

品質性能試験報告書

試験結果は以下のとおりであることを
証明する

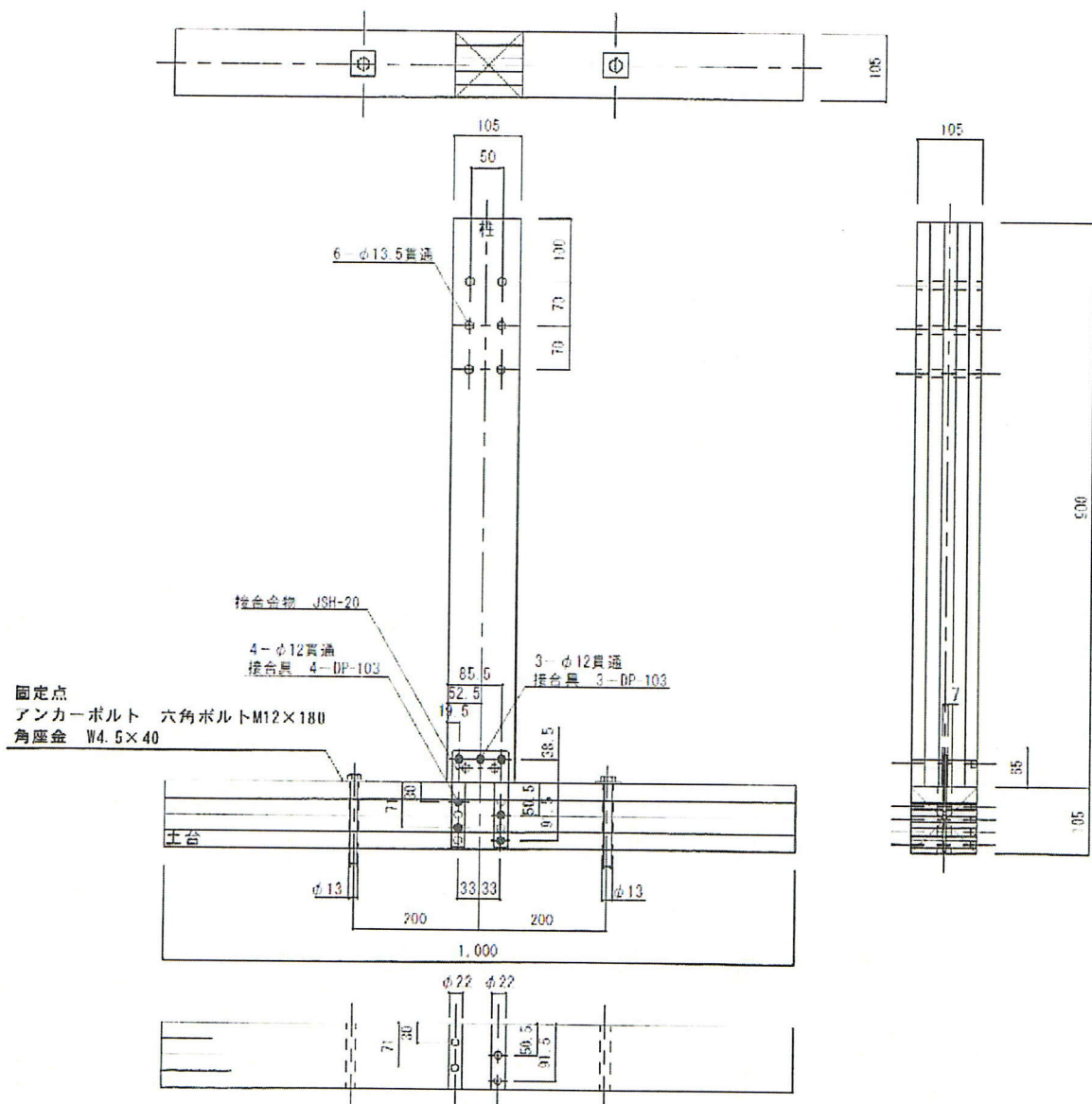


財団法人 建材試験センター
中央試験所長 黒木 勝
埼玉県草加市稲荷5丁目2番20号



試験名称	木造建築用接合金物を使用した接合部の引張試験
依頼者	会社名：株式会社 エス・ジー・シー 所在地：茨城県結城郡八千代町佐野665-1
試験体 (依頼者 提出資料)	1. 接合金物 名称：木造建築用柱脚仕口金物 商品名：JSH-20 用途：柱-土台接合部に使用する金物（中柱型） 寸法：154.5×88mm、厚さ6mm（図-2参照） 材質：図-2の化学成分及び機械的性質を満足する鋼材 表面処理：静電塗装（黒色） 2. 接合具 DP-103を柱側3本、土台側4本使用 3. 使用軸組 柱：同一等級構成構造用集成材，E105-F345，おうしゅうあかまつ，105×105mm 土台：対称異等級構成構造用集成材，E105-F300，おうしゅうあかまつ，105×105mm 4. 試験体数 7体（うち1体は予備試験体） 参照：図-1及び図-2（試験体の形状・寸法）
試験方法	木造軸組工法住宅の許容応力度設計（監修：国土交通省住宅局建築指導課・木造住宅振興室，企画編集・発行：財団法人日本住宅・木材技術センター）の2章「木造軸組工法住宅の各部要素の試験方法と評価方法」に従って行った。その詳細を表-1に示す。
