Architectural Institute of Japan

【論　文】

日本建築学会構造系論文報告集 第443号・1993年1月
Journal of Struct. Constr. Engng, AIJ, No. 443, Jan., 1993

鉛直力と水平力を受ける鉄筋コンクリート立体骨組の力学的挙動に関する模型実験

EXPERIMENTS ON REINFORCED CONCRETE ONE-TWENTIETH SCALE 3-D MODEL FRAMES UNDER VERTICAL AND HORIZONTAL LOADING

和田　章*, 林　静雄**, 坂田弘安***, 香取慶一****, 大谷晃弘*****
Akira WADA, Shizuo HAYASHI, Hiroyasu SAKATA, Keiichi KATORI and Akihiro OHTANI

A one-twentieth scaled 3-D frame was envisaged representing the lower portion of the over 30-stories reinforced concrete building. Two specimens were manufactured : four-story, three-span buildings, with and without a slab. Considering the effects of an earthquake, vertical and horizontal forces were applied to the specimens.

A loading apparatus with which we could apply constant vertical force to columns and apply force proportionally to the top of each column was designed.

The effects of the slab on the beam and on the horizontal resistance of the specimen were studied. We found that mechanical behavior such as load-displacement relationships, ultimate strength of structure, etc. of both specimens could be estimated by the method commonly used among Japanese structural engineers.

Keywords : *reinforced concrete, slab, 3-D frame, one-twentieth scale model, ultimate strength, axial strain in beams*
鉄筋コンクリート，スラブ，立体骨組，縮小模型，終局耐力，梁の軸方向歪

§1. 序　論

1.1 研究の目的

一般に，鉄筋コンクリート構造の力学的挙動を調べるために柱，梁，柱梁接合部，床，壁などの部材単位での実験が数多く行われている。しかし，実際の構造物中では部材の境界条件は周囲の部材から影響を受けて刻々と変化するため，部材単位の実験から得られる力学的挙動を総合することだけで構造物全体の力学的挙動を把握できるとは限らない。そのため，骨組としての力学的性質を正しくとらえるためには骨組全体で実験を行うことに意義がある。しかし，加力装置の能力やそれから生じる試験体寸法の制約などにより実大実験を行うには多くの困難が伴う。そのため，縮小模型を用いた実験による研究を行う必要がある。これまでに筆者らは，鉄筋コンクリート骨組を対象にその下層部を取り出した平面骨組の縮小模型実験を行い，曲げ降伏する梁の伸びの影響により各柱の水平変位に差が生じること，この伸びが柱の剛性により拘束されるため梁に軸方向ひずみが生じることなどを報告した[1)~3)]。

本研究は，片振り漸増繰り返し載荷を受ける梁降伏型の鉄筋コンクリート立体骨組縮小模型に関して，特に骨組の挙動に与えるスラブの影響に着目しその力学的性状を調べることを目的とする。

1.2 既往の研究

縮小模型実験は多層骨組の地震外力下での力学的性状を調べる目的で古くから行われているが，立体骨組全体の実験としては以下に示すものがある。嶋津ら[4)]は6層1×1スパンの立体骨組模型の振動台による動的載荷実験を行い固有振動数，ひび割れ状況について述べている。岡田ら[5)]は高層壁式ラーメン構造物の1/15スケール立体骨組模型の振動台実験を行い縮小模型実験の妥当性およびその挙動について述べている。岡田ら[6)]は高層壁式

* 東京工業大学　教授・工博　Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
** 東京工業大学　助教授・工博　Assoc. Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
*** 愛知産業大学　助教授・工博　Assoc. Prof., Aichi Sangyo Univ., Dr. Eng.
**** 東京工業大学　助手　Research Assoc., Tokyo Institute of Technology
***** 鹿島建設株式会社（当時：東京工業大学・大学院生）　Kajima Corporation

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

ラーメン構造物の1/7スケール立体骨組模型の振動台実験を行いその力学的性状について述べている。Otani・Sozen[7]は3層1スパン縮小模型の振動台実験を行いその性状について述べている。Pantazopoulouら[8]は1層2スパン骨組の静的繰返し載荷を行い不静定構造物の内力の再分配について述べている。このほかにも縮小模型を用いた実験は数多く行われている。

しかし，これらの骨組縮小模型実験では骨組中の個々の部材の性状を調べることを目的としたものではない。また動的実験の場合，変位を測定するための不動点の取り方に工夫が必要でほとんどの場合各柱それぞれについての変位は測定されていない。

本研究では実際の構造物中の部材の境界条件を忠実に再現するために，

1) 各加力点に常に一定の比率で水平力を作用させる。
2) 柱に作用させる鉛直力を一定に保ちつつ常に鉛直方向へ作用させる。
3) すべての加力点に対して1）および2）の加力条件を満たすように加力装置が試験体を拘束しないようにする。

