

平成3年度農林水産省補助事業
日本住宅・木材技術センター事業

木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書

2

「新木質建材住宅適用技術推進事業」

平成4年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

－木質架構委員会報告書目次－

1. はじめに	1
2. 中低層木造架構の研究と現状と課題	2
2. 1. 架構・接合方法の分類と検討課題	2
2. 2. モーメント抵抗接合の現状と問題点	2 6
2. 3. 接合部の木材側の応力分布に関する研究の現状	4 2
2. 4. 接合具単体の耐力推定の現状と問題点	5 9
2. 5. ラグスクリューの木口面引抜き強度研究の現状と問題点	7 1
2. 6. むりこみ研究の現状と問題点	7 7
3. 木造建築物の構造計画 (部材断面の大きさ、接合部などの可能性について)	8 4
4. 多層木造建築物の構造特性	8 7
5. モーメント抵抗接合部における接合具多数本打ちの影響	1 1 4
6. 木造グリットフレーム接合部の強度実験	1 2 9
7. 接合具の構造試験	1 6 9
7. 1. 鋼板挿入式ドリフトピン接合の繊維直交方向の耐力試験	1 6 9
7. 2. 接合具単体のクリープ試験	1 8 0
8. 接合部のめり込みに関する設計方法の検討	1 8 6
9. 鋼板添板接合部の数値解析	1 9 9
10. 構造計算の実状と他構造との比較	2 2 4
11. モデルプランの検討	2 7 2

1. はじめに

1.1 事業の目的

本委員会は、剛接合のいわゆる純ラーメン構造を中心として、木質構造で3階建て程度の架構を普及するためのマニュアルの作成を最終目的としている。研究の開始に当たって、次のようなスタンスで研究にあたることとした。また、最終的な成果物も実際の設計に携わっている実務者の便に供するような実用的なものを目指すこととした。

研究対象

- ・木造集合住宅、事務所建築の3（～4）階建てができるもの。
- ・軸組架構一般で、純ラーメンにはこだわらない。
（剛接合を目指すか、壁が入っていてもよい。）
- ・主に大断面の構造とする。ただし、材料には、GLT、LVLなども考慮する。

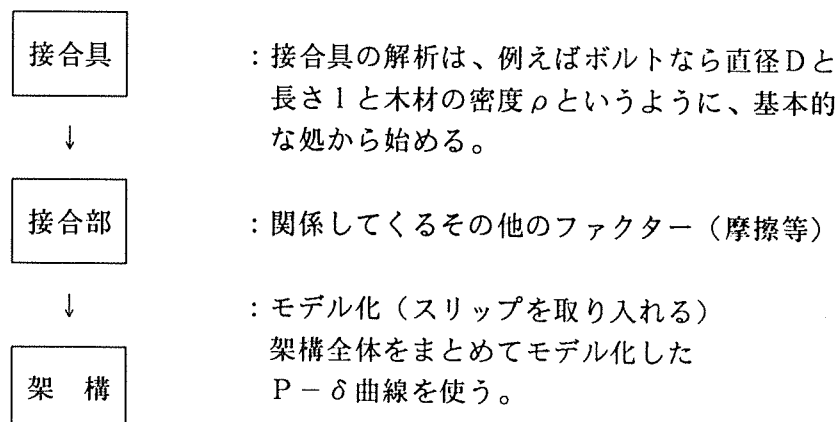
研究のスタンス

- ・構造的な話に絞って進める。
- ・実用的、実地的なものにしたい。
- ・現在の法規にはこだわらないで、研究を進める。

現状の認識

- ・許容応力度設計は今でもできる。保有耐力設計のためのデータが整備されていない。
- ・木造の接合部は、めり込み、せん断、割裂の3つの性状を定量化できれば設計できる。
- ・パネルゾーンのボルトによる割裂のデータがほとんどない。
- ・モデル木造などで特殊なものではできていることが分かってきた。一般に普及可能なマニュアルの整備が必要だろう。

研究の考え方



注：接合具から架構まで一環して求められるようにではなくて、とりあえず、隣との関係を明らかにする。

最終成果について

1. 主要構造骨組みの種類・パターン化と、その解析方法を検討する。
2. 主な架構形式について設計手法の提案（具体的なフローを含めたもの）する。
3. 設計に必要なデータを整備する。
4. 類型化した接合部のデータ集となるようなものを目指す。
5. 以上をまとめた「マニュアル」を作成する。

1.2 委員会の構成

「木質架構委員会」は、新木質建材住宅適用推進事業を実施するために下記に示すような委員構成で、本委員会、専門委員会を組織して事業の推進にあたった。

「木質架構委員会の委員構成」

委員長	坂本 功	東京大学工学部建築学科教授
委員○	宮澤 健二	工学院大学工学部建築学科助教授
〃	野口 弘行	明治大学理工学部建築学科講師
〃	平嶋 義彦	静岡大学農学部森林資源学科助教授
〃 ◎	大橋 好光	東京大学工学部建築学科
〃	安村 基	建設省建築研究所第三研究部耐風研究室主任研究員
〃 ○	小松 幸平	農林水産省森林総合研究所木材利用部構造利用科接合研究室長
〃	太田 道彦	(株)竹中工務店東京本店設計部部長(構造担当)
〃	山田 利行	清水建設(株)設計本部構造設計第二部副部長
〃	三原 良樹	鹿島建設(株)設計エンジニアリング総事業本部構造設計部技術長
〃	鈴木 基	集成材協同工業組合(斉藤木材工業(株)大断面事業部長)
〃	颯川 五郎	全国LVL協会(大一ウッド(株)代表取締役)
〃 ○	稲山 正弘	東京大学工学部建築学科
〃 ○	五十田 博	東京大学工学部建築学科
〃 ○	石井 満	(株)東京建築研究所
〃 ○	片岡 泰子	(株)お茶の水設計工房
〃 ○	川元 紀雄	農林水産省森林総合研究所木材利用部構造利用科接合研究室
〃 ○	平野 晋	(株)奥村組つくば研究所
〃 ○	小塚 裕一	(株)竹中工務店東京本店設計部構造課
協力委員	春川 真一	林野庁林政部林産課課長補佐
事務局	牧 勉	(財)日本住宅・木材技術センター試験研究部長
〃	鴛海 四郎	(財)日本住宅・木材技術センター主任研究員
〃	屋代 栄久	(財)日本住宅・木材技術センター技術主任

(◎：専門委員会主査、○：専門委員会委員)

2. 中低層木造架構の研究と現状と課題

2. 1. 架構・接合法の分類と検討課題

ここでは、木質材料を用いた3階建てあるいは4階建ての架構をイメージできるように、まず、多層建築が可能な架構を取り上げ、それらの構造的特徴、既往の該当架構のスパン、部材寸法、接合部の形態等を列記する。次に、現在まで提案・試作・実験がなされた接合法について、方向性、施工性、破壊形態などを軸に検討を加える。最後に、本年度の検討課題であるモーメント負担接合を中心に接合部をモデル化し、荷重を受けた際にどのような抵抗をするかを考察する。それによって、各種の接合部の挙動を計算により求める際に解決しなければならない問題点を明確にする。

(1) 架構の分類

木造軸組構法の3階建てあるいは4階建ての多層建築物の架構形式として、トラス構造(図2.1)、ラーメン構造(図2.2)、軸組+耐力壁構造(図2.3)が考えられる。ここではそれらの架構形式を1構面を単位として検討する。構面単位としたのは、接合法により2構面とも同じ構造とできない場合があり、特にラーメン構造で接合法、部材断面によってこの状況は生じ易い。2方向に同じ構造が可能か、不可能か、または同じ接合法にできるか、できないかについては次の接合部の分類で詳しく検討する。なお、山形ラーメン構造が大規模木造建築物の架構法として最も建築実績のある架構だが、この架構は湾曲集成材を用い、多層建築物となりにくいためここでは除外した。

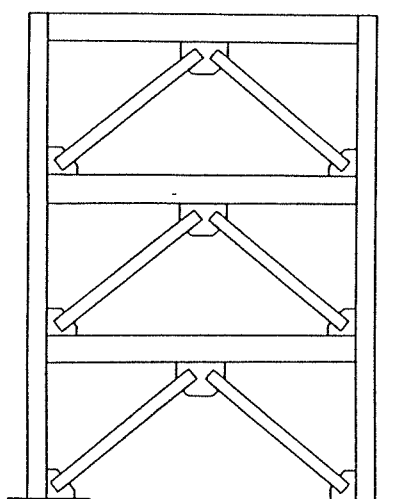


図2.1 トラス構造

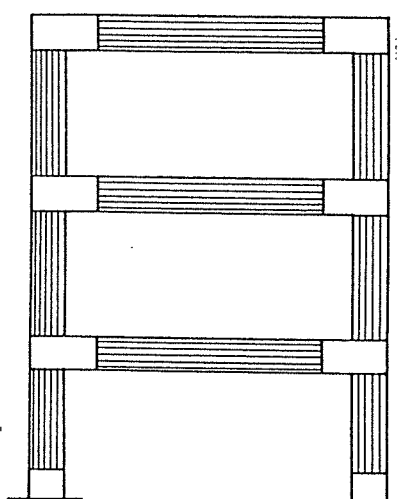


図2.2 ラーメン構造

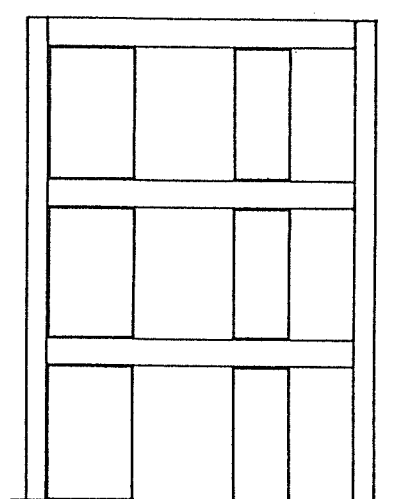


図2.3 軸組+耐力壁構造

A) トラス構造

ここでトラス構造とは、柱梁構面にブレースを組み込んだいわゆるブレース構造を指し、トラスで構成される柱梁や屋根・小屋組等を指すものではない。この構造は、部材に軸力のみが生じ、接合部分は引張力あるいは圧縮力を伝達するピン接合として設計される。そのため柱、梁、ブレースとも比較的小径材で水平力が伝達できる。この架構の構造的な問題点は柱-梁-ブレース接合部である。それは架構の変形の大半が接合部の変形に起因していること、また、部材が引張破壊、あるいは座屈により破壊することはほとんどないことによる。

この構造の実例のスパン、柱断面、梁断面、ブレース断面を表2.1に示す。例1は大規模木造3層建築物を想定した実大実験の供試体で、水平耐力要素はブレースとALC板を用いた耐力壁である。例2は1層1スパンの水平力に対する挙動を調べる目的で行った実験の供試体である。

表2.1 トラス構造の実験例

	スパン	柱断面	梁断面	ブレース断面
例1 ^{*1}	2.4	180×180	200×500	150×180
例2 ^{*2}	3.6	150×150	150×250	90×90、130×105

B) ラーメン構造

ラーメン構造は、ボルトやシアファスナーなどのいわゆるメカニカルファスナーを用いて接合部を剛節化するもので、最近研究が盛んである。木質材料を用いたラーメン構造の問題点として、部材自体のヤング係数が小さいこと、接合部を完全剛とすることが出来ないこと、高い加工精度を得られないこと、ある程度以上の部材断面は組立・合成によらなければ得られないこと、それに加え、新しく開発された部材、接合具、接合法を用いるため基礎データが少ないことなどが上げられる。

ラーメン構造については架構実験の実績がほとんどなく、実例も少ないので、接合部の部分実験で使用された部材の寸法、主な接合具を表2.2に示すこととした。また、接合部実験からは想定スパンがわからないので、接合部中心から加力位置までの距離を参考までに記載した。

表2.2 ラーメン構造の実験例 (モーメントアームの単位はm)

	モーメントアーム	柱断面 mm	梁断面 mm	主な接合具
例1 ^{*3}	3	150×500	150×500	ドリフトピン、高力ボルト
例2 ^{*4}	1.2	140×290	140×400	ボルト、くさび
例3 ^{*5}	3	240×240	150×500	ボルト
例4 ^{*6}	1.5	150×200	150×300	ワグスクリュー、接着剤
例5 ^{*7}	3	150×500	150×500	ドリフトピン、釘
例6 ^{*8}	1.2	150×300	150×300	接着剤
例7 ^{*9}	1.5	150×200	150×300	釘、ボルト、接着剤
例8 ^{*10}	3	150×500	150×500	ジベル類
例9 ^{*11}	3	150×400	150×500	ボルト、ワグスクリュー
例10 ^{*12}	2	150×500	150×500	釘、ボルト、ドリフトピン
例11 ^{*13}	8 (スパン)	150×600	150×600	釘
例12 ^{*14}	0.91	220×220	梁せい600合成梁	鋼製引独

C) 軸組+耐力壁構造

この架構は、軸組に耐力要素を持った壁を組み込んだもので、住宅レベルの小規模なものでは「軸組+合板構造」、あるいは軸組構法の合理化手法ひとつである「軸組+パネル構造」としてしばしば用いられる。この構造の問題点は、柱梁接合部と耐力壁取り付け部分である。耐力壁が薄いと大壁的に耐力壁が納まり、耐力壁の軸組への取り付け強度と耐力壁自体のせん断強度により、全体の強度が決定される。それに対し、耐力壁が断熱性を備えるなどで断面の大きいものになると真壁的に納まり、軸組による周辺拘束と壁自体のせん断強度により全体の強度が決定される。この場合には、耐力壁の水平耐力を十分に発揮し、軸組の相乗効果を期待するために、柱梁接合部を十分に強くし、梁せいのある軸組にしなければならず、軸組自体はラーメン構造に近いものになる。

この構造の実験例を表2.3に示す。

表 2.3 軸組 + 耐力壁構造の実験例

	スパン	柱断面 mm	梁断面 mm	耐力壁
例 1 *1	2.4	180×180	200×500	ALC板 + セメント板釘打
例 2 *15	4.86	2-150×300	90×450 + 90×540	木質パネル
例 3 *16	3.64	120×300	120×300	合板釘打ち

(2) 接合方法

これまで接合方法の分類を行った文献・報告はいくつかある*17、*18。それらは主にモーメント負担の柱梁接合部を対象としている。分類軸は、接合部材・位置（継手、仕口、柱脚）、応力伝達（軸力、せん断、モーメント）、接合具、曲げを受けた際の回転中心の位置であった。ここでは、それらの文献・報告の分類を踏襲しながら、これまで分類軸として扱われなかった4つの分類軸を追加し、接合部をできる限り包括的に考察することを試みる。追加した軸は、架構との関連が深い方向性、施工・加工を考慮し現場加工と工場加工、加工精度と耐力、および実験結果より得られたデータによる接合法別の構造性能の軸である。

(2) - 1 接合法のタイプ - これまでの分類

柱梁接合部は4つの基本的形態に分類されている。これは柱梁接合部ばかりでなく、他の継手接合部、柱脚接合部にも応用可能である。以下にタイプ別の変形性能と耐力の関係を示した。また、図2.4には継手接合部、柱脚接合部への対応を含めて各々の接合法を示した。

a) タイプ - I

タイプ - I は、一般に鋼板添え板型、あるいは鋼板挿入型接合部と呼ばれるものである。形態としては、部材側面を鋼板と多数の接合具で接合し、そのせん断抵抗を利用して曲げを伝達するタイプで、軸力とせん断力の伝達も同じ鋼板と接合具によって行われる。せん断力については補助的にダボを用いる場合もある。接合具としては釘、ボルト、ドリフトピンが用いられる。ドリフトピンの場合には締め付け力がないため、鋼板を挿入する形式となる。本報告では特に側板を鋼板に限定せず、合板あるいはその他の側材もこのタイプに含むものとした。また、この接合法で鋼板同士を高力ボルト締めしたものは、変形性能、破壊性能が異なることが予想され、タイプ - I' とする。

b)タイプーⅡ

タイプーⅡは、木材の弱点である繊維直角方向の割裂きを起こさないように意図したもので、引張ボルト型と呼ばれることがある。曲げおよび軸力は、引張ボルトと木材のめり込み耐力で抵抗しする。せん断は引張ボルトをせん断にも抵抗させるか、ダボを用いる、あるいは木材を在来構法の仕口のように大入れ、ほぞタイプとするものもある。特に、せん断力を負担するものとしてタイプーⅠの接合法を用いる場合には、タイプーⅠ部分が曲げに対してもわずかながら抵抗するので、タイプーⅣとして別に扱う。また、提案されているものには、梁側で接合金物を介して引張ボルトを止めつけるものもある。この接合金物を梁に止めるためにラグスクリューやボルトを使うタイプは、軸力を受けた際の釣合位置が変わるので、このタイプの派生として扱う（タイプーⅡ'とする）。

c)タイプーⅢ

タイプーⅢは、柱あるいは梁部材が分割され、タイプーⅠの側板（挿入板）的役割をするものである。この柱と梁を接合する接合具としてシアプレート、スプリットリング、ブルドックジベルが用いられている。曲げが作用したときには、回転中心が1ヶ所のため、変形量はタイプーⅠに比べて少なくなると考えられる。せん断力、軸力はタイプーⅠと同様に、曲げを伝達する接合具で伝達することになる。

d)タイプーⅣ

タイプーⅣは、曲げに対してはタイプーⅡ、せん断力に対してはタイプーⅠで抵抗させるものである。このタイプはⅠとⅡを合わせたものである。従って、Ⅰ、Ⅱと比べ初期剛性が得られると思われる。しかし、比較的小断面内に多数の接合具が納まっているため、余裕を持った配置計画をしないかぎり、脆性的な破壊性状となるとと思われる。

	継手	柱梁接合部	柱脚
タイプⅠ	<p>釘 添え板鋼板</p>	<p>釘 添え板鋼板</p>	<p>釘</p>
	<p>ボルト 添え板鋼板</p>	<p>ボルト 添え板鋼板</p>	<p>ボルト</p>
	<p>ドリフトピン 挿入鋼板</p>	<p>挿入鋼板 ドリフトピン</p>	<p>ドリフトピン</p>

図2.4 接合部の分類

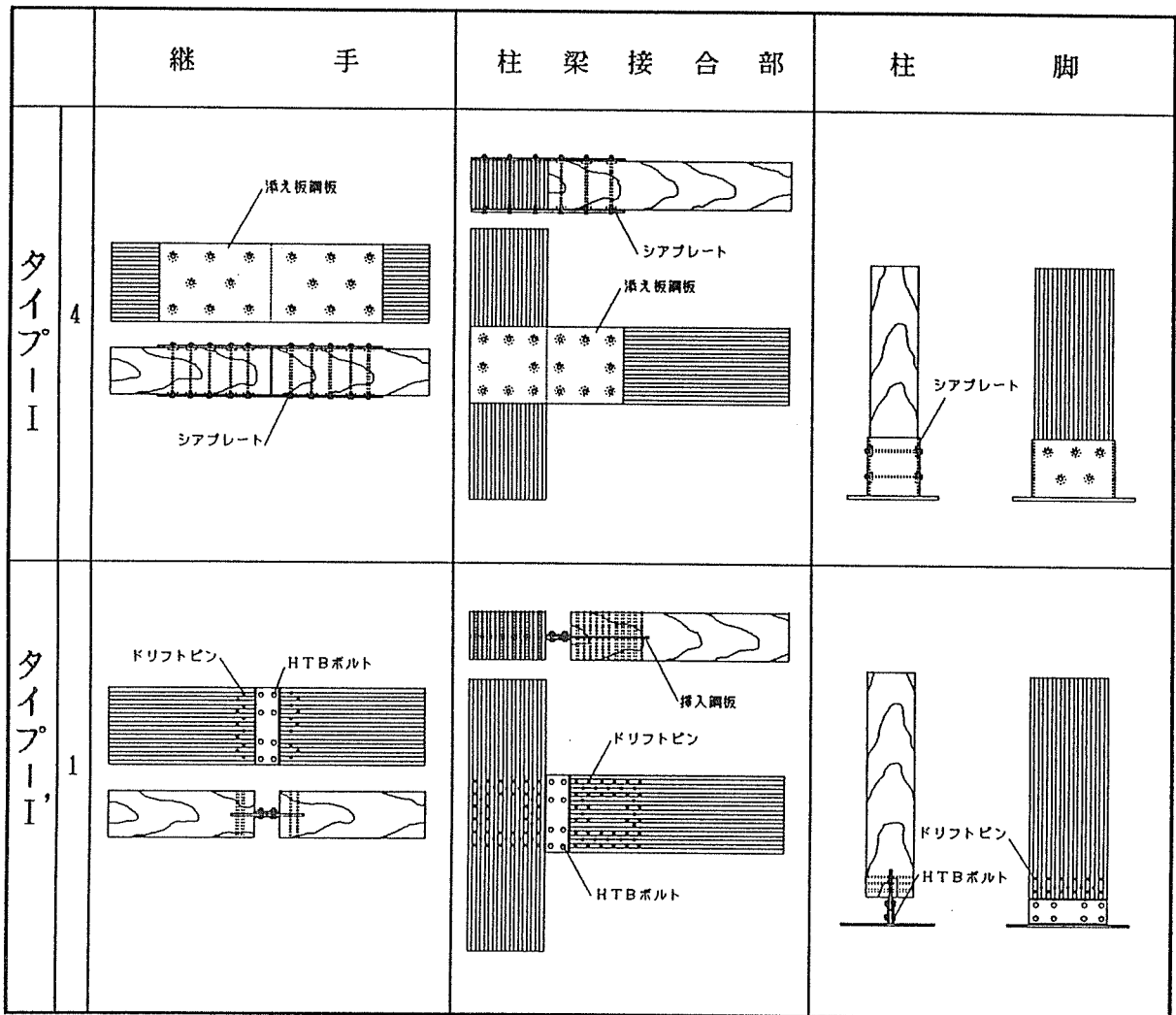


図2.4 接合部の分類

		継 手	柱 梁 接 合 部	柱 脚
タイプⅡ	1			
	2			

図2.4 接合部の分類

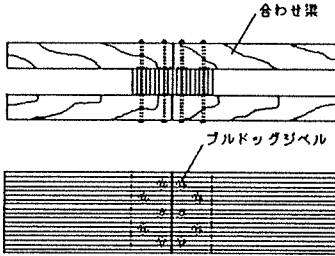
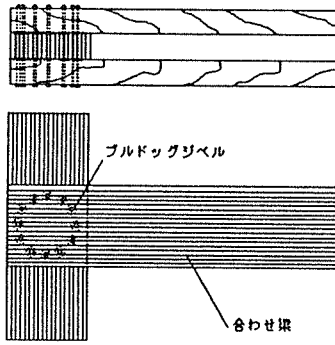
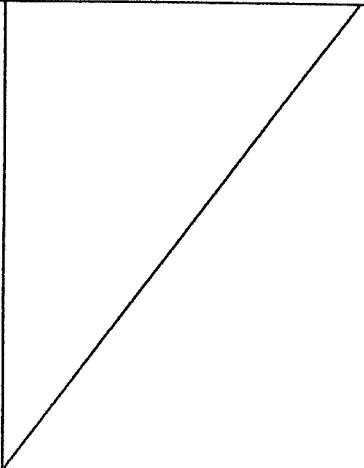
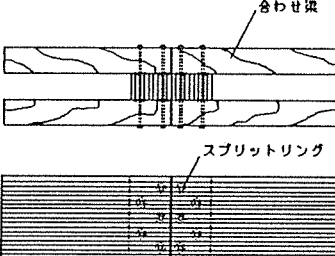
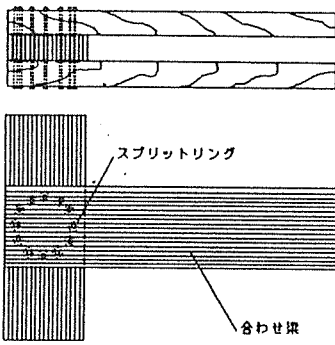
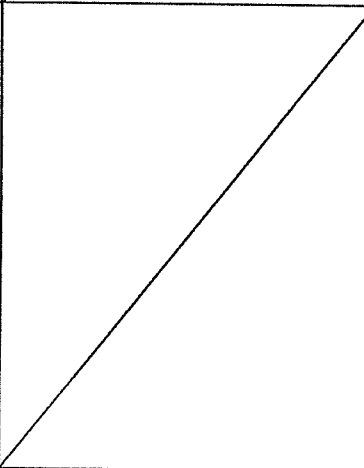
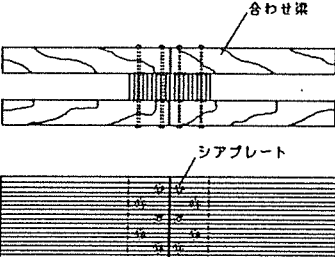
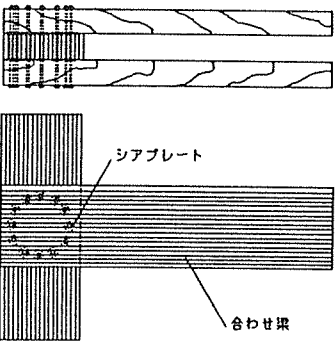
		継 手	柱 梁 接 合 部	柱 脚	
タイプ Ⅲ	1				
	2				
	3				

図2.4 接合部の分類

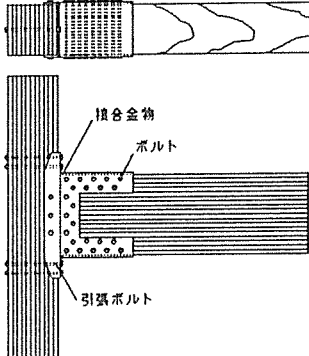
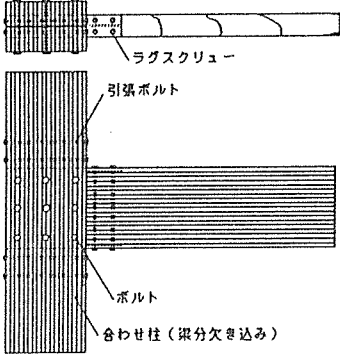
	継 手	柱 梁 接 合 部	柱 脚
タイプ IV	1		
	2		

図2.4 接合部の分類

(2) - 2 方向性の軸

方向性の問題は、主としてモーメント負担を目指した柱梁接合部を用いるラーメン構造で生じる。方向性には架構として方向性があるものと、接合法によって方向性が生じるものがある。接合法が同じであっても、柱断面が長方形となった場合には方向性が生まれ、スパンを違えるか、何らかの水平耐力要素を必要とする。接合法が異なると、ほとんどはX方向、Y方向の強度・剛性が異なる。このように、ここでは接合法だけにとらわれず、架構全体をイメージして、方向性について考えることとする。

表2.4は、(2) - 1でタイプ分けした接合部を、架構、接合法別に方向性に関する軸で分類したものである。タイプ-II (II')は、架構、接合法とも方向性がないとしたが、正確には引張ボルトの位置をX方向、Y方向で上下差をつけなければできないか、あるいは特別に加工した接合金物を用いることによって可能なのであり、厳密な意味で同じ接合法というのは不可能である。タイプ-IIIの梁を分割して合わせ梁とした場合には、納まりを工夫すれば、2方向に同じ接合法が可能である。しかし、高い剛性を期待し、多数の接合具を用いる場合には柱の断面を大きくしなければならず、現実には架構として方向性を持ったものとなろう。同じくタイプ-IIIで柱を2分割して合わせ柱とした場合には2方向に同じ架構、同じ接合は、ともに無理である。しかし、柱を4本合わせとした場合には、接合面が少なくなるため剛性は低いですが、2方向に同じ架構、同じ接合はともに可能となる。

タイプ-Iおよびタイプ-IVは、その形態上、梁幅が柱幅と同じになる必要があり、現実的には2方向に同じ架構、接合は無理と思われる。

表2.4 方向性に関する軸

接合部 \ 架構	方向性あり	方向性なし
方向性あり	タイプ-I、I'、IV、III	/
方向性なし	タイプ-III	

* 1 : タイプ-II (II')は、架構、接合部とも方向性のあるものも可能であるが、形態としては同じなので最も多用性に富む両方向方向性なしの覧とした。

* 2 : タイプ-IIIは、各々の覧で接合形態が異なるため、当てはまる覧すべてとした。

(2) - 3 加工精度と耐力

木造の接合部は、部材と部材を完全に一体化できないため、木材を加工し接合具を使って、2材以上の材を接合することとなる。加工が精度よくなされていれば、所定の剛性・耐力を発揮することが出来るが、施工性と加工方法の現状を勘

案すると、当然のことながら接合具と木材加工の間にはあそびが存在することになる。接合法によっては、あそびの影響を受けないものもある。例えば、タイプⅡのようにボルトを用いて引張り力に抵抗する場合には、先穴加工とボルトの間にあそびが存在したとしても、剛性・耐力の劣化はほとんど見られない。接合具についていえば打ち込み式の接合具は、木材に先穴加工を施さないためあそびは存在しない。先穴加工を必要とする接合具では、初期剛性・耐力を得るためにエポキシ等の接着剤を充填することにより、あそびを少なくすることも可能である。表2.5にそれらをまとめたものを示す。

表2.5 接合具と接合法に対する加工精度の影響

	加工誤差の影響を受け易い	加工誤差の影響を受けない
接合具	ボルト、ドリフトピン スプリットリング シアプレート	釘、ラグスクリュー ブルドックジベル
接合法	ほぞ、ダボなど木材を加工する	タイプⅡ

(2) - 4 現場加工、工場加工、現場組立、工場組立

前項で考察したように、木材の加工穴と接合具の間には誤差が介在してしまう。そこで、できるだけ工場加工とすることにより、現場での組立時の誤差をなくし、施工を確実なものとするのが望まれる。特に接着剤を用いて接合、あるいは充填する場合には、それらを工場で行うことにより信頼性は増すことになる。タイプⅠ'は工場組立部分を多くした接合部だが、このように現場での作業を高力ボルト締めのみとすることにより、所定の強度に近いものが期待できる。

(2) - 5 初期剛性と変形性能

表2.6は、既往の接合部実験の結果を示したものである。部材断面、実験方法、実験装置が一様ではないため、単純にその数値を比較することはできないが、大まかには以下の点が見られる。

- ①タイプⅠの釘接合は、初期剛性が高く、本数・配置によっては剛接合とみなすことができる。
- ②タイプⅠのボルト接合は、ボルトの締め付けトルクおよび加工穴とのあそびが剛性を大きく左右する。破壊は木材側のせん断破壊、曲げ破壊である。
- ③タイプⅠのドリフトピン接合は、初期すべりが大きく、全体的に剛性が低い。
- ④タイプⅡ(Ⅱ')は、初期すべりを生じないが、全体的にタイプⅠに比べて

剛性が低い。しかしタイプⅠに比べ変形性能は高い。

⑤タイプⅢは、変形性能に富むが、配置個数が少ないためブルドックジベル接合 以外は、初期すべりを生じ易い。

(3) 接合法のモデル化と計算

最近になって基本的な研究が進み、一部の接合法では各部に働く力と変位の釣合関係により接合部の荷重－変形関係を計算によって求めることが出来る段階に達している。実験結果との比較においても良好な適合を示した研究報告がいくつかされている。ここでは(2)で取り上げた接合部について、まず接合部をモデル化し、接合部別の抵抗する要素および破壊の生じる要素について列記する。ここで要素とは、力が加わった際に変形を生じる部位および接合具を指す。次に抵抗要素についての現状の研究状況より判断して、その接合部がどこまで計算可能であり、どの要素の何がわかることにより計算が可能になるかを検討する。

(3) - 1 各接合部のモデル化と各要素

各タイプ別の接合部について、軸力、せん断力、モーメントが作用した際に抵抗する部位、接合具、および破壊の生じる可能性のある部位、接合具について考える。なお、ここでは接合部分のみに注目しており、接合部分を除いた部材自体の破壊については、考えないものとする。表2.7にそれらをまとめたものを、図2.5には各タイプの代表例について図解による力の流れを示した。表から軸力と曲げに対する各々の要素はほとんど同じであることがわかる。これは、曲げを受けると、接合部の上面(下面)が引張りを受け、逆の面が圧縮を受けることとなり、両面で引張り、圧縮の軸力を受けることとなり、当然の結果ともいえる。異なる点は軸力で圧縮を受けた場合、部材の接している部分が等変位めり込み(継手の場合は部材同士の全面圧縮)になるのに対し、曲げの場合は三角形変位めり込みとなる点である。せん断力については、部材間にせん断を受けるためのダボを用いた場合には、抵抗では木材のめり込み、破壊では木材のせん断、ダボのせん断が追加されることとなる。

計算で接合部全体の荷重－変形関係を求める際の問題点は、各々の接合具にかかる応力分布とあそびを除外すれば、各接合具単体のせん断力に対する荷重－変位関係である。現状では、許容値は木構造計算規準で与えられ、最大荷重の予測も可能であるが、それらの変位、降伏点等の接合部全体の挙動を的確につかむことはできない。釘、ボルト、ドリフトピンについては、有限要素法解析を用いて、接合具径、木材比重をパラメーターとした剛性(いわゆる接線剛性ではなく許容

耐力をその時の変形で割った値)が求められており、この値を使うことにより接合部全体の剛性を求めることができる。しかし、降伏点が不明なことに加え、ほとんどの接合具は初期段階から非線形性を示すため、接合部全体の挙動を正確に知るまでには至らず、現状では接合具単体の荷重-変形関係を実験により求め、それを元に計算を行う以外に方法がない。接合具の荷重-変形関係のモデル化、そしてモデル化した曲線による接合部全体の計算値と実験結果との適合性が確認できれば、実験によらず計算により接合部全体の挙動を知ることができる。

また、破壊荷重については、鋼材類の引張り破壊荷重、せん断破壊荷重は明確だが、木材側の割裂、せん断破壊荷重が明確でないため、破壊荷重を正確に予測することは現状では不可能である。

(3) - 2 剛性計算と前提条件

前項で考察したように、現状では接合部剛性を計算により求めることができることがわかった。そこで、ここでは、タイプ-Iとタイプ-IIの柱梁接合部について、接合具本数、接合具径などをパラメータとした計算を試みた。各々が比較し易いよう樹種は「べいまつ1級集成材」とした。また、部材断面は接合法によって、扱うファスナーの種類、寸法、本数より、部材寸法の要素が剛性、破壊に大きく影響するものもあると思われたので、梁寸法のみを150×500mmに統一し、柱寸法はタイプ-IIで240×240mmを追加し、その他を150×150mmとした。

ヤング係数は、木構造計算規準の数値に倣うものとした。なお、規準中がないもの、あるいは異なる値を用いる場合には、文中にその値をカッコ内に示した。

タイプ-Iでは計算の前提条件として、シアファスナーの初期剛性が重要な位置を占める。前述したように釘、ボルト、ドリフトピンについては、有限要素法解析により、短期許容耐力とそれに対応するすべり量を求め、その比 K_s を初期剛性とした^{*21}。また、梁木口が柱にめり込むことにより回転中心の移動、荷重の増加が見込まれるが、ここではめり込みの影響を見込まず、回転中心は移動しないこととした。剛性の計算方法は次式を用いて計算を行った。なお、タイプ-Iの接合具本数は片面の梁(あるいは柱)のみである。

$$R = K_{45} \sum r_i^2$$

R : 剛性

K_{45} : 45°方向のすべり係数

r_i : 回線中心から各接合具までの距離

タイプ-IIの接合部の変形は、主に繊維に直角方向の圧縮力が作用することに

よるめり込み変形である。このめり込みについては等変位めり込み、三角形めり込みとも、縁端距離、材厚、加圧面積、木材側のヤング係数をパラメーターとする荷重－見かけのめり込み変位式が提案されているのでそれを用いた（べいまつの全面横圧縮ヤング係数 2448 kg/cm^2 、繊維方向に対する繊維と直交方向の近似置換倍率 $n = 5$ とした）^{*22}。

表2.8に計算結果を示した。結果よりタイプⅠの剛性が高いこと、接合具は径の太いものを使うより、適度な太さのものを用いる方がよいことがわかる。また、部材断面にもよるが、タイプⅠのシアファスナーにより抵抗するタイプのものの剛性が高いことがわかる。

表2.6 モーメント負担接合の実験結果

	接合法	剛性	1/120rad.時	変形性能・最大荷重	出	
タイプI	CN65-225本	初期のすべりはほとんど見られない	11.0t・m	1/20rad. 木材の破壊	*12	
	CN65-120本		7.2t・m			
	CN65-96本		7.3t・m			
	CN50-	1/60rad. まで直線的		釘がせん断破壊	*9	
	CN65-108本				釘がせん断破壊	
	CN65-180本	極めて剛性が高い	初期剛性が高い	鋼板(4.5mm)の局部座屈	*19	
	CN65-52本2重頭	9.78t・m		*7		
	CN65-75本2重頭	14.75t・m				
	CN65-86本2重頭	14.85t・m				
	CN65-115本2重頭		16.74t・m			
2	M12-60本	初期剛性は高い。変形が進むに連れて急激に低下する	16.0t・m	1/30rad. で梁せん断破壊	*12	
	M12-48本		17.9t・m	1/15rad. で梁曲げ破壊		
	M12-28本		16.1t・m	1/30rad. で梁せん断破壊		
3	φ18-16本	全体的に剛性は低い	3.0t・m	木材の割裂およびせん断	*7	
	φ18-12本		3.1t・m			
	φ18-8本		2.7t・m			
4	φ18-12本	初期剛性は低い		9.15t・m	*7	
	φ18-20本		14.56t・m			
4	φ67-4, 6本 φ67-4, 10本	初期すべりが大きい			*19	
タイプI'	φ8-28本 φ12-16本 φ16-12本 φ20-8本			1/40rad. まではスリップ+紡錘型、1/40rad. ~1/20rad. でHTBボルトのすべり	*3	
タイプII	M22	梁木口と柱面であそびがなければ高い初期剛性が期待できる。		梁せん断断面がせん断破壊しなければ1/30rad. を超える変形性能を持つ	*5	
タイプII'	1 φ16 ラグスクリーンの代わりに埋め込み碇着	1/240rad. までは初期剛性が高い	.42~.54t・m	1/15~1/11rad. (2.5t・m)	*9	
	2 φ19	せん断ボルトのあそびにより剛性が低い	.28~.53t・m	1/12~1/11rad. (2.3t・m)		
タイプIII	1	初期の剛性は極めて高い	62φM12-8個	2.9t・m	破壊せず	
			62φM12-12個	5.03t・m		
			62φM12-20個	4.7t・m		
	2			72φM12-4個	2.35t・m	破壊せず
				72φM12-8個	1.74t・m	
				72φM12-12個	7.17t・m	
3	変形の増加に伴い剛性の低下が著しい		67φM20-4個	1.4t・m	破壊せず	
			67φM20-8個	2.95t・m		
			67φM20-12個	3.38t・m		
タイプIV	1	せん断ボルトM20-3, 22本 引張ボルトM24-2		1/30rad. (18t・m) ラミナに沿うすべり	*11	
	2	ボルトM12-8本 φ M20, 180L-4本	初期すべりは見られない。	梁下側の接合金物が破断	*20	

表2.7 抵抗要素と破壊要素－軸力

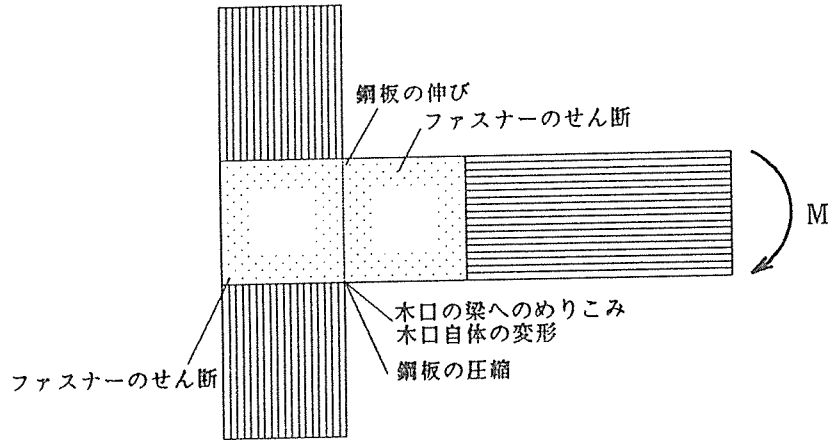
		抵抗要素	破壊要素
タイプ I	1	釘のせん断 鋼板の伸び 木材同士の圧縮・めり込み	釘の破断、引き抜け 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂
	2	ボルトのせん断 鋼板の伸び 木材同士の圧縮・めり込み	ボルトのせん断破壊 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂、せん断
	3	ドリフトピンのせん断 鋼板の伸び 木材同士の圧縮・めり込み	ドリフトピンの破壊（せん断、曲げ） 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂、せん断
	4	シアプレートのせん断 鋼板の伸び 木材同士の圧縮・めり込み	ボルトのせん断破壊 木材の割裂、せん断
タイプ I'	1	ドリフトピンのせん断 鋼板の伸び 木材同士の圧縮・めり込み	ドリフトピンの破壊（せん断、曲げ） 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂、せん断 ボルトのせん断
タイプ II	1	ボルトの引張り 座金のめり込み 木材同士の圧縮・めり込み	ボルトの引張り破壊 木材のせん断破壊
タイプ II'	1	ボルトの引張り 座金のめり込み 木材同士の圧縮・めり込み ラグスクリューのせん断 鋼板の伸び	ボルトの引張り破壊 ラグスクリューの破断、引き抜け 木材のせん断 鋼板の引張り アングルの曲げ
	2	ボルトの引張り 座金のめり込み 木材同士の圧縮・めり込み ボルトのせん断 鋼板の伸び	ボルトの引張り破壊 ボルトのせん断破壊 木材の割裂、せん断 鋼板の引張り アングルの曲げ
タイプ III	1	ブルドックジベルのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
	2	スプリットリングのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
	3	シアプレートのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
タイプ IV	1	ボルトの引張り 座金のめり込み ボルトのせん断 鋼板の伸び	ボルトの引張り破壊 ボルトのせん断破壊 鋼板の引張り破壊 木材のせん断破壊、割裂
	2	ラグスクリューの引張り ボルトのせん断 鋼板の伸び	ラグスクリューの引き抜け ボルトのせん断 木材のせん断破壊、割裂

表2.7 抵抗要素と破壊要素－せん断

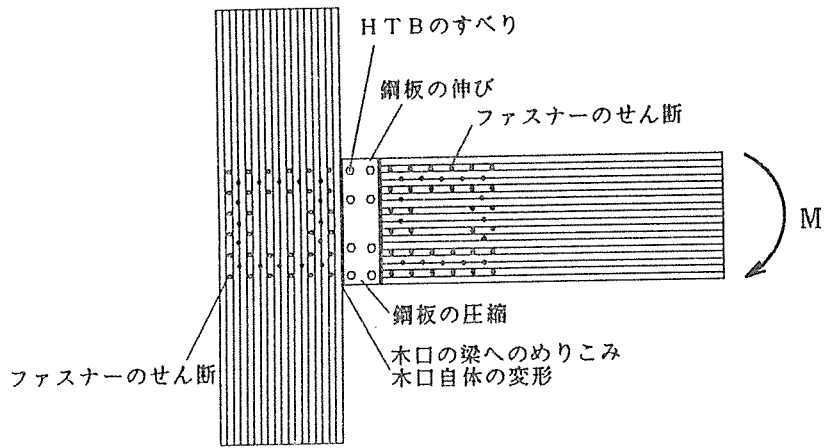
		抵抗要素	破壊要素
タイプ I	1	釘のせん断 鋼板のせん断	釘の破断、引き抜け 木材のせん断破壊、割裂 鋼板のせん断破壊
	2	ボルトのせん断 鋼板のせん断	ボルトのせん断破壊 木材のせん断破壊、割裂 鋼板のせん断破壊
	3	ドリフトピンのせん断 鋼板のせん断	ドリフトピンのせん断破壊 木材のせん断破壊、割裂 鋼板のせん断破壊
	4	シアプレートのせん断 鋼板のせん断	シアプレートのせん断破壊 木材のせん断破壊、割裂 鋼板のせん断破壊
タイプ I'	1	ドリフトピンのせん断 鋼板のせん断	ドリフトピンのせん断破壊 木材のせん断破壊、割裂 鋼板のせん断破壊 ボルトのせん断破壊
タイプ II	1	ボルトのせん断	ボルトのせん断破壊 木材のせん断破壊、割裂
タイプ II'	1	ボルトのせん断 (ラグスクリューの引き抜け) (アングルの曲げ、引張り)	ボルトのせん断破壊 木材のせん断破壊、割裂 (ラグスクリューの引き抜け) (アングルの引張り破壊)
	2	ボルトのせん断 (アングルの曲げ、引張り)	ボルトのせん断破壊 木材のせん断破壊、割裂 (アングルの引張り破壊)
タイプ III	1	ブルドックジベルのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
	2	スプリットリングのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
	3	シアプレートのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
タイプ IV	1	ボルトのせん断 (アングルの曲げ、引張り)	ボルトのせん断破壊 (アングルの引張り破壊)
	2	ボルトのせん断 ラグスクリューのせん断 木材同士のめり込み	ボルトのせん断破壊 ラグスクリューの

表2.7 抵抗要素と破壊要素－曲げ

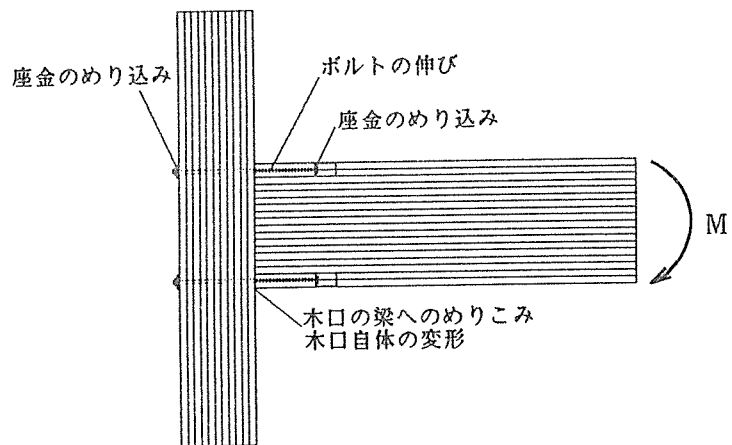
		抵抗要素	破壊要素
タイプ I	1	釘のせん断 鋼板の伸び 木材同士のめり込み（三角形）	釘の破断、引き抜け 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂
	2	ボルトのせん断 鋼板の伸び 木材同士のめり込み（三角形）	ボルトのせん断破壊 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂、せん断
	3	ドリフトピンのせん断 鋼板の伸び 木材同士のめり込み（三角形）	ドリフトピンの破壊（せん断、曲げ） 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂、せん断
	4	シアプレートのせん断 鋼板の伸び 木材同士のめり込み（三角形）	ボルトのせん断破壊 木材の割裂、せん断
タイプ I'	1	ドリフトピンのせん断 鋼板の伸び 木材同士の圧縮・めり込み	ドリフトピンの破壊（せん断、曲げ） 鋼板の引張り破壊、部分座屈 木材の割裂、せん断 ボルトのせん断
タイプ II	1	ボルトの引張り 座金のめり込み 木材同士のめり込み（三角形）	ボルトの引張り破壊 木材のせん断破壊
タイプ II'	1	ボルトの引張り 座金のめり込み 木材同士のめり込み（三角形） ラグスクリューのせん断 鋼板の伸び	ボルトの引張り破壊 ラグスクリューの破断、引き抜け 木材のせん断 鋼板の引張り アングルの曲げ
	2	ボルトの引張り 座金のめり込み 木材同士のめり込み（三角形） ボルトのせん断 鋼板の伸び	ボルトの引張り破壊 ボルトのせん断破壊 木材の割裂、せん断 鋼板の引張り アングルの曲げ
タイプ III	1	ブルドックジベルのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
	2	スプリットリングのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
	3	シアプレートのせん断	ボルトのせん断 木材のせん断、割裂
タイプ IV	1	ボルトの引張り 座金のめり込み ボルトのせん断 鋼板の伸び 木材のめり込み（三角形）	ボルトの引張り破壊 ボルトのせん断破壊 鋼板の引張り破壊 木材のせん断破壊、割裂
	2	ラグスクリューの引張り ボルトのせん断 鋼板の伸び 木材のめり込み（三角形）	ラグスクリューの引き抜け ボルトのせん断 木材のせん断破壊、割裂



タイプ I

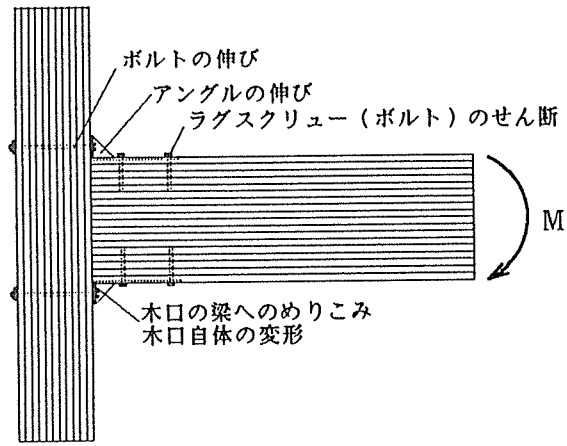


タイプ I'

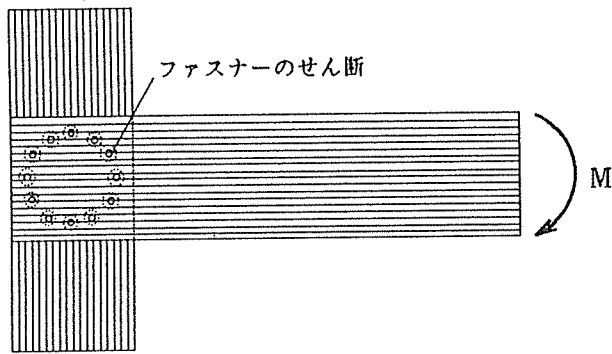


タイプ II

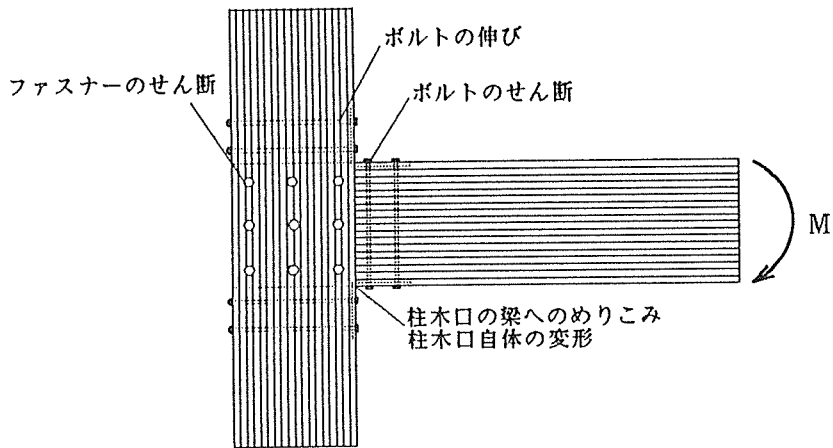
図2.5 力の流れ、抵抗要素



タイプ - II'



タイプ - III



タイプ - IV

図2.5 力の流れ、抵抗要素

表2.7 計算による剛性値 (単位: tm/rad.)

		接合形式	剛性
タイプⅠ	1	CN65 - 2列84本	736
		3列120本	834
		4列152本	974
		5列180本	1070
		6列204本	1128
		CN75 - 2列76本	688
		3列108本	892
		4列136本	1024
		5列160本	1114
		6列180本	1166
		CN50 - 2列100本	612
		3列144本	820
		4列184本	896
		5列220本	1090
		6列252本	1170
	2	d=8 - 1列28本	515
		2列52本	833
		3列36本	1021
		d=12 - 1列16本	369
		2列28本	528
		3列36本	578
		d=16 - 1列12本	357
		2列20本	469
		3列24本	488
	3	d=8 - 1列28本	1080
		2列52本	1763
		3列72本	2161
d=12 - 1列16本		700	
2列28本		1003	
3列36本		1098	
d=16 - 1列12本		722	
2列20本		950	
3列24本		988	

タイプⅡ

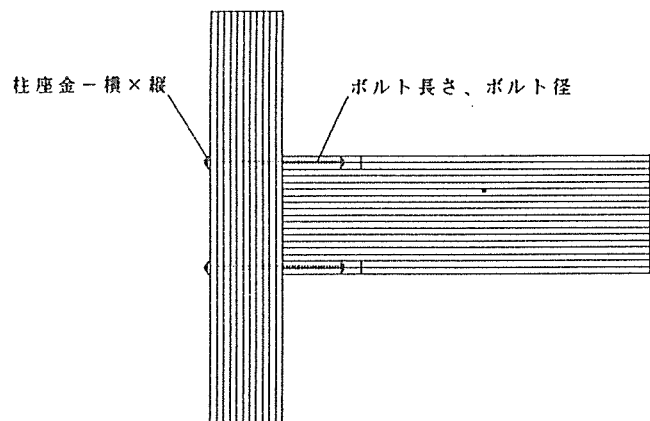
柱: 240×240mm

ボルト長さ	ボルト径	柱座金	剛性
44	2.0	10×10	444
		12×12	473
		15×15	508
		10×12	464
		10×15	488
		12×10	453
		12×15	497
		15×10	465
		15×12	484
		54	12×12
64		436	
74		420	
44	3.0		528
	1.5		413
	2.0	18×15	518
	2.0	20×15	525

柱: 150×500mm

ボルト長さ	ボルト径	柱座金	剛性
70	2.0	10×10	300
		12×12	303
		15×15	307
		10×12	301
		10×15	301
		12×10	302
		12×15	304
		15×10	306
		15×12	307
		80	12×12
90		288	
100		282	
70	3.0		338
	1.5		266

(ボルト長さ、ボルト径(直径)、柱座金: cm)



<参考文献>

- * 1 : 大断面木造3層建物の実大構造実験 安村基、室田達郎、永松亘 日本建築学会大会学術講演梗概集 1990 p.213~p.216
- * 2 : 集成材構造ブレース付骨組みの水平加力実験 安村基、坂井英明 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和61年 p.1257~p.1258
- * 3 : 集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能 堀江和美、小松幸平、川元紀雄、原田真樹 日本建築学会大会学術講演梗概集 1991 p.57~p.60
- * 4 : 天秤鎌継ぎに関する実験的研究 渡会聡、定方啓、細川清司 日本建築学会大会学術講演梗概集 1991 p.73~p.74
- * 5 : 集成材による柱-梁接合部の強度実験 大橋好光、坂本功、安達文男、五十田博 日本建築学会大会学術講演梗概集 1990 p.143~p.146
- * 6 : 重木構造柱-梁接合部の耐力と靱性に関する研究 長屋学、定方啓、丹羽亮 日本建築学会大会学術講演梗概集 1990 p.147~p.148
- * 7 : 集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能 小松幸平、川元紀雄、金谷紀行 日本建築学会大会学術講演梗概集 1989 p.99~p.100
- * 8 : 木質ラーメン構造の接合部に関する構造耐力実験 鴛海四郎、小野泰、小林明、高坂清一 日本建築学会大会学術講演梗概集 1989 p.117~p.118
- * 9 : 重木造の柱-梁接合部の耐力と靱性に関する研究 長屋学、定方啓、朝山和佳 日本建築学会大会学術講演梗概集 1989 p.123~p.126
- * 10 : 集成材による柱-梁接合部の強度実験 坂本功、大橋好光、安達文男 日本建築学会大会学術講演梗概集 1989 p.127~p.130
- * 11 : 大断面集成材の剛接合法に関する実験的研究 宮沢健二 日本建築学会大会学術講演梗概集 1988 p.119~p.120
- * 12 : 集成材による柱-梁接合部の強度実験 坂本功、大橋好光、安達文男 日本建築学会大会学術講演梗概集 1988 p.121~p.125
- * 13 : 釘打ち鋼板ガセットによる集成材骨組みの解析 小松幸平 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和62年 p.1379~p.1380
- * 14 : 木質ラーメン構造の開発研究 稲山正弘、鴛海四郎、藤沢正美、中林由行 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和62年 p.1381~p.1382
- * 15 : 集成材フレームと木質パネルを用いた構法の実験的研究 斎藤俊一、平山善吉、半貫敏夫、岸明 日本建築学会大会学術講演梗概集 1991 p.109~p.112
- * 16 : 集成材構造におけるダイヤフラム 鴛海四郎、小野泰、神谷文夫 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和62年 p.1373~p.1374
- * 17 : 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990) 日本建築学会 p.25

0～p.260

*18：木造化推進事業 住宅木材技術センター

*19：正負交番モーメントを受ける集成材T字型接合部の挙動 小松幸平 日本
建築学会大会学術講演梗概集 昭和61年 p.1255～p.1256

*20：集成材構造柱梁接合部の耐力に関する研究（Ⅱ） 佐藤雅俊 宮村雅史
森和雄 葉多修司 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和61年 p.1251
～p.1252

*21：モーメント抵抗接合 A I J 木構造設計ノート

*22：木材のめりこみ理論とその応用 稲山正弘 東京大学博士論文 1991

2. 2. モーメント抵抗接合の現状と問題点

1. はじめに

これまで、我国における集成材構造建築物の大半は、図1-a)の「3ヒンジ山形ラーメン」や同図-b)の「ラジアルアーチ」と呼ばれる湾曲集成材を用いた構造で占められていた。

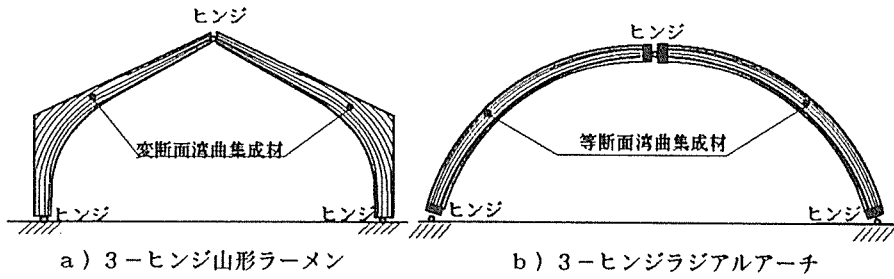


図1 既往の大規模な集成材構造の形態

しかし、最近ではデザインの多様性、湾曲集成材の製造コスト、集成材運搬上の制約等から、これらの点で比較的有利と言われている通直集成材を利用した構造が多くなる傾向にある。

通直集成材を利用した構造形式にも様々なものが見られるが、一つの構造形式として、通直集成材の梁、柱部材を用い、ボルト、ラグスクリュー、釘、そしてドリフトピンといった単純な接合具 (Mechanical Fastener) によって接合部を構成する木造ラーメン架構も検討され、一部で実用され始めている。木構造の分野では新しい試みと言えるこの木造ラーメン構造において、その最大の技術課題は、モーメントの最も大きい箇所では部材同士を出来るだけ剛に接合できる方法を確立することにある。

従来、木構造の分野では、接合部はモーメント最小の箇所に設けるとするのが鉄則であったが、木造ラーメンのように、あえてモーメント最大の箇所で柱-梁部材を剛接合する方法を、ここでは特に、モーメント抵抗接合 (Moment-Resisting Joint) と呼ぶことにする。

2. モーメント抵抗接合の基本的形態

過去7、8年の間に、我国で実験的に、あるいは、実際構造物への実用段階で検討されてきたモーメント抵抗接合^{1)~17)}を、主として力の伝達方法から類別すると、図2-a)~e)に示す5つの基本的な形態に分類することが可能である。

1) ガセット板接合型：タイプ-I

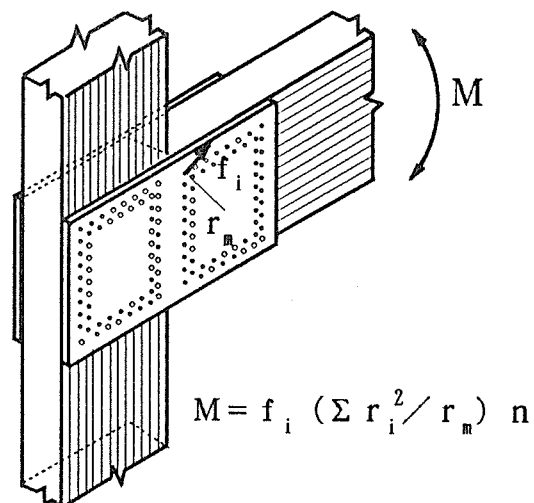
[構成]

鋼板、合板等のガセット板と釘、ボルト、ラグスクリュー、ドリフトピン等の接合具を組み合わせるモーメントとせん断力を同時に伝達する。ドリフトピンを用いる場合はガセット板を部材の内部に挿入する方式が基本的である。

[モーメントの伝達]

梁のモーメント ⇔ 接合具のせん断力 ⇔ ガセット板の曲げ ⇔ 接合具のせん断力 ⇔ 柱のモーメント。

モーメントの他にせん断力、軸力も同じ経路で接合具のせん断力を介して伝達される。



$$M = f_i \left(\sum r_i^2 / r_m \right) n$$

図2-a) ガセット板接合型 (タイプ-I)

2) フランジ接合型：タイプⅡ

[構成]

梁材の上下端面に帯金物を添え、これをラグスクリーユや通しボルト等で木部に固定する。帯金物から羽子板ボルトのように引張ボルトを出して柱材と緊結する。

[モーメントの伝達]

(引張側) 梁端のモーメント ⇔ 接合具のせん断力 ⇔ 帯金物の引張力 ⇔ ボルトの引張力 ⇔ 柱材での座金のめり込み。

(圧縮側) 梁端部の柱側面への三角形型めり込み。

なお、せん断力はダボ等のせん断抵抗物を梁材の木口に挿入して伝達する。

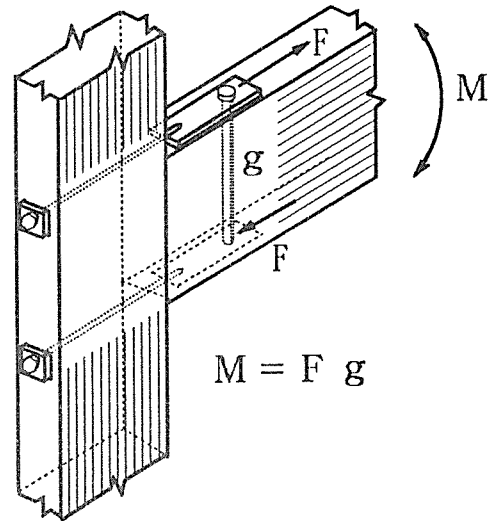


図2-b) フランジ接合型 (タイプⅡ)

3) 交差重ね合わせ型：タイプⅢ

[構成]

梁または柱を合わせ部材とし、ボルト、ドリフトピン等を用いてモーメント、せん断力を同時に伝達できる接合部を構成する。接合界面にジベルを配してせん断抵抗力を増加させる他に、木-木接合の特徴を生かして、接合界面に接着剤を併用塗布する場合もある。なお、特殊な例として、接合具を用いず、全て接着だけで接合する方法もある。

[モーメントの伝達]

梁のモーメント ⇔ 接合具のせん断力 ⇔ 柱のモーメント

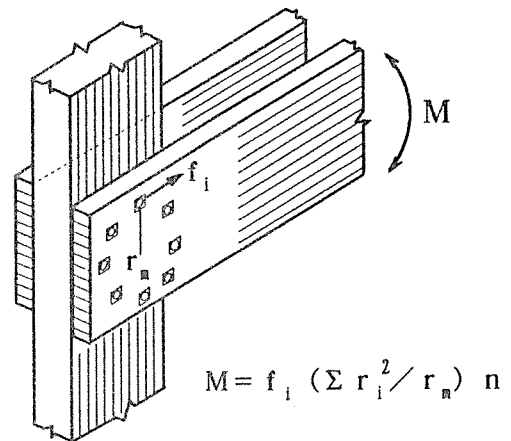


図2-c) 交差重ね合わせ型 (タイプⅢ)

4) 引張ボルト接合型：タイプⅣ

[構成]

梁端部の上下の位置に通しボルトを挿入し、ナットを回して梁と柱を引き寄せて接合する。モーメントとせん断力は別々に伝達される。接合具は特に使わない。

[モーメントの伝達]

(引張側) 梁の材端モーメント ⇔ 梁側座金のめり込み ⇔ ボルトの引張力 ⇔ 柱側座金のめり込み ⇔ 柱のモーメント。

(圧縮側) 梁端部の柱側面への三角形型めり込み。なお、せん断力はダボ等のせん断抵抗物を梁の木口に挿入して伝達する。

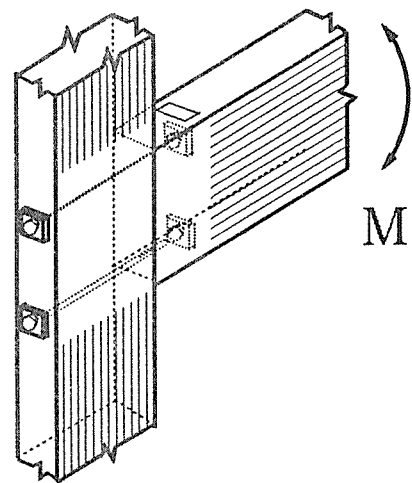


図2-d) 引張ボルト接合型 (タイプⅣ型)

5) その他の形式：タイプ-V

このタイプは正確には他のどれにも該当しないハイブリッドな接合方式を総称するものとする。従って、接合部の構成を一般的に言い表すことは難しい。

図2-e)の例はモーメントとせん断力を別々に伝達することを意図して開発された例を示す。

モーメントの伝達はタイプ-IIのフランジ接合型になることが多くなる。接合具としては、ラグスクリューやボルトが用いられよう。

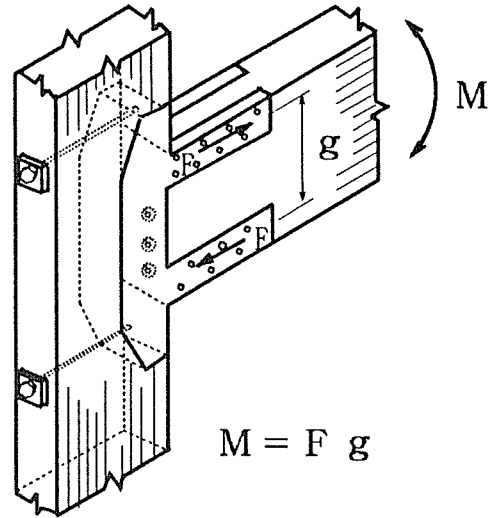


図2-e) その他の形式 (タイプ-V)

3. モーメント抵抗接合に関する我国での研究の現状

本来は総説的な現状と問題点を書くべきかもしれないが、それぞれのタイプについては、しかるべき執筆者が詳述するはずであるので、この2.2章では特に「ガセット板接合型：タイプ-I」に限って、その研究の現状と問題点について述べる。

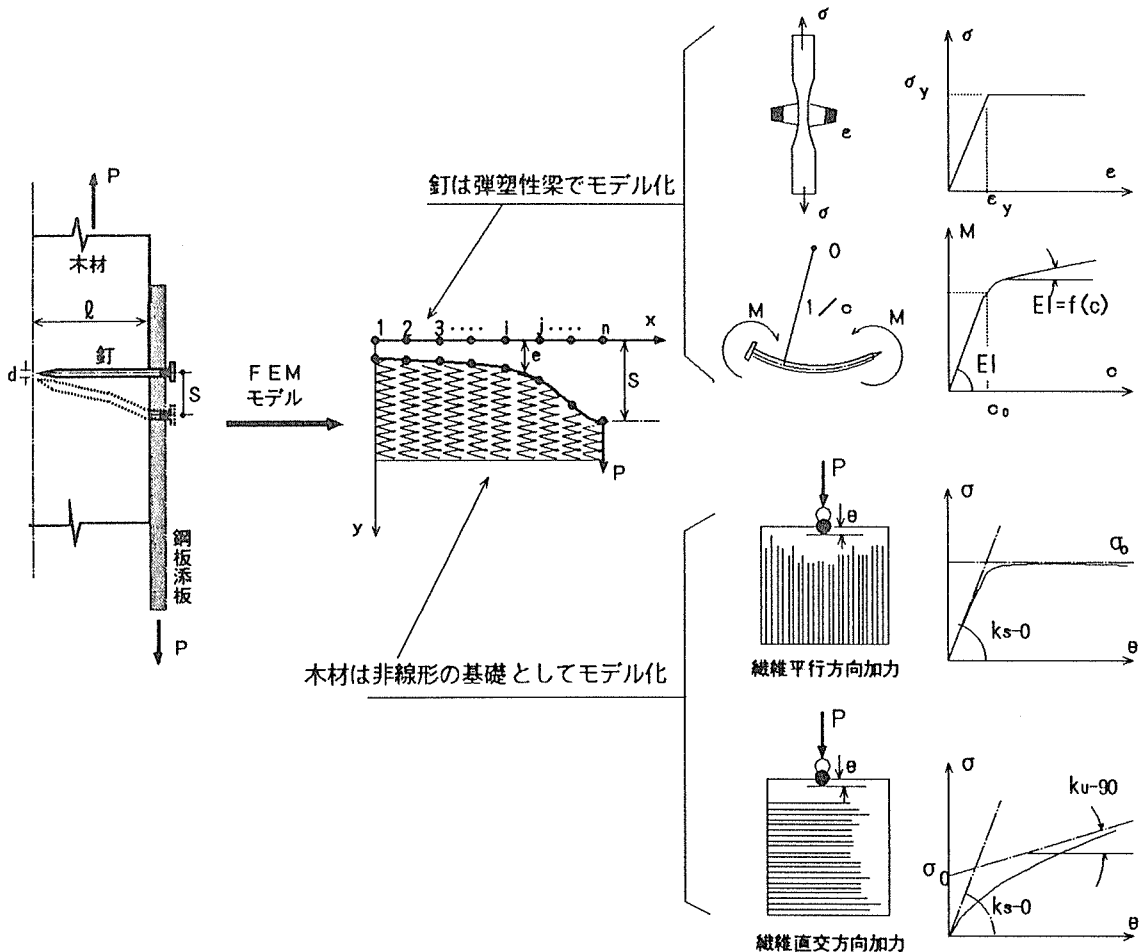


図3 木材-鋼棒接合のモデル化

3. 1 接合具の非線形挙動の定式化

タイプ I のガセット板接合型に関する研究では、接合具単独の荷重-すべり挙動と接合具の幾何学的配置を考慮に入れた力学モデルを仮定することによって、モーメント抵抗接合部の変形挙動を大変形領域に至るまで比較的正確に予測できる有限要素法が開発されている¹⁸⁾。

接合具に釘、ボルト、ラグスクリューを使う場合は、鋼板ガセットを添板とするが、ドリフトピンを使う場合は、鋼板ガセットを材中に挿入する。いずれの場合でも、接合具を円形断面を有する弾塑性梁、木材を非線形の面圧特性を有するウインクラ型基礎と仮定し、図3のようなモデルを設定し、個々の接合具の荷重-すべり挙動を半理論的に定式化する。

図3のモデルで実験が必要となるのは、単位長さの円形断面鋼棒が木材中にめり込む際の面圧応力 σ とめり込み量 v との関係を式3-1)の3パラメタのexp関数で表現するための面圧実験である。

$$\begin{aligned} \sigma &= \{\sigma_{0-0} + k_{u-0} v\} \{1 - \exp(-k_{s-0} v / \sigma_{0-0})\} && (0^\circ \text{ 方向加力}) \\ \sigma &= \{\sigma_{0-90} + k_{u-90} v\} \{1 - \exp(-k_{s-90} v / \sigma_{0-90})\} && (90^\circ \text{ 方向加力}) \dots\dots\dots 3-1) \end{aligned}$$

式3-1)において、 k_s 、 k_u 、 σ_0 は、 $\sigma-v$ 関係における初期剛性、終期剛性、および傾き k_u を有する漸近線の σ 軸切片に対応する(図3参照)。これらのパラメーターの内、いわゆる面圧常数と呼ばれる k_{s-0} については、鋼棒の直径 d_n と、木材のヤング係数 E_w をパラメーターとして、式3-2)の関係が認められている。

$$k_{s-0} = E_w / (3.16 + 10.9d_n) \dots\dots\dots 3-2)$$

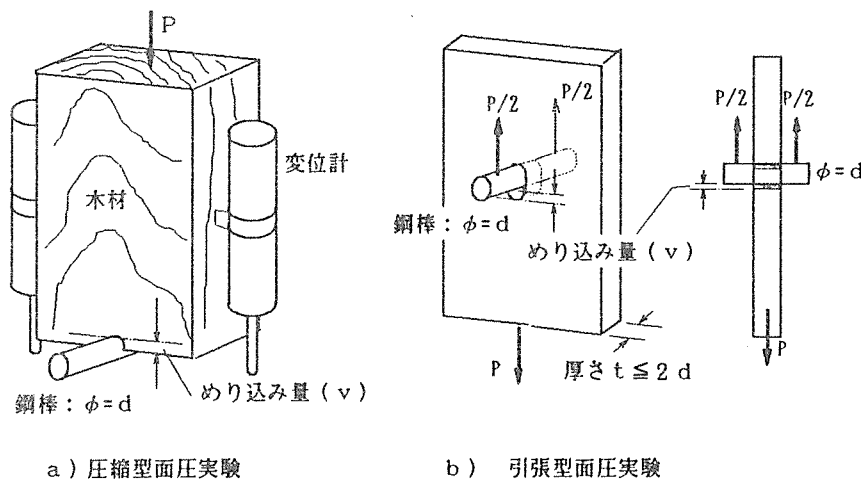


図4 面圧実験の方法

更に確認実験の結果、その他の係数間においても、式3-3)に示す相互関係が概ね成立することが認められた¹⁸⁾。これによって、棒状接合具の非線形 $\sigma-e$ 関係は木材の E_w と接合具の直径 d_n さえ与えられれば計算可能となる。

$$\begin{aligned} k_{s-90} &= k_{s-0} / 3, \quad k_{u-0} = 0, \quad \sigma_{0-0} = 3.3 \times 10^{-3} E_w \\ k_{u-90} &= k_{s-90} / 7 = k_{s-0} / 21, \quad \sigma_{0-90} = \sigma_{0-0} / 3 \end{aligned} \dots\dots\dots 3-3)$$

各係数決定のための面圧実験は、図4に示す圧縮型と引張型の2つのタイプがある。最大面圧応力を決定するには、引張タイプの実験が必要である。

3. 2 代表的接合具のP-S関係の理論的予測

釘、ボルト、ドリフトピンといった、タイプーIによく使われる代表的な円形鋼棒接合具による一面せん断接合部の荷重(P)-すべり(S)特性は、この接合部を図5に示すような一次元の有限要素に分割し、各接合具に特有の境界条件を仮定して Newton-Raphson 法で計算する。非線形ウインクラー基礎上の梁の剛性マトリクスは式3-4)に示す。

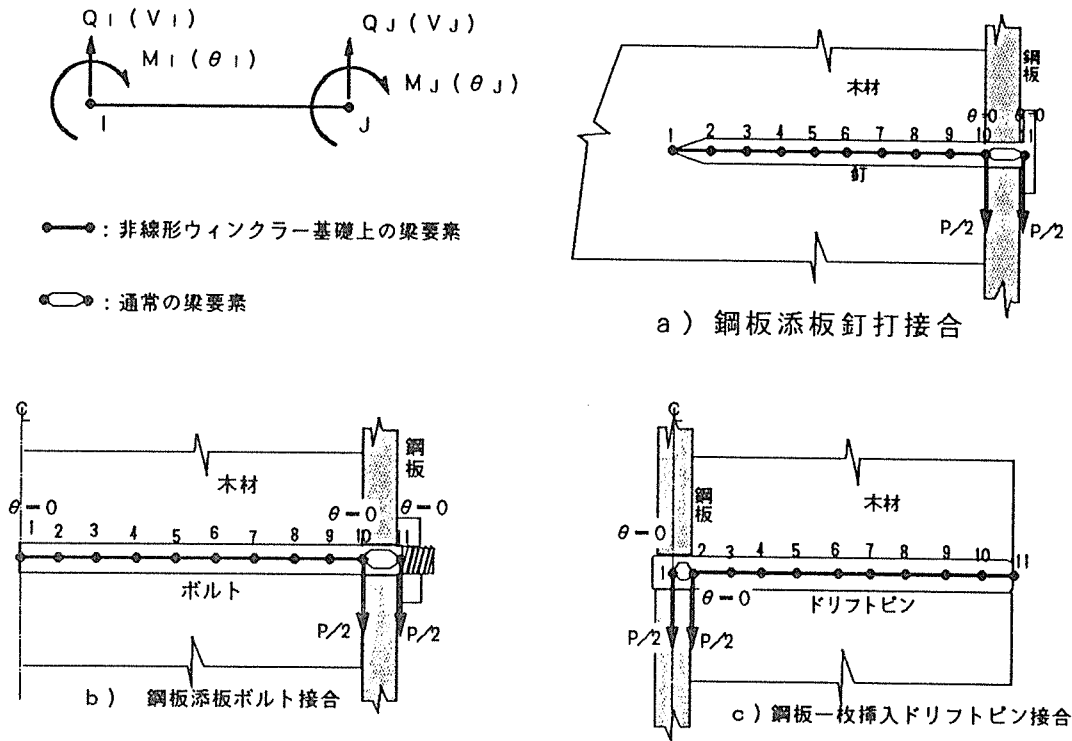


図5 代表的接合具の一次元有限要素分割

$$[k_e] = \frac{f(c_u)}{a^2 - b^2} \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ & & k_{33} & k_{34} \\ & & & k_{44} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots 3-4)$$

ただし、

$$\begin{aligned} k_{11} &= 4\mu^3(ac+bd), & k_{12} &= -2\mu^2(a^2+b^2), & k_{13} &= -4\mu^3(ad+bc), & k_{14} &= -4\mu^2ab \\ k_{22} &= 2\mu(ac-bd), & k_{23} &= 4\mu^2ab, & k_{24} &= -2\mu(ad-bc) \\ k_{33} &= 4\mu^3(ac+bd), & k_{34} &= 2\mu^2(a^2+b^2), & k_{44} &= 2\mu(ac-bd) \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} a &= \sinh \mu l, & b &= \sin \mu l, & c &= \cosh \mu l, & d &= \cos \mu l \\ l &= \text{要素の長さ}, & \mu &= \{d_n k / 4f(c_u)\}^{0.25}, & d_n &= \text{鋼棒の直径}, & c_u &= \text{要素の曲率} \\ k &= d\sigma/dv = \sigma - v \text{関係の接線係数で式3-1)を微分して決定する。} \end{aligned}$$

$f(c_u) =$ 円形断面鋼棒の弾塑性曲げ剛性で、モーメント M と曲率 c_u の関係を $M=f(c_u) \cdot c_u$ と置くと、次式で定義できる。

$$0 \leq c_u \leq c_{u0} \quad (\text{弾性域}) : f(c_u) = EI = E_s \pi d_n^4 / 64$$

$$c_{u0} \leq c_u \quad (\text{降伏後}) : f(c_u) = E_s d_n^4 \{ 3\xi + \phi (5 - 2\phi^2) (1 - \phi^2)^{0.5} \} / 6$$

ただし、

$$c_{u0} = 2\sigma_y / E_s d_n \quad (\text{鋼棒の弾性限界曲率: } 1/\text{cm})、$$

$$\sigma_y = 3225 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{鋼棒の降伏応力})、$$

$$E_s = 2041000 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{鋼棒のヤング係数})$$

$$\xi = \tan^{-1} \{ \phi / (1 - \phi^2)^{0.5} \}、\phi = 2\varepsilon_y / C_u \cdot d_n$$

$$\varepsilon_y = \sigma_y / E_s$$

なお、式3-4)に示す剛性マトリックスは「弾性床上の梁」に関する周知の4階微分方程式を解いて、右辺と左辺を整理し直すことによって得られる。

一次元有限要素法による数値解析によって得られた代表的接合具の荷重 P - すべり S 関係がどの程度実際と合っているかを検証した例を図6、図7に示す。図6、7において、○印が有限要素法で得られた解を、実曲線が実験による実測値、原点を通る一点鎖線が弾性床理論式で推定される線形の荷重 - すべり関係を、点線で示す横線がヨーロッパ型剛塑性理論式(川元の報告参照)で推定される降伏荷重をそれぞれ示す。

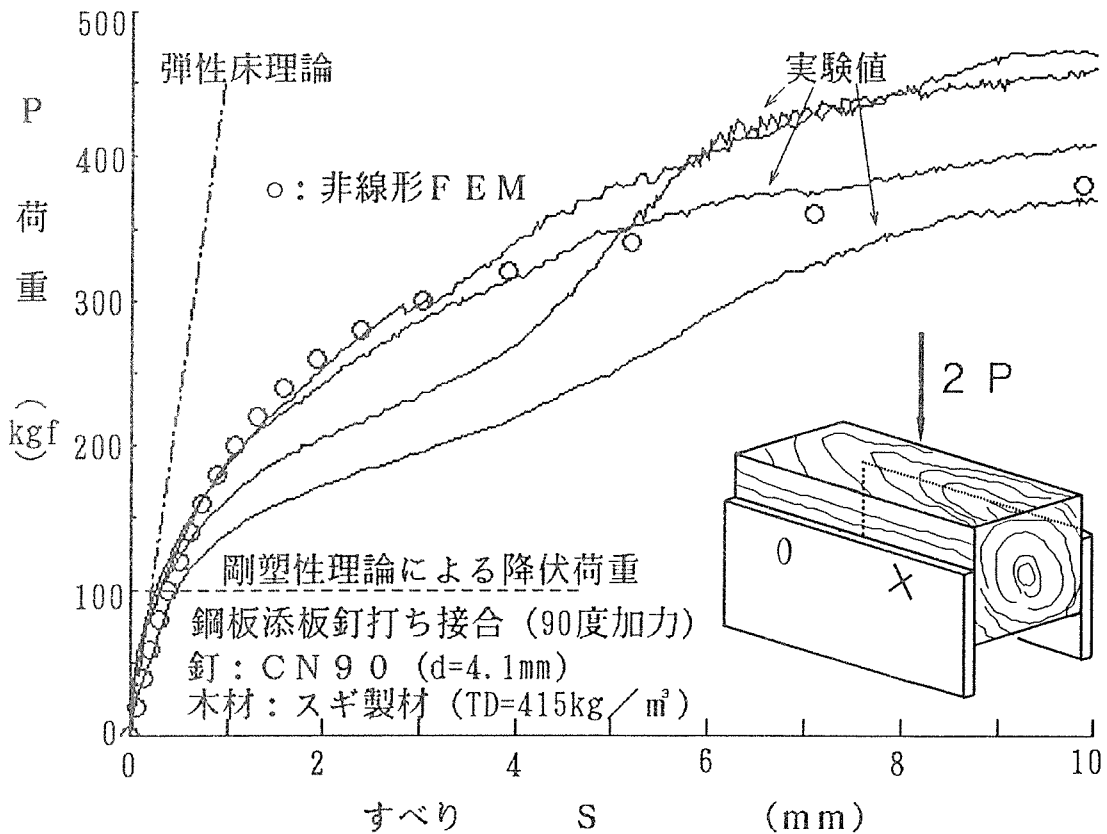


図6 鋼板添板釘打ち接合の荷重 P - すべり S 関係。実験と理論解析の対比

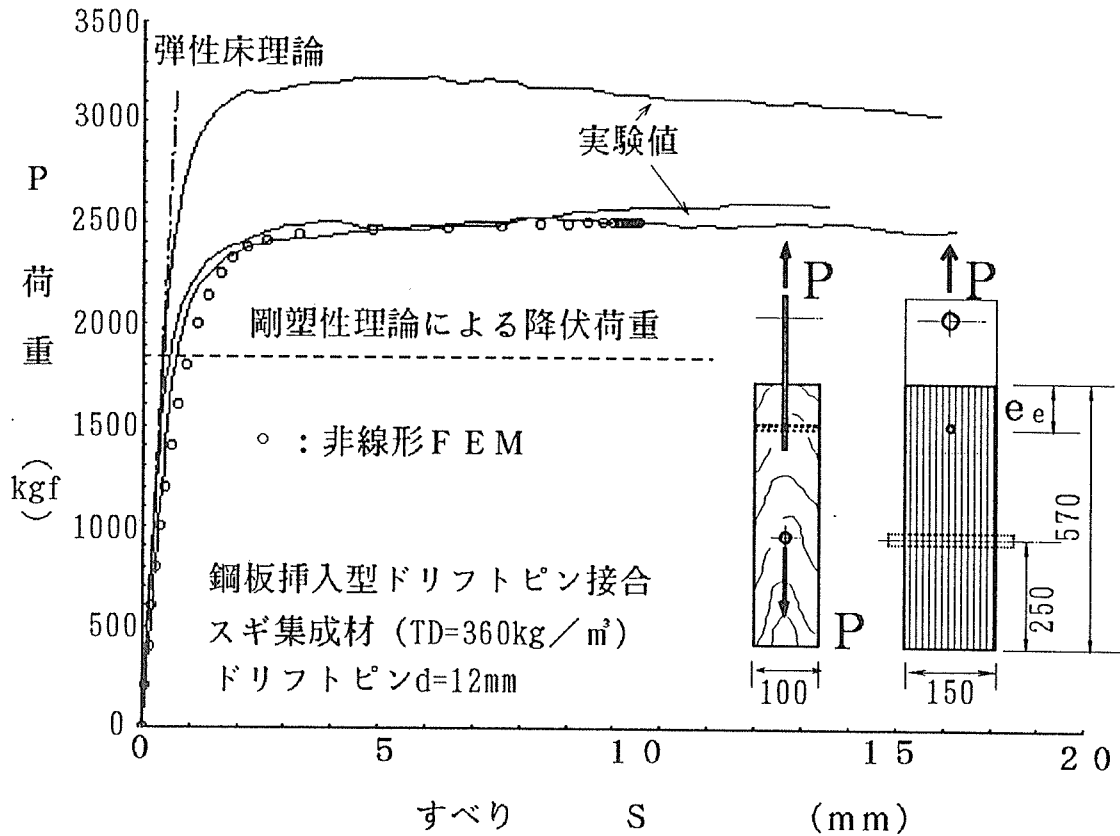


図7 鋼板挿入ドリフトピン接合の荷重P-すべりS関係。実験と理論解析の対比

これらの検証例から、弾性床理論は初期剛性を予測するのに適していることが分かる。一方、非線形有限要素法は微小変形から大変形領域まで、荷重方向、接合部の境界条件等によらず、接合具による接合の非線形挙動をかなり正確に推定できることが分かる。

3.3 接合具の非線形特性を考慮に入れた骨組み構造解析

上述したように、1個の接合具の非線形挙動が定式化できたら、次の段階は架構全体の非線形挙動の解析モデルを構築する段階に至る。

接合部の非線形挙動を考慮に入れた構造解析の方法として、接合部を等価なバネで置換し既製の有限要素法のプログラムを利用する方法のが一般的である。特別なものとして、多数の接合具から構成される接合部自体を一つの有限要素、すなわち「接合要素」と考え、接合要素に含まれる個々の接合具の非線形挙動を逐一考慮しつつ、骨組み構造全体を終局耐力付近まで精確に解析できる有限要素法が開発されている¹⁶⁾。

図8はこの「接合要素」の要素剛性マトリックスを誘導するための基本的概念を説明したものである。図8-a)において、④は「集成材要素」、⑤は「鋼板ガセット要素」、そして⑥は「集成材要素」と「鋼板ガセット要素」に挟まれた大きさのない「接合要素」である。

この接合要素の剛性は、集成材要素に属する節点Iの節点変位 $\{U_i, V_i, \theta_i\}$ と、鋼板ガセット要素に属する節点変位 $\{U_j, V_j, \theta_j\}$ との相対的な動きによって定義できる。図8-b)は、ある接合具の集成材側に属する点 p_i の変形を、節点Iの剛体変位を用いて説明したもので、図8-c)は逆に同じ接合具が鋼板ガセット側に占める点 p_j の変形を節点Jの剛体変位で説明したものである。

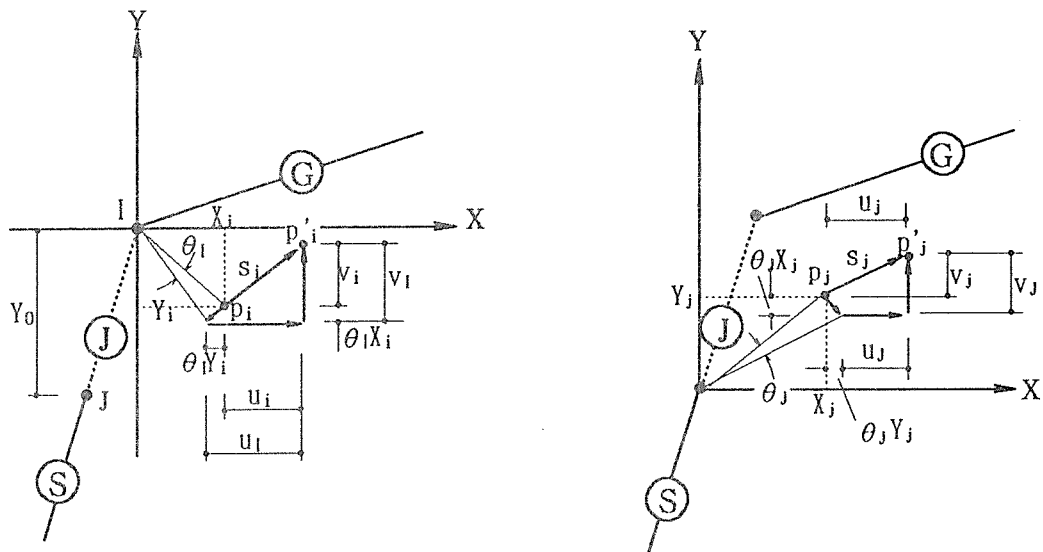
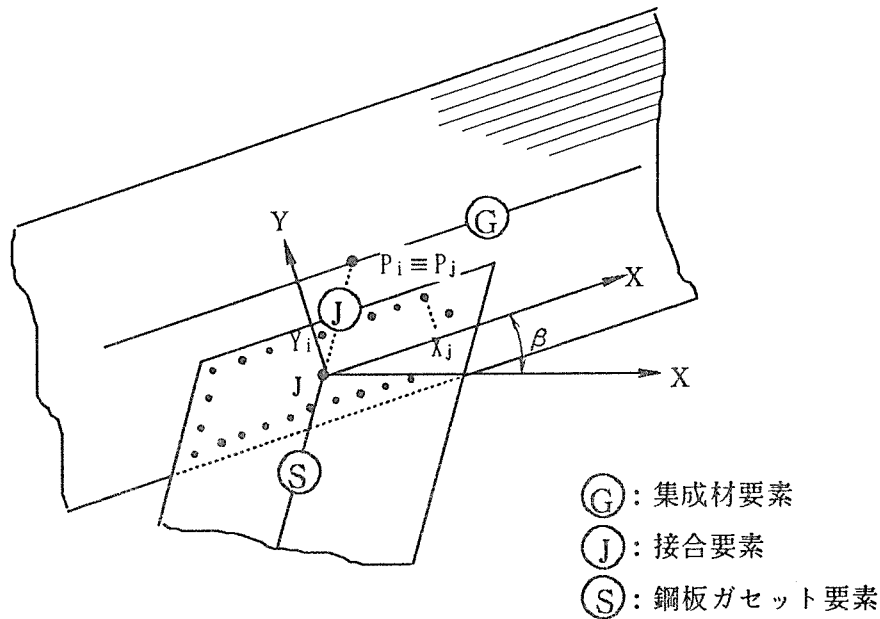


図8 接合要素中の特定の接合具の剛体変位

点 p_i と点 p_j との相対変位がいわゆる接合具のすべり S_j である。接合要素内における一せん断面あたりに蓄えられる総ひずみエネルギー U_e は、個々の接合具のひずみエネルギーの総和として次の3-5)式で算定される

$$U_e = \sum_{j=1}^n \{ \int P_j(S_j) dS \} \quad \dots\dots 3-5)$$

ここで、 P_j は接合具のすべり S_j に対応する反力で、3. 2で述べた接合具の理論的 $P-S$ 関係から3パラメータexp関数で定式化されている。 U_e は集成材要素と鋼板ガセット要素の両方の節点変位 $\{\delta\} = \{U_i, V_i, \theta_i, U_j, V_j, \theta_j\}^T$ の非線形関数として表現される。ここで、区分的線形仮定理論を使うと、3-6)式に示す「接合要素」の増分形剛性マトリックスが得られる。

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 & 0 & K_2 & -K_1 & 0 & -K_3 \\ & K_1 & -K_4 & 0 & -K_1 & K_5 \\ & & K_6 & -K_2 & K_4 & -K_7 \\ \text{Symmetry} & & & K_1 & 0 & K_3 \\ & & & & K_1 & -K_5 \\ & & & & & K_8 \end{bmatrix} \dots 3-6$$

ここに、

$$K_1 = \sum K_j, \quad K_2 = \sum K_j Y_i, \quad K_3 = \sum K_j Y_j, \quad K_4 = \sum K_j X_i, \quad K_5 = \sum K_j X_j, \\ K_6 = \sum K_j X_i^2 + \sum K_j Y_i^2, \quad K_7 = \sum K_j X_i X_j + \sum K_j Y_i Y_j, \\ K_8 = \sum K_j X_j^2 + \sum K_j Y_j^2 \quad (i \text{ or } j = 1 \text{ to } n)$$

K_j : j 番接合具の接線すべり係数で理論的に求まっている。

X_i 、 Y_i 等は各接合具の座標値

これによって、ガセット板接合型のモーメント抵抗接合によって構成される集成材ラーメン構造の非線形挙動を、従来型の骨組み構造解析プログラムを若干改良するだけで、終局状態付近まで追跡することができる。

接合要素を導入した解析法の妥当性は、スパン8mの2層集成材ラーメンを試験体とする実大実験等によって検証され、開発した非線形有限要素法の妥当性が明かとなった。

3. 4 タイプ-I型モーメント抵抗接合法の改良¹⁷⁾

図9-a)に示す初期のタイプ-I型モーメント抵抗接合は審美性、防耐火性能に優れているが、施工性が悪いという欠点があった。そこで、施工性の改善を目的として、図9-b)に示す改良型モーメント抵抗接合法が開発された。改良型は、設備の整った集成材工場で集成材と鋼板ガセット板とをドリフトピンを用いて予め接合し、部材をプレファブ化した後、施工現場で鋼板同士を大径の高張力ボルト(HTBと記す)で剛接合するものである。

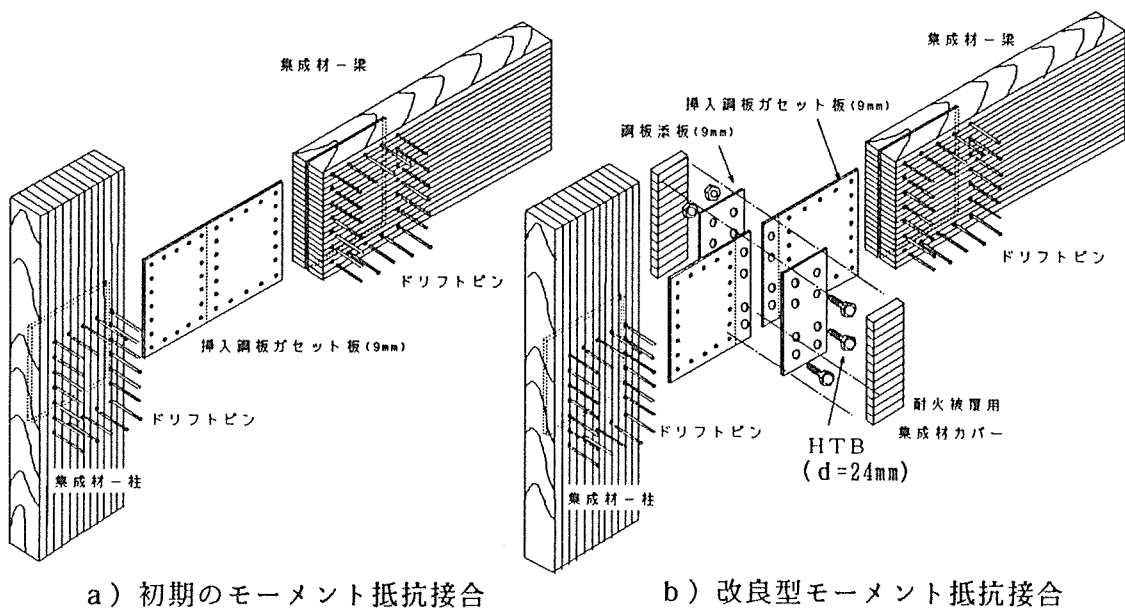


図9 タイプ-Iモーメント抵抗接合法の改良

3. 4. 1 改良型モーメント抵抗接合の構造性能

接合部の構造性能に及ぼすドリフトピンの形状比 $=l/d$ (l :有効ピン長さ、 d :ピンの直径)の影響を調べるため、ピンの直径を $d=8, 12, 16, 20$ mmの4水準に設定した表1に示す4種類の柱-梁T字型接合試験体を作成し、図10のセットで、変形角 $\gamma=1/500\sim 1/10$ rad.までの9サイクル正負繰り返し加力試験を行った。

表1 接合部-Aの諸元と推定降伏モーメント M_{DP}

試験体	SP5	SP6	SP7	SP8
d (cm)	0.8	1.2	1.6	2.0
l/d	17.63	11.75	8.81	7.05
ピン間隔(mm)	60	90	110	170
ピン本数	56	32	24	16
P_{45max} (kgf)	1179	1963	2885	4212
Σr_i^2 (cm ²)	32598	14904	9378	6908
r_m (cm)	31.9	28.8	27.5	28.2
M_{DP} (tfm) *1	12.05	10.15	9.84	10.32

*1: $M_{DP} = P_{45max} \times (\Sigma r_i^2 / r_m) \times 1$
 計算では供試集成材の密度を 540 kg/m^3 と仮定した。

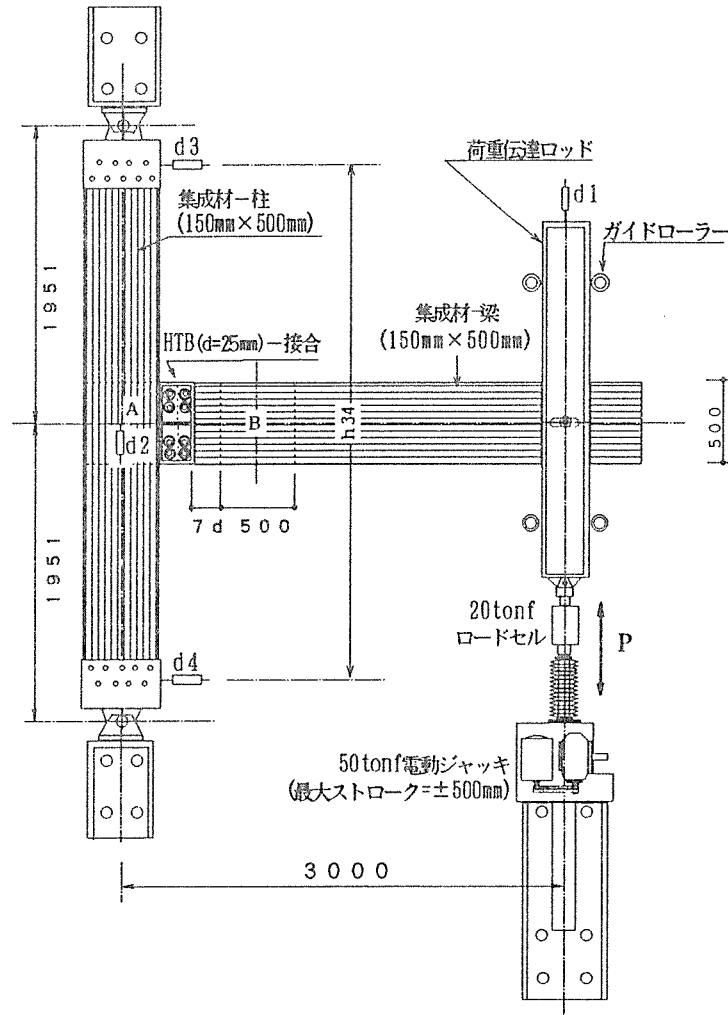


図10 改良型タイプ-I型モーメント抵抗接合部の正負繰り返し実験

各試験体の集成材-鋼板接合部のドリフトピン接合部の設計に際しては、木構造計算規準で推奨されている端距離(7d)、縁距離(4d)、ピン間隔(7d)の遵守を最優先の条件とした上で、各試験体の柱側接合部の降伏モーメントが4体ともなるべく同じ値となるように、ドリフトピン単体の破壊荷重の実験値¹⁹⁾を用いて接合部を設計した。

なお、柱・梁部材には、カラマツ集成材(材幅150mm、材せい500mm、ヤング係数 $E=85\sim 95\text{tonf/cm}^2$)を用いた。鋼板同士の現場接合には、二面摩擦における短期許容耐力が $f=20400\text{kgf}$ のF10 T-HTB(直径 $d=24\text{mm}$)を8本用い、厚さ9mmの鋼板で二重添板継ぎとした。

図11に実験で得られたモーメント(M)-せん断変形角(γ)の関係を示す。いずれの試験体においても、変形角が $1/40\text{rad.}$ 以下の間は、鋼板-木材間のドリフトピンの変形が卓越して、木質系特有の「スリップ+紡錘」型のループを呈する。変形角が $1/40\sim 1/20\text{rad.}$ 以上になると、HTBが降伏し、HTB接合特有の鋸歯状のループを描き、その後はHTボルト孔の大変形によるエネルギー吸収能力の大きい変形性状を呈する。

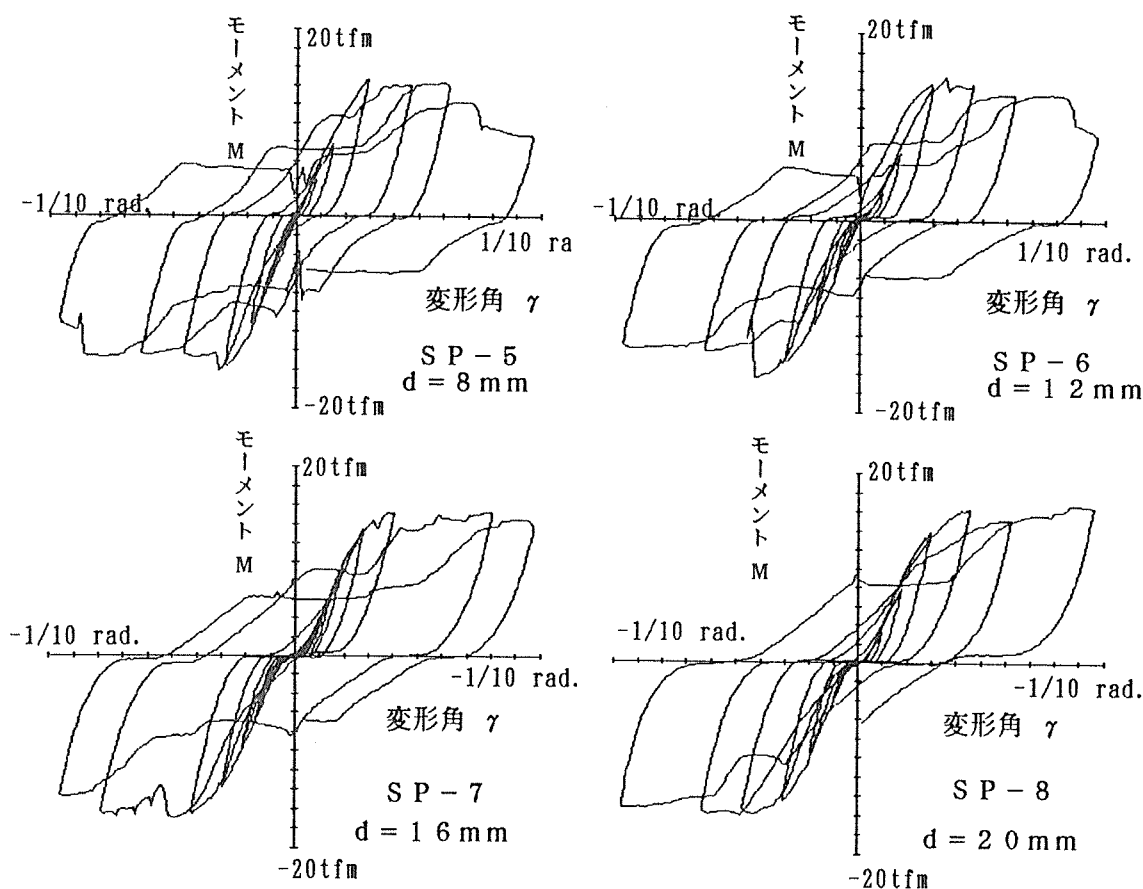


図11 モーメントM-変形角 γ の関係

図12にドリフトピンの直径 d と最大耐力 P_{max} 、降伏点荷重 P_y 、および降伏点剛性 K_y との関係を示す。最大荷重はHTBのすべり発生と密接に関連しており、ドリフトピンの直径が増加すると最大荷重も増加傾向にあった理由は不明である。試験体の降伏はドリフトピン孔からの初期破壊およびピンの木材中へのめり込み変形と密接に関係している。小径ピンの場合は初期ガタの分散効果が効いて初期剛性は高くなる。しかしピンが曲がり易いため接合部としては降伏点がやや低くなる。大径ピンの場合は初期ガタの影響で剛性は低い、ピンが曲がりにくいいため降伏点のやや高い接合となる。

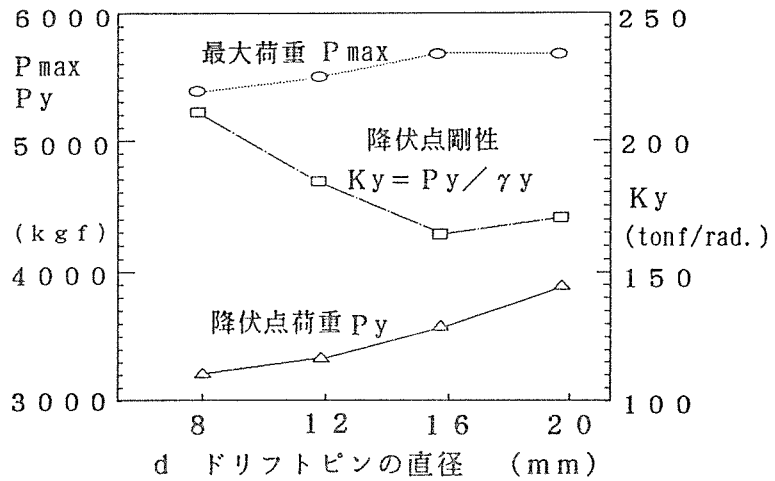


図12 d と P_{max} 、 P_y 、および K_y との関係

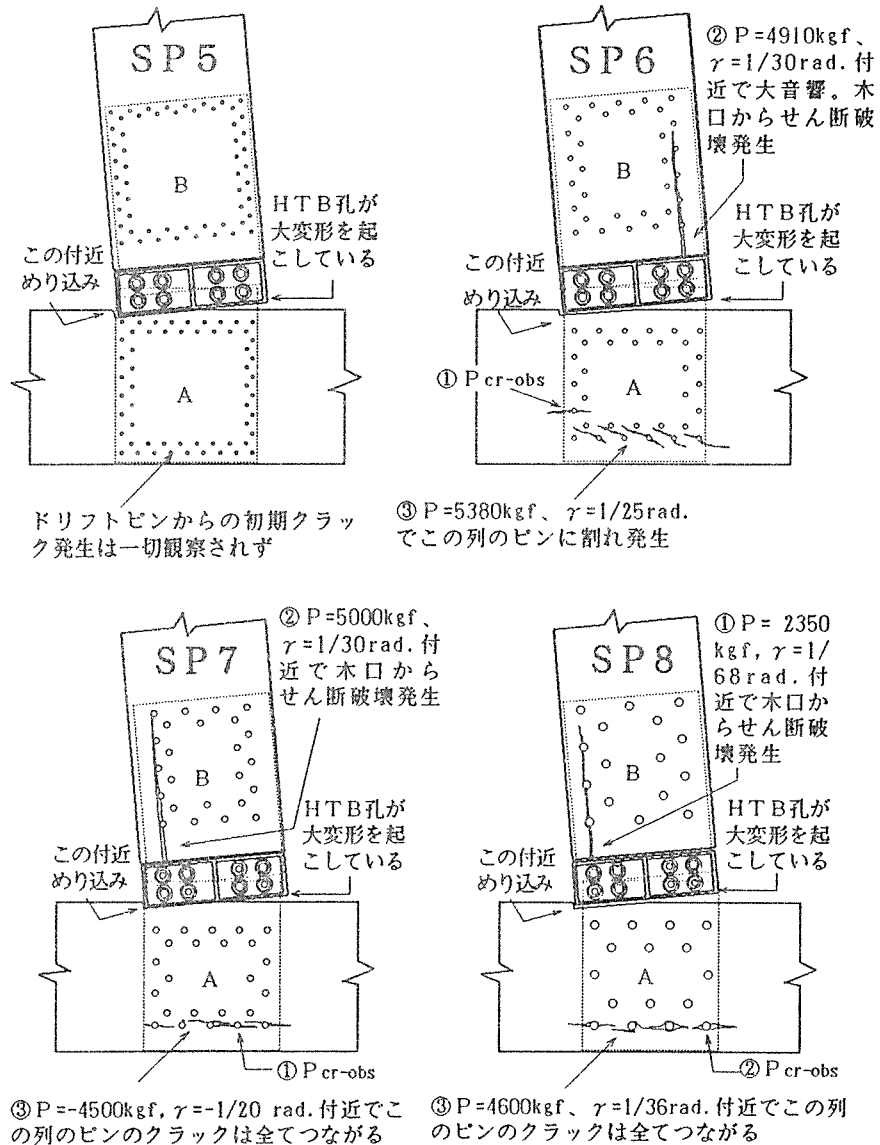


図13 初期破壊の発生から終局状態にいたる崩壊過程のスケッチ

図13に各試験体において初期破壊の発生から終局状態に至るまでに観察された接合部の主な状況のスケッチを示す。この実験の場合、ドリフトピンの細長比 l/d が12以上のSP05試験体では($d=8\text{ mm}$)変形角が $1/10\text{ rad}$ に至ってもドリフトピン孔からクラックの発生が認められなかった。このように、タイプI型のモーメント抵抗接合は接合具の細長比が十分確保されていないと割裂を伴う脆性的な破壊を生じるので、細長比の大きい接合具を用いることが肝要である。

しかし、現在の設計規準等では、接合具の許容耐力が細長比の効果を十分発揮するようには設定されていないため、設計耐力を稼ぐために、安易に大径の接合具を使う傾向が見られる。細長比の小さい大径の接合具はタイプI型には使うべきではない。

4. その他のタイプ

4.1 タイプII

タイプII型の特徴は、木材の欠点である繊維直交方向の割裂破壊を起こさないように、接合具が常に繊維平行方向のせん断のみを受けるように配置されていることである。このタイプの接合部の実験は定方ら^{6)、7)、8)}により、タイプI型接合法との比較、接合具を純機械的なものと、ケミカルアンカーにした場合等の比較が行われている。同時に行われたタイプI型との比較では、 $1/120\text{ rad}$ 時のモーメントがタイプI型はII型に比べ高い。耐力はタイプIもIIも同程度であるが、破壊性状としてタイプIIの各試験体は非常に「粘り」のある、木材に割れ裂けを発生しない優れた特性を示すことが報告されている⁷⁾。

タイプIIのフランジ接合型は、梁側の接合には従来からの集成材継手で多用されているラグスクリューと鋼板帯板によるフランジ接合を応用したもので、柱側には引きボルトで接合される。接合部の変形には、フランジ-集成材間のラグスクリューのせん断すべり変形、引張ボルトの座金の柱へのめり込み変形、梁の圧縮側木口面の柱へのめり込み変形等が含まれるため、精密な力学モデルを構築するにはめり込みに関する定量的な検討が必要である。これまでの実験から、このタイプの接合は靱性が大きい点が特徴と言われている^{6)、7)、8)}。

4.2 タイプIII

タイプIIIの交差重ね合わせ接合型については、我国で公表された研究例は少ない^{11)、12)}。しかし、ヨーロッパ諸国ではモーメント抵抗接合の標準的な形式として広く実用化されており、我国でもヨーロッパの設計法を取り入れて実際の建物へ応用された例が幾つか見られる。

接合部が一点で交わるので、偏心モーメントを付加する必要がない、ガセット板が不要である等の理由で、コスト的にもメリットが大きいと言われている。耐力・変形の計算法は基本的にはタイプIと同じである。

4.3 タイプIV

タイプIVの引張ボルト接合型は最近研究社の注目を集めている。このタイプは、金物使用量が最も少なく、しかもタイプIやIIIのように大変形時に木材を割り裂く危険性がないため、靱性型のモーメント抵抗接合法の本命として研究が進んでいる。接合部の耐力・変形は梁木口および引張ボルト座金の木材へのめり込みに依存しており、木材のめり込みという古くてしかもなお解明の遅れている最も難しい問題の定式化が鍵となっている。

最近、木材のめり込み変形を幾つかの仮定を設けて定式化した稲山の研究²¹⁾が発表され、このタイプのモーメント抵抗接合の終局耐力を含む精密な解析が可能となった。

5. 問題点と今後の課題

5. 1 接合具単独の耐力と接合部内での耐力

既往の幾つかの実験から、多数本の接合具で構成されるモーメント抵抗接合の場合、「最も力を受けている接合具がその許容耐力に達した時点をもって接合部の許容耐力とする」という現行の設計方針では荷重係数が大きくなり過ぎて不経済な接合部となる」という傾向が指摘されている。この原因については幾つか考えられる。

- 1) 現行の接合具の許容耐力が接合具単独で抵抗するような場合を想定して設定されているため、許容耐力としてはかなり安全側の算定となっている。
- 2) 接合具が群としてモーメントに抵抗する接合では、個々の接合具がパラレルシステム（1本が降伏しても全体として持つ）として抵抗するため、予想以上に耐力が向上する。特に多数の本数を打つ釘打ち接合の場合この可能性がオセアニア諸国で指摘されている。
- 3) 現行の仮の計算式では、どの木材のめり込み異方性が考慮されていないので、異方性を考慮した場合より設計耐力は低く算定される。現行の計算式は必ずしも木材接合部に適した設計式ではないのかもしれない。

上の1)、2)については、現在「木質架構WG」で小松が実験中であり、実験の結果に期待したい。

3)については、北海道立林産試験場の前田典昭氏が木材の「すべり係数の異方性」を考慮した設計式の提案を行っている¹⁹⁾。それによれば、接合部の許容耐力は異方性を考慮したほうが20～30%大きくなる。この問題は今後更に検討されるべき課題である。

5. 2 2方向ラーメンの問題

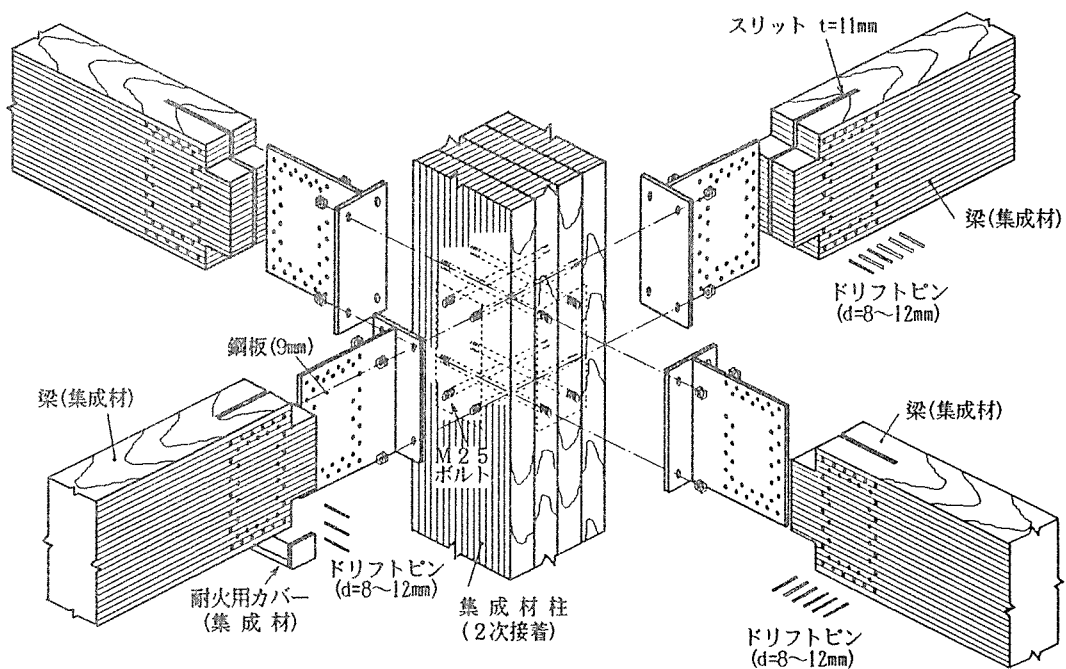


図14 スプリットT型接合による2方向ラーメンの提案

現在一部で実用化されているタイプI型のモーメント抵抗接合法は原則的に一方向ラーメンにしか適用できない。これを2方向ラーメンに拡張するには他のタイプとの併用を考えねばならない。

図14は小松によるタイプ-I型を原則とした2方向ラーメン用のスプリットT型モーメント抵抗接合法の概念図である。柱-スプリットT鋼板間のめり込み変形の解析には、タイプ-IV型の3角形めり込みを考慮する必要がある。

一方、タイプ-IIやタイプ-IV型の場合は、稲山正弘氏²⁰⁾が紹介している図14のような2方向ラーメンが集合住宅規模の木構造に対して適用可能であり、実際に試作建物が建てられている。

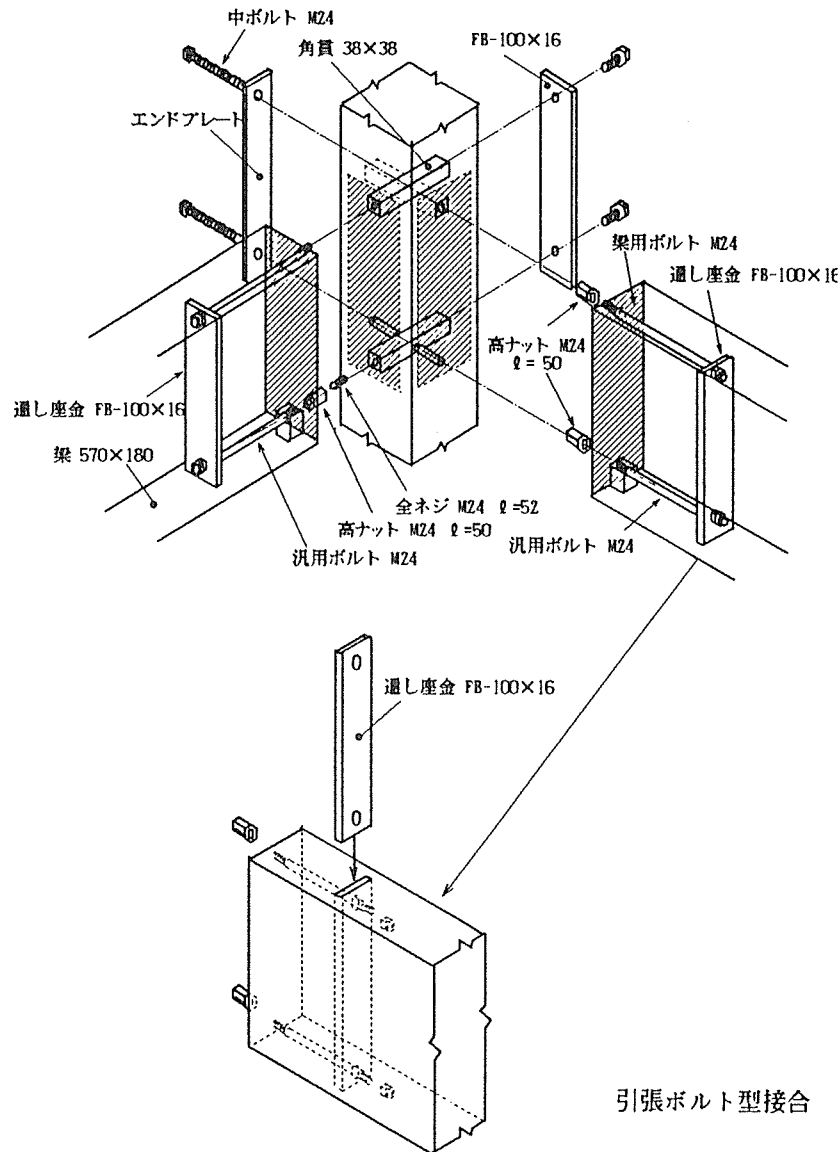


図15 稲山氏提案の2方向ラーメン用モーメント抵抗接合法

5.2 終局耐力の推定

タイプ-I型を例にとると、初期剛性から降伏耐力にいたるまでの挙動は、上述したように何とか現状の研究レベルでも推定可能である。しかし、木材の割裂破壊を前提とした「終局耐力」の推定は現在でも非常に難しい。端距離、縁距離、接合具相互の間隔の影響については、接合具単体の研究が行われているが、接合具を多数本使用するタイプ-I型接合部では、この辺が解明されていない。現在は許容耐力設計法であるから、接合部の終局耐力の把握は必ずしも必要ではないが、構造が大型になって、保有耐力設計等が要求されるようになると、避けては通れなくなる。今後研究を進めるべき最も重要な分野であると考えられる。

引用・参考文献

- 1)小松幸平：挿入型鋼板ガセットとシアプレートボルト締め構法による集成材軒肩接合部実大試験体の非線形半剛節解析、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、p.1299、1985
- 2)小松幸平：正負交番モーメントを受ける集成材T字型接合部の挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、p.1255、1986
- 3)坂本 功、大橋好光、安達文男：集成材による柱－梁接合部の強度実験（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、p.121、1988
- 4)大橋好光、坂本 功、安達文男：集成材による柱－梁接合部の強度実験（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、p.123、1988
- 5)小松幸平、川元紀雄、金谷紀行：集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、p.99、1989
- 6)定方 啓：EP型、BX型接合部の正負交番荷重下の変形・破壊挙動について、日本建築学会構造系論文報告集、第395号、40-47、1989
- 7)長屋 学、定方 啓、朝山和佳：重木構造の柱－梁接合部の耐力と靱性に関する研究（第1報）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、p.123、1989
- 8)定方 啓、朝山和佳：重木構造の柱－梁接合部の耐力と靱性に関する研究（第2報）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、p.125、1989
- 9)佐藤雅俊、宮村雅史、森 和雄、葉多修司：集成材構造柱梁接合部の耐力に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、p.1301、1985
- 10)佐藤雅俊、宮村雅史、森 和雄、葉多修司：集成材構造柱梁接合部の耐力に関する研究（II）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、p.1251、1985
- 11)坂本 功、大橋好光、安達文男：集成材による柱－梁接合部の強度実験（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、p.127、1989
- 12)大橋好光、坂本 功、安達文男：集成材による柱－梁接合部の強度実験（その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、p.129、1989
- 13)鴛海四郎、小野 泰、小林 明、高坂清一：木質ラーメン構造の接合部に関する構造耐力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、p.117、1989
- 14)稲山正弘、鴛海四郎、藤澤正美、中林由行：木質ラーメン構造の開発研究（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、p.1381、1987
- 15)稲山正弘、鴛海四郎、藤澤正美、中林由行：木質ラーメン構造の開発研究（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、p.125、1988
- 16)宮沢健二：大断面集成材の剛接合法に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、p.119、1988
- 17)小松幸平、川元紀雄、原田真樹、堀江和美：“集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能（III）、（IV）、日本建築学会大会学術講演梗概集、（東北）、1991.
- 18)小松幸平：“接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組み構造の解析－第1報、解析法の誘導”、木材学会誌、Vol.34、No.7、pp.581-589、1988.
- 19)前田典昭：“木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書「木造化技術開発」、日本住宅木材・技術センター、pp.V-215-V-249、1987.または林産試場報、Vol.4、p.11-18、1990.
- 20)稲山正弘：“住宅用木質ラーメン構造の可能性”、住宅と木材、1991.
- 21)稲山正弘：“木材のめりこみ理論とその応用”、東京大学工学部提出博士論文、1991.