試験結果	短期基準引張耐力(P_{0t})：18.2kN ただし、柱及び土台にはおうしゅうあかまつ集成材を使用し、土台固定用のアンカーボルトの位置は、柱心からそれぞれ200mmとする。 耐力算定基礎資料：表-2 荷重-変位曲線：図-3～図-5 破壊状況：写真-1～写真-6
試験期間	平成21年11月16日～17日
担当者	構造グループ 統括リーダー 高橋 仁 試験責任者 高橋 啓太 試験実施者 高橋 慶太， 小山 博 出
試験場所	中央試験所

単位 mm



- 柱 ・ 樹種：おうしゅうあかまつ 同一等級構成構造用集成材 E105-F345 積層数：5 寸法：105×105×900
- 土台 ・ 樹種：おうしゅうあかまつ 対称異等級構成構造用集成材 E105-F300 積層数：4 寸法：105×105×1000

試験体		使用軸組	含水率 %		密度 g/cm ³	
記号	番号		柱	土台	柱	土台
C3	0	柱 (おうしゅうあかまつ)	10.3	10.0	0.53	0.51
	1	同一等級構成構造用集成材	10.5	9.7	0.50	0.50
	2	寸法：105×105mm	10.2	9.9	0.51	0.47
	3		10.9	10.5	0.50	0.50
	4	土台 (おうしゅうあかまつ)	10.9	10.2	0.48	0.51
	5	対称異等級構成構造用集成材	10.2	10.8	0.50	0.55
	6	寸法：105×105mm	10.2	10.0	0.49	0.50

(注) 含水率及び密度は、試験終了後に測定した値である。なお、含水率は測定データ (6 箇所) の平均値を示した。

[依頼者提出資料]

