

3.4.2. 集成材 - 鋼板間ビス接合

力学モデルの妥当性を検証するため、実験値と計算値を比較する。

1つの試験体には、柱と梁が存在し、その柱梁は、Fig. 3.69 に示す様に D 材と S 材が組み合わさった DS 材と T 材と S 材 2 枚が組み合わさった T2S 材のうち 2 つを組み合わせて柱梁接合部は構成されている。L 型であれば DS 材 2 つ、T 型であれば DS 材と T2S 材、+ 型であれば T2S 材 2 つである。つまり、試験体形状毎に比較対称である集成材 - 鋼板間ビス接合箇所を整理すると以下の通りとなる。各材毎に、モーメント - 回転角関係を比較する。但し、T2S 材における S 材は試験仕様の対称性より近似的に同一であるとみなせるため、いずれか 1 箇所を比較する。

- L 型試験体は、梁で D 材、S 材、柱で D 材、S 材
- T 型試験体は、梁で D 材、S 材、柱で T 材、S 材 2 枚
- + 型試験体は、梁で T 材、S 材 2 枚、柱で T 材、S 材 2 枚

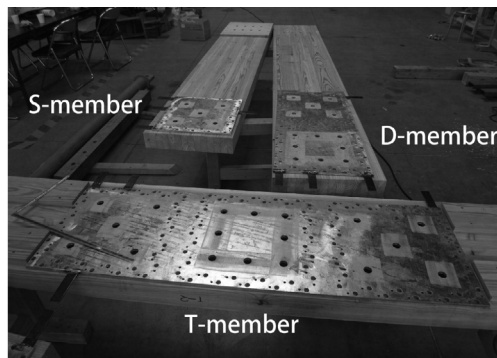


Fig. 3.69. Each member of piece of column and beam

(1) 繊維平行方向および繊維直交方向の回転角の導出

集成材 - 鋼板間の相対回転角は、2章で示した通り測定方向により異なると考えられるため区別する。測定方向とは、Fig. 3.70 に示す繊維平行方向 (x-direction) と繊維直交方向 (y-direction) である。

各方向のすべりを2つの変位計により測定して変位計間距離で割ることで導出した。450-450 シリーズのみ各方向のすべりを測定し、他のシリーズに関してはいずれか一方のみを測定している。D, S 材は繊維平行方向、T 材は繊維直交方向である

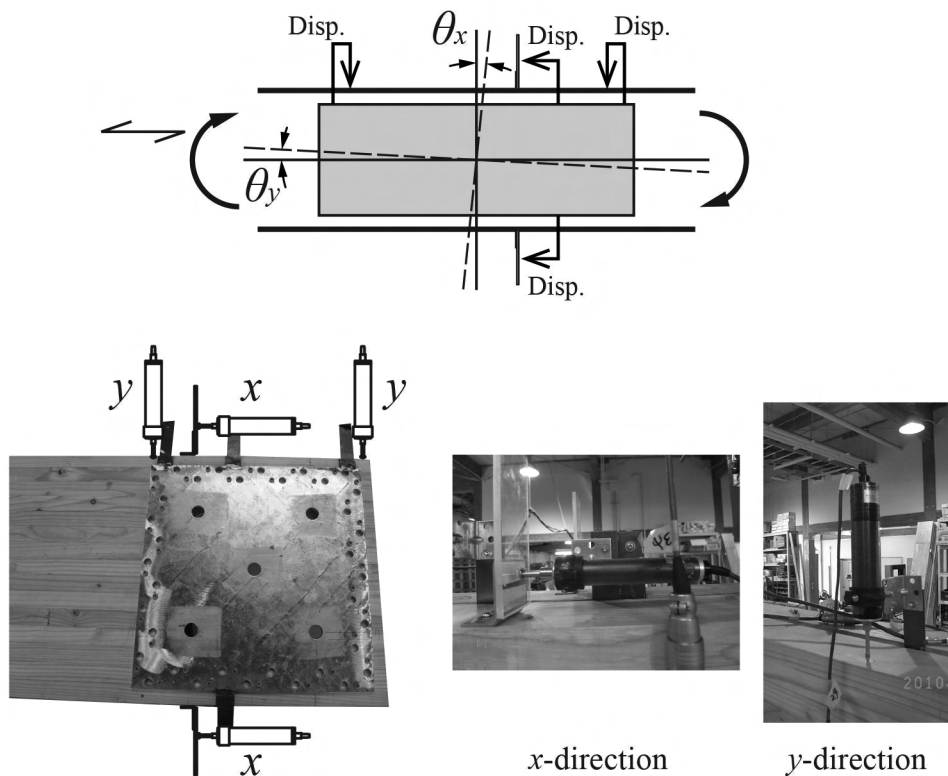


Fig. 3.70. Measuring method of θ_x : rotation angle parallel to grain and θ_y : rotation angle perpendicular to grain

(2) 負担モーメントの導出

負担モーメントは加力点のロードセルの測定値 P を用いてビス接合剛心位置 (rigidity center of screwed joint) を基準に算出する。但し、2材のビス接合剛心位置の負担モーメントは、ビス接合が非対称であるため不静定構造となり、変形のとおり合い条件を用いて求める必要がある。変形要素はビス接合と柱梁の部材がまず挙げられるが、それらに加えて柱梁部材に2材合せ接合が用いられていることから材間ビス接合 (screwed joint in frame) がある。この場合については2章において2材合せ接合の解析モデルの導出の折に示してあり、解析モデルを用いて算出が可能である。ここでは少し分かり難いので、以下で材間ビス接合を無視する場合 (*without screwed joint in frame*) について示し、整理しておく。

(2)-1 算出方法

鋼板を剛体と仮定し、材間接合剛性を無視すれば、2枚の柱梁部材は Fig. 3.71 に示すように端部に回転ばね (rotational spring) と剛域 (rigid frame) を持つ2枚の片持ち梁にモデル化できる。せん断力 Q と負担モーメント $M_{T \text{ or } D}$ と M_S について、せん断力のとり合い条件と作用位置における変位の適合条件より DS 及び T2S に対して式 [3.2]、[3.3] を得る。式中の回転角 $\theta_{T \text{ or } D, n}$ と $\theta_{S, n}$ ($n=x, y$) は、Fig. 3.72 に示すような2章のパネルシアを考慮したビス接合の解析モデルにより算出された復元力特性に対応させてモーメントを用いて表すことができる。これらを連立すれば、せん断力 Q に対する2材のビス接合剛心位置の負担モーメントを求めることができる。

$$\text{DS: } \begin{cases} Q = \frac{M_D}{a_0 + \lambda_D} + \frac{M_S}{a_0 + \lambda_S} \\ 0 = \left\{ \begin{array}{l} (\theta_{D, y} \lambda_D - \theta_{S, y} \lambda_S) \\ + (\theta_{D, x} - \theta_{S, x}) a_0 \end{array} \right\} + \left(\frac{a_0^3}{3EI_w} + \frac{a_0}{\kappa GA_w} \right) \left(\frac{M_D}{a_0 + \lambda_D} - \frac{M_S}{a_0 + \lambda_S} \right) \end{cases} \quad [3.2]$$

$$\text{T2S: } \begin{cases} Q = \frac{M_T/2}{a_0 + \lambda_T} + \frac{M_S}{a_0 + \lambda_S} \\ 0 = \left\{ \begin{array}{l} (\theta_{T, y} \lambda_T - \theta_{S, y} \lambda_S) \\ + (\theta_{T, x} - \theta_{S, x}) a_0 \end{array} \right\} + \left(\frac{a_0^3}{3EI_w} + \frac{a_0}{\kappa GA_w} \right) \left(\frac{M_T/2}{a_0 + \lambda_T} - \frac{M_S}{a_0 + \lambda_S} \right) \end{cases} \quad [3.3]$$

尚、剛性 (EL_w 、 GA_w) を持つ領域と剛域の境界である接合部端部 (joint end) は、ビス配列の最外縁を境界として定義した。せん断力 Q と加力点荷重 P の関係は Table. 3.24 に纏めた。

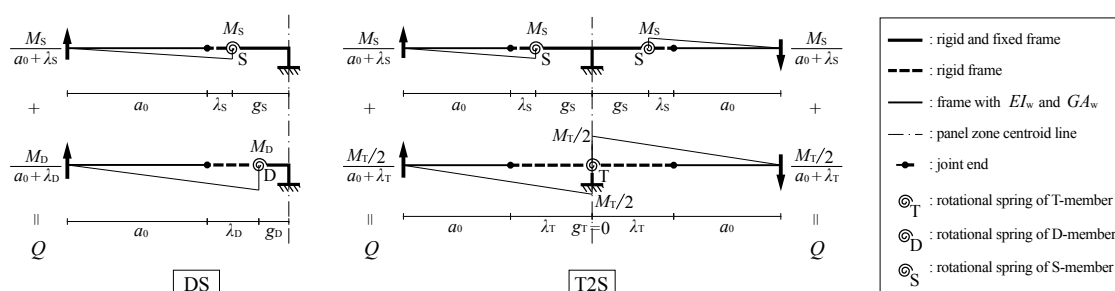


Fig. 3.71. Mechanical model of without screwed joint in frame

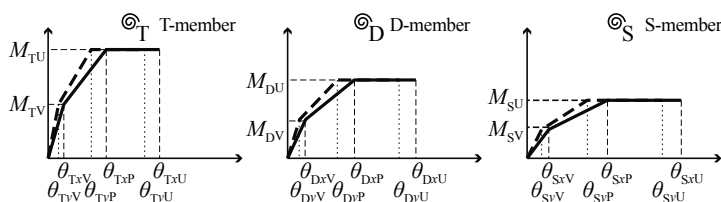


Fig. 3.72. Calculated moment characteristics about rotational spring of each member

Table. 3.24. Shear force acting on frame in test setups

shape of test	L	T	+
beam	DS $\frac{c}{b} \frac{L}{L} P$	DS P	T2S $\frac{c}{b} \frac{L}{L} P$
column	DS P	T2S $\frac{b}{c} \frac{L}{L} P$	T2S P

(2)-2 算出に用いた各変数

算出に用いたビス接合の1面せん断特性は要素実験より得た Table. 3.3 に纏めたものを用いた。集成材の材料定数 E_w 、 G_w には JAS 等級による基準値 $9.5\text{kN}/\text{mm}^2$ 、 $0.633\text{kN}/\text{mm}^2$ を用い、2材間の接合剛性 k_0 には材間が 18mm オフセットした場合について弾性床梁理論より導出した値 $0.67\text{kN}/\text{mm}$ を用いた。

せん断変形を考慮した解析モデルより得たモーメント回転角特性は Table. 3.25 に纏めた。但し、厳密解による。

Table. 3.25. Moment-rotation relationship on analysis of mechanical model with shear deformation

			K	K_2	M_y	M_v	M_u	θ_y	θ_v	θ_p	θ_u	
			kNm/rad	kNm/rad	KNm	KNm	KNm	rad	rad	rad	rad	
450-450	beam	T	x	21620	9819	92.5	124.0	250	0.0043	0.0057	0.0186	0.0399
			y	54263	14916				0.0017	0.0023	0.0107	0.0321
		D	x	10919	4042	48.9	61.2	122	0.0045	0.0056	0.0207	0.0524
			y	18818	4886				0.0026	0.0033	0.0157	0.0474
		S	x	3365	1012	19.2	23.5	46.4	0.0057	0.0070	0.0296	0.0861
			y	4190	1091				0.0046	0.0056	0.0266	0.0831
	column	T	x	21620	9819	92.5	124.0	250	0.0043	0.0057	0.0186	0.0399
			y	54263	14916				0.0017	0.0023	0.0107	0.0321
		D	x	10919	4032	48.9	61.3	122	0.0045	0.0056	0.0207	0.0524
			y	18818	4873				0.0026	0.0033	0.0157	0.0474
		S	x	3365	1012	19.2	23.5	46.4	0.0057	0.0070	0.0296	0.0861
			y	4190	1091				0.0046	0.0056	0.0266	0.0831
S(L)	x	3365	1012	19.2	23.5	46.4	0.0057	0.0070	0.0296	0.0861		
	y	4190	1091				0.0046	0.0056	0.0266	0.0831		
290-290	beam	T	x	5847	2422	33.2	43.6	86	0.0057	0.0075	0.0251	0.0595
			y	10782	3065				0.0031	0.0040	0.0180	0.0523
		D	x	2553	891	16.7	20.7	41	0.0066	0.0081	0.0314	0.0841
			y	3567	993				0.0047	0.0058	0.0267	0.0794
		S	x	620	180	6.1	7.3	14.4	0.0098	0.0118	0.0512	0.1531
			y	695	187				0.0087	0.0106	0.0485	0.1504
	column	T	x	5847	2422	33.2	43.6	86	0.0057	0.0075	0.0251	0.0595
			y	10782	3065				0.0031	0.0040	0.0180	0.0523
		D	x	2553	893	16.7	20.7	41	0.0066	0.0081	0.0313	0.0841
			y	3567	995				0.0047	0.0058	0.0266	0.0794
		S	x	620	180	6.1	7.3	14.4	0.0098	0.0118	0.0512	0.1531
			y	695	187				0.0087	0.0106	0.0485	0.1504
S(L)	x	620	180	6.1	7.3	14.4	0.0098	0.0118	0.0512	0.1531		
	y	695	187				0.0087	0.0106	0.0485	0.1504		
450-290	beam	T	x	17612	7557	75.4	101.3	200	0.0043	0.0057	0.0188	0.0431
			y	38557	10543				0.0020	0.0026	0.0120	0.0363
		D	x	7968	2821	37.1	48.0	95	0.0047	0.0060	0.0227	0.0557
			y	12321	3279				0.0030	0.0039	0.0182	0.0513
		S	x	3365	1036	19.2	23.7	46.5	0.0057	0.0071	0.0290	0.0861
			y	4190	1120				0.0046	0.0057	0.0260	0.0831
	column	T	x	8062	3539	44.9	60.8	118	0.0056	0.0075	0.0237	0.0523
			y	17447	4811				0.0026	0.0035	0.0154	0.0439
		D	x	6064	2489	33.2	41.8	83	0.0055	0.0069	0.0235	0.0570
			y	11136	3113				0.0030	0.0038	0.0170	0.0506
		S	x	620	184	6.1	7.4	14.4	0.0098	0.0119	0.0501	0.1531
			y	695	191				0.0087	0.0107	0.0475	0.1504
S(L)	x	1515	472	11.5	14.1	27.5	0.0076	0.0093	0.0377	0.1058		
	y	1901	504				0.0060	0.0074	0.0341	0.1021		
690-690	beam	D	x	40149	15826	127	160	324	0.0032	0.0040	0.0144	0.0344
			y	89190	21971				0.0014	0.0018	0.0093	0.0293
		S	x	14533	4549	52.4	64.7	128.6	0.0036	0.0045	0.0185	0.0524
	y		20946	5258				0.0025	0.0031	0.0152	0.0491	
	column	T	x	71655	34300	229.2	309.5	652	0.0032	0.0043	0.0143	0.0281
			y	251847	69210				0.0009	0.0012	0.0062	0.0200
S		x	14533	4549	52.4	64.7	128.6	0.0036	0.0045	0.0185	0.0524	
	y	20946	5258				0.0025	0.0031	0.0152	0.0491		
690-530	beam	D	x	33979	12795	108	138	278	0.0032	0.0041	0.0150	0.0353
			y	68775	16937				0.0016	0.0020	0.0103	0.0305
		S	x	14533	4549	52.4	64.7	128.6	0.0036	0.0045	0.0185	0.0524
		y	20946	5258				0.0025	0.0031	0.0152	0.0491	
	column	T	x	39565	19243	153.5	209.0	431	0.0039	0.0053	0.0168	0.0331
			y	127067	34735				0.0012	0.0016	0.0080	0.0244
S		x	5987	1827	28.5	35.0	69.3	0.0048	0.0059	0.0246	0.0708	
	y	7842	2014				0.0036	0.0045	0.0215	0.0677		

(2)-3 算出結果

以上に示した材間接合を無視する場合と2章で示した材間剛性を考慮する解析モデルについて、2つの算出方法により求めた加力点荷重 P と負担モーメントの関係を図 3.74~Fig. 3.77 に示す。

両者はほぼ一致し、材間の接合剛性の影響は結果として小さい。

図中のマーカーは各材の集成材 - 鋼板間ビス接合部が特性値に達した時点を示し、Fig. 3.73 に示す様に崩壊プロセスは「2材が見かけの降伏耐力 M_V に到達」→「2材が終局耐力 M_U に到達」→「いずれか一方が終局回転角 θ_U に到達」である(2材間での到達順序は区々であるが同時期)。

また、加力点荷重 P と負担モーメントの関係はリニアであり、特性値到達による影響は小さい。

更に、参考までに実験時に与えた最大荷重 P_{max} を図中に示してあるが、それは大抵の場合終局耐力に到達していない。

以上より、モーメントの導出は、材間の接合剛性を考慮する場合を採用し、簡単のため2材のうち一方が終局耐力に達した時点(マーカーで言えば原点を除いて3点目)までのデータについて最小二乗近似により求めた式 [3.4] に示す1次式を用いることとした。

$$M = \frac{\sum_{i=0}^3 M_{\text{D}} P_{\text{D}}}{\sum_{i=0}^3 P_{\text{D}}^2} P \quad [3.4]$$

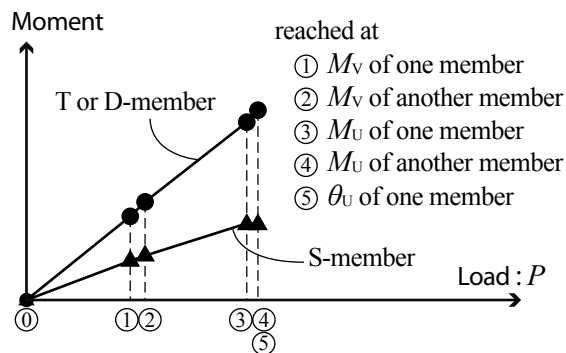


Fig. 3.73. Collapse process of DS or T2S

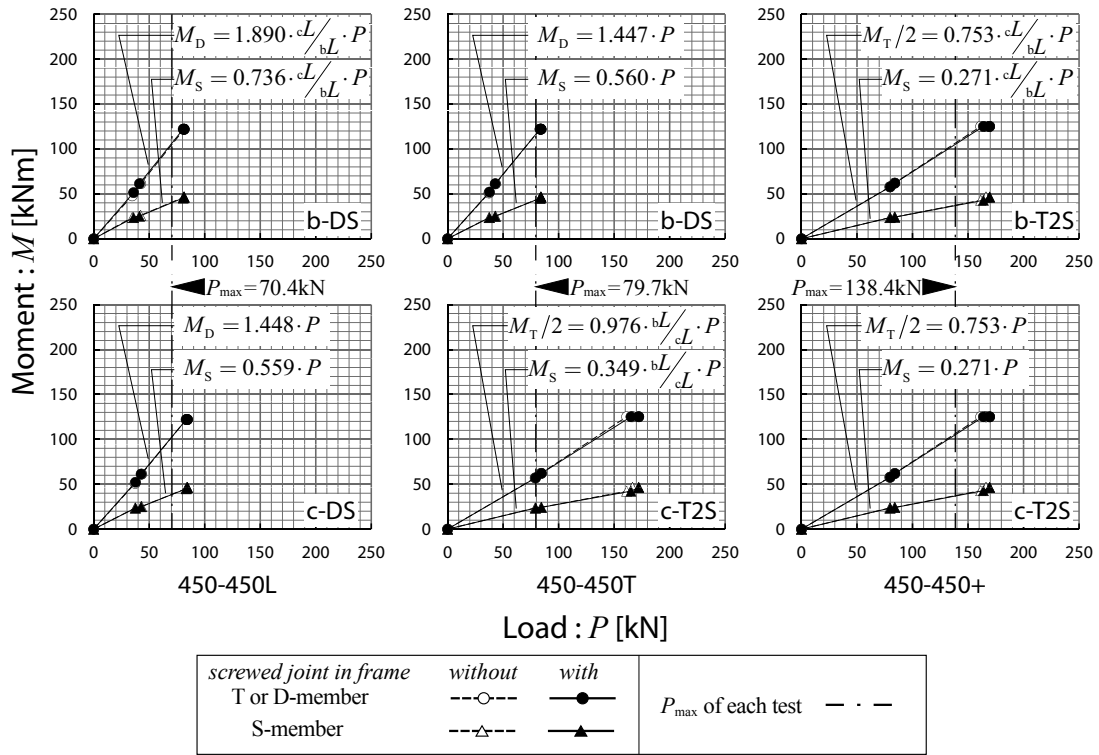


Fig. 3.74. Calculation results for moment of each member - load relationship about *with* screwed joint in frame and *without* screwed joint in frame of 450-450

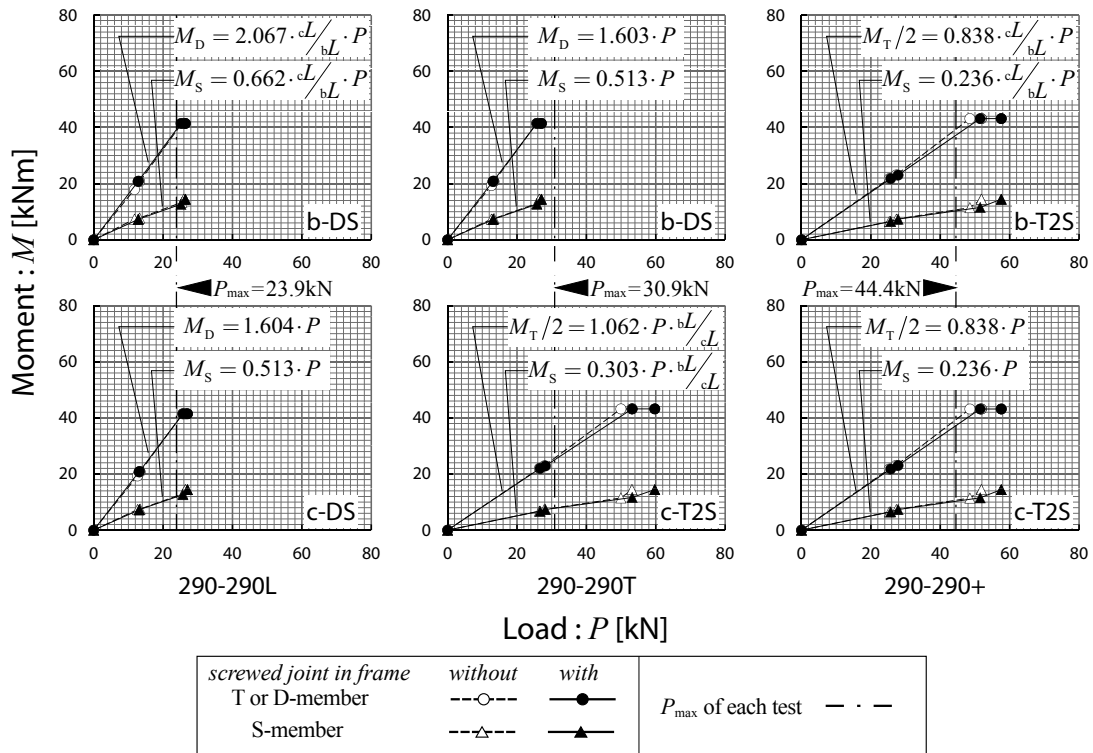


Fig. 3.75. Calculation results for moment of each member - load relationship about *with* screwed joint in frame and *without* screwed joint in frame of 290-290

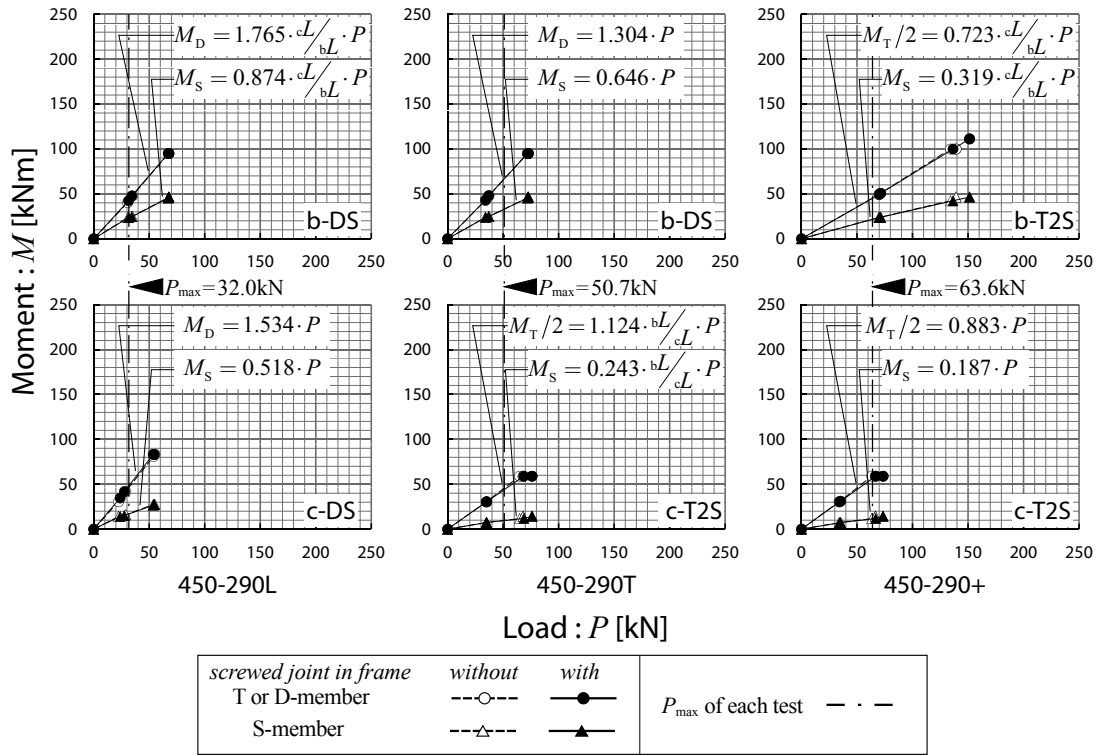


Fig. 3.76. Calculation results for moment of each member - load relationship about *with* screwed joint in frame and *without* screwed joint in frame of 450-290

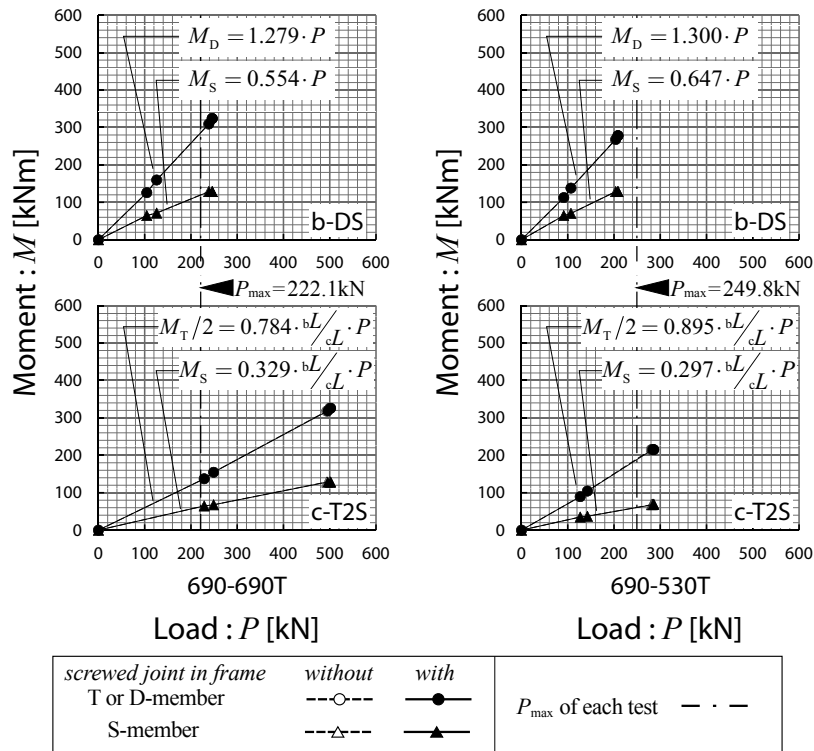


Fig. 3.77. Calculation results for moment of each member - load relationship about *with* screwed joint in frame and *without* screwed joint in frame of 690-690T and 690-530T

(3) モーメント - 回転角関係

(3)-1 特性値の算出

モーメント - 回転角関係の特性値はトリリニア型に近似して評価することを想定する。これは、本実験で用いた単位ビス接合の特性が支配的となると考えられるからである。このことから、計算による特性値と同様に初期剛性、2次剛性、見かけの降伏耐力、終局耐力、全塑性回転角、終局回転角を評価することが考えられる。しかし、解析においても予想されたようにほとんどの試験体において終局耐力に達していない。これは、他の部位において破壊が先行しているためである。このため、見かけの降伏耐力以降の2次剛性、終局耐力、全塑性回転角、終局回転角は評価ができないものとなった。すなわち、以下で比較できるのは、初期剛性、見かけの降伏耐力、パネルシアア耐力(実験において観察)である。

計算による特性値に関して、初期剛性、降伏耐力は2章において算出方法を示した。パネルシアア耐力 ${}_{\text{panel}}M_Y$ については解析モデルにより式 Fig. 3.5 で算出できる。総モーメントの中の y 方向応力成分の割合である α は、弾性時とほとんど変わらないと考えられるので弾性時のものを充当することとする。すなわち [3.6] より算出される。パネル体積 bh_wl については、座掘りによる欠損を考慮したものとする。集成材のせん断強度は JAS の基準特性値 3.6N/mm^2 を用いた。

$${}_{\text{panel}}M_Y = \frac{1}{\alpha} \cdot F_{ws} \cdot \frac{bh_wl}{\xi} \quad [3.5]$$

