

1. 事業概要

1.1 事業目的

これまで木造化が進まなかった非住宅の中大規模建築物について、木造化の推進のためには長スパン及び高い階高を確保する必要がある。非住宅の中大規模建築物の場合、固定荷重は住宅系よりも大きく積載荷重も用途によっては住宅系より大きい。

これらのことから、非住宅の中大規模木造建築物の普及のためには、高倍率かつ高階高の耐力壁及び接合金物の開発・実用化が不可欠である。

本事業では、汎用性の高い高性能耐力壁（高倍率かつ高耐力の耐力壁）及び接合金物の標準化に向けた技術開発を行った。

具体的には、目標性能を設定し目標性能を満足できる可能性の高い仕様の耐力壁及び接合金物（引張金物）についてそれぞれ 10 仕様及び 6 仕様の構造試験（パイロット試験）を実施した。パイロット試験の結果を踏まえ耐力壁 2 仕様、接合部 4 仕様の構造試験（本試験）を行い、目標性能をクリアできることを確認した。

なお、一般的な木造構法としては木造軸組構法及び枠組壁工法が挙げられ、高性能耐力壁としては高性能面材張り耐力壁、大断面製材又は大断面集成材を用いたブレースが挙げられるが、本事業は主に木造軸組構法の高性能面材張り耐力壁について技術開発を行ったものである。

1.2 実施内容

以下の 4 つの木造建築関連団体と連携して①、②の事業を行った

- (一社) 日本木造住宅産業協会
- (一社) 日本ツーバイフォー建築協会
- (一社) JBN・全国工務店協会
- (一社) 中大規模木造プレカット技術協会

① 高耐力壁及び接合金物の構造試験の検討、試験体の製作

非住宅・中大規模木造の実現のために新たに必要な壁倍率 7 倍から 20 倍相当までの高耐力壁及び接合金物について構造試験の検討及び試験体の製作を行った。

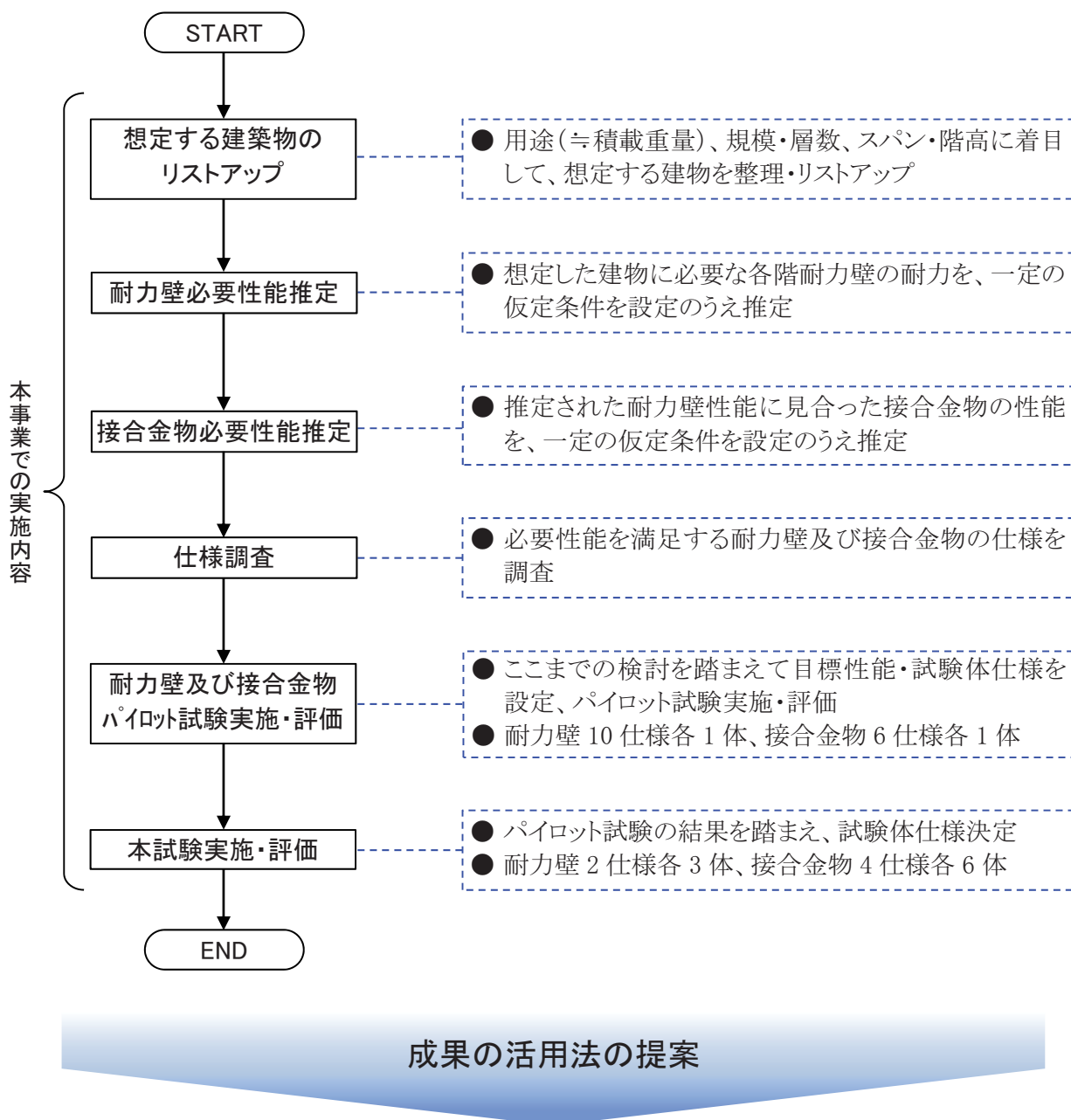
なお、壁倍率 7 倍を超える耐力壁は、周辺部材に及ぼす影響も大きいため、周辺部材についての検討も併せて行った。また、高耐力壁の柱脚接合部には高い剛性が求められるため、これを念頭に置いて接合金物の開発を行った。

② 構造試験の実施及び結果の評価

高耐力壁及び接合金物の構造試験を実施し構造特性の評価を行った。

1.3 実施フロー

本事業での実施内容の流れを図 1-1 に示す



実際の建築物では、耐力面材の種類と接合金具(くぎ)仕様のほか、軸組み材の種類・断面・接合金物など様々な組合せが考えられるが、それらの全ての組合せについて構造試験により構造特性を確認することは現実的ではない(本事業の本試験では耐力壁 2 仕様、接合金物 4 仕様の性能確認にとどまっている)。

本事業で得られた成果を実設計において有効に活用するためには、構面を①耐力壁、②軸組み材、③接合部といった要素と考え、それらを組合せた架構解析を設計で用いることが有効と考えられる。今後は各要素の特性を把握し、実状を精度よく再現できる架構解析モデルの構築が必要である。

図 1-1 実施フロー

2. 想定する建築物及び目標耐力

2.1 想定する建築物

本事業で開発を行った高耐力壁及び接合金物は、非住宅低層大規模建築物と非住宅中層建築物に用いられることを想定したものである（表 2-1）。

表 2-1 事業において想定する建物

建築物の概形	用途等
非住宅低層大規模建築物	平屋又は2階建て郊外型店舗、事務所、ショールーム 工場、倉庫等
非住宅中層建築物	既成市街地内に立地する3、4階建ての店舗、事務所等

2.2 想定する建築物と要求される耐力壁等の性能の推定

本節では、建物の層数と前節で想定した建築物の用途に応じて、必要とされる耐力壁のせん断耐力を検討した。層数（階数）は1～3階建てと4、5階建てに分類している。建物重量は用途に応じたスパン割や層数、階高に大きく影響されると考え、建物用途ごとに設定したグリッド寸法及び層数、階高を基準に検討を行った（図 2-1）。

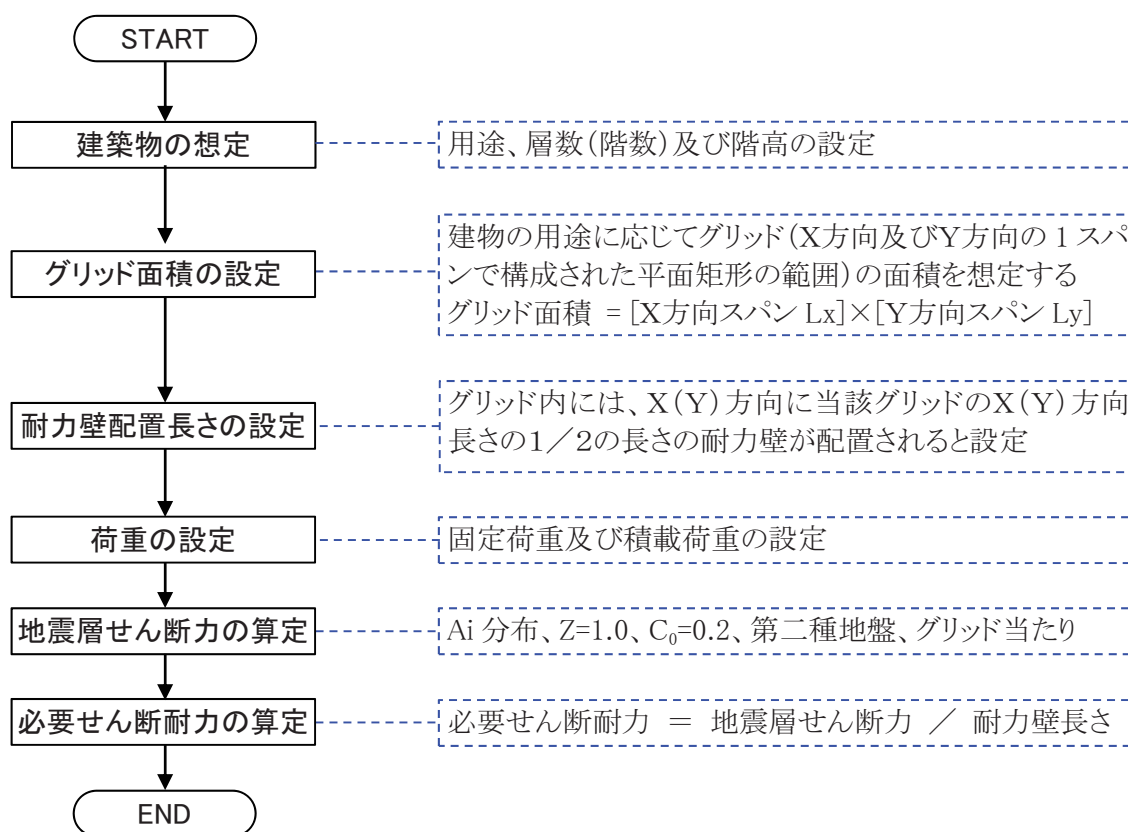


図 2-1 耐力壁の必要せん断耐力の算定フロー

2.3 用途、階数（層数）、階高及びグリッド寸法の想定

2.3.1 層数 1～3 の建築物の想定

層数 1～3 の建築物については表 2-2 のように想定した。

表 2-2 建築物の想定（層数 1～3）

用途	層数	階高	グリッド寸法 Lx × Ly
事務所	3	3.6	6[m] × 6[m]
高齢者・特養施設			
保育園			
診療所・病院	3	3.6	8[m] × 8[m]
学校			
店舗系			
書庫・図書館	2	3.6	
工場・倉庫	1	4.5	9[m] × 20[m]

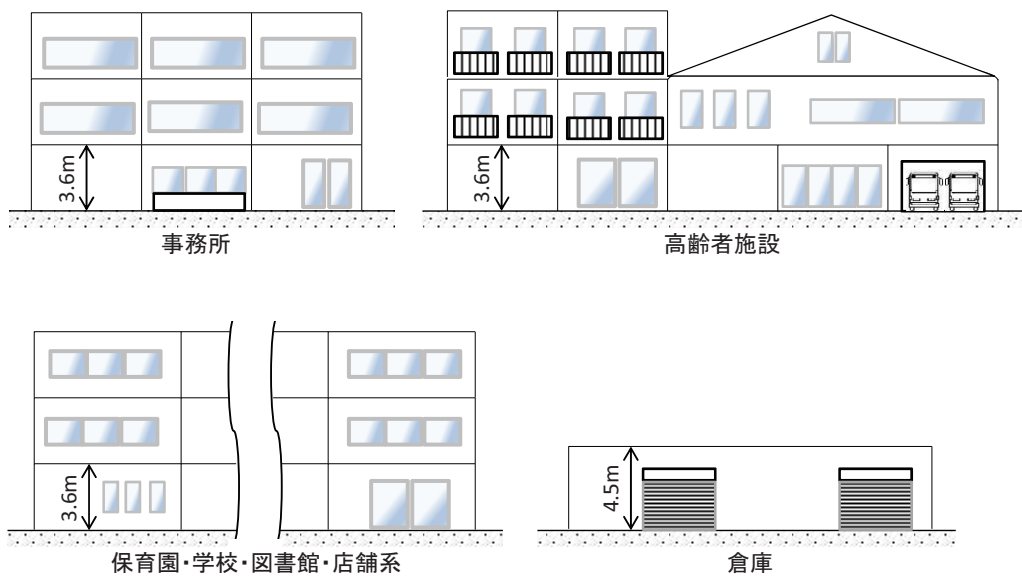


図 2-2 想定建築物の立面イメージ（層数 1～3）

2.3.2 層数 4、5 の建築物の想定

層数 4、5 の建築物については表 2-3 のように想定した。

表 2-3 建築物の想定（層数 4、5）

用途	層数	階高	グリッド寸法 Lx × Ly
事務所	5	3.6	6[m] × 6[m]
高齢者・特養施設			
保育園			
診療所・病院	5	3.6	8[m] × 8[m]
学校			
店舗系			
書庫・図書館	4	3.6	8[m] × 8[m]

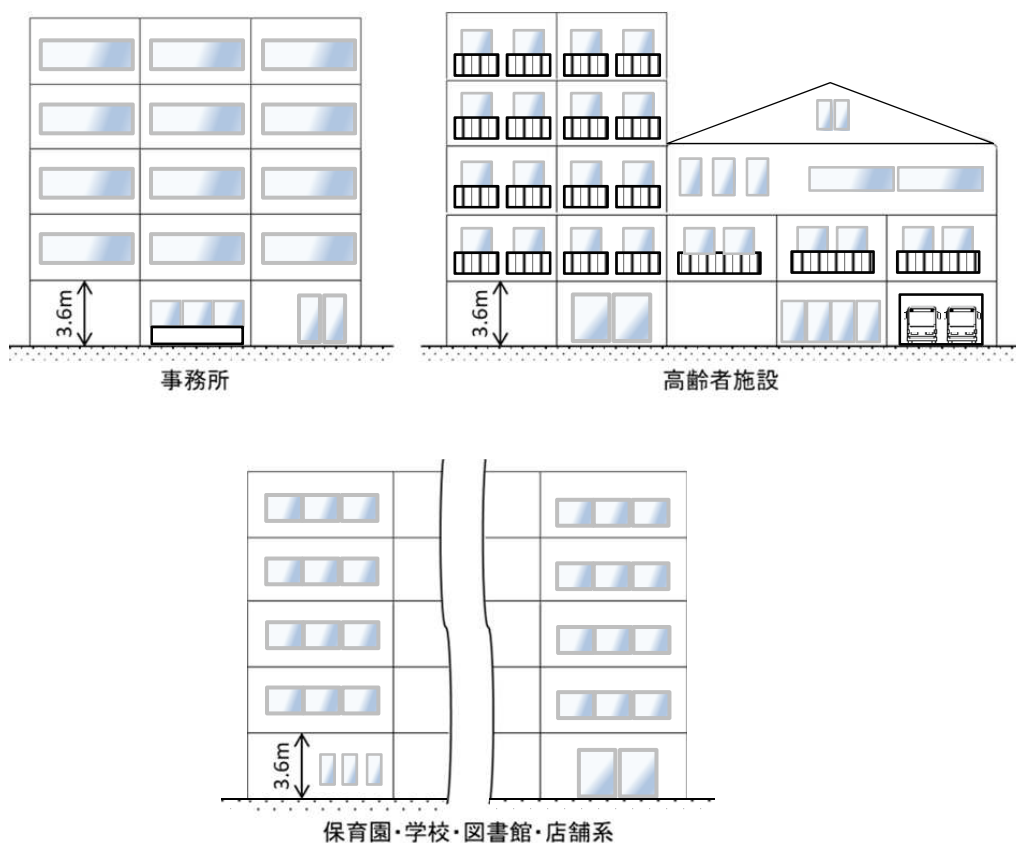


図 2-3 想定建築物の立面イメージ（層数 4、5）

2.3.3 グリッド寸法と耐力壁長さの関係について

前項で設定されたグリッド寸法に対し、各グリッド内に配置される耐力壁の長さ L を、当該グリッド辺の長さの $1/2$ の長さとして設定した (図 2-5)。

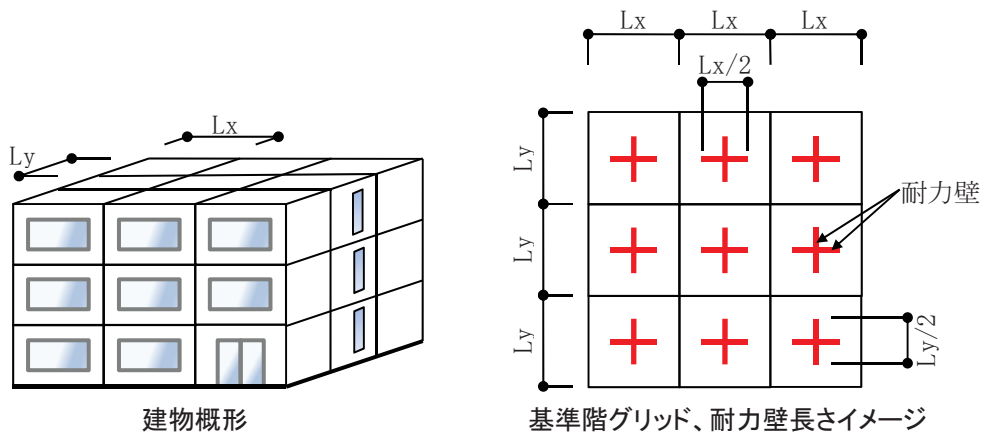


図 2-4 グリッド

グリッド寸法 $L_x = 6[m]$ 、 $L_y = 6[m]$ の場合、グリッド内に想定する各耐力壁長さは $6/2 = 3.0[m]$

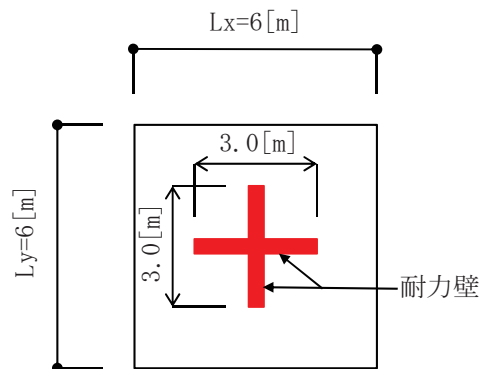


図 2-5 グリッド寸法と耐力壁長さの例

2.4 設計用荷重

2.4.1 固定荷重（工場・倉庫建築以外）

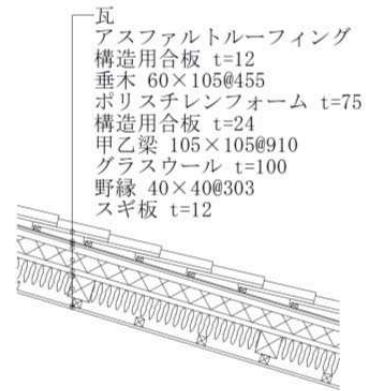
工場・倉庫建築以外の固定荷重は文献^(※1)^(※2)を参考に下記のとおり設定した。

(1) 各部固定荷重

屋根荷重	[N/m ²]
瓦	470
アスファルトルーフィング	20
構造用合板 t=12mm	80
ポリスチレンフォーム t=75mm	30
垂木 60×105@455	70
構造用合板 t=24mm	150
トラス	240
小梁 105×105@910	70
グラスウール t=100mm	30
野縁 40×40@303	60
スギ板 t=12mm	60

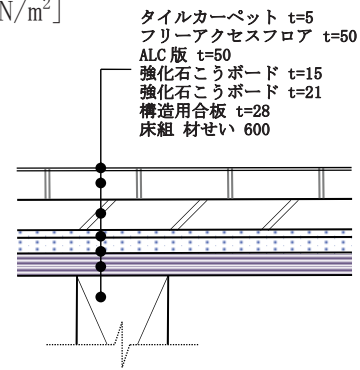
1280 ⇒ 1300 [N/m²]

水平投影面に対して 1430 ⇒ 1500 [N/m²]



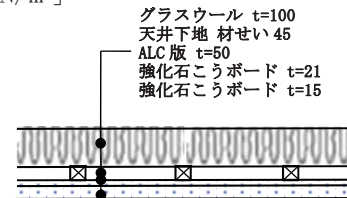
床荷重	[N/m ²]
タイルカーペット t=5mm	50
フリーアクセスフロア t=50mm	200
ALC版 t=50mm	325
強化石こうボード t=15mm	150
強化石こうボード t=21mm	200
構造用合板 t=28	168
床組 材せい 600mm	500

1593 ⇒ 1600 [N/m²]



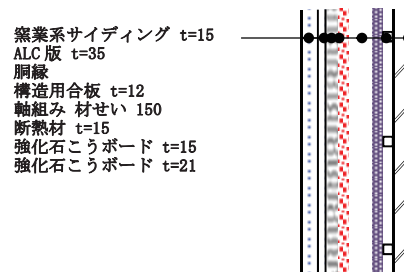
天井	[N/m ²]
グラスウール t=100	50
天井下地 材せい 45mm	60
強化石こうボード t=21mm	200
強化石こうボード t=15mm	150

460 ⇒ 500 [N/m²]



外壁（壁面当たり）	[N/m ²]
窯業系サイディング t=15	170
ALC版 t=35mm	228
胴縁	20
構造用合板 t=12	72
軸組 材せい 150mm	200
断熱材 t=15mm	20
強化石こうボード t=15mm	150
強化石こうボード t=21mm	200

1060 ⇒ 1100 [N/m²]



(※1) 大橋好光：中大規模木造建築物の建築設計を実務から学ぶ，建築技術 5月号，No. 772，2014

(※2) JIS A 3301（木造校舎の構造設計標準）の技術資料（木トラス屋根）

(2) 壁の均し荷重

壁は下記のように単位床面積当たりの重量に換算して検討に用いることとした。個々のグリッドが負担する壁の長さは、X方向、Y方向ともにグリッド寸法 (L_x 及び L_y) とする。
なお、壁は外壁・内壁の区別をせず、単位重量としては外壁の単位重量を用いた。

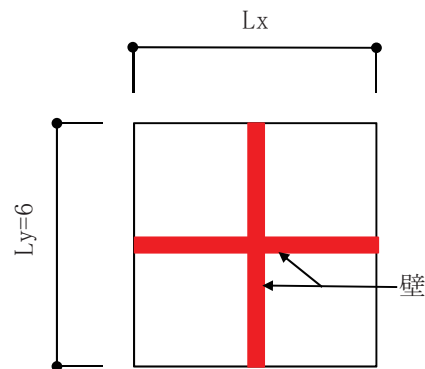


図 2-6 個々のグリッドが重量を負担する壁の長さ

条件Ⅰ： グリッド寸法 6[m]×6[m]、階高 3.6[m]即ち条件Ⅰのグリッドでは、 $L_x + L_y = 12$ [m]の長さの壁重量を負担する。

最上層壁重量

$$(1100[\text{N/m}^2] \times 12[\text{m}] \times 3.6[\text{m}]/2) / (6 \times 6) [\text{m}^2] = 660 [\text{N/m}^2] \Rightarrow 700 [\text{N/m}^2]$$

中間層壁重量

$$\text{最上層壁荷重} \times 2 = 1320 [\text{N/m}^2] \Rightarrow 1400 [\text{N/m}^2]$$

条件Ⅱ： グリッド寸法 8[m]×8[m]、階高 3.6[m]

条件Ⅱのグリッドでは、 $L_x + L_y = 16$ [m]の長さの壁重量を負担する

最上層壁重量

$$(1100[\text{N/m}^2] \times 16[\text{m}] \times 3.6[\text{m}]/2) / (8 \times 8) [\text{m}^2] = 495 [\text{N/m}^2] \Rightarrow 500 [\text{N/m}^2]$$

中間層壁重量

$$\text{最上層壁荷重} \times 2 = 990 [\text{N/m}^2] \Rightarrow 1000 [\text{N/m}^2]$$

2.4.2 固定荷重（工場・倉庫建築）

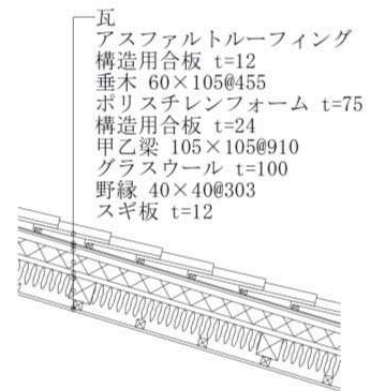
工場・倉庫建築の固定荷重は文献^(※1)に基づき下記のとおり設定した。

(1) 各部固定荷重

屋根荷重	[N/m ²]
瓦	470
アスファルトルーフィング	20
構造用合板 t=12mm	80
ポリスチレンフォーム t=75mm	30
垂木 60×105@455	70
構造用合板 t=24mm	150
トラス	240
小梁 105×105@910	70
グラスウール t=100mm	30
野縁 40×40@303	60
スギ板 t=12mm	60

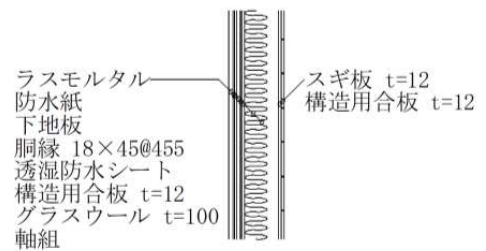
1280 ⇒ 1300 [N/m²]

水平投影面に対して 1430 ⇒ 1500 [N/m²]



外壁	[N/m ²]
ラスモルタル	640
胴縁 18×45@455	10
透湿防水シート	10
構造用合板 t=12mm×2	150
グラスウール t=100	30
壁軸組	150
スギ板 t=12mm	60

1050 ⇒ 1100 [N/m²]



(※1) JIS A 3301（木造校舎の構造設計標準）の技術資料（木トラス屋根）

(2) 壁の均し荷重

壁は下記のように単位床面積当たりの重量に換算して検討に用いることとした。なお、壁は外壁・内壁の区別をせず、単位重量としては外壁の単位重量を用いた。

仮定条件：グリッド寸法 9[m]×20[m]、階高 4.5[m]

グリッドが負担する壁の長さは、X方向、Y方向ともにグリッド寸法 (Lx 及び Ly) とする。即ち仮定のグリッドでは、Lx + Ly = 29[m]の長さの壁重量を負担する。

最上層壁重量

$$(1100[\text{N/m}^2] \times 29[\text{m}] \times 4.5[\text{m}]/2) / (9 \times 20) [\text{m}^2] = 399 [\text{N/m}^2] \Rightarrow 400 [\text{N/m}^2]$$

2.4.3 荷重表

固定荷重の一覧を表 2-4 に、地震力算定用の荷重表を表 2-5 に示す。

表 2-4 固定荷重一覧 [N/m²]

用途	層	固定荷重 D.L.			
		屋根 or 床	天井	外壁	合計
事務所 高齢者施設 特養施設 保育園	最上層	1500	500	700	2700
	中間層	1600	500	1400	3500
診療所 病院 学校 店舗系 書庫 図書館	最上層	1500	500	500	2500
	中間層	1600	500	1000	3100
工場 倉庫	最上層	1500		400	1900
	中間層	—		—	—

表 2-5 荷重表 [N/m²]

用途	層	D. L.	L. L. (※1)	T. L.
事務所	最上層	2700	400	3100
	中間層	3500	800	4300
高齢者施設 特養施設	最上層	2700	400	3100
	中間層	3500	600	4100
保育園	最上層	2700	400	3100
	中間層	3500	1100	4600
診療所 病院	最上層	2500	400	2900
	中間層	3100	600	3700
学校	最上層	2500	400	2900
	中間層	3100	1100	4200
店舗系	最上層	2500	400	2900
	中間層	3100	1300	4400
書庫 図書館	最上層	2500	400	2900
	中間層	3100	4900	8000
工場 倉庫	最上層	1900	0	1900
	中間層	—	—	—

(※1) 積載荷重 L. L. は建築基準法施行令第 85 条の地震力算定用の積載荷重
最上層の L. L. は屋上積載物等を想定した値

2.5 地震力及び各階で必要な耐力壁せん断耐力の算定

各建物用途について、1グリッドあたりに作用する地震力（ A_i 分布）を算定する。

なお、地震地域係数 $Z=1.0$ 、ベースシア係数 $C_0=0.2$ 、地盤種別は第二種地盤（基礎底部の地盤種別に応じた数値 $T_C = 0.6[s]$ ）を仮定した。

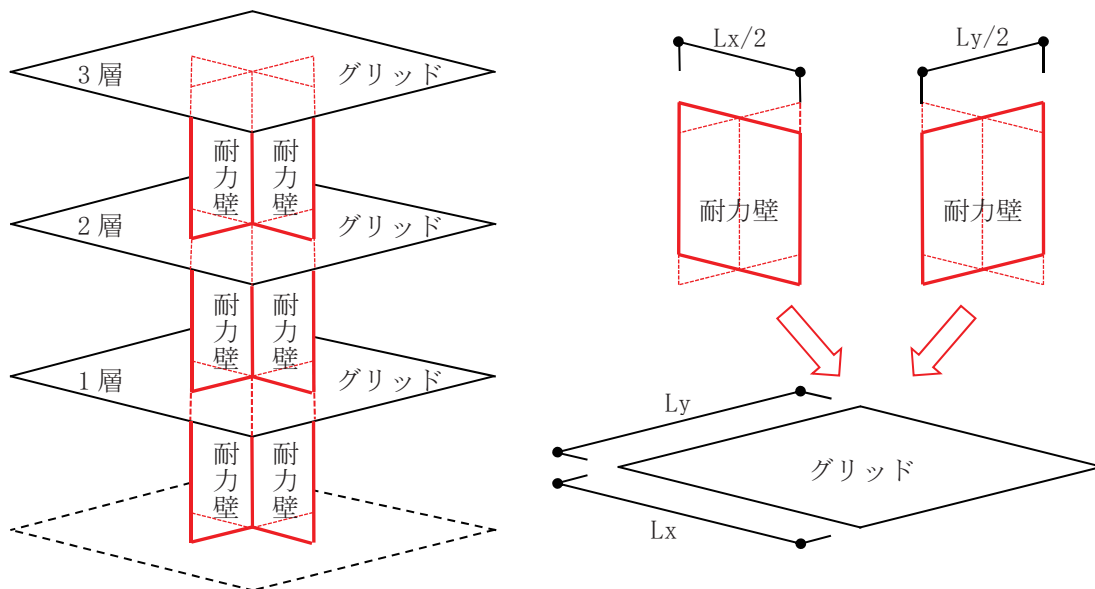


図 2-7 地震力算定用の建物想定(層数3の場合)

地震力の算定は下記によった

$$Q_i = C_i \cdot \sum W_i = C_i \cdot \sum (W'_i \cdot L_x \cdot L_y)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

$$Z = 1.0, R_t = 1^{(\ast 1)}, C_0 = 0.2$$

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1 + 3T}$$

$$\alpha_i = \frac{i\text{階より上の部分の建物重量}}{\text{地上部分の建物全重量}}$$

ここで、 Q_i : i 層に生じる層せん断力

C_i : 層せん断力係数

W'_i : i 層の単位床面積当たり重量 [kN/m²]

L_x, L_y : グリッドの X 方向及び Y 方向の長さ [m]

Z : 地震地域係数

R_t : 振動特性係数

A_i : 層せん断力分布係数

T : 設計用 1 次固有周期で $T = 0.03 \cdot h$ [s]

h : 建築物の高さ [m]

(※1) R_t の値について
想定建築物のうち、最大の建物高さ $h:3.6\text{m}\times 5\text{層} = 18.0$ [m]
 $T = 0.03 \cdot h = 0.03 \times 18.0 = 0.54$ [s] $< T_c \Rightarrow R_t = 1$

当該階に求められる単位長さ当たりの必要せん断耐力 Q_{an} の算定は下記によった

$$Q_{an} = Q_i / (\min\{L_x, L_y\} / 2) \quad [\text{kN/m}]$$

表 2-6 及び表 2-7 に建物用途別に、地震力 Q_i 及び必要せん断耐力 Q_{an} の算定結果を示す（各用途、下側表の最右列が各階に耐力壁に必要なせん断耐力 Q_{an} [kN/m]の相当倍率換算値）。

表 2-6 地震力及び必要せん断耐力算定結果一覧 (層数 1~3)

事務所

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	3	10.80	0.324	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
3	3.10	6	6	111.6	111.6	0.265	1.551	0.31	34.6	11.5	5.89
2	4.30	6	6	154.8	266.4	0.632	1.205	0.24	64.2	21.4	10.92
1	4.30	6	6	154.8	421.2	1.000	1.000	0.20	84.2	28.1	14.33

高齢者・特養施設

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	3	10.80	0.324	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
3	3.10	6	6	111.6	111.6	0.274	1.537	0.31	34.3	11.4	5.84
2	4.10	6	6	147.6	259.2	0.637	1.202	0.24	62.3	20.8	10.60
1	4.10	6	6	147.6	406.8	1.000	1.000	0.20	81.4	27.1	13.84

保育園

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	3	10.80	0.324	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
3	3.10	6	6	111.6	111.6	0.252	1.572	0.31	35.1	11.7	5.97
2	4.60	6	6	165.6	277.2	0.626	1.210	0.24	67.1	22.4	11.40
1	4.60	6	6	165.6	442.8	1.000	1.000	0.20	88.6	29.5	15.06

診療所・病院

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	3	10.80	0.324	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
3	2.90	8	8	185.6	185.6	0.282	1.527	0.31	56.7	14.2	7.23
2	3.70	8	8	236.8	422.4	0.641	1.200	0.24	101.4	25.3	12.93
1	3.70	8	8	236.8	659.2	1.000	1.000	0.20	131.8	33.0	16.82

学校

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	3	10.80	0.324	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
3	2.90	8	8	185.6	185.6	0.257	1.564	0.31	58.1	14.5	7.41
2	4.20	8	8	268.8	454.4	0.628	1.208	0.24	109.8	27.4	14.00
1	4.20	8	8	268.8	723.2	1.000	1.000	0.20	144.6	36.2	18.45

店舗系

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	3	10.80	0.324	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
3	2.90	8	8	185.6	185.6	0.248	1.579	0.32	58.6	14.6	7.47
2	4.40	8	8	281.6	467.2	0.624	1.211	0.24	113.2	28.3	14.43
1	4.40	8	8	281.6	748.8	1.000	1.000	0.20	149.8	37.4	19.10

書庫・図書館

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H[m]	T[s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	2	7.20	0.216	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
2	2.90	8	8	185.6	185.6	0.266	1.438	0.29	53.4	13.3	6.81
1	8.00	8	8	512	697.6	1.000	1.000	0.20	139.5	34.9	17.80

工場・倉庫

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H[m]	T[s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	2	7.20	0.216	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
1	1.90	9	20	342	342.0	1.000	1.000	0.20	68.4	15.2	7.76

風荷重の確認

工場・倉庫に関しては張間方向の風荷重が地震荷重を上回らないことを確認する。

仮定条件： $H = 4.5$ [m]、 $C = 1.2$

$V_0 = 38$ [m/s]

地表面粗度区分Ⅲ $\Rightarrow Z_b = 5$ [m]、 $Z_G = 450$ [m]、 $\alpha = 0.20$

$G_f = 2.5$

$H \leq Z_b$ なので、 $E_r = 1.7 \cdot (Z_b/Z_G)^\alpha = 1.7 \times (5/450)^{0.20} = 0.691$

$E = E_r^2 \cdot G_f = 0.691^2 \times 2.5 = 1.194$

$q = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2 = 0.6 \times 1.194 \times 38^2 = 1035$ [N/m²]

風荷重 $Q_w = 1.2 \times 1034 \times 20$ [m] $\times 4.5$ [m] / $2 \times 10^{-3} = 55.8$ [kN] ≤ 68.4 [kN]

地震力 > 風荷重であることが確認された

表 2-7 地震力及び必要せん断耐力算定結果一覧 (層数 4、5)

事務所

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	5	18.00	0.540	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
5	3.10	6	6	111.6	111.6	0.153	1.992	0.40	44.5	14.8	7.56
4	4.30	6	6	154.8	266.4	0.365	1.532	0.31	81.7	27.2	13.89
3	4.30	6	6	154.8	421.2	0.576	1.305	0.26	110.0	36.7	18.70
2	4.30	6	6	154.8	576.0	0.788	1.139	0.23	131.3	43.8	22.32
1	4.30	6	6	154.8	730.8	1.000	1.000	0.20	146.2	48.7	24.86

高齢者・特養施設

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	5	18.00	0.540	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
5	3.10	6	6	111.6	111.6	0.159	1.968	0.39	43.9	14.6	7.47
4	4.10	6	6	147.6	259.2	0.369	1.526	0.31	79.1	26.4	13.46
3	4.10	6	6	147.6	406.8	0.579	1.303	0.26	106.0	35.3	18.02
2	4.10	6	6	147.6	554.4	0.790	1.138	0.23	126.2	42.1	21.47
1	4.10	6	6	147.6	702.0	1.000	1.000	0.20	140.4	46.8	23.88

保育園

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	5	18.00	0.540	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
5	3.10	6	6	111.6	111.6	0.144	2.026	0.41	45.2	15.1	7.69
4	4.60	6	6	165.6	277.2	0.358	1.541	0.31	85.4	28.5	14.53
3	4.60	6	6	165.6	442.8	0.572	1.309	0.26	115.9	38.6	19.72
2	4.60	6	6	165.6	608.4	0.786	1.141	0.23	138.8	46.3	23.61
1	4.60	6	6	165.6	774.0	1.000	1.000	0.20	154.8	51.6	26.33

診療所・病院

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	5	18.00	0.540	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
5	2.90	8	8	185.6	185.6	0.164	1.951	0.39	72.4	18.1	9.24
4	3.70	8	8	236.8	422.4	0.373	1.521	0.30	128.5	32.1	16.39
3	3.70	8	8	236.8	659.2	0.582	1.300	0.26	171.5	42.9	21.87
2	3.70	8	8	236.8	896.0	0.791	1.137	0.23	203.8	51.0	26.00
1	3.70	8	8	236.8	1132.8	1.000	1.000	0.20	226.6	56.6	28.90

学校

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	5	18.00	0.540	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
5	2.90	8	8	185.6	185.6	0.147	2.014	0.40	74.7	18.7	9.53
4	4.20	8	8	268.8	454.4	0.360	1.538	0.31	139.8	34.9	17.83
3	4.20	8	8	268.8	723.2	0.574	1.308	0.26	189.2	47.3	24.13
2	4.20	8	8	268.8	992.0	0.787	1.140	0.23	226.3	56.6	28.86
1	4.20	8	8	268.8	1260.8	1.000	1.000	0.20	252.2	63.0	32.16

店舗系

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	5	18.00	0.540	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
5	2.90	8	8	185.6	185.6	0.141	2.038	0.41	75.6	18.9	9.65
4	4.40	8	8	281.6	467.2	0.356	1.544	0.31	144.3	36.1	18.40
3	4.40	8	8	281.6	748.8	0.571	1.310	0.26	196.2	49.1	25.03
2	4.40	8	8	281.6	1030.4	0.785	1.141	0.23	235.2	58.8	30.00
1	4.40	8	8	281.6	1312.0	1.000	1.000	0.20	262.4	65.6	33.47

書庫・図書館

Co	地盤種別	Tc	Z	階高	層数	H [m]	T [s]	Rt
0.2	2種	1	1.0	3.6	4	14.40	0.432	1.0

階	Wi'	Lx	Ly	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Qan	相当倍率
	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN]	[kN]				[kN]	[kN/m]	
4	2.90	8	8	185.6	185.6	0.108	2.106	0.42	78.2	19.5	9.97
3	8.00	8	8	512	697.6	0.405	1.439	0.29	200.7	50.2	25.60
2	8.00	8	8	512	1209.6	0.703	1.185	0.24	286.6	71.6	36.55
1	8.00	8	8	512	1721.6	1.000	1.000	0.20	344.3	86.1	43.92

検討の結果、層数 1～3 では 1 階の必要壁耐力が 15.2～19.1 [kN/m] (7.76～19.10 倍相当)、層数 4, 5 では 46.8～86.1 [kN/m] (23.88～43.92 倍相当) となった。

壁耐力 40 [kN/m] (20 倍相当) の耐力壁が開発されると、層数 1～3 では仮定条件のようにグリッド当たりグリッド辺長の 1/2 の耐力壁があれば良いことが分かった。一方で層数 4, 5 ではより高い耐力を持つ耐力壁を配置するか、配置する壁の長さを仮定条件よりも長いものとする必要がある。

以上より、ほとんどの用途において、層数 1～3 では 30 [kN/m] (約 15 倍相当程度)、層数 4, 5 では 50 [kN/m] (約 25 倍相当程度) の耐力を有する耐力壁を用いることで、設計が可能と考えられる。

2.6 耐力壁脚部の接合金物開発における目標耐力の設定

本節では、柱脚金物開発に際し目標とする許容耐力を設定する。

前節において、層数 1~3 及び層数 4、5 の建物の設計に必要な各階耐力壁の許容耐力を推定した。本節ではその許容耐力を有する耐力壁が上下階連層した場合に最下階壁脚部に生じる引抜き力を算定し、本柱脚金物開発における目標値を設定した。

(1) 層数 1~3 の場合の接合金物の目標耐力の設定

① 目標耐力の算定条件

前節の『地震力及び必要せん断耐力算定結果一覧』の保育園を参考にして、目標耐力の算定条件を表 2-8 のように設定した。

なお、負担面積は柱圧縮軸力（キャンセル荷重）を算定するための面積で、表 2-9 のように仮定したものである。

表 2-8 目標耐力算定条件（層数 1~3）

階	耐力壁位置	片側柱の負担面積 [m ²]	階高 [m]	W'_i [kN/m ²]	壁耐力 [kN/m]	相当壁倍率	反曲点高比
3	中央部	6×6 / 2 = 18.0	3.6	3.10	12	6	0.6
	側部	6×6 / 4 = 9.0					
	隅部	6×6 / 8 = 4.5					
2	中央部	6×6 / 2 = 18.0	3.6	4.60	24	12	0.7
	側部	6×6 / 4 = 9.0					
	隅部	6×6 / 8 = 4.5					
1	中央部	6×6 / 2 = 18.0	3.6	4.60	30	15	0.8
	側部	6×6 / 4 = 9.0					
	隅部	6×6 / 8 = 4.5					

表 2-9 柱負担面積の仮定

耐力壁位置の区分	中央部耐力壁	側部耐力壁	隅部耐力壁
耐力壁の負担面積 [m ²]	グリッド面積	グリッド面積/2	グリッド面積/4
耐力壁片側柱の面積 [m ²]	グリッド面積/2	グリッド面積/4	グリッド面積/8

② 最下層壁脚部に生じる引抜き力

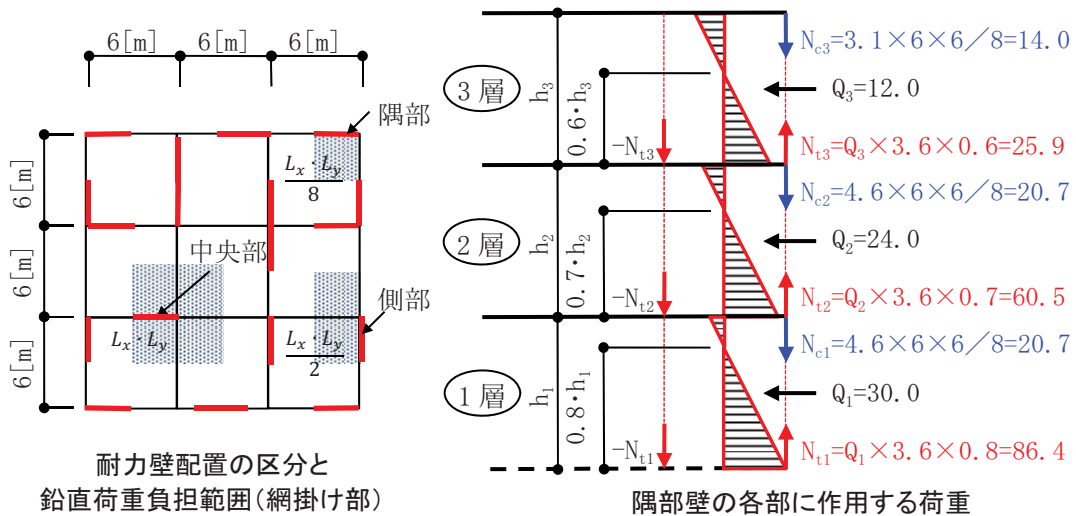
最下層壁脚部に生じる引抜き力の算定は下記によった。引抜き力の最も大きくなる隅部の算定例を図 2-7 に示す。

$$N_d = N_t - N_c$$

$$N_t = \sum_{i=1層}^{n層} (\text{壁耐力} \times \text{階高} \times \text{反曲点高比})$$

$$N_c = \sum_{i=1}^{n\text{層}} (W'_i \times \text{耐力壁片側柱の負担面積})$$

ここで、
 N_d : 最下層壁脚部に生じる設計用引抜き力 [kN]
 N_t : 最下層壁脚部に生じる耐力壁付加引抜軸力 [kN]
 N_c : 最下層壁脚部に生じる引抜き力のキャンセル荷重 [kN]
 W'_i : i 層の単位床面積当たり重量 [kN/m²]



$$N_t = 25.9 + 60.5 + 86.4 = 172.8 \text{ [kN]}$$

$$N_c = 14.0 + 20.7 + 20.7 = 55.4 \text{ [kN]}$$

$$N_d = 172.8 - 55.4 = 117.4 \text{ [kN]}$$

⇒ 層数 1~3 の建物用接合金物の目標耐力を 110 [kN] とする。

図 2-8 引抜き力の算定 (層数 3 の場合)

側部の場合 N_c が 2 倍、中央部の場合 N_c が 4 倍になるので、それぞれの N_d は下記となる。

$$\text{側部 } N_d = 172.8 - 2 \times 55.4 = 62.0 \text{ [kN]}$$

$$\text{中央部 } N_d = 172.8 - 4 \times 55.4 = -48.8 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{引抜き力は発生しない}$$

(2) 層数 4、5 の場合の接合金物の目標耐力の設定

層数 1～3 の場合と同様に、保育園を参考にして目標耐力の算定条件を表 2-10 のように設定した（負担面積に関しても層数 1～3 と同じ）。

表 2-10 目標耐力算定条件（層数 4、5）

階	耐力壁位置	片側柱の負担面積 [m ²]	階高 [m]	W'_i [kN/m ²]	壁耐力 [kN/m]	相当壁倍率	反曲点高比
5	中央部	$6 \times 6 / 2 = 18.0$	3.6	3.10	15	7.5	0.6
	側部	$6 \times 6 / 4 = 9.0$					
	隅部	$6 \times 6 / 8 = 4.5$					
4	中央部	$6 \times 6 / 2 = 18.0$	3.6	4.60	30	15	0.7
	側部	$6 \times 6 / 4 = 9.0$					
	隅部	$6 \times 6 / 8 = 4.5$					
3	中央部	$6 \times 6 / 2 = 18.0$	3.6	4.60	40	20	0.7
	側部	$6 \times 6 / 4 = 9.0$					
	隅部	$6 \times 6 / 8 = 4.5$					
2	中央部	$6 \times 6 / 2 = 18.0$	3.6	4.60	48	24	0.7
	側部	$6 \times 6 / 4 = 9.0$					
	隅部	$6 \times 6 / 8 = 4.5$					
1	中央部	$6 \times 6 / 2 = 18.0$	3.6	4.60	50	25	0.8
	側部	$6 \times 6 / 4 = 9.0$					
	隅部	$6 \times 6 / 8 = 4.5$					

