

博士論文

論文題目 鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメン構造の設計法に関する研究

氏名 秋山 信彦



# 鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメン構造の設計法に関する研究

秋山 信彦



## 目次

1. はじめに	1
1.1. 研究の背景	2
1.1.1. 問題提起	2
1.2. 既往の研究	3
1.2.1. 木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合部の研究	3
1.3. 本研究の目的と概要	6
2. 理論モデル	7
2.1. せん断変形を考慮したモーメント抵抗接合部の解析モデル	8
2.1.1. 集成材のパネルシアアに対するモデル化	8
2.1.2. 鋼板添板ビス接合の場合	10
2.2. 曲げ・せん断変形を考慮する接合部の解析モデル	21
2.2.1. 2材合せ接合	22
2.2.2. 2材合せ接合を用いた部材の曲げ挙動の定式化	27
2.3. まとめ	36
3. 柱梁接合部の曲げ実験	37
3.1. はじめに	38
3.2. 要素試験	42
3.2.1. 集成材 - 鋼板間ビス接合 1面せん断試験	42
3.2.2. 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合の1面せん断すべり試験	49
3.3. 試験体および試験方法	50
3.3.1. 試験方法と使用材料	50
3.3.2. 集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間ビス接合の仕様	56
3.3.3. 柱梁部材中間部ビス接合	60
3.3.4. 集成材および鋼板の断面欠損	61
3.4. 実験結果と考察	70
3.4.1. 基本性能と破壊性状	70
3.4.2. 集成材 - 鋼板間ビス接合	98
3.4.3. 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合	130
3.4.4. 鋼板の負担曲げモーメントの分布とその変形	135
3.5. まとめ	140

4. 柱脚接合部の曲げ実験	141
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
5.1 層門型架構の水平加力実験	183
5.1. はじめに	184
5.2. 試験体および試験方法	184
5.2.1. 試験方法と使用材料	184
5.2.2. 柱梁接合部	186
5.2.3. 柱脚接合部	187
5.3. 実験結果と考察	189
5.3.1. 層せん断力 - 層間変形角関係	189
5.3.2. 破壊性状	191
5.3.3. 柱梁材の反曲点	205
5.3.4. 集成材 - 鋼板間ビス接合	208
5.3.5. 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合	212
5.3.6. アンカーボルト接合	213
5.3.7. 接合部実験に基づく解析モデルとの検証	214
5.4. まとめ	216

6. 接合部の設計式	217
6.1. はじめに .....	218
6.2. 設計法の概要 .....	218
6.3. 柱梁接合部の設計法.....	220
6.4. 柱脚接合部の設計法.....	301
6.5. まとめ .....	362
7. おわりに	363

謝辞

参考文献





# 1. はじめに

1.1. 研究の背景 .....	2
1.1.1. 問題提起 .....	2
1.2. 既往の研究 .....	3
1.2.1. 木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合部の研究 .....	3
1.3. 本研究の目的と概要 .....	6

## 1.1. 研究の背景

### 1.1.1. 問題提起

建築物の建設に伴うエネルギーの消費や CO<sub>2</sub> の排出による環境への負荷が問題視される中、建築材料として他の材料に対し炭素固定機能や製造における低消費エネルギーという特長を持つ木質材料は有用である。また、林業の再生と森林の多面的機能の保全が国として課題となっている。

こうした背景の中で建築物に対する木質材料の構造利用拡大に対する試みは社会的意義が大きくなっており様々な取り組みがなされている。そのひとつとして、これまで木造率の低かった中・大規模建築に対して木造化する流れがあり、平成 22 年に施行された「公共建築物等木材利用促進法」等によって推進されている。中・大規模建築物は、その用途から一般の建築物に対してより大きな空間や開口が必要とされる。この要望を満たす木質構造を考えると幾つかの方法が考えられるが、単一部材を用いた比較的単純でシンプルな架構型式である空間効率の高いラーメン構造は一般的に普及しやすいことから注目されている。この架構形式を採択した場合には、ひとつの部材が負担する荷重が大きいことから、当然接合部に対してより高い性能が要求されることとなる。この高い要求性能を満たすために、高効率化を目指した様々な工法が提案されるとともに、母材に対する補剛・補強技術<sup>例えば<sup>(1)</sup></sup>も開発されている。

一般にドリフトピンやボルトなどの機械的接合による木質ラーメン構造の柱梁および柱脚接合部は、接合機構における局所的なめり込み変形や接合具の変形により生じる内力と外力のつり合いからその力学的挙動が評価され、母材は剛体として扱われてきた。一方、接着接合による接合部は、母材に生じる内力と外力のつり合いからその力学的挙動が評価され、母材間の接合機構の局所的な変形は無視できるものとして扱われている。しかし、先に挙げたように接合部が高効率化した場合には、両者の中間に位置する接合となり、接合機構の局所的な変形と母材変形の両方を考慮する必要があるものと考えられる。木質ラーメン構造の柱梁および柱脚接合部の挙動が、骨組みの実挙動に大きく影響することは周知の事実であり、高効率化する木質ラーメン構造の設計法を確立するためには、接合部に対して接合機構の局所的な変形と母材変形を考慮した力学的挙動の評価方法の確立が不可欠であると考えられる。

尚、ラーメン構造は「柱と梁を剛接合し、そのモーメント抵抗によって荷重および外力に抵抗する構造形式」であるが、木質構造においては接着接合を除き剛接合とすることはできないため一般に取り扱っている木質ラーメン構造が厳密な意味でのラーメン構造ではないことは既に広く認識されている。しかし誤解を招く恐れのないよう、本論では「柱梁接合部あるいは柱脚接合部にモーメント抵抗機構を持つ構造」を広くラーメン構造と定義することを念のため明言化しておく。

## 1.2. 既往の研究

### 1.2.1. 木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合部の研究

木質ラーメン構造に対しては、これまでに様々な工法が提案されている。そのモーメント抵抗接合部に関しては、ガセット板接合型、合せ梁型、フランジ接合型、引きボルト型の基本形<sup>(2)</sup>の他に、丸鋼とドリフトピンを用いた工法<sup>(3)</sup>、大径ボルトを用いた工法<sup>(4)</sup>、ラグスクリューボルトを用いた工法<sup>(5)</sup>など多種多様な接合法が考案されている。研究報告としては、1980年代頃から盛んに行われ始めた。

小松(1986~)は、釘、ボルト、シアプレート、ドリフトピンの各接合具を用いた鋼板ガセット型接合を対象として、接合法、配置、本数等をパラメータとした一連の実験的研究<sup>(6)-(8)</sup>を行い、接合具の配置情報とその荷重-すべり関係を既知とすれば、骨組み構造の解析が行うことができる非線形有限要素法を開発し、一連の実験結果との対比から良好な推定が可能であるとしてその有効性を確認している<sup>(9)(10)</sup>。

宮澤ら(1991<sup>(11)</sup>、1992<sup>(12)(13)</sup>)も、鋼板添板釘打接合や鋼板添板ボルト接合を対象として、接合具の配置形状や配列数をパラメータとして、単位接合の荷重-変形特性を用いた解析値と実験値との比較を行っている。また、終局時の母材の割裂防止方法の提案を行っている。

これらの研究より、鋼板ガセット板接合によるモーメント抵抗接合の力学的挙動は単位接合の荷重-すべり関係から推定可能であることが示されている。

一方、坂本ら(1988~1994<sup>(14)</sup>)は、冒頭で示した基本形の各接合に対して実験的研究を行い、履歴特性の比較を試みている。この研究の中で、稲山は木材の織

縦直交方向めり込みの荷重変形関係の推定式を構築し、引きボルト型のモーメント抵抗接合の力学的挙動の推定を可能とした。先の研究と併せて、これらの研究の成果は設計法として纏められている<sup>(16)</sup>。

また、小野ら(2000<sup>(17)</sup>)は、合せ梁型接合としてドリフトピンを用いたモーメント抵抗接合を対象として、単位接合の荷重 - 変形特性を bi-linear 型線形モデルで近似し、変形増分を行って比例限耐力以降の力学的特性値を算出し、実験値と良好な一致が得られることを示している。

以上のように、木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合のうち機械的接合を用いた基本形に対しては力学的挙動の推定が可能であるとして設計に用いられている。また、その他の工法についても、力学モデルの提案と実験検証によって設計法として纏められているものもある。これらの推定方法の前提となっているのは接合領域における母材の剛体仮定であり、近似的な解法であることは言うまでもない。この解法は接合領域が点と見なせる場合に有効であるが、モーメント抵抗は接合機構を回転中心から遠く配置する程効率的である。したがって、高効率化を目指し接合領域を拡張した場合には、母材の剛体仮定が成り立たない場合が想定される。

これに対して、野口(2004<sup>(18)</sup>)は、合せ梁式ボルト接合を対象として、集成材の曲げ・せん断変形を考慮した独自の解法を用いて推定式を提案している。しかし、実験との対比では母材変形を剛体として扱って検証を行っており、接合部挙動に対する母材変形の影響の知見は得られていない。

一方、接着接合を用いたモーメント抵抗接合に関して、小松(2004<sup>(19)</sup>)は、交差重ね合わせ接着接合法を用いたモーメント抵抗接合部に対して、柱 - 梁間で計測された相対回転角について、パネルシアアによるせん断変形によるものであるという仮説を立て力学的挙動推定式を提案し、実験値と良好な一致が得られることを示している。尚、実験概要は E90 のカラマツ LVL による柱断面 4-38×300mm および梁断面 3-38×360mm を用いた T 型接合部試験で、回転剛性とし評価した場合には 10000kNm/rad 程度であった。

鋼構造においては、柱梁接合部パネルは、曲げモーメントの伝達による大きなせん断力を負担すること、大地震時における消費エネルギーが大きいことから、構造設計上重要な部分であるとされている。また、その接合部のせん断変形が骨組みの挙動に対して無視できない程度であることが実験的に明らかとされており、解析にはパネルの剛性を入力して設計することになっている。

鉄筋コンクリート構造においても、柱梁接合部パネルにせん断応力変形角関係の復元力特性をモデル化して骨組み解析することが求められている。

木質構造において、柱梁接合部パネルのせん断応力およびその変形に着目した研究はこれまでにないが、いくつかの報告がある。

鴛海ら（1992）は、鉄筋接着接合による柱 - 梁接合部を対象として、パネルゾーンのせん断ひずみを測定し、柱梁接合部パネルに入力されるせん断応力からせん断剛性を用いて換算した推定値が良く一致することを報告している。

小松ら（2008<sup>(21)</sup>）は、LSB を用いた柱梁接合部の破壊クライテリアとして、鉄骨接合部等で通常定義されるパネルシアード耐力を準用した破壊規範式と、実験時の破壊耐力とを比較している。計算値は実験値をやや過小評価したと報告している。

若島ら（2010）は、LSB を用いた柱梁及び柱脚接合部を持つ 1 層門型フレーム実験を行い、柱梁接合部のパネルシアードによるせん断ひずみの大きさを測定して無視できない程度のものであることを確認し、パネルシアードによるフレームの剛性低下を指摘している。

このように、木質材料はその異方性からせん断特性が低い材料であり、モーメント抵抗接合部に対して、その応力伝達に伴うパネルシアードの影響は考慮する必要があるものと考えられる。また、木質ラーメン構造の柱梁部材に使用される集成材は、材幅方向への自由度は高くないものの材せい方向への自由度はある程度高いため、高い曲げ性能を期待するような場合には、断面は縦長のプロポーションとなり、その断面性能は断面 2 次モーメントに対して相対的に断面積が小さいものとなる。それに応じてせん断性能は低くなることが想定され、パネルシアードの影響が大きくなるものと考えられる。

### 1.3. 本研究の目的と概要

モーメント抵抗接合における母材の変形としては曲げ・せん断変形が考えられるが、以上にみたようにパネルシアアの影響がよりクリティカルであると考えられることから、本研究では、せん断変形に着目しそれを考慮したモーメント抵抗接合部の力学的挙動を解明し設計法を確立することを目的とした。

本論文の概要は以下の通りではある。

2章では、一般の木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合部に対して、パネルシアアを考慮した実用的な解析モデルを提案している。適用例に鋼板ガセット板ビス接合を挙げ、モーメント回転角関係における力学的特性値の定式化を行っている。また、接合部の仕様を限定することで、接合部領域の曲げ・せん断変形を考慮する別の解析モデルを提案している。これを用いて、部材剛性が同じ2材を接合する2材合せ接合について定式化を行っている。

3章では、モーメント抵抗接合部の一つの形態として、鋼板ガセット板接合を応用した高接合効率の確保と施工性の向上を狙った「鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメン構造」を提案し、その応力伝達要素の一つである鋼板ガセット板ビス接合に対して曲げ実験を行い、2章で示した解析モデルの妥当性を検証している。また、提案する工法における設計クライテリアの整理を行い、力学的挙動の定量的評価を試みている。

4章では、3章で提案した工法の柱脚接合部に対して曲げ実験を行い、2章で示した解析モデルの妥当性を検証している。また、工法上の工夫としてアンカーボルト接合を併用した接合としており、それを含めた設計クライテリアの整理を行い、力学的挙動の定量的評価を試みている。

5章では、3、4章で曲げ実験を行った柱梁および柱脚接合部によって構成された1層門型架構に対して水平せん断実験を行い、その水平せん断挙動を接合部実験に基づく解析による推定可能性を検討している。

6章では、これまでに得られた知見に基づき、許容応力度計算によるパネルシアアを考慮した柱梁接合部および柱脚接合部の設計法を構築している。ラーメン構造は耐力壁と同様に大地震時の倒壊防止に配慮するために終局まで担保した設計とする必要があるが、これに対して接合部の性能を靱性能を考慮して評価する設計法を提案している。

7章では、本論で得られた主要な成果を纏めて示している。

## 2. 理論モデル

2.1. せん断変形を考慮したモーメント抵抗接合部の解析モデル.....	8
2.1.1. 集成材のパネルシアーに対するモデル化.....	8
2.1.2. 鋼板添板ビス接合の場合.....	10
2.2. 曲げ・せん断変形を考慮する接合部の解析モデル.....	21
2.2.1. 2材合せ接合.....	22
2.2.2. 2材合せ接合を用いた部材の曲げ挙動の定式化.....	27
2.3. まとめ.....	36

## 2.1. せん断変形を考慮したモーメント抵抗接合部の解析モデル

### 2.1.1. 集成材のパネルシアアに対するモデル化

接合部における集成材が一様なせん断変形のみ生じるという仮定を用いる。このとき、Fig. 2.1 に示すように接合部における集成材について、「せん断剛性  $G_w$  を持つパネルが嵌った4隅がピン接合された剛な軸で構成される枠」として捉えたモデルを考えることになる。

モデル化した接合部に対して外力として純曲げ  $M$  が作用したとき、集成材には接合機構の抵抗力によるモーメントが生じてつり合うが、この抵抗モーメントを材軸方向 ( $x$  方向)、材軸直交方向 ( $y$  方向) の枠位置に作用する軸方向力  $F_x$  と  $F_y$  にモデル化する。

このつり合いにある接合部において、冒頭の仮定から各方向に一様なパネルシアア  ${}_pQ_x$  と  ${}_pQ_y$  を受けてせん断変形する。枠とパネルを分けたとき、枠には内力によってこのせん断力と逆向きで等価な力が生じる。

枠のサイズを  $h \times l$  とすれば、このパネルシアアについてモーメントのつりあいより式を式 [2.1] 得る。また、枠について仮想仕事法より式 [2.2] が得られる。

$$0 = {}_pQ_x \cdot h - {}_pQ_y \cdot l \quad [2.1]$$

$$\begin{cases} 0 = M - F_x \cdot h - {}_pQ_x \cdot h \\ 0 = F_y \cdot l - {}_pQ_y \cdot l \end{cases} \quad [2.2]$$

ここで、

${}_pQ_x, {}_pQ_y$ :  $x, y$  方向パネルシアア

$h, l$ : パネルの高さおよび長さ

$F_x, F_y$ : 各方向の抵抗モーメントをモデル化した枠に作用する軸方向応力

$M$ : 外力モーメント

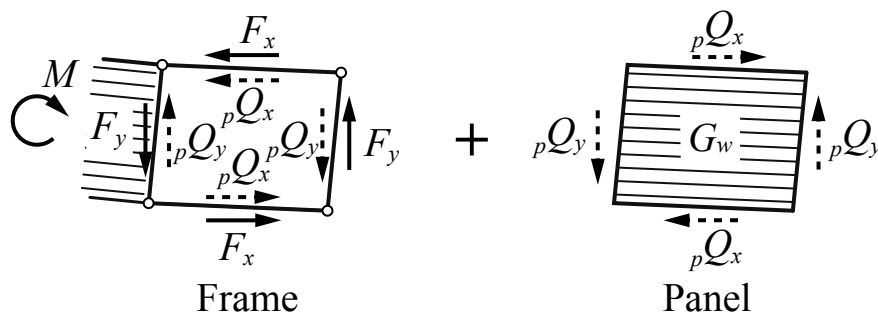


Fig. 2.1. Mechanical model of glulam shear deformation



ところで、モデル化した軸方向力  $F_x$  と  $F_y$  は、各方向の接合機構の抵抗力によるモーメントの集積を枠位置に生じる軸力として等価にしたものであるから一般に式 [2.3] で表現される。

$$\begin{cases} F_x = \frac{\sum -(y_j - y_0) p_{xj}}{h} \\ F_y = \frac{\sum (x_i - x_0) p_{yi}}{l} \end{cases} \quad [2.3]$$

ここで、

$p_{xi}, p_{yi}$ :  $x, y$  方向の各接合機構による抵抗力

$x_i, y_j$ : 各接合機構の座標位置

$x_0, y_0$ :  $x, y$  方向の各接合機構による抵抗力の中立軸

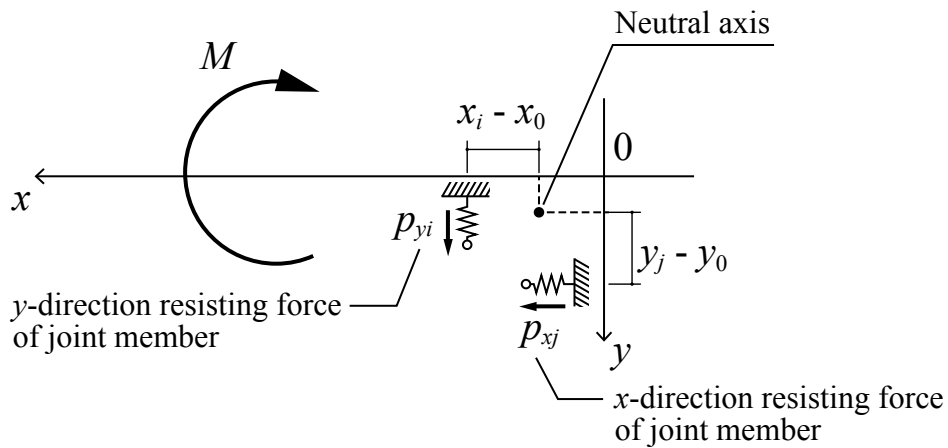


Fig. 2.2. Mechanical model of glulam shear deformation

式 [2.1]~[2.3] を用いて、整理すれば式 [2.4]、[2.5] を得る。式 [2.4] を見れば、パネルシアアに起因するのは  $y$  方向の接合機構の抵抗力によるモーメントの集積であるとわかる。また、式 [2.5] は外力モーメントと各方向の接合機構の抵抗力によるモーメントのつり合い条件を示している。

$$\begin{cases} pQ_x = \frac{\sum (x_i - x_0) p_{yi}}{h} \\ pQ_y = \frac{\sum (x_i - x_0) p_{yi}}{l} \end{cases} \quad [2.4]$$

$$M = \sum -(y_j - y_0) p_{xj} + \sum (x_i - x_0) p_{yi} \quad [2.5]$$

ところで、接合部における集成材が剛体であれば、各方向に生じる回転角は同じである。しかし、ここでは一様なせん断変形を生じているため、各方向の回転角はせん断変形角分だけ異なり、式 [2.6] の関係にある。また、このせん断変形角は式 [2.4] を用いれば式 [2.7] となる。

$$\gamma = \theta_x - \theta_y \quad [2.6]$$

$$\gamma = \frac{\sum (x_i - x_0) p_{yi}}{G_w b h l} \quad [2.7]$$

ここで、

$\gamma$ : パネルのせん断変形角

尚、中立軸位置は各方向の力のつりあい条件より定まるから、その条件は式 [2.8] となる。各方向の接合機構の抵抗力は、中立軸位置  $x_0$ 、 $y_0$  と回転角  $\theta_x$ 、 $\theta_y$  によって表現できる。

$$\begin{cases} 0 = \sum p_{xj} \\ 0 = \sum p_{yi} \end{cases} \quad [2.8]$$

式 [2.5]~[2.8] を用いれば、 $x$  方向回転角  $\theta_x$  を与えることで、モーメント  $M$ 、中立軸  $x_0$ 、 $y_0$ 、回転角  $\theta_y$  を算出することができる。

## 2.1.2. 鋼板添板ビス接合の場合

### (1) 仮定条件

上記した解析モデルを鋼板ガセット板型ビス接合に適用する。その場合に、以下の条件を仮定する。

- [1] 鋼板は剛体として扱う。
- [2] 集成材は材軸面及び断面は平面保持されたせん断変形のみ生じると仮定する。
- [3] ビスのせん断力 - すべり関係は、Fig. 2.3 のように stage[I]-[IV] を有するトリリニア型とし、応力方向に関する異方性は無視する。
- [4] 集成材 - 鋼板間に生じたずれ ( $\theta_x$  と  $\theta_y$ ) を、Fig. 2.4 に示すように材軸平行方向 ( $X$ モード) と材軸直交方向 ( $Y$ モード) に分解できるものとする。

[3]については、ドリフトピンを用いた接合に対して強度異方性を考慮した推定式も示されている<sup>(1)</sup>が、ビスの場合は釘と同様胴部径が小さいためその影響がばらつきに含まれる程度であると考え、簡易化のため無視した。[4]については、矩形配置の場合にこの解析方法の方が接合部挙動に一致するという知見<sup>(2)(3)(4)</sup>があり、同様の仮定に基づいた面材壁の弾塑性予測式<sup>(5)</sup>も示されている。

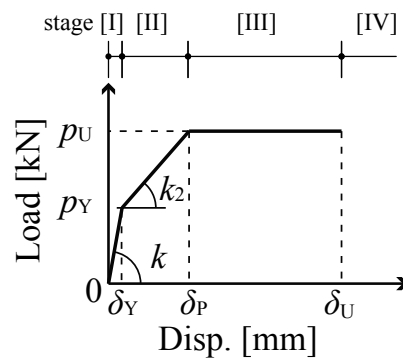


Fig. 2.3. Load - slip relationship of screwed single shear joint with steel side plate

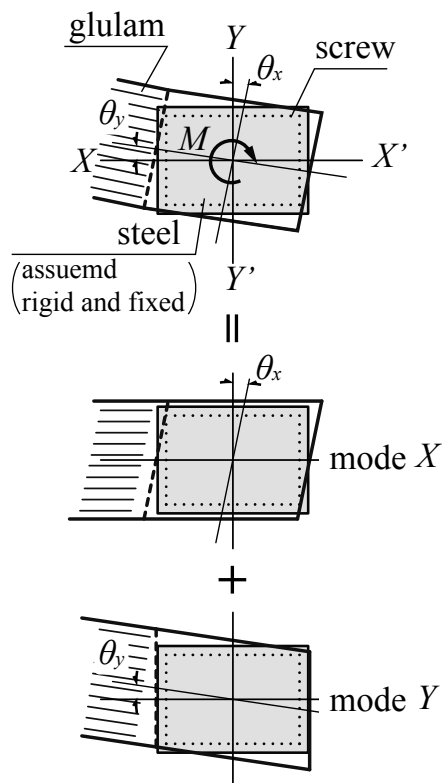


Fig. 2.4. Deformation mode of glulam - steel slip

(2) 単位ビス接合の負担応力

Fig. 2.5 のように、 $i$  ( $i=1-n$ ) 番ビス接合位置  $(x_i, y_i)$  に生じる相対変位  $\delta_i$  は各方向について中立軸  $(x_0, y_0)$  からの距離に比例し、その抵抗力  $p_i$  はその相対変位  $\delta_i$  に応じて式 [2.9] で表現される。

$$p_i = \begin{pmatrix} p_{xi} \\ p_{yi} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{(y_i - y_0)\theta_x}{\delta_i} \cdot |p_i| \\ \frac{(x_i - x_0)\theta_y}{\delta_i} \cdot |p_i| \end{pmatrix} \quad [2.9]$$

ここで、

$$|p_i| = \begin{cases} \text{stage[I]} : 0 \leq \delta_i < \delta_Y & k \cdot \delta_i \\ \text{stage[II]} : \delta_Y \leq \delta_i < \delta_P & p_Y + k_2 \cdot (\delta_i - \delta_Y) \\ \text{stage[III]} : \delta_P \leq \delta_i < \delta_U & p_U \\ \text{stage[IV]} : \delta_U \leq \delta_i & 0 \end{cases}$$

$$\delta_i = \sqrt{(x_i - x_0)^2 \theta_y^2 + (y_i - y_0)^2 \theta_x^2}$$

上式を式 [2.5]~[2.8] に代入すれば式を得る。

$$\begin{cases} M = \sum_{i=1}^n -(y_i - y_0) p_{xi} + \sum_{i=1}^n (x_i - x_0) p_{yi} \\ \gamma = \theta_x - \theta_y \\ \gamma = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_0) p_{yi}}{G_w b h l} \\ 0 = \sum_{i=1}^n p_{xi} \\ 0 = \sum_{i=1}^n p_{yi} \end{cases} \quad [2.10]$$