ここで、

α : 総モーメントの中の y 方向応力成分の割合

F_{ws} : 集成材のせん断強度

bh_wl : パネルの体積

ξ : せん断応力分布係数 (矩形断面の場合 3/2)

$$\alpha \approx \frac{kI_y}{(1+c)K} \quad [3.6]$$

実験による特性値の算出方法を以下に示す。

- 実験による降伏点は、モーメント回転角関係が非線形であり、試験体によって耐力の到達レベルも区々であるため定義し難い。ここでは計算によるみかけの降伏回転角に到達した時点を降伏点と定義する。
- 実験による初期剛性は、降伏点と原点を結んだ勾配として評価する。但し、この回転角に到達する以前にパネルシアール耐力や最大耐力に到達した試験体については、その時点と原点を結んだ勾配として評価する。
- 実験によるパネルシアール耐力は、前項において述べた座掘り孔外周に割裂が発生したことが肉眼観察で認められた時点の耐力とした。
- 実験による最大耐力は最大荷重時の耐力とした。

(3)-2 実験値と計算値の比較

Fig. 3.78~Fig. 3.81 に実験によるモーメント回転角関係から抽出した包絡線と計算値との比較を示す。尚、T2S に関し、T 材側の負担モーメントは部材の負担曲げモーメントに換算して 1/2 倍して表記してあることに注意されたい。また、Table. 3.26 に初期剛性、パネルシアール耐力、ビス接合降伏耐力、最大耐力について、実験値と計算値を比較した結果を示した。但し、実験による最大耐力は、全試験体で集成材がパネルシアールを起こすか曲げ破壊しており、計算モデルの前提条件から外れるため比較せず実験値のみ示した。以下のことが分かった。

- 初期剛性に関し、実験値 / 計算値で 0.8~1.8 程度であった。但し、450-290L の柱の D 材について (3.25) は除いている。これは、パネルシアールの発生後、パネルゾーンと合せ区間の境界で鋼板が降伏し、測定位置を含む鋼板が集成材の回転に追従したことによって、荷重増加に対して変形が戻る特異な関係を示したためである。せい毎に比較すれば、450mm で最小 0.92、最大 1.76、平均 1.20、変動係数 0.18、290mm で最小 0.85、最大 1.51、平均 1.12、変動係数 0.17、690mm で最小 0.81、最大 1.70、平均 1.14、変動係数 0.27、530mm で最小 0.86、最大 1.26、平均 1.06、変動係数 0.27 である。上側のずれが大きいのは、①上にモーメント回転角関係は凸の形状であり、変形が小さい場合には高い剛性となった、②計算値にはビス接合の性能のみ評価しているが、考慮していない集成材 - 鋼板間の摩擦や負け材木口のめり込み等の影響によって高い剛性となった、などが

考えられる。①として、450mm で該当する 450-450T の柱側 T、S 材、450-290L の梁側 D、S 材を除いた場合、最小 0.92、最大 1.33、平均 1.13、変動係数は 0.12、290mm で該当なし、690mm で該当する 690-690T の柱側 S 材を除いた場合、最小 0.81、最大 1.24、平均 1.03、変動係数 0.15、530mm で該当なしである。これより、僅かではあるが、計算値と実験値の合致性は増す。②の中めり込みの影響として、材せいが大きい程、ビス接合が密であるが材幅が一定であるため、相対的にめり込みの影響は小さくなると考えられる。最大値に関してはその影響が看取されると言えないでもないが、有意な差とは言えない。一方、摩擦に関しては、ビス本数が密になる材せいが大きいものの方が影響が大きくなると考えられるが、その傾向は認められない。以上から、計算値による剛性/降伏耐力は、計算による降伏変位に達することを条件として、3割程度の幅をもって推定することが出来ると言える。

- ビス接合の 2 次剛性、終局耐力、終局回転角については、多くの試験体で降伏耐力に到達後、終局耐力に到達する以前に、パネルシアーによる割裂から起因する剛性低下や集成材の曲げ破壊を生じたため、未検証である。
- パネルシアー耐力に関し、計算値は実験値に近い値で評価しているが危険側に推定するものもあった。算出に集成材のせん断強度 F_{ws} として下限値を用いていることを考えれば、計算値は実際にはもう少し高いことが予想され、危険側の評価であると考えられる。そもそも実験値のパネルシアー耐力を「座掘り外周にせん断割裂の発生を目視で確認した時点」とする定義に原因があるとも考えられるが、その後剛性が低下していることや実験値と計算値に相関があることを併せれば、推定式としては妥当である。これについては次項で考察する。
- 破壊性状としては、パネルシアーによるせん断割裂は、剛性低下を引き起こすものの脆性的に破壊することはなく、その耐力以降の靱性能を評価できる可能性がある。但し、その破壊によって曲げ破壊やビス列の割裂を引き起こす可能性も考えられる。これについては今後の課題である。

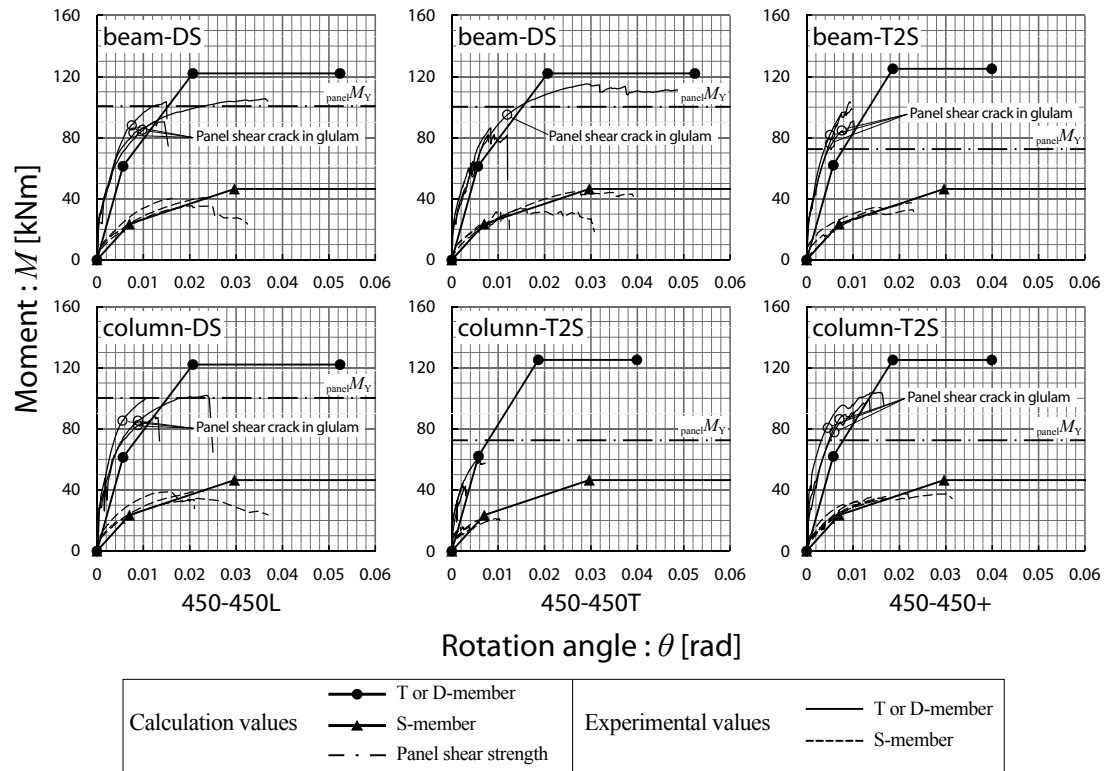


Fig. 3.78. Results of moment-rotation relationship between glulam-steel and panel shear cracks around pre-drilled holes in glulam of 450-450

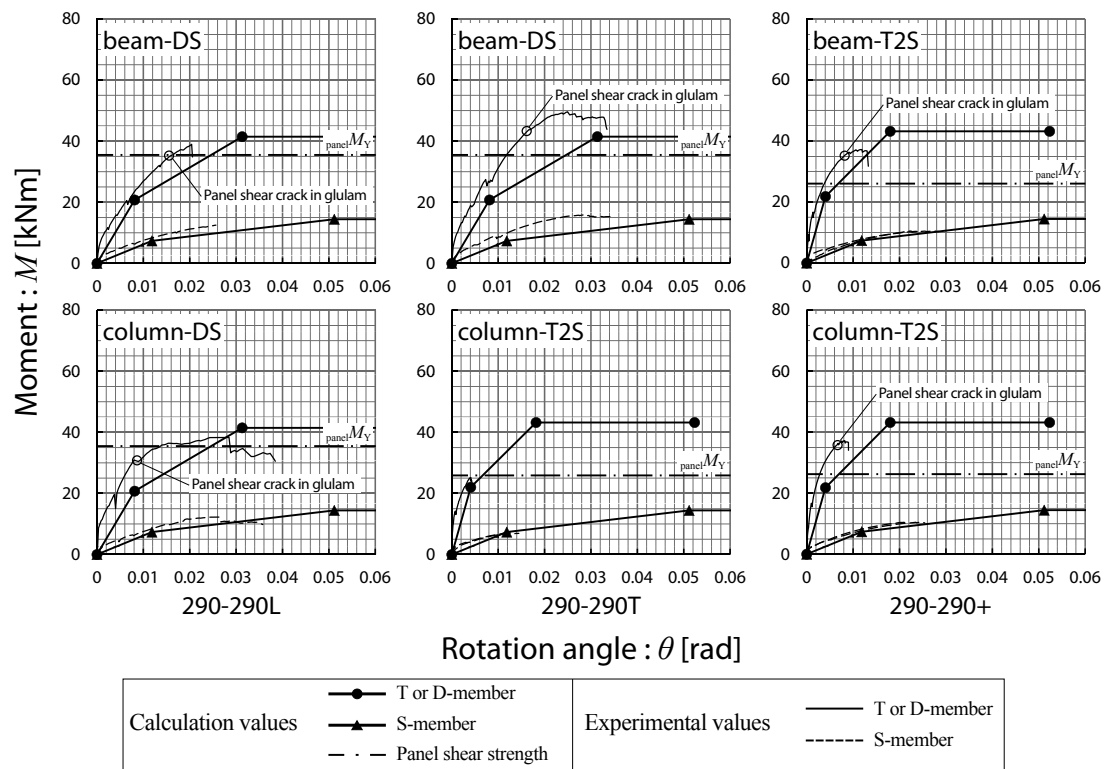


Fig. 3.79. Results of moment-rotation relationship between glulam-steel and panel shear cracks around pre-drilled holes in glulam of 290-290

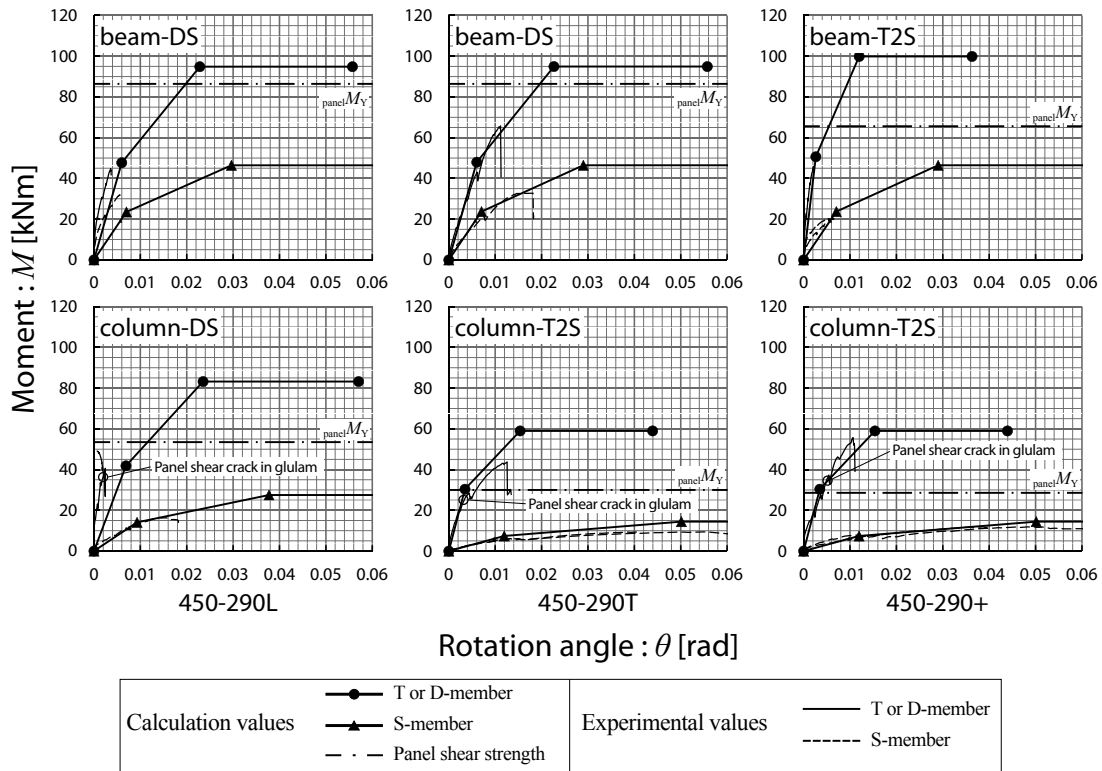


Fig. 3.80. Results of moment-rotation relationship between glulam-steel and panel shear cracks around pre-drilled holes in glulam of 450-290

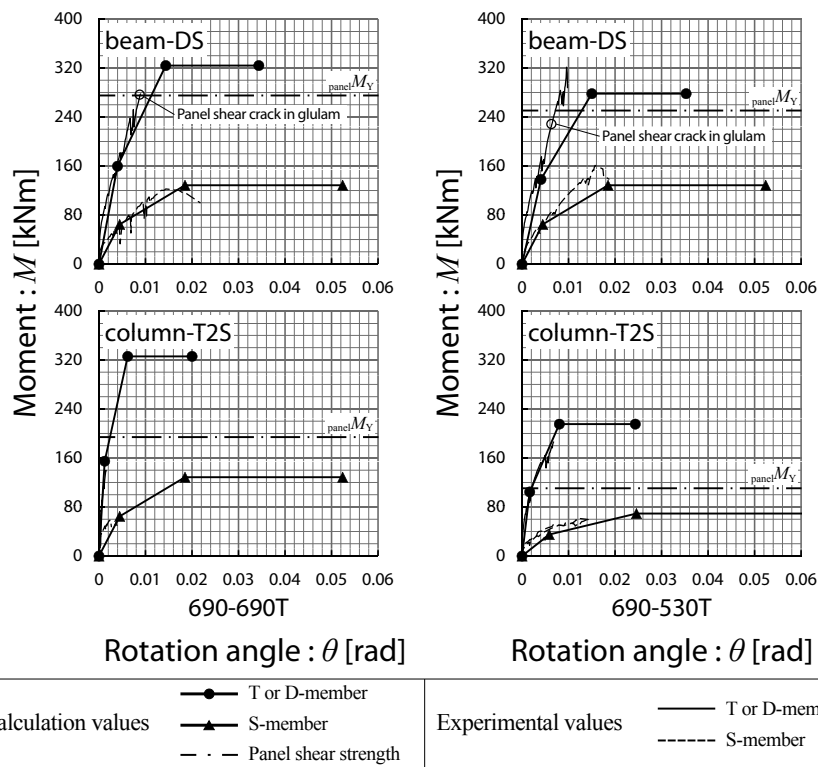


Fig. 3.81. Results of moment-rotation relationship between glulam-steel and panel shear cracks around pre-drilled holes in glulam of 690-690T and 690-530T

Table. 3.26. Test results and calculation results of screwed joint between glulam-steel (Ave. \pm S.D. for test results of 450-450)

		K [kNm/rad]				Panel M_V [kNm]			
		beam		column		beam		column	
		T or D	S	T or D	S	T or D	T or D	T or D	
450-450L	Exp.	13100 \pm 836	3910 \pm 310	14200 \pm 1560	4130 \pm 386	86.9 \pm 3.00	84.0 \pm 2.90		
	Cal.	10900	3360	10900	3360	102	102		
450-450T	Exp.	12200 \pm 825	3220 \pm 128	29100 \pm 9000	5920 \pm 2630	94.1	-		
	Cal.	10900	3360	21600	3360	102	146		
450-450+	Exp.	28700 \pm 1610	3310 \pm 402	28400 \pm 2340	3690 \pm 440	82.8 \pm 7.53	81.5 \pm 5.75		
	Cal.	21600	3360	21600	3360	146	146		
290-290L	Exp.	2920	707	3840	715	35.3	32.1		
	Cal.	2550	620	2550	620	35.4	35.4		
290-290T	Exp.	3260	841	12300	585	43.3	50.4		
	Cal.	2550	620	10700	620	35.4	51.9		
290-290+	Exp.	13200	660	15200	660	60.3	60.3		
	Cal.	10700	620	10700	620	51.9	51.9		
450-290L	Exp.	12300	3960	19700	1440	-	36.8		
	Cal.	7960	3360	6060	1510	88.4	53.3		
450-290T	Exp.	7680	3090	16200	530	-	46.6		
	Cal.	7960	3360	17400	620	65.4	58.9		
450-290+	Exp.	42000	3820	15300	585	-	67.3		
	Cal.	38500	3360	17400	620	130	58.9		
690-690T	Exp.	41200	14200	203000	24600	284	-		
	Cal.	40100	14500	251000	14500	276	391		
690-530T	Exp.	42100	15700	109000	7410	228	-		
	Cal.	33900	14500	127000	5900	250	226		

		screw M_V [kNm]						screw M_U [kNm]					
		beam			column			beam			column		
		T or D	S		T or D	S		T or D	S		T or D	S	
450-450L	Exp.	73.5 \pm 4.68	27.3 \pm 2.17		79.6 \pm 8.73	28.9 \pm 2.70		100 \pm 8.0	39.0 \pm 3.13		96.7 \pm 7.75	37.3 \pm 2.99	
	Cal.	61.2	23.5		61.2	23.5		-	-		-	-	
450-450T	Exp.	68.4 \pm 4.62	22.5 \pm 0.90		117	21.0		94.7 \pm 18.0	36.7 \pm 6.95		98.0 \pm 9.29	17.5 \pm 3.32	
	Cal.	61.2	23.5		123	23.5		-	-		-	-	
450-450+	Exp.	165 \pm 9.3	23.1 \pm 2.81		164 \pm 13.4	25.8 \pm 3.08		196.5 \pm 6.8	35.4 \pm 2.43		196.5 \pm 6.76	35.4 \pm 2.43	
	Cal.	123	23.5		123	23.5		-	-		-	-	
290-290L	Exp.	23.7	8.37		31.2	8.47		39.2	12.5		38.3	12.3	
	Cal.	20.7	7.34		33.2	7.34		-	-		-	-	
290-290T	Exp.	26.5	10.0		50.4	6.93		49.6	15.9		50.4	7.18	
	Cal.	20.7	7.34		44.0	7.34		-	-		-	-	
290-290+	Exp.	53.7	7.82		61.9	7.82		74.4	10.5		74.4	10.5	
	Cal.	88.0	7.34		88.0	7.34		-	-		-	-	
450-290L	Exp.	-	-		-	13.3		44.8	22.2		49.1	16.6	
	Cal.	47.7	23.5		33.2	7.34		-	-		-	-	
450-290T	Exp.	38.8	20.7		54.3	5.98		66.1	32.7		87.3	9.44	
	Cal.	47.9	23.5		60.7	7.34		-	-		-	-	
450-290+	Exp.	-	-		53.3	6.01		92.0	20.3		112	11.9	
	Cal.	101	7.34		44.0	7.34		-	-		-	-	
690-690T	Exp.	165	33.1		237	-		284	123		267	56.0	
	Cal.	159	64.7		309	64.7		-	-		-	-	
690-530T	Exp.	172	70.6		174	41.4		325	162		355	58.9	
	Cal.	138	64.7		209	35.0		-	-		-	-	

(3)-3 パネルシアア耐力についての考察

実験によるパネルシアア耐力(座掘り孔外周にせん断割裂の発生を目視で確認した時点の耐力)を正とした場合、計算値の誤差の原因としてはパネルの有効体積 bh_wl が考えられる。異等級対称構成集成材のため、座掘りの位置する内層ラミナの強度が低いことが原因として挙げられるが、既往の研究より内層ラミナの強度がせん断破壊に寄与する影響は必ずしも大きくないことが報告されている⁽¹³⁾。

Fig. 3.78~Fig. 3.81 中に示した耐力は、合せ区間とパネルゾーンの座掘り孔の体積を除いて算出したものである。つまり、この有効体積内において一様にせん断応力を負担した場合を想定した耐力である。一方で、実験の破壊性状を見ると、パネルゾーンの座掘りにおいてせん断割裂の発生が先行する傾向にあることが確認された。

これについて、実際のせん断応力分布に着目すると、接合部パネル中央部で最大応力が発生すると考えられ、T材についてはパネルゾーンが中央部であるため説明がつく。しかし、D材についてはパネルゾーンは中央部ではないため、応力分布の影響ではないと考えられる。

次に、座掘り孔の配置に着目すると、パネルゾーンはより大きいモーメントに抵抗するため高力ボルトの数が多く、それに対応して座掘り孔の数が多い。つまり、体積の欠損率がパネルゾーンが高いため破壊が先行したと考えられる。このように仮定した場合、有効体積 bh_wl としてパネルゾーンにおける座掘り孔の最も集中する位置の欠損を代表した断面を仮定することとなる。一様にせん断応力を負担した場合を想定した耐力算定時を Pattern 1、欠損の集中を考慮して孔の欠損が最大となる断面を代表した耐力算定時を Pattern 2 として、Fig. 3.82 に両者の模式的な概念図を示す。

Fig. 3.83 に両者について実験によるパネルシアア耐力と比較した結果を示す。Pattern 2 の場合、全試験体で計算値が実験値を下回る結果となった。いずれの Pattern についても、計算値と実験値は高い相関があった。但し、450-290L の柱においては、パネルゾーンと合せ区間の欠損は同じである。これは、材端の余長が影響したと考えられ、有効体積の範囲については今後の課題である。

座掘り孔外周に発生するクラック位置は、配管のための有孔集成材梁に関する既往の研究^{例えば(9)(10)(11)(12)}におけるせん断力が卓越した場合の性状と類似し、それから推察されるせん断力の向きはパネルシアアの向きと同様であった。

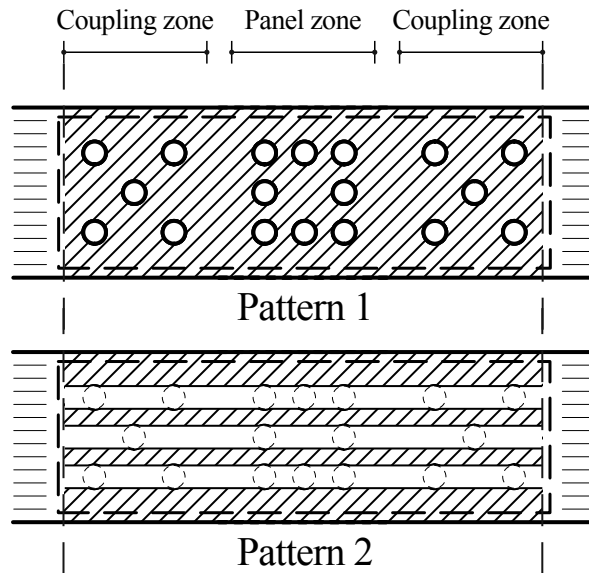


Fig. 3.82. Assumed effective volume of panel of pattern 1(upper) and pattern 2(lower)

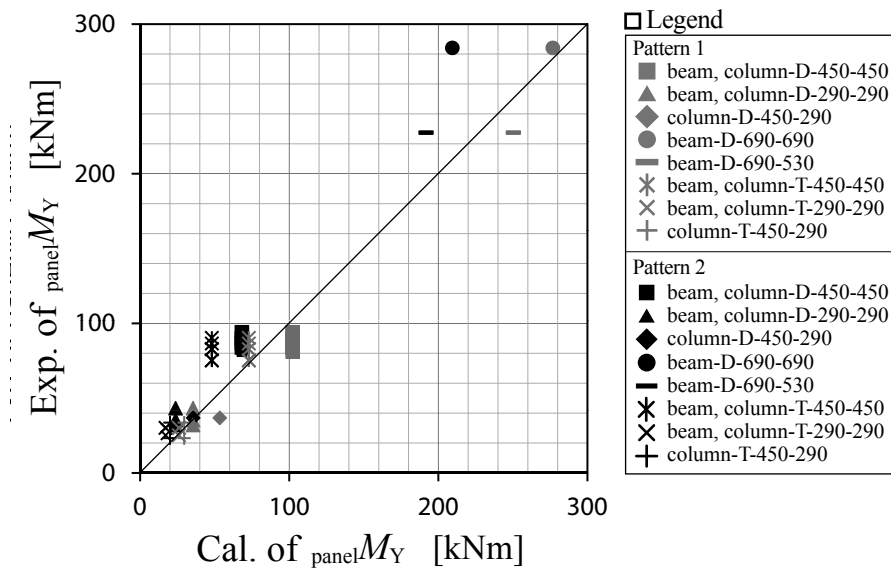


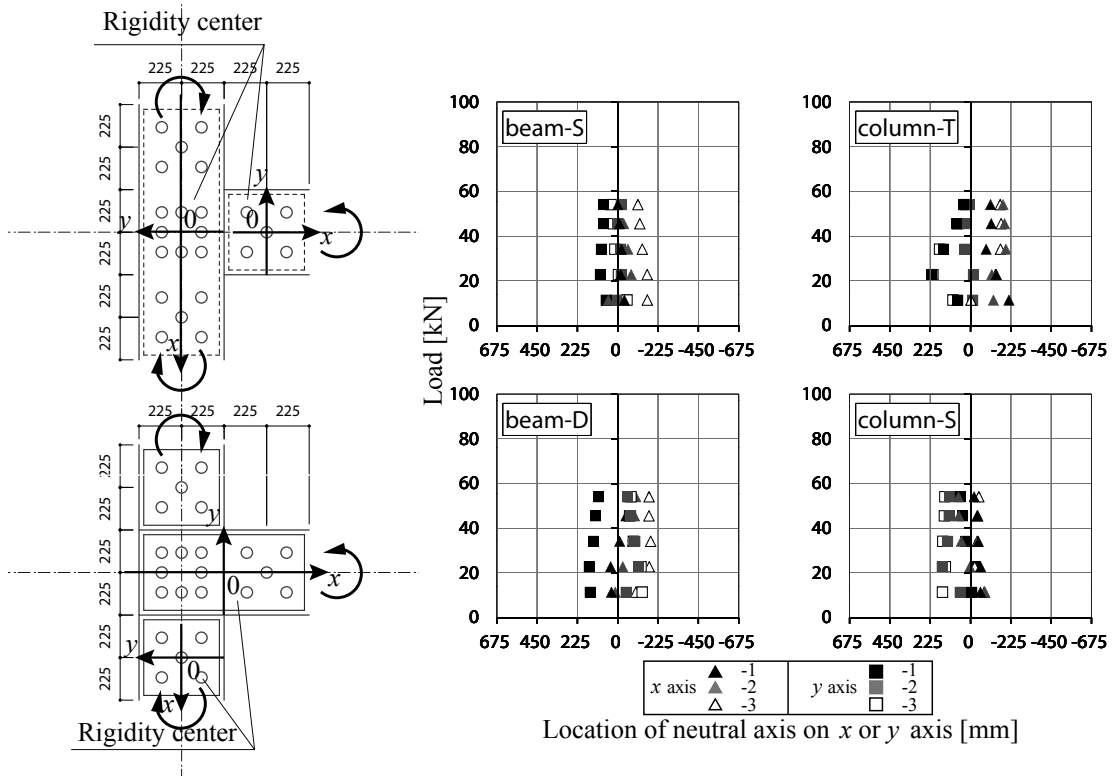
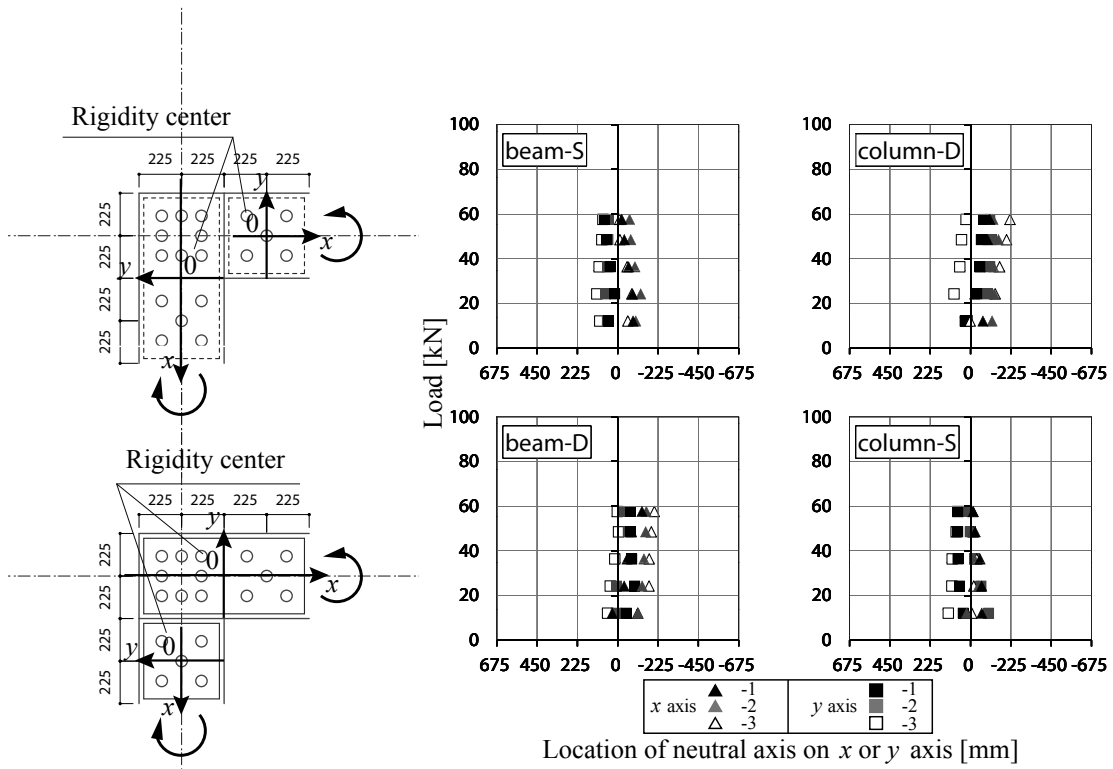
Fig. 3.83. Comparison of panel shear strength between exp. and cal. values

