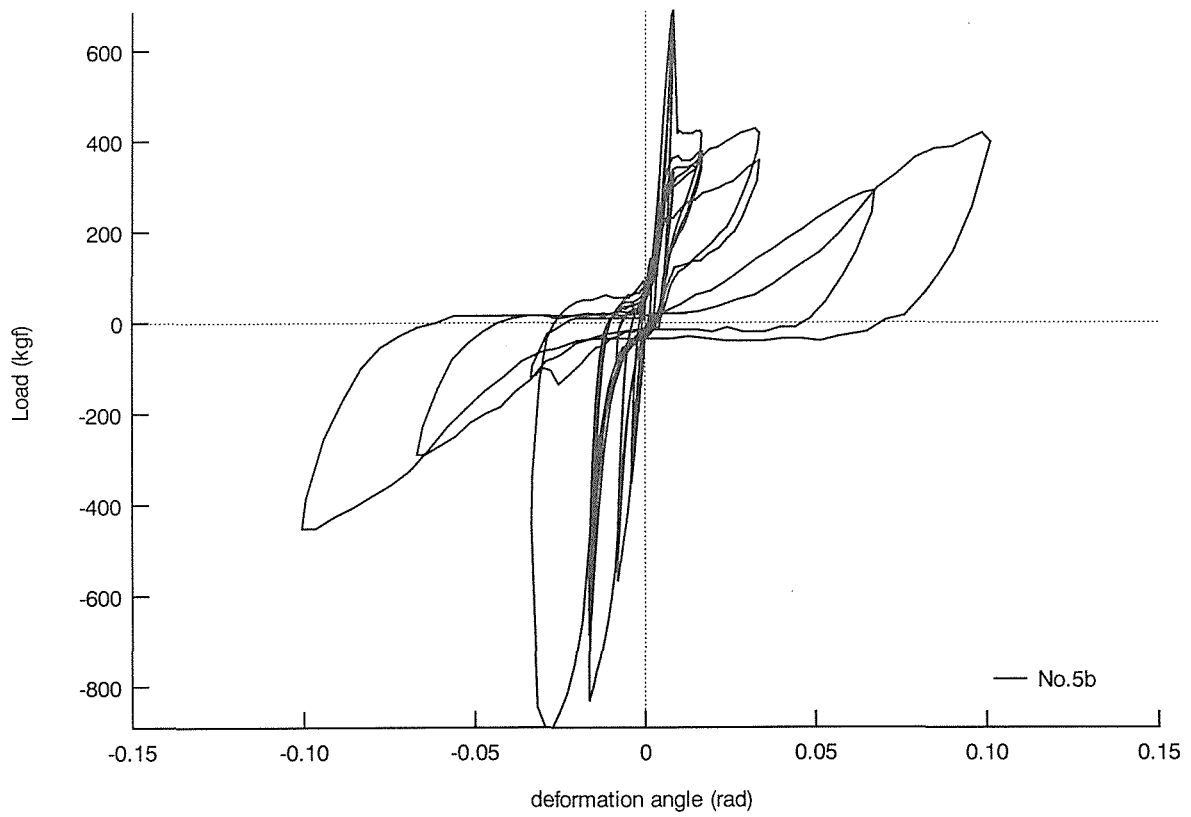
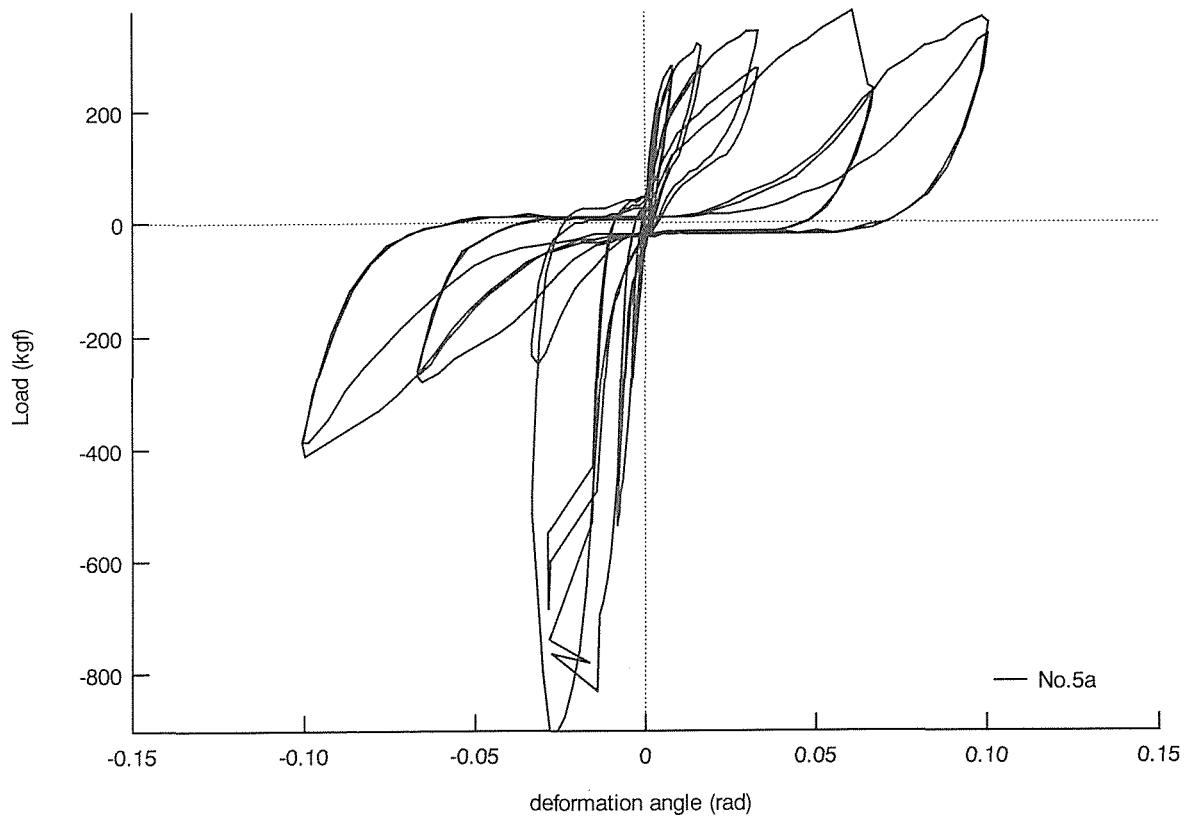


図 5(e) 荷重-変形角関係 (筋かい付き小舞下地 試験体 No.5)



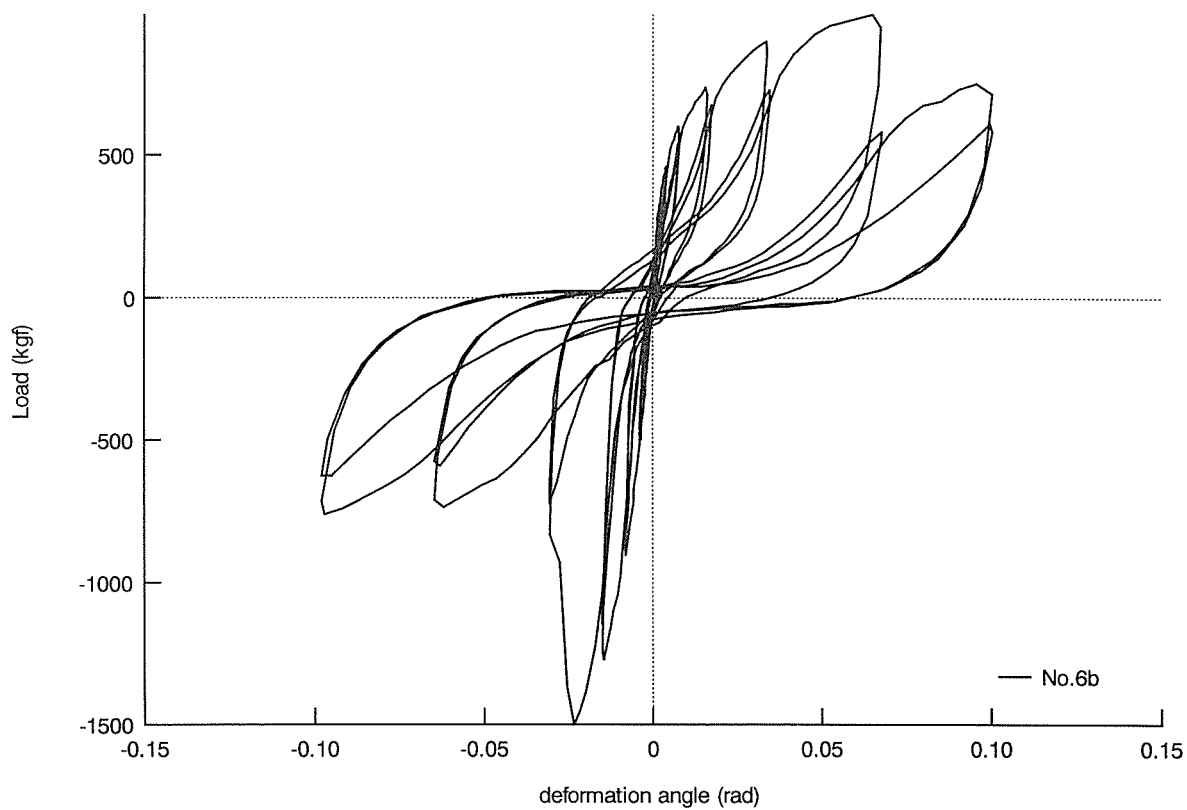
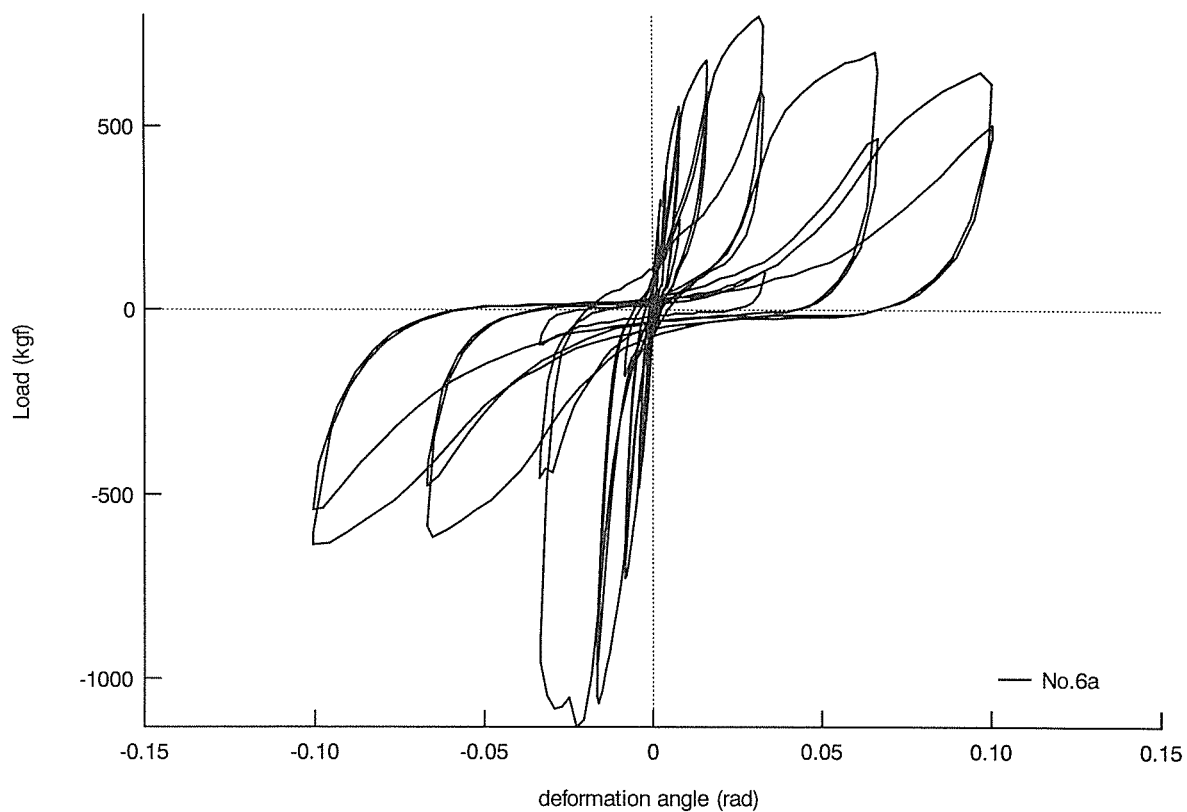


図 5(f) 荷重-変形角関係 (筋かい付き荒壁 試験体 No.6)

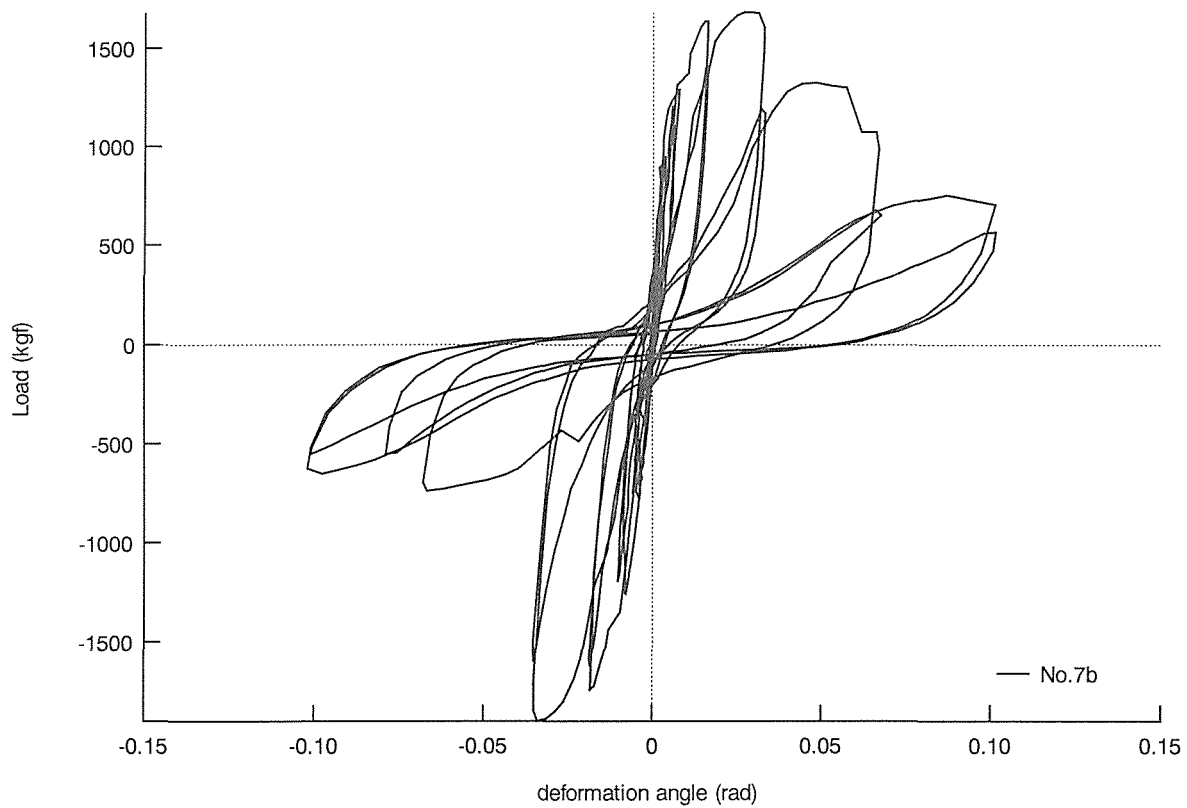
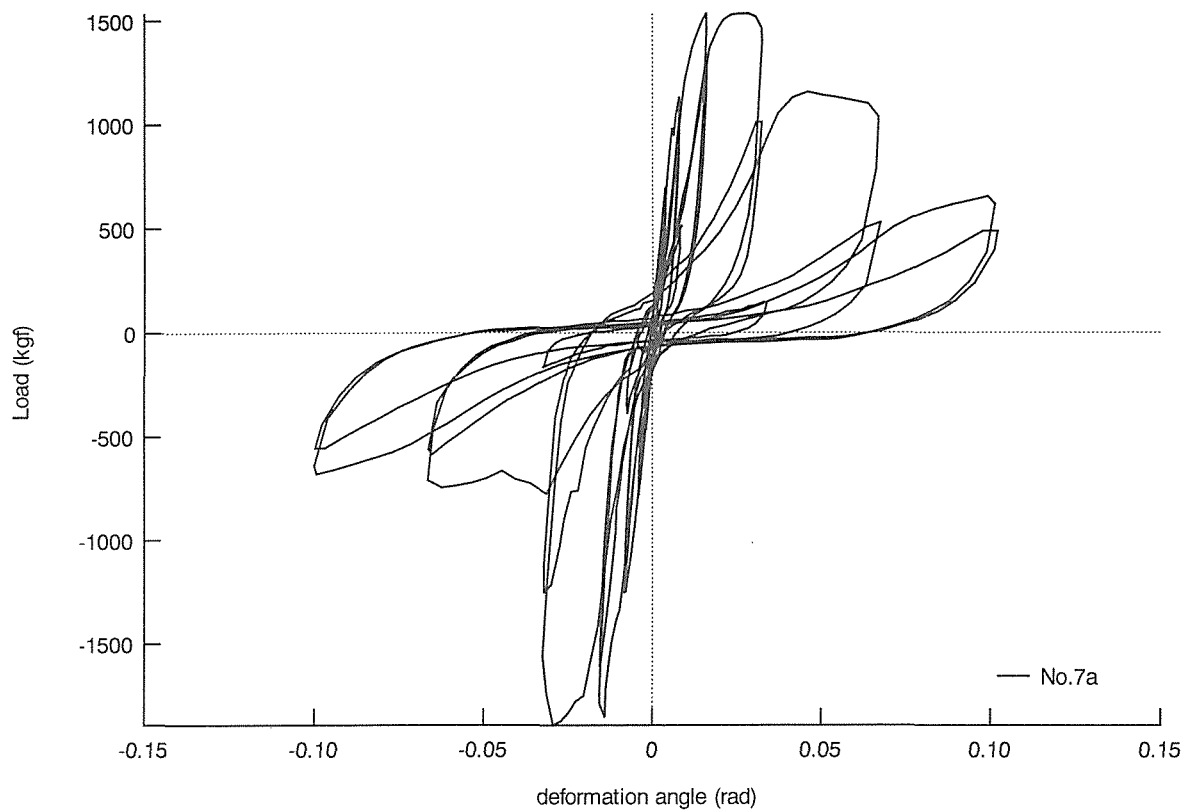


図 5(g) 荷重-変形角関係 (筋かい付き中塗り壁 試験体 No.7)

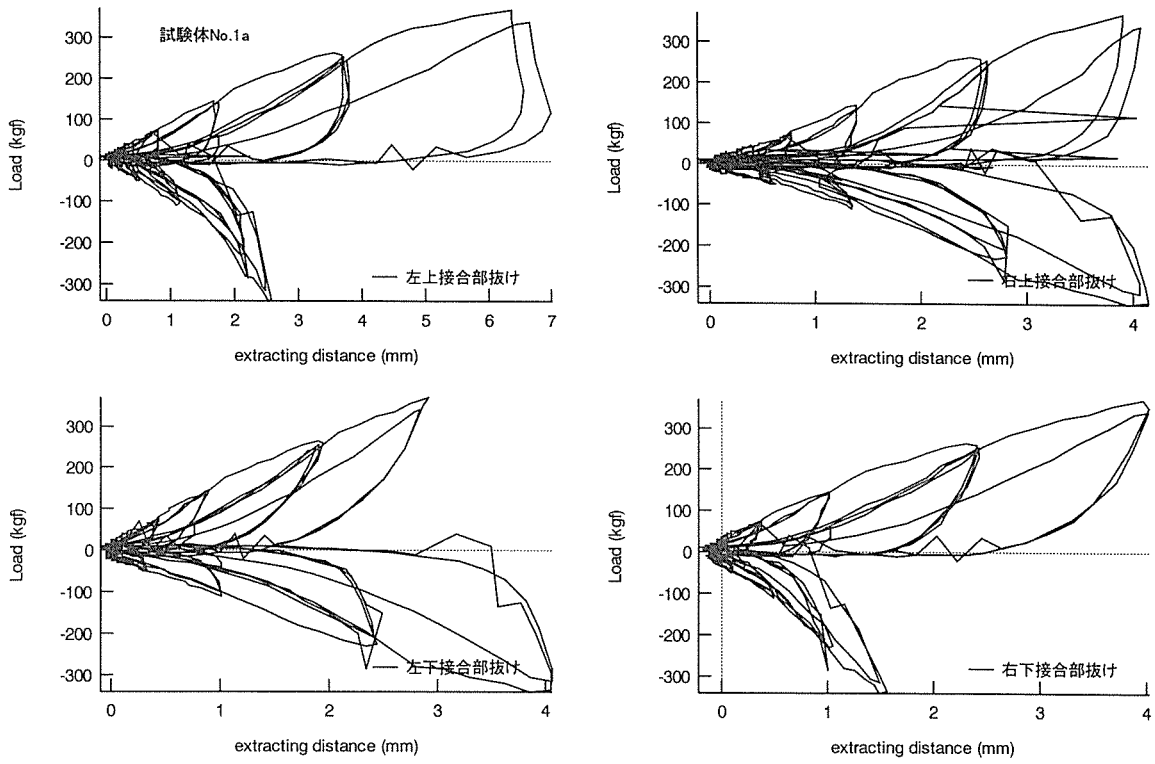


図 6(a) 荷重－接合部抜け量関係 (貫のみ 試験体 No.1a)

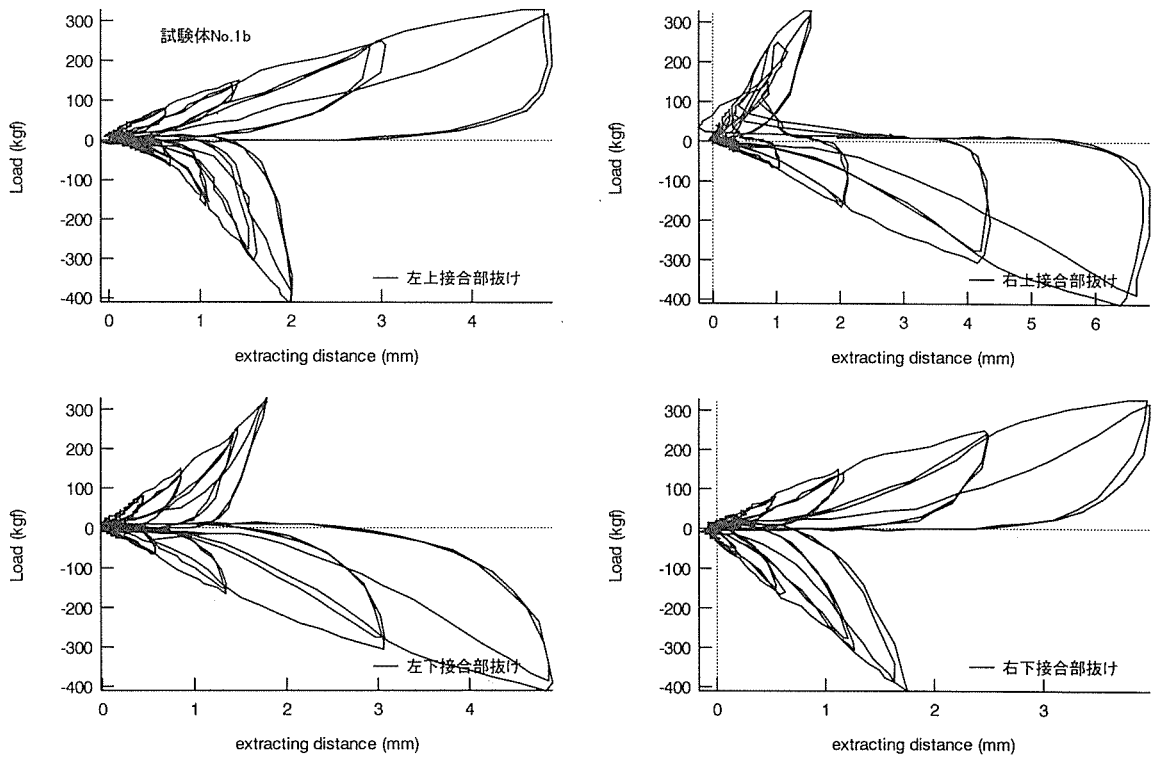


図 6(b) 荷重－接合部抜け量関係 (貫のみ 試験体 No.1b)

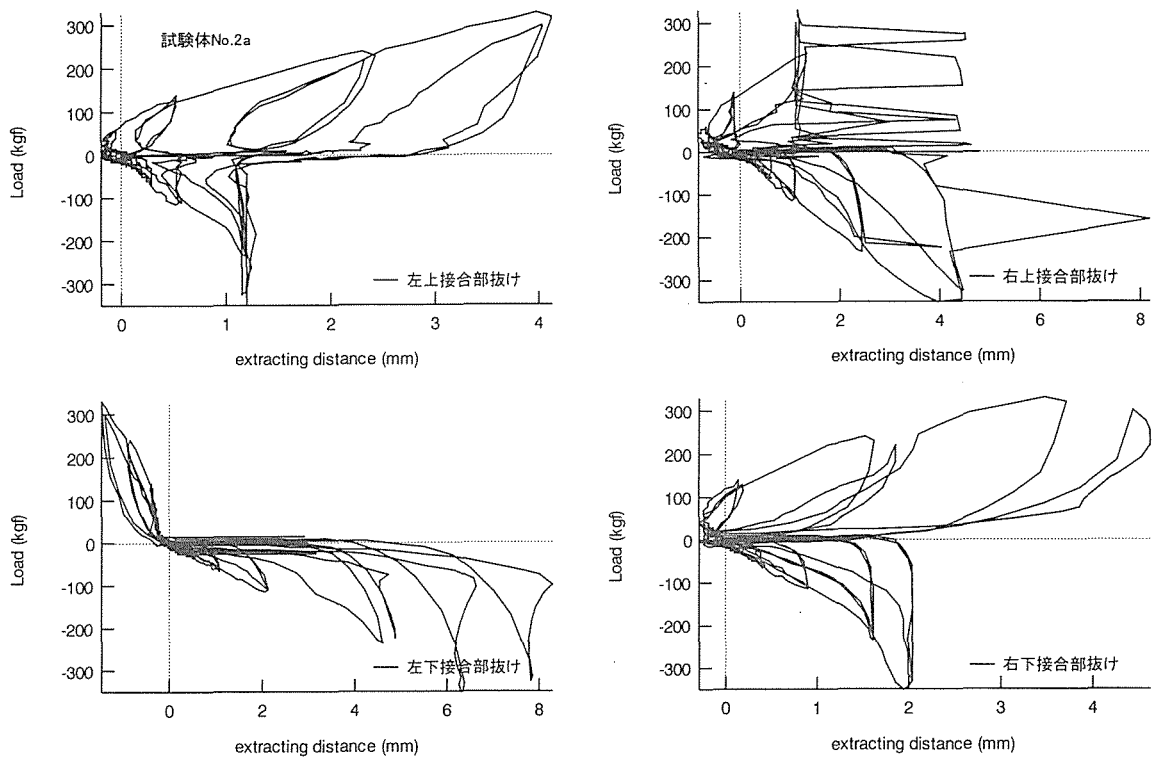


図 6(c) 荷重－接合部抜け量関係 (小舞下地付き 試験体 No.2a)

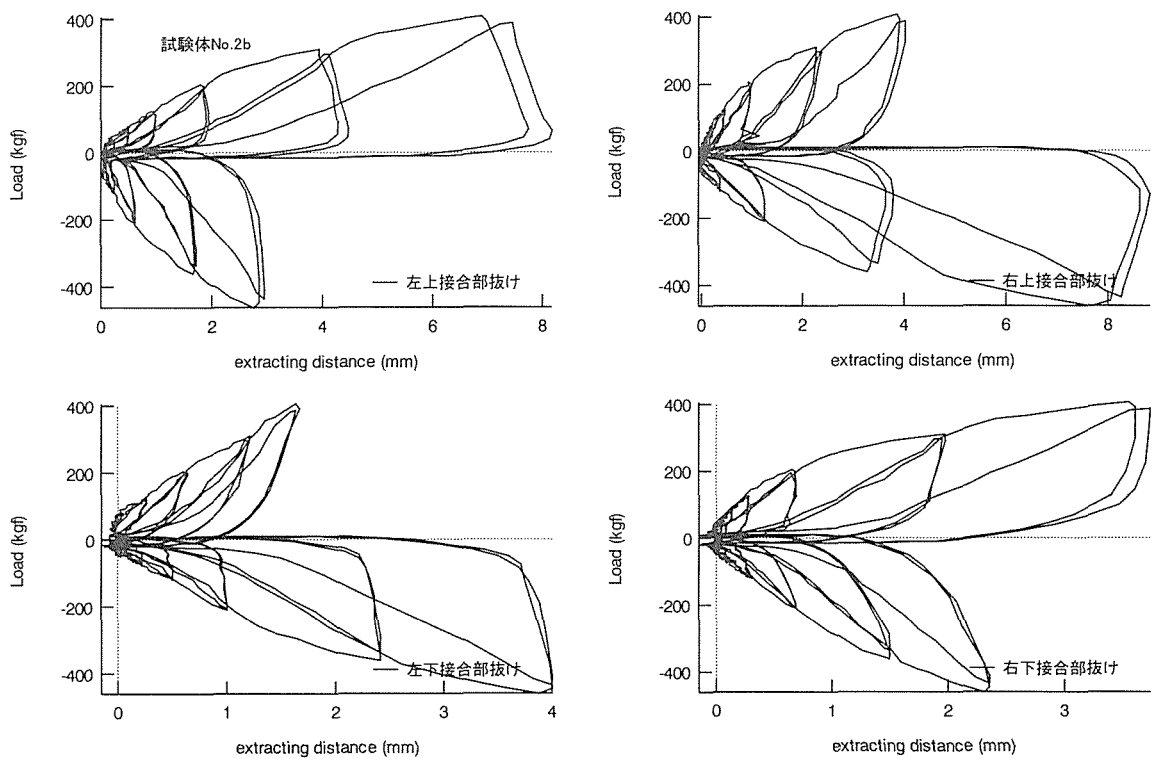


図 6(d) 荷重－接合部抜け量関係 (小舞下地付き 試験体 No.2b)

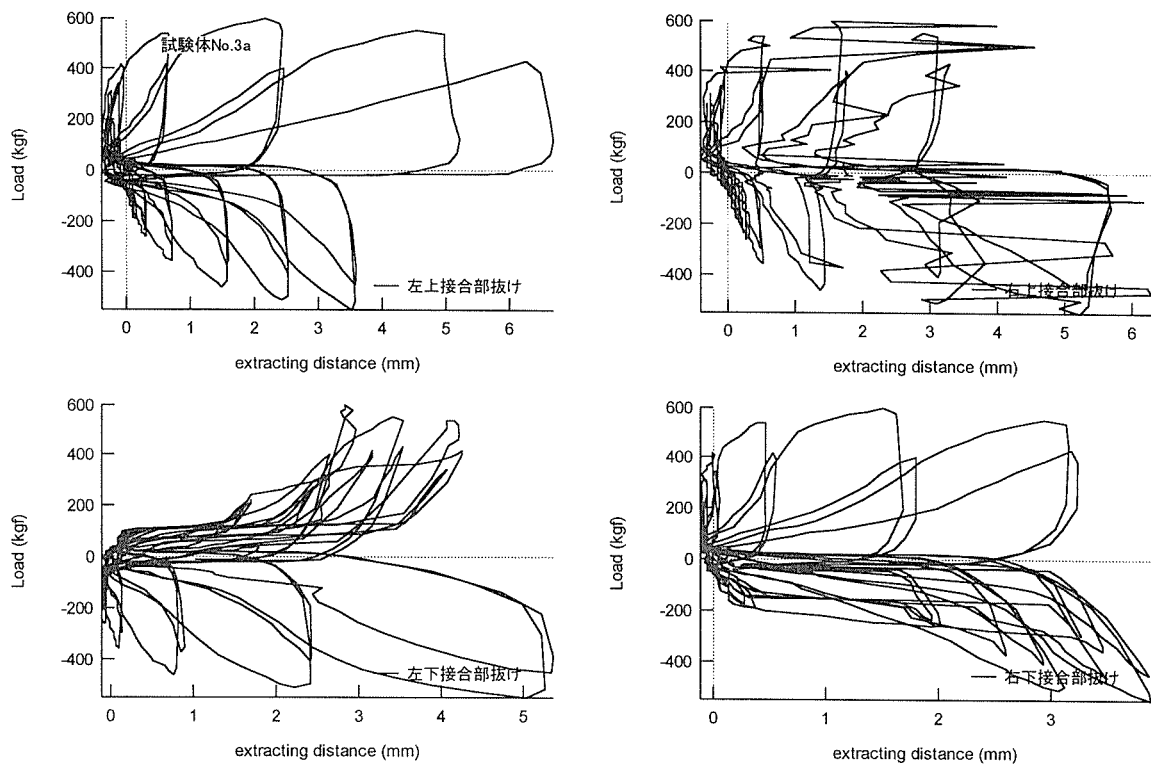


図 6(e) 荷重－接合部抜け量関係 (荒壁 試験体 No.3a)

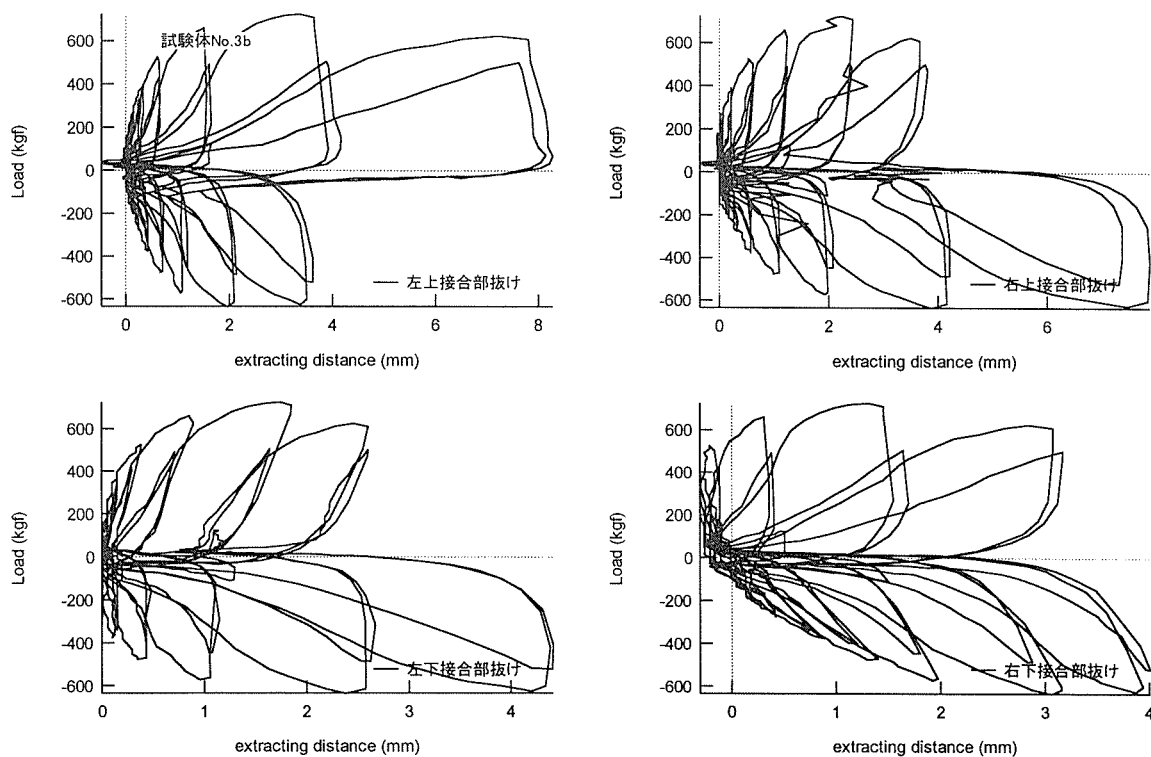


図 6(f) 荷重－接合部抜け量関係 (荒壁 試験体 No.3b)

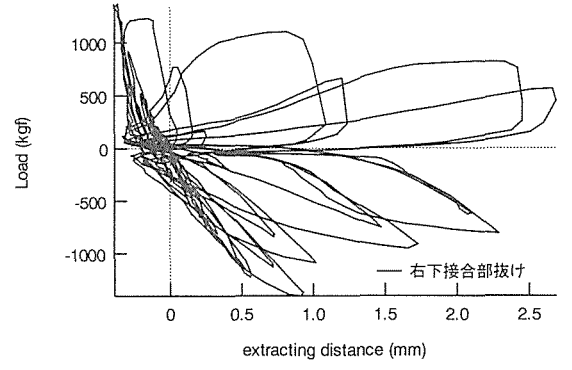
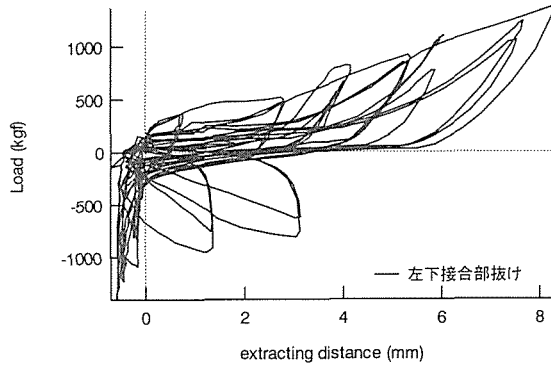
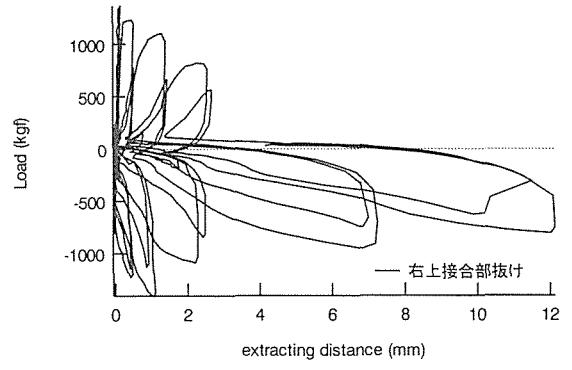
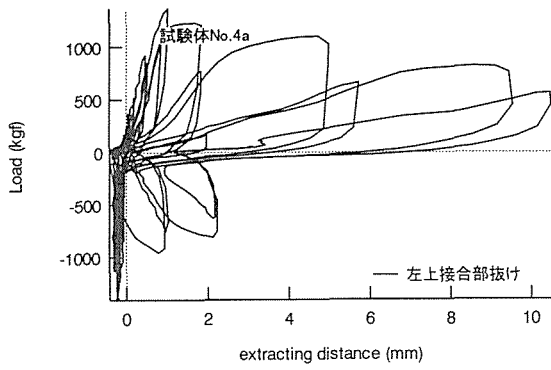


図 6(g) 荷重－接合部抜け量関係 (中塗り壁 試験体 No.4a)

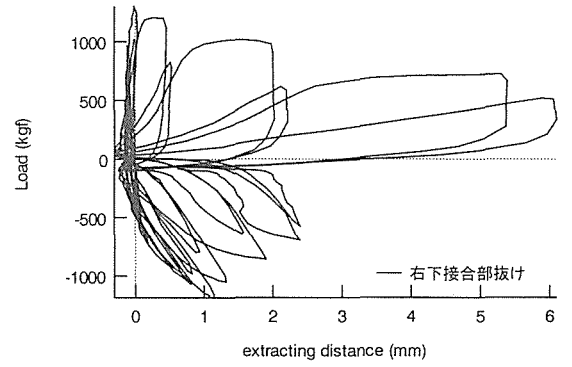
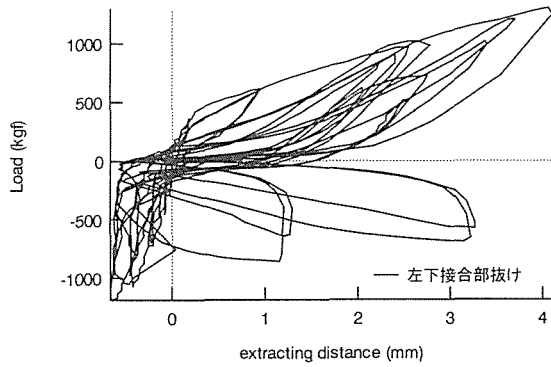
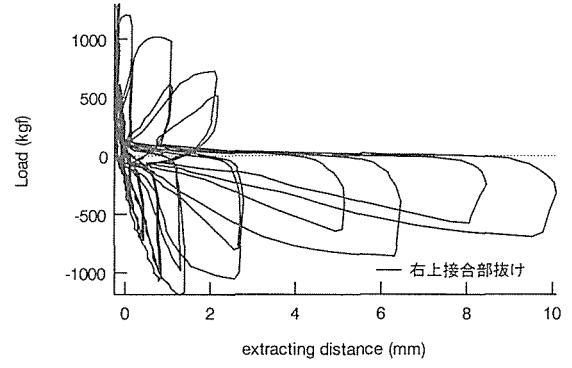
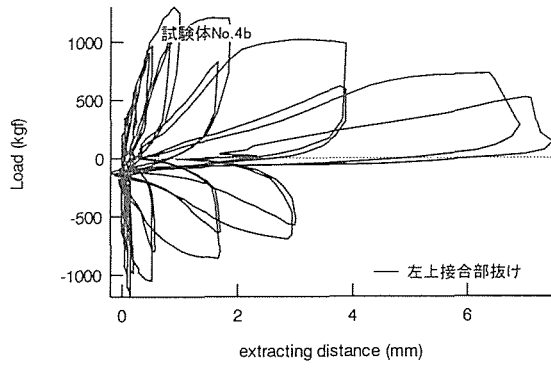


図 6(h) 荷重－接合部抜け量関係 (中塗り壁 試験体 No.4b)

