

第3章 木造軸組構法の損傷限界・安全限界変形に関する実験的検証

3.1 構面試験体の大変形水平加力実験

3.1.1 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 3.1.1-1~3.1.1-2 に主な使用部材と試験体一覧を示す。また図 3.1.1-1~3.1.1-8 に試験体図を示す。

表 3.1.1-1 主な使用部材

部材	種類	サイズ(mm)	備考
柱	同一等級構成構造用集成材 樹種：オウシュウアカマツ 等級 E95-F315	105×105	—
梁	異等級構成集成材 樹種：オウシュウアカマツ 等級 E120-F330	105×240	—
土台	異等級構成集成材 樹種：オウシュウアカマツ 等級 E105-F300	105×105	—
筋かい	構造用単板積層材(LVL) 等級 E90	45×90	—
外壁用面材	構造用合板 等級 2	厚さ 12	N50@150
内外壁用面材	石膏ボード	厚さ 12.5	石膏ボードビス@150
ホールダウン 金物	ビスどめホールダウン U 15kN 用	40×160×6.0	短期許容引張耐力 15.6kN
	ビスどめホールダウン U 35kN 用	40×345×6.0	短期許容引張耐力 35.4kN
ホールダウン 金物用ボルト	SS400	φ 16	—
接合金物	ステンレスフラットプレート	50×120×0.6	Z マーク金物 (CP-T) 同等認定
筋かい金物	コラム・フィット	47.3×150×80×2.3	Z マーク金物 (BP-2) 同等認定

表 3.1.1-2 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						0	×
9						0	○
10	B2-G2	全壁	筋かい 45×90 たすき掛け (4.0)	石膏ボード (0.9)	石膏ボード (0.9)	35.22	○
11						9.95	×
12						0	○
13						0	×
14	0	○					
15	P	全壁	構造用合板 (2.5)	無	無	35.22	○
16						9.95	×
17						0	○
18						0	×
19						0	○

※ 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。

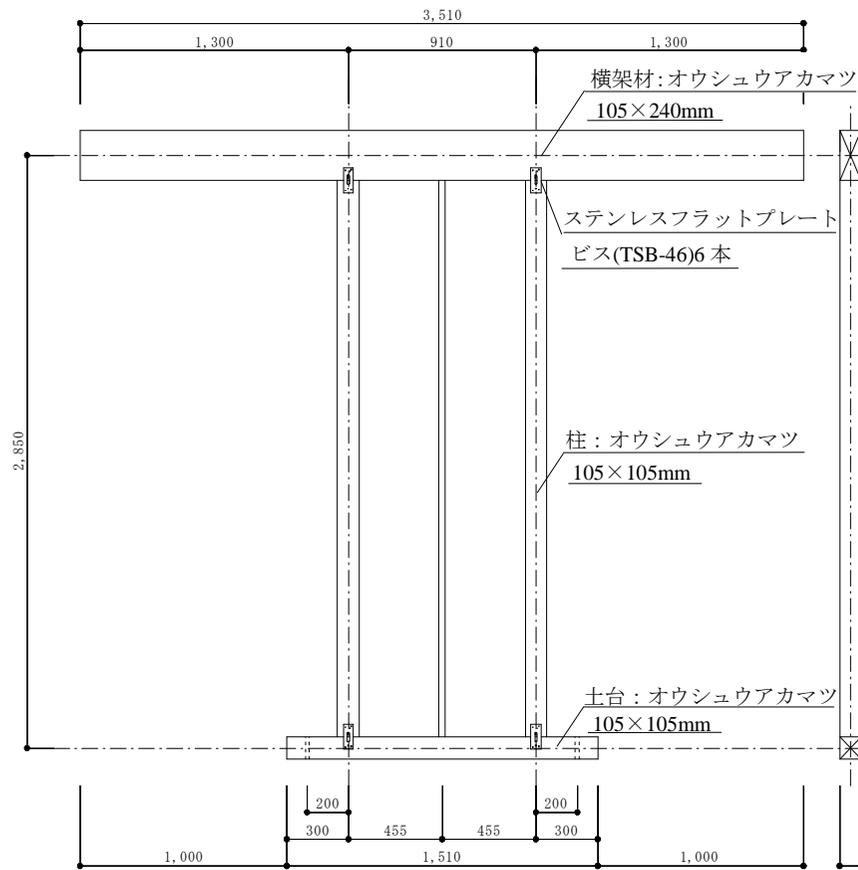


図 3.1.1-2 試験体 F(接合部×)

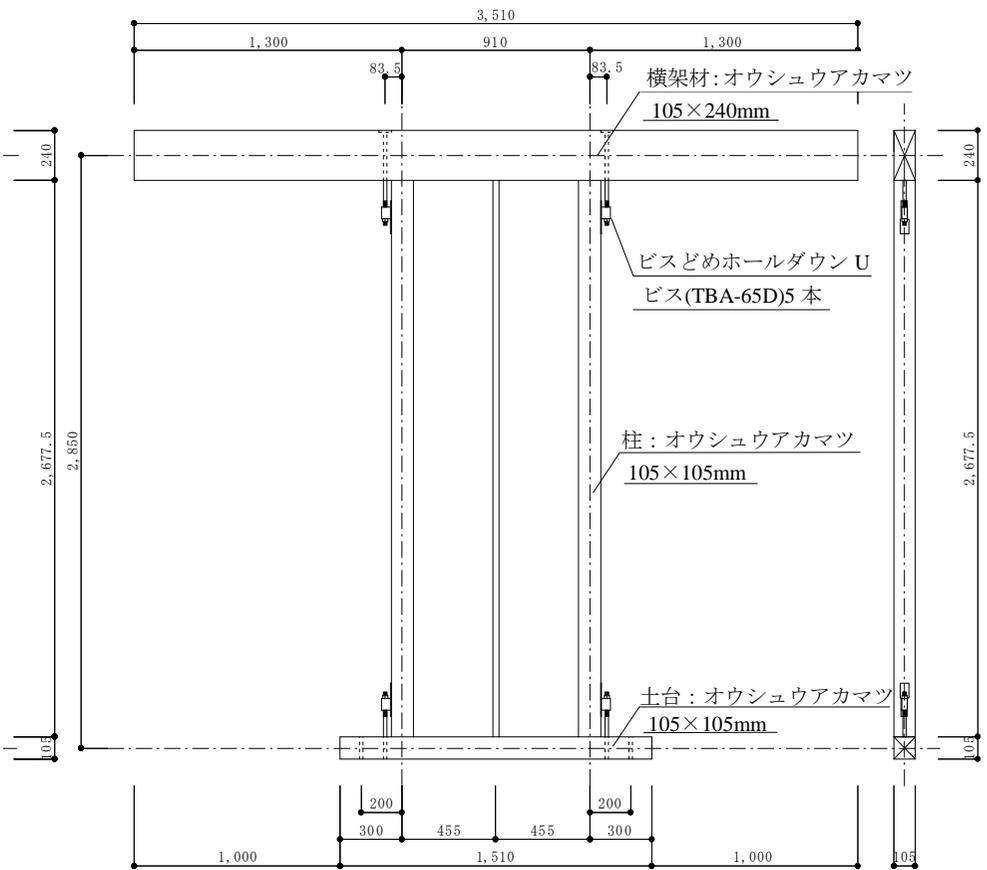


図 3.1.1-1 試験体 F(接合部○)

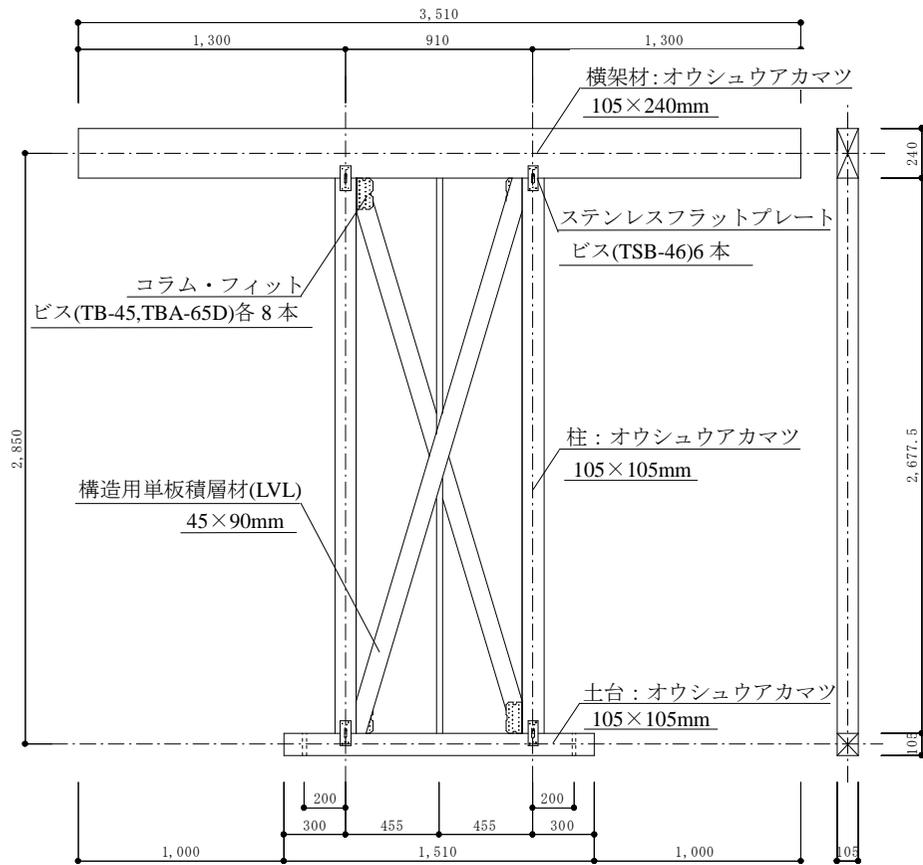


図 3.1.1-4 試験体 B2(接合部×)

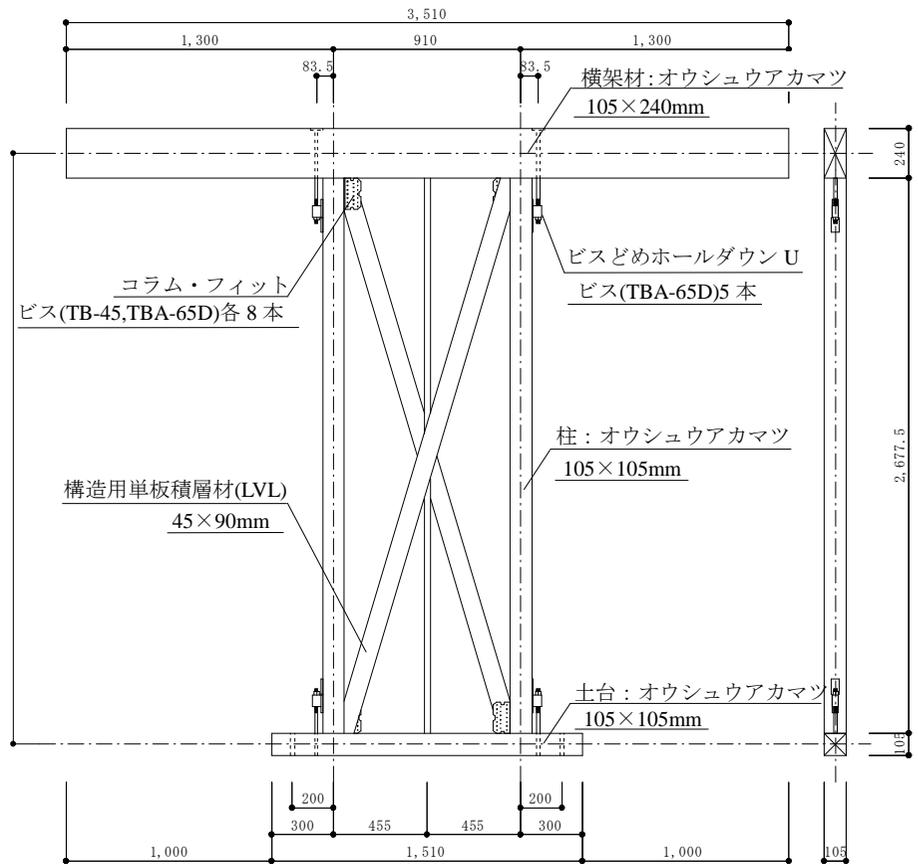


図 3.1.1-3 試験体 B2(接合部○)

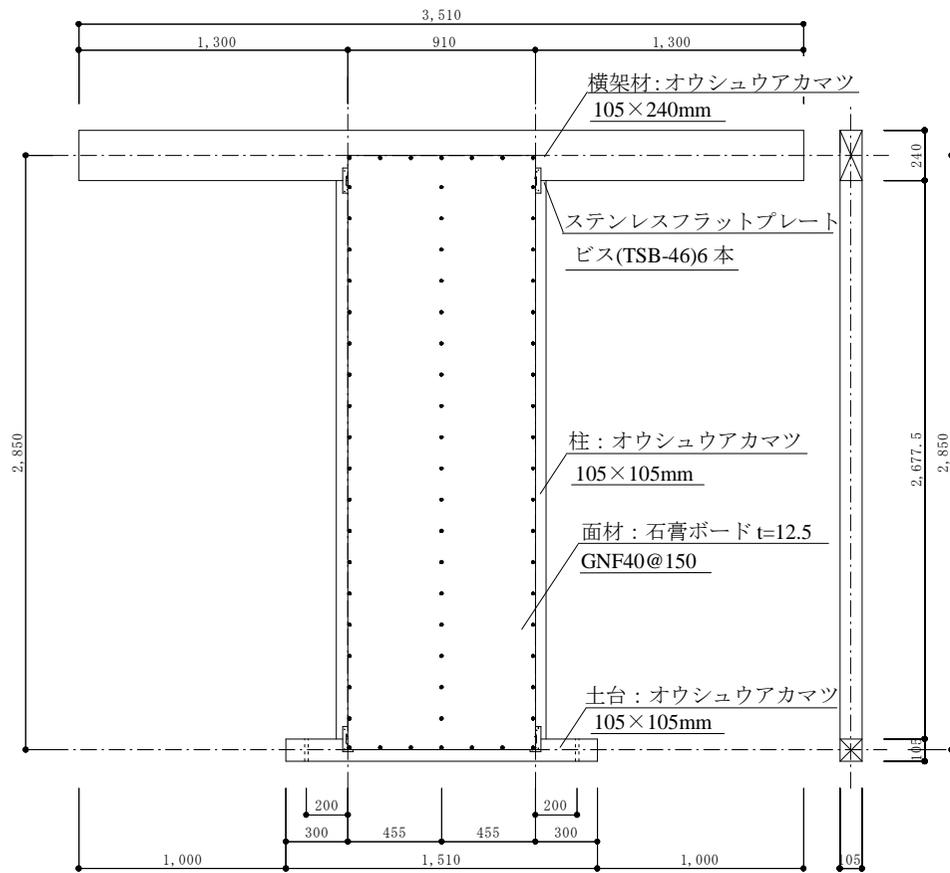


図 3.1.1-6 試験体 B2-G2(接合部×)

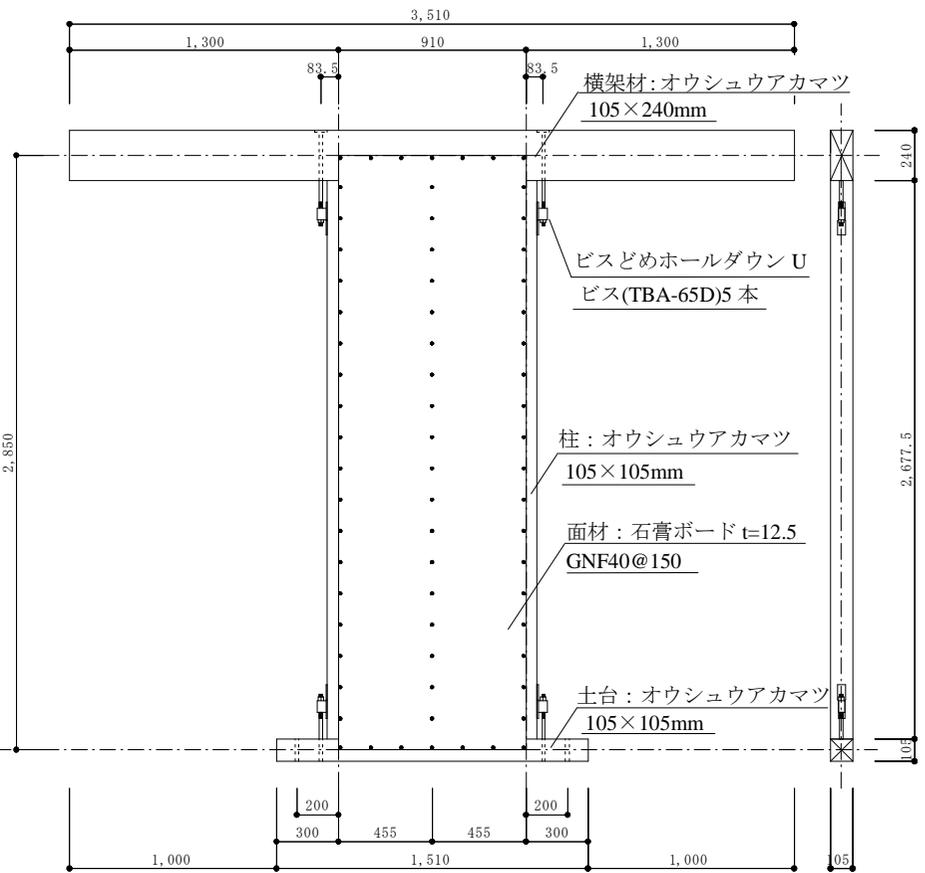


図 3.1.1-5 試験体 B2-G2(接合部○)

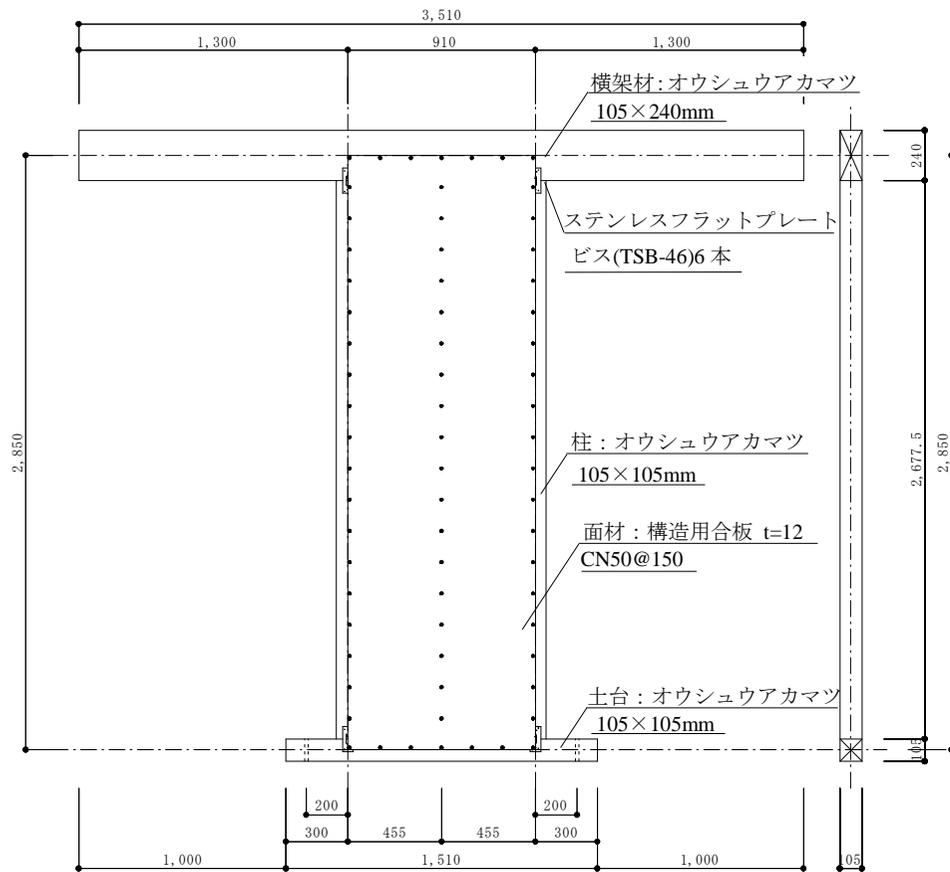


図 3.1.1-8 試験体 P(接合部×)

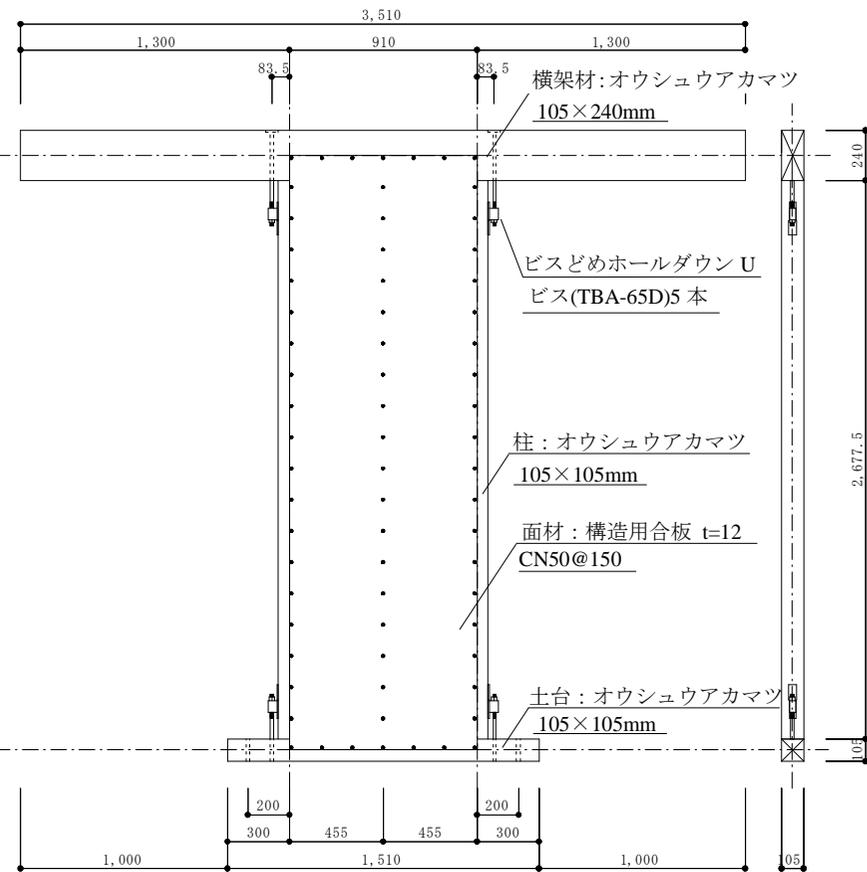


図 3.1.1-7 試験体 P(接合部○)

3.1.2 壁量

(1) 構造用合板貼り大壁の壁倍率と釘ピッチの関係

建築基準法施行令 46 条および昭 56 建告 1100 号に定められている軸組の種類と壁倍率の規定について表 3.1.2-1 に示す。(2) および (3) の計算方法を用いて、構造用合板貼り大壁の壁倍率と釘ピッチの関係を算出した(表 3.1.2-2)。木造軸組工法住宅の許容応力度設計に記載されている面材釘 1 本あたりの 1 面せん断の数値(表 3.1.2-3)は合板厚さ 12mm 以上の場合のみであるため、合板厚さを 12mm として計算した。

表 3.1.2-1 令 46 条および昭 56 建告 1100 号に定められている軸組の種類と壁倍率

	条件	壁倍率
構造用合板貼り大壁	厚さ 7.5mm 以上 N50@150 以下	2.5

表 3.1.2-2 詳細計算法による壁倍率と釘ピッチの関係

	条件	壁倍率
構造用合板貼り大壁	厚さ 12mm N50@125 以下	2.75
	厚さ 12mm N50@150 以下	2.37
	厚さ 12mm N50@200 以下	1.77
	厚さ 12mm N50@215 以下	1.67
	厚さ 12mm N50@230 以下	1.51

(2) 面材張り耐力要素の詳細計算法で用いる釘配列諸定数の計算

① 面材を軸材に任意の釘配列で釘打ちした耐力要素の釘配列諸定数の求め方

面材を軸材に任意の釘配列で釘打ちした耐力要素の釘配列諸定数の計算は、下式による。なお、計算の際には、面材の短辺を X 方向、長辺を Y 方向と設定すること。面材が正方形の場合には、外周に打たれた釘の本数が多い辺の方向を X 方向とすること。

$$I_{xy} = \left(\frac{I_x \cdot I_y}{I_x + I_y} \right) / A_w : \text{単位面積あたりの釘配列 2 次モーメント} [\text{cm}^2/\text{cm}^2]$$

I_x : Y 方向中立軸に対する釘配列 2 モーメント [cm^2]

$$I_x = \sum (y_j - y_0)^2 \cdot n_j$$

$$y_0 = \frac{\sum y_j \cdot n_j}{\sum n_j} : \text{Y 方向の弾性中立軸位置}$$

y_i : 釘の Y 座標 [cm]

n_j : y_j 座標上の釘本数

I_y : X 方向中立軸に対する釘配列 2 モーメント [cm^2]

$$I_y = \sum (x_j - x_0)^2 \cdot n_i$$

$$x_0 = \frac{\sum x_i \cdot n_i}{\sum x_i} : \text{X 方向の弾性中立軸位置}$$

x_i : 釘の X 座標 [cm]

n_i : x_i 座標上の釘本数

A_w : 面材の面積 [cm^2]

$$Z_{xy} = \frac{1}{A_w \sqrt{\frac{1}{Z_x^2} + \frac{1}{Z_y^2}}} : \text{単位面積あたりの釘配列係数} [\text{cm}/\text{cm}^2]$$

$$Z_x = \frac{I_x}{(y_i - y_0)_{\max}} : \text{Y 方向弾性中立軸に対する釘配列係数}$$

$(y_i - y_0)_{\max}$: Y 方向弾性中立軸から端部の釘までの Y 方向距離の最大値 [cm]

$$Z_y = \frac{I_y}{(x_i - x_0)_{\max}} : \text{X 方向弾性中立軸に対する釘配列係数}$$

$(x_i - x_0)_{\max}$: X 方向弾性中立軸から端部の釘までの X 方向距離の最大値 [cm]

$$R_{y0} = \frac{Z_{xy}}{I_{xy}} : \text{単位面材の降伏変形角} [\text{cm}^{-1}]$$

$$C_{xy} = \frac{Z_{pxy}}{Z_{xy}} : \text{釘配列降伏終局比。ただし、} C_{xy} < 1.0 \text{ の場合は、} C_{xy} = 1.0 \text{ とする}$$

$$Z_{pxy} = \frac{0.941(Z_{px} + Z_{py})}{2 \cdot Y_{err} \cdot A_w} : \text{単位面積あたりの塑性釘配列係数} [\text{cm}/\text{cm}^2]$$

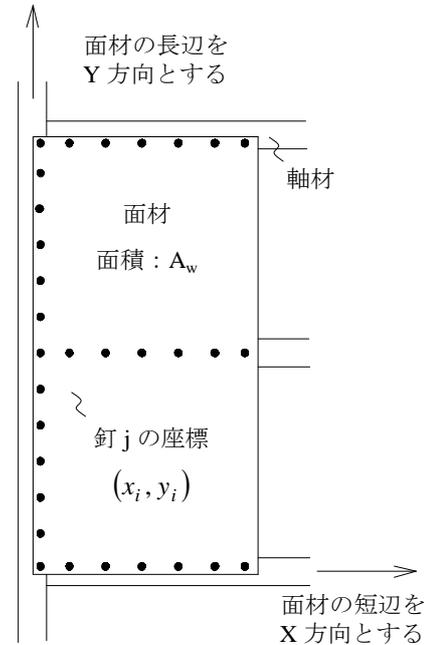


図 3.1.2-2 任意釘配列面

$$Z_{px} = \sum \frac{(y_i - y_{p0})^2}{\sqrt{(x_i - x_{p0})^2 (\theta_{py}/\theta_{px})^2 + (y_i - y_{p0})^2}} : Y \text{ 方向塑性中立軸に対する釘配列係数}$$

$$Z_{py} = \sum \frac{(x_i - x_{p0})^2}{\sqrt{(x_i - x_{p0})^2 + (y_i - y_{p0})^2 (\theta_{px}/\theta_{py})^2}} : X \text{ 方向塑性中立軸に対する釘配列係数}$$

y_{p0} : Y 方向の塑性中立軸位置

Y 方向の釘配列が上下対称のとき、 $y_{p0} = y_0$ 、

非対称のとき $y_{p0} = -0.106H + 1.212y_0$

H : 下端の釘から上端の釘までの距離[cm]

x_{p0} : X 方向の塑性中立軸位置

X 方向の釘配列が左右対称のとき、 $x_{p0} = x_0$ 、

非対称のとき $x_{p0} = -0.106L + 1.212x_0$

L : 左端の釘から右端の釘までの距離[cm]

$I_y \geq I_x$ のとき、 $\theta_{px}/\theta_{py} = 1.285I_y/I_x$

$I_y < I_x$ のとき、 $\theta_{px}/\theta_{py} = I_y/1.285I_x$

$$Y_{err} = 0.998 + 0.068X_{err} + 0.906X_{err}^2$$

$$X_{err} = \frac{2|Z_{px} - Z_{py}|}{(Z_{px} + Z_{py})}$$

$\beta = \frac{I_x}{I_y}$: 面材の縦横比による剛性調整係数

(3) 面材張り大壁の詳細計算法

① 面材張り大壁の許容せん断耐力の計算法

詳細計算法による面材張り大壁の許容せん断耐力と剛性は、下式によって計算できる。

許容せん断耐力 P_a [kN] :

$$P_a = \frac{1}{H} \times \min \left\{ \begin{array}{l} M_y \\ K_0/150 \\ 0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u \end{array} \right\}$$

せん断剛性 K [kN/rad] :

$$K = \frac{K_0}{H}$$

回転剛性 K_0 [kN・cm/rad] :

$$K_0 = A_w \cdot \Delta K_0$$

A_w : 面材の面積 [cm²]

$$\Delta K_0 = 1 / \left(\frac{1}{I_{xy} \cdot k} + \frac{1}{G_B \cdot t} \right)$$

降伏モーメント M_y :

$$M_y = A_w \times Z_{xy} \times \Delta P_y$$

終局モーメント M_u :

$$M_u = C_{xy} \times M_y$$

釘で決まる面材壁の靱性率 μ :

$$\mu = \frac{\delta_u \times G_B \times t + \delta_v \times I_{xy} \times k}{\delta_v (G_B \times t + I_{xy} \times k)}$$

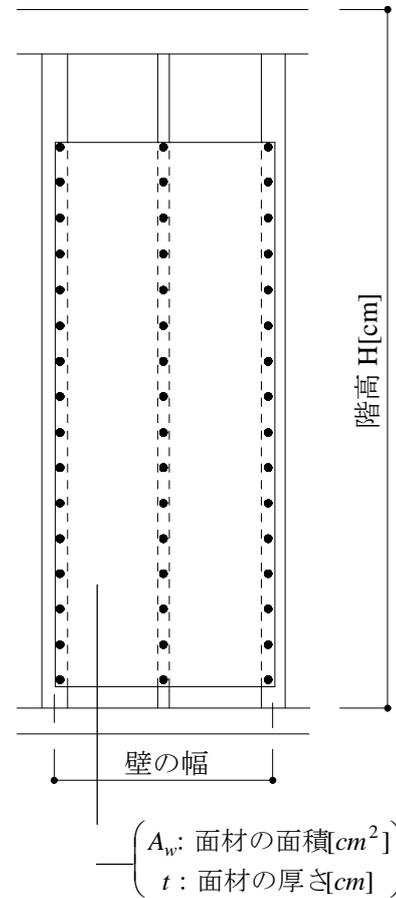


図 3.1.2-3 面材張り大壁

上記の式において k 、 ΔP_v 、 δ_v 、 δ_u は、面材くぎ等 1 本あたりの一面せん断耐力要素を算定するための試験によって求めた、面材に打たれた釘 1 本あたりの一面せん断の荷重-変位グラフを、図 3.1.2-4 のように完全弾塑性関係にしたときの各値である。代表的な面材と釘の組合せによる面材釘のせん断データを表 2.1-5 に示す。また、 I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} は、面材を軸材に任意の釘配列で釘打ちした耐力要素の釘配列諸定数で、釘配列係数の計算の計算法によって求める。また、 G_B は、面材のせん断弾性係数 [kN/cm²] である。

釘のせん断耐力 [kN]

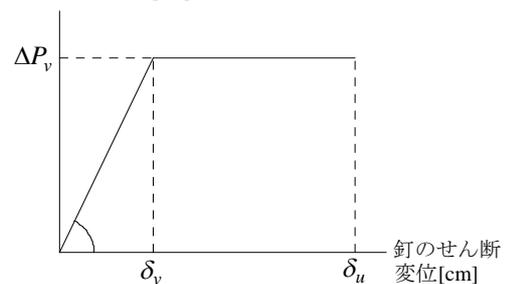


図 3.1.2-4

完全弾塑性関係で表した面材に打たれた釘 1 本あたりの 1 面せん断の荷重-変位グラフ

表 3.1.2-3 面材釘 1 本あたりの 1 面せん断の数値

面材	釘	k kN/cm	δ_v cm	δ_u cm	ΔP_v kN
構造用合板 12mm	鉄丸釘 N-50	4.80	0.21	1.53	0.98
	鉄丸釘 N-65	6.29	0.21	1.89	1.31
	太め鉄丸釘 (CN 釘) 50	6.34	0.19	1.81	1.21
	太め鉄丸釘 (CN 釘) 65	8.26	0.25	2.17	2.05
構造用合板 24mm、または、 28mm	鉄丸釘 N-75	6.51	0.25	1.71	1.62
	太め鉄丸釘 (CN 釘) 65	8.78	0.15	1.32	1.31
	太め鉄丸釘 (CN 釘) 75	10.13	0.18	2.14	1.85
構造用合板のせん断弾性係数 G_B : ラワン(その他) 39.2kN/cm ² 、ベイマツ 58.8kN/cm ²					
注) 本表の数値は、 $\alpha=0.95$ を前提としたものである。 $\alpha=0.95$ とは、面材の使用環境が、腐朽・蟻害等によって劣化が生じたり、湿潤状態にあるような条件下ではなく、現場施工において、釘のピッチやへりあきがきちんと遵守され、釘頭がめり込まないよう手打ち施工あるいは釘打ち機の空気圧を合板の密度に応じて調整して打たれるように監理される場合を前提としたものである。					

3.1.3 積載荷重

(1) 積載荷重の設定

積載荷重は PΔ 効果の影響が顕著に表れるように設定する必要がある。また、積載荷重の違いによる影響を検討するために、重い錘 (35.22kN)、軽い錘 (9.95kN)、錘なし (0kN) の 3 パターンを用意した。重い錘を載せた場合の柱断面の検討および柱・土台のめり込み対する検討を (2) ~ (3) で行う。

(2) 柱断面の検討

① 検討方法

鉛直荷重のみを受ける柱の構造安全性の検討方法は、平 12 年建告 1349 号にもとづき、下式のように、当該柱の断面に生じる圧縮応力度が許容座屈応力度を超えないことを確認する。

$$\text{柱の圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_k$$

ここで、 N : 当該柱に作用する圧縮力 [N]

A : 柱中央部の断面積 [mm²]

f_k : 平 13 国交告 1024 号に定める許容座屈応力度 [N/mm²] で、下式による。

$$f_k = \text{長期} : \frac{1.1}{3} F_c \text{、長期積雪} : \frac{1.43}{3} F_c \text{、短期積雪} : \frac{1.6}{3} F_c \text{、短期} : \frac{2}{3} F_c$$

$$F_c = \begin{cases} \lambda \leq 30 \text{ の場合} : F_c \\ 30 < \lambda \leq 100 \text{ の場合} : (1.3 - 0.01\lambda) F_c \\ \lambda > 100 \text{ の場合} : \frac{3000}{\lambda^2} F_c \end{cases}$$

F_c : 当該柱の基準圧縮強度 [N/mm²]

λ : 有効細長比で、 $\lambda = \frac{l_k}{i}$ とする。

l_k : 当該柱の座屈長さ [mm] で、横架材の内法間隔としてよい。

i : 当該柱の断面 2 次半径 [mm] で、 $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

I : 当該柱の座屈する方向の断面 2 次モーメント [mm⁴] で、独立柱の場合は弱軸側とし、壁内の柱の場合は、面外方向とする。

② 検討結果

試験体について柱 1 本あたりの許容鉛直荷重を算出した結果を以下に示す。本試験体は柱 2 本からなる 1P 壁であるため、長期許容鉛直荷重は 86.9kN となる。よって、(1) で設定した最大積載荷重 35.22kN は許容範囲内である。

表 3.1.3-1 柱断面の検討結果

長期許容鉛直荷重 [kN/本]	積載荷重 [kN/本]	検討結果
43.45kN	17.61	OK!

$$\text{有効細長比 } \lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{2677.5}{30.31} = 88.34$$

$$\text{座屈長さ } l_k = 2677.5 \text{ [mm]} \quad , \quad \text{断面 2 次半径 } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{105^4}{12}\right)}{105^2}} = 30.31 \text{ [mm]}$$

$$30 < \lambda \leq 100 \text{ より } F_k = (1.3 - 0.01\lambda)F_c = 0.4166 \times 25.8 = 10.75 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\text{ここで、基準圧縮強度 } F_c = 25.8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