最下階隅柱の引抜き力の算定

$$N_t = \{15 \times 0.6 + (30 + 40 + 48) \times 0.7 + 50 \times 0.8\} \times 3.6 = 473.8 \text{ [kN]}$$

$$N_c = (3.1 + 4 \times 4.6) \times 4.5 = 96.8 \text{ [kN]}$$

$$N_d = 473.8 - 96.8 = 376.5 \text{ [kN]}$$

⇒ 層数 4、5 の建物用接合金物の目標耐力を 370 [kN] とする。

側部の場合 N_c が 2 倍、中央部の場合 N_c が 4 倍になるので、それぞれの N_d は下記となる。

$$\text{側部 } N_d = 376.5 - 2 \times 96.8 = 182.9 \text{ [kN]}$$

$$\text{中央部 } N_d = 376.5 - 4 \times 96.8 = -10.7 \text{ [kN]} \Rightarrow \text{引抜き力は発生しない}$$

3. 耐力壁試験

耐力壁試験はパイロット試験と本試験を実施した。パイロット試験では試験方法を確認し、試験体 10 仕様のパラメータを振り性能を確認した。本試験ではパイロット試験結果を踏まえ、2 仕様各 3 体ずつ試験した。

耐力壁の目標性能は、2 章で示した層数 1~3 の建築物での運用を想定し、壁耐力 30.0 [kN/m] (相当壁倍率 15 倍) を目標とした。

非住宅仕様で、試験体の壁高さが一般的な耐力壁に比べ高く、立てた状態での加力が難しいため、寝かせた状態での施工・加力とした。

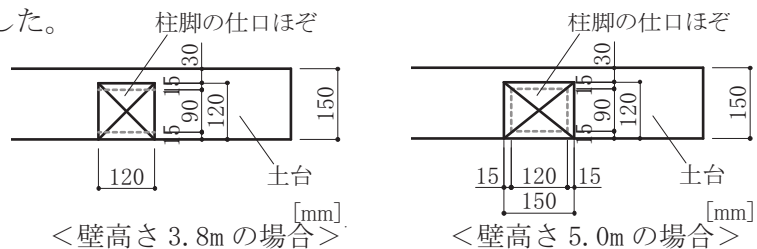
3.1 パイロット試験

3.1.1 試験計画

(1) 試験体仕様

耐力壁の目標性能は前述の通り壁耐力 30.0 [kN/m] とし、既往論文調査 (10 章) を基に表 3-1 に示す 10 仕様を決定した。壁高さは事務所建築や倉庫を想定し 3.8m 及び 5.0m とした。

試験体の共通の仕様として桁材 (120mm×360mm ベイマツ対称異等級材 E135-F375)、土台 (120mm×150mm ヒノキ同一等級材 E95-F135) を使用し、初期剛性を期待するため柱頭柱脚の引張側 (正側加力時) となる位置に L 型接合金物 (チビフリーダムコーナー) を配置した。また No. 4 を除く試験体はめり込み防止として柱頭側には土台プレートを設置し、柱脚側は 120mm×90mm の貫通ほぞとした (下図)。土台側の貫通ほぞに伴い、運搬や施工時の土台ほぞ部分の破壊防止の為、土台断面を 120mm×150mm とした。



試験体仕様

壁仕様 : 大壁、真壁

床仕様 : 床勝ち、壁勝ち (床無し)

壁高さ : 3.8m、5.0m (土台上端-桁上端間距離)

柱頭 : ほぞ+土台 PL (標準)、ほぞ (めり込み補強無し)

柱脚 : 柱勝ち (貫通ほぞ) (標準)、土台勝ち (ほぞ) (めり込み補強無し)

面材 : 構造用合板 24mm (特類 2 級、全層スギ)、構造用 MDF9mm (曲げ強度区分 30)

柱 : ヒノキ構造用集成材 (同一等級材 E95-F315)

受け材 : スギ構造用集成材 (同一等級材 E65-F255)

間柱 : ヒノキ構造用製材 (E90)

中棧

表 3-1 試験体仕様一覧

パラメータ\試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10
壁仕様	大壁	大壁	大壁	大壁	大壁	大壁	大壁	大壁	真壁	真壁
床仕様	床勝ち	壁勝ち (床無し)	床勝ち	床勝ち	床勝ち	床勝ち	床勝ち	床勝ち	床勝ち	床勝ち
壁高さ	3.8m	3.8m	3.8m	3.8m	5.0m	3.8m	3.8m	5.0m	3.8m	3.8m
柱頭仕様	ほぞ+ 土台PL	ほぞ+ 土台PL	ほぞ+ 土台PL	ほぞ	ほぞ+ 土台PL	ほぞ+ 土台PL	ほぞ+ 土台PL	ほぞ+ 土台PL	ほぞ+ 土台PL	ほぞ+ 土台PL
柱脚仕様	柱勝ち (貫通ほぞ)	柱勝ち (貫通ほぞ)	柱勝ち (貫通ほぞ)	土台勝ち	柱勝ち (貫通ほぞ)	柱勝ち (貫通ほぞ)	柱勝ち (貫通ほぞ)	柱勝ち (貫通ほぞ)	柱勝ち (貫通ほぞ)	柱勝ち (貫通ほぞ)
壁面材	厚さ	24mm (片面)	24mm (片面)	24mm (片面)	24mm (片面)	9mm (両面)	9mm (両面)	9mm (両面)	24mm (片面)	24mm (片面)
	樹種	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*	特類2級 全層材*
柱	接合具	CNZ75@50x2列 千鳥	CNZ75@50x2列 千鳥	CNZ75@50x2列 千鳥	CNZ75@50x2列 千鳥	CNZ65@100 x2列千鳥	CNZ65@100 x2列千鳥	CNZ65@100 x2列千鳥	CNZ75@50x2列 千鳥	CNZ75@50x2列 千鳥
	断面	120×120	120×120	120×120	120×120	120×120	120×120	120×150	120×120	120×120
受材	断面	120×90 (床)	120×90 (床)	120×90 (床)	120×90 (床)	120×90 (床)	120×90 (床)	120×90 (床)	96×90	96×90
	樹種	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材
間柱	接合具	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@75	STS6.5F- 180@100
	断面	120×45	120×45	120×45	120×45	120×45	120×45	120×45	96×45	96×45
中柱	断面	120×120	120×120	120×120	120×120	120×120	120×120	120×120	96×120	96×120
	樹種	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材

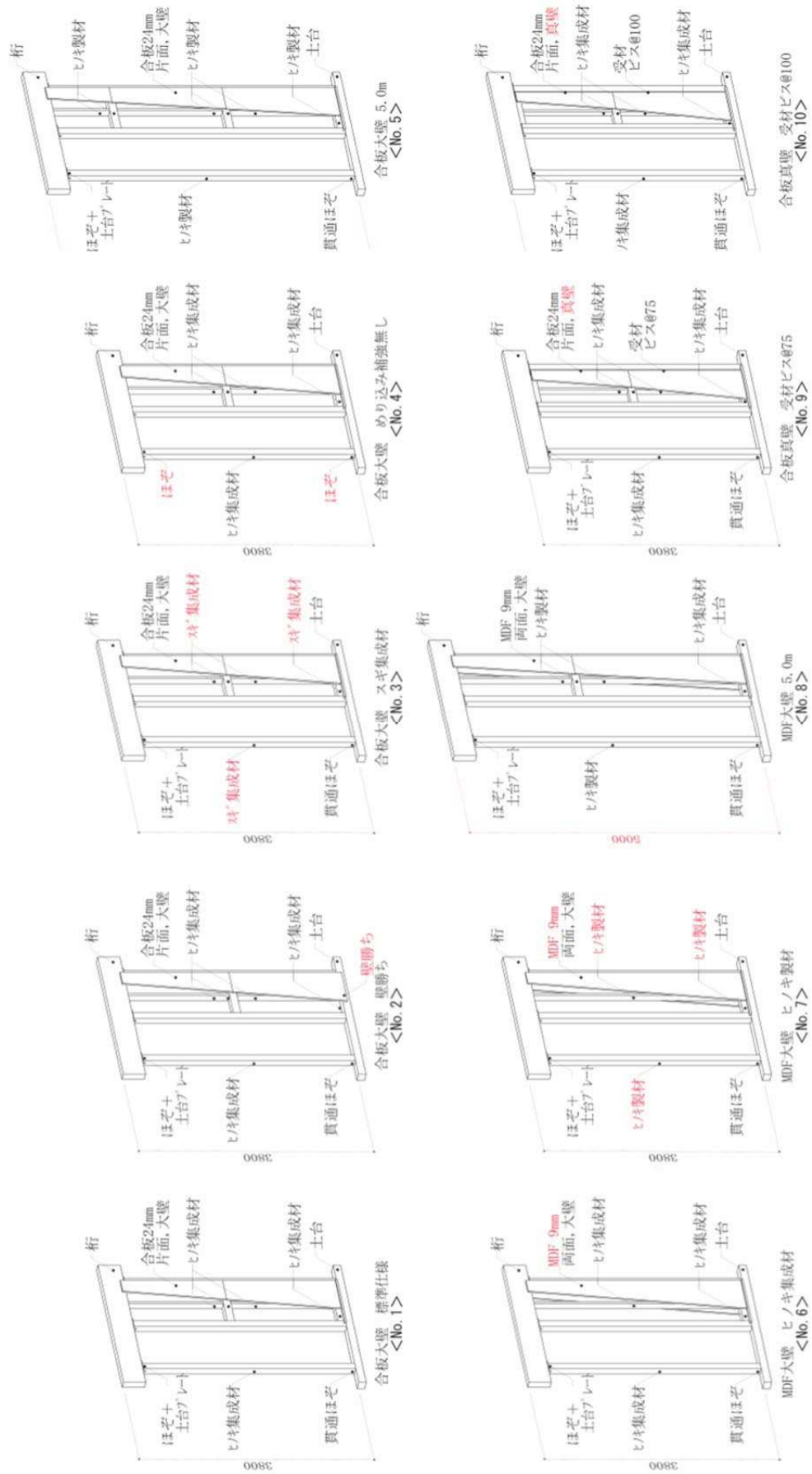
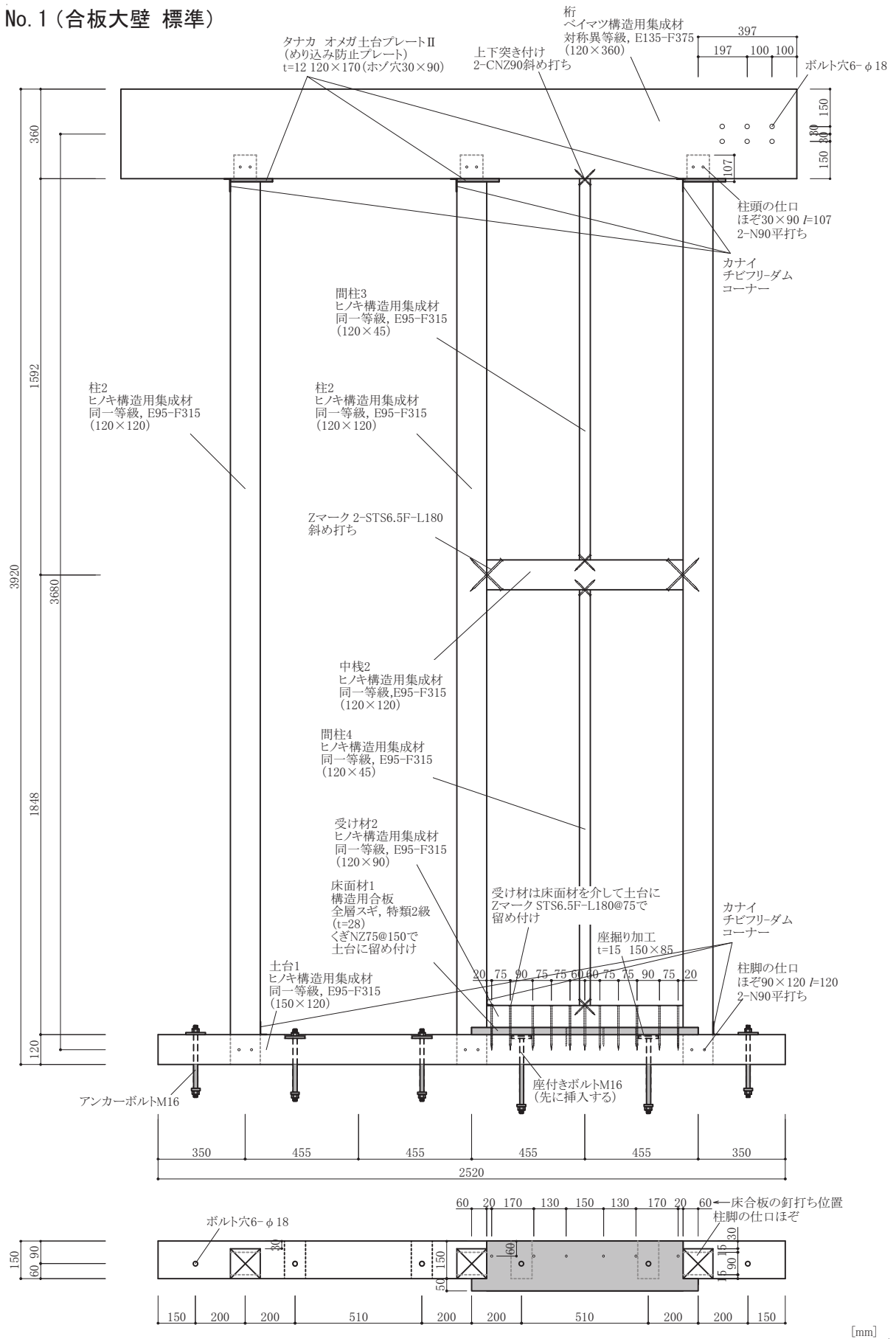


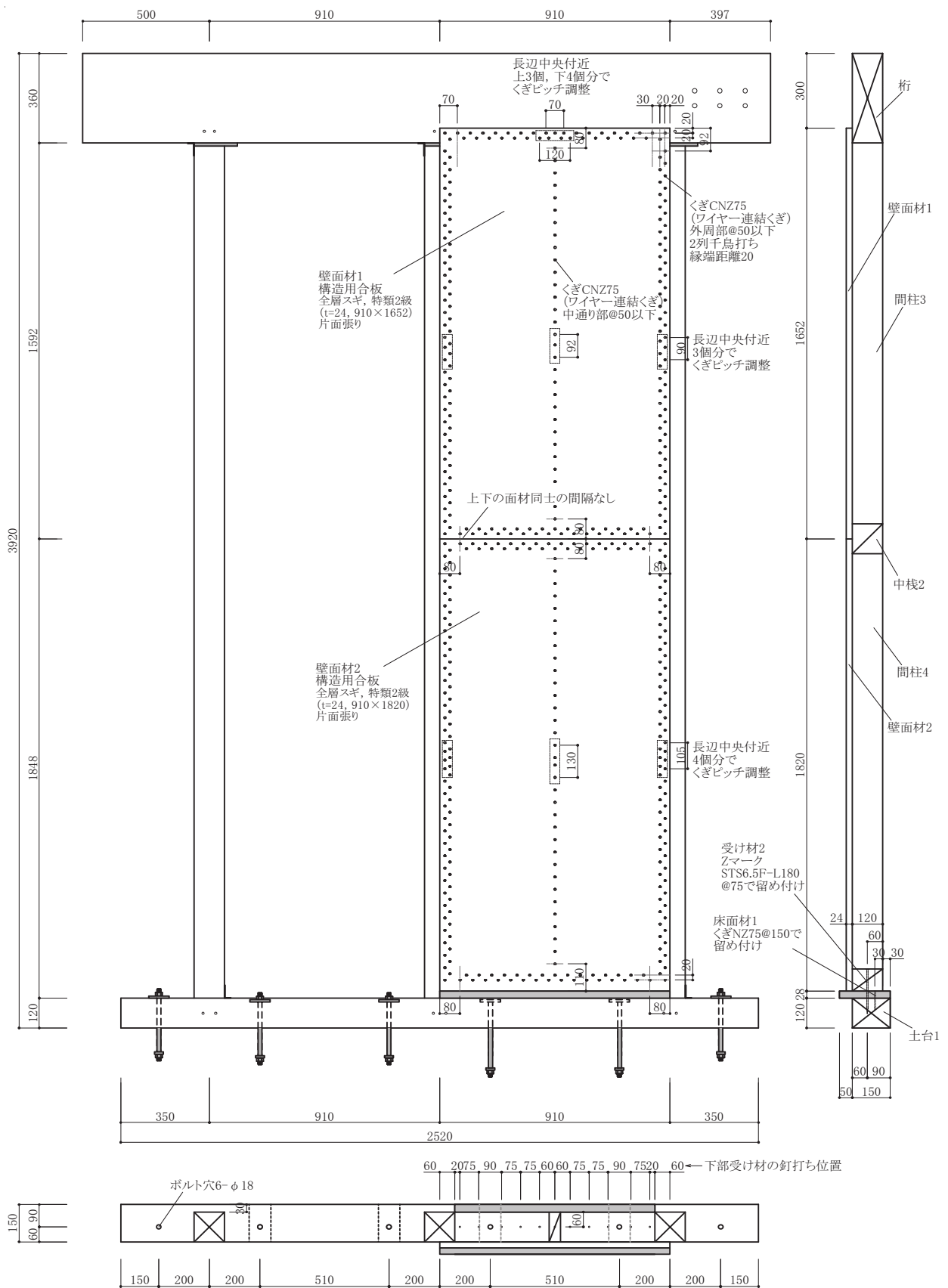
図 3-1 試験体概要図

No. 1 (合板大壁 標準)



[mm]

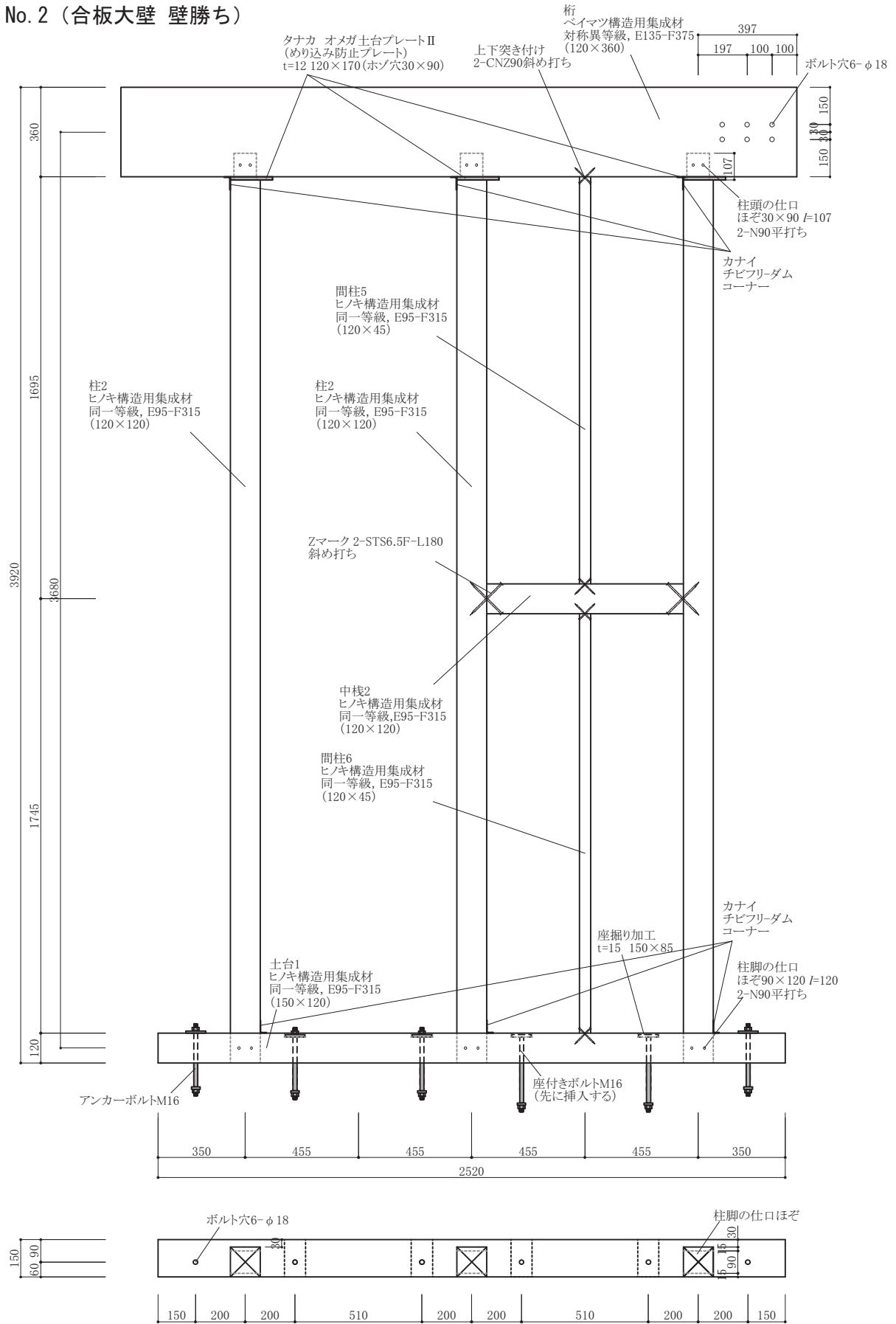
図 3-2 試験体 No. 1 軸組図



[mm]

図 3-3 試験体 No. 1 面材割付図

No. 2 (合板大壁 壁勝ち)



[mm]

図 3-4 試験体 No. 2 軸組図

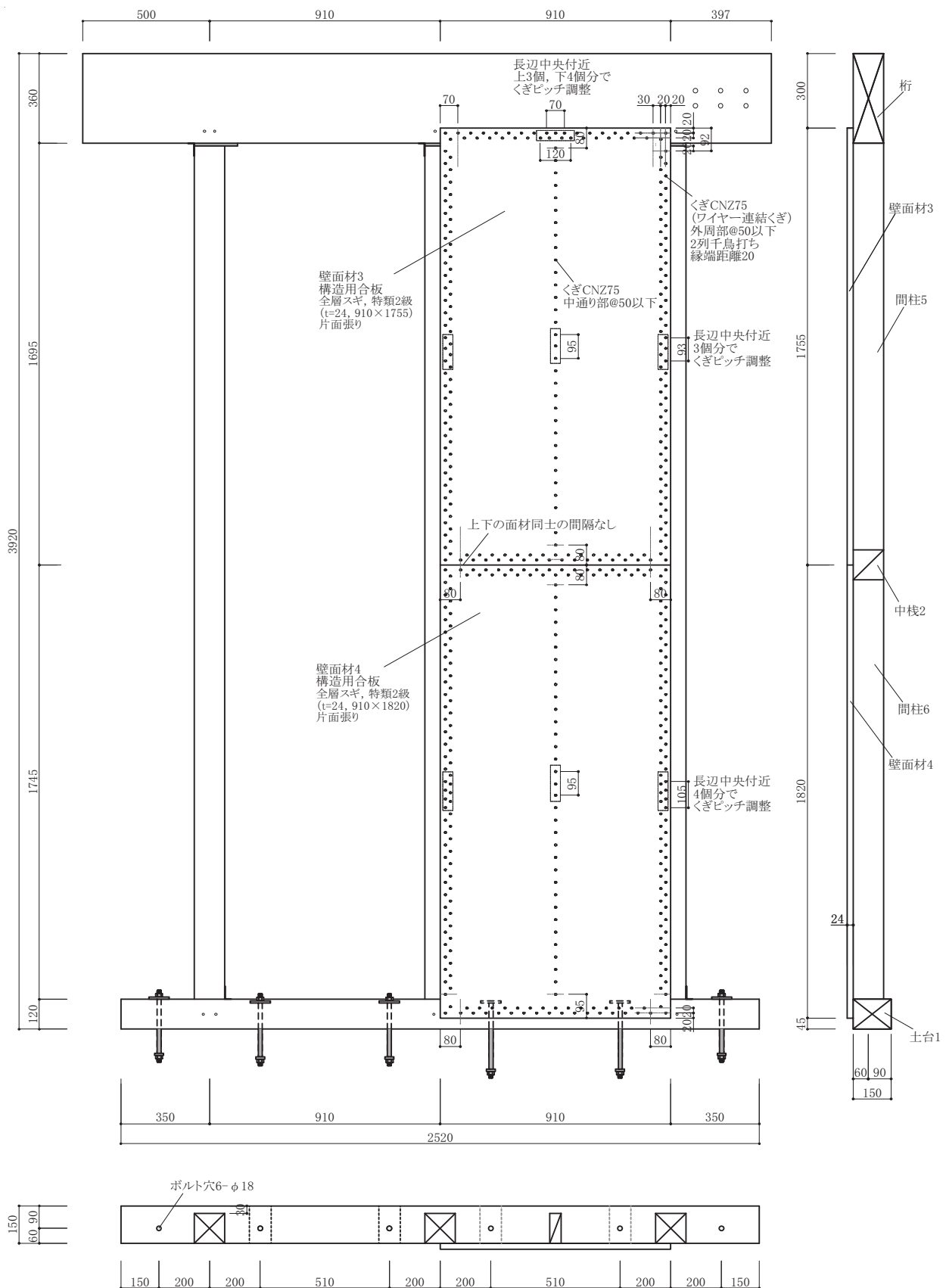
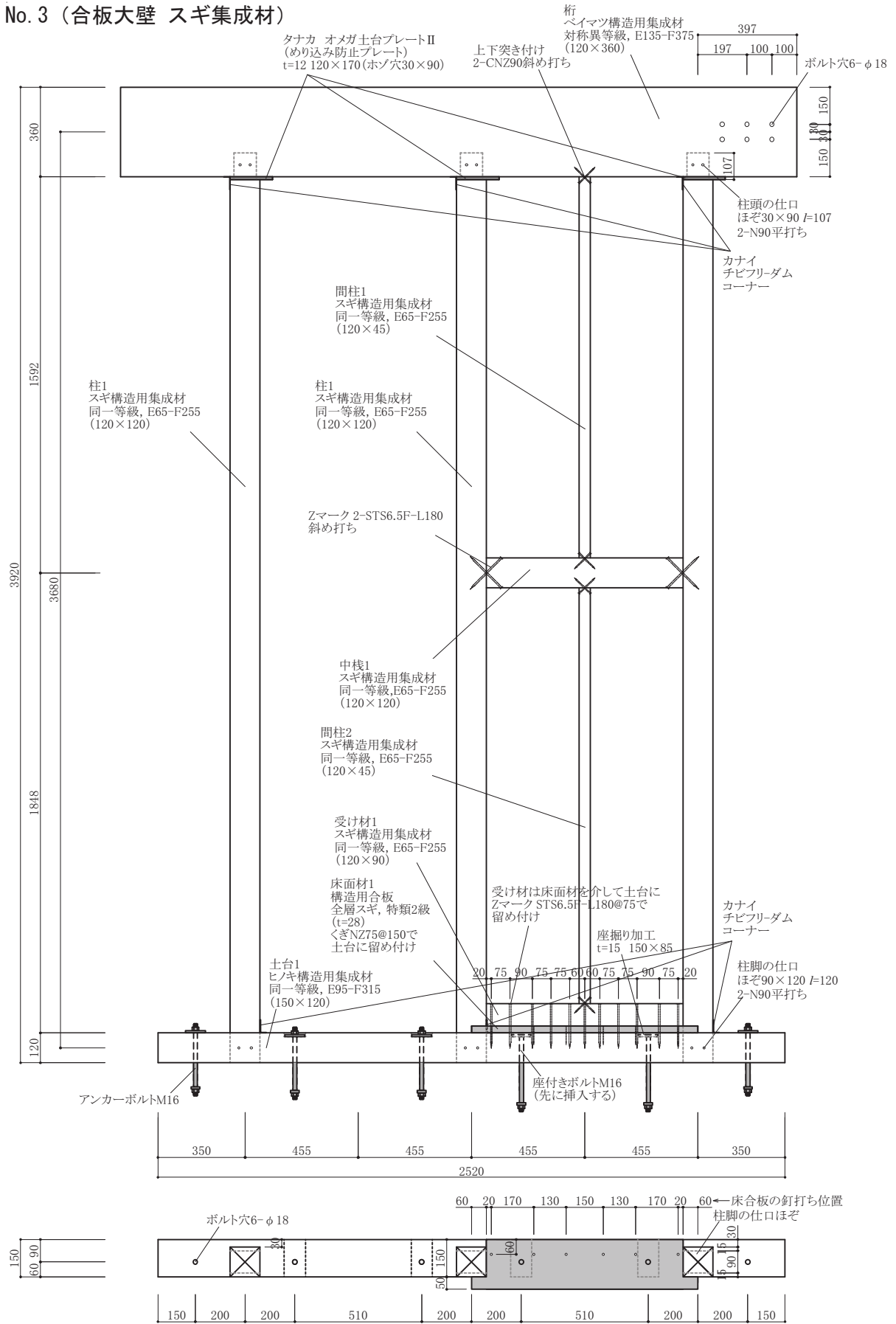


図 3-5 試験体 No. 2 面材割付図

No. 3 (合板大壁 スギ集成材)



[mm]

図 3-6 試験体 No. 3 軸組図

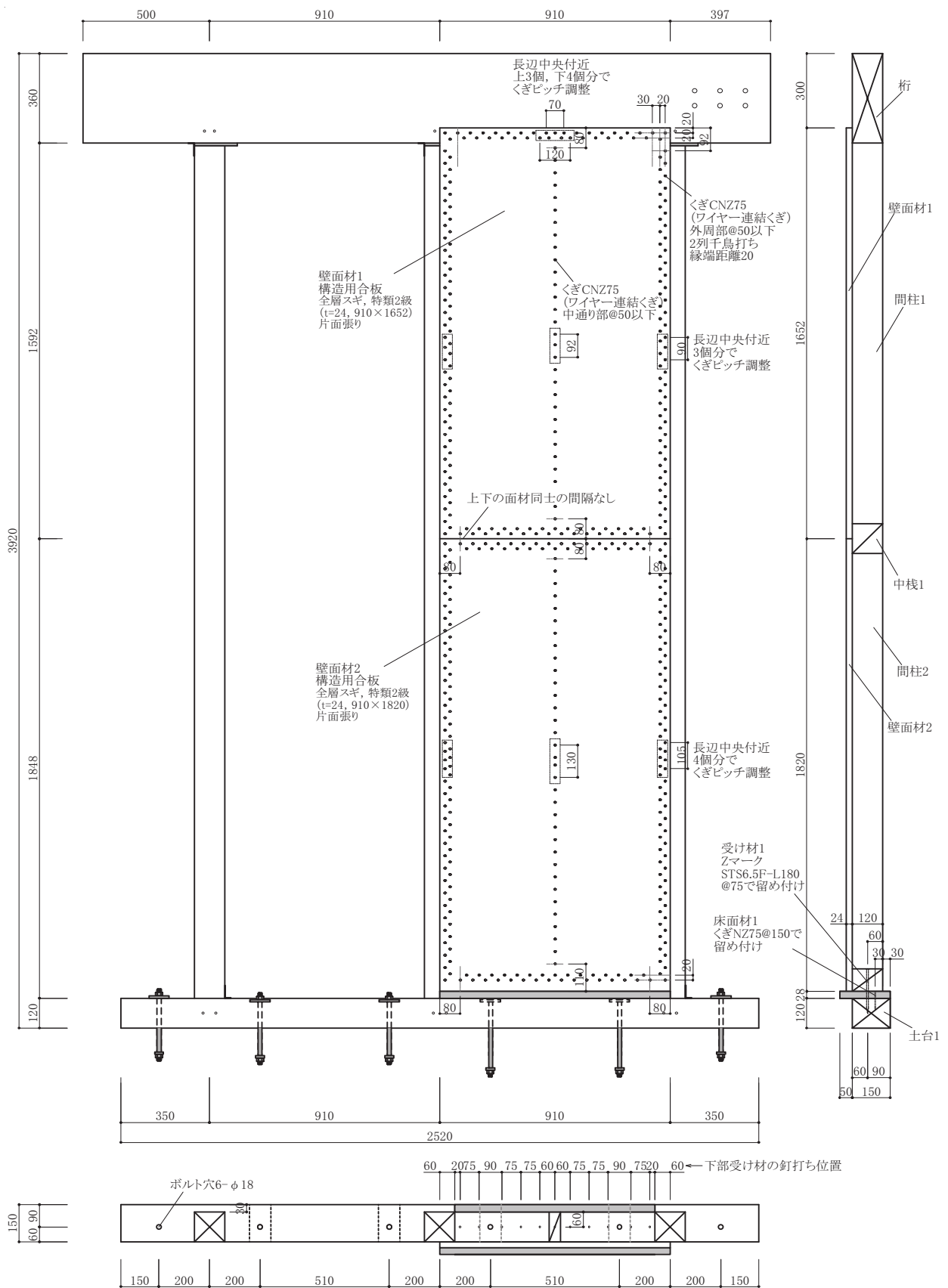
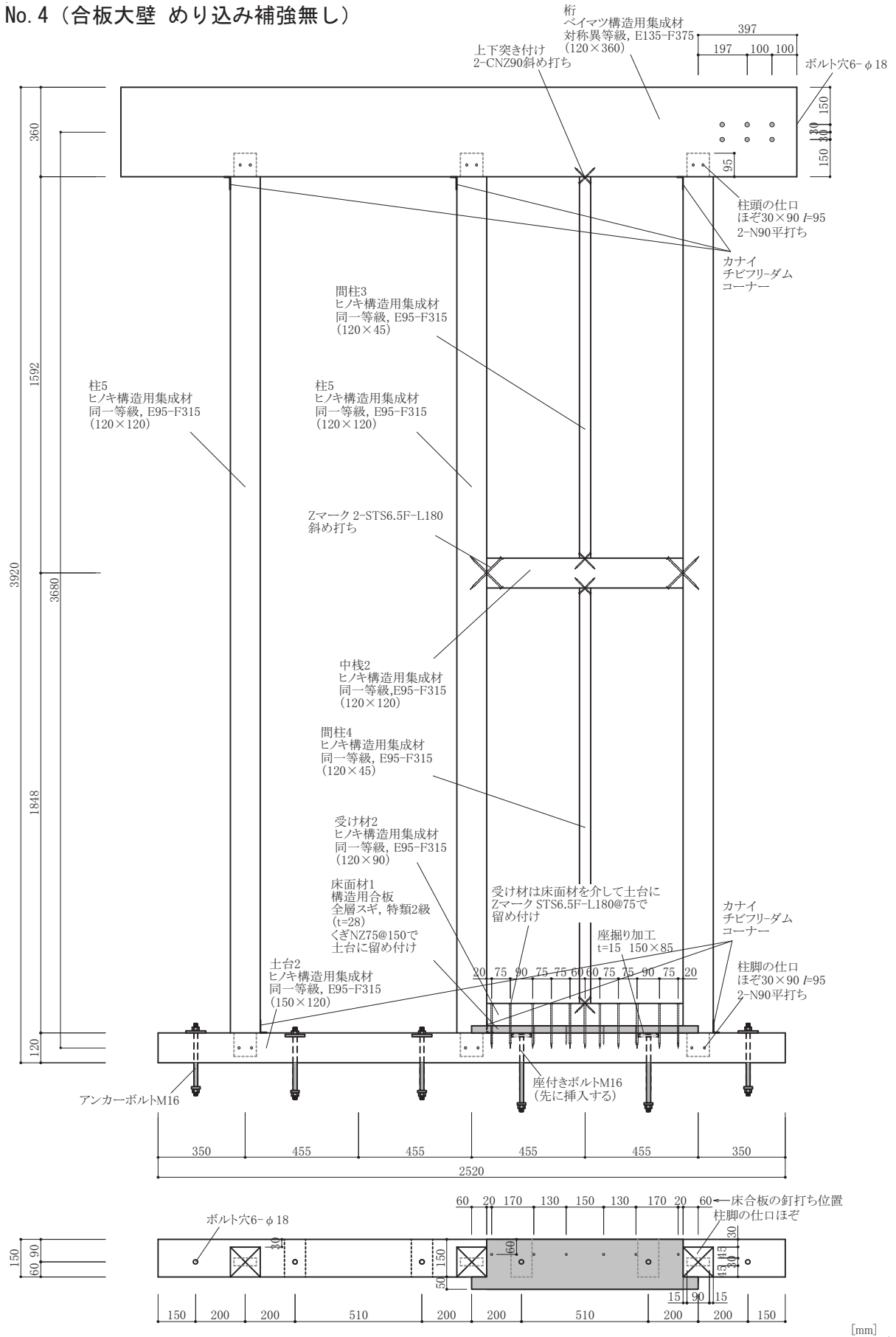


図 3-7 試験体 No. 3 面材割付図

No. 4 (合板大壁 りり込み補強無し)



[mm]

図 3-8 試験体 No. 4 軸組図

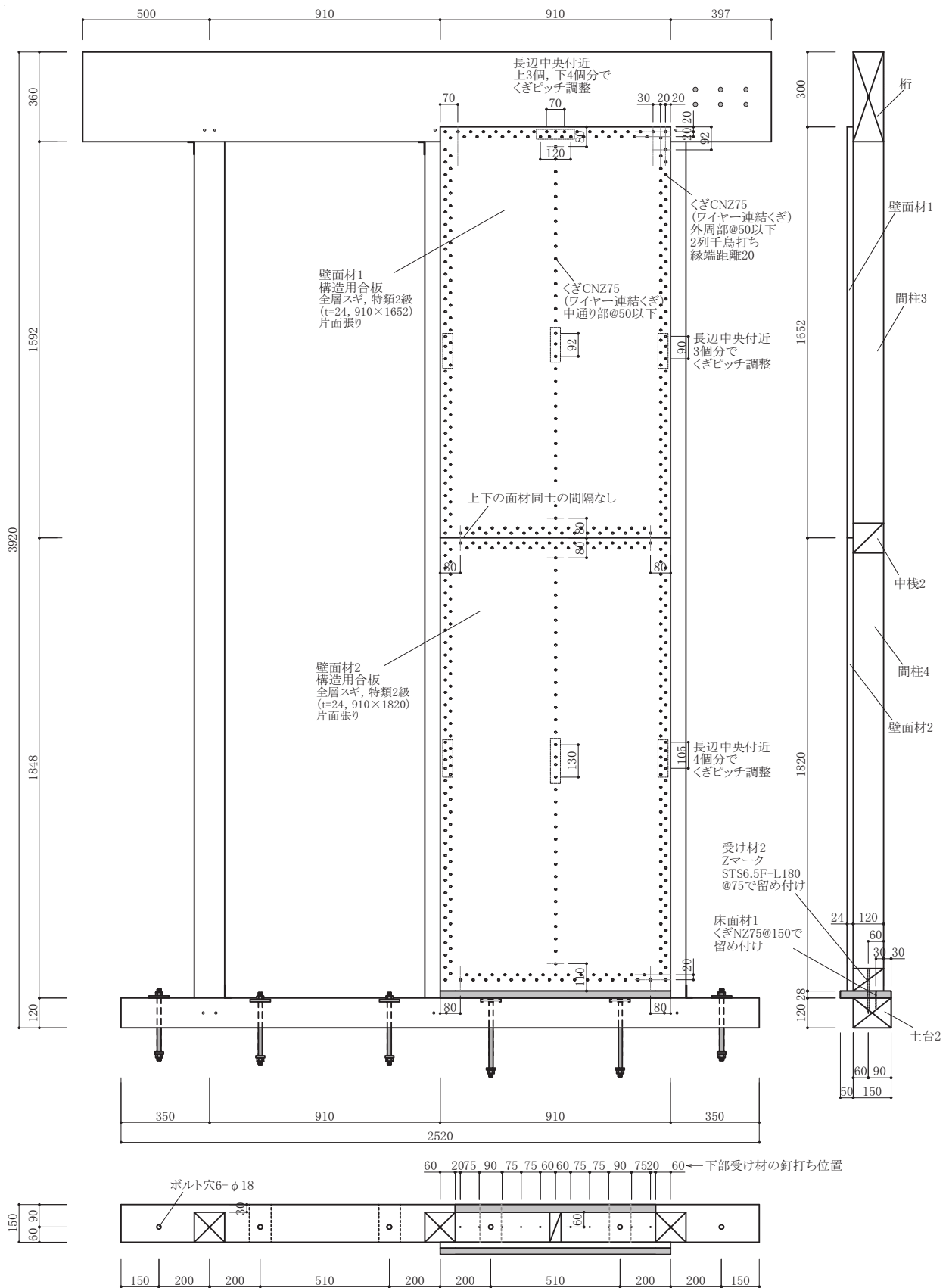


図 3-9 試験体 No. 4 面材割付図

No. 5 (合板大壁 壁高さ 5.0m)

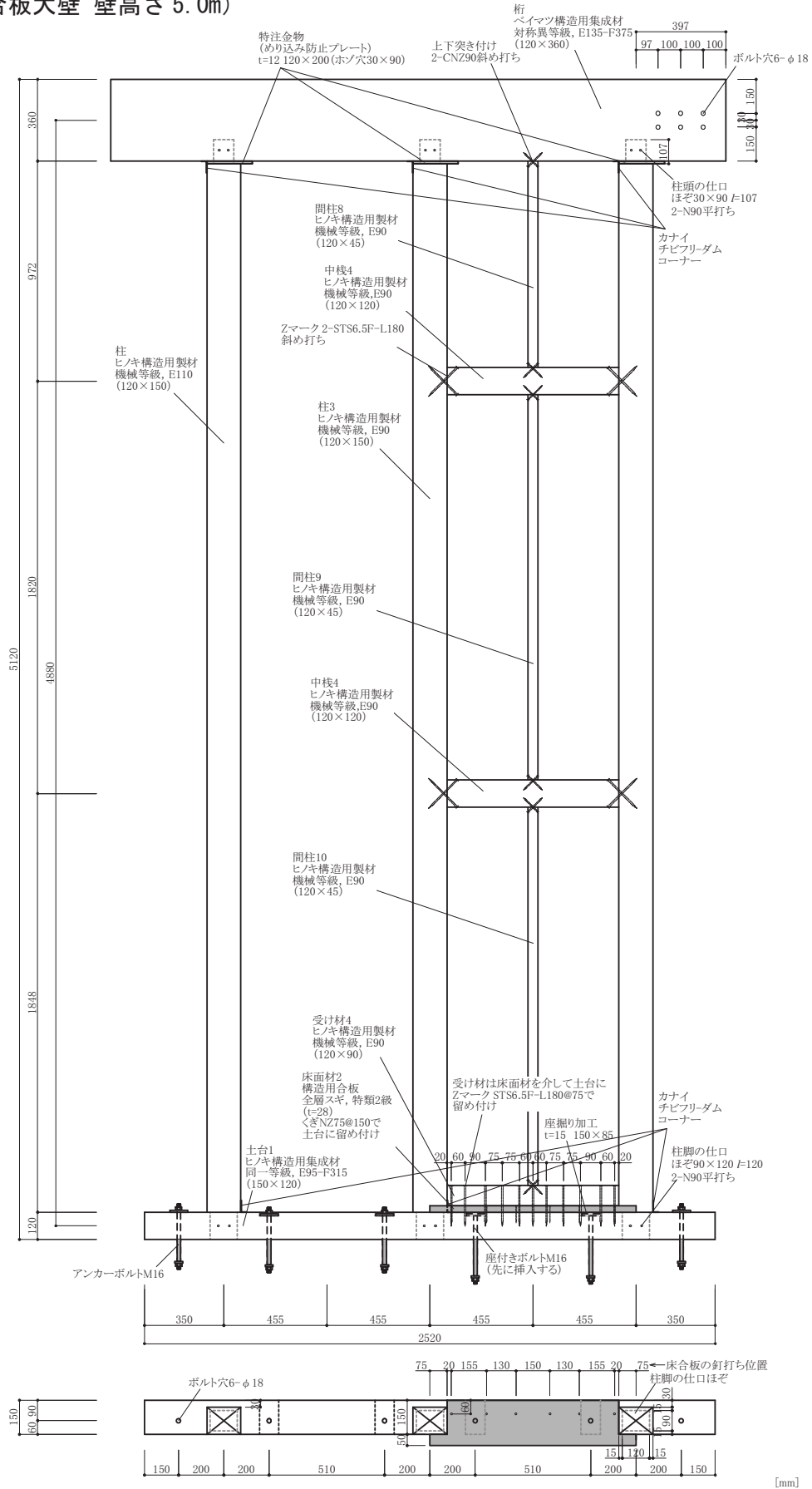


図 3-10 試験体 No. 5 軸組図

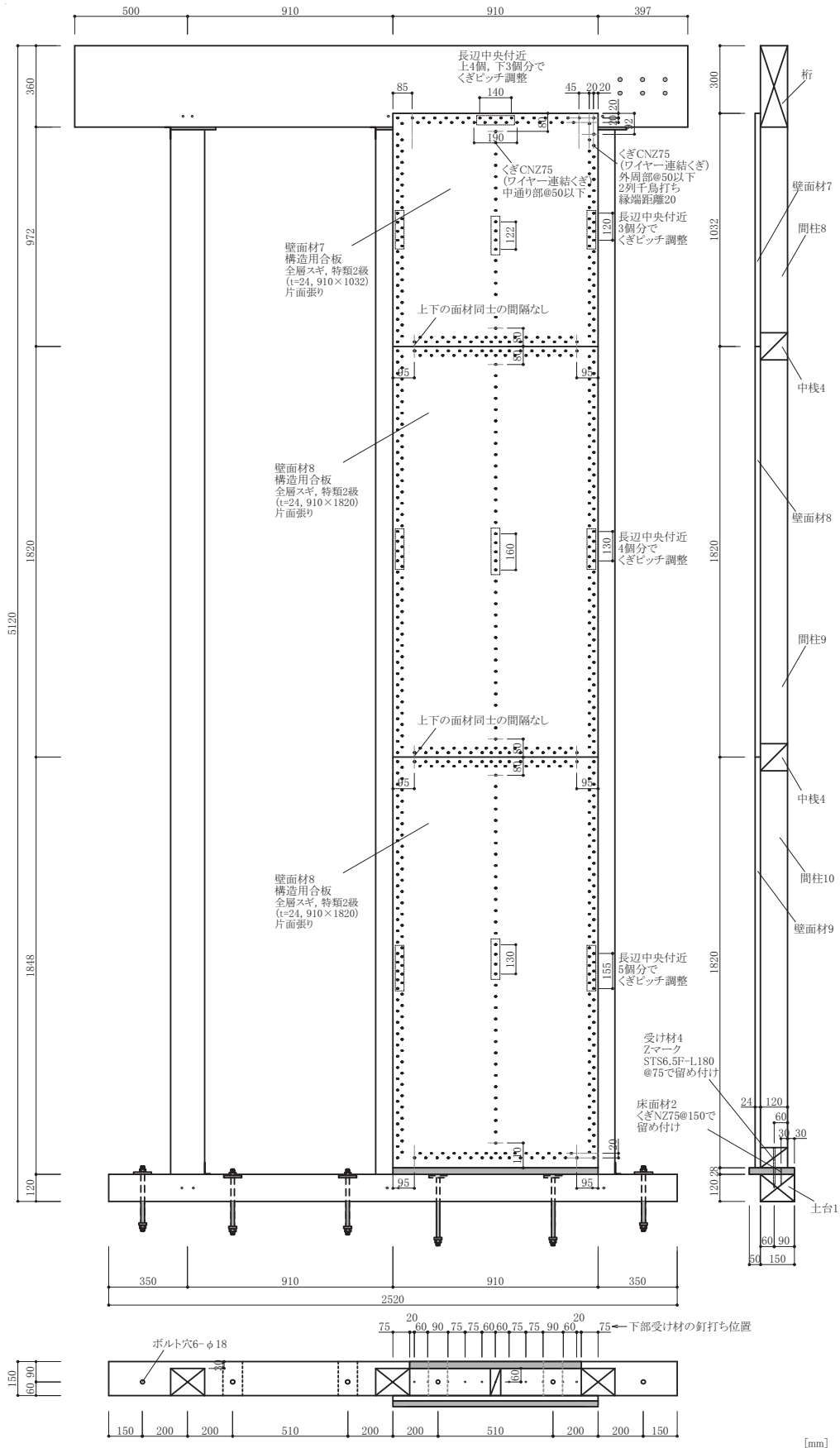
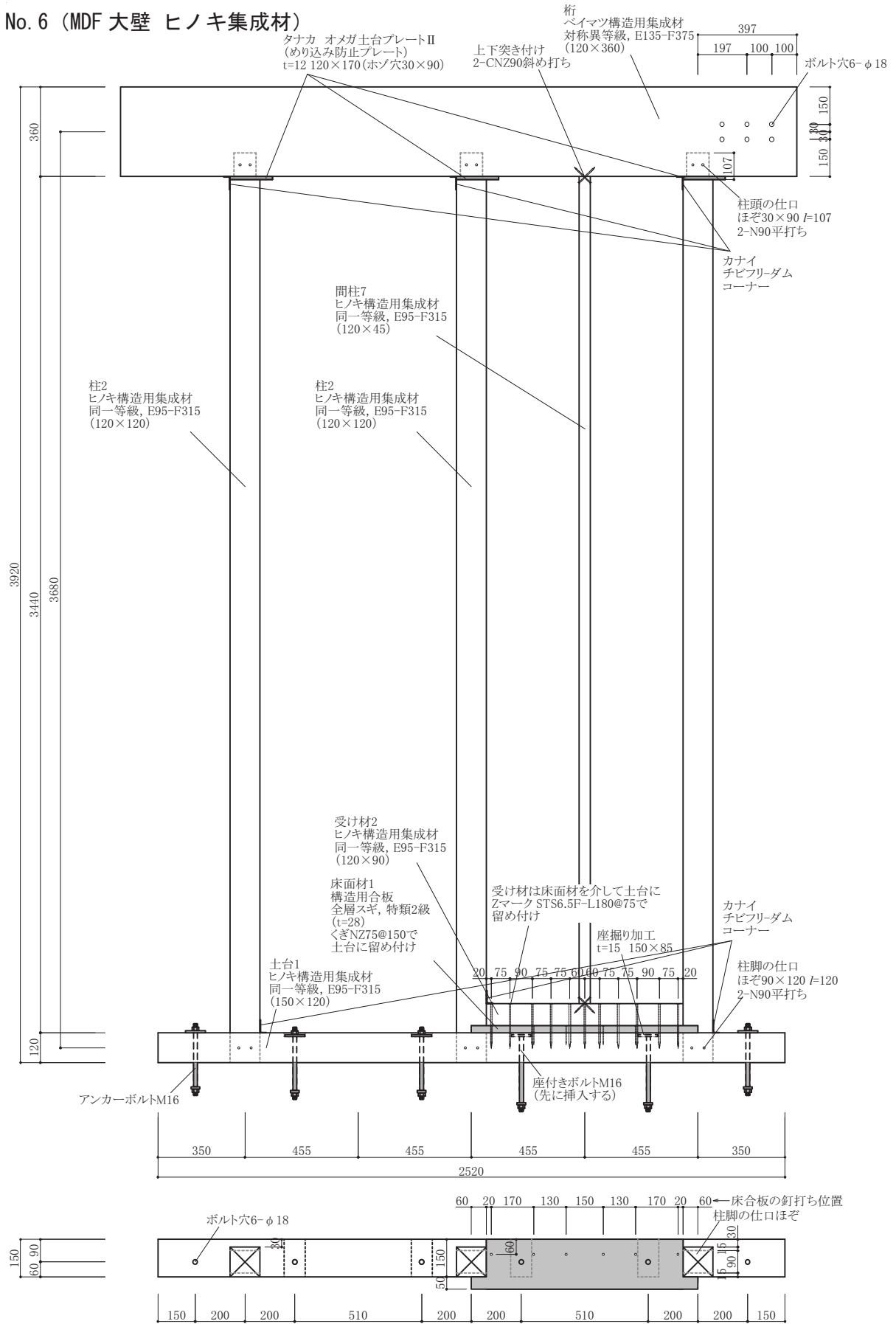


