

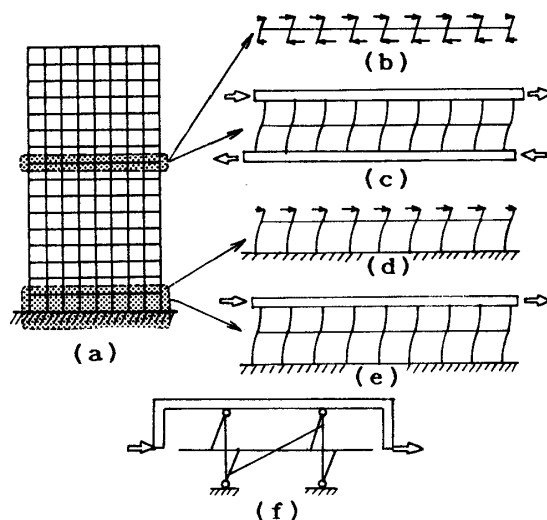
曲げ降伏するはりの軸方向伸び現象を考慮した 鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験研究

正 会 員 黒 正 清 治*
正 会 員 和 田 章**
正 会 員 林 静 雄**
正 会 員 坂 田 弘 安***
正 会 員 坂 川 慶 介****

§1. 序 論

近年、都市の過密化に伴う社会的要請として建物の高層化が必要となっており、鉄筋コンクリート構造物でも30階を超えるものが純ラーメン構造で建てられるようになってきた。このような構造物でははりの靱性に期待したはり降伏型の設計がなされる場合が多い。はりが降伏しようとする場合軸方向に伸びることはよく知られているが、筆者らは降伏して軸方向に伸びようとするはりはその周辺構造要素から軸方向変形拘束を受ける可能性があることを指摘した^{1),2)}。

図一(a)のような鉄筋コンクリート多層骨組構造物を考える。鉄筋コンクリートはりが降伏し軸方向に伸びているある中間層を取り出したときに、その上下の層のはりも降伏し軸方向に伸びている状態を考えると図一(b)のように表せる。この場合は、はりの軸方向変形に対して上下層から柱等による拘束が働かないためはりの伸びは自由となる。また、はりが降伏し軸方向に伸びているある層を取り出したときにこの層の上下層が降伏せずに健全である場合はりに伸びが生じないため拘束が働き、図一(c)のような状態が考えられる。さらに、2階のはりが降伏して伸びようとする場合を考えると、基礎よりはりは一般のはりに比べ剛強な場合が多く、曲げ降伏も生じないと考えられるから、1階の柱を介して2階のはりの伸びは拘束される。3階のはりが降伏している場合は図一(d)のような状態が考えられる。3階のはりが降伏していなければ、上下層から軸方向変形拘束を受けることになり図一(e)のような状態が考えられる。動的応答解析においても、すべてのはり端が同時に塑性ヒンジとなるわけではなく、ある層の内部のはりにだけ塑性ヒンジが形成される場合もある。このような場合には、降伏しようとするはりは、上下の層からの拘束の他



図一 鉄筋コンクリート多層骨組構造物と部分骨組構造

に同一層の周辺構造要素からも拘束を受けることになる。

曲げ降伏する部材の軸方向変形拘束に関する研究はいくつか行われている。最上・是永³⁾はアンボンドプレストレスコンクリートばりの実験からはりに生じる付加軸力について検討した。淵川・市川・山崎・川島・藤沢・芳村^{4),5)}はT形ばりの逆対称加力実験を行い、材軸変位の拘束状態によって履歴性状が大きな影響を受け、軸変形を拘束したものは無拘束のものに比べ耐力上昇し限界変形・限界塑性率とも小さくなることを報告した。藤沢・尾崎⁶⁾は、はり・スラブの軸方向変形拘束効果と立体的協働効果による耐力上昇を解析的に推定する方法を示した。小森⁷⁾は、鉄筋コンクリート一方向スラブの端部拘束による面内圧縮力のアーチ効果について論じた。Chengsheng・Wimal⁸⁾は、端部拘束を受ける鉄筋コンクリートスラブの耐力上昇について解析的に論じた。筆者らは、軸方向変形拘束剛性を鉄筋コンクリートはりが支持しているスラブの軸方向剛性の値から決め、鉄筋コンクリートはりの軸方向変形を拘束した解析および実験を行った^{1),2)}。その結果、はりの軸方向変形を拘束した

* 東京工業大学 名誉教授・工博

** 東京工業大学 助教授・工博

*** 東京工業大学 助手

**** 東京工業大学 研究生

(昭和63年4月10日原稿受理)

場合、はりには圧縮力が生じ拘束しない場合に比べ耐力が上昇することを確認し、また軸方向変形拘束効果に及ぼすせん断スパン比の影響について論じた。本論では、柱がはりの軸方向変形を拘束すると考えられる不静定骨組に対して繰り返し載荷実験を行い、その耐力と変形性状について考察する。

§2. 実験方法

2.1 試験体

図-1(c), (e) のような状態を考え、上下の階高の半分ずつを取り出した柱2本と2スパン分のはりからなる鉄筋コンクリート不静定骨組を対象とした。はりが軸方向変形拘束される現象を際立たせるために図-1(f) のように柱による拘束剛性を大きくした加力方法を用いて実験を行った。この場合、反曲点位置で水平方向の広がりを拘束しているため1スパン多層骨組として図-1(e) の状態の2倍の拘束となる。実験に用いた試験体は、某高層鉄筋コンクリート建物を参考に断面50cm×70cmの鉄筋コンクリートはりを取り出し、これを2/7に縮小し、はり断面を14cm×20cmとした。スラブ幅は、このはりが支持するスラブ全幅とし、これを2/7に縮小して128cmとした。実験変数は、はりのクリアスパンおよびスラブの有無であり、試験体は表-1に示す4体である。これらのうちスラブ付きで内法スパンが70cmのS07の寸法と配筋を図-2に示す。はり主筋には、横ふしのD10を、柱主筋には横ふしのD13を、スラブ筋には斜めふしのD6を使用した。S13, S10, S07は上端2-D10, 8-D6, 下端2-D10のT形ばりで、F07は上端、下端ともに2-D10の長方形ばりである。柱は原断面寸法を2/7に縮小し22cm×22cmとした。柱に加力をするために、柱が破壊しないように柱主筋量を原設計の鉄筋比より多くし、8-D13とした。柱高さは、柱の上下に取り付くピンの中心間距離が階高の2/7 (= 900mm) に等しくなるように決め、はりの上下の柱高さを等しくおいた。この骨組構造物は、はりに生じる軸

