

面材を釘打ちした耐力壁の座屈性状 の線形及び非線形解析

神 谷 文 夫⁽¹⁾

KAMIYA, Fumio : Linear and Nonlinear Analysis for the Buckling
Behavior of Sheathed Walls

要 旨：面材を釘打ちした耐力壁から上・下枠を除いた部分を、圧縮力に対する耐力壁要素とし、その座屈性状を予測する線形解析と非線形解析を行った。実験から非線形解析は耐力壁要素のたわみと強度をよく予測すること、また、線形解析はみかけの中立軸より面材と反対側に力を受ける場合に限ってある程度予測が可能なが分かった。枠組壁工法を想定した耐力壁要素の強度と縦枠の強度とを比較する数値実験を行った結果、中心圧縮時の座屈強度は合板の厚さと釘間隔によって異なるが、耐力壁要素の方が26~56%高いこと、また、縦枠の中立軸に力を受ける場合、耐力壁要素は偏心圧縮となるが、それでも強度は耐力壁要素の方が13~28%高いことなどが分かった。

1 緒 言

第2次世界大戦の後に発展した新しい木質構造の形態として、合板などの面材を用いるダイアフラム構造がある。これは、面材の剪断や曲げに対する優れた強度的性質を利用したもので、プレファブ工法や枠組壁工法などの住宅から、海外ではオフィスビルやショッピングセンター、工場などの商工業用建築に至る幅広い建物に応用されている。

ダイアフラムが曲げや剪断の力を受けるときの挙動は、composite action, diaphragm action と称せられるが、とくに面材が軸材料に釘で接合されている場合は釘接合部に変形を生じ、かつ変形と力との関係が非線形となるために、非常に複雑な力学的挙動を示す。このために、ダイアフラムの強度は、当初は実験から得られる情報をベースに評価されてきたが、最近では composite action や diaphragm action についての解析的研究が進み、そこから得られた知見がダイアフラムの設計に取り入れられるようになってきた。

しかしながら、曲げや剪断に関する多くの研究がある反面、圧縮に関する研究はほとんど行われていない。そして、構造設計においては、柱だけを有効とし面材の抵抗は無視されている。この研究は、こうした設計法をより合理的にするために、ダイアフラムの圧縮についての解析を行うことを目的としている。

ダイアフラムでは composite action によって曲げ剛性が柱だけの場合より高いので、座屈強度も柱だ

けの場合より高いはずである。しかしながらその反面、みかけの中立軸（ここでは、圧縮強度が最大となるような圧縮点を結ぶ線をみかけの中立軸と呼ぶことにする）は面材側に移動するので、例えば柱の中立軸に荷重を受けている場合、偏心によって圧縮強度が低下することも考えられる。従って、これから行う解析では、理想的な位置に荷重を受ける場合だけでなく、任意の位置に荷重を受ける場合を対象とすることとした。

ところで、圧縮に対する設計において面材料の効果が無視されている理由の一つに、そもそも座屈に対する設計自体が、材料の不均質性、荷重の偏心、支持条件の不明瞭さなど力学理論だけでは解決し難い複雑な問題を抱えていることもある。すなわち、座屈に対する設計法の安全性は力学よりも歴史的な経験によって確保されているところが大きいといわれている所以である（JOHNSTON, B.G., 1983）。

従ってダイアフラムの解析ができたとしても、解析がそのまま設計に使えるわけではないが、柱単体の座屈に対する設計法が経験的に安全であることが分かっているので、同じ位置に荷重を受けるときの両者の強度を比較することによりダイアフラムの圧縮強度を評価することが可能と考えられる。

2 既往の研究

長柱の座屈に関する研究の歴史は古く、材料力学的な基礎理論は Timoshenko らの著書（TIMOSHENKO, S.P., 1961）に詳しく述べられている。また、より具体的な構造設計のための理論と実験資料が長柱研究委員会によってまとめられている（長柱研究委員会, 1951）。木材の座屈については杉山の著書（杉山英男, 1971）が詳しい。

釘で板を積層した柱の座屈については、Rassam と Goodman らによる一連の理論的研究（RASSAM, H.Y., 1970, 1971, 1972）がある。これは釘接合部の荷重—スリップ関係を直線とみなして微分方程式を解いたもので、柱の各層の中立軸に荷重を受けることを条件としている。また、Malhotra と Van Dyer は、同様の方法でラチス形式の組立柱の座屈について解析を行っている（MALHOTRA, S.K., 1977）。

釘打ちパネルの実験的研究として竹村、祖父江、都築の研究（竹村富男, 1979）、及び林の研究（林勝朗, 1981）がある。このうち前者の研究では、パネルをパネヤスライダでモデル化して破壊強度を求める試みがされている。

パネルでは、面材料に生ずる応力とその幅方向に不均等に分布するいわゆる“shear lag”と呼ばれる問題がある。この問題については、パネルの曲げを対象とした Amanna と Booth の理論的研究（AMANNA, E.J., 1976a 及び 1976b）があり、パネルの圧縮の研究でもその一部が基礎として利用可能であろう。

安藤と杉山は曲げと圧縮とを同時に受ける釘打ちパネルの実験を行い、上記の Amanna と Booth の式を用いて求めたパネルの剛性から、その強度が計算できることを示した（安藤直人, 1980）。この実験では、軸材料と合板の端部が同時に圧縮されており、計算は釘接合部の変形は生じないとの仮定の下に行われている。

釘接合部の非線形の力学的特性を考慮した耐力壁の解析と実験が、Polensek と Atherton らによって

行われている (POLENSEK, A., 1976a, 1976b, 1976c 及び1977)。ここでは一定の圧縮力を受ける耐力壁に風圧力が作用する荷重条件を対象として、スタッドに木材あるいは軽量形鋼を用いた場合の強度の比較が行われた。解析では有限要素モデルが用いられ、スタッドの強度のバラツキを考慮した信頼性解析が研究の主眼となっている。

3 解 析

3.1 解析の範囲と仮定

緒言で述べたように、座屈に関しては複雑な問題が多く、特に実際の構造物の場合、その端部の支持条件と荷重条件がやっかいな問題である。例えば、枠組壁工法の耐力壁は上・下・縦枠と合板とから構成されているが、上枠は頭つなぎや上階の床もしくは屋根に、下枠は土台もしくは当該階の床に接合されているので、力学的な境界というものとは存在しない。従って解析の範囲をどこかで区切りざるを得ず、また、荷重条件と支持条件はモデル的に設定せざるを得ない。

解析の範囲としてまず考えられるのは、通常、耐力壁と呼ばれる部分である。しかしながらこの場合、上・下枠と縦枠との接触部分は繊維に直角方向の圧縮力を受け、この方向の弾性係数は繊維方向のそれに比べて非常に小さいので、解析としては複雑になる。ちなみに、耐力壁をナイフエッジで支持した圧縮試験を行うと、わずかな荷重の偏心で上・下枠が三角形につぶれて、上・下枠はあたかもピン節点であるかのような変形を生じる。

本研究の第1の目的は、面材料が張られた場合にそれを無視した現行の設計法が安全か否かを検討することにあるので、解析はできるだけ明快な条件で行うことが望ましい。ここでは上・下枠を除き、縦枠の片面に面材料を張った部分を耐力壁の基本的構成要素とし、これについて解析することとした。支持条件は、縦枠の端部がピンで支持されている状態とし、支持点は任意であるが、両端部では同じ位置であるとの条件を付した。従って必ずしも現実の耐力壁の解析とはならないが、初期の目的を達することは可能と考えられる。

面材料と縦枠との接合は釘によるものとし、釘接合部の荷重—スリップ関係が直線である場合(線形解析)と曲線である場合(非線形解析)の二つの場合について解析を行った。なお、ここでいう線形解析と非線形解析は接合部の力学的仮定についての区別である。座屈の荷重—変形関係は、接合部が弾性的挙動を示す場合であっても非線形となり、これを非線形解析と称することもあるが、ここではこの呼称は用いない。

面材料の軸方向力は、すでに述べたように幅方向に不等な分布を示す。解析では、これを等分布と考えたときの等価な有効幅の概念を用いることとした。Amana と Booth の研究 (AMANNA, E.J., 1967a 及び1967b) によると、パネルが曲げを受ける場合、有効幅は面材の長さ方向にわたってほぼ一定で、中央集中荷重を受ける場合を例外として荷重条件の影響をほとんど受けない。そこで次の仮定を設定した。

1. 有効幅は等分布の曲げ荷重を受ける場合と同じ値で、長さ方向にわたって一定である。

また、その他の仮定として以下を設けた。

2. 面材料の座屈は生じない。
3. 面材料及び縦枠の応力は、耐力壁モデルが最大荷重に達するまで弾性限度内にある。
4. 面材料及び縦枠は均質で、釘は等間隔に打たれている。
5. 釘の荷重—スリップ関係は可逆的で、ヒステリシスを示さない。

最後の仮定は、解析を行った結果、加力位置によっては荷重を増加させていく段階で釘のスリップ方向が逆転する場合もあることが分かったために設けたもので、釘の応力がごく小さい間は成立すると思われる。

なお、座屈という言葉は狭義には中心圧縮の場合だけに限定して使用することもあるが、ここでは、偏心圧縮の場合にも用いることとし、特に中心圧縮の場合はその旨を明記することとする。

3. 2 線形解析

線形解析は微分方程式を誘導しこれを解く方法で行った。

耐力壁要素に加わる力及びその微小部分に生じる応力を Fig. 1 のように考える。ここで図中の記号は次のものを表している。

P = 圧縮力。

N_s, N_p = 縦枠及び面材の中心軸における軸力。

M_s, M_p = 縦枠及び面材が負担する曲げモーメント。

q = 縦枠と面材の接合面における単位長さ当たりの剪断力。

e = 縦枠の中心軸から測った荷重点の位置で、図の場合をプラス方向とする。

h_s, h_p = 縦枠のせいと面材の厚さ。

$$Z = (h_s + h_p) / 2$$

L = 耐力壁要素の長さ

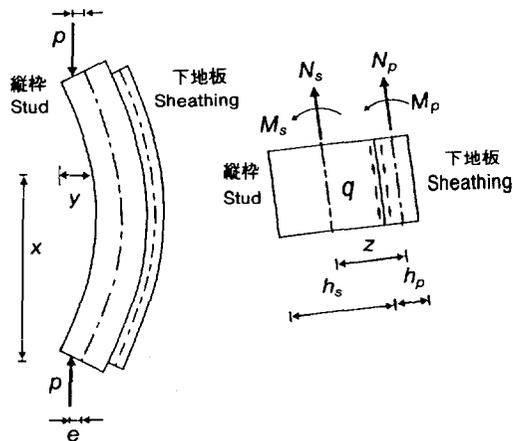


Fig. 1. 耐力壁要素及びその微小部分に作用する力
Forces acted on wall unit and it's element.

y = 耐力壁要素のたわみ。

耐力壁要素がたわみを生じるとき、軸力 N_S , N_P は圧縮力 P に対して傾きを生じるが、傾きは非常に小さいので次式が成り立つ。

$$P = N_S + N_P \dots\dots\dots (1)$$

また、モーメントのつりあいから、

$$P(y+e) + N_P Z = M_S + M_P \dots\dots\dots (2)$$

面材と縦枠の曲率は等しいから、

$$-\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M_S}{E_S I_S} = \frac{M_P}{E_P I_P} = \frac{M_S + M_P}{E_S I_S + E_P I_P} = \frac{P(y+e) + N_P Z}{D} \dots\dots\dots (3)$$

ここで左辺の誘導には (2) 式を用いている。また、

E_S , E_P = 縦枠及び面材の曲げヤング係数。

I_S , I_P = 縦枠及び面材の自身の中立軸に関する断面 2 次モーメント。

$$D = E_S I_S + E_P I_P$$

仮定 1, 2 より縦枠及び面材の互いに接する面でのひずみ ϵ_S , ϵ_P は次式で表される。

$$\epsilon_S = \frac{M_S}{E_S I_S} \cdot \frac{h_S}{2} = \frac{N_S}{E_S A_S} \dots\dots\dots (4)$$

$$\epsilon_P = -\frac{M_P}{E_P I_P} \cdot \frac{h_P}{2} = \frac{N_P}{E_P A_P} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 A_S = 縦枠の断面積

A_P = 有効幅を用いて計算する面材の断面積

E_P = 面材の軸方向力に対するヤング係数

縦枠と面材とのスリップ, S は次式で表される。

$$S = \int \epsilon_P dx - \int \epsilon_S dx \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 S の符号は面材が縦枠に対して相対的に中央に向かってすべる場合はプラス、逆の場合はマイナスとする。

接合面における剪断力は dN_P/dx で表されるから、釘 1 本が負担する剪断力, Q は、

$$Q = \frac{S_P}{k} \cdot \frac{dN_P}{dx} = \beta \frac{dN_P}{dx} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 k = 釘接合部のスリップ係数 (tangential modulus)

