

# 鋼製仮設骨組の構成について (1)

建築課 内山和夫  
木下鈞一

本文は建設現場における鋼製仮設骨組の倒壊災害を防止するために、構成上必要な資料を得ることを目的として行なった実験報告である。

近年建設工事の仮設資材は著しく鋼製化されて、従来の木材による仮設骨組より遙かに耐力の大きな骨組を構成することが出来るようになったが、反面、鋼材の強度のみを過信して、構成を誤ると、鋼材の特色を発揮できない上に倒壊を起すことになり易い。一般にある骨組が外力ならびに荷重に対して安全であるためには、当然力学上の諸条件を満足しなければならないが、現場の仮設骨組には遺憾ながら、安定の条件すら満足しないものがあり、また一見安定骨組に見えても接合部が不完全で不安定に近いものも多い。仮設骨組は仮設的な特色として通常、特殊な骨組の構成をとるものが多いので、それらの材料および構造上の特性を充分把握しないと、構成を誤まり、倒壊の原因となる。以上の見地から実験に当たっては、特に仮設骨組の構造上の特性を検討して、安全の限界を明確にすることに努めた。

本文の内容は次のとおりである。

1. 緊結金具の性状試験
2. 緊結金具を用いた鋼管骨組の性状
3. コンクリート型枠支柱の耐力と構成
  - 3.1 パイプポートの耐力
  - 3.2 枠組支柱の耐力
4. 枠組足場の耐力と壁つなぎ。

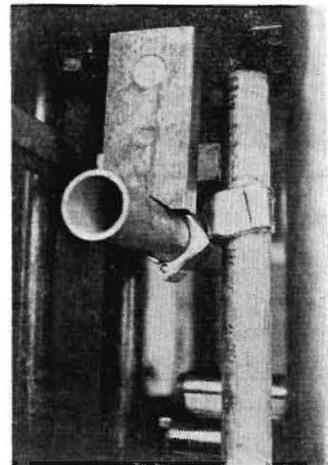
## 1. 緊結金具の性状

径48.6mm 鋼管用緊結金具の耐力および変形状を調査するために JIS 規格による製品について次ぎの実験を行なった。

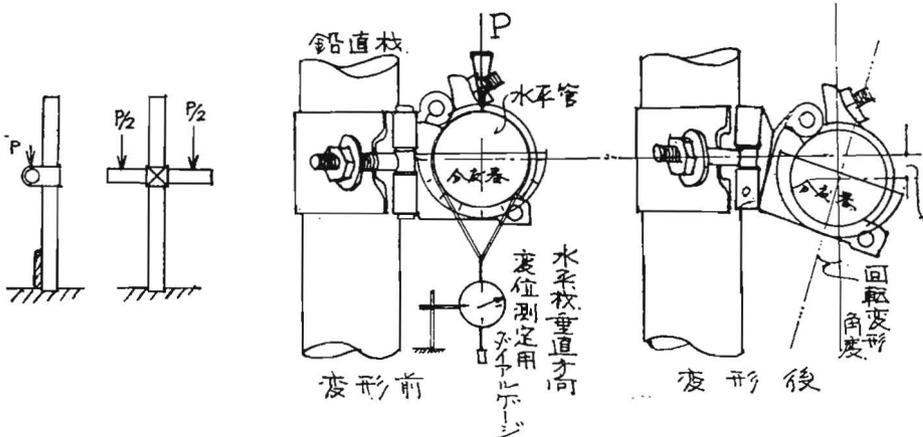
### 1.1 荷重試験

試験体は5種の製品を対象とし直交、自在型を含み65ヶとする。緊結金具の性能試験方法には、B.S.およびJISの規定があるが、ここでは第1図に示すような方法によった。(写真1参照)図に示す如く、鉛直変位は

写真1 試験要領



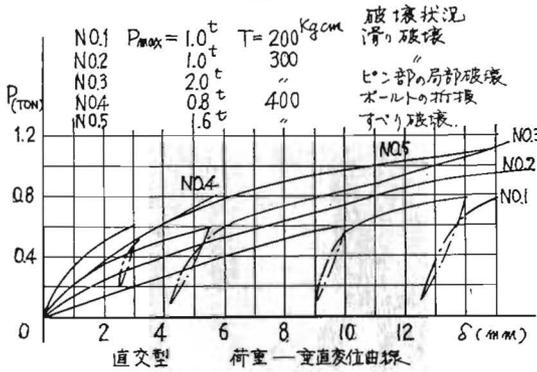
第1図 鉛直並びに回転度形測定要領



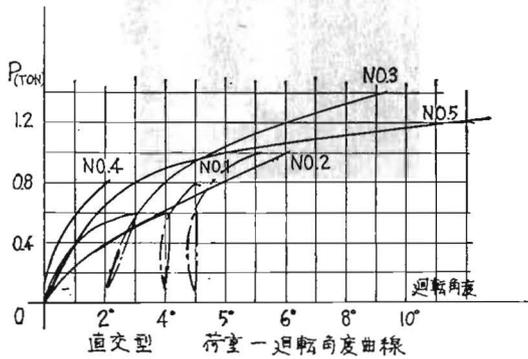
ダイヤルゲージを用い、回転変形は分度器と重錘を用いて測定した。実験に際し、縦材は荷重の偏心によって転倒しないよう上下端を保持してある。従って変形の測定結果には、その影響は考慮しないことにした。また荷重の繰返しによる変形状態を調べるため 600 kg と 800 kg で 2 回繰返し試験を行なった。

第 2 図は各型の荷重—鉛直変位、ならびに荷重—回転変形曲線を示す。これらから、直交型と自在型とを比較すると前者は後者より鉛直変形、回転変形とも小さく、また締付トルクの大きいもの程、それらの変形は小さい。繰返し荷重による変形の残留は全般的に非常に大きく、生じた変形が殆ど回復しないものがある。

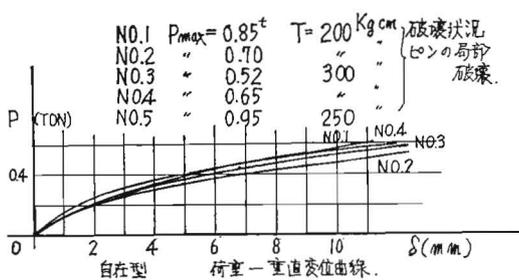
第 2 図  
A 型 (1)



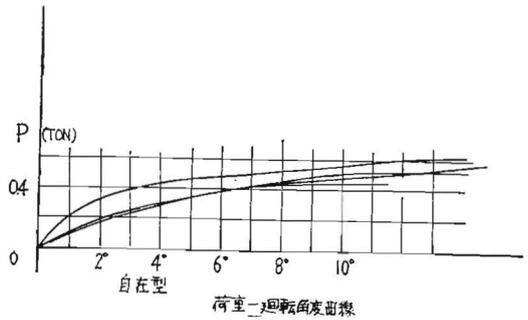
(2)



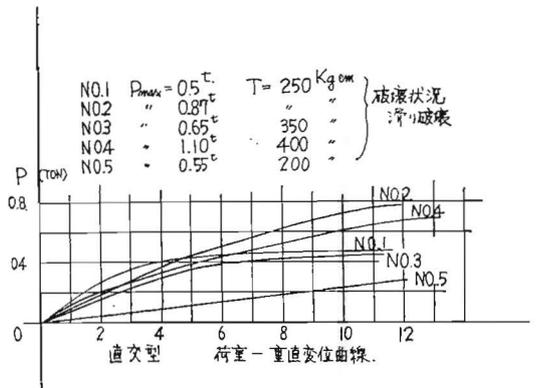
(3)



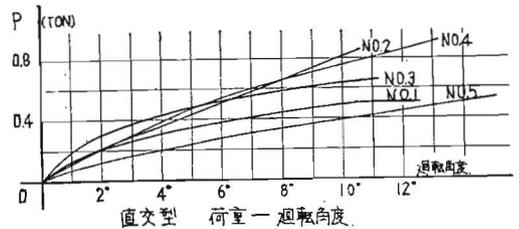
(4)



