

《学位論文》

合板張りストレス・スキン・パネルの  
強度性状と振動性状

1985年12月

安藤直人

# 合板張りストレス・スキン・パネルの強度性状と振動性状

## 目 次

第 1 章	緒言	1
第 2 章	既往の研究	
	2.1 ストレス・スキン・パネルについて	4
	2.2 床の曲げ性状について	5
	2.3 床の振動性状について	6
第 3 章	ストレス・スキン・パネルの静的荷重作用下の変形性状	
	3.1 合板を釘打ちしたストレス・スキン・パネルの 曲げ性状	8
	3.2 曲げと圧縮を同時に受けるストレス・スキン・パ ネルの強度性状	35
	3.3 集中荷重を受ける合板張りストレス・スキン・パ ネルの曲げ性状	56
	3.4 木質床における集中荷重分散効果	65
第 4 章	ストレス・スキン・パネルの振動性状	
	4.1 ストレス・スキン・パネルの固有振動数と減衰定 数	91
	4.2 ストレス・スキン・パネルの衝撃荷重による動た わみと歩行振動	114
	4.3 ストレス・スキン・パネルのモーダル解析	133

第 5 章	木質床の振動性状と設計方法	
	5.1 床根太の端部拘束条件と固有振動数	152
	5.2 木質パネル構法による実大床の実験例	170
	5.3 木質床の設計方法に関する一考察	192
第 6 章	総括	208
	文献	217
	謝辞	224

## § 第1章 緒言

木材あるいは木質材料を構造材として利用した構造を『木質構造』と呼んでいる。我が国のいわゆる『木造』には、一般住宅等の在来構法、神社仏閣等の伝統工法、そして量的には少ないが校倉構法等があり、現在でもそれらの木質構造の中に占める割合は高い。しかし、木質パネル構法がプレハブ住宅と言う新しいスタイルを伴って市場に登場し、さらに枠組壁工法がオープン化されたことによって、我が国の『木造』はその構法のみならず、住宅生産の上でも大きな転換が図られてきている。『木質構造』と言う定義も、従来の『木造』と言う言葉のイメージする内容では包含しきれない現在の実状を現しているものと言えよう。

木質構造の床についてみると、構法毎にその特徴を挙げるができる。在来構法では比較的断面の大きい床梁に小梁や大引を掛け、さらに根太を組み合わせてその上に床下地材が貼られる。枠組壁工法では部屋単位をスパンとしてディメンジョンランバーを一定の間隔で平行に並べ、その上に合板等の面材が釘打ちされる。また、木質パネル構法では、一方向に部材を並べる点では構造的に枠組壁工法の床と似ているが、通常1モジュールの幅をパネル化し、現場では土台もしくは壁パネルの上にパネルを敷き込む方法が採用されている。

ところで、床の本来の役割は人間や物を支え、上下に空間を仕切ることであるが、これは1階にあっては外と内を隔てるもので、地面からの湿気や昆虫の侵入等を防ぐ役割も果たしている。また、2階床については上下の部屋の音あるいは熱に対する遮音性、断熱性をも考慮したものでなければならない。

床を構造的に見ると、人間や物を支えることから曲げに対して十分な強度と剛性を必要とするが、さらに地震力や風圧力等の水平力に対して、水平力を耐力壁に伝えるダイアフラムとしての役割も期待されるものである。一般に、床の構成部材の設計方法は、曲げ材としてのスパンおよび荷重の負担幅を考慮して部材に加わる積載荷重を算定し、その等分布荷重に対して所定の強度および剛性を満足するように断面寸法が決定される。

しかし、枠組壁工法や木質パネル構法の床についてみると、根太あるいは芯材に合板等の面材が釘あるいは接着剤で接合されており、それらの複合効果によって強度と剛性の増加が期待できることになる。これがストレス・スキン効果と呼ばれるもので、そのパネルをストレス・スキン・パネルと称し、曲げ部材としての断面寸法を合理的かつ経済的に設計しようとするものである。ストレス・スキン・パネルに関する研究の詳細については第2章で述べるが、パネルとしての強度性状を考慮する上で、芯材と面材の接合面における荷重とスリップの関係、および面材の有効幅が重要なファクターとなっている。ところで、ストレス・スキン・パネルは床としての利用に限られている訳ではなく、屋根パネルさらに壁パネルとしても用いられるが、壁パネルの場合は曲げと圧縮が同時に作用すると見なし得、これについてもその強度性状を明らかにし設計方法を確立することが重要視されている。

次に、床に加わる実際の荷重を考えると、人間荷重あるいは物品荷重のいずれにしても床に対して局部的に集中荷重が作用する場合がむしろ多いことが指摘できよう。床の構成部材の設計において等分布荷重を想定することは床を平均的に考える点で優れているが、実際に加わる集中

荷重に対する床の変形挙動を明らかにすることは床の性能を把握する上で大切なポイントと言えよう。また、床に加わる荷重は物品荷重のように静的なものと、人間の歩行のように動的なものの2通りが考えられる。後者の動的な荷重によって励起される床の振動については、できるだけ抑制しなければならないが、現行の設計基準を満足する床に対しても歩行時の振動によるクレームが起こっていることも事実である。床の振動性状あるいは床を構成するストレス・スキン・パネルの振動性状を明らかにし、静荷重のみならず、動荷重に対する性能をも考慮した床の設計方法の確立が望まれる所以である。

本研究では、木質床を中心に取り上げ、上述のような床に対する様々な要求性能の中から、床面に鉛直に作用する曲げ荷重に対する床の変形および振動性状を明らかにすることを目的とし、ストレス・スキン・パネルを対象にして実験を行った。

第2章にはストレス・スキン・パネルならびに木質床に関する既往の研究を示した。第3章では釘打ちストレス・スキン・パネルについて、静的に加わる荷重に対する変形および強度を論じている。第4章では、ストレス・スキン・パネルの振動性状を明らかにし、人間の歩行に対する木質床の性能を検討した。第5章では実大の床を対象に実験を行った結果と、本研究で明らかになった点を総合した木質床の設計方法について考察を加えた。なお、本研究で得られた成果については第6章に総括して示してある。

## § 第 2 章 既往の研究

### 2・1 ストレスト・スキン・パネルについて

T型梁あるいはパネルの曲げに対する研究は、鉄やコンクリートを対象に広範に行なわれ、弾性論による解は古くから知られていた。しかし、合板のように直交異方性材料を面材に利用した木質パネルに対する解は1963年、Möhler, K. (1)によって示された。

これに続いて1967年に、Amana, E. J. と Booth, L. G. (2)(3) は、フランジとリブ間にスリップを生じる釘打ちパネルについて、そのたわみや応力分布についての理論解を示し、さらに釘の一面せん断試験を行って、その荷重と変位の関係を直線と見なしてスリップ係数を求め、有効幅等について検討を行っている。

1969年には Foschi, R. O. (4) がフランジに生じる不均一な応力分布について弾性論的に詳細な検討を加えている。

1975年、Kuenzi, E. W. と Zahn, J. J. (5) は合板をフランジと根太に用いたパネルについて広範な実験を行い、ここでもやはり弾性論に基づいた計算値との比較を行っている。

我が国では、1973年に杉山英男らによって、合板を接着したストレスト・スキン・パネルの曲げ試験結果が発表されている。

同年、平嶋義彦(7)は木質接着パネルについて弾性論による計算を行い、有効幅についてパネルの構成等によるパラメーターの影響を明らかにしている。

安藤と杉山(9)(10)は、1980年に合板を釘打ちしたパネルの曲げ性状、1981年には曲げと圧縮が同時に作用する場合について、実験結果を発表している。これらは本論文の第3章の一部に示されている。

1981年、前田典昭と沢田 稔(11) は釘のスリップ量を詳しく検討し、荷重と釘のスリップ量の関係を直線で近似することが難しいことを指摘

している。

これらの他にもストレス・スキン・パネルの力学的挙動に関するものとしては、菊池重昭(13)の理論的な研究や、増田 稔ら(12)(14)によるフランジとして用いられる合板やパーティクルボード等の面材の曲げ疲労特性に関する研究等を挙げることができよう。

## 2・2 床の曲げ性状について

木質床の性能に関してアメリカで行なわれた研究対象は、床の構成方法について見ると、当然のことながら我が国で言うところの枠組壁工法による床組である。曲げ性状に関しては、Polensek, A.(15)(16)の研究が挙げられよう。1971～1972年に発表されたPolensekらのこれらの研究では、根太と合板を接着あるいは釘打ちした実大の床について曲げ試験を行い、そこでは仕様の異なる種々の床の剛性について検討を加え、木質床の変形挙動を明らかにしている。

1974年、Goodman, J. R.(17)(18)らは床の曲げ変形について、根太のスパン方向と平行な方向についてはT型梁の効果を、直交する方向については面材による荷重分散効果を考慮した考えかたを提示している。

1975年に、Thompson, E. G. と Goodman(21)は有限要素法による解を示した。ここでは床の力学的なモデルとしては直交する2つの方向について面材の寄与を考慮し、さらに根太と面材の釘接合部におけるスリップを算入している。

1976年以降、研究の動向としては、根太の曲げ剛性および曲げ強度のばらつきを考慮した研究(21)～(26)が多く発表されている。

我が国では枠組壁工法が導入されてさほど時間が立っているとは言えず、床組の実験例が平嶋ら(28)によって報告されている程度である。飯塚五郎蔵らは一連の研究(29)～(31)の中で、人間の体重による局所的なたわみに着目し、さらに歩行時に発生するたわみについては後述する内



田らの研究(39)に基づいて床のたわみ制限を検討している。但し、ここでたわみ制限の根拠となっているのは床の固有振動数を $f=10(\text{Hz})$ から離すと言う竹山と久田の研究(37)によるものである。

## 2・3 床の振動性状について

枠組壁工法による床組の振動性状については、Polensek(32)が1970年に発表している。ここでは、床の固有振動数と減衰定数を中心に検討がなされ、人間の床振動に対する感覚についてもアプローチが図られている。

さらに1975年、Polensek(33)は釘打ちされた木質床の振動性状について、根太端部の拘束条件が及ぼす影響を実験的に調べている。

根太端部の拘束条件が固有振動数に及ぼす影響については1983年安藤と杉山(44)によって、さらに詳細な検討が行なわれたが、その内容については本論文の第5章5・1に示されている。

1979年、Atherton, G. H. は実際に居住している人々へのアンケート調査を行い、実際に使用されている床の性能を明らかにし、実験室内の床パネルによって人間の床振動に対する感覚を調べている。

我が国では、現行のたわみ制限の根拠となった竹山謙三郎、久田俊彦(37)の1944年に発表された実験が有名である。竹山らはここで床の固有振動数が $10\text{Hz}$ 以上になるようにはりの断面を選ぶと言う指針を与えている。

1959年、日本建築学会の中に置かれた構造標準委員会振動部会は、床の振動障害を防止する設計規準案(38)として、固有振動数と振幅の関係をしめしたが、これは機械的な定常振動を対象にしたものであった。

1968年、内田ら(39)は人間の歩行時に床に加わる衝撃力を測定した結果を発表している。

1971年、小野英哲(40)は体育館の床設計の基礎データとして人間の跳

躍時の衝撃力を測定し発表している。

木質床の振動性状に関する研究は以上の他に、1983年に発表された平嶋ら(42)の実験や、床の振動を音との関連で捕らえた塩田洋三ら(43)のデータ等その発表件数は比較的少ないのが実状である。

1985年、安藤と杉山(45)(46)は枠組壁工法の床の一部を取り出した仕様のパネル試験体を用いて振動性状を実験的に調べ、さらに実験的に得られた知見に対して、はりに関する理論式を適用して解析を行っている。本論文の第4章の一部がこれに当たっている。

### 3・1 合板を釘打ちしたストレスト・スキン・パネルの曲げ性状

#### 3・1・1 目的

木質パネル構法において用いられる床パネル、屋根パネル、および壁パネル等の木質パネル、あるいは枠組壁工法において根太、たるき、縦枠等に面材が釘打ちされて構成されるパネルが曲げを受けたときのストレスト・スキン効果について検討を加えることを目的とする。

本研究では、2本の栈木(リブ)に構造用合板を釘打ちしたパネルを対象に取り上げて曲げ試験を行い、釘間隔とパネルの曲げ剛性および有効幅等の関係を実験的に調べた。実験結果を解析するに当たっては、釘のスリップ抵抗をその拠り所としてスリップ係数を決定し、それをAmana-Boothの理論へ適用した。なお、釘のスリップ抵抗は後藤一雄博士の理論を参考にして算出した。

#### 3・1・2 実験

##### a) 試験体

パネル試験体はFig. 3-1に示す通りで、寸法は450mm×1800mm×96mm(幅×長さ×厚さ)とした。パネルは2本の栈木(リブ)と構造用合板から構成され、リブには断面寸法20mm×87mmのベイツガ(*Tsuga heterophylla* (Raf.) Sarg.)を用い、予め単独に曲げ試験を行って、曲げ剛性の値が近いものをペアとして選び出した。面材(フランジ)には厚さ9mm、5プライ構成の構造用合板(ラワン合板)を用い、鉄丸釘N50(長さ50mm、径2.75mm)でリブに釘打ちした。用意した試験体は3体で、No. 1については釘間隔20cmO.C.および6.7cmO.C.、No. 2については15cmO.C.および5cmO.C.、No. 3は10cmO.C.の条件で試験を行った。すなわち、釘間

隔としては20, 15, 10, 6.7, 5cmO.C.の5種類を選んだことになる。なお、6.7cmO.C.のものは20cmO.C.の試験後、5cmO.C.のものは15cmO.C.の試験後に釘を打ち足して行ったものである。

#### b) パネルの曲げ試験方法

パネル試験体をFig. 3-1に示すようにスパン160cmの単純ばりとして支持し、リブ上の4点に等量の荷重 $P/4$ を加えて曲げ試験を行った。加力には島津オートグラフIS-5000を用い、たわみの測定はリブについてスパン中央(2箇所)と加力点(4箇所)で、0.01mm精度のダイヤルゲージを用いて測定した。

パネルの曲げ試験時にフランジ(合板)の上端、下端およびリブの側面に生じる歪度を測定するため、ペーパーゲージ(ゲージ長32mm)を貼った。ゲージは貼付位置が釘と釘との中央になるように配慮しながら、Fig. 3-2に示すように純曲げ区間内に1列(パネルの幅方向)、荷重点から支点までの間に3列配置した。フランジには上端、下端の両面とも同位置にゲージを貼った。

#### c) 釘のせん断試験

パネルの曲げ試験時の挙動を解析するために、釘接合された合板とリブの、荷重とスリップ量の関係を釘の一面せん断試験によって求めた。

試験体をFig. 3-3に示す。釘間隔とその種類はパネル曲げ試験で取り上げた5種類と同一で、各3体ずつ試験した。なお、添え板(合板)と中央材(リブに相当)の間の相対変位は0.01mm精度のダイヤルゲージを用いて測定した。

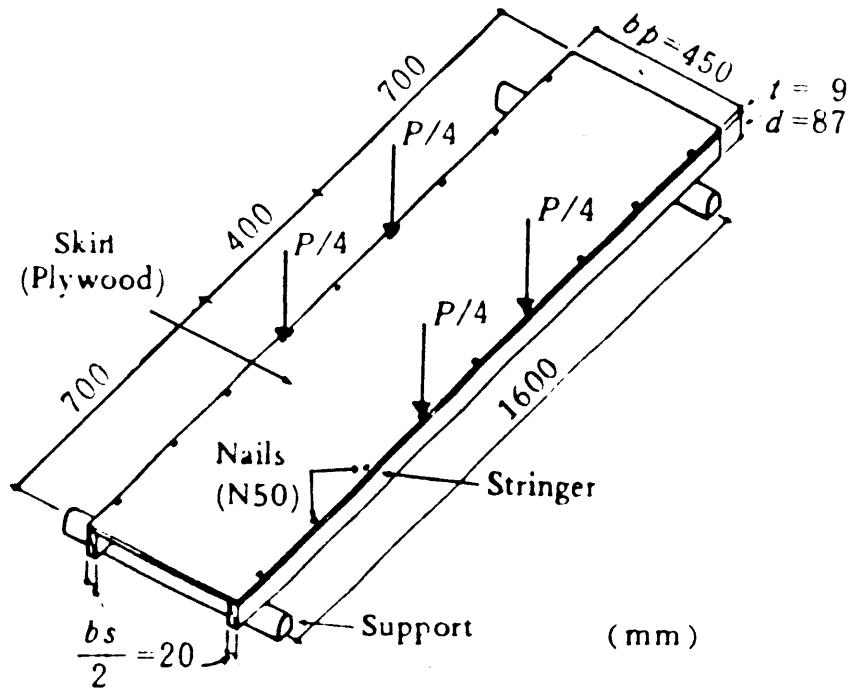


Fig. 3 - 1 Dimension of stressed-skin panel and the method of loading.

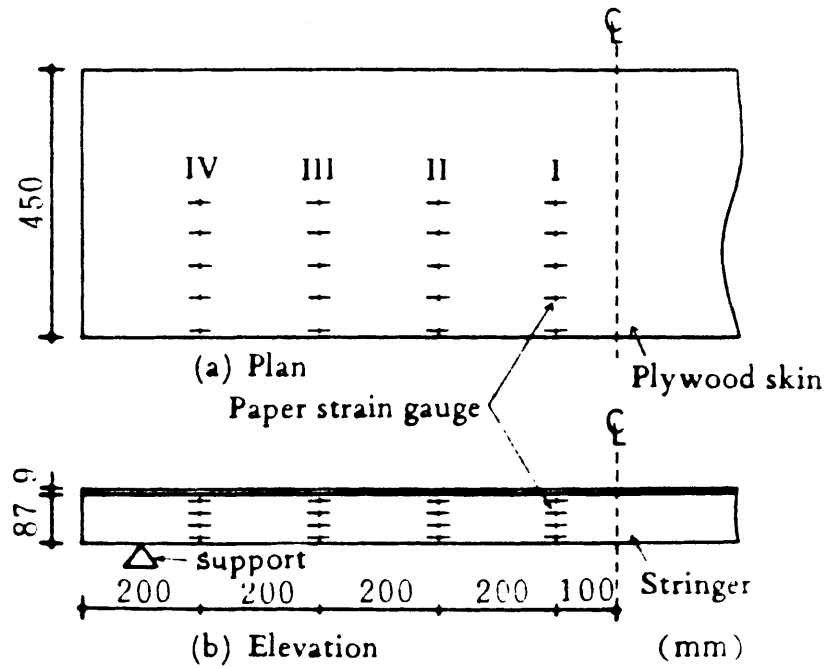


Fig. 3 - 2 Position of paper strain gauges in the case of 20 cm O.C. nailing.

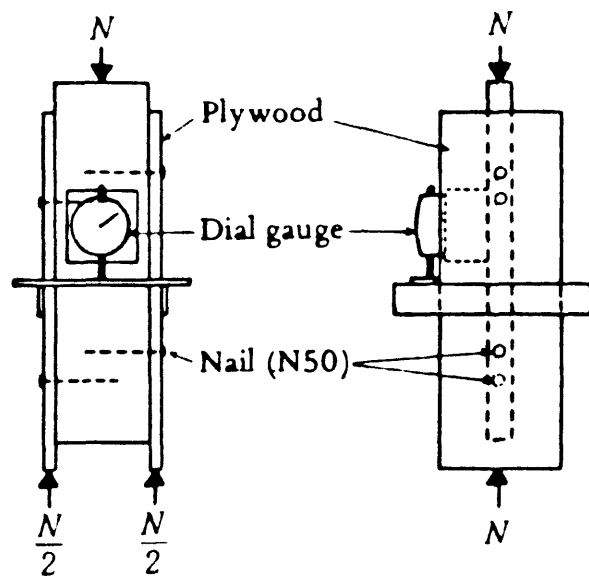


Fig. 3 - 3 The method of shear test for nail joint.

### 3・1・3 結果および考察

#### a) 曲げを受けるパネルの釘に加わるせん断荷重

パネルが曲げを受けたとき、フランジとリブの間には変位が生じ、これに伴って Fig. 3-4 に示すようにフランジ下端とリブ上端には互いに逆向きの力  $S_1, S_2, \dots, S_n$  が生じる。これらをスリップ抵抗と呼ぶ。一方、パネル断面における力とモーメントの釣合いを示せば、Fig. 3-4 の a-b断面について Fig. 3-5 の通りである。

ここに  $f(x)$  は断面の片側に働く釘のスリップ抵抗の総和で (3-1) 式で定義される。

$$\sum_{n=x}^n S_n = f(x) \quad (3-1)$$

$M_1, M_2$  は各フランジ、リブに対して  $f(x)$  が及ぼす曲げモーメントで、これは  $f(x)$  がフランジ、リブに対してそれぞれ  $1/2 \cdot t$ ,  $1/2 \cdot d$  だけ偏心して作用することに起因する。即ち、 $M_1, M_2$  は (3-2) 式で表される。

$$\begin{aligned} M_1 &= -\frac{t}{2} \cdot f(x) \\ M_2 &= -\frac{d}{2} \cdot f(x) \end{aligned} \quad (3-2)$$

一方、 $M_p, M_s$  は釘のスリップ抵抗が無いとき、フランジとリブに生ずる曲げモーメントである。



$f(x), M_1, M_2, M_p, M_s$ を用いれば任意の断面  $a-b$  における力とモーメントの釣合いは次のようになる。

$$M = M_p + M_s + M_1 + M_2 + \frac{t + d}{2} \cdot f(x) \quad (3-3)$$

次に、フランジとリブの曲率は(3-4)式で表される。

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M_p + M_1}{E_p I_p} = -\frac{M_s + M_2}{E_s I_s} \quad (3-4)$$

$E_p$ : フランジの曲げヤング係数

$I_p$ : フランジの断面2次モーメント

$E_s$ : リブの曲げヤング係数

$I_s$ : リブの断面2次モーメント

フランジとリブの曲率が一定と仮定した(3-4)式を変形して(3-5)式を得る。

$$-\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_p + M_1}{E_p I_p} = \frac{M_s + M_2}{E_s I_s} = \frac{M - \frac{t + d}{2} \cdot f(x)}{E_p I_p + E_s I_s} \quad (3-5)$$

さて、フランジとリブの接触面(リブ上端)におけるリブの歪度を  $\epsilon_s$  とすると、 $\epsilon_s$  は(3-6)式で表される。

$$\epsilon_s = -\frac{M_s + M_2}{E_s I_s} \cdot \frac{d}{2} + \frac{f(x)}{E_s A_s} \quad (3-6)$$

$A_s$ : リブの断面積

(3-5), (3-6)両式から(3-7)式が導き出される。

$$\frac{\epsilon_s}{M} = -\frac{1}{E_p I_p + E_s I_s} \cdot \frac{d}{2} + \left\{ \frac{(t+d)d}{4(E_p I_p + E_s I_s)} + \frac{1}{E_s A_s} \right\} \cdot \frac{f(x)}{M} \quad (3-7)$$

ところで、任意点の曲げモーメントは一般に、パネルに作用する全荷重  $P$  の関数として表されるから、(3-7)式において  $\epsilon_s/M$  が実験から求めれば  $f(x)/M$  を算出することができる。

本実験の場合、パネルに生ずる曲げモーメントは次の(3-8)式で表される。(Fig. 3-6 参照)

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{l - l'}{4} \cdot P & (0 \leq x \leq \frac{l'}{2}) \\ M &= \frac{l - 2x}{4} \cdot P & (\frac{l'}{2} \leq x \leq \frac{l}{2}) \end{aligned} \right\} (3-8)$$

(3-8)式を(3-7)式に代入して(3-9)式を得る。

$$\begin{aligned}
 \frac{f(x)}{P} &= \frac{\frac{\epsilon_s}{P} + \frac{d(l-l')}{8(E_p I_p + E_s I_s)}}{\frac{1}{E_s A_s} + \frac{(t+d)d}{4(E_p I_p + E_s I_s)}} & (0 \leq x \leq \frac{l'}{2}) \\
 \frac{f(x)}{P} &= \frac{\frac{\epsilon_s}{P} + \frac{d(l-2x)}{8(E_p I_p + E_s I_s)}}{\frac{1}{E_s A_s} + \frac{(t+d)d}{4(E_p I_p + E_s I_s)}} & (\frac{l'}{2} \leq x \leq \frac{l}{2})
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\frac{f(x)}{P}} \right\} (3-9)$$

従って、 $\epsilon_s/P$ を実験から求めることにより、(3-9)式から $f(x)/P$ (単位載荷荷重当たりの釘のスリップ抵抗の総和)を算出することができる。

本実験ではリブの側面に貼った4枚のペーパーストレインゲージの測定値より、その断面の上縁端の $\epsilon_s/P$ を外挿して推定した。載荷荷重 $P$ の値としては、Fig. 3-1のパネルに対して建築の実用設計の対象となる範囲を考え、 $P=100\sim 200\text{kg}$ としたが、この範囲では歪度 $\epsilon_s$ と載荷荷重 $P$ はほぼ一次比例の関係であった。

さて、Fig. 3-7はスパン方向に沿う $f(x)/P$ の変化を調べたものである。本図から $f(x)/P$ がいずれの釘間隔についてもスパン中央から支点に向かってほぼ直線的に減少しており、ある位置における $f(x)/P$ の値は、釘間隔の小さいもの程大きくなっていることが看取される。特に純曲げ区間内におけるこの関係を示したものがFig. 3-8である。

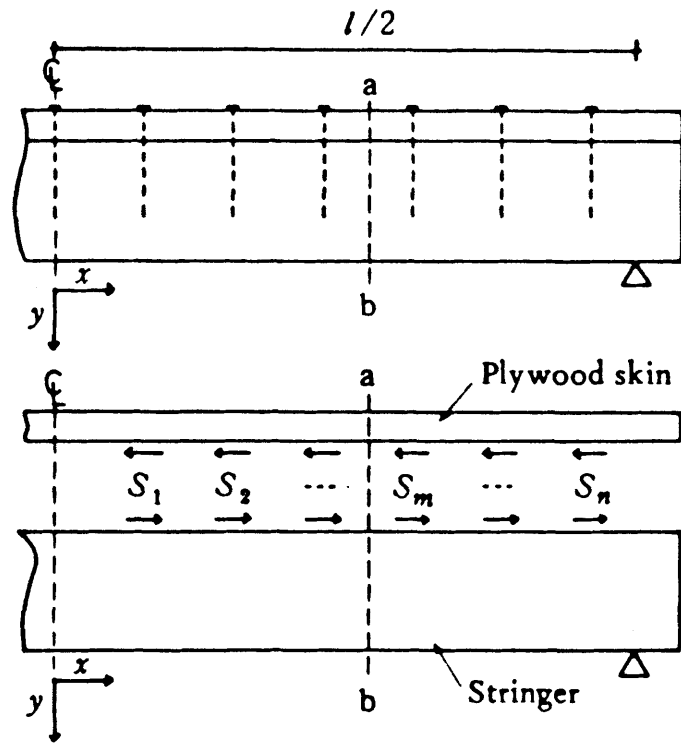


Fig. 3 - 4 Slip resistance between plywood skin and stringer.

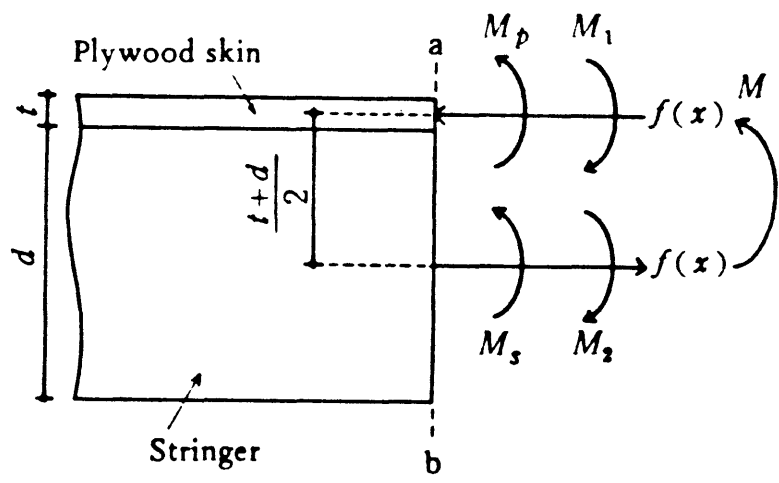


Fig. 3 - 5 Direct force and moments acting in an arbitrary cross-section.

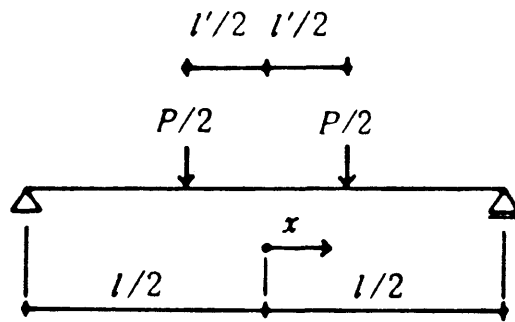


Fig. 3 - 6 Loading method and geometry.

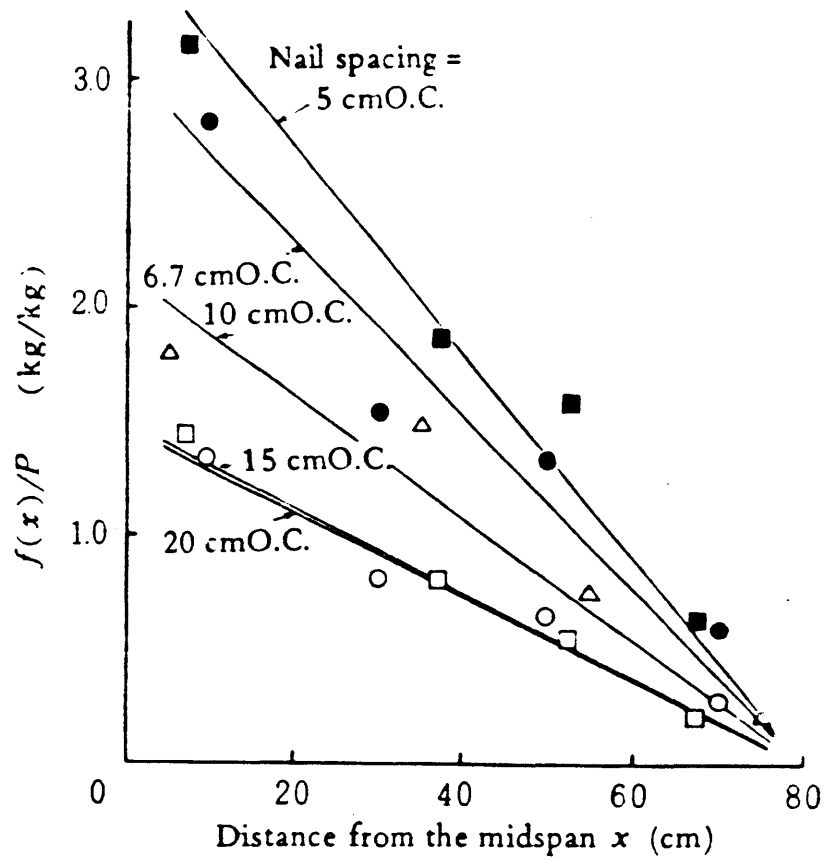


Fig. 3 -- 7 Distribution of  $f(x)/P$  (the sum of slip resistance per unit load) along the span.  
 nail spacing :  $\blacksquare$  5 cmO.C.,  $\bullet$  6.7 cmO.C.,  
 $\triangle$  10 cmO.C.,  $\square$  15 cmO.C.,  
 $\circ$  20 cmO.C.

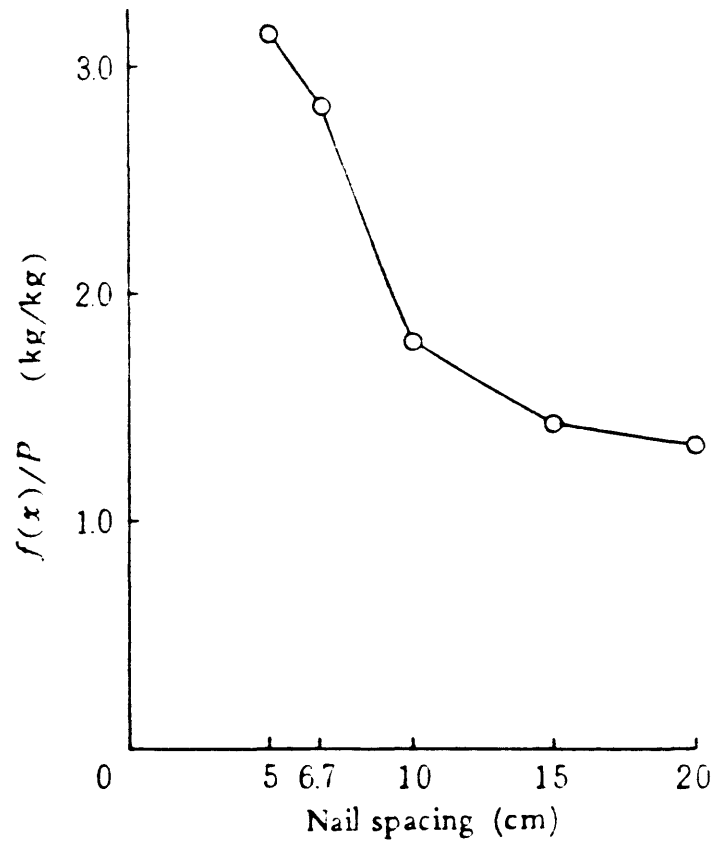


Fig. 3 - 8 Relation between nail spacing and  $f(x)/P$  in the pure bending range ( $x \leq 20$  cm).



b) 釘のスリップ係数

釘のスリップ抵抗の総和 $f(x)$ はその性格からわかるように元来不連続な関数であるが、数学的な扱いを容易にするためこれを連続と仮定し、かつ Fig. 3-7 の $f(x)/P$ とスパン中央からの距離  $x$  の関係を直線で近似することにする。そうすると、直線の傾きは $(1/P) \cdot (df(x)/dx)$ で、釘1本あたりに加わるせん断荷重を $Q$ とすると、 $Q$ は(3-10)式で表される。

$$Q = - \frac{d f(x)}{dx} \cdot \frac{s}{n} = - \theta \cdot P \cdot \frac{s}{n} \quad (3-10)$$

$s$  : 釘間隔

$n$  : 1個所当たりの釘の本数

本実験では2本のリブにそれぞれ釘が1列に打たれているので $n=2$ に相当している。従って、 $(1/P) \cdot (df(x)/dx)$ に $1/2$ を乗じ、 $P=100\sim 200\text{kg}$  (建築の実用設計の対象となる範囲)の中央値として $P=150\text{kg}$  をとり、(3-10)式に代入して $Q$ を求めた。

一方、釘の一面せん断試験を行った結果、釘1本当たりのせん断荷重とスリップ量との関係が試験体の釘間隔の相違に影響されないことがわかった。そして、そのときの全試験体の平均をとり、釘1本当たりのせん断荷重 $Q$ とスリップ量 $\gamma$  の関係を示したものが、Fig. 3-9である。

(3-10)式より得られた $Q$ に対応するスリップ量 $\gamma$  をFig. 3-9より求め、このときの $Q/\gamma$ をスリップ係数 $K$ と呼ぶことにする。

結果をTable 3-1に示す。

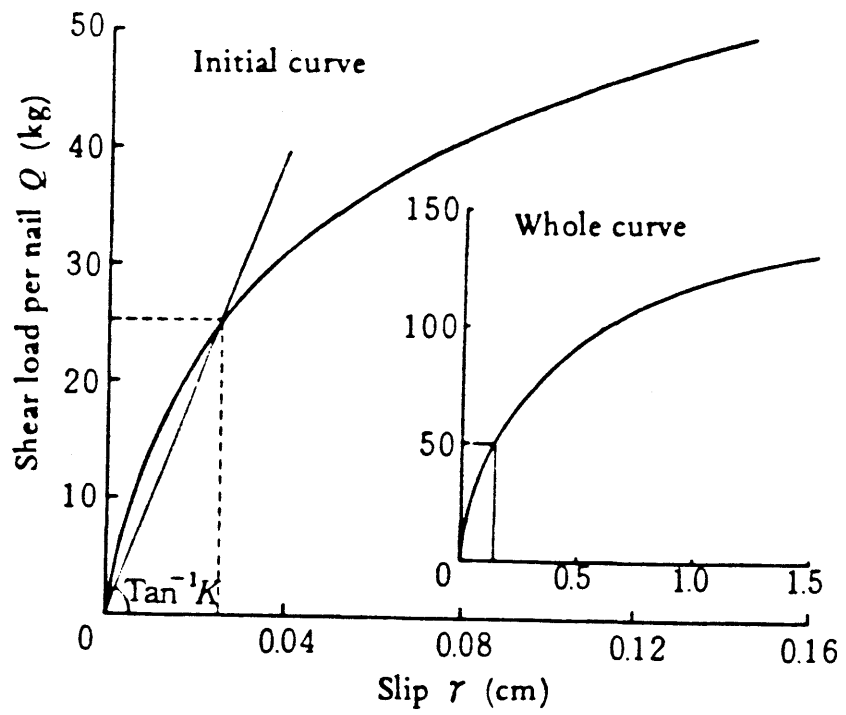


Fig. 3 - 9 shear load-slip curve for determination of slip modulus  $K$ .

Table 3 -- 1 The values of shear load per nail  $Q$  and slip modulus  $K$ .

Nail spacings (cm O.C.)	$Q$ (kg)	$Q/r = K$ (kg/cm)
20	25.1	983
15	22.8	1065
10	17.6	1346
6.7	17.4	1346
5	15.1	1500

c) パネルの曲げ剛性

Table 3 - 2 には実験から求めたパネルの曲げ剛性  $E I$  と、 $E_p I_p$  をフランジの曲げ剛性、 $E_s I_s$  をリブの曲げ剛性としたときの  $E I / (E_p I_p + E_s I_s)$  が示してある。

但し、 $E I / (E_p I_p + E_s I_s)$  はフランジとリブを釘接合したときの曲げ剛性が、釘接合しないで重ねただけの曲げ剛性の何倍に当たるかを表すもので、以下では曲げ剛性増加係数と呼ぶことにする。これと釘間隔との関係を Table 3 - 2 で見ると、釘間隔を 10cm O.C. 以下にしないと、曲げ剛性の顕著な増大が期待できないことを示している。

なお、Table 3 - 1 に示したスリップ係数  $K$  を Amana-Booth の理論式に代入して計算した結果を理論値と呼び、これを Table 3 - 2 に示してある。

Table 3 - 2 より、理論値と実験値が良く一致しているので、曲げ剛性に関して Amana-Booth の理論式は妥当と見なせる。

ところで、曲げを受けたパネルの曲率  $1 / \rho$  は (3 - 5) 式を用いると次式で表される。

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{M - \frac{t+d}{2} f(x)}{E_p I_p + E_s I_s} \quad (3 - 11)$$

これを変形すると次式を得る。

$$\frac{EI}{E_p I_p + E_s I_s} = \frac{1}{1 - \frac{t+d}{2} \cdot \frac{f(x)}{M}} \quad (3 - 12)$$

一般に任意点の曲げモーメントは作用する全荷重  $P$  の関数として表し得るから、これを  $M = \alpha \cdot P$  ( $\alpha$  : 荷重の作用状況により左右される係数) と置けば、(3-12)式は(3-13)式に書き改められる。

$$EI = \frac{E_p I_p + E_s I_s}{1 - \beta \frac{f(x)}{P}} \quad (3-13)$$

$$\left. \begin{aligned} P &= M / \alpha \\ \beta &= (t + d) / 2 \alpha \end{aligned} \right\}$$

釘間隔が小さくなるにつれて釘のスリップ抵抗  $f(x)$  が大きくなるが、そうすると(3-13)式よりパネルの曲げ剛性  $E I$  が大きくなることがわかる。Fig. 3-8の  $f(x)/P$  と釘間隔の関係と、 $E I / (E_p I_p + E_s I_s)$  と釘間隔の関係の傾向が似ているのはこのようにして説明される。

Table 3 - 2 Flexural rigidities of stringers, plywoods and panels.

Nail spacings (cm O.C.)	test results					theoretical values <sup>b)</sup>
	measured		$EI$ ( $\times 10^7$ kg·cm <sup>2</sup> )	calculated <sup>a)</sup>		
	$E_s I_s$ ( $\times 10^7$ kg·cm <sup>2</sup> )	$E_p I_p$ ( $\times 10^5$ kg·cm <sup>2</sup> )		$EI$ $E_p I_p + E_s I_s$	$EI$ $E_p I_p + E_s I_s$	
20	2.39	3.46	2.69	1.11	1.12	
15	2.66	3.44	3.10	1.15	1.16	
10	2.53	2.82	2.94	1.15	1.27	
6.7	2.39	3.46	3.55	1.47	1.37	
5	2.66	3.44	3.82	1.42	1.49	

a) The values calculated by using the measured values from the tests.

b) The values calculated by using the theory of Amana and Booth.

$E_s I_s$  : Flexural rigidity of stringers.

$E_p I_p$  : Flexural rigidity of plywoods.

$EI$  : Flexural rigidity of panels.

#### d) フランジの有効幅

パネルのフランジ(合板)に生ずる曲げ応力度は一般に Fig. 3-10 に示すような分布をしているが、これは shear lag 現象と呼ばれるものに起因している。そしてパネルに対して梁の曲げ理論を適用するためには、有効幅  $b_e$  の概念を導入するのが便利とされている。

本実験では、フランジの幅の中央からリブ中心位置までの距離を  $b'$  とし、 $b_e/b'$  を有効幅比と定義した。 $b_e$  は (3-14) 式で表される。

$$b_e = \frac{1}{\sigma_{max}} \int_0^{b'} \sigma_z dz \quad (3-14)$$

フランジの上端、下端の両面に貼ったペーパーストレインゲージにより、フランジ断面の幅方向の歪度分布を求め、これから有効幅比を計算した。

歪度分布の測定例を Fig. 3-11 に掲げる。

総荷重  $P = 80, 160, 240 \text{ kg}$  の場合について計算した結果を Table 3-3 に示す。これによると有効幅比は  $P$  の値に拘わらずほぼ一定であるから、その平均値を有効幅比の実験値とした。

Fig. 3-12 は有効幅比のスパン方向の変化を調べたものである。本図から、有効幅比はスパン中央において最小で、支点に向かってほぼ直線的に増大すること、また有効幅比は釘間隔とは無関係に、ほとんど一定値をとることが看取される。なお、Fig. 3-12 の図中に Amana-Booth の理論式による計算結果を示した。計算に用いたスリップ係数  $K$  は Table 3-1 に示した値で、理論式による有効幅  $b_e$  の値はスリップ係数および釘間隔によらず、全スパンを通じてほぼ一定の値をとるので平均値を図中に示した。

理論値と実験値はスパン中央付近ではほぼ一致しているが、支点に近づくにつれて離れてしまう。従って、本実験に関する限り、Amana-Boothの理論はスパン中央では妥当であるが、支点近くでは実際の挙動を表し得ていない。しかし、等分布荷重またはそれに近い荷重を受けるパネルの設計に当たっては、最大応力を生ずるスパン中央での応力チェックが問題となり、そこでの有効幅は実際と一致しているので、Amana-Boothの理論をこの部分に適用して設計することは可能と思われる。



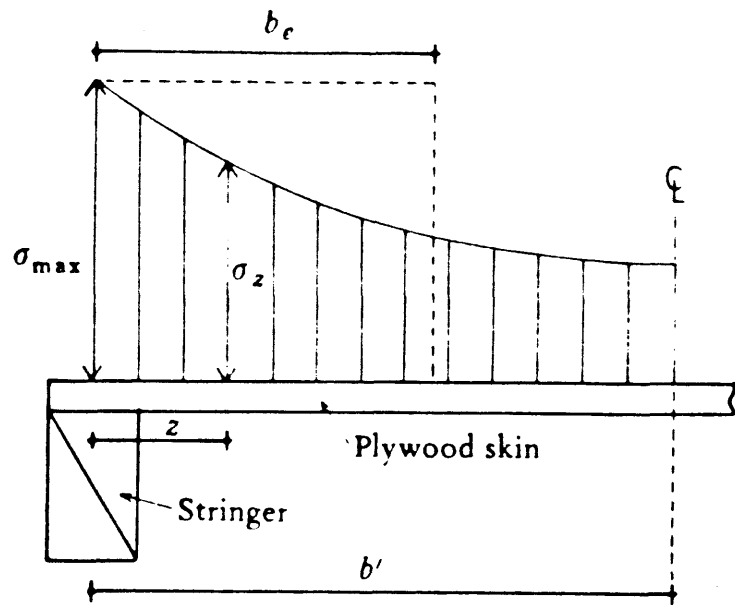


Fig. 3 - 1 0 Stress distribution on the cross-section of plywood skin and the effective breadth  $b_e$ .

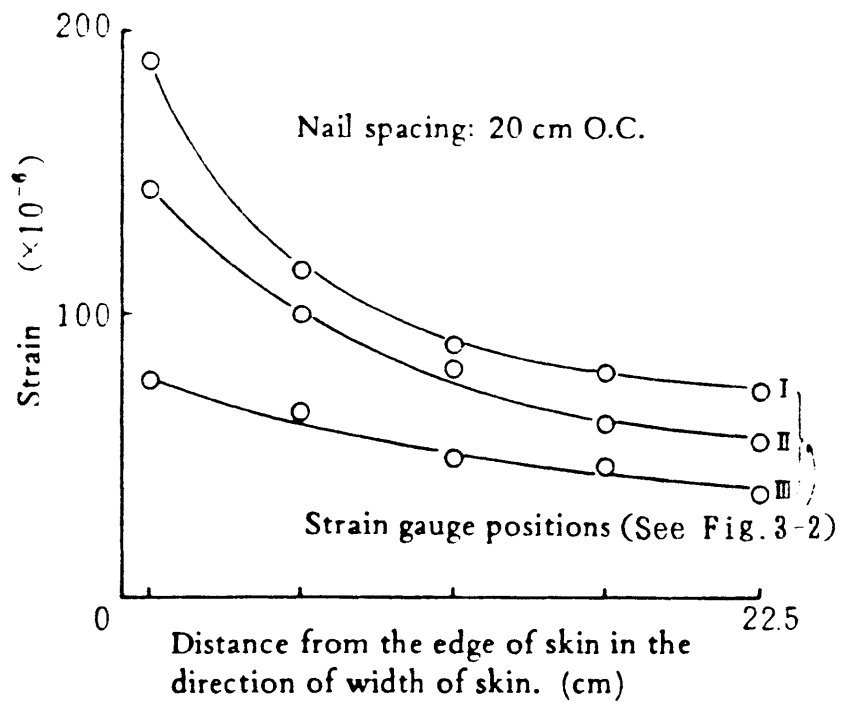


Fig. 3 - 1 1 Strain distribution on the cross-section of plywood skin, at P=160 kg.

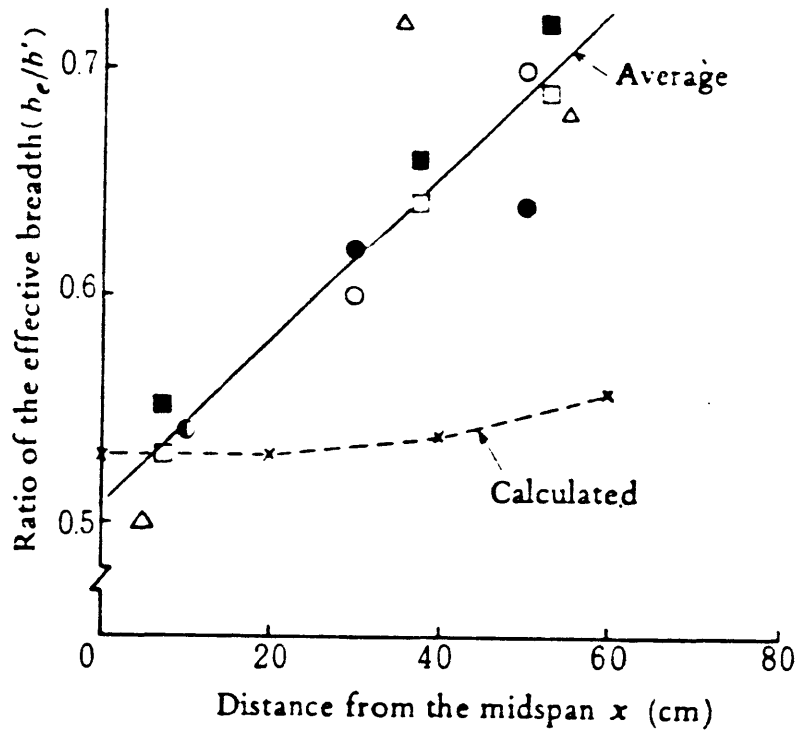


Fig. 3 - 1 2 The ratio of the effective breadth along the span.

nail spacing : ■ 5 cm O.C., ● 6.7 cm O.C.,  
 △ 10 cm O.C., □ 15 cm O.C.,  
 ○ 20 cm O.C.