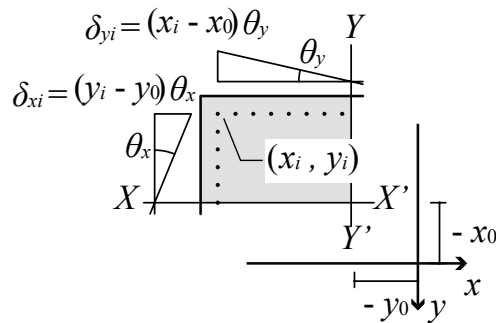


Fig. 2.5. Load - slip relationship of screwed single shear joint with steel side plate

軸方向力作用位置は、 $Y$ 方向については伝達に支配的な外周のビス列、 $X$ 方向は断面の平面保持の仮定から集成材縁と考える。つまり、応力作用位置間距離は $X$ 方向で集成材せい $h_w$ 、 $Y$ 方向で最外ビス列間距離 $l$ となる。

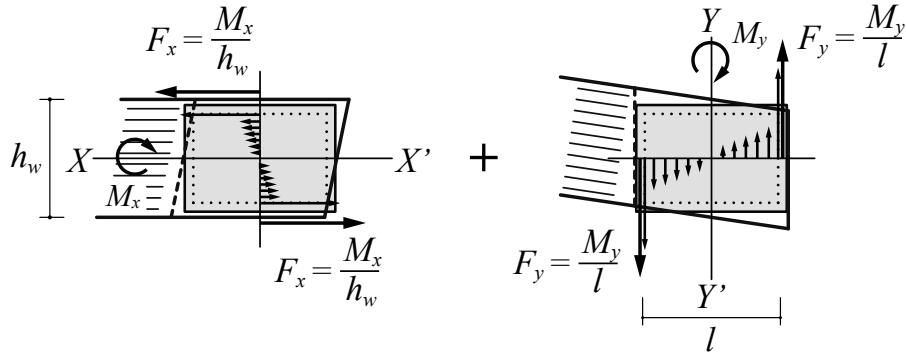


Fig. 2.6. Definition of position where concentrated stress acts

### (3) 初期剛性及び比例限耐力の定式化

初期剛性 $K$ は、弾性域が全てのビスが stage[I]にある状態とし、式 [2.11] で表現される。

$$K = k \cdot \left( I_x + \frac{1}{1+c} \cdot I_y \right) \quad [2.11]$$

ここで、

$$I_x = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2, \quad I_y = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

$$\bar{x}_i = \sum_{i=1}^n x_i / n, \quad \bar{y}_i = \sum_{i=1}^n y_i / n$$

$$c = \frac{kI_y}{G_w \cdot bh_w l}$$

比例限耐力 $M_Y$ は、単位ビス接合部のいずれか1本目が降伏変位 $\delta_Y$ に達する時点の耐力 ${}_{\text{screw}}M_Y$ とパネルシアアによるせん断応力が集成材のせん断強度 $F_{ws}$ に達する時点の耐力 ${}_{\text{panel}}M_Y$ のうち小さい方として式 [2.12] で表現される。

$$M_Y = \min [{}_{\text{screw}}M_Y, {}_{\text{panel}}M_Y] \quad [2.12]$$

ここで、

$${}_{\text{screw}}M_Y = K \cdot \frac{\delta_Y}{\max [r_i]}$$

$${}_{\text{panel}}M_Y = \frac{(1+c)K}{kI_y} \cdot \frac{bh_w l}{\xi} \cdot F_{ws}$$

$$r_i = \sqrt{(x_i - \bar{x})^2 (1+c)^{-2} + (y_i - \bar{y})^2}$$

$\xi$ : せん断応力分布係数 (矩形断面の場合 3/2)

#### (4) 弾性時の特性値に対するパネルシアアの影響

ビスピッチが等間隔である矩形配置の場合について、初期剛性  $K$  及び比例限耐力  $M_Y$  と接合部領域の長さの指標となる細長比  $l/h_w$  との関係をプロットすれば Fig. 2.7 のようになる。尚、ここでいう細長比とは接合部が長くなる場合の影響をみるために無次元化した指標にすぎない。これをみると、初期剛性は細長比が大きい程増加するが、集成材のせん断変形を考慮する場合の増加率は剛体仮定する場合に対して小さい。これは、細長比が大きくなると  $Y$  方向成分の応力による伝達が相対的に大きくなりせん断変形の影響が強くなるためである。この影響は細長比が 1 程度であれば小さいが 2 程度になると顕著になってくる。比例限耐力のビス接合のものも細長比が大きい程増加するが、初期剛性と異なり集成材のせん断変形を考慮する場合と剛体仮定する場合とにほとんど差はない。これは、剛性が低下する一方で、せん断変形によって  $Y$  方向変位が小さくなるに応じて降伏変位に到達する回転角が大きくなるためである。また、パネルシアアによる比例限耐力は細長比が 0 付近において一旦減少した後増加する傾向を示した。これは 0 に近い程、パネルシアア耐力に比例するパネル体積減少の影響よりもパネルシアアに起因する  $Y$  方向応力による伝達分のモーメント減少の影響の方が大きくなるためである。

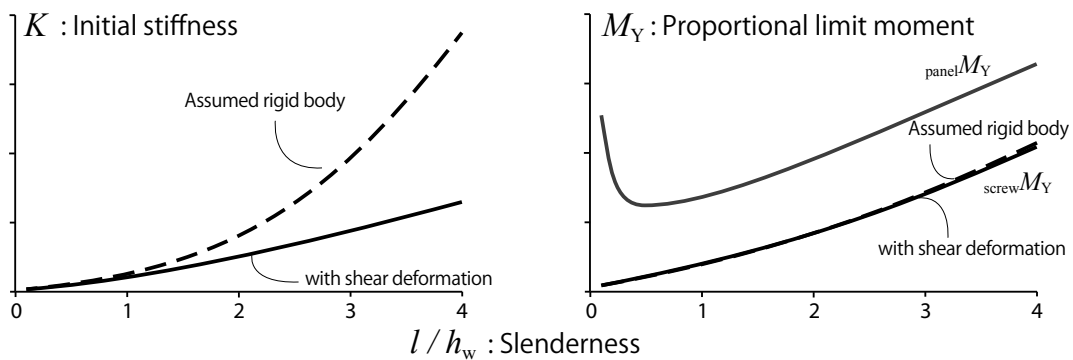


Fig. 2.7. Relationship between initial stiffness( $K$ ) and slenderness ( $l/h_w$ ) (Left) and between proportional limit moment ( $M_Y$ ) and slenderness( $l/h_w$ ) (Right)

#### (5) 非線形領域の厳密解

任意の  $X$  方向回転角  $\theta_x$  について、式 [2.10] を満たす中立軸位置  $(x_0, y_0)$ 、 $Y$  方向回転角  $\theta_y$ 、外力モーメント  $M$  を収束計算により求めることができる。

#### (6) 非線形領域の簡易解

接合部のモーメント回転角関係を算出するにあたって収束計算するのは実用的ではない。以下では、モーメント回転角関係を定義づける力学的特性値を簡易的に求める一つの推定式を示す。小野ら<sup>(6)</sup>もドリフトピンを用いた合せ梁型モーメント抵抗接合部に対して終局まで定式化を試みているが、単位接合の変位によって場合分けを必要とするため、回転角増分解析を行っていることと同じことと考えられる。以下では、そのような場合分けを省略した簡易解を提案する。

いま、パネルシアアのクライテリアをひとまず無視すれば、収束計算して求まる接合部のモーメント回転角関係は単位ビス接合のせん断特性が大きく反映するためトリリニア型となる。Fig. 2.8 に模式図を示す。比例限耐力  ${}_{\text{screw}}M_Y$  に到達以降、耐力増加を伴いながら全てのビスが降伏して2次剛性領域に移行する。既往の研究<sup>(2)(3)(4)</sup>において示されているように、接合部の見かけ上の降伏点の仮想降伏耐力  ${}_{\text{screw}}M_V$  は、比例限耐力  ${}_{\text{screw}}M_Y$  と全てのビスが降伏する点の間にある。単位ビス接合の stage[II] における耐力の上昇を無視し全ビスが降伏耐力  $p_V$  を負担している状態を仮定すれば仮想降伏耐力  ${}_{\text{screw}}M_V$  を推定できると考えられ、式 [2.13] によって表現できる。尚、中立軸の移動は無視できるものとする。これは対称配置あるいはそれに近い配置の場合に適用できる条件である。以降、この条件を前提とする。

$${}_{\text{screw}}M_V = \sum_{i=1}^n \frac{r'_i{}^2}{r_i} \cdot p_V \quad [2.13]$$

ここで、

$$r'_i = \sqrt{(x_i - \bar{x}_i)^2 (1+c)^{-1} + (y_i - \bar{y}_i)^2}$$

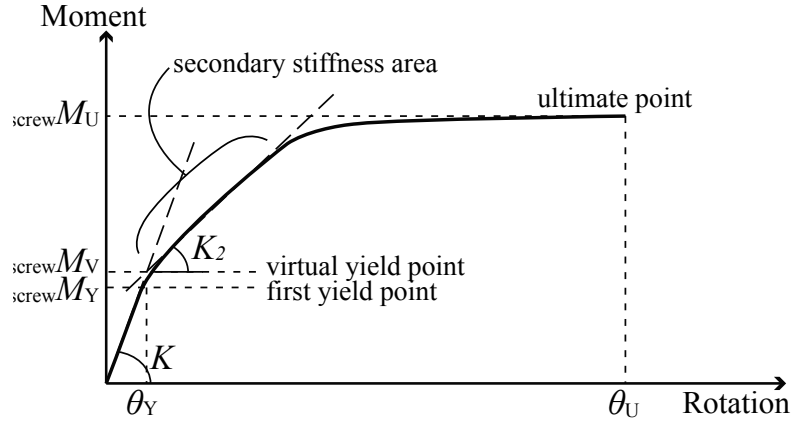


Fig. 2.8. Modeling of moment-rotation relationship between glulam-steel

2次剛性  $K_2$  は、全単位ビス接合が stage[II] に到達した時のモーメント増分に等しいから式 [2.14] で表現される。

$$K_2 = k_2 \left( I_x + \frac{1}{1+c_2} \cdot I_y \right) \quad [2.14]$$

ここで、

$$c_2 = \frac{k_2 I_y}{\kappa G_w b h_w l}$$

終局耐力  ${}_{screw}M_U$  は、仮想降伏耐力  ${}_{screw}M_V$  から全接合具が残りの耐力 ( $p_U - p_Y$ ) を消費した場合の耐力を考え、式 [2.15] で表現される。

$${}_{screw}M_U = {}_{screw}M_V + \sum_{i=1}^n \frac{r'_{2i}{}^2}{r_{2i}} \cdot (p_U - p_Y) \quad [2.15]$$

ここで、

$$r_{2i} = \sqrt{(x_i - \bar{x}_i)^2 (1+c_2)^{-2} + (y_i - \bar{y}_i)^2}$$

$$r'_{2i} = \sqrt{(x_i - \bar{x}_i)^2 (1+c_2)^{-1} + (y_i - \bar{y}_i)^2}$$

接合部の終局回転角  $\theta_U$  は単位ビス接合部のいずれか1本目が終局変位  $\delta_U$  に達する時点の回転角とする。回転角が十分大きければ各方向回転角  $\theta_x$  と  $\theta_y$  はほぼ等しいとみなせ、式 [2.16] で表現される。

$$\theta_U = \frac{\delta_U}{\max[r_{3i}]} \quad [2.16]$$

ここで、

$$r_{3i} = \sqrt{(x_i - \bar{x}_i)^2 + (y_i - \bar{y}_i)^2}$$



一方、パネルシア一耐力  ${}_{\text{panel}}M_Y$  に関して、比例限耐力  $M_Y$  がビス接合耐力  ${}_{\text{screw}}M_Y$  によって決まる場合、想定される到達点は3パターンあり、(i) 比例限耐力  ${}_{\text{screw}}M_Y$  - 仮想降伏耐力  ${}_{\text{screw}}M_V$  間の1次剛性領域、(ii) 仮想降伏耐力  ${}_{\text{screw}}M_V$  - 終局耐力  ${}_{\text{screw}}M_U$  間の2次剛性領域、(iii) 無し、である。

(i) の場合、Y方向応力による伝達分のモーメント  $M_y$  の割合が  ${}_{\text{screw}}M_V$  時と等しいと仮定して、式 [2.17] によって表現される。

$${}_{\text{panel}}M_Y = \frac{{}_{\text{screw}}M_V}{{}_{\text{screw}}M_{V_y}} \cdot \frac{bhwl}{\xi} \cdot F_{ws} \quad [2.17]$$

ここで、

$${}_{\text{screw}}M_{V_y} = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{(1+c)r_i} \cdot p_Y$$

(ii) の場合、式 [2.18] によって表現される。

$${}_{\text{panel}}M_Y = {}_{\text{screw}}M_V + \frac{(1+c_2)K_2}{k_2I_y} \left( \frac{bhwl}{\xi} \cdot F_{ws} - {}_{\text{screw}}M_{V_y} \right) \quad [2.18]$$

(7) 簡易解と厳密解の適合性

略算解 (approximation) の適合性の検証を目的として、本工法の接合部における集成材 - 鋼板間ビス接合の仕様に対して数値解析を行い、収束計算による厳密解 (precision) と、2次剛性  $K_2$ 、仮想降伏耐力  ${}_{\text{screw}}M_V$ 、終局耐力  ${}_{\text{screw}}M_U$ 、終局回転角  $\theta_U$  について比較した。解析変数を Table. 2.1~Table. 2.3 に纏めた。Table. 2.1 に示す柱梁断面の組合せは接合部長さに応じた中間部に存在するビスによる耐力増分の影響、Table. 2.2 に示すビスピッチの粗密は集成材のせん断変形の影響を見るために設定した。尚、各断面の組み合わせに対応するビス接合仕様の規則は次節の接合部実験の試験体と同様であるためここでは割愛する (Fig. 3.4, 3.5, Table. 3.5 参照)。また、Table. 2.3 に示す集成材 - 鋼板間単位ビス接合部の1面せん断性能は、次節の接合部実験に対する要素試験の実験値である。紙面の都合上、Fig. 2.9 にその荷重変形特性を示すに止める。

Table. 2.1. Material characteristics and size parameter of joint

$b h_w - c h_w$	shape	$G_w$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$F_{ws}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$b_w$ [mm]	beam		column										
					$b h_{scr}$ [mm]	$b l_{scr}$ [mm]	$c h_{scr}$ [mm]	$c l_{scr}$ [mm]									
290-290	L	0.633	3.6	89	200	200	200	200									
	T																
	+																
450-450	L				0.633	3.6	89	360	360	360	360						
	T																
	+																
450-290	L							0.633	3.6	89	360	360	200	360			
	T													200			
	+																
530-290	L										0.633	3.6	89	440	440	200	440
	T																200
	+																
690-690	L	0.633	3.6	89										600	600	600	600
	T																
	+																
690-530	L				0.633	3.6	89							600	600	440	600
	T																440
	+																
850-850	L							0.633	3.6	89				760	760	760	760
	T																
	+																
850-450	L										0.633	3.6	89	760	760	360	760
	T																360
	+																

Table. 2.2. Parameter of screw space

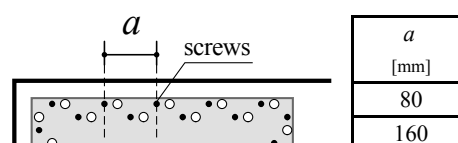




Fig. 2.11 に各特性値について略算解と厳密解を比較した。いずれの特性値に関しても、接合長さやせん断変形は計算精度にほとんど影響を与えず、略算解と厳密解は強い相関と良好な適合性を示した。このことから、略算解によって比較的容易にモーメント回転角関係を推定可能であると言え、その有用性が確認された。

但し、略算解は、中立軸の移動が無視できることが前提条件であり、ビス配置が著しく非対称である場合や軸力またはせん断力を同時に負担する場合については適用性に疑問が残る。また、ビスの復元力特性の形状についても同様である。こういった適用範囲については今後整理していく必要がある。

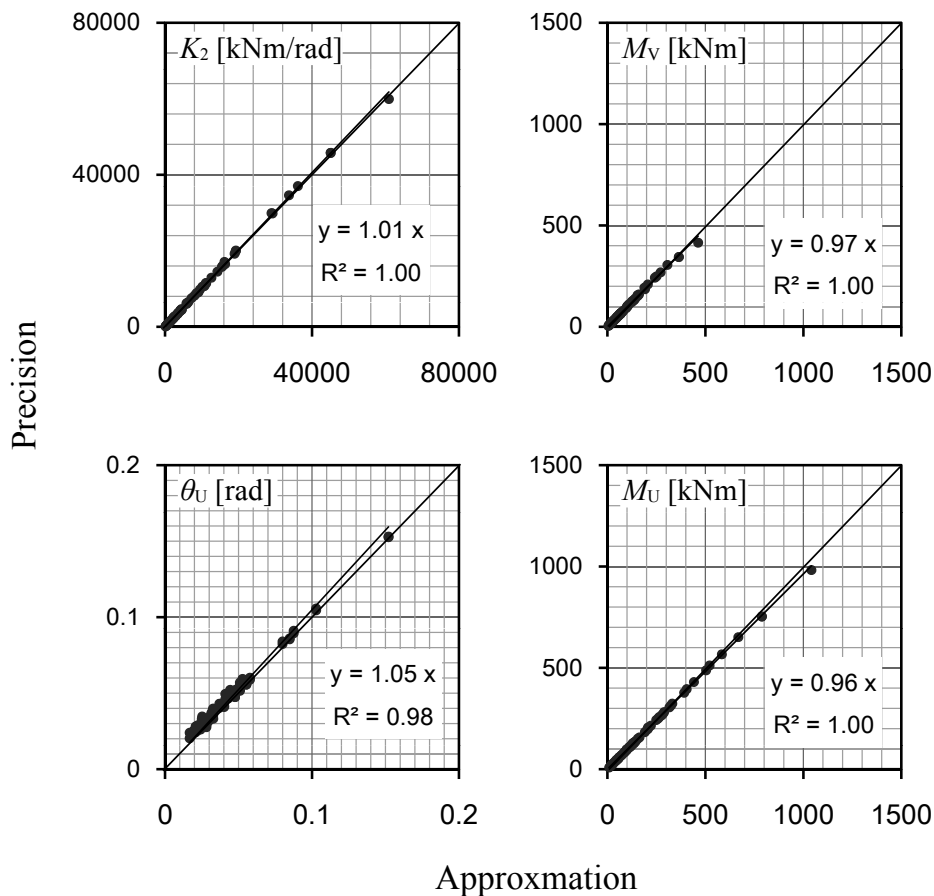


Fig. 2.11. Comparison of approximation values and precision values

## 2.2. 曲げ・せん断変形を考慮する接合部の解析モデル

接合部の挙動解析において、母材の変形を無視できない場合として、蒲池<sup>(7)</sup>によって接合領域の長い継手に対して、母材の曲げ変形を考慮した弾性床上の梁理論による解法が提案されている。以下に示す解法も基本的にはこれと同様の考えに基づくものであるが、既報において無視している材軸直交方向応力によるモーメント伝達とせん断変形を考慮しているという点で異なるものである。後に詳述するが、材間の接合剛性を一様な連続関数として扱えるものでなければならぬため、接合仕様はある程度限定されたものになる。想定されるものとしては、既報でも扱っていた材軸方向に等間隔に接合具を配置するものとなる。また、以下で扱うのは、部材剛性が同じ2材を接合する2材合せ接合であるが、部材剛性が異なる場合にも適用は可能である。例えば、前項で扱った鋼板ガセット板ビス接合に関しても、集成材の曲げ変形のみならず、鋼板の曲げ・せん断変形も定量的に評価可能である。したがって、この解析モデルによれば接合部において考慮する必要がある変形要素を整理することができると思われる。あるいは、設計上の仕様について、前項で示した力学モデルの適用範囲や鋼板の剛体仮定の成立範囲等を規定することができるものと考えられる。但し、ここではそういった考察はせず、以下では部材剛性が同じ2材を接合する場合について定式化を行うこととする。

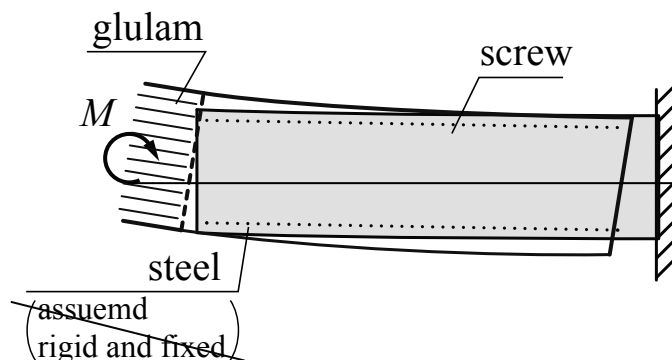


Fig. 2.12. Long screwed joint with steel side plate

### 2.2.1. 2材合せ接合

部材剛性が同じ2材を合せる2材合せ接合について解析モデルを提案する。  
以下の条件を仮定する。

- [1] Fig. 2.13 に示すように、2材（以降 A、B で区別する）間の接合仕様は、接合具を中立軸に対して対称且つ材軸方向に等間隔に配置することによって合せるものを想定する。
- [2] 中間部に分布荷重が作用する場合、2材が等しく等分布荷重として負担するようにモデル化できる場合を想定する。

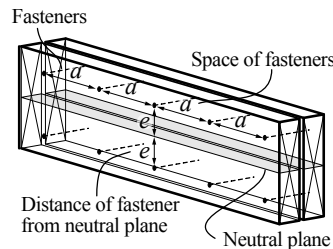


Fig. 2.13. Coupling joint of intermediate of beam

荷重条件や境界条件の非対称性によって材間に生じる変位差に応じてせん断力の伝達が行われる。微小変形を仮定すれば、このせん断力は Fig. 2.14 に示すように材軸の鉛直変位差に応じた断面方向 (Cross-sectional direction) 成分と断面の回転角差に応じた材軸方向 (Axial direction) 成分に分けることができ、断面方向成分はせん断力を、材軸方向成分は曲げモーメントを変化させる。

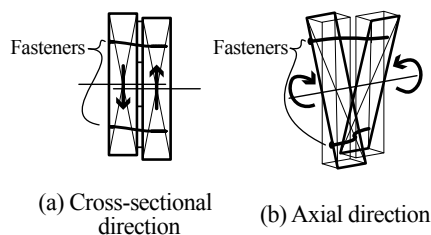


Fig. 2.14. Transfer mechanism of shear force of coupling joint in frame

一箇所当たりの接合剛性は、断面方向成分はすべり剛性  $K_{slip}$ 、材軸方向成分は回転剛性  $K_{rot}$  として、Fig. 2.15 に示すように単位接合の繊維平行方向および繊維直交方向のすべり剛性  $k_0$ 、 $k_{90}$ 、並列する接合具本数  $n$ 、中立軸からの距離  $a_i$  ( $i$ : 接合具番号 1~ $n$ ) を用いて表せる。これより、式 [2.19] を得る。

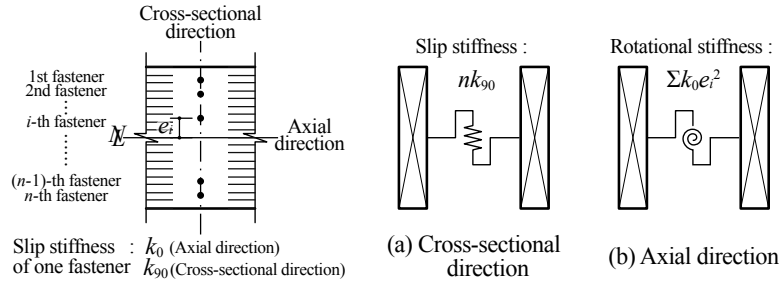


Fig. 2.15. Transfer mechanism of shear force of coupling joint in frame

$$\begin{cases} K_{\text{slip}} = \sum_{i=1}^n i \cdot k_{90} \\ K_{\text{rot.}} = \sum_{i=1}^n e_i^2 \cdot k_0 \end{cases} \quad [2.19]$$

曲げ挙動の定式化にあたり、式に示すようにこの接合剛性を材軸方向の接合具間距離  $a$  で除して平均化し連続関数として扱える様に単純化する。断面方向成分を  $s$ 、材軸方向成分を  $t$  と置けば、式 [2.20] を得る。

$$\begin{cases} s = \frac{K_{\text{slip}}}{a} \\ t = \frac{K_{\text{rot.}}}{a} \end{cases} \quad [2.20]$$

以上より、微小区間  $[x, x+dx]$  において Fig. 2.16 に示す釣り合いにある 2 枚の梁を考えることとなる。力のつり合い条件より、部材 A、B のせん断力の変化、モーメントの変化は式 [2.21] で表される。

$$\begin{cases} \frac{dQ_A}{dx} = -s(y_B - y_A) - \frac{P}{2} \\ \frac{dQ_B}{dx} = s(y_B - y_A) - \frac{P}{2} \\ \frac{dM_A}{dx} = Q_A - i(\lambda_B - \lambda_A) \\ \frac{dM_B}{dx} = Q_B + i(\lambda_B - \lambda_A) \end{cases} \quad [2.21]$$