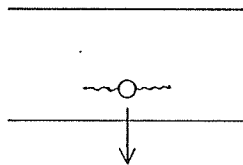
2.3. 接合部の木材側の応力分布に関する研究の現状

2.3.1 はじめに

近年木質剛接合の研究が盛んとなり、特に釘、ボルトおよびドリフトピン等による鋼板添板接合については多くの研究成果を上げ、終局強度、多数本の特性等の研究も行われるようになってきた。しかしながら、理論的研究においては剛接合部の木材や鋼板を全体的に剛体とみなし、治具周辺の木部の局所的な変形（主にめり込み変形）と治具自体の変形のみに着目しているもの、即ち弾性床板上の梁理論によるものが殆どである。

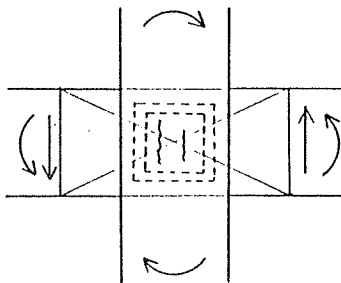
このような研究方法は割裂が伴わない問題では多くの知見を与えたが、大きな限界もある。それは以下のような点である。

- 1) 木材の繊維直交方向の割れに対する問題
 - ・せん断治具近傍の亀裂



木材が繊維直交方向に引張られ、縁距離と L/d が小さく木材の割れで決まるような場合は、応力分布や破壊力学の考慮が必要である。

- ・せん断治具近傍以外の亀裂



接合パネルゾーンを中心や接合部以外で亀裂が発生することがある。

- 2) せん断ボルト耐力に与える木材二軸応力場の影響²²⁾

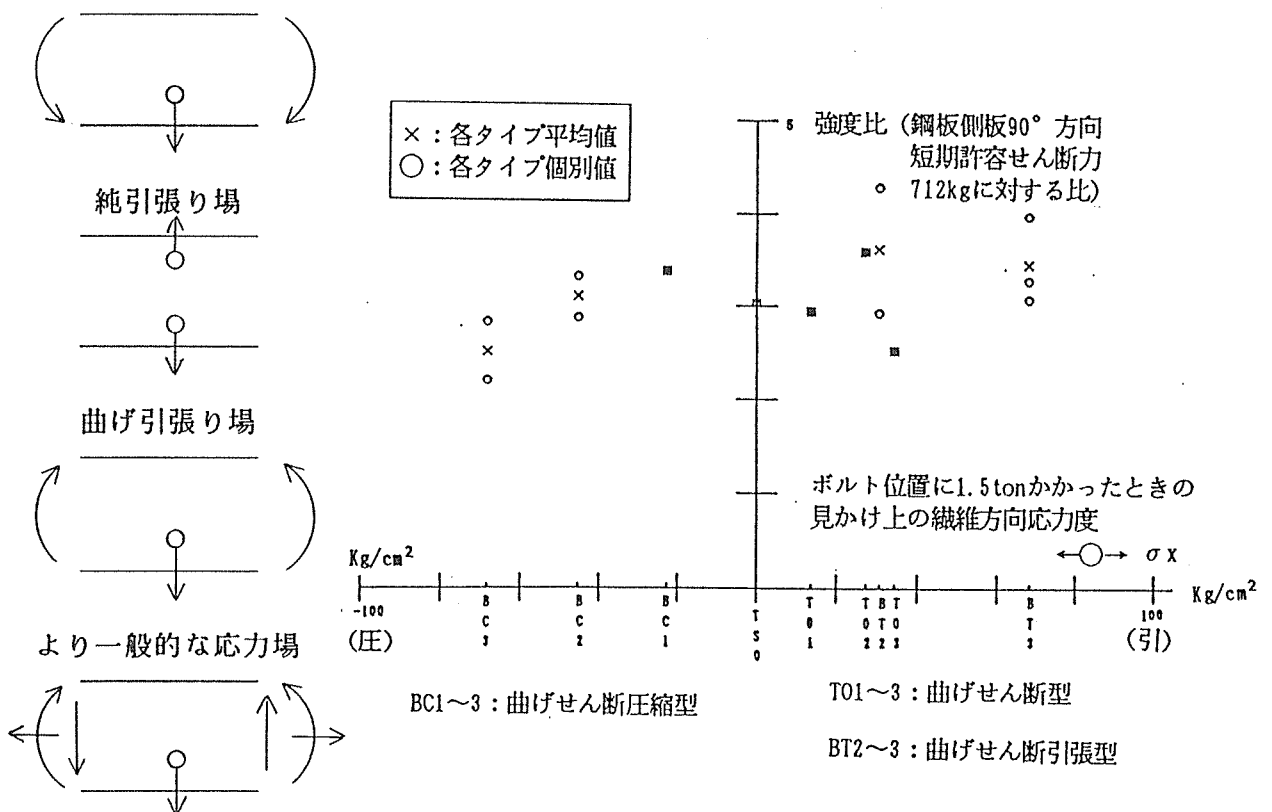


図-1 ボルトせん断耐力に与える木材応力場の影響 (実験)

- 3) せん断治具の端、縁距離及び間隔が耐力や破壊性状にどのような影響を与えるか
- 4) 多数本治具の相互の影響に関する問題
各治具の荷重負担率
- 5) 接合部木部の全体的な変形や、その変形による治具の応力負担への影響の問題
- 6) 割れ破壊の進展と3次元的な応力状態

このようなことから、治具とその周辺の変形だけでなく木部全体の変形や応力分布性状の研究が重要と考えられる。

そのためここでは、剛接合を木材の応力という観点から見たとき、どのような研究が行われているかを概観し、その後平面応力解析により接合パネル部の応力分布性状を例示する。

2.3.2 研究の現状

(1) 木材の応力分布

解析的手法として松井・西谷の研究⁵⁾などがある。木材を直交異方弾性体とみなし、集中荷重の問題をフーリエ級数を用い弾性理論解を求めているが、非線形や引張り亀裂の解析には言及していない。

数値解析法による研究として大草⁴⁾の標準引張り試験体の応力分布に関する研究がある。これは直交異方性弾性体の有限要素法による解析である。

宮澤、柳田⁶⁾も大草の研究に従いフランス規格の標準引張り試験体の応力分布を樹種と繊維方向の影響を調べ、更に繊維直交方向に引張りを受けるボルト周辺(1本及び2本)の応力分布を求めている。

実験的手法としてKeylwerth, R.³⁾はフランス規格の標準引張り試験体の応力分布を求めている。

有限要素法は近年のハードの進歩から便利となったが、材料定数²⁾の決定や引張り亀裂の解析が難しく、破壊力学理論の導入が必要と思われる。

(2) 木材の破壊力学・破壊靱性

鋼材については多くの破壊力学に関する研究がある⁸⁾が、1960~1970年代に木材への応用が研究され、破壊靱性の測定が多くなされた^{9, 10)}。

日本では、1977年小松の研究⁹⁾、1990年三橋・星野¹¹⁾の研究がある。三橋・星野らは非線形破壊力学的手法により割裂強度特性の研究を行っている。基礎的な解説は、文献⁷⁾に掲載されている。

(3) ボルト、釘等のせん断治具廻りの応力分布

解析的手法及び実験的研究として松井・西谷の研究¹²⁾がある。木材を直交異方弾性体とみなし、集中荷重の問題をフーリエ級数を用い弾性理論解を求め実験と対比している。応力分布に関しては、実験と対比し手塚¹³⁾が一連の研究を基に詳細に報告している。

安村¹⁴⁾は実験と有限要素法解析を試み、理論的根拠は必ずしも十分ではないが、90°方向の引張り応力分布を関数式で示している。

宮澤・柳田・久保倉は、実験と有限要素法解析により90°方向に引張りを受ける1~2本のせん断ボルト⁶⁾および割れ防止補強筋導入時の木材の応力分布^{16, 17)}を求めている。

・宮澤・柳田⁶⁾：木材の応力と破壊に関する研究、昭和63年度日本建築学会関東支部研究報告集、1988、P. 29-32

針葉樹と広葉樹の1～2本のせん断ボルト接合に関して、木材が繊維直交方向の引張りを受けるせん断接合について、有限要素法応力解析を行ったものである。材料定数は澤田の値²⁾を採用し直交異方性弾性応力解析を行った。1本の接合については安村¹⁴⁾の応力分布の仮定が提案されており、これとの比較も行っている。

直交異方性モデル

$$\begin{pmatrix} E_x & \nu_{yx} E_x \\ 1-\nu_{xy}\nu_{yx} & 1-\nu_{xy}\nu_{yx} \\ \nu_{xy} E_y & E_y \\ 1-\nu_{xy}\nu_{yx} & 1-\nu_{xy}\nu_{yx} \\ 0 & 0 & G_{xy} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix}$$

表-1 木材の平均材料特性 ²⁾ E_Lの係数

種別	針葉樹	広葉樹	種別	針葉樹	広葉樹
E _T	0.040	0.055	E _R	0.075	0.105
G _{LT}	0.050	0.065	G _{LR}	0.060	0.085
σ _T	0.33	0.80	σ _R	0.75	1.05

注) σの単位のみ×10⁻³、ν_{LT}=0.5、ν_{LR}=0.4

* 澤田の引張り強度提案式は妥当と思われないので、上のように修正した。

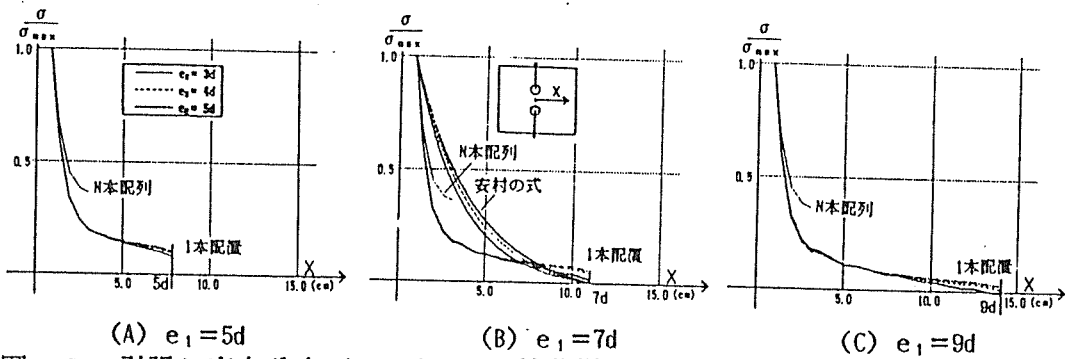


図-2 引張り応力分布 (M16ボルト、針葉樹L T方向、E_L=1.24×10⁵Kg/cm²)

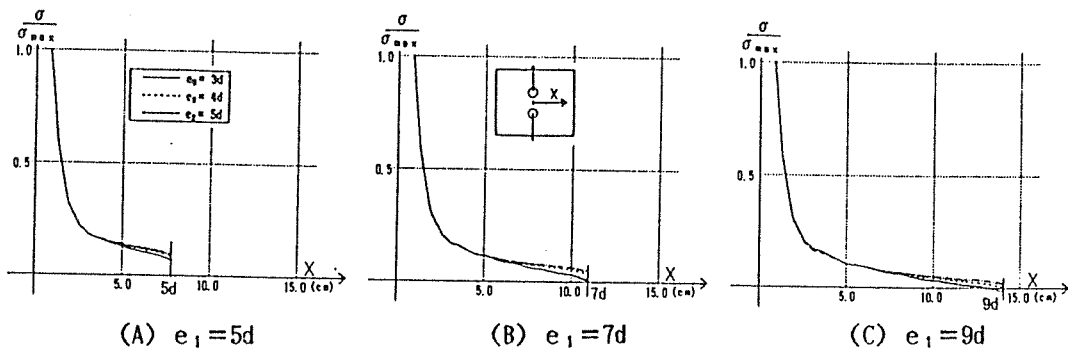


図-3 引張り応力分布 (M16ボルト、広葉樹ブナL T方向、E_L=1.25×10⁵Kg/cm²)

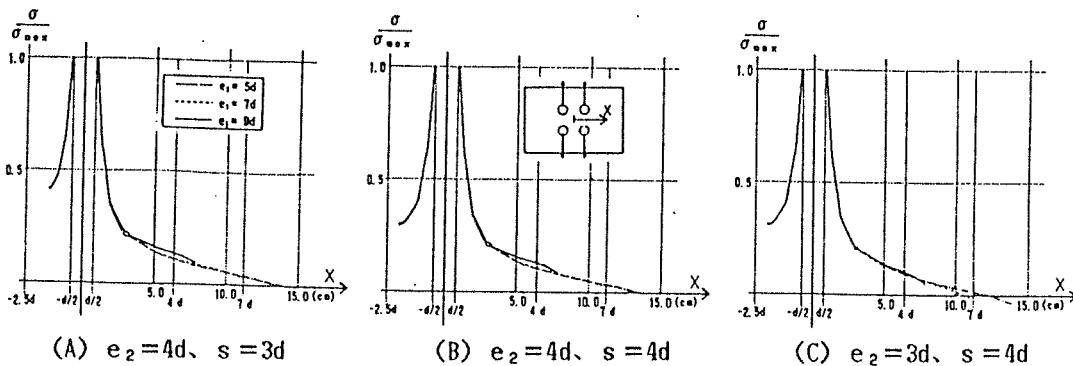


図-4 引張り応力分布 (M16ボルト、針葉樹L T方向、E_L=1.24×10⁵Kg/cm²)

・宮澤¹⁶⁾：繊維方向と直交する方向に加力されるボルト接合部の耐力特性と補強法、住宅木材技術センター報告書、1990.3、P.5-1~5-38

せん断ボルト近傍の木材の割れ防止として考えられた割れ防止補強方法に関する有限要素法の解析で、補強筋の有無について、木材の応力分布と耐力を検討している。

実験と解析概要（詳細は住宅木材技術センター報告書を参照）

集成材は枠組壁工法用大断面集成材（乙種）ベイマツ、厚さ：88mm、せい：286mmとし、各種のボルトや補強について実験と解析を行ったが、下記応力解析例は、

せん断ボルト：1-M16、縁距離 = 3 d (d = 16mm以下同様)

補強筋：2-φ6全ネジボルト、エポキシ充填

補強筋長さ = 8 d、補強筋の間隔 2 L = 2 × 3 d

とし、図-6のように亀裂を各種想定し応力解析を行った。木材を直交異方性平面応力要素、補強筋をトラス要素とし、すべりは起こらないものとした。図-8は、せん断ボルト位置及び想定亀裂レベルの繊維方向に沿う繊維直交方向の法線ひずみ分布である。

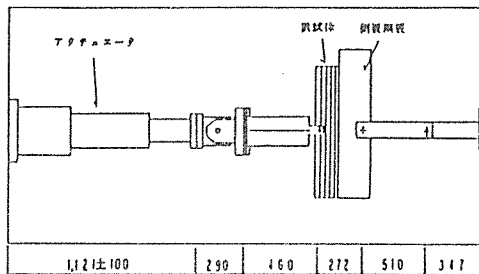


図-5 供試体形状

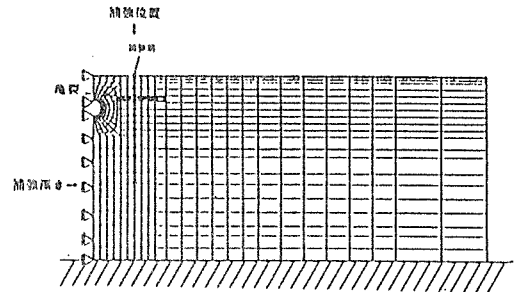
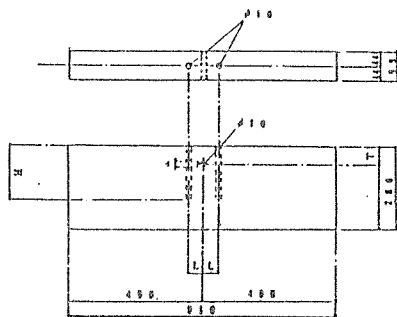


図-6 有限要素法要素分割

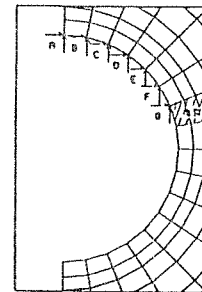


図-7 荷重（強制変位）モデル

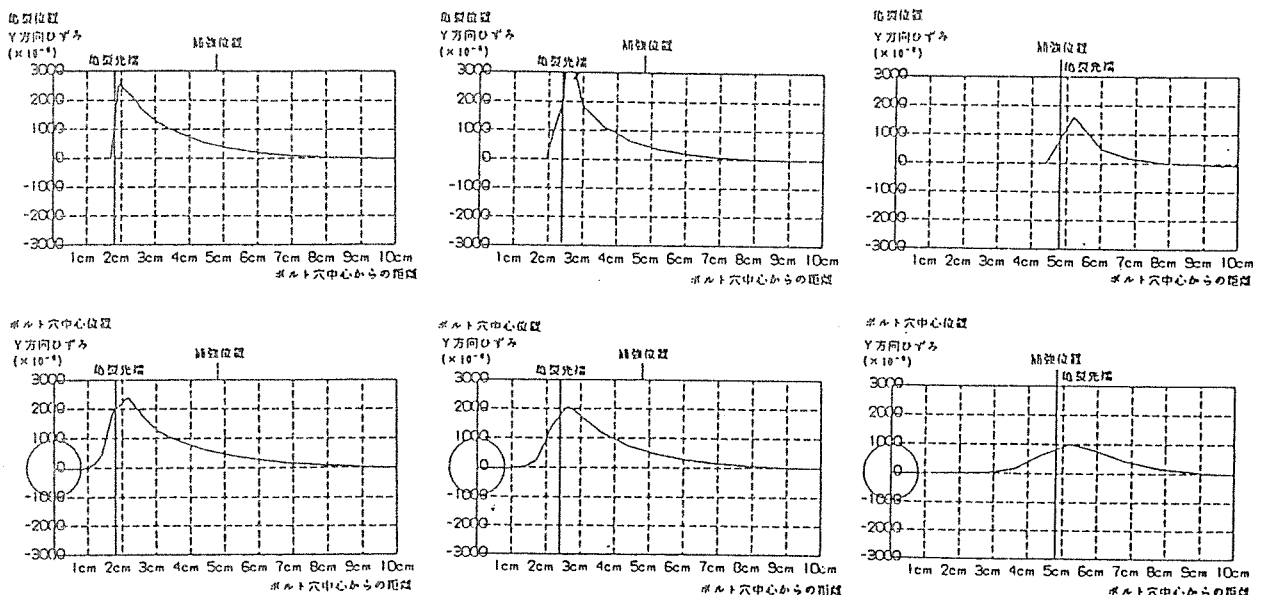


図-8 木材の繊維直交方向引張りひずみ分布（解析値）

・手塚¹³⁾：エポキシ樹脂充填鋼板挿入ボルト接合に関する研究、住宅木材技術センター報告書、1989.3、P.4-1~4-114

鋼板挿入ボルト接合の初期ガタを防止するために、エポキシ樹脂を充填した接合の実験と解析的研究として行われたもので、体積力法という数値解析法により弾性数値解を得て、実験と比較している。

材料は米松とエポキシで材料定数は次表のとおり。

表-2 材料定数(手塚)

	ヤング係数 ExKg/cm ²	ヤング係数 EyKg/cm ²	ポアソン比 νx	ポアソン比 νy	せん断弾性係数 Gxy Kg/cm ²	圧縮強度Kg/cm ² 繊維半径
米松	193,000	17,100	0.395	0.0344	9,080	664 49.1
エポキシ	15,700		0.469		—	圧 415 引 422

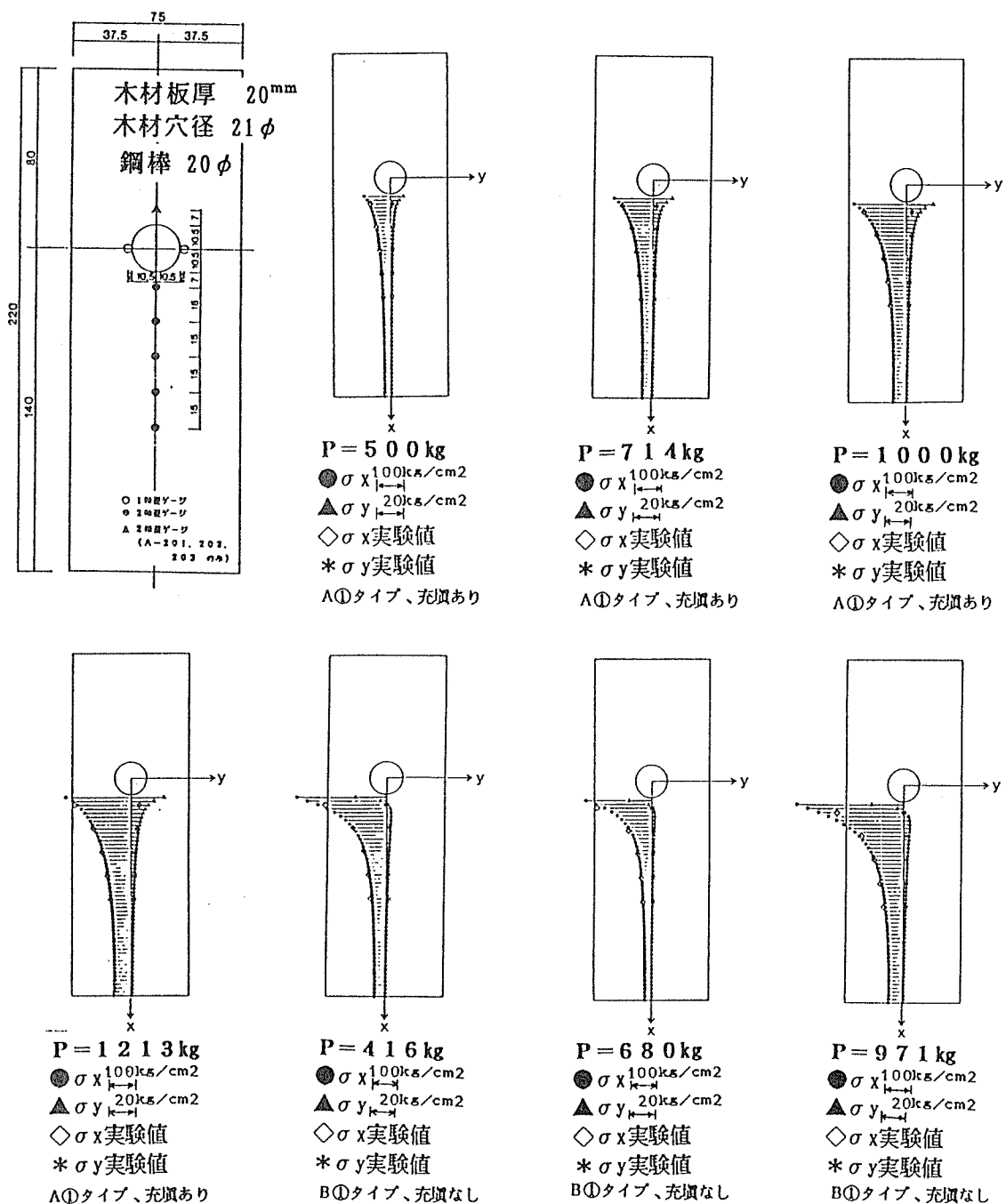


図-9 木材の応力分布

(4) 多数本ボルト接合部の木材応力分布

Hunt, H. D and Bryant, A. H. の有限要素法の研究^{18, 19)} と宮澤・田畑¹⁷⁾ の解析と実験的研究がある。

・ R. D. Hunt and A. H. Bryant¹⁸⁾ ; MOMENT RESISTING NAIL PLATE JOINTS RECENT DEVELOPMENTS AT AUCKLAND UNIVERSITY, Proceedings of the 1988 International Conference on Timber Engineering Vol.1, 1988

解析法：非線形有限要素法 (ADINA)

集成材：2次元アイソパラメトリック要素 (7~8 節点)、直交異方性弾性体

ガセットプレート：弾性体

釘：弾塑性 (繊維直交方向は繊維方向の70%)

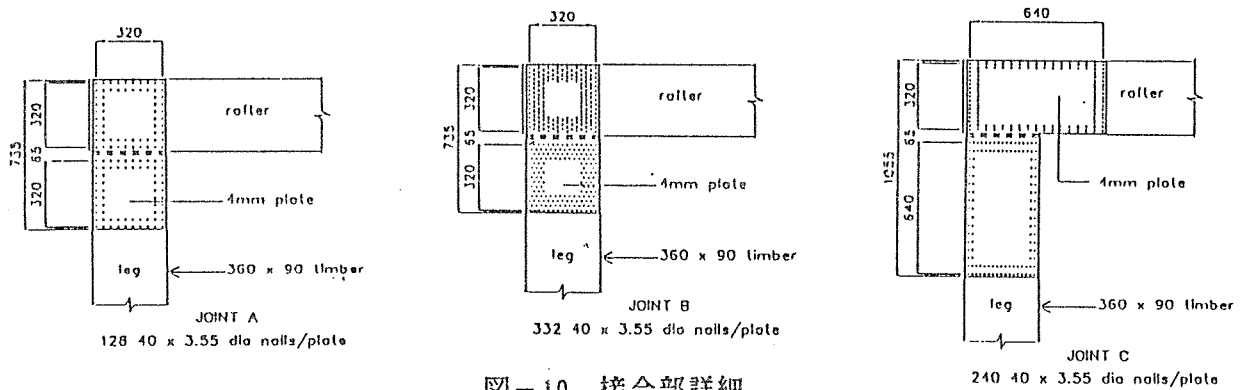


図-10 接合部詳細

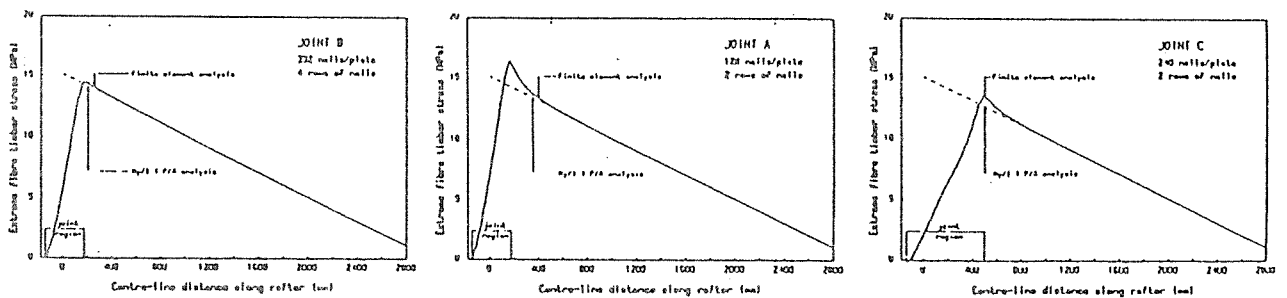


図-11 梁肩部の曲げ線応力 (節点モーメント $M = 30.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3153.06 \text{ Kg} \cdot \text{m}$)

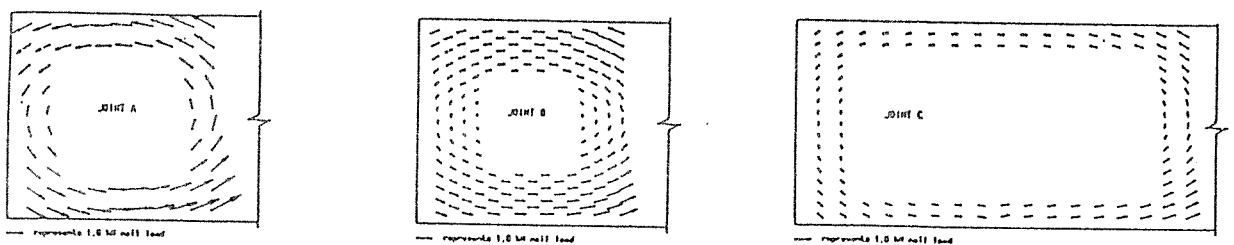


図-12 釘せん断応力分布 (節点モーメント $M = 30.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3153.06 \text{ Kg} \cdot \text{m}$)

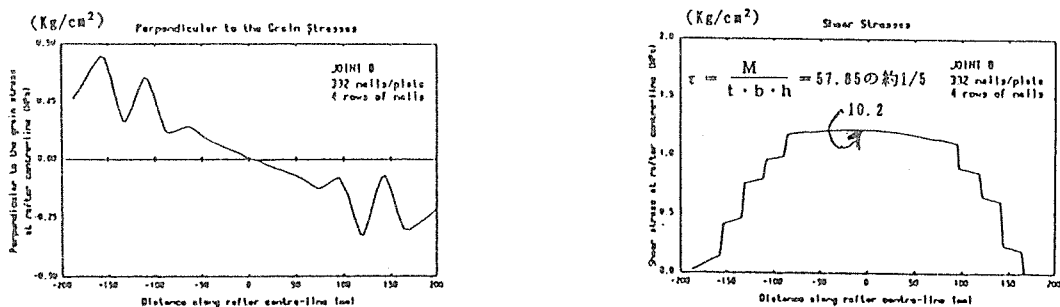


図-13 接合部梁軸芯上の木材応力分布 (節点モーメント $M = 30.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3153.06 \text{ Kg} \cdot \text{m}$)

2.3.3 木材と鋼板の変形を考慮した接合部の解析例

接合パネル部の応力分布を求めるため、及び木材の全体変位と鋼板の弾性変形を考慮するため、それぞれを平面応力有限要素法として解析を行う。木材は直交異方弾性体、鋼板は等質等方弾性体、そしてせん断治具のせん断抵抗については、 0° と 90° 方向の初期すべり剛性を持つ等価バネ要素としてモデル化する。

(1) 解析法

1) 有限要素法：線形平面応力解析法（四角形要素及び等価剛性要素）

2) 仮定：解析では、以下の事項を仮定するものとする。

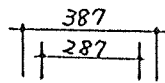
- ・木材及び鋼板は平面応力状態とし、厚さ方向の応力分布や割れは考慮されていない。
- ・せん断ボルトのすべり剛性は弾性床板理論により求められ、他の治具等に起因する接合部の複雑な木材の応力には影響されない。また弾性とし、初期線形剛性を用いる。
- ・側材鋼板と木材が接する面には摩擦抵抗はない（ボルトの側圧抵抗のみ）とする。
- ・集成材は直交異方弾性体（参考として等方性も）で均質である。

なお解析はハードとしてAPOLLO DN3500、解析プログラムはMARC/MENTATを用いた。

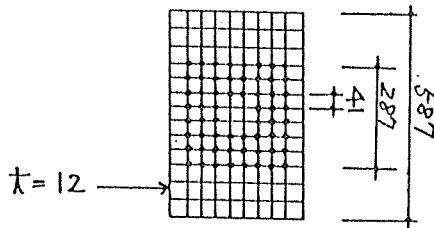
(2) 解析モデル

図-14に解析モデルを示す。解析は集成材厚さを $1/2$ 、鋼板と釘は片面とし計算し、外力表示は2倍、応力度は単位断面積当たりの表示とした。

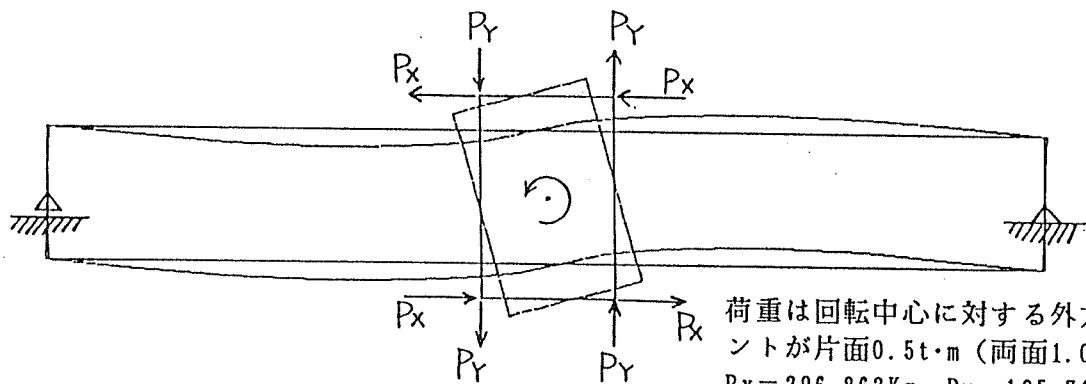
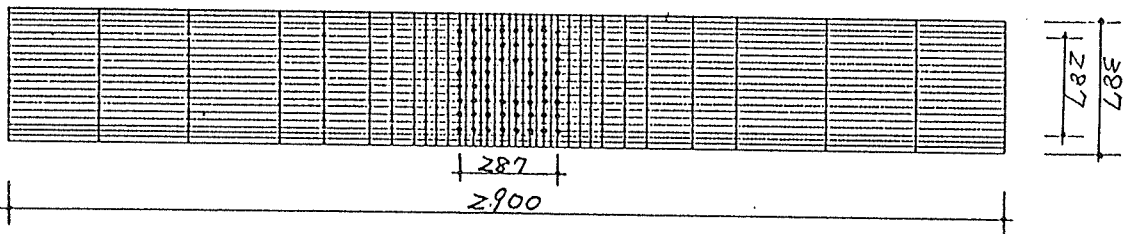
鋼板：厚さ12mm、裏表
等質等方性
平面応力要素



釘（ZN40）：X及びY方向等価
せん断バネ要素
集成材と鋼板を接続



集成材：厚さ88mm（解析は1/2）
等質等方/直交異方性
平面応力要素



荷重は回転中心に対する外力モーメントが片面0.5t・m（両面1.0）相当
 $P_x = 296.862\text{Kg}$ 、 $P_y = 195.716\text{Kg}$

図-14 有限要素法要素分割、荷重と境界条件

(3) 材料定数

1) 集成材：べいつが

集成材は2次元直交異方性板とし、応力-ひずみ関係は次式のようなになる。

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_x & E_y & 0 \\ E_y & E_x & 0 \\ 0 & 0 & G_{xy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$

木材の材料定数は、次のような提案がある。

表-3 木材の材料定数

樹種	ヤング係数	ヤング係数	ポアソン比	ポアソン比	せん断弾性係数		横引張り強度 σ_y
	10^3Kg/cm^2 E_x	10^3Kg/cm^2 E_y	ν_x	ν_y	G_{xy}	G_{yx}	
手塚 13) 米松	193	17.1	0.395	0.0344	平均 9.08 9.07	9.08	
ダグラスファー 1)	167	13.3	0.43	0.028	12.0		
アカマツ 1)	120	12.5	0.40		10.0		
澤田の式 2)	120として	9	0.40	0.016	7.2		39.6
宮澤の材料 実験値 16)	曲げ 122 圧縮 114	圧縮 84.4 引張 2.87					26.7 ~34.3

集成材の弾性係数は、日本建築学会「木構造計算規準・同解説」を参考にべいつが1級とし、下記の値とした。参考のため等方性についても解析した。

	直交異方性	等質等方性 (解析参考)
0° 方向のヤング係数	$E_x = 90,000$	90,000 kg/cm^2
90° 方向のヤング係数	$E_y = 3,600$	90,000 kg/cm^2
せん断弾性係数	$G_{xy} = 5,667$	5,667 kg/cm^2

2) 鋼板添板

鋼材種：SS400、板厚さ $t = 2 \times 12 \text{mm}$
 ヤング係数 $E = 2.1 \times 10^6 \text{Kg/cm}^2$
 ポアソン比 $\nu = 0.3$

3) 釘せん断治具の剛性

別途に行った弾性床板上の梁理論の解析により下記の初期剛性を用いる。

釘 ZN401 本当たりの剛性 (解析採用値)

直交異方性	
$K_x = 3,600$	Kg/cm
$K_y = 1,400$	Kg/cm
等質等方性 (解析参考)	
$K_x = 3,600$	Kg/cm
$K_y = 3,600$	Kg/cm

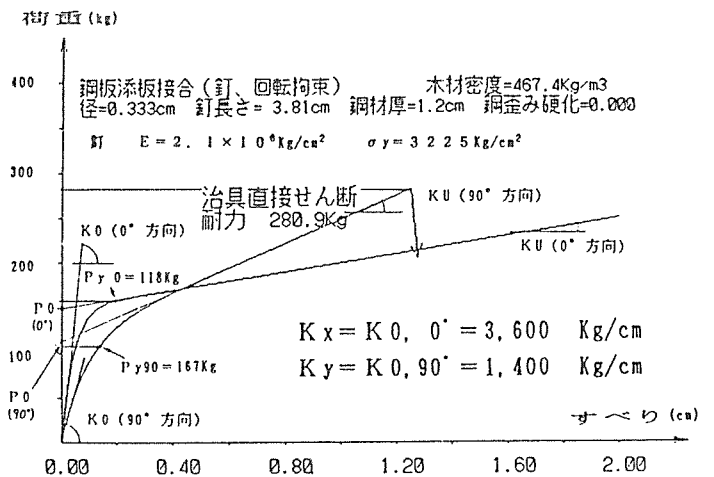


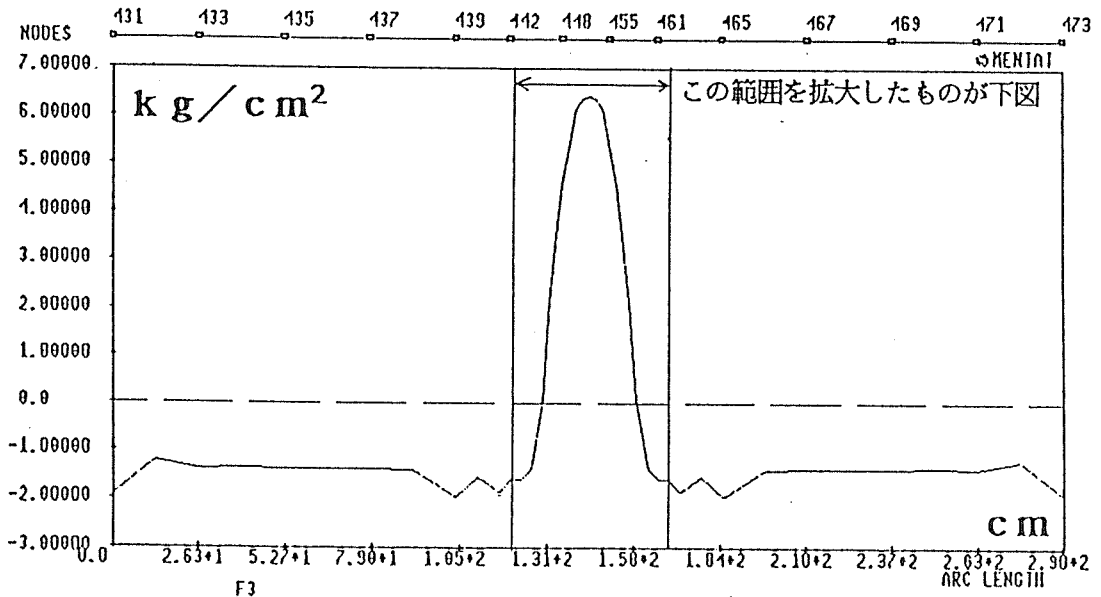
図-15 釘のすべり特性

(4) 解析結果

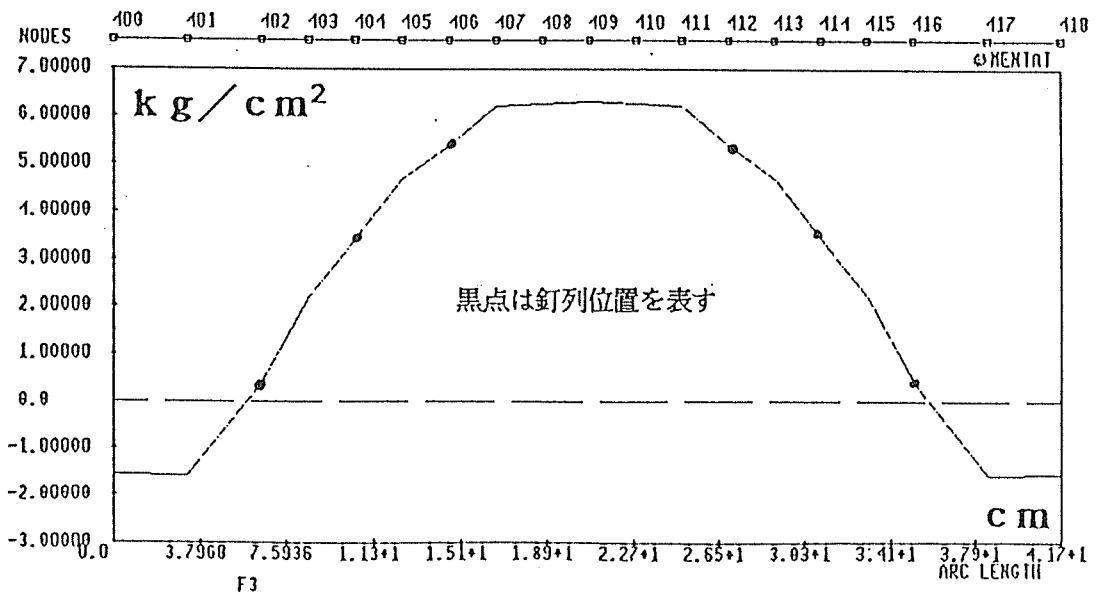
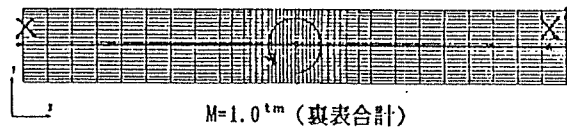
1) 等質等方性 (参考値)

参考のために木材が等質等方性で、せん断治具も 0° と 90° が同じ剛性であると仮定し以下の解析を行った。

材料定数 集成材 $E_x = E_y = 90,000 \text{Kg/cm}^2$ 、 $G = 5,667 \text{Kg/cm}^2$
 鋼板 $E = 2,100,000 \text{Kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.3$
 釘の剛性 $K_x = K_y = 3,600 \text{Kg/cm}$



X-X'断面 τ 分布



X-X'断面 τ 分布

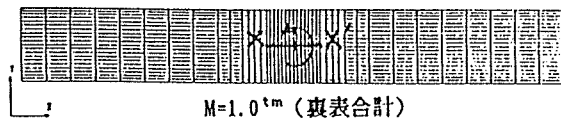


図-16 せん断応力分布 (曲げ部材軸に沿っての)

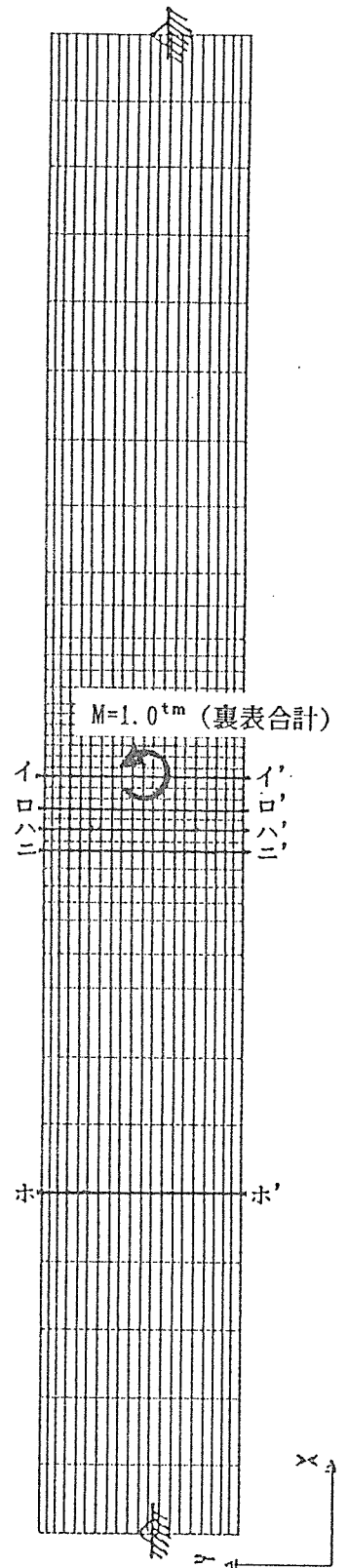
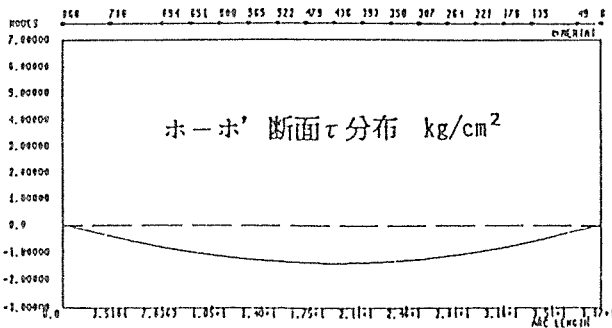
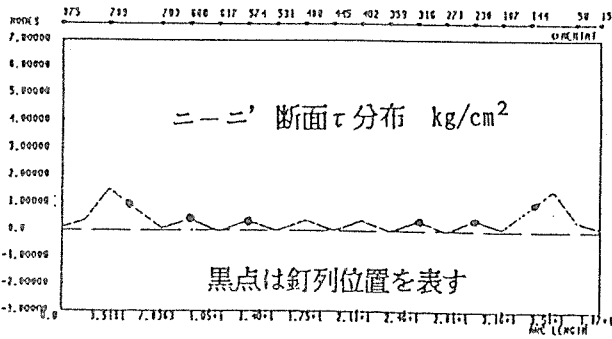
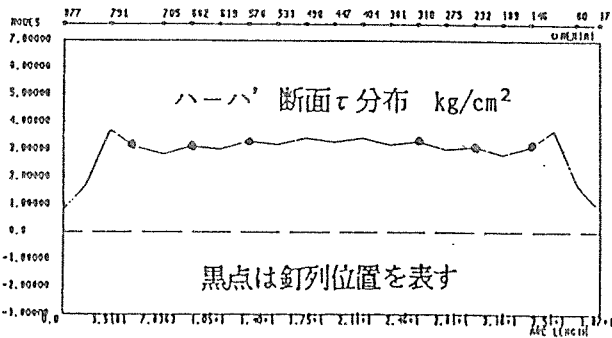
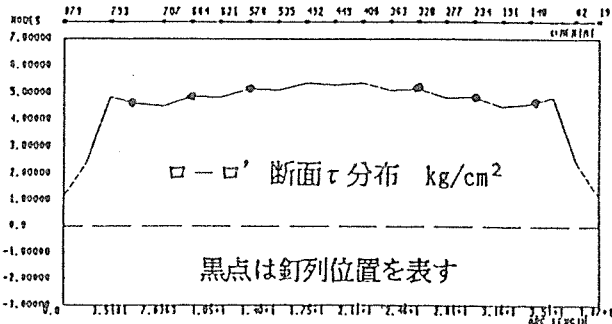
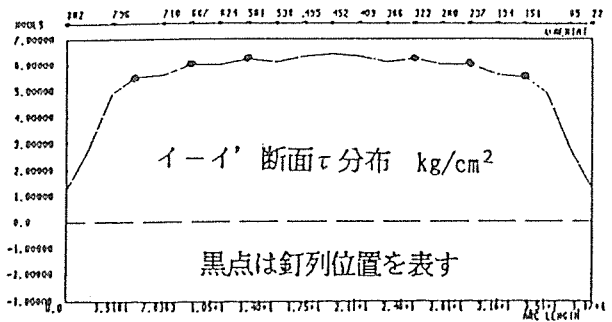


図-17 せん断応力分布 (曲げ部材断面の)

2) 直交異方性

材料定数 集成材 $E_x = 90,000 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $E_y = 3,600 \text{ Kg/cm}^2$
 $G = 5,667 \text{ Kg/cm}^2$
 鋼板 $E = 2,100,000 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.3$
 釘の剛性 $K_x = 3,600 \text{ Kg/cm}$ $K_y = 1,400 \text{ Kg/cm}$

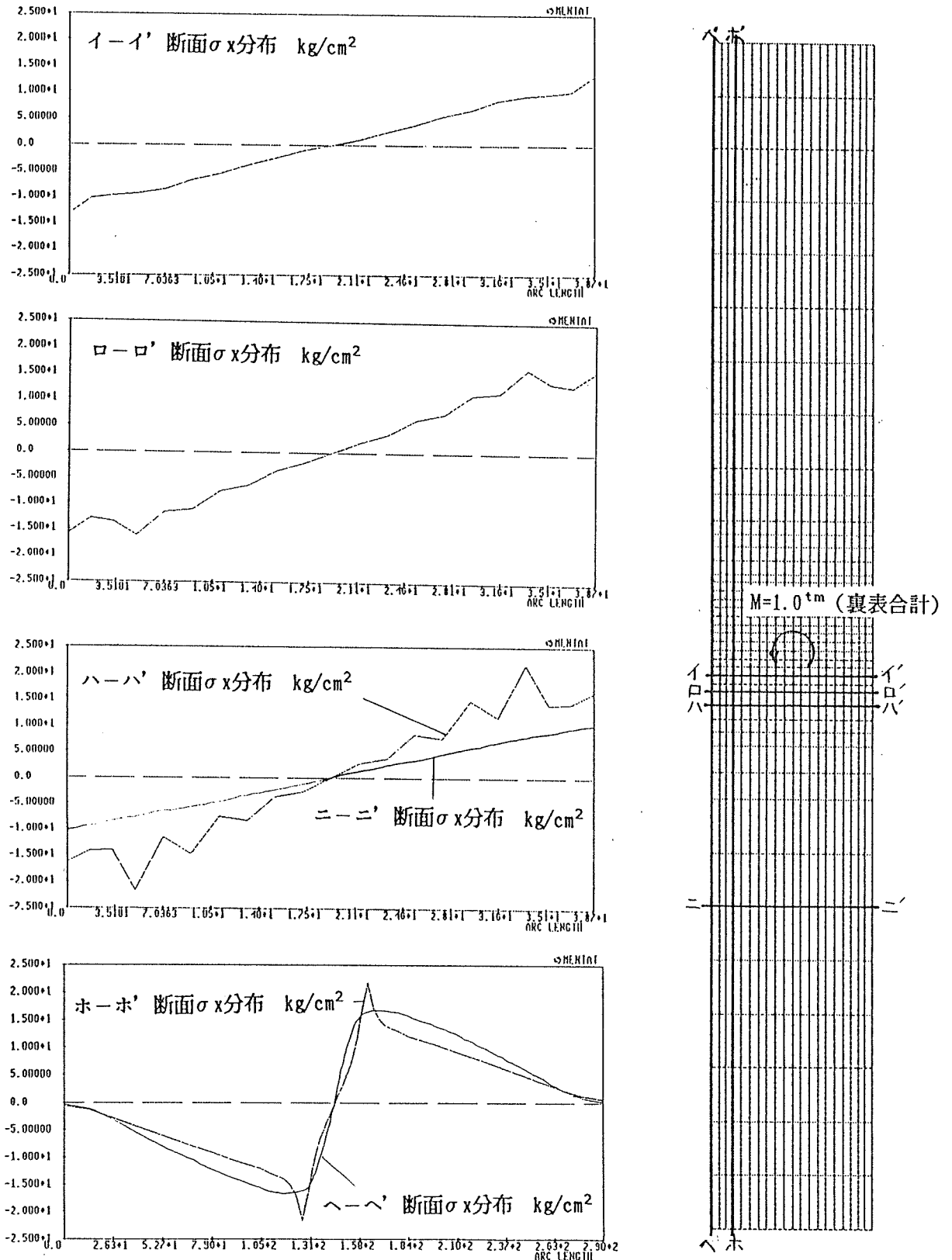


図-18 繊維方向法線応力分布

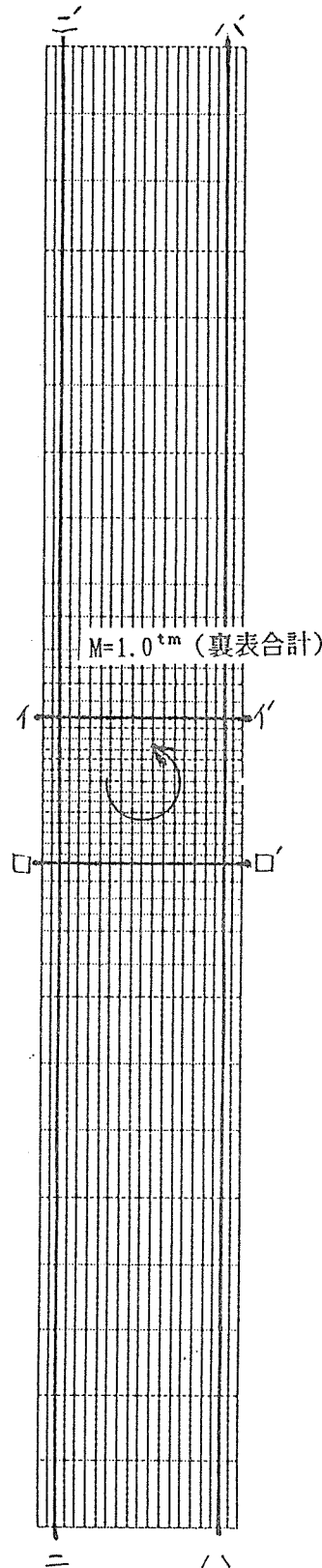
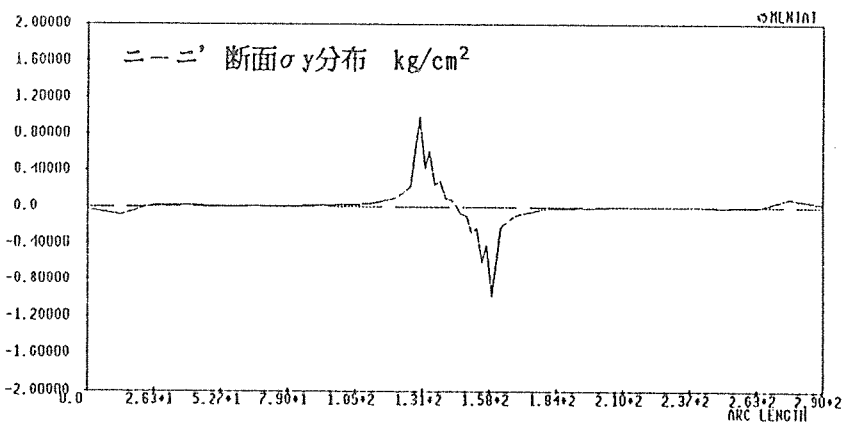
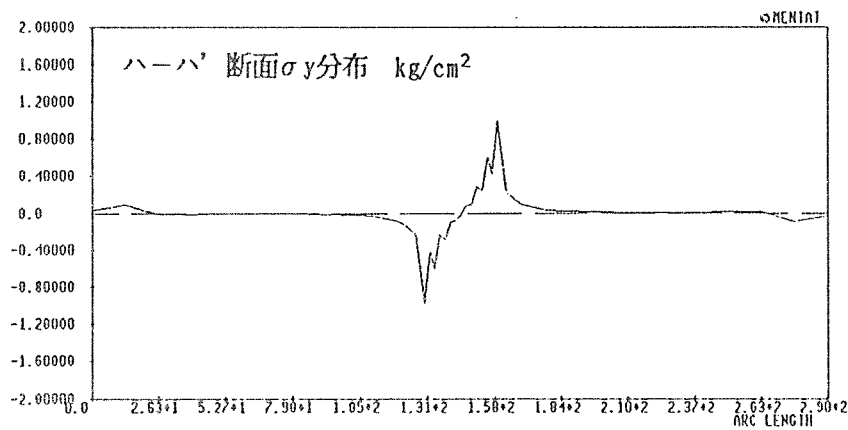
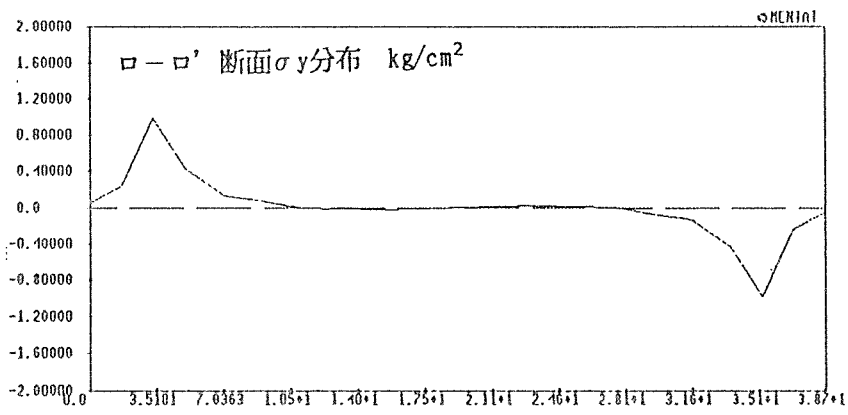
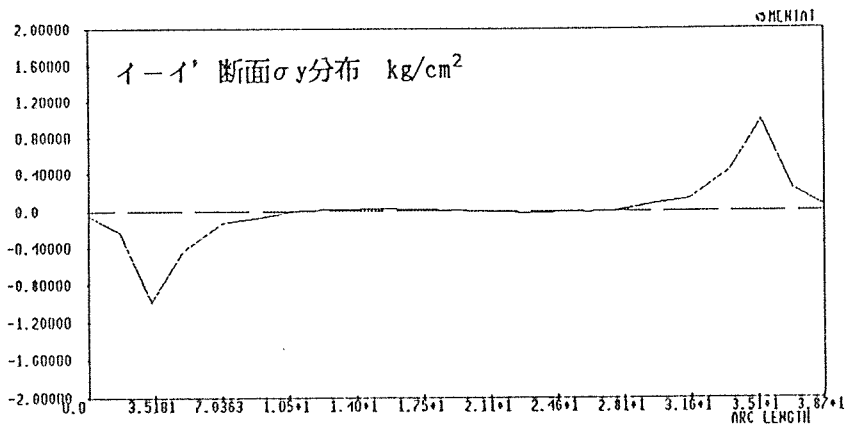
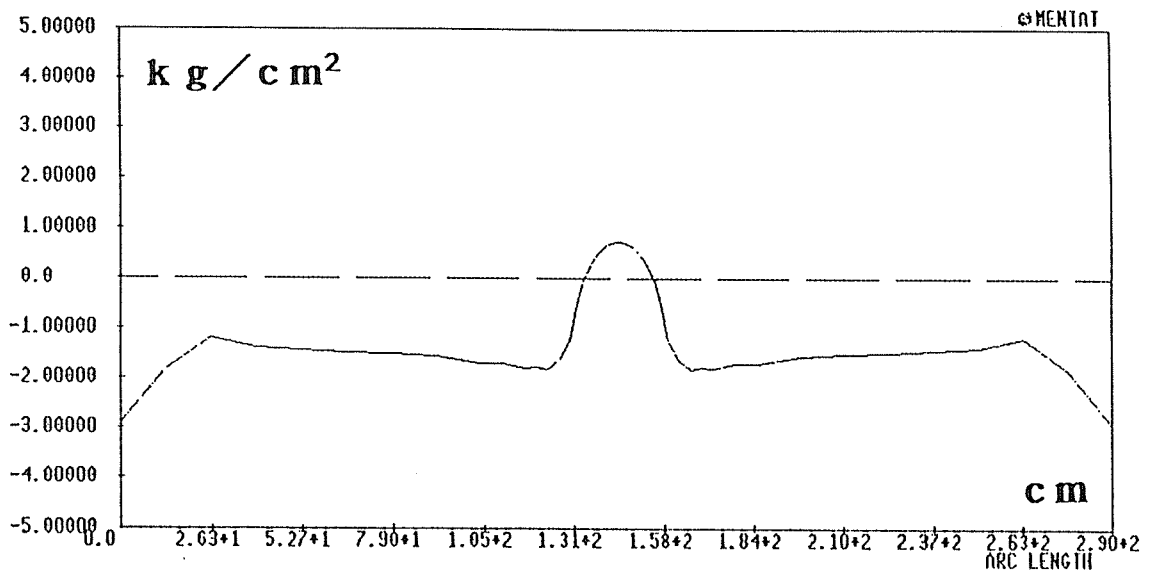
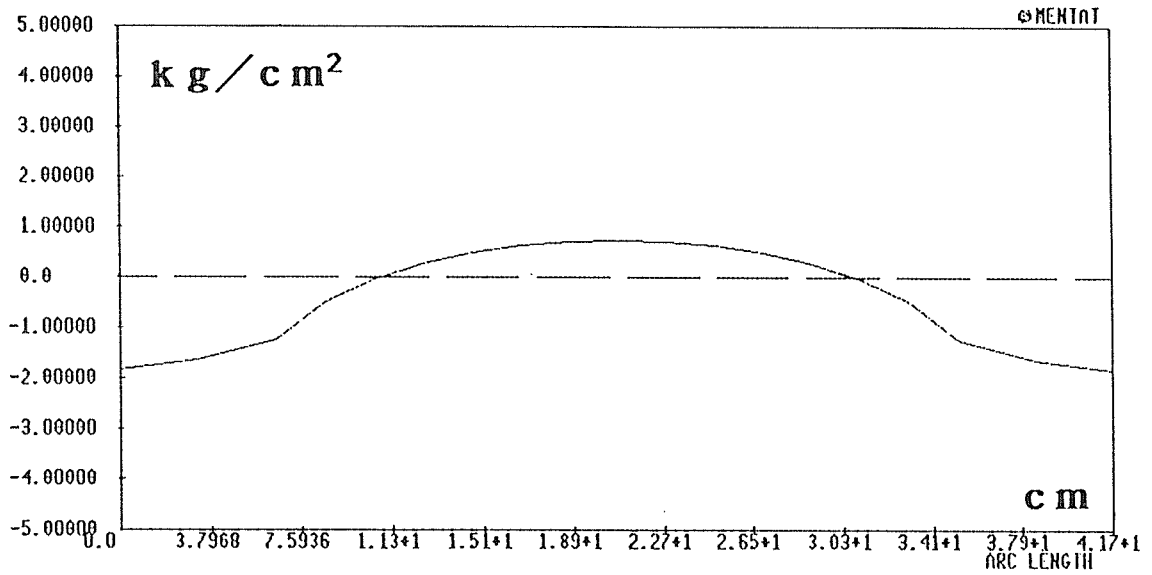


図-19 繊維直交方向法線応力分布



X-X'断面 τ 分布



X-X'断面 τ 分布

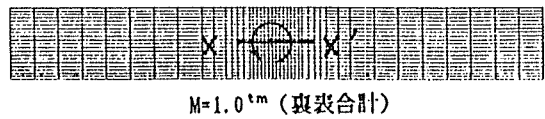


図-20 せん断応力分布 (曲げ部材軸に沿っての)

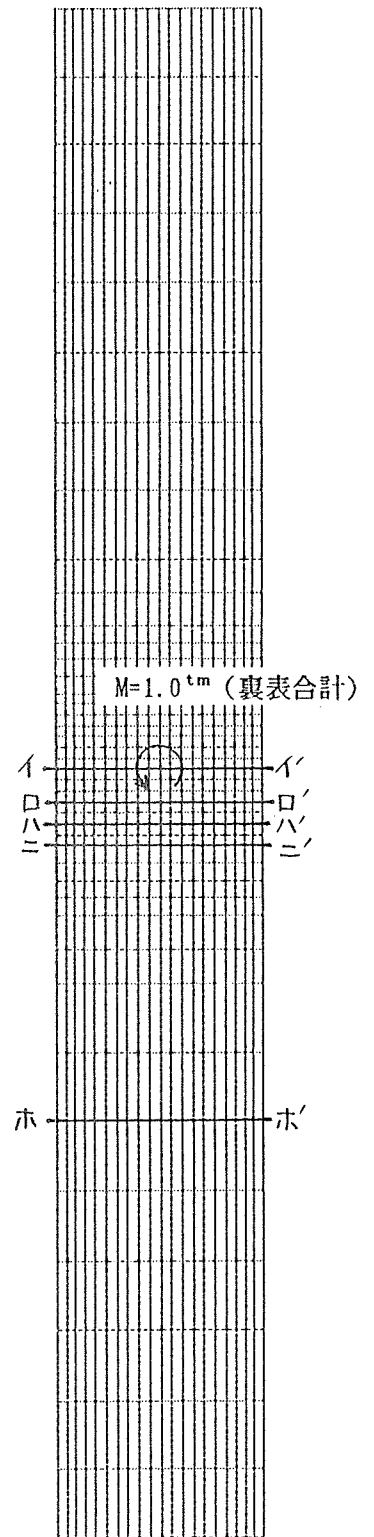
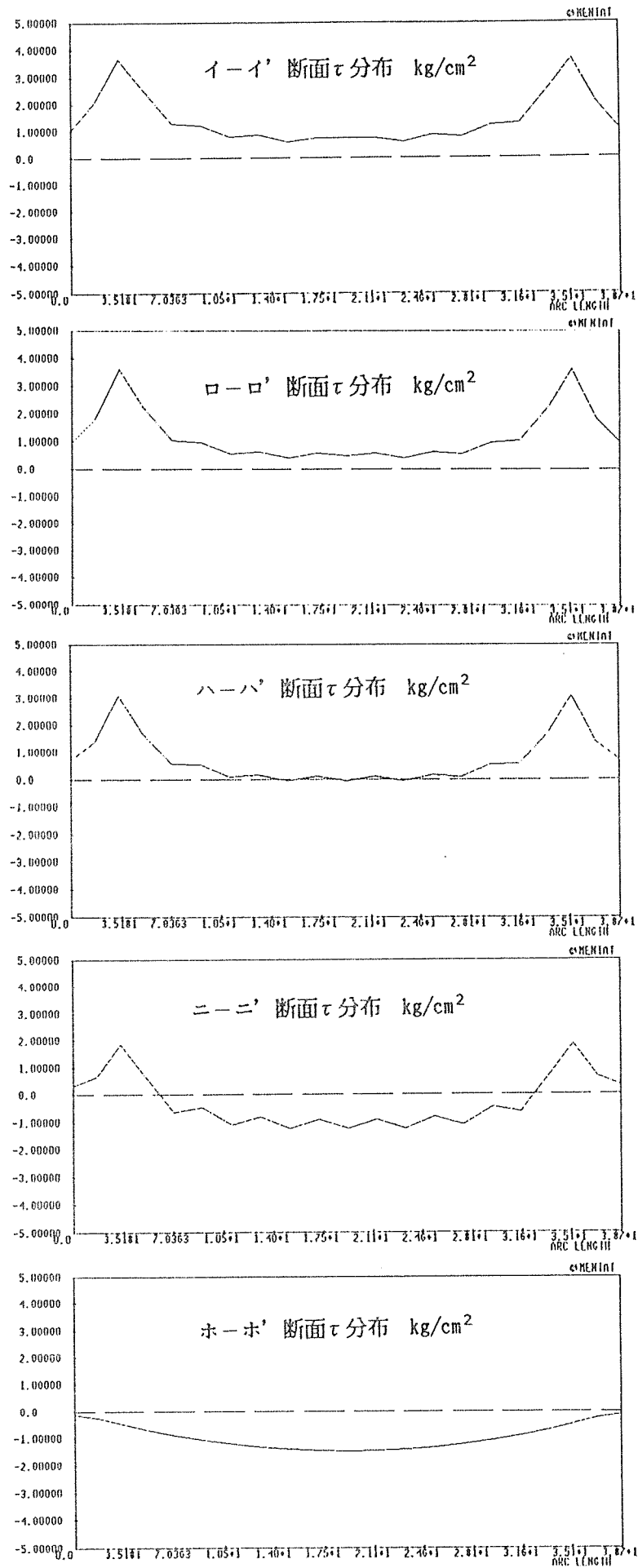
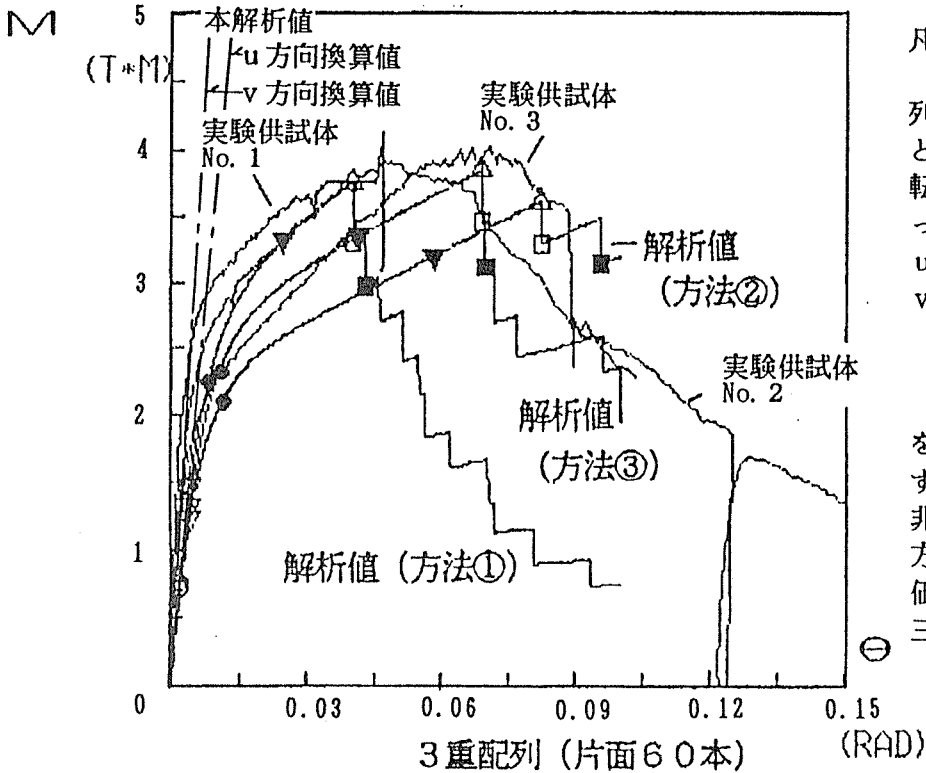


図-21 せん断応力分布 (曲げ部材断面の)

(5) 回転変位の実験値との比較

本解析結果と実験の荷重-変形関係の比較を図-22に示す。また木材と鋼板を全体的に剛体とし、図-15の釘の非線形すべり特性から求めた結果も同時に示す(本委員会報告第9章「鋼板添え板接合部の解析」参照)。ここで、変位は鋼板と木材の相対回転変位である。



凡例)

本解析結果は、釘配列の最外端部の釘の鋼と木材の相対変位を回転中心からの距離で割ったもの。

u方向は繊維方向
v方向は繊維直交方向

①~③は木材と鋼板を剛体とみなし、治具すべり特性から求める非線形解析方法で、 θ 方向の剛性と強度の評価方法の違いに関する三種の解析方法。

図-22 荷重-回転変形(鋼板と木材の相対)関係

(6) 考察

前述のように木材の変形を考慮した解析結果を示した。この方法では以下の点が明らかになる利点がある。

- 1) 木材の応力分布性状を把握できる。
- 2) 特に接合パネル部のせん断応力分布が、鋼構造におけるH形鋼の梁-柱接合部のパネル部のそれと対比し、木材の異方性や治具の配置に大きく依存することが明らかになった。
- 3) 繊維直交方向の引張り応力から、割れ強度の大凡の推定が可能と考えられる(厚さ方向の応力分布の影響を考慮する必要あり)。

しかしながら、下記の矛盾も含んでいる。

- 1) 治具周辺の木材の局所的変形の一部が、すべり特性と木材要素の両方に含まれ、二重にカウントすることになる。
- 2) 木材の厚さ方向の応力分布を無視することになる。
- 3) 隣接する2本の治具の影響や治具と周辺の木材応力分布の影響を完全に反映することにはならない(すべり特性を周辺の木材応力分布と独立に事前に作成しているから)。

このようなことから、次のような改良が今後必要と思われる。

- 1) 木材の実際の応力状態を3次的に正確に評価する。
- 2) 治具のすべり特性も木材の3次的応力解析と同時に行う。
- 3) 亀裂発生とその進展に関する研究

2.3.4 参考文献

①木材の応力分布

- 1) 浅野猪久：木材の辞典、朝倉書店
- 2) 澤田稔：木材の変形挙動、「材料」第32巻・第359号
- 3) Keylwerth, R.: Spanliten, Spaltbeanspruchung und Querfestigkeit des Holzes, Holz als Roh- und Werkstoff, Vol. 9, p. 1-7 (1975)
- 4) 大草克己：木材強度試験体（割裂・横引張・部分横圧縮）応力の数値的解析、鹿児島大学農演報、No. 4、1976、p. 1-84
- 5) 松井、西谷：集中荷重を受ける木材の応力の直交異方性体としての弾性論的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第362号、昭和61年4月、p. 116-122
- 6) 宮澤、柳田：木材の応力と破壊に関する研究、昭和63年度日本建築学会関東支部研究報告集、1988、p. 29-32
- 7) 建設省総プロ：木材の基礎的特性に関する試料の収集、新木造建設技術の開発報告書、1989.3、P. 23-59

②木材の破壊力学・破壊靱性

- 8) 矢川元基：破壊力学、培風館、1988.6
- 9) 中戸莞二：新編木材工学（木材および接着系の破壊力学の概要、既往研究紹介）、養賢堂、1982
- 10) 建設省総プロ：木材の基礎的特性に関する試料の収集、新木造建設技術の開発報告書、1989.3、p. 23-59
- 7) 前出
建設省総プロ：木材の基礎的特性に関する試料の収集、新木造建設技術の開発報告書、1989.3、P. 23-59
- 11) 三橋、星野：非線形破壊力学的手法を用いた集成材の割裂強度特性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第414号、1990年8月、p. 11-21

③ボルト廻りの木材応力分布

- 12) 松井、西谷：ボルト接合における応力伝達について／集中荷重を受ける木材の応力の直交異方性体としての弾性論的研究（その2）、日本建築学会構造系論文報告集、第369号、昭和61年11月、p. 79-86
- 13) 手塚升：「エポキシ樹脂充填鋼板挿入ボルト接合に関する研究」、昭和63年度農林水産省、補助事業／日本住宅・木材技術センター事業、平成元年3月、p4-1～4-114
- 14) 安村、坂井：木材の繊維に直交する方向の加力を受けるボルト接合部の耐力、日本建築学会大会（近畿）、1987.10、p. 1419-1420
- 6) 前出
宮澤、柳田：木材の応力と破壊に関する研究、昭和63年度日本建築学会関東支部研究報告集、p. 29-32
- 15) 建設省総プロ、II. 構造設計法の検討 1. 接合部の設計法に関する検討、新木造建設技術の開発報告書、1990.3、p. 111-192
- 16) 宮澤：「繊維方向と直交する方向に加力されるボルト接合部の耐力特性と補強法」、平成元年度農林水産省、補助事業／日本住宅・木材技術センター事業、平成2年3月、p. 5-1～5-38

④多数本ボルト接合部の木材応力分布

- 17) 宮澤：「繊維方向と直交方向の力を受けるボルト接合の補強方法とその応用」、平成2年度農林水産省、補助事業／日本住宅・木材技術センター事業、平成3年3月、p. 202-245
- 18) R. D. Hunt and A. H. Bryant : Moment Resisting Plate Joints Recent Developments at Auckland University, Pro. of the 1988 Inter. Confe. on Timber Engineering, p. 251-256

- 19) R. D. Hunt and A. H. Bryant : Strength of Timber Members in Joint Regions, Pro. of the Second Pacific Timber Engineering Confe. 1989, Vol. 2, p. 77-81
- 20) E. P. Lhuede : 繊維に直角方向に荷重が加わっているボルト接合された柱梁構造の有限要素法解析と実験の比較、2nd PTEC、P. 315-322
- 21) 宮澤、平野、田畑 : 集成材の剛接合 (その1. 鋼板添板釘打接合について)、1991年度日本建築学会関東支部研究報告集、1991、p. 81-84

⑤ 二軸応力場のせん断ボルト強度

- 22) 宮澤 : 「木構造接合部における応力分布及び2軸応力場の性状に対する実験と研究」、昭和63年度農林水産省補助事業/日本住宅・木材技術センター事業、平成元年3月、P9-1~9-37

2. 4. 接合具単体の耐力推定の現状と問題点

1. ヨーロッパ型降伏理論による降伏耐力の推定

ボルト、ドリフトピン、ラグスクリューなどダボタイプの接合具を用いた接合部のせん断降伏耐力が、接合具および木材を剛塑性体とみなすヨーロッパ型の降伏理論を用いると、比較的精度よく推定できることは、ほぼ周知の事実となってきた。そしてこの理論は日本をはじめ、各国の木構造接合部の設計マニュアルの中にとり入れられている。

さて、せん断を受ける接合部の形式としては、木材を側材とした場合、鋼板を側材とした場合、鋼板を挿入した場合、木材相互の一面せん断、木材-鋼板間の一面せん断の各接合形式があり、それぞれについて2~6種の降伏パターンがある。このそれぞれについて、上記の降伏理論を用いて計算した降伏荷重推定式を表1-1、1-2、2-1、2-2に掲げた。

この降伏耐力の推定には、ボルト自身の曲げ降伏応力 S_y および木材に対するボルトのめり込み降伏応力 S_1 をあらかじめ測定しておく必要があるが、逆にこの数値さえ把握しておけば、ダボタイプの接合具を用いたせん断を受ける接合部の降伏耐力を、実験によらなくても計算により推定することが可能となる。しかしながら、この S_y 、 S_1 の値のとり方については、統一された基準値というものではなく、各マニュアル、各研究者によって若干違いがみられる。そこで、この章ではこの S_y 、 S_1 のとり方について検討を加えた。

1. 1 ボルトの曲げ降伏応力

断面が円形のボルトの曲げ降伏モーメント M は

$$M = S_y \cdot \frac{D^3}{6} \quad (S_y: \text{ボルト曲げ降伏応力、} D: \text{ボルト直径})$$

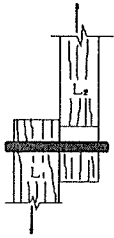
で与えられる。この M を実測するのが接合部の降伏耐力の推定には最善の方法であるが、これにかわるものとして、たとえば木構造計算規準では鋼材の基準強度 $S_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ が用いられている。

Soltis は実測による各直径の鋼棒の降伏応力として、2.9mm 7593 kgf/cm^2 、4.9mm 5484 kgf/cm^2 、6.2mm 4008 kgf/cm^2 、9.5mm 5695 kgf/cm^2 、12.7mm 4359 kgf/cm^2 を得ている。また、川元は直径16mmの鋼棒の実測値として、4688 kgf/cm^2 、12mmでは5799 kgf/cm^2 を得ている。

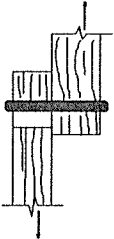
ボルトでの結果ではないが、釘程度(2~5mm)の直径の接合具については、その直径を D (mm)とすると、

$$S_y = 510(16-D) \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Smith})$$

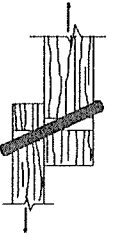
表 1 - 1 木 - 木 1 面せん断接合部の降伏耐力



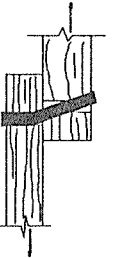
$$1) F_y = DL_2S_2$$



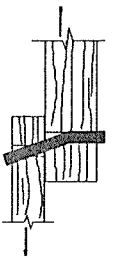
$$1A) F_y = \frac{DL_2S_2}{\alpha\beta}$$



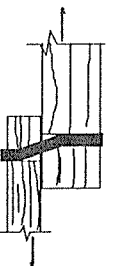
$$2) F_y = \frac{DL_2S_2}{\alpha\beta} \frac{\sqrt{\beta + 2\beta^2(1 + \alpha + \alpha^2) + \alpha^2\beta^3} - \beta(1 + \alpha)}{(1 + \beta)}$$



$$3) F_y = \frac{DL_2S_2}{\alpha(2 + \beta)} \left[\sqrt{\frac{2(1 + \beta)}{\beta} + \frac{2S_y(2 + \beta)\alpha^2}{3S_2\left(\frac{L_2}{D}\right)^2} - 1} \right]$$

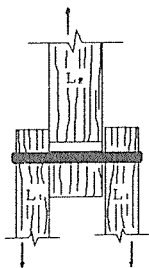


$$3A) F_y = \frac{DL_2S_2}{(1 + 2\beta)} \left[\sqrt{2(1 + \beta) + \frac{2S_y(1 + 2\beta)}{3S_2\left(\frac{L_2}{D}\right)^2} - 1} \right]$$

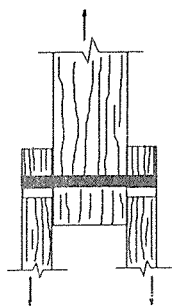


$$4) F_y = D^2 \sqrt{\frac{2S_2S_y}{3(1 + \beta)}}$$

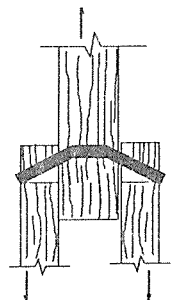
表 1 - 2 木材を側材とした接合部降伏耐力



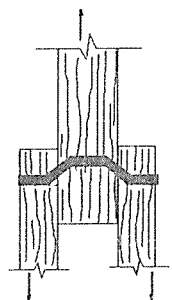
$$1a) F_y = DL_2S_2$$



$$1b) F_y = 2DL_1S_1$$



$$2) F_y = \frac{2DL_2S_2}{(1+2\beta)} \left[\sqrt{2(1+\beta) + \frac{2S_y(1+2\beta)}{3S_2\left(\frac{L_2}{D}\right)^2}} - 1 \right]$$



$$3) F_y = 2D^2S_2 \sqrt{\frac{2S_y}{3S_2(1+\beta)}}$$

F_y = 接合部降伏耐力

$\alpha = L_2 / L_1$

D = ボルト直径

$\beta = S_2 / S_1$

S_y = ボルト降伏応力

S_1 = 側材めり込み降伏応力

S_2 = 主材めり込み降伏応力

L_1 = 側材厚さ

L_2 = 主材厚さ

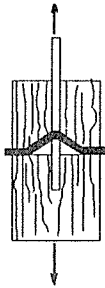
表 2 - 1 鋼板挿入接合部および鋼板添板接合部の降伏耐力



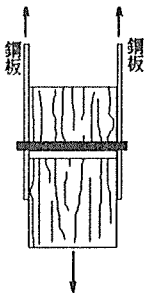
$$I) F_y = DLS$$



$$II) F_y = DLS \left(\sqrt{\frac{8S_y D^2}{3SL^2} + 2} - 1 \right)$$



$$III) F_y = 2D^2 S_y \sqrt{\frac{2S_y}{3S}}$$

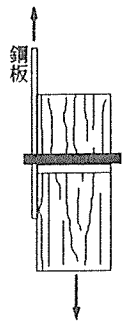


$$I) F_y = DLS$$

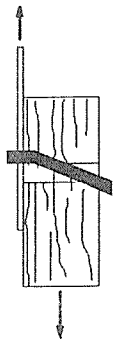


$$III) F_y = 2D^2 S_y \sqrt{\frac{2S_y}{3S}}$$

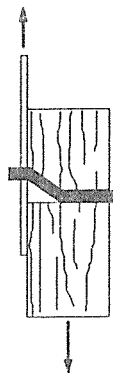
表 2 - 2 木材 - 鋼板 1 面せん断接合部の降伏耐力



$$I') F_y = DLS$$



$$II') F_y = DLS \left(\sqrt{\frac{2S_y D^2}{3SL^2} + 2} - 1 \right)$$



$$III') F_y = D^2 S \sqrt{\frac{2S_y}{3S}}$$

- F_y = 接合部降伏耐力
- D = ボルト直径
- S_y = ボルト降伏応力
- S = 木材めり込み降伏応力
- L = 木材厚さ

$$S_y = 9139 - 592D \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Loferski})$$

のように直径の増大に伴って降伏応力が小さくなっていく形の式が得られている。いずれにしても降伏応力 S_y は、直径の増大とともに小さくなるという結果が得られており、このように直径 D が S_y に及ぼす影響には十分注意する必要がある。

1. 2 木材に対するボルトのめり込み応力

1. 2. 1 繊維平行方向加力

図1は木材の比重(ρ)と、木材に対するボルトなど断面円形の鋼棒のめり込み応力(S)の関係を示したものである。

回帰式としては

$$S = 932.15\rho - 113.79 \quad (\text{平井})$$

$$S = (837 - 8.37D)\rho \quad (\text{ただし } D=12\text{mmとした}) \quad (\text{Smith})$$

を図中に示した。

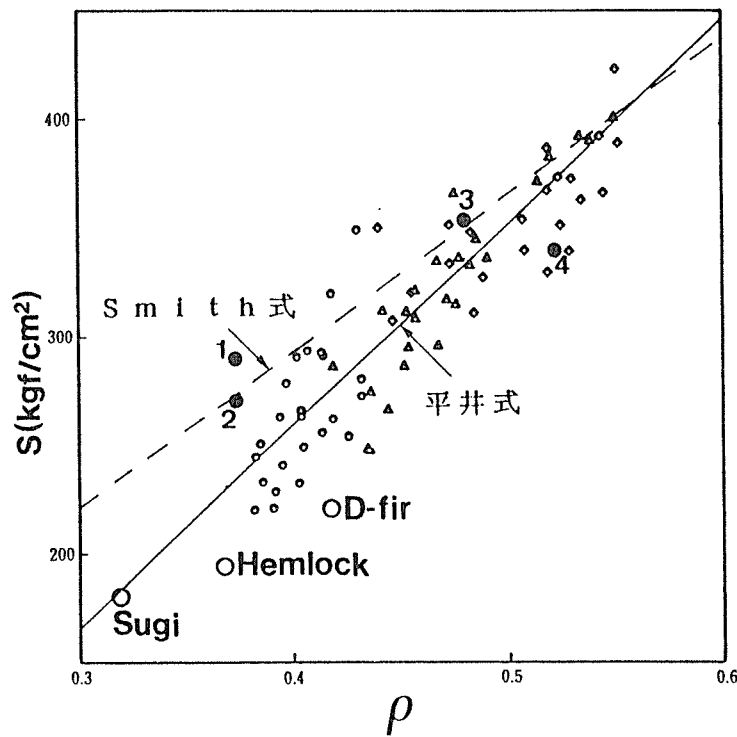


図1. 木材の比重とボルトめり込み応力の関係 (繊維平行加力)

————— 平井式 $S = 932.15\rho - 113.79$

----- Smith式 $S = (837 - 8.37D)\rho$ ($D=12\text{mmとした}$)

1: スギ集成材16mmボルト圧縮型めり込み 288kgf/cm^2

2: スギ集成材12mmボルト圧縮型めり込み 272kgf/cm^2

3: ベイマツ集成材16mmボルト圧縮型めり込み 349kgf/cm^2

4: ベイマツ集成材8~20mmボルト引張型めり込み 341.5kgf/cm^2 (藤田)

○: 木構造計算規準値

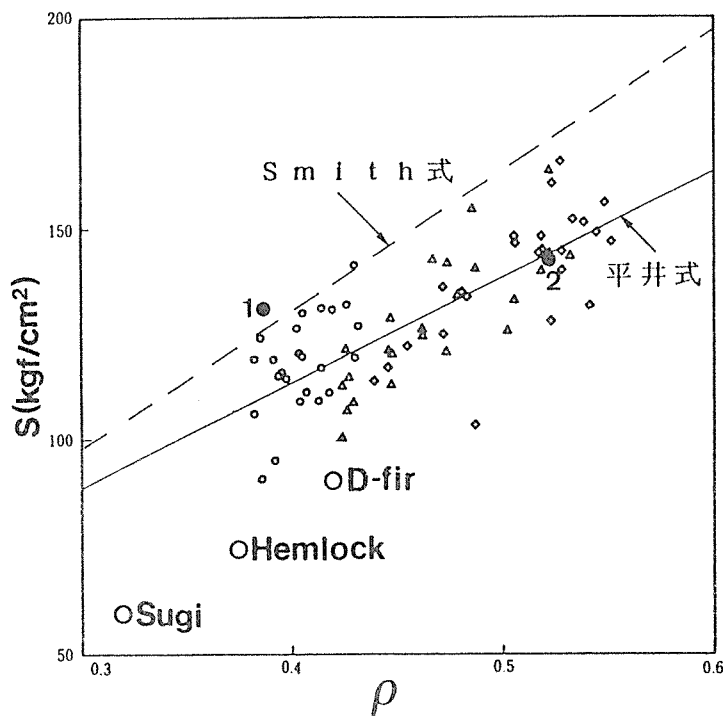


図 2. 木材の比重とボルトめり込み応力の関係 (繊維直交加力)

- 平井式 $S = 255.22\rho + 13.81$ ($D = 10\text{mm}$)
 - - - - - Smith式 $S = (418 - 8.98D)\rho$ ($D = 10\text{mm}$ とした)
 1: スギ集成材 12mm ボルト 圧縮型めり込み (直径の 5% オフセット値)
 131.5kgf/cm^2
 2: ベイマツ集成材 8~20mm ボルト 引張型めり込み
 $D = 10\text{mm}$ のとき 141kgf/cm^2 (藤田)
 ○: 木構造計算規準値

1. 2. 2. 2 直径の影響

繊維直交方向加力では、直径の影響も非常に顕著である。

図 3 はこのボルト直径と、ボルトめり込み応力の関係を示したものである。

平井は直径について

$$S = 329.9 \cdot D^{-0.4} \quad (D \text{ は直径、mm})$$

一方 Smith は

$$S = (418 - 8.98D) \cdot \rho \quad (D \text{ は直径、mm})$$

を出しており、 $\rho = 0.46$ (平井の平均値) とすると、

$$S = 192.3 - 4.13D$$

となる。

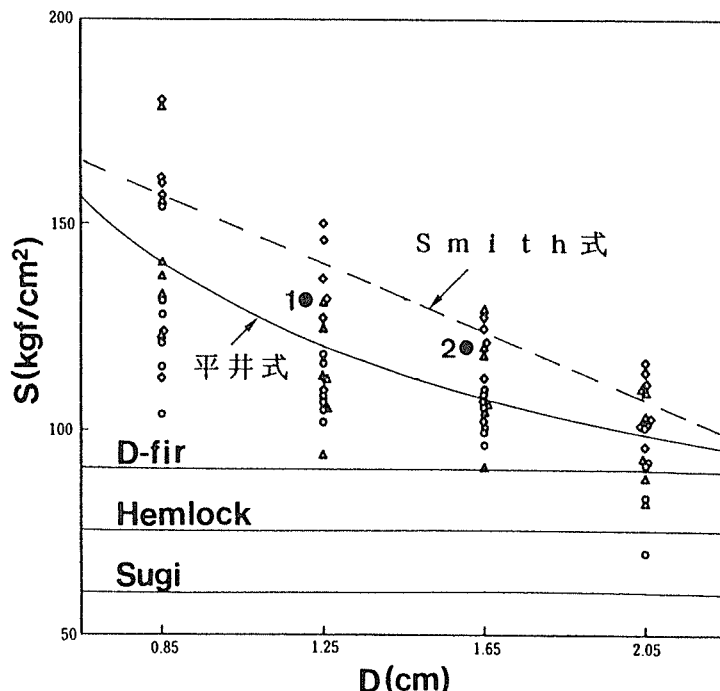


図 3. ボルト直径とボルトめり込み応力の関係 (繊維直交加力)

- 平井式 $S = 329.9 D^{-0.4}$ (D:mm)
 - S m i t h 式 $S = (418 - 8.98 D) \rho$ ($\rho = 0.46$ とした)
 - 1: スギ集成材 12mm ボルト 圧縮型 めり込み (直径の 5% オフセット値)
131.5 kgf/cm²
 - 2: スギ集成材 16mm ボルト 圧縮型 めり込み (直径の 5% オフセット値)
117 kgf/cm²
- 下方の 3 直線は木構造計算規準値

図中には木構造計算規準の値、および川元がスギ材の圧縮型試験により求めたボルト直径の 5% オフセット値 (16φ 117 kgf/cm² 平均比重 0.37, 55 体の結果、12φ 131.5 kgf/cm² 平均比重 0.39, 39 体の結果) も示した。

Smith の式を $\rho = 0.4$ として計算すれば、ほぼ平井の式に近くなる。直線、曲線の傾きは両者ほぼ同じとみて良いと思われる。

川元のプロットは比重の割には若干高めの数値になったが、圧縮型の試験は引張型に比べて容易であるため、この圧縮型の試験方法でめり込み応力の測定は十分と結論されれば、今後はデータの蓄積も容易となる。

木構造計算規準で用いられている値は、直径 20mm 以上のボルトについては、ほぼ実験値と等しくなるが、小径のボルトの場合には非常に小さくなってしまう。

1. 3 ボルトめり込み応力の測定方法について

繊維平行方向加力時のボルトめり込み応力に関しては、Smith は試験法が圧縮型で

も引張型でも数値にほとんど差はない、としている。ただ引張型では、せん断や割裂による木材の破壊が生じやすく、端距離を十分にとる必要がある。

繊維直交方向加力の場合については、圧縮型、曲げ型、引張型で実験が行われているが、木材の割裂破壊のしやすさから考えると引張型が最も低い最大応力値を与え、圧縮型は割裂破壊を生じにくいために最も高い最大応力を与える。この圧縮型では明

確な最大応力が記録できないため、図4に示すようにボルト直径の0.5%オフセット点から荷重-変位曲線の直線域に平行になるように引いた直線と荷重-変位曲線の交点を降伏応力とする、という考え方は役に立つ(アメリカNDS)。この方法により求めた降伏応力は、スギの比重が0.38と低かったことを考えるとSmith式より高い。なお、この応力値は、直径16mmのピンをスギ材にめり込ませた場合で1.74mm、12mmのピンをめり込ませた場合で1.43mmの変位時の応力に相当した。

実験の容易さから考えると圧縮型が優れているが、ボルト直径の0.5%オフセット値では、ボルト直径が大きいほど変形量大きい時の応力値を用いることになるため、試験体の寸法などの規定を含めこの方法を用いることの是非を考える必要がある。

2. 接合部の最大耐力について

1で述べた降伏理論は、鋼棒が曲げ降伏するか、あるいは木材中へめり込んでいくことによる降伏耐力を推定する方法であり、接合部の破壊などを伴う最大耐力を明らかにするものではない。この最大耐力は、縁距離、端距離、 L/D (L :ボルト長さ、 D :ボルト直径)の影響を顕著に受け、最大耐力が降伏理論により推定した降伏点以下になる場合もあるので注意が必要である。

以下では、繊維平行加力、直交方向加力それぞれについて、最大耐力に影響を及ぼす要因について触れる。

2. 1 繊維平行加力

2. 1. 1 端距離の影響

図5は鋼板挿入式ドリフトピンについて、端距離およびピン間隔が最大荷重に及ぼす影響を調べたものである。また図中の点線は降伏理論により推定した降伏荷重(木材に対するピンめり込み強度、ピンの曲げ降伏応力は実測値を用いた。)である。

木構造計算規準では、端距離は接合具の直径の7倍以上とるように定めており、ド

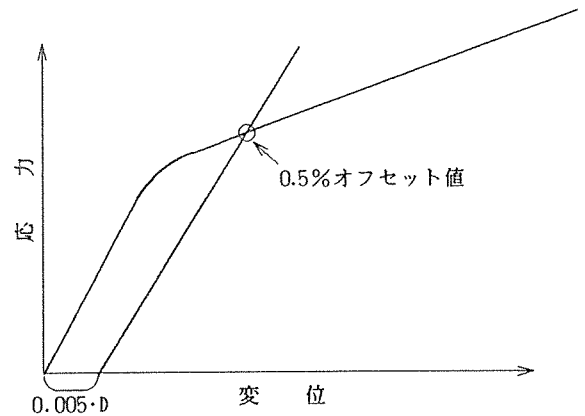


図4 ボルトめり込み降伏応力のとり方
(直径Dの0.5%オフセット値を用いる)

ドリフトピンについてはおおむね7倍以上とってれば、木材側が割裂あるいはせん断により破壊する前に接合部が降伏点に達し、ねばりのある接合部が期待できる。

端距離が十分でない場合には、直径の大きいボルトではせん断、小さいボルトでは割裂により破壊しやすく、安村はこの場合の端距離の影響の評価法を提案している。

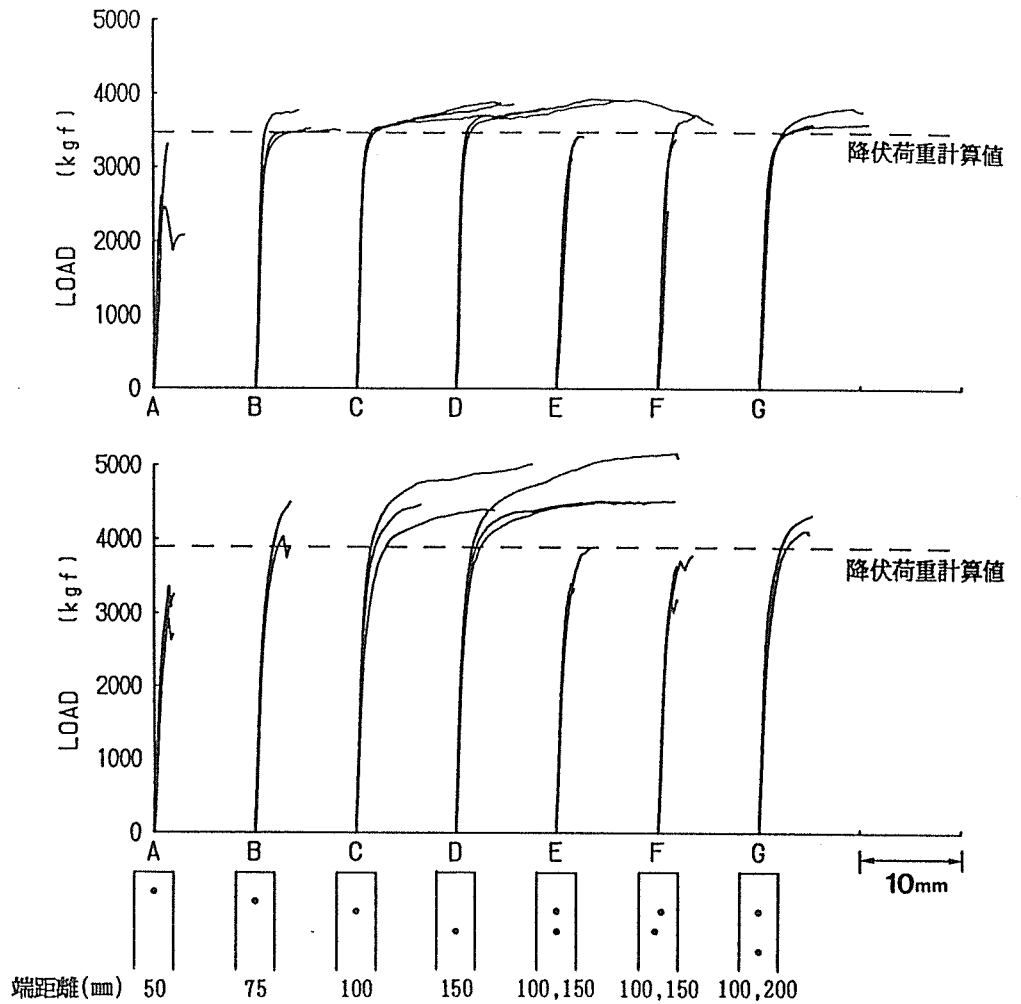


図5 繊維平行方向加力時の荷重-相対変位曲線
(ドリフトピン直径16mm、上：長さ100mm、下：長さ150mm)

2. 1. 2 接合具による最大耐力の違い

図6は同一形状の試験体を用い、接合部をボルトおよびドリフトピンとした鋼板挿入式接合部の荷重-相対変位曲線である。これを見ると、ドリフトピンでは降伏点を過ぎたあと最大荷重はほとんど増大せず、荷重-相対変位曲線がほぼ水平になるのに対し、ボルトでは座金がボルトの変形や引き抜けを拘束し、降伏点を過ぎた後も荷重は変位の増大に伴って大きくなっていく。このため木材側が割裂やせん断により破壊しない限り、

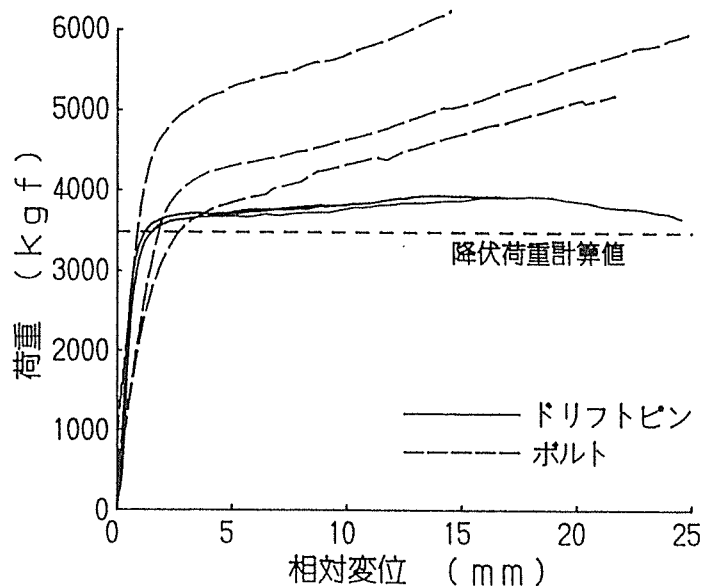


図6 ボルトとドリフトピンの強度性能の比較
接合具直径16mm、長さ100mm、端距離150mm

ボルトの最大荷重はドリフトピンを大きく上回ることになる。

このことから降伏理論により求めた降伏荷重は、ドリフトピンについてはほぼ最大荷重に近い値となるが、ボルトでは端距離を十分にとっていれば、最大荷重は降伏荷重を大きく上回る。ただし、このボルトとドリフトピンの最大耐力は、鋼板添板接合の場合や、木材中へのピンのめり込みにより降伏する場合には両者の差がほとんどない。

2. 2 繊維直交方向加力

2. 2. 1 加力形式が最大荷重に及ぼす影響

繊維に直交する方向の加力を受ける接合部では、図7に示す曲げ型あるいは引張型などの加力形式が最大荷重に及ぼす影響

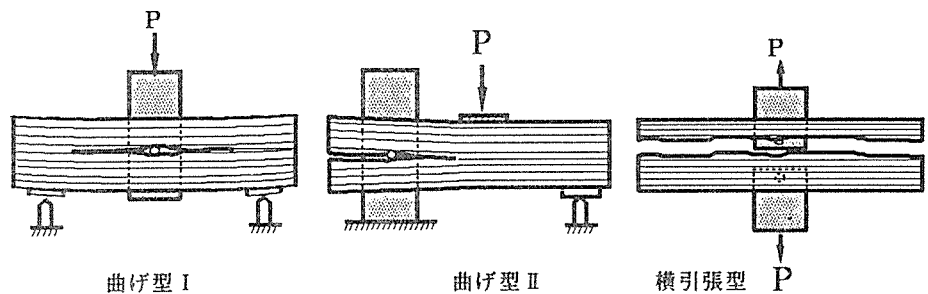


図7 繊維直交方向せん断試験の形式

が大きい。曲げ型 I は最も普通に用いられている試験法であるが、接合具近傍に生じた割れが左右の両支点で止まってしまう。曲げ型 II では木材の一端にのみ破壊が進展する。引張型は木材が完全な横引張力を受け、割裂破壊が生じやすい。

図8は曲げ型 II と横引張型の最大荷重を比較した一例であるが、横引張型の最大荷重は曲げ型に比べてかなり小さい。このため横引張型の加力を受ける接合部では許容耐力を下げるなどの対策が必要である。

2. 2. 2 縁距離、端距離が最大荷重に及ぼす影響

縁距離、端距離が最大荷重に及ぼす影響に関して、図7の曲げ型 II の加力を受ける鋼板挿入式ドリフトピン接合部について、ドリフトピン直径と長さが同じ時には、その最大荷重が縁距離 (h :mm)、端距離 (e :mm) をパラメータとする表3の式により推定できることがわかっている。木構造計算規準では、縁距離は直径の4倍以上、端距離は直径の7倍以上とるように定められている

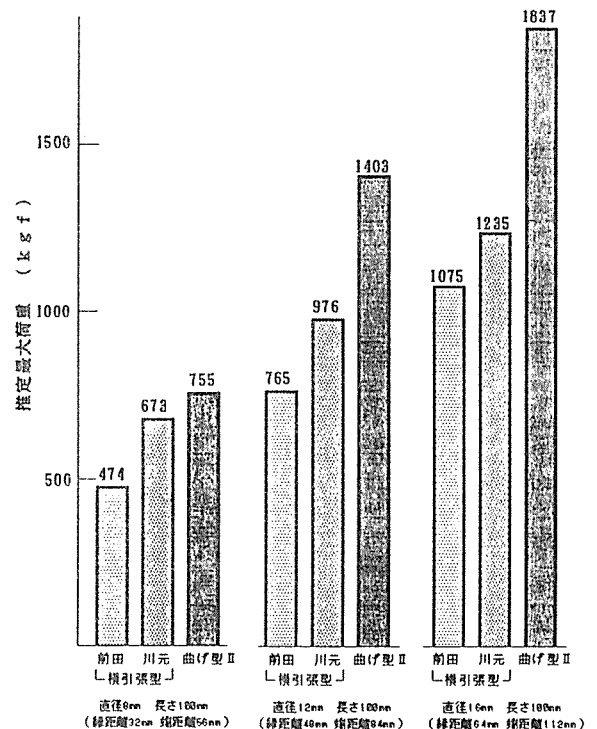


図8 ドリフトピン直径、長さ、縁距離、端距離を同一とした時の各試験体ごとの最大荷重推定例

が、これより縁距離、端距離を大きくとればより高い最大荷重が期待できるため、4倍、7倍にこだわらず、縁距離、端距離はできるだけ大きくとることが望ましい。

表3 繊維直交方向加力時の縁距離、端距離と最大荷重（破壊荷重）の関係
（スギ集成材、鋼板挿入式ドリフトピン）

鋼板枚数	ピン直径 (mm)	ピン長さ (mm)	重回帰式	重相関係数
1	16	100	$P_{max} = 21.40 \cdot h^{0.69} \cdot e^{0.33}$	0.94
	16	150	$P_{max} = 32.53 \cdot h^{0.74} \cdot e^{0.27}$	0.95
	12	100	$P_{max} = 46.94 \cdot h^{0.62} \cdot e^{0.22}$	0.94
	12	150	$P_{max} = 36.86 \cdot h^{0.68} \cdot e^{0.27}$	0.97
	8	100	$P_{max} = 59.21 \cdot h^{0.57} \cdot e^{0.14}$	0.90
2	16	150	$P_{max} = 39.63 \cdot h^{0.71} \cdot e^{0.28}$	0.95
	12	150	$P_{max} = 39.86 \cdot h^{0.71} \cdot e^{0.27}$	0.94

P_{max} : 最大荷重 (kgf) h : 縁距離 (mm) e : 端距離 (mm)

2. 3 繊維平行方向加力と直交方向加力の耐力の比

Soltis はボルト、釘、ドリフトピンなどのダボタイプ (dowel type) の接合具について、その繊維平行方向加力に対する直交方向加力時の最大耐力比は、接合具直径および比重をパラメータとする図9で表される、としている。これによれば、木材の比重は大きいほど、また接合具の直径は小さいほど、繊維平行加力と直交加力の最大耐力差は小さくなる。従って直径 2~5mm の釘程度の接合具では繊維平行方向と直交方向の耐力にほとんど差がなく、ボルト、ドリフトピンなど直径が大きい接合具については、直径が大きくなるほど繊維直交方向加力時の最大耐力が繊維平行方向加力のそれに比べて小さくなる。

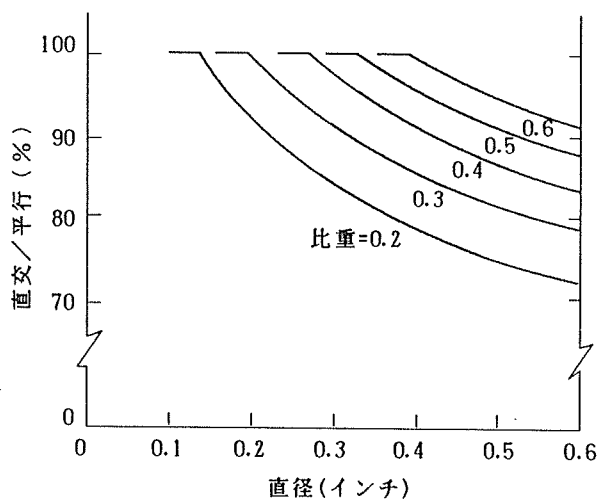


図9 繊維直交加力時と平行加力時の最大耐力比(Soltis)

ただこの図9は、Soltisが実施した木-木の一面せん断試験で得られた結果であり、その接合形式、接合具直径(D)、L/D、接合具の降伏様式、縁距離、端距離が変わればその結果もかなり変わるものと考えられ、図9は普遍的なものではないことに注意する必要がある。

2. 5. ラグスクリューの木口面引抜き強度研究の現状と問題点

ラグスクリューの耐力性能は、せん断性能と引張性能とに分けられる。また、繊維と応力との関係で平行方向（木口面）と直角方向（板目面）がある。

ラグスクリューのせん断性能は、徳田、佐藤らによって、精力的にデータが蓄えられてきた。その後、建築学会の「木構造計算規準・同解説」では、徳田のデータをもとに、以下の5%下限式が求められた。

$$P_{0.05} = 250 \cdot d^2 \cdot \rho \quad (4 < l/d < 10) \quad (1)$$

$$P_{0.05} = 2500 \cdot d^2 \cdot \rho \quad (l/d > 10) \quad (2)$$

$P_{0.05}$: 5%下限の許容引き抜き耐力(kgf)

ρ : 木材気乾比重

d : ラグスクリューの直径(cm)

繊維直角方向については、上記の1/2とした。

これら、せん断性能に関する実験値等の解説は、上記「木構造計算規準・同解説」に詳しいので、ここでは省略する。

一方、引き抜き耐力については、同様に、佐藤、徳田らの実験があるが、いずれも実験の主眼は、繊維直角方向（板目面）の引き抜きにあった。これらの実験の際には、ラグスクリューを木口面に用いる方法は、想定していなかったようである。

佐藤は、エゾマツ、ベイツガ、カラマツ、ベイマツの4種について、直径8, 12, 16mmのラグスクリューの引き抜き実験を行った¹⁾。その結果、板目方向については、

$$P = 317 \cdot \rho^{0.80} \cdot d \cdot l \quad (3)$$

P : 許容引き抜き耐力(kgf)

ρ : 木材気乾比重

d : ラグスクリューの直径(cm)

l : ラグスクリューネジ切り部長さ(cm)

の式を得ている。せん断強度と同様に、木材の比重とラグスクリューの直径から求める式になっている。この実験結果をもとに、建築学会の計算規準では、短期の繊維直角方向（板目方向）の引き抜き許容耐力として、

$$P = 120 \cdot \rho^{0.8} \cdot d \cdot l \quad (4)$$

を定めている。実験値の約1/2.6になっていることが分かる。また、長期は、この1/2である。

一方、木口面の引き抜きは、「構造耐力場主要な部分においてラグスクリューを引張方向に抵抗させることはできるだけ避ける。やむを得ず使用する場合は側面打ちの3/4を越えない値とする」と述べている。すなわち、板目面の0.75倍と定めている。

佐藤は、1条件につき、10体ずつ実験を行っているが、その実験では、木口面の耐力は、平均値で板目方向の0.78倍であったと述べている。上記設定値に近い。すなわち、

$$P = 247 \cdot \rho^{0.80} \cdot d \cdot l \quad (5)$$

である。ただし、木口面では、図1に示すように、直径16mmは12mmとほぼ同等の値を示しており、12mmを越えてからは、直径が増しても1cm当たりの引張耐力は増加していない、と述べている。また、佐藤の実験では埋め込み深さは一律に50mmと短い。

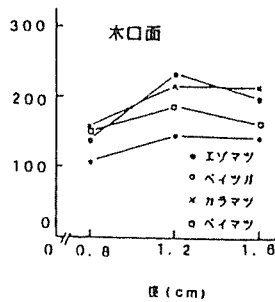


図1 径と引き抜き強度（木口）

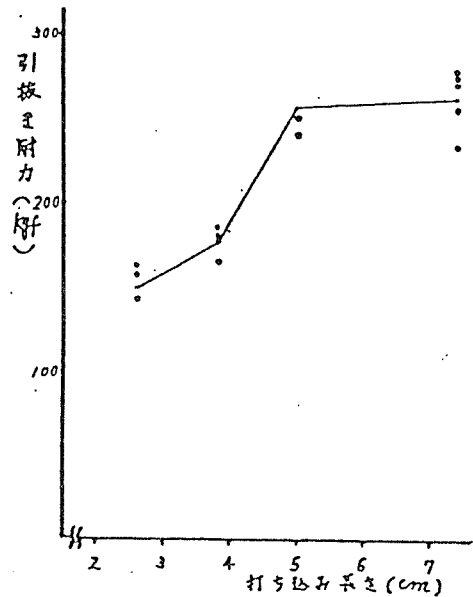


図2 長さと引き抜き強度（板目）

また、徳田も同様の実験を行っている²⁾。徳田は、板目方向については、

$$P = 392 \cdot \rho \cdot d^{0.76} \cdot l \quad (6)$$

を得ている。木口面は、板目面の0.66~0.85倍、平均で約0.77倍であると述べている。すなわち、

$$P = 305 \cdot \rho \cdot d^{0.76} \cdot l \quad (7)$$

である。

なお、アメリカのNDSによれば、

$$\text{繊維平行方向の引き抜き耐力} / \text{繊維直角方向の引き抜き耐力} = 0.75 \quad (8)$$

とされており、日本の実験データは、この比率と殆ど同じ結果を示していることが分かる。また、前述のように、建築学会の「木構造計算規準」は、この0.75倍を採用している。

なお、徳田の実験では、9、12、16、20mmの直径に対して、打ち込み長さ（深さ）は5dに統一しており、それ以外の条件については行っていない。また、繊維直角方向（板目面）のデータによれば、図2に示すように、長さ1cmあたりの耐力は、打ち込み長さが増すにつれて、最初は上昇し、途中で一定になっていく傾向が示されている。繊維平行方向（木口面方向）に関しても、その可能性があるがデータはない。また、現在の算定式ではこの点の考慮はなされていない。

ラグスクリーを木口面に打つことを前提にした実験は少ないが、五十田によるものはその一つである。五十田は直径12mmのラグスクリーについて、長さ200mmと300mmの小口面引き抜き強度を測定した⁹⁾。そして、佐藤の推定式(3)の値の75%と比較した結果、200mmではほぼ計算値に同じで、300mmでは実験値の方が小さな値になったと報告している。前述のように、佐藤の実験では50mmしか埋め込んでいないが、200mm程度までは、佐藤の実験式が適用できるかもしれない。

清水建設の稲田他は、直径35mm（外径）のスクリーボルトを木口から1,100mm埋め込んだものの引張試験を行った⁴⁾。大きな直径で、かつ長く埋め込んだ実験としては、これが唯一本格的なものである。ここで用いられたラグスクリーを図3に示した。

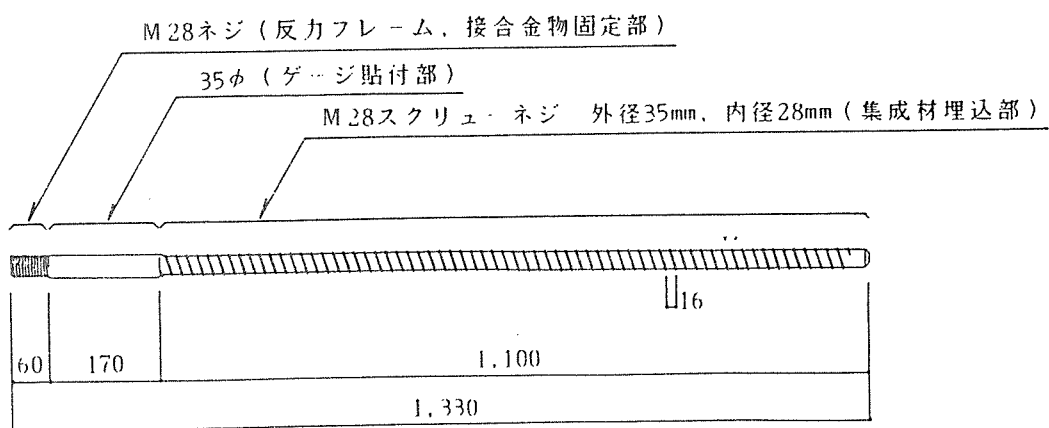


図3 稲田らの実験に用いたラグスクリーの寸法

実験は、ベイマツの集成材に、ラグスクリーを1本だけを打ち付けたもの2体と、2本打ち付けたもの3体の合計5体である。その実験結果を徳田の式に当てはめてみると、

平均値は次のような式になる。

$$P = 235 \cdot \rho \cdot d^{0.75} \cdot l \quad (9)$$

短かい試験体で行なっている他の実験よりは、小さな値を得ている。やはり、ラグスクリューが長くなると、単位長さ当たりの引張耐力は小さくなるのであろうか。ただし、ラグスクリューの直径や集成材の条件が同一でないので、断定的なことは言えない。

以上のように、引張強度にはボルトの長さやボルトの径の関係が複雑に絡んでおり、上記の実験だけではその関係を一概には言えないことが分かる。

さて、ラグスクリューの引張強度は、単位長さ当たりで捉えられることが多い。しかし、ラグスクリューを、鉄筋コンクリート造の鉄筋と考えると、ボルトの直径を変量とするのが分かりやすいが、ラグスクリューの場合には、直径が変わればネジのピッチやネジ山の寸法も異なっており、直径だけでは不十分の可能性がある。ラグスクリューの引張強度が、ネジ山の木材へのくい込みによって生じるものとすれば、これら寸法を無視することはできない。また、木材の先穴の直径も関与しているであろう。

表1は、引き抜き耐力を、単位周長当たりに換算してみたものである。これを見ると、佐藤の実験より、直径が大きくなるに従って、単位周長当たりの引張強度は小さくなっていることが分かる。佐藤の実験に用いたラグスクリューの細かな寸法は不明だが、一般に、直径が大きくなれば、ネジも大きくなるのでネジ山のくい込みの深さは大きくなるはずである。それでも、直径が大きくなっても、周長当たりの引張強度が小さくなるのは理解に苦しむ結果である。

また、別々の実験なので一概には言えないが、佐藤、及び徳田、五十田の実験より、埋め込み深さを大きくしていくと、単位周長当たりの引張強度は大きくなっていくが、200mmを越えるとまた小さくなっていく、という結果になっている。稲田らの実験では、単位周長当たりの耐力は更に小さくなっている。長くなると、単位周長当たりの引張強度は小さくなっているようであるが、同時に、木口付近では、何等かの別の現象が起こっている可能性がある。なお、五十田の実験では、最終的には、ボルトの引張許容耐力を越えており、ボルトが伸びて進行破壊で引き抜けた可能性がある。稲田らの実験でも、ラグスクリューの歪みは降伏の60%~100%に達している。いずれにしても、実験データが圧倒的に不足していると言えよう。

また、剛接接合を目指すような今回の研究では、ボルトに引張降伏をさせるような設計が考えられる。そうすると、打ち込み長さは、直径に対してかなり大きなプロポーションになることが予想される。従って、これまでのラグスクリュー引き抜き耐力の算定式には、これまでは、①木材の密度、②埋め込み長さ、③ラグスクリュー直径の3つのファクターが取り入れられていたが、精度を向上させるためには、①木材の密度、②埋め込み長さに加えて、

- ③ラグスクリューの内径（谷径）
- ④ラグスクリューネジ山の大きさ

- ⑤ ラグスクリーのネジピッチ
- ⑥ 先穴直径
- ⑦ 胴部分の埋め込み長さ

を取り入れるのが、望ましいと考えられる。

- 1) 佐藤雅俊他「ラグボルトの強度特性 2」日本建築学会大会梗概集1984.10
- 2) 徳田「木造化推進標準設計施工マニュアル・木造化技術開発」
日本住宅・木材技術センター1985.3
- 3) 五十田博「通直集成材柱梁構法の接合部設計法に関する基礎研究」
東京大学修士論文1991.3
- 4) 稲田泰夫他「集成材大梁接合部の構造実験報告書」
清水建設（株）技術研究所、1988.5

表1 ラグスクリーの周長当たりの引き抜き強度

佐藤による実験

	直径	長さ	引抜強度	周長	周長当り 引抜強度
	mm	mm	kgf/cm	cm	kgf/cm ²
エゾマツ	8	50	106.4	2.51	42.34
	12	50	143.5	3.77	38.06
	16	50	139.9	5.03	27.83
ベイツガ	8	50	136.1	2.51	54.15
	12	50	232.8	3.77	61.75
	16	50	196.8	5.03	39.15
カラマツ	8	50	157.2	2.51	62.55
	12	50	213.7	3.77	56.69
	16	50	211.8	5.03	42.14
ベイマツ	8	50	150.4	2.51	59.84
	12	50	185.5	3.77	49.21
	16	50	160.6	5.03	31.95

徳田による実験

	直径	長さ	引抜強度	周長	周長当り 引抜強度
	mm	mm	kgf/cm	cm	kgf/cm ²
ベイマツ	9	45	199	2.83	70.38
	12	60	188	3.77	49.87
	16	80	217	5.03	43.17
	20	100	279	6.28	44.40
カラマツ	9	45	198	2.83	70.03
	12	60	179	3.77	47.48
	16	80	284	5.03	56.50
	20	100	310	6.28	49.34
ベイツガ	9	45	152	2.83	53.76
	12	60	170	3.77	45.09
	16	80	205	5.03	40.78
	20	100	240	6.28	38.20
スギ	9	45	172	2.83	60.83
	12	60	178	3.77	47.22
	16	80	175	5.03	34.82
	20	100	238	6.28	37.88

五十田による実験

	直径	長さ	引抜強度	周長	周長当り 引抜強度
	mm	mm	kgf/cm	cm	kgf/cm ²
ベイマツ	12	200	204	3.77	54.11
	12	300	167	3.77	44.30

稲田による実験

	直径	長さ	引抜強度	周長	周長当り 引抜強度
	mm	mm	kgf/cm	cm	kgf/cm ²
ベイマツ	35	1100	325.5	11.00	29.60
	35	1100	307.3	11.00	27.95

2. 6. むりこみ研究の現状と問題点

木材のむりこみに関する既往の重要な文献として以下のものがある。

- ①: "A design method for bearing stresses in wood"
Madsen, B.; Hooley, R. F.; Hall, C. P.
Canadian J. of Civil Engineering, 9 (1982)
- ②: 「木材の応力-歪曲線 (第1報) …横圧縮応力-歪曲線(1)」
山井良三郎
林試研報 No. 77 (1955)
- ③: 「木材の応力-歪曲線 (第2報) …部分圧縮応力-歪曲線(1)」
山井良三郎
林試研報 No. 78 (1955)
- ④: 「木材強度試験体 (割裂、横引張、部分横圧縮) 応力の数値的解析」
大草克己
鹿児島大農演報 No. 4 (1976)
- ⑤: "Zulässiger Druck auf Querholz."
Von E. Suenson
Holz als Roh und Werkstoff, Jg., Heft 6 (1938)
- ⑥: 「木材のむりこみ理論とその応用
…韌性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究」
稲山正弘
東京大学工学部学位論文 (1991)

①は、むりこみ弾性限界応力と弾性剛性を、端距離と材厚を変数とした簡単な関数に表す試みとして、優れた研究成果を上げている。その方法は、横に長い板の下に一列に並んだバネが繋がれたモデルを、端距離等を変化させて部分圧縮するものを有限要素法で解いて、その結果を基に端距離と材厚による変形量の略算式を導いている。さらに木材のむりこみ実験を行って確認しており、木材の全面横圧縮ヤング係数を繊維方向の1/50程度とすべきであることについて触れている。しかし、弾性剛性の略算式としては比較的精度が良いが、弾性限界応力については実際の実験結果を十分説明できない部分も多い。

②③は、我国のむりこみ研究の草分け的な実験報告で、縁端距離や材厚といった形状寸法比率による影響だけでなく、繊維の傾斜角、年輪幅、早材部と晩材部などの影響にわたって詳細に報告されている。特に全面横圧縮の弾性限界応力が材厚により変化する現象について初めて触れており、Madsenらの報告ではこの現象に気づいていないか無視しているため略算式は実験結果に合わない。また、繊維傾角45°方向の全面横圧縮の場合、接線方向にせん断座屈を起こすために、比例限応力、弾性係数ともに最小となる事実注目しており、その後の横圧縮強度の規準はこれをもとにつくられている。

④は、有限要素法を用いて、端距離、材厚などを変化させたときの表面応力分布や、内部ひずみについて総括的に扱ったもので、弾性論にもとづく理論的検討の基礎資料として重要である。とくに、むりこみ弾性限界について考察をすすめる上で、この資料の表面応

力分布についての計算結果および考察は、最も重要な拠り所となるものである。加圧面周縁部の表面応力が弾性論的には無限大の応力集中となるため、おそらく荷重のきわめて初期段階でこの部分に降伏あるいは弾性破損を生じるが、それは局所的現象なので、荷重のある範囲までは荷重と変形の弾性関係が保持される、と結論づけられており、表面応力分布と降伏条件および比例限荷重の関係についての詳細な理論的考察が展開されている。

⑤は、部分横圧縮実験を、加圧部長さ、端距離、材厚を変化させて行っており、その結果を回帰させて、材厚に対する加圧部長さと端距離の比率による比例限応力の略算式および早見表を導いている。端距離が材厚の1.5倍以上で比例限応力は一定値をとること、加圧部長さの影響が大きいこと等は、Madsenらの報告でもこの文献を基にしている。

⑥は、左右の端距離、前後の縁距離、材厚、加圧面の長さとの7つ全ての寸法因子を変化させた数百体に及ぶ等変位めりこみ実験を行い、それら寸法因子がヤング係数や弾性限界応力などに及ぼす影響を総括的に分析している。次に、それらの影響をうまく説明できるような仮説を立て、それに基づいてめりこみ荷重変形曲線を算定できる簡易計算式を導いている。この計算式は、上記7つの全ての寸法因子を変数に含み、弾性剛性と弾性限界荷重のみならず、塑性域の荷重変形関係まで算定できる一般式となっており、Madsenの式では再現できない材厚の増加に伴う弾性限界荷重の低下などの現象も計算されるものである。さらに、通し貫接合部の曲げ実験によって三角形変位めりこみの $M-\theta$ 関係に及ぼす各寸法因子の影響を分析し、同様の仮説に基づいて三角形変位めりこみの $M-\theta$ 曲線の算定式を導いている。最終章ではこれらの計算式を応用して、めりこみの靱性に期待した梁端接合部降伏型の全体降伏機構をもつ木質ラーメン構造物の耐震設計法を提案している。

これらの他には、後藤一雄らによる部分横圧縮ヤング係数の簡易推定式^{*}や、東京理科大学の杉山研究室で行われた斜めめりこみ実験^{**}は、いずれも通し貫構造の回転剛性の定量化を目的としたもので、ラーメン接合部の設計法に直接役に立つ成果が記載されている。とくに後者は、三角形変位めりこみに関して得られる貴重な実験データで、⑥の三角形変位めりこみ理論式の検証にもこれを用いている。

* 「貫通仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の研究
（その1：仕口の挙動に関する実験的研究）」

後藤一雄

日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道） p.1225-1226 （1986）

** 「木材の斜めめり込み性状に関する実験的研究」

川島純一

東京理科大学杉山研究室 平成2年度卒業論文 （1990）

これらのめりこみ研究によって、現在までに様々なことが明らかになっている。それらを全てここで細かく説明することはできないので、概要を箇条書き程度に紹介しておく。

(1) 変形と破壊性状

等変位めりこみ圧縮実験（図1）のP- δ グラフの例を図1 a、図1 b、図1 cに示す。

①：一般に、めりこみの荷重変形関係は、弾性域と塑性域を明確に示すバイリニア型となる。そこで図2のような、みかけの歪 ϵ （変形 δ / 材厚 z_0 ）とみかけの圧縮応力 σ （荷重 P / 加圧面積 x_p, y_p ）のバイリニアモデルにおける、弾性歪剛性 E_1 、塑性歪剛性 E_2 、弾性限界応力 σ_y の3つを基本量として、以降まとめてみた。

②：端距離が少なくとも片方に十分存在する場合には、aのように、塑性変形の進行とともに、徐々に荷重が増加し続け、明確な破壊には至らない。

③：材厚の1/2程度までめりこみ変形が進行すると、bのように、材がつぶれきって急激に剛性が上がり始める。

④：端距離がほとんどない場合には、cのように、変形が進むと加圧面下部の材が肌分かれをおこすように割れ、脆性的に破壊する。この傾向は、材厚が大きいものほど座屈しやすく、縁距離は全くないものよりはるもののほうが割れやすいといえる。

⑤：全面横圧縮ヤング係数 E_1 は、超音波測定などによると、木構造計算規準の記述どおり1/25程度の値が得られるが、圧縮実験から求めた値は、どの文献も1/40~1/70程度とそれより低い。