などの点について留意し，加力装置の設計にも工夫をこらした。

§2. 試験体

2.1 試験体形状および部材断面

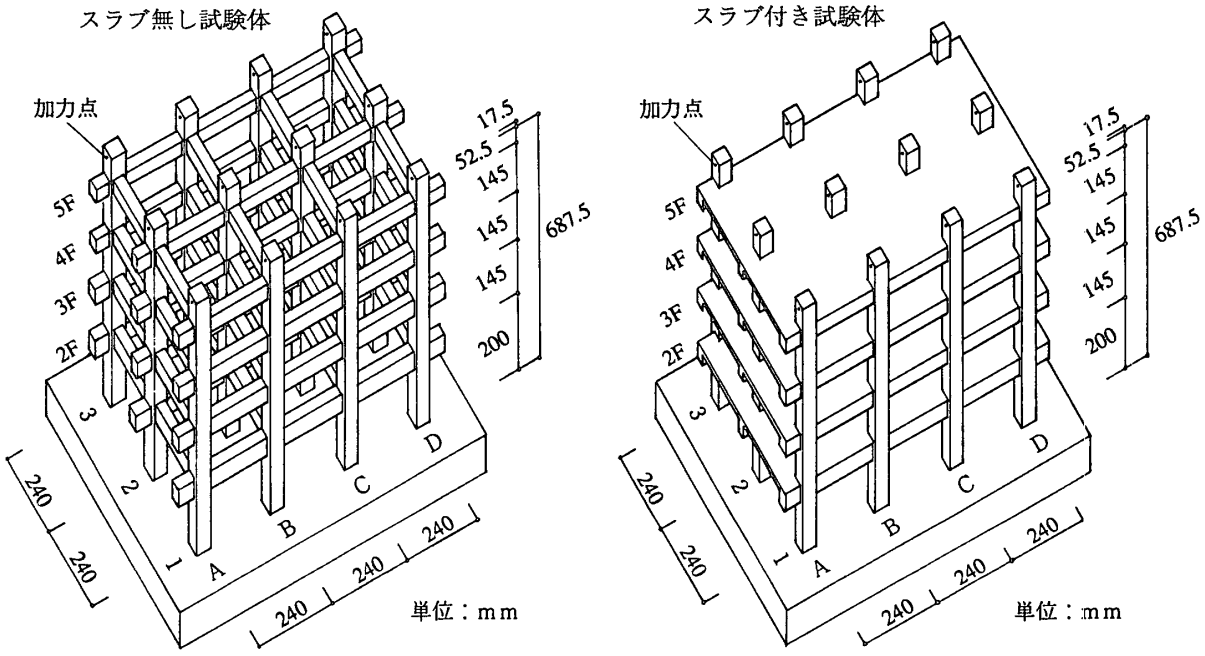
部材長さ，配筋などを決めるに際して最近実現が可能になった20階を超す高層鉄筋コンクリート建物を参考に梁降伏型の試験体を製作した。試験体形状を図—1に示す。試験体はスラブ付きのものとスラブ無しの2体であり，下層部4層と5階柱の中間高さまでを取り出した梁間方向2スパン，桁行方向3スパンの立体骨組である。縮尺は1/20とした。大きさは，梁間，桁行各スパン240 (mm)，1階階高は200 (mm)，2～4階階高は145 (mm) である。加力点位置は5階柱クリア高さ中央とし，1階柱脚から687.5 (mm) の高さである。後の説明のため，図—1に示すように梁間方向に1, 2, 3，桁行方向にA, B, C, Dと通り名をつける。

部材断面を図—2に示す。柱断面寸法は45×45 (mm)，2階梁断面寸法は30×50 (mm)，3～5階梁断面寸法は30×40 (mm)，スラブ厚さは10 (mm) である。図—2には桁行方向の梁断面のみを示している。梁間方向の梁の断面形は桁行方向の梁と同じで配筋は上端筋のかぶりが6 mm，下端筋のかぶりが9 mmとなっている。柱，梁主筋にはD2の異形鉄筋，スラブ筋はD1の異形鉄筋を用いた。スラブ筋は単配筋とした。帯筋，あばら筋には1.2 ϕ のなまし鉄線をスパイラル状に巻いたものを用いた。柱の全鉄筋比 (p_g) と各部材の引張鉄筋比 (p_t) および帯筋・あばら筋比 (p_w) は図—2に示すとおりである。

コンクリートの代わりにセメントと標準砂を調合比1：2.5，水セメント比75％で混合したモルタルを用いた。

2.2 試験体の製作

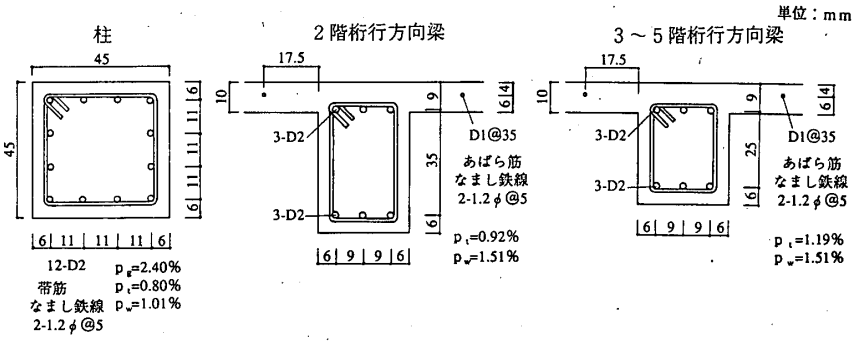
型枠を鋼材とスタイロフォームで精密に製作し，1層ごとに打ち継ぎ面を柱脚としモルタルを10日～20日の間隔で打設し，約2カ月で試験体打設を終了した。写真—1は，スラブ付き試験体の1層打設前を示している。試験体の縮小化に伴い，乾燥収縮による強度の変化は非常に大きくなることがいわれているため[9]，試験体の養生に関して特に注意を払った。モルタル打設後，打設面



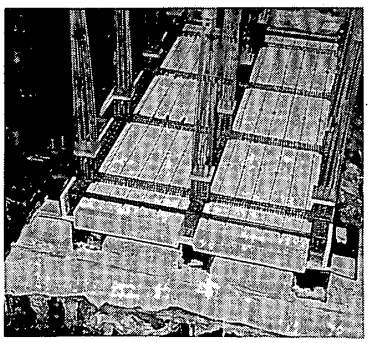
図—1 試験体形状

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



図—2　各部材断面図



写真—1　スラブ付き試験体1層打設前

表—1　材料の力学的性質

鉄筋	断面積 (cm^2)	降伏応力度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)
D 2	0.04047	4654	4957
D 1	0.01003	3251	3998

モルタル		材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm^2)	圧縮強度時歪 ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 (tf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)
4週	基礎	28	284	3431	166	19.4
	1階	28	258	2684	208	20.0
	2階	28	339	2784	216	18.0
	3階	28	252	3884	200	19.4
	4階	28	315	3413	216	20.2
	5階	28	355	3839	236	18.7
スラブ無し	基礎	126	328	3280	197	20.9
	1階	120	341	2900	220	24.8
	2階	98	322	3053	255	26.5
	3階	88	295	3783	214	21.1
	4階	79	356	3420	238	24.8
	5階	71	364	3525	255	25.8
スラブ付き	基礎	133	369	3863	178	25.6
	1階	127	361	2763	268	26.9
	2階	105	394	3510	192	20.6
	3階	95	349	3702	202	20.4
	4階	86	379	3464	218	21.6
	5階	78	403	4165	221	21.5

を湿布養生し，2～3日後に脱型した後全面を湿布養生し，加力直前まで試験体が乾燥しないようにした。

2.3　使用材料の力学的性質

使用したD2異形鉄筋，D1異形鉄筋，モルタルの力学的性質を表—1に示す。モルタル打設後4週間目と両試験体の実験時に各層ごとに圧縮強度試験と割裂強度試験を行った。各試験には，5×10（cm）の円柱供試体を各3本ずつ用い，その平均値を表—1に示した。