木材の基準圧縮強度 F_c は平 13 国交第 1024 号に基づくものとする(表参照)。

表 3.1.3-2 同一等級構成集成材の基準圧縮強度

ひき板の 積層数	強度等級	基準圧縮強度 F_c [N/mm ²]
4 枚以上	E95-F315	25.8

$$\text{長期許容座屈応力度 } f_k = \frac{1.1}{3} F_k = \frac{1.1}{3} \times 10.75 = 3.94 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\text{柱の圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_k = 3.94 \text{ [N/mm}^2\text{]} \text{ より、}$$

$$N \leq f_k \cdot A = 3.94 \times 105^2 = 43.45 \times 10^3 \text{ [N]}$$

∴ 柱 1 本あたりの長期許容鉛直荷重 N=43.45[kN]

(3) 柱、土台のめり込みに対する検討

① 検討方法

長期荷重時の柱の圧縮力による土台のめり込み応力の検定は下式による。

$$\frac{L N}{A_e} \leq L f_{cv}$$

ここで、 $L N$: 長期荷重時の柱圧縮力 [kN] [

A_e : 柱の圧縮力が土台に伝達される部分の断面積 [mm²]

$L f_{cv}$: 土台の長期許容めり込み応力度で、平 13 国交告 1024 号による。

$$L f_{cv} = \frac{1.5}{3} F_{cv} \text{ とする。}$$

F_{cv} : めり込みに対する基準強度 [N/mm²]

② 検討結果

試験体について柱 1 本あたりの土台のめり込みの検定結果を以下に示す。本試験体は柱 2 本からなる 1P 壁であるため、長期許容鉛直荷重は 49.6kN となる。よって、(1) で設定した最大積載荷重 35.22kN は許容範囲内である。木材のめり込みに対する基準強度 F_{cv} は平 13 国交第 1024 号に基づくものとする (表 3.1.3-4)。

表 3.1.3-3 土台めり込みの検討結果

長期許容鉛直荷重 [kN/本]	積載荷重 [kN/本]	検討結果
49.6	17.61	OK!

$$L N \leq L f_{cv} \cdot A_e = \frac{1.5}{3} F_{cv} \cdot A_e = 0.5 \times 9.0 \times 105^2 = 49.6 \times 10^3 \text{ [N]}$$

めり込みに対する基準強度 $F_{cv} = 9.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

∴ 柱 1 本あたりの長期許容鉛直荷重 N=49.6[kN]

表 3.1.3-4 めり込みに対する基準強度

樹種		めり込みに対する基準強度 [N/mm ²]
針葉樹	あかまつ	9.0

3.1.4 接合部

(1) 柱頭柱脚接合部の引抜力の計算方法

柱頭柱脚接合部の引抜力は以下の方法で算出する。

$$\text{最上階の柱の引抜力} \quad : \quad T = \Delta Q_{a1} \times H_1 \times B_1 - N_w$$

$$\text{上から 2 番目の階の柱の引抜力} : T = \Delta Q_{a1} \times H_1 \times B_1 + \Delta Q_{a2} \times H_2 \times B_2 - N_w$$

$$\text{上から 3 番目の階の柱の引抜力} : T = \Delta Q_{a1} \times H_1 \times B_1 + \Delta Q_{a2} \times H_2 \times B_2 + \Delta Q_{a3} \times H_3 \times B_3 - N$$

ここで、各変数は下記のとおり。

$\Delta Q_{a1} \sim \Delta Q_{a3}$: ΔQ_{a1} は当該柱の両側における耐力壁等の単位長さあたりの短期許容せん断耐力 [kN/m] の差 (片側のみ耐力壁等が取り付く場合は当該耐力壁等の単位長さあたりの短期許容せん断耐力)。ただし、片筋かいを設けた耐力壁等の場合、加力方向に対して圧縮筋かいか引張筋かいかを判断して表 3.1.4-1 の等価壁倍率から求めた単位長さあたりの許容せん断耐力を用いる。 ΔQ_{a2} は当該柱に連続する上階柱、 ΔQ_{a3} はさらにその上の階の柱において、以下同文とする。

B_1, B_2, B_3 : B_1 は当該柱の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数で、0.5 (出隅の柱においては 0.8) とする。 B_2 は当該柱に連続する上階柱、 B_3 はさらにその上の階の柱において、以下同文とする。

H_1, H_2, H_3 : H_1 は当該階の階高 [m]。 H_2 は上階の階高 [m]。 H_3 はさらにその上の階の階高 [m]。なお、ここでの階高は、対象とする柱が含まれる鉛直構面の横架材の天端一天端高さとする。

N_w : 鉛直荷重により当該柱に加わる圧縮力 [kN]。すべての柱について上階からの荷重の流れを加算して求めた柱軸力 (精算値)、または当該階の柱のうち最も負担面積の小さい柱軸力を安全側として採用する場合 (最小値)、あるいは、N 値計算法の L (鉛直荷重による押さえの効果を表す係数) の値の前提としている負担面積による軸力を採用する場合 (L 値等価) のうち、いずれでもよい。

表 3.1.4-1 等価壁倍率

筋かいの種類	平 12 号建告 1460 号に定める筋かい端部の接合仕様	圧縮筋かい	引張筋かい
		等価壁倍率	等価壁倍率
鉄筋 $\phi 9$	①柱又は横架材を貫通し、三角座金を介してナット締め ②鋼板添え板を用い、鋼板を柱及び横架材に $8 \times \text{CN90}$ 平打ち	0.0	2.0
木材 15×90	びんた伸ばしのうえ、柱、横架材双方に $5 \times \text{N65}$ 平打ち	1.0	1.0
木材 30×90	筋かいプレート BP、又は同等以上 ($t=1.6$ 鋼板添え板を、筋かいにボルト $\text{M12} \times 3 \times \text{ZN65}$ 、柱に $3 \times \text{ZN65}$ 、横架材に $4 \times \text{ZN65}$ 平打ち)	2.0	1.0
木材 45×90	筋かいプレート BP-2、又は同等以上 ($t=2.3$ 鋼板添え板を、筋かいにボルト $\text{M12} \times 7 \times \text{ZS50}$ 、柱と横架材それぞれに $5 \times \text{ZS50}$ 平打ち)	2.5	1.5
木材 90×90	柱又は横架材にボルト M12 を 1 面せん断接合	5.0	1.0

(2) 引抜力の計算

試験体は1層であるため、最上階の柱の引抜力として計算する。柱の引抜力は ΔQ_{a1} に比例するため、短期許容せん断耐力が最も高い合板タイプ（筋かい+石膏ボード）の柱の引抜力を算出する。また、柱に加わる圧縮力 N_w は試験体に積載する錘の重量によって異なるため、0kNとして計算する。

$$\text{柱の引抜力 } T = \Delta Q_{a1} \times H_1 \times B_1 - N_w$$

$$\text{それぞれの値は、} \Delta Q_{a1} = (4.0 + 0.9) \times 1.96 = 9.604 \text{ [kN/m]}$$

$$H_1 = 2887.5 \text{ [mm]}$$

$$B_1 = 0.8$$

$$N_w = 0 \text{ [kN]}$$

$$\text{よって、柱の引抜力 } T = 9.604 \times 2.8875 \times 0.8 = 22.19 \text{ [kN/m]}$$

(3) 柱頭柱脚接合部の許容引張耐力の検定

当該柱の引抜力 $T \leq$ 当該接合仕様の短期許容引張耐力 T_a

$$\therefore T_a \geq 22.19 \text{ [kN]} \text{であればよい。}$$

柱頭柱脚接合仕様を表 3. 1. 4-2 に示す仕様とすれば、接合部の仕様は十分である。

表 3. 1. 4-2 柱頭柱脚接合部の仕様

柱頭柱脚接合部の仕様	短期許容引張耐力 T_a [kN]
引き寄せ金物 $\phi 12\text{mm}$ のボルト×4本 または同等以上	(20.0)
注) ()は、Zマーク表示金物の許容耐力と同値である。	

(4) 柱頭柱脚の接合金物

(3) の結果を満たす金物として表 3. 1. 4-3 の金物が挙げられる。

表 3. 1. 4-3 接合金物

社名	商品名	短期許容引張耐力 [kN]	備考
株式会社タナカ	ビスどめホールダウンU 35kN用	35.4	告示 1460 号第二号(へ〜ぬ) 該当品

3.2 実験方法

3.2.1 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 3.2.1-1、加力したサイクルを表 3.2.1-2、加力装置図を図 3.2.1-1、1/2rad 変形時イメージ図を図 3.2.1-2、加力装置詳細図を図 3.2.1-3、面外拘束詳細図を図 3.2.1-4 に示す。

表 3.2.1-1 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 3.2.1-2 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

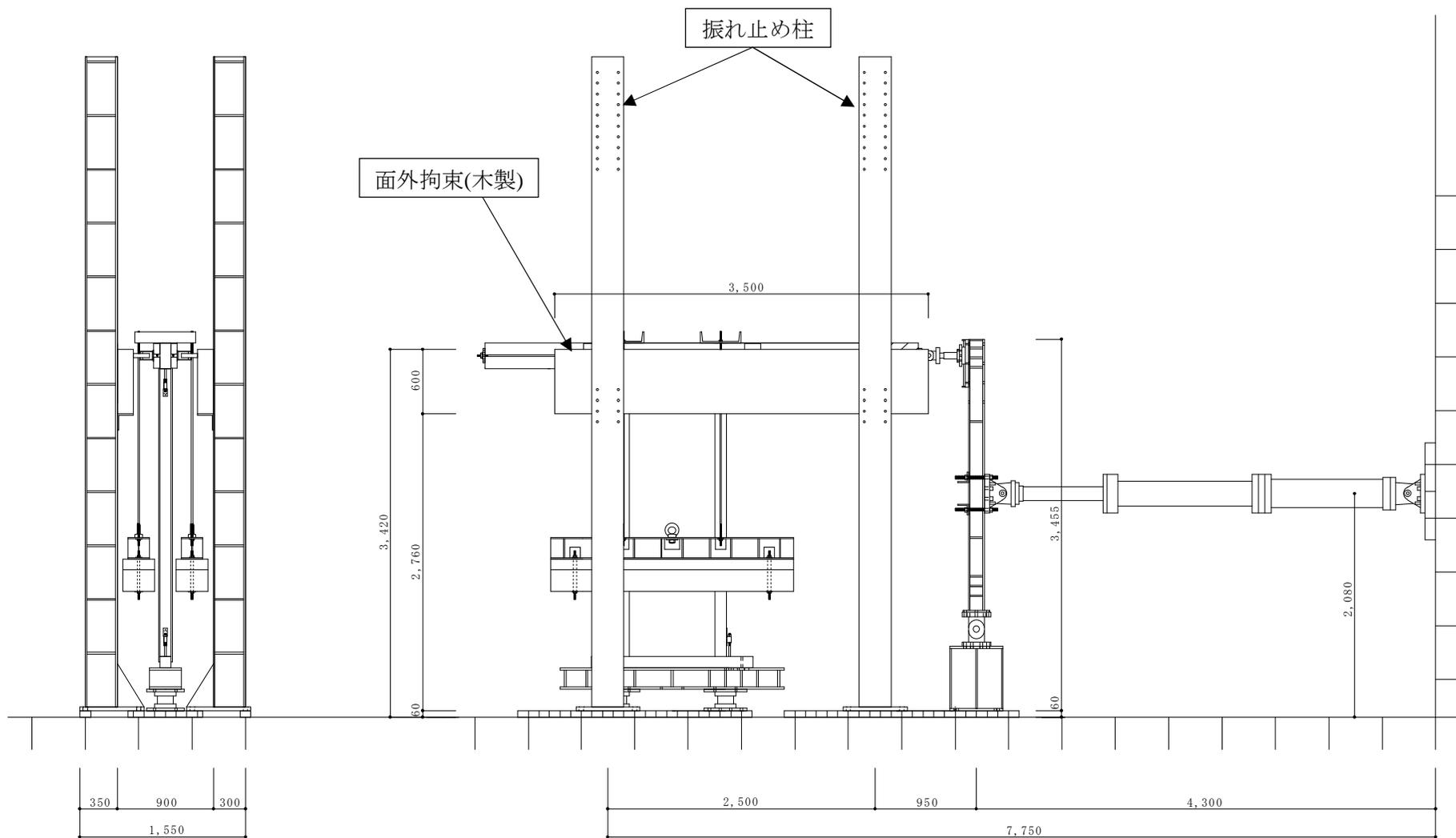


图 3.2.1-1 加力装置图

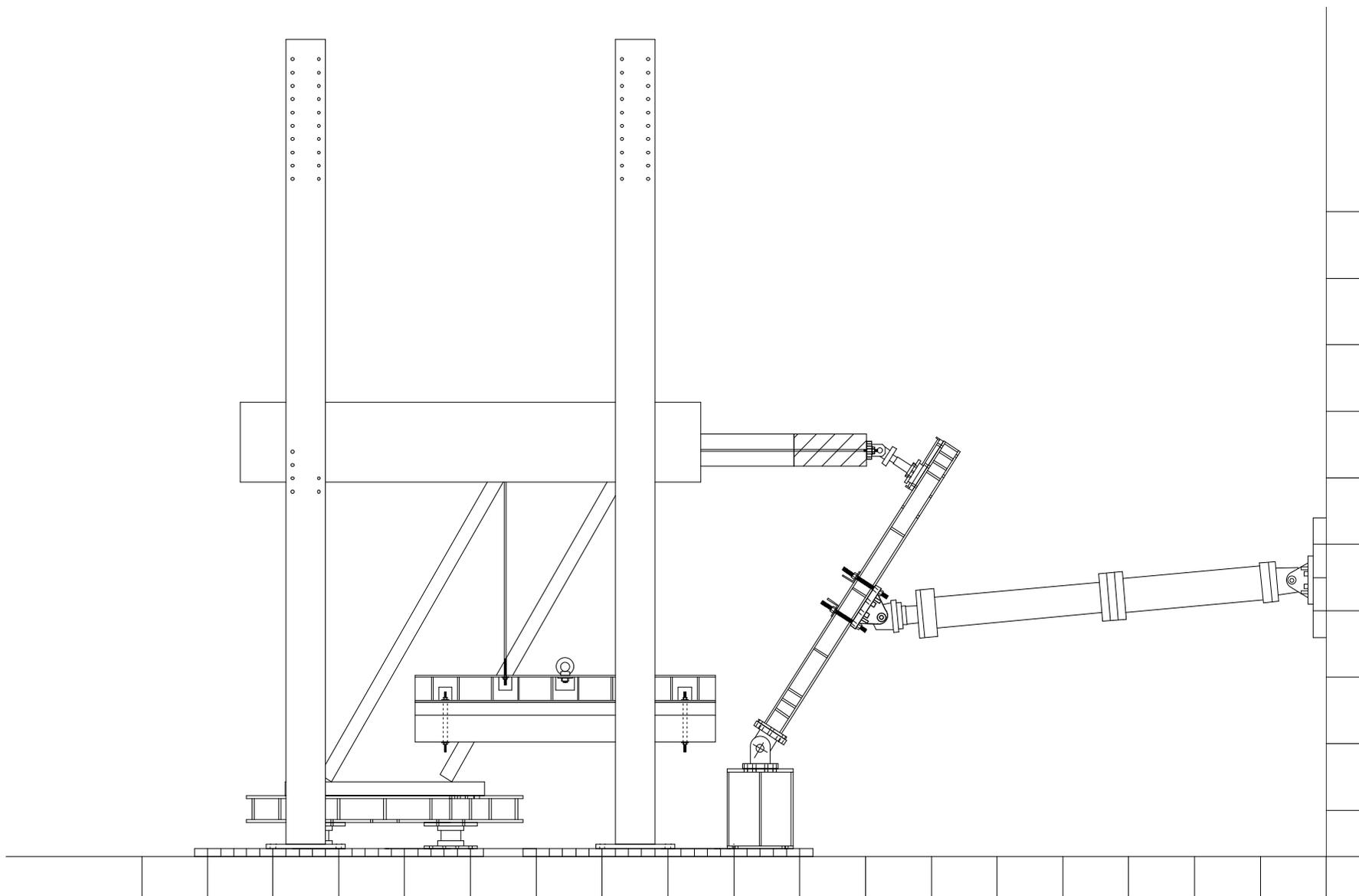


図 3. 2. 1-2 $1/2[\text{rad}]$ 変形時イメージ図

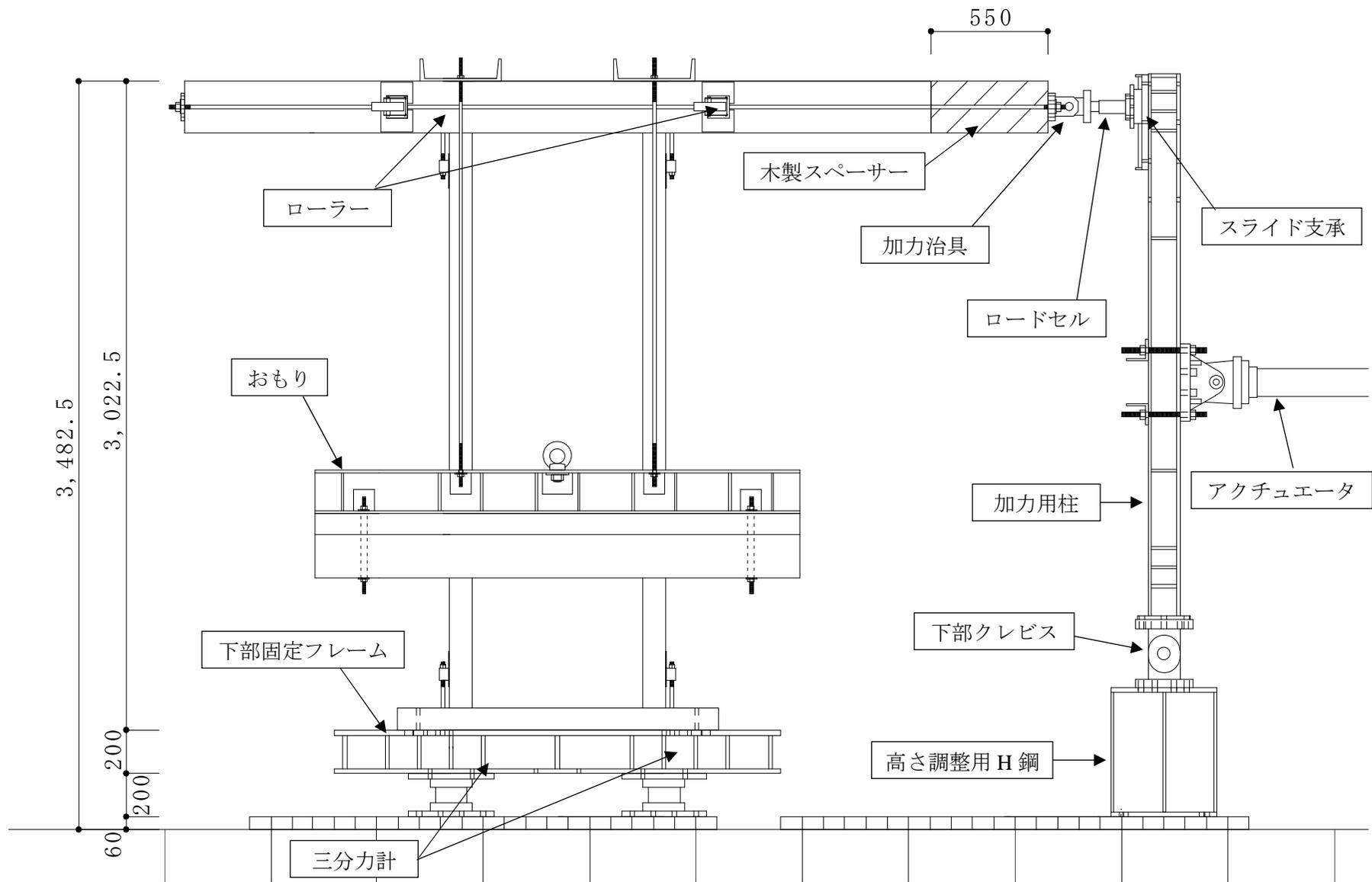


図 3.2.1-3 加力装置詳細図

3.2.2 測定方法

荷重は加力柱の頂部に設置したロードセルと試験体の下部に設置した三分力計により計測した。各部の変位は巻き取り式変位計、ストローク式変位計を用いて測定した。変位計の設置位置を図 3.2.2-1、ひずみゲージの設置位置を図 3.2.2-2～3.2.2-4、測定場所、測定要素、使用機器を表 3.2.2-1～3.2.2-4 に示す。

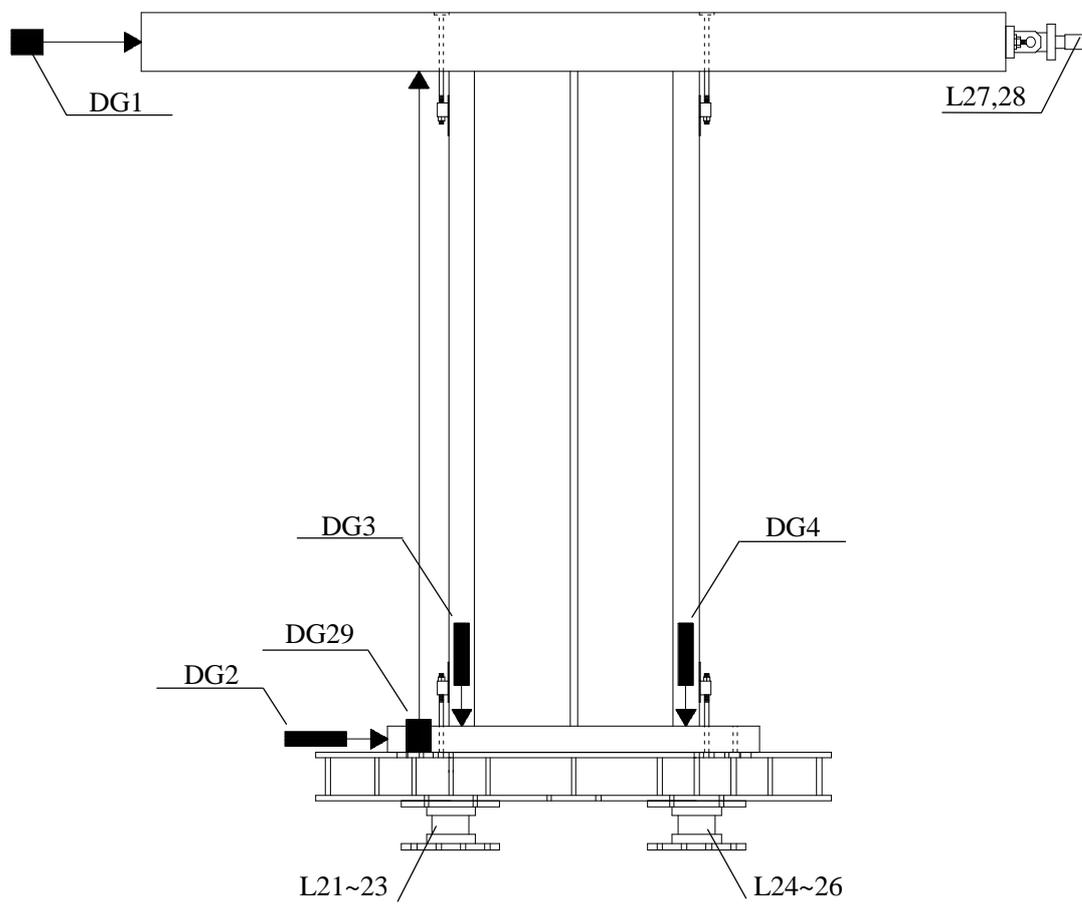


図 3.2.2-1 変位計の設置位置

表 3.2.2-1 チャンネルリスト

C・H	測定場所	測定要素・方向	測定機器
DG1	梁材中央部	変位・水平	DP-2000E
DG2	土台材中央部	変位・水平	CDP-50
DG3	反加力側柱下端	変位・鉛直	CDP-100
DG4	加力側柱下端	変位・鉛直	CDP-100
L21~L23	下部固定フレーム下	変位・鉛直	三分力計
L24~L26	下部固定フレーム下	変位・鉛直	三分力計
L27・L28	梁材右端部	荷重・水平	ロードセル
DG29	土台梁間距離	変位・鉛直	DP-2000E

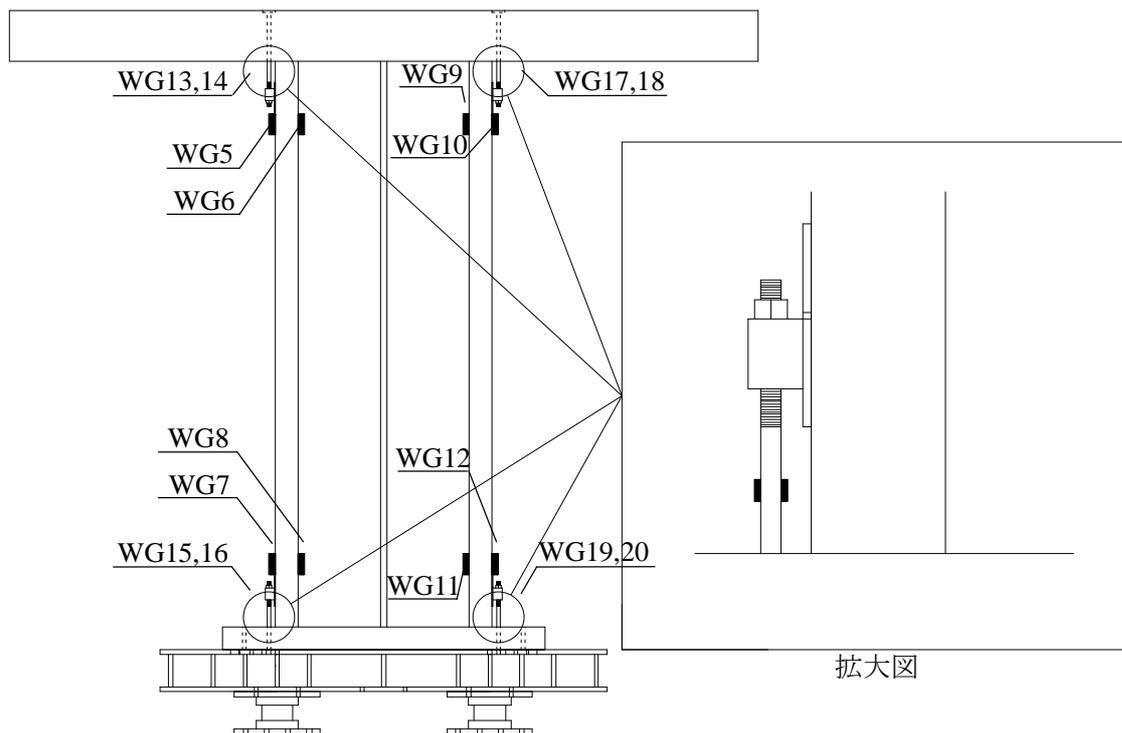


図 3. 2. 2-2 ひずみゲージの設置位置

表 3. 2. 2-2 チャンネルリスト

C・H	測定場所	測定要素・方向	測定機器
WG5・WG6	反加力側柱上端	歪み	PFL-30-11-5L
WG7・WG8	反加力側柱下端	歪み	PFL-30-11-5L
WG9・WG10	加力側柱上端	歪み	PFL-30-11-5L
WG11・WG12	加力側柱下端	歪み	PFL-30-11-5L
WG13・WG14	反加力側 HD 上端	歪み	FLA-5-11-5L
WG15・WG16	反加力側 HD 下端	歪み	FLA-5-11-5L
WG17・WG18	加力側 HD 上端	歪み	FLA-5-11-5L
WG19・WG20	加力側 HD 下端	歪み	FLA-5-11-5L

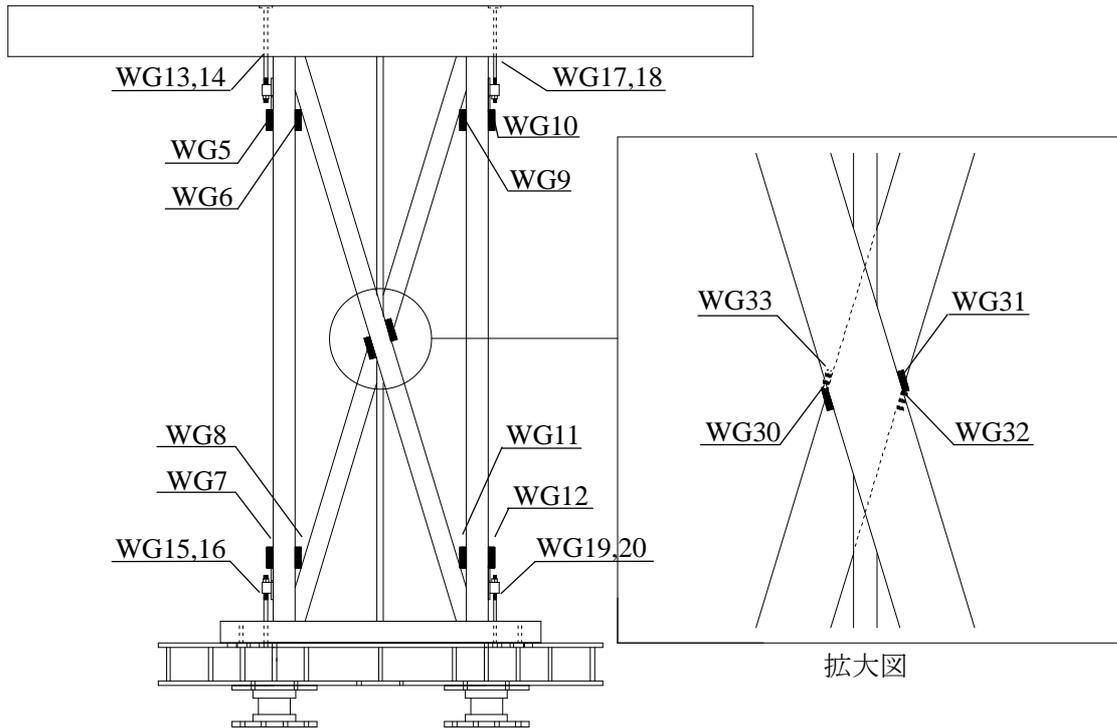


図 3. 2. 2-3 ひずみゲージの設置位置

表 3. 2. 2-3 チャンネルリスト

C・H	測定場所	測定要素・方向	測定機器
WG5・WG6	反加力側柱上端	歪み	PFL-30-11-5L
WG7・WG8	反加力側柱下端	歪み	PFL-30-11-5L
WG9・WG10	加力側柱上端	歪み	PFL-30-11-5L
WG11・WG12	加力側柱下端	歪み	PFL-30-11-5L
WG13・WG14	反加力側 HD 上端	歪み	FLA-5-11-5L
WG15・WG16	反加力側 HD 下端	歪み	FLA-5-11-5L
WG17・WG18	加力側 HD 上端	歪み	FLA-5-11-5L
WG19・WG20	加力側 HD 下端	歪み	FLA-5-11-5L
WG30・WG31	筋かい中央部	歪み	PFL-30-11-5L
WG32・WG33	筋かい中央部	歪み	PFL-30-11-5L

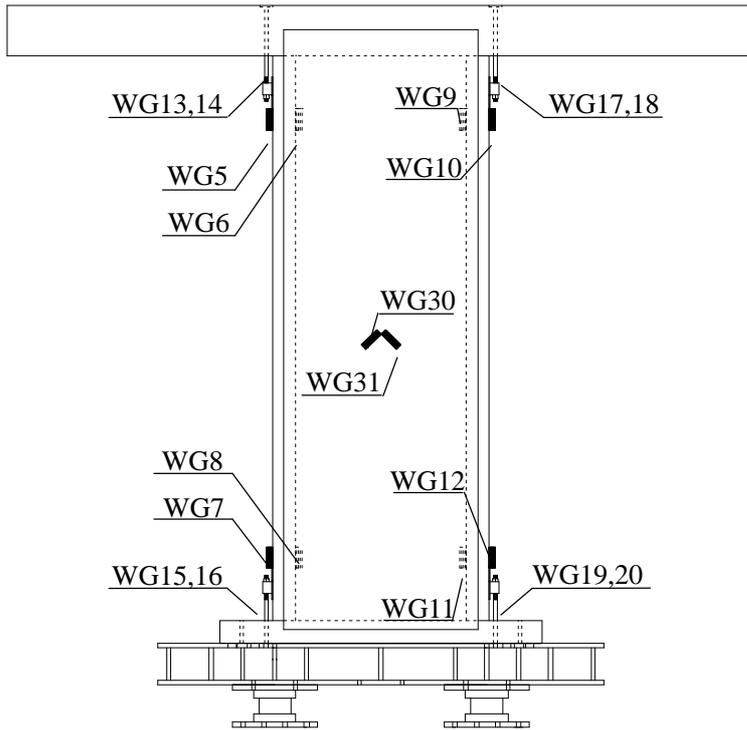


図 3.2.2-4 ひずみゲージの設置位置

表 3.2.2-4 チャンネルリスト

C・H	測定場所	測定要素・方向	測定機器
WG5・WG6	反加力側柱上端	歪み	PFL-30-11-5L
WG7・WG8	反加力側柱下端	歪み	PFL-30-11-5L
WG9・WG10	加力側柱上端	歪み	PFL-30-11-5L
WG11・WG12	加力側柱下端	歪み	PFL-30-11-5L
WG13・WG14	反加力側 HD 上端	歪み	FLA-5-11-5L
WG15・WG16	反加力側 HD 下端	歪み	FLA-5-11-5L
WG17・WG18	加力側 HD 上端	歪み	FLA-5-11-5L
WG19・WG20	加力側 HD 下端	歪み	FLA-5-11-5L
WG30・WG31	合板中央部	歪み	PFL-30-11-5L

3.2.3 各種計算方法

(1) 柱の負担せん断力 Q_F

計測したひずみから柱の負担せん断力 Q_F を算出するには下式を用いる。

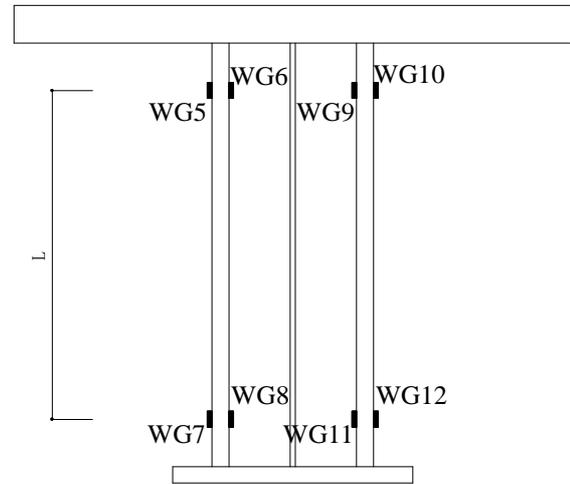
$$Q_F = \frac{\sum M}{L}$$

$$M_{(左上)} = \frac{(WG6 - WG5)}{2} \cdot E \cdot Z$$

$$M_{(左下)} = \frac{(WG7 - WG8)}{2} \cdot E \cdot Z$$

$$M_{(右上)} = \frac{(WG10 - WG9)}{2} \cdot E \cdot Z$$

$$M_{(右下)} = \frac{(WG11 - WG12)}{2} \cdot E \cdot Z$$



ここで、

M : ひずみ計測点に生じる曲げモーメント [kN・mm]

L : ひずみゲージ間距離 [mm]

(2000mm : No. 1~4, 6, 15~18 1800mm : No. 5, 7~14, 19)

WG : 測定ひずみ

E : ヤング係数 [kN/mm²]

Z : 断面係数 [mm³]

図 3.2.3-1 柱のひずみ計測

(2) 柱の軸力 N_F

柱 (WG5, WG6) の軸力 N_F を算出する方法を以下に示す。他の計測点においても同様の計算方法を用いる。

$$N_F = \sigma_n \cdot A$$

$$\sigma_n = \varepsilon \cdot E$$

$$\varepsilon = \frac{(WG5 + WG6)}{2}$$

ここで、

σ_n : 応力度 [kN/mm²]

A : 柱の断面積 [mm²]

ε : 軸ひずみ

E : ヤング係数 [kN/mm²]

WG : 測定ひずみ

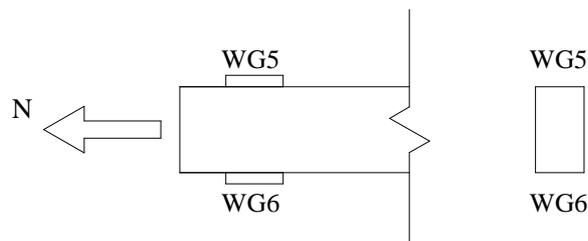


図 3.2.3-2 柱のひずみ計測

(3) 構造用合板の負担せん断力 Q_p

下図のように、構造用合板について、柱と間柱の中間部の中央に面材の1ヶ所について、直交する45度方向に2枚貼り付けて、面材のせん断ひずみを測定した。なお、せん断ひずみから負担せん断力 Q_p への変換は下式により算出した。

$$Q_p = \tau \cdot t \cdot B$$

$$\tau = \frac{(WG30 - WG31) \cdot G}{\sqrt{2}}$$

ここで、

τ : せん断応力度 [kN/mm²]

t : 面材の厚さ [mm]

B : 面材の働き幅 [mm]

WG : 測定ひずみ

G : 面材のせん断弾性係数 [kN/mm²]