(4) 集成材 - 鋼板間の中立軸

中立軸の位置を確認することによって、2部材が各々の回転中心まわりをまわっていること、その回転中心はビス接合剛心付近にあること、を実証することを目的とする。450-450シリーズのみ集成材 - 鋼板間ビス接合のすべりを x 方向と y 方向の各方向で測定した。このデータを用いて、荷重と中立軸の位置の関係を、ある荷重時のものを代表してプロットして Fig. 3.15~3.17 に示した。縦軸が加力点荷重、横軸が図中に定義した座標系における測定中立軸位置である。代表したデータは、各変位測定位置の包絡線データから、 $0.2P_{\max}$ 、 $0.4P_{\max}$ 、 $0.6P_{\max}$ 、 $0.8P_{\max}$ 、 $0.95P_{\max}$ 時のものである。

以下の知見が得られた。

- それぞれのビス接合剛心位置を原点とした座標において、中立軸は原点付近に存在していることが確認された。このことから、2材の回転中心は別々に存在していること、その回転中心はビス接合剛心位置付近にあることが言えそうである。
- 中立軸位置は、 x 方向（繊維平行方向）および y 方向（繊維直交方向）ともに試験体によってばらつきが大きく、ビス接合剛心位置に対するずれについて、負け材木口のめり込み抵抗や複合応力による回転中心のずれの傾向を測定することはできなかった。
- 個々に見たとき、それらの荷重増加に対する変化は大きくなかった。



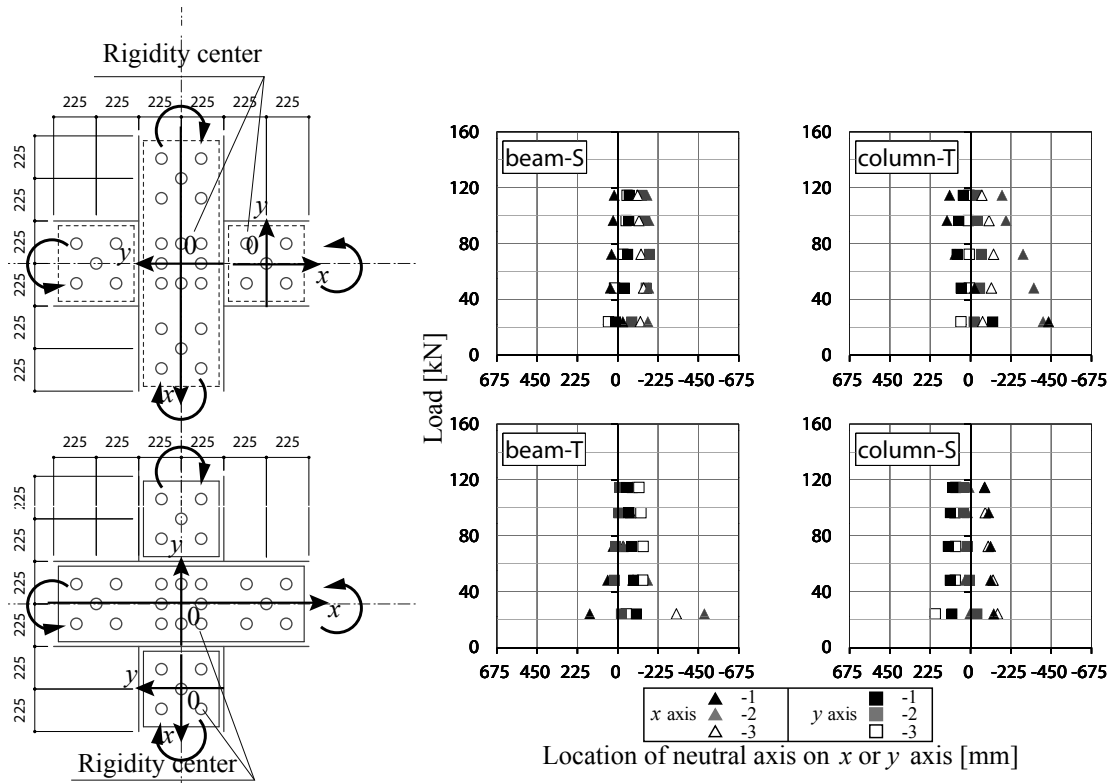


Fig. 3.86. Section properties at the pre-drilled holes of 450-450+

(5) x 方向と y 方向の回転角の大きさの差異について

Fig. 3.87~Fig. 3.89 に、 x 方向 (繊維平行方向) と y 方向 (繊維直交方向) に対して測定した 450-450 シリーズの集成材 - 鋼板間ビス接合の回転角について、包絡線を左側に、 y 方向に対する x 方向回転角の比 (以下、回転角比) を右側に示した。以下の知見を得た。

- 初期の摩擦が効いている区間では、実験値は挙動が不安定でばらつき、計算値に対して大きくずれた。これは、摩擦がきいている場合、せん断面はほぼ剛接合で、生じる変形は材料自体のものであると考えられ、非常に微小で計測器の精度では検出できないほどのだったため安定しなかったと考えられ、正しい測定値とは言えない。一方、計算による降伏点近傍では、D 材や S 材は ± 0.5 程度の幅で一致し、T 材は -1.5 程度にずれた。
- S 材の実験値は、初期の摩擦が効いている区間を除くと、回転角比は 1 を僅かに超える程度もしくは 1 に正方向側から漸近する挙動を示した。計算値は初期で 1.24 程度であり、ビス接合降伏以後はせん断変形の影響が小さくなるため、回転角比は小さくなり 1 に近づいていく。計算値と実験値は非常によく一致したと言える。
- D 材の実験値は、初期の摩擦が効いている区間を除くと、1.5~2.5 程度の範囲にあり、パネルシアー以後は回転角比が増加する傾向が認められた。計算値は、初期で 1.8 程度であり概ね傾向は捉えていると言える。パネルシアー以降は、解析モデルの前提条件からはずれるため、計算値が 1 に近づいていくのに対して、実験値は回転角比が大きくなる結果である。これは、パネルシアーによるせん断割裂によって繊維方向のせん断すべりが生じることで x 方向回転角が大きくなるためであると推察される。このことは、パネルシアー以降、モーメント回転角関係において剛性低下し、パネルシアーによる割裂が生じない S 材には認められない事実と一致する。
- T 材の実験値は、初期摩擦の効いている区間を除くと、回転角比は 1~2 程度の範囲にあり、細長比の小さい D 材に対してほぼ同程度となった。計算値は約 2.5 であり、降伏点近傍においても精度よく推定できなかった。マイナス側にずれるという傾向が確認され、解析モデルと実状に齟齬があると判断された。これについて次項において考察を加える。

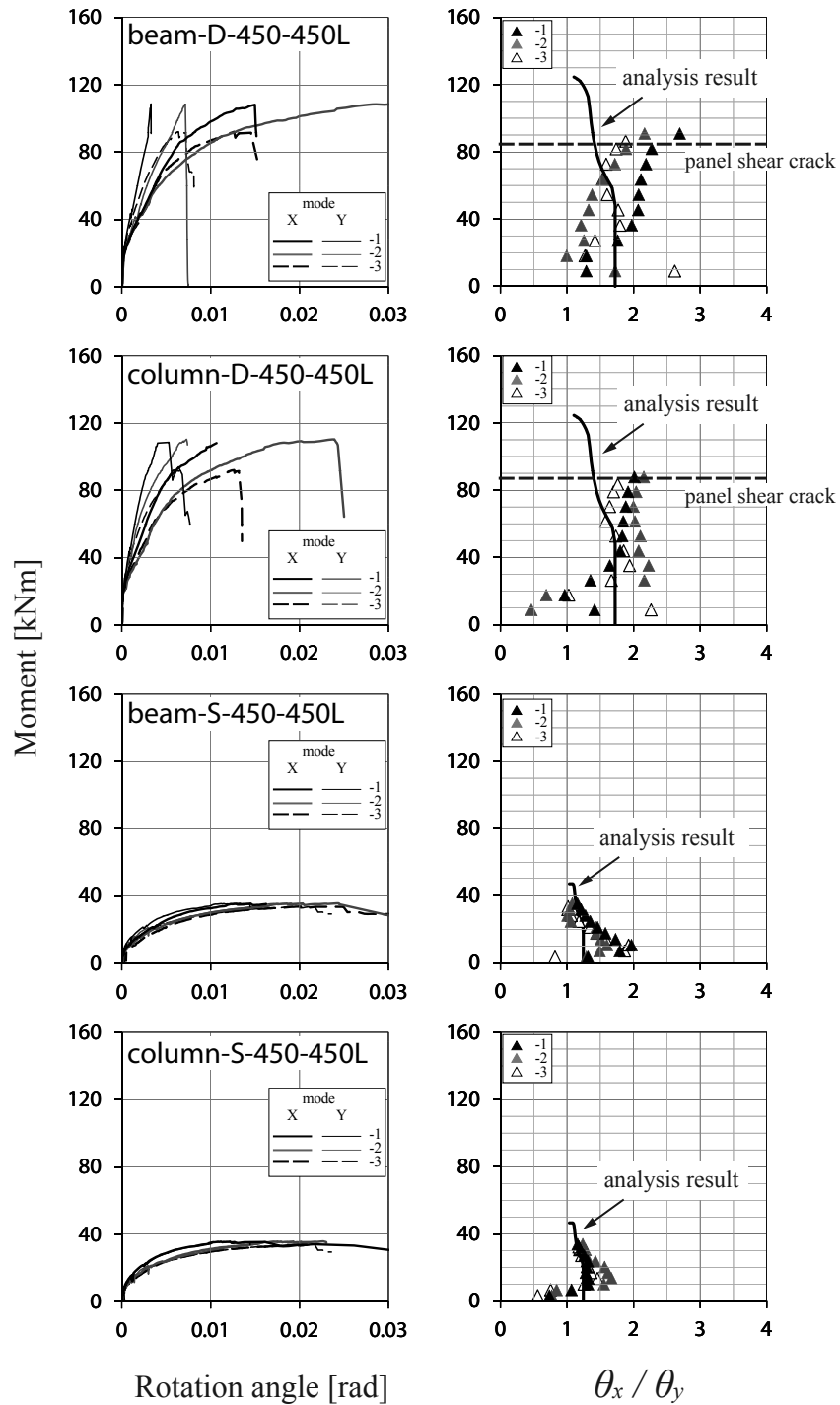


Fig. 3.87. Moment-rotation curves (Left) and ratio of rotation angle of x-direction to y-direction (Right) for 450-450L

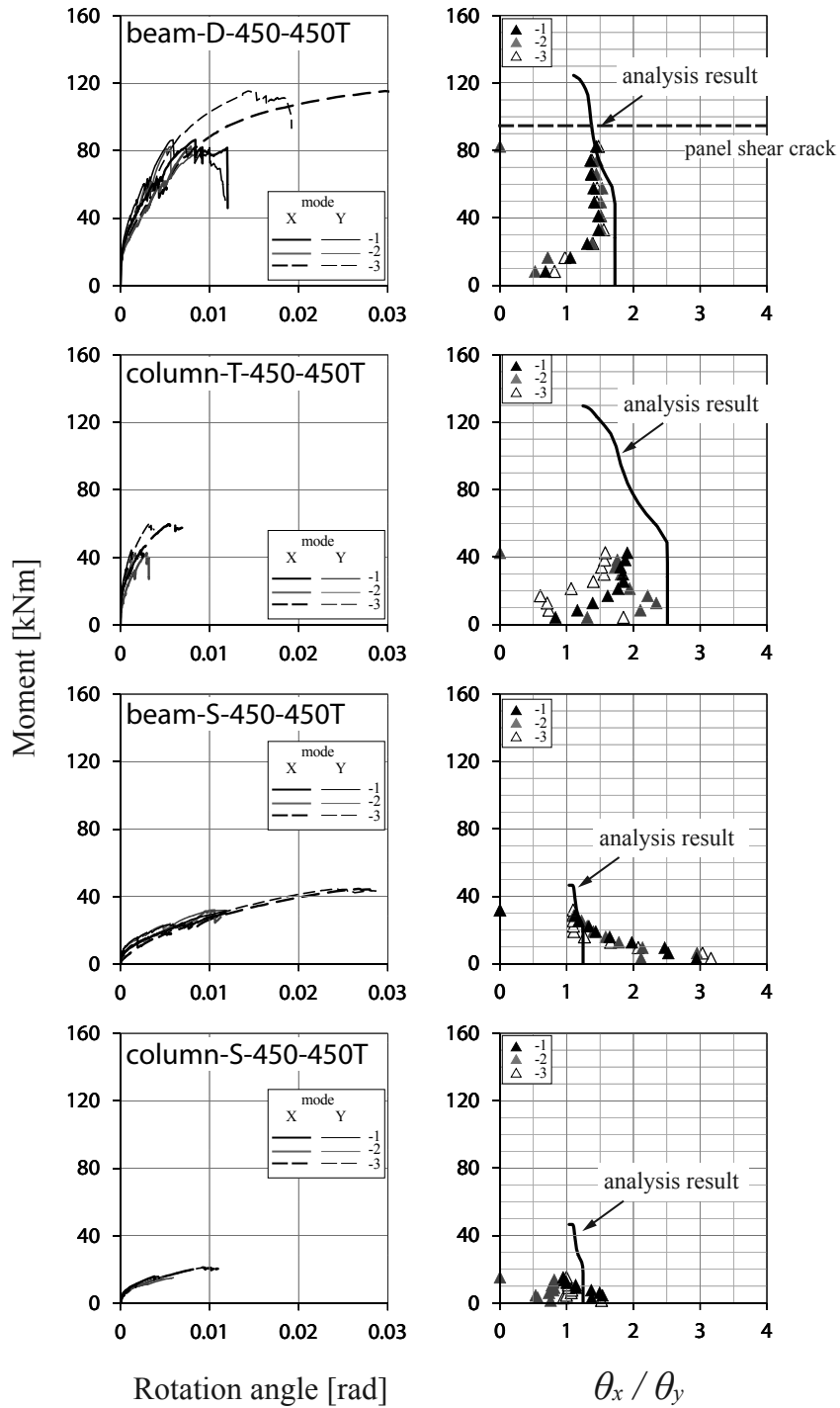


Fig. 3.88. Moment-rotation curves (Left) and ratio of rotation angle of x-direction to y-direction (Right) for 450-450T

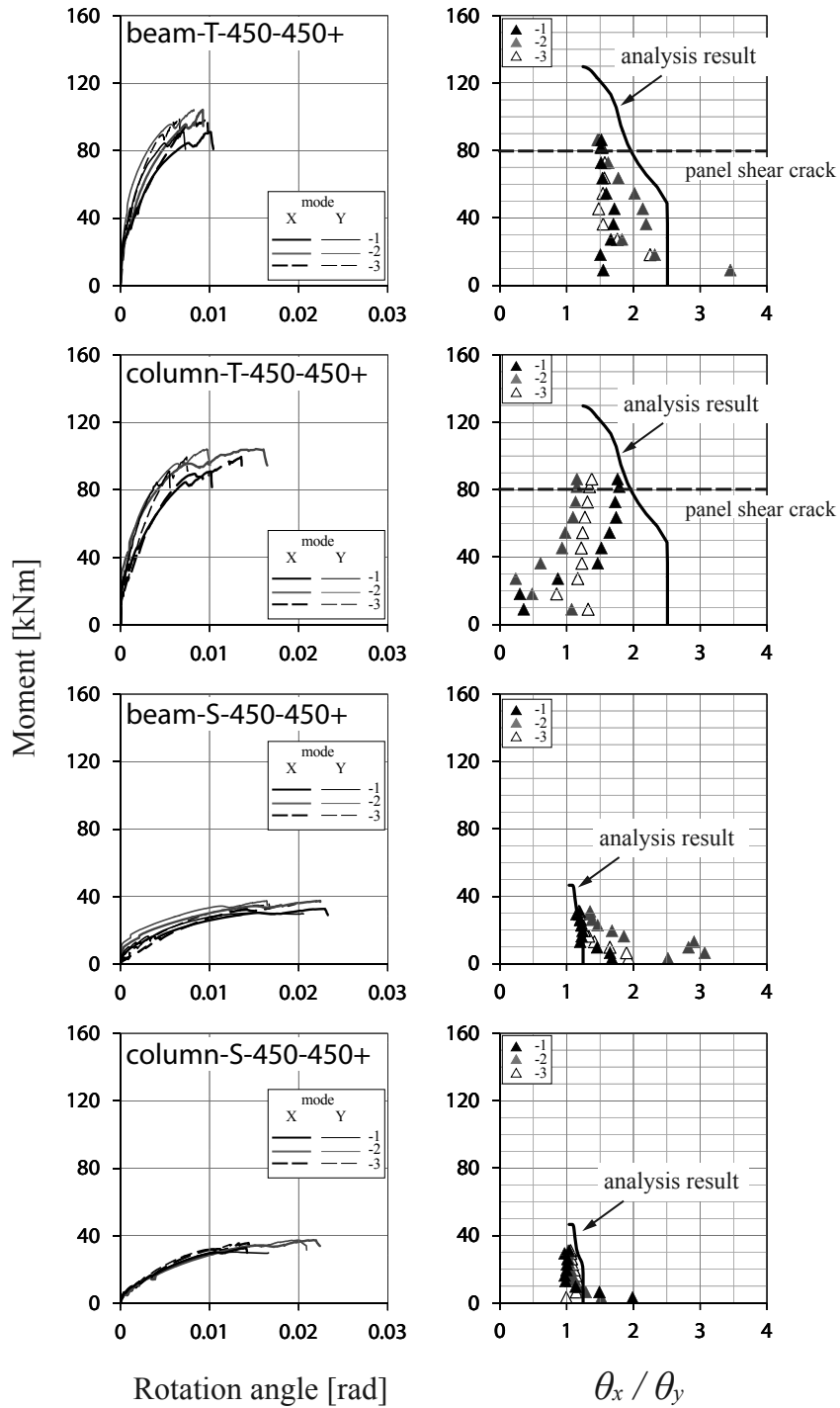


Fig. 3.89. Moment-rotation curves (Left) and ratio of rotation angle of x-direction to y-direction (Right) for 450-450+

(6) 解析モデルの再考

(6)-1 せん断スパンと接合部長さについて

T材の回転角比の誤差を受け、解析モデルについて再考する。回転角比が計算値よりも小さいということは、せん断変形による影響が小さい、すなわち、実験時の接合部が負担するパネルシアアーによるせん断力が計算で想定するよりも小さいことを意味する。一方、D材やS材の回転角比は概ね一致している。これらを考え合わせ、せん断スパンに対する接合部長さの比に着眼した。

まず、簡単なモデルを考える。Fig. 3.90 に示す様な材軸直交方向にモーメント伝達機構を持つ接合部を考える。材端から受けるせん断力によって接合部の負担するモーメントは式 [3.7] となる。このモーメント伝達によって接合部の負担するパネルシアアーのせん断力は式 [3.8] となる。これをみると、接合部の負担するパネルシアアーのせん断力は部材の負担するせん断力分小さくなる。 l が小さい程すなわち接合部長さがせん断長さに対して小さい程、相対的に部材の伝達するせん断力の影響は小さくなる。解析モデルはこの影響を無視できるつまり純曲げ応力下でのつり合い条件を考えているわけだが、実験条件下におけるT材の場合には Fig. 3.91 に示す様にせん断長さに対して接合部長さが半分程度とかなり長いため、解析モデルの誤差が大きくなったと考えられる。

$$M = QL \quad [3.7]$$

$$pQ_v = \frac{L}{l}Q - Q \quad [3.8]$$

ここで、

M : 接合部の負担モーメント

Q : 部材の負担せん断力

pQ_v : 接合部のパネルシアアーによるせん断力

L : せん断長さ

l : 接合部長さ

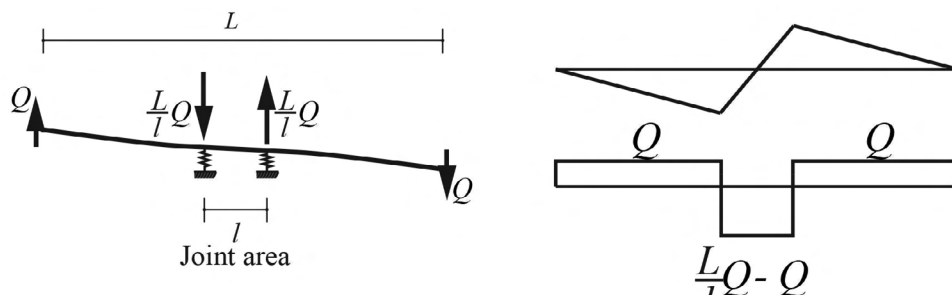


Fig. 3.90. Simple model of moment-resisting joint



Fig. 3.91. Test setups of +shaped joint and T-shaped joint

(6)-2 解析モデルの修正

このせん断長さに対する接合部長さの影響を考慮して力学モデルを修正する。Fig. 3.92 に示す様に、修正点として、モデル化された枠の端部に作用するモーメントは接合部の長さ分だけ減じられたフェイスモーメントになり、その端部には接合部の負担モーメントをせん断長さで割った大きさのせん断力が生じることとなる。これより、2章同様に整理すれば曲げ挙動を推定するための5条件式 [3.9] を得る。記号は2章を参照されたい。

$$\begin{cases}
 M = \sum -(y_j - y_0) p_{xj} + \sum (x_i - x_0) p_{yi} \\
 \gamma = \theta_x - \theta_y \\
 \gamma = \frac{\sum (x_i - x_0) p_{yi} - M/L \cdot l}{G_w b h l} \\
 0 = \sum p_{xj} \\
 0 = \sum p_{yi}
 \end{cases} \quad [3.9]$$

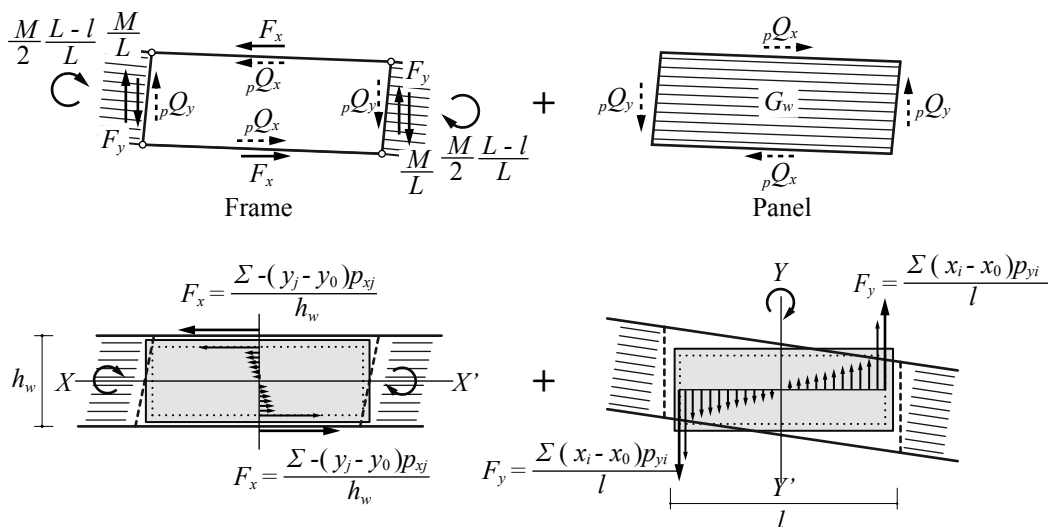


Fig. 3.92. Modified mechanical model of T-member

初期剛性と比例限耐力について定式化する。まず、初期剛性については純曲げ応力下の剛性に対する表記として式 [3.10] を得る。また、比例限耐力については式 [3.11] を得る。初期剛性はせん断スパンに対する接合部長さの比 l/L が大きくなる程、純曲げ応力下の回転剛性に対して大きくなること分かる。同様に、比例限耐力におけるパネルシアアの項についても純曲げ応力下の耐力に対して大きくなること分かる。一方、比例限耐力におけるビスの項については回転剛性が高くなるが、 $r_{i\text{mod}}$ も大きくなるため双方の増加率に依存する。

$$K_{\text{mod}} = \frac{1}{1 - \frac{l}{L} \cdot \frac{c}{1+c}} K \quad [3.10]$$

$$M_{Y\text{mod}} = \min[\text{screw}M_{Y\text{mod}}, \text{panel}M_{Y\text{mod}}] \quad [3.11]$$

$$\text{screw}M_{Y\text{mod}} = K_{\text{mod}} \cdot \frac{\delta_Y}{\max[r_{i\text{mod}}]}$$

$$\text{panel}M_{Y\text{mod}} = \frac{1}{1 - \frac{l}{L} \left(1 + \frac{I_x}{I_y}\right)} \cdot \text{panel}M_Y$$

$$r_{i\text{mod}} = \sqrt{(x_i - \bar{x}_i)^2 (1+c)^{-2} \left\{ \frac{1 - \frac{l}{L} \cdot \frac{c}{1+c}}{1 + \frac{l}{L} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot c} \right\}^{-2} + (y_i - \bar{y}_i)^2}$$

ここで、

K : 純曲げ応力下の回転剛性 (2章参照)

l : 接合部長さ

L : せん断スパン

$\text{panel}M_Y$: 純曲げ応力下のパネルシアア耐力 (2章参照)

同様にして、D、S材についても力学モデルの修正を行う。修正点として、接合部の負担モーメントは剛心位置のものであり、近似的に接合部の中央に存在するとできるから、モデル化された枠の端部に作用するモーメントは接合部フェイスから剛心位置までの距離分すなわち $l/2$ だけ分減じられており、その端部には接合部の負担モーメントをせん断長さで割った大きさのせん断力が生じることになる。また、そのせん断力によって枠に作用する軸方向応力の中 y 方向応力は左右で異なる。この左右の差によって生じる中立軸のずれは無視できるものとして、近似的に中立軸を剛心位置に固定する。以上より 2 章同様に整理すれば曲げ挙動を推定するための 5 条件式を得る。記号は 2 章を参照されたい。

$$\begin{cases} M = \sum -(y_j - y_0)p_{xj} + \sum (x_i - x_0)p_{yi} \\ \gamma = \theta_x - \theta_y \\ \gamma = \frac{\sum (x_i - x_0)p_{yi} - M/L \cdot l/2}{G_w b h l} \\ 0 = \sum p_{xj} \\ 0 = \sum p_{yi} \end{cases} \quad [3.12]$$

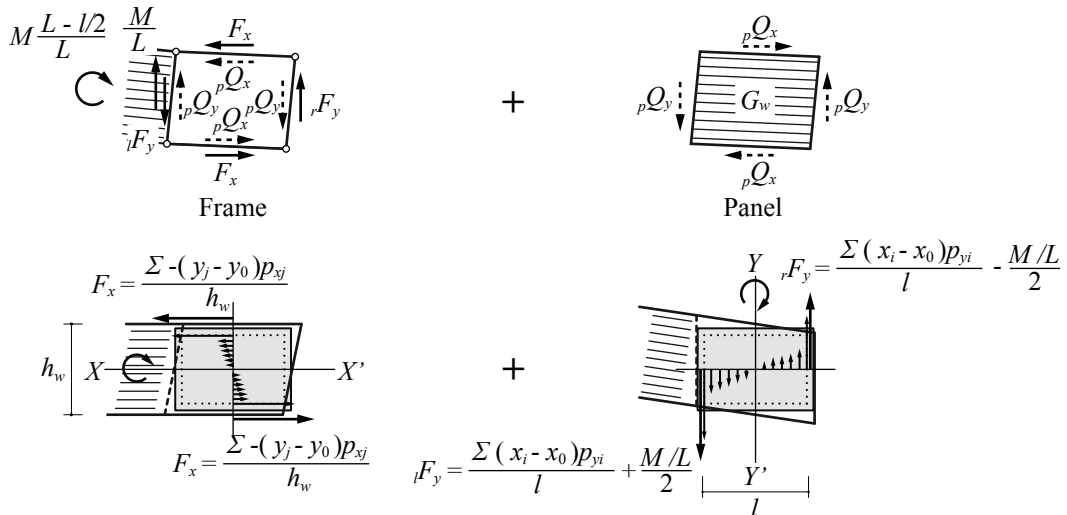


Fig. 3.93. Modified mechanical model of D-member and S-member

初期剛性と比例限耐力について定式化する。まず、初期剛性については純曲げ応力下の剛性に対する表記として式 [3.13] を得る。また、比例限耐力については式 [3.11] を得る。初期剛性はせん断スパンに対する接合部長さの比 l/L が大きくなる程、純曲げ応力下の回転剛性に対して大きくなること分かる。同様に、比例限耐力におけるパネルシアアの項についても純曲げ応力下の耐力に対して大きくなることことが分かる。一方、比例限耐力におけるビスの項については回転剛性が高くなるが、 $r_{i\text{mod}}$ も大きくなるため双方の増加率に依存する。

$$K_{\text{mod}} = \frac{1}{1 - \frac{l}{2L} \cdot \frac{c}{1+c}} K \quad [3.13]$$

$$M_{Y\text{mod}} = \min[\text{screw}M_{Y\text{mod}}, \text{panel}M_{Y\text{mod}}] \quad [3.14]$$

$$\text{screw}M_{Y\text{mod}} = K_{\text{mod}} \cdot \frac{\delta_Y}{\max[r_{i\text{mod}}]}$$

$$\text{panel}M_{Y\text{mod}} = \frac{1}{1 - \frac{l}{2L} \left(1 + \frac{I_x}{I_y}\right)} \cdot \text{panel}M_Y$$

$$r_{i\text{mod}} = \sqrt{(x_i - \bar{x}_i)^2 (1+c)^{-2} \left\{ \frac{1 - \frac{l}{2L} \cdot \frac{c}{1+c}}{1 + \frac{l}{2L} \cdot \frac{I_x}{I_y} c} \right\}^{-2} + (y_i - \bar{y}_i)^2}$$