試験体記号：C3

図-1 試験体

(財) 建材試験センター

単位 mm

接合金物

商品名：JSH-20

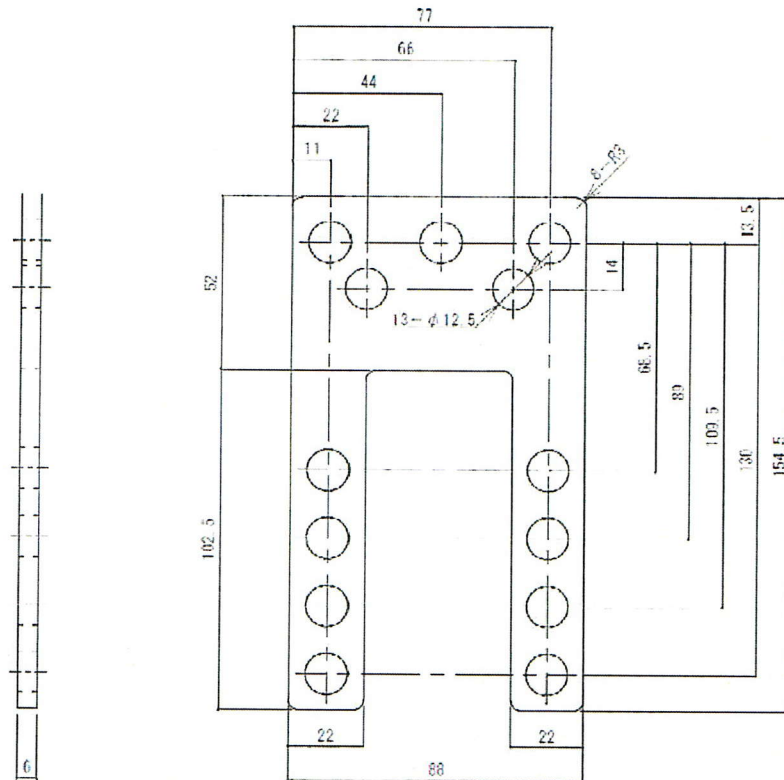
材質：下記の化学成分及び機械的性質を満足する鋼材

化学成分：C (0.20%以下)，Si (0.35%以下)，Mn (1.40%以下)，P (0.045%以下)，S (0.045%以下)

機械的性質：降伏点又は耐力 235N/mm² 以上，引張強さ 370～500N/mm²，伸び 26%以上

曲げ試験（曲げ角度 180°，内側半径：厚さの 1.5 倍）で試験片の外側にき裂が生じないこと

表面処理：静電塗装（黒色） 膜厚 50μm±10

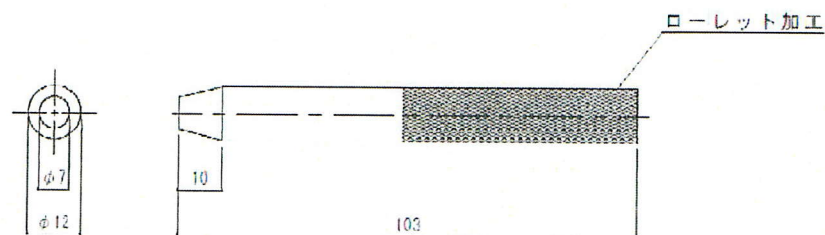


接合具

製品名：DP-103

材質：Q215 GB/T 701-2008

表面処理：電気亜鉛めっき及び有色クロメート



(注) 材質に示すGBは中国国家規格である。

[依頼者提出資料]