Timoshenko 梁理論に基づき、式 [2.22] を得る。

$$\begin{cases} \frac{d\lambda_A}{dx} = \frac{M_A}{EI_w} \\ \frac{d\lambda_B}{dx} = \frac{M_B}{EI_w} \end{cases} \quad [2.22]$$

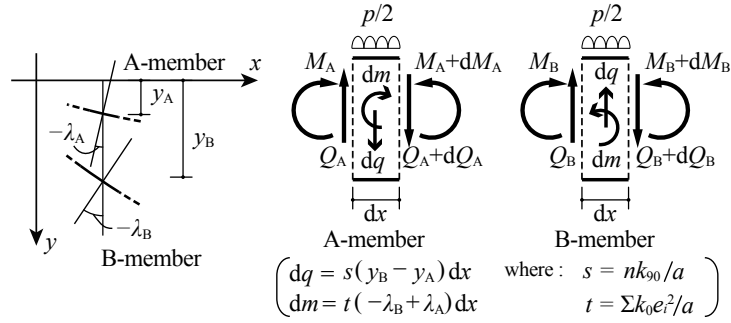


Fig. 2.16. Definition of geometric parameters and balance of forces for coupled frame model

ここで、

$$\begin{cases} \lambda_A = -\frac{dy_A}{dx} + \gamma_A \\ \lambda_B = -\frac{dy_B}{dx} + \gamma_B \\ \gamma_A = \frac{Q_A}{\kappa GA_w} \\ \gamma_B = \frac{Q_B}{\kappa GA_w} \end{cases}$$

以上を用いて整理すれば、部材 A、B の鉛直方向変位  $y_A$ 、 $y_B$  について式 [2.23] の微分方程式を得る。

$$\begin{cases} Y_1^{(4)} - u_1 Y_1^{(2)} + u_2 Y_1 = 0 \\ Y_2^{(4)} = \frac{P}{EI_w} \end{cases} \quad [2.23]$$

ここで、

$$\begin{aligned} Y_1 &\equiv y_B - y_A, \quad Y_2 \equiv y_B + y_A \\ u_1 &\equiv \frac{2s}{\kappa GA_w} + \frac{2t}{EI_w}, \quad u_2 \equiv \frac{2s}{EI_w} \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right) \end{aligned}$$

式 [2.23] の上式の微分方程式に対する特性方程式の解は  $u_1$ 、 $u_2$  の取り得る値によって、(i) 4 実数解、(ii) 4 虚数解、(iii) 2 組の 2 重解の 4 実数解の 3 パターンに分類される。但し、本研究で取り扱う材料や接合においては (ii) のパターンのみである。そのため、以下ではこのパターンのみ限定して議論することとする。尚、(i)、(iii) となるのは、定性的に言えば部材の弾性係数に対して接合剛性が相対的に高い場合である。(ii) のパターンの一般解として式 [2.24] を得る。 $C_{i_i}$  ( $i=0\sim 4$ ) は未定係数であり、部材 A、B の境界条件を与えて決定されるものである。



$$Y_1 = \begin{pmatrix} C_{10} \\ C_{11} \\ C_{12} \\ C_{13} \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} \cosh(\alpha x) \cos(\beta x) \\ \cosh(\alpha x) \sin(\beta x) \\ \sinh(\alpha x) \cos(\beta x) \\ \sinh(\alpha x) \sin(\beta x) \end{pmatrix} \quad [2.24]$$

ここで、

$$\alpha = \sqrt{\frac{u_1}{4} + \frac{\sqrt{u_2}}{2}}, \quad \beta = \sqrt{-\frac{u_1}{4} + \frac{\sqrt{u_2}}{2}}$$

式 [2.25] に、各部材の変位、断面回転角、モーメント、せん断力の既述に必要な 3 回まで微分した形を示しておく。

$$\begin{pmatrix} Y_1 \\ Y_1^{(1)} \\ Y_1^{(2)} \\ Y_1^{(3)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} (F^0 C_1)^t X \\ (F^1 C_1)^t X \\ (F^2 C_1)^t X \\ (F^3 C_1)^t X \end{pmatrix} \quad [2.25]$$

ここで、

$$F = \begin{pmatrix} 0 & \beta & \alpha & 0 \\ -\beta & 0 & 0 & \alpha \\ \alpha & 0 & 0 & \beta \\ 0 & \alpha & -\beta & 0 \end{pmatrix}$$

$$F^2 = \begin{pmatrix} u_3 & 0 & 0 & u_4 \\ 0 & u_3 & -u_4 & 0 \\ 0 & u_4 & u_3 & 0 \\ -u_4 & 0 & 0 & u_3 \end{pmatrix}$$

$$F^3 = \begin{pmatrix} 0 & u_5 & u_6 & 0 \\ -u_5 & 0 & 0 & u_6 \\ u_6 & 0 & 0 & u_5 \\ 0 & u_6 & -u_5 & 0 \end{pmatrix}$$

$$C_1 = \begin{pmatrix} C_{10} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{11} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_{12} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{13} \end{pmatrix}$$

$$X = \begin{pmatrix} \cosh(\alpha x) \cos(\beta x) \\ \cosh(\alpha x) \sin(\beta x) \\ \sinh(\alpha x) \cos(\beta x) \\ \sinh(\alpha x) \sin(\beta x) \end{pmatrix}$$

$$u_3 \equiv \alpha^2 - \beta^2, \quad u_4 \equiv 2\alpha\beta, \quad u_5 \equiv (3\alpha^2 - \beta^2)\beta, \quad u_6 \equiv (\alpha^2 - 3\beta^2)\alpha$$

式 [2.23] の下式の微分方程式は、等分布荷重を受ける梁の微分方程式を示している。一般解として、各部材の変位、断面回転角、モーメント、せん断力の既述に必要な 3 回まで微分した形を式 [2.26] に示しておく。 $C_{1i}$  同様、 $C_{2i}$  ( $i=0\sim 4$ ) は未定係数であり、部材 A、B の境界条件を与えて決定されるものである。

$$\begin{pmatrix} Y_2 \\ Y_2^{(1)} \\ Y_2^{(2)} \\ Y_2^{(3)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p/24EI_w \cdot x^4 + C_{23}x^3 + C_{22}x^2 + C_{21}x + C_{20} \\ p/6EI_w \cdot x^3 + 3C_{23}x^2 + 2C_{22}x + C_{21} \\ p/2EI_w \cdot x^2 + 6C_{23}x + 2C_{22} \\ p/EI_w \cdot x + 6C_{23} \end{pmatrix} \quad [2.26]$$

式 [2.25]、[2.26] を用いて、各部材の鉛直変位  $y$ 、曲げモーメント  $M$ 、せん断力  $Q$ 、断面の回転角  $\lambda$  を表せば式 [2.27] を得る。

$$\begin{pmatrix} y_A = \frac{1}{2}(-Y_1 + Y_2) \\ y_B = \frac{1}{2}(Y_1 + Y_2) \\ M_A = \frac{1}{2}EI_w(Y_1^{(2)} - Y_2^{(2)}) - s \frac{EI_w}{\kappa GA_w} Y_1 \\ M_B = \frac{1}{2}EI_w(-Y_1^{(2)} - Y_2^{(2)}) + s \frac{EI_w}{\kappa GA_w} Y_1 \\ Q_A = \frac{1}{2}EI_w \left( \frac{1}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(3)} - Y_2^{(3)} - 2 \frac{\frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w}}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(1)} \right) \\ Q_B = \frac{1}{2}EI_w \left( -\frac{1}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(3)} - Y_2^{(3)} + 2 \frac{\frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w}}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(1)} \right) \\ \lambda_A = -\frac{1}{2}(-Y_1^{(1)} + Y_2^{(1)}) \\ \quad + \frac{1}{2} \frac{EI_w}{\kappa GA_w} \left( \frac{1}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(3)} - Y_2^{(3)} - 2 \frac{\frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w}}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(1)} \right) \\ \lambda_B = -\frac{1}{2}(Y_1^{(1)} + Y_2^{(1)}) \\ \quad + \frac{1}{2} \frac{EI_w}{\kappa GA_w} \left( -\frac{1}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(3)} - Y_2^{(3)} + 2 \frac{\frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w}}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} Y_1^{(1)} \right) \end{pmatrix} \quad [2.27]$$

### 2.2.2. 2材合せ接合を用いた部材の曲げ挙動の定式化

以下では、2材合せ接合を用いた部材について曲げ挙動を定式化する。

#### (1) 2材合せ部材について

対象とするのは両端に固定度の異なる部材が2枚合せった仕様で、ラーメンフレームの柱梁部材として、水平力負担時のモーメント分布を想定している。尚、長期負担時は別途扱うとして等分布荷重  $p=0$  とする。

#### (2) 境界条件

一般に、水平力を受けたラーメンフレームの柱梁部材は、Fig. 2.17 に示すように両端の接合部のモーメント抵抗によりモーメントが0となる反曲点が材中間部に存在する。2材合せ集成材の場合、反曲点は2材のモーメントの和が0となる点であるが、必ずしも2材ともに0となる点ではない。厳密には、各部材の両端の固定度と、接合部における2材の剛比によって、各々に曲げモーメントが0となる位置を持つ。但し、ほぼ対称な接合部を両端にあると想定すれば、2材の曲げモーメントが0となる位置は反曲点近傍に存在し、且つ曲げモーメントの値は小さい。また、接合部配置の対称性から反曲点近傍での2材の変位はほぼ等しいと考えられる上、2材合せ接合によって変位を一致させるように応力伝達が行われる。以上より、境界条件を以下のように設定してもフレーム挙動への誤差は小さいと考えられる。

[1] 2材の反曲点位置は一致する。

[2] 反曲点位置における2材の変位は一致する。

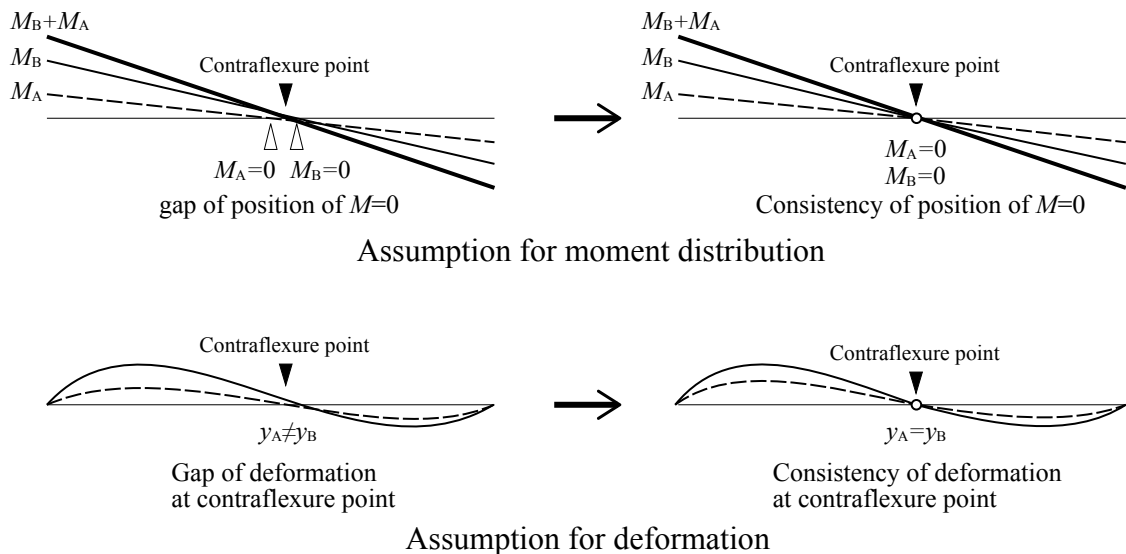


Fig. 2.17. Assumed boundary condition in mid span of coupled frame

次に、接合部まわりの境界条件に関し、Fig. 2.18 に示すような力と変形のつり合い条件を仮定する。まず、2 材合せ区間と接合部区間の境界部を  $x=0$ 、接合部の剛心位置を  $y=0$  とする座標を定義する。 $x=0$  における変形に関して、各部材の断面の回転角は接合部における  $x$  方向の回転角と一致する。また、各部材の鉛直方向変位は接合部における剛心を起点とした  $y$  方向の回転によって  $x=0$  位置に生じる鉛直変位と一致する。尚、接合部における部材のせん断変形によって各方向の回転角は異なる。接合部の負担するモーメントは剛心位置におけるものとし、各部材の  $x=0$  におけるモーメントとせん断力による剛心位置までのモーメントの増分の和に等しいものとする。以上より、接合部まわりの境界条件について式 [2.28] を得る。

$$\begin{cases}
 \lambda_A(0) = -\theta_{xA}(0) \\
 \lambda_B(0) = -\theta_{xB}(0) \\
 y_A(0) = -\theta_{yA}(0) \cdot l_A \\
 y_B(0) = -\theta_{yB}(0) \cdot l_B \\
 M_A = M_A(0) + Q_A(0) \cdot l_A \\
 M_B = M_B(0) + Q_B(0) \cdot l_A
 \end{cases} \quad [2.28]$$

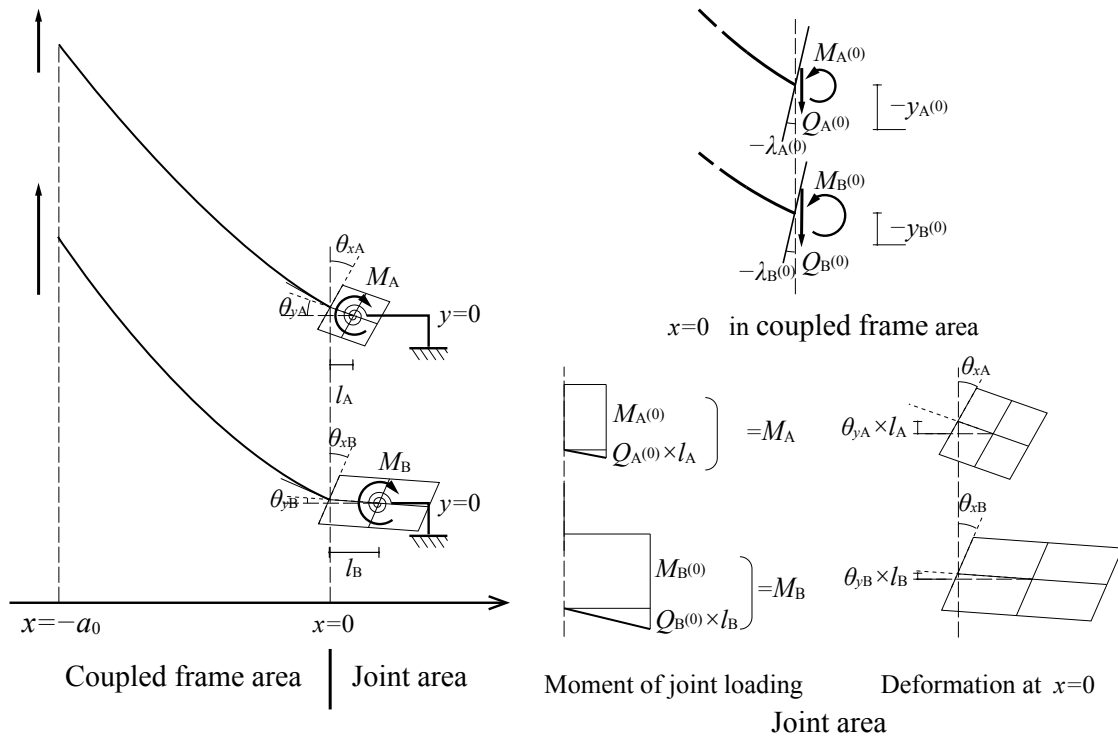


Fig. 2.18. Definition of geometric parameters and boundary conditions around joint

反曲点までの距離を  $a_0$ 、そこで負担するせん断力を  $P$  として、合せ部材における境界条件として整理しなおすと式 [2.29] となる。

$$\begin{cases}
 M_A(-a_0) = 0 \\
 M_B(-a_0) = 0 \\
 y_A(-a_0) = y_B(-a_0) \\
 Q_A(-a_0) + Q_B(-a_0) = P \\
 \lambda_A(0) = -\frac{M_A(0) + Q_A(0) \cdot l_A}{K_{xA}} \\
 \lambda_B(0) = -\frac{M_B(0) + Q_B(0) \cdot l_B}{K_{xB}} \\
 y_A(0) = -\frac{M_A(0) + Q_A(0) \cdot l_A}{K_{yA}} \cdot l_A \\
 y_B(0) = -\frac{M_B(0) + Q_B(0) \cdot l_B}{K_{yB}} \cdot l_B
 \end{cases} \quad [2.29]$$

冗長ではあるが、解の誘導過程を示しておく。

いま、式 [2.27] より曲げモーメント、せん断力の和について式 [2.30] を得る。

$$\begin{aligned}
 M_A + M_B &= -EI_w \cdot Y_2^{(2)} \\
 Q_A + Q_B &= -EI_w \cdot Y_2^{(3)}
 \end{aligned} \quad [2.30]$$

反曲点位置の境界条件より、式 [2.26] の未定係数  $C_{23}$ 、 $C_{22}$  が決定する。

$$\begin{aligned}
 C_{23} &= -\frac{1}{6EI_w} \cdot P \\
 C_{22} &= -\frac{a_0}{2EI_w} \cdot P
 \end{aligned} \quad [2.31]$$

これより式 [2.27] について曲げモーメント  $M$ 、せん断力  $Q$  について式 [2.32] を得る。

$$\begin{cases}
 M_A + M_B = P(x + a_0) \\
 Q_A + Q_B = P \\
 M_A = \frac{1}{2}P(x + a_0) - \frac{1}{2}EI_w \left( -Y_1^{(2)} + 2\frac{s}{\kappa GA_w} Y_1 \right) \\
 M_B = \frac{1}{2}P(x + a_0) + \frac{1}{2}EI_w \left( -Y_1^{(2)} + 2\frac{s}{\kappa GA_w} Y_1 \right) \\
 Q_A = \frac{1}{2}P - \frac{1}{2} \frac{EI_w}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} \left\{ -Y_1^{(3)} + 2 \left( \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right) Y_1^{(1)} \right\} \\
 Q_B = \frac{1}{2}P + \frac{1}{2} \frac{EI_w}{1 + \frac{2t}{\kappa GA_w}} \left\{ -Y_1^{(3)} + 2 \left( \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right) Y_1^{(1)} \right\}
 \end{cases} \quad [2.32]$$

次に、原点  $x=0$  における境界条件について鉛直変位  $y$ 、たわみ角  $y^{(1)}$  について整理すると式 [2.33] を得る。

$$\begin{cases} y_A^{(1)}(0) = \frac{1}{K_{xA}} M_A(0) + \left( \frac{1}{\kappa GA_w} + \frac{l_A}{K_{xA}} \right) Q_A(0) \\ y_B^{(1)}(0) = \frac{1}{K_{xB}} M_B(0) + \left( \frac{1}{\kappa GA_w} + \frac{l_B}{K_{xB}} \right) Q_B(0) \\ y_A(0) = -\frac{l_A}{K_{yA}} M_A(0) - \frac{l_A^2}{K_{yA}} Q_A(0) \\ y_B(0) = -\frac{l_B}{K_{yB}} M_B(0) - \frac{l_B^2}{K_{yB}} Q_B(0) \end{cases} \quad [2.33]$$

上式について、 $Y_1$ 、 $Y_2$  を用いて整理すれば式を得る。

$$\begin{cases} Y_1^{(1)}(0) = -\frac{1}{K_{xA}} M_A(0) + \frac{1}{K_{xB}} M_B(0) - \left( \frac{1}{\kappa GA_w} + \frac{l_A}{K_{xA}} \right) Q_A(0) + \left( \frac{1}{\kappa GA_w} + \frac{l_B}{K_{xB}} \right) Q_B(0) \\ Y_2^{(1)}(0) = \frac{1}{K_{xA}} M_A(0) + \frac{1}{K_{xB}} M_B(0) + \left( \frac{1}{\kappa GA_w} + \frac{l_A}{K_{xA}} \right) Q_A(0) + \left( \frac{1}{\kappa GA_w} + \frac{l_B}{K_{xB}} \right) Q_B(0) \\ Y_1(0) = \frac{l_A}{K_{yA}} M_A(0) - \frac{l_B}{K_{yB}} M_B(0) + \frac{l_A^2}{K_{yA}} Q_A(0) - \frac{l_B^2}{K_{yB}} Q_B(0) \\ Y_2(0) = -\frac{l_A}{K_{yA}} M_A(0) - \frac{l_B}{K_{yB}} M_B(0) - \frac{l_A^2}{K_{yA}} Q_A(0) - \frac{l_B^2}{K_{yB}} Q_B(0) \end{cases} \quad [2.34]$$

上式に対して式 [2.32] を用いて  $Y_1$ 、 $Y_2$  について整理すれば式 [2.35] を得る。

$$\begin{pmatrix} D_{10} & D_{20} & D_{30} & D_{40} \\ D_{11} & D_{21} & D_{31} & D_{41} \\ D_{12} & D_{22} & D_{32} & D_{42} \\ D_{13} & D_{23} & D_{33} & D_{43} \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} Y_1(0) \\ Y_1^{(1)}(0) \\ Y_1^{(2)}(0) \\ Y_1^{(3)}(0) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_3 \end{pmatrix} P + \begin{pmatrix} 0 \\ -Y_2^{(1)}(0) \\ 0 \\ Y_2(0) \end{pmatrix} \quad [2.35]$$

ここで、

$$D_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{l_A + a_0}{K_{xA}} - \frac{l_B + a_0}{K_{xB}} \right)$$

$$\begin{pmatrix} D_{10} \\ D_{11} \\ D_{12} \\ D_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \left( \frac{1}{K_{xA}} + \frac{1}{K_{xB}} \right) \frac{s}{\kappa GA_w} EI_w \\ \left( \frac{2}{\kappa GA_w} + \frac{l_A}{K_{xA}} + \frac{l_B}{K_{xB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} \left( \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right) EI_w - 1 \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{1}{K_{xA}} + \frac{1}{K_{xB}} \right) EI_w \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{2}{\kappa GA_w} + \frac{l_A}{K_{xA}} + \frac{l_B}{K_{xB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} EI_w \end{pmatrix}$$

$$D_2 = \frac{1}{2} \left( \frac{2}{\kappa GA_w} + \frac{l_A + a_0}{K_{xA}} + \frac{l_B + a_0}{K_{xB}} \right)$$

$$\begin{pmatrix} D_{20} \\ D_{21} \\ D_{22} \\ D_{23} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \left( \frac{1}{K_{xA}} - \frac{1}{K_{xB}} \right) \frac{s}{\kappa GA_w} EI_w \\ \left( \frac{l_A}{K_{xA}} - \frac{l_B}{K_{xB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} \left( \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right) EI_w \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{1}{K_{xA}} - \frac{1}{K_{xB}} \right) EI_w \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{l_A}{K_{xA}} - \frac{l_B}{K_{xB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} EI_w \end{pmatrix}$$

$$D_3 = \frac{1}{2} \left\{ \frac{l_A(l_A + a_0)}{K_{yA}} - \frac{l_B(+a_0)}{K_{yB}} \right\}$$

$$\begin{pmatrix} D_{30} \\ D_{31} \\ D_{32} \\ D_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \left( \frac{l_A}{K_{yA}} + \frac{l_B}{K_{yB}} \right) \frac{s}{\kappa GA_w} EI_w + 1 \\ \left( \frac{l_A^2}{K_{yA}} + \frac{l_B^2}{K_{yB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} \left( \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right) EI_w \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{l_A}{K_{yA}} + \frac{l_B}{K_{yB}} \right) EI_w \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{l_A^2}{K_{yA}} + \frac{l_B^2}{K_{yB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} EI_w \end{pmatrix}$$

$$D_4 = \frac{1}{2} \left\{ \frac{l_A(l_A + a_0)}{K_{yA}} + \frac{l_B(+a_0)}{K_{yB}} \right\}$$

$$\begin{pmatrix} D_{40} \\ D_{41} \\ D_{42} \\ D_{43} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \left( \frac{l_A}{K_{yA}} - \frac{l_B}{K_{yB}} \right) \frac{s}{\kappa GA_w} EI_w \\ \left( \frac{l_A^2}{K_{yA}} - \frac{l_B^2}{K_{yB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} \left( \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right) EI_w \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{l_A}{K_{yA}} - \frac{l_B}{K_{yB}} \right) EI_w \\ -\frac{1}{2} \left( \frac{l_A^2}{K_{yA}} - \frac{l_B^2}{K_{yB}} \right) \left( 1 + \frac{2t}{\kappa GA_w} \right)^{-1} EI_w \end{pmatrix}$$

式 [2.27] より鉛直変位、曲げモーメントの差について式 [2.36] を得る。

$$y_B - y_A = Y_1$$

$$M_B - M_A = -EI_w Y_1^{(2)} + 2s \frac{EI_w}{\kappa GA_w} Y_1 \quad [2.36]$$

反曲点位置の境界条件の上 3 式より、式 [2.37] を得る。

$$\begin{aligned}
& Y_1(-a_0) = 0 \\
& -EI_w Y_1^{(2)}(-a_0) + 2s \frac{EI_w}{\kappa GA_w} Y_1(-a_0) = 0 \\
& \Leftrightarrow \\
& Y_1(-a_0) = 0 \\
& Y_1^{(2)}(-a_0) = 0
\end{aligned} \tag{2.37}$$