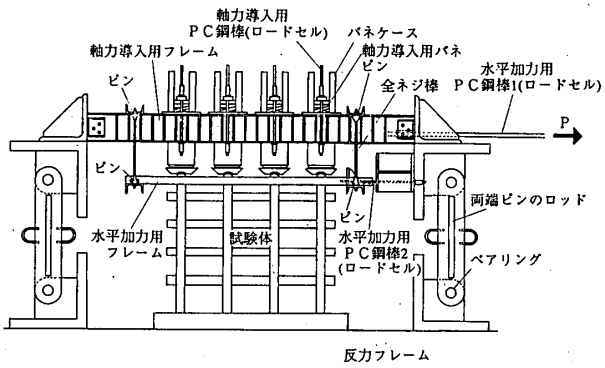
§3. 実験方法

3.1　加力装置

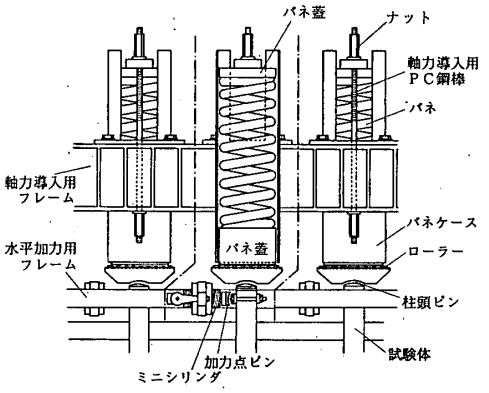
加力装置を図—3，4，写真—2，3，4に示す。加力装置は軸力導入用フレームと水平加力用フレームからなっている。軸力導入用フレームは両端ピンの2本のロッドによって支持されており，試験体柱頭の水平変位に合わせて水平方向に滑らかに動くことができる。水平加力フレームは両端ピンの4本の全ねじ棒を介して軸力導入用フレームに吊るしてある。

3.1.1　軸力の導入

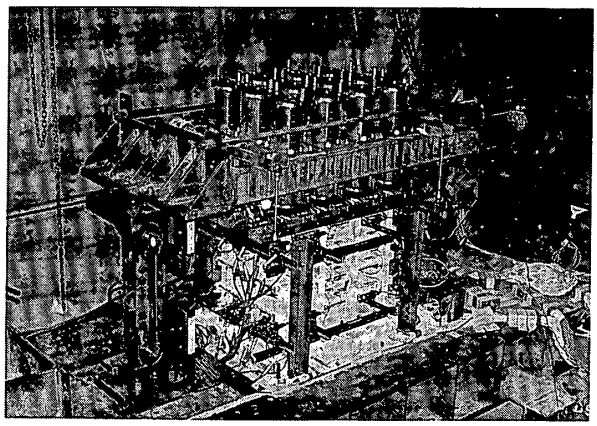
図—4は加力点位置拡大図である。各柱頭の上にあるバネを2本のPC鋼棒のナットを締めることにより縮め，バネ蓋，ローラー，柱頭ピンを介して各柱に1400 kgf（平均的な軸力比0.2）の軸力を導入した。所定の



図—3　加力装置

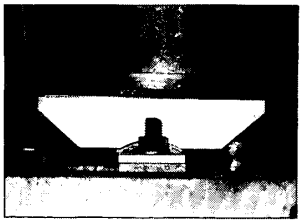


図—4　加力点位置拡大図

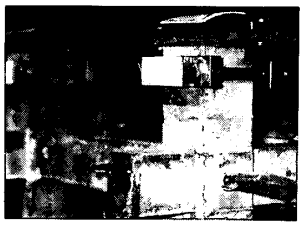


写真—2　加力装置

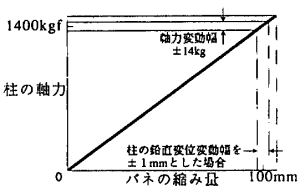
NII-Electronic Library Service



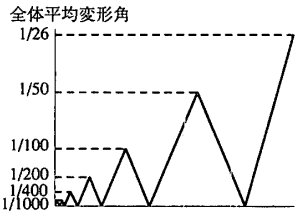
写真—3　軸力導入部



写真—4　試験体加力点凸ピン



図—5　柱の軸力-バネの縮み量関係



図—6　載荷履歴

軸力を導入した時点でバネには約10 cmの初期縮みが発生する弾性変形域の大きなバネを使用し，水平変位に伴って生じる柱頭の鉛直変位による軸力変動が小さくなるようにした（図—5参照）。実験での実際の軸力変動は±4％におさまっていた。試験体の変形に伴い各柱の水平変位の差が大きくなるため，軸力導入により柱を変形拘束しないようにバネ蓋と試験体柱頭の間にローラーとピンを取り付けた（写真—3）。

3.1.2　水平加力

試験体5階柱クリア高さ中央の12の加力点に，一定の比率で水平力を作用させるために油圧源を1つとする12本のミニシリンダを用い，加力点ピンを介して試験体に水平載荷した。ただし，A通りとD通りの柱は，B通りとC通り柱の1/2の力が作用するよう，ミニシリンダの断面積が他の1/2のものを使用した。

3.2　載荷方法

3.2.1　載荷の留意点

水平変位に伴い柱が回転を起こしても常に鉛直力と水平力を一定の点に加えられるように試験体には鉛直力および水平力用にそれぞれ凸型のピンを取り付けた（写真—4）。それぞれの凸型のピンの曲面の中心は一致しており各5階柱のクリア高さの中央で柱の軸心上となっている。試験体に水平載荷すると各加力点での水平変位に差が生じる。この差をミニシリンダのストロークによって吸収し，各加力点に作用させる力の比率を一定に保つようにした。水平載荷は，水平加力用フレームを加力方向に引張ることにより行った。水平加力用フレームを加力方向に引張る方法として，水平加力用PC鋼棒1によって軸力導入用フレームを引張り，間接的に水平加力用フレームを引張る方法1と，PC鋼棒2によって水平加力用フレームを直接引張る方法2の二通りの方法を使用した。個々の軸力導入用バネが試験体各柱頭の上に常にあり試験体各柱に鉛直に軸力を導入できるように軸力導入用フレームを引張る方法1と，水平加力用フレームを引張る方法2を交互に行うことにより水平加力した。