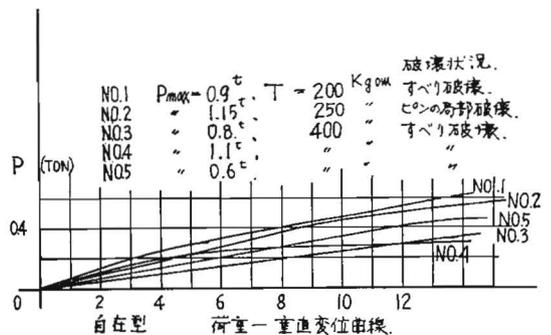
B 型 (1)



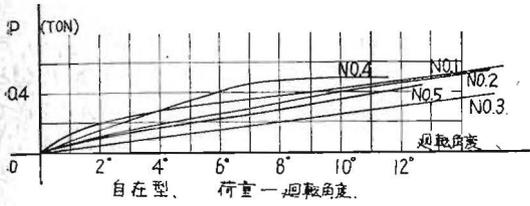
(2)



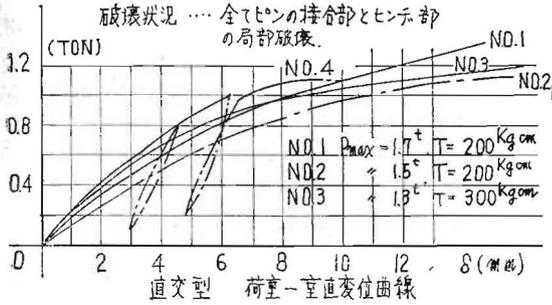
(3)



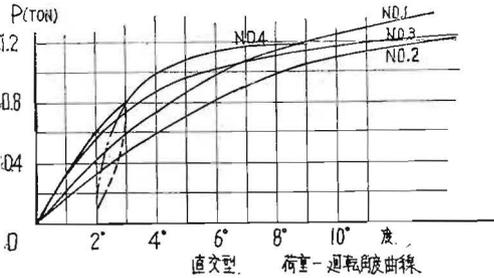
(4)



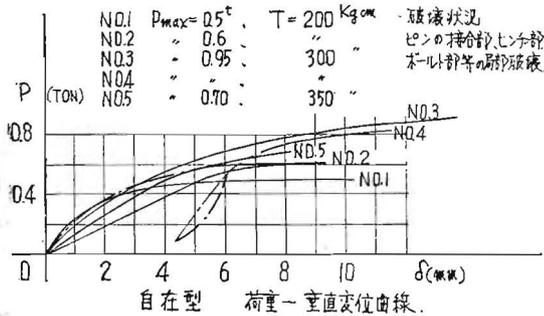
C 型 (1)



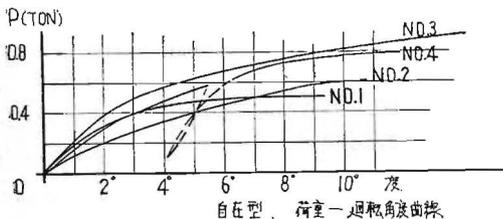
(2)



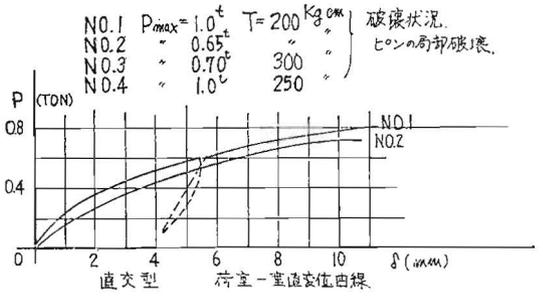
(3)



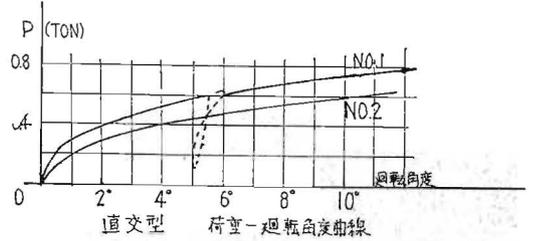
(4)



D 型 (1)

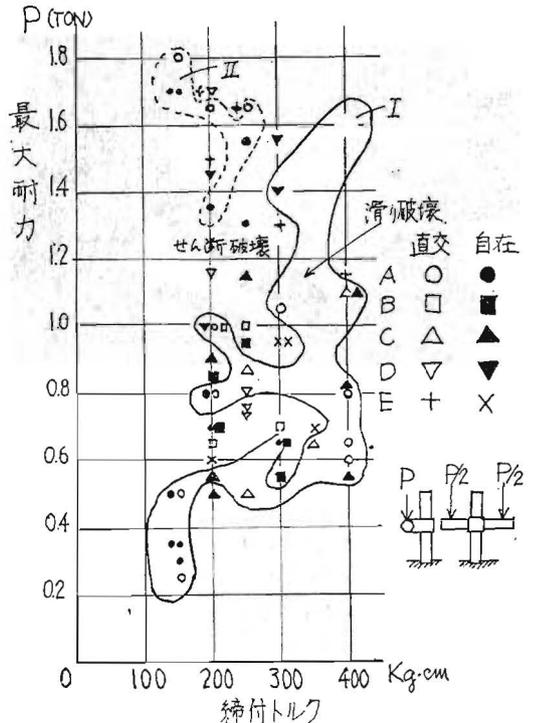


(2)



第3図は緊結金具の最大耐力と締付トルクとの関係を示す。トルクはトルクレンチで測定したが、250~300 kg・cm程度の値は、通常容易に得られ易い標準的な値である。最大耐力は金具把み部の接合ピンの切断、ピン

第 3 図



の引抜け、把み部の大変形（これらをせん断型破壊と呼ぶことにする。写真 2, 3）全体の滑り等で決まっている。グループ I は縦材横材のトルク共相等しい場合を示す。トルク  $150 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  は著しく小さいトルクであるが、殆んどが滑りによって破壊し、最大耐力も著しく小さい。それ以上のトルクでは同一種のものでも破壊の形式が一定でなく、最大耐力もトルクと無関係に散在して両者の間に相関関係が存在しない。これを JIS 規格値と比較すると回轉變形、すべり、せん断最大耐力共 JIS 規格値を下回るものが相当含まれていることが分かる。図でグループ II は横材の把み部のトルクを  $400 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  にした場合であるが、この場合は縦材のトルクが小さくとも最大耐力は大きい。

写真 2 破壊状況

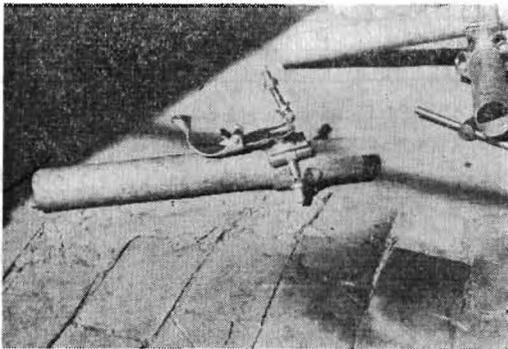
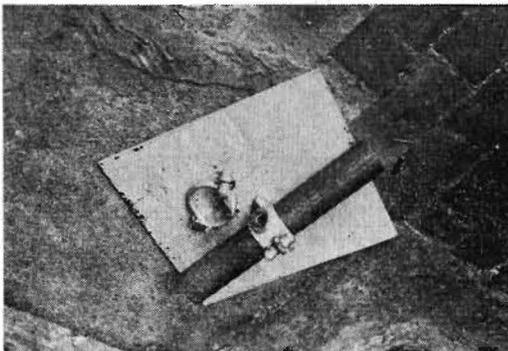


写真 3 破壊状況



以上の結果から、緊結金具の品質の偏差は大きく、最大耐力のバラツキも大きい。また縦材締付トルクを大きくすることは、最大耐力を増加する結果にはならないが、第 3 図の II グループや、第 2 図の荷重変位曲線から考えると横材、縦材共締付トルクを大にすることは耐力を増し、変形を小さくすることに効果があるので、両方の把み部分とも、十分に締めつけることが必要である。また金具継手の変形はボルトやリベット継手などに比較すると非常に大きく、変形の残留が大きい。従って緊結