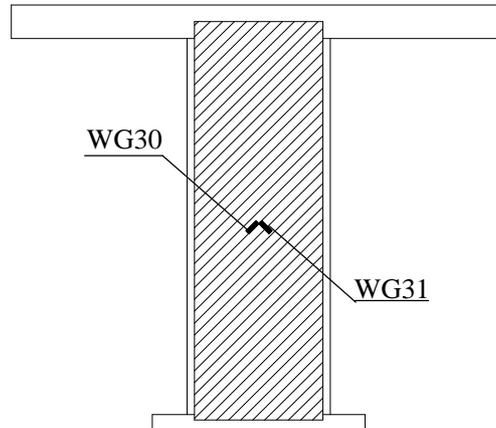


図 3. 2. 3-3 合板のひずみ計測

せん断弾性係数 G について

線形回帰により三分力計の荷重とひずみ測定により算出される荷重の関係式が $y=x$ となるように定めた。ひずみ測定により算出される荷重とは、柱の負担せん断力と合板の負担せん断力の和とした。以下に相関図を示す。

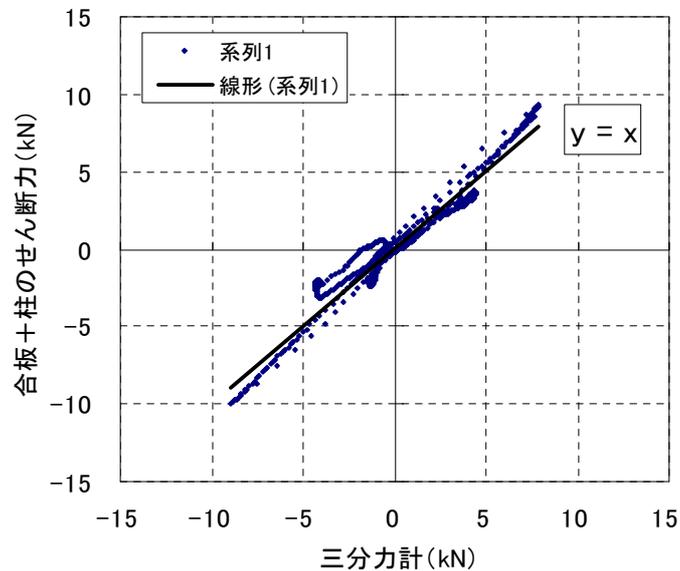


図 3. 2. 3-4 三分力計とひずみ測定の相関図

(4) 筋かいの負担せん断力 Q_B

計測したひずみから筋かいの負担せん断力 Q_B を算出するには下式を用いる。

$$Q_B = \sum N \cdot \cos \theta$$

$$N_1 = \frac{(WG30 + WG31)}{2} \cdot E \cdot A$$

$$N_2 = \frac{(WG32 + WG33)}{2} \cdot E \cdot A$$

ここで、

N : 筋かいの軸力 [kN]

θ : 筋かいの傾き ($\theta = 73.27^\circ$)

WG : 測定ひずみ

E : ヤング係数 [kN/mm²]

A : 筋かいの断面積 [mm²]

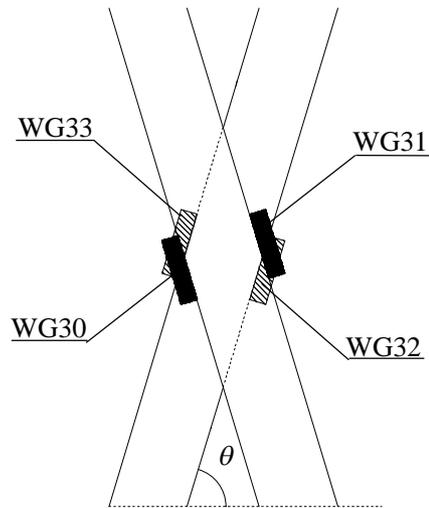


図 3. 2. 3-5 筋かいのひずみ計測

測定方法について

WG30～WG33 のひずみにおいて、ひずみの値がとれなくなった筋かいの負担せん断力はそれ以降考慮しないこととした。

これ以降は考慮しない				
2	30	31	32	33
3	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
231	526.761	652.582	-415.962	-1530.52
232	520.188	646.009	-442.254	-1577.46
233	522.066	649.765	-472.3	-1621.6
234	522.066	646.948	-498.592	-1669.48
235	447.887	566.197	-501.408	-1711.74
236	57.277	-73.2394		-233.803
237	53.5211	-70.4225		-216.901
238	52.5822	-65.7277		-201.878
239	50.7042	-60.0939		-192.488
240	50.7042	-54.4601		-184.977

これ以降も考慮する



図 3. 2. 3-6 考慮しない場合の例

(5) ホールダウン金物用ボルトの軸力 N_H

試験体の柱頭柱脚に用いたホールダウン金物用のボルトに2ヶ所ずつの計8ヶ所に、ひずみゲージを貼り付けて測定し、ホールダウン金物用ボルトに生じる軸力 N_H を算出した。

$$N_H = \sigma_n \cdot A$$

$$\sigma_n = \varepsilon \cdot E$$

$$\varepsilon = \frac{(WG13 + WG14)}{2}$$

ここで、

σ_n : 応力度 [kN/mm²]

A : ホールダウン金物用ボルトの断面積 [mm²]

ε : 軸ひずみ

E : ヤング係数 [kN/mm²]

WG : 測定ひずみ

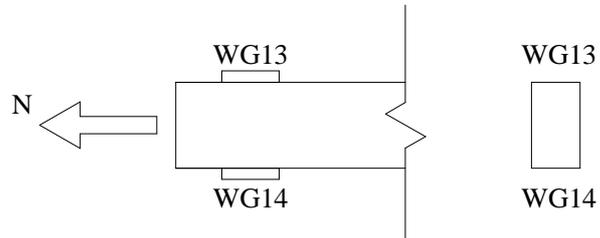


図 3.2.3-7 ボルトのひずみ計測

柱材および筋かい材のヤング係数について

柱材および筋かい材の負担せん断力を算出する際に、各ヤング係数が必要となるため、以下の方法によりヤング係数を計測した。計測結果を表 3.2.3-1 に示す。

① 柱材のヤング係数

図 3.2.3-8 に示すような柱材の曲げ試験により、ヤング係数を計測した。2つの支点到に柱を載せ、支点の中心位置に 5.23kN の錘を載荷した際のたわみ量を計測した。ヤング係数は下式で算出する。ここで、 E はヤング係数 [kN/mm²]、 P は鉛直荷重 [kN]、 L は支点間距離 [mm]、 δ はたわみ量 [mm]、 I は断面二次モーメント [mm⁴] を表す。

$$E = \frac{PL^3}{48I\delta}$$

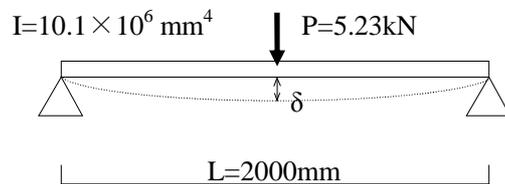


図 3.2.3-8 柱材の曲げ実験

② 筋かい材のヤング係数

図 2.2-12 に示すような筋かい材の引張試験により、ヤング係数を計測した。荷重はロードセル、ひずみ図 3.2.3-9 に示すように、材の中心位置の表面裏面に貼付したひずみゲージで計測した。ヤング係数は下式で算出する。ここで、 E はヤング係数 [kN/mm²]、 P は荷重 [kN]、 A は断面積 [mm²]、 $\varepsilon, \varepsilon'$ は計測ひずみを表す。

$$E = \frac{2P}{A(\varepsilon + \varepsilon')}$$

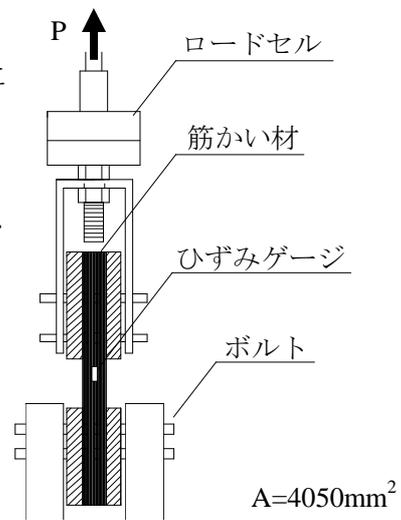


図 3.2.3-9 引張実験イメージ図

表 3.2.3-1 ヤング係数測定結果

No	耐力要素		積載荷重 [kN]	接合部	ヤング係数 [kN/mm ²]			
					柱		筋かい	
1	軸組		35.22	○	7.21	8.12	—	—
2			9.95	○	7.75	8.01	—	—
3				×	7.33	8.26	—	—
4			0	○	8.58	7.80	—	—
5	筋かい 45×90 たすき掛け (4.0)	無	35.22	○	8.93	7.42	10.58	9.88
6				×	7.81	8.23	11.63	12.18
7			9.95	○	7.68	7.36	12.44	9.27
8				×	7.36	7.72	11.62	10.70
9			0	○	8.17	7.45	11.69	10.58
10		石膏 ボード 両面張り (0.9)	35.22	○	7.29	8.32	10.25	12.14
11				×	7.80	7.82	9.73	10.98
12			9.95	○	8.26	7.82	11.19	10.16
13				×	7.89	7.36	11.66	11.52
14	0	○	7.87	7.55	11.69	10.93		
15	構造用合板 (2.5)	無	35.22	○	7.85	7.93	—	—
16				×	7.15	8.48	—	—
17			9.95	○	8.46	8.35	—	—
18				×	7.55	6.90	—	—
19			0	○	7.81	8.26	—	—

3.3 実験結果

3.3.1 荷重変形関係

各試験体の三分力計により計測された荷重変形関係を以下に示す。また、試験体の最大荷重 P_{max} 、最大荷重時変形角、倒壊限界変形角、引ききり終了時荷重及び変形角も示す。変位は引きを+、押しを-とする。ここで、倒壊限界変形角とは、試験体の水平抵抗力が失われた時の層間変形角を表す。

■ No. 1 : 軸組 (接合部○、積載荷重 35.22kN)

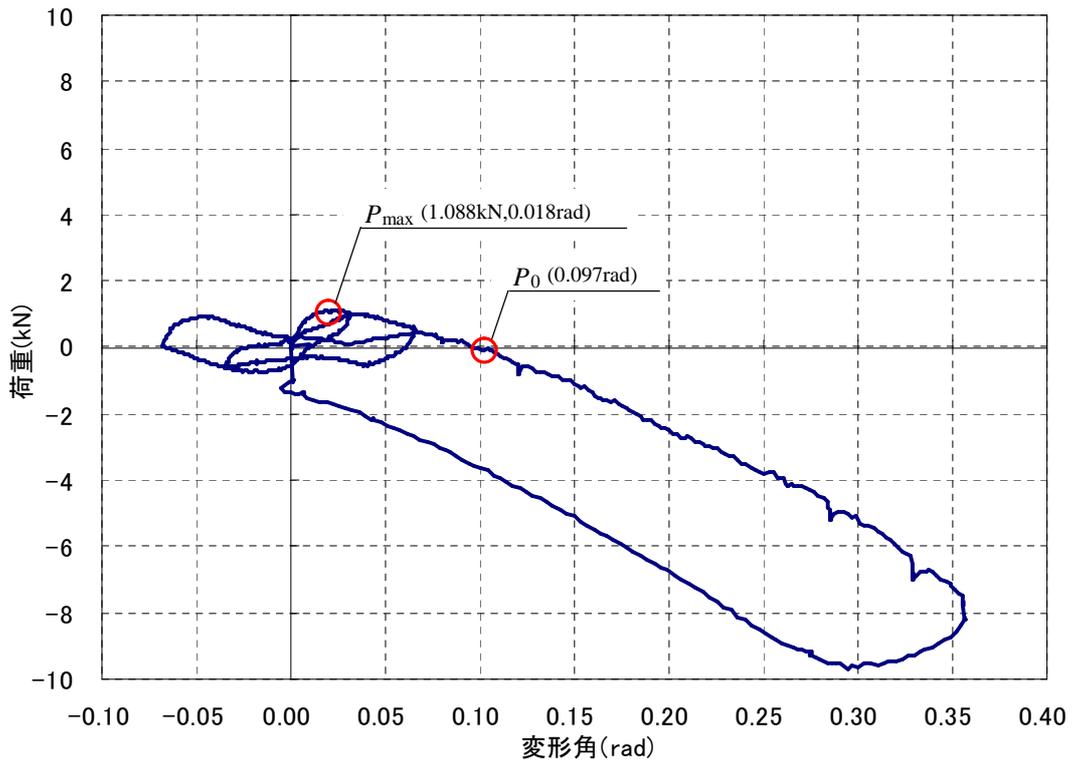


図 3.3.1-1 試験体 No. 1 荷重変形関係

表 3.3.1-1 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	1.088	0.764
最大荷重時変形角[rad]	0.018	0.021
倒壊限界変形角[rad]	0.097	
引ききり終了時荷重[kN]	-8.173	
引ききり終了時変形角[rad]	0.357	

■ No. 2 : 軸組 (接合部○、積載荷重 9.95kN)

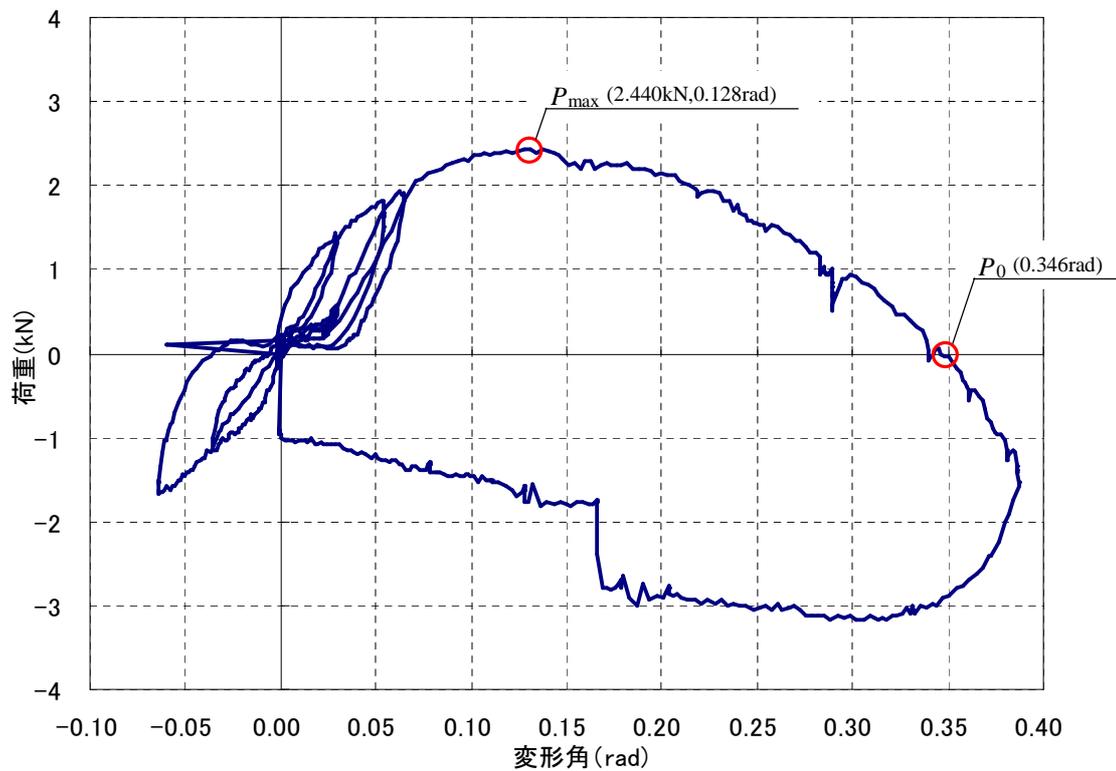


図 3. 3. 1-2 試験体 No. 2 荷重変形関係

表 3. 3. 1-2 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	2.440	1.676
最大荷重時変形角[rad]	0.128	0.064
倒壊限界変形角[rad]	0.346	
引ききり終了時荷重[kN]	-1.529	
引ききり終了時変形角[rad]	0.388	

■ 試験体 No. 3 : 軸組 (接合部×、積載荷重 9.95kN)

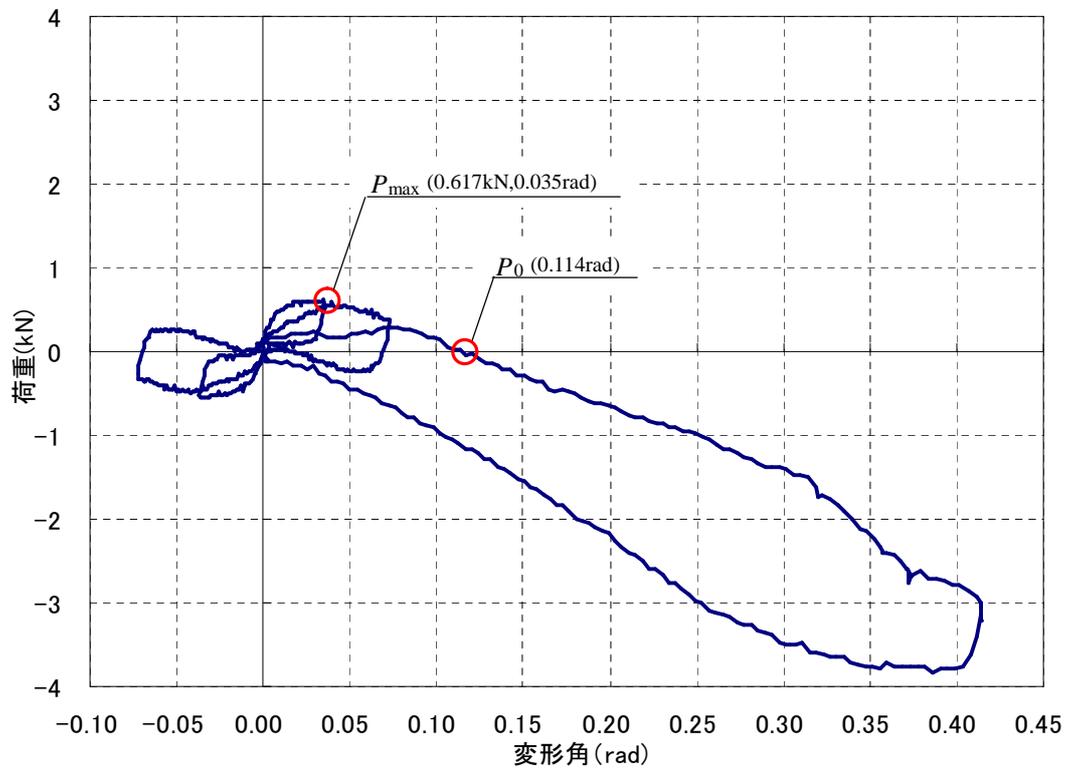


図 3. 3. 1-3 試験体 No. 3 荷重変形関係

表 3. 3. 1-3 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	0.617	0.559
最大荷重時変形角[rad]	0.035	0.032
倒壊限界変形角[rad]	0.114	
引ききり終了時荷重[kN]	-3.205	
引ききり終了時変形角[rad]	0.415	

■ 試験体 No. 4 : 軸組 (接合部○、積載荷重なし)

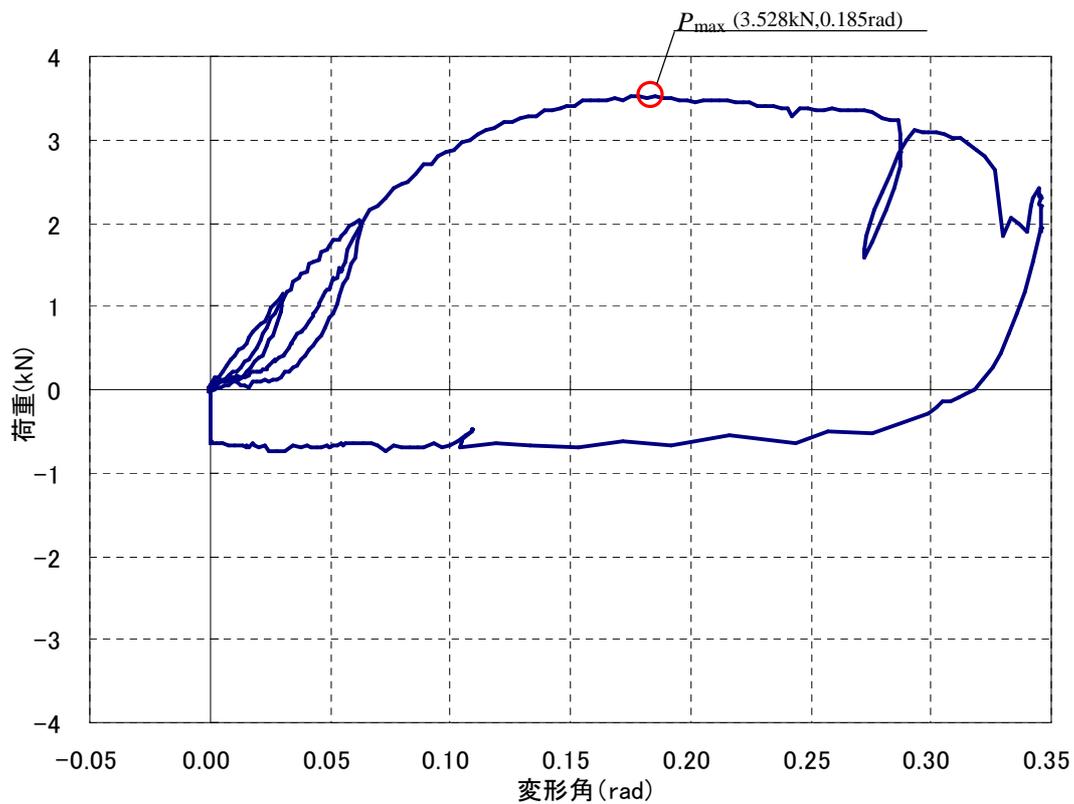


図 3. 3. 1-4 試験体 No. 4 荷重変形関係

表 3. 3. 1-4 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	3.528	-
最大荷重時変形角[rad]	0.185	-
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	1.940	
引ききり終了時変形角[rad]	0.346	

■ 試験体 No. 5 : 筋かい (接合部○、積載荷重 35.22kN)

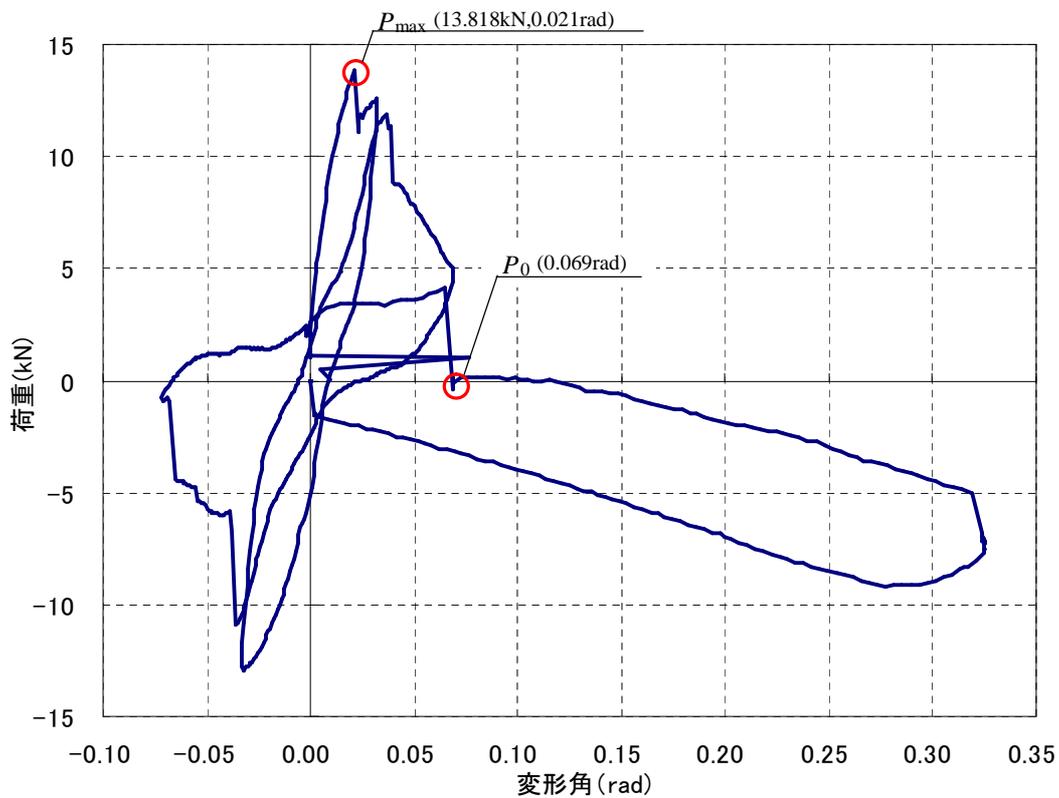


図 3.3.1-5 試験体 No. 5 荷重変形関係

表 3.3.1-5 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	13.818	12.936
最大荷重時変形角[rad]	0.021	0.032
倒壊限界変形角[rad]	0.069	
引ききり終了時荷重[kN]	-7.262	
引ききり終了時変形角[rad]	0.325	

■ 試験体 No. 6 : 筋かい (接合部×、積載荷重 35.22kN)

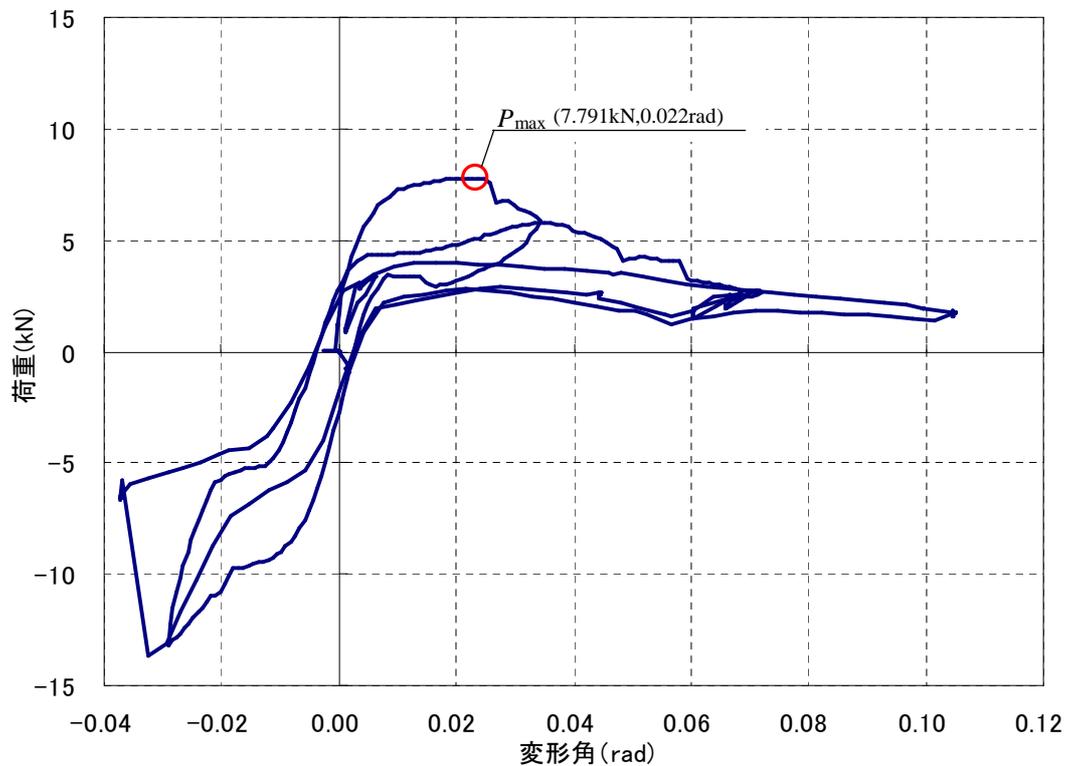


図 3.3.1-6 試験体 No. 6 荷重変形関係

表 3.3.1-6 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	7.791	13.700
最大荷重時変形角[rad]	0.022	0.033
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	1.705	
引ききり終了時変形角[rad]	0.105	

■ 試験体 No. 7 : 筋かい (接合部○、積載荷重 9.95kN)

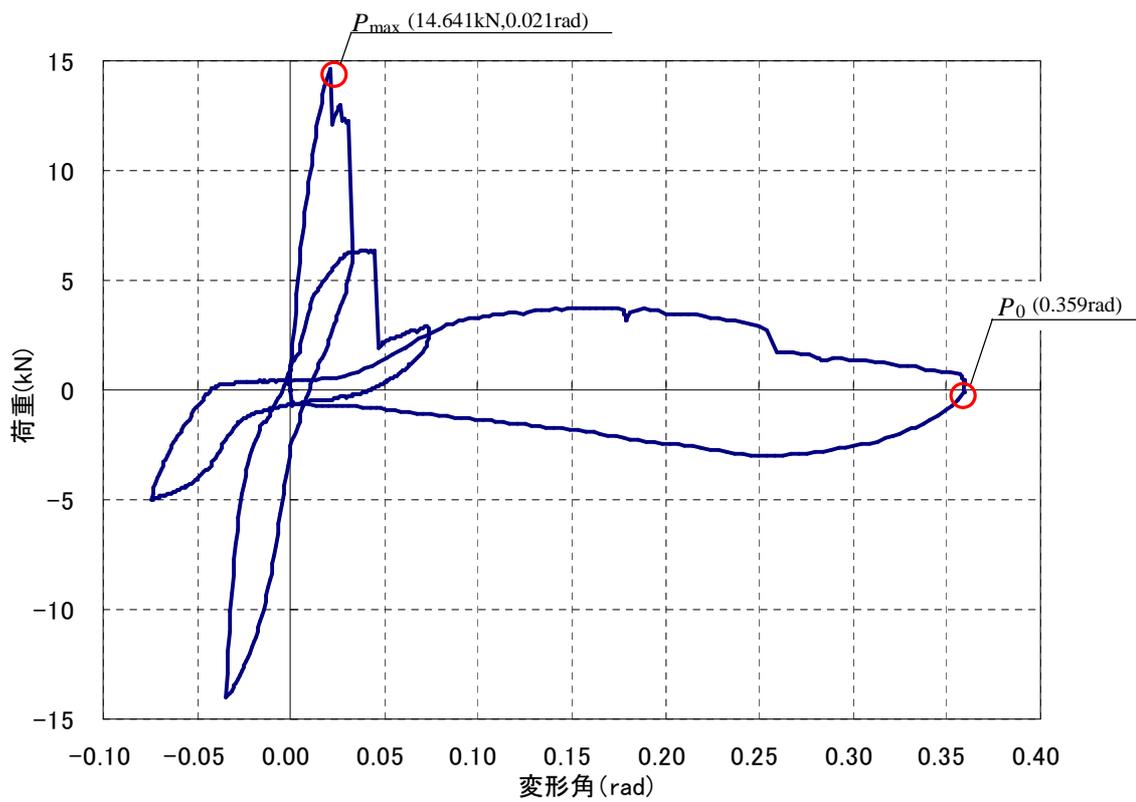


図 3. 3. 1-7 試験体 No. 7 荷重変形関係

表 3. 3. 1-7 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	14.641	14.024
最大荷重時変形角[rad]	0.021	0.034
倒壊限界変形角[rad]	0.359	
引ききり終了時荷重[kN]	-0.118	
引ききり終了時変形角[rad]	0.359	

■ 試験体 No. 8 : 筋かい (接合部×、積載荷重 9.95kN)

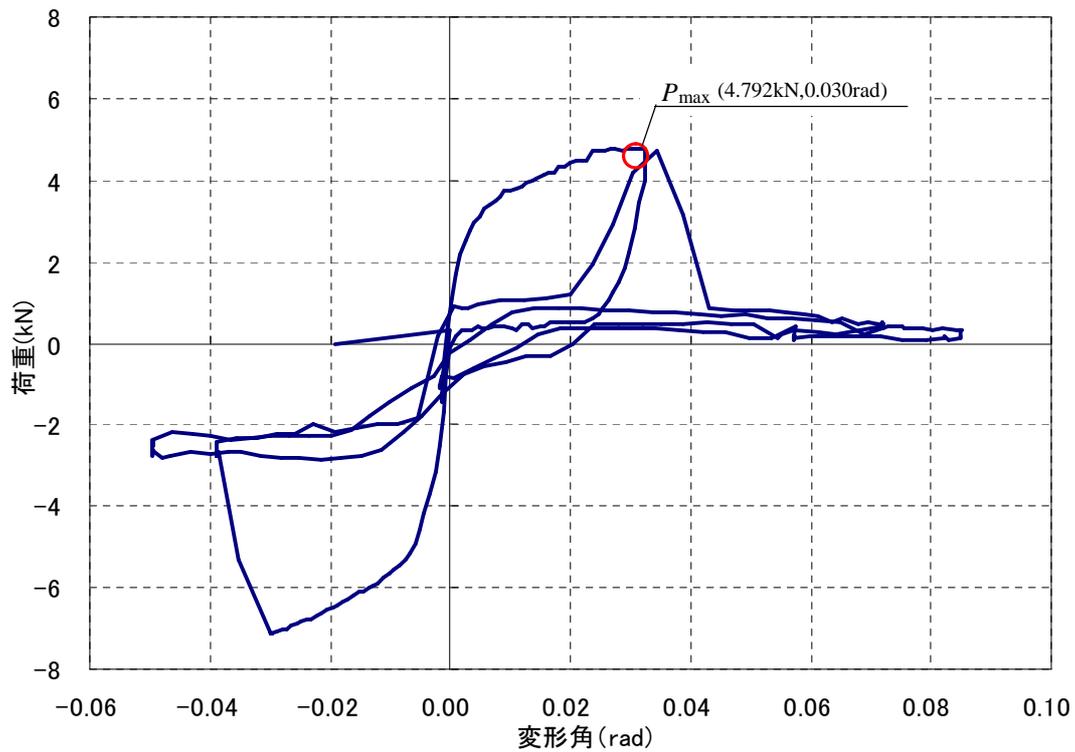


図 3. 3. 1-8 試験体 No. 8 荷重変形関係

表 3. 3. 1-8 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	4.792	7.115
最大荷重時変形角[rad]	0.030	0.030
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	0.176	
引ききり終了時変形角[rad]	0.085	

■ 試験体 No. 9 : 筋かい (接合部○、積載荷重なし)

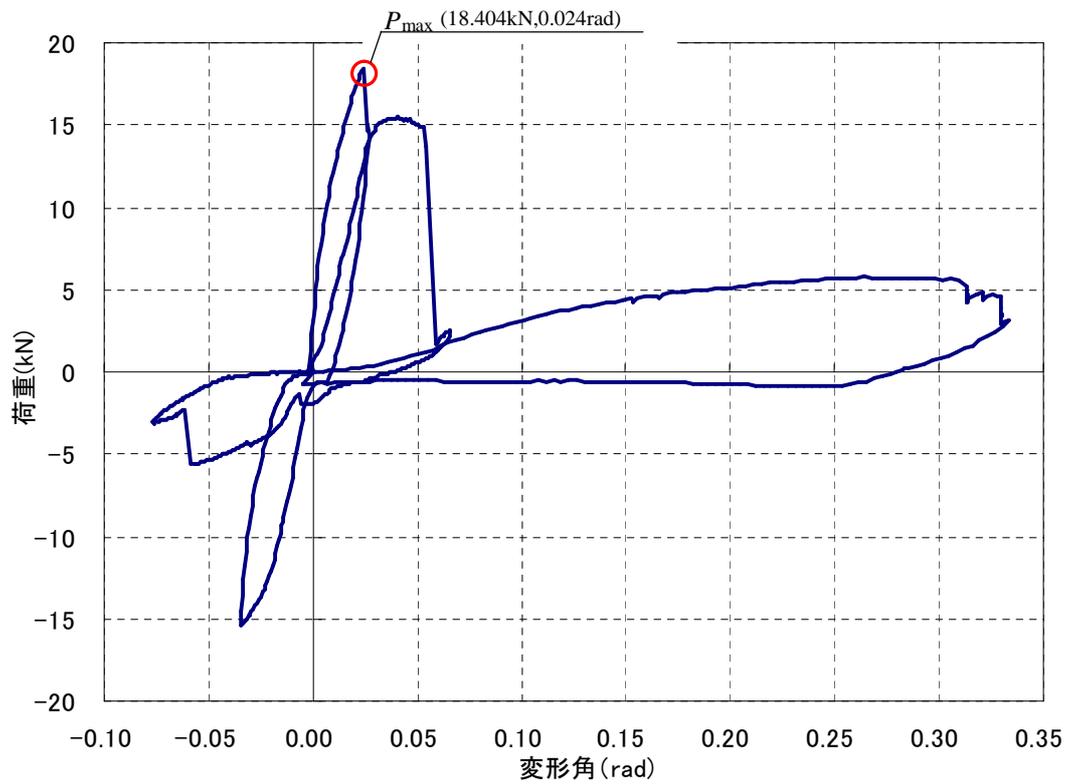


図 3. 3. 1-9 試験体 No. 9 荷重変形関係

表 3. 3. 1-9 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	18.404	15.406
最大荷重時変形角[rad]	0.024	0.034
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	3.205	
引ききり終了時変形角[rad]	0.333	

■ 試験体 No. 10 : 筋かい+石膏ボード (接合部○、積載荷重 35.22kN)

