

鉄骨ブレース入りPC壁版連層モデルの水平加力試験

杉田 稔
三浦 康夫
(設計部)

§ 1. 概要

当研究所では、高層鉄骨プレファブアパート(KS-1型)の耐力壁として設計された、大型プレキャストコンクリート壁版(以下PC壁版と呼ぶ)の耐震壁としての性状と耐力を確認するための一連の研究を行なってきた。

本実験は、その一環として計画された連層モデルによる静的水平交番加力試験である。

大型PC壁版に関する静的水平加力試験は、すでに報告した実物大試験体による試験¹⁾に引き続き、 $\frac{1}{4}$ 縮小1層モデルによる水平加力試験を行なった。

これらの実験により、最終破壊にいたるまでの挙動と靱性などの耐力上の問題点について資料を得た。

今回は連層モデルでの性状の把握と、スラブによるPC壁版内の水平鋼板への座屈拘束効果などを明らかにすることを目的として、 $\frac{1}{4}$ 縮小2層モデルによる静的な水平交番加力試験を行なった。

試験は当研究所塩浜分室において、昭和46年1月14日より1月22日にわたって、2体の試験を行なった。

大型PC壁版は、図-1に示すごとく、あらかじめ鋼板("Flat Bar"以下F.B.と記す)によるXX型のブレースを内蔵させた、鉄骨ブレース+PC壁版の構造である。

特徴としては、特に梁型を設けずに鉛直および水平荷重を支持させていることであって、PC壁版の上部に水平F.B.と主筋を配して梁としての役割を与えている。

なお、 $\frac{1}{4}$ 縮小モデル化にあたっては、接合部の挙動が実物大の試験体と同じ挙動を示すかどうかの予備試験を行なっている。特に、H.T.B.(High Tension Bolt)の縮小化については、小径のH.T.B.を求めて、摩擦接合で実際と同様のすべり挙動が示されるかどうかの確認を行なった。

この予備試験の結果についての報告は紙数の関係で省略する。

§ 2. 試験体および実験方法

2.1 試験体について

実験に用いた試験体図を図-1に示す。同一の仕様により4枚のPC壁版を製作し、H型鋼鉄骨柱に組立てた後、柱部分をモルタルコンクリートにて打設一体化したものである。2層の連層モデルを2体製作した。

また、PC版内水平F.B.に対するスラブの座屈拘束の効果を検討するため、 $[-380 \times 100 \times 10 \times 16]$ を用いてスラブとし、一部スラブ厚分だけ石膏にて固めて拘束した。

2.2 使用材料

■PC壁版部

鉄骨ブレース F.B. 3×45 S S 41鉄筋 6ϕ 棒鋼 S R 24ウェルドメッシュ $1 \phi - 40 @$

H.T.B. M 8-11 T 極東製作所製

コンクリート モルタル調合 1 : 2.5
(砂粒径 1.2mm以下)

■柱部

鉄骨鋼材 H-125 \times 60 \times 54 \times 6.5 S S 41鉄筋 6ϕ 棒鋼 S R 24

コンクリート モルタル調合 1 : 2.5

2.3 材料試験結果

コンクリートおよび鋼材F.B.の材料試験結果を表-1~表-3に示す。

鋼材の引張試験は、J I S規格、金属材料引張試験片(J I S Z 2201)の6号試験片により行なった。

引張試験は、島津オートグラフ I S 5000(インストロントタイプ)にて加力した。

2.4 加力方法

図-2に加力装置図を示す。写真-1に加力試験中の

	スランブ 値 (cm)	材令	重量 (kg)	最大 荷重 (ton)	最大 応力度 (kg/cm ²)	備 考	
1	5~8cm	23	1.34	10.41	236	φ=7.5cm 空中養生	
2		"	1.36	13.15	238		
3		"	1.34	11.25	255		
4		"	28	0.40	5.59		235
5		"	0.40	5.10	260		
6		"	0.40	5.22	266		
平均					266.5		
7	8~10cm	28	0.39	40.7	208	φ=5.0cm 空中養生	
8		"	0.40	3.63	185		
9		"	0.40	3.50	179		
平均					191.0		
10	8~10cm	53	0.39	4.35	231	φ=5.0cm "	
11		"	0.39	4.60	191		
12		"	0.40	4.75	253		
平均					225.0		
13	8~10cm	69	0.39	3.80	202	φ=5.0cm "	
14	5~8cm	"	0.40	5.40	287		
15	"	"	0.39	5.50	232		
16	"	"	3.25	18.0	229		
17	"	"	3.25	16.0	204		
平均					242.8		

表-1 PC版コンクリート材料試験結果

写真を示す。

試験体は実物建物11階建アパートの3、4階部分を想定して計画された。柱部分には設計柱軸力に相当する荷重を加力した。図-2に示すように20t連動ジャッキにて両柱に同一の軸力を作用させた。また、柱頭部には、水平および回転が自由に行なえるよう支承をあてた。

また、交番水平力は、2層柱頭部に50tジャッキにて交番繰返し水平加力を与えた。図に示すように、2層壁

	スランブ 値 (cm)	材令	重量 (kg)	最大 荷重 (ton)	最大 応力度 (kg/cm ²)	備 考
1	6~10	34	1.40	9.6	217	φ=7.5cm 空中養生
2		"	1.4	11.75	266	
3		"	1.4	13.5	306	
平均					263.0	