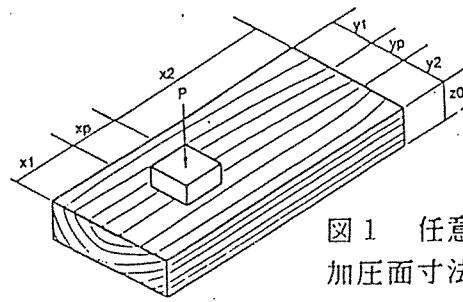


図1 任意の縁端距離、材厚、加圧面寸法の等変位めりこみ

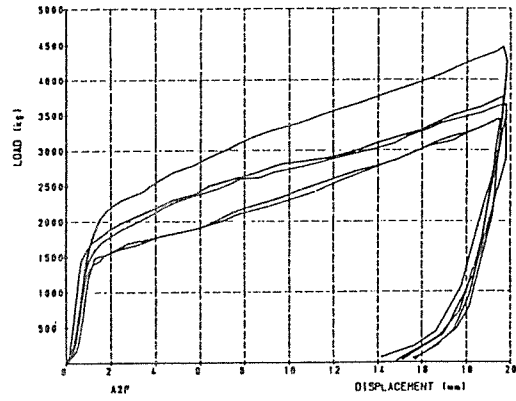


図1 a 縁端距離が大きい試験体

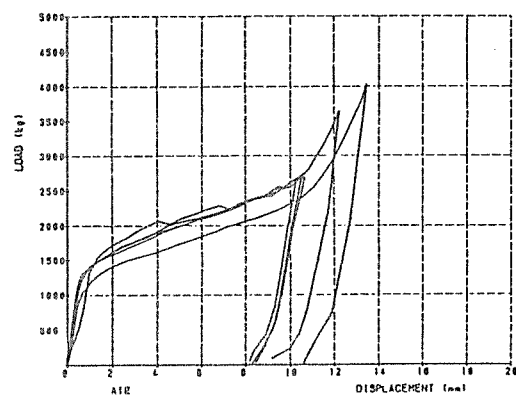


図1 b 材厚が小さい試験体

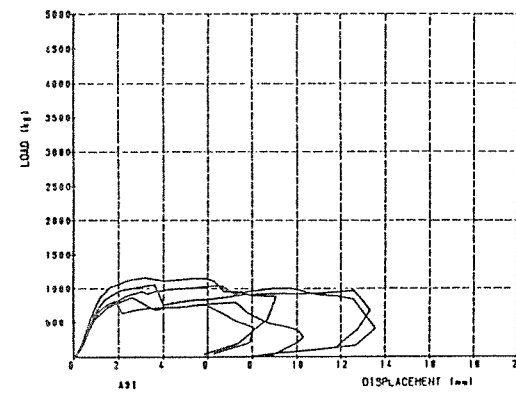


図1 c 端距離 = 0 の試験体

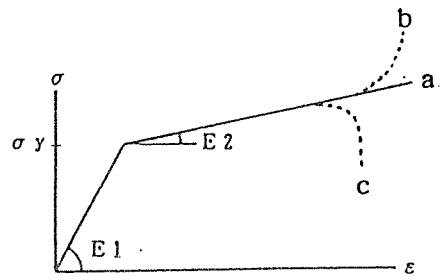


図2 めりこみの圧縮応力と歪のバイリニアモデル

(2) E_1 に及ぼす端距離, 縁距離, 材厚, 加圧面寸法の影響

⑥: 全面横圧縮の E_1 は, 材厚にかかわらずほぼ一定値をとる ($=E_1$)。

⑦: 縁端距離が一定の条件下では, 材厚が厚いほど E_1 は大きくなる。但し, ある程度以上材厚が厚くなると, E_1 の増加は頭打ちになり一定値に近づく。縁端距離が大きいものほど, 材厚が厚くなっても E_1 の増加が続く傾向を示す (図3)。

⑧: 材厚, 縁距離が一定の条件下では, 端距離が大きいほど E_1 は大きくなる。但し, ある程度以上端距離が大きくなると, E_1 の増加は頭打ちとなり一定値に近づく。材厚が厚いほど端距離が大きくなっても E_1 の増加が続く傾向を示す (図4)。

⑨: 材厚, 端距離が一定の条件下での縁距離と E_1 の関係は, 図4で示した端距離と E_1 の関係と同様の傾向を示す。但し, E_1 の大小に与える縁距離の影響は, 端距離の影響より小さい。

⑩: 縁端距離, 材厚が一定の条件下では, 加圧面寸法が大きいほど E_1 は小さくなる (図5)。

(3) E_2 に及ぼす端距離, 縁距離, 材厚, 加圧面寸法の影響

⑪: 前記⑥~⑩の, 材厚, 縁端距離, 加圧面寸法が E_1 に及ぼす影響の全般的傾向は, ほぼそのまま E_2 にもあてはまる。つまり E_1 と E_2 は強い正の相関を示す (図6)。

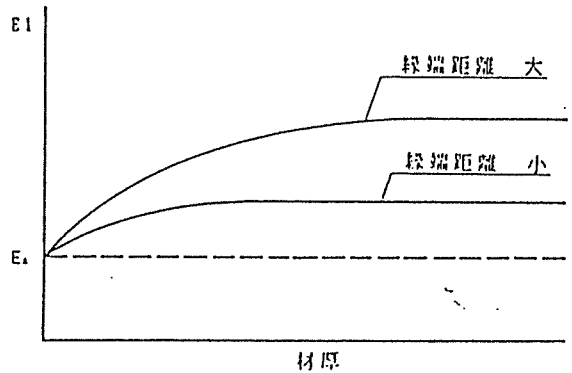


図3 E_1 -材厚 関係

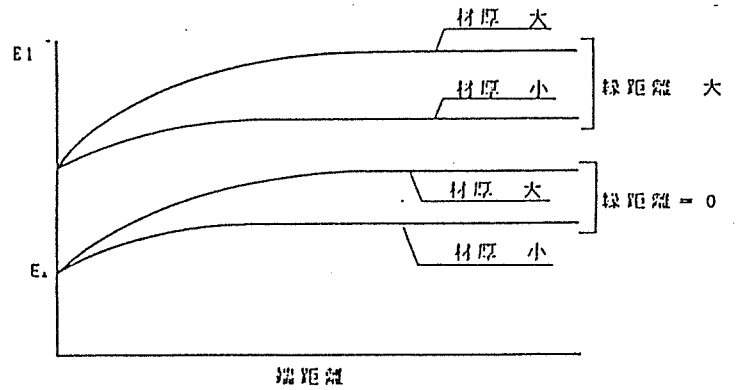


図4 E_1 -端距離 関係

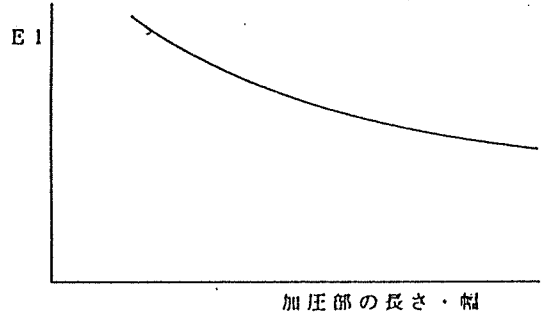


図5 E_1 -加圧面寸法 関係

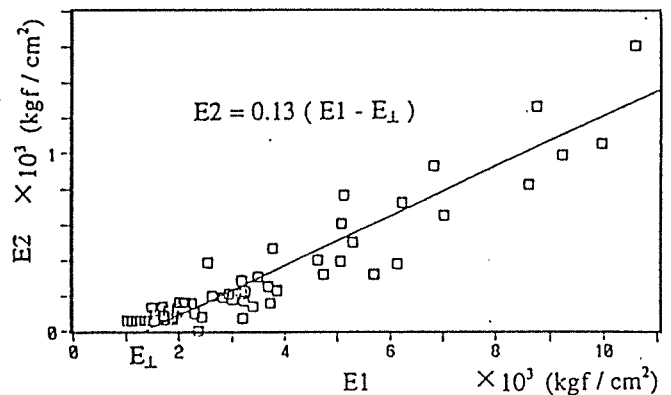


図6 E_1 - E_2 関係

(4) σ_y に及ぼす端距離, 縁距離, 材厚, 加圧面寸法の影響

⑫: 全面横圧縮の σ_y は, 材厚が厚いほど小さくなる(図7)。縁端距離が存在して一定の条件下では, 材厚の大小は σ_y にあまり影響しないが, 縁端距離が0に近いときは材厚が厚いほど σ_y は小さくなる。

⑬: 材厚一定の条件下では, 縁端距離が大きいほど σ_y は大きくなる。但し, その増加の割合は E_1 のときほど大きくない。 E_1 同様, ある程度以上縁端距離が大きくなると, σ_y の増加は頭打ちとなり一定値に近づく。その上限値は材厚にかかわらずほぼ一定となる(図8)。

⑭: 他の寸法因子が一定の条件下では, 加圧面長さが大きいほど σ_y は小さくなる。

⑮: σ_y が大きいものほど, 弾性限界歪 ϵ_y は小さくなる。すなわち, σ_y と ϵ_y は反比例する傾向にある(図9)。

⑯: 材厚が小さいほど, 縁端距離の大小による σ_y の大小の差は小さくなるが, ϵ_y の大小の差は逆に大きくなる(図9)。

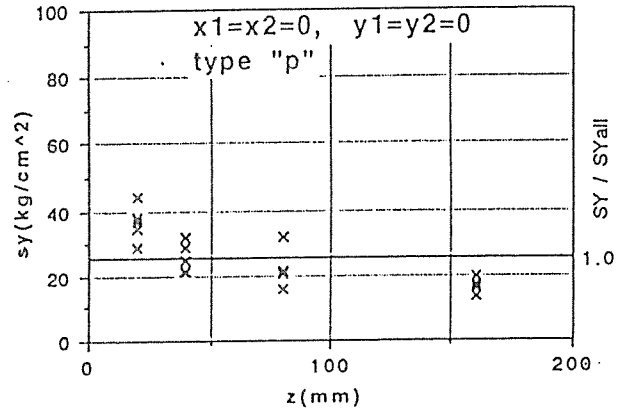


図7 全面横圧縮の σ_y -材厚 関係

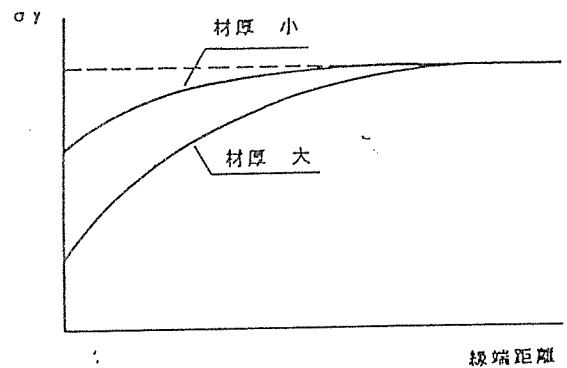


図8 σ_y -縁端距離 関係

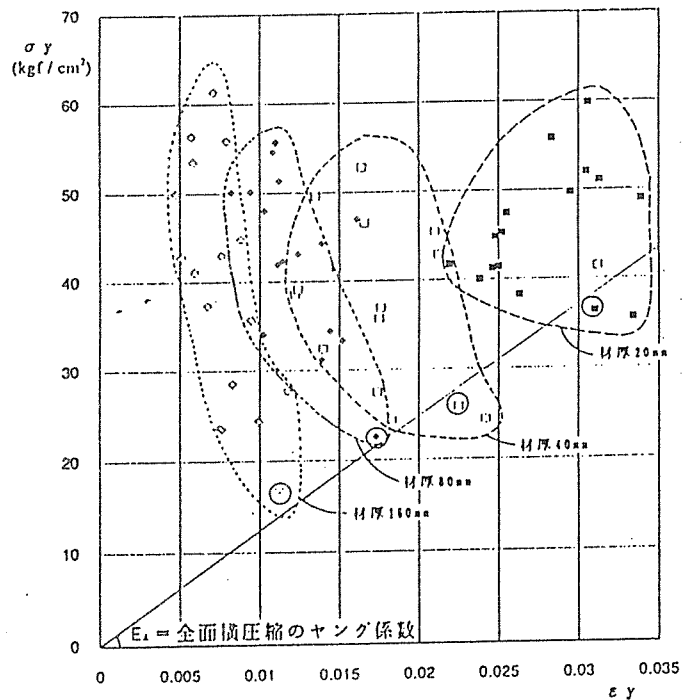


図9 σ_y - ϵ_y 関係

(5)年輪傾斜角の影響

㊶：E1、E2、 σ_y とも、加圧面に対し 45° 方向の年輪傾斜角の場合、圧縮時が最小となり、 0° 方向がこれに次ぐ(図10)。

この傾向は、全面横圧縮の場合、顕著に現れるが、縁端距離が大きくなるほど差異はみられなくなる。

㊷：加圧面に対し 90° 方向の年輪傾斜角の場合は、弾性限度を越えて圧縮すると、上下端面付近で年輪層が木表側に膨らむように座屈する(図11)。

㊸：加圧面に対し 0° 方向の年輪傾斜角の場合は、材中央部の春材層が年輪の接線方向にせん断座屈を生じて、片方の側面に、はらみだす。(図12)

㊹：加圧面に対し 45° 方向の年輪傾斜角の場合も、春材層が年輪の接線方向にせん断座屈するが、この場合はすべての春材が同一方向にすべり、特に材中央部のすべり変形が大きい。(図13)。

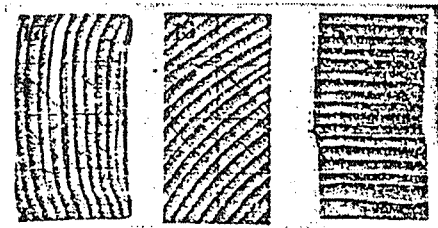


図10 年輪傾斜角3種の全面横圧縮

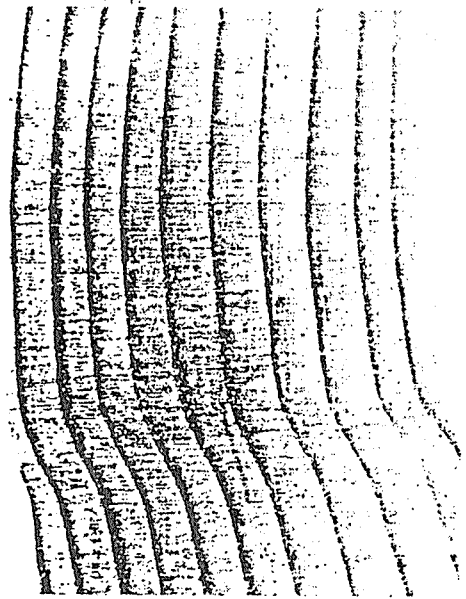


図11 傾斜角 90° の年輪層座屈

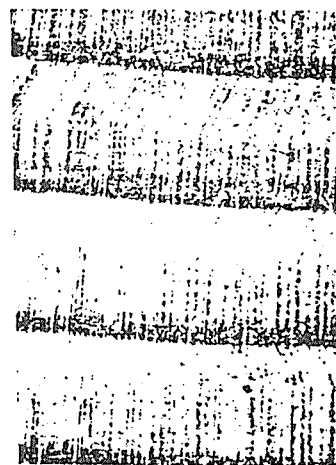


図12 傾斜角 0° の春材層せん断座屈



図13 傾斜角 45° の春材層のすべり

木造ラーメン接合部の設計に役立てるという観点から、これまでの木材のめりこみに関する研究を概括すると、以下の問題点が挙げられる。

I：林産系の研究の多くは、樹種、繊維傾斜角、年輪幅、心材辺材による差異など、設計の立場からいえば制御できない因子の影響について細かく報告されているが、縁端距離、材厚、加圧面寸法などの設計上必要な寸法因子の影響については、定量的に論じられたものがほとんどない。

II：木構造の中でのめりこみの扱いは、土台や梁端部に柱がめりこむ場合を想定したもので、弾性限界応力のみ重点がおかれた研究がほとんどである。接合部のどの部分にどれだけの応力が配分されているかといった弾性解析には、荷重と変形の関係、すなわちめりこみ弾性剛性の把握が必要だが、弾性剛性に及ぼす寸法因子の影響について細かく論じられた研究は少ない。

III：有限要素法解析によってめりこみ変形を計算した文献もいくつかあるが、いずれも特殊解の提示にすぎない。寸法因子を変数に含む簡単な一般式でないと設計の実用向きとはいえないが、それを目的として寸法因子を種々に変化させて有限要素法解析を行った例は見あたらない。

IV：通し貫接合や引張ボルト型接合のような木質ラーメン接合部においては三角形変位めりこみが生ずるが、既往の実験報告のほとんどは等変位めりこみについてのものである。三角形変位めりこみを対象とした実験研究例は極めて少なく、寸法因子を何通りも変化させてその影響を調べたものとなるとほとんど皆無といってよい。

V：鋼板添え板接合や合わせ梁接合のような木質ラーメン接合部においては、ボルトが繊維方向に対し $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ の任意の角度方向にめりこむ。これまでのめりこみ実験のほとんどは材表面を垂直に加圧するものばかりで、材中央を任意の方向に加圧するめりこみ実験は例がない。このようなめりこみの場合、材厚方向についての上下の余長部長さが寸法因子に加わり、角度の因子まで加わるので、全てを網羅する実験および一般式化はより困難になる。

以上の問題点に立脚して接合部設計の立場からまとめられた研究が、前記⑥の文献である。これは任意の縁端距離、材厚、加圧面寸法をもつ木材の等変位めりこみおよび三角形変位めりこみの、弾性限界応力と弾性域および塑性域の荷重-変形関係が算定できる簡易計算式を提案し、実験結果と比較検証している。しかし、この文献においても、上記VIの三角形変位めりこみについてはまだ十分実証されたとはいえず、さらに上記Vのボルトのめりこみの問題については全く触れられていない。

めりこみのような基礎的な研究テーマは、その成果がすぐに開発や設計法に結びつかないうえに、まともに取り組もうとすると寸法因子の順列組み合わせによる膨大な種類の実験計画を余儀なくされるため、実験期間、場所、人員および予算などの計画段階で頓挫あるいは縮小してしまう場合が少なくない。しかし実験がだめでも、種々に寸法因子を変化させた有限要素法解析によるシミュレーションならば一人でもパソコンと時間さえあれば可能である。めりこみ研究は木構造の接合部設計法を確立するための最重要課題である、という認識は、接合部実験とその解析を経験した研究者誰にも共通の認識であると思われる。今後ともさらに多くの研究成果が蓄積されることが望まれる。

3. 木造建築物の構造計画（部材断面の大きさ、接合部などの可能性について）

木造建築物の普及、規模拡大が近年図られるようになり、住宅需要もさることながら、事務所建築等への普及も考えられるようになってきている。

今年度のテーマとして、法的な枠の限界には触れずに木構造と類似した骨組構造を持つ鉄骨造との比較をベースに、木造建築の部材断面の大きさ、接合部の要求性能等を考えてみたい。

純ラーメン構造の可能性

構造形式として、純ラーメン構造を取り上げる。

重量鉄骨を用いた純ラーメン構造は、中規模の事務所建築建物において、一般にかなり普及しており、その占める割合は非常に高い。その意味で、大断面構造用集成材による設計を、鉄骨造と同等の条件のもとで比較・検討することは、今後接合部設計の検討を行なったり、部材製作の検討を行なう上で有効と考えられる。

設定モデルおよび計算結果の詳しい内容については、11章に載せることとして、木造と鉄骨造の比較検討上の基本的な設定条件を以下に示す。

- 1) 両者とも純ラーメン構造とする。
- 2) 同スパン、同階高、同面積とする。
- 3) 部材は、大断面構造用集成材(A-1,1級)とする。
- 4) 柱・梁接合部の固定度は完全剛接合とする。
- 5) 柱脚の固定度は完全剛接合とする。
- 6) 床、外壁は、両者ともALC版とする。
- 7) 地震時層間変形角を1次設計時でほぼ1/200とする。
- 8) 木造については、梁巾22cm以下とし、柱には、巾に制限をもたせない。
- 9) 1次設計レベルの計算にとどめる。

以上、設定した条件のもとに、得られた結果を概略まとめると、次のようになる。

比較検討結果

- 1) 木造と鉄骨造の単位面積あたりの重量は、鉄骨造の方がやや重い。
- 2) 地震力も、1)と同様の傾向である。
- 3) 大梁について
鉄骨造では、 σ_b/f_b として、0.9~1.00に達しているのに対し、木造では0.4~0.6にとどまっていることから、木造では部材断面の決定要因が、地震荷重時の層間変形にある。
- 4) 3)の傾向は桁方向のスパンを短くした、木造純ラーメン構造でも変わらない。

計算の結果から、木造純ラーメン構造は、柱・梁接合部を完全剛接合と仮定した場合でも、地震時水平変形角により必要断面が決定され、存在応力からは決定されないという傾向がある。これは、スパンを変えたモデルで検討しても同じ傾向にあり、木材の曲げヤング係数、せん断剛性係数の低さからくる特徴と考えられる。

今後の展開

●架構形式

比較検討から考えられることは、木材の材料特性から現行法規の層間変形角1/200以下を満足する為には、純ラーメン構造のみにとらわれることなく、ブレース架構、耐力壁架構、あるいはこれらとラーメン構造との併用形式とすることも考えられる。

●接合部

柱・梁接合部について、今回は2方向完全剛接合と仮定したが、現状でこのような接合詳細は未検討である。接合部の施工性から考えても1方向はブレース架構等として構造計画するのも一考である。

完全剛性という仮定をしているが、現実には接合形式によっては接合部の緩み、めり込み、ボルトの変形等による剛性低下の問題が指摘されている。その剛性評価法の確立や、剛性低下の少ない接合部の開発等が今後必要となってくる。

したがって接合部の靱性評価法などもふくめて総合的な接合部設計法の確立が早急にのぞまれる。

●加工・施工

今回モデルとした建物の範囲で、大梁断面は現在の技術で標準寸法として製作可能であるが、柱断面については幅方向でかなりの大断面であり、製作方法が問題となる。原材料の確保や製造工程、市場ニーズ等を考慮すると、コストのかかることが予想されることから、設計段階から加工法・施工法について十分な検討をする必要がある。

4. 多層木造建築物の構造特性

4. 1 概要

ここでは、3階建ておよび4階建ての木造建築物を例として、多層木造建築物の建築基準法・建築基準法施行令における構造設計上の位置付けとその構造特性について述べる。例とする木造建築物は、構造用大断面集成材を用いた架構を持つ大断面木造建築物とし、階数が異なる他は平面計画・基準階の階高・1階の階高・仕上げは同一とする。用途は事務所として荷重を設定する。

4. 2 大断面木造建築物の構造計算

大断面木造建築物は、その規模に関わらず、建築基準法施行令第46条第2項一号ホにより、建設大臣の定める基準に従った構造計算を行わなければならない。その基準は、昭和62年建設省告示第1899号に定められている。すなわち、許容応力度計算による確認・層間変形角の確認を行い、さらに必要がある場合は構造部材の変形と振動による使用上の支障が起こらないことの確認が義務付けられている。

高さ13m以下かつ軒高9m以下で、延べ面積1000㎡以下または1000㎡ごとに防火区画が設けられる場合は、構造計算はこれで終わりである（ルート1）。高さの制限を満たしていても、1000㎡ごとの防火区画を設けない場合は、さらに燃えしろ設計および接合部の防火設計を行わなければならない。

高さが13mを超えるかまたは軒高が9mを超える場合は、昭和55年建設省告示第1790号（改正昭和62年11月13日建設省告示第1915号）で定められている特定建築物となる。

特定建築物に該当する大断面木造建築物は、許容応力度計算による確認・層間変形角の確認に続いて、次の計算が義務付けられる。

1. 高さが31m以下の場合、地上部分の剛性率が0.60以上であることの確認。
2. 高さが31m以下の場合、地上部分の偏心率が0.15以下であることの確認。
3. 建設省告示第1791号（昭和55年11月27日、改正昭和62年11月13日建設省告示第1916号）で定めた靱性確保のための計算（以上ルート2）。
4. 高さが31mを超え、60m以下の場合、または前項1～3の計算を行わないかあるいは制限値を満たすことができない場合、地上部分の保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることの確認（ルート3）。

このあと、さらに燃えしろ設計と接合部の防火設計を行って、構造計算は終了する。

大規模木造建築物の構造設計の上では階数の制限・高さの制限はないが、建築基準法施行令 129条の二で定められている防火上必要な技術的基準で、高さが13mを超えるかまたは軒高が9mを超える大規模木造建築物（特定建築物）の地階を除く階数は2以下と定められている。

4階建ての大規模木造建築物を階高3m前後で計画すると、その軒高は9m以下には納まらず、建築基準法施行令 129条の二の階数の制限に抵触することになる。その実現のためには、建設大臣の認定が必要で、(財)日本建築センターの評定を受けねばならない。

表4. 1に木造建築物の構造計算を示す。また、図4. 1に大断面木造建築物の構造計算のフローをしめす。いずれも(財)日本建築センター『構造計算指針・同解説1991年版』から転載した。

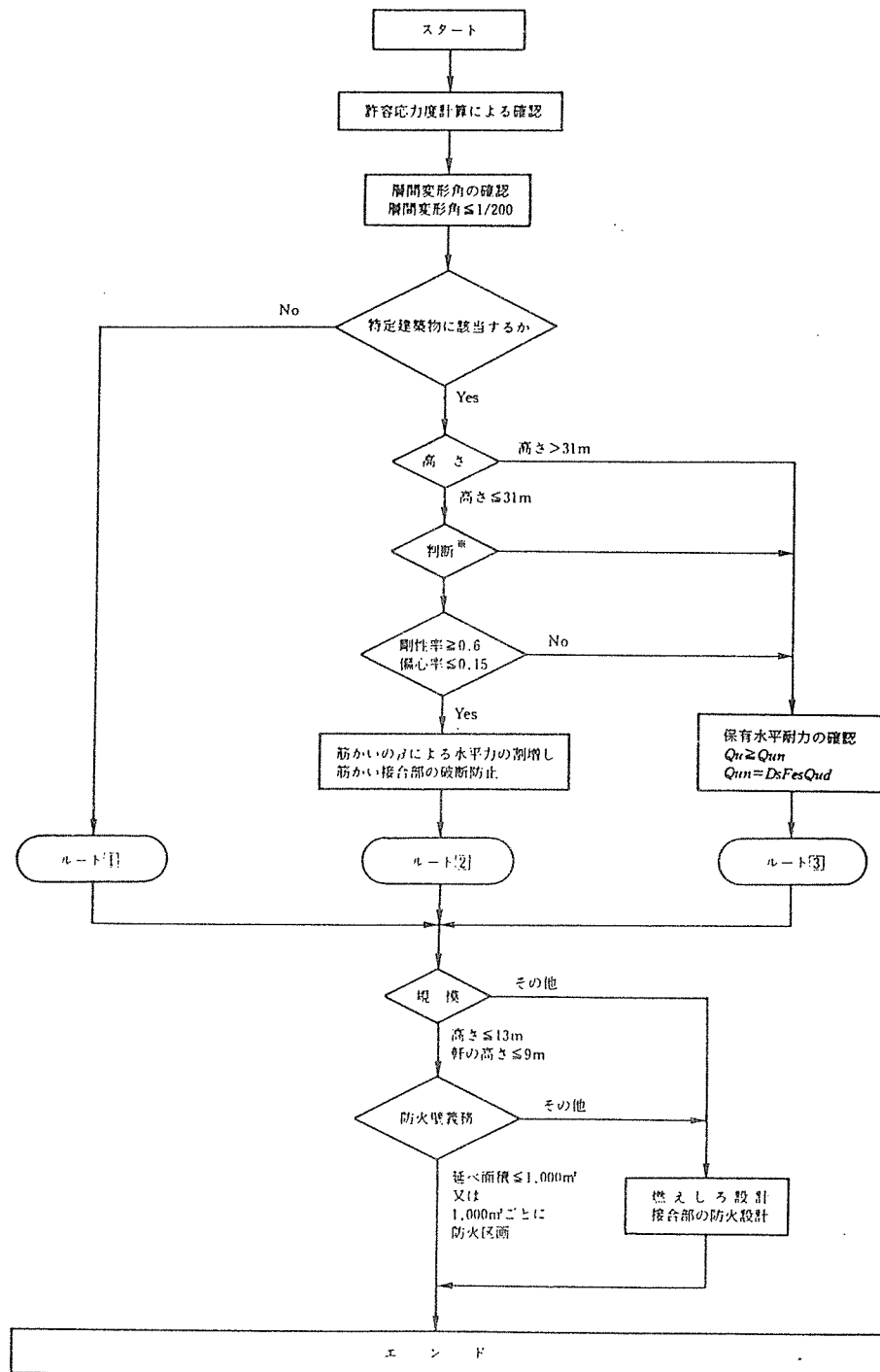
表4. 1 木造建築物の構造計算

	許容応力度	層間変形角	剛性率 偏心率等	保有水平耐力	備 考	
						令第82条
在 来 木 造	階数2以下, 延べ面積500㎡以下, 高さ13m以下, かつ, 軒の高さ9m以下	—	—	—	—	令第46条の壁量の規定 (所要壁率の確保は必要)
	階数3以上	○	—	—	—	
	延べ面積500㎡超	○	—	—	—	
	高さ13m超又は軒の高さ9m超	建築することができない				法第21条に基づく政令(令第129条の2)による
大 断 面 木 造	階数2以下, 延べ面積500㎡以下, 高さ13m以下, かつ, 軒の高さ9m以下	○*1	○*1	—	—	
	階数3以上	○	○*1	—	—	高さ13m以下, かつ, 軒の高さ9m以下に限る
	延べ面積500㎡超	○	○*1	—	—	
	高さ13m超又は軒の高さ9m超	○	○	○	—	高さ31m以下に限る
		○	○	○*2	○	
高さ31m超	○	○	○*2	○		

注) *1 令第46条第2項に基づき建設大臣が指定した構造計算として必要となるものを示す。

*2 剛性率, 偏心率の値そのものの計算は必要だが, それらの値の制限に関するチェックの必要はない。

凡例 ○ 構造計算をする必要があるもの — 構造計算が要求されないもの



※判断とは設計者の設計方針に基づく判断であり、例えば31m以下の建築物であってもルート③の計算としてもよいことを表している。

図4. 1 大断面木造建築物の構造計算のフロー

4. 3 事例建築物の概要

例となる建物は、建築面積 216m²、延べ面積 648m²（3階モデル）または 864m²（4階モデル）、基準階階高3.00mとする。平面形状は桁行方向3スパン、張間方向2スパンの矩形で、各スパンはいずれの方向も6.00mである。図4. 2～図4. 4に4階モデルの伏図・軸組図を示す。

構面は桁行方向3構面、張間方向4構面で、いずれもベイマツ集成材1級による純ラーメンとする。柱梁接合部は剛接として扱う。

4. 4 検討方針

建築基準法・建築基準法施行令に従って設計用層せん断力を定め、部材の弾性剛性に立脚した弾性応力解析により、設計用層せん断力による応力と層間変形・層間変形角を求める。また弾性地震応答解析を行い、地震時の動的挙動の傾向を把握する。柱梁接合部は剛接、1階柱柱脚は固定とする。

弾性地震応答解析で用いる地震動のレベルは、建築物の耐用年数中に1度以上遭遇する地震動のうち最大の地震動をレベル1とする。地震動の大きさはその最大速度で評価して、レベル1では最大速度20cm/sとする。

設計目標は、設計用層せん断力に対する層間変形角1/150以下、レベル1における応答は最大応答層間変形角が1/150以下、最大応答層せん断力が設計用層せん断力以下、建物の状態は許容応力度以内とする。

4. 5 仮定荷重

・固定荷重：屋 根～平形厚形スルト葺き	50	事務室～カ	ー	ペ	ット	5
小屋組(10+L)	25	床		板		10
天	井	根		太		5
	95	軽量気泡コンクリート板		井		65
	→100kg/m ²	天				20
						105
						→110kg/m ²
・積載荷重：屋 根～床・小梁用	60kg/m ²	事務室～床・小梁用				300kg/m ²
フレーム用	30	フレーム用				180
地震用	0	地震用				130

- ・部 材：床面積あたり、50kg/m² とする。
- ・外 壁：見付け面積あたり100kg/m² とする。
- ・間仕切壁：事務室に対し、30kg/m² を見込む。

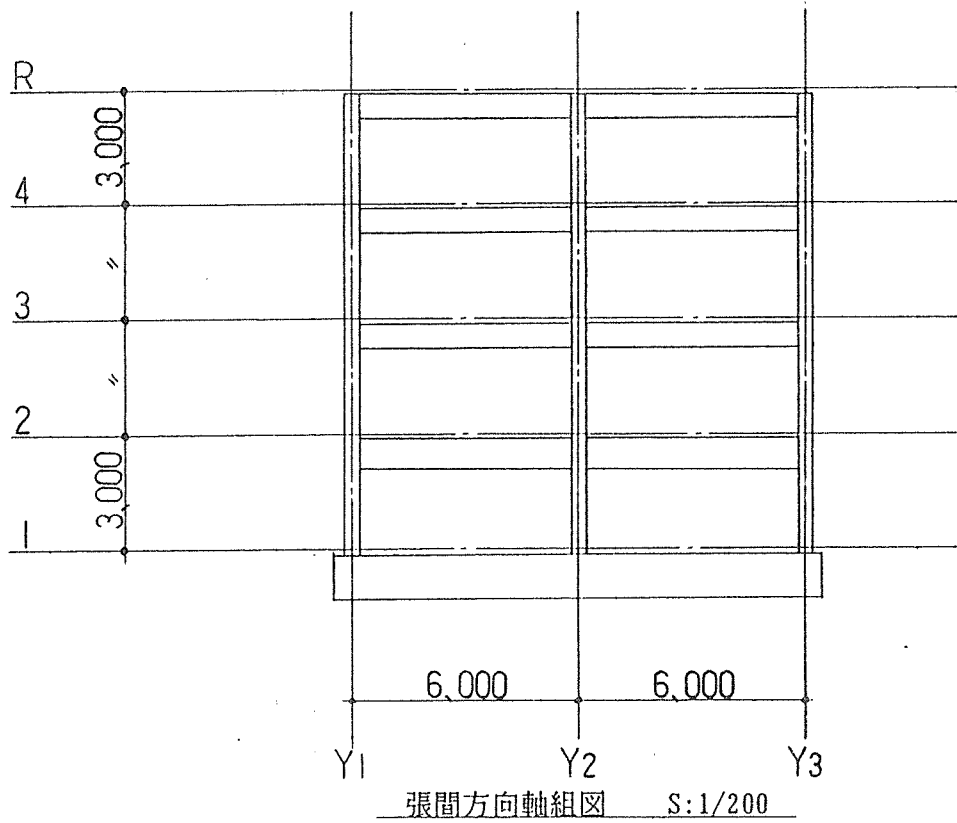
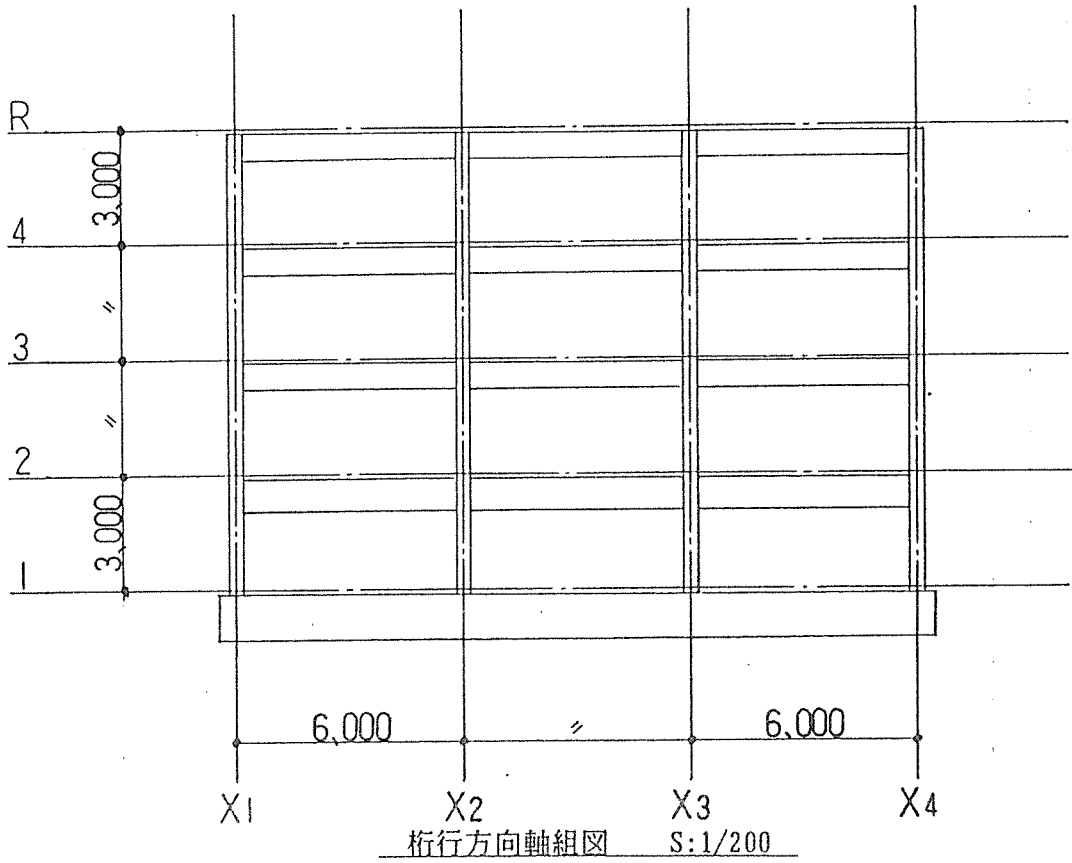


図 4. 4 4階モデル 軸組図

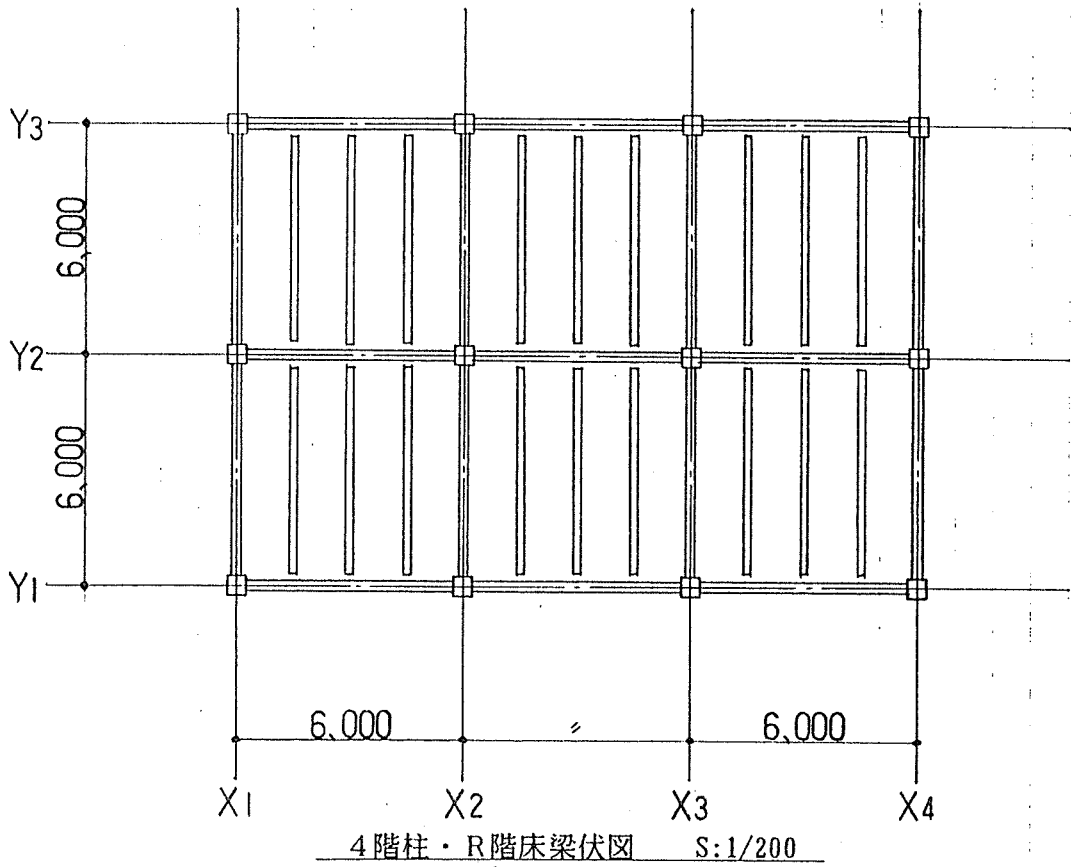


図4. 3 4階モデル 伏図(2)

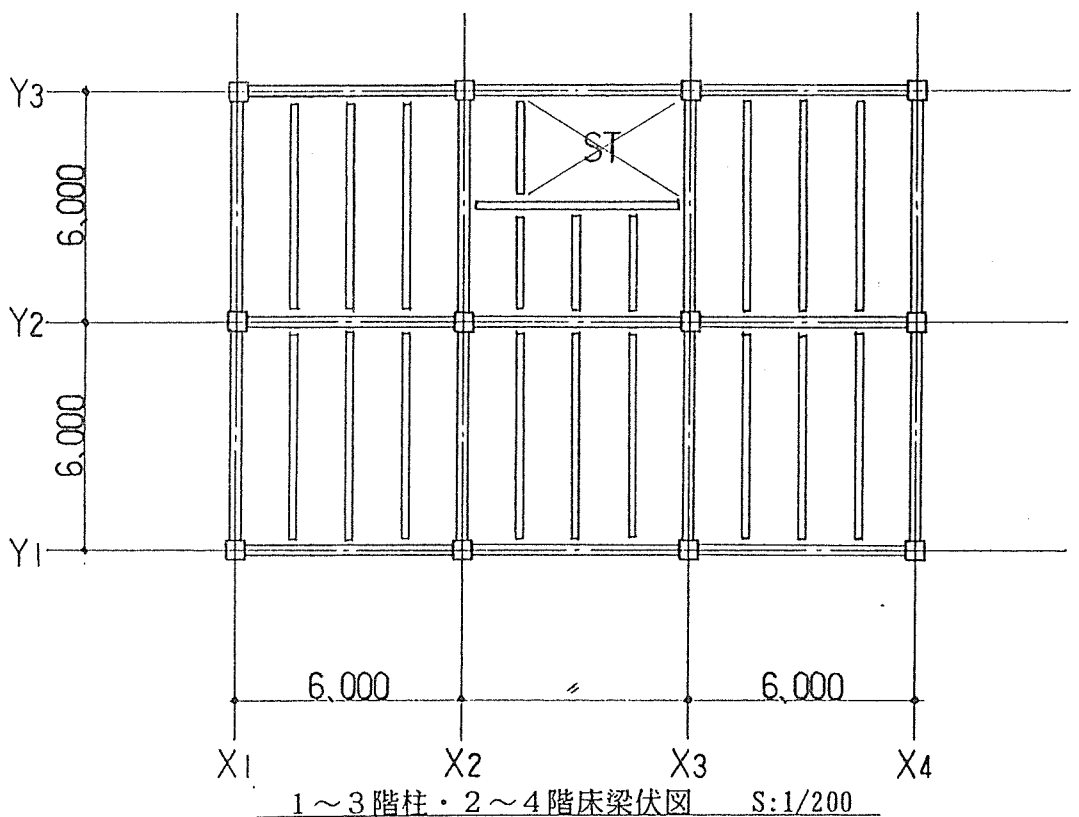
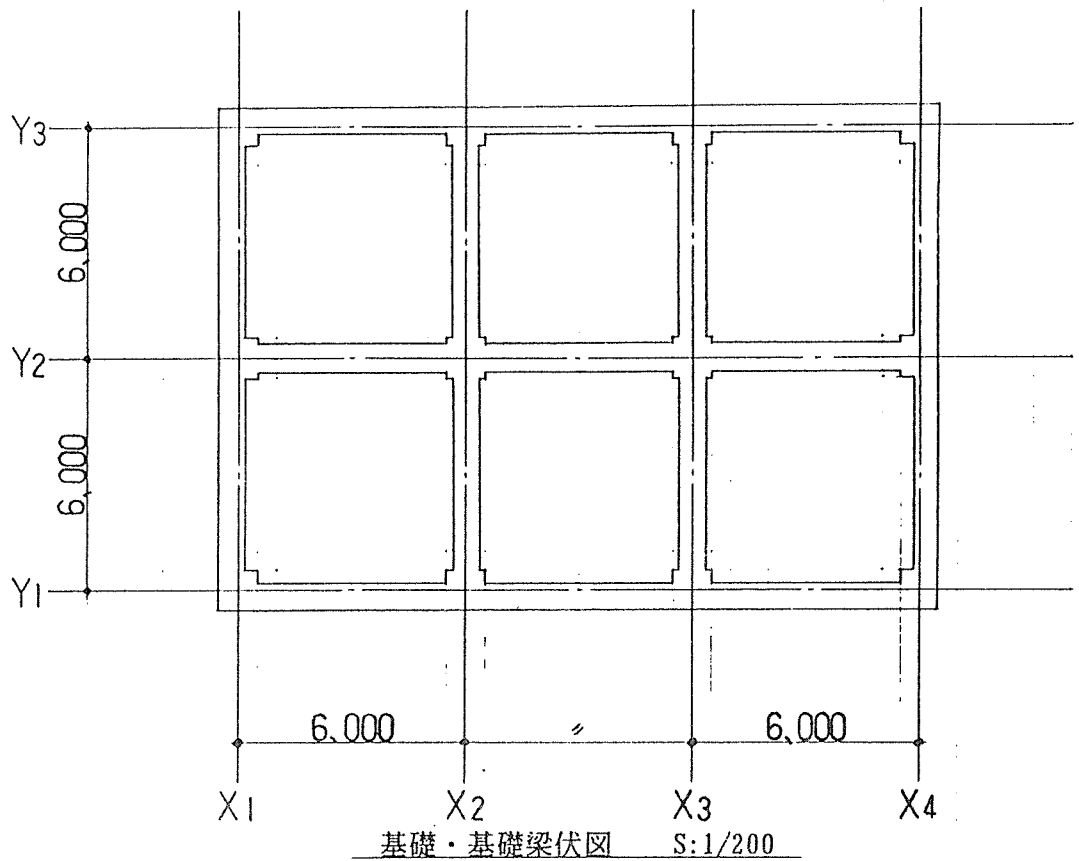


図4. 2 4階モデル 伏図 (1)

4. 6 設計用地震層せん断力

1) 設計用地震層せん断力の計算

設計用地震層せん断力は以下による。

$$Q_i = C_i \cdot W_i$$

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

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

$$R_t : \quad \begin{array}{l} T < T_c ; R_t = 1 \\ T_c \leq T < 2T_c ; R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 \\ T \geq 2T_c ; R_t = \frac{1.6T_c}{T} \end{array}$$

$$T = 0.08h$$

ここに

Q_i : i 階の地震層せん断力 (t)

C_i : i 階の層せん断力係数

W_i : i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和 (t)

Z : 地震地域係数

R_t : 振動特性係数

A_i : 地震層せん断力の分布係数

C_0 : 標準層せん断力係数

α_i : i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和と地上部分の全固定荷重と全積載荷重の和の比

T : 設計用一次固有周期 (s)

T_c : 基礎の底部の直下の地盤の種別に応じて定めた数値 (s)

h : 建物高さ (m)

ただし、

$$h = 9.0\text{m} \quad (\text{3階モデル})$$

$$h = 12.0\text{m} \quad (\text{4階モデル})$$

$$T_c = 0.6\text{s} \quad (\text{第2種地盤})$$

$$T = 0.08 * 9.0 = 0.72 \text{ s} \quad 2T/(1+3T) = 0.4557 \text{ (3階モデル)}$$

$$T = 0.08 * 12.0 = 0.96 \text{ s} \quad 2T/(1+3T) = 0.4948 \text{ (4階モデル)}$$

$$R_t = 1 - 0.2 * (0.72/0.6 - 1)^2 = 0.992 \text{ (3階モデル)}$$

$$R_t = 1 - 0.2 * (0.96/0.6 - 1)^2 = 0.928 \text{ (4階モデル)}$$

$$Z = 1.0$$

$$C_0 = 0.2$$

表4. 2～表4. 3に設計用地震層せん断力を示す。

表4. 2 3階モデル・設計用地震層せん断力

階	W(t)	W _i (t)	α _i	A _i	C _i	Q _i (t)	P _i (t)
R	47.8	47.8	0.2153	1.8840	0.374	17.9	17.9
3	87.1	134.9	0.6077	1.3076	0.259	34.9	17.0
2	87.1	222.0	1.0000	1.0000	0.198	44.0	9.1

表4. 3 4階モデル・設計用地震層せん断力

階	W(t)	W _i (t)	α _i	A _i	C _i	Q _i (t)	P _i (t)
R	47.8	47.8	0.1546	2.1820	0.405	19.4	19.4
4	87.1	134.9	0.4364	1.5331	0.285	38.4	19.0
3	87.1	222.0	0.7182	1.2285	0.228	50.6	12.2
2	87.1	309.1	1.0000	1.0000	0.186	57.5	6.9

2) 地震力算定用重量

表4. 4～表4. 5に地震力算定用重量を示す。

表4. 4 3階モデル・地震力算定用重量

階	名 称		W (t)	Wi (t)
R	屋 根	0.10 * 20.00 * 14.00	28.0	47.8
	部材自重	0.05 * 18.00 * 12.00	10.8	
	外 壁 L	0.10 * 3.00 * 60.00 / 2	9.0	
			47.8	
3	外 壁 U		9.0	134.9
	間仕切壁	0.03 * 18.00 * 12.00	6.5	
	事 務 室	0.24 * 18.00 * 12.00	51.8	
	部材自重		10.8	
	外 壁 L		9.0	
			87.1	
2		3階に全じ	87.1	222.0

表4. 5 4階モデル・地震力算定用重量

階	名 称		W (t)	Wi (t)
R	屋 根	0.10 * 20.00 * 14.00	28.0	47.8
	部材自重	0.05 * 18.00 * 12.00	10.8	
	外 壁 L	0.10 * 3.00 * 60.00 / 2	9.0	
			47.8	
4	外 壁 U		9.0	134.9
	間仕切壁	0.03 * 18.00 * 12.00	6.5	
	事 務 室	0.24 * 18.00 * 12.00	51.8	
	部材自重		10.8	
	外 壁 L		9.0	
			87.1	
3		4階に全じ	87.1	222.0
2		4階に全じ	87.1	309.1

3) 設計用風圧力による層せん断力

$$p_i = C \cdot q_i$$

$$q_i = (60 \sqrt{h_i}) \times 10^{-3} \quad (h \leq 16\text{mの部分})$$

$${}_w P_i = p_i \cdot a_i$$

$${}_w Q_i = \sum_{j=i}^n {}_w P_j$$

$${}_w C_i = \frac{{}_w Q_i}{W_i}$$

ここに

p_i : i 階の風圧力 (t/m^2)

C : 風力係数

q_i : 速度圧 (t/m^2)

h_i : i 階の高さ (m)

a_i : i 階の見付け面積 (m^2)

${}_w P_i$: i 階に作用する風による水平力 (t)

${}_w Q_i$: 風による i 階の層せん断力 (t)

${}_w C_i$: 風による i 階の層せん断力係数

W_i : i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和 (t)

ただし、

$$C = 1.2$$

表 4. 6 ~ 表 4. 9 に設計用風圧力による層せん断力を示す。

表4. 6 3階モデル・設計用風圧力による層せん断力 (1) 桁行方向

階	階高(m)	$a_i(m^2)$	$h_i(m)$	$q_i(t/m^2)$	$p_i(t/m^2)$	$w P_i(t)$	$w Q_i(t)$	$w C_i$
R	3.30	39.6	9.00	0.180	0.22	8.7	8.7	0.182
3	3.00	36.0	6.00	0.147	0.18	6.5	15.2	0.113
2	3.00	36.0	3.00	0.120	0.15	5.4	20.6	0.097

表4. 7 3階モデル・設計用風圧力による層せん断力 (2) 張間方向

階	階高(m)	$a_i(m^2)$	$h_i(m)$	$q_i(t/m^2)$	$p_i(t/m^2)$	$w P_i(t)$	$w Q_i(t)$	$w C_i$
R	3.30	59.4	9.00	0.180	0.22	13.1	13.1	0.274
3	3.00	54.0	6.00	0.147	0.18	9.7	22.8	0.169
2	3.00	54.0	3.00	0.120	0.15	8.1	30.9	0.145

表4. 8 4階モデル・設計用風圧力による層せん断力 (1) 桁行方向

階	階高(m)	$a_i(m^2)$	$h_i(m)$	$q_i(t/m^2)$	$p_i(t/m^2)$	$w P_i(t)$	$w Q_i(t)$	$w C_i$
R	3.30	39.6	12.00	0.208	0.25	9.9	9.9	0.207
4	3.00	36.0	9.00	0.180	0.22	7.9	17.8	0.132
3	3.00	36.0	6.00	0.147	0.18	6.5	24.3	0.109
2	3.00	36.0	3.00	0.120	0.15	5.4	29.7	0.099

表4. 9 4階モデル・設計用風圧力による層せん断力 (2) 張間方向

階	階高(m)	$a_i(m^2)$	$h_i(m)$	$q_i(t/m^2)$	$p_i(t/m^2)$	$w P_i(t)$	$w Q_i(t)$	$w C_i$
R	3.30	59.4	12.00	0.208	0.25	14.9	14.9	0.312
4	3.00	54.0	9.00	0.180	0.22	13.1	28.0	0.208
3	3.00	54.0	6.00	0.147	0.18	10.7	38.7	0.174
2	3.00	54.0	3.00	0.120	0.15	8.9	47.6	0.159

設計用風圧力による層せん断力はいずれの場合も設計用地震層せん断力より小さいので、設計用層せん断力としては、設計用地震層せん断力を用いる。

4. 7 応力解析

1) 部材配置

図4. 5～図4. 6に部材配置を示す。

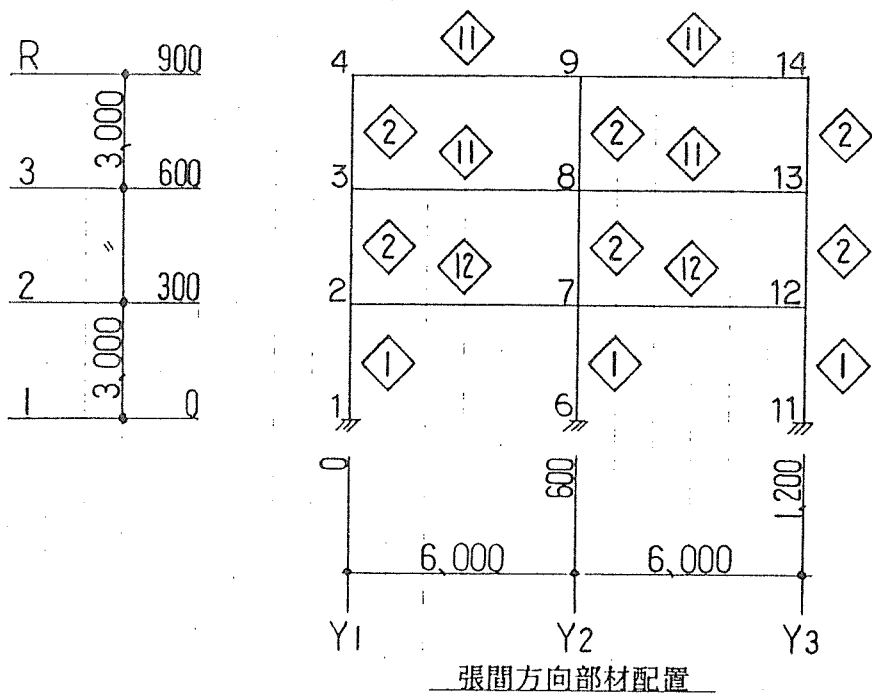
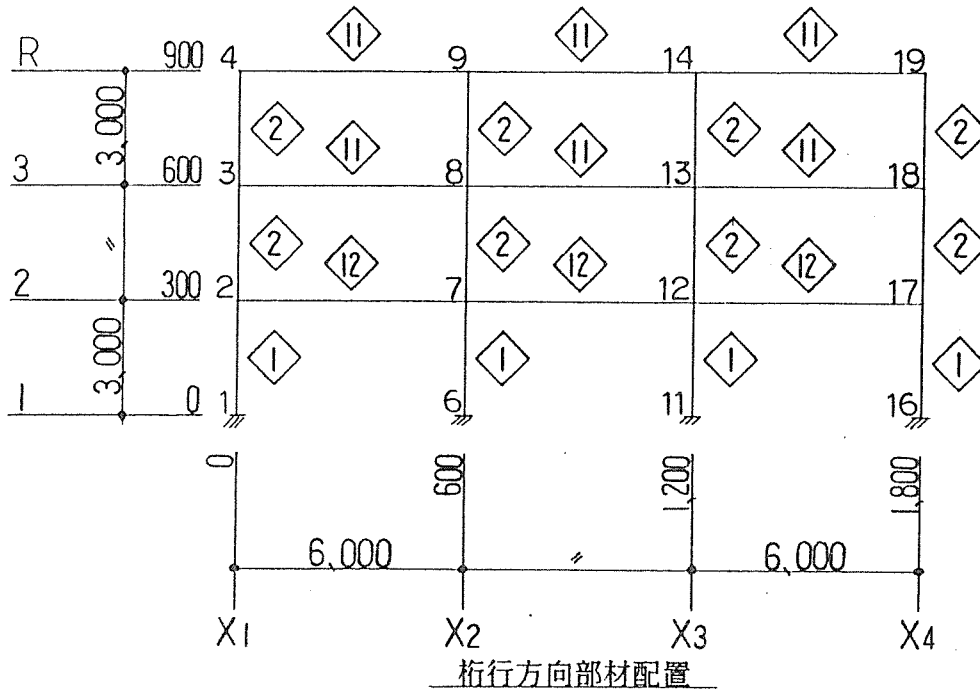


図4. 5 3階モデル 部材配置

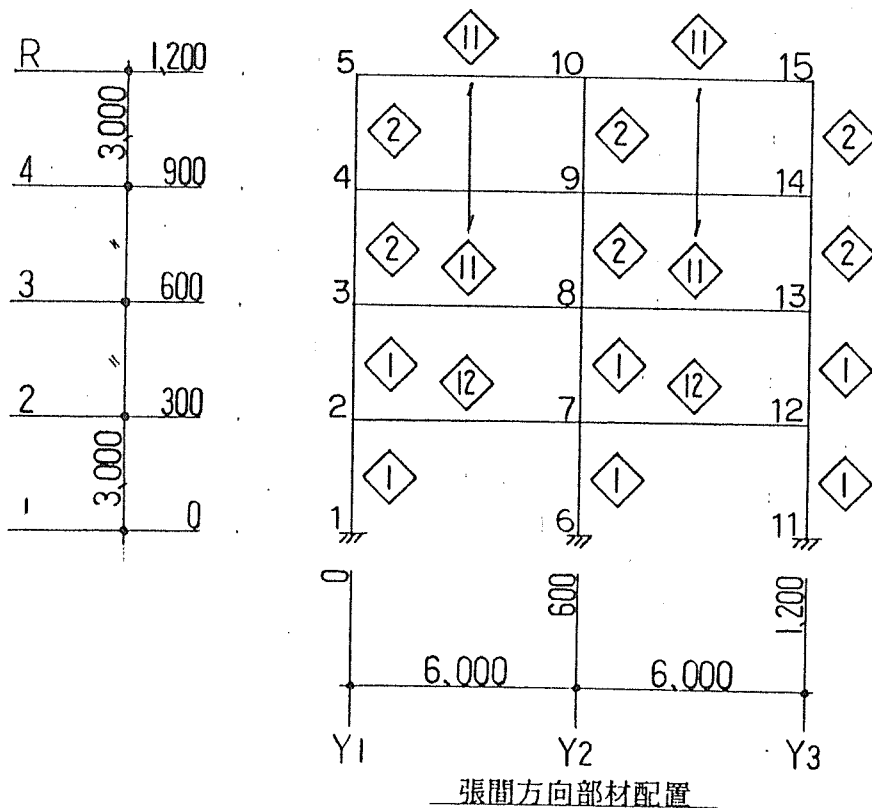
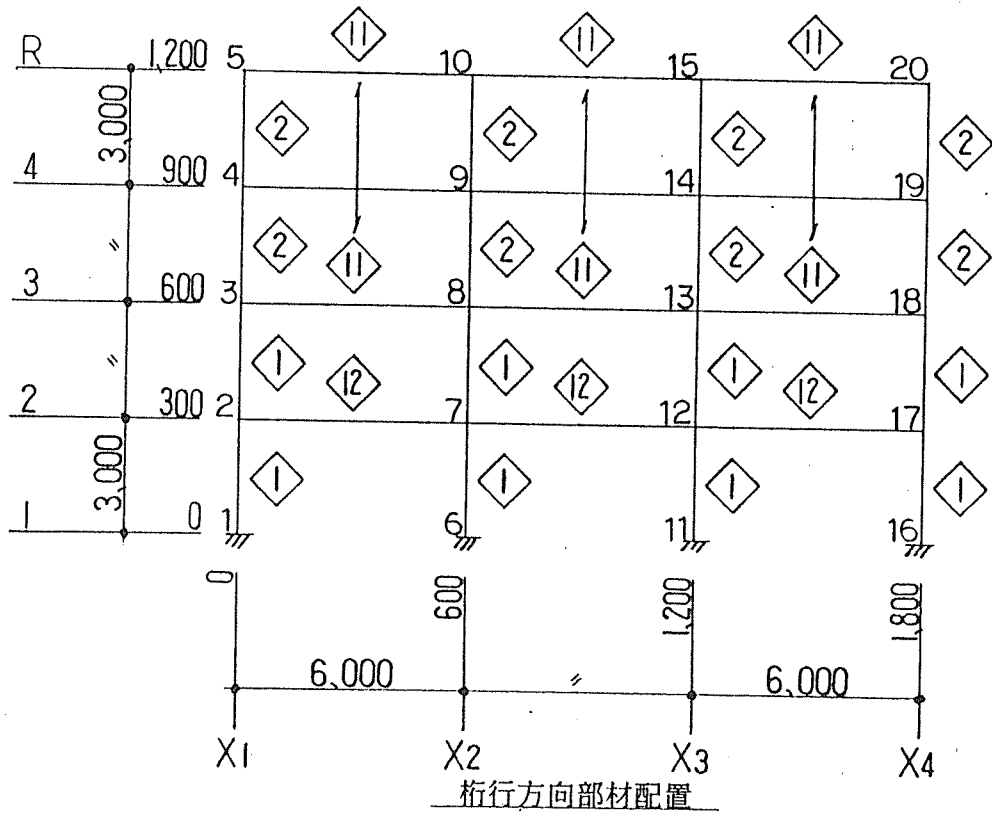


図4.6 4階モデル 部材配置

2) 部材断面

表4. 10に部材断面を示す。部材断面は3階モデル・4階モデルに共通である。

表4. 10 部材断面

断面 番号	断 面	E (t/cm ²)	G (t/cm ²)	I (10 ⁴ cm ⁴)	A _n (cm ²)	A _s (cm ²)	備 考
1	b × D 400 × 400	110	5.5	21.333	1600	1600	柱
2	b × D 320 × 320	110	5.5	8.738	1024	1024	柱
11	b × D 200 × 600	110	5.5	36.000	1200	1200	梁
12	b × D 200 × 800	110	5.5	85.333	1600	1600	梁

3) 荷 重

表4. 11に設計用層せん断力を与える水平方向節点荷重を示す。

表4. 11 節点荷重

階 床	3 階 モ デ ル				4 階 モ デ ル			
	桁 行 方 向		張 間 方 向		桁 行 方 向		張 間 方 向	
	節点番号	節点荷重	節点番号	節点荷重	節点番号	節点荷重	節点番号	節点荷重
R	----	----	----	----	5	6.467	5	4.850
4/R	4	5.967	4	4.475	4	6.333	4	4.750
3	3	5.667	3	4.250	3	4.067	3	3.050
2	2	3.033	2	2.275	2	2.300	2	1.725

4) 応 力

図4. 7～図4. 8に各モデルの設計用層せん断力による応力と変形を示す。

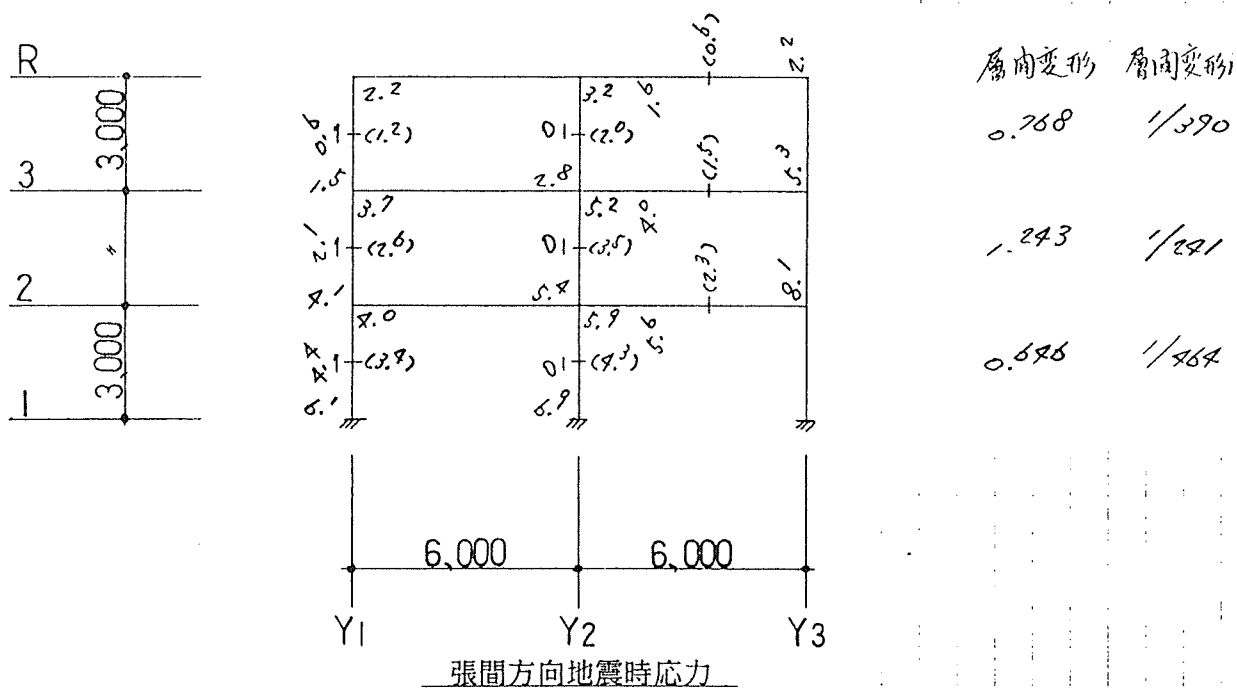
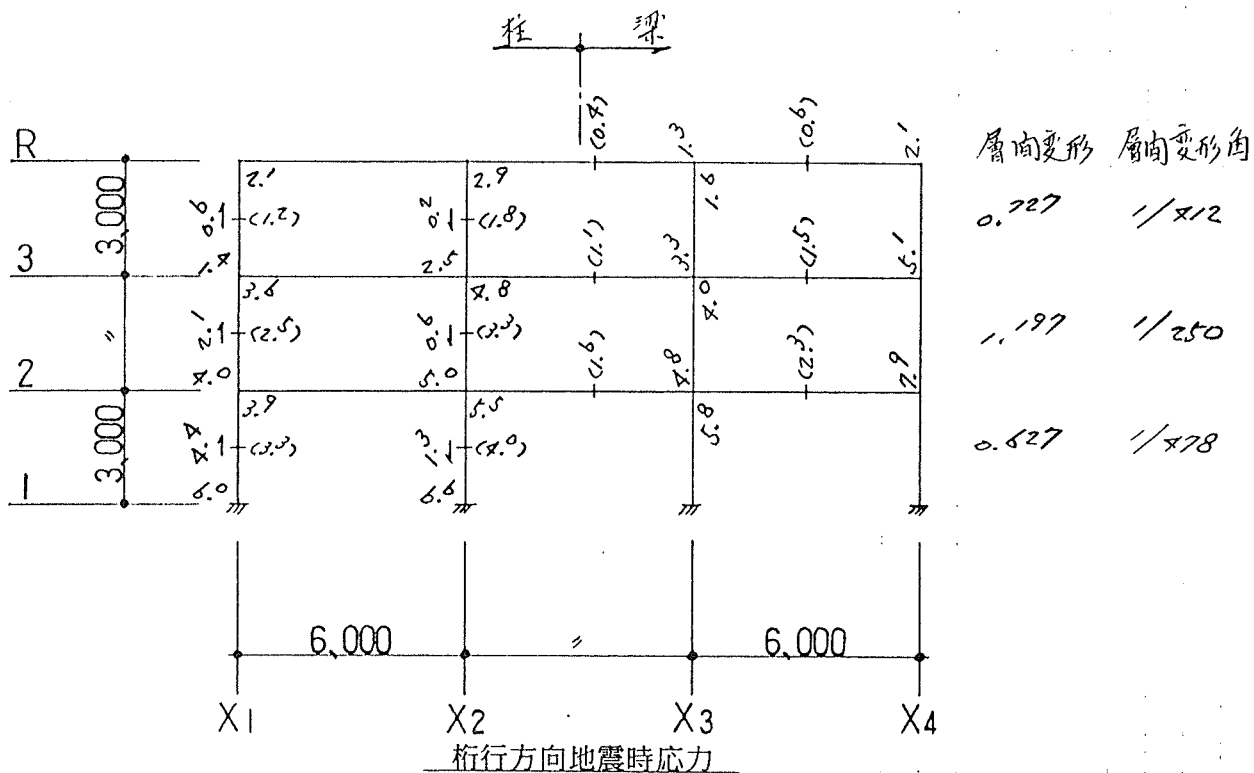


図4. 7 3階モデル 応力と変形

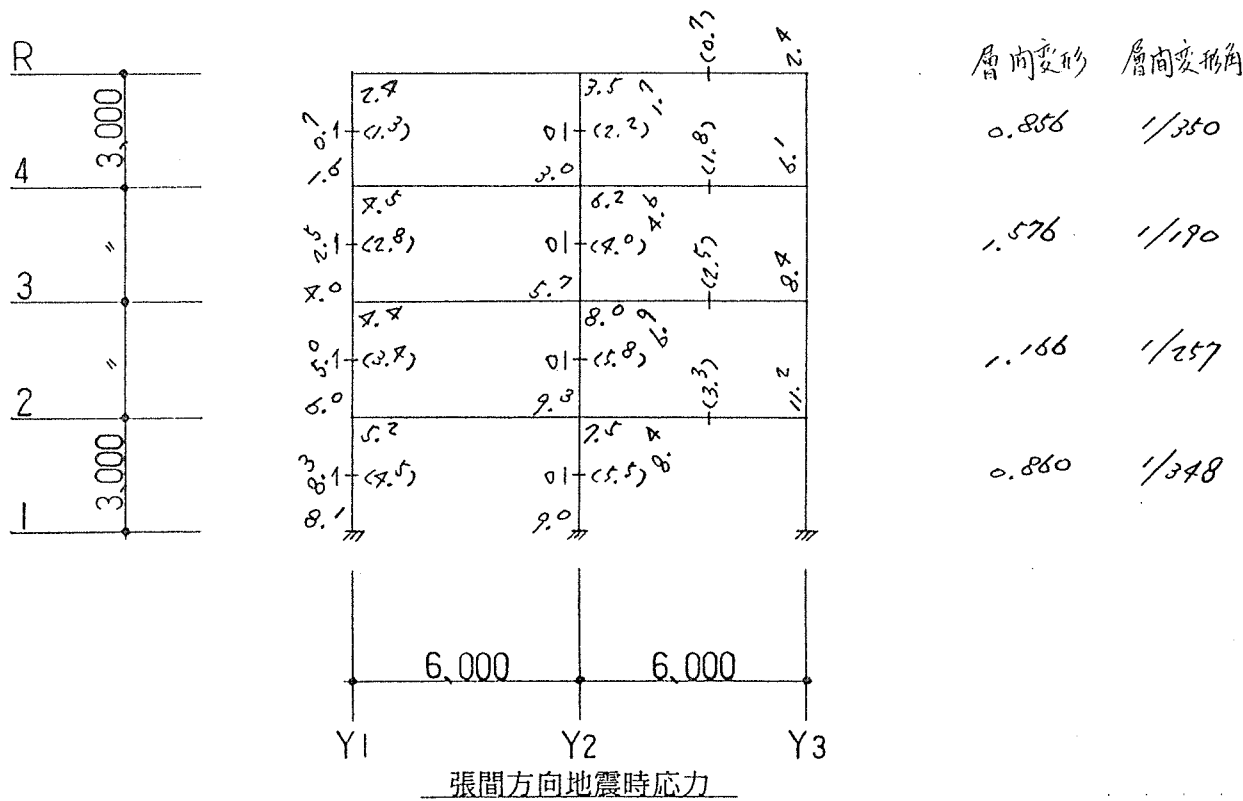
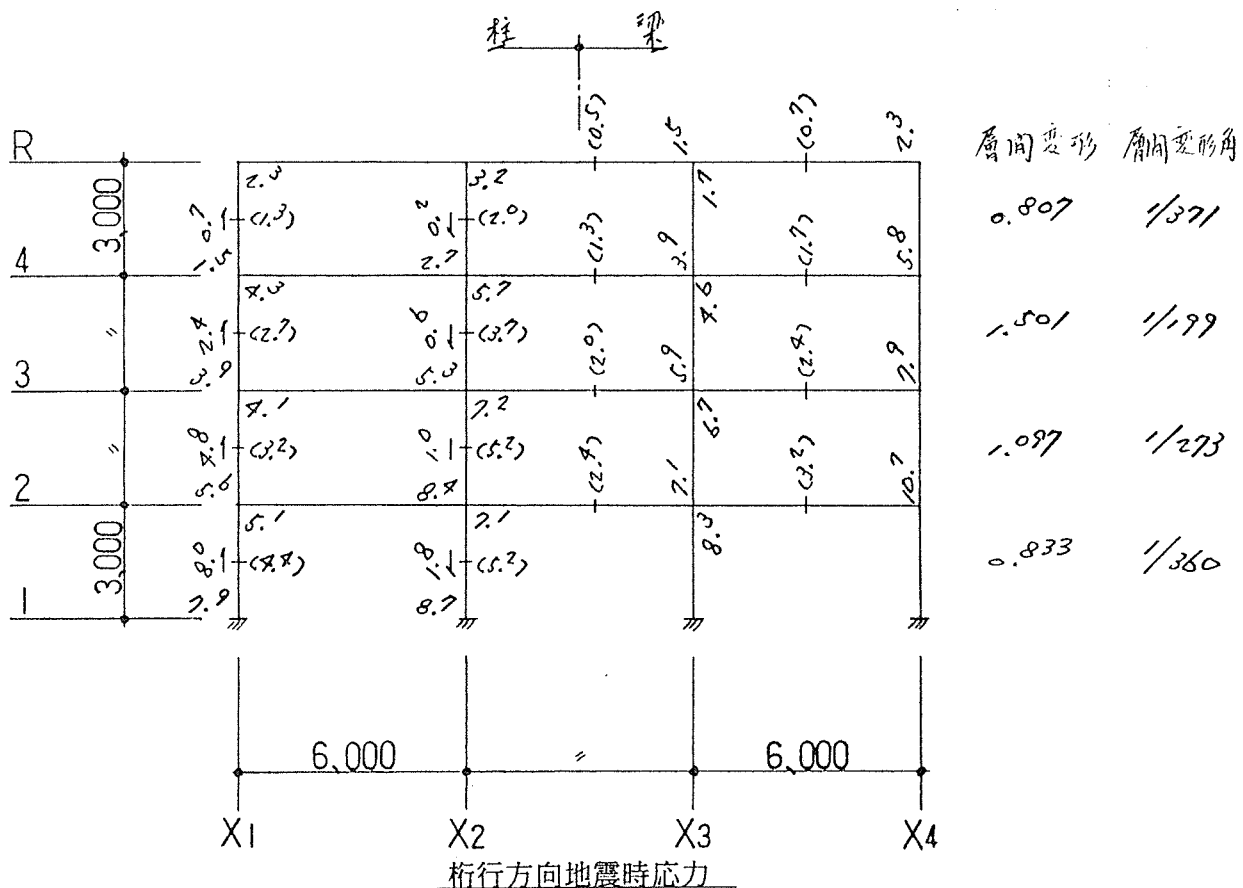


図4. 8 4階モデル 応力と変形

4. 8 地震応答解析

1) 振動系

振動系モデルは質点系モデルとする。各階の重量は全てその床に集中しているものとし、ばねは部材の弾性剛性による線形の復元力特性を持つ等価せん断ばねとする。

2) 振動系モデルの質量とばね定数

表4. 12～表4. 13に各質点の重量とばね定数を示す。

表4. 12 3階モデル・質点の重量とばね定数

階	質点 番号	W (t)	K _x (t/cm)	K _y (t/cm)
R	3	47.8	24.57	23.28
3	2	87.1	29.17	28.11
2	1	87.1	70.18	68.05

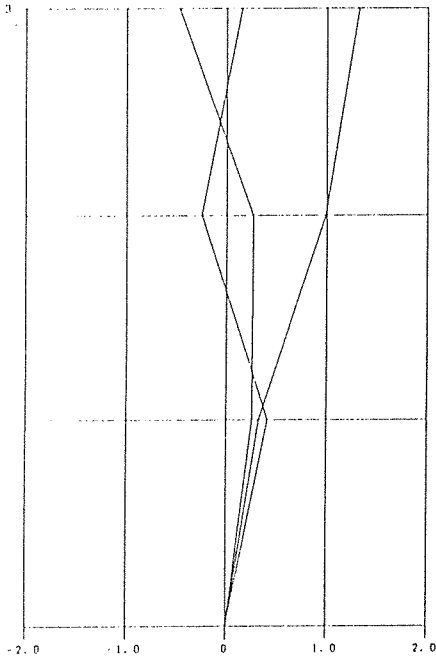
表4. 13 4階モデル・質点の重量とばね定数

階	質点 番号	W (t)	K _x (t/cm)	K _y (t/cm)
R	4	47.8	24.05	22.69
4	3	87.1	25.56	24.35
3	2	87.1	46.15	43.44
2	1	87.1	69.04	66.83

3) 減衰

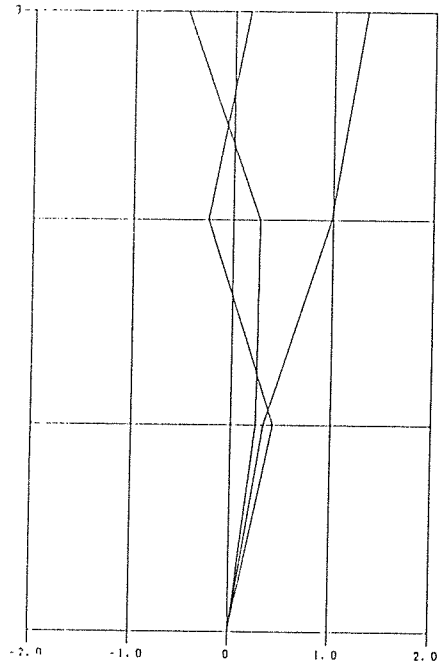
減衰は内部粘性減衰を仮定し、剛性比例型とする。1次減衰定数は0.05とする。

$T_1=0.558\text{SEC}$ $F_1=1.791\text{HZ}$ $BETA_1=1.320$
 $T_2=0.225$ $F_2=4.452$ $BETA_2=0.476$
 $T_3=0.173$ $F_3=5.776$ $BETA_3=0.415$



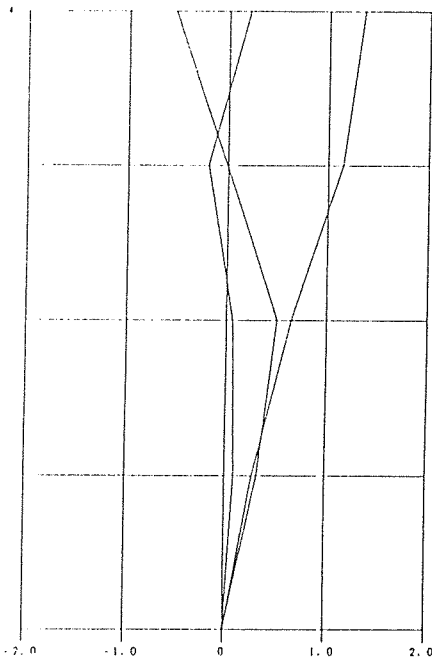
MODE SHAPES (BETA*U)
3階モデル 桁行方向

$T_1=0.569\text{SEC}$ $F_1=1.750\text{HZ}$ $BETA_1=1.323$
 $T_2=0.230$ $F_2=4.347$ $BETA_2=0.474$
 $T_3=0.176$ $F_3=5.671$ $BETA_3=0.424$



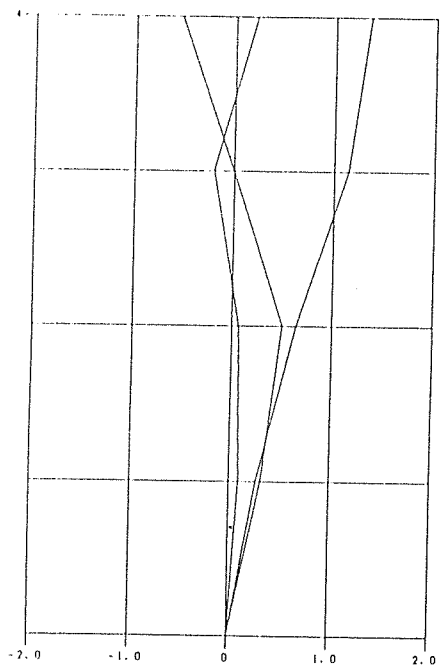
MODE SHAPES (BETA*U)
3階モデル 張間方向

$T_1=0.721\text{SEC}$ $F_1=1.398\text{HZ}$ $BETA_1=1.353$
 $T_2=0.286$ $F_2=3.495$ $BETA_2=0.540$
 $T_3=0.204$ $F_3=4.892$ $BETA_3=0.210$
 $T_4=0.155$ $F_4=6.467$ $BETA_4=0.311$



MODE SHAPES (BETA*U)
4階モデル 桁行方向

$T_1=0.739\text{SEC}$ $F_1=1.354\text{HZ}$ $BETA_1=1.354$
 $T_2=0.283$ $F_2=3.414$ $BETA_2=0.540$
 $T_3=0.213$ $F_3=4.761$ $BETA_3=0.216$
 $T_4=0.153$ $F_4=6.305$ $BETA_4=0.320$



MODE SHAPES (BETA*U)
4階モデル 張間方向

図4.9 モード

表4. 16 3階モデル・最大応答値

方 向		桁 行 方 向				張 間 方 向			
地震動波形		EC-NS	TF-EW	HC-NS	HC-EW	EC-NS	TF-EW	HC-NS	HC-EW
層せん断力係数	3	0.693	0.447	0.312	0.352	0.702	0.457	0.319	0.365
	2	0.598	0.358	0.223	0.293	0.597	0.363	0.227	0.300
	1	0.462	0.259	0.165	0.213	0.454	0.273	0.171	0.214
層間変形角	3	1/ 222	1/ 345	1/ 494	1/ 438	1/ 208	1/ 319	1/ 457	1/ 400
	2	1/ 108	1/ 181	1/ 291	1/ 221	1/ 104	1/ 172	1/ 275	1/ 208
	1	1/ 205	1/ 366	1/ 576	1/ 446	1/ 202	1/ 336	1/ 538	1/ 429

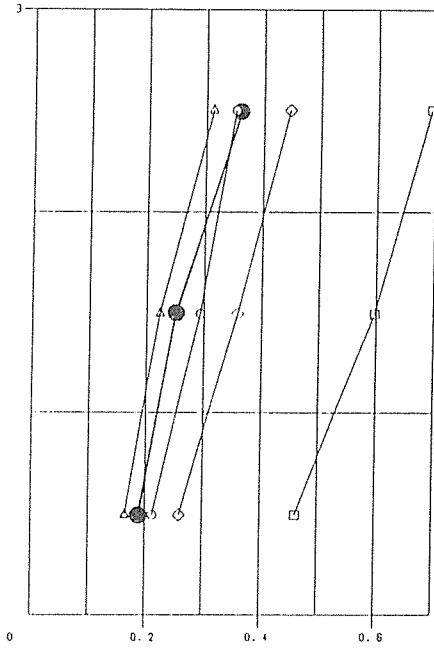
註) ・EC-NS : EL CENTRO 1940 NS HC-NS : HACHINOHE 1968 NS
 TF-EW : TAFT 1952 EW HC-EW : HACHINOHE 1968 EW

表4. 17 4階モデル・最大応答値

方 向		桁 行 方 向				張 間 方 向			
地震動波形		EC-NS	TF-EW	HC-NS	HC-EW	EC-NS	TF-EW	HC-NS	HC-EW
層せん断力係数	4	0.578	0.402	0.327	0.380	0.556	0.388	0.332	0.415
	3	0.487	0.357	0.278	0.333	0.462	0.337	0.276	0.362
	2	0.363	0.261	0.231	0.268	0.354	0.248	0.236	0.286
	1	0.302	0.215	0.210	0.214	0.292	0.207	0.213	0.227
層間変形角	4	1/ 261	1/ 375	1/ 461	1/ 396	1/ 256	1/ 366	1/ 429	1/ 342
	3	1/ 116	1/ 159	1/ 204	1/ 170	1/ 117	1/ 160	1/ 196	1/ 149
	2	1/ 171	1/ 239	1/ 269	1/ 232	1/ 165	1/ 237	1/ 248	1/ 205
	1	1/ 222	1/ 312	1/ 318	1/ 312	1/ 221	1/ 313	1/ 304	1/ 285

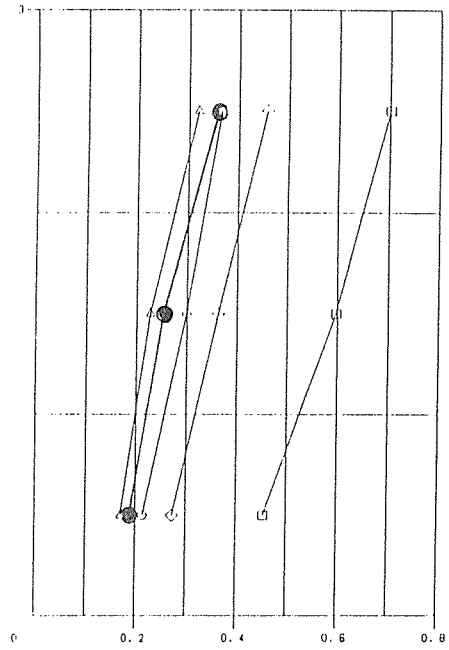
註) ・EC-NS : EL CENTRO 1940 NS HC-NS : HACHINOHE 1968 NS
 TF-EW : TAFT 1952 EW HC-EW : HACHINOHE 1968 EW

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 ○—○ HACHI-NS 20kine
 ◇—◇ HACHI-EW 20kine



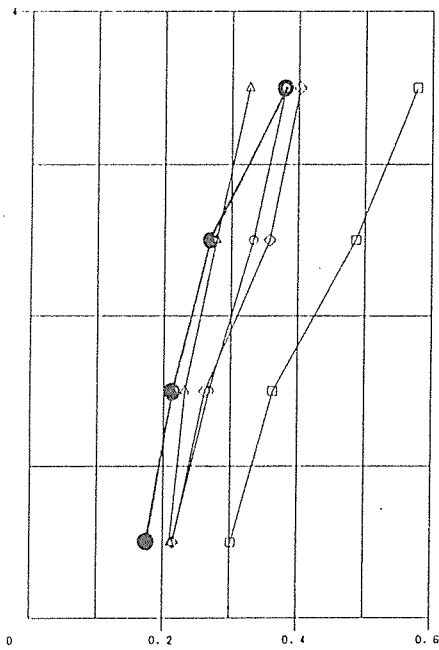
MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
3階モデル 桁行方向

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 ○—○ HACHI-NS 20kine
 ◇—◇ HACHI-EW 20kine



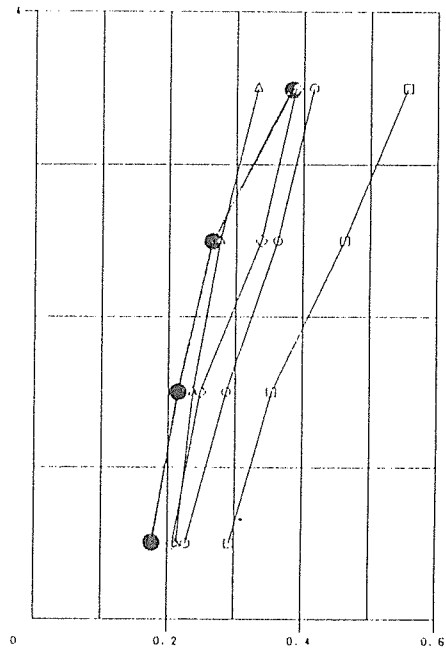
MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
3階モデル 張間方向

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 ○—○ HACHI-NS 20kine
 ◇—◇ HACHI-EW 20kine



MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
4階モデル 桁行方向

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 ○—○ HACHI-NS 20kine
 ◇—◇ HACHI-EW 20kine

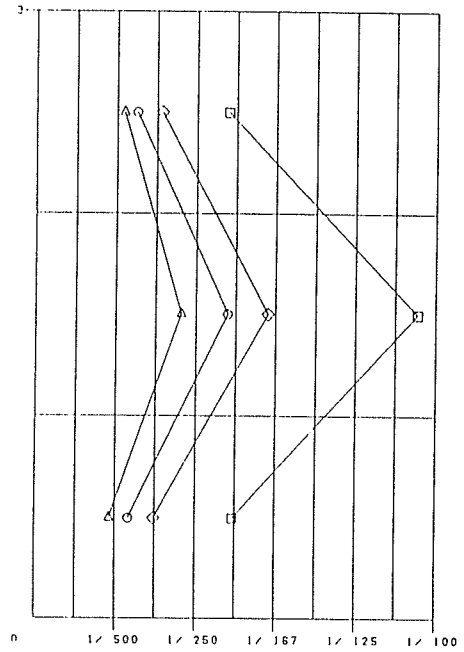
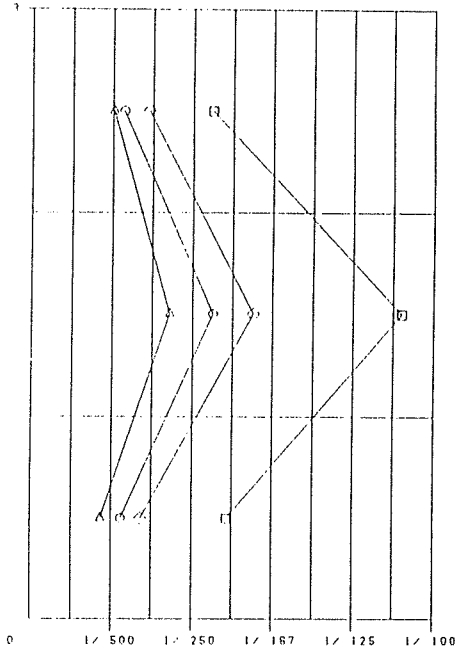


MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
4階モデル 張間方向

図4. 10 最大応答層せん断力係数

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 △—△ HACHI-NS 20kine
 ○—○ HACHI-EW 20kine

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 △—△ HACHI-NS 20kine
 ○—○ HACHI-EW 20kine

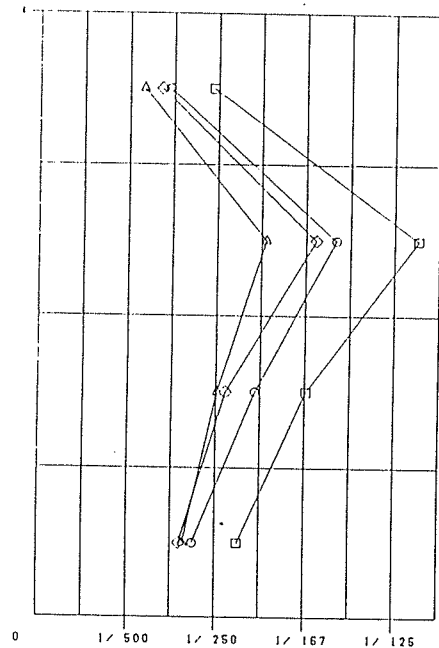
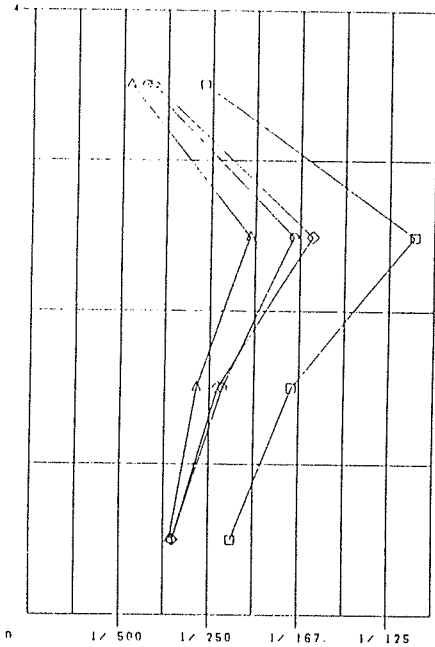


MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION
3階モデル 桁行方向

MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION
3階モデル 張間方向

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 △—△ HACHI-NS 20kine
 ○—○ HACHI-EW 20kine

□—□ ELCENT-NS 20kine
 △—△ TAFT-EW 20kine
 △—△ HACHI-NS 20kine
 ○—○ HACHI-EW 20kine



MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION
4階モデル 桁行方向

MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION
4階モデル 張間方向

図4. 11 最大応答層間変形角

6) 接合部半剛接合を考慮した場合の応答

構造用大断面集成材による純ラーメンの水平荷重時の水平変形は、その1/2以上が柱梁接合部の回転変形に伴う変形で占められる。本章では、柱梁接合部を剛接として検討を進めてきた。その結果は部材そのものの剛性を評価したことにはなるが、実際の構造用大断面集成材による純ラーメンの挙動を捉えたとは言い難い。木を構造材とした場合の柱梁接合部の回転剛性の評価は容易ではないが、ここでは、柱梁接合部の回転により、各層の等価せん断ばねが1/2に低下すると仮定して、再度、弾性応答解析を行う。

表4. 18～表4. 19に各質点の重量と1/2に低減したばね定数、表4. 20に各モデルの固有周期、図4. 12にモードを示す。また表4. 21～表4. 22に最大応答値一覧、図4. 13に最大応答層せん断力係数、図4. 14に最大応答層間変形角を示す。

表4. 18 3階モデル・1/2に低減したばね定数

階	質点番号	W (t)	Kx (t/cm)	Ky (t/cm)
R	3	47.8	12.285	11.640
3	2	87.1	14.585	14.055
2	1	87.1	35.090	34.025

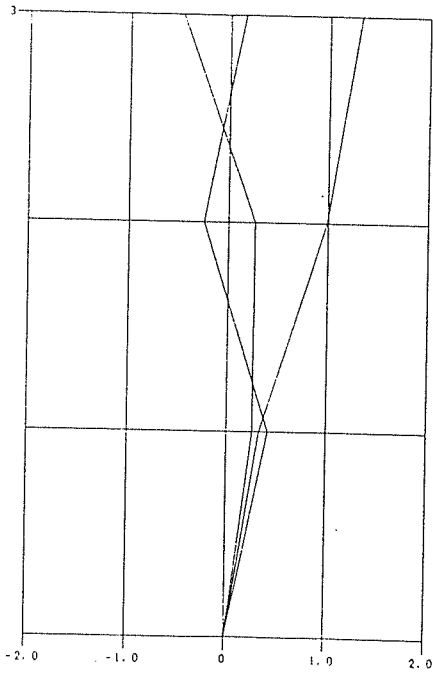
表4. 19 4階モデル・1/2に低減したばね定数

階	質点番号	W (t)	Kx (t/cm)	Ky (t/cm)
R	4	47.8	12.025	11.345
4	3	87.1	12.780	12.175
3	2	87.1	23.075	21.720
2	1	87.1	34.520	33.415

表4. 20 固有周期

モデル	方向	固有周期 (sec)			
		1次	2次	3次	4次
3階	桁行	0.790	0.318	0.245	----
	張間	0.804	0.325	0.249	----
4階	桁行	1.019	0.405	0.289	0.219
	張間	1.044	0.414	0.297	0.224

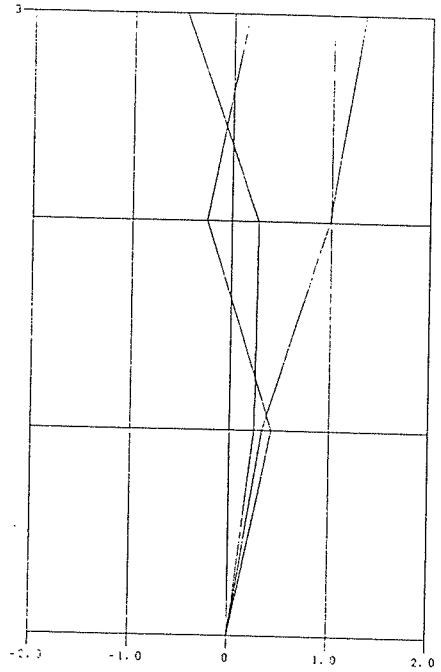
T = 0.7330 SEC F = 1.267 HZ BETA = 1.320
 T = 0.7330 SEC F = 3.118 BETA = 0.478
 T = 0.7330 SEC F = 4.084 BETA = 0.415



MODE SHAPES (BETA*U)

3階モデル 桁行方向

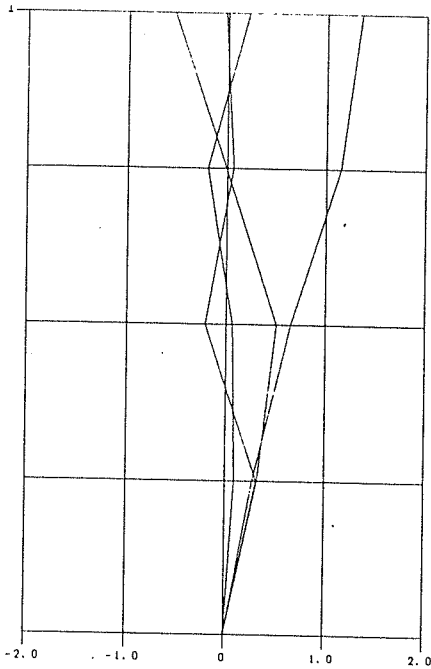
T = 0.7330 SEC F = 1.267 HZ BETA = 1.320
 T = 0.7330 SEC F = 3.118 BETA = 0.478
 T = 0.7330 SEC F = 4.084 BETA = 0.415



MODE SHAPES (BETA*U)

3階モデル 張間方向

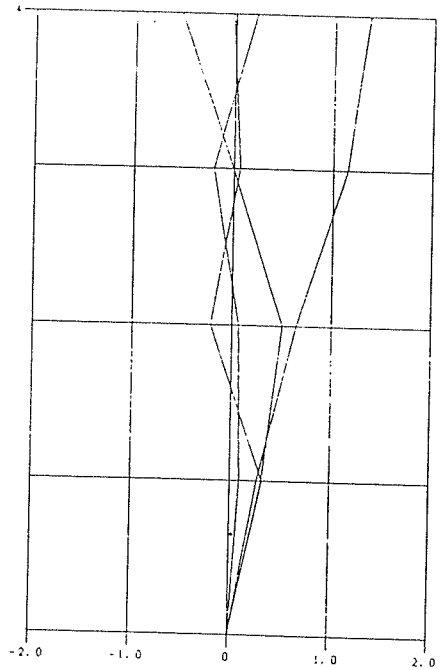
T = 1.019 SEC F = 0.981 HZ BETA = 1.353
 T = 0.405 F = 2.471 BETA = 0.540
 T = 0.283 F = 3.458 BETA = 0.213
 T = 0.219 F = 4.573 BETA = 0.311



MODE SHAPES (BETA*U)

4階モデル 桁行方向

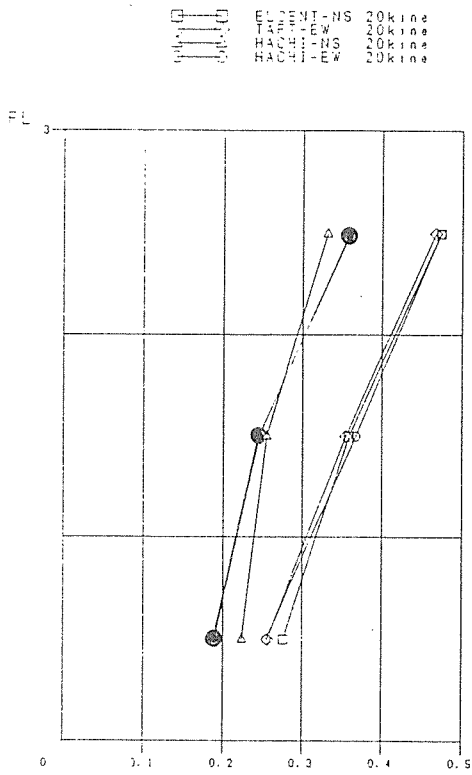
T = 1.019 SEC F = 0.981 HZ BETA = 1.353
 T = 0.405 F = 2.471 BETA = 0.540
 T = 0.283 F = 3.458 BETA = 0.213
 T = 0.219 F = 4.573 BETA = 0.311



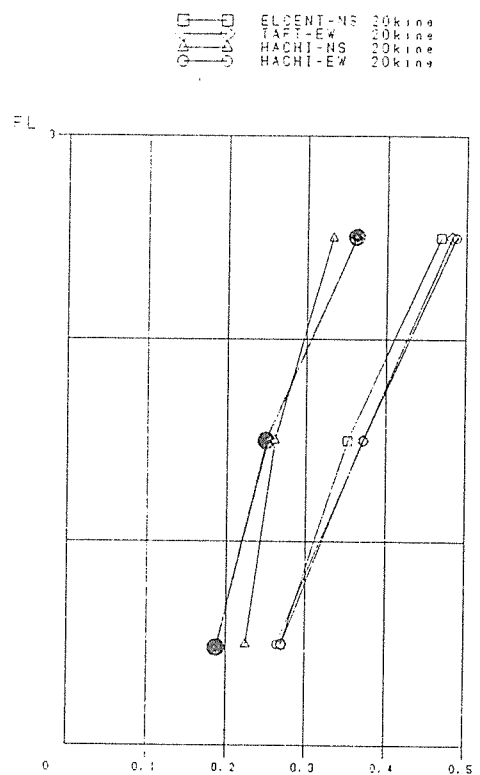
MODE SHAPES (BETA*U)

4階モデル 張間方向

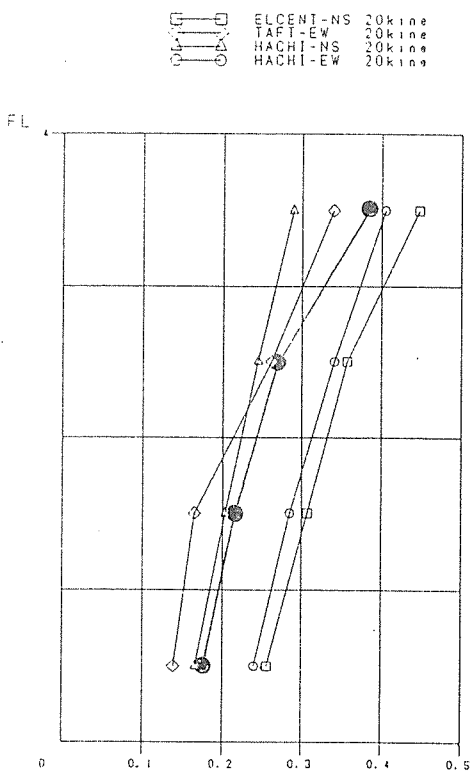
図4. 12 ばね定数1/2・モード



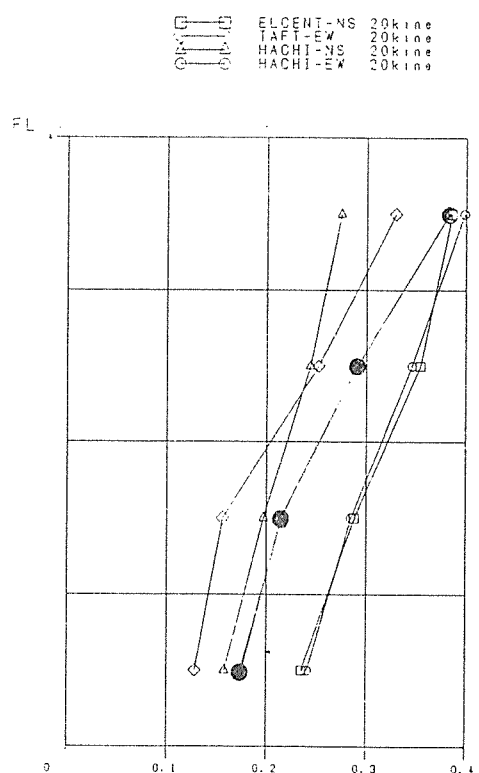
MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
3階モデル 桁行方向



MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
3階モデル 張間方向



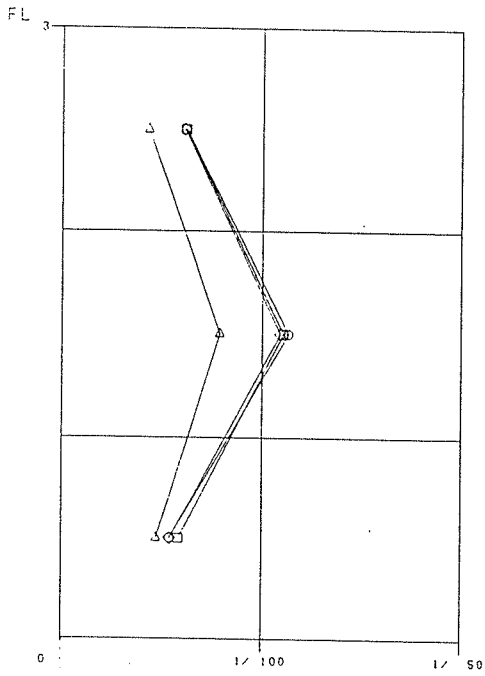
MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
4階モデル 桁行方向



MAXIMUM SHEAR COEFFICIENT
4階モデル 張間方向

図4. 13 ばね定数1/2・最大応答層せん断力係数

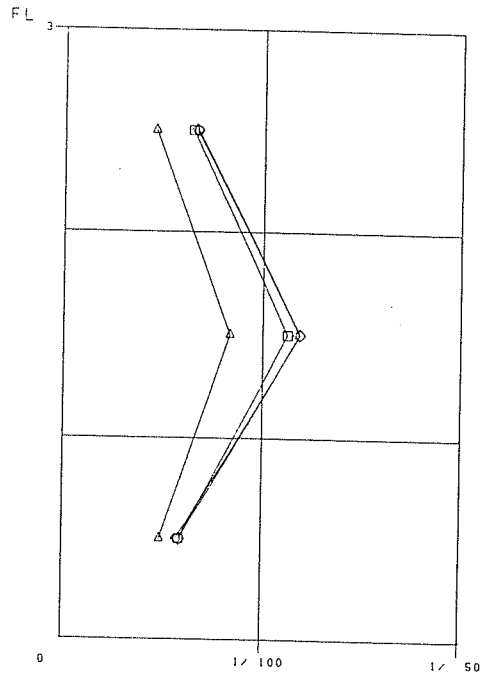
□ □ ELCENT-NS 20kine
 △ △ TAFT-EW 20kine
 △ △ HACHI-NS 20kine
 ○ ○ HACHI-EW 20kine



MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION

3階モデル 桁行方向

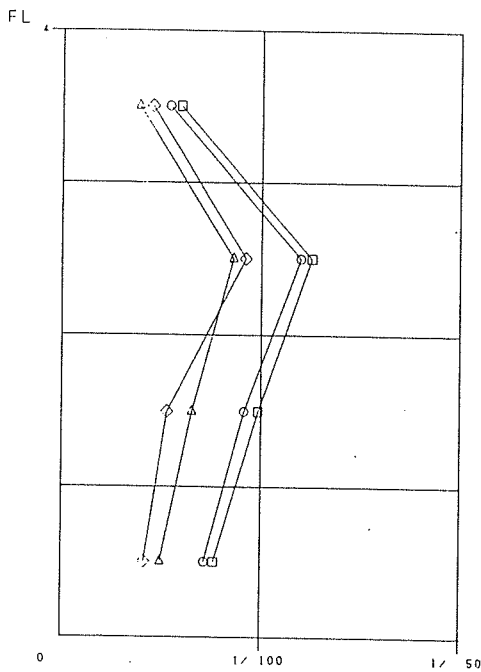
□ □ ELCENT-NS 20kine
 △ △ TAFT-EW 20kine
 △ △ HACHI-NS 20kine
 ○ ○ HACHI-EW 20kine



MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION

3階モデル 張間方向

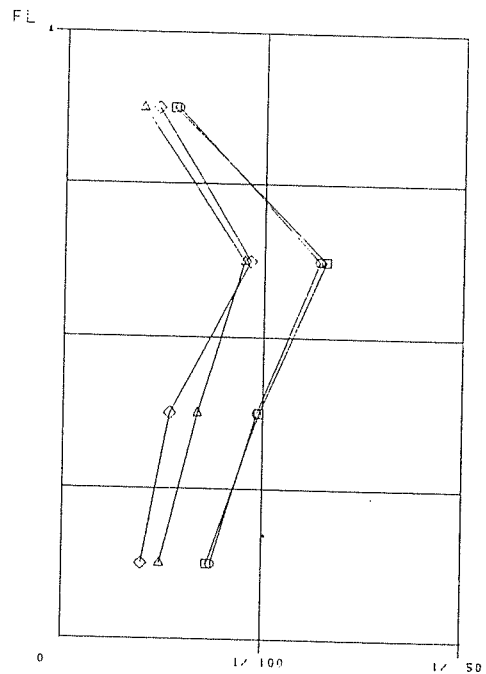
□ □ ELCENT-NS 20kine
 △ △ TAFT-EW 20kine
 △ △ HACHI-NS 20kine
 ○ ○ HACHI-EW 20kine



MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION

4階モデル 桁行方向

□ □ ELCENT-NS 20kine
 △ △ TAFT-EW 20kine
 △ △ HACHI-NS 20kine
 ○ ○ HACHI-EW 20kine



MAXIMUM ANGLE OF RELATIVE DEFORMATION

4階モデル 張間方向

図4. 14 ばね定数1/2・最大応答層間変形角

4. 9 まとめ

設計用層せん断力に対する層間変形角の最大値は、3階モデル桁行方向で $1/250$ 、同張間方向で $1/241$ （いずれも2階）、4階モデル桁行方向で $1/199$ 、同張間方向で $1/190$ （いずれも3階）であった。これは柱梁接合部を剛接とした場合で、実状に即して柱梁接合部の回転変形を考慮すると、本検討の仮定断面では設計用層せん断力に対する層間変形角の最大値は $1/100$ を超える部分があることが予想される。

柱梁接合部を剛接としたときの弾性応答解析結果では、1階の最大応答層せん断力係数は、3階モデル桁行方向が設計用層せん断力係数を大きく上回っている。また層間変形角も大きく、 $1/100$ に近いものもある。剛性・減衰の評価に問題があることを示している。

5. モーメント抵抗接合部における接合具多数本打ちの影響

5. 1 研究の目的

接合具を多数本使用してモーメント抵抗接合部を構成する場合、現在仮に採用されている設計法によれば、最大のせん断力を受ける接合具に作用する合力 $f_{r..}$ が力の作用方向の許容耐力 f_{θ} 以下になるよう設計する。

このように設計された実大接合部の強度実験の結果を見ると、接合部の終局耐力は、単一接合具の許容耐力で決まるレベルよりはるかに大きく、非常に大きな荷重係数（または安全率）を有することが判明した。このような事態が生じるのは、

- ① 個々の接合具の許容耐力が低く設定され過ぎている。
- ② 接合部のモーメントを計算する式自体にどこか不適当な点がある。
- ③ 接合具が群となってねじりモーメントに抵抗する場合、個々の接合具にはほぼ等しい力が働くので、いわゆる「並列システム」となって、個々の接合具の破壊確率が小さくなって、システム全体として耐力が上昇する。

等の理由が考えられる。本研究では、これらの理由を主として実験的な面から検証することを目的とする。

5. 2 実験

5. 2. 1 実験方法

図1に示す装置を用いて、モーメント抵抗接合部の正負繰返し加力実験を行い、接合部の最大荷重（モーメント）に及ぼす、接合具の数の影響を調べた。

接合具としては、モーメント抵抗接合に使用されることの多い釘とドリフトピンを用い、配列は全て円形一列配列とした。なお、釘の場合は、先に正負繰返し実験を行い、同じ集成材を用いて、接合部を荷重端側に作りなおして単調増加型加力実験を行った。

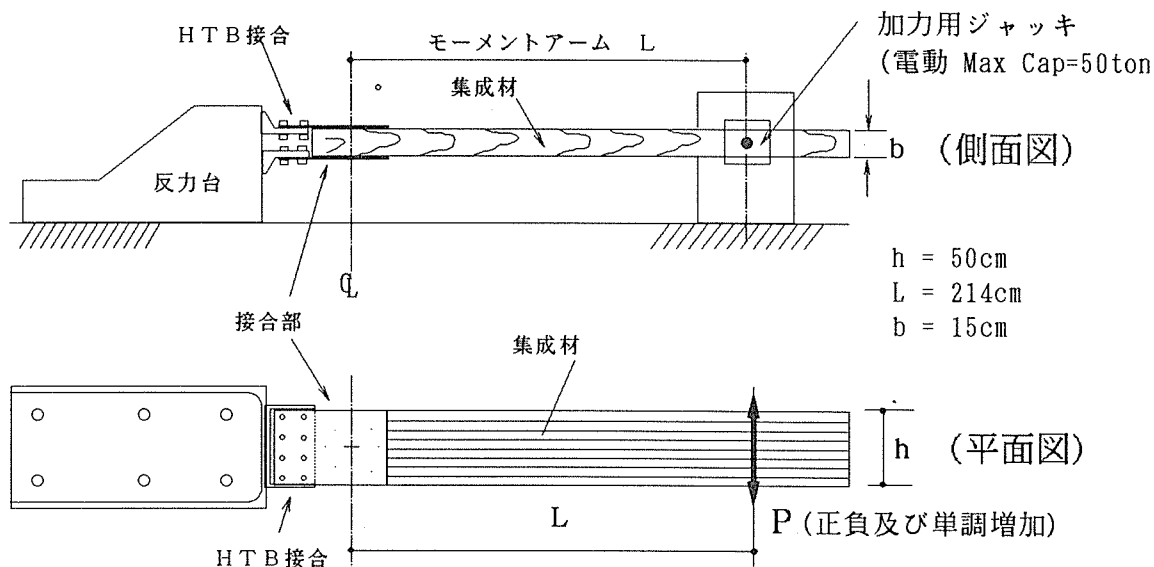


図1 試験方法概要

5. 2. 2 試験体

a. 鋼板添板釘打試験体

図2に鋼板添え板釘打ち接合法によるモーメント抵抗接合試験体を示す。接合部の仕様は、釘本数4本（SP01）から釘本数128本（SP06）まで順次2倍ずつ増加させ、図2に示す合計6種類を供試した。

集成材にはサンモク工業社製のエゾマツ・トドマツ混用JAS1級構造用大断面集成材（ラミナ厚：35mm、断面寸法：150mm×500mm）を用いた。

釘には、枠組み壁工法用のCN65（直径3.3mm）釘を、鋼板には厚さ9mmの旧SS41相当品を用い、釘径と先孔径との差（クリアランス）は0.1mmとした。

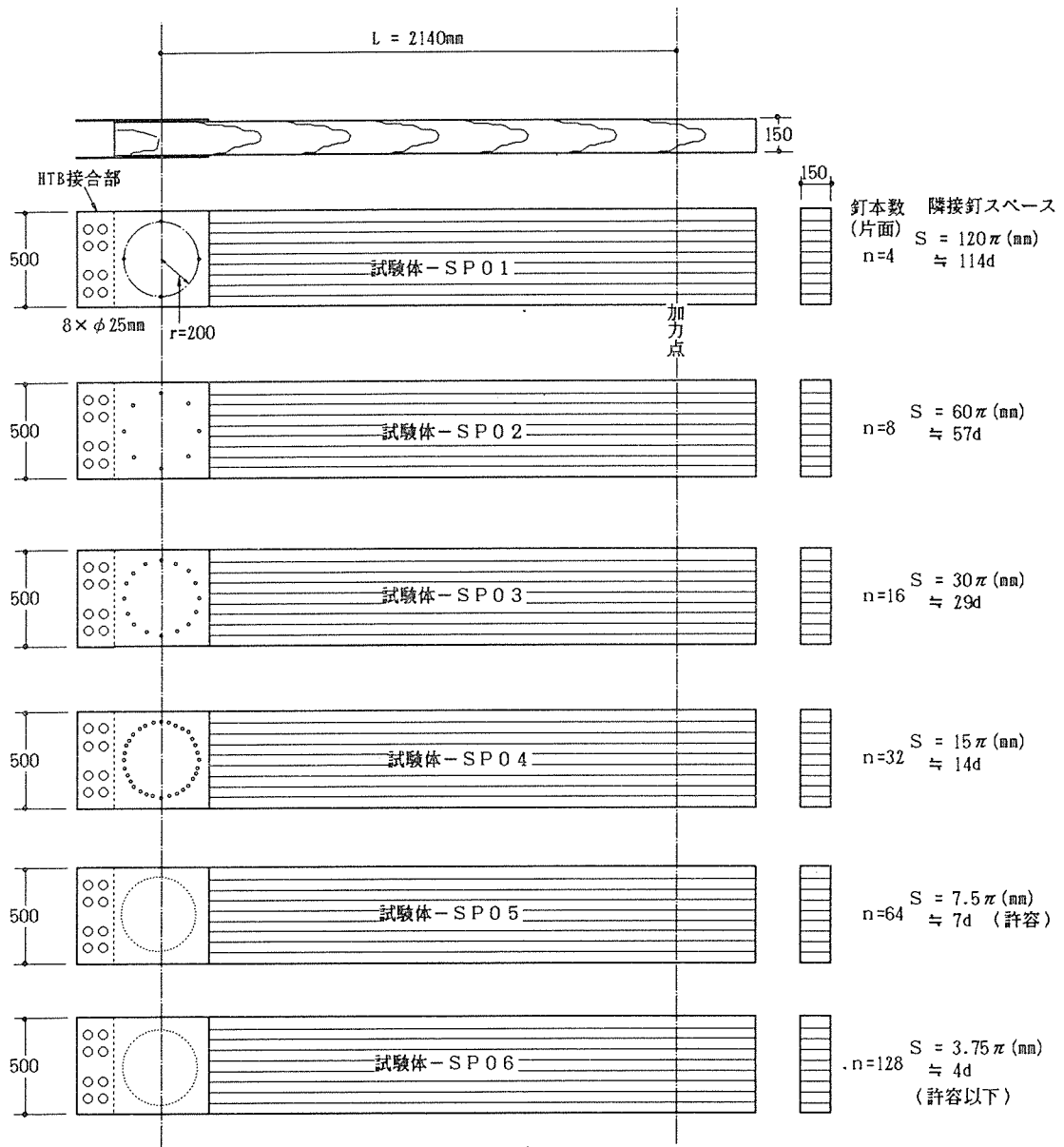


図2 鋼板添板釘打接合試験体

b. 鋼板挿入ドリフトピン接合試験体

図3に鋼板挿入ドリフトピン接合法による接合試験体を示す。接合部の仕様はピン本数4本（SP07）から32本（SP10）まで2倍ずつ変化させ、図3に示す計4種類の試験体を供試した。

ドリフトピンには、直径 $d = 12\text{mm}$ 、長さ $l = 150\text{mm}$ の旧SS41相当の円形鋼棒を用いた。鋼板は釘打ち試験体と同じ厚さ 9mm 、旧SS41相当品を用いた。

集成材は釘接合と同じ仕様であるが、一部の試験体については、釘打接合試験体で使用了集成材の健全部分に接合部を造りなおして再使用した。

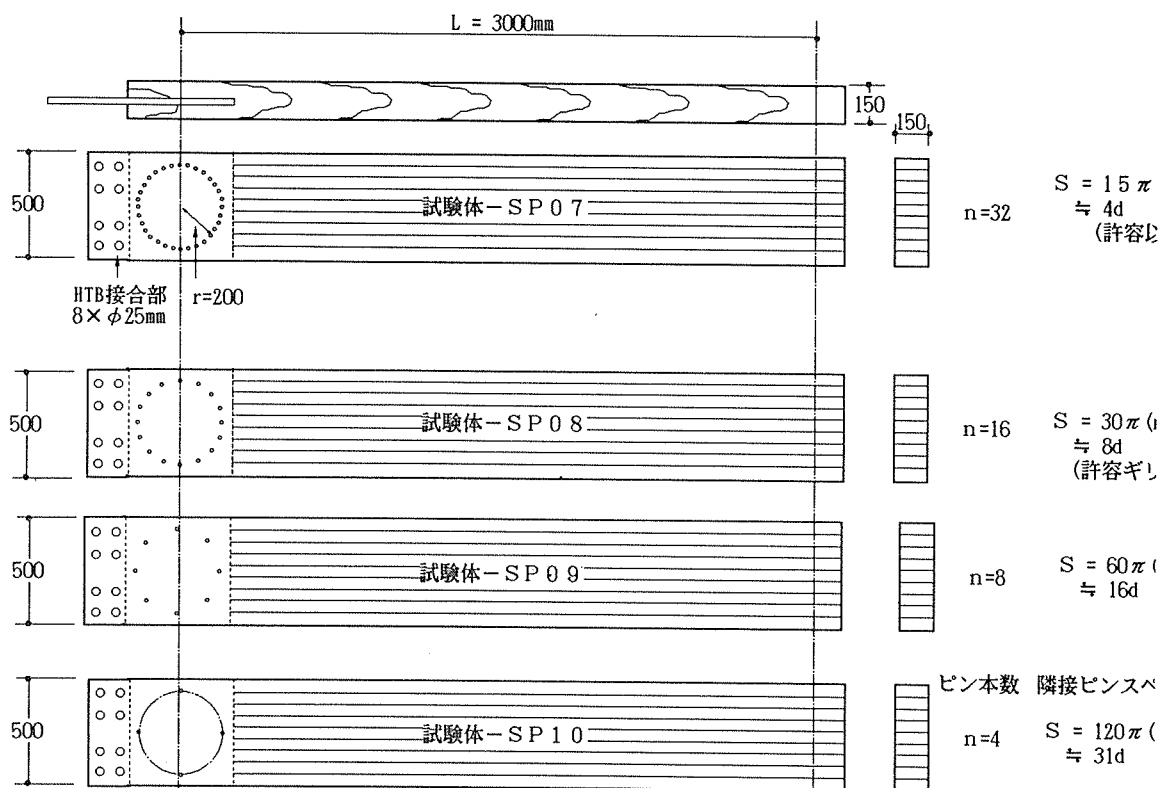


図3 鋼板挿入ドリフトピン接合部のパターン

図3 鋼板挿入ドリフトピン接合試験体

5. 2. 3 加力スケジュール等

静的正負繰返し加力実験の場合は、見かけのせん断変形角（ジャッキ変位/2140mm）で1/500radからスタートし、 $\sqrt{2}$ 倍ずつ変位を増加させ、最終的に1/15radになるまで、10～11回の繰返しサイクルを原則とした。

鋼板添板釘打接合については、鋼板と釘との繰返し接触によって、釘の頭が切断されて耐力低下が起こるため、正負繰返し加力試験を行った同じ集成材を用いて、接合部を健全部分に造り直し、最大耐力が確認できるまで単調増加の押し型加力を加えた。

鋼板挿入式ドリフトピン接合の場合は、繰返し加力によるピンの切断が生じないこと、および接合部を造り直すだけの長さが足りないことなどの理由から、静的単調増加型加力実験は行わなかった。

5. 2. 4 測定機器類の取付

図4-a, bに全ての試験体にほぼ共通して適用した変位計等の測定機器類の取付位置とその機器番号を示す。全てのデータはパソコン制御のTDS-301データロガーを介して、デジタルデータとして収録した。

