

鉄筋コンクリートトラス構造の研究

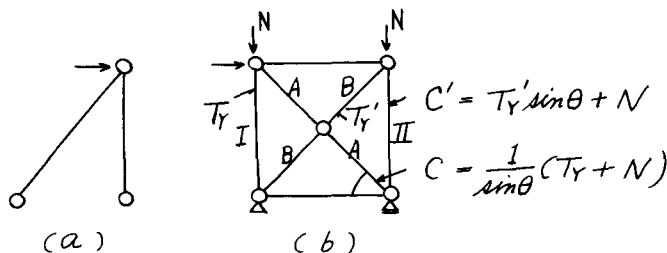
広島大学工学部 嶋津孝之

1. 序

鉄筋コンクリート構造は、耐火、耐久、経済性等多くの長所をもっているが、特に梁、柱で構成するラーメンだけで地震等水平力にかなりの程度耐えられることが大きな特徴である。しかし最近のいくつかの地震被害が示すように、純ラーメン構造だけで大地震に耐えることは相当困難なようである。耐震壁は、この点、ラーメンを助けるのにきわめて有効なものであるが、自然採光、動線等の問題から位置が限定される。一方ラーメンに十分な断面の斜材を入れれば、主に軸力で抵抗するトラスとなるが、これは耐震壁に比べ、位置の自由度が著しくしかも耐震壁に比敵する大きな抵抗能力をもつものと考えられる。すでに建物の外面骨組や耐震壁の基礎回転防止にトラスが組まれたものもあるが、これからの建築物の大聖化、高層化に対してトラス骨組を主体としたものも考えられる。以下に示す報告は、鉄筋コンクリートトラス構造の耐震性を評価するために行った、一層一スパンの筋違入骨組の頂部に静的な繰返し水平力を加えて破壊させた模型実験を内容とするものである。実験の詳細は文献1、2に報告を行った。ここでは特に、トラス骨組の終局強さと靱性並びに繰返し時の抵抗機構について考察を加えたものを報告する。

2. 鉄筋コンクリートトラス骨組の部材がうける力

図1(a)のトラスの基本形において水平力を上げてゆくと引張部材が降伏してトラスが降伏するか、もしトラスの接合部が完全なピンであるとする引張部材が降伏したあとはその降伏値が一定であれば、圧縮部材の応力はそれ以上増加しないから、このトラス骨組の降伏後の靱性はきわめて著しいものになると考えられる。図1(b)の場合も同じであって両引張部材が降伏した状態では両圧縮部材は夫々同じ示すような応力をうけるままあと変形だけが進行する。この点は鉄筋降伏以降、中立軸位置の変化を伴う。圧縮部分の応力度が高まってゆく耐震壁など曲げ材と著しく異なっている。又高次のトラス骨組でも同じような崩壊形を考えてゆけば、同様の降伏状態が求められる。このようにトラス骨組においては、圧縮力をうける部材が、骨組の降伏状態において、その圧縮耐力より小さい応力をうけることか、骨組の耐力、靱性確保の必要条件となるが、もし正負交番の水平力が加わった場合には、これら部材は図8のような圧縮、引張の交番応力をうけると考えられる。さらに鉄筋コンクリート構造では一体打ち込みによって上記のようなピンは剛節点におきかえられる。そのため、