表-2 柱部コンクリート材料試験結果

	降伏荷重 (ton)	降伏応力度 (kg/cm ²)	最大荷重 (ton)	引張応力度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)
1	1.65	34.4	2.46	51.3	—
2	1.63	34.0	2.46	51.3	—
3	1.72	35.9	2.52	52.5	—
平均		34.7		51.7	

表-3 鋼材材料試験結果

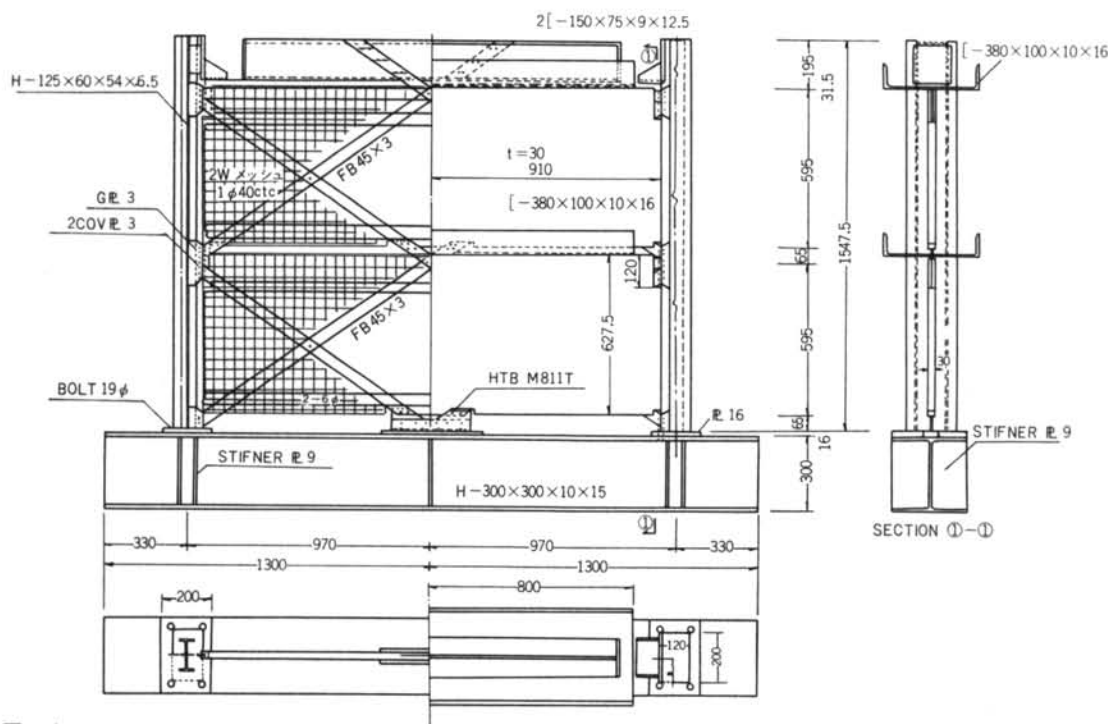
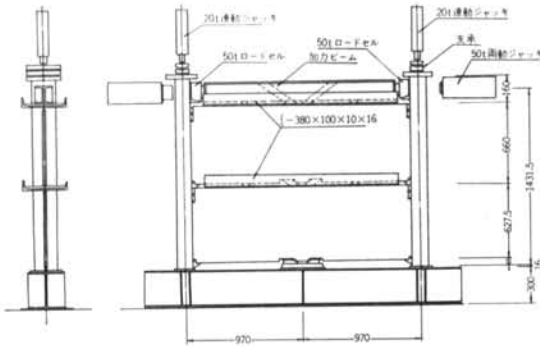
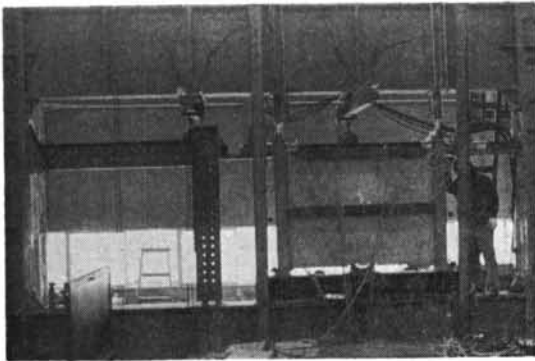


図-1 試験体図

版上加力ビームを取り付け、柱頭部との間にロードセルを設置して、水平力の伝達量を計測した。



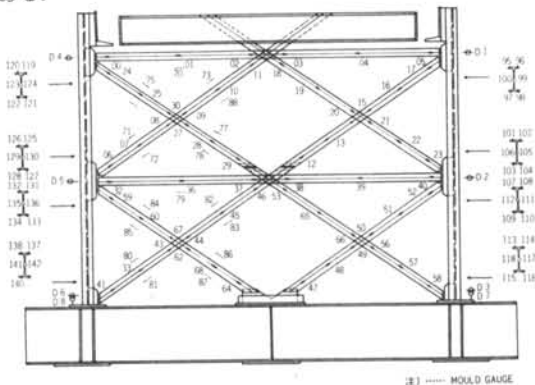
図一 2 加力装置図



写真一 1 加力装置

2.5 測定方法

図一 3 に示すように、各 P C 壁版内 F.B. および、柱部鉄骨に W. S. G. (Wire Strain Gages) を貼付し、各部材歪度を測定した。W. S. G. はいずれもコンクリート内埋め込みとなるので、アラルダイトでコーティングしてある。