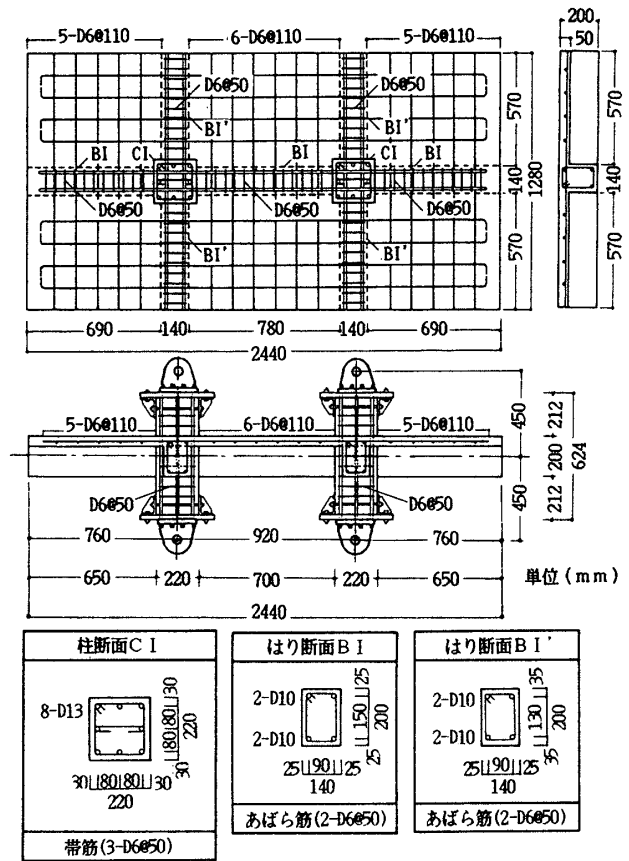


図-2 試験体 (S07)

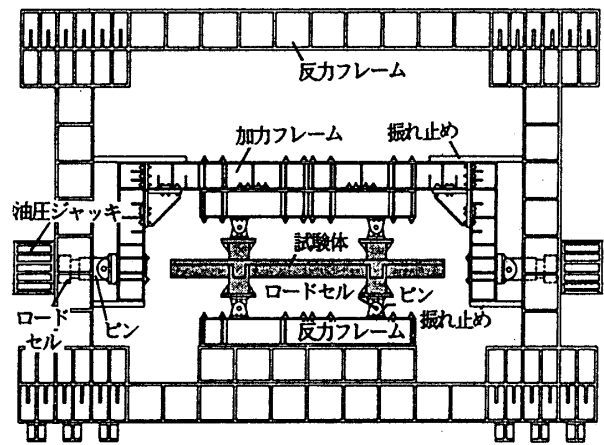


図-3 加力装置

表-1 試験体一覧

試験体記号	はりのクリアスパン(mm)	スラブの有無	試験当日におけるコンクリート材齢
F07	700	なし	50日
S07	700	あり	45
S10	1000	あり	41
S13	1300	あり	33

表-2 材料の力学的性質

鉄筋			
	降伏応力度(kg/cm ²)	引張強度(kg/cm ²)	伸び率(%)
D10	3670	5400	22.8
D13	3520	5210	25.0
D6	3900	4920	20.5
コンクリート			
材令(日)	32	43	54
圧縮強度(kg/cm ²)	265	259	267
圧縮強度時歪(10 ⁻⁶)	2801	2425	2281
ヤング係数(t/cm ²)	196	216	234
引張強度(kg/cm ²)	20.1	20.3	23.9

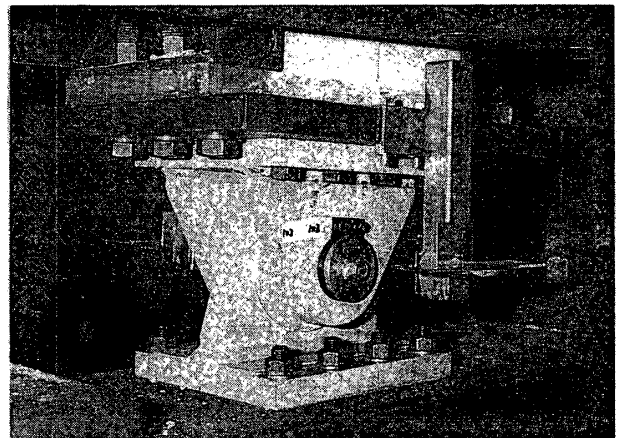


写真-1 柱の上下に取り付くピン・ロードセル

力の影響を考えなければT形ばりのスラブを全幅有効と
考えても、全ての試験体ともはり降伏型の骨組構造物で
ある。

2.2 加力装置

図-3に加力装置を示す。はりの軸方向変形を柱の剛
性により拘束するために、柱の上下に取り付けたピン位
置で柱間隔が変化しない装置を設計・製作した。柱の上
下には面内および面外にも回転自由な3次元ピンを取
り付け、それぞれ軸方向剛性の高い反力ビームと加力フ
レームに高力ボルトにより取り付けた。加力フレームの
ピンが取り付く部分は、300×300×10×15のH形鋼2
本をPC鋼棒により重ね合わせ、軸方向剛性を確保した。
加力フレームの左右のはり芯高さ位置に50 ton 押
し引き両動油圧ジャッキを取り付け、二つのジャッキに
一つの油圧ポンプからオイルを送り、大きさの等しい荷
重を与えた。柱にはDead Loadとしての軸力は与えな
かった。柱の上下に3次元ピンを取り付けているために
加力フレームの上下左右に面外の振れ止めを取り付け
た。写真-1は、柱の上下4カ所に取り付けたピンであ
り、面内・面外3方向自由なピンであるとともに、ピン
心棒のせん断ひずみを利用して水平・鉛直2方向の反力
を測定できるロードセルとなっている。

2.3 使用材料の力学的性質

使用した鉄筋D6, D10, D13および、コンクリー
トの力学的性質を表-2に示す。

2.4 載荷履歴および測定方法

試験体に与えた漸増繰返し載荷の経路は、図-4に示
すように、最初のループは引張側のはり主筋が降伏する
変位（試験体により多少異なるが層間変位 $\delta = \text{約} 3.8$
mm, 柱部材角 $R = 3.8/900 = 0.42\%$ ）において繰返し、
それ以後の繰返しは層間変位（柱の部材角）により制
御した。右向きに加力する時を正加力とし、左向きに加
力する時を負加力とする。

左右の50 ton 押引両動油圧ジャッキ先端のロードセ
ルにより水平荷重を検出し、柱の上下に取り付く四つの
ピンを併用したロードセルにより柱のせん断力と軸力を
それぞれ独立に検出した。図-5に示すように、ピン位
置およびはり位置で柱の水平変位を、ピン位置で柱の鉛
直変位を測定した。図-6に示すように直交ばり位置で
両端ピンローラ支持されたゲージホルダーに取りつけた
変位計によりスラブ面内の軸方向変位を測定した。矩形
ばりのF07の場合は、ゲージホルダーを柱の図-6と
同じ高さに取り付け軸方向変位を測定した。