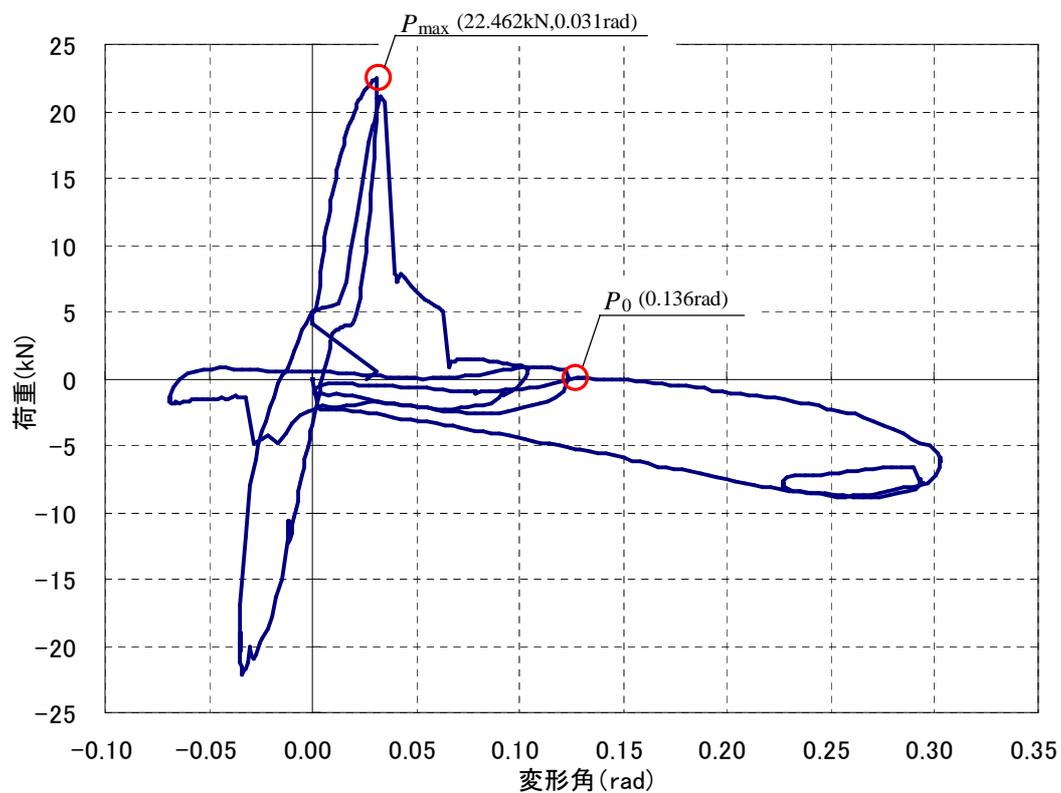


図 3. 3. 1-10 試験体 No. 10 荷重変形関係

表 3. 3. 1-10 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	22.462	22.197
最大荷重時変形角[rad]	0.031	0.035
倒壊限界変形角[rad]	0.136	
引ききり終了時荷重[kN]	-6.203	
引ききり終了時変形角[rad]	0.303	

■ 試験体 No. 11 : 筋かい+石膏ボード (接合部×、積載荷重 35.22kN)

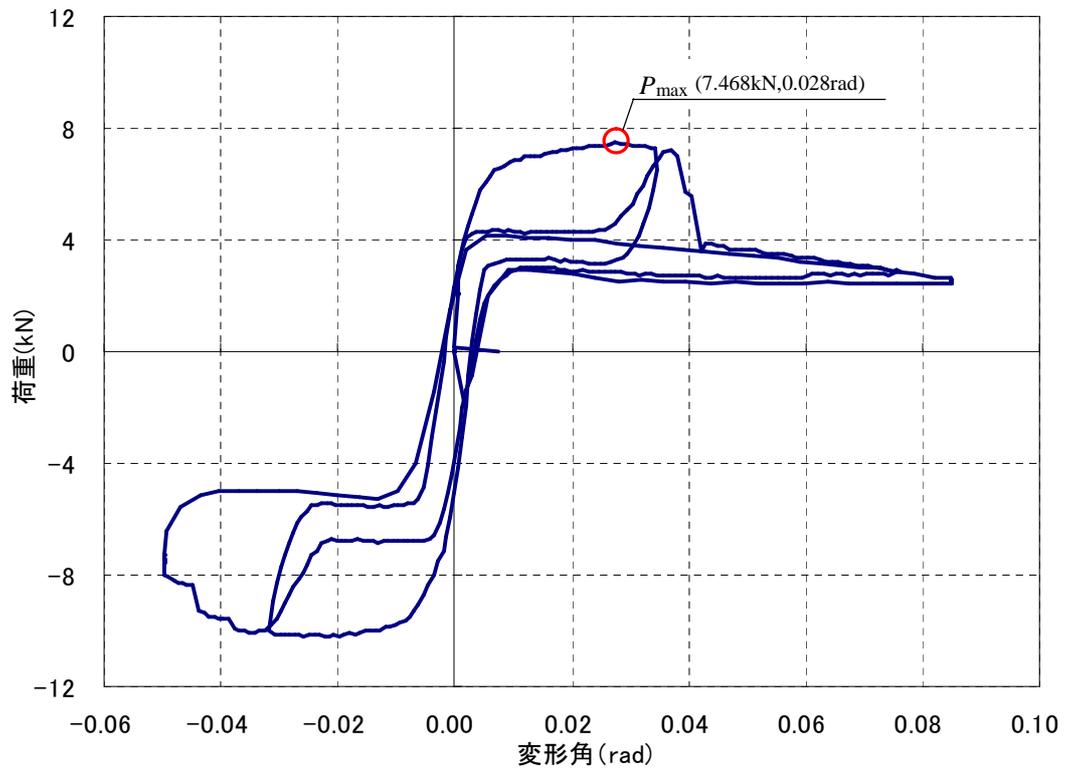


図 3.3.1-11 試験体 No. 11 荷重変形関係

表 3.3.1-11 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	7.468	10.231
最大荷重時変形角[rad]	0.028	0.022
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	2.411	
引ききり終了時変形角[rad]	0.085	

■ 試験体 No. 12 : 筋かい+石膏ボード (接合部○、積載荷重 9.95kN)

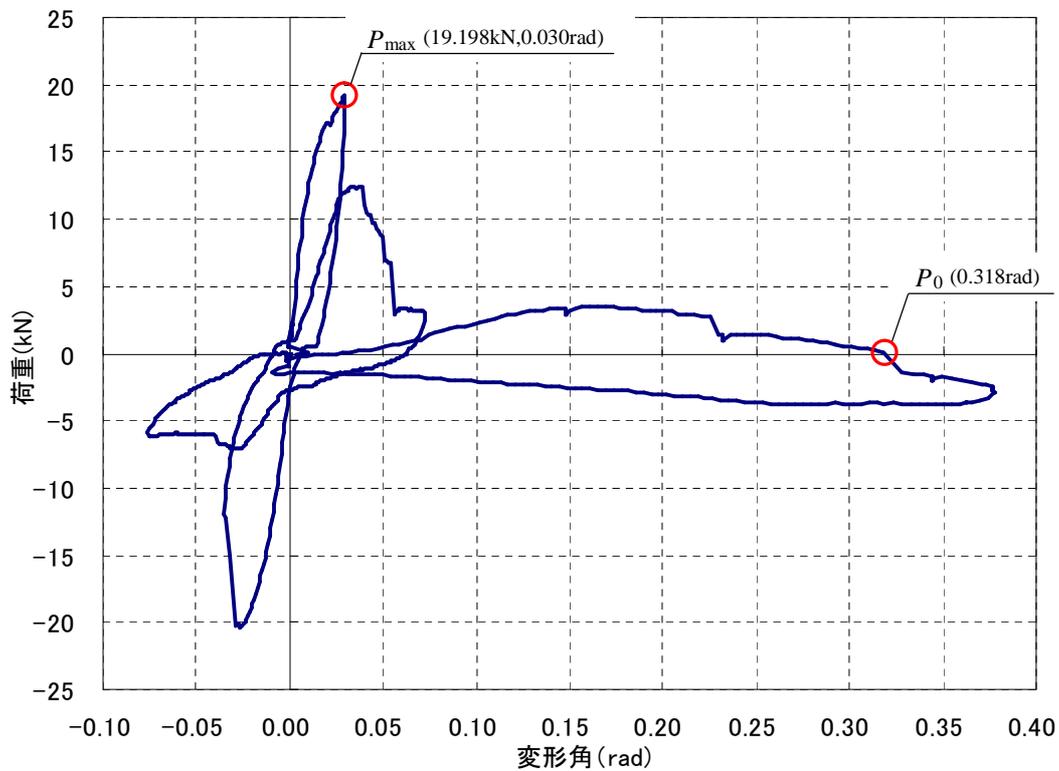


図 3.3.1-12 試験体 No. 12 荷重-変形関係

表 3.3.1-12 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	19.198	20.374
最大荷重時変形角[rad]	0.030	0.026
倒壊限界変形角[rad]	0.318	
引ききり終了時荷重[kN]	2.911	
引ききり終了時変形角[rad]	0.377	

■ 試験体 No. 13 : 筋かい+石膏ボード (接合部×、積載荷重 9.95kN)

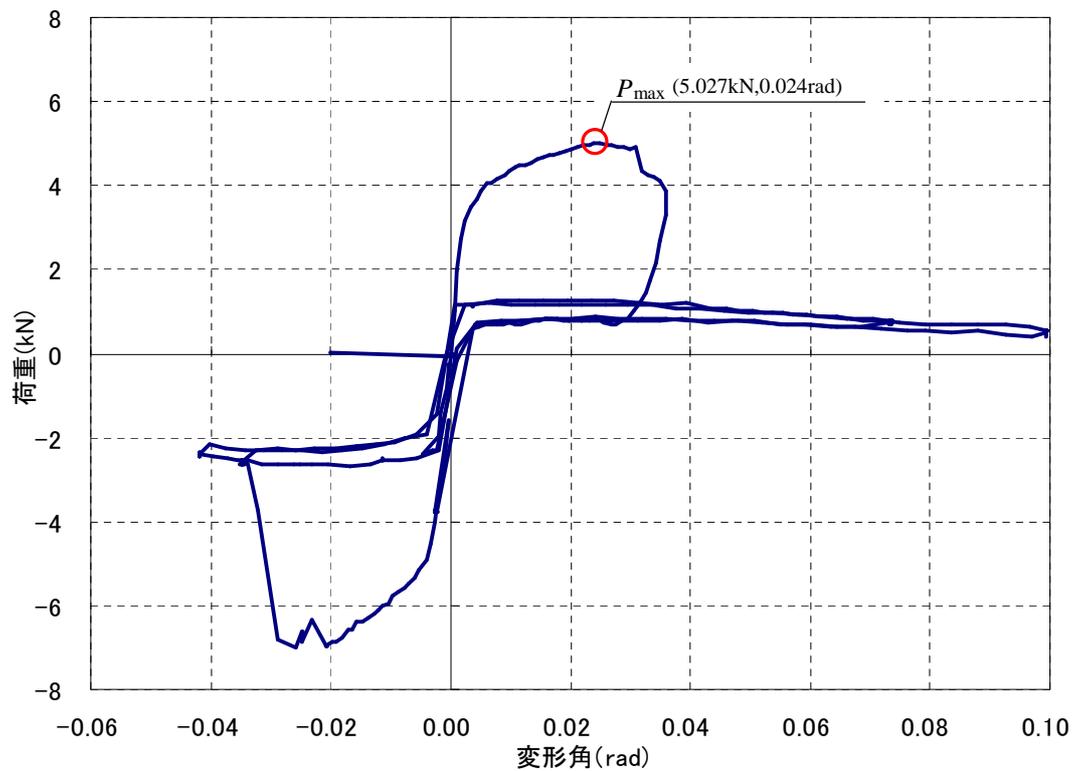


図 3.3.1-13 試験体 No. 13 荷重変形関係

表 3.3.1-13 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	5.027	7.027
最大荷重時変形角[rad]	0.024	0.026
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	0.412	
引ききり終了時変形角[rad]	0.099	

■ 試験体 No. 14 : 筋かい+石膏ボード (接合部○、積載荷重なし)

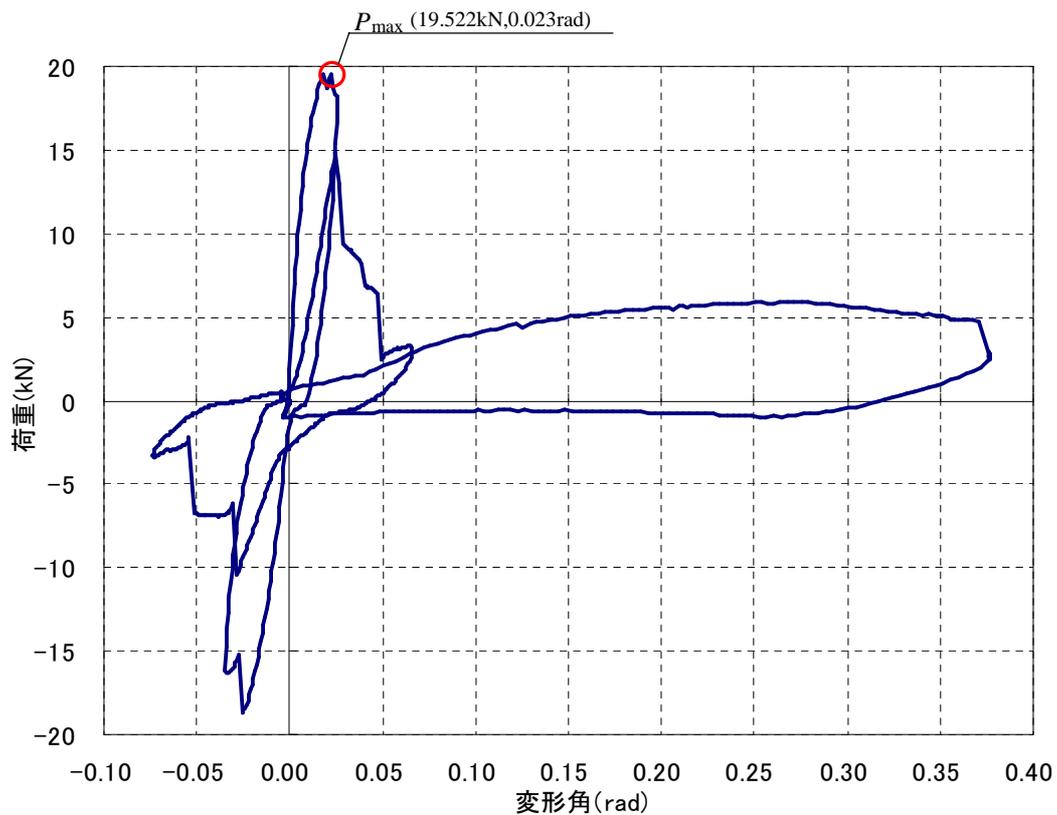


図 3. 3. 1-14 試験体 No. 14 荷重変形関係

表 3. 3. 1-14 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	19.522	18.669
最大荷重時変形角[rad]	0.023	0.026
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	2.440	
引ききり終了時変形角[rad]	0.376	

■ 試験体 No. 15 : 構造用合板 (接合部○、積載荷重 35.22kN)

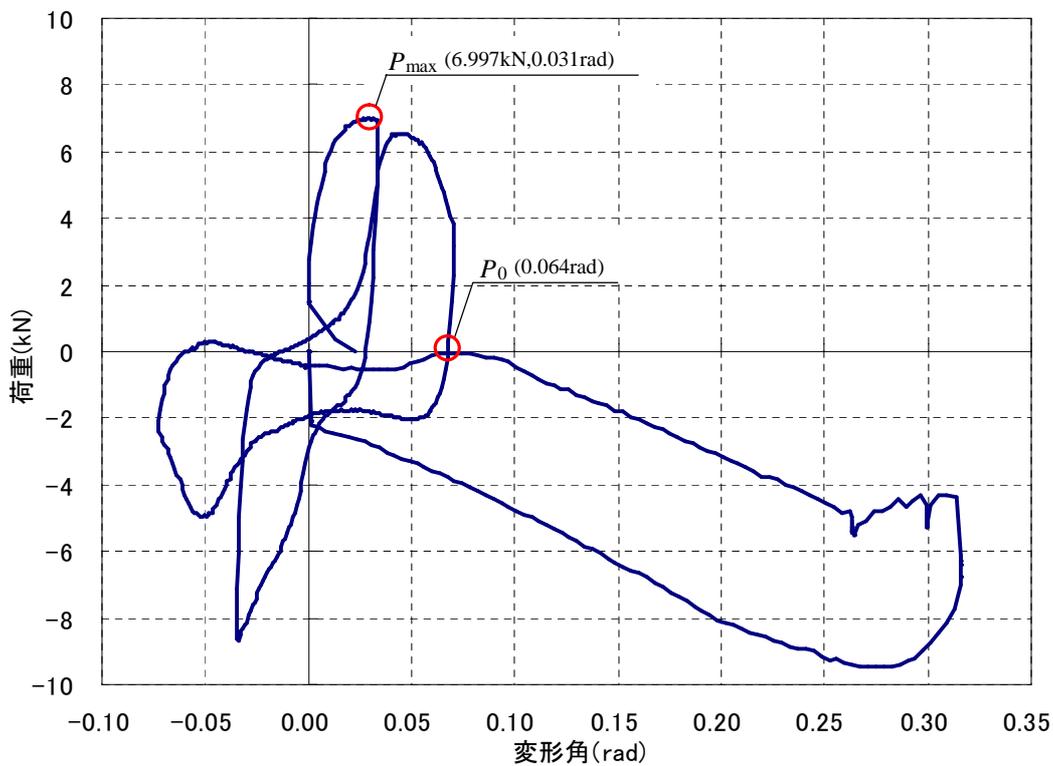


図 3.3.1-15 試験体 No. 15 荷重-変形関係

表 3.3.1-15 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	6.997	8.673
最大荷重時変形角[rad]	0.031	0.034
倒壊限界変形角[rad]	0.064	
引ききり終了時荷重[kN]	-6.762	
引ききり終了時変形角[rad]	0.316	

■ 試験体 No. 16 : 構造用合板 (接合部×、積載荷重 35.22kN)

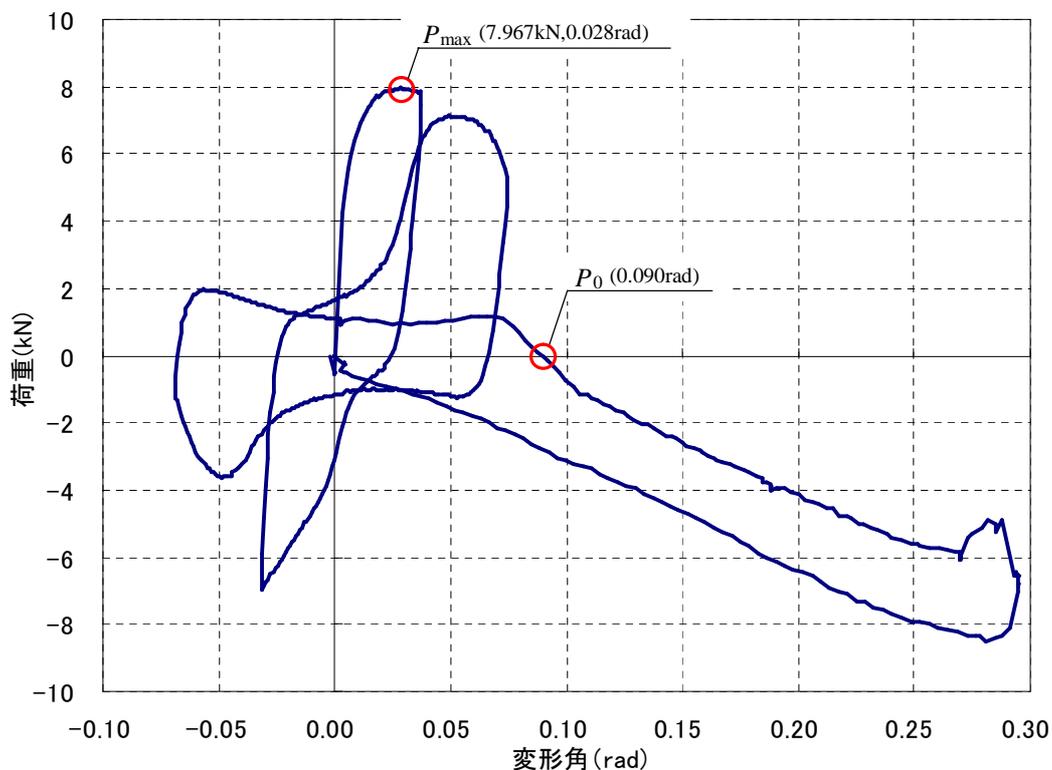


図 3.3.1-16 試験体 No. 16 荷重変形関係

表 3.3.1-16 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	7.967	6.968
最大荷重時変形角[rad]	0.028	0.031
倒壊限界変形角[rad]	0.090	
引ききり終了時荷重[kN]	-6.791	
引ききり終了時変形角[rad]	0.295	

■ 試験体 No. 17 : 構造用合板 (接合部○、積載荷重 9.95kN)

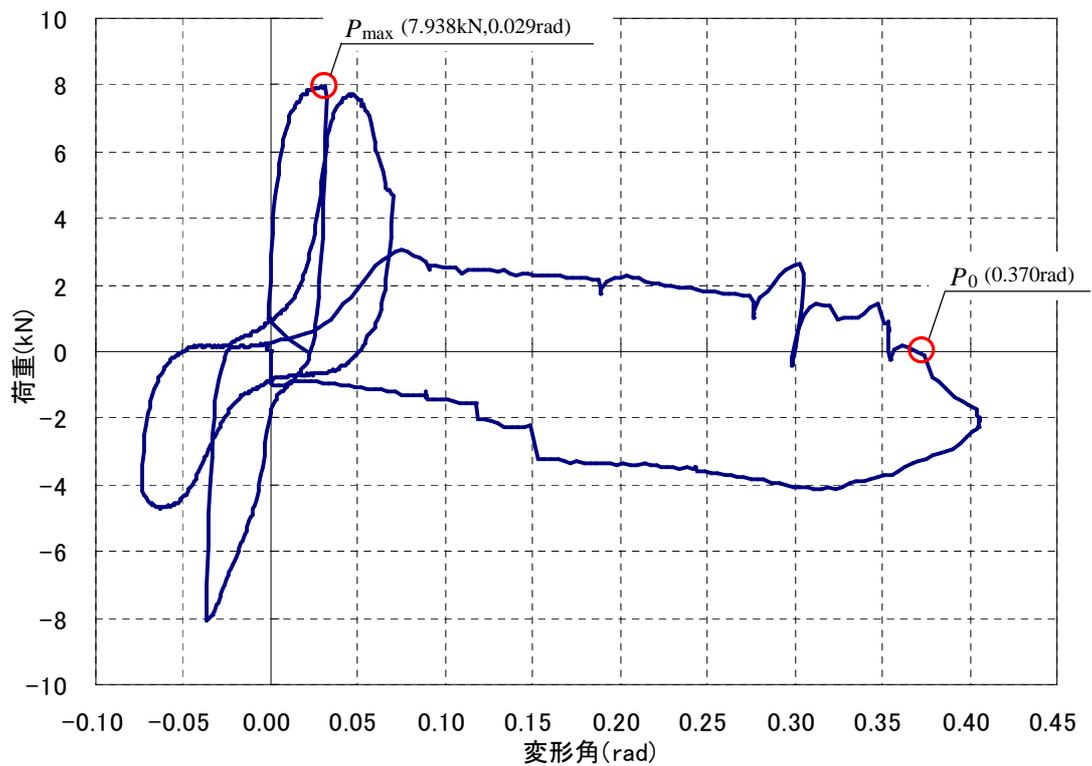


図 3.3.1-17 試験体 No. 17 荷重変形関係

表 3.3.1-17 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	7.938	8.085
最大荷重時変形角[rad]	0.029	0.037
倒壊限界変形角[rad]	0.370	
引ききり終了時荷重[kN]	-2.264	
引ききり終了時変形角[rad]	0.406	

■ 試験体 No. 18 : 構造用合板 (接合部×、積載荷重 9.95kN)

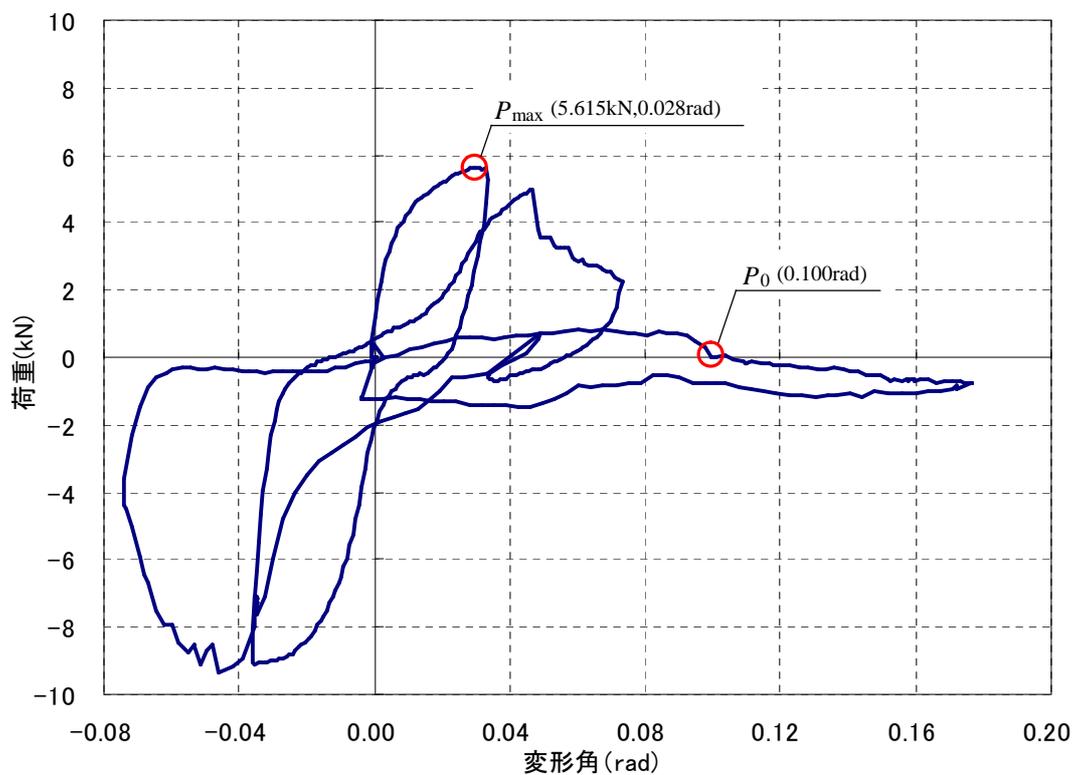


図 3. 3. 1-18 試験体 No. 18 荷重変形関係

表 3. 3. 1-18 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	5.615	9.320
最大荷重時変形角[rad]	0.028	0.046
倒壊限界変形角[rad]	0.100	
引ききり終了時荷重[kN]	-0.764	
引ききり終了時変形角[rad]	0.176	

■ 試験体 No. 19 : 構造用合板 (接合部○、積載荷重なし)

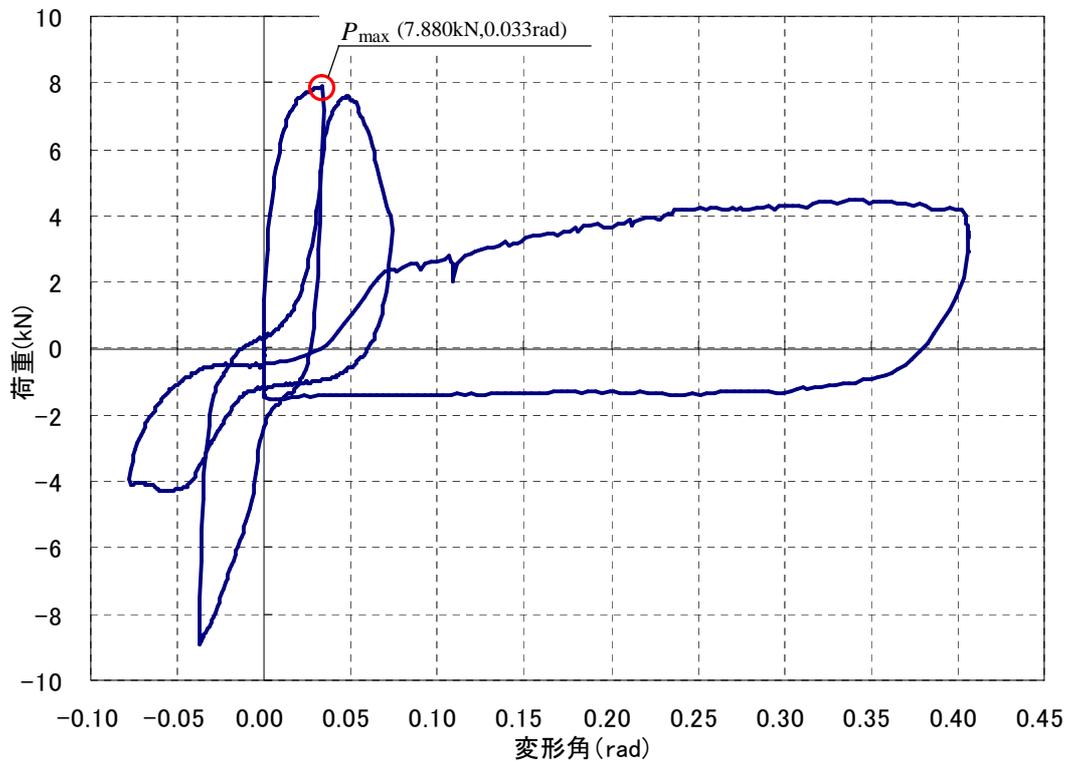


図 3.3.1-19 試験体 No. 19 荷重-変形関係

表 3.3.1-19 詳細結果

	引き側	押し側
最大荷重[kN]	7.880	8.938
最大荷重時変形角[rad]	0.033	0.037
倒壊限界変形角[rad]	-	
引ききり終了時荷重[kN]	2.940	
引ききり終了時変形角[rad]	0.406	

3.3.2 ひずみ測定による荷重変形関係

各試験体のひずみ測定による荷重変形関係を図 3.3.2-1～3.3.2-49 に示す。また、1/30rad および 1/5rad 時の柱、筋かい、構造用合板の負担せん断力を表 3.3.2-1～3.3.2-19 に示す。

■ 試験体 No. 1：軸組（接合部○、積載荷重 35.22kN）

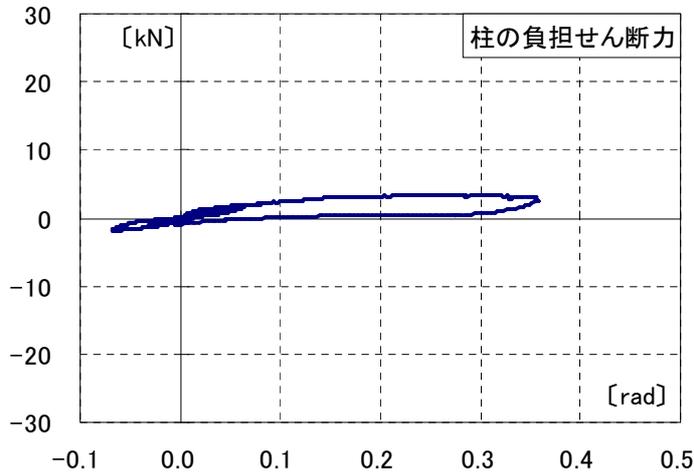


図 3.3.2-1 柱の負担せん断力

表 3.3.2-1 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]
	合板+柱
1/30	1.44
1/5	3.18

■ 試験体 No. 2：軸組（接合部○、積載荷重 9.95kN）

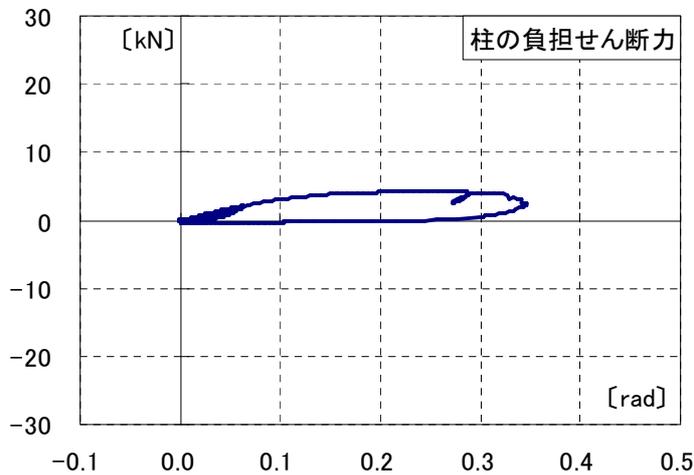


図 3.3.2-2 柱の負担せん断力

表 3.3.2-2 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]
	合板+柱
1/30	1.23
1/5	3.28

■ 試験体 No. 3 : 軸組 (接合部×、積載荷重 9.95kN)

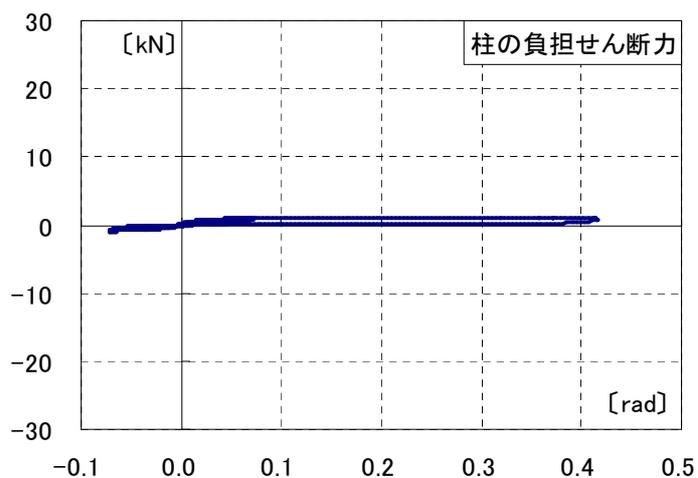


図 3.3.2-3 柱の負担せん断力

表 3.3.2-3 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]
	合板+柱
1/30	0.84
1/5	1.12

■ 試験体 No. 4 : 軸組 (接合部○、積載荷重なし)

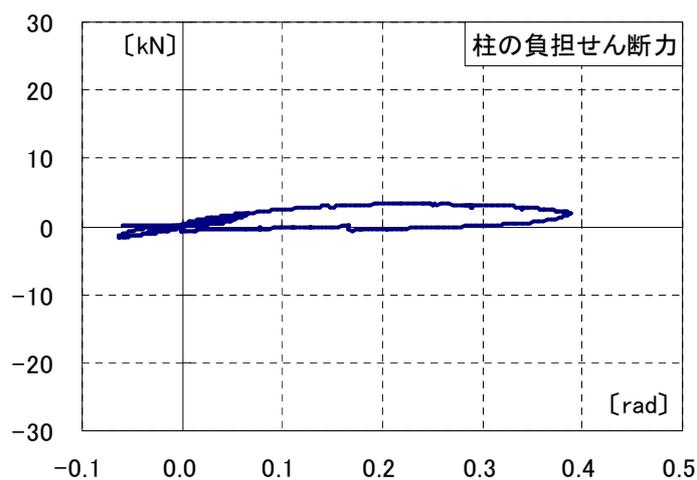


図 3.3.2-4 柱の負担せん断力

表 3.3.2-4 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]
	合板+柱
1/30	1.07
1/5	4.10

■ 試験体 No. 5 : 筋かい (接合部○、積載荷重 35.22kN)

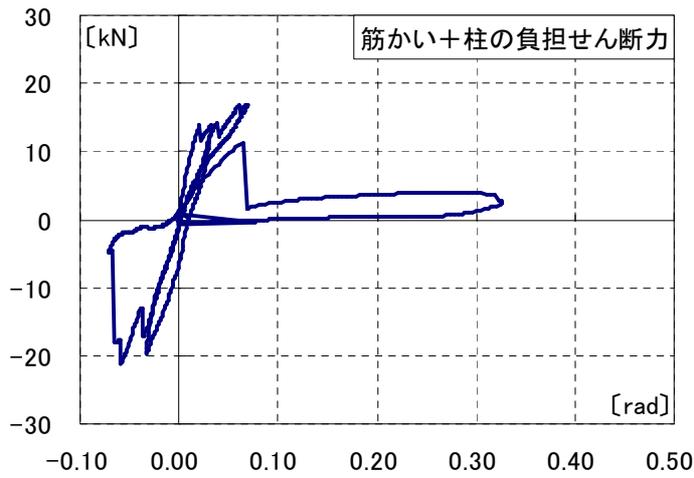


図 3.3.2-5 筋かい+柱の負担せん断力

表 3.3.2-5 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	12.29 (89.3%)	1.48 (10.7%)	13.77 (100%)
1/5	0 (0%)	3.67 (100%)	3.67 (100%)