部材は、軸力だけでなく、曲げモーメントや剪断力をうける。以下にのべる筋違入骨組もこのよ
うな剛節点をもったものである。

3. 筋違入骨組の水平力加力実験

試験体は図1(8)の形体で実物の $1/5 \sim 1/10$ のものである。附図1に試験体形状、寸法及び
配筋状態を示す。図1(8)に示す如く、斜材Bの引張降伏耐力が柱Iの引張降伏耐力よりかなり大
きい場合以外は斜材Aの方が、柱IIより大きな圧縮力をうける。本実験の試験体は筋違いの角度が、
45°で、かつ各試験体で、斜材A、B、柱I、IIの鉄筋量を同一にしたので、斜材Aの方が柱IIより
かなり大きな圧縮力をうけることになった。試験体の種類として、これら鉄筋量がコンクリート断面
に対して、約1%、2%、3%の3種があり、又軸力Nは0の場合とある一定値(通常の長期荷重を
考え、40 kg/cm²程度のもので、柱に加わるようにした)との2種がある。その結果骨組降伏時
の斜材Aのうける圧縮力Cをコンクリート圧縮耐力 F_{cBD} で除した値(以下軸圧比とよぶ)は図1
(8)の節点ピンの降伏状態に基づいて計算すると図2のようになる(柱IIについても同様に軸圧比
を計算すると同図の点線値)。以上の6種のもは附図1に示す標準寸法の部材で構成されているが、
比較のために細長比の大きい部材の試験体も作成した。斜材だけを細長くしたもの(HP型)、斜材、
柱共に細くしたもの(H型)があって図1のようにこれらの軸圧比も図2に示してある。尚試験体
部材の帯筋は極力小さくし(帯筋比 $P_w = 0.2\%$ 以下)帯筋比のない場合の基本的な降伏状態を把握
できるようにつとめた。一方部材の接合部には定着破壊のないよう十分な補強を行った。又材料と
してのコンクリートの粗骨材の最大径は5mmで実験時のシリンドラ強度は平均210 kg/cm²であつた。
一方主筋は6中、帯筋は2中を用いた。6中の降伏強度、破断強度、伸び率はそれぞれ272 kg/cm²、358 kg/cm²、
21.7%であった。加力方法は附図2に示すようにアムスラーによって水平力を、ジャッキによ
って一定軸力を加えた。いつれの試験体も水平力 P たわみ(図1(8)の円頂部の横方向変位の平均値)
曲線が降伏する以前、降伏近辺、降伏後、および大変形時に夫々1回の正負等振幅たわみの繰返し
水平力を加えた。各節点の変位はダイヤルゲージで、試験体によってはコンクリート表面、内部鉄筋
の歪をストレインゲージで測定した。

図3に各試験体の水平力 P -たわみ δ 曲線を示す。繰返しを行ったので包絡線である。いつれも節
点をピンと仮定した理論耐力を上まわっている。軸圧比0.81のものは比較的小変形で荷重低下が著し

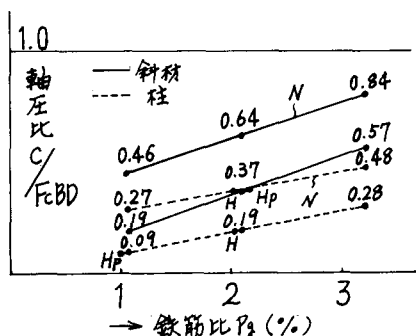


図 2

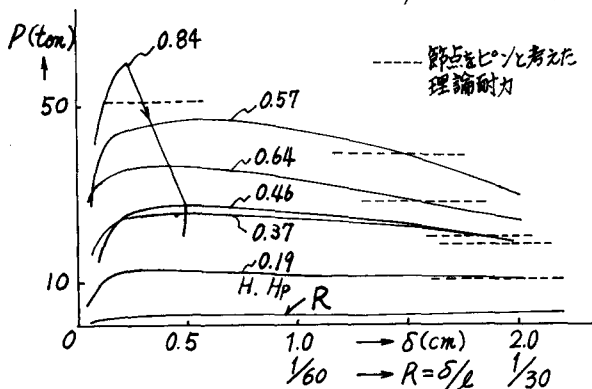


図 3

いかそれ以外のものは部材角(たわみ/階高)が $1/50$ 以上になるまで理論耐力を下らない。又軸圧比が大きいものほど最大耐力以降の荷重低下の勾配が著しい。尚試験体の破壊状態を付図3-10に創示する。

付図に示す如く、軸圧比0.84のものが著しく荷重低下を示したのは、柱上と剪断ひびわれが発生したためであった(その直後に斜材Aが圧壊した。軸圧比1.2に相当するような大きな圧縮力が瞬間的に作用したためと考えられる)。この試験体の柱の軸圧比は0.48であって斜材よりもはるかに小さいが、次項で説明するように、終局時では、斜材よりも材長が短くなる。又他の試験体でも、大変形後は柱が常時破壊したものが多い。

4 トラス骨組の終局耐力

図4は降伏後の試験体の応力状態を推定したものである。引張部材I, B, B'はいずれも降伏していてそれらの節点はピンになっている。一方圧縮部材は、曲げモーメントと剪断力をうけている。図5は斜材Aと柱Iがこのような状態に至るまでに、それぞれの部材の接合部近辺の断面からける軸力とモーメントの関係を示している。はじめは弾性応力分布に従って一定割合の軸力とモーメントをうけるが、ひびわれ発生後は段々変化して、骨組降伏に至っては、圧縮部材は一定の軸力のままモーメント