Table 3 - 3 Ratio of the effective breadth (be/b').

Nail spacings (cm O.C.)	Strain gauge positions	Load (P)			Average
		80kg	160kg	240kg	
20	I	0.55	0.54	0.53	0.54
	II	0.61	0.58	0.60	0.60
	III	0.73	0.70	0.66	0.70
15	I	0.53	0.53	0.53	0.53
	II	0.60	0.65	0.68	0.64
	III	0.67	0.71	0.70	0.69
10	I	0.52	0.49	0.48	0.50
	II	0.73	0.70	0.72	0.72
	III	0.68	0.68	0.67	0.68
6.7	I	0.58	0.52	0.52	0.54
	II	0.62	0.61	0.62	0.62
	III	0.64	0.63	0.64	0.64
5	I	0.56	0.55	0.55	0.55
	II	0.63	0.67	0.69	0.66
	III	0.76	0.71	0.69	0.72

### 3・1・4 結論

3・1の結果を要約すると以下のことが言えよう。

- (1) 釘のスリップ抵抗がフランジおよびリブに与えるモーメントを考慮に入れた式より導きだした単位載荷荷重当たりの釘のスリップ抵抗の総和  $f(x)/P$  は、スパン中央から支点に向かってほぼ直線的に減少する。
- (2)  $f(x)/P$  と釘間隔の関係は曲げ剛性増加係数  $E I / (E_p I_p + E_s I_s)$  と釘間隔の関係に似た傾向を示し、釘間隔の小さなもの程  $f(x)/P$  が大きく、またパネルの曲げ剛性増加係数も大きくなる。
- (3) 本研究では、 $f(x)/P$  より釘1本当たりに加わる荷重  $Q$  を求め、スリップ係数  $K$  を定めた。得られた  $K$  の値を Amana-Booth の理論式に代入して計算を行うと、曲げ剛性に関して実験値と良く一致している。
- (4) 歪度分布から求めた有効幅比はスパン中央で最小で、支点に近づくにつれて直線的に増大する傾向が見られ、有効幅比の値は釘間隔によらずほぼ一定である。
- (5) 有効幅比の値に関して Amana-Booth の理論はスパン中央付近では本実験の結果と一致するが、その他の領域では合わない。
- (6) 釘接合による場合、パネルの曲げ剛性の増大を期待するためには、釘間隔を  $10\text{cm}0.C.$  以下にすることが必要である。

### 3・2 曲げと圧縮を同時に受けるストレス・スキン・パネルの強度性状

#### 3・2・1 目的

スタッドに合板が接合された壁パネルが、圧縮と曲げを同時に受ける時の強度性状を明らかにすることを目的とし、壁パネルを想定した縮尺1/3の模型実験を行った。スタッドと合板の接合方法や合板の幅の異なる試験体に対し、曲げと偏心圧縮力を同時に受けたときのたわみ曲線、圧縮破壊荷重、破壊性状等について考察を加えた。

#### 3・2・2 実験

##### a) パネル試験体

パネル試験体の形状寸法はFig. 3-13に示す通りで、寸法は実大の壁パネルに対して1/3の縮尺を想定した。2本のスタッドはそれぞれ断面15×30mmの気乾状態のベイツガ(*Tsuga heterophylla* (Raf.) Sarg.)を用い、用意した200本の中から曲げヤング係数および比重の値が近いものをペアとして選んだ。面材には厚さ3mmのラワン合板を用い、合板の幅bpは10,20,30mmの3種類で、実大のパネルの合板幅30,45,60cmにそれぞれ相当しており、それぞれタイプI、タイプII、タイプIIIと呼ぶ。

合板とスタッドの接合には鉄丸釘N19(長さ19mm、径1.5mm)を用いた釘着パネルと、レゾルシノール系接着剤を用いた接着パネルを作成した。釘着パネルの釘間隔は3,6,9cmO.C.の3種類で、スタッド上に一列等間隔で打った。一方、接着パネルにおける接着剤の塗布量は300g/m<sup>2</sup>とし、高周波加熱を行って接着した。

なお、スタッドの両側には2本のスタッドを相互につなぐためFig. 3-13に示すように横棧を入れてフレームとしている。しかし、これら横棧と合板の接合は行わないこととした。

試験体の種類は3タイプにつき、接合方法のバリエーション4種類で、それぞれ3体ずつ計36体、さらに合板を張らないスタッドのみのフレーム試験体(タイプIV)を5体用意した。なお、作成したパネルは温度20°C、湿度65%の恒温室内に約1ヶ月放置して調湿を行った。

## b) 試験方法

### 1) 加力装置

パネルの長手方向に圧縮力を加えるためにFig. 3-14に示す加力装置を用いた。加力はオイルジャッキで行い、圧縮荷重の測定は外径216.3mm、内径199.9mmの鋼管を幅120mmに切断して作成したプルービングリングを用いた。パネルをセットするチャックの支点は一端がピン、他端がピン・ローラーの条件を満足するようになっており、プルービングリングとの連結部はFig. 3-14に示すようにナイフエッジになっている。

なお、パネルを固定するチャック部分は偏心距離を可変にするために、上下方向からネジ調節できるように設計したが、本実験では凡ての試験体に対し、リブ下端より22.5mmの所に圧縮荷重Pが加わるように計画した。なお、修正の必要性については3・2・2で後述する。

曲げを与える荷重はFig. 3-15に示すように重錘によって加え、リブ上の4点にそれぞれ等量の荷重 $Q/4$ を加えた。パネルのスパンは800mm、荷重間隔は400mmとした。

たわみの測定はリブについてスパン中央(2点)と加力点直下(4点)でひずみ式変位変換器を用いて行った。

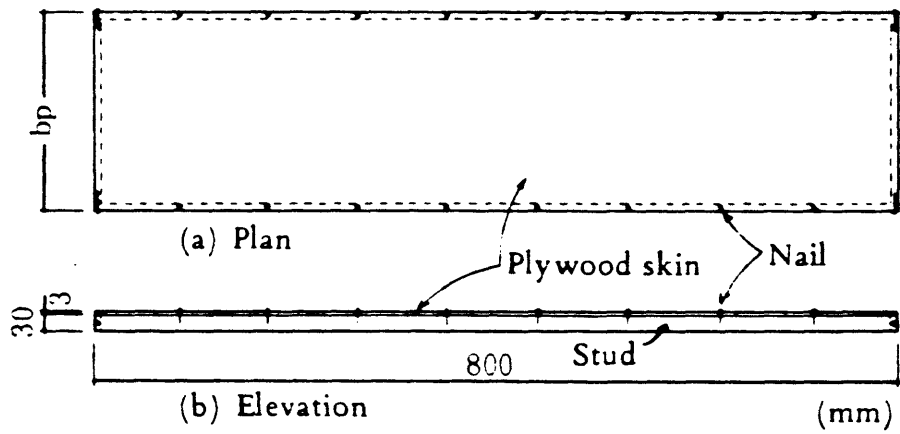


Fig. 3 - 1 3 Construction detail of tested stressed-skin panel.

bp : width of plywood skin.

bp = 100 mm (Type I),

bp = 150 mm (Type II),

bp = 200 mm (Type III).



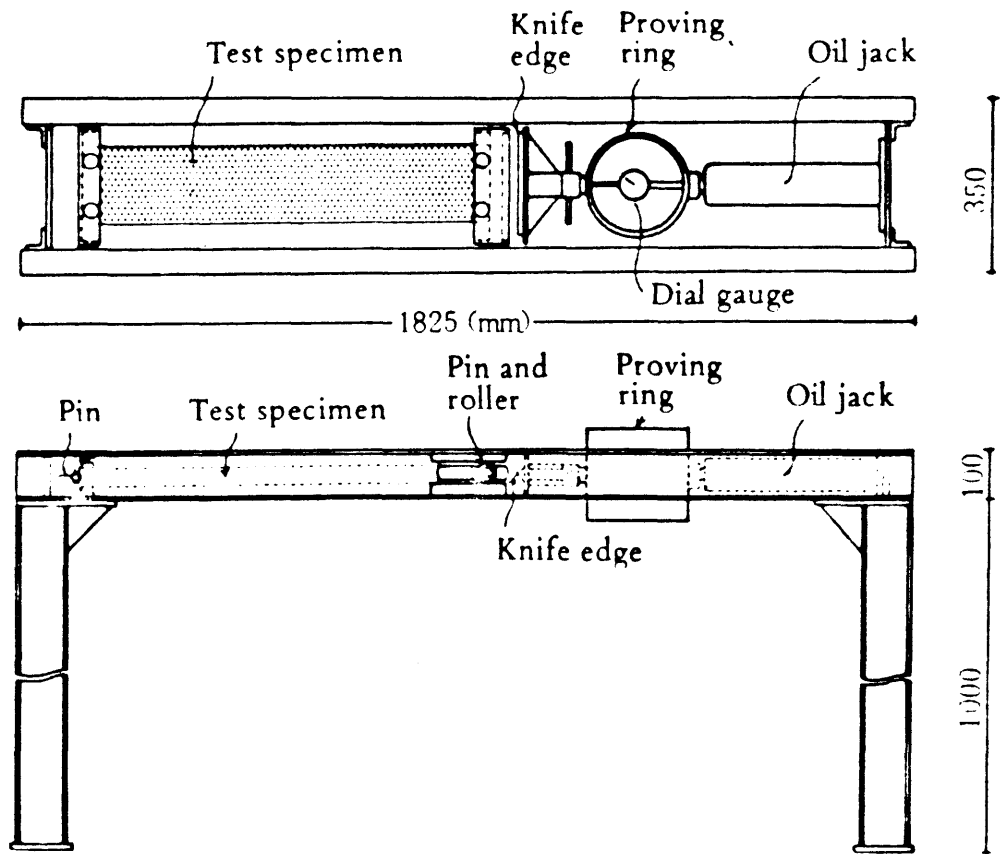


Fig. 3 - 1 4 Apparatus for the application of the eccentric compressive load.

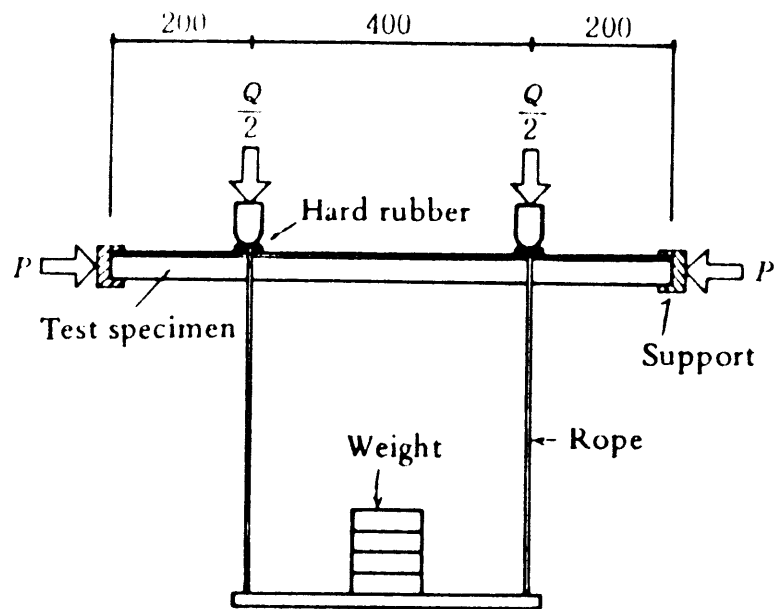


Fig. 3 - 1 5 Method of test. (P :Compressive load,  
Q :Transverse load)

## 2) 荷重レベルの設定

実験を始めるに当たり、参考のため実際の建物に於いて壁の縦枠に加わる荷重を、条件が最も不利な多雪地域で考えてみる。

2階建ての1階部分を対象とし、以下に挙げる単位床面積当たりの荷重を考慮する。但し、雪荷重は積雪 1.5 m とした。

積雪荷重(積雪 1.5 m)	315 kg/m <sup>2</sup>
固定荷重	
屋根	70 kg/m <sup>2</sup>
2階壁荷重	50 kg/m <sup>2</sup>
2階床	50 kg/m <sup>2</sup>
2階床上の積載荷重	50 kg/m <sup>2</sup>

建物の形状として Fig. 3-16 を想定し、縦枠の間隔を  $a$  (m) とすると、1階部分の壁に加わる荷重  $P$  は次式で求められる。

$$P = \{(315 + 70) \times (1.8 + 0.45) + 50 \times 2.4 + (50 + 130) \times 1.8\} \times a = 1310a$$

ここで  $a$  を 0.3, 0.45, 0.6 m とすると、 $P$  はそれぞれ 393, 590, 786 kg となる。

本実験の場合、総ての寸法が 1/3 の縮尺であるので、圧縮力は上記の値の 1/9 をとれば良い(短柱、長柱に対し 1/9 であるので、中間柱に対しても 1/9 で良いと考えられる)。即ち、設計用圧縮荷重は合板幅  $b_p = 10$  cm のタイプ I で 44 kg、 $b_p = 15$  cm のタイプ II で 66 kg、 $b_p = 20$  cm のタイプ III で 87 kg となる。

次に、パネルに面外から加わる曲げ荷重として風圧力を考慮する。

速度圧  $q$  (kg/m<sup>2</sup>) =  $60\sqrt{h}$  ( $h$ : 地表からの高さ) の式を用い、実際の建物の二階部分の壁を考え  $h = 4$  (m) としてみると、 $q = 120$  (kg/m<sup>2</sup>) となる。

速度圧としてこの値を採用し、風力係数  $c$  を0.9とすると風圧力  $Q$  は次式で求められる。

$$Q = c \times q = 120 \times 0.9 = 108 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

これを参考に縮尺模型である本実験の場合を考えると、パネルの長さは0.8 mであるので、パネルに加わる全風圧力としては、タイプIで8.6 kg、タイプIIで13.0 kg、タイプIIIで17.3 kgとなる。

そこで、曲げ荷重  $Q$  は試験体の種類によらず一定値  $Q = 20 \text{ kg}$  を採ることとし、各種類のパネル3体中2体は  $Q$  を20 kgまで漸増させ、その後これを一定に保ちながら圧縮力  $P$  を加え、破壊にまで至らしめた。残りの1体は  $Q = 20 \text{ kg}$  まで加力した後にこれを完全に除荷し、 $Q = 0$  の状態で圧縮力  $P$  だけを加えた。

合板を貼らないフレームだけのタイプIVについてもパネル試験体と同様に曲げ荷重を  $Q = 20 \text{ kg}$  まで加え、以後これを一定に保ちながら圧縮力  $P$  を漸増させる加力方法を採用した。

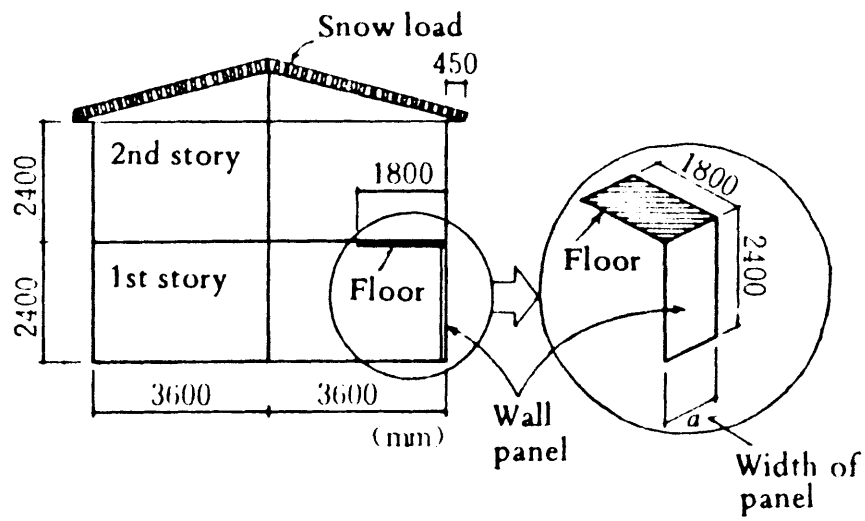


Fig. 3 - 1 6 The dimensions of an assumed full-size house.

### 3・2・3 結果および考察

#### a) たわみ曲線の誘導

本実験の加力方法は Fig. 3-17 に示すもので、同図に示した合成を考えればよい。スパン中央のたわみ  $\delta_m$  を表す式を求めると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \delta_m &= \frac{1}{7} \frac{1}{6} \frac{Q L^3}{8 E I} \times \frac{6}{11} \times \frac{\frac{\sin U}{\cos 2U} - U}{U^3} + e \left( \frac{1}{\cos 2U} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{7} \frac{1}{6} \frac{Q L^3}{8 E I} \times \frac{6}{11} \times \frac{\frac{1}{6} - \frac{7}{120} U^2 + \dots}{1 - 2U^2 + \frac{2}{3} U^4 - \dots} + e \left( \frac{1}{\cos 2U} - 1 \right) \end{aligned} \quad (3-15)$$

$$U = \frac{L}{4} \sqrt{\frac{P}{E I}}$$

Q : 横荷重

P : 軸方向圧縮荷重

(3-15) 式を眺めると、第1項は横荷重 Q による項と軸方向圧縮力 P による項の積で表され、第2項は P の偏心により生じる項である。ここで、 $P \rightarrow 0$  ならば  $U \rightarrow 0$  であり、 $\delta_m$  は一般的な4等分2点荷重の(3-16)式に近づく。

$$\delta_m = \frac{1}{7} \frac{1}{6} \frac{Q L^3}{8 E I} \quad (3-16)$$

一方、U の値が大きくなると、(3-15) 式に於いて P による項が大きくなり、 $U \rightarrow \pi/4$  のとき  $P = \pi^2 E I / L^2$  となり座屈荷重に相当していることがわかる。

(3-15) 式の計算例として、 $L = 80 \text{ cm}$  を代入し、曲げ剛性  $E I$  の値

を変化させたときのたわみ曲線を Fig. 3 - 1 8 に示す。但し、偏心は無いものとした。次に、曲げ剛性を  $E I = 1.0 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$  とし、偏心距離  $e$  を変化させたときのたわみ曲線を Fig. 3 - 1 9 に示す。本図から偏心距離  $e$  がたわみに大きな影響をあたえることが明らかである。

#### b) 偏心距離

本実験では総ての試験体に偏心を与えて行ったが、偏心距離  $e$  を試験体断面の中立軸の位置から加力点までの距離とすると、合板を貼らないフレーム試験体では見掛け上  $e = 7.5(\text{mm})$  となる。

果たして実験装置がこの偏心距離を実際に与えているか否かを確認するためにフレーム試験体タイプ IV の 5 体について、曲げ荷重  $Q = 20 \text{ kg}$ 、圧縮力  $P = 200 \text{ kg}$  時に於けるスパン中央のたわみ  $\delta \text{ m}$  の値を (3 - 1 5) 式に代入して偏心距離  $e$  を逆算した結果を Table 3 - 4 に示す。5 体の平均から偏心距離  $e$  を求めると  $e = 6.8 \text{ mm}$  となるので、リブ下端から加力点までの距離は  $21.8 \text{ mm}$  ( $22.5 - 7.5 + 6.8 = 21.8$ ) と見なし以下の計算を行うことにする。

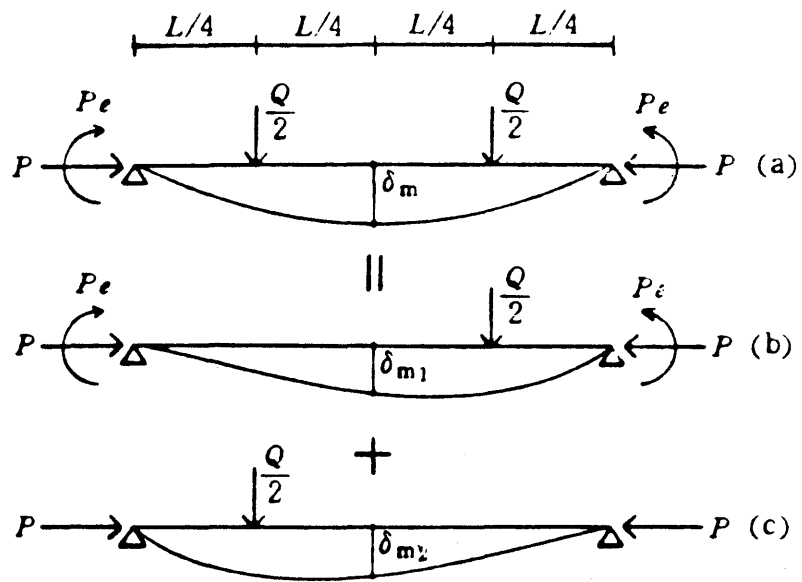


Fig. 3 - 1 7 Calculation of deflection  
 $(\delta_m = \delta_{m_1} + \delta_{m_2})$ .



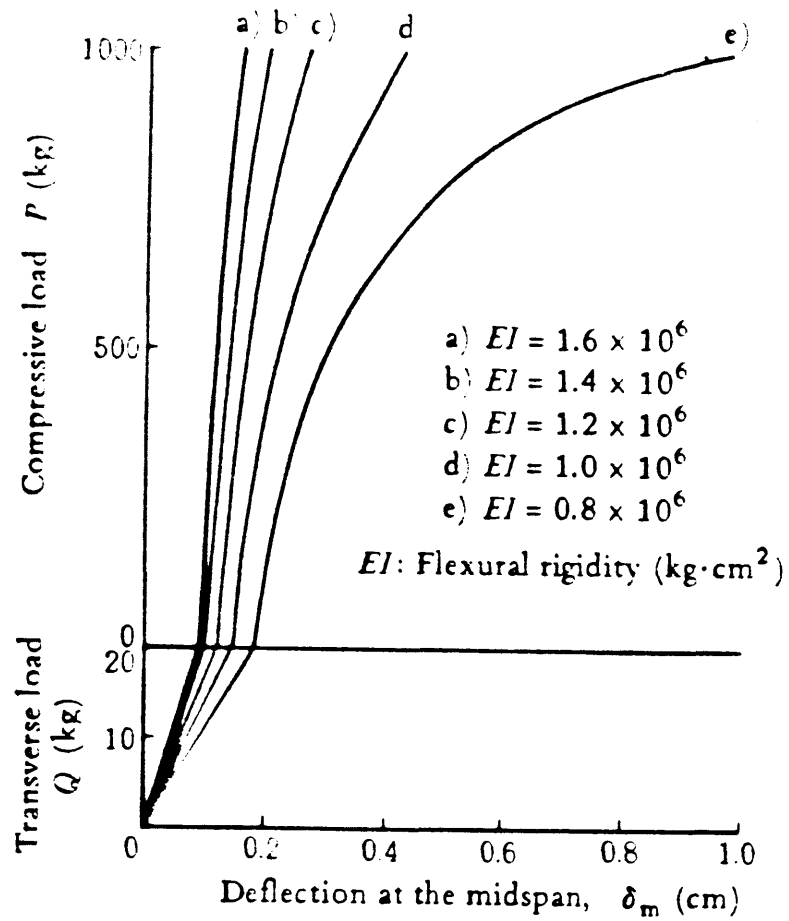


Fig. 3 - 1 8 Effect of flexural rigidity on deflection at  $e=0$  (cm).

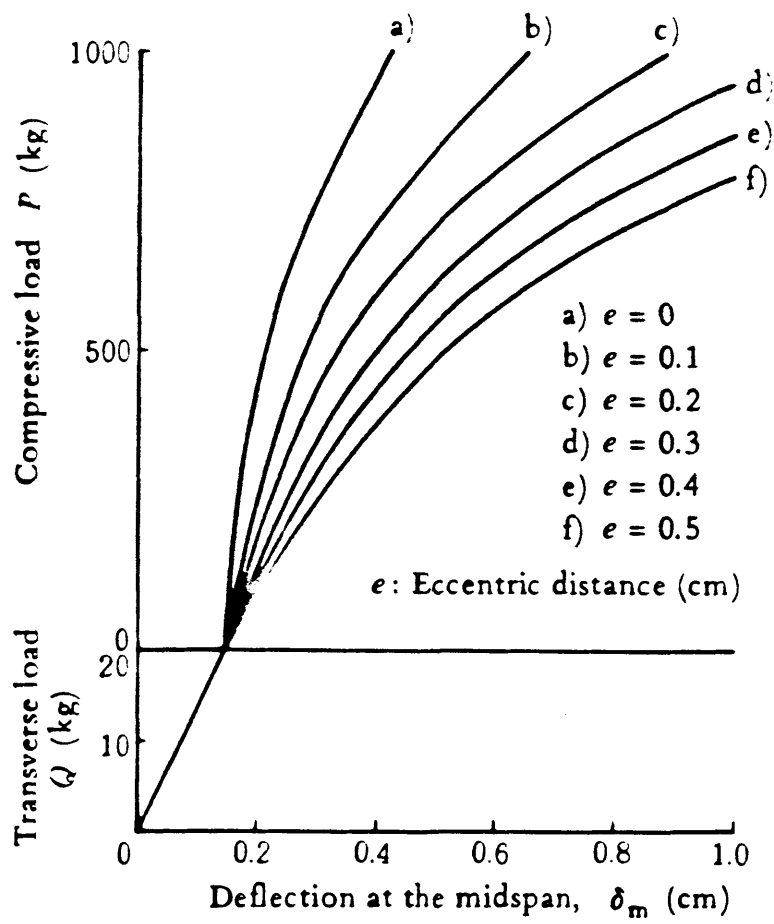


Fig. 3 -- 1 9 Effect of eccentric distance on deflection at  $EI = 1.0 \times 10^6$  ( $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$ ).

Table 3 - 4 Eccentric distance derived from the compression test results of the frames without plywood skins.

Test specimens	Eccentric distance $e$ (mm)
IV - A	6.0
IV - B	6.1
IV - C	7.7
IV - D	7.9
IV - E	6.1
Average	6.8

### c) パネル試験体のたわみ曲線

リブとフランジが完全に一体で、フランジ(合板)の全断面が有効であると仮定してパネルの中立軸の位置を求め、中立軸と加力点の距離を偏心距離  $e$  とする。タイプIでは $e=3.7\text{mm}$ 、タイプIIでは $e=2.5\text{mm}$ 、タイプIIIでは $e=1.5\text{mm}$ となり、この数値を(3-15)式に代入してタイプI, II, IIIのたわみ曲線を求めた。Fig. 3-20にパネル試験体のたわみ曲線の例を掲げ、実験曲線と(3-15)式から求めた理論曲線の比較を示す。実験曲線と理論曲線は高荷重域では合わないが、 $3 \cdot 2 \cdot 2$ で想定した実際の設計荷重域では良い一致を示していることが看取される。

各々のパネル試験体について、圧縮力200kg時のたわみ量を(3-15)式に代入して偏心距離を逆算した結果をTable 3-5に示す。この結果を見ると、接着パネルは釘着パネルに比べて偏心距離が少し小さい傾向が見られるが、いずれのタイプの試験体に於いても、中立軸と加力点の距離から求めた偏心距離と概ね一致している。このことは圧縮力を受けるパネルの全断面が有効と仮定して中立軸の位置を計算し、偏心距離  $e$  を求めても大過ないことを示していると言えよう。

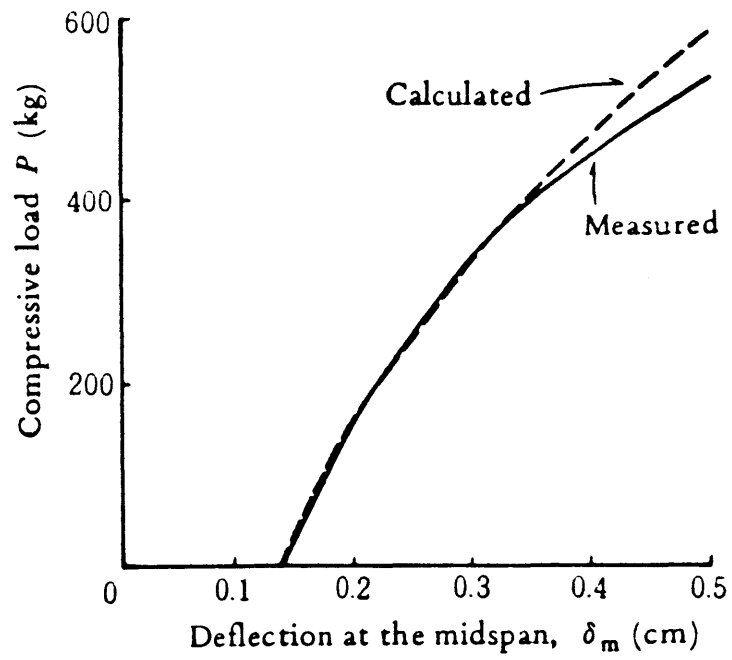


Fig. 3 - 2 0 Typical deflection curve of test specimen, Type I.

Table 3 - 5 Eccentric distance of test specimens.

Specimens		Eccentric distance derived from deflection curves		Initially planned eccentric distance
Types	Nail spacings (cm O.C.)	$e^*$	(mm)	$e$ (mm)
I	9	3.4	Average 3.4	3.7
	6	3.0		
	3	3.9		
	0 <sup>a)</sup>	3.1		
II	9	3.7	Average 3.1	2.5
	6	3.5		
	3	3.1		
	0 <sup>a)</sup>	2.0		
III	9	1.1	Average 1.3	1.5
	6	1.6		
	3	1.3		
	0 <sup>a)</sup>	1.0		

<sup>a)</sup> Glued panel

d) 破壊荷重と破壊性状

曲げ荷重を20kgに保ち、圧縮荷重を増大させた場合、パネルの大半はスパン中央付近の合板の局部的座屈によって破壊している。

次に、Table 3 - 6 に示された最大圧縮荷重  $P_{max}$  の値を眺めてみると、合板幅と釘間隔が同一の試験体では曲げ剛性  $E I$  の大きい方が  $P_{max}$  も大きくなる傾向が見られるが、合板幅が等しく釘間隔の異なる試験体についてみると、釘間隔の相違が  $P_{max}$  に及ぼす影響は余り顕著ではない。

一方、接着パネルは釘着パネルに比べて10~20%程度  $P_{max}$  が大きくなっている。

次に、Southwellの方法を用いてパネルの座屈荷重  $P_{cr}$  を求めてみる。この方法によれば、Fig. 3 - 2 1 に示すように、その直線の傾きの逆数が座屈荷重  $P_{cr}$  を、横軸との切片が  $a_1 + 4e/\pi$  ( $a_1$ :元湾曲、 $e$ :偏心距離)を与える。

パネル試験体のたわみ曲線からSouthwellの方法により座屈荷重  $P_{cr}$  を求めた結果はTable 3 - 6 に掲げてある。これによると実際の破壊荷重  $P_{max}$  は  $P_{cr}$  の約70~85%の値を示している。これは荷重の増大に伴って合板とリブの一体化が弱まり、合板部分に圧縮座屈が起こりパネル性状が塑性化するためと考えられる。なお曲げ荷重  $Q = 20\text{kg}$  を加えた場合の最大圧縮荷重  $P_{max}$  は、 $Q = 0$  で偏心圧縮荷重のみを加えた場合の  $P_{max}$  の約85%であった。

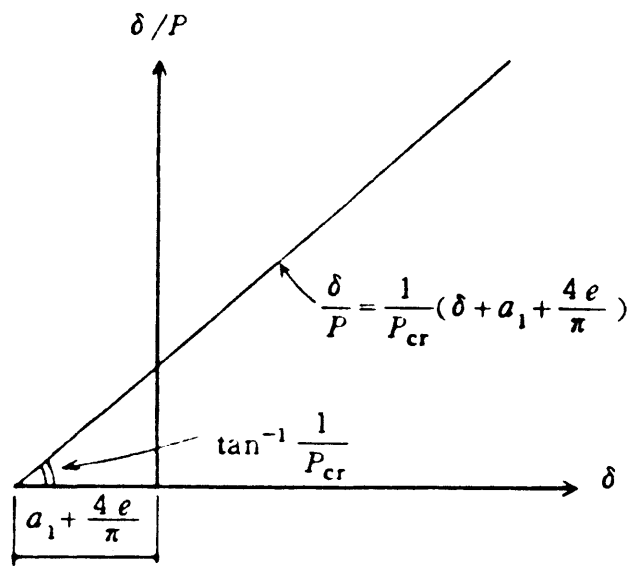


Fig. 3 - 2 1 Southwell plot.



Table 3 -- 6 Maximum compressive load of test specimens.

Specimens		Results of combined load test <sup>a)</sup>						Results of compression test		
Types	Nail spacings (cm O.C.)	$EI^c$ ( $\times 10^6$ kg.cm <sup>2</sup> )	$P_{max}^d$ (kg)	$\left(\frac{P_{max}}{EI}\right)_{nail}$ $\left(\frac{P_{max}}{EI}\right)_{glue}$	$P_{cr}^e$ (kg)	$P_{max}/P_{cr}$	$EI'$ ( $\times 10^6$ kg.cm <sup>2</sup> )	$P'_{max}$ (kg)	$\frac{P'_{max}/EI'}{P_{max}/EI}$	
I	9	1.09	669	0.94	763	0.88	0.99	724	0.84	
	6	1.18	716	0.93	914	0.78	1.10	805	0.83	
	3	1.22	701	0.88	769	0.91	1.01	815	0.71	
	0 <sup>h)</sup>	1.15	747	1.00	869	0.86	1.10	841	0.85	
II	9	1.28	725	0.83	1067	0.68	1.19	874	0.77	
	6	1.30	751	0.84	1050	0.72	1.26	805	0.90	
	3	1.38	709	0.75	997	0.71	1.33	835	0.82	
	0 <sup>h)</sup>	1.32	903	1.00	1313	0.69	1.23	906	0.93	
III	9	1.38	815	0.91	1086	0.75	1.17	730	0.95	
	6	1.34	736	0.84	909	0.81	1.05	730	0.79	
	3	1.41	823	0.90	1013	0.81	1.11	668	0.97	
	0 <sup>h)</sup>	1.28	833	1.00	1090	0.76	1.10	910	0.79	
		Average		Average		Average		Average		
								0.85		

a) Average value of two test specimens

b) Glued panel

c)  $EI$ : Flexural rigidity of panel

d)  $P_{max}$ : Maximum compressive load under a combined load

e)  $P_{cr}$ : Critical load derived from the Southwell plot

f)  $P'_{max}$ : Maximum compressive load without a transverse load

### 3・2・2 結論

3・2の結果を要約すると以下のことが言えよう。

(1) 曲げと偏心圧縮荷重を同時に受ける場合のたわみについて、偏心距離がたわみに与える影響が大きいこと、設計用荷重程度の低荷重域では実験値と計算値が良く一致することが明らかになった。

(2) パネル試験体の偏心距離はパネルの全断面が有効と仮定した場合の中立軸と加力点の位置の距離から求めて計算を行ったが、本実験の範囲、即ち縦枠間隔60cm以下程度では概ね妥当と考えられる。

(3) 曲げと圧縮を同時に受ける場合のパネルの破壊は合板の局所的な圧縮座屈で起こり、釘間隔の違いによる $P_{max}$ の差は本実験では認められなかった。接着パネルは釘着パネルに比べて $P_{max}$ が10～20%程度大きくなっている。

(4) Southwellの方法によって得られる座屈荷重 $P_{cr}$ は、最大圧縮荷重を過大評価する傾向があり、現実の $P_{max}$ は $P_{cr}$ の70～80%程度の値を示している。これは合板の局部座屈発生のためと考えられる。

(5) 曲げと偏心圧縮が同時に働いた時の $P_{max}$ は、偏心圧縮のみが働いたときの $P_{max}$ の約85%を示した。設計用荷重程度を対象にする場合、偏心圧縮試験だけから、曲げと偏心圧縮が同時に働いたときの耐力を推定するのにこの値は一つの目安になろう。

### 3・3 集中荷重を受ける合板張りストレス・スキン・パネルの曲げ性状

#### 3・3・1 目的

床用を想定した合板釘打ちストレス・スキン・パネルについて、ストレス・スキン効果によるパネルの曲げ剛性の増加と、集中荷重に対する曲げ性状を明らかにするため、様々な樹種を用いて試作した厚さ12mmの床下地用合板を面材に用いてパネルを製作し、パネルの曲げ試験および局部集中曲げ試験を行った。

#### 3・3・2 実験

##### a) 試験体

パネルの面材に用いた構造用合板はいずれも厚さ12mmで、合板製造用原木あるいはその単板構成はTable 3-7に掲げる9樹種14種類であった。なお、ラジアタパインA、B両タイプは3プライ、ベイツガは4プライで、これらを除けばいずれも5プライであった。また、合板の大きさは基本的にはいわゆる3×6合板(910×1820mm)であったが、カラマツBは3×3即ち910×910mmであった。一方、パーティクルボードは合板との比較のために15mm厚の200Pタイプを採用した。

根太には枠組壁工法用構造用製材の204材(断面寸法 38×87mm)を用いた。樹種はベイツガ(*Tsuga heterophylla* (Raf.) Sarg.)で気乾状態であった。面材と根太に相当する芯材の接合には太め鉄丸釘CN50を用い、釘間隔約200mmO.C.で一行に打ち込みを行った。

Fig. 3-22に試験体の概略を示す。合板表面の繊維方向は根太のスパン方向と平行になるようにした。なお、パネルの短辺には釘接合は行っていない。また、カラマツBの合板の継目には受棧は設けていない。試験体数は各面材毎に3体ずつとし、15種類、計45体であった。

## b) 試験方法

床パネルを想定した試験体パネルを構成する2本の根太をペアとしてスパン1800mmで単純支持し、中央集中荷重(一線荷重)による曲げ試験を行い根太のスパン中央のたわみを測定した。その後に面材を釘打ちすることによってパネル化し、再度曲げ試験を行ってパネルとしての曲げ剛性  $EI$  を算出した。なお、パネルの曲げ変形測定時の最大加力は200kgfまでとした。(Fig. 3-23(a)参照)

局部集中曲げ試験では、曲げ試験の場合と同様にスパン1800mmで単純支持したパネルの中央に直径80mmの円盤状の鉄製加力ヘッドで荷重を加えた。パネルのたわみの測定は2本の根太のスパン中央、および荷重点直下の面材について行ったが、たわみの測定は集中荷重  $P = 150\text{kgf}$  までとし、以後は変位計を除去して荷重をさらに単調増大させ破壊に至らしめた。(Fig. 3-23(b)参照)

## 3.3.3 結果および考察

### a) 曲げ剛性増加係数

面材の釘打ちによる曲げ剛性の増加、即ち、ストレスト・スキン効果を調べるために、3.1.3 c) で定義した曲げ剛性増加係数を(3-17)式で算出した。

$$r = \frac{EI}{E_p I_p + E_s I_s} \quad (3-17)$$

Table 3-7に面材および根太の比重と曲げ剛性、さらにパネルとしての曲げ剛性および曲げ剛性増加係数を掲げた。Table 3-7の各欄は3体ずつの結果とその平均を( )内に示してある。

Table 3 - 7を眺めると、曲げ剛性増加係数Rは1.09~1.62の広範囲に渡っていることが看取される。これは3・1・3で既に示したように釘のスリップ抵抗の差による違いと見なし得るが、本実験で取り上げた14種類の構造用合板についてみると、その単板構成、比重、並びに曲げ剛性がそれぞれ異なっており、一般的な傾向としては明確にはなっていない。さらに、根太に用いたベイツガの材質が曲げ剛性増加係数の評価に大きく影響を及ぼしていると思われ、合板の樹種間の比較は本実験からだけでは困難と言わざるを得ない。しかし、床下地材として構造用合板を用いる場合、床の剛性は根太のみで計算される設計値より少なくとも10%以上の増加が期待できると言えよう。

#### b) 局部集中曲げ試験結果

局部集中曲げ試験ではパネルのスパン中央に配置した3本の変位計から面材の真のたわみとして $\delta$ を(3-18)式で定義した。

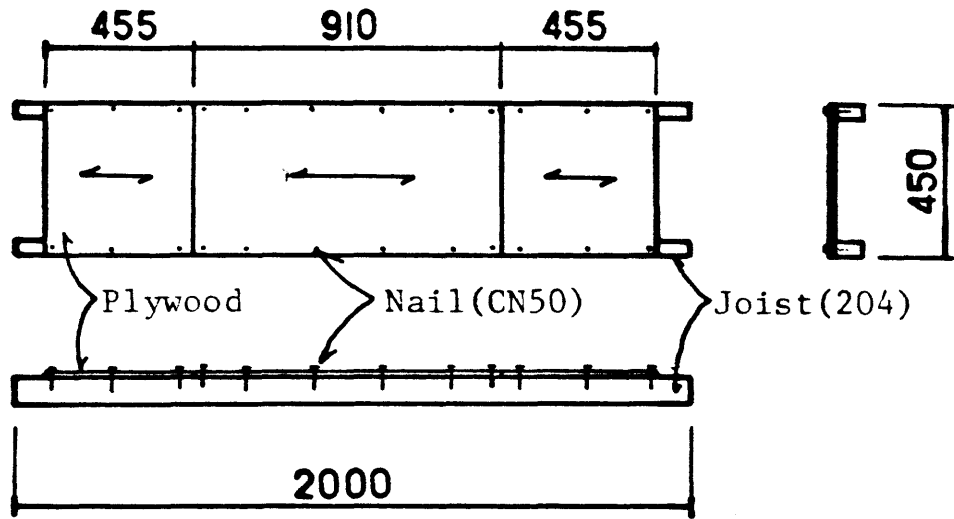
$$\delta_0 = \delta_1 - \frac{\delta_2 + \delta_3}{2} \quad (3-18)$$

P = 150kg時の $\delta$ および最大荷重P maxをTable 3 - 8に掲げる。Table 3 - 8のたわみについてみると、一般的に合板のクロス単板の厚さが厚い方がたわみは小さくなる傾向にあるが、このことは建築現場において合板が切り使いをされるケースを想定すると、本実験の例ではタイプXおよびX Iの3プライ合板がそうであるように、局部的に加わる集中荷重に対してたわみが大きくなることが考えられる。この点は床下地用の構造用合板を材料設計する際に留意すべきポイントとして指摘できるように思われる。

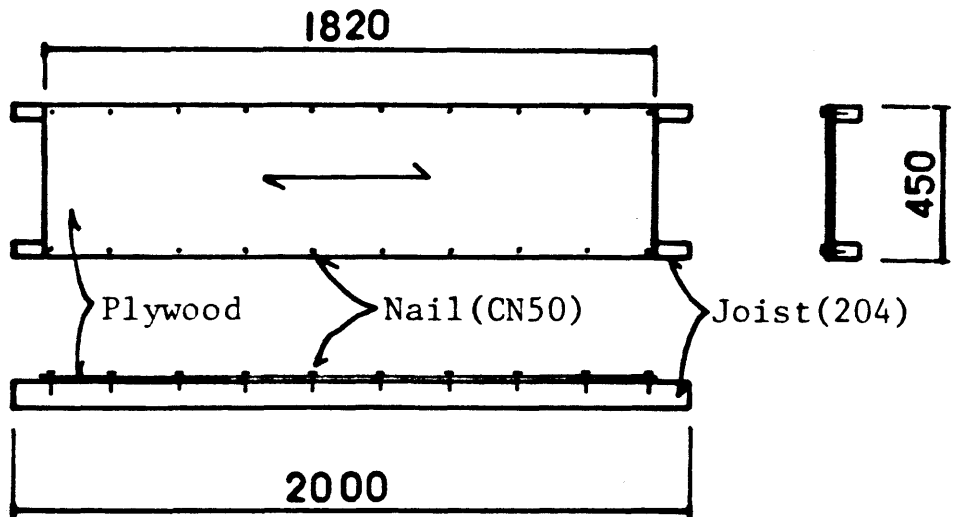
次に、直径80mmの鉄製のヘッドで面材の打ち抜きを行った最大荷重についてみると、最も弱いBinuang合板でもP max = 462kgで、15mm厚のパ-

ティクルボードの  $P_{max} = 419\text{kg}$  を上回っていることがわかる。さらに、Selangan batu合板に至っては  $P_{max} = 1232\text{kg}$  にも達し、極めて集中荷重に対して優れた性能を有していることが明らかになった。一般の住宅内において床に加わる集中荷重を考えると、グランドピアノの脚による負荷が最も厳しい条件と想定されるが、この場合でも1本の脚に加わる荷重は  $P = 150\text{kg}$  程度と見なし得るので、短期荷重において12mm厚の構造用合板は少なくとも3倍の安全率を有していると言えよう。

実際の建築設計において、Table 3 - 7 および 3 - 8 のデータは実際使用に近い実験法によるものとして有用と考えられる。

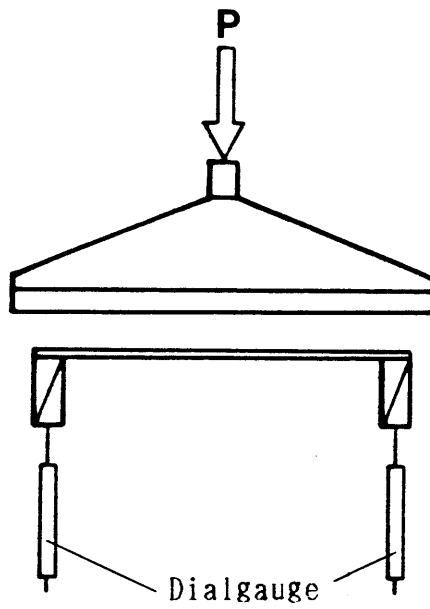


(a) Type XIV (karamatu(B)).

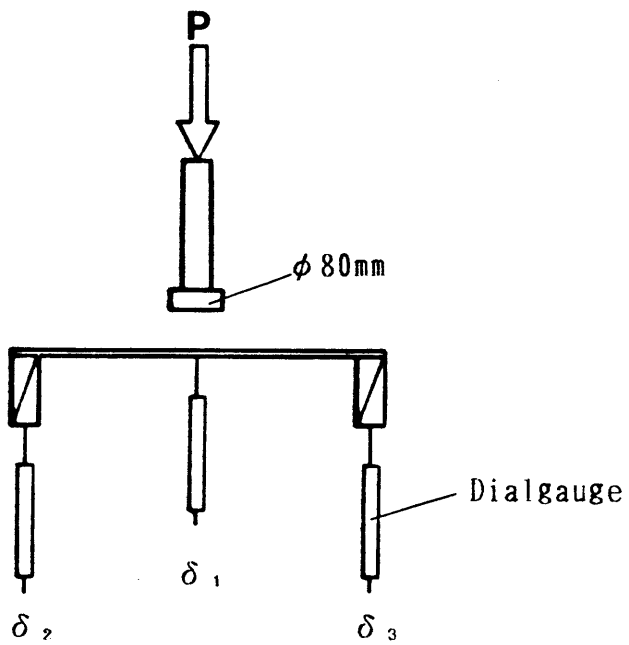


(b) Type I-XIII and Type XV.

Fig. 3 - 2 2 Construction detail of tested panel.



(a) Bending test by line load.



(b) bending test by concentrated load.

Fig. 3 -- 2 3 Loading methods and cross-section of panel.



Table 3 - 7 Tested panels and the results of bending test.

