

鉄筋軽量コンクリート造一戸建住宅（シミズホーム C35-A）の実大構面実験

坂口 昇
 菅野 照雄
 河村 宗夫
 松岡 彰
 浜原 正行

§ 1. はじめに

当社「一戸建住宅開発プロジェクト」が、新しく開発した「鉄筋軽量コンクリート造一戸建住宅（シミズホーム C35-A）」の耐震安全性や、破壊に至る挙動を調べるために本実験が企画された。

この建物は、天然軽量骨材を用いた壁式プレキャスト鉄筋軽量コンクリート造の2階建である。プレキャスト造の最大の利点は、プレキャスト部材が工場生産されるので、品質、精度ともに常に良好なものが得られることや、現場作業の省力化や大幅な工期の短縮が可能なことである。しかし、プレキャスト部材を組立てる接合方法が煩雑であったり、耐力が不十分であれば、その真価を発揮することができない。さらに、接合部の性状によって建物全体の地震時の挙動が左右されることもある。したがって、プレキャスト造の接合方法については耐力上、施工上、経済上等種々の可能性を生かせる反面、その性状を正しく把握し十分な検討が行なわれなければならない。

本建物では、壁板の水平ジョイントに、平鋼板と高力ボルトによる一面せん断摩擦接合を用い、鉛直ジョイント

には、凹凸のコンクリートシアークッターを有するウエットジョイントを用いている。また、スラブ板を鉛直ジョイントをカバーするように配置することにより、鉛直ジョイントを保護しその相互ずれを拘束するように計画されている。

壁板、スラブ、基礎等の構成部材、および接合部の耐力は、すでに行なわれた部材実験、接合部実験によって確められているが、今回はさらに建物全体としての一体性や、耐震性、安定性を調べるために、1構面2はり間の実大試験体を取りあげ、水平加力実験を行なったものである。

§ 2. 実験方法

2.1 試験体

今回の実験では、壁板の水平ジョイント部、鉛直ジョイント部の性状を把握することに主眼をおき、さらにスラブや直交方向の壁板による影響をも知ることができるように試験体の形状を決めた。すなわち、開口をもつ壁板（図-1）2枚を基礎ばりの上に並べ、両側には直交方向妻壁の一部を取付け、上部にはスラブおよび2階壁板の一部を取り付けたものである（図-5）。

各部材は、それぞれ次のような接合方法で組立てられている。

- (1) 壁板—壁板は、上部よりモルタルを注入する鉛直ウエットジョイント。シアークッターは、上底25mm、下底30mm、高さ10mmの台形断面で、長さが50mm、ピッチは200mmである（図-2）。
- (2) 壁板—基礎は、水平ドライジョイント。すなわち、壁板および基礎に埋込まれた平鋼板（FB、75×9）を高力ボルト（F10T M16）によって結ぶ一面せん断摩擦接合である（図-3）。
- (3) 壁板—2階壁は、(2)と同じ水平ドライジョイントであるが、この場合は1階壁板の平鋼板がスラブを貫通

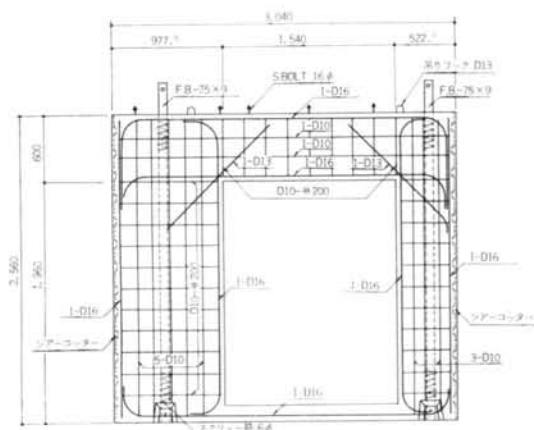
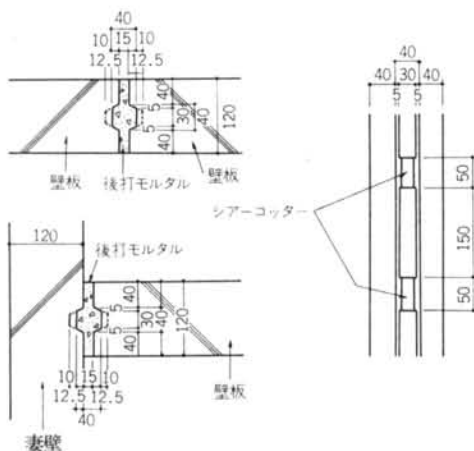
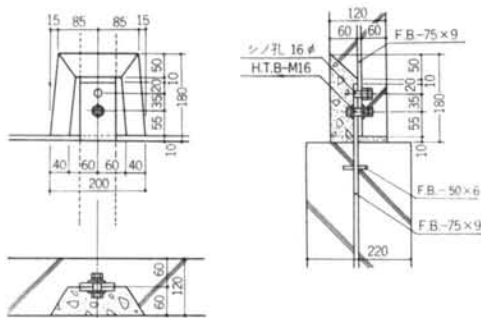


