

第9章 損傷限界、安全限界の実態値に関する検討

9.1 軸組構法の安全限界に関する検討

9.1.1 はじめに

軸組構法住宅の安全限界の検討にあたり、構面実験、並びに実大引き倒し実験を実施した。これまで詳細に実験、並びに考察しており、本年度は最終年度として概要を記すこととする。

9.1.2 構面試験体の大変形水平加力実験

9.1.2.1 試験体概要

軸組寸法は幅 910mm、高さ 2850mm とした。試験体は柱、梁、土台からなる軸組のみの試験体 F、試験体 F に筋かいをたすき掛けした試験体 B2、試験体 B2 に石膏ボードを両面張りした試験体 B2-G2、試験体 F に構造用合板を取り付けた試験体 P の 4 種類に対し、接合部仕様を 2 種類（建築基準法を満たすか否か）、積載荷重を 3 種類（35.22、9.95、0kN）設定した。試験体は試験体 F を 4 体、B2・B2-G2・P を 5 体ずつに分類した 19 体である。以下、表 9.1-1 に試験体一覧を示す。

表 9.1-1 試験体一覧

No.	試験体記号	壁種類	主耐力要素	その他耐力要素		積載荷重 [kN]	接合部
				外壁	内壁		
1	F	軸組のみ	無	無	無	35.22	○
2						9.95	○
3						0	×
4						0	○
5	B2	全壁	筋かい 45× 90 たすき掛け (4.0)	無	無	35.22	○
6						9.95	×
7						0	○
8						35.22	×
9						9.95	×
10	B2-G2	全壁	石膏ボード (0.9)	石膏ボード (0.9)	石膏ボード (0.9)	35.22	○
11						9.95	×
12						0	○
13						0	×
14	P	全壁	構造用合板 (2.5)	無	無	35.22	○
15						9.95	×
16						0	○
17						9.95	×
18						0	○
19							

※ 接合部○は基準法を満たす仕様で、15kN と 35kN 用ホールダウンを使用している。

接合部×は基準法を満たさない仕様で、CP-T 同等品を使用している。

9.1.2.2 加力方法

試験体の設置方法は、三分力計を取り付けた試験体固定フレームを反力床に固定し、試験体の

土台をアンカーボルト M16 で固定フレームに緊結した。また、面外への変形を抑制するために、振れ止め柱に面外拘束用の木材を固定し、梁材に取り付けたローラーと接するように設置した。

加力方法は、大変形領域までの加力を可能にするために、試験体とアクチュエータの間にクレビスを支点に面内回転する加力用柱を設け、アクチュエータの先端を固定した。そして、加力柱の頂部にスライド支承を介してロードセルの一端を固定し、もう一端を専用治具により梁端部に固定することで加力を実施した。実験において、荷重及び変位の正負は引き加力時を正、押し加力時を負とし、見かけのせん断変形角で変位制御を行った。加力スケジュールは 1/30rad、1/15rad を目標変形角として正負交番に 1 サイクル加力を実施した後、試験体が水平抵抗力を失うか、スライド支承の可動域限界に達するまで加力することとした。加力スケジュールを表 9.1-2、加力したサイクルを表 9.1-3、加力装置図を図 9.1-1、1/2rad 変形時イメージ図を図 9.1-2、加力装置詳細図を図 9.1-3 に示す。

表 9.1-2 加力スケジュール

目標層間変形角[rad]	1/30	1/15
目標変形量[mm]	95	190

表 9.1-3 加力したサイクル

No.	試験体記号	目標変形角[rad]				引ききり [rad]
		1/30		1/15		
		引き	押し	引き	押し	
1	F	○	○	○	○	1/2.8
2		○	○	○	○	1/2.6
3		○	○	○	○	1/2.4
4		○	-	○	-	1/2.9
5	B2	○	○	○	○	1/3.1
6		○	○	○	1/26.8	1/9.5
7		○	○	○	○	1/2.8
8		○	○	○	1/20.1	1/11.8
9		○	○	○	○	1/3.0
10	B2-G2	○	○	○	○	1/3.3
11		○	○	○	1/20.1	1/11.8
12		○	○	○	○	1/2.7
13		○	○	○	1/23.8	1/10.1
14		○	○	○	○	1/2.7
15	P	○	○	○	○	1/3.2
16		○	○	○	○	1/3.4
17		○	○	○	○	1/2.5
18		○	○	○	○	1/5.7
19		○	○	○	○	1/2.5

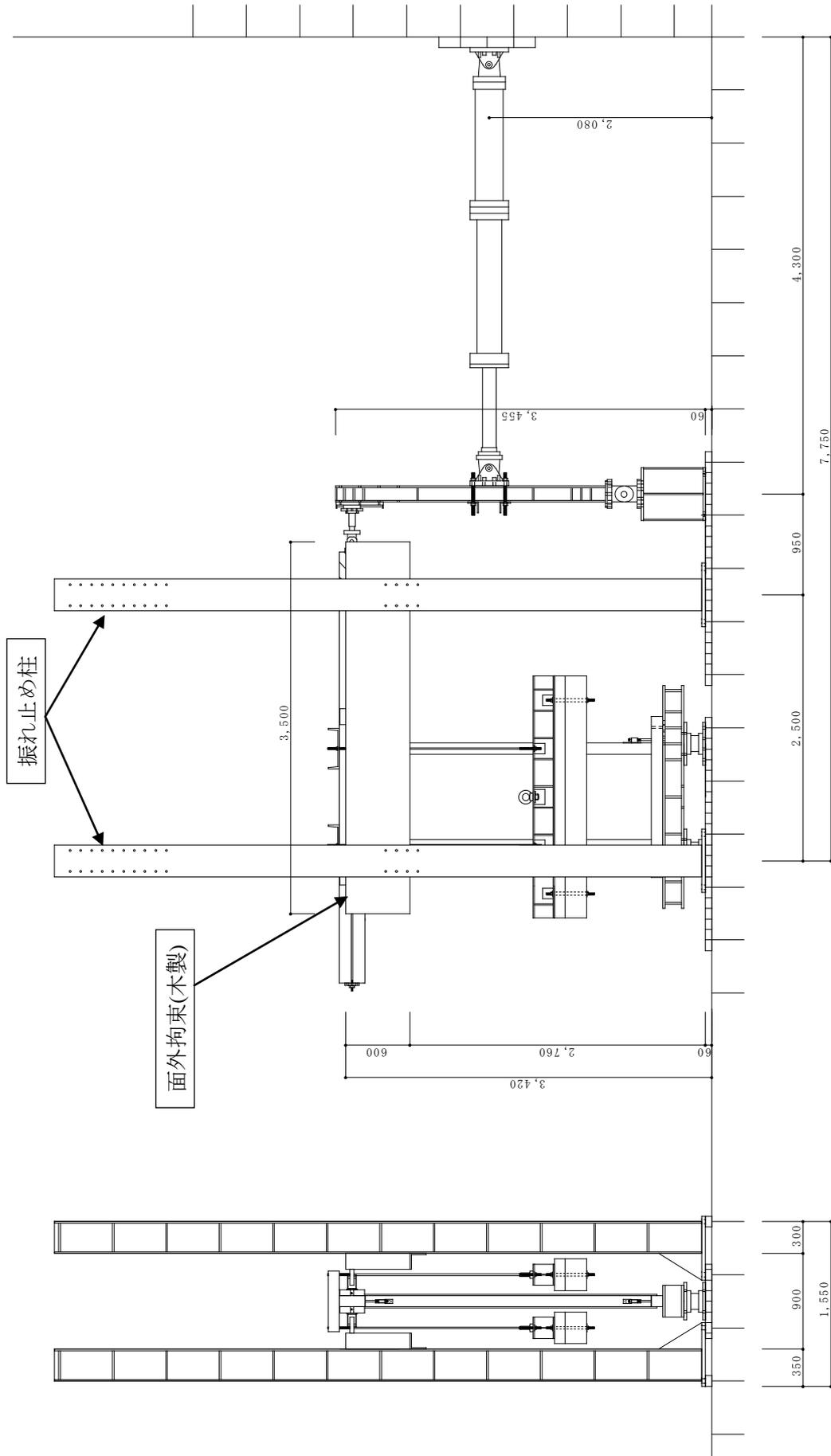


图 9.1-1 加力装置图

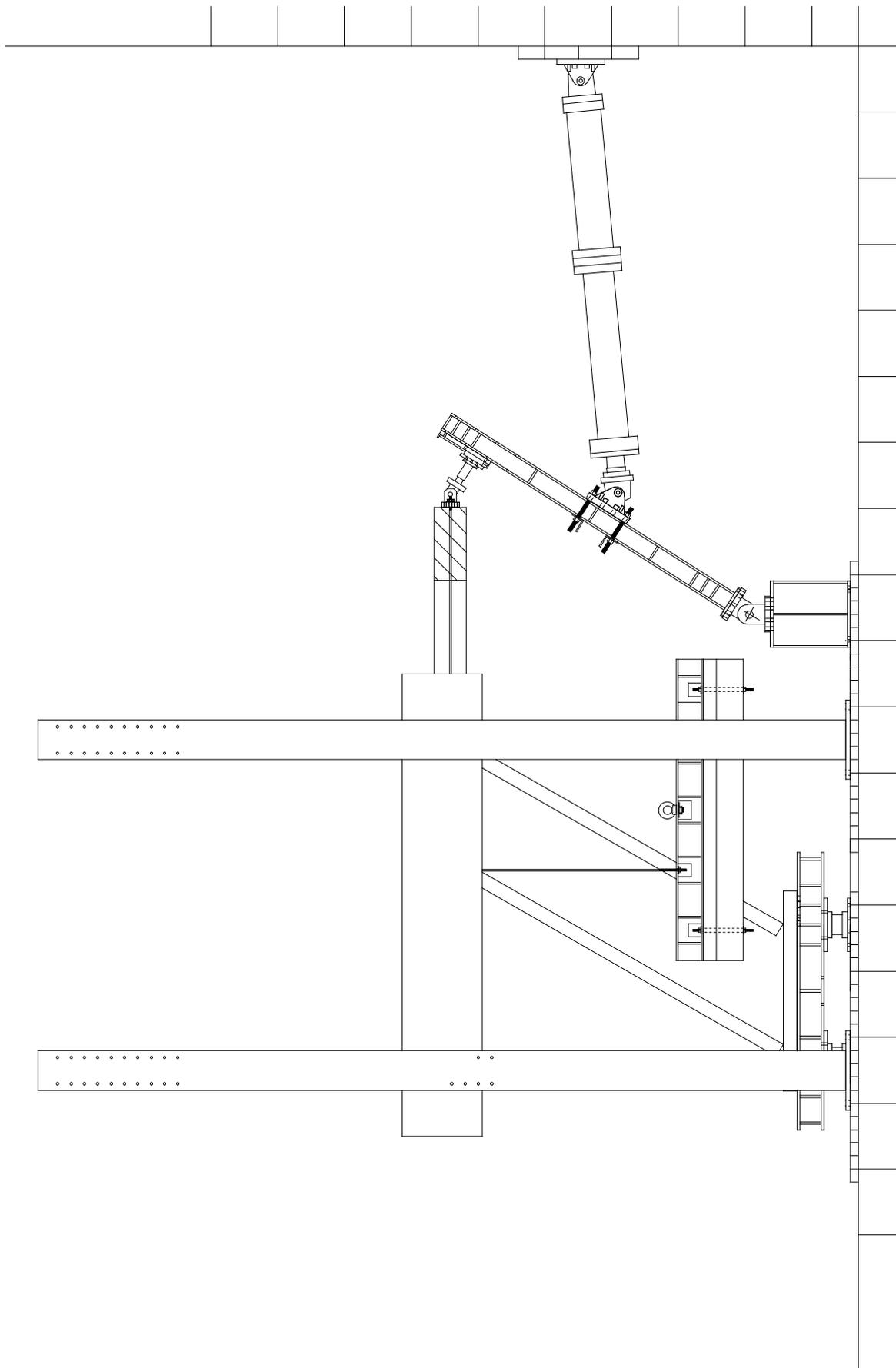


図 9.1-2 1/2[rad]変形時イメージ図

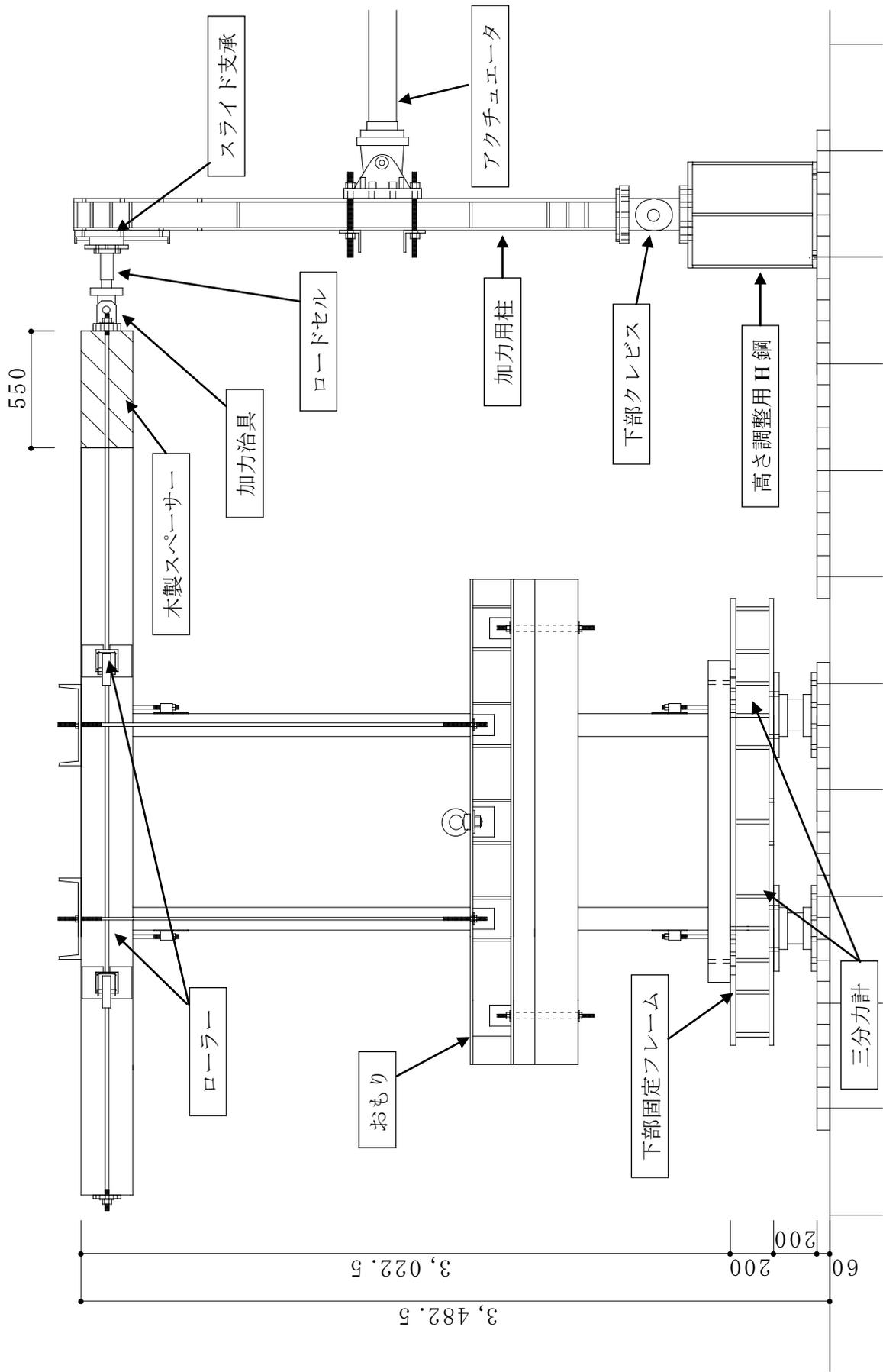


図 9.1-3 加力装置詳細図

9.1.2.3 荷重変形関係の比較

(1) 三分力計による荷重変形関係の比較

三分力計による荷重変形関係の比較を図 9.1-4～9.1-22 に示す。接合部を保有耐力接合している場合、筋かいや面材耐力壁を有する試験体は、0.1rad を超える変形域で、軸組試験体の荷重変形関係に一致した。これは変形が進むことで、面材の剥がれや筋かいの座屈等の破壊により、大変形域での耐力要素がほぼ軸組のみになるからである。また、積載荷重が大きいほど倒壊限界変形角は小さくなった。ここで、倒壊限界変形角とは水平抵抗力が失われた際の層間変形角とする。保有耐力接合していない場合、筋かい及び筋かい+石膏ボード試験体はすべてロッキングし、積載荷重が大きいほど水平抵抗力が大きくなった。合板試験体において、保有耐力接合していない仕様のうち、No. 18 は接合部が破壊したが、No. 16 は破壊しなかった。これは柱と横架材に合板を釘打することで接合部の浮き上がりが拘束されてロッキングが起こりにくいことに加え、No. 16 は No. 18 より積載荷重が大きく、柱脚の浮き上がりが抑制されたためである。