試験体記号：C3

図 2 試験体（接合金物及び接合具）

(財) 建材試験センター

表 1 試験方法の詳細及び短期基準引張耐力算出方法

試験方法	1. 加力方法 加力は、200kN 自動コントロール式加力試験機（ロードセル容量：±100kN、ヒステリシス：±0.2%RO、非直線性：±0.2%RO）を使用して、次の順序で行った。 (1) 試験体 No. 0 は予備試験とし、単調加力による引張荷重を破壊に至るまで連続的に加えた。その結果より降伏変位 δ_y を求めた。 (2) 試験体 No. 1～No. 6 は本試験とし、一方向繰返し加力による引張荷重を加えた。繰返しは、予備試験で得られた最大荷重時変位 δ_{max} (20.1mm) の 1/10、1/5、3/10、2/5、1/2、3/5、7/10、1 倍の順で各 1 回行った。最大荷重に達した後、最大荷重の 80% の荷重に低下するまで又は破壊が確認されるまで加力した。（単調加力で得られた δ_y は 5.4mm であった。この値を用いて繰返し加力を行った場合、耐力算出範囲である変位 30mm までの繰返し回数は 4 回と少なくなる。そこで、δ_{max} をもとに繰返し加力を行ったものである。） (3) 最大荷重は破壊荷重時の変位が 30 mm 以下の場合には、これを最大荷重として扱い、30 mm を越える場合には、30 mm 以内の最高荷重を最大荷重とした。 2. 変位測定 変位の測定は、柱の上下方向変位及び柱と土台の相対上下方向変位について、電気式変位計（容量：100mm、感度：100×10^{-6}/mm、非直線性：0.1%RO 及び容量：50mm、感度：200×10^{-6}/mm、非直線性：0.1%RO）を使用して行った。 単位 mm 引張試験方法（中柱型） 〔注〕 1. 変位 δ_1 及び δ_2 は下式による。 ① 柱の上下方向変位 $\delta_1 = (DG1 + DG2) / 2$ ② 柱と土台の相対上下方向変位 $\delta_2 = (DG3 + DG4) / 2$ DG1～DG4：電気式変位計 2. 繰返し加力の変位には δ_1 を用いた。 3. 固定点のボルトの締付けは、手締めとした。
短期基準引張耐力 (Pol)	1. 包絡線の作成 包絡線の作成は、次の手順に従って行った。 (1) 接合金物を 1 個 1 組で試験を行った場合は、試験機荷重を接合金物 1 個の荷重とする。 (2) 1 個の接合部で 2 以上の変位を測定した場合は、その平均値を接合部 1 個の変位とする。 （なお、本接合金物は、土台を固定するアンカーボルトの仕様（M12）と設置位置（柱心からそれぞれ 200mm の位置 2 箇所）が限定されており、柱脚の変位には土台の損傷やアンカーボルトの性能が影響を及ぼすと考えられるため、包絡線の変位には柱の上下方向変位 δ_1 を用いた。） 2. 短期基準引張耐力の算出 短期基準引張耐力は、降伏耐力 P_y 又は最大荷重の 2/3 の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値のうち小さい方の値とした。なお、ばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準 75% の 95% 下側許容限界値をもとに次式より求めた。 $\text{ばらつき係数} = 1 - C \cdot V \cdot k$ ここに、C : 変動係数、k : 2.336 ($n=6$) また、降伏耐力 P_y、初期剛性 K、終局耐力 P_u 及び構造特性係数 D_s は、荷重－変位曲線の包絡線より、次の手順に従って求めた。 (1) 包絡線上の 0.1 P_{max} と 0.4 P_{max} を結ぶ直線（第Ⅰ直線）を引く。 (2) 包絡線上の 0.4 P_{max} と 0.9 P_{max} を結ぶ直線（第Ⅱ直線）を引く。 (3) 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。 (4) 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 軸に平行に直線（第Ⅳ直線）を引く。 (5) 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。 (6) 原点と (δ_y, P_y) を結ぶ直線（第Ⅴ直線）を初期剛性 K と定める。 (7) 最大荷重後の 0.8 P_{max} 荷重低下域の包絡線上の変位又は 30mm のいずれか小さい変位を終局変位 δ_u と定める。 (8) 包絡線と X 軸及び δ_u で囲まれる面積を S とする。 (9) 第Ⅴ直線と δ_u と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な直線（第Ⅵ直線）を引く。 (10) 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降伏耐力と定め、これを終局耐力 P_u と読み替える。そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δ_v とする。 (11) (δ_u / δ_v) を塑性率 μ とする。 (12) 塑性率 μ を用いて、$D_s = 1 / \sqrt{(2\mu - 1)}$ とする。

表-2 耐力算定のための基礎資料

試験体		加力方法	降伏時		2/3Pmax時		Pmax時		破壊状況
			荷重 (Py) kN	変位 (δ_y) mm	荷重 kN	変位 mm	荷重 kN	変位 mm	
記号	番号								
CS	0	単調	25.1	5.4	34.8	8.8	52.2	20.1	角座金の土台へのめり込み後、ドリフトピン位置で土台の割裂破壊
	1	一方向繰返し	25.2	3.8	32.7	5.7	49.1	13.2	角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断
	2		29.5	5.0	33.9	6.3	50.8	15.4	角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断
	3		27.1	4.5	34.6	6.6	51.9	16.6	角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断
	4		21.9	4.4	31.5	8.4	47.3	18.2	ドリフトピン位置で土台の割裂後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断
	5		24.1	3.9	32.9	6.6	49.3	16.1	角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断
	6		22.2	4.7	31.1	7.9	46.7	16.6	角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断
	平均		25.0	4.4	32.8	6.9	49.2	16.0	
	標準偏差		2.93	0.46	1.35	1.02	1.99	1.66	
	変動係数		0.117		0.041				
	ばらつき係数		0.727		0.904				
	短期基準引張耐力 ($P_{0.1}$) kN		18.2		29.7				