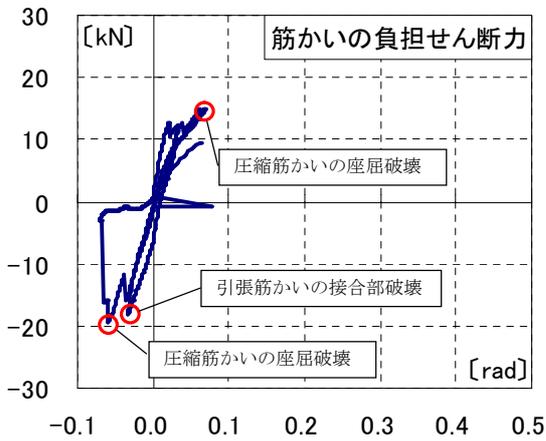


図 3.3.2-6 筋かゝの負担せん断力

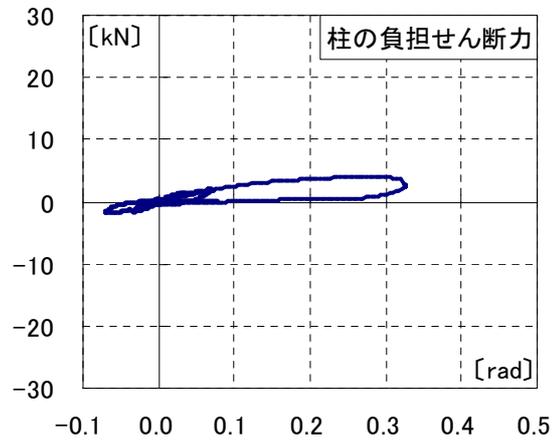


図 3.3.2-7 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 6 : 筋かい (接合部×、積載荷重 35.22kN)

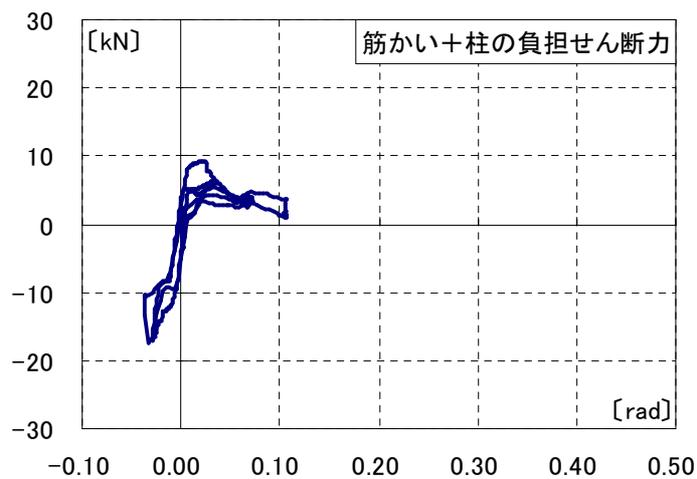


図 3.3.2-8 筋かい+柱の負担せん断力

表 3.3.2-6 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	6.06 (92.3%)	0.50 (7.7%)	6.57 (100%)
1/5	-	-	-

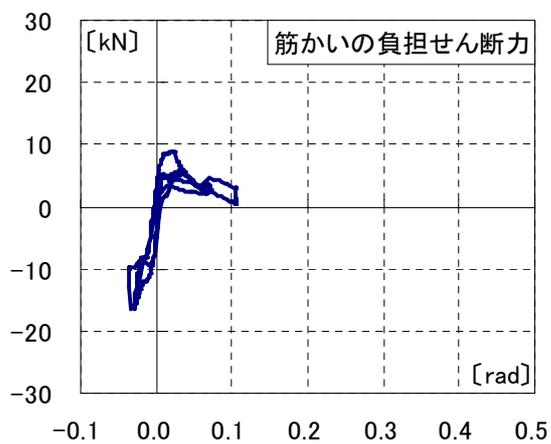


図 3.3.2-9 筋かいの負担せん断力

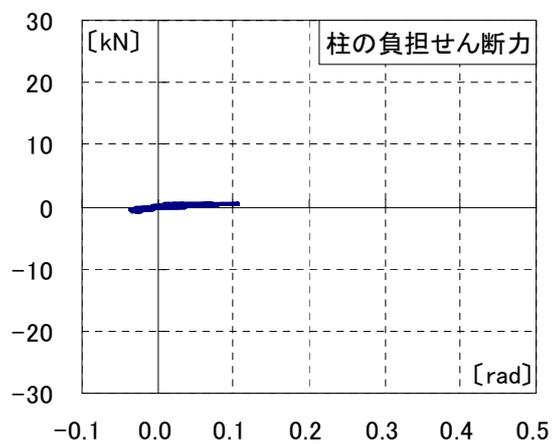


図 3.3.2-10 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 7 : 筋かい (接合部○、積載荷重 9.95kN)

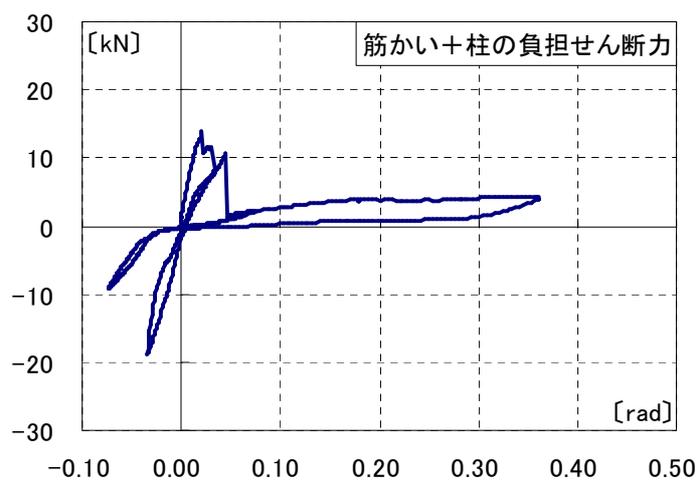


図 3.3.2-11 筋かい+柱の負担せん断力

表 3.3.2-7 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	5.72 (86.5%)	0.89 (13.5%)	6.61 (100%)
1/5	0 (0%)	3.49 (100%)	3.49 (100%)

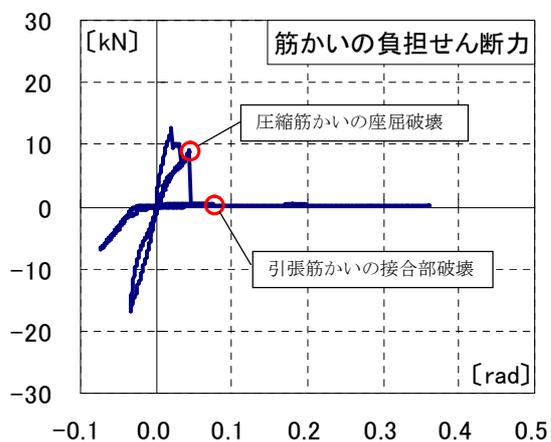


図 3.3.2-12 筋かゝいの負担せん断力

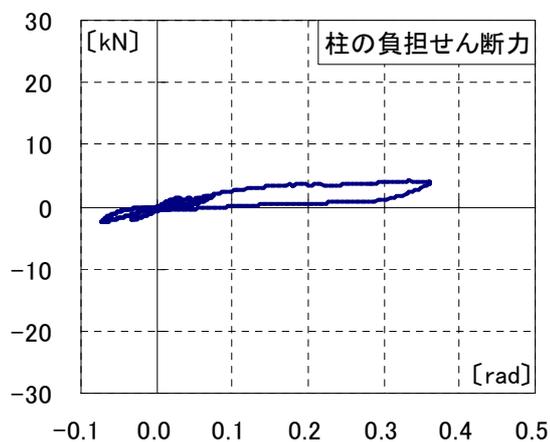


図 3.3.2-13 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 8 : 筋かい (接合部×、積載荷重 9.95kN)

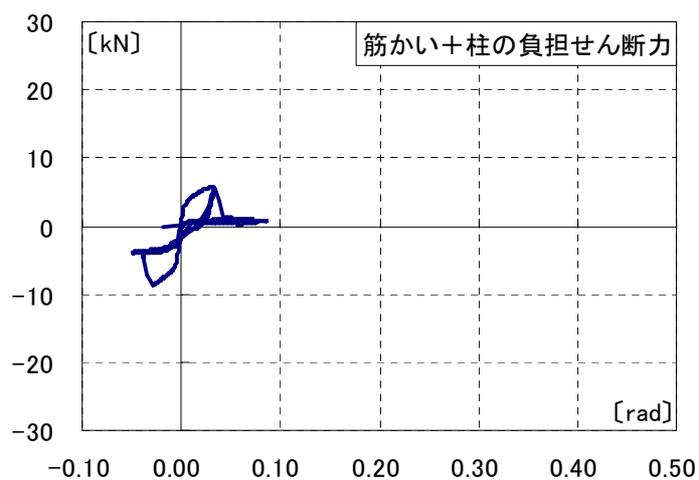


図 3.3.2-14 筋かい+柱の負担せん断力

表 3.3.2-8 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	5.14 (89.7%)	0.59 (10.3%)	5.73 (100%)
1/5	-	-	-

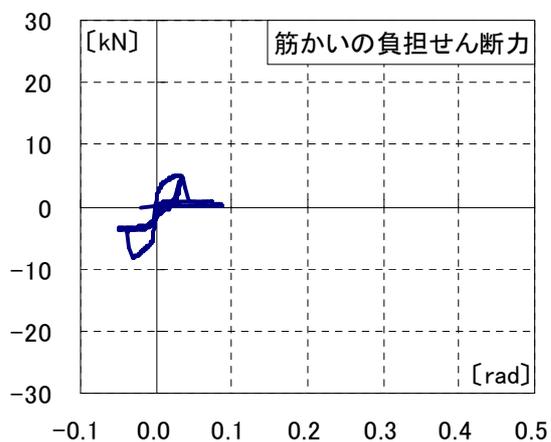


図 3.3.2-15 筋かいの負担せん断力

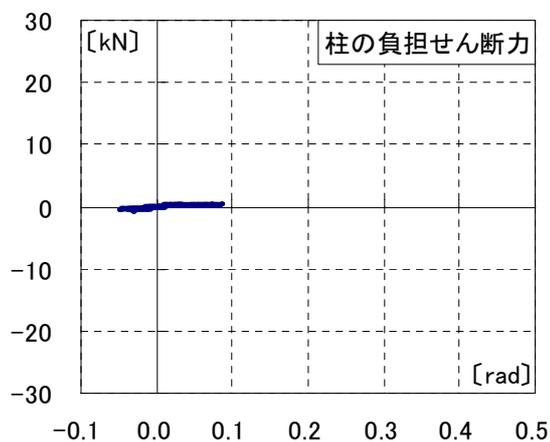


図 3.3.2-16 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 9 : 筋かい (接合部○、積載荷重なし)

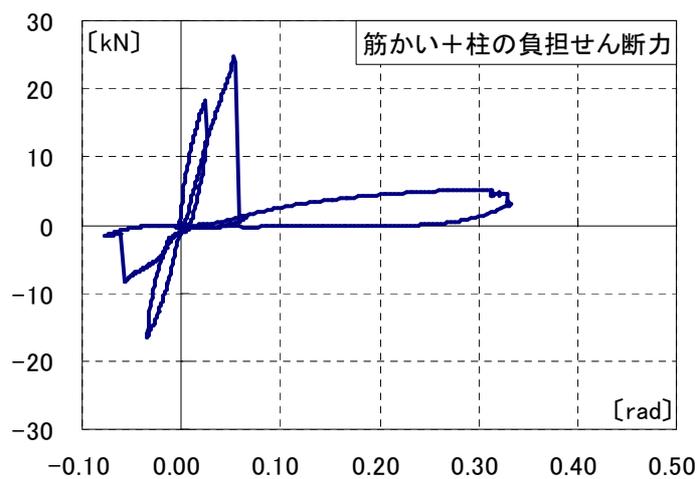


図 3.3.2-17 筋かい+柱の負担せん断力

表 3.3.2-9 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	11.58 (85.2%)	2.01 (14.8%)	13.59 (100%)
1/5	0 (0%)	4.40 (100%)	4.40 (100%)

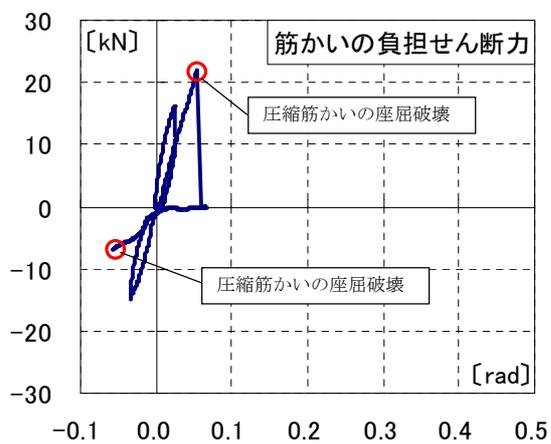


図 3.3.2-18 筋かいの負担せん断力

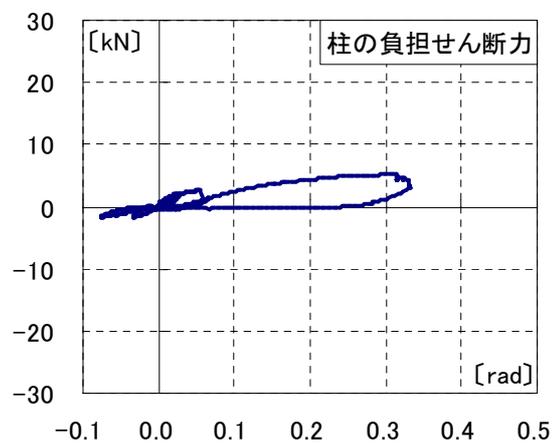


図 3.3.2-19 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 10 : 筋かい+石膏ボード (接合部○、積載荷重 35.22kN)

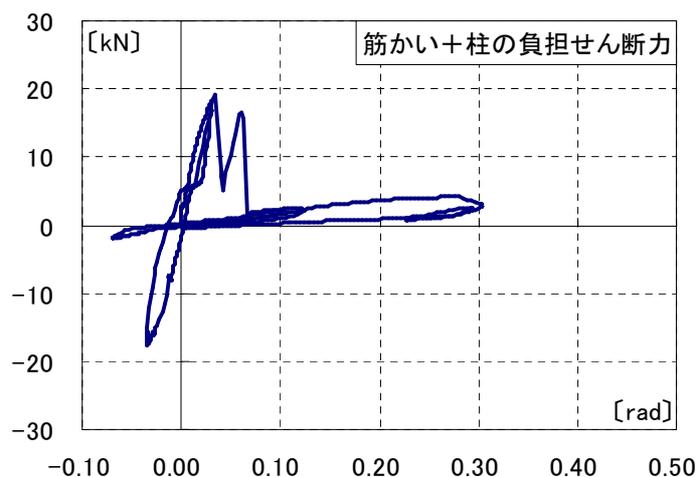


図 3.3.2-20 筋かい+柱の負担せん断力

表 3.3.2-10 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	16.4 (92.0%)	1.43 (8%)	17.83 (100%)
1/5	0 (0%)	3.68 (100%)	3.68 (100%)

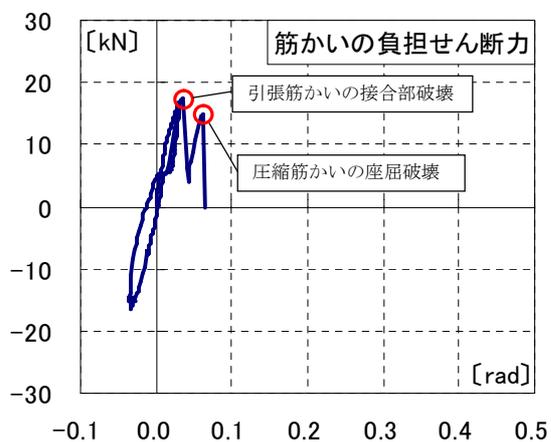


図 3.3.2-21 筋かいの負担せん断力

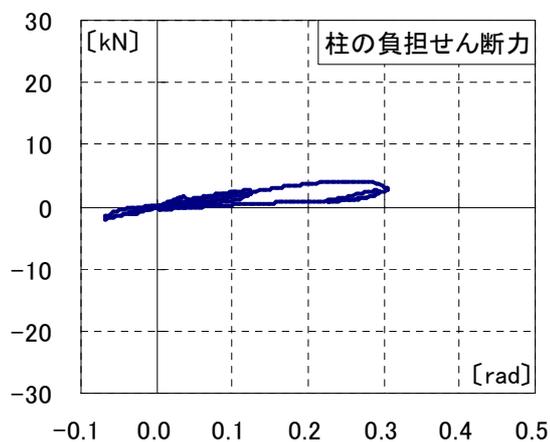


図 3.3.2-22 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 11 : 筋かい+石膏ボード (接合部×、積載荷重 35.22kN)

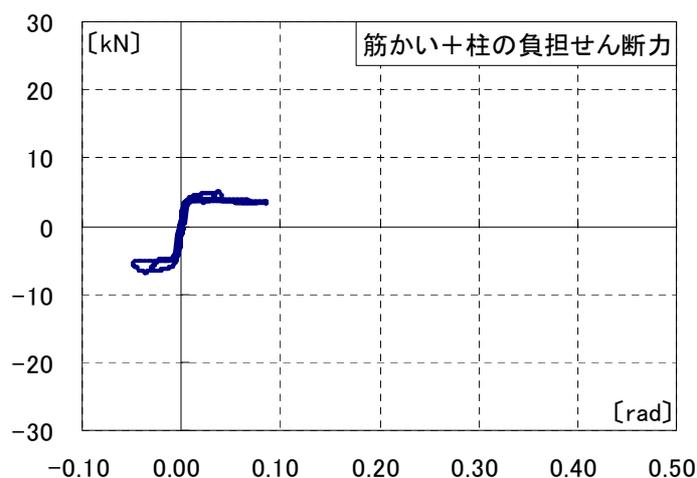


図 3.3.2-23 筋かい+柱の負担せん断力

表 3.3.2-11 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	4.71 (99.5%)	0.02 (0.5%)	4.73 (100%)
1/5	-	-	-

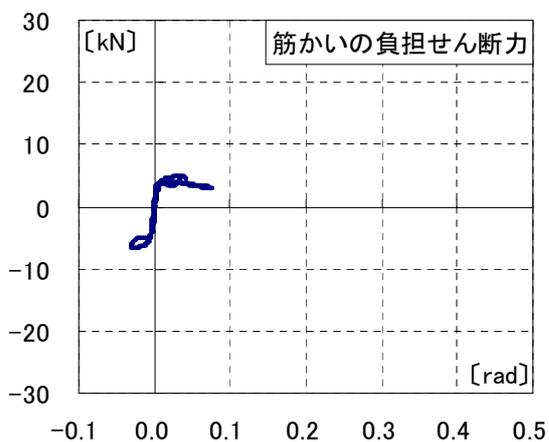


図 3.3.2-24 筋かいの負担せん断力

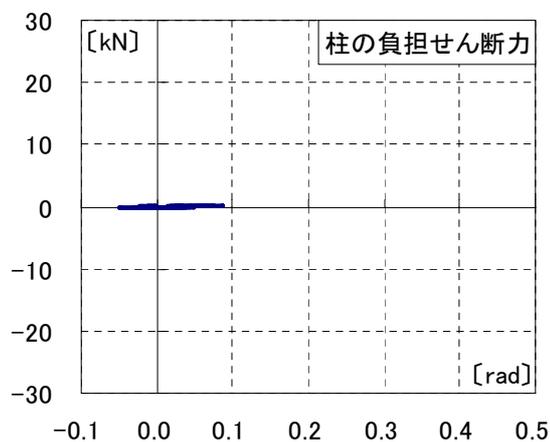


図 3.3.2-25 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 12 : 筋かい+石膏ボード (接合部○、積載荷重 9.95kN)

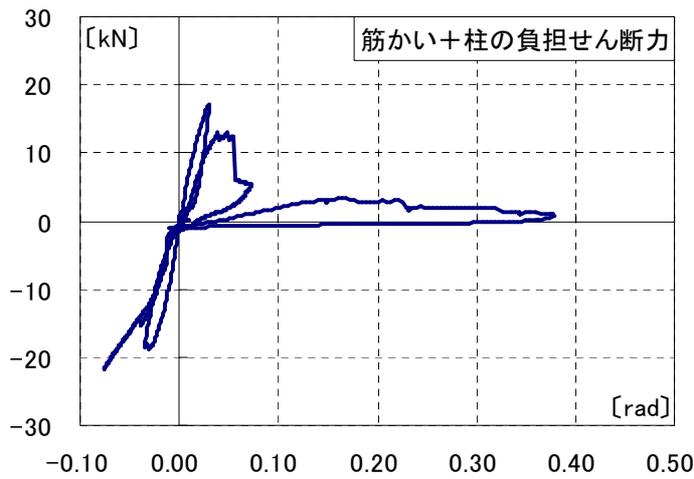


図 3. 3. 2-26 筋かい+柱の負担せん断力

表 3. 3. 2-12 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	15.97 (92.7%)	1.26 (7.3%)	17.23 (100%)
1/5	0 (0%)	3.43 (100%)	3.43 (100%)

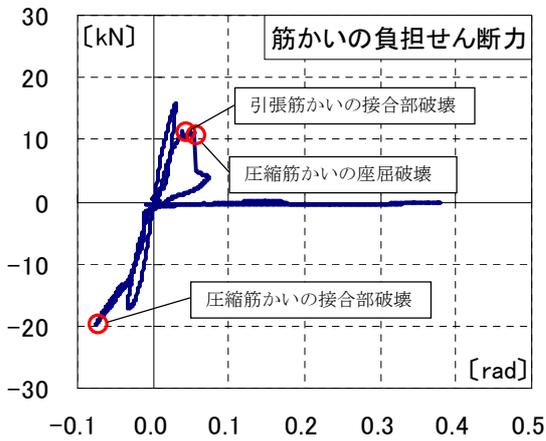


図 3. 3. 2-27 筋かいの負担せん断力

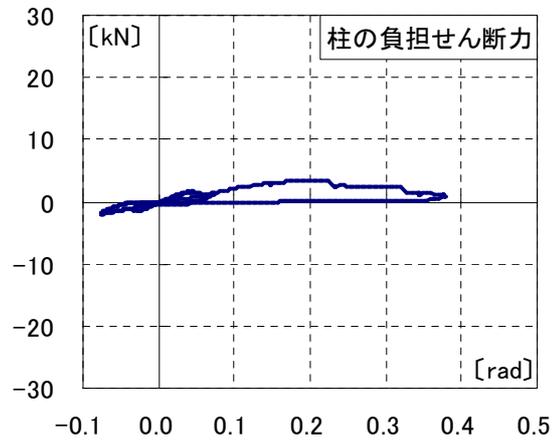


図 3. 3. 2-28 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 13 : 筋かい+石膏ボード (接合部×、積載荷重 9.95kN)

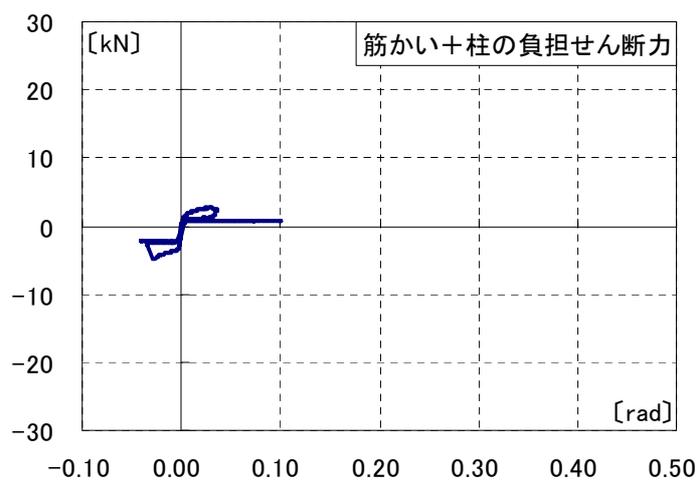


図 3. 3. 2-29 筋かい+柱の負担せん断力

表 3. 3. 2-13 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	2.45 (97.6%)	0.06 (2.4%)	2.51 (100%)
1/5	-	-	-

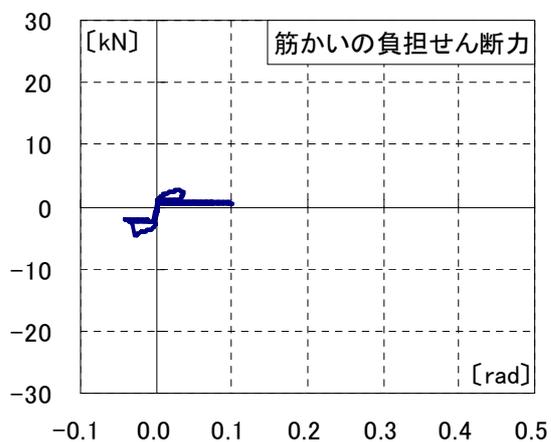


図 3. 3. 2-30 筋かいの負担せん断力

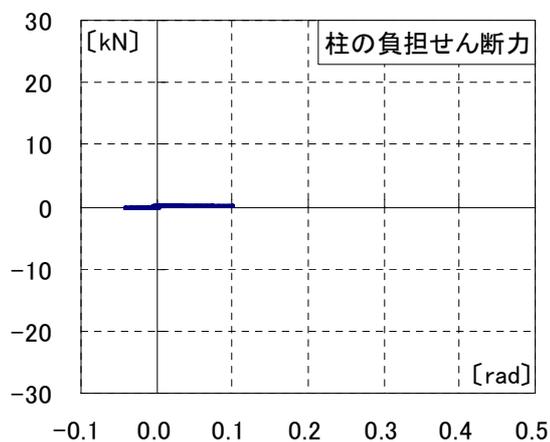


図 3. 3. 2-31 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 14 : 筋かい+石膏ボード (接合部○、積載荷重なし)

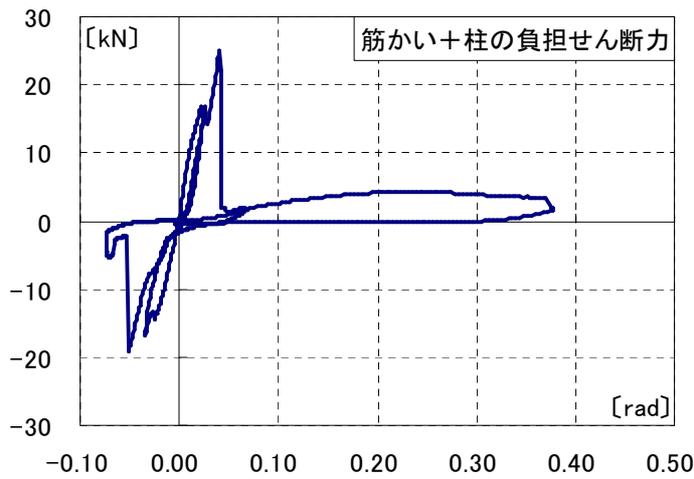


図 3. 3. 2-32 筋かい+柱の負担せん断力

表 3. 3. 2-14 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	筋かい	柱	筋かい+柱
1/30	15.15 (90.4%)	1.60 (9.6%)	16.75 (100%)
1/5	0 (0%)	4.14 (100%)	4.14 (100%)

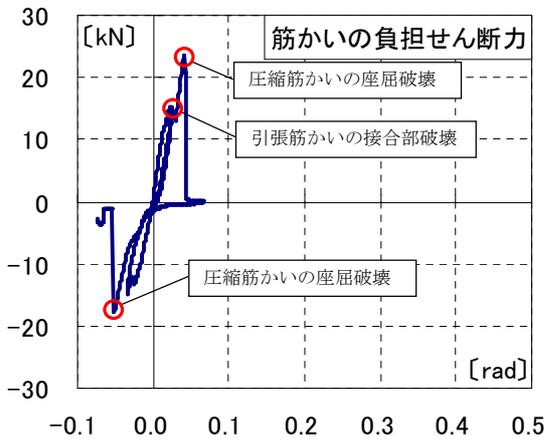


図 3. 3. 2-33 筋かいの負担せん断力

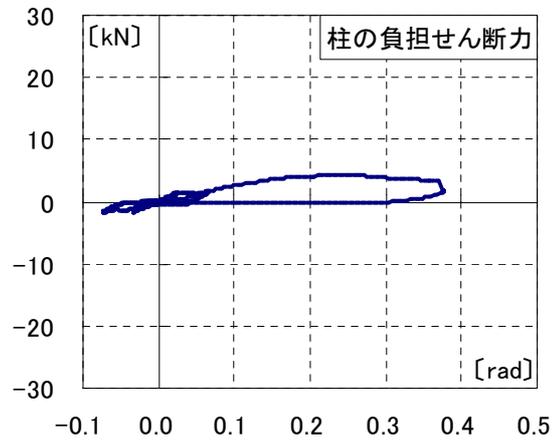


図 3. 3. 2-34 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 15 : 構造用合板 (接合部○、積載荷重 35.22kN)

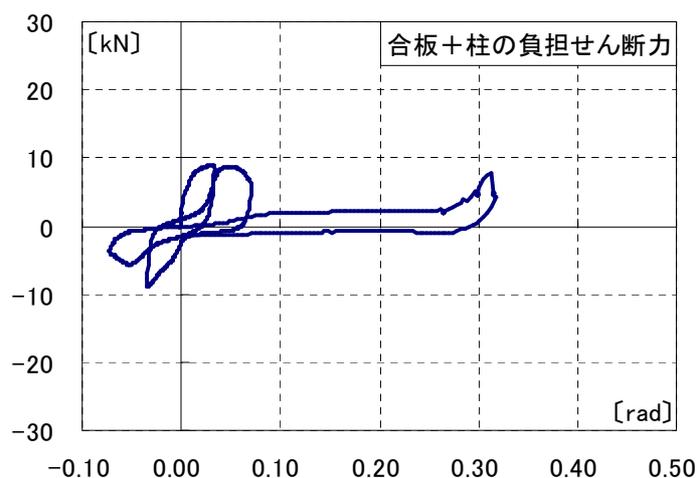


図 3.3.2-35 合板+柱の負担せん断力

表 3.3.2-15 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	合板	柱	合板+柱
1/30	8.03 (89.2%)	0.98 (10.8%)	9.01 (100%)
1/5	-1.13 (-51.7%)	3.31 (151.7%)	2.18 (100%)

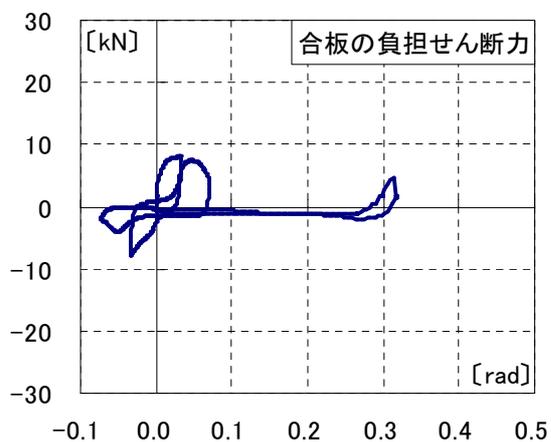


図 3.3.2-36 合板の負担せん断力

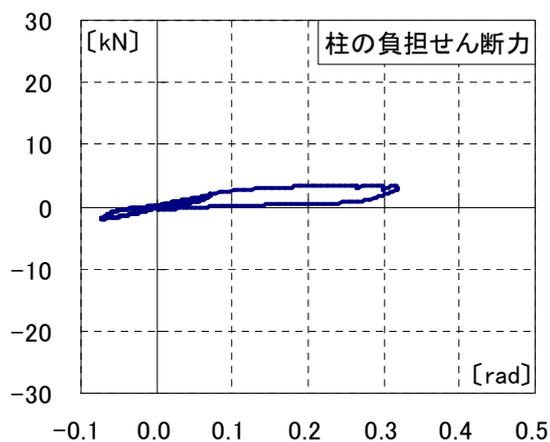


図 3.3.2-37 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 16 : 構造用合板 (接合部×、積載荷重 35.22kN)

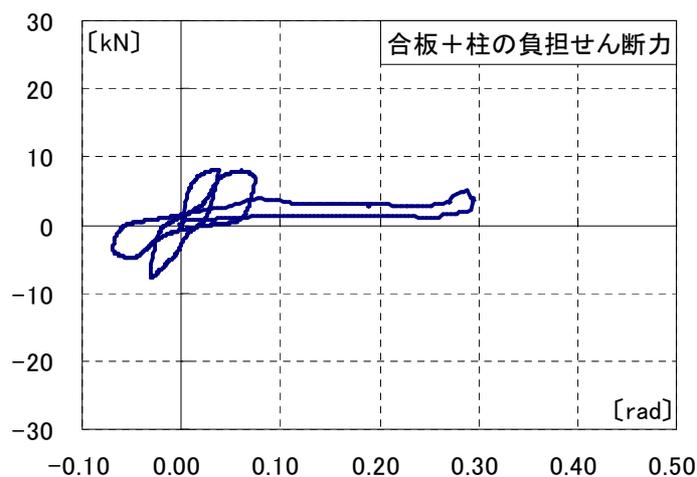


図 3.3.2-38 合板+柱の負担せん断力

表 3.3.2-16 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	合板	柱	合板+柱
1/30	7.92 (98.2%)	0.15 (1.8%)	8.07 (100%)
1/5	1.49 (49.5%)	1.52 (50.5%)	3.01 (100%)

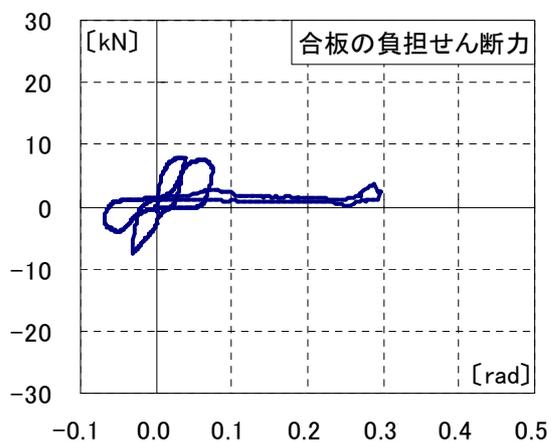


図 3.3.2-39 合板の負担せん断力

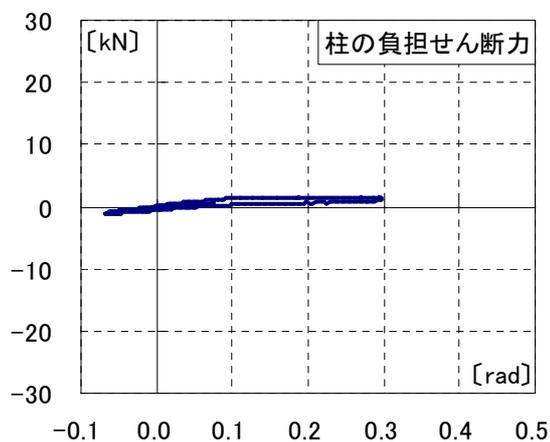


図 3.3.2-40 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 17 : 構造用合板 (接合部○、積載荷重 9.95kN)

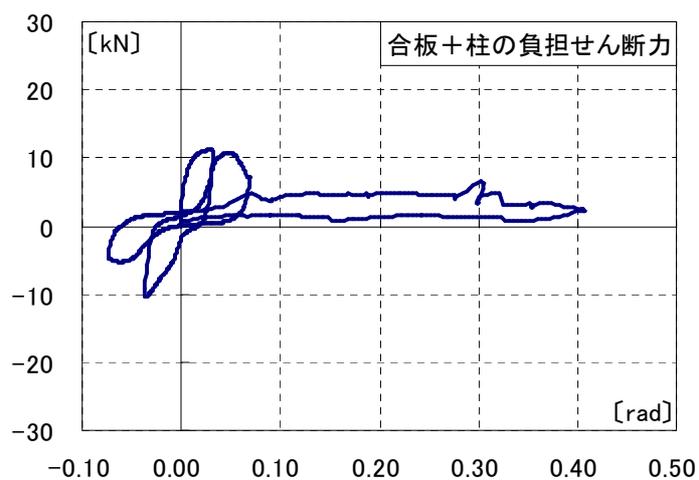


図 3. 3. 2-41 合板+柱の負担せん断力

表 3. 3. 2-17 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	合板	柱	合板+柱
1/30	8.71 (90.5%)	0.91 (9.5%)	9.62 (100%)
1/5	2.04 (42%)	2.81 (58.0%)	4.85 (100%)

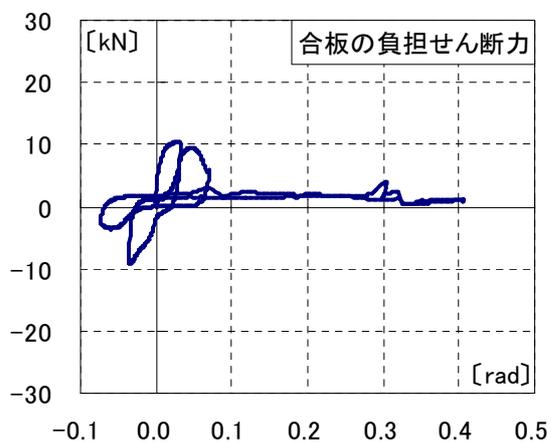


図 3. 3. 2-42 合板の負担せん断力

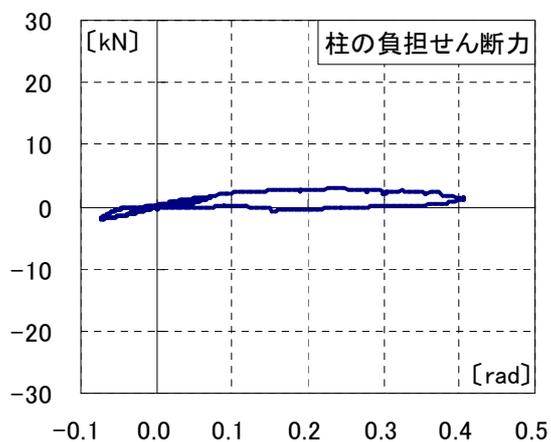


図 3. 3. 2-43 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 18 : 構造用合板 (接合部×、積載荷重 9.95kN)