Types	P l y w o o d				J o i s t		P a n e l		
	Species	Growing district	Arrangement of the plies	Specific gravity $\rho_p$	Flexural rigidity $E_p I_p$ $10^5 \text{ kgcm}^2$	Specific gravity $\rho_s$	Flexural rigidity $E_s I_s$ $10^7 \text{ kgcm}^2$	Flexural rigidity $E I$ $10^7 \text{ kgcm}^2$	Ratio r
I	Binuang	MALAYSIA	2.0+3.5+2.0+3.5+2.0	0.40	3.24	0.45	4.66	6.23	1.33
				0.41	3.55	0.52	5.83	6.85	1.17
				0.46	3.39	0.51	5.72	6.94	1.21
				(0.42)	(3.39)	(0.49)	(5.40)	(6.67)	(1.24)
II	Geronggang	INDONESIA	1.7+3.4+2.8+3.4+1.7	0.52	5.40	0.50	3.98	7.36	1.82
				0.52	5.93	0.42	4.54	6.39	1.39
				0.52	5.21	0.53	6.23	9.00	1.43
				(0.52)	(5.51)	(0.48)	(4.92)	(7.58)	(1.55)
III	Kamerere (A)	PAPUA NEW GUINEA	1.5+3.4+3.0+3.4+1.5	0.73	6.08	0.44	5.38	6.64	1.22
				0.68	5.57	0.52	4.54	6.92	1.51
				0.74	6.06	0.50	4.18	5.72	1.35
				(0.72)	(5.90)	(0.49)	(4.70)	(6.43)	(1.36)
IV	Kamerere (B)	PAPUA NEW GUINEA	1.5+3.4+3.0+3.4+1.5	0.51	4.34	0.41	3.30	4.77	1.43
				0.46	3.75	0.50	5.70	7.83	1.36
				0.46	3.62	0.53	6.64	7.94	1.19
				(0.48)	(3.90)	(0.48)	(5.21)	(6.85)	(1.33)
V	Celtis	PAPUA NEW GUINEA	1.5+3.4+3.0+3.4+1.5	0.64	5.93	0.54	4.96	7.24	1.44
				0.63	6.51	0.50	5.81	7.74	1.32
				0.67	6.90	0.55	4.62	6.53	1.39
				(0.65)	(6.45)	(0.53)	(5.13)	(7.17)	(1.38)
VI	Selangan batu + Seraya	MALAYSIA	1.5+3.4+1.5+3.4+1.5	0.71	10.27	0.47	4.05	7.15	1.72
				0.74	9.67	0.53	6.00	8.68	1.42
				0.72	9.99	0.58	5.56	9.72	1.72
				(0.72)	(9.98)	(0.53)	(5.20)	(8.52)	(1.62)
VII	Ezomatu	U.S.S.R	2.0+3.5+2.0+3.5+2.0	0.42	5.58	0.48	4.42	5.61	1.25
				0.44	4.72	0.48	3.51	4.35	1.22
				0.40	5.09	0.51	4.77	5.62	1.17
				(0.42)	(5.13)	(0.49)	(4.23)	(5.19)	(1.21)
VIII	Western Hemlock	U.S.A	3.2+3.2+3.2+3.2	0.48	7.95	0.48	4.74	5.78	1.20
				0.48	10.26	0.47	4.69	5.67	1.18
				0.52	10.23	0.45	4.52	5.24	1.13
				(0.48)	(9.48)	(0.47)	(4.65)	(5.58)	(1.17)
IX	Western Hemlock + Lauan	U.S.A	1.6+3.3+3.0+3.3+1.6	0.52	5.37	0.42	4.43	4.94	1.10
				0.52	5.25	0.44	4.43	4.92	1.10
				0.54	5.53	0.41	4.29	4.65	1.07
				(0.53)	(5.38)	(0.42)	(4.38)	(4.84)	(1.09)
X	Radiata pine (A)	NEWZEALAND	4.0+4.0+4.0 (C - C)	0.49	4.76	0.47	5.34	8.68	1.61
				0.56	7.44	0.52	4.91	6.66	1.34
				0.55	7.01	0.49	4.58	6.75	1.45
				(0.53)	(6.40)	(0.49)	(4.94)	(7.36)	(1.47)
XI	Radiata pine (B)	NEWZEALAND	4.0+4.0+4.0 (D - D)	0.49	5.66	0.48	4.91	7.15	1.44
				0.48	4.45	0.51	4.76	6.30	1.31
				0.46	3.96	0.46	4.34	7.15	1.63
				(0.48)	(4.69)	(0.48)	(4.67)	(6.87)	(1.46)
XII	Radiata pine (C)	CHILE	2.0+3.5+2.0+3.5+2.0	0.51	6.60	0.51	5.96	6.83	1.13
				0.50	6.53	0.50	5.57	6.52	1.16
				0.52	6.55	0.47	5.25	6.35	1.19
				(0.51)	(6.56)	(0.49)	(5.58)	(6.57)	(1.16)
XIII	Karamtu (A)	JAPAN (Nagano)	2.5+2.5+2.5+2.5+2.5	0.55	6.90	0.48	4.23	5.32	1.24
				0.56	6.60	0.45	3.29	4.22	1.26
				0.53	6.04	0.49	5.01	6.71	1.32
				(0.55)	(6.51)	(0.47)	(4.18)	(5.42)	(1.27)
XIV	Karamtu (B)	JAPAN (Hokkaido)	2.5+2.5+2.5+2.5+2.5	0.57	7.32	0.41	3.64	4.29	1.16
				0.60	6.06	0.39	3.40	4.10	1.18
				0.53	5.75	0.41	3.05	3.53	1.14
				(0.57)	(6.38)	(0.40)	(3.36)	(3.97)	(1.16)
XV	Particleboard		Thickness : 15mm	0.70	4.61	0.51	5.87	7.57	1.28
				0.70	4.85	0.43	4.03	6.24	1.53
				0.68	4.50	0.48	5.78	7.74	1.33
				(0.70)	(4.65)	(0.47)	(5.23)	(7.18)	(1.38)

Table 3 - 8 Deflection and maximum load of bending test by concentrated load.

P a n e l			
Types	Species	Deflection $\delta_{P=150\text{kg}}$ (mm)	Maximum load $P_{max}$ (kgf)
I	Binuang	8.80	450
		8.10	487
		8.15	450
		(8.35)	(462)
II	Geronggang	5.85	536
		5.55	799
		4.90	502
		(5.43)	(612)
III	Kamerere (A)	4.86	608
		5.21	894
		5.85	627
		(5.34)	(710)
IV	Kamerere (B)	10.32	660
		8.99	712
		8.85	470
		(9.42)	(614)
V	Celtis	3.89	987
		3.89	930
		3.43	1268
		(3.74)	(1062)
VI	Selangan batu + Seraya	4.03	1225
		4.10	1320
		3.93	1150
		(4.02)	(1232)
VII	Ezomatu	6.52	906
		7.16	585
		7.18	618
		(6.95)	(703)
VIII	Western Hemlock	8.94	724
		8.20	1050
		7.03	1200
		(8.06)	(991)
IX	Western Hemlock + Lauan	4.39	860
		4.44	967
		3.86	995
		(4.23)	(941)
X	Radiata pine (A)	13.35	546
		16.82	540
		13.90	584
		(14.69)	(557)
XI	Radiata pine (B)	13.42	460
		14.45	466
		15.28	548
		(14.38)	(491)
XII	Radiata pine (C)	5.54	542
		6.18	806
		5.38	587
		(5.70)	(645)
XIII	Karamatu (A)	8.39	761
		9.08	669
		7.41	1129
		(8.29)	(853)
XIV	Karamatu (B)	5.01	*
		5.33	1024
		6.52	867
		(5.62)	(946)
XV	Particleboard	5.61	434
		6.44	420
		5.68	403
		(5.91)	(419)

### 3・3・4 結論

3・3の結果を要約すると以下のことが言えよう。

- (1) 12mm厚の構造用合板を床下地に用いる場合、床の曲げ剛性は根太のみで計算される設計値より少なくとも10%以上の増加が期待できる。
- (2) 局部集中荷重に対する床下地材のたわみについては、構造用合板の単板構成の影響が大きく、材料設計の際に十分に留意しなければならないことが明らかになった。
- (3) 局部集中荷重試験の最大荷重についてみると、12mm厚の構造用合板の中で最も弱いものでも $P_{max}$ は450kgを上回っており、この値は一般住宅内で想定される荷重の3倍(但し、短期荷重として)に相当し、さらに15mm厚のパーティクルボードよりも性能値として優れていることが明らかになった。

### 3・4 木質床における集中荷重分散効果

#### 3・4・1 目的

木質床の床下張材として貼られる面材は、床面を作ると共にストレスト・スキン効果によって床の剛性を増加させる役割を果たしているが、さらに床上に局部的に加わる荷重を隣接する根太に分散し、局部的なたわみを減少させることも期待できる。本節では、床下張材として用いられる面材の荷重分散効果を明らかにすることを目的とし、さらに、比較的せいの高い床根太の横倒れ座屈を防止するために用いられる『ころび止め』についても、その荷重分散効果を調べた。面材としては合板を中心に実験を行い、パーティクルボードを使用した場合、あるいは並列された根太を単材でつないだ場合についても荷重の分散効果を調べ解析を行った。

#### 3・4・2 解析方法

##### a) 荷重分担率の定義

Fig. 3-24 に示すような曲げ剛性  $E I$  のはりに、中央集中荷重が作用する場合、荷重  $P$  とスパン中央のたわみ  $\delta$  との関係は(3-19)式で表される。

$$\delta = \frac{P L^3}{48 E I} \quad (3-19)$$

ここに、  $E I$  : 曲げ剛性  
 $P$  : 荷重  
 $\delta$  : たわみ  
 $L$  : スパン

次に、Fig. 3-25の床組モデルを想定し、中央に集中荷重  $P_c$  が作用したとすると、中央の根太 Joist-0に加わった荷重  $P_c$  は根太と直交するつなぎ材を伝わって隣接する根太 Joist-1および Joist-2にも伝わりそれぞれの根太にたわみが生じる。このとき、Joist-0,1,2がそれぞれ負担する荷重を  $R_0, R_1, R_2$ 、生じるたわみを  $\delta_0, \delta_1, \delta_2$  とすれば次式が成立する。

$$\delta_0 = \frac{R_0 L^3}{48 E I_0}$$

$$\delta_1 = \frac{R_1 L^3}{48 E I_1} \quad (3-20)$$

$$\delta_2 = \frac{R_2 L^3}{48 E I_2}$$

$$P_c = R_0 + R_1 + R_2 \quad (3-21)$$

ここで(3-21)式の両辺を  $P_c$  で除し、 $R_i/P_c = \beta_i$  としてこれを『荷重分担率』とする。

$$\sum \frac{R_i}{P_c} = \sum \beta_i = 1 \quad (3-22)$$

本実験では各根太単独の曲げ試験を予め行い  $P/\delta$  を求め、次に Fig. 3-25の条件で荷重を加え、各根太について  $P_c/\delta_i$  を測定しこれらより次式によって荷重分担率を求めた。

$$\beta_i = (P/\delta) / (P_c/\delta_i) \quad (3-23)$$

ところで、Fig. 3-25に示したモデルをより一般化するとFig. 3-26となる。ここでこのモデルをFig. 3-27に示すようにつなぎ材を3本のバネが支えていると見なすと、各根太のバネ定数は次式で表される。

$$K_i = 48(EI)_i / L^3 \quad (3-24)$$

ここに、 $(EI)_i$  : Joist-iの曲げ剛性

各根太に加わる力、即ち各バネの反力を $R_i$ とすると、 $R_i$ はそれぞれ下式で求められる。

$$R_0 = \frac{P_c \left[ \frac{bc}{6EI\ell} (\ell^2 - b^2 - c^2) + \frac{1}{\ell^2} \left\{ \frac{b(\ell - c)}{k_1} + \frac{ac}{k_2} \right\} \right]}{\frac{c^2(\ell - c)^2}{3EI\ell} + \frac{1}{\ell^2} \left\{ \frac{(\ell - c)^2}{k_1} + \frac{c^2}{k_2} \right\} + \frac{1}{k_0}} \quad (3-25)$$

$$R_1 = \frac{P_c b}{\ell} \frac{P_c \left[ \frac{bc}{6EI\ell} (\ell^2 - b^2 - c^2) + \frac{1}{\ell^2} \left\{ \frac{b(\ell - c)}{k_1} + \frac{ac}{k_2} \right\} \right]}{\frac{c^2(\ell - c)}{3EI} + \frac{1}{\ell(\ell - c)} \left\{ \frac{(\ell - c)^2}{k_1} + \frac{c^2}{k_2} \right\} + \frac{\ell}{k_0(\ell - c)}} \quad (3-26)$$

$$R_2 = \frac{P_c a}{\ell} \frac{P_c \left[ \frac{bc}{6EI\ell} (\ell^2 - b^2 - c^2) + \frac{1}{\ell^2} \left\{ \frac{b(\ell - c)}{k_1} + \frac{ac}{k_2} \right\} \right]}{\frac{c(\ell - c)^2}{3EI} + \frac{1}{\ell c} \left\{ \frac{(\ell - c)^2}{k_1} + \frac{c^2}{k_2} \right\} + \frac{\ell}{k_0 c}} \quad (3-27)$$

ここで、Fig. 3-25のごとく  $a=b=c=l/2$  とすると、  
(3-25)式は次のように簡略化される。

$$R_0 = \frac{P_c}{1 + \frac{1}{\frac{l^3 EI_0}{L^3 EI} + \frac{EI_0}{4} \left( \frac{1}{EI_1} + \frac{1}{EI_2} \right)}} \quad (3-28)$$

さらに、(3-28)式に於いて

$$\alpha = \frac{l^3 EI_0}{L^3 EI} + \frac{EI_0}{4} \left( \frac{1}{EI_1} + \frac{1}{EI_2} \right) \quad (3-29)$$

とすると、Fig. 3-25の荷重分担率は次式で表される。

$$\beta_{0cal} = \alpha / (\alpha + 1) \quad (3-30)$$

$$\beta_{1cal} = \beta_{2cal} = 1 / 2 (\alpha + 1) \quad (3-31)$$

従って、荷重分担率  $\beta_i$  は各根太およびつなぎ材の曲げ剛性と、根太のスパンおよび根太間隔によって一義的に定まることが明らかである。

本研究では、実験によって(3-23)式より求められる荷重分担率と、(3-30)、(3-31)の両式によって計算される値とを比較することによって解析を行った。

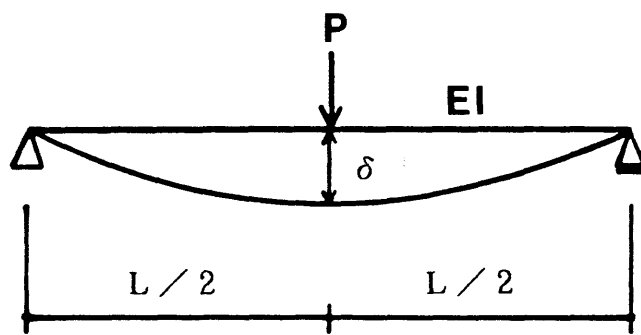


Fig. 3 - 2 4 Deflection of simple beam under concentrated load.



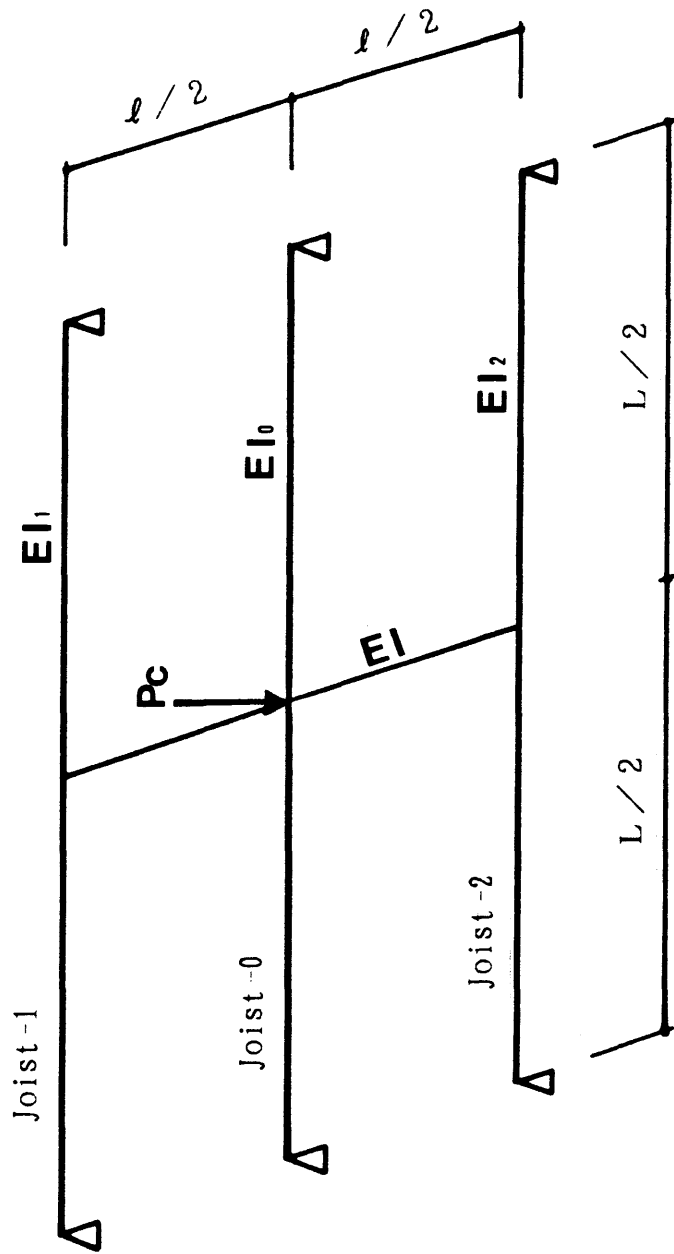


Fig. 3 - 2 5 Assumed model of three joists jointed by cross beam.

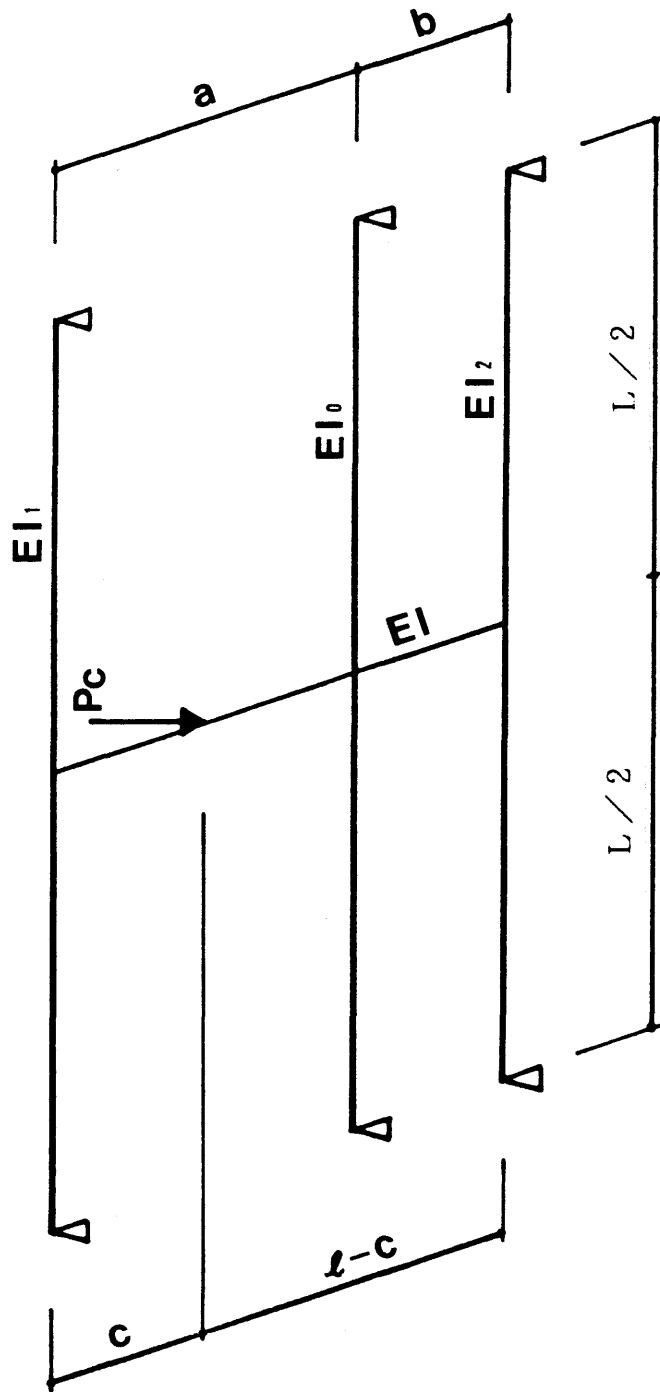


Fig. 3 -- 2 6 The dimensions of assumed model.

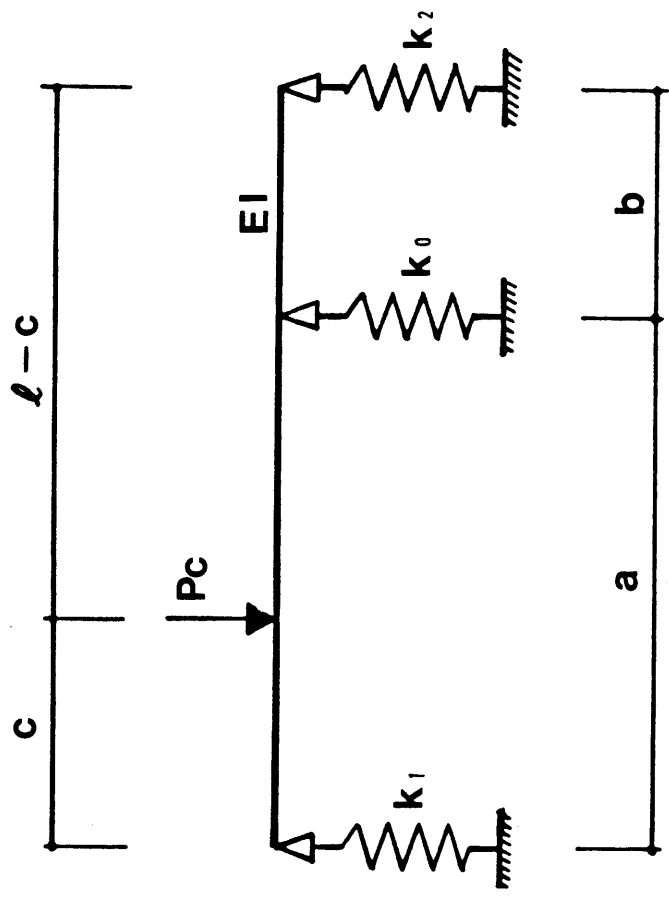


Fig. 3 - 2 7 The cross beam supported with three springs.

### 3・4・3 実験

#### a) 試験体

##### 1) 根太

試験体の根太には枠組壁工法用構造用製材の210材、樹種ベイツガ (*Tsuga heterophylla* (Raf.) Sarg.)を用いた。長さ4280mmに切られたものをスパン3600mmで単純支持し、中央集中荷重による曲げ試験を行い、曲げ剛性を予め測定した。

##### 2) 単材をつなぎ材として用いた場合

Fig. 3-25に示した床組モデルに近い試験体として、つなぎ材に3種類の断面の単材をつなぎ材として用いた。各々の断面寸法は19×45mm, 38×89mm, 38×180mmであった。つなぎ材は平行に並べられた3本の根太のスパン中央に釘CN50で留め付けられた。但し、根太とつなぎ材の交点1個所当たり釘は1本ずつであった。Fig. 3-28に試験体の一例を示す。

##### 3) ころび止めをつなぎ材として用いた場合

ころび止めにはブロッキングとブリッジングの2種類がある。本実験では両者について、『住宅金融公庫枠組壁工法住宅工事共通仕様書』に示された施工方法に準じて試験体を製作した。

ブロッキングには根太と同寸法の210材を使用し、3本の根太間隔は300mmと450mmの2通りとした。接合方法はFig. 3-29に示すように、CN90(3本/1個所)の木口打ちのみであった。但し、釘打ちはφ3mmの先穴をドリルで空けてから行い、木材の割れを最小限に抑える方法を採用した。Fig. 3-30に試験体図を掲げる。

ブリッジングには、前述の公庫仕様書に示されている最小断面寸法20×65mmのベイツガ材を用いた。根太間隔はブロッキング試験体と同様

に300mmと450mmの2種類で、釘にはCN65を用い、 $\phi 2.5\text{mm}$ の先穴を空けてから施工を行った。Fig. 3-31にブリッジの詳細を、また、Fig. 3-32に試験体図を掲げる。

#### 4) 面材をつなぎ材に用いた場合。

根太に床下地材として面材が貼られる場合の荷重分散効果を調べるために、Fig. 3-32に示すように根太に面材を釘打ちし試験体を製作した。試験体の全体図をFig. 3-34に示す。3・4・2に示した解析方法を用いるために、面材は根太のスパン中央部分に限って貼られたが、これは隣接する根太に伝わる荷重が過小評価され、反対に荷重作用点のたわみが過大評価されるものの、建物の設計に当たって集中荷重作用点の床のたわみを計算推定する際に、本実験の実験結果が安全側の予測を与えるように配慮したためである。

本実験では、およそ $910 \times 910\text{mm}$ に切断した合板とパーティクルボードを面材に用いた。面材の種類はTable 3-11に示す通りである。なお、合板については、表板の繊維方向と根太のスパン方向の組み合わせを変えて、つなぎ材としての面材の曲げ剛性についてヴァリエーションを与えた。

面材と根太の接合は、釘CN50(40mm厚のパーティクルボードのみCN65)を約 $150\text{mm O.C.}$ で各根太にそれぞれ1列ずつ打ち付けて行った。

#### 5) 試験装置

本実験に用いた試験機をFig. 3-35に示す。試験体の中央に荷重を加える局部集中曲げ試験では、 $\phi 30\text{mm}$ の鉄製の加力ヘッドを用いた。曲げ荷重の測定には容量2tのロードセルを用い、たわみの測定は各根太のスパン中央に精度 $1/100\text{mm}$ の電気式変位計を設置して行った。

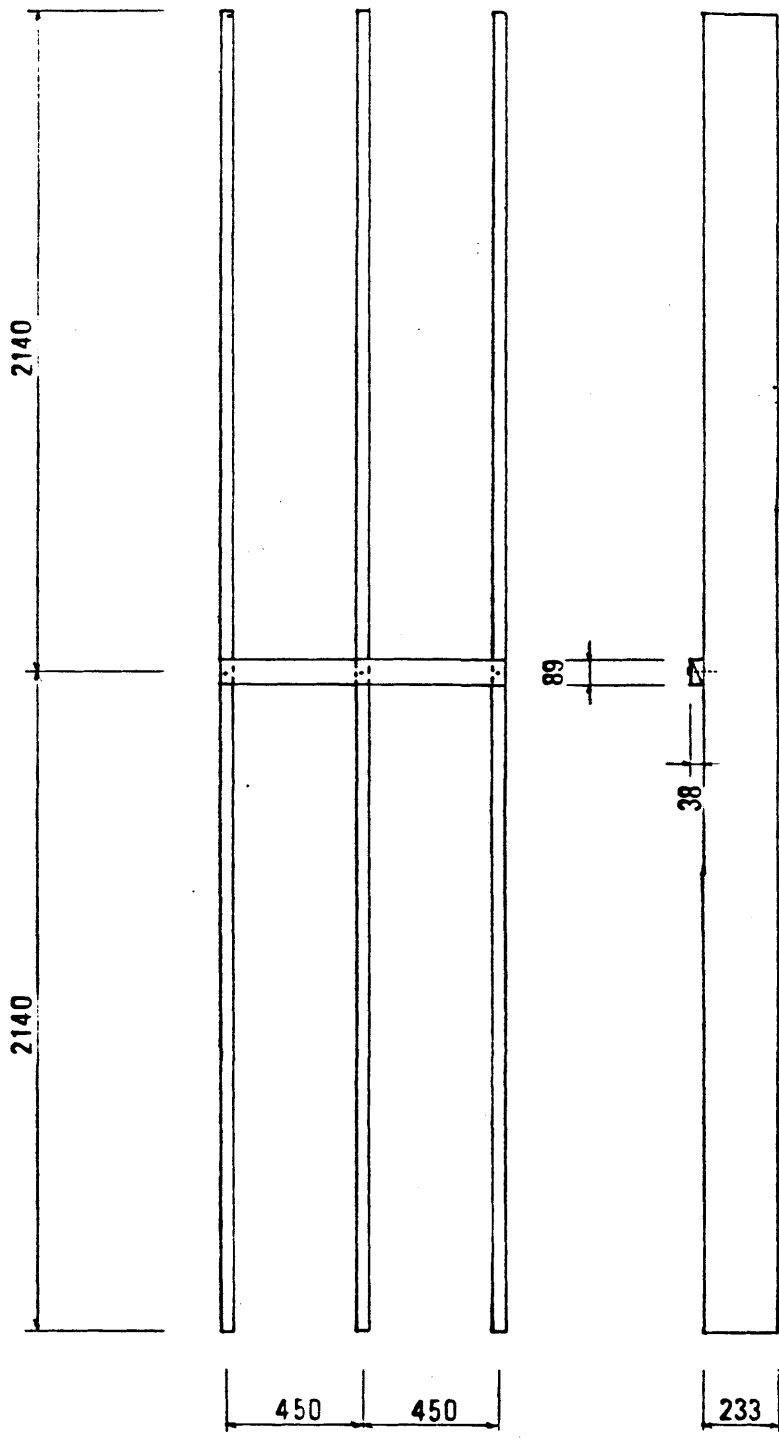
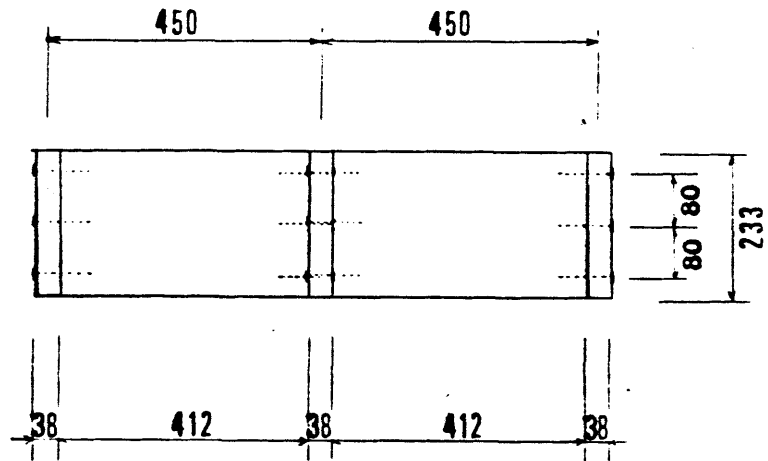
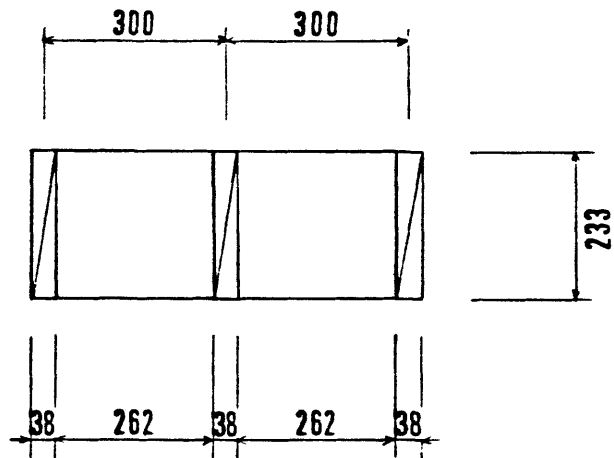


Fig. 3-28 Construction detail of No. 1-3 specimen.



(a) Joist spacing  $s = 450 \text{ mm O.C.}$



(b) Joist spacing  $s = 300 \text{ mm O.C.}$

Fig. 3 - 2 9 Cross-section of specimen with brocking.

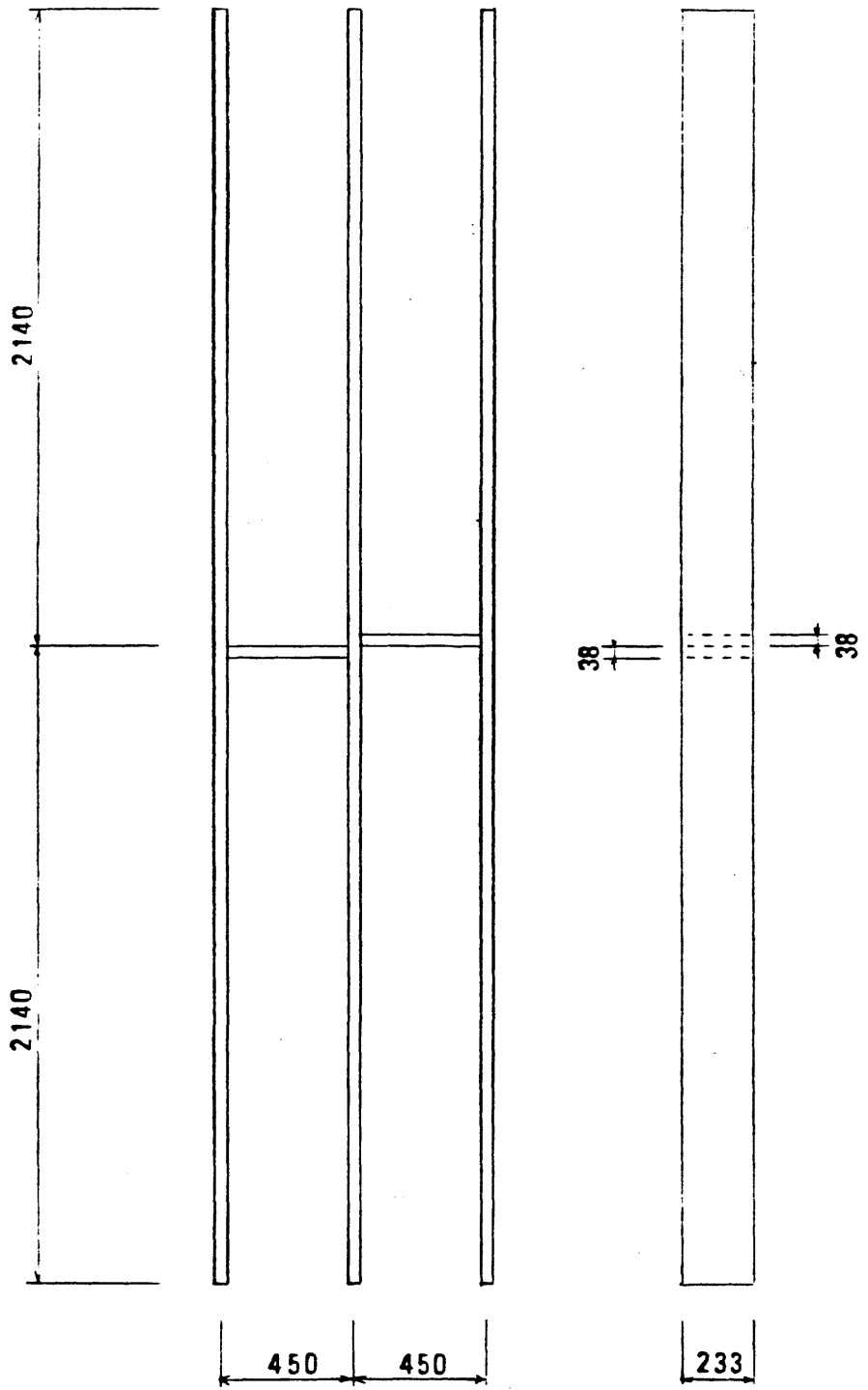
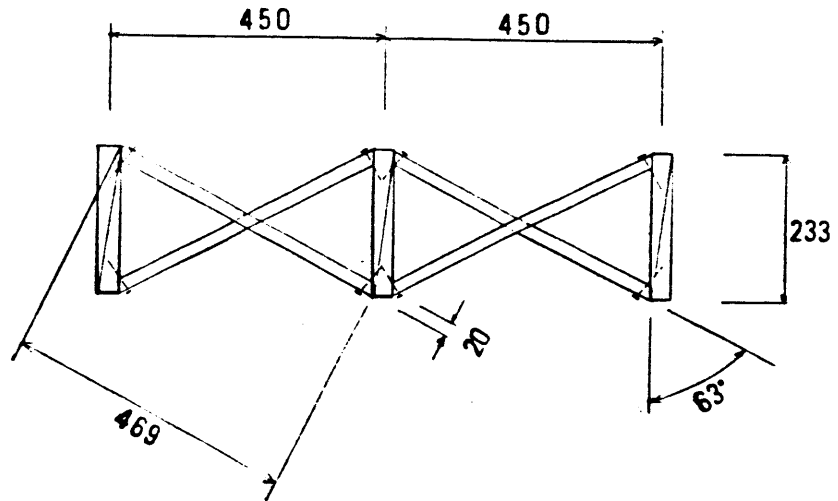
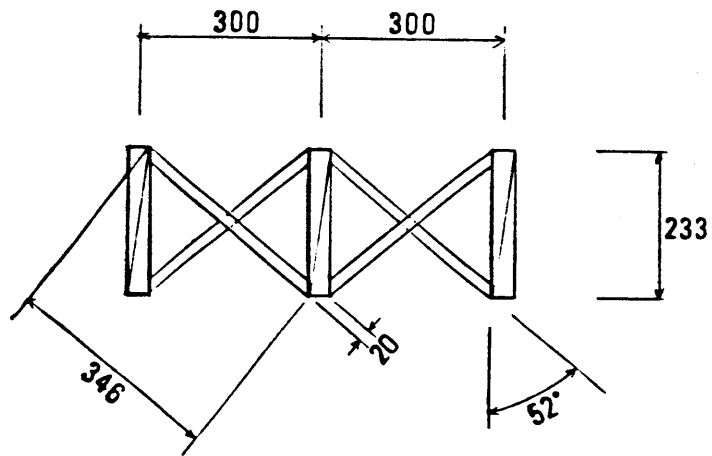


Fig. 3 - 3 0 Construction detail of No.4 - 5 specimen.





(a) Joist spacing  $s = 450 \text{ mm O.C.}$



(b) Joist spacing  $s = 300 \text{ mm O.C.}$

Fig. 3 - 3 1 Cross-section of specimen with bridging.

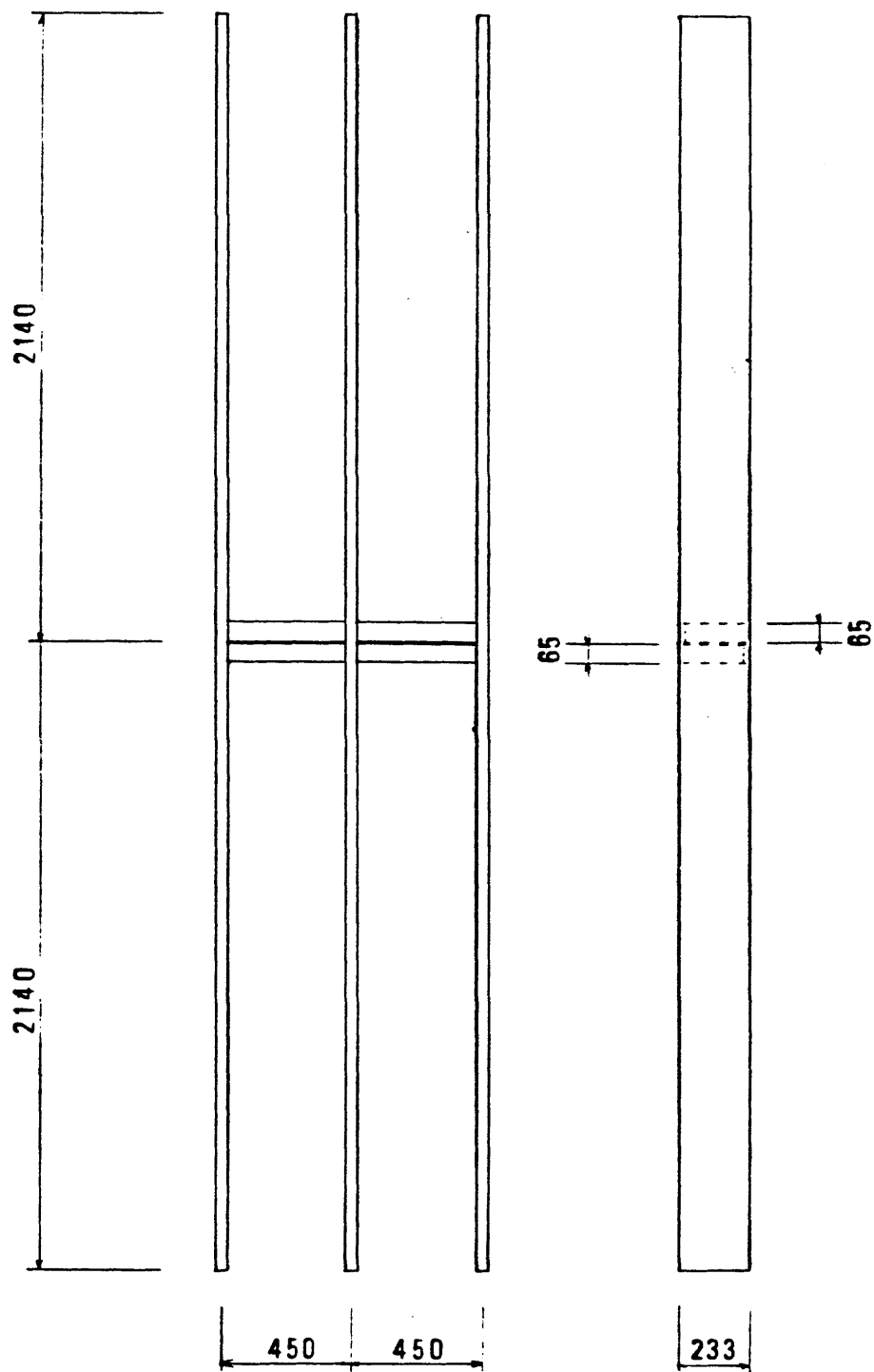


Fig. 3 - 3 2 Construction detail of No. 6 - 7 specimen.

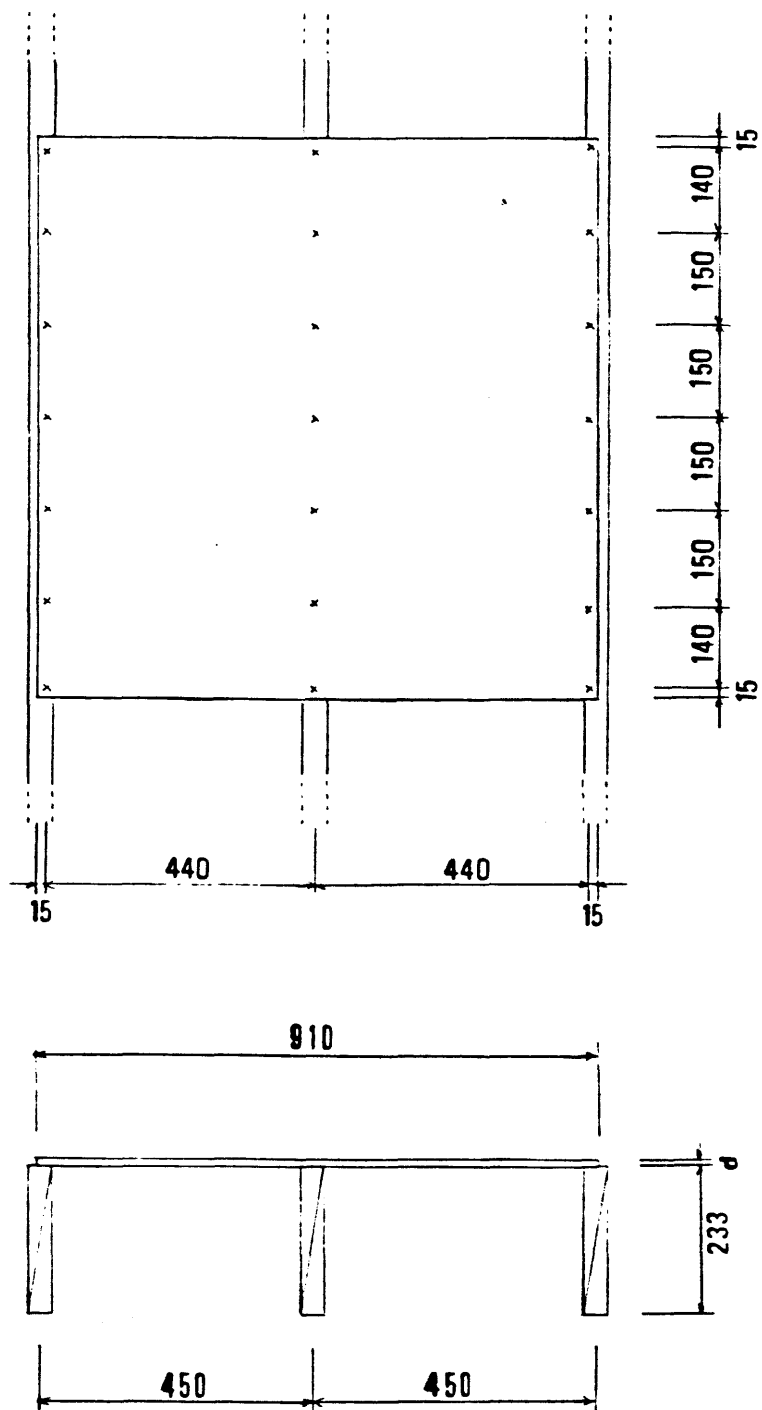


Fig. 3 - 3 3 Nailing of board and cross-section of spesimen.

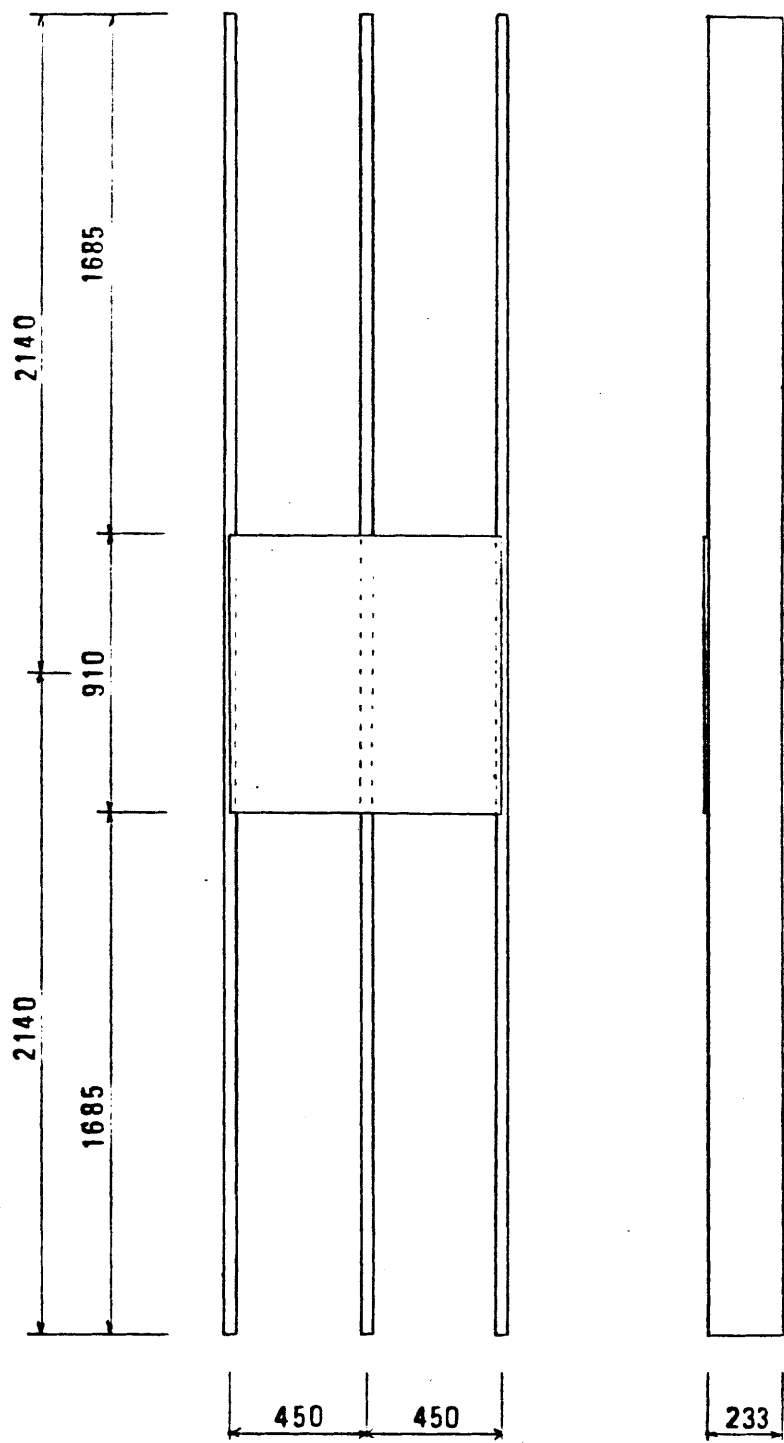


Fig. 3 -- 3 4 Construction detail of No. 8 -- 23 specimen.