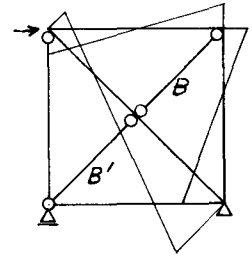


図 4

かぶえ、一方引張部材は降伏後モーメントは0になると考えられる。トラス骨組の終局耐力を考察するために、圧縮部材からける剪断力の大きさをこれら又図を用いて計算してみる。斜材A, 柱Iの下端がそれぞれの降伏モーメントに達し、上端は梁部のモーメント(梁の両端は付図2に示すように示す。この斜材、柱の断面の最もモーメント以下である)に達していると仮定し、それぞれ、モーメントの和をその材長(内法寸法)で除した値がそれである。8種の試験体の両圧縮部材について求め、それらをさうに $B \times 7/8 d$ で除した値が図2に描いて示してある。軸圧比0.84のものと、0.56のものは、柱がそれぞれ 20 kg/cm^2 以上の剪断応力を受けていることになる。前述したように、軸圧比0.84のものは

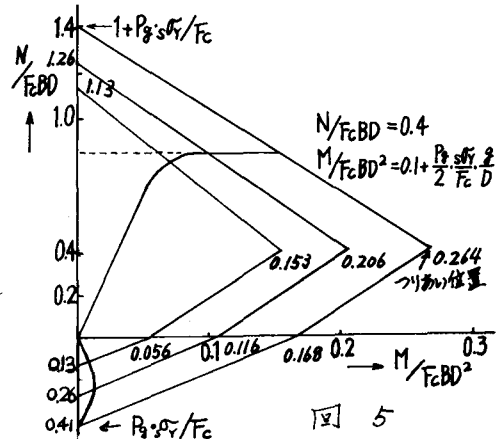


図 5

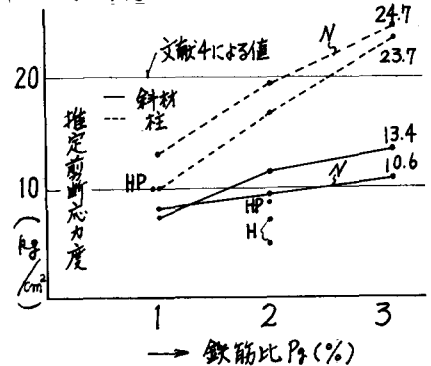


図 6

文献 4. 5の各式。記号は学会「RC規準書」に従う

$$4) T_c = (1.425 + \frac{38}{(M/q)_c + 10}) \sqrt{F_c} \text{ (psi)} \quad \text{ニニ}$$

$(M/q)_c = l - N/q (D/2 - \frac{d}{8})$ であるが l (スパン) に比べ後項が小さいと考えられるので無視した。

$$5) T_u = (16 + 0.12 F_c) (D/q)^{0.375} + 1.7 \sqrt{P_{us} \sigma_f} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

二のために、柱が破壊し、荷重が、激減した。軸圧比 0.56 のものや、他のものも多く、大変形時であるが、柱が、剪断破壊している。弯軸力のもとでの剪断耐力に関する研究は現在まであまり多くないが、文献 4、5 のうち 4 に示されている式を用いて軸圧比 0.84 のものの柱の剪断耐力を計算してみると 20 kg/cm^2 程度になる。二の二とから、文献 4 による式によってある程度、剪断耐力の検討が可能であると思われる。一方軸圧比 0.84 をはじめ 0.46 以上の斜材は図 5 に示す如く、フリあい位置より高い軸力を受けており、その耐力は鉄筋降伏よりコンクリート圧壊が先行して、モーメント-曲率曲線において降伏部分からい状態であるが、今回の実験では 0.84 以外はかなり靱性も示した（前述したように 0.84 の斜材も急激な柱の剪断破壊で圧壊したものと思われる）。即ち図 6 で斜材のうちの量を無視すると、斜材の変形部材角と骨組の変形角とが等しくなるが、図 3 から明らかのように 0.84 以外のものは $1/100$ 以上の靱性を示している。一方、一定軸圧のもとで、曲げ、剪断を加えて破壊させた実験は軸圧比が 0.6 程度までならいくつか行われており、文献 6 によれば、軸圧比が $1/3$ 以下では柱の部材角は $1/100$ は期待できるといふ。しかし今回の試験体の斜材は終局時において、図 4 に示す如く、比較的長いものになるが、このようなものに対し、 $1/100$ の靱性を確保するためには、軸圧比 $1/3$ という値はかなり安全側の限界値と考えられる。尚、H 型試験体は骨組変形角が $1/40$ 程度のところで逆荷重を加えたところ、附図 10 に示すように、柱と斜材が強度をおこした。この試験体は靱性を示したが、小変形時での繰返しによっても荷重のほどりが悪く、あまり細長いものも好ましくないことに注意する必要がある。トたわみ