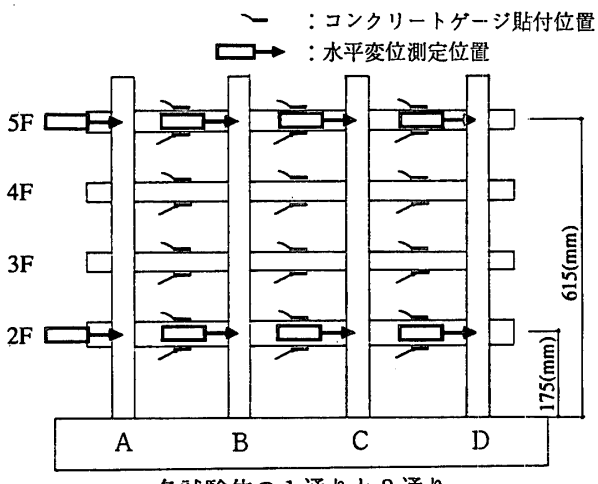
3.2.2　載荷履歴

載荷履歴を図—6に示す。2通りのA柱とD柱の5階柱梁接合部中心位置での水平変位の平均を1階柱脚からの高さ615 mmで除した値を全体平均変形角として変形角1/1 000で2回，変形角1/400, 1/200, 1/100, 1/50で1回ずつ片振り漸増繰返し載荷し，最終的に破壊するまで載荷した。

3.3　測定方法

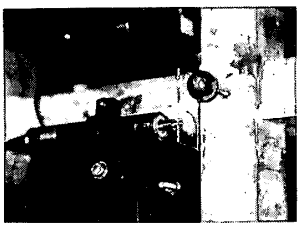
図—7に変位測定位置とコンクリートひずみゲージ貼付位置を示す。変位測定にはストローク25 mmの高感度型ひずみ式変位計を用いた。水平変位は両試験体ともに1通り，2通りの5階と2階の柱梁接合部中心位置，表側と裏側の2箇所を測定した。接合部の回転が水平変位に及ぼす影響を除くため，写真—5に示すように試験体接合部中心に鉄球を取付けて，先端に硝子板を付けた変位計により測定した。1通りの裏と2通りの5階と2階の各接合部での測定は，写真—6に示すように梁間方向梁に，中心が梁間方向軸心と一致する球面状のスチールを貼付し，同様の変位計により測定した。

検長20 mmのコンクリート用ひずみゲージを1通りと2通りの各梁部材中央の上下面に貼付し梁の軸方向ひずみを測定した。

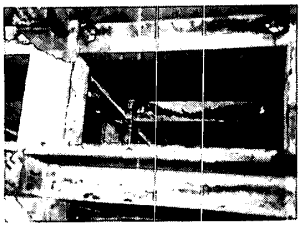


各試験体の1通りと2通り

図—7　測定点



写真—5　1通り表水平変位測定部分



写真—6　1通り裏および2通り水平変位測定部分

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

全水平力 P を水平力用 PC 鋼棒 1（ロードセル）により測定した。ここでの P は図—3 のロッドで柱の軸力の反力をとっているため，試験体の P-δ 効果による水平力の低下とロッドの倒れにより生じる水平力増加が打ち消し合ったものである。

§4. 実験結果および考察

4.1 水平力-水平変位関係

両試験体の水平力-水平変位関係を図—8 に示す。上段がスラブ付き試験体，下段がスラブ無し試験体である。——は 1 通り，……は 2 通りの測定結果を示している。両試験体の 5 階・2 階とも文献 1）でも述べているように A 柱から D 柱の方向に水平力を受ける時 A＜B＜C＜D の順に水平変位が大きいことがわかる。1 通りと 2 通りについてみると両試験体各柱共にほぼ同じ履歴を描いており，試験体がねじれることなく載荷を行えたことがわかる。

4.1.1 水平力-5 階水平変位関係

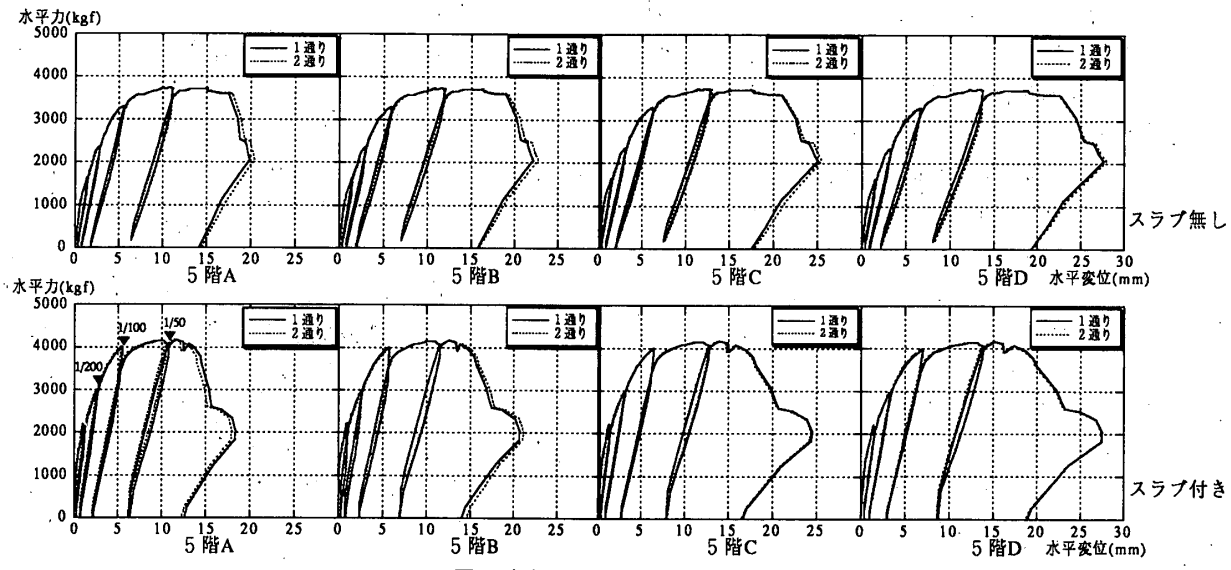
5 階について比較すると，両試験体とも全体平均変形角 1/50 前後で終局耐力に達していることがわかるが，スラブ無し試験体は終局耐力に到達した後この耐力を平均水平変位約 20 mm まで保持し，その後急激に耐力低下を起こしている。スラブ付き試験体は終局耐力に到達した後平均水平変位約 17 mm から急激に耐力低下を起こしていることがわかる。急激な耐力低下はどちらの試験体も梁端部の圧壊とともに起きた。このときのスラブ付き試験体の A, B, C, D 柱の水平変位は 1 通りと 2 通りの平均でそれぞれ