図 3-11 試験体 No. 5 面材割付図

No. 6 (MDF 大壁 ヒノキ集成材)



[mm]

図 3-12 試験体 No. 6 軸組図

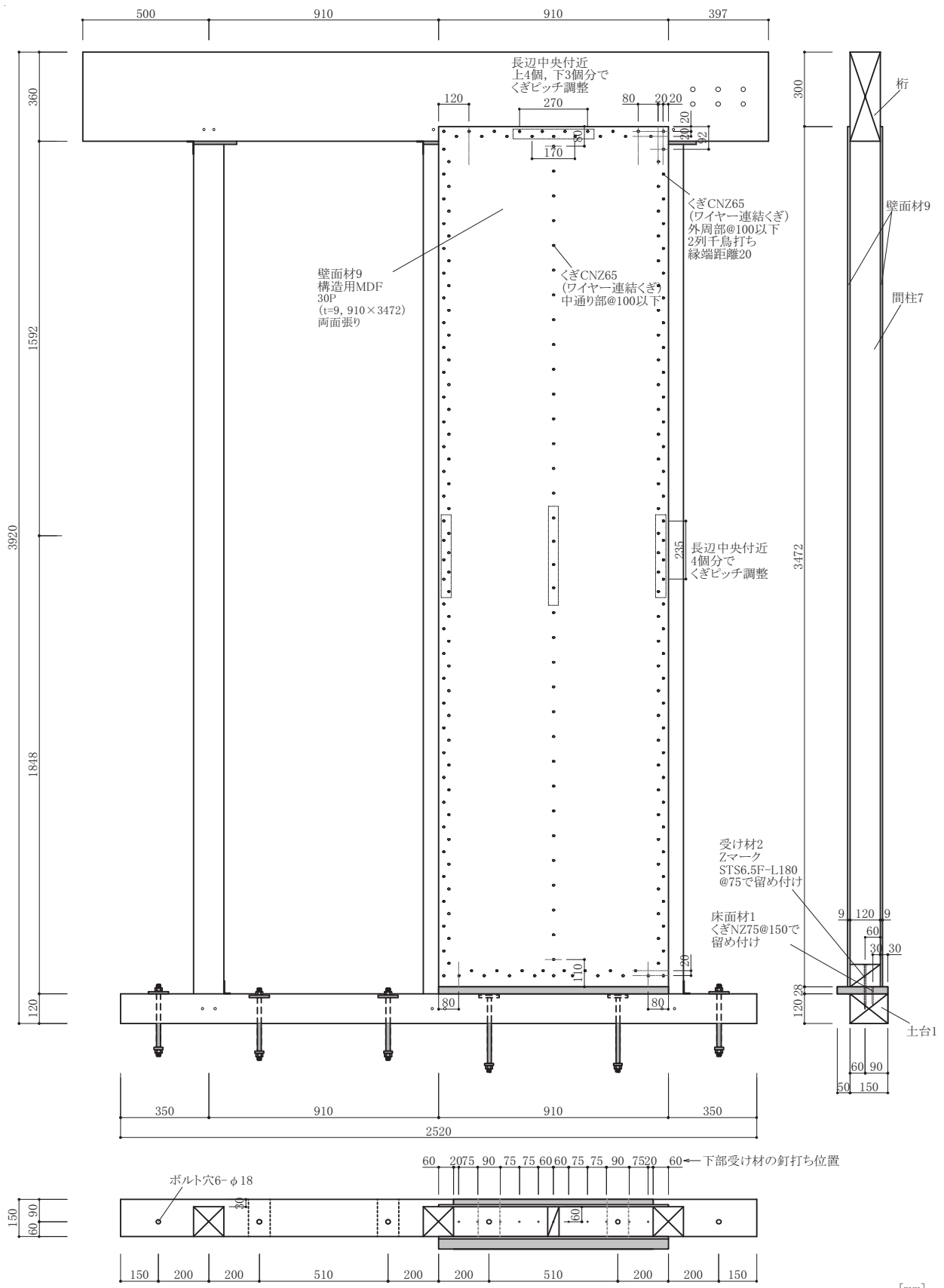
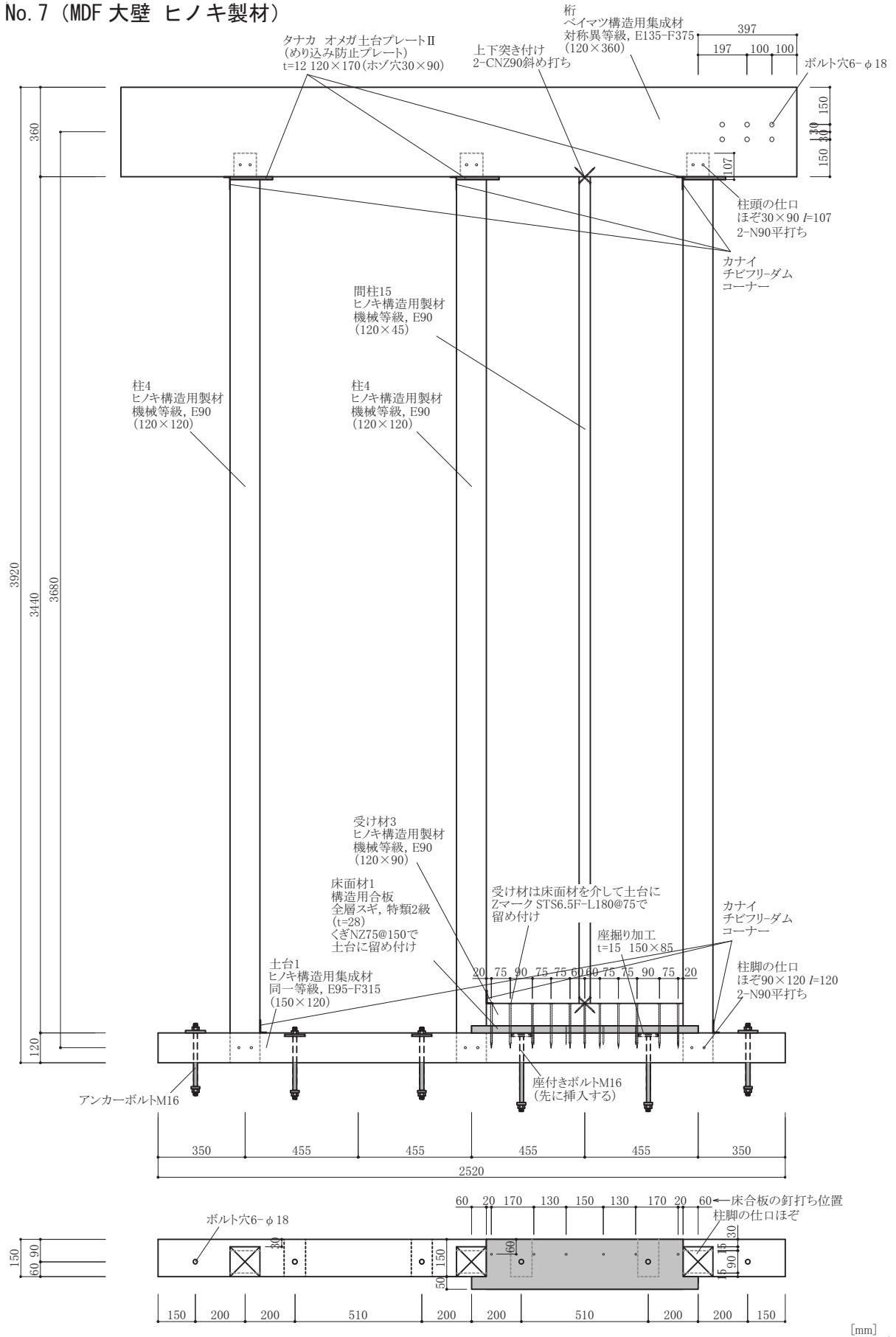


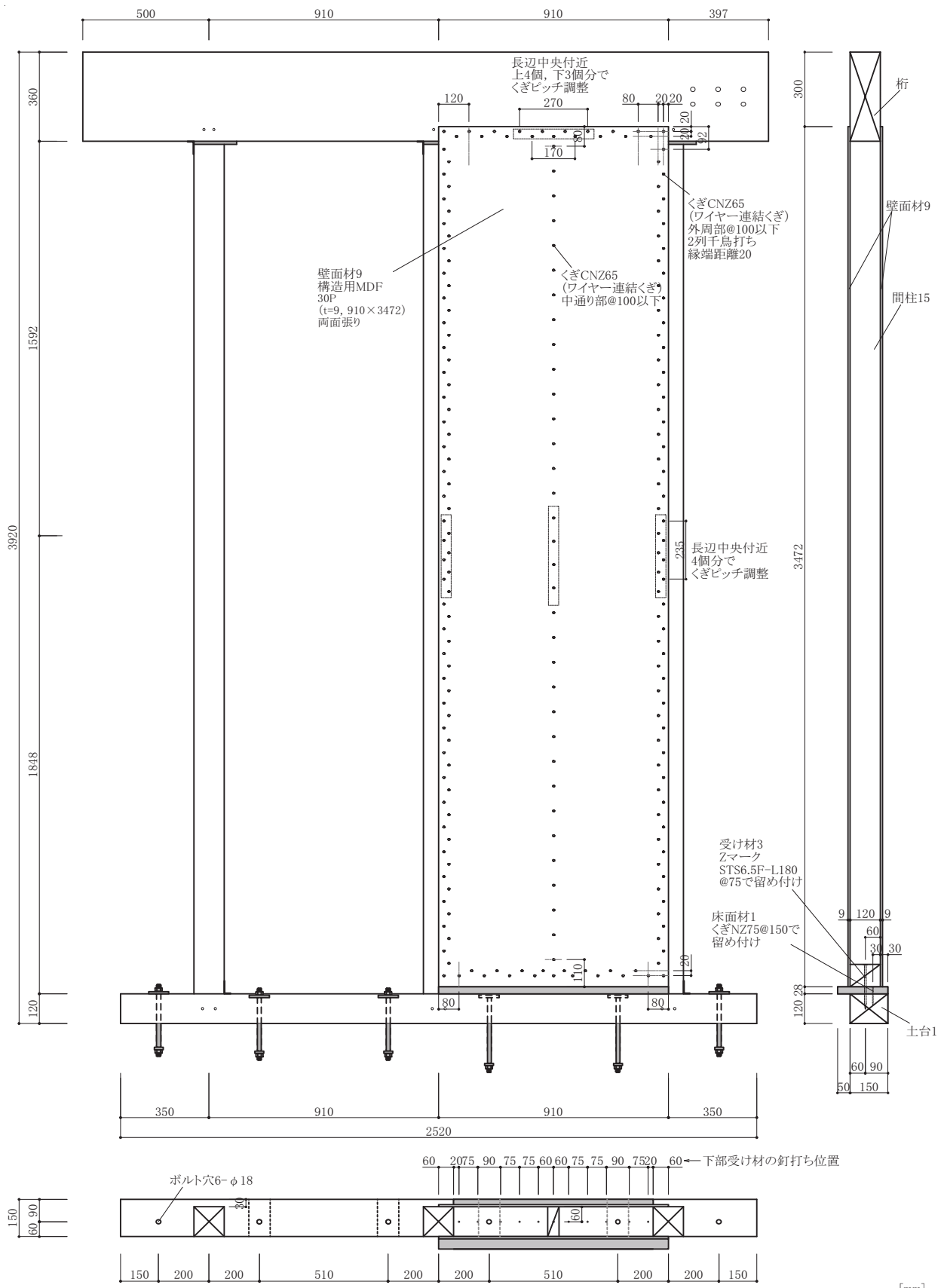
図 3-13 試験体 No. 6 面材割付図

No. 7 (MDF 大壁 ヒノキ製材)



[mm]

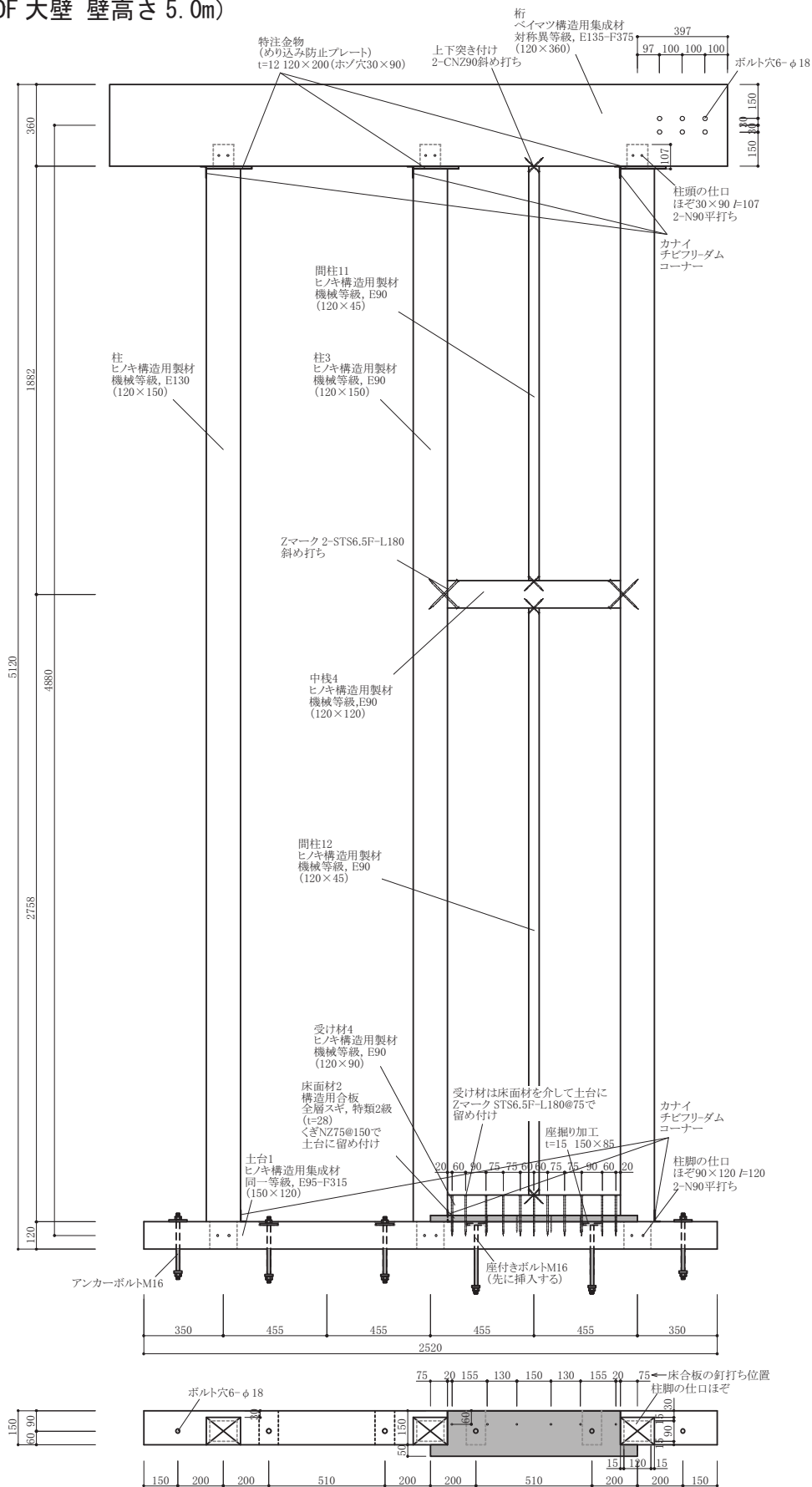
図 3-14 試験体 No. 7 軸組図



[mm]

図 3-15 試験体 No. 7 面材割付図

No. 8 (MDF 大壁 壁高さ 5.0m)



[mm]

図 3-16 試験体 No. 8 軸組図

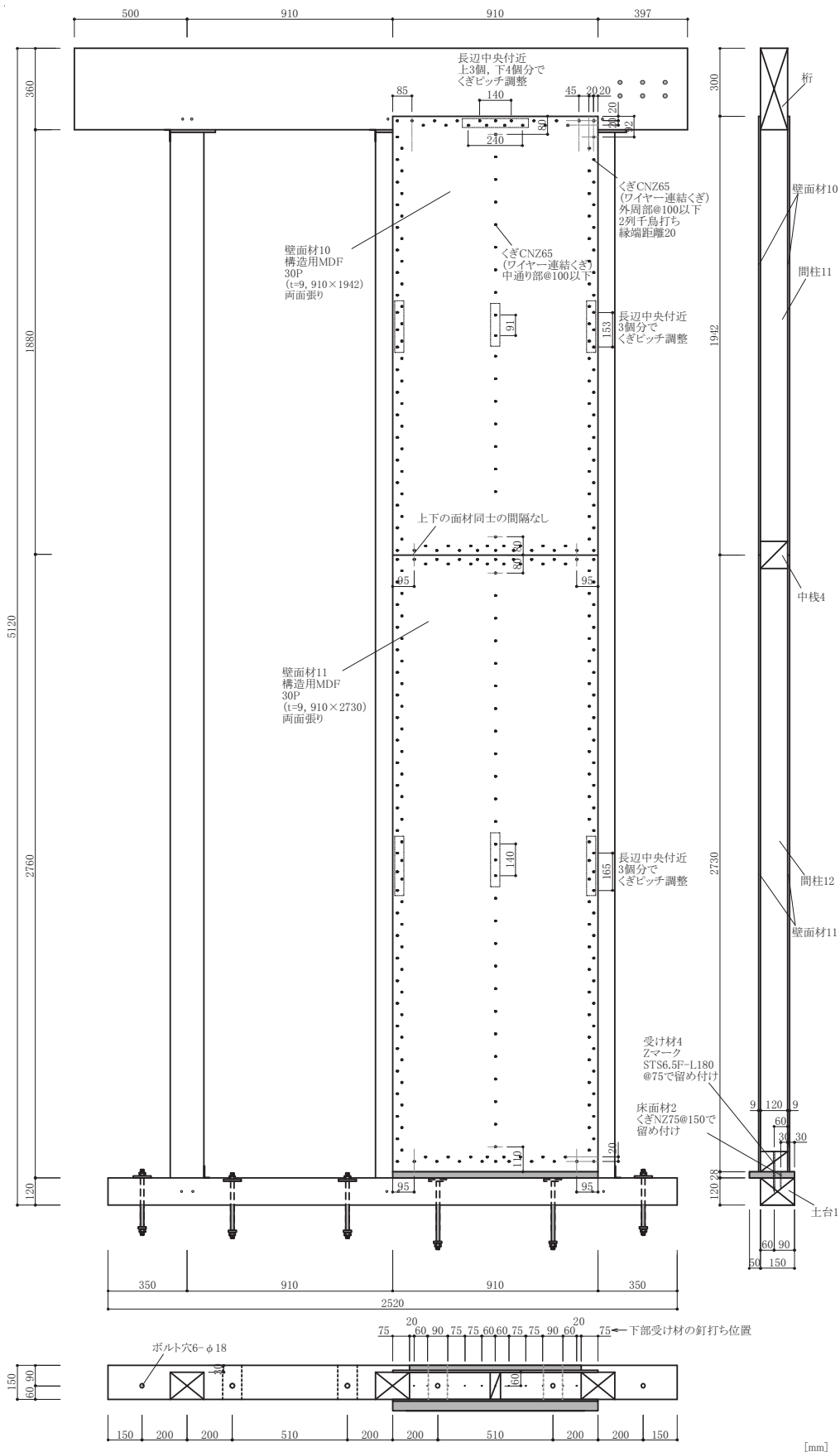


図 3-17 試験体 No. 8 面材割付図

No. 9 (合板真壁 受材ビス@75mm)

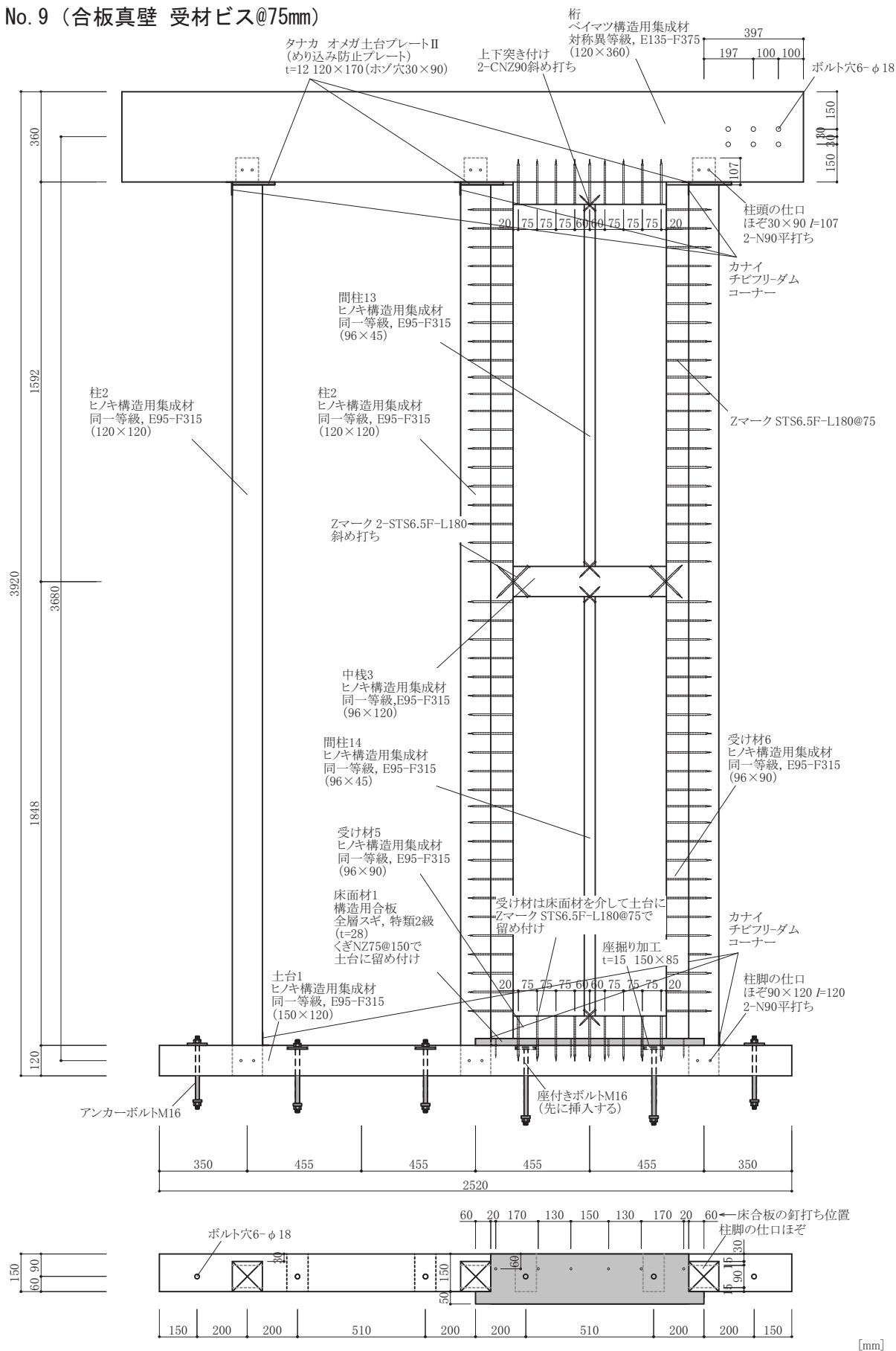


図 3-18 試験体 No. 9 軸組図

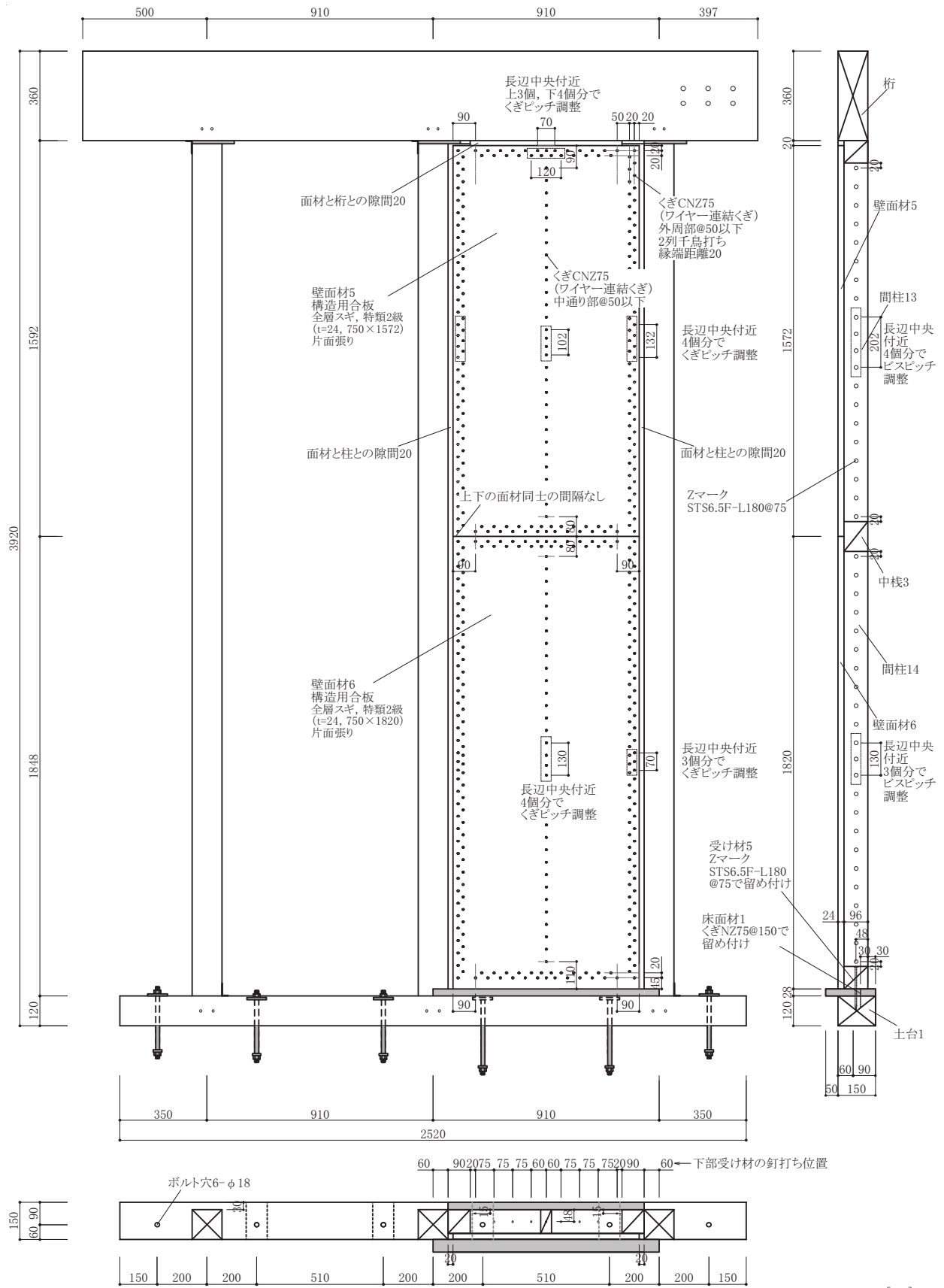


図 3-19 試験体 No. 9 面材割付図

No. 10 (合板真壁 受材ビス@100)

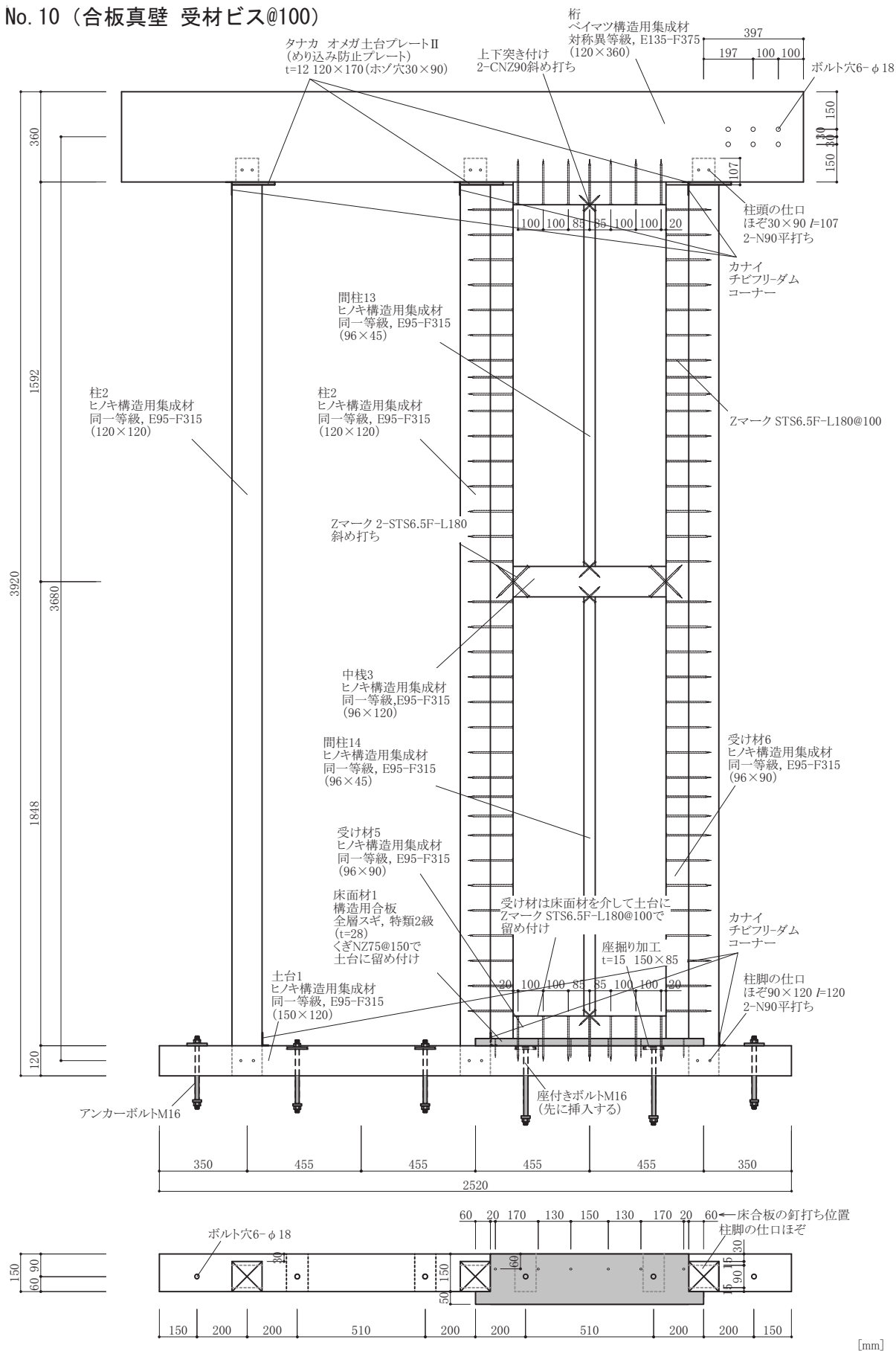
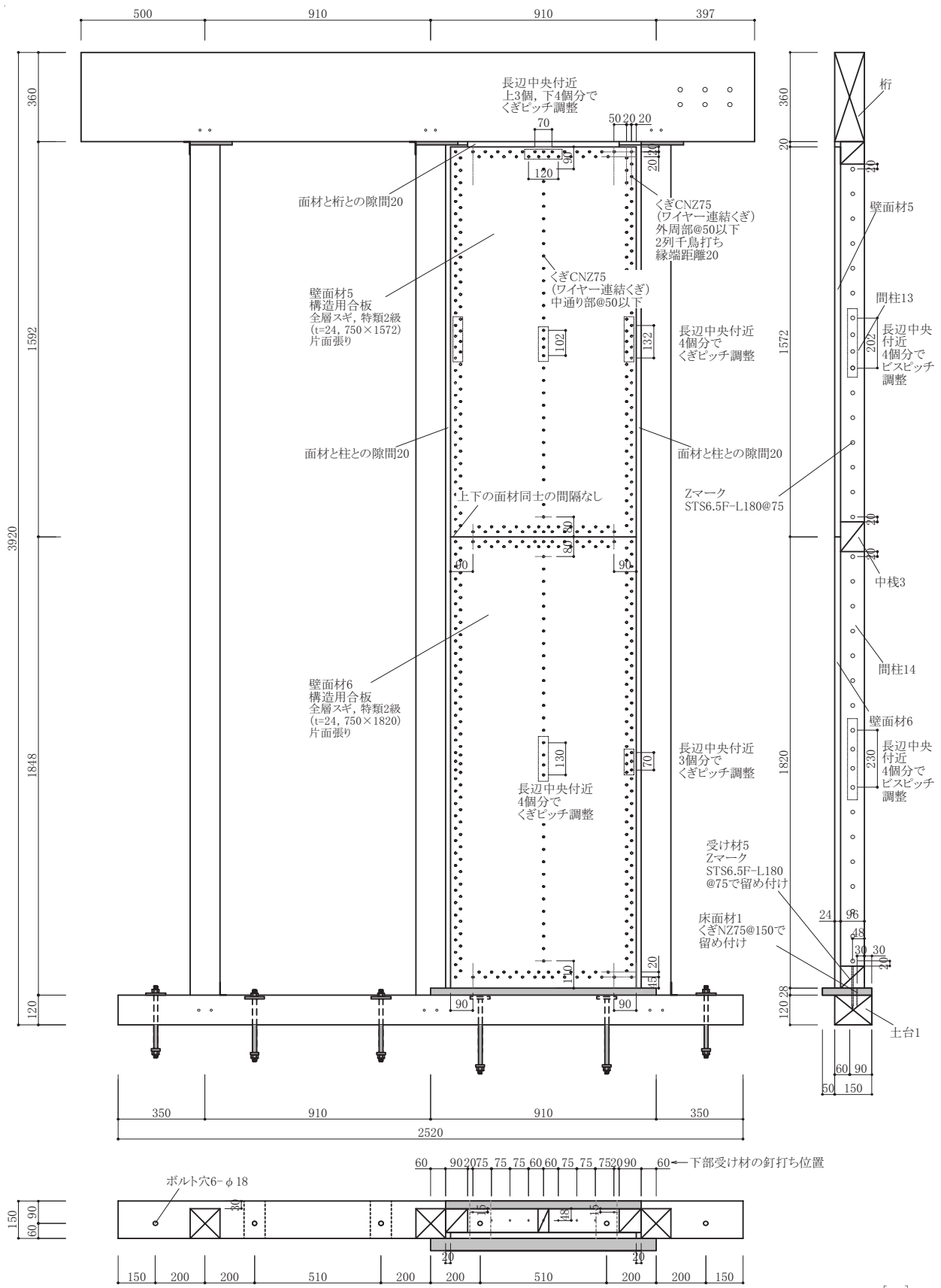


図 3-20 試験体 No. 10 軸組図



[mm]

図 3-21 試験体 No. 10 面材割付図

(2) 計測計画

計測項目及び計測概要図を表 3-2、図 3-22 示す。

$$\text{見かけのせん断変形角 } \gamma = \frac{\text{変位 H1} - \text{変位 H2}}{\text{標点間距離 H}} - \frac{\text{変位 B6} - \text{変位 B7}}{\text{標点間距離 B}}$$

$$\text{脚部のせん断変形角 } \theta = \frac{\text{変位 V3} - \text{変位 V4}}{\text{標点間距離 V}} - \frac{\text{変位 B6} - \text{変位 B7}}{\text{標点間距離 B}}$$

$$\text{真のせん断変形角 } \gamma_0 = \text{見かけのせん断変形角 } \gamma - \text{脚部のせん断変形角 } \theta$$

表 3-2 計測項目一覧

計測項目	名称
梁の水平変位	H1
土台の水平変位	H2
加力側柱の鉛直変位	V3
反加力側柱の鉛直変位	V4
装置の加力側鉛直変位	B6
装置の反加力側鉛直変位	B7
加力側タイロッドのひずみ	ひずみ上 8、下 9
反加力側タイロッドのひずみ	ひずみ上 10、下 11

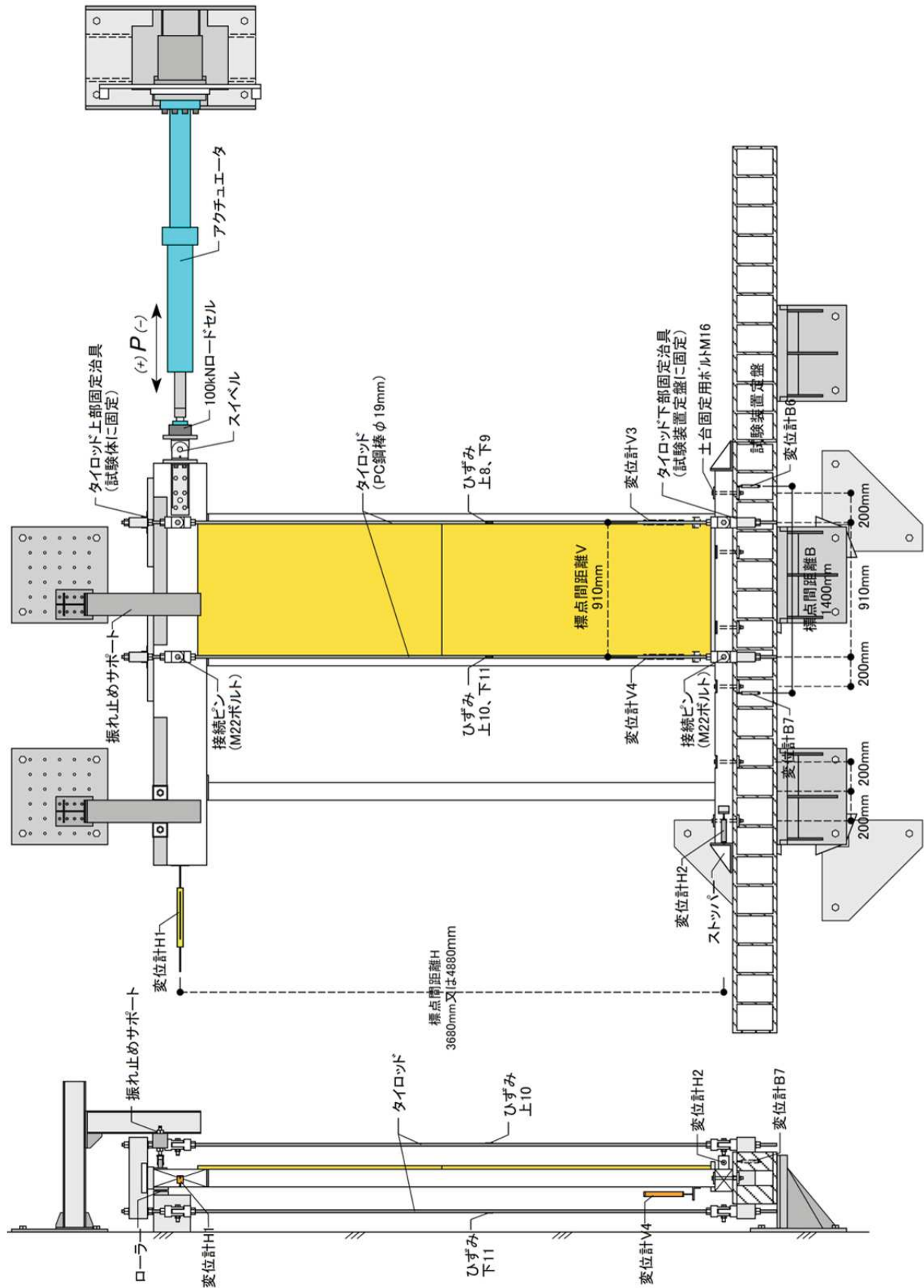


図 3-22 計測概要図

(3) 加力計画

試験方法は、タイロッド上部を試験体に固定し、タイロッド下部を試験装置に固定する方法のタイロッド式とした。

繰り返し加力は、同一ステップで3回の繰り返しとし、真のせん断変形角(γ_0)制御で1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30[rad] (1/30[rad]のみ1回) の正負交番の予定だったが、脚部の浮き上がりが大きく真のせん断変形角が進まないため、繰り返し履歴は1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75[rad]まで同一ステップで3回(1/75[rad]のみ1回) の繰り返しとした。なお、真のせん断変形角の1/75[rad]時の見かけのせん断変形角はいずれの試験体も概ね1/30[rad]程度であった。

また、壁高さ5mの試験体の繰り返し履歴には1/1200[rad]を追加し、最終履歴の1回繰り返しは試験体No.5は1/120[rad]、試験体No.8は1/200[rad]とした。

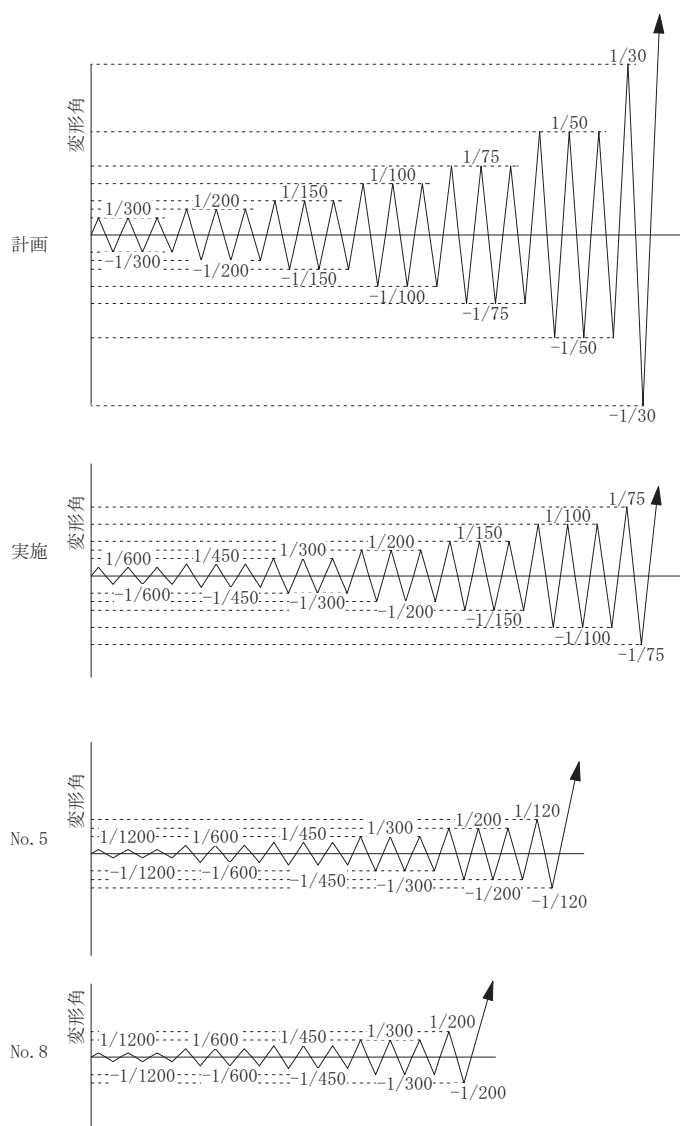


図 3-23 加力サイクル

(4) 耐力壁の短期基準せん断耐力の算出

荷重 - 変形角曲線から完全弾塑性モデルを作成し、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017 年版)」((公財)日本住宅・木材技術センター) に従い耐力壁の短期基準せん断耐力 P_0 を算出した。