§3. 実験結果

3.1 層せん断力—柱の層間変位関係

図-7に層せん断力と柱の層間変位の関係を示す。層
せん断力は柱の下（または上）に取り付けた二つのピン
の水平反力の和で表した。こうして求めた層せん断力と

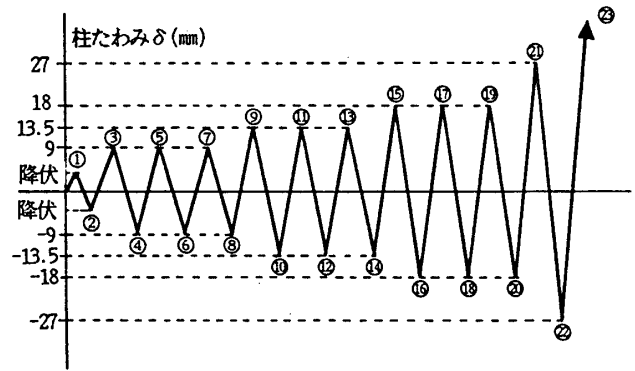


図-4 載荷経路

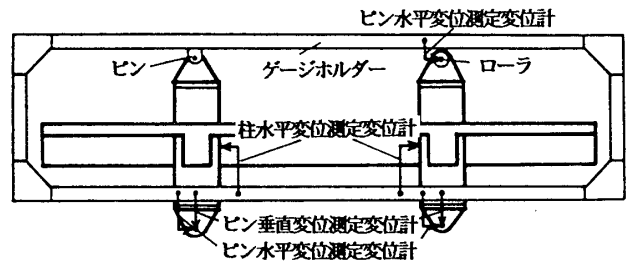
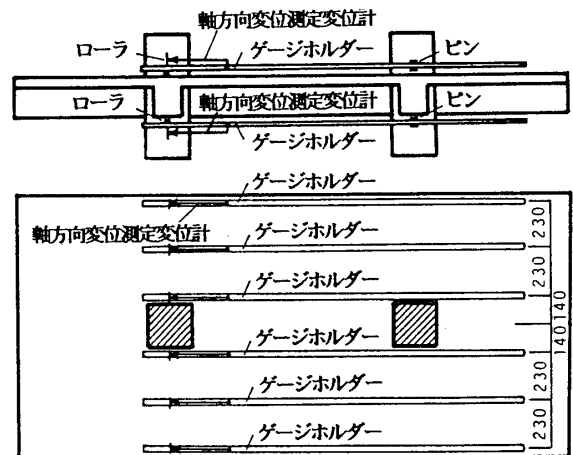


図-5 ピンの水平・鉛直変位の測定方法



単位: mm

図-6 軸方向変位の測定方法

左右の50 ton 押引両動油圧ジャッキ先端のロードセ
ルにより検出した水平荷重の和が等しいことを確かめた。
図中の破線は、はりの軸力を0 tonとしてe関数法によ
り最大曲げモーメントを求め、はりの両端が同時にこの
曲げモーメントになるとして求めた層せん断力を示して
おり、T形ばりのスラブは全幅有効とした。実験で得
られた耐力は、全試験体ともこの耐力を上回っており、
その上昇の割合はS13, S10, S07で約1.5倍、F07
で約2.7倍になった。はりがT形ばりのS13, S10, S
07の場合、第1ループの折返し点 $\delta = 3.8$ mm（柱部材
角 $R = 3.8/900 = 0.42\% < 1/200$ ）前後の変形で上述のe
関数法により求めた層せん断力と同じ値を示した。しか
しこの段階ではスラブ筋は降伏に至っていない。長方形
ばりのF07ではこれより小さな柱部材角（ $R = 1.0/900$