ここで、

K : 純曲げ応力下の回転剛性 (2章参照)

l : 接合部長さ

L : せん断スパン

$\text{panel}M_Y$: 純曲げ応力下のパネルシアア耐力 (2章参照)

(6)-3 修正解析モデルと実験値との比較

修正解析モデルを用いて再度実験値と比較した。ここでは、450-450 シリーズについてモーメント回転角関係 (Fig. 3.94) と回転角比 (Fig. 3.95) との比較を行った。以下に得られた知見を示す。

- モーメント回転角関係について、修正解析モデルによる計算値は、D材 S材に対しては僅かに剛性が高まる程度であり、ほとんど変わらなかった。一方、T材は剛性が高くなり、より実験値に近づく結果となった。
- 回転角比について、修正解析モデルによる計算値は、S材は修正前のものとほぼ変わらず、摩擦が効いていた初期を除けば概ね実験値を予測した。D材は、弾性時において修正前の解析モデルでは 1.7 程度だったものが、修正解析モデルでは 1.5 程度に僅かに減少し、それによって、450-450T の梁の D材において実験値とよく一致した。T材は、修正前の解析モデルでは、回転角比を過大評価していたが、修正解析モデルでは全体として実験値と良く一致していると言える。
- 以上より、せん断スパンに対して接合部長さが無視できないような場合には、その影響を考慮する必要があることが分かった。

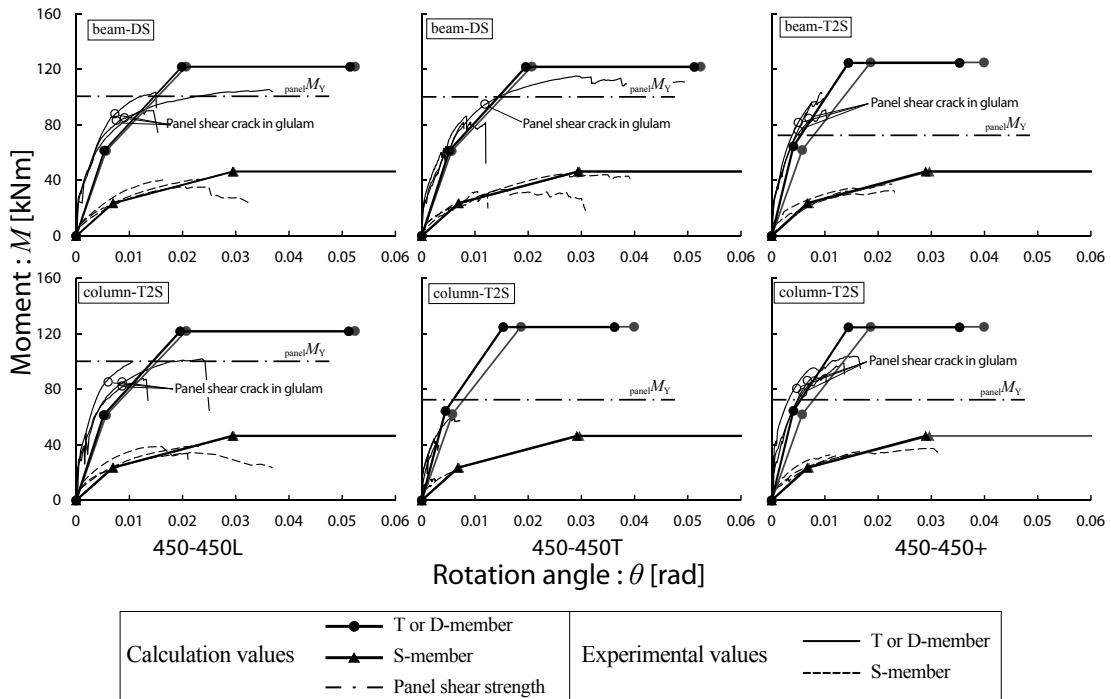


Fig. 3.94. Results of moment-rotation relationship between glulam-steel and panel shear cracks around pre-drilled holes in glulam of 450-450

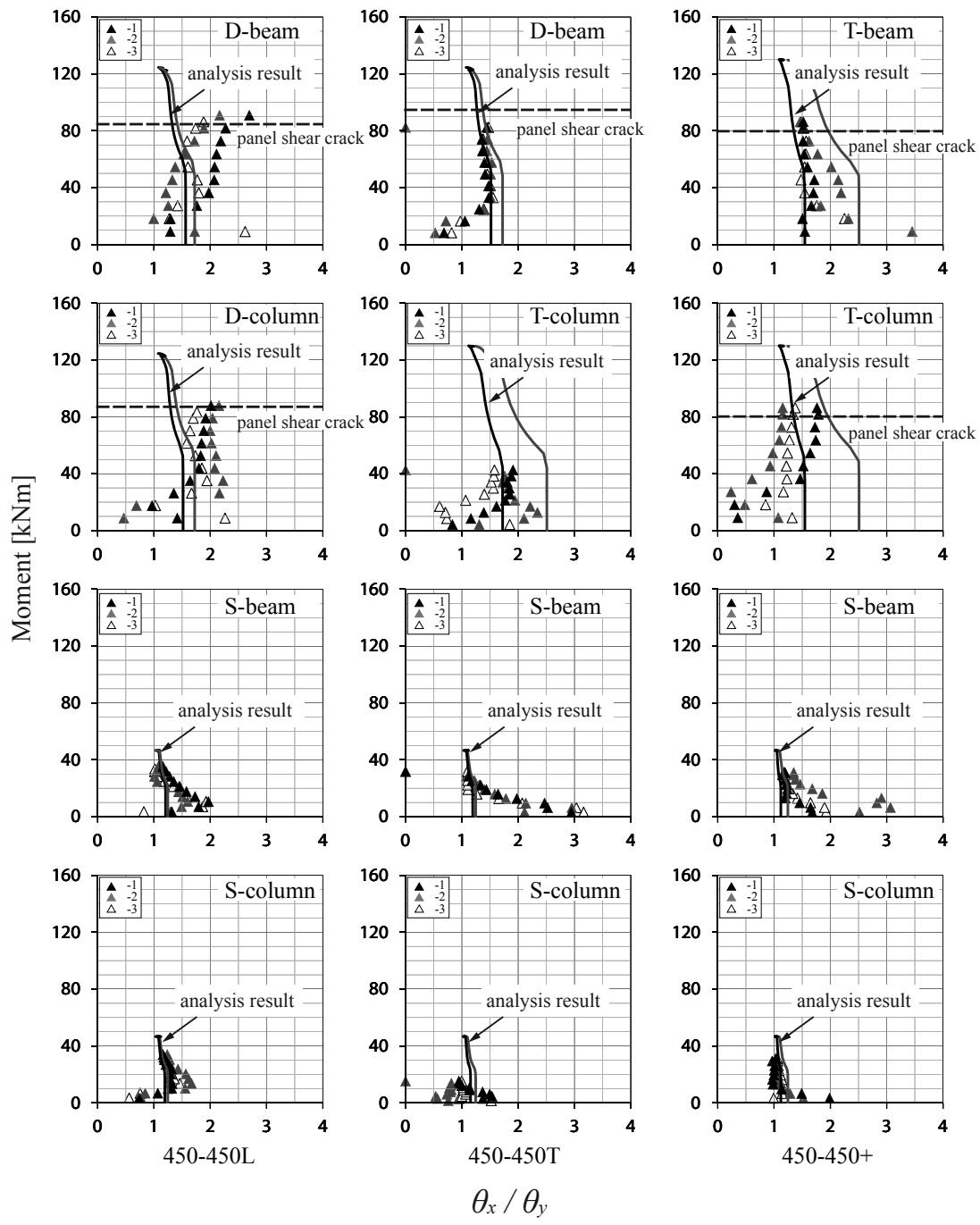


Fig. 3.95. Ratio of rotation angle of x-direction to y-direction for 450-450

(7) 集成材 - 鋼板間の摩擦

集成材 - 鋼板間ビス接合の初期の挙動に、剛性無限大の区間が認められた。これはビス接合の特徴でもある。要素実験時の摩擦耐力と接合部実験時の摩擦耐力の関係を比較し、複数本打った場合の摩擦力の増減について考察し、ビス接合によるモーメント抵抗接合部の初期摩擦の影響に対し知見を加えることを目的とする。

計算値は、高力ボルト接合のすべり耐力算出方法に倣い、要素実験より得たすべり耐力(特定変位量 0.1mm に到達した時点の耐力)を用いて、接合具配列の慣性モーメント(ここでは母材を剛体仮定した場合)に乗じて接合部全体の耐力を算出した。この4種類の平均の平均 1.0kN を用いて比較した。接合部全体の耐力の計算式を式 [3.15] に示した。

$${}_{\text{screw}}M_{\text{slip}} = \frac{\sum r_i^2}{r_m} \cdot p_{\text{slip}} \quad [3.15]$$

ここで、

${}_{\text{screw}}M_{\text{slip}}$: 集成材 - 鋼板間ビス接合部の摩擦すべり耐力

t_m : ビス配列における剛心から最遠方の接合部までの距離

r_i : 剛心から i 番ビス接合部までの距離

p_{slip} : 単位ビス接合部のすべり耐力

計算値と実験値の比較を Fig. 3.96 に示した。実験値のばらつきを考慮するため、単位ビス接合部のすべり耐力の上限値、下限値を用いて接合部耐力も併せて示した。算出方法は式 [3.16] である。算出方法は ASTM に拠った。

$$\begin{cases} p_{\text{slip upper}} = \max \left[\text{Ave.}_i \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sum (n_i - 1) (\text{S.D.}_i / \text{Ave.}_i)^2}{\sum n_i - 4}} \right) \right] \\ p_{\text{slip lower}} = \min \left[\text{Ave.}_i \times \left(1 - \sqrt{\frac{\sum (n_i - 1) (\text{S.D.}_i / \text{Ave.}_i)^2}{\sum n_i - 4}} \right) \right] \end{cases} \quad [3.16]$$

以下の知見が得られた。

- 計算値と実験値の関係はばらつくものの、全体として決定係数が 0.83 と強い相関があった。回帰係数で 1.09 程度となり、平均としては良く一致した。
- 単位ビス接合部のすべり耐力の上限値および下限値に基づいた接合部耐力の上限値および下限値は、実験値のばらつきを概ね捉えていると言える。
- 本実験の範囲においては、鋼板の接触面積や接合部配置の形状によって摩擦係数が増減してすべり耐力が変化する様な影響は特に認められなかった。

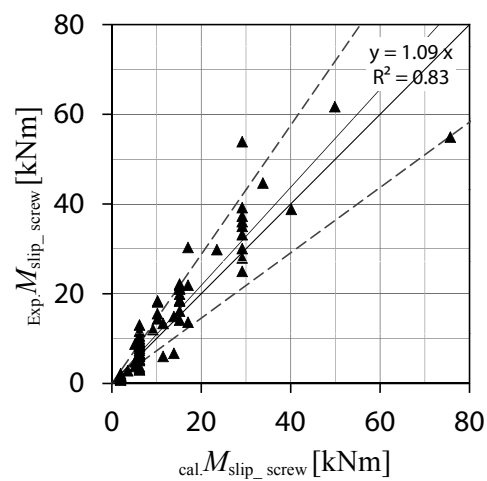


Fig. 3.96. Comparison of test results and calculation results of slip moment of screwed joint in glulam-steel

3.4.3. 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合

(1) モーメント - 回転角関係

(1)-1 モーメントの導出

モーメントは、Fig. 3.97 に示す様に加力点荷重 P にパネルゾーン高力ボルト配置の図心位置を剛心位置として加力点スパンを乗じて算出した。

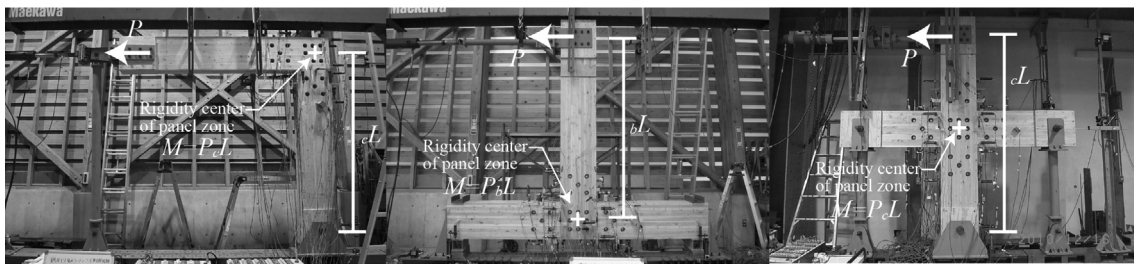


Fig. 3.97. Moment about HTBed joint of panel zone

(1)-2 回転角の導出

回転角は、Fig. 3.98 に示すように 450-450 シリーズのみ柱梁の勝ち材間の相対回転角測定値から各々における集成材 - 鋼板間の相対回転角測定値を除くことで間接的に算出し、他のシリーズは鋼板 - 鋼板間の相対回転角測定値を直接用いた。

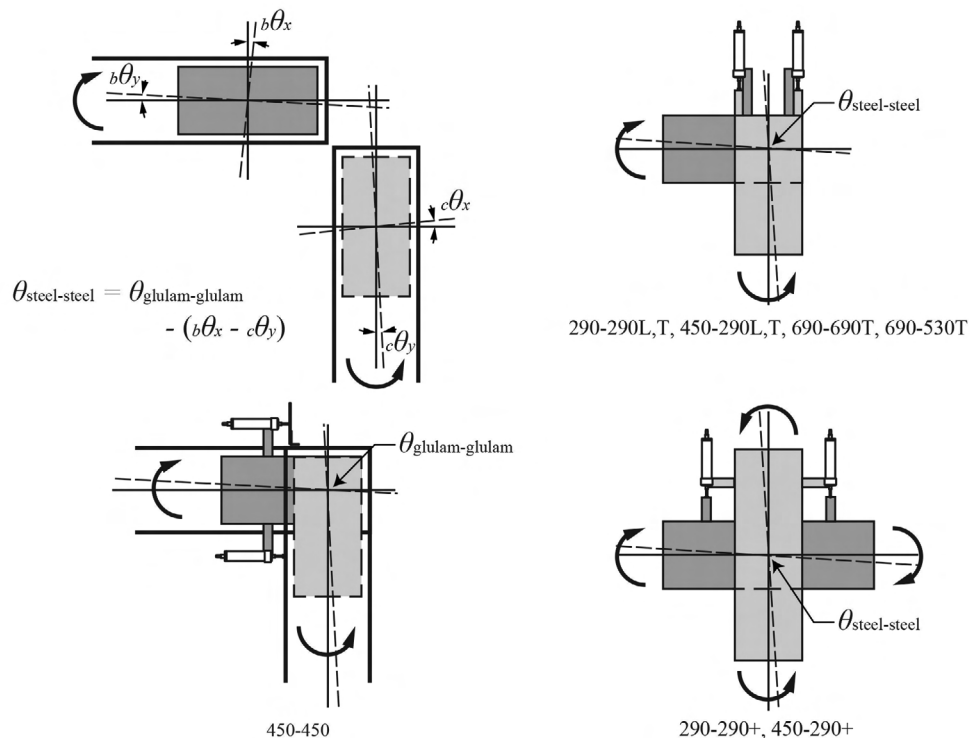


Fig. 3.98. Measuring method of rotation angle between steel and steel

(1)-3 特性値の算出

実験によるすべり耐力は、ECCS が採用するすべり耐力抽出の指標である特定変位量 0.15mm^7 を基準とし、剛心位置から最遠方のボルト位置に生じる変位量がこの特定変位量に到達する時点の回転角分を初期剛性に対して offset した直線と、実験曲線との交点の耐力とした。Fig. 3.99 に模式図を示した。

実験による鋼板の曲げ降伏は、縁に貼付した歪ゲージの値から判断した。尚、450-450 シリーズは測定しなかったため降伏を判断していないが、450-450T の梁側、450-450+ の梁柱の鋼板は縁に延びた痕跡が認められ、終局時には降伏していた可能性があったことを付記しておく。

計算に用いた諸特性値に関し、1 本当たりのすべり耐力 q_{by} は要素実験の値を用い、1 本当たりの最大せん断耐力 q_{bu} 、鋼板の降伏強さ F_y 、引張強さ F_u は公称値を用いた。Table. 3.27 に纏めた。

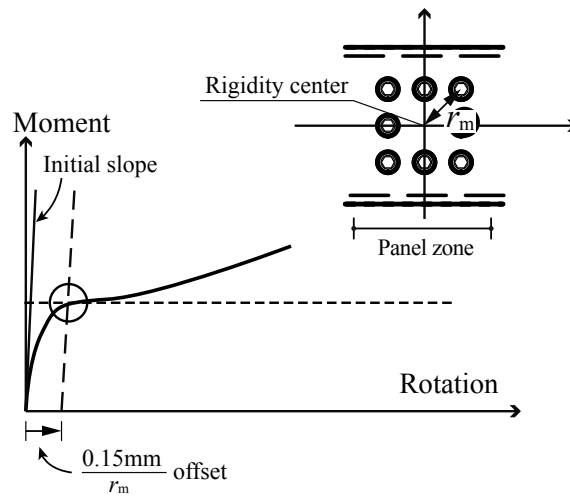


Fig. 3.99. Experimental slip moment

Table. 3.27. Parameter used in calculation (Ave. \pm S.D. for q_{by})

q_{by} [kN]	F8T-M22	81.9 \pm 3.18
	F12G-M22	114.2 \pm 1.08
	F12G-M24	133.7 \pm 5.30
q_{bu} [kN]	F8T-M22	182
	F12G-M22	274
	F12G-M24	326
F_y [N/mm ²]		235
F_u [N/mm ²]		400

(1)-4 実験値と計算値の比較

Fig. 3.100 に全試験体の実験によるモーメント - 回転角関係から抽出した包絡線を、鋼構造接合部設計指針⁽²⁸⁾による降伏耐力及び終局耐力の算定式による計算値とともに示した。また、Table. 3.28 に各特性値の実験結果と計算結果を纏めた。更に、Fig. 3.101 に 2 次剛性の実験値の平均値とボルト配列極 2 次モーメントの関係を纏めた。間接的に測定した 450-450 シリーズについて、初期に何らかの変形を拾っているものの、剛性が急激に落ちる挙動を測定できた。この時点を、摩擦接合のすべりと判断してもよいと考えられる。290-290+ および 450-290+ について、直接測定したにも関わらず初期の変形が大きくなった。これは、Fig. 3.98 に示す様に接合形状が十字のため、パネルゾーンから離れた位置で鋼板に薄板を溶接し測定位置としなければならず、その区間の鋼板の曲げ変形を測定したものと考えられる。

- すべり耐力に関して、0.8~1.65 程度であった。計算値は実験値を良く予測しているといえる。逆に言えば、高力ボルトの負担モーメントは外力モーメントと良く一致することを示す結果である。但し、計算は軸力及びせん断力の影響を考慮していないためこの比率は若干上がり得る。このことを踏まえると差は上側に振れるものと考えられる。すべり耐力のばらつきをみると変動係数にして 7% 以下でばらつきは小さい。よって、集成材木口のめり込み抵抗による耐力の増大と考えられる。このため、すべり耐力以降の靱性を積極的に利用する設計を試みる場合にはこの効果に対する配慮が必要である。
- 鋼板の曲げ降伏に関して、計算値は実験値に対して 50% 以下の値で推定した。また、計算上は曲げ降伏しているにも関わらず、実験では倍以上の耐力を負担しているにも関わらず認められないものがあった。これは、計算に用いた鋼板の材料強度が下限値であることを考え合せても低い評価である。文献⁽¹⁾では平均値が下限値に対して 1.16 倍程度としている。したがって、鋼板の負担曲げモーメントと高力ボルトの負担モーメントは近似的に同一と見なせない可能性が示唆された。この理由については、次項において測定した鋼板の曲げひずみ度分布によって考察する。
- すべり耐力以降の変形性状は、明らかな剛性低下を示した。高力ボルト摩擦接合は、すべり耐力以降、ボルト軸部の支圧抵抗に切り替わることで荷重の上昇に伴い変形が増大することが知られており、これと一致

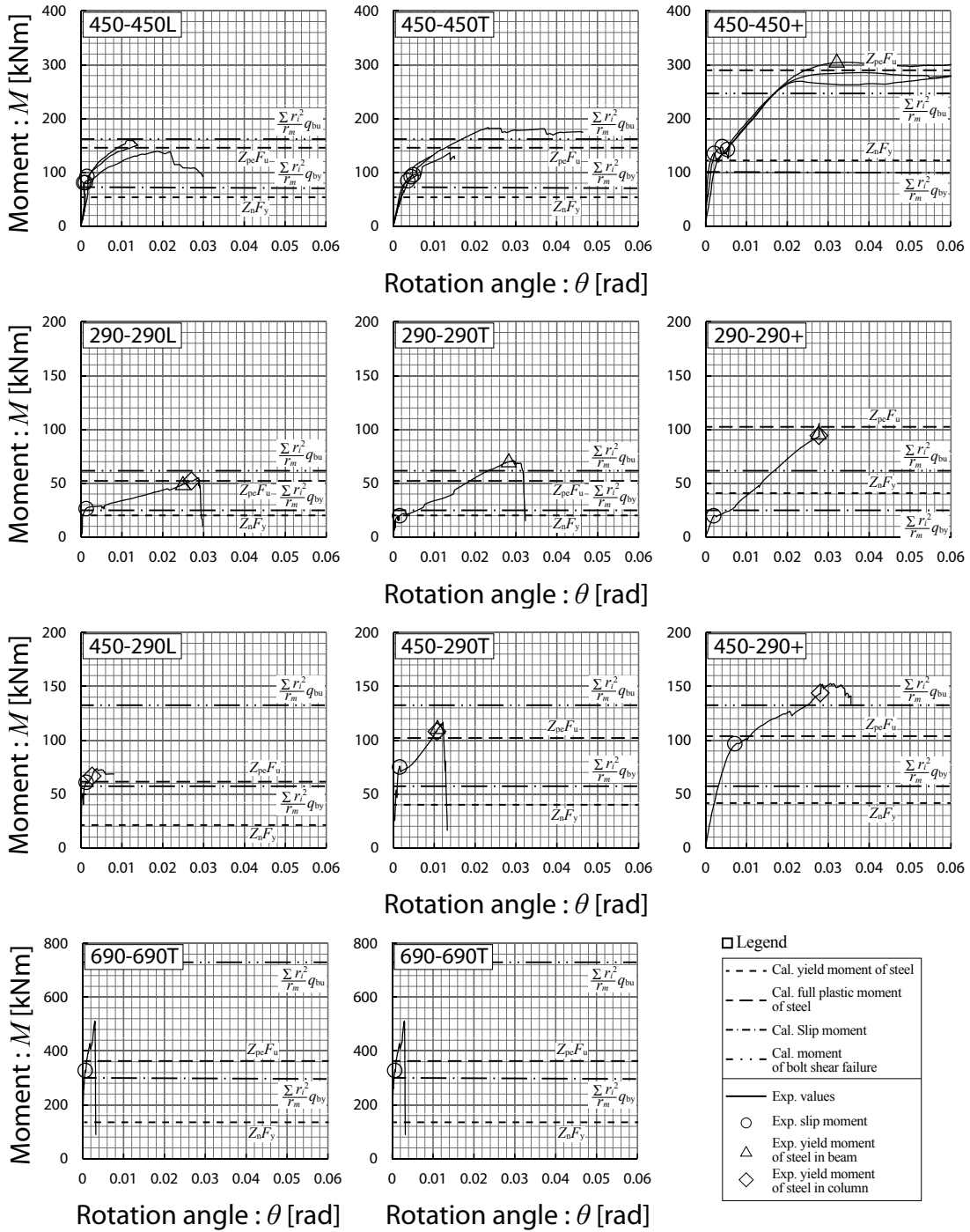


Fig. 3.100. Results of moment-rotation relationship between steels

する結果である。Fig. 3.101 に示す様に、2次剛性はボルト配列2次モーメントと決定係数で0.98程度と高い相関があり、1本当たりのすべり剛性は88.8kN/mmであった(支圧抵抗ではボルト径により剛性は異なるがM22とM24の差ではばらつきに含まれる程度であると考えられる)。

Table. 3.28. Test results and calculation results of HTBed joint between steels in panel zone (average \pm S.D. for test results of 450-450)

		HTB M_Y [kNm]	Steel M_Y [kNm]		HTB K_2 [kNm/rad]	HTB M_U [kNm]
			beam	column		
			T or D	T or D		
450-450L	Exp.	84.5 \pm 7.2	-	-	6630 \pm 1290	154 \pm 12
	Cal.	73.0	56.4	56.4	-	-
450-450T	Exp.	90.5 \pm 6.0	-	-	5900 \pm 1440	151 \pm 29
	Cal.	73.0	56.4	113	-	-
450-450+	Exp.	135 \pm 6.0	-	-	10300 \pm 500	300 \pm 21.0
	Cal.	102	113	113	-	-
290-290L	Exp.	28.3	47.2	53.1	1070	54.9
	Cal.	25.8	20.3	20.3	-	-
290-290T	Exp.	21.4	69.5	-	2020	71.1
	Cal.	25.8	20.3	40.6	-	-
290-290+	Exp.	23.2	97.2	97.4	3200	107
	Cal.	25.8	40.6	40.6	-	-
450-290L	Exp.	60.6	-	65.8	5290	73.6
	Cal.	57.8	56.4	20.3	-	-
450-290T	Exp.	72.1	113	109	4670	117
	Cal.	57.8	56.4	40.6	-	-
450-290+	Exp.	95.5	-	144	3230	146
	Cal.	57.8	113	40.6	-	-
690-690T	Exp.	325	-	-	67400	511
	Cal.	304	144	288	-	-
690-530T	Exp.	246	524	-	37000	595
	Cal.	215	144	162	-	-

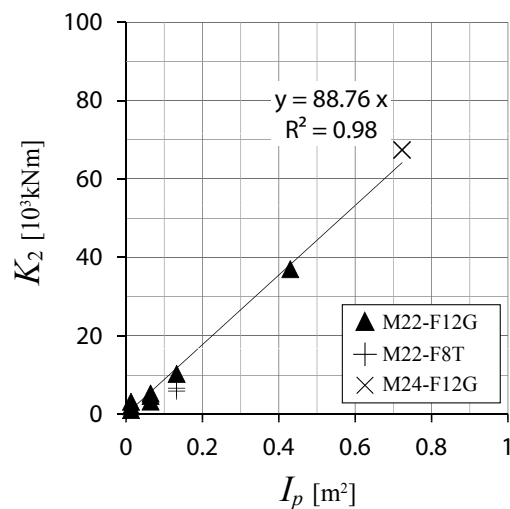


Fig. 3.101. Relationship between K_2 and I_p

3.4.4. 鋼板の負担曲げモーメントの分布とその変形

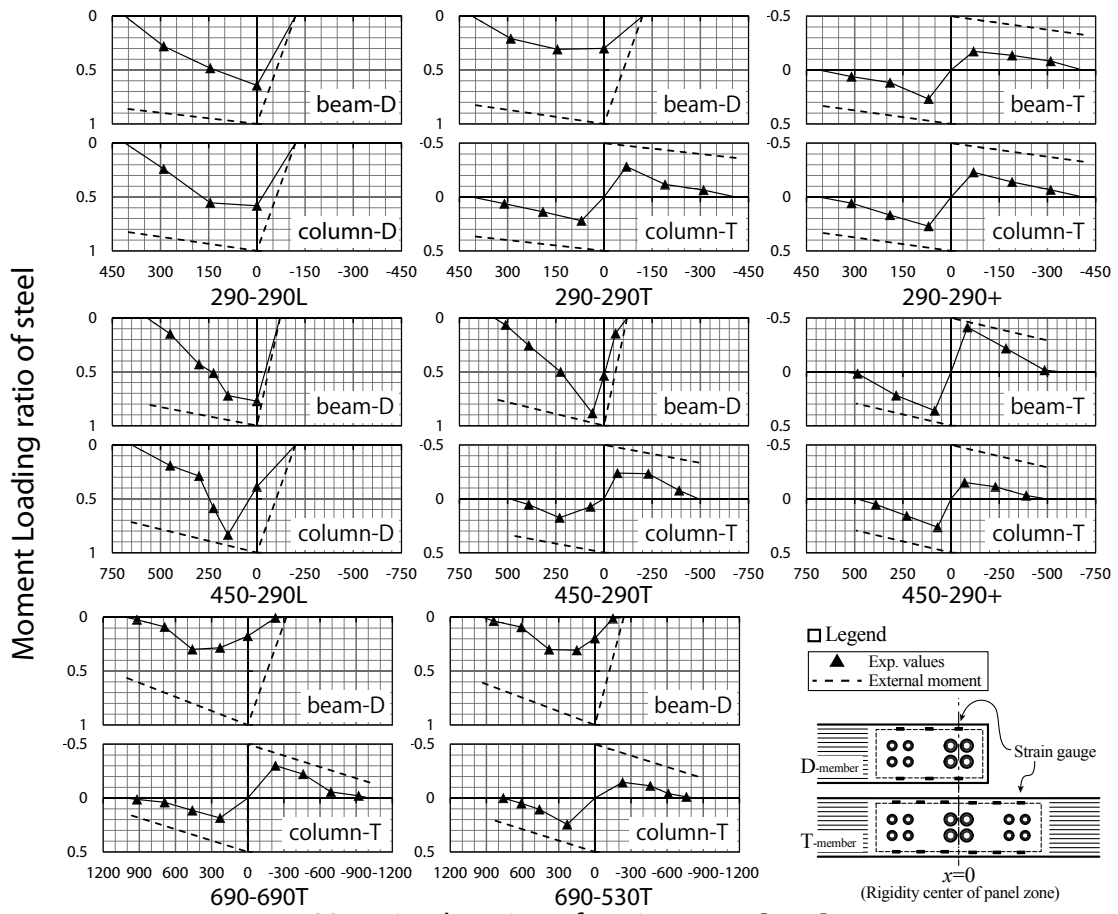
(1) モーメント分布の算出方法

曲げひずみデータは、鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合部のすべり耐力以前のモーメント - ひずみ関係に対し、直線域と判断できる区間の勾配を抽出した。測定点間の分布は、直線補間し、鋼板端部と T 材の高力ボルト接合剛心位置のひずみは 0 と仮定し外挿した。この曲げひずみのデータに対し、曲げヤング係数と有効断面係数を乗じて曲げモーメントに換算した。