5 トラス骨組の復元力特性

復元力特性は、荷重の耐力の場合と異なり、剛性の問題があるから、検討がきわめて困難であるが、ここでは簡単な仮定を設けることにより、比較的容易に把握できると思われる骨組の降伏以後の状態に焦点を置いて考察をすすめる。又降伏以前にも二つの重要な変形をもつて考えられる。単純引張、圧縮の交替応力を受けた鉄筋コンクリート部材の性質をしるべき実験はあまりないが、文献 7、8 からその様子をあおろぐかゝうことである。図 8 のような形で、引張降伏させると、減力するとコンクリートの引張力を無視した鉄筋だけの剛性の勾配であり、引張範囲ではコンクリートはまったく関与しない、即ちポイントのない状態である。そのため引張減力後、圧縮力を加えると、コンクリートのひびわれが、図 8 の A 点まで、鉄筋だけの抵抗となる。さらに図 8 の I の代りに II のような場合もありうるが、以下の考察には簡単な I の場合をとることとする。又骨組の降伏後では、与え定義した軸圧比がかなり大きい場合以外ではコンクリートの縮み量は、鉄筋の伸び量に比べ、小さいので、図 8 の第一象限の部分は剛性無限大とする。図 9 の基本トラスにおいて、斜材と柱は同一の応力-伸縮歪曲線をもっているものとあす。右方向にすの水平力を加えてゆくとき斜材が引張降伏してトラスは降伏するが、その柱の方は図 9 の A 点にとどまり、減力すると原点にもどる。次に一の水平力を加えると柱は B 点を通り、引張降伏する。そして

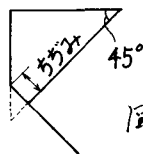


図 7

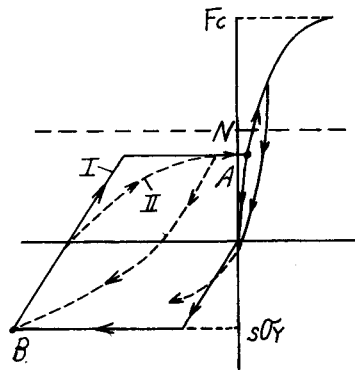


図 8

C点で減力するとO'におちつく。再びその水平力を加えるとO'A'O'の道を通り、さうしての水平力で、Cを経由して伸びが増加する。このように荷は左端耐力をフルに發揮せざるゝたの、繰返し同数だけで伸びが小さく二に注意する必要がある。以上でえられた水平力-たわみ曲線が図10である。今回の筋差入骨組は基本トラスを二つとす。左端材と結んだものがあるが、左端力かけをうける部材は剛体と仮定したとより、上述した基本トラスとその反対のもの(図10を上下逆にする)の和が、骨組の履歴曲線となる。図11の曲線がそれである。減力時剛性と逆荷重の初期剛性とは異なるが、曲げ材の最大形時の繰返しにみられる逆S字形にはなっていない。一方筋差入骨組にあらかじめ軸力が作用している場合を作成したのは図10の太線のループである。軸力が加わっている様は図8に示すように引張力が、軸力Nを二えて、はじめに伸びはじめるわけだ。ちょうど横軸を軸力Nだけ上に移動させた場合が部材の応力-歪曲線となる。二