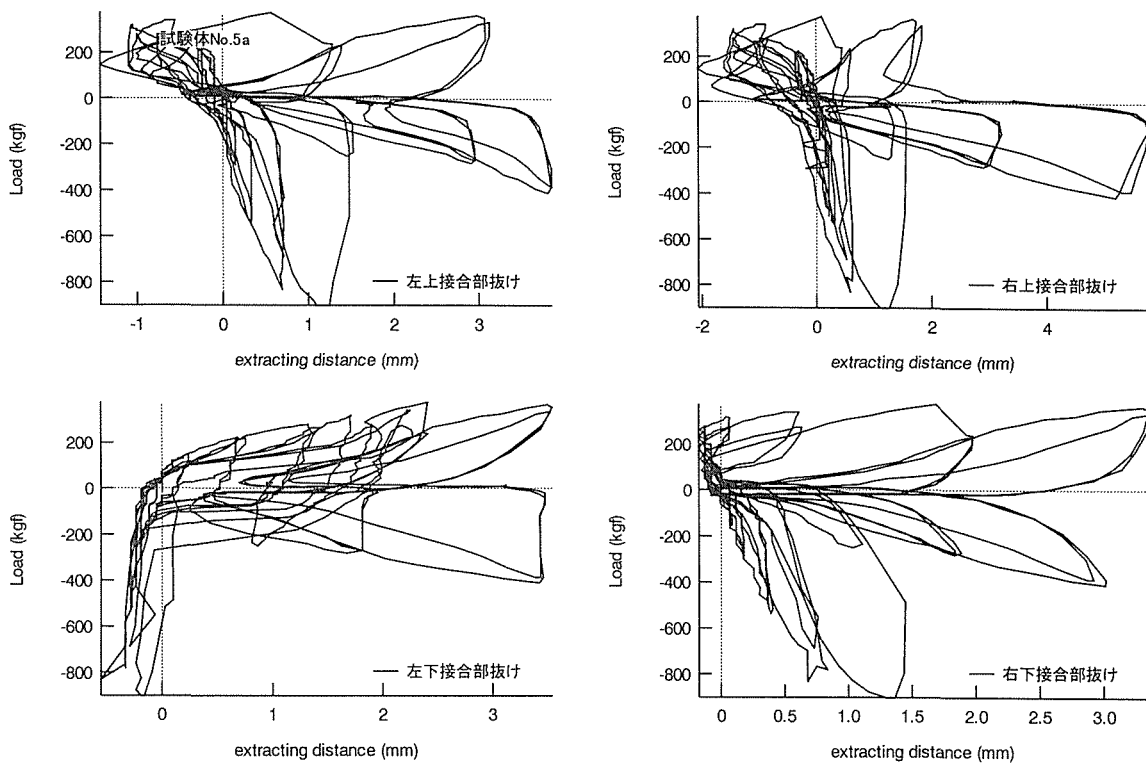


図 6(i) 荷重－接合部抜け量関係（筋かい付き小舞下地 試験体 No.5a）

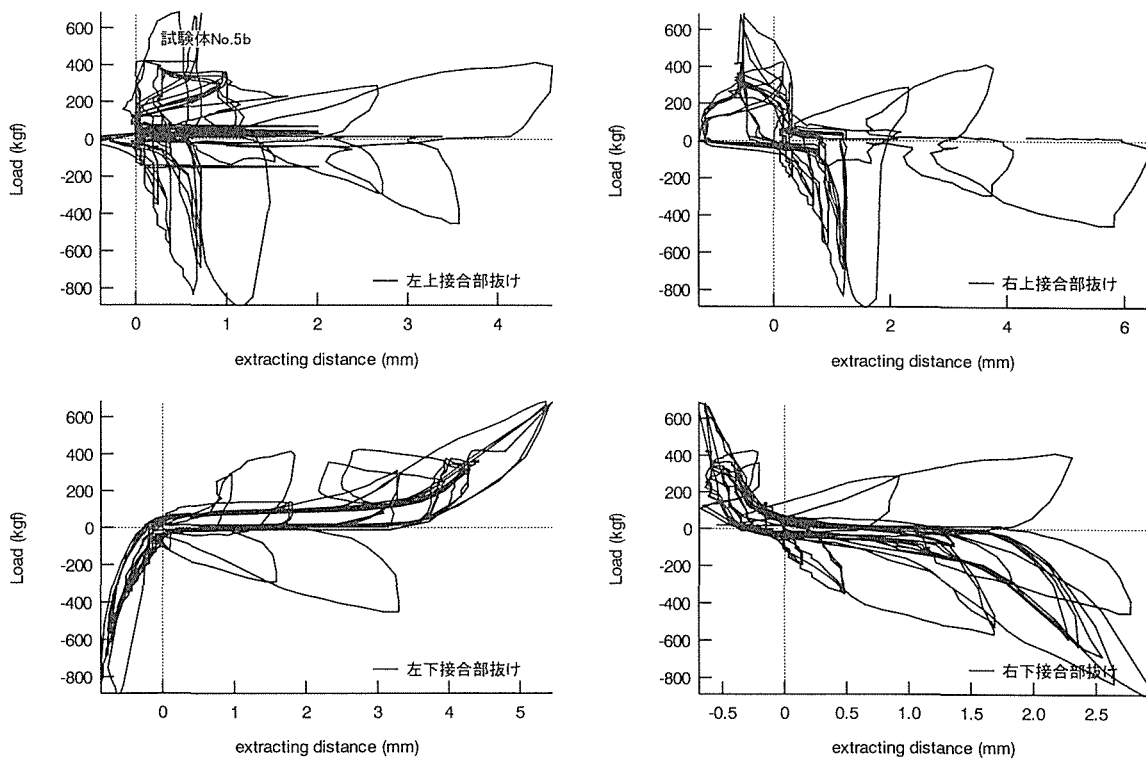


図 6(j) 荷重－接合部抜け量関係（筋かい付き小舞下地 試験体 No.5b）

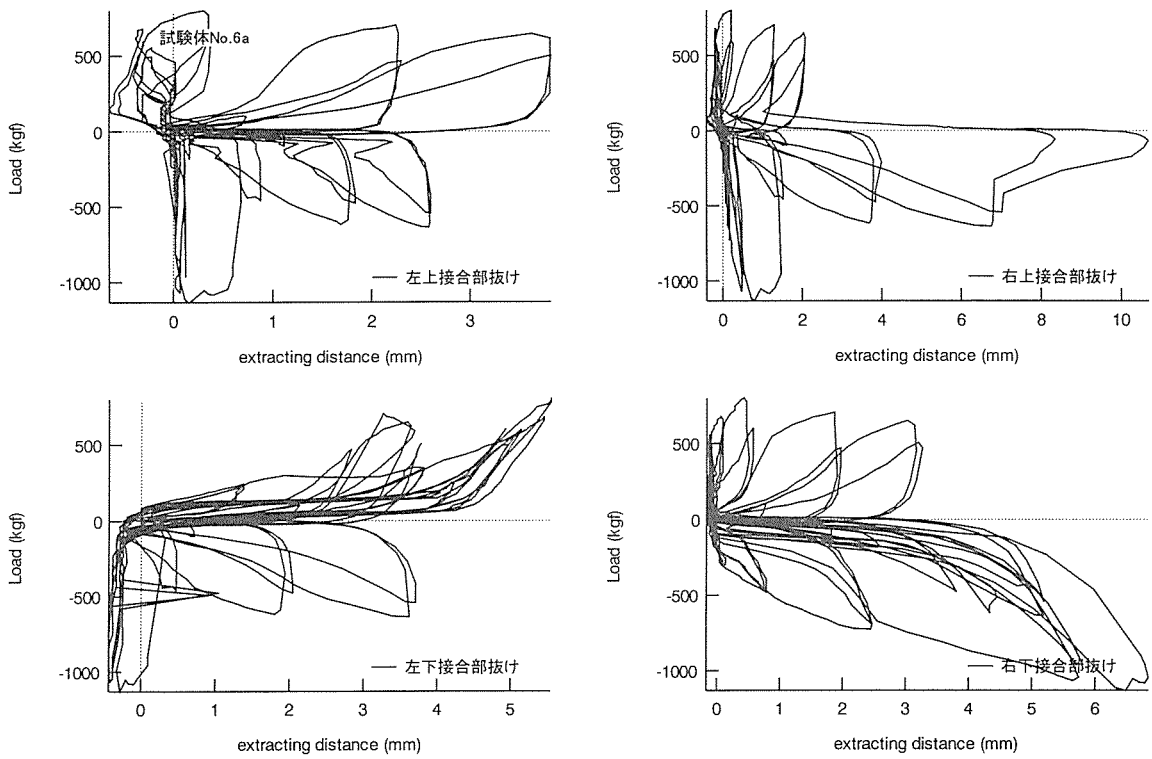


図 6(k) 荷重－接合部抜け量関係（筋かい付き荒壁 試験体 No.6a）

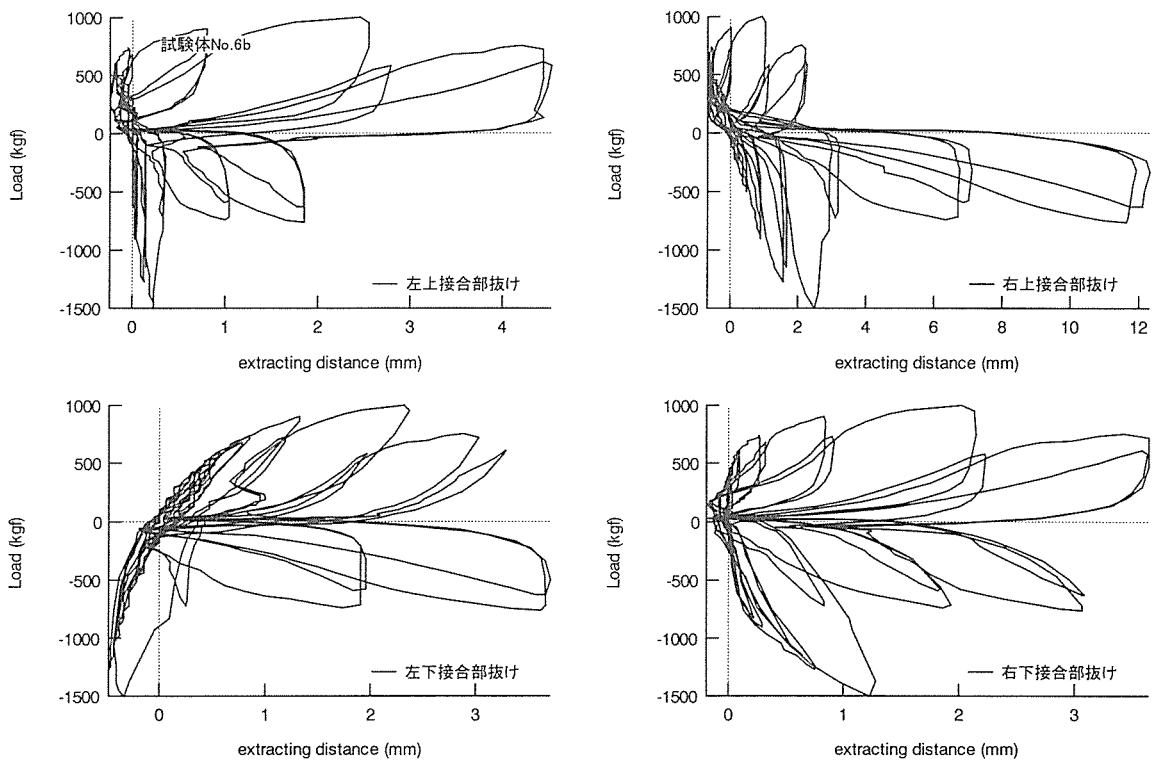


図 6(l) 荷重－接合部抜け量関係（筋かい付き荒壁 試験体 No.6b）



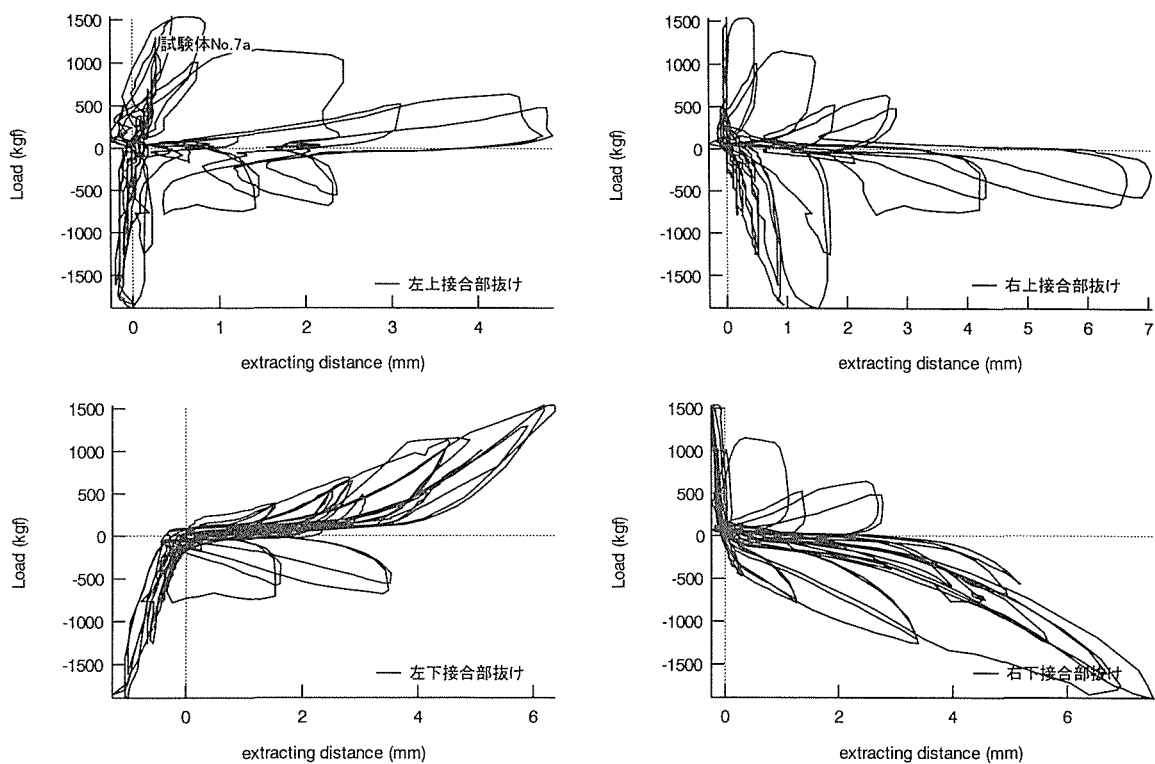


図 6(m) 荷重－接合部抜け量関係（筋かい付き中塗り壁 試験体 No.7a）

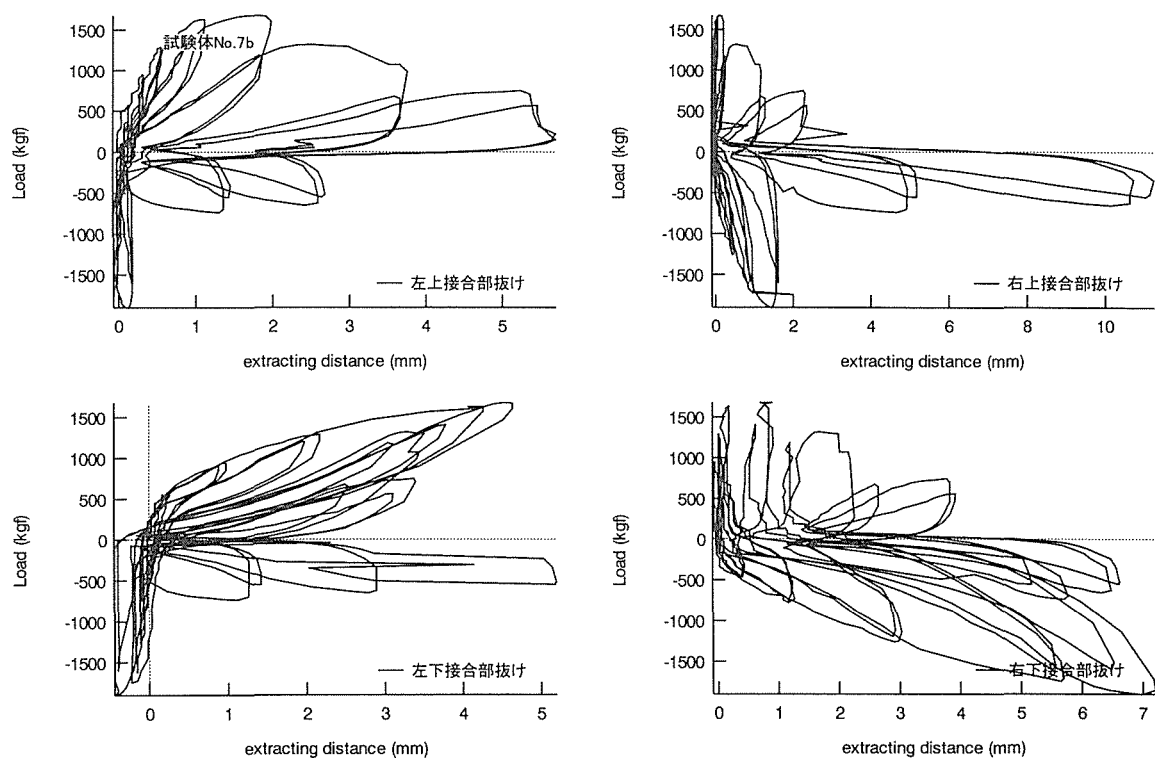


図 6(n) 荷重－接合部抜け量関係（筋かい付き中塗り壁 試験体 No.7b）

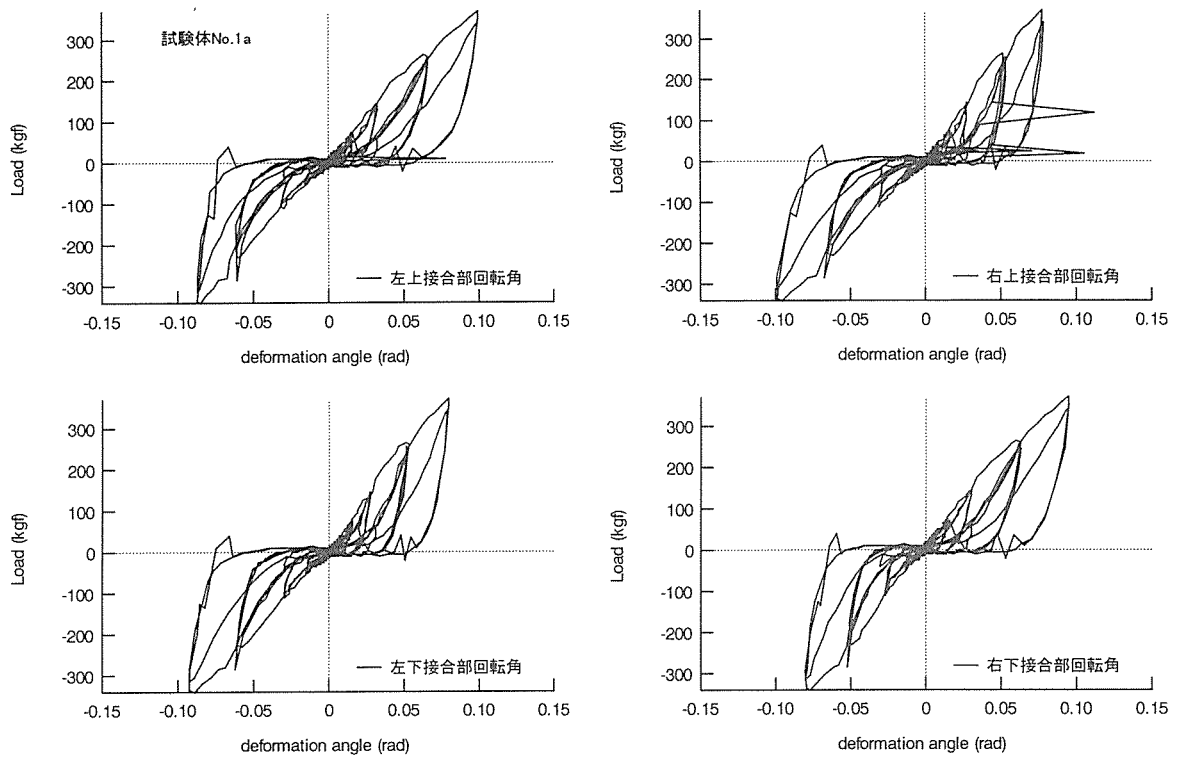


図 7(a) 荷重－接合部回転角関係（貫のみ 試験体 No.1a）

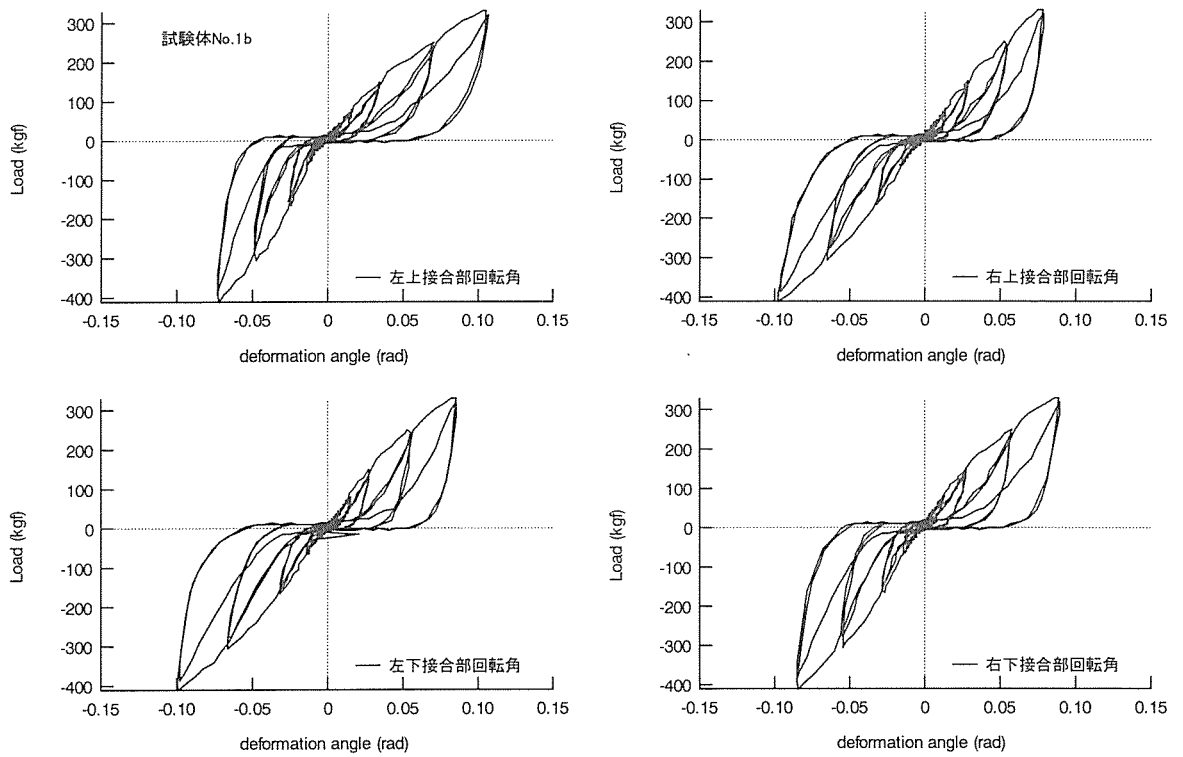


図 7(b) 荷重－接合部回転角関係（貫のみ 試験体 No.1b）

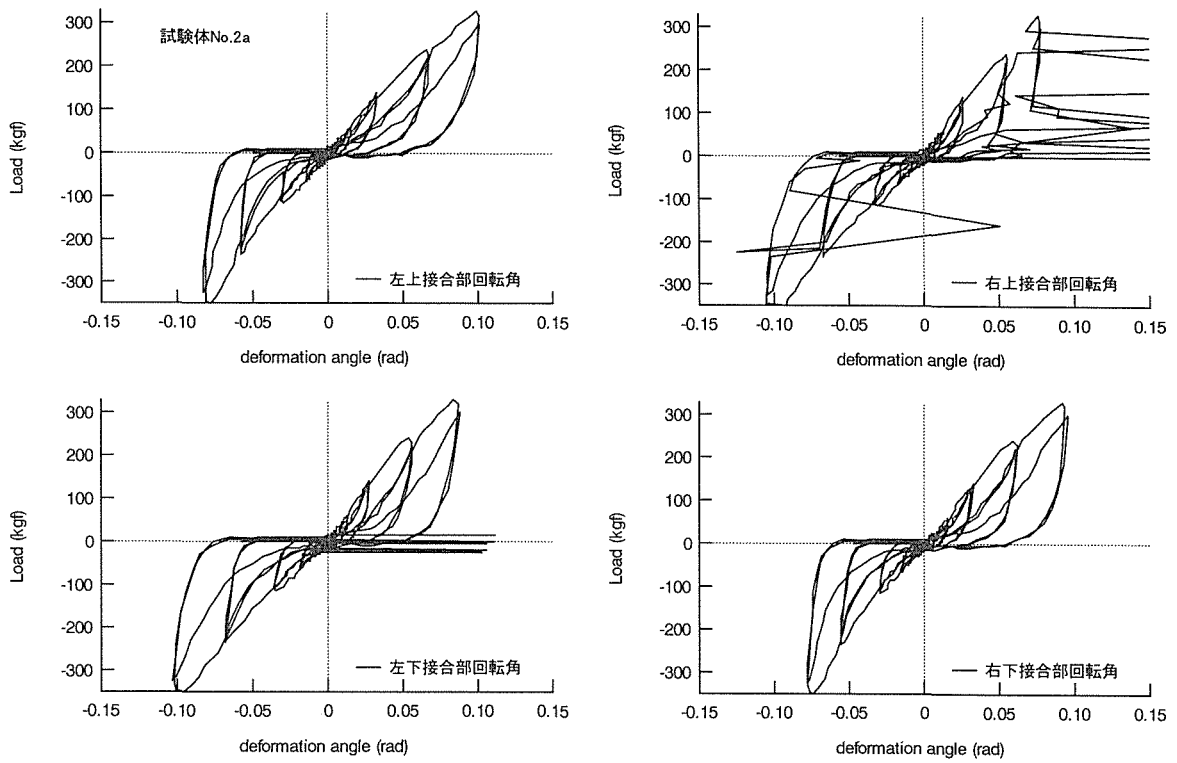


図 7(c) 荷重－接合部回転角関係（小舞下地付き 試験体 No.2a）

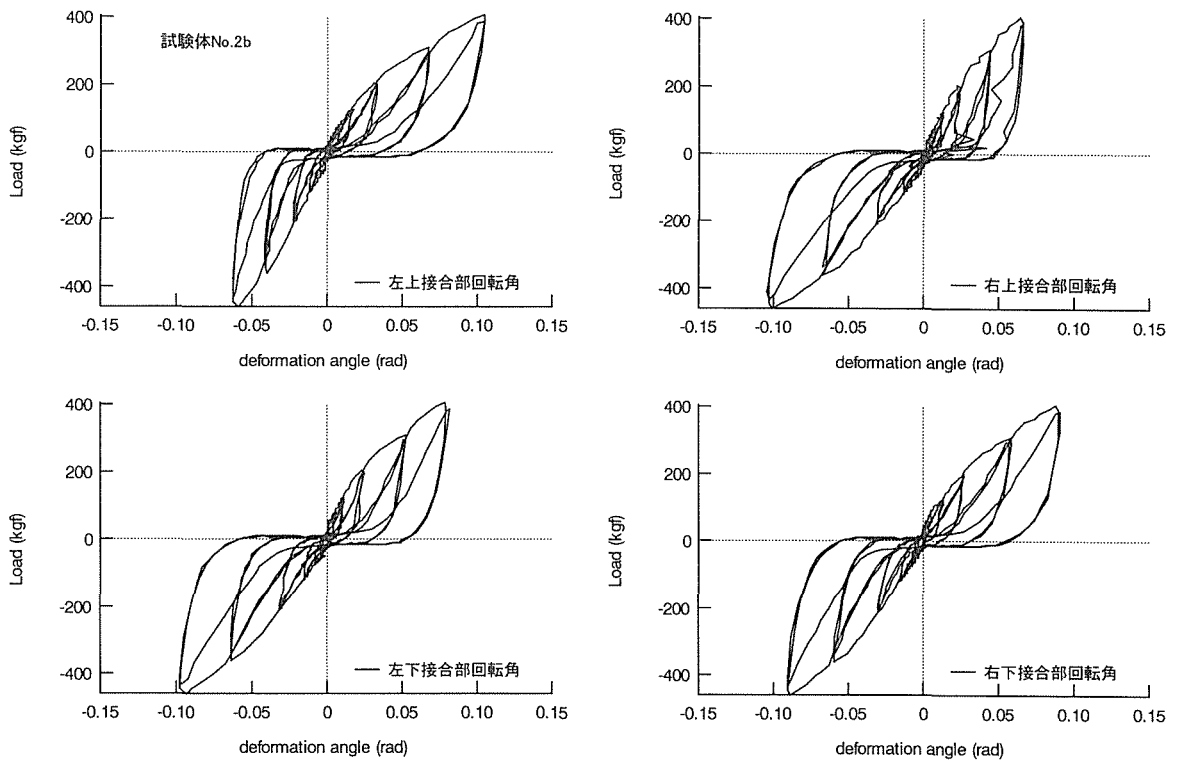


図 7(d) 荷重－接合部回転角関係（小舞下地付き 試験体 No.2b）

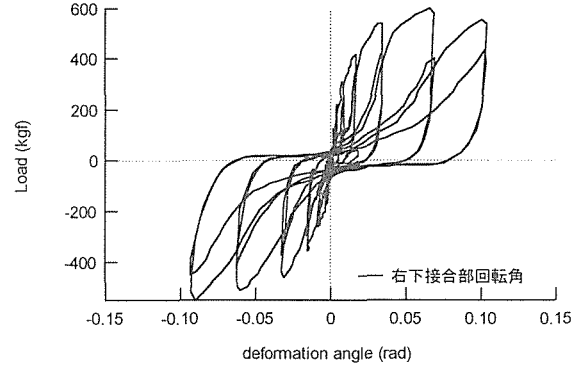
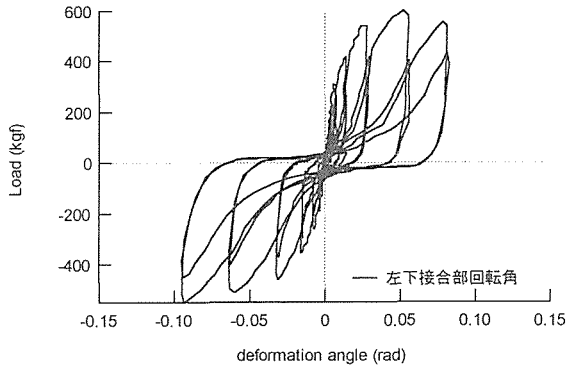
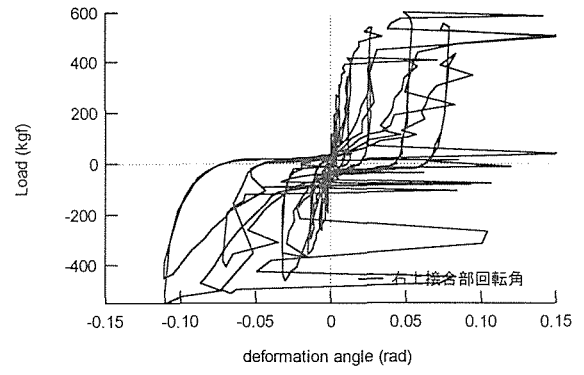
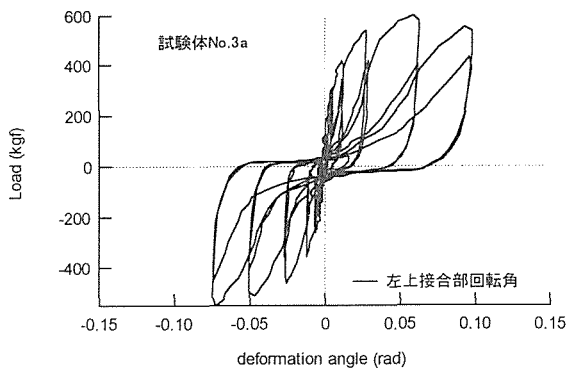


図 7(e) 荷重—接合部回転角関係 (荒壁 試験体 No.3a)

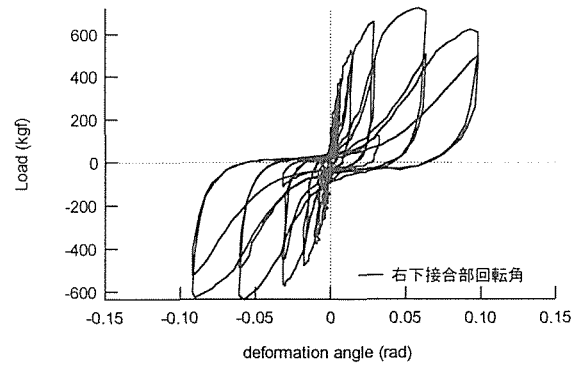
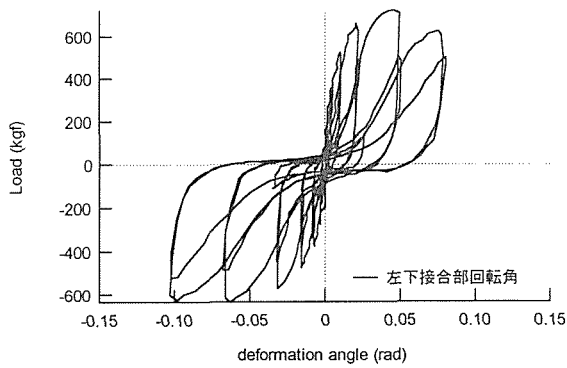
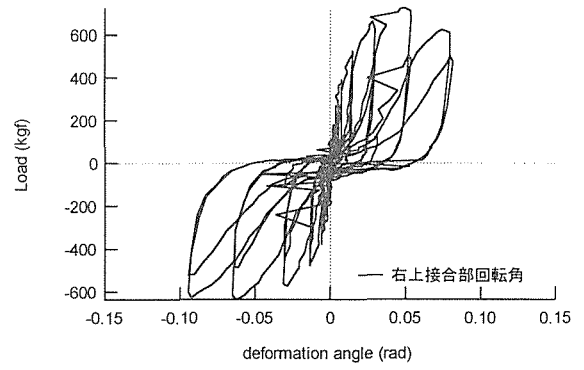
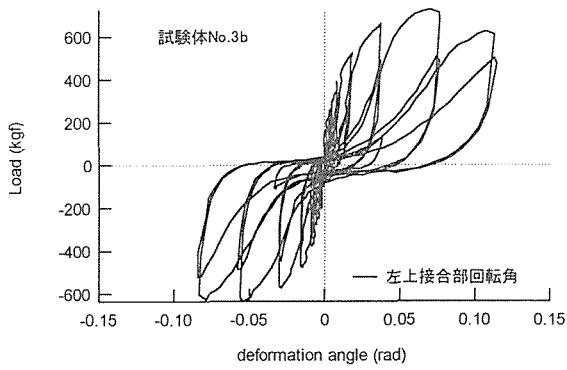


図 7(f) 荷重—接合部回転角関係 (荒壁 試験体 No.3b)

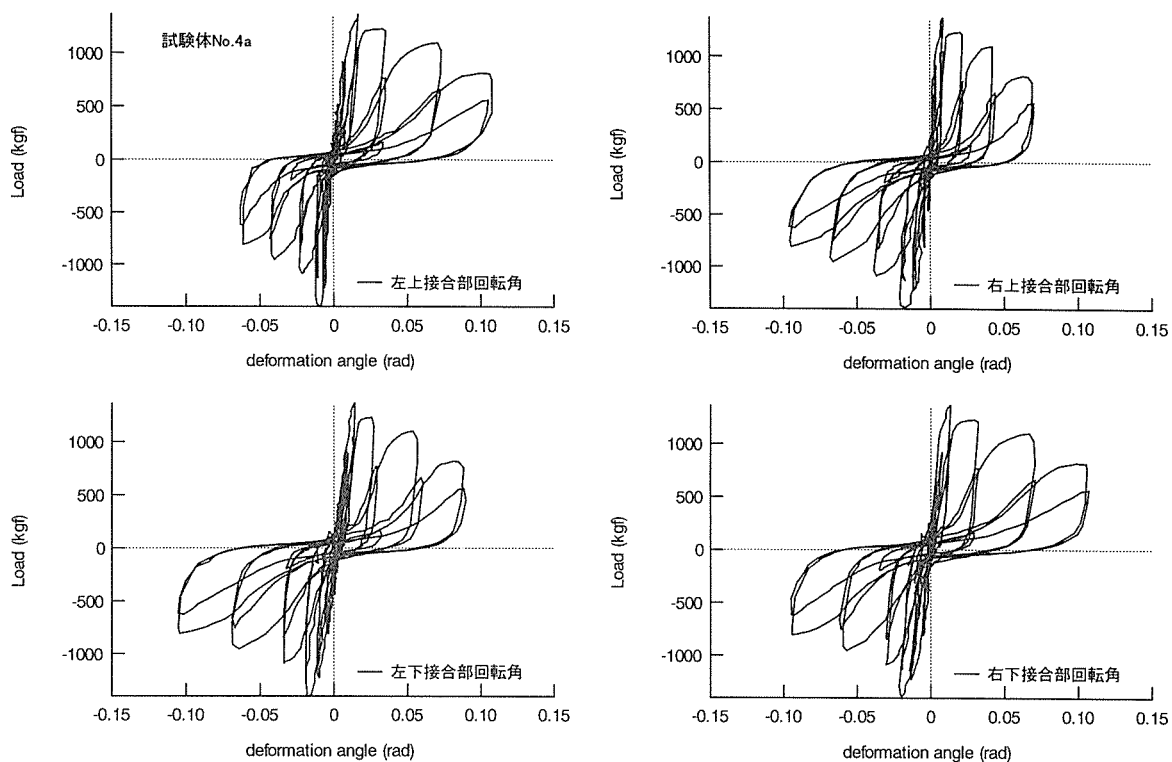


図 7(g) 荷重－接合部回転角関係（中塗り壁 試験体 No.4a）

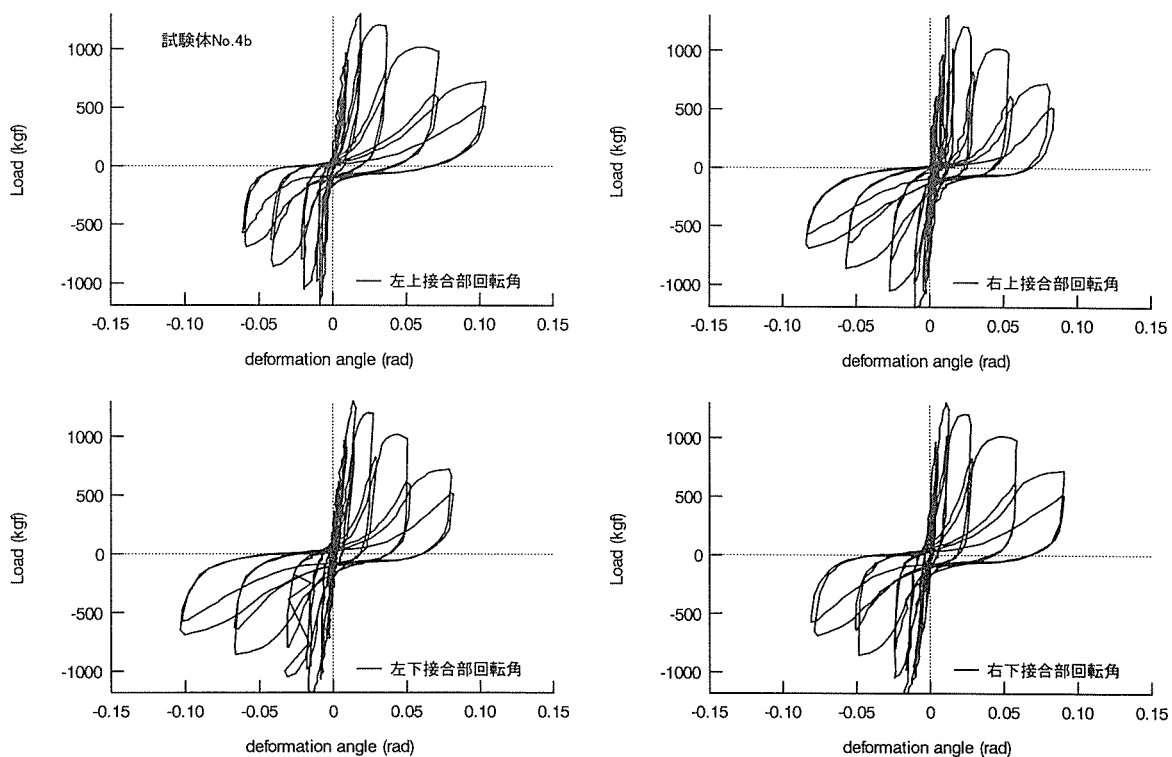


図 7(h) 荷重－接合部回転角関係（中塗り壁 試験体 No.4b）

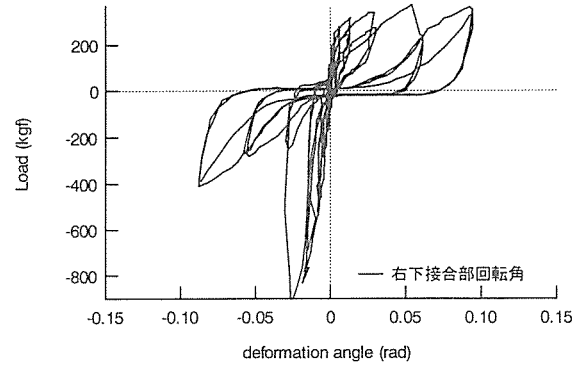
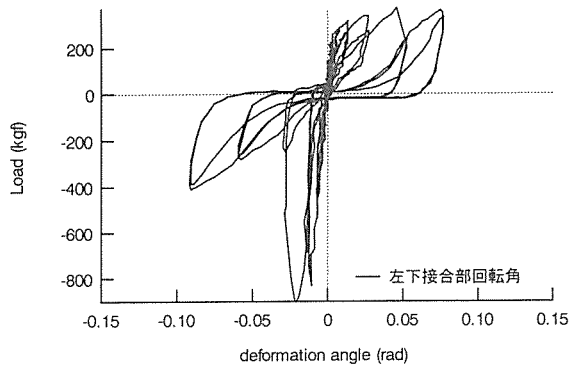
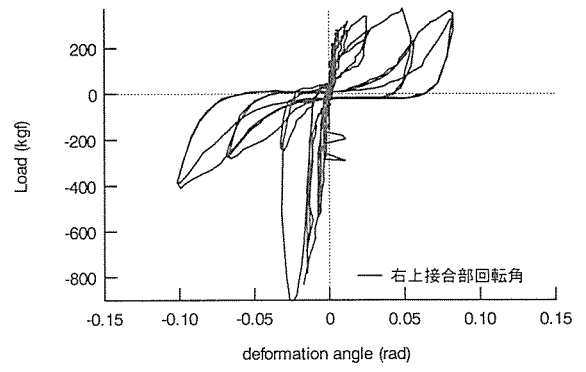
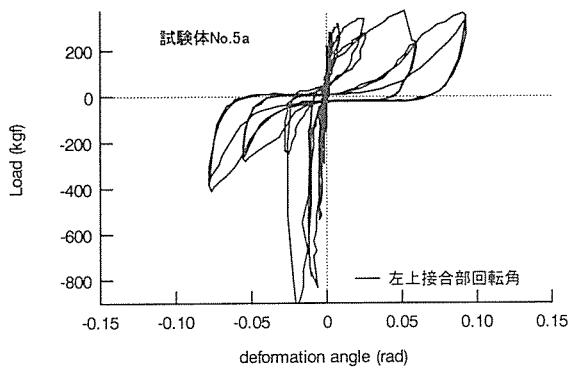


図 7(i) 荷重－接合部回転角関係（筋かい付き小舞下地 試験体 No.5a）

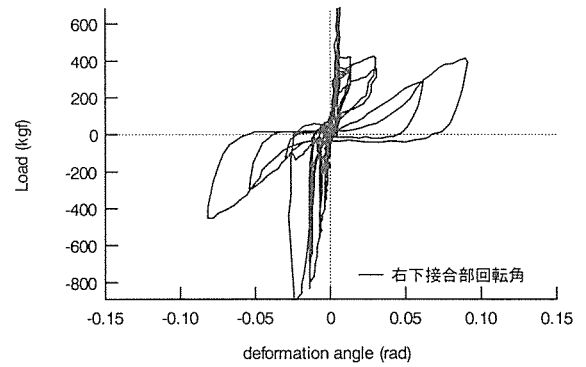
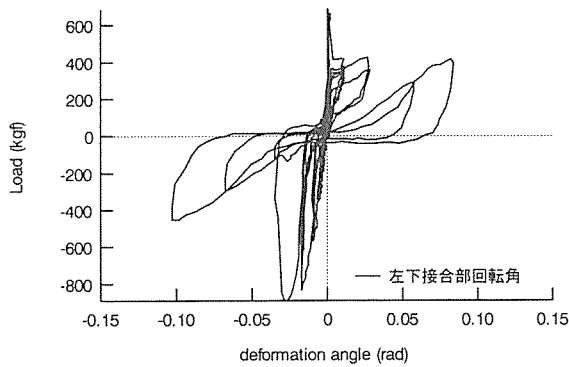
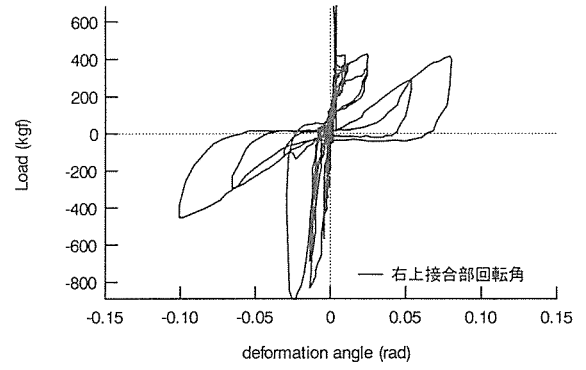
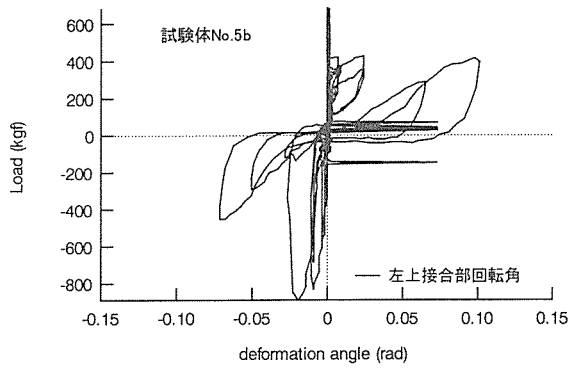


図 7(j) 荷重－接合部回転角関係（筋かい付き小舞下地 試験体 No.5b）

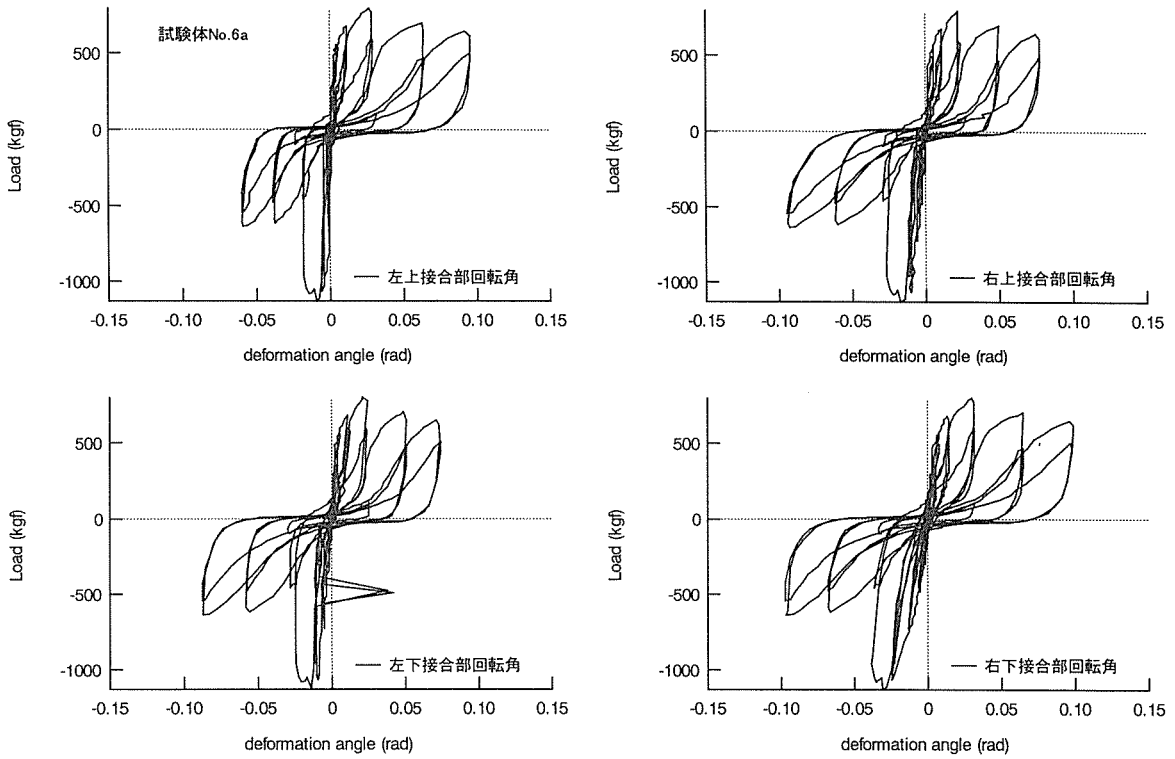


図 7(k) 荷重－接合部回転角関係（筋かい付き荒壁 試験体 No.6a）

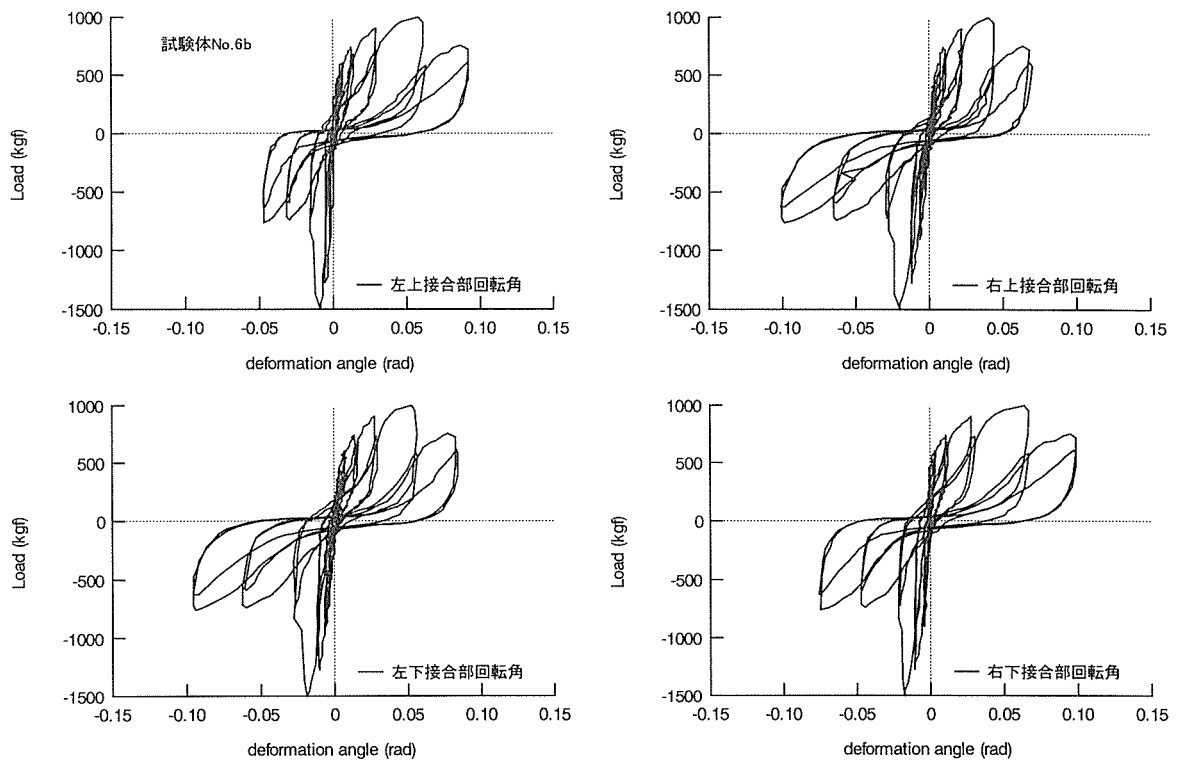


図 7(l) 荷重－接合部回転角関係（筋かい付き荒壁 試験体 No.6b）

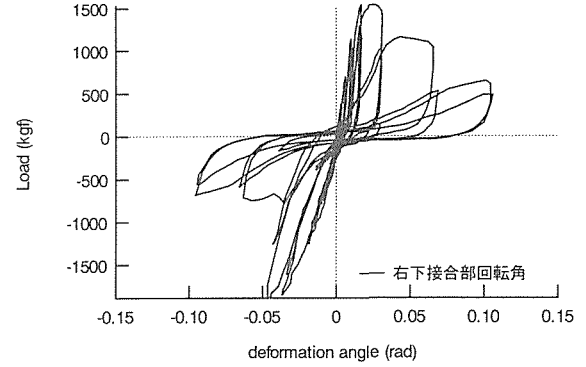
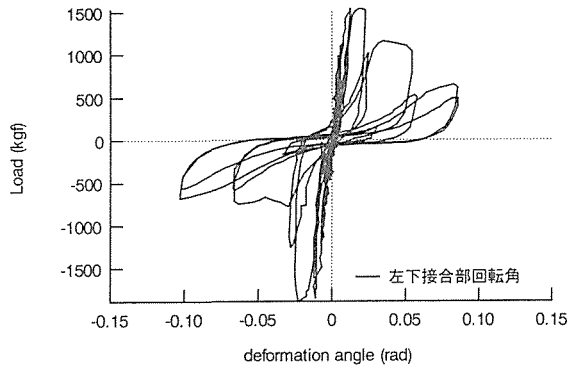
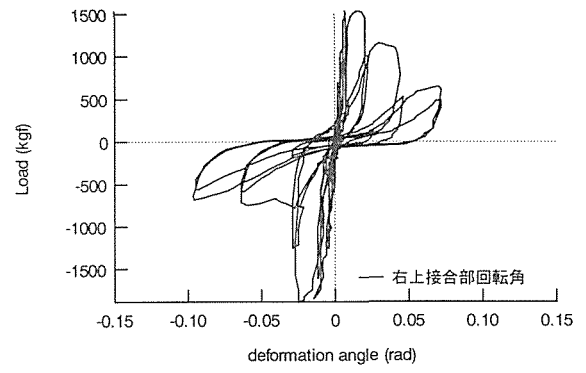
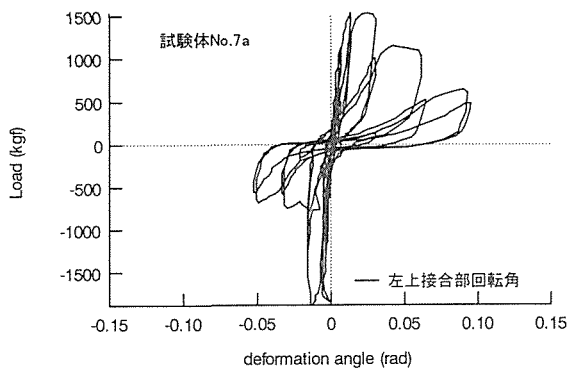


図 7(m) 荷重－接合部回転角関係（筋かい付き中塗り壁 試験体 No.7a）

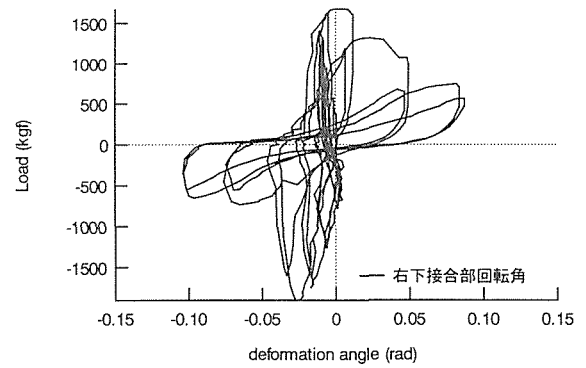
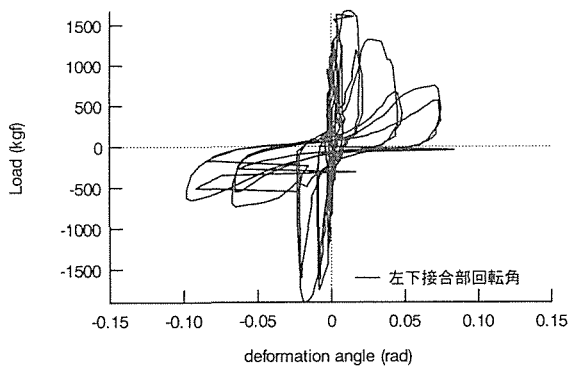
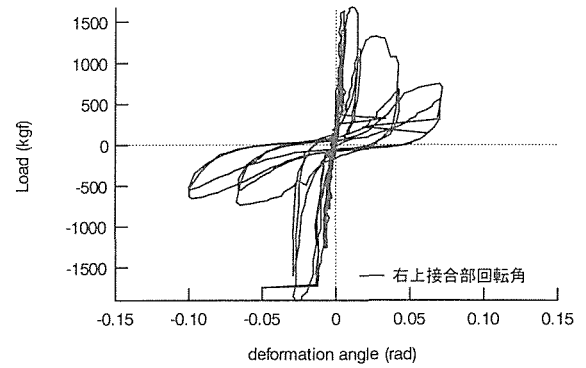
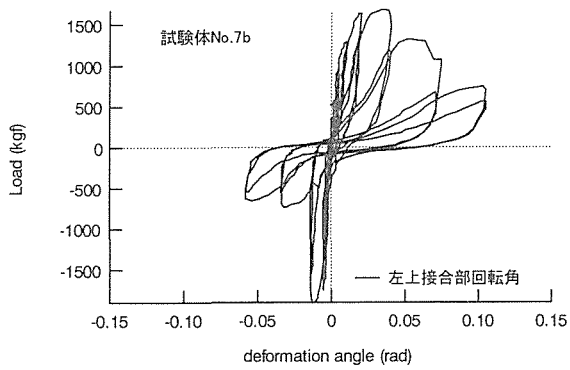


図 7(n) 荷重－接合部回転角関係（筋かい付き中塗り壁 試験体 No.7b）



## 4 耐震性能評価

### 4.1 壁倍率の評価

各試験体の変形角 1/120rad 時の耐力および最大荷重時の耐力と変形角を表 5 に示す。また、次式により算定した壁倍率および最大耐力とその時の変形量をすべての試験体について表 6 に示す。

$$\alpha = \frac{3}{4} \times P + 130$$

ここで、 $\alpha$ は壁倍率、 $P$ は「耐力壁の見かけの変形角が 1/120rad 時の抵抗力」、「最大耐力の 2/3」及び「最大耐力時の変形角の 1/2 の変形角時の耐力」の最小値(kgf/m)である。尚、筋かい付試験体では荷重の方向によって復元力特性が異なるため、筋かいが圧縮および引張を受ける方向に対応して、表中に+および-の記号で荷重方向による違いを表している。

試験体種別ごとの壁倍率を図 8 に示す。図中の○は荷重が正の範囲で算定した平均壁倍率、▲は荷重が負の範囲で算定した平均壁倍率をそれぞれ表す。また、+印は、試験体 a, b の荷重方向ごとの壁倍率であり、試験体 2 体のばらつきを示す。筋かい付の試験体では荷重方向により壁倍率のばらつきが大きい。

貫のみの試験体 No.1 の壁倍率は正の荷重に対しては 0.14~0.15、負の荷重に対しては 0.03 と小さいが、正負いずれの荷重に対しても最大変形時に最大耐力に達しており、高い変形性能を示している。竹小舞下地が加わった試験体 No.2 も壁倍率はほぼ同じままである。筋かい付の試験体 No.5~7 では筋かいの効果により剛性が大きく壁倍率も大きい。しかし、最大荷重に達するまでの変形は、特に筋かいが圧縮される方向の荷重に対しては小さい。試験体 No.5b では、図 5(e)からもわかるとおり、変形が 1/120rad に達する直前に筋かいが座屈してしまい、大きく耐力を減少している。試験体 No.5a ではほとんど圧縮筋かいとして機能していないと思えるほど剛性の低下が早かった。筋かい接合部を金物で補強しているため、引っ張り筋かいとしての性能は十分発揮して-1/30rad 付近で最大耐力となっている。

荒壁試験体 No.3 では、2 体の差はあるものの壁倍率は平均で 1.0 を越えており、ホールダウン金物などによって軸組の崩壊を防ぐ手立てを講ずれば耐力壁として十分機能することが窺える。筋かい付の荒壁試験体 No.6 では、筋かいにより最大耐力が決まる上、その後の耐力低下が著しいので大地震時に変形が大きくなる場合には耐力を期待できないと考えられる。

更に中塗りを施すと剛性が大きくなり、筋かいのない試験体 No.4 では約 1/60rad で最大耐力に達する。筋かい付試験体 No.7 の場合、筋かいの圧縮による座屈や引っ張りによる接合部の破壊状況により最大耐力時の変形はばらついている。

表5 試験体の耐力

試験体No.	試験体種別	載荷方向	P(1/120)	2/3Pmax	P( $\gamma$ max/2)	最大荷重 Pmax	最大荷重時 の変形角
1a	貫のみ1	+	45.28	247.33	217.33	371	0.101
		-	-29.75	-227.33	-168.64	-341	-0.098
1b	貫のみ2	+	45.81	220.00	200.32	330	0.097
		-	-28.30	-274.00	-242.43	-411	-0.100
2a	貫下地1	+	30.48	220.00	194.28	330	0.098
		-	-37.62	-234.00	-155.62	-351	-0.094
2b	貫下地2	+	80.83	270.67	269.14	406	0.100
		-	-75.20	-307.33	-293.50	-461	-0.098
3a	荒壁1	+	304.44	397.33	535.37	596	0.064
		-	-266.10	-367.33	-468.87	-551	-0.098
3b	荒壁2	+	392.04	484.00	651.46	726	0.063
		-	-376.34	-424.00	-571.16	-636	-0.064
4a	中塗1	+	923.96	911.33	921.99	1367	0.016
		-	-1225.63	-934.67	-1162.45	-1402	-0.015
4b	中塗2	+	972.30	868.00	950.48	1302	0.016
		-	-1071.67	-791.33	-1052.33	-1187	-0.015
5a	筋かい付 下地1	+	280.99	250.67	341.11	376	0.061
		-	-540.25	-600.67	-683.90	-901	-0.026
5b	筋かい付 下地2	+	641.00	457.33	314.68	686	0.008
		-	-572.63	-594.00	-749.85	-891	-0.027
6a	筋かい付 荒壁1	+	558.49	534.00	677.42	801	0.032
		-	-726.53	-754.67	-847.14	-1132	-0.023
6b	筋かい付 荒壁2	+	611.03	660.67	896.95	991	0.068
		-	-905.12	-998.00	-1093.75	-1497	-0.024
7a	筋かい付 中塗1	+	1148.89	1024.67	1131.44	1537	0.016
		-	-1270.15	-1258.67	-1848.89	-1888	-0.029
7b	筋かい付 中塗2	+	1442.93	1118.67	1576.16	1678	0.027
		-	-1280.54	-1268.67	-1427.63	-1903	-0.045

表 6 壁倍率

試験体 No.	試験体 種別	載荷 方向	P(1/120)	2/3Pmax	P( $\gamma_{max}/2$ )	最小値	壁倍率	最大荷重 Pmax	最大荷重 時変形角
1 a	貫のみ	+	24.88	135.90	119.41	24.88	0.14	203.85	0.101
		-	-16.35	-124.91	-92.66	16.35	0.09	-187.36	-0.098
+		25.17	120.88	110.07	25.17	0.15	181.32	0.097	
-		-15.55	-150.55	-133.21	15.55	0.09	-225.82	-0.100	
2 a	貫下地	+	16.75	120.88	106.75	16.75	0.10	181.32	0.098
		-	-20.67	-128.57	-85.50	20.67	0.12	-192.86	-0.094
+		44.41	148.72	147.88	44.41	0.26	223.08	0.100	
-		-41.32	-168.86	-161.27	41.32	0.24	-253.30	-0.098	
3 a	荒壁	+	167.27	218.32	294.16	167.27	0.97	327.47	0.064
		-	-146.21	-201.83	-257.62	146.21	0.84	-302.75	-0.098
+		215.41	265.93	357.94	215.41	1.24	398.90	0.063	
-		-206.78	-232.97	-313.83	206.78	1.19	-349.45	-0.064	
4 a	中塗	+	507.67	500.73	506.59	500.73	2.89	751.10	0.016
		-	-673.42	-513.55	-638.71	513.55	2.96	-770.33	-0.015
+		534.23	476.92	522.24	476.92	2.75	715.38	0.016	
-		-588.83	-434.80	-578.20	434.80	2.51	-652.20	-0.015	
5 a	筋かい付 下地	+	154.39	137.73	187.43	137.73	0.79	206.59	0.061
		-	-296.84	-330.04	-375.77	296.84	1.71	-495.05	-0.026
+		376.92	251.28	172.90	172.90	1.00	376.92	0.008	
-		-314.63	-326.37	-412.01	314.63	1.82	-489.56	-0.027	
6 a	筋かい付 荒壁	+	306.87	293.41	372.21	293.41	1.69	440.11	0.032
		-	-399.19	-414.65	-465.46	399.19	2.30	-621.98	-0.023
+		335.73	363.00	492.83	335.73	1.94	544.51	0.068	
-		-497.32	-548.35	-600.96	497.32	2.87	-822.53	-0.024	
7 a	筋かい付 中塗	+	631.26	563.00	621.67	563.00	3.25	844.51	0.016
		-	-691.07	-691.58	-1015.87	691.07	3.99	-1037.36	-0.029
+		748.86	614.65	866.02	614.65	3.55	921.98	0.027	
-		-703.60	-697.07	-784.41	697.07	4.02	-1045.60	-0.045	

注1. 載荷方向の+および-は、筋かい材の圧縮側および引張側方向を意味する。

注2. P(1/120)は、変形角1/120rad時における単位壁長当たりの荷重(kgf/m)。

注3. 2/3Pmaxは、最大荷重の2/3とする単位壁長当たりの荷重(kgf/m)。

注4. P( $\gamma_{max}/2$ )は、最大荷重時変形角の1/2の変形角時の単位壁長当たりの荷重(kgf/m)。

注5. 最小値は、壁倍率の算定に用いるP(1/120)、2/3Pmax、P( $\gamma_{max}/2$ )の最も小さい値。

## 4.2 復元力特性に関する考察

試験体種別ごとに荷重－変形関係の包絡線を図 9 に示す。ここでは、試験体の各 2 体について載荷時の折り返し点での荷重の平均を取っている。筋かい付の試験体については、筋かいの引張り側、 $-1/30\text{rad}$  付近で筋かいが抜けて耐力が急激に低下する点も追加した。貫のみの試験体 No.1 と小舞下地付試験体 No.2 はほぼ等しい包絡線であったため、小舞下地付試験体 No.2 の包絡線を省略した。

壁土なしの状態から荒壁、中塗りと壁が厚くなるにつれ耐力・剛性が上昇しているのがわかる。また、筋かいが付くことにより耐力・剛性が高くなっている。筋かい付荒壁・中塗り壁は、筋かいの引張り破断後、筋かい無し荒壁と同程度にまで耐力が低下する。また、筋かいの有無に係わらず、中塗り壁は変形が大きくなると土壁の損傷により耐力は減少するが、筋かい無し荒壁と同様な耐力と変形性能を有することがわかる。

## 4.3 壁厚および筋かいの効果

荒壁および中塗り壁などの壁土の有無による耐力の上昇、また筋かいの有無による耐力への影響を調べるために、7 種類の試験体について、載荷時の折り返し点での耐力差を求めた。壁土および筋かいの有無による耐力差を縦軸、変形角を横軸として描いたものを図 10 および 11 にそれぞれ示す。筋かいの耐力差については引張り側で筋かいが抜けることにより耐力が急激に低下する点も追加した。

壁土による耐力増加は筋かいの有無に依らず、荒壁、中塗りとも似た傾向を示している。筋かい付試験体では $+1/120\text{rad}$  変形に達する前に筋かいの座屈により耐力を大きく減少したものがあつたため、筋かい付試験体の壁土による耐力増加(▲)はばらつきが大きい。 $+1/120\text{rad}$  変形時の荒壁による耐力増加は、筋かいなし試験体の場合(△)平均 308kgf、筋かい付試験体の場合(▲)平均 100.5kgf である。中塗りによる壁土のない状態からの耐力増加は、筋かいなし試験体の場合平均 901kgf、筋かい付試験体の場合平均 732kgf である。

筋かいによる耐力増加は壁土のない試験体及び荒壁試験体ではほぼ等しい。中塗り壁の場合、 $1/120\text{rad}$  程度までの小さい変形の範囲では図 10 からわかるように壁土そのものの抵抗が大きいため筋かいによる耐力増加は小さいが、よく似た傾向を示している。壁土なし試験体、荒壁試験体の $-1/120\text{rad}$  変形時の筋かいによる耐力増加は平均 488.5kgf であつた。これは筆者らが先に行つた三ツ割筋かい壁の載荷実験結果 4)の約 93%でありよく一致していると言える。

これらのことから、軸組、筋かい、壁土といった要素の組み合わせにより土塗り壁の復元力特性を推定可能であると考えられるが、とりわけ壁土の力学特性が不明な部分が多く、まだ土塗り壁の復元力特性の定式化には至っていない。