図一 3 W. S. G. および Dial Gage 測定位置図

また、F.B. 近傍のコンクリート応力度を測定する目的で、F.B. の縁から F.B. の幅 (45mm) 程離れた部分に図一 3 に示すような配置でモールドゲージを設置し、コンクリート内部に埋め込んで測定した。

使用したゲージは以下の仕様である。

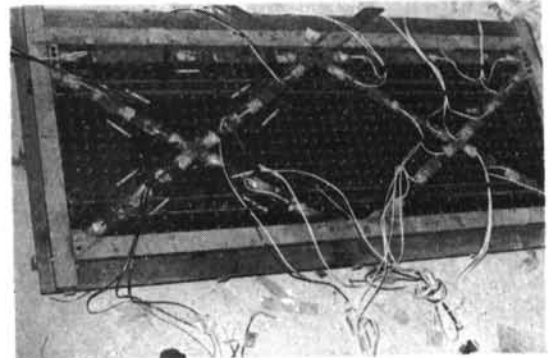
W. S. G. 東京測器研究所製 P L-10-11

Mould G. 東京測器研究所製 P M L S-45

1 試験体につき、合計 128 点の歪測定をし、測定にはタケダ理研製の自動歪記録装置により集録した。

また先に述べたように、版上部の加力ビームによる伝達水平力をロードセル 2 個を用いて測定した。

また、図一 3 に示すように 1/100 ダイアルゲージを用いて、加力による各測点の変形量を測定した。



写真一 2 P C 版配筋およびゲージ取付け状況

§ 3. 実験結果

3.1 加力および破壊経過

3.1.1 試験体一 1

第 1 サイクル：設計荷重 (4.84t) までの挙動をとらえるため、正負ともに 1 t ピッチにて 5 t まで加力した。

第 2 サイクル：設計荷重の 2 倍までの挙動をとらえるため 9 t まで加力してループを描かせた。

亀裂の進行は P C 版と柱コンクリート部との付着縁がきれて、設計荷重を越えるあたりから圧縮側 F.B. 沿いに中央部より亀裂が端部へと進行していく。

第 3 サイクル：層間変形量が部材角で $R=1/1000$ を越えるまで加力してループを描かせた。

第 4 サイクル：部材角 $R=1/750$ を越えるまで加力してループを描かせた。この段階になると圧縮側 F.B. 沿いに亀裂が入るにつれ、引張側 F.B. に直角にコンクリート部に亀裂が進行する。進行した亀裂は版端部に直角になるように進行する。

第5サイクル： $R=1/500$ を越えるまで加力してループを描かせた。柱コンクリート部に曲げ亀裂が入り、また柱部とPC版部とのせりあいで、コンクリート部がせり出してはく離してきている。

第6サイクル：正方向に加力して破壊に至るまで加力した。最終破壊は水平荷重 23.5t で加力側圧縮ブレースのジョイント部近傍のF.B.の局部座屈を生じ、最終的には引張側F.B.のジョイント部のすべり破断により終局に至った。

最大変形は部材角で $R=1/81$ にまで達した。また、最大荷重は24.0 t で設計荷重の約5倍にあたる。

3.1.2 試験体-2

試験体-1 とほぼ同様に加力したが、第3サイクルにて第2サイクルと同様の設計荷重のほぼ2倍まで加力してループを描かせた。

第4サイクル：変形部材角 $R=1/750$ まで加力してループを描かせた。以下第5、第6サイクルと変形部材角で、 $R=1/500$ 、 $R=1/300$ までそれぞれ加力してループを描かせた。

亀裂の進行は、試験体-1の場合とほぼ同様で、圧縮側F.B.に沿って、せん断亀裂が中央部から両端に向かって進行し、また、引張側F.B.に直角にせん断亀裂が数本発生する。