S_P = 釘の間隔

$$\beta = S_P / k$$

式 (6), (7) より,

$$\beta \frac{d^2 N_P}{dx^2} = \epsilon_S - \epsilon_P \dots\dots\dots (8)$$

式 (4), (5) を (8) に代入し, (1) と (2) を用いると,

$$\beta \frac{d^2 N_P}{dx^2} = -Z \frac{d^2 y}{dx^2} + C N_P - \frac{P}{E_S A_S} \dots\dots\dots (9)$$

ここで, $C = 1/E_S A_S + 1/E_t A_P$

式 (3) の両辺を 2 回微分すると,

$$\frac{d^2 N_P}{dx^2} = -\frac{1}{Z} \left(D \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} \right) \dots\dots\dots (10)$$

式 (3), (9), (10) をまとめれば, 耐力壁モデルの荷重—たわみ関係を表す次の微分方程式が求められる。

$$\beta D \frac{d^4 y}{dx^4} - (CD + Z^2 - \beta P) \frac{d^2 y}{dx^2} - CPy - CPA = 0 \dots\dots\dots (11)$$

ここで, $A = e + Z/(E_S A_S C)$

この式の一般解は, $C_1 \sim C_4$ を定数として次のようになる。

$$y = C_1 \sin ax + C_2 \cos ax + C_3 \sinh bx + C_4 \cosh bx - A \dots\dots\dots (12)$$

ここで,

$$a = \sqrt{\frac{-(CD + Z^2 - \beta P) + \sqrt{(CD + Z^2 - \beta P)^2 + 4 CD \beta P}}{2 \beta D}} \dots\dots\dots (13)$$

$$b = \sqrt{\frac{CD + Z^2 - \beta P + \sqrt{(CD + Z^2 - \beta P)^2 + 4 CD \beta P}}{2 \beta D}} \dots\dots\dots (14)$$

定数 $C_1 \sim C_4$ は次の境界条件より求められる。

- 1) $x = 0$ 及び $x = L$ において $y = 0$
- 2) $x = 0$ 及び $x = L$ において $N_P = 0$

2) の境界条件は式 (3) より $-d^2 y/dx^2 = Pe/D$ となるので, 式 (12) の右辺を 2 回微分したものが Pe/D と等しいとすればよい。求めた $C_1 \sim C_4$ を式 (12) に代入すれば最終的に次式を得る。

$$y = \frac{b^2 A + B}{a^2 + b^2} \left(\tan \frac{aL}{2} \cdot \sin ax + \cos ax \right) - \frac{a^2 A - B}{a^2 + b^2} \left(\tanh \frac{bL}{2} \cdot \sinh bx - \cosh bx \right) - A \dots\dots\dots (15)$$

ここで, $B = Pe/D$

微分方程式が解けたので, 構成部材の任意の位置での応力を求めることができるが, 式は省略する。

次に, 理想的な位置が圧縮された場合の強度 (座屈荷重) を求める。式 (15) で y が無限大になる条件を求めると,

$$\frac{aL}{2} = \frac{2n-1}{2} \pi ; n = 1, 2, \dots\dots\dots (16)$$

式 (13) と (16) より,

$$P = \frac{\beta D (2n-1)^4 \pi^4 + L^2 (2n-1)^2 (CD + Z^2) \pi^2}{\beta (2n-1)^2 L^2 \pi^2 + CL^4} \dots\dots\dots (17)$$

座屈荷重, P_{cr} は式 (17) を満足する P の最小値である。すなわち $n = 1$ のときで次のようになる。

$$P_{cr} = \frac{\beta D \pi^4 + L^2 (CD + Z^2)}{\beta L^2 \pi^2 + CL^4} \dots\dots\dots (18)$$

この座屈荷重を与える荷重の位置を求める。式 (15) より耐力壁モデルの中央のたわみは,

$$y = \frac{b^2 A + B}{a^2 + b^2} \frac{1}{\cos \frac{aL}{2}} - \frac{a^2 A - B}{a^2 + b^2} \frac{1}{\cosh \frac{bL}{2}} - A \dots\dots\dots (19)$$

左辺をゼロとすると,

$$e = \frac{Z}{E_S A_S C} \frac{b^2 \sec \frac{aL}{2} + a^2 \operatorname{sech} \frac{bL}{2} + (a^2 + b^2)}{\left(b^2 + \frac{P}{D} \right) \sec \frac{aL}{2} + \left(a^2 - \frac{P}{D} \right) \operatorname{sech} \frac{bL}{2} - (a^2 + b^2)} \dots\dots\dots (20)$$

座屈荷重を与える荷重点の位置は, 上式で P を限りなく P_{cr} に近づけることによって求められる。すなわち,

$$e = -\frac{Z}{E_S A_S C} \frac{1}{1 + \alpha} \dots\dots\dots (21)$$

ここで, $\alpha = S_P / (kCL^2 \pi^2) \dots\dots\dots (22)$

次に面材と縦枠との接合剛性と座屈荷重との関係を求めるために式 (23) の K を考える。

$$K = \frac{P_{cr} - P_{cr}(0)}{R_{cr}(C) - P_{cr}(0)} \dots\dots\dots (23)$$

ここで、 $P_{cr}(0)$ は接合しないときの座屈荷重 (ただし、面材と縦枠とは分離せずに曲げ剛性 D を持つとする)、 $P_{cr}(C)$ は完全一体のときの座屈荷重で、 K は接合剛性によって $0 \sim 1$ の値をとる。 $P_{cr}(0)$ 、 $P_{cr}(C)$ はオイラー式より次のようになる。

$$P_{cr}(0) = \frac{\pi^2 D}{L^2} \dots\dots\dots (24)$$

$$P_{cr}(C) = \frac{\pi^2 (D + Z^2)}{CL^2} \dots\dots\dots (25)$$

式 (22)、(23) を式 (18) に代入すると、

$$P_{cr} = \frac{\beta \pi^2 P_{cr}(0) + CL^2 P_{cr}(C)}{\beta \pi^2 + CL^2} \dots\dots\dots (26)$$

式 (22) ~ (24) を式 (21) に代入すると、釘間隔やスリップ係数などと K との関係を表わす次式が得られる。

$$K = \frac{1}{1 + \alpha} \dots\dots\dots (27)$$

3.3 線形解析より得られる知見

3.3.1 接合剛性と座屈荷重

式 (21)、(22)、(27) は耐力壁の座屈荷重と接合剛性などとの関係が非常に単純であることを示している。例えば $K=0.6$ すなわち完全一体型のパネル (簡単のため耐力壁要素をパネルと呼ぶ) と接合のないパネルとの中間の60%点の座屈荷重を持つ場合、式 (21) からその座屈荷重を与える荷重点の位置は、完全一体型のパネルの座屈荷重を与える点と接合のないパネルのそれとの中間の60%点であることが分かる。また、 K の値は、式 (22) と (27) から分かるように釘間隔、スリップ係数、縦枠と面材の圧縮剛性、及びパネルの長さによって決まり、縦枠や面材の曲げ剛性とは無関係である。さらに式 (22) は、釘間隔を狭くするかスリップ係数を高くするほど完全一体型のパネルに近づくという常識的なことのはかに、同じ釘間隔とスリップ係数であってもパネルが長くなるほど座屈荷重が完全一体型のそれに近づくことを示している。

3.3.2 たわみ曲線と接合応力の分布

接合応力の分布とその変化を調べるために、Fig. 2 に示すような耐力壁要素について計算を行った。構成部材の諸元は以下のように仮定した。

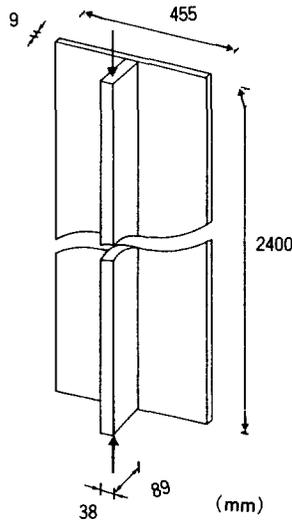


Fig. 2. 解析した耐力壁要素
Analyzed base wall unit.

合板の長手方向の曲げヤング係数=70 000kgf/cm²

合板の長手方向の引張と圧縮の曲げヤング係数=50 000kgf/cm²

合板の有効幅=341mm (有効幅比=0.75)

縦枠の曲げヤング係数=80 000kgf/cm²

釘のスリップ係数=5 000kgf/cm²

釘間隔=10cm

ここで、釘のスリップ係数は釘 C N50の接合実験データを参考に適当に定めたものであるが、計算の目的は座屈のメカニズムを調べることにあるのでその値は問題にしない。

計算によると、この耐力壁要素は $e = -13.25\text{mm}$ のとき中心圧縮となり、座屈荷重は5 938kgfである。中心圧縮時の、また、荷重点が1.75mmずれたときのたわみ曲線を Fig. 3 に示した。図をみると中心圧縮の場合でもW型のたわみを生じており、層間迂りを伴う耐力壁では、柱のようにその寸前までたわみがゼロであるような座屈現象は存在しないことが分かる。このことは、パネル中央のたわみをゼロとする荷重点の位置を示す式 (20) の右辺に荷重の項が含まれていることから説明できる。なお、計算によると中心圧縮のときのたわみは非常に小さく、中央のたわみは座屈寸前でゼロとなり、荷重点をわずかでもずらすと大きなたわみを生ずる。したがって現象的には柱の座屈と非常によく似ている。

W型のたわみは、式 (15) をみると双曲線関数の項に起因している。この項はスリップ係数を無限大にすると消滅するので、W型のたわみは層間迂りを伴うために生ずるといえる。中心圧縮のときでもW型のたわみを生じることは、微分方程式によらずとも次のように簡単に証明することができる。パネルのモーメントは $P(y+ae) + N_p Z$ であるが、たわみをゼロと仮定するとモーメントは $Pe + N_p Z$ となる。ここで Pe は長さ方向に一定であるが、 N_p はパネルの端部からその位置までの層間剪断力(釘応力)の総和であるから端部

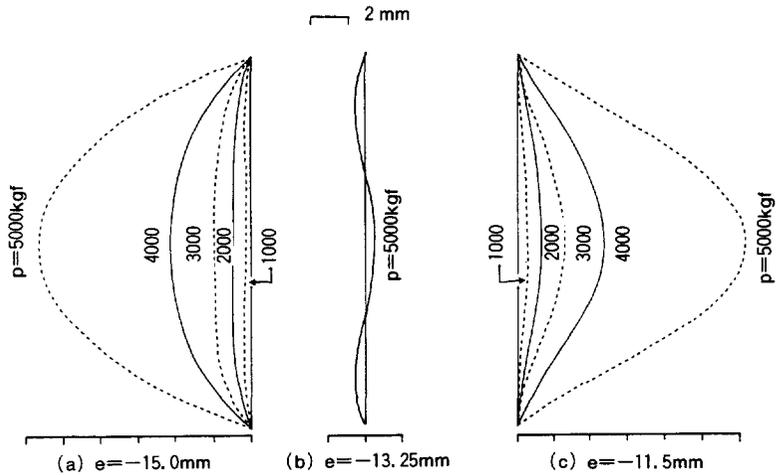


Fig. 3. いろいろな荷重とその作用位置に対するたわみ曲線
Deflection curves for various load values and locations.

でゼロ、パネル中央で最大となる。すなわちモーメントはゼロではないので仮定は否定され、結局たわみは生ずるとい結論が得られる。また、中心圧縮のとき e はマイナスであるから端部のモーメントはマイナス、パネル中央へゆくに従って N_p が増加するのでモーメントは減少し、パネル中央ではプラスになると考えられる。たわみがW型となるのは、このようなW型のモーメントの分布によるものである。

Fig. 4 は荷重とパネル端部の釘のスリップとの関係を示したものである。図から、荷重の作用位置によっては、荷重の増加につれてスリップ方向が逆転することがうかがえる。パネル内の層間剪断応力の分布とその変化を示したのが Fig. 5 で、スリップ方向の逆転がパネル中央から生じていくことがうかがえる。

スリップ方向が逆転する理由は次のように説明することができる。まず、荷重が小さい間は荷重の作用位置によらず圧縮変形が主体で、端部の釘の変形は Fig. 6 の (a) のごとくであろう。いま荷重点がパネルの見かけの中立軸より面材側にあれば、曲げ変形が発達してきたとき同図の (c) のように面材側が凹となり、スリップは同じ方向に進む。しかしながら荷重点が見かけの中立軸より面材と反対側にあれば、同図の (b) のように面材側が凸になるような曲げ変形を生じ、これによってスリップの方向は逆転することが分かる。

3.4 非線形解析

非線形解析を行うにはいろいろの方法が考えられるが、ここではそれぞれの釘の応力を求める式を立て、逐次近似解法を用いて解く方法とした。なお、すでに微分方程式を導いているので、差分法や有限要素法等を用いて非線形解析を行う方法も考えられるが、荷重の増加に伴いスリップ方向の逆転があり得ること、さらに後に述べるようにたわみ方向の逆転もあり得ることなどから、それらの適用は困難と考えた。また、逐次近似解法によるメリットとしては、任意の荷重に対する解が直接得られ、累積誤差が存在しないことが挙げられる。

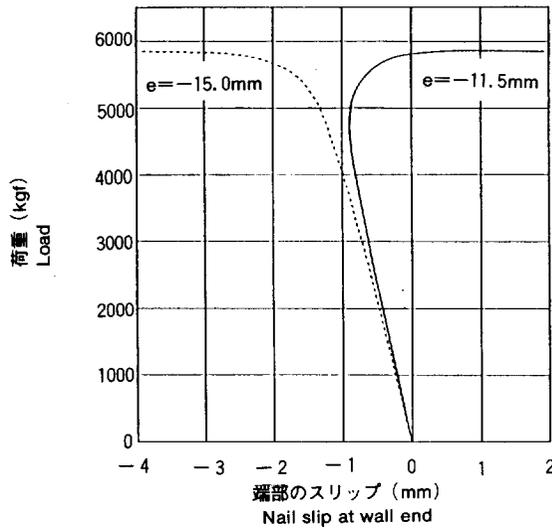


Fig. 4. 荷重—スリップ関係
Load versus nail slip at wall end.