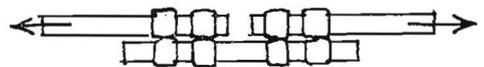
金具を用いて骨組を構成する場合は撓み変形が著しく大きくなることに注意しなければならない。

使用荷重  $400 \text{ kg}$  は第 3 図では安全圏内に入るが、さらに安全率を実験値の下限に対して 1.5 を考慮すると  $300 \text{ kg}$  となり適当な値と考える。また緊結金具を経て応力が伝達されるような場合は、材は偏心縮荷重をうけることになるので偏心曲げの影響を考慮しなければならない。

### 1.2 並列使用時の耐力

第 4 図のごとく緊結金具を並列使用した場合の最大耐力が 1 ケの最大耐力のケ数倍になり得るか否かを検討するために、下記の単せん形のせん断試験を行った。試験片は自在型金具 1 ケ、2 ケ、3 ケの場合とする。

第 4 図



第 1 表

	Pmax (kg)		破 壊
	No. 1	400 kg	
金 具 1 ケの場合	// 2	450 //	すべり
	// 3	400 //	//
	// 4	450 //	//
2 ケ	// 1	900 //	//
	// 2	900 //	//
3 ケ	// 1	1,700 //	//
	// 2	1,350 //	//

締付トルクは各々  $300 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  とした。試験結果は第 1 表のとおりで(いずれも急激に滑りが生じて破壊した)この結果では、2, 3 ケの場合の最大耐力は、1 ケの場合の夫々約 2, 3 倍になっている。従って数ケ並列使用する場合の耐力は 1 ケの耐力のケ数倍を採用して差支えないと思われる。

### 1.3 緊結金具を用いた骨組の性状

緊結金具で鋼管を組合せた骨組の耐力や変形状を調査するために次の 3 実験を行った。

実験は下記の種類とする。

- a) 連続トラス梁とラチス柱との接合部の試験  
一方杖のある場合とない場合—
- b) トラス梁とラチス柱との接合部の試験  
一方杖のある場合とない場合—
- c) 引張応力を負担する斜材の試験  
試験体の詳細は第 5~7 図に示す。

部材の歪度および変形測定は第5～7図に示すごとく W. S. G. および Dial Gauge を用い100トンアムスラー試験機で載荷した。

実験結果 試験体 a について

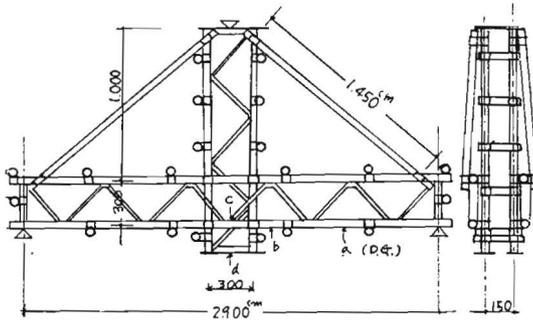
第5, b, c 図はそれぞれ荷重-撓みおよび荷重-歪度曲線を示す。b 図で曲線 c と d を比較すると、 $p = 5.5$  トン（接合部の直交緊結金具1ヶに作用するせん断力は0.7トン）において撓みの差は約2.0mmである。これは金具の鉛直撓みを示すもので、金具の単一試験結果とほぼ近似している。また  $p = 5.5$  トンから、3.5トンまで、荷重を下げた場合の d 点の残留撓みは約1mmであるが、この曲線から荷重を零とした場合を予測すると2.5mm程度の撓みが残留することになる。荷重を再び上げると、撓みはほぼ元の値に近くなり単独の試験結果とも近似した性状を示す。

荷重-歪度曲線から接合部の梁弦材の歪度を見ると、梁は接合部の中心部で最も曲げが大きく、接合部の直交金具には殆ど固定度はなく、ピン支点に近いことが分かる。最大耐力は8トンでラチス材の座屈で破壊が生じ、金具の破壊は認められなかった。

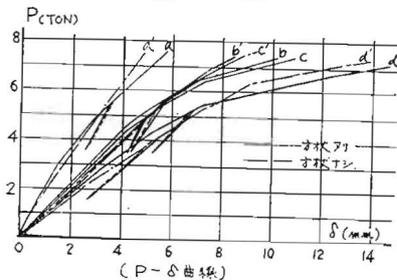
b, c 図で鎖線は方杖のない場合を示すが、方杖のある場合とない場合とでは、各部の撓み、歪度の差が僅少で、方杖のある場合がわずかに撓み、歪度が小さいにすぎない。

これは方杖取付の自在金具の変形が大きく、更にすべ

第5 a 図



第5 b 図



第5 c 図

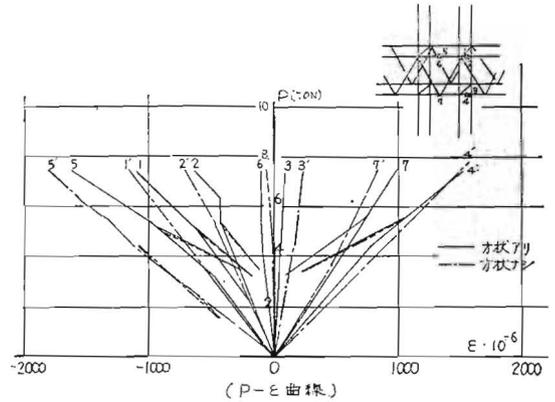


写真4 試験体 a

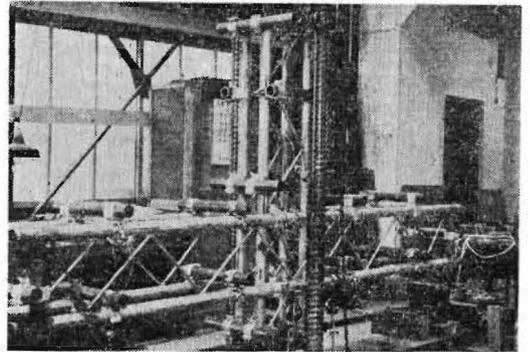


写真5 ラチスの曲げ破壊

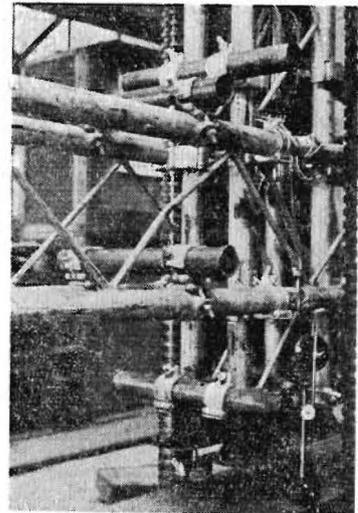


写真 6 方杖のすべり

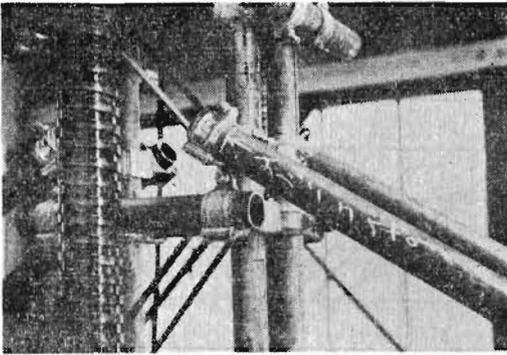
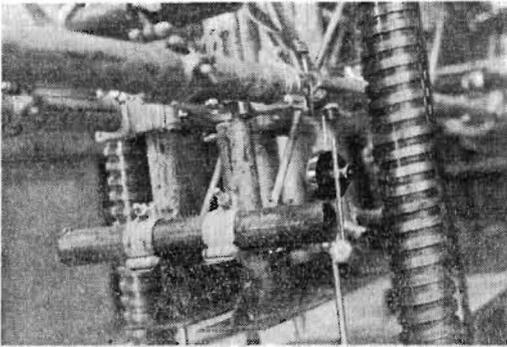