(2) モーメント伝達の性状

Fig. 3.102 に鋼板の曲げモーメント分布を、想定される外力モーメントに対する比率として示した。縦軸が比率を示し、横軸が鋼板の材軸方向の位置を示している。破線によってその外力モーメント併せて示した。測定点はマーカーで示してある。尚、450-450 シリーズは測定しなかったため示していない。

- 鋼板の負担曲げモーメントの大きさは、外力モーメントに対して小さいが、その割合は接合部端部である鋼板端部から徐々に大きくなる。これは、集成材から鋼板に対するビス接合を介した応力伝達の性状を示す結果である。
- また、高力ボルト接合の剛心より手前の位置でモーメント分布の勾配の正負が逆転する傾向が看守される。これは、鋼板から相手側鋼板に対する高力ボルト接合を介した応力伝達の性状を示す結果である。
- この分布から、高力ボルト剛心位置のモーメントに対する鋼板の負担する曲げモーメントの大きさの差は無視できない程であることが分かる。差が大きいものでは、剛心位置のモーメントと倍程度の違いがあるもの見受けられる。したがって、これが原因となって、鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合において示した鋼板の降伏曲げモーメントの算出誤差につながったものと考えられる。



Mesuring location of strain gauge [mm]

Fig. 3.102. Moment distribution in steels

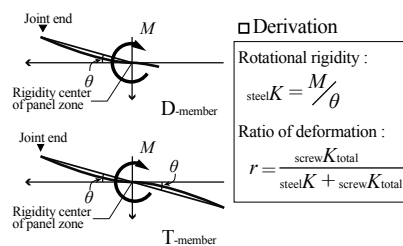
(3) 鋼板の曲げ変形

Fig. 3.102 に示す分布から高力ボルト剛心位置の単位曲げモーメントに対する部材角を算出し、Table. 3.29 に回転剛性として示した。相対的な比較のため、ビス接合と直列の関係とした場合に、鋼板の曲げによる変形がどの程度の割合であるかの指標として変形寄与率 r を併せて示した。変形寄与率 r の算出にあたり、ビス接合の回転剛性には、Fig. 3.79~Fig. 3.81 に示した勝ち材 (T、D 材) の実験値に対して負け材 (S 材) のモーメント負担分を考慮して割増ししたものをを用いた。

- 変形寄与率 r は、5 割を超えるようなものがあり鋼板の曲げ変形がビス接合のせん断変形に対して、同等の変形を生じていることが分かった。接合領域が拡張されビス接合の回転剛性が増加する一方で、鋼板の曲げ変形の割合が大きくなるためである。この鋼板の変形は、適切に考慮する必要性が確認された。

Table. 3.29. Test results of steel bending rigidity

	steel K [kNm/rad]			
	beam		column	
	KNm/rad	r	KNm/rad	r
290-290L	19400	0.17	19500	0.21
290-290T	34200	0.11	27500	0.38
290-290+	29700	0.67	26000	0.44
450-290L	55300	0.40	10600	0.71
450-290T	49100	0.32	28600	0.41
450-290+	59400	0.70	18200	0.50
690-690T	328000	0.15	272000	0.51
690-530T	338000	0.16	172000	0.46



(4) 鋼板の曲げによる初期剛性と比例限耐力の推定式の提案

以下では、実験より得た知見を用いて鋼板のモーメント分布やその変形の影響を考慮した形で、初期剛性と比例限力の推定式を提案する。

Fig. 3.103 に示すように、初期剛性の算出方法は変形区間を合せ区間のみとして算定する。負担モーメントは、パネルゾーンにおいて高力ボルト接合を介して相手側に伝わるため、パネルゾーンの境界部においてモーメントが最大となるが、ここでは近似的に合せ区間の境界において最大となると考えることとする。また、鋼板端部の負担モーメントが0であるとして、直線補間することでモーメント分布を近似的に算出している。以上より、下式で算出される。

(4)-1 DS

$$\text{初期剛性： } K = \left(1 - \frac{1 - v_{DS}}{1 + u_{DS}}\right)^{-1} \cdot \frac{3EI_{sn}}{l_s} \quad [3.17]$$

$$\text{比例限耐力： } {}_{steel}M_Y = \left(1 - \frac{1 - v_{DS}}{1 + u_{DS}}\right)^{-1} \cdot F_{sY}Z_s \quad [3.18]$$

$$v_{DS} = \frac{l_s}{l_D} \quad [3.19]$$

(4)-2 T2S

$$\text{初期剛性： } K = 2 \cdot \left(1 - \frac{1 - v_{T2S}}{1 + u_{T2S}}\right)^{-1} \cdot \frac{3EI_{sn}}{l_s} \quad [3.20]$$

$$\text{比例限耐力： } {}_{steel}M_Y = 2 \cdot \left(1 - \frac{1 - v_{T2S}}{1 + u_{T2S}}\right)^{-1} \cdot F_{sY}Z_{sn} \quad [3.21]$$

$$v_{T2S} = \frac{2l_s}{l_T} \quad [3.22]$$

ここで、

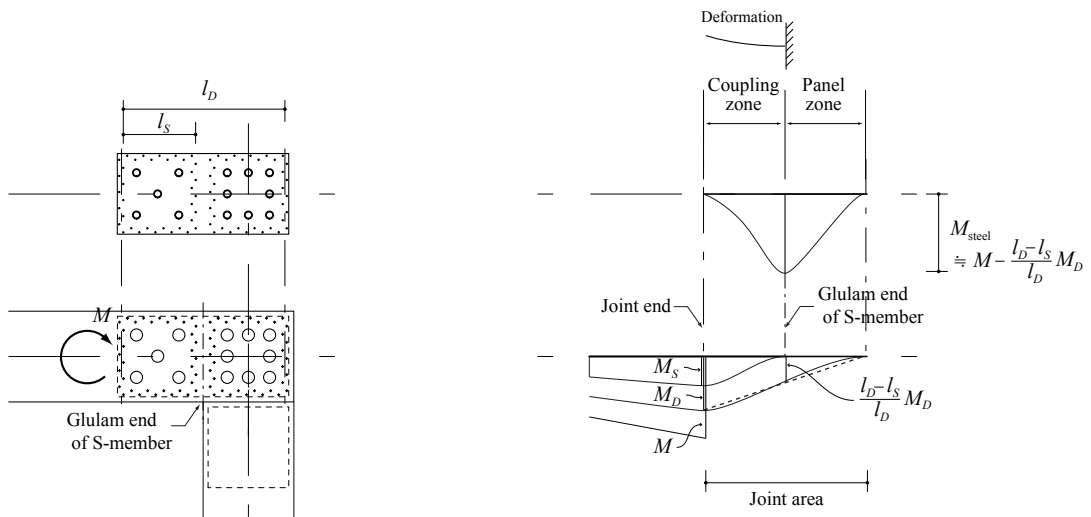
EI_s : 鋼板の有効曲げ剛性

Z_{sn} : 鋼板の有効断面係数

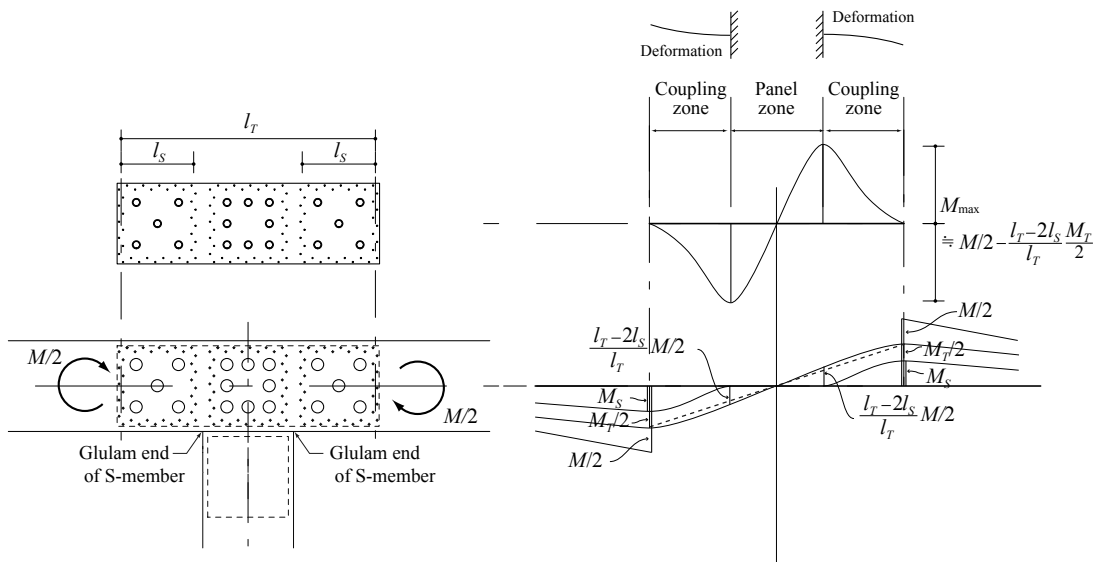
l_s : S材の接合部長さ

u_{DS} : D材に対するS材のモーメント負担割合

u_{T2S} : T材に対するS材2枚分のモーメント負担割合



[DS]



[T2S]

Fig. 3.103. Assumed moment distribution

3.5. まとめ

本章では、2章で提案した集成材のパネルシアアを考慮した解析モデルを用いて、高い接合性能の確保と施工性の向上を図って考案した木質ラーメン工法における柱梁接合部を対象として、集成材 - 鋼板間ビス接合部に対して理論的解析を試みた。また、対象とする柱梁接合部の設計クライテリアの整理と力学的挙動の解明を行った。以下の結論を得た。

- 集成材 - 鋼板間ビス接合部のモーメント回転角関係について、実験結果との比較から、提案する解析モデルによって、初期剛性、降伏耐力に対して概ね良好な推定が可能であると考えられる。但し、本実験ではビス接合の終局状態まで誘導させることができなかつたため、降伏耐力以降の推定の適合性については十分に検証できなかつた。
- 繊維直交方向に対する繊維平行方向の回転角比は、降伏耐力近傍において、D材、S材に対しては概ね一致したが、T材に対して計算値が実験値を過大評価した。これに対して、せん断スパンに対する接合部長さの影響を考慮して修正した解析モデルを用いて再度検討したところ、計算値は実験値と良く一致した。降伏耐力以前は摩擦の影響により、パネルシアア以降は母材の繊維方向のすべりにより誤差が大きかつた。
- 集成材 - 鋼板間ビス接合部のすべり耐力は、単位ビス接合部のすべり耐力を用いて予測可能であつた。
- 本接合法の設計クライテリアは、集成材 - 鋼板間ビス接合のせん断破壊、集成材の曲げ・せん断破壊、鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合のせん断破壊、鋼板の曲げ破壊、であることを確認した。
- 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合のすべり耐力は、実験結果との比較から鋼構造設計指針による推定式によって予測可能であることがわかつた。
- すべり耐力以降の2次剛性は、ボルト配列2次モーメントと強い相関があることを確認した。
- 鋼板の曲げ降伏は、集成材の負担分を考慮しない場合過小評価となることがわかつた。
- 鋼板の曲げ変形はビス接合と同程度であり適切に考慮する必要がある。
- これに対して、実験より得られた知見より、鋼板に伝達する応力分布を仮定して、初期剛性、比例限耐力を定式化した。

4. 柱脚接合部の曲げ実験

4.1.	はじめに.....	142
4.2.	要素試験.....	144
4.2.1.	アンカーボルトの引張試験.....	144
4.3.	試験体および試験方法.....	145
4.3.1.	試験方法と使用材料.....	145
4.3.2.	集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合.....	147
4.3.3.	中間部ビス接合.....	149
4.3.4.	基礎 - 柱脚金物間のアンカーボルト接合.....	149
4.3.5.	集成材および鋼板の断面欠損.....	150
4.4.	実験結果と考察.....	152
4.4.1.	基本性能と破壊性状.....	152
4.4.2.	集成材 - 鋼板間ビス接合.....	160
4.4.3.	鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合部.....	174
4.4.4.	アンカーボルト接合部.....	175
4.5.	まとめ.....	182

4.1. はじめに

目的は、先の解析モデルの適合性の確認、実用を想定して設計した提案する接合法による柱接合部の設計クライテリアの整理、である。

集成材 - 鋼板間ビス接合の解析モデルの適合性の検証には、モーメント回転角関係について、剛性・耐力、各方向回転角の差、中立軸の位置、破壊性状を考察することで行った。

接合部のクライテリアの整理は、アンカーボルト接合について、初期剛性・降伏耐力、2次剛性、母材である鋼板の曲げ耐力を鋼構造接合部設計指針⁽¹⁾と照合して考察することで行った。

(1) 鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメンの柱脚接合部

集成材 - 鋼板間ビス接合と鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合の基本的な考えについて柱梁接合部において述べているため、ここでは柱脚金物の2型の仕様の違いとアンカーボルト接合部についてのみ述べる。

- [1] 柱脚金物は2型あり、集成材にビス留めした鋼板との結合に違いがある。TYPE-Aは、1材の集成材にはノーマルな鋼板をビス留めし、もう1材の集成材には柱脚金物付き鋼板をビス留めし、鋼板同士を高力ボルト接合することで、2材の集成材に伝達する応力を柱脚金物のアンカーボルト接合を介して基礎に伝達するものである。TYPE-Bは、2材の集成材に半割した柱脚金物付き鋼板をビス留めし、鋼板同士を高力ボルト接合して合せるものである。構造的違いとして、TYPE-Aは柱と柱脚金物との境界部において鋼板が1枚のみで応力伝達するのに対して、TYPE-Bは境界部において鋼板が2枚で応力伝達するものである。
- [2] アンカーボルト接合部は鋼構造の露出柱脚と同様であり、アンカーボルトの高い塑性変形により靱性能を確保することを企図している。

尚、柱梁接合部同様に外壁との境界には添板の鋼板が熱橋とならないよう断熱材を設置するといった配慮が必要であるが、柱脚接合部の場合、床下との境界については、柱脚接合部全体を床下に配置したり、それが出来ない場合には接合部全体を木材で被覆するといった手段をとることになる。

(2) 既往の研究

[2]については、木質ラーメンの柱脚接合部として、例えば LSB を用いた木質ラーメン構造の柱脚接合にアンカーボルト接合が併用され、設計法として示されている。初期剛性、最大耐力は鋼構造設計指針に基づき算出し、降伏耐力は曲げと軸力の複合検定式により評価し、終局回転角はアンカーボルトの伸び率によって制限している⁽²⁾。

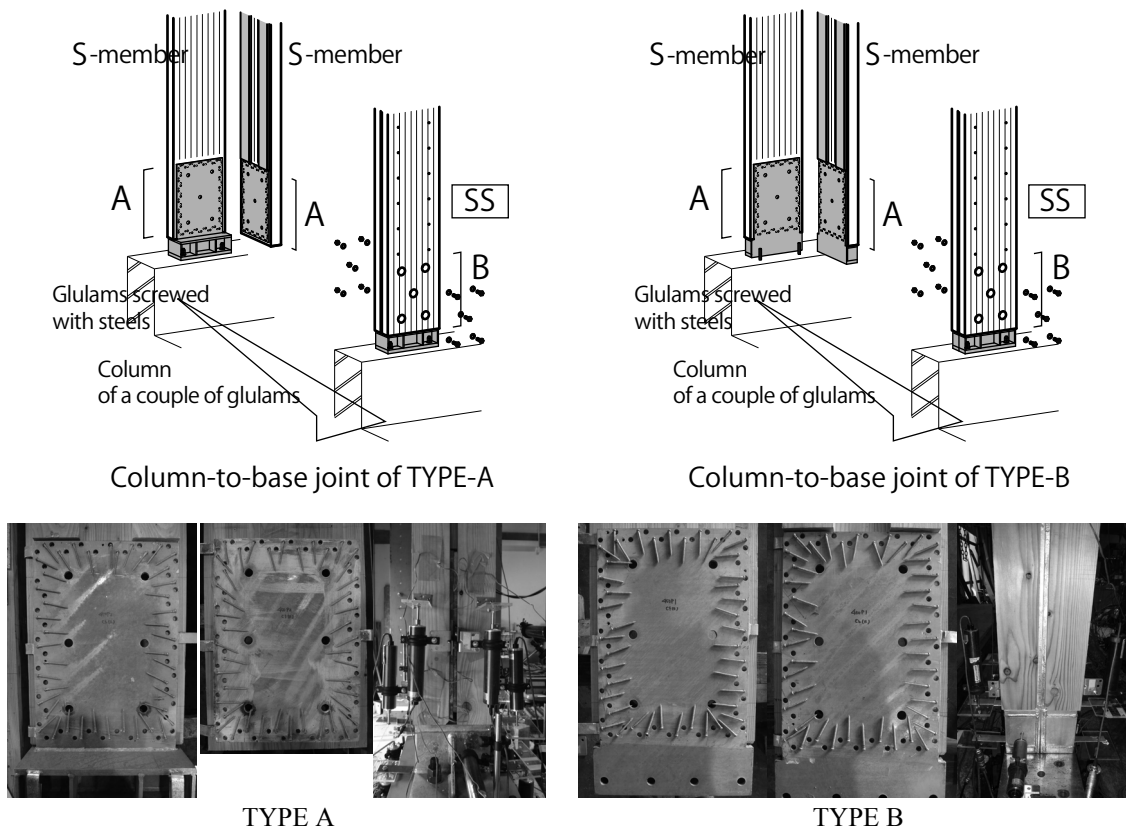


Fig. 4.1. Assembling method for column-to-beam joint

(3) 想定される破壊モードと塑性変形能

本接合法による柱脚接合部において想定される破壊モードは、(a) 集成材 - 鋼板間ビス接合のせん断破壊、(b) 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合のせん断破壊、(c) 鋼板の曲げ破壊、(d) 集成材の曲げ破壊、(e) 集成材のパネルシアによるせん断破壊、(f) アンカーボルトの引張破壊、(g) 基礎コンクリートの支圧破壊である。このうち、塑性変形を期待できる要素として、(a)、(c)、(f) の3つが挙げられる。これらの破壊モードが先行するように誘導して、接合部に靱性能を付与することを企図した接合部である。

4.2. 要素試験

集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合の単位接合部は 3 章の柱梁接合実験において示したため、以下では本実験において使用したアンカーボルトの引張試験の結果を示す。実験値と比較する際の計算値はこの実験値を用いた算出結果となっている。

4.2.1. アンカーボルトの引張試験

(1) はじめに

鋼板ビス留め式 2 材合せ木質ラーメンの柱脚接合部におけるアンカーボルト接合部の降伏耐力、塑性率を評価・検証することを目的として、アンカーボルトの引張試験を行った。

(2) 試験体及び試験方法

・ 使用鋼材

規格：JIS G 3138

材質：SNR490B

ネジ加工方法：転造ネジ

形状・寸法：

M24 全長 600mm, ネジ部 70mm 及び 175mm

M22 全長 550mm, ネジ部 65mm 及び 120mm

M16 全長 400mm, ネジ部 50mm 及び 95mm

試験機から荷重、試験片中央に貼付した歪ゲージから歪度を測定した。

(3) 結果

結果を Table. 4.1 に示した。降伏応力度および最大応力度ともに規格値を上回った。2 次剛性については、ヤング係数に対して 0.8~1.0% 程度の低減率であった。実験値との比較には、全試験体の平均値として 0.92% の低減率を用いることとする。尚、2 次剛性の算出方法は最大応力度が全試験体の最小値 10% の歪度で発揮されたと仮定して算出した。このため実験値との比較では終局歪度は 10% で制限する。

Table. 4.1. Results of anchor bolt tensile test

	σ_{max}		σ_y		E		E_2		E_2/E	
	[N/mm ²]		[N/mm ²]		[kN/mm ²]		[kN/mm ²]		[kN/mm ²]	
	Ave.	± S.D.	Ave.	± S.D.	Ave.	± S.D.	Ave.	± S.D.	Ave.	± S.D.
M24	545	± 5.1	370	± 13.2	208	± 10.5	1.78	± 0.18	0.0086	± 0.0013
M22	532	± 6.8	359	± 15.3	209	± 3.4	1.76	± 0.09	0.0084	± 0.0003
M16	561	± 10.7	342	± 7.9	213	± 9.6	2.27	± 0.19	0.0107	± 0.0011

4.3. 試験体および試験方法

4.3.1. 試験方法と使用材料

試験方法を Fig. 4.2 に示す。柱梁材にはカラムツ異等級対称構成集成材 (JAS E95-F270) を用い、1 枚の幅 b_w が 89mm の 2 枚合せ、鋼板には一般構造用鋼材 (JIS SN490B) を用い、厚さ t は 2×9mm とした。以上、全試験体共通である。試験体は Table. 4.2 に示す柱材せいを用意した。

載荷スケジュールは、垂直材の部材角で制御した。その履歴は耐力壁の標準履歴¹⁾に倣い、1/450~1/50rad の正負交番 3 回繰り返した。ジャッキ引き側が正、押し側が負と定義する。履歴終了後、正方向に単調加力し、荷重が最大荷重の 8 割まで低下するか、変形がジャッキストローク制限に達するかを目安として試験終了とした。

Fig. 4.3~Fig. 4.3 に試験状況を示した。

Table. 4.2. Specification of specimens of column-base joint

Name	Anchor bolts	breadth	height	Span	N
		$: 2 \cdot b_w$	$: h_w$	$: L$	
450Ia	with	89	450	2100	3
450Ib	without	89	450	2100	3
290Ia	with	89	290	2100	1
290Ib	without	89	290	2100	1
690Ia	with	89	690	2365	1
690Ib	without	89	690	2365	1

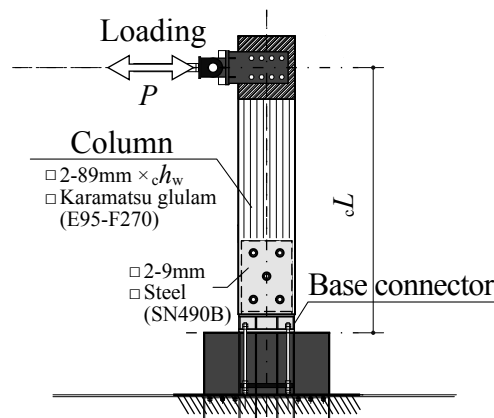
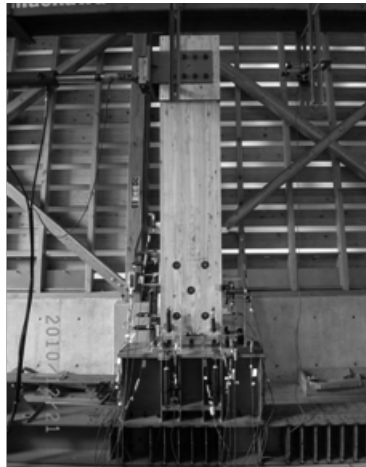


Fig. 4.2. Test setups



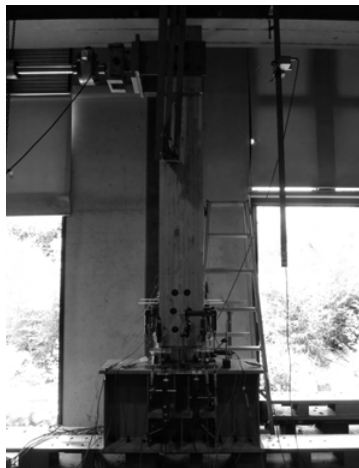
450Ia



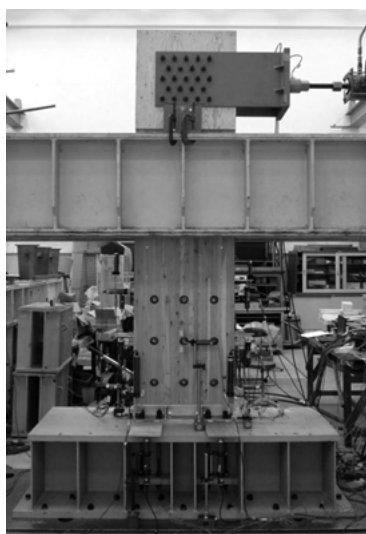
450Ib



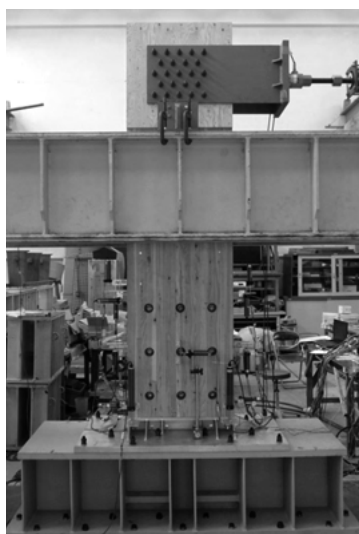
290Ia



290Ib



690Ia



690Ib

Fig. 4.3. Bending test of column-base joint

4.3.2. 集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合

前章で定義した区間分類に従えば、柱の集成材2枚を合せる柱合せ区間 (coupling zone in column) の1区間での構成である。Fig. 4.4 に各区間のサイズを定義するパラメータと集成材縁端からのオフセット量を示した。集成材せいを用いた具体的なサイズの導出方法を合せて示した。

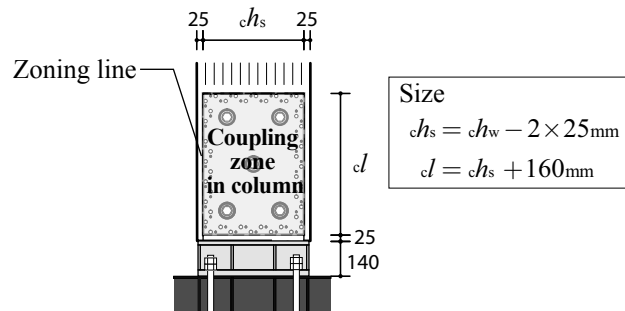
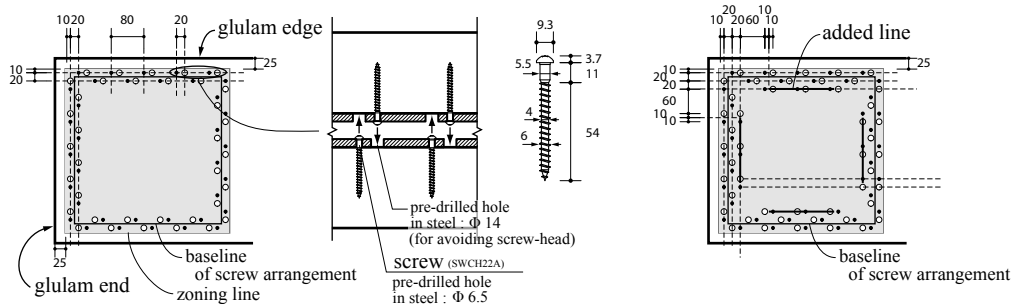


Fig. 4.4. Definition of coupling zone

(1) 集成材 - 鋼板間ビス接合

ビス配列仕様を Fig. 4.5 に示した。図中左側に示した基本規則是、柱梁接合部と同様のためここでは詳述を割愛する。但し、690I シリーズについては、断面が大きくなったことで接合具の配置スペースに余裕ができたため接合効率の向上を狙って、図中右側に示すように更にその内側に1列追加して3列の千鳥配置とした。

ビス配列のサイズおよび位置を Table. 4.3 に示した。柱梁接合部と同様、サイズはビス列2列の中央線である基線 (baseline of screw arrangement) を基準として、位置は柱脚金物下端に対するビス接合の剛心までの距離として示してある。具体的な数値の導出方法を併せて示した。Table. 4.3 に柱合せ区間のサイズと、集成材 - 鋼板間ビス接合のサイズ、位置、数を示した。