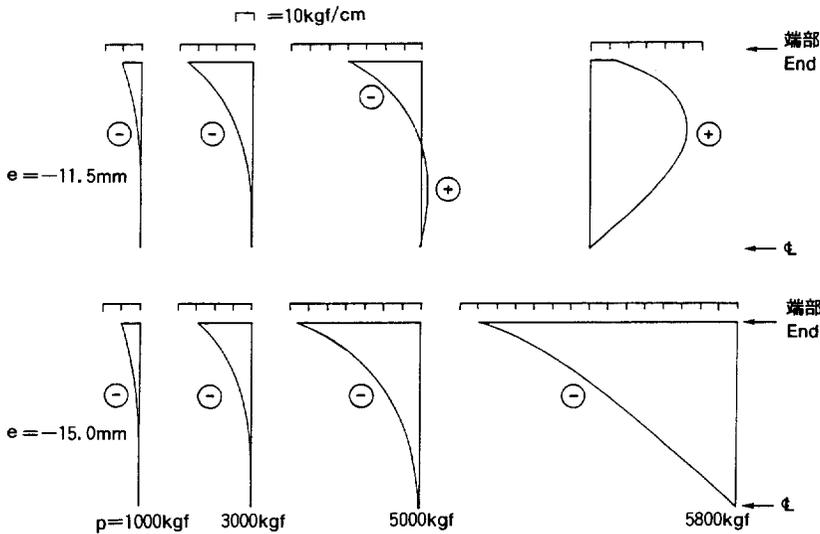


Fig. 5. パネル内の層間剪断応力の分布とその変化
Distribution of joint shear along wall and its change.

解析にあたっての仮定と限定は線形解析の場合と同様であるが、釘間隔については必ずしも等間隔でなくてもよい。ただし、釘の配置はパネル中央に対して対称であることが必要である。

釘にパネル端部より 1, 2, ..., n, n+1 のように番号をつける。番号 n+1 の釘はパネル中央の釘である。i 番目の釘のパネル端部から測った位置、i 番目の釘の応力とスリップを x_i , Q_i , S_i のように記す。

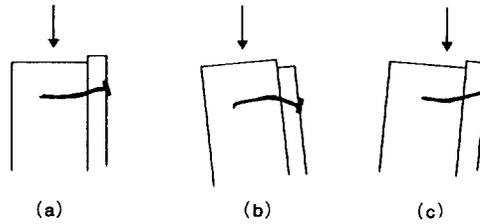


Fig. 6. 釘のスリップ方向とたわみ方向との関係
Relationship between direction of nail slip and wall deformation.

線形解の式 (1) ~ (6) より釘のスリップは次のように表すことができる。

$$S_i = \frac{PZ}{D} \int_{x_i}^{L/2} y dx \left(\frac{Z^2}{D} + C \right) \int_{x_i}^{L/2} N_p dx + P \left(\frac{eZ}{D} - \frac{1}{E_s A_s} \right) \int_{x_i}^{L/2} dx \dots\dots\dots (28)$$

パネルの両端はピンで支持されているので、そのたわみは次のようにフーリエ級数で表すことができる。

$$y = \sum_{m=1}^{\infty} a_m \sin m \omega x \dots\dots\dots (29)$$

ここで a_m はフーリエ級数の係数、 $\omega = \pi / L$ である。

フーリエ級数の係数の数は無限大にあるから数値計算ではどこかで切り捨てる必要がある。一般にその収束は速く、例えば、等分布荷重を受ける単純梁のたわみ曲線を第1項だけに近似してその中央たわみを求めてもその誤差は1%に満たないことが知られている (TIMOSHENKO, S.P., 1961)。ここでは得られる関係式の数と未知数の数を合わせる必要から、第1項だけで近似できるものと仮定した。なお線形解析によると、たわみ曲線を表す式 (15) はW型のたわみを生ずる双曲線関数の項を含んでいる。従ってこの項の値が大きいと、第1項だけの近似では誤差が大きくなる。しかしながら、パネルの変形が大きくなると双曲線関数の項の値は相対的に小さくなるので、目的とする座屈荷重付近の計算では問題はないと思われる。

面材の軸力は釘によって伝達されるから釘と釘の間では一定値となり、 i 番目の釘と $i+1$ 番目の釘の間では次のようになる。

$$N_p = \sum_{j=1}^i Q_j \dots\dots\dots (30)$$

式 (28) ~ (30) より、

$$S_i = \frac{PZ}{\omega D} W \psi_i + \left(\frac{Z^2}{D} + C \right) \left[\left(\frac{L}{2} - x_i \right) \sum_{j=1}^i Q_j + \sum_{j=i+1}^n \left(\frac{L}{2} - x_i \right) Q_j \right] + P \left(\frac{L}{2} - x_i \right) \left(\frac{eZ}{D} - \frac{1}{E_s A_s} \right) \dots\dots\dots (31)$$

ただし, $\psi_i = \cos \omega x_i$, W はパネル中央のたわみである。

次に W を求める。式 (4) から, パネルのたわみはモーメント $P(y+e) + N_p Z$ を受ける剛性 D の柱のたわみと等しいことが分かる。そこで, W を次の重ね合せの方法で求める。

$$W = W_D(P) + W_D(N_p) \dots\dots\dots (32)$$

ここで, $W_D(P)$ = 剛性の柱がモーメント $P(y+e)$ を受けるときの中央のたわみ

$W_D(N_p)$ = 剛性 D の柱がモーメント $N_p Z$ を受けるときの中央のたわみ。

$W_D(P)$ と $W_D(N_p)$ は仮想仕事法で求められる。仮想荷重によるモーメント \bar{M} は,

$$\bar{M} = \frac{1}{2} x$$

従って,

$$W_D(P) = \frac{P}{2D} \int_0^L x (W \sin \omega + e) dx = \frac{PL^2}{8D\pi^2} (e\pi^2 + 8W) \dots\dots\dots (33)$$

N_p は階段状の分布となるから, その一定区間毎に積分すると,

$$W_D(N_p) = \frac{Z}{2D} \int_0^L x N_p dx = \frac{Z}{D} \sum_{i=1}^n \left(\frac{L^2}{4} - x_i^2 \right) Q_i \dots\dots\dots (34)$$

式 (33), (34) を (32) に代入して次式を得る。

$$W \left(\frac{\pi^2 D}{L^2} - P \right) = \frac{e\pi^2}{8} P + \frac{Z\pi^2}{2L^2} \sum_{i=1}^n \left(\frac{L^2}{4} - x_i^2 \right) Q_i \dots\dots\dots (35)$$

以上までの式の数, 式 (31) が $i = 1, 2, \dots, n$ と変えることによって n 個, これに式 (35) を加えて合計 $n+1$ 個となる。一方, 未知数の数は $S_1 \sim S_n$ と W とで $n+1$ 個である ($Q_1 \sim Q_n$ は, 釘接合部の $Q-S$ 関係があるので未知数に含めない)。従って, 理屈の上ではこれまでに得られた $n+1$ 個の式を連立に解けば解は得られるはずである。

これを解くにあたって次の二つのテクニックを用いた。まず第1は式 (31) の扱いを簡単にすることである。式 (31) を変形して隣り合う釘のスリップの相互関係をもとめると次式が得られる。

$$S_{i+1} = S_i + \frac{PZ}{\omega D} W (\psi_{i+1} - \psi_i) - (x_{i+1} - x_i) \left[\left(\frac{Z^2}{D} + C \right) \sum_{j=1}^i Q_j + P \left(\frac{eZ}{D} - \frac{1}{E_s A_s} \right) \right] \dots\dots\dots (36)$$

上式で $i=1$ とすると S_1 と Q_1 から S_2 が求められる。次に $i=2$ とすると S_1, S_2, Q_1, Q_2 から S_3 が求められる。すなわち, S_1 を仮定し順次 i を変えていくことによって, $S_2 \sim S_n, Q_1 \sim Q_n$ が求められる。従ってこの式を用いれば, $n+1$ 元の連立方程式を解く問題が 2 元連立方程式を解く問題に変わることになる。

しかしながら問題が簡単になったとはいえ、同時に二つの値を動かして式を満足する値を求めるのは容易ではない。実際に $S_1=0.1, 0.2, 0.3\text{mm}\dots$, $W=1, 2, 3\text{mm}\dots$ のように S_1 と W とを設定してすべての組み合わせについて計算を行い、式 (31) と (35) とを満足する組み合わせを探そうと試みたが、 S_1 については 0.0001mm の変化で式の満足度合が大きく変わり、このような方法では正しい解を捜し得ないことが分かった。そこで2番目のテクニックとして次の方法を用いることとした。

いま W を固定し、式 (31) または (35) を満足する二つの S_1 の値を逐次近似法で求める。次に W を変え同様な計算を行うと、Fig. 7 に示すような2本のプロットが得られる。直線補間で求めた交点の W と S_1 が解に近いことは明白である。次に誤差を小さくするために交点付近のプロットを追加する。これを繰り返せば希望の精度の解を得ることができる。

次に座屈荷重を求める方法であるが、以上の方法で荷重を上げていくと S_1 と W をいくら大きくしてもプロットが交叉しない状態になる。交叉しない場合は、荷重を解が得られている荷重と今の荷重との中間値に設定して再度計算を行う。これを繰り返していくと希望の精度で座屈荷重を得ることができる。すなわち、荷重とたわみ（あるいはほかの変形や応力）を求めるには2段階の逐次近似法を、座屈荷重を求めるには3段階の逐次近似法を用いることになる。

ところで、座屈理論によれば、偏心荷重を受ける柱の座屈は、荷重の増加によってたわみが増加するので曲げモーメントとしては指数的に増加し、ついには柱が塑性域に入って破壊してしまう現象であると説明されている。従って、偏心荷重を受ける柱の座屈荷重は塑性を考慮した応力解析を行わない限り求めることができず、上記のような方法、すなわち、たわみ式を満足する荷重の最大値を求める方法では、中心圧縮のときの座屈荷重（オイラーの座屈荷重）が得られるにすぎない。

しかしながら、この研究では釘接合部の非線形挙動を扱っているので、上記の方法で得られる最大荷重は釘接合部が降伏するときの荷重である。従って、最大荷重時の部材応力をチェックして、それらが比例限度以下であれば、得られた荷重は正しい座屈荷重とみなすことができる。

もし部材応力が比例限度を超えているときは、得られた荷重は座屈荷重の推定上限値とみなすほかはない。推定下限値は部材応力が比例限度応力と等しくなるときの荷重で、正しい座屈荷重はこの上下限値の間にあるはずであるが、この場合これ以上の理論的な追求はできない。

しかしながら、枠組壁工法の耐力壁を想定したモデルについて実際に計算を行ってみると、荷重の偏心が大きくなれば上下限値の差はごくわずかで、釘接合部が降伏するときの荷重（上限値）を座屈荷重とみなしても大過がないことが分かった。柱の場合、特に荷重の偏心が大きいたまは、このような方法で求めた上下限値は大きな幅を持っているが、釘打ちパネルの幅が小さい理由としては、第1に釘接合部の降伏によって上限値が低く押えられること（柱の場合、上限値はオイラーの座屈荷重になる）、第2に釘接合部の剛性低下によってたわみの増加が促進され、終局状態における部材応力の増加が急速であることの2点が考えられる。