写真 7 柱・梁取付クランプの滑り



りを生じたため、実験中荷重の増加に伴ない、金具の変形およびすべりが観察された。方杖に貼付した W.S.G. の読みから、方杖に生ずる軸応力は  $p = 2$  トンで約 480 kg となり、 $(E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ とする})$  以後はほぼ一定値を示す。また同様に梁面と直角方向の方杖の曲げ変形も  $p = 4$  トン以上はほぼ一定で変形が増加せず、そのままの状態ですべりを生じていることが分かる。この時の方杖中央の曲げモーメントは W.S.G. の測定結果から約  $1260 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  となり、これを軸応力  $p = 480 \text{ kg}$  で割ると偏心量  $e \approx 2.6 \text{ cm}$  となる。これを実際の偏心量約  $5.5 \text{ cm}$  と比較すると、 $1/2$  にすぎない。

これは金具の把み部が回転し、さらにせん断変形を生じたためと考えられる。

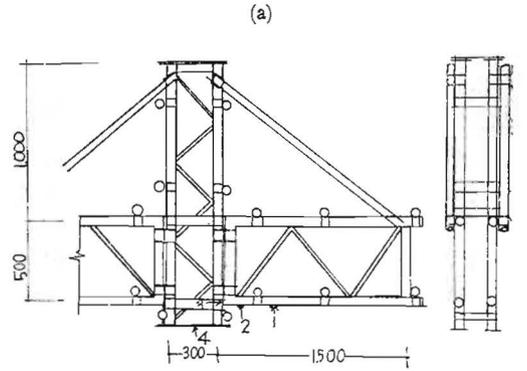
したがって自在金具をこのように斜材に使用する場合は耐力が、大して期待できないことが分かる。

試験体 b について

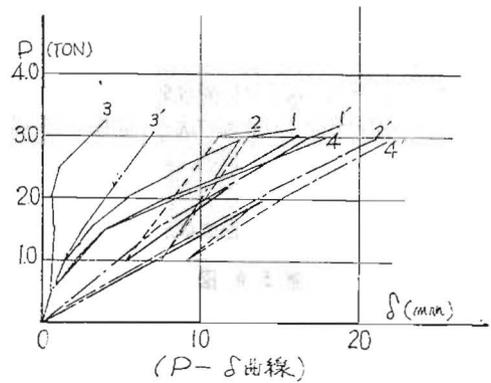
本試験体の柱梁接合部は平行型金具を用いている。

第 6 b, c 図は荷重一撓み、荷重一歪度曲線を示す。方杖のある場合とない場合とを比較すると、前者が若干撓みが小さい。6 b 図の曲線 3 は梁端部の回転変位を示す。試験体は実験 a のごとく連続梁でないで、曲げモ

第 6 図



(b)



(c)

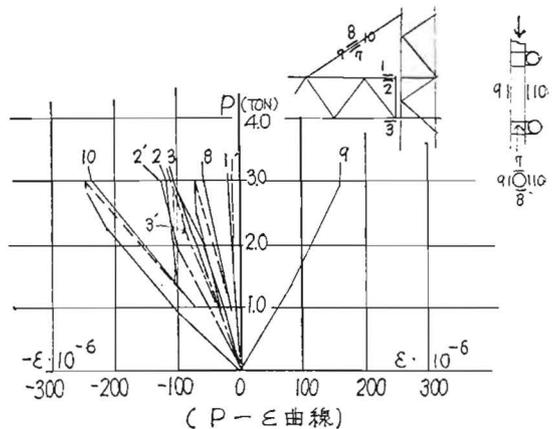


写真 8 試験体 b

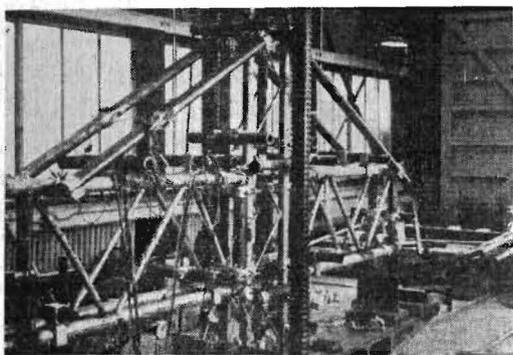
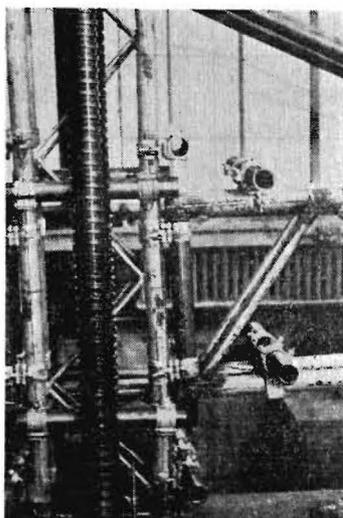


写真 9 柱梁接合部の破壊



ーメントが作用すると、大きな回転変形を生ずる。この回転変形に対してはあらかじめ柱側に緊結金具を用いて補強を施してあったが殆んど期待できなかった。

6 c 図から梁の上下弦材材端には予想した軸歪が生じていないが、これは梁の取付位置のため梁端部が局所的な変形を受けたためと考えられる。方杖の軸歪度は荷重  $p \approx 3.0$  トン以後はほぼ一定値を示し、すべりを生じた。この場合の方杖の軸応力は約  $350 \text{ kg}$ 、偏心曲げモーメントは約  $1,500 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  偏心  $e = 4.3 \text{ cm}$  となる。方杖のあるものは荷重  $3.6$  トンまで載荷して中止したが方杖のないものは最大耐力  $3.25$  トンを記録し、柱梁の接合部で破壊を生じた。

試験体 c について

本実験は緊結金具による偏心曲げの影響と自在型金具

の斜交使用時の耐力を検討することを目的とした。

第 7 b 図は荷重—撓み曲線を示す。図で鎖線は試験体をトラスと仮定した場合の撓み計算値を示し、点線はラーメンと仮定した場合を示す、これらの曲線を比較すると試験体は両者の略中間的な撓み性状を示している。荷重  $3$  トンから  $1.6$  トンの繰返し荷重試験では、前述の試験結果と同様金具の変形残留のため、撓みの残留が大きい。

荷重約  $1$  トンで撓み曲線が折れているが、これは 7 c 図の歪度曲線からも明らかな如く斜材にすべりが生じたためである。

$p - \epsilon$  曲線から斜材の最大偏心曲げモーメントは約  $800 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  で偏心量  $e \approx 3.8 \text{ cm}$  となり前述の如く計算による偏心曲げモーメントが生じないことが分かる。

トラスの最大耐力は上下弦材の曲げ破壊によって生じた。

写真 10 試験体 c の破壊

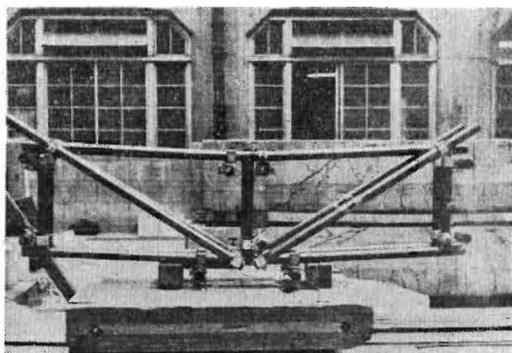
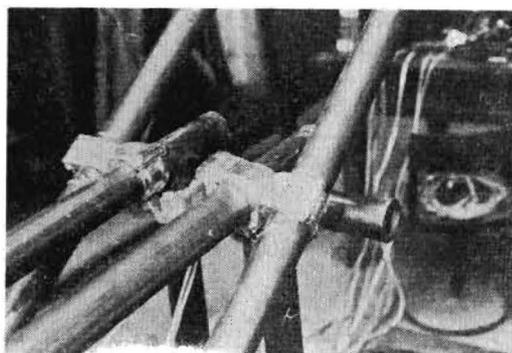
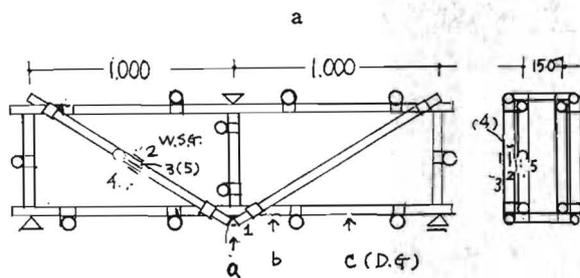