第7サイクル：正方向の最終破壊まで加力した。最大変形部材角は $R=1/78$ であり、最大荷重は20.0 tであった。

3.2 荷重—層間変位の関係

図-4に示したように、試験体に取り付けたダイヤルゲージにより各測定点の変位を測定した。荷重—層間変位の関係を試験体1の柱頭部の変位を一例として図-4に示す。

また、図-5に示すように、各試験体とも、初期状態では、1層部と2層部との変形部材角はほぼ等しいと考

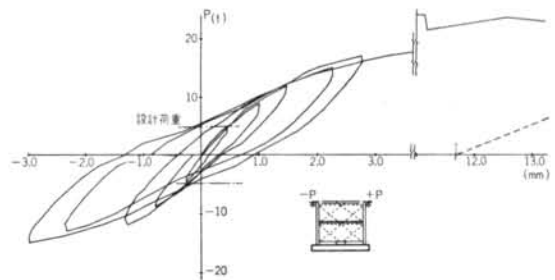


図-4 試験体-1 層間変形曲線
えられる。

3.3 PC版亀裂状況

試験体-1の亀裂状況図を図-6、7に示す。なお図中数字の0で示したのは、加力試験前に発生したものでPC版の取付時および収縮によるものと思われる亀裂である。

3.4 鉄骨ブレース荷重—歪関係

各試験体PC版内のF.B.の荷重—歪の関係の、代表的な例を図-8以下に示す。

各PC版内のF.B.の鉄骨ブレースは、設計荷重の4倍程の、ほぼ終局荷重近くまで、その応力値は弾性範囲内におさまっている。

F.B.ブレースの挙動は、一般に図-8に示すように、設計荷重の2倍程までは逆S型の荷重—歪曲線を示し、コンクリート部に亀裂が発生するにしたがって引張側の伸びが増大して勾配がねてくる。

設計荷重の2倍以上では、圧縮側F.B.は歪量が引張側に比して一般に小さい。これは圧縮側F.B.では、PC版に亀裂が発生しても、圧縮応力時にはコンクリート部がある程度負担しており、引張応力時にはF.B.が大部分を負担しているためと考えられる。

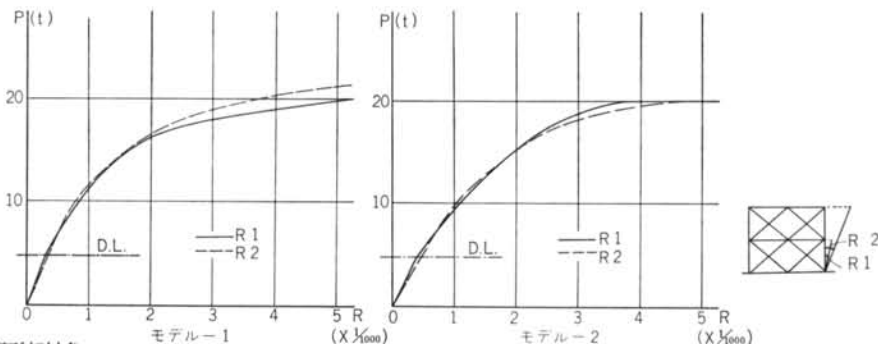


図-5 荷重—変形部材角

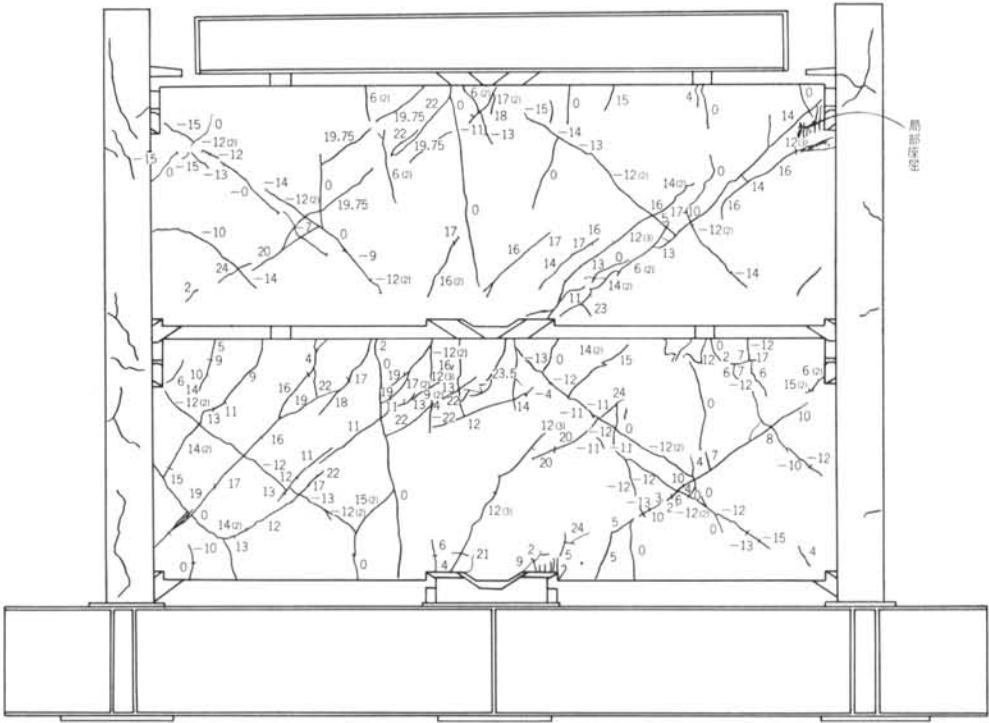


図-6 試験体-1 亀裂図(表)