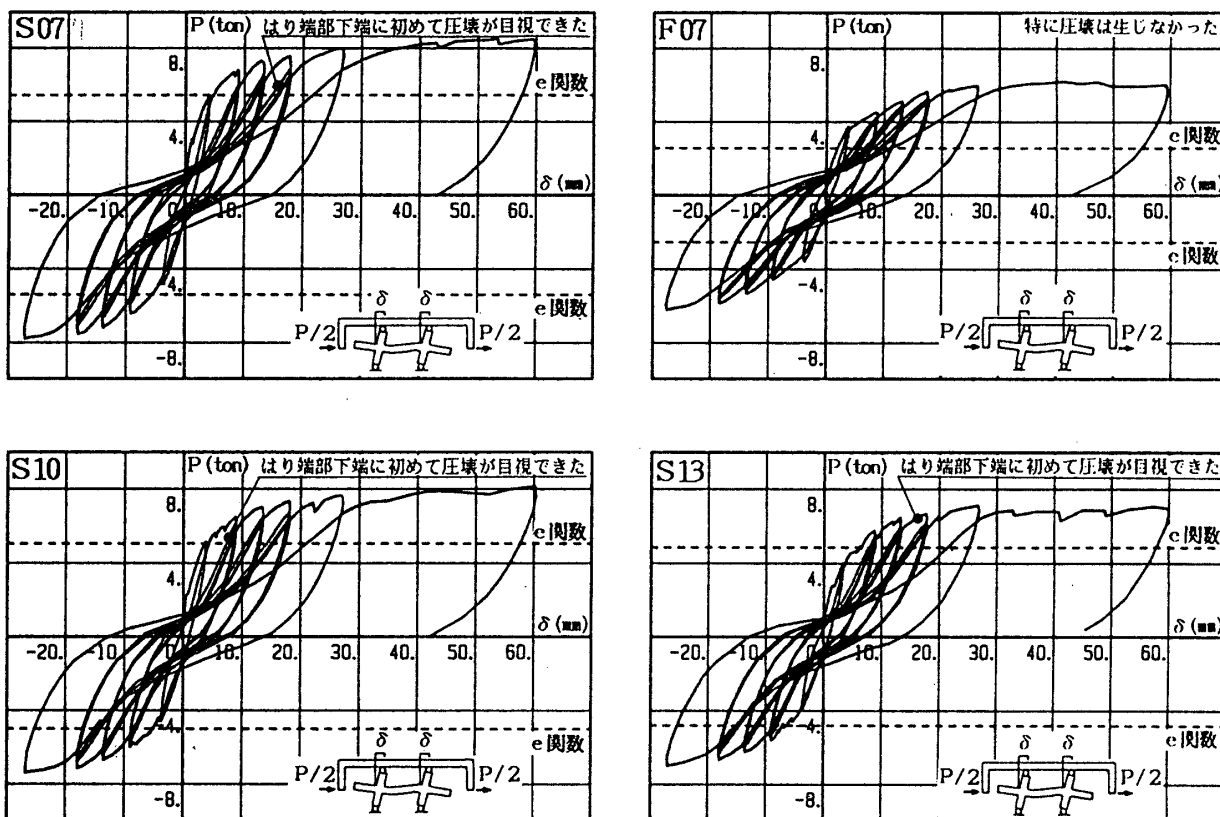


図-7 層せん断力一柱の層間変位関係

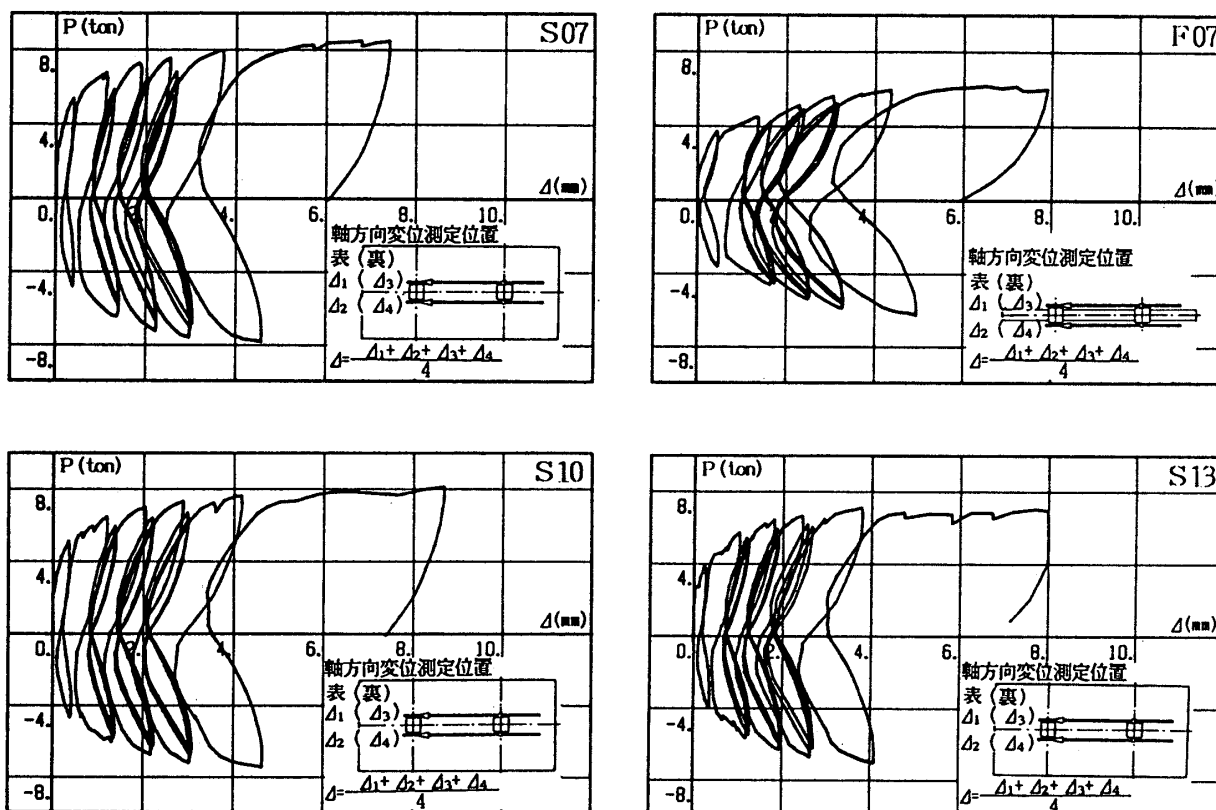


図-8 層せん断力一はりの軸方向変位関係

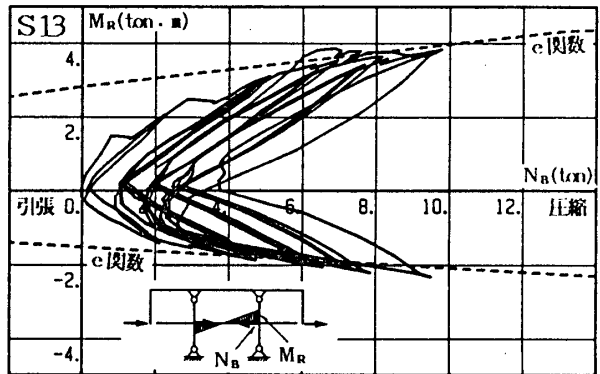
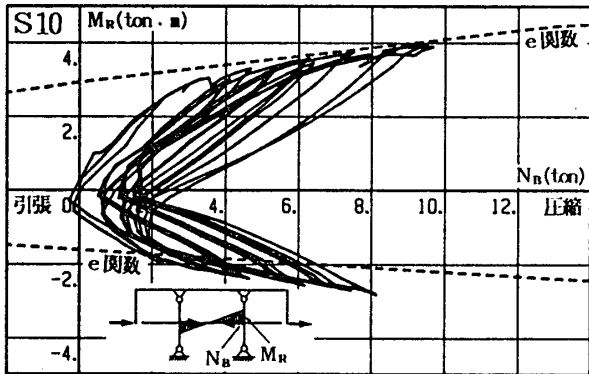
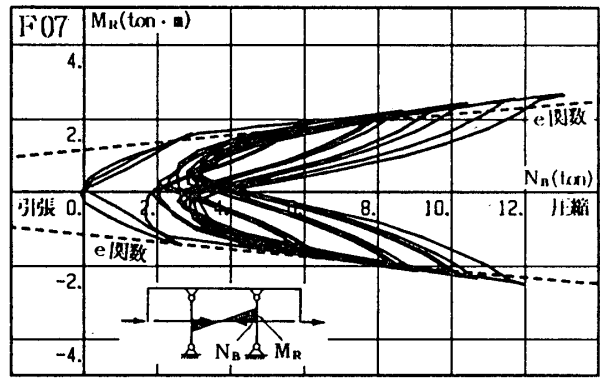
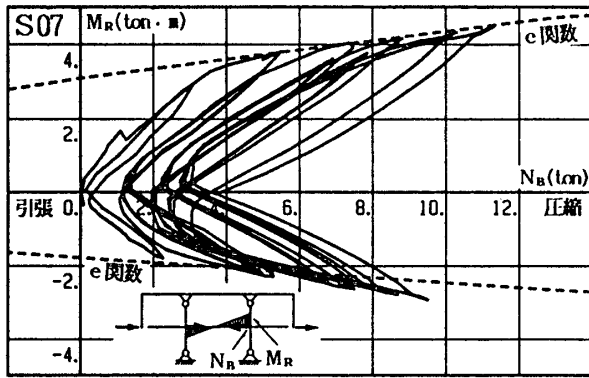