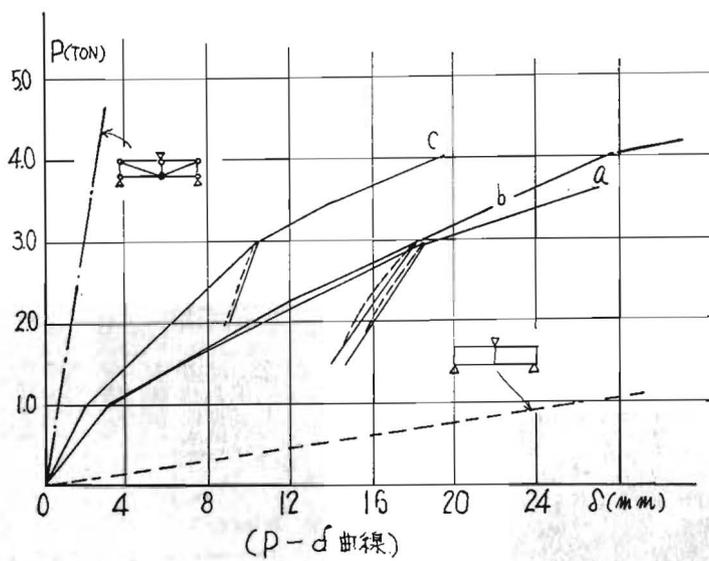
写真 11 方杖の滑り



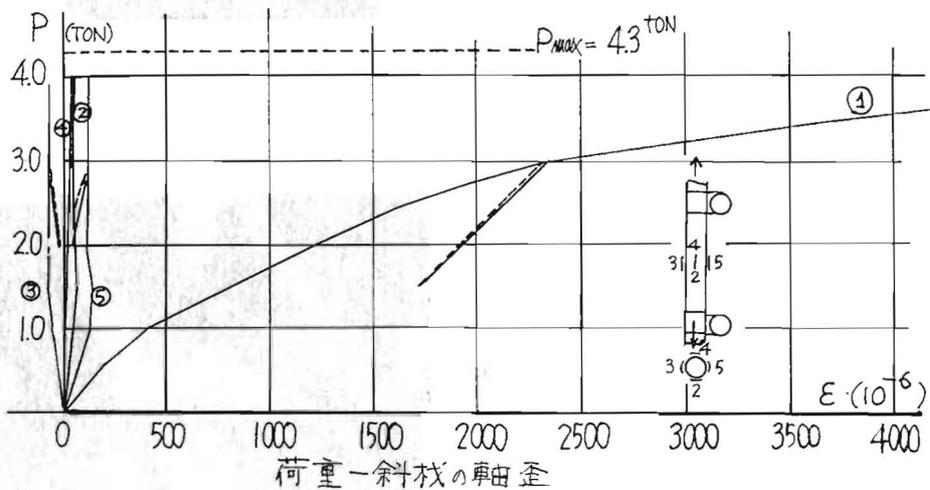
第 7 図



b



c



以上の実験結果から

1. 緊結金具を用いた柱、梁接合部は一般に変形が大きい。実験Bのごとき接合法は使用が困難である。金具による部材の接合点は前記のごとく撓みは大きいがピン支点と仮定できる。

2. 自在緊結金具は直交部材を結合するようなヶ所に用いる場合が最も耐力が大きく、斜交するに従って滑り易くなり耐力が低下する傾向がある。また引張応力の生ずるヶ所に使用してはならない。

3. 緊結金具による荷重の偏心曲げの影響は計算値より小さく表われ易いが、設計上は安全側の考慮から実際の偏心量をとるべきである。

## 2. コンクリート型枠支柱の耐力と構成

コンクリート床版の型枠支柱には、パイプサポート、単一形材、鋼管枠、組立柱などを用いているが、それらの殆んどは自由に長さを調節できるような簡単な伸縮式またはユニットの組立式構造となっている。したがってそれらの継手部分にはゆるみ、偏心等の欠陥があり、そのため全体の圧縮耐力の低下が予想される。

本実験では支柱の中、パイプサポートと鋼管枠を対象として、圧縮試験を行ない支柱の耐力を検討した。

### 2.1 パイプサポート

JIS, A 8651 に規定するパイプサポートの許容荷重は長さ3.4mの平押し試験における耐力4トンを基準として1.5トンと決定されているが、建設現場における種々の使用条件から考えて、この許容荷重の安全性を実験的に検討することにする。

#### 2.11 中心圧縮試験

JIS 規格による製品について、次ぎのような端末条件で中心圧縮試験を行ない、第2表のごとき結果をえた。

端末条件

- (1)  端平押し
- (2)  両端ピン(球座使用)
- (3)  上端平押し, 下端オイルジャッキ
- (4)  水平に設置してオイルジャッキで加圧

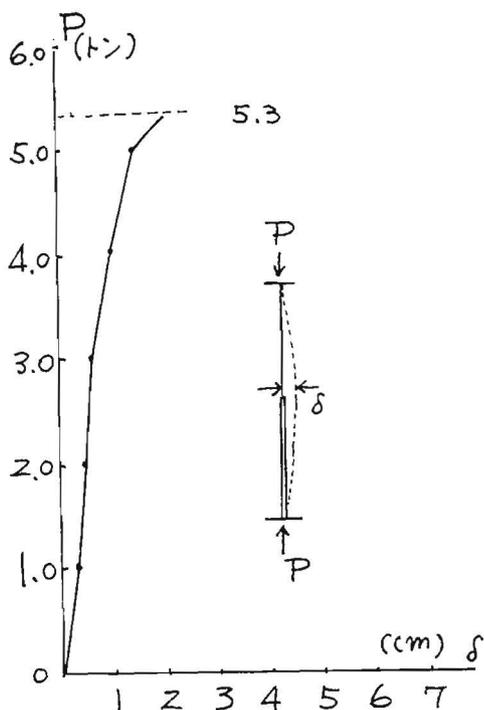
第2表 パイプサポートの最大耐力(トン)

端末条件	最大耐力 (トン)	破壊の状態
1	5.25	曲げ ピンの折損
	4.5	〃 破壊
	4.85	〃
	3.80	〃 ピン受台の割れ
	4.6	〃
	3.7	〃
	5.0	〃
	4.9	〃
2	2.1	〃
	1.95	〃
3	17.0	〃
	24.5	〃
	3.7	〃
	3.20	〃
	2.70	〃
	2.50	〃
4	5.4	〃
	5.2	〃
	5.0	〃
	4.8	〃
	4.8	〃
	4.65	〃

第2表に示すごとく最大耐力は1), 4) のグループは2), 3) に比較して高く殆んど JIS の規格値4.0トン以上であるが、他は著しく低い。1) グループで最大耐力値が散在しているのは、試験体設置時の中央部のガタを含む元撓みの修正の良否が主な原因と思われる。2) グループは両端に球座を用いてあるので殆んど完全ピンに近い条件で最大耐力は他グループよりはるかに低い。3) グループは、上端は平押しで下端より固定度は高く、2) グループと比較すると、全体として耐力は大きく、また1), 4) グループよりはるかに低い。4) グループはサポートを水平にして一方向の変形を拘束しているため、初期における元撓みの修正が容易であり、全体的に1) グループより高い値を示している。

第8図は1) グループの No. 1 の圧縮荷重と、中央部の撓み量との関係を示す。これから R. V. Southwell の方法によって座屈荷重を求めると約8.3トンとなる。

第 8 図



また仮りにパイプサポートを変断面連続材として座屈荷重を求めると\*, 各種端条件について次のごとき値となる。

- a) 両端固定  $P_{cr} \approx 8.6$  トン
- b) 両端ピン  $P_{cr} \approx 2.15$  トン
- c) 上端固定, 下端ピン  $P_{cr} \approx 4.88$  トン