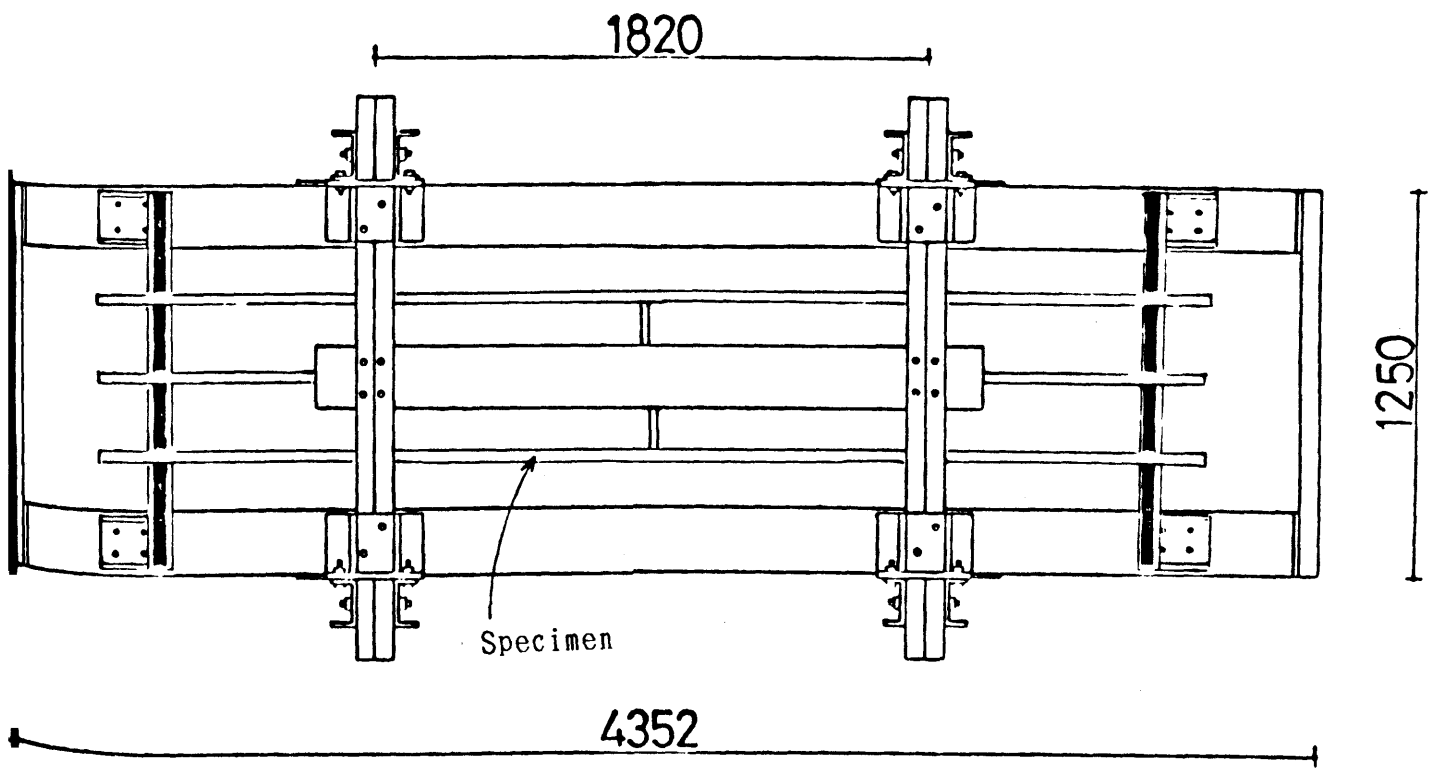
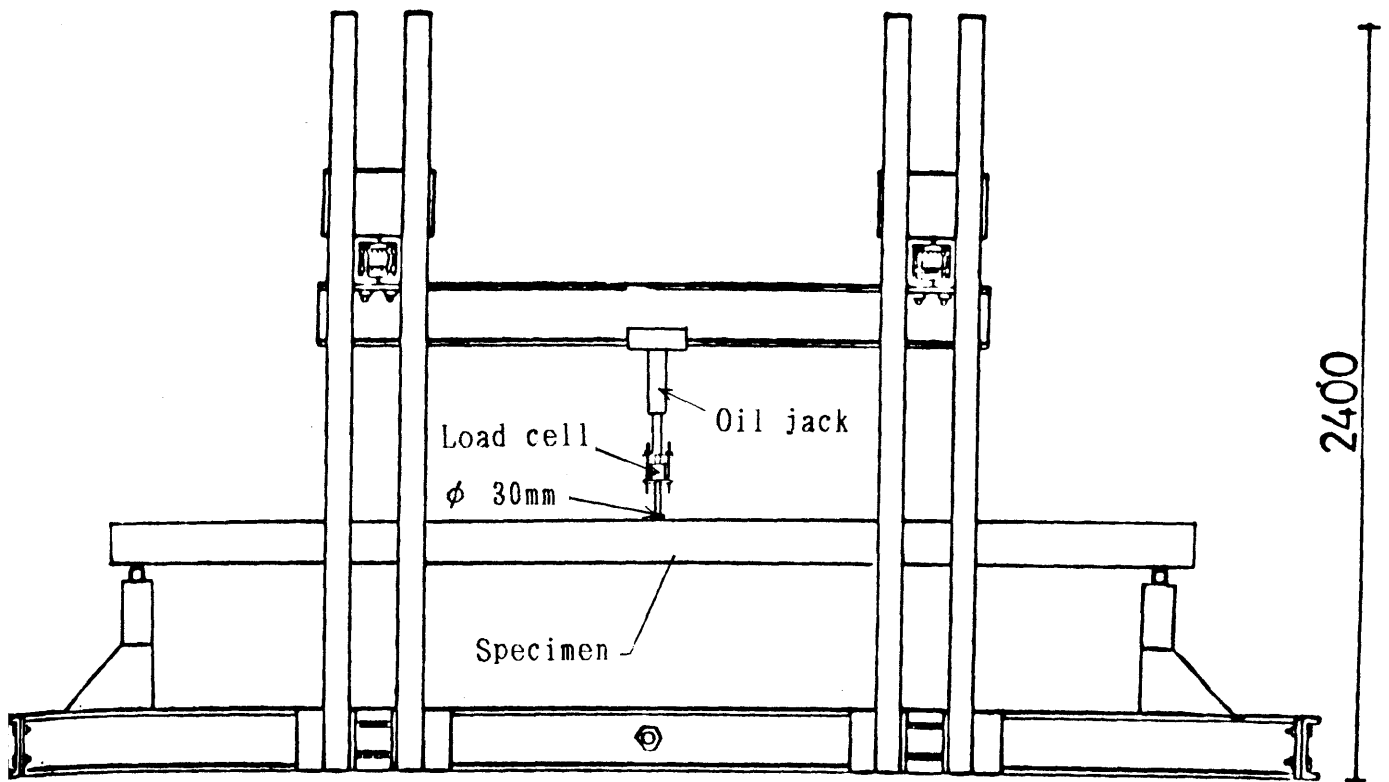


Fig. 3 - 3 5 Apparatus for the application of the concentrated load.

### 3・4・4 結果および考察

#### a) 根太の曲げ剛性

試験体は3本の根太に繋ぎ材が組み合わされたものであるが、各試験体を組み立てる直前に測定した根太のたわみ曲線の傾き  $P/\delta$ 、並びにその値から計算された曲げ剛性  $EI$  をTable 3-9~11に示す。Table 3-9~11中で Joist-0 は試験体中央の根太で、集中荷重を受けるものであるのに対して、Joist-1 および Joist-2 は Joist-0 の両側に位置し、繋ぎ材を介して荷重を受ける根太を指し示している。

繋ぎ材を施工し Fig. 3-28, 3-30, 3-32, および 3-34 に示す試験体を作成し、その中央に集中荷重を加えた場合の、根太 Joist-0 のスパン中央のたわみ曲線の傾き  $P_c/\delta_0$ 、および Joist-1 と Joist-2 のその平均値  $P_c/\delta_{1,2}$  を Table 3-12~14 に掲げる。実験時に加えた集中荷重  $P_c$  の最大値は 200kgf であったが、この範囲内ではたわみ曲線はほぼ直線と見なし得るもので、最小二乗法によってその傾きを算出したがその相関係数はいずれも0.98以上であった。

#### b) 単材をつなぎ材に用いた場合

断面寸法の異なる3種類の木材をつなぎ材に用いた場合の荷重分担率をTable 3-12に示す。Table 3-12中で  $\beta_i$  はTable 3-9とTable 3-12に掲げた実験結果から(3-23)式によって求められたもので、一方、 $\beta_{ocal}$  は構成材料の曲げ剛性とスパンの値を用いて(3-30)および(3-31)の両式から計算されたものである。

Table 3-12を眺めると、繋ぎ材の曲げ剛性が大きくなるにつれて中央の根太 Joist-0 の荷重分担率は減少し、隣接する根太へ荷重がより伝わっていることが看取される。さらに、 $\sum \beta_i$  が1に近く、 $\beta_0$  と  $\beta_{ocal}$  の値が互いに良く一致しており、3・4・2に示した解析方法が適用できることがわかる。

c) ころび止めをつなぎ材として用いた場合

つなぎ材としてブロッキングあるいはブリッジングを用いた場合の結果をTable 3 - 1 3 に示す。

#### 1) ブロッキングの荷重分散効果

Table 3 - 1 3 を眺めると、根太間隔が300mmと450mmのいずれの場合でも  $\beta_0 = 0.37$  を示し、荷重分担率としては小さな値と言えよう。ここで、つなぎ材の曲げ剛性が無限大の場合を想定すると、(3 - 3 0)、(3 - 3 1)の両式より容易にわかるように、 $\beta_0 = 0.33$ が最小値である。

従って、本実験の荷重域内ではブロッキングの荷重分散効果は極めて高く、換言すれば、集中荷重に対して隣接する根太に荷重を有効に伝え、荷重作用点の局部的なたわみを減少することが明らかになった。従来、ブロッキングは根太の横倒れ座屈を防ぐために施工されているが、荷重分散効果の点でも極めて有効であることが理解されよう。

#### 2) ブリッジングの荷重分散効果

ブリッジングの場合、根太間隔が 300mm で  $\beta_0 = 0.66$ 、450mm で  $\beta_0 = 0.75$  とブロッキングに比べて大きな値を示し、荷重が集中し易い傾向が看取される。後述する面材と比較するとブリッジングの荷重分散効果は合板 12mm と同程度と言えよう。

なお、ブリッジングの施工について見ると、材端を斜めに切断し、さらに釘も角度を付けて打ち込まなければならず、その施工は決して容易なものではない。従って、集中荷重に対する局部的なたわみの抑制、施工の合理化の観点からはブロッキングより数段劣ると言えよう。

d) 面材をつなぎ材として用いた場合

合板およびパーティクルボードをつなぎ材として用いた場合の結果を Table 3 - 1 4 に示す。Table 3 - 1 4 を眺めるとつなぎ材として働く面材の曲げ剛性が大きくなるにつれて、Joist-0 即ち、集中荷重の作用する根太の荷重分担率  $\beta_0$  が小さくなる傾向が看取される。一般に床下地に用いられる合板の厚さ 12~15mm のものについて見ると  $\beta_0 = 0.61 \sim 0.81$  の値を示している。さらに、合板表板の繊維方向が根太のスパン方向と直交する試験体の方が、平行なものよりつなぎ材としての曲げ剛性が大きくなるので、集中荷重の分散効果が高くなることがわかる。

面材を Fig. 3 - 2 5 に示すように 1 本のつなぎ材と見なして (3 - 3 0) および (3 - 3 1) の両式から  $\beta_{0,cal}$  を計算すると、いずれの試験体に於いても  $\beta_0 < \beta_{0,cal}$  の傾向が看取される。これは面材が根太に釘打ちされることにより、根太の曲げ剛性が大きくなること、あるいは面材の変形が単純な曲げではなくシェル状に変形すること等が予想され、面材をつなぎ材とみなす Fig. 3 - 2 5 の解析モデルが単純化し過ぎている点は否めない。しかし、床の設計において集中荷重に対する局部的なたわみを考慮する場合、(3 - 3 0), (3 - 3 1) 式は安全側の値を与えるので極めて有用であると言えよう。

比較的厚いパーティクルボードの結果を見ると、 $\beta_0$  は 0.45 程度で本実験で用いた合板よりも荷重分散効果が高いことを示している。しかし、根太と同寸のブロッキングと比較すると、ブロッキングの効果の方が優れている事がわかる。従って、集中荷重の分散効果の点から見ると適当な厚さの面材にブロッキングを組み合わせる方が性能的に、さらに経済的にも有利であると言えよう。



Table 3 - 9 Flexural rigidities of joists. (No.1-3)

No .	Cross-section (mm × mm)	Joist spacing (cm O.C.)	Joist-0		Joist-1		Joist-2	
			$P_0 / \delta_0$ (kg/mm)	$E I_0$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )	$P_1 / \delta_1$ (kg/mm)	$E I_1$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )	$P_2 / \delta_2$ (kg/mm)	$E I_2$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )
1	19 × 45	45	28.3	2.75	33.6	3.27	33.4	3.25
2	38 × 89	45	26.6	2.59	33.5	3.26	33.4	3.25
3	38 × 180	45	27.8	2.71	33.1	3.22	32.1	3.12

Table 3 - 10 Flexural rigidities of joists. (No.4-7)

No .	Crossing member	Joist spacing (cm O.C.)	Joist-0		Joist-1		Joist-2	
			$P_0 / \delta_0$ (kg/mm)	$E I_0$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )	$P_1 / \delta_1$ (kg/mm)	$E I_1$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )	$P_2 / \delta_2$ (kg/mm)	$E I_2$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )
4	Bridging	30	38.9	3.78	45.7	4.44	43.2	4.20
5		45	41.7	4.05	46.7	4.54	46.0	4.47
6	Brocking	30	41.2	4.00	50.7	4.93	46.1	4.48
7		45	38.6	3.84	47.4	4.61	43.5	4.23

Table 3 - 1 1 Flexural rigidities of joists. (No.8 - 23)

No.	Sheathing	Thickness ( mm )	Joist-0		Joist-1		Joist-2	
			$P_0 / \delta_0$ ( kg/mm )	$E I_0$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )	$P_1 / \delta_1$ ( kg/mm )	$E I_1$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )	$P_2 / \delta_2$ ( kg/mm )	$E I_2$ ( $\times 10^6$ kgcm <sup>2</sup> )
8	Plywood <sup>a)</sup>	6.8	41.6	4.04	49.4	4.80	43.9	4.27
9	" b)	"	40.5	3.94	49.6	4.82	43.8	4.26
10	" a)	7.2	34.0	3.30	28.3	2.75	32.9	3.20
11	" b)	"	32.1	3.12	28.6	2.78	35.6	3.46
12	" b)	8.3	39.6	3.85	47.8	4.64	43.7	4.25
13	" a)	11.7	33.7	3.28	28.4	2.76	35.9	3.49
14	" b)	"	30.9	3.01	28.0	2.72	34.3	3.34
15	" a)	12.8	40.7	3.95	49.4	4.80	44.2	4.29
16	" b)	"	40.1	3.89	48.8	4.75	44.9	4.37
17	" a)	15.0	30.6	2.87	28.0	2.72	35.0	3.40
18	" b)	"	27.7	2.70	39.7	3.85	35.3	3.43
19	" a)	20.8	27.5	2.67	33.3	3.23	33.0	3.21
20	" b)	"	27.3	2.66	34.6	3.36	33.8	3.28
21	P . B .	25.5	27.1	2.63	31.4	3.37	31.6	3.07
22	"	40.0	26.5	2.57	32.8	3.19	33.0	3.21
23	"	"	27.6	2.69	32.4	3.15	31.8	3.09

a) Face grain of plywood is parallel to the span of joist.

b) Face grain of plywood is vertical to the span of joist.

Table3 - 1 2 The factor of concentrated load. (No.1-3)

No .	$E I^{a)}$ ( $\times 10^5 \text{ kgcm}^2$ )	$P_c / \delta_0$ ( $\text{kg/mm}$ )	$P_c / \delta_{12}$ ( $\text{kg/mm}$ )	$\beta_0$	$\beta_{12}$	$\Sigma \beta_i$	$\beta_{ocal}$	$\frac{\beta_0}{\beta_{ocal}}$
1	5.77	31.6	582	0.90	0.06	1.02	0.88	1.02
2	36.6	48.8	156	0.56	0.21	0.98	0.60	0.93
3	105.0	64.0	113	0.43	0.29	1.01	0.45	0.96

a) Flexural rigidities of the cross-beam.

Table3 - 1 3 The factor of concentrated load. (No.4-7)

No .	$E I :$ ( $\times 10^5 \text{ kgcm}^2$ )	$P_c / \delta_0$ ( $\text{kg/mm}$ )	$P_c / \delta_{12}$ ( $\text{kg/mm}$ )	$\beta_0$	$\beta_{12}$	$\Sigma \beta_i$	$\beta_{ocal}$	$\frac{\beta_0}{\beta_{ocal}}$
4	————	59.2	418	0.86	0.11	0.88	—	—
5	————	55.7	365	0.75	0.13	1.01	—	—
6	————	112	141	0.37	0.34	1.05	—	—
7	————	108	151	0.37	0.30	0.97	—	—

Table 3 - 1 4 The factor of concentrated load. (No.8-23)

No .	$E I^{d)}$ ( $\times 10^5 \text{ kgcm}^2$ )	$P_c / \delta_0$ ( $\text{kg/mm}$ )	$P_c / \delta_{12}^{b)}$ ( $\text{kg/mm}$ )	$\beta_0$	$\beta_{12}^{c)}$	$\Sigma \beta_i^{d)}$	$\beta_{0cal}$	$\frac{\beta_0}{\beta_{0cal}}$
8	0.40	47.3	822	0.88	0.05	0.98	0.89	0.89
9	2.12	49.2	761	0.82	0.06	0.94	0.97	0.85
10	0.253	36.5	1242	0.93	0.02	0.97	1.00	0.93
11	2.51	37.8	470	0.85	0.07	0.99	0.95	0.89
12	3.88	48.3	563	0.82	0.08	0.98	0.94	0.87
13	6.78	41.6	290	0.81	0.11	1.03	0.89	0.91
14	9.79	41.8	259	0.74	0.12	0.98	0.84	0.88
15	7.43	53.4	481	0.76	0.10	0.96	0.89	0.85
16	14.5	58.1	422	0.69	0.11	0.91	0.82	0.84
17	12.7	47.1	223	0.65	0.14	0.93	0.81	0.80
18	20.1	45.7	332	0.61	0.11	0.83	0.72	0.85
19	28.0	54.6	152	0.50	0.22	0.94	0.66	0.76
20	36.5	50.3	239	0.54	0.14	0.82	0.61	0.89
21	26.2	61.1	169	0.44	0.19	0.82	0.66	0.67
22	44.4	61.1	160	0.43	0.21	0.85	0.57	0.75
23	46.2	64.8	147	0.43	0.22	0.87	0.57	0.75

a) Flexural rigidities of sheathing.

b) Averaged value of  $\delta_1$  and  $\delta_2$  .

c) Averaged value of  $\beta_1$  and  $\beta_2$  .

d)  $\Sigma \beta_i = \beta_0 + 2\beta_{12}$

### 3・4・5 結論

3・4の結果を要約すると以下のことが言えよう。

- (1) 並列している根太を互いにつなぐ部材の曲げ剛性の大きい方が、集中荷重に対する荷重分散効果が高く、その傾向は(3-30)および(3-31)式によって説明できる。
- (2) 単材をつなぎ材に用いた場合、実験値と計算値は良く一致する。
- (3) ブロッキングの荷重分散効果は極めて高く、荷重分担率で評価すると、 $\beta = 0.37$ であった。
- (4) ブリッジングについては、ブロッキングほど荷重分散効果が期待できないことが明らかになった。
- (5) 合板を床下地材として用いる場合、合板表面の繊維方向を根太のスパン方向と直交させ、つなぎ材としての曲げ剛性が大きくなるように施工した方がより高い荷重分散効果が期待できる。
- (6) 面材を用いた場合、荷重分担率  $\beta$  は実験値の方が計算値より小さくなる傾向があり、これは集中荷重作用点下のたわみを推定する場合にたわみをやや過大評価するものの、實際上安全側の設計となるので、(3-30)、(3-31)式は極めて有用である。
- (7) 集中荷重の分散効果の観点から見ると、厚い面材を単独で用いるよりも、適当な厚さの面材とブロッキングを組み合わせる方が効果的であることが予想される。

## § 第4章 ストレスト・スキン・パネルの振動性状

### 4・1 ストレスト・スキン・パネルの固有振動数と減衰定数

#### 4・1・1 目的

木質パネル構法に用いられる床パネルは、一般に片面パネルと両面パネルに分けられる。前者は床下地材である面材と根太に相当する芯材によって構成され、後者ではパネルの上下両面に面材が張られる。これらの床パネルはストレスト・スキン・パネルとして剛性および強度の増加が期待できるが、その性能は実用的には曲げ試験を行うことにより設計されている。従って、実際の住宅内に床パネルが組み込まれた場合、設計荷重(建築基準法施行令第84条)の範囲内の積載荷重に対しては十分な剛性と強度を有していると見なし得よう。しかし、居室内の人間の歩行や跳躍(特に子供)によって引き起こされる木質床の振動に関する研究は少ない。さらに、実際の居住状態を考えると、床には家具等の物品荷重や人間の体重が作用しているが、これら積載荷重が振動性状に及ぼす影響についても検討されていない。従って、振動の影響を考慮した床パネルの設計手法は未だ確立されていないと言えよう。

そこで、本研究では、床パネルの設計手法確立のための基礎データを収集する手始めとして、衝撃荷重によるストレスト・スキン・パネルの振動性状を実験的に調べた。試験体は床パネルを想定した合板釘打ちストレスト・スキン・パネルで、粘土塊落下による衝撃荷重を加え、パネルの固有振動数と減衰定数を求めた。一方、床上の積載荷重が振動性状に及ぼす影響も粘土塊落下の方法を用いて検討し、積載荷重としては、(a)物品荷重、(b)人間荷重、(c)〈物品荷重+人間荷重〉を対象とした。なお、本研究ではパネルをはりと見なしして解析を試みた。

## 4・1・2 実験

### a) 試験体

パネル試験体は Fig. 4-1 および Fig. 4-2 に示す 2 種類のタイプに大別されるが、いずれも合板と 3 本の根太から構成された片面パネルである。Fig. 4-1 は幅 910mm、長さ 2730mm のパネル(以下タイプ I と呼ぶ)で、合板表面の繊維方向は根太のスパン方向と直交させた。Fig. 4-2 のパネルは幅 900mm、長さ 3600mm で、合板表面の繊維方向は根太と平行であった。

根太は枠組壁工法用製材の 208 材(断面寸法 39 × 185mm)で、樹種はベイツガ(*Tsuga heterophylla* (Raf.) Sarg.)であった。根太は予め多くの材について曲げ剛性および重量を測定し、1 個のパネルを構成する 3 本の根太はこれらの値がお互いに近いものを選んだ。

合板は 12mm 厚で、釘 C N 50 を用いて釘間隔約 150mm で根太に釘打ちした。合板の樹種は、タイプ I 試験体では *radiata pine* (*Pinus radiata* D. Don)、*binuang* (*Octomeles sumatrana* Miq.)、*geronggang* (*Cratoxylum arborescens* Bl.)、および *selangan batu* (*Shorea* sp.) の 4 種類で、*radiata pine* 合板のみが 3 プライ、他は 5 プライの構成であった。タイプ II 試験体ではラワン合板(5 プライ)を用いた。

試験体数はタイプ I では、合板の樹種毎に 2 体ずつ計 8 体、タイプ II は 1 体で、合計 9 体のパネルを製作し実験を行った。

### b) 試験方法

#### 1) 静的曲げ試験方法および衝撃試験方法

パネル試験体を、タイプ I ではスパン 2600mm、タイプ II ではスパン 3550mm に支持し、パネル両端の支持部をがたつき防止のためにクランプで軽く締め付けた。パネル両端の拘束条件は単純支持と見なし得る程度であったと言えよう。衝撃試験による振動性状を解析するために、先づ、静荷重による曲げ試験を行い、パネル試験体の曲げ剛性を求めた。加力方

法はスパン中央一線荷重方式とし、たわみの測定は各根太のスパン中央で、1/100mm 精度の変位変換器を用いて行った。

パネルを励振させる方法は、ほぼ球形に作った粘土塊(重さはタイプ I で 3 kg、タイプ II で 2 kg)を採用した。落下高さは粘土塊下端から落下点(重錘がパネル中央に位置する場合は重錘上端)までの距離とし、常に 20cm とした。振動性状の測定はパネル中央、すなわち加振点直下の根太に加速度計を取り付けて行い、波形の記録および解析にはデジタル・スペクトラム・アナライザー T R 9305(タケダ理研(株)製)を用いた。

## 2) パネル上に載荷した積載荷重の種類と荷重条件

床上の積載荷重が振動性状に及ぼす影響を調べるために、パネル試験体に積載荷重を載荷した条件下で衝撃試験を行った。積載荷重の種類と荷重条件は下記の通りであった。

### イ) 物品荷重のみが載荷される場合

物品荷重を想定し、パネル試験体上に円盤上の重錘(鉄製、1個当たり 5 kg)を載荷した。載荷位置は Fig. 4-3 に示す 7 種類(タイプ A, B, …, G と呼ぶ)で、タイプ A, B, C, D はパネル上の 1ヶ所に、タイプ E, F, および G はスパン中央に対して対称位置 2ヶ所に重錘を載荷した。タイプ B, C, D とタイプ E, F, G の載荷点はそれぞれ関連付けられ、さらに、物品荷重の総計が互いに等しくなるよう設定した。

タイプ I 試験体ではタイプ A の載荷条件を採用し、積載荷重の総計は 30, 60, および 90kgf の 3 段階で、積載荷重は 3 本の根太上に 3 等分して加えられた。一方、タイプ II 試験体では載荷条件タイプ A ~ G の 7 種類について実験を行い、積載荷重は 15kgf から 15kgf 刻みで 90kgf まで 6 種類とした。また、バリエーションとして、パネルの幅中央に積載荷重が集中する場合についても実験を行った。

### ロ) 人間荷重のみが載荷される場合

人間荷重として、タイプ II 試験体のスパン中央に男性 1 人(体重 80kg)



を少し開脚姿勢で直立させ、足の間に粘土塊(2kg)を落下させて衝撃試験を行った。

ハ) <物品荷重+人間荷重>が載荷される場合

上記ロ)の人間の載ったパネルに、タイプAの載荷条件で物品荷重をさらに載荷し、ロ)と同様の衝撃試験を行った。物品荷重は 30,60,および 90kgfの3段階とした。

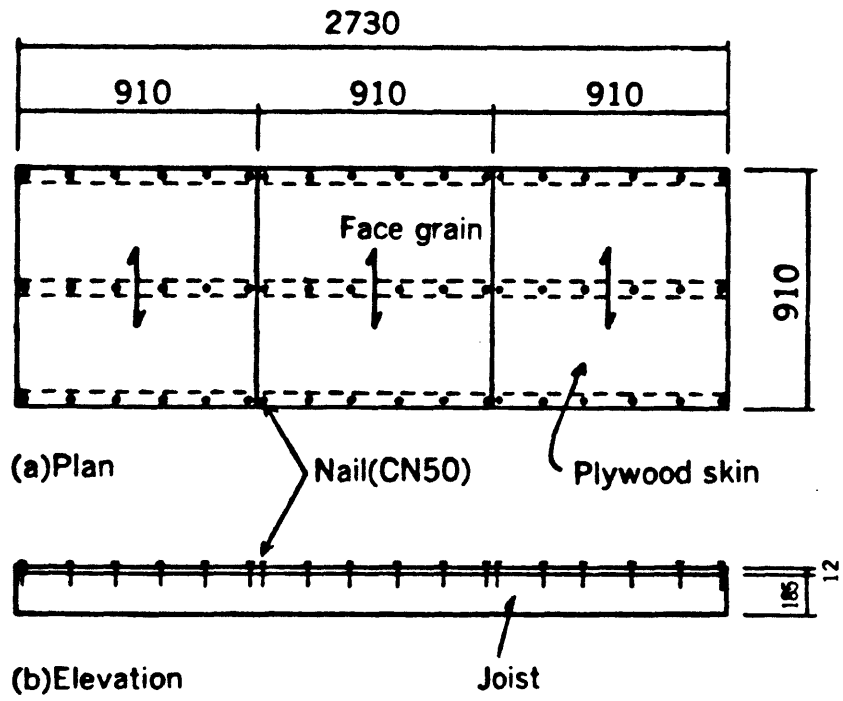


Fig. 4 - 1 Construction detail of Type I panel.

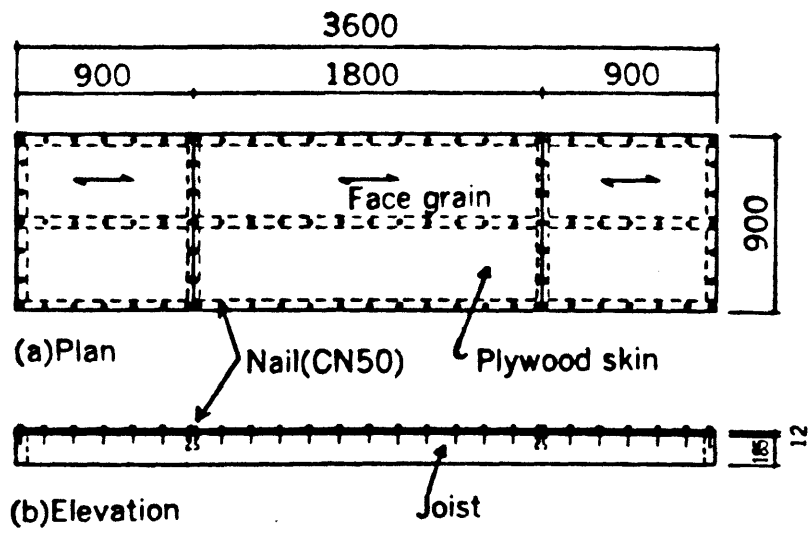


Fig. 4 - 2 Construction detail of Type II panel.

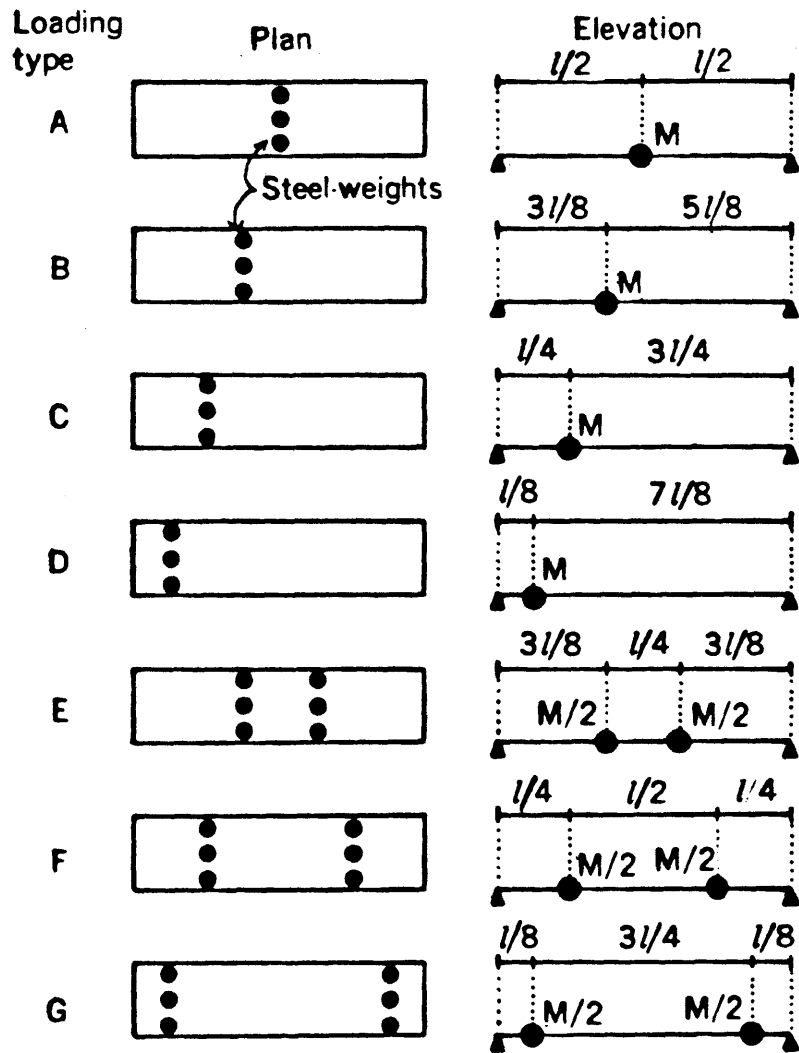


Fig. 4 - 3 Loading types of steel-weights placed on the tested panel.

#### 4・1・3 結果および考察

##### a) ストレスト・スキン・パネルの固有振動数とスパン中央の物品荷重の影響

本研究では、粘土塊をパネル中央に落下させてパネルを励振する衝撃振動試験方法を採用したので、固有振動数については1次の曲げ振動による解析を試みた。

ところで、単純支持されたはり(Fig. 4-4(a)参照)の1次の固有振動数 $f_0$ は(4-1)式で求めることができる。

$$f_0 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EIg}{w}} = \frac{1}{0.637} \sqrt{\frac{EIg}{wl^4}} \quad (4-1)$$

ここに、  $l$  : スパン

$EI$  : はりの曲げ剛性

$w$  : 単位長さ当たりのはりの重量

$g$  : 重力加速度

また、はりのスパン中央に積載荷重  $M$  が付着した場合(Fig. 4-4(b)参照)はりの固有振動数  $f_c$  は(4-2)式で求められる。

$$f_c = \frac{2}{\pi l^2} \sqrt{\frac{3EIgl}{M + \frac{17}{35}wl}} \quad (4-2)$$

ここに、  $M$  : 積載荷重

ここで、(4-2)式に $M=0$ を代入すると、(4-2)式は(4-1)式の結果と比べて0.8%の誤差しか与えないことがわかる。

そこで、タイプI試験体については、(4-2)式を用いてパネルの固有振

動数を計算することとし、曲げ剛性  $EI$  には静的曲げ試験の結果を代入した。積載荷重  $M$  は物品荷重と粘土塊の重さ  $m$  の和とし、物品荷重が載荷されない場合についても  $m$  だけは積載荷重と見なした。

タイプ I 試験体の固有振動数の実験値および計算値を Table 4 - 1 に示す。Table 4 - 1 を眺めると、物品荷重がない場合のパネルの固有振動数は 40~49 Hz 程度で、実験値と計算値が良く一致している。一方、物品荷重がある場合、その増加につれて、固有振動数が大幅に低下する傾向が見られるが、この場合も実験値と計算値は良く一致しており、はりの理論式(4 - 2)式によりスパン中央に物品荷重が積載されたストレス・スキン・パネルの固有振動数を推定できることを示している。

ところで、物品荷重がある場合、 $M = 90(\text{kgf})$  で固有振動数は  $M = 0$  の約  $1/2$  に低下しており、このことは実際の住宅内で家具等の物品荷重が存在すると床の固有振動数が大幅に低下することを示すものである。

#### b) 物品荷重の位置が固有振動数に及ぼす影響

##### 1) 物品荷重が1ヶ所に加わる場合(タイプ B ~ D の結果)

タイプ II 試験体について、物品荷重の載荷位置および大きさを変化させ、固有振動数を測定した結果の一部を Fig. 4 - 5 に示す。Fig. 4 - 5 より、パネル上の物品荷重の増加につれ、固有振動数は低下すること、および載荷位置が支点到に近づく程その低下の割合が小さくなる傾向が看取される。また、パネルの幅の中央部に物品荷重を集中して載荷した場合(○印)について見ると、幅方向に荷重を分散させた場合(●印)と比べて 1.5~3.5 Hz 程度固有振動数が低下している。これはパネル中央の根太に加わる積載荷重が増大したためと思われるが、このように局部的に積載荷重が加わる場合のパネルの固有振動数についてはストレス・スキン・パネルの有効幅との関係等を更に検討する必要がある。

この実験の傾向を実用的な観点から眺めると、壁ぎわに置かれる本棚や食器棚等家具類の積載荷重は、パネルの支点近くに分散して作用する

ことになるので、これらの物品荷重は床の固有振動数を低下させるものの、その影響は大きくないと言えよう。

ところで、Fig. 4-5の(●印)で示された実験結果をFig. 4-4(c)に示した質量付着ばりで見なすと、固有振動数は Rayleighの方法で(4-3)式で求められる。

$$f_c = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EIgl}{(M + \alpha aw + \beta bw) a^2 b^2}} \quad (4-3)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{l^2}{3b^2} + \frac{23a^2}{105b^2} - \frac{8al}{15b^2}$$

$$\beta = \frac{(l+a)^2}{12a^2} + \frac{b^2}{28a^2} - \frac{b(l+a)}{10a^2}$$

(4-3)式において、はりのスパン中央に質量が付着する状態(Fig. 4-4(b))を想定し、 $a=b=l/2$ を代入すると、(4-3)式は(4-2)式となり、(4-3)式は(4-2)式を含むことがわかる。しかし、(4-3)式において $a$ を0に漸近させる( $a \rightarrow 0, b \rightarrow l$ )と、(4-3)式は(4-4)式に変形される。

$$f_c = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EIg}{\frac{2}{105}wl^4}} = \frac{1}{0.501} \sqrt{\frac{EIg}{wl^4}} \quad (4-4)$$

(4-4)式による固有振動数の計算値は(4-1)式あるいは(4-2)式の結果より大きくなり、支点近くに付着質量を有するはりの固有振動数を過大評価する傾向があることがわかる。Fig. 4-6に破線で示された(4-3)式による計算結果を眺めると、上述の傾向が看取され、

(4-3)式はスパン中央付近の質量付着に限り有効と見るべきであろう。但し、タイプII試験体の曲げ剛性は静的曲げ試験結果  $EI = 5.99 \times 10^8$  (kgf・cm<sup>2</sup>)、試験体重量はスパン範囲内を有効重量とし 51kg を代入した。

次に、多質点系置換法による計算を行った。これは Fig. 4-7 に示すようにはりを適当な区間 (n 個) に分割し、はりの重量を各区分点 (n-1 個) に集中していると見なすことにより (4-5) 式で固有振動数を求めるものである。

$$f_{c'} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^{n-1} w_i y_i}{\sum_{i=1}^{n-1} w_i y_i^2}} \quad (4-5)$$

ここに、

$$y_i = \sum_{j=1}^{n-1} y_{ij}$$

$$y_{ij} = \begin{cases} \frac{W_j (\ell - a_j) x_i}{6EI\ell} (2a_j \ell - a_j^2 - x_i^2) & \dots\dots (i \leq j) \\ \frac{W_j a_j (\ell - x_i)}{6EI\ell} (2\ell x_i - a_j^2 - x_i^2) & \dots\dots (i > j) \end{cases}$$

$y_{ij}$  は  $W_j$  (はりの区分重量を含む  $j$  点の荷重) による  $i$  番目の荷重点下のたわみを表している。

付着質量のないタイプII試験体に (4-5) 式を適用した結果、 $f_{c'} = 25.01$  (Hz) ( $n=2$ )、 $f_{c'} = 25.19$  (Hz) ( $n=4$ )、 $f_{c'} = 25.21$  (Hz) ( $n=8$  および  $n=16$ ) が得られ、 $n=4 \sim 8$  の分割数で十分な近似計算ができることが明らかになった。タイプ B~D についての計算結果 ( $n=8$ ) を Fig. 4-8 に示す。Fig. 4-8 を Fig. 4-6 と比較すると、スパン中央付近の



質量付着に対しては大きな差違は認められないが、支点近くの質量付着に対しては実験値と傾向が一致しており、(4-5)式による多質点系置換法が固有振動数の推定に有力であることが看取される。

## 2) 物品荷重が2ヶ所に加わる場合(タイプE~Gの結果)

スパン中央に対して対象位置に物品荷重が載荷されたタイプE~Gの固有振動数について、実験値および(4-5)式による計算値をTable 4-2に示す。Table 4-2には比較のためタイプB~Dの結果も併記した。パネル上の物品荷重の総計が等しいもの同志を比較すると、タイプE, F, Gの固有振動数は、それぞれタイプB, C, Dの結果より、実験値では僅かに小さく、計算値では逆に微増しているが、ほぼ一致していると見なし得よう。従って、スパン中央に対して対称位置に物品荷重が載荷される場合の固有振動数は、載荷点2ヶ所のうち1ヶ所にのみ総物品荷重を加える条件で計算推定できると言えよう。但し、1)で示されたように、(4-3)式の適用には注意を要し、むしろ(4-5)式による近似計算が妥当と見なし得よう。

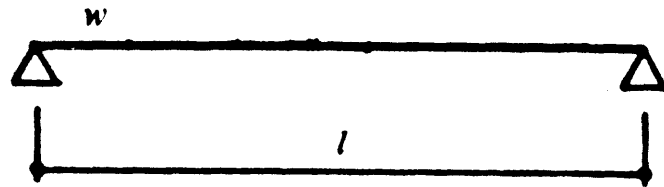
## C) 人間荷重が振動性状に及ぼす影響

タイプII試験体の中央に人間(体重 80kg)が直立した条件下で衝撃試験を行った結果をFig. 4-9に示す。Fig. 4-9の横軸はパネル上に載荷した物品荷重で、縦軸は固有振動数と減衰定数をそれぞれ示している。なお、減衰定数 $h$ は(4-6)式で定義されるものとし、Fig. 4-10を参照されたい。

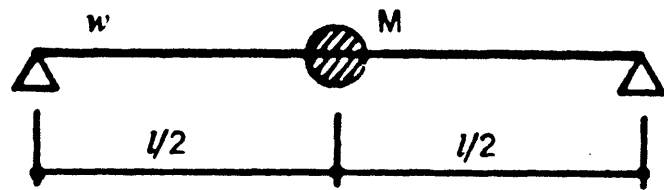
$$h = \frac{1}{2\pi n} \log_e \frac{X_i}{X_{i+2n}} \quad (4-6)$$

Fig. 4 - 9を見ると、人間が載ることによってパネルの固有振動数が僅かに低くなる傾向は認められるが、物品荷重による低下程著しくはなく、人間荷重が固有振動数に及ぼす影響はほとんど無視してよいと思われる。すなわち、人間荷重は積載荷重として存在しないと見て差し支えない。一方、Fig. 4 - 9を減衰定数 $h$ について見ると、物品荷重のみが作用する場合、 $h$ は物品荷重の大きさに拘わらず約0.01と一定の値を示しているが、パネル上に人間荷重のみが載荷された場合、 $h$ は0.15となり減衰定数が飛躍的に大きくなることがわかる。また人間荷重と物品荷重が同時に載荷される場合、物品荷重が増加するにつれて $h$ は0.15より漸減する傾向が認められる。このことは、床の重量と人間荷重との相対的な関係で、人体による減衰効果が異なることを示唆していると言えよう。なお、上記の結果は、スパン中央付近で人間が立つ位置、すなわち、根太直上ないし面材上で差異は認められなかった。

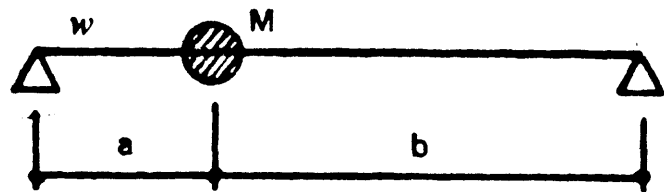
以上のことから、パネル上の人間荷重は、固有振動数を求める場合には積載荷重と見なさなくてもよいが、振動を吸収し減衰定数を大きく変える傾向があることが明らかになった。



(a)



(b)



(c)

Fig. 4 - 4 Loading type and geometry.

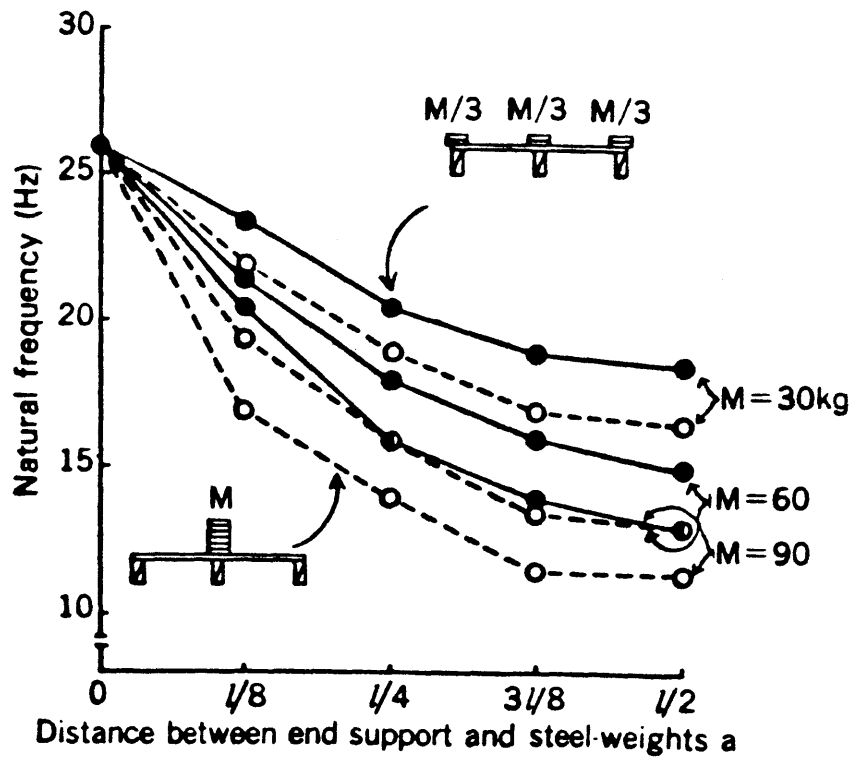


Fig. 4 - 5 Measured values of the natural frequency in Type II panels with steel-weights.

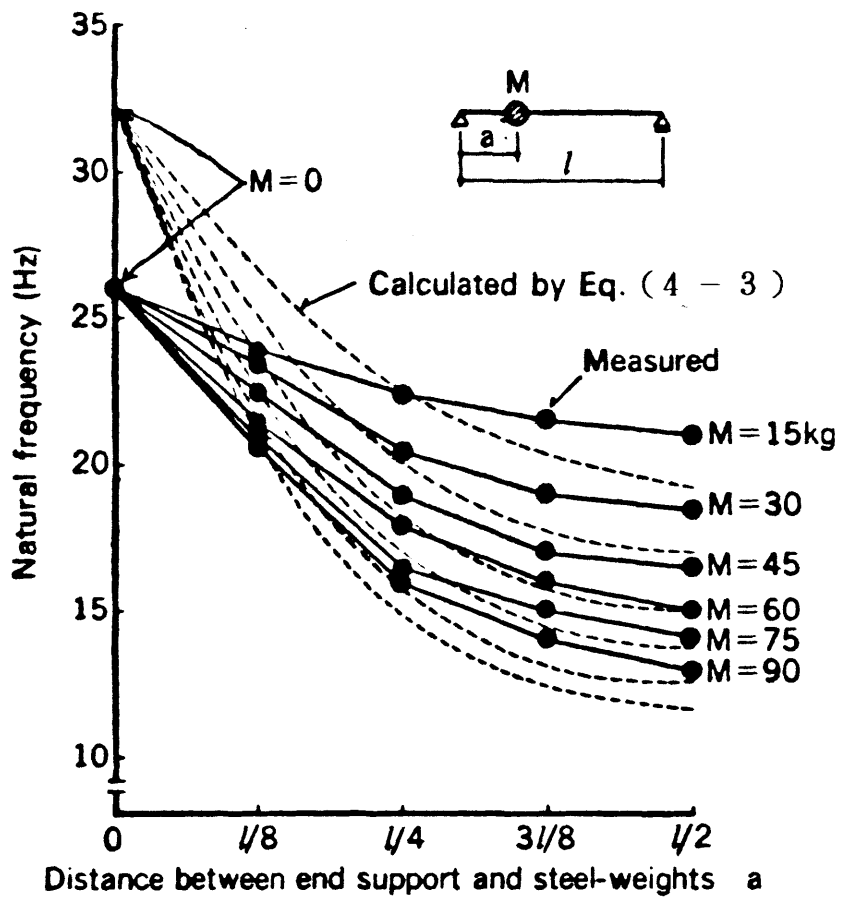


Fig. 4 - 6 Natural frequency of Type II panel with steel-weights and the calculated values by Equation (4-3).