14.1 mm, 15.6 mm, 17.7 mm, 19.5 mm

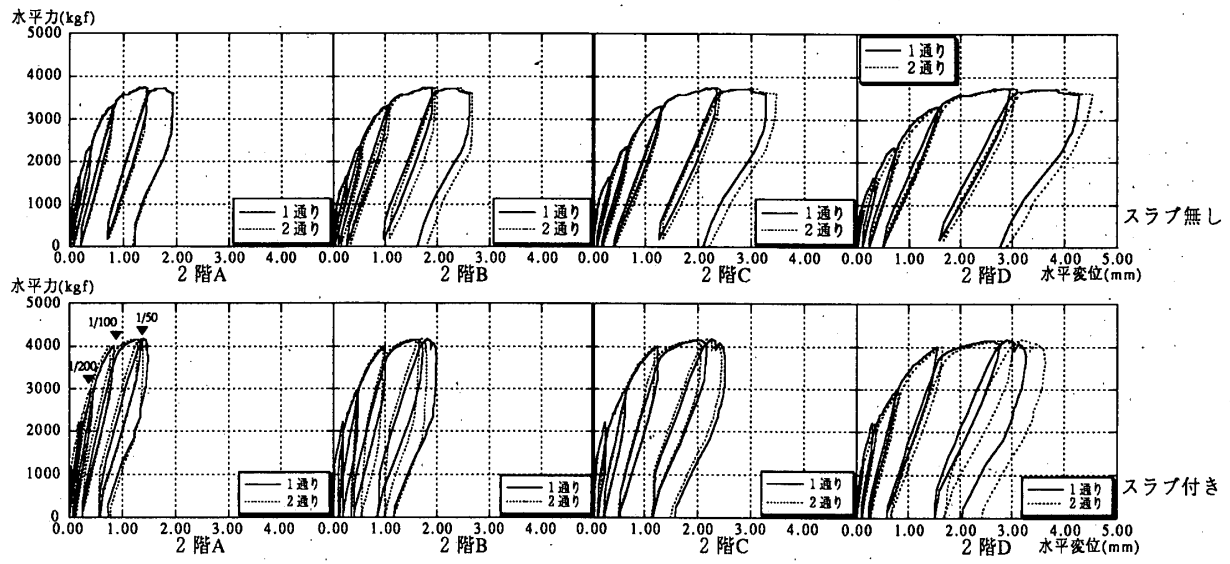
であるのに対し，スラブ無し試験体 A, B,.C, D 柱のそれはそれぞれ

17.7 mm, 19.1 mm, 21.0 mm, 22.6 mm

である。これはスラブ付き試験体は梁の剛性が大きく，長方形断面に比べて靭性に乏しいためと考えられる。



図—8(a) 水平力-5 階水平変位関係



図—8(b) 水平力-2 階水平変位関係

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

約2 000 kgf（スラブ付き：0.49 P_{max}，スラブ無し：0.55 P_{max}）まで耐力が低下したところで載荷を終了し除荷を行ったがこの時の最大水平変位はスラブ付き試験体A, B, C, D柱でそれぞれ

18.2 mm，21.0 mm，24.5 mm，27.5 mm

で，スラブ無し試験体A, B, C, D柱でそれぞれ

20.2 mm，22.4 mm，25.3 mm，27.8 mm

である。スラブ無し試験体の方がどの柱も大きな値であるが，それぞれのA柱の水平変位を1としたときの他の柱の水平変位の比はスラブ付き試験体で，

A：B：C：D＝1.00：1.15：1.35：1.51

スラブ無し試験体で，

A：B：C：D＝1.00：1.11：1.25：1.38

となりスラブ付き試験体のほうが耐力低下後，A柱の水平変位に対して他の柱の水平変位が大きく進んでいることがわかる。

4.1.2　水平力-2階水平変位関係

水平力と2階水平変位の関係についてスラブ付き試験体とスラブ無し試験体を比較すると耐力低下時の水平変位は，スラブ付き試験体のA, B, C, D柱は1通りと2通りの平均でそれぞれ

1.42 mm，1.89 mm，2.48 mm，3.45 mm

であるのに対し，スラブ無し試験体のA, B, C, D柱のそれはそれぞれ

1.93 mm，2.64 mm，3.37 mm，4.40 mm

であり，5階と同じ傾向を示していることがわかる。

耐力低下後，全体平均変形角1/26で水平変位は，5階では最大となっているが2階ではスラブ付き試験体は

1.25 mm，1.78 mm，2.26 mm，3.10 mm

スラブ無し試験体は

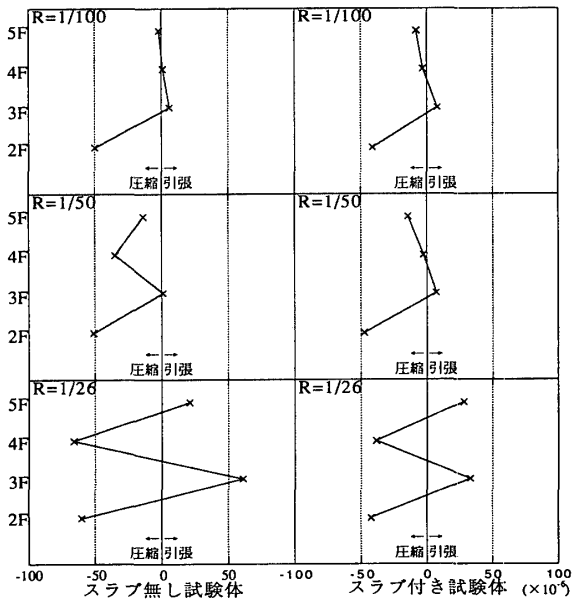
1.75 mm，2.47 mm，3.05 mm，3.93 mm

であり，両試験体ともすべての柱の変位が進まず逆に戻っていることがわかる。このことから耐力が急激に低下したときは第二層以上の層で破壊が進行したものと思われる。

4.2　梁の軸方向ひずみ分布

両試験体の全体平均変形角1/100, 1/50, 1/26における2通りBC間の梁の2～5階の軸方向ひずみ分布を図—9に示す。ここに示す梁の重心における軸方向ひずみは各梁部材材軸中央上下面に貼付したひずみゲージにより測定したひずみより求めたものである。