4. 実 験

解析方法の適合性を検討するために実験を行った。線形解析については、スリップ係数のとり方に

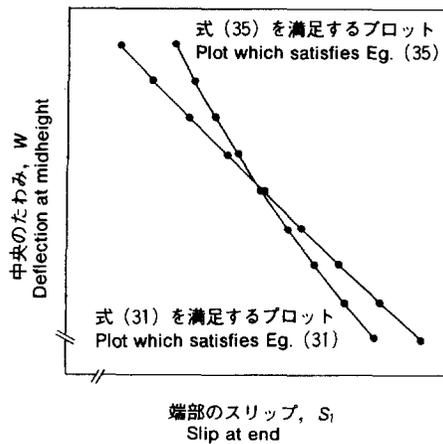


Fig. 7. S_1 と W を求める方法
Method to obtain S_1 and W

よって解を一義的に求めることが難しいので、ここでは非線形解析を中心に検討することにする。

4.1 試験体と試験方法

Fig. 8 及び Table 1 に示す断面の釘打ちパネル (耐力壁要素) と 2 プライの釘打ち積層柱の実験を行った。試験体の記号は、左から順にタイプ、面材の厚さ、釘間隔、縦枠の中立軸に対する加力点の相対位置 (e ; カッコ内) を示している。

実験では断面の形状、面材の厚さ、釘の間隔、及び加力点の位置を変えた。面材には合板を使用し、合板表板の繊維方向を加力方向と平行とした。釘はパネルでは CN50 を、釘打ち積層柱では CN65 を用い、釘打ちに際しては釘径の約 80% の導き穴をあけた。縦枠には乾燥したほぼ無欠点のベイツガの (204) 材を使用し、せい方向の曲りをとるためにリップソーを通した。最終断面は約 $38 \times 80 \text{mm}$ である。これをさらにプレーナ掛けして約 $36 \times 77 \text{mm}$ とし、釘打ち積層柱のラミナとした。釘打ち積層柱は釘打ちによって幾分かのおねじれと反りを生じた。

釘打ちパネル及び釘打ち積層柱の全長は 2400mm で、直接力を加えない合板と釘打ち積層柱のラミナは、その端部が加力ヘッドに接触しないように長さを 2370mm とした。また、タイプ E のパネルは、3 本の縦枠が加力ヘッドに接触するようにテーブル移動丸鋸盤で端部を切り揃えた。

圧縮試験の方法を Fig. 9, Photo. 1 に示した。たわみ曲線を求めるために 9 か所の位置でのたわみを、また、端部の層間スリップをひずみ変換式の変位計で測定した。なお、タイプ C のパネルでは 2 本の縦枠の間に幅 30mm の合板のストリップを渡し、その中央の変位を測ることにより 2 本の縦枠の平均たわみを求めた。また、タイプ E のパネルでは中央の縦枠のたわみを測り、パネルの代表値とした。

パネルの縦枠及び釘打ち積層柱のラミナの軸方向ひずみをひずみゲージで測定し、そのせい方向の分布を求めた。

次に解析用の弾性定数を求める試験について述べる。合板、縦枠、釘打ち積層柱のラミナの曲げヤング係数は重錘による曲げ試験から求めた。縦枠、釘打ち積層柱のラミナの繊維に平行方向のヤング係

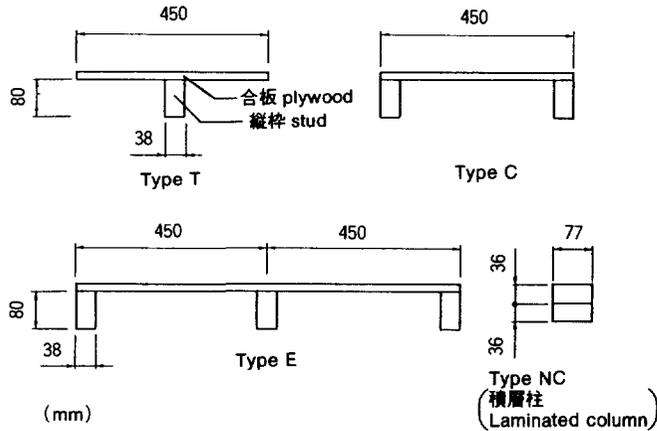


Fig. 8. 試験体のタイプ
Type of test specimen

数，及び合板の表板の繊維に平行及び直角の方向のヤング係数を小試験片による圧縮試験から求めた (Photo. 2)。その際，ひずみは差動トランスで測定した。合板の剪断弾性定数はLW改良法 (大熊幹章, 1967) の試験から求めた (Photo. 3)。釘接合部の荷重—スリップ関係は，釘4本からなる圧縮型接合強度試験から求めた (Photo. 4)。なお，この試験では，特に小さなスリップに対する剪断力を精度良く求めることが必要なので，変位計は高感度 (出力1 000 μ ひずみ/mm) のものを使用した。合板のポアソン比は有効幅にほとんど影響を及ぼさないことが分かっているので，実験を行わずにその値を0.3と仮定した。

4.2 実験結果と考察

4.2.1 たわみと座屈荷重

荷重—中央のたわみ関係を Fig. 10に，中央のたわみが5 mmあるいは10mmのときの荷重と最大荷重の計算値と実験値との比を Table 2に示した。総合的にみると，最大荷重についてはタイプCのパネル1体と釘打ち積層柱2体を除いて数%の精度で予測されている。変形についてはタイプTのパネルの適合性は良好であるが，タイプCとタイプEのパネルではやや悪く，釘打ち積層柱の1体は特に悪い。

タイプCとタイプEに適合性がやや劣る試験体がある原因は，これらのタイプは2本以上の縦枠で構成されており，材質や荷重のかかり方などが必ずしも揃っていないためでないかと推測される。NC-50 (-13) の釘打ち積層柱の適合性が特に悪かったことについては，試験前から存在した反りやねじれが関係しているものと思われる。Fig. 10をみるとこの試験体にはたわみの逆転現象が生じており，たわみ曲線を調べると Fig. 11に示すように変形の初期にはW型の変形を示している。たわみの逆転現象は，柱の元湾曲と荷重の偏心とがうまく組み合わさったときに生ずることが理論的に説明されており，試験体の変形はこの理論どおりの変形である。

Table 1. 試験体
Test specimens

試験体 Specimen	タイプ Type	釘間隔 Nail Spacing (mm)	e (mm)	縦 枠 Stud E_b (kgf/cm ²)	下 地 板 Sheathing					
					厚さ Thick. (mm)	E_b (kgf/cm ²)	E_t (kgf/cm ²)	E_r (kgf/cm ²)	G (kgf/cm ²)	R_{rw}
T-9-50	T	50	0	120 800	9.15	63 600	38 800	82 700	2 800	0.768
T-9-100	T	100	0	144 500	9.35	57 400	40 300	78 900	2 870	0.765
T-9-150	T	150	0	162 600	9.10	67 000	39 400	87 900	2 940	0.771
T-9-50(+5)	T	50	+5	106 300	9.10	67 000	39 400	87 900	3 500	0.822
T-9-50(+10)	T	50	+10	124 500	9.10	67 000	39 400	87 900	3 500	0.819
T-9-50(-10)	T	50	-10	122 300	8.95	62 700	38 800	82 700	2 800	0.768
T-9-50(-20)	T	50	-20	132 500	9.55	54 500	38 200	78 000	3 040	0.794
C-12-100	C	100	0	116 400	11.55	90 000	60 300	54 800	3 310	0.765
E-9-100	E	100	0	124 500	8.95	71 000	41 300	99 700	2 870	0.758
E-15-50	E	50	0	155 200	14.35	75 200	68 500	65 300	3 680	0.730
NC-50	NC	50	0	115 600	—	—	—	—	—	—
NC-50(-13)	NC	50	-13	135 000	—	—	—	—	—	—

e : 縦枠の中立軸から測った荷重点の位置

Distance between loading point and stud centroid

E_b : 繊維 (合板にあっては表板の繊維) に平行方向の曲げヤング係数

MOE in bending parallel to the face-grain

E_t : 表板繊維に平行方向の圧縮ヤング係数

MOE in compression parallel to the face-grain

E_r : 表板繊維に直角方向の圧縮ヤング係数

MOE in compression perpendicular to the face-grain

G : 剪断弾性係数

Shear modulus

R_{rw} : 有効幅比

Effective width ratio

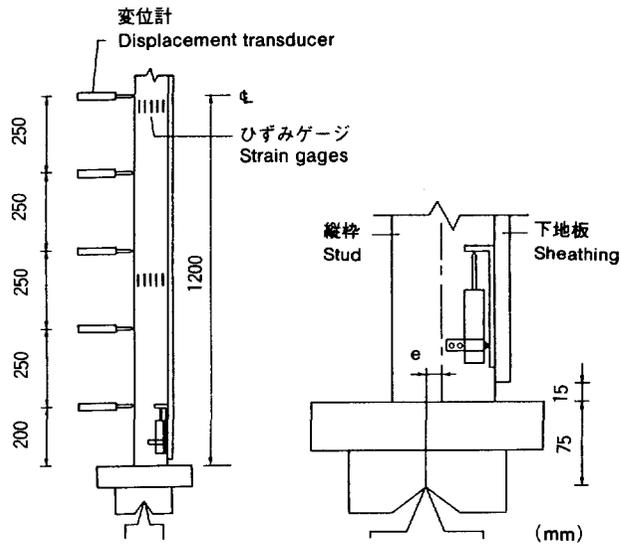


Fig. 9. 耐力壁要素の圧縮試験方法
Compression test of base wall

釘打ち積層柱についても同様の方法を用いた
Similar method was adopted for nailed column

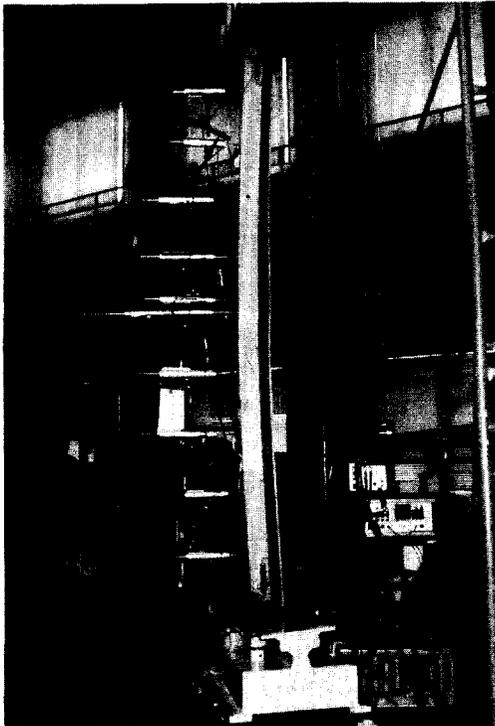


Photo. 1. 耐力壁要素の圧縮試験
Compression test of wall element.

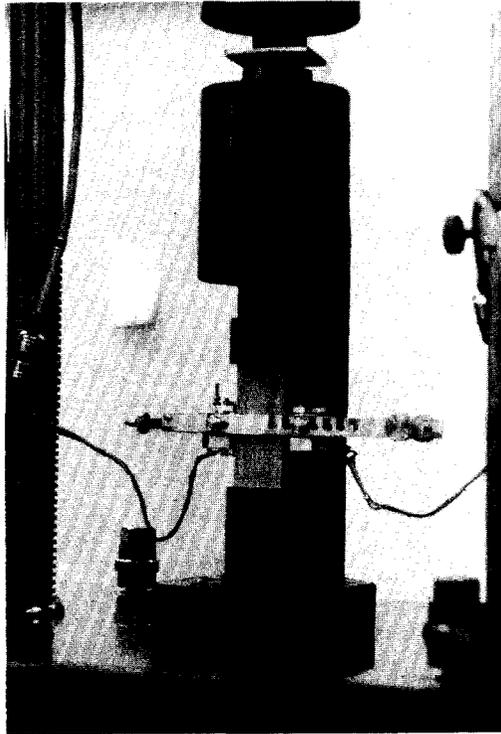


Photo. 2. 小試験片による縦柱の圧縮試験
Compression test of small specimen cut from stud.

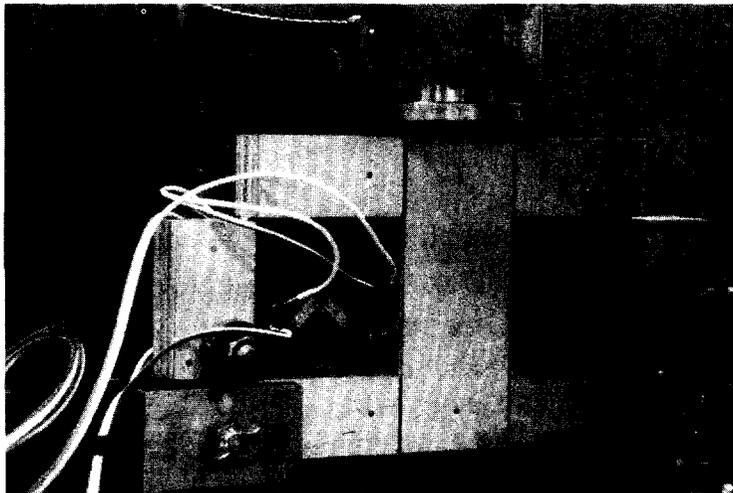


Photo. 3. LW 改良法による合板の剪断試験
Shear test of plywood.