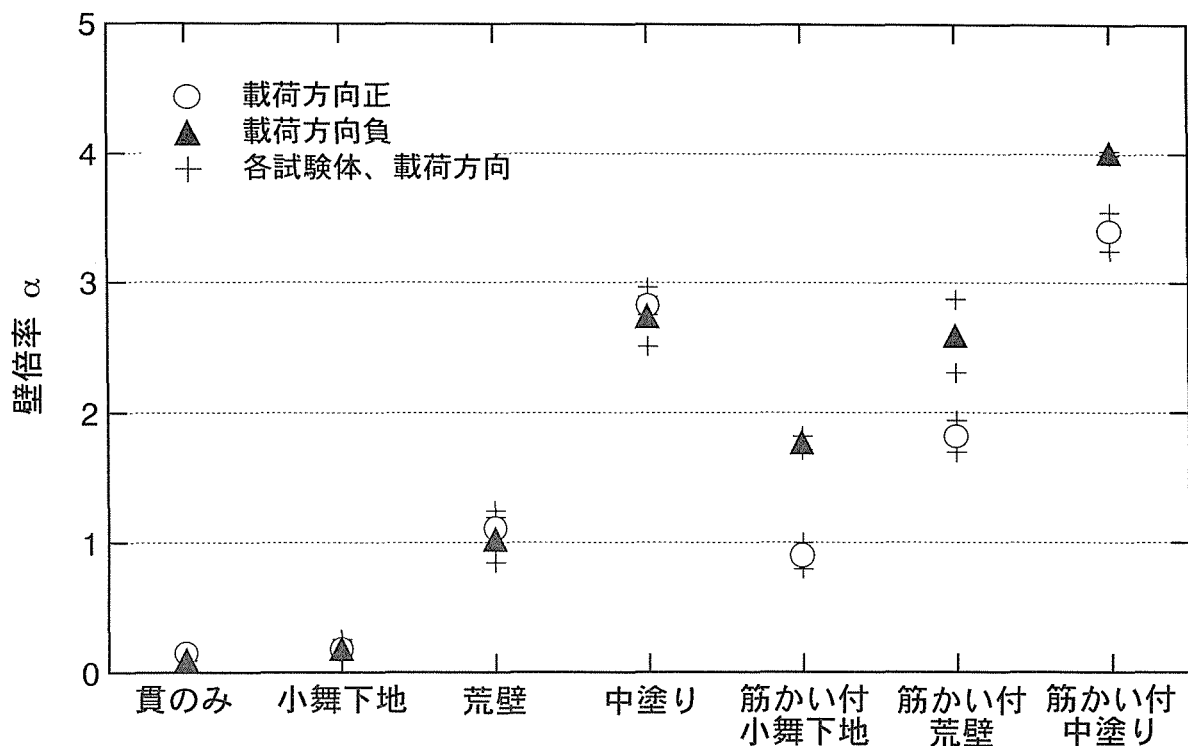


図 8 壁倍率

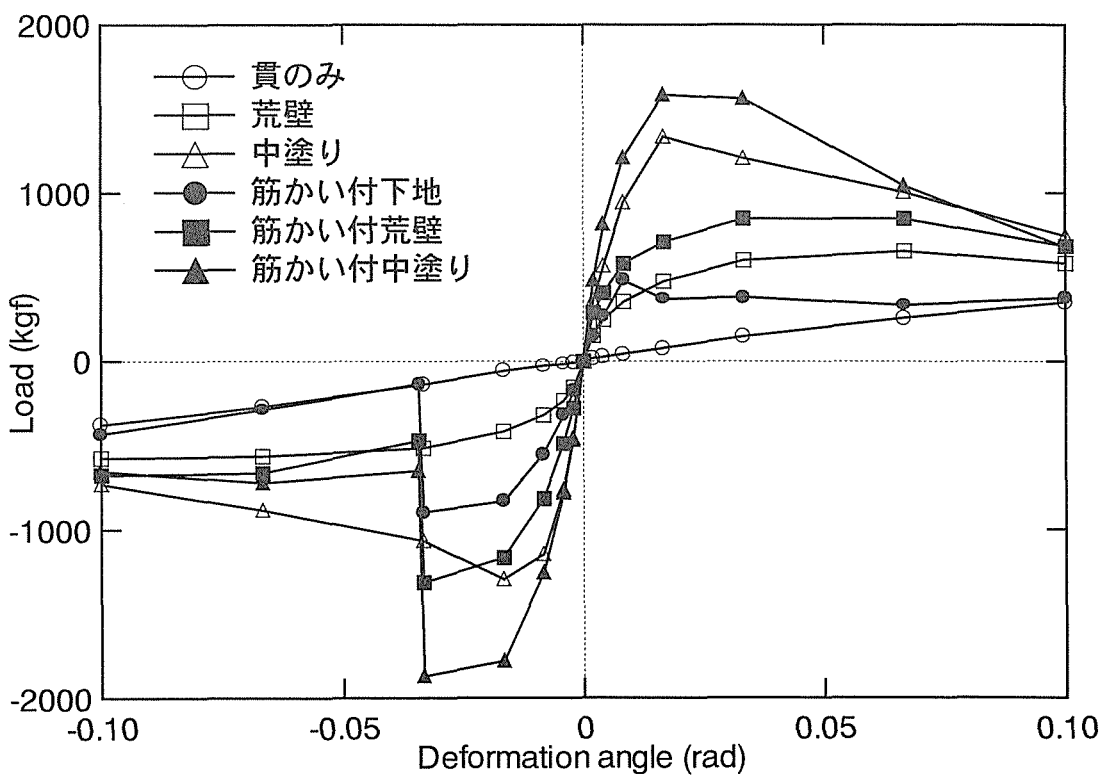


図 9 復元力特性の包絡線

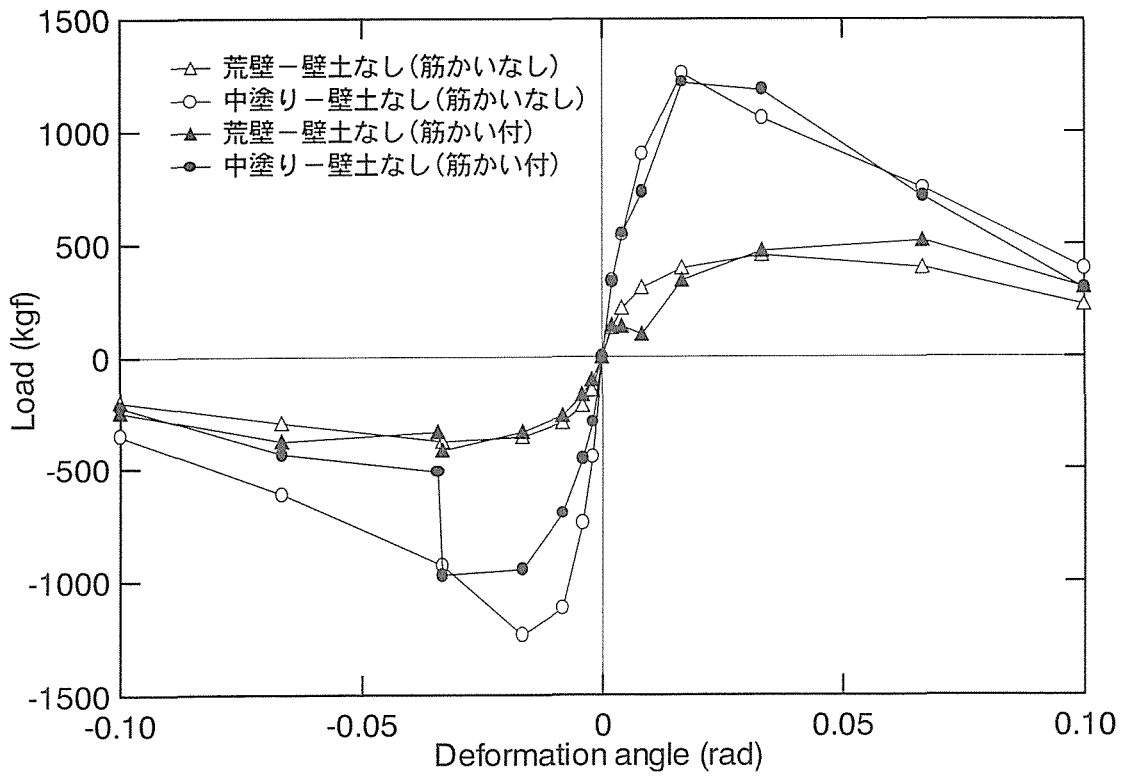


図 10 壁厚の復元力特性への影響

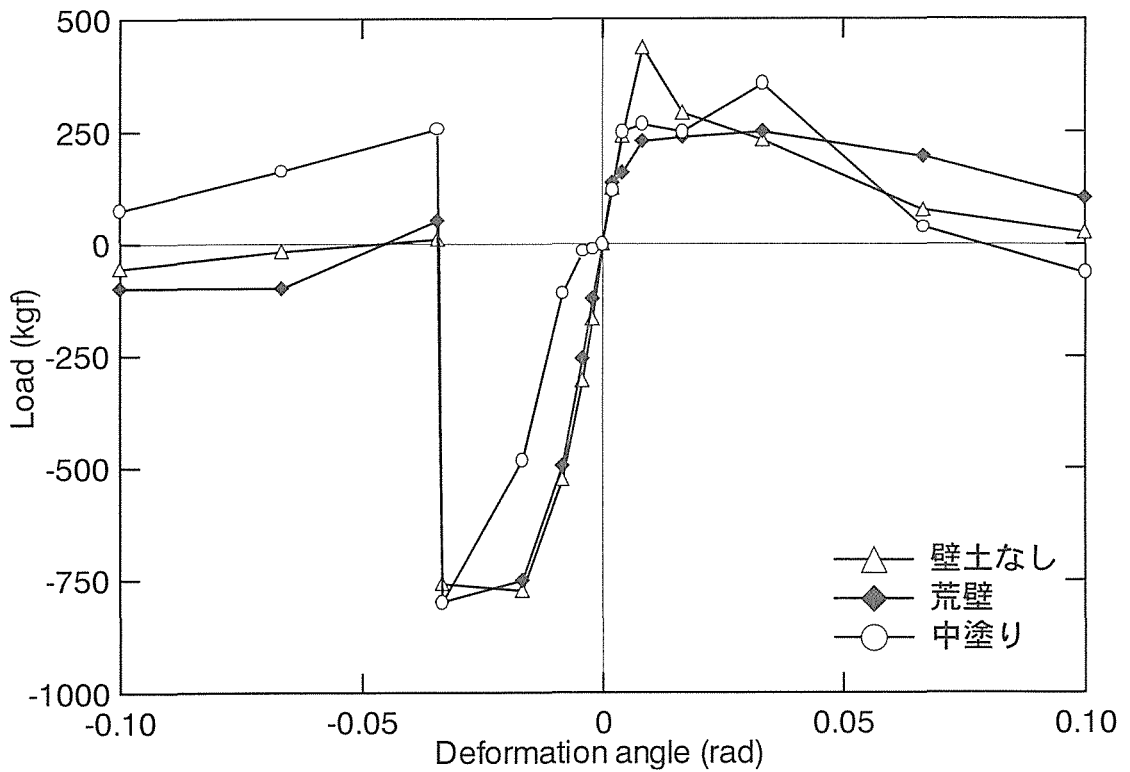


図 11 筋かいの復元力特性への影響

#### 4.4 過去の実験との比較

本実験の試験体は柱・横架材の接合部をホールダウン金物で緊結しており、筋かい接合部も Z マーク同等品により補強されているので、かなり頑丈な作りになっている。そこで、建築基準法が施行された当時或いはそれ以前の実験結果との比較を試みた。土壁試験体での実験は、古く田辺平学の実験<sup>10)</sup>や久田俊彦の実験<sup>11)</sup>などがある。

久田の実験における試験体は、柱・横架材が 100×100、貫が 15×100 のスギ材、貫は 3 段である。載荷も本実験とは異なり、試験体に積載荷重を与えている。柱と横架材の接合部は箱金物により補強されている。

6 尺幅小舞土塗り壁の包絡線(文献 11 の第 5-1 図)から 1/120、1/60、1/30rad 変形時の耐力を読み取るとそれぞれ、122kgf、208kgf、282kgf である。本実験の試験体 No.3 及び No.4 と比較すると表 7 のようになる。

表 7 久田の実験との比較

	1/120rad	1/60	1/30
No.3	310	416	536
No.4	966	1302	1202
久田SB6	122	208	282

文献 11 を見る限りにおいては SB6 試験体の土塗り壁というのが上塗りまで施工されたものかどうか判断しかねるが、表 7 より久田が実験した土塗り壁 SB6 は本実験の荒壁の約半分の耐力であったことが窺える。

## 5 まとめ

在来構法土塗り壁の耐震性能を実験的に検証するために行われた実大土塗り壁の静的正負繰り返し載荷実験より得られた成果をまとめると以下のようなになる。

### 1) 試験体の破壊状況

- (1) 試験体の破壊状況は、貫のみ・小舞下地試験体では大変形時での貫楔のめり込み、貫留め釘による貫の割り裂きが見られた。小舞下地試験体において下地竹は変位にあわせて変形する程度で、損傷は見られなかった。
- (2) 荒壁試験体ではせん断変形角 1/120rad からちり周りに隙間が生じ、1/60rad では下地竹に沿っての亀裂が見られ、変位振幅が大きくなるにつれて亀裂は大きくなり、軸組四隅付近の壁土が破壊されて剥落した。
- (3) 中塗り壁試験体では、せん断変形角 1/60rad あたりに壁土にせん断亀裂が生じ、また、ちり周りの壁土も剥落し始めた。大変形時には貫伏せの剥落など壁土に大きな損傷が見られた。
- (4) 筋かいを有する試験体ではせん断変形角 1/120rad から正方向載荷時に筋かいが

構面外にたわみ、負方向載荷時には筋かい材端部が釘により割り裂かれ始めた。せん断変形角が $-1/30\text{rad}$ あたりで最大耐力に到達して、程なくして筋かいが接合部で引き抜かれたものが大半であった。

## 2) 荷重-変形角関係

- (1) 荷重-変形角関係において、履歴復元力特性はすべての試験体でスリップ性状を有していることが特徴として挙げられる。
- (2) 貫のみ・小舞下地試験体は、剛性は小さいが最大耐力時の変形が $1/10\text{rad}$ であり、柔軟な変形性能を示した。最大荷重時の変形は、荒壁試験体の場合約 $1/15\text{rad}$ 、中塗り壁の場合約 $1/60\text{rad}$ であった。筋かい付試験体の最大荷重時の変形はいずれも筋かいの引張方向で約 $-1/30\text{rad}$ であった。
- (3) 筋かいなし試験体の壁倍率は、貫のみの場合で平均 0.1、小舞下地の場合で平均 0.18、荒壁の場合で平均 1.1、中塗りの場合で平均 2.8 であった。筋かい付試験体の壁倍率は、載荷方向により異なるので、筋かいの引張方向の荷重に対する壁倍率を( )で併記すると、筋かい付き小舞下地の場合平均 0.9(1.8)、筋かい付き荒壁の場合平均 1.8(2.6)、筋かい付き中塗りの場合平均 3.4(4.0)であった。
- (4) 筋かいなし荒壁試験体では 2 体の耐力の差が大きかった。これは養生期間の差によるものと思われる。
- (5) 壁土のない状態から荒壁、中塗りと壁厚が増すにつれて耐力が上昇するが、これは筋かいの有無に依らず似た傾向を示している。最大耐力への寄与は、荒壁で約 450kgf (約 400kgf)、中塗り壁で約 1200kgf (負側は筋かいの有無によりばらつくが概ね 1000kgf) となっている。
- (6) 筋かいによる耐力増加も、特に壁土なし試験体、荒壁および中塗り壁試験体については、ほぼ等しかった。最大耐力への寄与は、筋かいの圧縮方向で約 250kgf、引張方向で約 750kgf である。

## 6 今後の課題

土塗り壁は、地域の伝統的・継承的な技法や施工法に依っており、多種多様である。今後、より多くの耐震性能に関する実験及び調査を行い、その性能を正確に把握する必要がある。また、現在、土塗り壁の木造住宅が多く存在しており、土塗り壁の耐震補強法の開発も必要とされる。

今後は、土塗り壁を有する木造住宅の耐震設計の確立を計り、適切な耐震補強法を開発するために、以下の課題に取り組む必要がある。

### 1) 壁土試験法の開発と力学特性評価

壁土の田土、砂、すさ、水などの配合等は左官の経験と勘のみによっている。壁土



の標準的な試験方法を開発するとともに壁土の力学特性を明らかにする。

## 2) 土塗壁の耐震性評価と耐震補強法の開発

さらに各種の実大土塗り壁や縮小模型土塗り壁の耐震性能実験を実施して、壁土の配合や塗り厚、下地や軸組構造などによる耐震性能への影響を明らかにする。また、耐震性能の向上を計る方策や既存土壁の耐震補強法の開発を行う。

## 3) 土塗り壁の耐震性能規定化

各種土塗り壁の耐震性能実験の結果を設計用資料としてまとめるとともに、現行の建築基準法施行令で定められている壁倍率の見直しを行い、今後の性能規定型設計法に適合し得る性能規定化を計る。

## 参考文献

- 1) 鈴木祥之編：1995年兵庫県南部地震－木造建物の被害－。日本建築学会近畿支部。1995年9月。
- 2) 鈴木祥之：地震災害予測のための木造建物(柔構造的な変形型)の水平耐力判断方法に関する研究、平成8年度京都市震災対策調査研究助成研究成果報告書、1997年3月。
- 3) 鈴木祥之、中治弘行、岩井哲、北原昭男：在来構法木造住宅の実大水平力載荷実験、日本建築学会構造系論文報告集 第499号、1997年9月、pp. 69-76。
- 4) 岩井 哲、中治弘行、鈴木祥之、北原昭男：在来工法既存木造住宅の静的水平力載荷実験による耐震性能評価、京都大学防災研究所年報第39号 B-2、1996年4月、pp.51-70。
- 5) 鈴木祥之、中治弘行、岩井哲、藤原悌三：筋かい付き木造軸組の耐力と変形性能の評価、日本建築学会近畿支部研究報告集、第37号構造系、1997年7月、pp. 325-328。
- 6) 鈴木祥之・中治弘行・岩井哲・藤原悌三：筋かい付き木造軸組の耐力と変形性能の評価試験。日本建築学会大会学術講演梗概集。 pp.87-88. 1997年9月。
- 7) 鈴木祥之、岩井 哲、中治弘行：筋かい金物の評価試験（軸組壁体の面内せん断試験）、日本住宅・木材技術センター「木造軸組構法住宅接合部設計技術開発事業報告書」、平成8年4月
- 8) 鈴木祥之：建物の地震応答と耐震性評価、日本住宅・木材技術センター「木造耐震補強報告書」、平成9年4月、pp. 54-82。
- 9) 村寫由直、鈴木祥之、増田稔、安藤嘉友：阪神・淡路大震災の住宅復興計画と木材需要等調査、日本木材総合情報センター、1996年3月（分担執筆）。
- 10) 田辺平学・勝田千利・後藤一雄：交番水平荷重を受くる木造有壁骨組(真壁)の実験。建築学会大会論文集。 pp.130-139. 1938年4月。
- 11) 久田俊彦：木造壁体の耐力に関する研究、建築学会論文集、pp.71-79、1951年2月。

- 12) 久田俊彦：木造建物の耐力計算法一案、建築技術 47 号、pp.32-38、1955 年.
- 13) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、p.225、1990 年.
- 14) 西澤秀和：伝統木造建築に学ぶ、建築技術 1997 年 9 月号、pp.218
- 15) 長稔、伊藤倫顕、戸田哲雄、外館寛、増田一眞：塗り壁土のせん断耐力に関する実験的研究（その 1：研究概要および材料試験）、日本建築学会大会学術梗概集、1995 年 8 月
- 16) 前川秀幸：土塗り壁の静的実験、建築技術、1997 年 9 月号、pp.157
- 17) 後藤正美・鈴木有・浦憲親：在来構法実在木造住宅の耐震性能に関する実験的検討－(その 1)実験の方法と結果－. 金沢工業大学研究紀要 No.31.

## 第8章 伝統構法木造住宅の耐震補強に関する実験的検討

### 1. はじめに

#### 1.1.a 阪神大震災における被害状況について

1995年1月の阪神・淡路大震災では、全壊家屋が約八万数千棟の被害があった。その中でも特に土塗り壁の住宅に多くの被害が見られた。

#### 1.1.b 被害を受けた原因

- (1) 重い屋根と耐力壁の不足：倒壊した建物の多くは、①及び②の仕様にみられる土塗り壁、葺き土を有する瓦屋根の建物の質量が大きいにも関わらず水平抵抗要素の剛性、耐力が小さいため、水平力に抵抗することができずに倒壊に至った物が多い物と考えられる。特に、①仕様の建物では、筋かいが設置されていない物が多く、設置されていても十分な量の筋かいが確保されていない場合が多かったため、剛性、耐力の不足により倒壊に至ったと考えられている。
- (2) 不適切な部材の緊結：構造物が水平力に抵抗するためには、架構が一体になって地震力に抵抗するように部材が相互に緊結されていることが必要である。仕口の掛かりが小さい上、補強金物等が用いられていないため、部材が脱落したり、柱が土台から抜けだしたり、ずれたりする被害が見られた。
- (3) 不適切な筋かいの設置と端部の緊結：筋かいが有効に働くには、適切な設置と緊結が必要である。今回の地震で被害を受けた建物には、筋かいをK字型にいったものや、間柱で筋かいを切った物など、配置が適切でない物が多く見られた。また、配置が適切な場合でも、筋かい端部を突きつけ、釘3本打ち程度とした物が多く、端部が適切に緊結されていない物が多かった。また、筋かいの取り付く柱と土台の緊結に補強金物が用いられていない場合が多く、筋かいが有効に働かない原因となっている。
- (4) 不均衡な耐力壁の配置：建物が地震力に抵抗するためには、建物の重量に見合った十分な耐力壁の量を確保することが重要であるが、耐力壁が水平力に対して有効に働くためには、建物に作用した力が耐力壁に有効に伝達されることが必要である。木造では床面の面内せん断剛性が十分剛でない場合が多く（特に在来軸組工法では床下地材が一体化した構造とならない場合が多い。）、耐力壁が釣り合いよく配置されていないと、耐力壁の少ない構面に変形が集中することになる。例えば、店舗兼住宅や間口の狭い建物では、建物前面や南面に耐力壁が配置されないことが多く、この部分に変形が集中し、被害を生ずる原因となっている。今回の地震では、このような理由で、倒壊あるいは大きく傾いた建物が多く見られた。
- (5) 異種構造における配慮不足：木造とほかの構造を併用すると振動性状の違いによ

り被害を受けやすい。このような併用構造における設計の配慮不足から被害を受けたと思われる建物が見られる。

- (6) 増築：無理な増築により建物重量が増したり、増築部分における振動性状の違いから被害を生じたことが想定される。
- (7) 衝突：その建物に耐震上の問題がない物でものも、隣家の衝突により被害を受けた建物が多く見られた。
- (8) 腐朽：蟻害や腐朽により、部材及び接合部の所要の耐力が発揮されず、被害の原因となったことが考えられる。

## 1.2 社会的背景

日本の木造住宅の伝統的な軸組構法において、土壁は耐力壁として主要な構造要素というだけでなく、湿度調整機能や断熱・保温、防音・遮音などの機能を併せ持った居住環境に適した構造体である。

しかし近年、施工に熟練の技術を要すること、完成までに長い期間を要することまた耐震的に見低い評価を受けていることなどから、土壁が住宅建築において減少しつつある。土塗り壁は、上述の他に天然素材としての安全性や壁土の再生利用が可能な点など環境共生、環境保全の面から優れており、その耐震性を再認識する必要がある。以上のことから本研究では、土壁の水平せん断加力実験を行い、土壁の耐震補強の提案、その評価をすることを目的とする。また様々なスケールの試験体を用いて実験を行い、土壁と寸法効果について検討することも目的としている。その理由は、既存の住宅の土塗り壁の耐震性を調べるための試験などでは、壁全体を試験体には出来ない。その試験に使う試験体は450mm×450mmが限度である。そのため、寸法と力学的特性との間に寸法効果が成り立つかどうかを知っておく必要がある。さらにそれが分かっていると、時間経過の異なる土壁同志に比較もでき、土壁の力学的特性と時間的変化との関係も知ることが出来るはずである。

## 2. 静的繰り返し実験

### 2.1 実験の目的

在来木造住宅に用いられる土壁の静的繰り返し実験を行い、以下の2点を目的とする。

- ①土壁、足固めの補強方法の提案
- ②土壁のスケールと力学的特性の関係の究明

補強方法の提案は、使用目的、施工性、破壊パターン等を考慮し、どれがふさわしいかを考察する。

### 2.2 試験体の概要

#### 2.2.1 試験体の考え方

本研究では、耐震補強の提案の他に推定壁倍率の算出も目的としているが、試験設備の都合上、試験体寸法に制限があるため、そのためには、壁を垂れ壁部分、柱部分、足固め部分と分けて考える。また、その際に、垂れ壁については柱端部は固定端とし、足固めの柱端部は玉石にのっているものと考え、ピンであると考え試験体を分割して実験を行った。

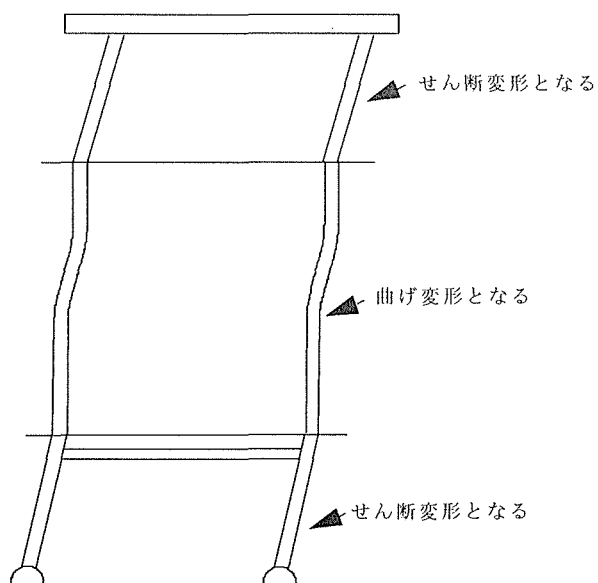


図 2-1 壁の変形の仕方

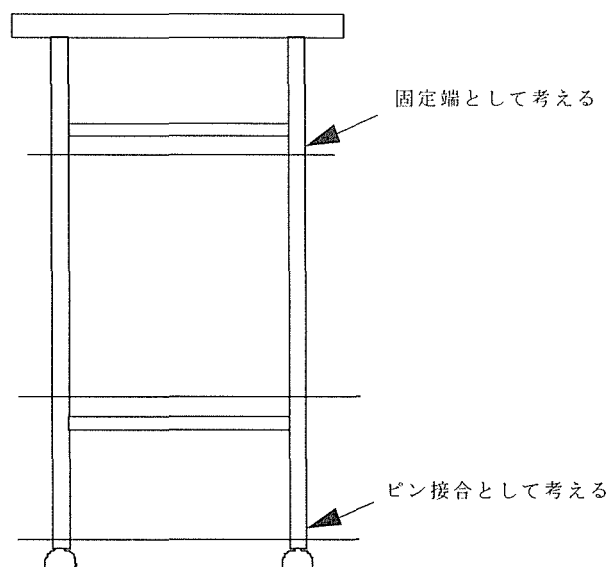


図 2-2 柱端部の仕様

## 2.2.2 土壁について

試験体はスケールが4種類あり、試験体番号1～6のスケールだけ柱がある。また試験体に使用した木材の断面寸法を表2-1に示す。

表 2-1 使用部材断面寸法一覧

	試験体番号1～6	試験体番号7～15
柱	105×105mm	×
桁	120×180mm	60×180mm
鴨居	105×45mm	×
土台	×	60×180mm

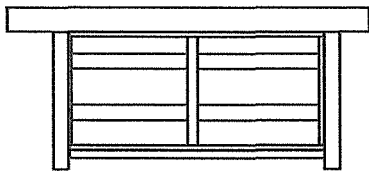
900mm×1800mmが6タイプ、450mm×600mmが1タイプ、600mm×900mmが1タイプ、450mm×450mmが7タイプで合計15タイプである。900mm×1800mmの試験体は無壁、竹小舞のみ、竹小舞下地、下塗り仕上げ、中塗り仕上げ、石膏ボードホチキス止め・釘止めがある。450mm×600mm、600mm×900mmの試験体については竹小舞下地中塗り仕上げがある。450mm×450mmの試験体については竹小舞のみ、竹小舞下地下塗り仕上げ・中塗り仕上げ、石膏ボードホチキス止め・釘止めがある。また耐震補強の提案するために土壁に和紙を貼る、ワイヤラスの設置、竹小舞を斜めに組んだものがある。ボードでの補強（石膏ボード、ワイヤラスボード）は竹小舞の時に生じる壁土の厚さの不均一を統一することが出来、ひびが入りにくくなると考えられる。また竹小舞を組む手間を省く事が出来、施工時間の短縮につながると考えられる。

土壁に和紙を貼る補強はそれによって土壁のひびわれを防ぐことが出来ると考えられる。また、竹小舞を斜めに組む補強は、十字に組むよりも水平力に対して抵抗力があると考えられる。

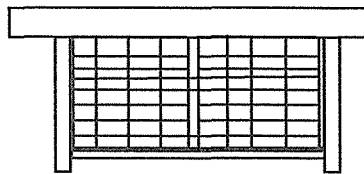
表2-2に詳しい表を、図2-3に試験体詳細図を示す。

表 2-2-1 試験体寸法 900mm×1820mm の試験体一覧

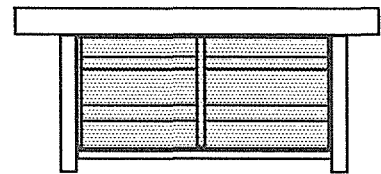
試験体寸法900mm×1820mm		
試験体番号	パラメータ	試験体数
1	無壁	1
2	竹小舞だけ	1
3	竹小舞下地、下塗り仕上げ	3
4	竹小舞下地、中塗り仕上げ	3
5	プasterボード(ホチキス) 中塗り仕上げ	3
6	プasterボード(釘) 中塗り仕上げ	3
		小計14体



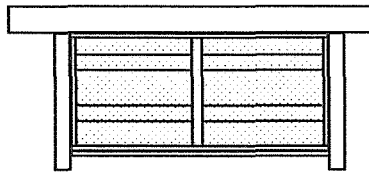
試験体番号 1



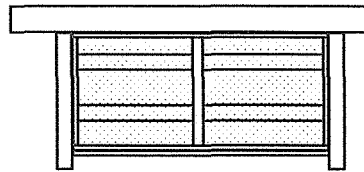
試験体番号 2



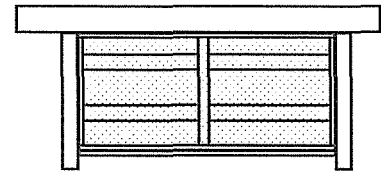
試験体番号 3



試験体番号 4



試験体番号 5

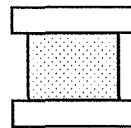


試験体番号 6

図 2-3-1 試験体寸法 900mm×1820mm の詳細図

表 2-2-2 試験体寸法 450mm×600mm の試験体一覧

試験体寸法450×600mm		
試験体番号	パラメータ	試験体数
7	竹小舞下地、中塗り仕上げ	3
		小計3体

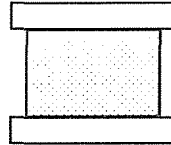


試験体番号 7

図 2-3-2 試験体寸法 450mm×600mm の詳細図

表 2-2-3 試験体寸法 600mm×900mm の試験体一覧

試験体寸法600mm×900mm		
試験体番号	パラメータ	試験体数
8	竹小舞下地、中塗り仕上げ	3
		小計3体

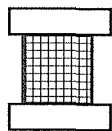


試験体番号 8

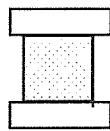
図 2-3-3 試験体寸法 600mm×900mm の詳細図

表 2-2-4 試験体寸法 450mm×450mm の試験体一覧

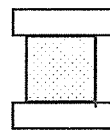
試験体寸法450mm×450mm		
試験体番号	パラメータ	試験体数
9	竹小舞だけ	1
10	竹小舞下地、中塗り仕上げ	3
11	プラスターボード(ホチキス) 中塗り仕上げ	3
12	プラスターボード(釘) 中塗り仕上げ	3
13	土壁に和紙を貼る	3
14	ワイヤラス設置	3
15	竹小舞を斜めに組む	3
		小計19体



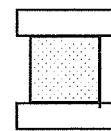
試験体番号 9



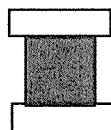
試験体番号 10



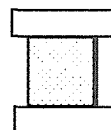
試験体番号 11



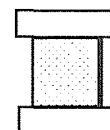
試験体番号 12



試験体番号 13



試験体番号 14



試験体番号 15

図 2-3-4 試験体寸法 450mm×450mm の詳細図



試験体詳細図

試験体番号 1 ～ 6 においてフレームを構成している木材寸法を図 2-4 に示す。柱材は上端がほぞになっており、また鴨居は右側をほぞ左側はそのまま木ねじ止めとなっている。

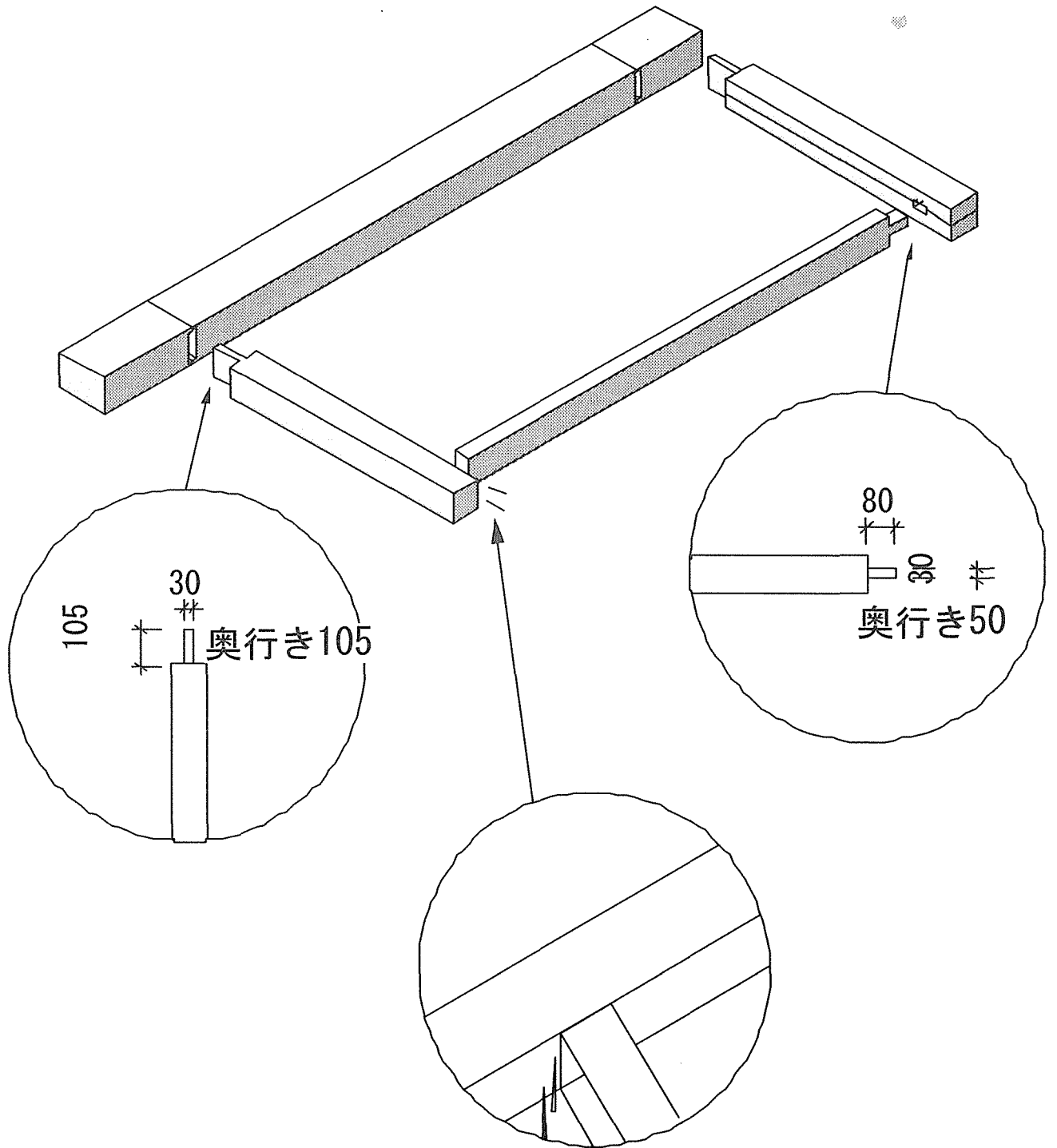


図 2-4 試験体番号 1 ～ 6 の接合部図

### 試験体番号 1

下図のようなたれ壁タイプのフレームに貫が入ったもので土は塗っていない。

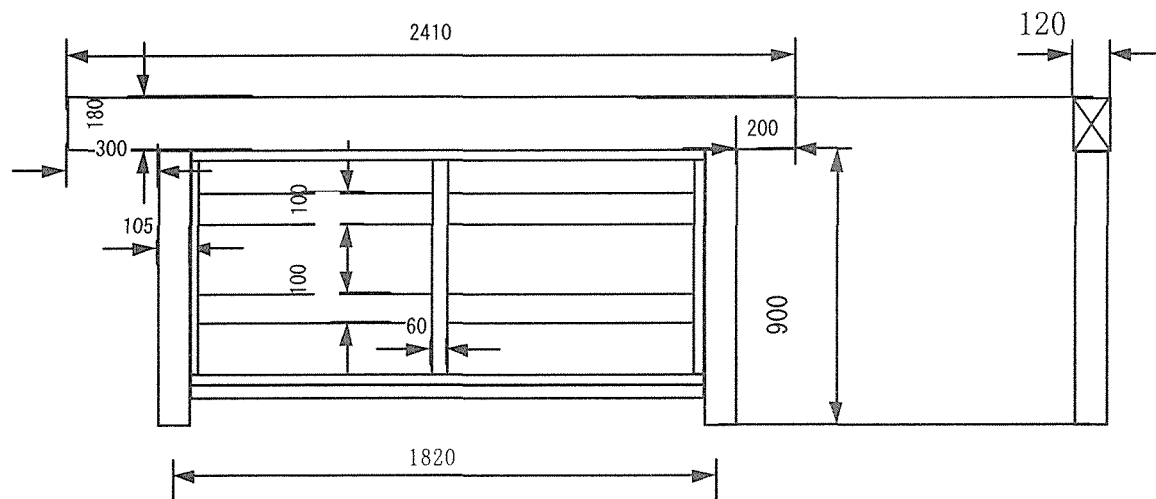


図 2-5 試験体番号 1 の詳細

### 試験体番号 2

試験体番号 1 の試験体に竹小舞を組んだもの。試験体番号 1 同様、土は塗っていない。

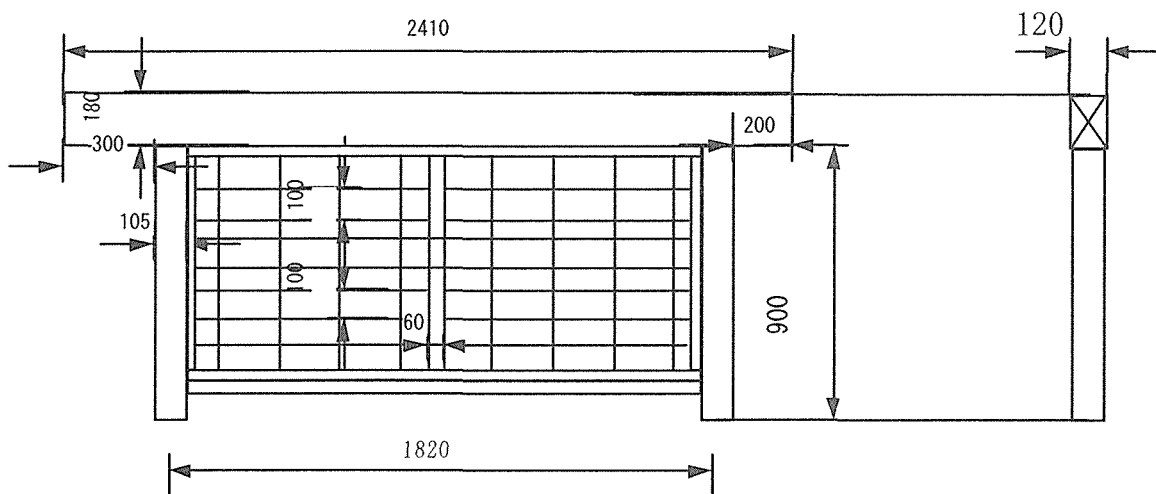


図 2-6 試験体番号 2 の詳細

### 試験体番号 3

試験体番号 2 のタイプに土を下塗り（1 回塗り）にしたもの。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。

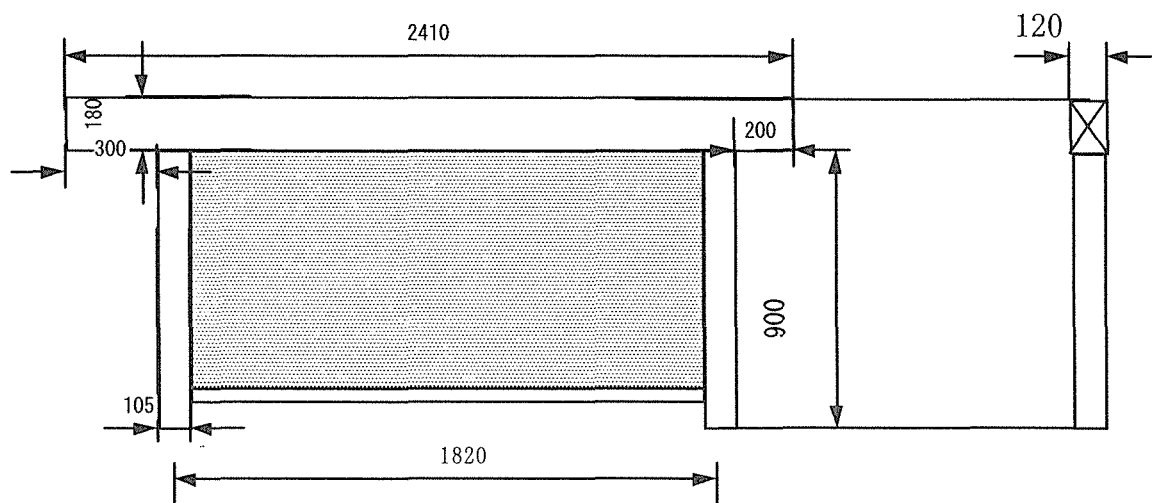


図 2-7 試験体番号 3 の詳細

### 試験体番号 4

試験体番号 2 のタイプに土を中塗り（2 回塗り）にしたもの。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。

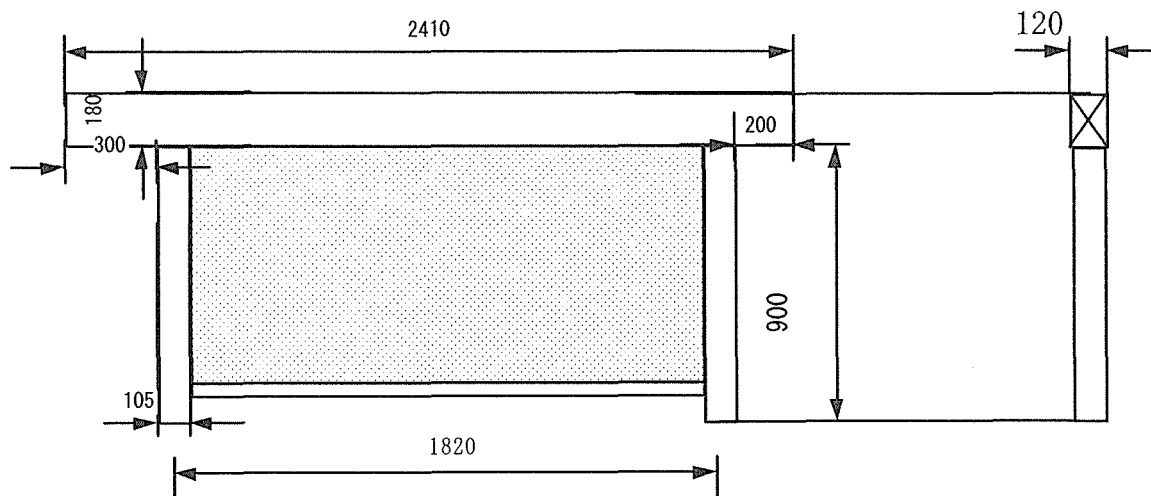


図 2-8 試験体番号 4 の詳細

### 試験体番号 5

試験体番号 1 のタイプにボードをホチキスで止めたもの。その上にモルタルを塗り、その上から土を一回塗りしたもの。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。

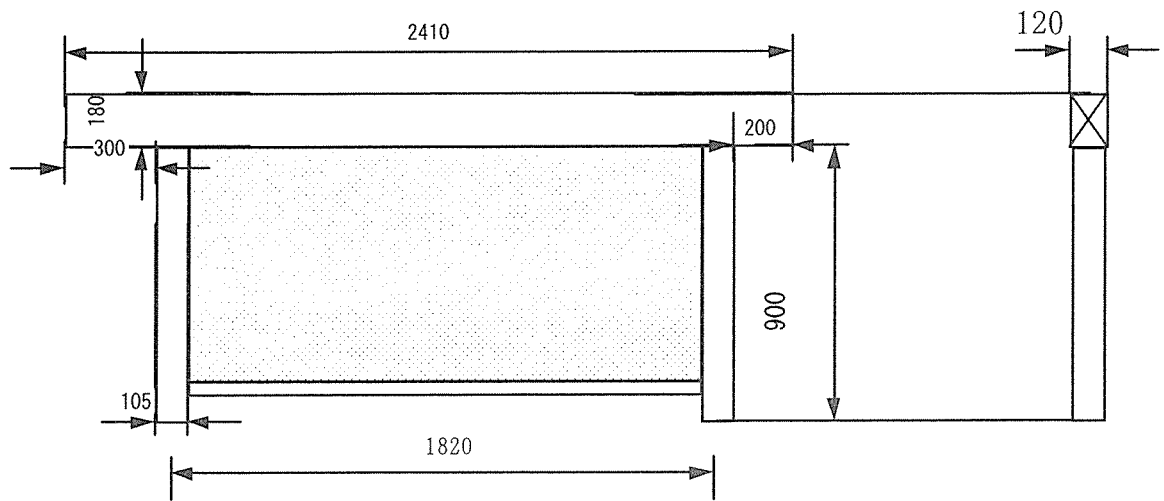


図 2-9 試験体番号 5 の詳細

### 試験体番号 6

試験体番号 1 のタイプにボードを釘で止めたもの。その上にモルタルを塗り、その上から土を一回塗りしたもの。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。

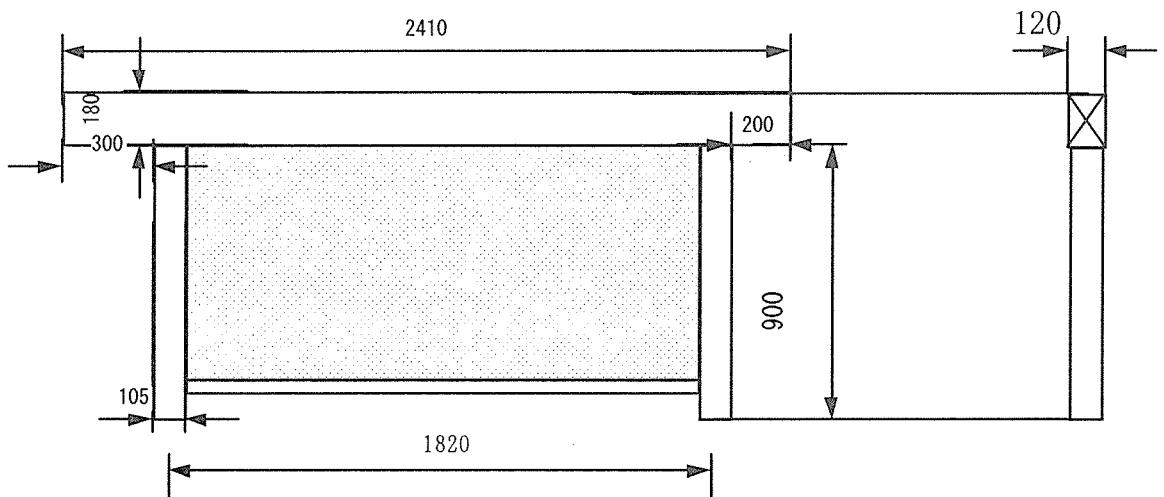


図 2-10 試験体番号 6 の詳細

### 試験体番号 7

土壁部分のスケールを 450mm×600mm とし、中塗り（2回塗り）仕上げとした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。

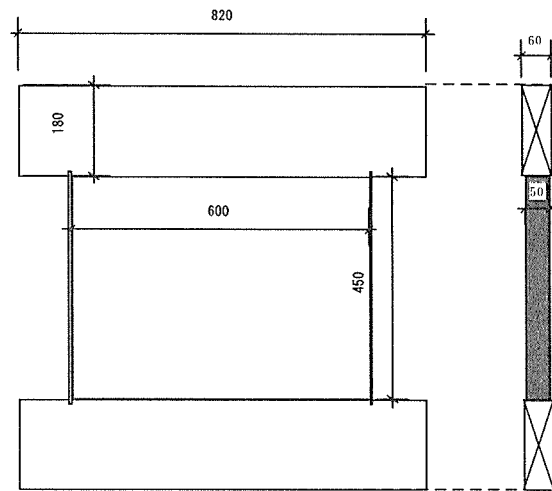


図 2-11 試験体番号 7 の詳細

### 試験体番号 8

土壁部分のスケールを 600mm×900mm とし、中塗り（2回塗り）仕上げとした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月

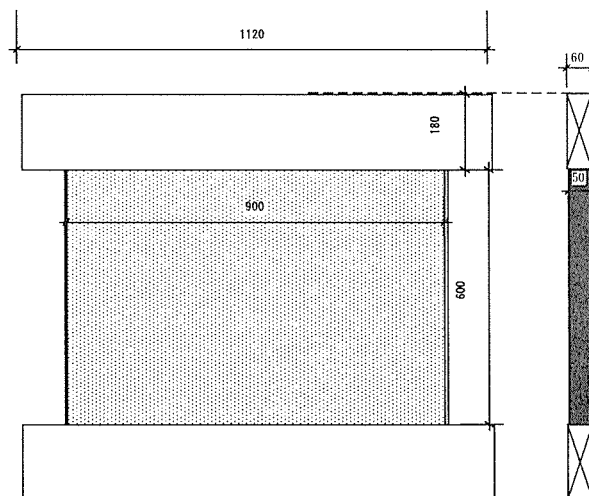


図 2-12 試験体番号 8 の詳細

### 試験体番号 9

下図のような竹小舞だけの仕様。

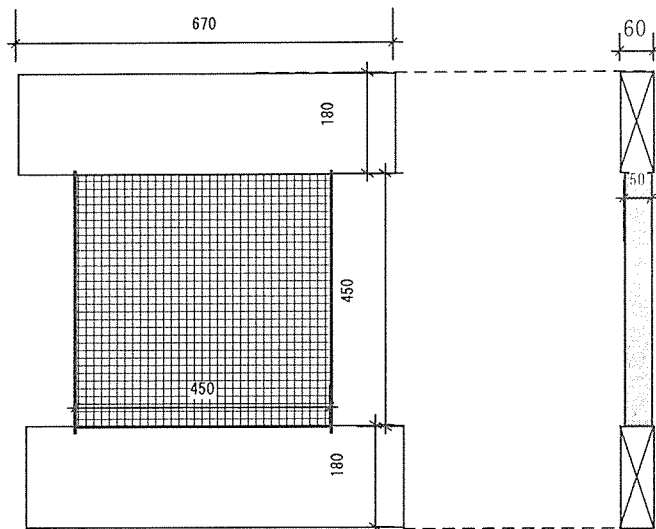


図 2-13 試験体番号 9 の詳細

### 試験体番号 10

土壁部分のスケールを 450mm×450mm とし、中塗り（2回塗り）仕上げとした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。

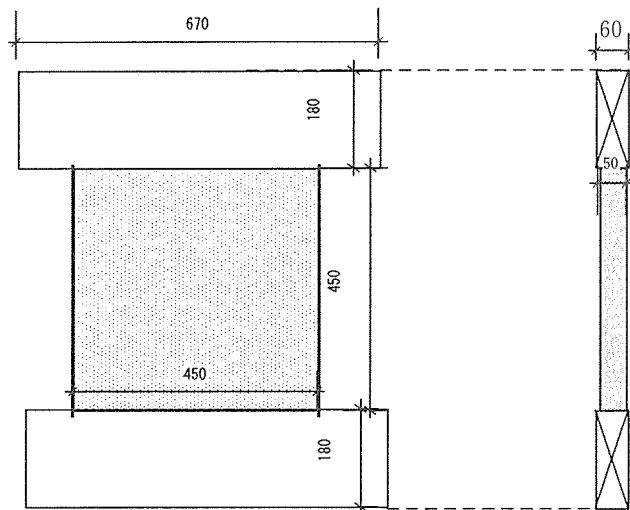


図 2-14 試験体番号 10 の詳細

### 試験体番号 11

土壁部分のスケールを 450mm×450mm とし、石膏ボードをホチキスで止め、モルタルを塗り、その上から土を一回塗りした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。モルタル塗り後、半月養生期間をおき、土塗り後、養生期間を約半月おいた。

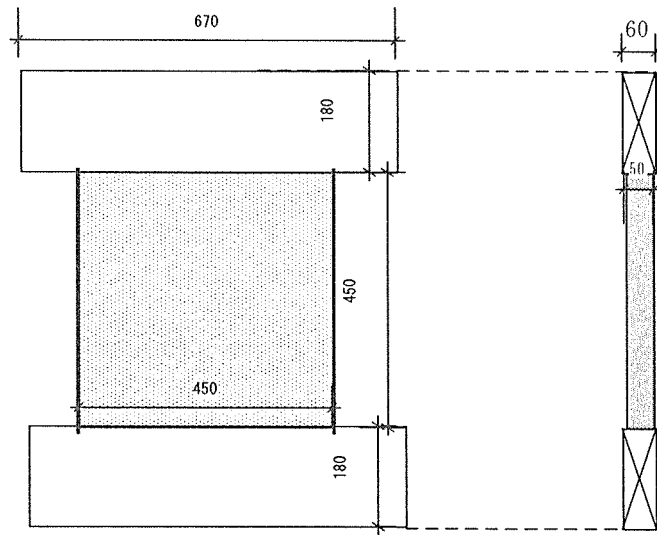


図 2-15 試験体番号 11 の詳細

### 試験体番号 12

土壁部分のスケールを 450mm×450mm とし、石膏ボードを釘で止め、モルタルを塗り、その上から土を一回塗りした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。モルタル塗り後、半月養生期間をおき、土塗り後、養生期間を約半月おいた。

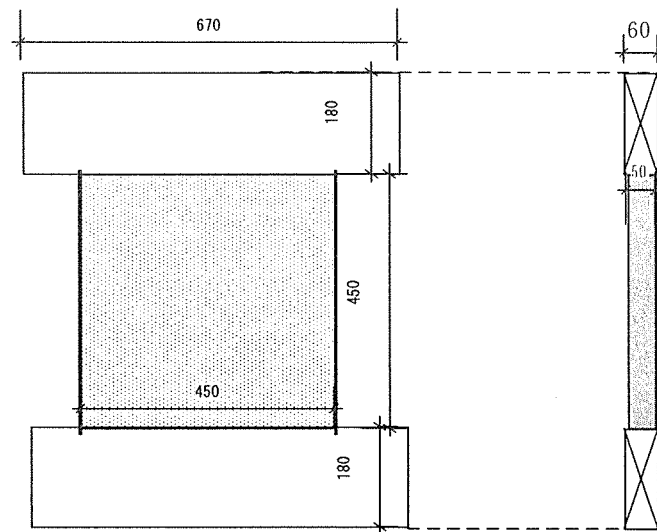


図 2-16 試験体番号 12 の詳細

### 試験体番号 13

土壁部分のスケールを 450mm×450mm とし、中塗り（2回塗り）仕上げとした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。その上から和紙に見立てたトレシングペーパーを貼った。

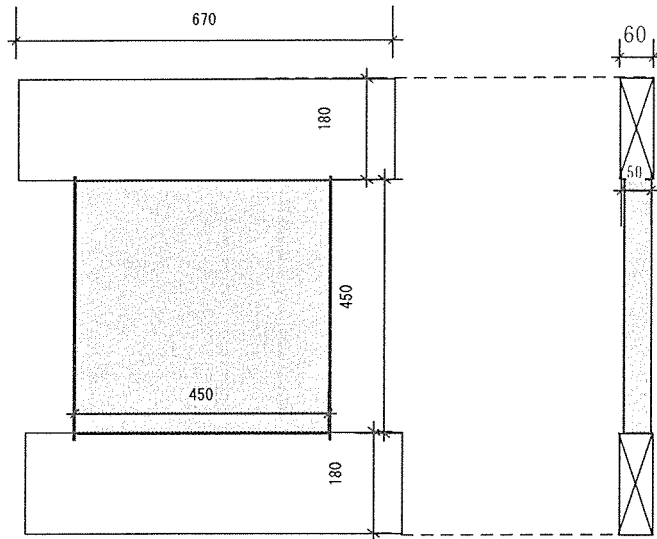


図 2-17 試験体番号 13 の詳細

### 試験体番号 14

土壁部分のスケールを 450mm×450mm とし、ワイヤラスボードを釘で止め、モルタルを塗り、その上から土を一回塗りした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。モルタル塗り後、半月養生期間をおき、土塗り後、養生期間を約半月おいた。