この計算値を実験値と比較すると, (1)の平押し条件の最大値は計算値の約 $1/2$ であり, さらに $p \sim \delta$ 曲線から求めた  $P_{cr}$  が両端固定の計算値にほぼ等しいことからこの場合の平押しはほぼ固定条件に近いことが分かる。したがって実験値の低下は, 初期の元撓みと接合部の差込ピン, 及びピン穴部の破壊の影響によるものと考えられる。

実験中の観察によれば, 荷重 2 トン前後で差込ピンは曲げを生じ, 3 トン前後でピン穴壁は破壊しはじめるのが分かる。

以上の実験結果から

- 1) 現場の使用状態を考慮すると, 両端がピンに近いもの, 上部の荷重がサポートに対して偏心しているもの

\*  $P_{cr} = \frac{\alpha_2 \pi^2 E I}{l^2}$  但し両端ピンとする。

$\alpha_2$ は材長, 材の断面 2 次モーメントで定まる値

元撓みの大きなもの等が多い。したがって 2), 3) の最小耐力を基準とし, さらに差込ピンの曲げ変形から, 使用荷重を考えると, JIS の規格値 1.5 トンは, 安全の上限荷重と見なすのが適当と思われる。したがって施工時パイプサポートの取付が完全に行われ難い場合は, 十分な補強をし, 使用荷重を更に低減するのが安全であろう。

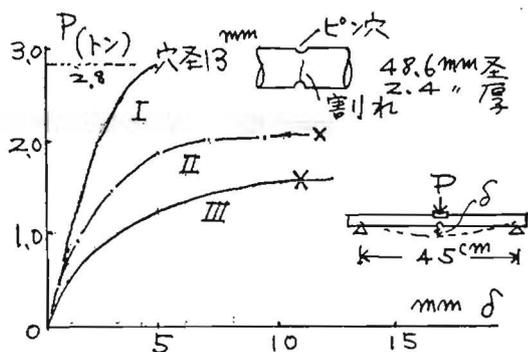
2) パイプサポートによる型枠支柱群は, 通常不安定に近い骨組みである。したがって僅かの横力が加わったり, 1ヶ所に破損が生ずると, 全体の倒壊を引き起しやすい。全体的な倒壊を防止するには各サポートが, 鉛直負担荷重に対して充分安全であるとともに, 作業に伴う水平方向の振動に対しても安全であるよう斜材を配置するなどの補強を施さねばならない。従来多く用いられている水平繋ぎ材はサポートとの取付が充分でないと全体の横移動を拘束するに有効な部材にならないので注意を要する。

### 2.12 差込ピン穴の割れについて

パイプサポートの折損には, ピン穴から脆く割れて折れるものが多い。パイプサポートがピン穴を含む面内に曲がると, ピン穴の側壁から割れが生ずるが, 炭素含有量の多い STK 51材に特に割れやすい傾向があるか否かを検討するために, 次のような実験を行ない, STK 41材と比較した。試験片のケ数は各々 3 ケである。

実験はピン穴を下側にして第 9 図のごとき曲げ試験を行ない割れの発生荷重を調べた。第 9 図は荷重と撓みとの関係を示す。曲線 I は完全断面材, II は STK 51材, III は STK 41 材である。ピン穴の切欠きのある II は, 完全断面材より最大耐力が低下している。II と III で穴の側壁の割れの生ずる荷重は前者が大きく, 後者の約 1.35 倍であるが, その際の撓みは両者ともほぼ大差ない。またの割れ伝播は前者が急で直線的であり, 破断面

第 9 図



曲線 I : STK51 材

も鋭利であるが、後者は割れが生じてから全断面に伝播するまでに若干粘りがあり、破断線は直線でない。(写真 12, 13 参照) STK 51 試験片の材質は第 3 表に示すとおり。試験片の個数から両者の材質的な相異を判定するには無理があるが、両者の引張破断強度の平均値がお

第 3 表 試験片の材質  
化場成分 (%)

C	Si	Mu	P	S	Cu	Cr
0.26	0.28	0.51	0.023	0.22	0.13	0.03

降伏点 46.4 kg/mm<sup>2</sup>  
抗張力 52.0  
伸び 38.5%

写真 12 割れ面 (STK 51 材)

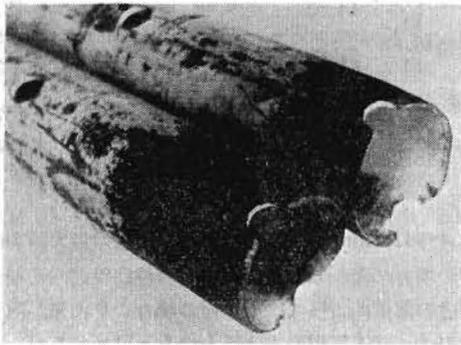
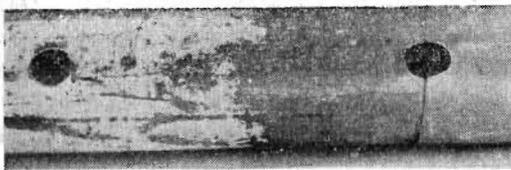


写真 13 ピン穴の割れ



割れ

完全な穴

おむね JIS の下限破断強度または降伏点強度の比に比例すると仮定すれば、実験結果の割れ強度の比 1.35 からは特に前者に割れやすい傾向は見当らない。ただし一般に STK 51 材のように延び率の小さい鋼材は、延性が乏しく、切欠きによる脆性破断を生じやすい傾向があるので、注意を要する。特に圧縮による曲げがピン穴面に生ずると脆く割れを生じ最大耐力の低下する危険がある。

## 2.2 枠組支柱

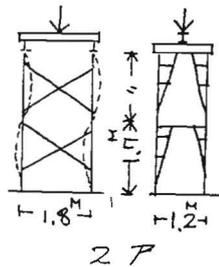
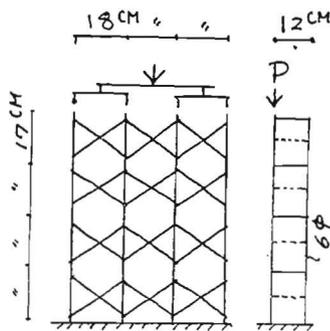
鋼管枠をコンクリート型枠支柱として使用する場合の構成に関する資料をうるために次の荷重試験を行った。

実験は JIS 規格に相当する製品について鉛直ならびに水平荷重試験を行ない。最大耐力、変形状、曲げ剛性などを検討した。

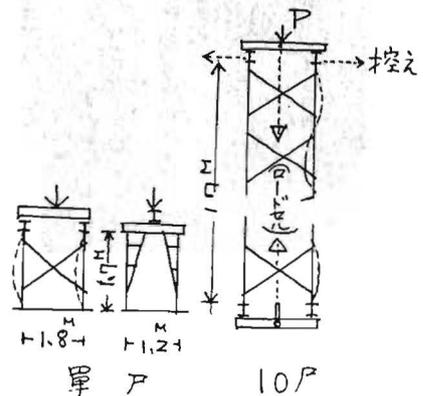
### 2.2.1 圧縮荷重試験

試験体は第 10 図に示すごとく 2 列の単層、2 層、10 層とシムスラー 500 トン試験機および図示の荷重装置を用いて圧縮試験を行なった。枠組の破壊形式には縦材が各枠間ごとに曲げ波形を生ずる個材屈曲と、波形が 1 ケ

第 10 図



第 11 図



の全体座屈とある。個材座屈の生ずる面は、枠の骨組形状によって枠面内と筋違面内の二つが考えられるが、全体座屈は、筋違面の曲げ剛性が通常枠面内より大きいので、座屈は枠面内に生ずると考えられる。第10図は図示のごとき4列の模形の圧縮試験を示すが、変形は筋違面内の各枠間ごとの個材座屈形で各列の波形は平行である。すなわち図示の如き枠に均等圧縮荷重の作用する場合は、各列平行な個材座屈形が優先することが分かる。(写真14)