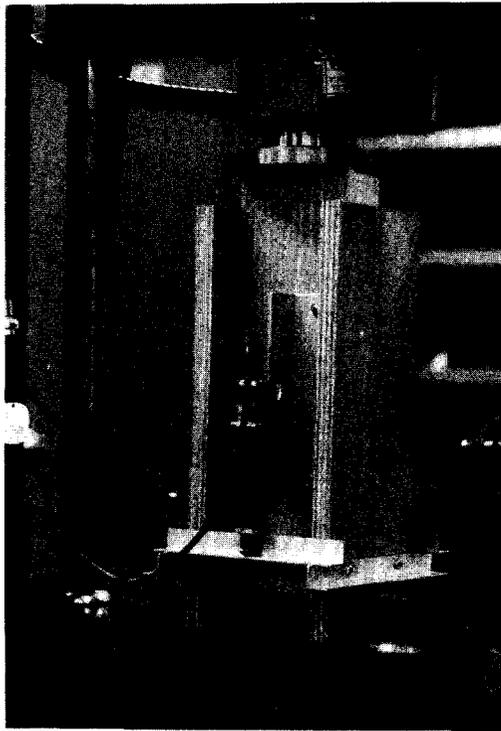


Photo. 4. 釘接合部の強度試験
Lateral nail resistance test.

Fig. 12はほかの試験体のたわみ曲線を例示したもので、実線は中央のたわみの点を通るように描いた正弦曲線である。各点のたわみはほぼこの曲線に乗っており、解析におけるたわみ曲線の仮定はほぼ満足されたといえる。

4.2.2 端部における層間スリップ

Fig. 13は端部における荷重—スリップ関係を示したもので、一つの試験体の実験値が二つあるのは、両端部での測定値を示している。この図をみると、多くの試験体では座屈荷重近くまで小さなスリップにとどまり、その後スリップは急速に発展している。実験値と計算値との適合性は、たわみの適合性が良好であった試験体については良好である。また、試験体によってはスリップ方向の逆転がみられ、線形解析で得た知見が正しいことがうかがえる。

スリップの大きさをみると、座屈荷重近くまでは非常に小さく、その後急速に発展する試験体が多い。計算では座屈荷重のごく寸前でも部材応力は弾性限度内にあることが多く、この程度の偏心量での座屈は釘接合部の剛性（接線係数）低下によって生ずることが確認された。線形解析では釘接合部の剛性低下を考慮していないので、このような座屈を説明できるものではない。従って線形解析と非線形解析は、本質的に異なるものである。

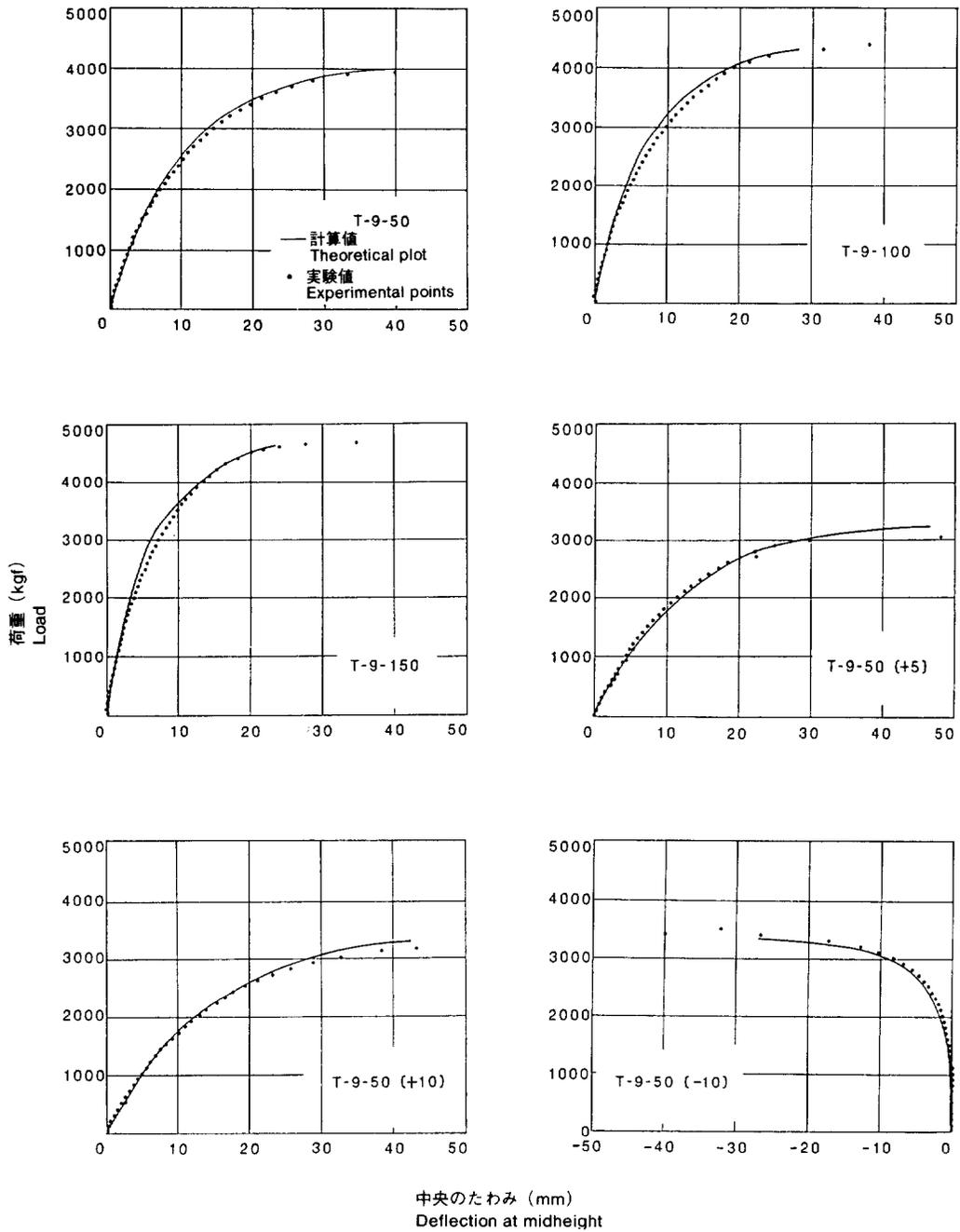


Fig. 10. 荷重—たわみ曲線
Load—deflection curves

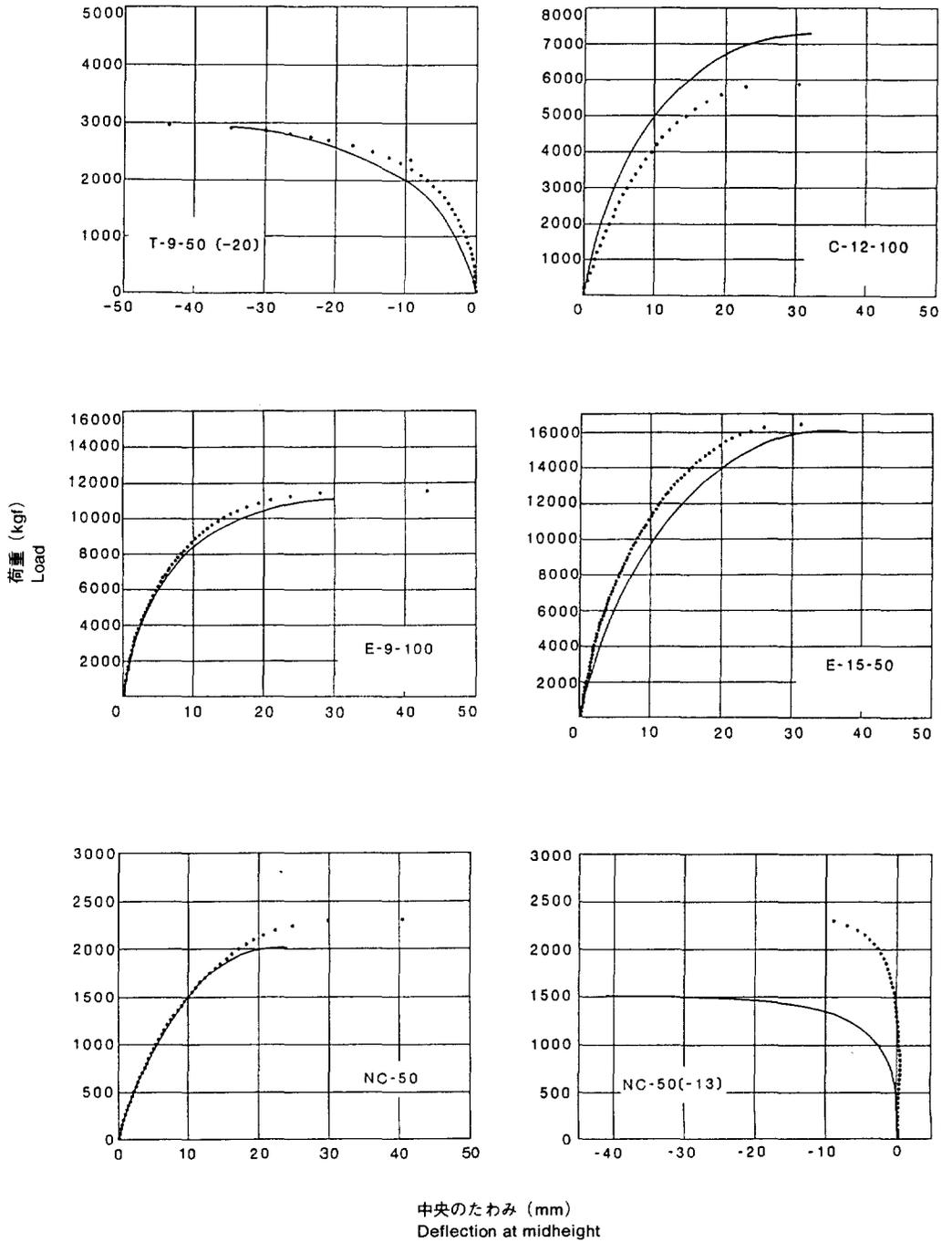


Fig. 10 (つづき) (continued)

Table 2. 計算強度に対する実験強度の比
Comparison of calculated load with experimental load.

試験体 Specimen	W=5mm時の荷重 Load at W=5mm	W=10mm時の荷重 Load at W=10mm	最大荷重 Maximum load
T-9-50	0.98	0.98	0.98
T-9-100	0.91	0.95	1.02
T-9-150	0.90	0.97	1.02
T-9-50(+5)	1.07	1.04	0.94
T-9-50(+10)	1.03	1.00	0.97
T-9-50(-10)	1.02	1.02	1.02
T-9-50(-20)	1.26	1.12	1.02
C-12-100	0.77	0.82	0.81
E-9-100	1.05	1.06	1.04
E-15-50	1.23	1.15	1.02
NC-50	1.06	1.02	1.16
NC-50(-13)	1.80	1.72	1.58

Wは中央のたわみ。 W=Deflection at midheight

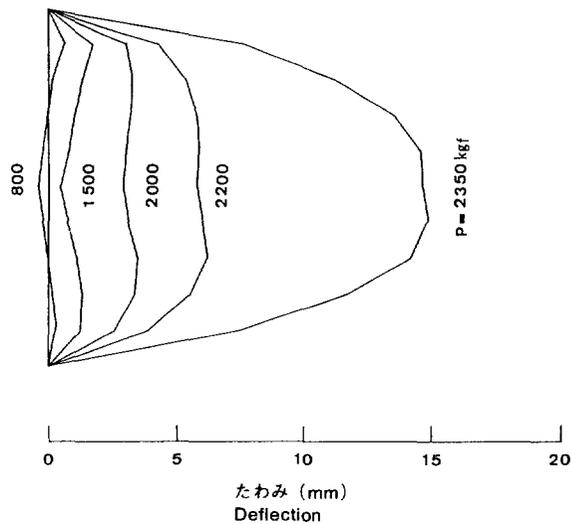


Fig. 11. 計算値との適合性が悪かった NC-50 (-13) のたわみ曲線 (実験値)
Experimental deflection curve for NC-50 (-13) which does not agree well with theoretical results