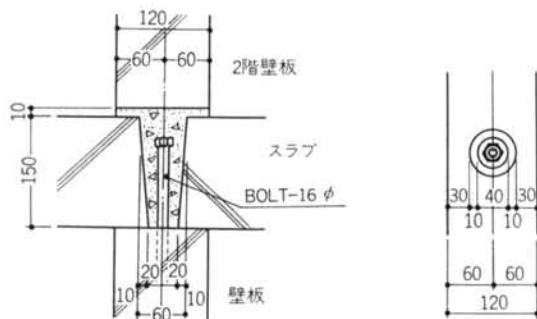
図-1 試験体：壁板配筋図



図一 鉛直ウェットジョイント



図二 水平ドライジョイント



図三 スタッドボルト

し、2階壁の脚部で結合される。

- (4) 壁板—スラブは16φのスタッドボルト、および壁板の吊りフックで結合されている(図一4)。
 (5) 壁板—妻壁は、(1)と同じ鉛直ウェットジョイント。

今回の実験では、スラブおよび基礎ばりには接合部を設けず一枚板とした。特にスラブについては次節に述べるように、スラブに水平外力を載荷する都合上、加力点近傍ではスタッドボルトの本数を実際の設計より多くして補強した。さらに水平外力を均等に伝達させるため

コンクリート		圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^6$ kg/cm ²)	引張強度 F_t (kg/cm ²)	比重 γ
壁板、妻壁(軽量)		140	0.79	16	1.49
基礎、スラブ(普通)		219	2.27	21	2.30
鉛直ジョイント モルタル		356	—	28	2.18
鉄筋、平鋼板		降伏応力 σ_y (kg/cm ²)	降伏ひずみ ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_t (kg/cm ²)	ヤング係数 E_s ($\times 10^6$ kg/cm ²)
壁、はり主筋(D16)		3839	2060	5796	1.95
せん断補強筋(D10)		3611	1900	5549	1.93
水平ジョイント平鋼板		3212	1500	4706	2.16
高力ボルト		滑り荷重 P_s (ton)	ボルト破断荷重 P_B (ton)		
高力ボルト (F10T M16)		7.65	10.90		

表一 使用材料の諸定数

に、スラブの側面には溝形鋼(〔-150×75×12.5×9])をアンカー鉄筋(D10)にて取付けた。

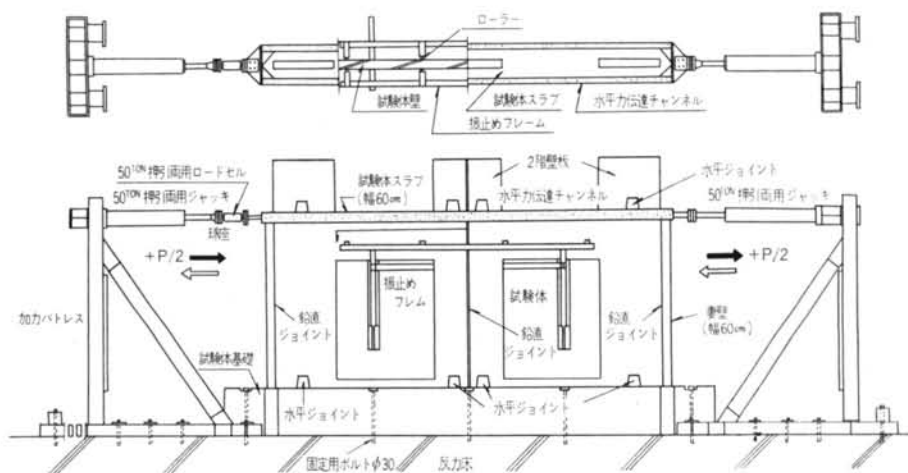
使用材料は、基礎、スラブが普通コンクリートで、壁板は北海道駒ヶ岳産天然軽量骨材を用いた軽量コンクリートである。