上 2 式と式 [2.35] の 1 式、3 式を用いて未定係数  $C_{10} \sim C_{13}$  を決定する。式 [2.25] を用いて整理すれば式 [2.38] を得る。

$$\begin{aligned}
& \begin{pmatrix} D_{10} & D_{30} \\ D_{11} & D_{31} \\ D_{12} & D_{32} \\ D_{13} & D_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Y_1(0) \\ Y_1^{(1)}(0) \\ Y_1^{(2)}(0) \\ Y_1^{(3)}(0) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_1 \\ D_3 \end{pmatrix} \cdot P \quad \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 1 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Y_1(-a_0) \\ Y_1^{(1)}(-a_0) \\ Y_1^{(2)}(-a_0) \\ Y_1^{(3)}(-a_0) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \\
& \Leftrightarrow \\
& C_1' \{ D_{10} \cdot (F^0)' + D_{11} \cdot (F^1)' + D_{12} \cdot (F^2)' + D_{13} \cdot (F^3)' \} X(0) = D_1 \cdot P \\
& C_1' \{ D_{30} \cdot (F^0)' + D_{31} \cdot (F^1)' + D_{32} \cdot (F^2)' + D_{33} \cdot (F^3)' \} X(0) = D_3 \cdot P \\
& C_1' \{ 1 \cdot (F^0)' X(-a_0) \} = 0 \\
& C_1' \{ 1 \cdot (F^2)' X(-a_0) \} = 0 \\
& \Leftrightarrow \\
& \begin{pmatrix} D_{10} + D_{12} \cdot u_3 \\ D_{11} \cdot \beta + D_{13} \cdot u_5 \\ D_{11} \cdot \alpha + D_{13} \cdot u_6 \\ D_{12} \cdot u_4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_{10} \\ C_{11} \\ C_{12} \\ C_{13} \end{pmatrix} = D_1 \cdot P \\
& \begin{pmatrix} D_{30} + D_{32} \cdot u_3 \\ D_{31} \cdot \beta + D_{33} \cdot u_5 \\ D_{31} \cdot \alpha + D_{33} \cdot u_6 \\ D_{32} \cdot u_4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_{10} \\ C_{11} \\ C_{12} \\ C_{13} \end{pmatrix} = D_3 \cdot P \\
& \begin{pmatrix} \text{chc} \\ \text{chs} \\ \text{shc} \\ \text{shs} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_{10} \\ C_{11} \\ C_{12} \\ C_{13} \end{pmatrix} = 0 \\
& \left\{ (\alpha^2 - \beta^2) \begin{pmatrix} \text{chc} \\ \text{chs} \\ \text{shc} \\ \text{shs} \end{pmatrix} + 2\alpha\beta \begin{pmatrix} -\text{shs} \\ \text{shc} \\ -\text{chs} \\ \text{chc} \end{pmatrix} \right\} \begin{pmatrix} C_{10} \\ C_{11} \\ C_{12} \\ C_{13} \end{pmatrix} = 0
\end{aligned} \tag{2.38}$$



ここで、

$$\begin{aligned} \text{ch} &\rightarrow \cosh(-\alpha a_0) \\ \text{sh} &\rightarrow \sinh(-\alpha a_0) \\ \text{c} &\rightarrow \cos(-\beta a_0) \\ \text{s} &\rightarrow \sin(-\beta a_0) \end{aligned}$$

式 [2.38] を更に整理すれば式 [2.39] を得る。

$$\begin{pmatrix} D_{10} + D_{12} \cdot u_3 & D_{30} + D_{32} \cdot u_3 & \text{chc} & -\text{shs} \\ D_{11} \cdot \beta + D_{13} \cdot u_5 & D_{31} \cdot \beta + D_{33} \cdot u_5 & \text{chs} & \text{shc} \\ D_{11} \cdot \alpha + D_{13} \cdot u_6 & D_{31} \cdot \alpha + D_{33} \cdot u_6 & \text{shc} & -\text{chs} \\ D_{12} \cdot u_4 & D_{32} \cdot u_4 & \text{shs} & \text{chc} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_{10} \\ C_{11} \\ C_{12} \\ C_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_1 \cdot P \\ D_3 \cdot P \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad [2.39]$$

上式より未定係数  $C_{10} \sim C_{13}$  が式 [2.40] のように決定する。

$$\begin{pmatrix} C_{10} \\ C_{11} \\ C_{12} \\ C_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} w_{10} \cdot P \\ w_{11} \cdot P \\ w_{12} \cdot P \\ w_{13} \cdot P \end{pmatrix} \quad [2.40]$$

ここで、

$$\begin{pmatrix} w_{10} \\ w_{11} \\ w_{12} \\ w_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{\omega_1(v_2\eta_1 - v_1\eta_2) + \omega_2(\eta_2 - \eta_1)}{v_2 - v_1} \\ \frac{v_2\eta_1 - v_1\eta_2}{v_2 - v_1} \\ \frac{\eta_2 - \eta_1}{v_2 - v_1} \\ \frac{\omega_1(\eta_2 - \eta_1) - \omega_2(v_2\eta_1 - v_1\eta_2)}{v_2 - v_1} \end{pmatrix}$$

$$\omega_1 = \frac{\text{cs}}{\text{ch}^2 \text{c}^2 + \text{sh}^2 \text{s}^2}, \quad \omega_2 = \frac{\text{chsh}}{\text{ch}^2 \text{c}^2 + \text{sh}^2 \text{s}^2}$$

$$v_1 = \frac{D_{13} \cdot u_6 + D_{11} \cdot \alpha - \omega_2(D_{12} \cdot u_3 + D_{10}) + \omega_1 \cdot D_{12} \cdot u_4}{D_{13} \cdot u_5 + D_{11} \cdot \beta - \omega_1(D_{12} \cdot u_3 + D_{10}) - \omega_2 \cdot D_{12} \cdot u_4}$$

$$v_2 = \frac{D_{33} \cdot u_6 + D_{31} \cdot \alpha - \omega_2(D_{32} \cdot u_3 + D_{30}) + \omega_1 \cdot D_{32} \cdot u_4}{D_{33} \cdot u_5 + D_{31} \cdot \beta - \omega_1(D_{32} \cdot u_3 + D_{30}) - \omega_2 \cdot D_{32} \cdot u_4}$$

$$\eta_1 = \frac{H_1}{D_{13} \cdot u_5 + D_{11} \cdot \beta - \omega_1(D_{12} \cdot u_3 + D_{10}) - \omega_2 \cdot D_{12} \cdot u_4}$$

$$\eta_2 = \frac{H_3}{D_{33} \cdot u_5 + D_{31} \cdot \beta - \omega_1(D_{32} \cdot u_3 + D_{30}) - \omega_2 \cdot D_{32} \cdot u_4}$$

また、式 [2.35] の 2 式、4 式より、未定係数  $C_{20}$ 、 $C_{21}$  を式 [2.41] のように決定する。

$$C_{20} = -D_4 \cdot P + \begin{pmatrix} w_{10} \\ w_{11} \\ w_{12} \\ w_{13} \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} D_{40} + D_{42} \cdot u_3 \\ D_{41} \cdot \beta + D_{43} \cdot u_5 \\ D_{41} \cdot \alpha + D_{43} \cdot u_6 \\ D_{42} \cdot u_4 \end{pmatrix} \cdot P \quad [2.41]$$

$$C_{21} = D_2 \cdot P - \begin{pmatrix} w_{10} \\ w_{11} \\ w_{12} \\ w_{13} \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} D_{22} + D_{22} \cdot u_3 \\ D_{21} \cdot \beta + D_{23} \cdot u_5 \\ D_{21} \cdot \alpha + D_{23} \cdot u_6 \\ D_{22} \cdot u_4 \end{pmatrix} \cdot P$$

式 [2.31] と併せて整理すれば未定係数  $C_{20} \sim C_{23}$  が式 [2.42] のように決定する。

$$\begin{pmatrix} C_{20} \\ C_{21} \\ C_{22} \\ C_{23} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} w_{20} \cdot P \\ w_{21} \cdot P \\ w_{22} \cdot P \\ w_{23} \cdot P \end{pmatrix} \quad [2.42]$$

ここで、

$$\begin{pmatrix} w_{20} \\ w_{21} \\ w_{22} \\ w_{23} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -D_4 - w_{10}(D_{42} + D_{42} \cdot u_3) - w_{11}(D_{41} \cdot \beta + D_{43} \cdot u_5) \\ -w_{12}(D_{41} \cdot \alpha + D_{43} \cdot u_6) - w_{13} \cdot D_{42} \cdot u_4 \\ D_2 - w_{10}(D_{22} + D_{22} \cdot u_3) - w_{11}(D_{21} \cdot \beta + D_{23} \cdot u_5) \\ -w_{12}(D_{21} \cdot \alpha + D_{23} \cdot u_6) - w_{13} \cdot D_{22} \cdot u_4 \\ -\frac{a_0}{2EI_w} \\ -\frac{1}{6EI_w} \end{pmatrix}$$

以上に、合せ部材の曲げ挙動を定式化した。これを用いて、端部の接合部の負担曲げモーメントを算出する。まず、接合部境界  $x=0$  の曲げモーメント  $M(0)$  およびせん断力  $Q(0)$  は式 [2.43] となる。

$$\begin{pmatrix} M_A(0) = \frac{1}{2} P a_0 (1 - \phi_M) \\ M_B(0) = \frac{1}{2} P a_0 (1 + \phi_M) \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} Q_A(0) = \frac{1}{2} P (1 - \phi_Q) \\ Q_B(0) = \frac{1}{2} P (1 + \phi_Q) \end{pmatrix} \quad [2.43]$$

ここで、

$$\phi_M = \frac{EI_w}{a_0} \left\{ \left[ 2 \frac{s}{\kappa GA_w} - u_3 \right] w_{10} + u_4 \cdot w_{13} \right\}$$

$$\phi_Q = \frac{EI_w}{a_0} \left\{ 2 \left[ \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right] \beta - u_5 \right\} w_{11} + \left\{ 2 \left[ \frac{t}{EI_w} + \frac{s}{\kappa GA_w} \right] \alpha - u_6 \right\} w_{12}$$

これより接合部の負担曲げモーメントは式 [2.44] となる。

$$\begin{cases} M_A(0) = \frac{1}{2}P(a_0 + l_A) - \frac{1}{2}P(\phi_M \cdot a_0 + \phi_Q \cdot l_A) \\ M_B(0) = \frac{1}{2}P(a_0 + l_B) - \frac{1}{2}P(\phi_M \cdot a_0 + \phi_Q \cdot l_B) \end{cases} \quad [2.44]$$

### 2.3. まとめ

本章での成果は以下の通りである。

- 木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合部に対して、パネルシアアを考慮した実用的な解析モデルを提案した。
- 適用例として、鋼板ガセット板ビス接合について、初期剛性と比例限耐力を誘導した。これに基づき、材軸方向に接合領域を拡張して接合効率を上げた場合について、解析的考察を行い、パネルシアアの影響を定量的に評価した。
- 非線形領域に対して、モーメント回転角関係を定義づける力学特性値の簡易推定式を提案し、厳密解との対比から良好な精度で推定可能であることが分かった。
- また、接合部の仕様を限定することで、接合部領域の曲げ・せん断変形を考慮する別の解析モデルを提案した。
- この解析モデルを用いて、部材剛性が同じ2材を接合する2材合せ接合について定式化を行った。
- 更に、2材合せ部材の曲げ挙動を閉じた形で誘導した。

## 3. 柱梁接合部の曲げ実験

3.1.	はじめに.....	38
3.2.	要素試験.....	42
3.2.1.	集成材 - 鋼板間ビス接合 1面せん断試験.....	42
3.2.2.	鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合の1面せん断すべり試験.....	49
3.3.	試験体および試験方法.....	50
3.3.1.	試験方法と使用材料.....	50
3.3.2.	集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間ビス接合の仕様.....	56
3.3.3.	柱梁部材中間部ビス接合.....	60
3.3.4.	集成材および鋼板の断面欠損.....	61
3.4.	実験結果と考察.....	70
3.4.1.	基本性能と破壊性状.....	70
3.4.2.	集成材 - 鋼板間ビス接合.....	98
3.4.3.	鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合.....	130
3.4.4.	鋼板の負担曲げモーメントの分布とその変形.....	135
3.5.	まとめ.....	140

### 3.1. はじめに

前章で示した解析モデルの適合性の確認するため検証実験を行った。実験対象は、高接合効率を目指して提案する接合法の「鋼板ビス留め式 2 材合せ木質ラーメン構造」である。この接合法は、木質ラーメンにおいて標準的な接合法である鋼板添板接合と、鋼構造で一般に使用される高力ボルト摩擦接合を組み合わせたものである。

本章では、この接合法による柱梁接合部における集成材 - 鋼板間の鋼板添板接合に対して、パネルシアアを考慮した解析モデルの妥当性を、複数のフレームサイズと接合領域の細長比を用いて検証を行った。その検証は、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、破壊性状を解析値と照査することで行った。加えて、提案する接合部のクライテリアを実験によって確認し、それに基づく評価方法の提案を行った。鋼板 - 鋼板間高力摩擦ボルト接合について、すべり耐力・2 次剛性、母材である鋼板の曲げモーメント分布・耐力を鋼構造接合部設計指針<sup>(1)</sup>と照合することで行った。

#### (1) 鋼板ビス留め式 2 材合せ木質ラーメンの接合法

提案する鋼板ビス留め式 2 材合せ木質ラーメンの接合法の概要を Fig. 3.1 に示す。木質ラーメンの標準的な接合法の 1 つである鋼板ガセット板型接合法の応用である。高接合効率の確保と施工性の向上を狙って考案したものである。勝ち負けのある集成材 2 枚の内側に鋼板を多数本のビスを用いて留め付け、鋼板を内側にして交差重ね合わせて、高力ボルトを用いて摩擦接合することで構成する工法である。高力ボルト接合により留めつける部材数によって、3 つのものを T 材、2 つのもの D 材、1 つのもの S 材と区別する。柱梁部材はこれらを組み合わせて構成され、その種類は 2 種類ある。T 材と S 材 2 枚を組み合わせた T2S 材、D 材と S 材を組み合わせた DS 材である。L 型の接合部は DS 材同士、ト型及び T 型の接合部は DS 材と T2S 材、+ 型の接合部は T2S 材同士をパネルゾーンにおいて接合して構成される。提案にあたって配慮した主な点を示すと以下の通りである。

- [1] 鋼板へのビスの多数本打ちは工場で予め終えておき、現場では数本の高力ボルトを締結する (Fig. 3.2) のみを想定し施工性に配慮した。
- [2] 接合具にはビスを用いることで、ドリフトピンのような精度の狂いに伴うあそびによる初期スリップや径長比の不十分さによる脆性破壊の防止、釘に対して少ない本数での高接合性能の確保を企図している。

- [3] 製造時に施す加工は、集成材への高力ボルト締結用の座掘り孔、鋼板へのビス接合用孔、ビス頭逃げ孔、高力ボルト接合用孔の3種のみで、特殊な加工がない。
- [4] 集成材 - 鋼板間のビス接合は接合領域を長く設定でき、高剛性・高耐力に対応できる。
- [5] 鋼板 - 鋼板間の高力ボルト摩擦接合は、すべり耐力以降ボルト軸部が孔壁にめり込む支圧接合となり靱性能を期待できる。

尚、接合部を除く柱梁部材は鋼板2枚分の厚さが生じることになり、材間にスペーサーを挟んでビス留めしている。集成材の接合部分のみ鋼板厚さ分削るディテールも考えられるが、上記[3]や加工精度によっては主耐力要素であるせん断面に段差が生じ離間させる応力が作用する場合も想定される。このため、ここでは材間距離の調整がきくスペーサーを設けることを想定している。

また、本工法に限らず鋼板添板接合の場合、鋼板がヒートブリッジとなって結露が生じ木/鋼板の腐食が問題となる。これについては、屋根や外壁の境界部には断熱材を設けたり、鋼板を木材で被覆するといったおさまり上の工夫が必要となる。

## (2) 既往の研究

[1]についてはこれと同様の考えの下で、小松によって従来型<sup>(1)</sup>に対する改良型鋼板挿入型ドリフトピン接合<sup>(2)(3)(4)</sup>として提案され、多くの実績によって施工性の良さが立証されている。

[2]～[4]については、近年ビス接合は施工性等の観点から普及が著しく、荷重変形特性の推定式<sup>(5)(6)</sup>も提案されてきており、木質構造において主要な接合具のひとつとなっているが、鋼板ガセット板型接合に用いた例はこれまであまりない。このため、モーメント抵抗接合の一つの形態として、ねじ部の強い締結力による初期摩擦の影響や非線形な挙動を示す接合部の挙動について重要な知見となり得るものと考えられる。

[5]については、先に挙げた小松による改良型ドリフトピン接合の一連の実験によりドリフトピン単独よりもエネルギー吸収能に優れた接合とできることが可能性として示されていた。これに対して、小松はLSBと併用した柱梁接合部・柱脚接合部を開発し、接合部の曲げ実験とそれらにより構成された1層門型架構の水平加力実験を行い、高剛性・高靱性を与えることができることを実証した<sup>(7)</sup>。このように、高力ボルト接合は木質ラーメン構造のモーメント抵

抗接合部に対し高剛性・高靱性を与えるのに有効であるが、実験的に検証した例は少ない。これに対して本実験はひとつの知見となり得るものと考える。

また、添板鋼板側の変形や応力についてはこれまであまり言及されていない。ここで示した知見はこの種の接合の設計に有用なものであると考える。

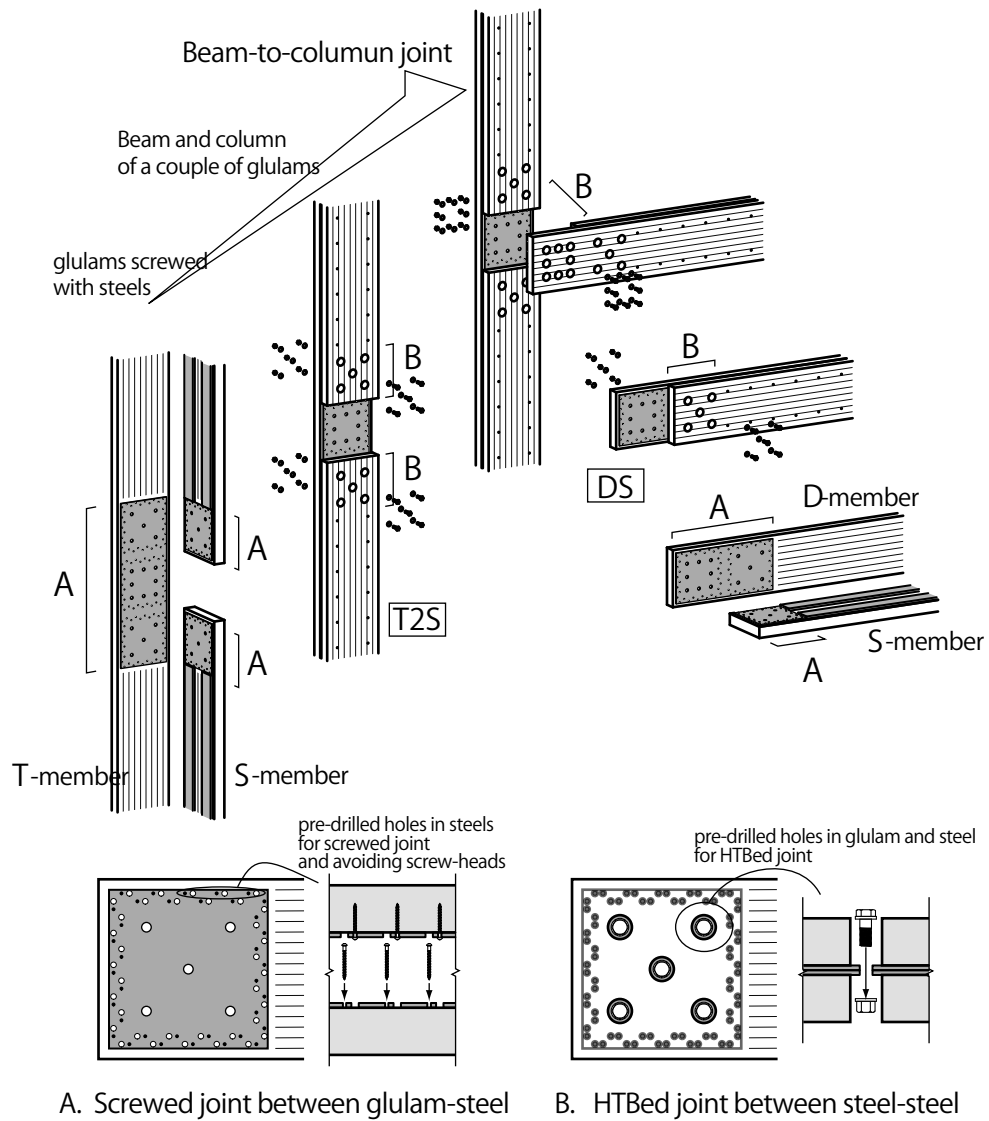


Fig. 3.1. Assembling method for Beam-to-column joint



Fig. 3.2. Screwed joint between glulam-steel (Left) and HTBed joint between steels (Right)



### (3) 設計思想

本接合法による柱梁接合部に対して、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) 勝ち材側の鋼板の曲げ破壊、(d) 集成材の曲げ破壊、(e) 集成材のパネルシアーによるせん断破壊、である。このうち、塑性変形を期待できる要素としては、(a)、(b)、(c) の3つが挙げられる。

但し、(c) について、鋼材は木材に対して材料強度が約 10 倍であり、木質ラーメンの添板接合に用いられる鋼板の厚さは集成材の厚さに対して 1/10 程度、すなわち 6mm や 9mm のような薄板になることが多い。また、このような薄板に対しては製造上管理が難しいのか不明だが現状では強度の上限値が与えられていない。また、鋼板が降伏した場合には、前章で示した理論値の「鋼板を剛体として扱う」という仮定から外れる。このため、(c) の破壊モードを先行させる場合の設計については、本論では扱わず、靱性に対しては余力と考える。

(b) について、高力ボルト摩擦接合を先行降伏させる場合には、すべり発生後の剛性評価と終局の推定を行う必要がある。通常、すべり発生後は、孔壁に対してボルト軸部があたり支圧状態に切り替わることによって抵抗し荷重上昇を伴うことが知られており、十分な塑性変形を生じエネルギー吸収する前に、集成材が曲げ破壊する可能性があるためである。これに対して、[5] についての既往の研究で触れたが、小松は過大孔を設けて支圧状態に切り替わらないようにし耐力上昇を防ぐ方法を提案している。研究段階であるが、本接合法にも応用可能であり、今後の展開に期待できるものである。本論では通常孔を想定するが、初期剛性無限大であるため剛性低下の影響は大きいものと考え、塑性変形能として期待する。

(a) について、ビス接合を先行降伏させる場合は、木質ラーメンで標準的な設計思想のひとつである。

以上から、(a)(b) を本構法における主要な塑性変形要素として考え、以下の一連の実験によってそれらの妥当性を考える。

(a) 集成材 - 鋼板間ビス接合および (b) 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合の挙動推定が可能かどうか、(c) 鋼板の耐力、(d) 集成材の曲げ破壊、(e) 集成材のパネルシアーによるせん断破壊が推定可能かどうか、を理論値と照査した。設計クライテリアの確認として破壊性状について考察を加えている。

## 3.2. 要素試験

以下では、実験値と理論値の比較に用いるため行った、本実験において使用した、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実験の結果を示す。

### 3.2.1. 集成材 - 鋼板間ビス接合 1 面せん断試験

#### (1) はじめに

鋼板ビス留め式 2 材合せ木質ラーメンの集成材 - 鋼板間ビス接合部せん断特性を検証することを目的として、鋼板を側材、集成材を主材とする単位 1 面せん断試験を行った。

#### (2) 実験

##### (2)-1 試験体

パラメータは、①主材樹種、②主材強度等級、③加力方向とした。同仕様試験体は各 6 体用意した。Table. 3.1、Fig. 3.3 に試験仕様をまとめた。集成材には、ラミナ等級を同一として特別に製作したもの(図中には”同一等級集成材”と表記)、ビスには、材質が SWCH22A (JIS G 3507-2)、寸法が山径 6mm、谷径 4mm、胴部径 5.5mm、胴部長さ 11mm、全長 65mm (ビス頭高さ 3.7mm を除く)、側材とした鋼板には、一般構造用鋼材 SS400 を用いた。尚、試験体はビスを打ち込んでから 24 時間以上経過させた後試験に供した。

##### (2)-2 試験方法

Fig. 3.4 及び Fig. 3.5 に示すように、主材の両側面に単位接合部が配置する形式で一面せん断試験を行った。加力は一方向加力とし、加力速度は 2mm/min とした。荷重が最大荷重の 8 割まで低下するか、変位が 30mm を超えた時点で試験終了とした。Fig. 3.4 に示す位置に変位計を設置して、主材 - 側材間の相対変位を測定した。測定した各値を表す記号を Table. 3.2 に定義した。ここで、 $l_i$  は変位計 # $i$  の加力心までの距離、 $\delta_i$  は変位計 # $i$  の読み (変位計スピンドルの伸びる方向を正) を表した。