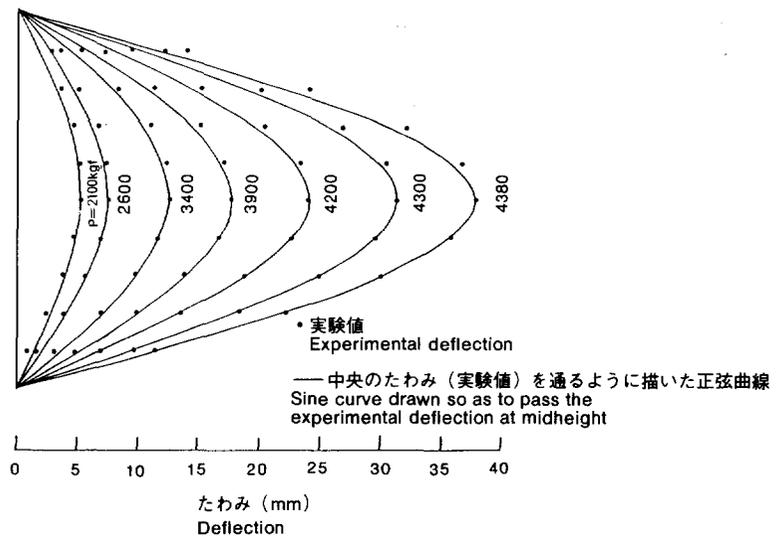


Fig. 12. 計算値と実験値との適合性が良かった試験体のたわみ曲線の例
 Typical deflection curve of sheathed wall of which
 experimental results agree well with theoretical results

4.2.3 ひずみの分布

Fig. 14に釘打ちパネルの縦枠ひずみ分布の例を示した。総じて実験値と計算値との適合性は良好である。

4.2.4 線形解の適合性

線形解析は、当然のことながら、接合部の荷重-変形関係が直線の場合（例えば釘と併用して弾性接着剤が用いられる場合）にしか適用できず、また、このような場合であっても、偏心荷重を受けるときの座屈荷重を求めることはできない。しかしながら実験結果をみると、加力の位置によってスリップは座屈の直前まで小さいので、その荷重の範囲の荷重-変形関係なら線形解析でもある程度予測が可能と考えられる。

Fig. 15は T-9-50, T-9-50 (+10), T-9-50 (-10) の三つの試験体についてその可能性を調べたものである。なお、計算に用いたスリップ係数はその設定方法の基準がないので、スリップ0.025mm, 0.05mm, 1 mm 及び非線形解析で求めた座屈荷重（正確には3%の許容誤差で求めた値）時のスリップに対する四つの割線係数 (secant modulus) を用いた (Fig. 16参照)。

Fig. 15をみると、面材側に凹のたわみを生じる試験体 T-9-50 (-10) についての適合性は悪いが、面材側に凸のたわみを生じる試験体 T-9-50, T-9-50 (+10) については、スリップ係数の選択によらずかなり良好な適合性を示している。面材側の凸のたわみを生じる試験体は圧縮中心より面材とは反対側の位置に力を受けスリップの逆転現象を生じる試験体である。従って、こうした加力条件での変形については、線形解析でもある程度予測が可能と云える。

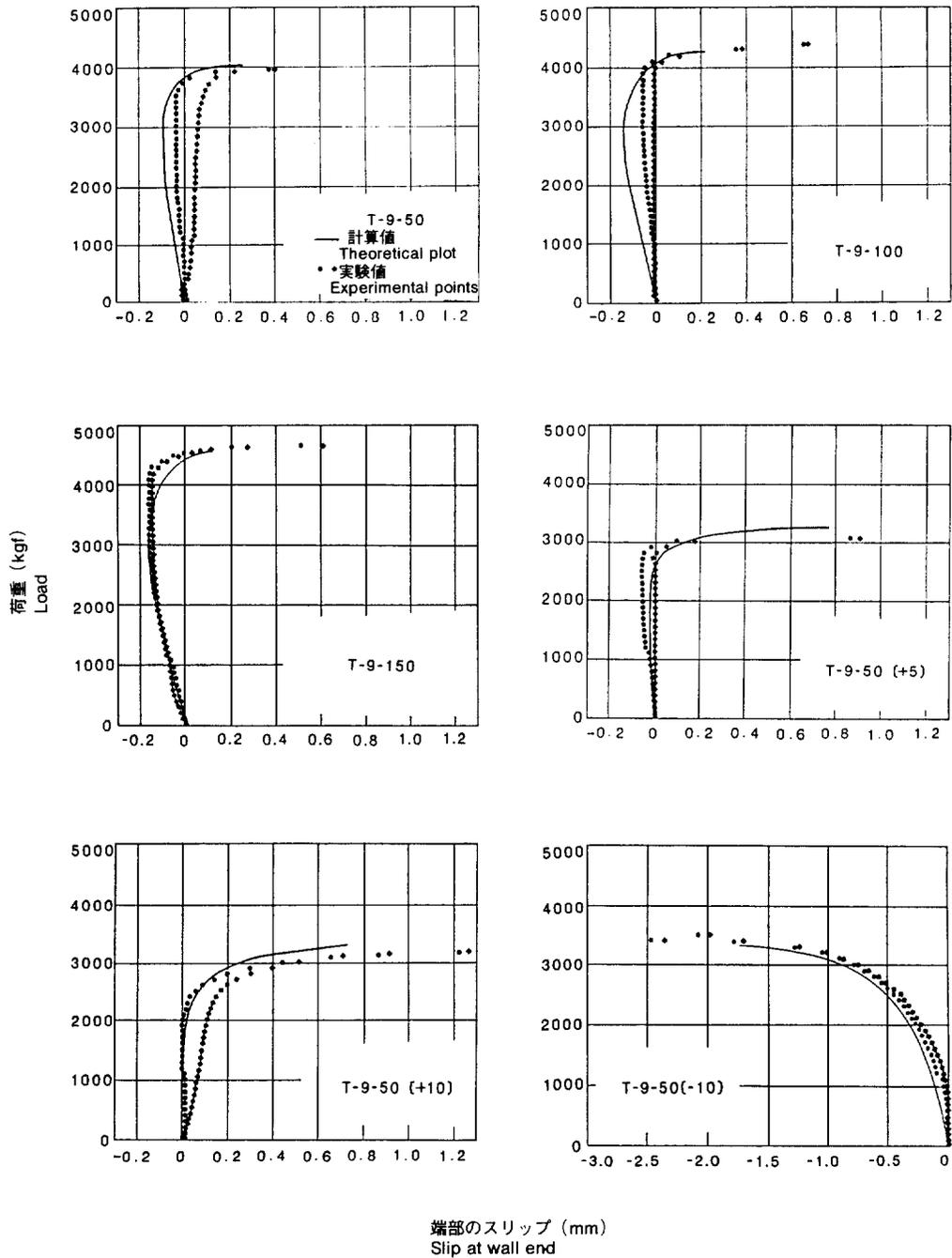


Fig. 13. 荷重と端部におけるスリップとの関係
Slip at wall end versus Load

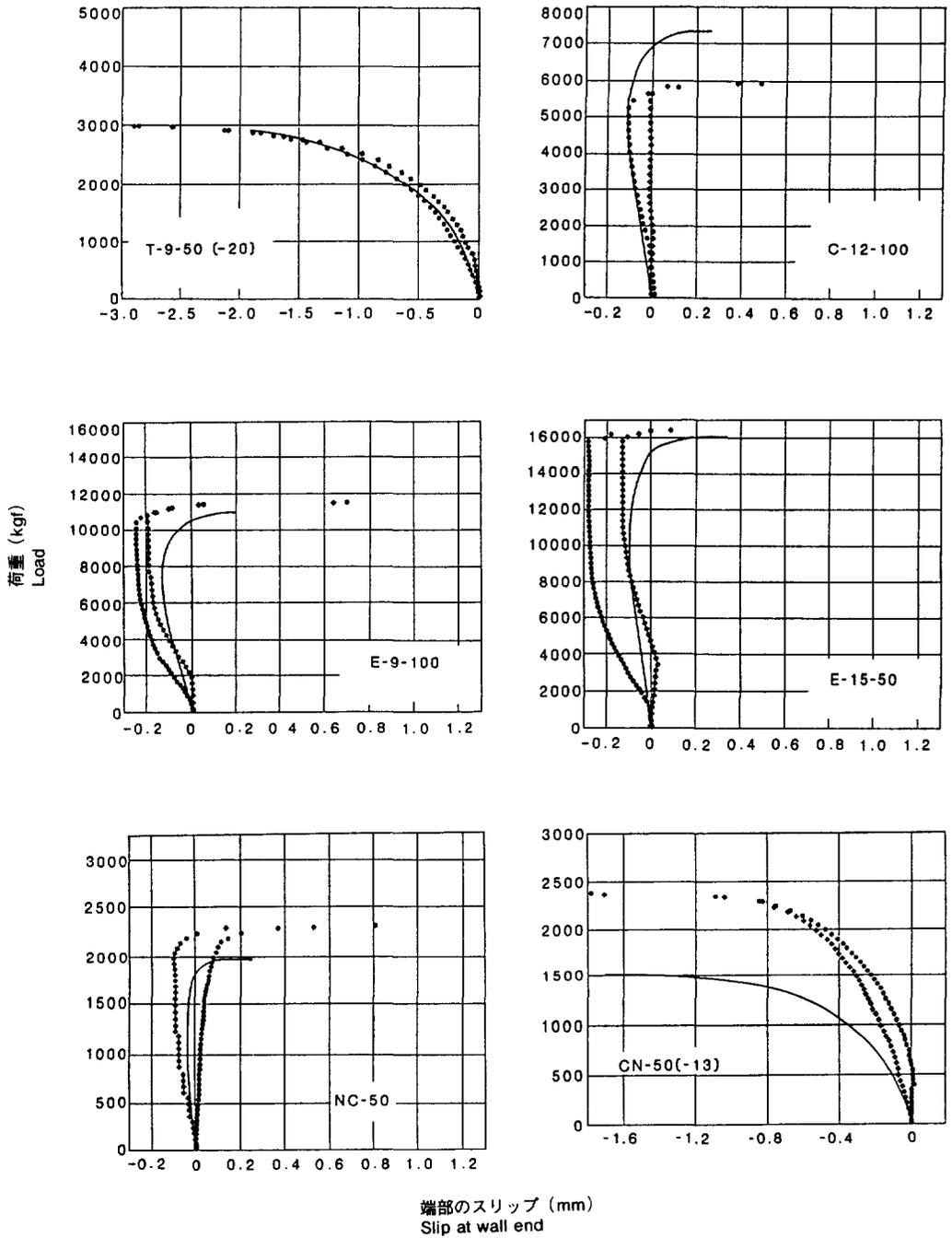


Fig. 13. (つづき) (continued)

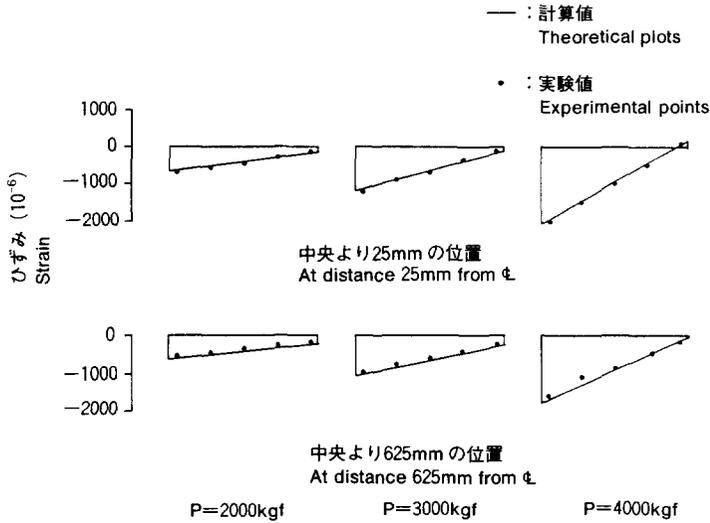


Fig.14. 縦枠のせい方向のひずみの分布例 (T-9-100)

Typical strain distribution across depth of stud

Note: 右側が下地板を張った側である

Sheathing side is right.