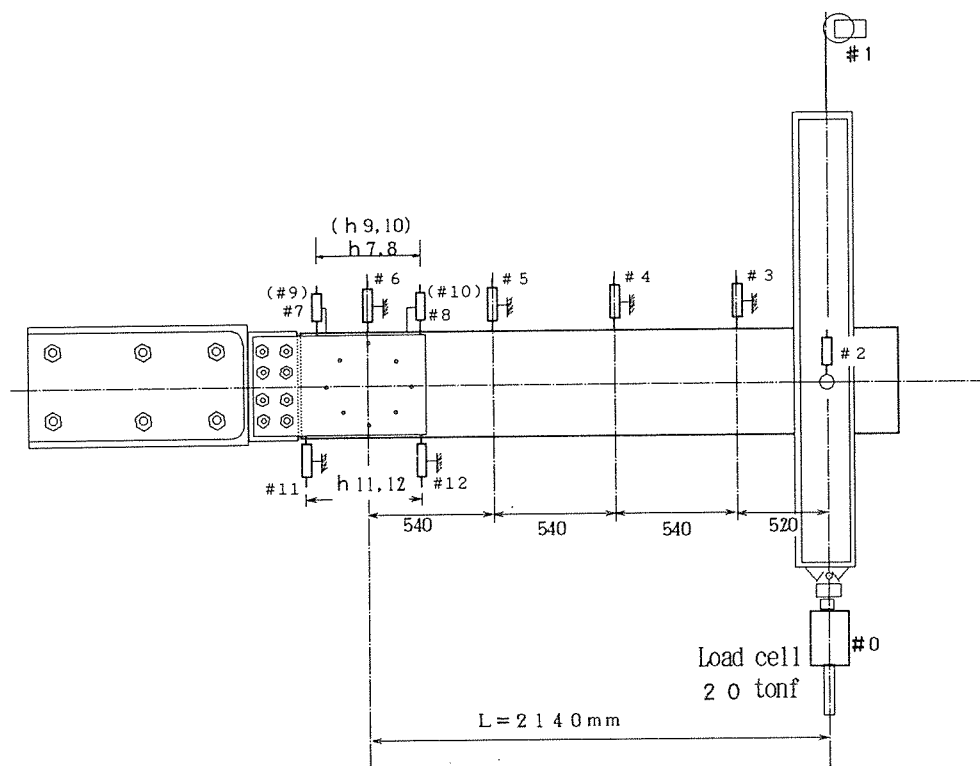


図4-a 鋼板添板釘打接合の場合の測定機器類の取付位置

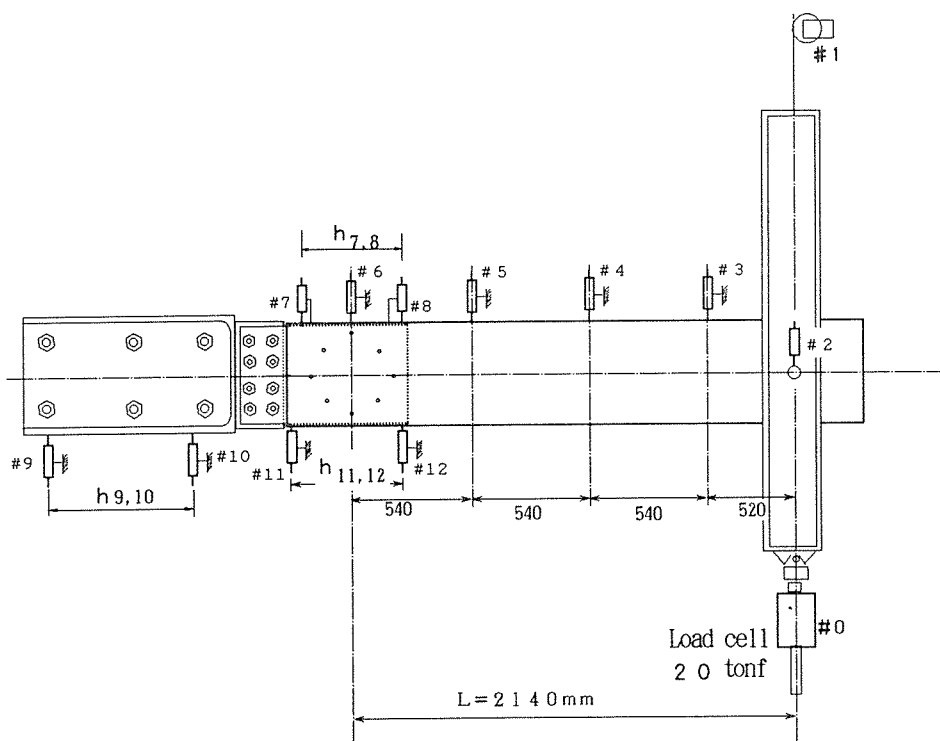


図4-b 鋼板挿入ドリフトピン接合の場合の測定機器類の取付位置

森林総研構造実験室の反力床にセットした試験装置および試験体の関係を写真1（鋼板添板釘打接合試験体）、写真2（鋼板挿入ドリフトピン接合試験体）に示す。

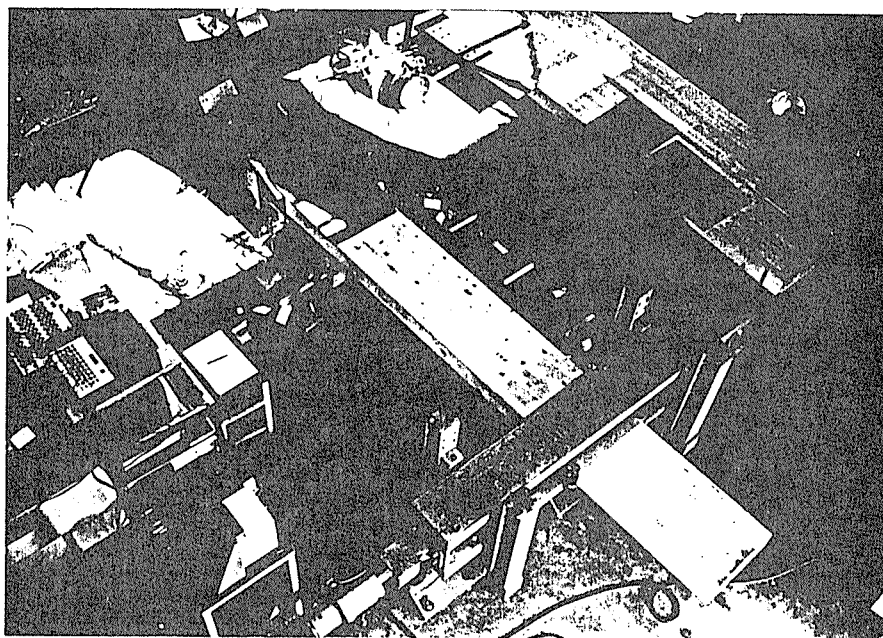


写真1 鋼板添板釘打接合試験体(B10762/24A)

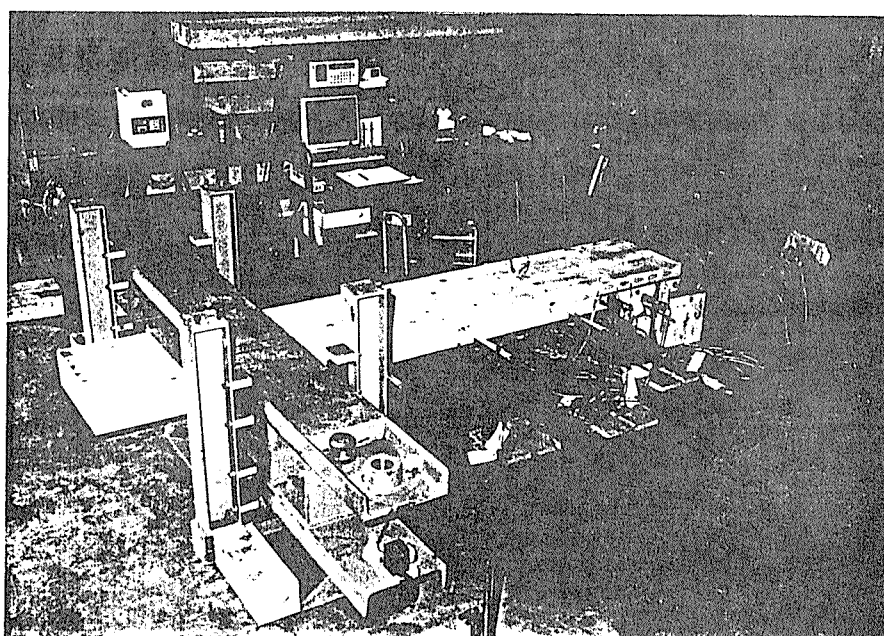


写真2 鋼板挿入ドリフトピン接合試験体(B00351/12A)

6. 実験結果および考察

6. 1 鋼板添板釘打接合試験体の荷重P - せん断変形角 γ の関係

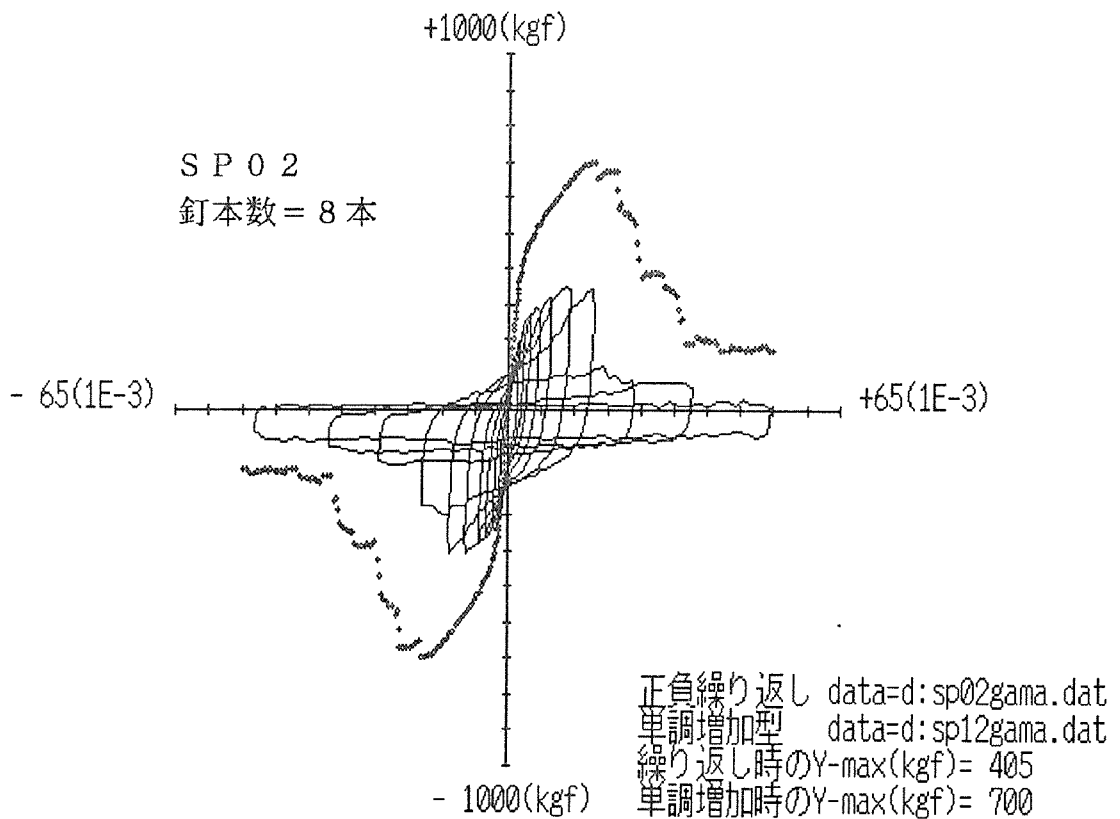
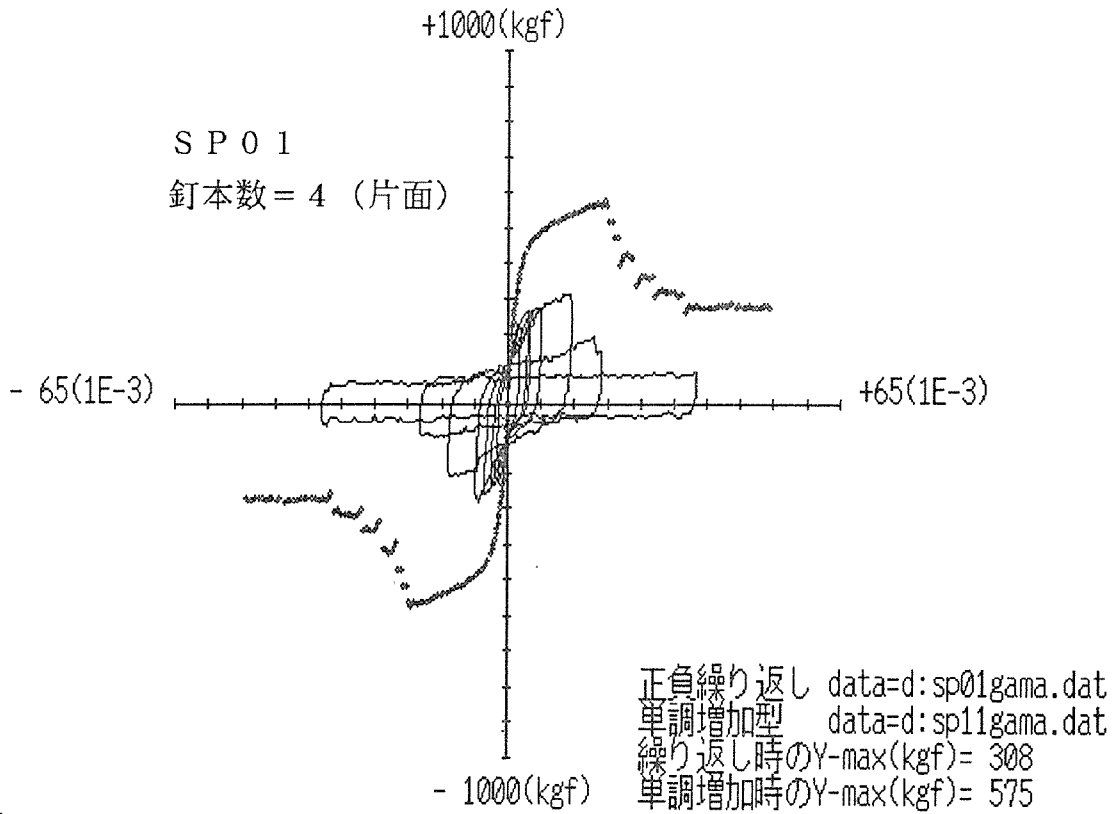


図5 SP01, SP02のP - γ 関係

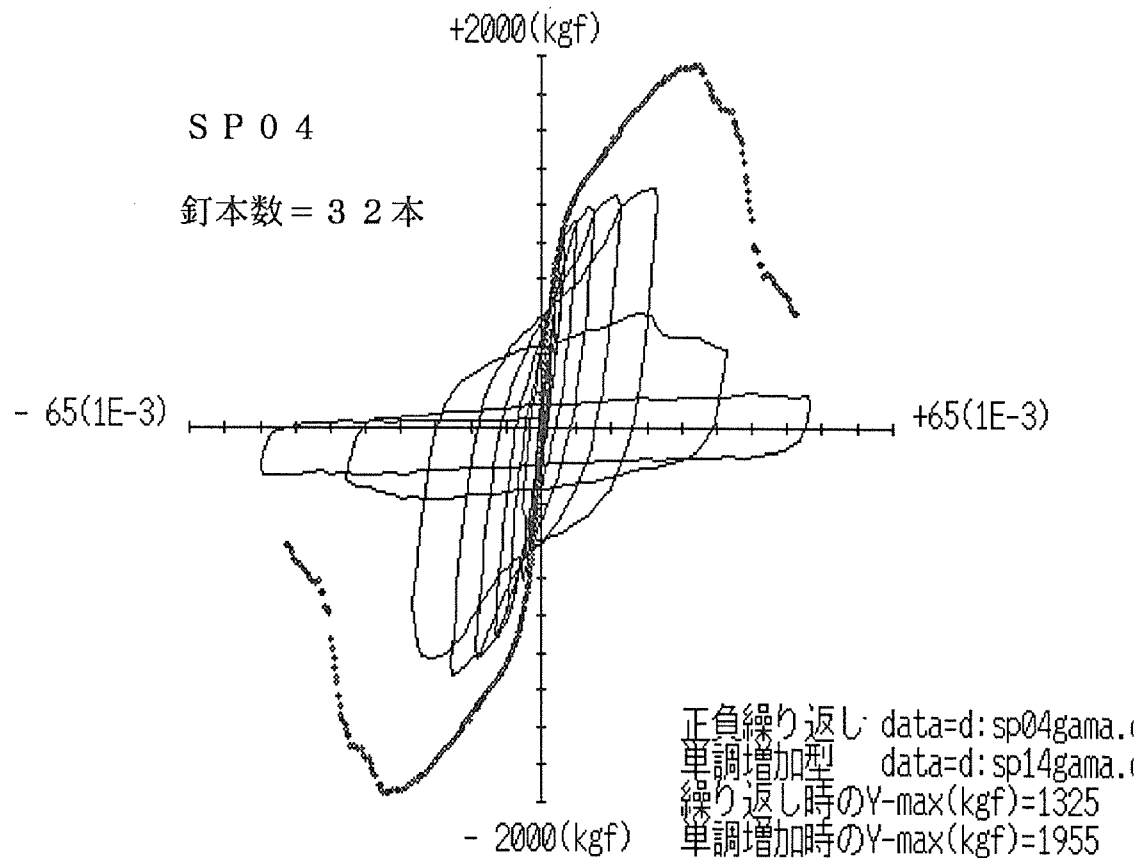
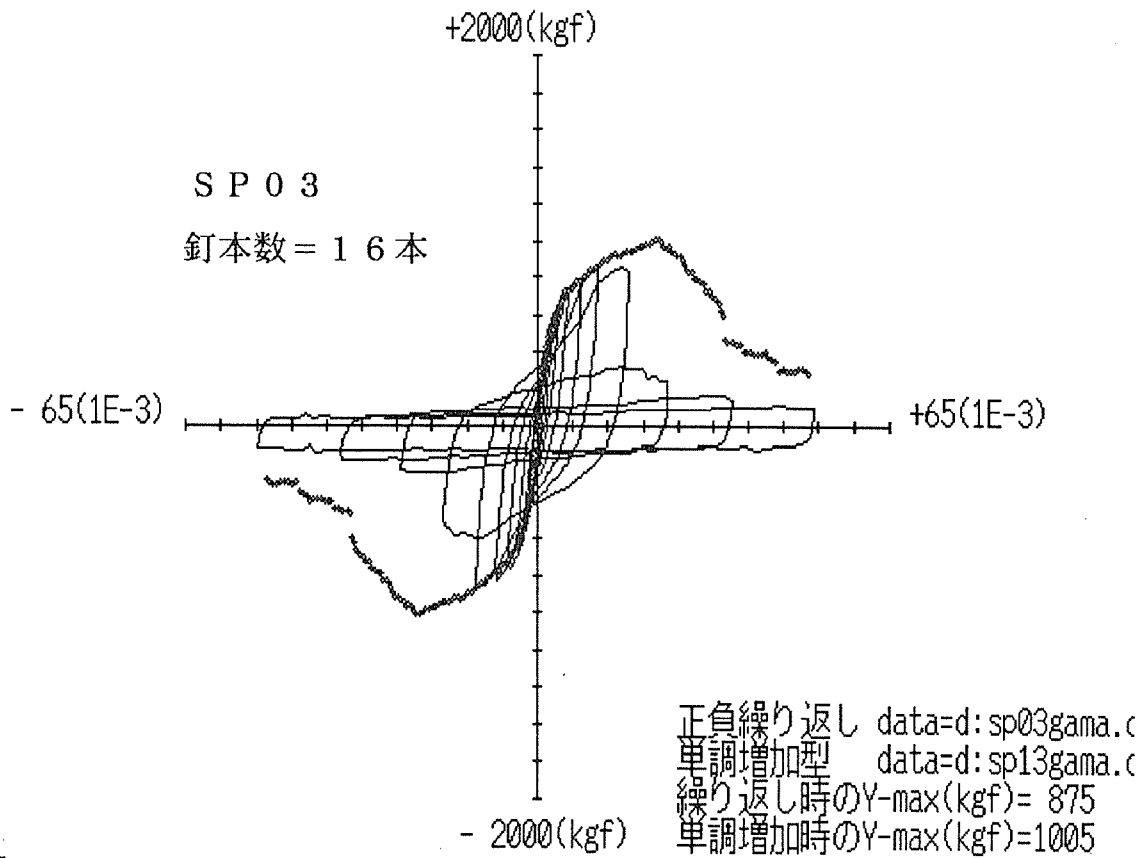


図6 SP03, SP04のP- γ 関係

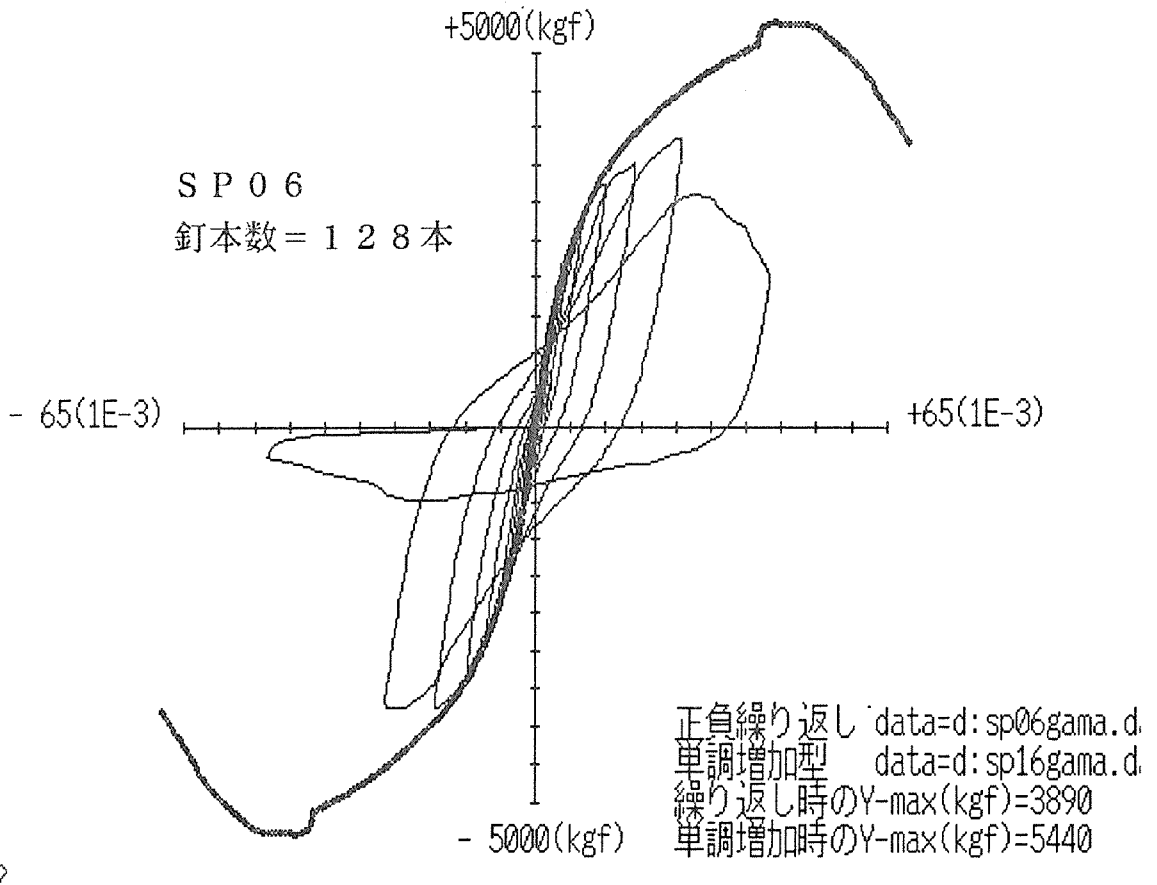
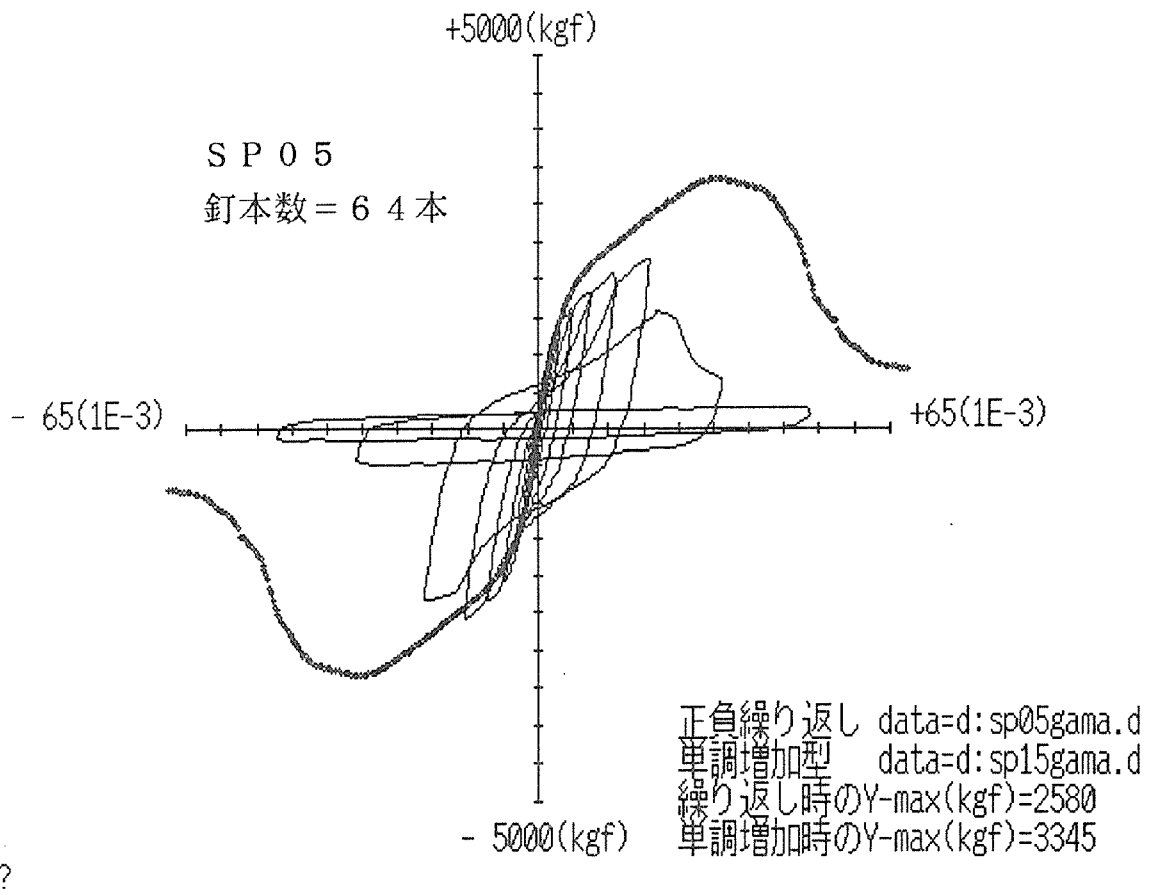


図7 SP05, SP06のP- γ 関係

6. 2 釘打ち試験体の結果に対する見解

釘打接合試験体（SP01からSP06）のデータを解析していく過程において、釘が大部分切断されたにも拘らず、加力終了時にかなり大きな反力が残存していることが大きな疑問として浮かび上がった。

例えば、図5のSP01試験体の場合、釘本数4本中、単調増加加力が終了して釘が3本まで切断されても、なお、250kgf近い反力が残存していた。同様に、SP02で170kgf、SP03で298kgfというような大きな反力が残存していた。

この原因を色々考えた結果、おそらく、図8に模式的に示したように、添板鋼板を反力台の固定治具に高力ボルトで固定する際、集成材の厚みが固定治具の間隔より少し大きかったため、HTBの強力な締め付け力によって鋼板－集成材間に圧縮応力が導入され、摩擦抵抗力が接合部の回転中心より固定端側に発生し、当初釘耐力で予想される以上の大きな最大耐力を示す結果となったものと推察された。

なお、摩擦抵抗の影響は、単調増加加力の場合特に顕著であり、繰り返し加力の場合、この影響は相対的にやや小さくなったことが、図5～6から推察される。

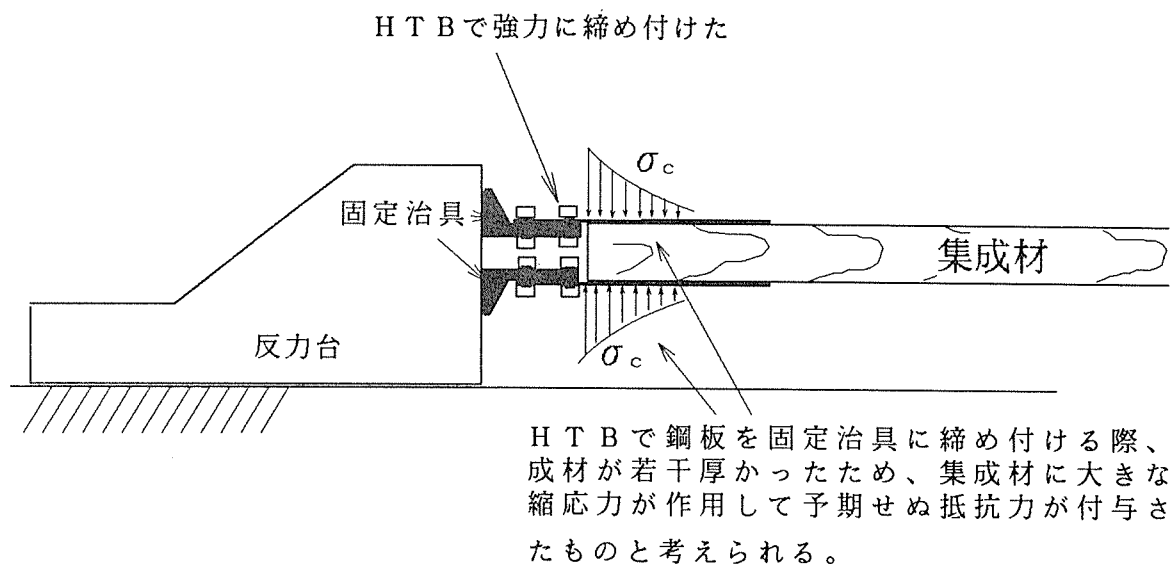


図8 鋼板添板釘打接合試験体において、鋼板－集成材間に予期せぬ摩擦抵抗力が発生していたことを説明するための模式図

以上の推察より、今回行った釘打接合試験体での実験結果から、釘本数の影響を論ずることは適当ではないと判断した。今後、固定治具の部分を改良して、集成材－鋼板間に摩擦力が発生しない機構とし、平成4年度内に再度同じ種類の実験を行う予定である。

注意

本報告書における釘打接合に関する結果を他の報告類に引用したり、実験データから何らかの結論を引き出すことは避けねばならない。

6. 3 鋼板挿入ドリフトピン接合試験体の P- γ 関係

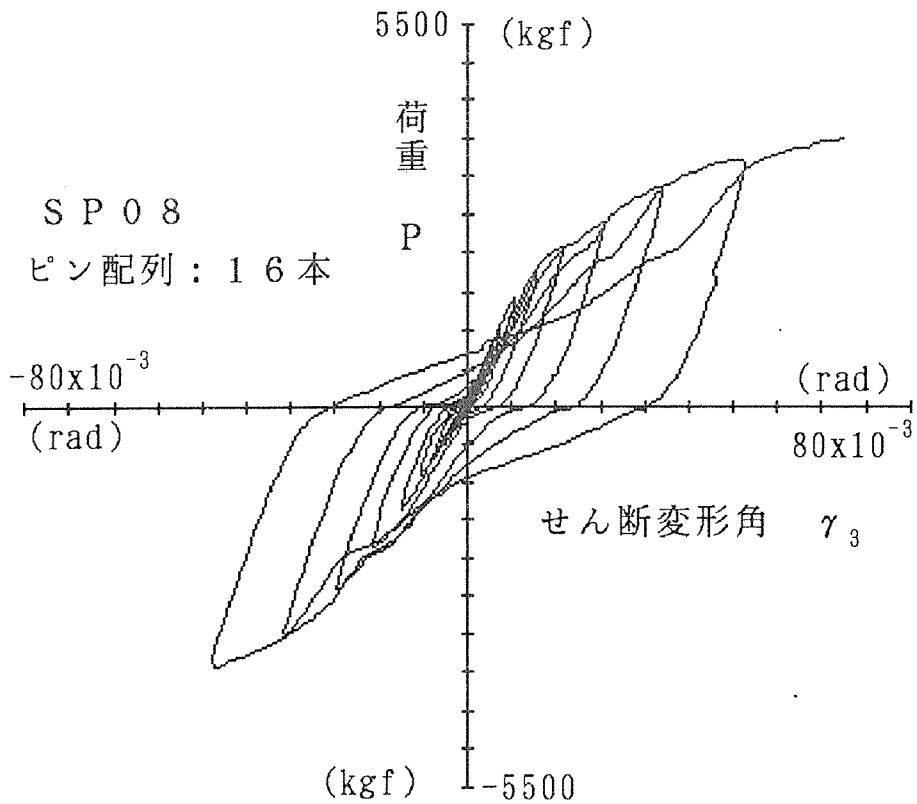
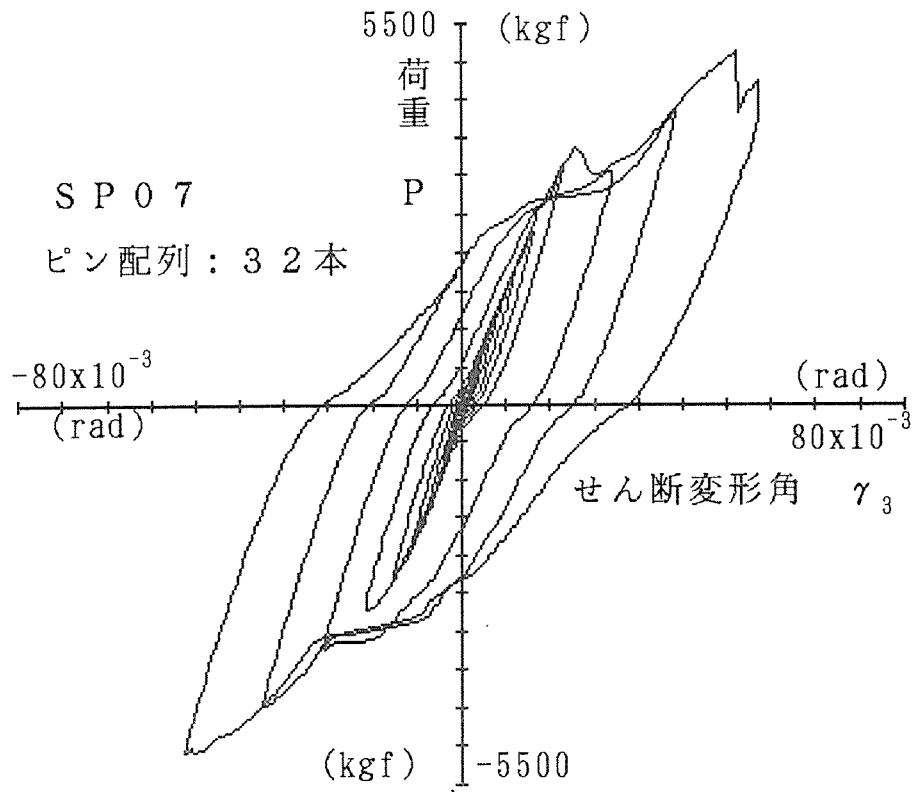


図9 SP07, SP08のP- γ 関係

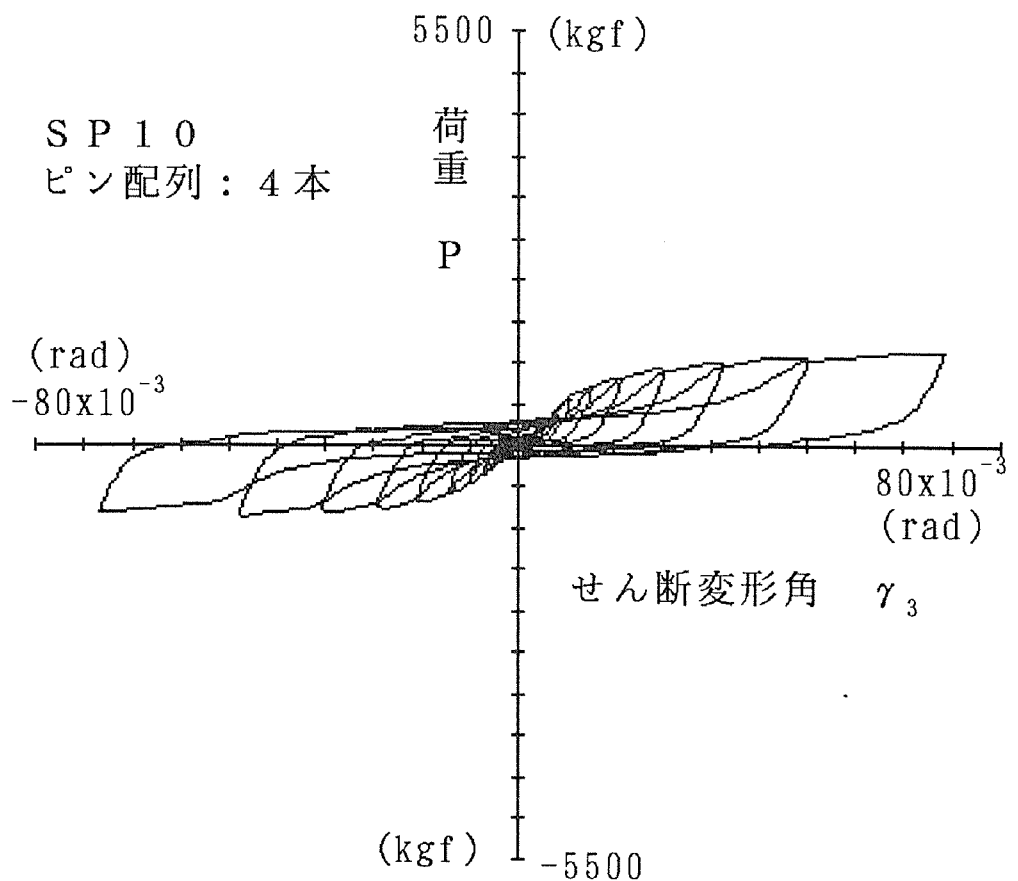
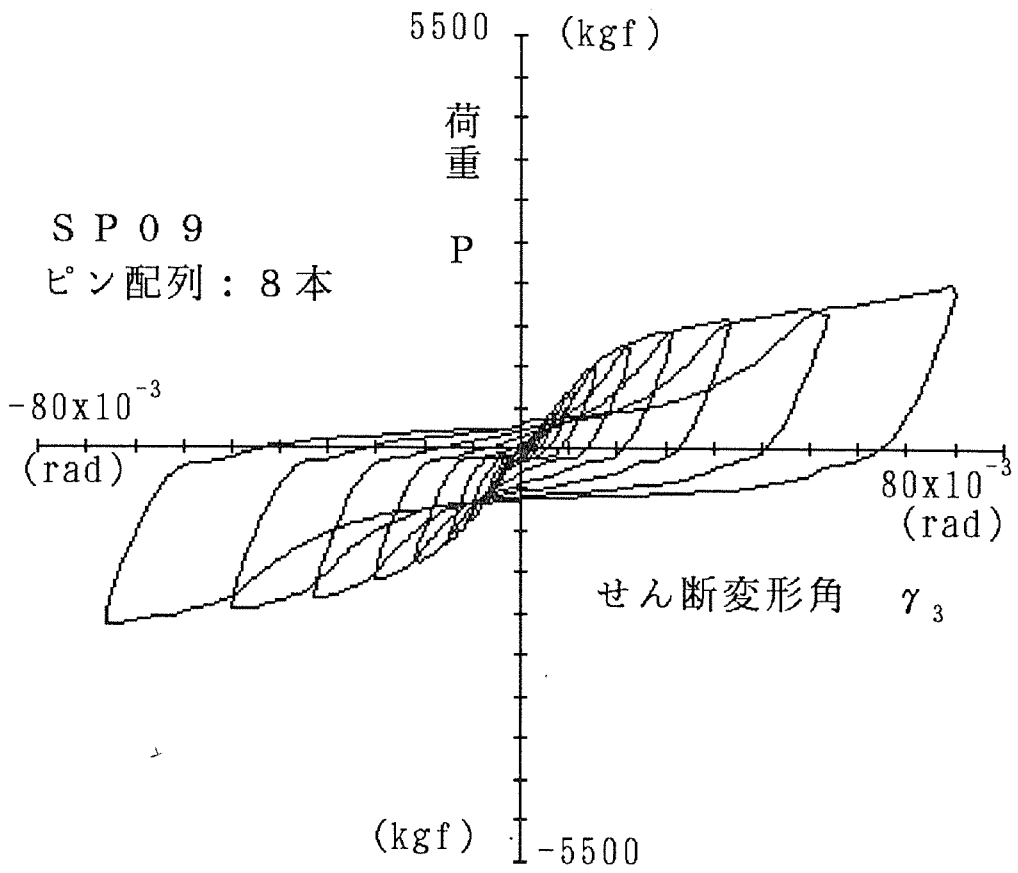


図10 SP09, SP10のP- γ 関係

図9, 図10にドリフトピン接合試験体（SP07, SP08, SP09, SP10）のP- γ_3 関係を示す。ここでせん断変形角 γ_3 とは次の定義による真のせん断変形角を意味する。記号等については図4-bを参照。

$$\gamma_3 = \{(\#1 - \#2) - \#6\} / L - \{\#12 - \#11\} / h_{11,12}$$

ただし、

- #1 : 加力ロットの絶対変位（不動点は反力床）
- #2 : 加力ロットと集成材固定部分との相対変位
- #6 : 接合部回転中心の絶対変位（不動点は反力床）
- #11 : 添板鋼板の絶対変位（不動点は反力床）
- #12 : 添板鋼板の絶対変位（不動点は反力床）
- L : 加力点-回転中心間距離（=2140mm）
- $h_{11,12}$: 変位計#11と#12間の距離

[各試験体において観察された事項]

① SP07 : ドリフトピン=32本

試験体組立時に鋼板をスリット内にたたき込んだ関係で鋼板の先端が幾分盛り上がっていたため、HTBの締め付け力が均等に作用せず、トルク不足であった。そのため、第8ループの押し領域からHTBがすべり始めた。しかし、第9ループに至ってドリフトピンからクラックが発生し、一応最大耐力は確認できた。ピンの相互間隔 $S = 4d$ と許容の半分程度であったため、予想を下回る最大耐力しか発揮されなかったように思える。

② SP08 : ドリフトピン=16本

第10ループにおいてドリフトピン孔から木口に向かってクラックの発生が認められたが荷重の大きな低下はなく、その後1/20radまで押しを加えたが、なお荷重は暫増する気配を示したが試験は打ち切った。最大荷重の確認はできなかった。

③ SP09 : ドリフトピン=8本

最終ループにいたるまで、ドリフトピン孔からのクラック発生は認められなかった。ドリフトピン自体は大変形を起こしていたが、荷重の低下はなく、貫構造のループのように、どこまでも僅かながら荷重は上昇するような傾向を示した。

④ SP10 : ドリフトピン=4本

SP09と同様、最終ループにいたるまで、ドリフトピン孔からのクラック発生は認められなかった。ドリフトピン自体は大変形を起こしていたが、荷重の低下はなく、貫構造のループのように、どこまでも僅かながら荷重は上昇していくような傾向を示した。直径12mmで長さが150mmという細長いドリフトピンを疎らに使用した接合部では、繊維直交方向加力であっても木材に割裂が生じないことが確認された。

7. 多数本打接合部における最大耐力と1本の接合具の最大耐力の関係
 7. 1 木材の異方性を考慮しない近似的な算定法の場合

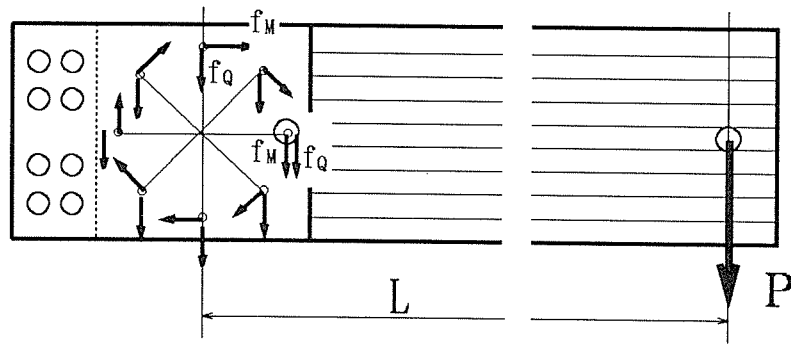


図11 ドリフトピンに作用する力（木材の異方性を考慮しない近似解法）

1) モーメントMによる力

$$f_M = M/S_p \quad \dots 1)$$

$$M = PL \quad \dots 3)$$

$$S_p = \sum r_i^2 / r_{max} = nr^2 / r = nr \dots 2)$$

r = 回転中心からみた各ドリフトピンまでの距離

n = ドリフトピン本数

2) せん断力Qによる力

$$f_Q = Q/n \quad \dots 4)$$

$$Q = P \quad \dots 5)$$

3) 最も大きな力を受けるドリフトピンに作用する力 f_{res}

図11における◎印の付いたピンが、正負繰り返し及び単調いずれの場合も最大の力を受ける。よって、この釘は f_M と f_Q の加算された力を受ける。すなわち、

$$\begin{aligned} f_{res} &= f_M + f_Q = M/S_p + Q/n \\ &= PL/nr + P/n = P\Phi \quad \dots 6) \end{aligned}$$

$$\Phi = (1/n) \cdot (L/r + 1) \dots 7)$$

式6)より、接合部の最大荷重 P_{max} とドリフトピン単体の最大耐力 f_{max} とは次式の関係にある。

$$f_{max} = P_{max} \cdot \Phi \quad \dots 8)$$

ドリフトピンに関する既往の実験（前田典昭：木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書（3）、「木造化技術開発」、pp.V215-V249の「丸鋼ジベルのせん断耐力試験」、住木センター、昭和62年）より、その報告書に載せられた数値データを図12のような曲線で表現しておく、任意の細長比、木材の組合せにおける鋼板挿入式ドリフトピン接合部の最大耐力の推定が可能となる。

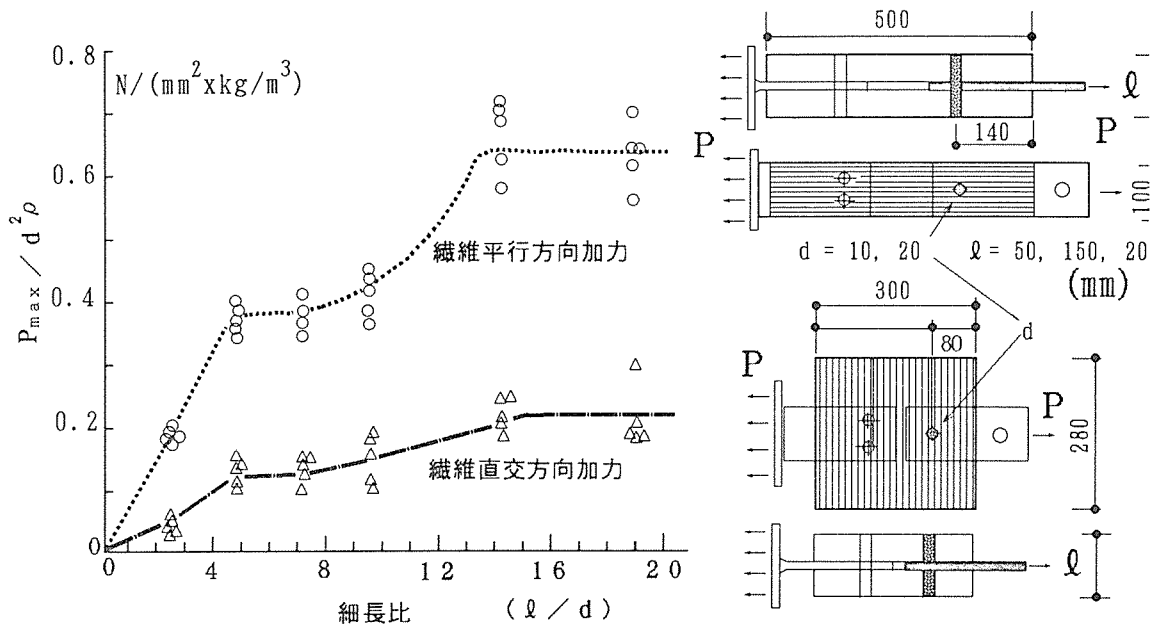


図 1 2 鋼板挿入式ドリフトピン接合の最大荷重推定用チャート

図 1 2 より、木材密度 $\rho = 400$ (kg/m^3)、ドリフトピン直径 $d = 12\text{mm}$ 、ドリフトピン有効長さ $l = 150 - 9 = 141\text{mm}$ の場合、以下の最大耐力が得られる。

$$f_{0-\max} = 0.52 d^2 \rho = 29952\text{N} = 3054\text{kgf} \quad \dots\dots 9)$$

$$f_{90-\max} = 0.18 d^2 \rho = 10368\text{N} = 1057\text{kgf} \quad \dots\dots 10)$$

今回供試の試験体の場合、いずれも図 1 1 で◎印をつけたドリフトピンがクリティカルであるから、各試験体におけるクリティカルなドリフトピンに作用していた最大の荷重 f_{\max} は式 8) より表 1 のように推定される。

表 1 鋼板挿入式ドリフトピン接合試験体の最大耐力推定

試験体	ピン本数 n	ピン径 Φ	接合試験体に 作用した実測 最大荷重 P_{\max} (kgf)	ドリフトピン に作用した推定 最大荷重 f_{\max} (kgf)	群での最大荷重 単体の最大荷重 $f_{\max}/f_{90-\max}$
SP07	32	0.366	5105	1868	1.77
SP08	16	0.731	3865	2825	2.67
SP09	8	1.463	2385	3489	3.30
SP10	4	2.925	1255	3671	3.47

表1の「群での最大荷重／単体の最大荷重」を見ると、いずれも群として荷重を受けたほうが、単独で荷重を受けた時よりも大きな荷重に耐えられることが分かるが、傾向としては、本数が多い程その余裕は少なくなり、当初予想したものと正反対の傾向を示した。この原因説明については、接合部の非線形解析等を含めて今後の検討課題としたい。

6. 木造グリッドフレーム接合部の強度実験

はじめに

木構造を鋼構造や鉄筋コンクリート造と比べてみると、部材強度及び剛性が低いこと、接合部にすべりや回転変形が生じることが特徴として挙げられる。これらは木造ラーメンの実現に大きな障害となるものである。

もちろん、断面の増加、大がかりな接合などでこれに対処することは可能であろうが、デザイン上から求められる軽快な構造、平面の有効利用といった要求には反するものとなろう。木造のラーメン構造の開発にはこのようなハンディキャップがあることを認識し、一定の制約のなかでどの程度のものが可能かを見定めていく必要がある。

本研究は、ボルト・埋め込みナットによる引き寄せ金物と胴づきによる仕口の応用例として、グリッドフレーム型遊具（通称ジャングル・ジム）を作り、接合部の耐力実験や構造解析などを行って、この接合方法の可能性や限界などについて検討を加えた。

1 接合部の構成

はじめに、グリッドフレームの全体の大きさを $2\text{m} \times 2\text{m} \times 2\text{m}$ と想定し、その用途からグリッド間隔を 400mm とした。木材にはヒノキを用い、その断面寸法を $40\text{mm} \times 40\text{mm}$ とした。想定したグリッドフレームを図-1に示す。

柱・梁接合部は、金物ができるだけ表面に顕れないものとし、引き寄せ・胴付き型とすることにした。柱・梁接合部の詳細を図-2に示す。

この接合部は柱に4本の梁が集まってくるが、梁に埋め込んだナット、柱を貫通するボルト、柱・梁に差し込まれるダボから成り立ち、接合後は一切金物が見えないようになっている。

埋め込みナットは、通常鬼目ナットと呼ばれるもので、榊ムラコシ精工製（0E-0108M、 $M6 \times P1.0$ 、長さ 20mm ）のものを使用した。

その形状は図-3に示すようなもので、材質は亜鉛合金ダイキャスト（ZDC2、引

張強度 27kgf/mm^2 、せん断強度 24kgf/mm^2)である。埋め込み位置は梁木口の中央より 6mm 上又は下に偏心させてある。先穴は 8.5mm とした。

柱の相対する両側に梁がくる場合は、柱に直径 6mm の貫通孔を明け、 6mm の寸切ボルト(長さ 80mm 、軟鋼)をさしこんだ。

さらに梁の片側端部に木口中心より 6mm 偏心させて深さ 20mm の穴を、柱にも対応する位置に深さ 12mm の穴を明け、ダボ(直径 6mm 、長さ 32mm 、軟鋼)を差し込んでいる。

接合部の組み立ては、まずナットを梁に埋め込み、ダボのある側で梁と柱をダボで接合し、ボルトを反対側から差し込んでこれを所要の深さまでねじ込んでおく。次に、反対側で埋め込んだナットとボルトを梁を回転させて接合し、ボルト・ナットを締め上げる。

最終的には柱と梁の側面は一致するようにしなければならないが、締め上げのとき無理をするとナット接合部が抜け出てしまう。そのため、後述するナットの引き抜き試験から得たデータより許容される回転角度を $1/4$ 回転とし、ナットの埋め込み深さを個々に調節し、許容回転角度の範囲内で締め上げを行った。

柱の相対する面の片側にしか梁がこない場合の接合には2つの方法を使った。

1つは、その接合部にダボがこない場合で、このときは梁は回転可能であるから、柱と梁両方にナットを埋め込み、長さ 40mm のボルトで両者を接合した。

他はそこにダボがある場合で、このときは柱に貫通孔を明け、外側から直径 6mm のボルト(ムラコシ精工製、ジョイントコネクターボルトCタイプ、JCBC-0107M、 $M6\times P1.0$ 、長さ 60mm 、軟鋼)で締め付けた。

2 接合部の耐力試験

今回考えた接合部について、せん断、引き抜き、曲げの各試験を行い、耐力の下限値を求めた。

2・1 曲げせん断試験

ヒノキ 40mm 角材で柱・梁材を作り、図-4に示すようにジョイントコネクターボルトとナット及びダボで接合した。

図-4に示すような梁の両側に接合部のある試験片と、片側のみ柱と接合し、

他端はブロックで支承するものの2種類を用意した。片側のみに柱がある試験片では、ナットの位置は梁上面側に配置し、ダボは用いていない。

加力は1ton 材料試験機を用い、クロスヘッドスピード2mm/分で梁中央に集中荷重をかけた。両側に柱をもつものでは梁中央のたわみも測定している。

2・2 ナット引き抜き試験

引き抜き試験は、梁に埋め込んだものを直接引き抜くものと(図-5)、柱・梁両方に埋め込んだものを引き抜くもの(図-6)の2通り行った。

引き抜き速度は1mm/分で、荷重と引き抜き量を測定している。

2・3 接合部曲げ試験

柱・梁仕口を作り、これに曲げモーメントを加える試験を行った。接合部は、柱を貫通するボルトと両側に配した梁に埋め込まれたナットからなっている(図-7)。

この試験の場合、仕口の梁部材下端が回転中心となるが、梁木口中心より回転中心側にナットが偏心するもの(偏心小と呼ぶ)、回転中心より離れた側に偏心するもの(偏心大と呼ぶ)、の2種類がある。さらに、ダボの影響を調べるため、ダボの有るものと無いものそれぞれ試験を行っている。荷重及び両部材の相対変位を測定し、接合部にかかるモーメントと部材の回転角の関係を求めた。

3 試験結果

曲げせん断試験から得た荷重-たわみ曲線を図-8に示す。ただし、このたわみには接合部のすべりやせん断たわみも含まれているものと考えられるので、材料のヤング係数の算出には用いていない。

接合部の最大せん断耐力を、柱・梁部材の比重とともに表-1に示す。耐力にダボの有無は関係ないように思われるので、全試験片の値を用いて耐力を求めると、平均で161kgf(標準偏差23.0kgf)となった。木材の比重の平均は0.538である。

ナットの引き抜き試験のうち梁木口に埋め込んだナットだけの試験より得た荷重・引き抜き曲線を図-9に示す。またこのときの引き抜き剛性と最大荷重及びその時の変位量を、木材の比重とともに表-2に示す。引き抜き剛性1151kgf/mm、

最大荷重183kgfであった。

ナットを柱と梁両方に埋め込んだ場合の試験結果は図-10及び表-3に示す。この場合の試験では、梁木口に埋め込んだナットが引き抜かれており、これは前述の梁のみに埋め込んだものと同様の破壊状態であった。引き抜き剛性は595kgf/mm、最大荷重171kgfを示し、剛性はナット1つのものに比べて約1/2、最大荷重はほぼ同等であった。

接合部曲げ試験より得たモーメント・回転角曲線を、偏心の大小、ダボの有無それぞれの場合について図-11～図-14に、回転剛度、最大モーメント等を表-4、5に示す。ダボの有無については今回の実験ではその差が明確でないので、全て同じものとして扱った。

また柱材に梁材がめり込んでいくときの柱材の方向（半径方向か、接線方向か）も表に示した。しかし、この方向性についても今回の実験では明確な差が現れていないので、これも同じものとして扱った。

回転剛度は偏心大のもので0.269t・m/rad、偏心小のもので0.0770t・m/radであった。

また、最大モーメントは、それぞれ428kgf・cm、249kgf・cmを示した。

4 接合部許容耐力の誘導

『木構造計算規準・同解説』（日本建築学会）に従って、各試験結果を用いて耐力の下限値及び許容耐力を導いてみる。

今回の実験は、同書にいう“目的1：特定の、または限られた樹種の接合耐力を求める”に該当する。

そこで接合部許容耐力を次のようにして求めた。

$$F_a = \frac{T_L}{a \cdot b} \quad \text{————— (1)}$$

F_a : 長期許容耐力

T_L : 接合耐力の5%下限値

a : 安全率

b : 長期応力に対する係数

接合耐力の5%下限値は、耐力の母集団分布を対数正規分布とし、信頼率75%の95%下側許容限界として次のように求める。

$$T_L = \bar{x} - K \cdot s \quad \text{————— (2)}$$

\bar{x} : 試験より得た平均値

s : 試験より得た標準偏差

K : 試験体数に依存する定数

せん断耐力については表-1の最大せん断力10個の値の対数を取り、その平均値及び標準偏差を求め、式(2)に $K=2.103$ とともに代入して、95%下側許容限界(5%下限値)として118kgfを得た。

引き抜き耐力については、表-2及び表-3の10個の値を用い、同様の方法で103kgfを得た。

曲げ耐力については、偏心大の場合、表-4の10個の値から311kgf・cmを、偏心小の場合、表-5の値から147kgf・cmを得た。

5 フレームの構造解析

グリッドフレームは、図-1に示したように立体的なものであるが、そのうちの1つのフレームをとり出して平面フレームとして構造解析を行った。

構造解析には、節点と半剛接合可能な平面フレーム構造解析プログラム(楯構造システム、FAP-2)を用いた。

外力としては、子供が最上段および最下段に乗った状態及び最上段につかまり、その二段下の梁に足をかけて外にのり出した状態を考え、それぞれの点に40kgfの力をかけたものとした(図-15)。

このグリッドフレームは接合部の回転剛度に方向性を有しているので、まず節点を全て剛とした状態で曲げモーメント分布を求め、次に曲げの方向に合わせてそれぞれの剛度を入れ、再度曲げモーメントを求めた。この状態で2,3の点で方向が反対となったので更にこれを修正して計算を行った。

これより得られた曲げモーメントを図-15に示す。このフレームの左端の柱

と梁の接合は、梁中心より上に偏心したところにナットを埋め込んだものである。

この図から、偏心小の接合部応力の最大のもは最上段左端に生じ、その値は73kgf・cm、偏心大ではその右隣りの最上段に生じ、189kgf・cmであることがわかる。

これを実験より得た5%下限値と比べたものが表-6である。下限値と設計応力の比は、偏心大のもので1.6、偏心小のもので2.0であり、いずれも安全率1.5を超えた値で、満足のいく値であるといえよう。

部材の曲げモーメントの最大値は梁で386kgf・cm、柱で244kgf・cmであった。梁の曲げ応力は36.2kgf/cm²で、これはヒノキ（普通構造材）の短期許容応力度180kgf/cm²の約1/5にあたり、部材強度は十分な余裕をもったものであるといえる。

梁のせん断力を図-16に示す。実験より得た下限値と設計最大せん断力の比は4.4で十分な余裕をもっている（表-6）。

梁の軸力を図-17に示す。圧縮軸力は、梁と柱の胴付きで伝達されると考えられるので、ここでは引張力のみ着目すると、設計最大軸力は37kgfで、ナットの引き抜き耐力の下限値103kgfに対する比は2.8と、これも余裕のある値となった（表-6）。

以上から、このフレームは設計で想定した荷重条件に対し安全なものであるといえることができる。

図-18にフレームの変位を示した。最上部の変位は9.3mmでこれを高さで除した平均変形角は1/215であった。

なお参考までに、このフレーム最上段に許容できる水平力の大きさを求めると、それは偏心大のモーメントから定まり、図-19に示すように27kgfであった。

6 接合部の解析

今回用いた引き寄せ金物・胴付き型の接合の強度及び剛性について若干の検討を加えた。

6・1 最大耐力の推定

引き抜き強度については、ナットネジによる木材のせん断という考えで計算してみる。

図-3に示すような4部分に分割されたネジの最外側周長を4.25mm、奥行きを1

5mmと考えると、ネジが木材をせん断する面積は $4.25\text{mm} \times 4 \times 15\text{mm} = 255\text{mm}^2$ で、これにヒノキのせん断強度 $80\text{kgf}/\text{cm}^2$ （木構造計算規準）を乗じて、引き抜き強さ 204kgf を得る。実験からは 177kgf が得られておりほぼ近い値となった。

曲げモーメントについては、回転中心を梁の最外縁とし、ボルト・ナットの中心からこの回転中心までの距離に、ナットの引き抜き強さを乗じたものを最大モーメントとする。偏心大のものでは、距離 2.6cm に引き抜き強さ 177kgf を乗じて $460\text{kgf}\cdot\text{cm}$ となり、実験値 $428\text{kgf}\cdot\text{cm}$ に近い値を示している。

偏心小のものでは、距離 1.4cm なので $248\text{kgf}\cdot\text{cm}$ となり実験値 $249\text{kgf}\cdot\text{cm}$ とよく合致した。

せん断強度については、現状では強度推定の手がかりはない。ジベル接合では木口に埋め込んだ場合の耐力は、荷重角度 90° の耐力の 60% をとるようにしているが、この埋込ナットの場合も、このように実験をもとにした方法で耐力を求めるのが妥当かと思われる。

6・2 接合部回転剛度の計算

この接合の回転剛度は、梁の柱へのメリコミと、ナットの引き抜けにより決まるものと考え、まずメリコミについて柱を有限要素に分割して求めてみた。

要素分割は図-20に示すように、偏心大の場合、梁の中心線にあたるどころAから 194mm のところBまでと、偏心小の場合、ナット下端Cから 195.5mm のところDまでの柱とした。メリコミ変形は、前者の場合梁の中心線にあたるどころから、後者の場合ナット外縁（ナット中心より 4.5mm ）からそれぞれ梁縁端の方向に沿って起こると仮定している。

分割した寸法は図-21（偏心大）、図-22（偏心小）に示すとうり、梁が柱に接触するあたりを細かくしている。偏心大の場合、部材要素の断面は $1 \times 1\text{mm}$ とし、偏心小の場合、はじめの 0.5mm 間隔のところでは部材断面 $0.1 \times 0.1\text{mm}$ 、次の横一列は $0.5 \times 0.5\text{mm}$ 、他は全て $1 \times 1\text{mm}$ とした。

部材のヤング係数は、ヒノキ材の繊維方向の値 $90 \times 10^3\text{kgf}/\text{cm}^2$ の半径方向で $1/25$ 、接線方向で $1/10$ とした値及びせん断弾性係数は $4 \times 10^3\text{kgf}/\text{cm}^2$ の値にそれぞれ等価になるよう面積比を用いてその値を定めた。節点は全て剛接合、支点も剛支持とした。

メリコミ変形は次のような手順で求めた。

まず、メリコミ変形の起こるはじめの点（偏心大の場合、梁中心線、偏心小の場合、ナット外縁）から梁の外縁まで、柱の外縁にある要素に単位の荷重（この場合1tonとした）をかけ、梁と接触する柱各点の変位を求めておく。

梁外縁にあたるところに荷重を加えた場合の各点の変形は、図-23に示すように、この荷重で起こるナットの引き抜けと外縁の変形を結ぶ線より小さい側にある。すなわち、外縁部以外の点も梁の木口によって、メリコミ応力を受けているものと考えられる。そこで次に、外縁より内側の各点にも荷重を加え、先に求めた各点の変位を重ね合わせて、梁と接触する部分全体の変位を求める。この変位が梁外縁から内側に向かって梁木口の線上に並ぶかまたは変位がその直線より大きくなるような状態を試行錯誤で探す。

このようにして求めたメリコミ変形の例を図-24（偏心大）、図-25（偏心小）に示す（柱のメリコミ方向は接線方向）。このとき要素に加えた力の合力と同じ大きさの力がナットにも加わるから、この力によるナットの引き抜け量を求める。

そして、ナットの引き抜けと、梁外縁のメリコミ変位とを結ぶ線が梁木口の線になり、梁はこの角度だけ回転することになる。このときの偶力は、要素に加えた力の合力の位置からナット中心までの距離にこの合力を乗じて求める。

このようにして求めた荷重を受ける柱の変形を図-26、27に、またモーメントを図-28に示す。

かくして求めた回転剛度は図-11～図-14に示してある。実験値とよく合致していることがわかる。

7 まとめ

本研究で得られた知見を、次のようにまとめた。

a ここで開発したグリッドフレームは、接合部の耐力実験や構造解析から、設計で想定した荷重条件下で構造的に安全であることが判った。

b 埋め込みナットの引き抜き強さは、ナット外側ネジ部による木材のせん断

によって決まる。

c 埋め込みナット・ボルトの引き寄せ金物と胴付きによる接合部の最大モーメントは、引き寄せ金物の引き抜き強さに回転中心までの距離を乗じて得られる。

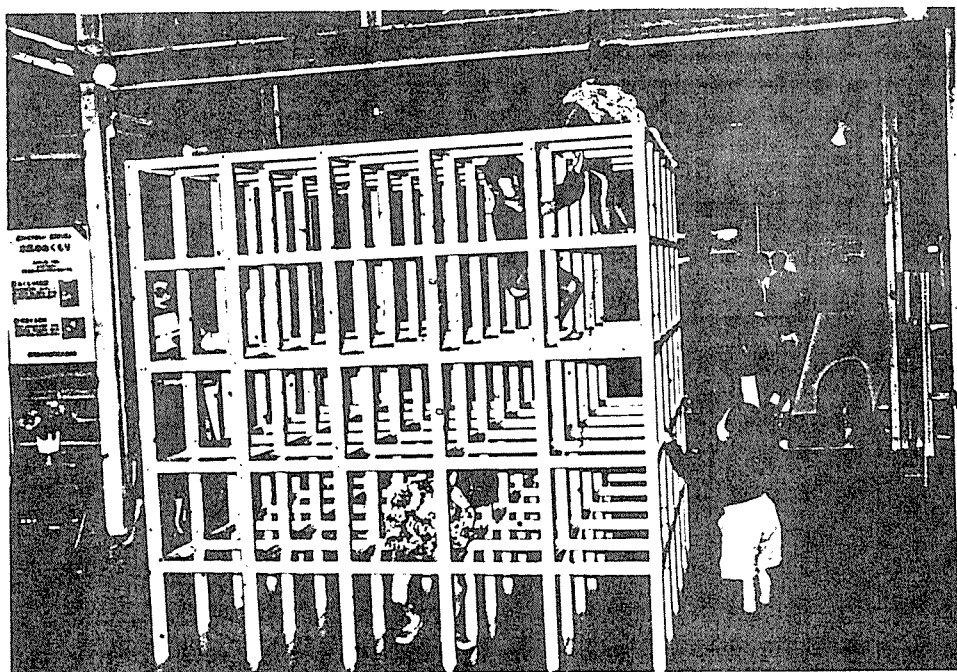
d この接合の回転剛度は、有限要素に分割して求めたメリコミ変位とナットの引き抜けから計算することができる。

おわりに

本研究では実験設備など様々な制約のなかで、小規模な構造しか採り上げることはできなかったが、引き寄せ金物・胴付き接合について、ある程度の知見を得ることができた。

またこの構造が、水平力に対しては強度、剛性ともまだまだ検討の余地があり、その限界もまた明らかにされたことも記しておかねばならないであろう。

このグリッドフレームは実際に制作され、住宅博覧会において子供達の遊具として木材のPRコーナーに展示された。子供達の遊び場として好評であったと聞いている。



展示されたグリッドフレーム

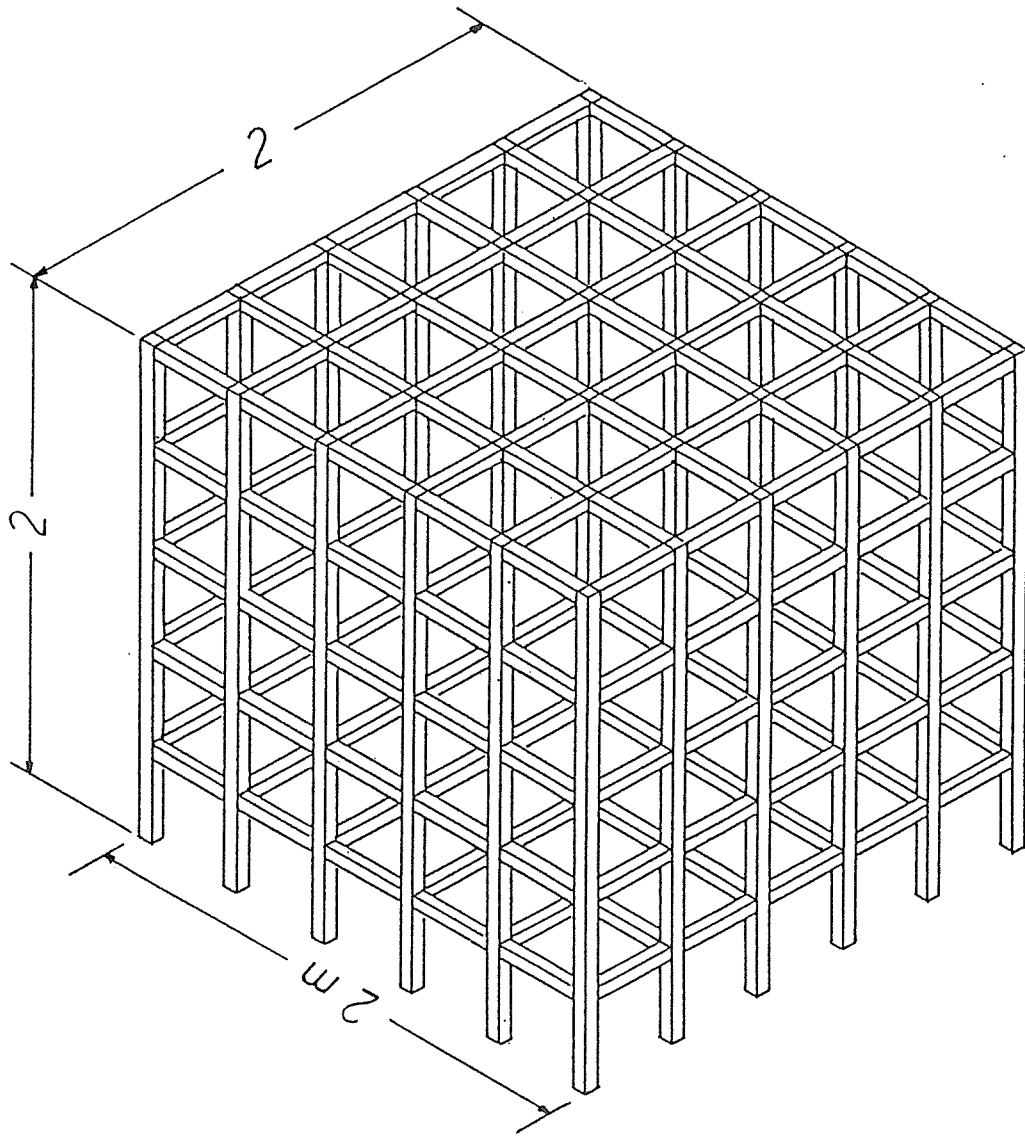


図-1 グリッドフレーム

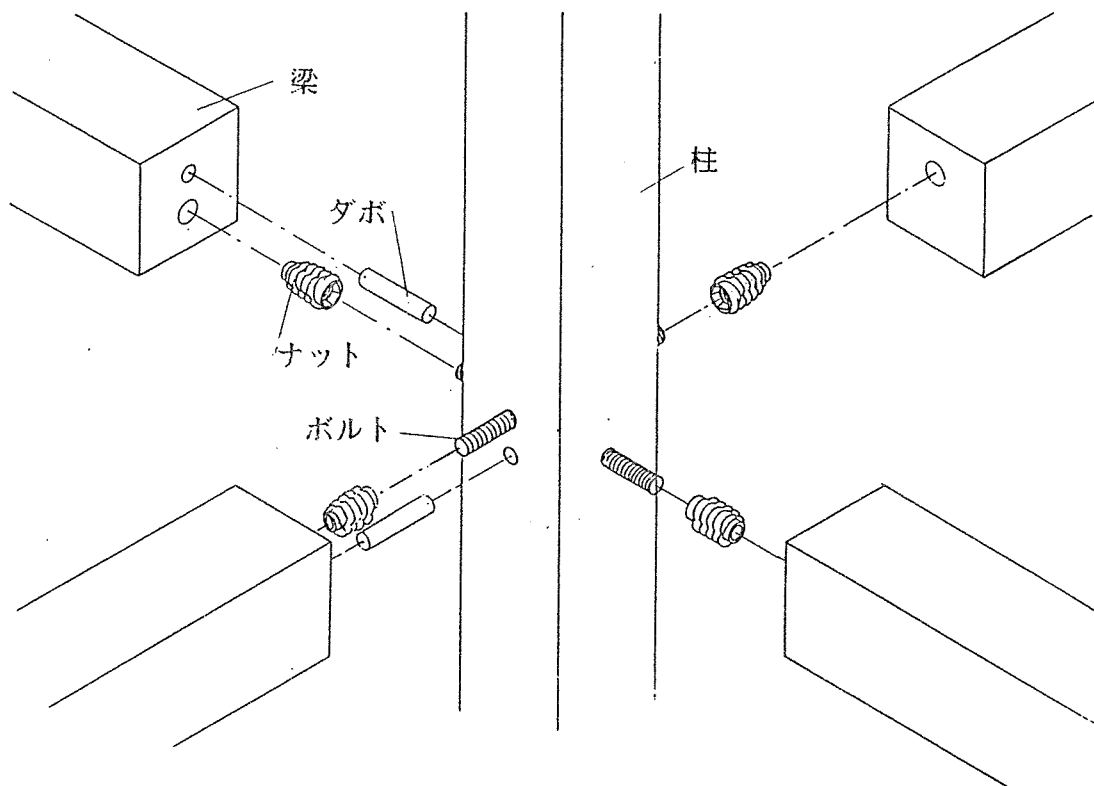


図-2 柱・梁接合部

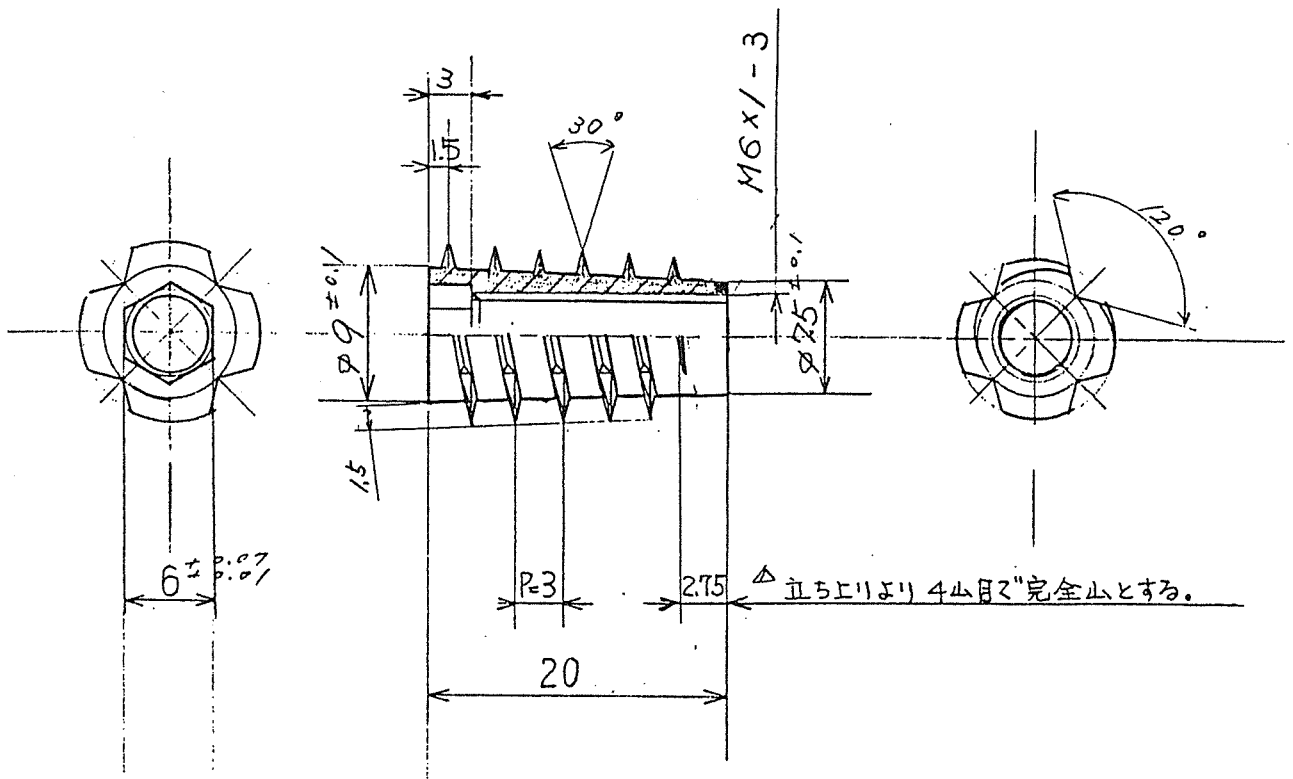


図-3 ナット詳細図

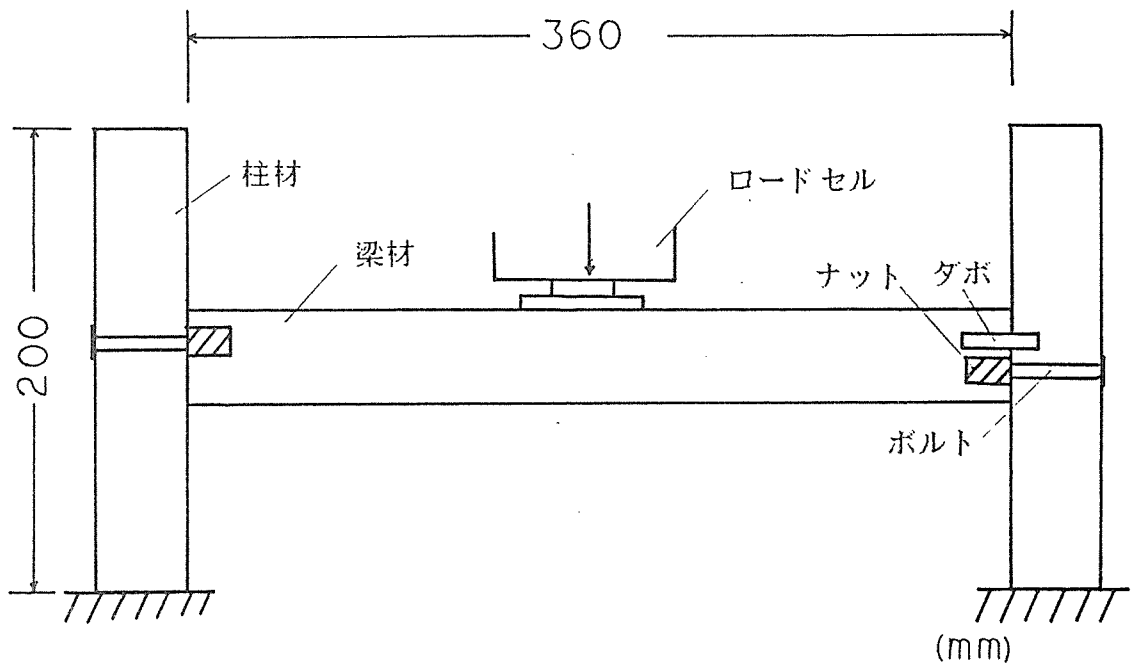
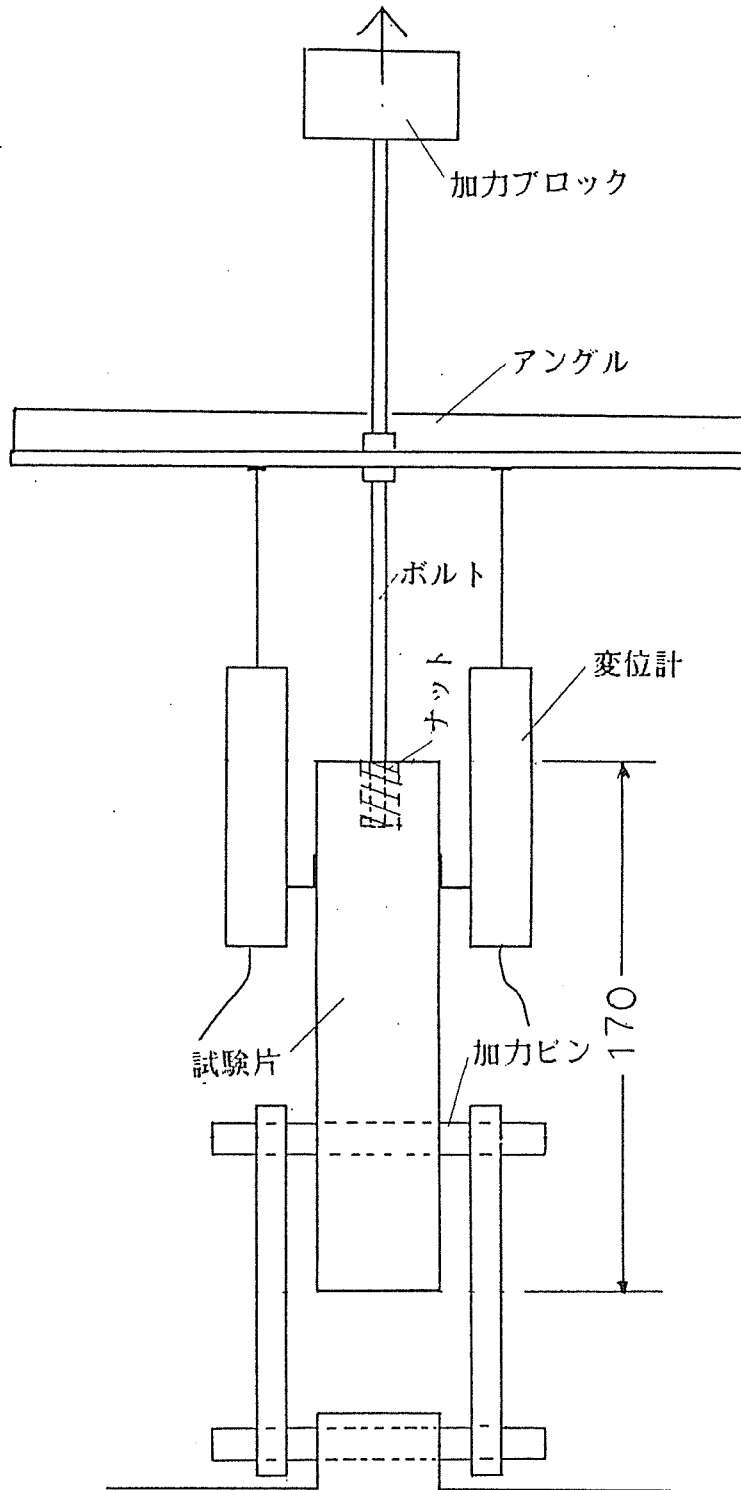


図-4 曲げせん断試験



(mm)

図-5 ナット引き抜き試験

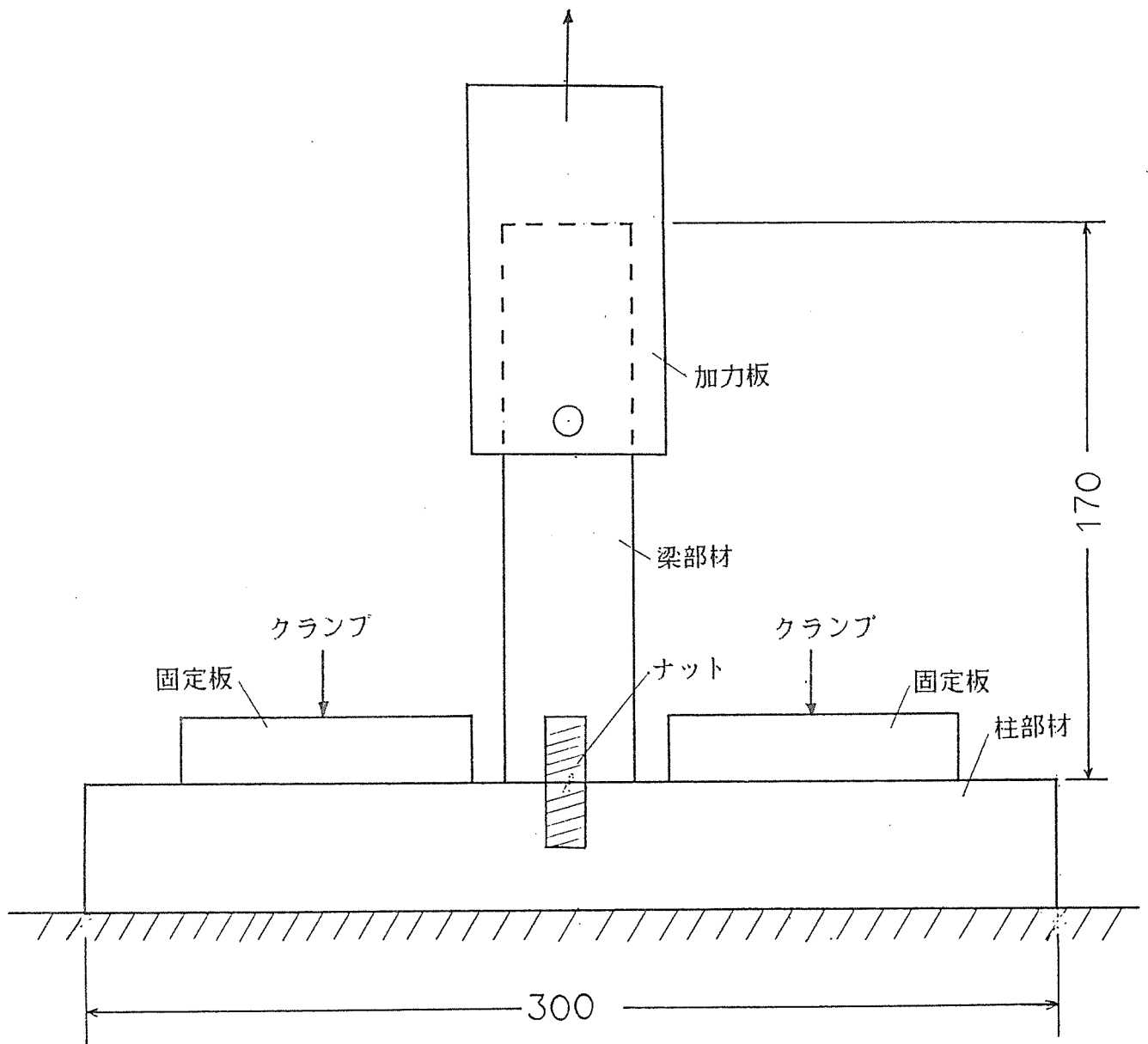
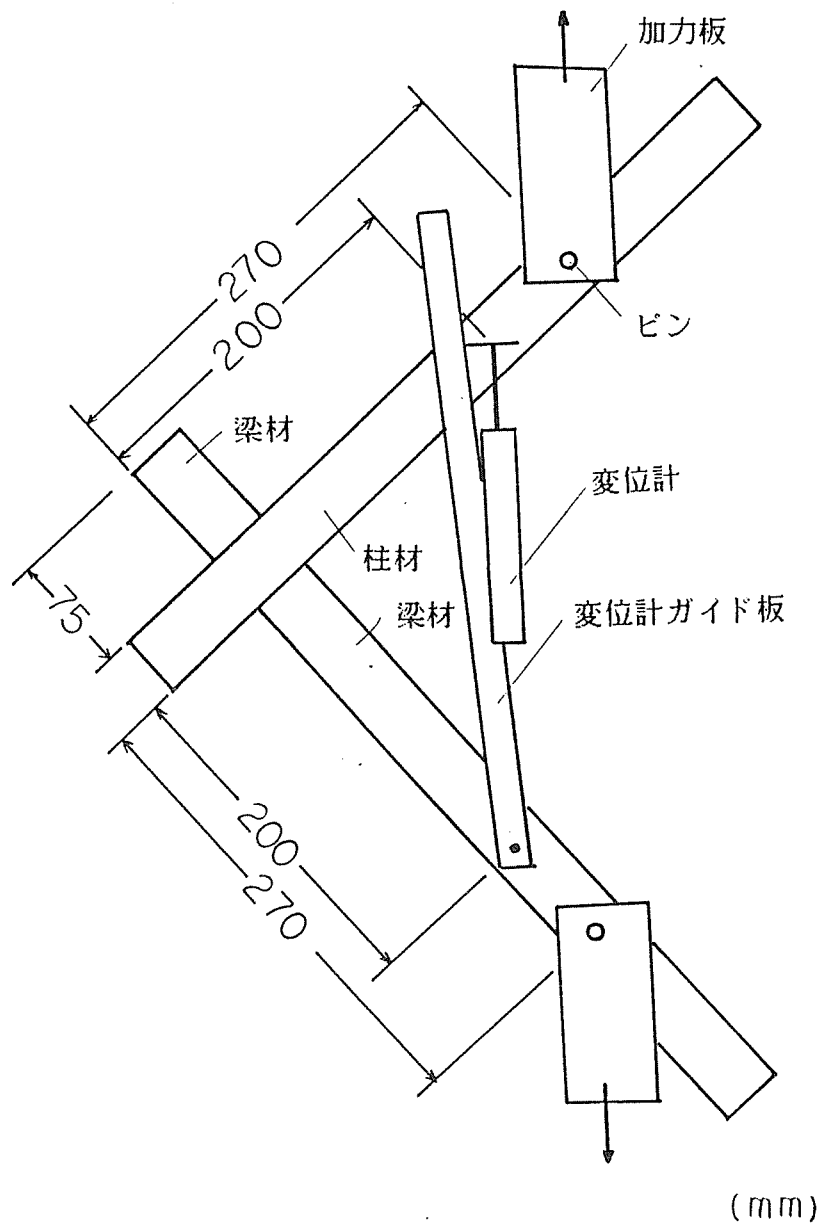
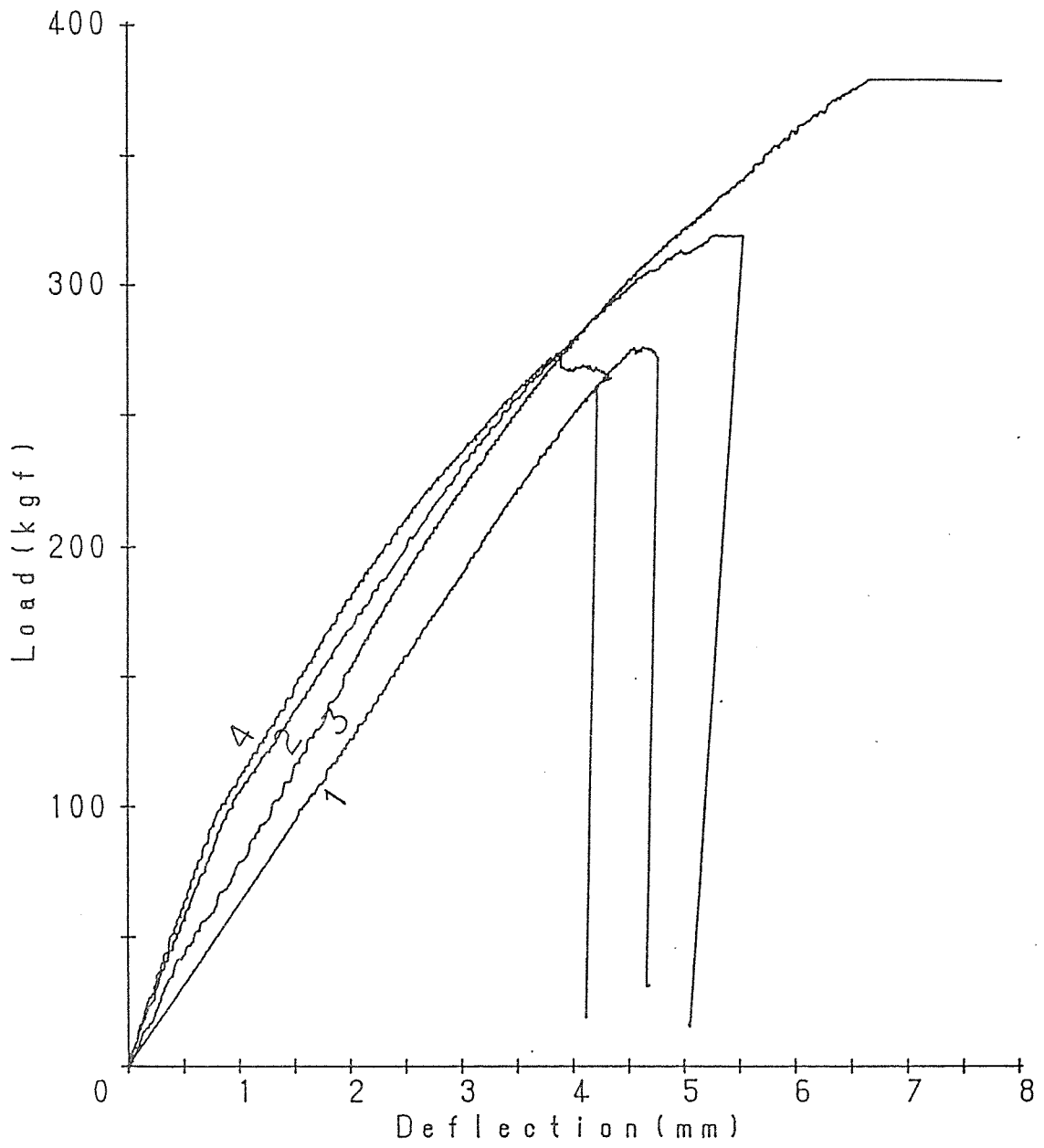


図-6 ナット引き抜き試験



図一7 接合部曲げ試験



図一八 接合部せん断試験における荷重—梁撓み曲線

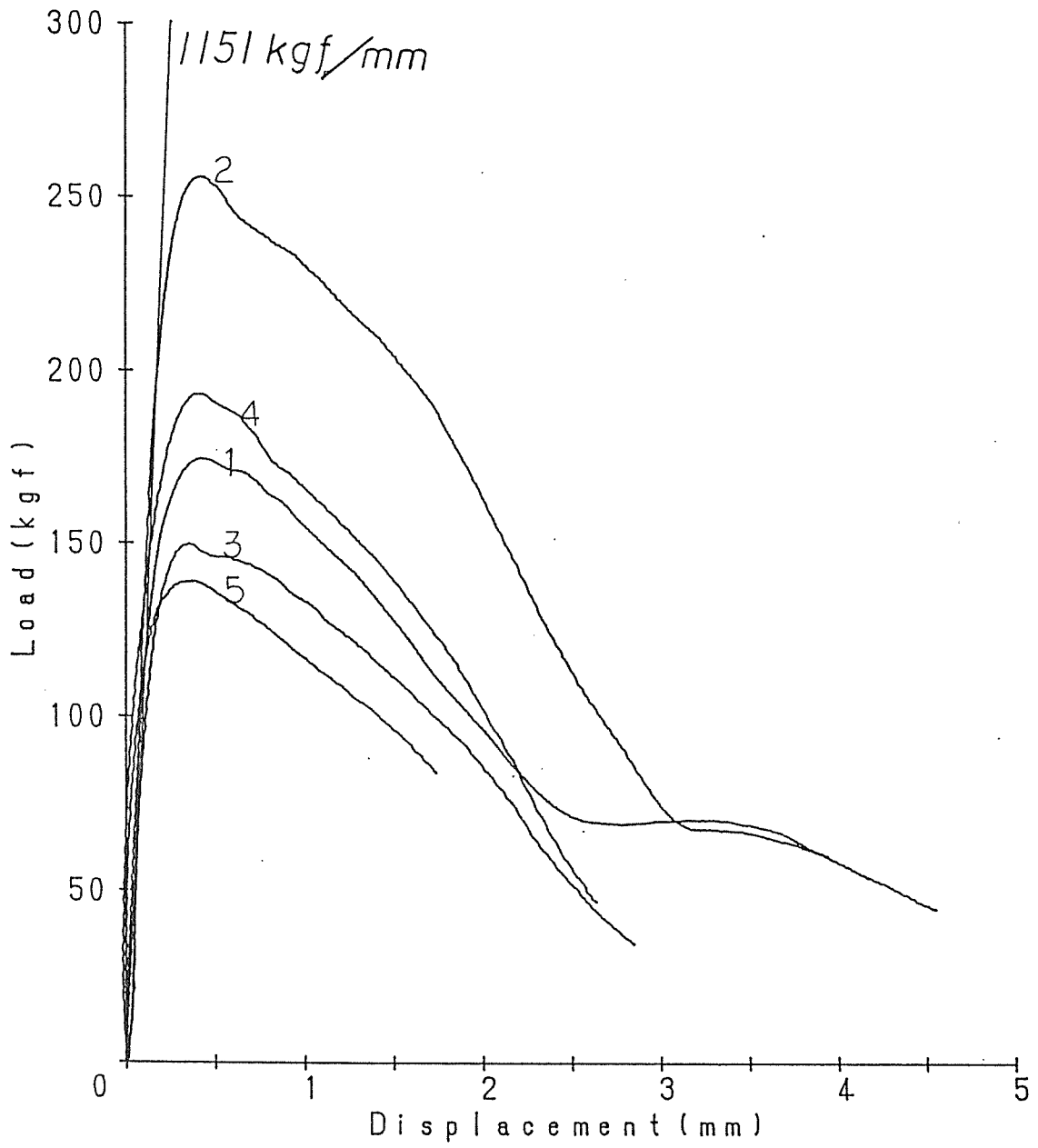


図-9 引き抜き試験における荷重-変位曲線 (ナット梁のみ)

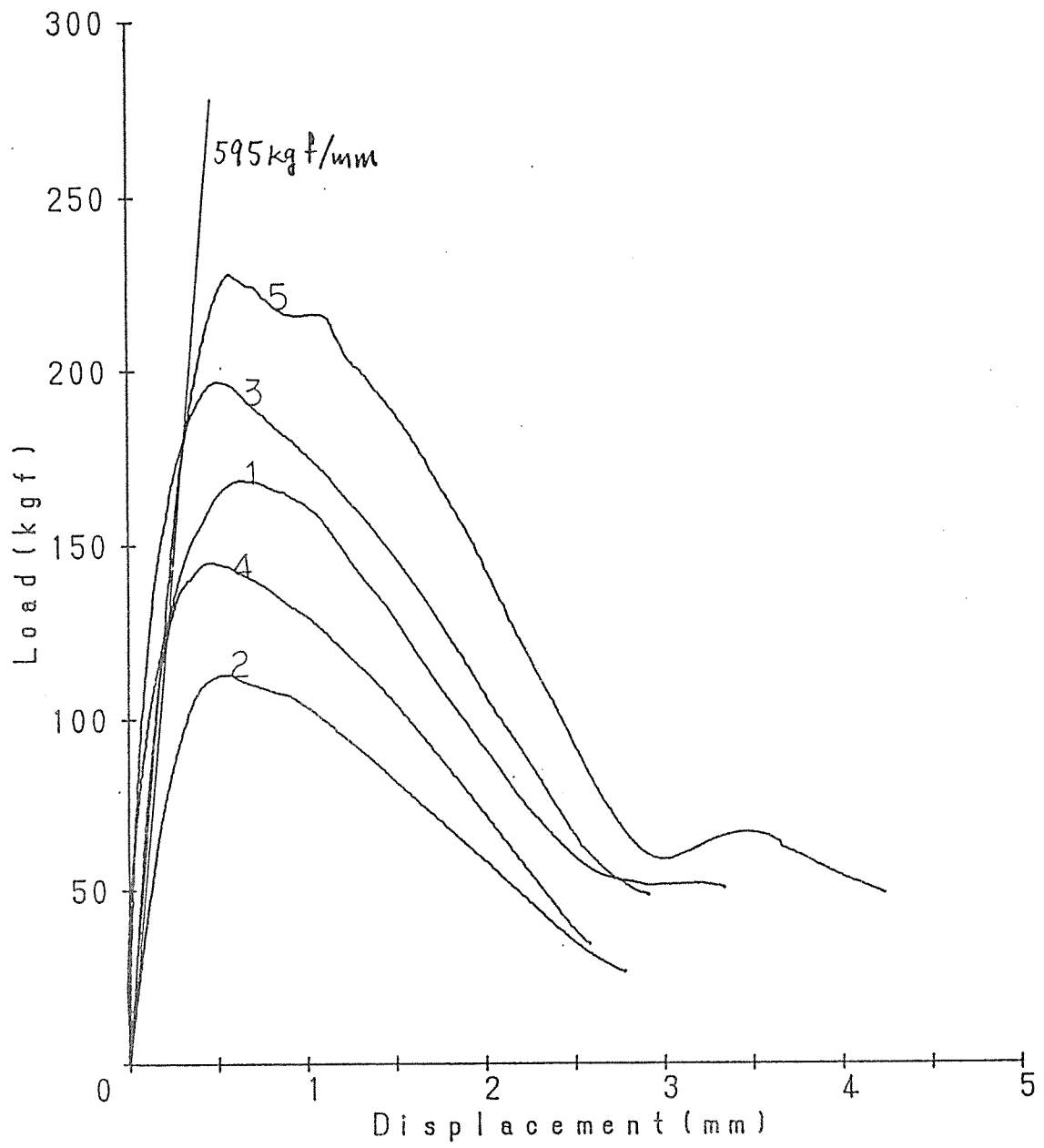


図-10 引き抜き試験における荷重-変位曲線 (ナット柱梁両方)

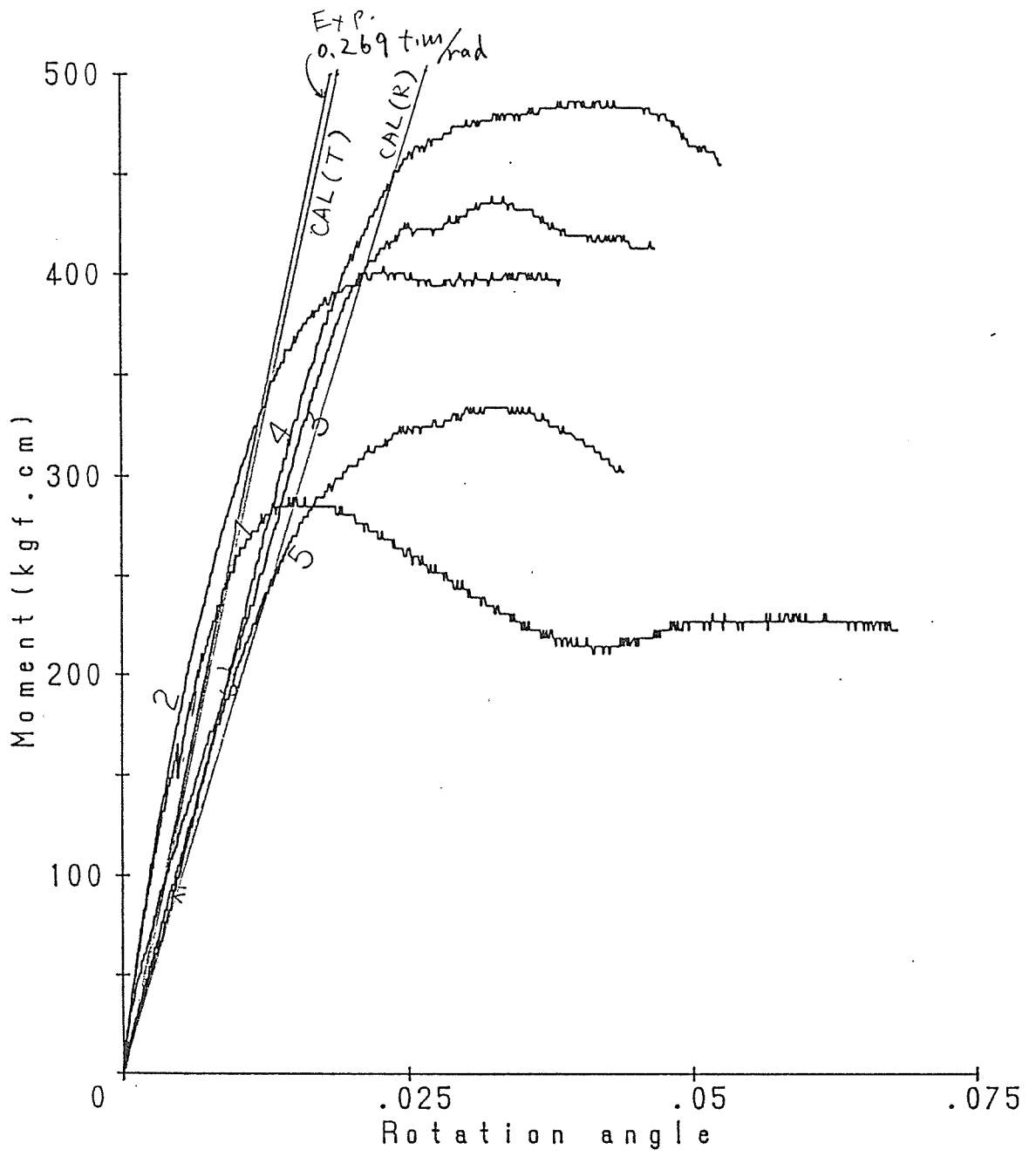


図-11 モーメントと回転角 (偏心 大、ダボ 有)

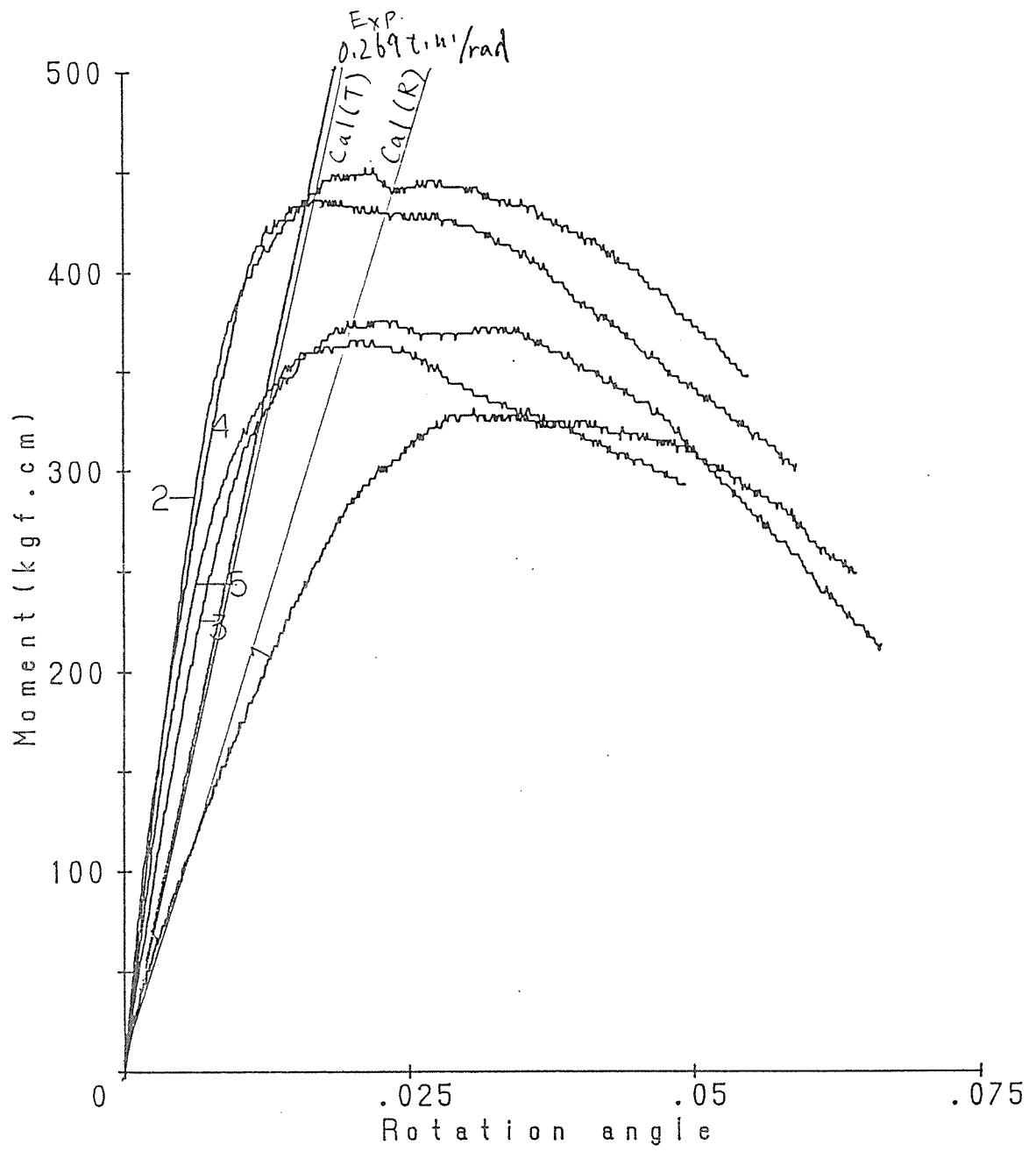


図-12 モーメントと回転角 (偏心 大、ダボ 無)

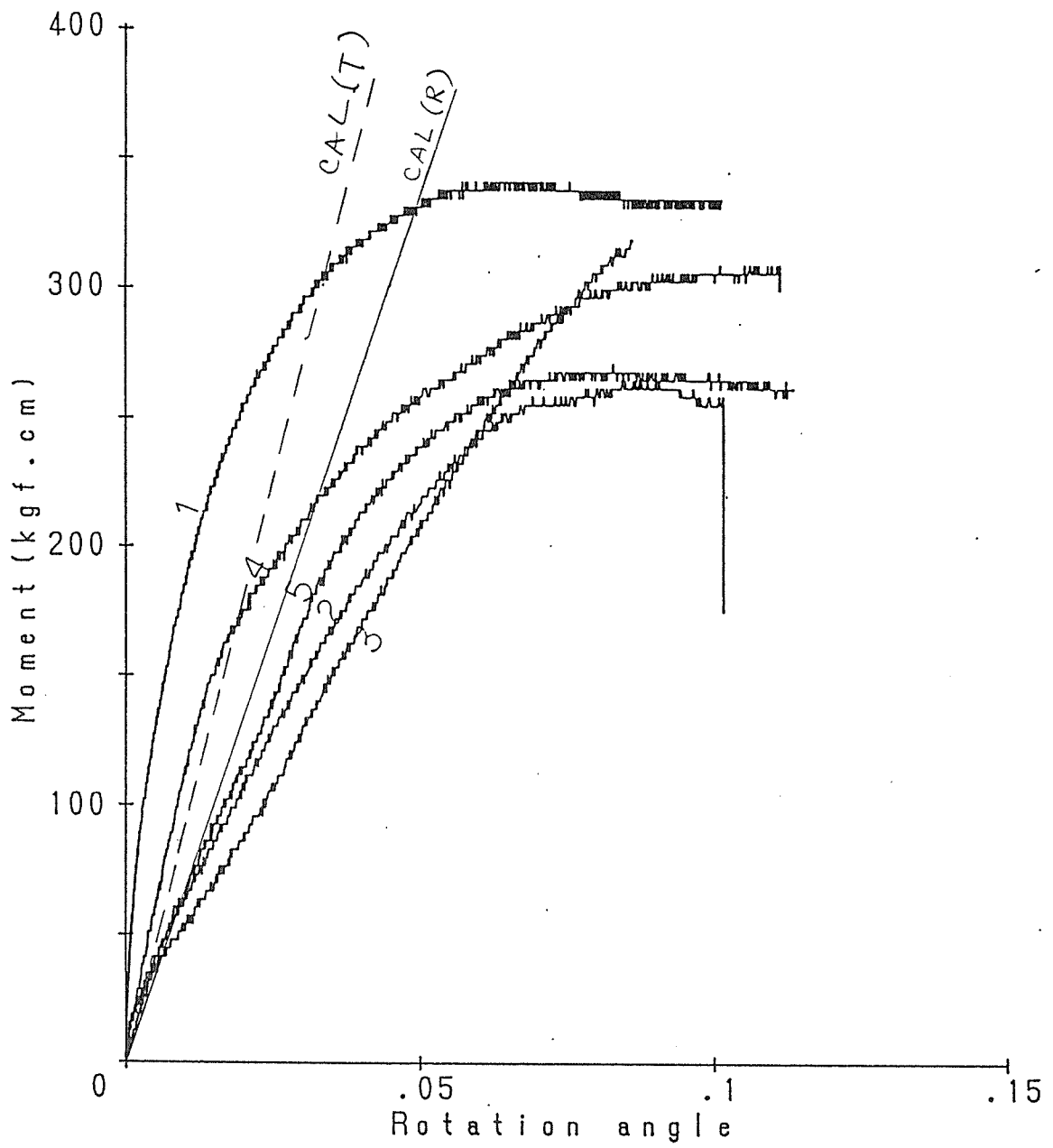


図-13 モーメントと回転角 (偏心 小、ダボ 有)

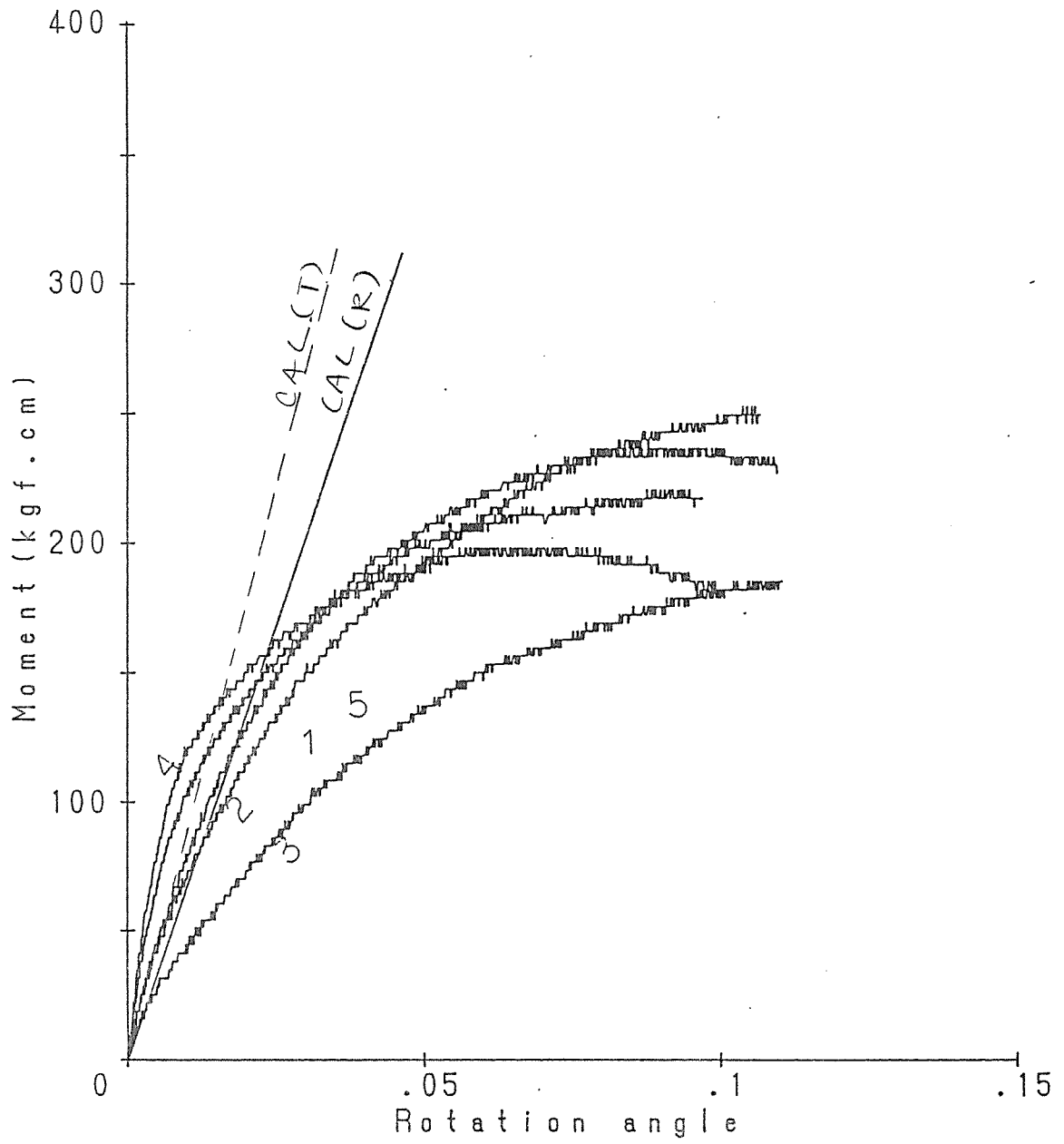


図-14 モーメントと回転角 (偏心 小、ダボ 無)

表-1 接合部せん断試験結果

試験体 番号	最大せん 断力(kgf)	比重	ダボ
1	138	0.469	有
2	160	0.545	有
3	189	0.517	有
4	137	0.583	有
平均	156	0.529	
標準偏差	24.4	0.048	
5	181	0.549	無
6	129	0.531	無
7	196	0.522	無
8	170	0.567	無
9	150	0.532	無
10	159	0.560	無
平均	164	0.544	
標準偏差	23.6	0.018	
全平均	161	0.538	
標準偏差	23.0	0.032	

表-2 引き抜き試験結果 (ナット梁のみ)

試験片 番号	引き抜き 剛性(kgf/mm)	最大荷重 (kgf)	最大荷重時 変位(mm)	比重
1	1262	175	0.42	0.435
2	2040	256	0.41	0.505
3	852	150	0.36	0.425
4	716	193	0.40	0.512
5	883	139	0.34	0.465
平均	1151	183	0.39	0.468
標準偏差	537	46.1	0.034	0.040

表-3 引き抜き試験結果 (ナット柱梁両方)

試験片 番号	引き抜き 剛性(kgf/mm)	最大荷重 (kgf)	最大荷重時 変位(mm)	比重
1	802	169	0.63	0.462
2	332	113	0.53	0.473
3	670	199	0.49	0.484
4	594	145	0.46	0.566
5	575	228	0.57	0.554
平均	595	171	0.54	0.508
標準偏差	172	44.9	0.067	0.048

表-4 接合部曲げ試験結果 (偏心大)

試験片 番号	回転剛度 (t・m/rad)	最大モーメント (kgf・cm)	比重	メリコミ 方向 *	ダボ
1	0.248	466	0.522	R	有
2	0.249	405	0.540	T	有
3	0.189	488	0.546	T	有
4	0.194	541	0.571	R	有
5	0.190	371	0.473	T	有
平均	0.214	454	0.530		
標準偏差	0.032	67.4	0.037		
6	0.330	376	0.597	R	無
7	0.388	467	0.559	T	無
8	0.149	341	0.598	T	無
9	0.375	449	0.558	T	無
10	0.375	378	0.547	T	無
平均	0.323	402	0.572		
標準偏差	0.100	53.4	0.024		
全平均	0.269	428	0.551		
標準偏差	0.091	63.5	0.036		
R方向平均	0.257	461	0.563		
標準偏差	0.068	82.6	0.038		
T方向平均	0.274	414	0.546		
標準偏差	0.103	54.9	0.037		

* R:半径方向

T:接線方向

表-5 接合部曲げ試験結果 (偏心小)

試験片 番号	回転剛度 (t・m/rad)	最大モーメント (kgf・cm)	比重	メリコミ 方向 *	ダボ
1	0.1471	340	0.522	R	有
2	0.0404	246	0.540	T	有
3	0.0401	351	0.546	T	有
4	0.1027	288	0.571	R	有
5	0.0516	253	0.473	T	有
平均	0.0764	296	0.530		
標準偏差	0.0472	48.4	0.037		
6	0.0695	219	0.593	R	無
7	0.0665	235	0.559	T	無
8	0.0367	173	0.598	T	無
9	0.1160	183	0.558	T	無
10	0.0993	205	0.547	T	無
平均	0.0776	203	0.571		
標準偏差	0.0309	25.4	0.023		
全平均	0.0770	249	0.551		
標準偏差	0.0376	60.9	0.036		
R方向平均	0.1064	282	0.562		
標準偏差	0.0389	60.7	0.036		
T方向平均	0.0644	235	0.546		
標準偏差	0.0316	59.7	0.037		

* R:半径方向

T:接線方向

表-6 実験より得た接合耐力と設計応力の比

応力の種類	A 実験より得た 5%下限値	B 設計応力	比 A/B	備考
せん断力(kgf)	118	27	4.4	
軸力(kgf)	103	37	2.8	
モーメント(kgf・cm)	311	189	1.6	偏心大
	147	73	2.0	偏心小