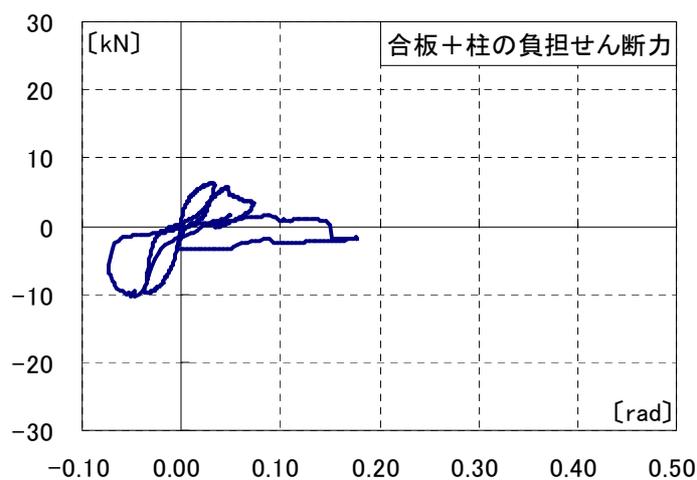


図 3. 3. 2-44 合板+柱の負担せん断力

表 3. 3. 2-18 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	合板	柱	合板+柱
1/30	6.39 (100.6%)	-0.04 (-0.6%)	6.35 (100%)
1/5	-	-	-

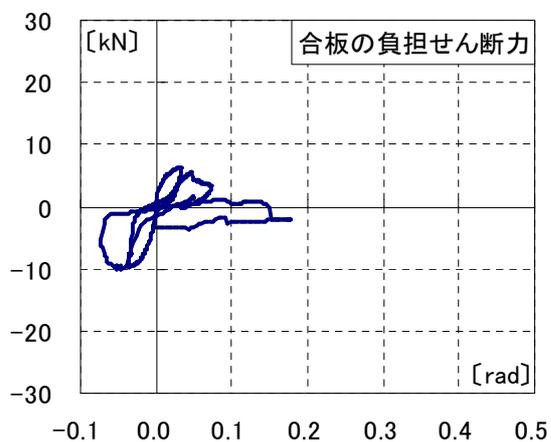


図 3. 3. 2-45 合板の負担せん断力

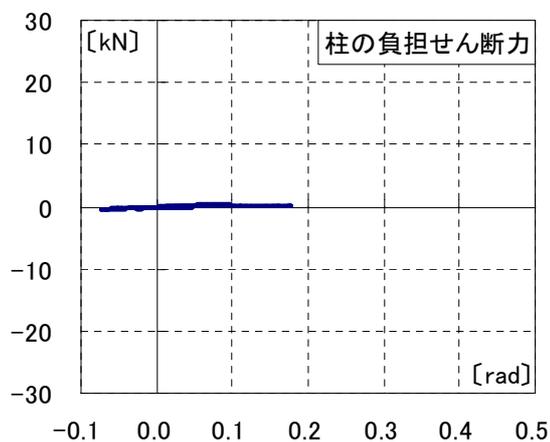


図 3. 3. 2-46 柱の負担せん断力

■ 試験体 No. 19 : 構造用合板 (接合部○、積載荷重なし)

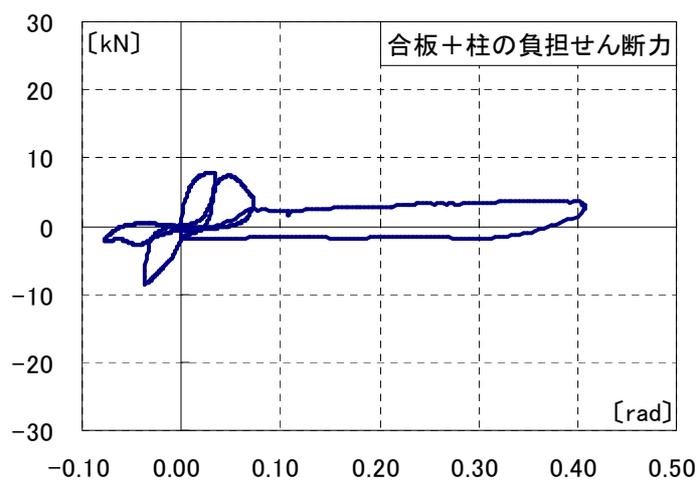


図 3. 3. 2-47 合板+柱の負担せん断力

表 3. 3. 2-19 特定変形時の負担せん断力

変形角 [rad]	負担せん断力 [kN]		
	合板	柱	合板+柱
1/30	7.33 (93.1%)	0.55 (6.9%)	7.88 (100%)
1/5	-0.15 (-5.2%)	2.97 (105.2%)	2.82 (100%)

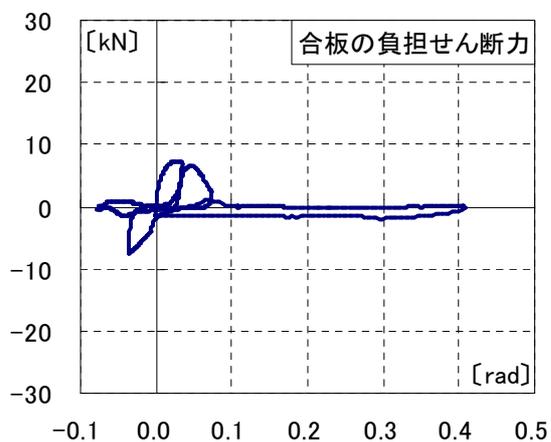


図 3. 3. 2-48 合板の負担せん断力

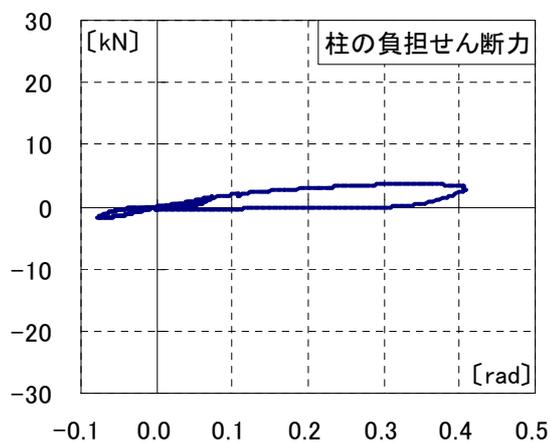


図 3. 3. 2-49 柱の負担せん断力

3.3.3 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 3.3.3-1~3.3.3-19 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

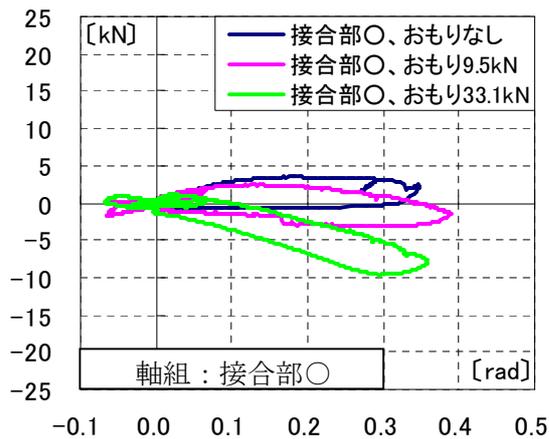


図 3.3.3-1 積載荷重別

② 筋かい試験体

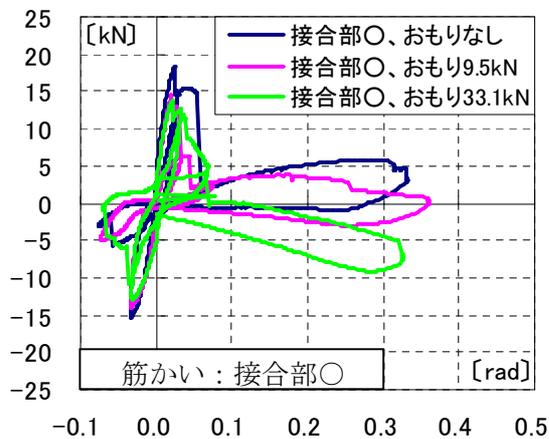


図 3.3.3-2 積載荷重別

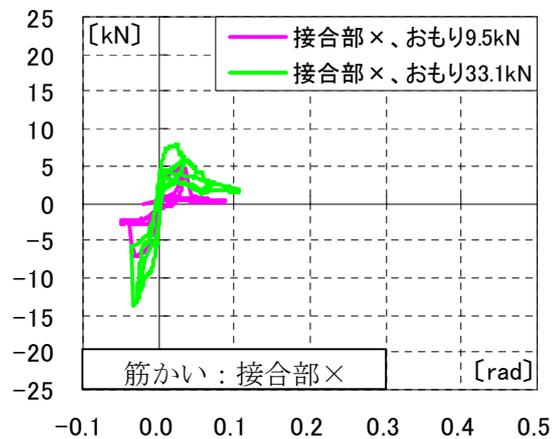


図 3.3.3-3 積載荷重別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

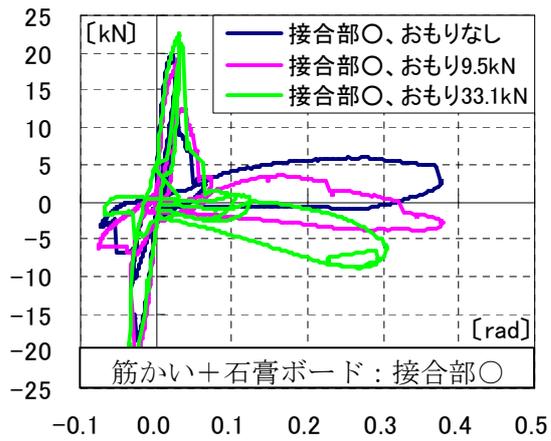


図 3.3.3-4 積載荷重別

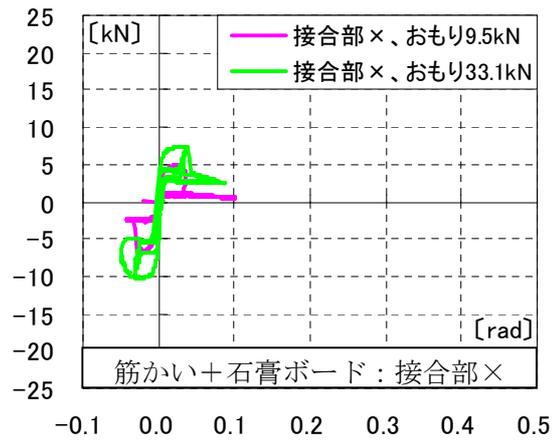


図 3.3.3-5 積載荷重別

④ 構造用合板試験体

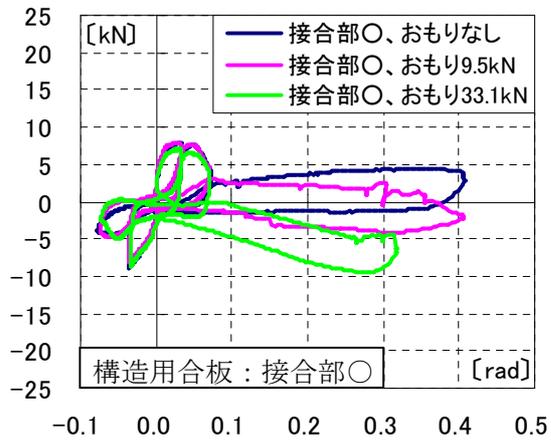


図 3.3.3-6 積載荷重別

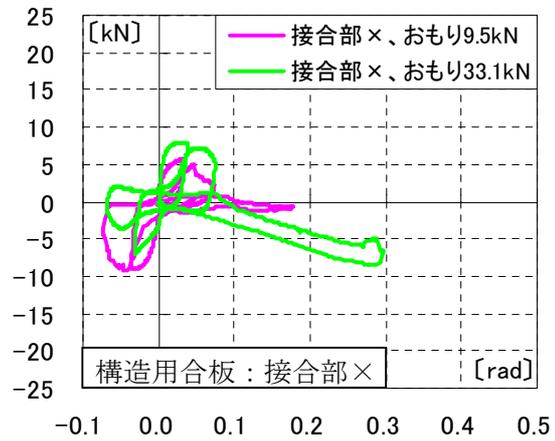


図 3.3.3-7 積載荷重別

2) 接合部仕様別荷重変形関係

① 軸組試験体

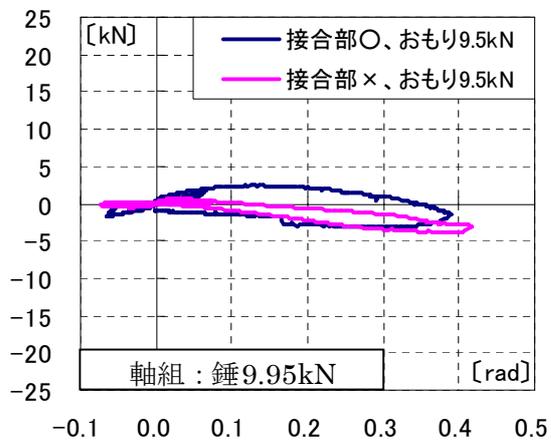


図 3.3.3-8 接合部仕様別

② 筋かい試験体

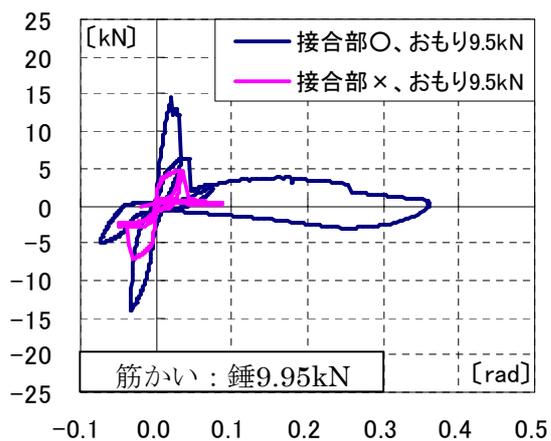


図 3.3.3-9 接合部仕様別

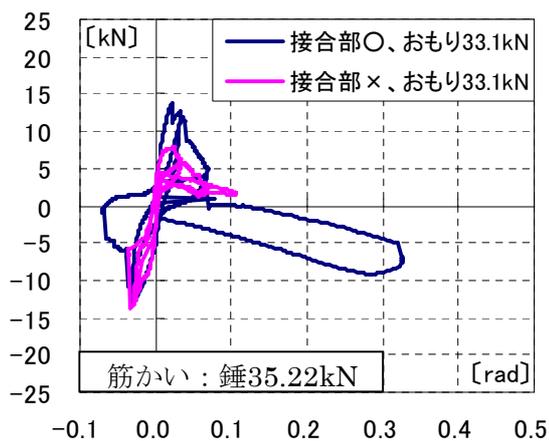


図 3.3.3-10 接合部仕様別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

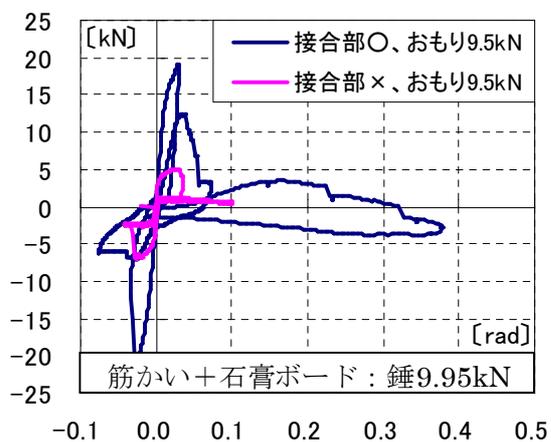


図 3.3.3-11 接合部仕様別

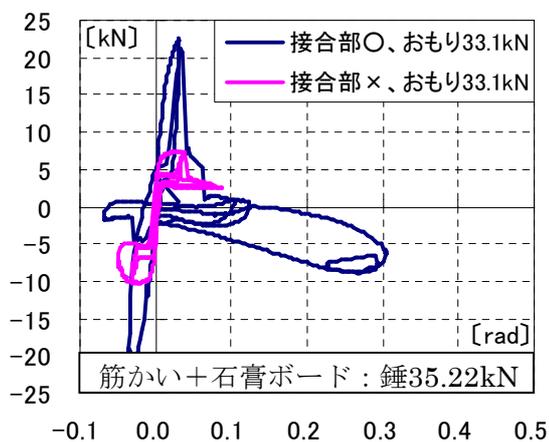


図 3.3.3-12 接合部仕様別

④ 構造用合板試験体

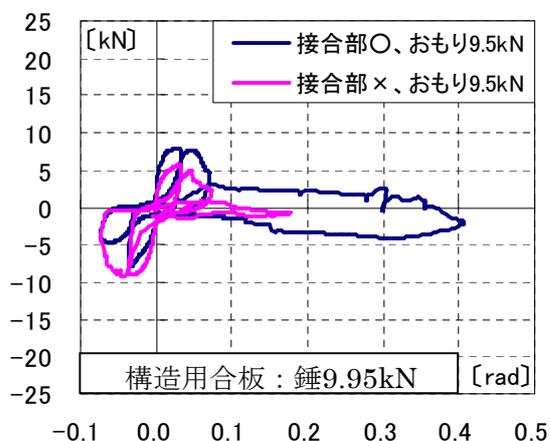


図 3.3.3-13 接合部仕様別

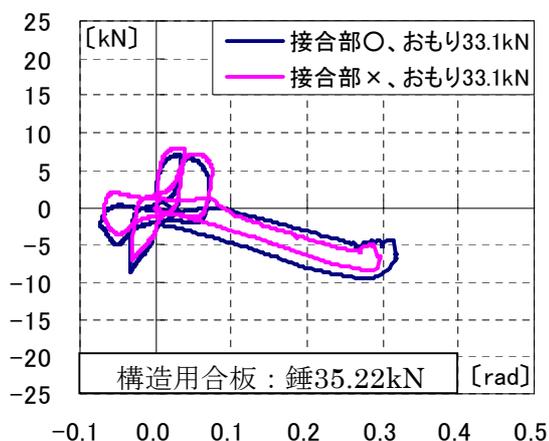


図 3.3.3-14 接合部仕様別

3) 耐力要素別荷重変形関係

① 接合部○、積載荷重なし

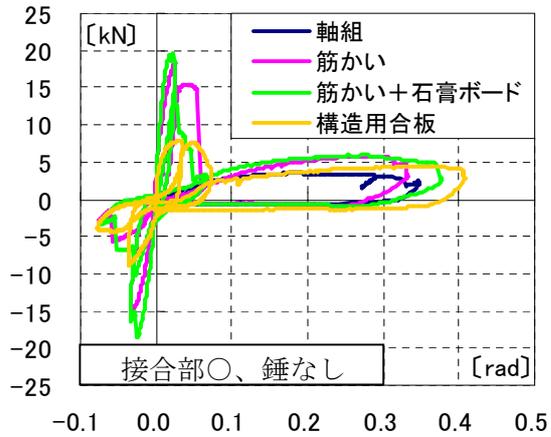


図 3.3.3-15 耐力要素別

② 接合部○、積載荷重 9.95kN

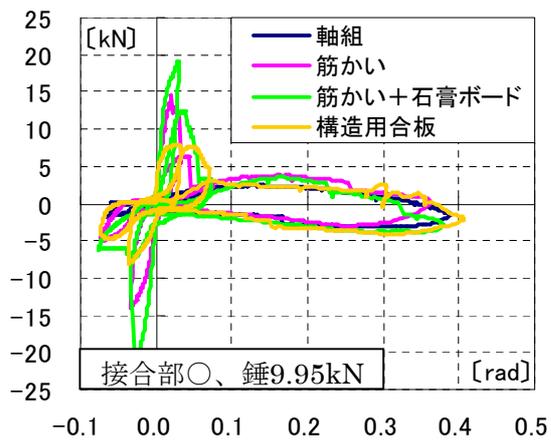


図 3.3.3-16 耐力要素別

③ 接合部×、積載荷重 9.95kN

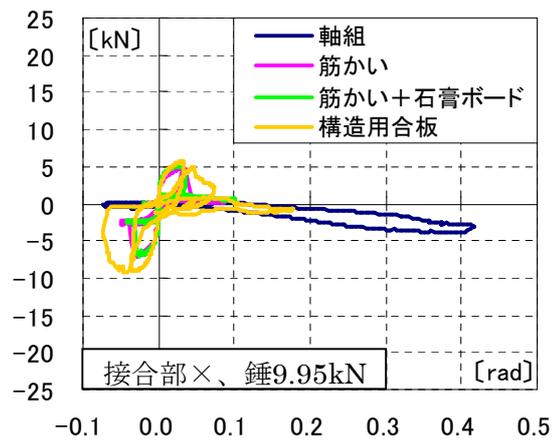


図 3.3.3-17 耐力要素別

④ 接合部○、積載荷重 35.22kN

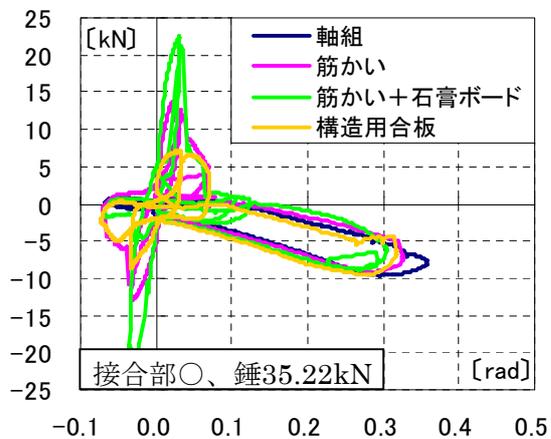


図 3.3.3-18 耐力要素別

⑤ 接合部×、積載荷重 35.22kN

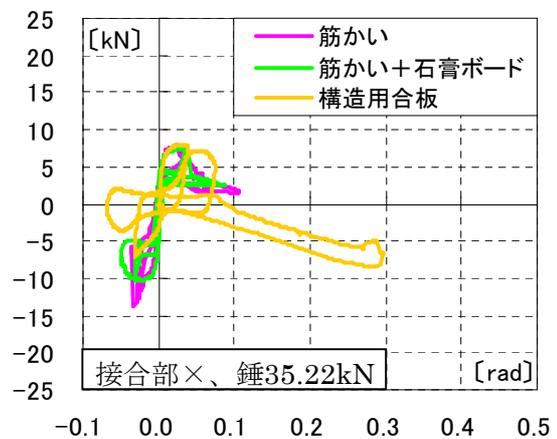


図 3.3.3-19 耐力要素別

(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 3.3.3-20～3.3.3-38 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

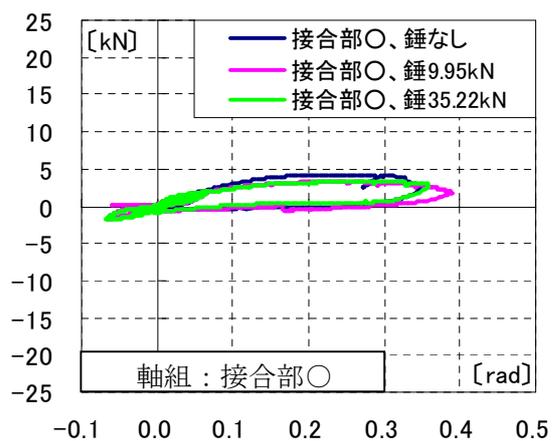


図 3.3.3-20 積載荷重別

② 筋かい試験体

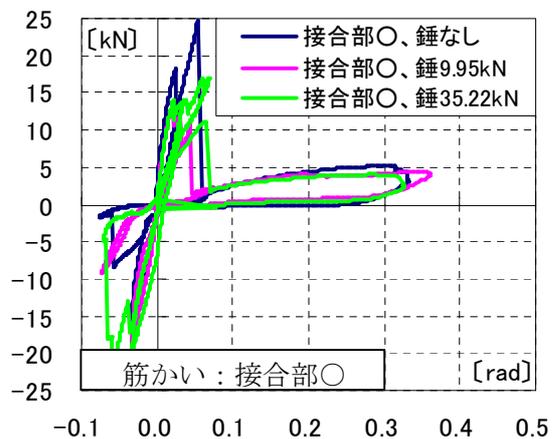


図 3.3.3-21 積載荷重別

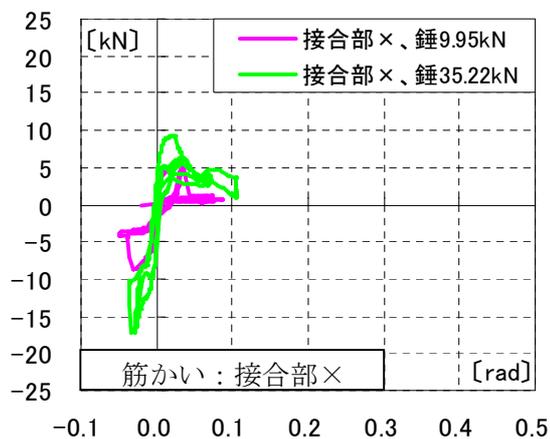


図 3.3.3-22 積載荷重別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

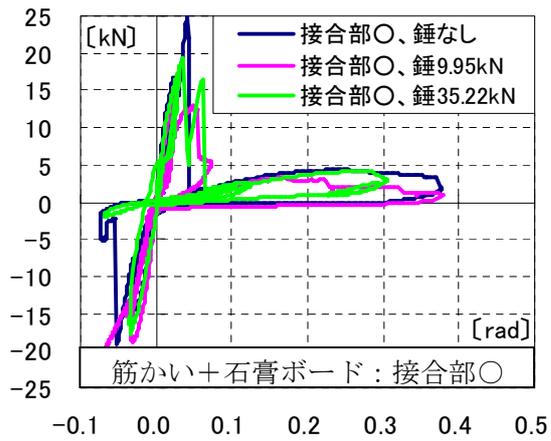


図 3. 3. 3-23 積載荷重別

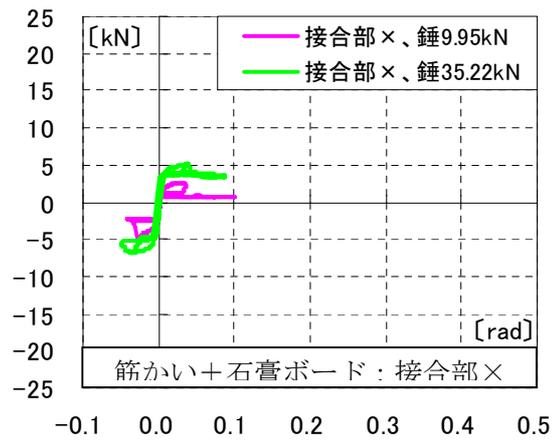


図 3. 3. 3-24 積載荷重別

④ 構造用合板試験体

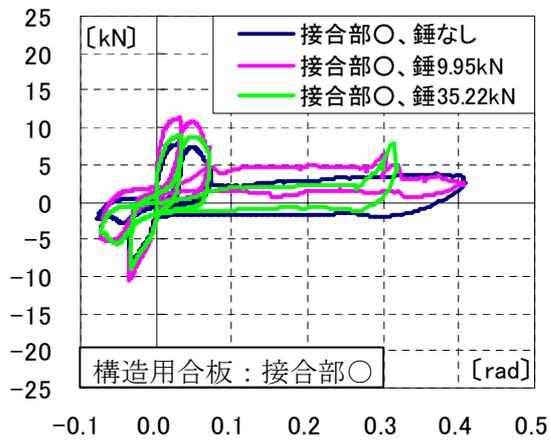


図 3. 3. 3-25 積載荷重別

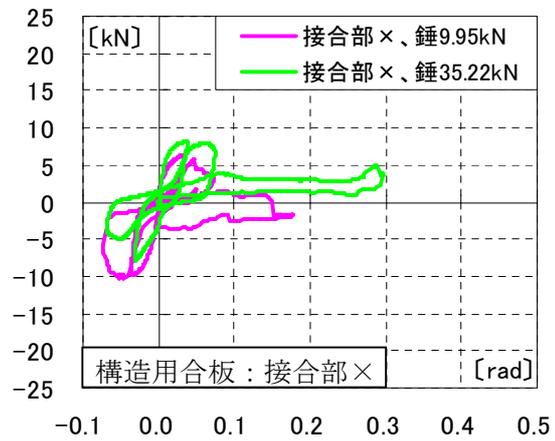


図 3. 3. 3-26 積載荷重別

2) 接合部仕様別荷重変形関係

① 軸組試験体

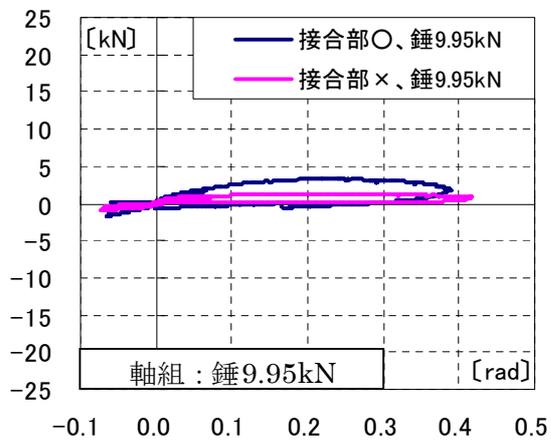


図 3. 3. 3-27 接合部仕様別

② 筋かい試験体

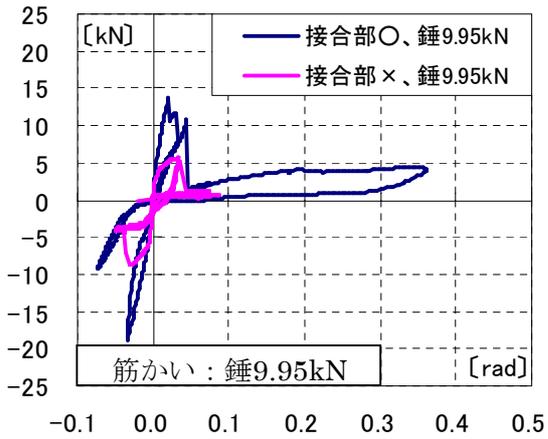


図 3.3.3-28 接合部仕様別

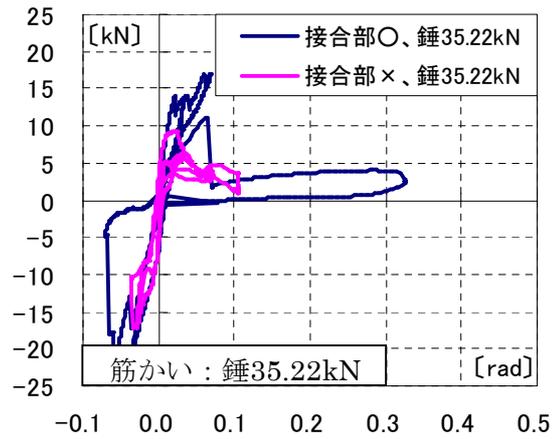


図 3.3.3-29 接合部仕様別

③ 筋かい+石膏ボード試験体

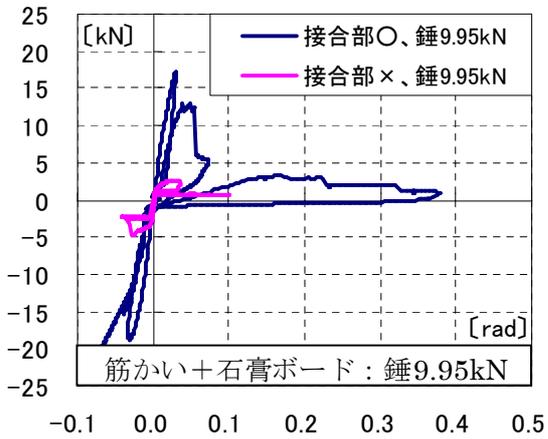


図 3.3.3-30 接合部仕様別

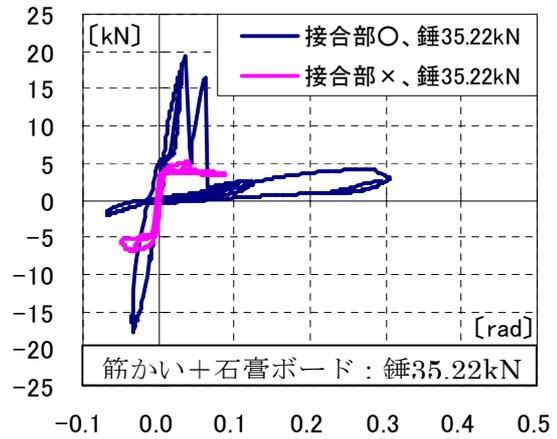


図 3.3.3-31 接合部仕様別

④ 構造用合板試験体

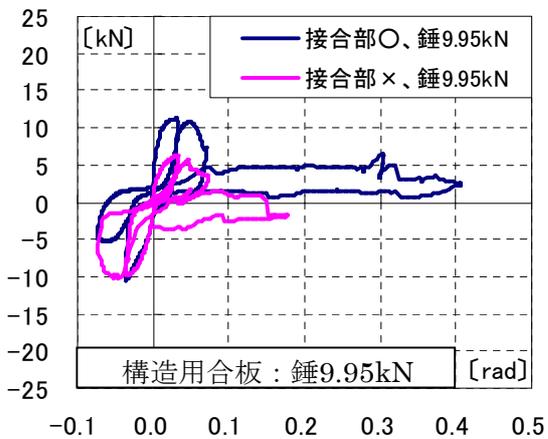


図 3.3.3-32 接合部仕様別

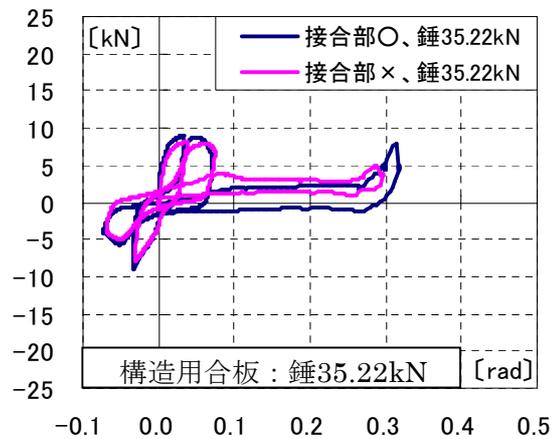


図 3.3.3-33 接合部仕様別

3) 耐力要素別荷重変形関係

① 接合部○、積載荷重なし

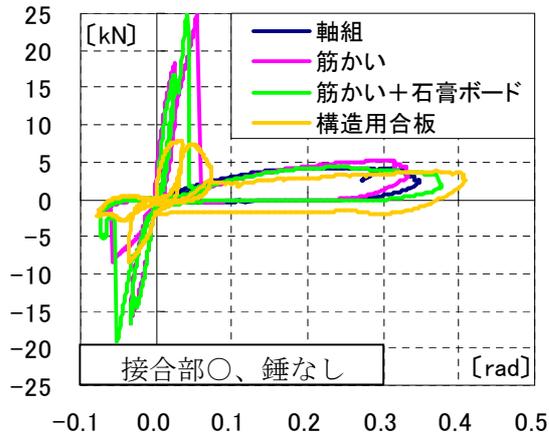


図 3.3.3-34 耐力要素別

② 接合部○、積載荷重 9.95kN

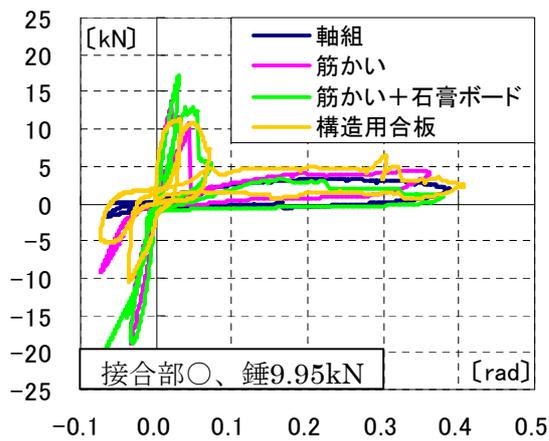


図 3.3.3-35 耐力要素別

③ 接合部×、積載荷重 9.95kN

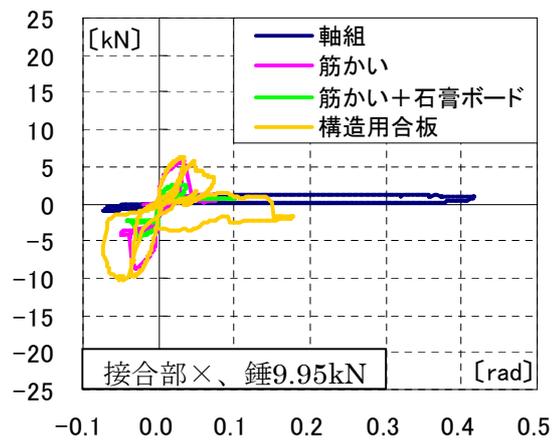


図 3.3.3-36 耐力要素別

④ 接合部○、積載荷重 35.22kN

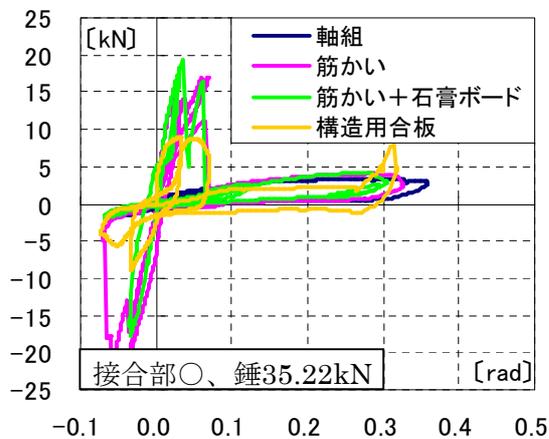


図 3.3.3-37 耐力要素別

⑤ 接合部×、積載荷重 35.22kN

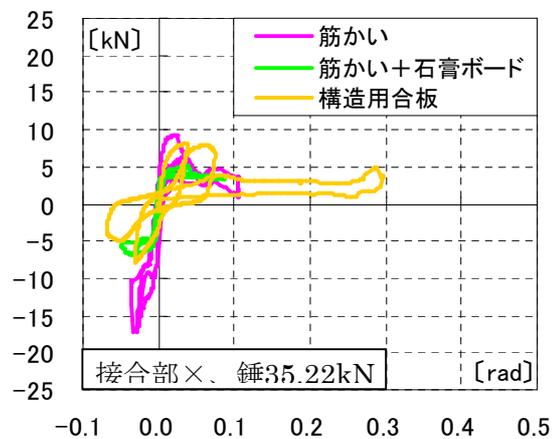


図 3.3.3-38 耐力要素別

3.3.4 壁倍率換算による比較

三分力計による荷重変形関係から各試験体を壁倍率評価した結果を表 3.3.4-1 に示す。各試験体の荷重変形骨格曲線を図 3.3.4-1～3.3.4-19、降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 、最大荷重 P_{max} 、構造特性係数 D_s を表 3.3.4-2～3.3.4-20 に示す。筋かいを有する試験体では、接合部が保有耐力接合される場合は $P_u \times (0.2/D_s)$ で壁倍率が決まり、保有耐力接合されない場合は P_y で壁倍率が決まる傾向がみられた。構造用合板試験体では、接合部仕様および積載荷重に関わらず、 P_y で壁倍率が決まることが確認された。また、保有耐力接合していない仕様でロッキングする試験体は、保有耐力接合した試験体に比べて、壁倍率が 50～70%程度に減少することが確認された。