1) 積載荷重別荷重変形関係

① 軸組試験体

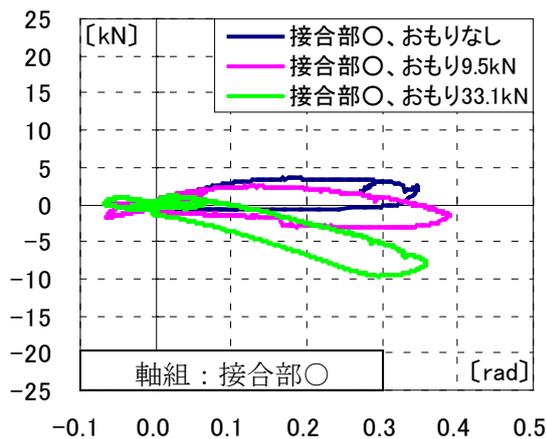


図 9.1-4 積載荷重別

② 筋かい試験体

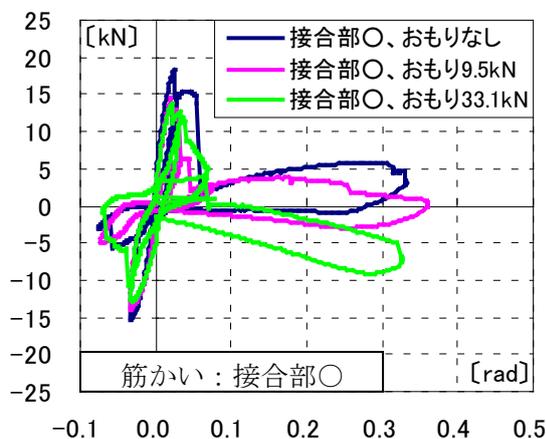


図 9.1-5 積載荷重別

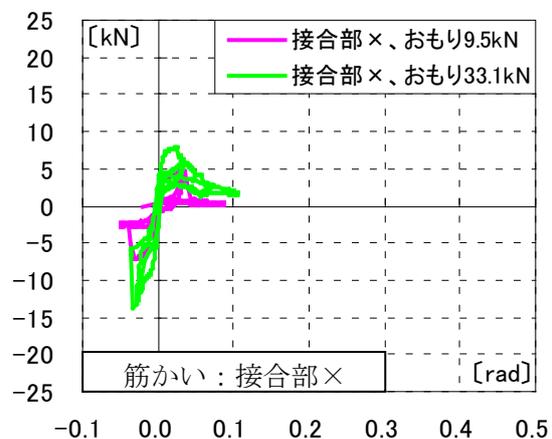


図 9.1-6 積載荷重別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

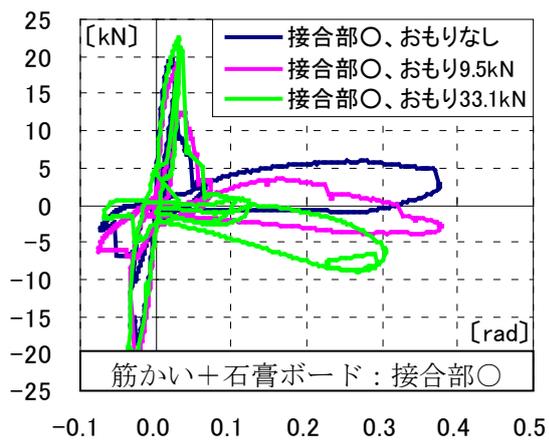


図 9.1-7 積載荷重別

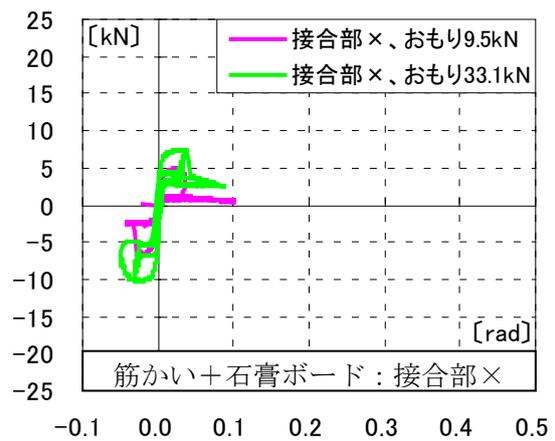


図 9.1-8 積載荷重別

④ 構造用合板試験体

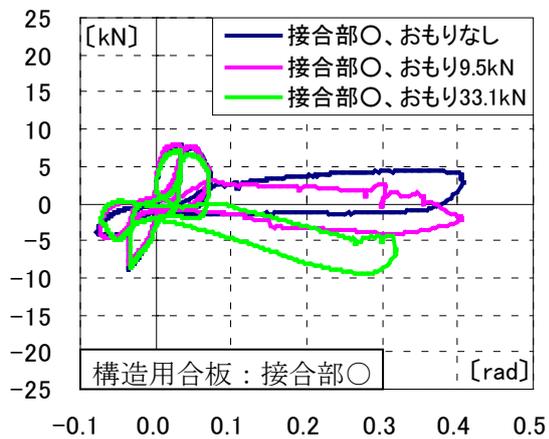


図 9.1-9 積載荷重別

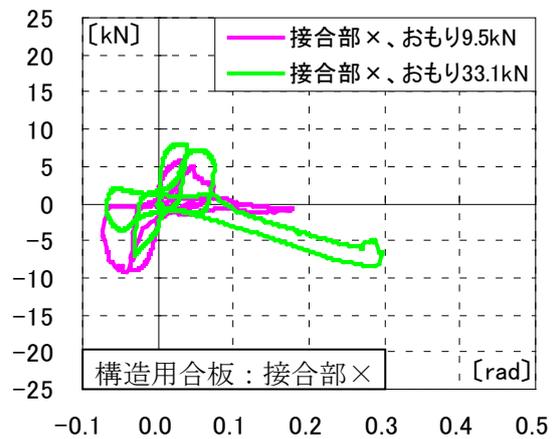


図 9.1-10 積載荷重別

2) 接合部仕様別荷重変形関係

① 軸組試験体

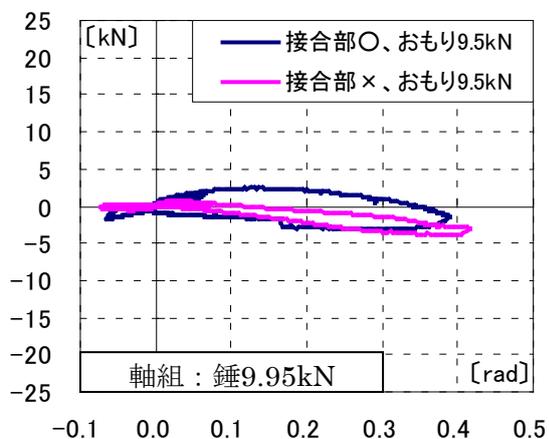


図 9.1-11 接合部仕様別

② 筋かい試験体

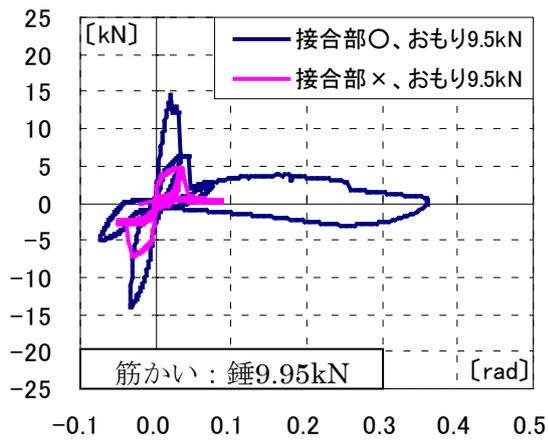


図 9.1-12 接合部仕様別

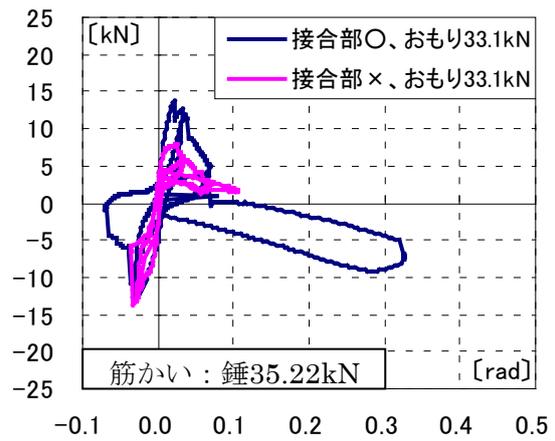


図 9.1-13 接合部仕様別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

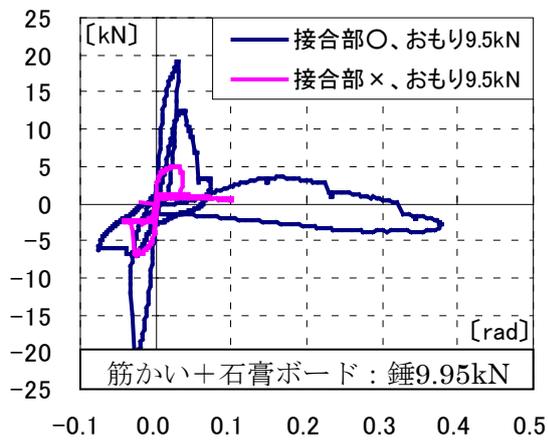


図 9.1-14 接合部仕様別

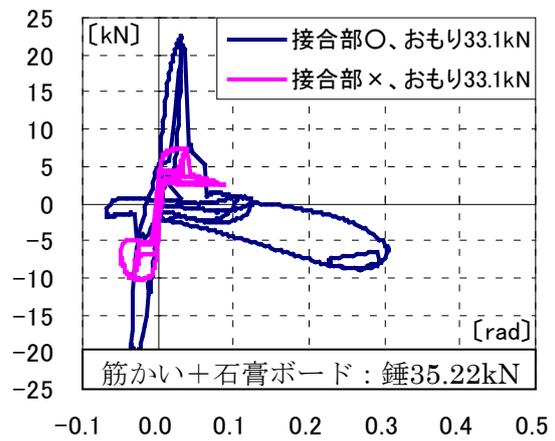


図 9.1-15 接合部仕様別

④ 構造用合板試験体

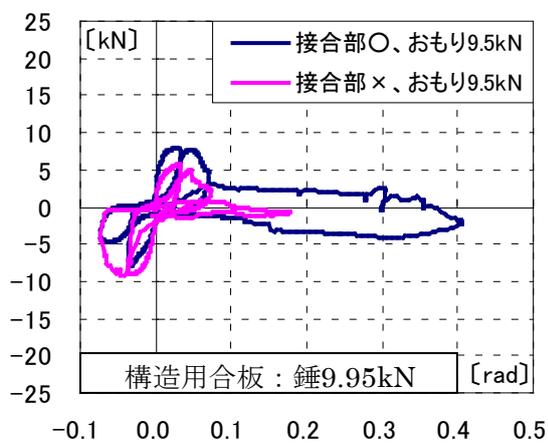


図 9.1-16 接合部仕様別

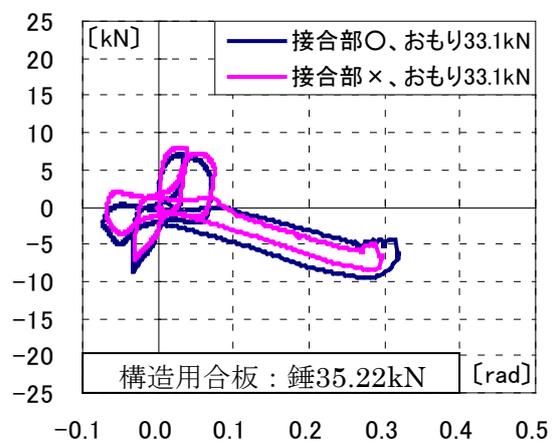


図 9.1-17 接合部仕様別

3) 耐力要素別荷重変形関係

① 接合部○、積載荷重なし

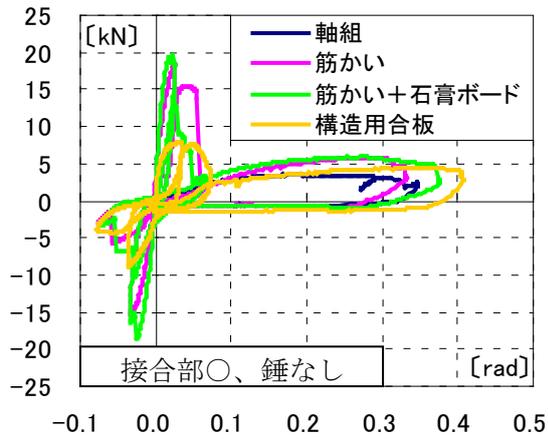


図 9.1-18 耐力要素別

② 接合部○、積載荷重 9.95kN

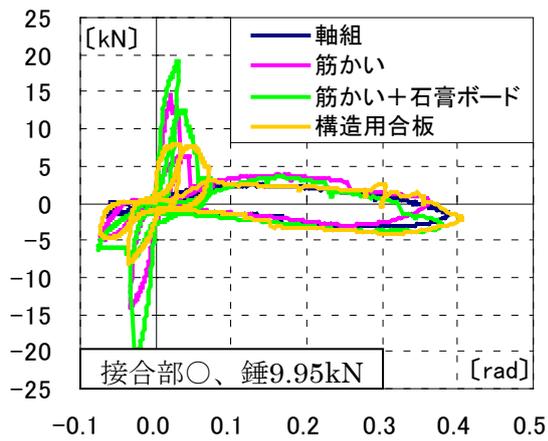


図 9.1-19 耐力要素別

③ 接合部×、積載荷重 9.95kN

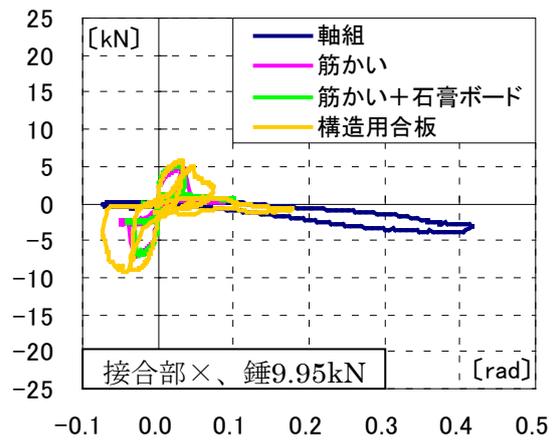


図 9.1-20 耐力要素別

④ 接合部○、積載荷重 35.22kN

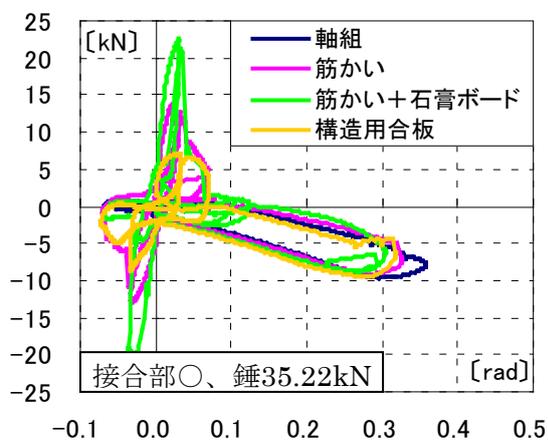


図 9.1-21 耐力要素別

⑤ 接合部×、積載荷重 35.22kN

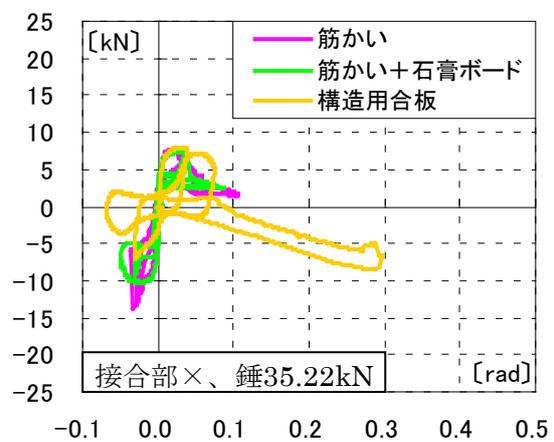


図 9.1-22 耐力要素別

(2) ひずみ計測による荷重変形関係の比較

ひずみ測定による荷重変形関係を図 9.1-23～9.1-41 に示す。ひずみ測定に $P\Delta$ 効果は含まれないため、接合部を保有耐力接合している場合、荷重変形関係に積載荷重は影響しないことが確認された。また、保有耐力接合しない場合、筋かいを有する試験体は全てロッキングし、積載荷重が大きいほど水平抵抗力が大きくなることが確認された。

1) 積載荷重別荷重変形関係

① 軸組試験体

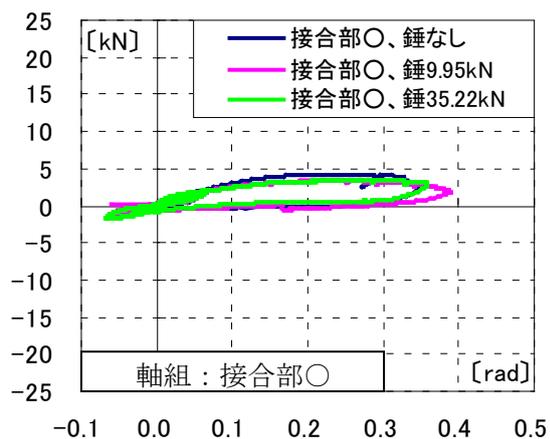


図 9.1-23 積載荷重別

② 筋かい試験体

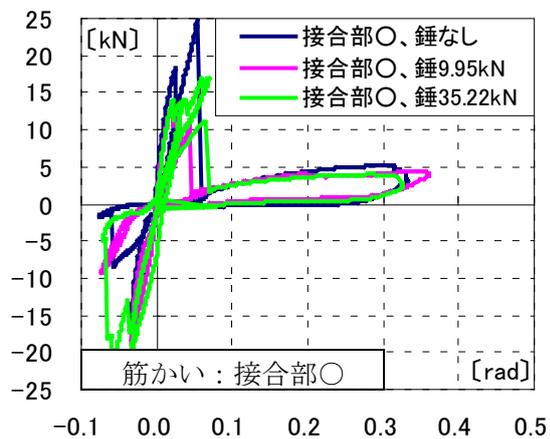


図 9.1-24 積載荷重別

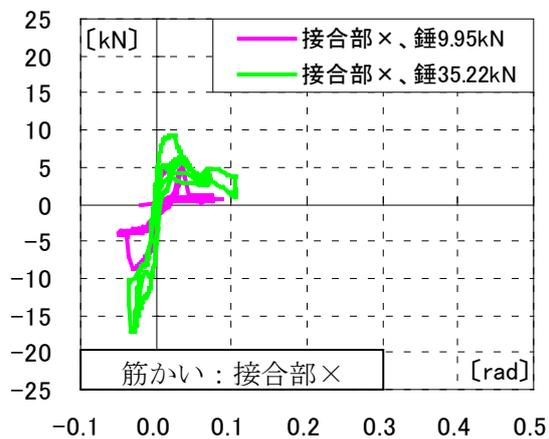


図 9.1-25 積載荷重別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

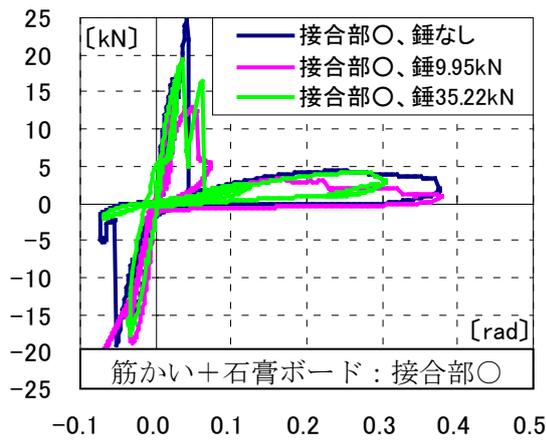


図 9.1-26 積載荷重別

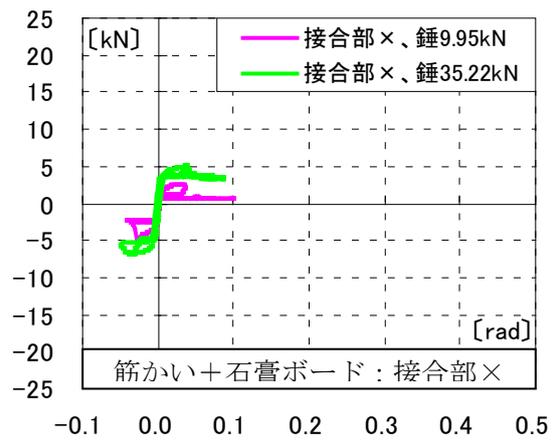


図 9.1-27 積載荷重別

④ 構造用合板試験体

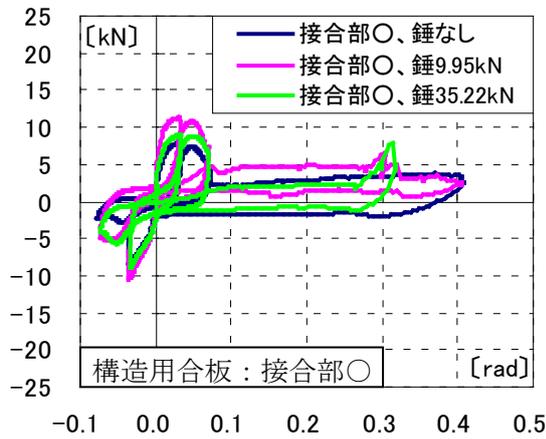


図 9.1-28 積載荷重別

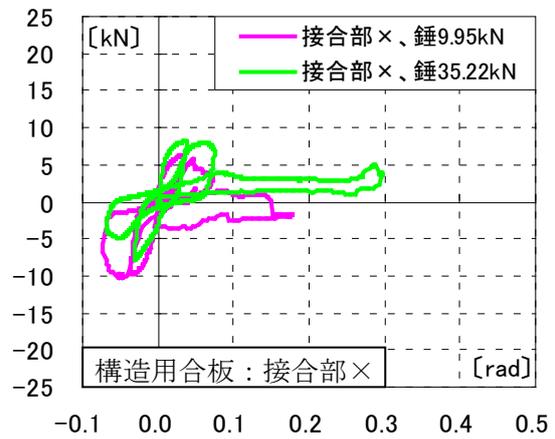


図 9.1-29 積載荷重別

2) 接合部仕様別荷重変形関係

① 軸組試験体

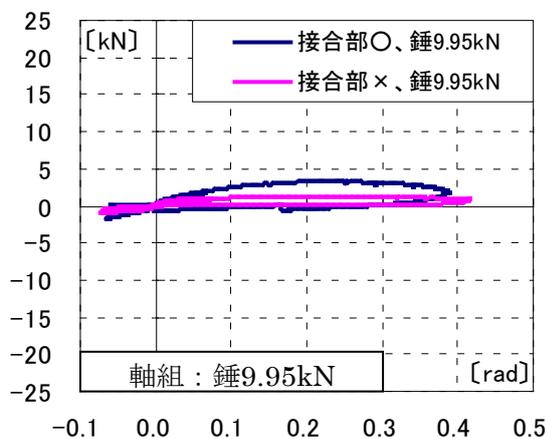


図 9.1-30 接合部仕様別

② 筋かい試験体

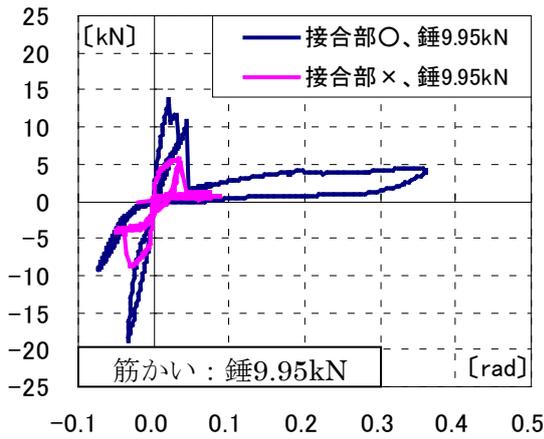


図 9.1-31 接合部仕様別

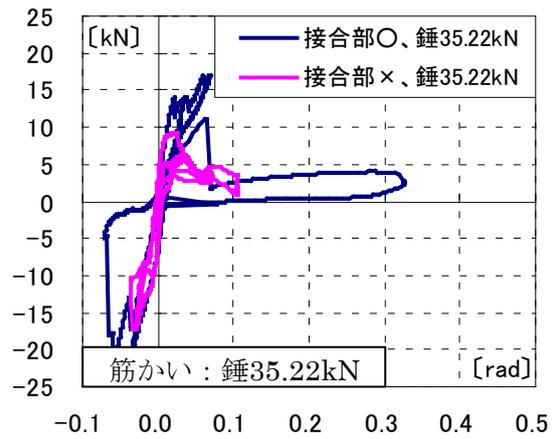


図 9.1-32 接合部仕様別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

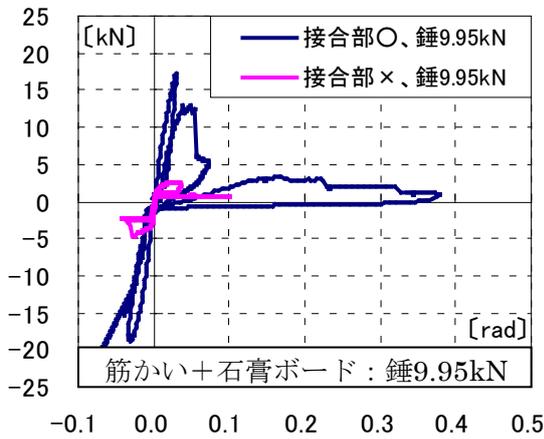


図 9.1-33 接合部仕様別

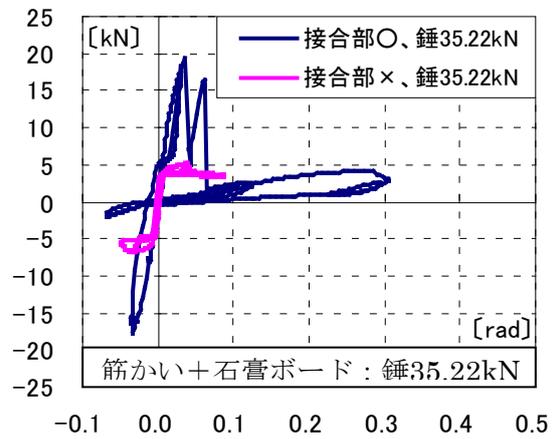


図 9.1-34 接合部仕様別

④ 構造用合板試験体

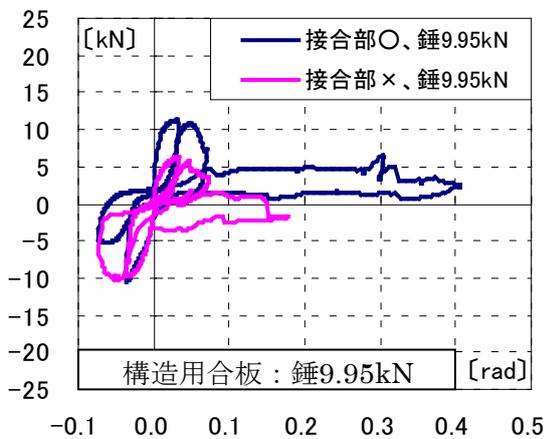


図 9.1-35 接合部仕様別

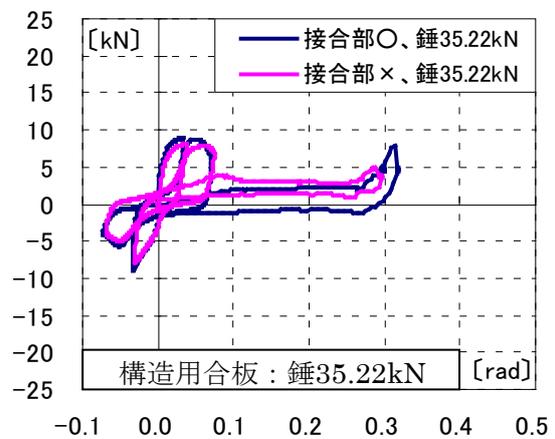


図 9.1-36 接合部仕様別

3) 耐力要素別荷重変形関係

① 接合部○、積載荷重なし

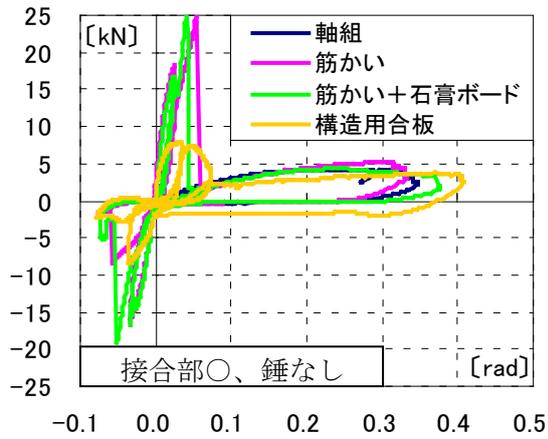


図 9.1-37 耐力要素別

② 接合部○、積載荷重 9.95kN

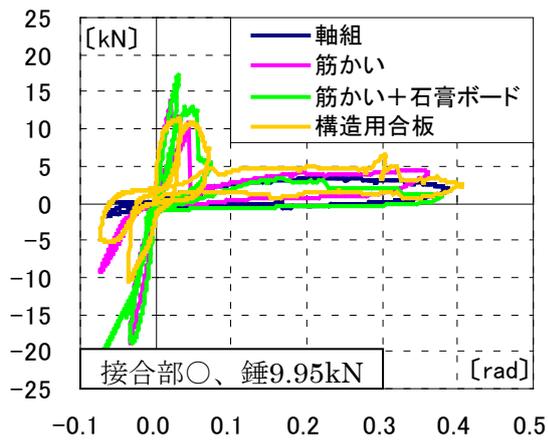


図 9.1-38 耐力要素別

③ 接合部×、積載荷重 9.95kN

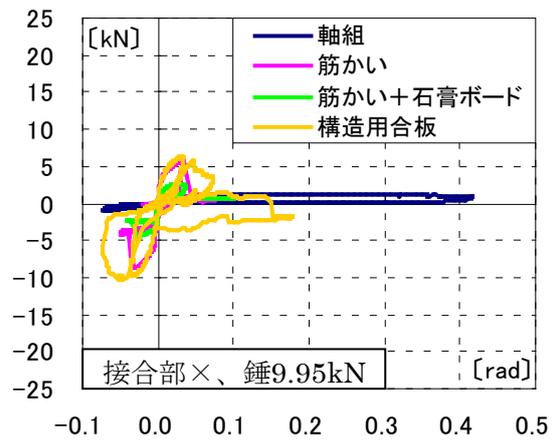


図 9.1-39 耐力要素別

④ 接合部○、積載荷重 35.22kN

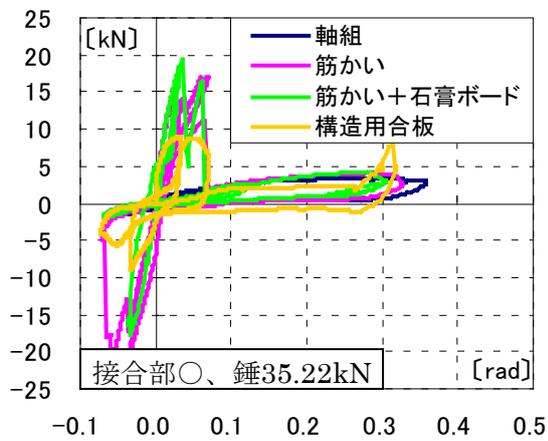


図 9.1-40 耐力要素別

⑤ 接合部×、積載荷重 35.22kN

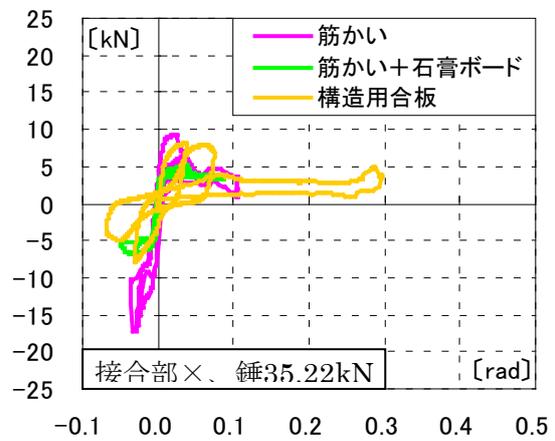


図 9.1-41 耐力要素別

9.1.2.4 PΔ効果による付加せん断力

単位構面の大変形加力実験における三分力計とひずみ測定による荷重変形骨格曲線の比較を図9.1-43～9.1-61に示す。木造建物はPΔ効果の影響により倒壊限界変形角が大きく変わるため、PΔ効果による付加せん断力の推定が重要であることがわかる。三分力計で計測される水平抵抗力にはPΔ効果が含まれるが、ひずみ計測により算出される各耐力要素の負担せん断力の和(以下、層せん断力)には含まれないため、層せん断力に対してPΔ効果による付加せん断力を加算した式(9.1-1)により水平抵抗力を推定する。PΔ効果による付加せん断力は、試験体を1質点系モデルと仮定し、試験体の積載荷重と層間変形角を用いた式(9.1-2)で算出する。ここで、Qは層せん断力[kN]、Wは積載荷重[kN]、θは層間変形角[rad]を表す。

$$H' = Q + P\Delta \quad (9.1-1)$$

$$P\Delta = -W \cdot \tan \theta \quad (9.1-2)$$

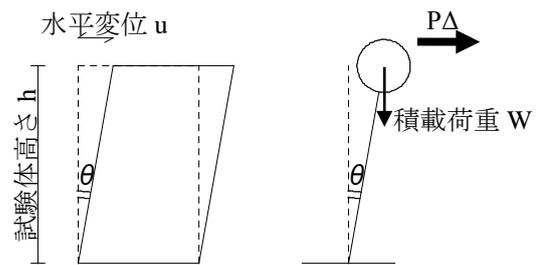


図 9.1-42 1 質点系モデル図

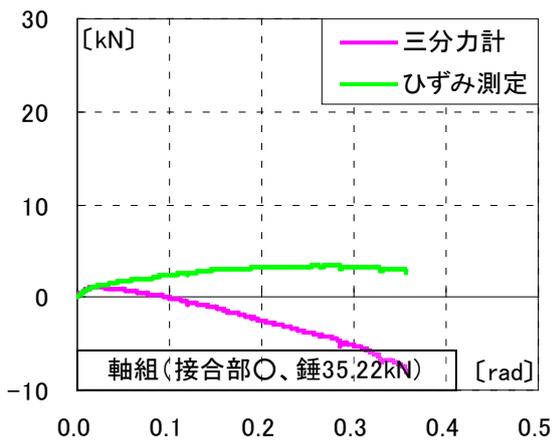


図 9.1-43 荷重変形関係 (No. 1)