**Table. 3.1.** Sperscification of specimens of single shear test of screw

Name	Main member		Load direction <sup>*2</sup>	Size	N
	Species	Strength grade <sup>*1</sup>			
L110-0		L=110	0°	89×330×540	6
L110-90	Larch ( <i>Larix kaempferi</i> )	( $E_b=11.0\text{kN/mm}^2$ )	90°	89×540×330	6
L70-0		L=70	0°	89×330×540	6
L70-90		( $E_b=7.0\text{kN/mm}^2$ )	90°	89×540×330	6
C80-0		L=80	0°	89×330×540	6
C80-90	Japanese Cedar ( <i>Cryptomeria</i> )	( $E_b=8.0\text{kN/mm}^2$ )	90°	89×540×330	6
C50-0		L=50	0°	89×330×540	6
C50-90		( $E_b=5.0\text{kN/mm}^2$ )	90°	89×540×330	6

\*1 : JAS grade

\*2 : Load direction angle to grain

### (2)-3 評価

データの処理として、単位接合部あたりの荷重 - せん断変位関係について、両側面の単位接合部が全く同様の復元力特性を持つという仮定に基づき、荷重  $P$  の 50% を負担した場合の単位接合部のせん断変位を主材 - 側材間の平均せん断変位  $Ave.D_s$  として換算して求めた。また、データの評価として、(1) 降伏荷重  $p_y$  ・ 変位  $\delta_y$ 、(2) 初期剛性  $k$ 、(3) 終局荷重  $p_u$  ・ 変位  $\delta_u$ 、みかけの全塑性変位  $\delta_v$ 、(4) 最大荷重  $p_{max}$  を求めた。特性値の算出方法は以下に示す。

- (1) 降伏荷重  $p_y$  は、 $0.1p_{max}$  と  $0.3p_{max}$  を結んだ直線と、 $0.3p_{max}$  と  $0.8p_{max}$  を結んだ勾配で荷重変位曲線に接する直線との交点の荷重、降伏変位  $\delta_y$  は、初めに降伏荷重に達した時の変位とした。
- (2) 初期剛性  $k$  は、原点と降伏点を結ぶ直線の傾きとした。
- (3) 終局変位  $\delta_u$  は、接合部の破壊時変位、 $0.8p_{max}$  まで荷重が低下した時の変位のうち最小値とした。原点と降伏点を結んだ初期剛性及び降伏点以降  $0.3p_{max}$  と  $0.8p_{max}$  を結んだ勾配を有し、終局変位までエネルギー量が試験による包絡線と等価になるような第3勾配が0の tri-linear 型弾塑性モデルへ置換を行い終局荷重  $p_u$  とし、その荷重に達した時点のみかけの全塑性変位  $\delta_v$  とした。
- (4) 最大荷重  $p_{max}$  は、試験終了までの間に接合部に加わる最大荷重の値とした。

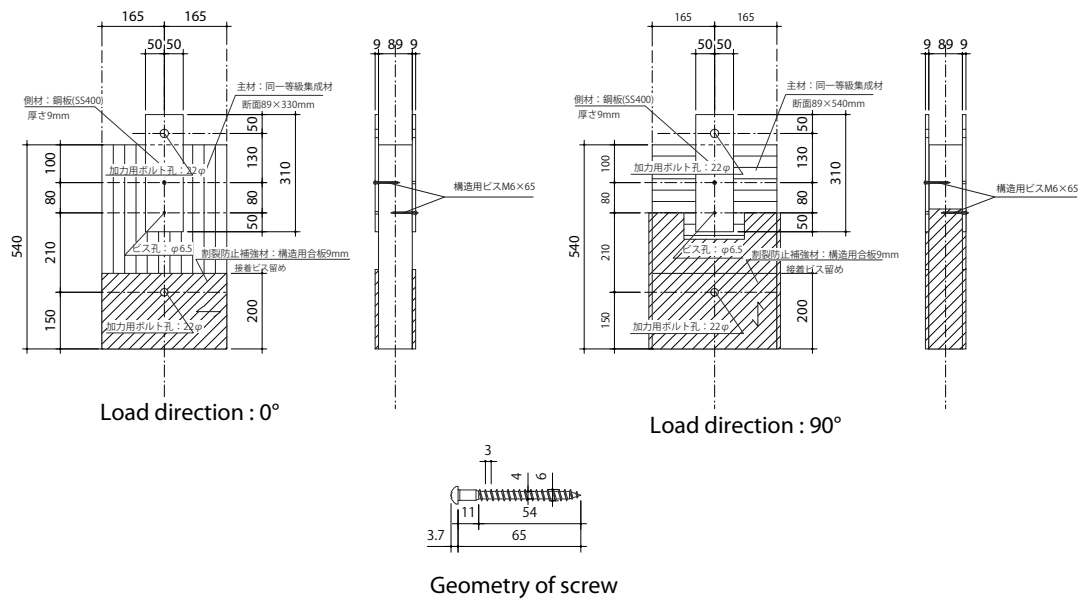


Fig. 3.3. Dimensions of single shear test of scerw

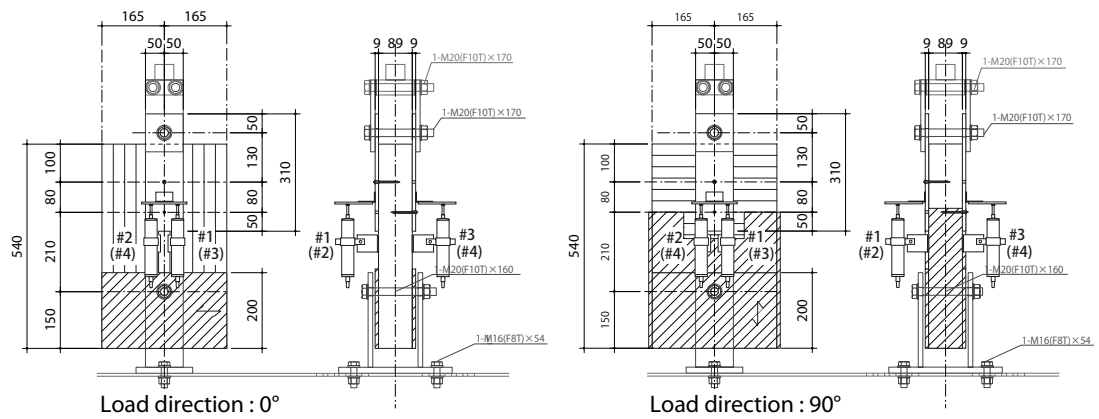


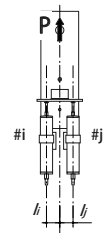
Fig. 3.4. Geometry of single shear test



Fig. 3.5. Test setup

Table 3.2. Definition of prameters

Parameter	Method of deviation
$P$ : Load	Load cell
$Ds_f$ : Slip between glulam and steel in front side	$Ds_b = \frac{l_2 \cdot \delta 3 + l_1 \cdot \delta 4}{l_1 + l_2}$
$Ds_b$ : Slip between glulam and steel in back side	$Ds_f = \frac{l_2 \cdot \delta 1 + l_1 \cdot \delta 2}{l_1 + l_2}$
$Ave.Ds$ : Average slip between glulam and steel	$Ave.Ds = \frac{Ds_f + Ds_b}{2}$



### (3) 結果と考察

Table. 3.3 に実験より得られた特性値をまとめた。また、図 2.4 に各試験体について単位接合部あたりの荷重 - せん断変位関係を、評価による tri-linear 型弾塑性モデル ( 平均値 ) とともに示した。また、初期摩擦によるものと考えられる剛性無限大区間が認められたため、すべり耐力として特定変位量 0.1mm に到達した時点の耐力を抽出した結果を Table. 3.4 に示した。

- カラマツを母材としたものについて、降伏・終局・最大耐力ともに、ラミナ強度等級が L110、繊維平行方向加力のものが最も低く、初期剛性は、ラミナ強度等級が L110、繊維直交方向加力のものが最も低くなり、初期剛性、耐力ともに、ラミナ強度等級、加力方向によらないと言える結果となった。
- スギを母材としたものについて、加力方向別にみれば、繊維直交方向加力のものが降伏耐力は僅かに高いものの、終局・最大耐力はほぼ同程度の値となった。ラミナ強度等級別にみれば L80 のものの方が高い耐力となった。終局耐力では 1.25 倍程度となった。
- いずれの樹種についても、変動係数をみると初期剛性のばらつきが大きい結果となった。これは、初期導入軸力を厳密には管理していなかったことにより摩擦が切れる耐力がばらついた、あるいは、鋼板の先孔とビスの胴部径に 1mm のクリアランスがあり、その範囲においてばらついたものと考えられる。
- Table. 3.4 をみると、すべり耐力のばらつきは、変動係数にしてスギの繊維直交方向加力のものは 40% 程度と高いが、他は 20% 程度であった。

柱梁接合部の試験体は樹種にカラマツの E95-F270 を用いており、本要素試験に供したラミナ強度等級は、L110 が最外層、L70 が内層にあたる。試験結果より、ばらつきが大きく、ラミナ強度等級、加力方向によるとは言えない結果となったため、接合部実験との比較に用いる特性値としては、位置や荷重方向によらず均質な特性を持つものとして評価することとした。

カラマツを主材としたものについて、降伏耐力  $p_y$  および終局耐力  $p_u$  は各試験体の平均値の最小値、初期剛性  $k$  は全試験体の平均値、見かけの全塑性変位  $\delta_p$  および終局変位  $\delta_u$  は全試験体の平均値を用いた。この評価による特性値を Table. 3.5 に、カラマツを主材とした全試験体と比較した結果を Fig. 3.7 に示した。

**Table 3.3.** Test results of single shear properties

	$k$ [kN/mm]		$p_y$ [kN]		$\delta_y$ [mm]		$P_{max}$ [kN]		$P_u$ [kN]		$\delta_v$ [mm]		$\delta_u$ [mm]		
	Ave.	each	Ave.	each	Ave.	each	Ave.	each	Ave.	each	Ave.	each	Ave.	each	
L110-0	1	2.88		2.93		1.02		6.79		6.20		4.50		18.4	
	2	2.58		2.98		1.16		7.11		6.05		4.33		23.1	
	3	<b>2.29</b>	2.31	<b>3.17</b>	2.99	<b>1.44</b>	1.29	<b>7.45</b>	7.26	<b>6.24</b>	6.41	<b>5.16</b>	6.16	<b>21.0</b>	16.8
	4	0.18	1.74	0.11	3.82	0.30	2.19	0.07	8.40	0.03	6.47	0.21	6.77	0.13	22.2
	5		2.22		2.90		1.31		7.59		6.03		4.25		22.3
	6		1.98		3.38		1.70		7.53		6.30		4.98		23.2
L70-0	1	1.68		3.12		1.85		6.51		6.54		5.75		18.3	
	2	3.26		3.15		0.97		6.29		6.79		3.43		15.9	
	3	<b>2.64</b>	2.34	<b>3.63</b>	4.19	<b>1.43</b>	1.79	<b>6.58</b>	6.73	<b>7.11</b>	6.88	<b>4.32</b>	3.88	<b>19.0</b>	17.5
	4	0.22	2.63	0.12	3.76	0.24	1.43	0.04	7.02	0.07	8.01	0.20	4.91	0.24	16.2
	5		3.12		3.73		1.20		6.29		7.34		3.79		18.2
	6		2.82		3.84		1.36		6.65		7.08		4.13		27.9
C80-0	1	4.96		1.64		0.33		4.60		4.54		2.61		19.1	
	2	1.03		3.16		3.06		5.10		4.76		5.55		27.7	
	3	<b>2.02</b>	2.25	<b>2.44</b>	2.36	<b>1.72</b>	1.05	<b>5.23</b>	5.39	<b>5.00</b>	5.09	<b>5.04</b>	3.42	<b>24.5</b>	31.9
	4	0.75	1.26	0.22	2.03	0.57	1.61	0.07	5.15	0.06	4.98	0.33	6.92	0.19	21.6
	5		1.56		2.72		1.75		5.74		5.46		5.58		24.5
	6		1.08		2.73		2.53		5.37		5.15		6.15		22.1
C50-0	1	1.35		1.97		1.46		4.17		3.89		6.85		21.2	
	2	1.15		1.79		1.56		3.91		3.70		7.16		21.8	
	3	<b>1.31</b>	1.08	<b>1.81</b>	1.61	<b>1.57</b>	1.48	<b>4.19</b>	3.71	<b>3.98</b>	3.48	<b>6.32</b>	6.40	<b>24.2</b>	28.1
	4	0.42	0.85	0.16	2.32	0.42	2.73	0.09	4.85	0.10	4.60	0.20	7.56	0.15	28.7
	5		2.40		1.58		0.66		4.29		4.14		3.98		25.0
	6		1.05		1.61		1.54		4.22		4.08		5.98		20.3
L110-90	1	1.48		3.41		2.30		7.41		6.92		8.86		22.0	
	2	0.87		4.05		4.68		7.54		7.21		9.90		23.3	
	3	<b>1.77</b>	1.18	<b>3.67</b>	3.96	<b>2.53</b>	3.36	<b>7.66</b>	8.01	<b>7.22</b>	7.46	<b>8.47</b>	11.47	<b>25.0</b>	25.6
	4	0.46	1.77	0.11	4.04	0.52	2.28	0.04	8.03	0.03	7.51	0.24	7.83	0.09	24.1
	5		2.15		3.31		1.54		7.45		7.19		6.51		28.2
	6		3.14		3.22		1.03		7.52		7.03		6.25		26.9
L70-90	1	3.85		3.82		0.99		8.40		8.00		3.63		7.2	
	2	1.50		4.54		3.02		8.89		8.45		8.00		23.4	
	3	<b>2.68</b>	1.68	<b>3.75</b>	3.55	<b>1.70</b>	2.11	<b>8.19</b>	8.01	<b>7.78</b>	7.60	<b>6.14</b>	8.14	<b>18.7</b>	25.7
	4	0.46	1.63	0.11	3.44	0.50	2.11	0.06	7.65	0.06	7.40	0.32	6.49	0.37	13.6
	5		3.22		3.50		1.09		8.40		7.91		6.74		20.2
	6		4.21		3.62		0.86		7.78		7.31		3.84		22.1
C80-90	1	2.34		3.46		1.48		5.96		5.85		5.55		12.5	
	2	1.90		3.44		1.81		5.76		5.51		9.15		20.9	
	3	<b>1.66</b>	1.32	<b>2.96</b>	2.72	<b>1.97</b>	2.06	<b>5.33</b>	4.78	<b>5.19</b>	4.50	<b>9.53</b>	9.14	<b>21.3</b>	26.6
	4	0.32	0.87	0.15	3.10	0.42	3.58	0.09	5.48	0.10	5.22	0.31	14.10	0.42	33.0
	5		1.95		2.53		1.30		5.07		4.72		11.48		25.3
	6		1.56		2.48		1.59		4.93		5.35		7.79		9.5
C50-90	1	3.80		2.38		0.63		4.64		4.23		4.00		22.8	
	2	1.91		2.08		1.09		3.65		3.30		6.12		28.3	
	3	<b>2.18</b>	2.65	<b>2.37</b>	2.27	<b>1.30</b>	0.85	<b>4.69</b>	4.94	<b>4.30</b>	4.57	<b>6.86</b>	6.03	<b>23.7</b>	21.4
	4	0.43	1.85	0.15	1.95	0.56	1.05	0.12	4.55	0.13	4.32	0.28	7.23	0.19	16.4
	5		1.08		2.85		2.64		4.99		4.50		9.50		27.0
	6		1.77		2.69		1.52		5.34		4.91		8.28		26.3

※ ( ) : COV

**Table 3.4.** Test results of slip load of single shear screwed joint with steel side plate

		Load direction angle to grain direction					
		0°			90°		
		Ave.	±	S.D.	Ave.	±	S.D.
Larch	L70	1.13	±	0.22	1.08	±	0.24
	L110	1.21	±	0.20	0.90	±	0.14
Japanese cedar	C50	0.85	±	0.14	0.95	±	0.41
	C80	0.97	±	0.13	1.03	±	0.20

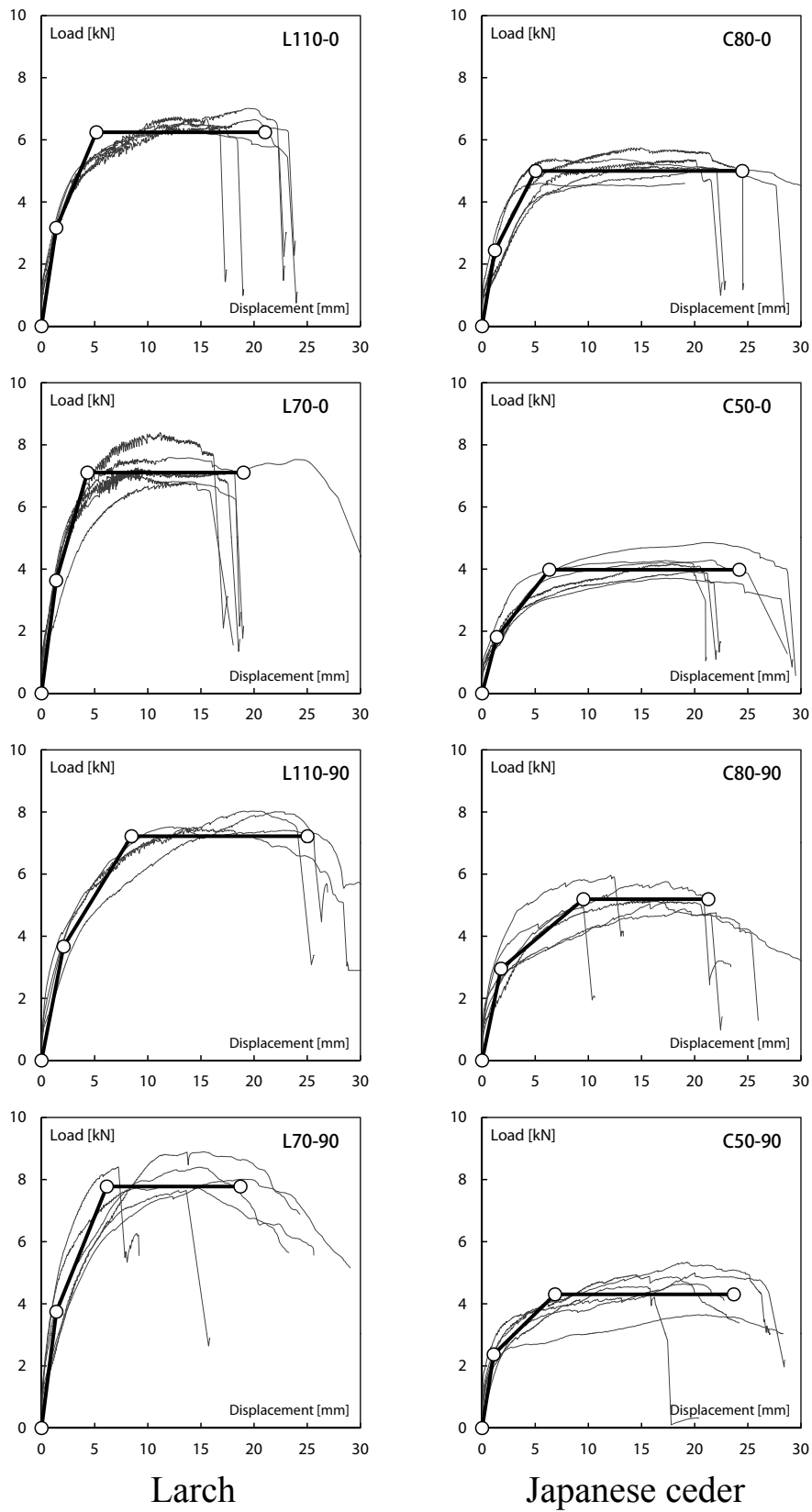
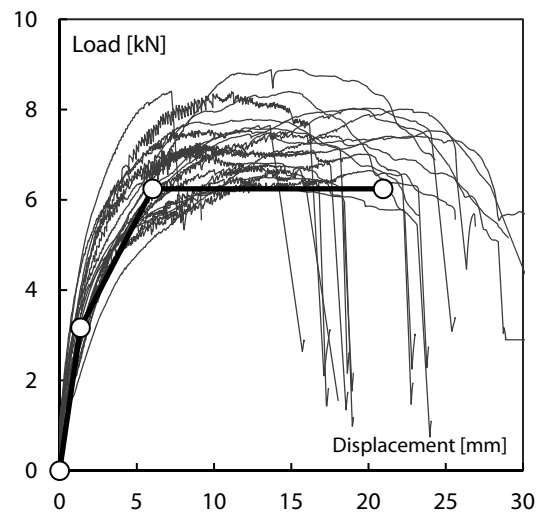


Fig. 3.6. Load - displacement relationship of single shear screwed joint

**Table 3.5.** Assumed load - displacement relationship of single shear screwed joint on analysis for comparison with test results.

$k$	$k_2$	$p_y$	$p_u$	$\delta_v$	$\delta_u$
kN/mm	kN/mm	kN	kN	mm	mm
2.34	0.66	3.17	6.24	6.02	20.94



**Fig. 3.7.** Assumed load - displacement relationship of single shear screwed joint on analysis for comparison with test results.



### 3.2.2. 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合の1面せん断すべり試験

#### (1) はじめに

鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメンの鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合部せん断特性を検証することを目的として、溶融亜鉛めっき高力ボルト摩擦接合すべり耐力試験を行った。

#### (2) 試験体

- 使用鋼材

規格：JIS G 3101

材質／厚さ：SS400 /  $t = 9\text{mm}$

- 使用ボルト

溶融亜鉛めっき高力六角ボルト

等級2種類×ボルト寸法2種類：

F8T - M22×60, F8T - M24×65, F12G - M22×60, F12G - M22×65

ボルト溶融亜鉛めっきの処理：JIS H 8461, HDZ55 付着量  $550\text{g/m}^2$

- 摩擦面の処理

リン酸亜鉛系処理（公称ではすべり係数0.4を確保するとされる薬剤処理）

- 試験体の組み立て

①トルクレンチを使用して一次締め付けを行った。

F8T - M22×60：一次締めトルク約 150Nm

F8T - M24×65：一次締めトルク約 200Nm

F12G - M22×60：一次締めトルク約 300Nm

F12G - M22×65：一次締めトルク約 400Nm

②本締めはナット回転角法で行い、ナットの回転角度は  $120^\circ$  とした。

F8T が  $30^\circ$ 、F12G が  $+0^\circ \sim -30^\circ$  の範囲とした。

③本締め終了後、試験体の前面にすべり確認用のけがき線を入れた。

#### (3) 結果

結果を Table. 3.6 に示した。

Table. 3.6. Test results of slip load of HTBed joint

Grade	Diameter	Slip load kN		
		Ave.	±	S.D.
F8T	M22	81.9	±	3.2
	M24	87.8	±	6.6
F12G	M22	114.2	±	1.1
	M24	133.7	±	5.3

### 3.3. 試験体および試験方法

#### 3.3.1. 試験方法と使用材料

試験方法および柱梁長さを Fig. 3.8 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 SS400) を用い、厚さ  $t$  は 9mm とした。以上、全試験体共通である。試験体は、柱梁せい 450mm をコントロールとして、下 290mm、上 690mm までを Table. 3.7 に示すように組み合わせて試験体とした。試験体数はコントロール試験体は 3 体、他は 1 体ずつとした。

実験検証後に詳細を示すが、集成材 - 鋼板間ビス接合について、配置を矩形としピッチを一定としたため、大きいせい程相対的に密になる仕様である。また、集成材の幅を一定としているため、大きいせい程集成材のせん断剛性 / 耐力は相対的に小さくなる。つまり、大きいせい程、ビス接合の接合性能に対する集成材のせん断変形の寄与が大きくなり、その影響を検証している。加えて、接合領域のサイズの絶対的な変化に対する適合性を検証している。また、同じせいについて接合領域の細長比の異なる T、D、S 材 (約 3 : 2 : 1) があり、その影響に対する適合性を検証している。

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 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 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. 3.9~Fig. 3.12 に試験状況を示した。

Table. 3.7. Specification of specimens

Name	shape	breadth : $2-b_w$	height		span		N
			beam : $b h_w$	column : $c h_w$	beam : $b L$	column : $c L$	
450-450L	L	2-89	450	450			3
290-290L			290	290	2300	2300	1
450-290L			450	290			1
450-450T	T	2-89	450	450			3
290-290T			290	290	2300	3000	1
450-290T			450	290			1
690-690T			690	690			1
690-530T			690	530	2380	2850	1
450-450+	+	2-89	450	450			3
290-290+			290	290	2400	2400	1
450-290+			450	290			1