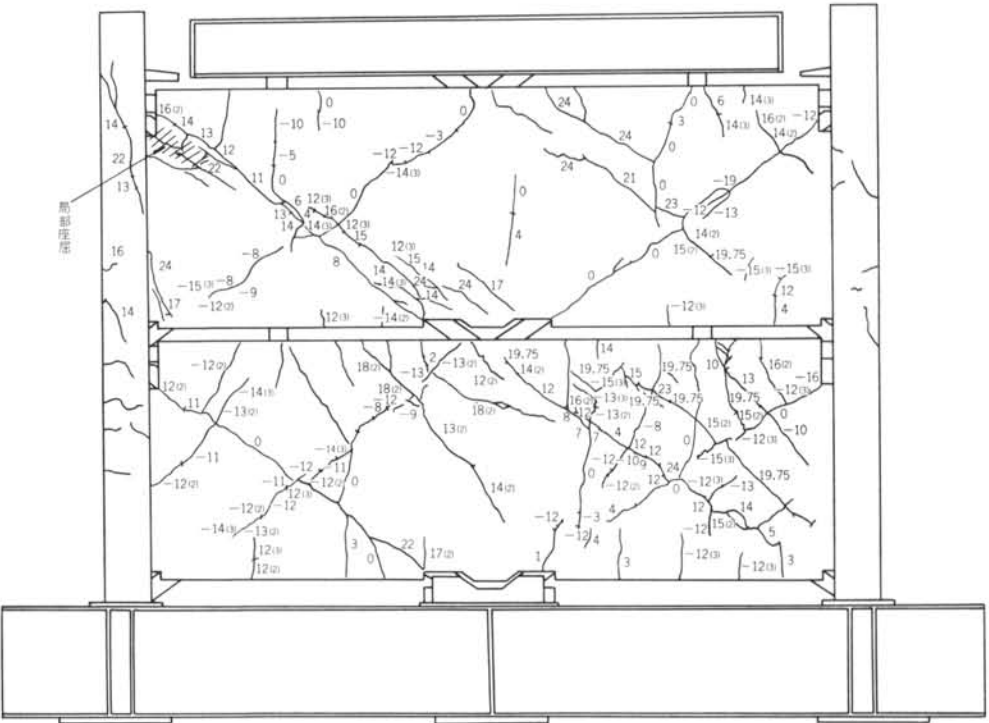


図-7 試験体-1 亀裂図(裏)

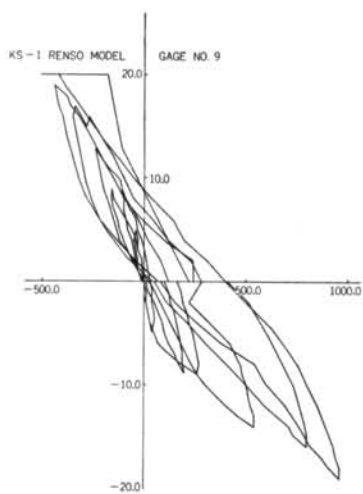


図-8 F.B. 荷重-歪曲線

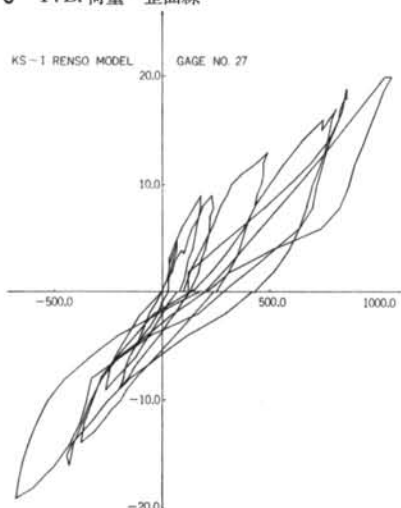


図-9 F.B. 荷重-歪曲線

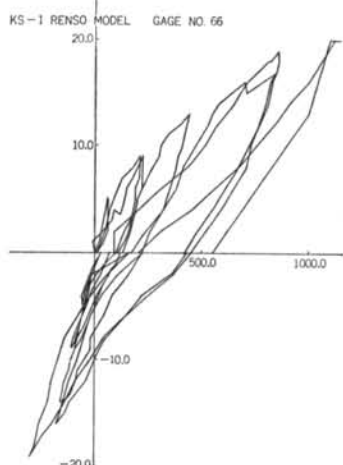


図-10 F.B. 荷重-歪曲線

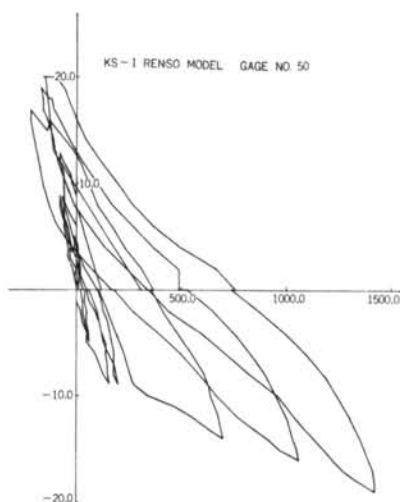


図-11 F.B. 荷重-歪曲線

§ 4. 実験結果の考察

4.1 強度の検討

1層モデルおよび2層モデル各試験体のせん断初亀裂発生時、および最終耐力時の見掛けの平均せん断応力度と変形の値を表-4に示す。

先に述べたように、今回の連層試験においては、実設計の11階建アパートの3~4階部分を想定しての試験である。

基準法震度にもとづく水平力より設計荷重を定め、実設計におけるPC壁版をRC壁とみなしての平均せん断応力度は3F部分では $\tau_a = 8.06 \text{ kg/cm}^2$ である。