5. 数値実験による耐力壁の座屈荷重と縦枠単体の座屈荷重との比較

数値実験を行い、いろいろな位置が圧縮された場合の耐力壁要素の座屈荷重と柱単体の座屈荷重とを比較した。

計算対象は Fig. 2 の形状の耐力壁要素で、解析は非線形解析とした。縦枠は寸法形式 (204) のベイツガ甲種枠組材 (2種)、合板は厚さ7.5, 9, 12mm のラワン構造用合板を想定し、その諸元は次に示すように住宅金融公庫のスパン表 (住宅金融公庫建設指導部, 1988) あるいは木構造設計規準 (日本建築学会, 1973) によった。

縦 枠： 断 面 $= 3.8\text{cm} \times 8.9\text{cm}$

ヤング係数 (曲げ, 圧縮) $= 80\,000\text{kgf/cm}^2$

合 板： 厚 さ $= 7.5, 9, 12\text{mm}$

長手方向曲げヤング係数 $= 70\,000\text{kgf/cm}^2$

長手方向圧縮ヤング係数 $= 55\,000\text{kgf/cm}^2$

有効幅比 $= 0.75$ (仮定)

釘は CN50 を想定し、間隔は 10cm (合板目地付近の要素を想定)、または 20cm (合板の中通り付近の要素を想定) とした。釘 1 本の荷重—スリップ関係は、平均的品質のベイツガ製材とラワン構造用合板を対象に統計的に求めた Fig. 17 の関係を使用した。

すでに述べたように、ここで用いている解析では縦枠と合板について弾性仮定を設けているので、偏

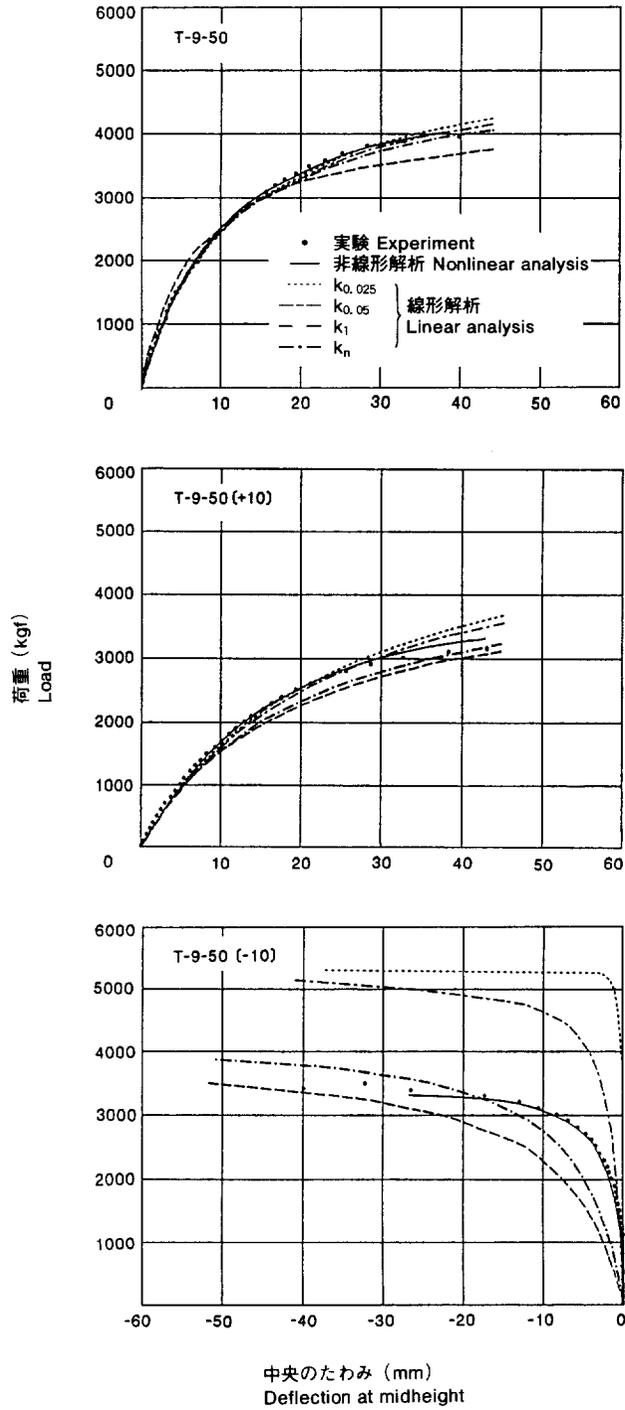


Fig. 15. 線形解析の有効性
Validity of linear solution

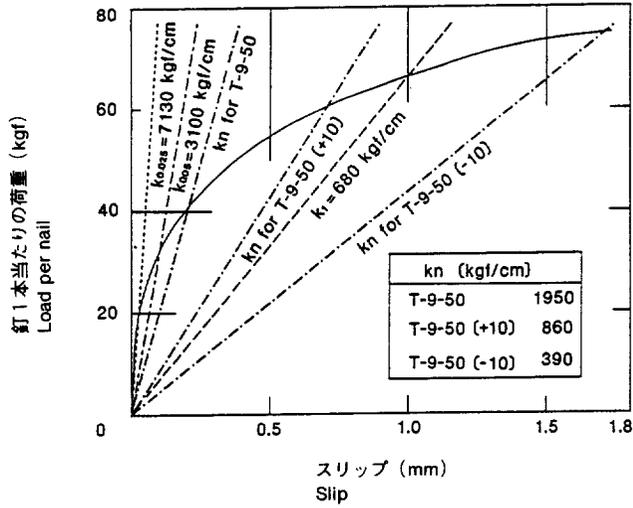


Fig. 16. 釘1本の荷重—変形曲線と線形解析用のスリップ係数
Load-slip curve of single nail and slip modulus used in linear analysis

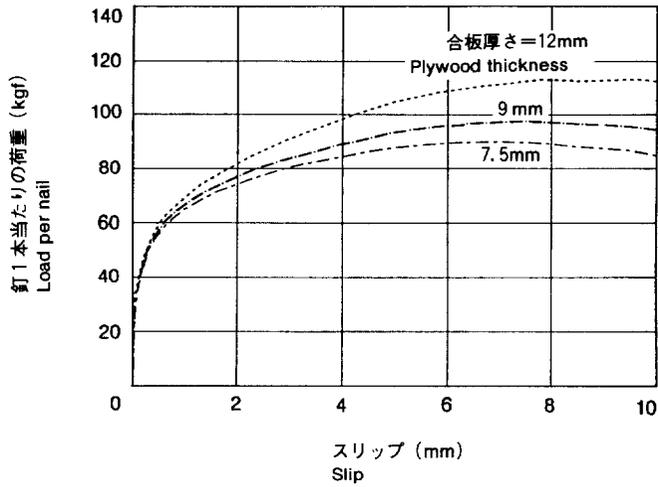


Fig. 17. 数値実験に用いた釘接合の荷重—スリップ関係
Load-slip curves used for the experimental study

心圧縮の場合の正確な強度は予測し得ない。そこで、偏心圧縮の場合の耐力壁要素と縦枠単体の強度の比較は、縦枠の応力が一定の値に達したときの荷重を比較することとし、その応力度を 300kgf/cm^2 とした。縦枠単体の応力度の計算には次式を用いた。

$$\sigma = \frac{P(y+e)}{Z} + \frac{P}{A}$$

ただし、

$$y = e \left(\frac{1}{\cos \frac{k}{2} L} - 1 \right)$$

$$k = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

ここで、 σ = 縦枠の最大応力度、 y = 縦枠中央のたわみ、 P と e と L は前出、また、 E 、 A 、 Z 、 I は縦枠についてのヤング係数、断面積、断面係数、断面2次モーメントである。

合板厚さが7.5、9、12mmの場合の耐力壁要素と縦枠単体との強度の比較を Fig. 18~20に示した。図の横軸は加力点の位置である。図から、同じ位置に力を受ける場合は、耐力壁要素の強度は縦枠単体のそれを上回ることが看取される。

Table 3には中心圧縮時の座屈荷重と、縦枠の中立軸に荷重を受ける場合の強度を示した。釘間隔が10cmの場合の中心圧縮時の耐力壁要素の座屈荷重は、縦枠単体の座屈荷重より56% (12mm合板使用時) ~46% (7.5mm合板使用時) 大きく、釘間隔が20cmの場合でも32~26%大きい。釘間隔が10cmの場合と20cmの場合の平均をとると、その値は44~36%となる。

また、縦枠単体では理想的な座屈荷重が得られるのは、当然、縦枠の中立軸に荷重を受ける場合であるが、この場合でも耐力壁要素の強度は縦枠の座屈荷重を上回り、その差は釘間隔10cmのとき28% (12mm合板) ~22% (7.5mm合板)、釘間隔10cmのときと20cmのときとの平均でも22~17%となる。

なお、この数値実験を行っている過程で、荷重の増加につれてスリップ方向だけでなく、たわみ方向の逆転が生じることが分かった (Fig. 21参照)。たわみ方向の逆転現象が生じるのは、初期のみかけの中立軸よりやや面材側が圧縮されたときである。

このようなたわみ現象は、柱の元湾曲と荷重のわずかな偏心とがうまく組み合わせられたとき生じることが、Zimmerman (ZIMMERMAN, 1930) によって証明されているが、この数値実験の場合にはこれとは異なる次の原因によるものと思われる。すなわち、釘接合部の剛性低下によってみかけの中立軸は移動するので、この移動により荷重の偏心の方向が逆転するためと推察する。しかしながら、本研究では耐力壁要素のたわみ曲線をフーリエ級数の第1項だけで近似しており、中心圧縮時の初期変形では誤差が見込まれることから、ここではたわみ方向の逆転現象が起る可能性があることを指摘するに止めたい。

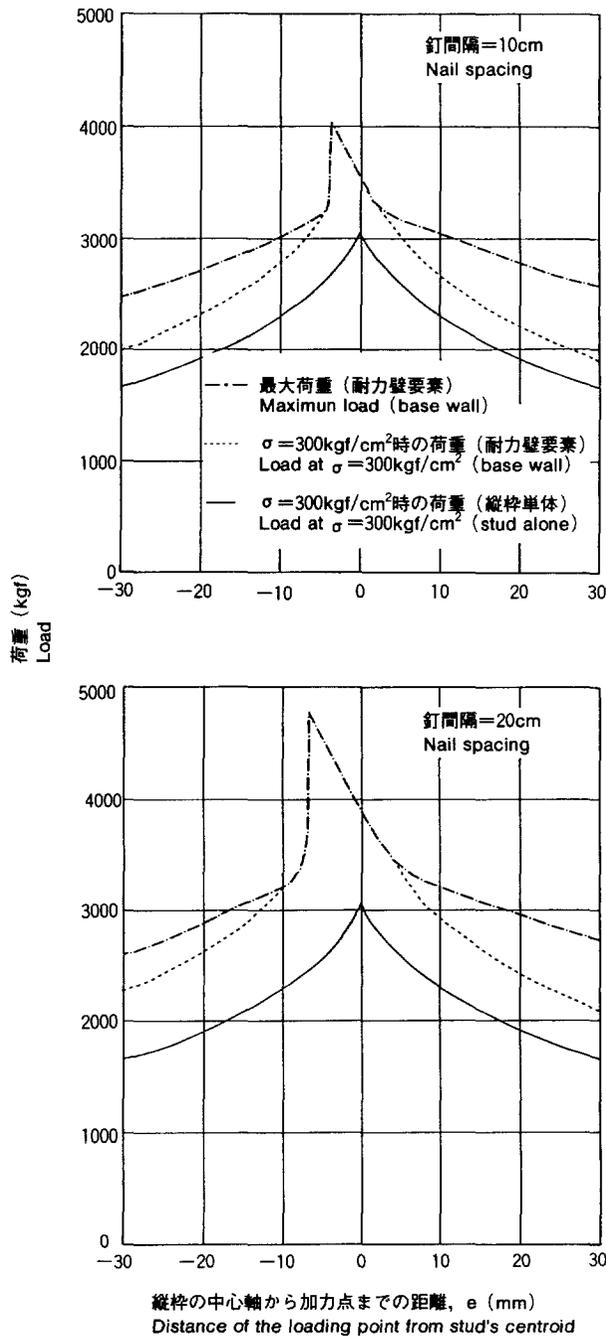


Fig. 18. 耐力壁要素の強度と縦枠単体の強度との比較, 12mm 合板使用の場合
Comparison of base wall resistance with that of stud alone, 12mm-thick plywood.

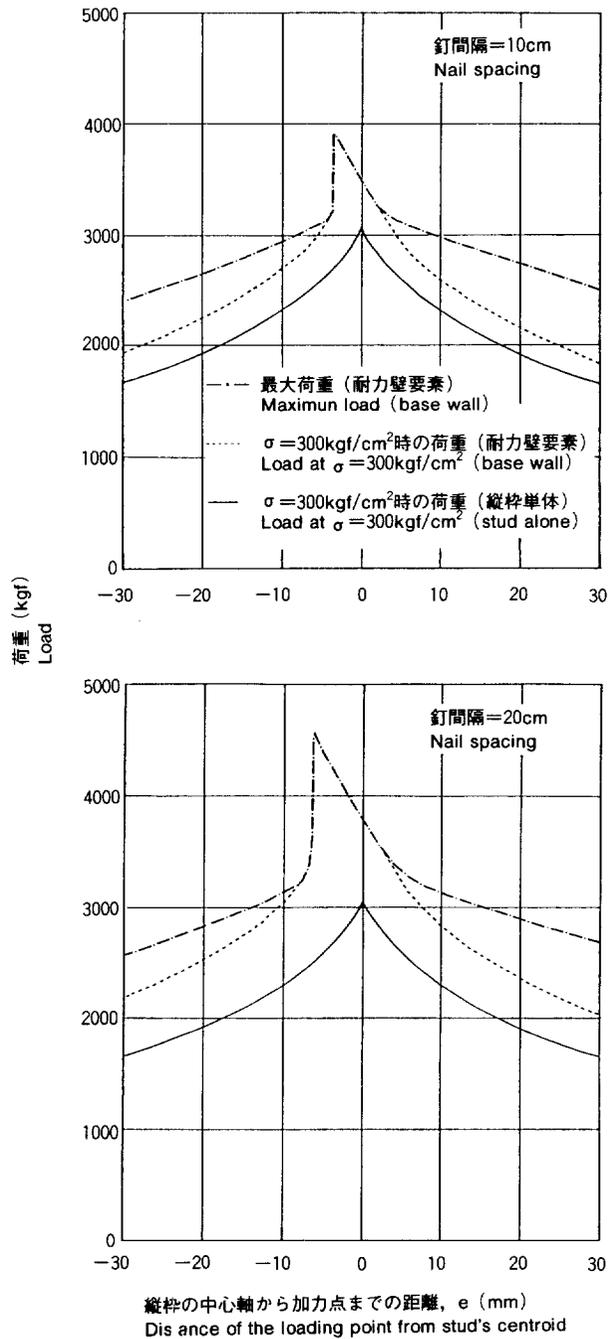


Fig. 19. 耐力壁要素の強度と縦枠単体の強度との比較, 9 mm 合板使用の場合
Comparison of base wall resistance with that of stud alone, 9 mm-thick plywood.