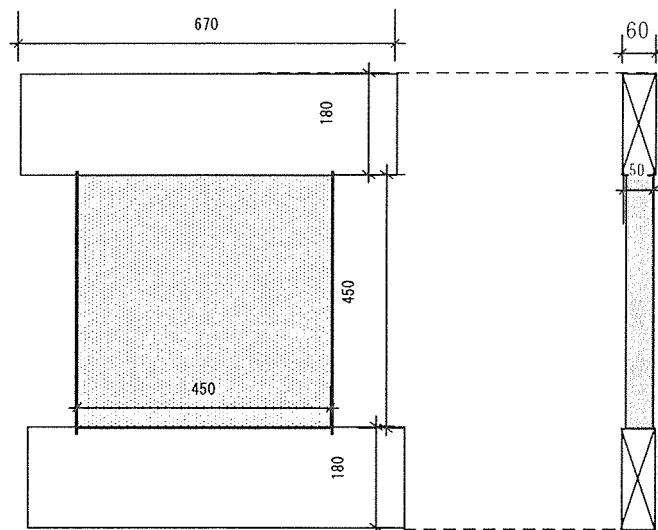


図 2-18 試験体番号 14 の詳細



試験体番号 15

土壁部分のスケールを 450mm×450mm とし、竹小舞を斜めに組み、中塗り（2回塗り）仕上げとした。土は米沢土、スサは 30mm を使用。養生期間は約 1 ヶ月。

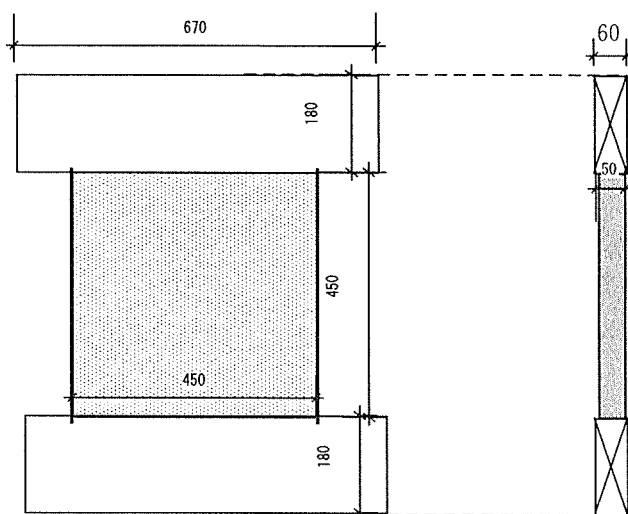


図 2-19 試験体番号 15 の詳細

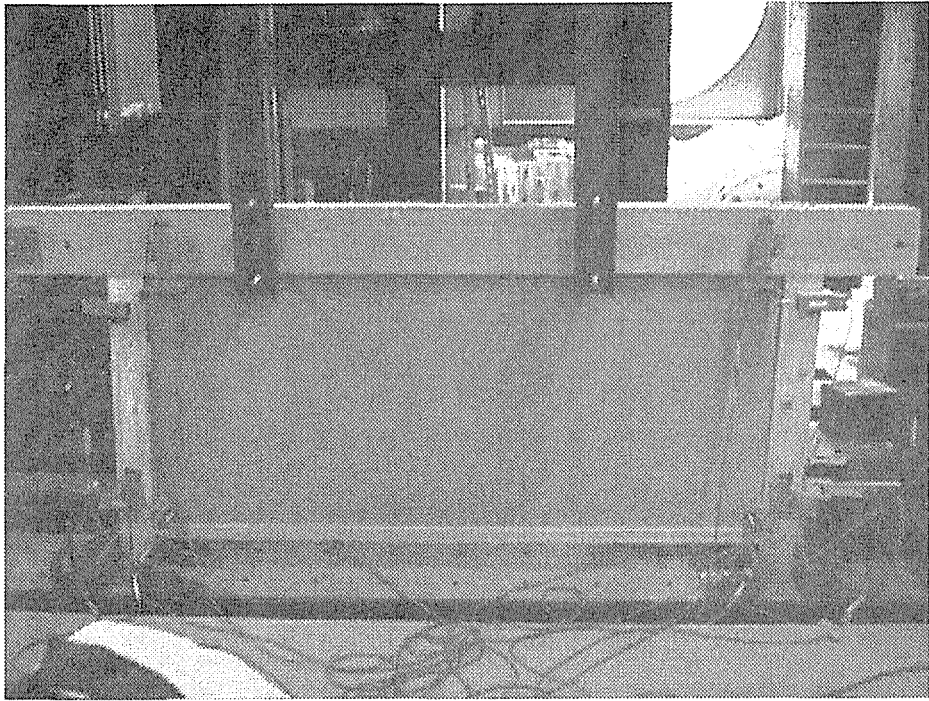


写真 2-1 試験体番号 1～6 のタイプ

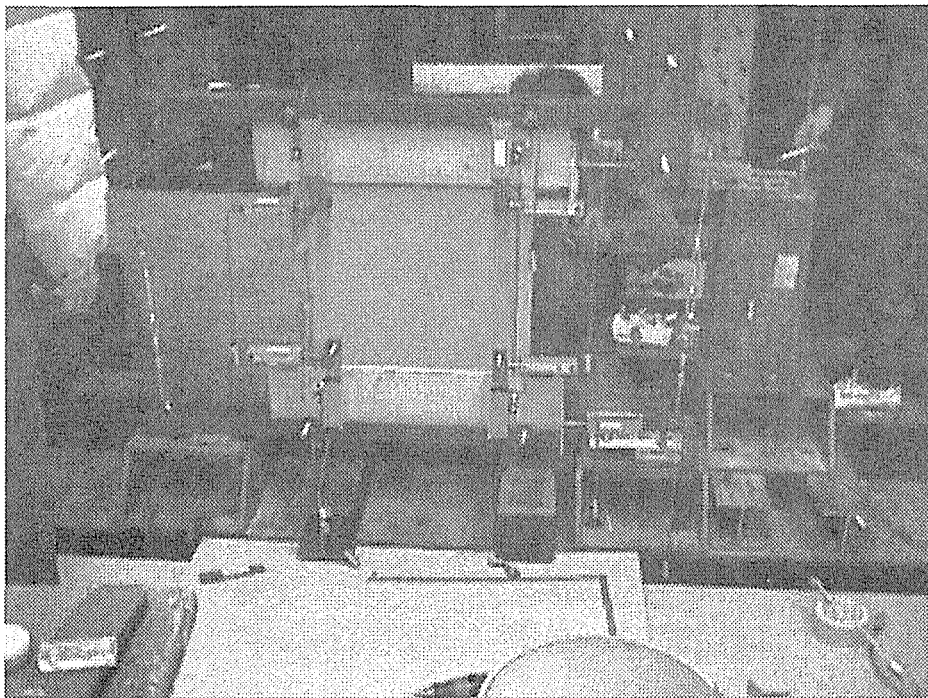


写真 2-2 試験体番号 7～15 のタイプ

### 2.2.3 足固めについて

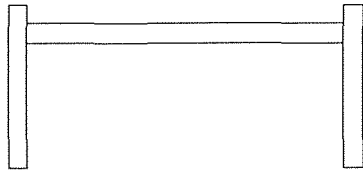
試験体は5種類あり、基本型・斜材型・合板型・根がらみ型・丸太型に分けられるが、基本的な寸法は全て同一である。また、試験体に使用した木材の基本的フレームの断面寸法は全て105mm×105mmである。内、丸太型の丸太の断面寸法は直径70mm、合板型の合板の厚さは12mm、斜材型の斜材の断面寸法は50mm×100mm、根がらみ型の脚部補強用の板材の断面寸法は30mm×105mmとなっている。

各補強として、斜材型はその筋かいで荷重に耐える軸組系、合板型は合板によるせん断抵抗で荷重に耐えるものと考えられる。根がらみ型は柱下部を板で止めることにより曲げ抵抗を期待したもので、丸太型も同じく曲げ抵抗だが、接合部に短い丸太を咬ませることにより、変位をおさえる効果が考えられる。また、各試験体は全て柱下部に20mmの穴を空けてある。ここにボルトを通して、持ち上げた状態のまま固定することで、試験体を直接地面に触れさせないようにするためである。これは、足固めが本来土台固定されているのではなく、ただ敷石の上に乗せられているだけの状態であることを考慮してのことである。

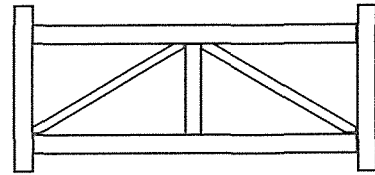
実験体は基本型のみ1体で、残り4種類は実験結果の個体差を見るため各3体ずつ実験を行うこととする。表2-3に試験体一覧を示し、次のページに各試験体のモデル図を添えておく。

表 2-3 足固め試験体一覧

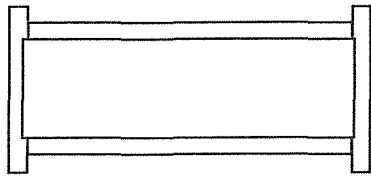
足固めの試験体			
試験体寸法1920mm×890mm			
試験体番号	パラメーター	体数	
1	基本型	1	
2	斜材型	3	
3	合板型	3	
4	根がらみ型	3	
5	丸太型	3	計13体



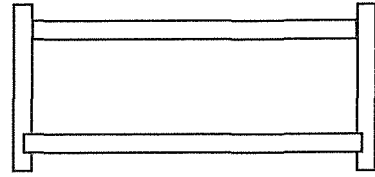
試験体番号 1



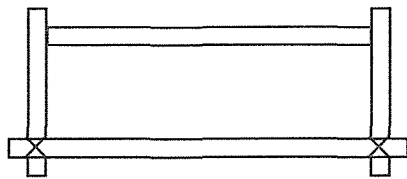
試験体番号 2



試験体番号 3



試験体番号 4



試験体番号 5

図 2-20 足固め試験体詳細図

### 試験体番号 1

下図のように柱と梁のみの単純なフレーム形態である。

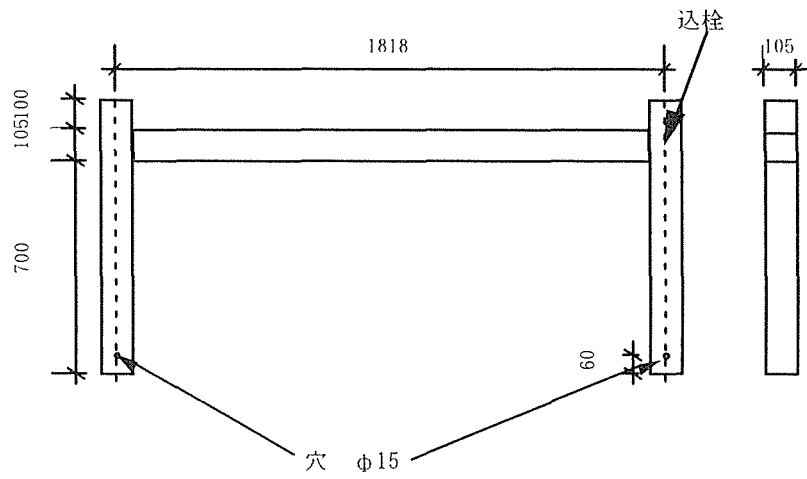


図 2-21 試験体番号 1 の詳細

### 試験体番号 2

試験体番号 1 の真ん中に柱を入れ、それを中心に八の字を書くように斜材を入れたもの。

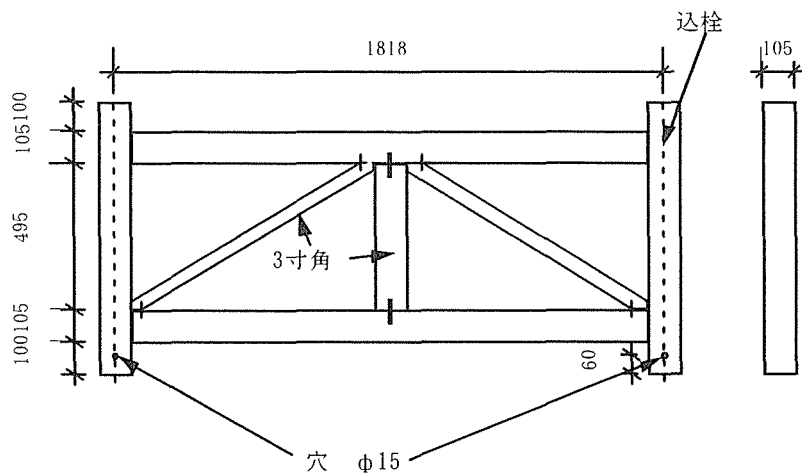


図 2-22 試験体番号 2 の詳細

### 試験体番号 3

試験体番号 1 に厚さ 10mm の合板を打ち付けたもの。

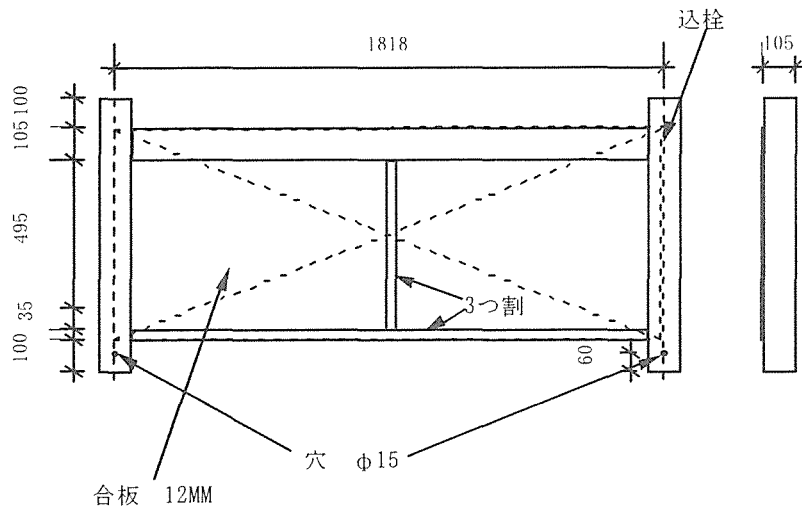


図 2-23 試験体番号 3 の詳細

### 試験体番号 4

試験体番号 1 の下梁部分を取り、20mm×100mm の板材を打ち付けたもの。

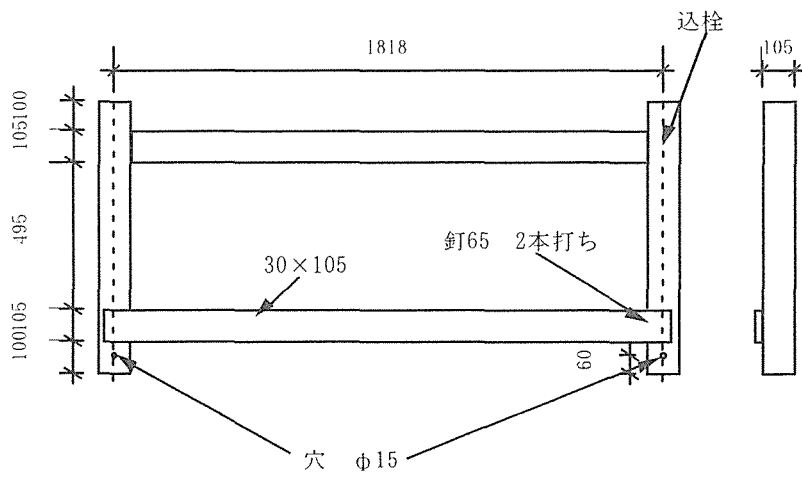


図 2-24 試験体番号 4 の詳細

### 試験体番号 5

試験体番号 4 の板材を丸太に変えたもの。五寸釘で打ち付けた上に針金を巻いて固定している。

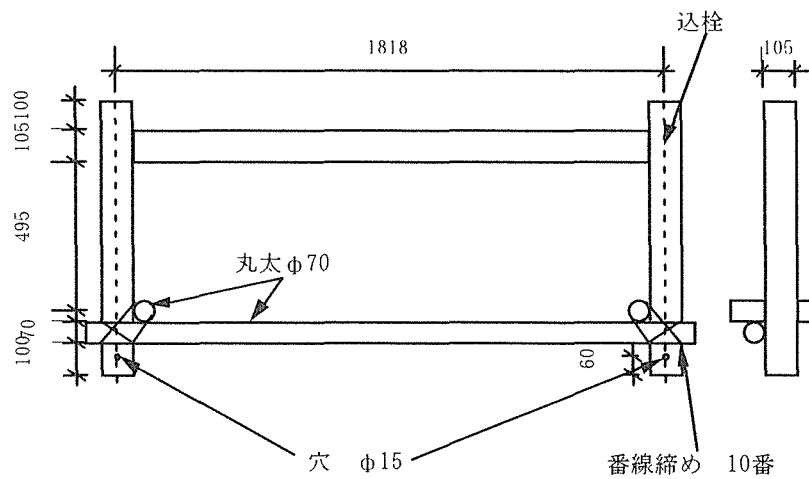


図 2-25 試験体番号 5 の詳細

## 2.3 実験方法

試験体は、土壁が 900 mm×1820mm、600×900mm、450 mm×600mm、450 mm×450mm のスケールがあり、計 15 種類のパラメーターがある。足固めは計 5 種類のパラメーターがある。実験はデータのばらつき、実験の際の失敗の可能性を考慮して 1 種類に対して 3 体の試験体を用意して 3 回同じ実験を行う。また、3 回のうち 1 回はせん断変形角に対して 1/15rad まで加力を行う。

### 2.3.1 加力方法

それぞれの試験体の頂部に水平方向に左側から力をオイルジャッキで油圧シリンダーを介して加えていく。その加え方として、試験体の相間変形角が 1/480、1/240、1/160、1/120、1/60、1/30rad とし 3 体の内 1 体を 1/15rad になるよう設定した。表 2-4 に土壁のスケールごとの加力反転点を、また表 2-5 に足固めの加力反転を示す。

表 2-4 加力反転表（土壁）

試験体番号	スケール	加力反転点(mm)
1～6	900×1820mm	0～2.0～-2.0～3.9～-3.9～5.9～-5.9～7.8 ～-7.8～15.6～-15.6～31.5～-31.5～62.6～-62.6
7	450×600mm	0～1.3～-1.3～2.6～-2.6～3.9～-3.9～5.3 ～-5.3～10.5～-10.5～21.0～-21.0～42.0～-42.0
8	600×900mm	0～1.6～-1.6～3.3～-3.3～4.9～-4.9～6.5 ～-6.5～13.0～-13.0～26.0～-26.0～52.0～-52.0
9～15	450×450mm	0～1.3～-1.3～2.6～-2.6～3.9～-3.9～5.3 ～-5.3～10.5～-10.5～21.0～-21.0～42.0～-42.0

表 2-5 加力反転表（足固め）

試験体番号	スケール	加力反転点(mm)
1～5	890×1820mm	0～2.9～-2.9～4.4～-4.4～5.8～-5.8 ～11.7～-11.7～23.3～-23.3～46.7～-

### 2.3.2 測定方法

オイルジャッキから油圧シリンダーを介して水平方向の強制変位を試験体に作用させて、変位と加重の関係を測定するものである。

- ①荷重：油圧シリンダーに取り付けておいたロードセルによって測定する。
- ②変位：試験体上部に取り付けて置いた 20cm 変位計によって頂部水平変位を測定し、先述の位置に 5cm 変位計を設置することによってそれぞれの変位を測定する。また、土壁の試験体に設置するダイヤルゲージの位置を以下の図に示す。1 と 2, 3 と 4, 6 と 7, 8 と 9,



10 と 11, 12 と 5 を対に考えその両者の距離からその材の変形角を出す。

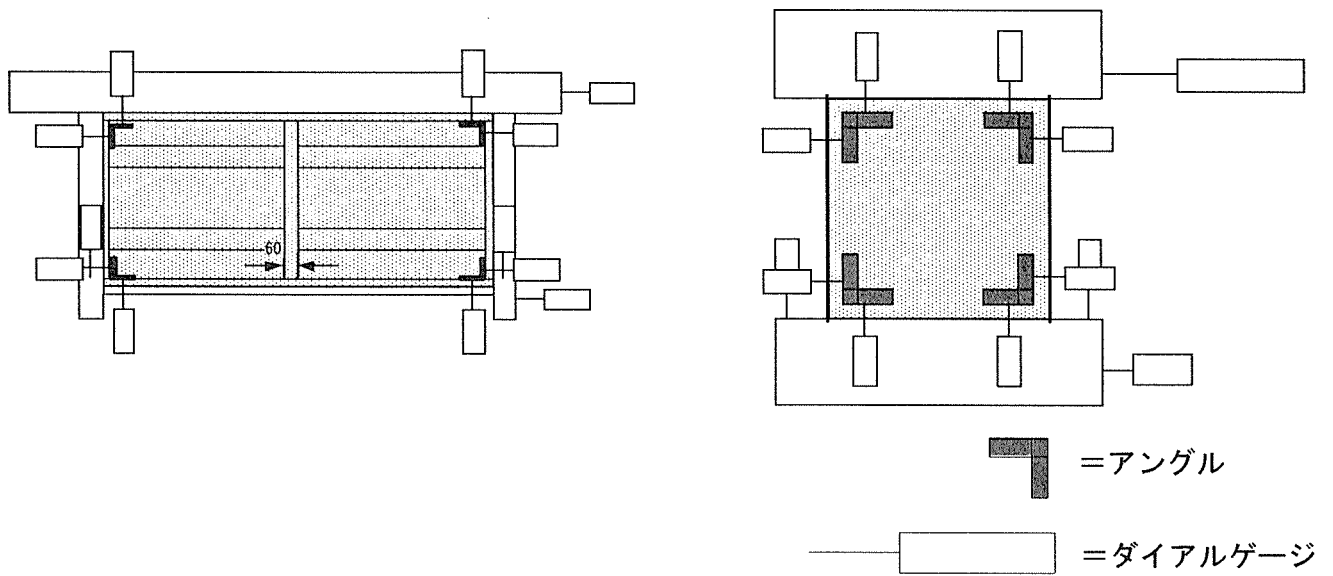


図 2-26 ダイヤルゲージの測定箇所

また、上図のアンゲルというのは、土壁自体の変位の測定するために施工時に埋めたもので、以下に写真で示す。

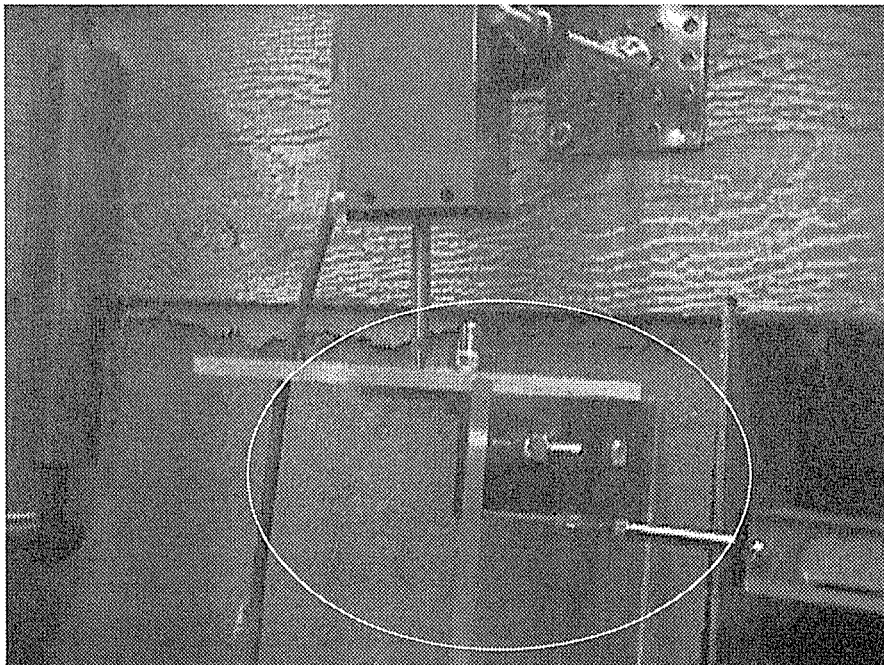


写真 2-3 アンゲル

足固めに設置するダイヤルゲージの位置を以下の図に記す。1と2、3と4が対になり、またその両者の距離からその材の変形角を出す。

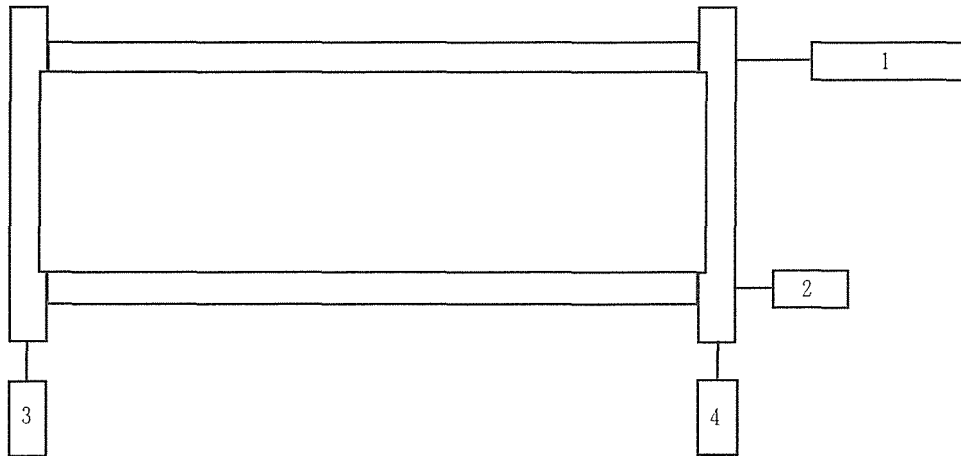


図 2-27 ダイヤルゲージの位置

これらの測定データはパソコンによって一元的に収集され、リアルタイムで変形と加重とを表示しながら、手動式の油圧ポンプによってオイルの量を調節し強制変位を制御して実験を実施するものである。

### 2.3.3 真のせん断変形角の算出方法

ダイヤルゲージによって真のせん断変形角を求めることを目的としているが、実験中のダイヤルゲージの数値より真のせん断変形角を出す方法を示す。せん断変形角とは図 2-28 に示すもので、

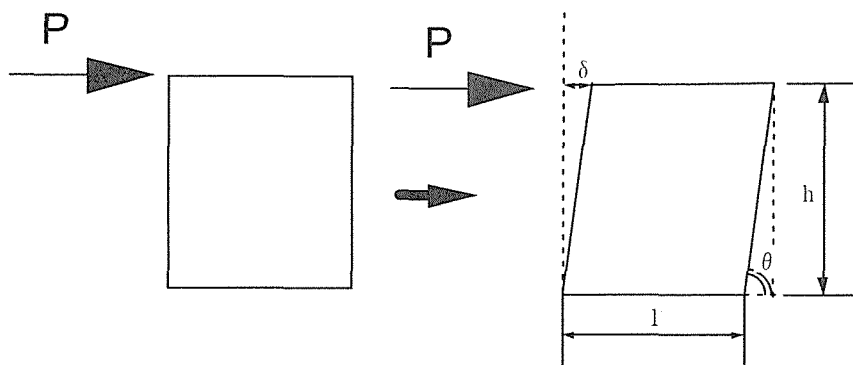


図 2-28 せん断変形角について

$$\gamma = \delta / h$$

$\gamma$  : せん断変形角 (rad)

$\delta$  : 変位 (mm)

$h$  : 高さ (mm)

で求める。しかしここで実験中は、図 2-24 の様に試験体が回転することが考えられそれを考慮する必要がある。そのため実験においては、図 2-25 に示すとおり 4 つのダイアルゲージを取り付け、下式で求めることが考えられる。

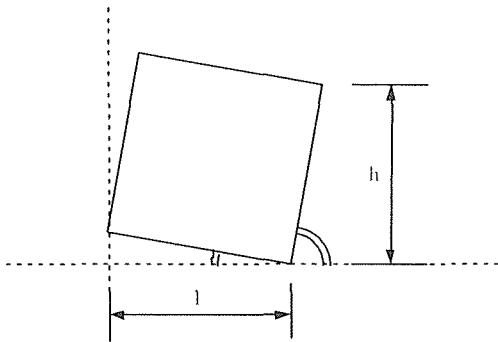


図 2-29 せん断変形における回転

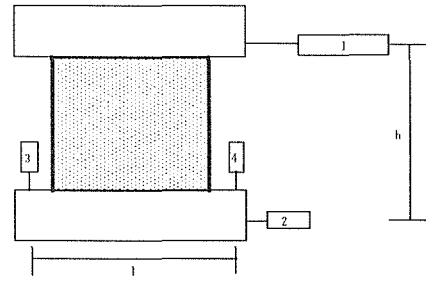


図 2-30 ダイアルゲージ測定個所 1

$$(\delta_1 - \delta_2) / h - (\delta_3 - \delta_4) / l = \text{せん断変形角}$$

$\delta_1 \sim \delta_4$  : 1 ~ 4 のダイアルゲージの数値

さらに本実験は、土壁の真のせん断変形角を求めたいので図 2-26 に示すとおり、8 カ所

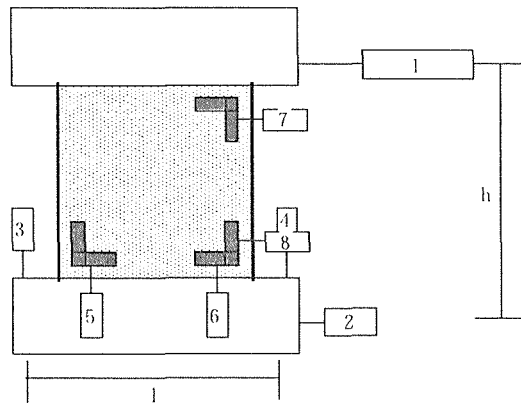


図 2-31 ダイアルゲージ測定個所 2

で真のせん断変形角が求められると考えられる。

$$\begin{aligned} \text{真のせん断変形角 } \delta = & \{ (\delta_1 - \delta_7) - (\delta_1 - \delta_8) \} / h \\ & - \{ (\delta_3 - \delta_5) - (\delta_4 - \delta_6) \} / l \end{aligned}$$

$\delta_1 \sim \delta_8$  : 1 ~ 8 のダイアルゲージの数値

### 2.3.4 初期剛性の算出方法

剛性とは壁などにおいて、変形しにくさを数値化したものである。本実験ではスケルトンカーブからそれを求める。その手順を以下に示す。

- ①実験から繰り返し加重によるデータを得る。(図 2-32)
- ②繰り返し加重によるデータから各頂点を取り出し同一符号内で図にする。(図 2-33) それをスケルトンカーブという。

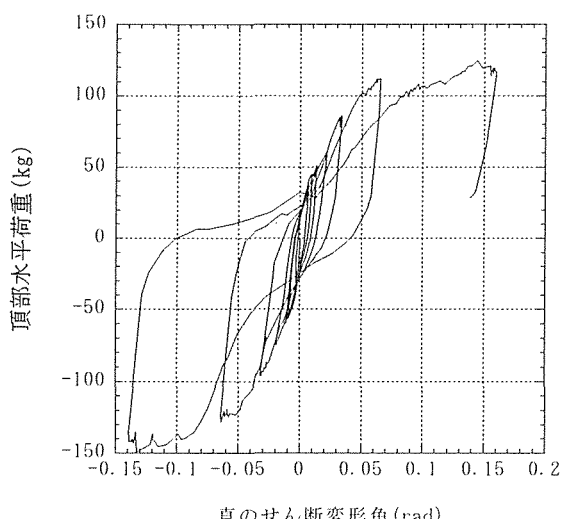


図 2-32 実験から得たデータ

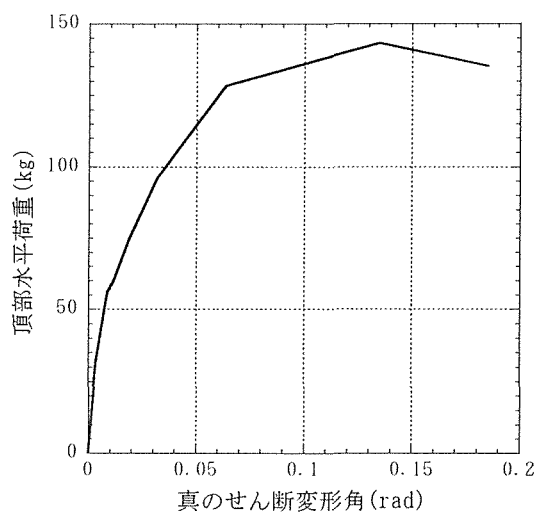


図 2-33 スケルトンカーブ

- ③その曲線においての傾きが初期剛性になる。ここでは 0.1P と 0.4P を取りだし、直線で結び (図 2-34)、その傾きを初期剛性とした。

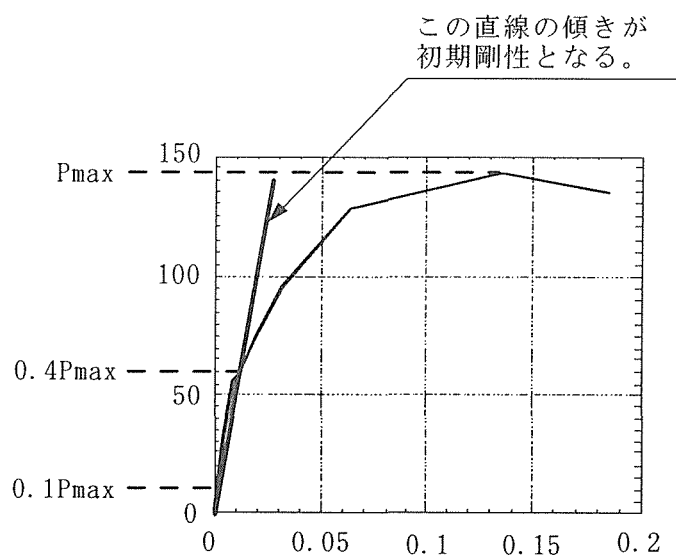


図 2-34 初期剛性を求める直線

### 2.3.5 実験装置

試験体及び強制変位を作用させる装置などは、以下の状況を考慮しながら取り付けた。今回の実験に用いられた反力フレームは、H型構で組まれており、その幅は4000mm、高さは2400mmである。反力フレームは試験体を固定するのに試験体の高さに応じて上部か下部からふれ止めのためのローラー、下部にはボルトで止めるための治具、また試験体に力を加える油圧シリンダー、その先端にはロードセルが地面と平行に取り付けられている。それらは、その部分がピンの状態になり水平方向の力を加えていく際に、試験体に余分な力が加わらないようにするためである。またせん断変形を最大左右62.6mmの余裕を見ることによってせん断変形角1/15radまでの大変形を可能にした。

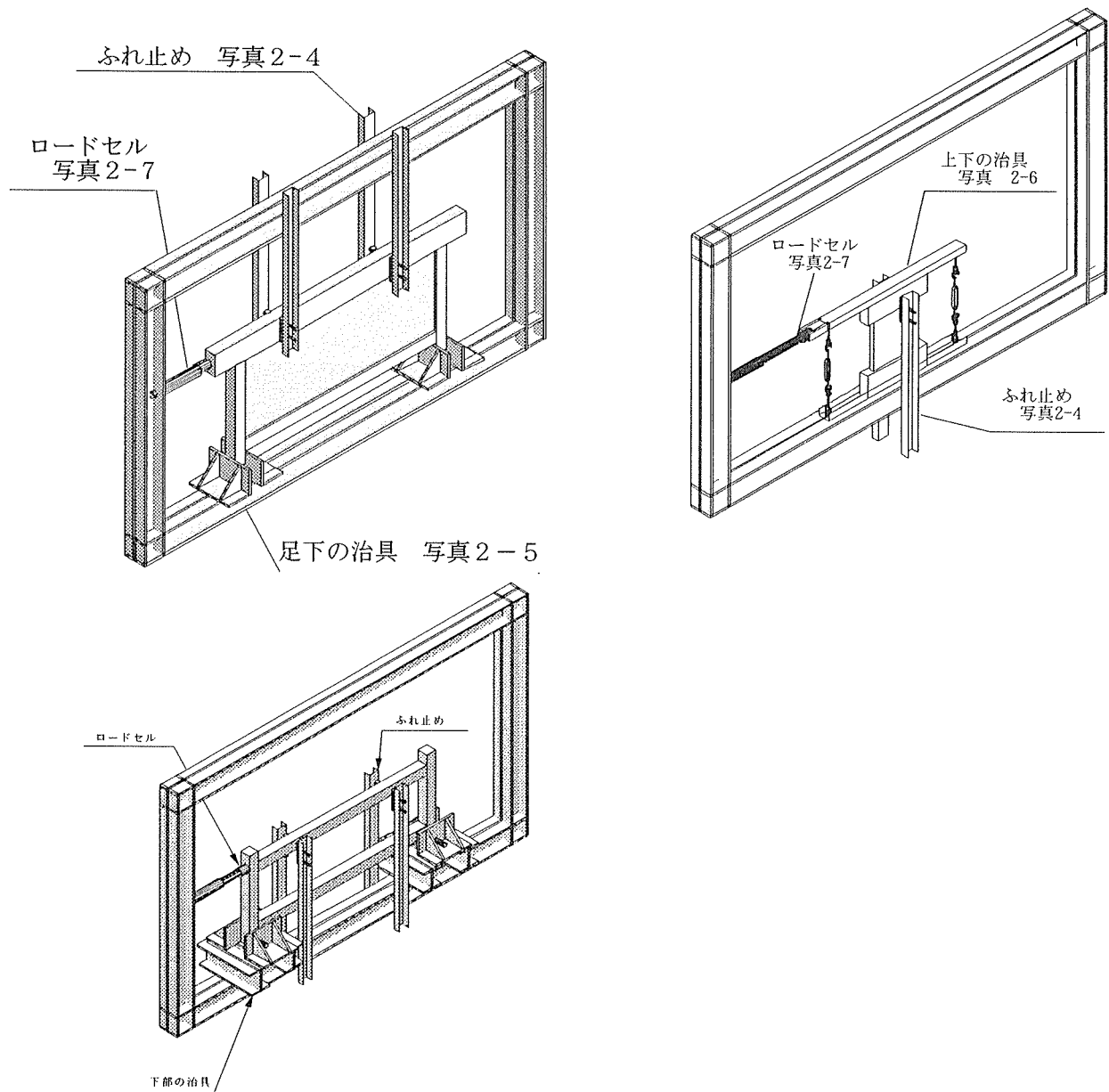


図 2-35 強制変位制御治具と試験体の関係概略図

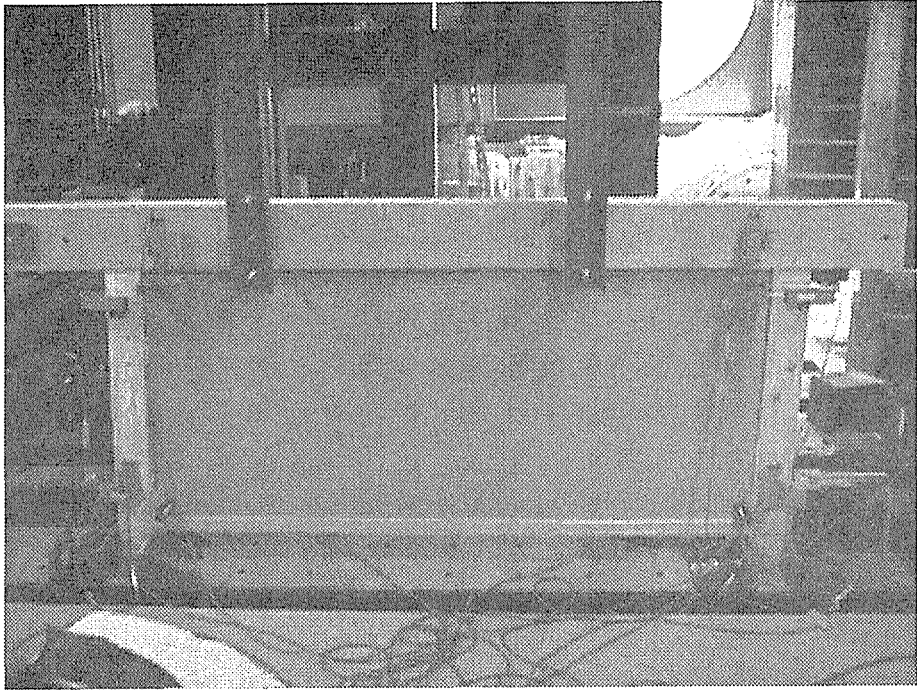


写真 2-4 図 2-35 のふれ止めの様子

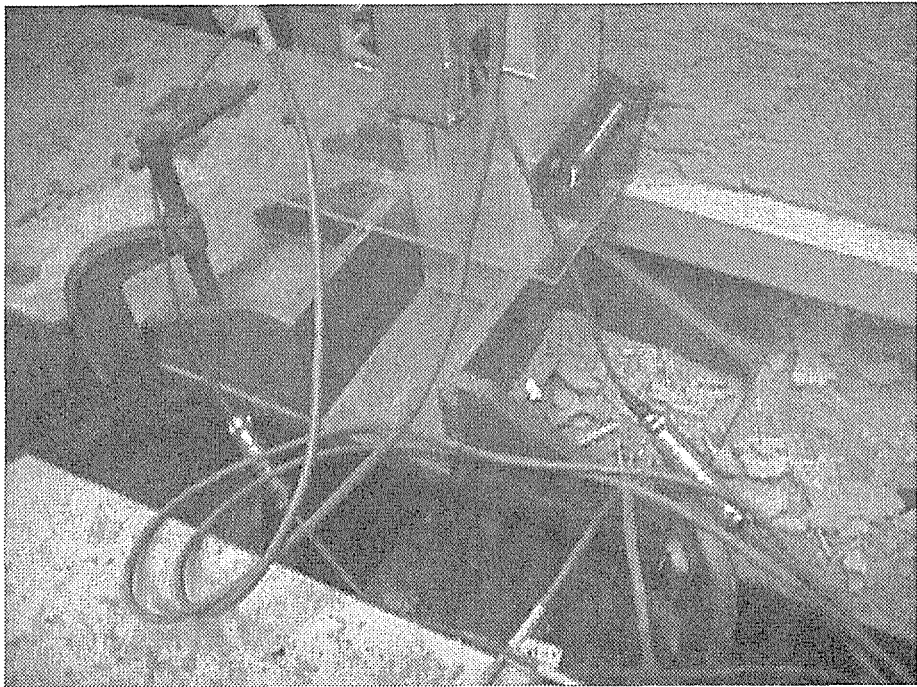


写真 2-3 図 2-35 の足もとの治具の様子

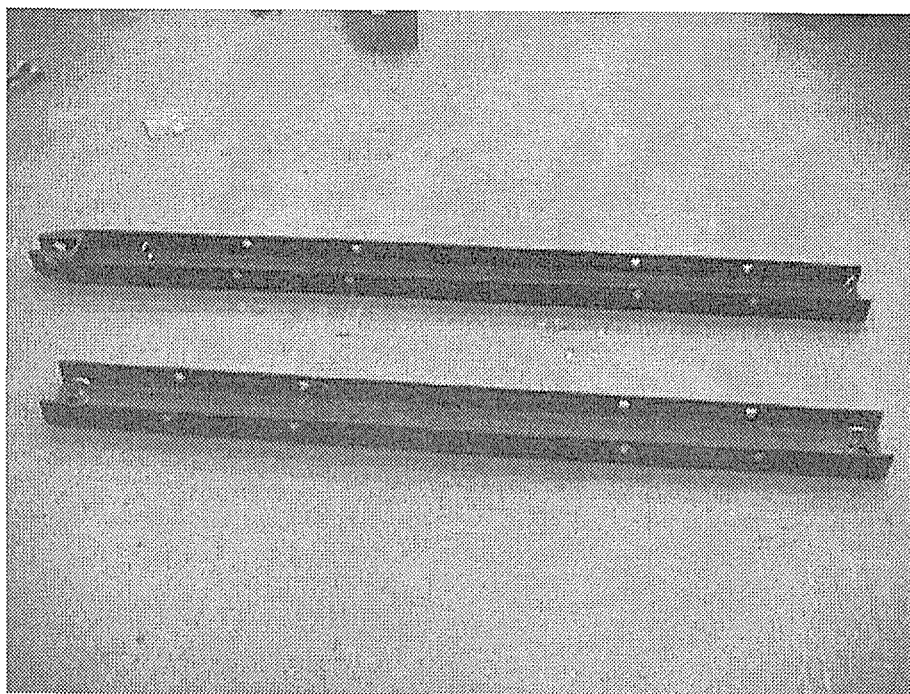


写真 2-6 図 2-35 の上下の治具の様子

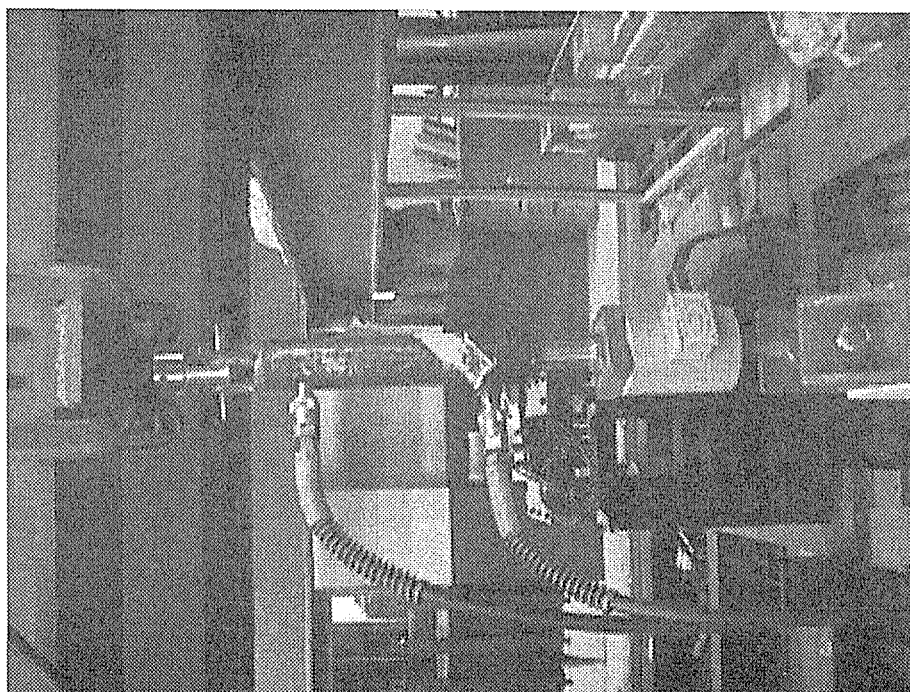


写真 2-7 図 2-35 のロードセルの様子

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 実験結果におけるスケルトンカーブについて

弾塑性振動を扱う場合にまず問題となるのは、復元力特性である。

一般には、建物をせん断振動形とみなし、各層独立に復元力特性が決まるものとして、これを定めている。すなわち、各層毎にラーメン、耐震壁など各耐震要素の復元力特性を定め、これを総合、理想化して層全体の復元力特性を設定する方法をとっている。

この方法は、多層の影響は無視しているし、個々の部材の降伏による影響を忠実に追跡しているわけではないので、破壊型式の如何によっては精度の落ちる場合もある。

柱崩壊型の場合はよい近似が得られるよう。はり崩壊型の場合は上下層の影響が現れてくるから無理が生じる。

このような方法に対して、柱、はり、その節合部、耐震壁、境界ばりなど建物を構成する各部材の復元力特性を定め、これを直接応用計算に取り入れてゆく方法も開発されつつある。この方法は、計算がかなり複雑になり、大容量の電子計算機の力を借りなければならない。前記の方法は、この方法とくらべると大まかにならざるを得ないが、計算が比較にならないほど簡単になるし、大局をつかむのに便利なので実際面ではほとんど前記の方法によっている。

復元力特性のモデル化については多くの提案がある。代表的なものを次に示す。

- (1) スケルトンカーブを骨子にして復元力特性を定めるもの：スケルトンカーブ（処女曲線）を骨子にして、履歴曲線を決めるもので、この種のモデルはたくさんある。これらのモデルは溶接構法を用いた鉄骨ラーメンにはよく適合するといわれといる。B i - l i n e a r, T r i - l i n e a r は取り扱いが簡単なので構造材料、骨組形式に関係なく広く一般に用いられている。
- (2) スケルトンカーブをもとにした履歴法則によって復元力特性を定めるもの：スケルトンカーブを元に定めた履歴法則によって履歴曲線を決めるもので、実験に見られる履歴曲線の性質を取り入れるべく考案されたものである。代表的なものを図 3-1 に示す。



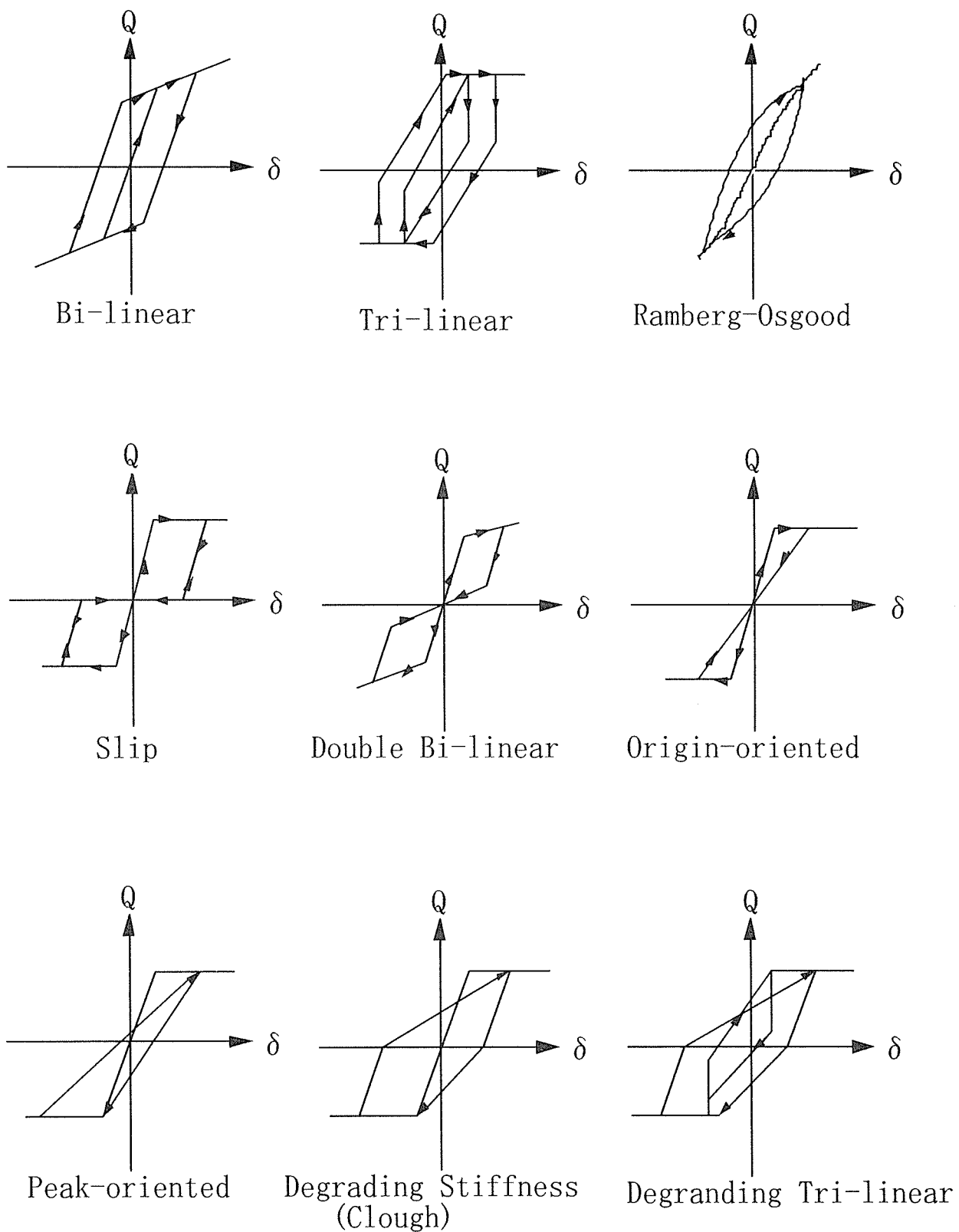


図 3-1 スケルトンカーブ一覽

### 3.2 せん断変形角とせん断耐力について

#### 3.2.1 試験体寸法 900mm×1800mm

試験体寸法 900mm×1800mm の真のせん断変形角と破壊状況の関係を示す。  
 今回実験のばらつきを考慮して各3体ずつ試験を行った。

##### 3.2.1.a 無壁

無壁の試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-2、最大耐力と初期剛性を表 3-1 に示す。まずグラフを見てもわかるように、繰り返し加力をしてしても同じ荷重時の変位にあまり変化が見られない。つまりグラフ上で線が重なって見える。これは、試験体のパラメータがフレームのみであり、柱や貫などに対してひび割れや、劣化が起こらないのが原因であると考えられる。

復元力特性について、履歴特性を見比べてみると、Slip 型にあたると考えられる。また、+側、-側による耐力の違いは見られず、材料の劣化の偏りが無いことが考えられる。

表 3-1 無壁の最大耐力・初期剛性

	1
最大荷重 (kg)	182.9(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	62.3

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

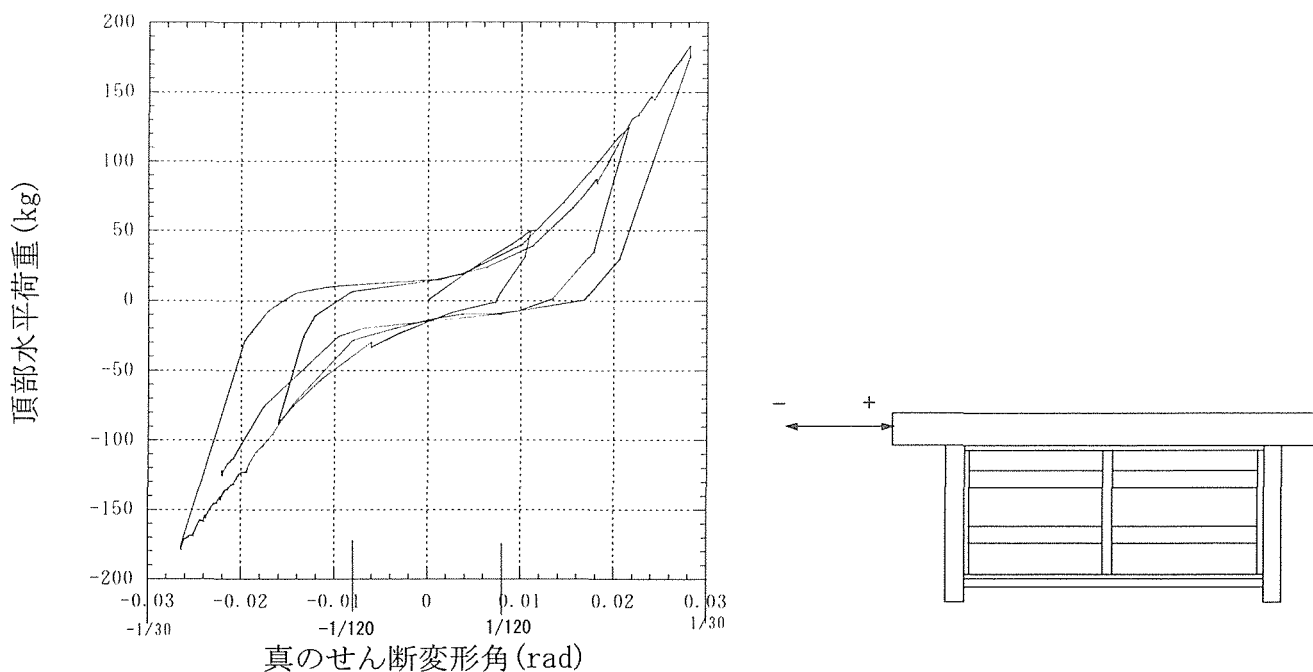


図 3-2 無壁の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.1.b 竹小舞のみ

竹小舞のみの試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-3、最大耐力と初期剛性を表 3-2 に示す。

グラフを見てみると一側でやや最大耐力が大きな値となっていることが見て取れる。これは+側の加力中に竹小舞に何らかの破壊が起こったものだと考えられる。復元力特性に関しては、スケルトンカーブの Double Bi-linear 型であると考えられる。これは無壁の試験体に竹小舞が入り、土壁に似てきたからだとおもわれる。