PC壁版部の設計コンクリート強度は $F_{cd} = 210 \text{ kg/cm}^2$ である。また、加力試験時のPC壁版の平均コンクリート強度は、表-1に示した結果から $F_c = 234 \text{ kg/cm}^2$ である。

表-4に示した連層モデルの各平均せん断応力度とコンクリート強度および設計せん断応力度に対する比を求

試験体	τ_{cr} kg/cm ²	τ_{cr}/F_c %	τ_{cr}/F_{cd} %	τ_{cr}/τ_a
1	11.1	4.75	5.30	1.38
2	9.3	3.90	4.40	1.10
平均	10.2	4.36	4.85	1.24

表-5 連層モデル 初亀裂時平均せん断応力度

試験体	τ_{max} kg/cm ²	τ_{max}/F_c %	τ_{max}/F_{cd} %	τ_{max}/τ_a
1	40.0	19.0	16.1	4.98
2	33.3	15.9	14.3	4.14
平均	36.6	17.0	15.2	4.56

表-6 連層モデル 最大平均せん断応力度

試験体	せん断初亀裂発生時			最終耐力			F. B. 座屈荷重	設計荷重時変形部材角	
	P_{cr}	τ_{cr}	R	P_{max}	τ_{max}	R			
一層モデル	No. 1	6.0	11.1	1/1300	20.0	33.3	1/117	18.0	1/2230
	No. 2	7.0	12.9	1/1250	18.0	30.0	1/89	18.0	1/2200
二層モデル	No. 1	6.0	11.1	1/2300	24.0	40.0	1/83	23.5	1/3000
	No. 2	5.0	12.9	1/2400	20.0	33.3	1/78	19.0	1/2350

注) τ_{cr} , τ_{max} は平均せん断応力度でF. B. の断面を除いたコンクリート断面で除したもの

表-4

めると表-5, 表-6に示す値となる。

通常の梁柱架構に囲まれた耐震壁の実験結果と比較して、初亀裂発生時の値は小さな値を示している。これは通常の柱梁架構に囲まれたRC壁と比較して、単に柱だけの拘束であり、それも鉄筋は接続されてなく単にコンクリートの付着のみであること、また、壁版内のF.B.によるコンクリートとの付着の問題によるものと考えられる。これは、初亀裂発生時の変形部材角が通常のRC耐震壁よりも大きいことから想定される。

また、最終耐力時の平均せん断力に対する比が大きいく変形部材角も大きいことは、かなりの靱性と変形能力の大きいことを示すものと思われる。

4.2 1層モデル試験結果との比較

最終破壊にいたるまでの破壊モードは、1層、2層ともにほぼ同様の経過をたどった。圧縮側F.B.の接合部近傍のコンクリート拘束の少ない部分での局部座屈が生じこれにより引張側F.B.が急に大きな応力値となり、引張側F.B.の接合部すべり破断で終局にいたっている。

1層モデル試験との荷重-変位の関係を比較して図-12に示す。これによると2層モデル試験の結果の方が剛性が大きくなっている。これは2層モデル試験では柱に軸力が加力されており、1層モデル試験では加力されていなかったことによるためと考えられる。

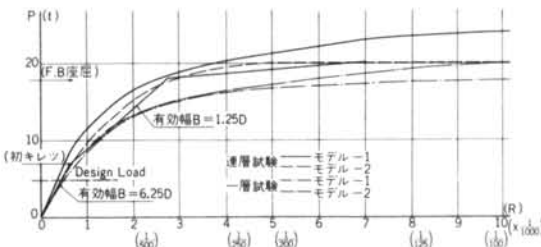


図-12 荷重-変形曲線

初期剛性は1層、2層モデルとも、ほぼ同一であり、設計荷重時の変形部材角は $R=1/3000\sim 1/2200$ であった。1層、2層ともに最終破壊時の変形部材角は、ほぼ $R_{max}=1/100$ 以上であり、最終破壊時変形能力は、変

形部材角で設計荷重時の約20倍である。

4.3 水平F.B.の挙動とスラブ拘束効果

1層モデル試験では、壁版上にスラブを取り付けて試験を行っていない。1層モデル試験での破壊時には、F.B.ブレースの局部座屈に伴ってねじれてコンクリートとののはだわかれを生じて、水平F.B.部分の座屈現象が見られた。(写真-3)

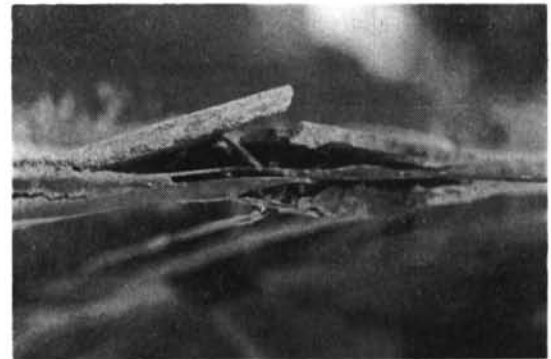


写真-3 F.B.の座屈

2層モデル試験では、スラブによる水平F.B.の座屈拘束効果を見るために、各壁版上にスラブに相当するチャンネルを設置した。

その結果連層モデルの各試験体とも最終破壊にいたっても水平F.B.の座屈現象は表われず、スラブの水平F.B.の座屈拘束効果はかなりあることが確認された。

また、水平F.B.の挙動を調べると、図-13に示すように、スラブ部分との接合されたことにより、F.B.の各測定の応力状態が圧縮のみでなく、引張応力の発生している部分もあることが判明した。