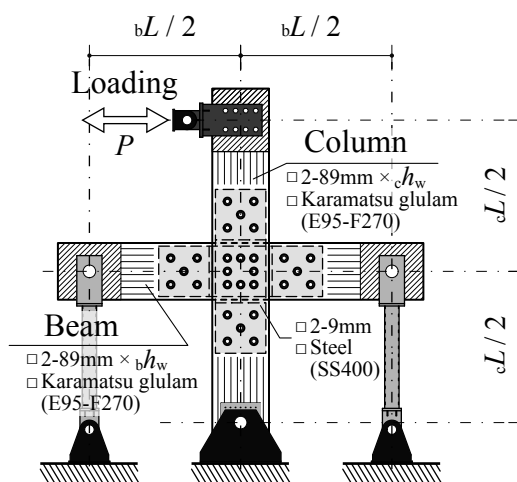
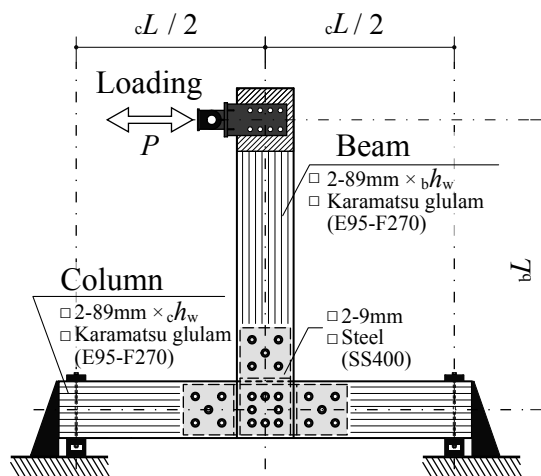
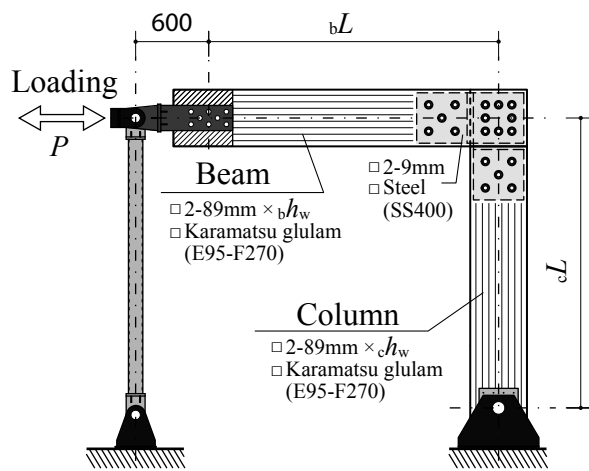


Fig. 3.8. Test setups



450-450L

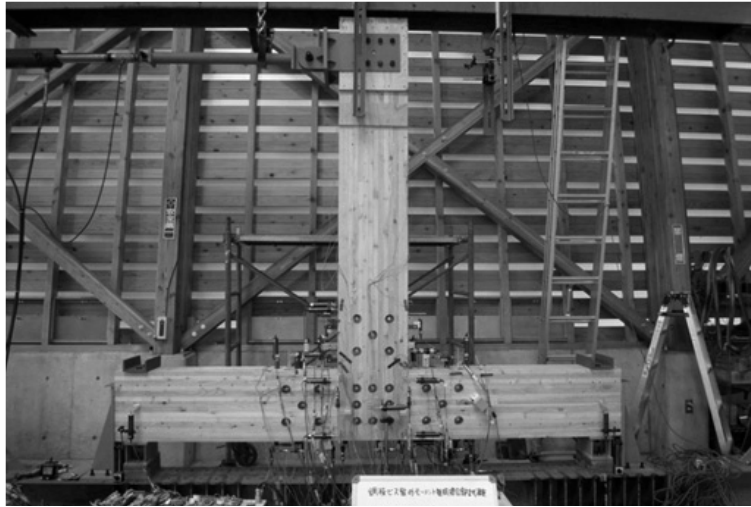


290-290L



450-290L

**Fig. 3.9.** Bending test of L-shaped



450-450T

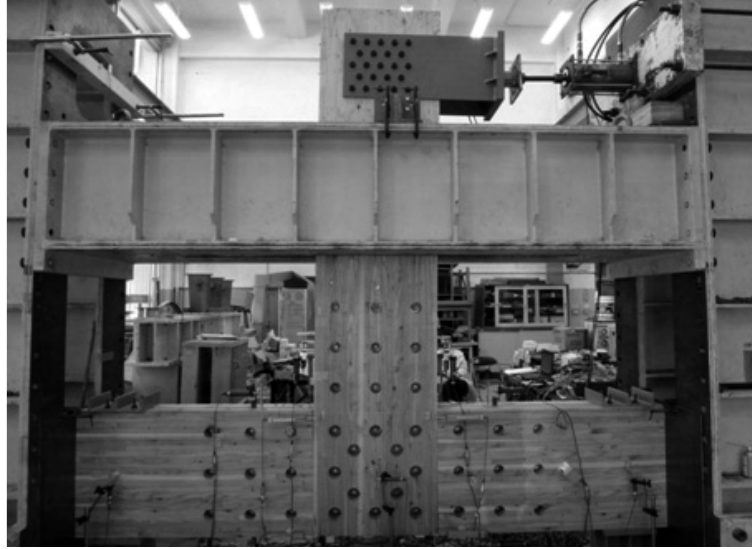


290-290T

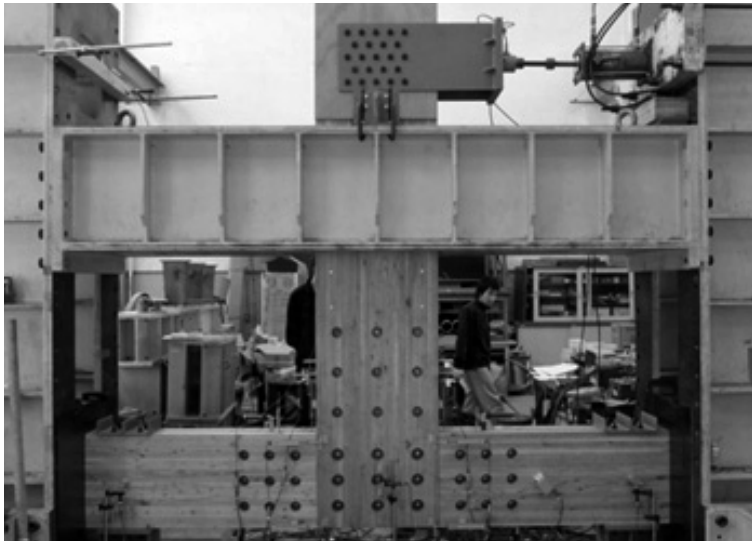


450-290T

**Fig. 3.10.** Bending test of T-shaped-1

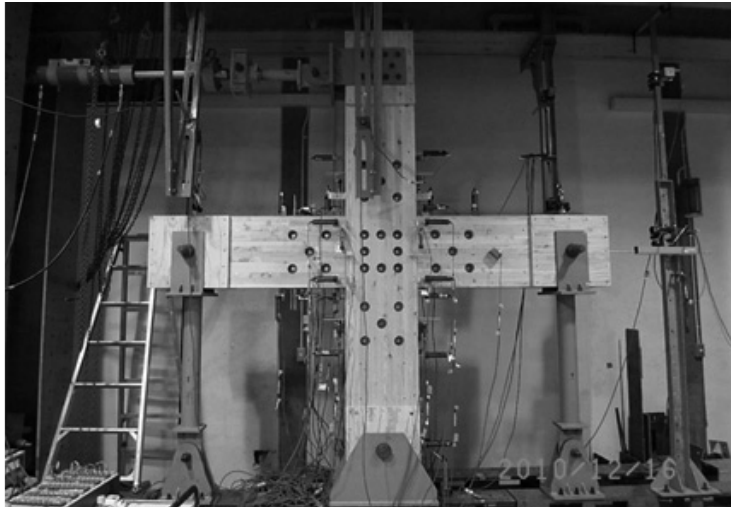


690-690T

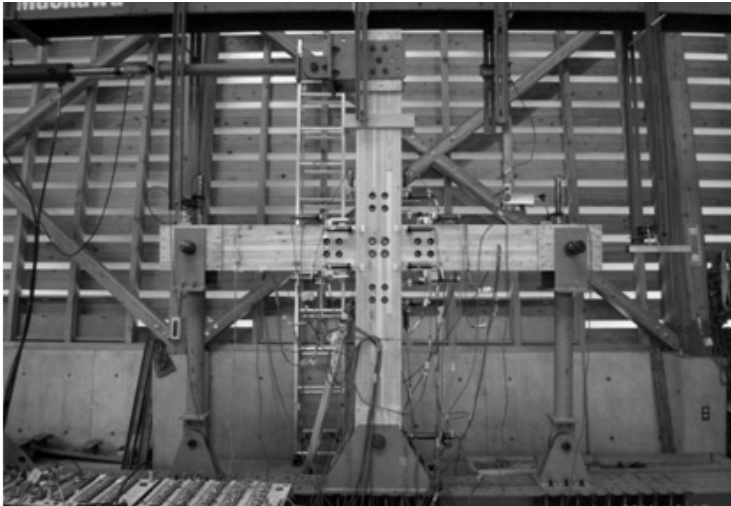


690-530T

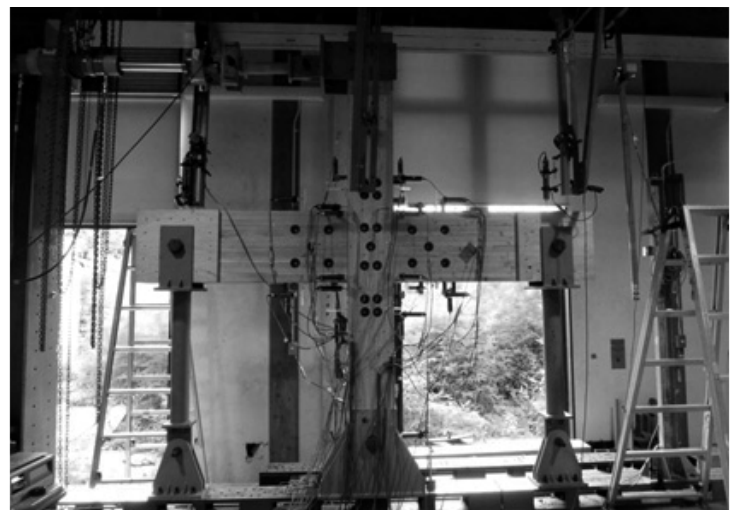
**Fig. 3.11.** Bending test of T-shaped-2



450-450+



290-290+



450-290+

**Fig. 3.12.** Bending test of +-shaped

### 3.3.2. 集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間ビス接合の仕様

接合具の配置等の説明の便宜上、接合部を梁の集成材2枚を合せる合せ区間 (coupling zone in beam)、柱の集成材2枚を合せる柱合せ区間 (coupling zone in column)、柱梁を合せるパネルゾーン (panel zone) の3区間に分類する。Fig. 3.13 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。各区間の枠線 (zoning line) のサイズはS材に留めた鋼板のサイズを基準としている。集成材せいをを用いた具体的なサイズの導出方法を併せて示した。

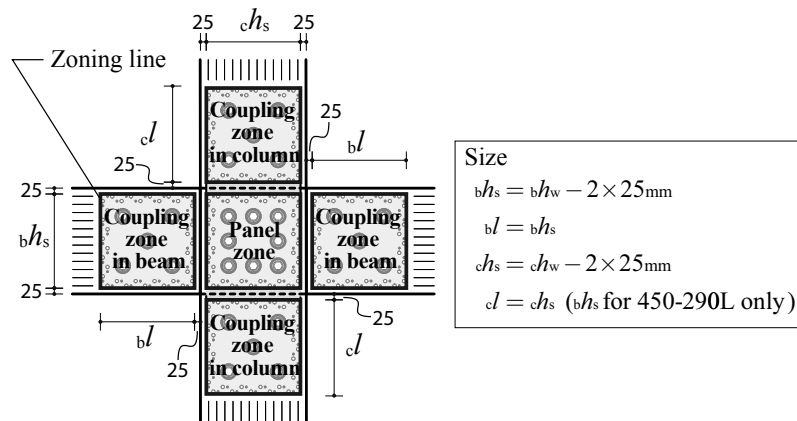


Fig. 3.13. Definition of zone in beam-column joint and derivation method of size parameter



(1) 集成材 - 鋼板間ビス接合

各区間のビス接合の基本仕様を Fig. 3.14 に示す。図中の右側にビス (JIS SWCH22A) の形状・寸法および 2 材合せ時の納まりを示した。ビスは呼び径 6 mm、長さ 65 mm のものを用い、鋼板に対する先孔は 6.5 mm とした。この先孔とは別に、摩擦接合の面タッチのために表面に出た相手側のビス頭をかわすため、14 mm の貫通孔をあけた。図中の左側にビスおよび相手側ビス頭逃げ用孔の配置を示した。配置は各区間に沿った矩形とし、その縁端から 10 mm と 30 mm オフセットした線上に 80 mm ピッチで千鳥に配列した。

ビス配列のサイズおよび位置を柱梁の T、D、S 材それぞれについて Fig. 3.4 に示した。尚、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、位置はパネルゾーン図心軸に対するビス接合の剛心までの距離として示してある。また、各区間のサイズを用いた具体的なサイズの導出方法を合せて示した。Table. 3.8 に各区間のサイズと、集成材 - 鋼板間ビス接合のサイズ、位置、数を示した。

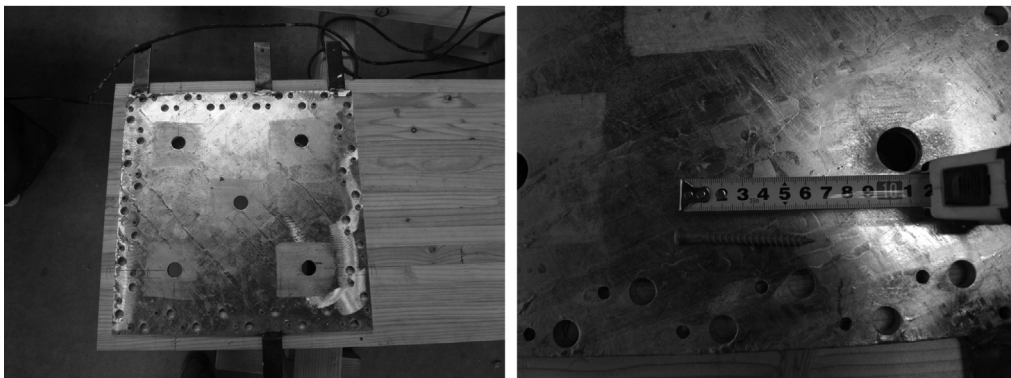
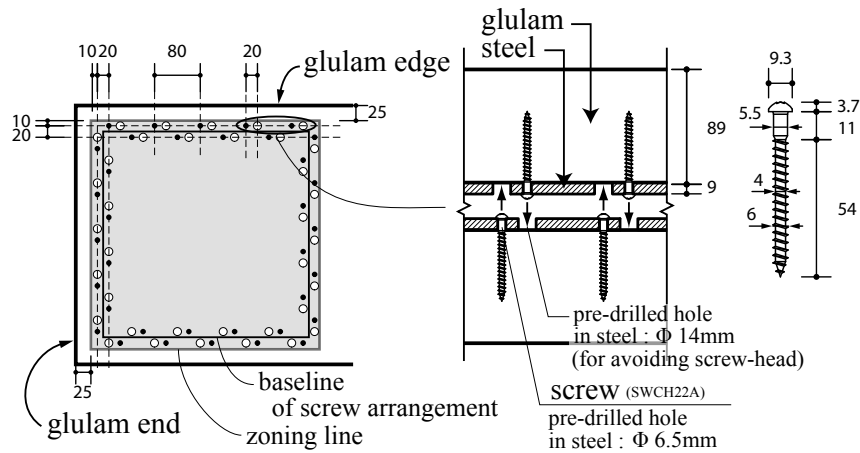


Fig. 3.14. Specification of screwed joint in each zone

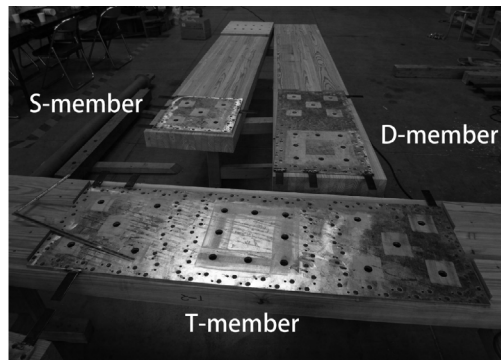
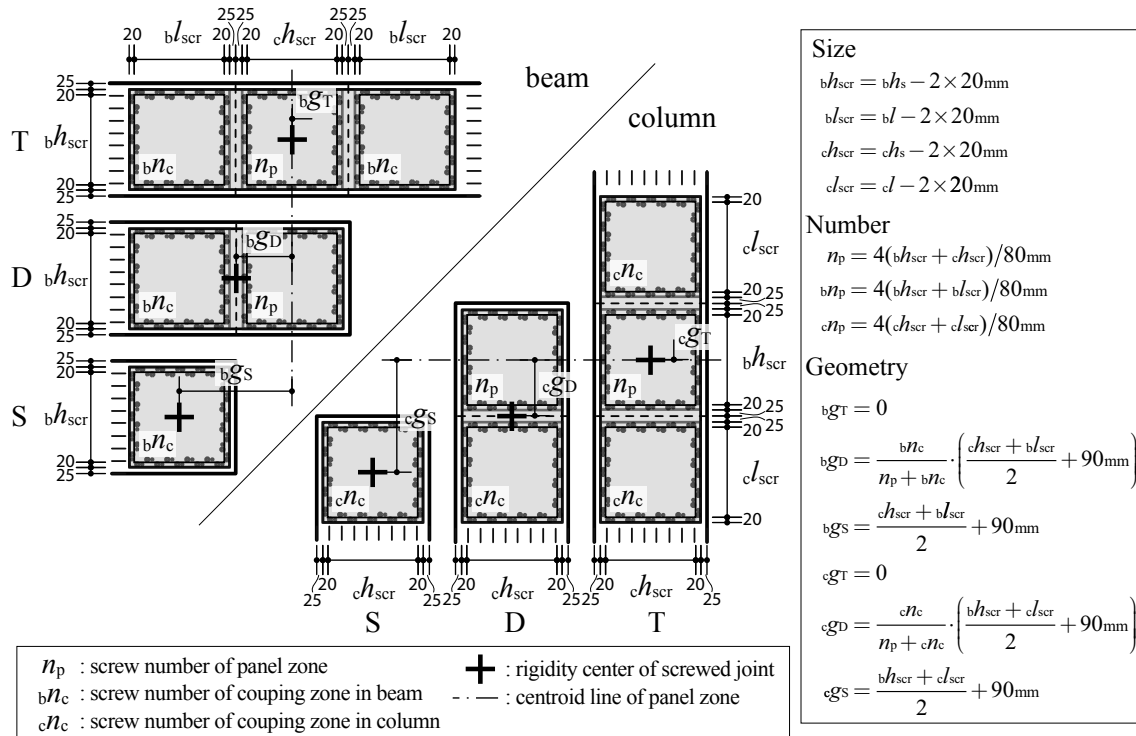


Fig. 3.15. Screw arrangement of each member and deviation method of size, number and geometry parameter

Table 3.8. Size of each zone and size, number and geometry of screwed joint

Name	size parameter of each zone				screw arrangement							distance of rigidity center from centroid line					
					size parameter				number parameter			beam			column		
	$b h_s^{*1}$	$b l^{*2}$	$c h_s^{*3}$	$c l^{*4}$	$b h_{scr}^{*5}$	$b l_{scr}^{*6}$	$c h_{scr}^{*7}$	$c l_{scr}^{*8}$	$n_p^{*9}$	$b n_c^{*10}$	$c n_c^{*11}$	$b g_T^{*12}$	$b g_D^{*13}$	$b g_S^{*14}$	$c g_T^{*15}$	$c g_D^{*16}$	$c g_S^{*17}$
450-450L	400	400	400	400	360	360	360	360	36	36	36		225	450		225	450
290-290L	240	240	240	240	200	200	200	200	20	20	20		145	290		145	290
450-290L	400	400	240	400	360	360	200	360	28	36	28		208	370		225	450
450-450T	400	400	400	400	360	360	360	360	36	36	36		225	450		225	450
290-290T	240	240	240	240	200	200	200	200	20	20	20		145	290		145	290
450-290T	400	400	240	240	360	360	200	200	28	36	20		208	290		154	370
690-690T	640	640	640	640	600	600	600	600	60	60	60		345	690		345	690
690-530T	640	640	480	480	600	600	440	440	52	60	44		327	530	0	280	610
450-450+	400	400	400	400	360	360	360	360	36	36	36			450		225	450
290-290+	240	240	240	240	200	200	200	200	20	20	20	0		290		145	290
450-290+	400	400	240	240	360	360	200	200	28	36	20			290		154	370

\*1~4 : Fig. 3.13, \*5~17 : Fig. 3.15

(2) 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合

各区間について、本数、強度、等級、呼び径、位置（各区間の図心を基準）を Table. 3.9 に示した。F8T は JIS B1186 で規定する高力ボルトセットの種類 1 種、F12G は F8T に対して 1.5 倍の耐力を有する国交省の認定品、摩擦接合面の処理はリン酸亜鉛系の薬剤処理で、0.4 倍のすべり係数を確保したものである。

**Table. 3.9.** Number-size-grade and geometry of arrangement of HTBed joint

	Panel zone	Coupling zone	
		in beam	in column
450-450	$\frac{L}{T}$ +	9-M22-F8T	5-M22-F8T
		9-M22-F12G	
290-290	$\frac{L}{T}$ +	4-M22-F12G	4-M16-F12G
450-290	$\frac{L}{T}$ +	5-M22-F12G	5-M22-F12G
			5-M22-F12G 4-M22-F12G
690-690	T	12-M24-F12G	9-M22-F8T
690-530	T	9-M24-F12G	9-M22-F8T

+: centroid of each zone

### 3.3.3. 柱梁部材中間部ビス接合

接合部を除く柱梁材は、Fig. 3.16 に示すように鋼板 2 枚分の厚さ 18mm のスペーサー材 (カラマツラミナ) を挟み 200mm ピッチでビス接合して合せた (以下、部材ビス接合 (screwed joint in frame))。スペーサー材は鋼板端から 5mm、集成材縁から 25mm オフセットした位置に 2 列配置し、Table. 3.10 に示す幅  $w$  のスペーサー材の中央でビス留めした。ビス (JIS SWCH22A) は呼び径 6mm、長さ 185mm のものを用いた。

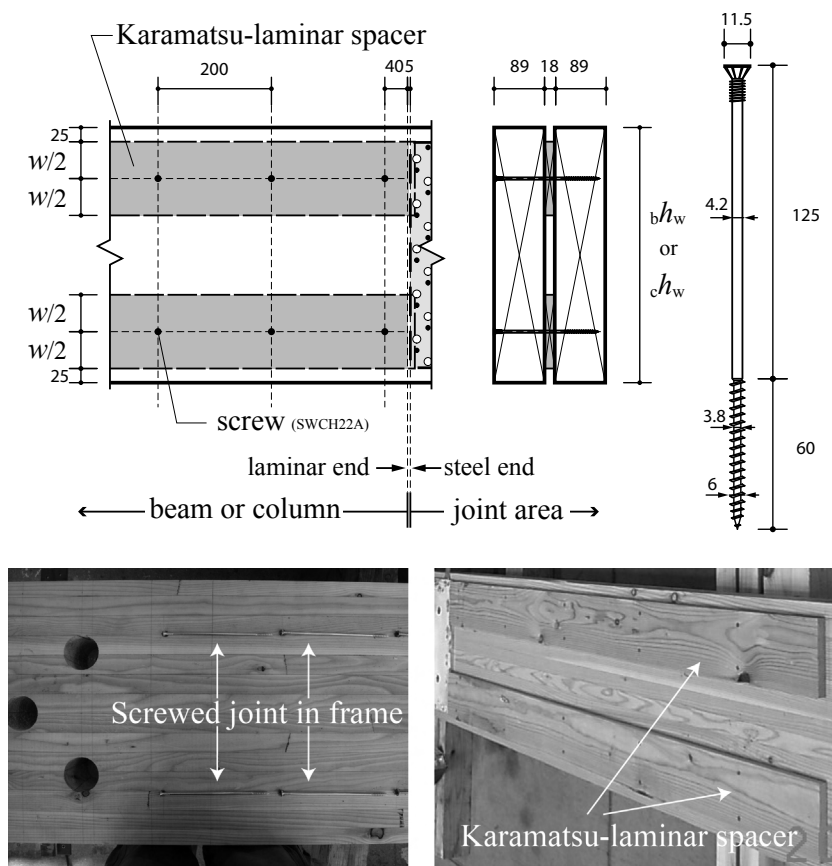


Fig. 3.16. Specification of screwed joint in frame

Table. 3.10. Width of spacer

height of frame	width of spacer
	: $w$
290	85
450	
530	130
690	

### 3.3.4. 集成材および鋼板の断面欠損

Fig. 3.17 に示すようにに集成材および鋼板には接合用に設ける複数の円形孔が存在し断面欠損がある。集成材に加工する座掘り孔径を Table. 3.11 に示した。鋼板のビスおよび相手側ビス頭逃げ孔は既に示しある。円形孔存在位置におけ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. 3.12~Table. 3.16 に示した。