(注) 短期基準引張耐力 ($P_{0.1}$) は、降伏耐力 P_y 又は $2/3P_{max}$ の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値のうち小さい方とし、□に示した値である。

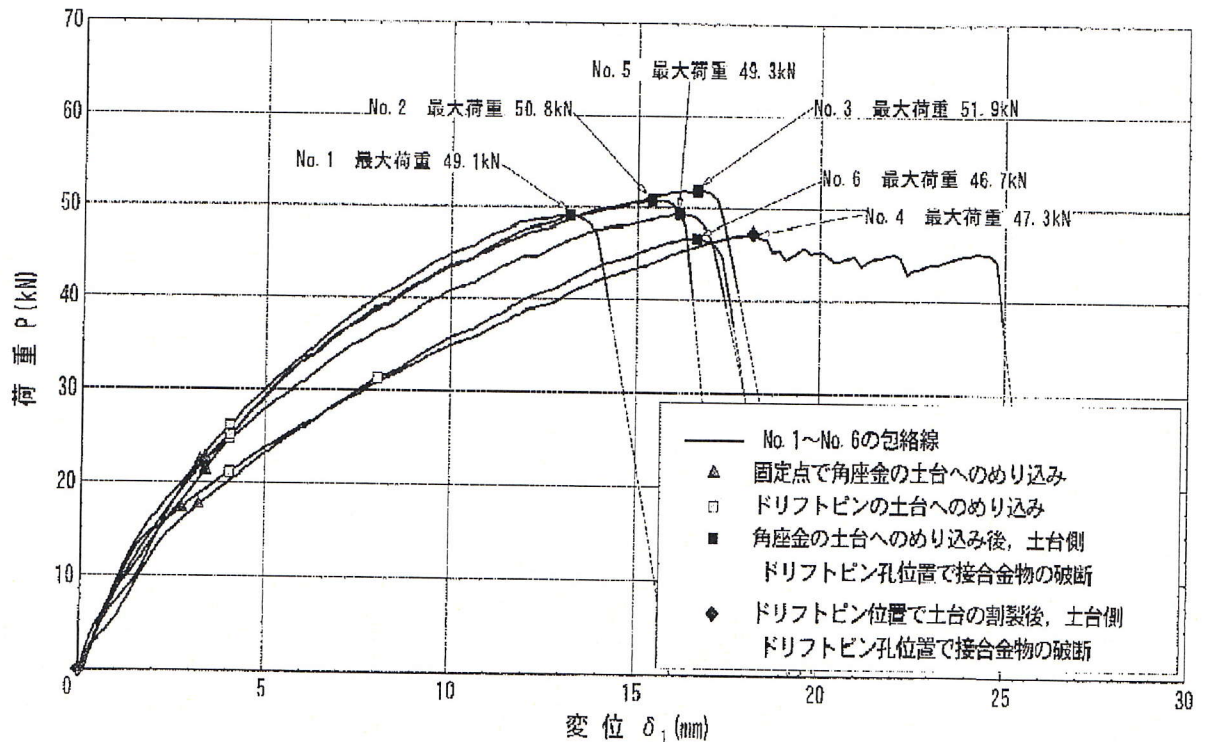


図-3 荷重 - 変位 包絡線の比較