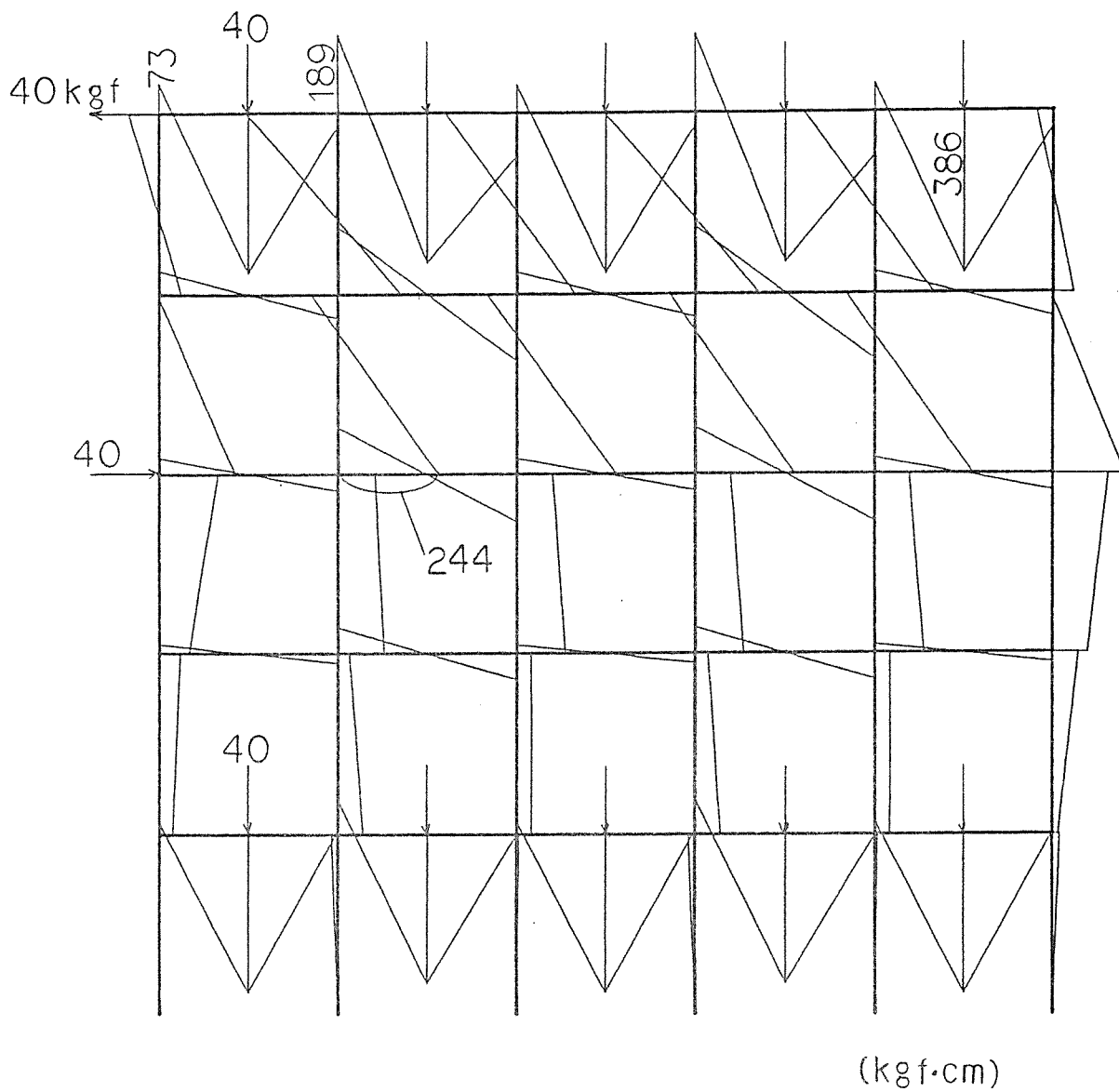


図-15 モーメント図

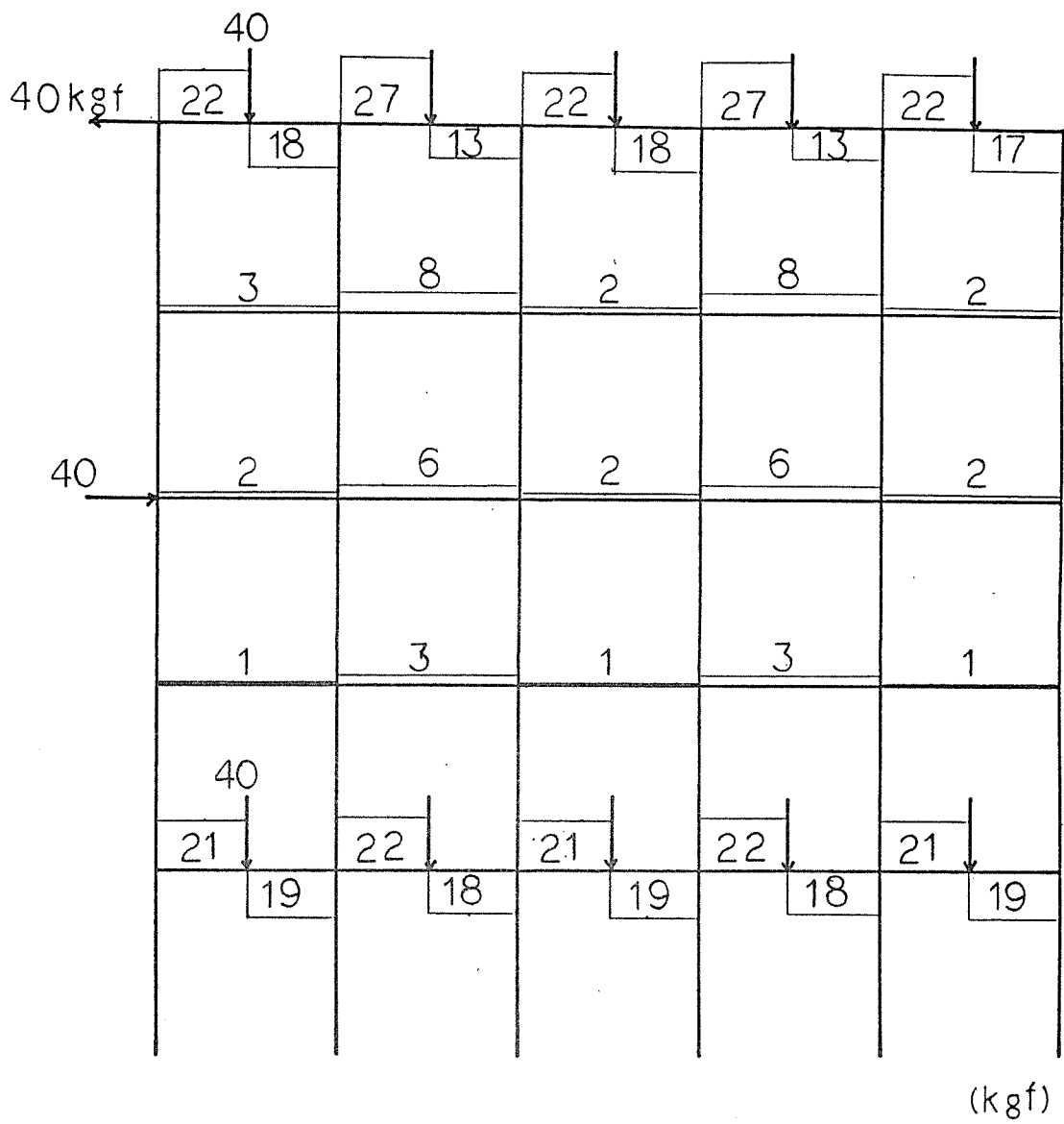


图-16 梁せん断力图

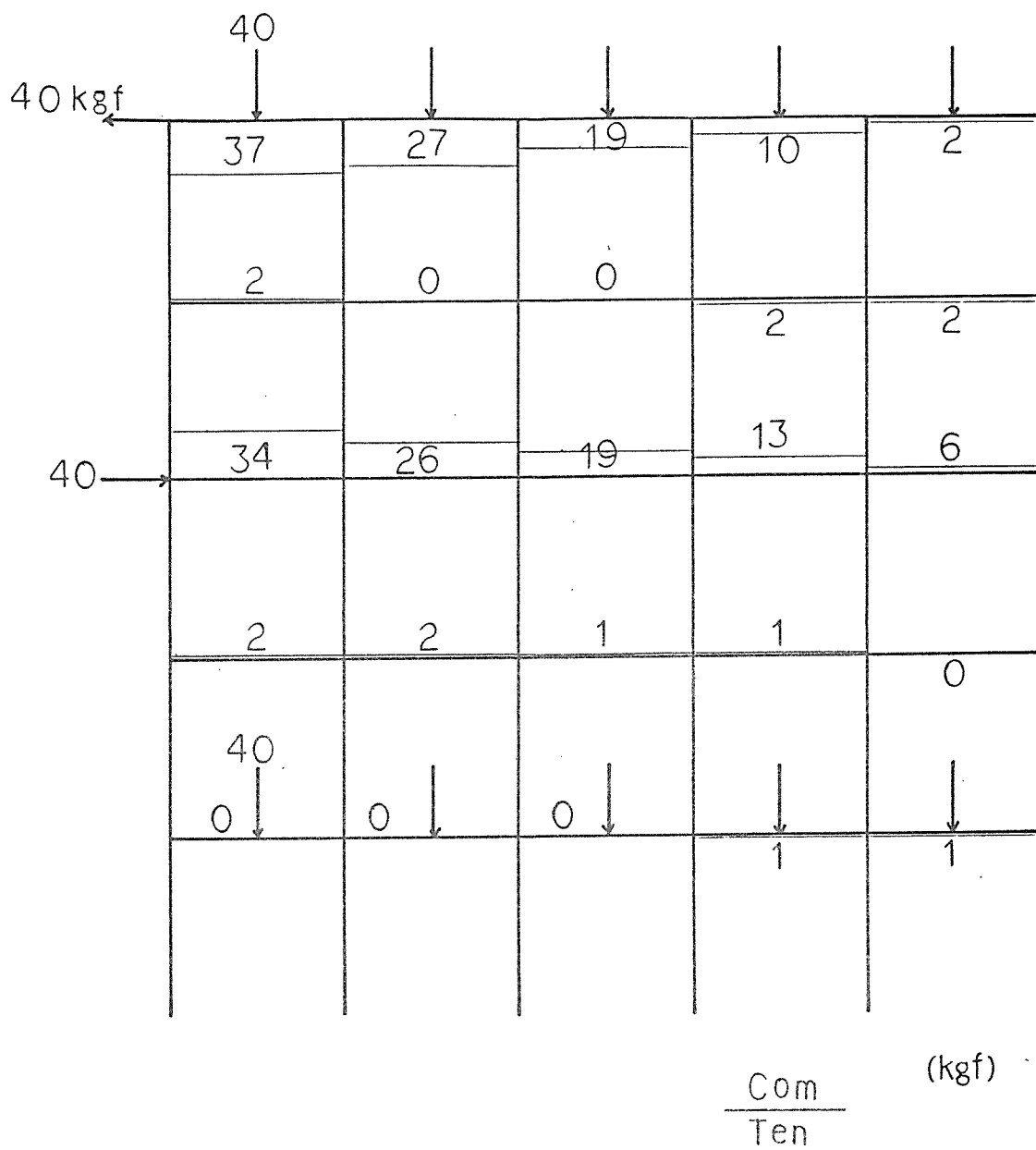


図-17 梁軸力图

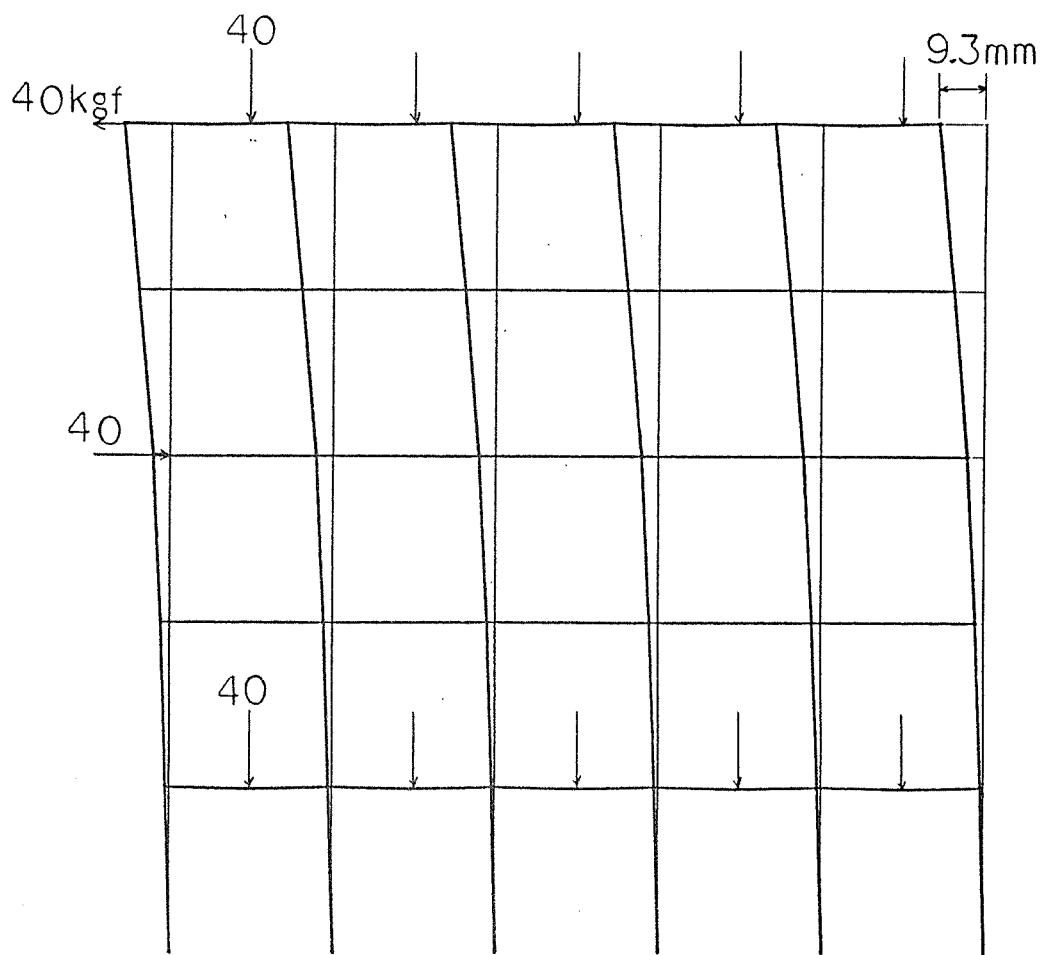


図-18 フレーム変位図

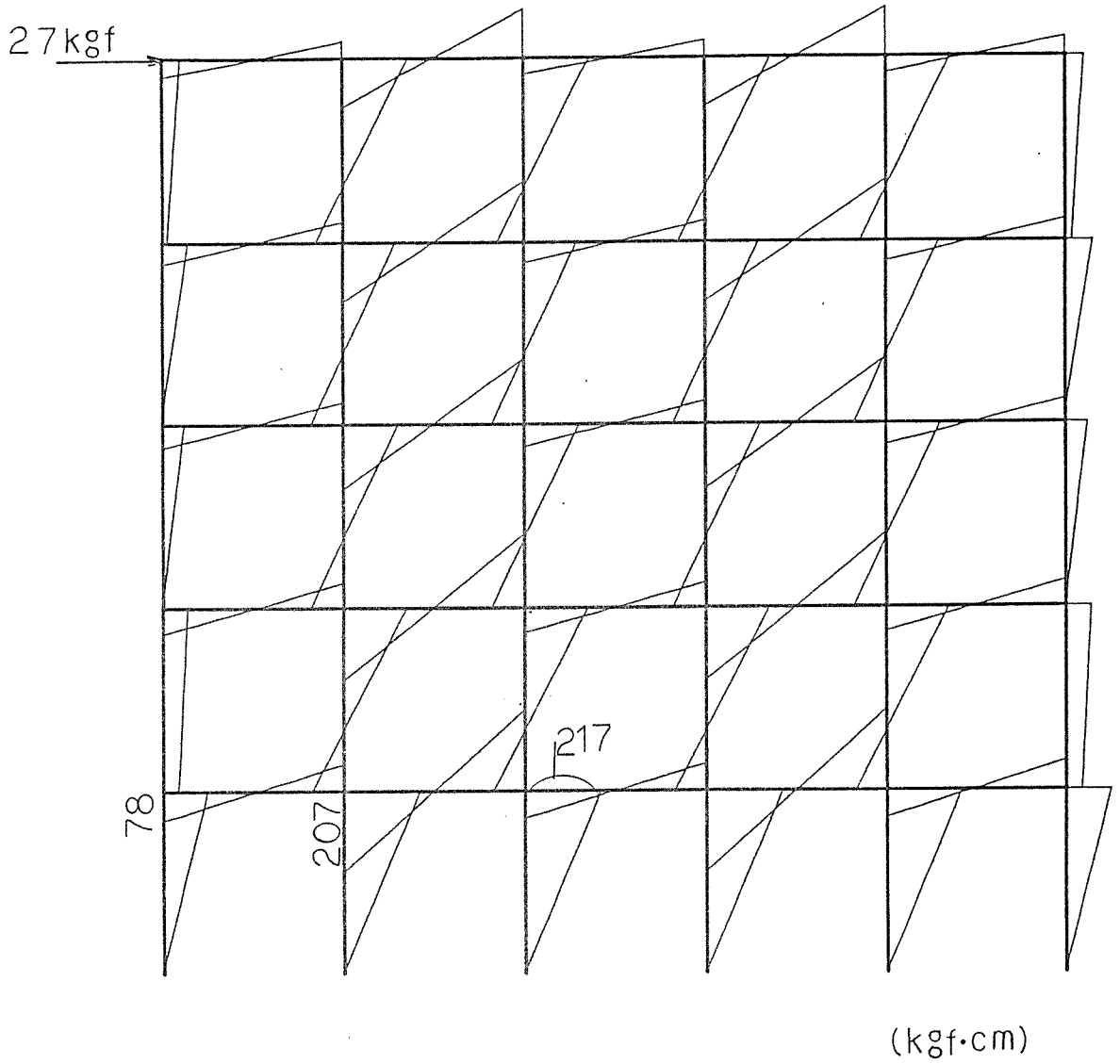


図-19 モーメント図

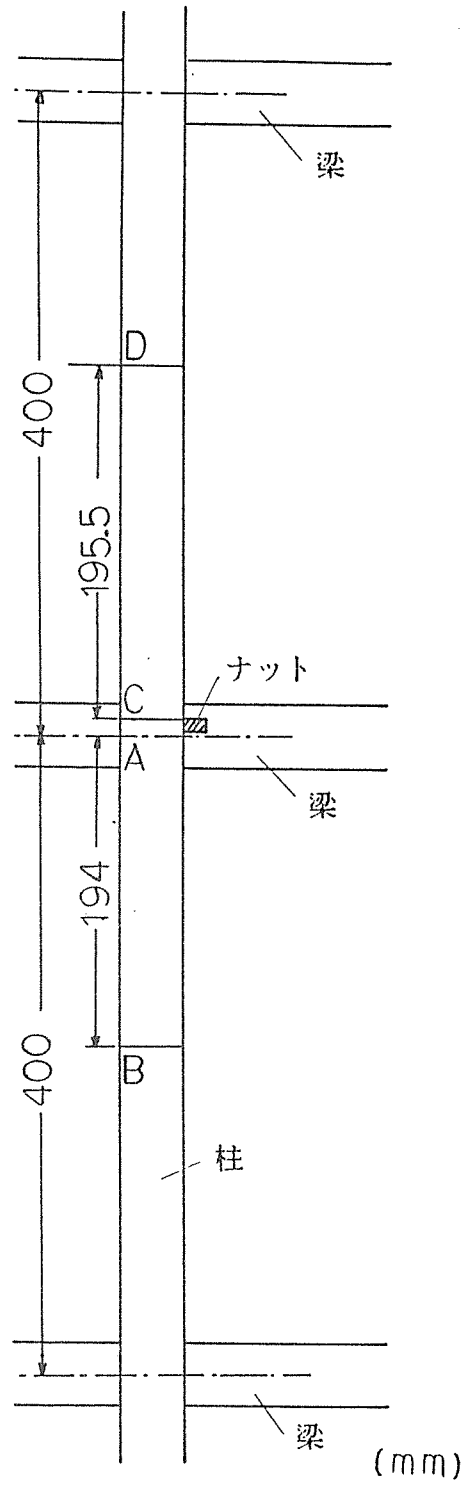


図-20 柱における要素分割位置

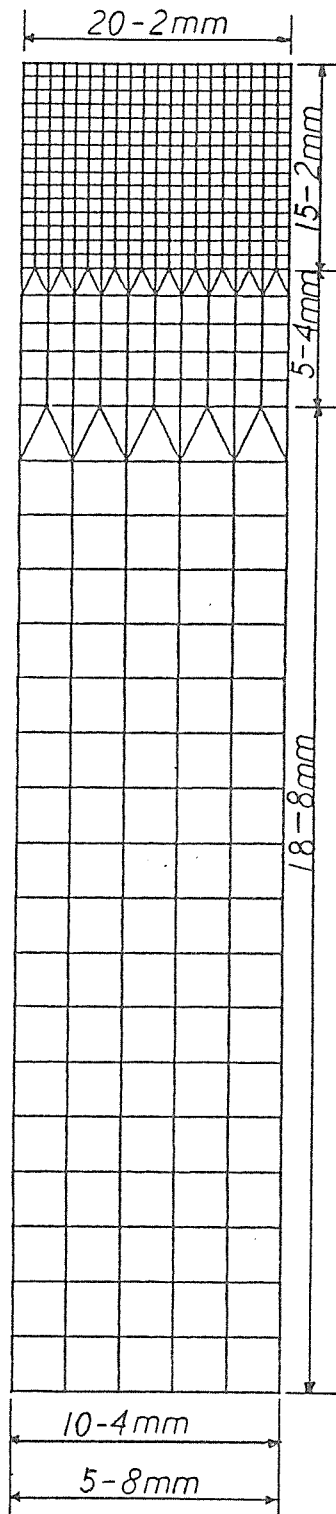


图-21 有限要素分割图 (偏心大)

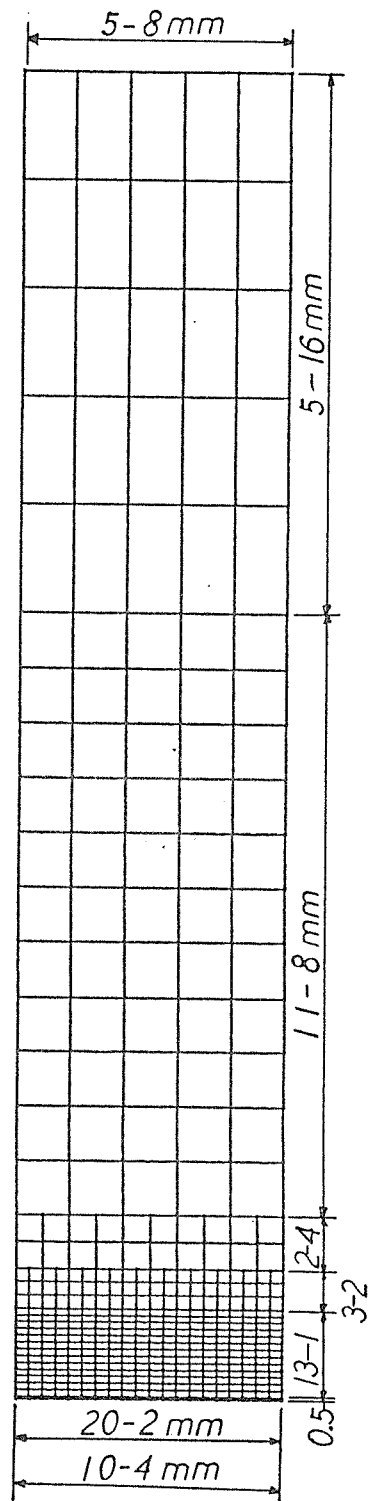


图-22 有限要素分割图 (偏心小)

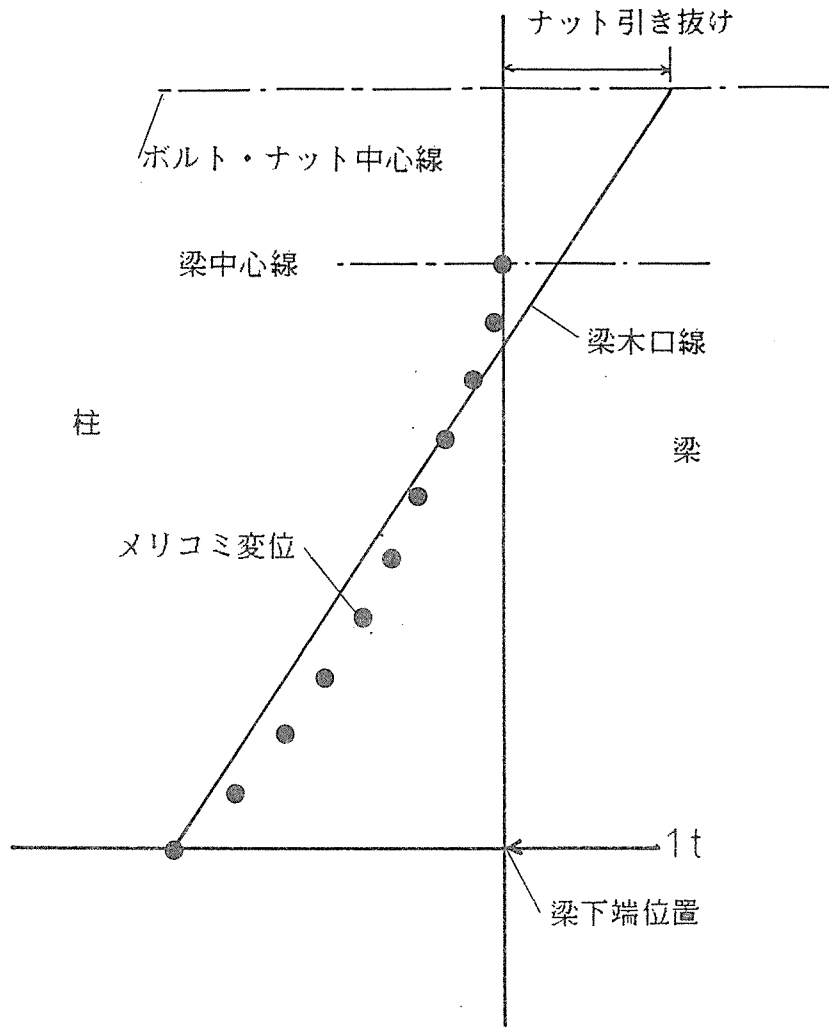


図-23 梁下端位置に荷重が加わった時の柱のメリコミ変位

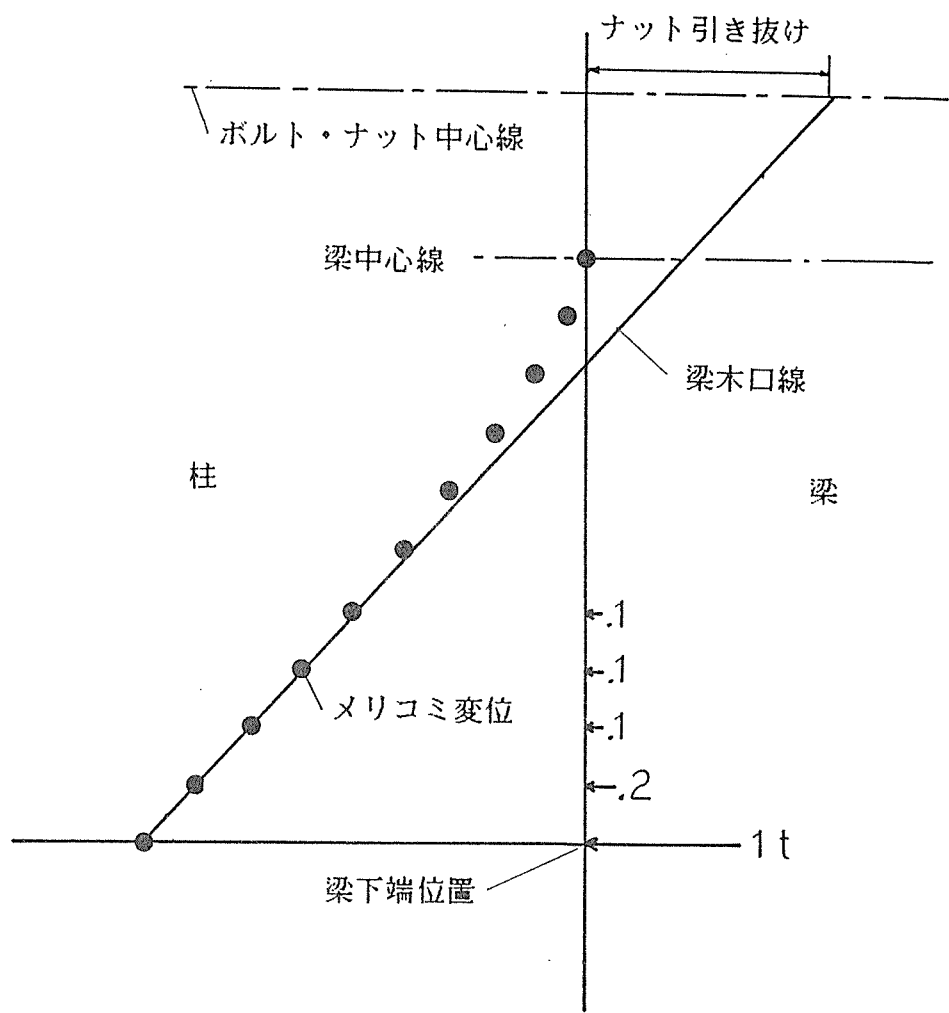


図-24 柱・梁接合部の変形（偏心大）

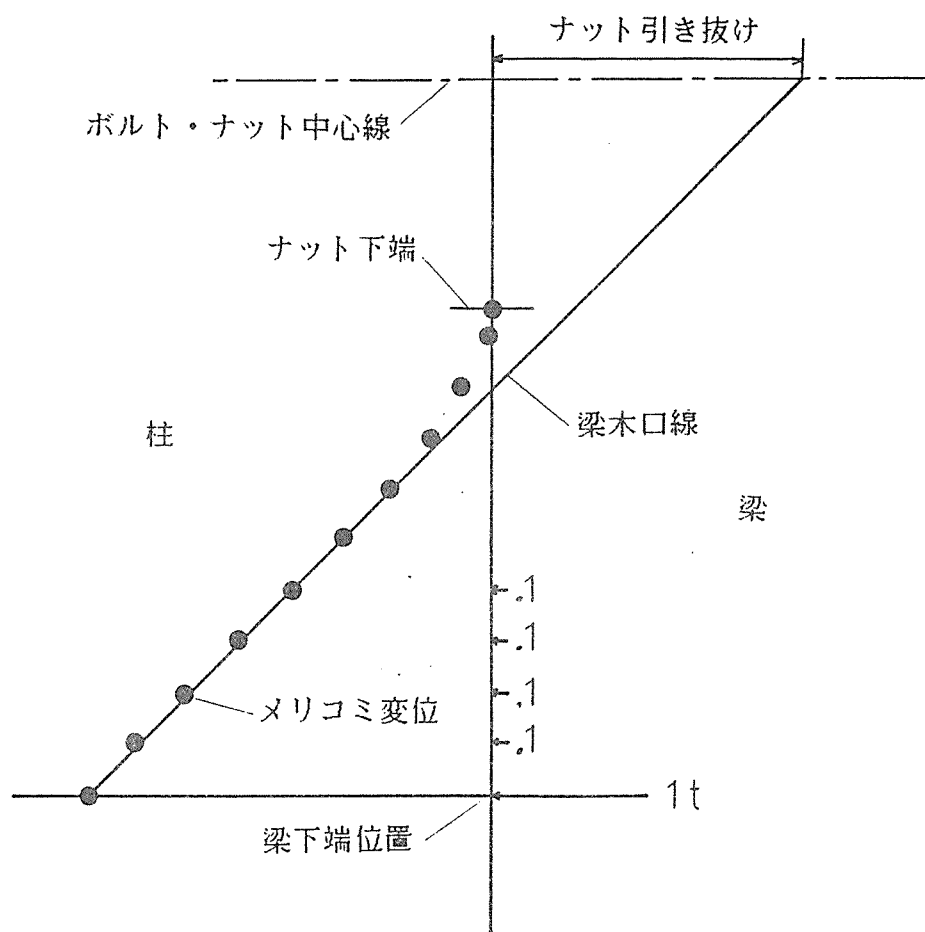


図-25 柱・梁接合部の変形（偏心小）

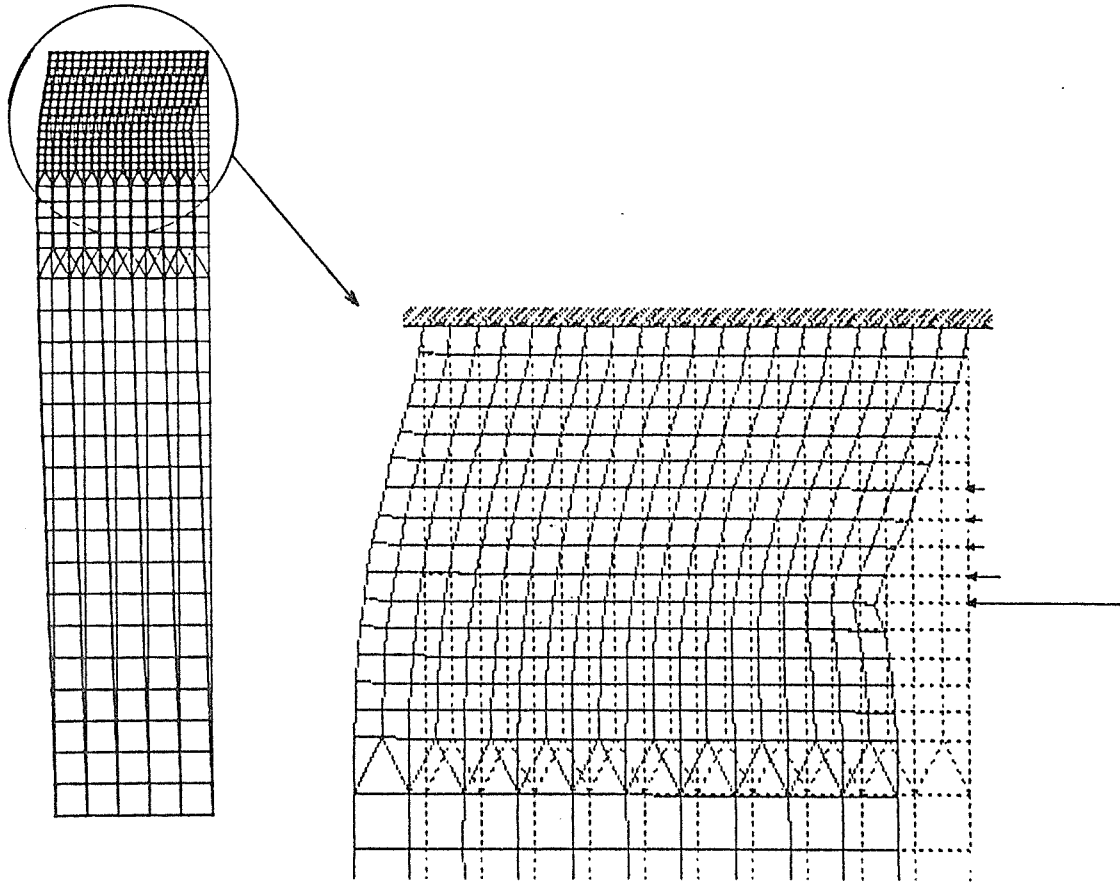


図-26 有限要素の変位 (偏心大)

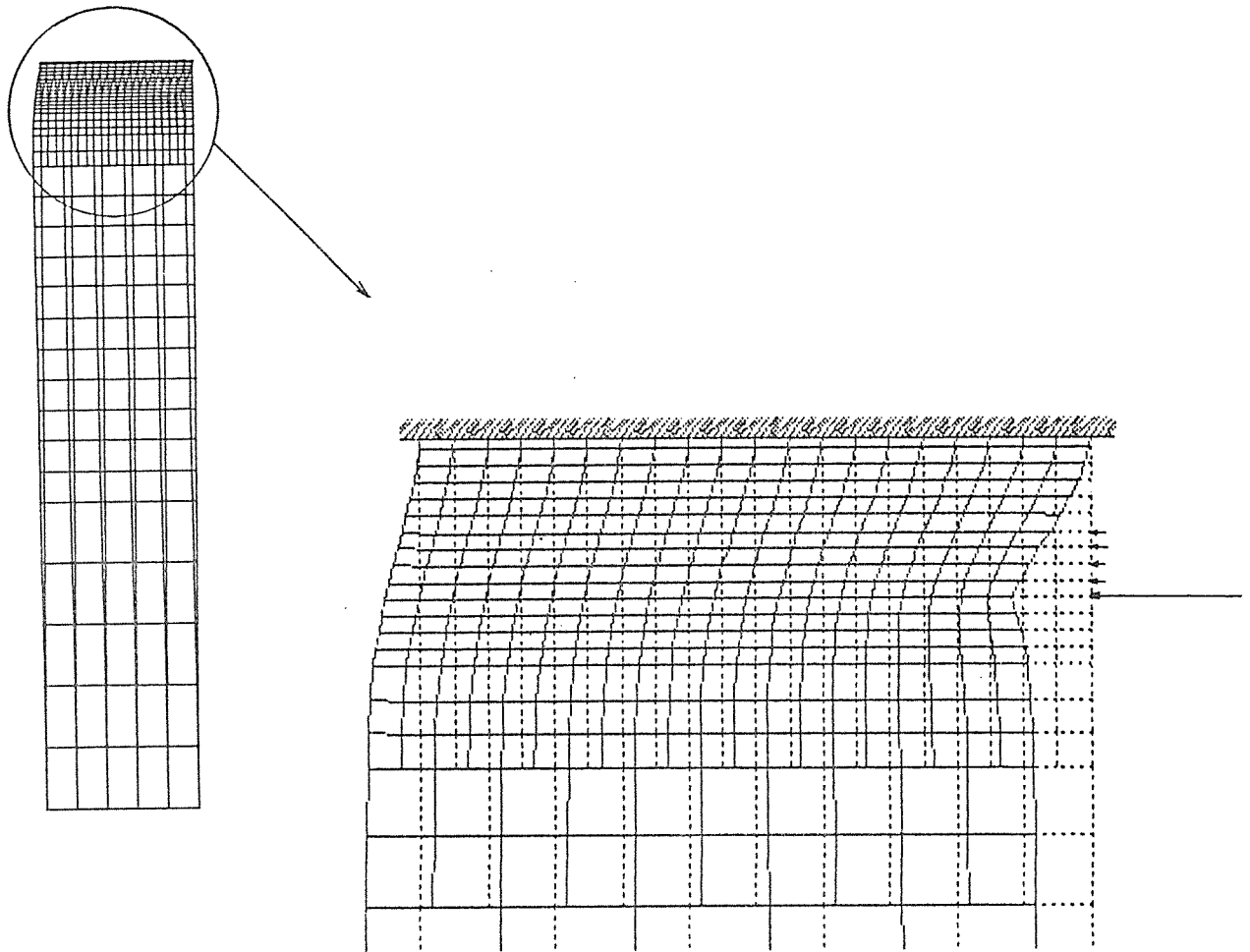


図-27 有限要素の変位 (偏心小)

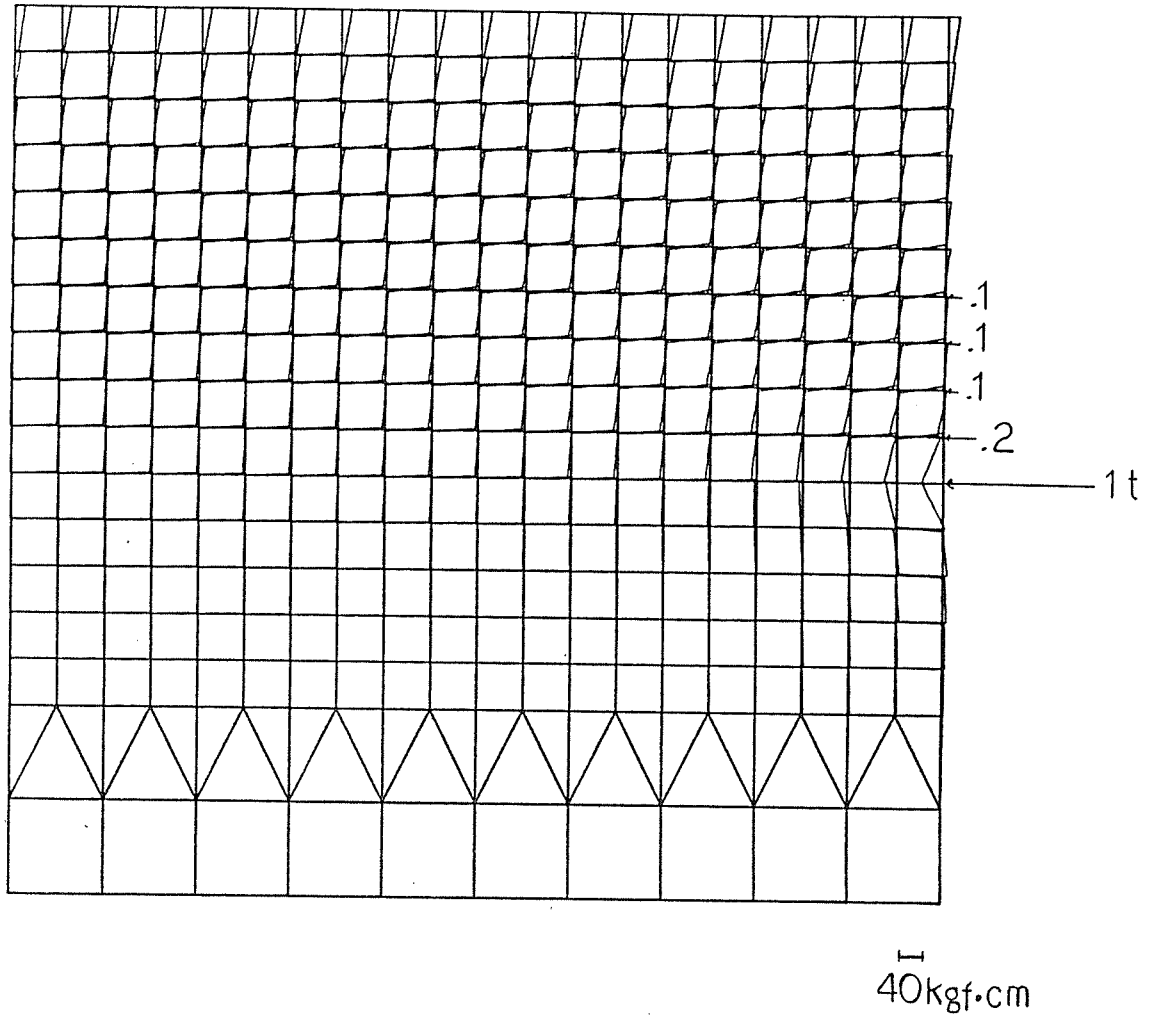


図-28 モーメント図

7. 接合具の構造試験

7. 1. 鋼板挿入式ドリフトピン接合の繊維直交方向の耐力試験

7. 1. 1 目的

鋼板挿入式ドリフトピン接合において、繊維平行方向の降伏耐力はヨーロッパ型の剛塑性降伏理論を用いることより、おおむね推定可能である。また繊維平行方向加力では降伏耐力と最大耐力との間にはあまり大きな差がないため、降伏耐力は最大耐力とほぼ等しいと考えることにより繊維平行方向加力における最大耐力の推定は比較的容易である。

一方、繊維直交方向加力時のドリフトピン接合部の終局耐力は、接合具の木材中へのめり込みや接合具自身の曲げ降伏によるよりもむしろ木材自身の割裂破壊により決まることが多く、縁距離、端距離が小さければ上記の剛塑性理論による降伏荷重値より小さい荷重で破壊する場合がある。逆に縁距離、端距離を十分大きくとってれば、木材が明確な降伏をせずにめり込みに対して抵抗するという横圧縮の特性のために、接合部も変位の増大に従って荷重が漸増していき、この場合には最大荷重は降伏値を大きく上回る。これらのことから、繊維直交方向加力では最大耐力の推定はむづかしく、加力の方法、縁距離、端距離などの条件により降伏荷重計算値を上まわることも下まわることもある。

ここでは、この繊維直交方向の鋼板挿入式ドリフトピン接合部の最大荷重が、ドリフトピン直径、ドリフトピン長さによりどのように変化するかを実験的に明らかにするとともに、繊維平行方向加力では比較的良好に適合するヨーロッパ型の剛塑性理論が、繊維直交方向加力ではどの程度適用できるかを明らかにすることを目的とした。

7. 1. 2 実験方法

鋼板挿入式ドリフトピン接合の繊維直交方向加力時のせん断耐力試験を図1に示す一端自由の曲げ型の加力形式で行い、ドリフトピン直径(D)、ドリフトピン有効長さ(L)が最大荷重に及ぼす影響を中心に、その接合性能を調べた。

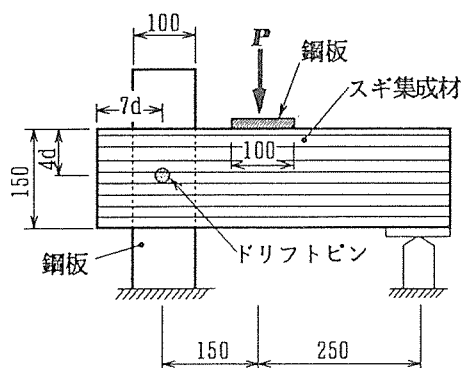


図1. 試験の方法

試験の条件

材 料：スギ集成材
(平均比重0.383, 含水率9.0%)
挿入鋼板：100mm×300mm×9mm, SS400
ドリフトピン直径：8mm, 12mm, 16mm
ドリフトピン長さ：50mm, 75mm, 100mm, 125mm,
150mm, 175mm, 200mm
(直径8mmのピンについては175mm, 200mm はなし)
繰り返し：3体

試験体はせい 150mm、幅 50mm～200mm（ドリフトピン長さと同じ）のスギ集成材の一端から帯鋸で約 9mm のスリットをあけ、ここに同厚の鋼板を挿入し、打ち込むドリフトピンと同じ直径の孔を集成材、鋼板にあけてドリフトピン 1 本を打ち込んだものを用いた。ドリフトピン長さ（50mm～200mm）から鋼板の厚さ 9mm を引いたもの（41mm～191mm）がドリフトピンの有効長さ（ L ）に相当する。縁距離（ h ）は直径の 4 倍、端距離（ e ）は直径の 7 倍に固定しており、直径 8mm の場合が $h=32\text{mm}$ 、 $e=56\text{mm}$ 、直径 12mm が $h=48\text{mm}$ 、 $e=84\text{mm}$ 、直径 16mm が $h=64\text{mm}$ 、 $e=112\text{mm}$ である。総試験体数は 57 体であった。

荷重は図 1 に示すように集成材のドリフトピンから 150mm はなれた位置を、全長 100mm の鋼板を介して加え、ドリフトピンが受ける荷重は挿入した鋼板の下に 5ton ロードセルをおいて直接測定した。集成材と挿入鋼板の間の相対変位は電気式変位計（CDP-50）を用いて測定し、繊維直交方向の荷重を受けた集成材がドリフトピン打ち込み部から木口まで、割裂破壊するまで荷重－相対変位関係を記録した。

7. 1. 3 結果

既往の実験で、繊維直交方向の荷重を受ける鋼板挿入式ドリフトピン接合において、縁距離、端距離が最大荷重に及ぼす影響、加力形式（曲げ型、引張型）が最大荷重に及ぼす影響については一部実験的に明らかにしており、今回はドリフトピン有効長さ L 、あるいはドリフトピン直径と長さの比 L/D が最大荷重に及ぼす影響を中心にして実験および検討を行った。

表 1 には、各ドリフトピン直径、長さのそれぞれの組み合わせについて、直径域の傾き、比例限荷重とその時の変位、0.5mm、1mm、2mm 変位時の荷重、最大荷重とその時の変位を各々 3 体の平均値で示した。また、表中には参考のために最大荷重および直径域の傾きをドリフトピンの見付面積で除した値（ $P_{max}/(D \cdot L)$ ）および $K/(D \cdot L)$ ）、および最大荷重を直径の 2 乗で除した値（ P_{max}/D^2 ）もあわせて示した。また図 2～4 には、各直径のドリフトピンについてドリフトピン長さごとに得られた荷重－相対変位関係を示した。

図 2～4 をみると、荷重－相対変位曲線は脆性的であり、ドリフトピンの曲げや木材中へのめり込みにより、接合部が降伏点に達しないうちに集成材が割裂破壊してしまうものが多く、中にはほとんど直線域で破壊するものももられた。木構造計算規準に示す縁距離 $4D$ 、端距離 $7D$ では今回の試験に関する限り接合部に粘りがあるとはいえず、もっと大きくとるべきである。

また、最大荷重はドリフトピンの曲げ降伏や木材中へのめり込みではなく、ドリフトピン打ち込み部に生じた割れが自由端側の木口まで達し降伏することにより決まったが、縁距離を直径の 4 倍、端距離を直径の 7 倍に固定したためにドリフトピン直径が大きくなるほど縁距離、端距離の絶対値が大きくなり、この結果直径の大きなドリ

フトピンほど割裂破壊が生じにくいようであった。このため最大荷重の値そのものも、直径の大きなピンほど割裂破壊が生じにくかったために、より高い値が出たようである。

図5～7には、各直径のドリフトピンごとにドリフトピン有効長さとして得られた最大荷重の関係を示した。この最大荷重について表1、図5～7の結果を見ると、L/Dが小さい範囲ではLが大きくなるに従って最大荷重がほぼ直線的に増大し、L/Dが8～10を越えるとLがそれ以上増えても最大荷重はほとんど増大しなくなる、という一般的傾向をおおむね示しているようであった。

この繊維直交方向加力についても、ヨーロッパ型の降伏理論が問題なく適用できるかどうかを調べるために、降伏理論により計算した降伏荷重(F_y)を各直径のドリフトピンについてそれぞれ図5～7中に実線で示した。なおこの鋼板挿入式ドリフトピン接合の降伏荷重(F_y)は、次の3式のうちの最小値として得られる。

$$I) F_y = DLS \quad \dots\dots\dots 1)$$

$$II) F_y = DLS \left(\sqrt{\frac{8S_y D^2}{3SL^2} + 2} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots 2)$$

$$III) F_y = 2D^2 S \sqrt{\frac{2S_y}{3S}} \quad \dots\dots\dots 3)$$

ここで F_y:降伏荷重(kgf)、D:ドリフトピン直径(cm)、L:ドリフトピン有効長さ(cm)
 S_y:ドリフトピン曲げ降伏応力(kgf/cm²)、
 S:木材のめり込み降伏応力(kgf/cm²)

図5～7中に示した降伏荷重の計算には、ドリフトピンの曲げ降伏応力(S_y)として実測値(8mm 6633kgf/cm², 12mm 5799kgf/cm², 16mm 4688kgf/cm²)を用いた。また木材に対するドリフトピンの繊維直交方向のめり込み降伏応力(S)の値は、Smithの式 S = (418 - 8.98D)ρ に直径Dと比重(ρ)を代入したものをを用いることとし、8mmでは実測の気乾比重(ρ)0.396を代入して得た S = 137kgf/cm², 12mmでは比重0.373を代入して得た S = 115.7kgf/cm², 16mmでは比重0.385を代入して得た S = 105.6kgf/cm²を計算に用いた。

この降伏荷重推定値は、L/Dが小さい範囲では実験による最大荷重より大きくなる場合がいずれのドリフトピンでもみられた。一方L/Dが大きい範囲では、ドリフトピンの直径が大きい場合ほど実験により得られた最大荷重が降伏荷重推定値を大きく上まわった。このことから直径の大きいドリフトピンについては、縁距離、端距離を計算規準以上とった場合、今回実験を行った曲げ型の加力を受ける接合部の繊維直交方向加力時の許容耐力を、上記のヨーロッパ型の降伏理論を用いて推定しても特に問題はなかろう。しかし直径8mmのドリフトピンでは、L/Dが大きい場合でも最大荷重が降伏荷重計算値を下まわるか、あるいはぎりぎりである傾向がみられ、これは縁距離、端距離の絶対値が不足していたものと考えられる。

表1の中での $P_{max}/(D \cdot L)$ の値は、 L/D の小さい場合にはドリフトピンの木材中へのめり込み降伏応力 (S) に相当する。この P_{max} は木材側の割裂破壊により決まっているため、厳密にはめり込み降伏応力といえないが、この $P_{max}/(D \cdot L)$ を先ほどの計算で用いた Smith の式による S の値と比較すると、直径 16mm と 12mm のピンでは L/D の小さい範囲でも $P_{max}/(D \cdot L)$ が Smith の式による S を上まわったため、この式により求めた S の値より安全側の降伏耐力を与えることになり、特に問題はない。一方、直径 8mm のピンでは計算に用いた S が 137kgf/cm^2 であるのに対し、 $P_{max}/(D \cdot L)$ の値はドリフトピンが変形しない長さ 50mm の場合でも平均 121.6kgf/cm^2 と Smith の式による値よりかなり小さくなった。このことからドリフトピンのめり込み降伏応力を求める Smith の式は、小径ピンについては若干大きめの値を与える傾向をもとと有していたか、あるいは今回試験を行った直径 8mm のピンの場合には縁距離 4D、端距離 7D の絶対値そのものが小さすぎたかである。

大断面木造建築物設計施工マニュアルでは、ボルト、ドリフトピン、ラグスクリューについて、その長期許容せん断耐力 (P_s) は

$$P_s = C_0 \cdot D^2 \quad \dots\dots\dots 4)$$

ここで、D: 接合具直径 (cm)、 C_0 : 接合形式、加力方向等により定まる定数を用いて計算するように定められており、この計算に必要な C_0 の値は接合の形式、樹種群、 L/D をパラメータとする一覧表になっている。

4) 式を変形すれば $C_0 = P_s/D^2$ となるので、表1にあげている P_{max}/D^2 をマニュアルにのっている C_0 の値と比較すれば、今回の実験で得られた最大荷重が、マニュアルに定められた許容耐力の何倍になるかがわかる。実際に比較してみると、実験により得られた最大荷重はいずれの直径、 L/D でも繊維直交方向加力時の短期許容耐力の 3~4 倍となっており、表の C_0 の値はドリフトピンの直径によらず一定である。一方、実験による P_{max}/D^2 の値は小径ドリフトピンほど大きくなったため、結果として小径ピンほどその比の値は高くなる傾向を示した。

ここで表1の P_{max}/D^2 の値を詳しく見ると、直径 16mm では最大で約 1100kgf/cm^2 、12mm で 1200kgf/cm^2 、8mm では 1300kgf/cm^2 と直径が小さくなるほど明らかにその値は大きくなっている。これは先ほどの Smith の式 $S = (418 - 8.98D) \rho$ に見られるように、木材に対するドリフトピンのめり込み降伏応力 (S) はドリフトピンの直径が小さくなるほど高くなるのに対し、大断面マニュアルでは S の値を直径にかかわらず一定と考えているためである。このように繊維直交方向加力について、大断面マニュアルは小径ドリフトピンに対して若干不利な許容耐力体系となっているので、繊維直交方向加力については、Smith の式のように直径が小さくなるほど S の値が大きくなるという形の計算方法を用い、小径ドリフトピンにとって有利な許容応力度を誘導すべきであろう。

表1. 鋼板挿入式ドリフトピン打ち込みピン長さの影響（スギ集成材 3体の平均値）

ドリフトピン 直径(mm)	長さ(mm)	直線域傾き K(kgf/mm)	比例限		一定変位時荷重(kgf)			最大荷重時変位		P _{max} /D ²	P _{max} /(D・L)	K/(D・L)	L/D
			荷重(kgf)	変位(mm)	0.5mm時	1.0mm時	2.0mm時	P _{max} (kgf)	変位(mm)				
8	50	584	294	0.510	260	-	-	399	0.868	623	121.6	178.0	5.125
	75	774	394	0.509	362	596	-	718	1.857	1122	136.0	146.6	8.25
	100	930	442	0.469	440	682	-	834	2.052	1303	114.6	127.7	11.375
	125	884	466	0.518	448	695	-	842	1.745	1316	90.7	95.3	14.5
	150	773	443	0.552	406	625	826	918	3.567	1434	81.4	68.5	17.625
12	50	949	291	0.282	409	483	-	587	1.955	408	119.3	192.9	3.417
	75	2011	561	0.288	833	-	-	1092	1.093	758	137.9	253.9	5.5
	100	1766	689	0.396	804	1194	-	1395	0.710	969	127.7	161.7	7.583
	125	1661	685	0.398	814	1185	1441	1597	3.854	1109	114.7	119.3	9.667
	150	1723	847	0.500	836	1324	-	1685	2.378	1170	99.6	101.8	11.75
16	175	1871	809	0.429	911	1366	-	1720	2.516	1194	86.3	93.9	13.83
	200	1535	826	0.542	672	1196	1550	1798	3.674	1249	78.4	67.0	15.917
	50	1030	379	0.344	488	-	-	751	2.449	293	114.5	157.0	2.563
	75	1691	759	0.429	836	1184	-	1319	1.594	515	124.9	160.1	4.125
	100	2432	992	0.400	1126	1685	-	2003	1.982	782	137.6	167.0	5.688
16	125	2232	1155	0.508	1062	-	-	2111	1.957	825	113.7	120.3	7.25
	150	2082	1340	0.631	988	1787	-	2769	3.773	1082	122.7	92.3	8.813
	175	2253	1497	0.642	1123	2017	-	2824	2.505	1103	106.3	84.8	10.375
	200	2064	1396	0.666	980	1801	-	2746	3.858	1073	89.9	67.5	11.938

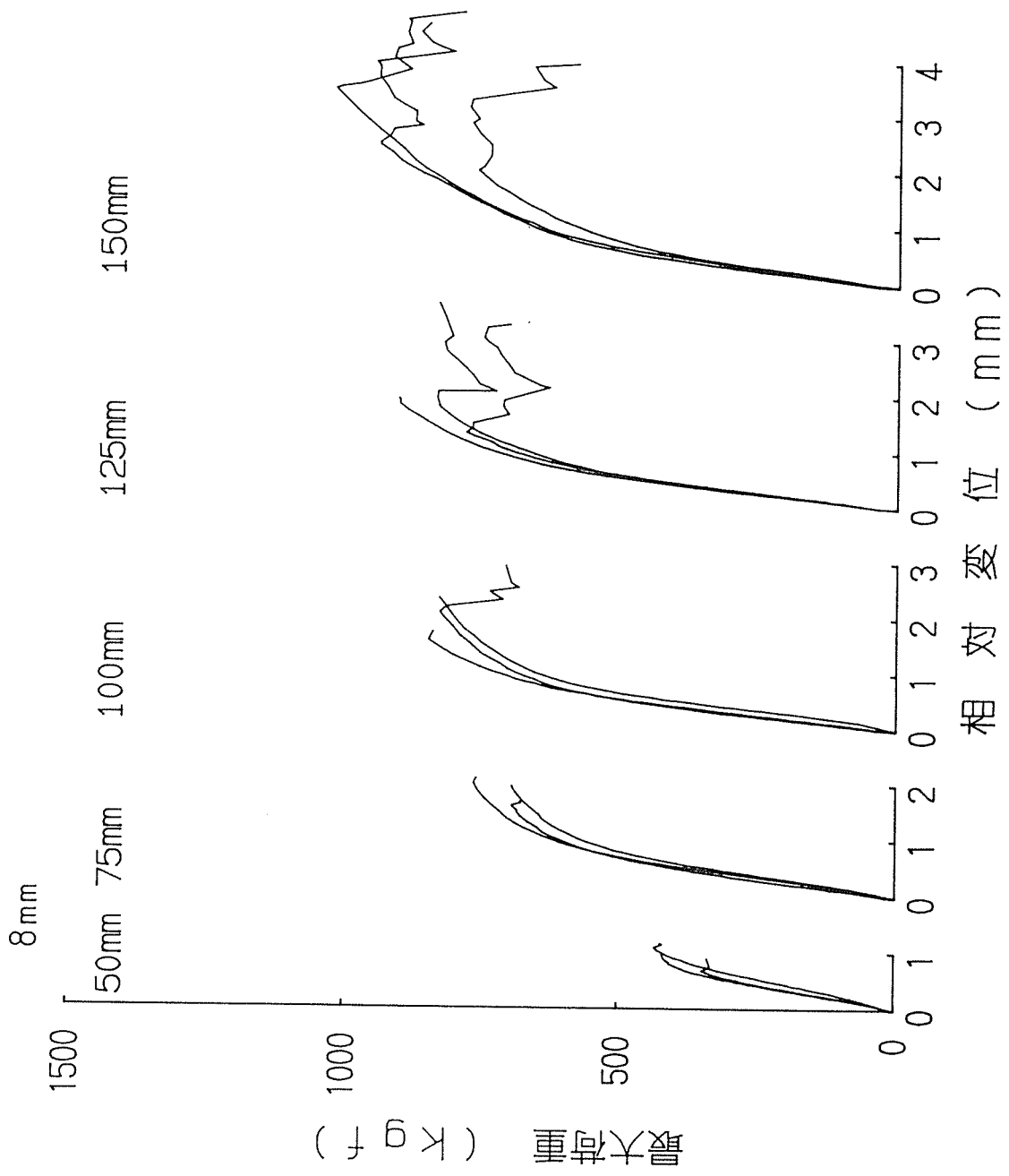


図2. 鋼板挿入式ドリフトピン接合の繊維直交加力時の荷重-相対変位曲線 (直径8mm)

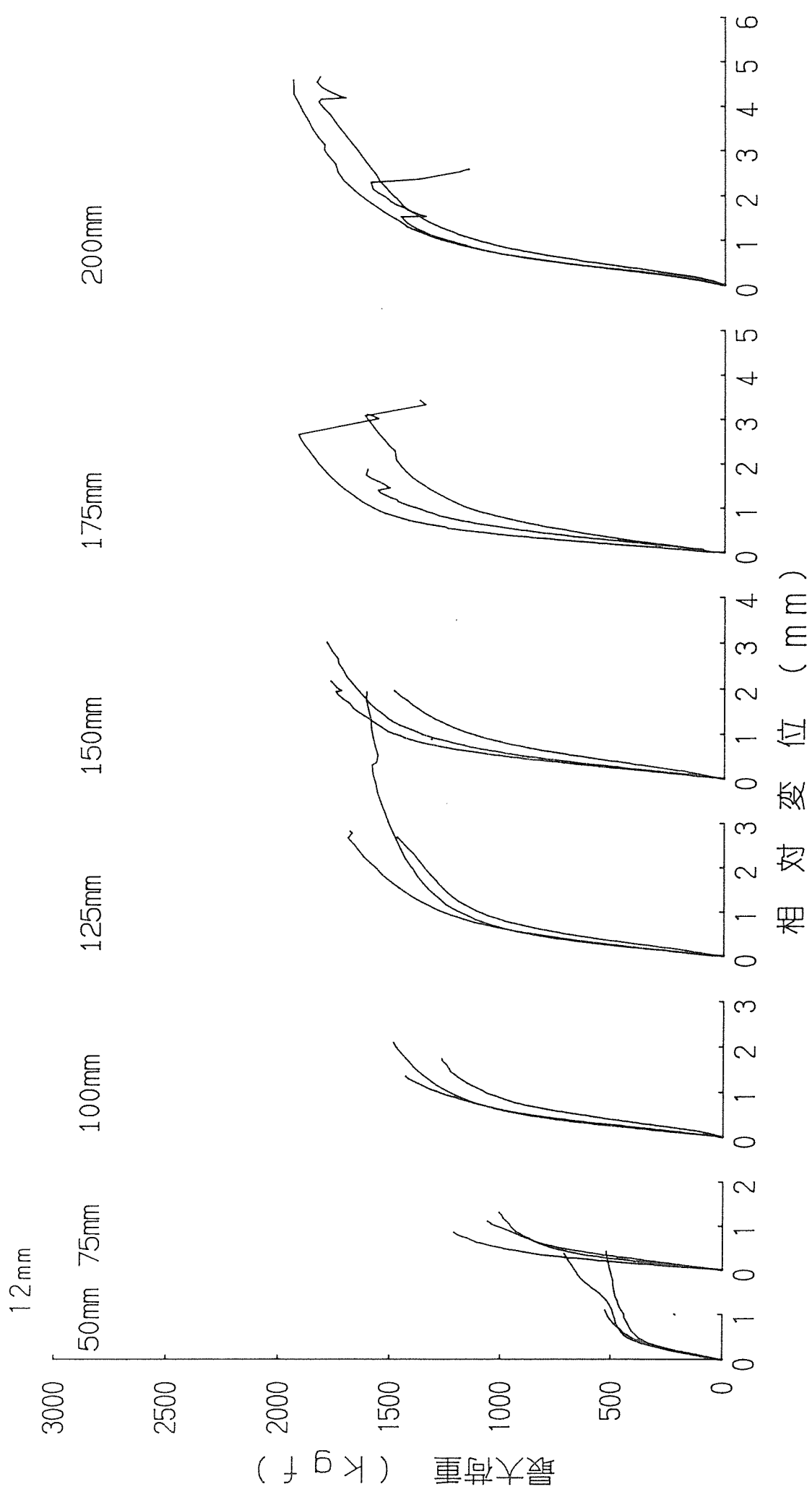


図3. 鋼板挿入式ドリフトピン接合の繊維直交加力時の荷重-相対変位曲線 (直径12mm)

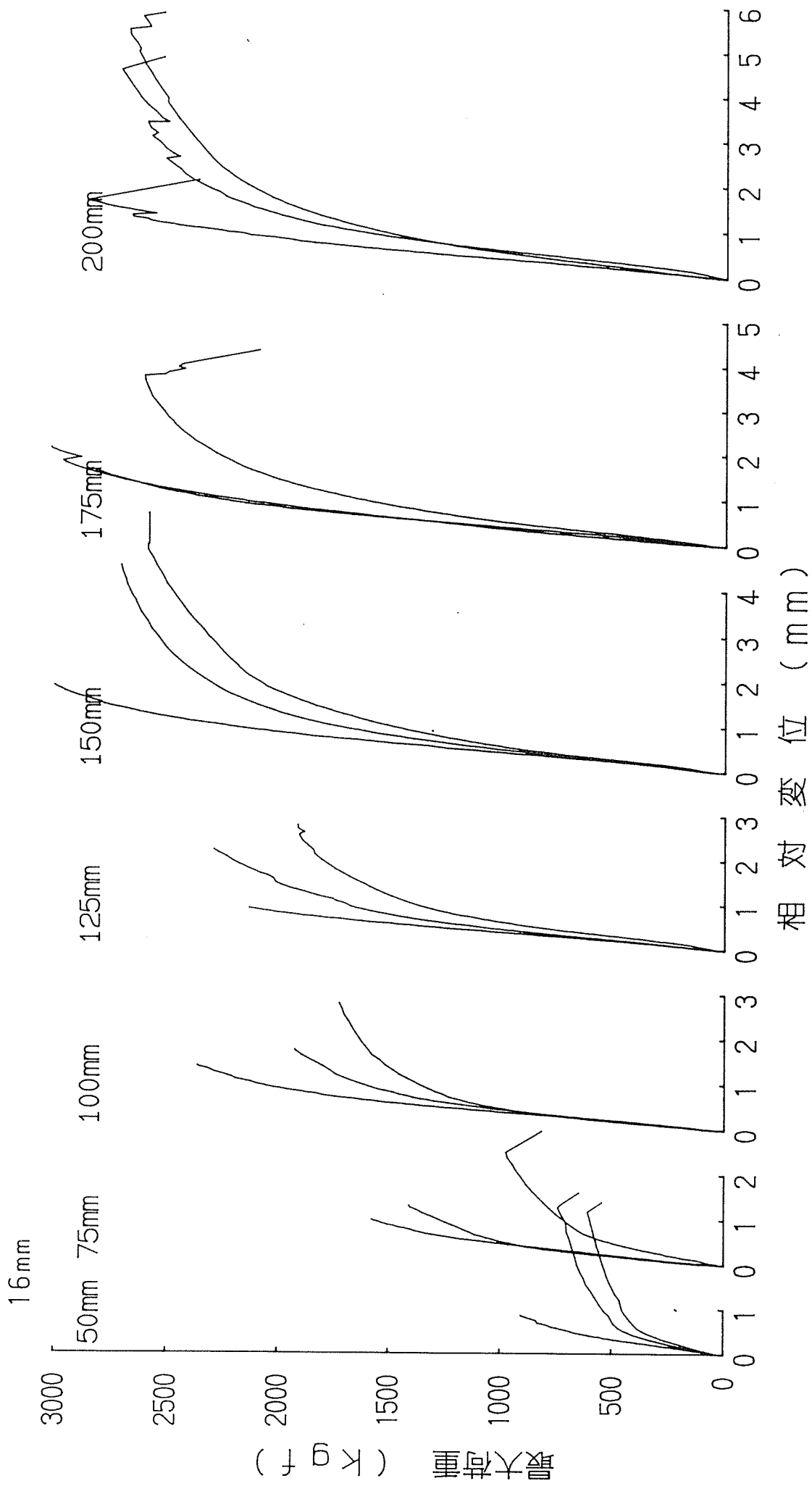


図4. 鋼板挿入式ドリフトピン接合の繊維直交加力時の荷重-相対変位曲線 (直径16mm)

8mm

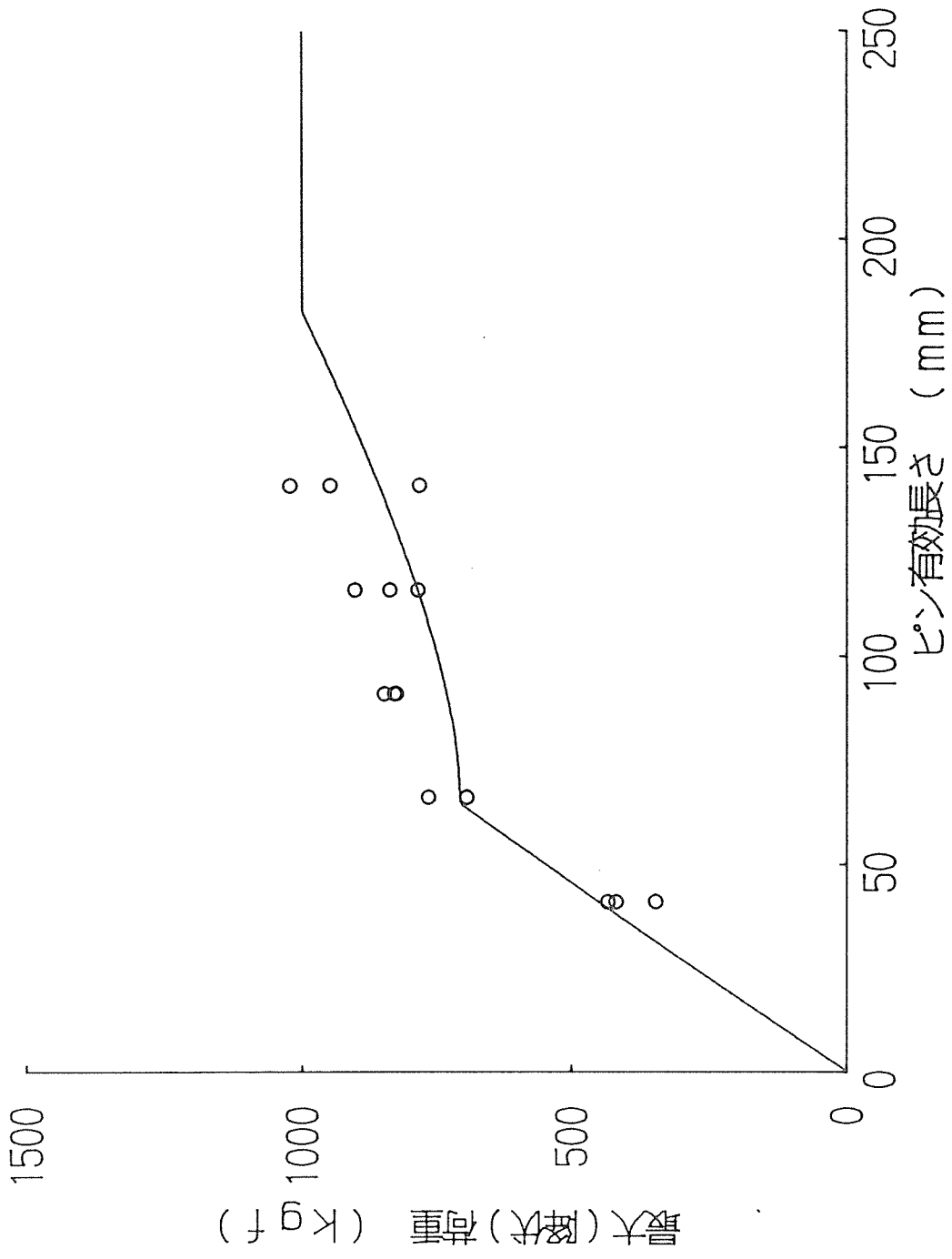


図5. ドリフトピン有効長さとも最大荷重の関係(直径8mm、実線は降伏荷重計算値)

12mm

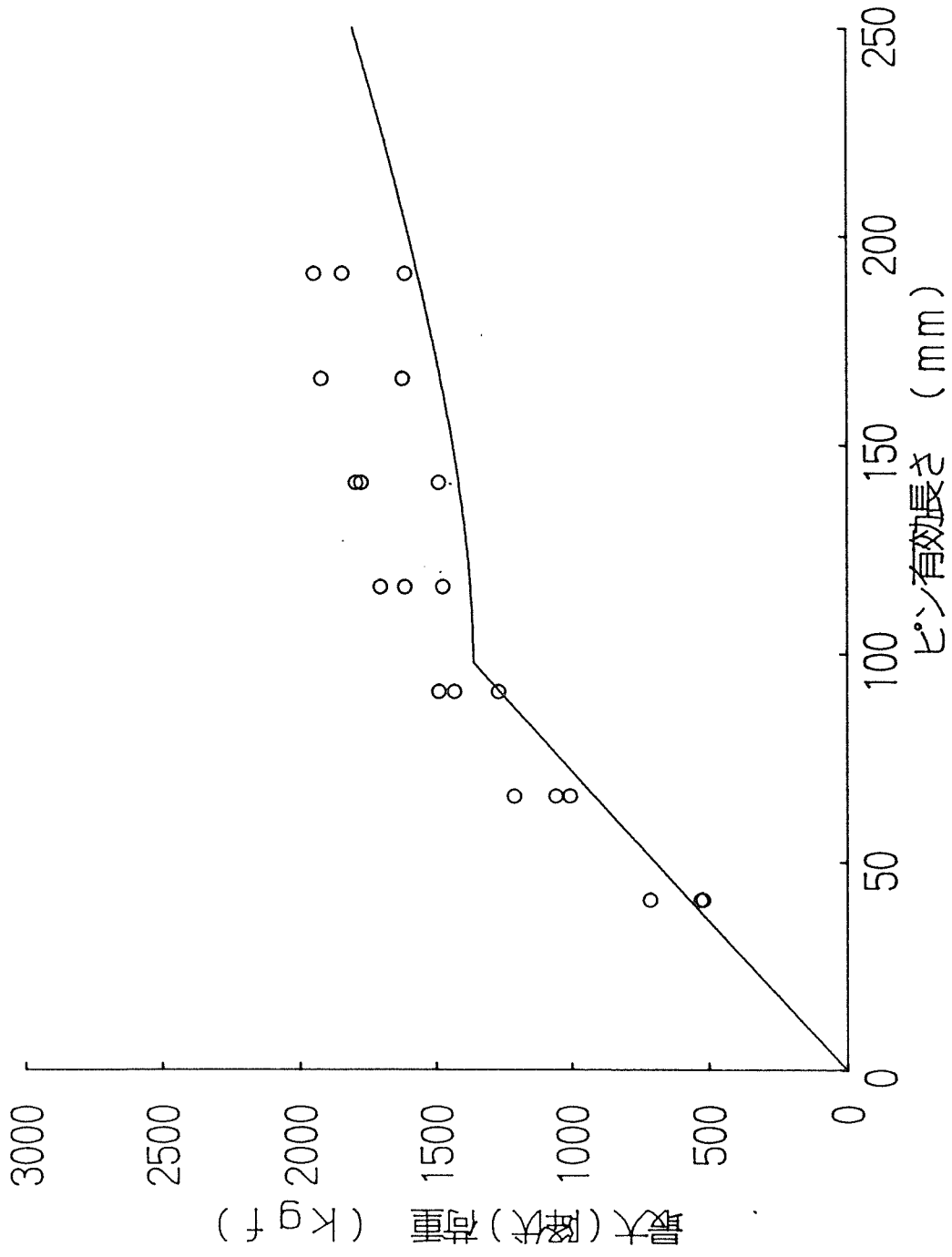


図6. ドリフトピン有効長ささと最大荷重の関係(直径12mm、実線は降伏荷重計算値)

16mm

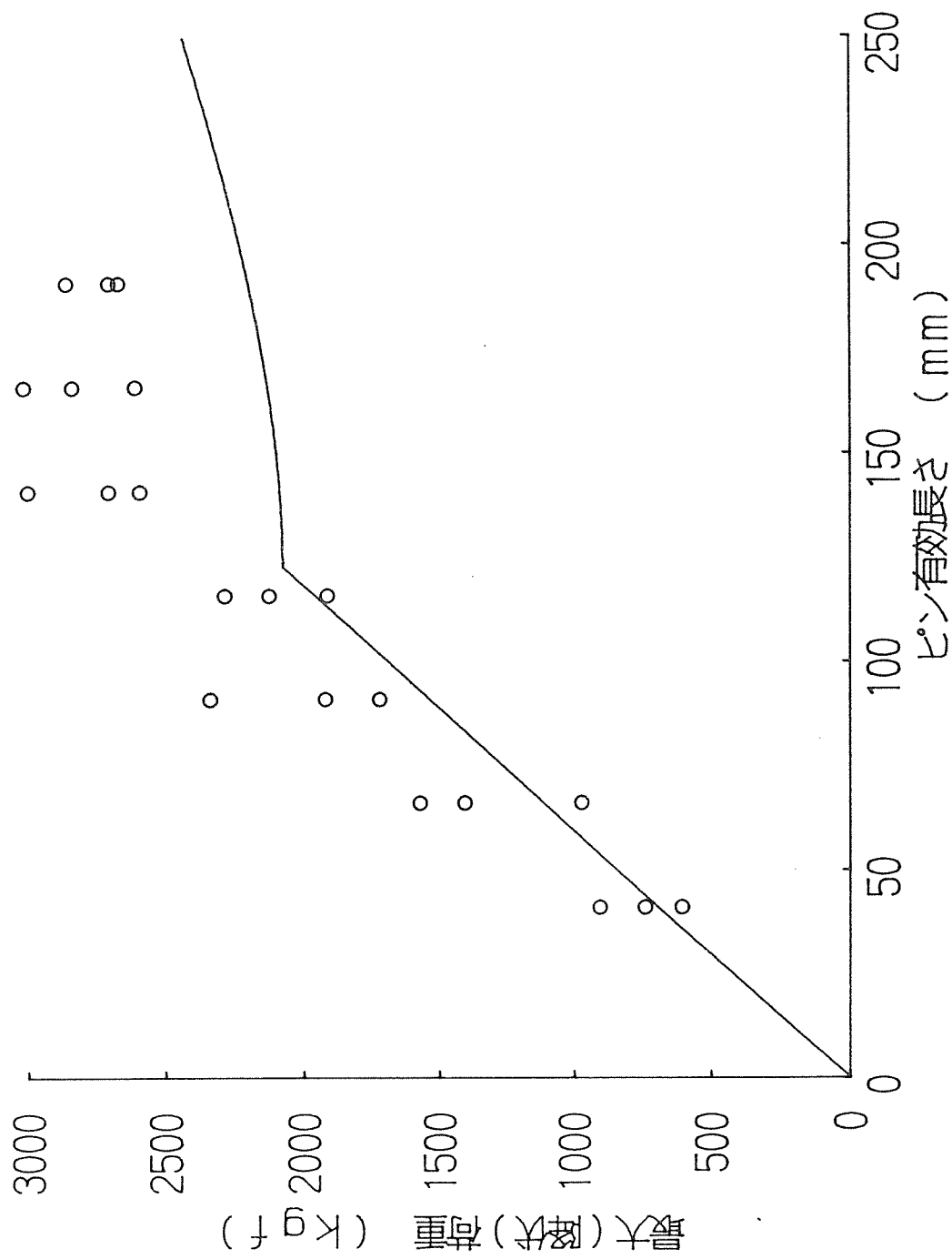


図7. ドリフトピン有効長ささと最大荷重の関係 (直径16mm、実線は降伏荷重計算値)

7. 2. 接合具単体のクリープ試験

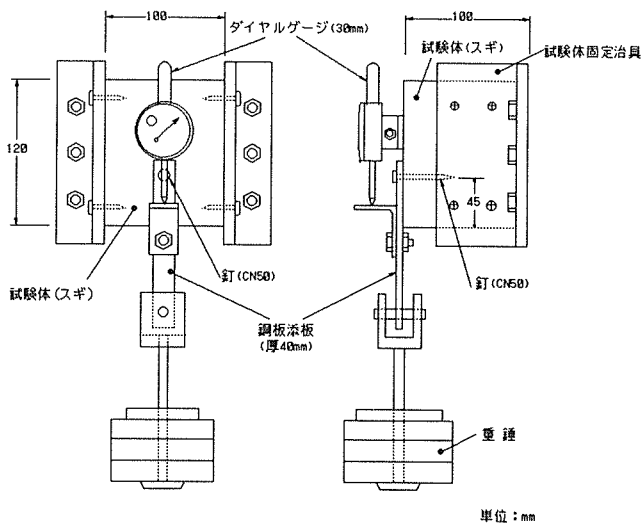
7. 2. 1 目的

釘、ボルト、ドリフトピンなどダボタイプの接合具を用いた木構造接合部の強度性能に関する研究は、近年急速に進み、ヨーロッパ型の剛塑性理論を用いた接合部の降伏荷重予測手法も広く受け入れられるようになってきた。

しかしながら、これらの接合部のクリープ特性に関する研究は、現状では蓄積が十分であるとはいいがたく、接合部についても材料と同じように長期は短期の 1/2 で良いのかどうか、十分に確かめられたわけではない。

そこで本研究ではスギ素材を用いた鋼板添板釘接合のクリープ試験を行い、負荷の方向（繊維平行方向と直交方向）、負荷のレベルがクリープ変位におよぼす影響を調べ、クリープ変位の時間依存性を示すのに最適なクリープ表示式を求め、繊維平行方向と直交方向でクリープ挙動がどう異なるか、にも着目した。

7. 2. 2 実験



クリープ試験には徳島県産スギ素材（気乾比重 0.456、試験開始時の含水率 18.6%、平均年輪幅 1.96mm）を用いた。これは芯持ち材ではあるが、目がつみ、比較的良質なスギ材であった。使用した釘はCN50（直径 2.8mm）で、添板鋼板は厚さ 4mm のものを用いた。試験は負荷の方向を繊維平行方向、および直交方向の 2 方向とした。また、試験体はすべて 1 本の材から作成して

おり、その試験材の左右 2 側面について 1 体ずつ（A, B）、同一条件の試験を行うこととした。

載荷荷重は、クリープ用と同一材から切り出した試験体の両側面（A, B 面）に各 1 本ずつ釘を打ち、圧縮型で求めた最大荷重の 80%、65%、50% の荷重をかけることとした。ここで求めた最大荷重は、A, B 面の平均であり、またクリープ試験は引張型で行っているのに、最大荷重は圧縮型で求めたため、当初設定した荷重レベルは真

の最大荷重に基づいたものではない。そこで各試験体の正確な負荷レベルは、クリープ試験終了後にその残存耐力を測定し、これを用いることとした。なお総試験体数は、

2 (負荷の方向) × 3 (負荷レベル) × 2 (繰り返し A, B) = 12 体であった。

試験体形状、載荷の方法は図 1 に示すとおりであり、試験体の幅を 100mm、釘はスギ材の下辺から 45mm 上の位置とし、重錘を直接接合部にかける形式で行った。試験体の組み合わせ、かけた荷重値および残存耐力に対する負荷レベルはすべて表 1 中に示した。

クリープ試験は室温 21℃、湿度 70% 前後の条件下で約 2000 時間継続した。

7. 2. 3 クリープ表示式

クリープ変位 (y) の時間依存性を示す式としては

$$y = at^b + c - \textcircled{1} \quad (y : \text{クリープ変位、} t : \text{時間、} a, b \text{ は係数、} c \text{ は初期変位})$$

$$y = a\{1 - e^{-bt}\} + ct + d - \textcircled{2} \quad (a, b, c \text{ は係数、} d \text{ は初期変位})$$

$$y = at / (1 + bt) + c - \textcircled{3} \quad (a, b \text{ は係数、} c \text{ は初期変位})$$

が考えられるが、クリープ試験の結果がこのうちどの式によくあてはまるかを調べるために、①式については最小 2 乗法を用いて係数 a, b を決定し、②、③式については係数を変え、残差平方和を最小にする係数を探索的に求めた。なお①、③式の c および②式の d の値は、載荷直後から表示式を計算する原点までの経過時間 (切り捨て時間) 内に生じた変位 (表 1 の初期変位) としており、これは確定値である。

7. 2. 4 結果

圧縮型の試験により推定した最大荷重は、繊維平行方向加力ではおおむね妥当な値であったものの、繊維直交方向加力では過大だったようであり、繊維直交方向の負荷レベル 80% で 134kgf をかけた場合について、A (90° - A80) は約 200 時間後に発生した震度 3 以上の地震で降伏し、B (90° - B80) は 120kgf かけた時に降伏してしまい、いずれもデータが得られなかった。

またこの地震 (1991.8.6 水戸で震度 III) により、繊維平行方向加力では多少の変位増大がみられたものの、その後しばらくは本来のクリープ曲線にもどるかのように変位増加率が小さくなったのに対し、繊維直交方向加力では比較的大きな変位の増大を示し、その後は地震前とほぼ同じ変位増加率でクリープが進行し、繊維平行方向と

直交方向では地震による挙動に著しい差が認められた（図 2, 3）。ただ、木構造計算規準で定められた C N 5 0 釘の長期許容せん断耐力は 25kgf であり、本実験ではその 2.5 倍から 4 倍の負荷をかけていたため、繊維直交方向でこのような大きな変位の増大が生じたのも仕方ないであろう。

図 2 は、繊維平行方向加力について各試験体のクリープ測定結果（○印）と、①、②、③の各式を用いて求めたベストフィットカーブをそれぞれ実線、破線、点線で示した。おおむね①式と②式が測定値に比較的よくあてはまるようである。繊維直交方向加力（図 3）では、生データのみを図にのせた。なお、表 1 では、繊維直交方向（ 90° ）の式のあてはめは、大地震発生後の 215 時間以降のデータのみを用いて行っており、地震前のデータは全て切り捨てた。また表 1 には、切り捨て時間（載荷直後から式のあてはめを行う原点までの経過時間）が 0.1 時間の場合と 2 時間の場合の両方の式のあてはめを行っており、載荷直後のデータも用いた方が良いか、或いは切り捨てた方が良いか検討したが、図 2 ではすべて 0.1 時間の場合の式を表示した。

②の $y=a(1-\exp(-bt))+ct+d$ 式は決定すべき係数が多く、あてはめは $t \rightarrow \infty$ の時に $y=a+ct+d$ になることを利用して行ったが、厳密なあてはめではないものの比較的よく実験値にのった。なお①式は切り捨て時間が 0.1 時間と小さい方がよくあてはまり、②式は切り捨て時間が大きければ大きいほど実験値によくあった。③の $y=at/(1+bt)+c$ は①、②式ほどよく実験値にあてはまらなかった。これら 3 式を用いて 1 万時間後のクリープ変位を推定したところ、②が最も大きい値を与え、③が最も小さい値を与え、式の計算が容易でよく用いられている①式はその中間であった。

また、つくばは地震が多く、200 時間のみならず、84 時間、1140 時間、1430 時間などでも地震による変位の若干の増大がみられ、特に繊維直交方向加力でその影響が大きかった。載荷荷重が同じ 109kgf 前後であるのに、地震により繊維直交方向では平行方向の 10 倍近い変位増になったわけであるから、繊維直交方向の負荷を受ける接合部では、注意が必要である。

この試験では湿度の影響も大きく、調湿機能のトラブルにより 2000 時間で湿度が 70% から 60% 前後までおちたが、これに伴って繊維平行方向加力の変位もとたんに増大した。ただ繊維直交方向加力では湿度の影響がほとんどみられず、ここでも繊維平行方向と直交方向の違いが明確に出た。

表1. スチ素材CN50鋼板そえ板釘打ちクリュー試験結果のクリュー変位式へのあてはめ

No	荷重と レベル*	切り 捨て 時間 (hr)	初期 変位 (mm)	$y = at^b + c$			$y = a(1 - \exp(-bt)) + ct + d$			$y = a/(1+bt) + c$						
				a	b	残差平方和の 平均 $\Sigma(y_i - \bar{y}_i)^2/n$	1万時間 後の変位 (mm)	a	b	c	残差平方和の 平均 $\Sigma(y_i - \bar{y}_i)^2/n$	1万時間 後の変位 (mm)	a	b	残差平方和の 平均 $\Sigma(y_i - \bar{y}_i)^2/n$	1万時間 後の変位 (mm)
0°-A80	108.5kgf 80%	2.01 0.13	1.51 1.43	0.0167 0.0639	0.423 0.258	6.23×10 ⁻⁴ 4.19×10 ⁻⁴	0.825 0.690	0.1807 0.2354	0.0140 0.0266	1.13×10 ⁻⁴ 1.13×10 ⁻⁴	2.95×10 ⁻⁴ 8.02×10 ⁻⁴	1.308 0.383	0.00149 0.00324	0.00368 0.00709	1.05×10 ⁻³ 2.13×10 ⁻³	0.396 0.451
0°-B80	108.5kgf 90%	2.63 0.48	2.15 2.10	0.0275 0.0418	0.486 0.435	5.13×10 ⁻³ 3.94×10 ⁻³	2.42 2.28	0.5266 0.5761	0.0080 0.0090	2.33×10 ⁻⁴ 2.33×10 ⁻⁴	5.19×10 ⁻⁴ 8.54×10 ⁻⁴	2.857 2.907	0.00350 0.00444	0.00334 0.00419	2.32×10 ⁻³ 2.98×10 ⁻³	1.107 1.035
0°-A65	88.1kgf 69%	2.04 0.17	2.38 2.30	0.0167 0.0670	0.412 0.244	4.32×10 ⁻⁴ 2.84×10 ⁻⁴	0.739 0.635	0.1722 0.2520	0.0136 0.0286	0.99×10 ⁻⁴ 0.99×10 ⁻⁴	2.09×10 ⁻⁴ 7.75×10 ⁻⁴	1.166 1.245	0.00145 0.00355	0.00393 0.00834	7.97×10 ⁻⁴ 1.90×10 ⁻³	0.359 0.420
0°-B65	88.1kgf 75%	2.74 0.20	1.31 1.22	0.0305 0.0731	0.437 0.329	4.33×10 ⁻³ 2.17×10 ⁻³	1.71 1.51	0.4497 0.5394	0.0094 0.0124	1.50×10 ⁻⁴ 1.50×10 ⁻⁴	4.81×10 ⁻⁴ 1.33×10 ⁻³	1.946 2.046	0.00389 0.00647	0.00514 0.00797	1.46×10 ⁻³ 2.51×10 ⁻³	0.743 0.802
0°-A50	67.8kgf 50%	2.07 0.19	0.89 0.85	0.0106 0.0338	0.417 0.274	2.98×10 ⁻⁴ 1.91×10 ⁻⁴	0.490 0.424	0.1176 0.1575	0.0126 0.0214	0.61×10 ⁻⁴ 0.61×10 ⁻⁴	1.66×10 ⁻⁴ 3.21×10 ⁻⁴	0.726 0.766	0.00102 0.00210	0.00431 0.00800	3.92×10 ⁻⁴ 6.72×10 ⁻⁴	0.231 0.260
0°-B50	67.8kgf 62%	2.79 0.22	1.64 1.58	0.0204 0.0525	0.384 0.274	4.81×10 ⁻⁴ 2.78×10 ⁻⁴	0.704 0.656	0.1976 0.2574	0.0122 0.0190	0.81×10 ⁻⁴ 0.81×10 ⁻⁴	1.85×10 ⁻⁴ 5.51×10 ⁻⁴	1.007 1.067	0.00189 0.00394	0.00536 0.01006	5.90×10 ⁻⁴ 1.12×10 ⁻³	0.346 0.388
90°-A65	109.1kgf 78%	215.4 215.5	2.70 3.62	0.00347 0.00582	0.715 0.594	6.54×10 ⁻⁴ 1.40×10 ⁻⁵	2.50 1.39	0.1182 0.1517	0.0062 0.0052	3.58×10 ⁻⁴ 1.97×10 ⁻⁴	4.21×10 ⁻⁴ 3.39×10 ⁻⁵	3.70 2.12	0.00064 0.00069	0.00031 0.00090	9.34×10 ⁻⁴ 1.34×10 ⁻⁴	1.581 0.670
90°-B65	109.1kgf 84%	215.4 215.5	1.84 1.84	0.00011 0.00011	1.003 1.003	2.96×10 ⁻⁴ 2.96×10 ⁻⁴	1.12 0.08	0.0506 0.0703	0.0024 0.0038	0.65×10 ⁻⁴ -1.24×10 ⁻⁵	6.36×10 ⁻⁵ 1.31×10 ⁻⁴	0.70 -0.05	0.00017 0.00054	0.00046 0.00880	4.15×10 ⁻⁵ 1.67×10 ⁻⁴	0.301 0.0602

*: 試験終了後測定した残存耐力に対する載荷荷重の比

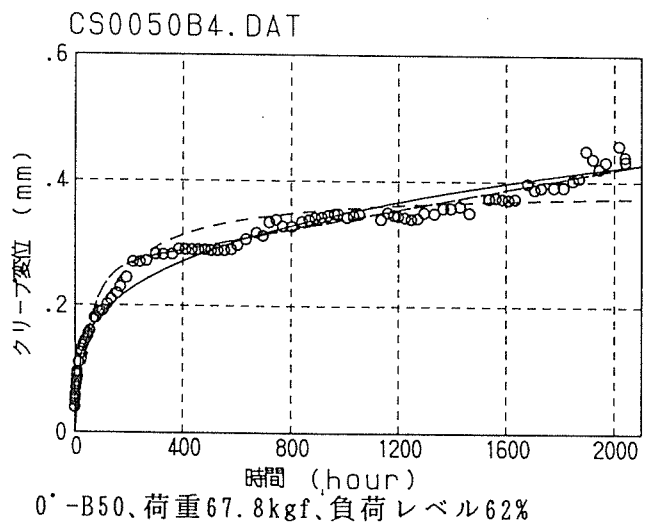
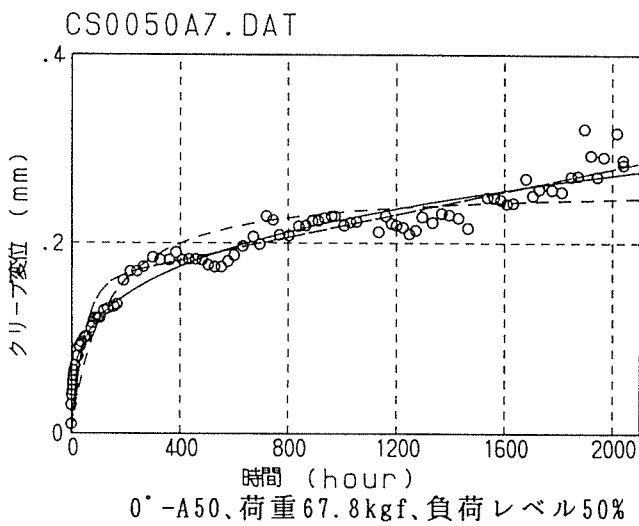
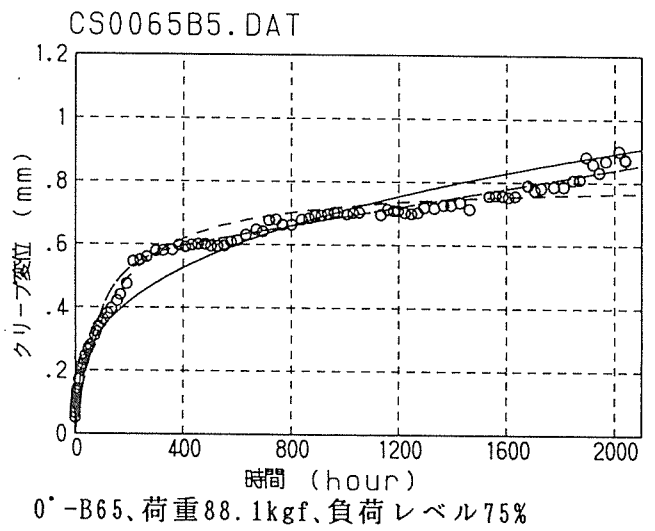
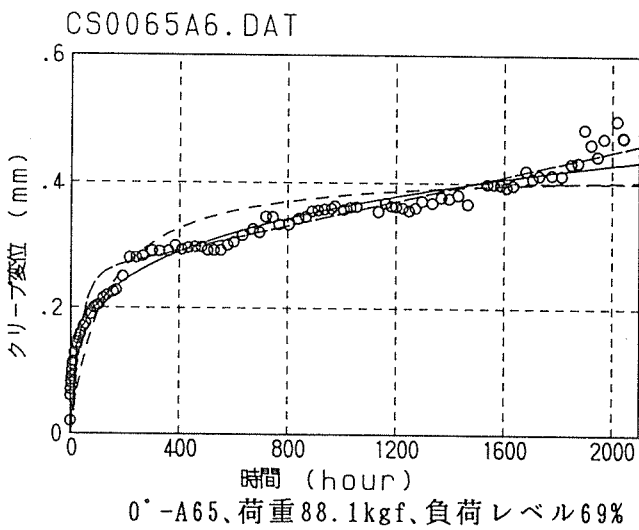
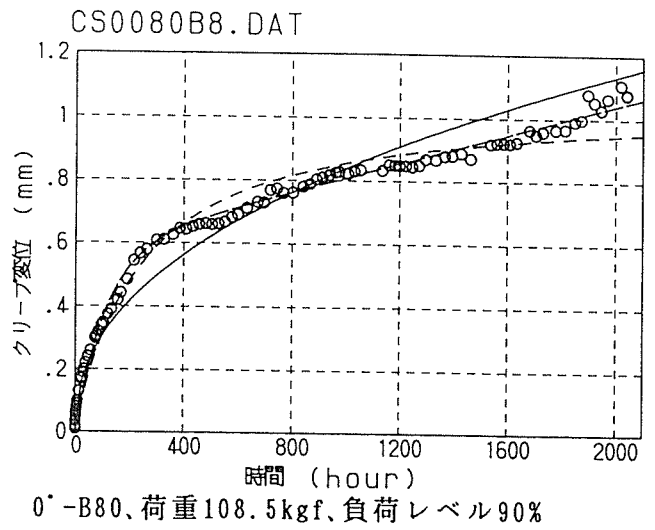
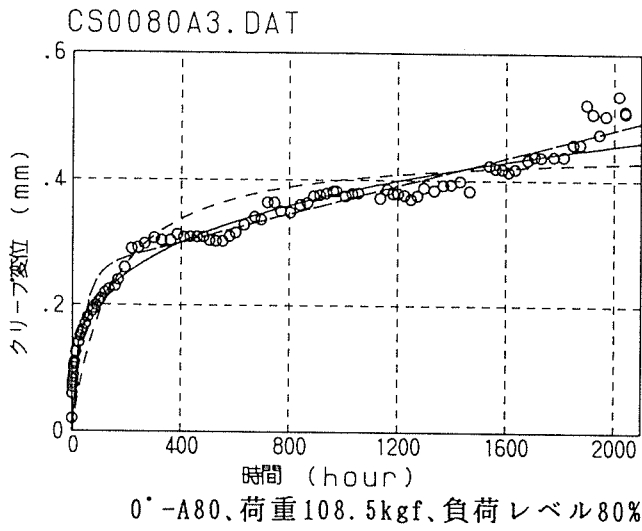


図2. スギ素材鋼板そえ板釘 (CN50) 接合クリープ試験結果
(繊維平行方向加力、①式———、②式———、③式-----)

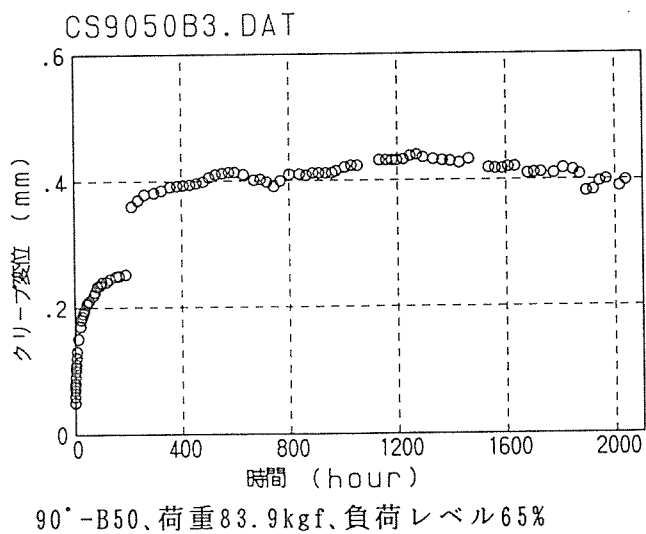
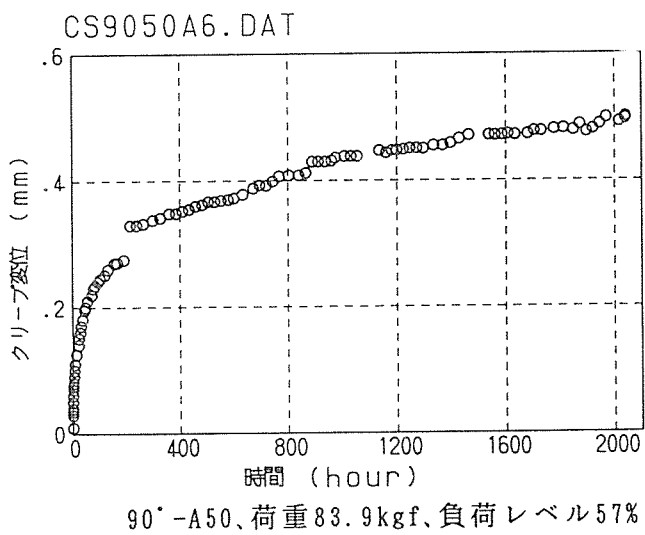
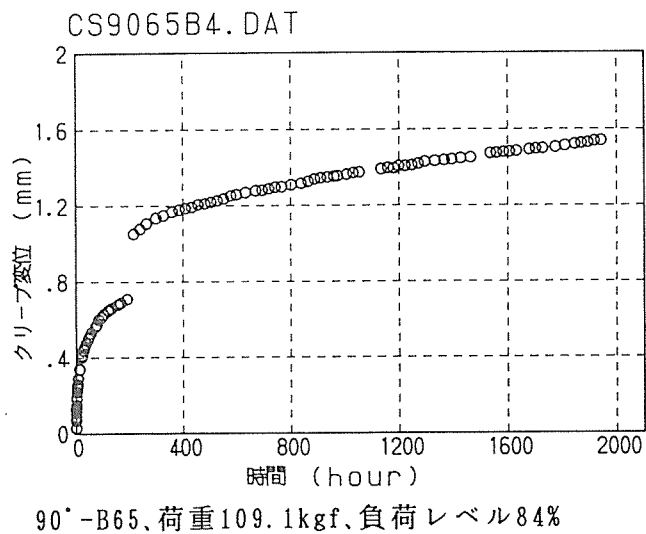
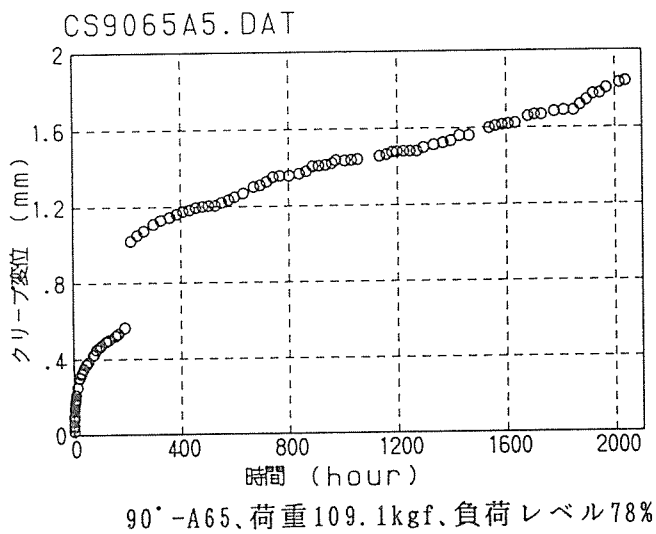


図3. スギ素材鋼板そえ板釘 (CN50) 接合クリープ試験結果
(繊維直交方向加力、測定値(○)のみ)

8. 接合部のめり込みに関する設計方法の検討

…めりこみ強度設計方法の提案

8. 1 なぜ木質ラーメン接合部設計法にめりこみ剛性・強度計算式が必要か

木質ラーメン構造の設計を考えると、接合部の扱いが最も重要な課題である。鉄骨や鉄筋コンクリートラーメン構造の場合には、柱梁部材の仮定断面をもとに設計を進め、接合部は完全剛接と仮定して部材を線材置換した骨組の応力・変形計算を行い、各部材の許容応力度以下であることを確認し、接合部は部材強度以上となるようにボルトや添え板、あるいは鉄筋などの設計を行えば済む。しかし、木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合部は、概して部材強度以上に補強することは困難であり、接合部回転剛性も半剛接とせざるを得ない程度に低い。そのため、まず最初に接合部の設計を行って接合部の剛性と耐力を導くことが、設計プロセスの上から必要である。

接合部の回転剛性を計算によって求める方法は、今のところまだ確立されていない。接合部の構造実験によるM- θ グラフの初期勾配をとって回転剛性とするやり方が、現時点で唯一の信頼できる方法であるといえる。接合部の変形的主要因は「めりこみ」である。2. 7で述べられたとおり、めりこみの剛性および弾性限界は、縁端距離や材厚などの寸法因子の影響を受けて変化する。つまり、この影響を考慮しためりこみ計算式がこれまでなかったために、任意の接合部の回転剛性を計算によって求めることができなかつたわけである。また、引張ボルト型接合のように、接合部各部の応力と変形のつりあい方程式を解かないと中立軸位置が求められないものは、ボルトの引張強度に基づいて接合部耐力を計算するためには、めりこみ計算式が必要である。鋼板添え板型接合においても、各ファスナーの応力配分を正しく把握して耐力計算を行う上で、めりこみ計算式は欠かせないのである。木質ラーメン接合部の耐力および回転剛性を計算で求める方法を確立するための第1歩は、寸法因子の影響を考慮しためりこみ計算式にあるとよいだろう。

ここでははじめに、任意の端距離、縁距離、材厚、加圧面長さおよび幅をもつ等変位めりこみおよび三角形変位めりこみの荷重変形関係式を示す。次に、そのめりこみ計算式を用いた木質ラーメン接合部の終局強度型設計法を提案する。最後に、その一例として、引張ボルト型柱梁接合部の一般設計式を示している。

ここで提案する設計法は、任意の木質ラーメン接合部の耐力・回転剛性を計算によって求める一般的な方法の一種のたたき台になるものと考えている。しかし、これはあくまでもアウトラインにすぎず、規準として整備するにはまだ解決されていない種々の問題が山積されている。例えば、縁端距離等の寸法因子の影響を考慮した割裂破壊強度、せん断破壊強度の算定式、複数ファスナー使用時の空隙寸法によるばらつき統計的評価方法などである。これらは木質ラーメンだけにとどまらず、木構造全体の課題でもあるので、今後の研究の発展が切望される。

8.2 寸法因子の影響を考慮しためりこみ計算式

任意の端距離、縁距離、材厚、加圧面寸法をもつ等変位めりこみおよび三角形変位めりこみの荷重・変形関係式を以下に示す。これは、実験結果に基づいて各寸法因子の影響を分析し、その傾向を説明づける力学的仮説にもとづいて導かれたものである。式中の関数 $\Phi(x)$ は、標準正規確立変量を表しており、この数値は統計の本などの巻末の数表をひくだけで簡単に得られる。

(1) 等変位めりこみ計算式

左図に示す木材の等変位めりこみの、荷重 P と変形 δ の弾塑性包絡線は、下式で計算される。

$$\text{弾性限界変位 } \delta_y = \frac{z_0 f_m}{E_t \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \quad (8.1)$$

$$\begin{aligned} &\delta \leq \delta_y \text{ のとき (弾性域)} \\ P = K_c \delta \quad K_c &= \frac{x_p y_p C_x C_y E_t}{z_0} \quad (8.2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\delta > \delta_y \text{ のとき (塑性域)} \\ P &= \frac{x_p y_p C_x C_y E_t \delta y}{z_0} \quad (8.3) \end{aligned}$$

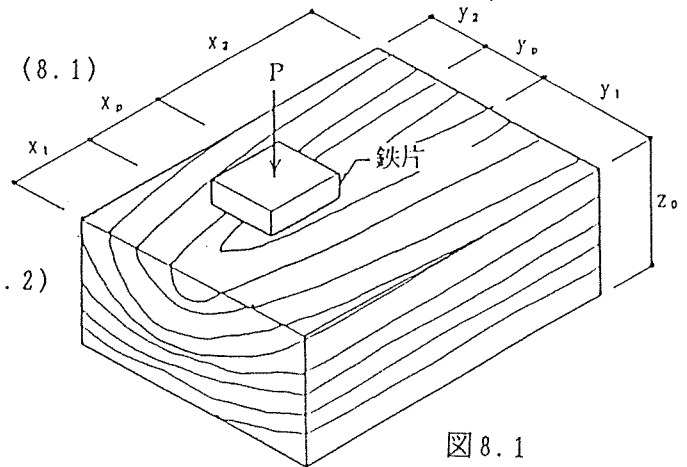


図 8.1

$$\left[\begin{aligned} C_{xm} &= 1 + \frac{z_0}{0.8x_p} & C_x &= 1 + \left\{ \Phi\left(\frac{2x_1}{z_0}\right) + \Phi\left(\frac{2x_2}{z_0}\right) - 1 \right\} \left/ \left(\frac{0.8x_p}{z_0} \right) \right. \\ C_{ym} &= 1 + \frac{z_0}{0.8ny_p} & C_y &= 1 + \left\{ \Phi\left(\frac{2ny_1}{z_0}\right) + \Phi\left(\frac{2ny_2}{z_0}\right) - 1 \right\} \left/ \left(\frac{0.8ny_p}{z_0} \right) \right. \\ C_{xp} &= 1 + \frac{x_3 + x_4}{x_p} + \frac{\delta}{\delta_y} \left\{ \Phi\left(\frac{2x_1}{z_0}\right) + \Phi\left(\frac{2x_2}{z_0}\right) - \Phi\left(\frac{2x_3}{z_0}\right) - \Phi\left(\frac{2x_4}{z_0}\right) \right\} \left/ \left(\frac{0.8x_p}{z_0} \right) \right. \\ C_{yp} &= 1 + \frac{y_3 + y_4}{y_p} + \frac{\delta}{\delta_y} \left\{ \Phi\left(\frac{2ny_1}{z_0}\right) + \Phi\left(\frac{2ny_2}{z_0}\right) - \Phi\left(\frac{2ny_3}{z_0}\right) - \Phi\left(\frac{2ny_4}{z_0}\right) \right\} \left/ \left(\frac{0.8ny_p}{z_0} \right) \right. \\ x_3 &= \left(x_1 \text{ と } \frac{z_0}{2} \sqrt{-2 \log \frac{\delta y}{\delta}} \text{ のうち小さい方} \right) & y_3 &= \left(y_1 \text{ と } \frac{z_0}{2n} \sqrt{-2 \log \frac{\delta y}{\delta}} \text{ のうち小さい方} \right) \\ x_4 &= \left(x_2 \text{ と } \frac{z_0}{2} \sqrt{-2 \log \frac{\delta y}{\delta}} \text{ のうち小さい方} \right) & y_4 &= \left(y_2 \text{ と } \frac{z_0}{2n} \sqrt{-2 \log \frac{\delta y}{\delta}} \text{ のうち小さい方} \right) \\ E_t &: \text{全面横圧縮ヤング係数} & f_m &: \text{めりこみ弾性限界応力の上限值} \\ n &: \text{繊維方向に対する繊維と直交方向の近似置換倍率 (n = 5 ~ 7 程度)} \\ \Phi(x) &: \text{標準正規確率変量} & \Phi(x) &= \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} dx \\ & & & x > 3 \text{ のとき } \Phi(x) \approx 1 \quad \Phi(0) = 0.5 \end{aligned} \right.$$

(2) 三角形変位めりこみ計算式

左図に示すような剛盤上の木材の三角形変位めりこみの、モーメントMおよび鉛直方向圧縮力Pと変形角θの関係は、下式で計算される。

$$\text{弾性限界変形角 } \theta_y = \frac{z_0 f_m}{x_p E_L \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \quad (8.4)$$

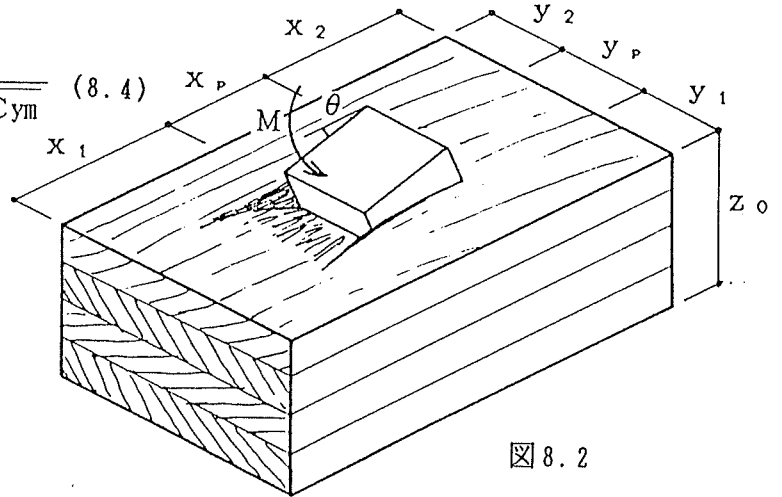


図 8.2

$$\theta \leq \theta_y \text{ のとき (弾性域)} \\ M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_L \theta}{z_0} \left\{ C_{xd} + \frac{1}{3} \right\} \quad (8.5)$$

$$P = \frac{x_p^2 y_p C_y E_L \theta}{z_0} \left\{ C_{xd} + \frac{1}{2} \right\} \quad (8.6)$$

θ > θ_y のとき (塑性域)

$$M = \frac{x_p^3 y_p E_L \theta}{6 z_0} \left\{ 6 C_{xe} C_y + 3 (C_y + C_{yp}) \frac{x_3 \theta y}{x_p \theta} + (C_y + 2 C_{yp}) \frac{\theta y}{\theta} + (C_y - C_{yp}) \frac{\theta y^2}{\theta^2} - C_{yp} \frac{\theta y^3}{\theta^3} \right\} \\ P = \frac{x_p^2 y_p E_L \theta}{2 z_0} \left\{ 2 C_{xe} C_y + (C_y + C_{yp}) \left(1 + \frac{x_3}{x_p} \right) \frac{\theta y}{\theta} - C_{yp} \frac{\theta y^2}{\theta^2} \right\} \quad (8.7)$$

$$\left[\begin{array}{l} C_{xm} = 1 + \frac{z_0}{0.8 x_p} \quad C_x = 1 + \left\{ \Phi \left(\frac{2x_1}{z_0} \right) + \Phi \left(\frac{2x_2}{z_0} \right) - 1 \right\} \left/ \left(\frac{0.8 x_p}{z_0} \right) \right. \\ C_{ym} = 1 + \frac{z_0}{0.8 n y_p} \quad C_y = 1 + \left\{ \Phi \left(\frac{2n y_1}{z_0} \right) + \Phi \left(\frac{2n y_2}{z_0} \right) - 1 \right\} \left/ \left(\frac{0.8 n y_p}{z_0} \right) \right. \\ C_{xd} = \left\{ \Phi \left(\frac{2x_1}{z_0} \right) - 0.5 \right\} \left/ \left(\frac{0.8 x_p}{z_0} \right) \right. \quad C_{xe} = \left\{ \Phi \left(\frac{2x_1}{z_0} \right) - \Phi \left(\frac{2x_3}{z_0} \right) \right\} \left/ \left(\frac{0.8 x_p}{z_0} \right) \right. \\ C_{yp} = 1 + \frac{y_3 + y_4}{y_p} + \frac{\theta}{\theta y} \left\{ \Phi \left(\frac{2n y_1}{z_0} \right) + \Phi \left(\frac{2n y_2}{z_0} \right) - \Phi \left(\frac{2n y_3}{z_0} \right) - \Phi \left(\frac{2n y_4}{z_0} \right) \right\} \left/ \left(\frac{0.8 n y_p}{z_0} \right) \right. \\ x_3 = \left(x_1 \text{ と } \frac{z_0}{2} \sqrt{-2 \log \frac{\theta y}{\theta}} \text{ のうち小さい方} \right) \quad y_3 = \left(y_1 \text{ と } \frac{z_0}{2n} \sqrt{-2 \log \frac{\theta y}{\theta}} \text{ のうち小さい方} \right) \\ y_4 = \left(y_2 \text{ と } \frac{z_0}{2n} \sqrt{-2 \log \frac{\theta y}{\theta}} \text{ のうち小さい方} \right) \\ E_L : \text{全面横圧縮ヤング係数} \quad f_m : \text{めりこみ弾性限界応力の上限值} \\ n : \text{繊維方向に対する繊維と直交方向の近似置換倍率 (n = 5 ~ 7 程度)} \\ \Phi(X) : \text{標準正規確率変量} \quad \Phi(X) = \int_{-\infty}^X \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} dx \\ X > 3 \text{ のとき } \Phi(X) \approx 1 \quad \Phi(0) = 0.5 \end{array} \right.$$

8. 3 むりこみの靱性に期待した木質ラーメン接合部の終局強度型設計法

接合部の設計法の基本的な考え方は、次のとおりである（右図参照）。

①：接合部の力学的仕組みをモデル化して、各部の応力と変形の関係から接合部全体についてのつりあい方程式をたて、モーメントと変形角の関係式を導き、接合部のM- θ 曲線を求める。

②：むりこみの靱性を利用して、期待したい終局変形角 θ_{max} まで変形させるように終局耐力設計を行う。すなわち、木部のせん断破壊や割裂のような脆性破壊は、必ずこの M_{max} よりも高いモーメントで破壊するように、各部の断面設計を行う。

③：終局耐力設計終了後、 θ_{max} 時の履歴吸収エネルギーの1/4となる点のモーメントを、接合部短期許容曲げモーメントとする。これにより、許容応力度設計までも終局耐力と変形性能の両者を考慮した耐震性能評価がされる。

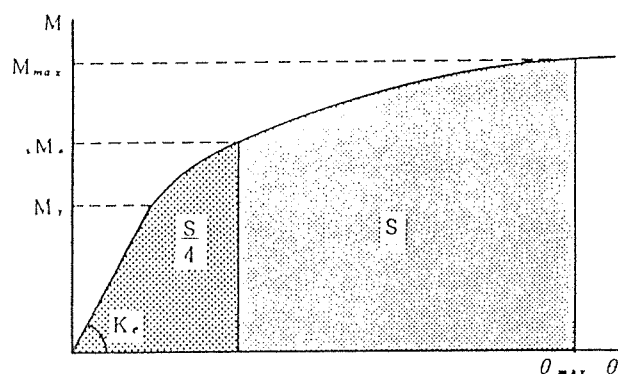


図 8. 3

この接合部設計法を織り込んだ木質ラーメン構造の耐震設計法のフローを、次ページに示す。右側の流れが建物骨組の構造設計フローで、左側が接合部の設計フローである。この図からわかるとおり、建物と接合部の設計プロセスは相互にからみあっており、一方を切り離して単独に進めることはできない。ここでの建物の設計フローの大まかな流れは、いわゆる新耐震設計基準でのルート1～ルート3に準ずるものとなっているが、木質ラーメン構造特有の提案は、以下の3点である。

I：フレームモデルの接合部の位置（部材の木口が別の材に接合される箇所）には必ず回転バネを設けて接合部回転剛性の値を入力し、応力・変形計算の際には接合部の影響が配慮されるようにする。

II：変形制限は、現行法規の1/200を越えた場合、P- δ 効果の及ばない範囲として、大断面集成材の柱の幅の1/2以内に柱頂部の水平変位量が納まっていれば、外壁および仕上げ材がその変形に追従できるディテールであることを確認のうえで、緩和を認めるものとする。

III：保有耐力設計のルート3では、許容応力度設計においてすでに終局耐力と変形性能がある程度考慮されたものとなっているため、Ds値による略算法を改めて適用する意味がないので、精算法としての増分解析と地震応答解析を行うものとする。但し、このルート3が適用される場合は、軟弱地盤に建てられる軒高9 mを越える3階建以上の木質ラーメン建築物などで、極めてまれな場合と考えられる。

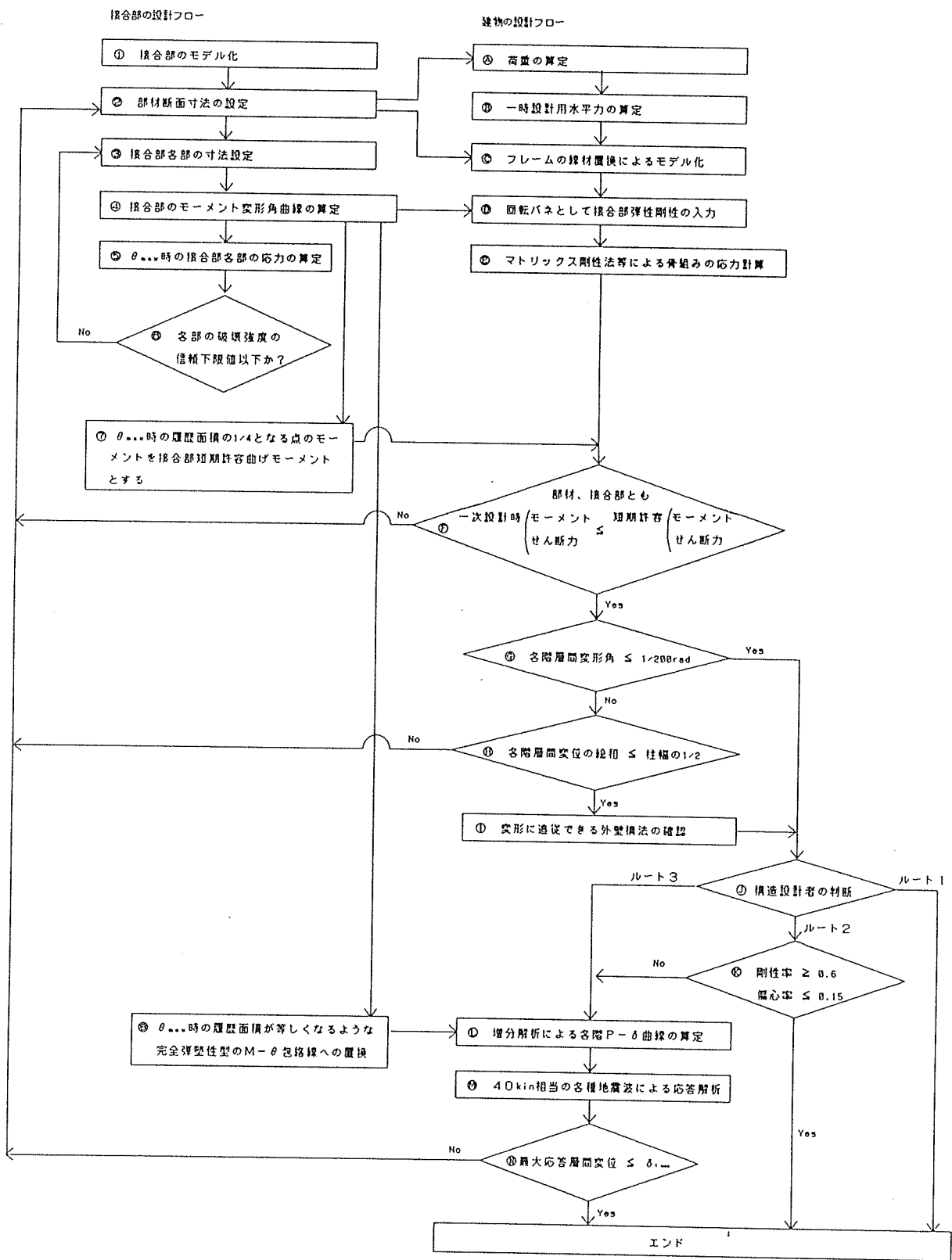


図8.4 木質ラーメン構造設計フロー

このうち、IIの変形制限の緩和については、現行法規を逸脱するため、現状ではなかなか認め難いものであり、このような考え方もあるという程度に受け取って頂きたい。これがなくてもこの設計法の本筋には全く差し障りがないからである。これを除く他の部分については、とくに法規に抵触するものではなく、むしろより緻密でハイレベルな構造設計を指向するように提案されたものである。とくに、半剛接回転バネをもつフレームモデルの応力・変形計算は、木質ラーメンの場合絶対に必要であると思われる。ある試設計の例^{*}では、一次設計時の建物の水平変位のうち、部材の変形の占める割合が2割、接合部の変形の占める割合が8割であった。木質ラーメン構造において接合部の影響がいかに大きいかかわかる。この設計法は、これまでRCやS造に慣れてきた構造設計者が、部材の設計にばかり気を取られて接合部の設計を無視あるいは後回しにしないように、あえて多少めんどろな手順で設計しなければならない、といった思想で作られている。

^{*}Seismic performance of a glued-laminated timber frame
Isao Sakamoto et al. Proceedings of the 10WCEE (1992)

8. 4 引張ボルト型柱梁接合部のM- θ 曲線算定式および終局耐力設計式

めりこみで靱性を確保するタイプの木質ラーメン接合部の代表例として、引張ボルト型柱梁接合部を取り上げる。このタイプのものは、接合部の回転変形が、めりこみと引張ボルトの伸びだけによるため、他のタイプのようにファスナーの変形などの不確定要素が入り込むことがなく、明快な変形解析が可能であり、今回の設計法を適用するのにふさわしいものといえる。下図は引張ボルト型柱梁接合部の典型例で、これは以前坂本松村研究室で行った、木質ラーメン接合部の構造耐力実験に用いられたものである。

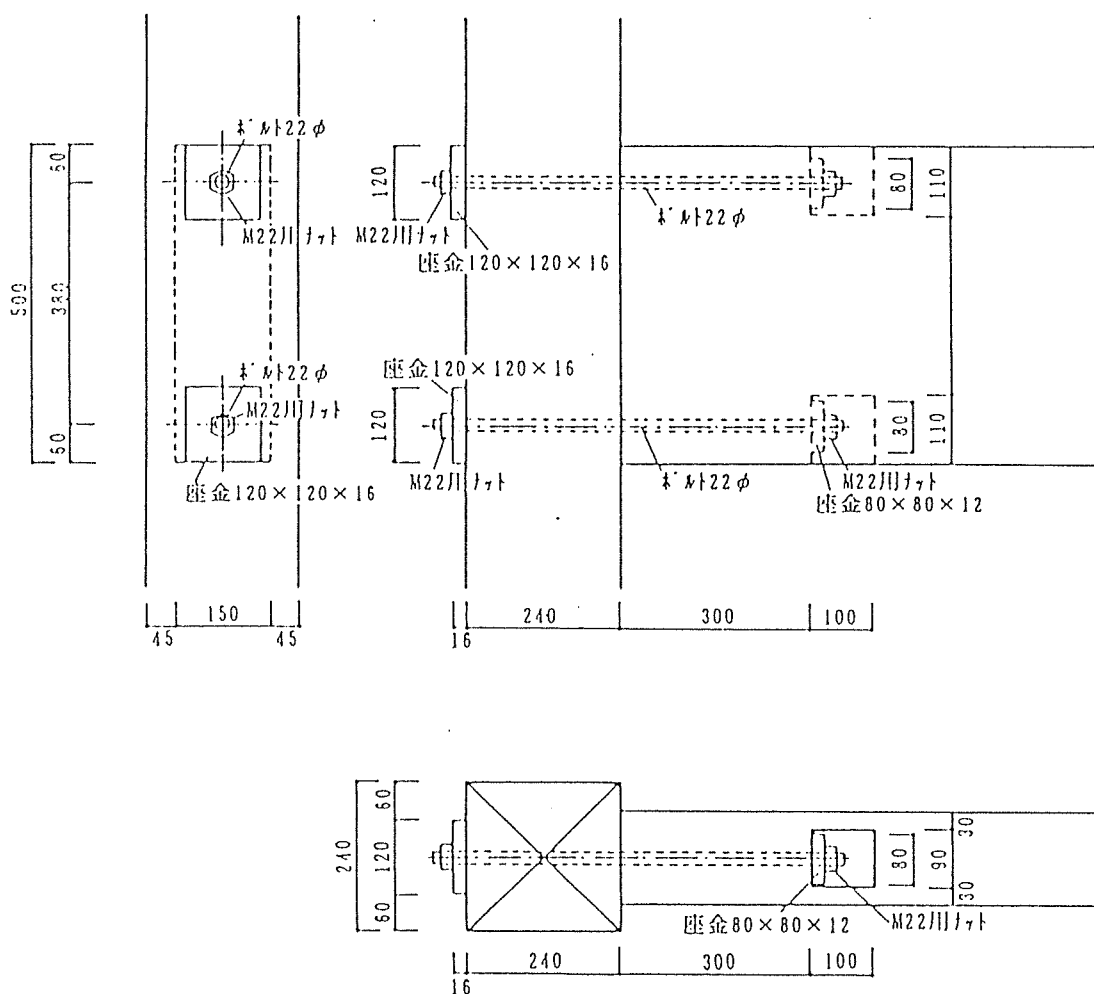


図 8. 5

まず、この引張ボルト型柱梁接合部にモーメントが作用したときの、弾性範囲内における各部の反力状態をモデル化して図示したのが、図8.6である。このモデルでは、中立軸より下の圧縮側では、梁小口と柱の圧縮により、柱の繊維と直交方向に三角形変位めりこみを生じる。中立軸より上の引張側では、引張ボルトの伸び、柱座金の等変位のめりこみ、梁座金の繊維方向への圧縮による変形、の3ヶ所が引張力によって変形するものとする。これらの荷重と変形の関係を求め、接合部全体としての力のつりあい方程式と変形のつりあい方程式を解くことにより、未知数である中立軸までの距離 x_p が求められ、接合部変形角 θ と接合部モーメント M との弾性関係式が導かれる。

はじめに、各部の荷重と変形の関係式を考える。圧縮側における梁小口の柱への三角形変位めりこみの、圧縮力の総和 $\sum N$ と変形角 θ の関係は、式 (8.6) より、

$$\sum N = \frac{x_p^2 y_p C_y E_1 \theta}{2z_0} \left(1 + \frac{z_0}{0.8x_p} \right) \quad (8.9)$$

ボルトの引張力 T とボルトの伸び δ_1 の関係は、

$$\delta_1 = \frac{T z_b}{a_t E_s} \quad (8.10)$$

柱座金による柱への等変位めりこみの圧縮力の総和 ($= T$) と、めりこみ変形 δ_2 の関係は、式 (8.2) より、

$$T = \frac{x_0 y_0 C_y 2 E_1 \delta_2}{z_0} \left(1 + \frac{z_0}{0.8x_0} \right) \quad (8.11)$$

梁座金の繊維方向への圧縮力 ($= T$) と、梁材の繊維方向の圧縮変形 δ_3 の関係は、繊維と直交方向への応力の広がりを見無視すると、

$$\delta_3 = \frac{T z_1}{A c E_r} \quad (8.12)$$

この梁座金の繊維方向への圧縮変形 δ_3 は、梁座金の面積が柱座金と比較してそれほど小さくなくれば、柱座金のめりこみ変形 δ_2 に比べてほとんど無視できる大きさとなる（圧縮ヤング係数の比が 1:50 程度）。したがって、ここではこの δ_3 を無視して扱うこととする。

さて、接合部全体として力のつりあいを考えると、

$$\sum N = T \quad (8.13)$$

さらに、柱小口面と柱面との変形角 θ が一定（平面保持の仮定）として、中立軸からボルト芯までの距離 ($x_j - x_p$) における変形のつりあいを考えると、

$$\delta_1 + \delta_2 = (x_j - x_p) \theta \quad (8.14)$$

これより、式 (8.9) (8.10) (8.11) を式 (8.13) (8.14) に代入して x_p について解くと下式を得る。

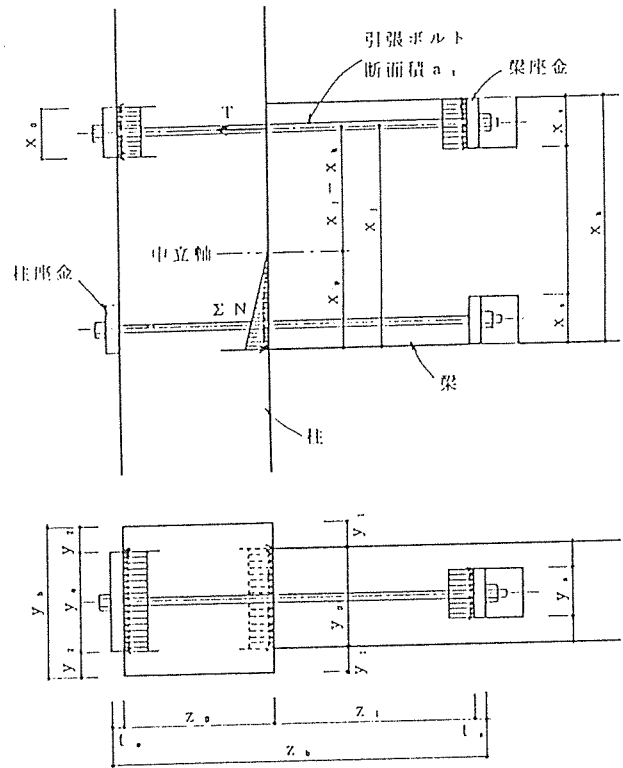
$$x_p = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (8.15)$$

$$\left[\begin{array}{l} a = C y D \quad b = (2 + 1.25 C y D) z_0 \quad C = -2 x_j z_0 \\ D = \frac{y_p z_b E_1}{a_t E_s} + \frac{y_p z_0}{x_0 y_0 C_{y2} C_{x2m}} \quad C_{x2m} = 1 + \frac{z_0}{0.8 x_0} \end{array} \right]$$