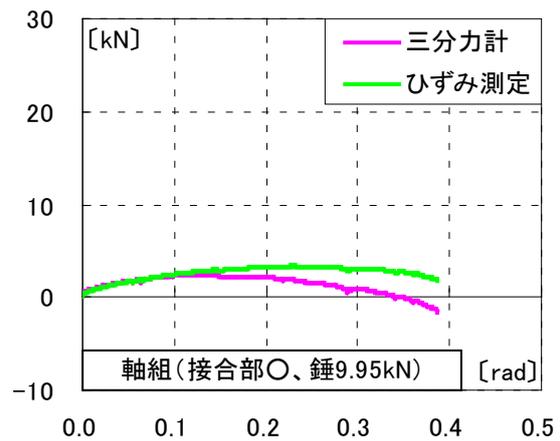


図 9.1-44 荷重変形関係 (No. 2)

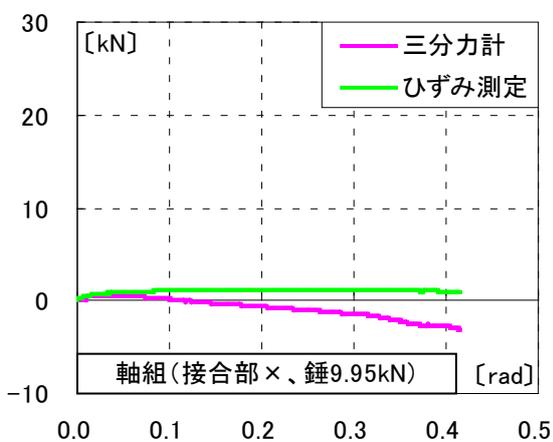


図 9.1-45 荷重変形関係 (No. 3)

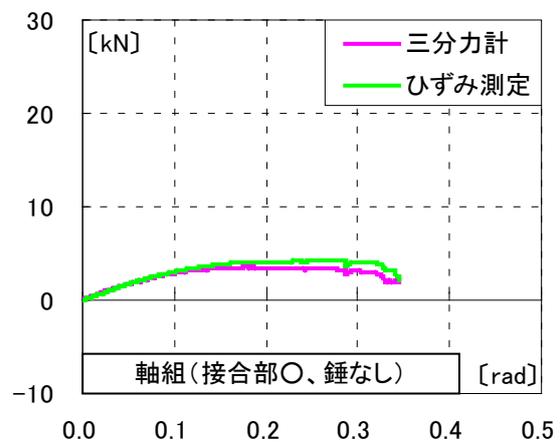


図 9.1-46 荷重変形関係 (No. 4)

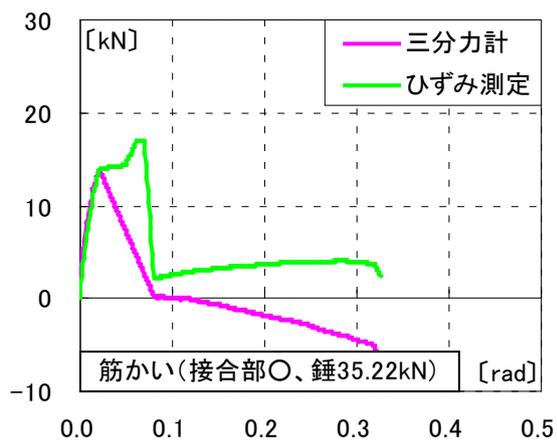


図 9.1-47 荷重変形関係 (No. 5)

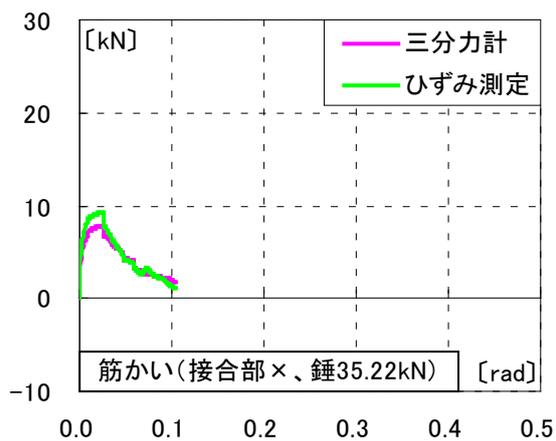


図 9.1-48 荷重変形関係 (No. 6)

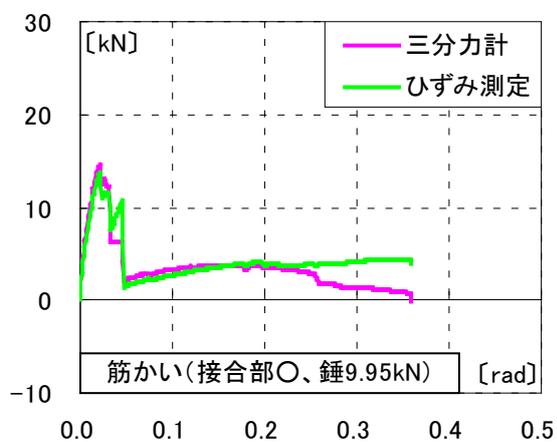


図 9.1-49 荷重変形関係 (No. 7)

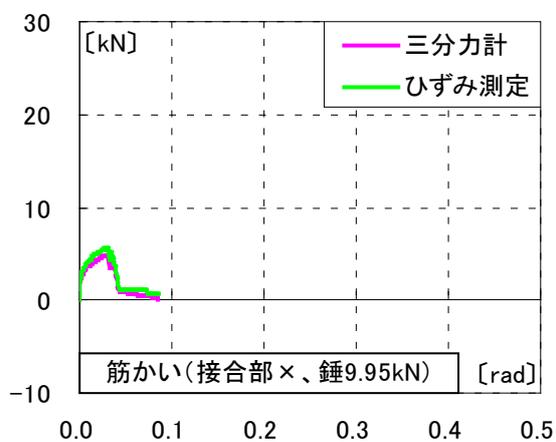


図 9.1-50 荷重変形関係 (No. 8)

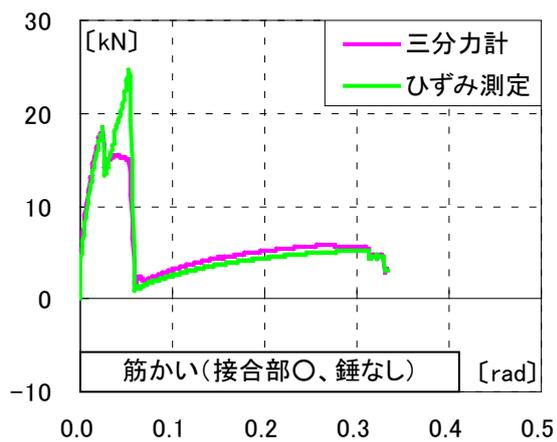


図 9.1-51 荷重変形関係 (No. 9)

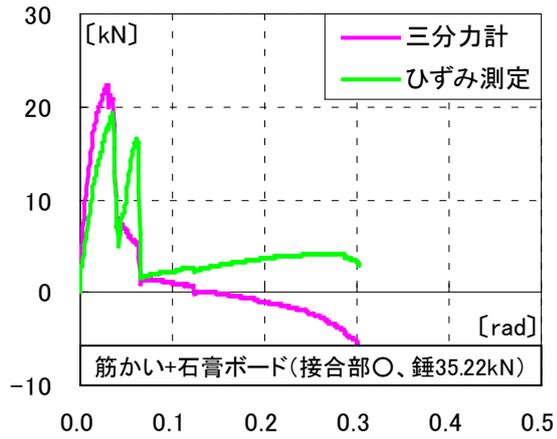


図 9.1-52 荷重変形関係 (No. 10)

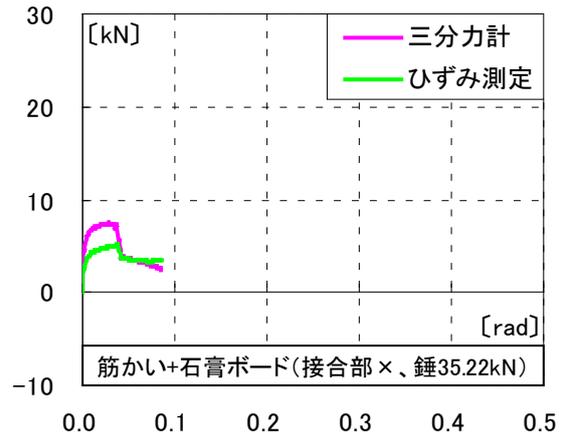


図 9.1-53 荷重変形関係 (No. 11)

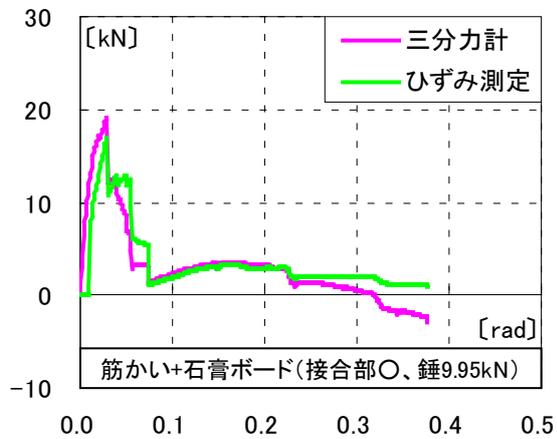


図 9.1-54 荷重変形関係 (No. 12)

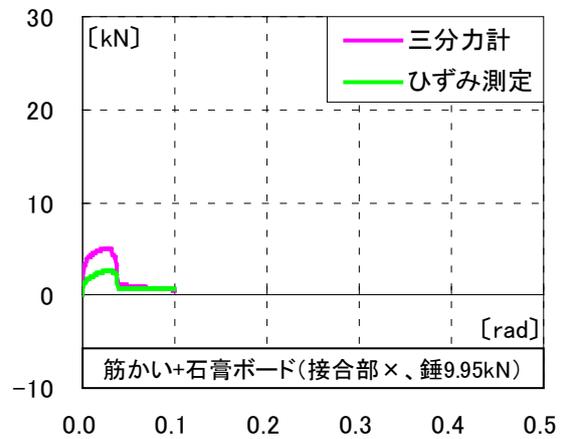


図 9.1-55 荷重変形関係 (No. 13)

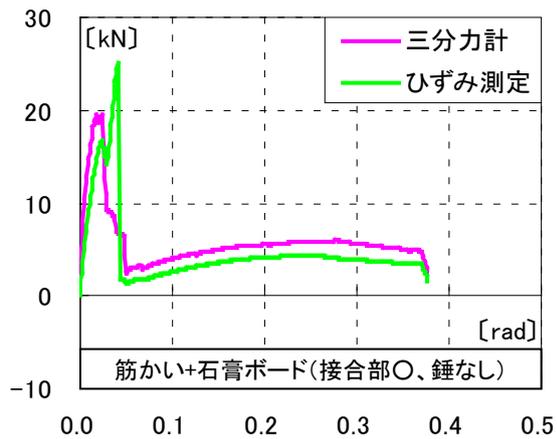


図 9.1-56 荷重変形関係 (No. 14)

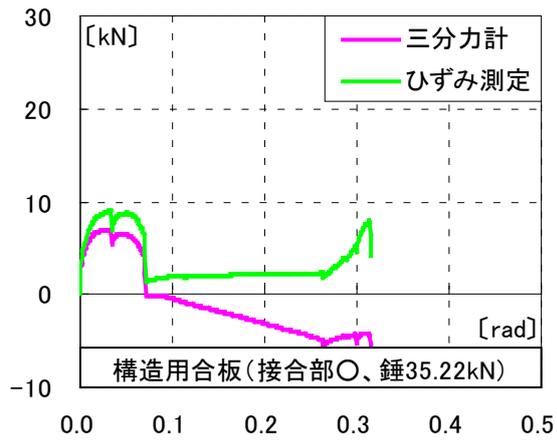


図 9.1-57 荷重変形関係 (No. 15)

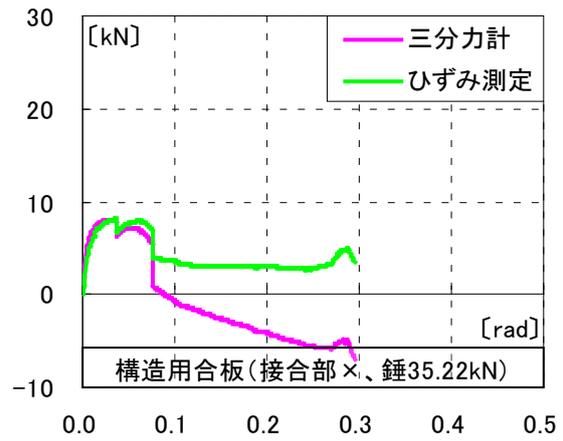


図 9.1-58 荷重変形関係 (No. 16)

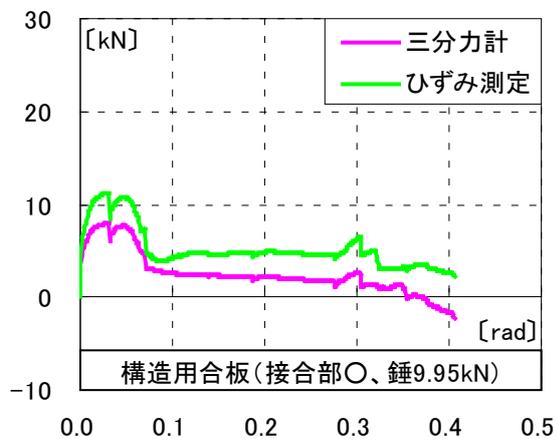


図 9.1-59 荷重変形関係 (No. 17)

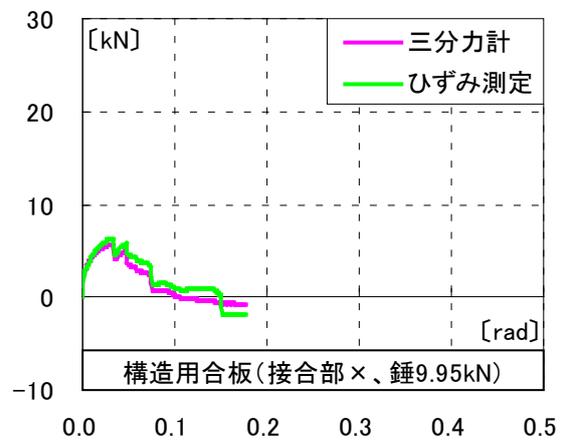


図 9.1-60 荷重変形関係 (No. 18)

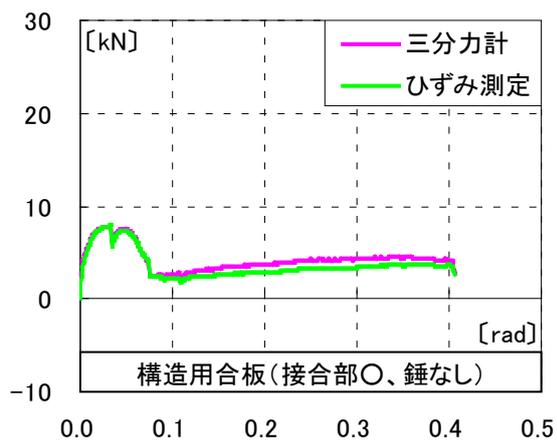


図 9.1-61 荷重変形関係 (No. 19)

9.1.2.4 水平抵抗力の推定結果

構面試験において三分力計で計測された水平抵抗力Hと式(9.1-1)により算出された推定値H'で描かれる荷重変形曲線を図9.1-62~9.1-76に示す。PΔ効果による付加せん断力は、試験体を1質点系モデルに置換することで概ね追跡できることが確認された。

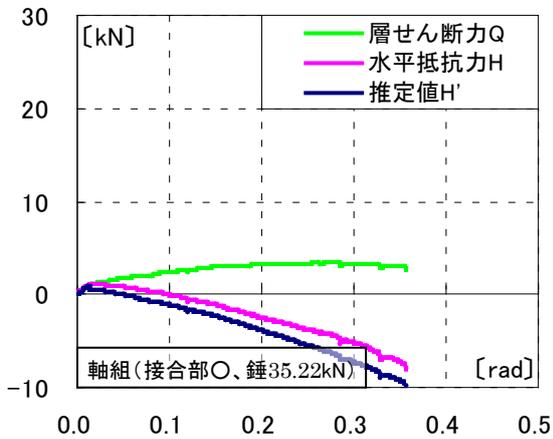


図 9.1-62 荷重変形関係 (No. 1)

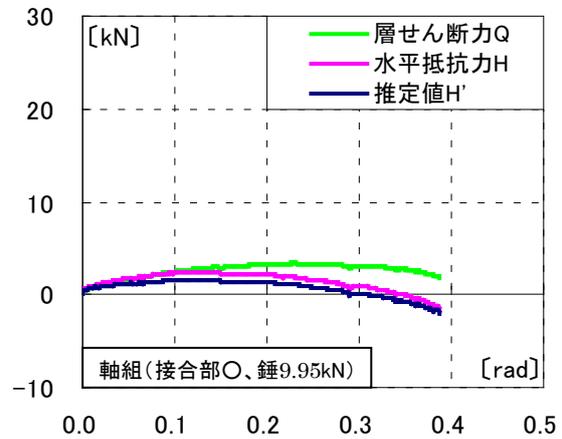


図 9.1-63 荷重変形関係 (No. 2)

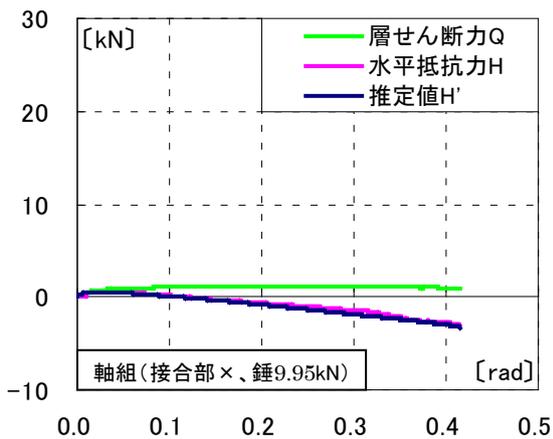


図 9.1-64 荷重変形関係 (No. 3)

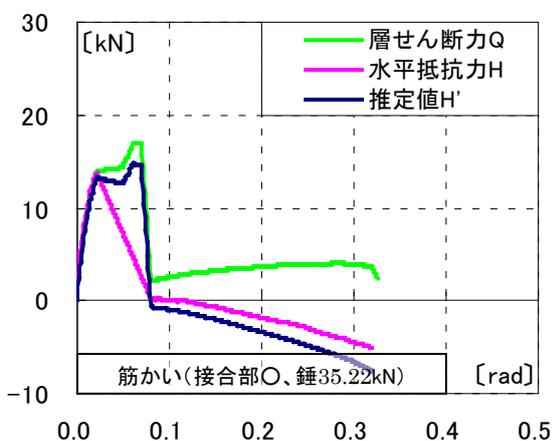


図 9.1-65 荷重変形関係 (No. 5)

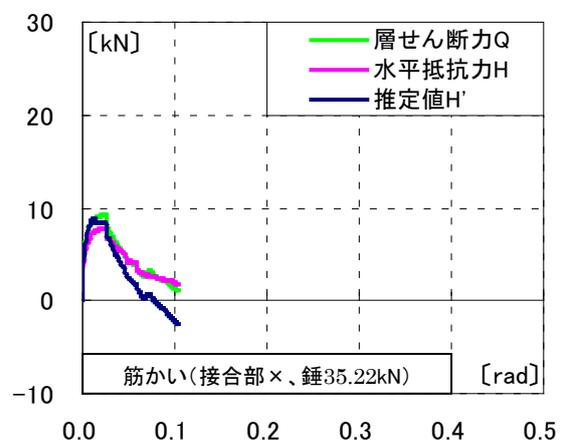


図 9.1-66 荷重変形関係 (No. 6)

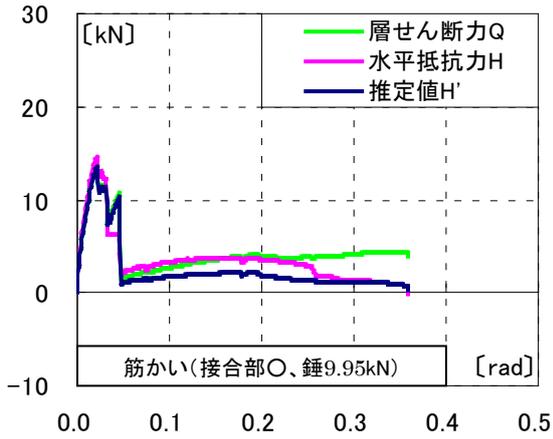


図 9.1-67 荷重変形関係 (No. 7)

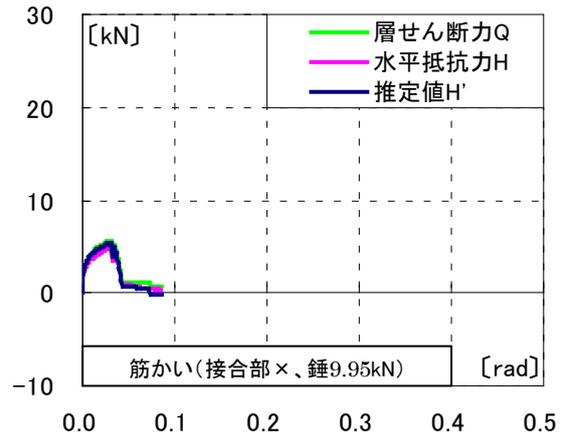


図 9.1-68 荷重変形関係 (No. 8)

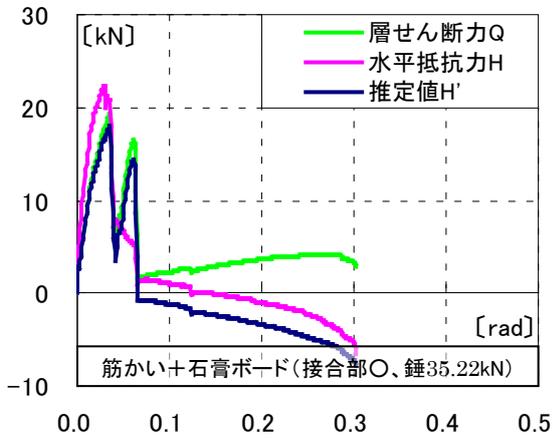


図 9.1-69 荷重変形関係 (No. 10)

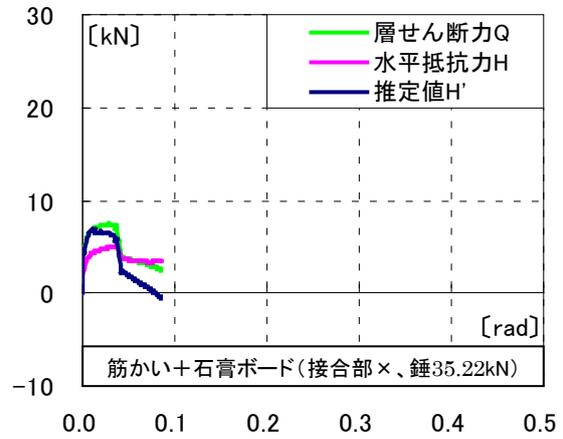


図 9.1-70 荷重変形関係 (No. 11)

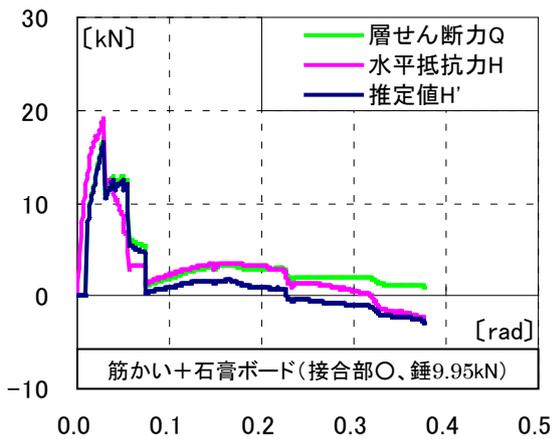


図 9.1-71 荷重変形関係 (No. 12)