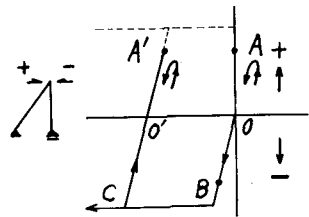


図 9

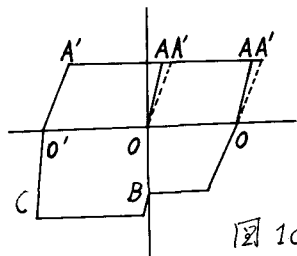


図 10

のような荷をもつ基本トラスは逆荷重時に、図8から明らなうに、引張耐力の減少は、水平力か0近くになると伸びが応力の増大なしに0にもどってしまう。その結果、軸力のある場合は図12のように逆S字形になる。以上のモデルを用いて実験結果を検討してみる。図11から、降伏後の正負等振幅繰返しでは、負荷をも、再正荷重をも耐力の低下がある。実験結果では比較的小き形材あらわれているが、大形材に受てもさほどその特徴があらう。しかしさらに大きな変形で繰返した場合不明である。次に逆荷重時の変形が0になるときの荷重などの程なものを調べてみた。軸力のない場合は、逆荷重時の最大耐力より幾分下がる程で、モデルによる比率0.83の近辺になっている。軸力のある場合は降伏後でも、モデルの値は小さいが、実験結果は高い値を示している。実験線はなめらかに第II象限から第III象限に移るためである。最後に減力時の剛性をしらべるために減力時の勾配をモデルの勾配(但しコンフリーの弾性率を考慮したもの)と比較した。

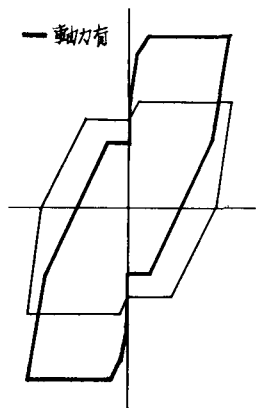


図 11

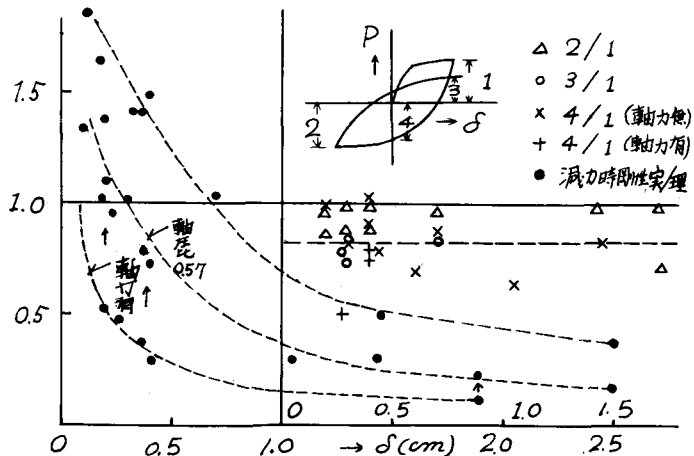


図 12

軸力のない場合は、軸圧比 0.57 のもの以外はほぼ同一の曲線にのっているが、大変形では実験値が、相当低い。軸圧比 0.57 のものは、さらに小さな値を示しているが、この骨組の斜材はもはや弾性範囲ではないから、それがあらわれものと思われる。コンクリート及び鉄筋の応力-歪曲線(後者は大変形での)をモデルに導入してゆかねばならぬことを示唆している。軸力のある場合は比較のために、破壊時の勾配を、軸力のない場合と同様のモデルのはじめの減力勾配で除した値も示した。軸力のある場合に比べ、きわめて小さい(図12の○の○がモデル理論値と比べ)

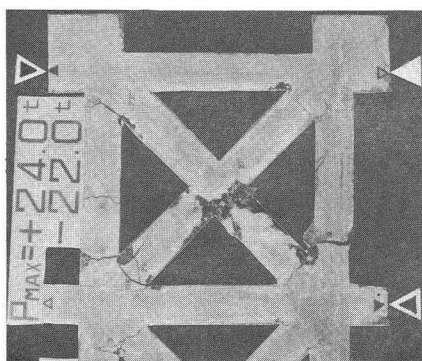
6. おすひ

一層スパンの鉄筋コンクリート筋量入骨組の水平加力実験結果を用いて、鉄筋コンクリートトラス骨組の水平力に対する終局強度と靱性に関する一つの判断規準を提示し、同時に締結力をうけたときの抵抗機構について考察を行った。