写真14 模型実験

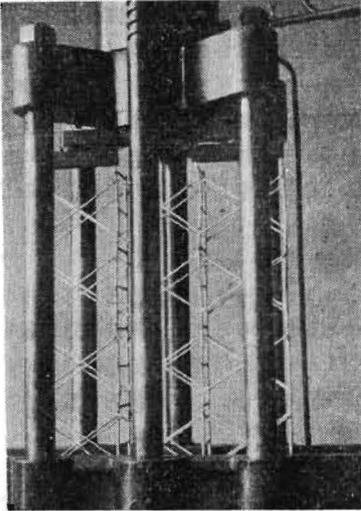
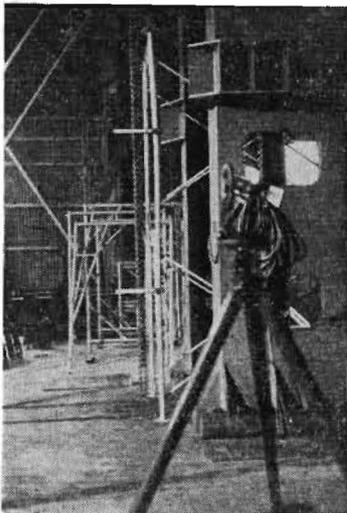


写真15 2層2例の圧縮試験



### 2.2.2 個材座屈

第11図は試験体の形状寸法と荷重要領を示す。(写真15) 試験体の端部条件は、上下端共平押しである。座屈変形は写真に示すごとく筋違面内に枠間ごとの半波形を

生じた。最大耐力は第4表に示すとおり。表における計算値  $P_{cr}$  は、枠高  $l = 1.7m$ 、径  $48.6mm$ 、 $42.7mm$  の脚柱枠の限界荷重を示す。

第4表 枠組支柱の1列当りの最大耐力

(単位トン)

	最大耐力	1) 両端ピン $P_{cr}$	2) 両端固定 $P_{cr}$	3) 一端ピン 一端固定 $P_{cr}$
脚柱径42.7 単層	14.53	9.48	37.92	18.96
脚柱径48.6 単層	21.8	13.34	53.36	26.68
脚柱 42.7 2層	14 13.9	9.48	37.92	18.96
脚柱 48.6 10層	15	13.34	37.92	

脚柱径42.7mm鋼管の枠の単層と2層の最大耐力は、単層の場合が僅かに大きい。枠の脚柱は枠面内の補強材や筋違の配置によっては単一材の場合より拘束が附加されるので、若干圧縮耐力は増大すると思われるが、これを表中の計算値と比較すると、(1)、(3)の限界値のほぼ中間で(2)の両端固定条件の場合より著しく小さい。したがって端部条件はほぼピンに近いことが推定できる。2層の場合は中間が反曲点となるので、単層の場合より材の端部固定度が低下し、耐力も若干減少することになる。48.6mm径鋼管の場合も単層の場合の最大耐力と計算値の比は径42.7mmの場合と近似している。枠組支柱の層数が増すと、個材座屈荷重は、両端ピン支持の単一層の場合に等しくなる。10層の最大耐力15トンを両端ピンの計算値と比較すると約1.13倍で若干高い値である。本来圧縮耐力は計算値より低く表われるが前述のごとき筋違や枠の補強材の効果で、耐力は逆に高く表われた。したがって枠組支柱の個材座屈に対する許容荷重は、両端ピンで枠高さを座屈長さとして計算すればよいことが分かる。

#### 計算例

- (1)  $l = 170cm$ 、脚柱径 48.6mm 鋼管の枠の使用荷重は

$$\lambda = \frac{l}{i} = 104 \text{ から } P_k = f_k \cdot A = \frac{1440}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} \cdot A = 4.62 \text{ トン}$$

1 枠につき 9.24 トン

- (2) " " " 42.7mm "

$$\lambda = 119 \text{ から } P_k = 3.14 \text{ トン}$$

1 枠につき 6.28 トン

### 2.2.3 全体座屈

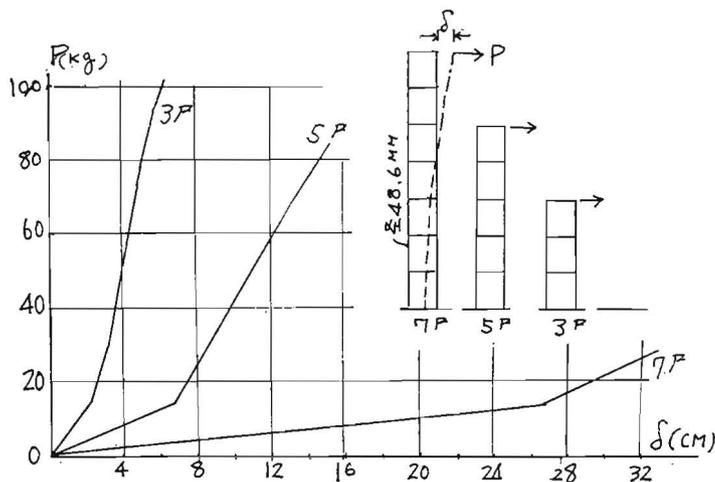
枠組の枠面内の全体座屈を検討するには、枠面内の曲

げ剛性を求める必要がある。一般に枠組の曲げ剛性はその部材配置や継手形式の関係で計算によって決定することは困難で、実験的に求めなければならない。

実験は第12図のごとく、3, 5, 7の各層について水平荷重試験を行ない、その撓み値より曲げ剛性を計算することとした。荷重方法は各層の最上端をワイヤロープを用いて水平方向に引張り、テンションメーターで力を読んだ。また枠の撓み変形は縦方向に配置した目盛板をトランシットで測定した。

第12図は水平力  $p$  と水平撓み  $\delta$  との関係を示す。撓みは荷重の初期には、継手部のゆるみの影響で大きく表われ  $p \sim \delta$  曲線の勾配は小さいが、力の増大に伴ってその影響は次第に減じて勾配は大きくなり、撓みは直線的に増加する。直線範囲の勾配を基準にして、片持梁の撓み計算式  $\delta = \frac{p\ell^3}{3EI}$  によって、各試験体の曲げ剛性  $EI$  を求めると各層共ほぼ近似した結果を示す。

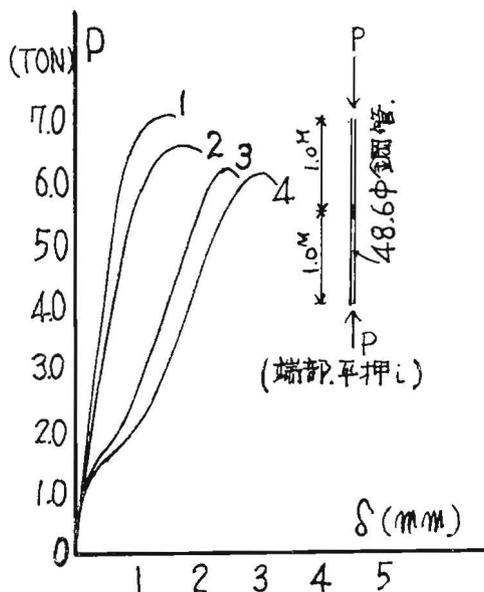
第 12 図



層数	荷重 (kg)	撓み (cm)	曲げ剛性 $EI$ ( $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$ )
3層の場合	10	0.3	$EI = 1.47 \times 10^9$
5層	10	1.2	$\approx 1.7 \times 10^9$
7層	10	3.7	$\approx 1.53 \times 10^9$

この数値を用いると、単一材の座屈荷重の計算式によって全体座屈荷重が略算できる。

この場合  $p \sim \delta$  曲線で明らかのように枠組支柱は中間継手のガタにより初期の撓みが大きく曲げ剛性が低下するが、圧縮材の場合これが座屈耐力に影響を及ぼすであろうことが予想される。この点を検討するために第13図に示すとき鋼管を用いて圧縮試験を行なった。曲線は荷重—中央最大横撓み曲線を示す。曲線1, 2は中間に継手のない連続材を、3, 4は中央に1ヶの継手をもつ



場合を示す。3, 4は荷重1~2トンの間において横撓みが大きく増大し、最大耐力も1, 2より約15%程度低い。すなわち3, 4のごとき圧縮材は1, 2の連続材と比較して初期に元撓みが大きく生ずる。しかしその後は曲げ剛性が増大してほぼ一定値となるので、荷重は増大するが、結局大きな元撓み材を圧縮することになり、座屈耐力は連続材の場合より低下することになる。またこのような継手部は元撓みを持つので座屈耐力を低下させる原因となる。したがって前述の  $p \sim \delta$  曲線