① 包絡線の作成

最終破壊させた側の荷重 - 変形角曲線より包絡線を作成する。包絡線は、最初の立ち上がりの計測点を繰り返し点まで結ぶ。その後は、各繰り返し加力のピーク及びその間の適切な点を順次結んで曲線を作成する。最大荷重が繰り返し履歴以降で記録される場合は、最後の繰り返し点と最大荷重点を結ぶ。また、その間で適切に補助的な計測点を結びながら曲線を作成する。最大荷重以降は計測された点を結んで曲線とする。

② 短期基準せん断耐力の算出

- A. 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第 I 直線を引く。
- B. 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第 II 直線を引く。
- C. 包絡線に接するまで第 II 直線を平行移動し、これを第 III 直線とする。
- D. 第 I 直線と第 III 直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点から X 軸に平行に第 IV 直線を引く。
- E. 第 IV 直線と包絡線との交点の変位を降伏変位 δ_y とする。
- F. 原点と (δ_y, P_y) を結ぶ直線を第 V 直線とし、その勾配を初期剛性 K と定める。
- G. 最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変形角、又は $1/15[\text{rad}]$ のいずれか小さい変形角を終局変位 δ_u と定める。
- H. 包絡線と X 軸及び $x = \delta_u$ の直線で囲まれる面積を S とする。
- I. 第 V 直線と $x = \delta_u$ の直線と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形的面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第 VI 直線を引く。
- J. 第 V 直線と第 VI 直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δ_v とする。
- K. 塑性率 $\mu = (\delta_u / \delta_v)$ とする。
- L. 構造特性係数 D_s は、塑性率 μ を用い、 $D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$ とする。
- M. 変形角が $1/15[\text{rad}]$ を超えても最大荷重に達しない場合には、 $1/15[\text{rad}]$ 時の荷重を最大荷重 P_{max} とする。

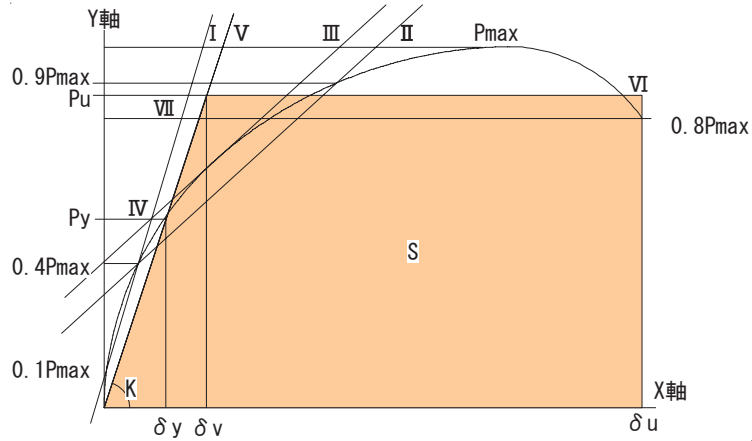
N. 次式で短期基準せん断耐力 P_0 を算出する。

$$P_0 = \min((1-CV_1 \cdot k_1) \cdot P_y, (1-CV_2 \cdot k_2) \cdot (0.2/D_s) P_u, (1-CV_3 \cdot k_3) \cdot (2/3) P_{max}, (1-CV_4 \cdot k_4) \cdot P_{1/150})$$

ここで CV_i : 変動係数、 k_i : 信頼水準 75%における 50%下側許容限界値を求めるための係数

ただし、パイロット試験の試験体数は 1 体ずつの為、

$$P_0 = \min(P_y, (0.2/D_s) P_u, (2/3) P_{max}, P_{1/150})$$



3.1.2 試験結果

(1) 結果概要

荷重変形関係の包絡線の比較を図 3-24 に、特性値一覧を表 3-3, 4 に示す。また、図 3-25 には特性値の各項目の分布を示す。

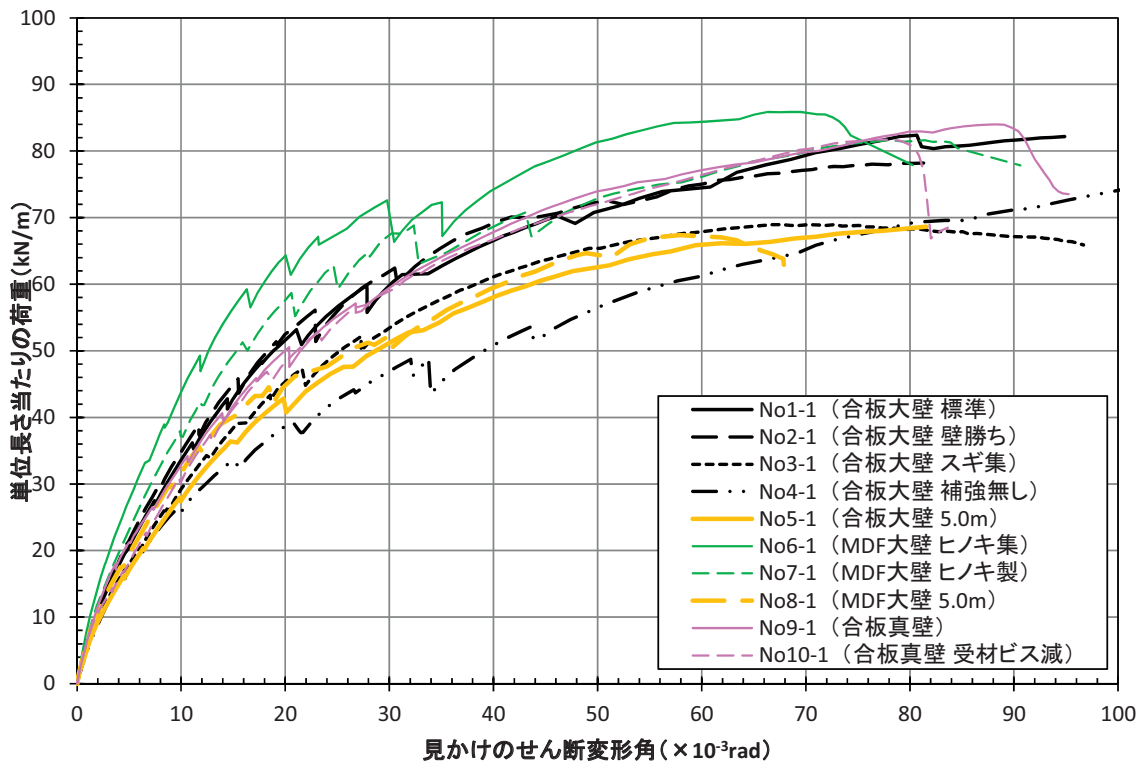
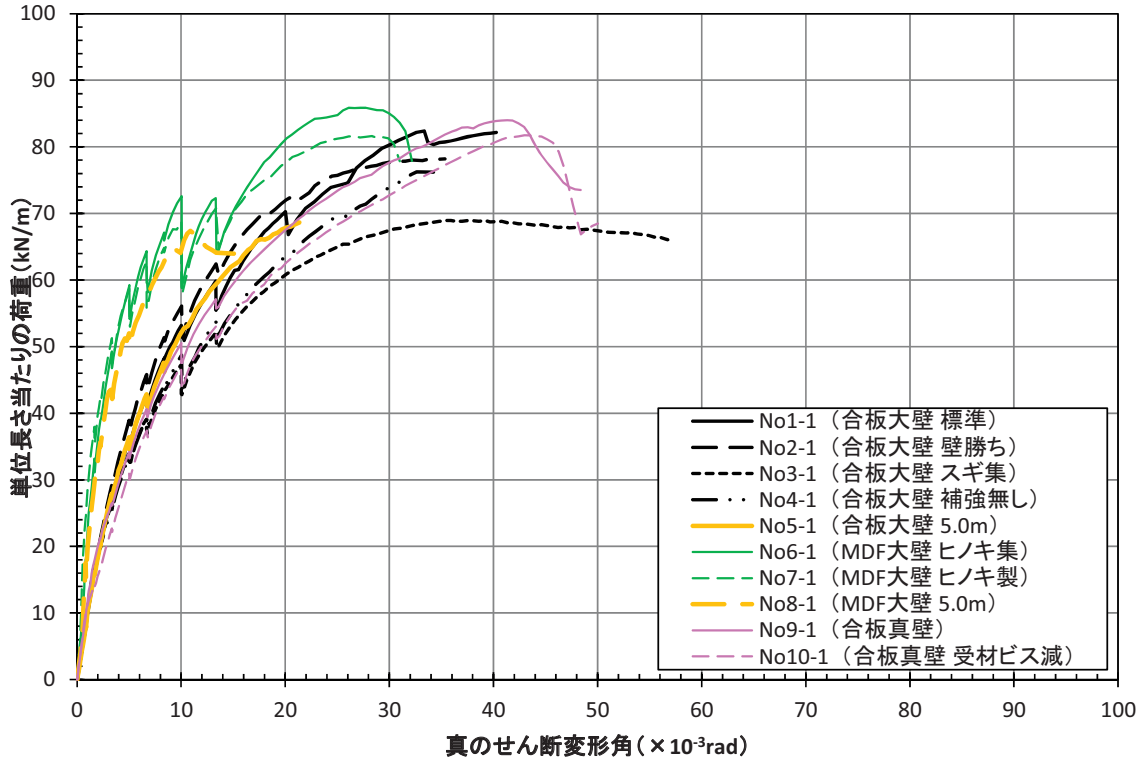
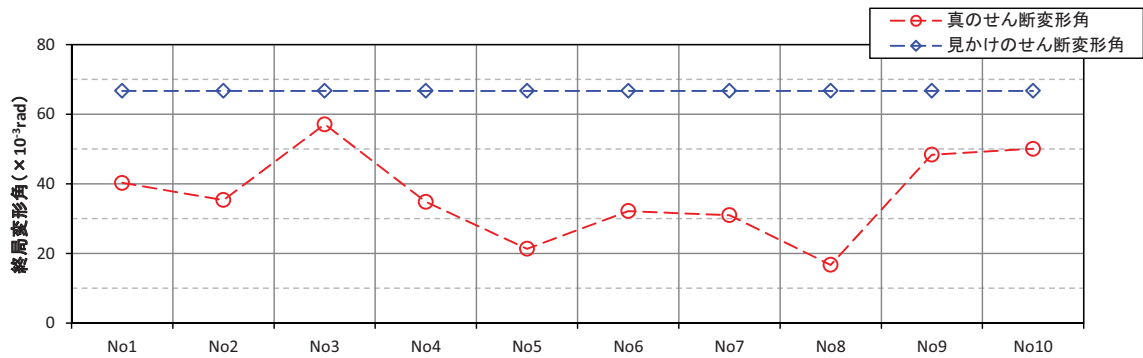
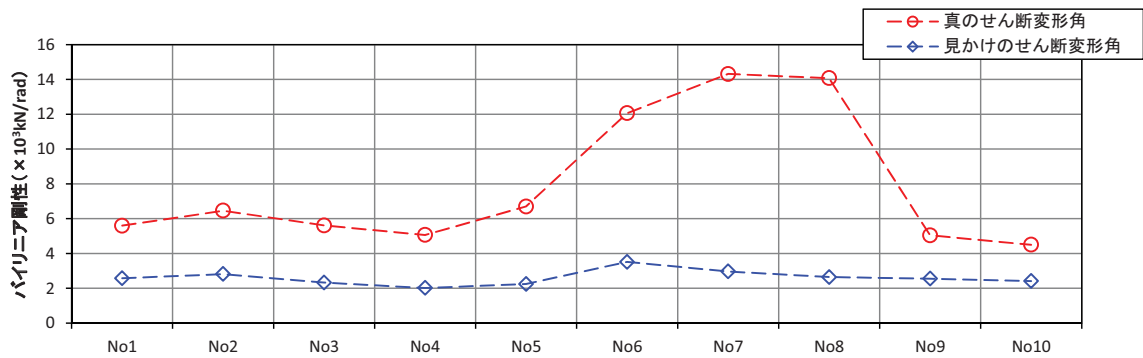
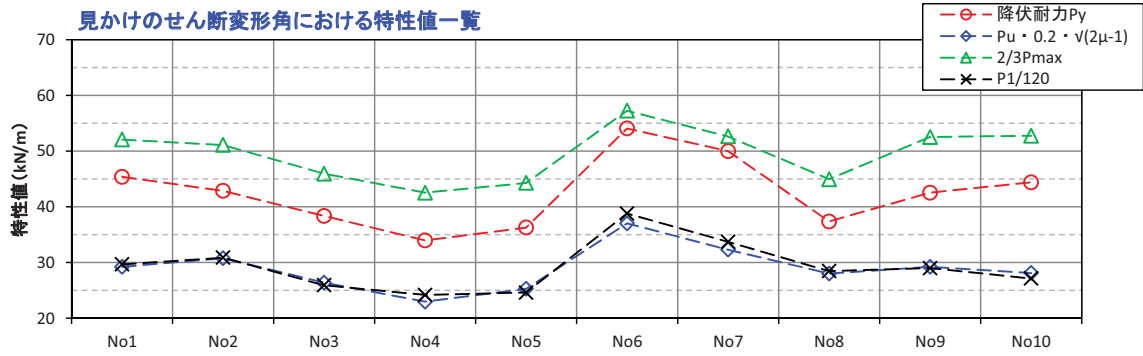
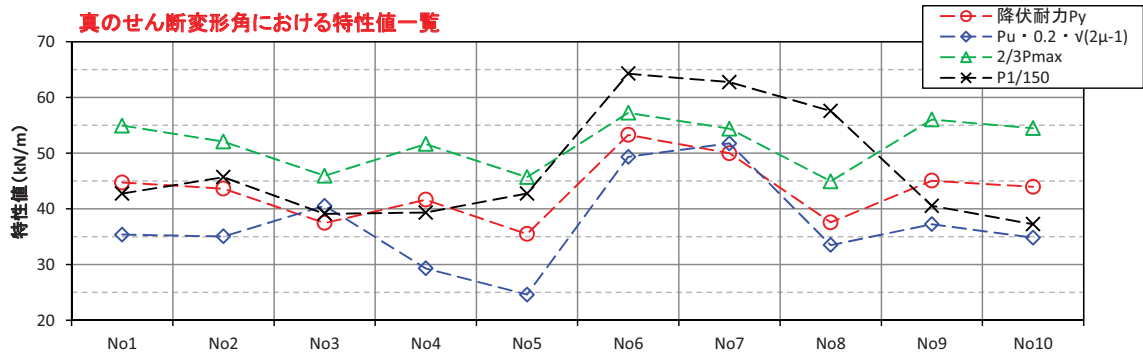


図 3-24 全試験体包絡線の比較

表 3-3 特性値一覧

表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

評価方法	記号	合板大壁 標準		合板大壁 壁勝ち		合板大壁 スギ集		合板大壁 補強無し		合板大壁 5.0m	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.2-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.3-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.4-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.5-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力Py (kN)	40.7		39.7		34.1		37.9		32.3	
	$Pu:0.2\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	32.2		31.9		36.9		26.7		22.4	
	2/3Pmax (kN)	50.0	35.4	47.4	35.1	41.8	37.5	47.0	29.3	41.6	24.6
	P _{1/150} (kN)	38.9		41.6		35.6		35.8		38.9	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	5.6		6.5		5.6		5.1		6.7	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	40.3		35.3		57.1		34.8		21.3	
見かけ γ	降伏耐力Py (kN)	41.3		39.0		34.9		30.9		33.0	
	$Pu:0.2\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	26.6		28.0		24.0		20.9		23.0	
	2/3Pmax (kN)	47.4	29.2	46.5	30.8	41.8	25.9	38.7	23.0	40.3	24.6
	P _{1/120} (kN)	27.0		28.1		23.6		22.0		22.4	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	2.6		2.8		2.3		2.0		2.3	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	66.7		66.7		66.7		66.7		66.7	
評価方法	記号	MDF大壁 ヒノキ集		MDF大壁 ヒノキ製		MDF大壁 5.0m		合板真壁		合板真壁 受材ビス減	
		No.6-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.7-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.8-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.9-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.10-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力Py (kN)	48.5		45.5		34.2		41.0		40.0	
	$Pu:0.2\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	44.9		47.1		30.5		33.9		31.7	
	2/3Pmax (kN)	52.1	49.3	49.5	50.0	40.9	33.5	51.0	37.3	49.6	34.8
	P _{1/150} (kN)	58.5		57.1		52.4		36.9		33.9	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	12.1		14.3		14.1		5.1		4.5	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	32.2		31.0		16.7		48.4		50.0	
見かけ γ	降伏耐力Py (kN)	49.2		45.5		34.0		38.7		40.4	
	$Pu:0.2\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	33.7		29.4		25.5		26.6		25.6	
	2/3Pmax (kN)	52.1	37.0	47.9	32.3	40.9	28.0	47.8	29.0	48.0	27.1
	P _{1/120} (kN)	35.3		30.7		25.9		26.4		24.7	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	3.5		3.0		2.7		2.6		2.4	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	66.7		66.7		66.7		66.7		66.7	



仕様概要	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10
仕様概要	大壁 床勝ち 3.8m	大壁 壁勝ち 3.8m	大壁 壁勝ち 3.8m	大壁 床勝ち 3.8m	大壁 床勝ち 5.0m	大壁 床勝ち 3.8m	大壁 床勝ち 3.8m	大壁 床勝ち 5.0m	真壁 床勝ち 3.8m	真壁 床勝ち 3.8m
補強有	有	有	有	無	有	有	有	有	有	有
合板	有	有	有	有	有	MDF	MDF	MDF	有	有
ヒキ集	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有
短期基準耐力 ばらつき係数及び 低減係数α非考慮	35.4kN/m 29.2kN/m	35.1kN/m 30.8kN/m	37.5kN/m 25.9kN/m	29.3kN/m 23.0kN/m	24.6kN/m 24.6kN/m	49.3kN/m 37.0kN/m	50.0kN/m 32.3kN/m	33.5kN/m 28.0kN/m	37.3kN/m 29.0kN/m	34.8kN/m 27.1kN/m
破壊性状	土台・桁の割れ めり込み破壊	土台・桁の割れ めり込み破壊 柱の割裂	土台・桁の割れ めり込み破壊	土台・桁の割れ めり込み破壊	めり込み破壊	土台・桁の割れ めり込み破壊 面材のパンチングアウト	土台・桁の割れ めり込み破壊 柱の面外屈曲	土台・桁の割れ めり込み破壊 柱の面外屈曲	めり込み破壊	めり込み破壊 面材のせん断破壊

図 3-25 特性値の各項目の分布

(2) 試験体 No. 1-1 (合板大壁 標準仕様)

試験体 No. 1-1 の荷重変形関係を図 3-26 に、各特性値を表 3-4 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 35.4 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 29.2 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) の評価となった。真の変形角評価では目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状では土台や桁に割れが見られ、柱頭はめり込み破壊が確認され、ジャッキのストローク限界により試験を終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

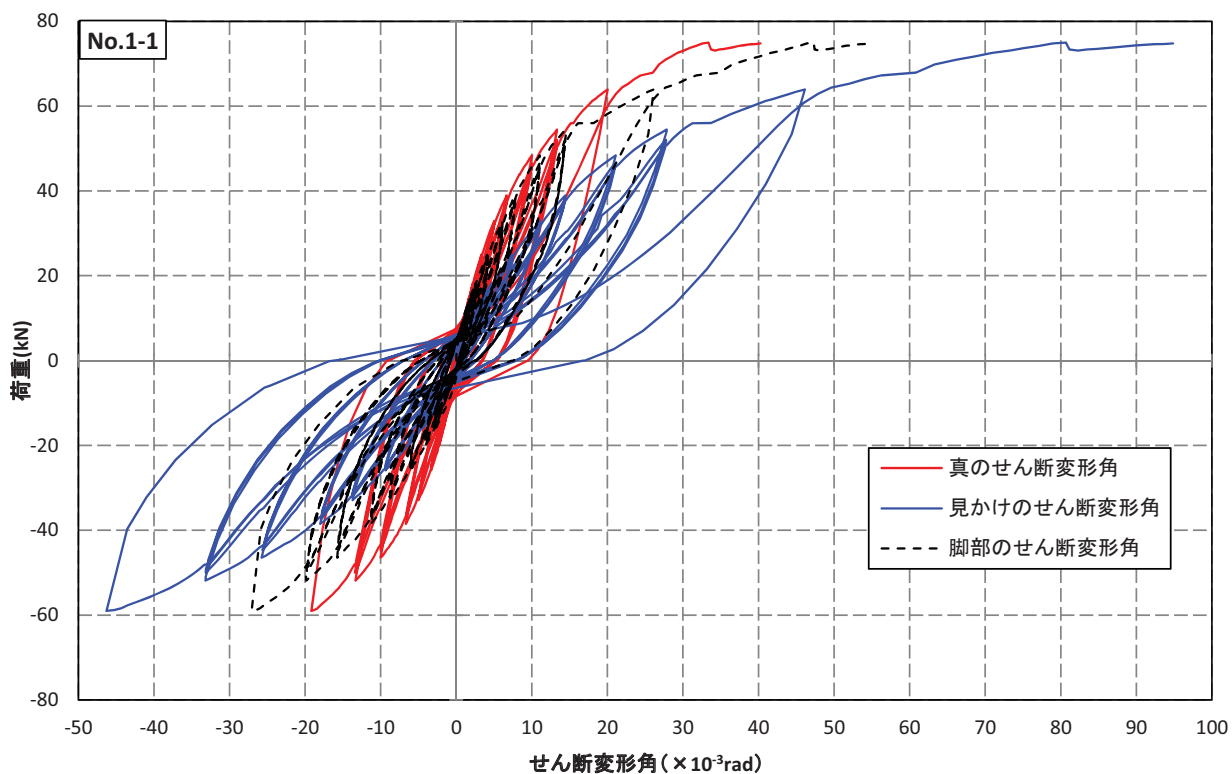


図 3-26 No. 1-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-4 各種特性値

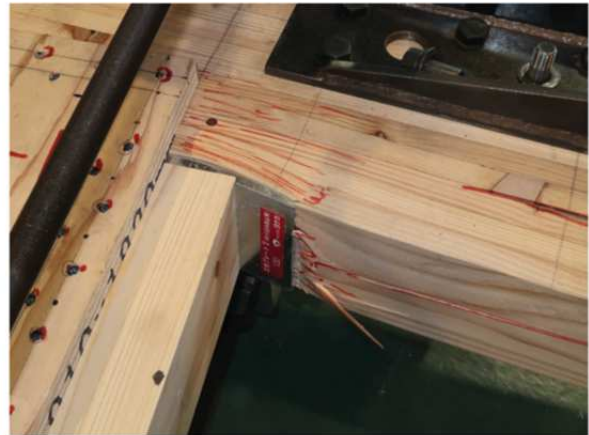
評価方法	記号	合板大壁 標準	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	40.7	35.4
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	32.2	
	$2/3P_{max}$ (kN)	50.0	
	$P_{1/150}$ (kN)	38.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.6	
	終局変位 (10^{-3} rad)	40.3	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	41.3	29.2
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.6	
	$2/3P_{max}$ (kN)	47.4	
	$P_{1/120}$ (kN)	27.0	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.1



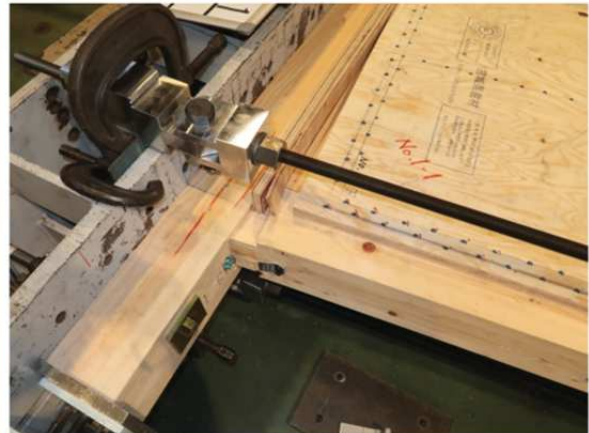
面材継手部



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



反加力側の柱脚部



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

(3) 試験体 No. 2-1 (合板大壁 壁勝ち)

試験体 No. 2-1 の荷重変形関係を図 3-27 に、各特性値を表 3-5 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 35.1 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 30.8 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) の評価となった。いずれの変形角評価でも目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状では土台の割裂や柱頭のめり込み破壊が見られ、柱の割裂が生じ試験終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

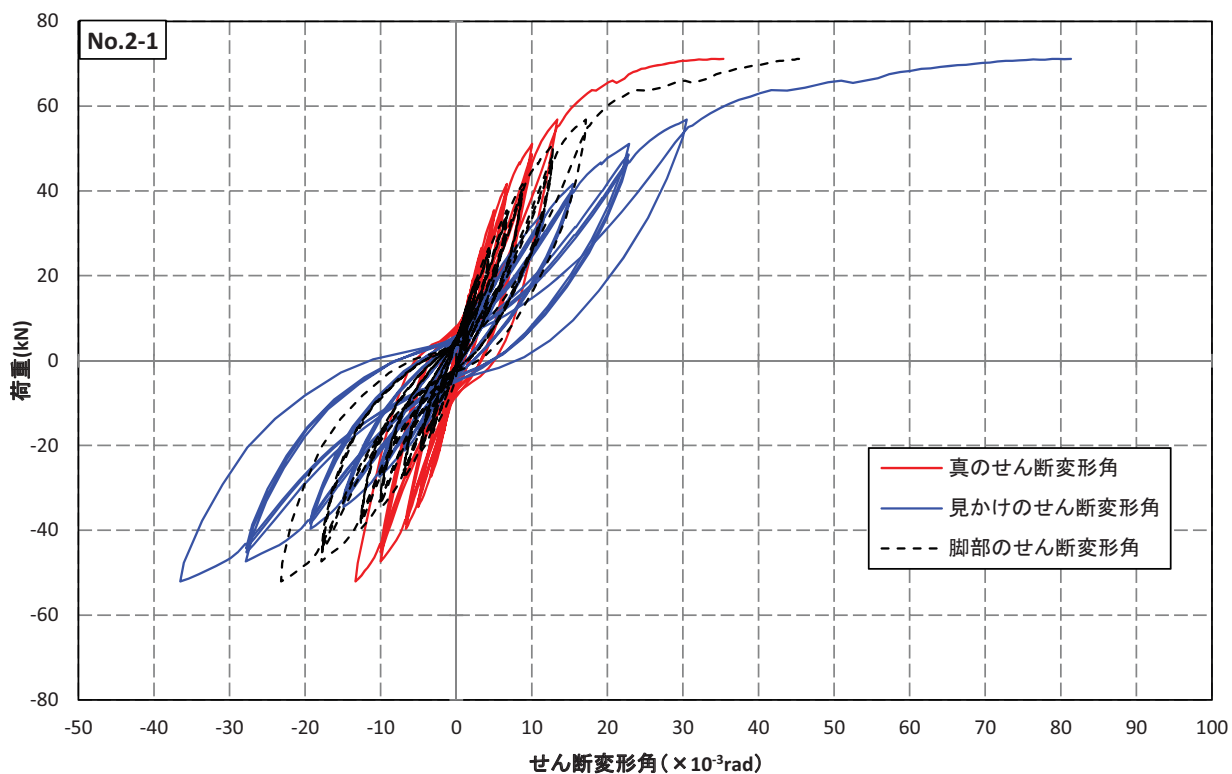


図 3-27 No. 2-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-5 各種特性値

評価方法	記号	合板大壁 壁勝ち	
		No.2-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	39.7	35.1
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	31.9	
	2/3 P_{max} (kN)	47.4	
	$P_{1/150}$ (kN)	41.6	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	6.5	
	終局変位 (10^{-3} rad)	35.3	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	39.0	30.8
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	28.0	
	2/3 P_{max} (kN)	46.5	
	$P_{1/120}$ (kN)	28.1	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.8	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.2



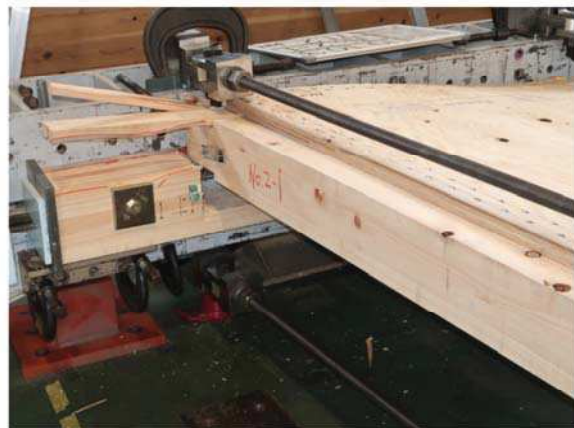
反加力側の柱頭部(柱の割裂破壊)



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



反加力側の柱脚部



加力側の柱脚部(柱ほぞによる土台の割れ破壊)

(4) 試験体 No. 3-1 (合板大壁 軸材スギ集成材)

試験体 No. 3-1 の荷重変形関係を図 3-28 に、各特性値を表 3-6 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 37.5 [kN/m] (P_y)、見かけの変形角評価で 25.9 [kN/m] ($P_{1/120}$) の評価となった。真の変形角評価では目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状では土台、桁の割れが見られ、柱頭のめり込み破壊が見られストローク限界により試験を終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

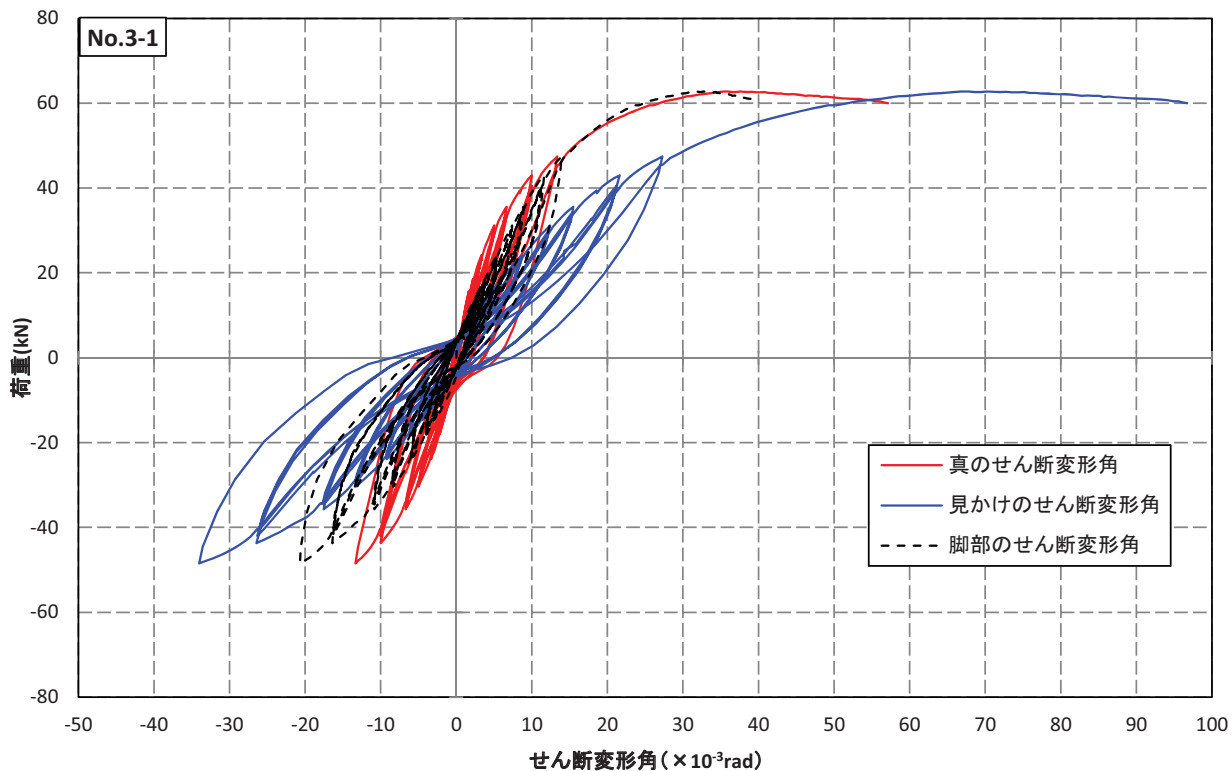


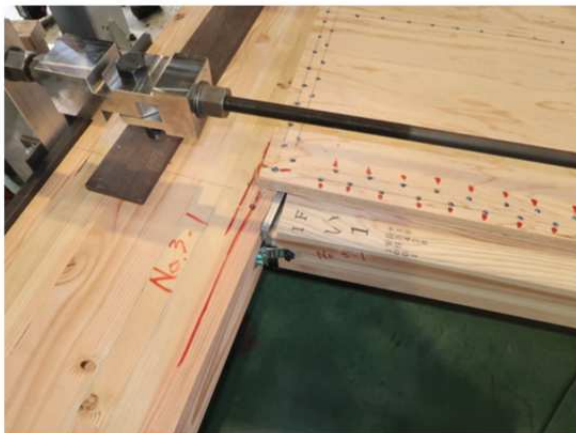
図 3-28 No. 3-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-6 各種特性値

評価方法	記号	合板大壁 スギ集	
		No.3-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	34.1	37.5
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	36.9	
	$2/3P_{max}$ (kN)	41.8	
	$P_{1/150}$ (kN)	35.6	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.6	
	終局変位 (10^{-3} rad)	57.1	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	34.9	25.9
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	24.0	
	$2/3P_{max}$ (kN)	41.8	
	$P_{1/120}$ (kN)	23.6	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.3	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)は $n=1$ のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.3



反加力側の柱頭部



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



反加力側の柱



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

(5) 試験体 No. 4-1 (合板大壁 めり込み補強無し)

試験体 No. 4-1 の荷重変形関係を図 3-29 に、各特性値を表 3-7 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 29.3 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 23.0 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) の評価となり、目標とした壁耐力 30 [kN/m] にやや足りない評価となった。破壊性状では桁の割れや、柱頭のめり込み破壊が見られ、ジャッキのストローク限界により試験を終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

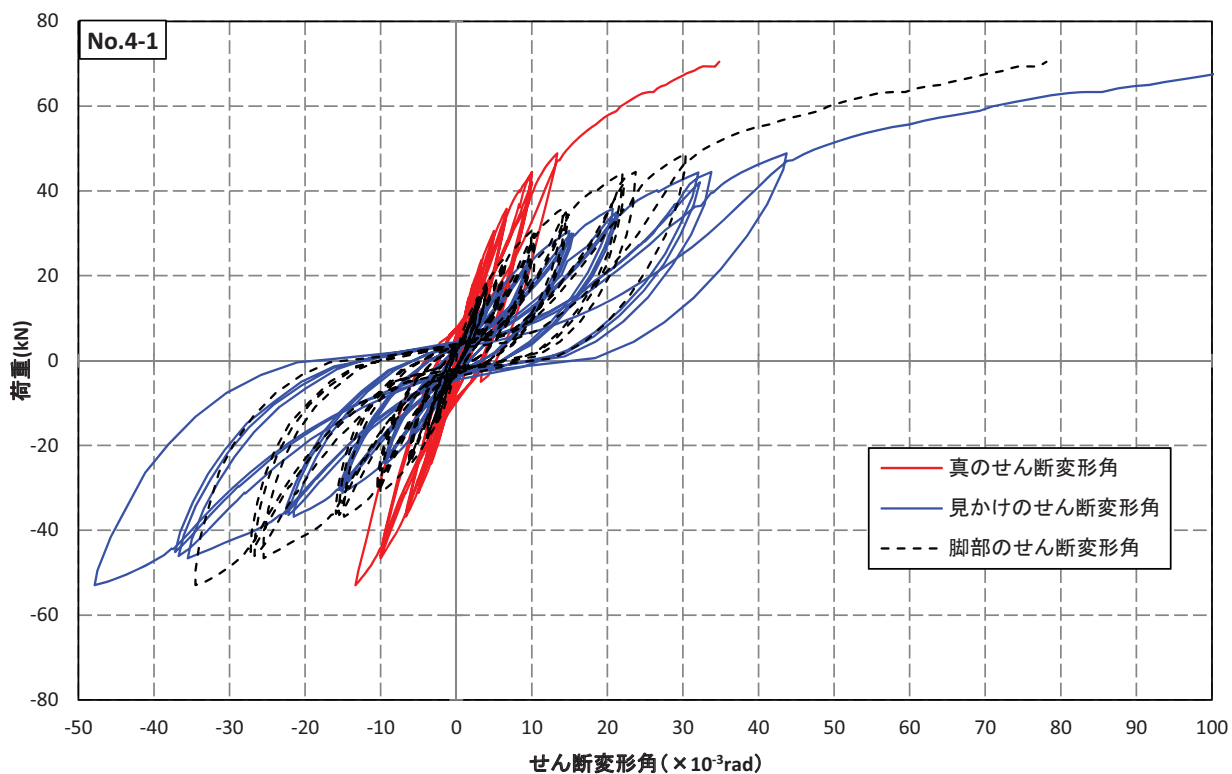


図 3-29 No. 4-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-7 各種特性値

評価方法	記号	合板大壁 補強無し	
		No.4-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	37.9	29.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.7	
	2/3 P_{max} (kN)	47.0	
	$P_{1/150}$ (kN)	35.8	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.1	
	終局変位 (10^{-3} rad)	34.8	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	30.9	23.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	20.9	
	2/3 P_{max} (kN)	38.7	
	$P_{1/120}$ (kN)	22.0	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.0	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.4



反加力側の柱頭部



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



反加力側の柱脚部



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

(6) 試験体 No. 5-1 (合板大壁 壁高さ 5.0m)

試験体 No. 5-1 の荷重変形関係を図 3-30 に、各特性値を表 3-8 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 24.6 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 24.6 [N/m] ($P_{1/120}$) の評価となり、目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] にやや足りない評価となった。破壊性状では桁と下側の受け材の割れが見られ、また柱頭のめり込み破壊が確認され、ジャッキのストローク限界により試験を終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

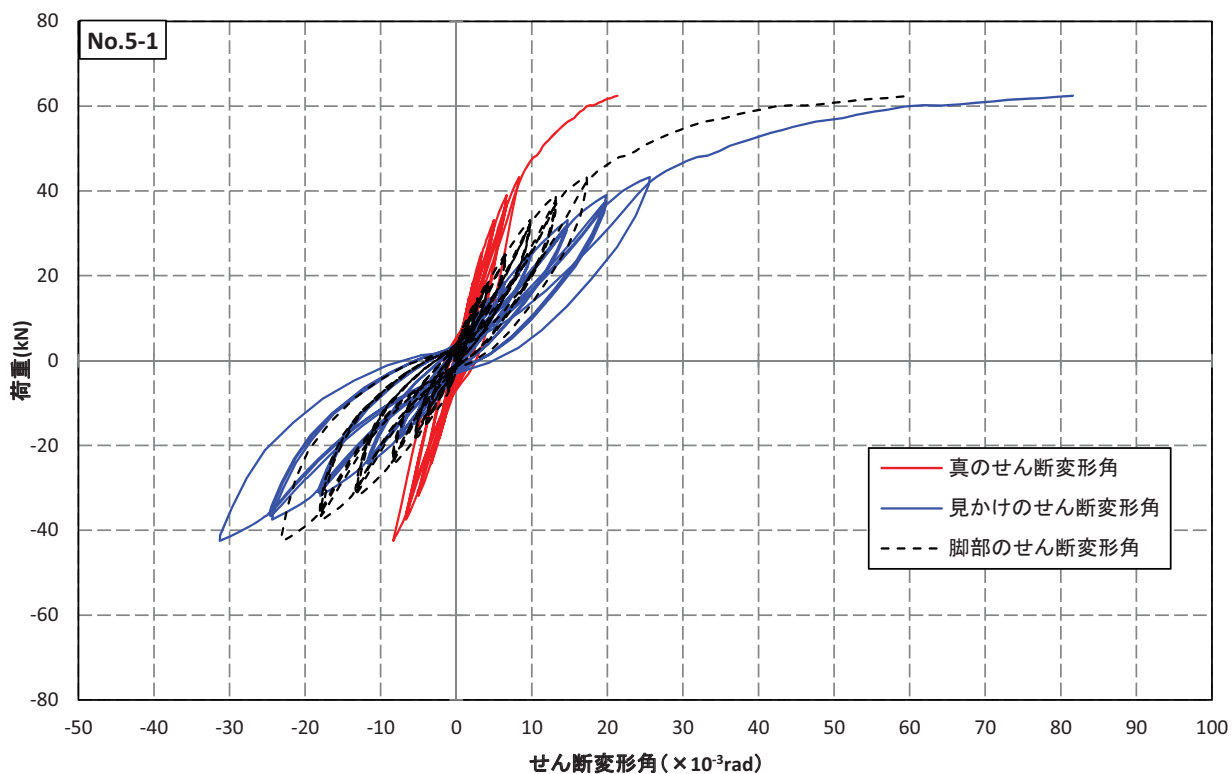


図 3-30 No. 5-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-8 各種特性値

評価方法	記号	合板大壁 5.0m	
		No.5-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	32.3	24.6
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	22.4	
	$2/3P_{max}$ (kN)	41.6	
	$P_{1/150}$ (kN)	38.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	6.7	
	終局変位 (10^{-3} rad)	21.3	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	33.0	24.6
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	23.0	
	$2/3P_{max}$ (kN)	40.3	
	$P_{1/120}$ (kN)	22.4	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.3	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.5



反加力側の柱頭部



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



下部受材



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

(7) 試験体 No. 6-1 (MDF 両面大壁 ヒノキ集成材)

試験体 No. 6-1 の荷重変形関係を図 3-31 に、各特性値を表 3-9 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 49.3 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 37.0 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) の評価となった。目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状では桁の割れや柱頭のめり込み破壊が見られた。面材のパンチングアウトにより耐力が低下し試験を終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

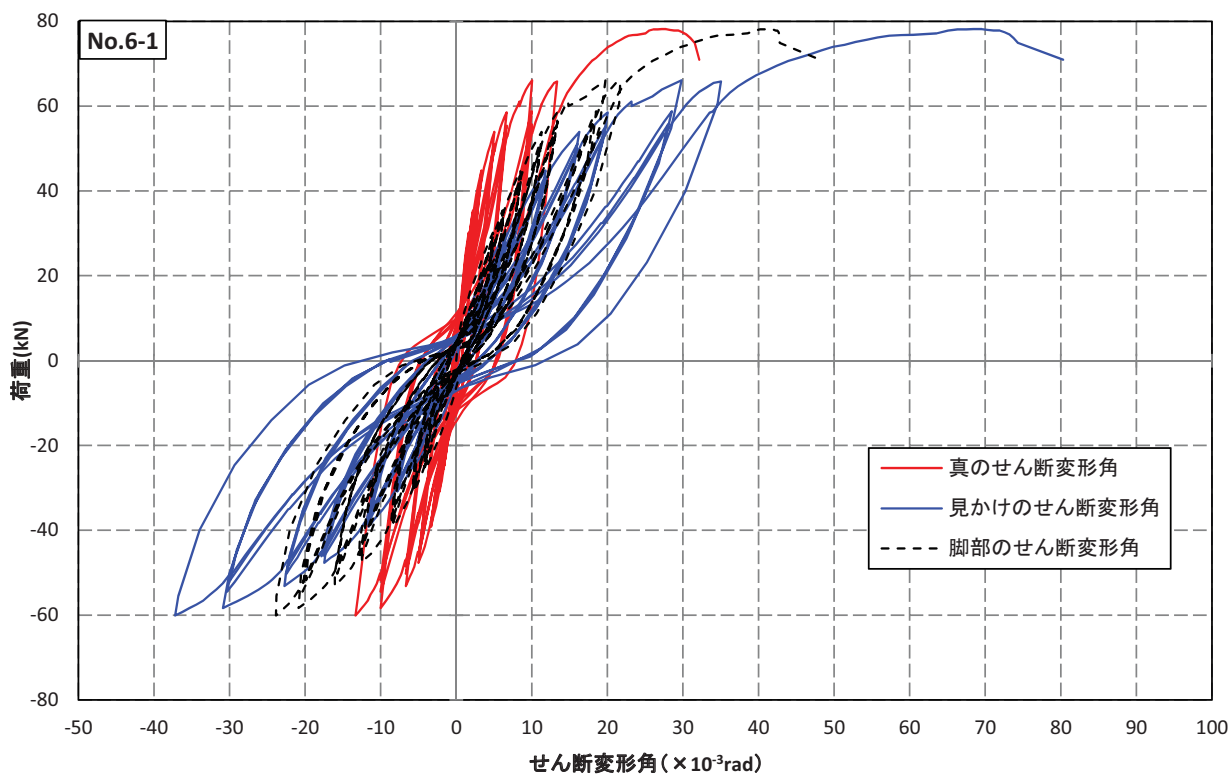


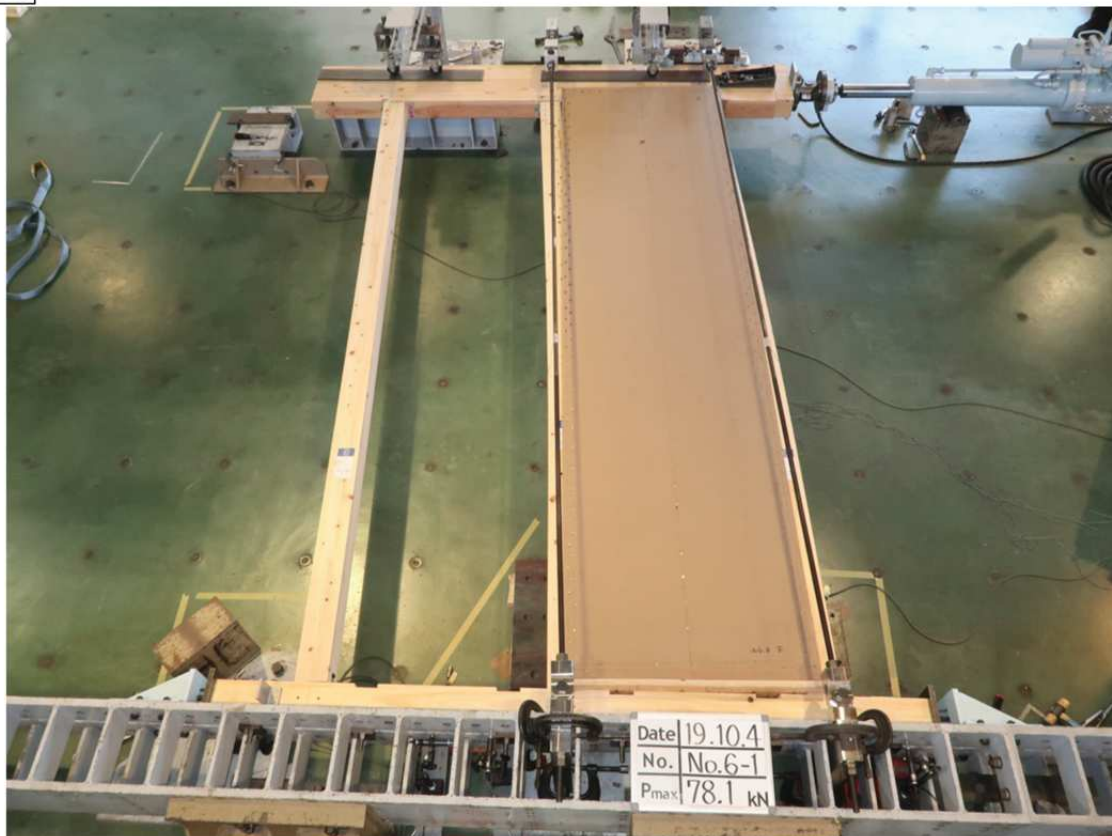
図 3-31 No. 6-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-9 各種特性値