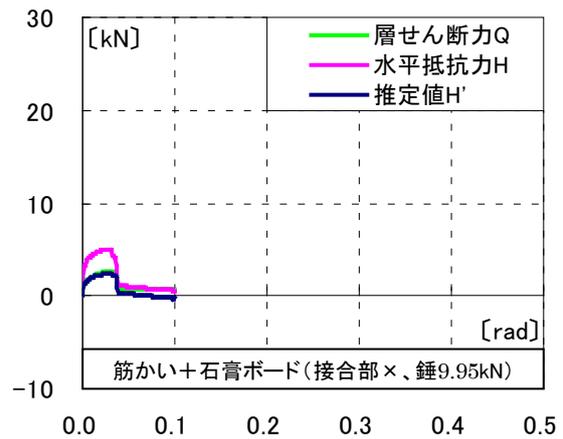


図 9.1-72 荷重変形関係 (No. 13)

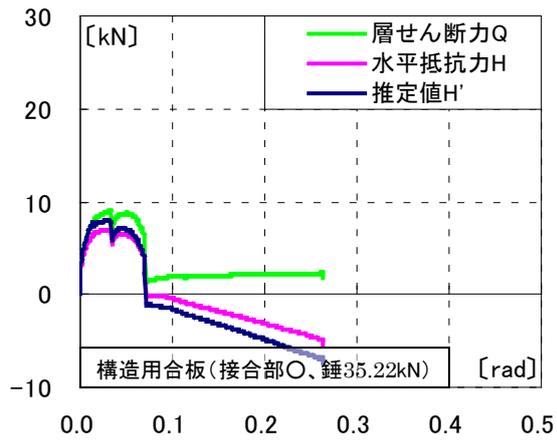


図 9.1-73 荷重変形関係 (No. 15)

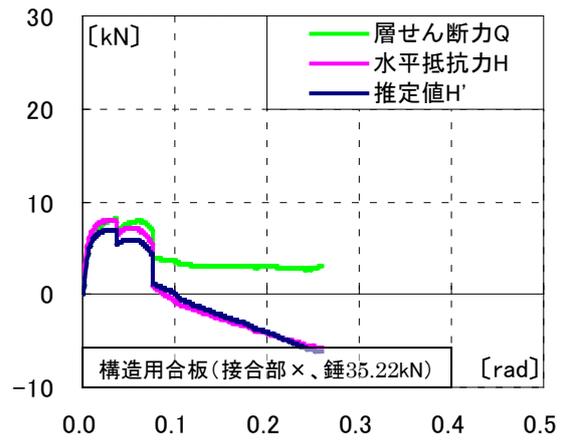


図 9.1-74 荷重変形関係 (No. 16)

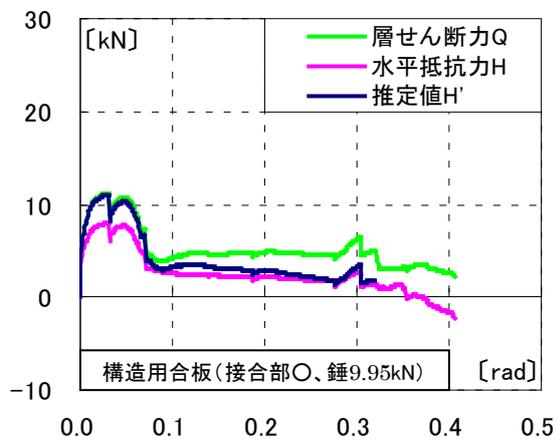


図 9.1-75 荷重変形関係 (No. 17)

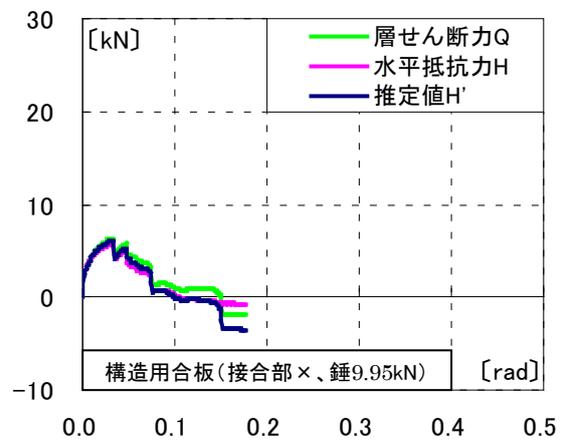


図 9.1-76 荷重変形関係 (No. 18)

9.1.2.5 ロッキング時の水平抵抗力

(1) ロッキングした試験体

本節では、構造物に水平力が作用し、壁の耐力に対して柱脚接合部が先行してロッキング現象が起こった時の水平抵抗力を単位構面試験体に対する大変形加力実験の結果から解明する。実験においてロッキングした試験体の仕様を表 9.1-4、荷重変形関係を図 9.1-77~9.1-81 に示す。これらの試験体はすべて接合部が保有耐力接合されていないものであり、柱脚に発生した引き抜き力により接合部金物が破壊した試験体である。接合部金物が破壊した様子を写真 9.1-1 に示す。

表 9.1-4 ロッキングした試験体

No.	耐力要素	接合部	積載荷重 [kN]
06	筋かい	×	35.22
08		×	9.95
11	筋かい+石膏ボード両面張り	×	35.22
13		×	9.95
18	構造用合板	×	9.95

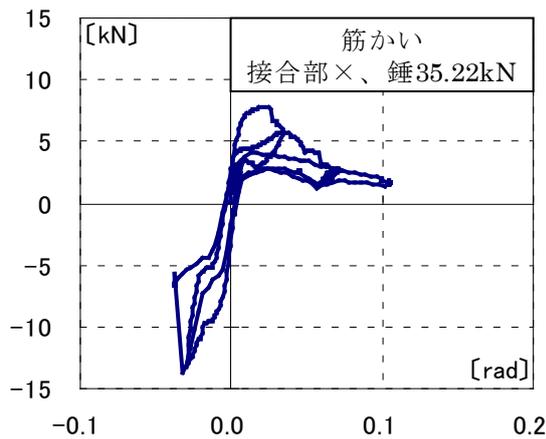


図 9.1-77 荷重変形関係 (No. 06)

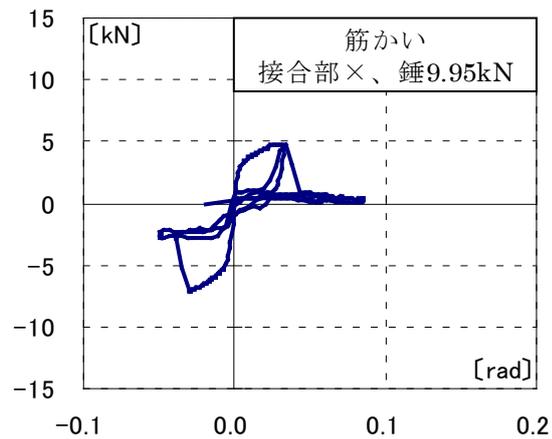


図 9.1-78 荷重変形関係 (No. 08)

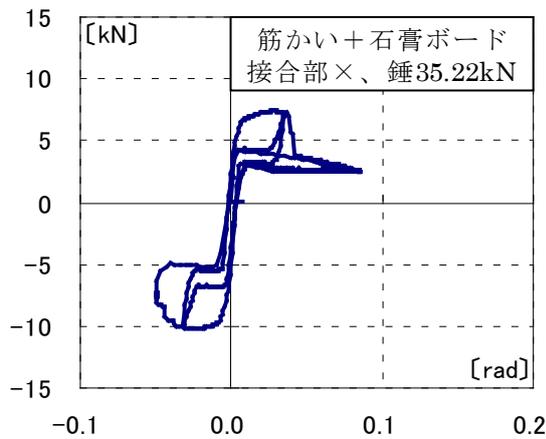


図 9.1-79 荷重変形関係 (No. 11)

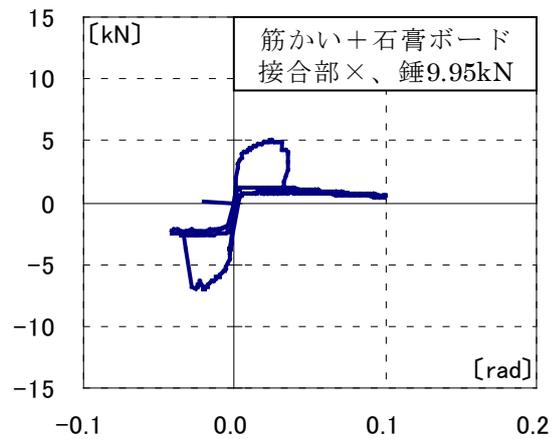


図 9.1-80 荷重変形関係 (No. 13)

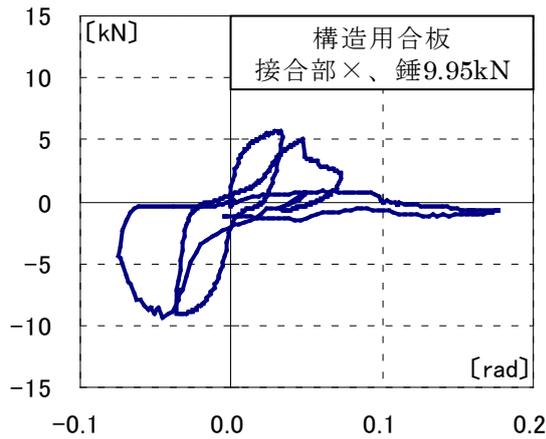


図 9.1-81 荷重変形関係 (No. 18)



写真 9.1-1 接合部金物の破壊

(2) 転倒復元力特性による水平抵抗力の推定方法

柱脚接合部が破壊してロッキングした場合、試験体の水平抵抗力はせん断変形による抵抗と転倒復元力によるが、転倒復元力の影響が比較的大きいと考えられる。そこで、試験体を剛体と仮定し、ロッキング時の水平抵抗力を転倒復元力特性により推定する。

柱脚に接合部金物がない場合、水平抵抗力は一般的な転倒復元力特性を示し、式 (9.1-3) により算出される。また、柱脚に接合部金物がある場合、接合部の引き抜き抵抗力 T が試験体の水平抵抗力に影響してくる。接合部金物による水平抵抗力は柱脚におけるモーメントの釣り合いにより BT/H で算出でき、接合部金物がある試験体に水平力が作用した時の水平抵抗力は式 (9.1-4) により算出される。

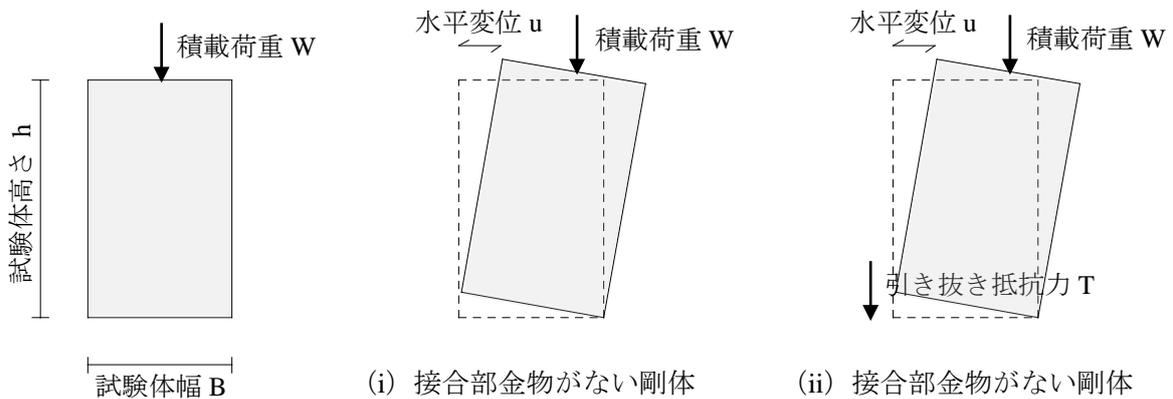


図 9.1-82 ロッキング時のモデル図

$$\text{接合部金物がない剛体の水平抵抗力 } P = -\frac{W}{H}u + \frac{WB}{2H} \quad (9.1-3)$$

$$\text{接合部金物がある剛体の水平抵抗力 } P = -\frac{W}{H}u + \frac{WB}{2H} + \frac{B}{H}T \quad (9.1-4)$$

9.1.2.6 柱接合部の引き抜き抵抗力 T

式 (9.1-4) を用いて試験体の水平抵抗力を算出するためには接合部の引き抜き抵抗力値が必要となる。そこで、(財)日本住宅・木材技術センターにより6体実施された当該接合金物の引張耐力試験結果の平均値を用いることとした。引張耐力試験の荷重変位曲線を図9.1-84に示す。さらに、金物の引張試験における荷重-柱脚変位関係(図9.1-84)と構面試験においてロッキングした試験体の柱脚変位-層間変形関係(図9.1-85)により算出した柱接合部の引き抜き抵抗力 T の荷重-層間変形関係曲線を図9.1-86に示す。

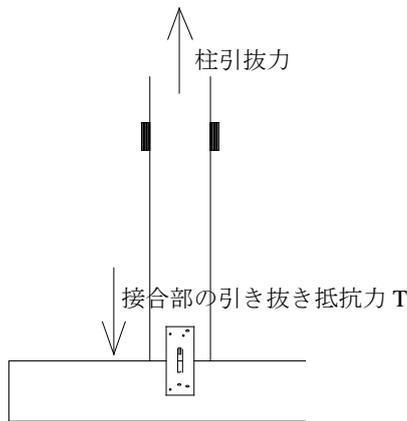


図 9.1-83 柱接合部における力の釣り合い

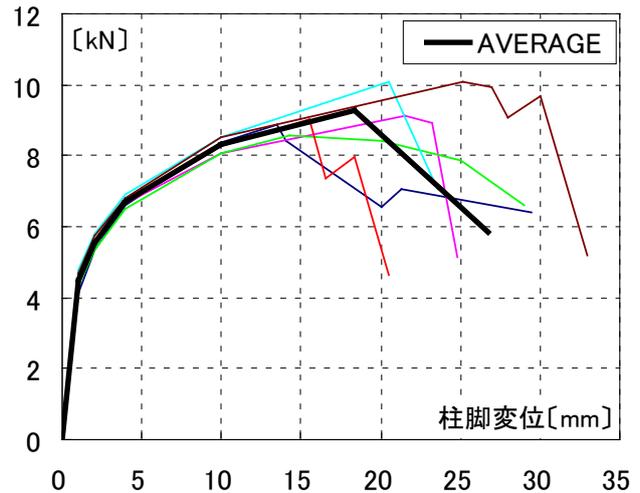


図 9.1-84 接合金物の引張耐力試験結果

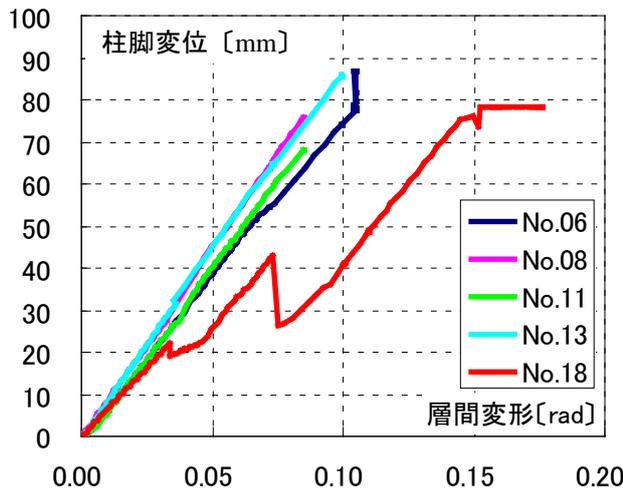


図 9.1-85 構面試験における柱脚鉛直変位

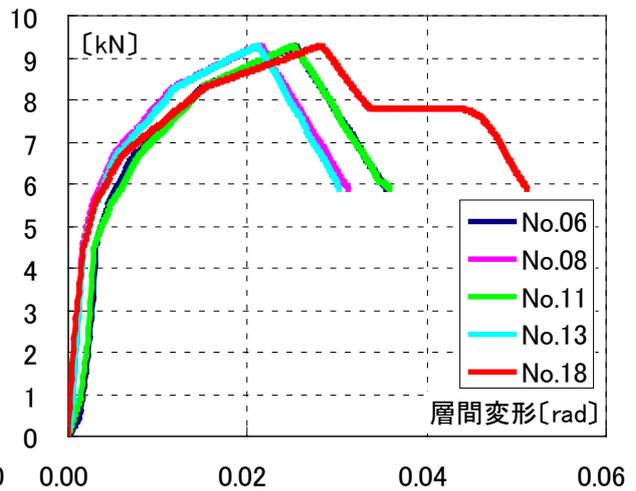


図 9.1-86 引き抜き抵抗力 T 算出結果

9.1.2.7 水平抵抗力の追跡結果

構面試験において三分力計で計測された荷重（以下、実験値）と式(9.1-4)により算出される荷重（以下、追跡値）で描かれる荷重変形曲線の比較を図9.1-87～9.1-91に示す。実験値と追跡値に差が生じる理由として下記の3点が挙げられるが、式(9.1-4)は試験体の水平抵抗力を概ね追跡できていると言える。

- ① 接合金物の引張耐力にはバラツキがある。
- ② 面材を軸組に打ち付けている釘による引き抜き抵抗力を考慮していない。
- ③ その他（ほぞ部分の摩擦等）の比較的小さな抵抗力を考慮していない。

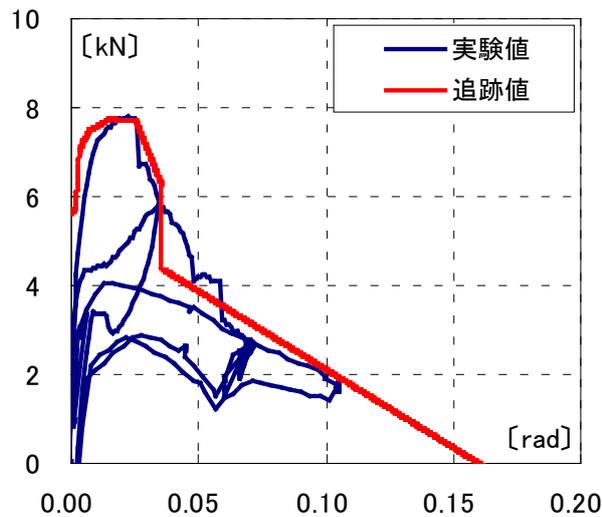


図 9.1-87 荷重変形関係 (No. 06)

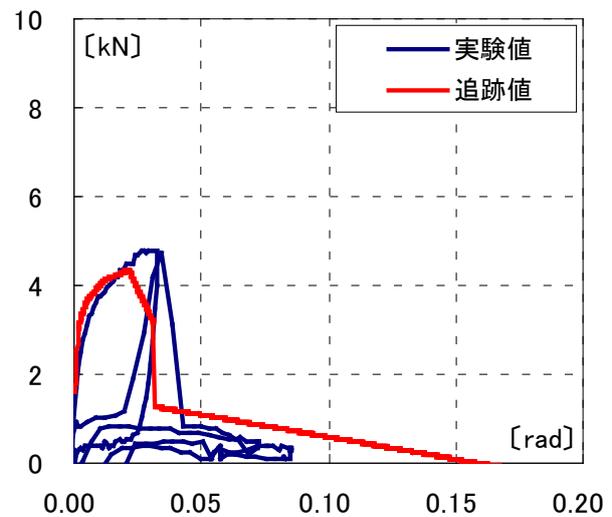


図 9.1-88 荷重変形関係 (No. 08)

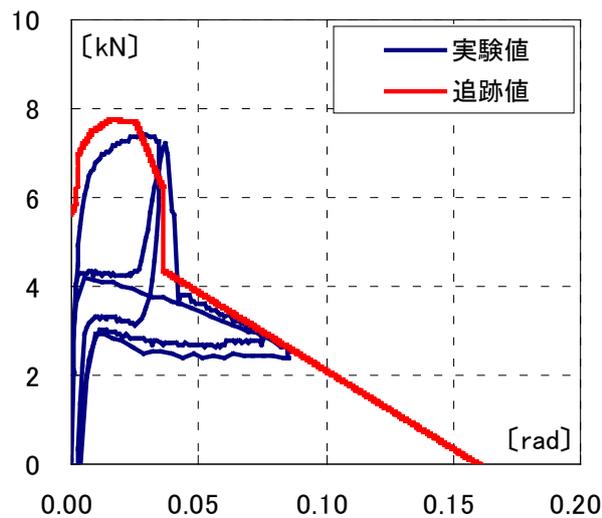


図 9.1-89 荷重変形関係 (No. 11)

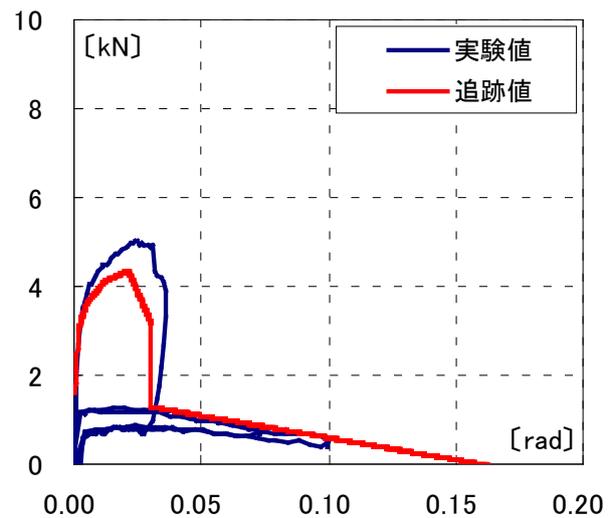


図 9.1-90 荷重変形関係 (No. 13)

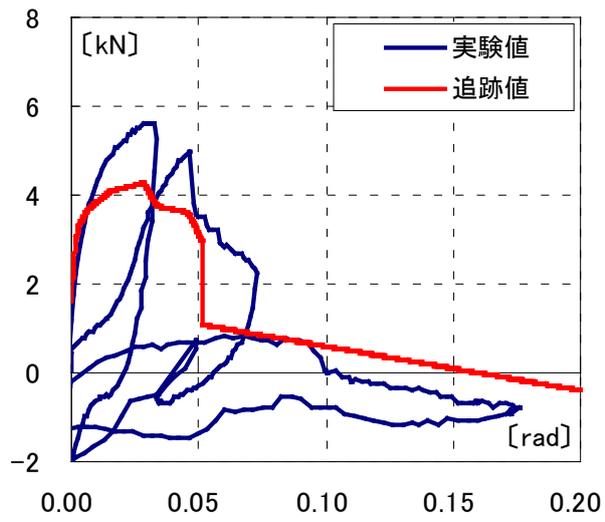


図 9.1-91 荷重変形関係 (No. 18)

9.1.3 引き倒し実験における PΔ 効果の検討

9.1.3.1 積載荷重の設定

既存木造住宅の引き倒し実験における PΔ 効果の検討として、試験体が総 2 階建てと仮定した際の水平抵抗力および倒壊限界変形角を推定する。引き倒し実験で柱脚の浮き上がりを計測した結果、最大 20mm 程度でほとんどが 10mm 以下であったことから、1 階部分がせん断変形したことがわかる。そこで、PΔ 効果による付加せん断力を式 (9.1-5) により算出する。積載荷重 W は試験体の 1 階支持重量が総 2 階建てに相当するように式 (9.1-6) を用いて設定する。固定荷重は参考文献 1) に記載されている固定荷重を算出するための仕様例から試験体の仕様に最も近い例(表 9.1-5) を適用する。1 階支持重量は図 9.1-93 に示すような 2 階重量と 1 階上部重量の和とし、式 (9.1-7) で算出する。1 階支持重量と積載荷重を算出した結果を表 9.1-6 に示す。

$$P\Delta \text{ 効果による付加せん断力 } P\Delta = -W \cdot \tan \theta \quad (9.1-5)$$

$$\text{積載荷重 } W = \begin{array}{l} \text{総 2 階建て} \\ \text{1 階支持重量} \end{array} - \begin{array}{l} \text{一部 2 階建て} \\ \text{1 階支持重量} \end{array} \quad (9.1-6)$$

$$\text{1 階支持重量} = \begin{array}{l} \text{2 階重量} \\ \text{(屋根、壁、床)} \end{array} + \begin{array}{l} \text{1 階上部重量} \\ \text{(屋根、壁)} \end{array} \quad (9.1-7)$$