4.4 PC版内F.B.の挙動について

連層モデルによるF.B.ブレースの上下PC版間の応力伝達について、PC版内F.B.各測定の荷重-歪曲線から考察すると、図-14, 15にその1例を示したようにほぼ同様の応力変化を示している。

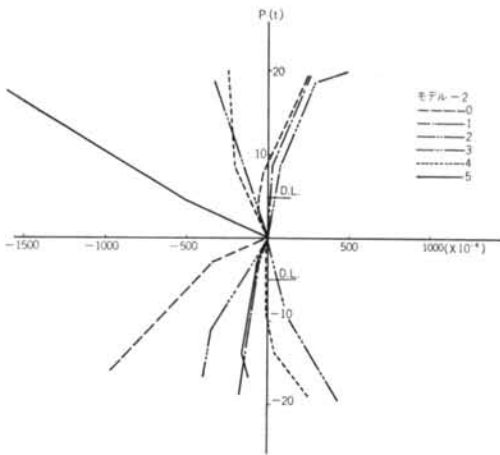


図-13 水平F.B. 荷重一歪関係

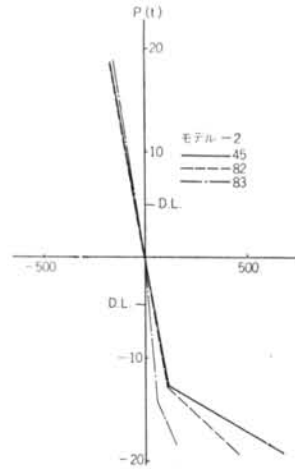


図-16 F.B.とコンクリートの荷重一歪関係

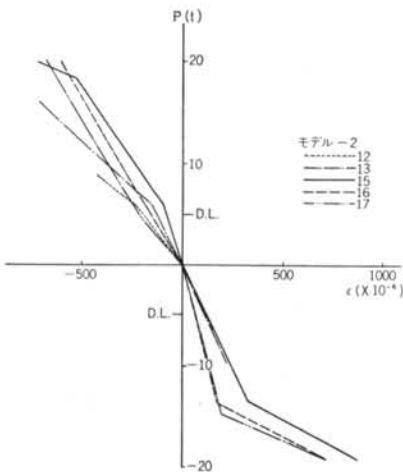


図-14 斜F.B. 荷重一歪関係

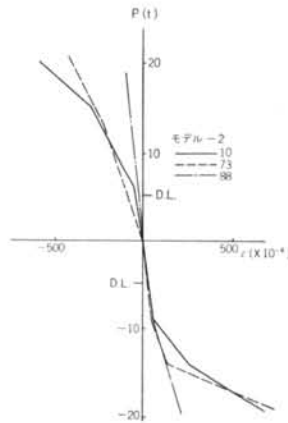


図-17 F.B.とコンクリートの荷重一歪関係

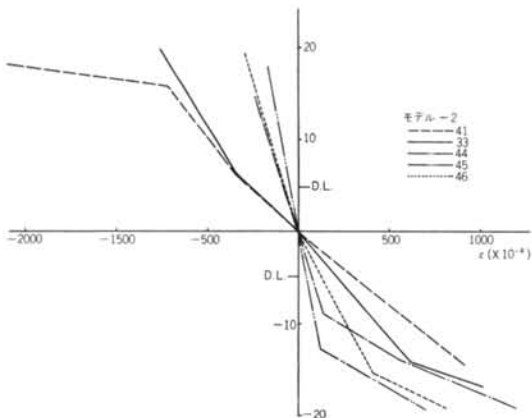


図-15 斜F.B. 荷重一歪関係

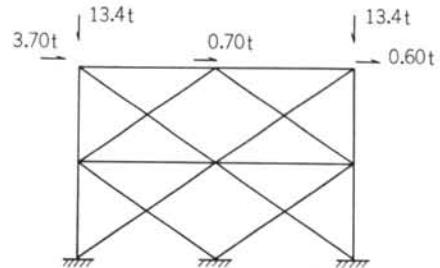


図-18 $Q=5.0t$ 時 加力図

柱接合部に近いF.B.の応力状態は、他の内部の測点の値と比較して大きい値を示している。これはPC版取り付け時などのF.B.とコンクリートとのはだわかれによるものが1つの原因と考えられる。

しかしながら、最終荷重近くまでF.B.応力は弾性範囲

内にとどまっていることは注目すべき点である。

つぎにPC版内F.B.とコンクリート部の関係をモールドゲージの荷重—歪曲線から考察する。

F.B.とコンクリート部の荷重—歪の関係の例を図—16、図—17に示す。初期にはF.B.とコンクリート部が一体となって変形していると考えられる。引張側では亀裂の進行にともなってF.B.とコンクリート部との変形量の違いが示される。しかし圧縮側はほぼ一体となって変動していると考えられる。