評価方法	記号	MDF大壁 ヒノキ集	
		No.6-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	48.5	49.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	44.9	
	2/3 P_{max} (kN)	52.1	
	$P_{1/150}$ (kN)	58.5	
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	12.1	
	終局変位 (10^{-3} rad)	32.2	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	49.2	37.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	33.7	
	2/3 P_{max} (kN)	52.1	
	$P_{1/120}$ (kN)	35.3	
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.5	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.6



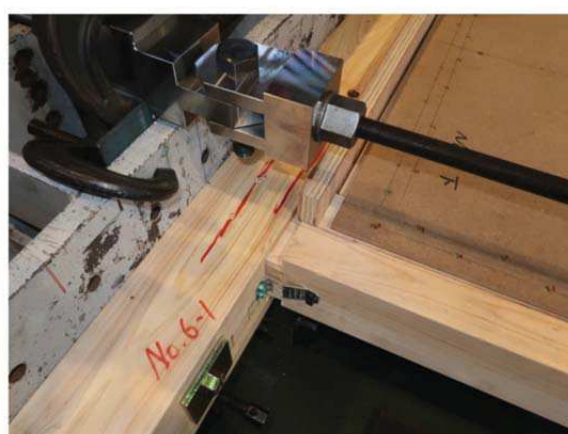
反加力側の柱頭部(面材のパンチングアウト)



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



反加力側の柱(面材のパンチングアウト)



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

(8) 試験体 No. 7-1 (MDF 両面大壁 ヒノキ製材)

試験体 No. 7-1 の荷重変形関係を図 3-32 に、各特性値を表 3-10 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で50.0 [kN/m] (P_y)、見かけの変形角評価で32.3 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) の評価となった。目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状では土台や桁に割れが見られ、柱頭のめり込み破壊が確認された。面材のパンチングアウトにより耐力が低下し試験を終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

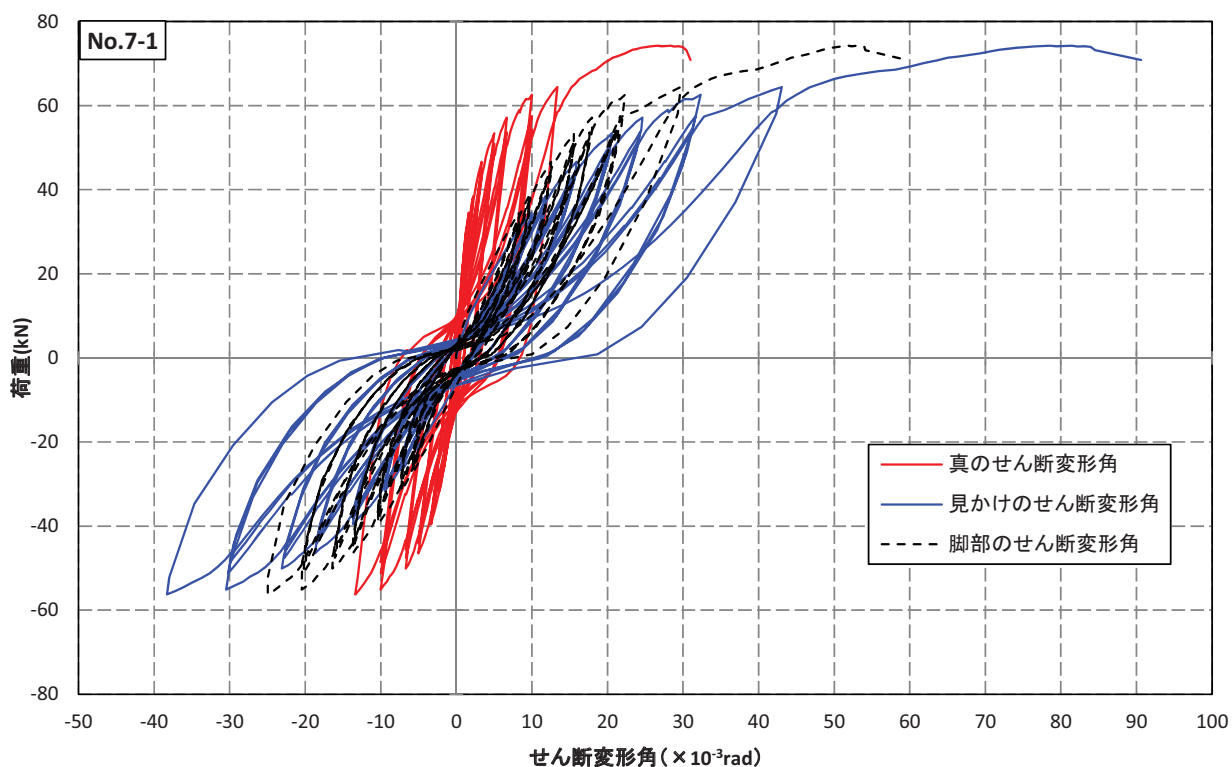


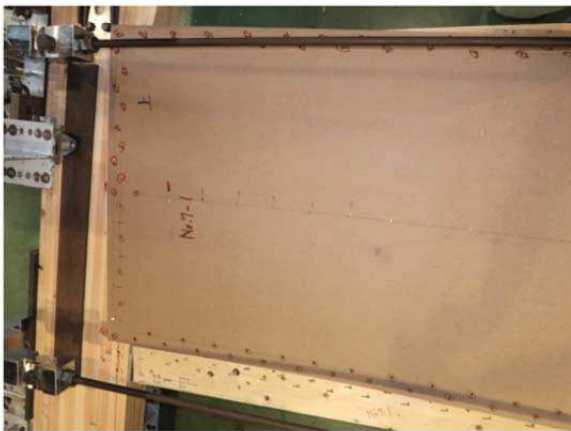
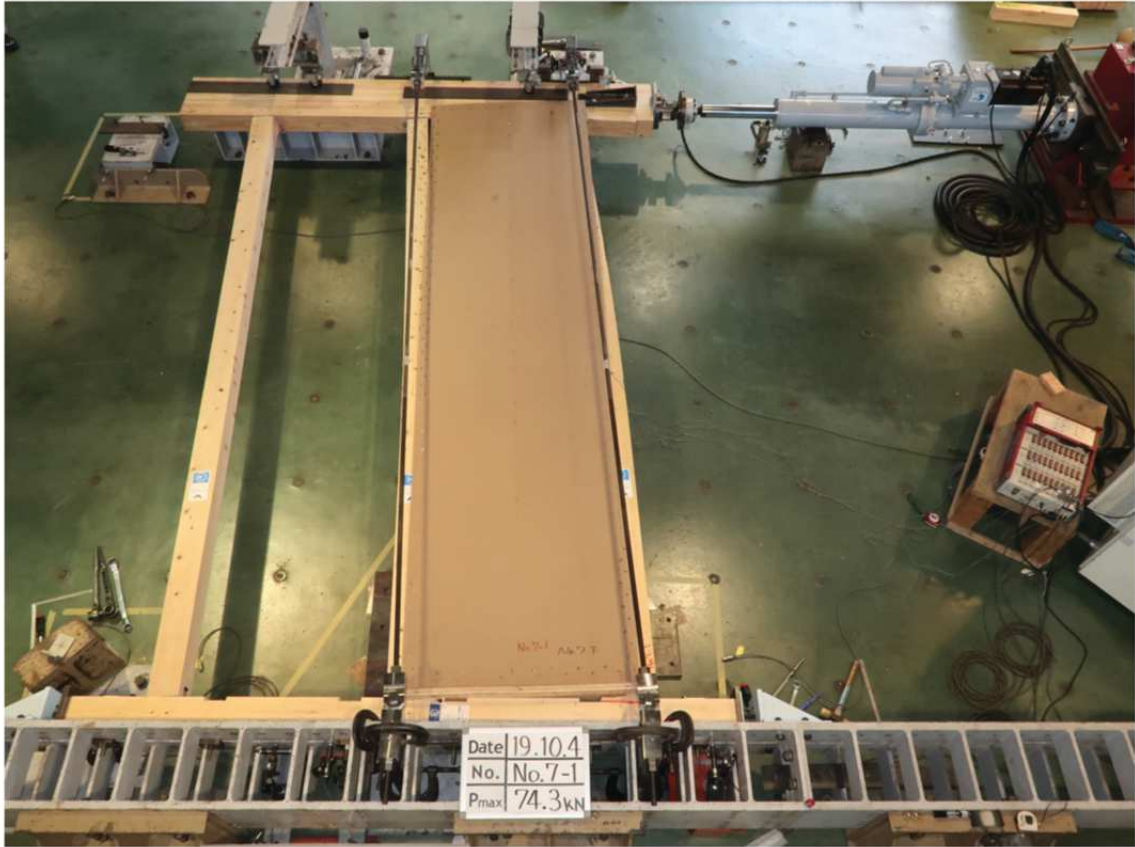
図 3-32 No. 7-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-10 各種特性値

評価方法	記号	MDF大壁ヒノキ製	
		No.7-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	45.5	50.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	47.1	
	2/3 P_{max} (kN)	49.5	
	$P_{1/150}$ (kN)	57.1	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	14.3	
	終局変位 (10^{-3} rad)	31.0	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	45.5	32.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	29.4	
	2/3 P_{max} (kN)	47.9	
	$P_{1/120}$ (kN)	30.7	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.0	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.7



試験体の上部(面材のパンチングアウト)



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



反加力側の柱脚部



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

(9) 試験体 No. 8-1 (MDF 両面大壁 壁高さ 5.0m)

試験体 No. 8-1 の荷重変形関係を図 3-33 に、各特性値を表 3-11 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 33.5 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 28.0 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) の評価となった。真の変形角評価では、目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状は桁に割れが見られ、柱頭はめり込み破壊した。真の変形角で 1/100 [rad] 付近から柱の面外方向への座屈が見られ試験を終了した。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

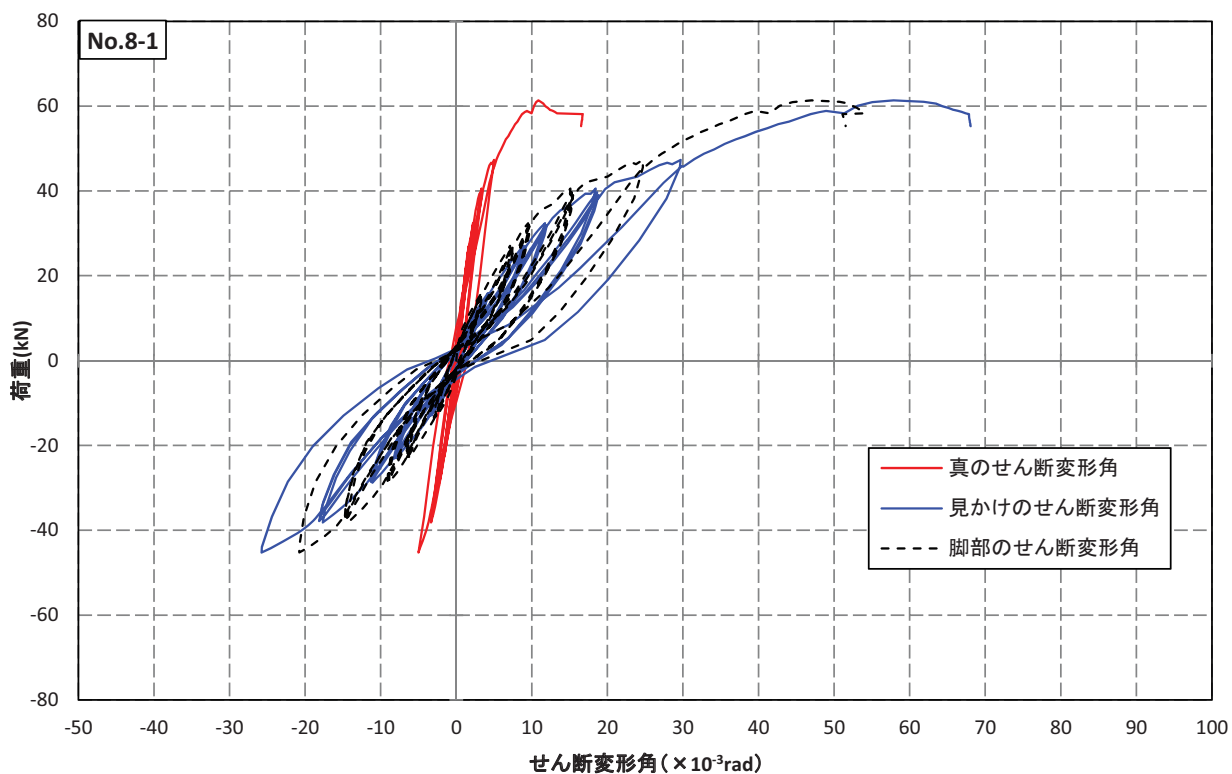


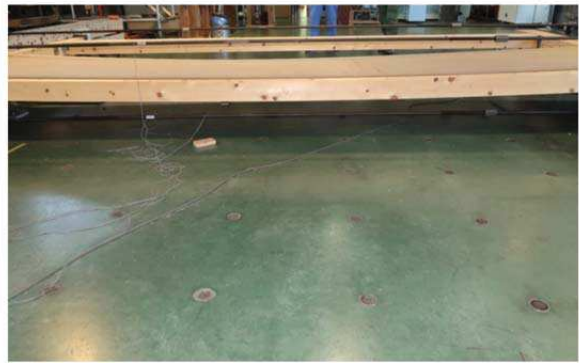
図 3-33 No. 8-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-11 各種特性値

評価方法	記号	MDF大壁 5.0m	
		No.8-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	34.2	33.5
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	30.5	
	2/3 P_{max} (kN)	40.9	
	$P_{1/150}$ (kN)	52.4	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	14.1	
	終局変位 (10^{-3} rad)	16.7	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	34.0	28.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	25.5	
	2/3 P_{max} (kN)	40.9	
	$P_{1/120}$ (kN)	25.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.7	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

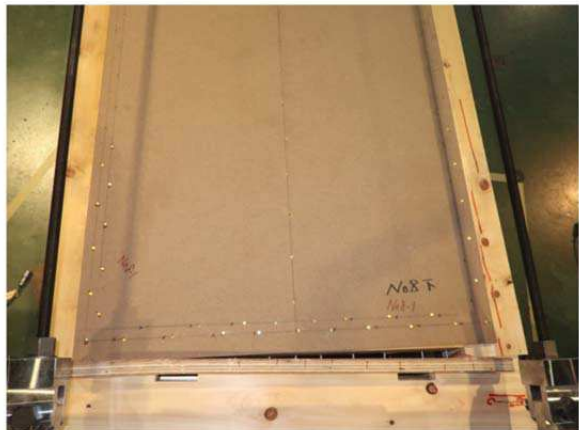
No.8



耐力壁の両側の柱とも曲げ変形



試験体の上部(めりこみ破壊)



試験体の下部(柱の引き抜け)

(10) 試験体 No. 9-1 (合板真壁)

試験体 No. 9-1 の荷重変形関係を図 3-34 に、各特性値を表 3-12 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 37.3 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 29.0 [kN/m] ($P_{1/120}$) の評価となった。真の変形角評価では目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状では柱頭のめり込み破壊が見られ、真の変形角 1/30 [rad] 付近で面材の面内せん断破壊が生じ耐力が低下し試験を終了した。なお、柱と受材のビス接合部は殆ど動いていなかった。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

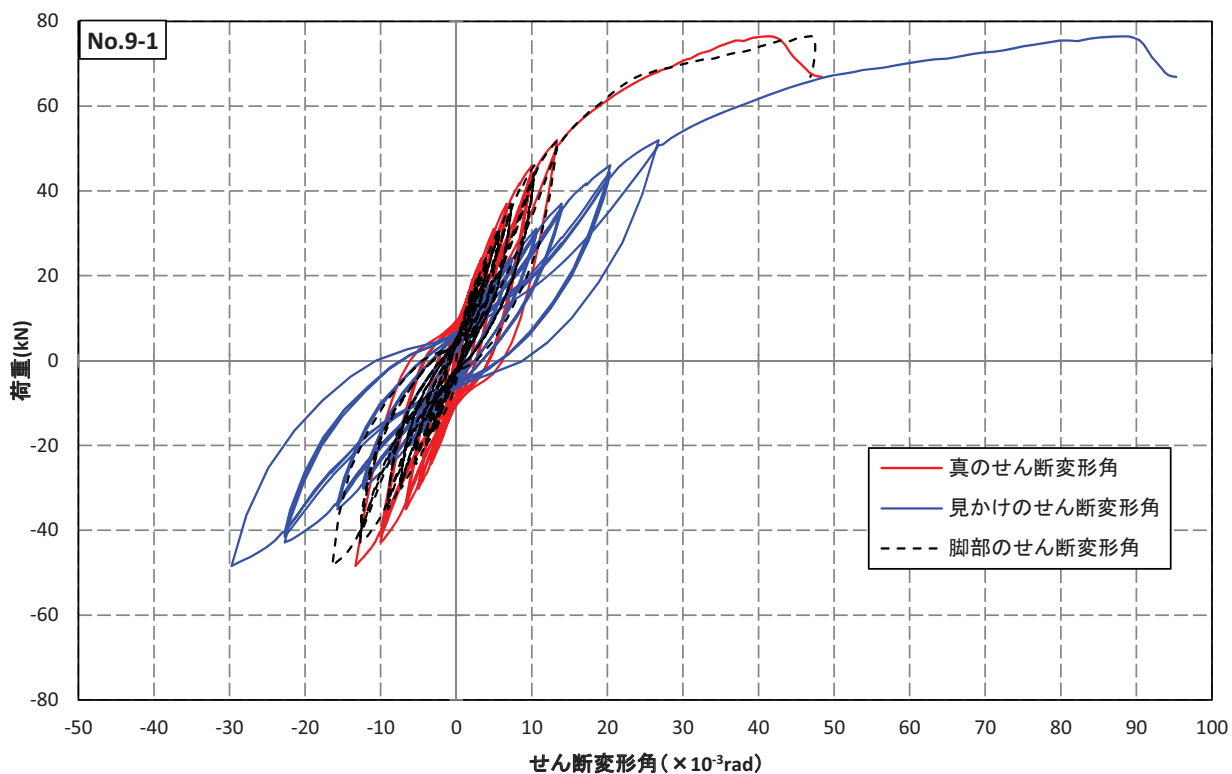


図 3-34 No. 9-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-12 各種特性値

評価方法	記号	合板真壁	
		No.9-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	41.0	37.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	33.9	
	2/3 P_{max} (kN)	51.0	
	$P_{1/150}$ (kN)	36.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.1	
	終局変位 (10^{-3} rad)	48.4	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	38.7	29.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.6	
	2/3 P_{max} (kN)	47.8	
	$P_{1/120}$ (kN)	26.4	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.9



上側の面材(面材のせん断破壊)



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



下側の面材(面材のせん断破壊)



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

(11) 試験体 No. 10-1 (合板真壁 受け材ビス減)

試験体 No. 10-1 の荷重変形関係を図 3-35 に、各特性値を表 3-13 に示す。短期基準せん断耐力は真の変形角評価で 34.8 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$)、見かけの変形角評価で 27.1 [kN/m] ($P_{1/120}$) の評価となった。真の変形角評価では目標とした壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。破壊性状では柱頭のめり込み破壊が見られ、真の変形角 1/30 [rad] 付近で面材の面内せん断破壊が生じ耐力が低下し試験を終了した。また、柱と受材のビス接合部分にずれが確認された。

めり込みが大きく、真の変形角と見かけの変形角の差が大きくなった要因と考えられる。

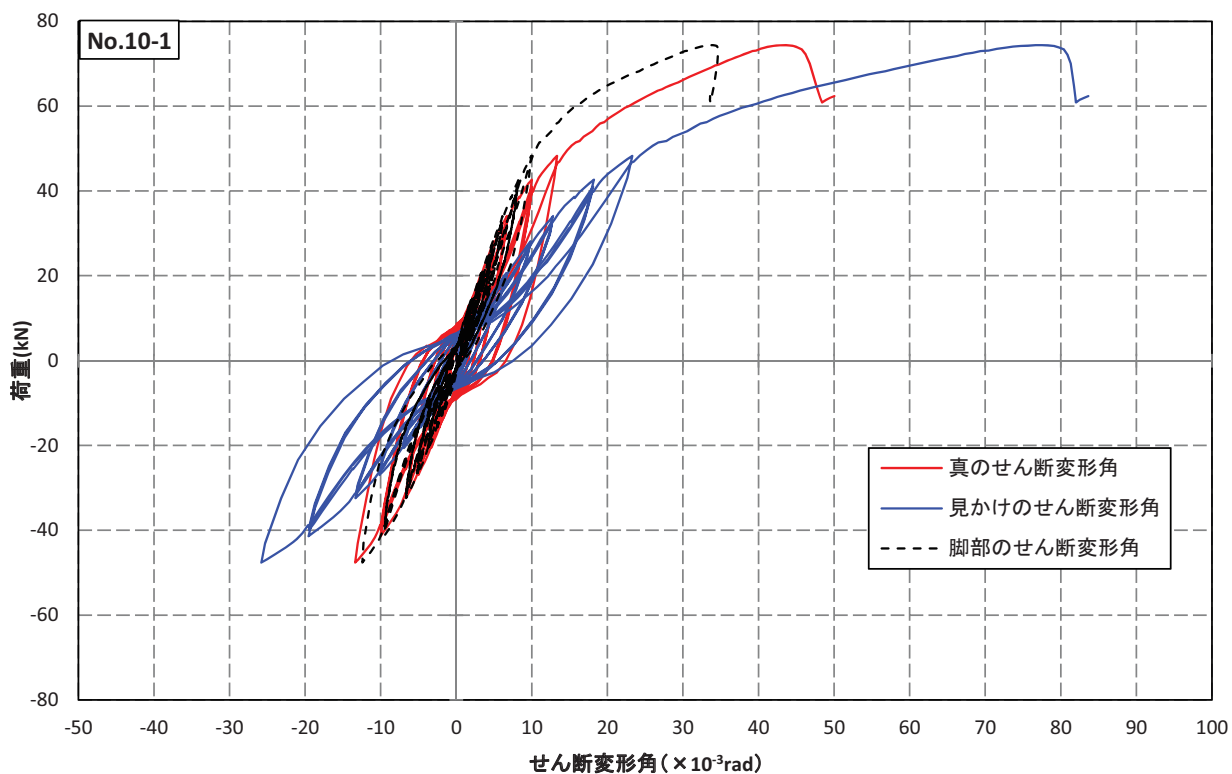


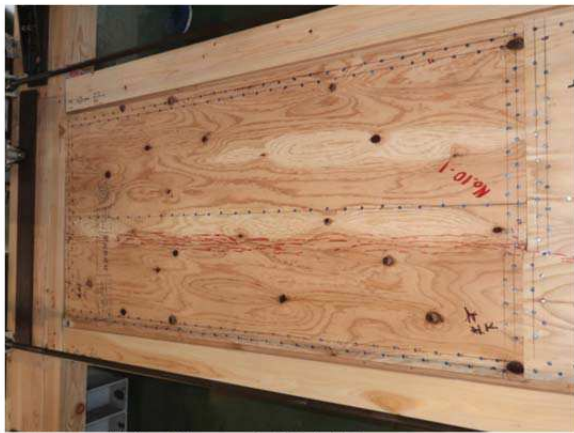
図 3-35 No. 10-1 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-13 各種特性値

評価方法	記号	合板真壁 受け材ビス減	
		No.10-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	40.0	34.8
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	31.7	
	2/3 P_{max} (kN)	49.6	
	$P_{1/150}$ (kN)	33.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	4.5	
	終局変位 (10^{-3} rad)	50.0	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	40.4	27.1
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	25.6	
	2/3 P_{max} (kN)	48.0	
	$P_{1/120}$ (kN)	24.7	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.4	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。

No.10



上側の面材(面材のせん断破壊)



加力側の柱頭部(めりこみ破壊)



下側の面材(面材のせん断破壊)



加力側の柱脚部(柱の引き抜け)

3.1.3 考察

(1) 仕様別荷重変形関係の比較

① 床勝ち、壁勝ちによる比較

床勝ち仕様 (No1) と壁勝ち仕様 (No2) の比較を行う。壁勝ち仕様 (No2) の剛性が若干高いが、最大耐力は床勝ち仕様 (No1) の方が高かった。特性値はいずれも真の変形角評価の場合は構造特性係数で、見かけの変形角評価の場合は $1/120[\text{rad}]$ で決まった。破壊性状では柱頭の桁へのめり込みや土台及び桁の割裂が見られたが大きな荷重低下は見られず、ジャッキのストローク限界により試験を終了した。

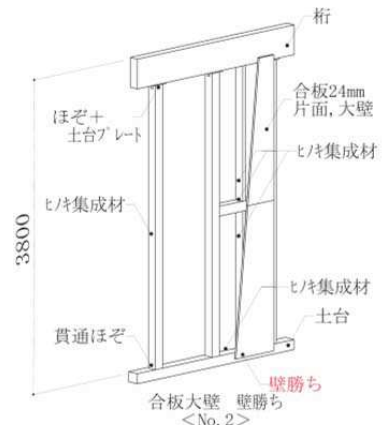
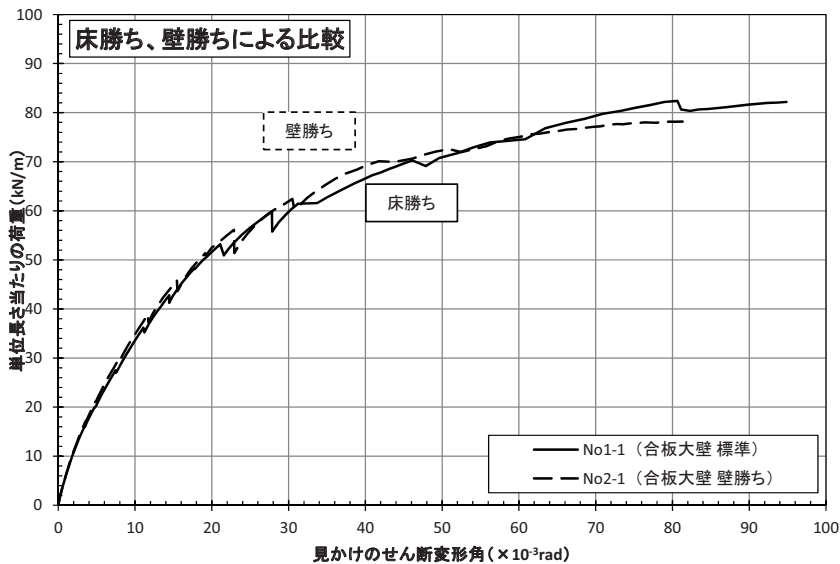
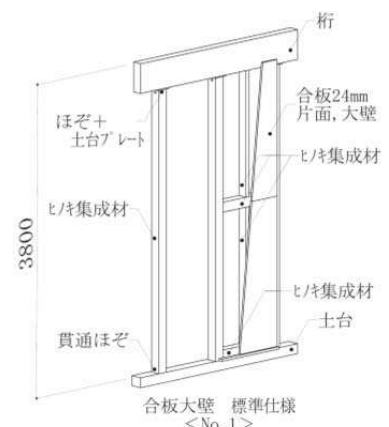
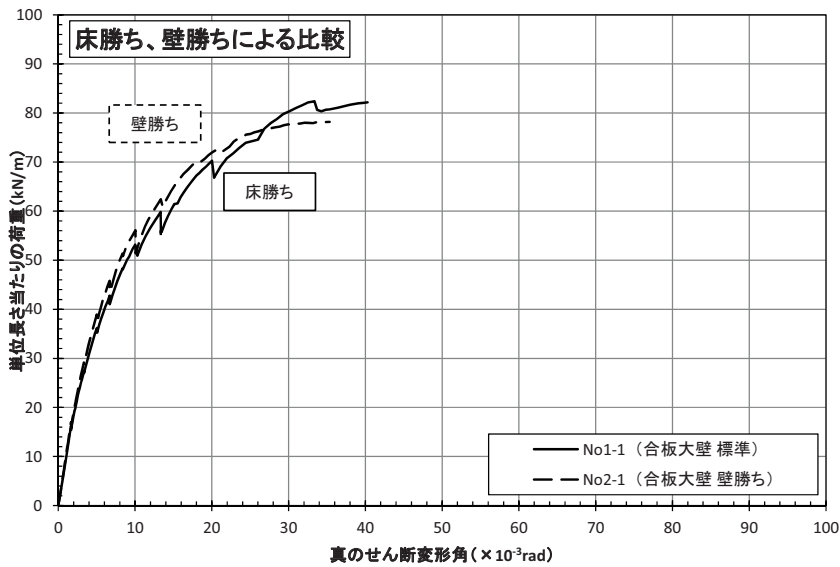
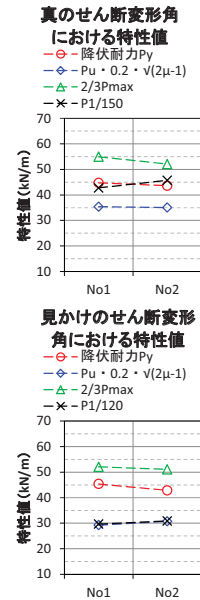


図 3-36 床勝ち、壁勝ちの違いによる包絡線の比較

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No1	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち大壁	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界
No2	H=3.8m、24mm 合板片面、壁勝ち（床無し）大壁	柱の割裂・柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界

表 3-14 特性値の比較

評価方法	記号	合板大壁 標準		合板大壁 壁勝ち	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.2-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	40.7	35.4	39.7	35.1
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	32.2		31.9	
	2/3 P_{max} (kN)	50.0		47.4	
	$P_{1/150}$ (kN)	38.9		41.6	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.6		6.5	
	終局変位 (10^{-3} rad)	40.3		35.3	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	41.3	29.2	39.0	30.8
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	26.6		28.0	
	2/3 P_{max} (kN)	47.4		46.5	
	$P_{1/120}$ (kN)	27.0		28.1	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6		2.8	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7		66.7	



※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)は $n=1$ のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 1>



<No. 2>

図 3-37 破壊状況の比較

② むり込み補強の有無による比較

むり込み補強あり (No1) とむり込み補強無し (No4) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-38 に、特性値の比較を表 3-15 に、破壊状況の比較を図 3-39 に示す。むり込み補強有り仕様 (No 1) の剛性、耐力ともに高い結果となった。剛性は見かけの変形角評価の方がかなり差が大きく、全体変形に対するむり込みの影響が大きいことが分かる。終局状態での柱頭の桁へのむり込みは、むり込み補強無し仕様 (No4)の方がむり込み量が大きかった。

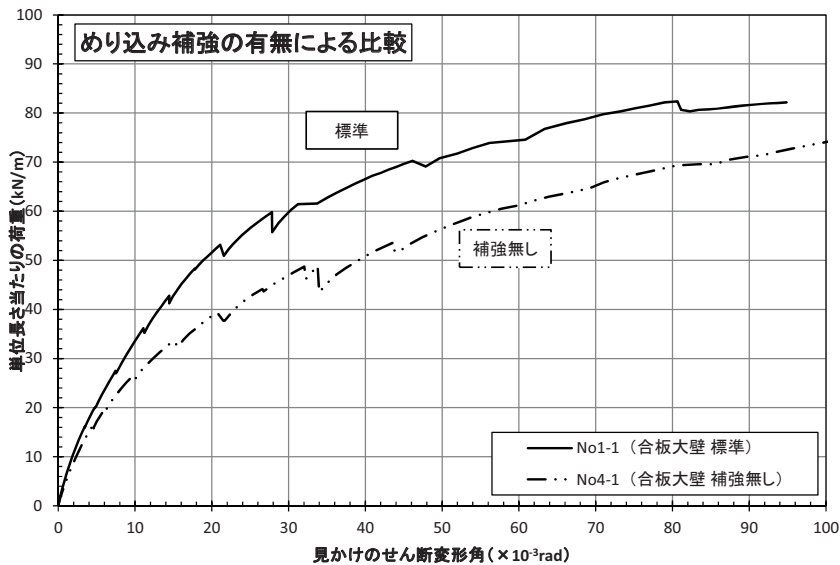
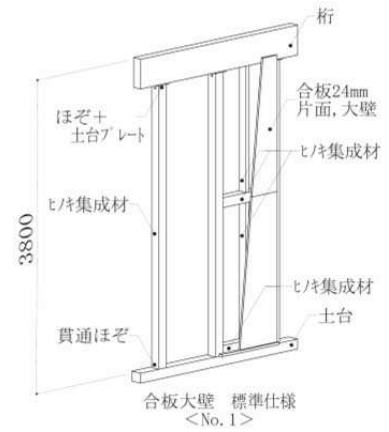
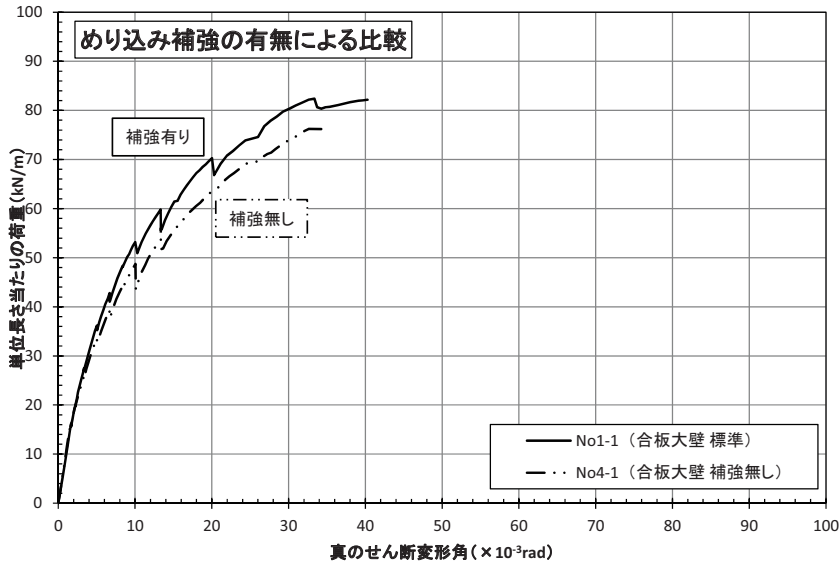
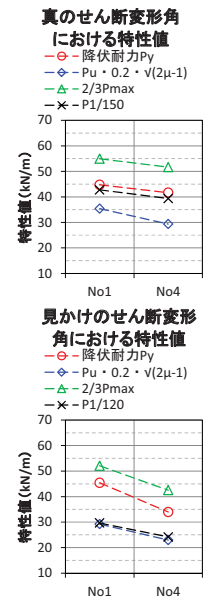


図 3-38 むり込み補強の有無による包絡線の比較

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No1	めり込み補強あり（柱頭：土台PL、柱脚：貫通ほぞ）	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界
No4	めり込み補強なし（柱頭柱脚：ほぞ）	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界

表 3-15 特性値の比較

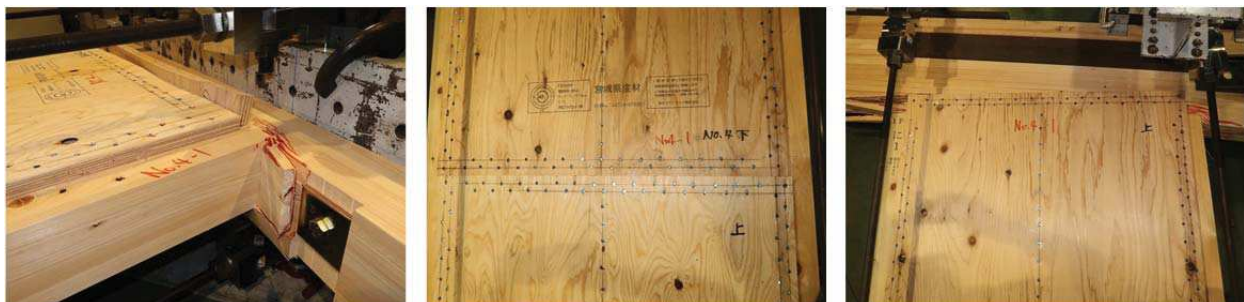
評価方法	記号	合板大壁 標準		合板大壁 補強無し	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.4-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力 P_y (kN)	40.7	35.4	37.9	29.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	32.2		26.7	
	2/3 P_{max} (kN)	50.0		47.0	
	$P_{1/150}$ (kN)	38.9		35.8	
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.6		5.1	
終局変位 (10^{-3} rad)	40.3		34.8		
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	41.3	29.2	30.9	23.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.6		20.9	
	2/3 P_{max} (kN)	47.4		38.7	
	$P_{1/120}$ (kN)	27.0		22.0	
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6		2.0	
終局変位 (10^{-3} rad)	66.7		66.7		



※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)は $n=1$ のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 1>



<No. 4>

図 3-39 破壊状況の比較

③ 軸材の樹種による比較

土台、桁を除く軸材がヒノキ集成材 (No1, E95) とスギ集成材 (No3, E65) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-40 に、特性値の比較を表 3-16 に、破壊状況の比較を図 3-41 に示す。ヒノキ集成材仕様 (No1) の方が剛性、耐力ともに高かった。真の変形角評価で履歴に差が生じているが、両試験体の土台及び桁材の仕様は同じでめり込み性能による差ではなく、樹種による差 (面材と軸材のずれ) であると考えられる。

特性値はヒノキ集成材仕様 (No1) は真・見かけの変形角評価ともに構造特性係数で決定し、スギ集成材仕様 (No3) は真の変形角評価で $1/150[\text{rad}]$ 、見かけの変形角評価で $1/120[\text{rad}]$ で決定した。破壊性状では柱頭のめり込みや、土台及び桁の割裂が見られ、ジャキストロークの限界で試験終了した。

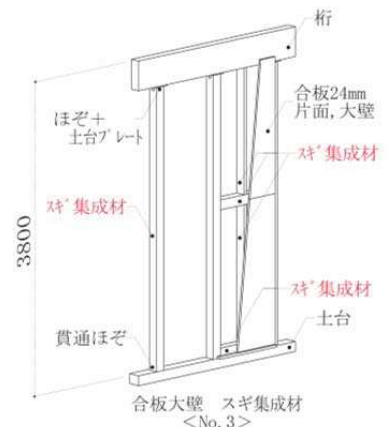
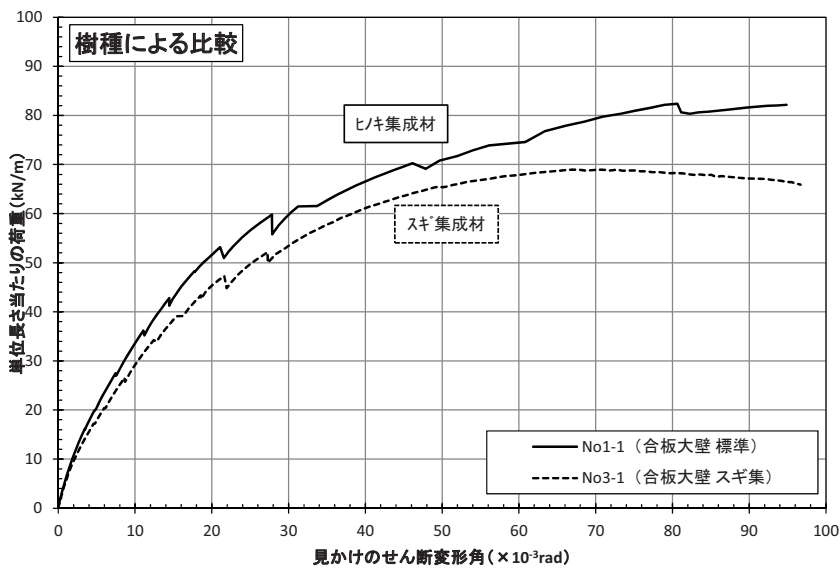
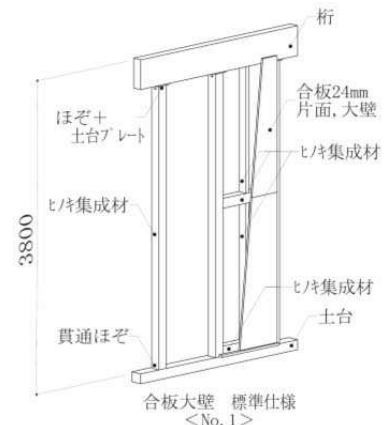
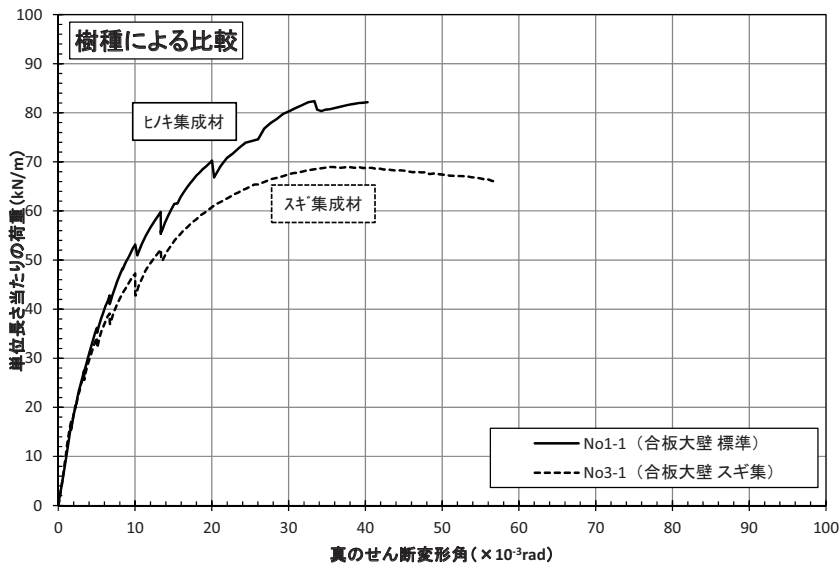
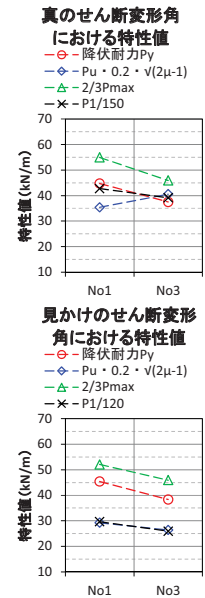


図 3-40 樹種による包絡線の比較

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No1	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち大壁、ヒノキ集成材	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界
No3	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち大壁、スギ集成材	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界

表 3-16 特性値の比較

評価方法	記号	合板大壁 標準		合板大壁 スギ集	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.3-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力Py (kN)	40.7	35.4	34.1	37.5
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	32.2		36.9	
	2/3Pmax (kN)	50.0		41.8	
	P _{1/150} (kN)	38.9		35.6	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	5.6		5.6	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	40.3		57.1	
見かけ γ	降伏耐力Py (kN)	41.3	29.2	34.9	25.9
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.6		24.0	
	2/3Pmax (kN)	47.4		41.8	
	P _{1/120} (kN)	27.0		23.6	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	2.6		2.3	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	66.7		66.7	



※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 1>



<No. 3>

図 3-41 破壊状況の比較

④ 軸材の集成材、製材による比較

土台、桁を除く軸材がヒノキ集成材 (No6) とヒノキ製材 (No7) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-42 に、特性値の比較を表 3-17 に、破壊状況の比較を図 3-43 に示す。見かけの変形角評価では剛性、耐力ともヒノキ集成材 (No6) の方が高かったが、真の変形角評価では 1/75 [rad] 程度までは殆ど差が無かった。真の変形角評価では差はなく、見かけの変形角評価で開きがあるのは、横架材のめり込み性能の差 (ばらつき) と考えられ、集成材と製材による差は殆どないと思われる。

特性値は真の変形角評価の場合、ヒノキ集成材仕様は構造特性係数、製材仕様は降伏耐力 P_y 、見かけの変形角評価の場合はヒノキ集成材、製材仕様ともに構造特性係数で決定した。破壊性状はどちらの仕様も面材のパンチングアウトなどが見られ試験を終了した。

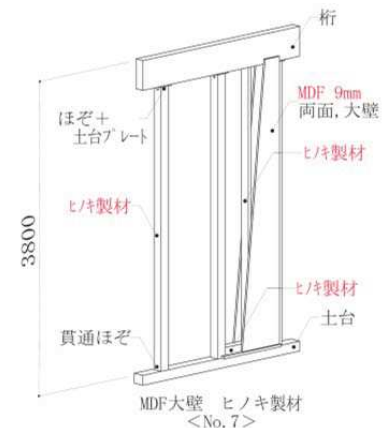
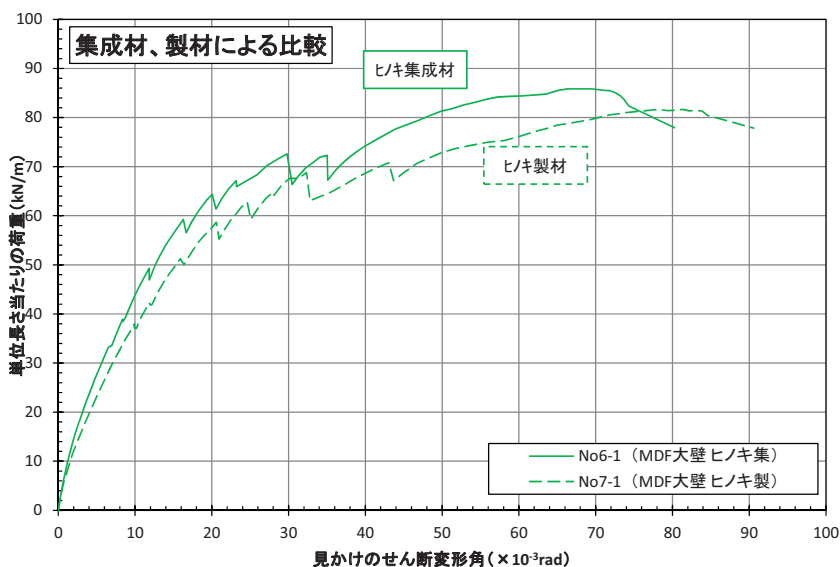
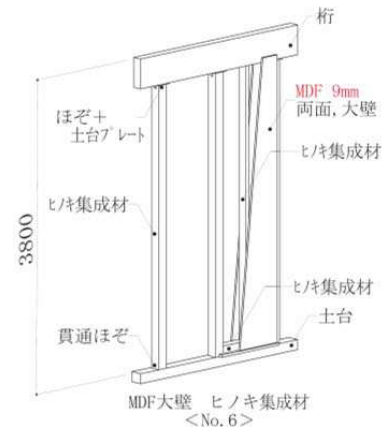
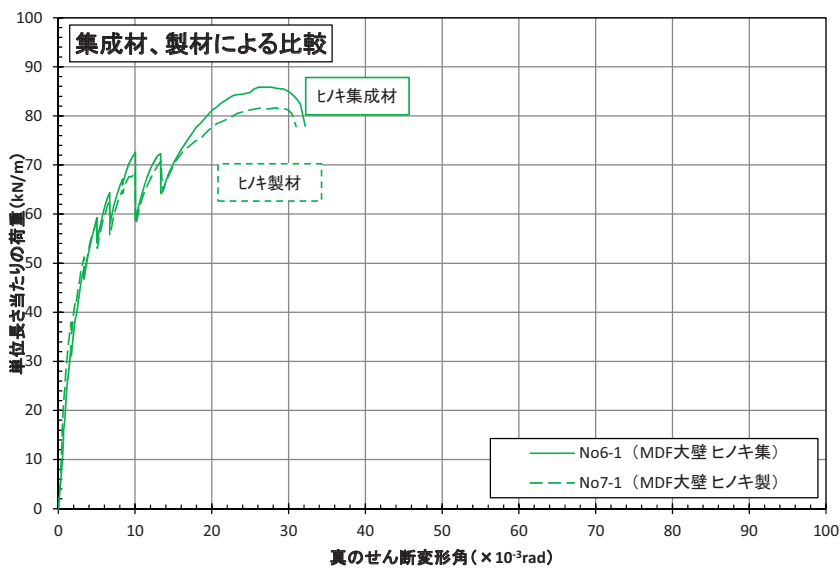