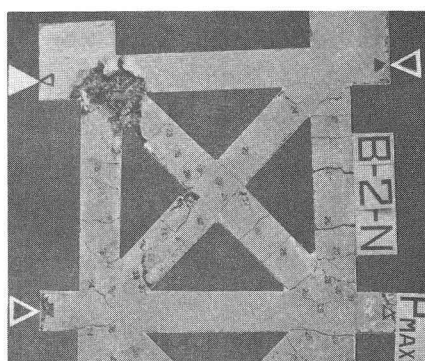
謝辞 本研究の遂行に当り、終始御援助賜りました広島大学工学部松浦誠、樟代仁朗両教授に深謝の意を表します。又本研究関係のいろいろ論文、卒業論文をまとめて上げた呉工博福原安洋講師並びに23名に及ぶ本論文著者、及びいろいろ御協力いただいた広島大学平井正久支部長官に心から感謝します。

参考文献

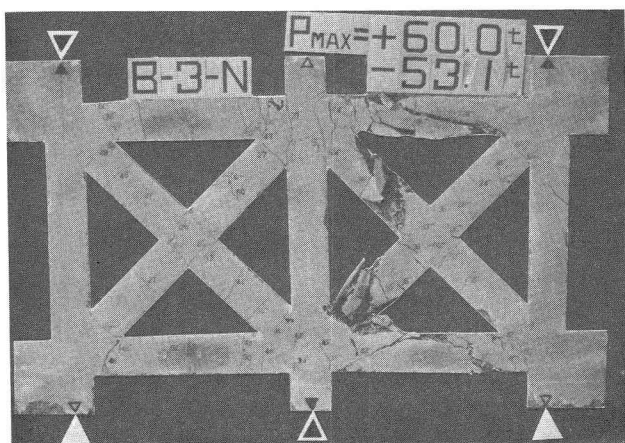
1. 嶋津孝之、岡本邦夫、山本訓史：鉄筋コンクリート筋量入骨組の実験的研究(第1報)、広島工学部研報 Vol.16, No.1 1967, 12
2. 嶋津孝之、福原安洋：鉄筋コンクリート筋量入骨組の実験的研究(第3,4報)日本建築学会大会学術講演梗概集 1969, 8
3. 梅村豊計：はり、柱の曲げ終局強度算算法、鉄筋コンクリート規準書(1962年版) P 237~241
4. Jordan Morrow and I. M. Viest : Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement Journal of the A. C. I. No. 10 Vol. 28 Apr. 1957
5. Y. Tsuboi and Y. Suwaga : Study on Shearing Resistance of Reinforced Concrete Members of Frameworks under Combined Stresses (Part 5) Transactions of the A. I. J. No. 68 Jun. 1961
6. 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1971年版) P164-P168
7. 武田孝一、森本武彦：鉄筋コンクリートトラスに関する実験的研究 日建学大会学術講演梗概集 1968, 10
8. 建築学大系 9-II 材料力学(彰国社1969年版) P324~P331



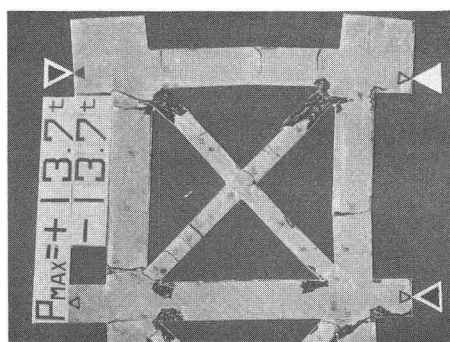
附圖 6 軸圧比 0.46 (軸力有)



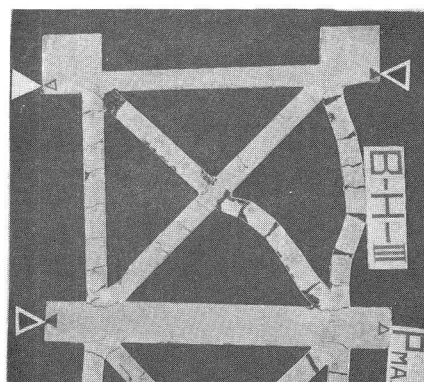
附圖 7 軸圧比 0.64 (軸力有)



附圖 8 軸圧比 0.84 (軸力有)



附圖 9 HP



附圖 10 H