この結果、F.B.よりのPC版コンクリート部への応力伝達により、コンクリート部のブレースに対する座屈拘束とともに、特に圧縮力に対して、コンクリートもともに負担するものと考えられる。

4.5 トラス置換解析

今回破壊試験を行なった連層モデルを、鉄骨F.B.と柱によるトラス架構に置換し、4.4で述べたコンクリートの有効幅を考慮して、マトリクス変位法により近似解析を行なった。

部材断面は、引張力は鉄骨F.B.にのみ負担すると仮定した。圧縮側部材は、コンクリートの有効幅を各種変化させ、鉄骨F.B.はコンクリートにより座屈拘束されていると考えて、鉄骨F.B.および有効幅内のコンクリートもともに圧縮力を負担するものと仮定した。コンクリートは亀裂発生後もなお弾性域内にあると仮定し弾性解析を行なった。また、柱脚固定と仮定して算定した。

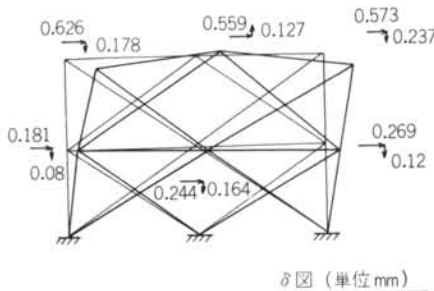
水平力の入力割合は実測結果から図—18に示す値とした。

コンクリートのヤング係数は2.3で示した材料試験の結果から以下のように定めた。

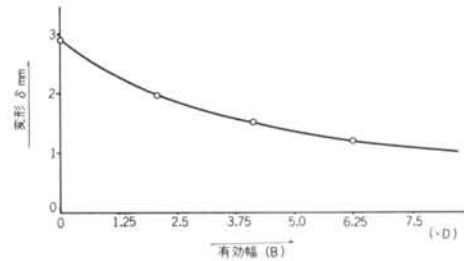
$$E_c = 1.7 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート部有効幅 B は、 $B=6.25D$ 、 $B=4.14D$ 、 $B=2.0D$ 、 $B=0$ の4種について算定した。(ここで D は版厚を示す。)

その結果の1例を図—19に示す。



δ図 (単位 mm)



図—20 $Q=10t$ 時のたわみと有効幅の関係

また、水平力 $Q=10t$ 時のたわみと有効幅の関係を図—20に示す。ただし、ここで示したたわみ量は左右柱頭部変形量の相加平均値である。

この図—20より、実験により得られた荷重—変位曲線の関係から、架構の剛性をトリリニア型の折線で表わすとして、変位よりその有効幅を求めてみた。その結果を図—12に示す。グラフの折点は、せん断初亀裂の発生荷重値と、鉄骨F.B.の局部座屈発生荷重値とした。

この結果、1層および2層の荷重—変位の曲線を、有効幅 $B=6.25D$ と $B=1.25D$ を考慮した2つの直線で剛性近似されると考えられる。

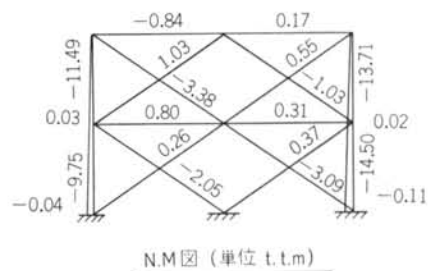
§ 5. まとめ

1) 最終破壊は圧縮ブレースの接合部近傍の局部座屈を生じ、最終的には引張側ブレースの接合部すべり破断であった。PC壁版部はせん断亀裂は入っても、崩落するまでには至らない。

2) 最終破壊時までの変形能力が $R=1/100$ 以上でかなり大きく、靱性とねばりがある。設計荷重の約4倍の耐力があることが得られた。

3) スラブによる水平F.B.への座屈拘束は有効であり、梁型をつけなくとも、十分支持能力を有することが判明した。

4) PC版内F.B.の応力値は終局荷重近くまで弾性範囲



N.M図 (単位 t.t.m)

図—19 $Q=5.0t$ 時 $FB+(6.25D+FB)$ 算定値

内におさまっている。

§ 6. 謝 辞

本実験において、終始貴重な御指導と助言をいただいた、早稲田大学理工学部教授 谷資信博士に末筆ながら

深い感謝の意を表します。

また、本実験の企画および実施にあたり、種々御指導と御協力をいただいたKS委員会の皆様、および当研究所橋本文夫顧問、設計部太田昭三課長に謝意を表します。

試験体製作ならびに実験に際して御協力いただいた市川和男主任研究員他力学研究部の皆様に厚く御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) “高層プレファブアパート(KS-1型)試験報告” 清水建設研究所報 第16号 1970.10
- 2) 谷資信, 木原一成: “鉄骨コンクリート構造における鉄骨の座屈に関する研究” 日本建築学会論文報告集 第72号 昭和37年5月
- 3) 武藤清: “耐震計算法(耐震設計シリーズ・1)” 丸善