の直線範囲を用いて  $EI$  を計算し、全体座屈荷重の検討を行なう場合は、元撓みによる座屈耐力の低下を考慮して十分な安全率をとらないと危険側の結果を生じる恐れがある。

全体座屈荷重の計算例

枠組支柱の上下端を固定端と仮定すると全体座屈荷重は  $P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{\ell^2}$  から求まる。仮りに実験例から個材座屈荷重を15トンとし同時に全体座屈が生ずるものとすると、その限界高さは

$$EI = 1.53 \times 10^9 (\text{kg} \cdot \text{cm}^2), P_{cr} = 15 \text{トンから}$$

$$L_k = \sqrt{\frac{4\pi^2 EI}{P_{cr}}} = 19.8 \text{m (約12層) となる。}$$

(前記の10層の圧縮試験において、最終的には個材座屈

で耐力が決定したが、枠面内の全体曲げ変形も観察できた) 材端条件が異なる場合の全体座屈荷重は、それぞれの条件を考慮して計算できる。支柱の計画において全体座屈を防止するには、努めて小区間ごとに中間支点となりうる控えを設けることである。例えば上述の限界高さ約20mに対して、中央に支点を設ければ、座屈荷重は常識的に4倍となる。仮りに前述のごとく元撓みによる全体座屈荷重の低下と端末の固定度の減少を考慮して安全率を3とすると、中間支点間隔Lは、前計算例から、

$$L \approx 11\text{m (約7層)} \text{となる。}$$

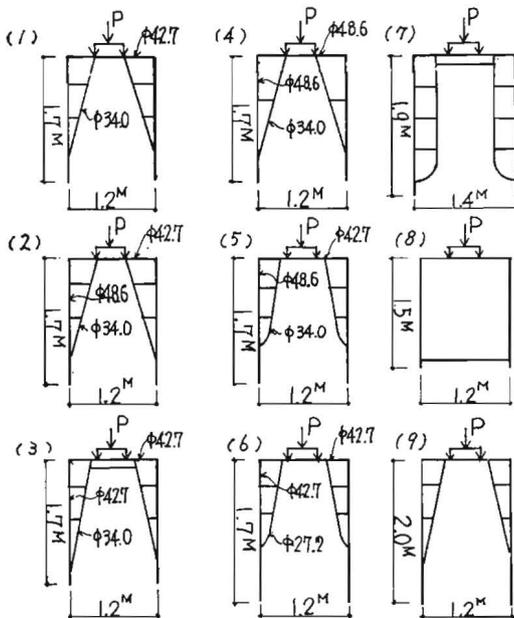
以上の計算例は支柱の耐力のみを考慮したものであるが、各枠の接合部のゆるみによる変形も無視出来ない。第12図から明らかのように3層では人間の体重70kgの横力で約5cm、5層では13cm、7層では30kgの横力で33cmの横変位を生ずる。したがって作業状態を考慮して変位が支障とならないよう上端および中間の控えを充分にとることが望ましい。

### 3. 枠組足場の耐力と壁つなぎについて

足場の積載荷重は足場板、布枠を通じて枠の横架材に作用し、縦材に伝達される。この場合の枠の耐力を検討するために JIS 規格による各種の製品について次ぎの実験を行ない、枠の使用荷重と壁つなぎ間隔について考察を加えた。

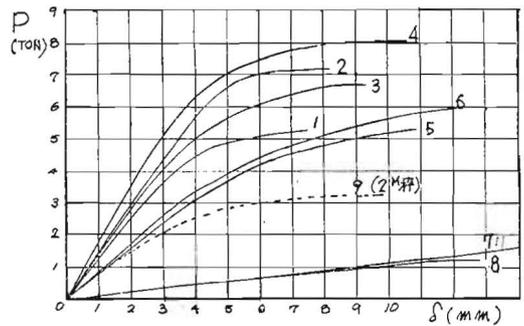
第14図に示すごとく荷重は中央2点集中荷重とし、各

第 14 図



(荷重点間隔は 42cm とする)

第 15 図



部の変形および最大耐力を測定した。両脚部は左右に移動しないよう拘束してある。第15図は荷重—中央最大撓み曲線の一例を示す。最大耐力は各種製品によって異なるが、横架材または脚柱の曲げ破壊、荷重点の局部破壊などによって生じた。

荷重による枠の変形は通常その層のみで下層には殆んど伝達されないが、横架材のせん断力は下層の脚柱に軸力として作用する。この軸力に対しては前述の枠組支柱の場合に準じて、耐力の検討をすることができる。

枠組足場の使用荷重は第15図のごとき  $p \sim \delta$  曲線から、直線部分を用いて決定する。例えば(1)試験体では撓みの直線範囲をとって使用荷重3トン以下とすれば、枠の各部に塑性歪を生ずることなく使用できる。

また鉛直方向の壁つなぎ間隔は、足場の使用荷重によって決定される。前述の例から足場の1枠当りの使用荷重を3トンをすれば、壁つなぎ間隔は次ぎのごとくなる。

第16図のように、足場の最上部に荷重が作用して足場が枠面内に点線のごとく座屈変形を生じたと仮定すると、壁つなぎ間隔  $L_k$  は中間の波形を対象にしてオイラー公式から求める。

$$P_{cr} = 3 \text{ トン,} \\ EI = 1.53 \times 10^9 (\text{kg} \cdot \text{cm}) \text{の場合}$$

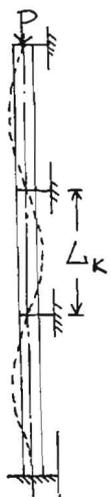
$$L_k = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{P_{cr}}} \approx 2.24 \times 10^3 = 22.4 \text{ m}$$

(約13段)となる。

また荷重に対する安全率を2とすると

$$L = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 1.53 \times 10^9}{6 \times 10^3}} \approx 1.58 \\ \times 10^3 \text{ cm} = 15.8 \text{ m (枠高} \\ 1.7 \text{ m とすると約9段)}$$

第 16 図



となる。使用荷重が小さいと壁つなぎ間隔はさらに大きくなる。

このように単管足場\*と比較すると、枠組足場の圧縮耐力は著しく大きいことが分かる。壁つなぎ間隔を足場の耐力から求めると以上のごとくなるが、作業上から考えると、上記の9段では継手部のガタの影響で横揺れが相当大きく不安感を伴なうと思われる。したがって作業性を考慮して更に間隔をつめてつなぎを配置するのが適

当と思われる。

また筋違方向の壁つなぎ間隔は、単管足場の場合と異なり有効な横つなぎ材がないので、壁つなぎのない中間列は座屈長さが大で座屈耐力は低下する。したがって横方向はつとめて間隔をつめて壁つなぎを配置するのが適当であろう。

---

” 1962 日本建築学会大会論文報告集 P.65

## (ABSTRACT)

### On the Planning of Temporary Structures (1)

Architectural Section Kazuo Uchiyama  
Kinichi Kinoshita

Many accidents of fracture of temporary structures have been occurred at the construction fields.

In order to prevent these accidents, we made a plan of experimental study of temporary structures.

This report shows the experimental results of the bearing-capacity and deformation behavior of those.

Contents are as follows :

1. Clamp test
2. Test of the frames built up with the clamp
3. Compression test of the supports for the concrete slab mold.
4. Test of the unit scaffolding and its lateral supports.

### Study on the Automatic Electrical shock Hazard Relieving Device of a-c arc Welder

by M. Terazawa

Better starting characteristic of a shock hazard relieving device is obtained with shorter starting time (the duration from when the welding rod gets touch with the base metal till the main contact closes). "Recommended Standard Specification of Automatic Electrical shock Hazard Relieving Device of a-c arc Welder" established by our Institute specified that this starting time shall be less than 0.08 sec.

In the mean time, devices with considerably short starting time have been on the market.

Ofcourse the length of starting time depends on the starting system of the device.

Therefore the writer investigated the correlation between the starting time and the starting system.