表 3-2 竹小舞のみの最大耐力・初期剛性

	1
最大荷重 (kg)	251.3(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	62.3

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

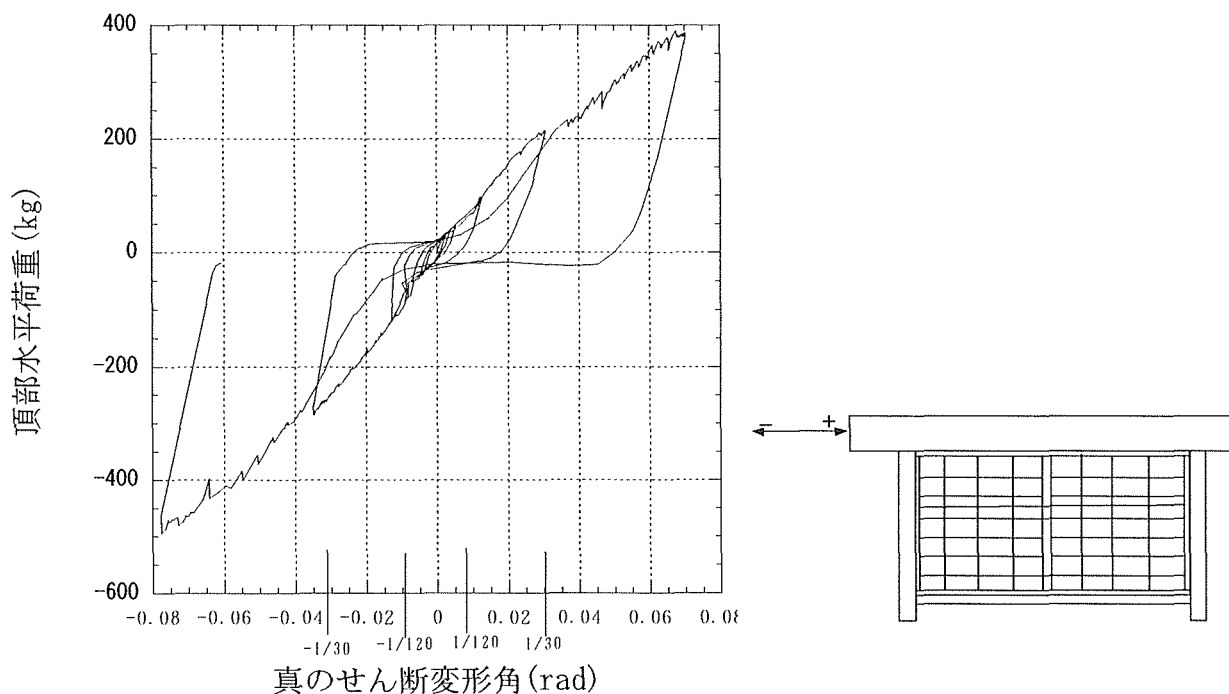


図 3-3 竹小舞のみの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.1.c 竹小舞下地、下塗り仕上げ

竹小舞下地、下塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-4、最大耐力と初期剛性を表 3-3 に示す。

このグラフを見ると、ターンが進むにつれ同じ変位でも荷重が低くなっていることがわかる。これは実験が進んでいくたびに土壁部分にひび、劣化がおこることにより荷重が低くなっていくと考えられる。復元力特性によるスケルトンカーブは土壁などによく見られる DoubleBi-linear 型であると見られる。+側、-側による違いはほとんどみられず材料の劣化による偏りが少ないと思われる。

表 3-3 竹小舞下地、下塗り仕上げの試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	396.8(-1/30)	414.3(1/30)	532.4(1/30)
初期剛性 (kg/rad)	22.9	27.1	23.6

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

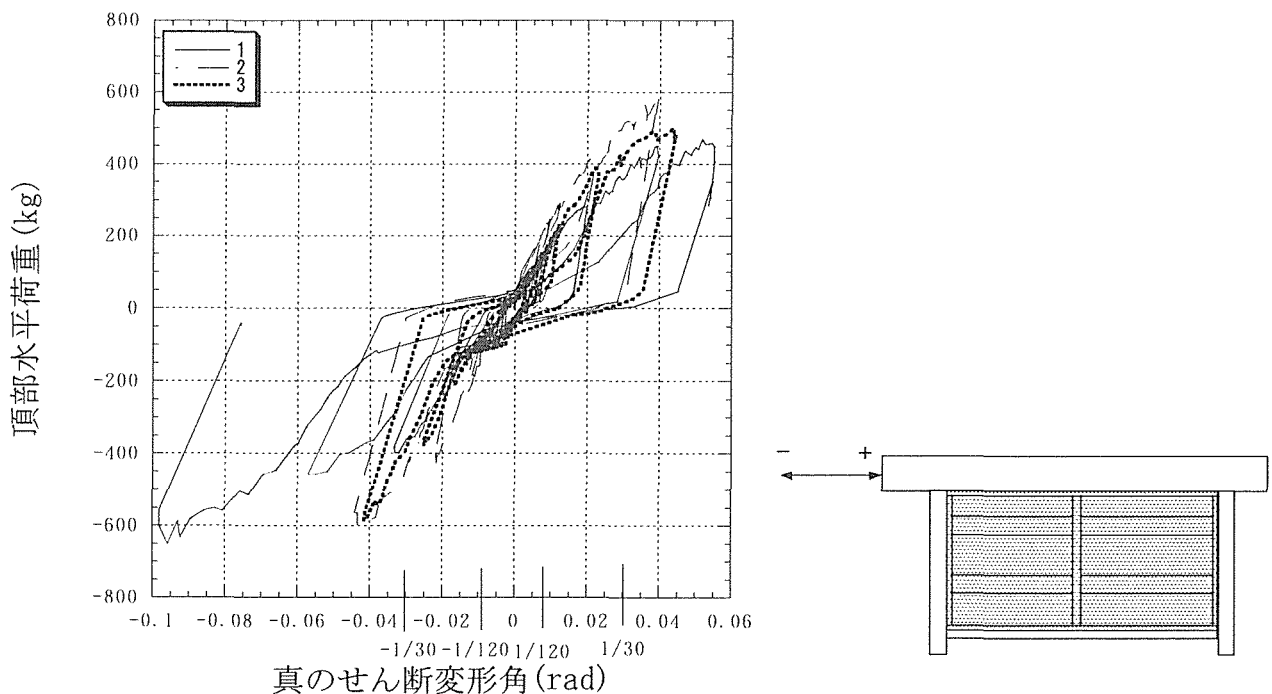


図 3-4 竹小舞下地、下塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.1.d 竹小舞下地、中塗り仕上げ

竹小舞下地、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-5、最大耐力と初期剛性を表 3-4 に示す。

グラフを見てみると竹小舞下地、下塗り仕上げ試験体よりも曲線が重なっている部分が多いことがわかる。これは中塗り（2回塗り）にすることによりひびをふせいで劣化を遅らせているためだと思われる。また+側よりも-側のほうが耐力が耐力の面で大きな値となった。復元力特性によるスケルトンカーブは Double Bi-linear 型であると考えられる。これは治具の影響も考えられるが+側で多くのひび割れが起こったものと考えられる。

表 3-4 竹小舞下地、中塗り仕上げの試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	807.4(-1/30)	×	809.8(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	44.8	17.7	45.2

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

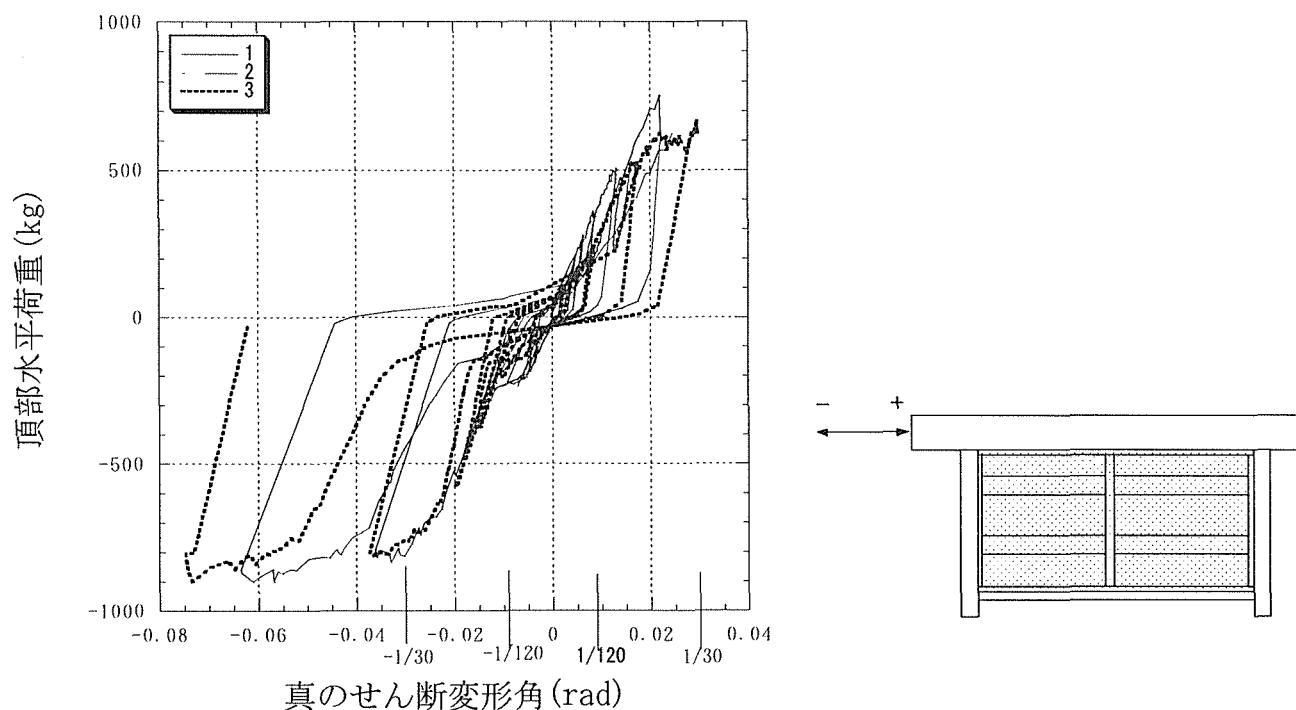


図 3-5 竹小舞下地、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.1.e プラスターボード（ホチキス仕様）、中塗り仕上げ

プラスターボード（ホチキス仕様）、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-6、最大耐力と初期剛性を表 3-5 に示す。

グラフを見てみると、繰り返し加重のさい、同じ加重の時点でだんだん耐力が低くなっていることが見て取れる。これは繰り返しの加力によってホチキス部分に劣化が起きているためだと思われる。また復元力特性によるスケルトンカーブは Double Bi-linear 型であるといえるがより Slip 型に近いと考えられる。それはボードが入っているため復元力が大きいからだと思われる。また+側・-側による違いは見られなかった。

表 3-5 プラスターボード（ホチキス仕様）の試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	×	1410.7(-1/30)	×
初期剛性 (kg/rad)	110.1	128.9	123.4

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

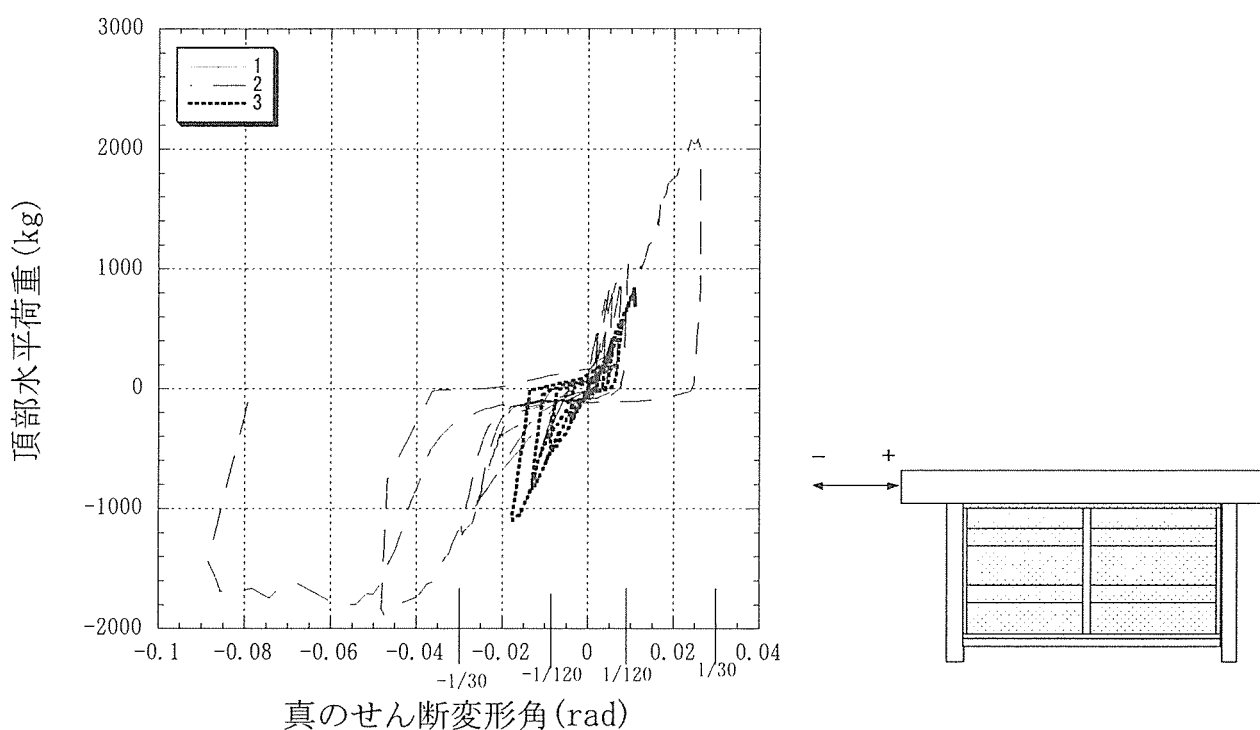


図 3-6 竹小舞下地、プラスターボード（ホチキス仕様）の  
頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.1.f プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げ

プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-7、最大耐力と初期剛性を表 3-6 に示す。

グラフを見ると、ホチキス仕様と比べて同じ荷重時のグラフの曲線の低下が目立っている。これはホチキスより釘の方が抜けやすく劣化しやすいのではないかと考えられる。また、復元力特性については、中塗り仕上げよりも少ないと思われる。+側と-側において耐力の違いは見られなかった。

表 3-6 プラスターボード（釘仕様）の試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	1990.4(1/30)	1746.6(-1/30)	1720.5(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	110.5	142.4	96.2

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

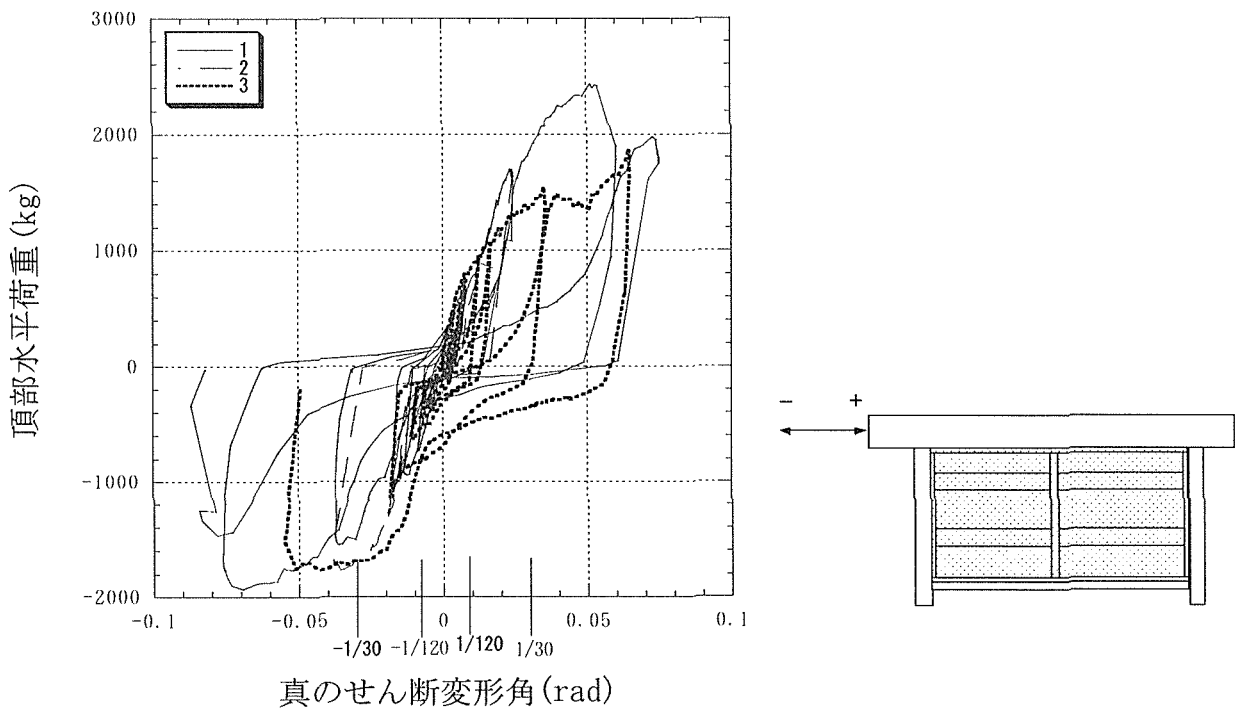


図 3-7 プラスターボード（釘仕様）の試験体の最大耐力・初期剛性

### 3.2.2 試験体寸法 450mm×600mm

試験体寸法 450mm×600mm の真のせん断変形角と破壊状況の関係を示す。

#### 3.2.2.a 竹小舞下地、中塗り仕上げ

竹小舞下地、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-7、最大耐力と初期剛性を表 3-8 に示す。グラフを見ると、毎ターンごとの曲線の低下が無く繰り返し加力による劣化が少ないと思われる。復元力特性によるスケルトンカーブは Double Bi-linear 型であるとかんがえられる。+側、-側による耐力の偏りはなくどちら側もほぼ等しい値になっている。

表 3-7 竹小舞下地、中塗り仕上げの試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	160.5(1/30)	156.7(1/30)	144.3(1/30)
初期剛性 (kg/rad)	15.1	20.8	18.9

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

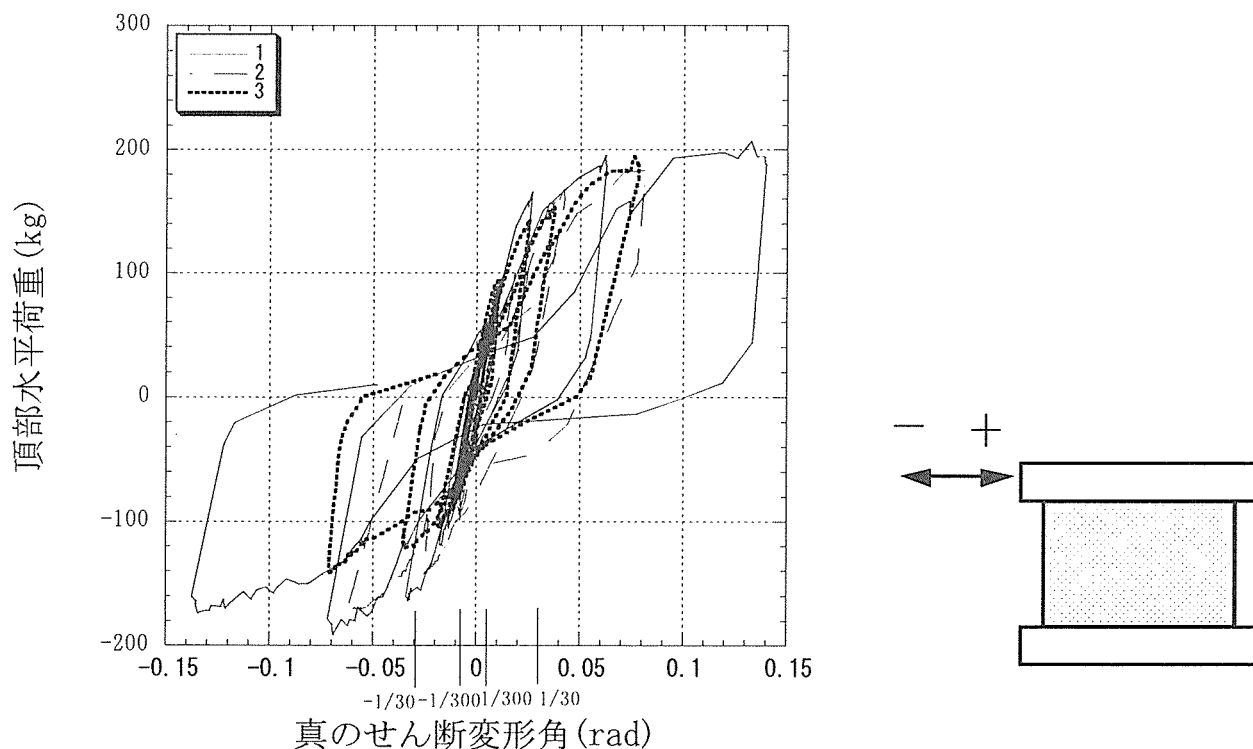


図 3-8 プラスターボード（釘仕様）の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係



### 3.2.3 試験体寸法 600mm×900mm

試験体寸法 600mm×900mm の真のせん断変形角と破壊状況の関係を示す。

#### 3.2.3.a 竹小舞下地、中塗り仕上げ

竹小舞下地、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-8、最大耐力と初期剛性を表 3-12 に示す。グラフを見ると、繰り返し荷重により、同じ変位での荷重がだんだん小さくなり、繰り返しにより、土壁に劣化、ひび割れが起こったと思われる。+側、-側での耐力の違いは見られなかった。

表 3-8 竹小舞下地、中塗り仕上げの試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	236.3(-1/30)	99.5	252.5
初期剛性 (kg/rad)	17.3	36.7	17.4

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

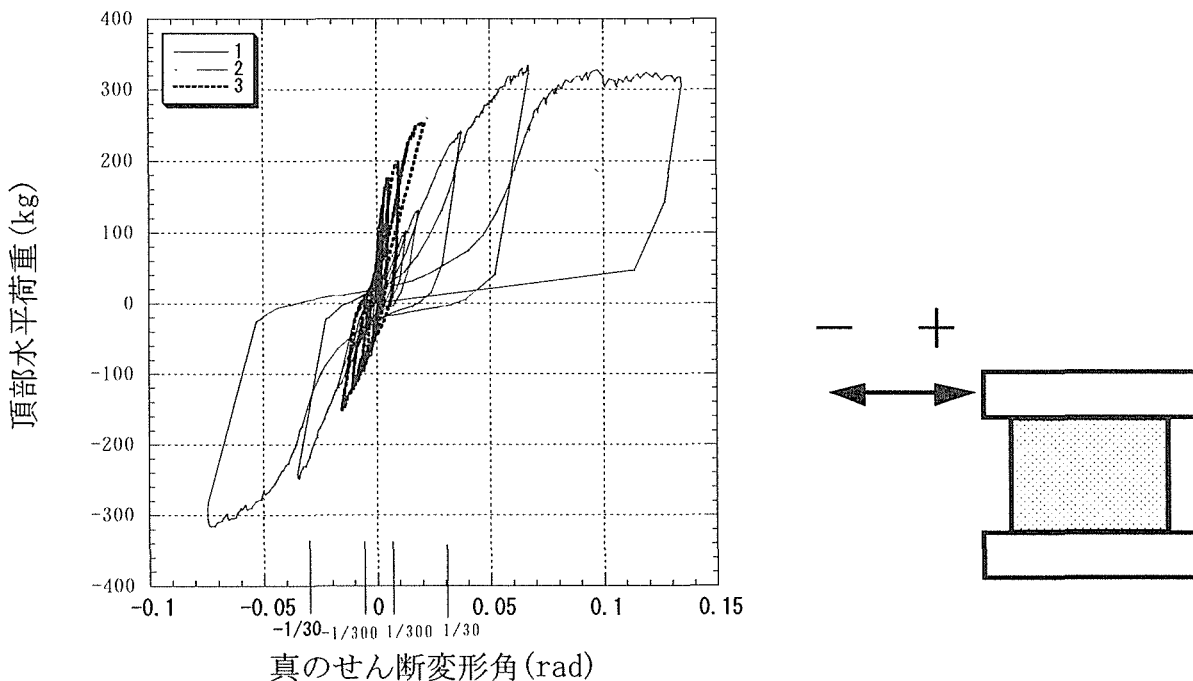


図 3-9 竹小舞下地、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.4 試験体寸法 450mm×450mm

試験体寸法 450mm×450mm の真のせん断変形角と破壊状況の関係を示す。

#### 3.2.4.b 竹小舞下地、中塗り仕上げ

竹小舞下地、中塗り仕上げの試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-10、最大耐力を表 3-9 に示す。

グラフをみると、繰り返し荷重の曲線があまり低下していないことが見て取れる。このことより、土壁の劣化が起こりにくいと考えられる。また復元力特性によるスケルトンカーブは DoubleBi-linear 型に非常に近い形となった。+側の荷重と-側の荷重による値の違いは見られなかった。

表 3-9 竹小舞下地、中塗り仕上げの試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	141.3(-1/30)	94.54(1/30)	106.9(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	6.6	5.1	7.3

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

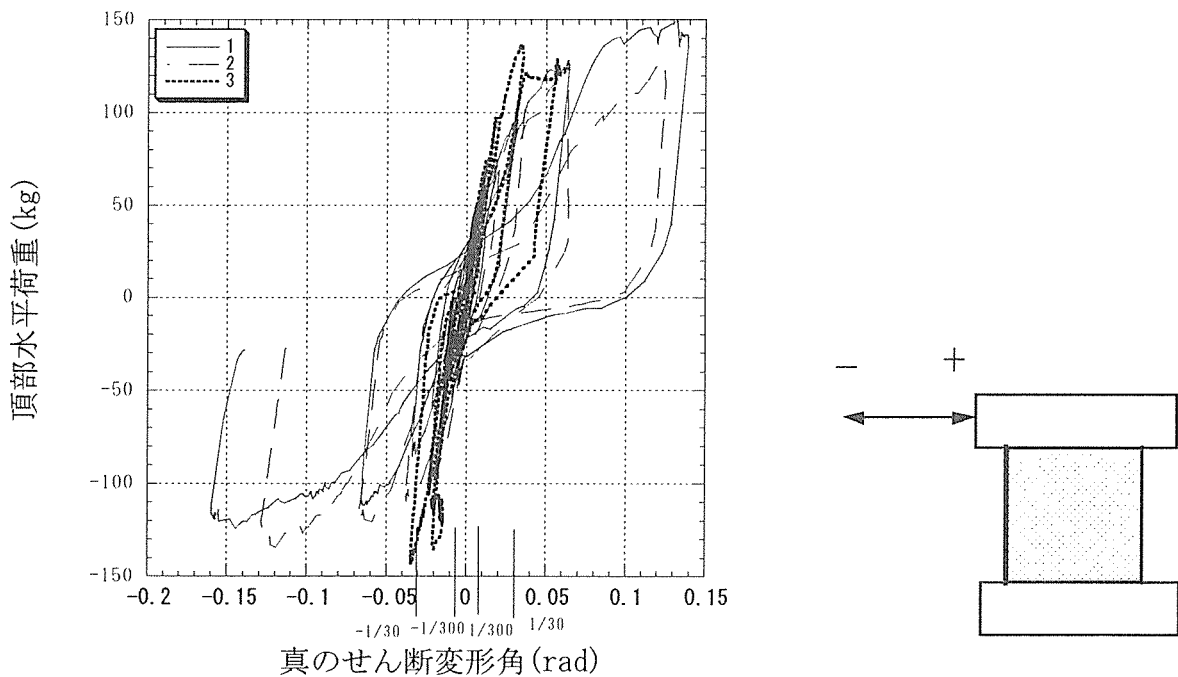


図 3-10 竹小舞下地、中塗り仕上げの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.4.c プラスターボード（ホチキス仕様）、中塗り仕上げ

プラスターボード（ホチキス仕様）、中塗り仕上げの試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-11、最大耐力を表 3-10 に示す。

グラフを見るとやや繰り返しのより、土壁部分に劣化が見られる。復元力特性によるスケルトンカーブは DoubleBi-linear 型だといえるが、Slip 型にも近い形となった。一側の荷重と+側の荷重を比べるとやや+側が強く、一側の加力中でホチキスの抜けなどが合ったのではないかと思われる。

表 3-10 プラスターボード（ホチキス仕様）の試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	223.9(1/30)	×	267.5(1/30)
初期剛性 (kg/rad)	17.2	×	25.7

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

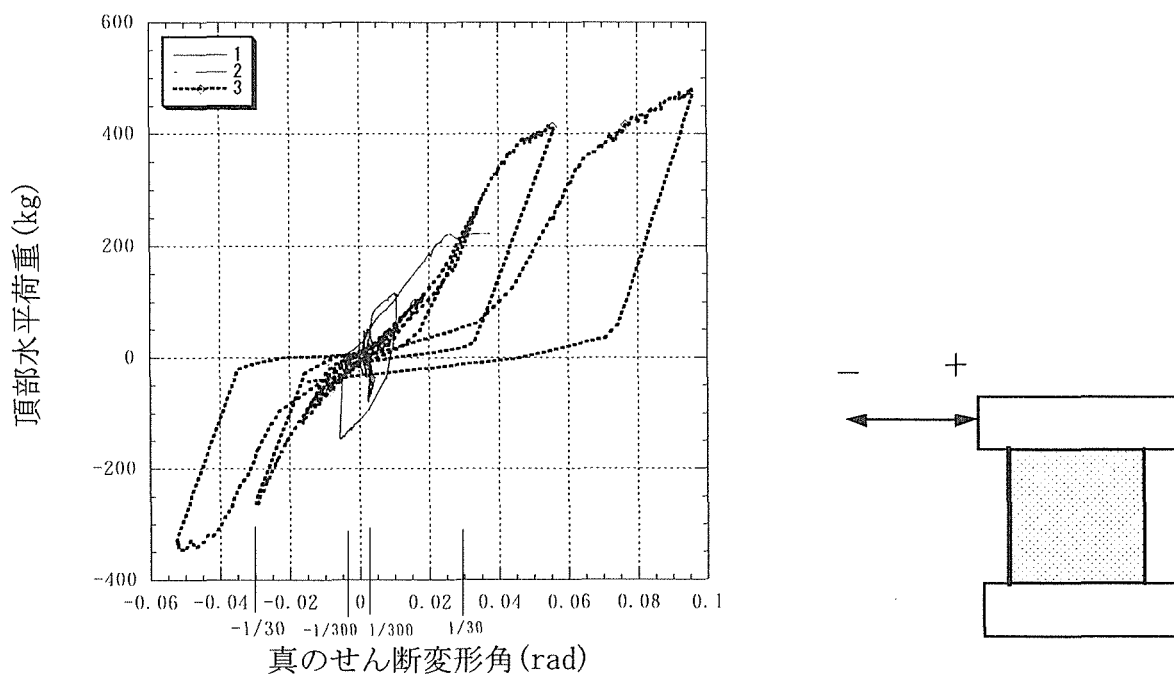


図 3-11 プラスターボード（ホチキス仕様）の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.4.d プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げ

プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げの試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-12、最大耐力を表 3-11 に示す。グラフを見ると繰り返しにより、曲線はほぼ同じ線上をたどっており繰り返しによる土壁の劣化は見られなかった。復元力特性によるスケルトンカーブは DoubleBi-linear 型である。+側、-側による値の違いは見られなかった。

表 3-11 プラスターボード（釘仕様）の試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	125.6(1/30)	33.64	273.7(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	17.2	16.8	15.4

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

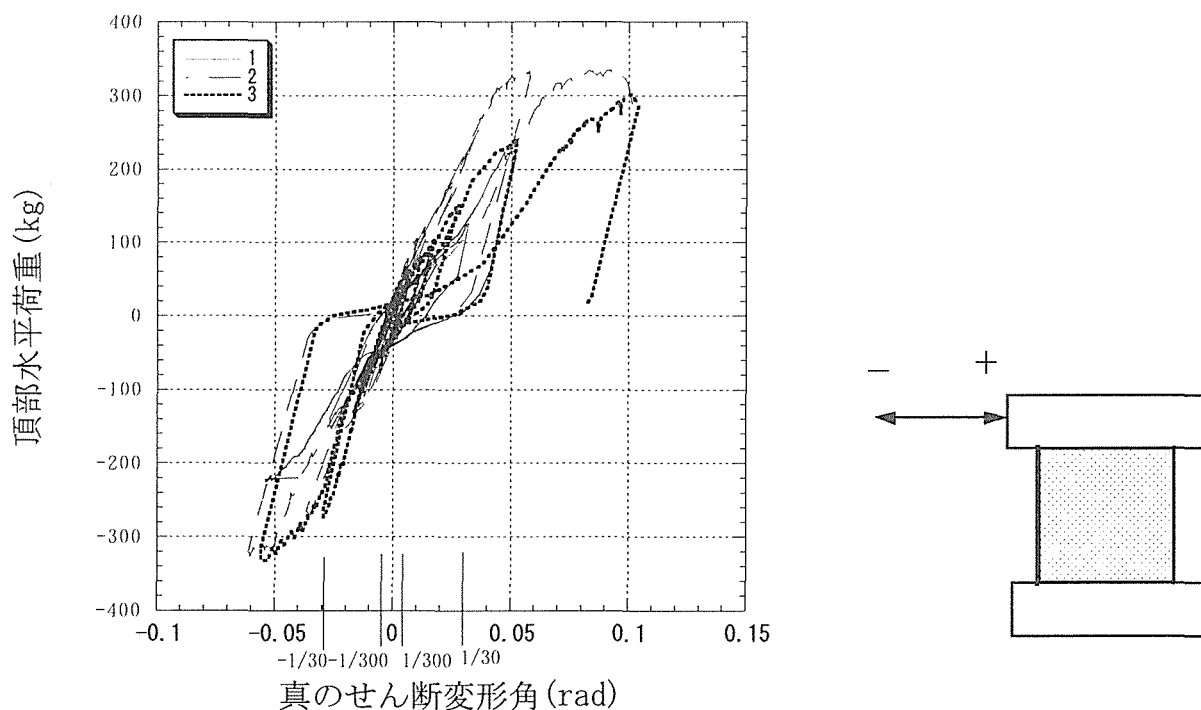


図 3-12 プラスターボード（釘仕様）の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.4.e 土壁に和紙を貼る

土壁に和紙を貼った試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-13, 最大耐力を表 3-12 に示す。グラフを見ると、繰り返しにより、曲線はほぼ同じ線上をたどっており繰り返しによる土壁部分の劣化は見られなかった。復元力特性によるスケルトンカーブは DoubleBi-linear である。+側、-側による耐力の違いは見られなかった。

表 3-12 土壁に和紙を貼った試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	40.37	79.6(1/30)	120.7(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	11.9	15.3	9.4

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

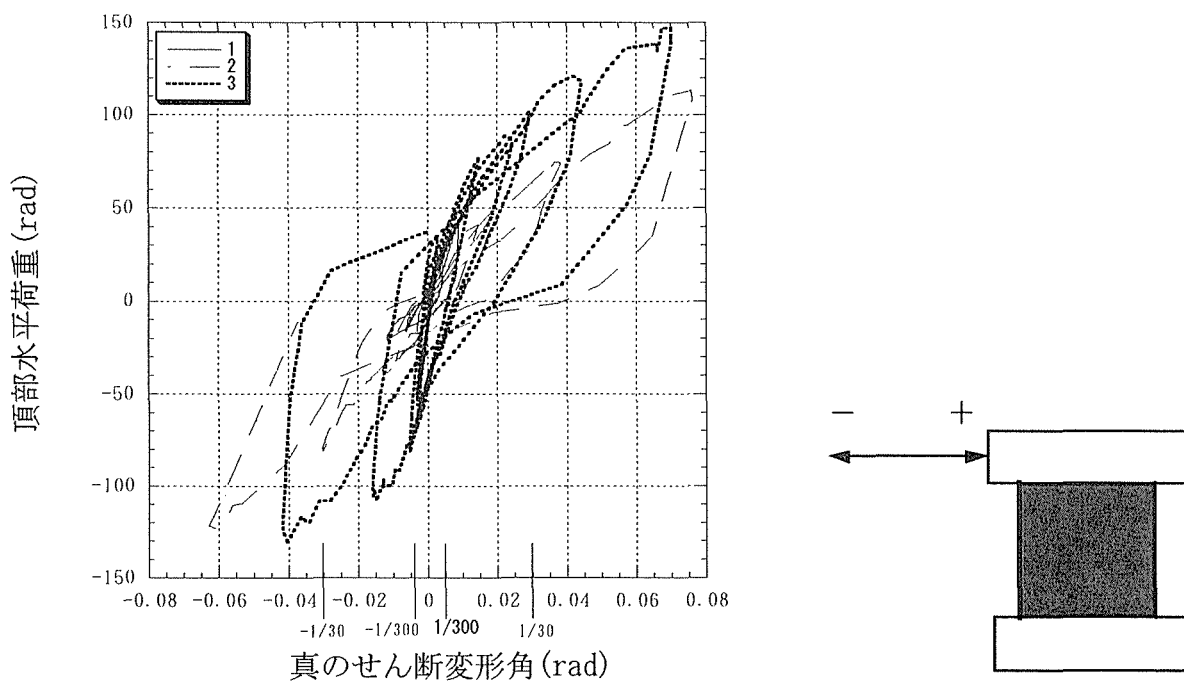


図 3-13 土壁に和紙を貼った試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.4.f ワイヤラスを設置

ワイヤラスを設置した試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-14、最大耐力を表 3-13 に示す。まずグラフを見てもわかるように、繰り返し荷重をしても同じか十字の変位に余り変化が見られない。復元力特性によるスケルトンカーブは、DoubleBi-linear型であると言える。+側と-側を比べるとほとんど違いは見られなかった。

表 3-13 ワイヤラスを設置した試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	94.5(-1/30)	108.2(1/30)	125.6(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	17.9	17.4	19.1

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

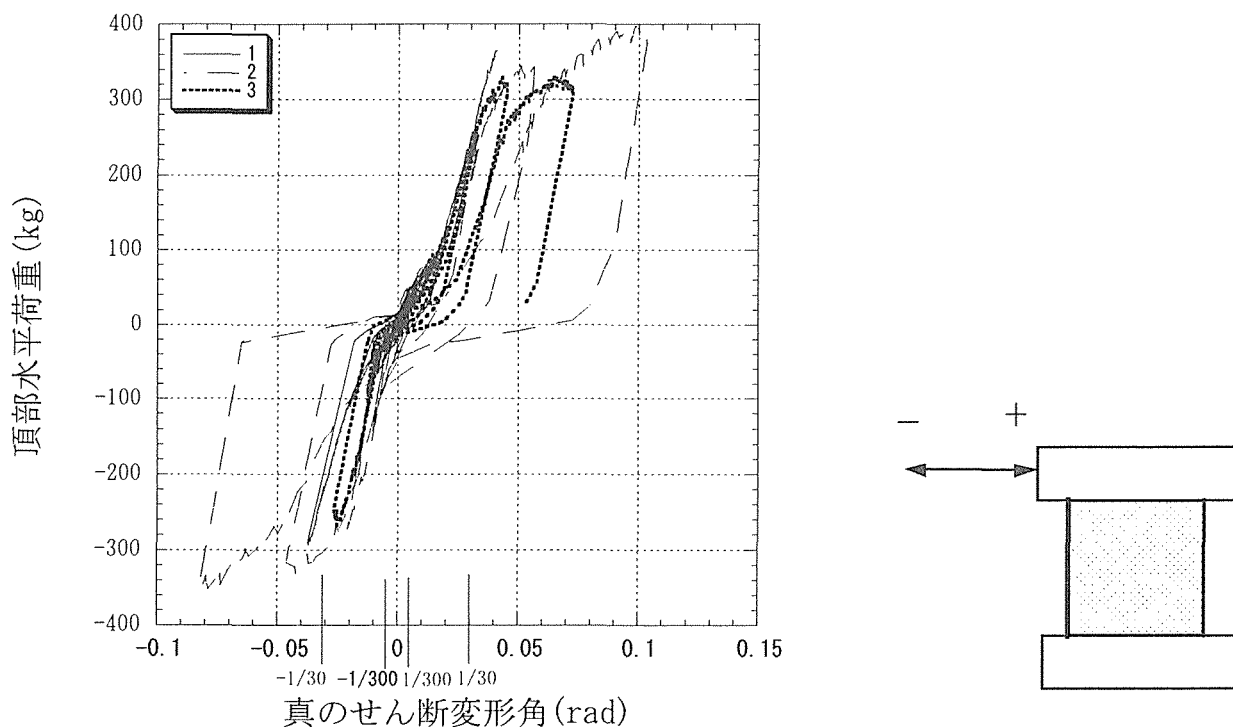


図 3-14 ワイヤラスを設置した試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角に関係

### 3.2.4.g 竹小舞を斜めに組む

竹小舞を斜めに組んだ試験体の頂部水平変位と真のせん断変形角の関係を図 3-15、最大耐力・初期剛性を表 3-14 に示す。

グラフを見ると+側の加力中に土壁部分に劣化、ひび割れが見られた。復元力特性によるスケルトンカーブは DoubleBi-linear 型であると言える。+側と-側を比べるとほとんど違いは見られなかった。

表 3-14 竹小舞を斜めに設置した試験体の最大耐力・初期剛性

	1	2	3
最大荷重 (kg)	49.76(-1/30)	170.43(-1/30)	172.92(-1/30)
初期剛性 (kg/rad)	1.2	19.7	17.6

図中の ( ) は rad, 1, 2, 3 は個数を示す。

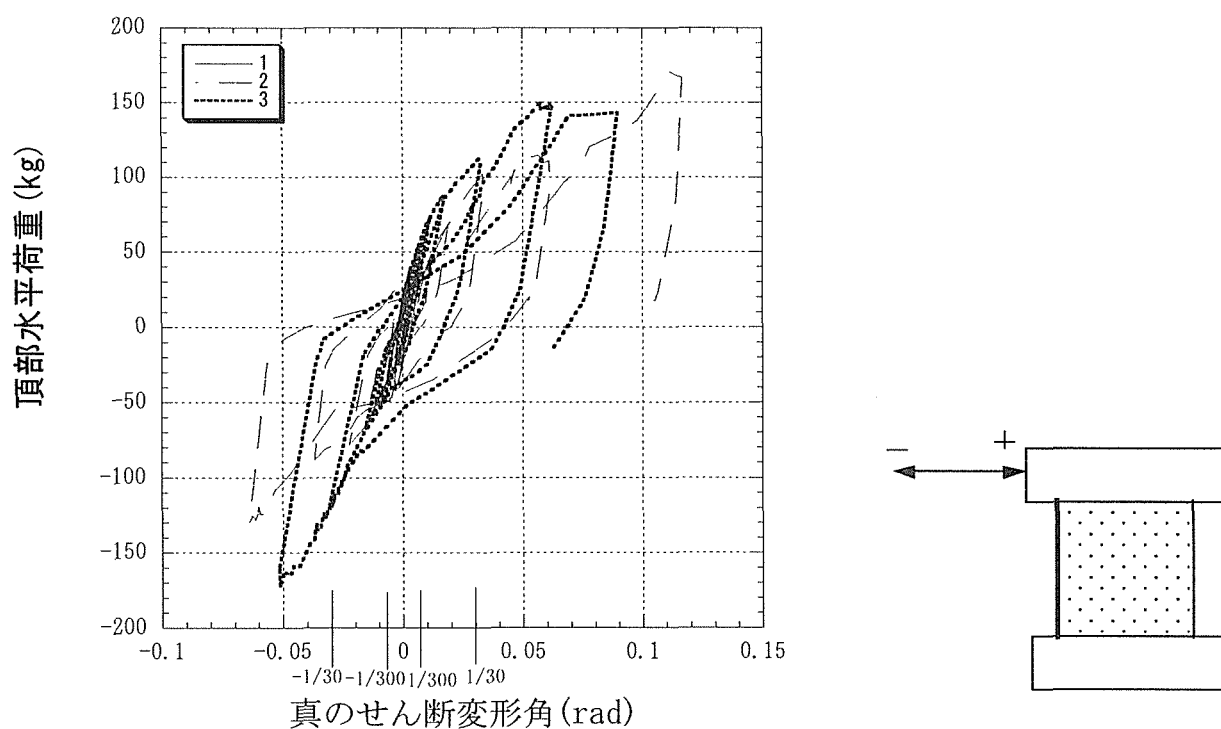


図 3-15 竹小舞を斜めに設置した試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角

### 3.2.5 足固め

足固め試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角、破壊状況、最大耐力・初期剛性を示す。

#### 3.2.5.a 基本型

基本型の頂部水平荷重と真のせん断変形角との関係を図 3-16、最大耐力・初期剛性を表 3-15 に示す。

図から分かるように、強制変位を反復させる際、変位が全く戻らないことが見て取れる。また、表が示すように最大耐力・初期剛性ともに数値はさほど高くない。その反面変形性能には優れており、図を見る限り、小さな変位の時も大きな変位の時も同上の線の上をたどっている。つまり、基本型は試験体の損傷が少ないものと考えられ、幾度強制反復させても耐力・剛性ともにほとんど遜色は見られない。履歴特性を見比べてみると、スケルトンカーブの Bi-linear 型にあたりと考えられる。

表 3-15 基本型の最大耐力・初期剛性

	基本型
最大耐力(kg)	125.64(1/15)
初期剛性(kg/cm)	26.9

( )内は rad を表す

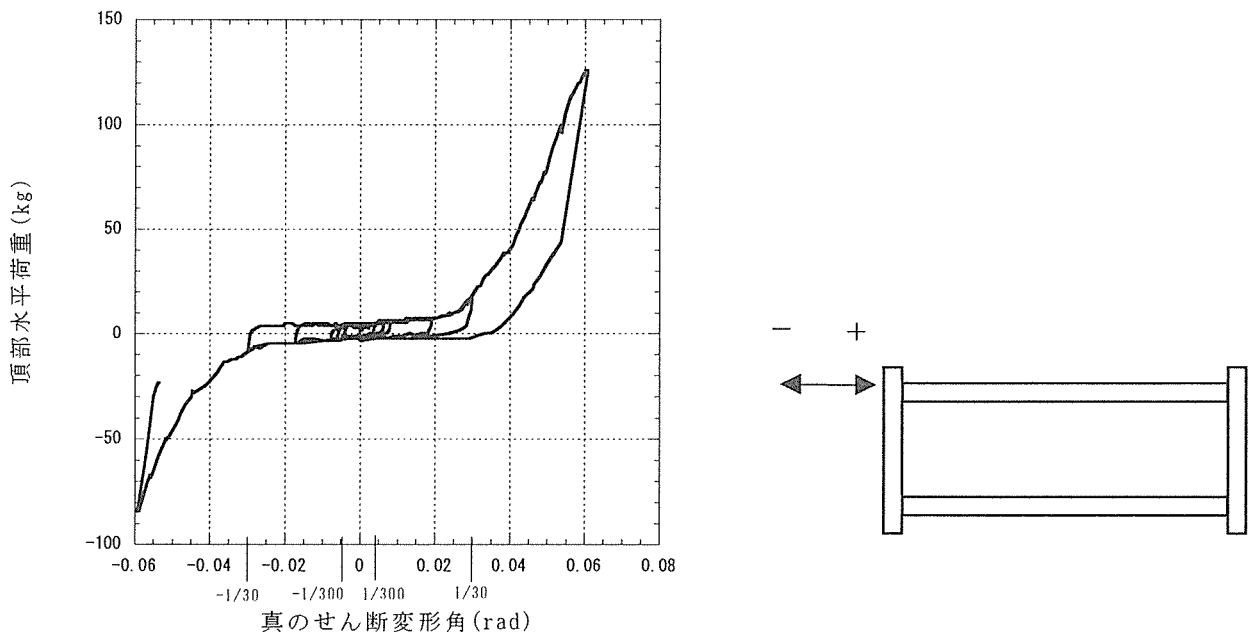


図 3-16 基本型の頂部水平荷重と真のせん断変形角との関係



### 3.2.5.b 斜材型

斜材型の頂部水平荷重と真のせん断変形角との関係を図 3-17, 最大耐力・初期剛性を表 3-16 に示す。

表が示すように最大耐力・初期剛性ともに数値は曲げ系と比べてかなり高く、水平荷重における筋交いの強さをよく表している。また、図をみると、+方向へ進む線は加力のとときと強制反復の際にたどる軌跡がほとんど一本に収束していることがわかる。すべての実験は圧縮から測るので、斜材型に損傷がない状態の時は劣化が少なく、復元力も大変大きいということである。

反面、引張の方は圧縮の際の接合部の抜けや木材の損傷などを引きずるため、同じ変位でも後に繰り返し加力する方が荷重が小さく、劣化が数値に表れている。そのため変形性能には乏しく、破壊状況も接合部の抜け程度では収まらず、ロードセル接続部分や柱土台部分に穿たれた空洞箇所から、ひび割れなどの破壊の広がりが見て取れる。加えてロードセル接続部分に穿たれた試験体の空洞部分が実験不可能なほどの破壊に陥ったため、斜材型の実験結果にはばらつきが見られる。また、復元力特性に関しては、スケルトンカーブの DoubleBi-linear 型であると考えられる。

表 3-16 斜材型の最大耐力・初期剛性

	斜材 1	斜材 2	斜材 3
最大耐力 (kg)	1369.64 (1/15)	1680.64 (1/30)	1555 (1/15)
初期剛性 (kg/cm)	297.1	728.49	338.11

( )内は rad を表す

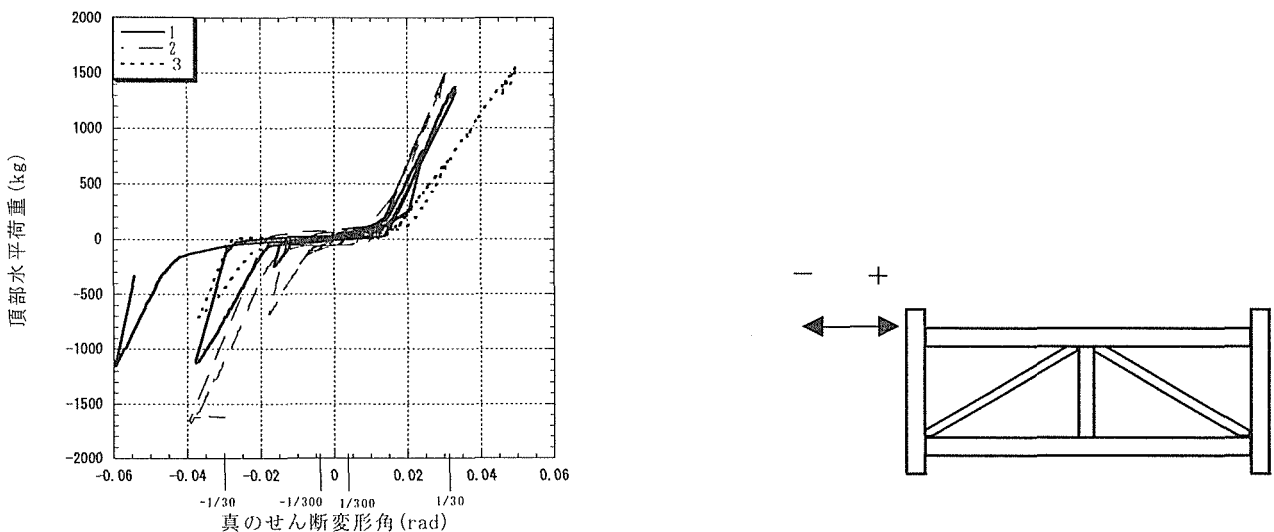


図 3-17 斜材型の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.5.c 合板型

合板型の頂部水平荷重と真のせん断変形角との関係を図 3-18、最大耐力・初期剛性を表 3-17 に示す。

表が示すように最大耐力・初期剛性ともに数値は曲げ系と比べてかなり高く、水平荷重における壁のせん断の強さをよく表している。数値的には最大耐力・初期剛性ともに斜材型と同等の値を示しているが、図から判断するに復元力は斜材型に比べあまり大きくなく、加えて合板を打ち付けている釘が抜けることによる耐力低下もうかがえる。

加えて、合板型はある程度以上の荷重が加わると、急激な耐力の上昇を示す。また復元力はあまり大きくなく、強制反復で荷重を急激に下げても変位はあまり戻らず、変位が 0 に戻らない内に逆の荷重をかけると、その点から急激な耐力の上昇を示す。復元力特性に関しては、スケルトンカーブの DoubleBi-linear 型であると考えられる。

また、水平加力のグラフの線にはそれほどばらつきは見られず収束しているが、+側と-側を見比べると明らかに+側の方が大きく、合板型の劣化の激しさが伺える。

表 3-17 合板型の最大耐力・初期剛性

	合板1	合板2	合板3
最大耐力(kg)	1487.82(1/15)	959.12(-1/30)	821.04(-1/30)
初期剛性(kg/cm)	327.42	430.29	361.37

( )内は rad を表す

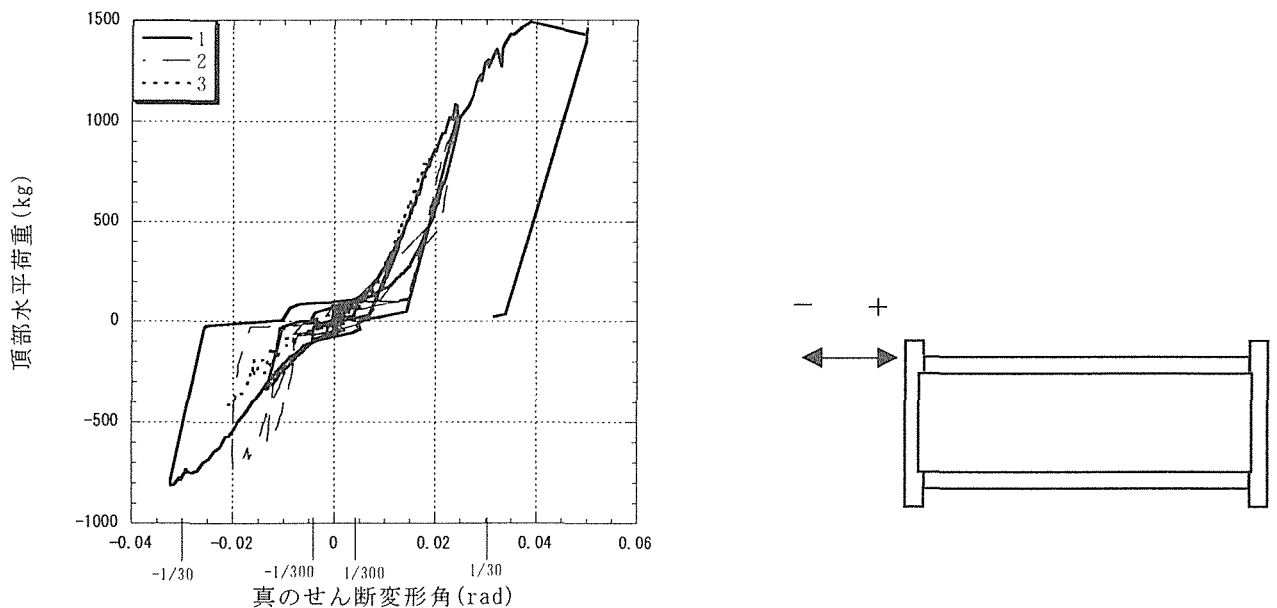


図 3-18 合板型の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.5.d 根がらみ型

根がらみ型の頂部水平荷重と真のせん断変形角との関係を図 3-19, 最大耐力・初期剛性を表 3-18 に示す。

表が示すように最大耐力・初期剛性ともに数値はさほど高くなく、基本型より少々高い程度である。基本型には無い下部の補強に、板材を釘二本で打ち付けている分接合部の剛性は基本型よりも高くなっている。また、基本型同様変形性能には優れており、図を見ると、水平繰り返し加力の線がほぼ同じ位置をたどっていることがわかる。つまり根がらみ型は基本型同様試験体の損傷が少ない軸組といえ、幾度加力の際強制反復されても、耐力・剛性ともにあまり遜色は示さない。復元力特性に関しては、スケルトンカーブの Slip 型であると考えられる。

表 3-18 根がらみ型の最大耐力・初期剛性

	根がらみ 1	根がらみ 2	根がらみ 3
最大耐力(kg)	不良データのため削除	223.92(-1/15)	134.35(1/15)
初期剛性(kg/cm)		47.94	28.71