2階には，全体平均変形角1/100, 1/50, 1/26で両試験体とも約50 μの圧縮ひずみが生じている。3階は，全体平均変形角1/100, 1/50で小さな引張ひずみを受けているが全体平均変形角1/26で引張ひずみが，増大している。4階は両試験体とも全体平均変形角1/100でひずみはゼロであるが，スラブ無し試験体では変形角1/50で圧縮ひずみを示し，1/26では両試験体とも圧縮



図—9　梁の軸方向ひずみ（2通りBC間の梁）

ひずみとなっている。5階は1/100, 1/50で小さい圧縮ひずみを示しているが1/26では引張ひずみとなっている。

この現象は文献2)でも述べているが，梁に曲げひび割れが生じると材軸方向に伸びようとすることが原因と思われる。2階梁は，材軸方向に伸びようとするが基礎梁が剛強で1階柱脚は水平方向に相対的に移動することはないため1階柱の剛性により圧縮力を受け，梁に圧縮ひずみが生じる。2階梁が伸びようとするため，2階位置でスパンは広がるが1階柱脚は水平に変位しないため，3階位置でのスパンの広がりは2階のそれよりも大きくなる。そのため，3階はスパンの広がりが梁の軸方向伸びを上回り梁は引張力を受け，梁の軸方向ひずみは引張ひずみとなる。4階は，3階梁がスパンの広がりを押さえるため2階と同様に梁の軸方向ひずみは圧縮ひずみとなる。5階は，3階と同様に引張ひずみとなる。梁に生じるひずみの分布はこのように説明できる。

4.3　ひび割れ状況

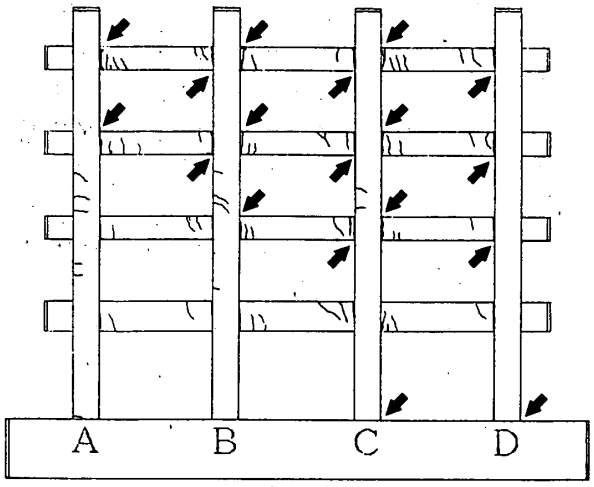
図—10に両試験体1通りの最終ひび割れ状況とスラブ付き試験体4階スラブの最終ひび割れ状況をそれぞれ示す。両試験体1通りのひび割れ状況を見るとどちらも梁に曲げひび割れが発生している。

また，2階梁のひび割れが少ない傾向にあるがこれは『4.2　梁の軸方向ひずみ分布』で考察したように2階梁に圧縮力が生じているためと考えられる。また，全般的にスラブ無し試験体のほうがひび割れが多く入っている。

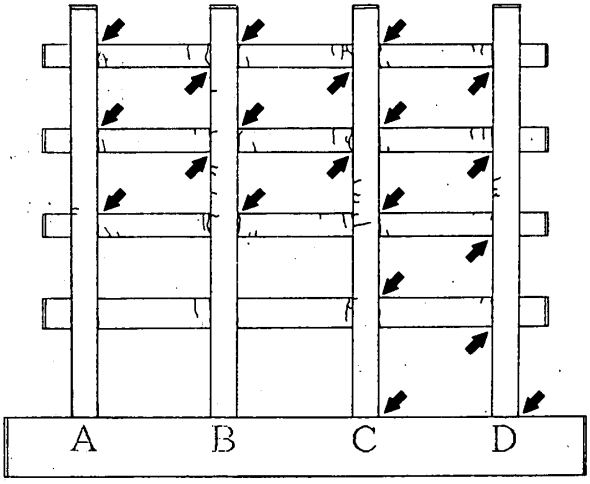
4階スラブについて，スラブ上面引張側に梁間方向梁に沿ったひび割れが観測された。梁の場合は変形が進むに連れて個々の部材で第2，第3のひび割れが生じたのに対してスラブにおいては初めの1本が広がっていくだ

NII-Electronic Library Service

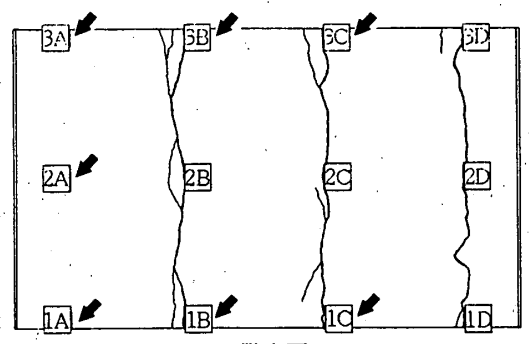
Architectural Institute of Japan



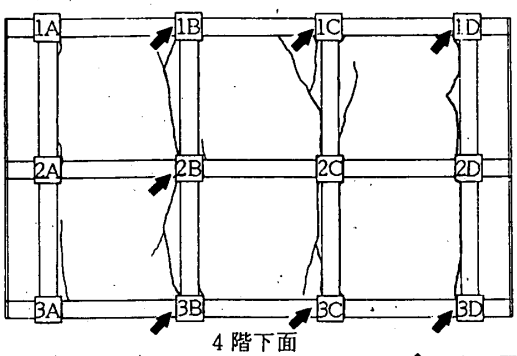
スラブ無し試験体



スラブ付き試験体



4 階上面



4 階下面

：圧壊

図—10　最終ひび割れ状況

けであった。梁に生じた第2，第3のひび割れはスラブにそのまま続いて平行に伸びるのでなく1番目のひび割れに近づき結局1本のひび割れとなった。スラブ下面のひび割れを見ると上面引張側に入ったひび割れが裏面にまで達していることがわかる。上面圧縮側にはひび割れは観測されなかったが下面引張側にひび割れが見られ，下面引張側梁端は最終的に中立軸がスラブ内にまで達していたと思われる。各階について同様の傾向が見られた。最終的には，図—10で示した梁端部の圧壊とともに耐力低下が生じた。