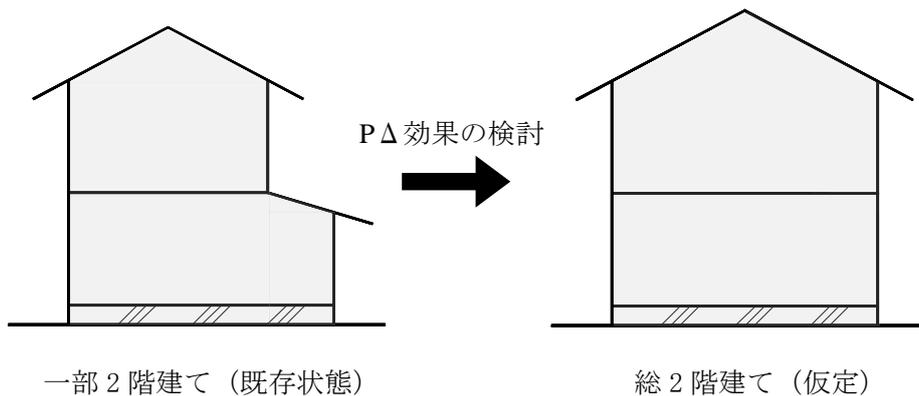


図 9.1-92 検討イメージ図

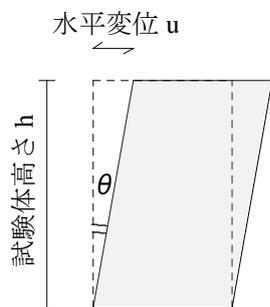


図 9.1-93 1 質点系モデル図

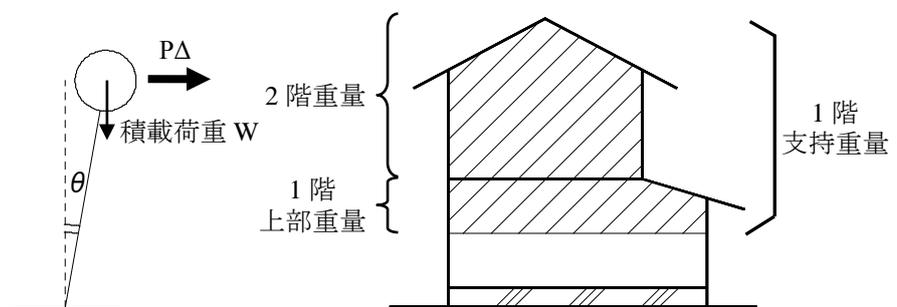


図 9.1-94 2 階建ての建物重量

表 9.1-5 固定荷重の例

軽い屋根			
	カラーベスト葺き	0.25	
	野地板等	0.10	
	垂木等	0.04	
	小屋組等	0.15	
	天井	0.15	0.69kN/m ²
重い外壁			
	モルタル塗り	0.60	
	木軸組等	0.15	
	断熱材等	0.10	
	内装材等（石膏ボード等）	0.10	0.95kN/m ²
2階床荷重			
	固定荷重（建築基準法に準じ	0.60	1.2 0
	積載荷重（地震時用）	0.60	kN/m ²

表 9.1-6 1階支持重量と積載荷重Wの算出結果

	総2階建て [kN]	一部2階建て [kN]	積載荷重 W [kN]
2階重量	191.67	75.26	
1階上部重量	32.06	60.34	
1階支持重量	223.73	135.6	88.13

(1) 一部2階建の1階支持重量

既存の一部2階建における1階支持重量は下記のように算出される。

$$\begin{aligned}
 \text{2階重量} &= (0.69 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 0.95 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 1.20 \text{ [kN/m}^2\text{]}) \times 26.5 \text{ [m}^2\text{]} \\
 &= 75.26 \text{ [kN]}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{1階上部重量} &= 0.69 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times 40.99 \text{ [m}^2\text{]} + (0.95 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times 67.49 \text{ [m}^2\text{]}) \times 1/2 \\
 &= 28.28 \text{ [kN]} + 32.06 \text{ [kN]} \\
 &= 60.34 \text{ [kN]}
 \end{aligned}$$

$$\text{1階支持重量} = 75.26 \text{ [kN]} + 60.34 \text{ [kN]} = \underline{135.6 \text{ [kN]}}$$

(2) 総2階建ての場合

総2階建てにおける1階支持重量は下記のように算出される。

$$\begin{aligned} 2 \text{階重量} &= (0.69 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 0.95 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 1.20 \text{ [kN/m}^2\text{]}) \times 67.49 \text{ [m}^2\text{]} \\ &= 191.67 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1 \text{階上部重量} &= 0.95 \text{ [kN/m}^2\text{]} \times 67.49 \text{ [m}^2\text{]} \times 1/2 \\ &= 32.06 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

$$1 \text{階支持重量} = 191.67 \text{ [kN]} + 32.06 \text{ [kN]} = \underline{223.73 \text{ [kN]}}$$

(3) 積載荷重Wの算出

(1) (2) より検討に用いる積載荷重Wは下記のように算出される。

$$\text{積載荷重 } W = 223.73 \text{ [kN]} - 135.60 \text{ [kN]} = 88.13 \text{ [kN]}$$

9.1.3.2 PΔ効果の検討結果

引き倒し実験で計測された一部2階建ての水平抵抗力とともに、総2階建てと仮定した場合の水平抵抗力を推定した結果を図9.1-95に示す。一部2階建ての倒壊限界が1/2.4radであるのに対し、総2階建ての倒壊限界は1/3.7radとなった。試験体が総2階建ての場合、一部2階建てに比べて1階支持重量が大きくなり、PΔ効果の影響により倒壊限界変形角が約35%小さくなることが確認された。

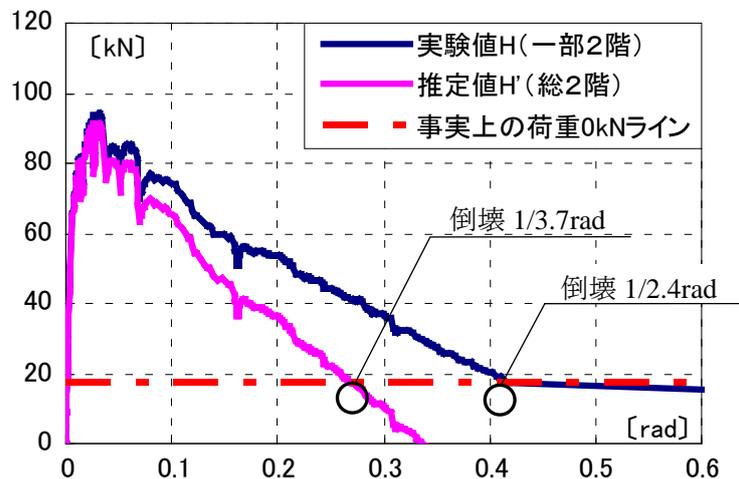


図 9.1-95 一部2階と総2階の水平抵抗力の比較

9.1.4 まとめ

- (1) 接合部を保有耐力接合した場合、 0.1rad を超える変形域では筋かいや面材耐力壁をもつ試験体は軸組試験体の荷重変形関係に一致することが確認された。また、積載荷重が大きいほど倒壊限界変形角は小さくなることが確認された。
- (2) 接合部を保有耐力接合していない場合、筋かい及び筋かい+石膏ボード試験体はロッキングするが、構造用合板試験体は柱と横架材に構造用合板を釘打ちしていることで接合部の浮き上がりが拘束されてロッキングが起こりにくいことが確認された。
- (3) ロッキングが起こった場合、耐力要素が同じであれば積載荷重が大きいほど水平抵抗力は大きくなることが確認された。
- (4) 接合部が保有耐力接合されずロッキングした試験体は、保有耐力接合した場合に比べて耐力を発揮できず、壁倍率換算で50~70%程度に減少することが確認された。
- (5) 接合部を保有耐力接合している場合、柱の負担せん断力による荷重変形関係は試験体の仕様に関わらず概ね一致する。
- (6) $P\Delta$ 効果による付加せん断力は、試験体を1質点系モデルに置換することで概ね追跡できることが確認された。
- (7) ロッキング時の水平抵抗力は、一般的な転倒復元力特性に柱脚の引き抜き抵抗力を考慮することで概ね追跡できることが確認された。
- (8) 引き倒し実験の試験体の1階支持重量が総2階建てに相当するように積載荷重を載せた場合、 $P\Delta$ 効果の影響により倒壊限界変形角が約35%小さくなることが確認された。

9.2 枠組壁工法の安全限界に関する検討

9.2.1 背景

木造の長期優良住宅の認定基準における構造安定性の評価において、安全限界変形の制限値は75%に設定されている。また、2007年6月に施行された改正建築基準法における構造計算の基準において、木造建築物の安全限界変形は1/30radと定められているが、これは軸組構法を根拠としたクライテリアとなっている。

軸組構法住宅については、過去に数棟の引き倒し実験が行われており、最大耐力は概ね1/30rad程度変形した段階で発現して、倒壊限界は1/5radを超えたあたりに存在することが解明されているため、建築基準関係法令における安全限界変形の妥当性が証明されている。しかし、枠組壁工法住宅については、安全限界変形に関する知見がほとんど蓄積されていないのが実情である。

9.2.2 目的

そこで、枠組壁工法住宅の引き倒し実験を行って安全限界変形その他の耐震性能を確認することにより、枠組壁工法の耐震性能の確保に関する建築関係法令ならびに長期優良住宅の認定基準についての妥当性を検証するとともに、同工法の耐震性能のさらなる向上に資する実験データを収集することを目的とする。

9.2.3 検討方法

枠組壁工法の安全限界に関する検討について、平成21年度は枠組壁工法（西宮モデルハウス）の安全限界検証実験（引き倒し実験）を、平成22年度は平成21年度の引き倒し実験結果と既往類似研究および枠組壁工法住宅3階建て振動台実験の結果に基づく損傷限界・安全限界変形・荷重変形性能の実態値の整理を行う。

また、平成24年度は枠組壁工法の安全限界を別の角度から検証するため耐力壁端部における接合部設計法について軸組構法との比較を行い、その妥当性を確認する。

9.2.4 枠組壁工法住宅の引き倒し実験

(1) 実験建物概要

実験対象建物の概要を以下に示す。また、建物外観を写真9.2.4.1に、各階平面図を図9.2.4.1～9.2.4.3に、立面図を図9.2.4.4に示す。

- 1) 物件名：三井ホーム西宮モデルハウス
- 2) 建築地：兵庫県西宮市両度町1-27
- 3) 用途：専用住宅（モデルハウス）
- 4) 構造：枠組壁工法 地上3階建（小屋裏3階）
- 5) 建築面積：133.68 m²、延床面積：267.79 m²
1階床面積：126.10 m²、2階床面積：93.26 m²、3階床面積：48.43 m²
- 6) 高さ：最高9.978m、軒高6.066m
- 7) 竣工年月：平成16年9月
- 8) 試験実施：平成21年10月



写真 9.2.4.1 建物外観

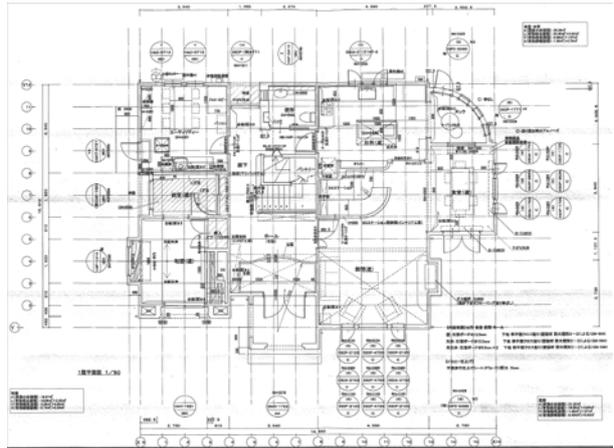


図 9.2.4.1 1階平面図

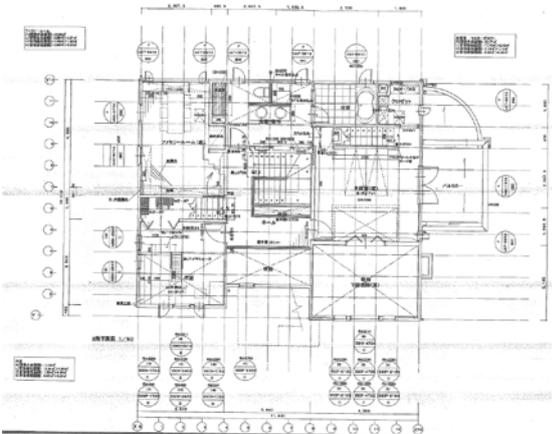


図 9.2.4.2 2階平面図

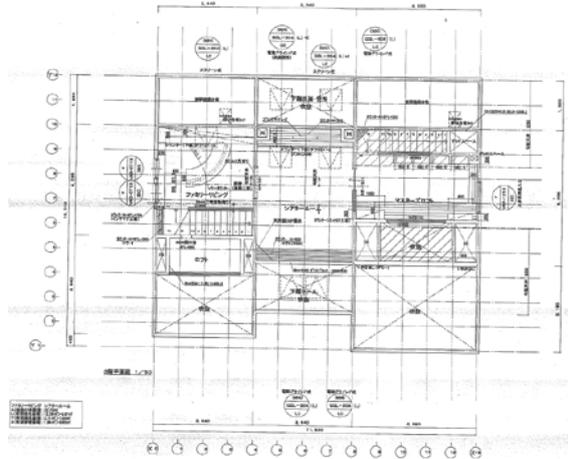


図 9.2.4.3 3階平面図



図 9.2.4.4 立面図

(2) 実験方法

まず、実験対象の建物は引き倒し実験を行う前に、微小変形時の振動性状および固有振動数を把握するために常時微動測定を実施した。測定は、1F天井材(一部直交壁等を含む)の撤去前(2009年9月29日)、撤去後(2009年10月5日)の2回実施した。

大変形加力実験では、対象建物に北側隣地方向への静的水平荷重を作用させることにより、図9.2.4.5に示すように各特定変形角(1/480, 1/240, 1/120, 1/60, 1/30, 1/15rad.)に到達した段階で除荷する手順を1回ずつ繰り返した後、大変形もしくは倒壊に至るまで加力する履歴とした。また、建物の左右二ヶ所を加力することで、水平変位を概ね捕らえることにより制御を行った。加力方法を図9.2.4.6に、実験状況を写真9.2.4.2及び写真9.2.4.3に示す。

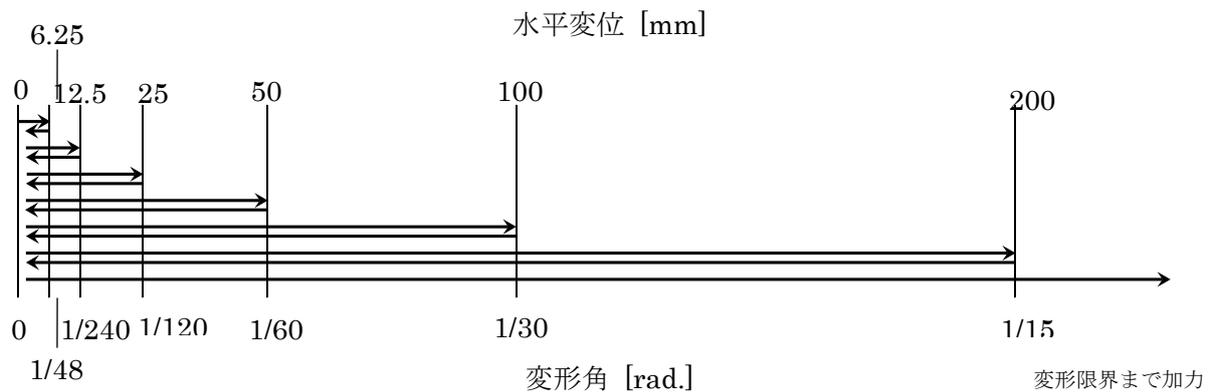


図 9.2.4.5 大変形加力実験の加力履歴

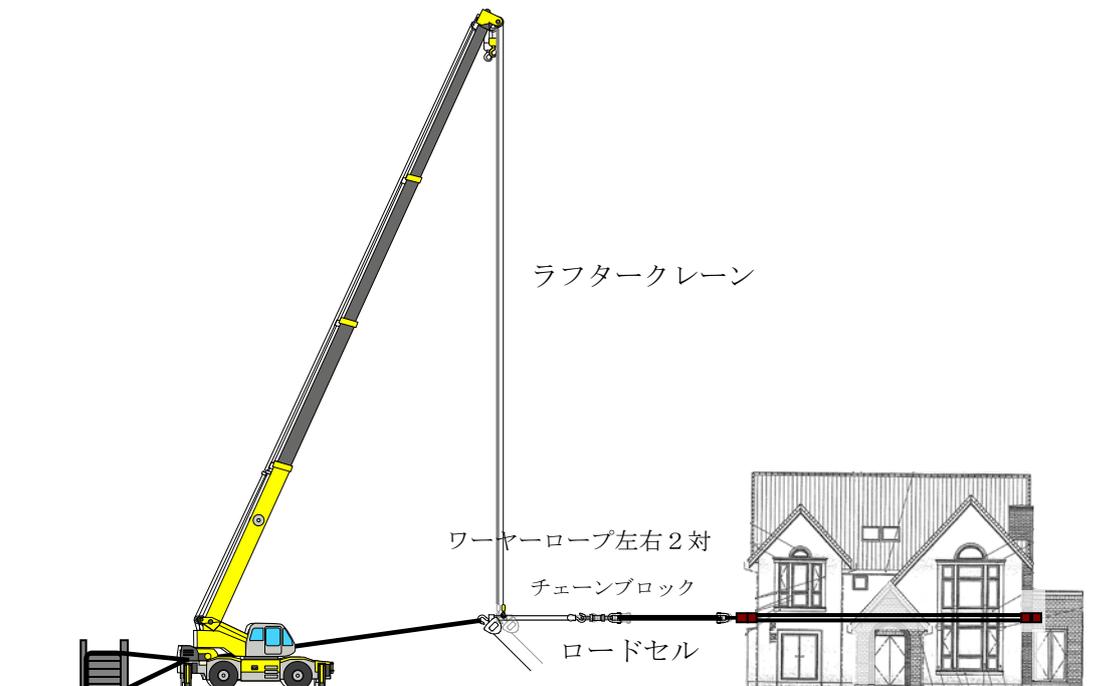


図 9.2.4.6 加力実験時における仮設概要(立面)



写真 9. 2. 4. 2 チェンブロックの設置状況



写真 9. 2. 4. 3 引き倒し実験状況

(3) 実験結果

試験体の破壊性状を写真 9. 2. 4. 4～写真 9. 2. 4. 7 に示す。また、 $1/120\text{rad.}$ までの損傷観察シートを図 9. 2. 4. 7 に示す。表 9. 2. 4. 3. 1 には層間変形角と各部位の損傷の関係を示す。



写真 9. 2. 4. 4 モルタル外壁開口隅ひび割れ



写真 9. 2. 4. 5 外壁線の土台の浮き上がり

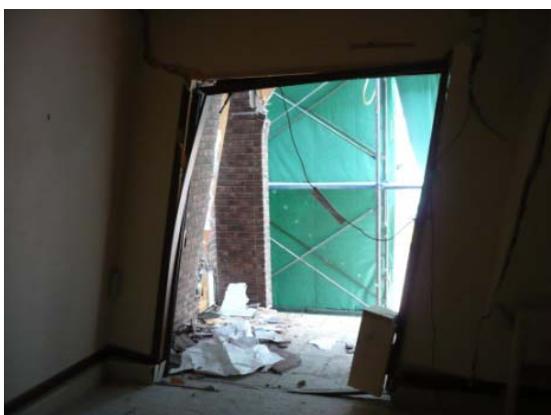
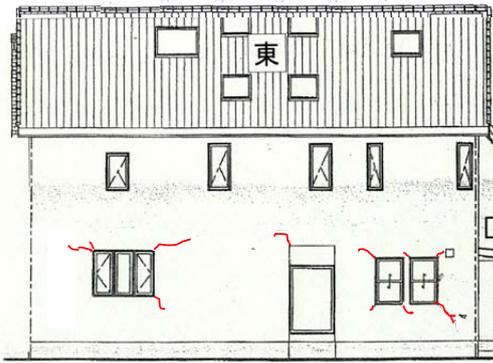


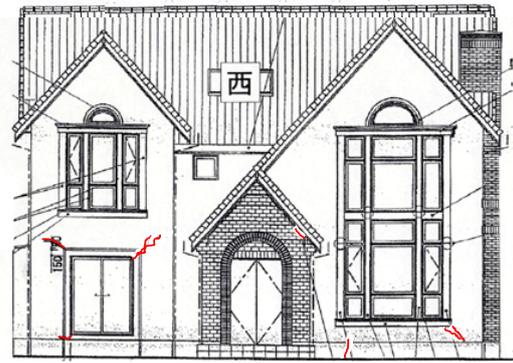
写真 9. 2. 4. 6 玄関の樫材の外れ ($1/15.\text{rad.}$)



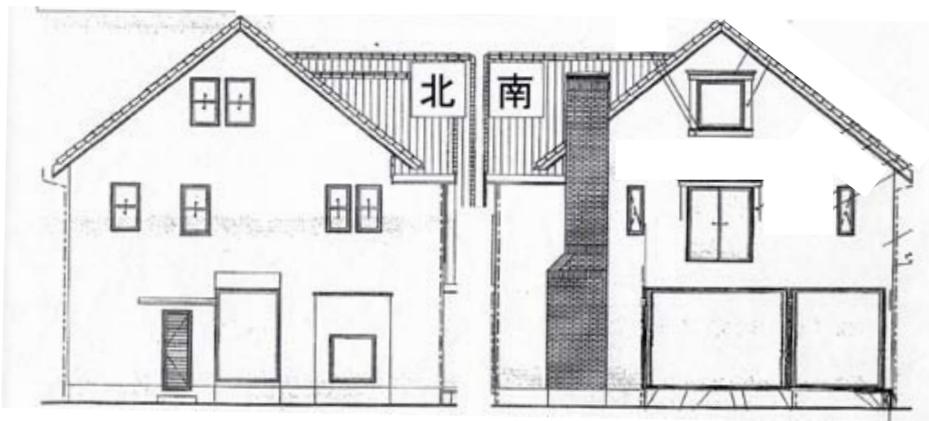
写真 9. 2. 4. 7 1階倒壊 ($1/2.1\text{rad.}$)



(1) 東面



(2) 西面



(3) 北面

(4) 南面

図 9.2.4.7 1/120. rad. 時 損傷観察シート

表 9.2.4.1 層間変形角と各部位の損傷の関係

層間変形角 (rad.)	1/480	1/240	1/120	1/60	1/30	1/15
壁	東側のモルタル外壁に若干のひび割れ	西側のモルタル外壁に若干のひび割れ	内壁（加力方向と直交方向の壁）にひび割れ	特になし	開口部からのひび割れが天井、床まで進展	荷重に対して耐力を持たない壁にもひび割れ
玄関	特になし	特になし	特になし	傾き始める	タイルが崩れ始める	枠の釘が抜け、大きく変形
階段	特になし	特になし	特になし	特になし	少し変形し始める	釘が抜け大きく変形
その他	特になし	特になし	特になし	窓枠に10mm程度の浮き	合板や金物の、釘やビスの浮き	全体的に柱脚に10mm程度の浮き

全体の荷重変形関係は、2 台のロードセルの個々の値(ch0, ch1)と対応する巻き取り式変位計の値(ch2~3, ch4~5 それぞれの平均)による荷重変形関係と、2 台のロードセルの和と対応する巻き取り式変位計の値(ch2~5 の平均)による荷重変形関係を図 9.2.4.8 に示す。

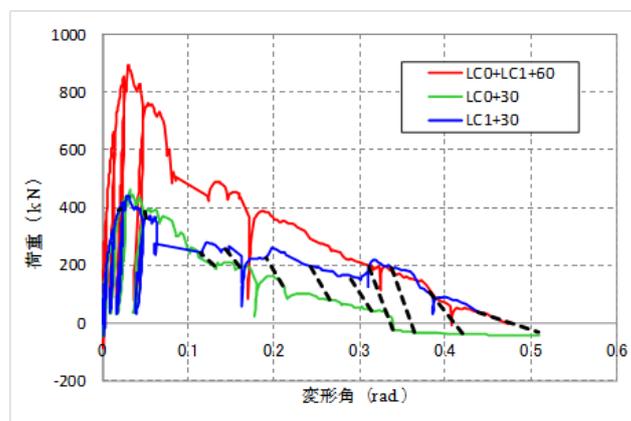


図 9.2.4.8 全体の荷重変形関係

図中の点線は重心の層間変形角が、0.02、0.05、0.1、0.15、0.2、0.25、0.3、0.35、0.4rad.時において、2 台のロードセルが示す値を結んだものである。

また表 9.2.4.2 に特定変形角時の荷重と荷重を自重で割った値（層せん断力係数）、層の剛性、剛性低下率を示す。

表 9.2.4.2 層間変形と荷重の関係

層間変形角 (水平変位/階高) rad.	1/240	1/120	1/60	1/30	1/15	1/10
荷重 kN	360	530	730	895	730	490
1 階荷重を自重で除した値	0.721	1.061	1.461	1.791	1.461	0.981
層の剛性	90000.0	66250.0	25000.0	10312.5	-5156.3	-7500.0
剛性低下率	1.358	1.000	0.377	0.156	-0.078	-0.113