これより、この時のモーメント M と変形角 θ の関係は以下のように導かれる。

$$M = K e \theta \quad (8.16)$$

$$K e = \frac{x_p^3 y_p C_y E_1}{2 z_0} \left\{ \frac{x_j}{x_p} \left(1 + \frac{z_0}{0.8 x_p} - \frac{1}{3} \right) \right\}$$



E_1 : 柱材の繊維に直交方向の全面圧縮によるヤング係数
 E_r : 梁材の繊維方向のヤング係数
 E_s : 引張ボルトのヤング係数

図 8.6

今度は、弾性限界について考える。この場合、引張ボルトは降伏しないように断面設計するものとすれば、梁木口か柱座金のどちらかがめりこみ弾性限界変位に達する時が、境界条件となる。まず、梁木口が弾性限界変位 δ_y に達するときの変形角 θ_{y1} を考える。式 (8.1) (8.4) より、

$$\delta_y = \frac{z_0 f_m}{E_1 C_{x1m} \sqrt{C_y C_{y1m}}} \quad \theta_{y1} = \frac{\delta_y}{x_p} \quad (8.17)$$

次に、柱座金の弾性限界変位 δ_{y2} に達するときの変形角 θ_{y2} を考える。ボルトの伸び δ_1 を考えて、式 (8.14) より、変形のつりあいから

$$\delta_1 + \delta_2 = (x_j - x_p) \theta \quad (8.18)$$

この時の δ_{y2} は δ_y と同様に、

$$\delta_{y2} = \frac{z_0 f_m}{E_1 C_{x2m} \sqrt{C_y C_{y2m}}} \quad (8.19)$$

式 (8.18) 中のボルトの伸び δ_1 は、式 (8.10) および式 (8.13)、式 (8.9) より、

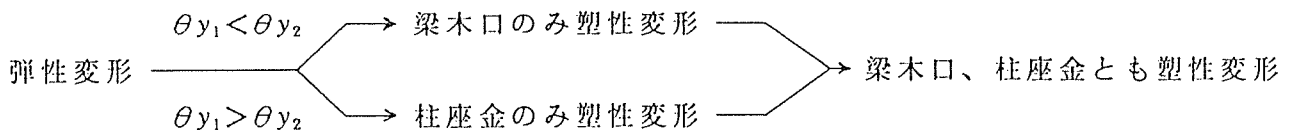
$$\delta_1 = \frac{x_p^2 y_p z_b C_y E_1 \theta}{2 z_0 a_t E_s} \left(1 + \frac{z_0}{0.8 x_p} \right) \quad (8.20)$$

式 (8.20) を式 (8.18) に代入し、柱座金が弾性限界変位 δ_{y2} に達するときの変形角 θ_{y2} を求めると、

$$\theta_{y2} = \delta_{y2} \left\{ (x_j - x_p) - \frac{x_p^2 y_p z_b C_y E_1}{2 z_0 a_t E_s} \left(1 + \frac{z_0}{0.8 x_p} \right) \right\} \quad (8.21)$$

弾性限界変形角 θ_y は、式 (8.17) と式 (8.21) のうち、小さい方となる。式 (8.17)

の方が小さければ、梁木口下端部が先に弾性限界変位に達する。式 (8.21) の方が小さければ、柱座金が先に弾性限界変位に達する。弾性限界に達した後の塑性変形については、その進行状況が、両者によって次のように異なってくる。



このように、塑性変形に関しては、3つの状態を考えていかなければならない。これらの計算過程はここでは省略するが、概略としては、前ページの式 (8.9) および式 (8.11) がそれぞれ弾性範囲内のめりこみ計算式 (8.6)、(8.2) に基づいていたのに対し、塑性域のめりこみ計算式 (8.3)、(8.7)、(8.8) を用いて同様のつりあい方程式を解くものとなっている。その結果は、解析的な線形式では与えられず、電算機による数値計算を前提とした非線形式の形となってしまった。ここまでの結果をまとめて、引張ボルト型接合部の任意の変形角 θ が与えられたときのモーメント M を計算するフローを、次ページの図 8.7 に示す。これを用いれば、引張ボルト型接合部の弾性域から塑性域までの予測 $M - \theta$ 曲線を描くことができる。

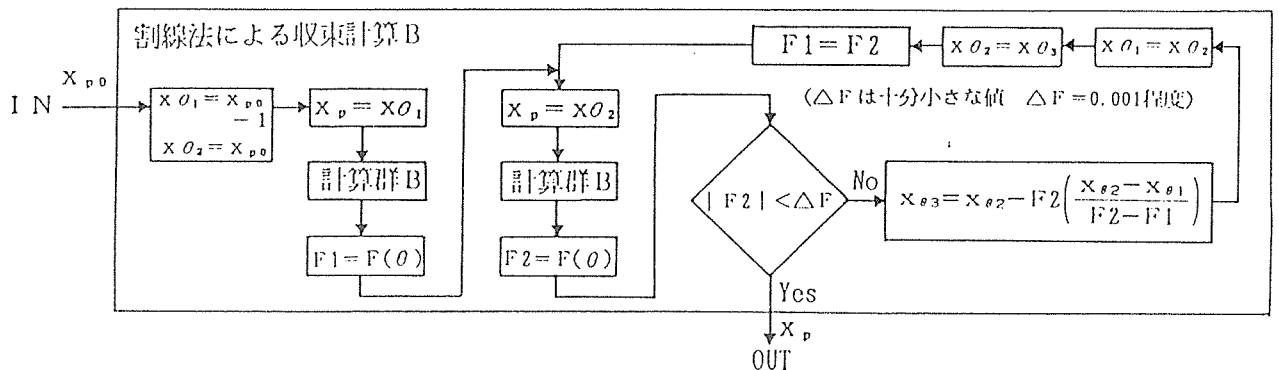
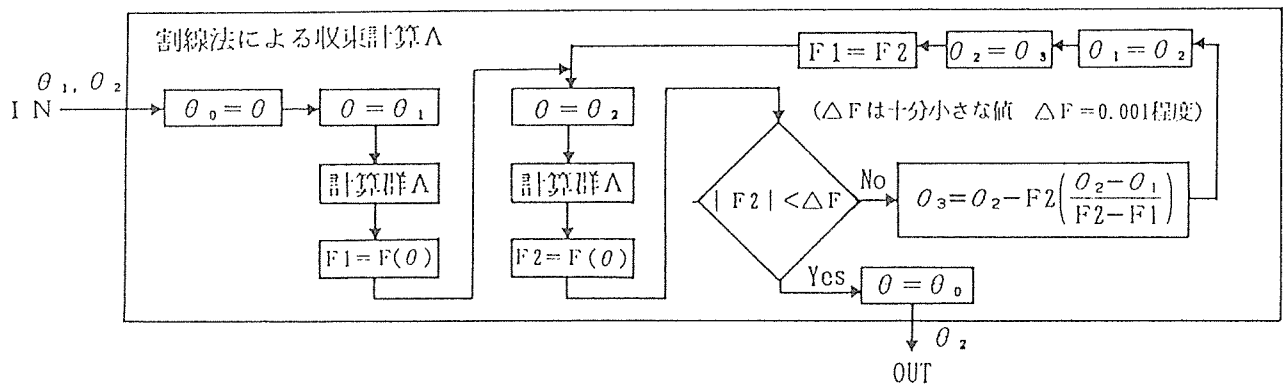
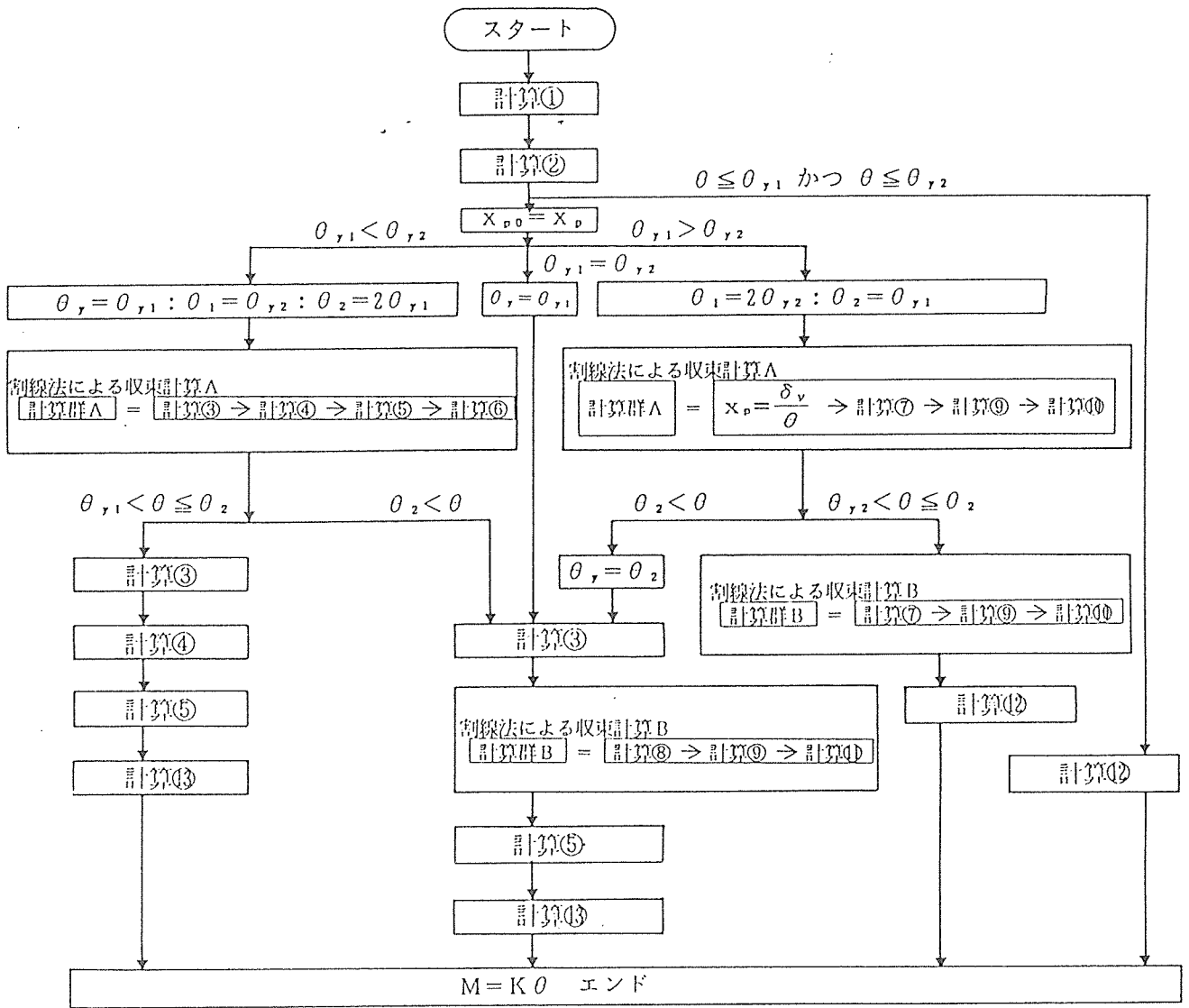


図 8.7 T字柱梁接合部の任意の変形角 θ のときのモーメント M を計算するフロー

図 8.7 中の計算式

計算①	$C_y = 1 + \left\{ 2\Phi\left(\frac{2ny_1}{z_0}\right) - 1 \right\} / \left(\frac{0.8ny_p}{z_0} \right)$ $C_{y2} = 1 + \left\{ 2\Phi\left(\frac{2ny_2}{z_0}\right) - 1 \right\} / \left(\frac{0.8ny_0}{z_0} \right)$ $C_{x2m} = 1 + \frac{z_0}{0.8x_0} \quad C_{y2m} = 1 + \frac{z_0}{0.8ny_0} \quad C_{ym} = 1 + \frac{z_0}{0.8ny_p}$ $D = \frac{y_p z_b E_1}{a_t E_s} + \frac{y_p z_0}{x_0 y_0 C_{y2} C_{x2m}}$ $a = C_y D \quad b = (2 + 1.25 C_y D) z_0 \quad c = -2x_j z_0$ $x_p = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad C_{xm} = 1 + \frac{z_0}{0.8x_p}$
計算②	$\delta_y = \frac{z_0 f_m}{E_1 C_{xm} \sqrt{C_y C_{ym}}} \quad \theta_{y1} = \frac{\delta_y}{x_p}$ $\delta_{y2} = \frac{z_0 f_m}{E_1 C_{x2m} \sqrt{C_{y2} C_{y2m}}} \quad \theta_{y2} = \delta_{y2} / \left\{ (x_j - x_p) - \frac{x_p^2 y_p z_b C_y C_{xm} E_1}{2z_0 a_t E_s} \right\}$
計算③	$x_3 = \frac{z_0}{2} \sqrt{-2 \log \frac{\theta_y}{\theta}} \quad y_3 = y_1 \text{ と } \frac{x_3}{n} \text{ のうち小さい方}$ $C_{yp} = 1 + \frac{2y_3}{y_p} + \frac{2\theta}{\theta_y} \left\{ \Phi\left(\frac{2ny_1}{z_0}\right) - \Phi\left(\frac{2ny_3}{z_0}\right) \right\} / \left(\frac{0.8ny_p}{z_0} \right)$
計算④	$a = (C_y + C_{yp}) \frac{\theta_y}{\theta} - C_{yp} \frac{\theta_y^2}{\theta^2}$ $b = 2.5z_0 C_y \left\{ 1 - \Phi\left(\frac{2x_3}{z_0}\right) \right\} + x_3 (C_y + C_{yp}) \frac{\theta_y}{\theta} + \frac{2z_0}{D} \quad c = -\frac{2x_j z_0}{D}$ $x_p = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad C_{xe} = \left\{ 1 - \Phi\left(\frac{2x_3}{z_0}\right) \right\} / \left(\frac{0.8x_p}{z_0} \right)$
計算⑤	$C^2 = 2C_{xe} C_y + (C_y + C_{yp}) \left(1 + \frac{x_3}{x_p} \right) \frac{\theta_y}{\theta} - C_{yp} \frac{\theta_y^2}{\theta^2}$
計算⑥	$T = \frac{x_p^2 y_p C^2 E_1 \theta}{2z_0} \quad F(\theta) = \frac{T z_0}{x_0 y_0 C_{y2} C_{x2m} E_1} - \delta_{y2}$
計算⑦	$C_{xm} = 1 + \frac{z_0}{0.8x_p} \quad \delta_2 = (x_j - x_p) \theta - \frac{x_p^2 y_p z_b C_{xm} C_y E_1 \theta}{2z_0 a_t E_s}$
計算⑧	$\delta_2 = (x_j - x_p) \theta - \frac{x_p^2 y_p z_b C^2 E_1 \theta}{2z_0 a_t E_s}$
計算⑨	$x_4 = \frac{z_0}{2} \sqrt{-2 \log \frac{\delta_{y2}}{\delta_2}} \quad y_4 = y_2 \text{ と } \frac{x_4}{n} \text{ のうち小さい方}$ $C_{x2p} = 1 + \frac{2x_4}{z_0} + \frac{2\delta_2}{\delta_{y2}} \left\{ 1 - \Phi\left(\frac{2x_4}{z_0}\right) \right\} / \left(\frac{0.8x_0}{z_0} \right)$ $C_{y2p} = 1 + \frac{2y_4}{y_0} + \frac{2\delta_2}{\delta_{y2}} \left\{ \Phi\left(\frac{2ny_2}{z_0}\right) - \Phi\left(\frac{2ny_4}{z_0}\right) \right\} / \left(\frac{0.8ny_0}{z_0} \right)$
計算⑩	$F(\theta) = x_p^2 y_p C_{xm} C_y \theta - 2x_0 y_0 C_{x2p} C_{y2p} \delta_{y2}$
計算⑪	$C_{xe} = \left\{ 1 - \Phi\left(\frac{2x_3}{z_0}\right) \right\} / \left(\frac{0.8x_p}{z_0} \right) \quad F(\theta) = x_p^2 y_p C^2 \theta - 2x_0 y_0 C_{x2p} C_{y2p} \delta_{y2}$
計算⑫	$K = \frac{x_p^3 y_p C_y E_1}{2z_0} \left\{ \frac{x_j}{x_p} C_{xm} - \frac{1}{3} \right\}$
計算⑬	$K = \frac{x_p^3 y_p E_1}{2z_0} \left[\frac{x_j}{x_p} C^2 - \frac{\theta_y}{3\theta} \left\{ C_y \left(2 - \frac{\theta_y}{\theta} \right) + C_{yp} \left(1 - \frac{\theta_y}{\theta} \right)^2 \right\} \right]$

さて、 $M-\theta$ 曲線が算定できたら、次は終局耐力設計である。ここでは、終局変形角 θ_{max} 時に各部がまだ破壊しないように、各部の寸法設計を行う。つまり、めりこみの靱性による接合部のエネルギー吸収量を確保できるよう、大変形角まで破壊しないように設計する。 θ_{max} の値は、大変形角として $1/30\text{rad}$. くらいが妥当であろう。

$\theta_{max} = 1/30\text{rad}$. のときのモーメントを M_{max} 、中立軸位置を x_{pm} とする。一般に、これくらいの大変形時は、梁小口、柱座金とも塑性変形に入っている状態であるから、この時、引張ボルトにかかる引張力 T_m は、下式で与えられる。

$$T_m = \frac{x_{pm}^2 y_p E_1 \theta_{max}}{2z_0} \left\{ 2C_x e C_y + (C_y + C_{yp}) \left(1 + \frac{x_s}{x_p} \right) \frac{\theta_y}{\theta_{max}} - C_{yp} \frac{\theta_y^2}{\theta_{max}^2} \right\} \quad (8.22)$$

この接合部の破壊箇所としては以下のものが想定される。

- I : 引張ボルトの降伏
- II : 梁のせん断破壊
- III : 柱パネルゾーンのせん断破壊
- IV : 梁の断面欠損部における曲げ破壊

なお、柱の曲げ破壊は接合部の破壊ではなく、部材の破壊とみなすので、取り上げない。これら I ~ IV の破壊が θ_{max} 時に生じないように終局耐力設計を行う。

まず、I の引張ボルトの降伏である。ボルトの降伏応力度を σ_y とすると、 θ_{max} 時にボルトが降伏しない条件は次のようになる。

$$\frac{T_m}{a_t} < \sigma_y \quad (8.23)$$

次に II の梁のせん断破壊であるが、図 8.8 中の点線で示したところを梁座金が押し出す形でせん断破壊するものと考えられる。このせん断面積を A_s とし、梁の集成材のせん断強度の信頼下限値を F_s とすると、この部分が θ_{max} 時にせん断破壊しない条件式は以下のようなになる。

$$\frac{T_m}{A_s} < F_s \quad (8.24)$$

ここで、せん断面積 A_s を図 8.8 より、 $A_s = (2x_s + y_s) z_1$ とするのは、これまでの実験などから、危険側であると判断する。その原因は、大変形時には梁が下に曲がろうとする力に、ボルトと座金が上へと飛び出そうとする力が働き、繊維に直交方向の引張が 2 次応力として発生し、割裂を伴ったせん断破壊になっているためと考えられる。

さらに、梁座金が十分に厚くないときにはボルトの引張力をうけて『く』の字形に折れ曲がり、梁を 2 分割するような割裂破壊が生

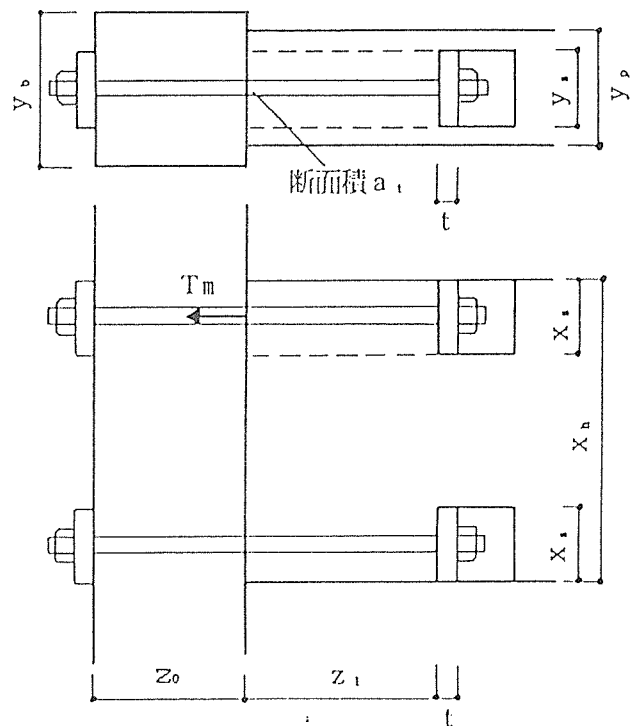


図 8.8

じる。したがって、まず梁座金がくの字形に折れ曲がらない用に座金厚 t を設定しなければならない。図 8.9 の上の図は梁座金が集中荷重 T を受けたときの変形と応力分布の予想図で、これを等分布とみなしたときの簡易計算を下の図に示した。これより、引張力が T_m のときに、座金中央部が降伏応力度 σ_y に達

しないような座金厚 t の条件式は、下式のようになる。

$$t > \sqrt{0.5 n_s \frac{T_m}{\sigma_y}} \quad \left[n_s = \left(\frac{x_s}{y_s} \right) \text{と} \left(\frac{y_s}{x_s} \right) \text{のうち小さい方} \right] \quad (8.25)$$

梁座金がくの字形に折れ曲がらなければ、梁のせん断破壊は図 8.8 の点線の面に生じると考えられる。ただし、前述したように、下側の面は梁の曲げ変形とボルトの曲げ戻しによる、繊維に直交方向の引張応力の発生に伴う、割裂状のせん断破壊となるものと予想されるので、安全側を考えて、この面はせん断面積に含めない。そうすると、せん断面積 A_s は、図 8.8 により、下式で計算される。

$$A_s = 2 x_s z_1 \quad (8.26)$$

さて、次はⅢの柱のパネルゾーンのせん断破壊の検討である。図 8.8 より、パネルゾーンのせん断力は T_m 、柱の断面積は $y_b z_b$ であるから、柱の集成材のせん断強度の信頼下限値を F_s とすると、この部分が θ_{max} 時にせん断破壊しない条件式は、下式のとおりとなる。

$$\frac{1.5 T_m}{y_b z_b} < F_s \quad (8.27)$$

最後に、Ⅳの梁の断面欠損部における曲げ破壊であるが、図 8.10 より、この断面欠損部の断面 2 次モーメント I_a は、

$$I_a = \frac{1}{12} \{ y_s (x_h - 2x_s)^3 + (y_p - y_s) x_h^3 \} \quad (8.28)$$

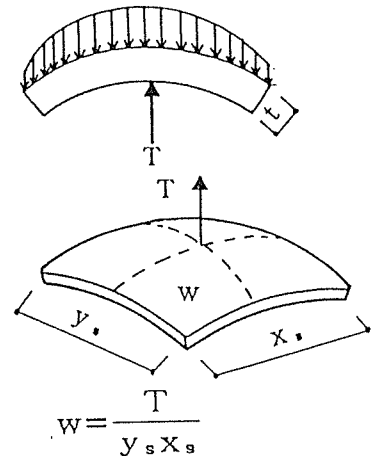
また、大断面材の曲げ強度は梁せい 30cm の曲げ強度の信頼下限値を F_b とすると、梁せいの増大に伴う曲げ強度の低下を考慮した、寸調整係数 C_f を用いて、

$$F_b C_f : C_f = C_l \times C_h \times \left(\frac{30}{x_h} \right)^{\frac{1}{9}} \quad (8.29)$$

(C_l : 荷重調整係数 C_h : スパン梁せいの調整係数)

これより、この部分が θ_{max} 時に曲げ破壊しない条件式は、下記のとおりとなる。

$$\frac{x_h M_{max}}{2 I_a} < F_b C_f \quad (8.30)$$



$l_x = \frac{x_s}{2}$ 、 $l_y = \frac{y_s}{2}$ として、
等分布荷重時 2 隣辺固定他辺自由
スラブの応力図*48より、
 $M = 0.3 \sim 0.5 w l_x^2$
 $z_p = t^2 / 4$

図 8.9

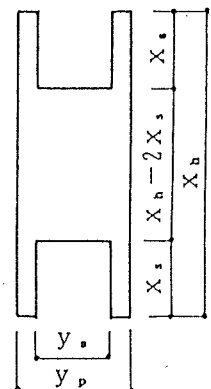


図 8.10

9. 鋼板添板接合部の数値解析

9. 1 目的

近年、集成材の剛接合として鋼板添え板接合が多く使用されている。しかし、その設計を行なう上で、多数本治具の存在による各治具の応力負担率の解明、および接合部の許容値の設定等、まだ多くの問題点が残っている。これら問題点の既往の研究としては、接合部せん断治具の荷重-すべり関係の研究、接合部設計法の研究、接合部せん断治具の配置形状が耐力に及ぼす影響等の研究がある。

せん断治具の荷重-すべり関係は既に、研究が進められており、その解析法としては、弾性床上の梁理論を用い、各治具の境界条件を考慮、一次元非線形有限要素法によって、荷重-すべり特性を解析する方法が知られている。^{*1)} また、この解析結果より得られた荷重-すべり曲線は3つのパラメーターを用いた木材に作用する面圧応力 (P) とめり込み量 (δ) の近似式、

$$P0 = (p_{0-0} + k_{u-0} \cdot \delta) (1 - \exp(-k_{u-0} \cdot \delta / p_{0-0})) \left\{ \begin{array}{l} \text{木材繊維方向} \\ \text{に対して0度方向} \end{array} \right\} \quad -①$$

$$P90 = (p_{0-90} + k_{u-90} \cdot \delta) (1 - \exp(-k_{u-90} \cdot \delta / p_{0-90})) \left\{ \begin{array}{l} \text{木材繊維方向} \\ \text{に対して90度方向} \end{array} \right\} \quad -②$$

ここで、 p_{0-0} 、 k_{u-0} 、 p_{0-90} 、 k_{u-90} はパラメーター

と同じ関数形によって近似できることが知られている。

接合部の設計法については、

『モーメントを受ける多数本のせん断治具により構成された接合部の許容耐力は、回転中心（曲げモーメントにより鋼板が回転するときの中心）より一番遠方のせん断治具が許容値に達したときである。』

とする方法が現在多く用いられている^{*2)}。しかし、この方法は、設計上安全側ではあるが、合理的でないという意見もある。

そこで、本研究は鋼板添え板接合部について数値解析を行ない、下記の項目を昨年度行なわれた実験と比較・検討し、今後の合理的設計法の資料とするのが目的である。なお、解析上の外力としては、曲げモーメントのみを受けるものとする。

- ① 接合部最外端のせん断治具が降伏または破断したときと接合部全体の耐力の関係
- ② 最大耐力近傍、および最大耐力以後の耐力低下の挙動
- ③ 接合部せん断治具の配置形状、種類が上記2項目に及ぼす影響について

解析法については、3つの方法を選定し、それらの妥当性も検討する。なお、3つの方法のうち方法①を用いた釘、矩形配置形状の解析については、昨年度実験結果との比較^{*3)}が行なわれ、ある程度の妥当性が確認されている。

9. 2 数値解析

9. 2. 1 解析法

解析法は集成材と多数本のせん断治具により固定された添え板鋼板に、相対的強制回転角を与え、その時点での強制回転角に抵抗するモーメントは、各せん断治具の相対的変位に対応する荷重に回転中心よりの長さの積の合計とし、強制回転角を増分させモーメントと回転角の関係を逐次求める方法である。図-1にそのフローチャートを示す。

また、解析を行なううえで、下記項目を仮定条件として設定した。

① 鋼板は剛体とする。

木材も治具のすべりに伴う木材の変形を除き、全体としては剛体とする。

③ 回転中心は添え板鋼板の中心と同じ位置とする。

④ 強制回転を受けるせん断治具は各せん断治具と回転中心を結ぶ線の方角に対して直交方向のみに動くものとする。

⑤ 木材繊維とせん断治具のすべり方向が0度、および90度の荷重-すべり曲線は、①式および、②式で近似できるものとする。

⑥ 木材繊維とせん断治具のすべり方向が0度、および90度以外のすべりに対する荷重の計算は表-1の3つの方法のうちいずれかにより行なう。

9. 2. 2 木材繊維とせん断治具のすべり方向が0度および90度以外の場合の荷重の計算法

昨年度行なった解析^{*3)}（せん断治具は釘を仮定、矩形配置形状）は方法①を用いたが、実験結果と比較すると、最大強度、最大強度時の変形量、全体の傾向はよくシュミレートされている一方で、初期剛性が実験値よりも低い、最大強度後の剛性低下が実験よりも激しい等の問題点もあった。これら問題点は解析手法そのものを否定するほどではないものの、これら現象の解明は必要と思われる。

この原因としては、鋼板と木材の摩擦、治具の抜け出し、破断の判定等の検討不足が考えられるが、その他に、木材繊維とせん断治具のすべり方向に角度がある場合のせん断治具の負担する荷重（剛性）の計算法（強度の算定方法はHankinson 式が知られている）も接合部の挙動に影響を及ぼすことが考えられる。昨年度の数値解析に用いた方法①では、木材繊維方向に対するすべり方向が0度および90度のそれぞれの荷重-すべり曲線が異なるため、治具のすべり方向と荷重方向が一致しない、0度方向、90度方向の挙動が全く独立したものととらえている等の問題点があった。

そこで、先の解析の結果得られたこの解析法の問題点すべての改良を行なう前に、方法①の問題点のみを改良した2つの方法（方法②および方法③）を作成し、その妥当性を検討する。

9. 2. 3 解析モデル

せん断治具は、昨年度の解析で用いた釘(ZN40)以外にボルト(M12)も検討項目として上げた。表-2に治具ごとの配置形状、配列形状の一覧を示す。また、図-2に釘矩形配置形状、図-3に釘円形配置形状、図-4にボルト矩形配置形状をそれぞれ示す。

9. 2. 4 材料条件

解析に用いた材料条件の一覧を表-3に示す。

9. 2. 5 せん断治具の荷重-すべり曲線

釘、ボルトとも弾塑性床上の梁理論を用いて解析した。解析は応力-歪み特性を、Bi-linear型とし、曲げ降伏を考慮、要素分割数は9とした。

この解析結果より計算された治具の荷重-すべり曲線を先に述べた様に①式および②式のexp関数にて近似し、3つのパラメーターを試行錯誤により求めた。釘については、昨年度の数値をそのまま用いた。図-5、図-6に釘、ボルトの決定した荷重-すべり曲線を示す。表-4にボルト、釘それぞれのパラメーターを示す。

9. 2. 6 許容値の設定

0度方向、90度方向の短期許容値、降伏については日本建築学会木構造計算基準の数値を用いた。

釘の0度方向、90度方向の破断値は過去に行なった釘のせん断試験結果の値を用い、破断後はその治具の耐力は0になるように曲線を修正した。

また、治具のすべり方向が0度方向および90度方向と異なるときは、表-5の判定方法によった。

9. 2. 7 解析結果

表-6に各パラメーターの解析結果より得られた許容値、降伏値、破断値のそれぞれの一覧を示す。図-7に参考として、同じ形状で方法①を用いたときの釘矩形配置形状の解析結果を実験値もあわせて示す。図-8、図-9に釘矩形配置形状で、方法②、方法③を用いた解析結果をそれぞれ示す。対応する実験値もあわせて載せた。図-10は、釘矩形配置の各解析方法と実験値を合わせて示す。同様に、釘円形配置形状の結果を図-11、図-12、図-13、図-14に、ボルト配置形状の結果を図-15、図-16、図-17、図-18に示す。

9. 3 考察

9. 3. 1 解析値の傾向

■ 釘について

- 1) すべての解析値とも、初期荷重域はほぼ線形で、全治具が短期許容値に達した時点の荷重と、全治具が降伏した時点の荷重の、中間で接合部の挙動は降伏を示し、第2次剛性域に入る。
(表-6)
- 2) 最大強度は最初の治具が破断する時点で、その後の強度低下は方法①、方法③、方法②の順に強度低下の度合いが激しい。
- 3) 第2次剛性域の回転角に対するモーメントは方法①、方法③、方法②の順に大きい。

■ ボルトについて

- 1) すべての解析値とも、初期荷重はほぼ線形で、方法①は、一重配列では全ボルトが短期許容値または降伏にした時点で、その他の方法および、三重配列では最初の一本が短期許容値または降伏した時点、および全てのボルトが短期許容値または降伏した時点の中間位の荷重で、接合部は第2次剛性域に入る。
- 2) 第2次剛性域の回転角に対するモーメントは方法①、方法③、方法②の順に大きい。

9. 3. 2 解析値と実験値の比較

■ 釘について

- 1) 矩形配置については、実験数が少なく、かつ、ばらつきも大きいので定量的なことが言えないが、破断するまでの挙動はどの配列も方法①がもっとも近いと思われる。ただ、昨年度の報告にあるとおり、一本の治具の破断後の強度低下が、実験のそれよりも激しかったという結果は、方法②を除いて変らなかった。

最大強度については、どの方法も実験値に近い値だった。

最大荷重時の変形角は、方法①が一番近く、その他の方法は実験値よりも変形角が大きくなった。

- 2) 円形配置については、矩形配置の解析結果と異なり、全体の挙動は方法②および、方法③の結果の方が実験値に近かった。

最大強度は、方法②の結果が一番近かったが（表-6参照）、どの方法も、実験値よりは大きい結果となった。

最大強度時の変形角は、1重配列では方法①が、3重配列では方法③が近かった。

一本の治具の破断後の強度低下は、方法②および方法③が、実験結果に近い値であった。

■ ボルトについて

- 1) どの配列の実験結果も集成材の繊維方向に対して、90°方向の引張り割れ脆性破壊が起こり、荷重が低下し、今回の解析法では追跡不可能となったが、木材割裂の前の挙動は方法③の結果が、実験値と比較的一致した。

9. 3. 3 設計許容耐力と解析値の比較

設計許容耐力の計算法は、集成材繊維直交方向に対する、治具の短期許容値のみにより、行なうので、本解析法の結果はその値よりも大きくなった（表-6）が、その倍率は配列数が大きくなるほど小さくなる傾向であった。この傾向はすべての治具、配置形状とも共通であった。

9. 3. 4 解析の短期許容値と降伏値、破断値の関係

■ 釘について

- 1) すべての治具が降伏したときの値は矩形配置円形配置とも、解析方法によらず、最初の一本が短期許容値に達したときの約4~4.5倍であった。

- 2) 最大強度は矩形配置も円形配置も、解析方法によらず、最初の一本が短期許容値に達したときの値の約4.5~5倍であった。
- 3) 大きな差ではないが配列数が大きいほど、最初の一本が短期許容値に達したときの値に対する降伏値、最大強度は大きくなる傾向にある。

■ ボルトについて

- 1) すべてのボルトが降伏したときの値は、解析方法によらず、1重配列では約3倍、3重配列では、約5倍であった。

9.4 まとめ

(1) 解析法の比較

本研究の解析方法は治具単体のすべり特性と、釘については破断を考慮したものであり、今回は集成材の繊維方向と治具のすべり方向が角度を持つ場合の評価法を2つ加えその解析値と実験値の比較を行ない以下の結果を得た。

- 1) 方法①は釘矩形配置の終局強度付近までの挙動が実験値とあうが、終局強度後の剛性低下は実験よりも激しかった。
- 2) 方法②、および方法③は釘円形配置の挙動が実験値とあうが、終局強度までの剛性が実験値よりも高かった。
- 3) ボルトの1重配列では、方法②が実験値とあい、3重配列では方法③があうが材料の割裂が生じたあとではどの解析法でも追跡は不可能となった。

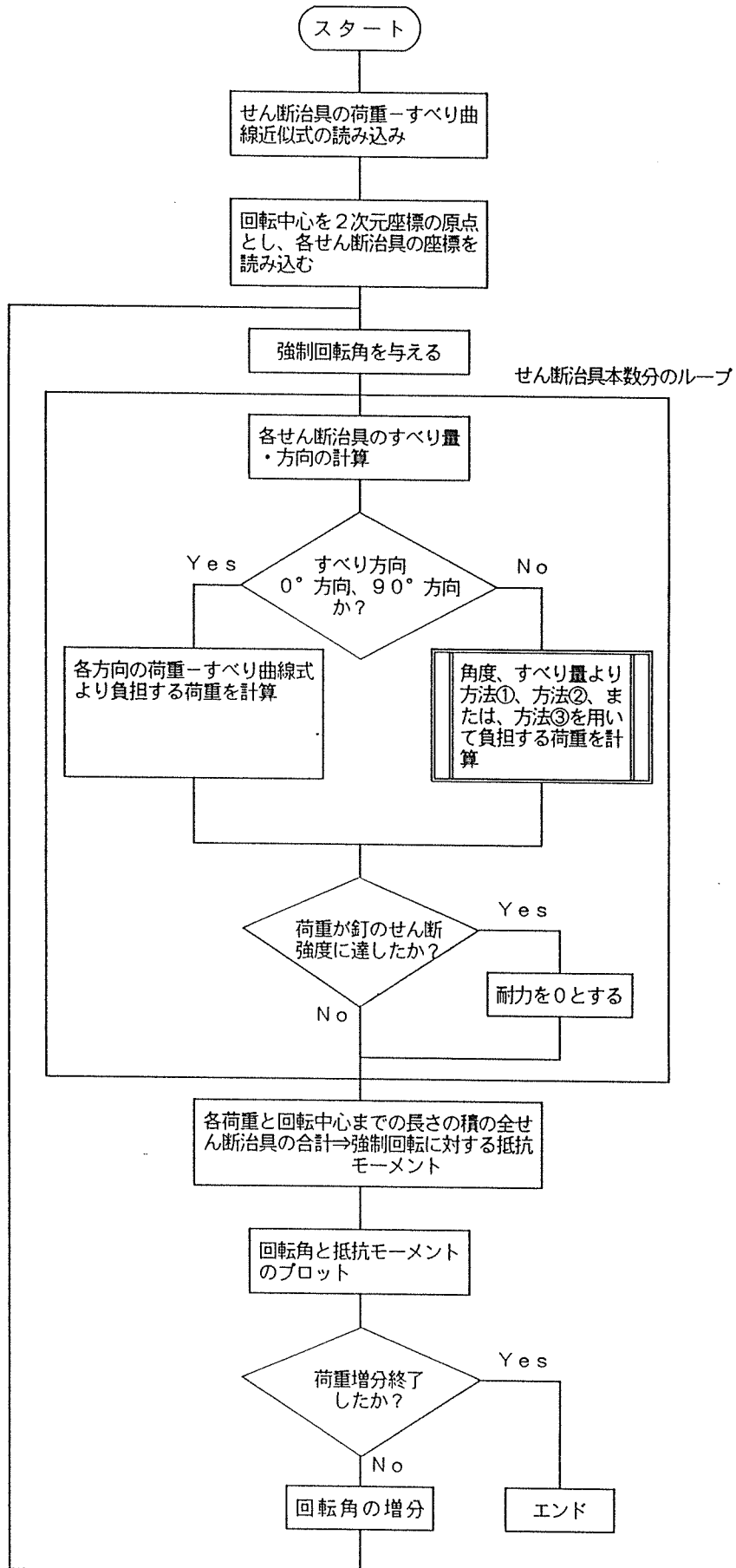
2つの方法(方法②、方法③)は方法①の問題点を改良したものの、新たな問題点も生じる結果となった。また、今回は比較する実験数が少なく、さらに実験等を行なって、検討を加える必要があると思われる、強度低下等の評価等も考えなければならない。

(2) 短期許容値と降伏値、破断値の関係

各実験のM- θ 曲線を比較すると各接合部のすべての治具が降伏したときの値および最大強度は解析法によらず、最外端の治具が短期許容値に達したときの3~5倍、および4.5~5倍程度となり、接合部の許容耐力評価は過小評価と思われる。

9.5 文献

- 1) 小松 幸平、「接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組み構造の解析(第一報)」、木材学会誌、Vol.34, No.7, P581~P589、(1988)
- 2) 建設省住宅局建設指導課、「大断面木造建築物設計施工マニュアル 1988年版」、日本建築センター、(1988)
- 3) (財)日本住宅・木材技術センター、「木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書(1)」、P202~245、(1991)



図一 1 数値直角解析フローチャート

表一 1 せん断治具のすべり方向が繊維方向に対して角度をもつ場合の計算法

方法① ^{*)}	方法② ^{*)}	方法③
<p>接合部に強制回転を与える</p> <p>回転角 θ (rad)</p> <p>治具の座標の位置 (X, Y)</p> <p>回転中心よりの長さ $\rightarrow \ell = \sqrt{X^2 + Y^2}$</p> <p>各治具の変位 $\rightarrow \theta \cdot \ell = \delta$</p> <p>変位を 0 度 90 度の成分に分解</p> <p>変位の 0 度方向成分 $\rightarrow X \cdot \theta$</p> <p>変位の 90 度方向成分 $\rightarrow Y \cdot \theta$</p> <p>それぞれの変位成分に対応する荷重を計算</p> <p>0 度方向の荷重</p> $P_0 = (p_{0-0} + k_{u-0} \cdot \delta) (1 - \exp(-k_{0-0} \cdot \delta / p_{0-0}))$ <p>$p_{0-0}, k_{u-0}, k_{0-0}$: 0 度方向のパラメータ</p> <p>90 度方向の荷重</p> $P_{90} = (p_{0-90} + k_{u-90} \cdot \delta) (1 - \exp(-k_{0-90} \cdot \delta / p_{0-90}))$ <p>$p_{0-90}, k_{u-90}, k_{0-90}$: 90 度方向のパラメータ</p>	<p>接合部に強制回転を与える</p> <p>回転角 θ (rad)</p> <p>治具の座標の位置 (X, Y)</p> <p>回転中心よりの長さ $\rightarrow \ell = \sqrt{X^2 + Y^2}$</p> <p>各治具の変位 $\rightarrow \theta \cdot \ell = \delta$</p> <p>変位を 0 度 90 度の成分に分解</p> <p>変位の 0 度方向成分 $\rightarrow X \cdot \theta$</p> <p>変位の 90 度方向成分 $\rightarrow Y \cdot \theta$</p> <p>変位方向の本材繊維とのなす角度 ϕ</p> $\phi = \tan^{-1}(Y/X)$ <p>変位方向の角度に対する荷重二すべり曲線を</p> <p>下記の様に仮定する</p> $P_{\phi} = (p_{0-\phi} + k_{u-\phi} \cdot \delta) (1 - \exp(-k_{0-\phi} \cdot \delta / p_{0-\phi}))$ <p>各パラメータは Hankinson 式を転用し下式により計算できるものとする</p> $p_{0-\phi} = p_{0-0} \cdot p_{0-90} / (p_{0-0} \cdot \sin^2 \phi + p_{0-90} \cdot \cos^2 \phi)$ $k_{0-\phi} = k_{0-0} \cdot k_{0-90} / (k_{0-0} \cdot \sin^2 \phi + k_{0-90} \cdot \cos^2 \phi)$ $k_{u-\phi} = k_{u-0} \cdot k_{u-90} / (k_{u-0} \cdot \sin^2 \phi + k_{u-90} \cdot \cos^2 \phi)$ <p>接合部としての強制回転に対する抵抗モーメントは</p> <p>下記の通り</p> $M = \sum_{i=1}^n \{-P_{0i} \cdot Y_i + P_{90i} \cdot X_i\}$	<p>接合部に強制回転を与える</p> <p>回転角 θ (rad)、回転角増分 $\Delta \theta$</p> <p>治具の座標の位置 (X, Y)</p> <p>回転中心よりの長さ $\rightarrow \ell = \sqrt{X^2 + Y^2}$</p> <p>各治具の変位 $\rightarrow \theta \cdot \ell = \delta$、各治具の変位増分 $\rightarrow \Delta \theta \cdot \ell = \Delta \delta$</p> <p>変位を 0 度 90 度の成分に分解</p> <p>変位増分の 0 度方向成分 $\rightarrow X \cdot \Delta \theta$</p> <p>変位増分の 90 度方向成分 $\rightarrow Y \cdot \Delta \theta$</p> <p>変位方向の本材繊維とのなす角度 ϕ</p> $\phi = \tan^{-1}(Y/X)$ <p>それぞれの変位成分に対応する剛性を下式により計算</p> <p>荷重二すべり曲線を前方差分を行なって</p> <p>回転角 θ のときの各成分の荷重は</p> $P_{0, \theta} = (p_{0-0} + k_{u-0} \cdot X \cdot \theta) (1 - \exp(-k_{0-0} \cdot X \cdot \theta / p_{0-0}))$ $P_{90, \theta} = (p_{0-90} + k_{u-90} \cdot Y \cdot \theta) (1 - \exp(-k_{0-90} \cdot Y \cdot \theta / p_{0-90}))$ <p>回転角 $\theta + \Delta \theta$ のときの各成分の荷重は</p> $P_{0, (\theta + \Delta \theta)} = (p_{0-0} + k_{u-0} \cdot X \cdot (\theta + \Delta \theta)) (1 - \exp(-k_{0-0} \cdot X \cdot (\theta + \Delta \theta) / p_{0-0}))$ $P_{90, (\theta + \Delta \theta)} = (p_{0-90} + k_{u-90} \cdot Y \cdot (\theta + \Delta \theta)) (1 - \exp(-k_{0-90} \cdot Y \cdot (\theta + \Delta \theta) / p_{0-90}))$ <p>各方向の剛性 S_0, S_{90} は</p> $S_0 = \frac{P_{0, (\theta + \Delta \theta)} - P_{0, \theta}}{X \cdot \Delta \theta}$ $S_{90} = \frac{P_{90, (\theta + \Delta \theta)} - P_{90, \theta}}{Y \cdot \Delta \theta}$ <p>変位方向 (繊維となす角度 ϕ の時の剛性 S_{ϕ} は S_0, S_{90} より</p> <p>Hankinson 式により計算できるものとする。</p> $S_{\phi} = S_0 \cdot S_{90} / (S_0 \cdot \sin^2 \phi + S_{90} \cdot \cos^2 \phi)$ <p>変位方向に対応する荷重増分 ΔP_{ϕ} は下記により計算</p> $\Delta P_{\phi} = S_{\phi} \cdot \Delta \delta$ <p>接合部としての強制回転に対する抵抗モーメントの増分は</p> $\Delta M_{i+1} = \sum_{i=1}^n \Delta P_{\phi i} \cdot \ell_i$ <p>抵抗モーメントは</p> $M_{i+1} = M_i + \Delta M_{i+1}$

表 - 2 解析項目

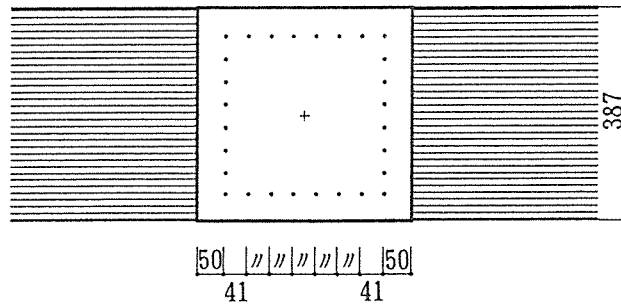
せん断治具	配 置 形 状	
	円形	矩形
釘	1重配置 (JNR1)	1重配置 (JN1)*
	3重配置 (JNR3)	2重配置 (JN2)*
	—	3重配置 (JN3)*
ボルト	—	1重配置 (JB1)
	—	3重配置 (JB3)

() は試験体名を示す。

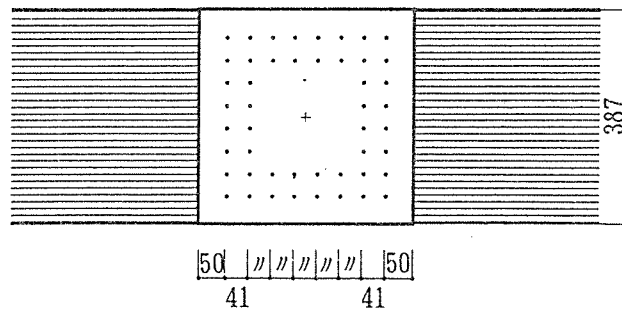
* の項目で方法①を用いたものは昨年度行なった。

表 - 3 材料条件一覧

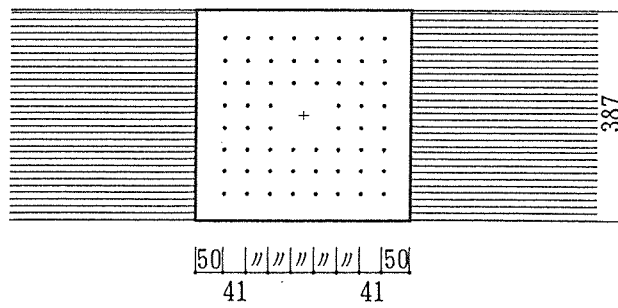
材料条件	集成材		(B-1類)、厚さ89mm×幅387mm、木材密度=467.4kg/cm ²
	添え板鋼板		SS400鋼材、厚さ12mm
	せん断治具	ボルト	M12 (直径12mm)
		釘	ZN40 (径3.33mm、長さ38.1mm)



(a) 1重配列 (片面24本), J N 1

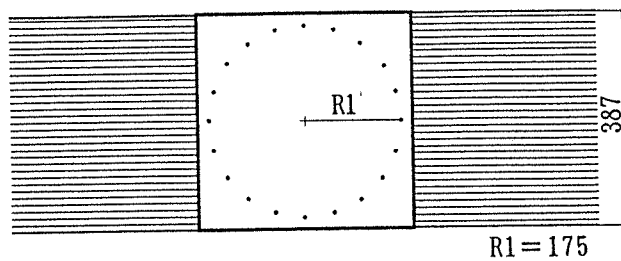


(b) 2重配列 (片面48本), J N 2

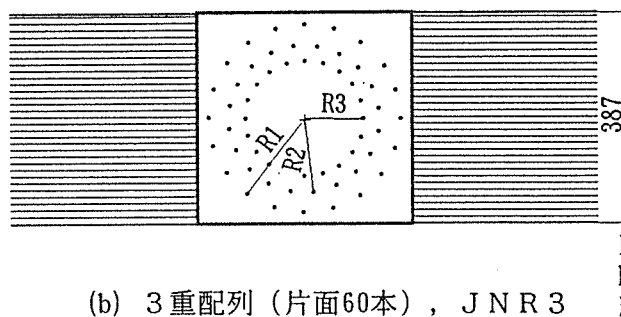


(c) 3重配列 (片面60本), J N 3

図一 2 釘矩形配置形状

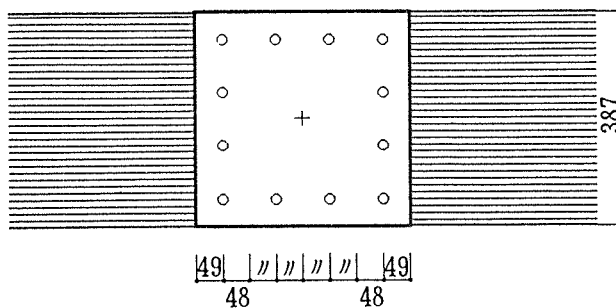


(a) 1重配列 (片面20本), JNR 1

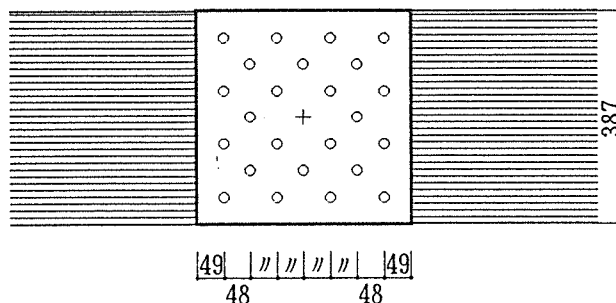


(b) 3重配列 (片面60本), JNR 3

図一 3 釘円形配置形状

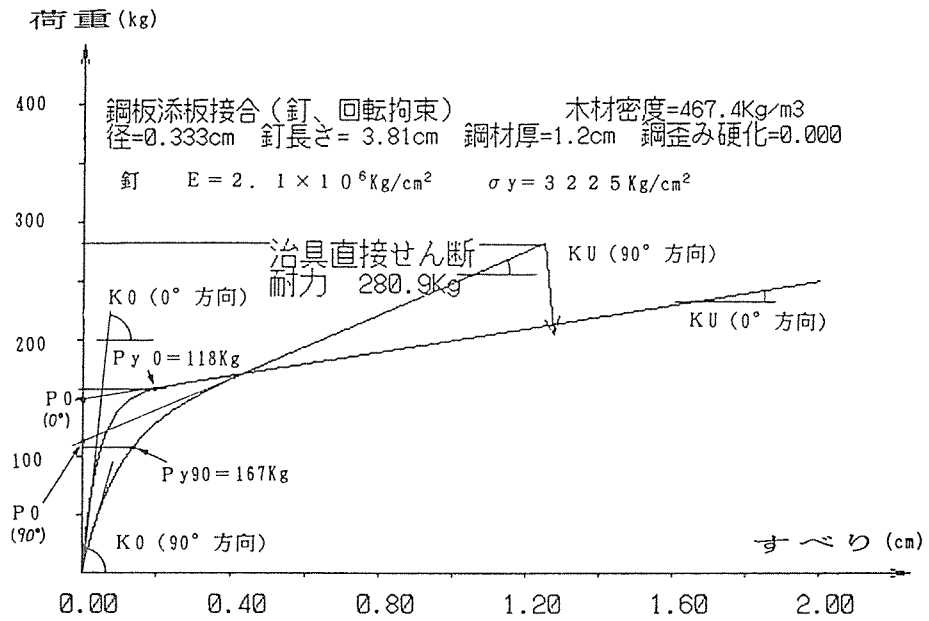


(a) 1重配列 (片面12本), JB 1

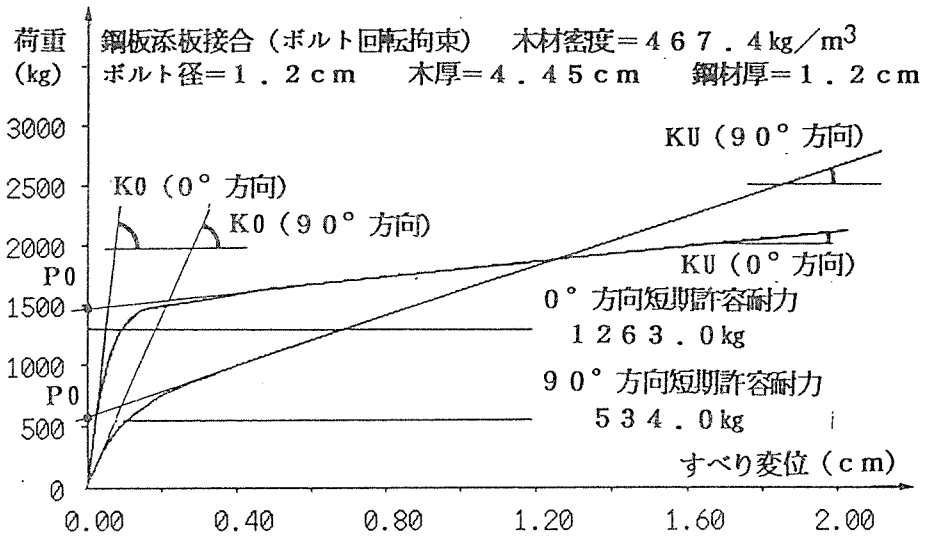


(b) 3重配列 (片面24本), JB 3

図一 4 ボルト矩形配置形状



図一五 釘 (ZN40) の荷重—すべり近似曲線



図一六 ボルト (M12) の荷重—すべり近似曲線

表一四 治具荷重—すべり曲線 近似式パラメータ

	釘		ボルト	
	0° 方向	90° 方向	0° 方向	90° 方向
p_0	148	112	1467	570
k_0	3600	1400	31700	9500
k_u	50	135	310	1030

表 ー 5 繊維方向と角度がある場合の判定方法

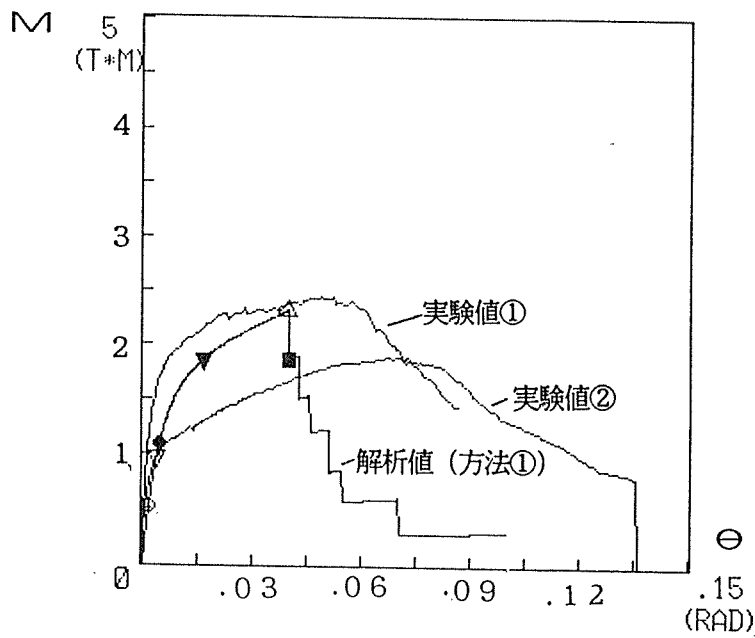
	釘	(kg/cm ²)		ボルト	(kg/cm ²)	
		0°	90°		0°	90°
短期許容値	Hankinson 式による	70.5		Hankinson 式による	1263	534
降 伏	Hankinson 式による	167	118	Hankinson 式による	1482	639
破断強度	Hankinson 式による	280*		—	—	

* 針の破断強度は集成材繊維直交方向の実験結果より求めた。

表一 6 数値解析結果

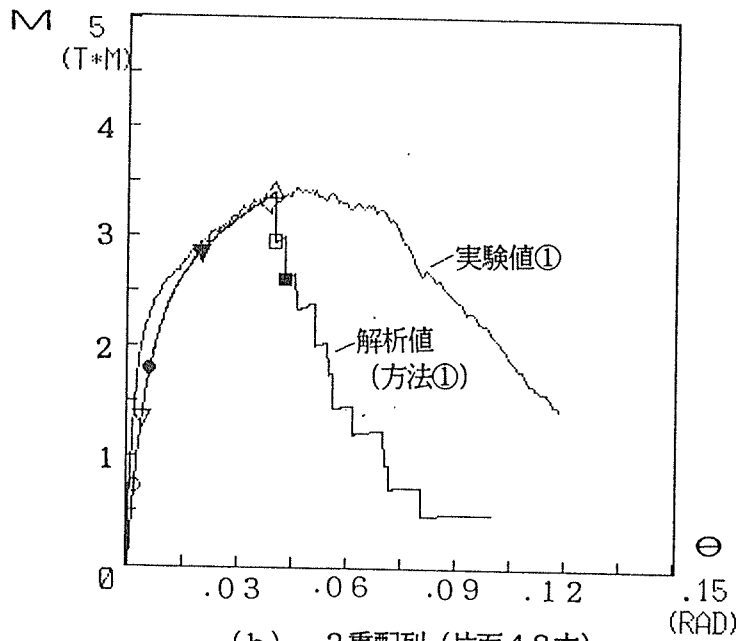
治具	配置	起列解析方法	Ma1 : θa1		Maall : θaall		My1 : θy1		Myall : θyall		Mmax		MyallMmax		θyall		θmax								
			Ma1	θa1	Maall	θaall	My1	θy1	Myall	θyall	Mmax	My1	Myall	Mmax	My1	Myall	θy1	θmax	θy1	θmax					
具	1重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	0.52 (1.59)	0.16	1.09	0.45	0.97	0.37	1.48	1.06	1.86	4.00	1.86	4.00	2.31	3.99	2.10	3.58	4.44	1.92	2.38	4.51	10.78		
			0.48 (1.47)	0.18	0.97	0.51	0.81	0.38	1.29	1.58	1.61	2.65	8.23	1.95	8.23	2.27	8.22	2.02	3.35	4.73	1.99	2.80	6.97	21.63	
			0.50 (1.53)	0.18	1.06	0.51	0.88	0.38	1.45	1.48	1.83	2.44	6.90	1.99	6.90	2.39	6.89	2.12	3.66	4.78	2.08	2.72	6.42	18.13	
矩形	2重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	0.33						1.10	0.50					1.88	6.67									
			0.72 (1.46)	0.16	1.79	0.58	1.36	0.37	2.33	1.29	2.86	1.99	2.95	4.00	2.61	4.27	3.40	3.99	4.72	2.10	2.50	5.38	10.78		
			0.66 (1.34)	0.18	1.62	0.70	1.15	0.38	2.09	2.19	2.55	3.67	2.97	8.23	2.80	9.56	3.29	8.22	2.45	3.86	4.98	2.22	2.86	9.66	21.63
釘	3重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	0.69 (1.40)	0.18	1.79	0.69	1.24	0.38	2.32	1.93	2.85	3.10	6.90	2.76	0.06	3.49	6.89	2.59	4.13	5.06	2.30	2.81	8.32	18.13	
			0.49						2.35	0.65							3.45	4.55							
			0.76 (1.35)	0.16	2.24	0.77	1.46	0.37	2.78	1.61	3.32	2.45	3.30	4.00	2.97	4.27	3.76	3.99	4.37	4.95	2.27	2.58	6.62	10.78	
円形	1重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	0.70 (1.25)	0.18	2.10	1.09	1.23	0.38	2.65	3.45	3.20	5.81	3.29	8.23	3.14	9.56	3.61	8.22	3.00	4.57	5.16	2.60	2.93	15.29	21.63
			0.73 (1.30)	0.18	2.32	1.03	1.32	0.38	2.84	2.58	3.35	4.12	3.45	6.90	3.11	6.96	3.85	6.89	3.18	4.59	5.27	2.54	2.92	10.84	18.13
			0.56						2.70	0.50							>2.70	>0.50							
ボルト	3重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	0.36 (1.45)	0.14	0.81	0.43	0.64	0.30	1.15	1.31	1.48	2.19	1.38	4.10	1.74	4.09	2.25	4.11	4.83	2.31	2.72	7.30	13.63		
			0.31 (1.25)	0.14	0.69	0.43	0.56	0.30	0.94	1.31	1.19	2.19	1.43	6.55	1.63	6.54	2.23	3.84	5.26	2.12	2.91	7.30	21.80		
			0.31 (1.25)	0.14	0.74	0.44	0.57	0.30	1.04	1.32	1.33	2.20	1.35	6.14	1.74	6.12	2.39	4.29	5.61	2.33	3.05	7.33	20.40		
矩形	1重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	0.81 (1.28)	0.14	2.27	0.60	1.47	0.30	3.11	1.83	3.94	3.06	3.89	4.10	4.25	4.09	2.80	4.86	5.25	2.68	2.89	10.20	13.63		
			0.70 (1.11)	0.14	1.94	0.60	1.27	0.30	2.55	1.83	3.16	3.06	3.72	6.55	3.96	7.78	2.77	4.51	5.66	2.49	3.12	10.20	25.93		
			0.75 (1.19)	0.15	2.06	0.60	1.31	0.30	2.80	1.84	3.53	3.08	3.84	6.13	4.23	6.10	2.75	4.71	5.64	2.69	3.23	10.27	20.33		
矩形	3重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	0.63						1.83	0.50					3.20	6.25									
			1.88 (1.74)	0.16	5.22	0.93	2.24	0.20			5.69	1.28						2.78	3.03		2.54		6.40		
			1.73 (1.60)	0.20	5.10	3.98	2.02	0.25			5.68	5.54						2.95	3.28		2.81		22.16		
矩形	3重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	1.70 (1.57)	0.18	5.72	2.74	2.07	0.23		6.23	3.90						5.35	9.09		3.01		16.96			
			1.08																						
			2.63 (1.52)	0.16	13.10	7.01	3.14	0.20			14.50	9.22						4.98	5.51		4.62		46.10		
矩形	3重	① ② ③ 実験値① 実験値② 許容耐力	2.42 (1.40)	0.20	9.31	7.01	2.86	0.25		10.40	9.22							3.85	4.30		3.64		36.88		
			2.37 (1.37)	0.18	11.19	7.01	2.89	0.23			12.32	9.22						4.72	5.20		4.26		40.09		
			1.72																						

*1 : いずれか一本の治具が短期許容値に達したときのモーメント(t-m)
 Ma1 : すべての治具が短期許容値に達したときのモーメント(t-m)
 Maall : いずれか一本の治具が長期許容値に達したときのモーメント(t-m)
 My1 : いずれか一本の治具が降伏値に達したときのモーメント(t-m)
 Myall : すべての治具が降伏値に達したときのモーメント(t-m)
 Mf1 : いずれか一本の治具が破断したときのモーメント(t-m)
 Mfall : すべての治具が破断したときのモーメント(t-m)
 Mmax : 最大モーメント(t-m)
 *2 : 実験値は行ったすべてのケースを掲載
 *3 : 実験値は行っていないケースは破断
 *4 : 回転角は (*10-2rad)
 *5 : 許容耐力は大断面木造建築物設計施工マニュアルの方法により計算(t-m)
 *6 : 許容耐力は3重配列の実験値①の最大値は実験途中で中絶のため表記数値以上になる事のみ確認
 *7 : Ma1の () 内の数値は許容耐力に対する倍率

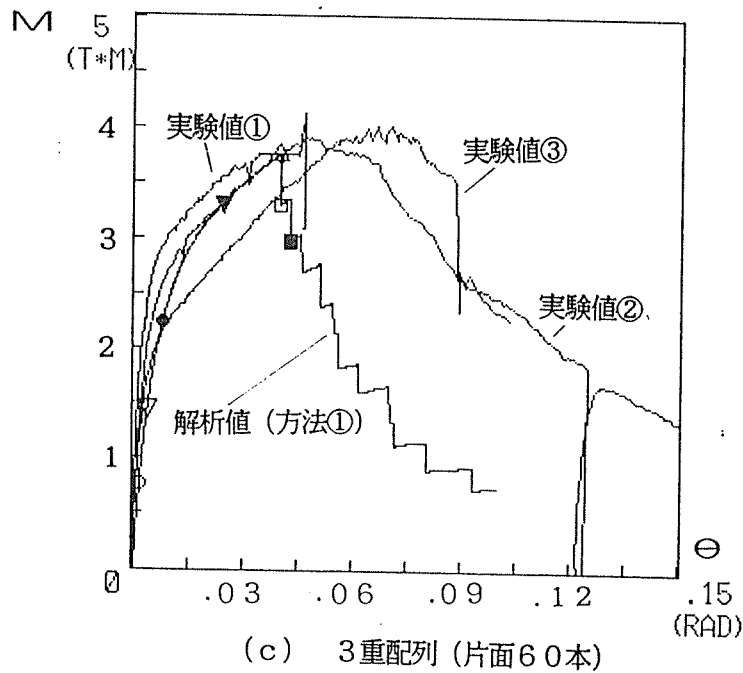


(a) 1重配列 (片面24本)

- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{a1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{aALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}



(b) 2重配列 (片面48本)



(c) 3重配列 (片面60本)

図一七 釘・矢形配置開斜状
モーメント-変形角曲線 (方法①)
212

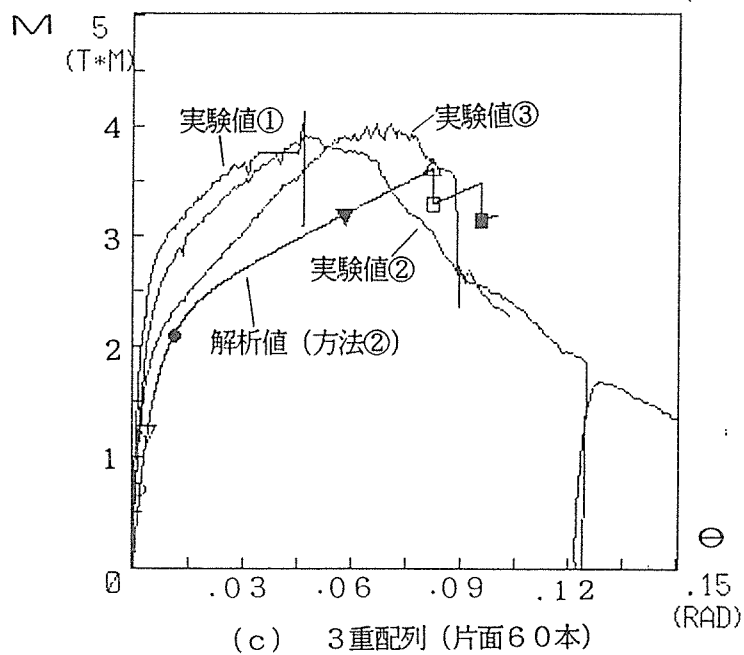
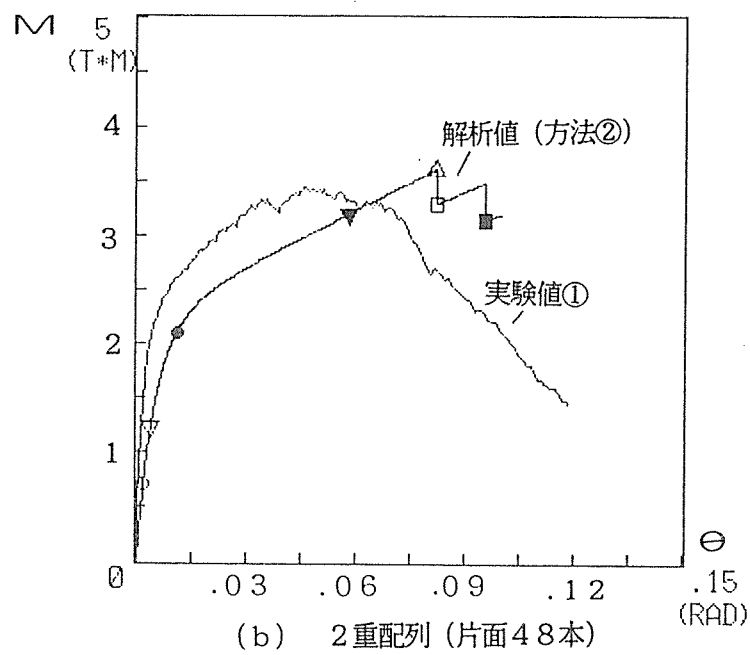
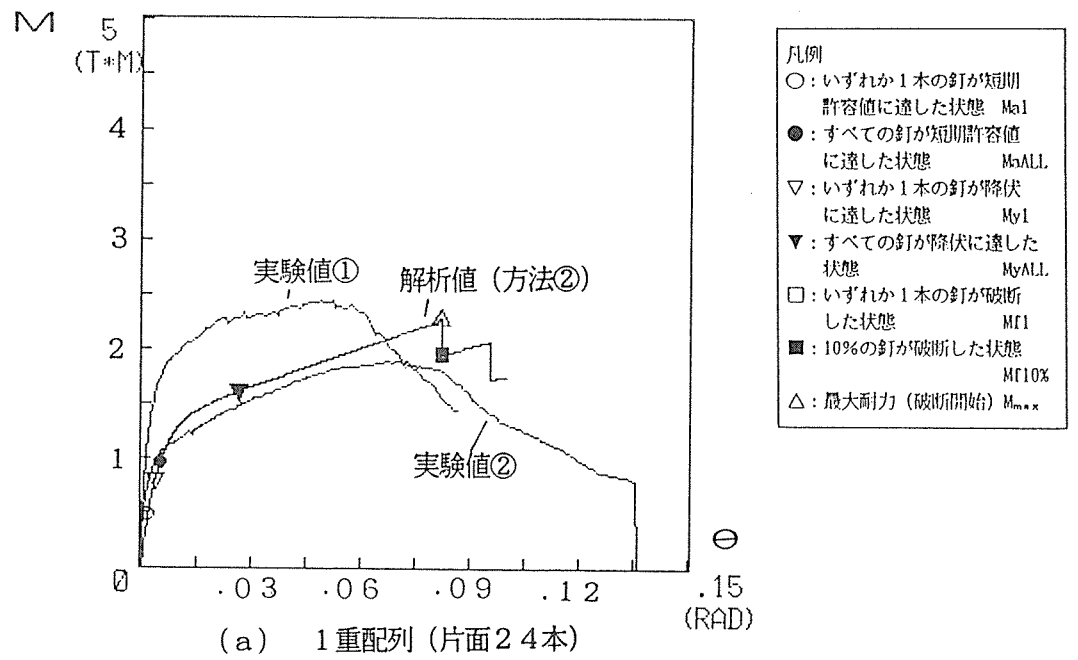
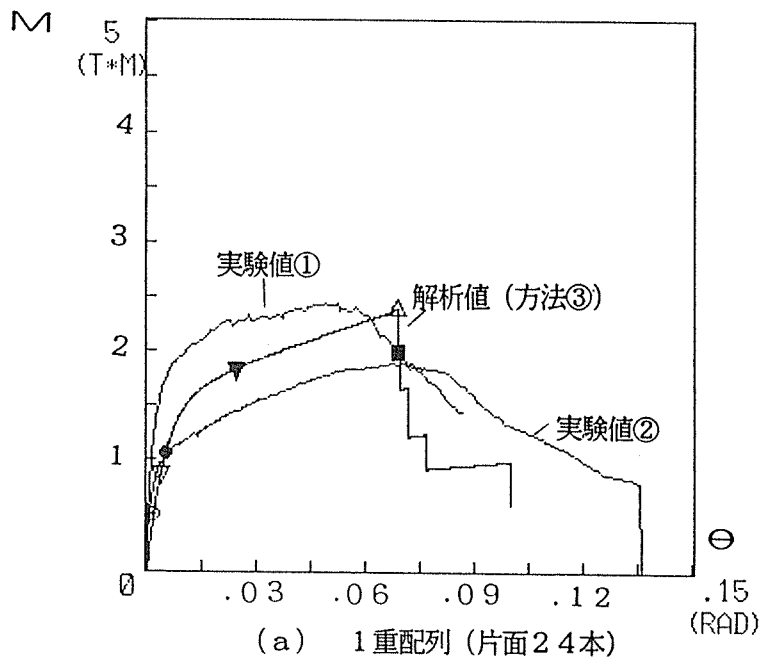


図-8 釘・矩形配置形状
モーメント-変形角曲線 (方法②)

213



- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{a1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{aALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}

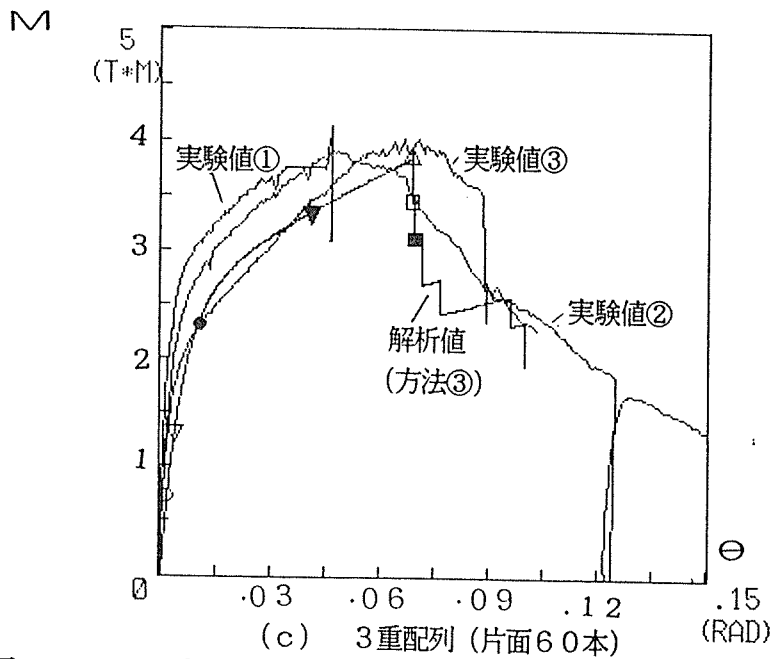
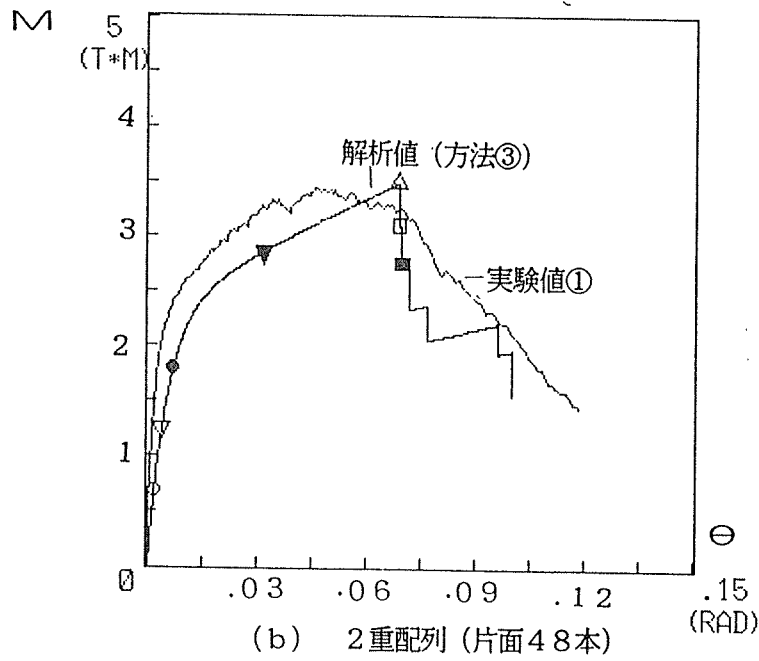
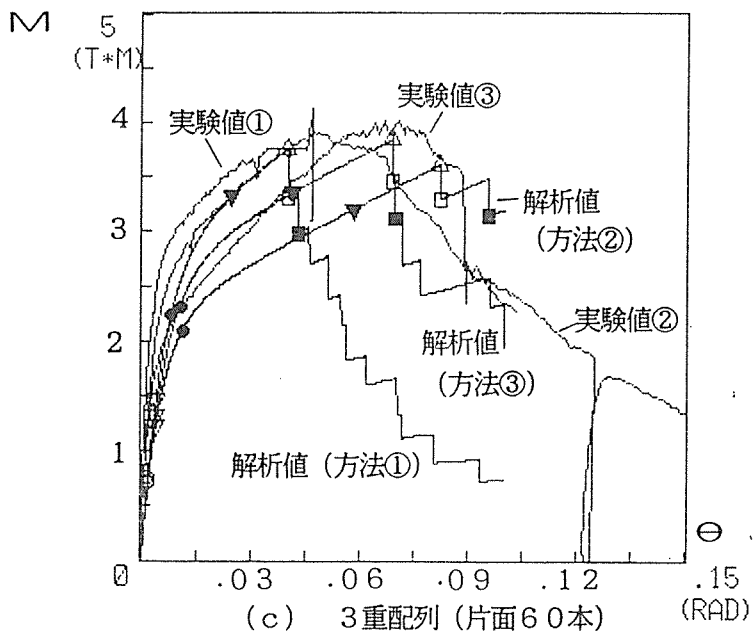
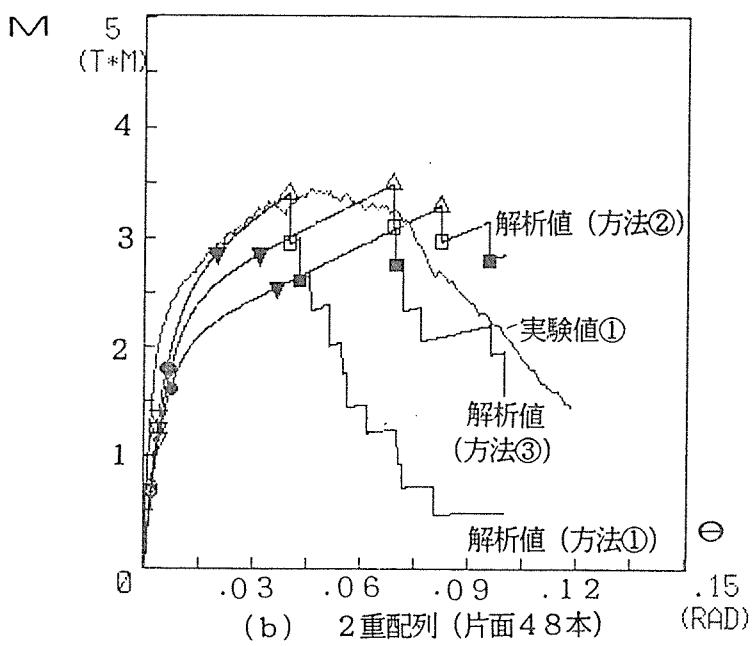
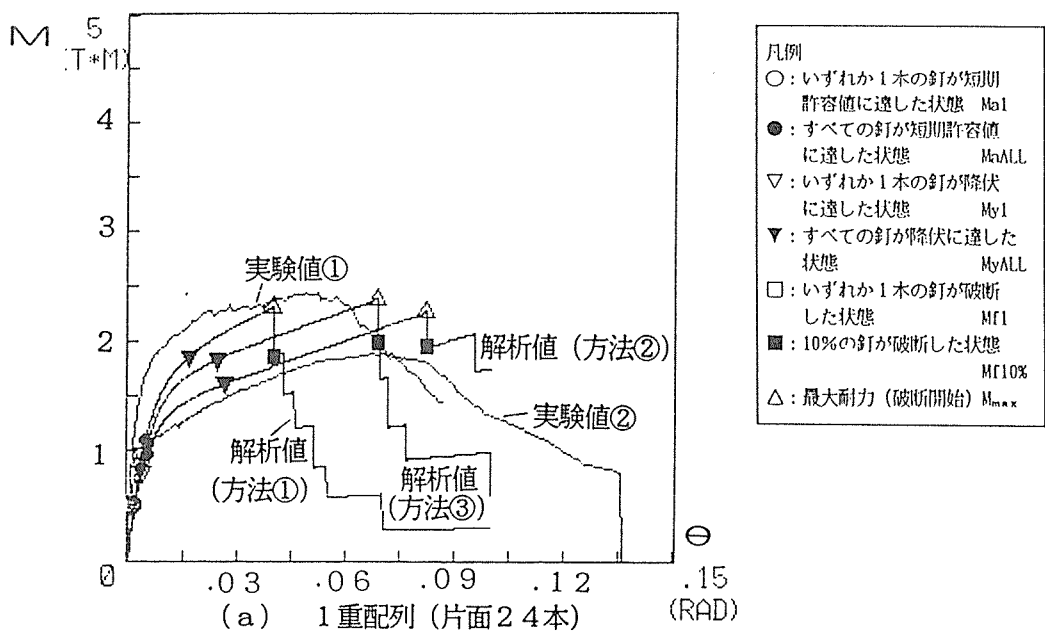
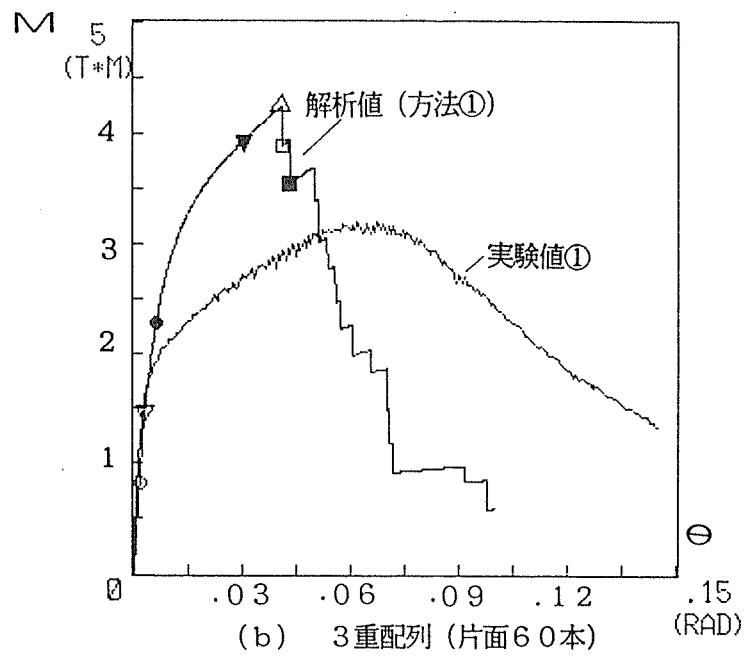
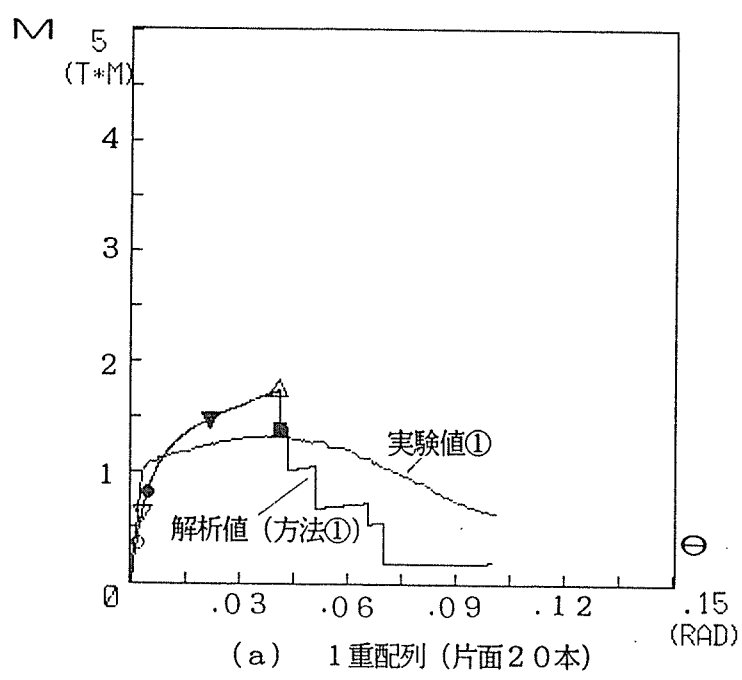


図-9 釘・矢形配置形状
モーメント-変形角曲線 (方法③)

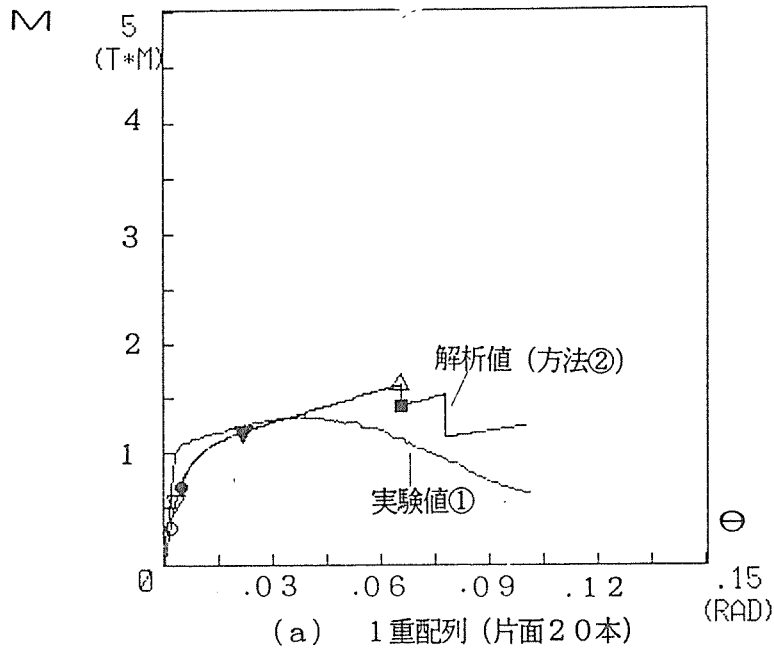


図一 1 ○ 釘・矩开形西己置开形状
モーメント-変形角曲線 (角解析方法の比較)

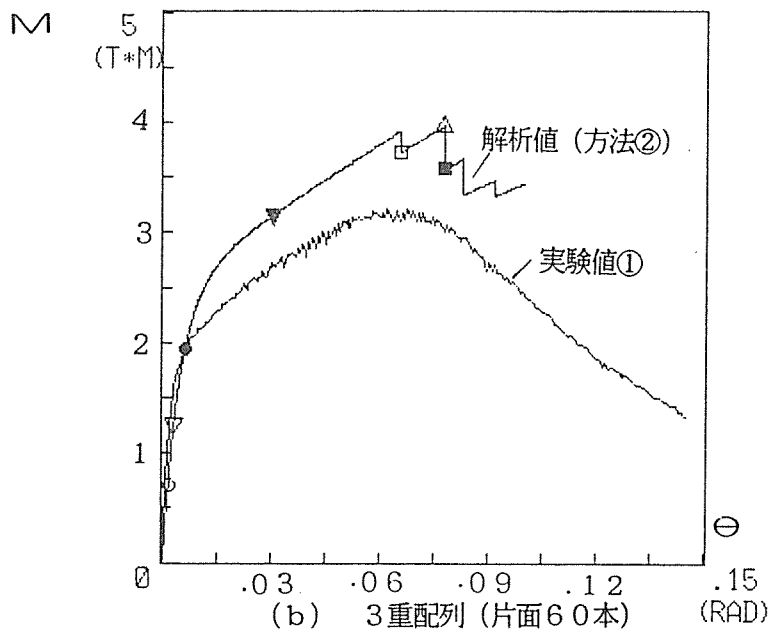
- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{a1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{aALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力(破断開始) M_{max}



図一 1 1 釘・円形配置形状
モーメント-変形角曲線 (方法①)

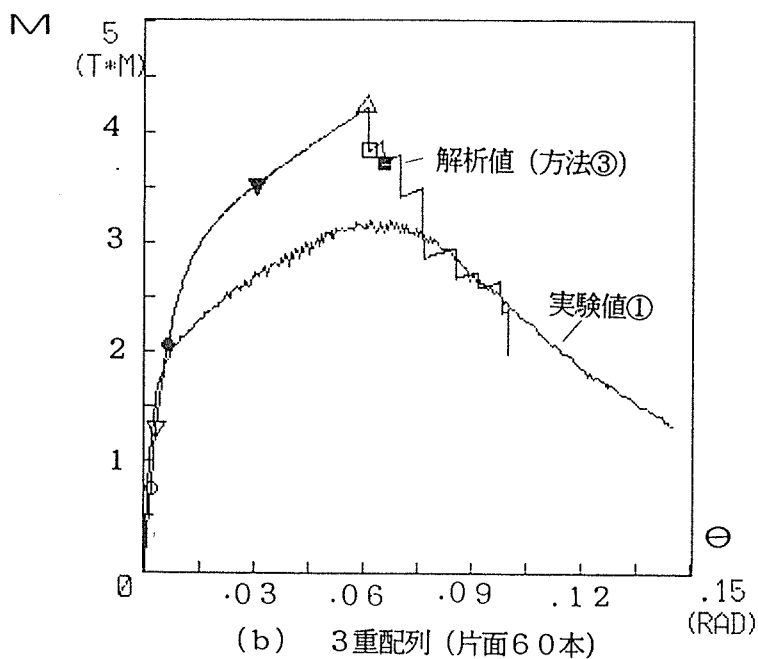
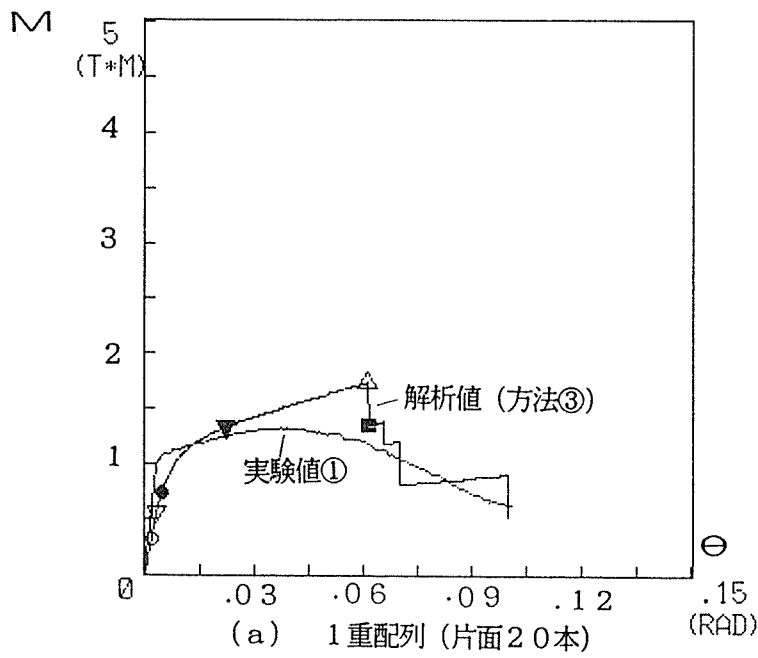


- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{s1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{sALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}

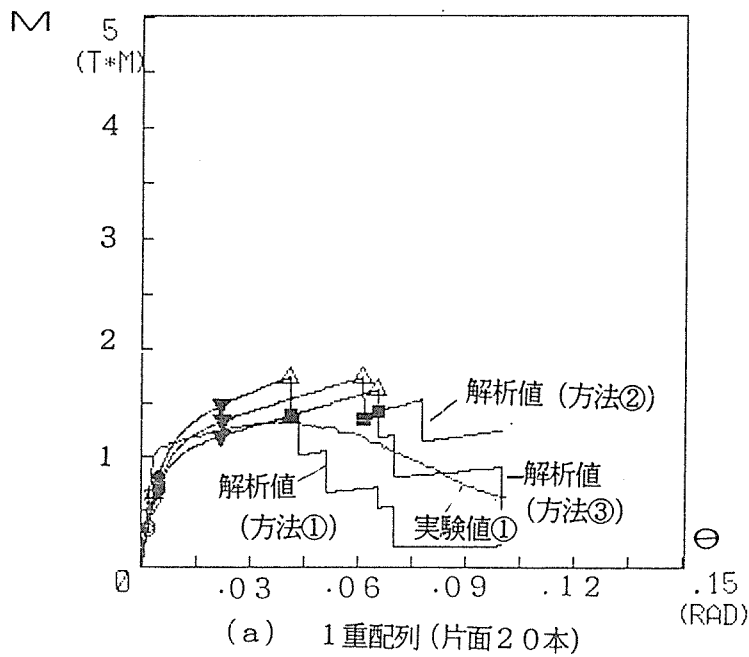


図一 1 2 釘・円形配置開状
モーメントー変形角曲線 (方法②)

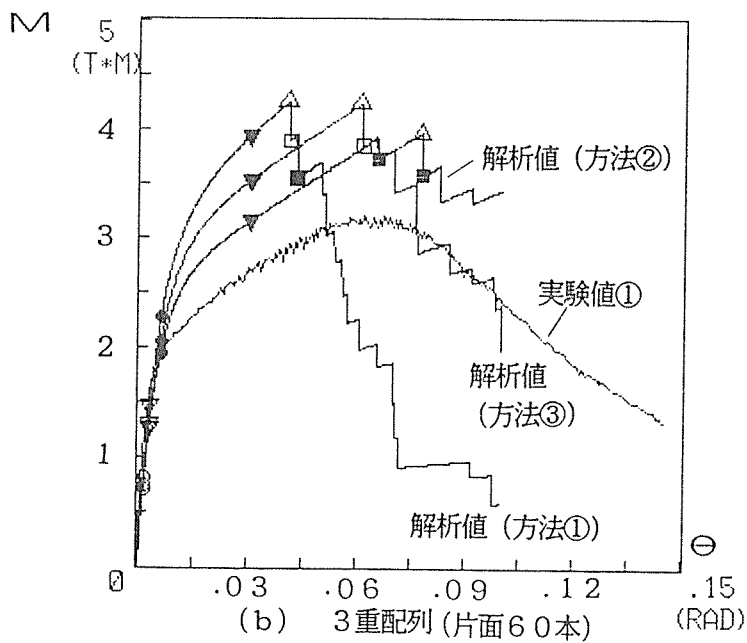
- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{a1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{aALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}



図一 1 3 釘・円形配置形状
モーメント-変形角曲線 (方法③)



- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{s1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{sALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}



図一 1 4 釘・円形配置開孔状
モーメント-変形角曲線
(解析方法の比較)

- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{a1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{aALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}

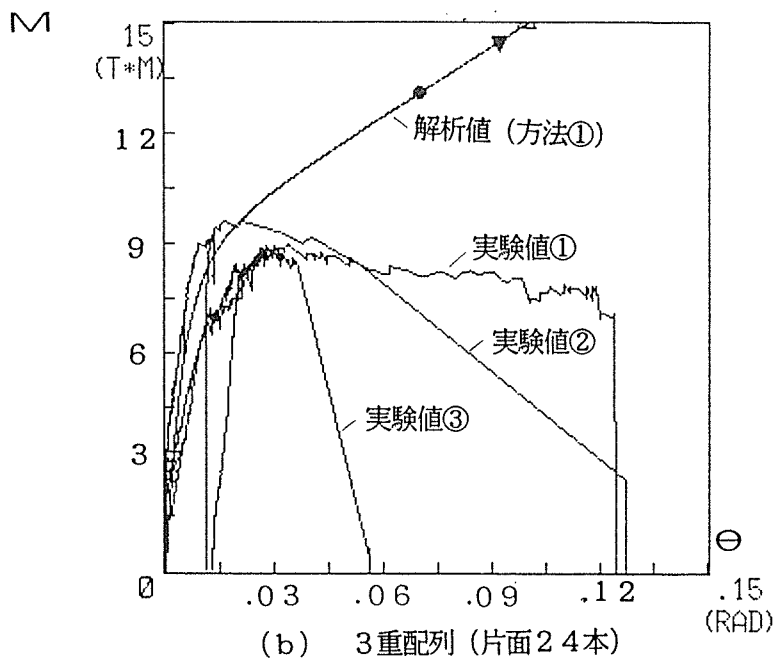
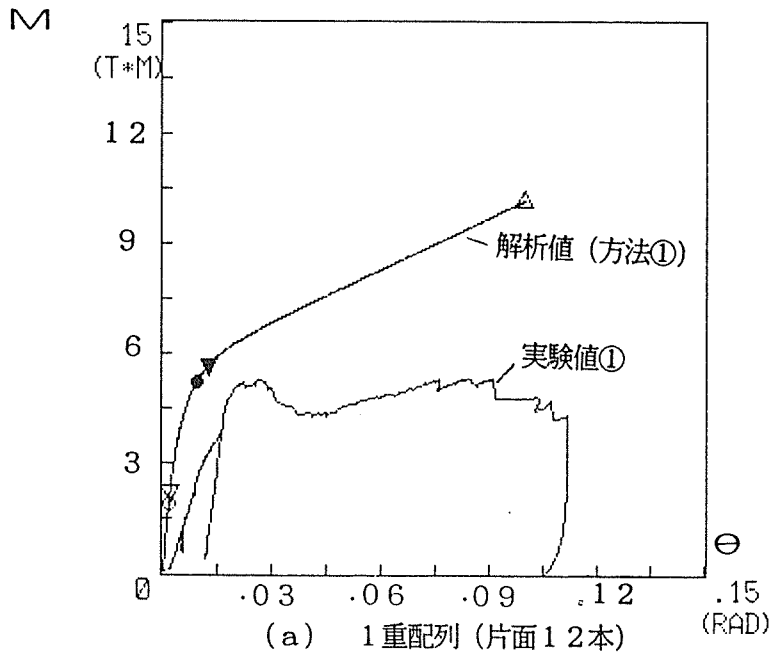
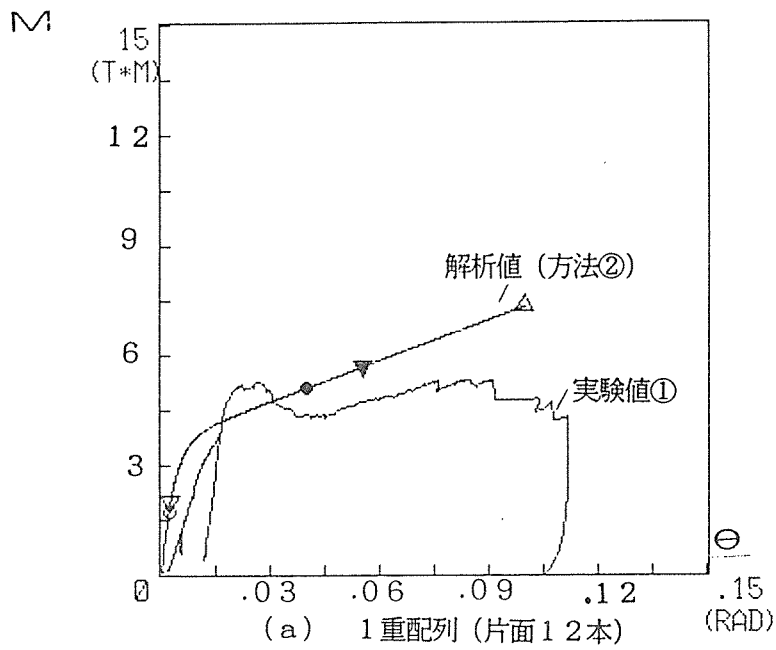


図-15 ボルト・矩形配置形状
モーメント-変形角曲線 (方法①)



- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{a1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{aALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}

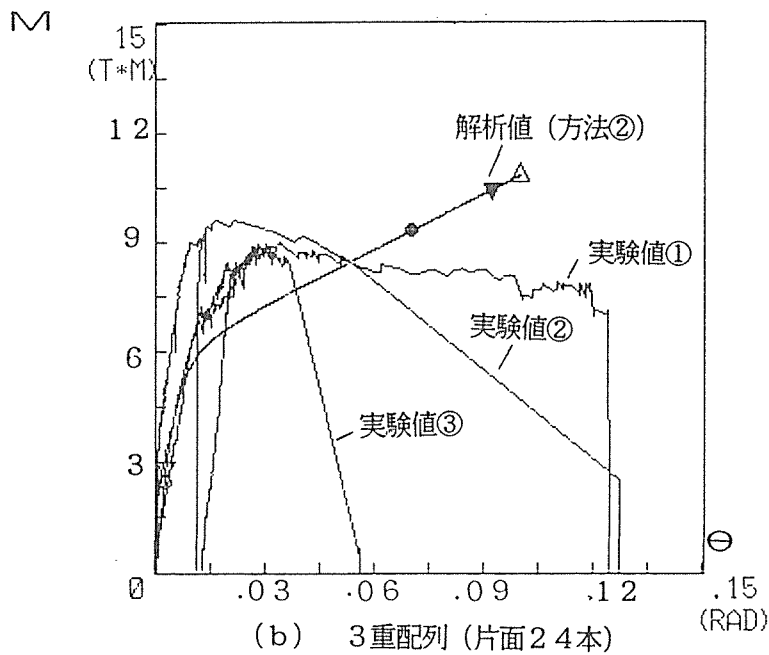
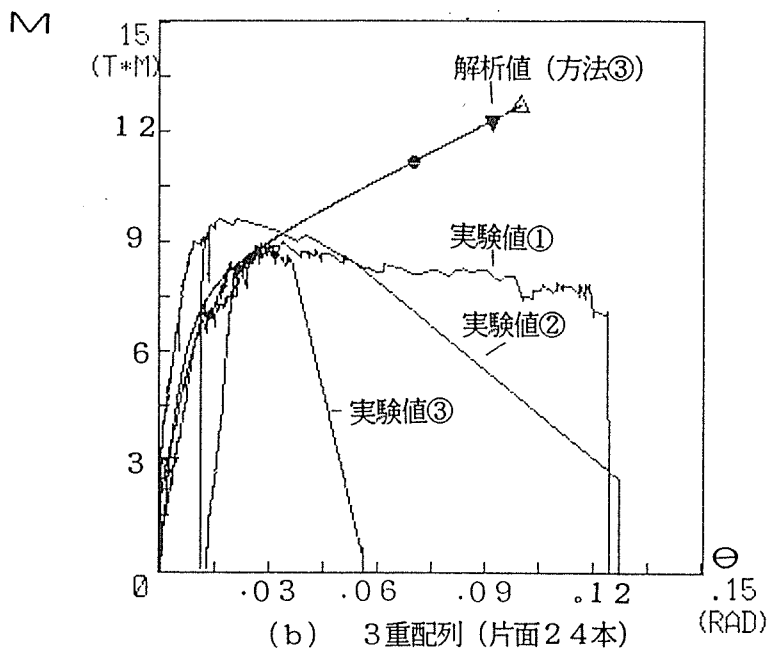
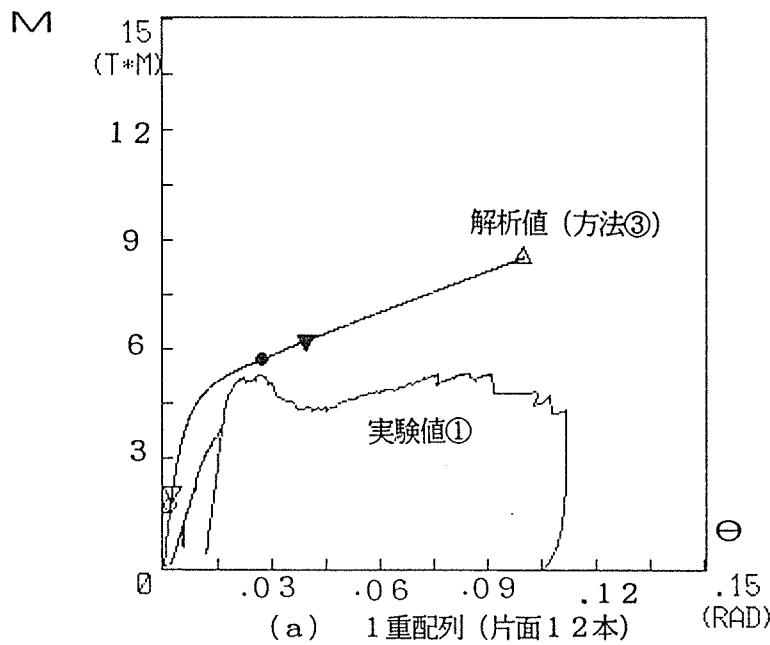
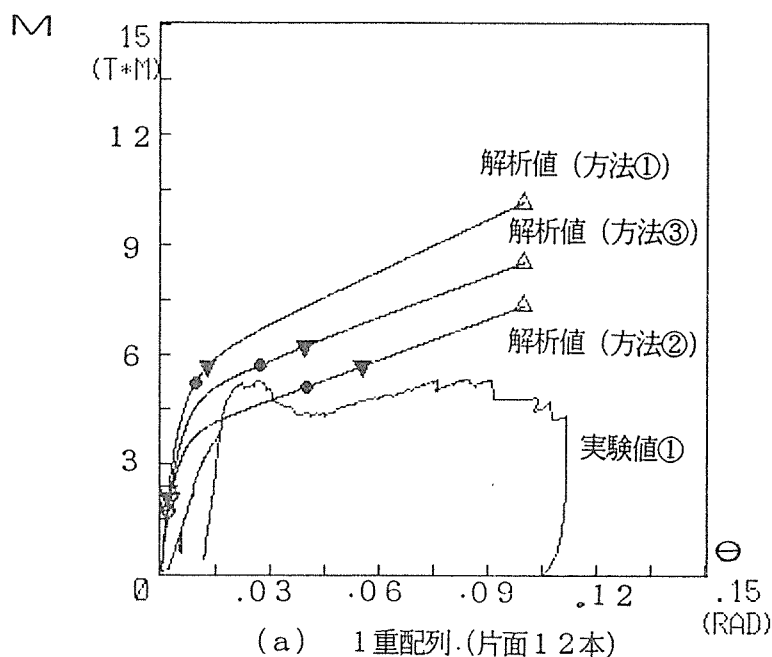


図-16 ボルト・矩形配置形状
モーメント-変形角曲線 (方法②)



図一 1 7 ボルト・矩形状配置形状
モーメント-変形角曲線 (方法③)



- 凡例
- : いずれか1本の釘が短期許容値に達した状態 M_{a1}
 - : すべての釘が短期許容値に達した状態 M_{aALL}
 - ▽: いずれか1本の釘が降伏に達した状態 M_{y1}
 - ▼: すべての釘が降伏に達した状態 M_{yALL}
 - : いずれか1本の釘が破断した状態 M_{f1}
 - : 10%の釘が破断した状態 $M_{f10\%}$
 - △: 最大耐力 (破断開始) M_{max}

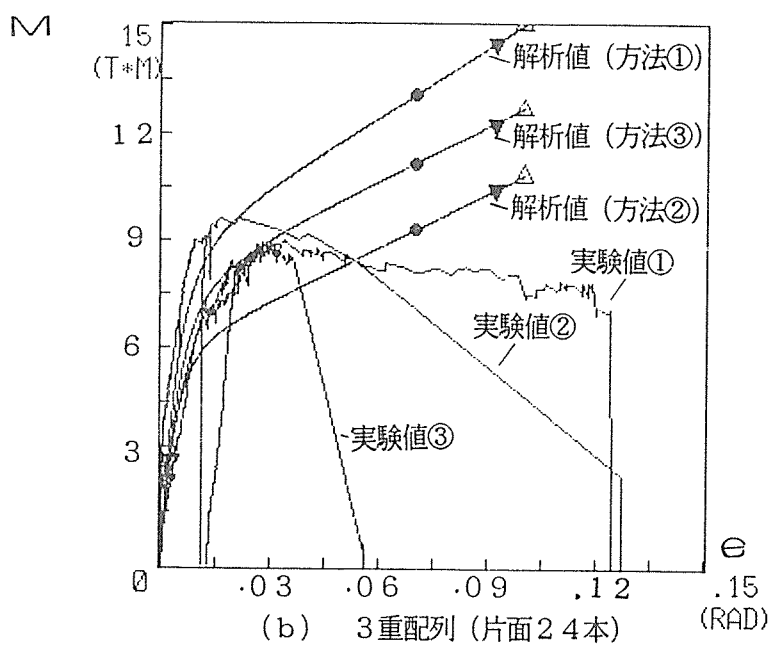


図-18 ボルト・矩形配置形状
モーメント-変角曲線
(角解析方法の比較)

10. 構造計算の実状と他構造との比較

10.1 建物の設定

鉄骨造, 木造, RC造建物の比較設計を行うにあたり、次の項目を仮定し、計算を行った。

1. 建物概要(11.2モデル図参照)

- 1) 階数 : 4階建
- 2) 架構形式 : 純ラーメン構造
- 3) 平面形 : X方向 21.6m (7.2m×3), Y方向 14.2m (7.2m×2)
- 4) スパン割 : 7.2m×7.2mグリッドを標準タイプとする。
他に5.4m割(木造2), 3.6m割(木造3)を考える。
- 5) 階高 : 1階は3.6m, 2~4階は3.4m
- 6) 軒高 : 13.8m

2. 設計荷重

1) 固定荷重・積載荷重

鉄骨造・木造は、スラブ・外壁をALC版と想定した。

RC造は、在来のRCスラブ・外壁を想定している。

下表に鉄骨造・木造およびRC造の固定(柱・梁を除く)・積載荷重を示す。

鉄骨造・木造の固定・積載荷重 (kg/m²)

階	名称	材 料	自 重		積載 荷重	設 計 荷 重				備 考
			重量	計		床版	小梁	大梁	地震	
R F	屋 根	防水層	20		90	240	240	220	180	
		均シモルタル	40		90					
		ALC版 ⑦100	65		65					
		天井	20	150	30					
4 ↓ 2 F	事務室	仕上	40		300	450	450	330	230	
		ALC版 ⑦125	85		300					
		天井	20	150	180					
				80						
4 ↓ 2 F	S階段	手スリ・ササラ	40		300	420	420	300	200	
		モルタル ⑦40	80		300					
		-4.5	40	120	180					
					80					
1 F	1 階	間仕切・他	30		300	740	740	620	520	
		仕上	30		300					
		スラブ ⑦150	360	440	180					
					80					
	外 壁	外装	40							
		ALC版 ⑦100	65							
		内装	20	130						

R C 造 の 固 定 ・ 積 載 荷 重 (kg/m²)

階	名称	材 料	自 重		積 載 荷 重	設 計 荷 重				備 考
			重 量	計		床 版	小 梁	大 梁	地 震	
R F	屋 根	モルタル シンダー 防水 スラブ 天井	30 180 20 360 20	 610 (250)	 90 90 65 30	700	 700	 675	 640	
4 ↓ 2 F	事務室	仕上 スラブ 天井	60 360 20	 440 (80)	300 300 180 80	740	 740	 620	 520	
4 ↓ 2 F	階 段	仕上 スラブ 平均 ⑦250	100 600	 700 (100)	300 300 180 80	1000	 1000	 880	 780	
1 F	1 階	仕上 スラブ	60 360	 420 (60)	300 300 180 80	720	 720	 600	 500	
	外 壁	仕上 カベ 内装	80 432 20	 532 (100)						

2) 地震荷重

基準法により、層せん断力係数 C_i を求める。

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

$$Z = 1.0$$

$$C_o = 0.2$$

R_t および A_i を算出は、告示1793の第2, 第3によるが、 R_t 算出をする時の

$T_c = 0.6$ (第二種地盤)とし、

T (設計用1次固有周期)の算出は、 h を軒高として

$$\text{鉄骨造の時 } T = 0.03 \cdot h$$

$$\text{RC造の時 } T = 0.02 \cdot h$$

木造の時は、 $T = 0.02 \cdot h$ とした場合の結果より δ の算出を行い、それを
基に重力式($T = \sqrt{\delta / C}$)により T を再度設定しなおした。

3) 風荷重

地震荷重が、卓越しているので計算から除く。

3. 材料および解析方法

1) 材料定数

● 剛性

	鋼	木 A1類, 1級	コンクリート
ヤング係数 (t/cm ²)	2,100	(X-X) 110 (Y-Y) 105	230
せん断弾性係数 (t/cm ²)	810	7	98.6

$F_c = 210\text{kg/cm}^2$ と仮定

● 比重

鉄 : 7.85

木 : 0.55 (構造用集成材 A1類, 1級)

コンクリート : 2.3

2) 許容応力度および応力検定

鉄骨造 : 基準法による

木造 : 大断面木造建築物設計施工マニュアル(1988)による

RC造 : 基準法による

3) 解析方法

解析は次の仮定によって行った。

柱・梁接合部は完全剛接合とする。

柱脚は完全剛接合とする。

最大層間変形が1/200以内となるよう断面を調節する。

各階剛床が成立するものとする。

計算は、一次設計レベルにとどめる。

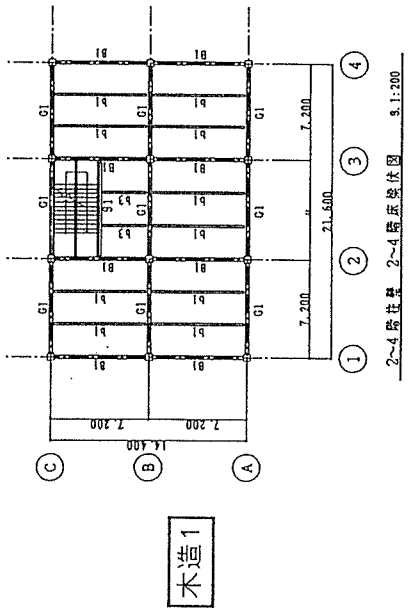
解析は剛性マトリックス法による一貫計算(BUS-2.5)を使用する。

なお木造の解析は、材料定数をRCに置換し、RC造入力としている。

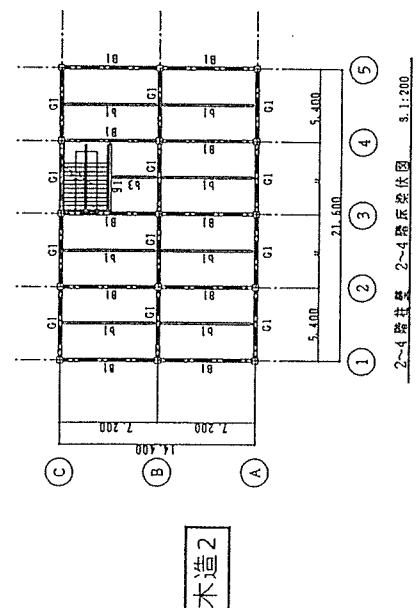
10.2 モデル図

木造の3つのタイプおよび鉄骨造, RC造の各モデル図と、計算より得られた大梁・柱の断面リストを示す。

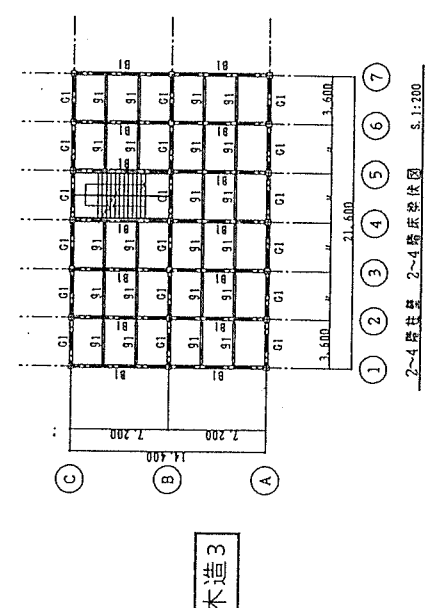
木造3タイプのモデル図 & 柱・大梁リスト



木造1



木造2



木造3

部材断面表 1. 構造用集成材 へいまつ 1級
2.

柱 リスト	
階	部材
4	C1 □-500 x 500
3	C1 □-500 x 500
2	C1 □-500 x 500
1	C1 □-500 x 500

大梁 リスト

階	部材
R	G1・B1 □-220 x 500
4	G1・B1 □-220 x 600
3	G1・B1 □-220 x 700
2	G1・B1 □-220 x 850

部材断面表 1. 構造用集成材 へいまつ 1級
2.

柱 リスト	
階	部材
4	C1 □-450 x 450
3	C1 □-450 x 450
2	C1 □-450 x 450
1	C1 □-450 x 450

大梁 リスト

階	部材
R	G1・B1 □-220 x 450
4	G1・B1 □-220 x 600
3	G1・B1 □-220 x 700
2	G1・B1 □-220 x 800

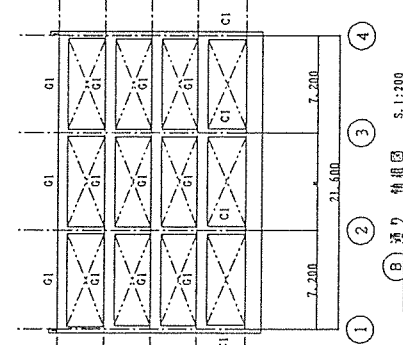
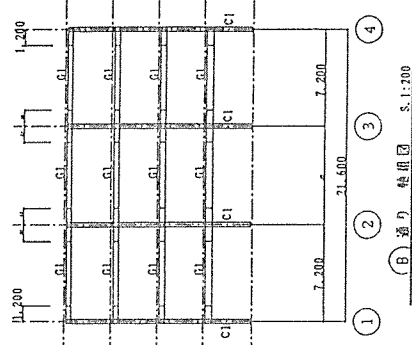
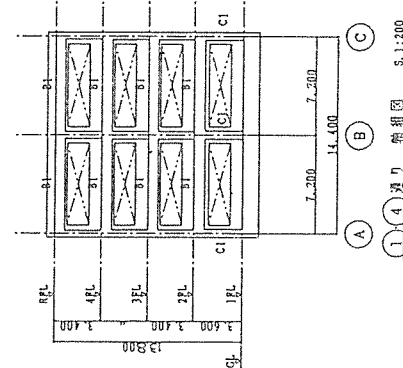
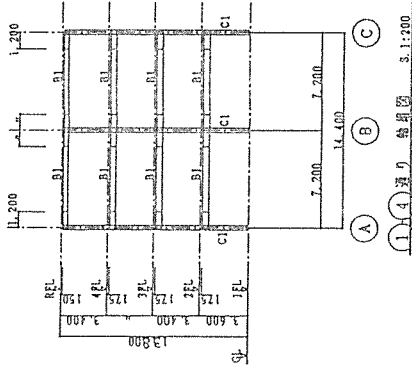
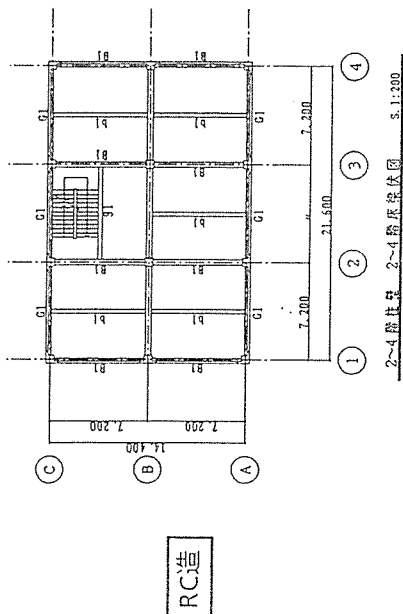
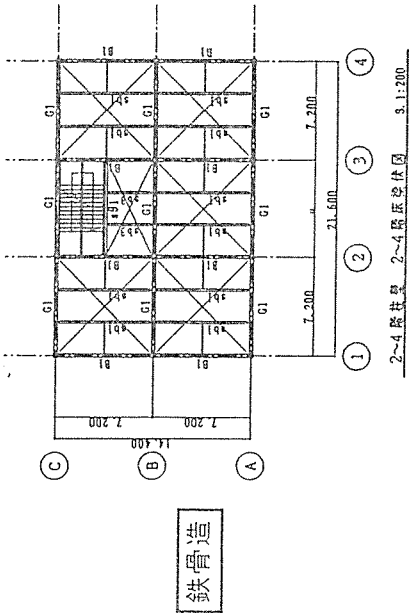
部材断面表 1. 構造用集成材 へいまつ 1級
2.