壁板の壁部分およびはり部分(以後単に壁、はりと呼ぶ)の主筋はD16(SD35)で、せん断補強筋はD10(SD30)が縦横 $p_w=0.3\%$ の割合でシングル配筋されている(図一1)。平鋼板(円-75×9)の材質はSS41で、高力ボルト(M16)は新日鉄ホルテンF10T(トルク値3,800kg·cm)である。使用材料の諸定数を表一に示す。

2.2 加力方法

加力装置を図一5に示す。載荷はスラブ両端の押し引き同時水平交番繰返し加力とした。水平外力は、スラブ側面の溝形鋼よりアンカー鉄筋を介してスラブに伝達され、さらにスタッドボルトを介して壁板に入力される。一方、基礎ばりをPC鋼棒(5—30φ)にて反力床に固定することより水平反力をとる。また、面外変形を防止するために、ローラー付の振れ止めフレームではり側面を押える。軸力(鉛直力)については、引抜き転倒に対して安全側となるので載荷しなかった。

加力サイクルは壁頂部の定変位制御で行ない、各変位量で、正負それぞれ3回の繰返し加力とした。変位量に



図一五 加力装置と試験体

については、荷重階として、設計荷重 (P_a) の 1, 2, 3, 4 倍の荷重時の変位量を取り、変位階として頂部部材角 (R) で、1/200, 1/100, 1/50 をとる。また $R=1/50$ を越える範囲では、正方向の単調増大加力によって破壊に至らした。

2.3 測定方法

測定の目的と方法は次のとおりである。

- (1) 構面の剛性、変形能力、履歴特性を知るために、壁頂部の水平変位量をダイヤルゲージにて測定する。
- (2) 水平ドライジョイントの性状を知るために、壁脚部の水平移動量と回転量をダイヤルゲージにて測定する。
- (3) 鉛直ドライジョイントの性状を知るために、ジョイ