ここで、層間変形角は、1 階の階高を 3000mm として、層間変位を 3000 で除して求めている。

また、巻き取り式変位計を設置している構面(Y0、Y6、Y8.5、Y12)における層間変位の推移を図 9.2.4.9 に示す。

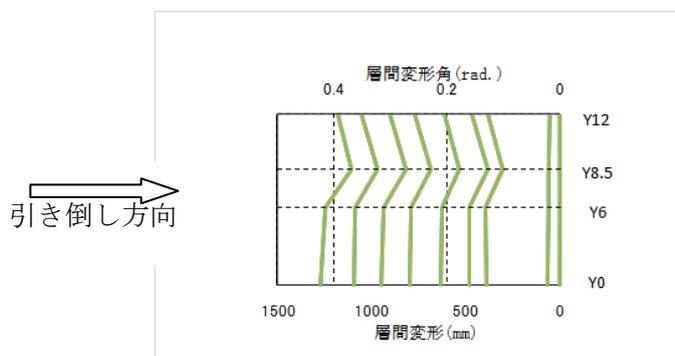


図 9.2.4.9 変位計設置構面(Y0、Y6、Y8.5、Y12)の層間変位の推移

全体の荷重は、層間変形角が $1/480$ rad. で 290 kN、 $1/240$ rad. で 360 kN、 $1/120$ rad. で 530 kN、 $1/60$ rad. で 730 kN を記録し、 $1/33$ rad. で最大荷重の 895 kN を記録した。その後緩やかに荷重が低下し、 $1/15$ rad. で 730 kN、 $1/10$ rad. で 490 kN を記録し、 $1/2.1$ rad. で倒壊に至った。

ここで、倒壊時の荷重が約 -60 kN でありこれを初期の引張力と考え、実験で得られた荷重に $+60$ kN 加算している。

2台のロードセルの個々の値に対する荷重変形関係では、全体の荷重が最大耐力を示したとき、ロードセル 00 (西側) の荷重は 495.3 kN、ロードセル 01 (東側) の荷重は 400.6 kN であった。

このとき、西側耐力壁線(ch2~3 の平均)の層間変形角は $1/30$ rad.、東側耐力壁線(ch4~5 の平均)は $1/39$ rad. となった。

ここで、初期の引張力 60 kN がロードセル 00 (西側)、01 (東側) に均等にかかっていたとして、ともに実験で得られた荷重に $+30$ kN 加算している。

最大荷重まではロードセル 00 と 01 はほぼ同じような荷重変形関係を示したが、層間変形角が $1/10$ rad. を超えたあたりからロードセル 00 の荷重がロードセル 01 に比べて低くなった。層間変形角が $1/3$ rad. あたりからは、ロードセル 00 の荷重がマイナスを示していた。

倒壊時、西側壁線の層間変位は 1573.2 mm、東側壁線では 1332.2 mm となった。

1階荷重を自重で除した値は、 $1/120$ rad. で 1.061 、 $1/60$ rad. で 1.461 、 $1/30$ rad. で 1.791 となった。

$1/120$ rad. 時の割線剛性に対する剛性低下率は、 $1/240$ rad. で 1.358 、 $1/60$ rad. で 0.377 、 $1/30$ rad. で 0.156 、 $1/15$ rad. で -0.078 となった。

剛性低下率については、 $1/480$ rad. の時点では荷重が安定していないので、 $1/120$ rad. までを第一剛性として、各剛性を第一剛性で除して計算した。また、倒壊時の荷重が約 -60 kN であり、これを初期の引張力と考えて実験で得られた荷重に $+60$ kN としている。

9.2.5 既往研究等と引き倒し実験結果との比較検討

(1) 木質系住宅の地震時仕上げ損傷と建物変形角に関する実験的研究

木質系住宅の経験最大変形量、残留変形量と損傷の関係に関する既往研究として、鶴田、坂本らによる「木質系住宅の地震時仕上げ損傷と建物変形角に関する実験的研究」（日本建築学会構造系論文集（613）、p.73-80、2007年3月）がある（以下「既往研究」と呼ぶ）。既往研究における経験最大変形量等と損傷の関係を表9.2.5.1に示す。

表 9.2.5.1 既往研究における経験最大変形量等と損傷の関係

経験最大変形角		1/980	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	
外装材	サイディング 横張り	最大変形時損傷	横目地水平ズレ 0.5mm	←	横目地水平ズレ 1.0mm	横目地水平ズレ 2.0mm	横目地水平ズレ 2.0mm超え シーリングの切れ 開口隅角部割れ	割れ拡大	←	防水シール材露出		
		残留変形時損傷				横目地水平ズレ 0.5mm	横目地水平ズレ 1.0mm 割れ残る	横目地水平ズレ拡大 割れ拡大	←	防水シール材露出		
		残留変形0時損傷					割れ残る	横目地水平ズレ1.0mm 割れ拡大	←	防水シール材露出		
	サイディング 縦張り	最大変形時損傷			縦目地上下ズレ 0.5mm	縦目地上下ズレ 1.0mm	縦目地上下ズレ 1.0mm 防水シール材見える	縦目地上下ズレ 1.5mm 防水シール材露出 シーリングの切れ	縦目地上下ズレ 2.0mm 防水シール材露出 シーリングの切れ	縦目地上下ズレ 2.0mm超え サイディングの積み	縦目地上下ズレ 2.0mm超え サイディングの積み	
		残留変形時損傷				防水シール材見える	縦目地上下ズレ 0.5mm 防水シール材露出	縦目地上下ズレ 0.5mm 防水シール材露出 シーリングの切れ		縦目地上下ズレ1.0mm超え サイディングの積み シーリングの切れ		
		残留変形0時損傷										
	モルタル塗り	最大変形時損傷	開口上部に微細なひびが生じる	開口上部のひびが 桁材まで達する			開口上部のひび 開口が盛り上がる		開口上部のひび開口の モルタルが剝離する			
		残留変形時損傷		開口上部のひびが 残る			開口上部のひび開口の 盛り上がりが増える		開口上部のひび開口の モルタルが剝離する			
		残留変形0時損傷										
内装材	ビニールクロス	最大変形時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な クロスの縦目開く	開口上部切れ 内部枠周の開き	開口上部切れ拡大 300mm 内部枠角の開き 内部枠周の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ 石膏ボードの浮き残る	石膏ボード割れ拡大			
		残留変形時損傷	同浮きが微小のし わとして残る		切れが閉じしむと なる	切れ残る	クロス切れ、石膏 ボードの割れ残る	石膏ボードの浮き残る				
		残留変形0時損傷										
	紙質クロス	最大変形時損傷	開口上部に浮き	開口上部切れ 内部枠周のシール 切れ		石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ 石膏ボードの浮き残る	開口上部切れ拡大 内部枠周のシール切れ 拡大	石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る
		残留変形時損傷	同浮きが微小のし わとして残る	切れ残る	内部枠周のシール の切れ部分的に 残る	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ 石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る	石膏ボードの浮き残る
		残留変形0時損傷										
	透塙塗り壁	最大変形時損傷			柱-透塙の隙間				ラスボード縦目目にひび 発生	ひび割れ拡大		
		残留変形時損傷						透塙周の隙間残る	ラスボード縦目目にひび 残る	ひび割れ拡大		
		残留変形0時損傷										

(2) 枠組壁工法3階建て実大振動台実験

枠組壁工法住宅に関する経験最大変形量と損傷の関係についての情報を有するものは、平成18年4月に社団法人日本ツーバイフォー建築協会が実施した枠組壁工法3階建て実大振動台実験の結果をまとめた村上、河合らの「実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その24、2007年度 日本建築学会学術講演梗概集 C1、p.543-544、2007年8月」がある（以下「振動台実験」と呼ぶ）。以下に実験結果の概要を示す。

- 1) 試験体は、枠組壁工法による二世帯住宅を想定した3階建て木造住宅である。試験体の寸法は、各階、梁間方向（以下、X方向とする）が7.28m、桁行方向（以下、Y方向とする）が7.28m、階高が1階及び2階が2700mm、3階が2450mmである。試験体の仕様は、仕上げの有無により2種類あり、1体目は、枠組材、壁（耐力壁・準耐力壁面材、間仕切り壁）及び床による構造躯体のみで構成された試験体（以下、A試験体とする）、

2 体目は、A試験体の仕様に屋根（屋根形状：切妻）を設け、外装仕上げ及び一部内装仕上げを施した試験体（以下、B試験体とする）であり、屋根仕上げ材には平形スレート板を、外壁仕上げ材には窯業系サイディングを、それぞれくぎ留めにより取り付けた。写真 9.2.5.2.1 に試験体全景を、図 9.2.5.2.1 に試験体平面を示す。



写真 1 A 試験体

写真 2 B 試験体

写真 9.2.5.1 試験体全景

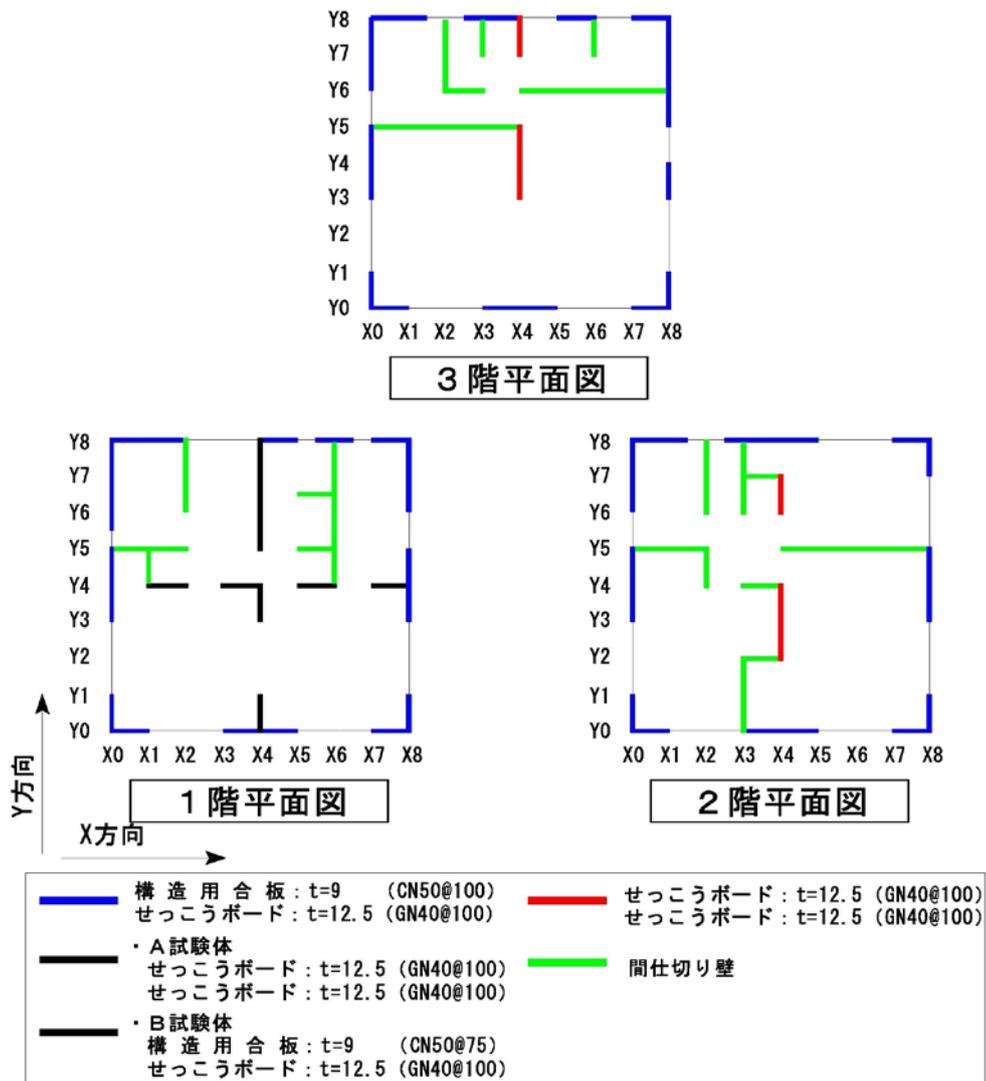
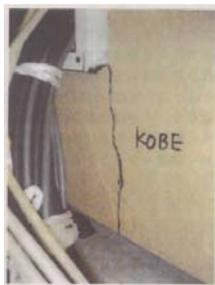


図 9.2.5.1 試験体各階平面図

2) 実験結果に基づく経験最大変形角と残留変形時の損傷の関係を表 9.2.5.2.1 に示す。また、写真 9.2.5.2.1 に対応する観察写真を示す。

表 9.2.5.2 枠組壁工法 3階建て住宅振動台実験 経験最大変形角と残留変形時損傷の関係

		経験最大変形角	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
外壁	サイディング (B)	壁・開口隅部								亀裂 (①)		
	構造用合板 (A)	壁										はがれ (②)
		壁開口隅部										割れ (④)
		くぎ									抜け・めり込み (③)	
内壁	クロス (B)	壁						クロス切れ (⑤)				
	石膏ボード (B)	ビス周り						亀裂・浮き (⑥)				
		壁開口隅部				割れ (⑦)						



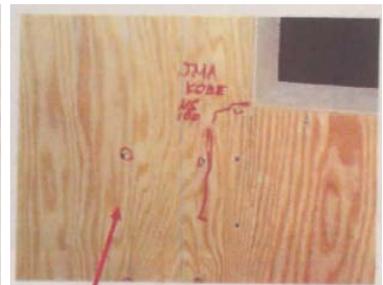
①外装仕上げ材の割れ



②合板はがれ



③合板釘抜け



④開口部周り合板割れ



⑤内装仕上げ材の切れ



⑥釘周り石膏ボード圧壊



⑦開口部周りの石膏ボード割れ

写真 9.2.5.2 建物損傷状況

9.2.6 耐力壁端部の接合部設計法

(1) 接合部の位置付け

本節で対象としている接合部とは、軸組構法については、平成12年建設省告示第1460号第二号にいう「壁を設け又は筋かいを入れた軸組の柱の柱脚及び柱頭の仕口」を、枠組壁工法については、評価方法基準（平成13年国土交通省告示第1347号）第5の1-1(3)へ①b(i)にいう「たて枠上下端の接合部」を指す。いずれの条文も、いわゆる四号建築物において壁量計算を行う場合の仕様書の規定に関するものである。

(2) 接合部設計法の概要

接合部の設計法には、接合部に生ずる応力を算定する外力の条件として、①耐力壁の「許容耐力」を基にして、耐力壁が許容耐力に達した状態を想定して計算する方法と、②耐力壁の剛性等に基づいて解析等によって導かれる「存在応力」を基に計算する方法に大別される。

許容応力度計算による場合の接合部の設計法は、軸組構法では「許容耐力」を基に算定することが「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」のなかで原則とされる。枠組壁工法については「2007年 枠組壁工法建築物構造計算指針」のなかで「存在応力」を基に算定することが例示されている。

一方、住宅性能表示制度の構造の安定に関しては、枠組壁工法においてその解説書「ツーバイフォー住宅の住宅性能表示制度・長期優良住宅認定制度利用の手引 2011」のなかでは①に相当する降伏せん断耐力を基に計算することとされており、これとは別に、いわゆる四号建築物の壁量計算を中心とする仕様書の規定に伴って用いられる接合部の設計法は、軸組構法と枠組壁工法のいずれも、壁倍率(すなわち①の許容耐力と等価)を基に計算する方法となっている。

(3) 長期優良住宅の耐震性の認定基準

長期使用構造等の耐震性の認定基準は、すべて住宅品質確保法に基づく住宅性能表示制度の評価方法基準(平成13年国土交通省告示第1347号)を援用するものである。木造の場合、限界耐力計算および免震建築物の基準に適合することを除くと、耐震等級2または耐震等級3の基準に適合することとなる。

(4) 枠組壁工法の許容応力度計算による接合部の引き抜き力の計算方法

枠組壁工法の許容応力度計算に該当するものは、平成13年国土交通省告示第1540号第10号第二号である。これは、同告示第9第一号及び第2号に定めるところにより行う構造計算によって安全性を確認するものであり、具体的には「令第82条各号に定めるところによること」(第9第一号)、「構造耐力上主要な部分に使用する構造部材相互の接合部がその部分の存在応力を伝えることができるものであることを確かめること」(第9第二号)が要求される。

耐震等級2または耐震等級3の基準は、評価方法基準第5の1-1(3)へ①aが適用され、平成13年国土交通省告示第1540号第10号第二号を、令第82条第二号の表のKの値(令第88条に規定する地震力によって生ずる力)を耐震等級に応じて1.25倍または1.5倍に割り増して運用する。

枠組壁工法の許容応力度計算-1(耐力壁の剛性、耐力を壁倍率から求める場合)において、壁倍率が剛性と比例するものと見なして各耐力壁の分担水平力を計算し、これを基に簡略化ラーメンモデルによって耐力壁脚部に生ずる引き抜き力を算出する方法が示されており、基本的に存在応力による解析を前提としている。

これに対し、耐震等級2または耐震等級3の場合の接合部設計では、耐力壁に「降伏せん断力」

が作用したとして簡易ラーメン法で応力解析を行うことが記されている。

この降伏せん断耐力は壁倍率に比例するものと説明されており、耐力壁の「許容耐力」に相当するものである。

(5) 軸組構法の許容応力度計算による接合部の引き抜き力の計算方法

許容応力度計算において、建築基準法施行令第 47 条（構造耐力上主要な部分である継手又は仕口）において仕様書の基準への適合が求められているが、この規定に基づく平成 12 年建設省告示第 1460 号（木造の継手及び仕口の構造方法を定める件）の前文ただし書きに「ただし、令第 82 条第一号から第三号までに定める構造計算によって構造耐力上安全であることが確かめられた場合においては、この限りでない。」という規定があり、接合部を含めて許容応力度計算を行えばよい。

耐震等級 2 または耐震等級 3 の基準は、評価方法基準第 5 の 1-1 (3) ロ①b (i) が適用される。上と同じく令第 82 条第一号から第三号までに定める構造計算によって安全性を確認するが、令第 82 条第二号の表の K の値（令第 88 条に規定する地震力によって生ずる力）を耐震等級に応じて 1.25 倍または 1.5 倍に割り増す。接合部についても同様の割り増し計算を行う。

軸組工法住宅の許容応力度設計では、標準的な仕様に対する構造設計法のうち、柱頭柱脚接合部の引き抜き力の計算として、N 値計算法に準拠した方法を示している。

ただし、接合部引き抜き計算は原則、「存在応力ではなく、当該階の耐力壁が短期許容耐力に達した状態での柱軸力を計算しなければならない。」とされている。

(6) 枠組壁工法の仕様書の規定による接合部の引き抜き力の計算

いわゆる四号建築物に該当する枠組壁工法は、軸組構法と同様に構造計算が省略されるが、平成 13 年国土交通省告示第 1540 号第 1 から第 8 までの仕様書の規定をすべて遵守する必要があり、この中に壁量計算（第 5 第五号）も含まれる。

たて枠上下端接合部については、同告示第 5 第十号に「屋外に面する部分で、かつ、隅角部又は開口部の両端にある耐力壁のたて枠は、直下の床の枠組に金物（くぎを除く。以下同じ。）又は壁材で構造耐力上有効に緊結しなければならない。」という規定がある。

一方、耐震等級 2 や耐震等級 3 の場合は、評価方法基準第 5 の 1-1 (3) へ①b (i) に、「たて枠上下端の接合部に必要とされる引張力が、当該部分の引張耐力を超えていないものであることが、当該接合部の周囲の耐力壁の種類及び配置を考慮して確認されていること。」という規定がある。

一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会の耐力壁実大試験結果に基づく「たて枠上下端の必要接合部倍率簡易計算法」では、たて枠上下端の必要接合部倍率 N を算出するものである。

したがって、枠組壁工法では、四号建築物の仕様書の規定に対応した、たて枠上下端接合部の計算法として紹介されているものは、すべて「存在応力」ではなく「許容耐力」に基づく計算法と言える。

(7) 軸組構法の仕様書の規定による接合部の引き抜き力の計算

軸組構法で、2 階建て以下、延べ 500 m²以下、高さ 13m 以下、軒の高さ 9m 以下の、いわゆる四号建築物では、構造計算が省略され、いわゆる壁量計算を中心とする仕様書の規定を遵守することで、構造安全性を確認する。

柱頭柱脚接合部については、建築基準法施行令第 47 条（構造耐力上主要な部分である継手又は

仕口) 第 1 項に「国土交通大臣が定める構造方法によりその部分の存在応力を伝えるように緊結しなければならない」という規定があり、平成 12 年建設省告示第 1460 号(木造の継手及び仕口の構造方法を定める件) 第二号の規定により、接合部の検証をしなければならない。

この規定は建築基準法に基づくものであるため、枠組壁工法の場合と異なり、耐震等級とは無関係に全ての建物で適用される。耐震等級 2 や耐震等級 3 の場合は、壁量計算の基準自体が異なっており耐力壁が増加・強化されるため、それに応じて定量的に接合部の緊結を強化することになる。

平成 12 年建設省告示第 1460 号には、前文にも第二号の中にもただし書きがあるため、許容応力度計算を除き、接合部の設計には 2 つのやり方がある。

- ① 告示第二号の表 1～表 3 を用いて仕様選択
- ② 告示第二号ただし書きにしたがい引張力計算(一例として N 値計算)

壁倍率は、耐力壁の単位長さ当たり短期許容耐力(ただし 9.8kN/m 以下の場合)に比例する数値であるので、N 値計算法は「存在応力」ではなく「許容耐力」に基づく計算法と言える。

9.2.7 結果と考察

枠組壁工法住宅の引き倒し実験を行った結果、1 階層間変形角が 1/33rad. で最大耐力 895 kN、1 階層間変形角が 1/2.1rad. で倒壊した。よって、安全限界変形を 1/30rad. と定めている長期優良住宅の普及の促進に関する法律において、認定基準を満たしているといえる。

各耐力要素を特定変形角で足し合わせ、耐力壁による建物の最大耐力を予測した結果、685 kN となった。よって、非耐力要素による耐力は約 210 kN であったと計算できる。この建物の耐力要素を一般的な住宅に置き換えた時、耐力壁による最大耐力は 350 kN と計算できるので、非耐力要素の割合は約 4 割程度あると考えられる。

平成 21 年度に実施した引き倒し実験と既往研究および振動台実験について、枠組壁工法住宅における経験最大変形量と損傷の関係について技術資料の収集・整理を行った。

外壁サイディングおよび構造用合板については既往研究とは異なる、あるいは新規の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係を導くことができた。また、内壁については既往研究と振動台実験結果はほぼ同様の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係と考えられる。

長期優良住宅において、耐力壁端部の上下端の接合部設計法は、枠組壁工法と軸組構法はともに「許容耐力」に基づく設計法により同等であると言える。

9.2.8 事業を通して得られた結論と今後の課題

枠組壁工法住宅の引き倒し実験を行い、安全限界変形その他の耐震性能を確認することにより、枠組壁工法の技術基準告示ならびに長期優良住宅の認定基準についての妥当性が検証できた。

また、文献研究に基づく既往研究等と引き倒し実験結果との比較、耐力壁端部の上下端の接合部設計法の軸組構法と枠組壁工法との比較においてもその妥当性が確認できた。

今後の課題として、建築基準法(耐震等級 1) で設計された枠組壁工法住宅の引き倒し実験を行い、今回の実験結果と比較することで更なる知見の蓄積が望まれる。

9. 3 木質接着パネル工法の安全限界に関する検討

9. 3. 1 はじめに

木質接着パネル工法に関しては、既往の研究にて数件の実大実験の報告が行われている。それらの報告で倒壊まで至ったものではなく、安全限界について直接報告されていないが、安全限界の検討に必要と考えられる層間変形角まで加力を行っている2件について、荷重変形関係を整理した。

9. 3. 2 木質接着パネル構法における立体建物の水平抵抗機構に関する研究*¹⁾

当該文献におけるフェーズ・4の荷重変形関係について報告する。

(1) 試験体の概要

試験体図を図1～図3に示す。試験体は木質接着パネル#1により構成される5,460mm×7,280mm×7,280mm(高さ)の偏心を有する2層箱形建物である。外装材及び内装材(せっこうボードを含む)は設けていない。床面には外装材及び内装材分の固定荷重並びに積載荷重を想定したおもりを図3に示すように設置した。

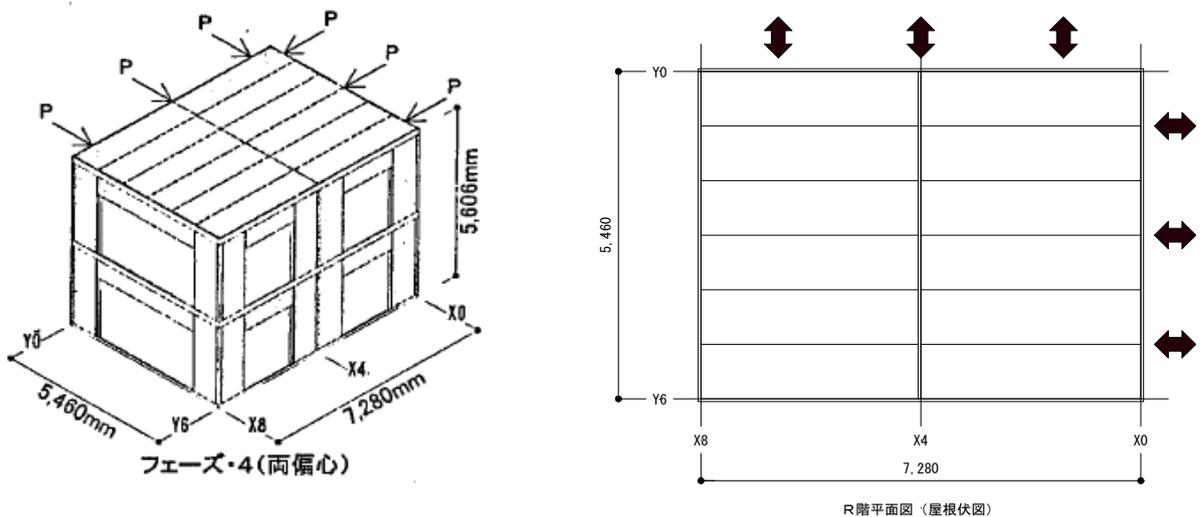


図1 試験体図(概要)