( )内は rad を表す

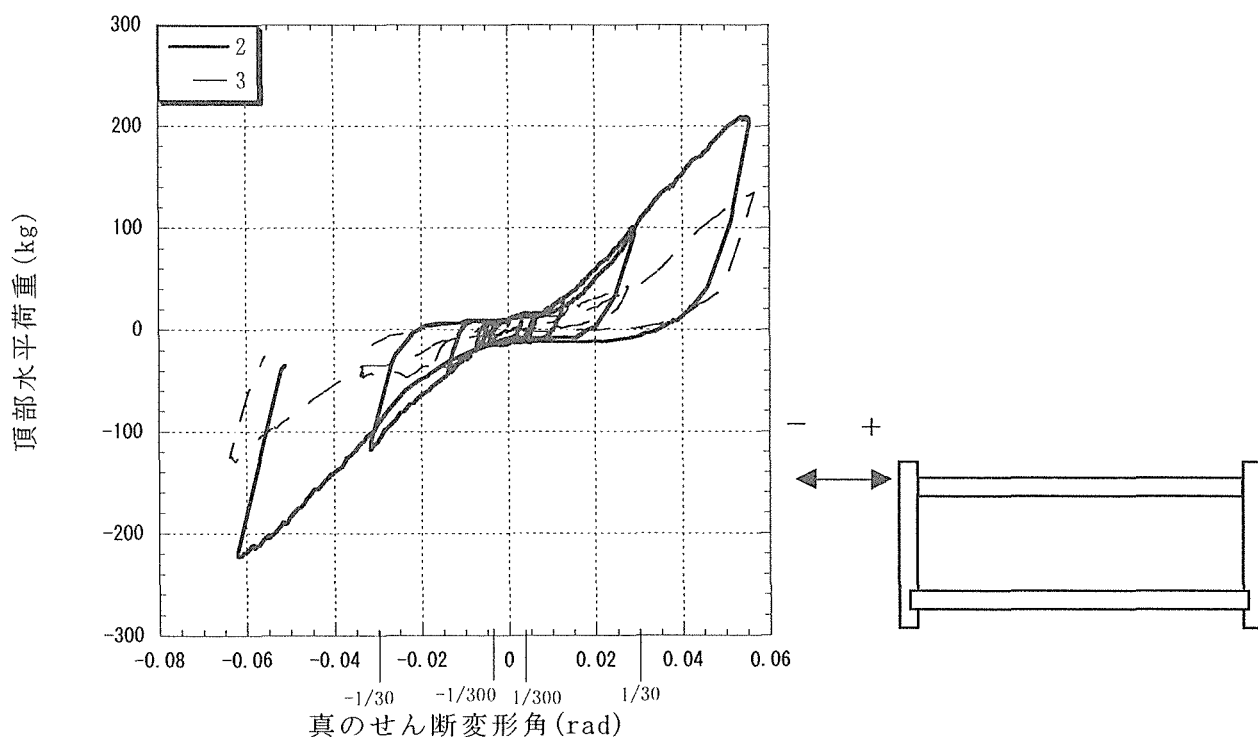


図 3-19 根がらみ型の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.2.5.e 丸太型

丸太型の頂部水平荷重と真のせん断変形角との関係を図 3-20、最大耐力・初期剛性を表 3-19 に示す。

表が示すように最大耐力・初期剛性ともに数値はさほど高くなく、基本型より少々高い程度である。変形性能が大きいのは基本型同様であるが、丸太型の場合下梁の代わりに丸太を縛り付け、更に下部接合部分に丸太を咬ませることにより、復元力も多少増している。

図を見ると、水平繰り返し加力の線がほぼ同じ位置をたどっていることがわかる。つまり、丸太型も基本型同様、試験体の損傷が少ない軸組と言え、幾度加力の際強制反復されても耐力・剛性ともにあまり遜色は示さないが、1/15rad になると、接合部がゆるむため同じ変位でも荷重が下回る。復元力特性に関しては、スケルトンカーブの Slip 型であると考えられる。

表 3-19 丸太型の最大耐力・初期剛性

	丸太 1	丸太 2	丸太 3
最大耐力(kg)	309.76(1/15)	136.84(-1/15)	216.46(1/15)
初期剛性(kg/cm)	45.17	29.73	43.37

( )内は rad を表す

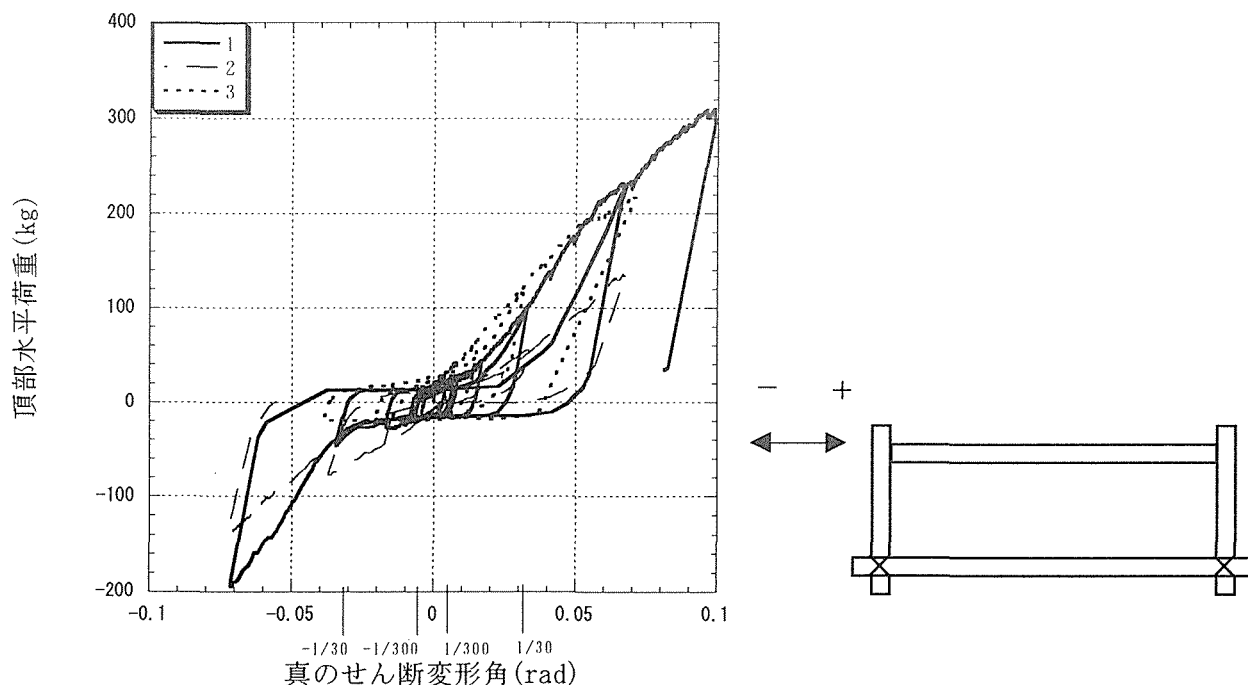


図 3-20 丸太型の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.3 破壊とせん断変形

ここでは土壁、足固めの20種類の試験体について破壊の状況を記す。

#### 3.3.1 試験体寸法 900×1800mm

##### 3.3.1.a 無壁

この試験体は、加力中、木材に亀裂、ひびは見られなかった。

写真3-1は実験前のもの。



写真 3-1 無壁

##### 3.3.1.b 竹小舞だけ

この試験体は加力中、大きな破壊は起こらず、音もなく変形されていき、加力反転点で加力方向を変えても試験体はあまり戻らなかった。

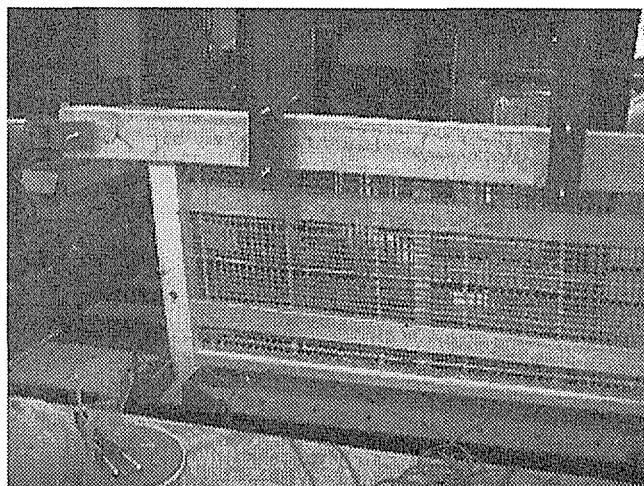


写真 3-2 竹小舞のみ

### 3.3.1.c 竹小舞下地下塗り仕上げ

竹小舞下地下塗り仕上げについての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体は、1回塗りしかしていないため、塗り厚の薄い貫付近、竹小舞にそってのひびが加力が増すごとに見られた。さらに加力が進むと貫付近での壁土のはがれが目立った。

表 3-20 竹小舞下地下塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/120(+)	右上、左上部分にひび、隙間が見られ、竹小	写真3-3 写真3-4
1/120(-)	左下、左上部分にひびが見られ、竹小舞に沿ってのひびが見られた。	写真3-5 写真3-6
1/60(+)	貫に沿ってのひびが見られた。	写真3-7
1/60(-)	貫に沿ってのひびが見られた。	写真3-8
1/30(+)	貫に沿ってのひびが見られた。	写真3-9
1/30(-)	全体図	写真3-10



写真 3-3 左上貫部分でのひび

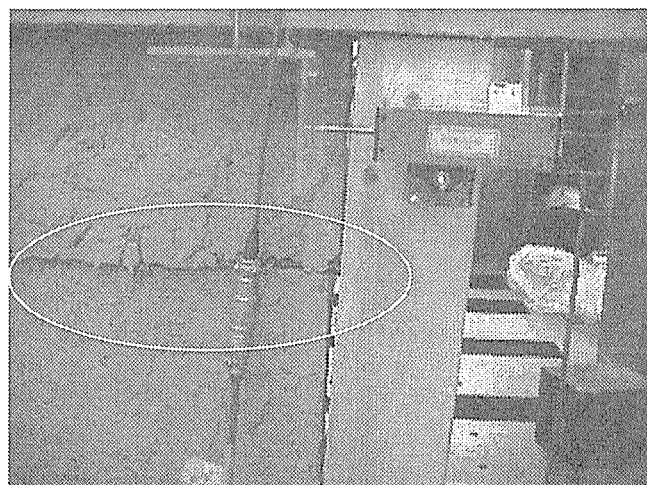


写真 3-4 土壁とフレームの隙間

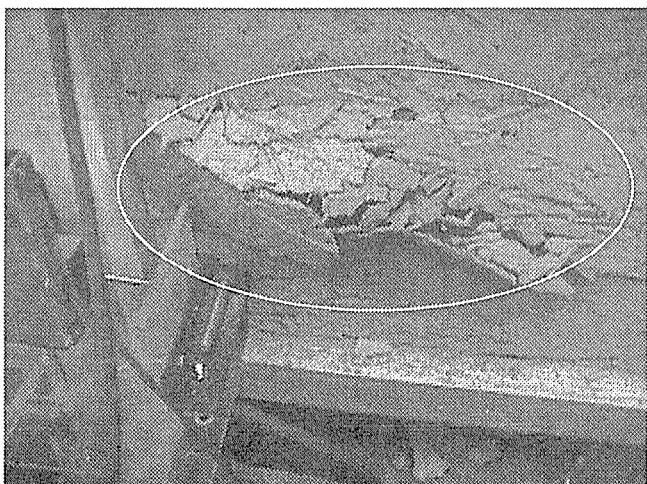


写真 3-5 左下貫部分でののはがれ

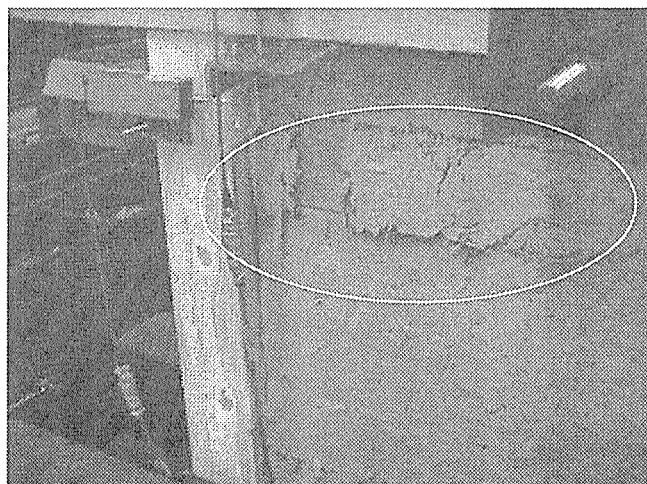


写真 3-6 右上貫部分でののはがれ

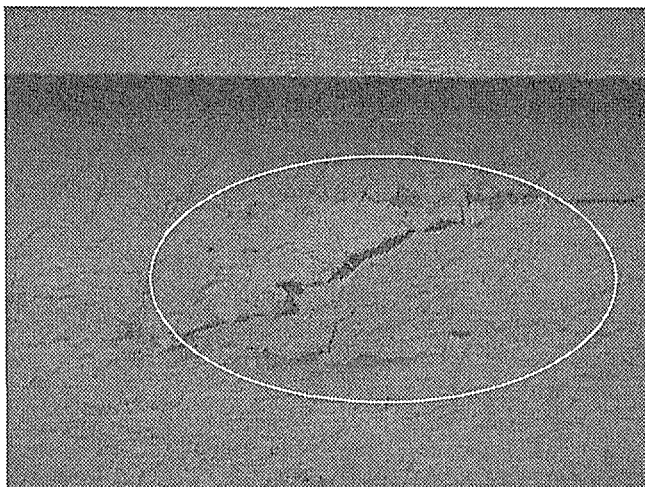


写真 3-7 貫上のひび、はがれ

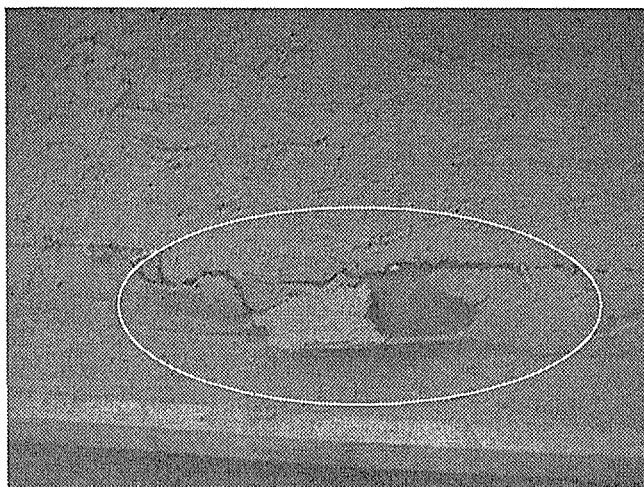


写真 3-8 貫上のひび、はがれ

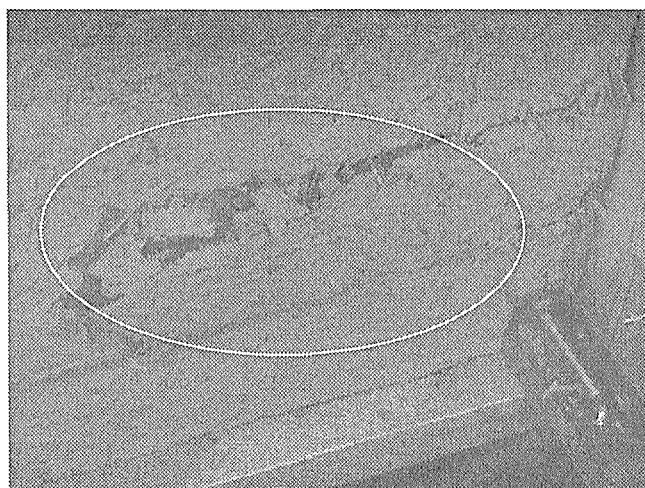


写真 3-9 貫上のひび、はがれ



写真 3-10 全体図

### 3.3.1.d 竹小舞下地中塗り仕上げ

竹小舞下地中塗り仕上げについての変位角と破壊状況を表と写真で示す。下塗りしかしていないものと比べて、ひび、はがれは格段に少なかった。しかし、下塗り部分と中塗り部分のはがれが起きるところがあった。

表 3-21 竹小舞下地中塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/120(圧縮)	左上にひびが見られる	写真3-11
1/60(圧縮)	上部に隙間が見られる	写真3-12
1/60(引張)	左下に隙間と中塗り部分のはがれが見られる。	写真3-13
1/30(圧縮)	試験体裏に貫に沿ってひびが見られる	写真3-14

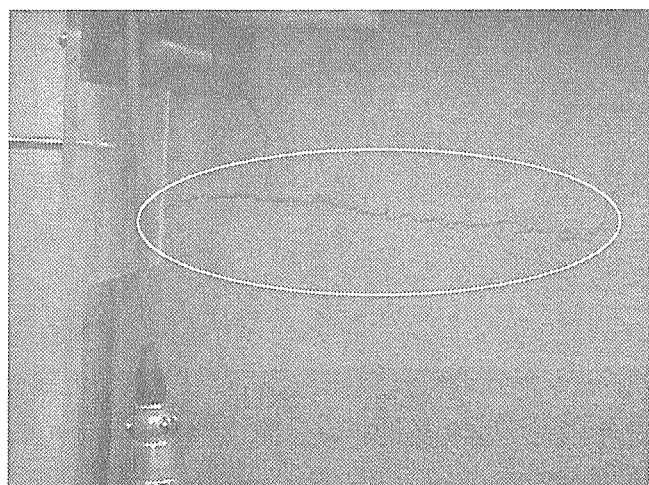


写真 3-11 左上のひび

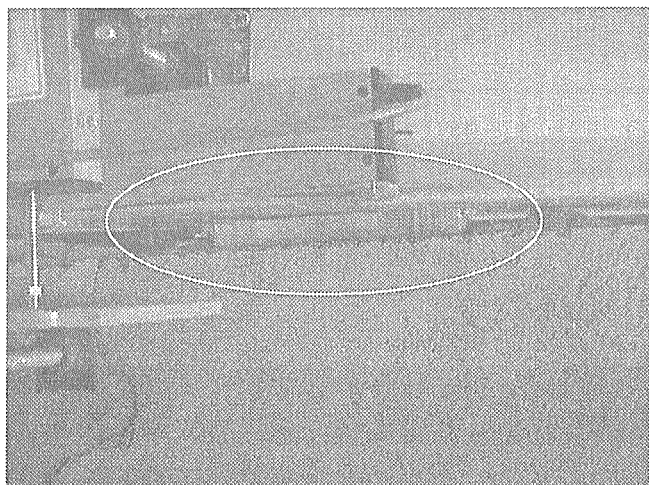


写真 3-12 土壁とフレームの隙間

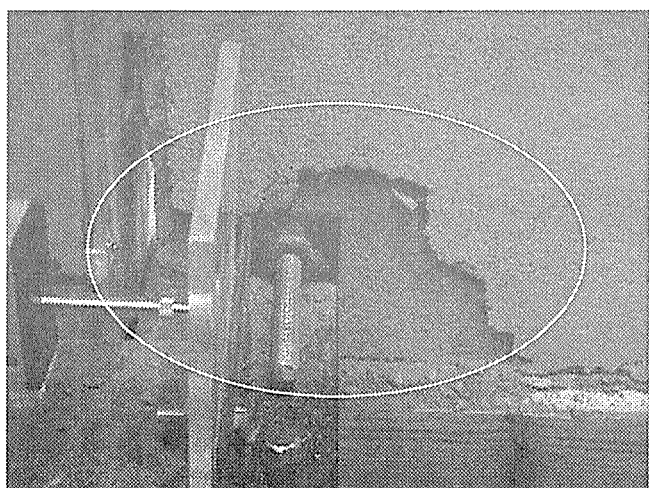


写真 3-13 隙間、中塗りのはがれ

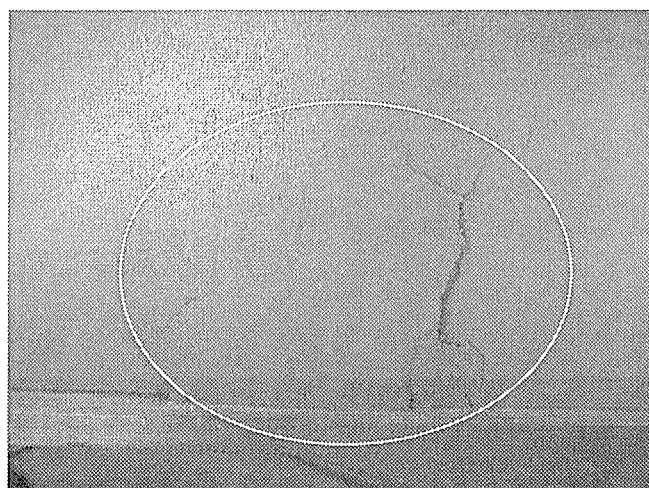


写真 3-14 試験体裏の貫上のひび



### 3.3.1.e プラスターボード（ホチキス仕様）中塗り仕上げ

プラスターボード（ホチキス仕様）中塗り仕上げについての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体はボードの崩壊に至るまではひびなどが極めて少なく、フレーム部分と土壁部分との浮きが見られるくらいであった。

表 3-22 竹小舞下地中塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/60(+)	左下、右上に浮きが発生	写真3-15
1/60(-)	右上にひびが発生	写真3-16
1/15(+)	面の浮き上がりが発生	写真3-17
1/15(+)	ミシミシという音がして、柱と土壁がはずれる	写真3-18



写真 3-15 左下浮き

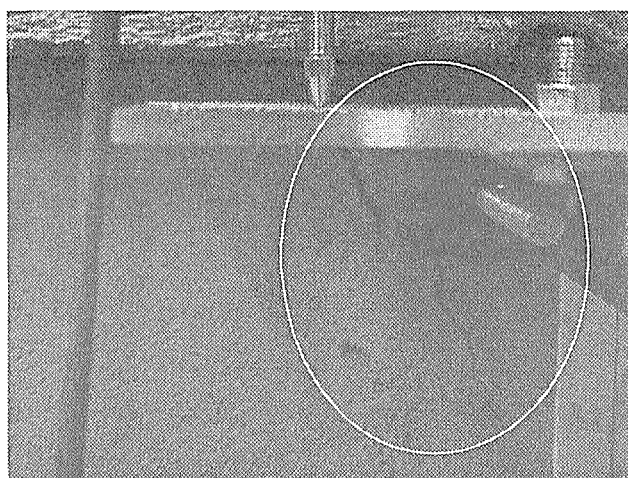


写真 3-16 右上ひび

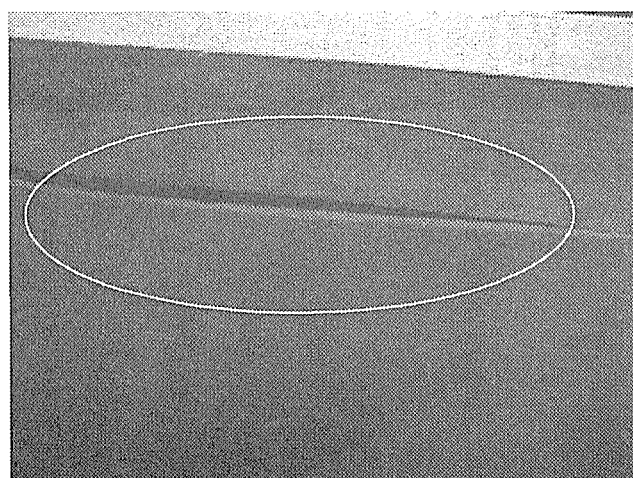


写真 3-17 面の浮き上がり

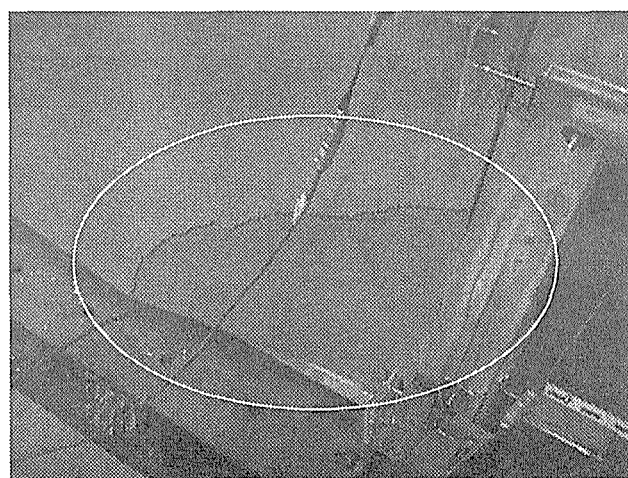


写真 3-18 破壊

### 3.3.1.f プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げ

プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げについての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体も前述のホチキス仕様のもので大差はなく、ボードの崩壊までは目に見える変化はほとんどなかった。

表 3-23 プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/60(+)	左上に隙間が見える	写真3-19
1/60(-)	左下ひび	写真3-20
1/30(+)	柱と土壁に隙間が発生し 土の崩れがひどくなる	写真3-21
1/15(+)	破壊(浮き)	写真3-22
1/15(-)	全体図	写真3-23

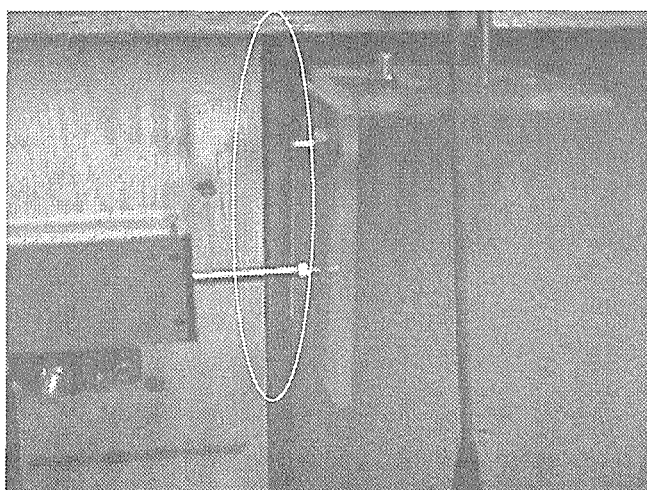


写真 3-19 左上の隙間

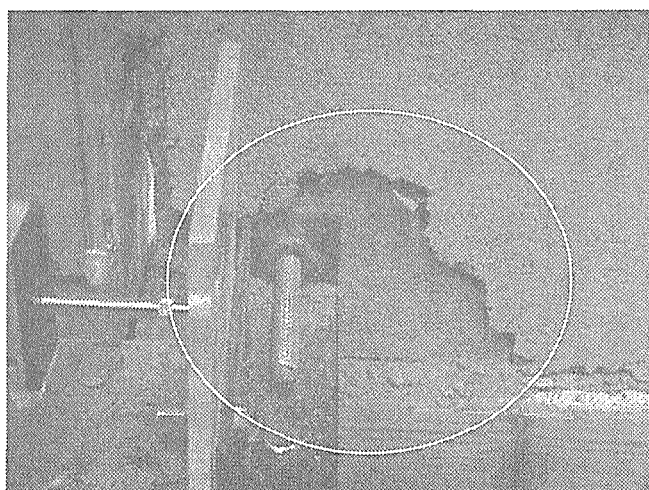


写真 3-20 左下中塗り部分のひび

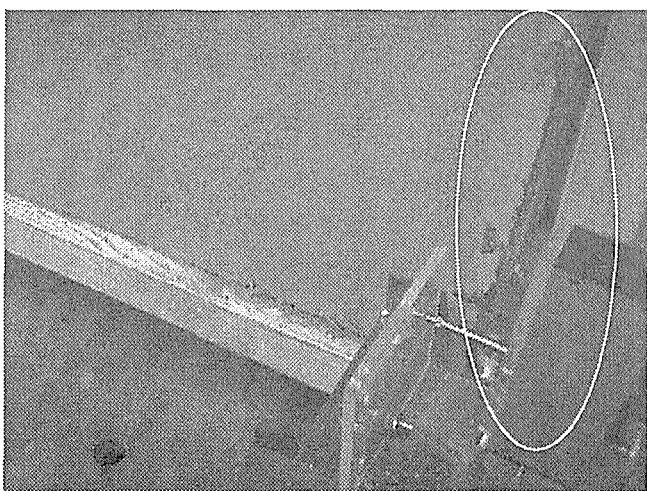


写真 3-21 右下の隙間

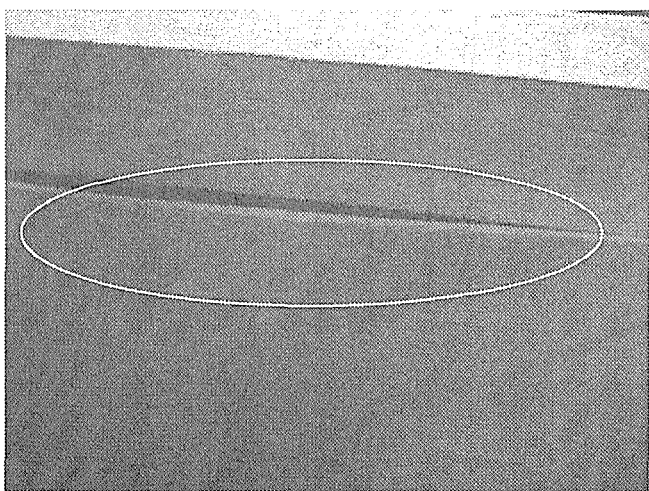


写真 3-22 ボードの浮き

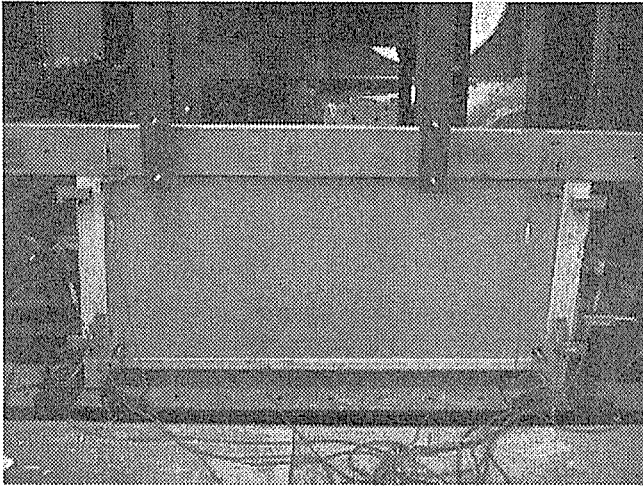


写真 3-23 全体写真

### 3.3.2 試験体寸法 450×600mm

#### 3.3.2.a 竹小舞下地、中塗り仕上げ

竹小舞下地、中塗り仕上げ、試験体寸法 450×600mm についての変位角と破壊状況を表と写真で示す。中塗りが施してあり、ひびはあまり見られなかった。1/30 (+) 字に右上にひびが見られるだけだった。

表 3-24 竹小舞下地、中塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
	試験前の全体図	写真3-24
1/30(+)	加力反転点に達したときのの全体図	写真3-25
1/30(+)	試験体右上にひびが見られる	写真3-26
1/15(+)	試験終了後の全体図	写真3-27

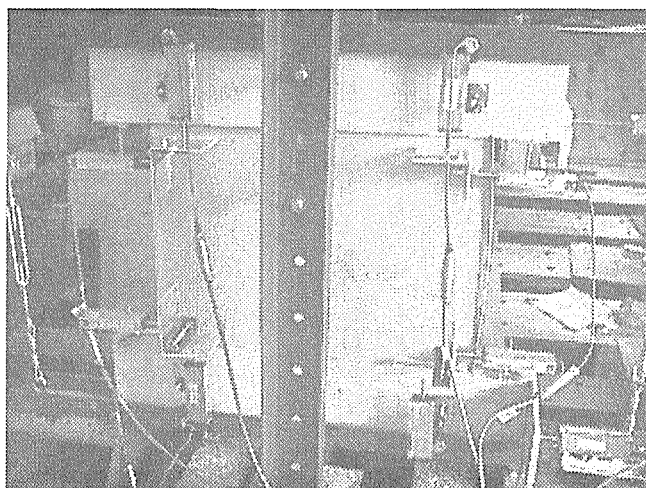


写真 3-24 全体図



写真 3-25 1/30 (+) 時

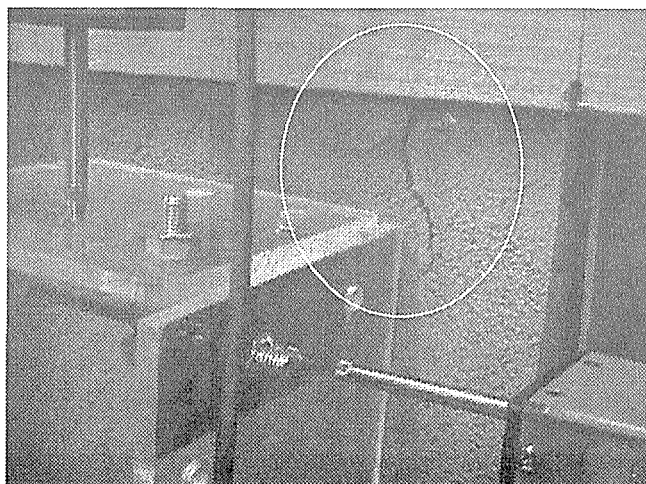


写真 3-26 試験体右上のひび

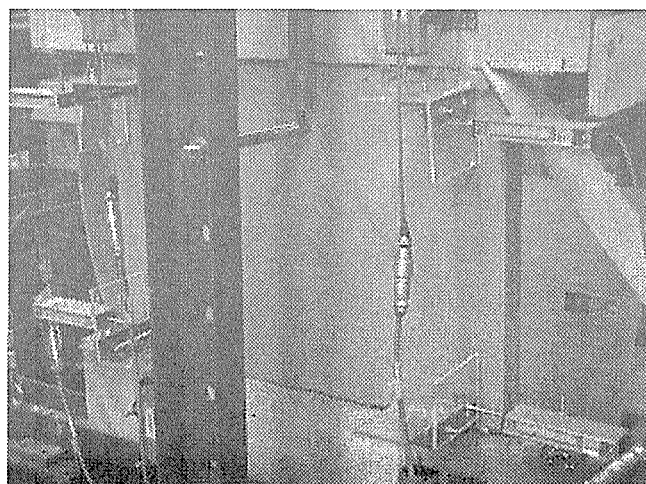


写真 3-27 試験終了後

### 3.3.3 試験体寸法 600×900mm

#### 3.3.3.a 竹小舞下地、中塗り仕上げ

竹小舞下地、中塗り仕上げ、試験体寸法 600×900mm についての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体も前述の 450×600mm のものと破壊パターンに変化はなく、同じく 1/30 (+) 時に右上にひびが見られるだけだった。

表 3-25 竹小舞下地、中塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/30(+)	右上にひびが生じる	写真3-28
1/30(-)	加力反転点到達時の状態	写真3-29
1/30(-)	写真3-29の拡大図	写真3-30
1/15(+)	加力反転点到達時の状態	写真3-31

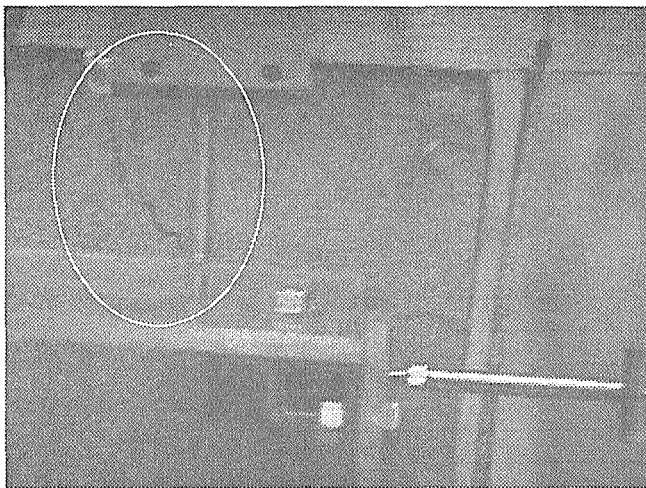


写真 3-28 試験体右上のひび



写真 3-29 1/30 (-) 加力反転点時

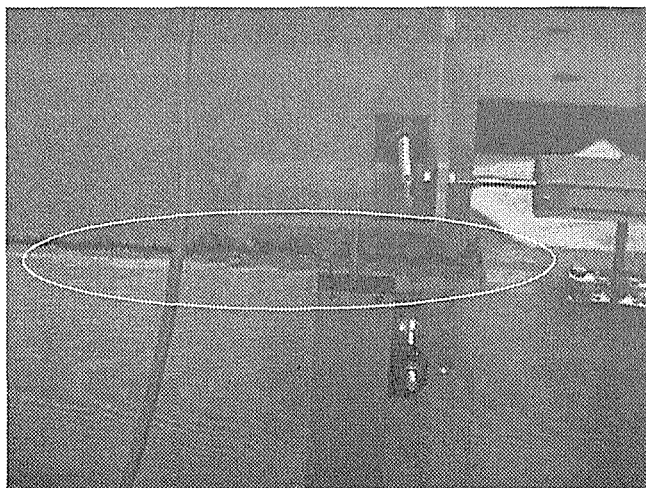


写真 3-30 写真 3-29 の右下拡大

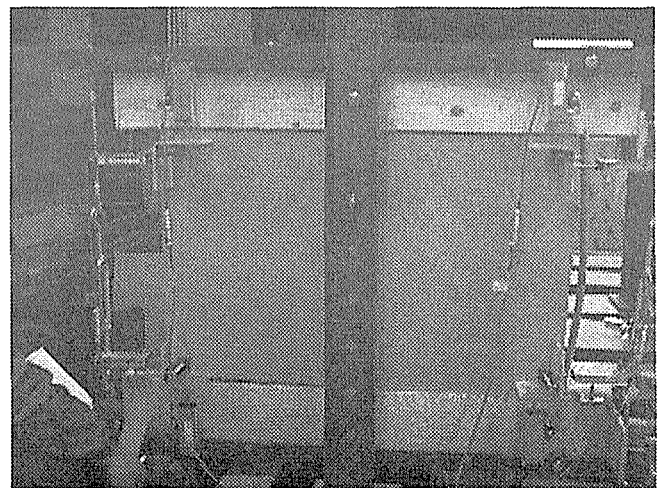


写真 3-31 1/15 (+) 加力反転点時

### 3.3.4 試験体寸法 450×450mm

#### 3.3.4.a 竹小舞下地だけ

竹小舞下地だけについての試験体についても実験を行ったが、写真 3-32 のように抵抗手段は竹小舞だけしかなく耐力、復元力ともほとんどなかった。

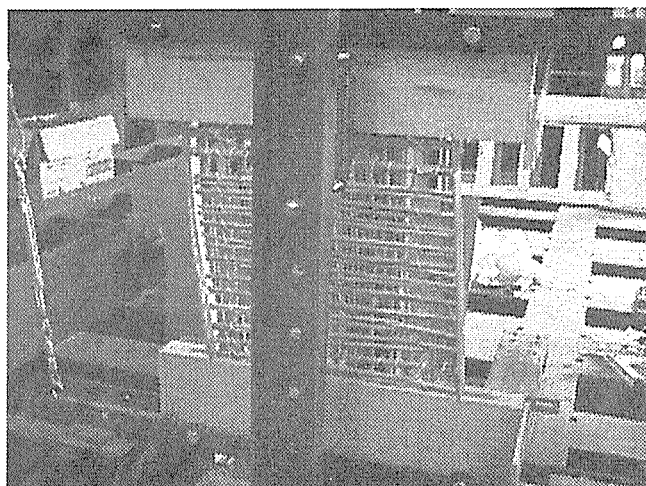


写真 3-32 1/30 到達時の状態

#### 3.3.4.b 竹小舞下地、中塗り仕上げ

竹小舞下地、中塗り仕上げについての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体はボード仕様に比べてアングル付近でのひびが目立った。

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/60(+)	アングル付近のひび	写真3-33
1/60(-)	左下ひび	写真3-34
1/30(+)	アングル付近のひび	写真3-35
1/15(+)	全体写真	写真3-36
1/15(-)	全体写真	写真3-37

表 3-26 竹小舞下地中塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

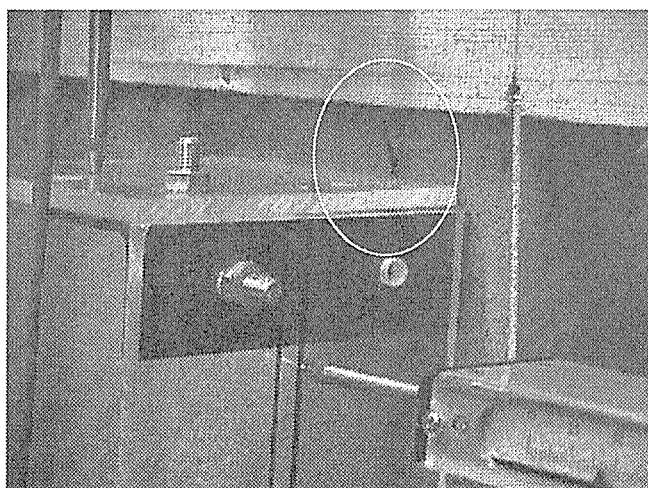


写真 3-33 アングル付近のひび割れ

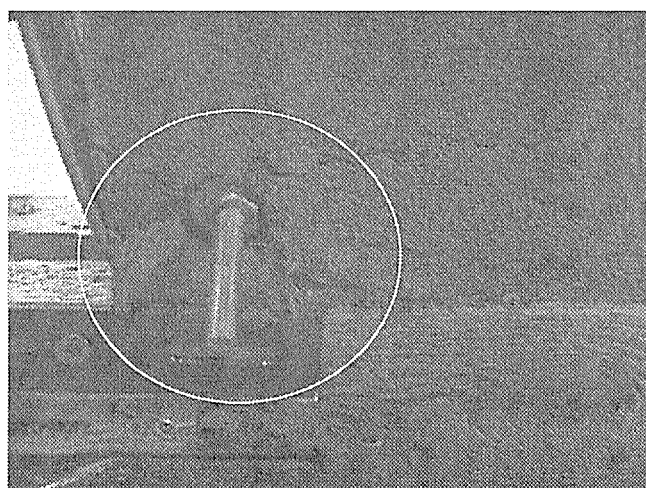


写真 3-34 左下アングルによる割れ

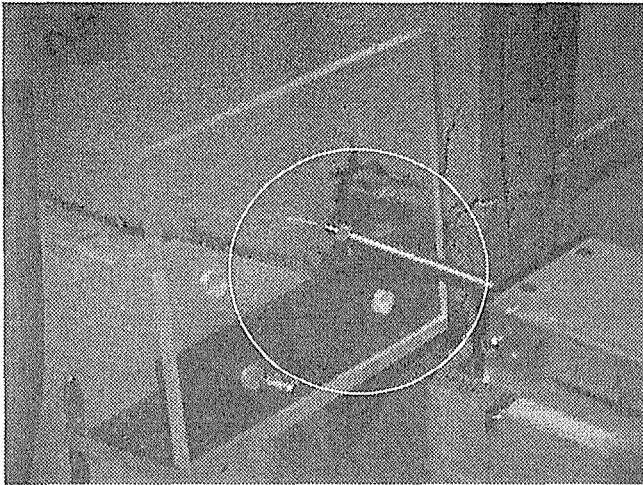


写真 3-35 アングル付近のひび割れ

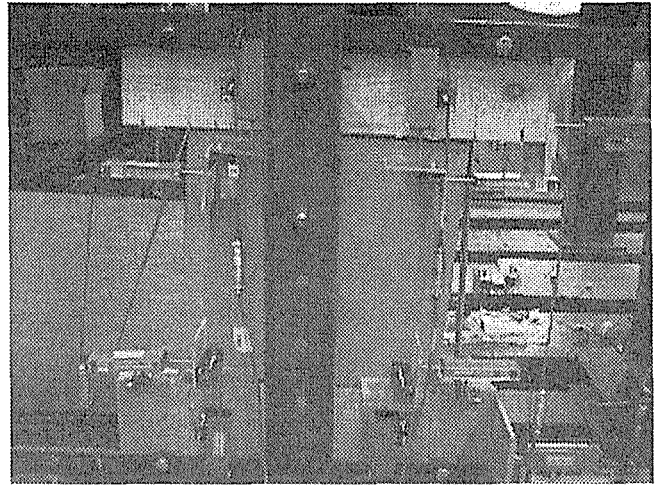


写真 3-36 実験終了後

#### 3.3.4.c プラスターボード（ホチキス仕様）、中塗り仕上げ

プラスターボード（ホチキス仕様）、中塗り仕上げについての試験体についても実験を行ったが、写真 3-37 のようにひび割れなどはほとんど起こらなかった。

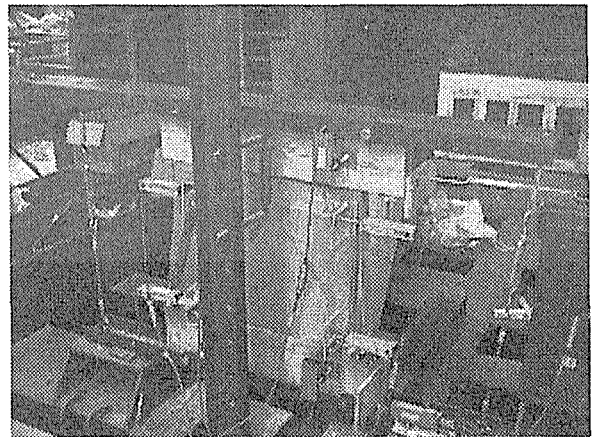


写真 3-37 実験終了後

### 3.3.4.d プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げ

プラスターボード（釘仕様）、中塗り仕上げについての変位角と破壊状況を表と写真で示す。ボード仕様であるため、水平材との浮きは見られたが、ひびはほとんど見られなかった。

表 3-27 プラスターボード（釘仕様）、  
中塗り仕上げについての変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/60(+)	右下浮き上がり	写真3-38
1/60(-)	左上われ	写真3-39
1/30(+)	全体図	写真3-40

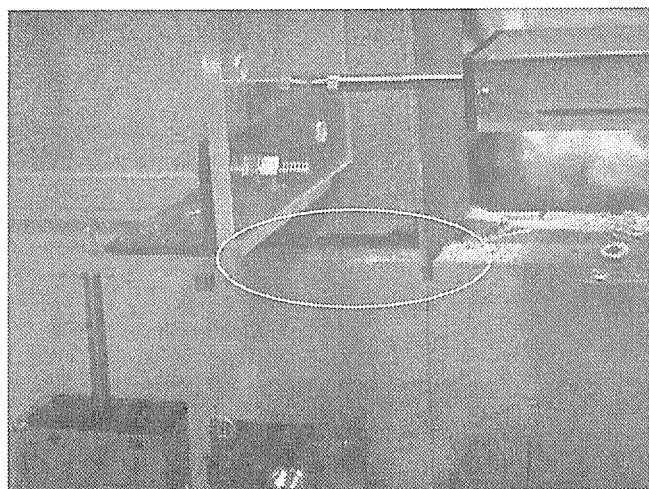


写真 3-38 右下浮き上がり

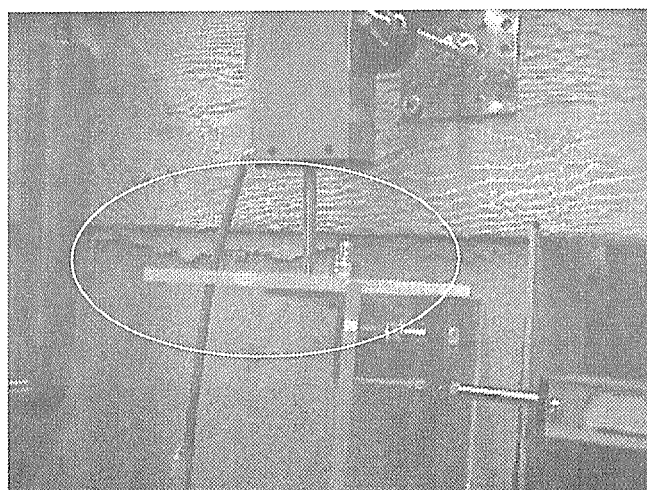


写真 3-39 左上われ

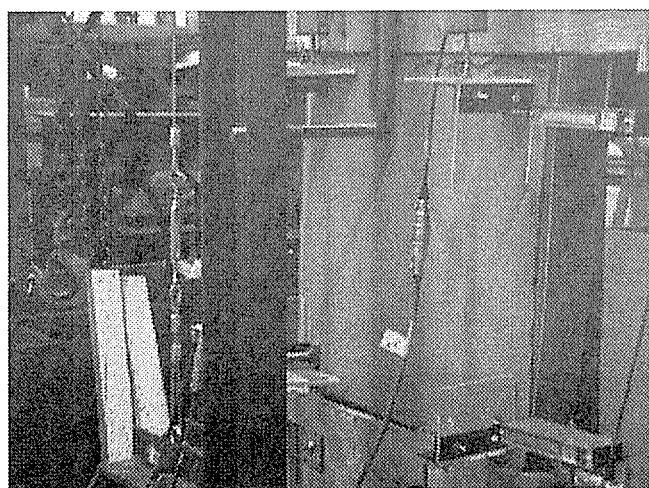


写真 3-40 全体図



### 3.3.4.e 土壁に和紙

土壁に和紙を貼った試験体についての変位角と破壊状況を表と写真で示す。和紙を張って土壁に起こるひびを防ごうとしたが、表面にはひびは起こらなかった。

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/30(-)	全体図	写真3-41
1/30(-)	全体図	写真3-42
1/30(+)	全体図	写真3-43

表 3-28 土壁に和紙を貼った試験体についての変位角と破壊状況一覧

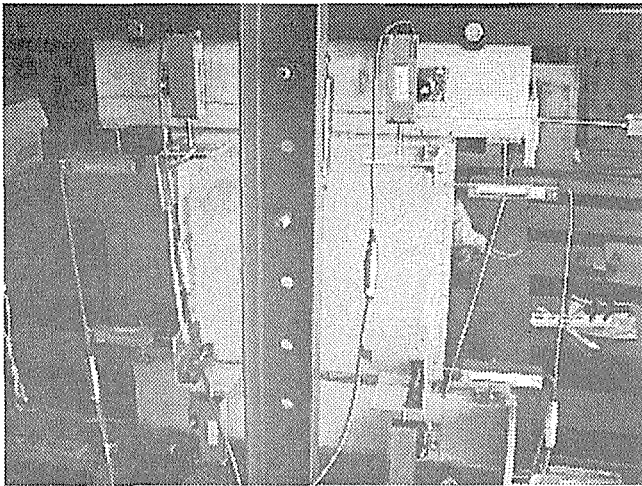


写真 3-41 全体図

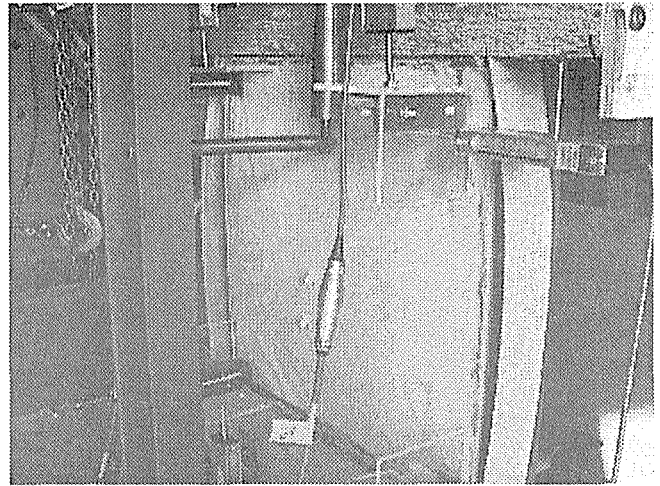


写真 3-42 全体図



写真 3-43 全体図

### 3.3.4.f ワイヤラスボード（釘仕様）、中塗り仕上げ

ワイヤラスボード（釘仕様）、中塗り仕上げについての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体も他のボード仕様と破壊パターンに大差はなく、浮きが見られるだけであった。

表 3-29 ワイヤラスボード（釘仕様）、  
中塗り仕上げの変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/15(-)	左下 浮き	写真3-44
1/15(-)	全体図	写真3-45
1/15(-)	全体図	写真3-46

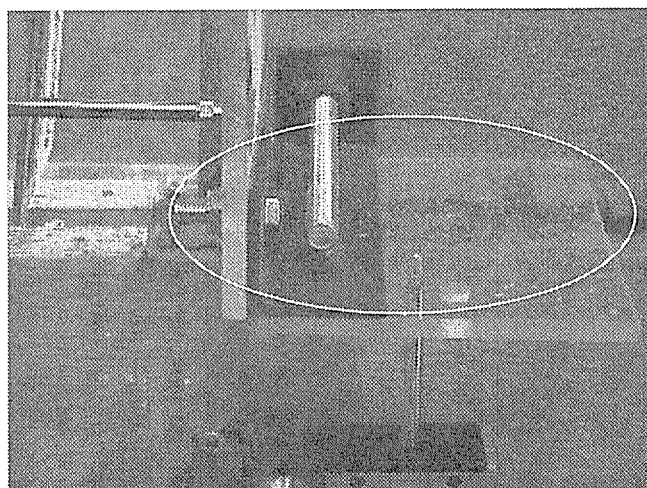


写真 3-44 左下土壁の浮き上がり

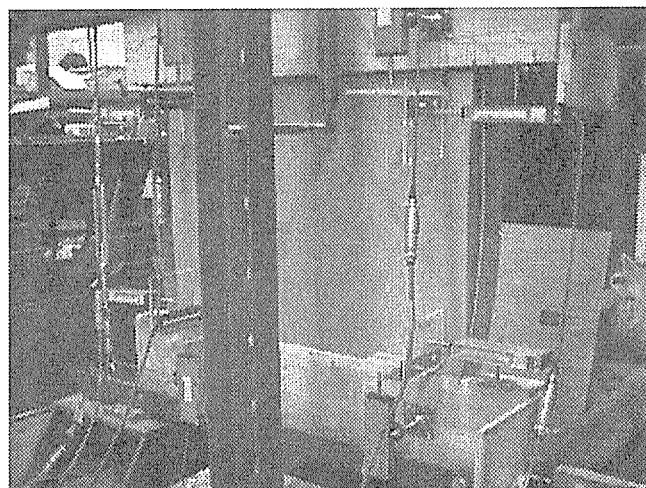


写真 3-45 実験終了後

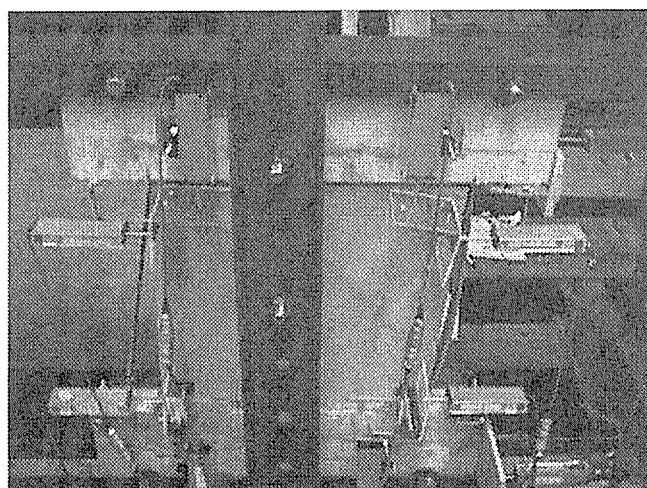


写真 3-46 実験終了後

### 3.3.4.g 竹小舞を斜めに組む

竹小舞を斜めに組んだ試験体についての変位角と破壊状況を表と写真で示すひびはあまり見られず、基本形である竹小舞下地中塗り仕上げのものと比較できなかった。

表 3-30 竹小舞を斜めに組んだ

試験体の変位角と破壊状況一覧

変位角(rad)	挙動、破壊状況	写真番号
1/15(+)	水平材の傾き	写真3-47
1/15(+)	全体図	写真3-48

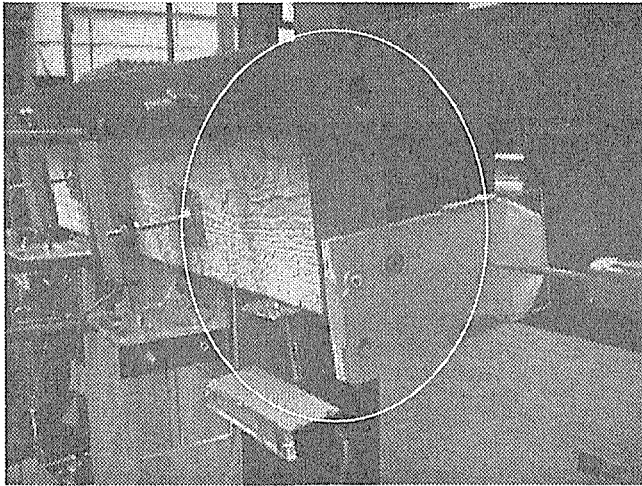


写真 3-47 水平材の傾き

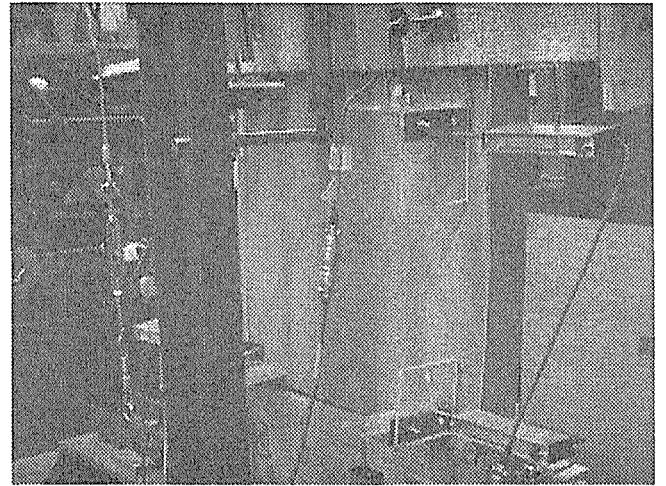


写真 3-48 実験終了後

### 3.3.5 足固め

#### 3.3.5.a 斜材型

斜材型試験体についての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体は特に下部の接合部の抜けが目立った。更に荷重を加えると土台部分が割れてしまった。