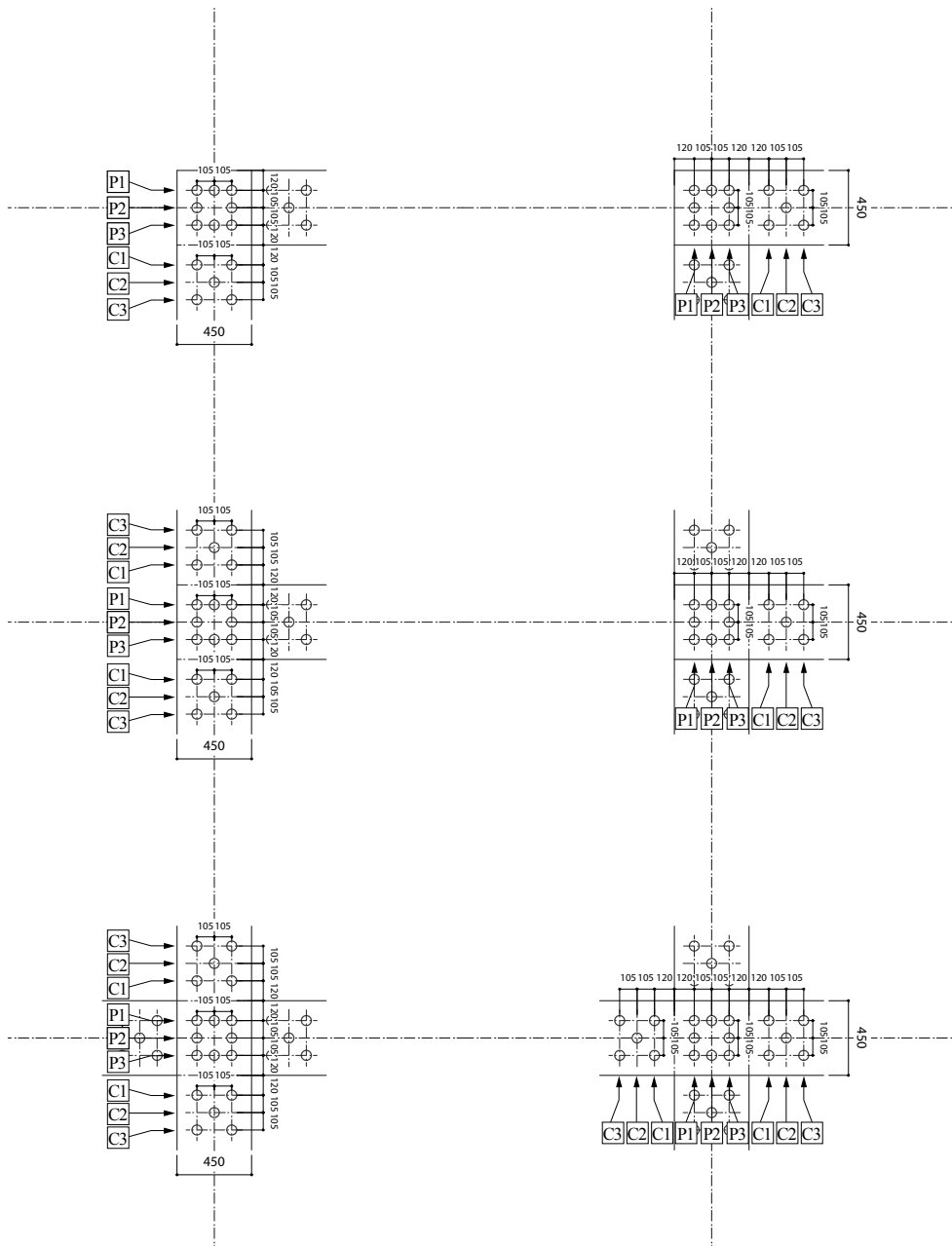
Fig. 3.17. Section loss of pre-drilled holes

Table. 3.11. Pre-drilled hole size into glulam

Size of HTB	pre-drilled hole size into glulam
M16	Φ45
M22	Φ60
M24	Φ70

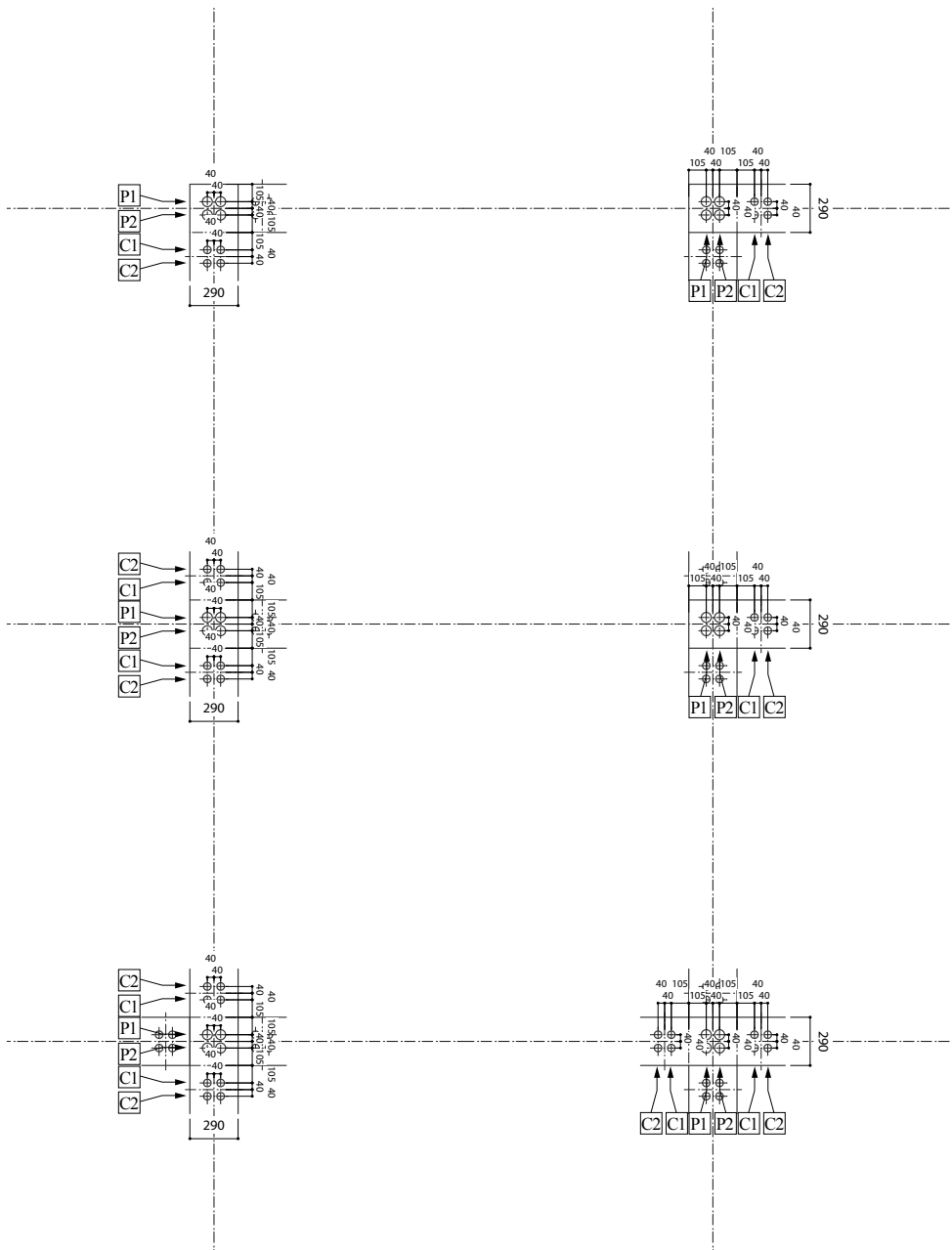
**Table. 3.12. Section properties of glulam at the pre-drilled holes of 450-450 series**

	Column			beam		
	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>
P1	553290750 82%	2459070 82%	24030 60%	P1	553290750 82%	2459070 60%
P2	554892750 82%	2466190 82%	29370 73%	P2	554892750 82%	2466190 73%
P3	553290750 82%	2459070 82%	24030 60%	P3	553290750 82%	2459070 60%
450-450						
C1	554892750 82%	2466190 82%	29370 73%	C1	554892750 82%	2466190 73%
C2	674241750 100%	2996630 100%	34710 87%	C2	674241750 100%	34710 87%
C3	554892750 82%	2466190 82%	29370 73%	C3	554892750 82%	2466190 73%



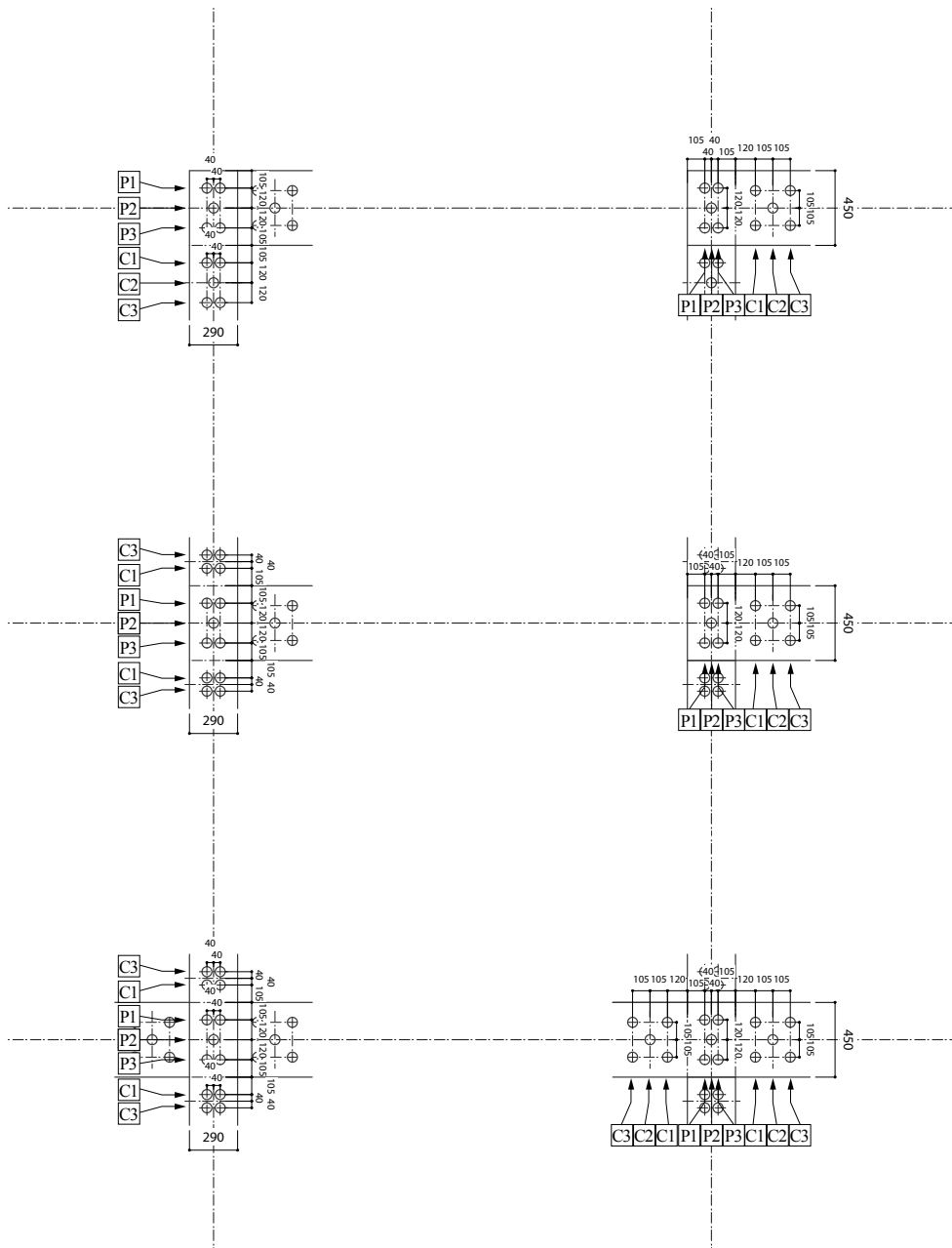
**Table. 3.13.** Section properties of glulam at the pre-drilled holes of 290-290 series

	Column			Beam		
	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>
P1	160593083 89%	1107539 89%	15130 59%	P1 160593083 89%	1107539 89%	15130 59%
P2	160593083 89%	1107539 89%	15130 59%	P2 160593083 89%	1107539 89%	15130 59%
290-290						
C1	166717396 92%	1149775 92%	17800 69%	C1 166717396 92%	1149775 92%	17800 69%
C2	166717396 92%	1149775 92%	17800 69%	C2 166717396 92%	1149775 92%	17800 69%
C3						



**Table. 3.14.** Section properties of glulam at the pre-drilled holes of 450-290 series

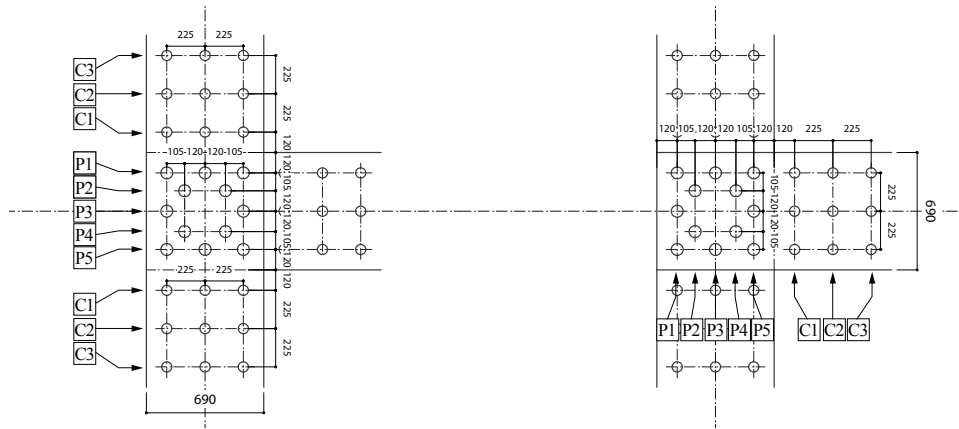
	Column			Beam		
	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>
P1	160593083 89%	1107539 89%	15130 59%	518847750 77%	2305990 77%	29370 73%
P2	179283083 99%	1236435 99%	20470 79%	674241750 100%	2996630 100%	34710 87%
P3	160593083 89%	1107538.506 89%	15130 59%	518847750 77%	2305990 77%	29370 73%
450-290						
C1	160593083 89%	1107539 89%	15130 59%	554892750 82%	2466190 82%	29370 73%
C2	179283083 99%	1236435 99%	20470 79%	674241750 100%	2996630 100%	34710 87%
C3	160593083 89%	1107538.506 89%	15130 59%	554892750 82%	2466190 82%	29370 73%





**Table. 3.15.** Section properties of glulam at the pre-drilled holes of 690-690 series

	Column			Beam				
	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>		
690-690	P1	1798022500 74%	5211659 74%	42720 70%	P1	1798022500 74%	5211659 74%	42720 70%
	P2	2251929917 92%	6527333 92%	48950 80%	P2	2251929917 92%	6527333 92%	48950 80%
	P3	1800566417 74%	5219033 74%	48950 80%	P3	1800566417 74%	5219033 74%	48950 80%
	P4	2251929917 92%	6527333 92%	48950 80%	P4	2251929917 92%	6527333 92%	48950 80%
	P5	1798022500 74%	5211659 74%	42720 70%	P5	1798022500 74%	5211659 74%	42720 70%
	C1	1890960750 78%	5481046 78%	45390 74%	C1	1890960750 78%	5481046 78%	45390 74%
	C2	1890960750 78%	5481046 78%	45390 74%	C2	1890960750 78%	5481046 78%	45390 74%
	C3	1890960750 78%	5481045.652 78%	45390 74%	C3	1890960750 78%	5481046 78%	45390 74%



**Table. 3.16.** Section properties of glulam at the pre-drilled holes of 690-530 series

	Column			Beam				
	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>		
690-530	P1	834567833 76%	3149313 76%	28480 60%	P1	1798022500 74%	5211659 74%	42720 70%
	P2	834567833 76%	3149313 76%	28480 60%	P2	1798022500 74%	5211659 74%	42720 70%
	P3	834567833 76%	3149312.579 76%	28480 60%	P3	1798022500 74%	5211659 74%	42720 70%
690-530	C1	874818083 79%	3301200 79%	31150 66%	C1	1890960750 78%	5481046 78%	45390 74%
	C2	874818083 79%	3301200 79%	31150 66%	C2	1890960750 78%	5481046 78%	45390 74%
	C3	874818083 79%	3301200.314 79%	31150 66%	C3	1890960750 78%	5481045.652 78%	45390 74%

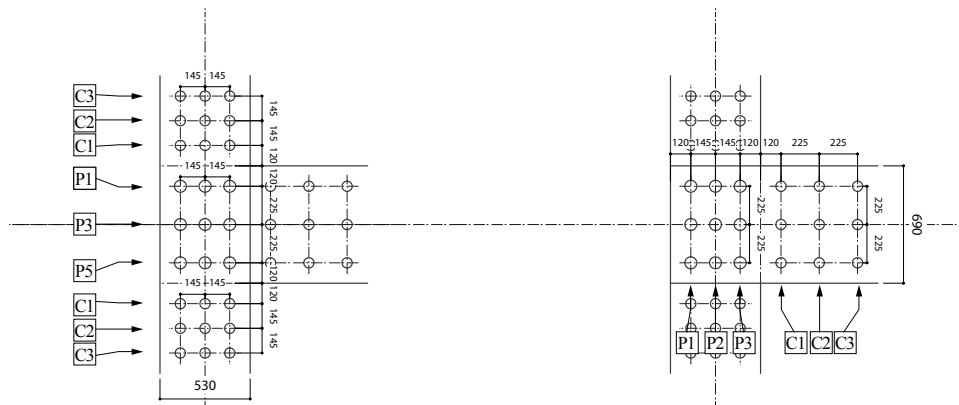


Table. 3.17. Section properties of steel at the pre-drilled holes of 450-450 series

	Column			beam				
	$I_n$	$Z_n$	$A_n$	$I_n$	$Z_n$	$A_n$		
	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>		
450-450	se1	36088430	180442	2678	se1	36088430	180442	2678
		75%	75%	74%	se2	35350430	176752	2678
						74%	74%	74%
	sm1	42665686	213328	3416	sm1	42665686	213328	3416
		89%	89%	95%	sm2	41337286	206686	3416
						86%	86%	95%
	hp1	43206096	216030.48	2952	hp1	43206096	216030.48	2952
		90%	90%	82%	hp2	43216464	216082.32	3168
						90%	90%	88%
	hc1	43216464	216082.32	3168	hc1	43216464	216082.32	3168
	90%	90%	88%	hc2	47989632	239948.16	3384	
					100%	100%	94%	

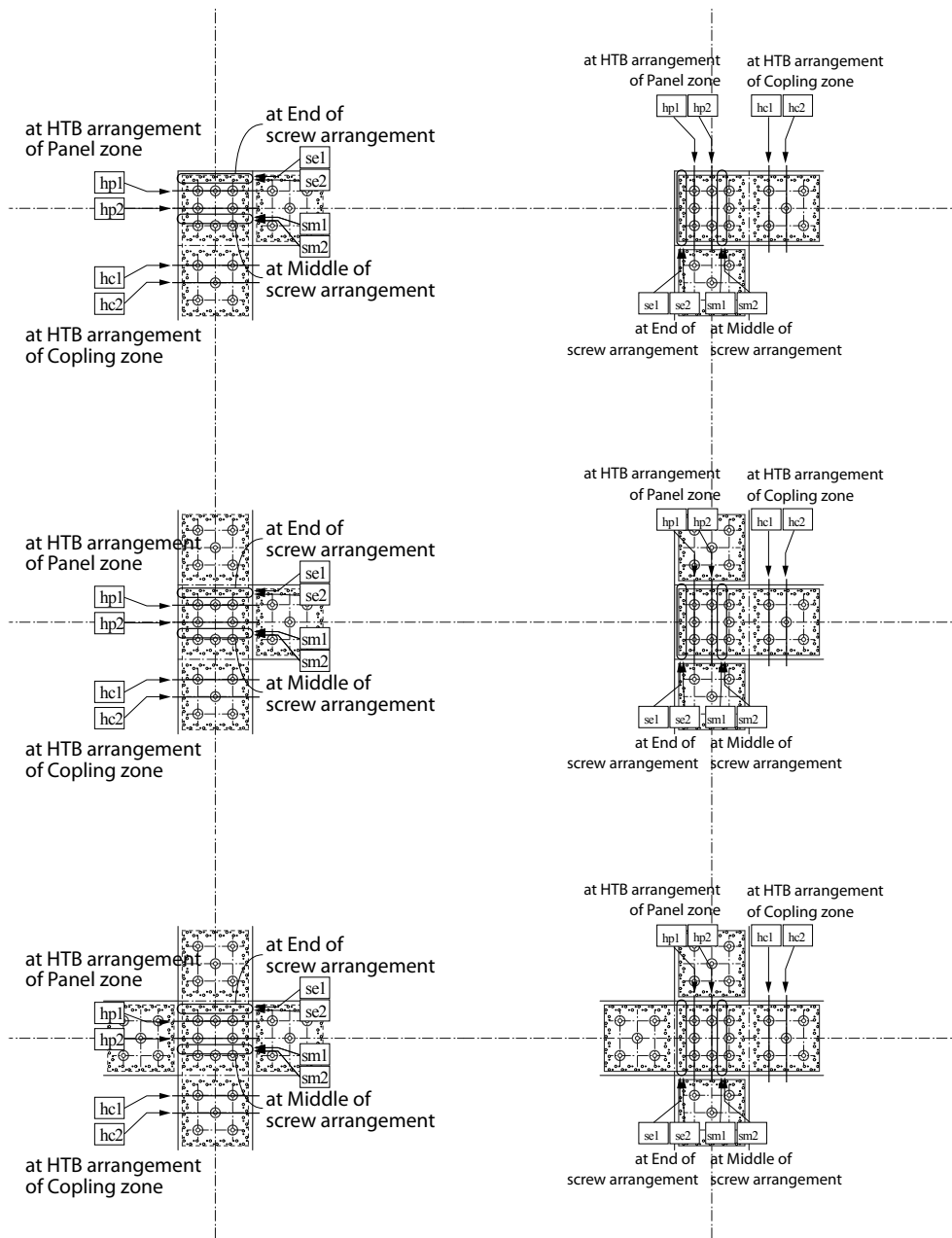


Table. 3.18. Section properties of steel at the pre-drilled holes of 290-290 series

	Column			Beam			
	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	
290-290	se1	7944258	66202	1607	7944258	66202	1607
		77%	77%	74%	77%	77%	74%
	se2	7501458	62512	1607	7501458	62512	1607
		72%	72%	74%	72%	72%	74%
	sm1	8871286	73927	1976	8871286	73927	1976
		86%	86%	91%	86%	86%	91%
	sm2	8133286	67777	1976	8133286	67777	1976
		78%	78%	91%	78%	78%	91%
	hp1	9656064	80467.2	1728	9656064	80467.2	1728
		93%	93%	80%	93%	93%	80%
hc1	9840852	82007.1	1836	9840852	82007.1	1836	
	95%	95%	85%	95%	95%	85%	