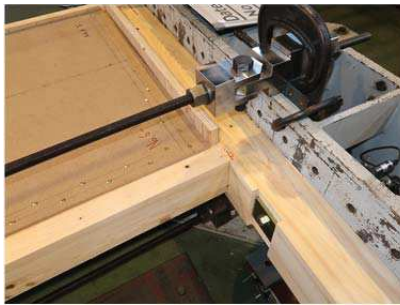
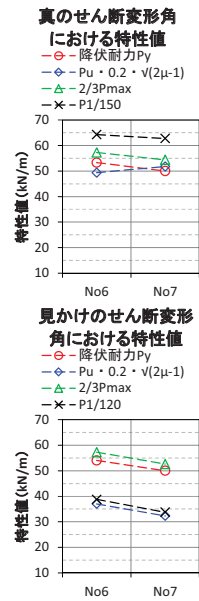
図 3-42 集成材、製材による包絡線の比較

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No6	H=3.8m、9mm MDF 両面、床勝ち大壁、ヒノキ集成材	面材のパンチングアウト、柱頭のめり込み、
No7	H=3.8m、9mm MDF 両面、床勝ち大壁、ヒノキ製材	面材のパンチングアウト、柱頭のめり込み、

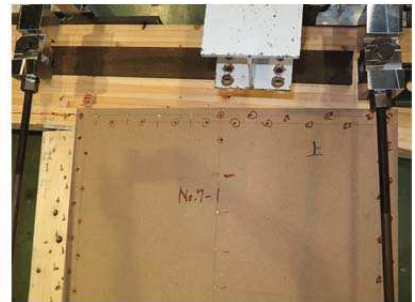
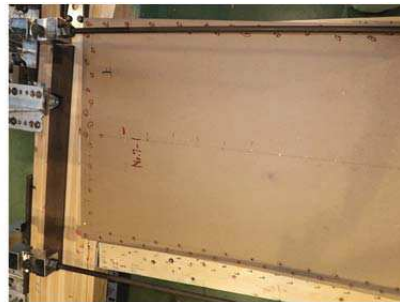
表 3-17 特性値の比較

評価方法	記号	MDF大壁 ヒノキ集		MDF大壁 ヒノキ製	
		No.6-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.7-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力Py (kN)	48.5	49.3	45.5	50.0
	$Pu \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	44.9		47.1	
	2/3Pmax (kN)	52.1		49.5	
	$P_{1/150}$ (kN)	58.5		57.1	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	12.1		14.3	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	32.2		31.0	
見かけ γ	降伏耐力Py (kN)	49.2	37.0	45.5	32.3
	$Pu \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	33.7		29.4	
	2/3Pmax (kN)	52.1		47.9	
	$P_{1/120}$ (kN)	35.3		30.7	
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	3.5		3.0	
	終局変位 (10 ⁻³ rad)	66.7		66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 6>



<No. 7>

図 3-43 破壊状況の比較

⑤ 面材種類による比較

面材が合板仕様 (No1) と MDF 仕様 (No6) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-44 に、特性値の比較を表 3-18 に、破壊状況の比較を図 3-45 に示す。MDF 仕様 (No6) の方が剛性、耐力ともに高く、特性値は真・見かけの変形角評価で合板仕様、MDF 仕様ともに構造特性係数で決定した。破壊性状は合板仕様は柱頭のめり込み、MDF 仕様は柱頭のめり込み・面材のパンチングアウトなどが見られた。合板仕様 (No1) はジャッキのストローク限界により試験終了した。

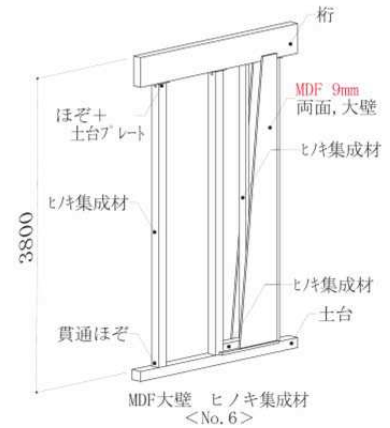
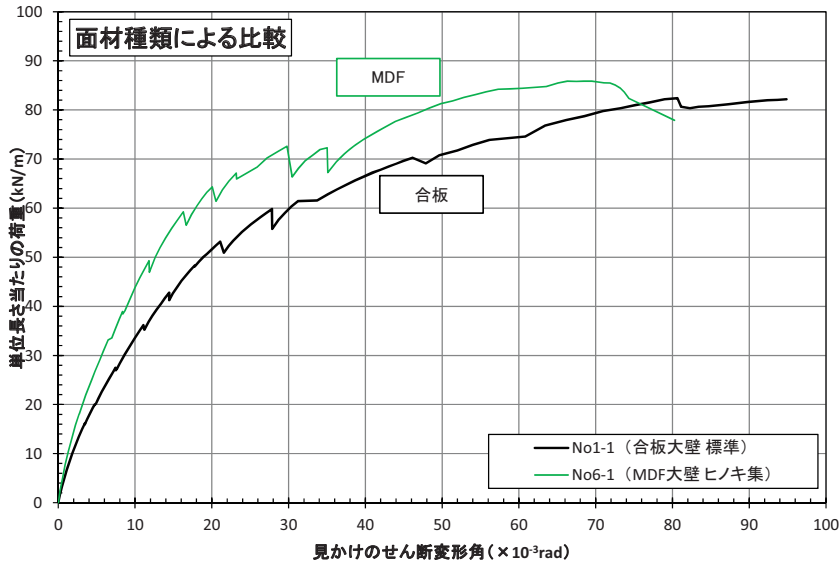
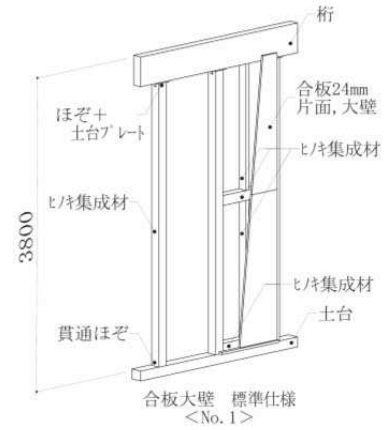
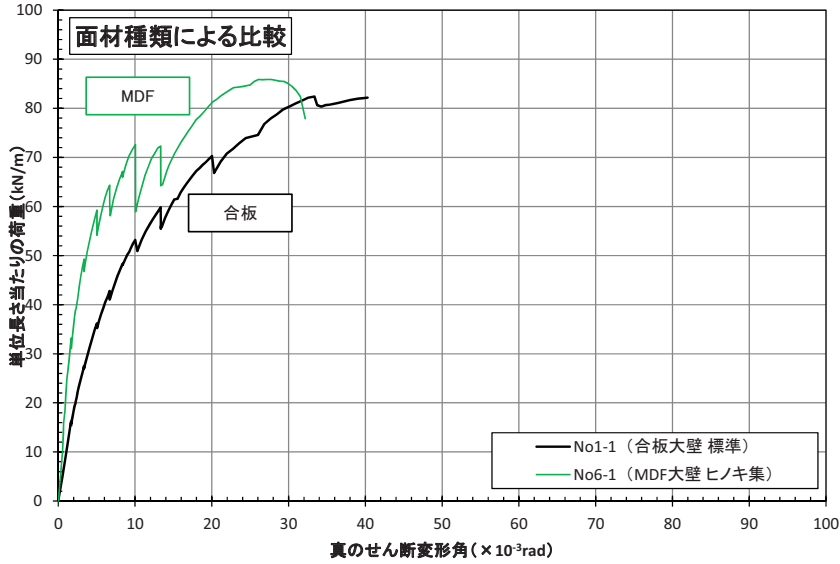


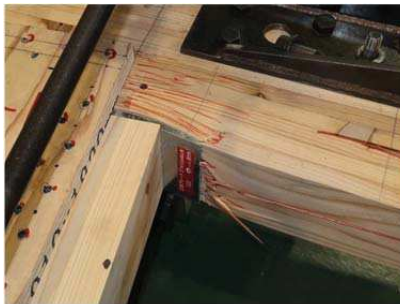
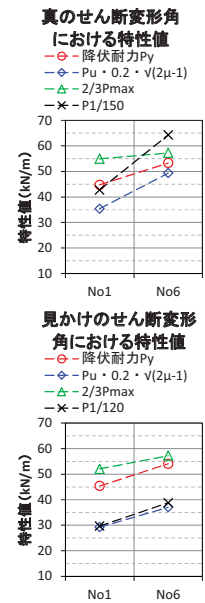
図 3-44 面材種類による包絡線の比較

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No1	H=3.8m、24mm 合板片面(2枚張り)、床勝ち大壁、軸材ヒノキ集成材、CNZ75@50 2列千鳥	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界
No6	H=3.8m、9mm MDF 両面 (1枚張り)、床勝ち大壁、軸材ヒノキ集成材、CNZ65@100 2列千鳥	面材のパンチングアウト、柱頭のめり込み

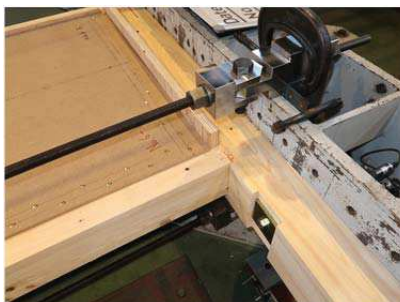
表 3-18 特性値の比較

評価方法	記号	合板大壁 標準		MDF大壁 ヒノキ集	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.6-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力 P_y (kN)	40.7	35.4	48.5	49.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	32.2		44.9	
	2/3 P_{max} (kN)	50.0		52.1	
	$P_{1/150}$ (kN)	38.9		58.5	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.6		12.1	
	終局変位 (10^{-3} rad)	40.3		32.2	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	41.3	29.2	49.2	37.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.6		33.7	
	2/3 P_{max} (kN)	47.4		52.1	
	$P_{1/120}$ (kN)	27.0		35.3	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6		3.5	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7		66.7	

※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 1>



<No. 6>

図 3-45 破壊状況の比較

⑥ 壁高さによる比較（合板）

面材合板仕様の壁高さ 3.8m 仕様（No1）と 5.0m 仕様（No5）の比較を行う。包絡線の比較を図 3-46 に、特性値の比較を表 3-19 に、破壊状況の比較を図 3-47 に示す。真の変形角評価では剛性はほぼ同じとなったが、見かけの変形角評価では 3.8m 仕様（No1）の方が剛性が高くなった。これは壁高さの高い方が同一せん断力時における転倒モーメント（壁回転挙動）が大きいためと考えられる。両試験体ともジャッキのストローク限界で試験を終了した。

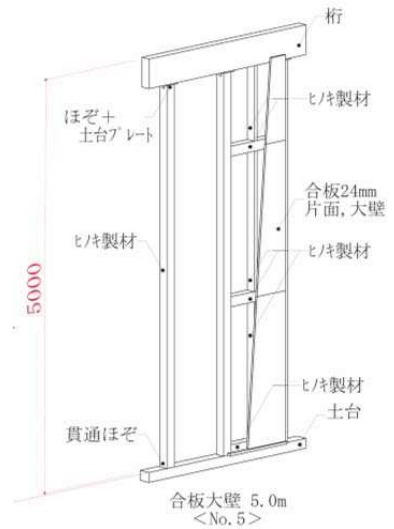
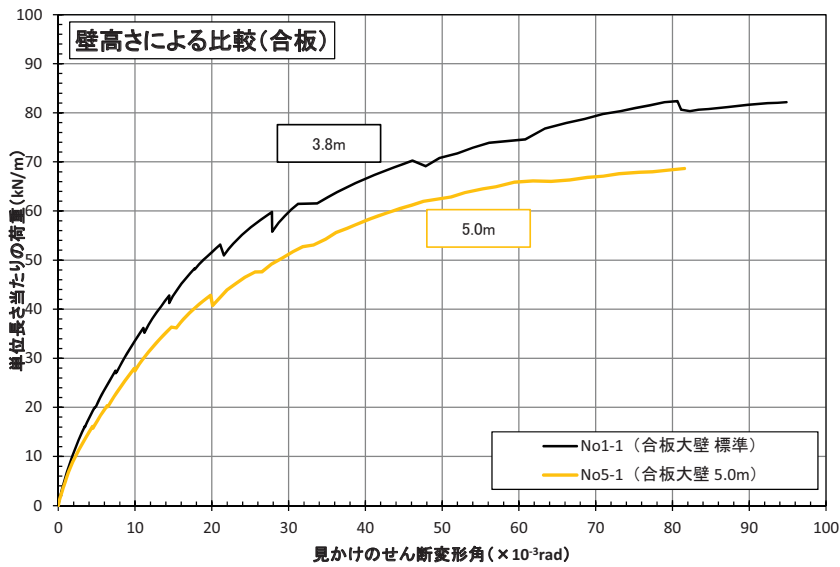
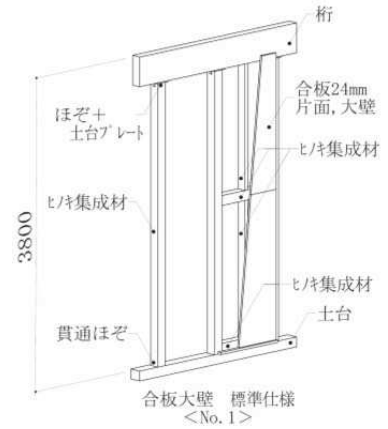
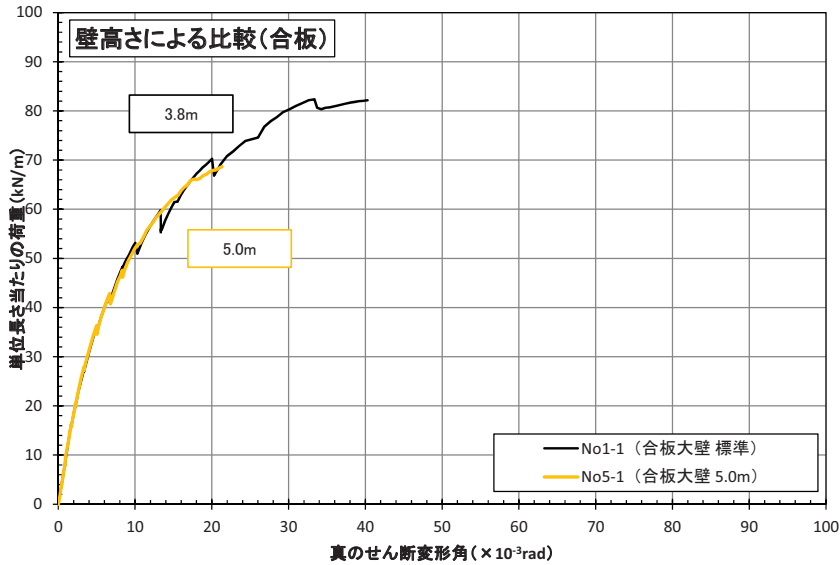
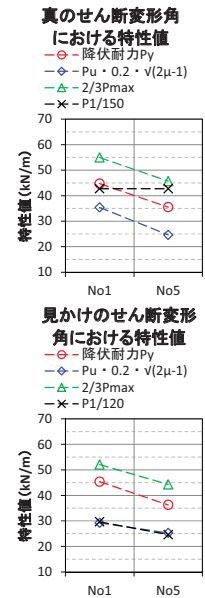


図 3-46 壁高さによる包絡線の比較（合板）

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No1	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち大壁	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界
No5	H=5.0m、24mm 合板片面、床勝ち大壁	柱頭のめり込み・下部受け材の割裂、ジャッキのストローク限界

表 3-19 特性値の比較

評価方法	記号	合板大壁 標準		合板大壁 5.0m	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.5-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力 P_y (kN)	40.7	35.4	32.3	24.6
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	32.2		22.4	
	2/3 P_{max} (kN)	50.0		41.6	
	$P_{1/150}$ (kN)	38.9		38.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.6		6.7	
終局変位 (10^{-3} rad)	40.3	21.3			
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	41.3	29.2	33.0	24.6
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.6		23.0	
	2/3 P_{max} (kN)	47.4		40.3	
	$P_{1/120}$ (kN)	27.0		22.4	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6		2.3	
終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	66.7			



※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)はn=1のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 1>



<No. 5>

図 3-47 破壊状況の比較

⑦ 壁高さによる比較 (MDF)

面材合板仕様の壁高さ 3.8m 仕様 (No6) と 5.0m 仕様 (No8) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-48 に、特性値の比較を表 3-20 に、破壊状況の比較を図 3-49 に示す。真の変形角評価では剛性はほぼ同じとなったが、見かけの変形角評価では 3.8m 仕様 (No6) の方が剛性が高くなった。これは壁高さの高い方が同一せん断力時における転倒モーメント (壁回転挙動) が大きいとためと考えられる。

3.8m 仕様は面材のパンチングアウトによる荷重低下、5.0m 仕様は柱の面外座屈 (真 $1/100$ [rad] 付近から) による荷重低下で試験を終了した。

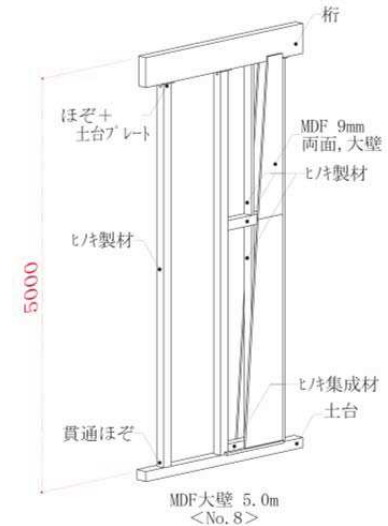
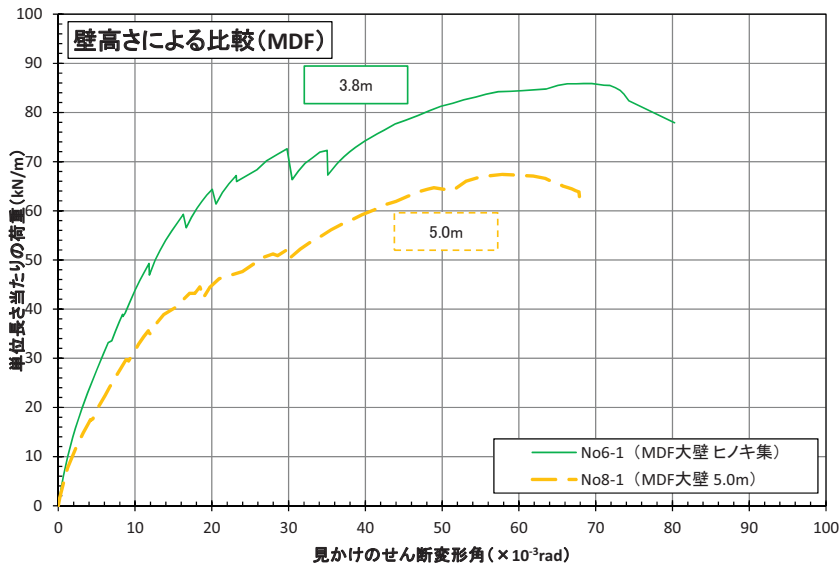
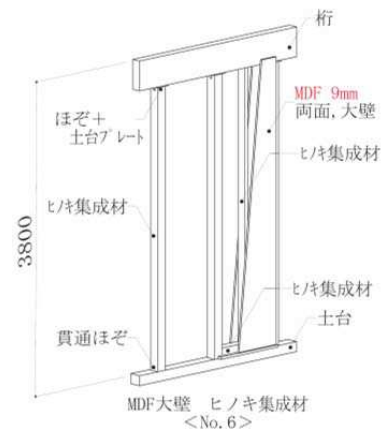
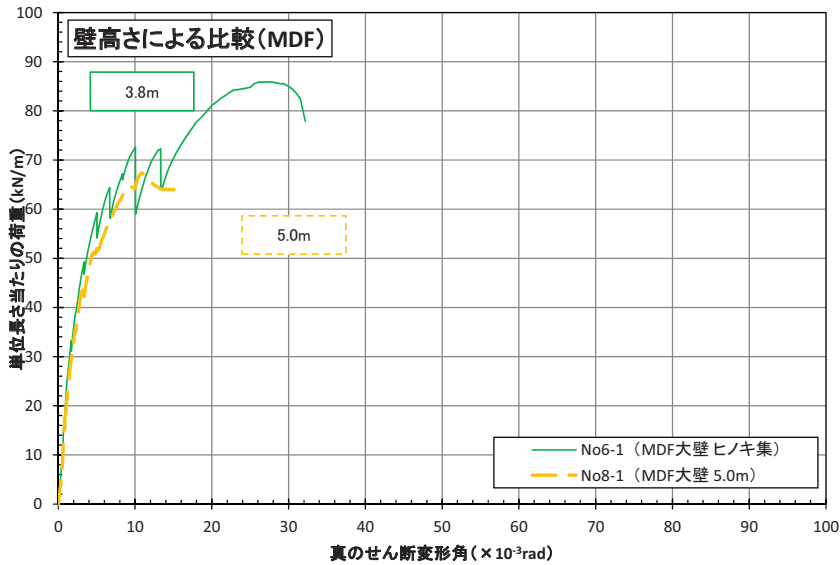
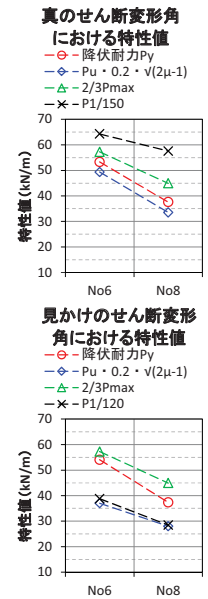


図 3-48 壁高さによる包絡線の比較 (MDF)

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No6	H=3.8m、9mm MDF 両面、床勝ち	面材のパンチングアウト・柱頭のめり込み パンチングアウトによる荷重低下
No8	H=5.0m、9mm MDF 両面、床勝ち	柱の面外座屈・柱頭のめり込み、 面外座屈による荷重低下

表 3-20 特性値の比較

評価方法	記号	MDF大壁 ヒノキ集		MDF大壁 5.0m	
		No.6-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.8-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	48.5	49.3	34.2	33.5
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	44.9		30.5	
	2/3 P_{max} (kN)	52.1		40.9	
	$P_{1/150}$ (kN)	58.5		52.4	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	12.1		14.1	
	終局変位 (10^{-3} rad)	32.2		16.7	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	49.2	37.0	34.0	28.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	33.7		25.5	
	2/3 P_{max} (kN)	52.1		40.9	
	$P_{1/120}$ (kN)	35.3		25.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.5		2.7	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7		66.7	



※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)は $n=1$ のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 6>



<No. 8>

図 3-49 破壊状況の比較

⑧ 大壁・真壁による比較

大壁仕様 (No1) と真壁仕様 (No9) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-50 に、特性値の比較を表 3-21 に、破壊状況の比較を図 3-51 に示す。大壁仕様 (No1) の剛性がやや高い傾向にあるが、面材幅の差 (高さ方向に留付けられている、左右端の釘列間の距離の比 : $(910\text{mm}-60\text{mm}) / (750\text{mm}-60\text{mm}) = 1.23$) 程の違いは見られなかった。特性値は真の評価では両仕様とも構造特性係数で決定し、見かけの評価では大壁仕様 (No1) は構造特性係数で、真壁仕様 (No9) は $1/120[\text{rad}]$ で決定した。

大壁仕様はジャッキのストローク限界で、真壁仕様は面材のせん断破壊による荷重低下で試験を終了した。なお真壁仕様の柱と受材のビス接合部は殆ど動いていなかった。

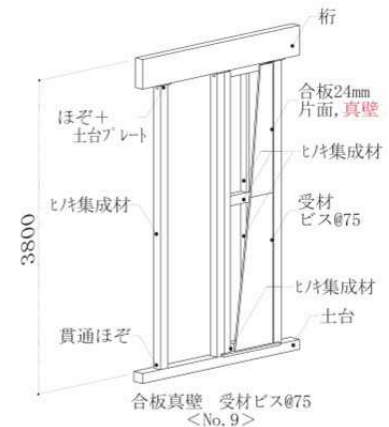
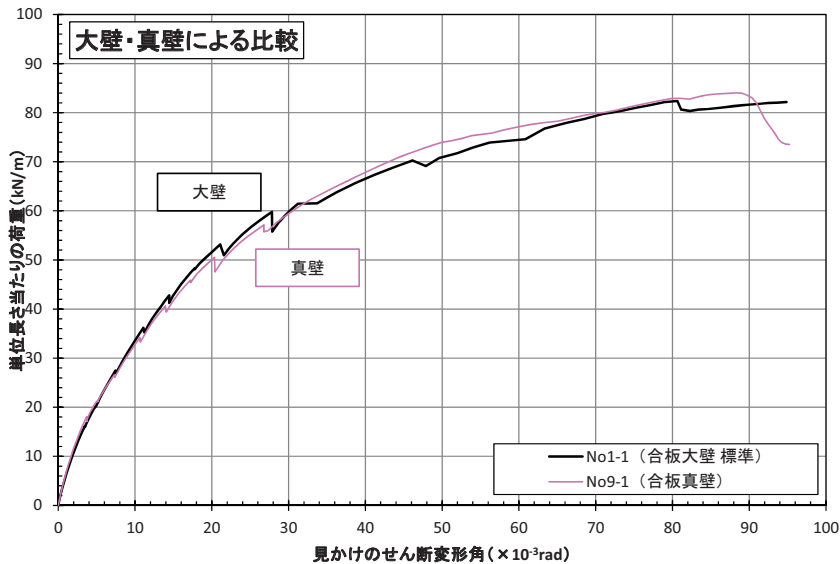
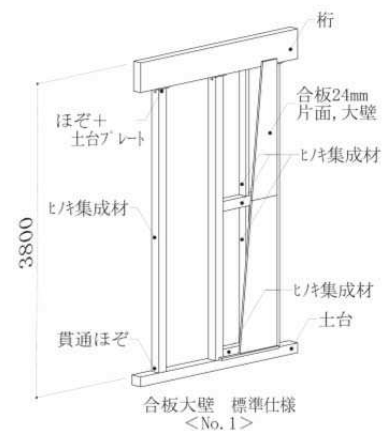
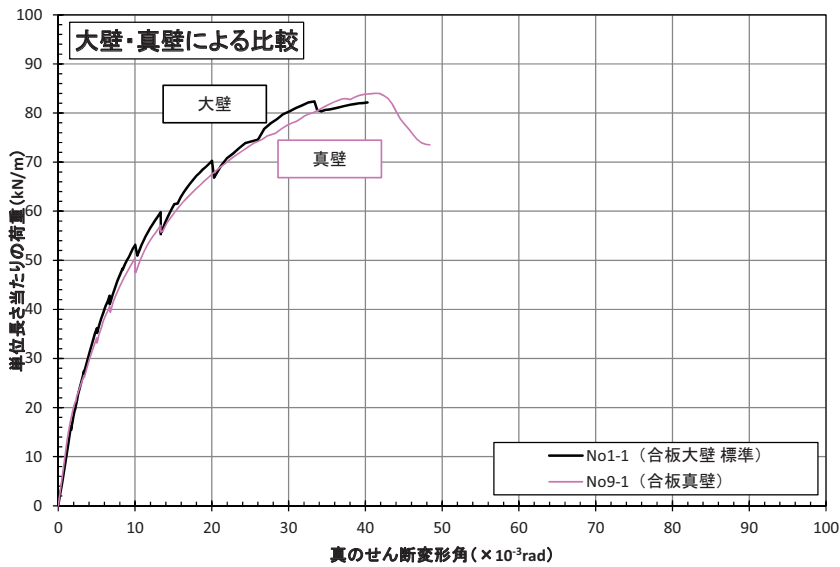
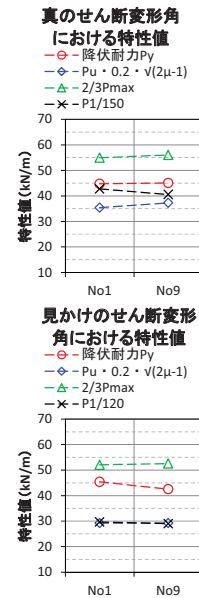


図 3-50 大壁、真壁による包絡線の比較

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No1	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち大壁	柱頭のめり込み・土台及び桁の割裂、ジャッキのストローク限界
No9	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち真壁	面材のせん断破壊・柱頭のめり込み破壊、面材のせん断破壊による荷重低下

表 3-21 特性値の比較

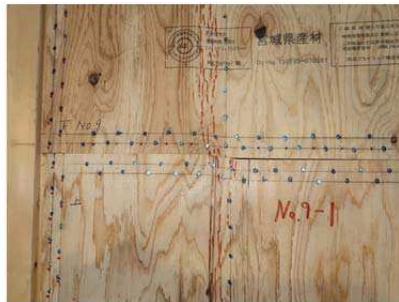
評価方法	記号	合板大壁 標準		合板真壁	
		No.1-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.9-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	40.7	35.4	41.0	37.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	32.2		33.9	
	2/3 P_{max} (kN)	50.0		51.0	
	$P_{1/150}$ (kN)	38.9		36.9	
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.6		5.1	
終局変位 (10^{-3} rad)	40.3		48.4		
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	41.3	29.2	38.7	29.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	26.6		26.6	
	2/3 P_{max} (kN)	47.4		47.8	
	$P_{1/120}$ (kN)	27.0		26.4	
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6		2.6	
終局変位 (10^{-3} rad)	66.7		66.7		



※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)は $n=1$ のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 1>



<No. 9>

図 3-51 破壊状況の比較

⑨ 真壁の受け材ビスピッチによる比較

真壁の受け材ビスピッチ@75 (No9) とビスピッチ@100 (No10) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-52 に、特性値の比較を表 3-22 に、破壊状況の比較を図 3-53 に示す。真の評価での剛性は受け材ビスピッチ@75 (No9) の方が剛性が高く、見かけの評価ではほぼ同じような履歴であった。真の変形角評価における差は、柱と受材のビス接合部分によるものと考えられ、ビスピッチ@100 (No10) の方は、接合部分で数ミリ動いたことが確認できた。

特性値は両仕様とも真の評価では構造特性係数で、見かけの評価では $1/120$ [rad] で決定した。いずれの試験体も面材のせん断破壊による荷重低下で試験を終了した。

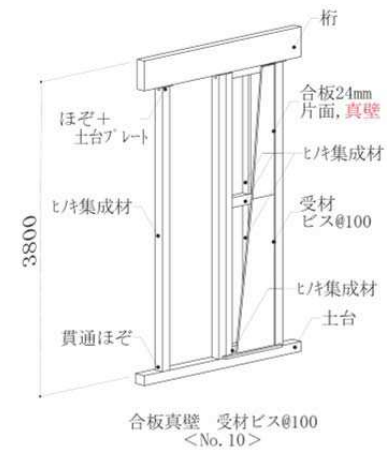
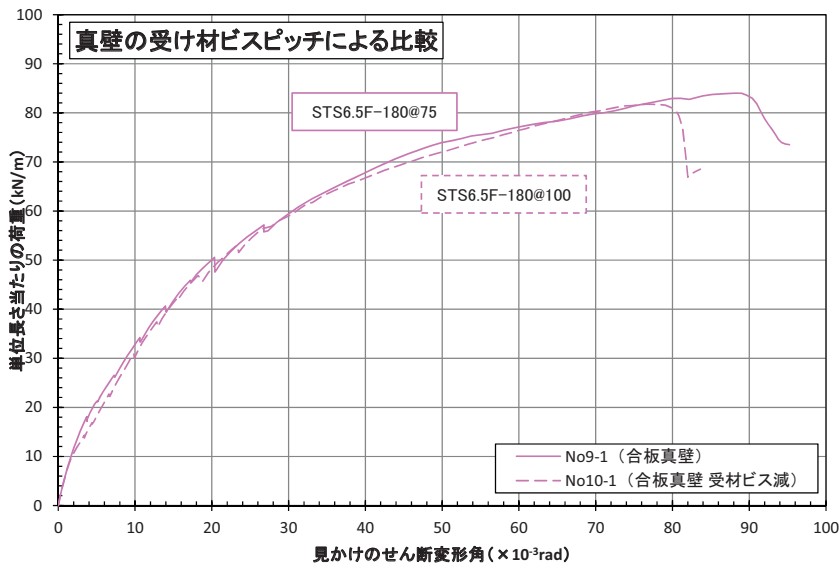
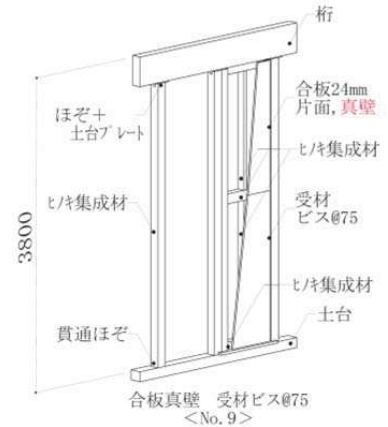
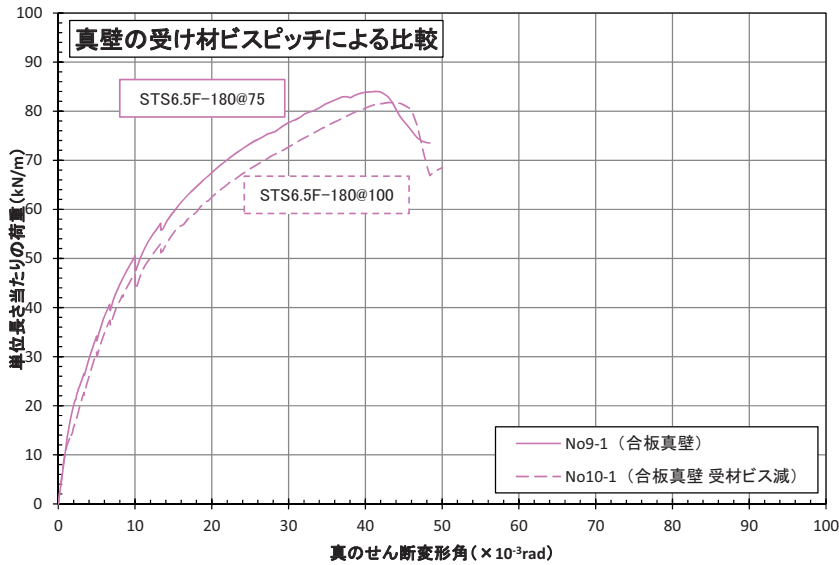
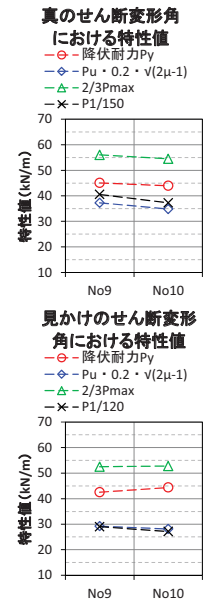


図 3-52 真壁の受け材ビスピッチによる包絡線の比較

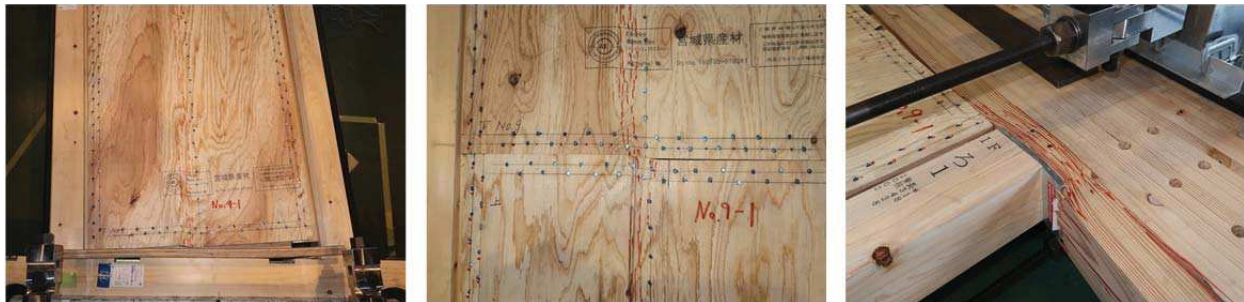
No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No9	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち、ビスピッチ@75	面材のせん断破壊・柱頭のめり込み破壊、面材破壊による荷重低下
No10	H=3.8m、24mm 合板片面、床勝ち、ビスピッチ@100	面材のせん断破壊・柱頭のめり込み破壊、面材破壊による荷重低下

表 3-22 特性値の比較

評価方法	記号	合板真壁		合板真壁 受材ビス減	
		No.9-1	短期基準せん断耐力(kN/m)	No.10-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ0	降伏耐力 P_y (kN)	41.0	37.3	40.0	34.8
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	33.9		31.7	
	2/3 P_{max} (kN)	51.0		49.6	
	$P_{1/150}$ (kN)	36.9		33.9	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	5.1		4.5	
	終局変位 (10^{-3} rad)	48.4		50.0	
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	38.7	29.0	40.4	27.1
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	26.6		25.6	
	2/3 P_{max} (kN)	47.8		48.0	
	$P_{1/120}$ (kN)	26.4		24.7	
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.6		2.4	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7		66.7	



※表中の短期基準せん断耐力(kN/m)は $n=1$ のため、ばらつき係数及び低減係数は乗じていない。



<No. 9>



<No. 10>

図 3-53 破壊状況の比較

(2) 荷重変形関係及びタイロッド軸力

タイロッド軸力は下式により算出した。

$$\text{タイロッド軸力} = \text{ひずみ } \varepsilon \times \text{ヤング係数 } E \times \text{断面積 } A$$

$$\text{ただし } E = 2.05 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}, A = (19/2)^2 \times \pi \text{ (mm}^2\text{)}$$

各試験体の荷重-変形、タイロッド軸力関係を図 3-54~56 に示す。

全仕様の共通の結果として、負側加力時は引張側（反ジャッキ側）のみ張力が生じているが、正側加力時は引張側（ジャッキ側）と圧縮側（反ジャッキ側）に張力が生じている。これは正側加力時にピン柱があることで、壁全体で引張力を負担するような挙動になったためと考えられる。

試験体の最大耐力に比例するが、タイロッドの最大軸力は 100kN（タイロッド 1 本あたり）近くに達している。

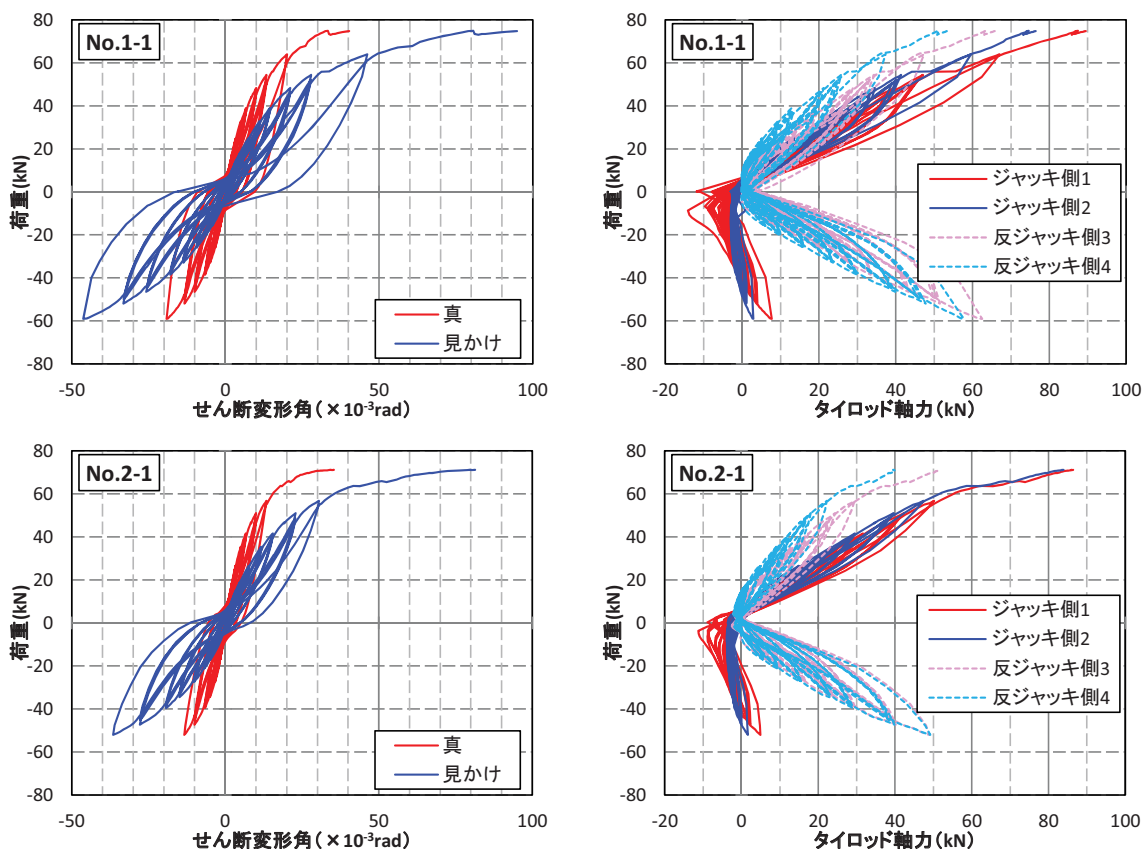
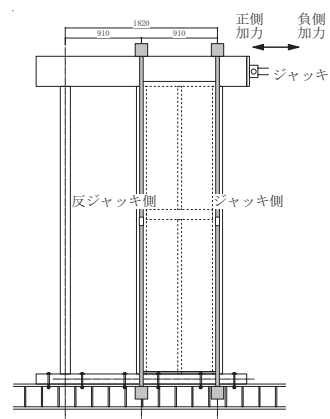


図 3-54 荷重-変形、タイロッド軸力関係

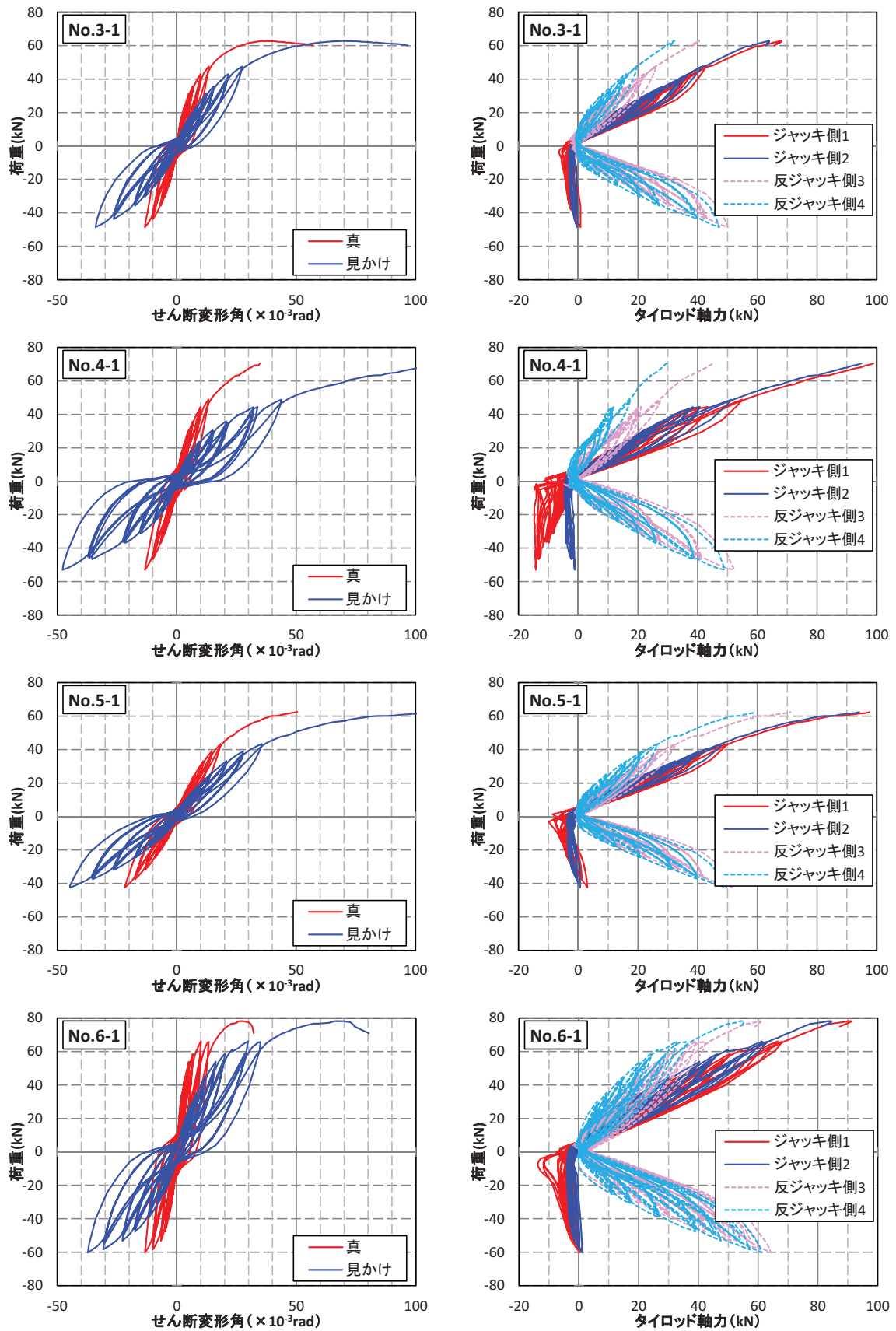


図 3-55 荷重-変形、タイロッド軸力関係

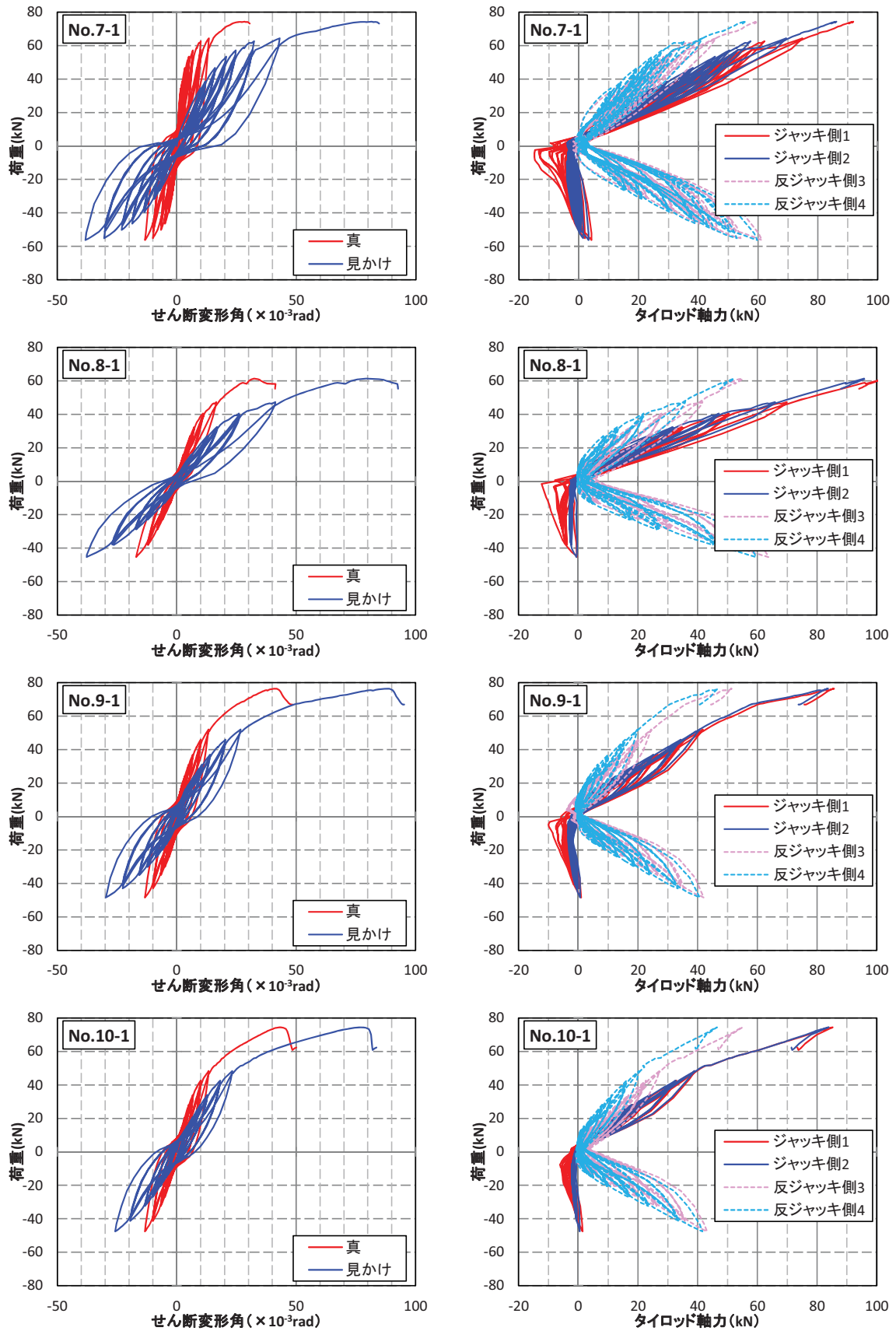


図 3-56 荷重-変形、タイロッド軸力関係

(3) 本試験に向けての課題

- ・柱脚の貫通ほぞはめり込みに対して有効であったが、柱頭側のほぞ+土台プレートは圧縮力に対し土台プレートの断面及び板厚が不足していたため、プレートごと変形し桁にめり込み破壊が生じた。これにより見かけの変形角が大きく進展してしまい、ジャッキのストローク限界で面材と釘の終局破壊まで加力することが出来なかった。
- ・柱材として使用したヒノキ製材の 5m (120×150) ものは機械等級区分で E90 以上を入手するのは難しい。