柱 リスト	
階	部材
4	C1 □-400 x 400
3	C1 □-400 x 400
2	C1 □-400 x 400
1	C1 □-400 x 400

大梁 リスト

階	部材
R	G1・B1 □-220 x 400
4	G1・B1 □-220 x 550
3	G1・B1 □-220 x 650
2	G1・B1 □-220 x 800

鉄骨造●RC造のモデル図 & 柱・大梁リスト



鉄骨 部材表

1. 鋼材
2. 高力ボルト
3. アンカーボルト

SS41
F10T
SS41

柱 リスト

階	行号	部材
4	C1	□ - 300 x 300 x 12
3	C1	□ - 300 x 300 x 16
2	C1	□ - 350 x 350 x 16
1	C1	□ - 350 x 350 x 16

大梁 リスト

階	行号	部材
R	G1・B1	H - 350 x 175 x 7 x 11
4	G1・B1	H - 400 x 200 x 8 x 13
3	G1・B1	H - 400 x 200 x 8 x 13
2	G1・B1	H - 450 x 200 x 9 x 14

部材断面表

1. コンクリート
2. 鋼 筋

FC210
SD295A (LD10-LD16)
SD345 (RD19-RD25)

柱 リスト

階	行号	部材
4	C1	□ - 500 x 500
3	C1	□ - 500 x 500
2	C1	□ - 550 x 550
1	C1	□ - 600 x 600

大梁 リスト

階	行号	部材
R	G1・B1	□ - 350 x 700
4	G1・B1	□ - 350 x 750
3	G1・B1	□ - 400 x 750
2	G1・B1	□ - 400 x 800

10.3 計算結果の一覧

X方向, Y方向の各方向別に計算結果の一覧を示す。

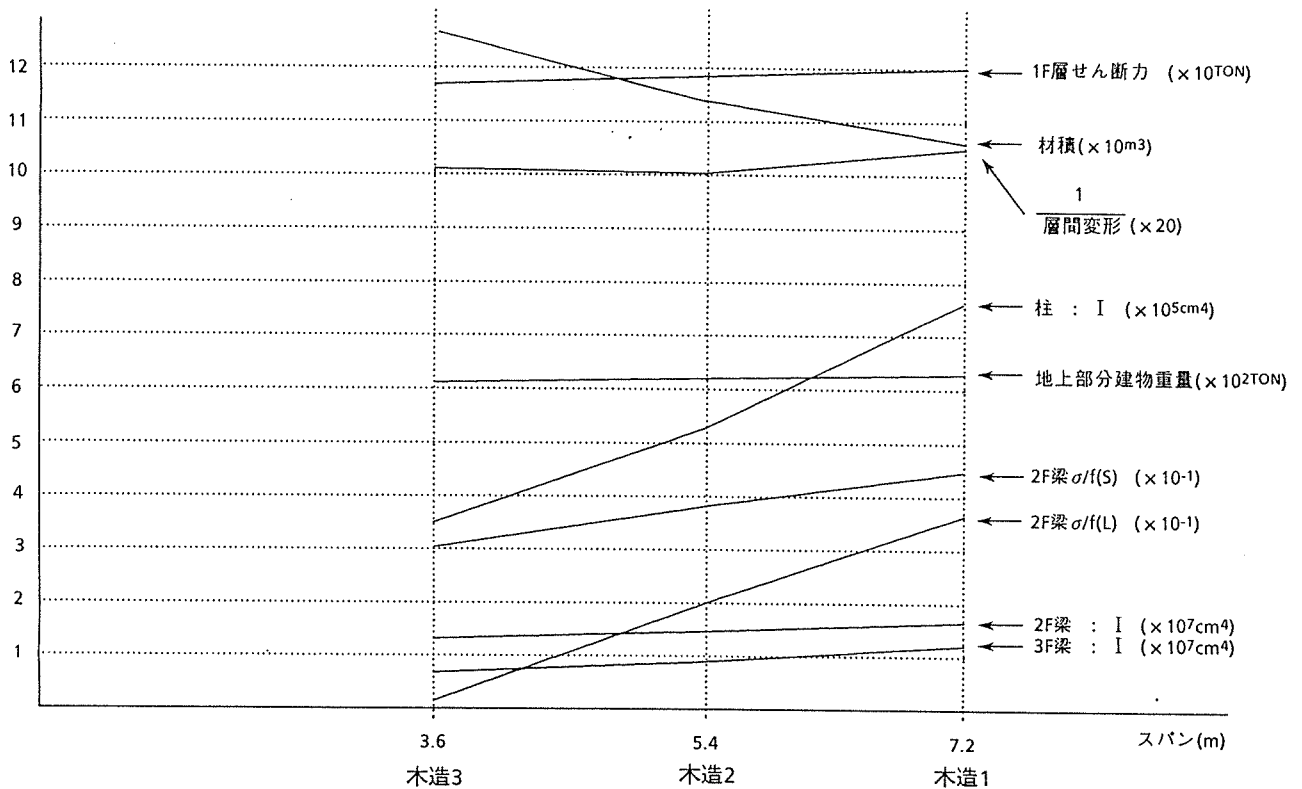
X方向計算結果一覧

		鉄骨造	木造 1	木造 2	木造 3	RC造	
層重量	Wi (ton)	階					
		4	104.2	91.3	90.9	90.3	350.3
		3	138.6	122.8	122.8	123.6	331.3
		2	139.9	124.2	124.5	125.8	342.7
単位面積あたりの重量	wi (t/m ²)	4	0.335	0.294	0.292	0.290	1.126
		3	0.446	0.395	0.395	0.397	1.065
		2	0.450	0.399	0.400	0.404	1.102
		1	0.461	0.410	0.410	0.419	1.155
ΣWi (ton)	4	104.2	91.3	90.9	90.3	350.3	
	3	242.8	214.1	213.7	213.9	682.0	
	2	382.7	338.3	338.1	339.7	1024.7	
	1	526.0	465.8	465.5	470.1	1383.8	
T (sec)		0.414:基準法	0.846:重力式	0.875:重力式	0.873:重力式	0.276:基準法	
Ai	4	1.757	1.986	1.998	2.008	1.524	
	3	1.373	1.485	1.491	1.496	1.281	
	2	1.164	1.214	1.216	1.219	1.127	
	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
層せん断力係数	Ci	4	0.351	0.384	0.383	0.385	0.305
		3	0.275	0.287	0.286	0.287	0.256
		2	0.233	0.235	0.233	0.234	0.225
		1	0.200	0.193	0.192	0.192	0.200
層せん断力	Qi (ton)	4	36.6	35.1	34.8	34.8	106.7
		3	66.7	61.5	61.0	61.3	174.8
		2	89.1	79.4	78.8	79.4	231.0
		1	105.2	90.0	89.2	90.1	276.8
層の変位量	d (cm)	4	1.207	1.171	1.171	1.183	0.400
		3	1.649	1.533	1.527	1.542	0.611
		2	1.669	1.590	1.698	1.674	0.629
		1	1.311	1.554	1.754	1.797	0.648
層間変位	d/h	4	1/282	1/290	1/290	1/287	1/850
		3	1/206	1/222	1/223	1/220	1/556
		2	1/204	1/214	1/200	1/203	1/541
		1	1/290	1/245	1/217	1/211	1/586
剛性率	Rs	4	1.148	1.197	1.249	1.247	1.341
		3	0.840	0.914	0.958	0.956	0.879
		2	0.830	0.881	0.861	0.881	0.854
		1	1.182	1.008	0.932	0.917	0.926
偏心率	Re	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
		3	0.002	0.002	0.001	0.002	0.006
		2	0.003	0.003	0.002	0.002	0.008
		1	0.003	0.003	0.002	0.003	0.009
大梁断面	4	H-350×175×7×11	■-220×500	■-220×450	■-220×400	b×D 350×700	
	3	H-400×200×8×13	■-220×600	■-220×600	■-220×550	350×750	
	2	H-400×200×8×13	■-220×700	■-220×700	■-220×650	400×750	
	1	H-400×200×8×14	■-220×850	■-220×800	■-220×800	400×800	
柱断面	4	□-300×300×12	■-500×500	■-450×450	■-400×400	B×D 500×500	
	3	□-300×300×16	■-500×500	■-450×450	■-400×400	500×500	
	2	□-350×350×16	■-500×500	■-450×450	■-400×400	550×550	
	1	□-350×350×16	■-500×500	■-450×450	■-400×400	600×600	
大梁 σ _b /f _b	R	0.77	0.59	0.45	0.35	0.30	
	4	0.87	0.57	0.52	0.30	0.37	
	3	1.00	0.44	0.49	0.23	0.37	
	2	0.94	0.31	0.36	0.19	0.34	
長期・短期							

X方向計算結果一覧(続)

	階	鉄骨造		木造 1		木造 2		木造 3		RC造
		大梁・柱の剛性 EI ($\times 10^5 \text{t}\cdot\text{cm}^2$)	4	285.	384.	252.	572	183.	375.	
	3	497.	485.	435.	572	435.	375.	335.	234.	
	2	497.	795.	691.	572	691.	375.	553.	234.	
	1	703.	795.	1238.	572.	1032.	375.	1032.	234.	
集成材(柱・大梁)の材積 (m^3)	大梁			66.40		71.19		80.68		
	柱			41.40		41.92		46.37		
	合計			107.80		113.11		127.05		

木造タイプ別の桁行(x)方向計算結果のまとめ



Y方向計算結果一覧

		鉄骨造	木造 1	木造 2	木造 3	RC造
層重量 Wi (ton)	階					
	4	104.2	91.3	90.9	90.3	350.3
	3	138.6	122.8	122.8	123.6	331.7
	2	139.9	124.2	124.5	125.8	342.7
単位面積あたりの重量 wi (t/m ²)	4	0.335	0.294	0.292	0.290	1.126
	3	0.446	0.395	0.395	0.397	1.065
	2	0.450	0.399	0.400	0.404	1.102
	1	0.461	0.410	0.410	0.419	1.155
ΣWi (ton)	4	104.2	91.3	90.9	90.3	350.3
	3	242.8	214.1	213.7	213.9	682.0
	2	382.7	338.3	338.1	339.7	1024.7
	1	526.0	465.8	465.5	470.1	1383.8
T (sec)		0.414:基準法	0.864:重力式	0.870:重力式	0.863:重力式	0.276:基準法
Ai	4	1.757	1.992	1.997	2.005	1.524
	3	1.373	1.488	1.490	1.494	1.281
	2	1.164	1.215	1.215	1.218	1.127
	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
層せん断力係数 Ci	4	0.351	0.383	0.383	0.386	0.305
	3	0.275	0.286	0.286	0.287	0.256
	2	0.233	0.234	0.233	0.234	0.225
	1	0.200	0.192	0.192	0.192	0.200
層せん断力 Qi (ton)	4	36.6	35.0	34.8	34.8	106.7
	3	66.7	61.3	61.1	61.5	174.8
	2	89.1	79.0	78.9	79.6	231.0
	1	105.2	89.6	89.3	90.4	276.8
層の変位量 d (cm)	4	1.161	1.270	1.223	1.208	0.446
	3	1.594	1.626	1.541	1.516	0.679
	2	1.590	1.662	1.662	1.599	0.695
	1	1.265	1.563	1.701	1.724	0.707
層間変位 d/h	4	1/293	1/268	1/278	1/281	1/762
	3	1/213	1/209	1/221	1/224	1/501
	2	1/214	1/205	1/205	1/213	1/489
	1	1/300	1/243	1/223	1/220	1/537
剛性率 Rs	4	1.148	1.158	1.200	1.199	1.332
	3	0.836	0.905	0.952	0.956	0.875
	2	0.838	0.885	0.883	0.906	0.855
	1	1.178	1.052	0.964	0.939	0.939
偏心率 Re	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000
	2	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000
	1	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000
大梁断面	4	H-350×175×7×11	■-220×500	■-220×450	■-220×400	b×D 350×700
	3	H-400×200×8×13	■-220×600	■-220×600	■-220×550	350×750
	2	H-400×200×8×13	■-220×700	■-220×700	■-220×650	400×750
	1	H-400×200×9×14	■-220×850	■-220×800	■-220×800	400×800
柱断面	4	□-300×300×12	■-500×500	■-450×450	■-400×400	B×D 500×500
	3	□-300×300×16	■-500×500	■-450×450	■-400×400	500×500
	2	□-350×350×16	■-500×500	■-450×450	■-400×400	550×550
	1	□-350×350×16	■-500×500	■-450×450	■-400×400	600×600
大梁 σ _b /f _b 長期●短期	R				0.37 0.49	
	4				0.41 0.38	
	3				0.31 0.34	
	2				0.23 0.26	

10.4 考察

計算結果より以下のことが、考えられる。

1)単位面積あたりの建物重量

木造で 約 400 kg/m^2

鉄骨造で約 450 kg/m^2

RC造で約 1100 kg/m^2

である。

2)地震層せん断力

木造・鉄骨造と比較すると、木造がやや少ない。

RC造は鉄骨造の約3倍である。

3)層間変形

木造・鉄骨造とも約 $1/200$ となる。

RC造は約 $1/550$ となる。

4)大梁の σ_b/f_b

鉄骨造は $0.9\sim 1.0$ となる。

木造は $0.4\sim 0.6$ となり部材断面の大きさが応力で決定せず、層間変形で決定していることをしめす。

なお、燃えしろ設計(外周から 2.5cm 減)で断面は決定しない。

5)柱断面

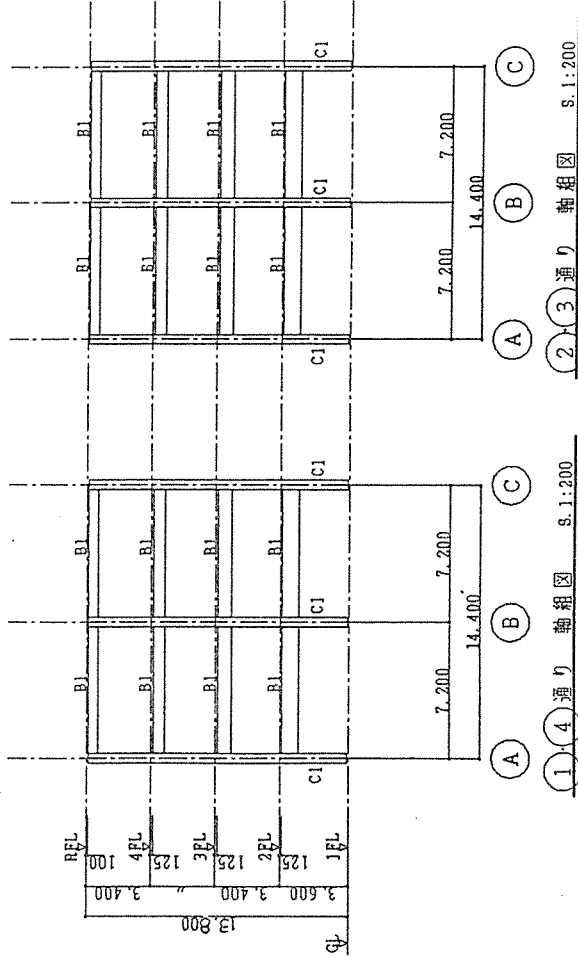
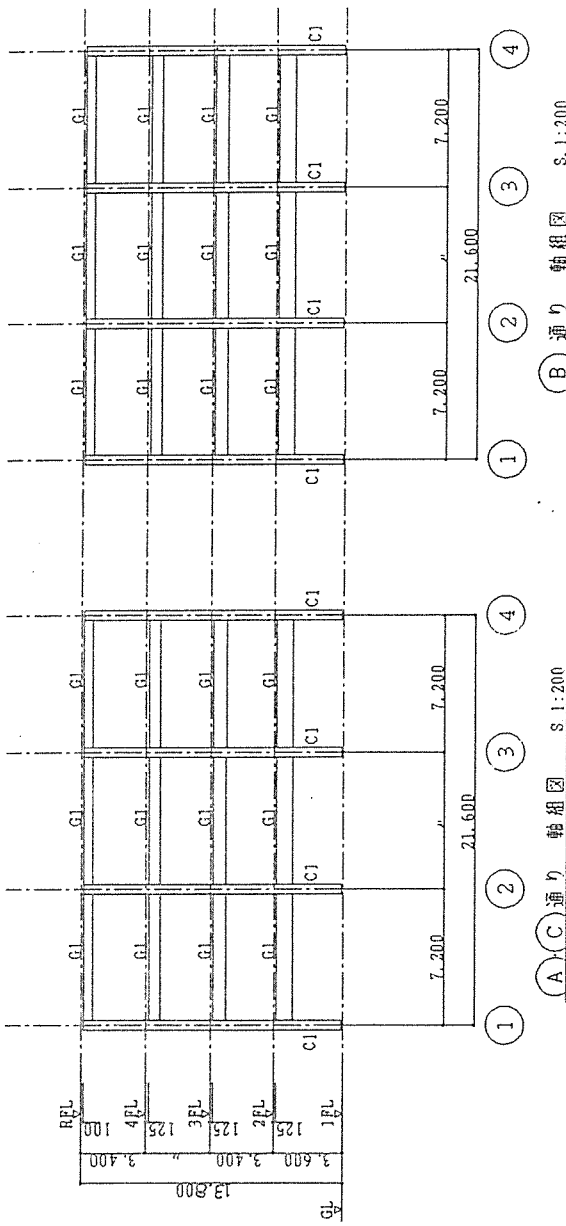
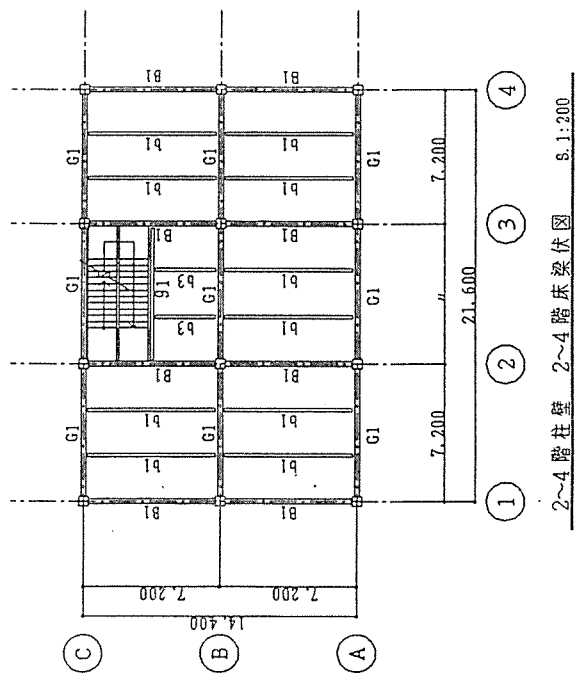
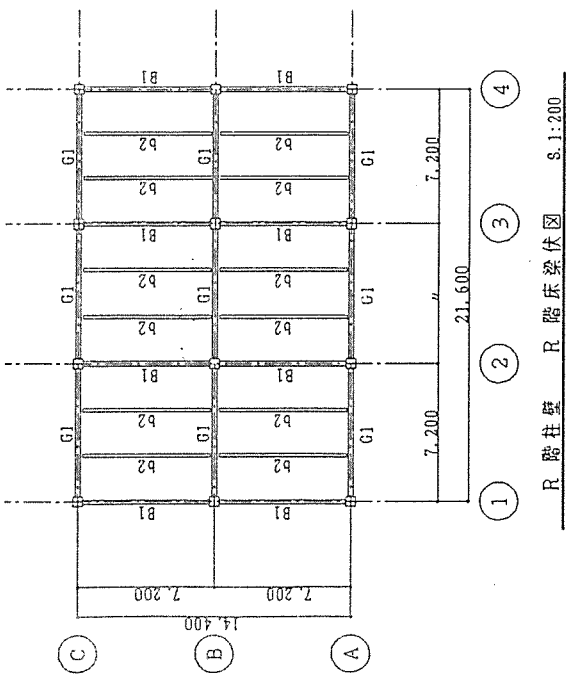
算定された断面は幅広である。

6)木造のスパン割

木造1~3より、スパン割を変えても部材断面は層間変形の制約から決定される。

10.5 構造計算(抜粋)

(柱・梁接合部および柱脚は完全剛接合と仮定している。)



§ 1 一般事項

e 計算手法

手計算・電算 (AUTOSHIN) BV5-2.5

1.1 建物概要

建築地	地上 4 階	塔屋 階
規模	地下 0 階	
建物用途	事務所	1244 m ²
軒高	GL + 13.8 m	建物高さ GL + m
工事種別	(新築) 増築 別棟増築 改築	構造種別 SRC (RC) S
増築予定	(無)	有 ()

1.2 構造種別(部位別)・仕様

部位	構造種別・仕様	部位	構造種別・仕様
屋根	RC ALC 版 屋根防水 アスファルト防水	外壁	RC CB ALC 版 タイル
スラブ	RC ALC 版	内壁	RC CB ALC 版 構造スラブ
小ばり	SRC RC S 木造	1 階床	土間コンクリート
大ばり	SRC RC S 木造	基礎	直接基礎 (くい基礎) 独立・複合・連続・ベタ
柱	SRC RC S 木造	地盤	削栗石 (軟砂利) 砕石

1.3 設計方針

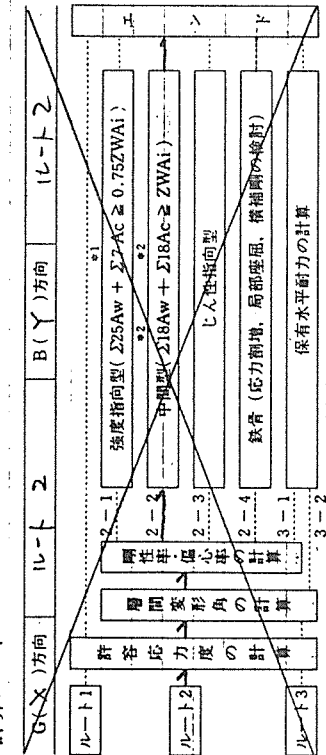
a 設計の準拠 建築基準法および日本建築学会計算規準等による。

b 基本計画 X・Y 方向 其純ラ・X・Y 構造とする。

c 架構計画

G(X)方向	ラーメン構造 (耐力壁有・ブレース有)	ブレース構造	壁式構造
B(Y)方向	ラーメン構造 (耐力壁有・ブレース有)	ブレース構造	壁式構造

d 計算ルート



(注) 式中SRC値にあっては、*1の7を10に、*2の18を20と読みかえる

2) 地震力

1 次固有周期	T = 0.8 sec.	地震種別	GL + 13.8 m
振動特性係数	R _i = 1.0	地域係数	Z = 1.0
標準せん断力係数	C ₀ = 0.2	(必要保有水平耐力算定用)	
構造特性係数	c _{Ds} =	形状係数	c _{Fst} =
	c _{Ds} =		c _{Fst} =
層間変形角設計制限値	c _γ = 1/2000 (γ = 1/2000)	2次設計用層間変形角	c _γ = 1/2000 (γ = 1/2000)

3) 土圧及び水圧

土圧係数	地下外壁 K _N = 0.5	土圧係数	K _N =
地下水位	北内水位 GL -	設計水位	GL -
			m

4) 風圧力 (kg/m²)

風速	10 m/s	風圧力の	有
	高さ16mを超える部分	120√h	低減・割増
		60√h	無
		1.0	

5) 積雪荷重 (kg/m²)

積雪量	30 cm	単位重量	kg/m ³ /cm	設計荷重	kg/m ²
一般・多雪	30		2.0	長期	1.0

6) 特殊荷重

クレーン格タワー	1/基×	基礎	
高架水槽	1/基×	基礎	
エレベーター	1/基×	基礎	

備考:

7) 部分的載荷の考慮

(無)・有 ()

8) 積載荷重の低減

(無)・有 ()

9) 隣接建物に対する考慮

(無)・有 ()

g その他

1-4 材料の許容応力度・その他

a. 構造用集成材の許容応力度

集成材の樹種及び品質	長期応力に対する許容応力度 (単位kg/cm ²)		短期応力に対する許容応力度 (単位kg/cm ²)	
	圧縮又は引張り	曲げ	圧縮又は引張り	曲げ
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	1級 105 2級 90	145 120	12
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	1級 95 2級 85	135 110	11
	つが及びべいつが	1級 90 2級 80	125 105	10
	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ、スプルース、ロウソク、アルパイン及びポナローサバイン	1級 80 2級 70	115 95	9
広葉樹	みづなら、ぶな、けやき、しおじ、たも、かば、いなすかえで、にれ及びアヒトン	1級 105 2級 85	150 125	12
	ラワン	1級 90 2級 80	130 110	10

この表において、1級は、集成材の日本森林規格 (昭和49年農林省告示第601号 (以下「告示」という。)) に規定する構造用集成材の1級又は化粧張り構造用集成材の1級及び2級又はこれらと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。また、この表において、2級は、告示に定める構造用集成材の2級又はこれと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。

b. 構造用集成材の繊維方向のヤング係数 (10³kgf/cm²)

樹種	等級	E ₁₁ **	E ₂₂ **
A 1 類	特級	120	110
	1級	110	105
	2級	100	100
針葉樹	特級	110	100
	1級	100	95
	2級	90	90
B 1 類	特級	100	90
	1級	90	85
	2級	80	80
B 2 類	特級	90	80
	1級	80	75
	2級	70	70

* せん断弾性係数は E₁₁ の 1/5 とする。 G = 7.0 × 10³ kg/cm²

c. 木材の比重

γ = 0.55 t/m³ とする

d. 応力検定

曲げ

$$\sigma_b = M / Z_e \cdot C_f$$

$$I = \alpha \cdot B / A_e, \quad \alpha = 1.5, \quad A_e = b \cdot h$$

$$f_k = N / A_e, \quad i = h / 3.46$$

$$\lambda \leq 30 \quad f_k = f_c$$

$$30 < \lambda \leq 100 \quad f_k = f_c (1.3 - 0.01 \lambda)$$

$$100 < \lambda \leq 150 \quad f_k = 0.3 f_c / (\lambda / 100)^2$$

C_f

D ≤ 30	1.0
30 < D ≤ 45	0.96
45 < D ≤ 60	0.93
60 < D ≤ 75	0.91
75 < D ≤ 90	0.89

圧縮

曲げ + 圧縮

$$\frac{\sigma}{f} = \frac{M}{Z_e \cdot f_b \cdot C_f} + \frac{N}{A_e \cdot f_k} \leq 1.0$$

燃えしろ設計

燃えしろ断面 (1面当り 2.5cm) にて長期応力に対し短期許容応力度で検定

k 鉄筋および鋼材のコンクリートに対する許容付着応力度 (kg/cm²)

採用材料	応力種別 コンクリート	鋼						異形鉄筋						形鋼・鋼板	
		丸		長		短		長		短		その他		長	短
		上ば筋	その他	上ば筋	その他	上ば筋	その他	上ば筋	その他	上ば筋	その他	上ば筋	その他	その他	その他
●	Fc=180	7.2	10.8	10.8	16.2	12	18	18	27	3.6	5.4				
		8.4	12.6	12.6	18.9	14	21	21	31.5	4.2	6.3				
		9	13.5	13.5	20.25	15	22.5	22.5	33.75	4.5	6.75				
		9	13.5	13.5	20.25	15.4	23.1	23.1	34.65	4.5	6.75				

注) 上ば筋とは、曲げ材にあって、その鉄筋の下に30cm以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。

l 地盤の許容地耐力度 (t/m²)

場所	地盤の種類	長期	短期
全体	ローム	10.0	20.0

m 杭の許容耐力 (t/本)

杭の種類	径・長さ・工法・その他	長期	短期

n その他

i 鉄筋およびコンクリートの許容応力度 (kg/cm²)

採用材料	応力種別	圧縮		引張り		せん断		せん断補強	
		圧縮	引張り	せん断	引張り	せん断	せん断	せん断補強	
●	鉄	SR24	1600	1600	—	1600	2400	2400	2400
		SD30	2000	2000	—	2000	3000	3000	3000
		D29未満	2200	2200	—	2000	3500	3500	3000
		SD35	2000	2000	—	2000	3500	3500	3000
●	筋	D29未満	2200	2200	—	2000	4000	4000	3000
		SD40	2000	2000	—	2000	4000	4000	3000
		溶接金網	—	2000	—	2000	—	(3000)	—
		Fc=180	60	—	6	—	120	—	9
●	コンクリート	Fc=210	70	—	7	—	140	—	10.50
		Fc=225	75	—	7.25	—	150	—	10.87
		Fc=240	80	—	7.40	—	160	—	11.10
		普通	—	—	—	—	—	—	—
●	軽重量	Fc=180	60	—	5.40	—	120	—	8.10
		Fc=210	70	—	6.30	—	140	—	9.45
		Fc=225	75	—	6.52	—	150	—	9.78
		種	—	—	—	—	—	—	—

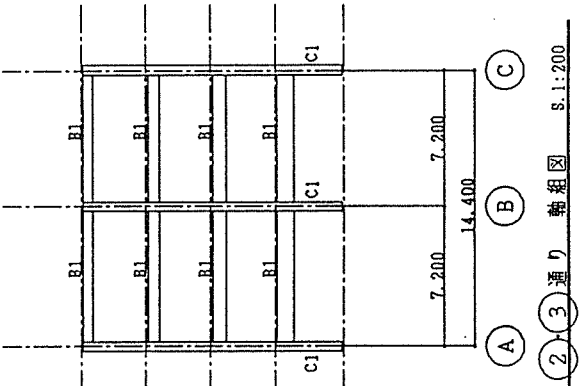
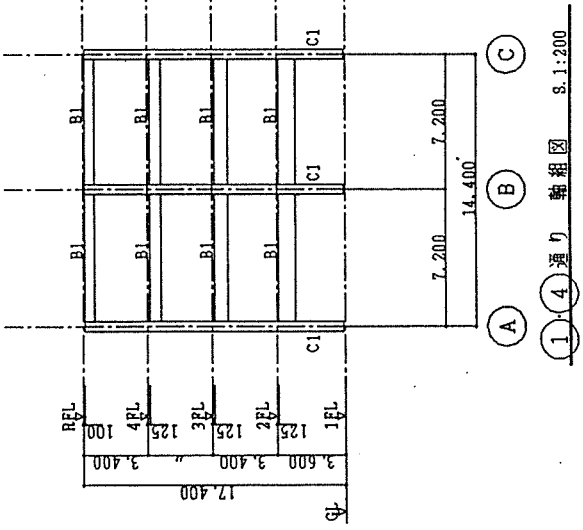
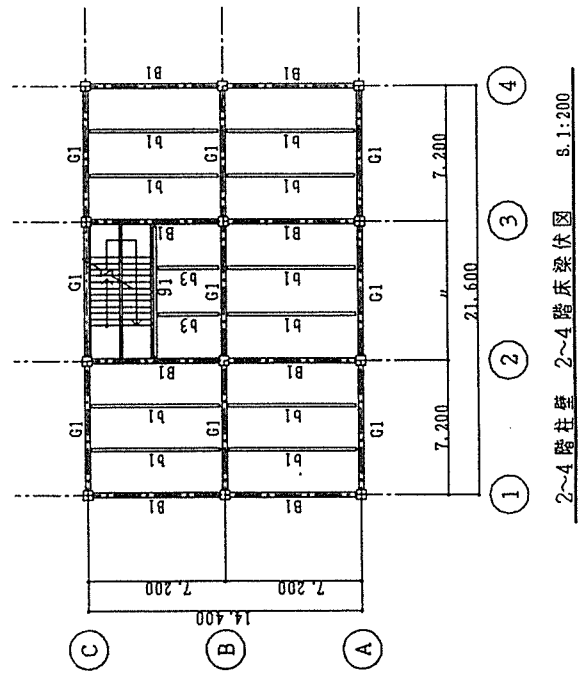
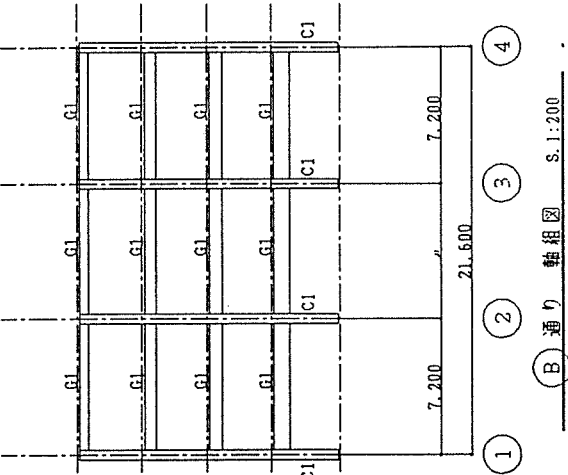
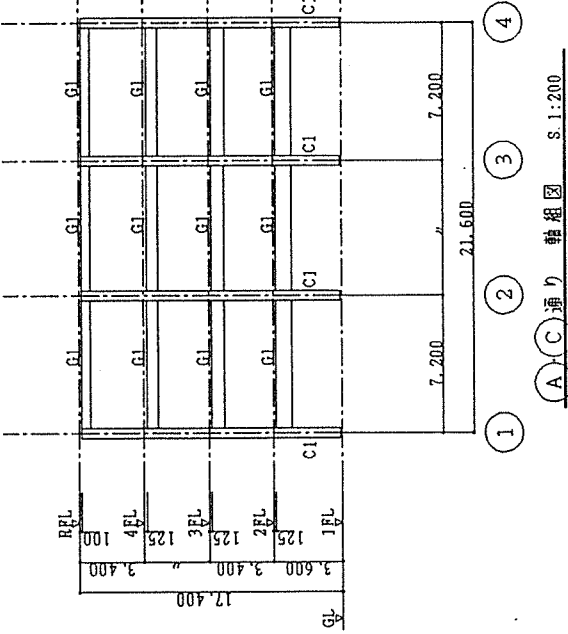
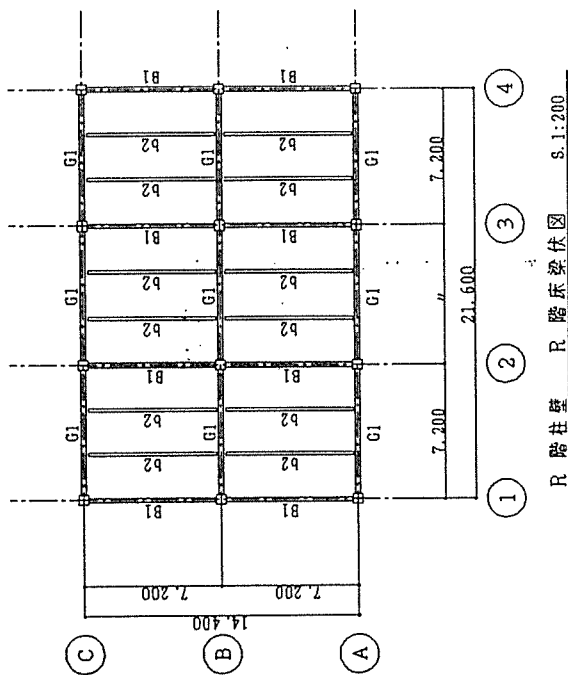
注) ()内数値は、床版に用いる場合に限る。

j 鉄筋およびコンクリートの材料強度 (kg/cm²)

採用材料	応力種別	圧縮		引張り		せん断		せん断補強	
		圧縮	引張り	せん断	引張り	せん断	せん断	せん断補強	
●	鉄	SR24	2400	2400	—	2400	—	2400	2400
		SD30	3000	3000	—	3000	—	3000	3000
		SD35	3500	3500	—	3500	—	3000	3000
		SD40	4000	4000	—	4000	—	3000	3000
●	筋	溶接金網	—	(3000)	—	(3000)	—	3000	—
		Fc=180	180	—	18	—	18	—	—
		Fc=210	210	—	21	—	21	—	—
		Fc=225	225	—	22.5	—	22.5	—	—
●	コンクリート	Fc=240	240	—	24	—	24	—	—
		普通	—	—	—	—	—	—	—
		Fc=180	180	—	18	—	18	—	—
		Fc=210	210	—	21	—	21	—	—
●	軽重量	Fc=225	225	—	22.5	—	22.5	—	—
		種	—	—	—	—	—	—	—






注1) ()内数値は、床版に用いる場合に限る。
 2) 圧縮および引張りに用いる鉄筋でJISに定めるものにあつては、それぞれの1.1倍とする。

各2 休図・軸組図



設計荷重 kg/m²

3倍荷重

階名称	材	料	自重		積荷重	設計荷重		備考	
			自重	計		床版	小梁		大梁
4F 床下		防木, Euxil ALC版 天井	20 40 65 20	150	90 90 65 30	240	240 220	180	51
4F 車室		仕上 ALC版 天井	40 85 20	150	300 300 180 80	450	450 330	230	52
4F 廊下		防木・仕上 Euxil R-4.5	40 80 40	120	300 300 180 80	420	420 300	200	53
1F		向付切込 仕上 天井	30 30 360	440	300 300 180 80	740	740 620	520	54
外壁		外装 ALC版 内装	40 65 20	130					

§4 二次部材の設計

4-1 床板設計

①根 ALC版

1H耐火
DL' = 170 kg/m²
床板長 2.6M OK!

②根 ALC版

1H耐火
DL' = 360 kg/m²
床板長 2.4M OK!

①階床

lx = 3.3, ly = 6.9, t = 15
w = 0.74 t/m²

Mx1 = 0.174 × 0.86 = 0.163
x2 = " × 0.57 = 0.42
y1 = " × 0.45 = 0.33
y2 = " × 0.30 = 0.22
t0 = 1052 cm

at = 332 LD10.13 @200
= 221 LD10 @200
= 192 LD10 @250
= 178


4-2 小梁の設計

② [根根]

$$w = 0.24 \times \frac{7.4}{3} + 0.05 = 0.64 \text{ t/m}$$

17.2

$$M = \frac{1}{8} \times 0.64 \times 7.2^2 = 4.14 \text{ tm}$$

use  use
A = 880 cm² (637)
Z = 5866 cm³ (3984)
I = 117333 cm⁴ (22) < 17

$$f\sigma_b = \frac{4.14 \times 10^5}{Z \times 0.96} = 73.5 \text{ kg/cm}^2 < 145$$

$$f\sigma'_b = \frac{4.14 \times 10^5}{Z' \times 0.96} = 108.2 < 290$$

f-tat

$$d = \frac{5 \times 64 \times 720^4}{384 \times 1.05 \times 10^5 \times I} = 1.81 \text{ cm} \left(\frac{d}{l} = \frac{1}{396} \right)$$

(b1) [単位]

$$\omega = 0.45 \times \frac{7.2}{3} + 0.06 = 1.14 \frac{t}{m}$$

~~ω~~

↑ 7.2 ↓

$$M = \frac{1}{8} \times 1.14 \times 7.2^2 = 7.39 \text{ t}\cdot\text{m}$$

use

$$\left[\begin{array}{c} 50 (49.5) \\ \hline \end{array} \right]$$

$$A = 1100 \text{ (cm}^2\text{)} \\ Z = 9166 \text{ (cm}^3\text{)} \\ I = 229166 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\sigma_b = \frac{7.39 \times 10^5}{Z \times 0.93} = 86.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1445$$

$$f_b = \frac{7.39 \times 10^5}{Z \times 0.93} = 124.3 < 290$$

f_{allow}

$$\delta = \frac{5 \times 11.4 \times 720^4}{384 \times 1.05 \times 10^5 \times I} = 1.66 \frac{\text{cm}}{\text{cm}} \left(\frac{\delta}{l} = \frac{1}{433} \right)$$

5-1 貫計算入力データ

※ 架構応力解析及び断面算定は「貫計算プログラム」(BUS-2.5J (NEC PC9801)) に依る。

5-1 設計方針・モデル概要

1. 応力解析は RC 造として断面を入力し比重・ヤング係数等の補正を行う。
2. 各仕口(柱脚等)は剛接合とする。
3. 建物固有周期は重カ式 ($T = \sqrt{S/C}$) を直接入力し AI の計算を行う $\rightarrow 5.7$
4. 入力値は下記に依る。

・コンクリート比重 $\gamma = 0.55$, $FCZ10^{1.5} / \text{cm}^2$

・剛性補正係数(柱)

$$\left[\begin{array}{l} E = 210 \times \left(\frac{0.55}{2.3} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{210}{200}} = 25.163 \frac{\text{T}}{\text{cm}^2} \\ \gamma = \frac{25.163}{2 \times (1 + 1/6)} = 10.784 \end{array} \right.$$

$$\times \phi M = 10^5 / 25.163 = \underline{4.173}$$

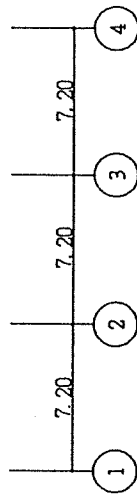
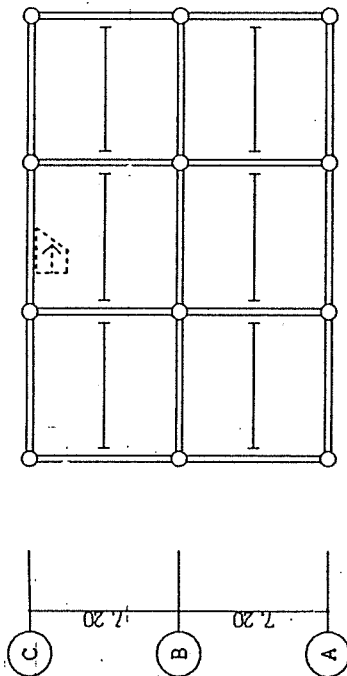
$$\gamma \phi M = 110 / \text{ } = \underline{4.371}$$

$$\times \gamma \phi S = 7 / 10.784 = \underline{0.649}$$

※ 大梁はヤング係数直接入力

$$E = \underline{110} \frac{\text{T}}{\text{cm}^2}, \quad \gamma = \underline{7.0} \frac{\text{T}}{\text{cm}^2}$$

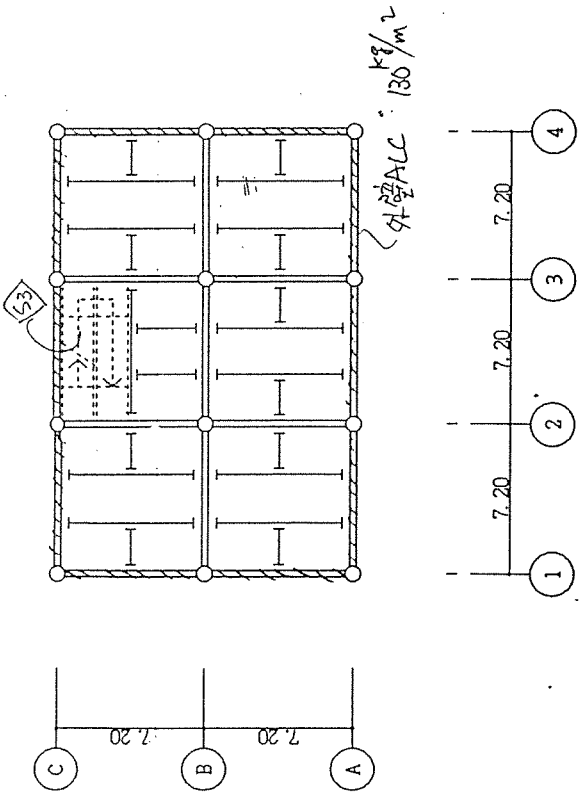
5-2 電算入力モデル・特殊荷重



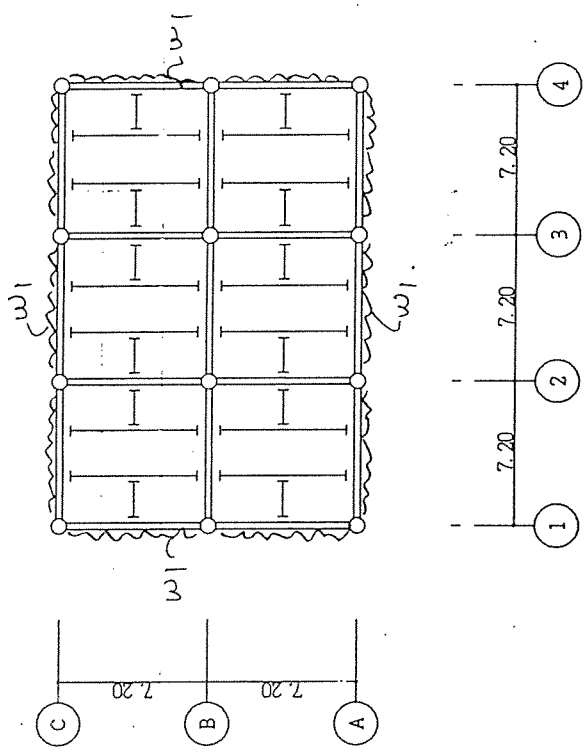
1 階伏図

特記外床

$$\cdot \text{柱巻自重 } N = 2.4 \times 0.7^2 \times 0.8^H = 0.94^T \quad (\text{各柱脚})$$



2-4階伏図
特記外床 S2



5階伏図
特記外床 S1

• 1階床の $w_1 = 0.13 \times 0.6 = 0.08 \text{ t/m}$

5-3 固有周期算定

$T=0.02h$ とした場合の結果の δ の算出:
 $\delta = \sum \delta_i \times \frac{w_i}{Q_i}$

方向	階	w_i	Q_i	δ_i	δ
X	4	91.3	29.6	1.020	3.146
	3	214.1	56.0	1.402	5.360
	2	338.3	116.8	1.537	6.770
	1	465.8	93.2	1.593	7.961
				合計	23.232
Y	4			1.112	3.429
	3	合計	合計	1.493	5.708
	2			1.613	7.105
	1			1.608	8.037
				合計	24.279

$$T = \frac{\sqrt{\delta}}{C} \quad C = 5.7 \text{ (3階以上)}$$

$$T_x = \frac{\sqrt{23.232}}{5.7} = 0.846 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{\sqrt{24.279}}{5.7} = 0.864 \text{ sec}$$

5.6 断面算定

5-4 天梁の断面算定

(25) [B.11]

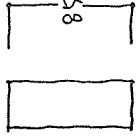
L C R

ML = 7.1 7.0 10.6
ME = 19.3 15.5

QL = 7.2
QE = 4.8 (9.8)

MS = 28.4 26.1 OS = 17.0

(1) 用は概算法



A = 82.5 (82.5) cm^2 (1402)
Z = 26491 cm^3 (19284)
I = 1125895 cm^4

22 | (17)

$\sigma_f(L) = 10.6 \times 10^5 / Z \times 0.89 \times 145 = 0.31$
 $(S) = 28.4 \times 10^5 / " \times 290 = 0.36$
 $(F) = 10.6 \times 10^5 / Z \times 0.89 \times " = 0.21$

$T(S) = 17.0 \times 10^3 \times 1.5 / A = 13.6 < 24$
 $(F) = 7.2 \times 10^3 \times 1.5 / A' = 7.7 < 24$

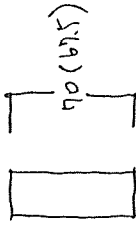
(35)

L C R

ML = 8.5 6.1 10.5
ME = 14.4 12.5

QL = 6.9
QE = 3.7 (7.4)

MS = 22.9 23.0 OS = 14.3



A = 1540 cm^2 (1147)
Z = 17966 cm^3 (12909)
I = 628000 cm^4

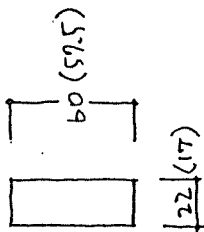
22 | (17)

$\sigma_f(L) = 10.5 \times 10^5 / Z \times 0.91 \times 145 = 0.44$
 $(S) = 23.0 \times 10^5 / " \times 290 = 0.49$
 $(F) = 10.5 \times 10^5 / Z \times 0.91 \times " = 0.31$

$T(S) = 14.3 \times 10^3 \times 1.5 / A = 13.9 < 24$
 $(F) = 6.9 \times 10^3 \times 1.5 / A' = 9.0 < 24$

(451)

L	C	R	
ML = 9.2	5.8	10.2	QL = 6.6
ME = 9.2	-	8.4	QE = 2.4 (4.8)
MS = 18.4 - 18.6			QS =



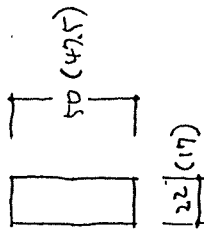
$A = 1320 \text{ cm}^2$ (997)
 $Z = 13200 \text{ cm}^3$ (9367)
 $I = 396000 \text{ cm}^4$

$\sigma/f(L) = 10.2 \times 10^5 / Z \times 0.93 \times 145 = 0.57$
 $(S) = 18.6 \times 10^5 / \quad \times 290 = 0.52$
 $(F) = 10.2 \times 10^5 / Z' \times 0.93 \times \quad = 0.40$

$T(L) = 6.6 \times 10^3 \times 1.5 / A = 7.5 < 12$
 $(F) = 6.6 \times 10^3 \times 1.5 / A' = 10.1 < 24$

(451)

L	C	R	
ML = 5.6	3.9	7.3	QL = 4.6
ME = 4.2	-	3.8	QE = 1.1 (2.2)
MS = 9.8 - 11.1			QS = -



$A = 1100 \text{ cm}^2$ (807)
 $Z = 9166 \text{ cm}^3$ (6392)
 $I = 229166 \text{ cm}^4$

$\sigma/f(L) = 7.3 \times 10^5 / Z \times 0.93 \times 145 = 0.59$
 $(S) = 11.1 \times 10^5 / \quad \times 290 = 0.45$
 $(F) = 7.3 \times 10^5 / Z' \times 0.93 \times \quad = 0.42$

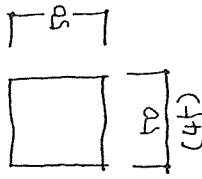
$T(L) = 4.6 \times 10^3 \times 1.5 / A = 6.2 < 12$
 $(F) = 4.6 \times 10^3 \times 1.5 / A' = 8.6 < 24$

5-5 柱の断面算定

(1) [B-1 柱]

$$\begin{array}{l}
 M_L = 3.0 \quad N_L = 49.5 \quad Q_L = 1.3 \\
 M_E = 10.1 \quad N_E = 12.1 \quad Q_E = 6.9 \quad (13.4) \\
 \hline
 M_S = 13.1 \quad N_S = 61.6 \quad Q_S = 14.7
 \end{array}$$

c) 内径法による計算



$$\begin{array}{l}
 A = 2500 \text{ cm}^2 \quad (2025) \\
 Z = 20833 \text{ cm}^3 \quad (15187)
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \lambda = 14.4 \quad \lambda = 25. \\
 \therefore f_k = f_c
 \end{array}$$

$$\sigma / f(L) = \frac{3.0 \times 10^5}{Z \times 0.93 \times 145} + \frac{49.5 \times 10^3}{A \times 10^5} = 0.30$$

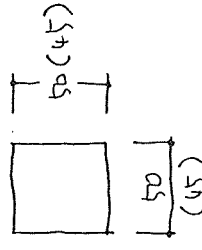
$$\sigma / f(S) = \frac{13.1 \times 10^5}{Z \times 0.93 \times 290} + \frac{61.6 \times 10^3}{A \times 210} = 0.35$$

$$\sigma / f(F) = \frac{3.0 \times 10^5}{Z' \times 0.93 \times 290} + \frac{49.5 \times 10^3}{A' \times 210} = 0.19$$

$$\tau - \tau(S) = 14.7 \times 10^3 \times 1.5 / A = 8.8 < 24$$

(1) [B-2 柱]

$$\begin{array}{l}
 M_L = 0.8 \quad N_L = 76.1 \quad Q_L = 0.4 \\
 M_E = 14.1 \quad N_E = 2.0 \quad Q_E = 8.3 \quad (16.6) \\
 \hline
 M_S = 14.9 \quad N_S = 78.1 \quad Q_S = 17.0
 \end{array}$$



$$\sigma / f(L) = \frac{0.8 \times 10^5}{Z \times 0.93 \times 145} + \frac{76.1 \times 10^3}{A \times 10^5} = 0.32$$

$$\sigma / f(S) = \frac{14.9 \times 10^5}{Z \times 0.93 \times 290} + \frac{78.1 \times 10^3}{A \times 210} = 0.41$$

$$\sigma / f(F) = \frac{0.8 \times 10^5}{Z' \times 0.93 \times 290} + \frac{76.1 \times 10^3}{A' \times 210} = 0.20$$

$$\tau - \tau(S) = 17.0 \times 10^3 \times 1.5 / A = 10.2 < 24$$

BUS-2.5 A 164 702356

1. 建物形状入力データ

1.1 一般事項

1.1.1 建物規模

* 全階数 4 階 ; 地上 4 階 ; 地下 0 階 ; 塔屋 0 階
 * スパン数 X 方向 : 3 スパン Y 方向 : 2 スパン
 * GL. から LFL までの高さ Ho= 0.0 (cm)
 * R F L. からパラペット天端 Hp= 60.0 (cm)

1.1.2 階高 (cm)

階高 1 360.0 2 340.0 3 340.0 4 340.0

1.1.3 構造階高 (cm)

階高 1 380.0 2 340.0 3 340.0 4 340.0

1.1.4 スパンの長さ (cm)

* X 方向
 長さ 1 720.0 2 720.0 3 720.0
 * Y 方向
 長さ 1 720.0 2 720.0

1.2 使用材料

1.2.1 層別種別

a) 構造種別

Fc : コンクリートの設計基準強度

層	構造種別	コンクリート種別	Fc(kg/cm ²)	単位体積重量 (柱, はり) (スラブ, 壁)	単位体積重量 (t/m ³)
R	RC	普通	210	0.55	0.55
4	RC	普通	210	0.55	0.55
3	RC	普通	210	0.55	0.55
2	RC	普通	210	0.55	0.55
1	RC	普通	210	2.40	2.40

* W-4F *

b) 鉄筋種別

層	X 方向 太物	X 方向 細物	最小	Y 方向 太物	Y 方向 細物	最小	両方 太物	両方 細物	最小	向 細物
R	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD30
4	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD30
3	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD30
2	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD30
1	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD35	SD30	D19	SD30

1.2.2 材料許容応力度

a) コンクリート (kg/cm²)

fc : コンクリートの許容圧縮応力度
 fs : コンクリートの許容せん断応力度

種別	Fc	fc	fs	長期	短期
普通	210	70.0	7.00	140.0	10.50

b) 鉄筋 (kg/cm²)

ft : 鉄筋の許容引張応力度
 ffc : 鉄筋の許容圧縮応力度
 wft : あばら筋または帯筋のせん断補強許容引張応力度

種別	長期			短期		
	ft & ffc	wft	ft & ffc	ft & ffc	wft	wft
SD30	2000	2000	2000	3000	3000	3000
SD35	2200	2000	2000	3500	3500	3000

[* : D29 以上の太さの鉄筋に対しては () 内の数値とする]

c) 鉄筋のコンクリートに対する付着

fa : 鉄筋の許容付着応力度 (kg/cm²)

コンクリート種別	Fc	fa(上ば)	fa(その他)	fa(上ば)	fa(その他)
普通	210	14.0	21.0	21.0	31.5

1.3 荷重

1.3.1 R.C, S R.C 部材標準仕上げ荷重 (kg/m²)

層	はり	柱	壁
R	40	---	---
4	40	40	80
3	40	40	80
2	40	40	80
1	40	40	80

1.3.5 積雪荷重

積雪荷重の扱い方 : 考慮しない。

1.3.6 スラブ重量の扱い方 (cm)

スラブは軸心または、はり面まで拾います。

1.3.7 基礎反力 (基礎の出) (cm)

基礎は独立基礎とみなして計算を行います。

1.3.3 積載荷重 (kg/m²)

NO	スラブ*用	小はり用	ラーメン用	地震用
1	180	180	130	60
2	300	300	180	80
3	230	230	210	110
4	300	300	240	130
5	300	300	270	160
6	360	360	330	210
7	550	550	400	200
8	500	500	240	130
9	400	400	300	200
10	90	90	65	30

1.3.4 層せん断力

a). 地震時層せん断力算定の諸数値

- 地域係数 : Z = 1.000
- 地震種別 : 第 2 種地震
- 地盤標準せん断力係数(X) : Co = 0.200
- 地盤標準せん断力係数(Y) : Co = 0.200
- 塔屋の地震固有周期 : K = 1.000
- 1 次固有周期 : Tx = 0.846(sec)
- : Ty = 0.864(sec)
- 自動計算時の最小せん断力係数(X) : Ci = 0.200 (Rt = 1.0)
- 最小せん断力係数(Y) : Ci = 0.200 (Rt = 1.0)

c). 風荷重時速度圧の低減値

X 方向 : 1.00 Y 方向 : 1.00

1.4 はりリスト、はり配置

1.4.1 はり断面リスト

(鉄筋コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート造)
 GNo : はり断面 No. (cm)
 D : 中央はり成 (cm)
 be : 端部はりの幅 (cm)
 Lh : ハンチの出 (cm)
 Io : はりの断面二次モーメント (cm⁴*10⁵) I : Io*PHI
 b : 中央はり幅 (cm)
 Phi : スラブにより成るはりの剛度増大率 (cm)
 De : 端部はり成るはりの剛度増大率 (cm)

GNo	b	D	Phi	be	De	Lh	Io	I
11	35.0	120.0	1.00	35.0	120.0	0.0	50.400	50.400
12	35.0	120.0	1.00	35.0	120.0	0.0	50.400	50.400
21	22.0	85.0	1.00	22.0	85.0	0.0	11.259	11.259
22	22.0	85.0	1.00	22.0	85.0	0.0	11.259	11.259
31	22.0	70.0	1.00	22.0	70.0	0.0	6.288	6.288
32	22.0	70.0	1.00	22.0	70.0	0.0	6.288	6.288
41	22.0	60.0	1.00	22.0	60.0	0.0	3.960	3.960
42	22.0	60.0	1.00	22.0	60.0	0.0	3.960	3.960
51	22.0	50.0	1.00	22.0	50.0	0.0	2.292	2.292
52	22.0	50.0	1.00	22.0	50.0	0.0	2.292	2.292

1.4.2 はり配置 * は、柱が無く大ばりがクロスする位置を示します。

R floor	4 floor	3 floor	2 floor
C + 51+ 51+ 51+	C + 41+ 41+ 41+	C + 31+ 31+ 31+	C + 21+ 21+ 21+
52 52 52	42 42 42	32 32 32	22 22 22
B + 51+ 51+ 51+	B + 41+ 41+ 41+	B + 31+ 31+ 31+	B + 21+ 21+ 21+
52 52 52	42 42 42	32 32 32	22 22 22
A + 51+ 51+ 51+	A + 41+ 41+ 41+	A + 31+ 31+ 31+	A + 21+ 21+ 21+
1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4
1 floor			
C + 11+ 11+ 11+			
12 12 12			
B + 11+ 11+ 11+			
12 12 12			
A + 11+ 11+ 11+			
1 2 3 4			

BUS-2.5 A 164 702356

1.5 柱リスト, 柱配置

1.5.1 柱断面リスト

(鉄筋コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート造)
 CNO : 柱断面 No.
 Dx : X方向柱成 (cm) Dy : Y方向柱成 (cm)
 Ac : 柱断面積 (cm²*10³)
 Ix : X方向の断面二次モーメント (cm⁴*10⁵)
 Iy : Y方向の断面二次モーメント (cm⁴*10⁵)
 w-Ac : 断面増大率
 w-Ix : 断面二次モーメント増大率
 w-Iy : 断面二次モーメント増大率
 * Dy = 0 は、円形柱を示す。

CNO	Dx	Dy	Ac	Ix	Iy	w-Ac	w-Ix	w-Iy
11	50.0	50.0	2.50	5.208	5.208	1.00	1.00	1.00
21	50.0	50.0	2.50	5.208	5.208	1.00	1.00	1.00
31	50.0	50.0	2.50	5.208	5.208	1.00	1.00	1.00
41	50.0	50.0	2.50	5.208	5.208	1.00	1.00	1.00

1.5.2 柱配置

	R - 4 floor	4 - 3 floor	3 - 2 floor	2 - 1 floor
C	41-41-41-41	C 31-31-31-31	C 21-21-21-21	C 11-11-11-11
B	41-41-41-41	B 31-31-31-31	B 21-21-21-21	B 11-11-11-11
A	41-41-41-41	A 31-31-31-31	A 21-21-21-21	A 11-11-11-11
	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4

2.1 代表フレーム , 従属フレーム

< X方向 >

- A :
- B :
- C :
- 1 :
- 2 :
- 3 :
- 4 :

< Y方向 >

2.3 各階剛性低下率

2.3.1 各階フレームス置換断面積修正率

< X方向 > 1階 1.00 2階 1.00 3階 1.00 4階 1.00
 < Y方向 > 1階 1.00 2階 1.00 3階 1.00 4階 1.00

2.3.2 各階置換フレームの剛性低下率

< X方向 > 1階 1.00 2階 1.00 3階 1.00 4階 1.00
 < Y方向 > 1階 1.00 2階 1.00 3階 1.00 4階 1.00

2.2 応力計算法・モデル化

2.2.1 応力計算法

応力計算法 : 擬似立体応力解析法

鉛直荷重時の柱軸方向変形を考慮する。

2.2.2 壁のモデル化

壁のモデル化 : 自動計算による

耐震壁の置換法 : フレーム置換

剛域のとり方 : はり・柱せいの

: 0.25 倍引いたものを剛域長とします。

壁付帯ばりの剛度増大率: 10.0 倍

腰壁、垂れ壁、袖壁の I: 実断面からそのまま I を計算します。

はり・柱仕口部の剛域 : 考慮しない

柱の曲げ剛度増大率 : 1.50 以下を独立柱とみなします。

2.2.3 フレームのモデル化

X方向はり端部接合方式 : 剛接合

Y方向はり端部接合方式 : 剛接合

X方向柱脚ピン接合階なし。

Y方向柱脚ピン接合階なし。

2.5 半剛支点
 2.5.1 上下方向半剛支点 : 指定なし
 2.5.2 水平方向半剛支点 : 指定なし

2.9 ヤング係数再指定

E : ヤング係数 (t/cm²)
 G : せん断弾性係数 (t/cm²)

フレーム	層	軸	E	G	
A	2	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	
	3	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	
	4	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	
R	2	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	
	3	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	
	B	2	1	110.0	7.0
			2	110.0	7.0
C	2	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	
	3	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	
	4	1	110.0	7.0	
		2	110.0	7.0	

2.10 剛度増大率

2.10.2 柱剛度増大率 (入力による値)

+-----+
 | (C-M) : 柱の曲げ剛度増大率
 | (C-Q) : 柱のせん断剛度増大率
 | (C-N) : 柱の軸方向剛度増大率
 +-----+

A 7V-A

	1	2	3	4
R	4.17	4.17	4.17	4.17
	0.65	0.65	0.65	0.65
4	4.17	4.17	4.17	4.17
	4.17	4.17	4.17	4.17
3	4.17	4.17	4.17	4.17
	0.65	0.65	0.65	0.65
2	4.17	4.17	4.17	4.17
	4.17	4.17	4.17	4.17
1	4.17	4.17	4.17	4.17
	0.65	0.65	0.65	0.65

B 7V-A

	1	2	3	4
R	4.17	4.17	4.17	4.17
	0.65	0.65	0.65	0.65
4	4.17	4.17	4.17	4.17
	4.17	4.17	4.17	4.17
3	4.17	4.17	4.17	4.17
	0.65	0.65	0.65	0.65
2	4.17	4.17	4.17	4.17
	4.17	4.17	4.17	4.17
1	4.17	4.17	4.17	4.17
	0.65	0.65	0.65	0.65

4. 準備計算結果

4.4 層せん断力

4.4.1 地震力

W_i : i 階より上部の重量 (t) W_i : frame ごと の重量 (t)
 α_i : i 階せん断力係数の分布係数
 A_i : 地震層の地震せん断力係数
 C_i : i 階せん断力係数
 O_i : $\alpha_i * C_i$
 P_i : 水平荷重点荷重 (水平方向) (t) R_t : 振動特性係数
 Q_i : 水固地層せん断力 (t)
 T : 1 次固有周期 (sec)
 K : 塔屋下 (入 = $0.1(1-H/40)Z$)
 H : 基礎地盤面から当該層 F までの深さ (基礎の場合は、最下層)
 (但し 20 m を超える場合は 20 m とする)

< X-方向 > $T = 0.846$ (sec) $R_t = 0.966$ $Z = 1.000$

floor frame	W_i	α_i	A_i	C_i	O_i	P_i	Q_i
4 sum	91.3	0.196	1.986	0.384	35.1	0.0	35.1
A	26.3						
B	38.8						
C	26.3						
3 sum	122.8	0.460	1.485	0.287	61.5	0.0	61.5
A	36.2						
B	51.1						
C	35.6						
2 sum	124.2	0.726	1.214	0.235	79.4	0.0	79.4
A	36.5						
B	51.9						
C	35.9						
1 sum	127.5	1.000	1.000	0.193	90.0	0.0	90.0
A	37.4						
B	53.3						
C	36.8						
基礎 sum	327.3	793.1	K = 0.10	0.155	122.8	0.0	122.8
A	91.6						
B	144.1						
C	91.6						

< Y-方向 >		T = 0.864 (sec)		Rt = 0.961		Z = 1.000			
floor	frame	Wi	sig.Wi	alphai	Ai	Ci	Q	Pi	Qi
4	sum	91.3	91.3	0.196	1.992	0.383	35.0	0.0	35.0
	1	18.3							
	2	27.3							
	3	27.3							
	4	18.3							
3	sum	122.8	214.1	0.460	1.488	0.286	61.3	0.0	61.3
	1	25.4							
	2	36.1							
	3	36.1							
	4	25.4							
2	sum	124.2	338.3	0.726	1.215	0.234	79.0	0.0	79.0
	1	25.6							
	2	36.6							
	3	36.6							
	4	25.6							
1	sum	127.5	465.8	1.000	1.000	0.192	89.6	0.0	89.6
	1	26.2							
	2	37.5							
	3	37.5							
	4	26.2							
基礎	sum	327.3	793.1	K= 0.10	0.154	122.3	0.0	0.0	122.3
	1	63.4							
	2	100.3							
	3	100.3							
	4	63.4							

4.4.2 風荷重

h : 地盤面から当該階までの高さ (m)
 c : 地盤力係数 $c = 1.2$
 q : 風速度圧 (kg/cm²)
 A : 受圧面積 (m²)
 W : 特殊時層せん断力 (t) $W = c * q * A * 低減値$
 Pi : 風圧力 (t)
 SW : 風圧力 (t)
 Qi : 地震時層せん断力 (t)

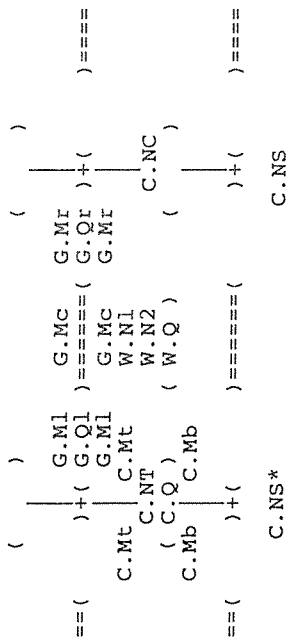
< X-方向 > 風荷重低減値 : 1.00

floor	h	c*q	A	W	Pi	SW	Qi	1.5Qi
R	13.8	267.5	34.27	9.2	0.0	9.2	35.1*	52.6
4	10.4	232.2	50.66	11.8	0.0	20.9	61.5*	92.2
3	7.0	190.5	50.66	9.7	0.0	30.6	79.4*	119.1
2	3.6	136.6	52.15	7.1	0.0	37.7	90.0*	135.0

< Y-方向 > 風荷重低減値 : 1.00

floor	h	c*q	A	W	Pi	SW	Qi	1.5Qi
R	13.8	267.5	50.83	13.6	0.0	13.6	35.0*	52.5
4	10.4	232.2	75.14	17.4	0.0	31.0	61.3*	91.9
3	7.0	190.5	75.14	14.3	0.0	45.4	79.0*	118.6
2	3.6	136.6	77.35	10.6	0.0	55.9	89.6*	134.3

5.2 部材応力図



G.Ml : 梁の左端 (t)
 G.Mi : 梁の右端 (tm)
 G.Mc : 梁の中央 (tm)
 G.Ql : 梁の左端 (t)
 G.Mt : 梁の右端 (tm)
 C.Nt : 柱の軸力 (t)
 C.Q : 柱のせん断力 (tm)
 C.Mb : 柱のモーメント (tm)
 W.N1 : 壁の左端 (t)
 W.N2 : 壁の右端 (tm)
 C.Nc : 支点の反力 (t)

注) 曲げモーメントは部材の引張側に出力します。

* A frame 鉛直荷重時

R	+(4.0	5.0	4.8	4.8	5.0	4.0	4.0
		(3.3)	(3.5)	(3.4)	(3.4)	(3.5)	(3.3)	(3.3)
4.0		2.8	0.2	2.5	0.2	2.8	2.8	4.0
5.5C		////	9.0C	////	9.0C	////	////	5.5C
(2.1)	((0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.0)	(2.1)
6.2		3.3	7.1	7.1	7.1	7.3	3.3	6.2
4	+(4.6)	5.0)	4.8)	4.8)	5.0)	4.6)	4.6)
		4.0	3.6	3.6	3.6	4.0	4.0	2.9
2.9		////	0.1	////	0.1	////	////	13.9C
13.9C		////	22.6C	////	22.6C	////	////	(1.7)
(1.7)	((0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.0)	(1.7)
2.9		2.9	7.4	7.1	7.1	7.4	2.9	2.9
5.7		4.7)	5.1)	4.9)	4.9)	5.1)	4.7)	5.7
3	+(4.7)	5.1)	4.9)	4.9)	5.1)	4.7)	4.7)
		4.3	3.7	3.7	3.7	4.3	4.3	2.8
2.8		////	0.2	////	0.2	////	////	22.3C
22.3C		(0.0)	36.3C	(0.0)	36.3C	(0.0)	(0.0)	(1.6)
(1.6)	((0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.0)	(1.6)
2.7		2.7	7.7	7.3	7.3	7.7	2.7	2.7
4.7		4.6)	5.4)	5.0)	5.0)	5.4)	4.6)	4.7
2	+(4.6)	5.4)	5.0)	5.0)	5.4)	4.6)	4.6)
		4.8	3.7	3.7	3.7	4.8	4.8	2.0
2.0		////	0.2	////	0.2	////	////	30.6C
30.6C		(0.0)	50.3C	(0.0)	50.3C	(0.0)	(0.0)	(0.9)
(0.9)	((0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.1)	(0.0)	(0.0)	(0.9)
1.3		1.3	11.3	11.1	11.1	11.3	1.3	1.3
1.3		6.0)	8.8)	7.4)	7.4)	8.8)	6.0)	6.0)
1	+(6.0)	8.8)	7.4)	7.4)	8.8)	6.0)	6.0)
		8.3	3.5	3.5	3.5	8.3	8.3	8.3

44.6

77.4

77.4

44.6

1 AXS

2 AXS

3 AXS

4 AXS

* B frame 鉛直荷重時

R	5.6	7.3	6.9	7.3	5.6
	+(4.2)=====	+(4.6)+	+(4.4)=====	+(4.6)=====	+(4.2)+
	3.9	0.4	3.4	3.9	5.6
	5.6	13.5C	0.4	0.4	8.8C
	(3.1)	(0.4)	(0.4)	(0.4)	(3.1)
	4.9	0.9	8.1	0.9	4.9
	9.2	10.2	10.2	10.2	9.2
4	+(6.4)=====	+(6.6)+	+(4.9)=====	+(6.6)=====	+(6.4)+
	5.8	3.6	3.6	5.8	5.6
	4.4	1.2	1.2	1.2	4.4
	22.2C	33.8C	33.8C	22.2C	22.2C
	(2.6)	(0.7)	(0.7)	(2.6)	(2.6)
	4.3	1.1	8.3	1.1	4.3
	8.5	10.5	10.5	10.5	8.5
3	+(6.3)=====	+(6.9)+	+(5.0)=====	+(6.9)=====	+(6.3)+
	6.1	3.5	3.5	6.1	6.1
	4.2	1.1	1.1	1.1	4.2
	35.7C	54.5C	54.5C	35.7C	35.7C
	(2.4)	(0.6)	(0.6)	(2.4)	(2.4)
	4.1	1.1	8.7	1.1	4.1
	7.1	10.6	10.6	10.6	7.1
2	+(6.2)=====	+(7.2)+	+(5.1)=====	+(7.2)=====	+(6.2)+
	7.0	3.3	3.3	7.0	7.0
	3.0	0.8	0.8	0.8	3.0
	49.5C	76.1C	76.1C	49.5C	49.5C
	(1.3)	(0.4)	(0.4)	(1.3)	(1.3)
	1.8	0.5	14.3	0.5	1.8
	1.8	14.8	14.3	14.8	1.8
1	+(7.5)=====	+(11.1)+	+(9.3)=====	+(11.1)=====	+(7.5)+
	10.8	4.8	4.8	10.8	10.8

83.2 134.6 134.6 83.2
 1 AXS 2 AXS 3 AXS 4 AXS

* B frame 水平荷重時

R	+(1.1)=====	(1.0)=====	3.6	1.0)+(1.1)=====	0.2	4.2	4.2
	4.2 0.2	3.6 0.0		3.8		(1.1)+	
	4.2	7.4		7.4			4.2
	1.1T	0.1C		0.1T		1.1C	
	(2.0)	(3.9)		(3.9)		(2.0)	
	2.5	5.8		5.8		2.5	
4	+(2.4)=====	(2.2)=====	8.0	2.2)+(2.4)=====	0.4	9.2	9.2
	9.2 0.4	8.0 0.0		8.4		(2.4)+	
	6.8	10.6		10.6			6.8
	3.6T	0.3C		0.3T		3.6C	
	(3.9)	(6.4)		(6.4)		(3.9)	
	6.5	11.0		11.0		6.5	
	12.5	12.5		11.5		14.4	
3	+(3.7)=====	(3.2)=====	11.5	3.2)+(3.7)=====	1.0	14.4	14.4
	14.4 1.0	11.5 0.0		12.5		(3.7)+	
	7.9	13.0		13.0			7.9
	7.3T	0.9C		0.9T		7.3C	
	(5.1)	(8.1)		(8.1)		(5.1)	
	9.3	14.7		14.7		9.3	
	15.5	15.5		13.3		19.3	
2	+(4.8)=====	(3.7)=====	13.3	3.7)+(4.8)=====	1.9	19.3	19.3
	19.3 1.9	13.3 0.0		15.5		(4.8)+	
	10.1	14.1		14.1			10.1
	12.1T	2.0C		2.0T		12.1C	
	(6.7)	(8.3)		(8.3)		(6.7)	
	15.4	17.4		17.4		15.4	
	10.8	10.8		6.7		15.4	
1	+(3.6)=====	(1.9)=====	6.7	1.9)+(3.6)=====	2.3	15.4	15.4
	15.4 2.3	6.7 0.0		10.8		(3.6)+	

-15.8

3.8

-3.8

15.8

1 AXS

2 AXS

3 AXS

4 AXS

* 1 frame 鉛直荷重時

R	+	2.3	2.6	2.7	2.2
		(2.3)	(2.3)+	(2.4)	(2.2)+
2.3		1.7	0.1	1.7	2.2
		5.5C	8.8C	5.5C	5.5C
		(1.2)	(0.0)	(0.0)	(1.2)
4	+	1.9	3.8	0.1	1.9
		3.6	3.2)+	4.0	3.4
		(3.2)	(3.3)	(3.3)	(3.1)+
1.8		2.1	0.2	2.1	1.6
		13.9C	22.2C	13.9C	13.9C
		(1.0)	(0.1)	(0.0)	(0.9)
3	+	1.8	3.8	0.2	1.5
		3.4	3.4)+	4.1	3.1
		(3.2)	(3.4)	(3.4)	(3.2)+
1.7		2.3	0.1	2.3	1.5
		22.3C	35.7C	22.5C	22.5C
		(1.0)	(0.1)	(0.0)	(0.9)
2	+	1.6	4.1	0.2	1.4
		3.0	3.6)+	4.4	2.7
		(3.2)	(3.6)	(3.6)	(3.2)+
1.4		2.6	0.1	2.6	1.3
		30.6C	49.5C	30.9C	30.9C
		(0.7)	(0.0)	(0.0)	(0.7)
1	+	1.3	21.0	0.1	1.2
		1.3	12.9)+	21.1	1.2
		(7.5)	(12.9)+	(13.0)	(7.4)+
		14.2	14.2	14.2	14.2

44.6 83.2 44.9
 A AXS B AXS C AXS

* 1 frame 水平荷重時

R	+(1.2)	====	(1.2)	+	(1.2)	+	0.3	4.6	
		4.6	0.3		4.1		0.3					
		4.6	0.0		8.3		0.0				4.6	
		1.2T	0.0		0.0C		0.0				1.2C	
		(2.2)		(4.4)					(2.2)
		2.8			6.6		2.8					
4	+	(2.7)	====	(2.7)	+	0.5	10.0			
		10.0	0.5		9.1							
		7.2	0.0		11.6		0.0				7.2	
		3.9T	0.0		0.0C		0.0				3.9C	
		(4.2)		(7.0)					(4.2)
		7.0			12.2		7.0					
3	+	(4.0)	====	(4.0)	+	1.1	15.3			
		15.3	1.1		13.2							
		8.3	0.0		14.3		0.0				8.3	
		7.8T	0.0		0.0C		0.0				7.8C	
		(5.4)		(9.0)					(5.4)
		9.9			16.4		9.9					
2	+	(5.0)	====	(5.0)	+	2.2	20.0			
		20.0	2.2		15.7							
		10.0	0.0		14.9		0.0				10.0	
		12.8T	0.0		0.0C		0.0				12.8C	
		(6.8)		(8.8)					(6.8)
		15.8			18.4		15.8					
1	+	(3.5)	====	(3.5)	+	3.3	15.8			
		15.8	3.3		9.2							
					3.5)		3.3				15.8	
					9.2		3.3				15.8	
					3.5)		3.3				15.8	

-16.3

0.0

16.3

A AXS

B AXS

C AXS

BUS-2.5 A 164 702356

* 2 frame 鉛直荷重時

R	2.3	2.5	2.7	2.3	2.3
+	(2.2)	2.2)	2.3)	2.1)	2.1)
	1.5			1.4	
2.3	0.2	13.5C		9.0C	2.3
(1.2)	(0.3)		(1.6)		
4	1.9	0.8	3.1	3.1	
+	(3.1)	4.1	6.5	6.5	
	2.0	3.3)	5.9)	5.9)	
1.7	1.2	4.6)	4.8		
22.6C	33.8C			22.2C	3.3
(1.0)	(0.7)			(1.9)	
3	1.8	1.1	3.1	3.1	
+	(3.2)	4.3	6.1	6.1	
	2.1	3.4)	5.9)	5.9)	
1.6	1.0	4.8)	5.0		3.0
36.3C	54.5C			35.3C	
(0.9)	(0.6)			(1.7)	
2	1.5	1.0	2.8	2.8	
+	(3.1)	4.9	5.2	5.2	
	2.2	3.7)	5.9)	5.9)	
1.5	0.6	5.0)	5.6		2.4
50.3C	76.1C			48.8C	
(0.9)	(0.2)			(1.2)	
1	1.8	0.3	2.0	2.0	
+	(10.6)	32.5	2.0	2.0	
	23.4	19.2)	10.6)	10.6)	
		23.1			

77.4

134.6

76.0

A AXS

B AXS

C AXS

* 2 frame 水平荷重時

R	+(1.2)	====	(1.2)	+(1.2)	====	(0.3	4.6	4.6
		4.6	0.3		4.1		8.3					
		4.6			0.0C						1.2C	4.6
		1.2T			(4.4)					(2.2)
		(2.2)		6.6						2.8	
		2.8			9.1					0.5	10.0	
4	+	(2.7)	====	(2.7)	+					
		10.0	0.5		9.1							
		7.2			11.6							7.2
		3.9T			0.0C						3.9C	
		(4.2)		(7.0)					(4.2)
		7.0			12.2						7.0	
					13.2					1.1	15.3	
3	+	(4.0)	====	(4.0)	+					
		15.3	1.1		13.2							
		8.3			14.3							8.3
		7.8T			0.0C						7.8C	
		(5.4)		(9.0)					(5.4)
		9.9			16.4						9.9	
					15.7					2.2	20.0	
2	+	(5.0)	====	(5.0)	+					
		20.0	2.2		15.7							
		10.0			14.9							10.0
		12.8T			0.0C						12.8C	
		(6.8)		(8.8)					(6.8)
		15.8			18.4						15.8	
					9.2					3.3	15.8	
1	+	(3.5)	====	(3.5)	+					
		15.8	3.3		9.2							

-16.3 0.0 16.3
 A AXS B AXS C AXS

6.5 剛性率

6.5.1 剛性率 (雑壁を含む)

<X-方向> d : 層間変位 d/h : 層間変形角
 rs : h/d rs/ave. : rsの相加平均
 Rs : 剛性率

階	d	d/h	rs/ave.	Rs	Fs
4	1.171	1/ 290	243	1.197	1.00
3	1.533	1/ 222		0.914	1.00
2	1.590	1/ 214		0.881	1.00
1	1.554	1/ 245		1.008	1.00

<Y-方向>

階	d	d/h	rs/ave.	Rs	Fs
4	1.270	1/ 268	231	1.158	1.00
3	1.626	1/ 209		0.905	1.00
2	1.662	1/ 205		0.885	1.00
1	1.563	1/ 243		1.052	1.00

6.5.2 剛性率 (雑壁を含まない)

<X-方向> d : 層間変位 d/h : 層間変形角
 rs : h/d rs/ave. : rsの相加平均
 Rs : 剛性率

階	d	d/h	rs/ave.	Rs	Fs
4	1.171	1/ 290	243	1.197	1.00
3	1.533	1/ 222		0.914	1.00
2	1.590	1/ 214		0.881	1.00
1	1.554	1/ 245		1.008	1.00

<Y-方向>

階	d	d/h	rs/ave.	Rs	Fs
4	1.270	1/ 268	231	1.158	1.00
3	1.626	1/ 209		0.905	1.00
2	1.662	1/ 205		0.885	1.00
1	1.563	1/ 243		1.052	1.00

6.6 偏心率

6.6.1 偏心率 (雜壁を含む)

<X-方向> g : 重心距離 (cm) l : 剛心距離 (cm)
 e : 偏心距離 re : 剛心距離半径
 Re : 偏心率

附	g	l	e	re	Re	Fe
4	720	720	0	970.0	0.000	1.00
3	718	720	2	984.0	0.002	1.00
2	717	720	3	980.0	0.003	1.00
1	717	720	3	997.0	0.003	1.00

<Y-方向>

附	g	l	e	re	Re	Fe
4	1080	1080	0	1012.0	0.000	1.00
3	1080	1080	0	1004.0	0.000	1.00
2	1080	1080	0	1006.0	0.000	1.00
1	1080	1080	0	997.0	0.000	1.00

6.6.2 偏心率 (雜壁を含まない)

<X-方向> g : 重心距離 (cm) l : 剛心距離 (cm)
 e : 偏心距離 re : 剛心距離半径
 Re : 偏心率

附	g	l	e	re	Re	Fe
4	720	720	0	970.0	0.000	1.00
3	718	720	2	984.0	0.002	1.00
2	717	720	3	980.0	0.003	1.00
1	717	720	3	997.0	0.003	1.00

<Y-方向>

附	g	l	e	re	Re	Fe
4	1080	1080	0	1012.0	0.000	1.00
3	1080	1080	0	1004.0	0.000	1.00
2	1080	1080	0	1006.0	0.000	1.00
1	1080	1080	0	997.0	0.000	1.00

11. モデルプランの検討

11.1 目的

大型木造建築物普及への研究開発のために、通直材の集成材、単板積層材を用いた多層木造建築物モデルを検討する。ここでは3階建、3000㎡規模の事務所と共同住宅を取り上げ、モデルプランの試設計を行なう。

11.2 大断面集成材による木造3階建モデルプラン設計例 1 イベントホールを持つ事務所の設計概要

- 1・建設地 市街地。防火、及び準防火以外の地域
- 2・用途 事務所
3層吹抜けのイベントホールを持つ共同事務所である。
イベントホールと事務所エリアに分かれ、事務所エリアでは階段室とサンタリー等でコア（木造）を形成、イベントホールにはギャラリーとティールームがある。
- 3・規模
- | | | |
|---------------|-------|----------|
| a) 地上3階、地階1階建 | | |
| b) 面積 | 建築面積 | 1049.76㎡ |
| | 延べ面積 | 2760.48㎡ |
| | 3階床 | 699.84㎡ |
| | 2階床 | 693.36㎡ |
| | 1階床 | 881.28㎡ |
| | 地階床 | 486.00㎡ |
| c) 高さ | 最高の高さ | 13.00m |
| | 軒高 | 10.30m |
- 4・主な仕上
- | | |
|-------|---------------|
| a) 屋根 | 金属屋根材葺 |
| b) 外壁 | セメント系サイディング張り |
| c) 建具 | アルミサッシ強化ガラス |
- 5・構造計画
- 主要構造材に構造用大断面集成材を露出のまま使用し、意匠としても利用する。基準寸法を7.20mとし、横に5スパン、縦に3スパン連続させた。
- 架構はラーメン構造とし、Y方向の耐力壁及び支持柱は有効に利用した。
- 柱、梁は剛接合、1階柱脚は固定とする。
- 床はALC版+構造用合板により剛床とし、小梁は市松状に配置して荷重を分散させた。
- 断面寸法は次による。

柱		梁	y方向	x方向
3階	500×500	R階	220×450	220×450
2階	同上	3階	220×500	220×600
1階	同上	2階	220×550	220×600

6・防火性能、他

a) 木造簡易耐火建築物とし、同基準案及び性能を満たすものとする。

屋根、非耐力壁 30分耐火

柱、梁、床、耐力壁 1時間耐火

b) 基準法その他、3階木造における諸制限を満たす。

7・図面等

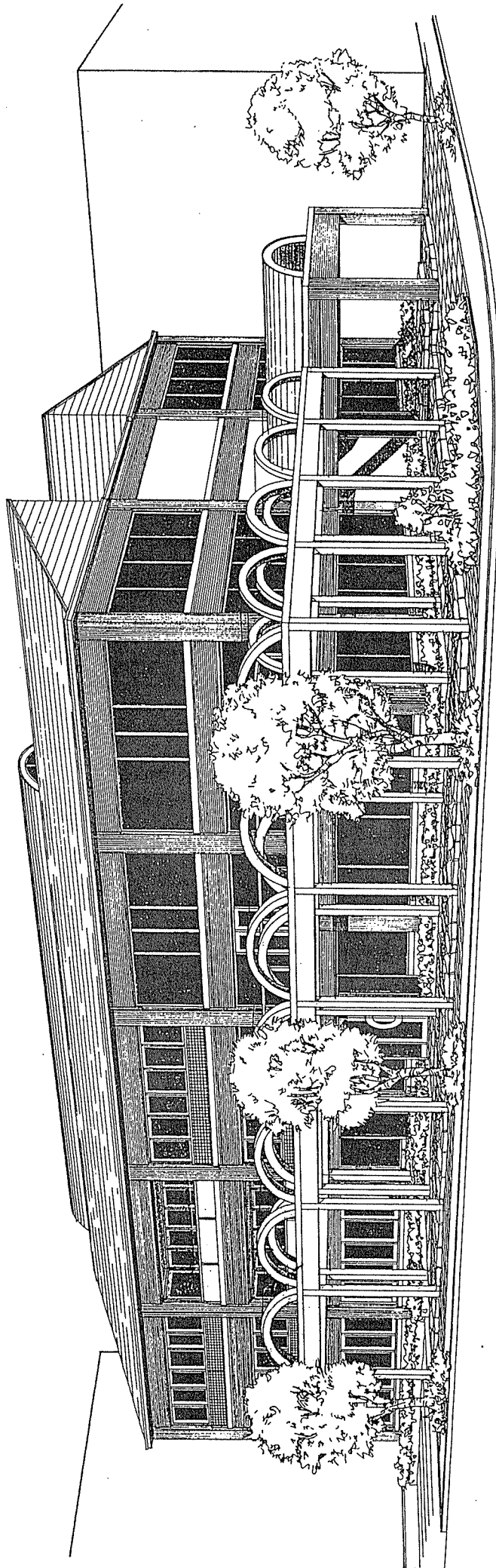
a) 外観図

b) 配置図・平面図

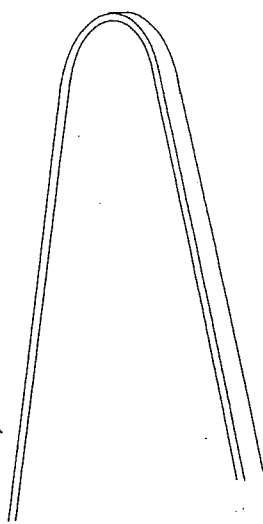
c) 立面図・断面図

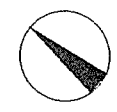
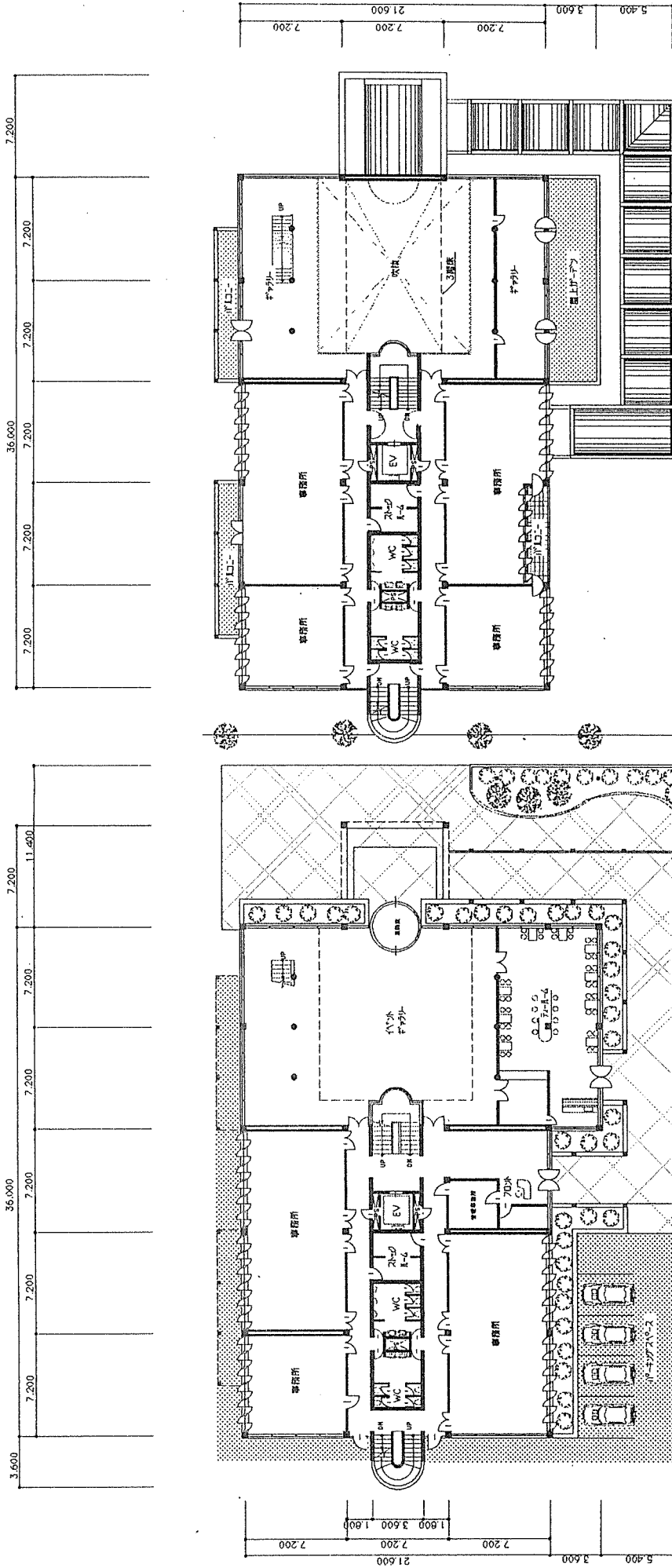
d) 伏図・他

e) 構造設計(略算)



外觀図

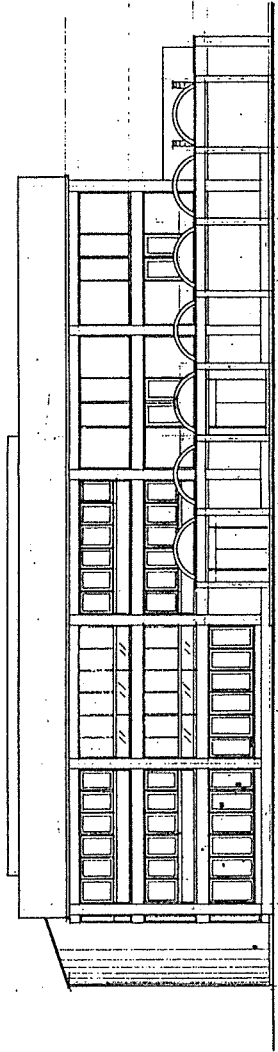




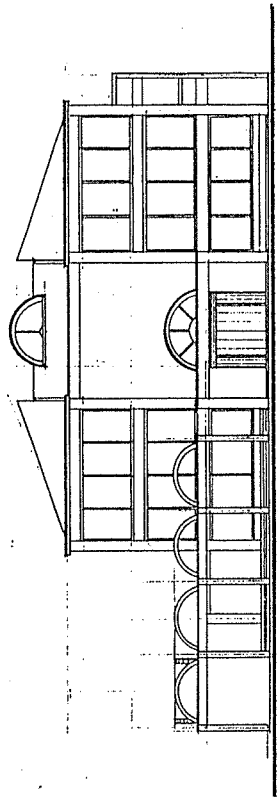
1階平面図

2.3階平面図

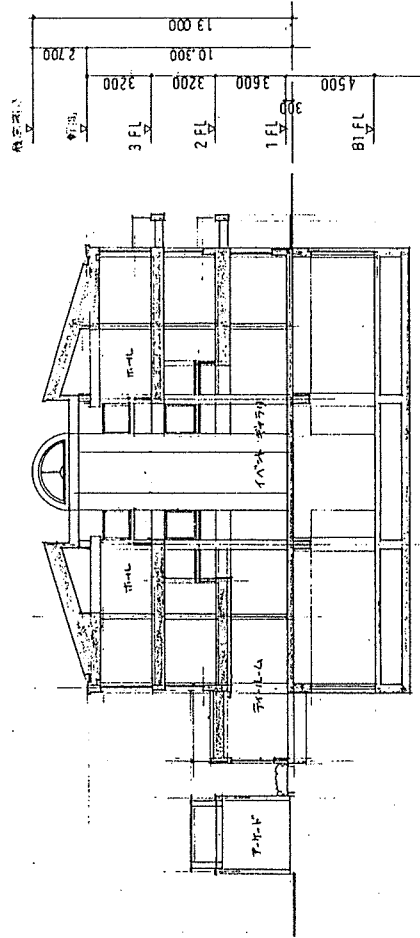
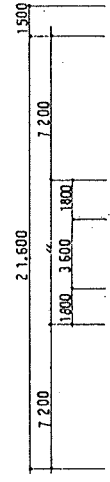
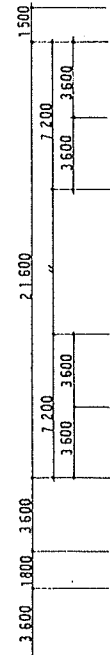
図面No.	1/200
名 称	水造建築委員会 大断面材による3階建事務所
作 者	中 國 園
日 付	1992.4.14
尺 寸	1/200



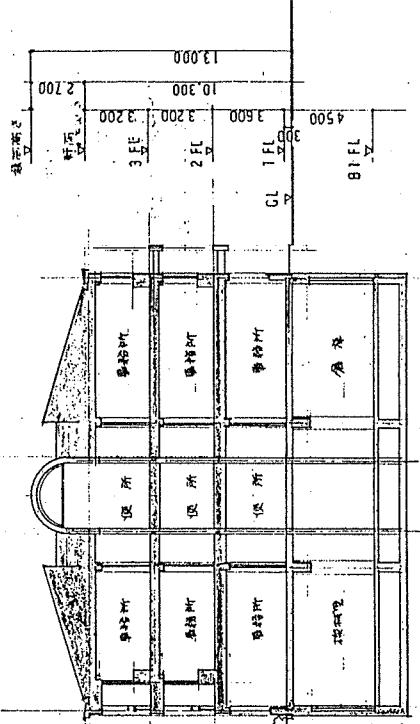
南側立面図 1/200



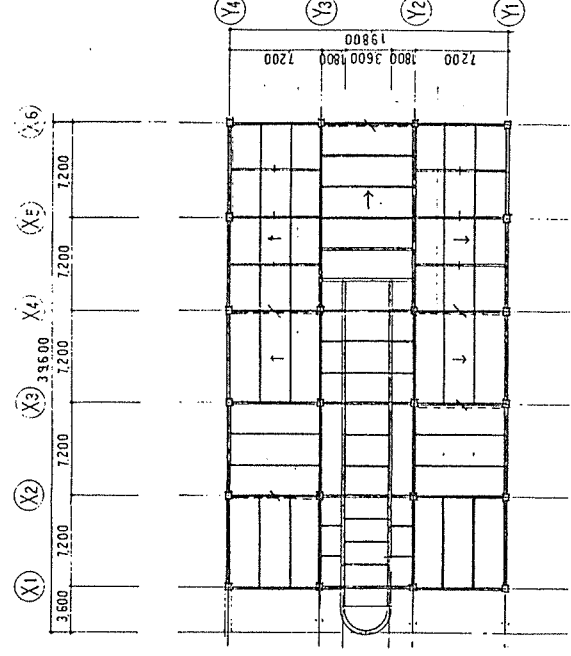
東側立面図 1/200



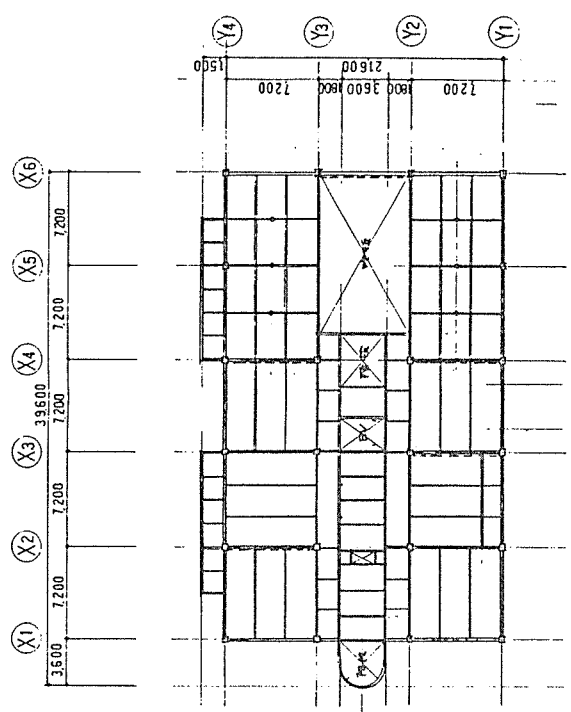
Y2 断面図 1/200



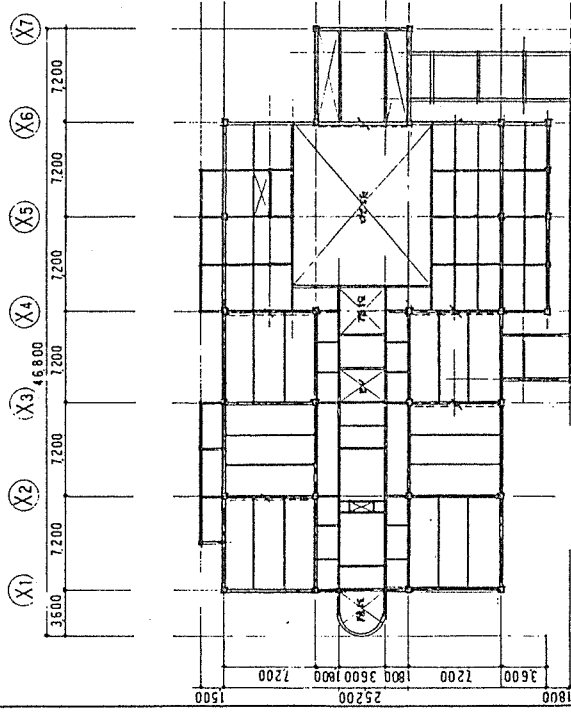
Y1 断面図 1/200



A階梁床伏図 1/300

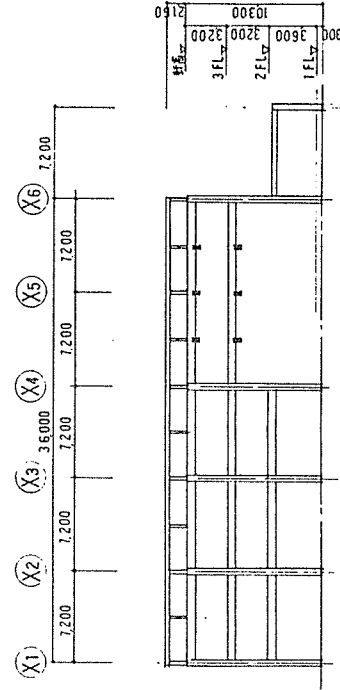


2階梁床伏図 1/300

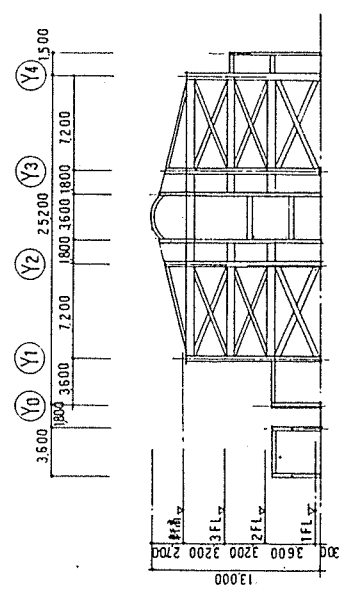


3階梁床伏図 1/300

柱	断面	材種	寸法	入方数
3階	500X500	R	220X450	220X450
2階	500X500	3	220X500	220X500
1階	500X500	2	220X550	220X600
小梁 断面 220X450 材種 鋼材 寸法 220X450 支保工 1000 基礎 1000x1000x1000 土留 1000x1000x1000				



X通軸組図 1/900



Y通軸組図 1/900

11.3 大断面集成材による木造3階建モデルプラン設計例 2
共同住宅の設計概要

1・建設地 市街地。防火、及び準防火以外の地域

2・用途等 共同住宅

フロント管理のある一戸当たり専有面積が100～130㎡の共同住宅である。各戸のプライバシー、居住性を戸建住宅並みに確保した。各戸にバルコニーをつけ、2方向避難に対応している。中央に中庭が有り、2層吹抜けてライトコートとなっている。なおエレベータは自立している。

図面には表示されていないが、地下階に各機械室、倉庫等を想定している。

3・規模

a) 地上3階、地階1階建

b) 面積	建築面積	770.22㎡
	延べ面積	2897.28㎡
	3階床	770.22㎡
	2階床	770.22㎡
	1階床	734.76㎡
	地階床	622.08㎡

c) 高さ	最高の高さ	12.90m
	軒高	9.00m

4・主な仕上

- a) 屋根 屋根ふき用石綿スレート葺
- b) 外壁 木質系サイディング張り
- c) 建具 アルミサッシ強化ガラス

5・構造計画

主要構造材に構造用大断面集成材を用いたラーメン構造である。基準寸法は7.20mであるが、中間の支持柱及び防火上の壁を耐力として有効に利用した。

柱、梁は剛接合、柱脚は固定とする。

床はALC版の上、構造用合板張りとし剛床とする。なお、小梁は市松状に配置して荷重を分散させた。

断面寸法は次による。

柱		梁	
3階	400×400	R階	220×450
2階	同上	3階	220×500
1階	同上	2階	220×550

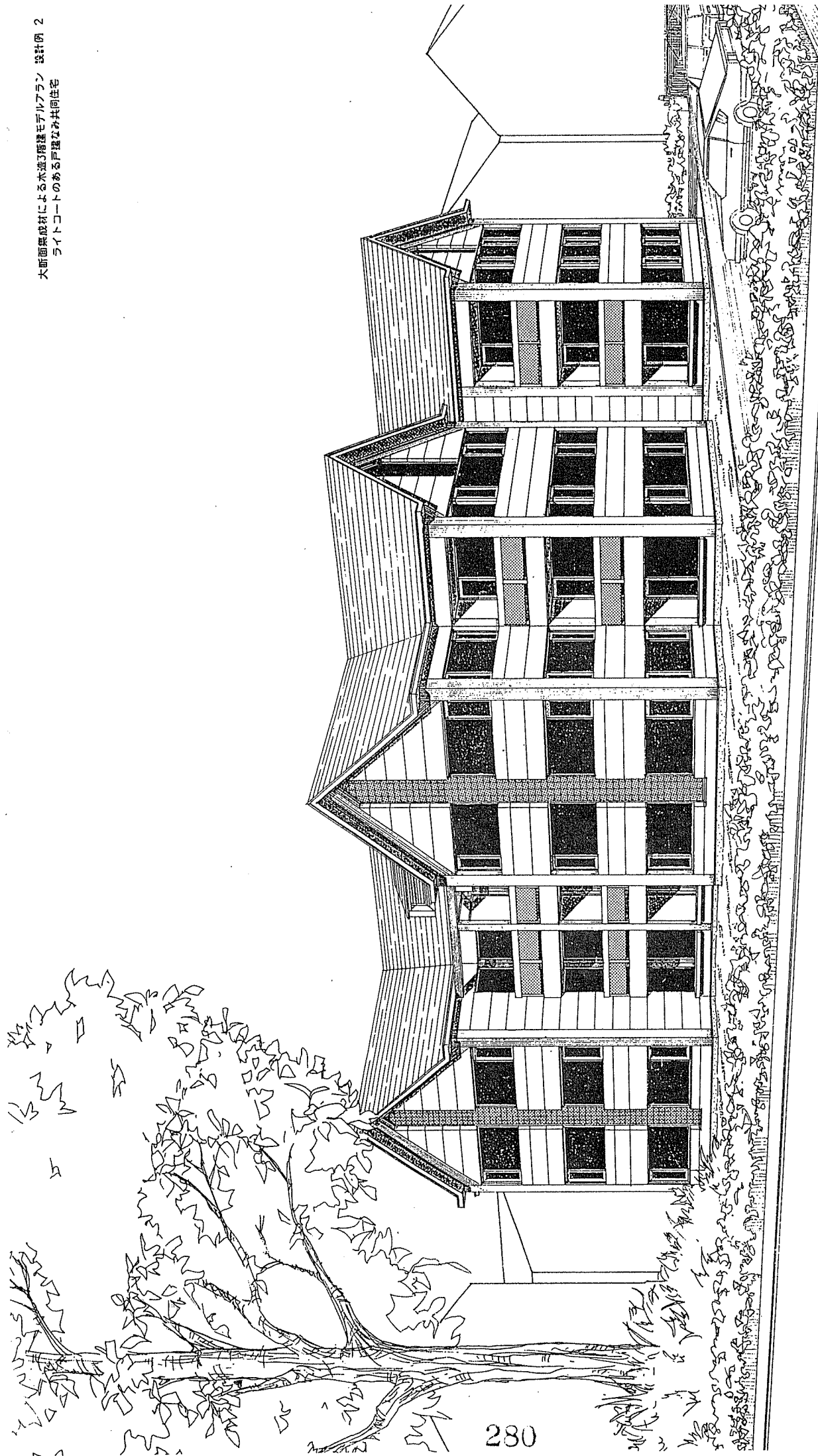
6・防火性能、他 木造簡易耐火建築物とし、次の防火性能を満たすものとする。

屋根、非耐力壁	30分耐火
柱、梁、床、耐力壁	1時間耐火

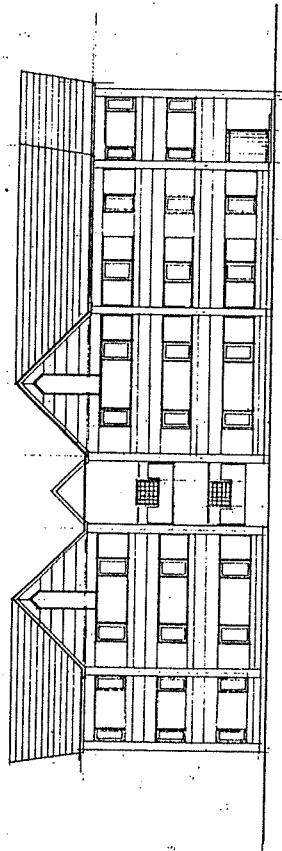
その他、基準法等、木造3階建共同住宅にかかる基準を満たすものとする。

7・図面等

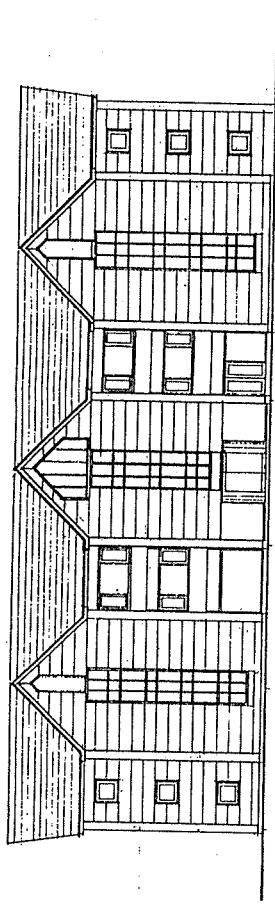
- a) 姿 図
- b) 配置図・平面図
- c) 立面図・断面図
- d) 伏図・他
- e) 構造設計（略算）



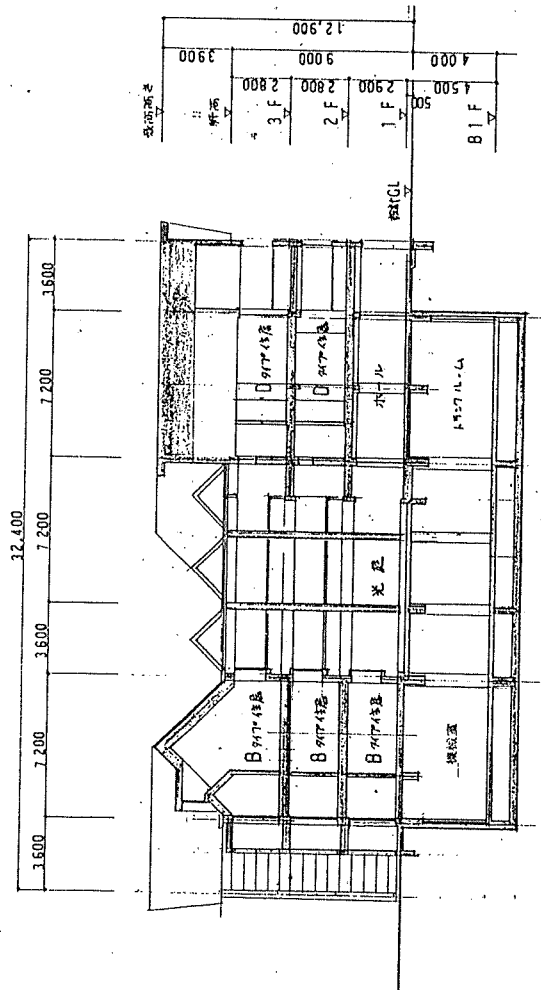
外観図



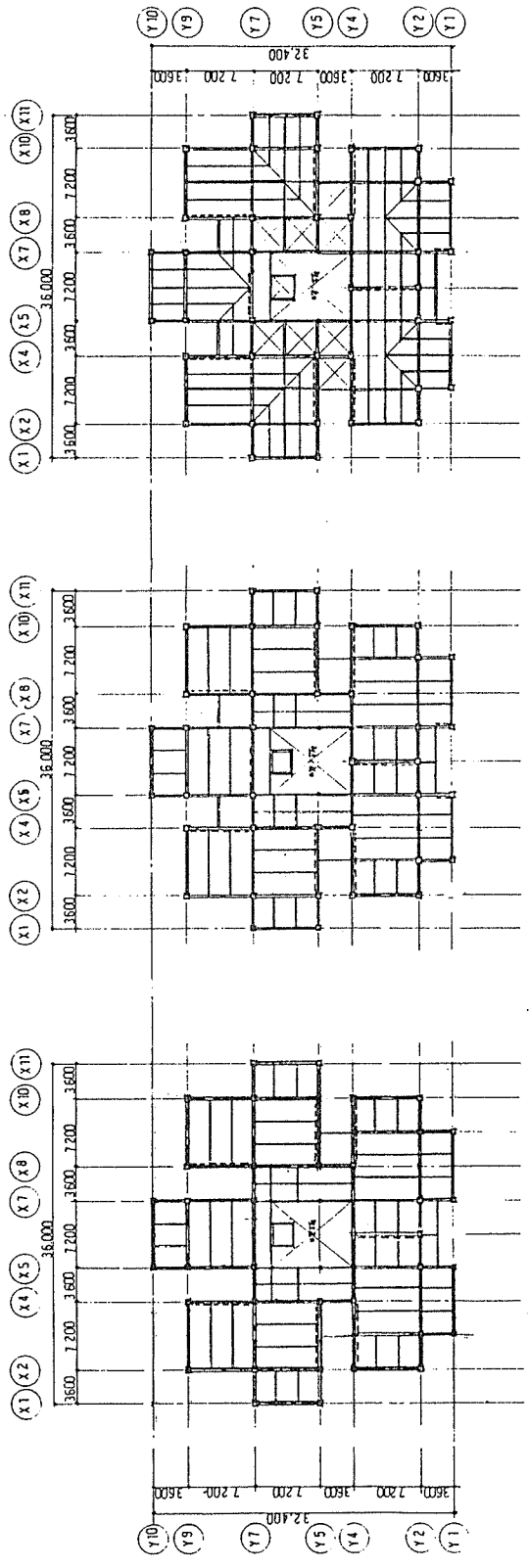
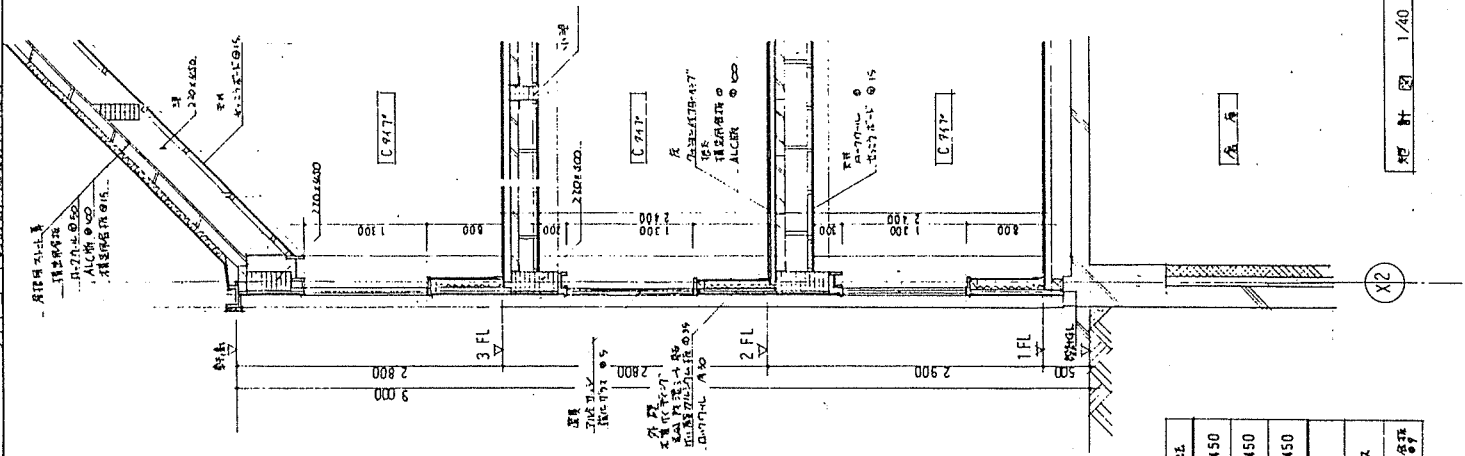
東側立面図 1/200



北側立面図 1/200



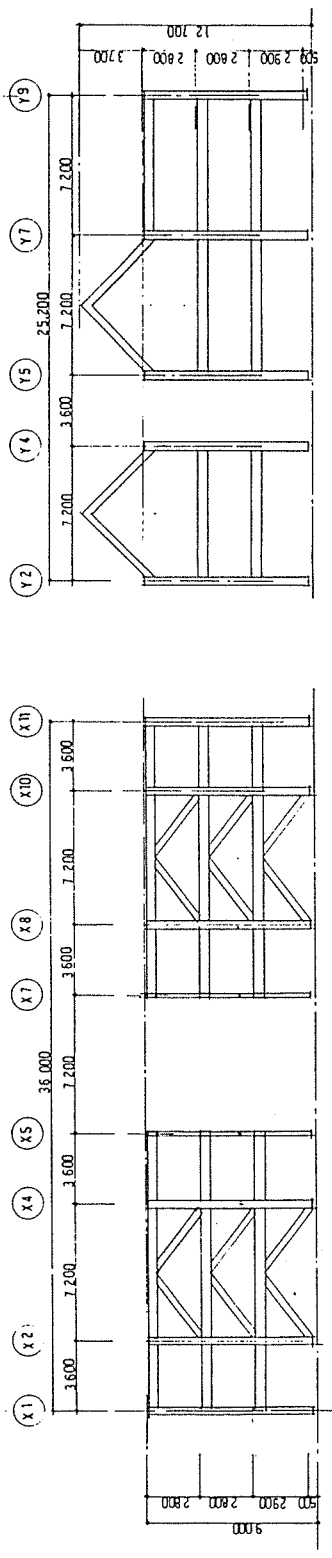
X断面図 1/200



4階梁床体図 1/400

3階梁床体図 1/400

2階梁床体図 1/400



X10通地柱図 1/300

Y5通地柱図 1/300

柱	断面寸法	入Y間道	断面寸法
3階	400 x 400	R 階	220 x 450
2階	400 x 400	3階	220 x 450
1階	400 x 400	2階	220 x 450

小建	大断面柱
大建	ALC 断面柱

11.4 大断面集成材による木造3階建モデルプラン設計例 3, 4

1・設計例-3 小家族向け共同住宅の概要

防火、準防火地域以外に建つ小規模共同住宅

一戸当たりの専有面積が51.84~64.80㎡の単身者、又は小家族を対象にした。

共有廊下は屋外とし、各住戸には外部から直接アプローチする。

基準寸法が3.60m。菱形状に配置して外壁面を多く取り、戸建住宅感覚の居住性に配慮した。

外部は柱、梁の構造材を被覆して大壁にしている。

規模	a) 地上3階建		
	b) 面積	建築面積	512.75 ㎡
		各階床面積	486.83 ㎡
		延べ面積	1460.49 ㎡
	c) 高さ	最高の高さ	12.60 m
		軒高	9.00 m

構造計画 柱寸法 220×220、梁寸法 220×350程度を用いたラーメン構造とする。一般に入手しやすい材寸を考え、構造用大断面集成材に限らない。

部分的に梁勝ちの工法にして、外壁面の凹凸を出し変化を持たせている。

仕口は半剛接、柱脚はピン接合で考え、計画及び施工の実現性を高めた。

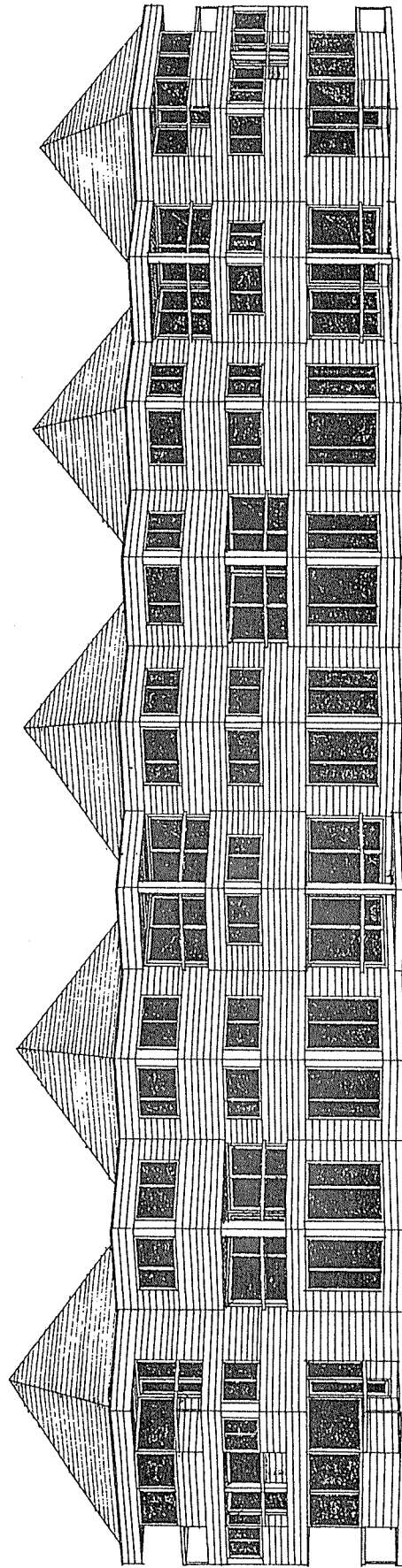
2・設計例-4 ショールームを持つハウスメーカー(仮定)自社ビルの概要

1、2階は中央にオープンな事務室をつくり、側に役員室、サンタリー、階段室などを配置した。

3階は大きな小屋組架構を利用して、住宅のインテリアの常設展示場に考える。

規模	a) 地上3階地下1階建		
	b) 面積	建築面積	570.24㎡
		延べ面積	2177.28㎡
		2,3階床面積	570.24㎡
		地1,1階床面積	518.14㎡
	c) 最高の高さ		13.00m
		軒高	9.50m

構造計画 基準寸法は横方向に3.60mで10スパン、縦方向に7.20mで2スパンとする。架構方法は横は大断面集成材によるブレース、縦はラーメン構造の一方方向ラーメン形式とする。柱はラーメン方向に合わせ柱にして梁を通し、2階以上の外壁部分を片持ち梁で支える。
小屋梁は湾曲集成材を使用する。



外観図

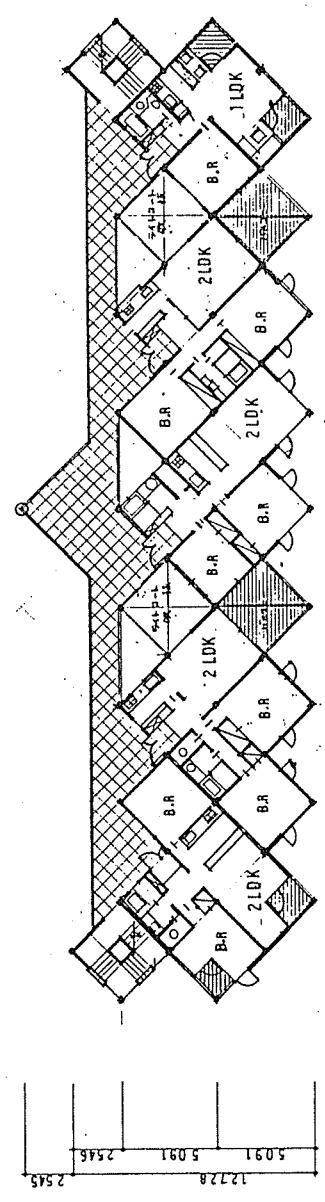
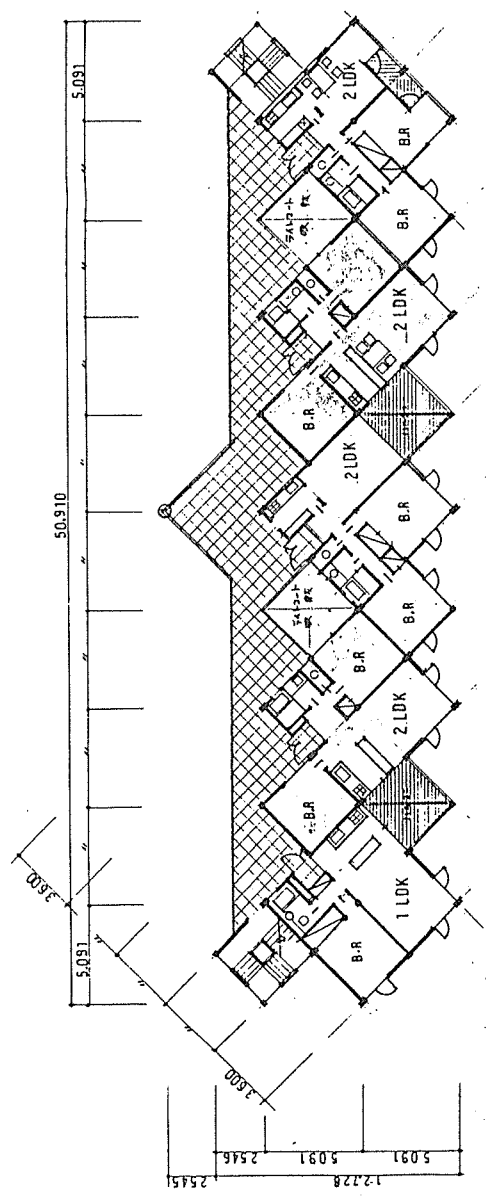
防火、耐火地域以外に建つ小規模共同住宅

一戸当たりの専有面積が51.84~64.80㎡の单身者、又は小家族を対象にした共同住宅である。

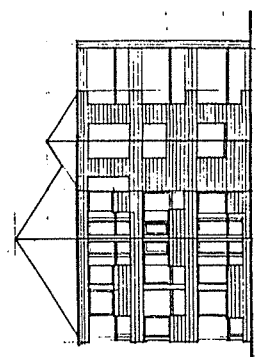
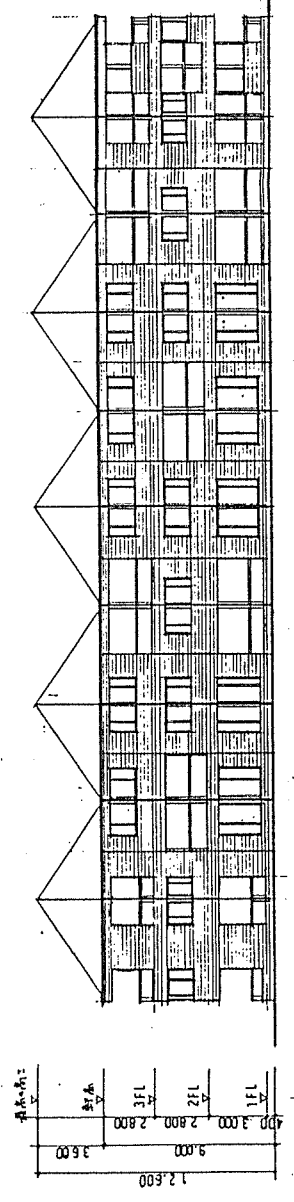
共有廊下は廊外で、各住戸には直接外部からアプローチする形式である。

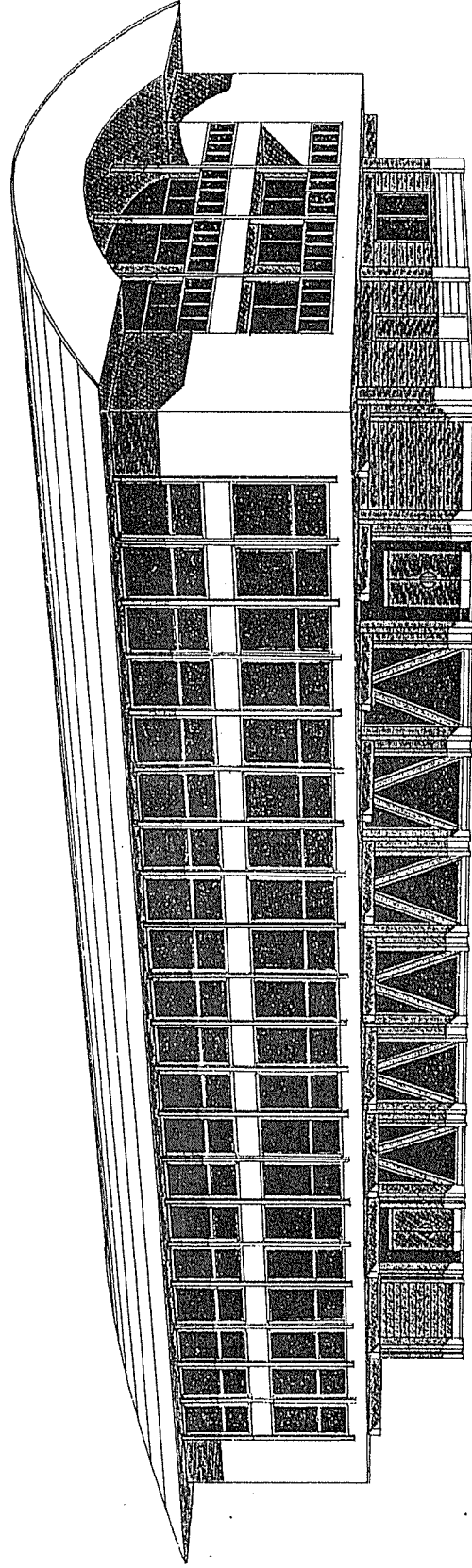
基準寸法が3.60mで変形状に配置し、各戸間の接合壁面を少なくして居住性を戸建てのレベルにしている。

柱、梁等の構造材は被覆し、大壁とした。

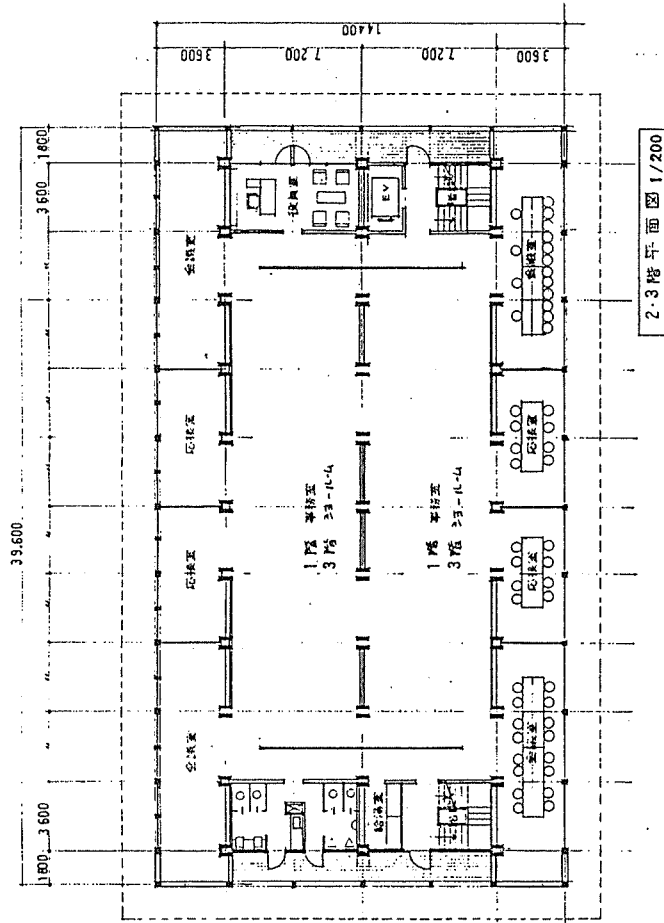


床面積	3階	486.83
	2階	486.83
	1階	486.83
床面積		1460.49
延床面積		512.75

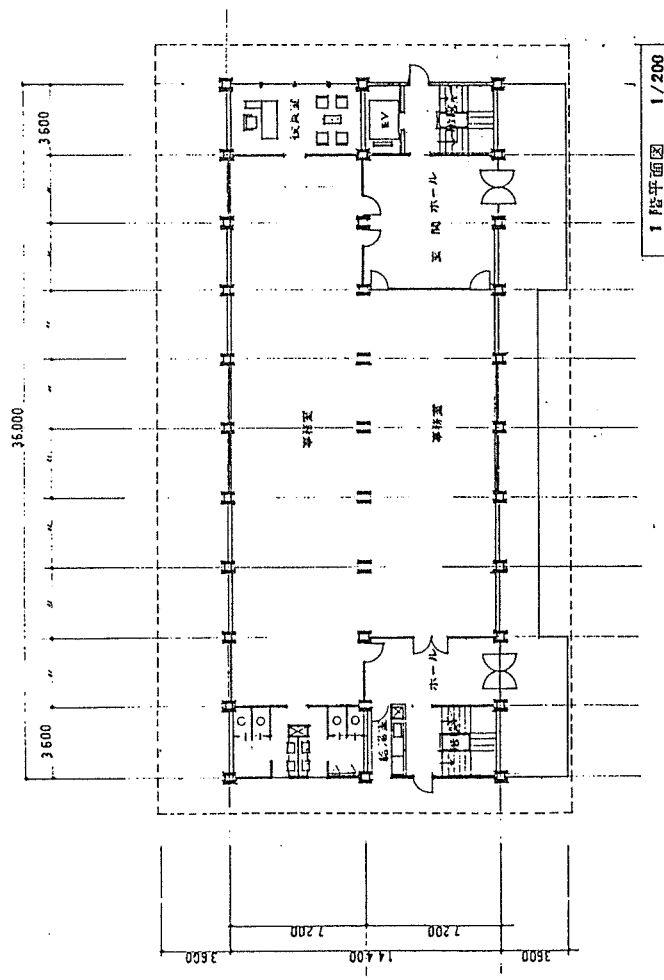




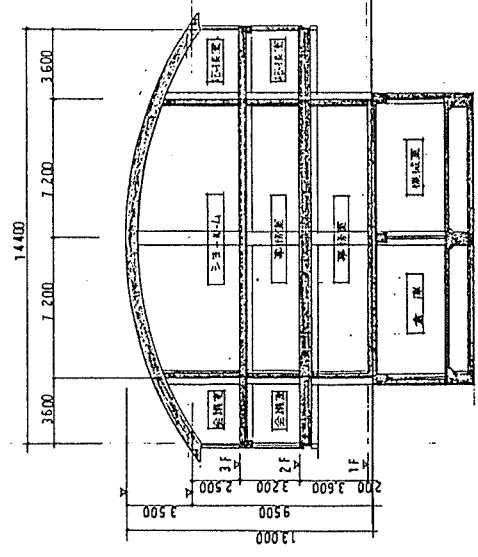
外観図



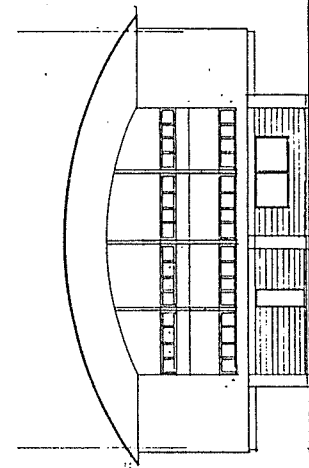
2-3階平面図 1/200



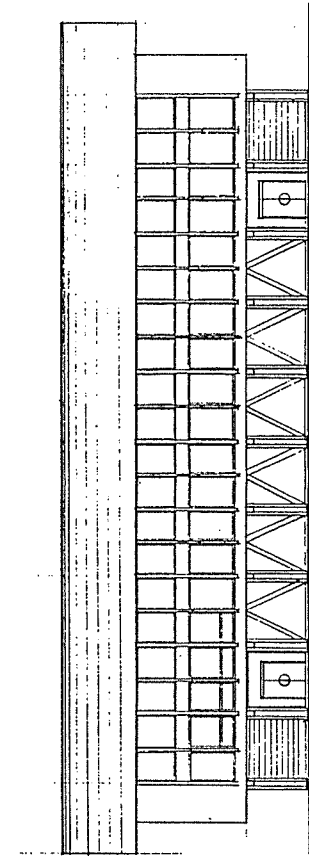
1階平面図 1/200



X断面図 1/200



東側立面図 1/200



南側・北側立面図 1/200

建築面積	570.24 m ²
3階面積	570.24 m ²
2階面積	570.24 m ²
1階面積	518.40 m ²
地下面積	518.40 m ²
延床面積	2177.28 m ²

11.6 考察

モデルプラン設計例1～4の事務所及び共同住宅の検討から次のことが考えられる。

- 1・事務所建築では自由に間仕切り出来るラーメン構造が望ましいが、7.20mのスペンでラーメン構造とすると、柱、梁寸法がRC造並みに大きくなり、木造の感覚を越えてしまう。従来の木造感にとらわれなくも、実用化させるには接合部の検討以外にも、入手しやすい材寸や大型化しない加工、施工方法を考慮する必要がある。従って、設計上は架構に方向性を持たせ、一方向ラーメン形式としたり、建具などの支持柱や防火上の壁を耐力に取り入れることで、ラーメンと軸組工法を合わせた形式により、RC造やS造とは異なる展開が考えられる。

また、床や、屋根面の吹抜け部分、片持ちの張り出し部分により建物の用途、デザインに自由度が増すため、床版の剛性や仕口の検討が今後の課題となる。

- 2・共同住宅においては各住戸間、階段室回りに防火上の壁が必要となる。住戸内では自由な設計が望ましいが、一部に支持柱や耐力壁を設けることにより、スペン割りが小さくなり、柱、梁寸法も小さくなるために大断面集成材以外の木材が利用できやすい。

共同住宅の特質として、住戸の左右、上下間の遮音、振動や設備音の対応が重要である。壁、床組の工法により影響を受けるため、スペン割りと共に、仕様詳細の検討を用する。

ここでは防火性能に要する諸条件は特筆していないが、現実の設計においては重要条件であり、今後の架構及び仕口の設計において検討課題に加えたい。

11.5.1

大断面集成材による木造3階建モデルプラン設計例-1
事務所

構造計算書

11.5.1 設計例1における3階建事務所

構造設計の概要

本建築物は構造用大断面集成材を用いた木造3階建の事務所建築である。ここでは主に柱、梁寸法を略算方式で検討する。

架構形式はラ-メン構造とするが、耐力上有効な壁はこれを有効に利用する。

本建築物の架構は、7.200のスペンがX方向に5スペン、Y方向に3スペン配置され、架構接合部は剛接合と仮定する。耐力壁はY方向にのみ配置している。

剛床について、耐力壁及び支柱付ラ-メンの耐力を有効に利用するため、ALC版の上に構造用合板張りとする。

2次部材である小梁は各スペン交互に市松状に配置して床荷重を分散させる。なおイベントギャラリの吹抜け部は片持ち梁にて支える。

柱脚部はすべて固定とする。

耐力上有効な壁として次の形式が考えられる。

1) 鉄筋によるブレス

2) 構造用大断面集成材によるブレス

3) だぼ等で結合された大断面集成材の横積みの耐力壁

上記3タイプのうち、1)鉄筋によるブレスは、ブレス端部の座金によるめり込み応力にて耐力が決り、2)構造大断面集成材によるブレスは、材の弱軸方向の座屈耐力による。1)、2)の2タイプは、いずれの場合にも水平加力時に浮き上がりが生ずる。このため、剛床のもとで極部に集中した場合は柱脚部の処理が重装備なものになる可能性がある。

3)は、だぼのせん断耐力又は、だぼ面の圧縮耐力及び、だぼピッチにより構成壁面の耐力が決定する。1)、2)のブレスと異なる点は、軸力の集中を壁内で分散させることができるため柱脚部の処理が1)、2)に比べて軽微な形式にできる。

地下室、及び基礎については検討を省く。

使用材料

大断面集材材 許容応力度別

		f_c	f_b	f_s	t_b/m	E	$1/cm^2$
木松	特	115	165	12		120	
	1	105	145	12		110	
	2	90	120	12		100	
杉	特	90	135	10		90	
	1	80	115	10		80	... 42er
	2	70	105	10		70	

$$G = E/15 \text{ 1.216}$$

○ 板定荷重

屋根	JG=PIL (F地共)	20	} 70 } 120
	タイルモヤ	30	
	天井	20	
	FL-ム材	50	

	S	F	E
DL	70	120	120
LL	60	30	0
TL	130	150	120

事務所	南仕切	30	} 140 } 190
	床仕上	15	
	根太	5	
	ALC版	65	
	天井	20	
	FL-ム材	50	

	S	F	E
DL	140	190	190
LL	300	180	80
TL	440	370	270

外壁 50 kg/m²

上記FL-ム材重量は、柱梁、小梁を含む

○ 地震力

勾配補正

RF	屋根	$0.12 \times 36.0 \times 21.6 \times 1.05$	=	98.3	107.3
	外壁	$0.05 \times 115.2 \times 1.6$	=	9.3	
3F	事務所	$0.27 \times 36.0 \times 21.6$	=	210	204.2
		$-0.27 \times 12.5 \times 2.2$	=	-24.3	
	外壁	$0.05 \times 115.2 \times 3.2$	=	18.5	
2F	事務所	$0.27 \times 36.0 \times 21.6$	=	210	194.1
		$-0.27 \times 12.5 \times 10.5$	=	-35.5	
	外壁	$0.05 \times 115.2 \times 3.4$	=	19.6	

階	W	ΣW	d _i	A _i	C _i	Q _i	設計 Q _i	
R	107.3	107.3	0.212	1.668	0.34	36.5	38	38
3	204.2	311.5	0.616	1.224	0.25	72.9	81	43
2	194.1	505.6	1.000	1.000	0.20	101.1 ²	104	23

$$T = 0.03 R = 0.03 \times 11.65 = 0.3495 \text{ sec} \quad 2T / 1.73T = 0.341$$

$$T_c = 0.6 \quad C_0 = 0.2$$

○ 風圧力

$$P = C_f z$$

$$C = 1.2$$

$$z = 60\sqrt{R}$$

階	h	z	P	A _x	F _x	ΣP
R	10.3	192.5	231	21.6 × 2.95 = 64	14.78	14.78
3	7.1	159.9	191.9	× 3.2 = 69	13.24	28.02
2	3.9	118.5	142.2	× 3.55 = 77	10.94	38.96

A _y	F _y	設計Qi
36.0 × 2.95 = 106.2	24.5	< 38
× 3.2 = 115.2	22.1	< 81
× 3.55 = 127.8	18.2	< 104

故に 水平荷重は、地震力に等し。

柱. 軸力.