Basic arrangement of screwed joint

Arrangement of screwed joint in only 690I series

Fig. 4.5. Arrangement of screwed joint between glulam-steel

(2) 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合

本数、強度、等級、呼び径、位置を Table. 4.4 に示した。位置は柱合せ区間の
 図心を基準に示してある。

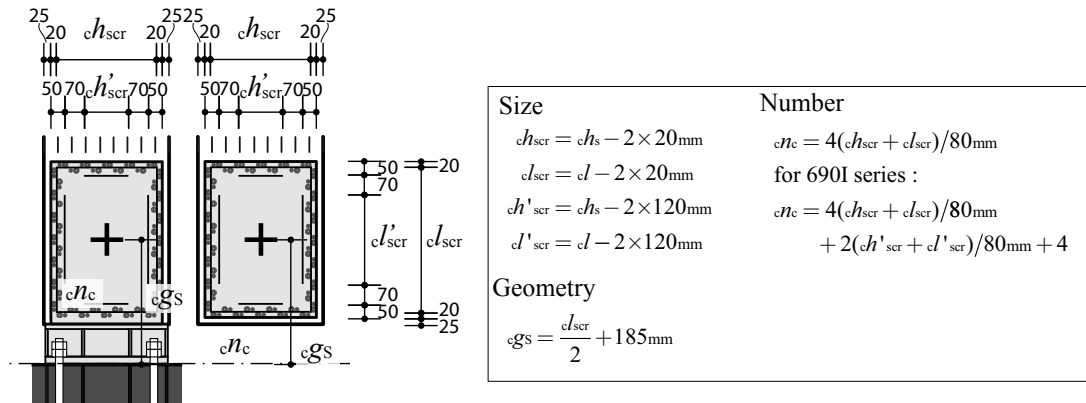


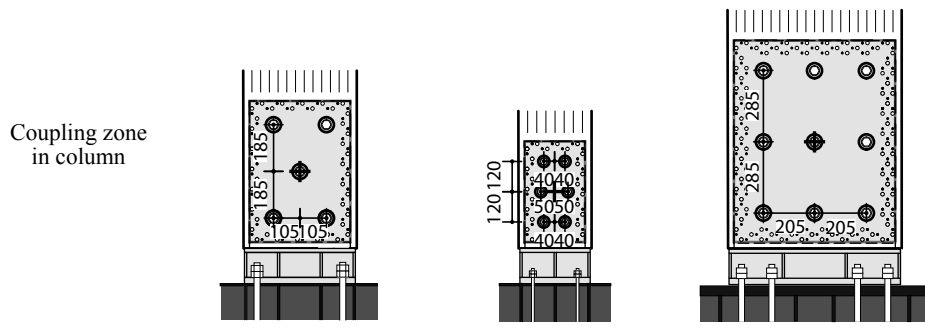
Fig. 4.6. Screw arrangement of each member and deviation method of size, number and geometry parameter

Table. 4.3. Size of each zone and size, number and geometry of screwed joint

	Size parameter of coupling zone		Screwed joint between glulam and steel				Number of each zone	Distance of centroid from end of column
	h_s	l	Size of each zone		size of added line of arrangement			
			h_{scr}	l_{scr}	h'_{scr}	l'_{scr}		
450Ia, 450Ib	400	560	360	520	-	-	44	445
290Ia, 290Ib	240	400	200	360	-	-	28	365
690Ia, 690Ib	640	800	600	760	400	560	96	565

Table. 4.4. Number-size-grade and geometry of arrangement of HTBed joint

	450Ia, 450Ib	290Ia, 290Ib	690Ia, 690Ib
	5-M22-F8T	6-M16-F12G	9-M22-F8T



4.3.3. 中間部ビス接合

柱梁接合部と同様であるためここでは割愛する。

4.3.4. 基礎 - 柱脚金物間のアンカーボルト接合

Fig. 4.7 に柱脚金物の種類を示した。TYPE A は分割した柱脚金物をそれぞれ鋼板に溶接するタイプである。TYPE B は一体の柱脚金物をいずれかの鋼板に溶接してもう片方の鋼板は高力ボルト接合によって柱脚金物と接合されるタイプである。力学的に言えば、TYPE A は各集成材の曲げモーメントを各鋼板がそれぞれに溶接された柱脚金物に伝達する。一方、TYPE B は柱脚金物に溶接された鋼板が、自身の曲げモーメントに加えてされていない方の曲げモーメントも一旦負担して柱脚金物に伝達することとなる。つまり、柱脚金物との境界面でみれば、TYPE A は鋼板 2 枚分の断面性能を有し、TYPE B は鋼板 1 枚分の断面性能を有するという違いがある。

Fig. 4.8 に使用した柱脚金物の型と寸法、材質、アンカーボルトの径、長さ、材質示した。アンカーボルトの材質は全て SNR490B を用いた。柱脚金物に関して、690I シリーズのみ TYPE A とし、他は TYPE B とした。

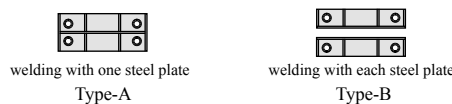


Fig. 4.7. Two TYPEs of base connector

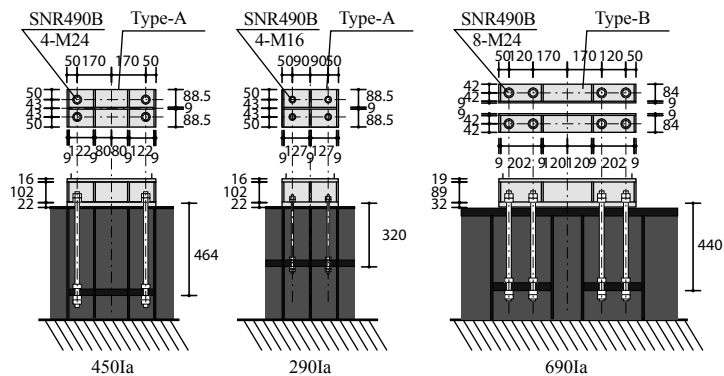


Fig. 4.8. Specification of anchor bolted joint

4.3.5. 集成材および鋼板の断面欠損

集成材および鋼板には複数の円孔による断面欠損がある。集成材および鋼板の正味断面の断面性能、断面2次モーメント I_n 、断面係数 Z_n 、断面積 A_n を全断面有効時に対する低下率とともに Table. 4.5、Table. 4.6 に示した。

Table. 4.5. Section properties of glulam at the pre-drilled holes of 450I(Upper), 290I(Middle) and 690I(Lower)

	Column	I_n	Z_n	A_n
		mm ⁴	mm ³	mm ¹
450I	C1	554892750	2466190	29370
		82%	82%	73%
	C2	674241750	2996630	34710
		100%	100%	87%
	C3	554892750	2466190	29370
		82%	82%	73%

	Column	I_n	Z_n	A_n
		mm ⁴	mm ³	mm ¹
290I	C1	166717396	1149775	17800
		92%	92%	69%
	C2	165916396	1144251	17800
		92%	92%	69%
	C3	166717396	1149775	17800
		92%	92%	69%

	Column	I_n	Z_n	A_n
		mm ⁴	mm ³	mm ¹
690I	C1	1890960750	5481046	45390
		78%	78%	74%
	C2	1890960750	5481046	45390
		78%	78%	74%
	C3	1890960750	5481045.652	45390
		78%	78%	74%

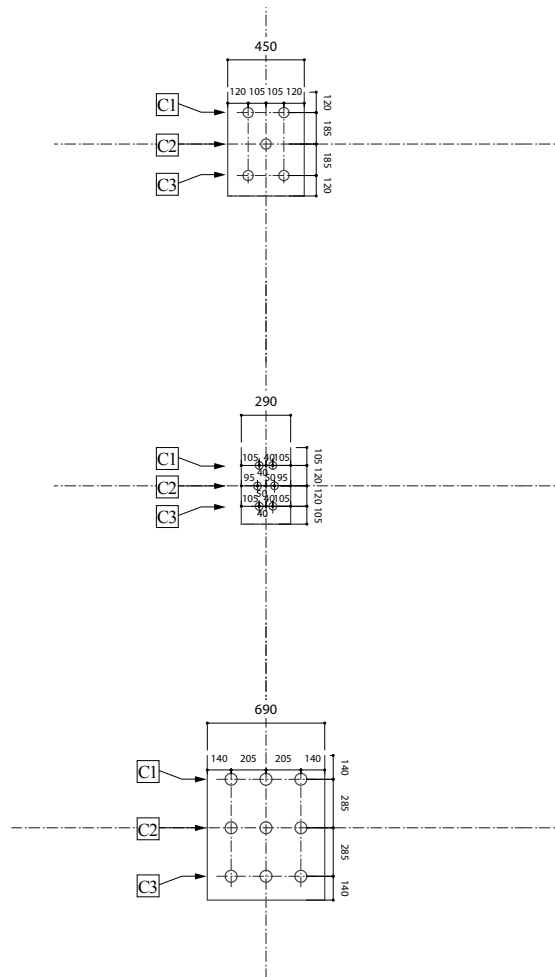
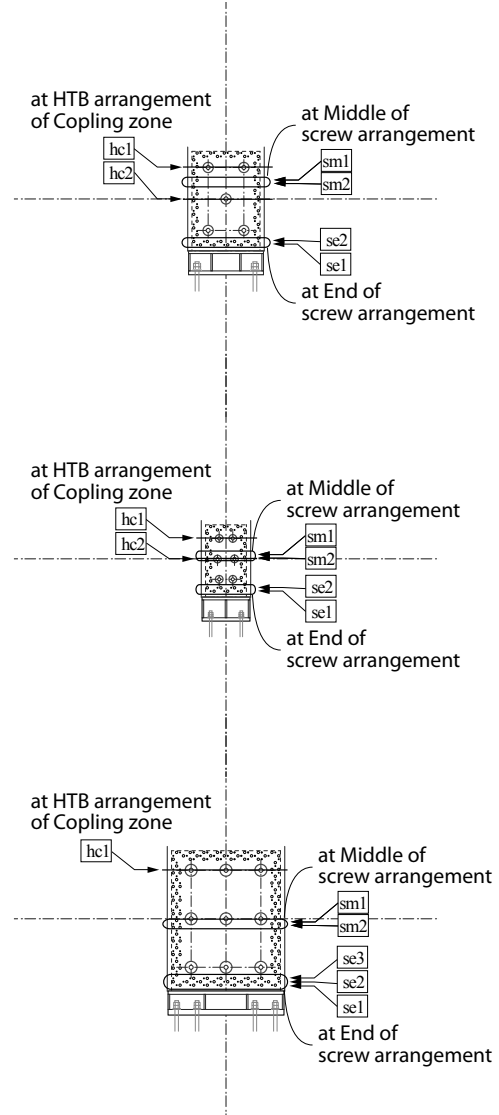


Table. 4.6. Section properties of steel at the pre-drilled holes of 450I(Upper), 290I(Middle) and 690I(Lower)

	Column			
	I_n mm ⁴	Z_n mm ³	A_n mm ¹	
450I	se1	36088430 75%	180442 74%	2678 74%
	se2	35350430 74%	176752 74%	2678 74%
450I	sm1	42665686 89%	213328 89%	3416 95%
	sm2	41337286 86%	206686 86%	3416 95%
	hc1	43216464 90%	216082 90%	3168 88%
	hc2	47989632 100%	239948 100%	3384 94%
	Column			
		I_n mm ⁴	Z_n mm ³	A_n mm ¹
290I	se1	7944258 77%	66202 77%	1607 74%
	se2	7501458 72%	62512 72%	1607 74%
290I	sm1	8871286 86%	73927 86%	1976 91%
	sm2	8133286 78%	67777 78%	1976 91%
	hc1	9840852 95%	82007 95%	1836 85%
	hc2	9549252 92%	79577 92%	1836 85%
Column				
	I_n mm ⁴	Z_n mm ³	A_n mm ¹	
690I	se1	146848688 75%	458902 75%	4284 74%
	se2	145667888 74%	455212 74%	4284 74%
	se3	158087002 80%	494022 80%	4653 81%
	sm1	181089286 92%	565904 92%	5576 97%
	sm2	178875286 91%	558985 91%	5576 97%
	hc1	174706896 89%	545959 89%	5112 89%



4.4. 実験結果と考察

4.4.1. 基本性能と破壊性状

接合部における個々の要素について論じる前に、全体としての基本性能と破壊性状について纏める。

(1) モーメントと変形角の定義

モーメントはビス接合部剛心位置における加力点荷重によって生じる外力による回転モーメントとし、アンカーボルト無しの試験体は柱木口と柱脚金物との相対回転角として、アンカーボルト有りの試験体はその相対回転角に柱脚金物と反力架台との相対回転角を加えたものとした。この場合、柱木口と柱脚金物との相対回転角には、集成材 - 鋼板間ビス接合のすべりと鋼板の曲げ変形が含まれる。柱脚金物と反力架台との相対回転角にはアンカーボルトの伸びによる回転角が含まれる。

モーメント M およびせん断変形角 γ の算出方法を式 [4.1] に示した。

$$M = P \cdot (L - l/2 - 165) \quad [4.1]$$

$$\gamma = \theta_{\text{column-base}} + \theta_{\text{base-reaction frame}}$$

ここで、

P : 加力点荷重

$\theta_{\text{column-base}}$: 柱と柱脚金物との相対回転角

$\theta_{\text{base-reaction frame}}$: 柱脚金物と反力架台との相対回転角

L : 柱材長さ (Fig. 4.2 参照)

l : 合せ区間長さ (Fig. 4.4 参照)

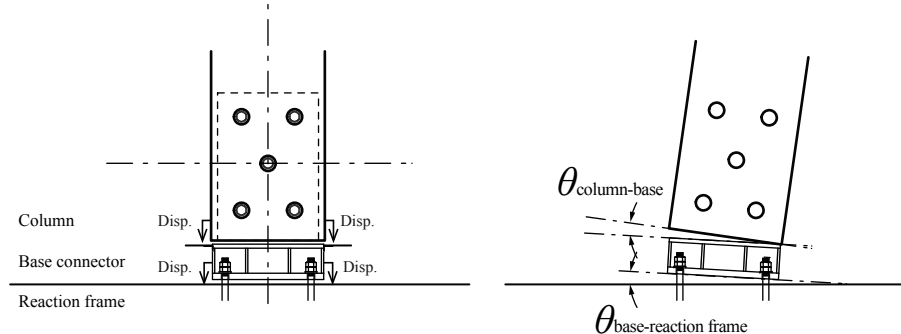


Fig. 4.9. Geometry of joint deformation

(2) 全試験体のモーメント - 変形角関係

Fig. 4.10 に全試験体のモーメント変形角関係 (以下、 $M-\gamma$ 関係) について示した。目視で確認された現象を図中に添えた。また、この $M-\gamma$ 関係から包絡線データを抽出し、完全弾塑性近似して評価した結果の特性値を Table. 4.7 に纏めた。尚、評価方法は文献の完全弾塑性近似評価に倣った。以下に得られた知見を示す。

- 450Ib に対して、アンカーボルトを併用した 450Ia は、剛性が 7 割低下したものの、耐力は僅かに低下する程度で、2.3 倍程度塑性率が向上し、高いエネルギー吸収能を有した。
- 290Ib に対して、アンカーボルトを併用した 290Ia は、アンカーボルト接合の耐力をやや抑えすぎたため、耐力が 6 割から 7 割程度まで低下した。塑性率は 3 倍程度で非常に高い変形能を有した。
- 690Ib に対して、アンカーボルトを併用した 690Ia は、初期剛性が 7.6 割、最大耐力で 7 割、降伏耐力で 7.7 割、終局耐力で 6.5 割、塑性率で 2.5 倍程度となった。

Table. 4.7. Test results of properties(Ave. \pm S.D. for 450series)

	K [kNm/rad]	M_{\max} [kNm]	M_y [kNm]	γ_y [rad]	M_u [kNm]	γ_v [rad]	γ_u [rad]	μ [rad]
450Ia	7300 \pm 500	143 \pm 2.2	80.0 \pm 0.9	0.011 \pm 0.001	117 \pm 0.8	0.016 \pm 0.001	0.134 \pm 0.002	8.36 \pm 0.68
450Ib	10110 \pm 130	140 \pm 5.0	84.2 \pm 0.4	0.008 \pm 0.000	126 \pm 5.2	0.013 \pm 0.001	0.046 \pm 0.012	3.64 \pm 1.15
290Ia	2770	45.4	23.6	0.009	38.1	0.014	0.196	14.21
290Ib	3060	68.4	39.9	0.013	62.3	0.020	0.097	4.75
690Ia	25110	375	227	0.009	321	0.013	0.061	4.81
690Ib	33020	540	292	0.009	490	0.015	0.029	1.94

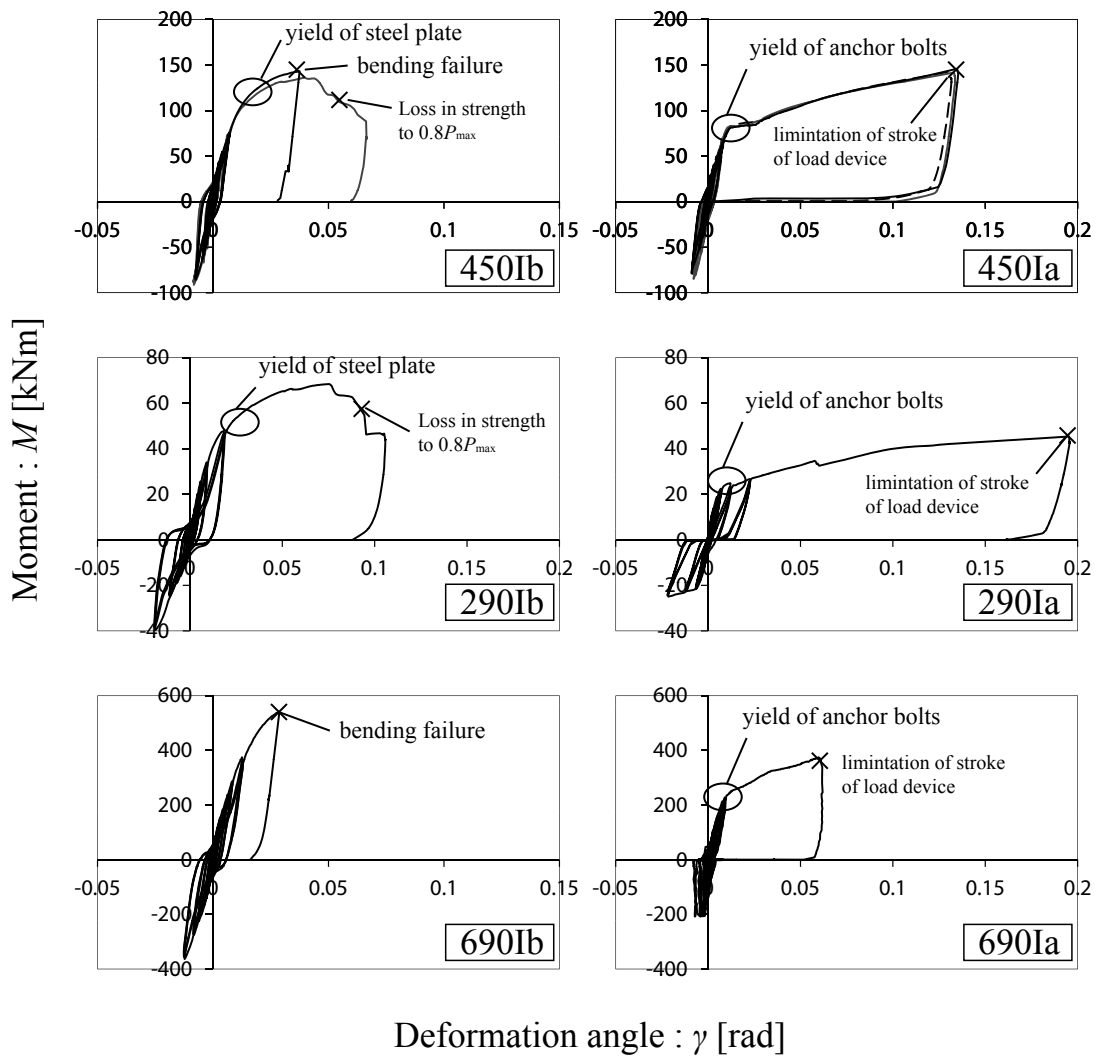


Fig. 4.10. Moment-deformatin relationship

(3) 破壊性状

各試験体について破壊性状を示す。

(3)-1 450la 及び 450lb

450lb は 50kNm 付近でビスのめり込み音が発生した。また、80kNm 付近で圧縮側木口に割裂が生じた。これは、集成材 - 鋼板間ビス接合がモーメントによって回転したときに、Fig. 4.11 に示す様に柱脚金物から圧縮抵抗を受け、この圧縮力により生じる直交方向の摩擦力によって、集成材が繊維直交方向に引張力を受けたため生じた破壊であると推察される。試験後に圧縮力を受けた木口面を観察してみると、柱脚金物が集成材に対して一回り小さいため食い込みながらめり込んでいることが確認された。このような食い込みを伴う摩擦係数は通常のものに比べて大きいことが知られており、大きな摩擦抵抗を生じていたことが推察された。尚、この破壊による急激な耐力低下は認められなかった。

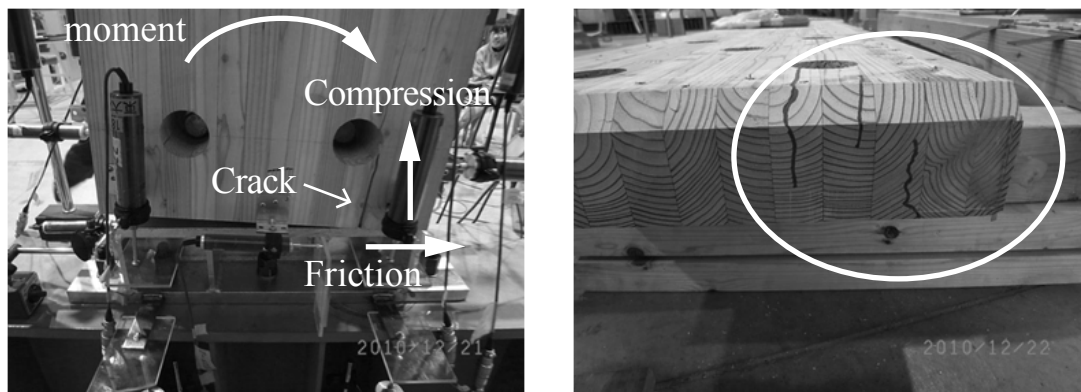


Fig. 4.11. Crack at glulam end(Left) and embedding deformation in grain direction(Right)

また、この圧縮抵抗によって Fig. 4.12 に示す様に集成材 - 鋼板間ビス接合の繊維平行方向応力の中立軸が圧縮側に寄っていることが、引張側のビス孔のめり込み変形の大きさによって確認された。また、曲げ破壊した 1 体は Fig. 4.13 に示す様に接合部境界での座掘り孔欠損位置において生じていた。一方曲げ破壊しなかった 2 体は、Fig. 4.14 に示すように引張応力側の鋼板と柱脚金物との境界位置で、鋼板に空いた孔が縦方向に楕円変形し曲げ降伏していることが確認された。また、孔を伝う破断線が確認された。鋼板が曲げ降伏したものは徐々に荷重低下して 8 割を切って試験終了となった。

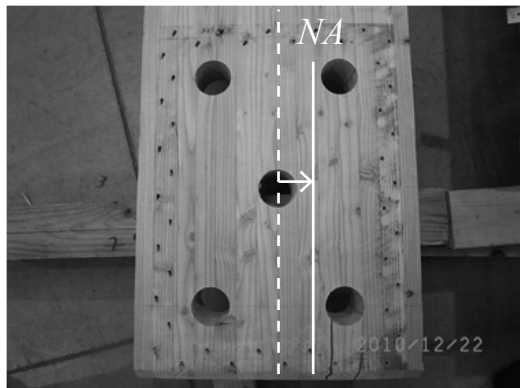


Fig. 4.12. Screwed holes after test



Fig. 4.13. Bending failure at joint end



Fig. 4.14. Breaking line of steel



一方、450Ia は 80kNm 付近のアンカーボルト降伏までは、450Ib 同様に 50kNm 付近でビスのめり込み音の発生と 80kNm 付近における圧縮側木口面の横引張による割裂破壊が確認された。アンカーボルトの降伏以後は、変形の大部分は示す様にアンカーボルトの伸びが占めた。終局的には、加力装置のストローク限界によって試験終了となった。

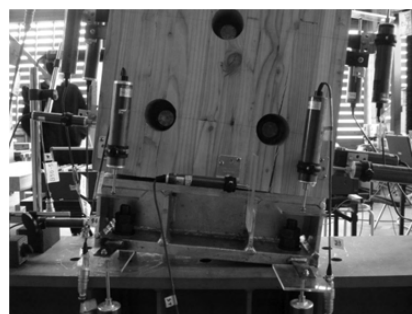


Fig. 4.15. Column-base joint at ultimate deformation of 450Ia at test

(3)-2 290Ia 及び 290Ib

290Ib は 450Ib と発生現象は同様であった。25kNm 付近でビスのめり込み音が発生した。また、47kNm 付近で圧縮側木口に割裂が生じた。これは、450Ib で示した通り、モーメントによって集成材が回転し柱脚金物との間に圧縮応力が生じ、それに応じて直交方向の摩擦力が作用し、その横引張力によって破壊が生じたと推察される。試験後に圧縮力を受けた木口面を観察してみると、450Ib 同様に柱脚金物の食い込みによってめり込んでいることが確認された (Fig. 4.16)。尚、この破壊による急激な耐力低下は 450Ib 同様に認められなかった。

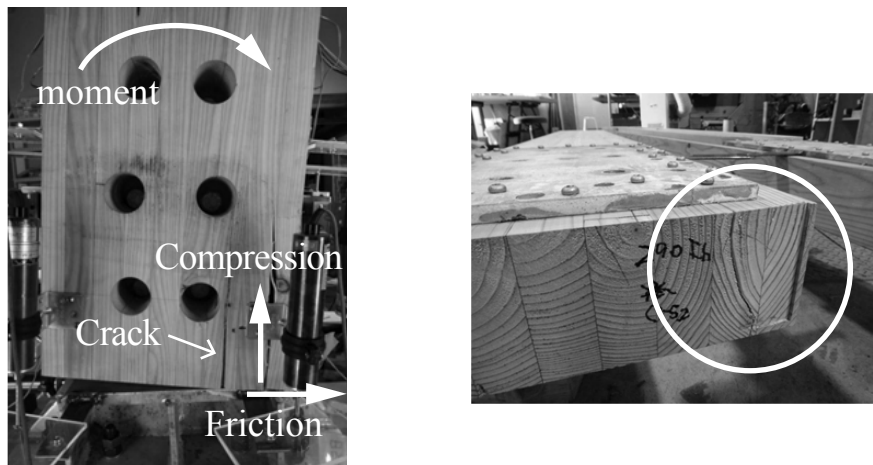


Fig. 4.16. Crack at glulam end(Left) and embedding deformation in grain direction(Right)

また、この圧縮抵抗によって Fig. 4.17 に示す様に集成材 - 鋼板間の繊維平行方向応力の中立軸が圧縮側に寄っていることが、引張側のビス孔のめり込み変形によって確認された。終局的には、Fig. 4.18 に示す様に柱脚金物との境界部の先孔による断面欠損部において曲げ降伏し徐々に荷重低下して8割を切ったため試験終了とした。

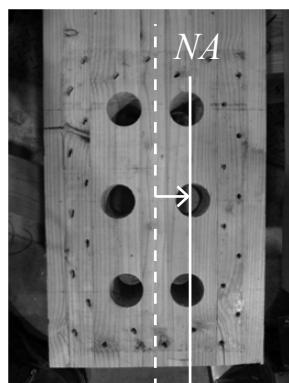


Fig. 4.17. Screwed holes after test



Fig. 4.18. Screwed holes after test

一方、290Ia は 25kNm 付近でビスのめり込み音の発生とほぼ同時期にアンカーボルトが降伏し、剛性が急激に低下した後耐力が 1.8 倍程度まで上昇して、加力装置のストローク限界によって試験終了となった。Fig. 4.19 に示す様に終局時にはアンカーボルトの伸びによる変形が支配的であり、ビス接合の変形はごくわずかであった。

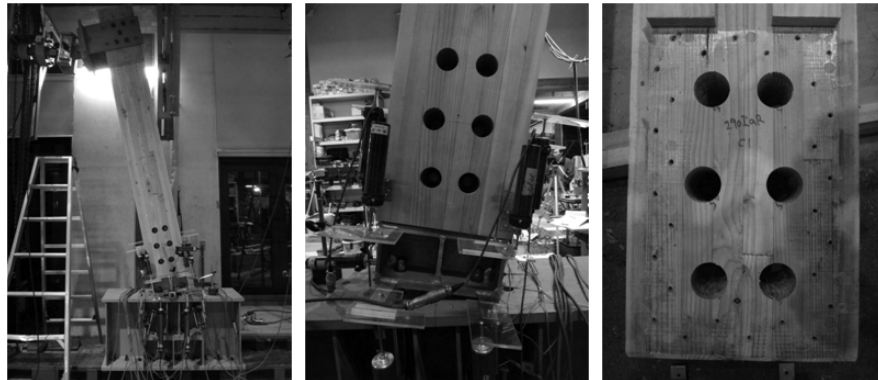


Fig. 4.19. Speciment of 450Ia at ultimate deformation and screwed holes after test

(3)-3 690Ia 及び 690Ib

690Ib は 150kNm 付近でビスのめり込み音が発生した。また、Fig. 4.20 に示す様に 374kNm 付近で座掘り孔外周に割裂が発生にした。終局的には、に示す様に接合部境界位置において曲げ破壊が生じて一気に荷重低下し、試験終了となった。試験後の集成材のビス接合面を観察してみると、に示す様に引張応力側のビス孔のめり込み変形が大きく、材軸方向応力の中立軸が圧縮側に寄っていたことが確認された。また、圧縮側木口において、柱脚金物の圧縮抵抗による食い込みめり込みが観察された。