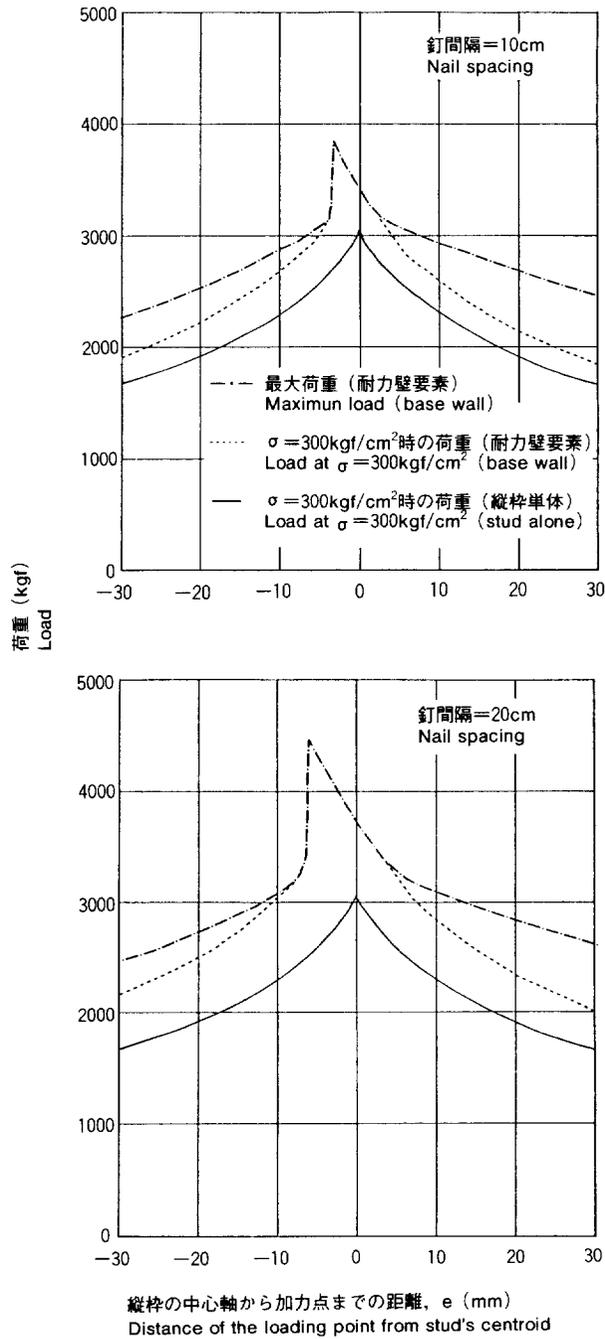


Fig. 20. 耐力壁要素の強度と縦枠単体の強度との比較, 7.5mm 合板使用の場合
Comparison of base wall resistance with that of stud alone, 7.5mm-thick plywood.

Table 3. 耐力壁要素の強度と縦柵単体の強度との比較
Comparison of buckling load of wall unit with that of stud

対 象 Subject	合板厚さ Thickness of plywood (mm)	釘 間 隔 Nail spacing (cm)	中心圧縮時 When concentrically compressed		縦柵の中立軸 ^(b) 圧縮時の荷重 Load when stud centroid is compressed (kgf)	$\frac{(a)}{(c)}$	$\frac{(b)}{(c)}$
			座屈荷重 (a) Buckling load (kgf)	荷重点の位置 Loading point (mm)			
耐力壁要素 Wall unit	7.5	10	4 468	-0.60	3 718	1.46	1.22
	7.5	20	3 853	-0.32	3 445	1.26	1.13
			(4 161)	(-0.46)	(3 582)	(1.36)	(1.17)
	9	10	4 578	-0.63	3 781	1.50	1.24
			20	3 906	-0.35	3 469	1.28
	9	20		(4 242)	(-0.49)	(3 625)	(1.39)
			12	10	4 775	-0.66	3 906
	12	20	4 031	-0.36	3 556	1.32	1.17
(4 403)			(-0.51)	(3 731)	(1.44)	(1.22)	
縦 柵 Stud	—	—	3 060 ^(c)	0	3 060 ^(c)	—	—

カッコ内の値は平均値 Values in parentheses are average values

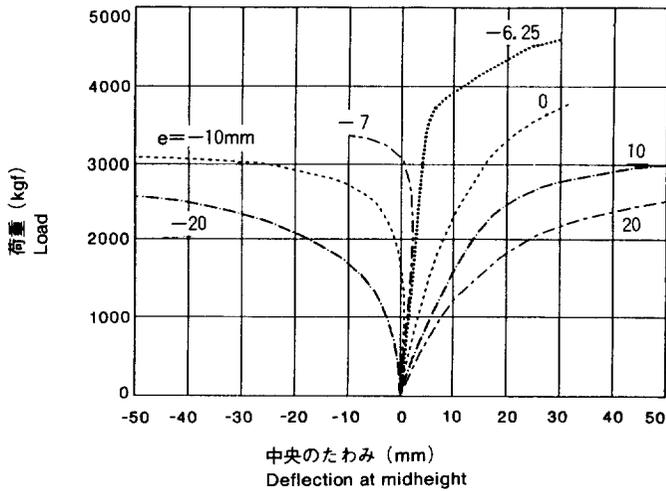


Fig. 21. いろいろな加力点に対する荷重—たわみ曲線
Load-deflection curves for various loading points.

Note : e は縦枠の中立軸から加力点までの距離

The value of e is the distance between the centroid of stud and the loading point.

6. 結 論

耐力壁の縦枠と面材とからなる部分を耐力壁の基本的構成要素とし、この要素が任意の位置に圧縮力を受ける場合の解析を行った。解析方法は釘接合部の荷重—スリップ関係を線形と仮定して微分方程式を解く線形解析と、その非線形関係をそのまま用い、釘打ち部分での力と変形の関係式を求めて逐次近似解法で連立に解く非線形解析の二つである。

実験を行って、解析の適合性を検討したところ、非線形解析は非常に有効であることが分かった。そこで、枠組壁工法を想定した耐力壁要素と縦枠単体の座屈強度を比較する数値実験を行った結果、次の知見を得た。

- ①釘間隔10cmの耐力壁要素の中心圧縮時の座屈強度は、縦枠単体のそれより56% (合板厚12mm) ~ 46% (同7.5mm) 大きい。この値は釘間隔20cmの場合32~26%で、釘間隔10cmと20cmの平均 (通常、面材の外周の釘間隔は10cm、中通りは20cmなので、全体としてみるために平均を考える) では44~36%である。
- ②荷重点が等しいという条件のもとでも、耐力壁要素の強度は常に縦枠単体の強度を上回る。例えば縦枠の中立軸に荷重が作用する場合でも、釘間隔10cmでは28% (合板厚12mm) ~ 22% (同7.5mm) 大きく、釘間隔10cmと20cmの平均では22~17%大きい。ここでの解析は、面材が上・下枠に釘打ちされている効果を無視しており、安全側での解析と考えられるので、耐力壁の圧縮力に対する設計では面材の効果をカウントしても支障ないように思われる。このメリットは特に鉛直荷重の大きい3階建

て建物の1階部分や、広いリビングのある建物の設計などであらわれるものと期待される。

なお、解析と実験の過程で耐力壁の圧縮抵抗メカニズムに関する次の知見を得た。

- ③線形解析は非線形解析より簡単であり、縦枠の中立軸付近から面材とは反対側の位置に荷重を受ける場合、かなり有効である。
- ④みかけの中立軸より面材側の位置に荷重を受ける場合、荷重の増加につれて釘接合部のスリップ方向が逆転する。
- ⑤みかけの中立軸より面材とは反対の側に少しずれた位置に荷重を受ける場合、荷重の増加につれてたわみの方向が逆転することもあり得る。これは釘接合部の剛性が低下し、みかけの中立軸が移動するためと推察されるが、実験的な検証を行っていないので、可能性の指摘に止める。

実験にあたり協力を得た木材利用部接合研究室川元紀雄技官、同木工室小島孝夫技官に対して謝意を表す。なお、本論文は断片的に発表した研究（KAMIYA, F., 1987及び1988, 神谷文夫, 1986）をまとめ、さらに数値実験の項を追加したものである。

参 考 文 献

- AMANNA, E.J., and L.G. BOOTH: Theoretical and experimental studies of nailed and glued plywood stressed-skin components: part I, Theoretical study, J. of the Inst. of Wood Sci., **4** (1), 43-69 (1967) .
 ——: ——, part II, experimental study, J. of the Inst. of Wood Sci., **4** (2), 19-34 (1967)
- 安藤直人, 杉山英男: 曲げと圧縮を同時に受けるストレスト・スキン・パネルの強度性状, 木材誌, **27** (10), 716~722 (1981)
- 林 勝朗: 木質系壁式工法住宅の耐力評価法に関する研究, 北海道寒地建築研究所調査報告, **41**, 185~203 (1981)
- JOHNSTON, B.G.: Column buckling theory : historic highlights, J. of Struc. Engrg., ASCE, **109** (9), 2086-2096 (1982)
- 住宅金融公庫建設指導部: 枠組壁工法の構造設計—スパン表一, 住宅金融普及協会, 11~12 (1988)
- 神谷文夫: 耐力壁モデルの座屈—解析と実験—, 日建学会講梗概集, 1193~1194 (1986)
- KAMIYA, F.: Buckling theory of sheathed walls : Linear analysis, J. of Struc. Engrg., ASCE, **113**(9), 2009-2022 (1987)
 ——: ——: Nonlinear analysis, J. of Struc. Engrg., ASCE, **114** (3), 625-641 (1987)
- MALHOTRA, S.K., and D.B. VAN DYER: Rational approach to the design of built-up timber columns, Wood Sci., **9** (4), 174-186 (1977)
- 日本建築学会: 木構造設計規準・同解説, 日本建築学会, 442pp. (1973)
- 大熊幹章: 合板の機械的性質に関する研究, 東大演習林報告, 63, (1967)
- POLENEK, A.: Finite element analysis of wood-stud walls, J. of the Struc. Div., ASCE, **102** (ST 7), 1317-1335 (1976a)
 ——: Rational design procedure for wood-stud walls under bending and compression loads, Wood Sci., **1**, 8-20 (1976b)
 ——: Strength and stiffness of walls with wood and steel studs, For. Pro. J., **27** (2), 45-53 (1977)
- POLENEK, A. and G.H. Atherton: Compression-bending strength and stiffness of walls with utility grade

- studs, For. Pro. J., **26** (1), 17-25 (1976c)
- RASSAM, H.Y., and J.R. GOODMAN : Buckling behavior of layered wood columns, *Wood Sci.*, **2** (4), 238-246 (1970)
- : Design of layered wood columns with interlayer slip, *Wood Sci.*, **3** (3), 149-155 (1971)
- : Spaced columns with non-rigid connectors, *Wood Sci.*, **4** (3), 142-153 (1972)
- 杉山英男 : 木構造, 彰国社, 316pp. (1971)
- 竹村富男, 祖父江信夫, 都築一雄 : わく組壁の最大圧縮荷重と壁幅との関係, *材料*, **28** (3), 610~616 (1979)
- 長柱研究委員会 : 弾性安定要覧, コロナ社, 504pp. (1951)
- TIMOSHENKO, S.P., and J.M. GERE : *Theory of elastic stability*, McGraw-Hill, 541pp. (1961)
- ZIMMERMAN, H. : Die Knickfestigkeit von Stäben mit nicht gerader Achse, *Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften zu Berlin*, 262-282 (1923)

Linear and Nonlinear Analysis for the Buckling Behavior of Sheathed Walls

KAMIYA, Fumio⁽¹⁾

Summary

Linear and nonlinear theories for analyzing the buckling behavior of sheathed walls are presented. Tests are conducted to verify the theories. A good agreement between test results and calculated results by using the nonlinear theory is found.

The linear theory is found to approximately predict the wall buckling when the load is applied on the opposite side of the sheathing from the compression center. Because of the partial composite action, sheathed walls have a higher maximum load than unsheathed walls, as long as the load is applied at the same position.

Received November 22, 1989

(1) Wood Technology Division