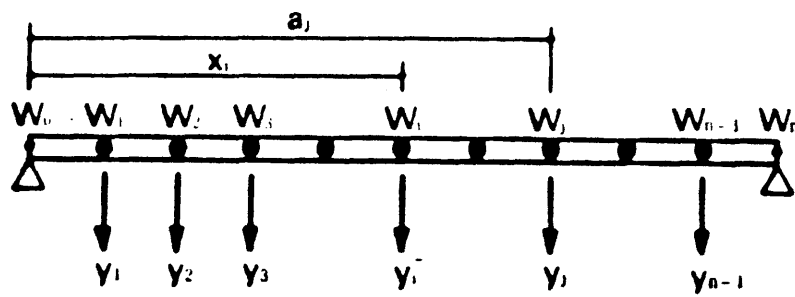


Fig. 4 - 7 Assumption for improved Rayleigh method of a simple beam.

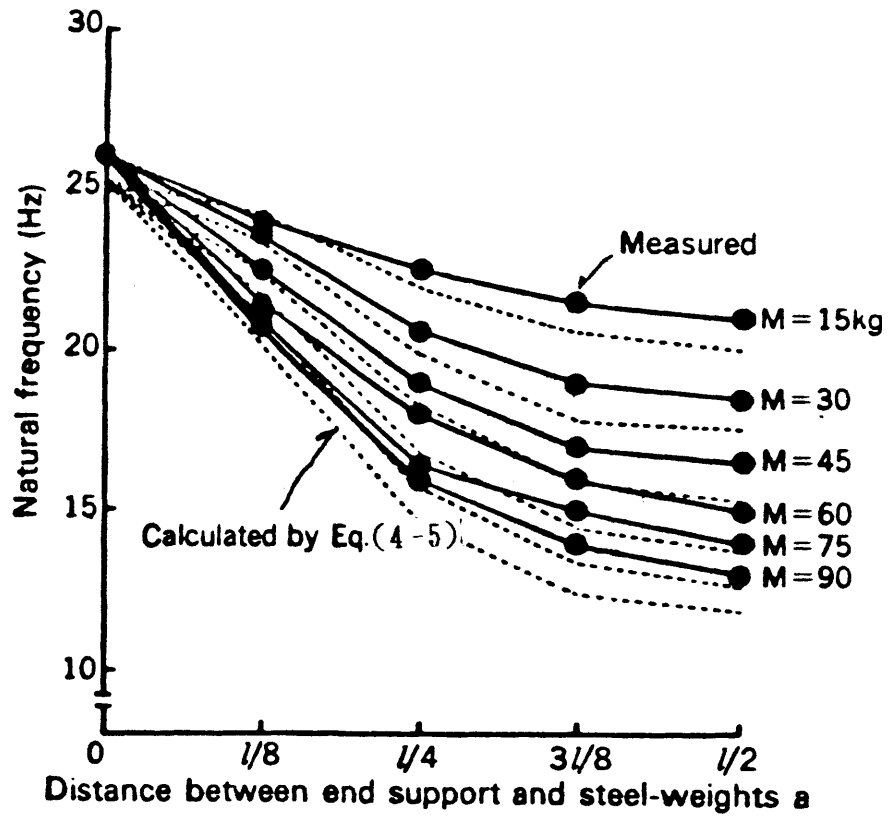


Fig. 4 - 8 Natural frequency of Type II panel with steel-weights and the calculated values by Equation (4-5).

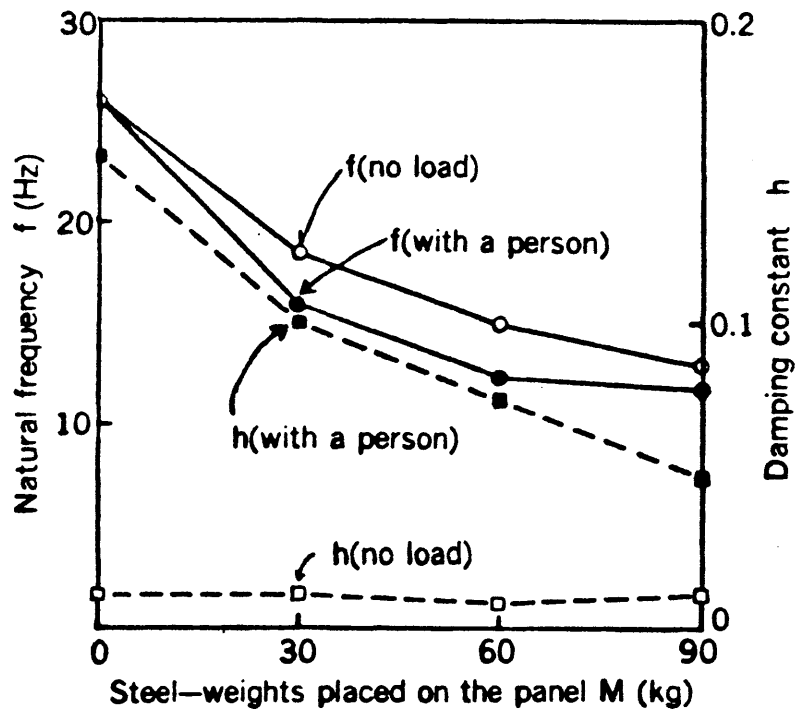


Fig. 4 - 9 Effect of person's body on the natural frequency or damping constant.



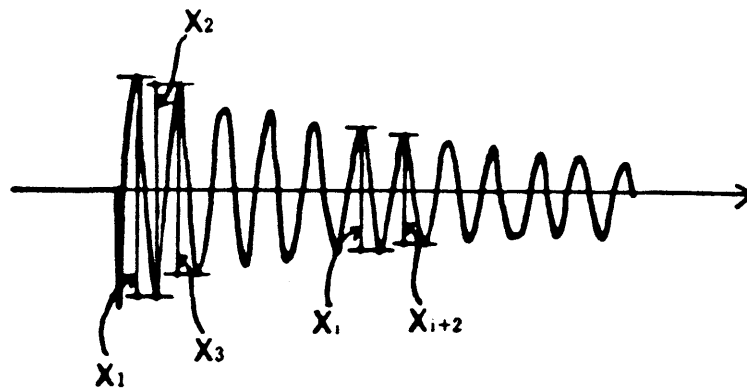


Fig. 4 - 1 0 Example of damping vibration.

Table 4 - 1 Natural frequency for loading Type A on Type I panel.

Specimens		Flexural rigidity EI ( $\times 10^8 \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ )	Weight of panel per unit length $w$ (kg/m)	Total weight of steel-weights M (kg)	Natural frequency		
panel No.	Species of plywood skin				Measured $f$ (Hz)	Calculated $f_c$ (Hz)	Ratio $f/f_c$
R1	Radiata pine <sup>a)</sup>	8.35	16.1	0	47.5	49.3	0.96
				30	31.3	32.6	0.96
				60	26.3	26.1	1.01
				90	21.3	22.3	0.96
R2	Radiata pine	7.93	16.3	0	48.8	47.8	1.02
				30	32.5	31.7	1.03
				60	25.0	25.4	0.98
				90	21.3	21.8	0.98
B1	Binuang <sup>b)</sup>	6.50	14.9	0	45.0	45.0	1.00
				30	26.7	29.2	0.91
				60	23.8	23.2	1.03
				90	19.2	19.9	0.96
B2	Binuang	7.53	15.6	0	48.8	47.4	1.03
				30	29.1	31.1	0.94
				60	26.3	24.8	1.06
				90	21.3	21.3	1.00
G1	Geronggang <sup>c)</sup>	7.34	15.5	0	42.5	46.9	0.91
				30	30.0	30.8	0.97
				60	25.0	24.5	1.02
				90	21.3	21.0	1.01
G2	Geronggang	6.49	15.1	0	40.0	44.7	0.89
				30	28.8	29.1	0.99
				60	22.5	23.2	0.97
				90	20.0	19.8	1.01
S1	Selangan batu <sup>d)</sup>	8.65	18.8	0	40.0	46.9	0.85
				30	30.0	32.2	0.93
				60	25.0	26.0	0.96
				90	22.5	22.4	1.00
S2	Selangan batu	6.98	18.7	0	40.0	42.1	0.95
				30	28.8	28.9	1.00
				60	23.8	23.4	1.02
				90	21.3	20.1	1.06

a) *Pinus radiata* D.Don b) *Octomeles sumatrana* Mig. c) *Cratoxylum arborescens* Bl. d) *Shorea* sp.

Table 4 - 2 Natural frequency for loading Types B to G  
on Type II panel.

Loading type	Total weight of steel-weights M									
	30kg		60kg		90kg		60kg		90kg	
	f <sup>a)</sup>	fc <sup>b)</sup>	f	fc'	f	fc'	f	fc'	f	fc'
B	19.0Hz	17.7Hz	16.0Hz	14.4Hz	14.0Hz	12.4Hz				
C	20.5	19.8	18.0	16.7	16.0	14.7				
D	23.5	23.2	21.5	21.6	20.5	20.1				
E	18.5	17.8	15.5	14.5	13.5	12.6				
F	20.5	20.0	17.5	17.0	16.0	15.1				
G	22.5	23.3	21.0	21.7	19.5	20.4				

a) f: measured values, b) fc': calculated values by Eq. (4 - 5).

#### 4・1・4 結論

以上の結果を要約すると次のことが言えよう。

- (1) ストレスト・スキン・パネルの固有振動数は(4-1)式あるいは(4-2)式によって推定可能である。
- (2) スパン上の1点に物品荷重が作用する場合、(4-3)式によるパネルの固有振動数の推定値は、支点近くの载荷に対しては過大評価する傾向が認められた。一方、多質点系置換法による(4-5)式の推定値は分割数  $n=8$  で十分に近似し得、実験値の傾向と良く一致する。
- (3) スパン中央に対して対称位置に物品荷重が载荷される場合、その合計荷重が片側の载荷位置にのみ加わった場合と同等と見なしても大過ないことが、実験および(4-5)式による計算より明らかになった。
- (4) パネル上の物品荷重が増加するにつれて、パネルの固有振動数は低下する傾向が見られ、スパン中央に载荷する場合に低下の割合が最も大きい。
- (5) 人間荷重はパネルの固有振動数には影響を及ぼさないが、振動を吸収し減衰定数を大きくする。また、人間荷重と物品荷重が同時に载荷される場合、物品荷重の増加につれて、減衰定数が漸減する傾向が認められた。

## 4・2 ストレスト・スキン・パネルの衝撃荷重による動たわみと歩行振動

### 4・2・1 目的

本研究は歩行等による木質床の振動障害を防止するための設計法を確立することを目的とするもので、前節では床パネルを想定して試作したストレスト・スキン・パネルについて衝撃試験を行い、固有振動数と減衰定数について検討を加えた。本節では、前節で用いたパネル試験体について衝撃試験および歩行振動試験を行った。衝撃試験はほぼ球形の粘土塊をパネル中央に自由落下させてパネルを励振させる場合と、パネル上に予め物品荷重を載荷しこれに上記方法で衝撃を加える場合の2つについて行い、動たわみを測定した。歩行振動試験では、パネル上の一人歩行によって生じるパネル中央のたわみを測定し、これから人間の歩行によって床に加わる衝撃力を求めた。また、実験によって得られた歩行時の床の振動性状について、振動感覚曲線を用いた方法で評価を試みた。

### 4・2・2 実験

#### a) 試験体

実験に用いたパネル試験体は床パネルを想定したもので、前節(4・1)においてタイプIIと記した試験体である。試験体の形状寸法は Fig. 4-2 に示した通りで、幅 900mm 長さ 3600mm、3本の根太に合板を釘打ちした片面張りストレスト・スキン・パネルである。根太は枠組壁工法用製材の 208 材(断面寸法 39×185mm)で、樹種はベイツガ (*Tsuga heterophylla* (Raf.) Sarg.)を用いた。面材として用いた合板は厚さ 12mmのラワン合板で、CN50釘(長さ 50mm、径 2.87mm)約150mm間隔で根太に留め付けた。

## b) 試験方法

### 1) 静的加力試験および衝撃試験

パネル試験体をスパン 3550mmに支持し、がたつきを防止するためパネル両端の支持部をクランプで軽く締め付けた。なおパネルの支持条件は単純支持と見なし得る程度であった。衝撃試験に先立ち、Fig. 4-11 (a)および(b)に示す2種類の静的曲げ試験を行った。Fig. 4-11 (a)はスパン中央に線状の荷重を加えるもので、3本の根太のスパン中央におけるたわみをそれぞれ測定し、それらの平均値から曲げ剛性を求めた。Fig. 4-11 (b)はパネル中央に集中荷重を加える局部集中曲げ試験で加力ヘッドの直径は80mmであった。この試験では荷重点直下の根太のたわみを測定し、これより曲げ剛性を算出し、これをパネルの見掛けの曲げ剛性とした。

衝撃試験はFig. 4-11 (c)に示すように、ほぼ球形に丸めた粘土塊(重さ1, 2, 3 kgの3種類)をパネル中央点に落下させてパネルを励振させた。落下高さは粘土塊下端から衝撃点までの距離とし、5 cm間隔で5~30cmの6段階とした。なお、落下後の粘土塊の変形は少なく、跳ね上がりも認められなかった。たわみの測定は衝撃点直下で行い、非接触変位計Type503F(新日本測器(株)製)を用い、電磁オシログラフ5L31型(三栄測器(株)製)で記録した。

### 2) 物品荷重載荷時の衝撃試験

パネル試験体のスパン中央に鉄製の重錘を載荷し、上述と同じ衝撃試験を行った。重錘の積載位置はFig. 4-12に示す2通りで、パネルに載荷した総物品荷重は30, 60, 90kgの3種類であった。タイプAでは3本の根太上にそれぞれ総物品荷重の1/3ずつを、タイプAcでは、パネルの中央にのみ総荷重を載荷した。衝撃試験に当たっては3 kgの粘土塊をパネル中央に積載された重錘上端に落下させパネルを励振した。

### 3) 歩行振動試験

床上を人が歩行する場合の床の振動性状を調べる目的で、パネル試験体上を1人の人間にスパン方向に歩いてもらい、パネル中央部のたわみを測定した。歩行者は18名で体重は36.5～103kgの範囲であった。歩行は素足で1人ずつ行い、単純支持したパネル試験体の片側に置かれた踏み台からスタートして、パネル中央のほぼ根太上を直線的に歩き、他端の踏み台に至るようにした。なお、6歩ないし8歩で予め決められた点を踏んで試験体上を通過するものとし、踏む位置はFig. 4-13に示す通りであった。パネル試験体のたわみとしては、3本の根太のうち中央の根太のスパン中央たわみを記録することとし、ここに非接触変位計を設置した。

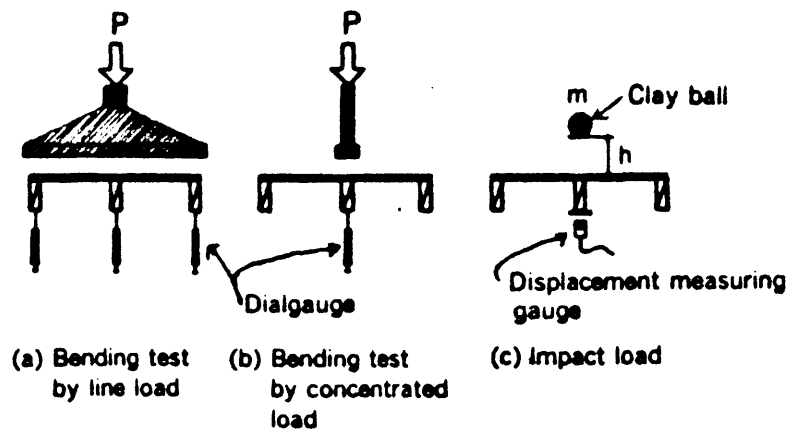


Fig. 4 - 1 1 Loading methods and cross-section of panel.



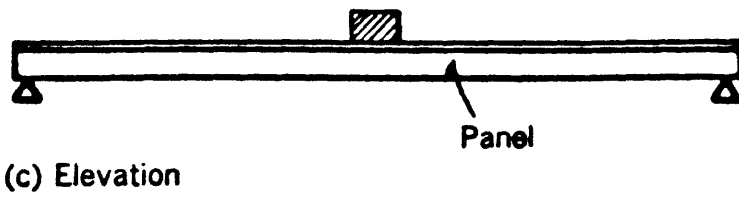
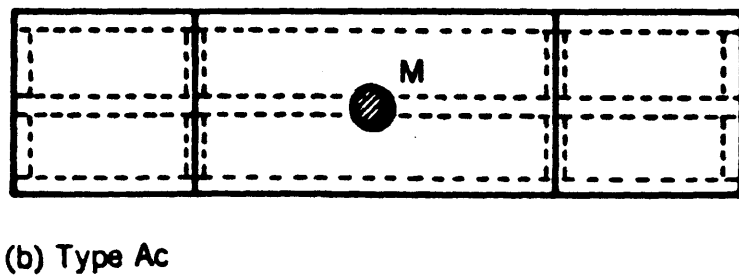
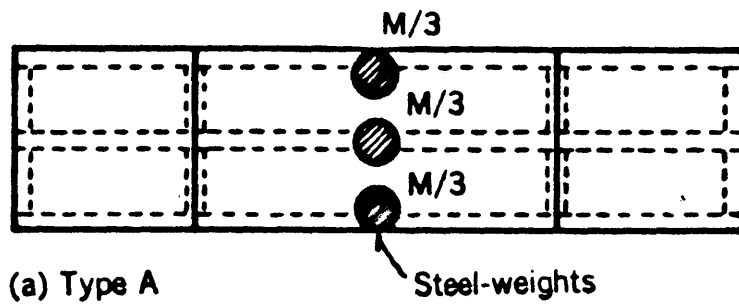


Fig. 4 - 1 2 Position of steel-weights placed on the tested panel.

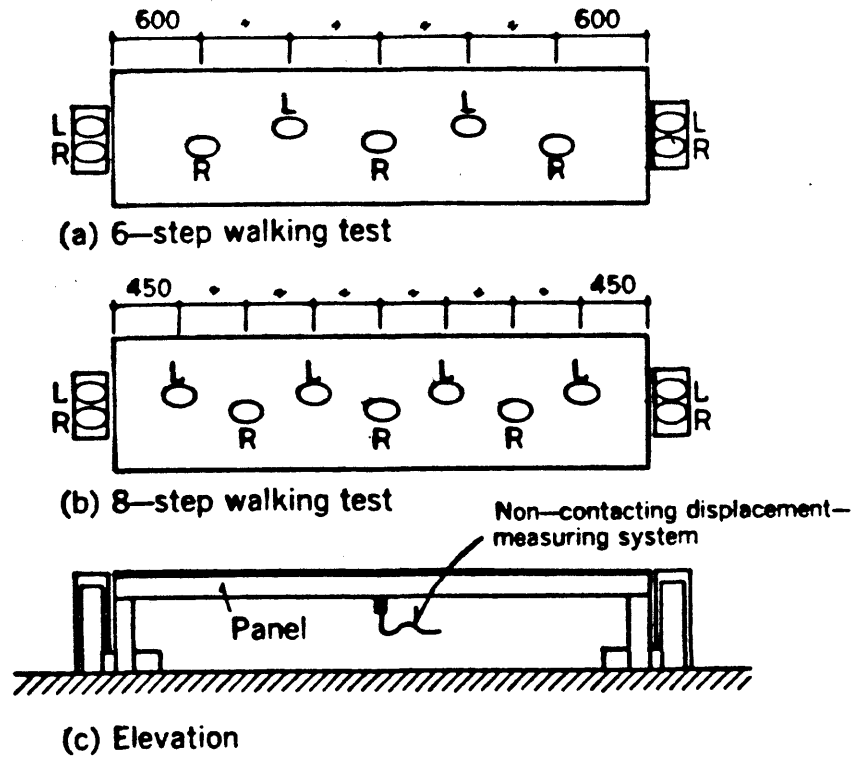


Fig. 4 - 13 Predetermined footprints in walking-vibration test.

#### 4・2・3 結果および考察

##### a) ストレスト・スキン・パネルの衝撃荷重による動たわみ

単純支持されたはりのスパン中央に衝撃荷重が作用する場合、衝撃点直下のたわみは(4-7)式で算出できる。

$$\delta_d = \delta_s + \sqrt{\delta_s^2 + 2 h \delta_s \frac{m}{m + \frac{17}{35} w l}} \quad (4-7)$$

ここに、 $\delta_d$  : 動たわみ

$\delta_s$  : 落下物の重量  $m$  によるはりの静たわみ

$h$  : 落下高さ

$w$  : 単位長さ当たりのはりの重量

$m$  : 落下物の重量

本実験ではパネル試験体について(4-7)式の適用を試みた。Fig. 4-14は粘土塊の重さを1, 2, 3 kgと変化させて衝撃試験を行った結果である。粘土塊が重い程、さらに落下高さが増す程、動たわみが大きくなる傾向が看取される。また、Fig. 4-14に(4-7)式による計算値を示した。計算に当たっては、はりの重量  $wl$  はパネルの有効重量をスパン範囲内とし、51kgを代入した。はりの静たわみ  $\delta_s$  はパネルの一線荷重曲げ試験より得られた曲げ剛性  $EI = 5.99 \times 10^8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$  (Fig. 4-11(a)参照)、および局部集中曲げ試験により得られた見掛けの曲げ剛性  $(EI)' = 3.89 \times 10^8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$  (Fig. 4-11(b)参照)からそれぞれ算出し、2通りの計算結果を示した。Fig. 4-14から次のことが看取される。(4-7)式を用いた場合、一線荷重曲げ試験の曲げ剛性を計算に用いると、実験値よりかなり小さな値を示し、局部集中曲げ試験による見掛けの曲げ剛性をを用いると実験値と良く一致する。

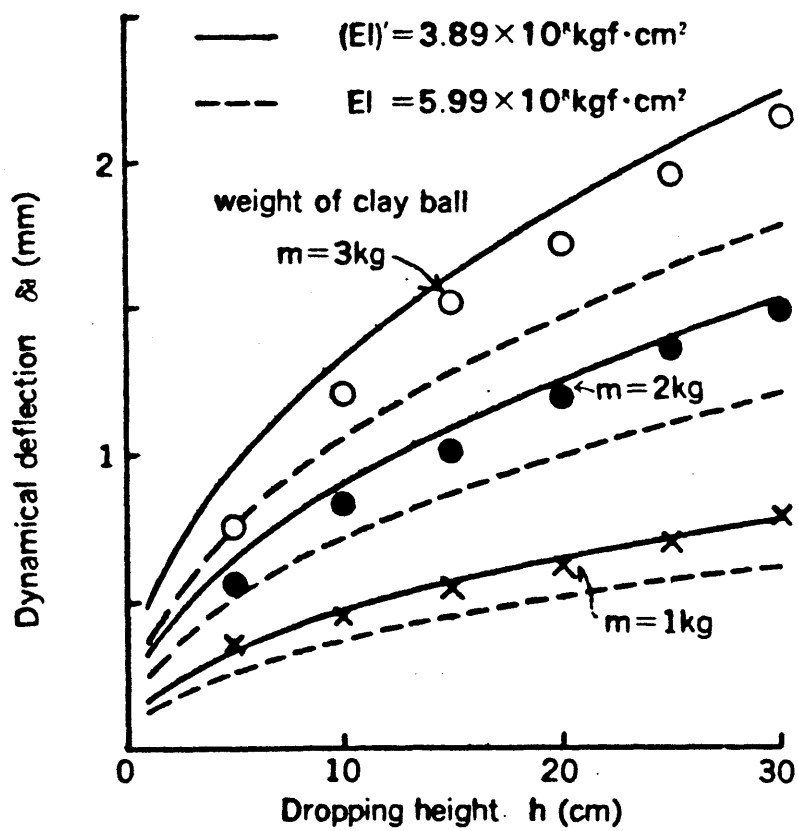


Fig. 4 - 1 4 Relationship between dropping height and dynamical deflection in impact test.

b) 物品荷重が動たわみに及ぼす影響

Fig. 4-12に掲げた物品荷重を負荷し、衝撃試験を行った結果を Fig. 4-15および Fig. 4-16に示す。Fig. 4-15はタイプ A、Fig. 4-16はタイプ Acの結果である。両図ともパネル試験体上の物品荷重が増加するに従って動たわみが減少する傾向が見られる。なお、図中には物品荷重を考慮し、(4-7)式を変形した(4-8)式による計算値を併記した。

$$\delta_d = \delta_s + \sqrt{\delta_s^2 + 2 h \delta_s \frac{m}{m + M + \frac{17}{35} w l}} \quad (4-8)$$

ここに、 M : 物品荷重

パネル中央に荷重を集中させた Fig. 4-16の結果は、(4-8)式による計算値が実験値と良く一致していることを示している。一方、3本の根太のスパン中央にそれぞれ総物品荷重の1/3を負荷した結果である Fig. 4-15は、総物品荷重が等しい場合 Fig. 4-16の結果よりも動たわみは大きくなる傾向が認められる。そこで、(4-8)式により計算値を求める場合、衝撃点に載荷された重量、即ち総物品荷重の1/3をMに代入した。Fig. 4-15を眺めると、計算値は実験値よりやや大きい値を示しているが、これは衝撃点に存在する物品荷重のみを考慮し、残りの2/3を無視したためと思われる。この場合、各根太に加わる荷重およびパネルの有効幅を考慮した解析方法の検討が必要と思われるが、実用的な観点から見ると安全側の予測となるので(4-8)式を用いてもよからう。なお、Fig. 4-15および Fig. 4-16に示した計算値は前出の見掛けの曲げ剛性  $(EI)' = 3.89 \times 10^8 (\text{kgf} \cdot \text{cm}^2)$  を用いたことを付記しておく。

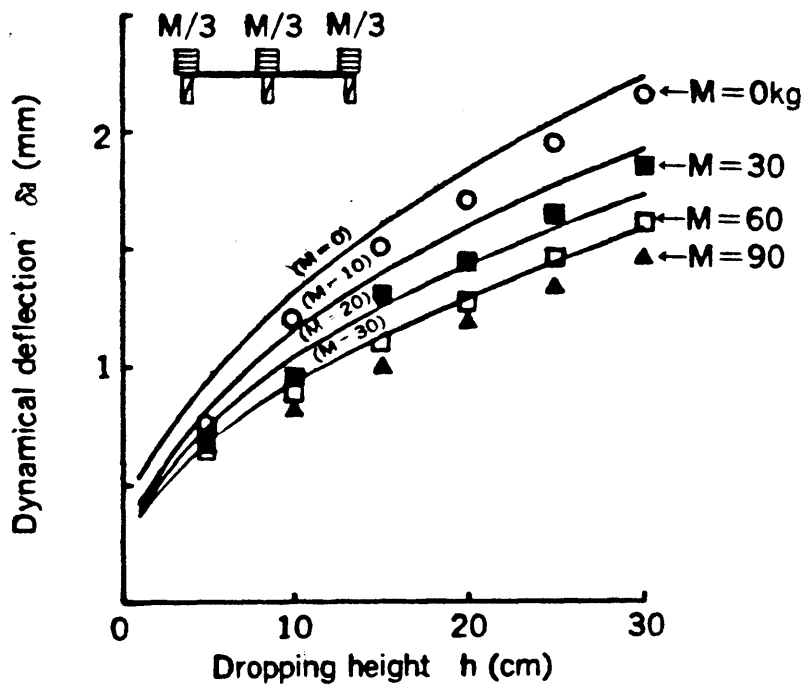


Fig. 4 - 15 Effect of live load on dynamical deflection in impact test (Type A).

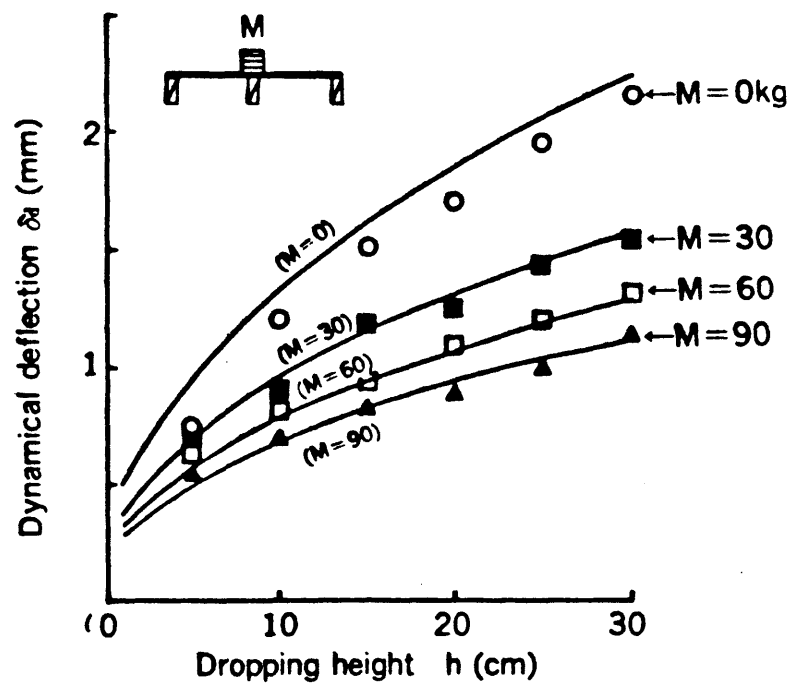


Fig. 4 - 1 6 Effect of live load on dynamical deflection in impact test (Type Ac).

c) 歩行によるストレス・スキン・パネルの振動性状

歩行振動試験によって実測したパネル試験体中央のたわみの一例を Fig. 4-17 に示す。Fig. 4-17 の実線は歩行時の人間位置とパネル中央のたわみの関係を示しており、人間がスパン中央に近づくにつれてたわみが大きくなり、さらに遠ざかるにつれてたわみが減少する様子が見られる。図中の破線は歩行時の各着床点に人間が直立静止した場合のスパンの中央たわみを示している。Fig. 4-17 より、歩行時には静たわみより大きなたわみが瞬間的に発生することがわかる。また、発生したたわみは自由減衰振動するとは見なし難く、歩行者自身によって振動が吸収され、急速に減衰している傾向が看取される。従って、歩行時にはパネルの固有振動数( $f=26\text{ Hz}$  : 4.1参照)で振動すると言うより、むしろ人間が一步ずつ踏み出す毎に大きなたわみが発生すると見なし得る。

Fig. 4-18 に歩行者の体重と最大たわみの関係を示した。(○)印はパネル中央に人が静止した場合の荷重点直下の静たわみで、回帰直線の傾きは局部集中曲げ試験の結果とほぼ一致している。(●)印は8歩歩行、(×)印は6歩歩行によって発生した最大動たわみを示している。歩行振動試験の結果より求めた回帰直線の傾きは静たわみの場合とほぼ一致している。なお、動たわみと静たわみの比は1.38(6歩歩行)、1.37(8歩歩行)の付近でばらついており、このばらつきは歩行時の各人の歩き方の違いにより大きく影響されることを示している。

Fig. 4-19 は体重と動たわみと静たわみの差の関係を示している。図の右側に示した縦軸は、3 kg粘土塊の落下による衝撃を仮定したときの落下高さを(4-7)式より逆算した結果である。人間の歩行によって床に加わる衝撃力は内田らの研究では、男性で2.6kgの物体が4.1cmから自由落下する場合と同等とされており、Fig. 4-19 より、本実験の範囲内でも3kgの粘土塊の0.2~4.0cmからの落下と同等と見なし得るこ



とが再確認された。従って、通常の歩行時に床に加わる衝撃力は3kgの物体の約4cmからの自由落下と想定すれば大過ないと言えよう。

#### d) 振動感覚曲線への適用

鉛直振動と人体感覚の関係については数多くの研究がなされているが、床の振動性状を評価する場合には Meisterの感覚曲線が広く利用されている。これは定常振動による床の固有振動数と振幅の関係から感覚ランクを定めたものであり、感覚は6段階評価、(0:感じない、1:ようやく感じる、2:少し感じる、3:強く感じる、4:不快感を覚える、5:非常に不快感を覚える)となっている。但し、歩行振動のようなランダムな振動に対する適用は除外されている。

しかし、ここで本実験の結果を振動感覚曲線に当てはめて見る。Fig. 4-20は Meisterの感覚曲線および日本建築学会の規準を示したもので、横軸は床の固有振動数、縦軸は全振幅(一般的には半振幅で示されている)である。木質パネルの歩行について感覚曲線をあえて当てはめるにはFig. 4-17の歩行時における床のたわみから次のことを仮定する必要がある。

- (1) 床の固有振動数は歩行者および床上に居て振動を知覚する人によってかなりの部分が吸収される。
- (2) 歩行による木質床の振動は、床の固有振動数によらず、人間の歩行に従ってたわみが発生すると見なす。
- (3) 一般的に歩行のリズムとして1秒間に2歩程度を考え、振動数として2 Hz前後を想定する。
- (4) 動たわみと静たわみの差を歩行時の衝撃によるたわみとし、これを全振幅とする。

以上の仮定に基づいてプロットするとFig. 4-20の斜線の範囲となり、ランク1(ようやく感じる)からランク2(少し感じる)に評価される

ことがわかる。従って、実際の住宅の床を想定した場合、 Fig. 4 - 20 の斜線の範囲は『居住者によっては他人の歩行による床の振動が気になる場合も起こり得る程度』と見なすことができよう。この結果は日常生活における床の評価と感覚曲線の評価が一致する可能性が高いことを示しており、木質構造による床組みを評価する場合に(1)～(4)の仮定が有効ではないかと思われる。

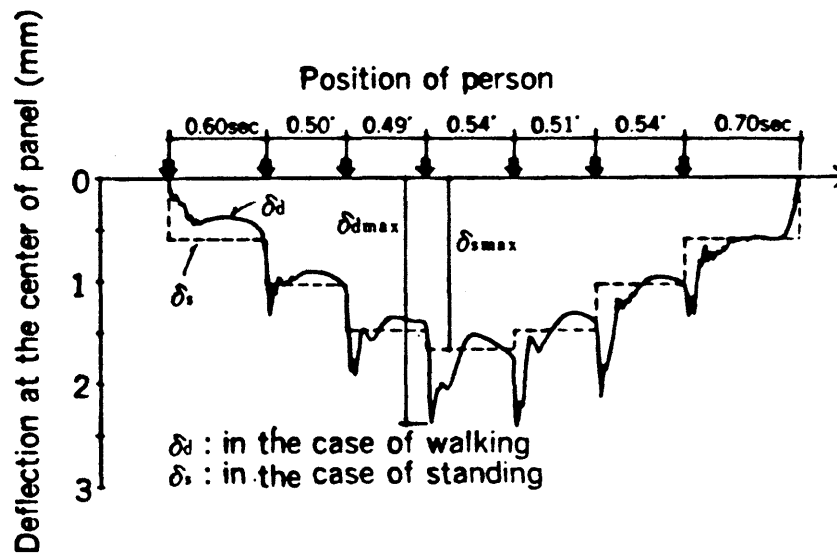


Fig. 4 - 1 7 Example of the relationship between deflection at midspan and position of person in vibration test.

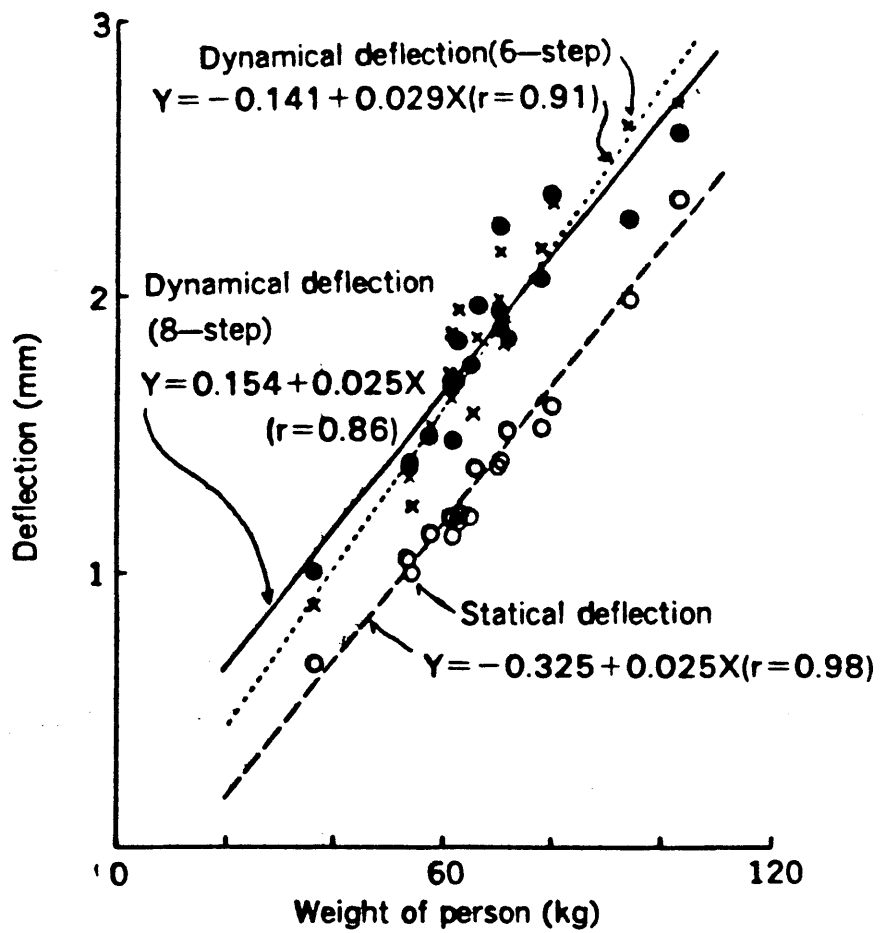


Fig. 4 - 1 8 Relationship between deflection and weight of person.

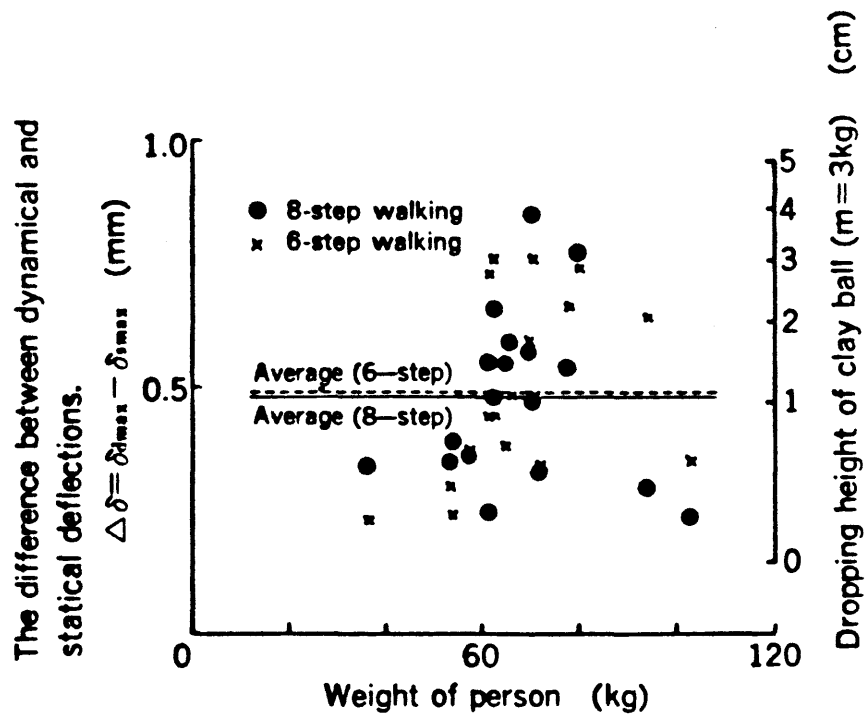


Fig. 4 - 1 9 Dynamical deflection caused by person's walking, and the equivalent dropping height of a clay ball.

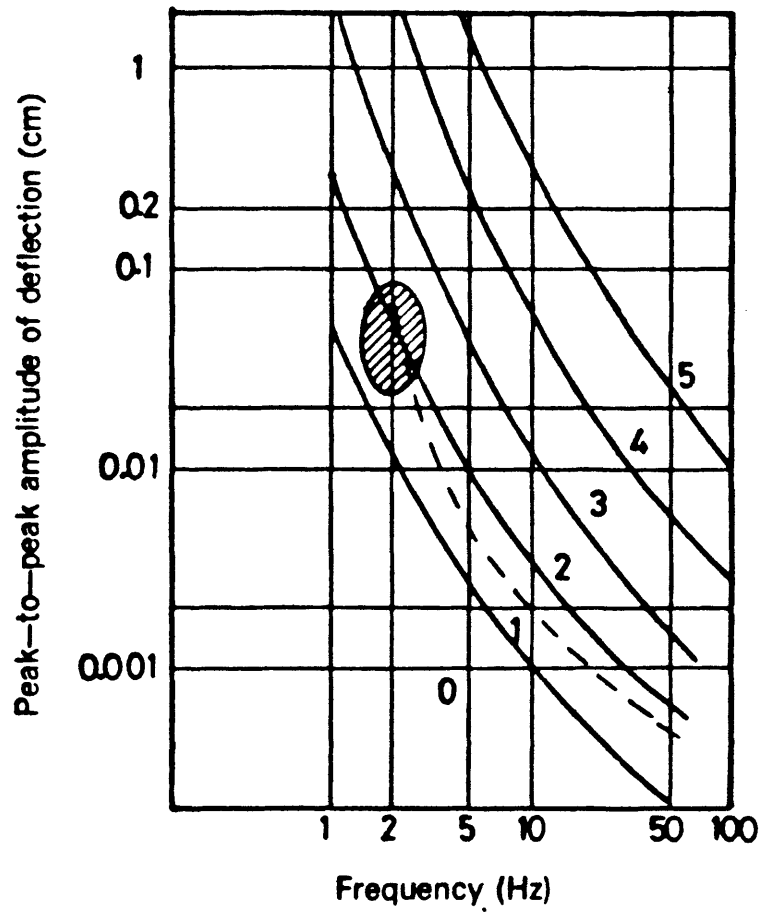


Fig. 4 - 2 0 Sensibility criteria in steady state vibration.

(— by Meister, --- by AIJ)

#### 4・2・4 結論

以上の結果を要約すると次のことが言えよう。

(1) ストレスト・スキン・パネルの中央に衝撃力が作用した場合に発生する衝撃点直下の根太のたわみは、はりに関する理論式(4-7)式を用いて予測することができる。

(2) (4-7)式を用いる場合、一線荷重曲げ試験より得られたパネルの曲げ剛性を代入すると、動たわみを実験値より過小評価する傾向があり、局部集中曲げ試験より得られた見掛けの曲げ剛性を用いると実験値と良く一致した。

(3) パネル上に物品荷重を予め載荷して衝撃試験を行った結果、動たわみは衝撃点に載荷されている物品荷重を考慮することにより(4-7)式で予測できることが明らかになった。

(4) 人間の歩行によって床に加わる衝撃力は、3 kgの粘土塊の0.2~4.0cmからの自由落下に相当することが明らかになり、内田らの結果を確認した。

(5) 歩行によるパネルの振動は、パネルの固有振動数によらず、むしろ一步毎にたわみが発生すると見なし得る。

(6) Meisterの感覚曲線を用いて木質床の歩行振動を評価する場合、床の固有振動数を用いずに人間の歩くリズム、即ち2 Hz前後を指標と考える方が有効と思われる。

## 4・3 ストレスト・スキン・パネルのモーダル解析

### 4・3・1 目的

ストレスト・スキン・パネル、並びにそれらを組み合わせた木質床、さらに、木質パネル構法による立体架構について実大の試験棟を用いてモーダル・アナリシス法を適用し、それらの振動モードを明らかにすることを目的とする。なお、モーダル・アナリシス法は複雑な構造物の固有振動数における振動モードを把握する上で最も効率の良い方法とされているものである。本実験では、機械の設計に近年用いられ始めたこのモーダル・アナリシス法をストレスト・スキン・パネルさらに建築物に適用することを試みている。

### 4・3・2 試験方法

#### a) モーダル・アナリシス法

モーダル・アナリシス法はコンピュータの発達、さらに高速フーリエ変換の手法の応用によって進歩してきたもので、機械の設計において軽量化に伴って顕在化する機械の無用な振動障害を克服する手法として広く用いられ始めた方法である。

モーダル・アナリシス法では解析する対象物の動特性を、伝達関数  $H(\omega)$  で評価し、さらに各固有振動数でどのように変形しているかを測定することによって対象物の動特性を解析するが、対象物に加わる外力を  $X(\omega)$ 、応答を  $Y(\omega)$  とすると、伝達関数  $H(\omega)$  は (4-9) 式で求められる。

$$H(\omega) = \frac{Y(\omega)}{X(\omega)} \quad (4-9)$$



ここで、モーダル・アナリシス法の概要を整理すると以下のようになる。

### 1) スペクトル解析

いかなる周波数成分の振幅を、どの程度の強さで含んでいるか振動現象を把握する。

### 2) 伝達関数の測定

伝達関数を測定し、伝達特性を把握する。

### 3) モーダル解析

動的挙動を把握するために、伝達特性から振動モードを把握し、動的にどこが弱いのか等を調べる。

伝達関数の測定法としては、(1)固定加振法、(2)移動加振法が挙げられる。前者は加振点を1点に固定し、応答点を移動させて、これら2点間の伝達関数を測定するもので、加振器を用いたランダム加振法に代表される。一方、後者は固定加振法とは逆に、応答点を1点に固定し、加振点を移動させて2点間の伝達関数を測定するもので、インパクト・ハンマーによるトランジェント加振法が広く用いられている。

## b) 試験方法

本実験ではモーダル・アナリシス法による木質系ストレス・スキニング・パネル、およびパネル構造による建物の動特性を明らかにするために、Hewlett Packard 社製の Structural Dynamics Analyzer 5423A を用い、インパクト・ハンマーによるトランジェント加振法による実験を行った。

インパクト・ハンマーはそのヘッド部分に加振力を検出するロードセルが埋め込まれたもので、これによって試験体の各部位を順次打撃し、それぞれの打撃に対する試験体の応答を予め固定した圧電型加速度計によって測定する方法を採用した。

なお、ハンマーによる打撃は各点につき3回とし、3回の結果を平均してそれぞれの伝達関数を求めた。

### c) パネル試験体

ストレス・スキン・パネル試験体としては、面材に厚さ 15mm のパーティクルボードを用いた床用の接着パネルを用いた。試験体の詳細は Fig. 4 - 2 1 に示す通りである。実験時にはパネルをスパン 3550mm でコンクリートの床上に支持したが、支点部分の支持方法は Fig. 4 - 2 2 に示す通りであった。

パネルに対する加振点としては、根太に相当する芯材直上になるようにし、Fig. 4 - 2 3 に掲げる 3 6 点の座標を設定して、インパクト・ハンマーによる打撃を順次行った。

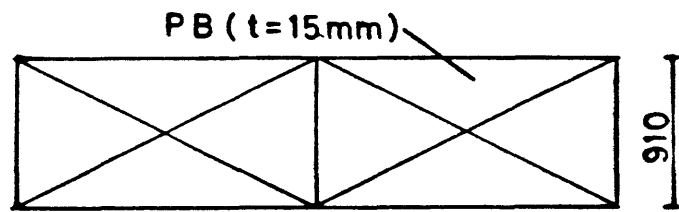
さらに、同一のパネルを 4 枚敷き並べ、8 畳大の床を想定して伝達関数の測定を行った。パネルの支持方法は単体パネルの場合と同様に 2 辺支持とし、Fig. 4 - 2 2 に掲げた支持方法を採用した。

加振点は 910mm のグリッドを基本とした 2 5 点であった (Fig. 4 - 2 4 参照)。

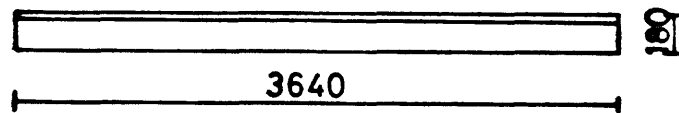
### d) パネル構法による実大試験棟

試験棟は屋外に建てられた建築面積 13.2m<sup>2</sup> の木質パネル構法による 2 階建て、8 畳間を 2 部屋重ねた実験用建物であった。試験棟の平面図および立面図を Fig. 4 - 2 5 に示す。

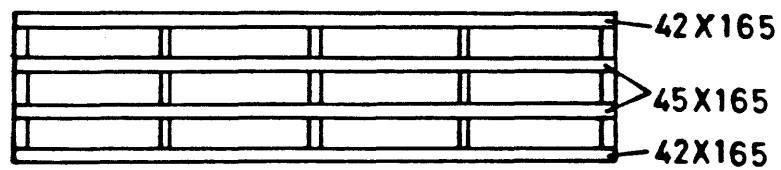
モーダル・アナリシス法を適用するに当たり、建物の 1 / 2 を測定することとし、1 階床、2 階床、1 階壁、および 2 階壁について Fig. 4 - 2 6 に示す計 9 2 点の測定を行った。なお、本試験棟の床の特性については第 5 章 5・2 で詳述しているので参照されたい。



(a) Plan



(b) Elevation



(c) Framing of floor panel

Fig. 4 - 2 1 Construction detail of the tested floor panel.