図-9 はり右端曲げモーメント—はりの軸力関係

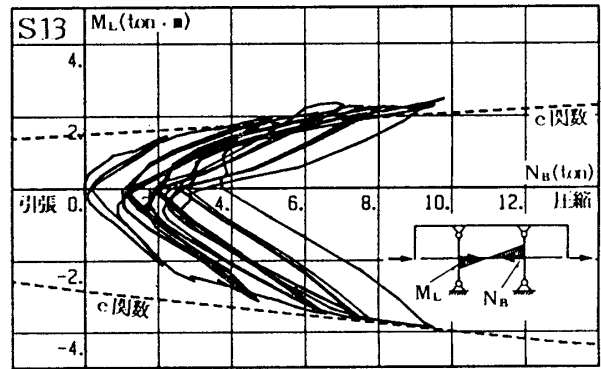
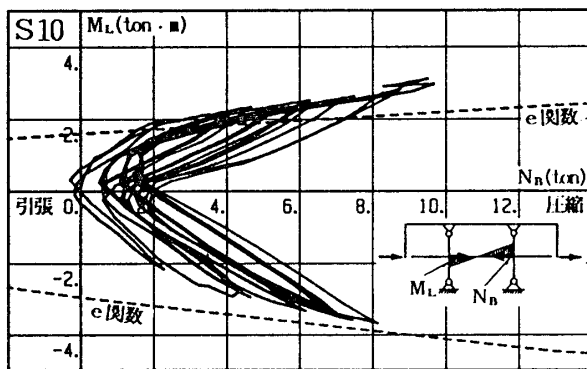
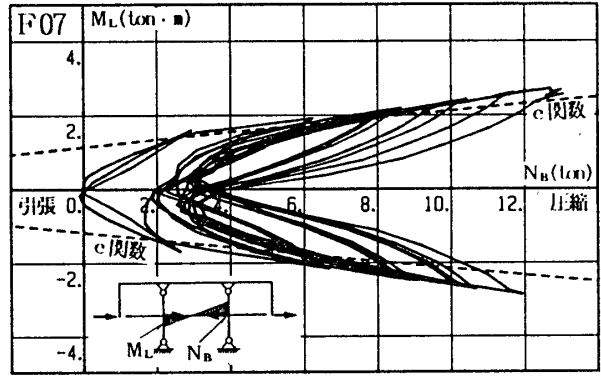
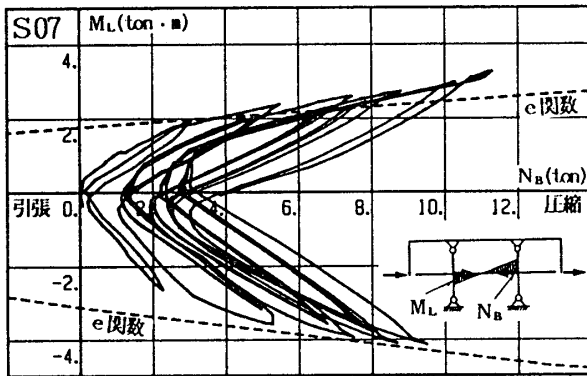


図-10 はり左端曲げモーメント—はりの軸力関係

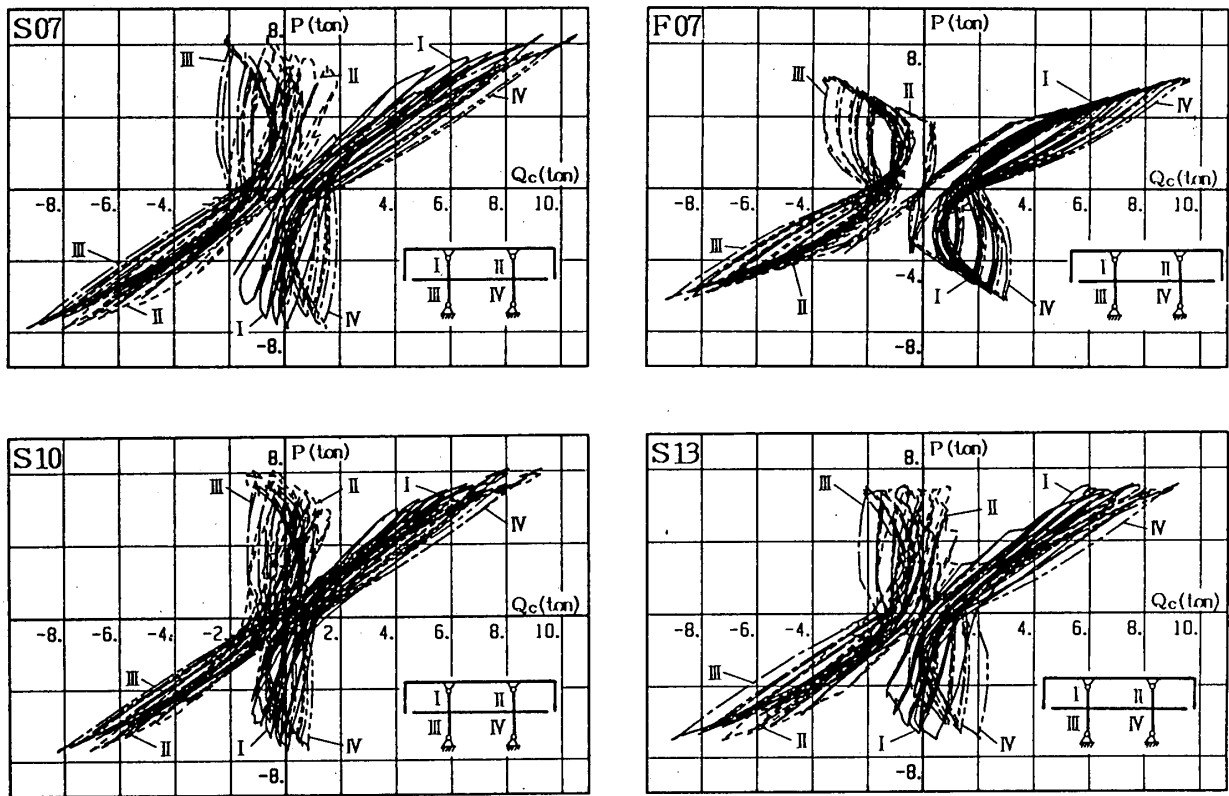


図-11 層せん断力一柱のせん断力関係

=0.11%)において上述の e 関数法により求めた層せん断力と同じ値を示した。このように耐力が上昇したのは、柱による軸方向変形拘束によりはりに圧縮軸力が生じたためと思われる。しかしながら本実験では、文献2)と異なりはりの部材角が44/1000に至っても耐力低下を起こすことなく十分な変形能力を有していた。表-3にはり主筋曲げ降伏時荷重とそのときの変形、最大荷重とそのときの変形およびはり端部下端圧壊発生時荷重とそのときの変形を数値をもって示す。

3.2 層せん断力—はりの軸方向変位関係

図-8に層せん断力とはりの軸方向変位の関係を示す。はりの軸方向変位は、図中右下の挿絵に示すように柱の近くの上端2カ所、下端2カ所の計4カ所の軸方向変位の平均で表した。図-4②のピークでS13が約3.8mm、S10が約4.2mm、S07が約3.7mm、F07が約4.4mm伸び、各試験体の軸方向伸びはほぼ同じ値であった。繰り返すごとに塑性ひずみが累積され軸方向に伸びるが、同じ変位振幅内での繰り返しでは伸びは増えなかった。

3.3 はり端曲げモーメント—はりの軸力関係

図-9, 10にはり右端の曲げモーメントとはりに生じた軸力の関係およびはり左端の曲げモーメントとはりに生じた軸力の関係を示す。ここで示している曲げモーメントは、上下の柱のせん断力から計算した柱芯でのはりの曲げモーメントである。はりの軸力は柱上下に取り付けたピンのロードセルによる水平反力の差から求め、は