表 3.3.4-1 各試験体の壁倍率評価

	No.	P_y	$P_u \times (0.2/D_s)$	$P_{max} \times 2/3$	$P_{1/120rad}$	短期許容せん断耐力 P_a	壁倍率
軸組	01	0.72	0.63	0.73	0.79	0.63	0.36
	02	1.23	1.43	1.63	0.85	0.85	0.48
	03	0.32	0.49	0.41	0.47	0.32	0.18
	04	2.03	1.53	2.35	0.35	0.35	0.20
筋かい	05	7.48	6.31	9.21	8.61	6.31	3.54
	06	4.49	5.66	5.19	6.97	4.49	2.52*
	07	8.51	5.23	9.76	8.53	5.23	2.93
	08	2.77	2.99	3.19	3.62	2.77	1.55*
	09	9.19	10.14	12.27	11.23	9.19	5.15
筋かい+石膏ボード	10	12.39	8.45	14.97	12.61	8.45	4.74
	11	4.19	7.02	4.98	6.64	4.19	2.35*
	12	11.48	6.40	12.80	10.76	6.40	3.59
	13	3.06	4.31	3.35	4.15	3.06	1.72*
	14	10.24	8.17	13.01	14.20	8.17	4.58
構造用合板	15	3.52	7.08	4.66	5.62	3.52	1.97
	16	5.02	6.28	5.31	6.41	5.02	2.82
	17	4.72	8.17	5.29	6.53	4.72	2.65
	18	3.18	3.55	3.74	4.03	3.18	1.78*
	19	4.15	6.20	5.25	5.67	4.15	2.33

注) 太字は壁倍率を決める指標を表す。

注) * はロッキングした試験体を表す。

■ No. 01 軸組：接合部○、積載荷重 35.22kN

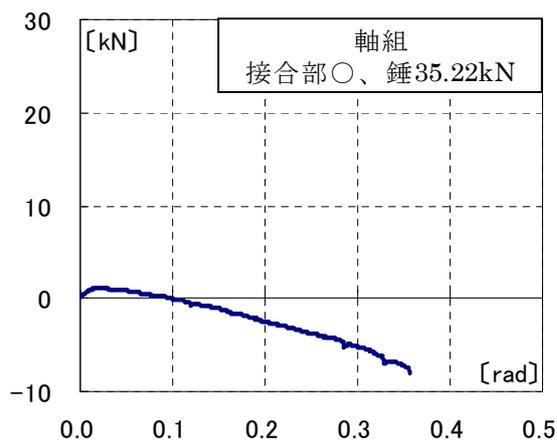


図 3.3.4-1 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-2 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	0.72 [kN]
終局耐力 P_u	1.00 [kN]
最大荷重 P_{max}	1.09 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	0.79 [kN]
構造特性係数 D_s	0.32

■ No. 02 軸組：接合部○、積載荷重 9.95kN

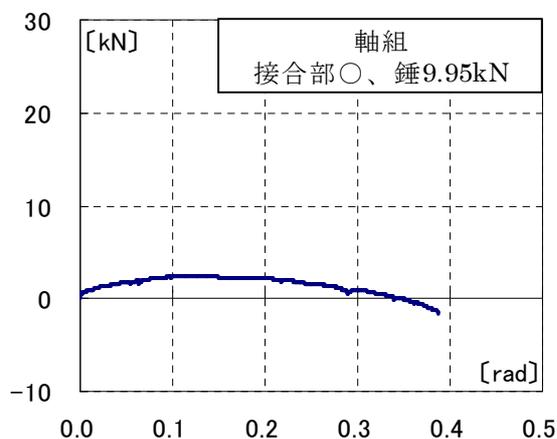


図 3.3.4-2 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-3 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	1.23 [kN]
終局耐力 P_u	2.17 [kN]
最大荷重 P_{max}	2.44 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	0.85 [kN]
構造特性係数 D_s	0.30

■ No. 03 軸組：接合部×、積載荷重 9.95kN

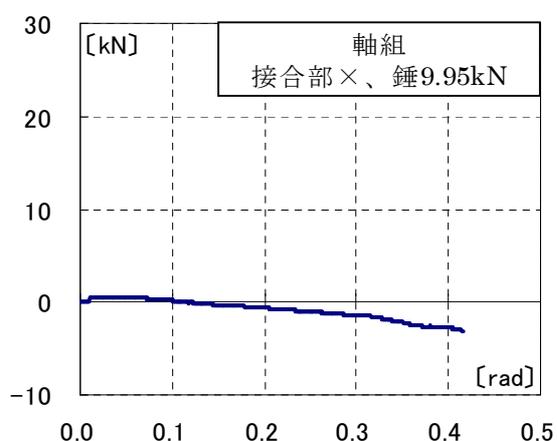


図 3.3.4-3 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-4 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	0.32 [kN]
終局耐力 P_u	0.54 [kN]
最大荷重 P_{max}	0.62 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	0.47 [kN]
構造特性係数 D_s	0.22

■ No. 04 軸組：接合部○、積載荷重なし

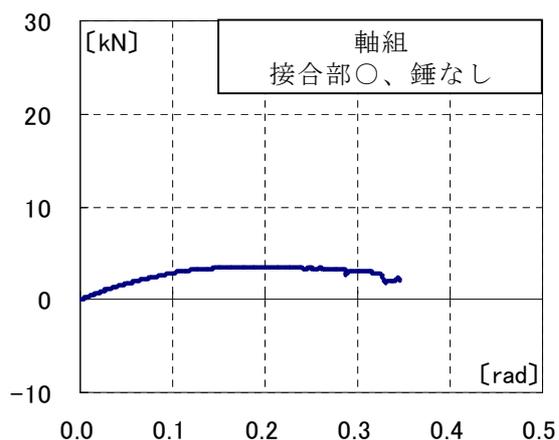


図 3.3.4-4 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-5 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	2.03 [kN]
終局耐力 P_u	3.30 [kN]
最大荷重 P_{max}	3.53 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	0.35 [kN]
構造特性係数 D_s	0.43

■ No. 05 筋かい：接合部○、積載荷重 35.22kN

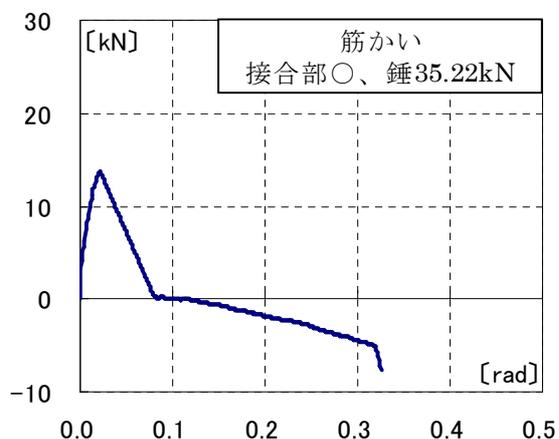


図 3.3.4-5 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-6 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	7.48 [kN]
終局耐力 P_u	12.03 [kN]
最大荷重 P_{max}	13.82 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	8.61 [kN]
構造特性係数 D_s	0.38

■ No. 06 筋かい：接合部×、積載荷重 35.22kN

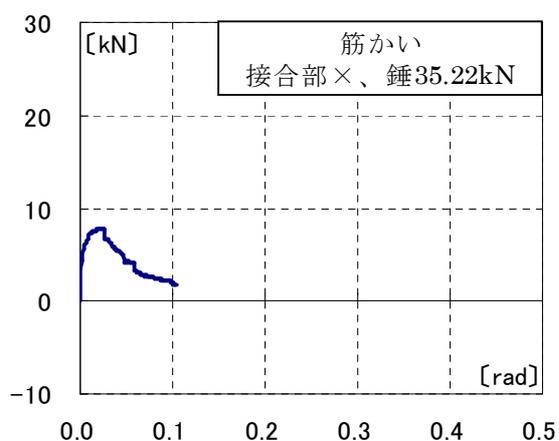


図 3.3.4-6 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-7 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	4.49 [kN]
終局耐力 P_u	7.20 [kN]
最大荷重 P_{max}	7.79 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	6.97 [kN]
構造特性係数 D_s	0.25

■ No. 07 筋かい：接合部○、積載荷重 9.95kN

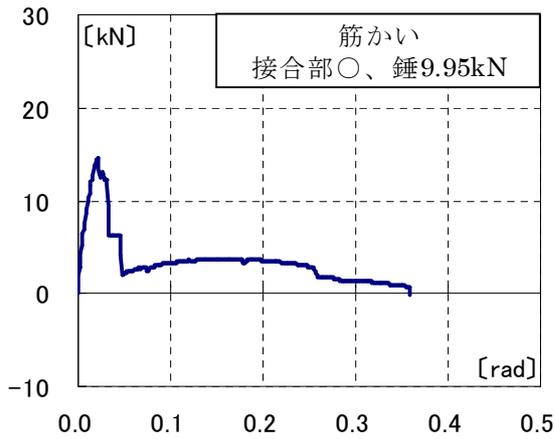


図 3.3.4-7 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-8 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	8.51 [kN]
終局耐力 P_u	12.89 [kN]
最大荷重 P_{max}	14.64 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	8.53 [kN]
構造特性係数 D_s	0.49

■ No. 08 筋かい：接合部×、積載荷重 9.95kN

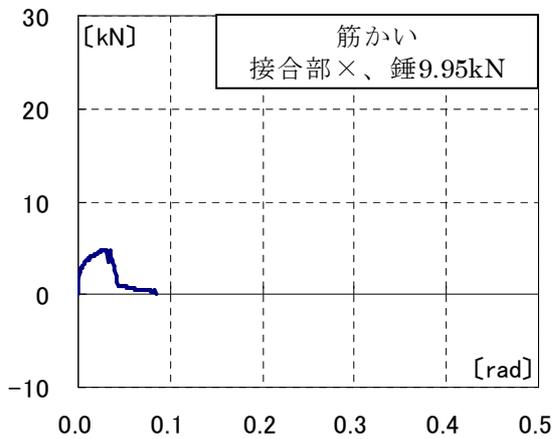


図 3.3.4-8 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-9 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	2.77 [kN]
終局耐力 P_u	4.27 [kN]
最大荷重 P_{max}	4.79 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	3.62 [kN]
構造特性係数 D_s	0.29

■ No. 09 筋かい：接合部○、積載荷重なし

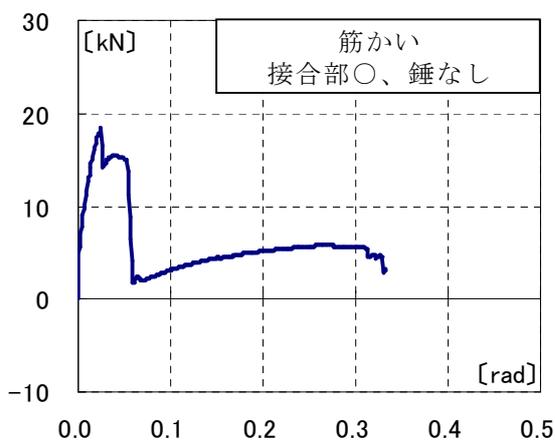


図 3.3.4-9 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-10 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	9.19 [kN]
終局耐力 P_u	15.32 [kN]
最大荷重 P_{max}	18.40 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	11.23 [kN]
構造特性係数 D_s	0.30

■ No. 10 筋かい+石膏ボード：接合部○、積載荷重 35.22kN

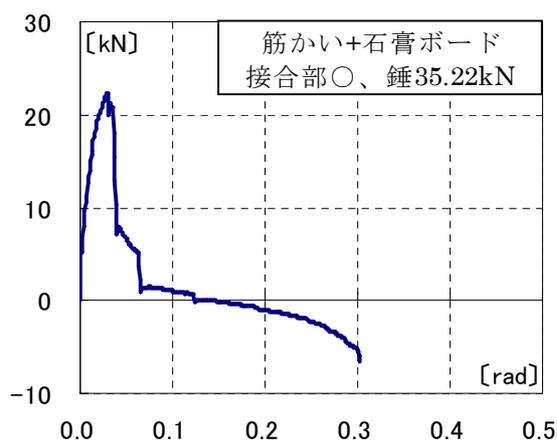


図 3.3.4-10 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-11 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	12.39 [kN]
終局耐力 P_u	20.58 [kN]
最大荷重 P_{max}	22.46 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	12.61 [kN]
構造特性係数 D_s	0.49

■ No. 11 筋かい+石膏ボード：接合部×、積載荷重 35.22kN

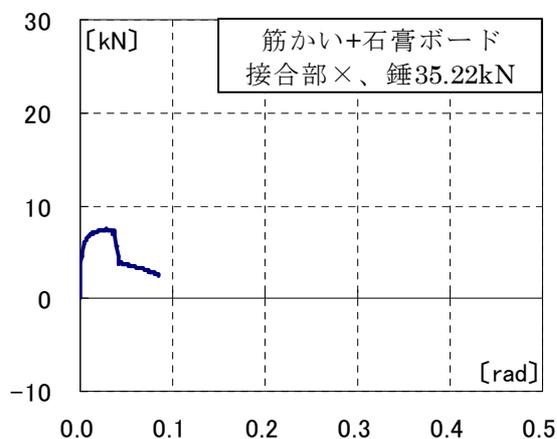


図 3.3.4-11 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-12 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	4.19 [kN]
終局耐力 P_u	7.02 [kN]
最大荷重 P_{max}	7.47 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	6.64 [kN]
構造特性係数 D_s	0.20

■ No. 12 筋かい+石膏ボード：接合部○、積載荷重 9.95kN

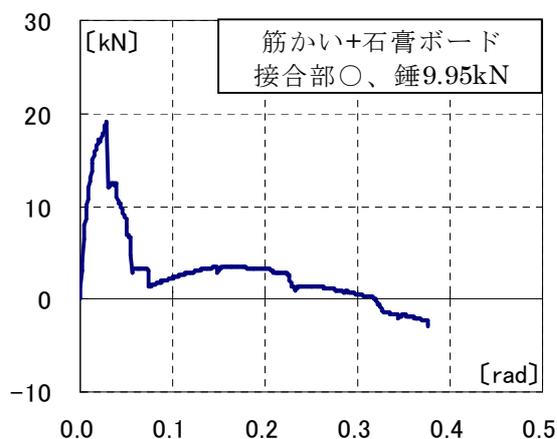


図 3.3.4-12 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-13 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	11.48 [kN]
終局耐力 P_u	17.31 [kN]
最大荷重 P_{max}	19.20 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	10.76 [kN]
構造特性係数 D_s	0.54

■ No. 13 筋かい+石膏ボード：接合部×、積載荷重 9.95kN

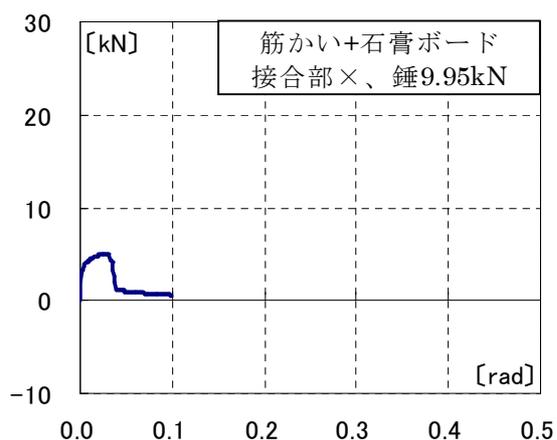


図 3.3.4-13 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-14 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	3.06 [kN]
終局耐力 P_u	4.53 [kN]
最大荷重 P_{max}	5.03 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	4.15 [kN]
構造特性係数 D_s	0.21

■ No. 14 筋かい+石膏ボード：接合部○、積載荷重なし

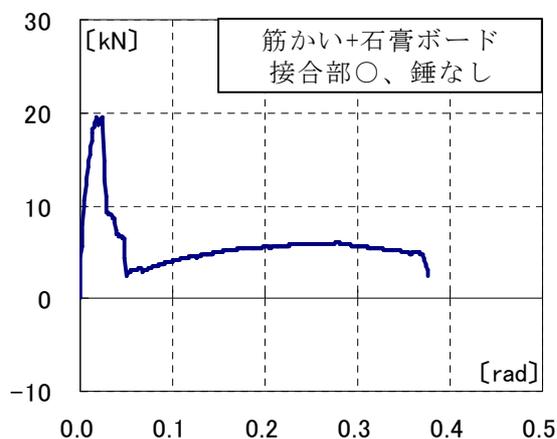


図 3.3.4-14 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-15 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	10.24 [kN]
終局耐力 P_u	18.07 [kN]
最大荷重 P_{max}	19.52 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	14.20 [kN]
構造特性係数 D_s	0.44

■ No. 15 構造用合板：接合部○、積載荷重 35.22kN

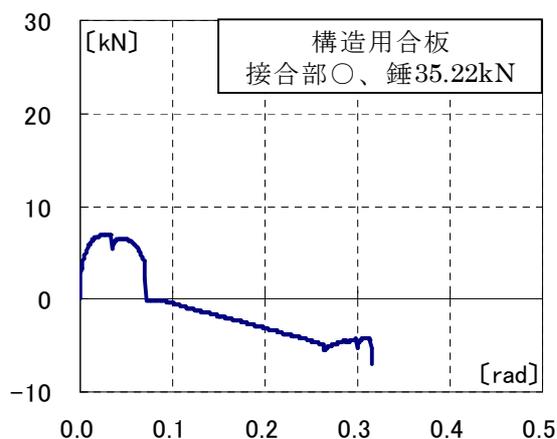


図 3.3.4-15 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-16 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	3.52 [kN]
終局耐力 P_u	6.34 [kN]
最大荷重 P_{max}	7.00 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	5.62 [kN]
構造特性係数 D_s	0.18

■ No. 16 構造用合板：接合部×、積載荷重 35.22kN

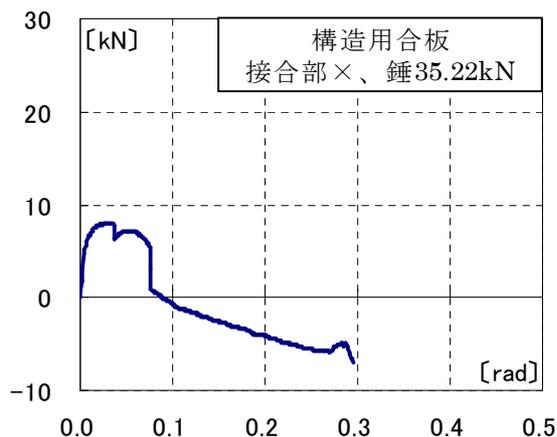


図 3.3.4-16 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-17 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	5.02 [kN]
終局耐力 P_u	7.22 [kN]
最大荷重 P_{max}	7.97 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	6.41 [kN]
構造特性係数 D_s	0.23

■ No. 17 構造用合板：接合部○、積載荷重 9.95kN

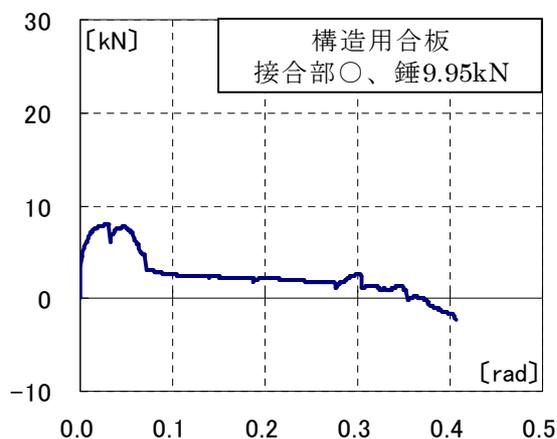


図 3.3.4-17 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-18 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	4.72 [kN]
終局耐力 P_u	7.30 [kN]
最大荷重 P_{max}	7.94 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	6.53 [kN]
構造特性係数 D_s	0.18

■ No. 18 構造用合板：接合部×、積載荷重 9.95kN

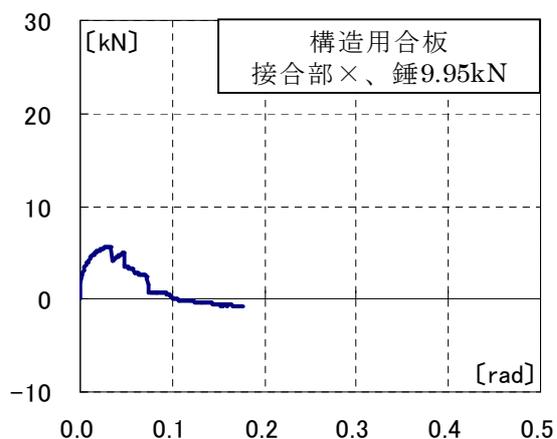


図 3.3.4-18 荷重変形骨格曲線

表 3.3.4-19 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	3.18 [kN]
終局耐力 P_u	4.92 [kN]
最大荷重 P_{max}	5.62 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	4.03 [kN]
構造特性係数 D_s	0.28

■ No. 19 構造用合板：接合部○、積載荷重なし

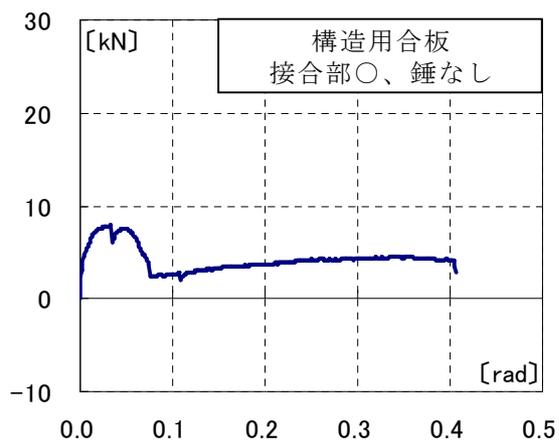


図 3. 3. 4-19 荷重変形骨格曲線

表 3. 3. 4-20 壁倍率評価のための指標

降伏耐力 P_y	4.15 [kN]
終局耐力 P_u	7.17 [kN]
最大荷重 P_{max}	7.88 [kN]
特定変形角時の耐力 $P_{1/120rad}$	5.67 [kN]
構造特性係数 D_s	0.23

3.4 PΔ効果による付加せん断力

3.4.1 付加せん断力の算出方法

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3.4.1-1～3.4.1-19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(3.4-1)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(3.4-2)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。

$$H' = Q + P\Delta \quad (3.4-1)$$

$$P\Delta = -W \cdot \tan \theta \quad (3.4-2)$$

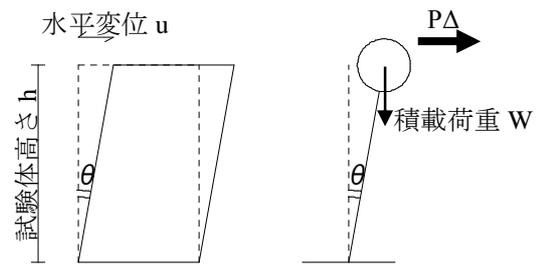


図 3.4.1-1 1質点系モデル図

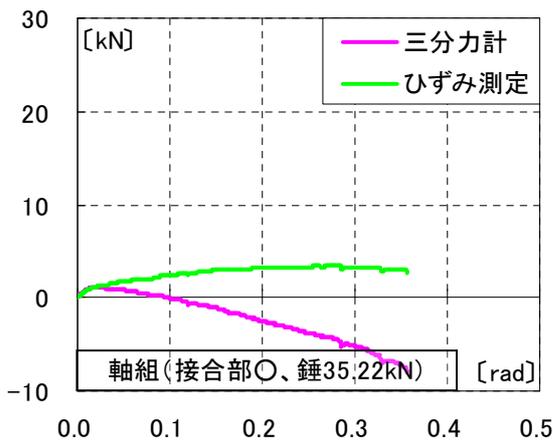


図 3.4.1-2 荷重変形関係 (No. 1)

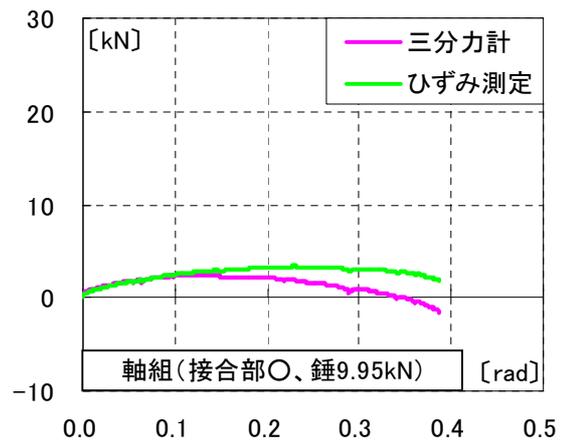


図 3.4.1-3 荷重変形関係 (No. 2)

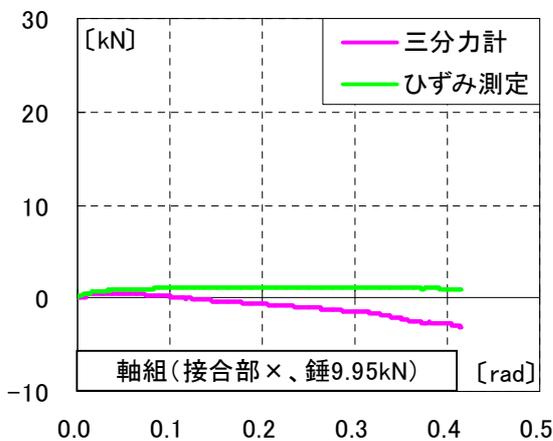


図 3.4.1-4 荷重変形関係 (No. 3)

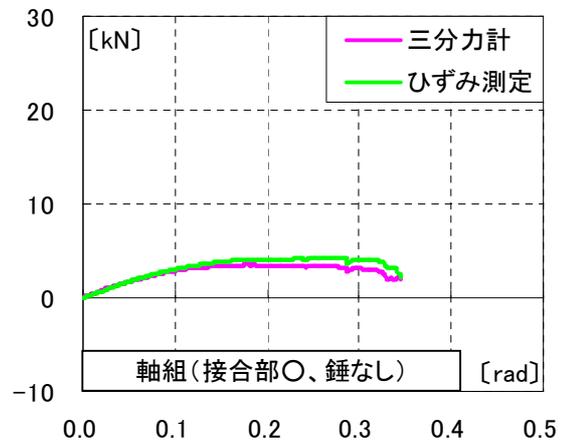


図 3.4.1-5 荷重変形関係 (No. 4)

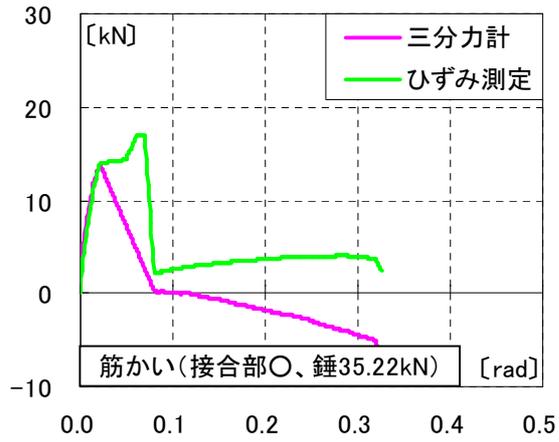


図 3. 4. 1-6 荷重変形関係 (No. 5)

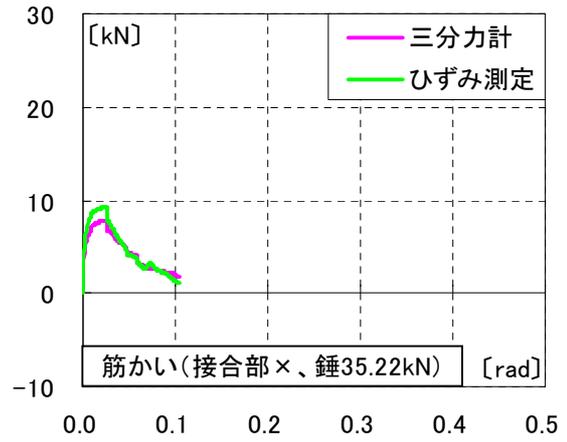


図 3. 4. 1-7 荷重変形関係 (No. 6)

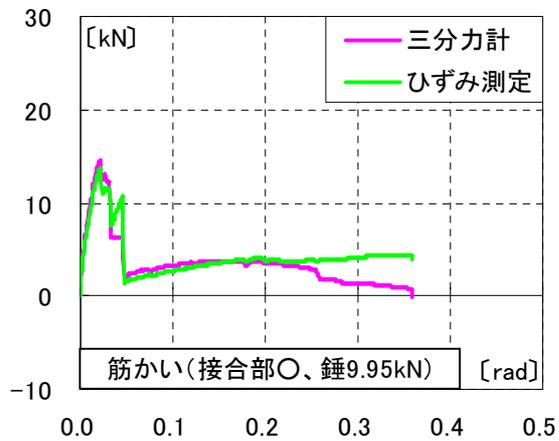


図 3. 4. 1-8 荷重変形関係 (No. 7)

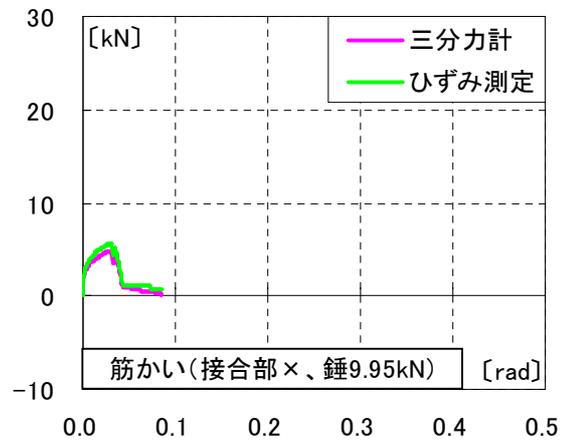


図 3. 4. 1-9 荷重変形関係 (No. 8)

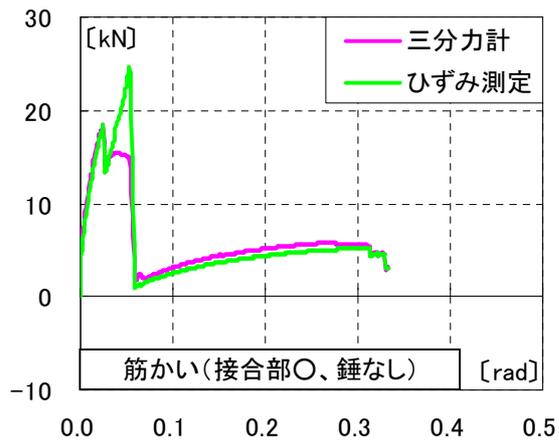


図 3. 4. 1-10 荷重変形関係 (No. 9)

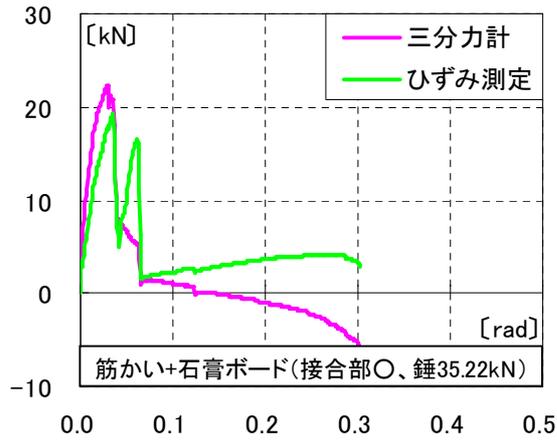


図 3. 4. 1-11 荷重変形関係 (No. 10)

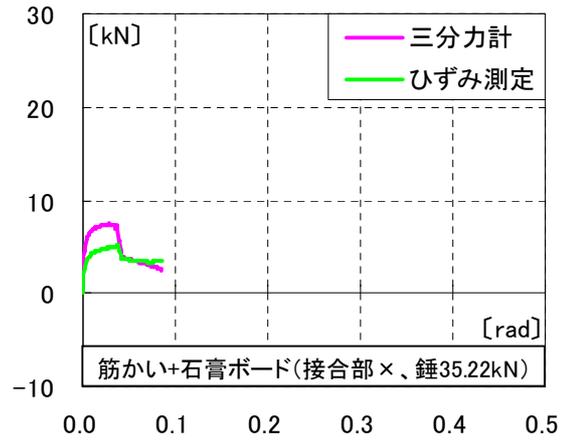


図 3. 4. 1-12 荷重変形関係 (No. 11)

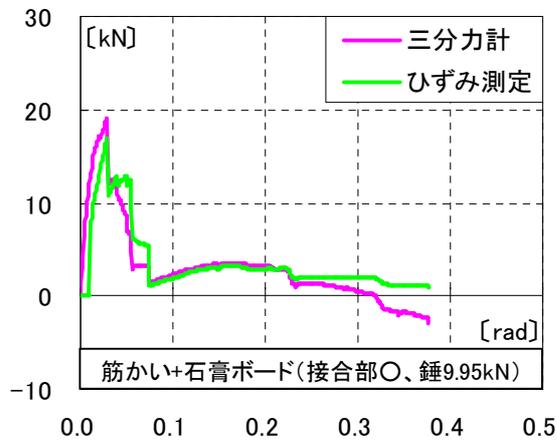


図 3. 4. 1-13 荷重変形関係 (No. 12)

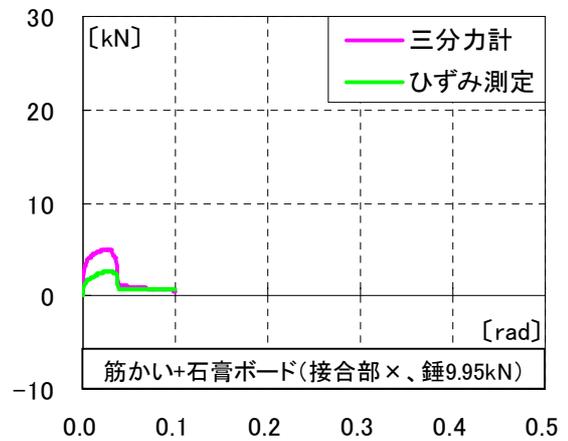


図 3. 4. 1-14 荷重変形関係 (No. 13)

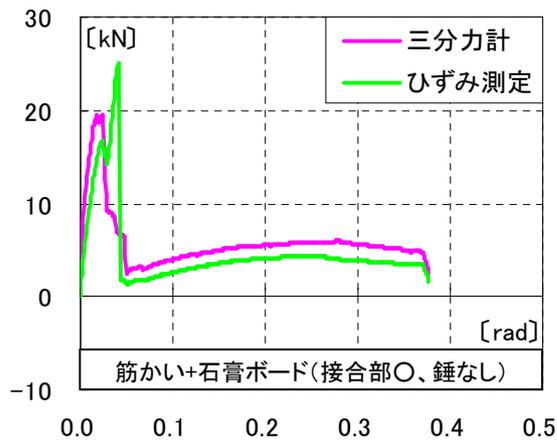


図 3. 4. 1-15 荷重変形関係 (No. 14)

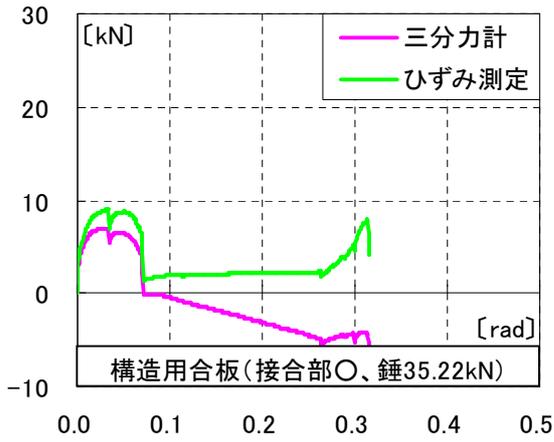


図 3. 4. 1-16 荷重変形関係 (No. 15)