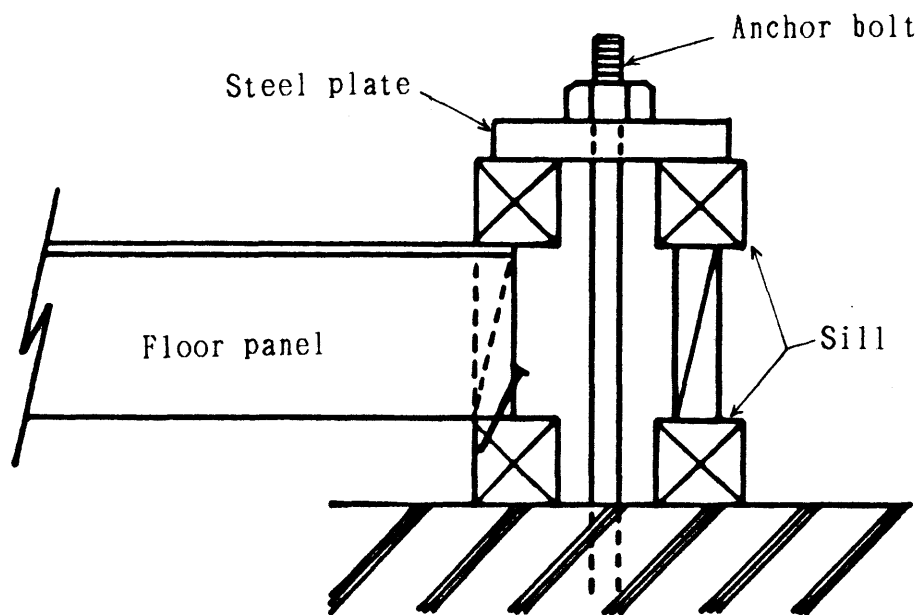


Fig. 4 - 2 2 Support condition at the end of panel.

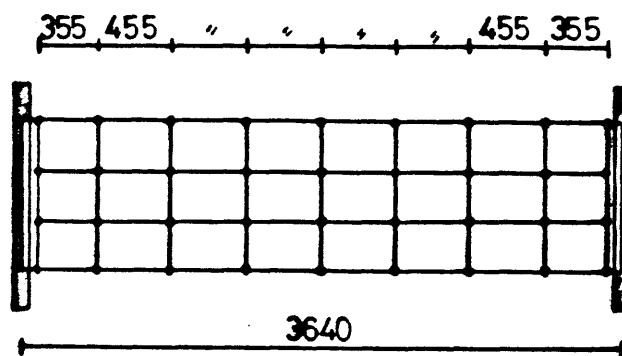


Fig. 4 - 2 3 Measuring points of the tested panel for Modal analysis.

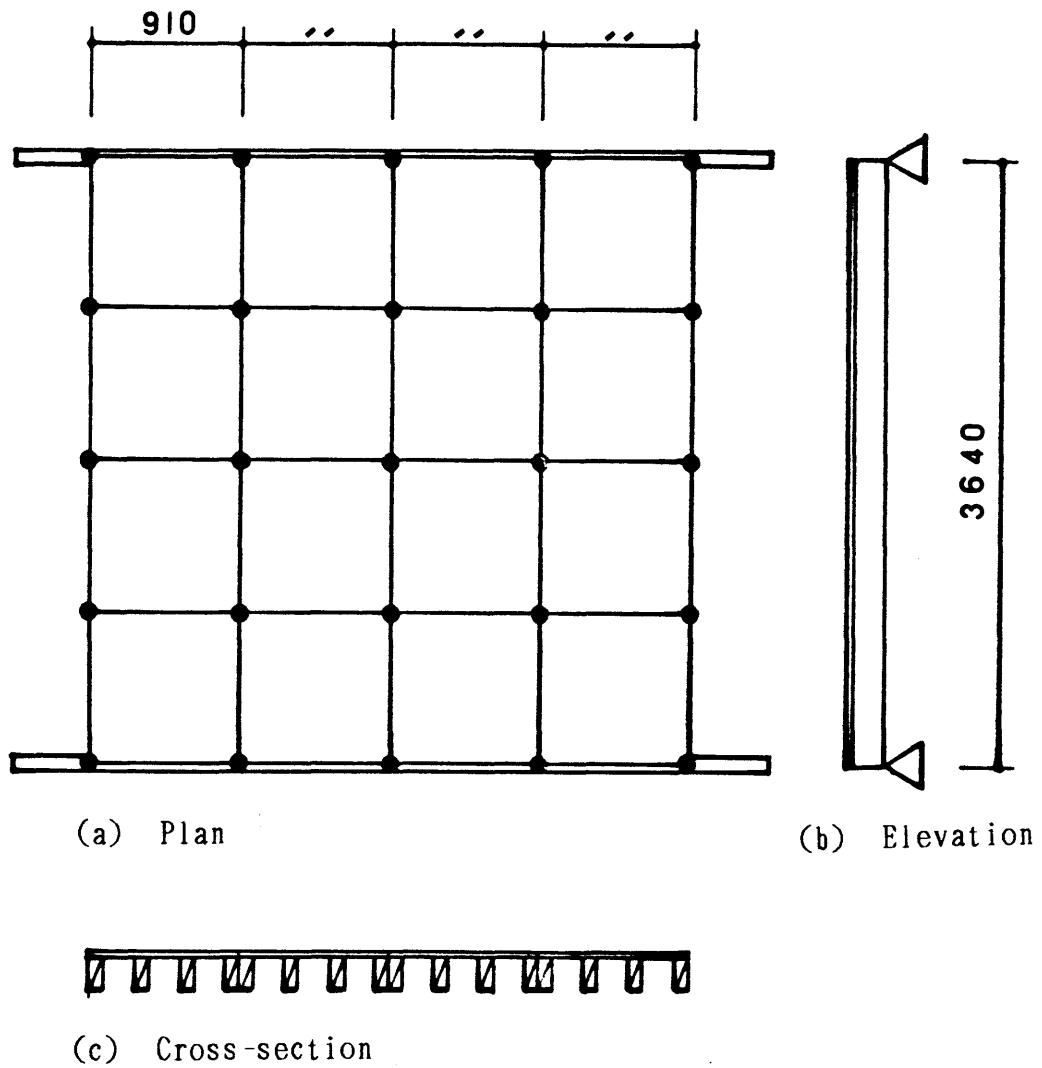
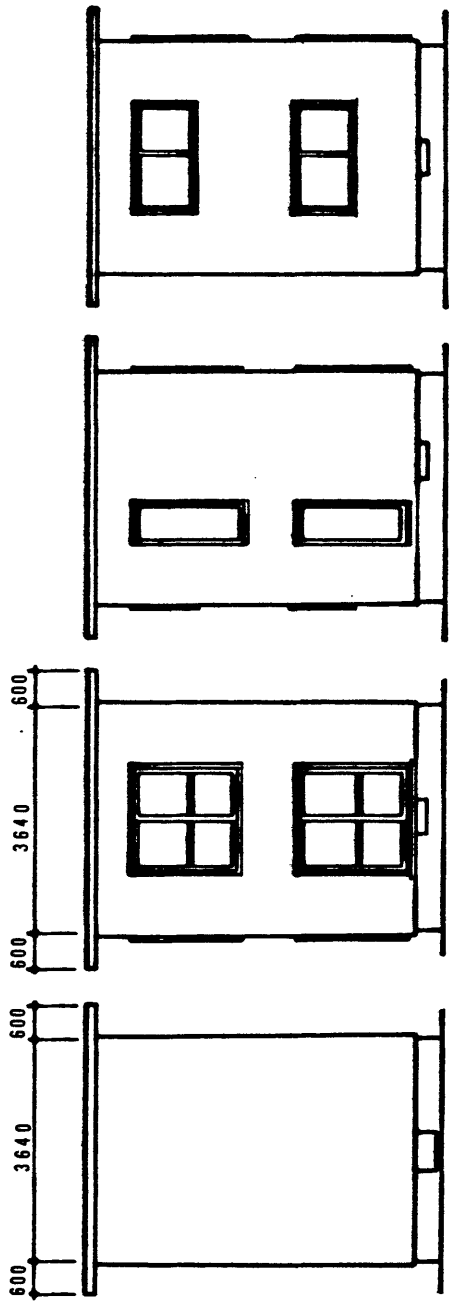
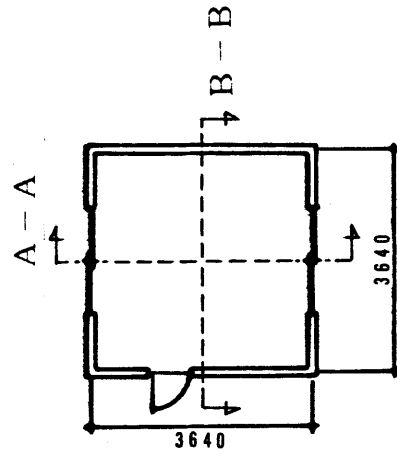


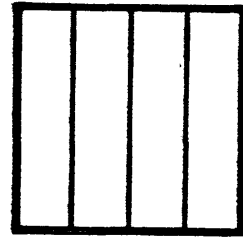
Fig. 4 - 2 4 Measuring points of the tested floor composed of 4 panels for Modal analysis.



(a) Elevation



(b) Plan



(c) Floor panels of 2nd floor

Fig. 4 - 2 5 The dimentions of tested full-size house.

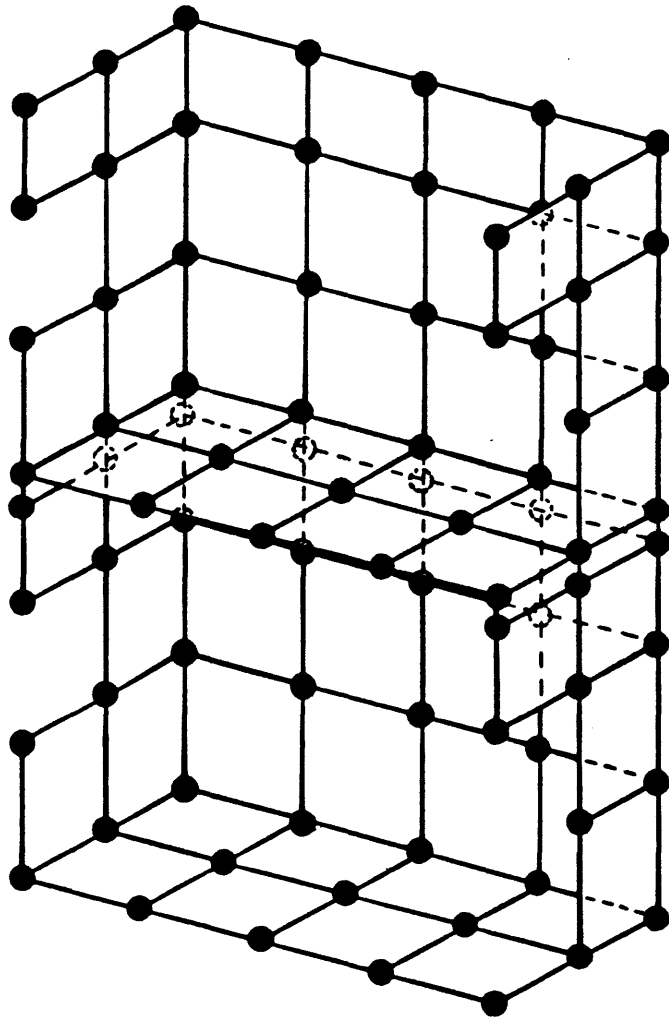


Fig. 4 - 2 6 Measuring points of the full-size house  
for Mordal analysis.



#### 4・3・3 結果および考察

##### a) 単位パネル試験体の振動モード

ストレス・スキン・パネル1枚についてモーダル・アナリシス法による解析を行った結果をFig. 4-27に示す。モード1 ( $f=19.5\text{Hz}$ ) はパネルの1次の曲げ振動であることが看取される。次に、モード2 ( $f=25.3\text{Hz}$ )ではパネルのねじれ振動が現れている。さらに高次の振動数について見ると、モード3 ( $f=62.0\text{Hz}$ )ではパネル中央の2本の芯材と外側の2本の芯材の位相が逆転した曲げ変形が得られ、モード4 ( $f=103.5\text{Hz}$ )では4本の芯材の曲げ変形が1本毎に反対の位相を示していることがわかる。

これらの振動モードの結果をパネルのスパン中央の断面について模式的に表すとFig. 4-28の通りである。ここで注目されるのは、一般にはりの曲げ振動を考慮する場合、はりのスパン方向での2次、3次振動が問題とされるが、本実験のようなパネル形状の試験体では、むしろスパン方向と直交する幅方向の振動がクローズアップされていることであろう。

本実験の結果から、単位パネルのモード1の振動が曲げ振動であることが確認されたことは、パネルの設計時、あるいはその品質管理を行う際に簡易的なFFTアナライザーによって1次の固有振動数をもとめ、この値からパネルの曲げ剛性を測定する方法が可能であることを示唆していると言えよう。即ち、非破壊試験によってパネル性能を把握することができる点でダイナミックな手法の適用は応用範囲が広いと言えよう。

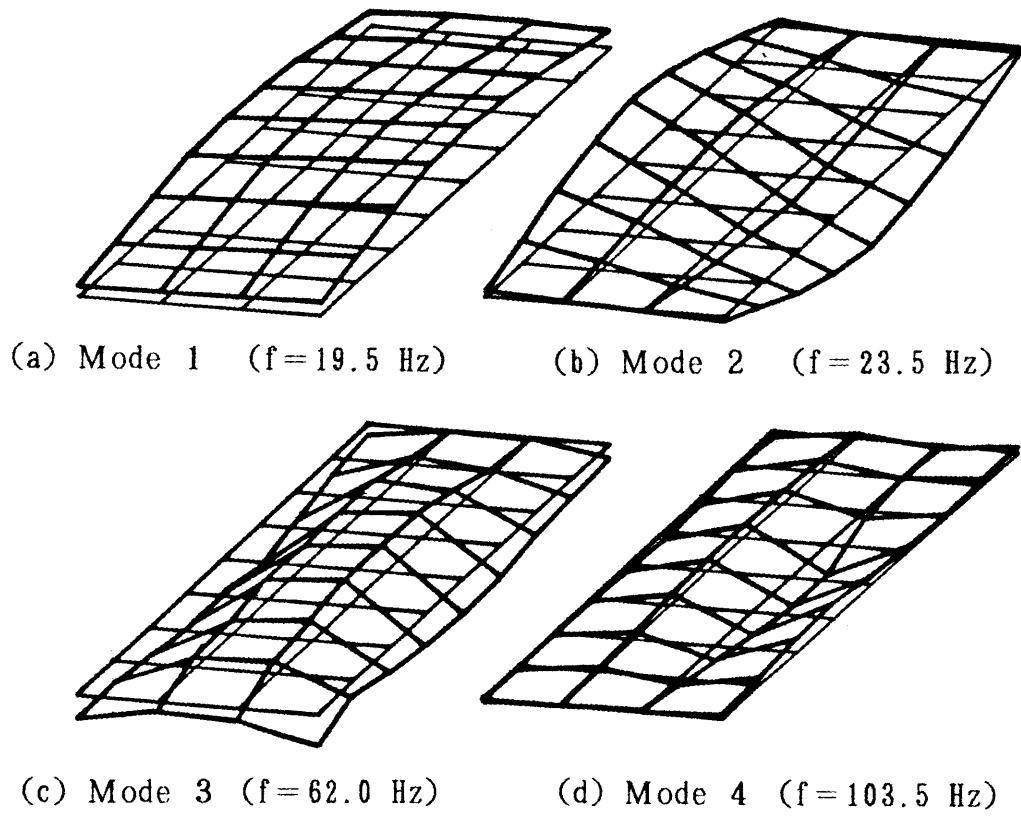


Fig. 4 - 2 7 Mode shapes of the stressed-skin panel.

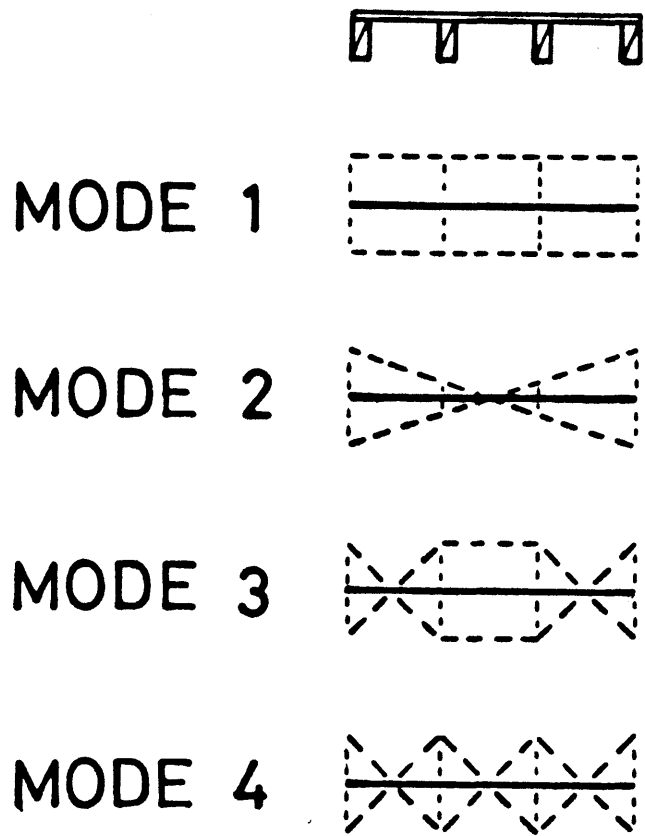
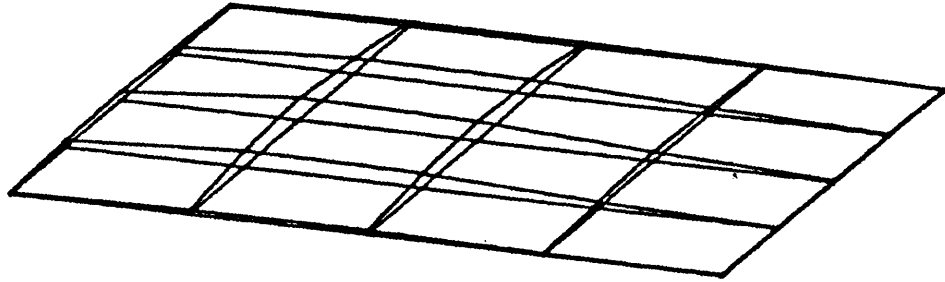


Fig. 4 - 2 8 Mode shapes of the cross-section of a panel at midspan.

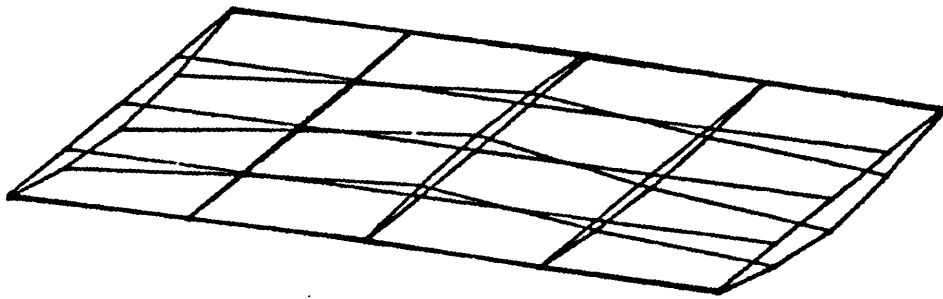
b) ストレスト・スキン・パネルを4枚組み合わせた8畳大の床の振動モード

a)で用いた単位パネルを4枚敷き並べた8畳大の床を2辺で支持した試験体の振動モードをFig. 4-29に掲げる。Fig. 4-29を眺めると、モード1 ( $f=17.7\text{Hz}$ )は1次の曲げ振動と見なすことができ、モード2 ( $f=26.9\text{Hz}$ )およびモード3 ( $f=38.2\text{Hz}$ )ではパネルのスパンと直交するねじれ振動が組み合わされた変形状を示している。

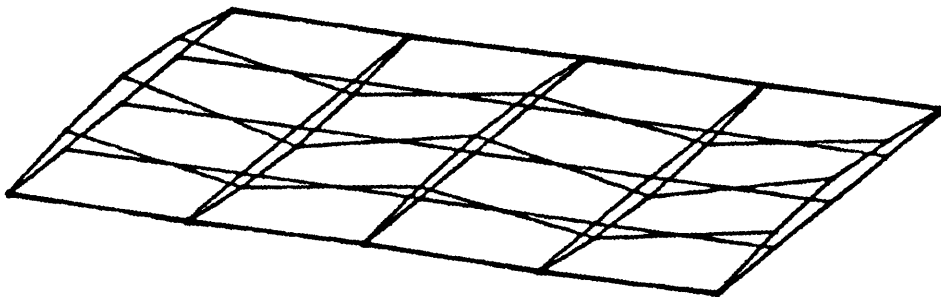
単位パネルの実験結果と比較すると、モード1では固有振動数がやや低下し、モード2では反対に少し高くなっているが、これらは組み合わされた試験体のバラツキによるものと思われ、単位パネルの振動性状から床全体を2辺支持した場合の固有振動数を推定しても大過ないと見なし得よう。



(a) Mode 1 ( $f=17.7$  Hz)



(b) Mode 2 ( $f=26.9$  Hz)



(c) Mode 3 ( $f=38.2$  Hz)

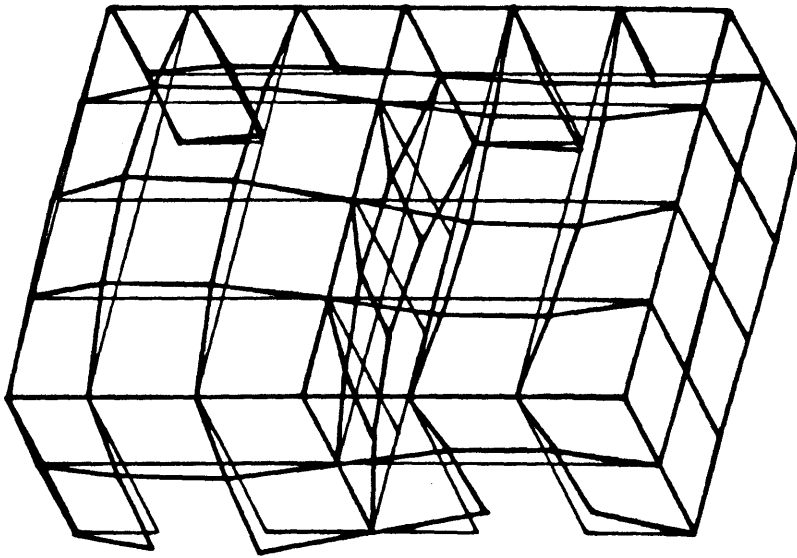
Fig. 4 - 2 9 Mode shapes of the floor composed of 4 panels.

c) パネル構法による実大試験棟の振動モード

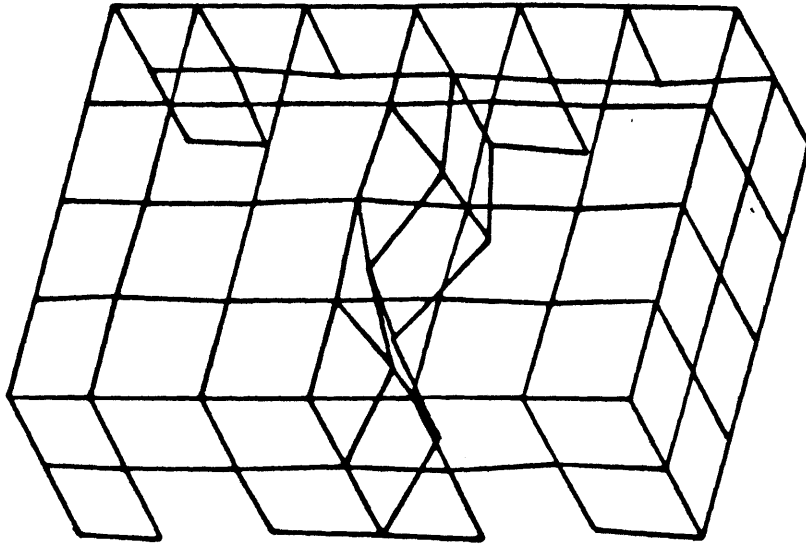
2階建ての実大試験棟についてモーダル・アナリシス法を適用し、振動モードを求めた結果をFig. 4-30に示す。Fig. 4-30は試験棟をFig. 4-25(b)に示すA-A断面に沿って1/2に切断し、その右側を斜め上方から眺めたものである。得られたモードは2つで、モード1 ( $f=24.2\text{Hz}$ )は床の1次の曲げ振動で、モード2 ( $f=38.1\text{Hz}$ )は床パネルのねじれ振動が組み合わされたものであることがわかる。ところで、本実験のモード2はFig. 4-29に示した床のみの試験体のモード3と同一の振動モードであることが注目される。また、Fig. 4-29のモード2の変形は床四周を支持することによって抑制され、建物内の床では測定されなかったものと推定される。また、モード1の固有振動数が単位パネルの場合より高い結果が得られている。

さらに、モード1について建物の断面A-AおよびB-Bの振動モードをFig. 4-31に示す。本図から2階床の振動ばかりではなく、1階壁および2階壁の変形性状を窺い知ることができよう。ところで、本実験で用いた床および壁パネルに関する単位パネルの重さと曲げ剛性はTable 4-3に示す通りで、これらの値を(4-1)式に代入して床パネルおよび壁パネルのそれぞれの固有振動数を算出した結果もTable 4-3に併記してある。ただし、床パネルの重さと曲げ剛性は試験棟の2階床に実際に用いたパネルを施工前に測定した結果であるが、壁パネルについては、品質管理のための実験データから抜粋したものである。

Table 4-3を見ると、床と壁の固有振動数が近い値を示していることが看取される。実際の試験棟の外壁にはモルタル塗りが施してあり、このモルタルの影響は明確ではないが、床と壁の固有振動数が近いことは、両者が共振し易いことを意味しており、床に加えられた衝撃が壁にまで振動を起こす可能性が高いことを示唆していると言えよう。このことから、床と壁の動特性を考慮してパネルの設計を行う場合、床と壁の固有振動数を一致させないように留意することが肝要と思われる。

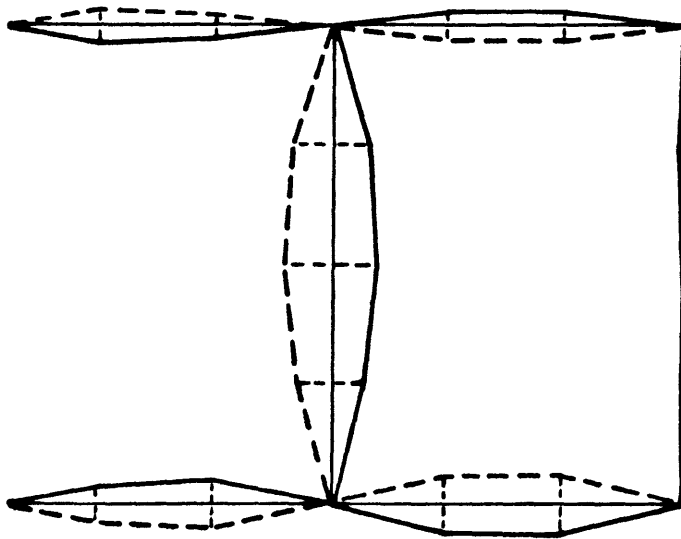


(a) Mode 1 ( $f = 24.2$  Hz)

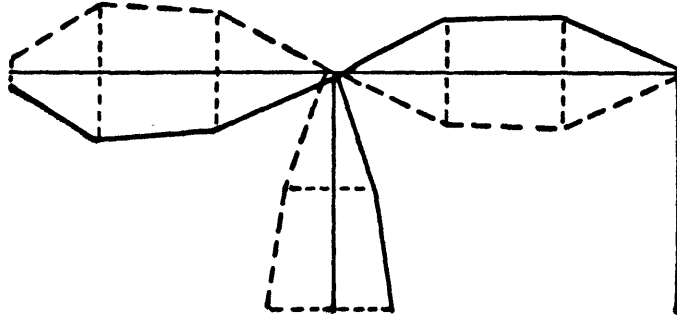


(b) Mode 2 ( $f = 38.1$  Hz)

Fig. 4 - 3 0 Mode shapes of the full-size house.



(a) A - A



(b) B - B

Fig. 4 - 3 1 Mode shapes of the cross-section of the full-size house. (Mode 1)

A - A, B - B : see Fig. 4 - 25.



Table 4 - 3 Weight, flexural rigidity and natural frequency of floor and wall panels.

Panel	No	Weight W (kg)	Flexural rigidity EI ( $10^6 \text{kgcm}^2$ )	Natural frequency $f_{cal}$ (Hz)
Floor	1	100	824.2	20.5
"	2	100	724.2	19.2
"	3	100	781.2	19.9
"	4	97	774.2	20.1
Average		99.3	784.4	19.9
Wall		27	110	22.2

#### 4・3・4 結論

4・3の結果を要約すると以下のことが言えよう。

- (1) ストレスト・スキン・パネル1枚を単純支持した場合の振動モードはFig. 4-27に示す4つであることが明らかになった。
- (2) 単位パネルの各振動モードは、パネルを構成する芯材のスパン方向の1次の曲げ振動の組み合わせとして現れることが明らかになった。
- (3) パネルを4枚敷き並べて2辺で支持した試験体の振動モードについては、Fig. 4-29に掲げる3つの結果が得られ、モード1は曲げ振動、モード2およびモード3はパネルのねじれ振動の組み合わせであることが明らかになった。
- (4) 木質パネル構法による2階建ての試験棟では、Fig. 4-30に示す2つの振動モードが明らかになった。
- (5) 本実験で用いた試験棟では、床と壁が連動して振動をすることが確認されたが、このことは、設計に当たっては床と壁の動特性を考慮し、床と壁の固有振動数を一致させないよう配慮する必要があることを示唆している。

## § 第5章 木質床の振動性状と設計方法

### 5・1 床根太の端部拘束条件と固有振動数

#### 5・5・1 目的

床の振動性状を実測し解析する際に、実験室で用いられるパネル試験体の支持条件と実際の建物の床の違いを把握することが必要である。そこで、本研究では床根太端部に加わる鉛直荷重を拘束条件の一つとして考え、根太端部の拘束を接合係数で評価し、根太の固有振動数について検討することを目的とした。

#### 5・1・2 解析方法

##### a) 弾性支持されたはりのたわみ

Fig. 5-1は弾性支持されたはりのスパン中央に集中荷重Pが作用する場合を表している。そして材端モーメント $M_0$ ははりの両端の拘束条件によって変わってくる。ところで、スパン中央における最大たわみ $\delta_m$ は一般に(5-1)式で表される。

$$\delta_m = \frac{PL^3}{48EI} - \frac{M_0 L^2}{8EI} \quad (5-1)$$

ここに、P : 中央集中荷重

L : スパン

EI : はりの曲げ剛性

(5-1)式において、はりの両端が単純支持される場合は $M_0 = 0$ となり、両端固定の場合は $M_0 = PL/8$ となる。ところで、はりの両端が弾性支持されている場合は、 $M_0$ を単純支持と両端固定支持の中間的な

状態と見なし、 $M_0$ を(5-2)式のように表すことにする。

$$M_0 = \frac{P L}{8} \times \gamma \quad (5-2)$$

ここで、 $\gamma$ は支持の強固さを示すパラメータとなり、接合係数と呼ぶことにする。従って、 $\gamma$ は $\gamma = 0$ で単純支持、 $\gamma = 1$ で両端固定を表し、弾性支持では $0 < \gamma < 1$ の範囲となる。以上をまとめてTable 5-1に示す。

次に、(5-2)式を(5-1)式に代入すると、(5-3)式が得られる。

$$\gamma = \frac{4}{3} \left( 1 - \frac{\delta}{\delta_0} \right) \quad (5-3)$$

ここに、 $\delta_0$  : 単純支持の場合の $P = 1$ に対するスパン中央のたわみ

$\delta$  : 弾性支持の場合の $P = 1$ に対するスパン中央のたわみ

従って、接合係数 $\gamma$ は(5-3)式によって算出される。

#### b) 弾性支持されたはりの曲げ振動

真直はりの曲げ振動の基礎方程式は(5-4)式で表される。

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \rho A \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (5-4)$$

ここに、 $\rho$  : 単位体積当たりのはりの質量

$A$  : はりの断面積

固有関数を $Y(x)$ とおき、(5-5)式の形を仮定して(5-4)式に代入すると(5-6)式が得られる。

$$y = Y(x)(B_1 \cos \omega t + B_2 \sin \omega t) \quad (5-5)$$

$$\frac{d^4 Y}{dx^4} - \lambda^4 Y = 0 \quad (5-6)$$

ここに、

$$\lambda^4 = \frac{\omega^2 \rho A}{EI} \quad (5-7)$$

(5-6)式の一般解は(5-8)式で与えられ、 $C_1 \sim C_4$ は境界条件によって決定される。

$$Y = C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x + C_3 \cosh \lambda x + C_4 \sinh \lambda x \quad (5-8)$$

弾性支持の境界条件として、はりの両端で変位は0、回転角は曲げモーメントに比例すると仮定すると境界条件は(5-9)式で表される。

$$Y = 0, \quad \frac{dY}{dx} = \alpha EI \frac{d^2 Y}{dx^2} \quad (\text{at } x = 0)$$

$$Y = 0, \quad \frac{dY}{dx} = -\alpha EI \frac{d^2 Y}{dx^2} \quad (\text{at } x = L) \quad (5-9)$$

(5-8)、(5-9)両式から固有値決定式として(5-10)式が得られる。

$$2B^2 \sin \lambda L \sinh \lambda L + 2B (\sin \lambda L \cos \lambda L - \cos \lambda L \sinh \lambda L) - \cos \lambda L \cosh \lambda L + 1 = 0 \quad (5-10)$$

ここに、 $B = \alpha EI \lambda$

(5-10)式の固有値を $\lambda L = \xi$ とおき(5-7)式に代入すると、弾性支持されたはりの固有振動数  $f$  は(5-11)式で与えられる。

$$f_{cal} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\xi}{L}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (5-11)$$

c) 接合係数  $\gamma$  とパラメータ  $\xi$  の関係

Fig. 5-1において、A端から  $x$  の位置における曲げモーメント  $M_x$ 、および回転角  $\theta_x$  は(5-12)、(5-13)式で表される。

$$\frac{M_x}{EI} = \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{EI} \left(\frac{P}{2}x - M_0\right) \quad (5-12)$$

$$\theta_x = \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{EI} \left\{ \frac{P}{4}x^2 - M_0 x - \left(\frac{PL^2}{16} - \frac{M_0 L}{2}\right) \right\} \quad (5-13)$$

(5-12)、(5-13)両式に(5-2)式および  $x=0$  を代入すると(5-14)、(5-15)式となる。

$$\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_{x=0} = \frac{PL}{8EI} \times \gamma \quad (5-14)$$

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} = \frac{PL^2}{16EI} (1 - \gamma) \quad (5-15)$$

次に、(5-14)、(5-15)両式を(5-9)式に代入すると定数  $\alpha$  は(5-16)式で表され、さらに(5-10)式の  $B$  は(5-17)式で表される。

$$\alpha = \frac{L}{2EI} \times \frac{1-\gamma}{\gamma} \quad (5-16)$$

$$B = \frac{\xi}{2} \times \frac{1-\gamma}{\gamma} \quad (5-17)$$

従って、(5-10)式は(5-18)式で表される。

$$\begin{aligned} & \frac{\xi^2}{2} \sin \xi \sinh \xi \left( \frac{1}{\gamma} - 1 \right)^2 + \xi \left( \sin \xi \cosh \xi - \cos \xi \sinh \xi \right) \times \\ & \left( \frac{1}{\gamma} - 1 \right) - \cos \xi \cosh \xi + 1 = 0 \end{aligned} \quad (5-18)$$

さらに、(5-18)式より接合係数  $\gamma$  とパラメータ  $\xi$  の関係として(5-19)式が得られる。

$$\gamma = \frac{\xi}{\xi - \frac{1 - \cos \xi}{\sin \xi} + \frac{1 - \cosh \xi}{\sinh \xi}} \quad (5-19)$$

(5-19)式の関係を図5-2に示す。 $\gamma \rightarrow 0$  (単純支持)のとき  $\xi \rightarrow \pi$  となり、 $\gamma \rightarrow 1$  (両端固定)のとき  $\xi \rightarrow 4.73$  となることが看取される。

従って、接合係数  $\gamma$  が求まれば、図5-2より  $\xi$  が得られ、(5-11)式より弾性支持されたはりの1次の固有振動数が得られることが分かる。

$$f_{\text{ocal}} = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (5-20)$$

$$f' = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{4.73}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (5-21)$$

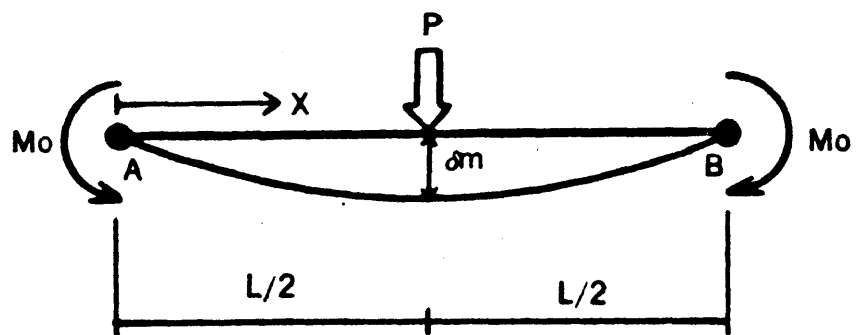


Fig. 5 - 1 Model of beam restrained at both end.



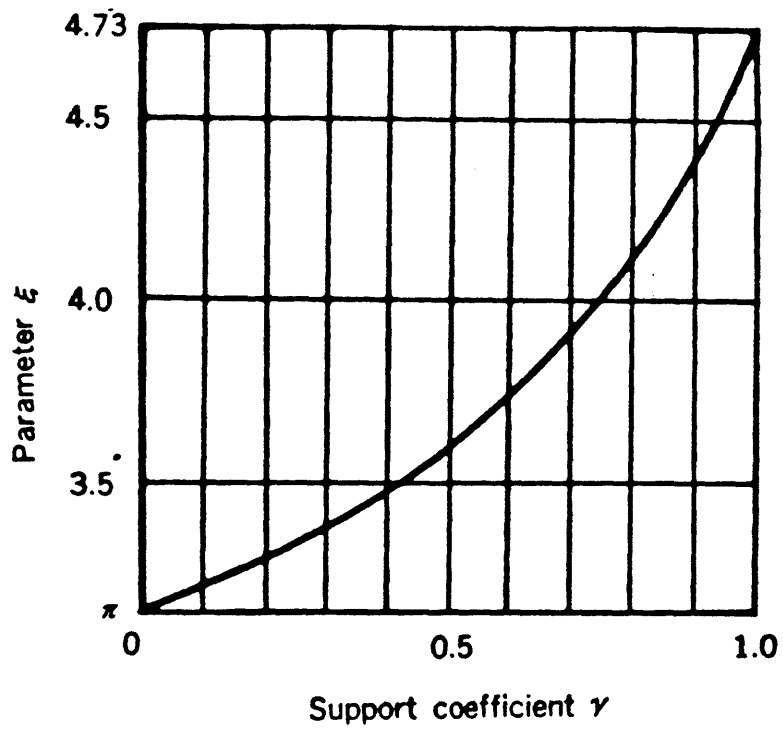


Fig. 5 - 2 Relationship between support coefficient  $\gamma$  and parameter  $\xi$ .

Table 5 - 1 End moment and deflection at midspan under various supporting conditions.

Supporting condition	End moment $M_0$	Deflection at midspan $\delta_m$
Simple beam	0	$\frac{PL^3}{48EI}$
Restrained beam	$\frac{PL}{8} \times \gamma$ ( $0 < \gamma < 1$ )	$\frac{PL^3}{\beta EI}$ ( $48 < \beta < 192$ )
Fixed beam	$\frac{PL}{8}$	$\frac{PL^3}{192EI}$

### 5・1・3 実験および考察

#### a) 試験体

試験体として枠組壁工法用の床根太 208材(寸法 39×185×3730mm、樹種ベイツガ(*Tsuga heterophylla* (Raf.) Sarg.))を用い、スパンを 3550 mmとした。試験体数は4本であった。

#### b) 床根太端部に加わる鉛直荷重レベルの設定

2階建ての2階床根太を対象とし、床根太端部に加わる鉛直荷重の大きさを多雪地域の条件で検討する。建物の構造をFig. 5-3のように仮定し、下記の荷重が加わるものとする。

積雪荷重 (積雪 1.0m)                      210 kg/m<sup>2</sup>

固定荷重

    屋根                                      70 kg/m<sup>2</sup>

    天井                                      20 kg/m<sup>2</sup>

    2階壁                                      50 kg/m<sup>2</sup>

床根太端部に加わる荷重Wは床の幅1.0m当たり、次式で算出される。

$$W = (210 + 70) \times (3.6 \div 2 + 0.45) + 20 \times 3.6 \div 2 + 50 \times 2.4 = 786 \text{ (kg/m)}$$

ここで、床根太の間隔を30cmと仮定すると、床根太端部に荷重は1本当たり236 kgとなる。

本実験では、床根太端部に加える鉛直荷重Wを片側につき50, 100, 150, および200 kgの4段階とし、Fig. 5-4に示す方法で加えた。

#### c) 接合係数 $\gamma$ の測定

単純支持された床根太の端部に鉛直荷重Wを加えた場合について、中央集中荷重による曲げ試験を行いスパン中央のたわみを測定した。材端に加えた鉛直荷重Wと、集中荷重 $P = 1$ を与えたときのスパン中央のたわみの比  $\delta / \delta_0$  ( $\delta$  : 弾性支持の場合のスパン中央のたわみ。 $\delta_0$  :

単純支持の場合のスパン中央のたわみ。)との関係を Fig. 5-5 に示す。Fig. 5-5 より、材端の鉛直荷重  $W$  が増加するにつれて、たわみが減少する傾向が看取される。

次に、 $\delta / \delta_0$  を (5-3) 式に代入し接合係数  $\gamma$  を算出した結果を Fig. 5-6 に示す。 $W = 200 \text{ kg}$  で  $\gamma$  の 4 体の平均値が 0.1 程度になることがわかる。

#### d) 固有振動数の測定

床根太のスパン中央にプラスチック・ハンマーを一定の高さから落下させ、衝撃振動試験を行った。振動波形の測定にはスパン中央の床根太下端に加速度計を取り付け、動ひずみアンプを通して電磁オシログラフで記録した。得られた波形より周期を読み取り、固有振動数  $f$  を算出した。

本実験に用いた床根太の固有振動数は単純支持の場合  $f = 28 \sim 33 \text{ Hz}$  であった。また、根太の質量と曲げ剛性を (5-20) 式に代入して計算した結果を Table 5-2 に示す。材端に加える鉛直荷重  $W$  が固有振動数に与える影響を Fig. 5-7 に示す。Fig. 5-7 の縦軸は弾性支持時の固有振動数  $f_w$  の、単純支持時の固有振動数  $f_0$  に対する比  $f_w / f_0$  である。Fig. 5-7 の実験値について見ると、 $W$  が増加するにつれて  $f_{w\text{meas}} / f_{0\text{meas}}$  が漸増する傾向が認められ、 $W = 200 \text{ kg}$  時の  $f_{w\text{meas}} / f_{0\text{meas}}$  は平均値で 1.07 であった。

また、Fig. 5-6 に示した接合係数  $\gamma$  の平均値を用いて Fig. 5-2 よりパラメータ  $\xi$  を求め、(5-11) 式に  $\xi$  を代入して固有振動数  $f_{\text{cal}}$  を算出した。得られた  $f_{\text{cal}}$  より比  $f_w / f_{\text{cal}}$  を求めた結果を Fig. 5-7 に計算値として示した。計算値は実験値より僅かに小さい値をとるが、ほぼ一致すると見てよからう。

以上のことから、床根太の支持条件によって固有振動数は変化するが、

上階の壁を介して材端に加わる鉛直荷重が根太の固有振動数  $f$  に与える影響は接合係数  $\gamma$  およびパラメータ  $\xi$  の値を求めることにより計算できることが分かった。しかし、鉛直荷重  $W$  の固有振動数  $f$  に与える影響は小さく、実際の住宅における床の支持条件を考慮して固有振動数を求める場合についても、単純支持と見なして大過ないと思われる。

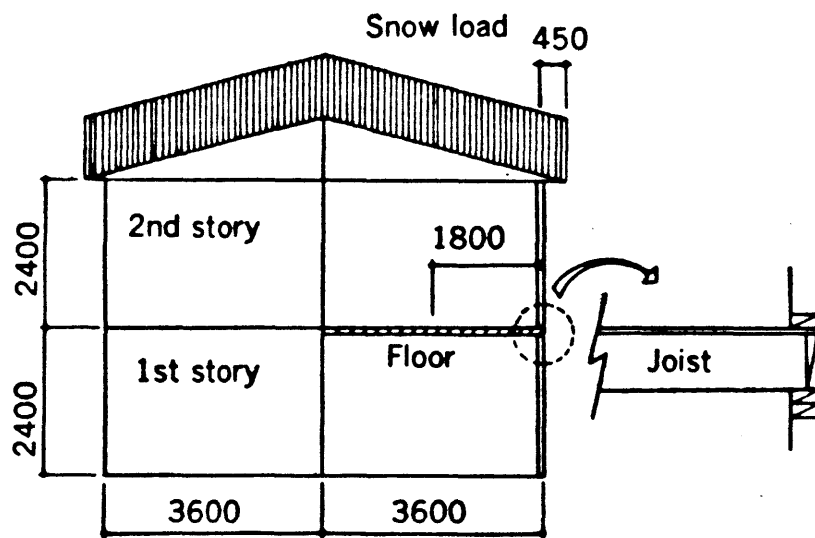


Fig. 5 - 3 The dimensions of an assumed full-size house and the details of the end of a joint.

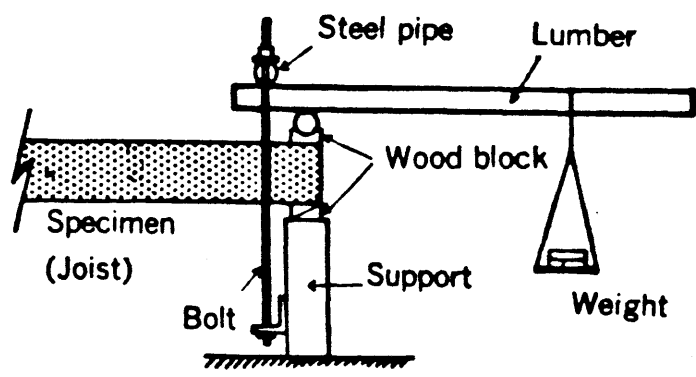


Fig. 5 - 4 Apparatus for the application of a vertical load  $W$  at the ends of joists.