表-3 実験結果

試験体記号	F07	S07	S10	S13
はり主筋曲げ降伏時荷重(ton)	3.8	5.4	5.1	4.0
はり主筋曲げ降伏時変形(mm)	3.9	4.1	3.9	3.5
最大荷重(ton)	6.2	8.5	8.1	7.1
最大荷重時変形(mm)	41.1	53.5	60.4	57.1
はり端部下端圧壊開始時荷重(ton)	-	5.9	4.9	6.6
はり端部下端圧壊開始時変形(mm)	-	15.9	8.0	16.9

りに圧縮力が加わる時を正で示してある。曲げモーメントが正の時に右端では上端引張になり、左端では下端引張になる。このため、T形はりのS13, S10, S07において右端では正の曲げモーメントのほうが大きく、左端では負の曲げモーメントのほうが大きくなっている。長方形はりのF07では、左右端の曲げモーメントはほぼ同じ値となっている。図中の破線は e 関数法により軸力と最大曲げモーメントの関係をスラブ全幅有効として求め、はりの両端部が同時に最大曲げモーメントに達するとした時の軸力と曲げモーメントの包絡線を示している。この包絡線は鉄筋のひずみ硬化やコンクリートの拘束効果を見逃して求めているため実験結果はこれを超えてしまう場合もあるが、包絡線と交わった後およそこれに沿って動いていることが分かる。このことから図-7の層せん断力一柱の層間変位関係において、はりの軸力を0tonとして e 関数法により求めた層せん断力よりも耐力が大きかったことは、この拘束により発生した軸力を考えることにより説明できる。また、最大軸力はS13では約9.5ton ($\sigma_1=34 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2=11 \text{ kg/cm}^2$), S

10では約9.7 ton ($\sigma_1=35 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2=11 \text{ kg/cm}^2$), S07では約11.3 ton ($\sigma_1=40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2=13 \text{ kg/cm}^2$), F07では約13.0 ton ($\sigma_1=46 \text{ kg/cm}^2$)となった。ここに、 σ_1 は、はりに生じた軸力をはりの断面積で除した値、 σ_2 は、はりに生じた軸力をT形ばりの断面積で除した値である。

3.4 層せん断力一柱のせん断力関係

図-11に層せん断力と柱のせん断力関係を示す。正荷重時には初期においてはI, II, III, IVのどの柱にも正のせん断力が生じたが、はりにひび割れがはいつた後は、I, IVの柱のせん断力が大きくなり、II, IIIの柱のせん断力は小さくなりやがてはII, IIIの柱には負のせん断力が生じた。同様な現象は、負荷重時にも現れている。これは、正加力時には図-12に示すようにはり降伏後の漸増載荷によりはりが伸びようとして、柱がはりから付加水平力を受けるためI, IVの柱はより大きなせん断力を負担し、II, IIIの柱の負担するせん断力は小さくなるためである。最終的には、柱がはりから受ける付加水平力が大きくなり、柱の四つのピン反力はすべてはりの伸びを抑える方向に生じている。

3.5 柱が受ける付加水平力一柱の広がり関係

図-13に柱が受ける付加水平力(はりの軸力)と柱の広がり(はりの軸方向変位)の包絡線を示す。変形が進むに従い柱のひび割れにより、柱が受ける付加水平力と柱の広がり関係は非線形となり、剛性は低下した。S13では軸方向変位 $\Delta \approx 4 \text{ mm}$ を超えたところで、S10では $\Delta \approx 6.5 \text{ mm}$ を超えたところで付加水平力が低下し、S07は付加水平力が低下しなかった。せん断スパン比の大きいほうが小さな変形で付加水平力低下が

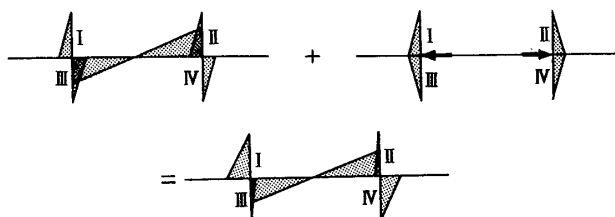


図-12 はりにひび割れが生じた後のモーメント図

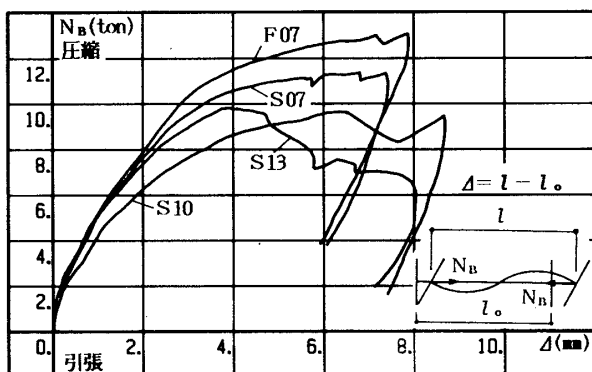


図-13 柱が受ける付加水平力一柱の広がり関係

生じていることがわかる。この付加水平力低下はほぼ左上柱または右下柱のせん断ひび割れ発生と対応している。せん断スパン比が小さいほうがはりのせん断力は大きくなり、柱に加わる圧縮軸力も大きくなる。圧縮力が大きくなるほどせん断ひび割れ荷重も上昇する⁹⁾ことが言われており、これがはりのせん断スパン比が大きいほど柱のせん断ひび割れ発生が早かった原因と考えられる。S13では $\Delta \approx 4 \text{ mm}$ を超えると軸力の低下(約10 ton から7 ton に)が生じているが、この軸力の範囲では曲げモーメントの増減は小さく軸力低下による曲げ耐力低下が図-8において顕著には現れていない。また、柱の広がり2 mmでの割線剛性(はりの軸方向変形拘束剛性)は、柱の曲げひび割れ等により多少ばらつきがあり $31 \text{ t/cm} \sim 38 \text{ t/cm}$ となったが、文献2)の軸方向変形拘束剛性 150 t/cm に比べるとかなり小さな値であった。本実験では、このように軸方向変形拘束剛性が弱かったこと、曲げモーメント・せん断耐力に対し柱を十分に補強していたことから図-7に示すように脆性的な破壊は生じなかった。

3.6 最終破壊状況

最終破壊状況を図-14に示す。全試験体ともはり端部に曲げひび割れが集中した。T形ばりの試験体はスラブからのひび割れが、はりに斜めひび割れとなつてつなごうとした。左上柱または右下柱に見られるせん断ひび割れは、 $\delta=60 \text{ mm}$ の変形ループで発生しており3.5の付加水平力の低下に対応している。左側の柱は柱の左側に、右側の柱は柱の右側にひび割れが多い。これは、はりが伸びようとして両側の柱を外側に押し広げているためである。曲げ強度・せん断強度のいずれに対しても柱を十分に補強していたので最終的には柱崩壊とはならず、スラブを有する試験体でははり両端部の下端で圧壊が激しくなり、耐力が上昇しなくなった。初めて圧壊が目視で