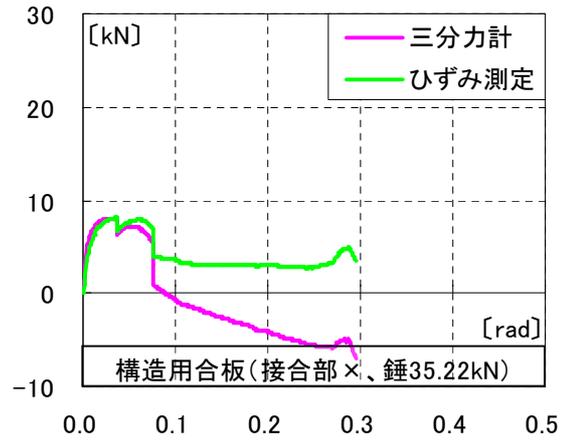


図 3. 4. 1-17 荷重変形関係 (No. 16)

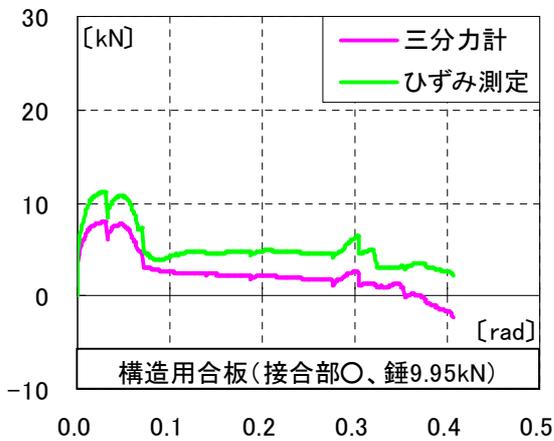


図 3. 4. 1-18 荷重変形関係 (No. 17)

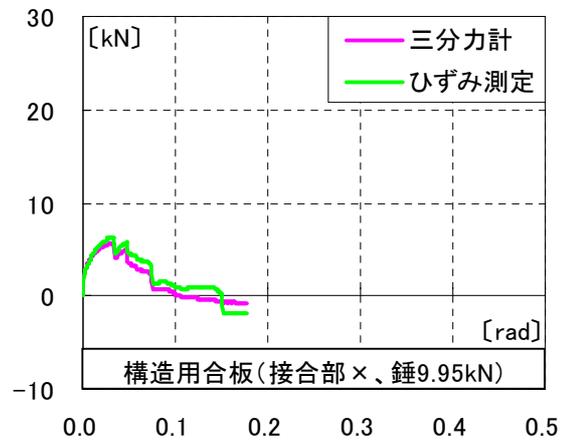


図 3. 4. 1-19 荷重変形関係 (No. 18)

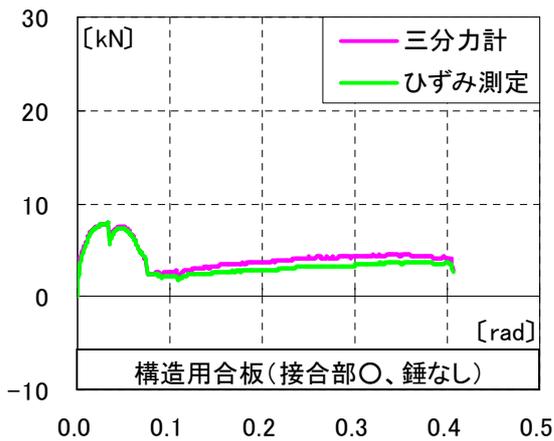


図 3. 4. 1-20 荷重変形関係 (No. 19)

3.4.2 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(3.4-1)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3.4.2-1～3.4.2-13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。

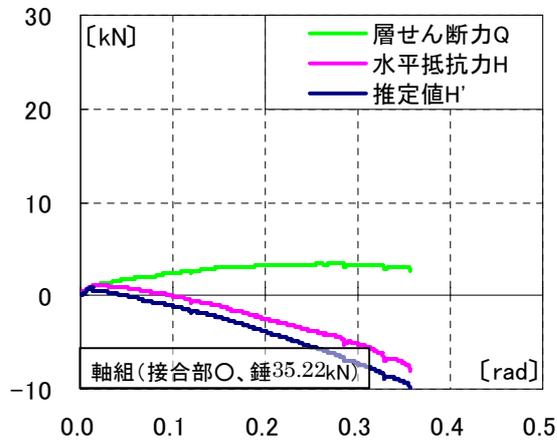


図 3.4.2-1 荷重変形関係 (No. 1)

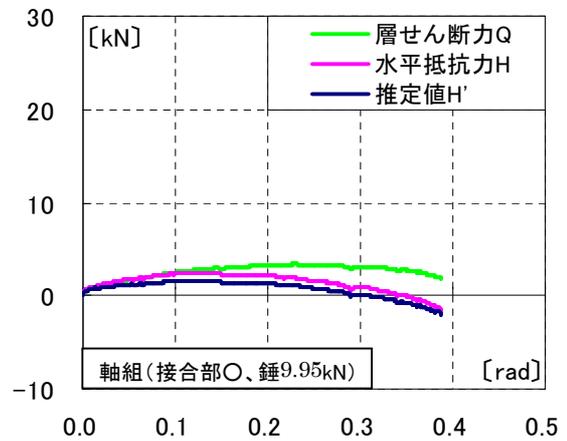


図 3.4.2-2 荷重変形関係 (No. 2)

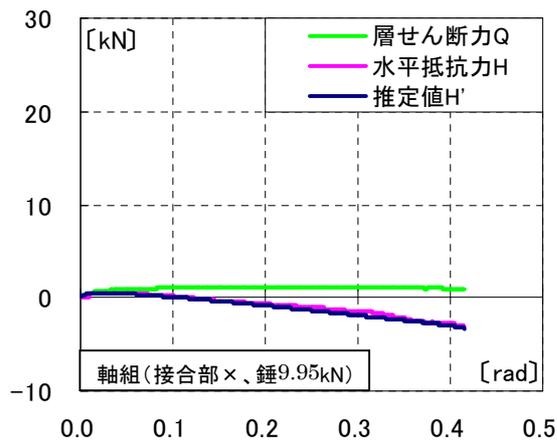


図 3.4.2-3 荷重変形関係 (No. 3)

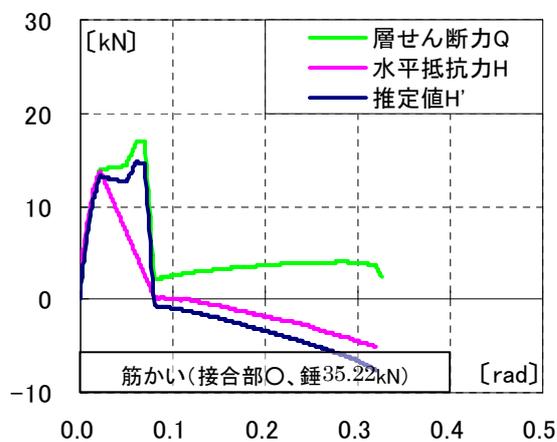


図 3.4.2-4 荷重変形関係 (No. 5)

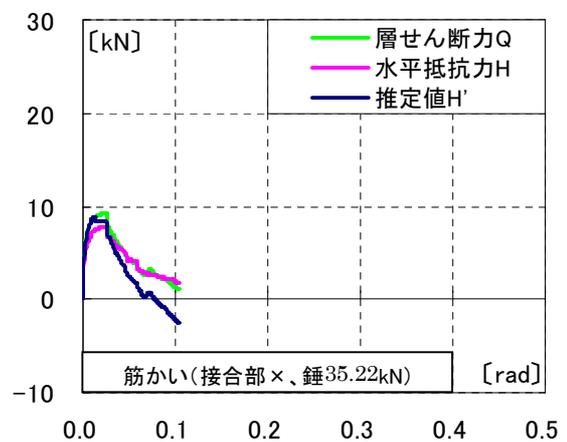


図 3.4.2-5 荷重変形関係 (No. 6)

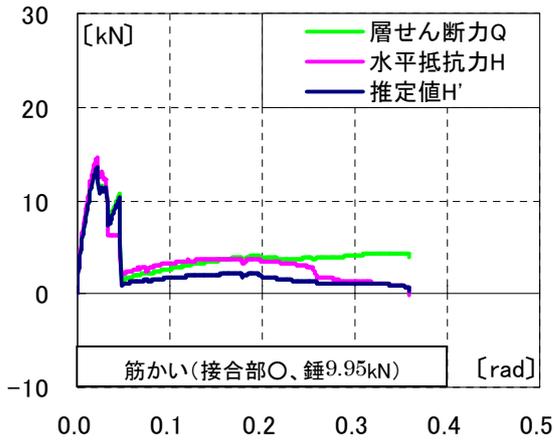


図 3.4.2-6 荷重変形関係 (No. 7)

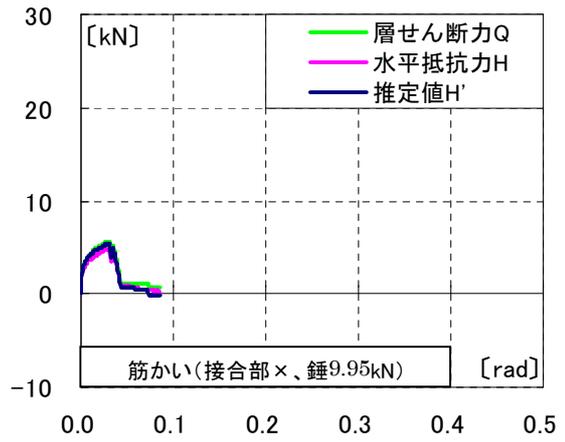


図 3.4.2-7 荷重変形関係 (No. 8)

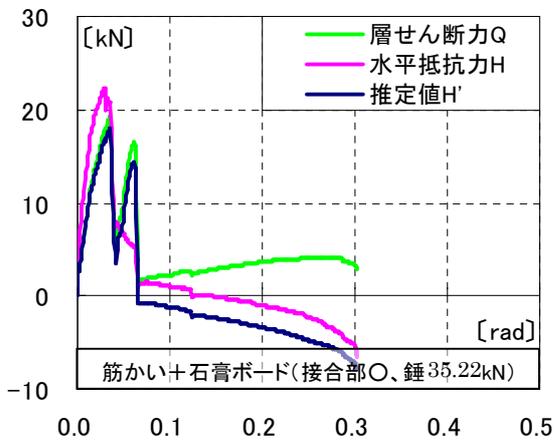


図 3.4.2-8 荷重変形関係 (No. 10)

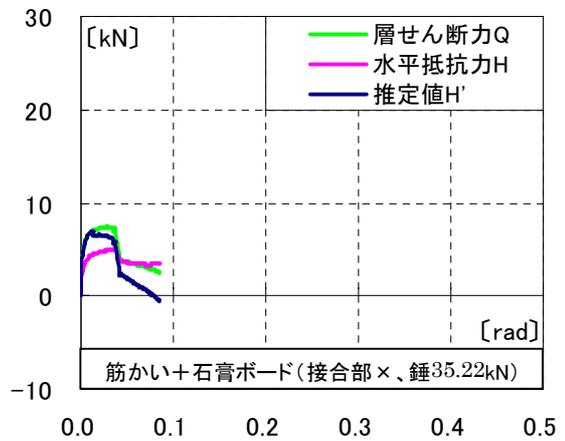


図 3.4.2-9 荷重変形関係 (No. 11)

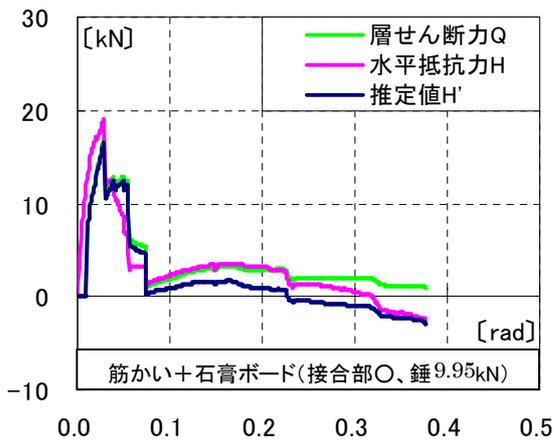


図 3.4.2-10 荷重変形関係 (No. 12)

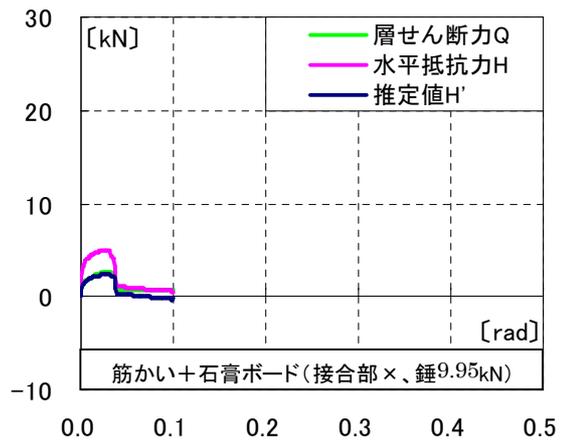


図 3.4.2-11 荷重変形関係 (No. 13)

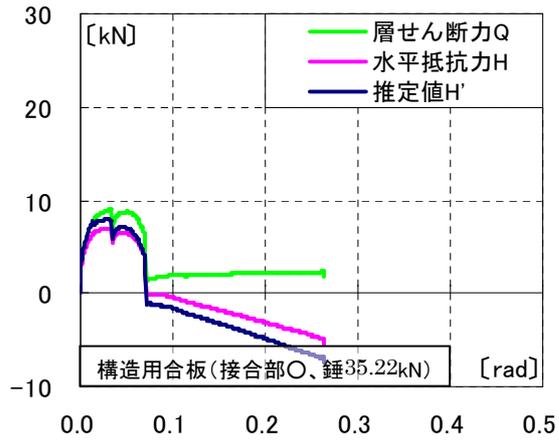


図 3. 4. 2-12 荷重変形関係 (No. 15)

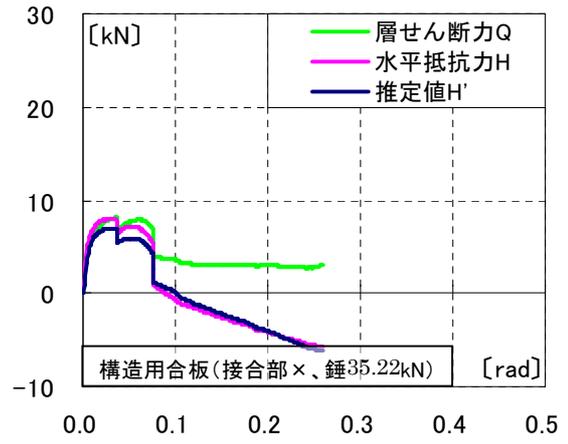


図 3. 4. 2-13 荷重変形関係 (No. 16)

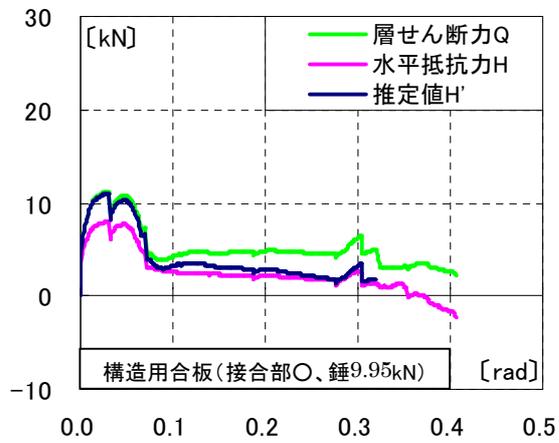


図 3. 4. 2-14 荷重変形関係 (No. 17)

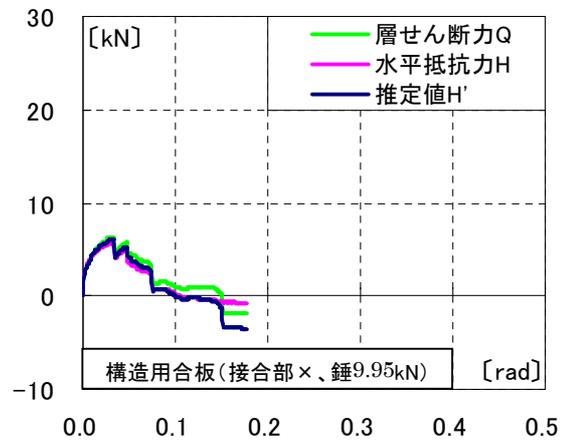


図 3. 4. 2-15 荷重変形関係 (No. 18)

3.5 ロッキング時の水平抵抗力

3.5.1 水平抵抗力の算出方法

(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 3.5.1-1、荷重変形関係を図 3.5.1-1～3.5.1-5 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 3.5.1-1 に示す。

表 3.5.1-1 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

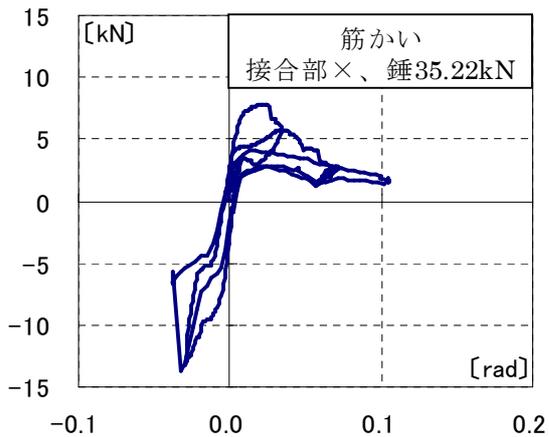


図 3.5.1-1 荷重変形関係 (No. 06)

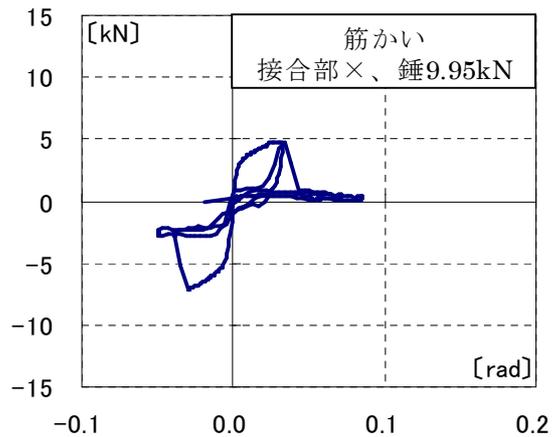


図 3.5.1-2 荷重変形関係 (No. 08)

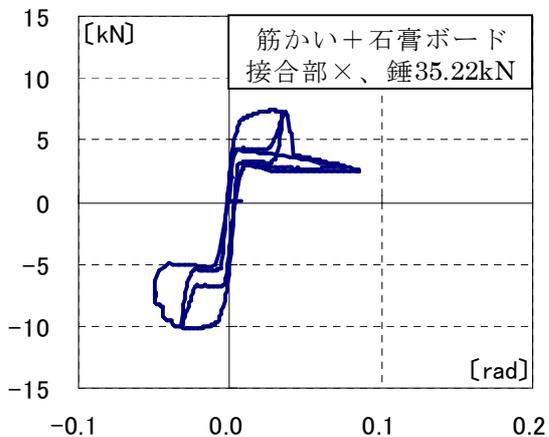


図 3.5.1-3 荷重変形関係 (No. 11)

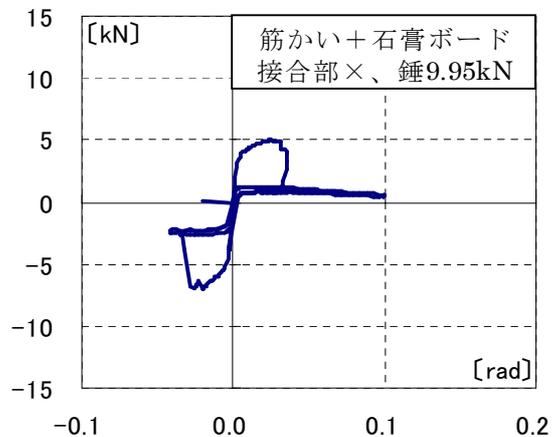


図 3.5.1-4 荷重変形関係 (No. 13)

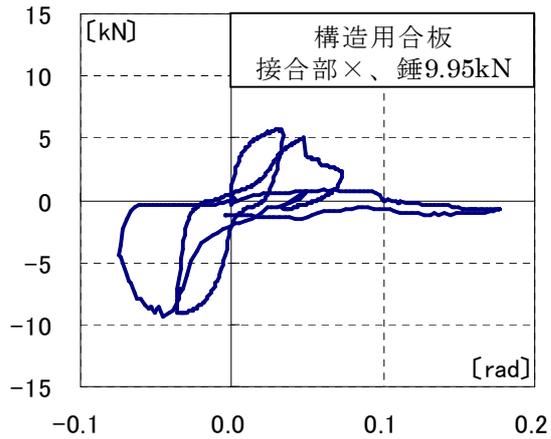


図 3.5.1-5 荷重変形関係 (No. 18)



写真 3.5.1-1 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 (3.5-1) 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 (3.5-2) により算出される。

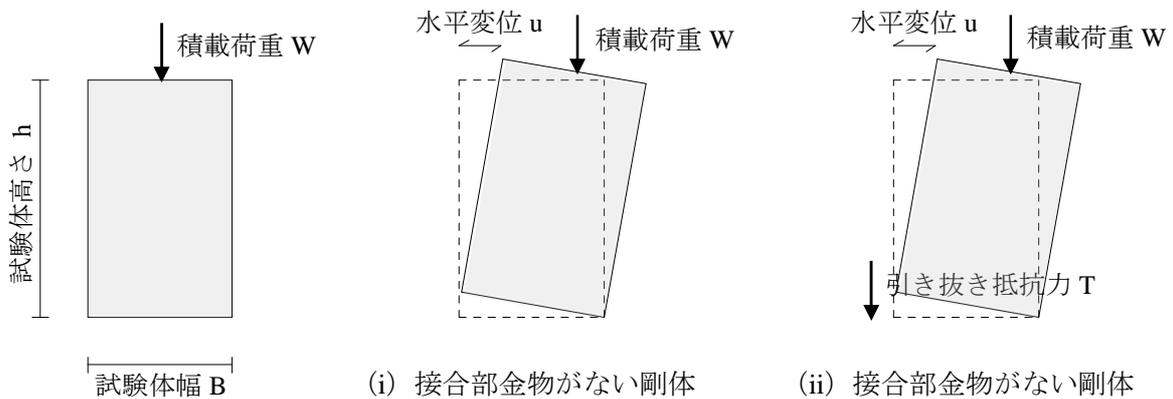


図 3.5.1-6 ロッキング時のモデル図

$$\text{接合部金物がない剛体の水平抵抗力 } P = -\frac{W}{H}u + \frac{WB}{2H} \quad (3.5-1)$$

$$\text{接合部金物がある剛体の水平抵抗力 } P = -\frac{W}{H}u + \frac{WB}{2H} + \frac{B}{H}T \quad (3.5-2)$$

3.5.2 柱接合部の引き抜き抵抗力 T

式(3.5-2)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3.5.2-2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3.5.2-2)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3.5.2-3)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3.5.2-4に示す。

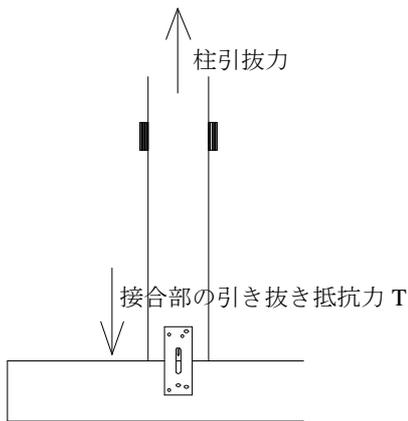


図 3.5.2-1 柱接合部における力の釣り合い

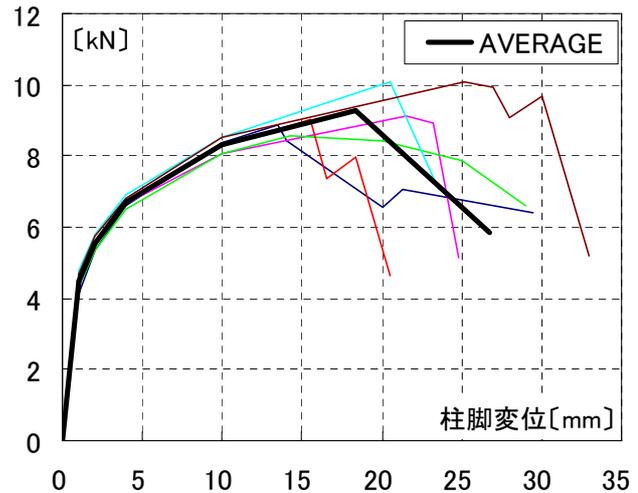


図 3.5.2-2 接合金物の引張耐力試験結果

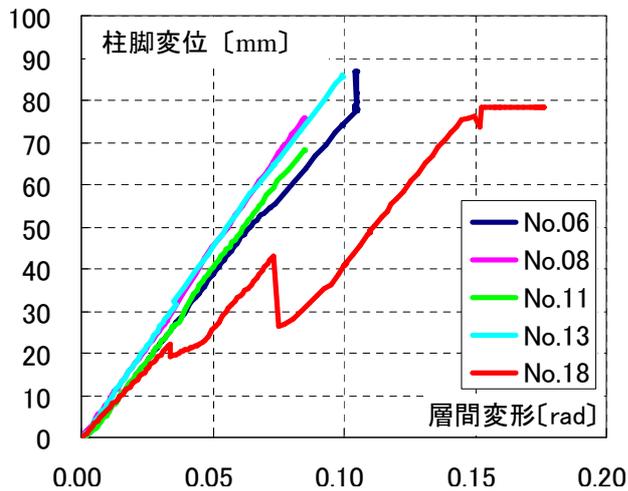


図 3.5.2-3 構面試験における柱脚鉛直変位

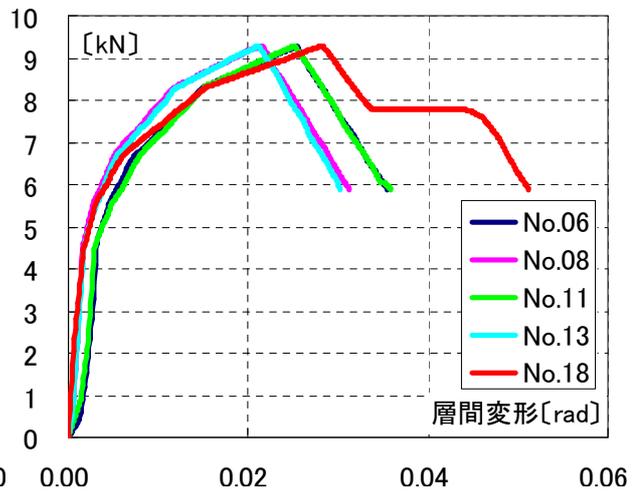


図 3.5.2-4 引き抜き抵抗力 T 算出結果

3.5.3 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（3.5-2）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3.5.3-1～3.5.3-5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（3.5-2）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。

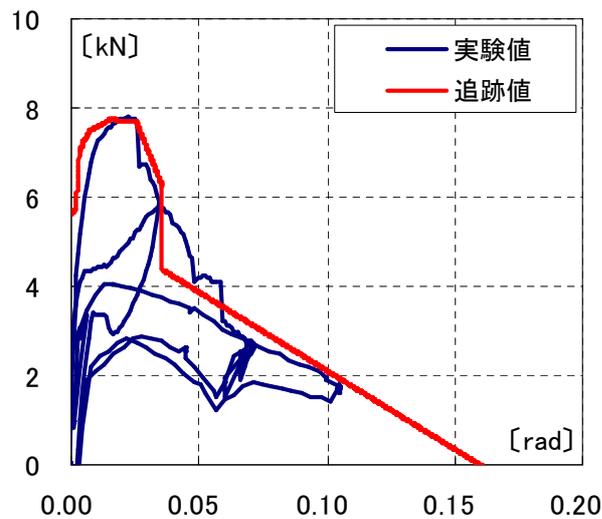


図 3.5.3-1 荷重変形関係 (No. 06)

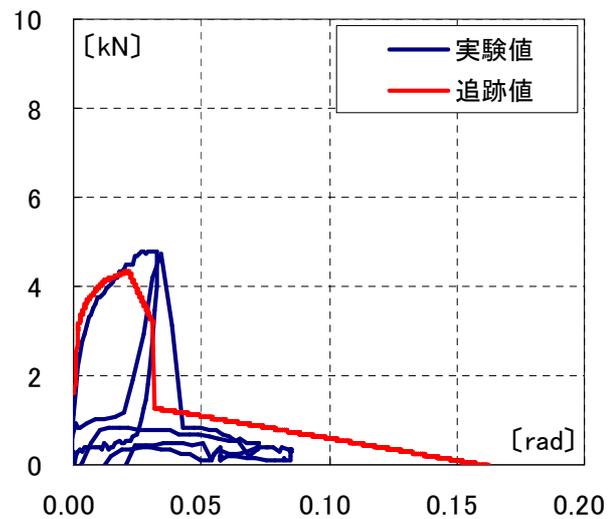


図 3.5.3-2 荷重変形関係 (No. 08)

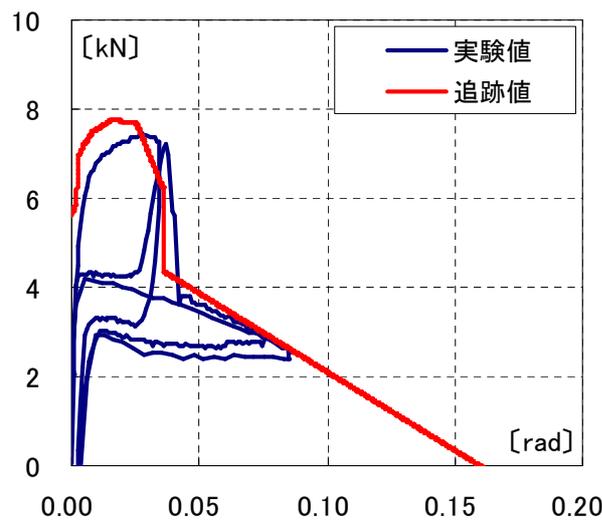


図 3.5.3-3 荷重変形関係 (No. 11)

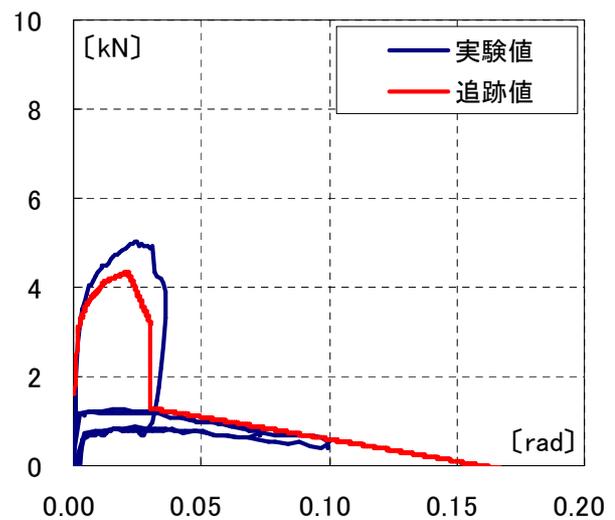


図 3.5.3-4 荷重変形関係 (No. 13)

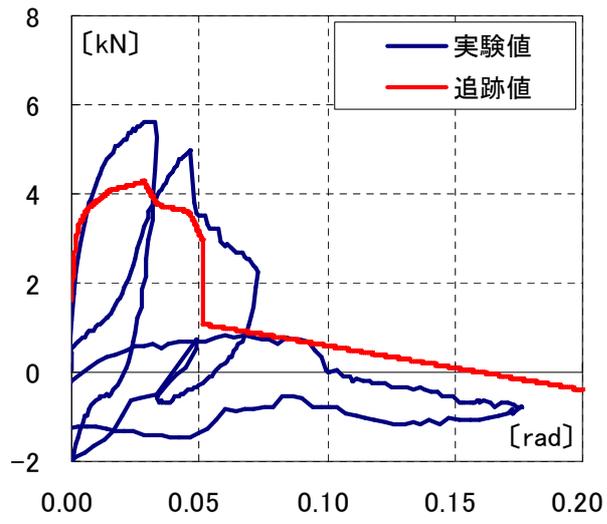


図 3.5.3-5 荷重変形関係 (No.18)

3.6 引き倒し実験における PΔ 効果の検討

3.6.1 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 (3.6-1) 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 (3.6-2) 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 3.6.1-1)を適用する。1 階支持重量は図 3.6.1-3 に示すような 2 階重量と 1 階上部重量の和とし、式 (3.6-3) 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 3.6.1-2 に示す。

$$P\Delta \text{ 効果による付加せん断力 } P\Delta = -W \cdot \tan \theta \quad (3.6-1)$$

$$\text{積載重量 } W = \begin{array}{l} \text{総 2 階建て} \\ \text{1 階支持重量} \end{array} - \begin{array}{l} \text{一部 2 階建て} \\ \text{1 階支持重量} \end{array} \quad (3.6-2)$$

$$\text{1 階支持重量} = \begin{array}{l} \text{2 階重量} \\ \text{(屋根、壁、床)} \end{array} + \begin{array}{l} \text{1 階上部重量} \\ \text{(屋根、壁)} \end{array} \quad (3.6-3)$$

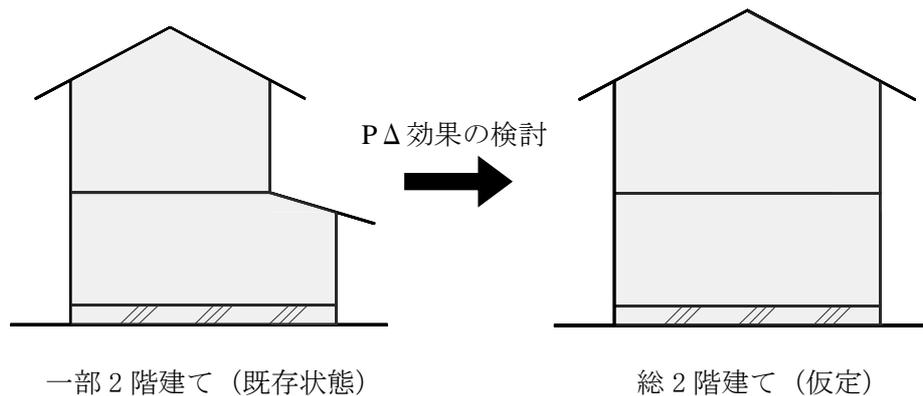


図 3.6.1-1 検討イメージ図

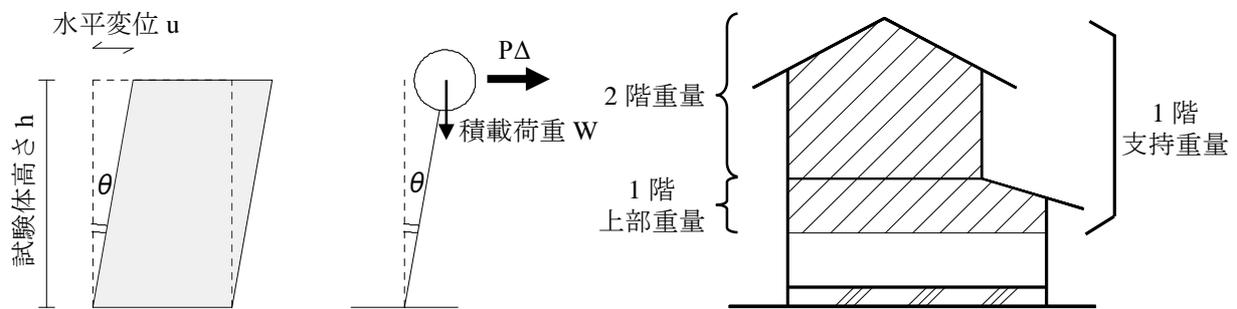


図 3.6.1-2 1 質点系モデル図

図 3.6.1-3 2 階建ての建物重量

表 3. 6. 1-1 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 3. 6. 1-2 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]	
2階重量	191.67	75.26	積載荷重 W
1階上部重量	32.06	60.34	[kN]
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。

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

3.6.2 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3.6.2-1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。

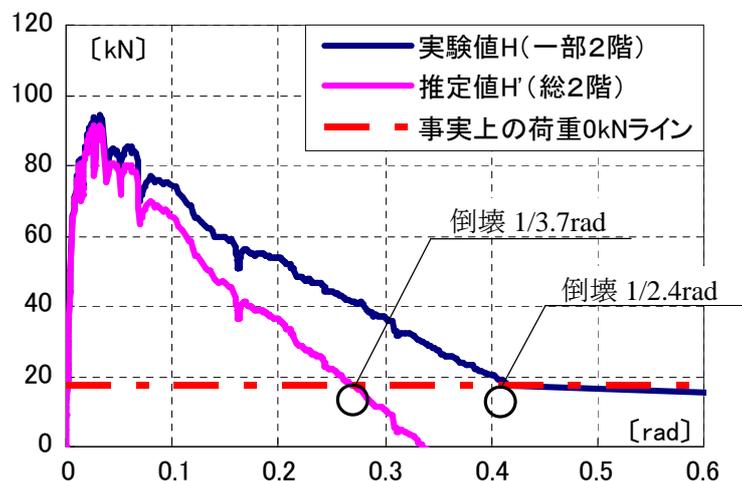


図 3.6.2-1 一部2階と総2階の水平抵抗力の比較

3.7 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 $50\sim 70\%$ 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。