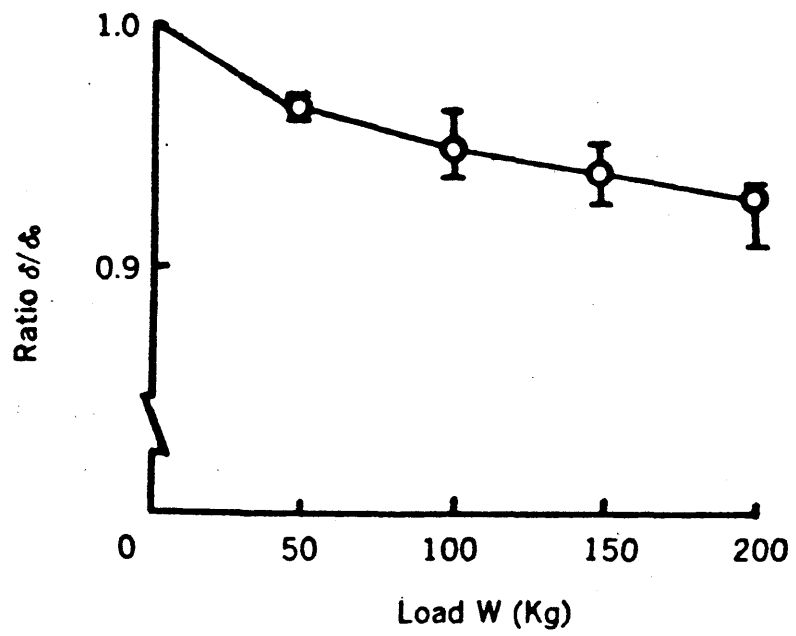


Fig. 5 - 5 Effect of applied load W on deflection at midspan.



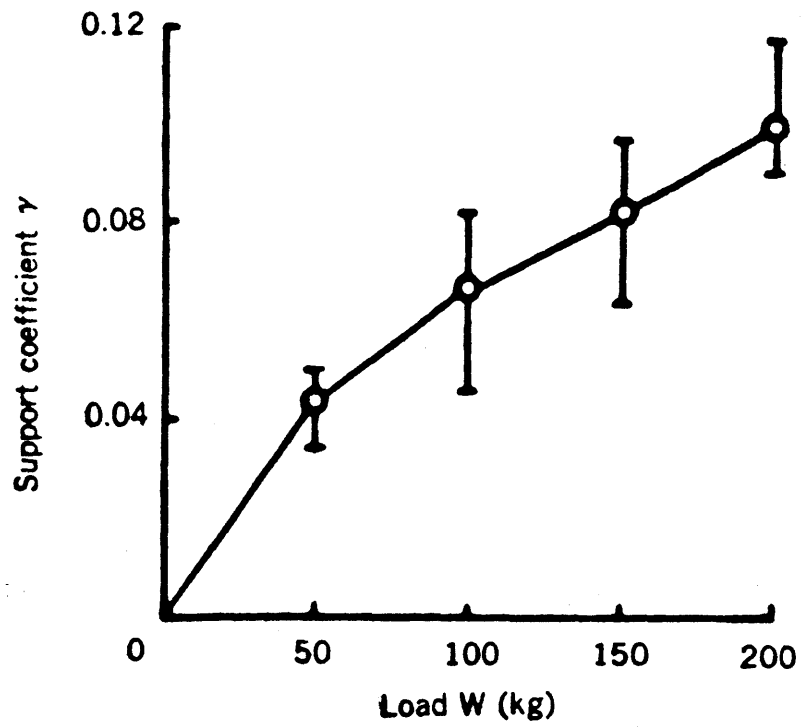


Fig. 5 - 6 Relationship between applied load  $W$  and support coefficient  $\gamma$ .

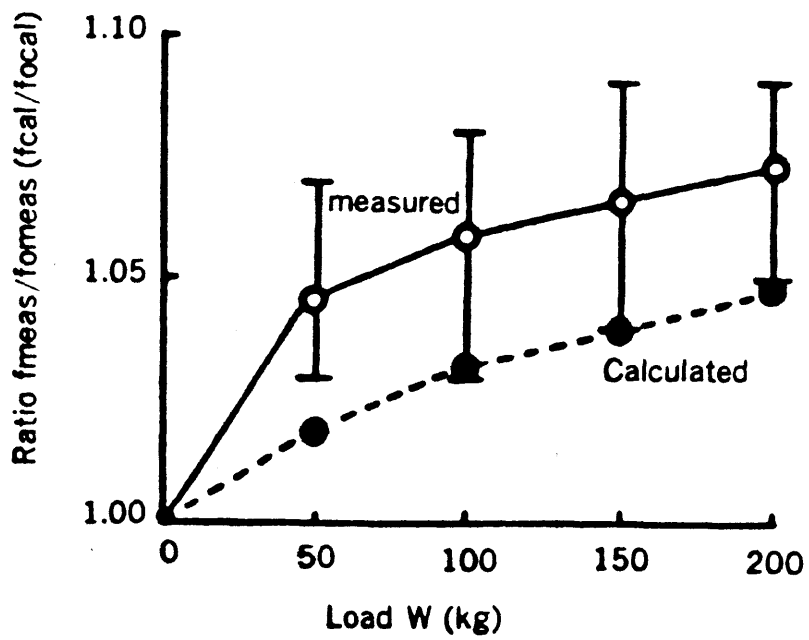


Fig. 5 - 7 Effect of applied load  $W$  on the natural frequency of joists.

Table 5 -- 2 Dimensions, weight, flexural rigidity, and natural frequency of specimen.

Specimen no.	Width b (mm)	Depth h (mm)	Weight per unit length w (kg/m)	Flexural rigidity EI (kg·cm <sup>2</sup> )	Natural frequency in simple beam		
					Measured value f <sub>meas</sub> (Hz)	Calculated value f <sub>ocal</sub> (Hz)	Ratio f <sub>meas</sub> / f <sub>ocal</sub>
1	38.78	184.8	3.39	2.36 × 10 <sup>8</sup>	33.1	32.6	1.02
2	39.02	185.4	3.49	2.45 × 10 <sup>8</sup>	32.6	32.7	1.00
3	39.03	186.2	2.98	1.62 × 10 <sup>8</sup>	28.2	28.8	0.98
4	38.42	184.1	2.96	1.98 × 10 <sup>8</sup>	30.8	31.9	0.97

#### 5・1・4 結論

以上の結果を要約すると次のことが言えよう。

(1) 床根太端部に鉛直荷重 $W$ を加えて曲げ試験を行った結果、 $W$ が大きくなるにつれてたわみ $\delta$ が減少し、材端の固定度を接合係数 $\gamma$ で評価すると $W = 200\text{kg}$ 時で $\gamma = 0.1$ 程度になることが分かった。

(2) 弾性支持された床根太の固有振動数 $f$ は(5-11)式で求められる。但し、 $\xi$ は $\pi < \xi < 4.73$ の範囲をとり、接合係数 $\gamma$ との関係は(5-19)式で表される。そして、接合係数 $\gamma$ およびパラメータ $\xi$ は弾性支持されたはりの固有振動数の算定に有効である。

(3) 床根太端部に加わる鉛直荷重 $W$ が増加するにつれて固有振動数 $f$ は漸増する傾向が認められ、実験値では $W = 200\text{kg}$ 時に $f$ は7%増であった。しかし、鉛直荷重 $W$ が固有振動数に及ぼす影響は小さく、実際の住宅における床の支持条件は単純支持と見なして大過ないと思われる。

## 5・2 木質パネル構法による実大床の実験例

### 5・2・1 目的

木質パネル構法による実大の試験棟を用いて、8畳大(3640×3640mm)の2階床の曲げ変形性状と振動性状を明らかにすることを目的とし、局部集中加力試験、衝撃振動試験、および歩行振動試験を行った。さらに、試験棟の床の性能向上を図るために、補強方法として補強材をパネルに取り付けることを試み、その効果についての検討も合わせて行った。

### 5・2・2 試験棟および試験方法

#### a) タイプA試験棟

試験棟のタイプAは、工場倉庫内に実験用として仮設されたもので、Fig. 5-8に示すように2階壁部分が通常の1/3程度の高さしかない建物である。実験の対象となった床は、Fig. 5-8の平面図中左側の2階部分で、Fig. 5-9に示す単位床パネル(寸法 910×3640mm)を4枚敷き並べた8畳大の床であった。床パネルは9mm厚の合板を根太に相当する芯材に接着した、片面張りストレート・スキン・パネルで、隣接するパネル相互の接合方法はFig. 5-10に示すように、9mm径のボルトとスクリュウ釘(長さ90mm)によって行った。また、床の外周部分は上下階の壁パネルによって挟み込まれ、ボルトによって緊結されている。

このタイプA試験棟については、局部集中曲げ試験を行った。床に加える集中荷重は、鉄製の重錘を積み重ねることによって与えることとし、1個約30kgの円盤状の分銅を順次積み重ね、総計290kgまで加力した。加力点はFig. 5-11に示す3点で、たわみの測定は床パネルのスパン中央で行い、各芯材の下端に合計13箇所電気式変位計を設置して行った。

さらに、床の補強方法の一例として、パネルのスパン中央に、パネル

のスパン方向と直交させて補強材を取り付けた仕様についても、前述の局部集中曲げ試験を行った。補強材は断面寸法45×90mmのベイツガ材を曲げがフラットワイズに加わるように用い、パネルの各芯材下端にスクリュウ釘(長さ 90mm)で留め付けた。(Fig. 5 - 1 2 参照)

#### b) タイプB試験棟

タイプB試験棟は、屋外に建てられた建築面積 13.2m<sup>2</sup> の木質パネル構法による2階建て、8畳間を2部屋重ねた実験用建物であった。内装は施さず、外壁はモルタル仕上げとした。試験棟の平面図および立面図をFig. 5 - 1 3に示す。

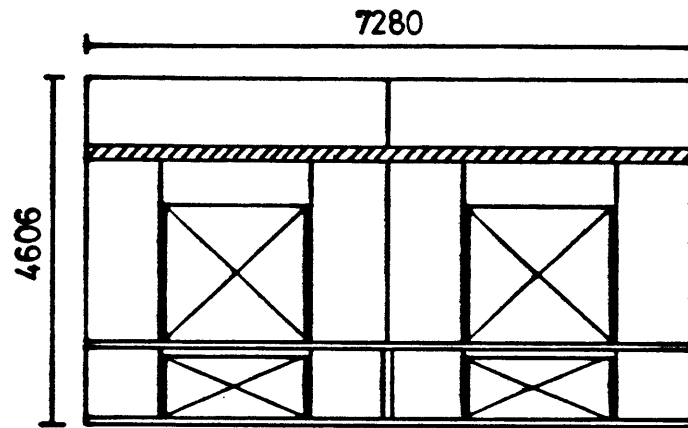
実験対象となった2階床は15mm厚のパーティクルボード片面張りストレスト・スキン・パネルを4枚敷き並べたもので、その単位パネルはFig. 5 - 1 4の通りであった。なお、床パネル相互の接合方法はFig. 5 - 1 0と同様であった。2階床に用いた4体の床パネルの重量と曲げ剛性をTable 5 - 3に示す。また、タイプA試験棟で行った補強材の効果についてもさらに検討を加えた。補強材の寸法および接合方法はFig. 5 - 1 2と同等とした。

このタイプBについては、衝撃振動試験および歩行振動試験を実施した。

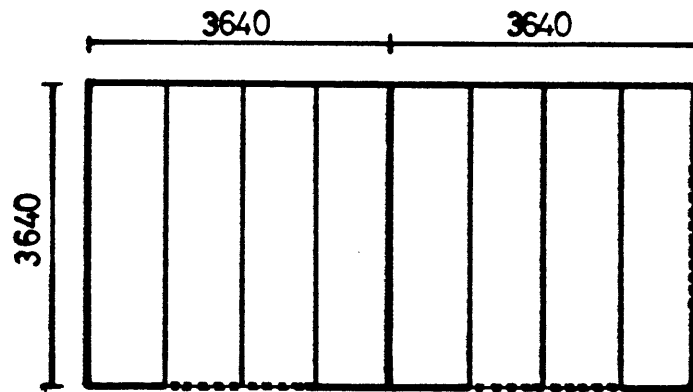
衝撃振動試験は第4章 4・2で採用した方法に準じ、球形に丸めた重さ3kgの粘土塊を落下高さ5, 10, 20, 30cmの各位置から自由落下させ、発生する動たわみを非接触変位計を用いて測定した。各落下高さで3回ずつの測定を繰り返して行い、変位波形の記録は電磁オシログラフによって行った。

歩行振動試験は、Fig. 5 - 1 5に示す通り、2階床上をパネルのスパン方向に沿って歩いてもらい、その間の床中央の変位量を連続的に測定した。歩行者は成人男性1人(体重 60kg)で、素足による歩行とした。

なお、歩行振動試験についても、第4章 4・2 の場合と同様であるので実験の詳細については参照されたい。



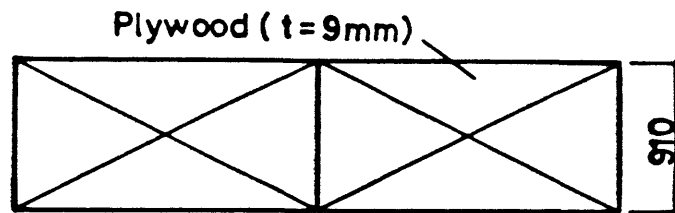
(a) Elevation



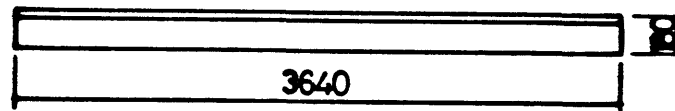
(b) Plan

Fig. 5 - 8 Construction details of the tested house (Type A).

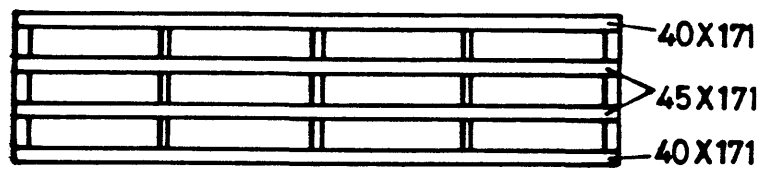




(a) Plan

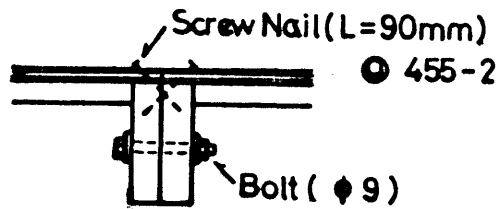


(b) Elevation

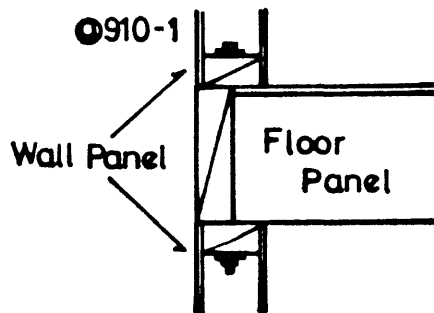


(c) Framing of panel

Fig. 5 - 9 Construction detail of floor panel.



(a) Joint of the edge of floor panels.



(b) Joint of the end of floor panels.

Fig. 5 - 1 0 Detail of the joint of floor panel.

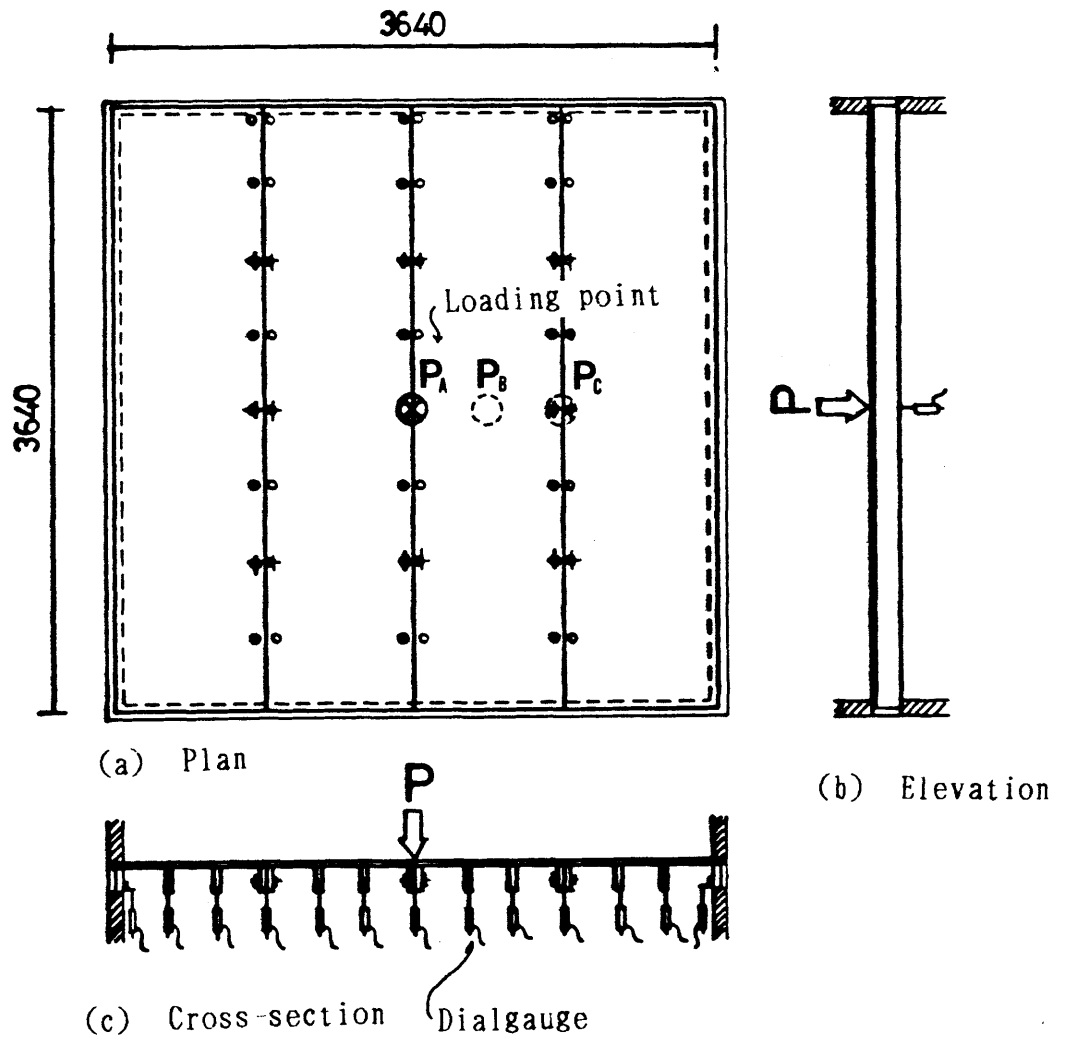


Fig. 5 - 1 1 Loading points and measuring points of deflection.

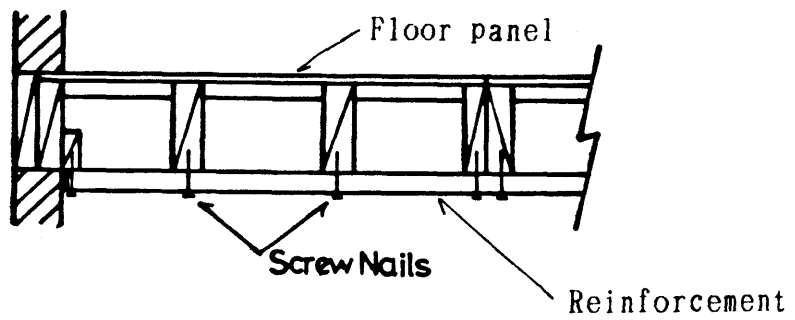
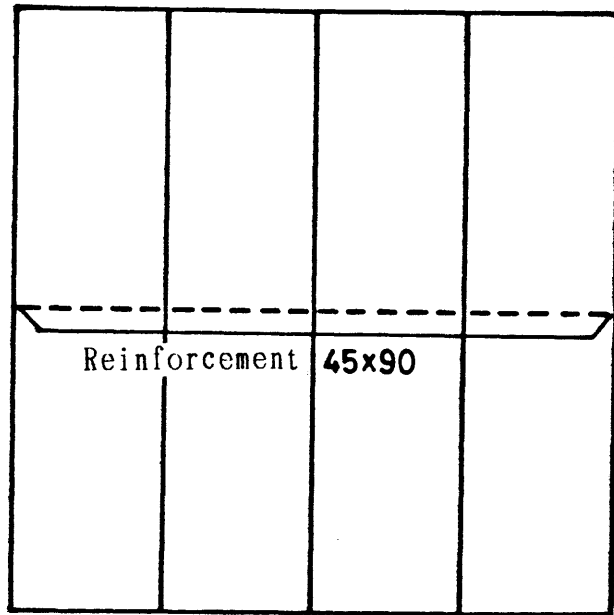
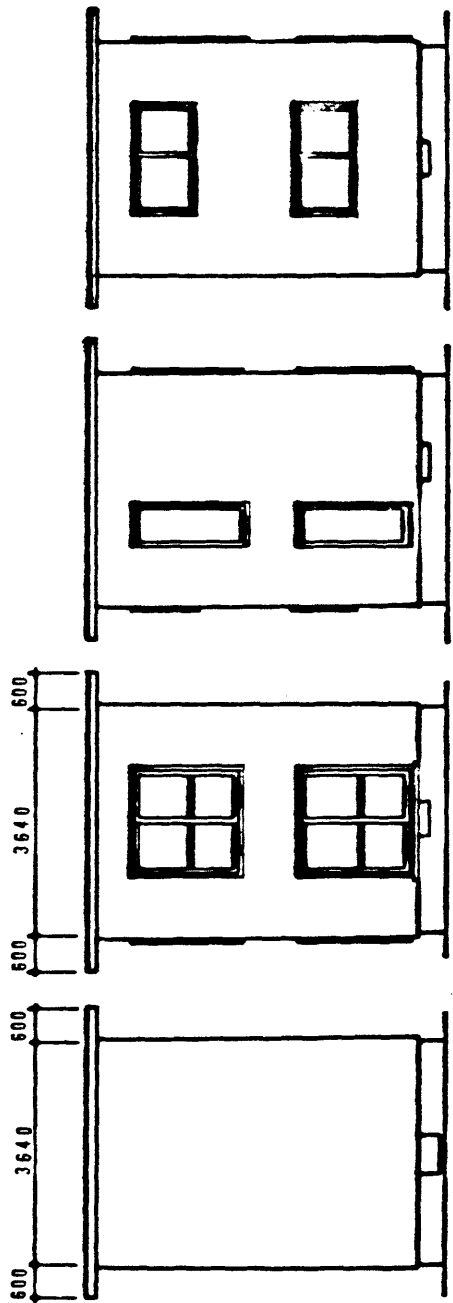
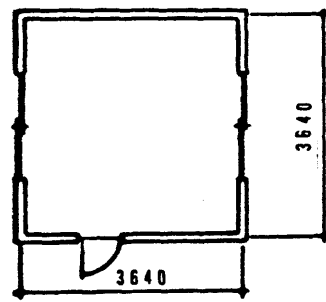


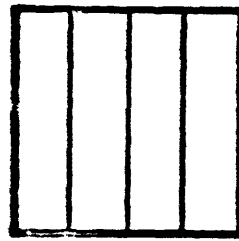
Fig. 5 - 1 2 Reinforced floor.



(a) Elevation

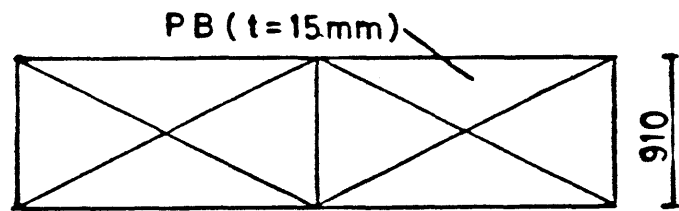


(b) Plan

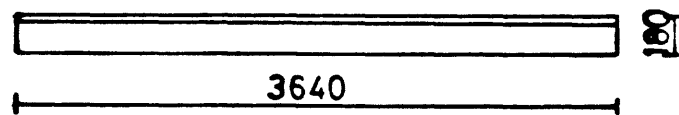


(c) Floor panels of 2nd floor

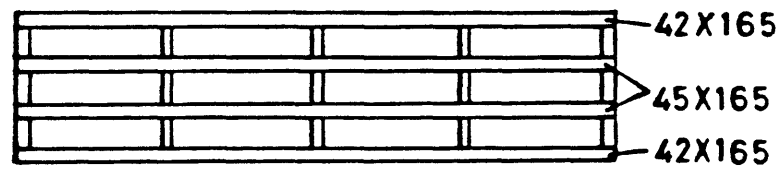
Fig. 5 -- 1 3 Construction detail of the tested house (Type B).



(a) Plan



(b) Elevation



(c) Framing of floor panel

Fig. 5 - 1 4 Construction detail of the tested floor panel.

Table 5 - 3 Weights and flexural rigidities of the floor panels.

No.	Weight (kg)	Flexural rigidity EI ( $\times 10^6$ kgf.cm <sup>2</sup> )
1	100	824.2
2	100	724.2
3	100	781.2
4	97	774.2
Average	99.3	784.4

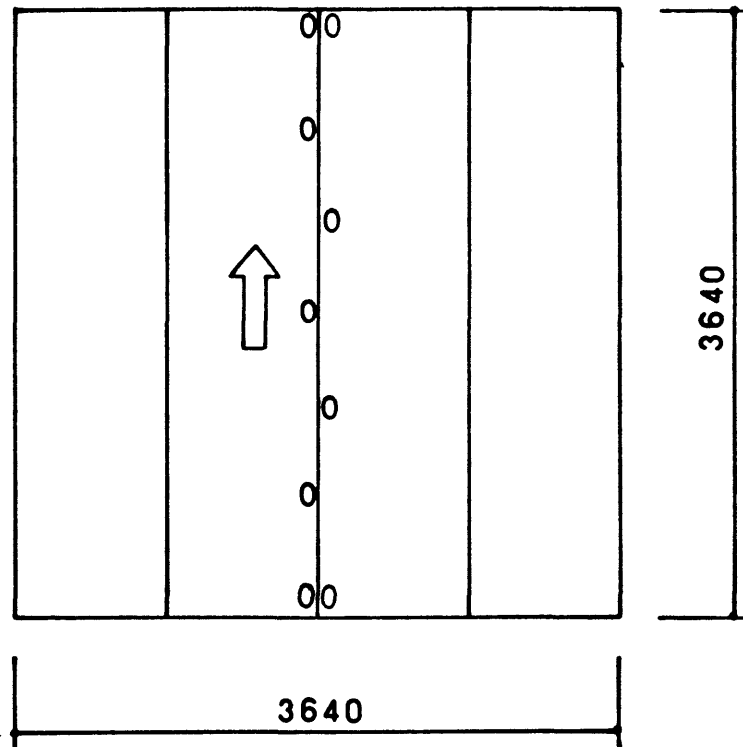


Fig. 5 - 1 5 Predetermined footprints in walking-vib-  
ration test.



### 5・2・3 結果および考察

#### a) 局部集中荷重を受ける床の曲げ性状(タイプA試験棟の実験結果)

タイプA試験棟について、局部集中曲げ試験を行った結果をFig. 5-16に示す。Fig. 5-16は床上に局部的に集中荷重を加えた場合のたわみについて、単位載荷荷重当たりのたわみ  $\delta/P$  を縦軸にとりスパン中央の断面についてその変形性状を示したものである。Fig. 5-16の(a)および(b)は、床パネルを敷き並べた状態(接合状態についてはFig. 5-10参照)の結果で、補強材を取り付ける前の変形性状を示しており、(c)および(d)中の実線は補強後の場合を表している。

補強前の床についてその変形性状を見ると、隣接するパネル相互の接合部に集中荷重を加えたFig. 5-16(a)および(b)は加力点両側の2枚のパネルのみにたわみが生じている様子が看取される。さらに換言すれば、加力点より単位パネルの幅(910mm)以上離れた個所ではたわみは殆ど生ぜず、局部集中荷重の分散効果が及んでいないことを示している。パネル構法による本実験の結果を枠組壁工法による床組みの変形挙動(文献(16)参照)と比較すると、たわみの傾向が一致しており単位パネルをユニットとして敷き並べる方法にも拘わらず、集中荷重に対するパネル構法の床の変形挙動は枠組壁工法のそれとほぼ同等と考え得ることができよう。

次に、床パネルのスパン中央にスパン方向と直交させて補強材を釘打ちした結果をFig. 5-16(c),(d) およびTable 5-4で眺めると、加力点直下の芯材のたわみは26~29%程度減少し、逆に加力点から離れた位置でのたわみが増大する傾向が認められる。このことは、補強材の取り付けによって床全体に力が伝えられるようになり、局部的なたわみが減少していると思われよう。単位パネル自体の剛性を増加させてたわみを30%減らすためには、パネルの曲げ剛性も30%アップしなけ

ればならないが、それと比べて本実験で行った補強方法は、比較的小さな断面の材料で十分に補強効果が得られる点で、床の剛性増加を図る上で有効な方法と認められよう。

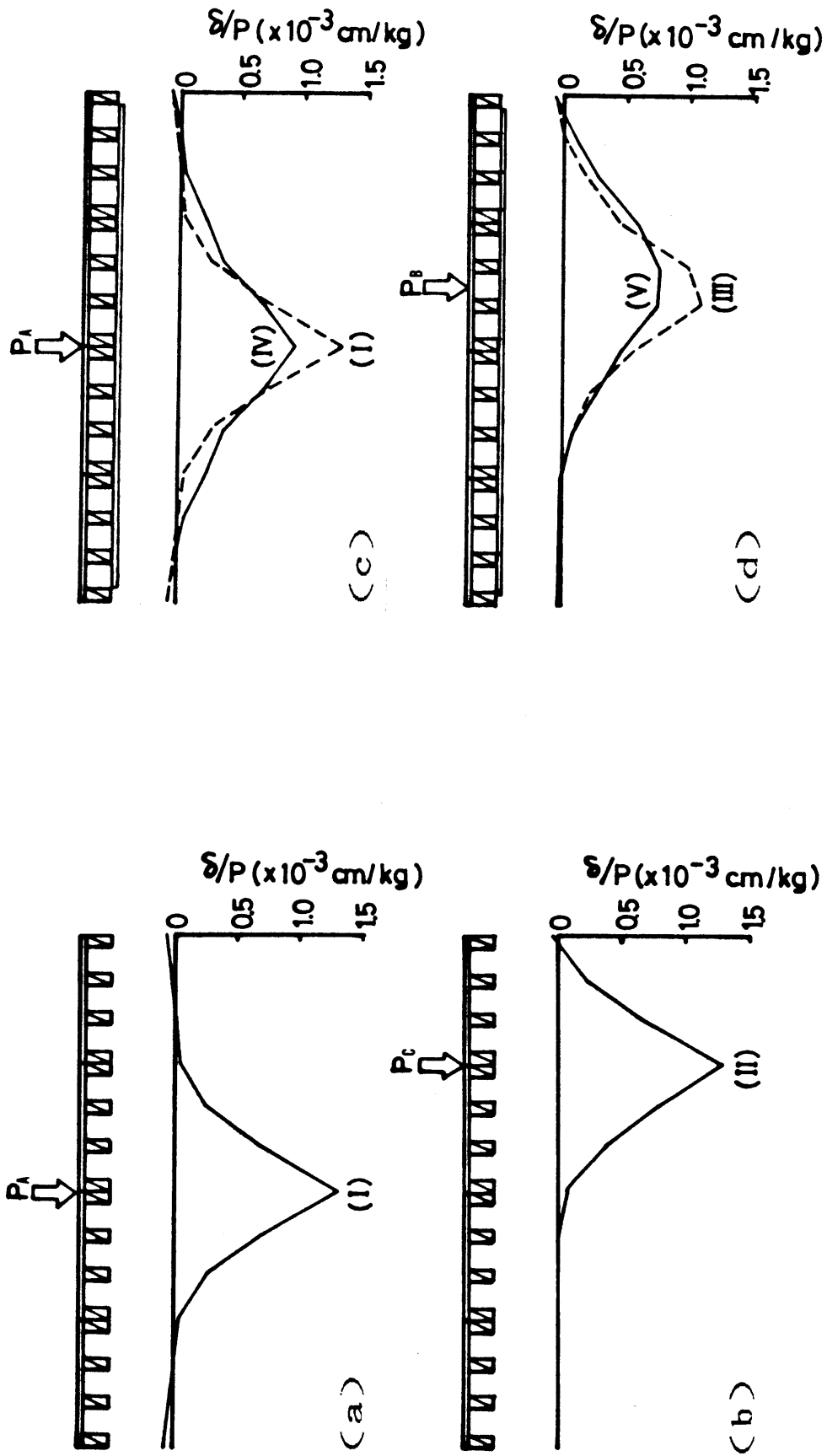


Fig. 5 - 1 6 The deflection of tested floor under concentrated bending load.

Table 5 - 4 Effect of the reinforcement of the floor on deflection under concentrated bending load.

Reinforcement	Maximum deflection per unit load ( cm/kg )	
	$\delta_A / P$	$\delta_B / P$
none	$1.29 \times 10^{-3}$	$1.02 \times 10^{-3}$
added	$8.17 \times 10^{-4}$	$7.55 \times 10^{-4}$
Ratio (r)	0.71	0.74

b) 衝撃試験および歩行振動試験結果(タイプB試験棟の実験結果)

タイプB試験棟について、粘土塊落下による衝撃試験を行った結果を Fig. 5-17 に示す。Fig. 5-17 には補強材の有無による2通りの結果が示されている。これを眺めると衝撃に対して瞬間的に発生する動たわみが補強材によってかなり抑制されることが看取される。

ここで、(4-7)式によって動たわみ  $\delta d$  を予測することを試みる。(4-7)式は以下の通りである。

$$\delta d = \delta s + \sqrt{\delta s^2 + 2 h \delta s \frac{m}{m + M + \frac{17}{35} w l}} \quad (4-7)$$

ここに、 $\delta d$  : 動たわみ

$\delta s$  : 落下物の重量  $m$  によるはりの静たわみ

$h$  : 落下高さ

$w$  : 単位長さ当たりのはりの重量

$m$  : 落下物の重量

ところで、単位パネルの重量と曲げ剛性は Table 5-3 に示した通りで、パネル1枚当たりの平均値で重さ 99.3kg、曲げ剛性  $EI = 784.4 \times 10^6$  ( $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$ )であった。しかし、タイプA試験棟の場合と同様に床中央に重錘を載荷して行った局部集中曲げ試験結果では、補強前の床については  $\delta / P = 7.89 \times 10^{-4}$  ( $\text{cm}/\text{kg}$ )で、スパン355cmであるので見掛けの曲げ剛性は  $EI = 1181.3 \times 10^6$  ( $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$ )であった。同様に補強後は、 $\delta / P = 5.22 \times 10^{-4}$  ( $\text{cm}/\text{kg}$ )で、見掛けの曲げ剛性は  $EI = 1785.6 \times 10^6$  ( $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$ )であった。

4・2・3で既に考察したように、ここでは局部集中曲げ試験より求めた見掛けの曲げ剛性を用いて(4-7)式により計算を行うこととし、一方、計算式に代入する床の有効重量については Fig. 5-16の床の変形性状から、パネル2枚分の重量を算入するものとする。計算結果は

Fig. 5 - 17 中に示した計算値となる。Fig. 5 - 17 の実験値と計算値を比較すると、計算値がやや実験値より大きい値を示すものの、良く一致していると見なしえよう。従って、パネル構法による床の動たわみを予測する場合、(4 - 7)式を適用するには、静たわみには局部集中曲げ試験より求めた見掛けの曲げ剛性を、また、パネルの有効重量については集中荷重に対する変形性状を考慮してパネル 2 枚分を算入すれば良いことがわかる。

次に、歩行振動試験の結果について述べる。歩行時の床中央のたわみの測定例を Fig. 5 - 18 に示す。床の端から 3 歩目で床中央を踏むように実験を行ったが、その点での最大動たわみ  $\delta d$  と床中央に歩行者が静止して立った場合の静たわみ  $\delta s$  の差を  $\Delta$  とし、第 4 章 4・2・3 c) より動たわみと静たわみの差  $\Delta$  を歩行時の衝撃によるたわみとして見なし、Meister の感覚曲線に当てはめてみると、Fig. 5 - 19 が得られる。補強前には、ランク 1 の『ようやく感じる』であるものが、補強によってランク 0 『感じない』の領域との境界まで性能が向上していることが看取される。

本実験の歩行者はごく普通の歩き方をしたと見なし得るが、ここで、粘土塊 3 kg を高さ 5 cm からの落下させる衝撃試験によって得られた結果を Meister の感覚曲線に適用すると Fig. 5 - 20 となる。これを Fig. 5 - 19 と比較すると、衝撃試験の結果は歩行試験の結果よりややたわみが大きいものの、これは歩行時のたわみを評価する上で十分に安全側の予測が可能であることを示唆していると思われよう。従って、歩行による床のたわみを考慮する際に、人間の歩行による衝撃力を 3 kg の粘土塊の高さ 5 cm からの自由落下と見なしに行えば良く、(4 - 7)式によって動たわみが推定可能であることが明らかになった。

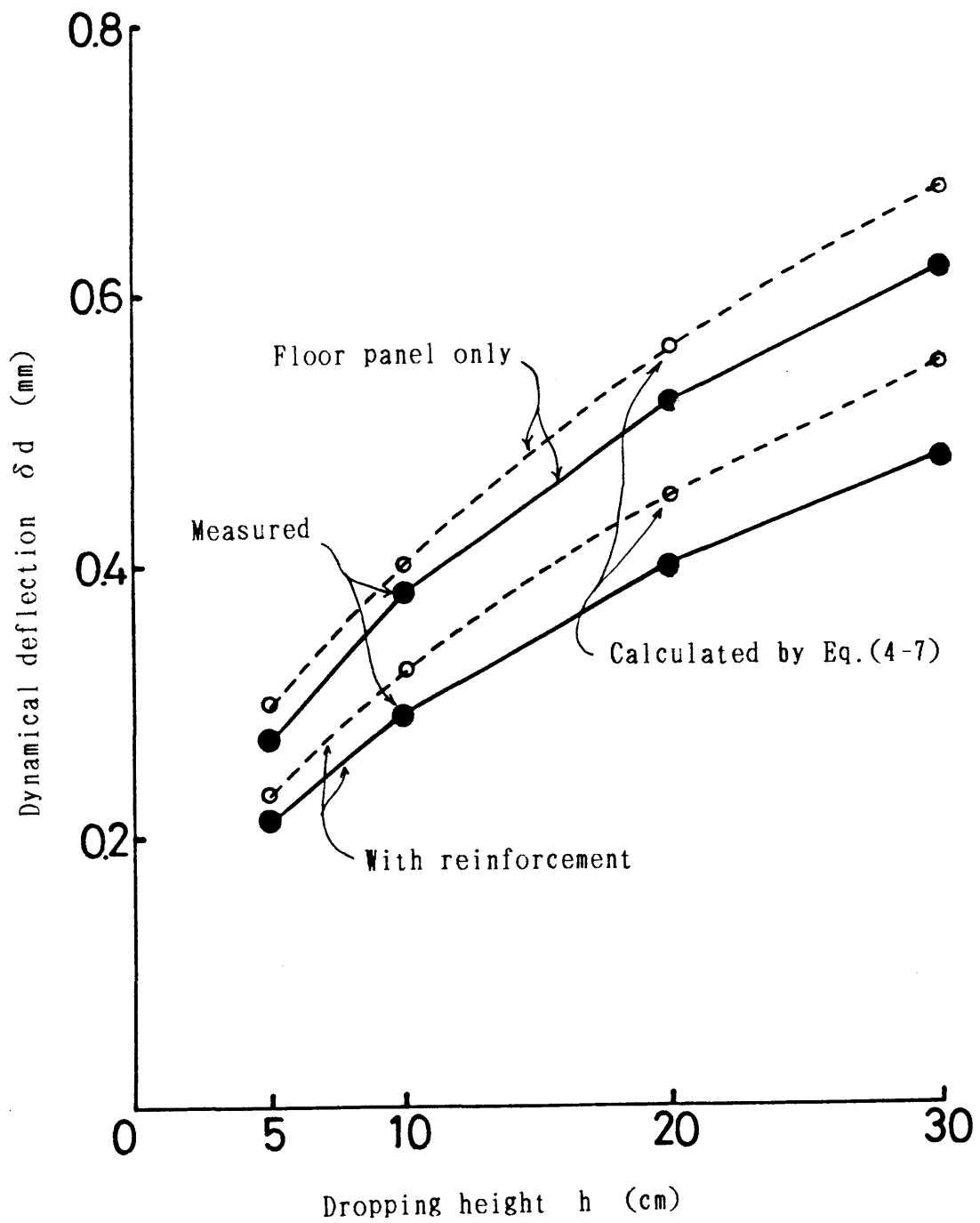


Fig. 5 - 17 Dynamical deflection of the floor caused by dropping of clay ball.

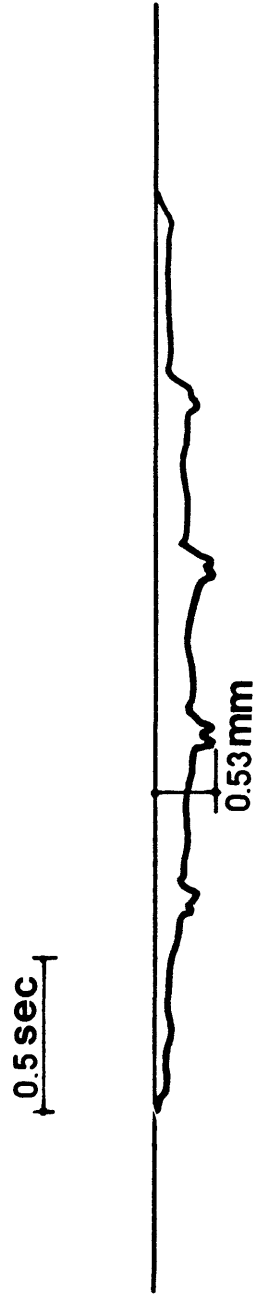


Fig. 5 - 1 8 Example of dynamical deflection at mid-span in walking test.



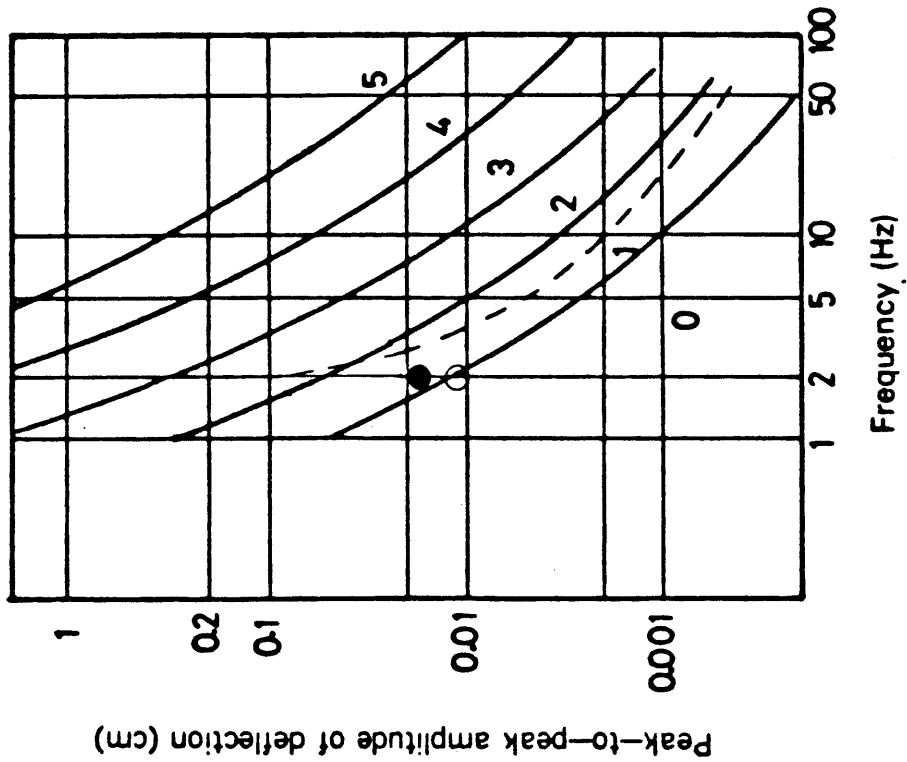


Fig. 5-19 Relationship between dynamical deflection in walking test and the sensibility criteria.

● : Floor panel only, ○ : with reinforcement.