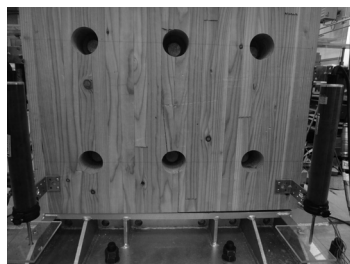


Fig. 4.20. Cracks at pre-drilled hole periphery

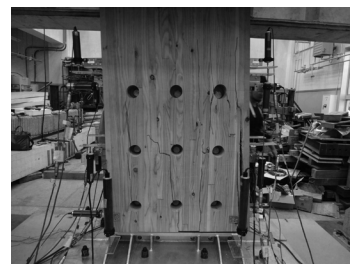


Fig. 4.21. Bending failure at joint end

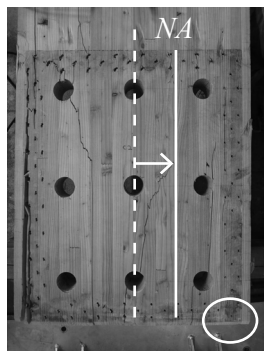


Fig. 4.22. Screw holes after test and embedding deformation parallel to grain

690Ia は 160kNm 付近でビスのめり込み音が発生した。続いて 230kNm 付近でアンカーボルトが降伏し急激に剛性が低下した。450Ia、290Ia 同様にアンカーボルトの伸び変形がビスの接合面における変形よりも支配的であった (Fig. 4.23)。加力装置のストローク限界のため試験終了となった。



Fig. 4.23. Specimen of 690Ia at ultimate deformation of 690Ia

4.4.2. 集成材 - 鋼板間ビス接合

力学モデルの妥当性を検証するため、実験値と計算値を比較する。

1つの試験体には、Fig. 4.24 に示すようにビス配列が同じ集成材 - 鋼板間ビス接合が2つ存在する。柱脚金物の仕様によって TYPE A と TYPE B の2種類があるが、面内の変形においては、柱脚金物から受ける圧縮抵抗やそれに応じた摩擦抵抗の生じる条件は同じである。つまり、理想的には同一の挙動を示すものと扱って差し支えないと判断し、実験値は2箇所 の平均値としている。当然、比較する計算値は唯ひとつの結果である。

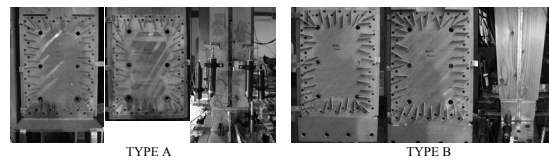


Fig. 4.24. Screwed joint between glulam and steel

(1) 繊維平行方向および繊維直交方向の回転角の導出

柱梁接合部実験において既に示した様に、繊維平行方向及び繊維直交方向のすべりを2つの変位計により測定して変位計間距離で割ることで導出した。290シリーズのみ繊維平行方向(x方向)のすべりのみ測定し、450シリーズ、690シリーズに関しては両方向を測定している。

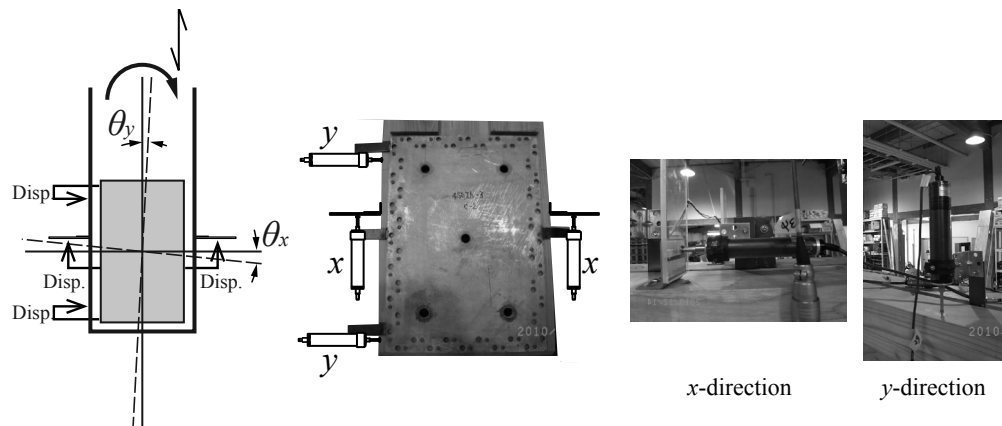


Fig. 4.25. Measuring method of θ_x : rotation angle parallel to grain and θ_y : rotation angle perpendicular to grain

(2) 負担モーメントの導出

負担モーメントは加力点のロードセルの測定値 P を用いてビス接合剛心位置 (rigidity center of screwed joint) を基準に算出した。2材の負担モーメントは、応力を2分するものとして式 [4.2] により算出した。

$$M = P/2 \cdot (L - d/2 - 165) \quad [4.2]$$

(3) 耐力発現機構と解析モデル

集成材 - 鋼板間ビス接合部は、2章に示したせん断変形を考慮するものとする。但し、集成材木口が柱脚金物に対して繊維平行方向にめり込む。また、このめり込みによる圧縮応力により、柱脚金物との間に摩擦抵抗が生じる。ビス接合と合せたつり合いは Fig. 4.26 に示すようになる。力と変形のつり合い条件について式 [4.3] を得る。但し、木口面の繊維平行方向のめり込み応力は、三角形分布を仮定し荷重変形特性はリニアの関係とする。

$$\begin{cases}
 0 = \sum_{i=1}^n \frac{-(y_i - Y)\theta_x}{\delta_i} |p_i| - \int_Y^{\text{BS}D/2} k_0 b_e (y - Y) \theta_x \cdot dy \\
 0 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - X)\theta_y}{\delta_i} |p_i| + \mu \cdot \int_Y^{\text{BS}D/2} k_0 b_e (y - Y) \theta_x \cdot dy
 \end{cases}$$

$$M = \sum_{i=1}^n \begin{pmatrix} x_i - X \\ y_i - Y \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \frac{-(y_i - Y)\theta_x}{\delta_i} |p_i| \\ \frac{(x_i - X)\theta_y}{\delta_i} |p_i| \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} e - X \\ \frac{2}{\square} \left(\frac{\text{BS}D}{2} - Y \right) \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} -\int_Y^{\text{BS}D/2} k_0 b_e (y - Y) \theta_x \cdot dy \\ \mu \cdot \int_Y^{\text{BS}D/2} k_0 b_e (y - Y) \theta_x \cdot dy \end{pmatrix}$$

[4.3]

ここで、

(x_i, y_i) : i 番ビス接合の位置座標

(X, Y) : 集成材の回転中心

k_0 : 集成材の繊維平行方向のめり込み剛性

μ : 集成材木口面と柱脚金物との静止摩擦係数

e : ビス接合剛心から集成材木口面までの距離

b_e : 集成材木口面の有効めり込み幅

$\text{BS}D$: 柱脚金物の長さ ($< h_w$)

ビス接合の各変数は 2 章を参照のこと

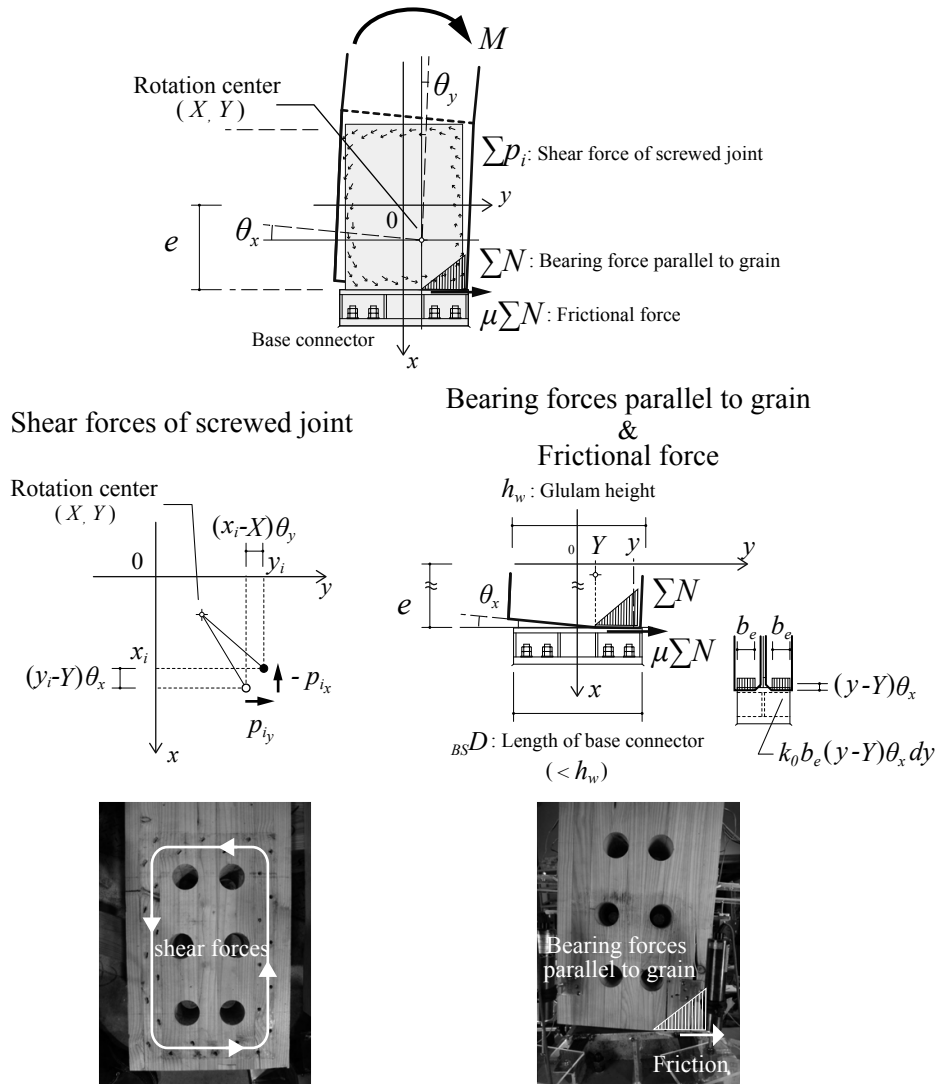


Fig. 4.26. Moment resisting mechanism of column-to-base joint

2章で示したせん断変形を考慮した解析式に導入し、整理すれば式 [4.4] を得る。ある特定変形角を与えれば全ての変数を求めることができる。

$$\left[\begin{array}{l}
 M = \left\{ \sum_{i=1}^n \frac{(y_i - Y)^2 \theta_x}{\delta_i} |p_i| + \int_Y^{\text{BSD}/2} k_{ob_e} (y - Y) \theta_x \cdot dy \times \frac{2}{3} \left(\frac{\text{BSD}}{2} - Y \right) \right. \\
 \quad \left. + \left\{ \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - X)^2 \theta_y}{\delta_i} |p_i| + \mu \cdot \int_Y^{\text{BSD}/2} k_{ob_e} (y - Y) \theta_x \cdot dy \times (e - X) \right\} \right. \\
 \gamma = \theta_x - \theta_y \\
 \left. \gamma = \frac{\left\{ \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - X)^2 \theta_y}{\delta_i} |p_i| + \mu \cdot \int_Y^{\text{BSD}/2} k_{ob_e} (y - Y) \theta_x \cdot dy \times (e - X) \right\}}{G \square A \square l} \right. \quad [4.4] \\
 0 = \sum_{i=1}^n \frac{-(y_i - Y) \theta_x}{\delta_i} |p_i| - \int_Y^{\text{BSD}/2} k_{ob_e} (y - Y) \theta_x \cdot dy \\
 0 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - X) \theta_y}{\delta_i} |p_i| + \mu \cdot \int_Y^{\text{BSD}/2} k_{ob_e} (y - Y) \theta_x \cdot dy
 \end{array} \right.$$

以下に、初期剛性と比例限耐力の定式化を行う。この場合に式 [4.4] は更に式のように整理される。この式について、まず4番目の式を用いて Y を決定し、3、5番目の式を用いて γ を X 、 θ_y を用いて表すことができ、2番目の式に代入して、 θ_x が X 、 θ_y によって表現され、5番目の式に代入しなおすことで、 X を Y を用いて表すことができる。 X が決定されれば、 γ 、 θ_y は Y と θ_x を用いて表されるため、 θ_x を与えれば、各変数とモーメントを求めることができる。

$$\left[\begin{array}{l}
 M = \left\{ kL_x \theta_x + knY^2 \theta_x + \frac{1}{3} k_{ob_e} \left(\frac{\text{BSD}}{2} - Y \right)^3 \theta_x \right\} \\
 \quad + \left\{ kL_y \theta_y + knX^2 \theta_y + \mu \cdot \frac{1}{2} k_{ob_e} \left(\frac{\text{BSD}}{2} - Y \right)^2 (e - X) \theta_x \right\} \\
 \gamma = \theta_x - \theta_y \\
 \left. \gamma = \frac{\left\{ kL_y \theta_y + knX^2 \theta_y + \mu \cdot \frac{1}{2} k_{ob_e} \left(\frac{\text{BSD}}{2} - Y \right)^2 (e - X) \theta_x \right\}}{G \square A \square l} \right. \quad [4.5] \\
 0 = knY \theta_x - \frac{1}{2} k_{ob_e} \left(\frac{\text{BSD}}{2} - Y \right)^2 \theta_x \\
 0 = -knX \theta_y + \mu \cdot \frac{1}{2} k_{ob_e} \left(\frac{\text{BSD}}{2} - Y \right)^2 \theta_x
 \end{array} \right.$$

以上より式 [4.6] を得る。回転剛性として表記すれば式 [4.7] となる。

$$M = \begin{pmatrix} kL_x + \left(1 - \frac{\mu k n e Y}{GAcl}\right) \frac{1}{1+c} \cdot kL_y \\ + \frac{1}{6} k o b_e \left(\frac{BSD}{2} - Y\right)^2 (BSD + Y) + \mu \frac{1}{2} k o b_e \left(\frac{BSD}{2} - Y\right)^2 e \end{pmatrix} \theta_x \quad [4.6]$$

$$Y = \frac{BSD}{2} \left(1 + \frac{2kn}{k o b_e \cdot BSD}\right) - \sqrt{\left(1 + \frac{2kn}{k o b_e \cdot BSD}\right)^2 - 1}$$

$$X = \square + c \square - \frac{\mu}{1 - \frac{\mu k n e Y}{GAcl}} \cdot Y$$

$$\theta_y = \frac{1}{1+c} \left(1 - \frac{\mu k n e Y}{GAcl}\right) \theta_x$$

$$\square = \frac{c + \frac{\mu k n e Y}{GAcl}}{1 - \frac{\mu k n e Y}{GAcl}} \theta_y$$

$$K = \begin{pmatrix} kL_x + \left(1 - \frac{\alpha k n e Y}{GAcl}\right) \frac{1}{1+c} \cdot kL_y \\ + \frac{1}{6} k o b_e \left(\frac{BSD}{2} - Y\right)^2 (BSD + Y) + \alpha \frac{1}{2} k o b_e \left(\frac{BSD}{2} - Y\right)^2 e \end{pmatrix} \quad [4.7]$$

比例限耐力は、ビスが降伏変位に達するか、集成材木口面のめり込みによる面圧応力度が木材の縦圧縮応力度に達するか、のいずれかと考えられる。これは式 [4.8] で表される。

$$\begin{cases} \max[\delta_i] \leq \delta_y \\ k_0 \left(\frac{BSD}{2} - Y\right) \theta_x \leq F_c \end{cases} \quad [4.8]$$

これより、接合部の比例限耐力は式 [4.9] となる。

$$M_Y = \min[\text{screw}M_Y, \text{com.}M_Y] \quad [4.9]$$

$$\text{screw}M_Y = K \frac{\delta_y}{\max \left[\sqrt{(y_i - Y)^2 + (1+c)^{-2} \left(1 - \frac{\mu k n e Y}{GAwcl}\right)^2 (x_i - X)^2} \right]} \quad [4.8a]$$

$$\text{com.}M_Y = K \frac{F_c}{k_0 \left(\frac{BSD}{2} - Y\right)} \quad [4.8b]$$

比例限耐力以降の接合部挙動は、式 [4.4] を用いて収束計算することによって求めることとした。Table. 4.8 に計算に用いた集成材のせん断弾性係数、めり込み剛性、摩擦係数を纏めた。木材のめり込み剛性は、既往の研究⁽⁴⁾でも近似的に充当された円形断面鋼棒に関する設計式⁽³⁾を用いて求めたものを用いた。集成材のせん断弾性係数は、集成材のヤング係数の 1/15⁽³⁾とした。集成材木口面と柱脚金物すなわち木 - 鋼間の静止摩擦係数は、既往の研究⁽⁵⁾において 0.3 程度と報告されているが、本試験仕様の場合柱脚金物の角が集成材木口にめり込むくい込み摩擦のような状態であり、そのような場合には通常よりも高く設定できるとされている⁽⁶⁾。一方、精度によっては摩擦抵抗が得られない場合も考えられる。このため、0、0.6 を計算に加えた。

Table. 4.8. Parameter used in analysis

k_0	: Bearing stiffness	[kN/mm ³]	0.011
G_w	: Shear modulus of rigidity	[kN/mm ²]	0.633
μ	: Friction factor		0 0.3 0.6
E_w	: Modulus of elasticity	[kN/mm ²]	9.5
b_e	: Effective bearing width	[mm]	74

$$\left\{ \begin{array}{l} k_0 = \frac{E_w}{31.6 + 10.9b_e} \\ G_w = \frac{E_w}{15} \end{array} \right. \quad [4.10]$$

(4) 実験値と計算値の比較

(4)-1 モーメント回転角関係

集成材 - 鋼板間ビス接合のモーメント - 回転角関係の比較は、終局まで比較できるようにアンカーボルトと併用していないものについてのみ比較を行う。この比較に用いる回転角は繊維平行方向の回転角である。尚、実験の最大値付近では鋼板の曲げ降伏が 450lb や 290lb には認められているため、少なからずこの影響はある。収束計算により求めた非線形領域は、厳密に表現するとマルチリニアであるが、全体の曲線形状はトリリニア型に近似できると判断したため、ここではそうしている。Fig. 4.27 に実験値と計算値を比較した。尚、実験値はモーメント - 回転角関係から抽出した包絡線データである。

- 実験値は非線形であり上に凸な関係であるため、単位接合の荷重 - 変形特性を線形でモデル化している計算値は下側を通る結果となっている。但し、各特性値(見かけの降伏点、全塑性点)では実験を概ね捉えていると言える。
- 木口面の摩擦の影響に関しては、摩擦係数が 0 すなわち木口面の摩擦を考慮しない計算値よりも摩擦を考慮した方が実験値に近い。特に、柱せいが小さい 290lb に関しては、摩擦係数を 0.6 にすると実験値と非常に良い精度で一致する。しかし、690lb では摩擦係数増加による実験値に対する適合性が他のものに比べて良いは言えない。これは、別の影響が考えられる。
- また、最大耐力については、鋼板が先行降伏した 450lb、290lb、母材が曲げ破壊した 690lb とも何とも言い難いが、450lb は摩擦係数が 0.6 を真の耐力とするならば、やや低い値となりそうである。これは、計算値が純曲げ応力下の解析に対して、実験値はせん断力とともに負担している複合応力下であり、この分の負担応力によって、各ビスの耐力が消費されたため、見かけ上曲げに対する耐力が低下したと考えられる。

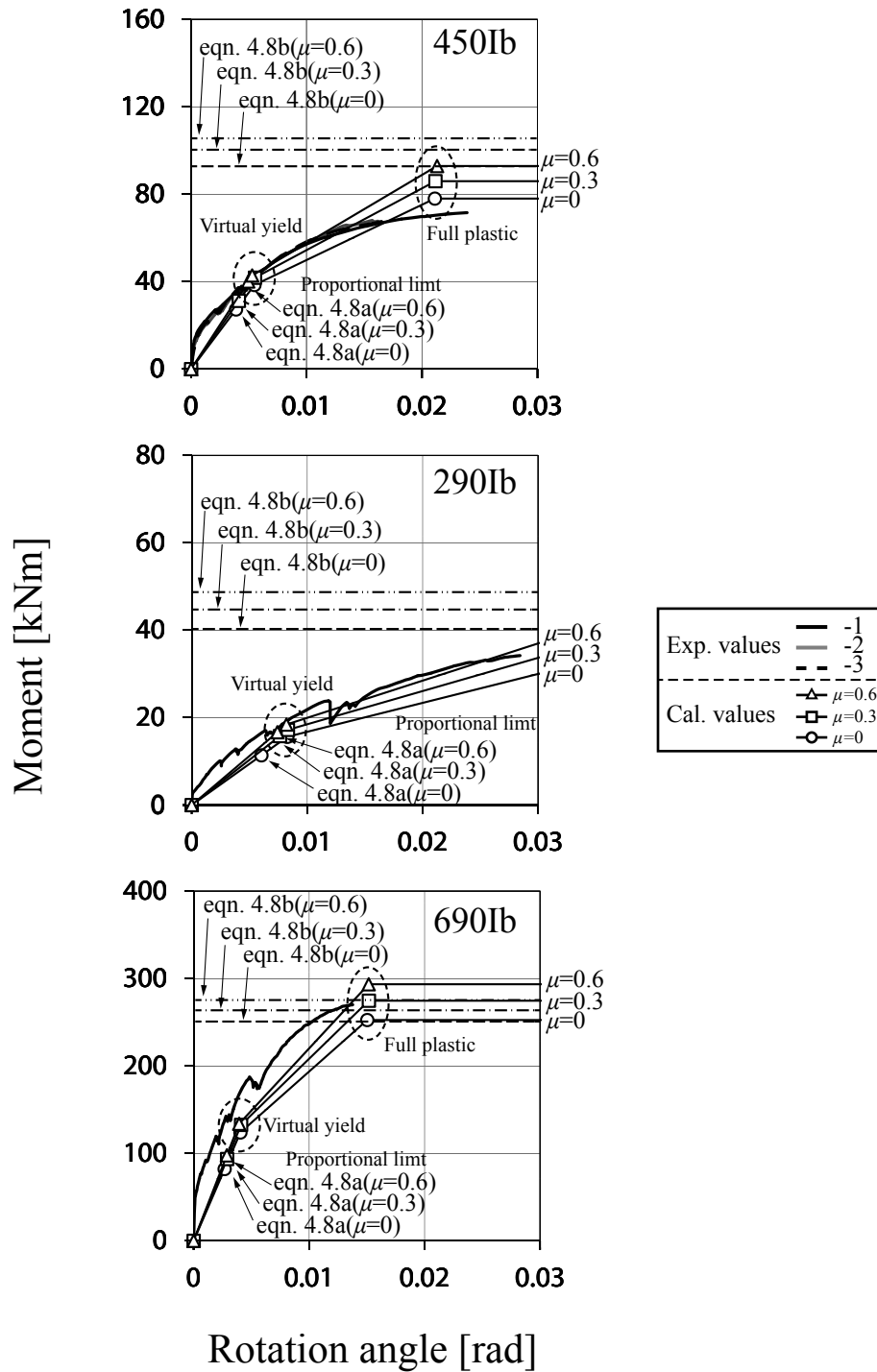


Fig. 4.27. Moment-rotation relationship of screwed joint between glualm-steel

(4)-2 中立軸

中立軸の算出は、集成材 - 鋼板間の繊維平行方向、繊維直交方向のすべりの測定値を用いて、その測定間を直線補間し、変位前の直線との交点を求めるという方法を用いた。Fig. 4.28 に特定荷重時における実験値をプロットし計算値と比較した。縦軸がモーメント、横軸が図中に定義した座標系における中立軸位置である。少し解り難いが、 x 方向、 y 方向ともに同じグラフ中に示してある。尚、プロットしたデータは、各変位包絡線データの、 $0.2P_{\max}$ 、 $0.4P_{\max}$ 、 $0.6P_{\max}$ 、 $0.8P_{\max}$ 、 $0.95P_{\max}$ 時のものである。 P_{\max} は、複数体試験した 450Ib のみ、試験体間で比較できるように全試験体の最大耐力の最小値を用い、1 体のみ 290Ib、690Ib は最大耐力を用いている。尚、290Ib は、 y 方向 (繊維直交方向) 応力のすべりを測定しなかったため、 y 方向応力の中立軸を示していない。

- x 方向の中立軸に関して、実験値は原点と集成材木口面のちょうど中間付近であった。450Ib は摩擦係数 0.6 で計算したものよりも木口面側にあった。これに対して、690Ib は摩擦係数 0.6 で計算したものと同程度の位置にあった。これに対する説明を試みるために、複合応力による影響を簡単に考えてみる。弾性時において、ビス接合が主抵抗要素であることを考え、めり込みや摩擦等の影響を除去すると、中立軸の移動 Δx は式 [4.11] で表現できる。すなわち、中立軸の移動はせん断スパンに反比例し、よりモーメントに抵抗できるように配置した方が大きくなる。計算結果を Table. 4.9 に纏める。450Ib は、690Ib に対して半分程度の移動距離になることがわかり、450Ib について計算値との誤差の大きい説明とはならない。

$$\Delta x = -\frac{1}{e_2} \cdot \frac{I_x + I_y}{n} \quad [4.11]$$

$$e_2 = cL - cgs$$

ここで、

$$e_2 : M/Q$$

I_x : x 軸に関するビス配列 2 次モーメント

I_y : y 軸に関するビス配列 2 次モーメント

n : ビス本数

■ y 方向の中立軸は、荷重増分とともに圧縮側集成材縁に漸近していく挙動であった。圧縮木口がリニアの関係としたことで解析値は概ね実験の傾向を捉えたが、実験値の方がより低レベルの荷重で集成材縁へと寄った。これは母材が木口から割裂したことで、減少した繊維直交方向の剛性を繊維平行方向の応力負担によって補填しようとしたためであろう。

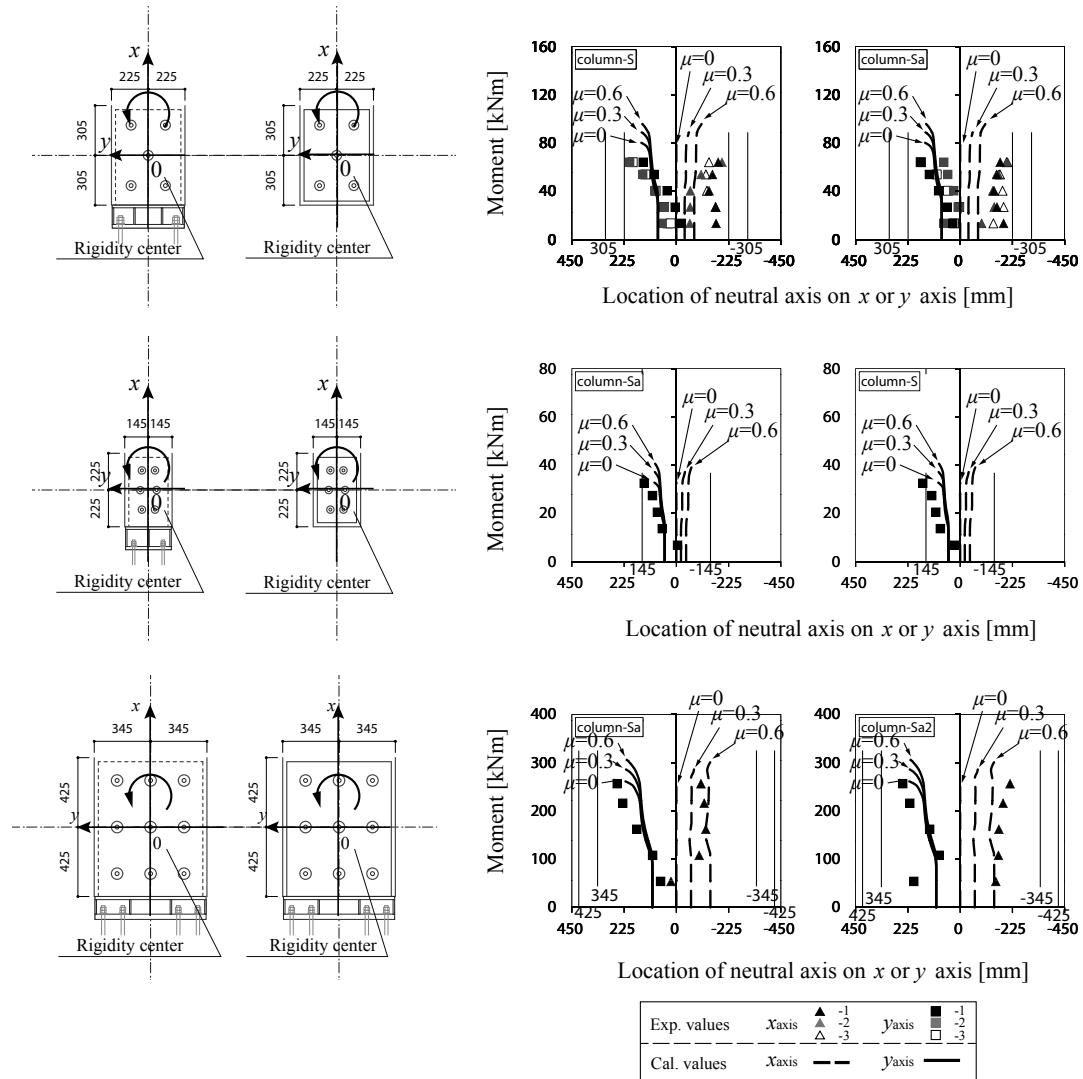


Fig. 4.28. Neutral axis of screwed joint between glulam-steel of 450Ib

Table 4.9. Calculation results of displacement of neutral axis of x direction

		450Ib	290Ib	690Ib	
Δx	: displacement of neutral axis of x direction	[mm]	-39	-15	-81
$I_x + I_y$: sum of inertia moment of screw arrangement	[mm ²]	2860000	744800	13913600
n	: number of screws	[-]	44	28	96
e_2	: M / Q	[mm]	1655	1735	1800
L	: distance between loading point and reaction frame	[mm]		2100	2365
e_{gs}	: distance between centroid of screw arrangement and reaction frame	[mm]	445	365	565