外周柱. $N_3 = 0.15 \times 7.2^2 / 4 + \frac{0.05 \times 3.2 \times 3.6}{2 \times 0.576} = 2.52$

$N_2 = 0.37 \times \text{"} + 0.576 + 2.52 = 7.89$

$N_1 = 0.37 \times 7.2 \times 3.6 + 0.05 \times 3.6 \times 3.6 + 7.89 = 18.12$

隅柱 $N_3 = 0.15 \times 3.6 \times 1.8 + \frac{0.05 \times 3.2 \times 5.4}{2 \times 0.864} = 1.84$

$N_2 = 0.37 \times \text{"} + 0.864 + 1.84 = 5.10$

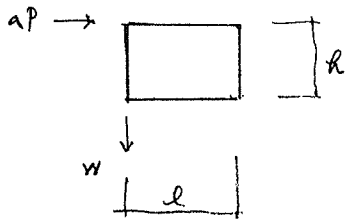
$N_1 = 0.37 \times 7.2 \times 3.6 + 0.05 \times 3.6 \times 5.4 + 5.10 = 15.15$

内柱. $N_3 = 0.15 \times 2.4 \times 7.2 = 2.60$

$N_2 = 0.37 \times 2.4 \times 7.2 + 2.60 = 9.0$

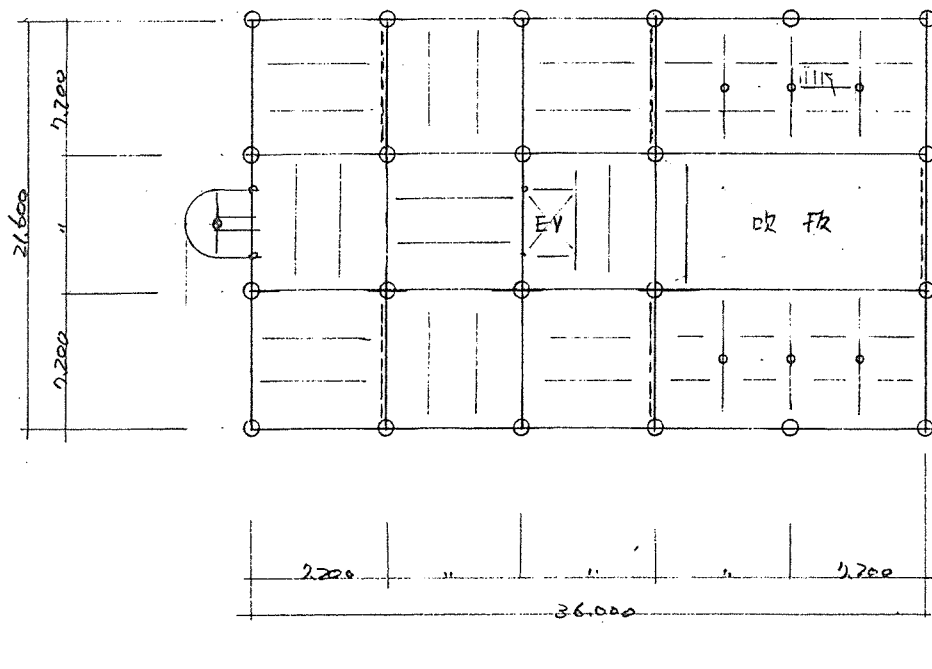
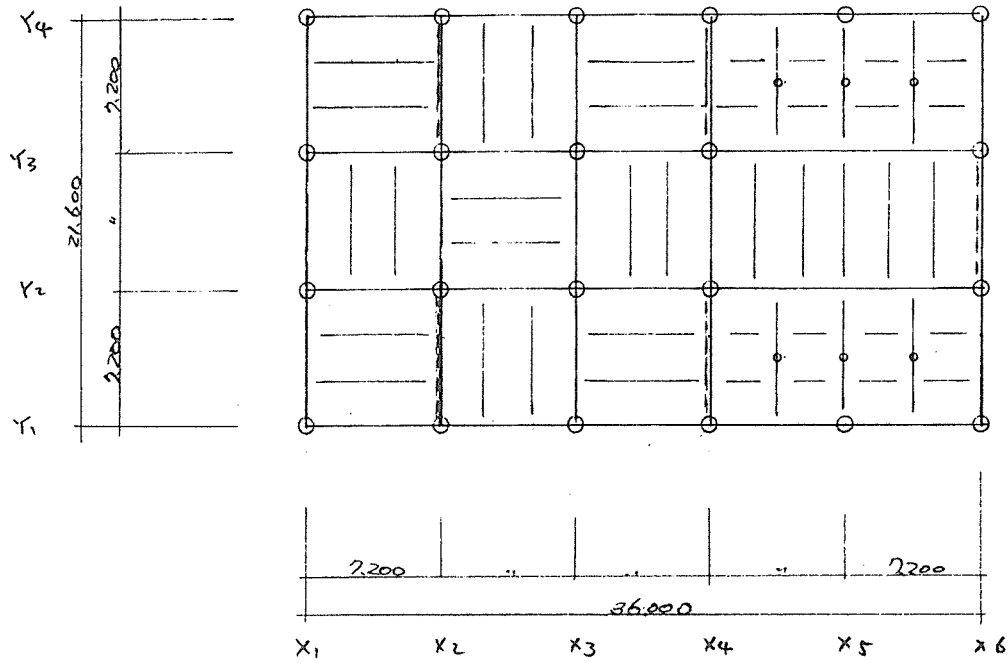
$N_1 = 6.4 + 9.0 = 15.4$

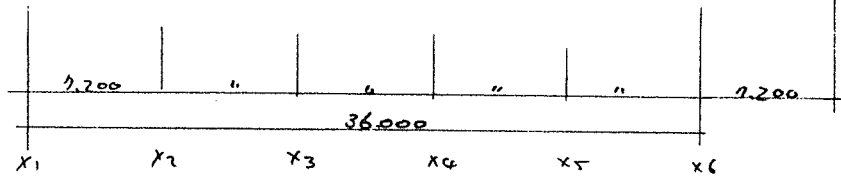
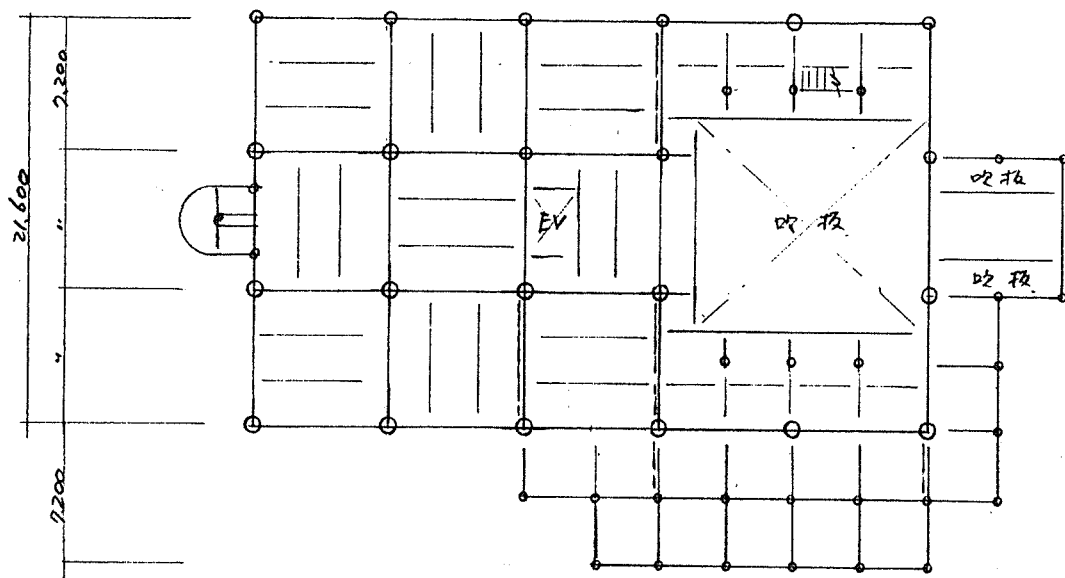
耐力壁. 水平耐力. 梁柱軸力による.



	w	R	l	aP	壁数 n	耐力壁耐力割合 %
3F	1.84	3.2	7.2	4.14	5	54%
2F	5.10	3.2	7.2	11.47	5	70%
1F	15.15	3.60	7.2	30.3	3	87%

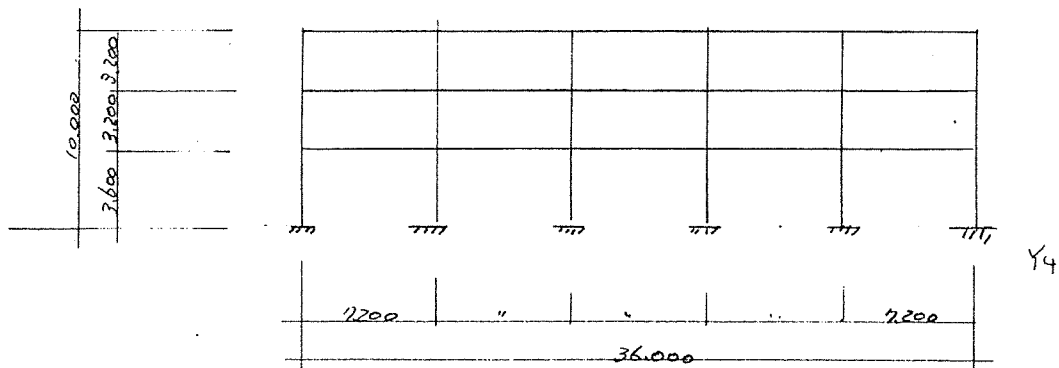
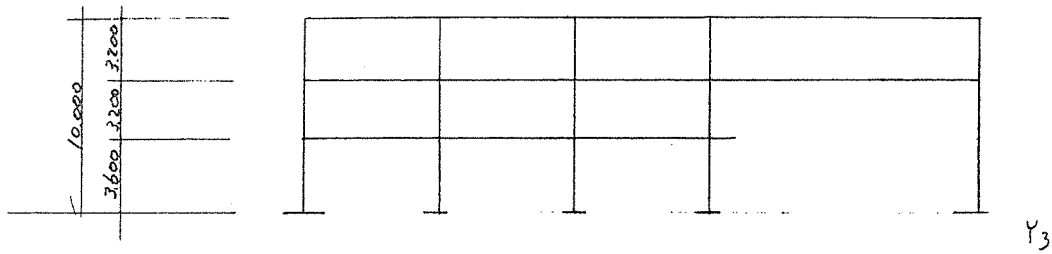
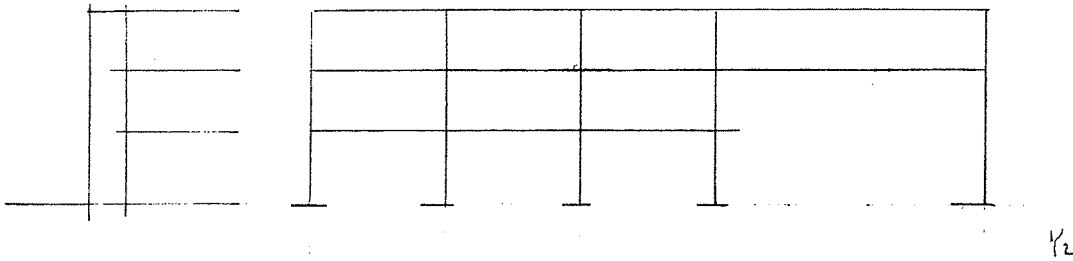
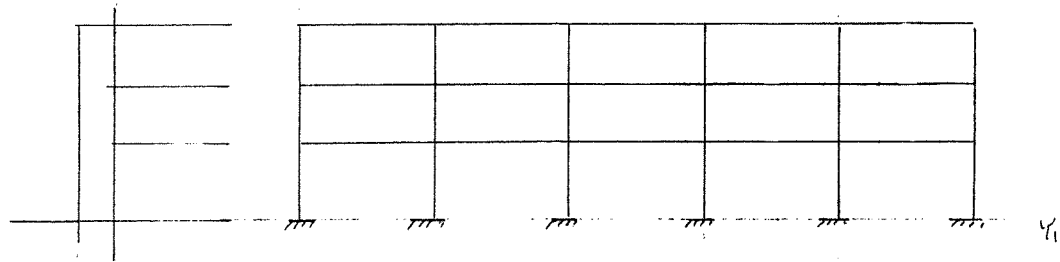
1F 図



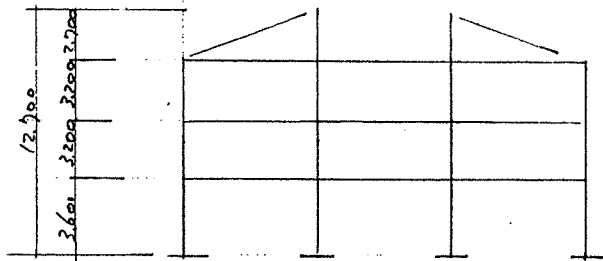


2F 分图

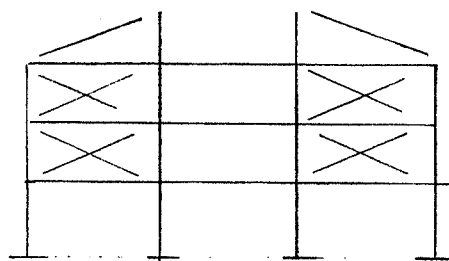
双向轴组



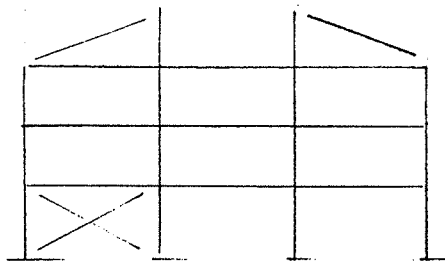
ノ方向軸組



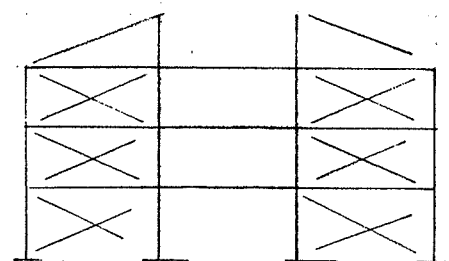
X1



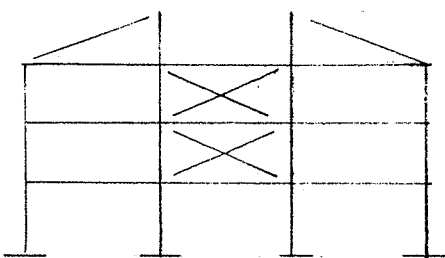
X2



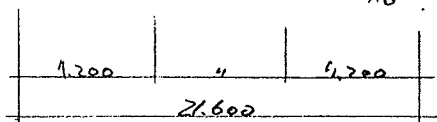
X3

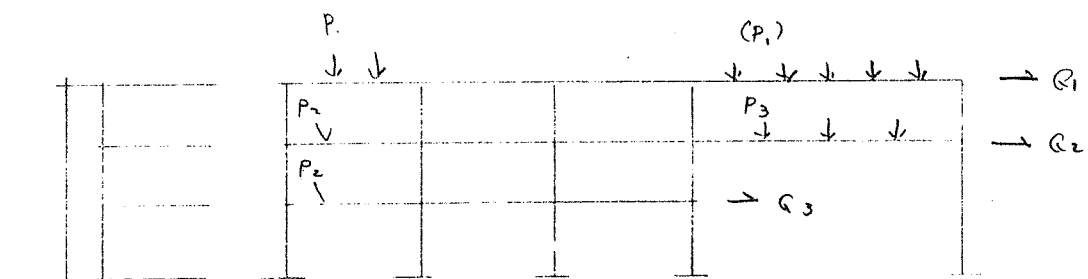
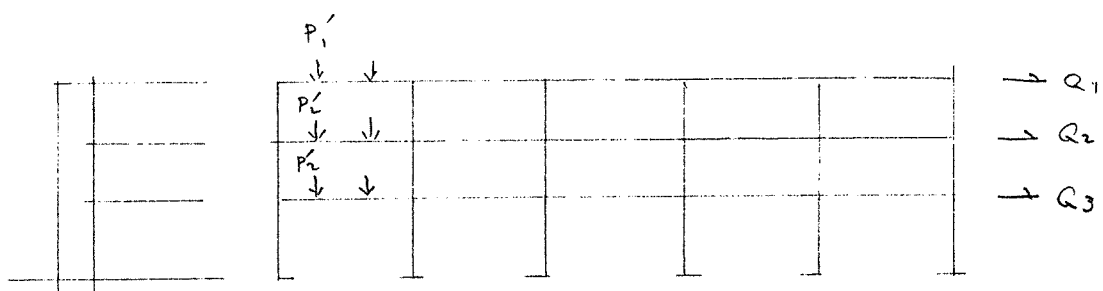


X4



X6





$$P_1 = 0.15 \times 7.2^2 / 4 + 0.24 = 2.4$$

\swarrow $0.15 \times 1.2 \times 2.4$

$$(P_1) = 2.4 \times 0.6 = 1.5 \text{ t}$$

$$P_2 = 0.37 \times 12.96 + 1.1 = 5.9$$

\swarrow $0.37 \times 1.2 \times 2.4$

1/2 向 支撑 加 的 力 不 于 梁 的 不 平 均 担 担 了

$$P_3 = 0.37 \times 3.6 \times 1.8 = 2.40 \rightarrow \times 0.2 = 0.48$$

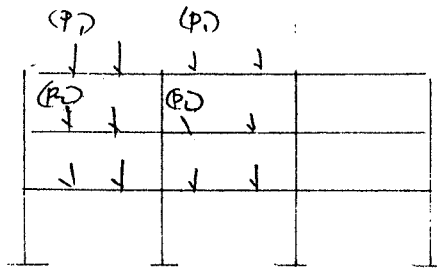
$$Q_1 = 38 / 4 = 9.5$$

$$Q_2 = 43 / 4 = 10.8$$

$$Q_3 = 23 / 4 = 5.8$$

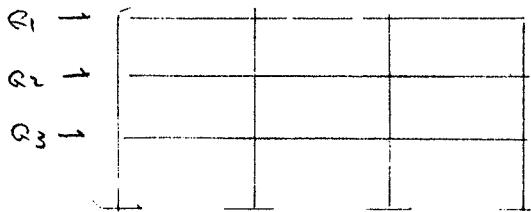
$$P_1' = 1.95 / 2 = 1.0$$

$$P_2' = 4.8 / 2 = 2.4$$



$$P_1 = 2.4$$

$$P_2 = 5.9$$



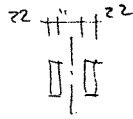
相乘

$$Q_1 = 38.0 \times (1 - 0.59) = 12.5 / 5 = 3.5$$

$$Q_2 = 43.0 \times 0.3 = 12.9 / 5 = 2.58$$

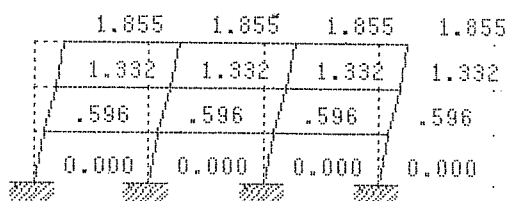
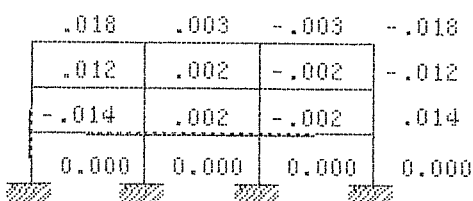
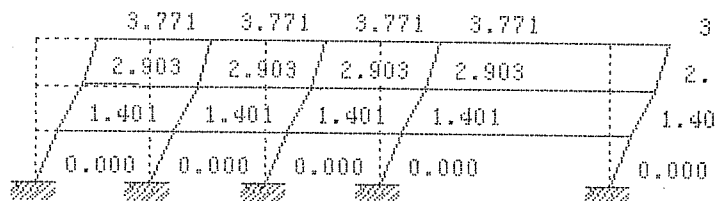
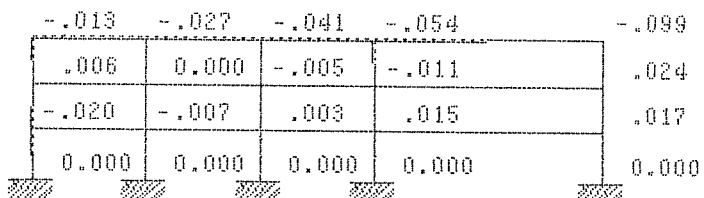
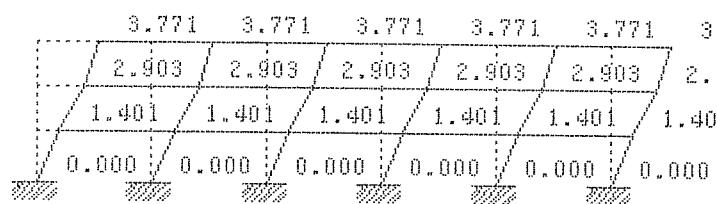
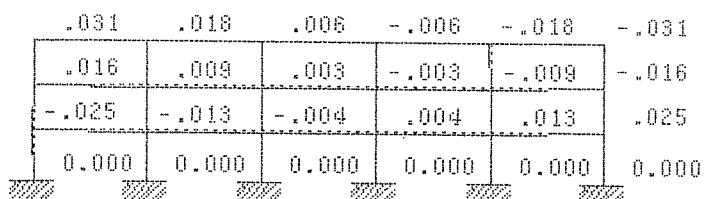
$$Q_3 = 23.0 \times 0.3 = 6.90 / 5 = 1.38$$

断面系数



梁	断面	A m ²	Z m ³	断面	A	Z
	22 × 80	1760	23.466	2 × 22 × 80	3520	51.626
	22 × 75	1650	20.624	2 × 22 × 75	3300	48.399
	22 × 70	1540	17.966	2 × 22 × 70	3080	45.123
	22 × 60	1320	13.197	2 × 22 × 60	2640	38.719
	22 × 55	1210	11.091	2 × 22 × 55	2420	35.493
	22 × 50	1100	9.166	2 × 22 × 50	2200	32.266
	22 × 45	990	7.424	2 × 22 × 45	1980	29.039

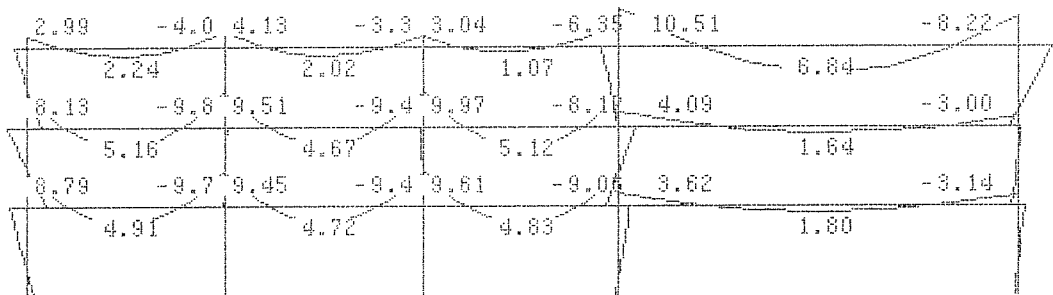
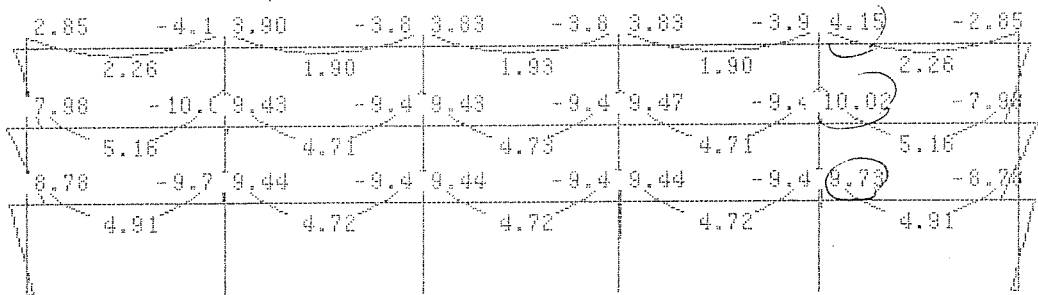
柱	断面	A	Z
	50 × 50	2500	20.833
	45 × 50	2250	16.875
	45 × 45	2025	15.187
	40 × 45	1800	12.000



χ 方向		δ	R	δ/R	
R	3.771	0.868	320	1/368	< 1/200
S	2.903	1.502	320	1/213	< 1/200
Z	1.401	1.401	360	1/256	< 1/200

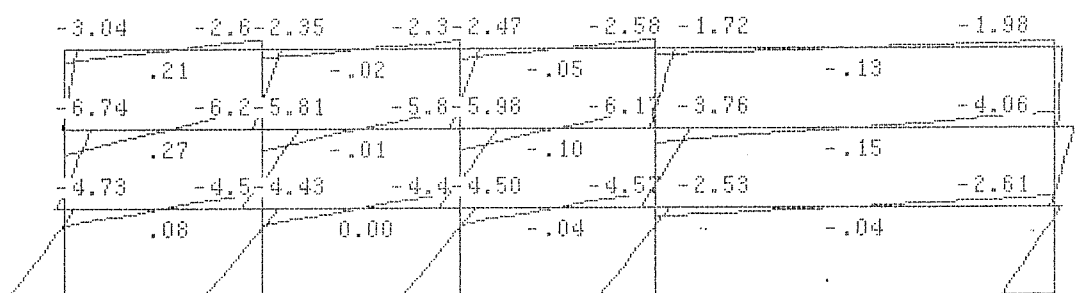
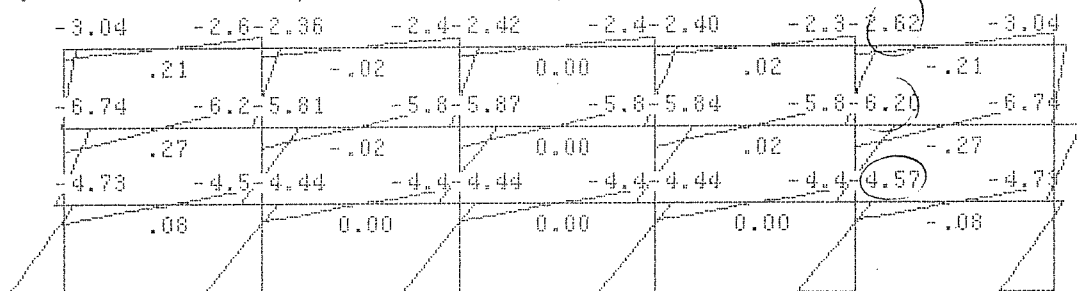
χ 方向		δ	R	δ/R	
R	1.855	0.523	320	1/611	< 1/200
S	1.332	0.926	320	1/734	< 1/200
Z	0.596	0.596	360	1/604	< 1/200

LOAD CASE No. 1 (BLOCK No. 1)



X方向梁 長期モーメント

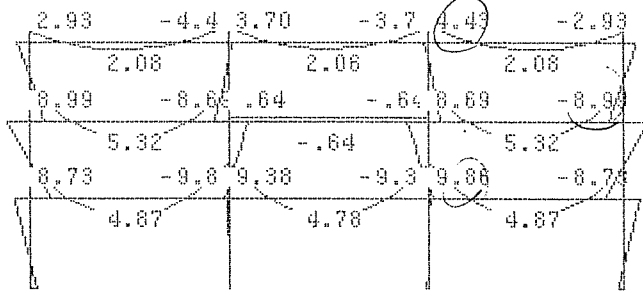
LOAD CASE No. 1 (BLOCK No. 2)



X方向梁 短期モーメント

LOAD CASE No. 1

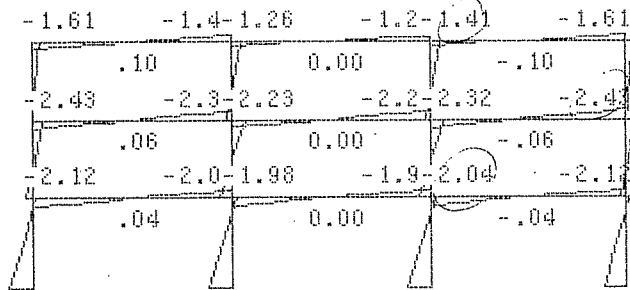
(BLOCK No. 3)



Y方向梁 長期モーメント

LOAD CASE No. 1

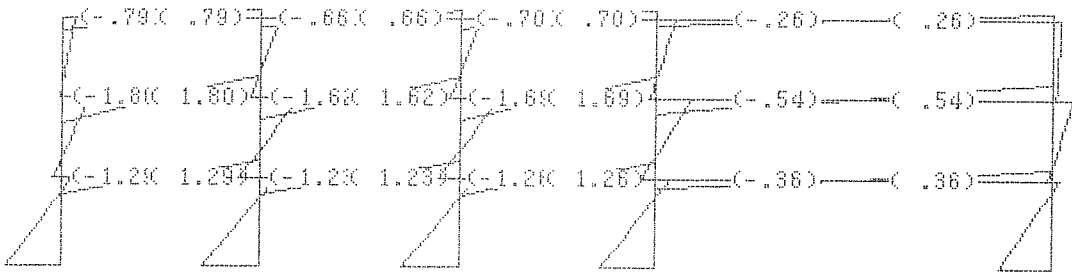
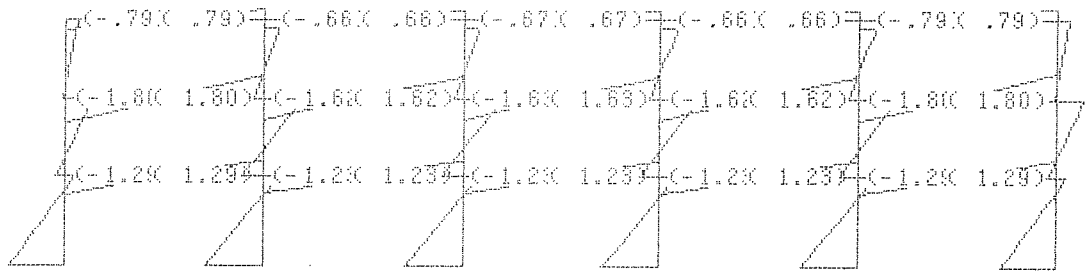
(BLOCK No. 4)



Y方向梁 短期モーメント

LOAD CASE No. 1

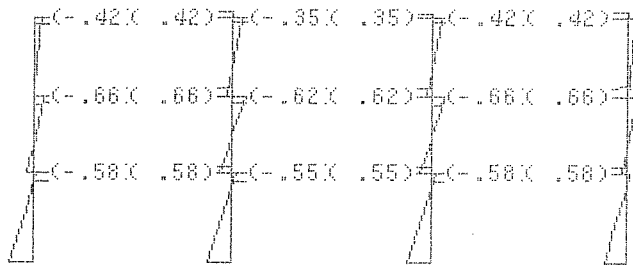
(BLOCK No. 2)



X方向梁 短期也断

LOAD CASE No. 1

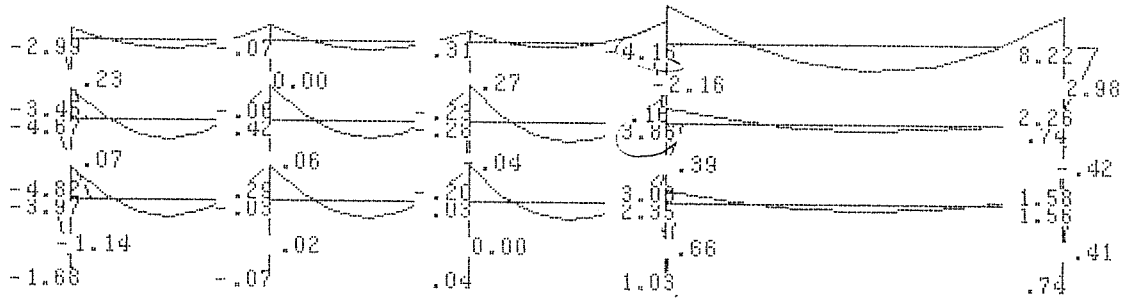
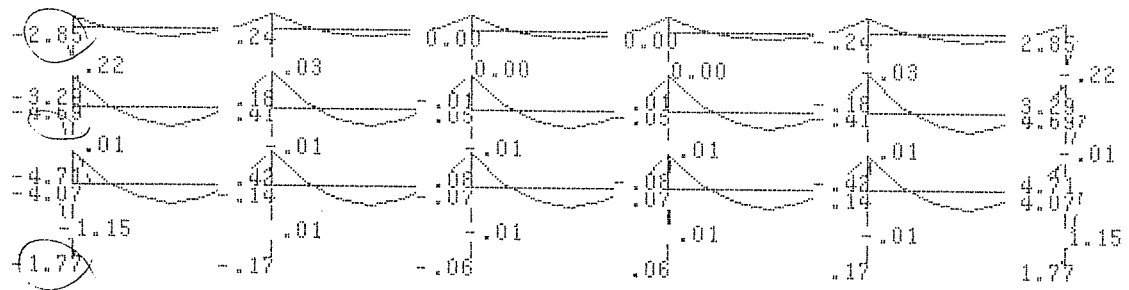
(BLOCK No. 4)



Y方向梁 短期也断

LOAD CASE No. 1

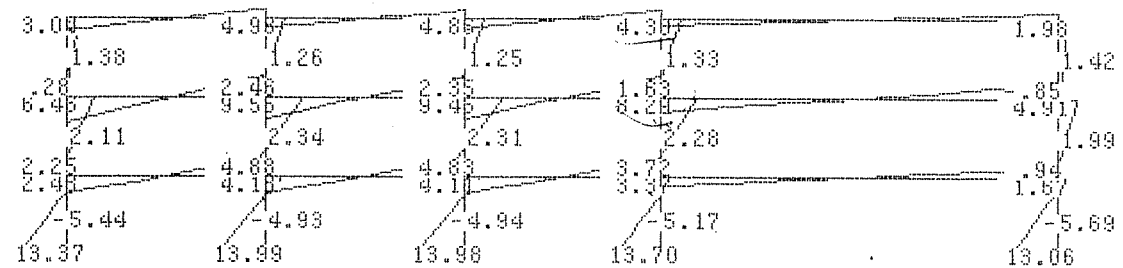
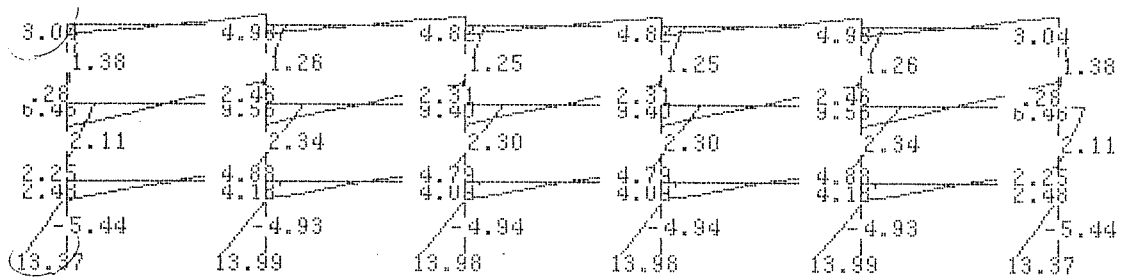
(BLOCK No. 1)



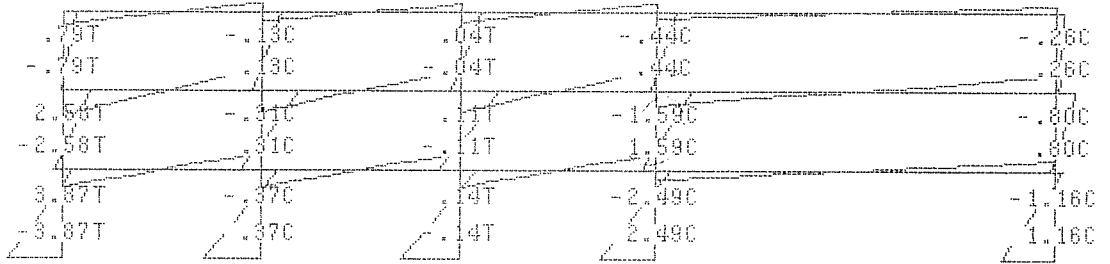
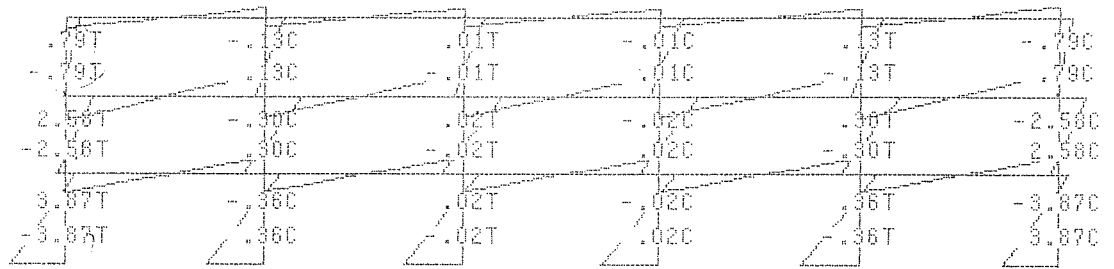
柱 長期モーメント

LOAD CASE No. 1

(BLOCK No. 2)



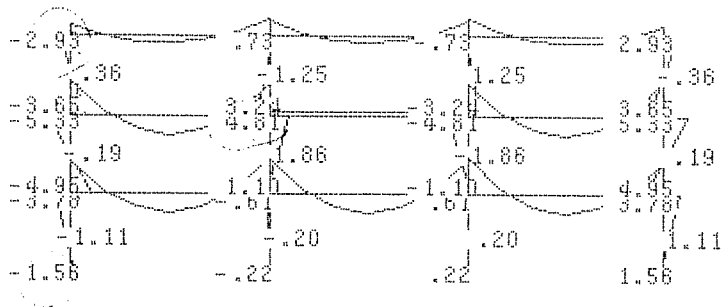
柱 短期モーメント



柱 短期 軸力

LOAD CASE No. 1

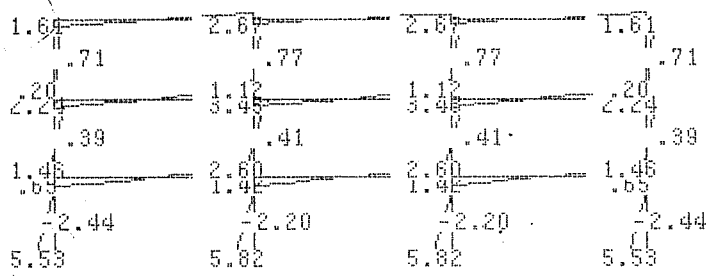
(BLOCK No. 3)



柱 長期モーメント

LOAD CASE No. 1

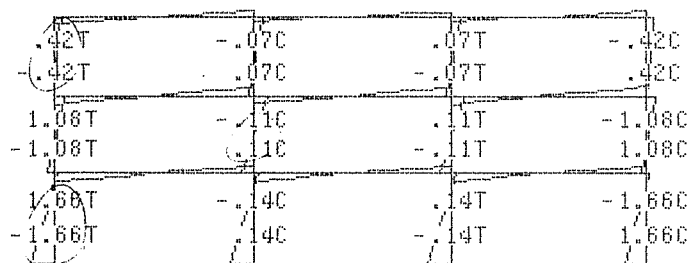
(BLOCK No. 4)



柱 短期モーメント

LOAD CASE No. 1

(BLOCK No. 4)



柱 短期軸力

断面算定 (大梁)

x 方向

		π_c	π_s		$Z \text{ cm}^3$
①	R 9	$\pi_c = 4.15$	$\pi_s = 4.15 + 2.62 = 6.77$	22 x 45	7425
②	3 9	$\pi_c = 10.02$	$\pi_s = 10.02 + 6.20 = 16.22$	22 x 60	13200
③	2 9	$\pi_c = 9.73$	$\pi_s = 9.73 + 4.57 = 14.3$	22 x 60	13200

x 方向 表 7.10.2

④	R 9	$\pi_c = 10.51$	$\pi_s = 10.51 + 1.72 = 12.23$	22 x 60	13200
⑤	3 9	$\pi_c = 4.07$	$\pi_s = 4.07 + 3.76 = 7.83$	22 x 60	13200
⑥	2 9	$\pi_c = 3.62$	$\pi_s = 3.62 + 2.53 = 6.15$	22 x 60	13200

y 方向

①	R 9	$\pi_c = 4.43$	$\pi_s = 4.43 + 1.41 = 5.84$	22 x 45	7425
②	3 9	$\pi_c = 8.99$	$\pi_s = 8.99 + 2.43 = 11.42$	22 x 50	9166.7
③	2 9	$\pi_c = 9.88$	$\pi_s = 9.88 + 2.04 = 11.92$	22 x 55	11091.7

$$f_b = 115 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_b = 230 \text{ kg/cm}^2$$

No.	π_c	σ_s	σ_c / f_b			use
①	4.15	55.89	0.49	< 1.0	ok	22 x 45
②	10.02	75.91	0.66	< 2	ok	x 60
③	9.73	73.71	0.64	< 2	ok	60
④	10.51	79.62	0.69	< 4	ok	60
⑤	4.07	30.98	0.27	< 4	ok	60
⑥	3.62	29.42	0.25	< 4	ok	60
⑦	4.43	59.66	0.52	< 4	ok	45
⑧	8.99	98.07	0.85	< 1	ok	50
⑨	9.88	89.08	0.77	< 4	ok	55

(柱) $\sigma_c = N/A$ $\sigma_b = (M_{sx} + M_{sy}) / Z_{2c}$

$f_b = 115$ $f'_b = 230$

$f_c = 80$ $f'_c = 160$

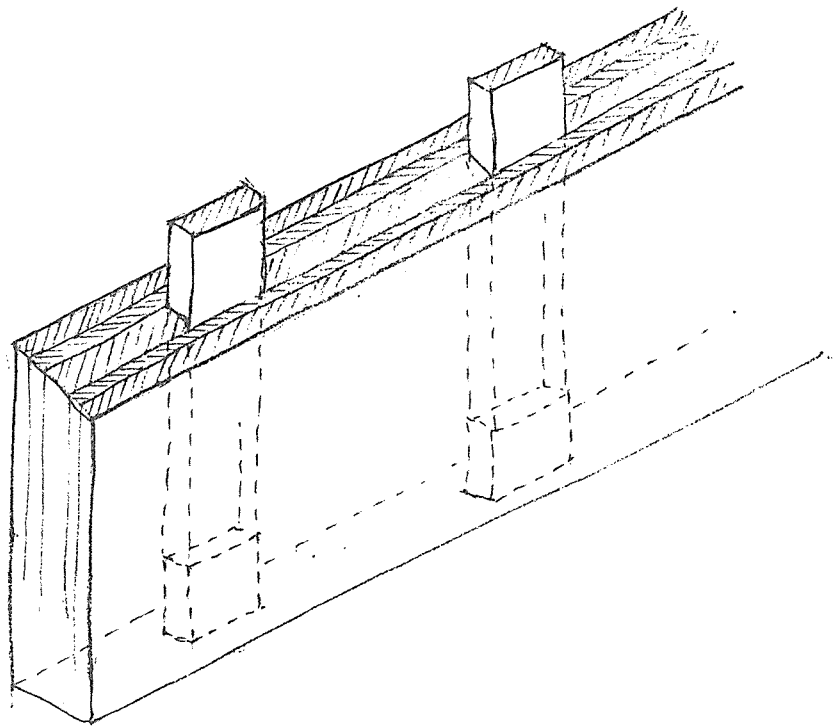
3c 45×45 $A = 2025$ $Z = 15187.5$

1.2c 50×50 $A = 2500$ $Z = 20833.3$

		M_x	M_y	M_s	M_c	M_e	M_s	$A/2$	σ_c	σ_c/f_c	σ_b	σ_b/f_b	σ/σ		
3c	x	252	0.79	3.31	285	3.04	5.59	202	1.63	0.01	58.4	0.25	0.26	<1.0	ok
	y		0.42	2.94	2.93	1.61	4.54	0.151	1.45	0.01	48.1	0.21	0.22		
2c	x	80	1.59	7.87	3.87	2.28	12.15	2.5	3.84	0.03	81.5	0.35	0.38	<1.0	ok
	y		0.11	5.11	4.81	3.45	9.26	0.208	3.24	0.02	58.3	0.26	0.28		
	x	1.89	2.51	10.45	4.67	6.46	11.15	2.50	4.18	0.03	77.3	0.35	0.38	<1.0	ok
	y		1.08	2.97	5.33	2.24	5.57	0.208	3.59	0.03	58.9	0.26	0.29		
1c	x	18.12	3.87	21.99	1.17	13.77	14.54	2.5	8.8	0.06	77.4	0.34	0.4	<1.0	ok
	y		1.66	19.78	1.56	5.53	9.09	0.208	2.91	0.05	39.7	0.17	0.22		

集成材耐力壁の例

概要として述べた「3」の結合工法による断面等成材横積耐力壁の例である。



1.F 7"1-2 軸間あり、水平力は、 $Q = 14.12$ t。

$$f_s = 10 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_s = 20 \text{ kg/cm}^2.$$

9"11"の深さで、 $h = 10 \text{ cm}$ とすれば、壁長 7,200 あり

$$n = \frac{14120}{20 \times 10 \times 720} = 1.96 \rightarrow 2 \text{ 本}$$

実施設計に於いては、耐力壁の重量及び、柱軸間あり、壁の水平耐力

をあらかじめ決定しておき、設計水平力からの差を引き分けて、

7"1-2 を設計するもの、経済的である。

[A.0] データ概要

節点数 144
 部材数 162
 断面数 23
 荷重数 1

入力データ項目
 タイトル 材

節点概要 節点荷重
 断面 1

入力荷重ケース
 1

```
*****
**
**      ** FAP-2 **
**
**      PLANE FRAME STRESS ANALYSIS PROGRAM
**
**      Version 3.00:08 (Nov.1990)
**
*****
```

[A.1] 節点

X, Y (節点の座標) : cm
 Jx, Jy, Jm (節点の状態) : 0=自由 1=固定 2=半固定
 Kx, Ky, Km (半固定の剛度) : t/cm, tm/rad
 T1 (質点番号)
 T2 (同一水平変位層番号)

NO	X	Y	Jx	Jy	Jm	Kx	Ky	Km	T1	T2
1	0.00	0.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0
2	0.00	360.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0
3	0.00	680.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2
4	0.00	1000.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	3
5	0.00	1500.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	4
6	0.00	1860.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	5
7	0.00	2180.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	6
8	0.00	2500.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	7
9	0.00	3000.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	8
10	0.00	3360.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	9
11	0.00	3680.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	10
12	0.00	4000.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	11
13	720.00	0.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0
14	720.00	360.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2
15	720.00	680.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	3
16	720.00	1000.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	4
17	720.00	1500.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	5
18	720.00	1860.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	6
19	720.00	2180.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	7
20	720.00	2500.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	8
21	720.00	3000.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	9
22	720.00	3360.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	10
23	720.00	3680.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	11
24	720.00	4000.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0
25	1440.00	0.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0
26	1440.00	360.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	1
27	1440.00	680.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	2
28	1440.00	1000.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	3
29	1440.00	1500.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	4
30	1440.00	1860.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	5
31	1440.00	2180.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	6
32	1440.00	2500.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	7
33	1440.00	3000.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	8
34	1440.00	3360.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	9
35	1440.00	3680.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	10

[A.2] 断面-1 (タイプ入力)
 Mt) : 1=RC 2=S 3=SRC 0=その他
 E (ヤング係数) : t/cm2
 G (せん断弾性係数) : t/cm2
 Th (熱膨張係数) : *0.00001 1/*c
 T (断面タイプ) : 1=矩形 2=円 3=パイプ
 4=角パイプ 5=I形(強軸) 6=I形(弱軸)
 7=スラブ付

P1-P4 (パラメータ) : mm
 W-I, W-An, W-As (倍率)
 NO Mt E G Th T P1 P2 P3 P4 W-I W-An W-As
 1 0 80.0 5.3 1.000 1 500.0 500.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 2 0 80.0 5.3 1.000 1 500.0 500.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 3 0 80.0 5.3 1.000 1 450.0 450.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 4 0 80.0 5.3 1.000 1 500.0 500.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 5 0 80.0 5.3 1.000 1 500.0 500.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 6 0 80.0 5.3 1.000 1 450.0 450.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 11 0 80.0 5.3 1.000 1 450.0 220.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 12 0 80.0 5.3 1.000 1 600.0 220.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 13 0 80.0 5.3 1.000 1 600.0 220.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 14 0 80.0 5.3 1.000 1 600.0 220.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 21 0 80.0 5.3 1.000 1 450.0 220.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 22 0 80.0 5.3 1.000 1 500.0 220.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00
 23 0 80.0 5.3 1.000 1 550.0 220.0 0.0 0.0 1.00 1.00 1.00

[A.4] 部材

M (部材の種類) : 1=はり 2=柱 0=その他

SN (断面番号)

Ji, Jj (接合状態) : 0=剛 1=ヒン 2=半剛

Li, Lj (剛域長) : cm

Xmi, Xmj (半剛の剛度) : tm/rad

I	J	M	SN	Ji	Jj	Lj	Xmj	Kmj
1	2	2	4	0	0	0.0	0.00	0.00
2	3	2	5	0	0	0.0	0.00	0.00
2	14	1	21	0	0	0.0	0.00	0.00
3	4	2	6	0	0	0.0	0.00	0.00
3	15	1	22	0	0	0.0	0.00	0.00
4	16	1	23	0	0	0.0	0.00	0.00
5	6	2	1	0	0	0.0	0.00	0.00
6	7	2	2	0	0	0.0	0.00	0.00
6	18	1	11	0	0	0.0	0.00	0.00
7	8	2	3	0	0	0.0	0.00	0.00
7	19	1	12	0	0	0.0	0.00	0.00
8	20	1	13	0	0	0.0	0.00	0.00
9	10	2	1	0	0	0.0	0.00	0.00
10	11	2	2	0	0	0.0	0.00	0.00

*

FAP-2 / 000714

10	22	1	11	0	0	0	0	0	0.00
11	12	2	3	0	0	0	0	0	0.00
11	23	1	12	0	0	0	0	0	0.00
12	24	1	13	0	0	0	0	0	0.00
13	14	2	4	0	0	0	0	0	0.00
14	15	2	5	0	0	0	0	0	0.00
14	26	1	21	0	0	0	0	0	0.00
15	16	2	6	0	0	0	0	0	0.00
15	27	1	22	0	0	0	0	0	0.00

*

16	28	1	23	0	0	0	0	0	0.00
17	18	2	1	0	0	0	0	0	0.00
18	19	2	2	0	0	0	0	0	0.00
18	30	1	11	0	0	0	0	0	0.00
19	20	2	3	0	0	0	0	0	0.00
19	31	1	12	0	0	0	0	0	0.00
20	32	1	13	0	0	0	0	0	0.00
21	22	2	1	0	0	0	0	0	0.00
22	23	2	2	0	0	0	0	0	0.00
22	34	1	11	0	0	0	0	0	0.00
23	24	2	3	0	0	0	0	0	0.00
23	35	1	12	0	0	0	0	0	0.00
24	36	1	13	0	0	0	0	0	0.00
25	26	2	4	0	0	0	0	0	0.00
26	27	2	5	0	0	0	0	0	0.00
26	38	1	21	0	0	0	0	0	0.00
27	28	2	6	0	0	0	0	0	0.00
27	39	1	22	0	0	0	0	0	0.00
28	40	1	23	0	0	0	0	0	0.00
29	30	2	1	0	0	0	0	0	0.00
30	31	2	2	0	0	0	0	0	0.00
30	42	1	11	0	0	0	0	0	0.00
31	32	2	3	0	0	0	0	0	0.00
31	43	1	12	0	0	0	0	0	0.00
32	44	1	13	0	0	0	0	0	0.00
33	34	2	1	0	0	0	0	0	0.00
34	35	2	2	0	0	0	0	0	0.00
34	46	1	11	0	0	0	0	0	0.00
35	36	2	3	0	0	0	0	0	0.00
35	47	1	12	0	0	0	0	0	0.00
36	48	1	13	0	0	0	0	0	0.00
37	38	2	4	0	0	0	0	0	0.00
38	39	2	5	0	0	0	0	0	0.00
39	40	2	6	0	0	0	0	0	0.00
41	42	2	1	0	0	0	0	0	0.00
42	43	2	2	0	0	0	0	0	0.00
42	54	1	11	0	0	0	0	0	0.00
43	44	2	3	0	0	0	0	0	0.00
43	55	1	12	0	0	0	0	0	0.00
44	56	1	14	0	0	0	0	0	0.00
45	46	2	1	0	0	0	0	0	0.00
46	47	2	2	0	0	0	0	0	0.00
46	58	1	11	0	0	0	0	0	0.00
47	48	2	3	0	0	0	0	0	0.00
47	59	1	12	0	0	0	0	0	0.00
48	60	1	13	0	0	0	0	0	0.00
54	54	2	1	0	0	0	0	0	0.00
55	55	2	2	0	0	0	0	0	0.00
55	56	2	3	0	0	0	0	0	0.00
57	58	2	1	0	0	0	0	0	0.00
58	59	2	2	0	0	0	0	0	0.00
58	70	1	11	0	0	0	0	0	0.00
59	60	2	3	0	0	0	0	0	0.00
59	71	1	12	0	0	0	0	0	0.00
60	72	1	13	0	0	0	0	0	0.00
69	70	2	1	0	0	0	0	0	0.00
70	71	2	2	0	0	0	0	0	0.00
71	72	2	3	0	0	0	0	0	0.00
73	74	2	4	0	0	0	0	0	0.00

[B.1] 計算条件

節点荷重 (タイプ)

節点荷重

1

- 計算荷重ケース
- 計算結果の保存
- 同一水平変位の計算
- 振動スチラス計算
- 保存しない
- 計算する
- 計算しない

[B.4] 節点の変位 (X方向水平変位)

DX (X方向水平変位) : cm
 DY (Y方向水平変位) : cm
 DR (回転変位) : rad

[荷重ケース]

No.	DX	DY	DR
1	0.00000	0.00000	0.0000000
2	-0.01419	-0.02498	-0.0009578
3	0.01175	-0.03799	-0.0011039
4	0.01833	-0.04232	-0.0006807
5	0.00000	0.00000	0.0000000
6	-0.01986	-0.02462	-0.0009873
7	0.00843	-0.03728	-0.0009301
8	-0.01287	-0.04172	-0.0006555
9	0.00000	0.00000	0.0000000
10	-0.02479	-0.02448	-0.0009972
11	0.01587	-0.03703	-0.0009918
12	0.03139	-0.04142	-0.0007325
13	0.00000	0.00000	0.0000000
14	0.00157	-0.04108	-0.0001707
15	0.00227	-0.05847	-0.0012569
16	0.00303	-0.06837	-0.0002081
17	0.00000	0.00000	0.0000000
18	-0.00714	-0.05227	-0.0000198
19	-0.00008	-0.07964	0.0000680
20	-0.02659	-0.08963	0.0000628
21	0.00000	0.00000	0.0000000
22	-0.01284	-0.05220	0.0000112
23	0.00894	-0.07951	0.0000052
24	0.01830	-0.08937	0.0000456
25	0.00000	0.00000	0.0000000
26	-0.00156	-0.04108	0.0001707
27	-0.00227	-0.05847	-0.0012569
28	-0.00303	-0.06837	-0.0002091
29	0.00000	0.00000	0.0000000
30	0.00328	-0.05068	-0.0000041
31	-0.00479	-0.07673	-0.0000350
32	-0.04059	-0.08509	-0.0002820
33	0.00000	0.00000	0.0000000

No	DX	DY	DR
34	-0.00404	-0.05111	-0.0000046
35	0.00288	-0.07766	-0.0000149
36	0.00611	-0.08712	-0.0000095
37	0.00000	0.00000	0.0000000
38	0.01420	-0.02488	0.0009578
39	-0.01175	-0.03799	0.0011039
40	-0.01832	-0.04232	0.0006807
41	0.00000	0.00000	0.0000000
42	0.01527	-0.03734	0.0005720
43	-0.01072	-0.05924	0.0008726
44	-0.05440	-0.07261	-0.0018583
45	0.00000	0.00000	0.0000000
46	0.00404	-0.05111	0.0000046
47	-0.00288	-0.07766	0.0000149
48	-0.00611	-0.08712	0.0000095
49	0.00000	0.00000	0.0000000
50	0.00000	0.00000	0.0000000
51	0.00000	0.00000	0.0000000
52	0.00000	0.00000	0.0000000
53	0.00000	0.00000	0.0000000
54	0.01685	-0.01059	0.0003529
55	0.02404	-0.01813	0.0000307
56	-0.09806	-0.02523	0.0035151
57	0.00000	0.00000	0.0000000
58	0.01285	-0.05220	-0.0000112
59	-0.00893	-0.07951	-0.0000062
60	-0.01830	-0.08937	-0.0000466
61	0.00000	0.00000	0.0000000
62	0.00000	0.00000	0.0000000
63	0.00000	0.00000	0.0000000
64	0.00000	0.00000	0.0000000
65	0.00000	0.00000	0.0000000
66	0.00000	0.00000	0.0000000
67	0.00000	0.00000	0.0000000
68	0.00000	0.00000	0.0000000
69	0.00000	0.00000	0.0000000
70	0.02479	-0.02449	0.0009972
71	-0.01587	-0.03703	0.0009918
72	-0.03139	-0.04142	0.0007325
73	0.00000	0.00000	0.0000000
74	0.59564	0.00298	-0.0021070
75	1.33171	0.00471	-0.0018104
76	1.85505	0.00554	-0.0009807
77	0.00000	0.00000	0.0000000
78	1.40053	0.00697	-0.0047007
79	2.90305	0.01111	-0.0030826
80	3.77135	0.01266	-0.0014648
81	0.00000	0.00000	0.0000000
82	1.40053	0.00697	-0.0047007
83	2.90305	0.01111	-0.0030827
84	3.77135	0.01266	-0.0014649
85	0.00000	0.00000	0.0000000
86	0.59564	-0.00025	-0.0019020
87	1.33171	-0.00043	-0.0015856
88	1.85505	-0.00057	-0.0006813

I - J	Ni	Qi	Mi	Mj	Mc	I - J	Ni	Qi	Mi	Mj	Mc
30	-1.32T	5.98	9.61	-9.06	4.83	85	86	2.01	5.82	-0.14C	-2.01
31	4.23C	0.03	-0.23	0.31	0.27	86	87	1.88	5.82	-0.11C	-1.88
32	0.87C	6.16	9.97	-8.12	5.12	86	88	-0.55	-1.98	0.00	0.55
33	2.03C	1.94	3.04	-6.35	1.07	87	88	1.18	-1.98	-0.07C	-1.18
34	28.39C	-0.04	-0.06	-0.07	-0.01	87	89	-0.62	-2.23	0.00	0.62
35	16.59C	0.04	0.08	0.05	-0.01	88	100	-0.35	-1.26	0.00	-0.35
36	-0.89T	5.90	9.44	-9.44	4.72	89	90	5.03	13.99	-0.37C	-5.03
37	4.78C	-0.00	-0.01	-0.00	0.00	90	91	4.51	4.88	-0.31C	-4.51
38	0.84C	5.90	9.43	-9.43	4.73	90	102	-1.23	-4.43	0.00	1.23
39	1.78C	2.40	3.83	-3.83	1.93	91	92	2.92	-4.43	-0.13C	-2.92
40	13.88C	1.48	1.58	3.78	1.11	91	103	-1.62	-5.81	0.00	1.62
41	8.13C	3.22	4.95	-5.33	0.19	92	104	-0.66	-2.35	0.00	0.66
42	2.19C	2.06	3.65	2.93	-0.36	93	94	5.03	13.99	-0.36C	-5.03
43	20.74C	0.94	1.03	2.35	0.68	94	95	4.51	4.88	-0.30C	-4.51
44	13.69C	2.17	3.08	3.86	0.39	94	106	-1.23	-4.44	0.00	1.23
45	-0.09T	1.23	3.62	-3.14	1.80	95	96	-2.32	-4.44	-0.13C	2.32
46	6.77C	-1.25	0.18	-4.16	-1.64	95	107	-1.62	-5.81	0.00	1.62
47	-2.55T	1.28	4.09	-3.00	1.64	96	108	-0.66	-2.36	0.00	0.66
48	3.27C	3.91	10.51	-8.22	6.84	97	98	2.01	5.82	0.14T	-2.01
49	28.39C	0.04	0.08	0.07	0.01	98	99	1.88	2.80	0.11T	-1.88
50	18.59C	-0.04	-0.08	-0.05	0.01	98	110	-0.58	-2.04	0.00	0.58
51	-0.87T	5.90	9.44	-9.44	4.72	99	100	1.18	-2.04	0.00	-1.18
52	4.78C	0.00	0.01	0.00	-0.00	99	111	0.00	-2.32	0.00	0.00
53	0.89C	5.90	9.47	-9.43	4.71	100	112	-0.42	-1.41	0.00	0.42
54	1.78C	2.39	3.83	-3.90	1.90	101	102	5.02	13.98	0.14T	-5.02
55	5.88C	0.64	0.74	1.58	0.41	102	103	4.46	4.83	0.11T	-4.46
56	4.72C	0.73	1.58	-0.74	-0.42	102	114	-1.26	-4.50	0.00	1.26
57	3.59C	3.27	2.26	8.22	2.98	103	104	-2.25	-2.35	0.04T	2.25
58	29.00C	0.09	0.17	-0.09	-0.01	103	115	1.69	-5.98	0.00	-1.69
59	17.07C	-0.26	-0.42	0.14	0.01	104	116	-0.70	-2.47	0.00	0.70
60	-1.31T	6.03	9.73	-8.78	4.91	105	106	5.02	13.98	0.02T	-5.02
61	4.99C	-0.13	-0.18	0.24	-0.03	106	107	4.43	4.79	0.02T	-4.43
62	1.02C	6.18	10.02	-7.98	5.16	106	118	-1.23	-4.44	0.00	1.23
63	1.82C	2.58	4.15	-2.85	2.26	107	108	-0.01T	-4.44	0.00	-0.01T
64	7.84C	1.62	1.77	4.07	1.15	107	118	-1.63	-5.87	0.00	1.63
65	2.22C	2.94	4.71	-4.69	-0.01	108	120	-0.67	-2.42	0.00	0.67
66	-1.86T	1.92	3.29	2.85	-0.22	109	110	1.72	5.53	-1.66C	-1.72
67	-1.08T	1.72	5.53	-2.44	-2.44	110	111	1.08C	1.16	-1.08C	-1.08C
68	7.84C	1.16	1.46	2.24	0.39	111	112	0.42C	0.20	-0.42C	0.42C
69	13.61C	0.58	-2.12	-2.04	0.04	113	114	2.49C	4.74	-2.49C	-2.49C
70	0.00	0.57	0.20	-0.57	0.71	114	115	1.59C	3.76	-1.59C	1.59C
71	2.22C	-0.66	-2.43	-2.32	0.06	114	126	-0.36	-2.53	0.00	0.36
72	-3.87T	-0.42	-1.61	-1.41	0.10	115	116	1.85	-3.78	-0.44C	-1.85
73	-2.58T	4.40	13.37	2.48	-5.44	115	127	-0.54	-3.78	0.00	0.54
74	0.00	2.72	2.25	6.46	2.11	116	128	-0.26	-1.72	0.00	0.26
75	-0.58	-1.29	-4.73	-4.57	0.08	117	118	5.02	13.98	-0.02C	-5.02
76	0.57	1.04	0.28	3.04	1.38	118	119	4.43	4.79	-0.02C	-4.43
77	-0.66	-0.79	-3.04	-6.20	0.27	118	130	-1.23	-4.44	0.00	1.23
78	0.00	0.79	3.87T	2.62	0.21	119	120	2.23	2.81	-0.01C	-2.23
79	0.00	4.40	13.37	2.48	-5.44	119	131	-1.62	-5.84	0.00	1.62
80	-0.79T	2.72	2.25	6.46	2.11	120	132	-0.66	-2.40	0.00	0.66
81	0.00	-1.29	-4.73	-4.57	0.08	125	126	4.09	13.06	-1.16C	-4.09
82	-0.78T	1.04	0.28	3.04	1.38	126	127	1.83	0.94	-0.80C	-1.83
83	0.00	-1.80	-6.74	-6.20	0.27	127	128	0.35	-0.85	-0.26C	-0.35
84	0.00	-0.79	-3.04	-2.62	0.21	129	130	5.03	13.99	-0.36T	-5.03

I - J	Mi	Qi	Mi	Nj	Qj	Mj	Mc
130 131	-0.30T	4.51	4.88	0.30T	-4.51	9.55	2.34
130 142	0.00	-1.29	-4.57	0.00	1.29	-4.73	-0.08
131 132	-0.13T	2.32	2.46	0.13T	-2.32	4.98	1.26
131 143	0.00	-1.80	-6.20	0.00	1.80	-6.74	-0.27
132 144	0.00	-0.79	-2.62	0.00	0.79	-3.04	-0.21
141 142	3.87C	4.40	13.37	-3.87C	-4.40	2.48	-5.44
142 143	2.58C	2.72	2.25	-2.58C	-2.72	6.46	2.11
143 144	0.79C	1.04	0.28	-0.79C	-1.04	3.04	1.38

[B.8] 不平衡力のまよめ(最大値)
 X (X方向不平衡力) : t
 Y (Y方向不平衡力) : t
 M (R方向不平衡力) : tm

[B.6] 支点反力 (X方向支点反力) : t
 X
 Y (Y方向支点反力) : t
 M (回転反力) : tm

【荷重ケース】
 NO X Y No. Y 1
 79 -1.7357E-04 59 +1.8597E-05 104 M
 +9.6130E-06

NO	X	Y	No.	I	M
1	1.4819	13.8756	13.8756	1	-1.5589
5	1.5691	13.6792	-1.6816	1	-1.6816
9	1.6224	13.6061	-1.7662	1	-1.7662
13	0.2315	22.8244	-0.2192	1	-0.2192
17	0.0285	29.0388	-0.0741	1	-0.0741
21	0.0860	29.0000	-0.1677	1	-0.1677
25	-0.2315	22.8244	0.2193	1	0.2193
29	-0.0202	28.1562	0.0412	1	0.0412
33	0.0387	28.3939	-0.0643	1	-0.0643
37	-1.4819	13.8756	1.5589	1	1.5589
41	-0.9390	20.7440	1.0282	1	1.0282
45	-0.0387	28.3939	0.0643	1	0.0643
49	0.0000	0.0000	0.0000	1	0.0000
53	-0.6383	5.8818	0.7405	1	0.7405
57	-0.0860	29.0000	0.1677	1	0.1677
61	0.0000	0.0000	0.0000	1	0.0000
69	-1.6224	13.6061	1.7662	1	1.7662
73	-1.7185	-1.6580	5.5319	1	5.5319
77	-4.4029	-3.8748	13.3659	1	13.3659
81	-4.4029	-3.8745	13.3659	1	13.3659
85	-2.0115	0.1401	5.8221	1	5.8221
89	-5.0318	0.3682	13.9887	1	13.9887
93	-5.0319	0.3621	13.9888	1	13.9888
97	-2.0115	-0.1401	5.8221	1	5.8221
101	-5.0249	-0.1396	13.9819	1	13.9819
105	-5.0184	-0.0243	13.9754	1	13.9754
109	-1.7185	1.6580	5.5319	1	5.5319
113	-4.7423	2.4901	13.7020	1	13.7020
117	-5.0184	0.0243	13.9754	1	13.9754
121	0.0000	0.0000	0.0000	1	0.0000
125	-4.0917	1.1561	13.0577	1	13.0577
129	-5.0319	-0.3621	13.9888	1	13.9888
133	0.0000	0.0000	0.0000	1	0.0000
141	-4.4029	3.8745	13.3659	1	13.3659

11.5.2

大断面集成材による木造3階建モデルプラン設計例-2

共同住宅

構造計算書

11.5.2 設計例 2 における木造 3階共同住宅

構造設計の概要

本建築物は構造用大断面集成材を用いた木造3階建共同住宅である。

架構形式はラ-メン構造とし、耐力上有効な壁は剛床の仮定のもとにこれを有効に利用し、柱脚は全て固定とする。屋根は勾配屋根であるが、棟木、および桁において屋根版のせん断が棟梁、登り梁により伝達するため、屋根も2、3階同様の仮定とする。

本架構計画においては、耐震壁及びラ-メン架構の配置が重心位置に対して対称であるため、偏心の確認は不要とする。

耐震壁の耐力は、壁が浮き上がる荷重までを許容水平耐力と考える。

本計画は7,200スパンの架構が9ヶ所飛び出しているためこれの剛床を解除し、一般フレームとして単独に設計する。なお3,600のグリット割りのため、上記一般フレームで連続フレームも構成されている。従って一般フレームの総負担水平力と耐力壁の負担が総設計水平力を越えていれば、本架構設計は一般フレームを解くことで完了させる。ただし、フレームの負担は全体の30%以上とする。

2次部材については、各スパン毎に小梁を市松状に配置することにより、床荷重を分散させた。

使用材料.

		$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\frac{I}{\times 10^8 \text{ cm}^4}$	$A, \text{ cm}^2$
		Z	G		
R9	220 x 450	80	5.3	7.425	920
39	220 x 500			9.166	1100
29	220 x 550			11.09	1210
1.23 C	400 x 400			10.66	1600

針葉樹 B2類 1級

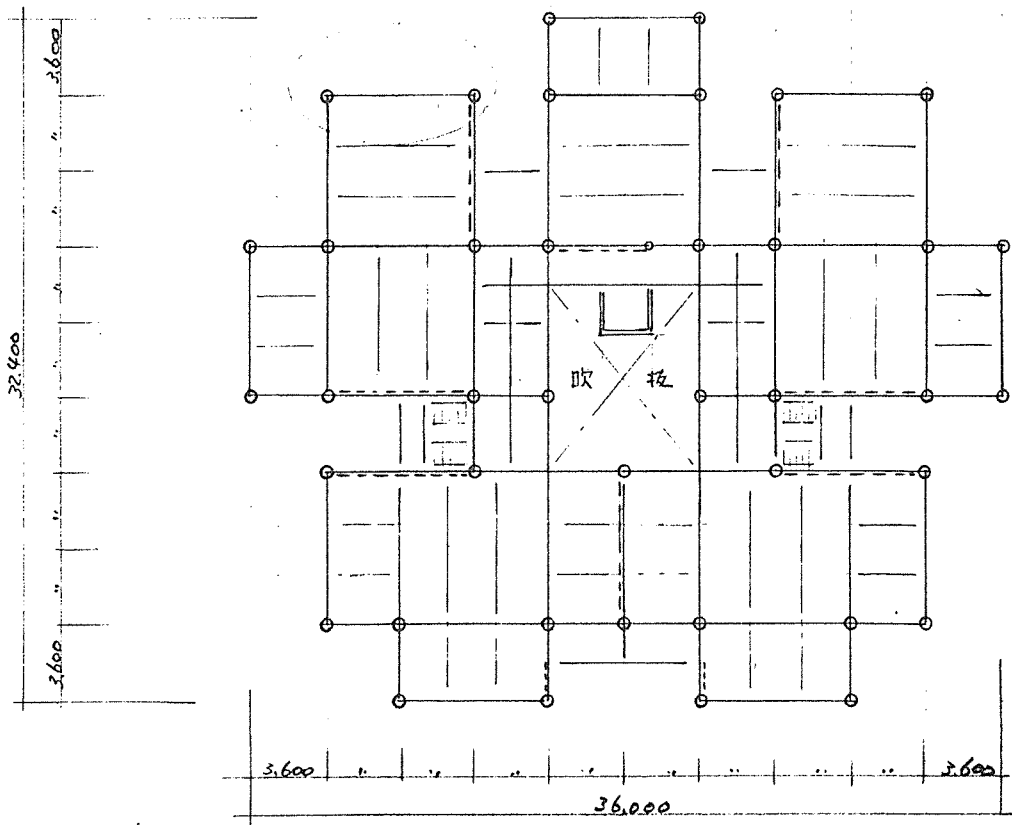
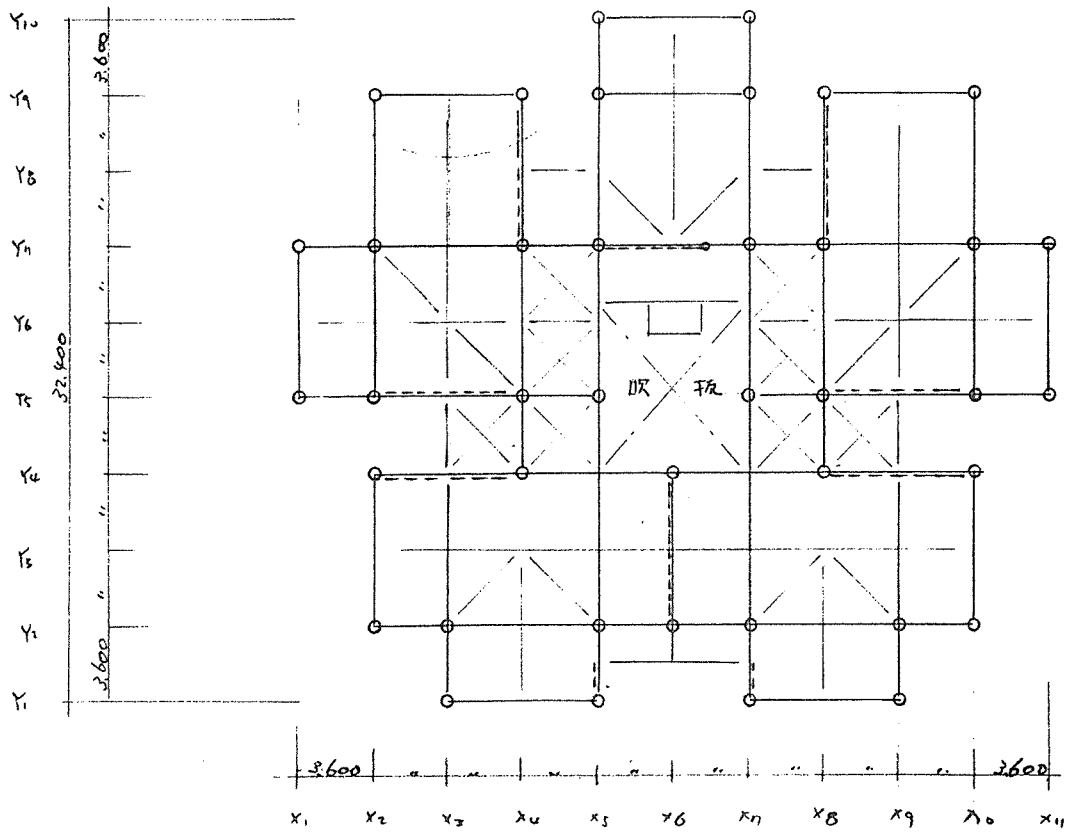
$$L_{fb} = 115 \text{ kg/cm}^2$$

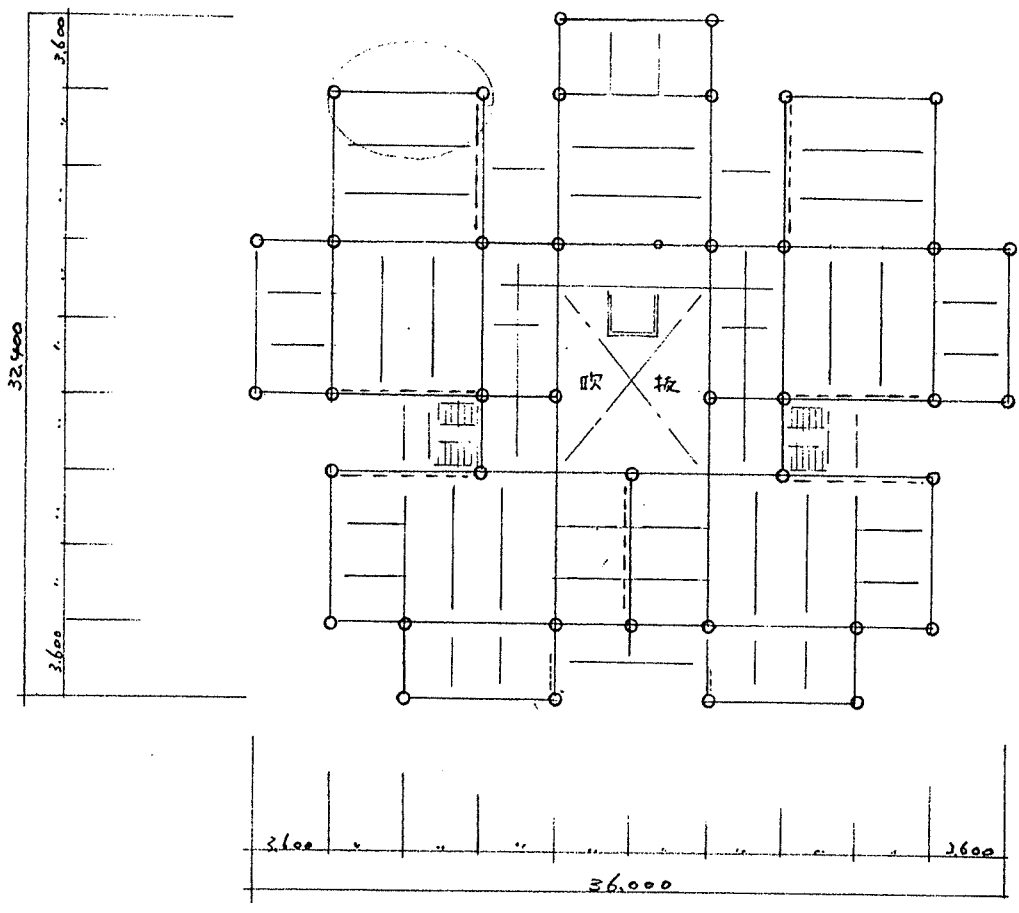
$$\sigma_{fb} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

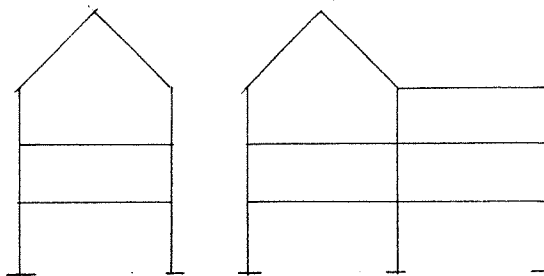
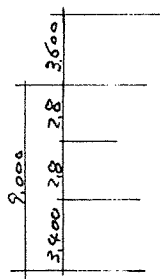
$$L_{fc} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fc} = 160 \text{ kg/cm}^2$$

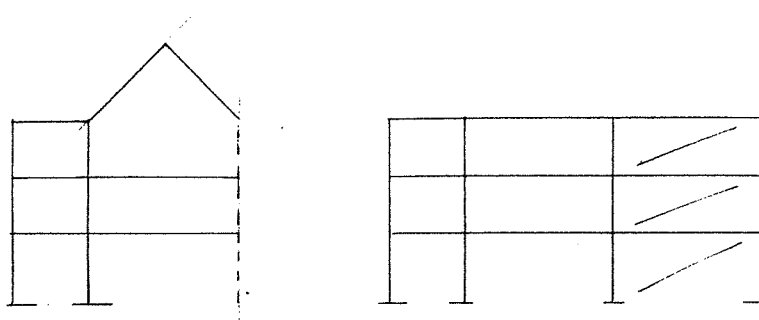
伏図





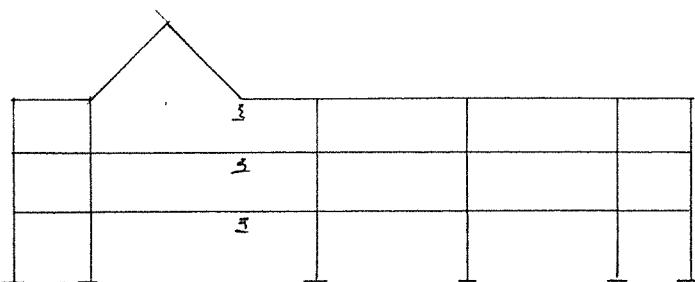


X2 7C-4

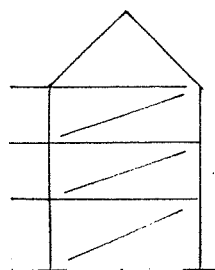


X3 7C-4

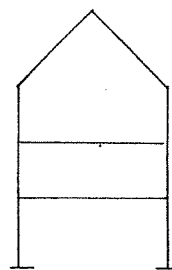
X4 7C-4



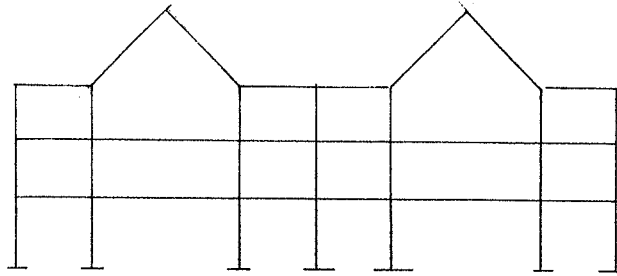
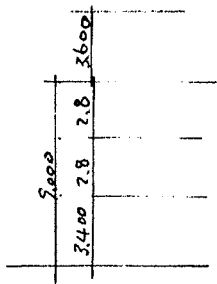
X5 7C-4



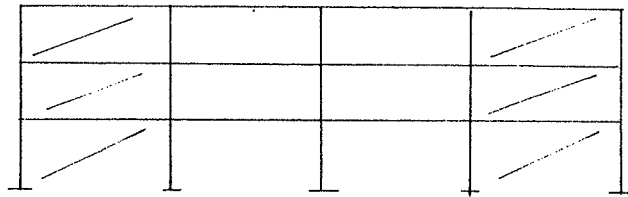
X6 7C-4



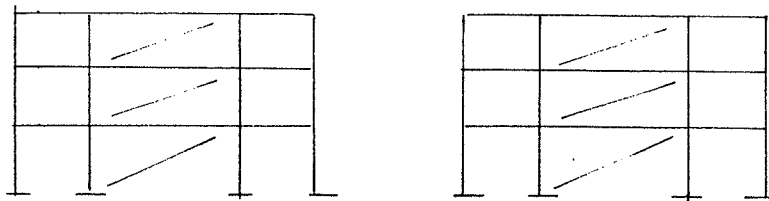
X7. - 船1-4



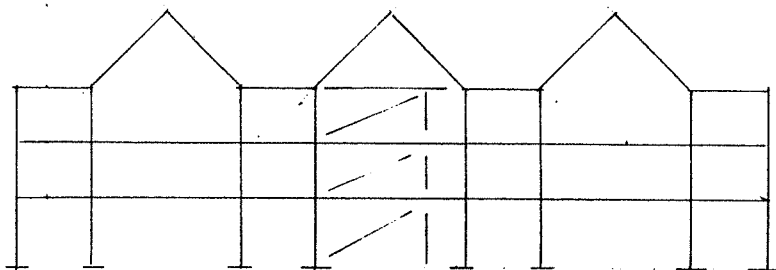
Y1 2C-4



Y4 2C-4



Y5 2C-4



Y7 2C-4

o. 仮定荷重.

屋根.	工口=70	20	} 76	} 120
	外+EP	30		
	天井	20		
	70-4材	50		

	S	F	E
DL	70	120	120
LL	60	30	0
TL	130	150	120

住居.	間仕切	30	} 140	} 190
	床以上	15		
	根太	15		
	ALC版	65		
	天井	20		
	70-4材	50		

	S	F	E
DL	140	190	190
LL	180	130	60
TL	320	320	250

外壁 50 kg/m²

上記70-4材重量 = 柱梁 7 倍し.

o. 地震力. $A = 3.6^2 \times 5.8 = 752 \text{ m}^2$. $l = (36 + 32.4) \times 2 + 3.6 + 15 = 191$

RF	屋根.	$0.12 \times A \times 1.4$	=	121	154
	壁	$0.05 \times L \times 2.8$	=	23	
3F	住居	$0.25 \times A$	=	188	215
	壁	$0.05 \times L \times 2.8$	=	27	
2F	住居	$0.25 \times A$	=	188	211
	壁	$0.05 \times L \times 3.4$	=	33	

$k = 9.0$ $T = 0.03 \times 9 = 0.27$ $\frac{T}{1.3T} = 0.2783$

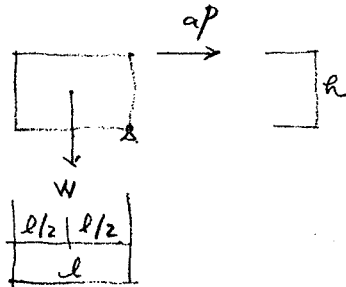
階	W	ΣW	α	δ _i	C _i	Q _i	設計Q	
R	154	154	0.266	1.477	0.30	46.2	48	48
3	215	269	0.464	1.2995	0.26	69.9	72	24
2	211	580	1.000	1.00	0.2	116.0	120	48

○ 耐震壁の水平力負担

74. 787L-4 79 端軸に... 換打.

$A = 3.6 \times 7.2 = 25.9$ $L = 7.2 + 3.6 = 10.8$

2F	屋根 壁	$0.15 \times 25.9 \times 1.4 = 5.4$ $0.05 \times 10.8 \times 2.8 = 1.51$	=	6.9		
3F	住居 壁	$0.32 \times A = 8.2$ $0.05 \times 10.8 \times 2.8 = 1.51$	=	9.7	16.6	
2F	住居 壁	$0.32 \times A = 8.2$ $0.05 \times 10.8 \times 2.4 = 1.8$	=	10.0	26.6	



$ap = Wl / 2h$

許容水平耐力

全耐力の割合

h	l	W	ap	nx	map	ny	map.
2.8	7.2	6.9	8.87	4	35.4 39%	3	26.6 55%
2.8	7.2	16.6	21.3	4	85.2 118%	3	63.9 88%
3.2	7.2	26.6	29.7	4	119.6 97%	3	89.7 74%

○ 一般ﾌﾟｰﾙ 地震力. 79 通り. $X_2 \sim 5$ 間

$$A = 3.6 \times 7.2 = 26.0 \quad L = 3.6 \times 2 + 7.2 = 14.4.$$

RF.	屋根	$0.12 \times A \times 1.4$	=	4.4	6.5
	壁	$0.05 \times L \times 7.8$	=	2.1	
3F	住居	$0.25 \times A$	=	6.5	8.6
	壁	$0.05 \times L \times 7.8$	=	2.1	
2F	住居	$0.25 \times A$	=	6.5	9.0
	壁	$0.05 \times L \times 3.4$	=	2.5	

階	W	EW	α	A_i	C_i	Q	29.4		
R	6.5	6.5	0.267	1.49	0.3	1.95	2.0	2.0	4%
3	8.6	15.1	0.627	1.19	0.24	3.62	3.8	1.8	5.2%
2	9.0	24.1	1.0	1.0	0.2	9.82	5.0	1.2	4%

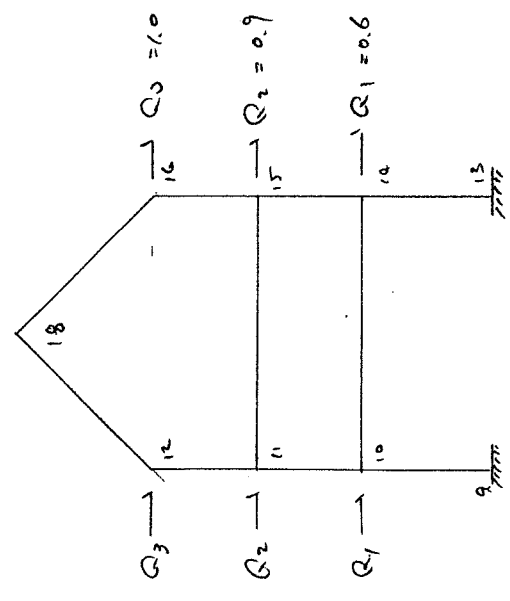
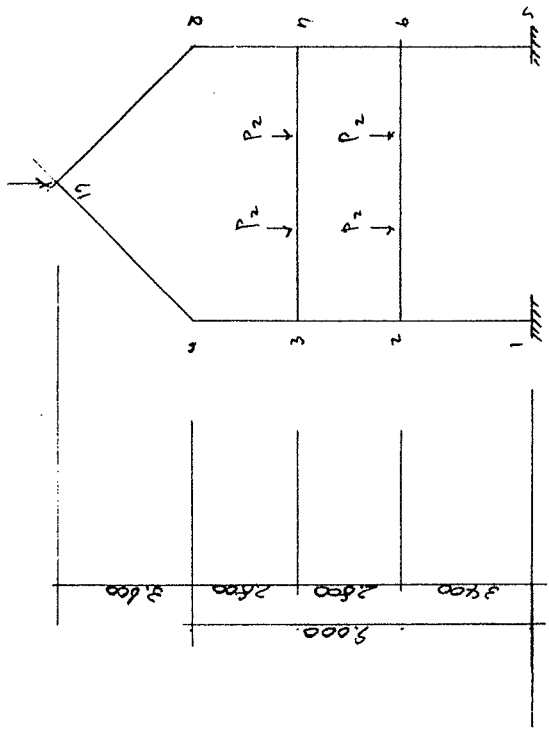
一般架構を79通りﾌﾟｰﾙ数17. ($7.2m \times 7.1m =$ 架構を1階上93)

			%	%	耐久階	TOTAL
元方向	170箇所.	3F	$17 \times 4.0 = 68$		55%	123%
		2F	$17 \times 5.2 = 88.4$		88	176.4
		1F	$17 \times 4.0 = 68$		89.1	157.1

ヨ方向 18箇所. 略す。

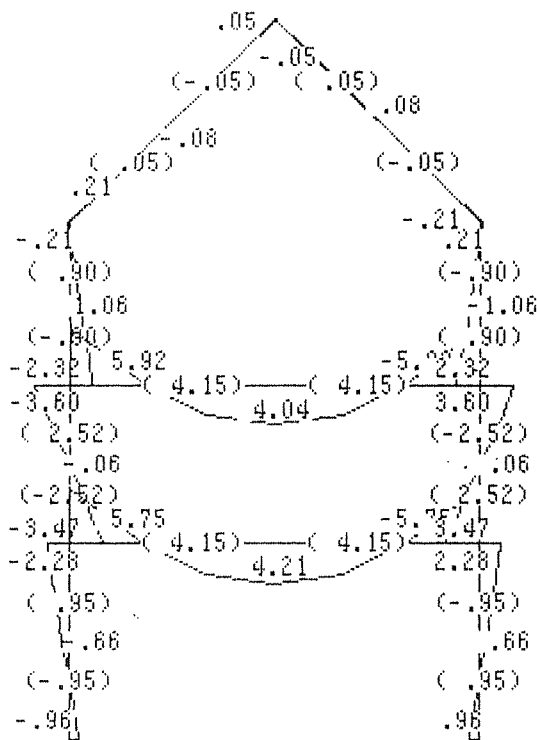
以上により. 一般ﾌﾟｰﾙの算定に於いて. 剛床の仮定の基に. 全体ﾌﾟｰﾙの算定を兼る。

$$P_1 = 0.15 \times 36 \times 36 = 1.95$$

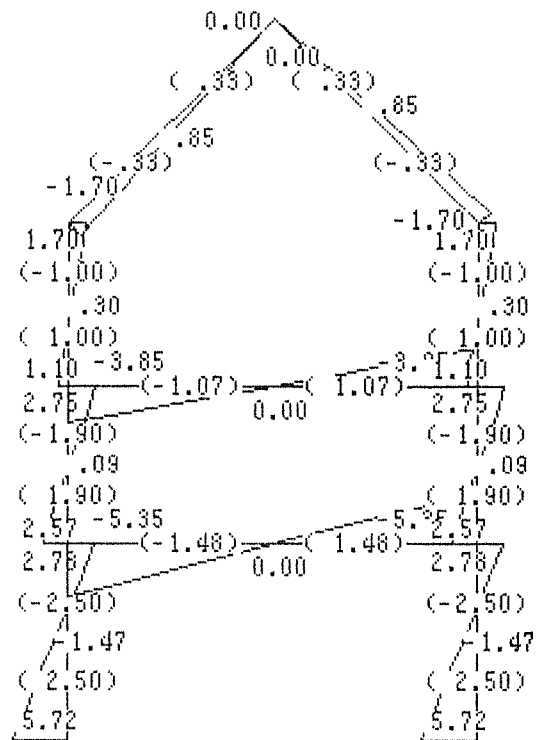


$$P_2 = 0.32 \times 22^2 / 4 = 9.15$$

JAD CASE No. 1

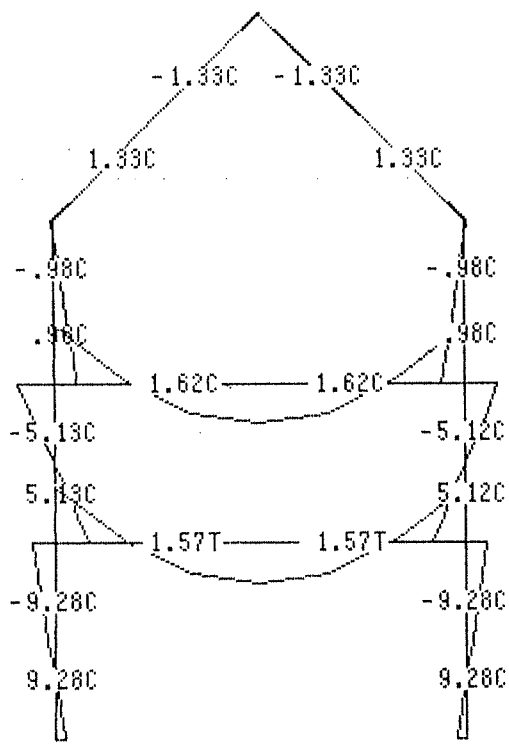


長期

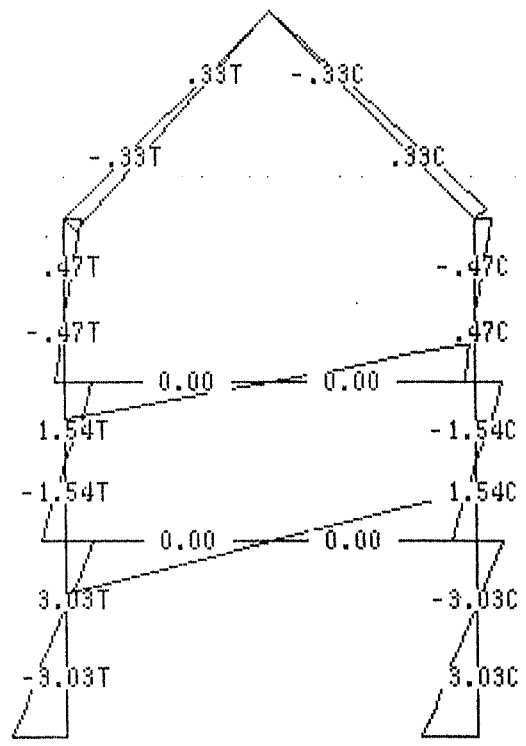


短期

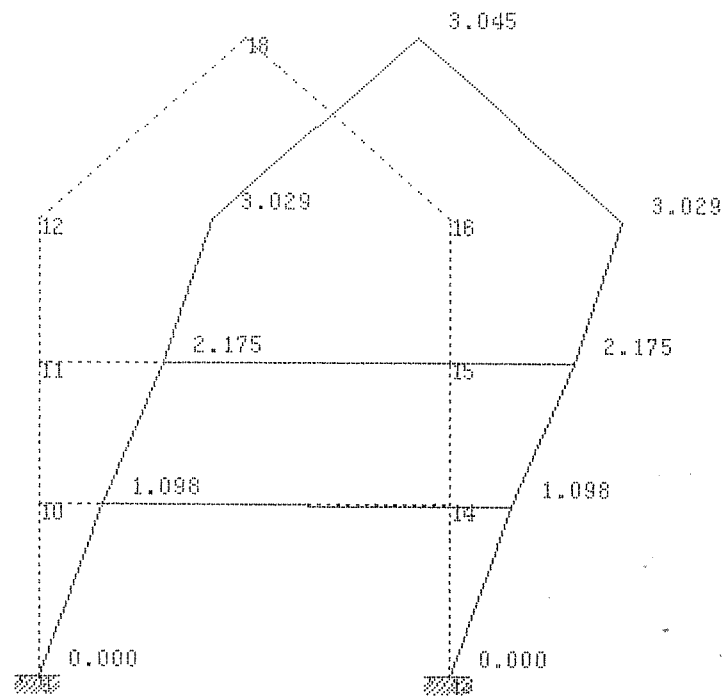
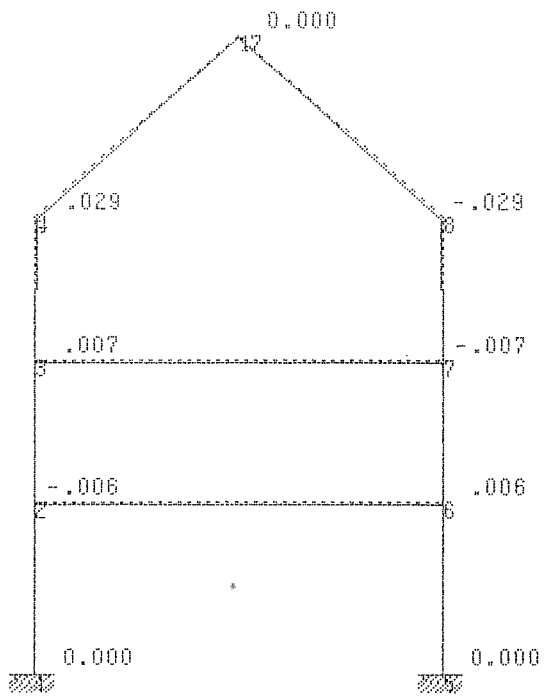
ISE No. 1



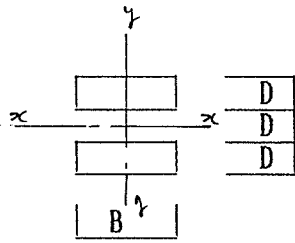
長期



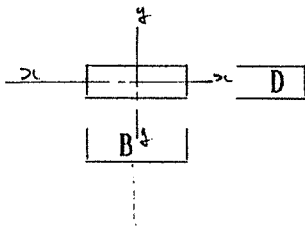
短期



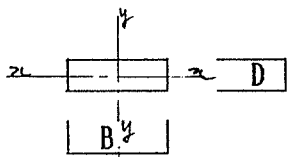
		δ	R	S/R		
R	3.029	0.854	250	1/292	< 1/200	ok
3	2.175	1.097	250	1/232	< 1/200	ok
2	1.098	1.098	340	1/309	< 1/200	ok



D	B	I_x	I_y	Z_x	Z_y
		$\times 1000$	$\times 1000$	$\times 1000$	$\times 1000$
22	30	692.1	99	19.36	6.6
22	35	807.4	157.2	22.58	8.983
22	40	922.8	234.6	25.81	11.73
22	45	1038.	334.1	29.04	14.85
22	50	1153.	458.3	32.26	18.33
22	55	1268.	610.0	35.49	22.18
22	60	1384.	792	38.72	26.4
22	65	1499.	1006.	41.94	30.98
22	70	1614.	1257.	45.17	35.93
22	75	1730.	1546.	48.4	41.25
22	80	1845.	1877.	51.62	46.93



D	B	I_x	I_y	Z_x	Z_y
		$\times 1000$	$\times 1000$	$\times 1000$	$\times 1000$
22	30	26.62	49.5	2.42	3.3
22	35	31.05	78.60	2.823	4.491
22	40	35.49	117.3	3.226	5.866
22	45	39.93	167.0	3.63	7.425
22	50	44.36	229.1	4.033	9.166
22	55	48.80	305.0	4.436	11.09
22	60	53.24	396	4.84	13.2
22	65	57.67	503.4	5.243	15.49
22	70	62.11	628.8	5.646	17.96
22	75	66.55	773.4	6.05	20.62
22	80	70.98	938.6	6.453	23.46



D	B	I_x	I_y	Z_x	Z_y
		$\times 1000$	$\times 1000$	$\times 1000$	$\times 1000$
30	30	67.5	67.5	4.5	4.5
35	35	125.0	125.0	7.145	7.145
40	40	213.3	213.3	10.66	10.66
45	45	341.7	341.7	15.18	15.18
50	50	520.8	520.8	20.83	20.83
55	55	762.5	762.5	27.72	27.72
60	60	1080.	1080	36	36
65	65	1487.	1487.	45.77	45.77
70	70	2000.	2000.	57.16	57.16
75	75	2636.	2636.	70.31	70.31
80	80	3413.	3413.	85.33	85.33

大梁の算定

R9. $\pi_1 = 0.21$ $\pi_3 = 0.21 + 1.70 = \underline{1.91}$

39 $\pi_1 = \underline{5.92}$ $\pi_3 = 5.92 + 3.85 = 9.77$

$\pi_1 = 7.04$

29 $\pi_1 = \underline{5.75}$ $\pi_3 = 5.75 + 5.35 = 11.10$

$\pi_1 = 4.21$

R9. 22x45 $Z = 7425 \text{ cm}^3$

$\sigma_0 = 1.91 \times 10^5 / 7425 = 25.72$

$\sigma_0 / f_b = 25.72 / 230 = 0.112 < 1.0 \text{ OK.}$

22x30 2" 中 支障なし

39 22x50 $Z = 9166$

$\sigma_0 = 5.92 \times 10^5 / 9166 = 64.6$

$\sigma_0 / f_b = 64.6 / 115 = 0.56 < 1.0 \text{ OK.}$

22x45 t 2.

29 22x55 $Z = 10.07$

48 2.

棒の算定. 軸力の, P&S 軸力の半分と93.

$$3F. \quad \begin{aligned} N_c &= 3.5 & \pi_c &= 2.32 & \pi_s &= 2.32 + 1.10 = 3.42 \\ N_s &= 3.5 + 0.47 = 3.97 \end{aligned}$$

$$2F. \quad \begin{aligned} N_c &= 8.3 & \pi_c &= 3.60 & \pi_s &= 3.60 + 2.75 = 6.35 \\ N_s &= 8.3 + 1.54 = 9.84 \end{aligned}$$

$$1F. \quad \begin{aligned} N_c &= 13.3 & \pi_c &= 0.96 & \pi_s &= 0.96 + 5.72 = 6.68 \\ N_s &= 13.3 + 3.03 = 16.33. \end{aligned}$$

以上より, 1F に 2 棒用.

$$\underline{40 \times 40} \quad \bar{z} = 10.660 \quad A = 1600.$$

$$\sigma_c = 16.33 \times 10^3 / 1600 = 10.21$$

$$\sigma_b = 6.68 \times 10^5 / 10660 = 62.7$$

$$\sigma_b' = 0.96 \times 10^5 / 1660 = 5.8.$$

$$\sigma_c / f_c + (\sigma_b + \sigma_b') / f_b = 10.21 / 160 + (62.7 + 5.8) / 230 = 0.36 < 1.0 \quad \text{ok.}$$

$$\underline{30 \times 30.} \quad \bar{z} = 4.500 \quad A = 900$$

$$\sigma_c = 16.33 \times 10^3 / 900 = 18.14$$

$$\sigma_b = 6.68 \times 10^5 / 4500 = 148.5$$

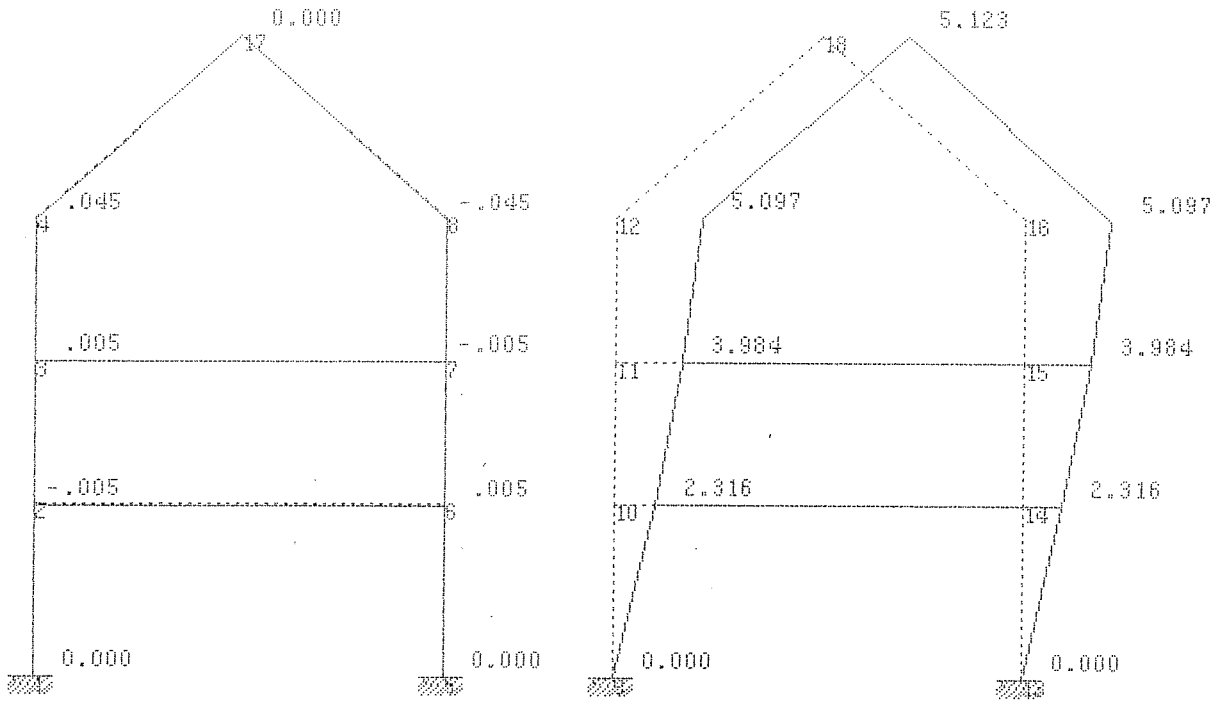
$$\sigma_b' = 0.96 \times 10^5 / 1660 = 57.9$$

$$\sigma_c / f_c + (\sigma_b + \sigma_b') / f_b = 18.14 / 160 + (148.5 + 57.9) / 230 = 0.96 < 1.0 \quad \text{ok.}$$

参考

LOAD CASE No. 1

DX * 30 DY * 30



柱 1/2" E, 30° と 1 尺 時の変形量

	δ	R	δ/R	
R	5.097	1.113	250	$1/224$ < $1/120$
3	3.984	1.668	250	$1/149.9$ < $1/120$
2	2.316	2.316	340	$1/146.8$ < $1/120$

[A.0] データ概要
 節点数 18
 部材数 20
 断面数 13
 荷重数 1

入力データ項目
 タイトル 材
 データ概要 節点 断面
 荷重 1

入力荷重ケース
 1

```
*****
**                               **
** ** FAP-2 **                   **
**                               **
** PLANE FRAME STRESS ANALYSIS PROGRAM **
**                               **
** Version 3.00:08 (Nov.1990)     **
**                               **
*****
```

[A.1] 節点
 X, Y (節点の座標) : cm
 Jx, Jy, Jm (節点の状態) : 0=自由 1=固定 2=半固定
 Kx, Ky, Km (半固定の剛度) : t/cm, tm/rad
 T1 (質点番号)
 T2 (同一水平変位層番号)

NO	X	Y	Jx	Jy	Jm	Kx	Ky	Km	T1	T2
1	0.00	0.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0	0
2	0.00	340.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	1	1
3	0.00	620.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	2	2
4	0.00	900.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	3	3
5	720.00	0.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0	0
6	720.00	340.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	1	1
7	720.00	620.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	2	2
8	720.00	900.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	3	3
9	1020.00	0.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0	0
10	1020.00	340.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	1	1
11	1020.00	620.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	2	2
12	1020.00	900.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	3	3
13	1740.00	0.00	1	1	1	0.00	0.00	0.00	0	0
14	1740.00	340.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	1	1
15	1740.00	620.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	2	2
16	1740.00	900.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	3	3
17	380.00	1280.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0
18	1380.00	1280.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0

[A.2] 断面-1 (タイプ入力)
 Mt (材料)

E (ヤング係数) : t/cm2
 G (せん断弾性係数) : t/cm2
 Th (熱膨張係数) : *0.00001 1/c
 T (断面タイプ) : 1=矩形 2=円 3=パイプ

) : 1=RC 2=S 3=SRC 0=その他

4=角パイプ 5=I形(強軸) 6=I形(弱軸)
 7=スラブ付

P1-P4 (パラメータ) : mm

W-I, W-An, W-As (倍率)

NO	Mt	E	G	Th	T	P1	P2	P3	P4	W-I	W-An	W-As
1	0	80.0	5.3	1.000	1	400.0	400.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
2	0	80.0	5.3	1.000	1	400.0	400.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00

*

FAP-2 / 000714

3	0	80.0	5.3	1.000	1	400.0	400.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
11	0	80.0	5.3	1.000	1	550.0	220.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
12	0	80.0	5.3	1.000	1	500.0	220.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
13	0	80.0	5.3	1.000	1	450.0	220.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00

[A.4] 部材

M (部材の種類) : 1=はり 2=柱 0=その他

SN (断面番号)

Ji, Jj (接合状態) : 0=剛 1=ピン 2=半剛

Li, Lj (剛域長) : cm

Kmi, Kmj (半剛の剛度) : tm/rad

I	J	M	SN	Ji	Jj	Li	Lj	Kmi	Kmj
1	1	2	1	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
2	3	2	2	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
2	6	1	11	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
3	4	2	3	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
3	7	1	12	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
4	17	1	13	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
5	6	2	1	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
6	7	2	2	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
7	8	2	3	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
8	17	1	13	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
9	10	2	1	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
10	11	2	2	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
10	14	1	11	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
11	12	2	3	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
11	15	1	12	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
12	18	1	13	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
13	14	2	1	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
14	15	2	2	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
15	16	2	3	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00
16	18	1	13	0	0	0.0	0.0	0.00	0.00

[A.5] 節点荷重

L (荷重ケース) : t, tm

Px, Py, M (節点荷重値)

NO	L	PX(t)	PY(t)	M(tm)
10	1	0.800	0.000	0.000
11	1	0.800	0.000	0.000
12	1	1.000	0.000	0.000
14	1	0.800	0.000	0.000
15	1	0.800	0.000	0.000
16	1	1.000	0.000	0.000
17	1	0.000	-1.950	0.000

[A.6] 部材荷重-1 (タイプ入力)
L (荷重ケース)

T (荷重タイプ) : 1=集中 2=モーメント 3=等分布
 4=不等分布 5=スラブ荷重
 P (入力座標系) : 1=基準座標系 2=部材座標系
 D (荷重方向) : 1=+X 2=-X 3=+Y 4=-Y
 P1-P4 (パラメータ)

I	J	L	T	P	D	P1	P2	P3	P4
2	6	1	1	1	4	4.150	240.000	4.150	480.000
3	7	1	1	1	4	4.150	240.000	4.150	480.000

[B.1] 計算条件

計算荷重項目	節点荷重	部材荷重 (タイプ)
計算荷重ケース	1	
計算結果の保存	保存しない	
同一水平変位の計算	計算しない	
振動スチフネス計算	計算しない	

[B.4] 節点の変位 (X方向水平変位) : cm
 DX
 (Y方向水平変位) : cm
 DY
 (回転変位) : rad
 DR

【荷重ケース】

No.	DX	DY	DR
1	0.00000	0.00000	0.0000000
2	-0.00333	-0.02464	-0.0013125
3	0.00663	-0.03585	-0.0014184
4	0.02893	-0.03798	0.0003127
5	0.00000	0.00000	0.0000000
6	0.00583	0.02464	0.0013125
7	-0.00662	-0.03585	0.0014184
8	-0.02893	-0.03798	-0.0003127
9	0.00000	0.00000	0.0000000
10	1.09707	0.00804	-0.0029276
11	2.17356	0.01142	-0.0027723
12	3.02695	0.01245	-0.0022763
13	0.00000	0.00000	0.0000000
14	1.09707	-0.00804	-0.0028278
15	2.17356	-0.01142	-0.0027723
16	3.02696	-0.01245	-0.0022763
17	0.00000	-0.02113	0.0000000
18	3.04244	-0.00000	0.0009659

[B.5] 部材端応力 (軸力) : t
 Q (せん断力) : t
 M (モーメント) : tm

【荷重ケース】

No.	Qi	Mi	Nj	Qj	Mj	Mc
1	-0.95	-0.96	-8.28C	0.95	-2.28	-0.66
2	8.28C	-3.47	-5.13C	2.52	-3.60	-0.06
3	5.13C	5.75	1.57T	4.15	-5.75	4.21
4	-1.57T	-2.32	-0.98C	0.90	-0.21	1.06
5	0.98C	5.92	-1.62C	4.15	-5.92	4.04

I - J	Ni	Qi	Mi	Nj	Qj	Mj	Mc
4 17	1.33C	0.05	0.21	-1.33C	-0.05	0.05	-0.08
5 6	9.28C	0.95	0.98	-9.28C	-0.95	2.28	0.88
6 7	5.13C	2.52	3.47	-5.13C	-2.52	3.60	0.06
7 8	0.98C	0.80	2.32	-0.98C	-0.90	0.21	-1.06
8 17	1.33C	-0.05	-0.21	-1.33C	0.05	-0.05	0.08
9 10	-3.03T	2.50	5.72	3.03T	-2.50	2.78	-1.47
10 11	-1.54T	1.90	2.57	1.54T	-1.90	2.75	0.09
10 14	0.00	-1.48	-5.35	0.00	1.48	-5.35	0.00
11 12	-0.47T	1.00	1.10	0.47T	-1.00	1.70	0.30
11 15	0.00	-1.07	-3.85	0.00	1.07	-3.85	-0.00
12 18	-0.33T	-0.33	-1.70	0.33T	0.33	0.00	0.85
13 14	3.03C	2.50	5.72	-3.03C	-2.50	2.78	-1.47
14 15	1.54C	1.90	2.57	-1.54C	-1.90	2.75	0.09
15 16	0.47C	1.00	1.10	-0.47C	-1.00	1.70	0.30
16 18	0.33C	-0.33	-1.70	-0.33C	0.33	-0.00	0.85

(B.6) 支点反力 (X方向支点反力) : t
 X Y M (Y方向支点反力) : t
 (回転反力) : tm

【荷重ケース】

NO	X	No.	Y	M
1	0.9550	9.2750	9.2750	-0.9646
5	-0.9550	9.2750	9.2750	0.9646
9	-2.5000	-3.0278	-3.0278	5.7195
13	-2.5000	3.0278	3.0278	5.7195

(B.8) 不平衡力のまとも(最大値)
 X Y M (X方向不平衡力) : t
 (Y方向不平衡力) : t
 (R方向不平衡力) : tm

【荷重ケース】

NO	X	No.	Y	NO	M
11	+2.9206E-05	18	-1.5259E-05	12	-3.6621E-06

考察

今回、二棟の木質架構の構造設計に於いて、特に重点を置いたのは、変形量である。規定に於いて、 $1/700 \sim 1/120$ までの断面変形内に於いて建物を設計する事になっており、此を満足させた点に、柱、梁、トラスを木質架構の特徴としての“軽量”とは裏腹に RC 並みの大きさにして行った。此は、材料のヤング係数

例、杉材 Ⅲ 種 $E = 0.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

RC $E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

S $E = 21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

と概略上記の通りである。

此で、変形量は $\delta = k w / E$ (k は、スパンと断面二次モーメント及び支持方法による定数) となり、E と w の変数となる。

又、概略設計用荷重として、

木材 $0.5 \sim 0.7 \text{ t/m}^2$

RC $0.9 \sim 1.2 \text{ t/m}^2$

S $0.7 \sim 1.0 \text{ t/m}^2$ と在りて、此の程度と見做す。

木材	$w/Ew = 0.7 / 0.8 = 0.875$	比率	17.5
RC	$= 1.2 / 2.1 = 0.571$		11.42
S	$= 1.0 / 21 = 0.05$		1.0

と、S 造と比較すれば、RC と木材とは比率に近いため、材料の断面は RC に準じた断面となる。又、RC 造に比べ、有利な点は基礎である。RC 造の場合も FC 600 \sim 900 は現時点で PC コアアウトが可能な限り、相当の軽量化は行われる。

木質ラ-ン構造が S 造、RC 造と同じ方法で実用化できるは

相当の無理があると考えらる。今後は 木造架構をラ-ン構法に
片寄らす。新しい架構を展開せよと強く望まぬ。