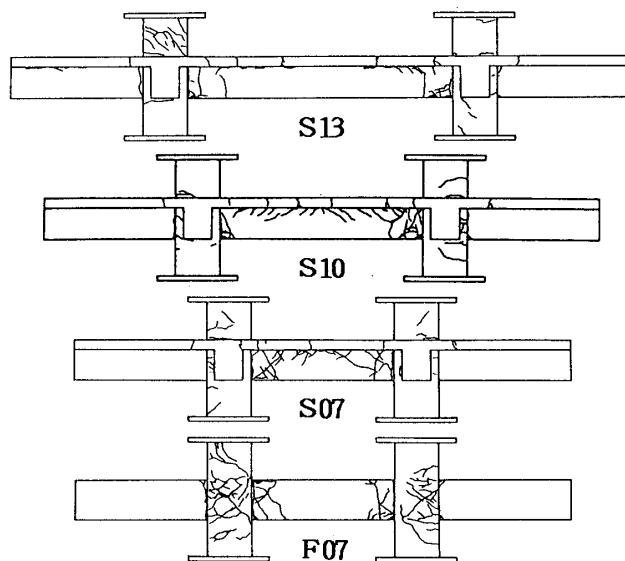


図-14 最終破壊状況

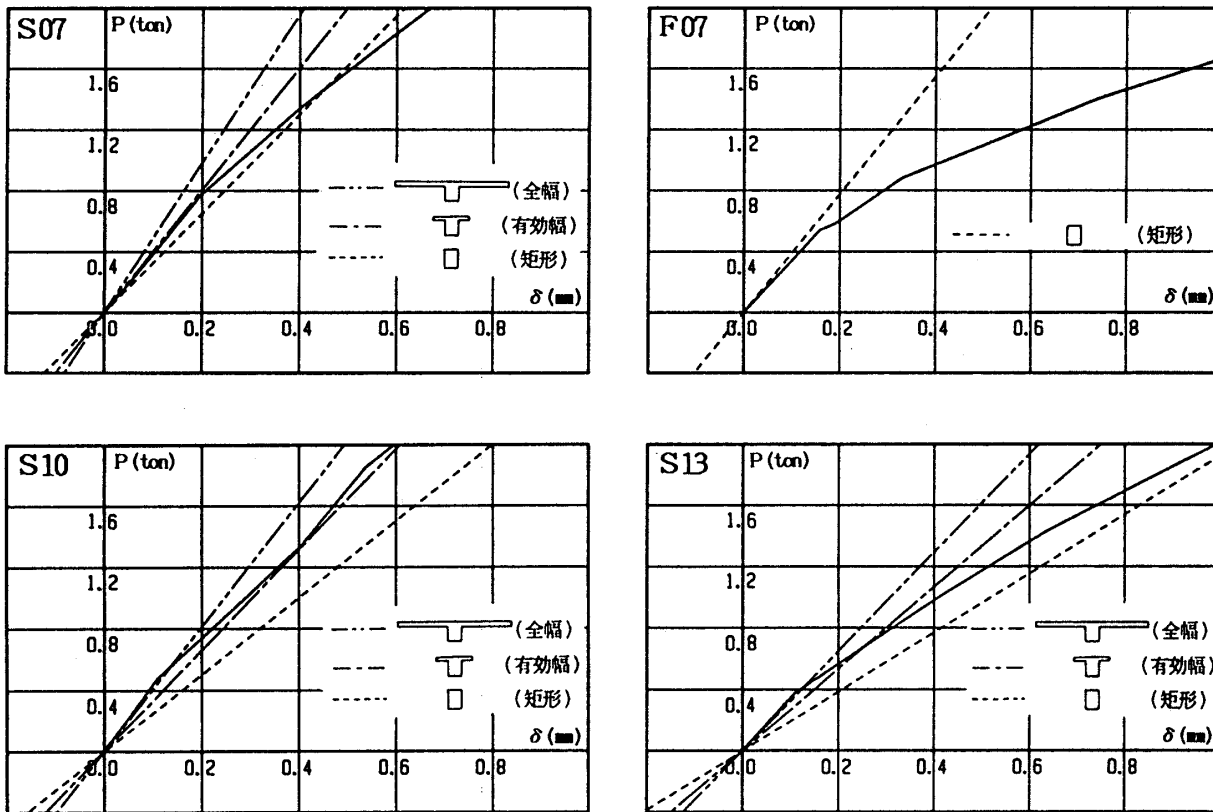


図-15 層せん断力一柱の層間変位関係と弾性計算による初期剛性

きた時点を図-7に●で示す。

§4. 考察

4.1 初期剛性

柱およびはりの曲げ・せん断変形ならびに接合部パネルのせん断変形を考慮した弾性計算により初期剛性を求め、初期剛性に与えるスラブの有効幅について考察する。計算に当たり接合部パネルは、主筋により囲まれた大きさとし、厚さはT形ばりのものは直交ばかりがついていることを考えて柱幅と同等とし、矩形ばりのものは柱幅とより幅の平均とした。

図-15に層せん断力と柱の層間変位の関係を示す。縦軸は層せん断力であるが、はりの短期許容せん断力から求めた層せん断力の約1/2の2 tonまで示してある。実線は実験結果、破線ははりを矩形断面として求めた計算値、一点鎖線ははりを日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁰⁾ p.11(1)式より求めた有効幅分のT形ばりとして求めた計算値、二点鎖線ははりを全幅分のT形ばりとして求めた計算値である。矩形断面のF07では、実験値と計算した初期剛性はよい対応を示している。S13, S10の微小荷重に対する実験結果はスラブを全幅有効として求めた剛性とよい一致を示しているが、その後の層せん断力に対する剛性およびせん断スパン比の小さいS07の実験結果ははりを有効幅分のT形ばりとして求めた剛性とよい一致を示している。

4.2 最大耐力

最大耐力は、3.3で述べたようにはりに生ずる軸力を

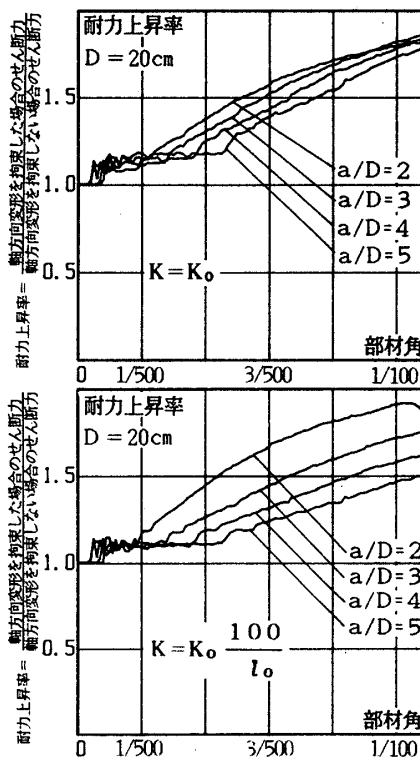


図-16 耐力上昇率一部材角関係²⁾

考慮してスラブを全幅有効としたT形ばりで計算した値とほぼ一致した。このことからせん断スパン比によらず最大耐力時にはスラブは全幅有効として作用していたものと考えられる。