(4)-3 各方向回転角の差異

Fig. 4.29~Fig. 4.30 に、 x 方向 (繊維平行方向) と y 方向 (繊維直交方向) に対して測定した集成材 - 鋼板間ビス接合の回転角について、包絡線を左側に、 y 方向に対する x 方向回転角の比 (以下、回転角比) を右側に示した。各方向の回転角に差に対して力学モデルが適切に評価できているかについて検証を行うことを目的とする。但し、290Ib は測定を行ったのが繊維平行方向のみであったため、回転角比を算出できず、載せていない。

- 初期の摩擦が効き終わり回転角が生じ始めると、繊維平行方向で測定した回転角の方が繊維直交方向で測定した回転角に対して大きい傾向がある。これは、せん断変形を考慮した力学モデルによって説明が可能である。
- 450Ib に関して、実験値による回転角比は 1.5 程度であり、40kNm を過ぎたあたりから増加する傾向にあった。これと同時期に集成材木口面に割裂が観察された。この割裂は集成材木口面と柱脚金物との間の圧縮応力が起因となって摩擦力が生じ、横引張応力が掛ったことによるものだと考えられる。計算値による回転角比は、摩擦係数 0、0.3、0.6 で計算した結果 1.4~1.6 程度であり、概ね一致していると言える。但し、この摩擦係数の中どれが適当かは言えない程に実験値はばらついている。
- 690Ib に関して、計算値は 1.8~2.4 であり、摩擦係数が 0 としても実験値に対して大きい値となった。また、2 枚の中一方 (図中上側) は、計算値と同様に 1 に漸近する傾向を示したが、もう一方 (図中下側) は、計算値とは逆の傾向にあった。試験体は 1 体のみであり、原因については不明である。

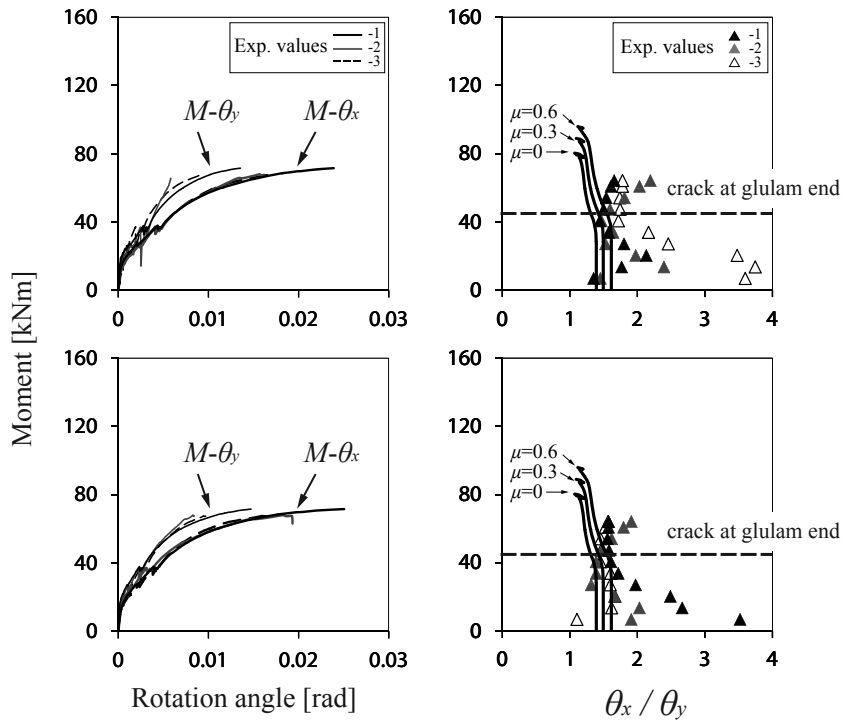


Fig. 4.29. Moment-rotation curves (Left) and ratio of rotation angle of x -direction to y -direction (Right) for 450Ib

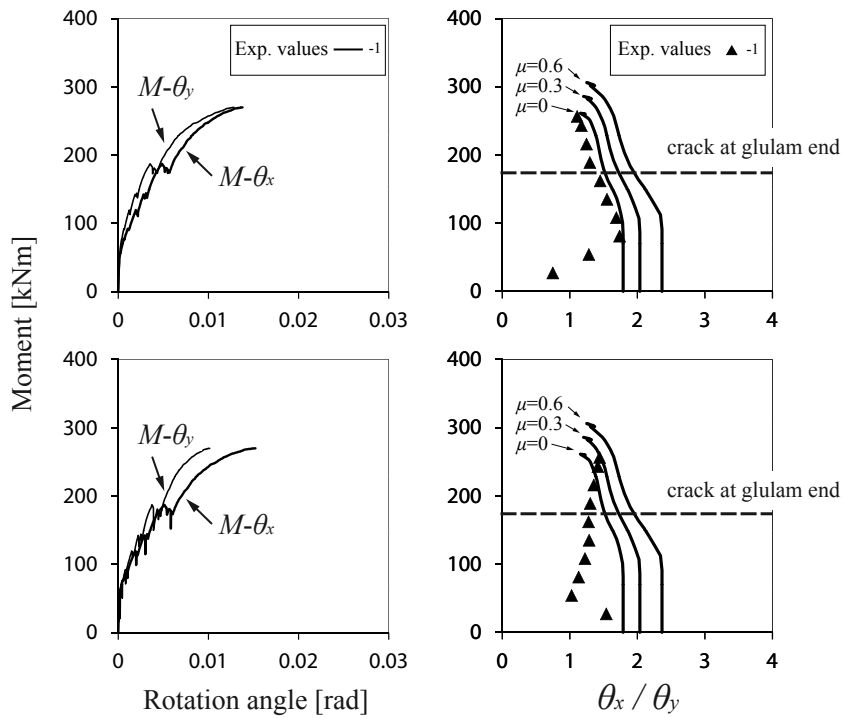


Fig. 4.30. Moment-rotation curves (Left) and ratio of rotation angle of x -direction to y -direction (Right) for 690b

(4)-4 集成材 - 鋼板間の摩擦

柱梁接合部と同様に、集成材 - 鋼板間すべり挙動の初期において、変位 0 で耐力が上昇する区間が認められた。これは前章において摩擦が原因だと推察した。要素実験時に存在した摩擦によるすべり耐力と、接合部実験時の摩擦によるすべり耐力の関係について考察することを目的とし、この摩擦に対して定量的評価が可能であるかどうか検討を加えた。計算方法は便宜的に前章の柱梁接合部と同様とした。Fig. 4.31 に計算値と実験値を比較した。参考として、柱梁接合部実験のものを比較として示した。

- すべり耐力の評価は、計算値に対して実験値が回帰係数にして 1.94 と 2 倍程度上回った。これは、ビス接合の抵抗のみを考慮しているためであり、集成材木口面のめり込み抵抗やその圧縮応力による摩擦抵抗については考慮されていないことが原因であると考えられる。ちなみに、めり込み等を考慮した場合、摩擦係数を 0~0.6 に変化させた計算による回転剛性は、ビス接合のみの場合と比較して、1.2~1.5 倍程度高くなる。集成材 - 鋼板間においてすべりが全くないとしても部材変形によって、集成材木口面は柱脚金物に接触し、その圧縮応力によって摩擦力が発生することも考えられるため、2 倍程となるのは妥当であると考えられる。

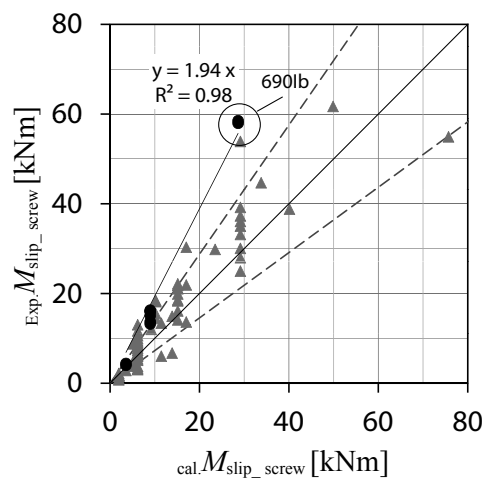


Fig. 4.31. Comparison of test results and calculation results of slip moment of screwed joint in glulam-steel

4.4.3. 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合部

柱脚接合部は集成材 - 鋼板間ビス接合が対称な仕様であるため、応力を2分するものとして考えれば、TYPE-A は全応力の半分を、TYPE-B はせん断応力が発生しないことになる。

但し、TYPE-B は鋼板の応力作用位置とアンカーボルトの応力作用位置がずれているために面外曲げが生じ、終局時には Fig. 4.23 に示すような鋼板 - 鋼板間の隙間が認められた。これによって、柱脚金物に近い高力ボルトには2次応力として引張軸力が発生することになる。また、鋼板の面外曲げによって、圧縮応力側では面外座屈を誘発する可能性がある。加えて、この位置にはビス接合用孔、ビス頭逃げ用孔が多数あいているため、断面の欠損率が高い。これに対して、鋼板位置だけでなく、柱脚金物同士を高力ボルトによって締結する措置を施すなど工夫が必要であると考えられる。

4.4.4. アンカーボルト接合部

(1) 柱脚金物 - 反力架台間の回転角の導出

アンカーボルト接合部の回転角は、Fig. 4.32 に示した柱脚金物と反力架台間の相対回転角であり、柱断面図心を基準として、圧縮側アンカーボルト群の剛心位置と引張側アンカーボルト群の剛心位置において、表裏両面に1対ずつ計4つ変位計を設置し、表裏の回転角の平均値を用いて相対回転角とした。

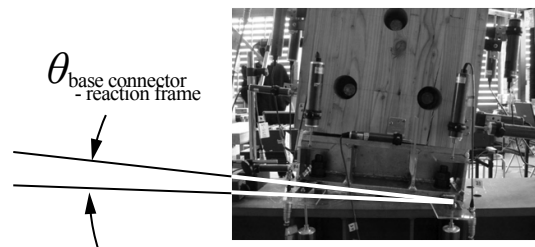


Fig. 4.32. Anchor bolted joint

(2) 負担モーメントの導出

負担モーメントは加力点のロードセルの測定値 P を用いて、Fig. 4.33 に示すように柱脚金物下端までをせん断スパンとしてモーメント算出した。

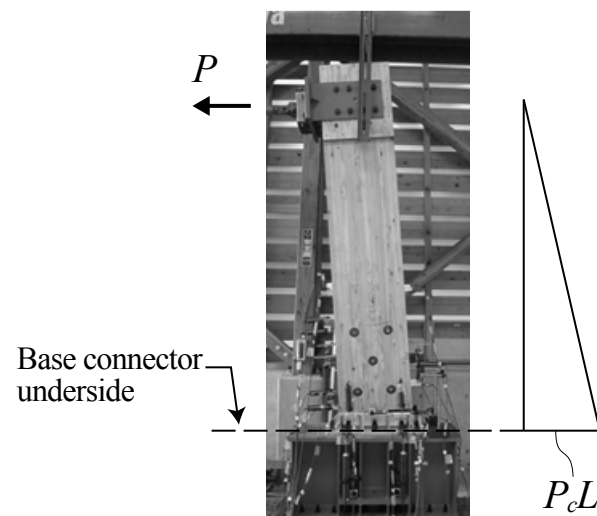


Fig. 4.33. Definition of moment of anchor bolted joint

(3) 耐力発現機構と解析モデル

基本的に、鋼構造接合部設計指針⁽¹⁾の「露出柱脚の設計」に拠って、各部の変形や耐力を解析する。

初期剛性に関して、ベースプレートの曲げ変形等による低減を無視した場合の概算による初期剛性 K_1 は柱脚金物縁を回転中心と仮定し、アンカーボルトの伸び変形によって抵抗するものとして式 [4.12] により算出できるとされている。実際には、先に挙げたものの他、コンクリートの圧縮変形等による低減を考慮して 0.5 倍したものが実用上の剛性とされている。

一般に、無軸力下のアンカーボルトの引張による降伏耐力 M_y は式 [4.13] によって算出できる。式中の n_e は基礎コンクリートに対するアンカーボルトのヤング係数比であるが、実験との比較では鋼製の反力架台になるため $n_e=1$ となる。

終局耐力 M_u に関して、鋼製の反力架台の支圧強度はアンカーボルトの引張耐力に対して非常に大きいため、終局時の回転中心は初期剛性算定時と同様に柱脚金物縁になると考えられ、圧縮側アンカーボルトの引張応力の負担も考える必要がある。このため式 [4.14] により求めることができるとする。

2次剛性 K_2 に関して、引張側アンカーボルトが降伏耐力に到達した以降は、回転中心が柱脚金物圧縮側縁に移動し、圧縮側アンカーボルトの回転抵抗の影響が大きくなるため、初期剛性算定時のように無視できないものと考えられる。このため、圧縮側アンカーボルトが弾性時の剛性と塑性時の剛性の平均値が、終局までの2次剛性に近いものと考えられる。これより式 [4.15] により比較することとする。

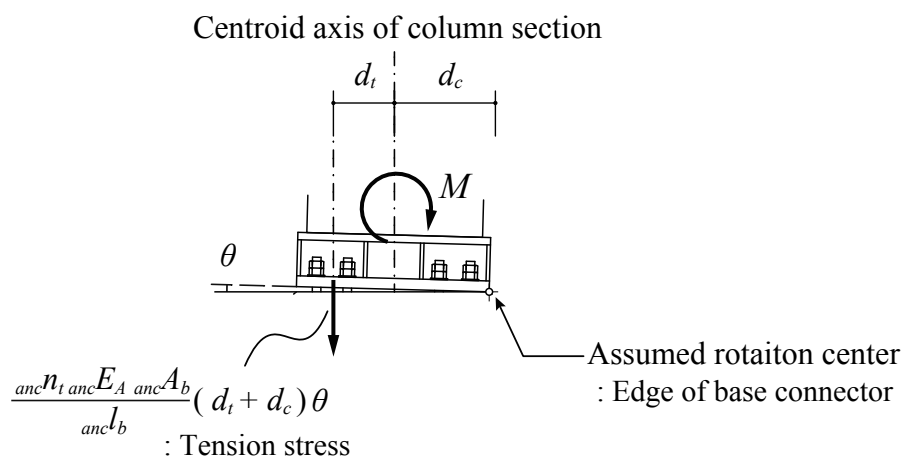


Fig. 4.34. Mechanical model for initial stiffness of anchor-bolted joint

$$K_1 = E \cdot n_t \cdot A_b \cdot \frac{(d_t + d_c)^2}{l_b} \quad [4.12]$$

$$M_y = \sigma_y \cdot A_{be} \cdot n_t \cdot \left(BS D - d_t' - \frac{x_{n0}}{3} \right) \quad [4.13]$$

$$x_{n0} = \frac{n_e \cdot A_{be} \cdot n_t}{BS B} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2BS B}{n_e \cdot A_{be} \cdot n_t} (BS D - d_t')} - 1 \right)$$

$$M_u = \sigma_u \cdot A_{be} \cdot n_t \cdot (BS D - d_t') + \sigma_u \cdot A_{be} \cdot n_c \cdot d_c' \quad [4.14]$$

$$K_2 = \text{ave.} \left[\begin{array}{l} E_2 \cdot A_b \cdot n_t \cdot \frac{(d_t + d_c)^2}{l_b} + E \cdot A_b \cdot n_c \cdot \frac{d_c'^2}{l_b} \\ E_2 \cdot A_b \cdot n_t \cdot \frac{(d_t + d_c)^2}{l_b} + E_2 \cdot A_b \cdot n_c \cdot \frac{d_c'^2}{l_b} \end{array} \right] \quad [4.15]$$

ここで、

E : アンカーボルトのヤング係数

E_2 : アンカーボルトの2次剛性

σ_y : アンカーボルトの降伏応力度

σ_u : アンカーボルトの終局応力度

$BS B$: 柱脚金物幅

$BS D$: 柱脚長さ

d_t : 柱脚金物図心 - 引張側アンカーボルト群図心間距離

d_c : 柱脚金物図心 - 圧縮がウェア柱脚金物縁までの距離

A_b : アンカーボルト軸部の断面積

A_e : アンカーボルト有効断面積

l_b : アンカーボルトの長さ

n_t : 引張側アンカーボルトの本数

n_c : 圧縮側アンカーボルトの本数

x_{n0} : 無軸力下の中立軸の位置

d_t' : 引張側柱脚縁 - 引張側アンカーボルト群図心間距離

d_c' : 圧縮側柱脚縁 - 圧縮側アンカーボルト群図心間距離

(4) 実験値と計算値の比較

(4)-1 モーメント - 回転角関係

Fig. 4.35 に実験値と計算値を比較した結果について示す。尚、実験値は包絡線データである。また、Table. 4.10 に実験値と計算値の特性値を纏めた。実験値の算出方法は、初期剛性を初期の直線域の傾き、降伏点は、柱脚金物圧縮側縁を回転中心と仮定した場合に引張側アンカーボルト剛心位置に生じる伸びによる永久ひずみが 2000μ に達することを目安として、それに相当する回転分をオフセットした直線と実験の曲線との交点、最大耐力は実験時に与えた最大荷重、終局回転角はその時点の変形角と、2次剛性は、降伏点から $0.2(M_U-M_Y)$ と $0.8(M_U-M_Y)$ 増分した点を結んだ直線とした。尚、全試験の最大大力は加力装置のストローク制限によって試験終了としたため、アンカーボルト接合の破壊によるものでないことを付記しておく。評価方法の模式図を Fig. 4.36 に示した。

- 450Ia に関して、3体のばらつきは変動係数にして6%以下であり、小さいと言える。
- 初期剛性は計算値が実験値より高く、実験値/計算値の最大は690Iaの1.7倍程度であった。計算値はベースプレートの曲げやはめ合いねじ部の局部変形を無視したものであり、設計上の安全率として0.5を乗じて低減させることを考えれば概ね妥当な結果であった。
- 降伏耐力は実験値が計算値を上回った。これは、圧縮側アンカーボルトの抵抗を無視したことが主な原因と考えられるが、690Iaに関しては引張側アンカーボルトの剛心位置が実際には外側に寄っていることも特に実験値/計算値が高くなった原因と考えられる。
- 終局耐力については、450Ia、290Iaともに計算値は実験値をやや下回ったもののほぼ一致し、690Iaは計算値が実験値を上回った。いずれの試験体も加力装置のストロークで試験終了となったことを考えると、690Iaは耐力に余裕があったと言える。
- 2次剛性は計算値が実験値を上回った。450Iaはその差が小さいが、290Ia、690Iaは1.6~2倍程度が大きい。290Iaは、計算値に用いたアンカーボルトの終局ひずみを10%で区切ったことで、その後の剛性低下を考慮していないためであると考えられる。690Iaは、初期剛性低下要因と同様他の変形成分を考慮していないことが原因と考えられる。

Table. 4.10. Calculation results of displacement of neutral axis of x direction

		450Ib		290Ib		690Ib	
		Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.
K_1	[kNm/rad]	36944 ± 2176	51104	12477	11709	115438	197453
M_y	[kNm]	105 ± 2.1	97.4	29.4	23.7	298	237
M_u	[kNm]	182 ± 2.8	169	54.9	48	437	450
K_2	[kNm/rad]	837 ± 52.3	861	196	404	3405	5376

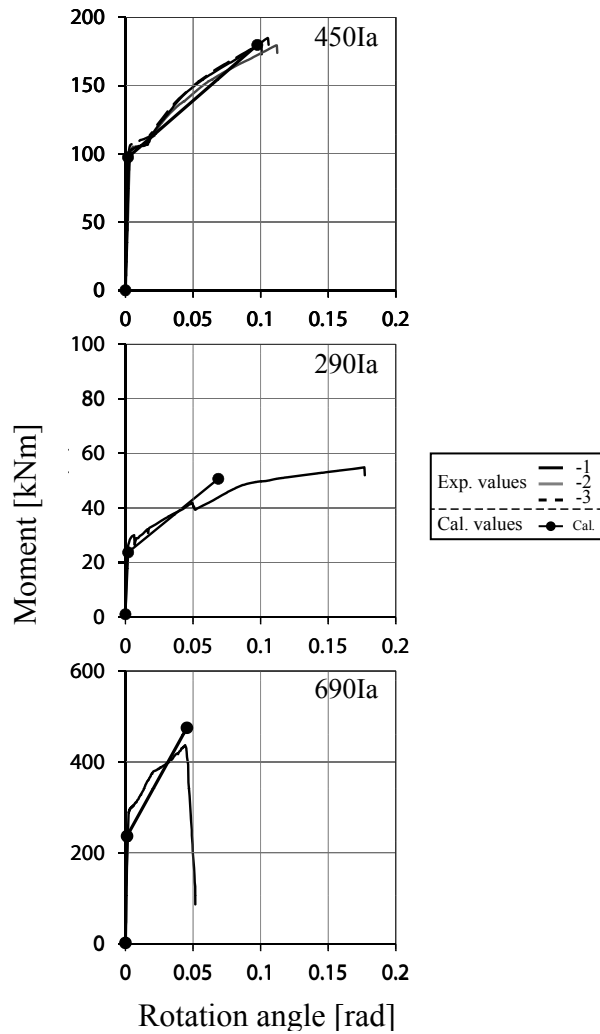


Fig. 4.35. Moment-rotation relationship of anchor-bolted joint

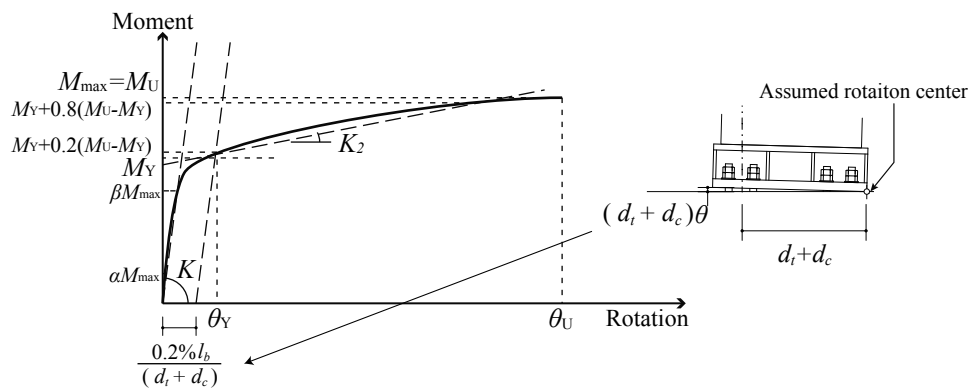


Fig. 4.36. Moment-rotation relationship of anchor-bolted joint

(4)-2 中立軸位置

アンカーボルト接合の解析モデルの妥当性を検証するため、力学的特性値である中立軸の位置について、実験値と計算値との適合性を確認することを目的とする。但し、690Iaに関しては、測定上の問題からデータのノイズが著しく中立軸を確認できなかったため示していない。

柱脚金物 - 反力架台間の相対すべりから換算した中立軸位置を Fig. 4.37、Fig. 4.38 に示す。縦軸が加力点荷重、横軸が中立軸位置である。右側に荷重 - アンカーボルト接合回転角関係を併せて示す。

- 450Ia、290Ia とともに、初期において、柱脚金物圧縮側縁よりも外側に位置した。その後荷重の増加とともに内側に移行し、引張側アンカーボルト降伏以降、圧縮側縁近傍に位置し安定した。
- 中立軸位置は、柱脚金物圧縮側縁近傍に位置した。これは、圧縮側アンカーボルト位置で引張方向に変位していたことを意味する。したがって、圧縮側アンカーボルトも引張応力を負担していたと考えられる。
- アンカーボルト降伏後、中立軸位置は変動が小さく、柱脚金物圧縮側縁近傍の位置で安定していた。
- 中立軸が外側に存在するという状態は、アンカーボルトの引張力に対する反力を本来受けるはずの柱脚金物圧縮側縁が浮き上がっていることを意味する。引張軸力が存在しない条件下では力学的にあり得ない。実際には圧縮側縁は反力架台に接して反力を受けているはずである。このことから、中立軸の算出方法に問題があると推察される。算出の前提として平面保持と微小変形の仮定があり、アンカーボルト位置の2点の測定変位から柱脚金物の変位を導き、変形前の直線との交点を中立軸としている。しかし、柱脚金物の下側ベースプレートは、アンカーボルトの引張応力によって面外曲げ変形していることが考えられる。この変形によって、柱脚金物圧縮側縁から見たときの圧縮側アンカーボルト位置の変形角に対し引張側のアンカーボルト位置の変形角は小さくなるため、平面保持を仮定して算出した場合には、柱脚金物縁よりも外側に中立軸を評価することになる。アンカーボルト自体の伸びが大きくなると、この面外変形は相対的に小さくなり無視できる程となるため、アンカーボルト

トの降伏以降は柱脚金物圧縮側縁近傍にて安定したと考えられる。いずれにしる、圧縮側アンカーボルト位置において、引張方向に変位していたと言える結果である。

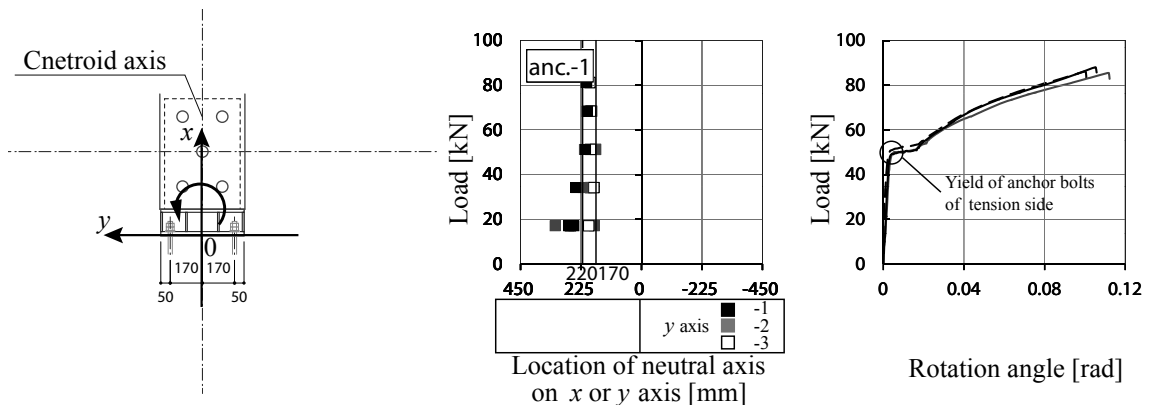


Fig. 4.37. Neutral axis of screwed joint between glualm-steel of 450Ib

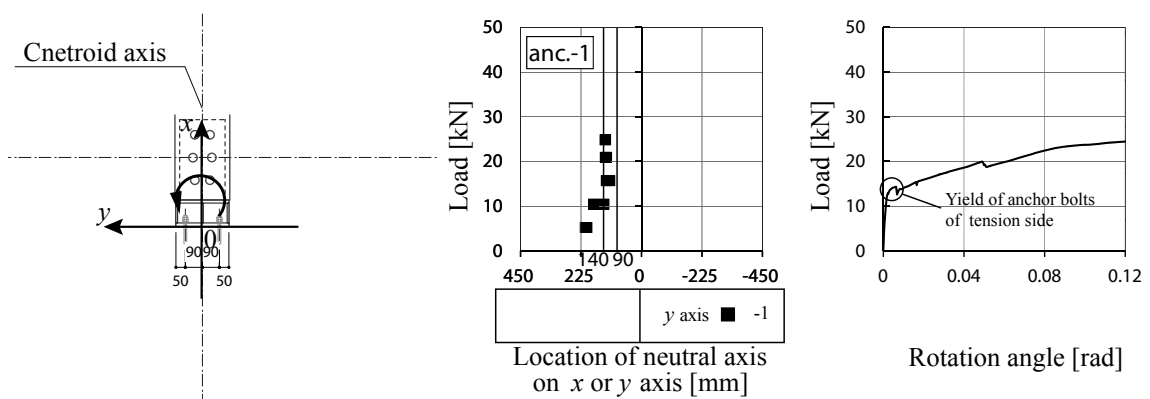


Fig. 4.38. Neutral axis of screwed joint between glualm-steel of 290Ib

4.5. まとめ

本章では、2章で提案した集成材のパネルシアアを考慮した解析モデルを用いて、考案した木質ラーメン工法における柱脚接合部を対象として、集成材 - 鋼板間ビス接合部における力学的挙動の解明を試みた。また、対象とする柱脚接合部の設計クライテリアの整理と力学的挙動の解明を行った。以下の結論を得た。

- 集成材 - 鋼板間ビス接合部のモーメント回転角関係について、実験結果との比較から、提案する解析モデルによって概ね良好な推定が可能であると考えられる。
- 集成材 - 鋼板間ビス接合の回転角は、繊維直交方向に測定した回転角に対して繊維平行方向に測定した回転角の方が大きかった。これは、せん断変形を考慮した解析モデルにより説明が可能であった。
- その回転角比は解析モデルによってほぼ妥当な推定値を与えることがわかった。
- 本接合法の設計クライテリアは、集成材 - 鋼板間ビス接合のせん断破壊、集成材の曲げ・せん断破壊、鋼板の曲げ破壊、アンカーボルトの引張破壊であることが分かった。
- アンカーボルト接合部のモーメント回転角関係について、実験結果との比較から、鋼構造設計指針による露出柱脚における推定式によって予測可能であることが分かった。