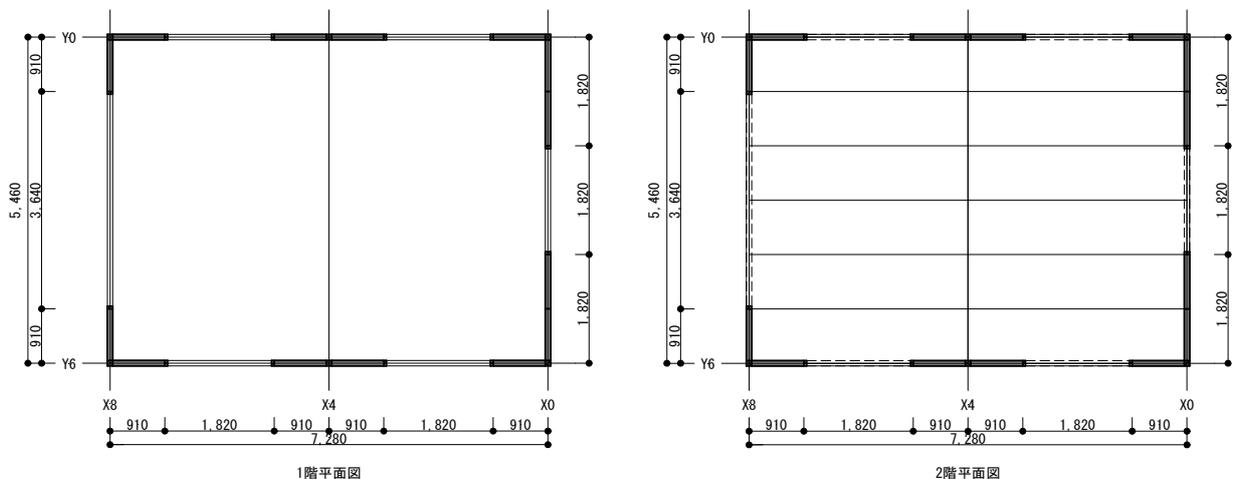


図2 試験体図(平面図・屋根伏図)

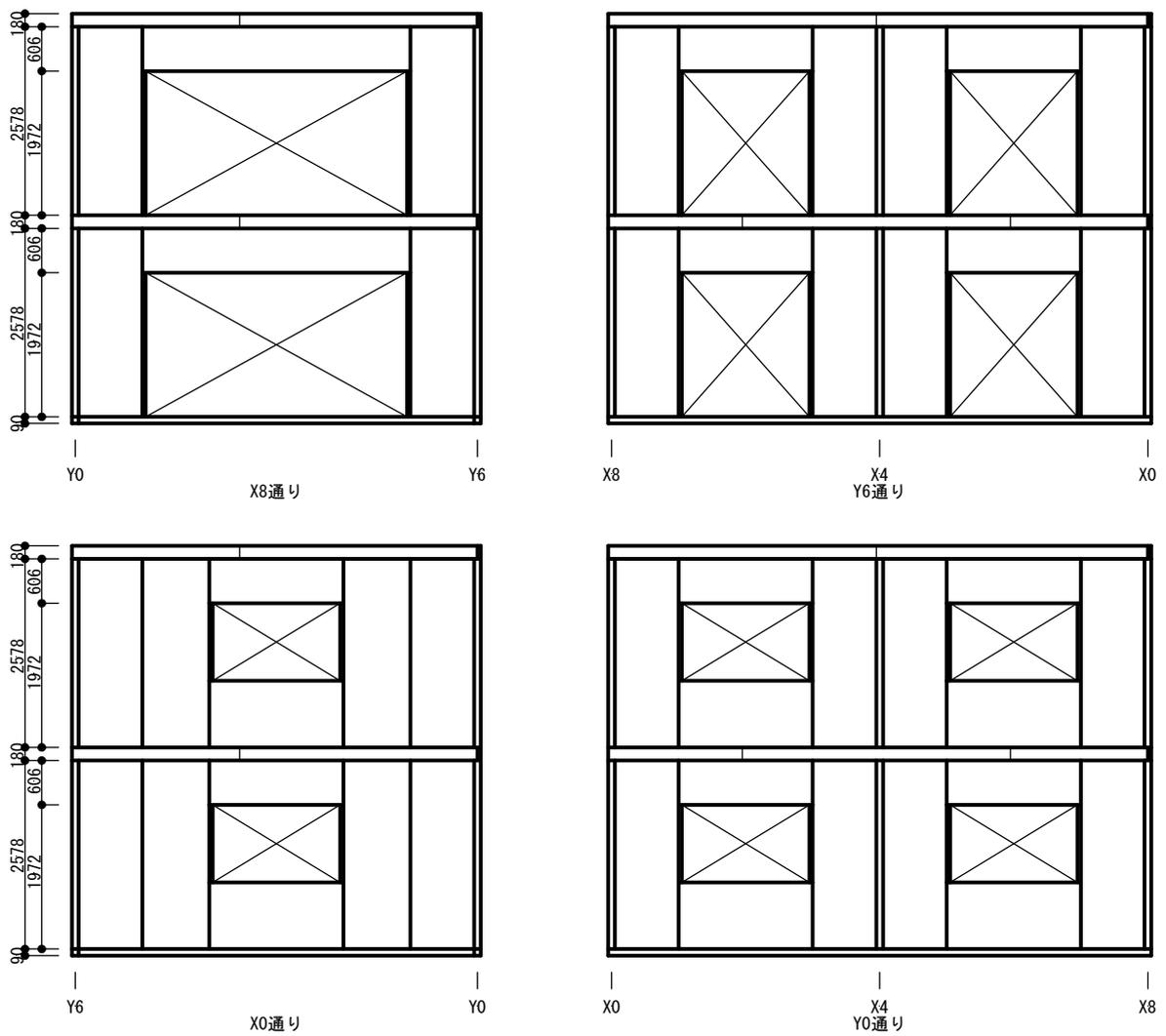


図3 試験体図（壁エレメント図）

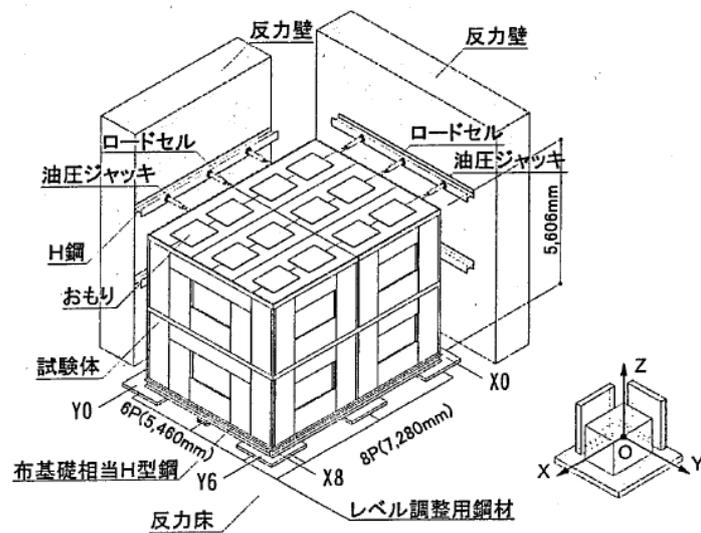
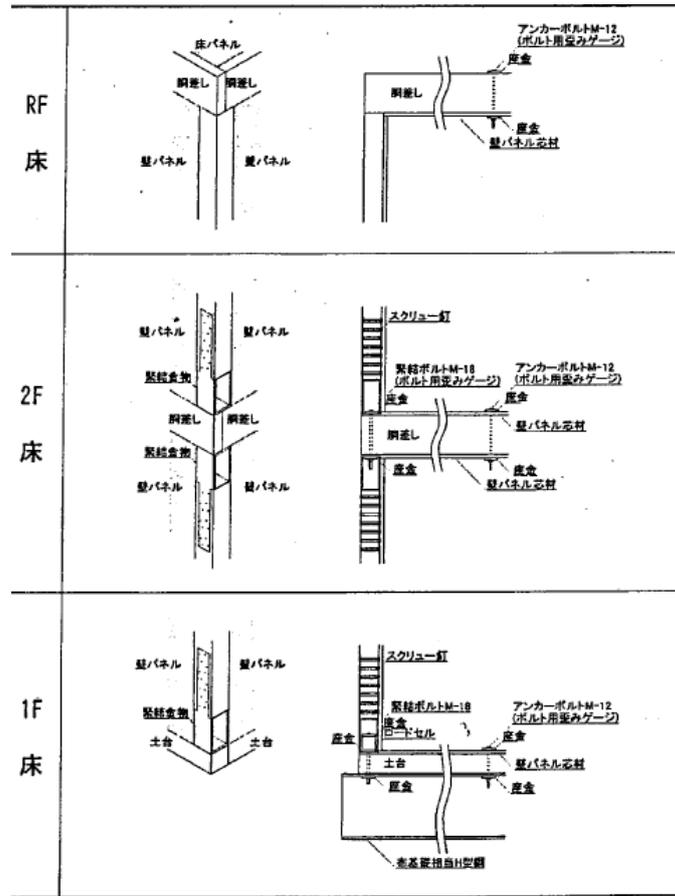


図4 実験概要図（壁の配置はフェーズ・4とは異なる）

表 1 各部の納まり



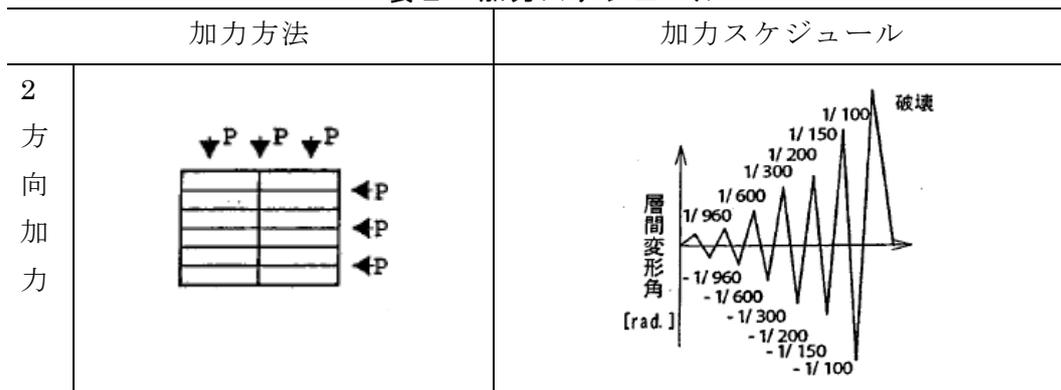
#1：合板-JAS 構造用合板 1 級（壁パネル：両面張り 4.0mm-5.5mm、床パネル 12mm）

枠材-JAS 針葉樹構造用製材の甲種構造材 2 級（スプルース）

(2) 加力方法

加力は、図 3 に示す反力壁に水平に並列して設置した油圧ジャッキを用い、反力床の上に設置した試験体の R 階床を押し引きして行った。加力は 2 方向加力（各方向それぞれ透過の 3 点加力）とした。加力は変位量が最大となる壁面の層間変形角で制御し、表 2 に示す加力スケジュールに従って行った。

表 2 加力スケジュール



(3) 実験結果

図5に1層のX0通り、X8通り及び平均の層間変形角と水平荷重の関係を示す。表3に図5における①～④の箇所における破壊性状を示す。破壊はX8通りの壁構面の合板がローリングシヤー破壊を起こし、最大荷重後X0-Y0の脚部において結合材の金物の釘の破損による結合材の破損や土台のめり込みが起こった。最大耐力はX方向Y方向それぞれ146.75kN(45°方向では207.54kN)であった。最大耐力を決定する破壊性状としては、合板のローリングシヤー破壊が挙げられる。

なお、最終的に、X0通りとX8通りの平均で1/16まで加力を行ったが、倒壊には至らなかった。

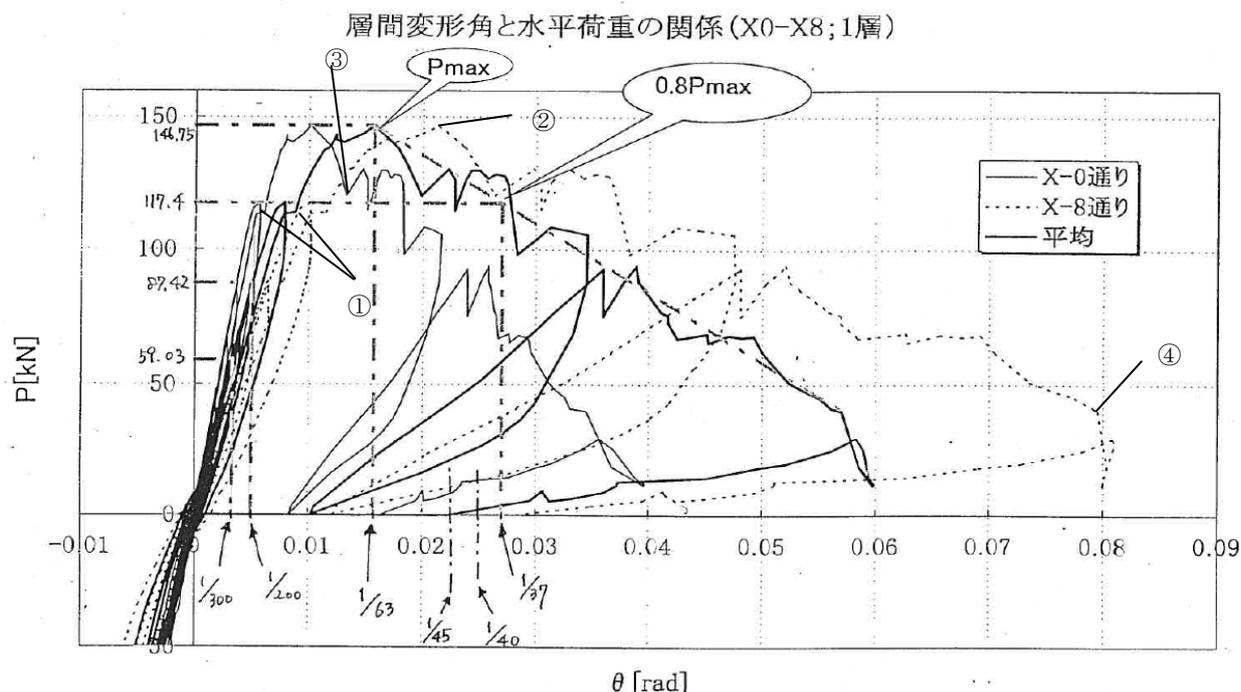
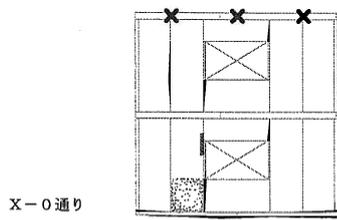


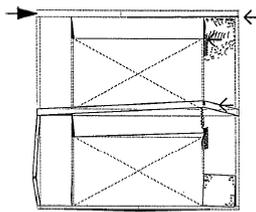
図5 水平荷重－層間変形角曲線

表3 破壊性状

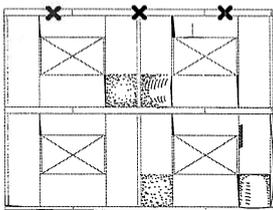
破壊性状	
①	耐力壁の小壁（垂壁・腰壁）の接合部が開く
②	X8通り壁パネルの合板の面外座屈及びローリングシヤー破壊（Pmax）
③	（X0, Y0）の脚部においてホールダウン金物の釘が破損し柱が引き抜けた
④	X8通り側の柱が破壊し2F床の胴差しが折れ曲がった



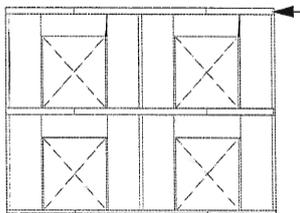
X-0通り



X-8通り



Y-0通り

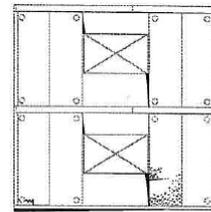


Y-6通り

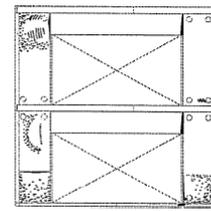
外面

- ・ 壁パネル (WoXs3) が剥離した。
- ・ 壁パネル (WoXs3) の芯材が座屈した。

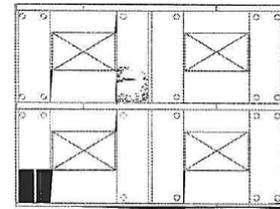
- ・ 胴差し (GYo5) に亀裂が生じた。



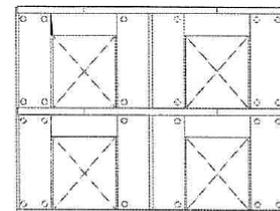
X-0通り



X-8通り



Y-0通り



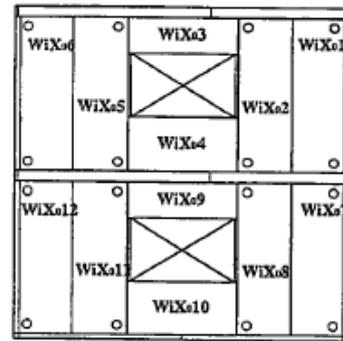
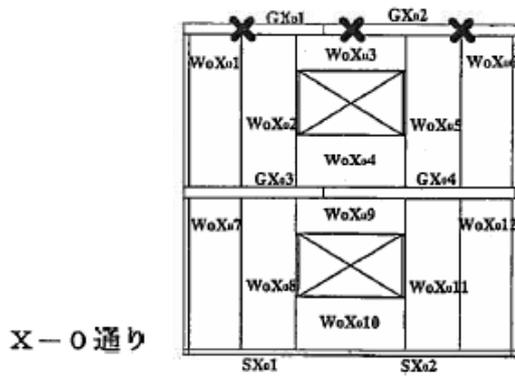
Y-6通り

内面

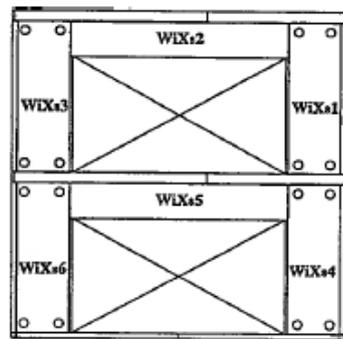
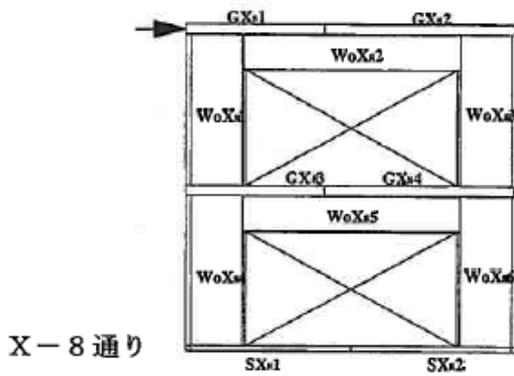
図6 加力終了時の破壊性状

外面

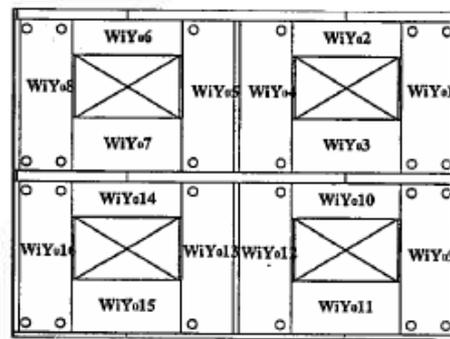
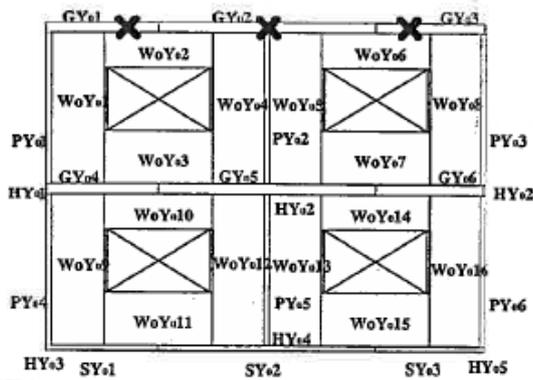
内面



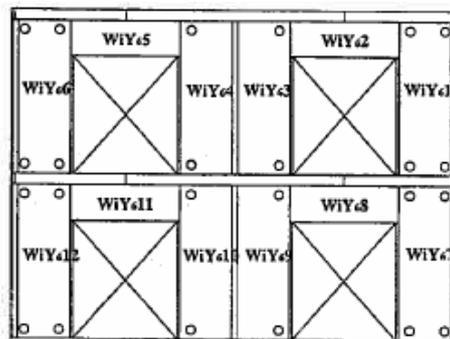
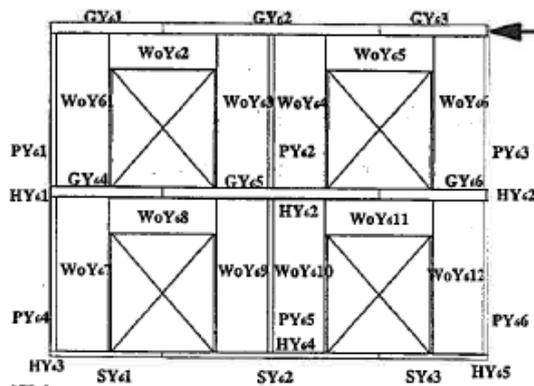
X-0 通り



X-8 通り



Y-0 通り



Y-6 通り

图 7 部材番号图

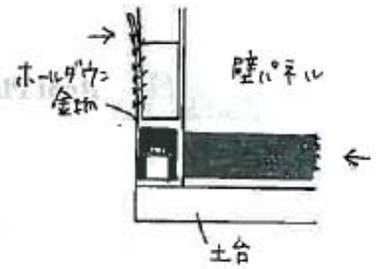
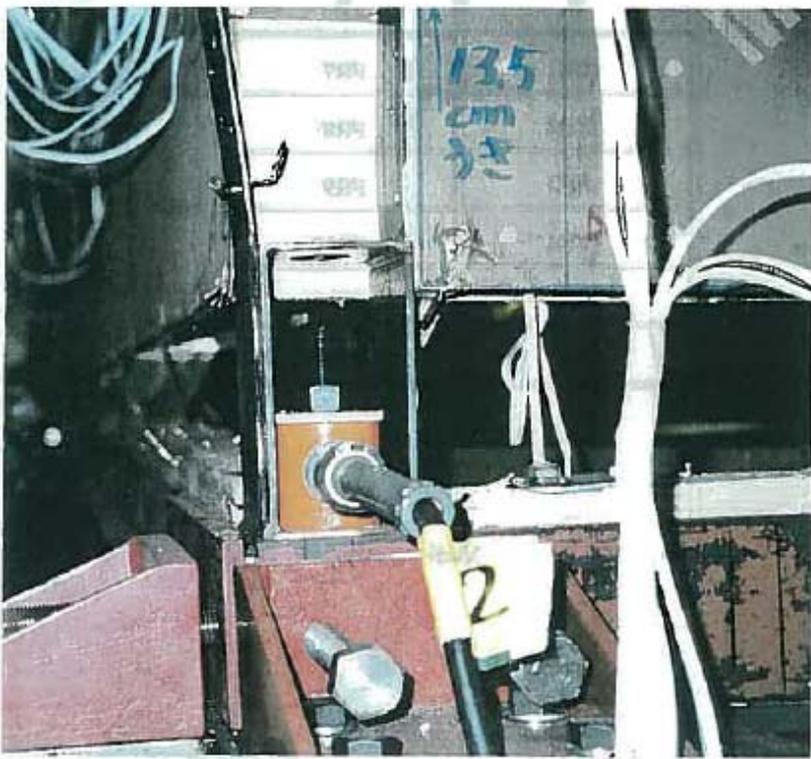


写真1 ホールダウン金物の釘接合部が破断し、柱（結合材）が引抜けた。(HY₀₃, PY₀₄)