3.2 本試験

3.2.1 試験計画

(1) 試験体仕様

パイロット試験（耐力壁）の結果を踏まえ、また実際の物件での仕上げの納まりを考慮し、外壁を面材厚の薄い MDF の大壁仕様、内壁を合板の真壁仕様とすることを想定して、本試験で実施する試験体 2 仕様に定めた。

試験体の壁高さは中大規模木造建築物の標準的な高さである 3.8m（土台天端から桁天端）とし、柱材は剛性の向上と終局時に破壊することを避ける目的で、ヒノキ製材及びヒノキ集成材とした。

MDF を面材とする試験体 No. 11 は、試験体 No. 7 を基準とした床勝ち大壁仕様で、パイロット試験では十分なせん断耐力が確認できており、また施工性を考慮して両面張りを片面張りに変更して、目標壁耐力はパイロット試験結果の短期基準せん断耐力 50.0 [kN/m] から半分程度とした。

構造用合板を面材とする試験体 No. 12 は、試験体 No. 9 を基準とした真壁仕様で、パイロット試験では十分なせん断耐力が確認できていたため、施工性を考慮して接合具の留付けピッチを広くした（CNZ75@50x2 列千鳥 → CNZ75@75x2 列千鳥）。目標は壁耐力 30.0 [kN/m] 程度とした。

なお、パイロット試験において柱頭のめり込み破壊が顕著であったため、いずれの試験体も耐力壁の柱頭部及び柱脚部には、新たに設計しためり込み補強金物（柱頭：ほぞ+土台 PL→めり込み補強金物、柱脚：貫通ほぞ→めり込み補強金物）を配置した。

表 3-23 試験体仕様一覧

パラメータ\試験体		No. 7	No. 11	No. 9	No. 12
壁仕様		大壁	大壁	真壁	真壁
床仕様		床勝ち	床勝ち	床勝ち	床勝ち
壁高さ		3.8m	3.8m	3.8m	3.8m
柱頭仕様		ほぞ+土台PL	めり込み補強金物	ほぞ+土台PL	めり込み補強金物
柱脚仕様		柱勝ち(貫通ほぞ)	めり込み補強金物	柱勝ち(貫通ほぞ)	めり込み補強金物
壁面材	厚さ	9mm(両面)	9mm(片面)	24mm(片面)	24mm(片面)
	樹種	構造用MDF	構造用MDF	特類2級全層スギ	特類2級全層スギ
	接合具	CZN65@100x2列千鳥	CNZ65@100x2列千鳥	CNZ75@50x2列千鳥	CNZ75@75x2列千鳥
柱	断面	120×120	120×120	120×120	120×120
	樹種	ヒノキ製材	ヒノキ製材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材
受材	断面	120×90(床)	120×90(床)	96×90	96×90
	樹種	ヒノキ製材	ヒノキ製材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材
	接合具	STS6.5F-180@75	STS6.5F-180@75	STS6.5F-180@75	STS6.5F-180@75
間柱	断面	120×45	120×45	96×45	96×45
	樹種	ヒノキ製材	ヒノキ製材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材
中棧	断面	120×120	120×120	96×120	96×120
	樹種	ヒノキ製材	ヒノキ製材	ヒノキ集成材	ヒノキ集成材

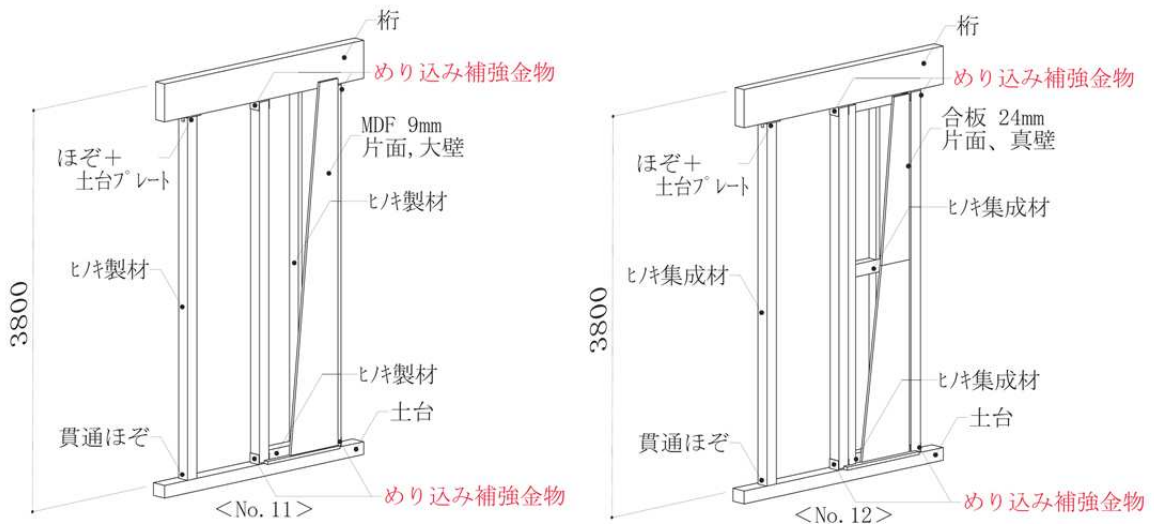
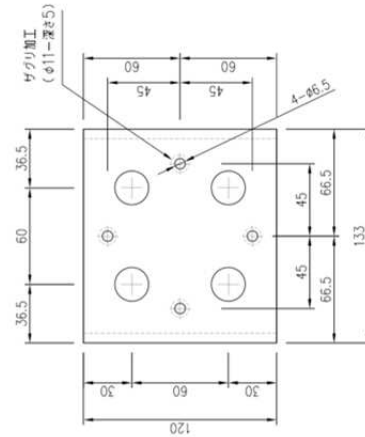
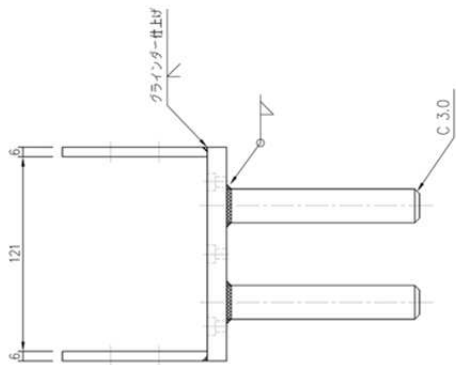
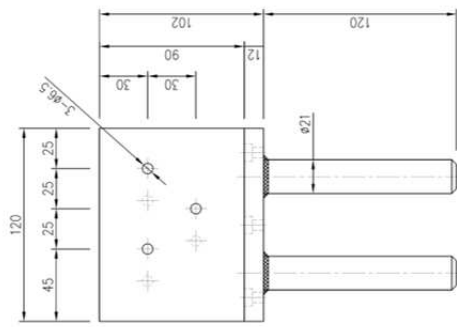
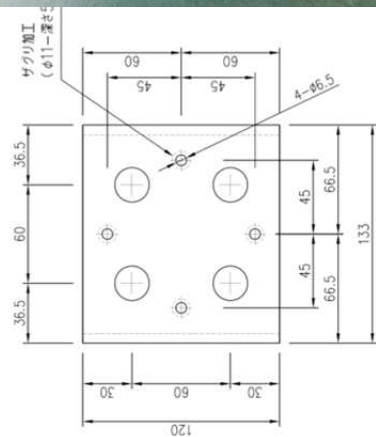
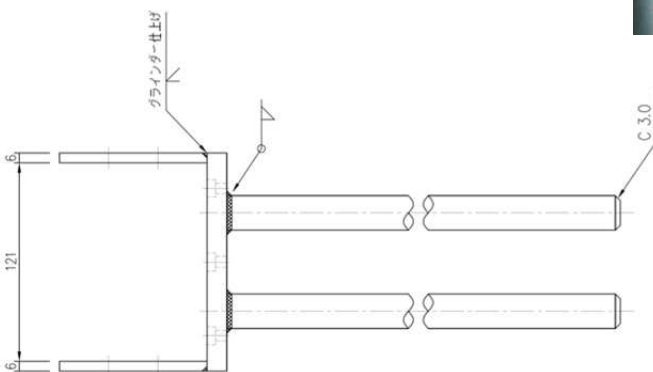
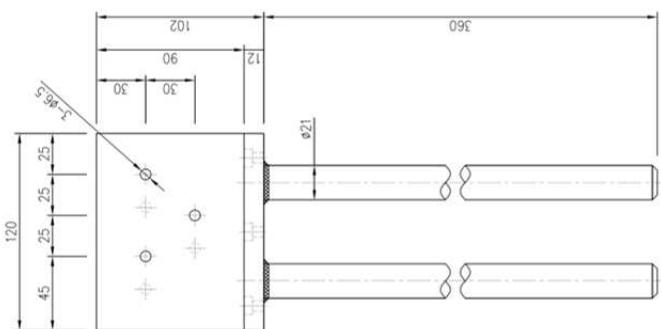


図 3-57 試験体概要図



材質
SS400

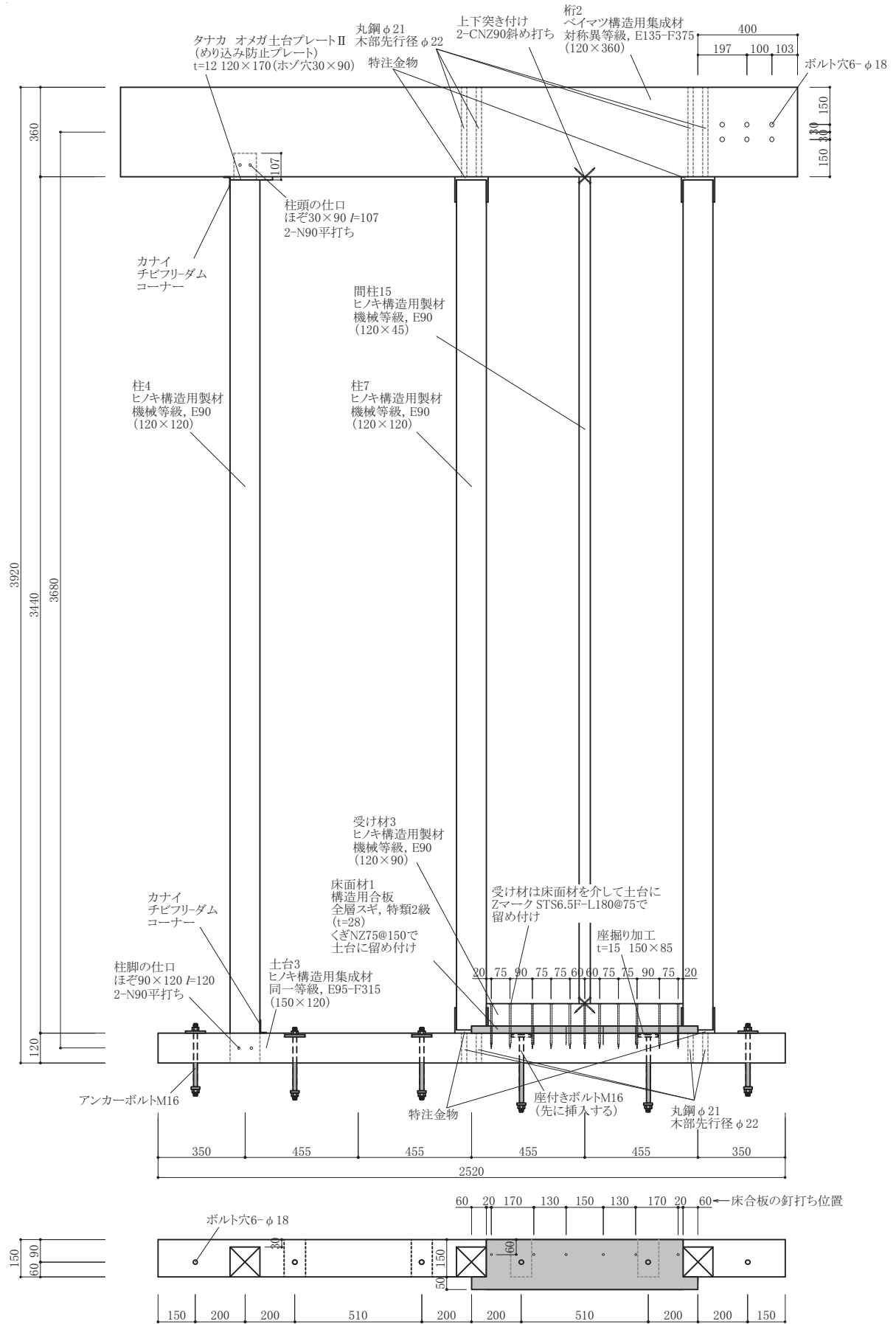
図 3-58 柱脚用めり込み補強金物



材質
SS400

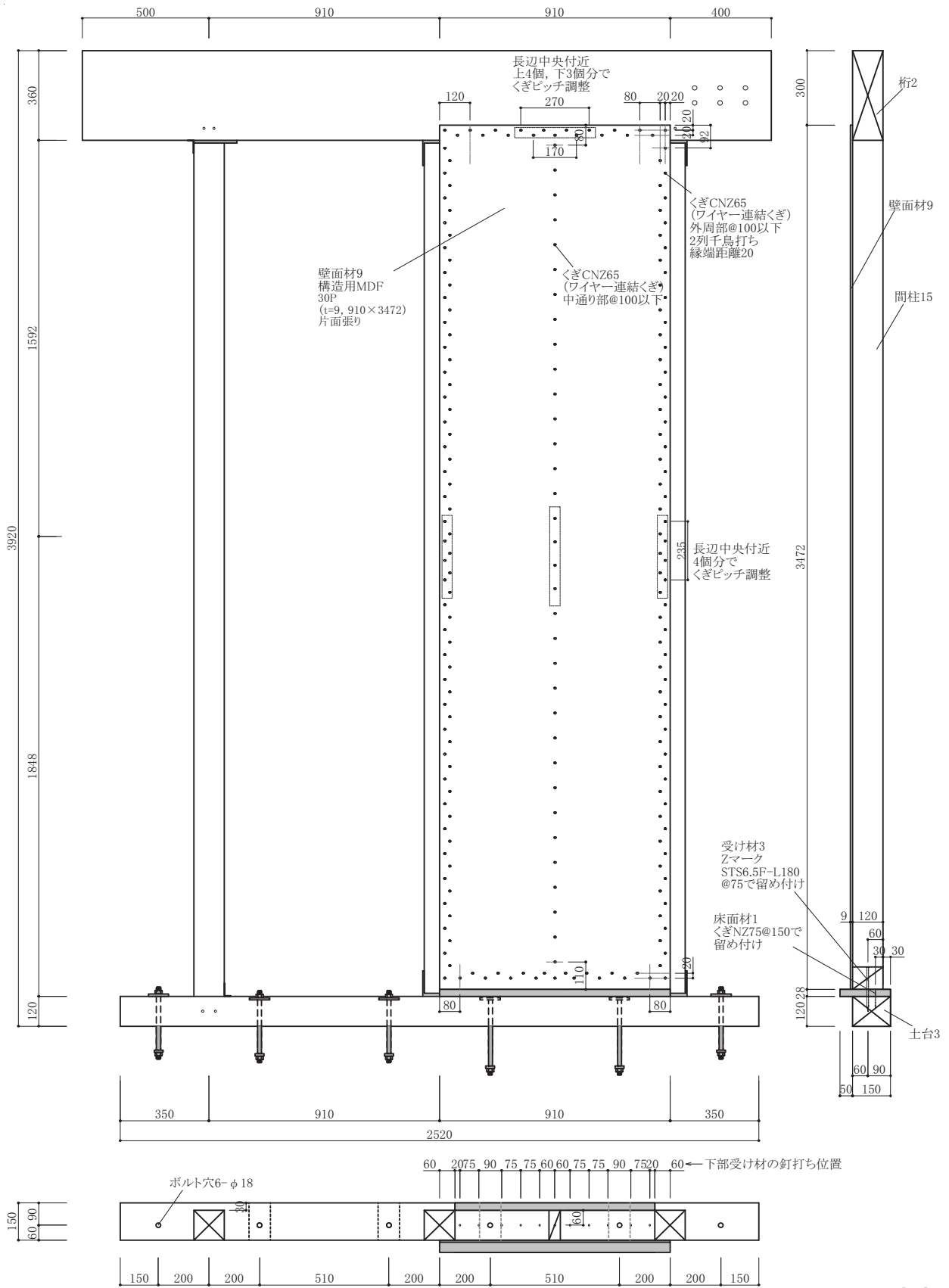
図 3-59 柱頭用めり込み補強金物

白紙



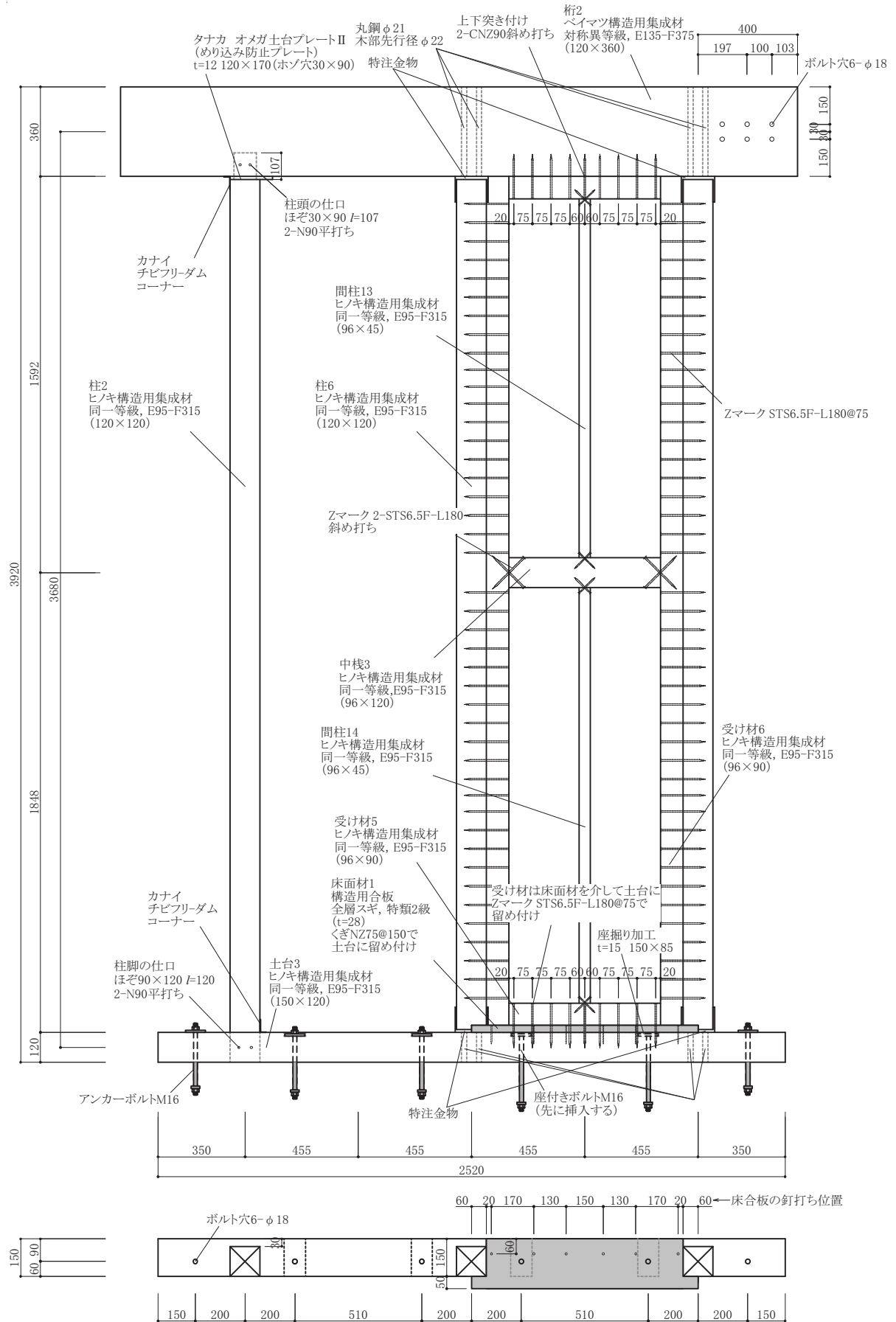
[mm]

図 3-60 試験体 No. 11 軸組図



[mm]

図 3-61 試験体 No. 11 面材割付図



[mm]

図 3-62 試験体 No. 12 軸組図

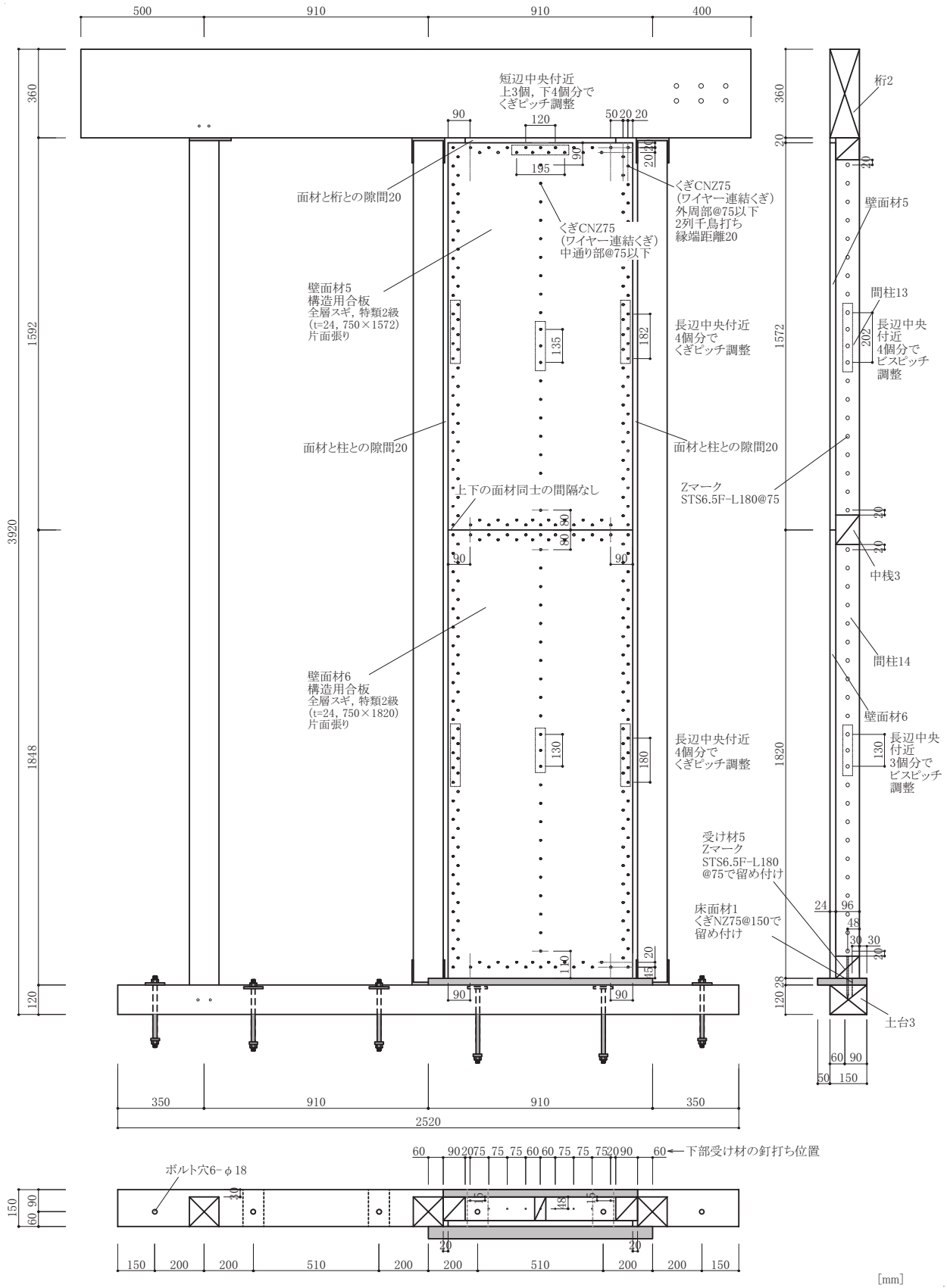


図 3-63 試験体 No. 12 面材割付図

(2) 計測計画

計測項目及び計測概要図を示す。

$$\text{見かけのせん断変形角}\gamma = \frac{\text{変位}H1 - \text{変位}H2}{\text{標点間距離}H} - \frac{\text{変位}B6 - \text{変位}B7}{\text{標点間距離}B}$$

$$\text{脚部のせん断変形角}\theta = \frac{\text{変位}V3 - \text{変位}V4}{\text{標点間距離}V} - \frac{\text{変位}B6 - \text{変位}B7}{\text{標点間距離}B}$$

$$\text{真のせん断変形角}\gamma_0 = \text{見かけのせん断変形角}\gamma - \text{脚部のせん断変形角}\theta$$

表 3-24 計測項目一覧

計測項目	変位計番号
梁の水平変位	H1
土台の水平変位	H2
加力側柱の鉛直変位	V3
反加力側柱の鉛直変位	V4
装置の加力側鉛直変位	B6
装置の反加力側鉛直変位	B7
加力側タイロッドのひずみ	ひずみ上 8、下 9
反加力側タイロッドのひずみ	ひずみ上 10、下 11

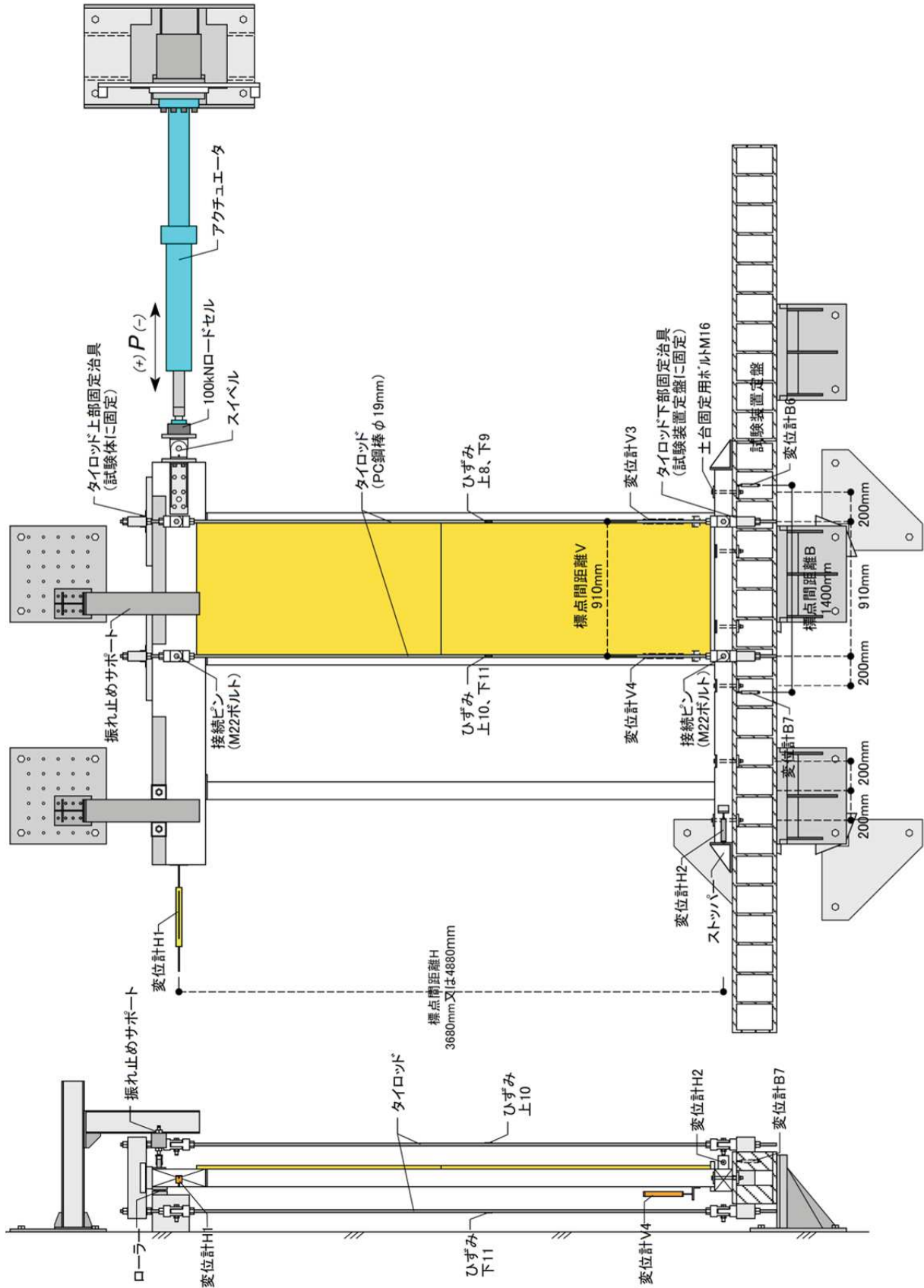


図 3-64 試験概要図

(3) 加力計画

試験方法は、タイロッド上部を試験体に固定し、タイロッド下部を試験装置に固定する方法のタイロッド式とした。

繰り返し加力は、同一ステップで3回の繰り返しとし、真のせん断変形角(γ_0)制御で 1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30[rad] (1/30[rad]のみ1回) の正負交番とした。

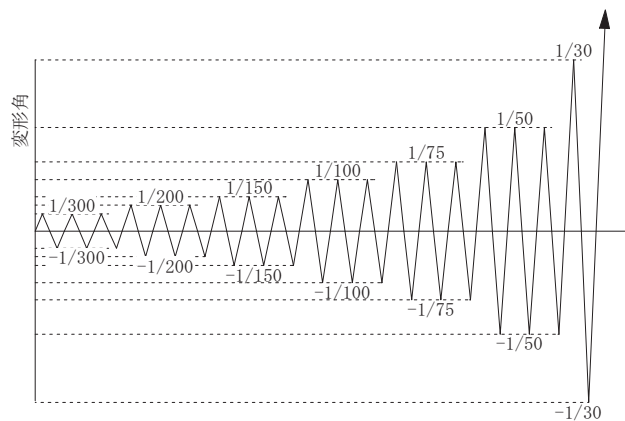


図 3-65 加力サイクル

(4) 耐力壁の短期基準せん断耐力の算出

荷重 - 変形角曲線から完全弾塑性モデルを作成し、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017 年版)」((公財)日本住宅・木材技術センター) に従い耐力壁の短期基準せん断耐力 P_0 を算出した。

① 包絡線の作成

最終破壊させた側の荷重 - 変形角曲線より包絡線を作成する。包絡線は、最初の立ち上りの計測点を繰り返し点まで結ぶ。その後は、各繰り返し加力のピーク及びその間の適切な点を順次結んで曲線を作成する。最大荷重が繰り返し履歴以降で記録される場合は、最後の繰り返し点と最大荷重点を結ぶ。また、その間で適切に補助的な計測点を結びながら曲線を作成する。最大荷重以降は計測された点を結んで曲線とする。

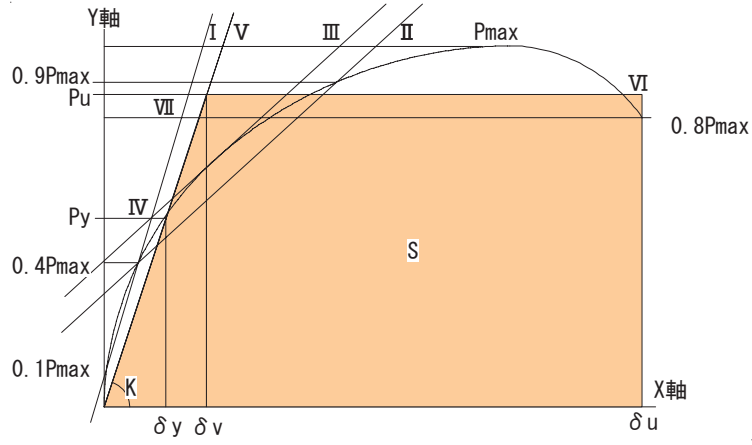
② 短期基準せん断耐力の算出

- A. 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第 I 直線を引く。
- B. 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第 II 直線を引く。
- C. 包絡線に接するまで第 II 直線を平行移動し、これを第 III 直線とする。
- D. 第 I 直線と第 III 直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点から X 軸に平行に第 IV 直線を引く。
- E. 第 IV 直線と包絡線との交点の変位を降伏変位 δ_y とする。
- F. 原点と (δ_y, P_y) を結ぶ直線を第 V 直線とし、その勾配を初期剛性 K と定める。
- G. 最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変形角、又は $1/15[\text{rad}]$ のいずれか小さい変形角を終局変位 δ_u と定める。
- H. 包絡線と X 軸及び $x = \delta_u$ の直線で囲まれる面積を S とする。
- I. 第 V 直線と $x = \delta_u$ の直線と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形的面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第 VI 直線を引く。
- J. 第 V 直線と第 VI 直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δ_v とする。
- K. 塑性率 $\mu = (\delta_u / \delta_v)$ とする。
- L. 構造特性係数 D_s は、塑性率 μ を用い、 $D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$ とする。
- M. 変形角が $1/15[\text{rad}]$ を超えても最大荷重に達しない場合には、 $1/15[\text{rad}]$ 時の荷重を最大荷重 P_{max} とする。

N. 次式で短期基準せん断耐力 P_0 を算出する。

$$P_0 = \min((1-CV_1 \cdot k_1) \cdot P_y, (1-CV_2 \cdot k_2) \cdot (0.2/D_s) P_u, (1-CV_3 \cdot k_3) \cdot (2/3) P_{max}, (1-CV_4 \cdot k_4) \cdot P_{1/150})$$

ここで CV_i : 変動係数、 k_i : 信頼水準 75%における 50%下側許容限界値を求めるための係数



3.2.2 試験結果

(1) 結果概要

荷重変形関係の包絡線の比較を図 3-66 に、特性値一覧を表 3-25 に示す。また、図 3-67 に
は特性値の各項目の分布を示す。

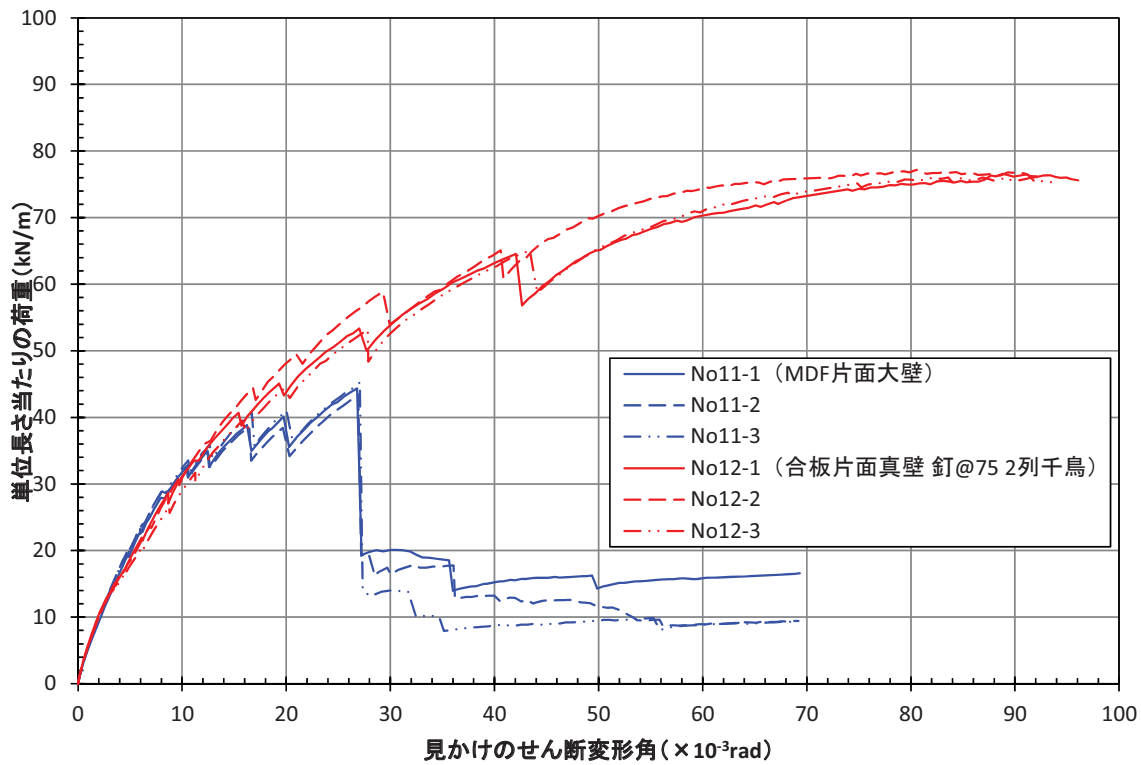
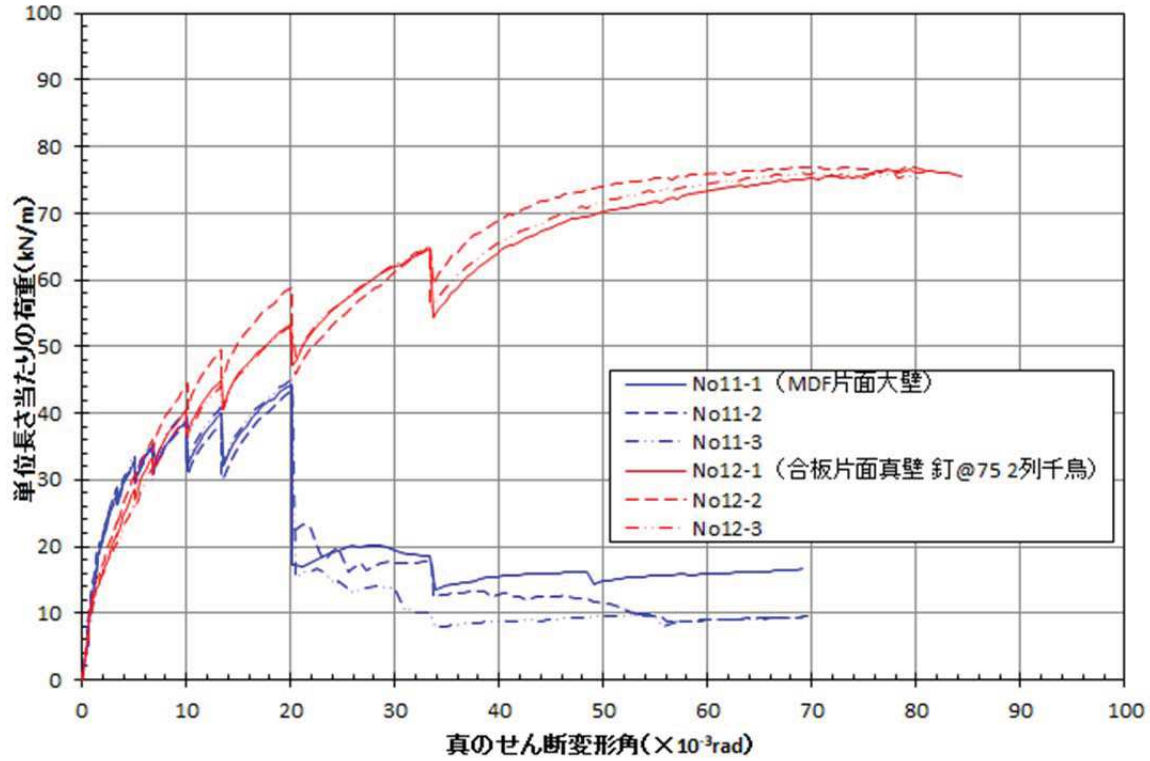
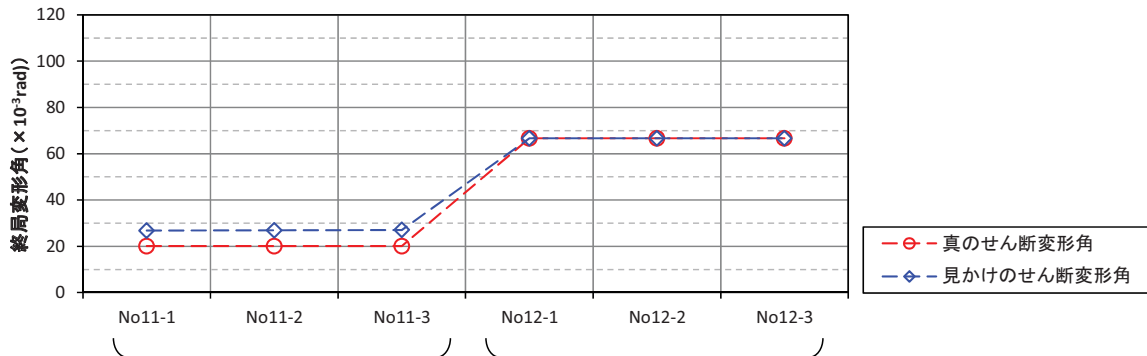
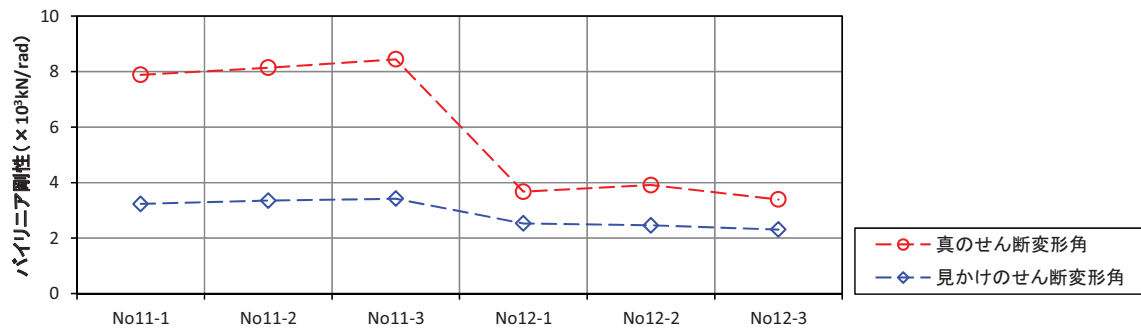
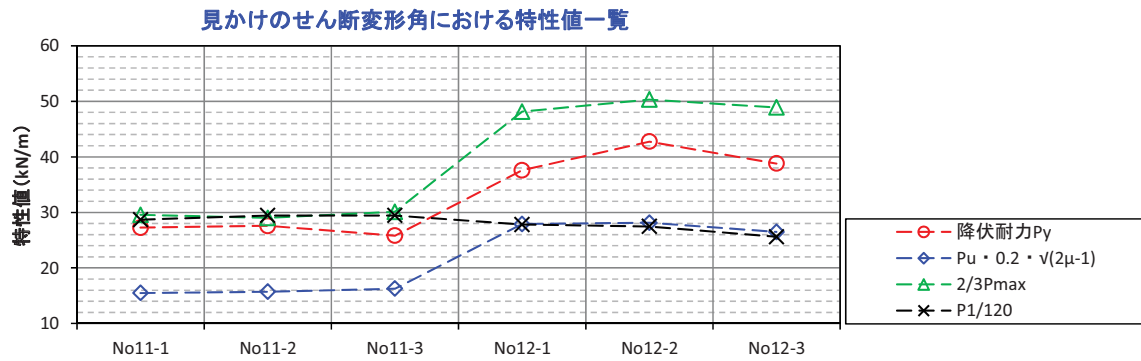
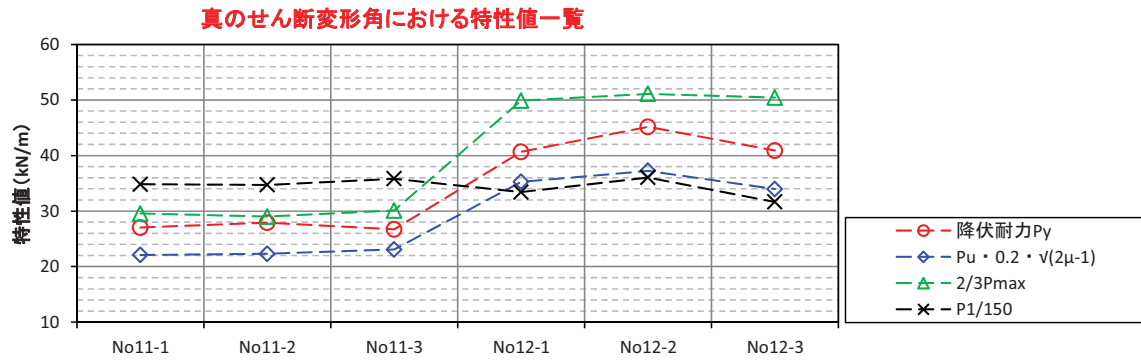