試験体記号：C3

試験項目：引張

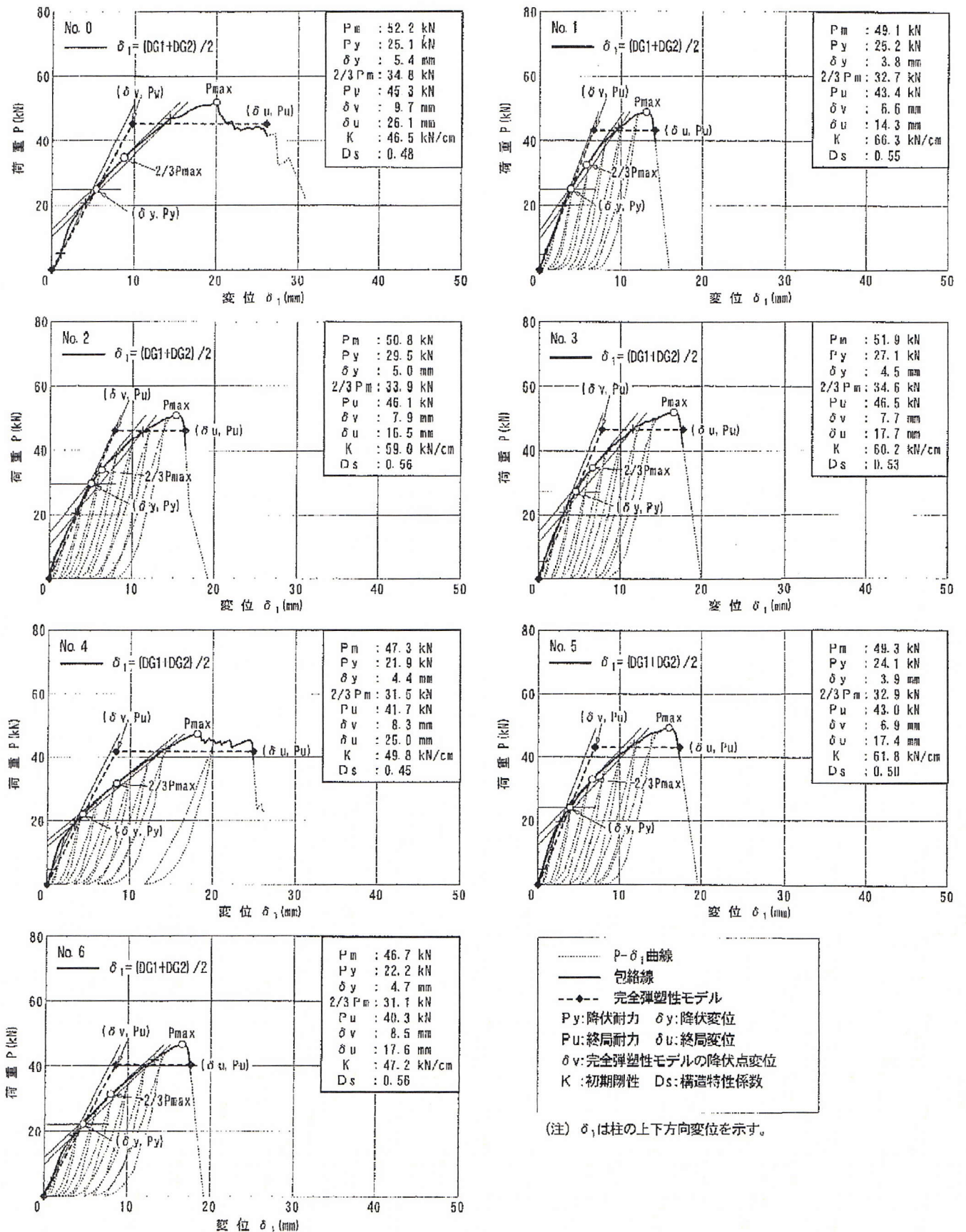
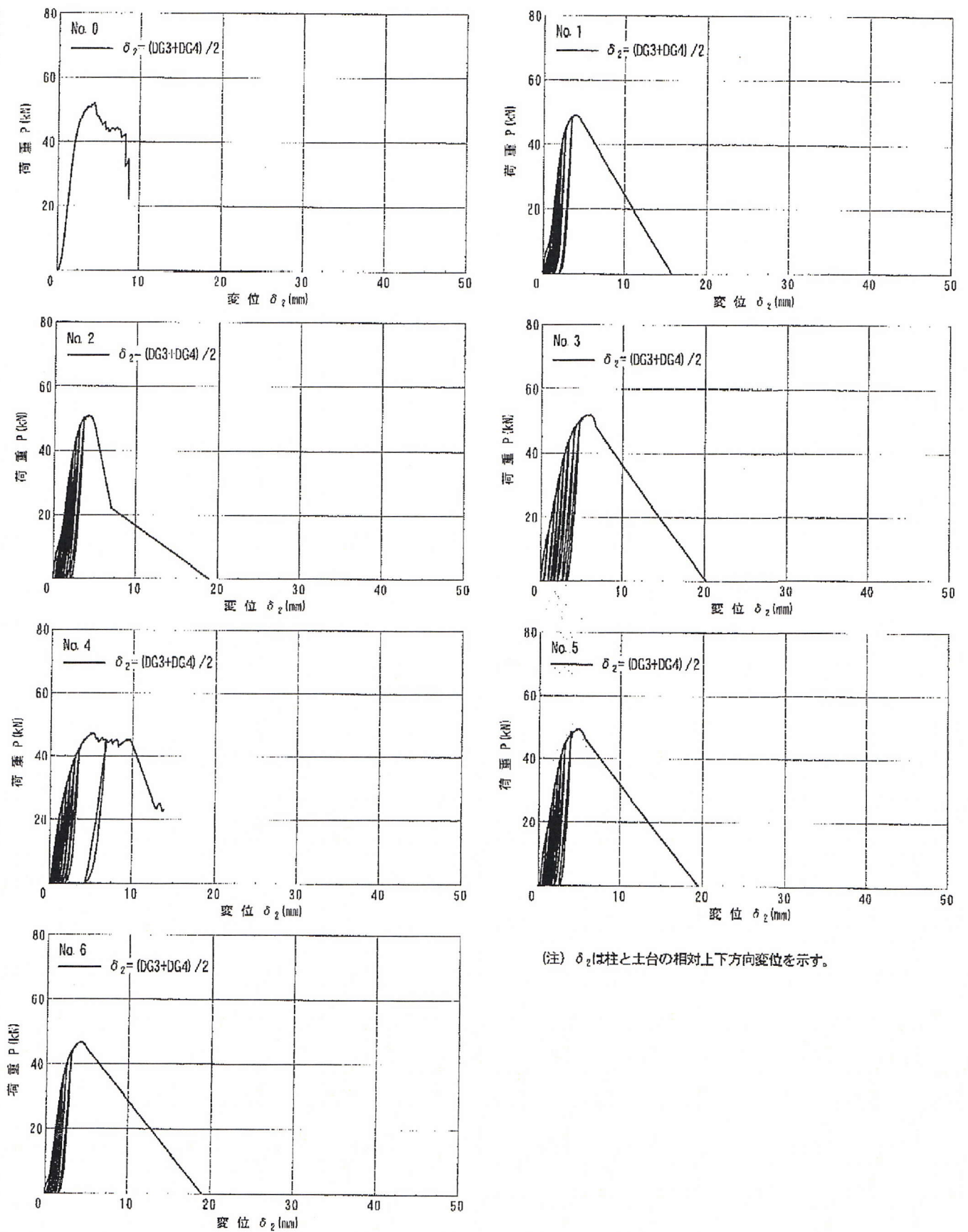