§5. 実験結果の計算による考察

本実験で用いた加力装置は軸力の反力を2本の両端ピンのロッドにより支持しているため，測定した全水平力 P には試験体の水平力のほかに「ロッドが傾くことによる水平力」も含まれている。「ロッドが傾くことによる水平力」を全水平力 P から引いたものが試験体に作用した水平力でありこれを「P-δ 効果を考慮した水平力」として，以下略算との比較を行う。

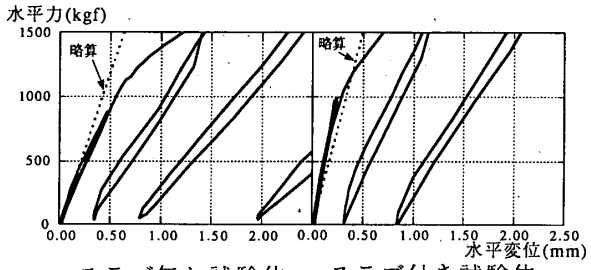
5.1　初期剛性

スラブ付き試験体とスラブ無し試験体の初期剛性を図—11に示す。図中の平均水平変位は，各試験体の5階2通りの柱A，B，C，Dの水平変位の平均とする。

スラブ無し試験体において，図中に示した点線は剛域をD/4として弾性計算より求めた初期剛性である。スラブ付き試験体において，図中の点線は梁の協力幅を鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[10]から求めた有効幅を有するT形断面として，スラブ無し試験体の場合と同様に求めたものである。両試験体とも実験値と略算はほぼ一致しており，乾燥収縮ひび割れの影響および実験装置の摩擦による影響がないことがわかる。

5.2　終局耐力

軸力 N に対する終局曲げモーメント M を e 関数法により導く計算方法により，各部材の N-M 相関曲線を求めた。この N-M 相関曲線より求めた終局曲げモーメントを2階梁の軸力を考慮しない場合と考慮した場合についてそれぞれ図—12(a)，(b) に示す。スラブ付き試験体については梁を有効幅を有するT形断面としたものと全幅有効のT形断面としたものの二通りについて計算



スラブ無し試験体　　スラブ付き試験体

図—11　初期剛性

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

した。図—12(a) では梁の軸力をゼロとし，柱の終局曲げモーメントは初期軸力 1 400 kgfに，梁に終局曲げモーメントが働いているとした時のせん断力 Q を加算した軸力が作用しているとして求めた。終局耐力時の各階の梁軸方向ひずみはゼロもしくは圧縮ひずみを受けているが，このときの 2 階の梁の軸方向圧縮ひずみは他の階に比べ大きな値を示しているため，図—12(b) は 2 階梁に実測された圧縮ひずみから換算される圧縮軸力を作用させて終局曲げモーメントを求めた。梁の圧縮軸力は実験値の終局耐力時の各 2 階梁の圧縮ひずみを平均したものからコンクリートのヤング係数と等価断面積を使って求めた。その値はそれぞれ

スラブ無し試験体は，134 kgf

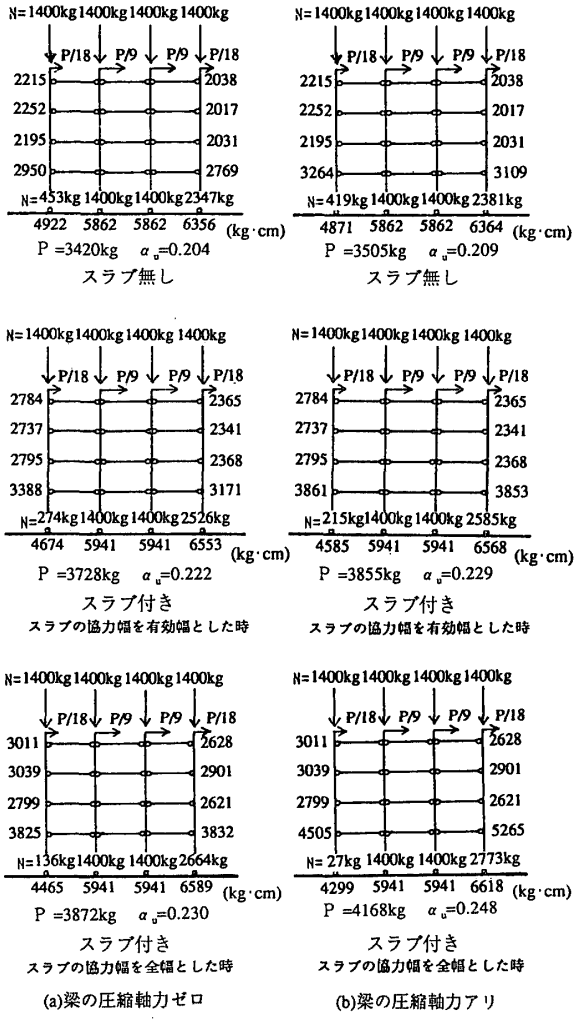
スラブ付き試験体有効幅は，246 kgf

スラブ付き試験体全幅有効は，435 kgf

である。

この終局曲げモーメントを用いて図に示すような崩壊メカニズムを仮定して仮想仕事法より各試験体の終局耐力を求めた。α_u は終局耐力に相当する層せん断力係数である。

略算の終局耐力と両試験体の 5 階の水平力-平均水平変位関係を重ねて図—13 に示す。実験値と略算の終局耐力の比較をすると，スラブ無し試験体では軸力ゼロとした略算よりも実験値の方が大きい値を示していることがわかる。これは 2 階の梁に圧縮軸力が働き終局曲げモーメントが大きくなったため試験体の耐力が上がったものと考えられ，2 階梁に軸力が生じるとした略算と良い対応を示していることがわかる。スラブ付き試験体において，終局耐力は全幅有効のT形断面で 2 階の梁の軸力ゼロおよび有効幅を有するT形断面で 2 階梁に圧縮軸力アリとした略算より大きく，全幅有効のT形断面で 2 階の梁に圧縮軸力アリとした略算より小さいことがわかる。