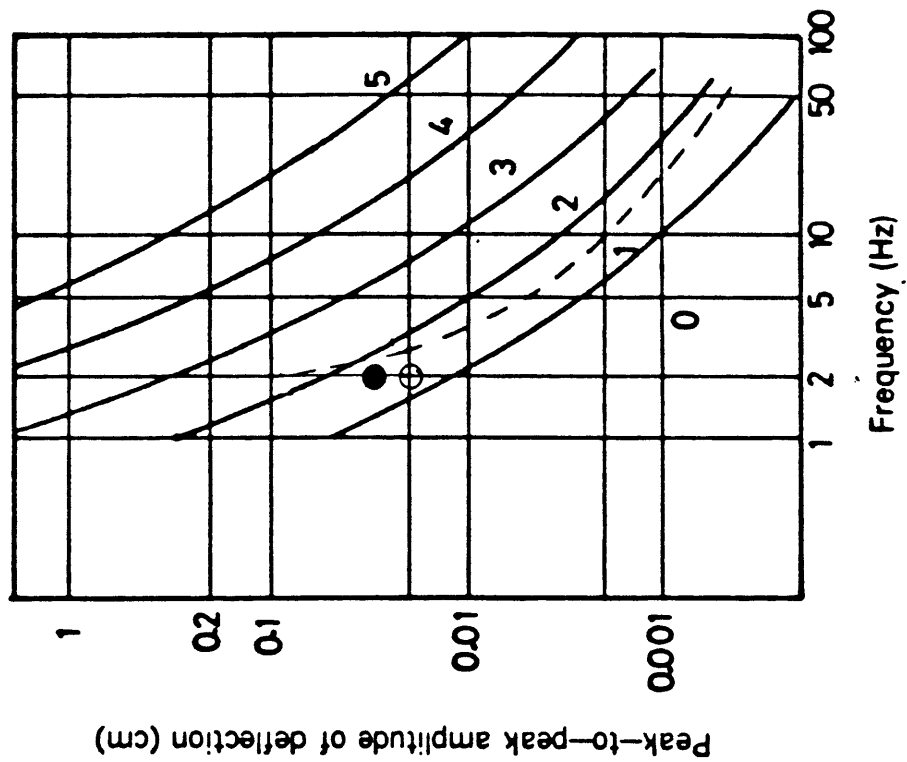


Fig. 5-20 Relationship between dynamical deflection caused by clay ball (weight:3kg, droppir height:5cm) and the sensibility criteria

● : Floor panel only, ○ : with reinforcement

#### 5・2・4 結論

5・2の結果を要約すると以下のことが言えよう。

- (1) 木質パネル構法による床に集中荷重が加わる場合、加力点より単位パネルの幅(910mm)以上離れた個所ではたわみは殆ど発生しない。
- (2) 床パネルのスパン中央にスパン方向と直交させて補強材を釘打ちする補強方法は、集中荷重に対して局部的なたわみを減少させ、床の見掛けの曲げ剛性を増加させる点で、極めて有効なものである。
- (3) 粘土塊落下による衝撃力に対する床の動たわみを予測する場合、局部集中曲げ試験より得られる見掛けの曲げ剛性を用い、さらにその際の変形性状を考慮してパネル2枚分の重量を有効重量と見なして計算を行うことができる。
- (4) 人間の歩行による衝撃力は3kgの粘土塊の高さ5cmからの自由落下と同等と見なして、床の動たわみを推定すれば大過ないことが確認された。
- (5) 床の歩行振動に対して、Meisterの感覚曲線は4・2・3 c)に示した方法で適用可能であることが確認された。

## 5・3 木質床の設計方法に関する一考察

### 5・3・1 目的

木材および木質材料で構成される木質床について、振動性状を考慮した設計方法を検討し、従来の設計方法との比較を行うことを目的とする。

本章では、以上に述べた本研究の結果を応用し、特に歩行振動による障害を防止するために、枠組壁工法の木質床を対象として計算例を示し、さらに、今後に残された検討課題についても明らかにする。

### 5・3・2 現行のたわみ制限

床の構成材料である梁、大引、根太等の曲げに対する設計方法について、現行の『木構造設計規準・同解説』から振動障害に関する解説の骨子を抜粋すると、以下の通りである。

- 1) はりの固有振動数を  $f = 10 \text{ Hz}$  から離す。
- 2) 単純ばりの計算式から求める固有振動数の値より、床板・根太の影響、仕口の拘束などによる増大を20%程度見込む。
- 3) 固有振動数を計算する際には人間の荷重は考慮しなくともよい。

そして、曲げ材の所要剛性は、はりの場合弾性変形における最大たわみがスパンの  $1/300$  かつ  $2 \text{ cm}$  以下と規定している。

また、建築基準法第38条による木質プレハブ構法等について、その住宅性能判定基準を示した『工業化住宅性能認定技術的基準』(1974年建設省告示第120号、改正1980年建設省告示第948号)では、床の構造に関する検討項目として以下の4つが上げられている。

- イ 常時荷重時における床のたわみ量
- ロ 集中荷重時における床の破損

ハ 歩行その他による床の振動

ニ 床と壁、はりその他の横架材との接合および床の応力の分布

そして、その判定基準である『低層建築物の構造耐力の性能評定に関する内部規程』(財団法人日本建築センター)について当該箇所を抜粋すると以下の通りである。

イ : JIS A 1414『6.9 単純曲げ試験』による実験結果に基づく。たわみは、スパンの  $1/300$ 、かつ  $2\text{cm}$  以下。

ロ : JIS A 1414『6.11 局部荷重曲げ試験』に基づき、集中荷重  $150\text{kg}$  で中棧のはずれ、面材の割れ等有害な破損が生じないこと。

ハ : 床は、歩行等により、有害な振動を生じない構造であること。

ニ : 床と、壁、はり、その他の横架材は、確実に接合できる構造で、かつ、著しく不均等な応力分布にならない構造であること。

ところで、以上に示したように、床のたわみについては、常時荷重に対してスパンの  $1/300$  かつ  $2\text{cm}$  以下にすることが規定されているが、この規定は有害な振動を抑止する設計基準を示しているわけではない。

このことは、比較的小さい断面で長いスパンを掛ける枠組壁工法の根太式の床や、その変形とも言える木質パネル構法のパネル式の床について、たわみ制限を満足しているにも拘わらず歩行振動の問題が顕在化した点から明らかである。そこで、以下では床の、歩行による振動障害を抑止する設計方法について考察を行うことにする。

### 5・3・3 振動性状を考慮した木質床の設計方法の提案

#### a) 設計方法全体の考え方

木質床に関して、現行のたわみ制限は5・3・2に述べた通りであるが、本節では、歩行等により有害な振動を生じない床構造を設計するための方法について、さらに問題点を整理し検討を加えることにする。

振動の種類とそれに対する検討項目を明らかにするために、有害な床振動を大別すると、(1)機械等による定常的な振動、(2)歩行による振動、が上げられよう。

前者の機械振動に対しては床の固有振動数を、振動源である機械の固有振動数と離すことが最も重要と考えられるが、その場合、床の固有振動数を推定するためには、4・1で考察を加えた3つの式が有効と考えられる。

《単純ばりで見なせる場合》

$$f_0 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EIg}{w}} = \frac{1}{0.637} \sqrt{\frac{EIg}{wl^4}} \quad (4-1)$$

ここに、  $l$  : スパン

$EI$  : はりの曲げ剛性

$w$  : 単位長さ当たりのはりの重量

$g$  : 重力加速度

《はりのスパン中央の積載荷重を考慮する場合》

$$f_c = \frac{2}{\pi l^2} \sqrt{\frac{3EIgl}{M + \frac{17}{35}wl}} \quad (4-2)$$

ここに、  $M$  : 積載荷重

《任意の位置の積載荷重を考慮する場合》

$$f_c' = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n-1} w_i y_i}{\sum_{i=1}^{n-1} w_i y_i^2}} \quad (4-5)$$

ここに、

$$y_i = \sum_{j=1}^{n-1} y_{ij}$$

$$y_{ij} = \begin{cases} \frac{W_j(l-a_j)x_i}{6EI l} (2a_j l - a_j^2 - x_i^2) & \dots\dots (i \leq j) \\ \frac{W_j a_j(l-x_i)}{6EI l} (2l x_i - a_j^2 - x_i^2) & \dots\dots (i > j) \end{cases}$$

一方、後者の歩行振動については、人間の歩行によって発生する動たわみに着目して、床の性能を判定する方法を以下で検討する。

歩行振動時の動たわみを推定するためのフローは、次頁に示す(1)~(5)の通りである。ここでは、人間の歩行による衝撃力を、3 kgの粘土塊の高さ5 cmからの落下と同等と見なし、さらに、局部集中荷重に対する静たわみを求めるために、荷重分担率 $\beta$ の考えかたを導入している。動たわみの値の評価については、Meisterの感覚曲線をその拠り所としている。

《歩行振動抑制のための検討項目とそのフロー》

(1) 床の構成方法および材料の選定

[根太]	* スパン	: L	
	* 根太間隔	: s	
	* 樹種・品等	: E s, ρ s	}
	* 断面寸法	: I s	
[面材]	* 種類・厚さ	: E p, I p, ρ p	→ 曲げ剛性 : E I
	* 接合方法		

(2) 荷重分担率 β の算定

$$\beta = \frac{\alpha}{\alpha + 1}$$

$$\alpha = \frac{L^3 E I_0}{L^3 E I} + \frac{E I_0}{4} \left( \frac{1}{E I_1} + \frac{1}{E I_2} \right)$$

(3) 静たわみ δ<sub>s</sub> の算定

$$\begin{aligned} \delta_0 &= \frac{R_0 L^3}{48 E I_0} \\ &= \frac{\beta P L^3}{48 E I_0} \\ &= \delta_s \end{aligned}$$

(4) 動たわみ δ<sub>d</sub> の算定

$$\delta_d = \delta_s + \sqrt{\delta_s^2 + 2 h \delta_s \frac{m}{m + \frac{17}{35} W}}$$

W : 床の有効重量

(5) 床の歩行振動に対する性能評価

グレード A	:	δ d < 0.1 (mm)
グレード B	:	0.1 (mm) < δ d < 0.5 (mm)
グレード C	:	0.5 (mm) < δ d < 1.0 (mm)
グレード D	:	1.0 (mm) < δ d

b) 荷重分担率  $\beta$  の算定

床上に局部的に加わる集中荷重に対して、荷重点直下の根太が受ける荷重の割合を示す荷重分担率  $\beta$  については、第3章 3・4 で検討を加えた。ここではさらに、(3-29)式に  $E I_0 = E I_1 = E I_2$  を代入し式の簡略化を図ると、以下に示すように変形される。

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{q^3 E I_0}{L^3 E I} + \frac{E I_0}{4} \left( \frac{1}{E I_1} + \frac{1}{E I_2} \right) \\ &= \frac{q^3 E I_0}{L^3 E I} + \frac{1}{2} \\ &= 8 \times \left( \frac{s}{L} \right)^3 \times \frac{E I_0}{E I} + \frac{1}{2} \\ &= 8 A^3 \cdot B + 0.5 \end{aligned} \quad (5-22)$$

ここに、  $A = s/L$

$s$  : 根太間隔

$L$  : 根太のスパン

$B = E I_0 / E I$

$E I_0$  : 根太の曲げ剛性

$E I$  : 根太と直交するつなぎ材の曲げ剛性

従って、荷重分担率  $\beta$  を求めるための  $\alpha$  が、互いに直交する部材のスパンの比と曲げ剛性の比から容易に定めることができることがわかる。荷重分担率は(3-30)式で表されるので、 $A$ および $B$ と $\beta$ の関係を計算し図示したのがFig. 5-21である。

$$\beta = \frac{\alpha}{\alpha + 1} \quad (3-30)$$

Fig. 5-21では、始めに横軸の $A$ の値を定め、次いで該当する $B$ との交点を縦軸についてみると、荷重分担率 $\beta$ が得られることになる。



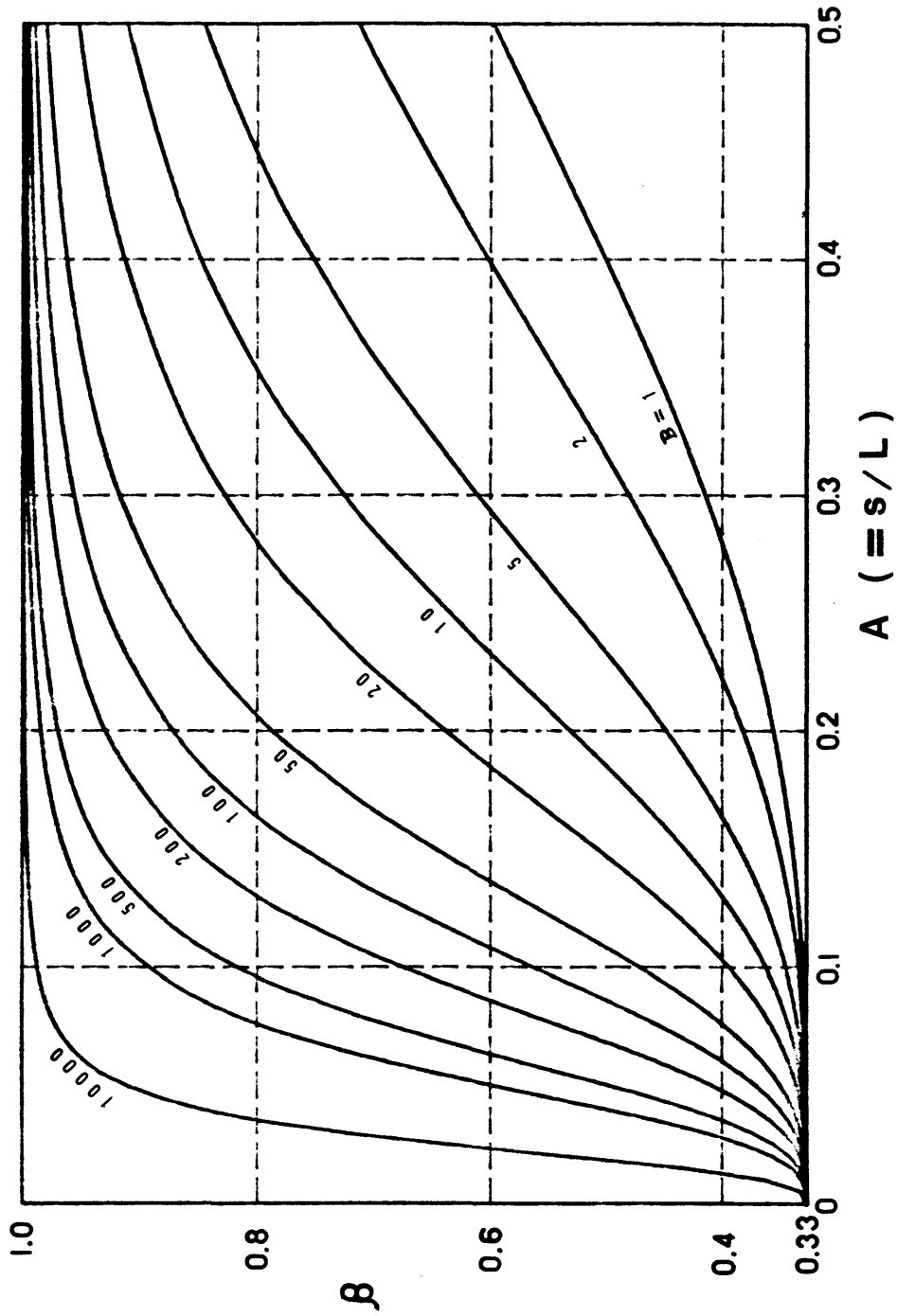


Fig. 5 - 2 1 Relationship between the factor of concentrated load  $\beta$  and parameter  $A$  or  $B$ .

### c) 動たわみの計算例

実際に枠組壁工法で用いられている床根太について、荷重分担率  $\beta$ 、および歩行による動たわみ  $\delta d$  を求めてみる。

床根太には、枠組壁工法用構造用製材の 206, 208, 210, および 212 材を選び、面材には構造用合板 2 級の厚さ 12, 15, 18, 21, および 24 mm を組み合わせることを想定する。根太の樹種および等級には, S11, Hem Fir, 2 級を想定し、曲げヤング係数には  $E = 80 \times 10^3$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) を用いることとする。一方、合板の曲げヤング係数は構造用 2 級の値として  $E_0 = 40 \times 10^3$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) とし、つなぎ材として働く合板の幅を 910 mm とする。根太および面材の曲げ剛性をそれぞれ Table 5-5 および 5-6 に示す。根太間隔としては、303 mm O.C. と 455 mm O.C. の 2 通りを選び、根太のスパンは 3640 mm と 4550 mm について計算例を示すことにする。

上記の条件について(5-22)式より  $\alpha$  を求め、さらに(3-30)式から荷重分担率  $\beta$  を求めた結果を Table 5-7 (スパン  $L = 3640$  mm の場合) および Table 5-8 (スパン  $L = 4550$  mm の場合) に掲げる。

Table 5-7 および 5-8 の計算結果、あるいは Fig. 5-21 を眺めると、根太の寸法が大きいもの程、あるいは合板が薄いもの程荷重分担率  $\beta$  が大きくなること、さらに根太間隔が広い方が  $\beta$  が大きいこと、

あるいは根太間隔が一定の場合、スパンの短い方が  $\beta$  は大きくなることが看取される。

次に、人間の歩行による衝撃力を第 4 章 4・2 より、3 kg の粘土塊の高さ 5 cm からの自然落下と同等と見なして、 $P = 3 \times \beta$  (kg) に対する静たわみ  $\delta s$  を計算する。即ち、根太の負担する荷重を荷重分担率を乗じた値で評価することとする。 $\delta s$  は下式となる。

$$\delta s = \frac{3 \beta L^3}{48 E I_0}$$

動たわみは(4-7)式で求められるが、ここではりの重量に相当する床の有効重量の評価として、幅1820mm×スパンLの面積分の重量を考慮することとする。これは、第5章 5・2の結果から推定したが、この点についてはさらに詳細な検討を行う必要があり、今後の検討課題となっている。ここでは、この仮定の下に計算を進めることとし、結果として得られた動たわみ  $\delta d$  をTable 5-9および5-10に掲げる。Table 5-9はスパン  $L = 3640$  (mm)の場合、Table 5-10は  $L = 4550$  (mm)の場合について、歩行によって生じる動たわみを計算で求めたものである。

実際に『住宅金融公庫融資住宅・枠組壁工法住宅工事共通仕様書別冊』のスパン表では計算例で選んだ根太について、構造用合板12mm以上では、スパン  $L = 3640$  (mm)で208材、根太間隔303 (mm)の組み合わせ以上、 $L = 4550$  (mm)では210材、根太間隔303 (mm)の組み合わせ以上の床の構成を義務付けている。合板12mmについてTable 5-9および5-10を見ると、208材、 $s = 303$  (mm)、 $L = 3640$  (mm)の場合、動たわみ  $\delta d = 0.93$  (mm)、一方、210材、 $s = 303$  (mm)、 $L = 4550$  (mm)の場合、 $\delta d = 0.77$  (mm)で、現行で許されている最低水準の床の仕様について動たわみを計算した結果、 $\delta d < 1.0$  (mm)ではあるものの、Fig. 4-20に示した Meisterの感覚曲線でこの値を評価すると、ランク1(ようやく感じる)~ランク2(少し感じる)の範囲になっていることがわかる。

以上の計算例で用いた数値は、根太の曲げ剛性あるいは荷重分担率等を安全側に評価しており、実際の床については動たわみは計算値より小さいと考えられる。さらに床上に載荷される物品荷重は見掛け上床の重量を大きくするので、この点からも実際の床の動たわみは少なくともランク1程度になっていると言えよう。しかし、計算例を見てもわかるように、ランク0(感じない)の領域にすることは、 $\delta d < 約0.1$  (mm)でなけ

ればならず、これは根太と面材の曲げ剛性を単に増加させるだけでは到達するのが困難とも言えよう。換言すれば、根太のころび止めとして施工されるブロッキングや、根太下端に貼られるボード類等による床の剛性向上が歩行振動の抑制に必要と言えよう。

Table 5 - 5 Flexural rigidities of dimension lumber for joist.

Joist	I (cm <sup>4</sup> )	E I <sub>0</sub> (10 <sup>7</sup> kgcm <sup>2</sup> )
2 0 6	869	6.95
2 0 8	1972	15.8
2 1 0	4110	32.9
2 1 2	7408	59.3

Table 5 - 6 Flexural rigidities of plywood.

Thickness (mm)	I (cm <sup>4</sup> )	E I (10 <sup>5</sup> kgcm <sup>2</sup> )
1 2	13.1	5.24
1 5	25.6	10.2
1 8	44.2	17.7
2 1	70.2	28.1
2 4	104.8	41.9

Table 5 - 7  $\beta$  values (at L = 3640 mm).

Joist	Joist spacing (mm)	Thickness of plywood (mm)				
		12	15	18	21	24
2 0 6	303	0.53	0.45	0.40	0.38	0.37
	455	0.72	0.61	0.53	0.47	0.44
2 0 8	303	0.65	0.55	0.48	0.43	0.40
	455	0.84	0.74	0.65	0.47	0.37
2 1 0	303	0.77	0.66	0.57	0.51	0.46
	455	0.91	0.85	0.77	0.70	0.63
2 1 2	303	0.85	0.76	0.70	0.60	0.53
	455	0.95	0.91	0.85	0.79	0.73

Table 5 - 8  $\beta$  values (at L = 4550 mm).

Joist	Joist spacing (mm)	Thickness of plywood (mm)				
		12	15	18	21	24
2 0 6	303	0.45	0.40	0.37	0.36	0.35
	455	0.61	0.51	0.45	0.41	0.39
2 0 8	303	0.55	0.47	0.42	0.39	0.37
	455	0.74	0.64	0.55	0.49	0.44
2 1 0	303	0.67	0.56	0.49	0.44	0.41
	455	0.85	0.75	0.67	0.59	0.53
2 1 2	303	0.76	0.66	0.57	0.50	0.46
	455	0.91	0.84	0.76	0.69	0.62

Table 5 - 9 Calculated dynamical deflection  $\delta d$   
(at  $L = 3640$  mm).

Joist	Joist spacing (mm)	Thickness of plywood (mm)				
		12	15	18	21	24
2 0 6	303	1.43	1.25	1.13	1.07	1.02
	455	1.85	1.61	1.42	1.28	1.20
2 0 8	303	0.93	0.82	0.73	0.67	0.63
	455	1.17	1.05	0.94	0.76	0.64
2 1 0	303	0.63	0.56	0.50	0.46	0.43
	455	0.76	0.71	0.65	0.60	0.55
2 1 2	303	0.45	0.41	0.39	0.34	0.32
	455	0.53	0.50	0.47	0.44	0.41

Table 5 - 1 0 Calculated dynamical deflection  $\delta d$   
(at  $L = 4550$  mm).

Joist	Joist spacing (mm)	Thickness of plywood (mm)				
		12	15	18	21	24
2 0 6	303	1.79	1.61	1.49	1.43	1.37
	455	2.33	2.01	1.79	1.64	1.54
2 0 8	303	1.14	1.01	0.92	0.86	0.81
	455	1.49	1.32	1.16	1.05	0.96
2 1 0	303	0.77	0.68	0.61	0.56	0.53
	455	0.98	0.88	0.80	0.72	0.66
2 1 2	303	0.56	0.50	0.45	0.41	0.38
	455	0.68	0.63	0.58	0.54	0.49

#### d) 動たわみの計算例の評価方法の検討

Meisterの感覚曲線(Fig. 4-20およびFig. 5-19参照)について、横軸の  $f=2$  (Hz) で感覚ランクによる分類を見ると、ランク0(感じない)の範囲は  $\delta d < 0.1(\text{mm})$ 、ランク1(ようやく感じる)の範囲は  $0.1(\text{mm}) < \delta d < 0.5(\text{mm})$ 、ランク3(少し感じる)の範囲は  $0.5(\text{mm}) < \delta d < 3.0(\text{mm})$ を示している。ここで、Table 5-9とTable 5-10の計算結果について、動たわみの大きさによって床のグレード分けを試みてみる。ここで、 $\delta d$ の範囲は下記のように設定してみる。各グレードは上述のMeisterの評価に準じるがランク2の範囲が広いので、これを2つのグレードに分けた。

グレードA :  $\delta d < 0.1(\text{mm})$

グレードB :  $0.1(\text{mm}) < \delta d < 0.5(\text{mm})$

グレードC :  $0.5(\text{mm}) < \delta d < 1.0(\text{mm})$

グレードD :  $1.0(\text{mm}) < \delta d$

この評価によって Table 5-9 と Table 5-10 を分類した結果を Table 5-11 と Table 5-12 に示す。この分類を眺めると、現行のスパン表を満足するものの中でもグレードAは無く、グレードBはかなり床の剛性の高い組み合わせとなり、グレードCは一般的な床仕様で実現できる範囲を示している。

従って、歩行による振動障害を抑制することを念頭に置いた本節の設計方法によって、現行の床根太スパン表が合板の厚さによってグレードが異なってくるのが明らかになっている。

以上の計算例が示すように、歩行時の衝撃による動たわみを推定することによって、床の性能を評価することが十分に可能であり、特に歩行振動による障害を抑制したい場合には、 $\delta d$ の値をグレードB ( $0.1 < \delta d < 0.5(\text{mm})$ )程度になるようにし、さらにブロッキングや第5章 5・2で検討した補強方法等の採用が望ましいと言えよう。



Table 5 - 1 1 Example of the grading for wood-joist floors (at L = 3640 mm).

Joist	Joist spacing (mm)	Thickness of plywood (mm)				
		12	15	18	21	24
2 0 6	303	D	D	D	D	D
	455	D	D	D	D	D
2 0 8	303*	C	C	C	C	C
	455	D	D	C	C	C
2 1 0	303*	C	C	B	B	B
	455*	C	C	C	C	C
2 1 2	303*	B	B	B	B	B
	455*	C	B	B	B	B

\* : Permissible floor systems in the span table<sup>(55)</sup>.

Table 5 - 1 2 Example of the grading for wood-joist floors (at L = 4550 mm).

Joist	Joist spacing (mm)	Thickness of plywood (mm)				
		12	15	18	21	24
2 0 6	303	D	D	D	D	D
	455	D	D	D	D	D
2 0 8	303	D	D	C	C	C
	455	D	D	D	D	C
2 1 0	303*	C	C	C	C	C
	455	C	C	C	C	C
2 1 2	303*	C	B	B	B	B
	455*	C	C	C	C	B

\* : Permissible floor systems in the span table<sup>(55)</sup>.

#### 5・3・4 結論

5・3の結果を要約すると以下のことが言えよう。

(1) 歩行振動を考慮した木質床の設計方法のフローを明らかにした。  
設計方法の骨子は下記の通りである。

\* 1 床の構成方法および材料の選定を行う。

\* 2 荷重分担率 $\beta$ を求める。

\* 3  $P = 3$  (kg)に対する静たわみ $\delta_s$ を求める。

\* 4 床の有効重量を定め、3 kgの粘土塊の落下高さ5 cmからの自然落下に対する動たわみ $\delta_d$ を求める。

\* 5 動たわみの大きさによって、床の性能を評価する。

(2) 桝組壁工法の床について、荷重分担率 $\beta$ を求める図を提起した。

(3) 桝組壁工法の床について、床構成のスパン表と動たわみの関係を明らかにした。

(4) 歩行による振動を全く感じない床を設計するには、根太と面材の組み合わせだけでは実現が困難で、ブロッキング等の補強によって床の性能を向上させる必要があると思われる。

(5) 本設計方法において、床の有効重量の算定方法はスパンLによらず幅を1820mmで一定と仮定したが、計算結果は現行の床の実状と良く合致した。しかし、有効重量の算定については今後さらに検討を要するものと思われる。

## § 第 6 章 総 括

本研究では合板張りストレス・スキン・パネルの強度性状および振動性状を中心に実験を行い、その結果を解析してきた。本研究で得られた結果を要約すると以下の通りである。

(A) 合板釘打ちストレス・スキン・パネルの曲げ性状について

(1) 釘のスリップ抵抗がフランジおよびリブに与えるモーメントを考慮に入れた式より導きだした単位載荷荷重当たりの釘のスリップ抵抗の総和  $f(x)/P$  は、スパン中央から支点に向かってほぼ直線的に減少する。

(2)  $f(x)/P$  と釘間隔の関係は曲げ剛性増加係数  $E I / (E_p I_p + E_s I_s)$  と釘間隔の関係に似た傾向を示し、釘間隔の小さなもの程  $f(x)/P$  が大きく、またパネルの曲げ剛性増加係数も大きくなる。

(3) 本研究では、 $f(x)/P$  より釘 1 本あたりに加わる荷重  $Q$  を求め、スリップ係数  $K$  を定めた。得られた  $K$  の値を Amana-Booth の理論式に代入して計算を行うと、曲げ剛性に関して実験値と良く一致している。

(4) 歪度分布から求めた有効幅比はスパン中央で最小で、支点到近づくにつれて直線的に増大する傾向が見られ、有効幅比の値は釘間隔によらずほぼ一定である。

(5) 有効幅比の値に関して Amana-Booth の理論はスパン中央付近では本実験の結果と一致するが、その他の領域では合わない。

(6) 釘接合による場合、パネルの曲げ剛性の増大を期待するためには、釘間隔を  $10\text{cm O.C.}$  以下にすることが必要である。

(B) 曲げと圧縮を同時に受けるストレス・スキン・パネルの強度性状について

(1) 曲げと偏心圧縮荷重を同時に受ける場合のたわみについて、偏心距

離がたわみに与える影響が大きいこと、設計用荷重程度の低荷重域では実験値と計算値が良く一致することが明らかになった。

(2) パネル試験体の偏心距離はパネルの全断面が有効と仮定した場合の中立軸と加力点の位置の距離から求めて計算を行ったが、本実験の範囲、即ち縦枠間隔60cm以下程度では概ね妥当と考えられる。

(3) 曲げと圧縮を同時に受ける場合のパネルの破壊は合板の局所的な圧縮座屈で起こり、釘間隔の違いによる $P_{max}$ の差は本実験では認められなかった。接着パネルは釘着パネルに比べて $P_{max}$ が10~20%程度大きくなっている。

(4) Southwellの方法によって得られる座屈荷重 $P_{cr}$ は、最大圧縮荷重を過大評価する傾向があり、現実の $P_{max}$ は $P_{cr}$ の70~80%程度の値を示している。これは合板の局部座屈発生のためと考えられる。

(5) 曲げと偏心圧縮が同時に働いた時の $P_{max}$ は、偏心圧縮のみが働いたときの $P_{max}$ の約85%を示した。設計用荷重程度を対象にする場合、偏心圧縮試験だけから、曲げと偏心圧縮が同時に働いたときの耐力を推定するのにこの値は一つの目安になろう。

(C) 集中荷重を受けるストレス・スキン・パネルの曲げ性状について

(1) 12mm厚の構造用合板を床下地に用いる場合、床の曲げ剛性は根太のみで計算される設計値より少なくとも10%以上の増加が期待できる。

(2) 局部集中荷重に対する床下地材のたわみについては、構造用合板の単板構成の影響が大きく、材料設計の際に十分に留意しなければならないことが明らかになった。

(3) 局部集中荷重試験の最大荷重についてみると、12mm厚の構造用合板の中で最も弱いものでも $P_{max}$ は450kgを上回っており、この値は一般住宅内で想定される荷重の3倍(但し、短期荷重として)に相当し、さら

に15mm厚のパーティクルボードよりも性能値として優れていることが明らかになった。

(D) 木質床における集中荷重分散効果について

(1) 並列している根太を互いにつなぐ部材の曲げ剛性の大きい方が、集中荷重に対する荷重分散効果が高く、その傾向は(3-30)および(3-31)式によって説明できる。

$$\beta_0 = \alpha / (\alpha + 1) \quad (3-30)$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 1 / 2 (\alpha + 1) \quad (3-31)$$

$\alpha$  : 根太とつなぎ材の各々のスパン、および曲げ剛性から定まる係数((3-29)式 参照)

(2) 単材をつなぎ材に用いた場合、実験値と計算値は良く一致する。

(3) ブロッキングの荷重分散効果は極めて高く、荷重分担率で評価すると、 $\beta = 0.37$ であった。

(4) ブリッジングについては、ブロッキングほど荷重分散効果が期待できないことが明らかになった。

(5) 合板を床下地材として用いる場合、合板表面の繊維方向を根太のスパン方向と直交させ、つなぎ材としての曲げ剛性が大きくなるように施工した方がより高い荷重分散効果が期待できる。

(6) 面材を用いた場合、荷重分担率  $\beta$  は実験値の方が計算値より小さくなる傾向があり、これは集中荷重作用点下のたわみを推定する場合にたわみをやや過大評価するものの、實際上安全側の設計となるので、(3-30)、(3-31)式は極めて有用である。

(7) 集中荷重の分散効果の観点から見ると、厚い面材を単独で用いるよりも、適当な厚さの面材とブロッキングを組み合わせる方が効果的であることが予想される。

(E) ストレスト・スキン・パネルの固有振動数と減衰定数

(1) ストレスト・スキン・パネルの固有振動数は(4-1)式あるいは(4-2)式によって推定可能である。

$$f_0 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EIg}{w}} = \frac{1}{0.637} \sqrt{\frac{EIg}{wl^4}} \quad (4-1)$$

ここに、  $l$  : スパン

$EI$  : はりの曲げ剛性

$w$  : 単位長さ当たりのはりの重量

$g$  : 重力加速度

$$f_c = \frac{2}{\pi l^2} \sqrt{\frac{3EIgl}{M + \frac{17}{35}wl}} \quad (4-2)$$

ここに、  $M$  : 積載荷重

(2) スパン上の1点に物品荷重が作用する場合、(4-3)式によるパネルの固有振動数の推定値は、支点近くの载荷に対しては過大評価する傾向が認められた。一方、多質点系置換法による(4-5)式の推定値は分割数  $n=8$  で十分に近似し得、実験値の傾向と良く一致する。

$$f_c = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EIgl}{(M + \alpha aw + \beta bw) a^2 b^2}} \quad (4-3)$$

$$\alpha = \frac{l^2}{3b^2} + \frac{23a^2}{105b^2} - \frac{8al}{15b^2}$$

$$\beta = \frac{(l+a)^2}{12a^2} + \frac{b^2}{28a^2} - \frac{b(l+a)}{10a^2}$$

$$f_c' = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n-1} w_i y_i}{\sum_{i=1}^{n-1} w_i y_i^2}} \quad (4-5)$$

ここに、

$$y_i = \sum_{j=1}^{n-1} y_{ij}$$

$$y_{ij} = \begin{cases} \frac{W_j (\ell - a_j) x_i}{6 E I \ell} (2 a_j \ell - a_j^2 - x_i^2) & \dots\dots (i \leq j) \\ \frac{W_j a_j (\ell - x_i)}{6 E I \ell} (2 \ell x_i - a_j^2 - x_i^2) & \dots\dots (i > j) \end{cases}$$

(3) スパン中央に対して対称位置に物品荷重が載荷される場合、その合計荷重が片側の載荷位置にのみ加わった場合と同等と見なしても大過ないことが、実験および(4-5)式による計算より明らかになった。

(4) パネル上の物品荷重が増加するにつれて、パネルの固有振動数は低下する傾向が見られ、スパン中央に載荷する場合に低下の割合が最も大きい。

(5) 人間荷重はパネルの固有振動数には影響を及ぼさないが、振動を吸収し減衰定数を大きくする。また、人間荷重と物品荷重が同時に載荷される場合、物品荷重の増加につれて、減衰定数が漸減する傾向が認められた。

(F) ストレスト・スキン・パネルの衝撃荷重による動たわみと歩行振動

(1) ストレスト・スキン・パネルの中央に衝撃力が作用した場合に発生する衝撃点直下の根太のたわみは、はりに関する理論式(4-7)式を

用いて予測することができる。

$$\delta_d = \delta_s + \sqrt{\delta_s^2 + 2 h \delta_s \frac{m}{m + \frac{17}{35} w l}} \quad (4-7)$$

ここに、 $\delta_d$  : 動たわみ

$\delta_s$  : 落下物の重量  $m$  によるはりの静たわみ

$h$  : 落下高さ

$w$  : 単位長さ当たりのはりの重量

$m$  : 落下物の重量

(2) (4-7)式を用いる場合、一線荷重曲げ試験より得られたパネルの曲げ剛性を代入すると、動たわみを実験値より過小評価する傾向があり、局部集中曲げ試験より得られた見掛けの曲げ剛性を用いると実験値と良く一致した。

(3) パネル上に物品荷重を予め載荷して衝撃試験を行った結果、動たわみは衝撃点に載荷されている物品荷重を考慮することにより(4-7)式で予測できることが明らかになった。

(4) 人間の歩行によって床に加わる衝撃力は、3 kgの粘土塊の0.2~4.0cmからの自由落下に相当することが明らかになり、内田らの結果を確認した。

(5) 歩行によるパネルの振動は、パネルの固有振動数によらず、むしろ一歩毎にたわみが発生すると見なし得る。

(6) Meisterの感覚曲線を用いて木質床の歩行振動を評価する場合、床の固有振動数を用いずに人間の歩くりズム、即ち2 Hz前後を指標と考える方が有効と思われる。

(G) ストレスト・スキン・パネルのモーダル解析

(1) ストレスト・スキン・パネル1枚を単純支持した場合の振動モー



ドは Fig. 4-27 に示す 4 つであることが明らかになった。

(2) 単位パネルの各振動モードは、パネルを構成する芯材のスパン方向の 1 次の曲げ振動の組み合わせとして現れることが明らかになった。

(3) パネルを 4 枚敷き並べて 2 辺で支持した試験体の振動モードについては、Fig. 4-29 に掲げる 3 つの結果が得られ、モード 1 は曲げ振動、モード 2 およびモード 3 はパネルのねじれ振動の組み合わせであることが明らかになった。

(4) 木質パネル構法による 2 階建ての試験棟では、Fig. 4-30 ~ 31 に示す 2 つの振動モードが明らかになった。

(5) 本実験で用いた試験棟では、床と壁が連動して振動をすることが確認されたが、このことは、設計に当たっては床と壁の動特性を考慮し、床と壁の固有振動数を一致させないよう配慮する必要があることを示唆している。

(H) 床根太の端部拘束条件と固有振動数について

(1) 床根太端部に鉛直荷重  $W$  を加えて曲げ試験を行った結果、 $W$  が大きくなるにつれてたわみ  $\delta$  が減少し、材端の固定度を接合係数  $\gamma$  で評価すると  $W = 200\text{kg}$  時で  $\gamma = 0.1$  程度になることが分かった。

(2) 弾性支持された床根太の固有振動数  $f$  は (5-11) 式で求められる。但し、 $\xi$  は  $\pi < \xi < 4.73$  の範囲をとり、接合係数  $\gamma$  との関係は (5-19) 式で表される。そして、接合係数  $\gamma$  およびパラメータ  $\xi$  は弾性支持されたはりの固有振動数の算定に有効である。

$$f_{\text{cal}} = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\xi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (5-11)$$

$$\gamma = \frac{\xi}{\xi - \frac{1 - \cos \xi}{\sin \xi} + \frac{1 - \cosh \xi}{\sinh \xi}} \quad (5-19)$$

(3) 床根太端部に加わる鉛直荷重 $W$ が増加するにつれて固有振動数  $f$  は漸増する傾向が認められ、実験値では $W = 200\text{kg}$ 時に  $f$  は7%増であった。しかし、鉛直荷重 $W$ が固有振動数に及ぼす影響は小さく、実際の住宅における床の支持条件は単純支持と見なして大過ないと思われる。

(I) 木質パネル構法による実大床の実験例と歩行振動性状について

(1) 木質パネル構法による床に集中荷重が加わる場合、加力点より単位パネルの幅(910mm)以上離れた個所ではたわみは殆ど発生しない。

(2) 床パネルのスパン中央にスパン方向と直交させて補強材を釘打ちする補強方法は、集中荷重に対して局所的なたわみを減少させ、床の見掛けの曲げ剛性を増加させる点で、極めて有効なものである。

(3) 粘土塊落下による衝撃力に対する床の動たわみを予測する場合、局部集中曲げ試験より得られる見掛けの曲げ剛性を用い、さらにその際の変形性状を考慮してパネル2枚分の重量を有効重量と見なして計算を行うことができる。

(4) 人間の歩行による衝撃力は3 kgの粘土塊の高さ5 cmからの自由落下と同等と見なして、床の動たわみを推定すれば大過ないことが確認された。

(5) 床の歩行振動に対して、Meisterの感覚曲線は4・2・3 c)に示した方法で適用可能であることが確認された。

(J) 木質床の設計方法について

(1) 歩行振動を考慮した木質床の設計方法のフローを明らかにした。設計方法の骨子は下記の通りである。

- \* 1 床の構成方法および材料の選定を行う。
- \* 2 荷重分担率 $\beta$ を求める。
- \* 3  $P = 3$  (kg)に対する静たわみ $\delta_s$ を求める。

\* 4 床の有効重量を定め、3 kgの粘土塊の落下高さ5 cmからの自然落下に対する動たわみ $\delta d$ を求める。

\* 5 動たわみの大きさによって、床の性能を評価する。

(2) 枠組壁工法の床について、荷重分担率 $\beta$ を求める Fig. 5-21 を提起した。

(3) 枠組壁工法の床について、床構成のスパン表と動たわみの関係を明らかにした。

(4) 歩行による振動を全く感じない床を設計するには、根太と面材の組み合わせだけでは実現が困難で、ブロッキング等の補強によって床の性能を向上させる必要があると思われる。

(5) 本設計方法において、床の有効重量の算定方法はスパンLによらず幅を1820mmで一定と仮定したが、計算結果は現行の床の実状と良く合致した。しかし、有効重量の算定については今後さらに検討を要するものと思われる。

## 《 文 献 》

本論文に関する引用文献並びに参考文献を、内容毎に分類して下記に掲げる。

[ ストレスト・スキン・パネルに関するもの ]

- (1) Möhler, K.; Abdel-Sayed, G.; Ehlbeck, J., "Zur Berechnung Doppelschaliger, Geleimter Tafelmente", Holz als Roh und Werkstoff, Heft 8 (1963)
- (2) Amana, E. J.; Booth, L. G., "Theoretical and Experimental Studies of Nailed and Glued Plywood Stressed-skin Components: Part I, Theoretical Study", J. of the Institute of Wood Science, 4(1) (1967)
- (3) Amana, E. J.; Booth, L. G., "Theoretical and Experimental Studies of Nailed and Glued Plywood Stressed-skin Components: Part II, Experimental Study", J. of the Institute of Wood Science, 4(2) (1967)
- (4) Foschi, R. O., "Stress Distribution in Plywood Stressed-skin Panels with Longitudinal Stiffeners", Canadian Forestry Service, No. 1261 (1969)
- (5) Kuenzi, E. W.; Zahn, J. J., "Stressed-skin Panel Deflections and Stresses", USDA Forest Service Research Paper, FPL 251 (1975)

- (6) 杉山英男、杉沢正通、鈴木克臣 『合板を接着した木質ストレススキン・パネルの曲げ剛性とその影響因子に関する実験的研究—木質構造の新しい設計体系確立のための提案と考察(第10報)』、日本建築学会論文報告集、第203号 (1973)
- (7) 平嶋義彦 『木質パネルの曲げに関する研究』、林業試験場研究報告、第255号 (1973)
- (8) 林 勝朗 『道産カラマツ小径木を利用した木質パネルの強度性能』、北海道立寒地建築研究所調査研究報告集、 (1978)
- (9) 安藤直人、杉山英男 『合板を釘打ちしたストレス・スキン・パネルの曲げ性状』、木材学会誌、26, 10 (1980)
- (10) 安藤直人、杉山英男 『曲げと圧縮を同時に受けるストレス・スキン・パネルの強度性状』、木材学会誌、27, 10 (1981)
- (11) 前田典昭、沢田 稔 『木質片面パネルの曲げ剛性と応力分布』、北海道大学農学部演習林研究報告、第38巻 第1号 (1981)
- (12) 増田 稔、冬木敏夫、瀧野真二郎、佐々木 光 『ストレス・スキン・パネルの曲げ疲労特性』、材料、30, 334 (1981)
- (13) 菊池重昭 『接合面のスリップによる木質ストレス・スキン・パネルの曲げ性状について』、日本建築学会大会学術講演梗概集 (1982)
- (14) 増田 稔、瀧野真二郎 『集中荷重を受ける木質床の疲労特性』、木材研究・資料、No. 18 (1983)

[床の曲げ性状に関するもの]

- (15) Polensek,A,"Static and Dynamic Properties of Glued Wood-Joist Floors", Forest Products Journal, 21,12 (1971)
- (16) Polensek,A;Atherton,G.H., "Response of Nailed Wood-Joist Floors to Static Loads", Forest Products Journal, 22, 9 (1972)
- (17) Goodman,J.R.;Vanderbilt,M.D.;Criswell,M.E.;Bodig,J, "Composit and Two-way Action in Wood Joist Floor Systems", Wood Science, 7, 1 (1974)
- (18) Vanderbilt,M.D.;Goodman,J.R.;Criswell,M.E., "Service and Overload behavior of Wood Joist Floor Systems",ASCE,Vol.100,ST1 (1974)
- (19) McGee,W.D.;Hoyle,R.J., "Desingn Method for Elastomeric Adhesive Bonded Wood Joist-deck Systems", Wood and Fiber, 6, 2 (1974)
- (20) Thompson,E.G.;Goodman,J.R.;Vanderbilt,M.D., "Finit Element Analysis of Layered Wood Systems",ASCE,Vol.101,ST12 (1975)
- (21) Dawson,P.R.;Goodman,J.R., " Variability Simulations of Wood Joist Floor Systems",Wood Science, 8, 4 (1976)
- (22) McCutcheon,W.J., "Method for Predicting the Stiffness of Wood-joist Floor Systems with Partial Composite Action", USDA Forest Service Research Paper,FPL 289 (1977)

- (23) Superfesky, M. J.; Montrey, H. M.; Ramaker, T. J., "Floor and Roof Sheathing Subjected to Static Loads". Wood Science, 10, 1 (1977)
- (24) Sanzinski, R. J.; Vanderbilt, M. D., "Behavior and Design of Wood Joist Floors", Wood Science, 11, 4 (1979)
- (25) DeBonis, A. L., "Stochastic Simulation of Wood Load-sharing Systems", ASCE, Vol. 106, ST2 (1980)
- (26) McCutcheon, W. J.; Vanderbilt, M. D.; Goodman, J. R., "Wood Joist Floors: Effects of Joist Variability on Floor Stiffness", USDA Forest Service Research Paper, FPL 405 (1981)
- (27) McCutcheon, W. J., "Deflections of Uniformly Loaded Floors, A Beam-spring Analog", USDA Forest Service Research Paper, FPL 449 (1984)
- (28) 平嶋義彦、梶海四郎、『枠組壁工法住宅床組の構造耐力試験 (II)』、木材工業、32、12 (1977)
- (29) 飯塚五郎蔵、八幡 準、『木造床の局部たわみに関する実験研究』、日本建築学会大会学術講演梗概集 (1977)
- (30) 飯塚五郎蔵、八幡 準、柳瀬敬二、『木造床の局部たわみに関する研究』日本建築学会大会学術講演梗概集 (1978)
- (31) 飯塚五郎蔵、本間 学、『木造住宅の床たわみ制限』、日本建築学会大会学術講演梗概集 (1981)

[床の振動性状に関するもの]

- (32) Polensek, A., "Human Response to Vibration of Wood-joist Floor Systems", Wood Science, 3, 2 (1970)
- (33) Polensek, A., "Damping Capacity of Nailed Wood-joist Floors", Wood Science, 8, 2 (1975)
- (34) Corder, S.E.; Jordan, D.E., "Some Performance Characteristics of Wood Joist Floor Panels", Forest Products Journal, 25, 2 (1975)
- (35) Nemeth, L.J.; Epling, C.D., "Impact Loading Experimentation", Forest Products Journal, 26, 2 (1976)
- (36) Atherton, G.H., "Human Response to Vibration of Floors in Occupied Dwellings", Forest Products Journal, 29, 7 (1979)
- (37) 竹山謙三郎、久田俊彦、『木造床組の振動障碍に就いて』、建築学会論文集第33号、(1944)
- (38) 日本建築学会 構造標準委員会 振動分科会、『建築物の振動障害防止に関する設計規準値(案)』、建築雑誌、5 (1959)
- (39) 内田祥哉、宇野英隆、他3名『床の硬さが人間に及ぼす影響について』、日本建築学会大会学術講演梗概集(1968)
- (40) 小野英哲、『体育館の床の弾力性に関する研究(その1)』、日本建築学会論文報告集、第181号、(1971)



- (41) 吉岡 丹、小野英哲、他2名、『建築物の床のかたさおよびその評価方法に関する研究』、日本建築学会論文報告集、第246号、(1976)
- (42) 平嶋義彦、金谷紀行、神谷文夫、『枠組壁工法住宅床の歩行及び自由振動実験』、日本建築学会関東支部研究報告集 (1983)
- (43) 塩田洋三、田中千秋、高橋 徹、『床衝撃音に関する基礎研究』、島根大学農学部研究報告、17号、(1983)
- (44) 安藤直人、杉山英男、『木質床の振動性状(第1報)』、木材学会誌、29、11 (1983)
- (45) 安藤直人、杉山英男、『木質床の振動性状(第2報)』、木材学会誌、31、2 (1985)
- (46) 安藤直人、杉山英男、『木質床の振動性状(第3報)』、木材学会誌、31、2 (1985)

[その他]

- (47) Timoshenko, S., "Vibration Problems in Engineering", New York, D. Van Nostrand Company Inc., (1937)
- (48) Timoshenko, S.; Gere, J. M., "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill (1961)
- (49) Parker, H., "Simplified Design of Structural Wood", Wiley-Interscience, (1979)

- (50) Breyer, D.E., "Design of Wood Structures", McGraw-Hill Inc., (1980)
- (51) 後藤一雄、『木構造の計算』、相模書房 (1961)
- (52) 杉山英男、『建築構造学体系 22 木構造』、彰国社 (1971)
- (53) 日本建築学会編、『建築構造物の振動実験』、日本建築学会 (1978)
- (54) 日本建築学会編、『木構造設計規準・同解説』、日本建築学会  
(1978)
- (55) 住宅金融公庫建設指導部、『桝組壁工法住宅工事共通仕様書』、住宅金融  
普及協会 (1981)
- (56) 建設省住宅局編、『建築基準法令集』、日本建築学会 (1985)

## 謝 辞

本論文を纏めるに当たり、杉山英男博士には終始御指導を賜った。先生には学部在学中から卒業論文の指導教官として御教示を賜り、以来今日に至るまで文字通り公私共にお世話になって参りました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

大熊幹章博士には、やはり学生の頃より多くの貴重なサジェスションやアドバイスを戴き、本研究を遂行する上で大いに参考にさせて頂いている。ここに記して、御厚情に感謝申し上げます。

さらに、本論文の第4章4・3のモーダル解析、第5章5・2の実大実験の機会を与えて下さったミサワホーム株式会社の多くの方々にも一方ならずお世話になっている。取り分けて、七海 崇氏には住宅に関する全般的な知識を、石坂 明氏には構造実験の実際を教えて頂いた。平田俊次氏には実験実施時に甚大なる協力を賜った。ここに記して感謝申し上げます。

また、日頃お世話になっている東京大学農学部林産学科の教職員、卒業生そして在学中の方々にも改めてお礼を申し上げる次第です。試験体製作に御協力頂いた会田武郎技官、土屋欣也技官を始め、木材物理学教室と木質材料学教室の方々には特に多々御迷惑をお掛けしたこともあろうかと存じますが御容赦下さい。

最後に、本研究が我が国の木質構造研究の一助となり、特に住宅の質を向上させる上で役立つことを念じて筆を置きます。

1985年12月

安藤直人