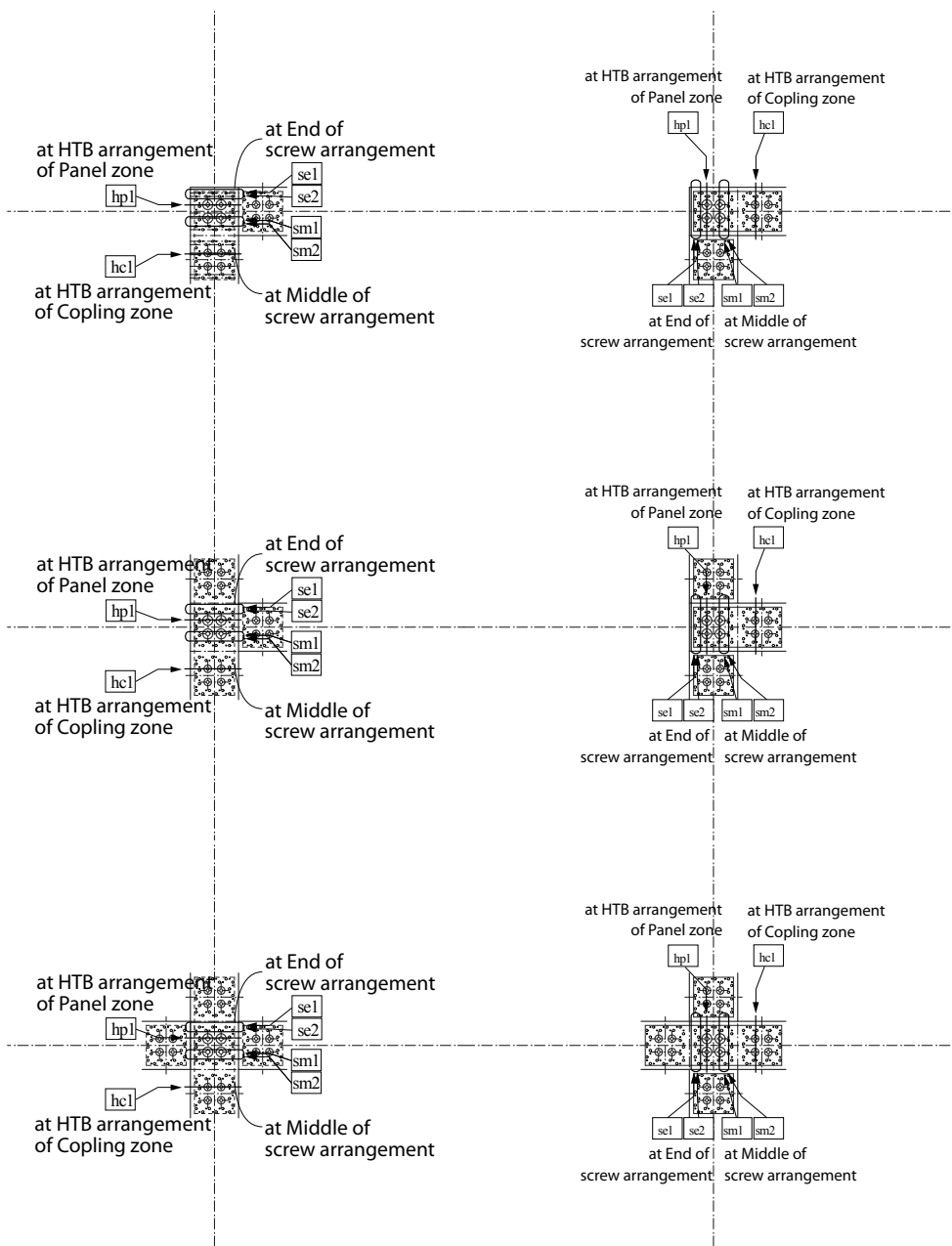
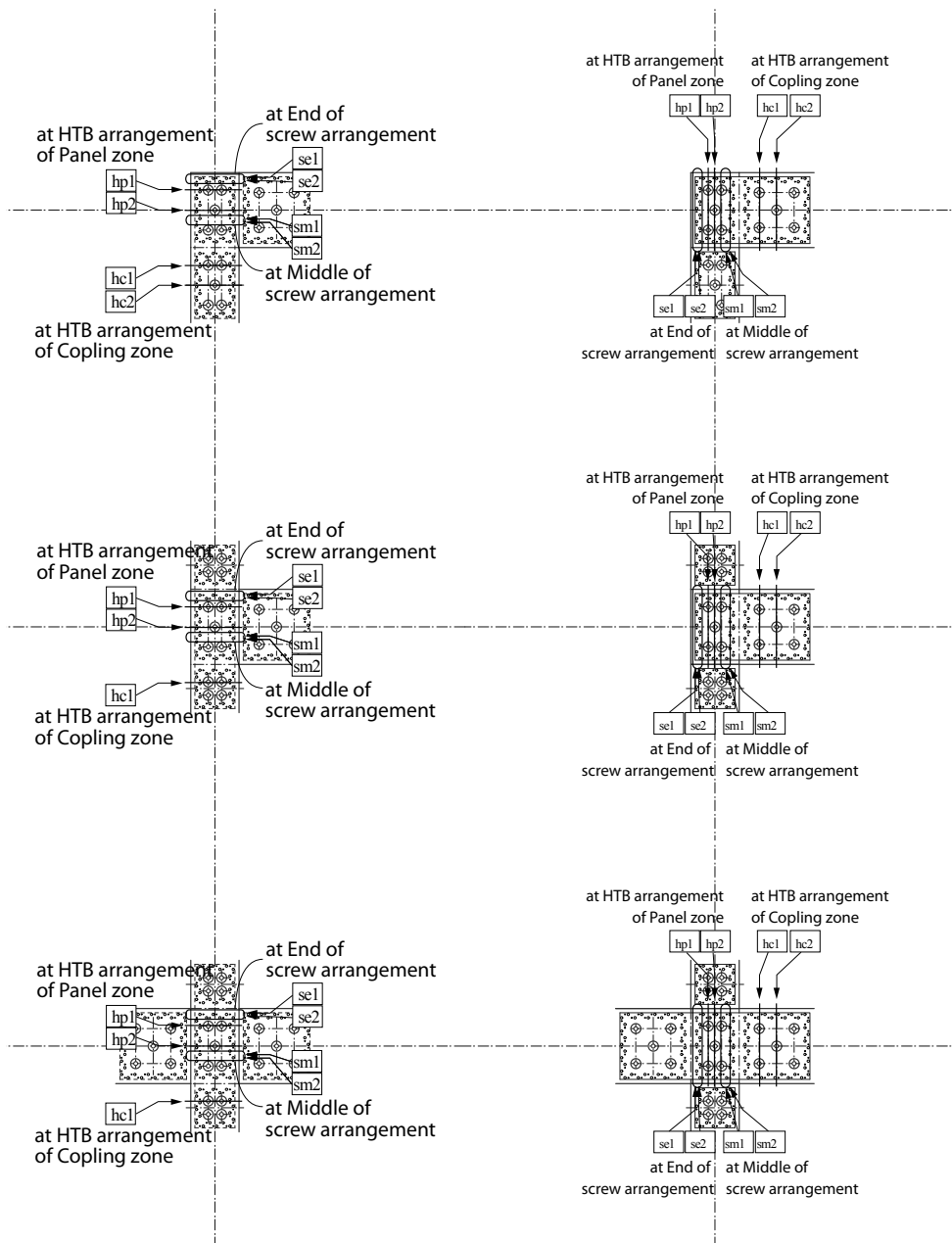


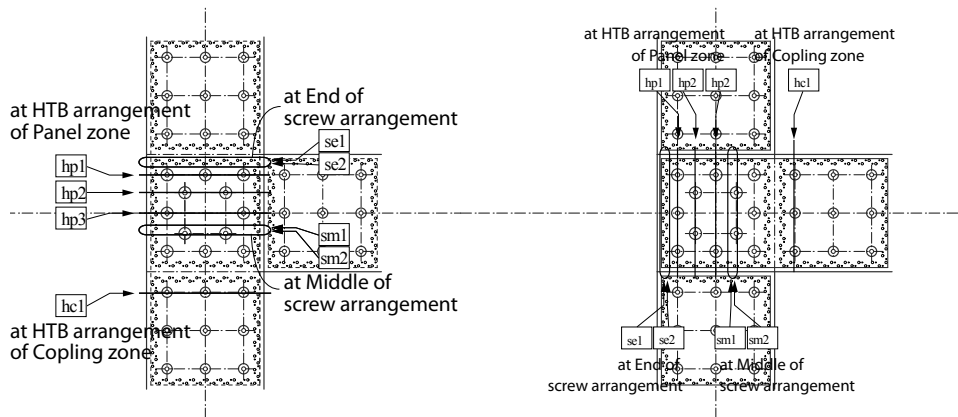
Table. 3.19. Section properties of steel at the pre-drilled holes of 450-290 series

	Column			beam				
	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>	$I_n$ mm <sup>4</sup>	$Z_n$ mm <sup>3</sup>	$A_n$ mm <sup>2</sup>		
450-290	se1	7944258	66202	1607	se1	36088430	180442	2678
		77%	77%	74%	se2	35350430	176752	2678
						72%	74%	74%
	sm1	8871286	73927	1976	sm1	42665686	213328	3416
		86%	86%	91%		89%	89%	95%
	sm2	8133286	67777	1976	sm2	41337286	206686	3416
		78%	78%	91%		86%	86%	95%
	hp1	9656064	80467.2	1728	hp1	43216464	216082	3168
		93%	93%	80%		90%	90%	88%
	hp2	10357632	86313.6	1944	hp2	47989632	239948	3384
		100%	100%	90%		100%	100%	94%
	hc1	9656064	80467.2	1728	hc1	43216464	216082	3168
	93%	93%	80%		90%	90%	88%	
hc2	10357632	86313.6	1944	hc2	47989632	239948	3384	
	100%	100%	90%		100%	100%	94%	



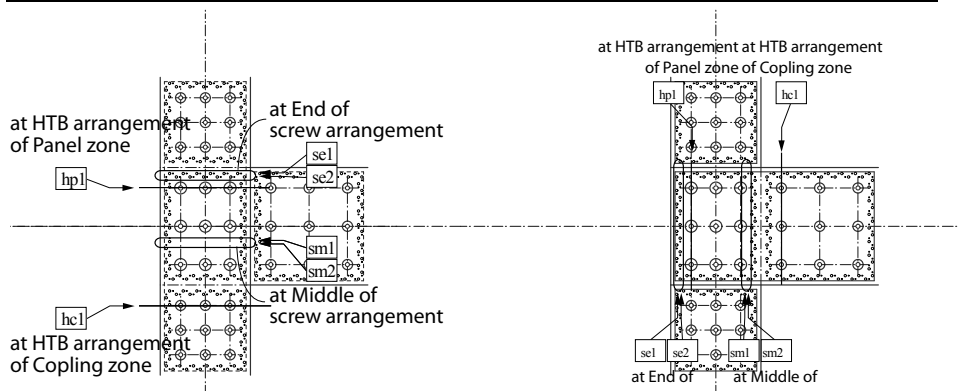
**Table. 3.20.** Section properties of steel at the pre-drilled holes of 690-690 series

	Column			Beam			
	$I_n$	$Z_n$	$A_n$	$I_n$	$Z_n$	$A_n$	
	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>	
690-690}	se1	146848688	458902	4284	146848688	458902	4284
		75%	75%	74%	75%	75%	74%
	se2	145667888	455212	4284	145667888	455212	4284
		74%	74%	74%	74%	74%	74%
	sm1	181089286	565904	5576	181089286	565904	5576
		92%	92%	97%	92%	92%	97%
	sm2	178875286	558985	5576	178875286	558985	5576
		91%	91%	97%	91%	91%	97%
	hp1	172875954	540237	5058	172875954	540237	5058
		88%	88%	88%	88%	88%	88%
hp2	189842436	593258	5292	189842436	593258	5292	
	97%	97%	92%	97%	97%	92%	
hp3	172889136	540279	5292	174717264	545991	5328	
	88%	88%	92%	89%	89%	93%	
hc1	174706896	545959.05	5112	174706896	545959.05	5112	
	89%	89%	89%	89%	89%	89%	



**Table. 3.21.** Section properties of glulam at the pre-drilled holes of 690-530 series

	Column			Beam			
	$I_n$	$Z_n$	$A_n$	$I_n$	$Z_n$	$A_n$	
	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>	
690-530}	se1	62155716	258982	3213	174258258	544557	5207
		75%	75%	74%	89%	89%	90%
	se2	61270116	255292	3213	164959458	515498	5207
		74%	74%	74%	84%	84%	90%
	sm1	74805286	311689	4136	181089286	565904	5207
		90%	90%	96%	92%	92%	90%
	sm2	73181686	304924	4136	178875286	558985	5576
		88%	88%	96%	91%	91%	97%
	hp1	73064754	304436	3618	172875954	540237	5058
		88%	88%	84%	88%	88%	88%
hc1	73830096	307625	3672	174706896	545959	5112	
	89%	89%	85%	89%	89%	89%	



### 3.4. 実験結果と考察

#### 3.4.1. 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、全体としての基本的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

モーメントは柱梁の交点すなわちパネルゾーン図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、変形角は Fig. 3.18 に示すように柱梁における接合部領域端間のせん断変形角とした。モーメント  $M$  およびせん断変形角  $\gamma$  の算出方法を式 [3.1] に示した。

$$M = \begin{cases} P \cdot L & (\text{for L, +}) \\ P \cdot bL & (\text{for T}) \end{cases} \quad [3.1]$$
$$\gamma = \frac{\sqrt{bd^2 + cd^2}}{bd \cdot cd} \cdot \delta$$

ここで、

$P$ : 加力点荷重

$\delta$ : 柱梁における接合部領域端に取り付けた変位計の伸び

$L, bL$ : 柱材長さ, 梁材長さ (Fig. 3.8 参照)

$d, bd$ : 柱梁交点から接合領域端までの距離 (Table. 3.22 参照)

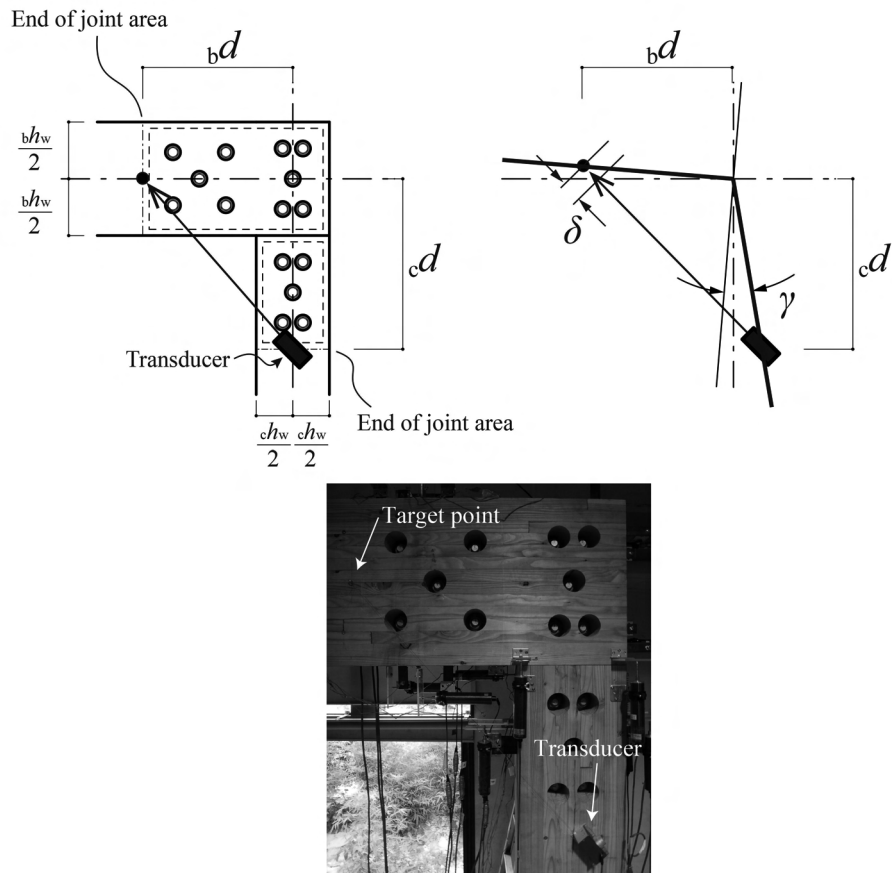


Fig. 3.18. Geometry of joint deformation

Table 3.22. Distance of end of joint area from centroid of panel zone

Name	Distance of end of joint area from centroid of panel zone		Name	Distance of end of joint area from centroid of panel zone	
	$bd$	$cd$		$bd$	$cd$
450-450L	675	675	450-450T	675	675
290-290L	435	435	290-290T	435	435
450-290L	595	435	450-290T	595	515
450-450+	675	675	690-690T	1035	1035
290-290+	435	435	690-530T	955	875
450-290+	595	515			

## (2) 全試験体のモーメント - 変形角関係

Fig. 3.19~Fig. 3.21 に接合部形状毎のモーメント変形角関係 (以下、 $M - \gamma$  関係) について示した。図中には、目視で確認された破壊現象を添えて示した。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. 3.23 に纏めた。尚、評価方法は文献の完全弾塑性近似に倣った。但し、表中の記号に関し  $K$  は初期剛性、 $M_{max}$  は最大耐力、 $M_y$  は降伏耐力、 $\gamma_y$  は降伏変形角、 $M_u$  は終局耐力、 $\gamma_v$  は全塑性変形角、 $\gamma_u$  は終局変形角、 $\mu$  は塑性率を示す。

終局強度比 ( $M_u/M_y$ ) は、最小 1.32、最大 1.73、平均 1.58 であった。すなわち接合部性能のクリープ限度の指標  $2/3M_{max}$  によっても  $M_y$  が下回るという傾向にあった。接合部形状による傾向は特に認められなかった。塑性率 ( $\mu$ ) は、最小 1.87、最大 7.99、平均 4.22 であり、これは完全弾性時のエネルギー吸収能を考慮した保有耐力  $0.2M_u$  に対して、平均で 2.7 倍となる性能と言い換えられる。終局回転角 ( $\gamma_u$ ) は、最小 1/43rad、最大 1/8rad、平均 1/15rad であり、木造建築物の層間変形角における安全限界である 1/30rad に対して接合部の回転角が同程度に生じるものと考えたとき概ね 2 倍程度には変形能に余力があると言える。

以上から、全体として有効な工法であることが示された。

Table. 3.23. Test results of properties(Ave.  $\pm$  S.D. for 450-450series)

	$K$ [kNm/rad]	$M_{max}$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$\gamma_y$ [rad]	$M_u$ [kNm]	$\gamma_v$ [rad]	$\gamma_u$ [rad]	$\mu$ [rad]
450-450L	10200 $\pm$ 1210	154 $\pm$ 12	79.4 $\pm$ 5.7	0.008 $\pm$ 0.001	134 $\pm$ 11	0.013 $\pm$ 0.002	0.063 $\pm$ 0.022	4.62 $\pm$ 0.81
290-290L	2120	54.9	26.2	0.012	45.2	0.021	0.091	4.27
450-290L	4610	73.6	46.2	0.010	68.8	0.015	0.119	7.99
450-450T	14300 $\pm$ 3790	151 $\pm$ 29	79.3 $\pm$ 10.8	0.006 $\pm$ 0.002	136 $\pm$ 30	0.010 $\pm$ 0.005	0.058 $\pm$ 0.034	5.70 $\pm$ 2.10
290-290T	1720	71.1	39.9	0.023	68.4	0.040	0.099	2.48
450-290T	5520	117	66.2	0.012	99.5	0.018	0.059	3.25
690-690T	43000	511	291	0.007	460	0.011	0.023	2.14
690-530T	25150	595	346	0.014	517	0.021	0.065	3.17
450-450+	14200 $\pm$ 5650	313 $\pm$ 22	178 $\pm$ 44.1	0.015 $\pm$ 0.010	285 $\pm$ 25	0.023 $\pm$ 0.011	0.124 $\pm$ 0.021	6.01 $\pm$ 1.91
290-290+	1940	107	80.6	0.042	106	0.055	0.102	1.87
450-290+	6880	153	90.5	0.013	138	0.020	0.107	5.31



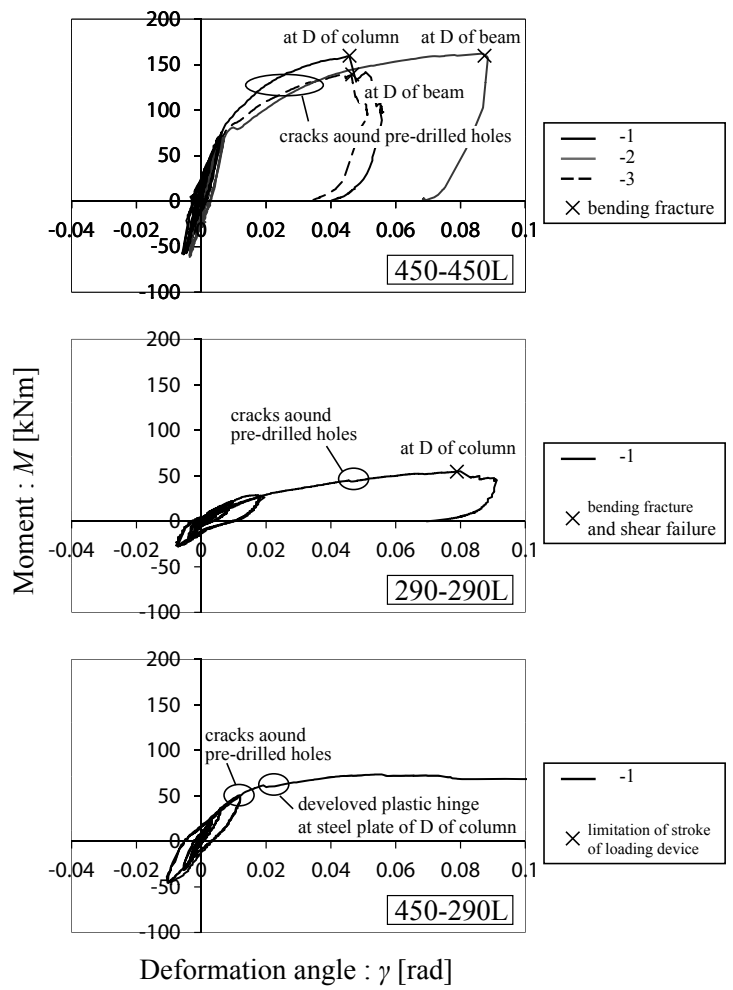


Fig. 3.19. Moment-deformation relationship of L-shaped specimens

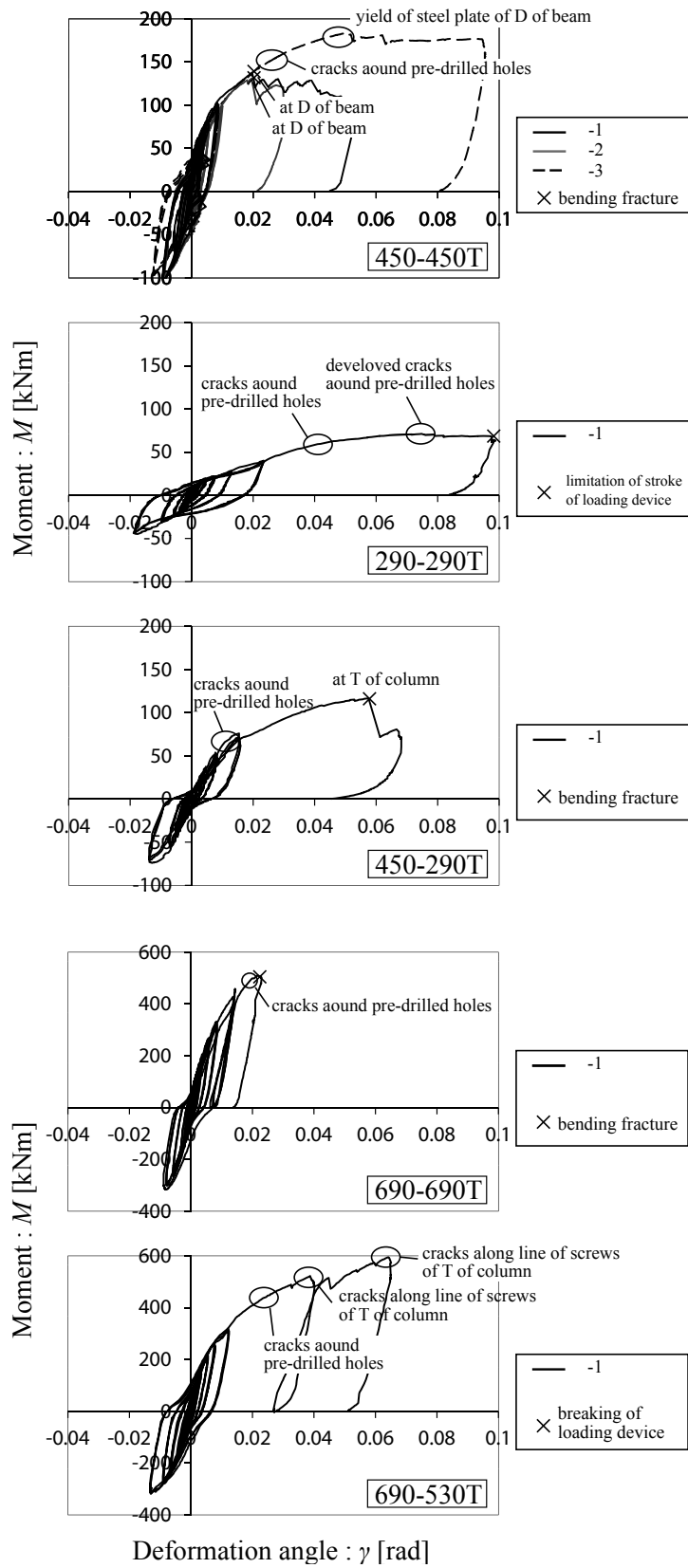


Fig. 3.20. Moment-deformatin relationship of T-shaped specimens

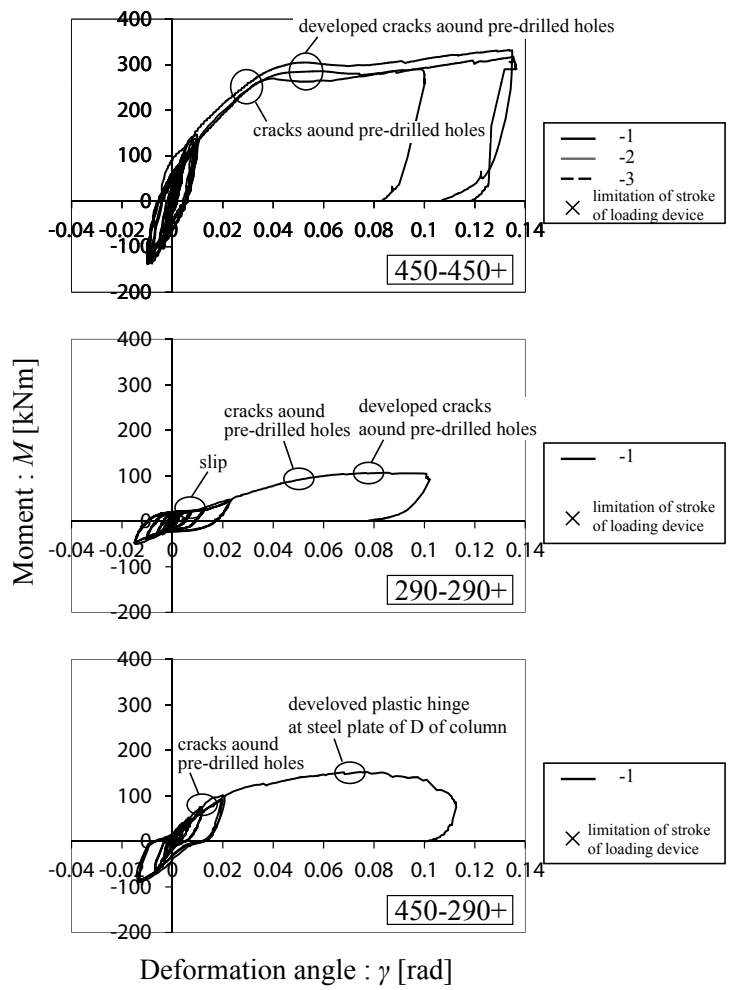


Fig. 3.21. Moment-deformatin relationship of +-shaped specimens