表 3-31 斜材型試験体の変位角と破壊状況一覧

変位	荷重	挙動、破壊状況	写真番号
1/30(+)	776	接合部分に隙間が生じ始める。	写真3-49
1/30(-)	895	下部接合部の抜けが大きくなる。	写真3-50
1/30(-)	895	真ん中の柱も抜けはじめる。	写真3-51
1/30(-)	895	全体的に傾きはじめる。	写真3-52
1/30(-)	895	柱下部が割れはじめる。	写真3-53

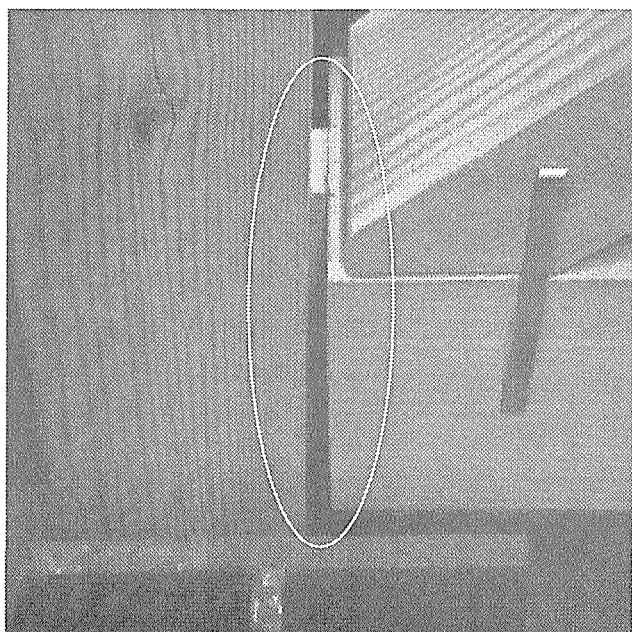


写真 3-49 左下柱と貫の間に隙間

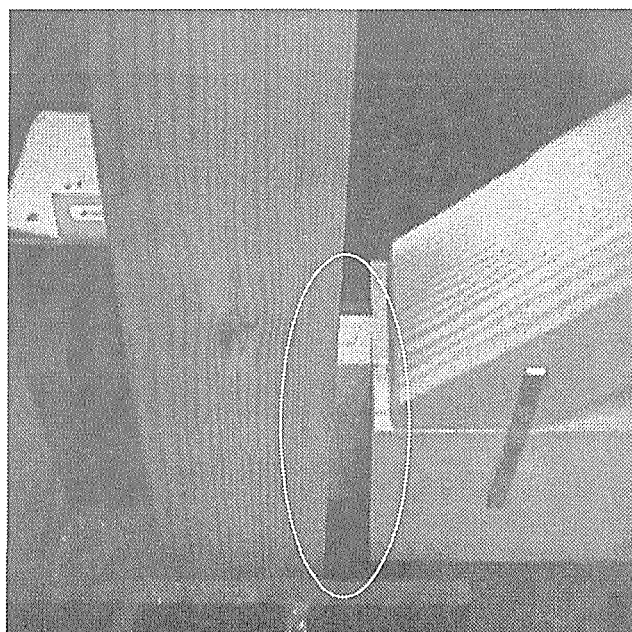


写真 3-50 左下柱と貫の間に抜け

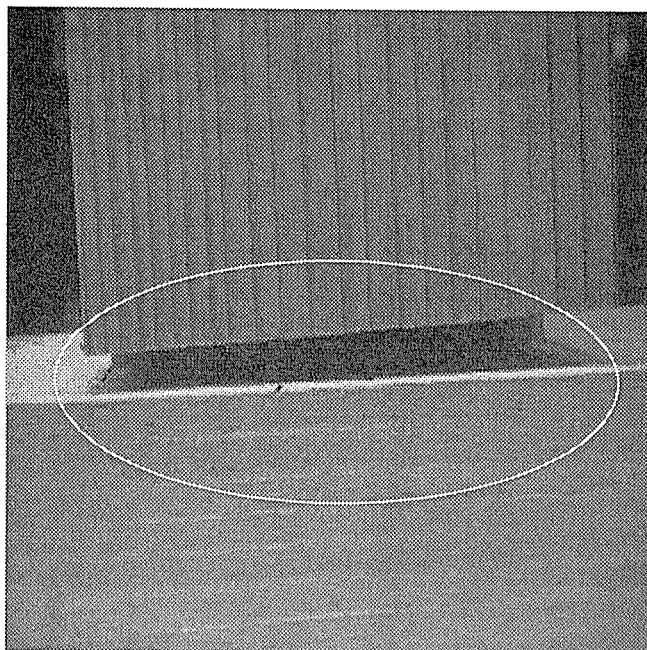


写真 3-51 中央下柱と貫の間に抜け

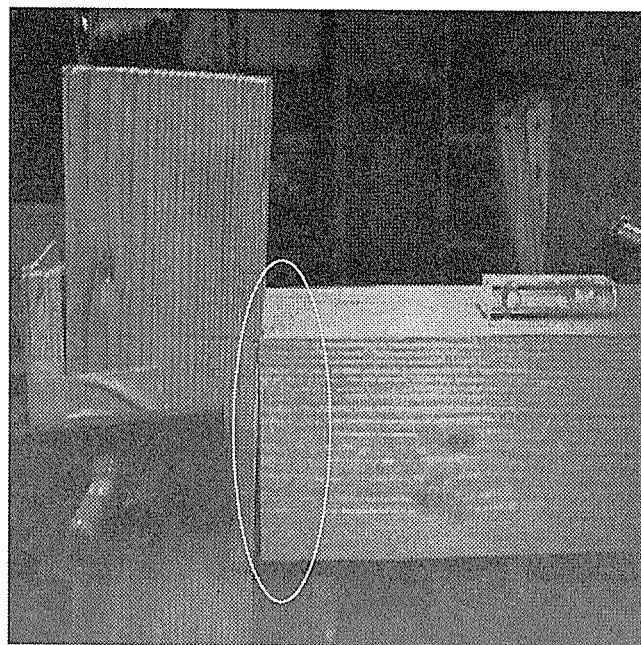


写真 3-52 左上柱と桁の間に隙間

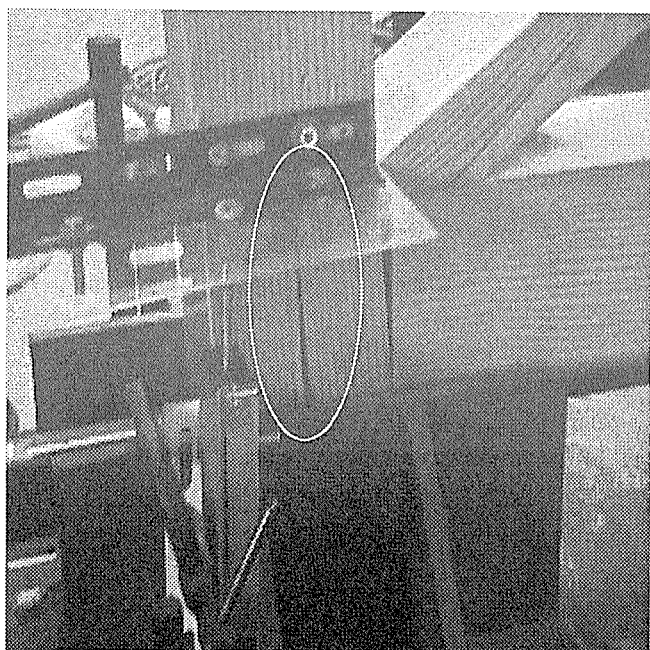


写真 3-53 左柱下部に割れ

### 3.3.5.b 合板型

合板型試験体についての変位角と破壊状況を表と写真で示す。この試験体は合板にかなりの力がかかるものと考えられる。特に最後の方になると柱に打ち付けた釘が抜けはじめた。

表 3-32 合板型試験体の変位角と破壊状況一覧

変位	荷重	挙動、破壊状況	写真番号
1/30(-)	589	引張により接合部が抜けはじめる。ただし合板によって固定されているので隙間はそれほど大きく開かない。	写真3-54
1/30(-)	589	水平力が釘の部分にかかり抜けはじめる。	写真3-55

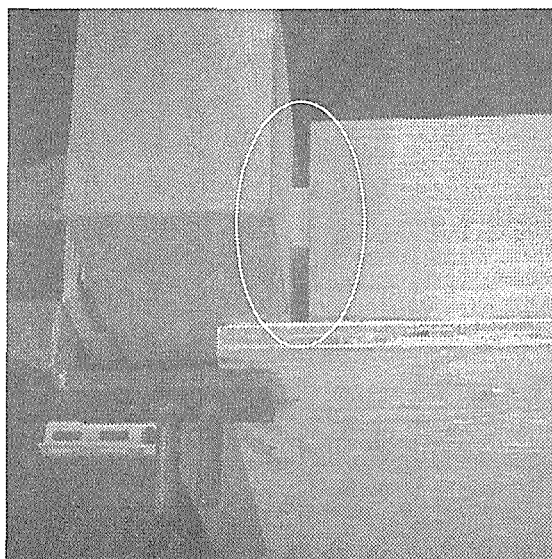


写真 3-54 左上柱と桁の間に隙間

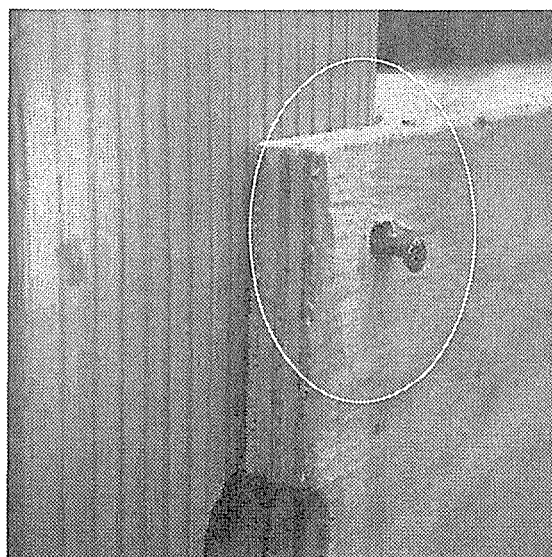


写真 3-55 左上柱・合板の重なり部分の釘抜け

### 3.3.5.c 丸太型

丸太型試験体についての変位角と破壊状況を表と写真で示す。曲げ系一般にいえることだがこの試験体にこれといった破壊状況は表れない。

表 3-33 丸太型試験体の変位角と破壊状況一覧

変位	荷重	挙動、破壊状況	写真番号
1/30(+)	63.44	接合部分に隙間が生じ始める。	写真3-56
1/15(+)	133	接合部分に隙間が生じ始める。	写真3-57
1/15(+)	230	接合部分に隙間が生じ始める。	写真3-58

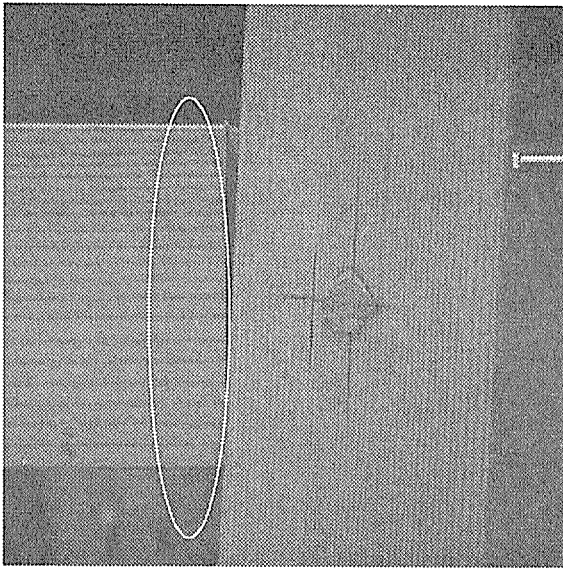


写真 3-56 右上柱と桁の間に隙間

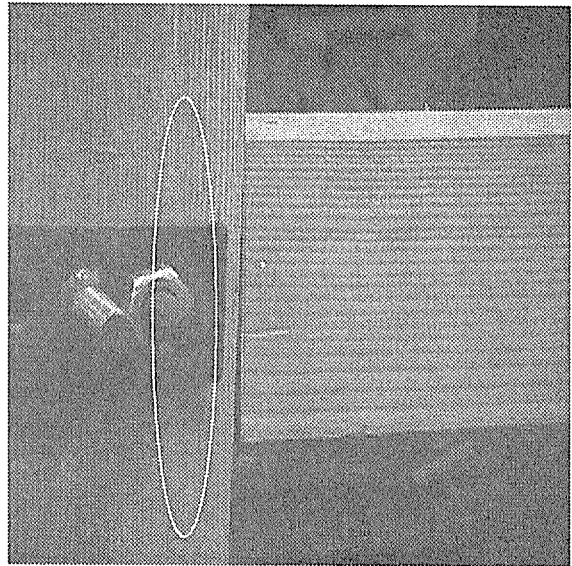


写真 3-57 左上柱と桁の間に隙間

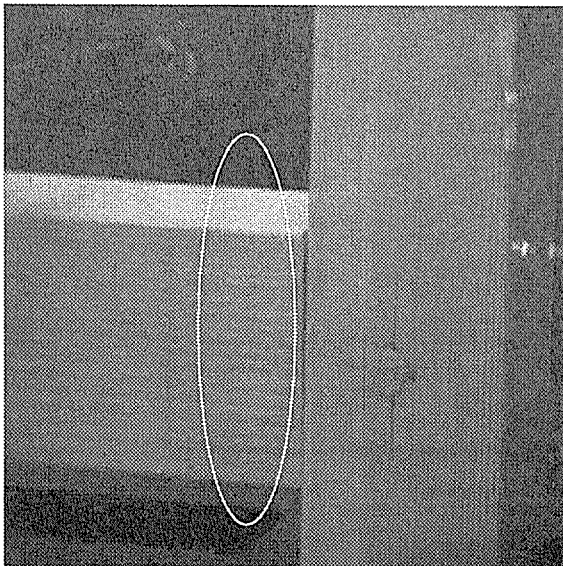


写真 3-58 右上柱と桁の間に隙間

### 3.4 補強効果についての比較考察

#### 3.4.1 土壁について

##### 3.4.1.a 竹小舞下地試験体に対する補強効果

竹小舞下地試験体通しの比較についてみてみると最大耐力の面では大きな違いは見られなかった。しかし初期剛性の面では竹小舞を斜めに組む>和紙を貼る>中塗りの順に大きな値を示した。これはひびを防ぐという効果を得られたためだと考えられる。

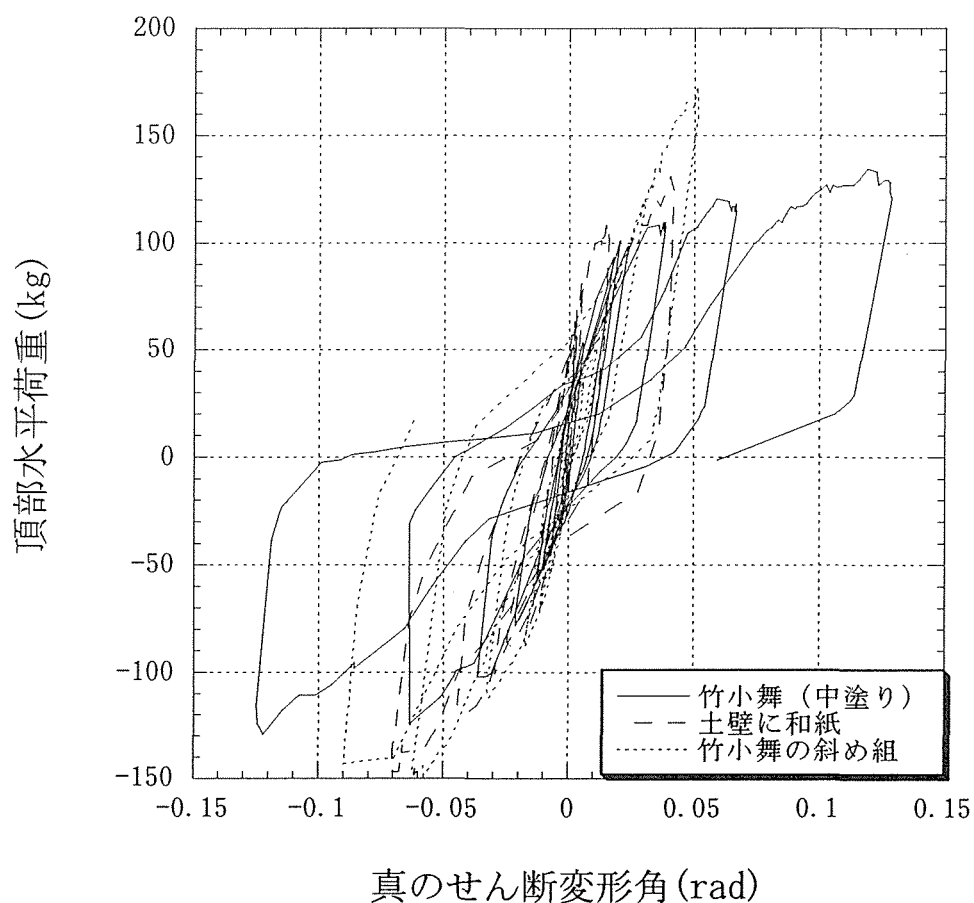


図 3-21 竹小舞下地試験体の比較



### 3.4.1.b 下地材の違いによる比較

図 3-22 に下地材の違いによる効果を見るためにそれぞれの頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を示した。プラスターボード下地の釘仕様、ホチキス仕様、ワイヤラス下地は全てモルタルを塗った後に土を塗るという作り方のためあまり下地材による違いが出てこなかった。

また耐力の面から見てみると竹小舞下地に比べてワイヤラス、プラスターボード下地は大きな耐力を得ることが出来る。しかし、竹小舞下地の試験体は耐力の降伏後すぐ破壊に至らず耐力低下が起こらないことから、変形性能がありねばり強い軸組といえる。逆に、プラスターボードやワイヤラス下地の試験体は、ある一定以上の力が加わると崩壊してしまうので危険であると考えられる。

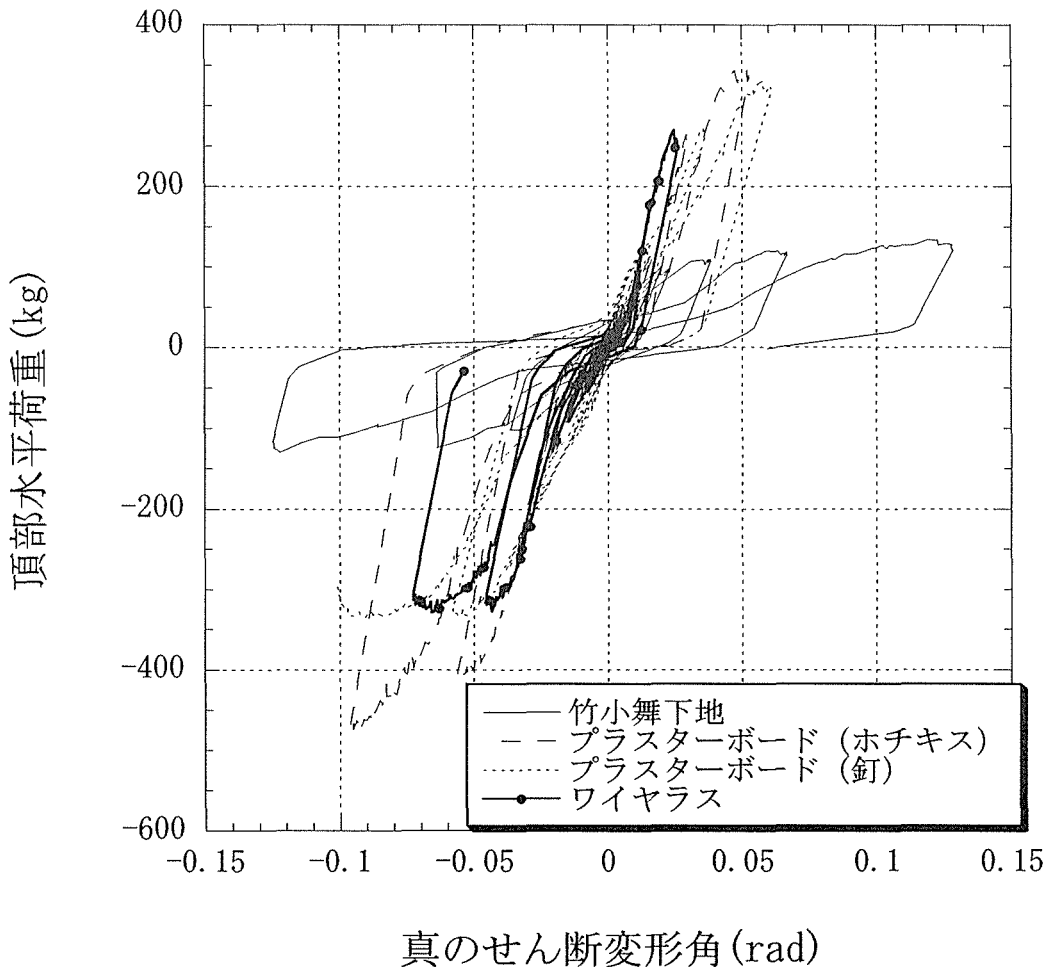


図 3-22 下地材の違いによる比較

### 3.4.2 足固めについての補強効果の比較

各供試体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係を図 3-23 に示した。補強により初期剛性をあげ最大耐力も大きくすることを考えれば、この図より、補強の効果がもっとも顕著に表れたのは斜材型である。斜材型は壁の筋交いと論理は同じなので実際的である。次に良い結果を示しているのは合板型である。

合板の場合水平荷重により合板と釘に隙間が生じるため、その分の耐力の低下が考えられる。そのため合板型は特に、合板に使われる木材の質によって、復元力や耐力の強弱がかなり左右されると考えられる。

丸太型・根がらみ型は基本型とさして変わらぬ低い値を示している。原因としてどの試験体も接合部の補強が、釘や針金等で局部的に固めただけということが考えられる。結論として、耐震性能を高める方法は、接合部などの変形が予想されるところを局部的に補強するのではなく、面的に全体を補強する方法の方が、初期剛性と最大耐力は高い値を示すといえ、実際の耐震性能として判断するならば、こちらの方が優位であると考えられる。しかし後述の通り、足固めへの補強は垂れ壁、柱と併せて考えたときに、補強の影響が明らかに低く、効果的に耐震性能を高めようとするならば、足固めへの補強よりも垂れ壁を補強し、ラーメン効果を挙げる方が効果的であると考えられる。

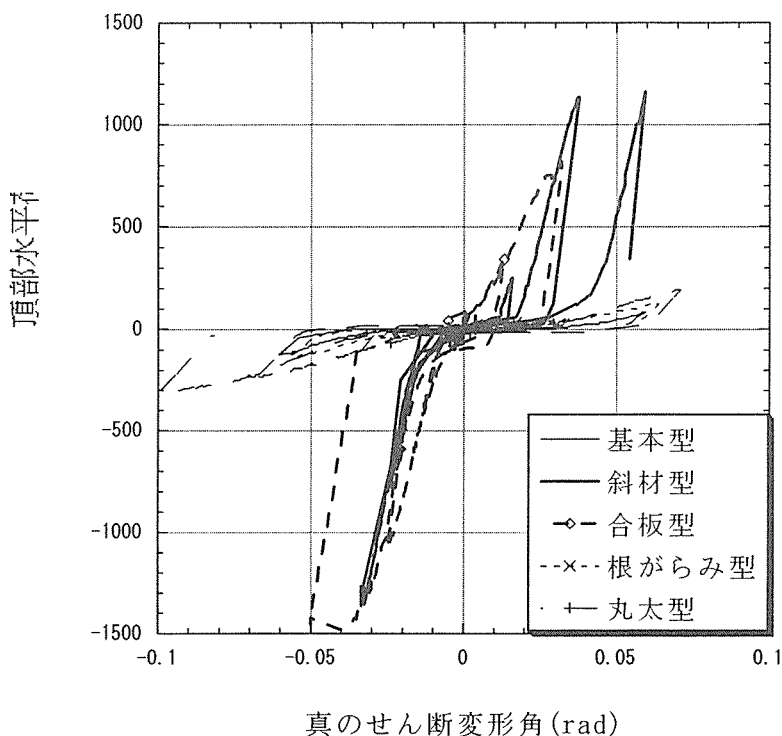


図 3-23 全試験体の頂部水平荷重と真のせん断変形角の関係

### 3.4.3 推定壁倍率の比較

#### 3.4.3.a 壁倍率の算出方法

本研究では垂れ壁と足固めについて別々に試験を行っているがそれらは本来は併せて1つの面を形成しているわけで、壁倍率としての評価も併せて行う必要がある。よって本節では別々に試験を行った結果を基に壁倍率を算出するための方法を示す。

まず垂れ壁、足固め、柱それぞれの  $P \cdot \delta$  の関係を算出する。実験では  $P$  と真のせん断変形角の関係が分かっているので、下式で、

$$\delta = Q \cdot h$$

$\delta$  : 垂れ壁、足固めの変位

$Q$  : 真のせん断変形角

$h$  : 試験体の高さ (垂れ壁 1080mm、足固め 770mm)

$P$  と  $\delta$  の関係を求める。次に柱部分の変位を求める。これは実験を行っていないので、次式で求める。

$$\delta_c = Ph^3/3EI$$

$P$  : 荷重 (kg)

$E$  : ヤング係数 (=1000kg/mm<sup>2</sup>とする。)

$I$  : 柱の断面2次モーメント (mm<sup>4</sup>)

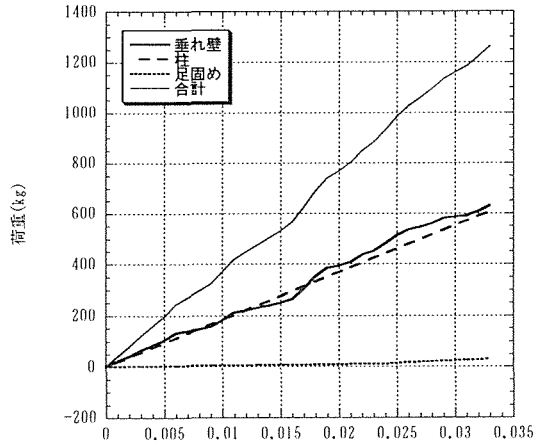
$I = lh^3/12$   $l$  : 断面寸法

また上式は片持ち梁の計算式なので今回は  $P$  を  $P/2$  として計算するわけだがその前に双方の  $\delta$  をそろえる必要がある。今回は手計算では困難なのでプログラムを組み、同じ変位の時のそれぞれの  $P$  の値を出すことにした。そうすれば単純な足し算で3つの部位の同じ変位における  $P$  の値を求めることが出来る。

#### 3.4.3.b 計算結果

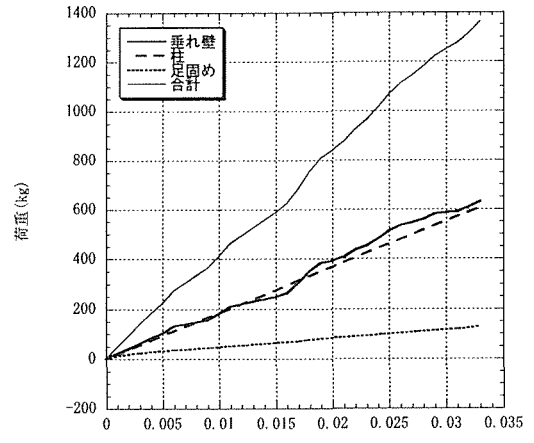
以下にそれぞれのパラメータのグラフを示す。

中塗り、基本型



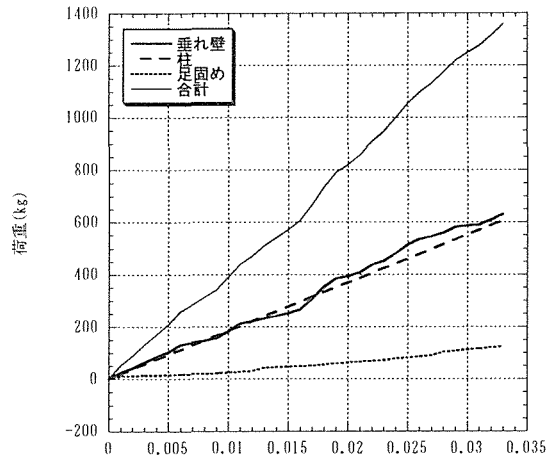
真のせん断変形角 (rad)

中塗り、丸太型



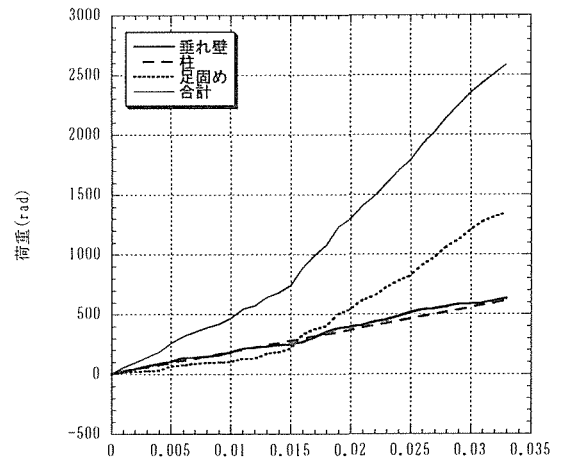
真のせん断変形角 (rad)

中塗り、根がらみ型



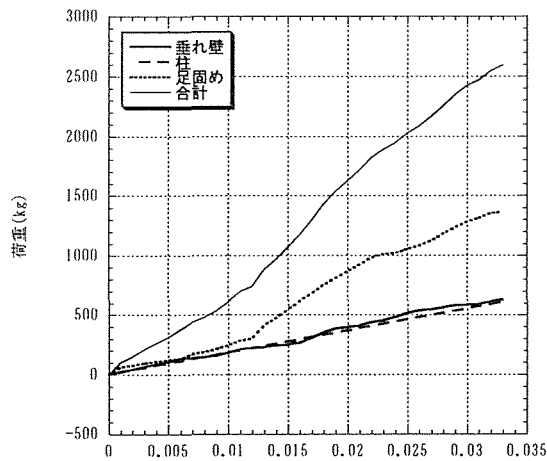
真のせん断変形角 (rad)

中塗り、斜材型



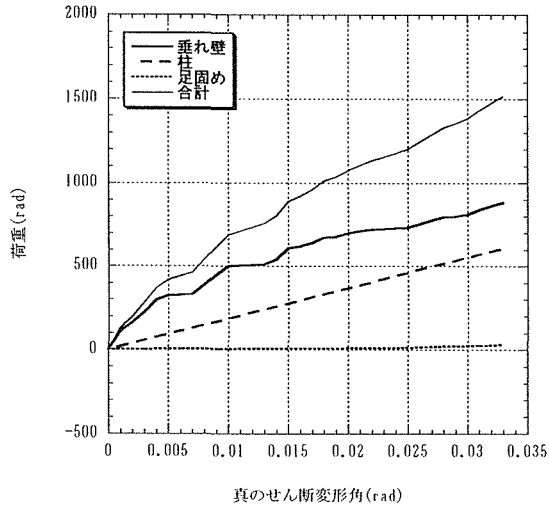
真のせん断変形角 (rad)

中塗り、合板型

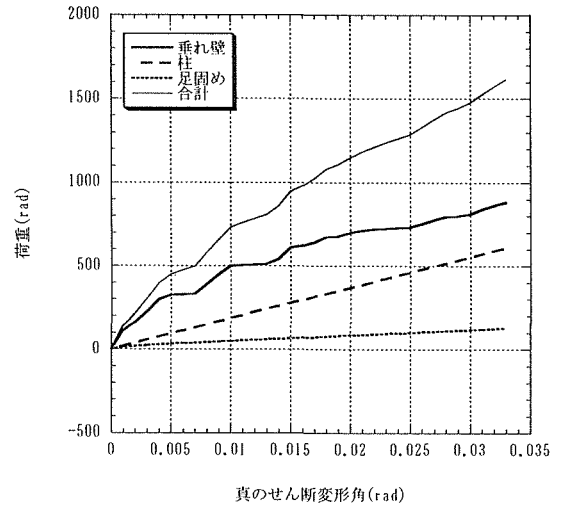


真のせん断変形角 (rad)

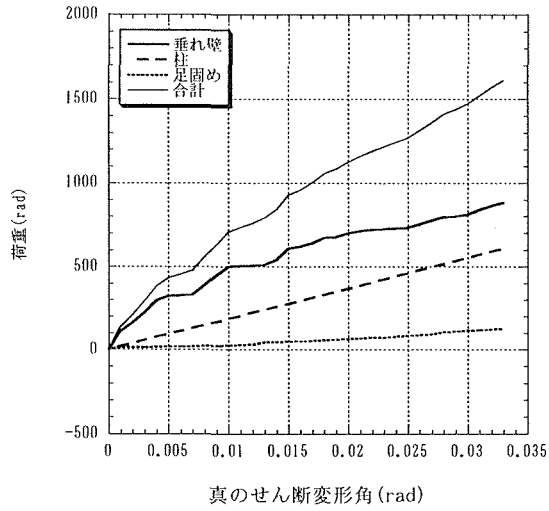
プラスターボード釘、基本型



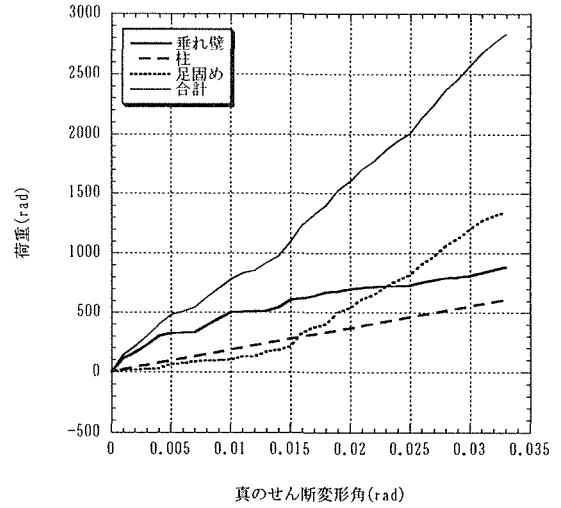
プラスターボード釘、丸太型



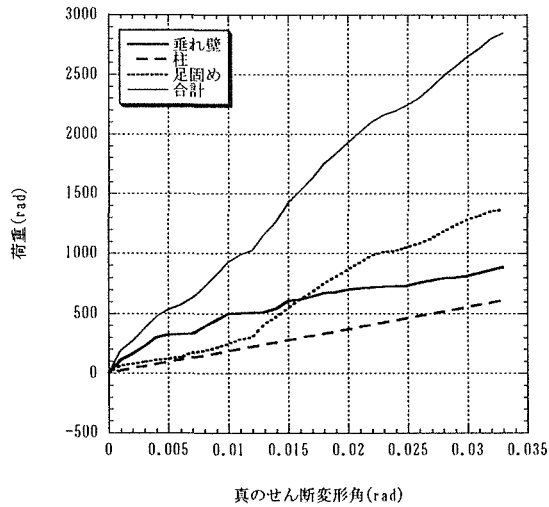
プラスターボード釘、根がらみ型



プラスターボード釘、斜材型



プラスターボード釘、合板型



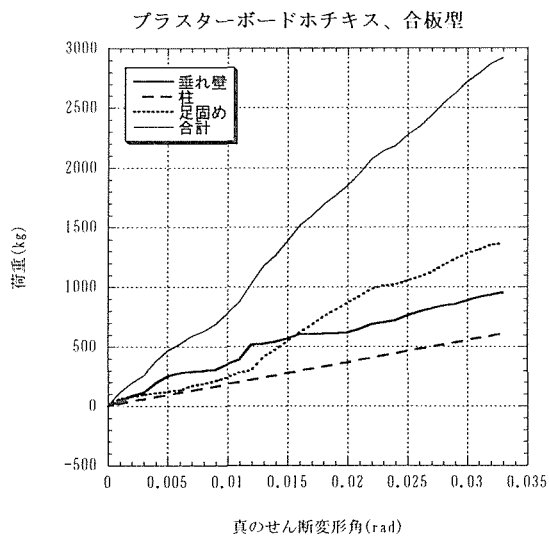
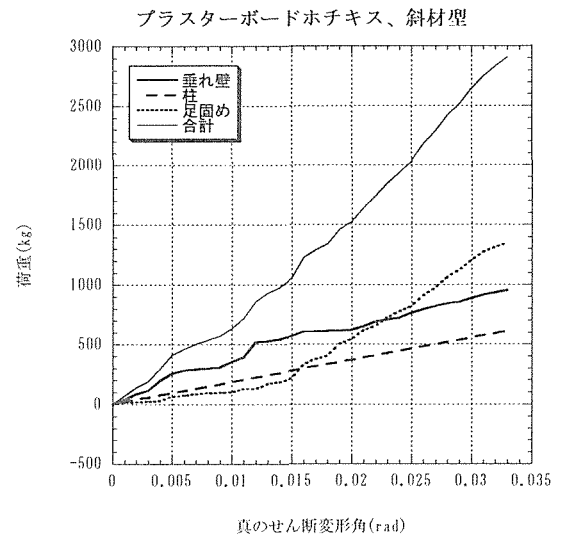
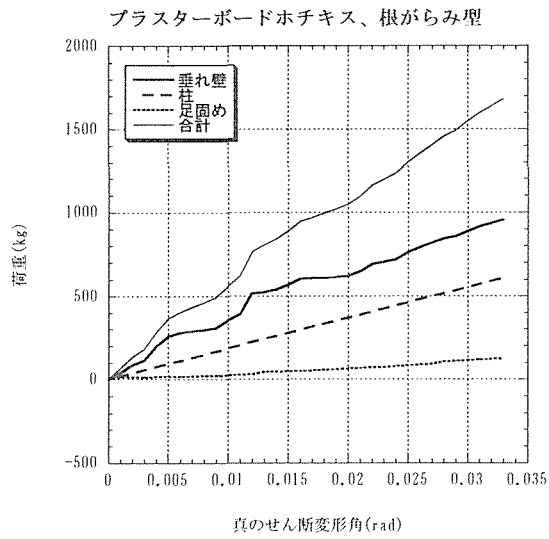
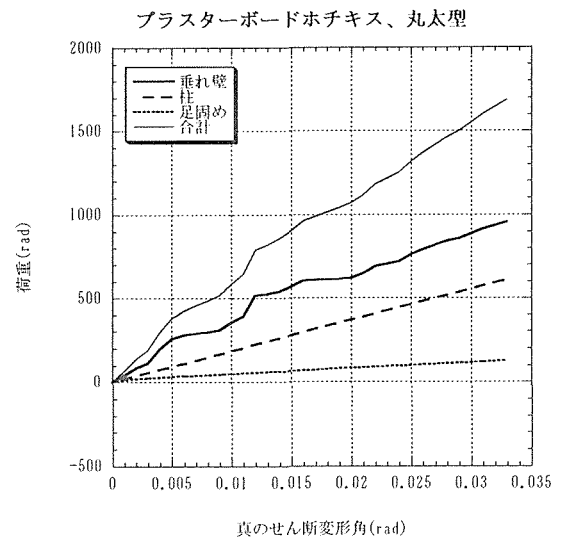
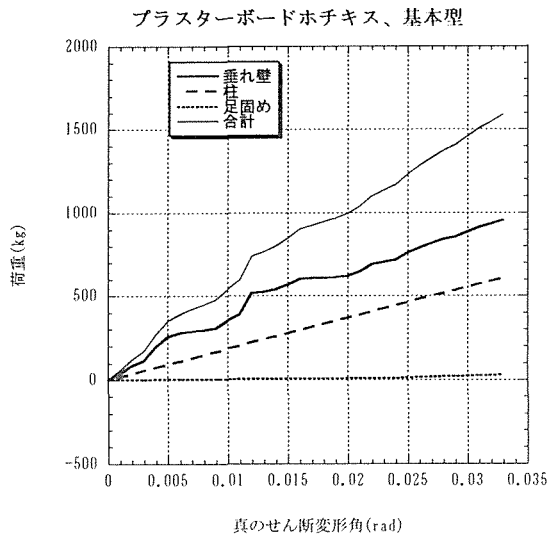


図 3-24 垂れ壁、柱、足固めについての荷重真のせん断変形角の関係

### 3.4.4 壁倍率についての考察

以下に壁のパラメータと壁倍率の一覧を示す。

	略	1/300時の耐力	壁倍率		略	1/300時の耐力	壁倍率		略	1/300時の耐力	壁倍率
基本型* プラスターボード ホチキス	基 ホチ	168.4	0.53	丸太型* プラスターボード ホチキス	丸 ホチ	189.8	0.60	斜材型* プラスターボード ホチキス	斜 ホチ	187.1	0.59
基本型* プラスターボード 釘	基 釘	279.6	0.89	丸太型* プラスターボード 釘	丸 釘	301.0	0.95	斜材型* プラスターボード 釘	斜 釘	298.4	0.95
基本型* 中塗り	基 中	118.9	0.38	丸太型* 中塗り	丸 中	140.3	0.44	斜材型* 中塗り	斜 中	137.7	0.44
				根がらみ 型* プラスターボード ホチキス	根 ホチ	179.9	0.57	合板型* プラスターボード ホチキス	合 ホチ	259.7	0.82
				根がらみ 型* プラスターボード 釘	根 釘	291.2	0.92	合板型* プラスターボード 釘	合 釘	371.0	1.18
				根がらみ 型* 中塗り	根 中	130.5	0.41	合板型* 中塗り	合 中	210.3	0.67

表 3-34 推定壁倍率一覧

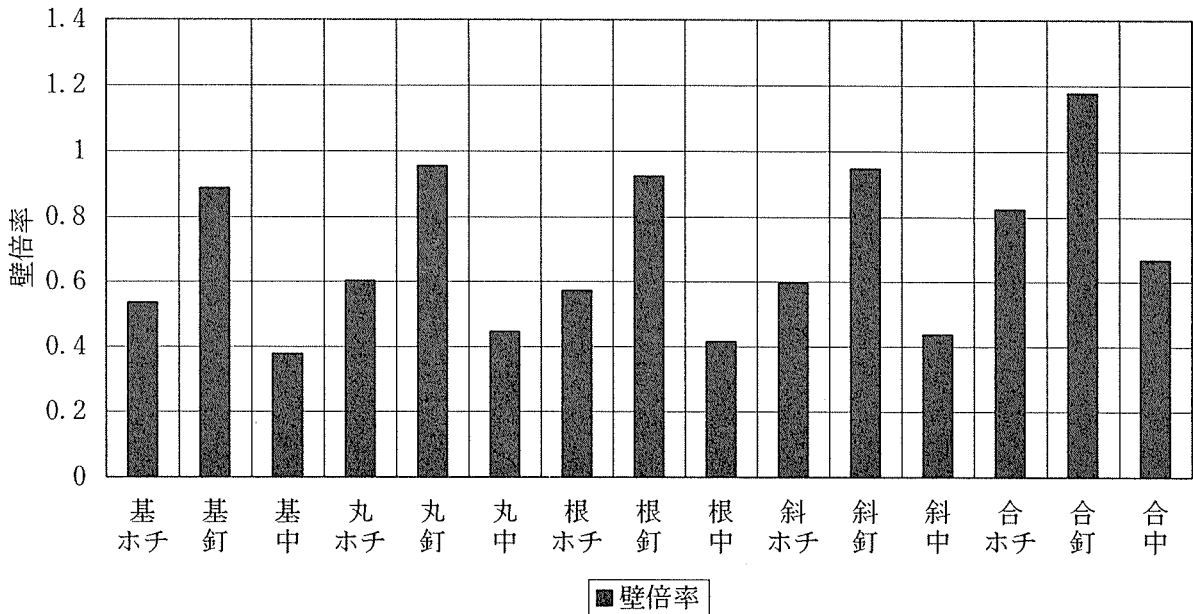


図 2-25 推定壁倍率一覧

### 3.4.5 単位面積当たりのせん断応力の比較検討

本実験では、最大耐力を算出したが、それを単位面積当たりの値に計算し、比較考察することにする。そうすれば、本研究内での比較のほかにコンクリートなどとも比較できるはずである。

ここで、単位面積当たりのせん断耐力を  $\Delta Q$  とすると

$$\Delta Q_{MAX} = P_{MAX} / d \cdot b$$

$P_{MAX}$  : 最大耐力 (kg)、 $d \cdot b$  : 試験体断面積 ( $\text{cm}^2$ )

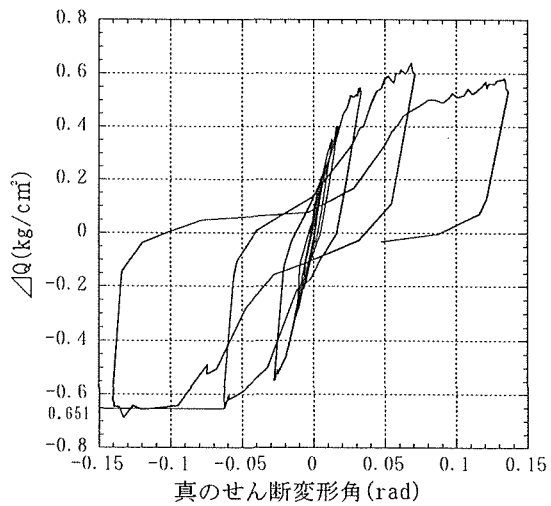
となり、この式で  $\Delta Q_{MAX}$  が求まる。そうすると、 $\Delta Q$  と真のせん断変形角退の関係がグラフ化できることになる。そこから初期剛性も求まり、それがせん断弾性係数 :  $G$  となる。

以下に試験体番号 7、8、10~15 についての  $\Delta Q$ 、 $G$  の一覧を示す。

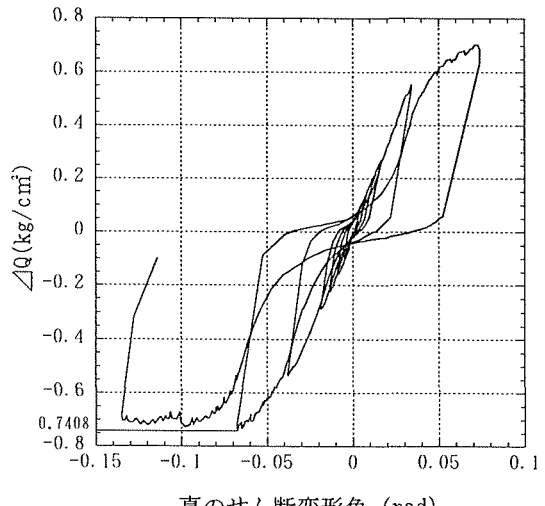
表 3-35  $\Delta Q$ 、 $G$  の一覧

試験体番号	$\Delta Q(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$G$
7(1)	0.651	22.98
7(2)	0.6096	20.51
7(3)	0.647	22.02
8(1)	0.7408	19.21
8(2)	0.221	×
8(3)	0.5611	24.78
10(1)	0.56946	16.34
10(2)	0.55288	19.07
10(3)	0.64133	18.14
11(1)	0.9951	19.39
11(2)	×	×
11(3)	1.8356	33.05
12(1)	1.0007	15.81
12(2)	1.4828	24.08
12(3)	1.4817	24.71
13(1)	×	×
13(2)	0.54737	19.55
13(3)	0.65243	19.08
14(1)	1.6995	25.44
14(2)	1.7415	27.08
14(3)	1.4651	27.99
15(1)	×	×
15(2)	0.57502	19.46
15(3)	0.76853	19.63

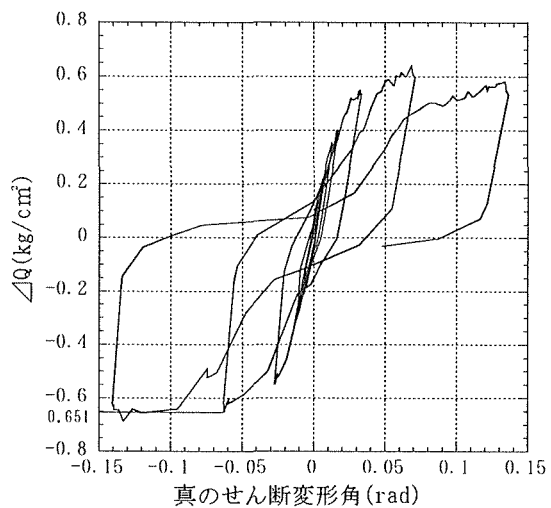




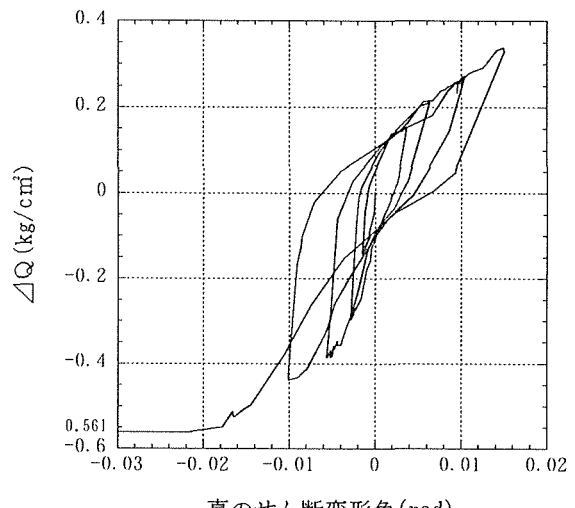
試験体番号 7-1



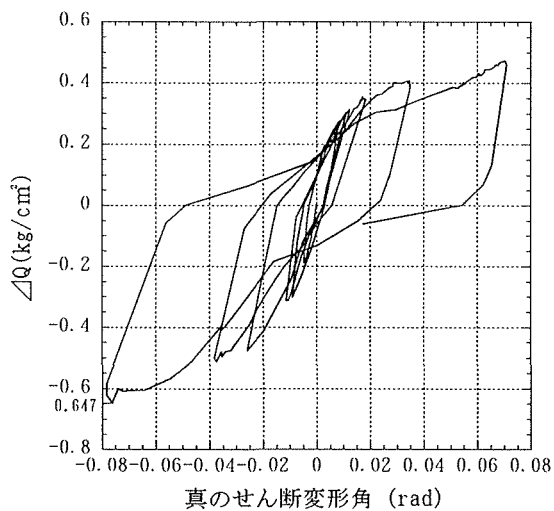
試験体番号 8-1



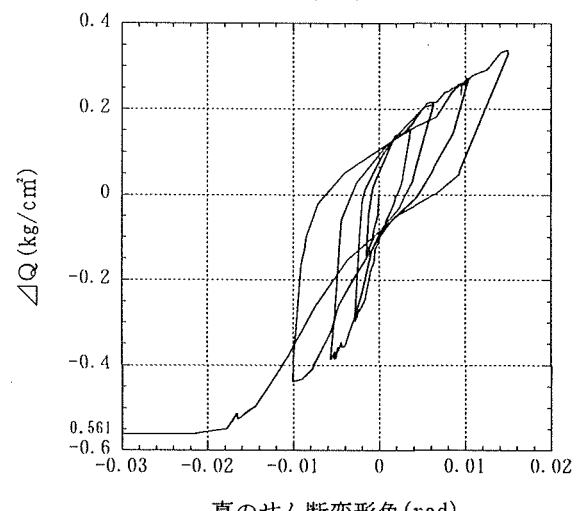
試験体番号 7-2



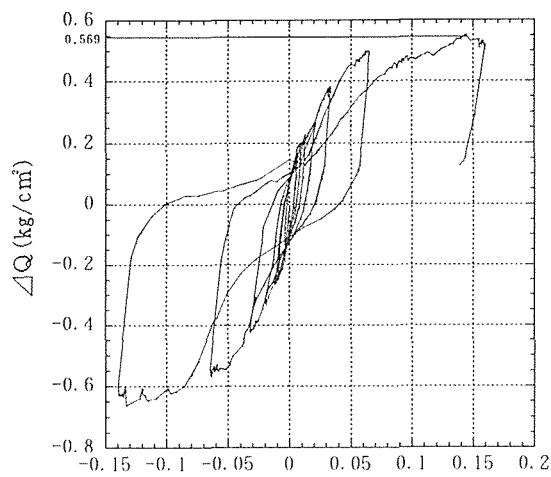
試験体番号 8-2



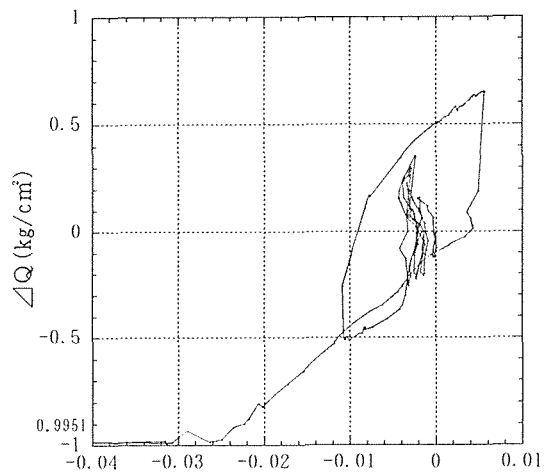
試験体番号 7-3



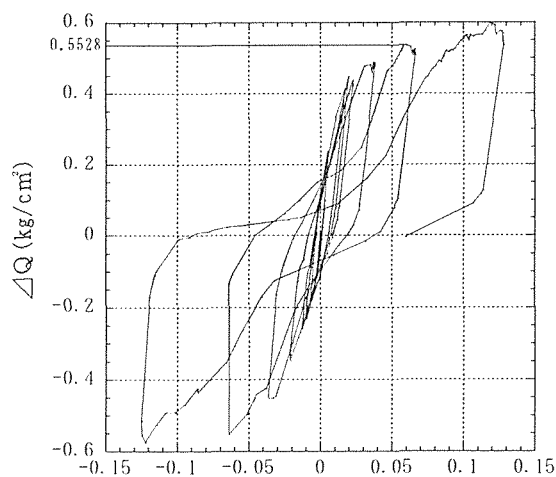
試験体番号 8-3



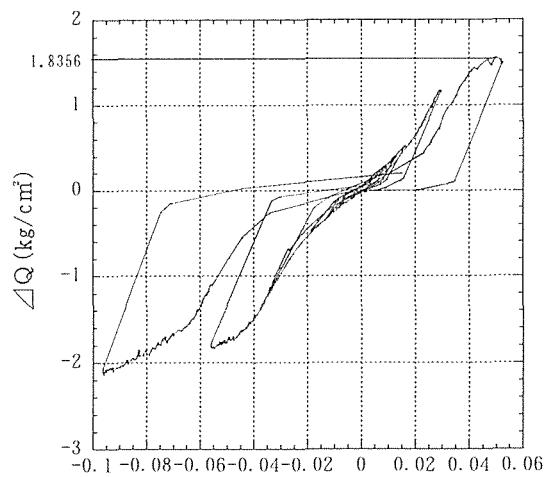
真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 10-1



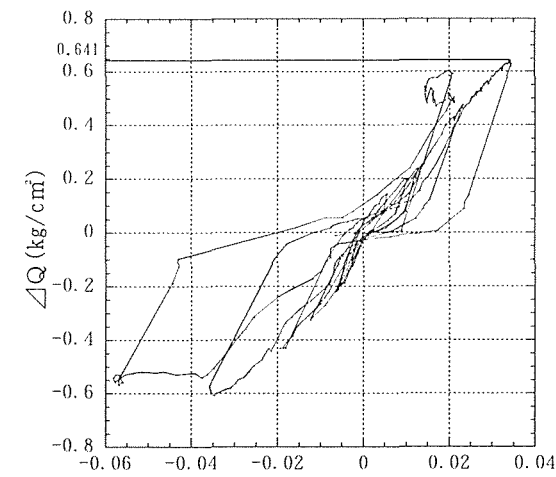
真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 11-1



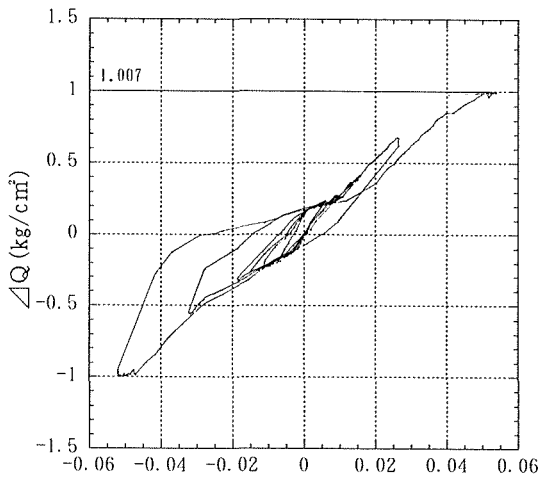
真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 10-2