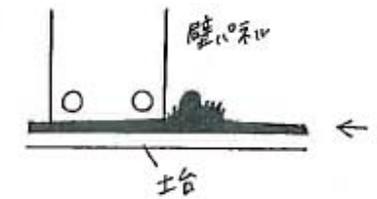
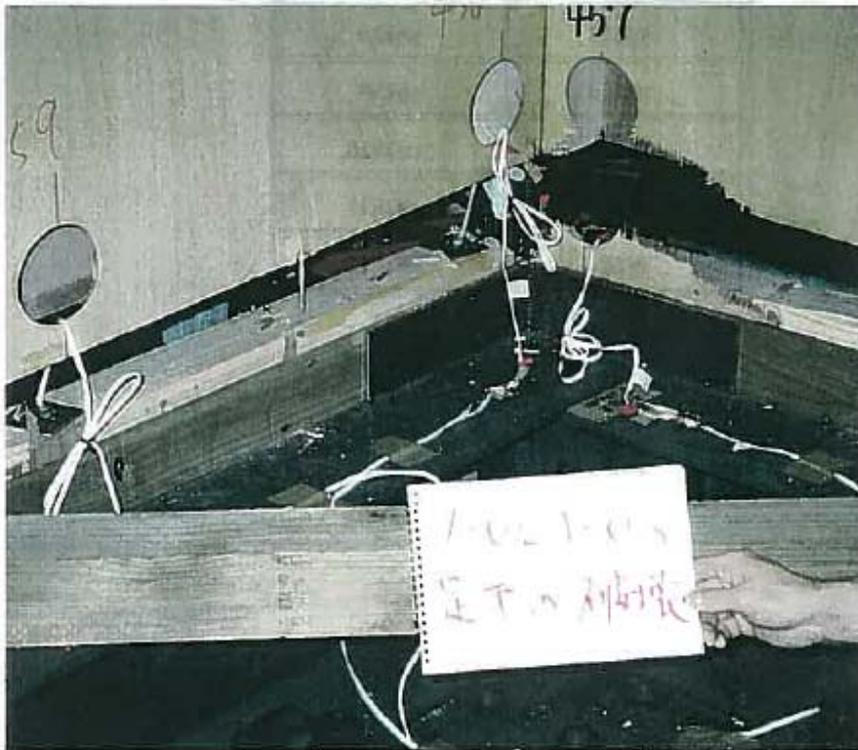


写真2 壁構面が土台から浮き上がった。(WiY₀₁₂, WiY₀₁₆, SY₀₂, SX₀₃)

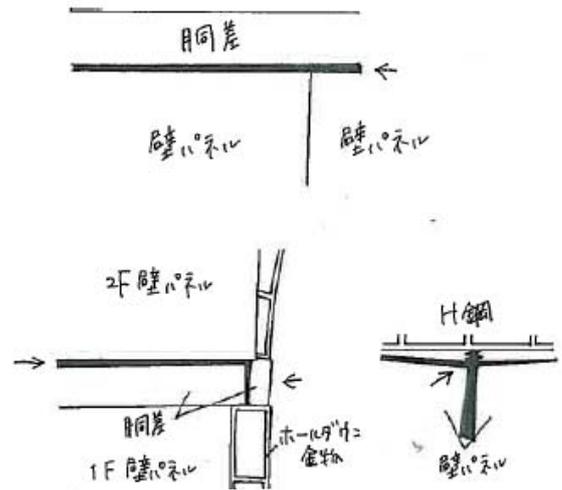
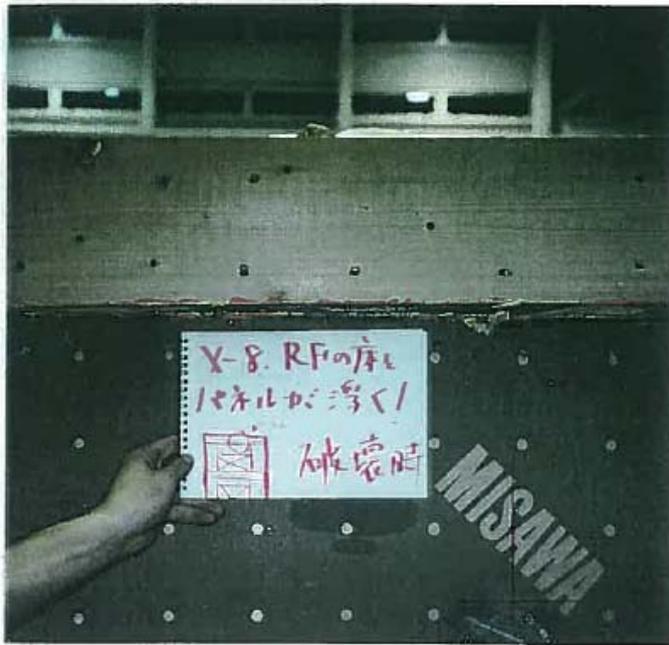


写真3 壁から床が離れた。(GX₈2, WoX₈2, WoX₈3)

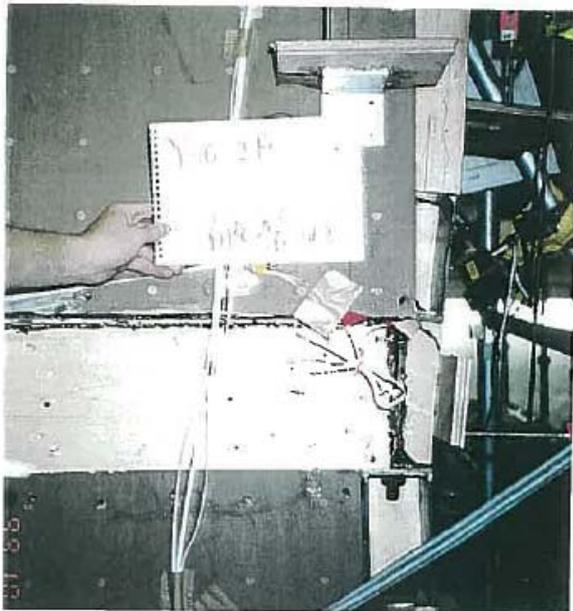


写真4 胴差しと壁が離れた。(GY₀6, WoY₀8)

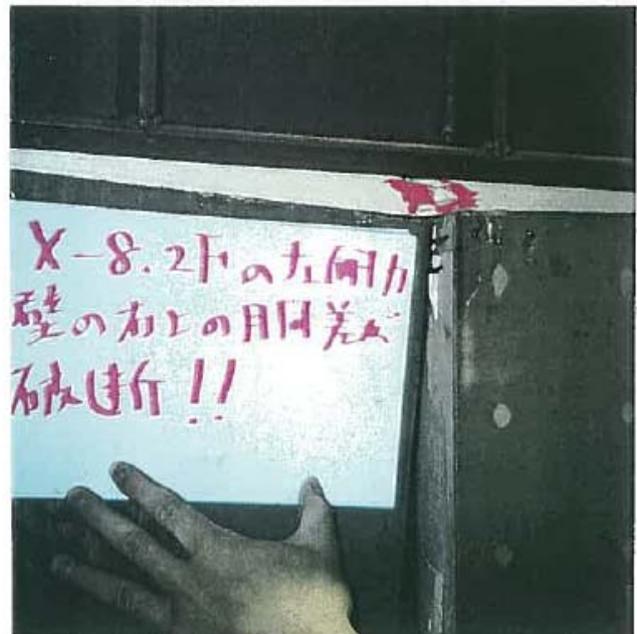


写真5 胴差しが破断した。(GX₀4)

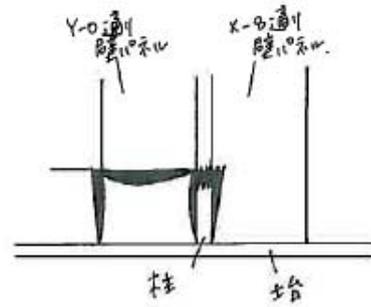
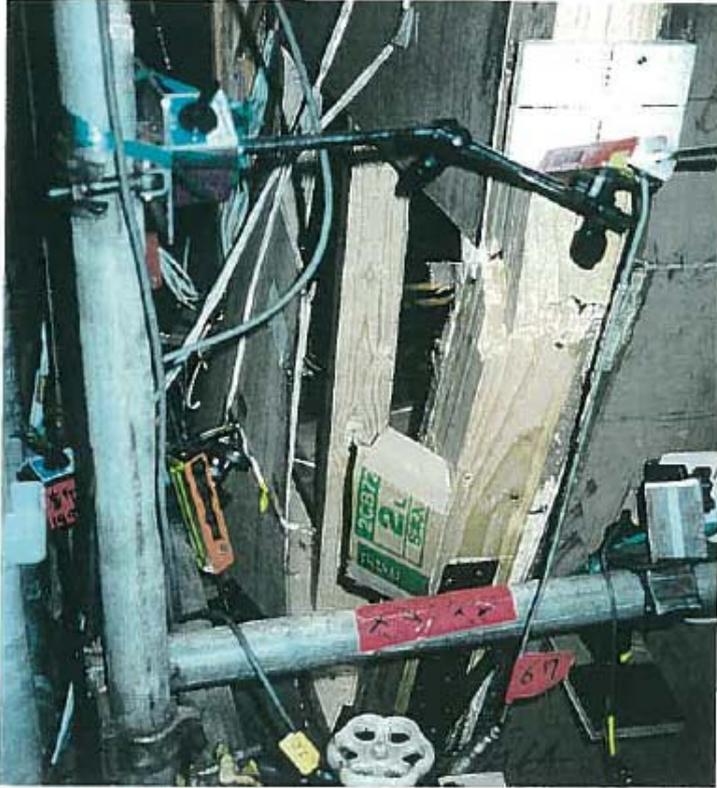


写真6 柱（結合材）が破断した。(PY₀4)

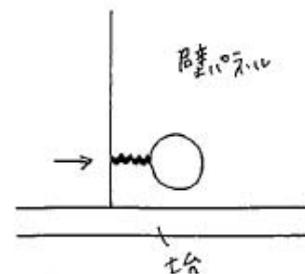


写真7 合板がせん断破壊した。(WiX₈4)

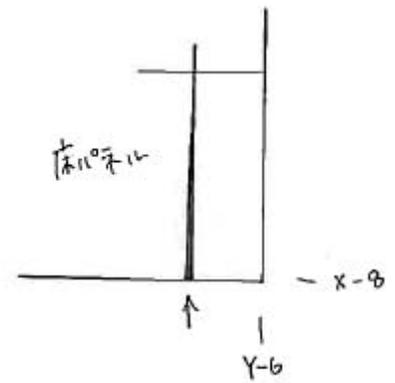


写真8 床パネル間が剥離した。(F2F5, F2F6)

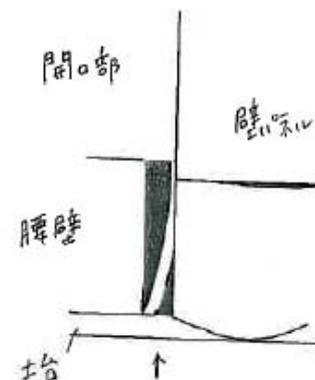
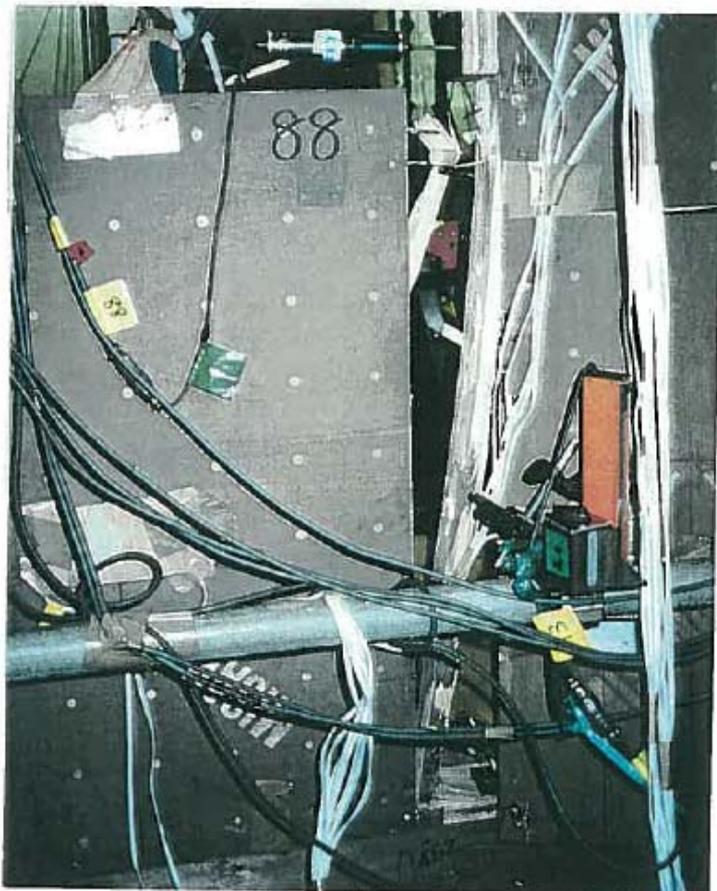


写真9 小壁と耐力壁の接合部が剥離した。(WoY₀15, WoY₀16)

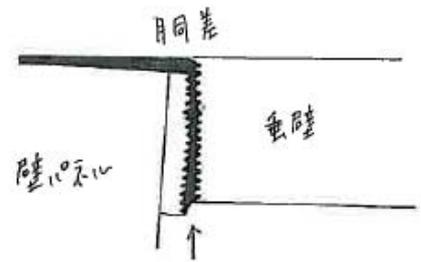


写真 10 小壁パネルのせん断破壊。(WoY₀5, WoY₀6)

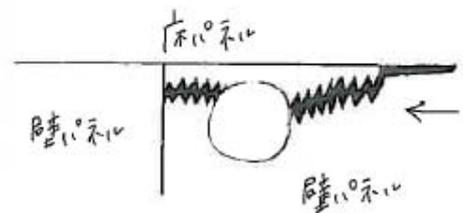
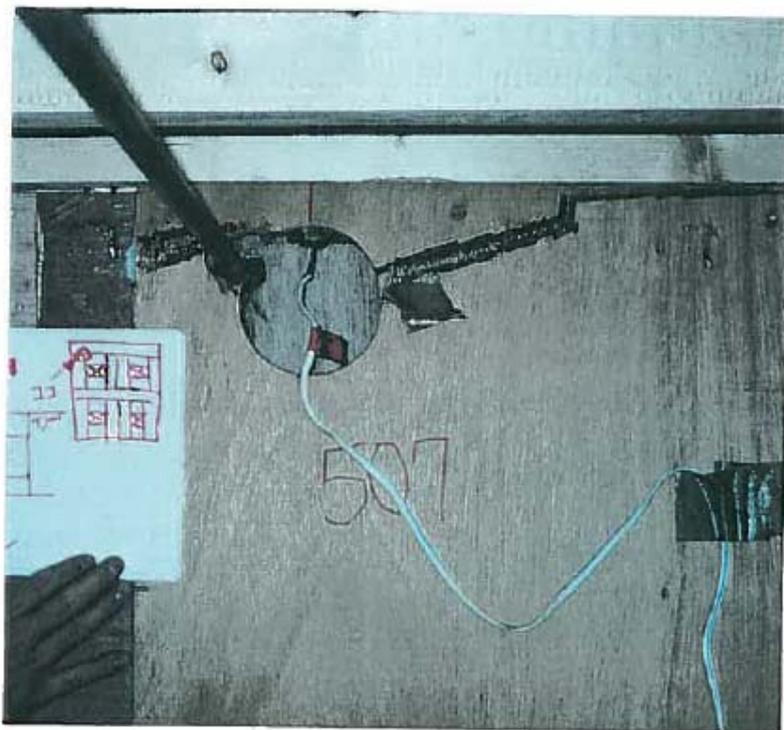


写真 11 ボルト締め穴回りの合板の破断。(WiY₀4)

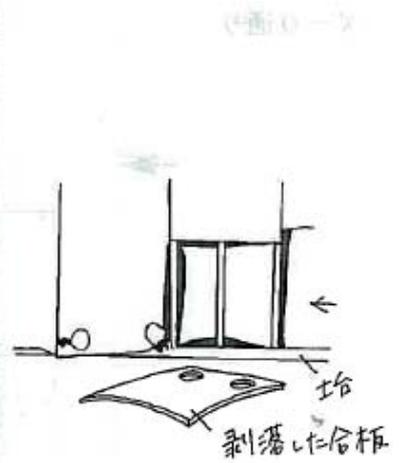


写真 12 壁パネルの土台へのめり込み、合板のローリングシャー。(WiY₀16)

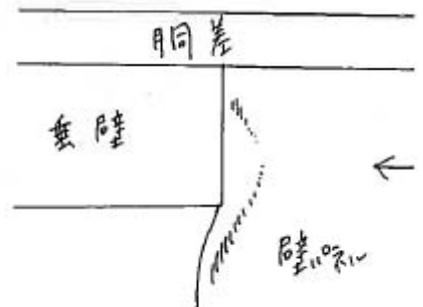


写真 13 壁パネルの面外座屈。(WoX₂, WoX₀3)

9. 3. 3 木質パネル構造 3 階建ての実大水平加力実験*²⁾

当該文献における TEST4 の荷重変形関係について整理する。

(1) 試験体の概要

試験体図を図 1 及び図 2 に示す。試験体は木質接着パネルにより構成される 6,370mm×7,280mm×8,062mm (軒の高さ) の 3 層建物である。外装材及び内装材 (せっこうボードを含む) は設けていない。床面には外装材及び内装材分の固定荷重並びに積載荷重を想定したおもりを設置している。

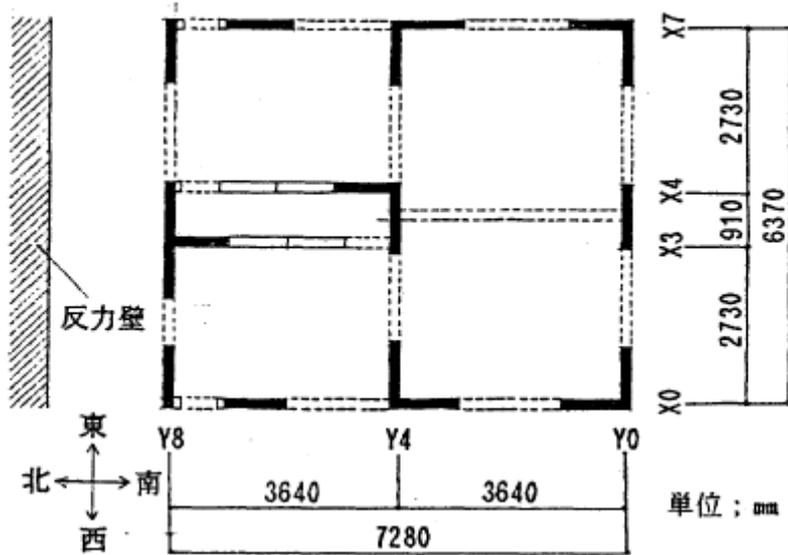


図 8 1 階平面図

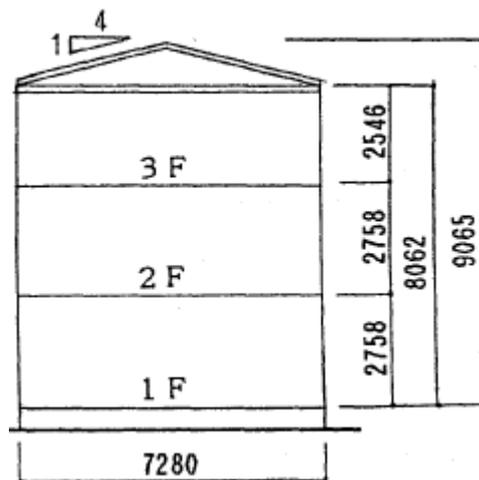


図 9 立面の寸法

(2) 加力方法

加力は図 10 に示すように 50t 串型油圧ジャッキにて正負繰り返しで行った。加力位置は、一般地域において建物にかかる外力の荷重心高さ考慮して 3 階床位置としている。

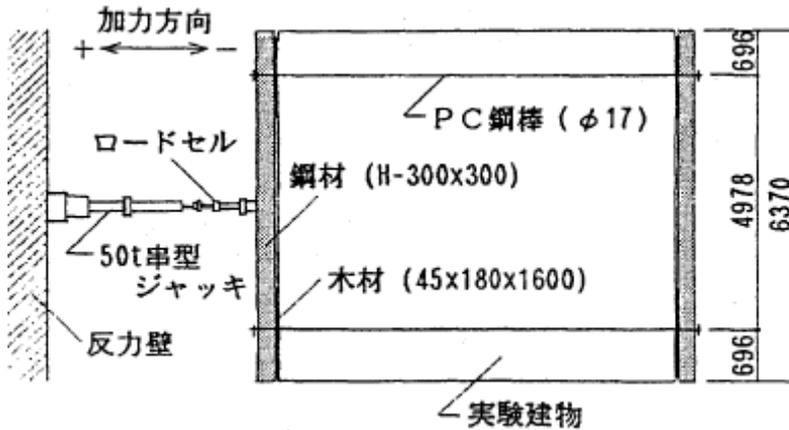


図 10 実験方法

(3) 実験結果

28.7tf で西側外壁面の 2 階壁パネルの中央の高さで、壁パネルの合板のせん断破断により、最大荷重に達した。この時点で 3 階壁頂部の水平変位は 82mm、2 階壁頂部は 72mm、1 階壁頂部は 39mm であった。さらに、3 階壁頂部で 130mm を超えるまで加力を続け、その後除荷している。なお、倒壊までの加力は行っていない。

2 層部分の荷重と層間変形を図 12 に示す。

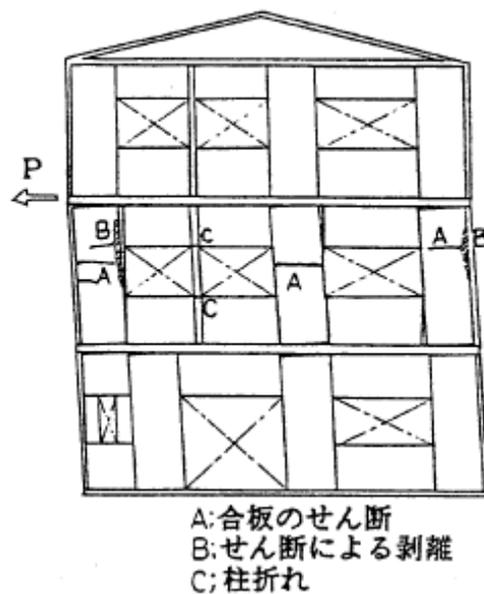


図 11 破壊状況（西側外壁面）

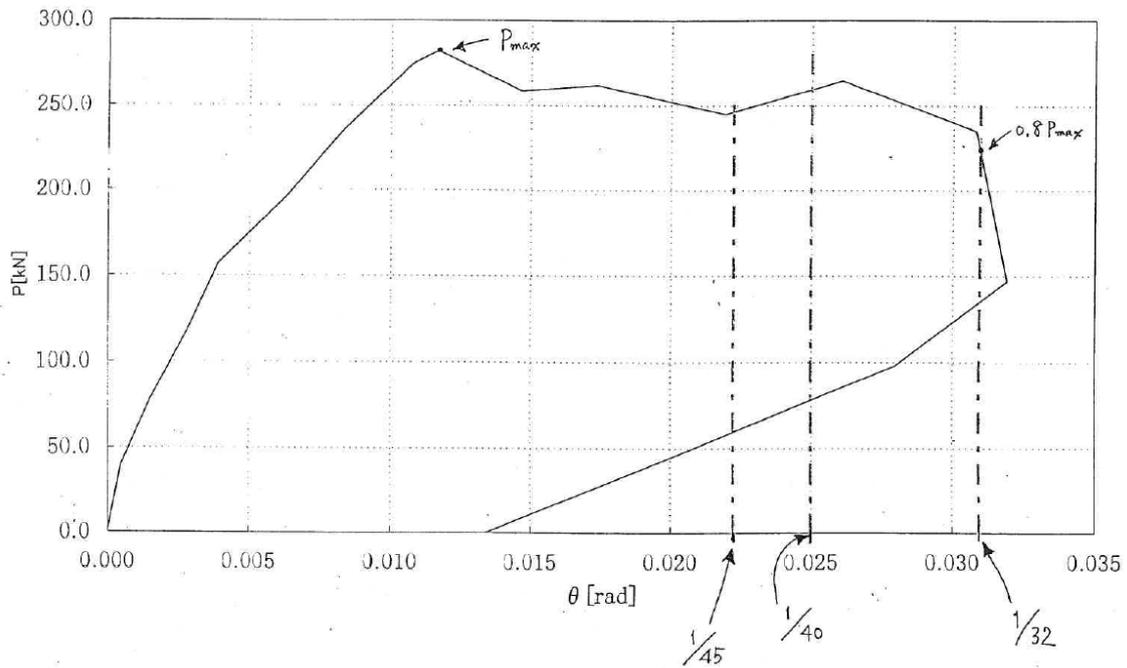


図 12 水平荷重一層間変形角曲線（2層）

9. 3. 4 まとめ

既往の研究として、木質接着複合パネルを用いた木質接着パネル工法の偏心を有する2層建物及びほぼ整形な3層建物の実大静加力実験の荷重－変形関係を示した。2層建物の1層では、最大荷重時の平均変形角が $1/63\text{rad}$ 、 $0.8P_{\text{max}}$ の平均変形角が $1/37\text{rad}$ であった。その後、平均変形角で $1/16\text{rad}$ まで加力を続けたが接合部及び結合材の破断により実験を終了している。なお、3層建物では、 $0.8P_{\text{max}}$ 時の変形角は $1/32$ であった。

参考文献

- 1) 梶川久光，野口弘之：木質接着パネル構法における立体建物の水平抵抗機構に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第581号，PP.93～100，2004.7
- 2) 坂本功，杉山英雄，野口弘之，平嶋義彦，石坂明，平田俊次：木質パネル構造 3階建ての実大水平加力実験（その1，2），日本建築学会大会学術講演集梗概，1997.10