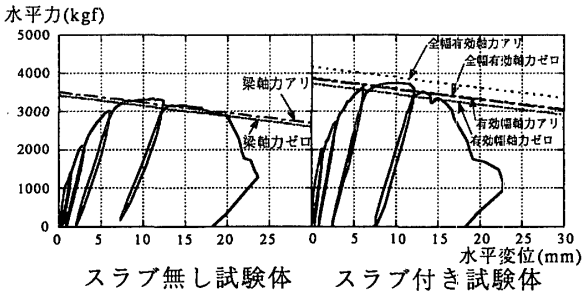
図—12 終局耐力略算モデル（梁端部剛域考慮）

5.3 降伏変位

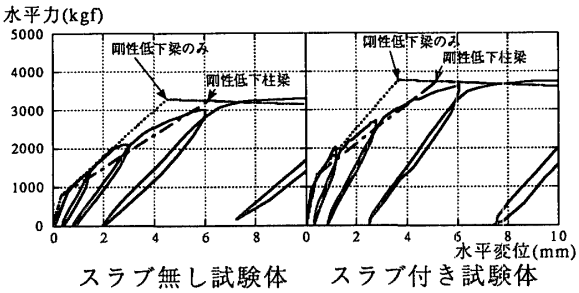
略算による水平力-水平変位関係と両試験体 5 階の水平力-平均水平変位関係をそれぞれ図—14 に示す。略算のひび割れ水平力は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[10]の（8.5）式より梁部材の曲げひび割れモーメントを求め，梁端部すべてにひび割れが生じるまで弾性であるとして求めた。

図中，スラブ無し試験体の点線の最大耐力点（第 2 折曲点）は，すべての梁の剛性が低下したとして剛性低下係数は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[10]の（8.7）式の剛性低下率 α_y として弾性計算により求めた骨組全体の剛性と各部材断面の終局曲げモーメント（2 階梁の圧縮軸力ゼロ）を用いて仮想仕事法より求めた耐力の交点である。一点鎖線の最大耐力点（第 2 折曲点）は 1 階柱とすべての梁の剛性が低下したとして同様に求めたものである。スラブ付き試験体の場合は梁をT形断面有効幅として，スラブ無し試験体と同様に求めた。

両試験体とも略算の 2 次勾配と比較するとすべての梁



図—13 終局耐力



図—14 降伏変位

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

の剛性が低下したものから次第に1階柱とすべての梁の剛性が低下したものに乗り移っていく様子がわかり，梁，柱の順にひび割れが入り剛性が低下したものと推測できる。

§6. 結　論

梁降伏型のスラブ付き試験体とスラブ無し試験体の鉄筋コンクリート立体骨組縮小模型を製作し，片振り漸増繰返し水平載荷実験を行い以下の結論を得た。

1) 今回考案した実験装置によって，各柱に一定の鉛直力と常に同じ比率の水平力を作用させた鉄筋コンクリート立体骨組縮小模型の静的一方向載荷実験を行うことができる。

2) 右向きに各柱に変形を拘束しない加力装置により水平載荷を行った場合，各柱の水平変位に差が生じ右側の柱ほど変形が大きくなる。

3) スラブ付き試験体はスラブ無し試験体に比べ終局耐力は増大するが，靭性は劣る。

4) スラブ無し試験体の終局耐力は2階の梁に実験で測定されたひずみを用いて計算した圧縮軸力を作用させて求めた耐力で示すことができる。スラブ付き試験体の終局耐力はT形梁で協力幅は有効幅とし2階の梁に圧縮軸力を作用させて求めた耐力およびT形梁の協力幅を全幅有効とし2階の梁の軸力をゼロとした耐力より大きく，T形梁で協力幅は全幅とし2階の梁に圧縮軸力を作用させて求めた耐力より小さい。

5) スラブ付き試験体の終局耐力の評価において安全側に考えた場合，T形梁有効幅で2階の梁に圧縮軸力を作用させて求めた耐力またはT形梁全幅有効で2階の梁の軸力をゼロとした耐力で評価するのが望ましいと考えられる。しかし，梁の軸方向拘束力は周辺構造物の配置などさまざまな要因が絡みこれを正確に見積ることは困難であるので，終局耐力はT形梁の協力幅を全幅有効として求めることが妥当であろう。

謝　辞

東京工業大学名誉教授・黒正清治博士には日頃有益なご指導を頂いています。東京大学生産技術研究所岡田恒男研究室助手・隅澤文俊氏，大成建設株式会社・山田敏夫氏，熊谷組，間組，高周波熱錬株式会社，愛知製鋼株式会社，株式会社巴組鐵工所，東急建設株式会社，東京工業大学名誉教授・小池迪夫博士，同助教授・田中享二博士，同助手・橋田　浩氏，同文部技官・石井　元技術主任，宗像光博氏には試験体製作・測定器機などを協力していただきました。また，実験全般を通して東京工業大学大学院生・向秀元君，林　賢一君，郭　迎春さん，伊藤嘉晃君，吉田献一君，東京工芸大学・篠塚小百合さんの多大な協力を得ました。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) 坂田弘安，和田　章：多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験（曲げ降伏するはりの軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究(第1報))，日本建築学会構造系論文報告集，No. 403，pp. 45～55，1989年9月

2) 坂田弘安，和田　章：多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の解析（曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究（第2報))，日本建築学会構造系論文報告集，No. 407，pp. 35～45，1990年1月

3) 和田　章，林　静雄，坂田弘安，大谷晃弘：繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験的研究（曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究（第3報))，日本建築学会構造系論文報告集，No. 417，pp. 21～29，1990年11月

4) 鳴津孝之，荒木秀夫，藤田超司，M. A. A. Mollick：鉄筋コンクリート造多層立体骨組の動的挙動に関する研究その1 実験方法，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿)，pp. 697～698，1987年10月

5) 堀内昇二，藤岡あゆみ，篠崎邦江，山本昌士，隈沢文俊，岡田恒男：鉄筋コンクリート造超小型立体模型による振動破壊実験（その1～4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 639～646，1988年10月

6) 細谷　博，安部　勇，北川良和，岡田恒男：鉄筋コンクリート高層壁式ラーメン構造物の縮小立体模型による振動実験，コンクリート工学論文集，第2巻第2号，pp. 71～84，1991年7月

7) Shunsuke Otani and Mete A. Sozen：Simulated Earthquake Testes of R/C Frames, Journal of the Structural Division, pp. 687～701, Mar. 1974

8) X. Qi and S. J. Pantazopoulou：RESPONSE OF RC FRAME UNDER LATERAL LOADS, Journal of Structural Engineering Vol. 117, No. 4, APR. 1991

9) 森田司郎，藤井　栄，石塚秀教，中西　浩：鉄筋コンクリートの縮小モデル化に伴う寸法効果（その1～3)，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海)，pp. 477～482，1985年10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，1988，1991一部改

(1992年3月10日原稿受理，1992年9月25日採用決定)

NII-Electronic Library Service