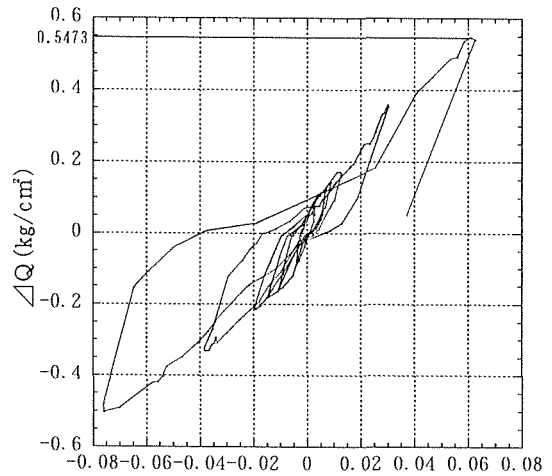
真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 11-3



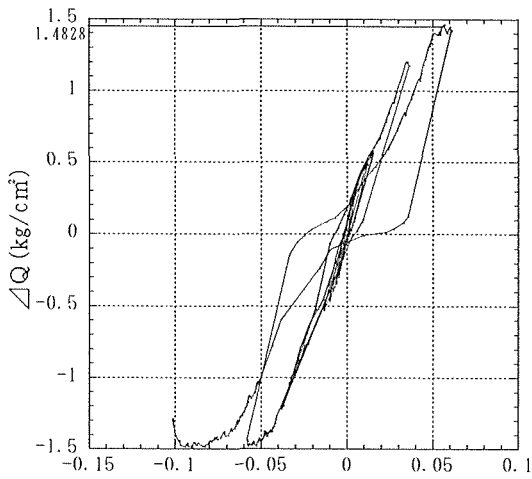
真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 10-3



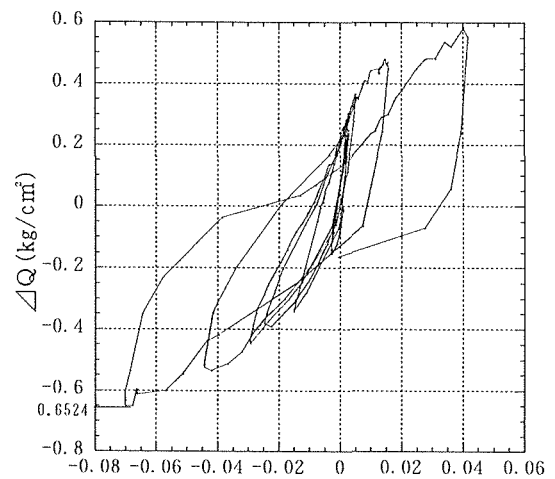
真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 12-1



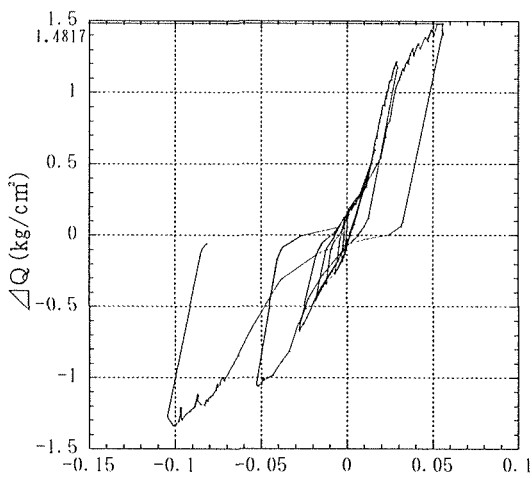
真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 13-2



真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 12-2



真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 13-3



真のせん断変形角 (rad)  
試験体番号 12-3

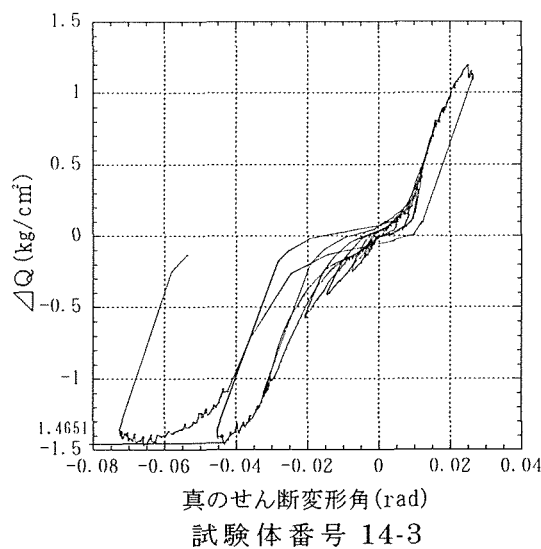
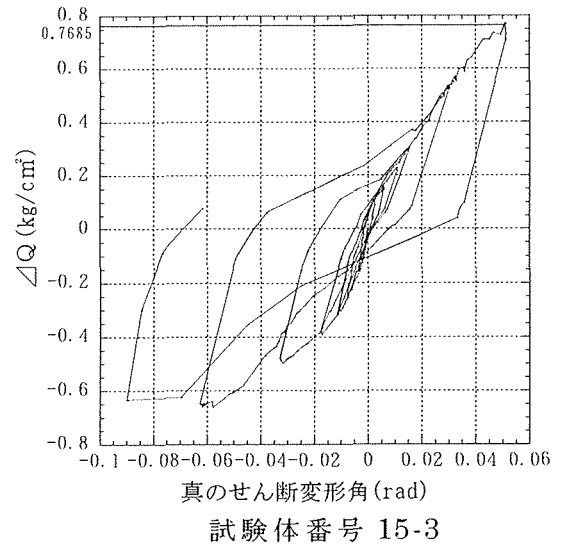
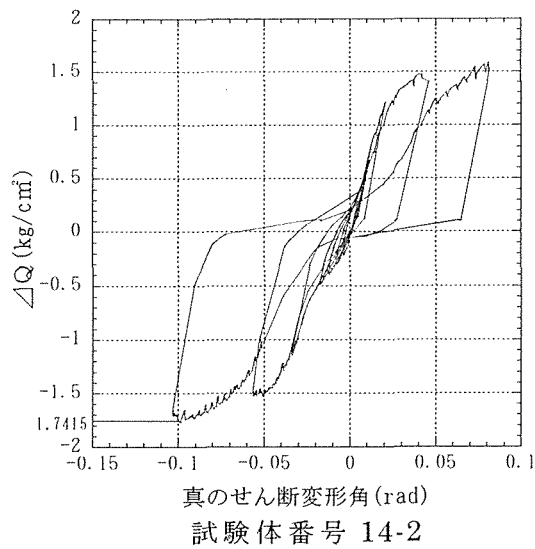
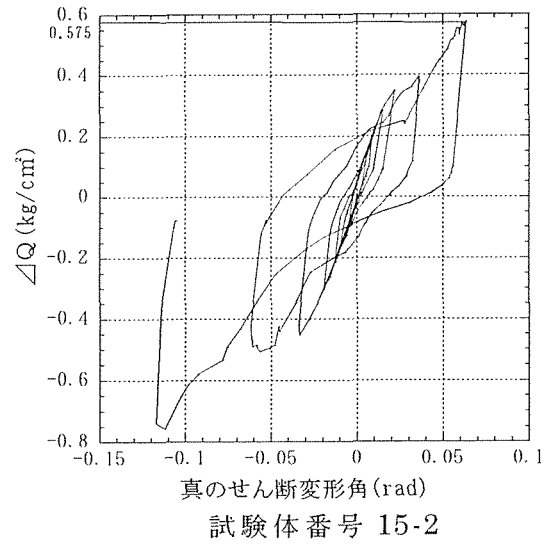
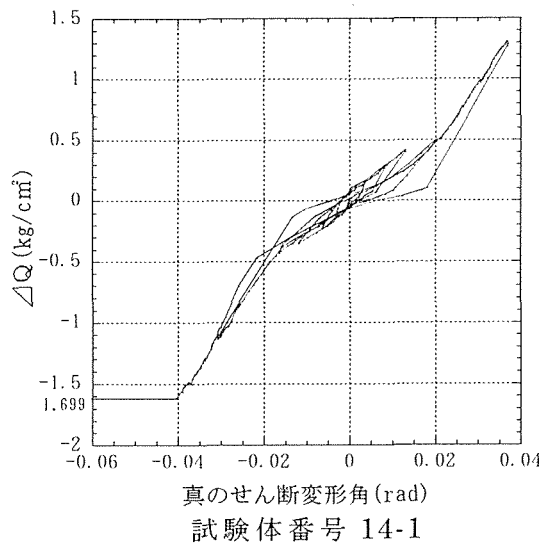


表 3-26 単位面積あたりのせん断耐力

### 3.5 寸法効果の違いによる比較

ここで、寸法効果とは一般的にコンクリート構造物にたいして用いられるもので、『試験体寸法を大きくしていくと最大耐力時の公称応力度で表される強度は減少していく』というものである。それが分かっていると、小さい試験体から得られるデータで実大壁を評価できると考えられる。ここで

$$\text{公称応力度 } \sigma_N = \alpha \cdot P \cdot (d \cdot b)$$

$\alpha$  : 試験体形状と載荷法に依存し、寸法に依存しない係数

$P$  : 荷重 (kg)

$d \cdot b$  : 試験体断面寸法 (cm)

で表される。 $\sigma_N$ と試験体寸法の関係を図に示す。

今回の実験では3種類の異なる寸法の土壁（竹小舞下地、中塗り仕上げ）の寸法と公称応力度との比較を見ると、450mm×450mm、450mm×600mm 間のみ、寸法効果が見られた。しかしまだ試験体のパラメーターが少なく寸法効果の傾向を把握するには至らなかった。

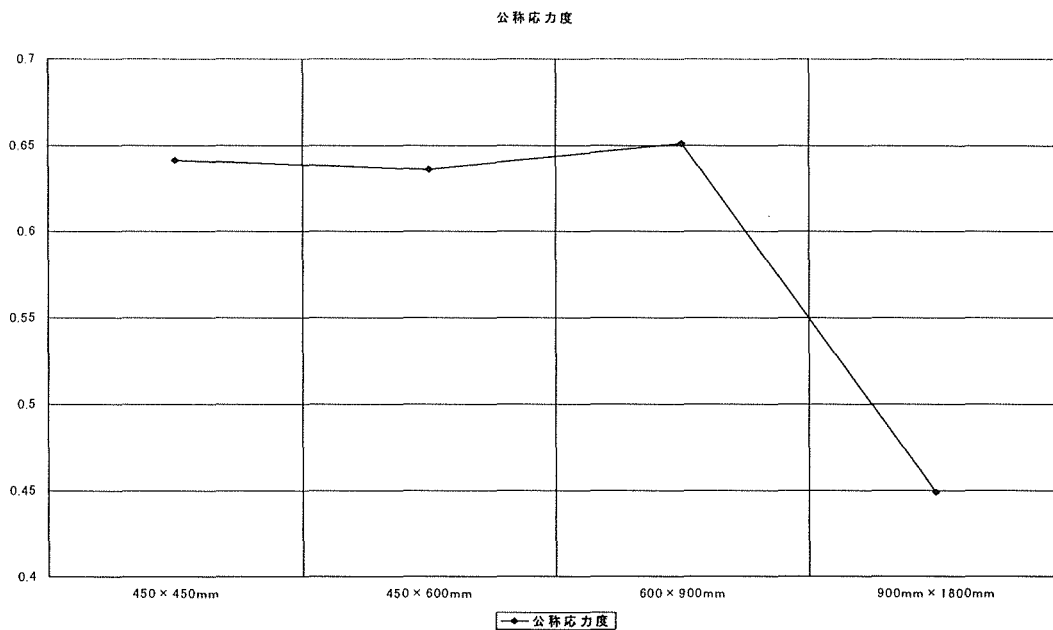


図 3-27 寸法効果

## 4. 結論

### 4.1 補強効果についての考察

#### 4.1.1 土壁について

今回の実験では、土塗り壁の補強方法の提案とスケールと力学的特性の関係の究明を目的としている。その結果、以下のような知見が得られた。

##### (1) 最大耐力の面から見ると

プラスターボード（ホチキス仕様）＞ワイヤラス＞プラスターボード（釘仕様）＞竹小舞を斜めに組んだもの＞土壁に和紙を貼ったもの＞竹小舞下地（中塗り仕上げ）＞竹小舞下地（下塗り仕上げ）＞竹小舞のみの順になった。

最大耐力の面から見てみるとプラスターボード下地と竹小舞下地では大きな差があった。やはり圧倒的に竹小舞下地に比べてボード下地は最大耐力において大きな値を得ることが出来る。しかも、今回の試験体のようにボードの上から壁土を塗れば、断熱性や調湿性の良さという面で疑問は残るものの、ボードの耐力を得、土壁の外見を保つことが可能である。

##### (2) 初期剛性の面から見ると

プラスターボード（ホチキス仕様）＞ワイヤラス＞プラスターボード（釘仕様）＞竹小舞を斜めに組んだもの＞土壁に和紙を貼ったもの＞竹小舞下地（中塗り仕上げ）＞竹小舞下地（下塗り仕上げ）＞竹小舞のみの順になった。

初期剛性の高い試験体は変形しにくい建物であると言える。それらはある程度の水平力が加わっても変形が起これずらいということがいえる。また、土壁に起こるひびについても初期剛性が高いものはそれだけおさえられていると考えられる。

##### (3) 破壊パターンから見ると

一般的な竹小舞下地の土壁の場合、水平加力実験によって起こるひびは竹小舞に沿って壁土の塗り厚の薄いところから起こる。そういうことを防ぐためにもボードを提案したのであるが、ボードはある一定の力が加わったときに、外側にたわんで崩壊するということが分かった。これは未知の力の地震に抵抗するときに不安が残る。

#### 4.1.2 足固めについて

##### (1) 最大耐力から見ると

斜材型>合板型>丸太型>根がらみ型>基本型の順で耐力の高さがでた。

中でも合板型と丸太型の耐力差が大きく、合板型のせん断系・斜材型の軸力系と残り3つの曲げ系の耐力の格差をよく表している。

##### (2) 破壊パターンから見ると

曲げ系の3種類は接合部に少々隙間が生じた以外さしたる変化は見受けられなかった。非常に変形性能が優れているといえる。

斜材型は接合部が大きく抜け、全体的に横に傾くまでの変化を示した。

合板型は合板を打ち付けた釘が抜けはじめ、全体が捻れるような変形を見せた。

全体的にいえることは接合部分に弱さが目立っていることである。このことから更に強固な接合方を考える必要がある。また、合板型は合板の釘に抜け外れなどが起きている。この点については、合板を打ち付ける際の釘の打ち方や取り付け法などを検討する必要がある。

##### (3) 変形性能から見ると

基本型・根がらみ型・丸太型の曲げ系試験体は水平加力に対し優れた変形性能を見せた。逆に初期剛性の大きい斜材型や合板型は変形性能に優れているとはいえない。だが、斜材型は復元力が高く、合板型に比べて遙かに変形性能に置いて優れていたことから、大変ねばり強い軸組といえる。

##### (4) 総合的に見ると

曲げ系の3種類は、変形性能は優れているが、最大耐力・初期剛性が基本形より少し高い値しか示していないので、あまり期待はもてない。逆に合板型は最大耐力・初期剛性は大きいですが、変形性能はあまり優れているとはいえず、復元力も小さいため、少しの損傷により耐力低下が著しく大破壊を招く要因となり得る。

結果、最大耐力・初期剛性・変形性能全てにおいて、バランスよく優れているのは斜材型である。これは水平力に対し、ねばり強く抵抗する安定した軸組みであると思われる。

##### (5) 壁倍率から見ると

今回の実験は足固め5種類と土壁3種類の組み合わせで壁倍率を求めた。結果として合板+プラスターボード(釘仕様)の組み合わせが最も効果を得ることが出来た。

足固めで比較してみると合板では大きな値を得ることが出来たが、その他の試験体(丸太型、根がらみ型、斜材型)では、あまり効果が得られなかった。

逆に土壁では、竹小舞下地、プラスターボード(ホッチキス)、プラスターボード(釘)の順で大きな効果を得ることが出来た。

#### 4. 2 土壁における寸法効果について

##### (4) 試験体のスケール効果における効果で見ると

今回は3種類(450mm×450mm、450mm×600mm、600mm×900mm)の試験体で実験を行ったが450mm×450mmと450mm×600mm間のみ、寸法効果が得られた。本実験で用いた3種類の試験体は実大の試験体と比較すると、どれも小さく試験体を更に大きくした場合、寸法効果が認められるかどうかは更に大きな試験体を要すると考えられる。



## 5. おわりに

本実験では、土塗り壁と足固めの補強方法として考えられる試験体を用意し、水平力を受けたときにどのくらいの抵抗性能があるか、補強法としてどれが一番有効かを明らかにした。

今後の課題として、従来の土壁の居住性能の良さを生かしつつ耐震性能を高めるような補強方法の提案が必要だと思われる。今回の実験ではボードの補強に大きな期待がもてることを確認したにすぎないが、今後施工方法の確立によって実用になると考えられる。

試験体のスケールの違いはパラメータが少なく、寸法効果の傾向を把握するには至らなかった。今後多くのスケールの違う試験体で試験を行い寸法効果を把握出来る事を望む。

## 6. 参考文献

- (1) 杉山 英男：地震と木造住宅 1996年7月  
PP.222～230
- (2) 前川 秀幸：土塗り壁の静的実験（建築技術 1977年9月号）  
PP157～161
- (3) 鈴木 祥之：伝統的な土壁の耐震性に関する実験的研究（報告書）  
1997年9月
- (4) 昭和60年度金沢工業大学建築学科耐震工学研究室 雪と地震と木造住宅 災害に強い家を造るには
- (5) 大森 信次 建物の耐震診断入門  
1998年1月
- (6) 岩井 哲：方杖、袖壁による木造在来軸組構造の耐震補強効果の定量的評価  
1998年2月
- (7) 長谷川 俊昭 コンクリート材料の破壊と寸法効果（第7回コンクリート工学年次講演会論文集 1985）

## 第9章 土塗り壁の外装材による補強効果に関する実験

### 1. まえがき

在来型軸組工法において、現在、最も一般的な壁は、ラス下地モルタル壁であるが、伝統的な壁は土塗り壁である。阪神淡路大震災において、木造住宅に多数の被害が生じたが、特に建築年代の古いものは一般に土塗り壁であり、全国的にみれば、土塗り壁の住宅は依然として多数であり、これらの住宅の耐震性を向上させるための方策が採られる必要がある。今回の震災において、木造住宅の被害が顕著であり、これらの被害要因として、木造住宅の建築様式や工法の古さ、老朽度といった面も考えなければならないが、建築年数が相当たった建物であっても、壁の補修を兼ねて全面板張りをしたものが、それほど大きな被害を受けていないといった例が見られ、既存木造住宅の耐震性能を向上させるために、土塗り壁の上に、単に板を張りつける程度の簡便な手法でも、壁の耐力を増加させるのに極めて効果的なのではないかということが考えられる。そこで、このように既存土塗り壁に、様々の外装材を取り付けた場合の土壁の耐力増加効果を確認する実験を計画した。

### 2. 実験の概要

#### 2.1 試験体

試験体は、基本的な土塗り壁として、図1に示すような幅1.82m、高さ2.73mのいわゆる2Pサイズのもの考えた。使用材は、柱、はり、土台は、杉材105×105mmとし、貫は4段貫とし、貫板に杉材80×15mmを使用し、軟木くさび止めとしている。柱は、はりおよび土台に短ほぞ入れとし、大釘1本で止めているだけで、ホールダウン金物は現在の試験体では使用していない。木舞い下地には、割竹を用い、木舞い縄としては在来のわら縄を使用した。木舞い竹は九州産であり、壁土は福山市近郊の産出である。今回の実験では、土塗り壁の上に壁補強材として板張りなどの外装を施すものとし、柱高さの1/2、2/3のもの、および全面板張りのものを想定して加力実験を行う。いわゆる鎧壁ともよばれるものであるが、補強剤として、幅13.5cm、厚さ10mmの杉板を使用し、釘による重ねばりとした。図1の右下部には、1/2補強の場合として、10枚の杉板で下半分を板張りとしたものを示している。

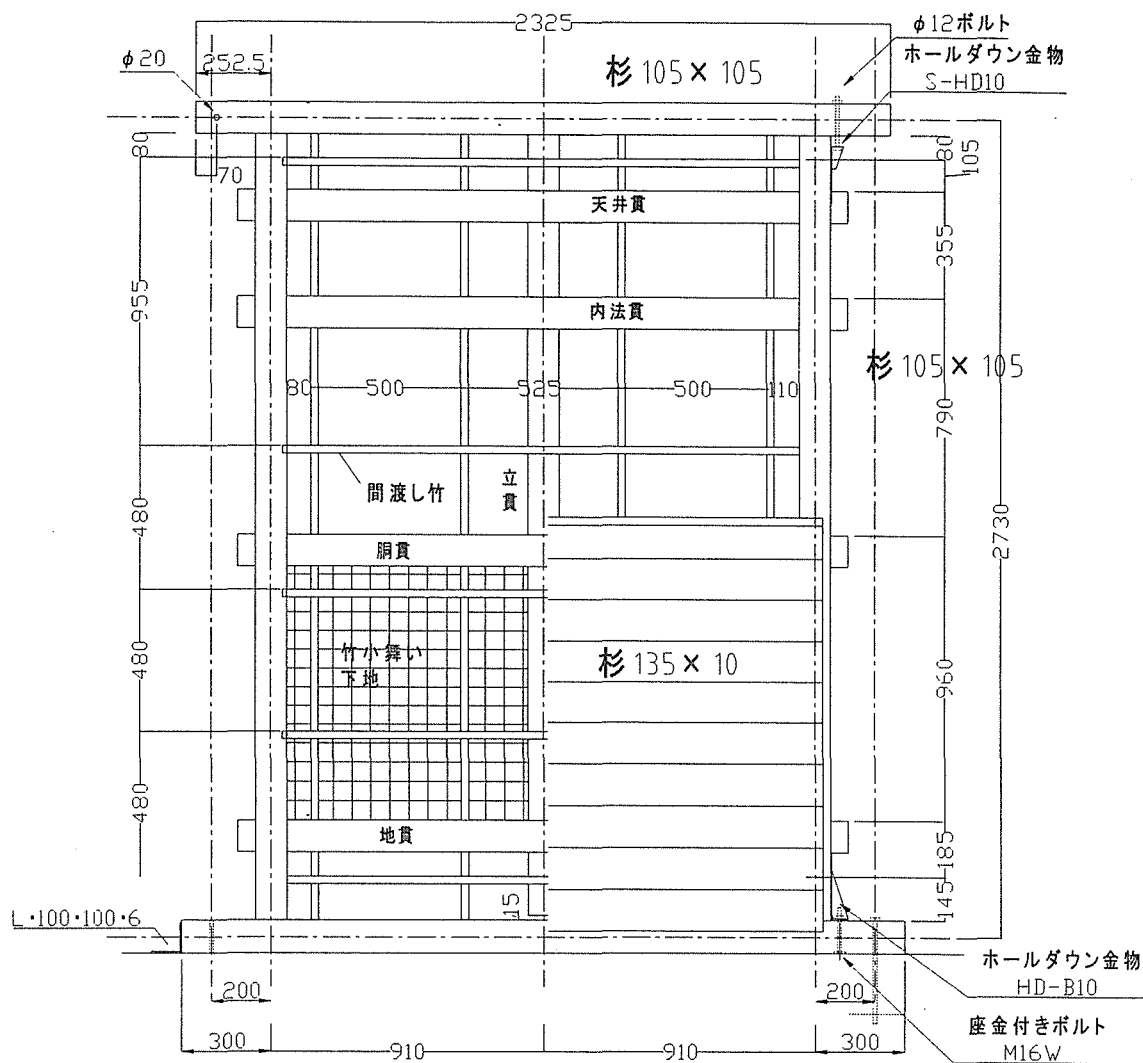


図1 土塗り壁板張り補強試験体

## 2.2 試験装置

### (1) 試験架台

試験架台は、図2および写真1に示すように、加力器支持架台部と試験体支持架台部からなり、一つの連結架台として製作されている。試験体は、木造軸組試験体の標準サイズとして、2Pサイズに対応するようにしている。加力器取り付け位置は半固定であり、試験体の高さに対する自由度は低いものとなっている。

試験体は、2面の試験体支持架構の間に設けられた2本のC型鋼の上に、通常の12mmボルトによって土台部を固定するようになっており、上部で試験体に取り付けた振れ止めキャスタをこの支持架構で受けている。

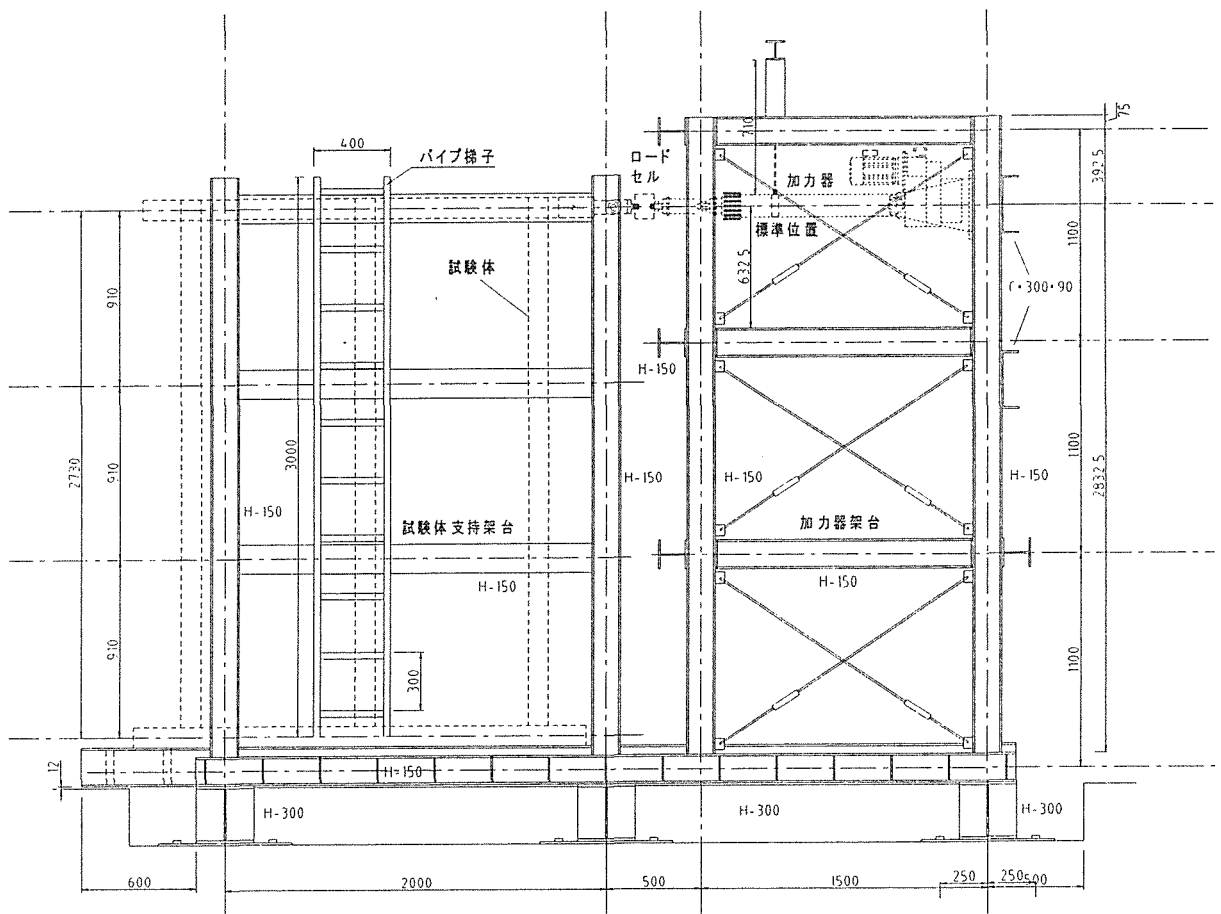


図2 土壁試験装置

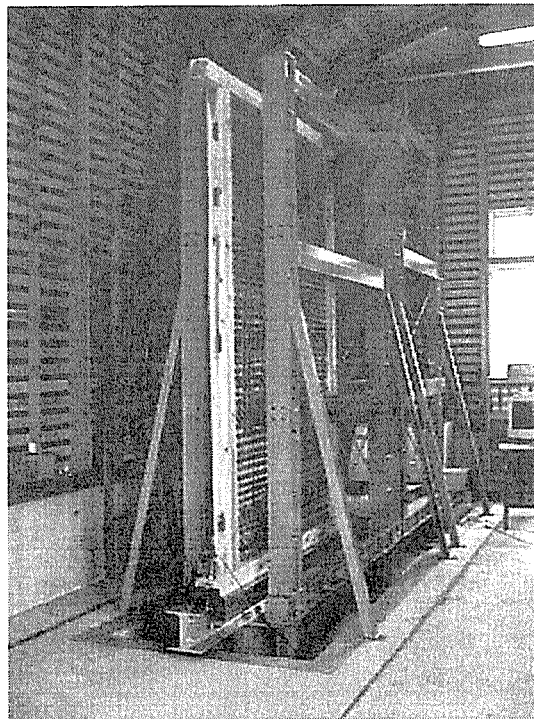


写真1 土壁試験装置

## (2) 加力装置

加力装置として、(株) コスミック工業製モートルシリンダ DGI4T-5JE を使用した。本器の基本仕様は、表 1 に示す通りである。また、概略形状を図 3 に示す。

表 1 加力器基本仕様

形 式	モートルシリンダ DGI4T-5JE
推 力	4,000 kg
ストローク	500 mm
公称速度	0.5, 1, 2mm/sec 3 段切り替え
モーター	インバーターモータ FR-E520-0.4K 0.2 kW 4P
本体概算重量	135 kg
そ の 他	ピストンロッド回転防止機構付き ポジションエンコーダ内蔵 ストローク規制用 LS ユニット付き

本加力装置は、ストローク 500 mm、推力 4t の能力を持ち、シリンダの移動速度は、0.5 mm/s、1 mm/s、2 mm/s の 3 段切り替えとなっている。現在は、シリンダの変位制御は手動で操作盤に表示される変位によって行っているが、将来的には、パソコンによる自動制御システムを導入したいと考えている。

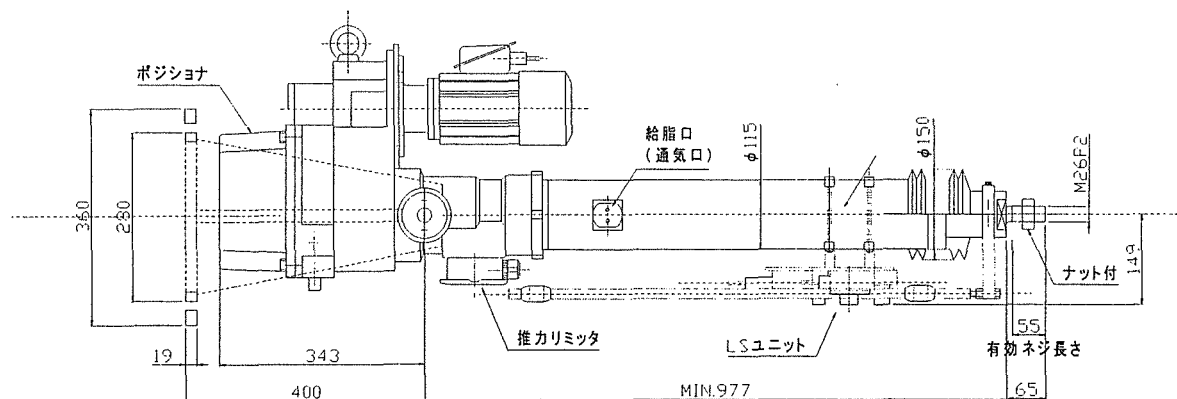


図 3 加力器形状

## 2.3 計測システム

### (1) 測定器

加力実験によって、試験体の復元力特性を知るためには、加力の大きさと試験体の変形

量を計測する必要がある。加力の大きさはロードセルを用い、また、変形は部材の変位より換算するものとして、いずれも、ひずみゲージ型変換器を用いて、計測するものとした。本実験を遂行するに当たって、用意した計測器は表2の通りである。

表2 測定器一覧

名称	形式	容量	台数
ロードセル	LUH-5TF	5,000 kg	1
変位計	DT-20D	20 mm	6
〃	DT-50A	50 mm	5
〃	DT-100A	100 mm	8
〃	DT-200AM5	200 mm	2
〃	DTP-1MDS	1,000 mm	2

## (2) データ収集システム

加力実験におけるデータ収集を効率的に行うために、パソコンを用いた自動データ収集システムを構築することは、本実験を実施するに当たり、不可欠の要素であった。そこで、全ての計測量を表2に示したひずみゲージ型変換器を使用して計測し、そのひずみ量から換算するものとした。

ひずみゲージ型変換器を使用して計測を行うには、ひずみ計と呼ばれる専用増幅器を必要とするが、これをパソコンによって制御するための最も手軽な方法は、ひずみ増幅器と制御機能をパソコンの拡張ボードとして一体化したものを採用することであり、(株)共和電業製ひずみ計測ボード PCD-100A/120A を使用した。本器は、1枚のボードで4個の

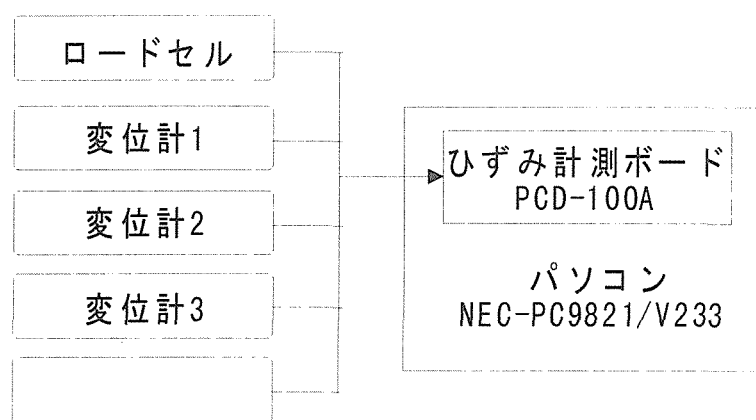


図4 測定システム

ひずみゲージ型変換器を直接接続して使用することが可能であり、さらに拡張ボックスを使用すれば、1台のパソコンに最大8枚までのボードを接続することができ、合計32点の同時測定が可能である。計測システムは図4に示す通りであり、現在のシステムには3枚のひずみ計測ボードが実装されているので、12点の同時測定が可能である。

### (3) データ収集プログラム

本実験を開始するに当たり、前述の計測システムを制御するための適当なソフトウェアを入手することができなかつたので、改めて、データ収集プログラムを作成することとした。使用したひずみ計測ボードは NEC-PC98 系のパソコンに対する専用ボードであり、MS-DOS で制御するためのハンドラルーチンが用意されているので、これを用いて、DOS アプリケーションとして C によってデータ収集プログラムを作成した。図5は、その実行例であるが、制御は全てファンクションキーによって行い、自動計測の場合、測定条件を記述したファイルを指定し、サンプリング間隔を指定するのみで、計測終了まで、特別な操作を一切必要としないようにしている。本プログラムの特徴は以下の通りである。

- ・ひずみ計測ボード4枚までに対応し、16成分の計測を行う。
- ・測定モードとして、シングルおよびリピート（サンプリング時間間隔は、0.1s～2s）に対応しており、最大32,767回の測定が可能である。
- ・ひずみ計測ボードの設定常数や測定条件を記述したファイルを用意しておき、そのファ

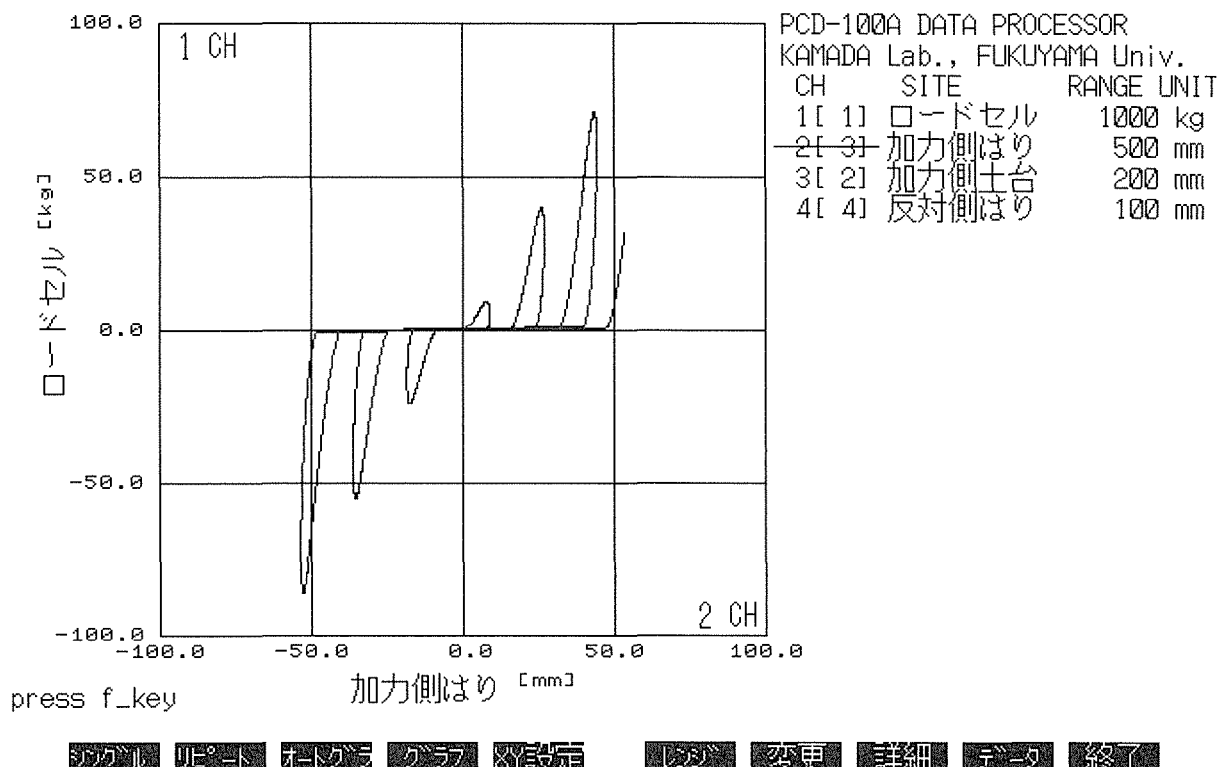


図5 データ収集プログラム

イルを読み込んで、直ちに計測状態に入ることができる。

- ・加力状態と変位出力について常時監視することができる。
- ・任意の成分について、常時、グラフ表示によるモニターが可能である。
- ・測定量に応じて、自動的に最適測定レンジに設定される。
- ・測定結果は通常テキストファイルとして保存するので、解析処理に Windows アプリケーションを使用することができる。

#### (4) データ表示プログラム

データ収集プログラムは、測定結果をテキストファイルとして保存するので、例えば EXCEL のような Windows のアプリケーションを用いて、自由に加工することができる。しかしながら、測定結果としての 1 次データから換算データを求め、さらにそれをグラフ化するとといった一連の作業を考えると、きわめて手間のかかるものであり、面倒である。そこで、汎用的に、通常テキストファイルとして保存された数値データをグラフ化するプログラムを Windows アプリケーションとして作成した。数値データを表すテキストファイルは、次のように記述するものとする。

1CH,	2CH,	3CH,	4CH,	5CH,	6CH,	7CH
lc, kacol(up),	kacol(dw),	kasil,	hansil,	hancol(up),	hancol(dw)	
LUH-5TF-1,DTP-1MDS-1,	DT-50A-5,	DT-20D-4,	DT-20D-3,	DTP-1MDS-2,	DT-50A-4	
kg,	mm,	mm,	mm,	mm,	mm,	mm
0.00,	4.21,	-0.24,	-0.00,	-0.01,	4.01,	-0.31
1.50,	3.57,	-0.20,	-0.00,	-0.01,	3.41,	-0.27
2.50,	2.84,	-0.15,	-0.00,	-0.01,	2.59,	-0.23
3.25,	1.86,	-0.11,	-0.00,	-0.00,	2.00,	-0.18
5.00,	1.14,	-0.07,	-0.00,	-0.00,	1.30,	-0.15
5.75,	0.14,	-0.02,	-0.00,	-0.00,	0.28,	-0.09
6.50,	-0.60,	0.04,	-0.00,	-0.01,	-0.76,	-0.06
8.25,	-1.22,	0.08,	-0.00,	-0.01,	-1.54,	-0.02
9.25,	-2.34,	0.14,	-0.00,	-0.01,	-2.61,	0.03
10.25,	-3.26,	0.20,	0.00,	-0.01,	-3.55,	0.08

すなわち、始めの 4 行は、注釈として用いるもので、1～4 行はチャンネル番号、計測点名称、測定器名称、測定単位を表し、チャンネルごとに、’ ’ で区切って示す。計測点名称と測定単位は、グラフに表示されるがその他は単なる注釈である。5 行目以降には、各チャンネルの測定値を示す数値データを’ ’ で区切って示す。(3) のデータ収集プログラムの測定データは、この形式のデータファイルとして保存される。このような形式のフ



ファイルは CSV ファイルと呼ばれ、EXCEL などの表計算ソフトに読み込んで処理することができるので、データ変換などを行った後、改めて、CSV ファイルとして保存すれば、このプログラムでグラフを描くことができる。

本プログラムの実行画面を図 6 に示すが、データファイルを指定すれば、デフォルトで、1 チャンネルのデータを縦軸に、2 チャンネルのデータを横軸に取って表示し、さらに、その他のチャンネルを追加して、同時に 1 枚のグラフとして表示できる。本プログラムの特別な機能として、

- ・ 共通座標（加力試験では一般に加力の大きさが取られる）を縦軸および横軸のいずれにも設定できる。
- ・ 任意のチャンネルについて符号を反転させることができる。
- ・ 任意のデータ範囲について表示できるだけでなく、履歴特性の 1 ループごとに表示することができる。

図 6 は、土塗り壁の下半分を板張り補強した試験体の加力と柱頭変位の関係を表すものである。加力は変位制御で毎秒 1mm の速度で、1cm、2cm、3cm、...と 1cm ごとに正負繰り返し変位を増加し、1 秒ごとに計測した。逆 S 字原点对称型の復元力特性を示しており、良好な測定結果を得ることができた。柱頭変位 3cm 付近で乱れが見られるのは、試験体の柱はほぞで土台に差し込まれているが、柱頭の移動によって、ほぞが抜け出そうとし、

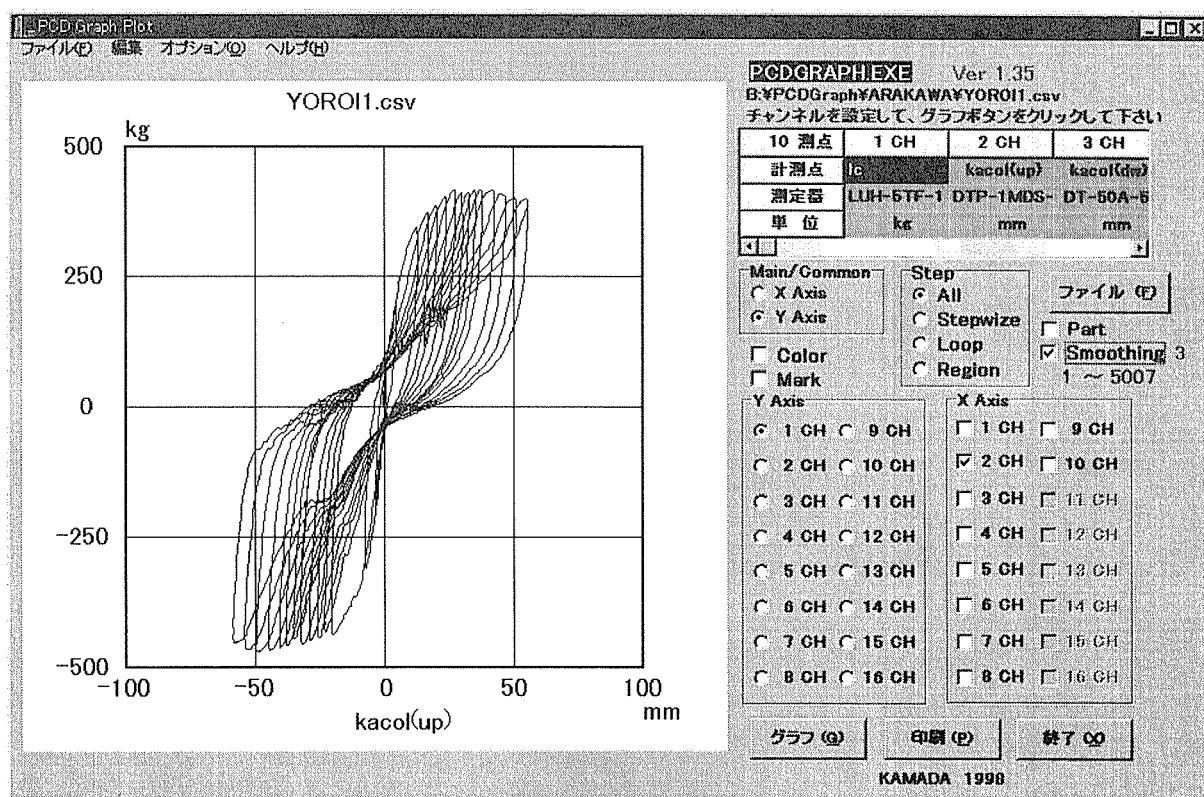


図 6 グラフ表示プログラム

その際に生じるほぞのずれによるものである。柱頭変位 7cm 程度で、ほぞは著しく抜け出し、最大耐力は、加力器からみて押し側で 419kg、引き側で 468kg であった。これ以上加力を続けても耐力は増加せず、壁体、板張りのいずれも顕著な損傷は認められず、単に、壁全体が剛体的に回転し、ほぞが抜けて行くだけであった。そこで、加力を中止し、改めて、柱とはりおよび土台の交差部をかすがい各 2 本で固定し、再度加力した。

図 7 および図 8 は、柱頭部と柱脚部の変位の差から求めた柱の回転角と加力の関係を表しており、図 7 は図 6 に対応するものであり、回転角で 1/50 程度の最大変形であった。図 8 は、かすがいでほぞの抜け出しを防止した場合であるが、すでに 1 回目の加力で剛性が低下しているので、かすがいで補強しても、ほぞの抜け出しに対してあまり効果はなく、耐力的には、押し側で 344kg、引き側で 393kg にしかならなかった。

結局、試験体の耐力としては、土壁そのものの剛体的な挙動が卓越し、水平加力に対して、壁の回転を生じることになり、この回転を阻止するような枠組みでなければ壁そのものの耐力が発揮できないことが判明した。すなわち、土壁では、柱とはりおよび土台が緊結されることが必要であり、ホールダウン金物の使用が重要であることが指摘できる。

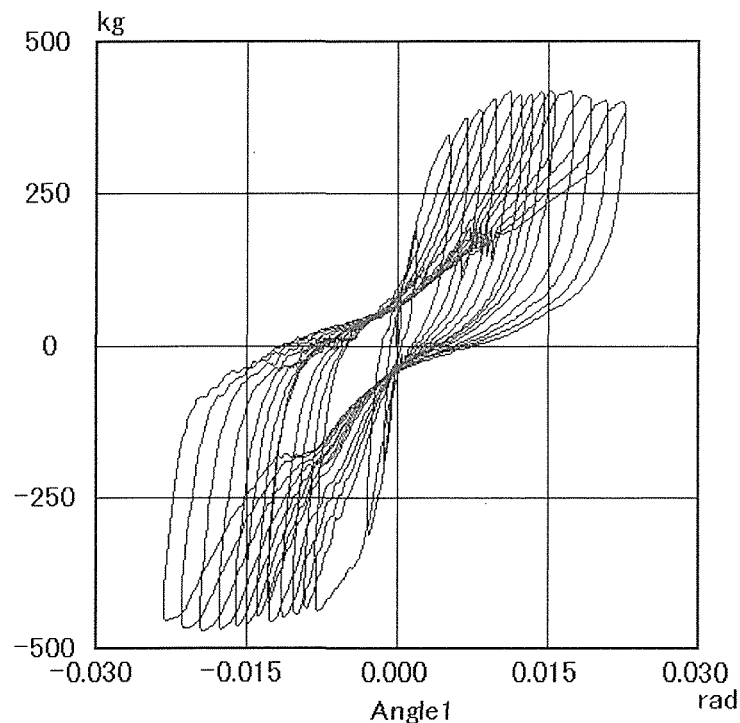


図 7 1/2 板張り補強壁

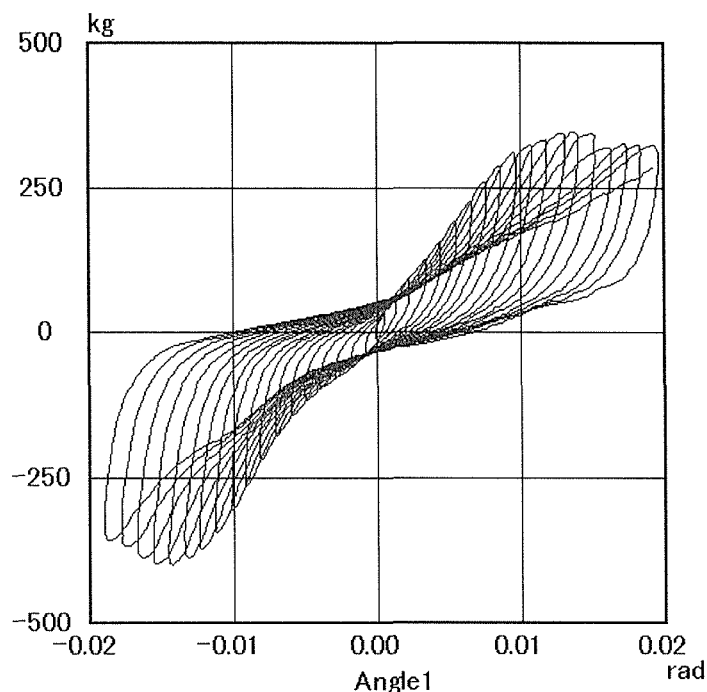


図 8 1/2 板張り補強壁（かすがい使用）

### 3 まとめ

土塗り壁の外装材による補強効果に関する実験として、標準的な 2P 試験体の下半分を杉板材で覆ったいわゆる鎧壁について、加力実験を実施し、実験装置やデータ収集システムおよびデータ解析手法について検討した。

データ収集プログラムは、初期設定の後、リピート測定で自動的に実行されるため、途中での操作は、モニターグラフを表示するためにスケーリングを行う程度であった。これも自動的に再スケーリングを行うようにすることによって、完全な自動データ収集システムにすることができる。しかし、ここで新たに開発したデータ収集プログラムは、機能面において、極めて優れたものと自負しているが、PC-98 系のパソコンの DOS アプリケーションであるため、その他のパソコンでは作動せず、また、Windows にも対応させることが不可能であることが残念である。ただし、ひずみゲージ型変換器については、メーカーを問わず接続可能である。

加力器の性能は、通常の壁であれば問題ないと思われるが、木ずり下地や木舞い下地のみの場合のように、大変形が予想されるような場合には、加力器のストロークが 500mm であることが、不十分であることも考えられる、このような場合、正負加力ではなく、片振り試験に留めざるを得ないであろう。

加力変形曲線は、加力中にデータ収集システムのモニターグラフを通して知ることがで

き、また、試験後は、データファイルからデータ表示プログラムを用いて表すことができる。このデータ表示プログラムは、CSV ファイルとして保存されたデータファイルに対応しているので、あらゆるデータの表示にも共通的に使用することができる。

杉板材で土塗り壁の下半分を補強した壁の実験では、土壁の剛性が極めて高く、水平加力に対して、壁全体が剛体的に回転しようとし、そのために、柱脚部のほぞの抜け出しが生じる。今回の実験では、単にほぞは釘打ちしただけであったため、1cm 以上のほぞの抜け出しが生じ、壁自身として十分な耐力を出すことはできなかった。また、単に、かすがいを用いた程度では、このほぞの抜け出しに対して殆ど効果はなく、ホールダウン金物などを使用して、柱とはりおよび土台を十分緊結することが重要であることが分かった。現実には、柱は上階の荷重を支えており、ほぞの抜け出しをある程度阻止していると考えられるが、今度は、ほぞの折損が生じることになりかねず、これらの点を考慮した試験法を検討する必要があると思われる。

## 資 料

### 木造軸組構法住宅の耐震改修指針 目次案

#### 第1章 阪神淡路大震災の教訓

写真と図を元になるべく沢山の事例を示す。

建物を類型化して、その被害状況と原因、対策をまとめる。

工法 伝統工法、在来軸組工法

規模別 狭小間口・町屋、比較的規模の大きな住宅、共同住宅等

#### 第2章 耐震診断

調査ポイントを上記類型別に記述、重点付けをし、短時間に効率的に調査できる方法を提案。新築住宅の評価内容と中古住宅に特有の評価内容（年数経過による劣化、過去に特有な仕様等）に区別しながら、以下、類型（想定建物）別に説明を行う。

##### 1 耐震診断の概要

###### 1. 1 資料の収集

住手（発注者）に対する問診、図面等と建物類型による対策傾向で評価、補強計画の第一段階が立てられるようにする。

##### 2 現地調査シート

2人組で半日（図面がある場合2～3時間）で終了が目安

###### 2. 1 現地調査による平面図（構面毎の展開図）の収集と内外装材と屋根の仕様の確認

###### 2. 2 目視による調査

###### 2. 3 床下調査

土台周りの腐朽蟻害・筋かいの有無・内外壁の構成材料・アンカーボルトの位置・ラスとタッカーの錆具合とピッチ及び防水紙の状態など・基礎の構造・基礎換気口周りのひび割れの有無

\*基礎調査、地盤調査を追加する。

石積み基礎の場合の補強方法の方針については、検討必要

###### 2. 4 天井調査

床梁や小屋梁の端部の緊結・材の腐朽蟻害の有無・雲筋かい等の有無・2階床や屋根の下地（合板か小幅板か、畳をめくって釘を確認）、火打ちの有無と位置、羽子板等の金物の有無

###### 2. 5 外壁モルタルの耐震診断（土台と柱を含む部位の試験）

土台周りの腐朽蟻害・筋かいの有無・内外壁の構成材料・アンカーボルトの位置・ラスとタッカーの錆具合とピッチ及び防水紙の状態など

- 2. 6 土壁伝統工法の耐震診断
- 2. 7 常時微動による剛性の直接評価
- 2. 8 腐朽蟻害の定量的評価法
  - \*水分がどこから供給されているかが調査ポイント

### 3 荷重詳細算定シート

- 3. 1 建物を一体として診断するか、複数に分割して診断するかを決める。
- 3. 2 平面形状からゾーニングの決定
- 3. 3 1階と2階の面積と形態と仕様より決定したA2を乗じた2階の荷重表を用いる。
- 3. 4 各ゾーンの1階と2階の面積と仕様を表にまとめ、各ゾーンの負担重量を割り出す。

### 4 耐力算定シート

上記荷重をふまえた、適正な耐力を評価する。

- 4. 1 外壁と内壁の仕様と開口形状により1/120rad、時の耐力を算定する。
  - 各種壁（外壁、土壁、内壁、開口壁等）について類型化して、壁倍率等についてまとめておく。

### 5 耐震性能評価シート

- 5. 1 表計算により各構面間の移行せん断力を算出する。
- 5. 2 下屋の検定
- 5. 3 バランス指標による耐力低減
- 5. 4 各ゾーンの耐力要素に部材の腐朽・蟻害による耐力の低減
- 5. 5 各ゾーンのせん断力係数の算出

### 6 判定

応答計算による想定震度と被害の関係から耐震性能を判定

\*判定イメージ・・・構面の\*\*の部位が一番余裕率が低く、\*\*である。

## 第3章 耐震補強

### 1 耐震補強計画

#### 1. 1 耐力不足部位に応じた耐震補強手法

耐震性能評価シート及び判定から耐震性能を効率よく向上させるための方法を耐力不足部位を部位別、不足量別に類型化して、各手法に対して図面、壁倍率換算値、コスト等を導く。

方法としては

建物重量の軽減、耐力の増加、バランスの改善など

\*リフォームと合わせて付加価値を上げるための耐震補強手法を提案する。

例)

室内からの合板による壁補強

天井裏からの床剛性補強（ブレース等）、下屋構面補強

吹き抜け補強（ブレース等）

室内から行う柱脚（隅柱）補強

基礎補強（布、束立て基礎 → ベタ基礎）等

#### 1. 2 建物の類型化と補強計画

上記類型別に補強計画を提案

#### 2 補強工事シート

図面等を実建物との取り合いを含めて（基礎を含む）各種方法について整備する。

袖壁補強、アーチ補強、方杖補強、鉄骨補強、

建具補強（ふすま、面格子、ガラス耐震壁等）

その他木質ラーメンや開口補強の方法等についても合わせて図面を整備する。

### 第4章 診断事例

上記内容をふまえ、コストも含めて診断から補強までの事例を示す。

コストは、算入範囲を明確にしておく。

\*補強後の耐震性能評価シートと判定結果

補強後の耐震性能を評価し、補強前後の向上レベルを明確にしたものを事例紹介する。