4.3 スラブがはりの軸方向変形拘束効果に及ぼす影響

層せん断力一柱の層間変位関係において軸力 0 ton とし e 関数法により求めた耐力と、実験における最大荷重の比が T 形ばりの S13, S10, S07 はすべて約 1.5 であった。

既往の報告²⁾では、図-16 に示すようにはりの外からの拘束剛性がスパンに反比例するように働くときには、せん断スパン比が小さいほど耐力上昇率（軸方向変形を拘束した場合のせん断力/軸方向変形を拘束しない場合のせん断力）が大きくなり、拘束剛性がせん断スパン比にかかわらず一定の時にはせん断スパン比による耐力上昇率は大きな差がないことを述べた。

今回の実験では T 形ばりの 3 体ともスラブ筋は、はり筋の降伏後に早い時期から降伏しており、スラブのひび割れが全幅を横切り直交ばりの付近に集中したため大きなひずみははり端部に集中した。このことからスラブはせん断スパン比に反比例する拘束剛性を有してはりに外から圧縮軸力を生じさせるように働いたのではないことが分かる。よって、本実験で軸方向変形拘束による耐力上昇率がせん断スパン比によらず一定であったのは、せん断スパン比によらず一定である柱の剛性によってのみはりの軸方向変形が拘束されたためであり、既往の報告の後者の場合に相当すると考える。

§5. 結論

柱により軸方向変形拘束を受けるはりを有する鉄筋コンクリート不静定骨組構造物の繰返し載荷実験を行い、その弾塑性性状に関して考察した。これから以下の結論を得た。

① 水平力を受けるはり降伏型の鉄筋コンクリート不静定骨組構造物の柱の上下にピンを取り付け、その位置で柱の間隔を一定とすることによりはりの軸方向変形を拘束したところ、はりには圧縮軸力が作用し、拘束を受けないはりに比べ耐力が上昇した。はりの軸力を 0 ton とし e 関数法により求めた矩形ばりおよびスラブを全幅有効とした T 形ばりの耐力と実験により得られた耐力を比較すると矩形ばりのものは約 2.7 倍、T 形ばりのものは約 1.5 倍の上昇を示した。

また、1/200 以下の部材角において、はりに軸力が作用しないとして e 関数法により求めた耐力に達しており、かなり小さな変形レベルでもこのような現象が起きることを明らかにした。

② 降伏しようとする鉄筋コンクリートはりは軸方向に伸びようとするために、この伸びを抑えようとする柱には、付加せん断力が作用し、荷重の増加に伴って柱のせん断力分担の割合が変化した。実際の構造物中では、特に 1 階の外柱でこのような現象が起こることが考えられ、構造物の柱・はりに生じる塑性ヒンジ形成にも影響

を及ぼす可能性がある。

③ スラブはせん断スパン比に反比例する拘束剛性を有してはりに外から圧縮軸力を生じさせるように働くのではなく、せん断スパン比によらずスラブ全幅有効の T 形断面として直接に矩形断面のはりの曲げ耐力を上昇させる効果として作用したと考えられる。

④ T 形ばりを有する骨組のスラブは、最大耐力時にはせん断スパン比によらず全幅有効として作用していたものと考えられる。

謝辞

福井大学助教授・小林克巳博士には、日頃有益な御指導を頂いています。また、ピン・ロードセルの製作に関して巴組鐵工所・五十畑登氏に御指導頂きました。ここに、心より感謝の意を表します。研究費の一部に文部省科学研究費を使用しました。関係者各位に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 和田 章, 林 静雄, 坂田弘安: 軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状, 構造工学論文集, Vol. 32 B, pp. 183~188, 昭和 61 年 3 月
- 2) 坂田弘安, 林 静雄, 和田 章, 黒正清治: 軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 380 号, pp. 45~55, 昭和 62 年 10 月
- 3) 最上達雄, 是永建好: 水平力を受ける不静定架構における梁の軸力について, コンクリート工学年次論文報告集, 第 9 巻, 2 号, pp. 253~256, 昭和 62 年
- 4) 淵川正四郎, 市川昌和, 山崎利次, 川島俊一, 藤沢正視, 芳村 学: T 形ばりの靱性におよぼす筋筋量の影響 (その 1 実験概要) — 高層壁式ラーメン構造に関する研究一, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp. 205, 206, 昭和 62 年 10 月
- 5) 市川昌和, 淵川正四郎, 藤沢正視, 芳村 学: T 形ばりの靱性におよぼす筋筋量の影響 (その 2 結果の検討) — 高層壁式ラーメン構造に関する研究一, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp. 207, 208, 昭和 62 年 10 月
- 6) 藤沢正視, 尾崎昌凡: はりとスラブの協働効果に関する解析的研究 (荷重増分法による立体弾塑性解析) — 高層壁式ラーメン構造に関する研究一, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 構造 II, pp. 225, 226, 昭和 62 年 10 月
- 7) 小森清司: 鉄筋コンクリート一方向スラブの耐力とたわみに及ぼす面内圧縮力のアーチ効果について, 構造工学論文集, Vol. 34 B, pp. 281~294, 昭和 63 年 3 月
- 8) Chengsheng Ouyang and Wimal Suaris: RC Rectangular Slab with Edge Restraints, Jour. of the Structural Engng., Proc. of ASCE, Vol. 113, No. 11, November, pp. 2146~2165, 1987
- 9) 池田昭男: 塑性域において繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 12, pp. 1~13, 昭和 45 年 12 月
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 昭和 57 年 6 月

SYNOPSIS

UDC : 624.012.45 : 539.3 : 531.35

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTIC AND PLASTIC BEHAVIORS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES IN CONSIDERATION OF AXIAL ELONGATION PHENOMENA IN BENDING YIELD BEAMS

by Dr. SELJI KOKUSHO, Dr. AKIRA WADA, Dr. SHIZUO
HAYASHI, HIROYASU SAKATA, and KEISUKE SAKA-
GAWA, Members of A. I. J.

It is well known that the reinforced concrete beam will elongate to the axial direction when beam is tending to yield in bending. If this phenomena occur throughout the every span, the horizontal length of the building will expand as a whole. In considered to expand the slabs and to spread out the columns and the shear walls the elongation in horizontal direction is possibly restrained. Considering such a condition, the beam tending to yield is considered to be subject to the compressive forces from the surrounding structural members.

We reported the bending shear experiment of rectangular beam and T-shaped beam which was performed to consider the effect of axial restriction of deformation, through a simple analysis.

In this study, cyclic load experiment of reinforced concrete frames is performed to consider the effect of axial restriction of beam deformation.

As a result, experiment shows that the story shear strength of reinforced concrete frames increase 50% to 170% because of axial restriction imposed by the horizontal stiffness of columns. This implies a potential that the structure will not collapse in the assumed mechanism.