図 3-66 包絡線の比較

表 3-25 特性値一覧

No.11 (MDF片面大壁)											
評価方法	記号	No.11 (MDF片面大壁)			平均値	ばらつき係数	50%下限値	短期基準せん断耐力(kN/m)ばらつき考慮	低減係数 α (仮定)		
		1	2	3					0.95	0.9	
真 $\gamma 0$	降伏耐力Py (kN)	24.6	25.4	24.3	24.8	0.989	24.5	22.3	21.1	18.9	
	Pu:0.2 $\cdot\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	20.1	20.3	21.0	20.5	0.989	20.3				
	2/3Pmax (kN)	26.9	26.4	27.4	26.9	0.991	26.7				
	P _{1/150} (kN)	31.7	31.6	32.6	32.0	0.992	31.7				
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	7.9	8.1	8.4	8.2	0.984	8.0				
終局変位 (10 ⁻³ rad)	20.1	20.1	20.1	20.1	1.000	20.1	15.6	14.8	13.3		
降伏耐力Py (kN)	24.8	25.1	23.5	24.5	0.984	24.1					
Pu:0.2 $\cdot\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	14.1	14.3	14.8	14.4	0.988	14.2					
2/3Pmax (kN)	26.9	26.4	27.4	26.9	0.991	26.7					
P _{1/120} (kN)	26.1	26.8	26.8	26.6	0.993	26.4					
バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	3.2	3.4	3.4	3.3	0.986	3.3	26.9	26.9	26.9		
終局変位 (10 ⁻³ rad)	26.8	26.9	27.1	26.9	0.998	26.9					

No.12 (合板真壁 釘ピッチ@75 2列干島)											
評価方法	記号	No.12 (合板真壁 釘@75 2列干島)			平均値	ばらつき係数	50%下限値	短期基準せん断耐力(kN/m)ばらつき考慮	低減係数 α (仮定)		
		1	2	3					0.95	0.9	
真 $\gamma 0$	降伏耐力Py (kN)	37.0	41.1	37.2	38.4	0.972	37.3	32.7	31.0	27.9	
	Pu:0.2 $\cdot\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	32.1	33.9	30.9	32.3	0.978	31.6				
	2/3Pmax (kN)	45.4	46.5	45.9	45.9	0.994	45.6				
	P _{1/150} (kN)	30.4	32.8	28.8	30.7	0.969	29.7				
	バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	3.7	3.9	3.4	3.7	0.966	3.5				
終局変位 (10 ⁻³ rad)	66.7	66.7	66.7	66.7	1.000	66.7	26.4	25.0	22.5		
降伏耐力Py (kN)	34.2	38.9	35.3	36.1	0.968	34.9					
Pu:0.2 $\cdot\sqrt{2}\mu-1$ (kN)	25.4	25.6	24.1	25.0	0.985	24.6					
2/3Pmax (kN)	43.8	45.8	44.5	44.7	0.989	44.2					
P _{1/120} (kN)	25.3	25.0	23.3	24.5	0.979	24.0					
バイリニア剛性 (10 ³ kN/rad)	2.5	2.5	2.3	2.4	0.978	2.4	66.7	66.7	66.7		
終局変位 (10 ⁻³ rad)	66.7	66.7	66.7	66.7	1.000	66.7					



仕様概要	大壁 床勝ち 3.8m 柱頭柱脚めり込み補強金物 MDF片面		真壁 床勝ち 3.8m 柱頭柱脚めり込み補強金物 合板片面	
	短期基準耐力 ばらつき係数 ・低減係数 $\alpha=0.95$ 考慮	21.1kN/m 14.8kN/m	31.0kN/m 25.0kN/m	
破壊性状	面材のパンチングアウト、 釘の抜け、破断 面材の破壊		面材のパンチングアウト 釘の抜け、破断	

図 3-67 特性値の各項目の分布

(2) 試験体 No. 11 (MDF 片面大壁)

各試験体の荷重変形関係を図 3-68～69 に、各特性値を表 3-26 に、破壊性状を図 3-71 に示す。

破壊性状は試験体下側の面材破壊、面材のパンチングアウトなどが見られた。柱頭柱脚のめり込みはほぼ無く、真のせん断変形角と見かけのせん断変形角の差は概ね一致する結果となった。短期基準せん断耐力は、ばらつき係数及び低減係数 $\alpha=0.95$ を考慮した場合、真の変形角で 21.1 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) であるのに対し、見かけの変形角では 14.8 [kN/m] ($P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$) の評価となった。真のせん断変形角評価では目標とした壁耐力にはやや足りない評価となった。また、終局変形角が $1/50 \text{ [rad]}$ 未満となっており、靱性が十分ではなかった。ここでは床に構面を平置きした試験方法のため、試験体が面外に変形したことが影響した可能性が考えられる。

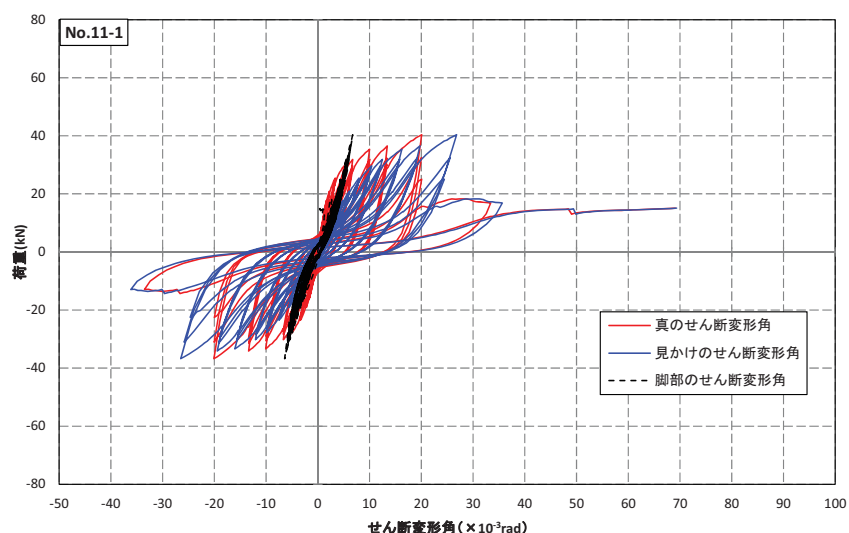


図 3-68 No. 11-1 荷重 - せん断変形角曲線

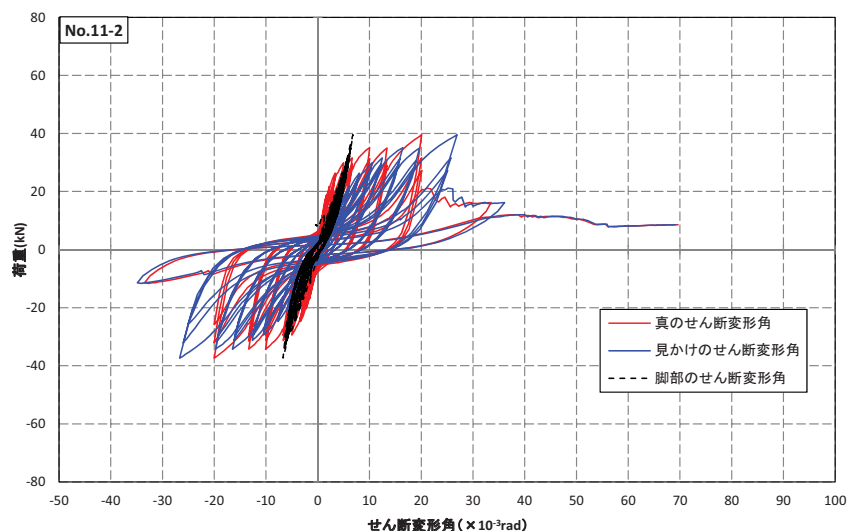


図 3-69 No. 11-2 荷重 - せん断変形角曲線

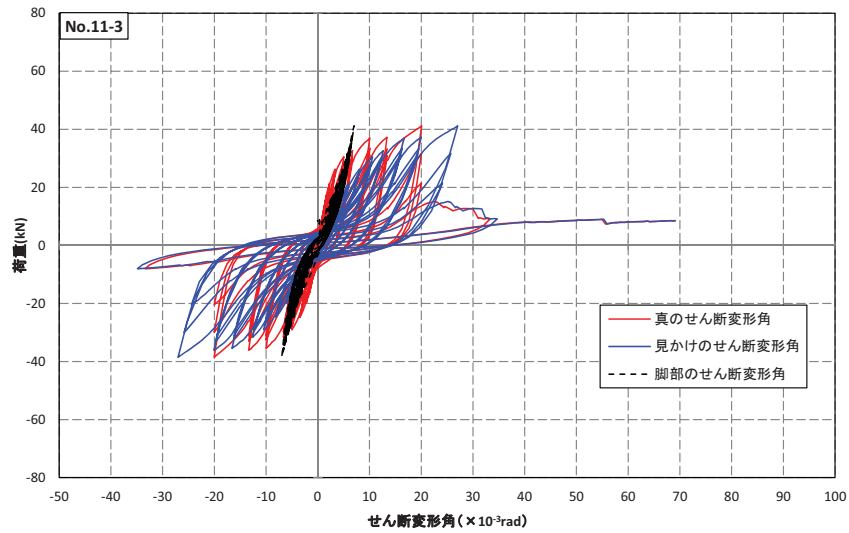


図 3-70 No. 11-3 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-26 各種特性値

評価方法	記号	No.11 (MDF片面大壁)			平均値	ばらつき係数	50%下限値	短期基準せん断耐力(kN/m) ばらつき考慮	低減係数 α (仮定)	
		1	2	3					0.95	0.9
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	24.6	25.4	24.3	24.8	0.989	24.5	22.3	21.1	18.9
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	20.1	20.3	21.0	20.5	0.989	20.3			
	2/3 P_{max} (kN)	26.9	26.4	27.4	26.9	0.991	26.7			
	$P_{1/150}$ (kN)	31.7	31.6	32.6	32.0	0.992	31.7			
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	7.9	8.1	8.4	8.2	0.984	8.0			
終局変位 (10^{-3} rad)	20.1	20.1	20.1	20.1	1.000	20.1				
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	24.8	25.1	23.5	24.5	0.984	24.1	15.6	14.8	13.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	14.1	14.3	14.8	14.4	0.988	14.2			
	2/3 P_{max} (kN)	26.9	26.4	27.4	26.9	0.991	26.7			
	$P_{1/120}$ (kN)	26.1	26.8	26.8	26.6	0.993	26.4			
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.2	3.4	3.4	3.3	0.986	3.3			
終局変位 (10^{-3} rad)	26.8	26.9	27.1	26.9	0.998	26.9				

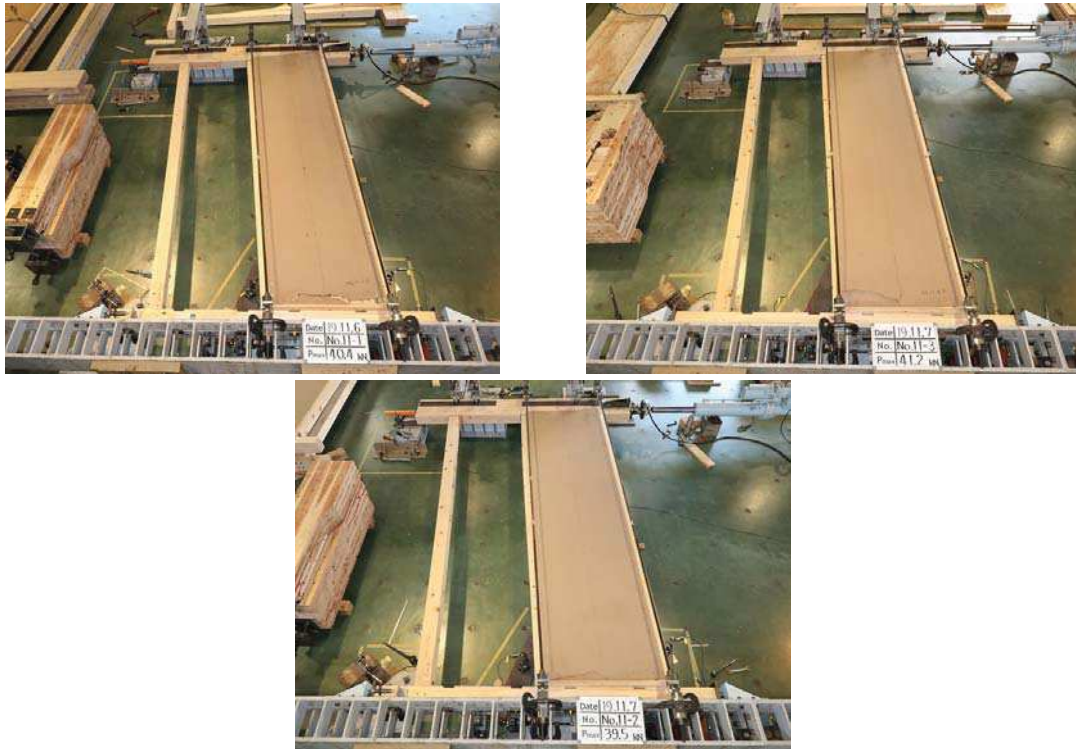


図 3-71 No. 11 破壊状況写真

(3) 試験体 No. 12 (合板真壁)

各試験体の荷重変形関係を図 3-72~73 に、各特性値を表 3-27 に、破壊性状を図 3-75 に示す。

No12 試験体の破壊性状は面材のパンチングアウト、釘の抜けや破断などが見られた。柱頭柱脚のめり込みはほぼ無く、真の変形角と見かけの変形角の差は概ね一致する結果となった。短期基準せん断耐力は、ばらつき係数及び低減係数 $\alpha = 0.95$ を考慮した場合、真の変形角評価で 31.0 [kN/m] (真 1/150[rad]) となっており、3 層以下の建築物に必要なせん断耐力の目標である壁耐力 30.0 [kN/m] を達成した。見かけの変形角では 25.0 [kN/m] (見かけ 1/120[rad]) であった。

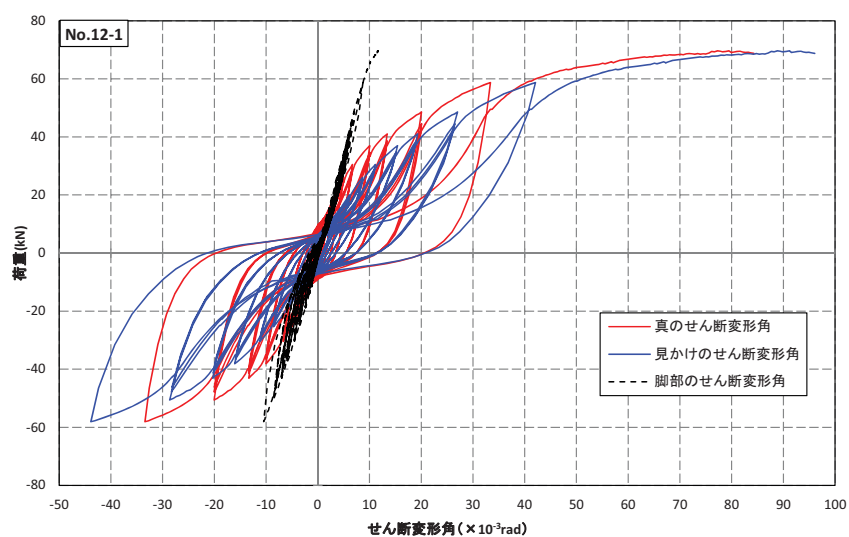


図 3-72 No. 12-1 荷重 - せん断変形角曲線

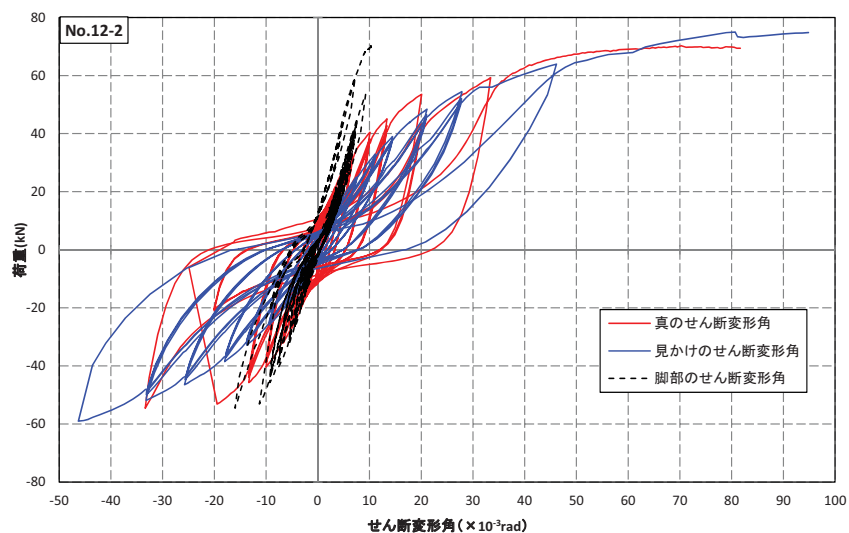


図 3-73 No. 12-2 荷重 - せん断変形角曲線

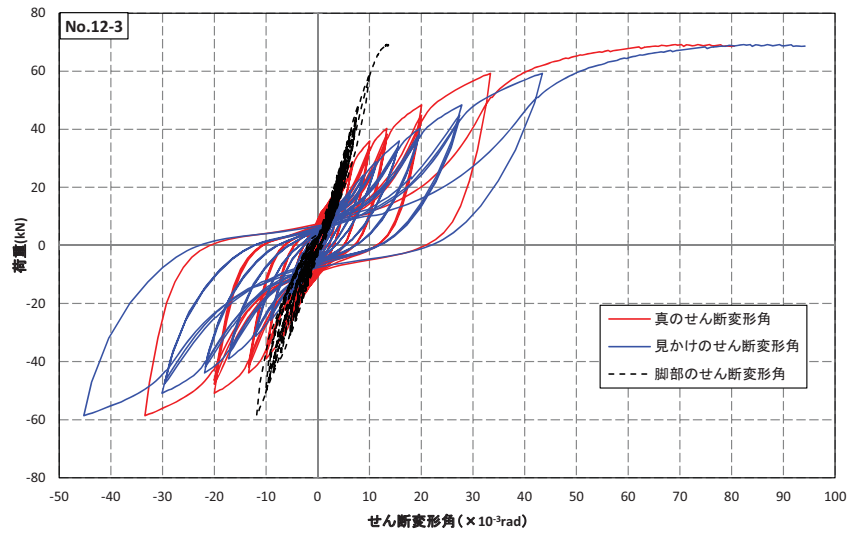


図 3-74 No. 12-3 荷重 - せん断変形角曲線

表 3-27 各種特性値

評価方法	記号	No.12 (合板真壁 釘@75 2列千鳥)			平均値	ばらつき係数	50%下限値	短期基準せん断耐力(kN/m)ばらつき考慮	低減係数 α (仮定)	
		1	2	3					0.95	0.9
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	37.0	41.1	37.2	38.4	0.972	37.3	32.7	31.0	27.9
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	32.1	33.9	30.9	32.3	0.978	31.6			
	2/3 P_{max} (kN)	45.4	46.5	45.9	45.9	0.994	45.6			
	$P_{1/150}$ (kN)	30.4	32.8	28.8	30.7	0.969	29.7			
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.7	3.9	3.4	3.7	0.966	3.5			
終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	66.7	66.7	66.7	1.000	66.7				
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	34.2	38.9	35.3	36.1	0.968	34.9	26.4	25.0	22.5
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	25.4	25.6	24.1	25.0	0.985	24.6			
	2/3 P_{max} (kN)	43.8	45.8	44.5	44.7	0.989	44.2			
	$P_{1/120}$ (kN)	25.3	25.0	23.3	24.5	0.979	24.0			
	バイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.5	2.5	2.3	2.4	0.978	2.4			
終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	66.7	66.7	66.7	1.000	66.7				

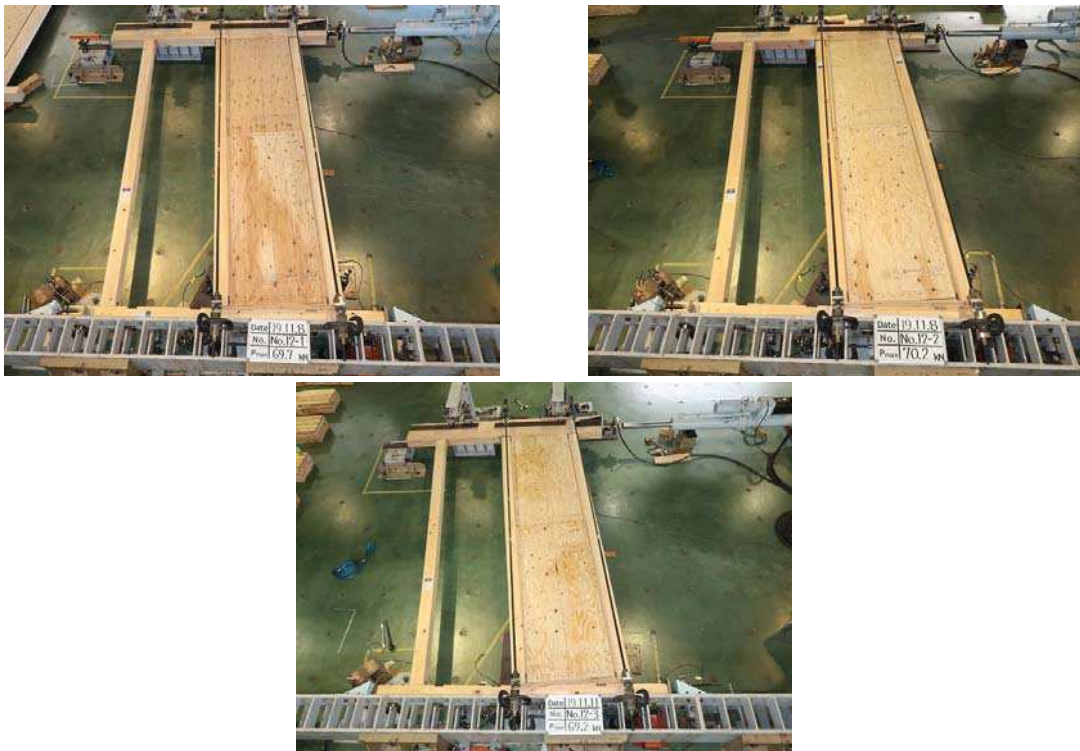


図 3-75 No. 12 破壊状況写真

3.2.3 考察

(1) 仕様別荷重変形関係の比較

① MDF 両面仕様と片面仕様の比較

MDF 両面仕様 (No7) と片面仕様 (No11) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-76 に、特性値の比較を表 3-28 に、破壊状況の比較を図 3-77 に示す。特性値は両仕様ともに真・見かけの評価で構造特性係数で決定した。破壊性状は片面仕様では両面仕様では見られなかった面材の破壊が確認され、終局変形角が真の変形角で 1/50[rad]程度となった。

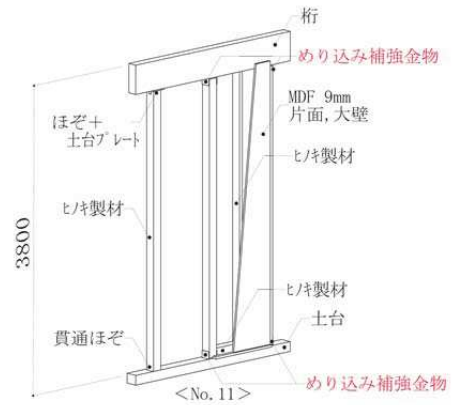
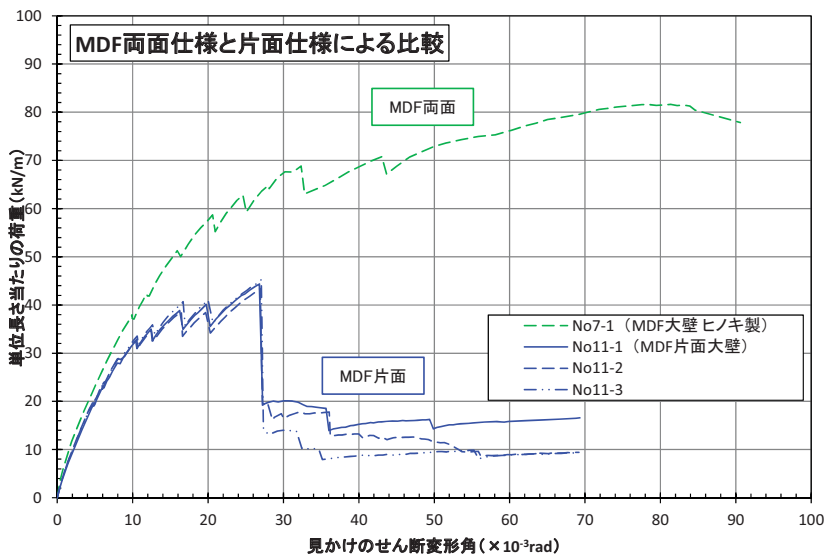
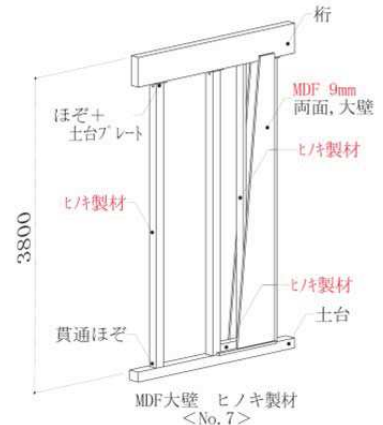
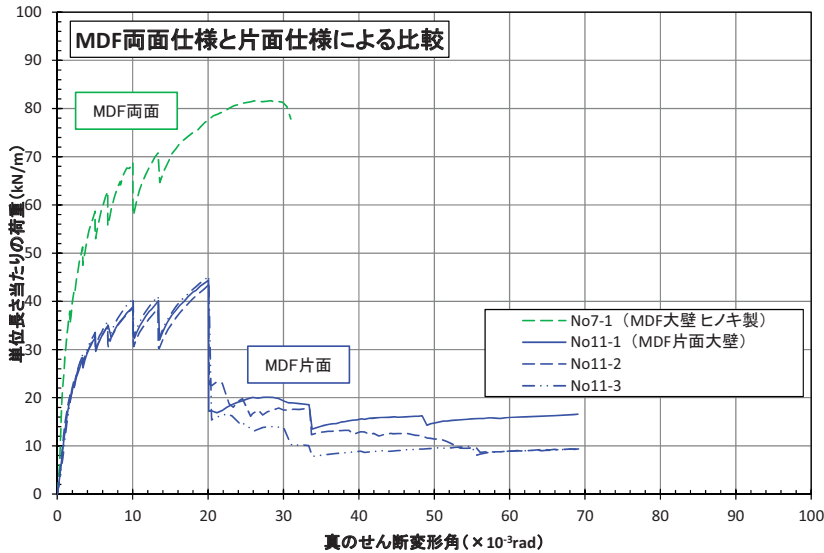
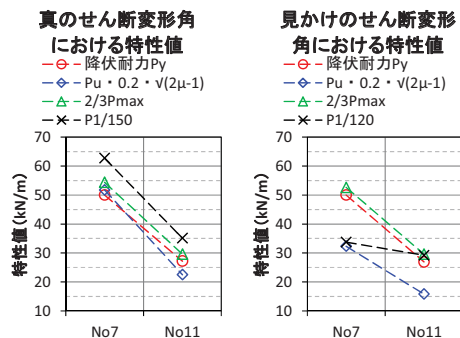


図 3-76 MDF の両面、片面による包絡線の比較

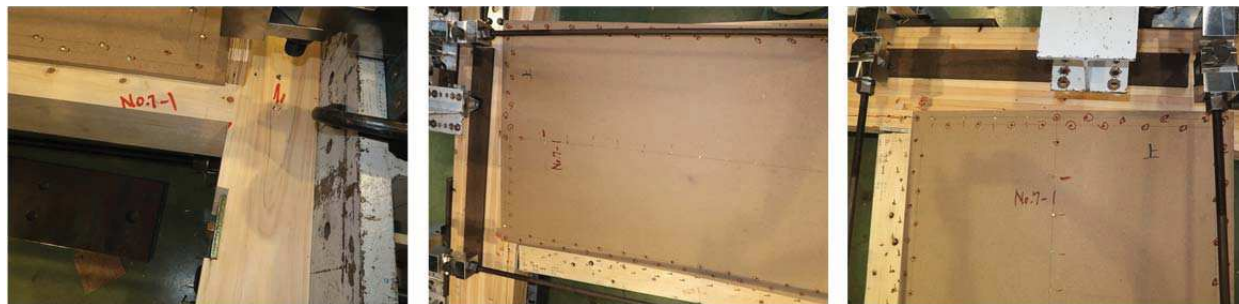
No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No7	H=3.8m、9mm MDF 両面、床勝ち	面材のパンチングアウト、柱頭のめり込み、
No11	H=3.8m、9mm MDF 片面、床勝ち	面材の破壊、パンチングアウト

表 3-28 特性値の比較

評価方法	記号	MDF大壁 ヒノキ製	
		No.7-1	短期基準せん断耐力(kN/m)
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	45.5	50.0
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	47.1	
	2/3 P_{max} (kN)	49.5	
	$P_{1/150}$ (kN)	57.1	
	パイニア剛性 (10^3 kN/rad)	14.3	
見かけ γ	終局変位 (10^{-3} rad)	31.0	32.3
	降伏耐力 P_y (kN)	45.5	
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	29.4	
	2/3 P_{max} (kN)	47.9	
	$P_{1/120}$ (kN)	30.7	
	パイニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.0	
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	



評価方法	記号	No.11 (MDF片面大壁)			平均値	ばらつき係数	50%下限値	短期基準せん断耐力(kN/m)ばらつき考慮	低減係数 α (仮定)	
		1	2	3					0.95	0.9
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	24.6	25.4	24.3	24.8	0.989	24.5	22.3	21.1	18.9
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	20.1	20.3	21.0	20.5	0.989	20.3			
	2/3 P_{max} (kN)	26.9	26.4	27.4	26.9	0.991	26.7			
	$P_{1/150}$ (kN)	31.7	31.6	32.6	32.0	0.992	31.7			
	パイニア剛性 (10^3 kN/rad)	7.9	8.1	8.4	8.2	0.984	8.0			
	終局変位 (10^{-3} rad)	20.1	20.1	20.1	20.1	1.000	20.1			
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	24.8	25.1	23.5	24.5	0.984	24.1	15.6	14.8	13.3
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	14.1	14.3	14.8	14.4	0.988	14.2			
	2/3 P_{max} (kN)	26.9	26.4	27.4	26.9	0.991	26.7			
	$P_{1/120}$ (kN)	26.1	26.8	26.8	26.6	0.993	26.4			
	パイニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.2	3.4	3.4	3.3	0.986	3.3			
	終局変位 (10^{-3} rad)	26.8	26.9	27.1	26.9	0.998	26.9			



<No. 7>



<No. 11>

図 3-77 破壊状況の比較

② 合板仕様の面材釘ピッチによる比較

合板真壁仕様の面材釘ピッチ CNZ75@50 2列千鳥 (No9) と CNZ75@75 2列千鳥 (No12) の比較を行う。包絡線の比較を図 3-78 に、特性値の比較を表 3-29 に、破壊状況の比較を図 3-79 に示す。

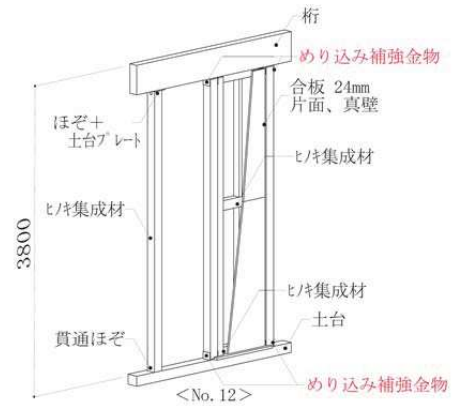
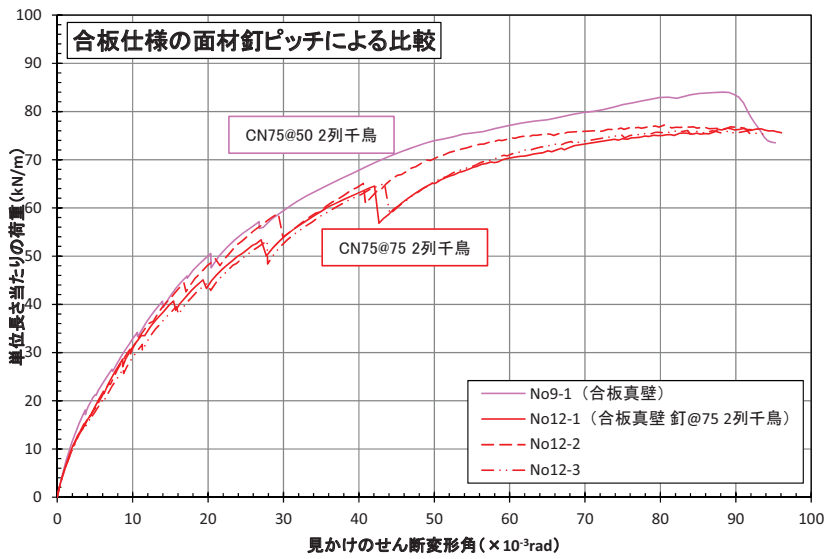
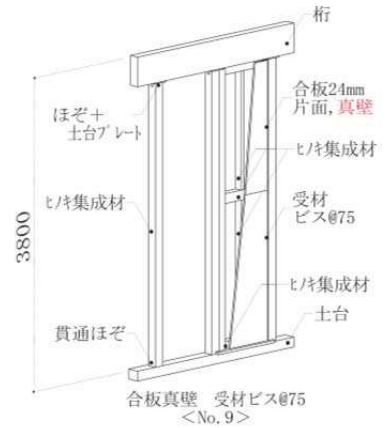
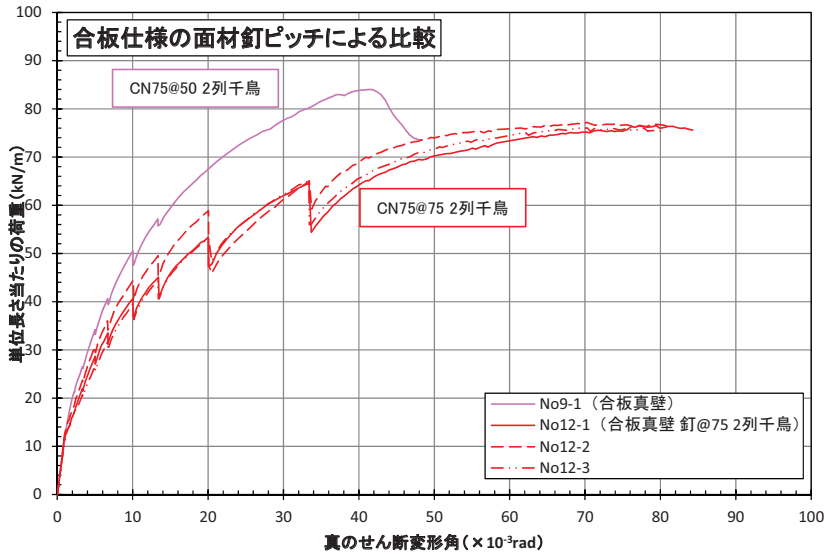
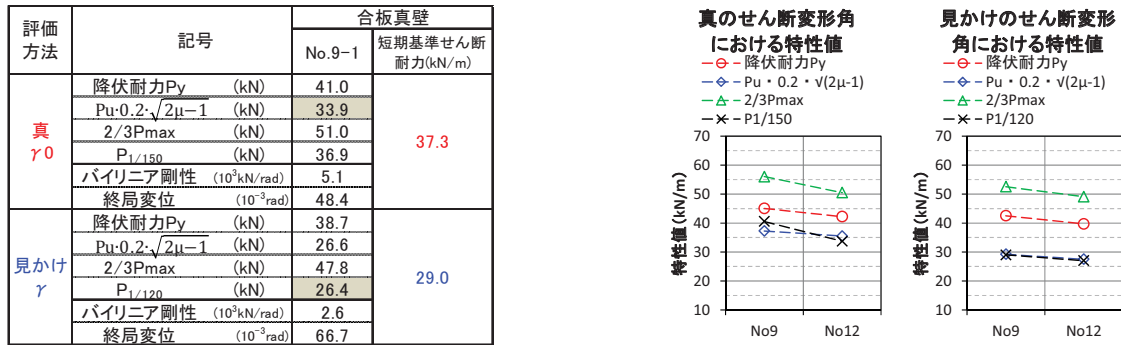


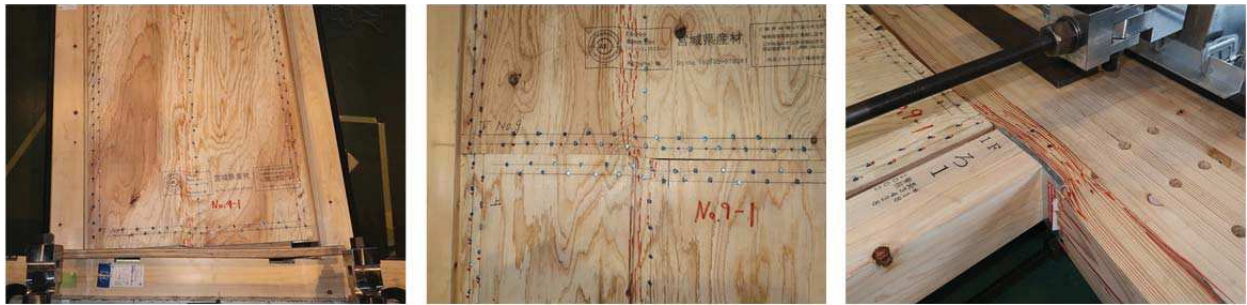
図 3-78 合板仕様の面材釘ピッチによる包絡線の比較

No	主な仕様	破壊状況、加力終了理由
No9	H=3.8m、24mm 合板片面、真壁、CNZ75@50 2列千鳥	面材のせん断破壊・柱頭のめり込み破壊、面材破壊による荷重低下
No12	H=3.8m、24mm 合板片面、真壁、CNZ75@75 2列千鳥	パンチングアウト、釘の抜け・破断

表 3-29 特性値の比較



評価方法	記号	No.12 (合板真壁 釘@75 2列千鳥)			平均値	ばらつき係数	50%下限値	短期基準せん断耐力(kN/m) ばらつき考慮	低減係数 α (仮定)	
		1	2	3					0.95	0.9
真 γ_0	降伏耐力 P_y (kN)	37.0	41.1	37.2	38.4	0.972	37.3	32.7	31.0	27.9
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	32.1	33.9	30.9	32.3	0.978	31.6			
	$2/3P_{max}$ (kN)	45.4	46.5	45.9	45.9	0.994	45.6			
	$P_{1/150}$ (kN)	30.4	32.8	28.8	30.7	0.969	29.7			
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	3.7	3.9	3.4	3.7	0.966	3.5			
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	66.7	66.7	66.7	1.000	66.7			
見かけ γ	降伏耐力 P_y (kN)	34.2	38.9	35.3	36.1	0.968	34.9	26.4	25.0	22.5
	$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu-1}$ (kN)	25.4	25.6	24.1	25.0	0.985	24.6			
	$2/3P_{max}$ (kN)	43.8	45.8	44.5	44.7	0.989	44.2			
	$P_{1/120}$ (kN)	25.3	25.0	23.3	24.5	0.979	24.0			
	パイリニア剛性 (10^3 kN/rad)	2.5	2.5	2.3	2.4	0.978	2.4			
	終局変位 (10^{-3} rad)	66.7	66.7	66.7	66.7	1.000	66.7			



<No. 9>



<No. 12>

図 3-79 破壊状況の比較

(2) 荷重変形関係及びタイロッド軸力

タイロッド軸力は下式により算出した。

$$\text{タイロッド軸力} = \text{ひずみ } \varepsilon \times \text{ヤング係数 } E \times \text{断面積 } A$$

$$\text{ただし } E = 2.05 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}, A = (19/2)^2 \times \pi \text{ (mm}^2\text{)}$$

各試験体の荷重-変形、タイロッド軸力関係を図 3-80, 81 に示す。

全仕様の共通の結果として、負側加力時は引張側（反ジャッキ側）のみ張力が生じているが、正側加力時は引張側（ジャッキ側）と圧縮側（反ジャッキ側）に張力が生じている。これは正側加力時にピン柱があることで、壁全体で引張力を負担するような挙動になったためと考えられる。

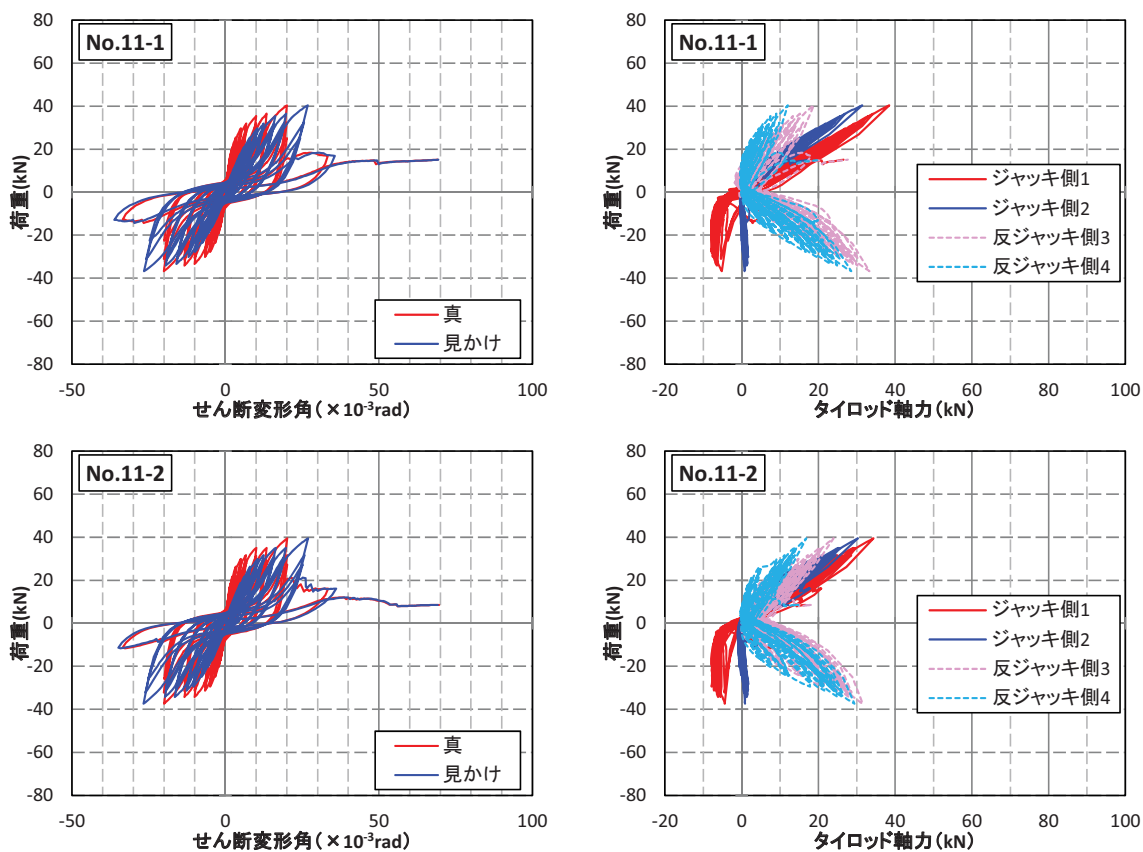
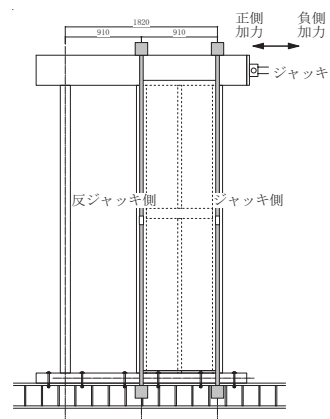


図 3-80 荷重-変形、タイロッド軸力関係

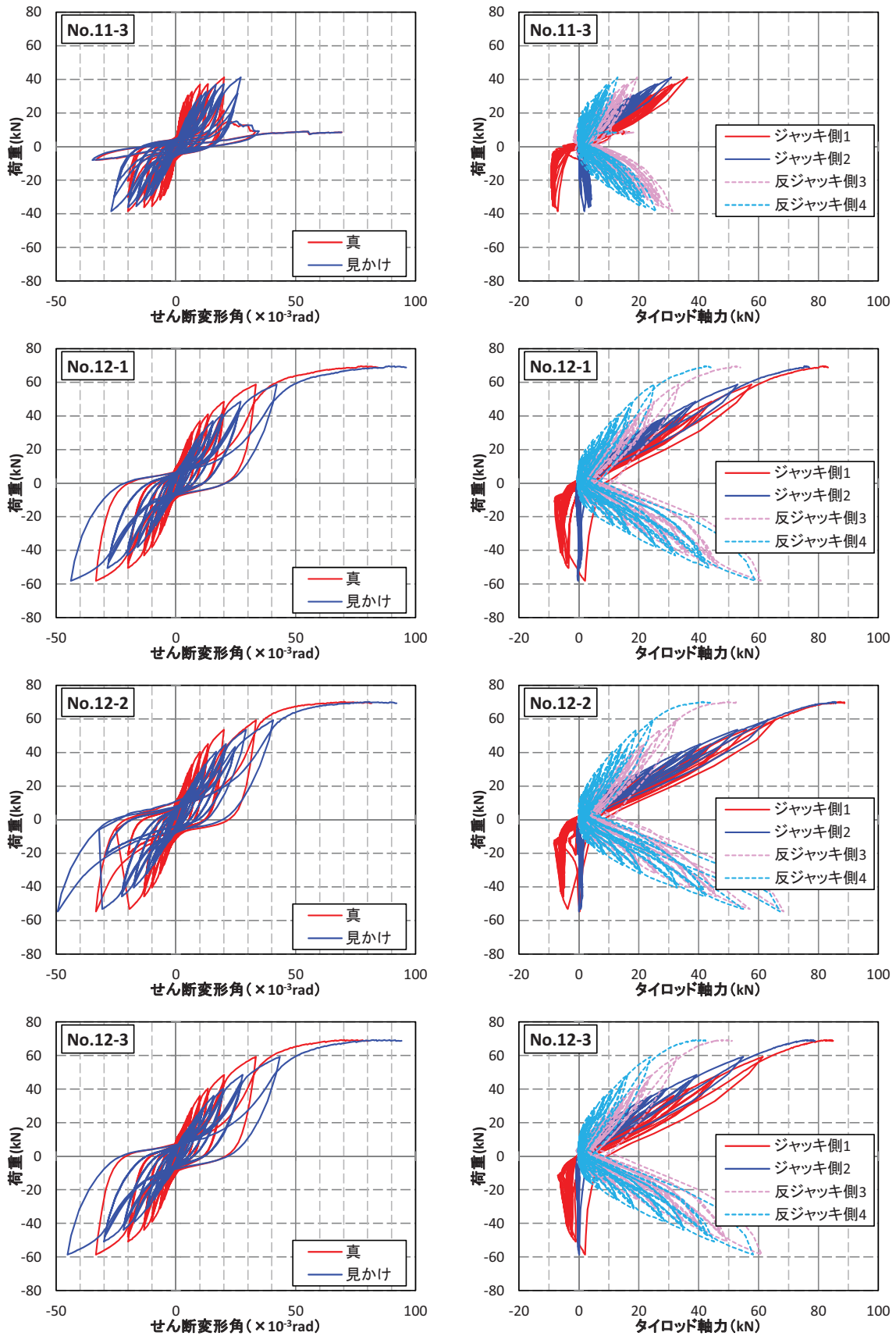


図 3-81 荷重-変形、タイロッド軸力関係

(3) 施工に関する課題

- ・耐力壁試験は寝かせた状態で施工及び加力したが、実際には立てた状態で施工するため別途施工検証は必要である。
- ・耐力壁試験に用いた柱は 120 角及び 120×150 の扁平材を用いた。今後、柱の断面が大きくなった場合や柱頭柱脚の金物の仕様によっては、現在のプレカットの機械では対応できない。耐力壁本試験の桁にあけたφ22 のキリ孔はプレカットではせいり途中までしか加工できないため、最後は手加工とした。