図-4 荷重-変位曲線、包絡線及び完全弾塑性モデル

試験体記号：C3 試験項目：引張



(注) δ_2 は柱と土台の相対上下方向変位を示す。

図-5 荷重-変位曲線

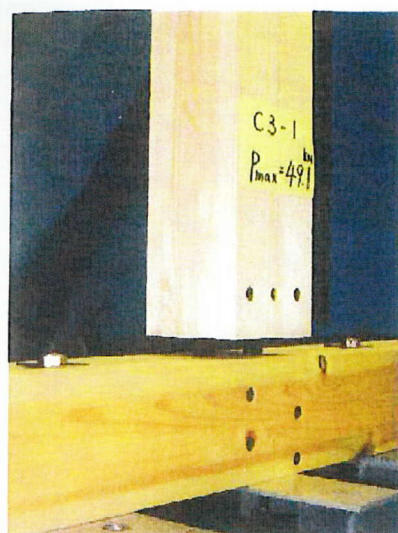


写真-1 破壊状況
試験体記号:C3-1
最大荷重:49.1kN

角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断

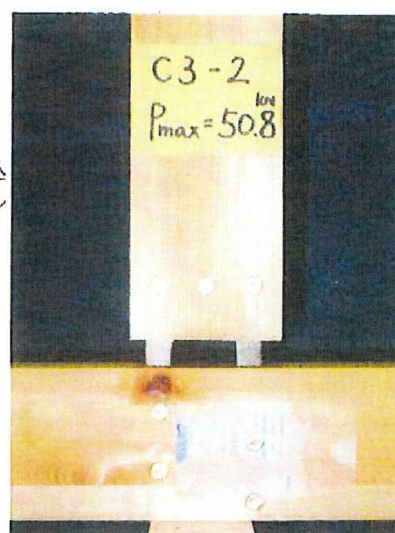


写真-2 破壊状況
試験体記号:C3-2
最大荷重:50.8kN

角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断

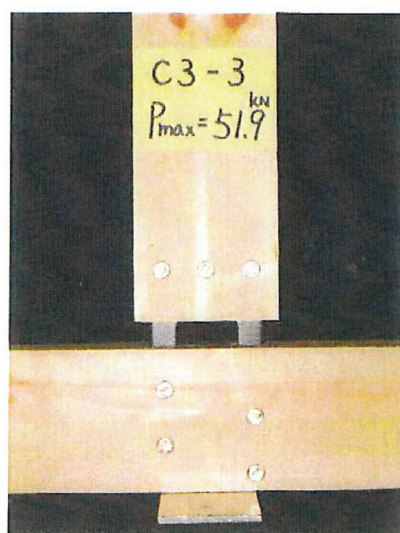


写真-3 破壊状況
試験体記号:C3-3
最大荷重:51.9kN

角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断

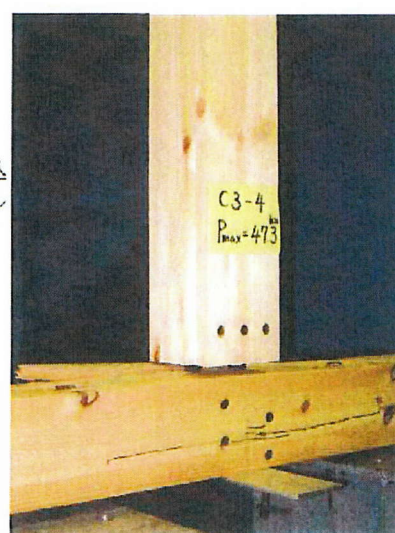


写真-4 破壊状況
試験体記号:C3-4
最大荷重:47.3kN

ドリフトピン位置で土台の割裂後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断

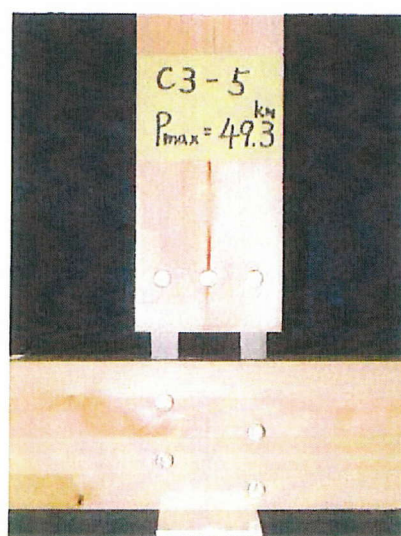


写真-5 破壊状況
試験体記号:C3-5
最大荷重:49.3kN

角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断



写真-6 破壊状況
試験体記号:C3-6
最大荷重:46.7kN

角座金の土台へのめり込み後、土台側ドリフトピン孔位置で接合金物の破断
(写真は接合金物の破断状況を示した)

以下余白