- ント部の相互ずれ量をダイヤルゲージにて測定する。
- (4) 各部のひずみ、応力を知るために主筋のひずみ量を、ワイヤーストレインゲージにて測定する。

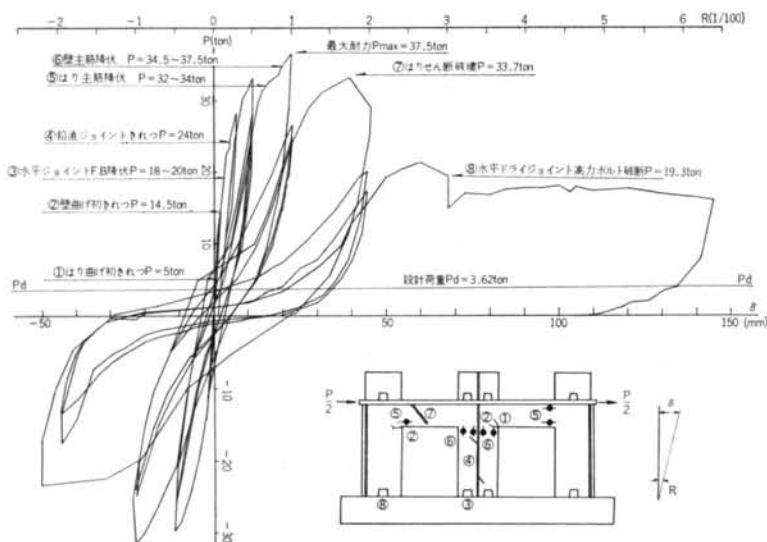
§ 3. 実験結果

3.1 $P-\delta$ 曲線と崩壊過程

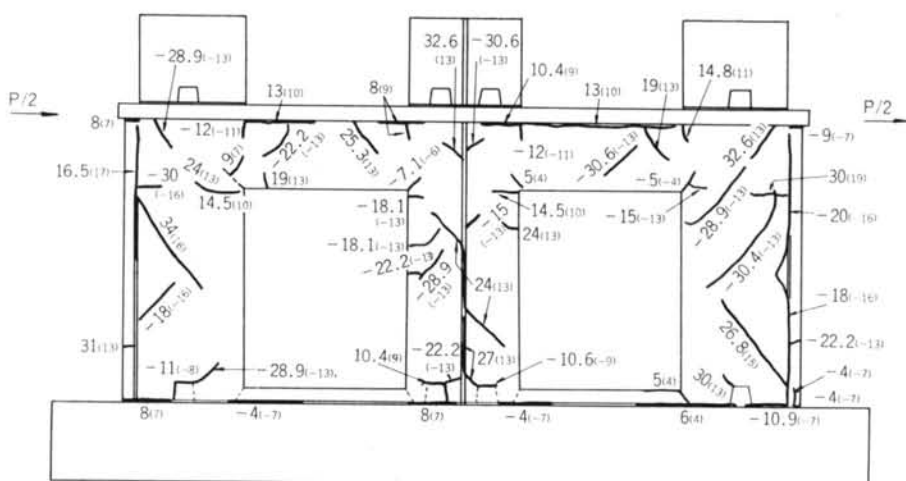
荷重と壁頂部水平変位の関係 ($P-\delta$ 曲線) および構面の崩壊過程を図一六に示す。この $P-\delta$ 曲線にみられる特徴は次のようなものである。 P は水平荷重を表わし P_a は設計荷重 (3.62ton) を表わしている。

- (1) 初期剛性は 11.4t/mm である。

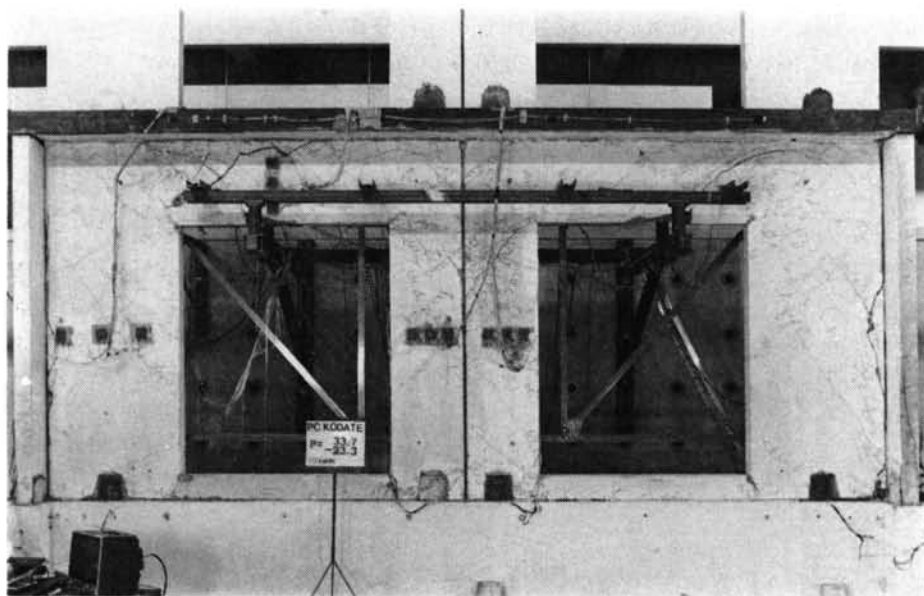
- (2) $P=5.0$ ton ($P/P_a=1.38$) で、はりに曲げ初めれつが発生し、 $P=14.5$ ton ($P/P_a=4.01$) で、壁に曲げ初めれつが発生している。
- (3) $P=14.5$ ton ($P/P_a=4.97 \sim 5.52$) で、水平ジョイントの平鋼板が降伏するが $P-\delta$ 曲線には大きい変化がみられない。
- (4) $P=24$ ton ($P/P_a=6.63$) で、中央壁の鉛直ジョイントにきれつが発生し、同時に壁にはせん断きれつが発生する。このため $P-\delta$ 曲線は除々にゆるやかになり始める。
- (5) $P=32.6 \sim 33.8$ ton ($P/P_a=9.0 \sim 9.34$) であり、主筋が降伏することにより、 $P-\delta$ 曲線は大



図一六 $P-\delta$ 曲線と崩壊過程



図一七 きれつ発生状態



写真一 一 R=1/50

大きく傾き始める。このときが構面の降伏と考えられる。

- (6) $P=34.5\text{ton}$ ($P/P_d=9.53$) から、中央壁の主筋が降伏し始め、 $P=37.5\text{ton}$ ($P/P_d=10.4$) で最大耐力に達する。このときの頂部部材角(R)は1/100である。
- (7) $R=1/60$ で、はりがせん断破壊し耐力が低下する。
- (8) $R=1/30$ で、押し加力側壁の水平ジョイント高力ボルトが破断し耐力は低下するが、 $R=1/15$ までは最大耐力の約40%の耐力を保持し続けている。

図一七にきれつ発生状況を示し、写真一 一に $R=1/50$

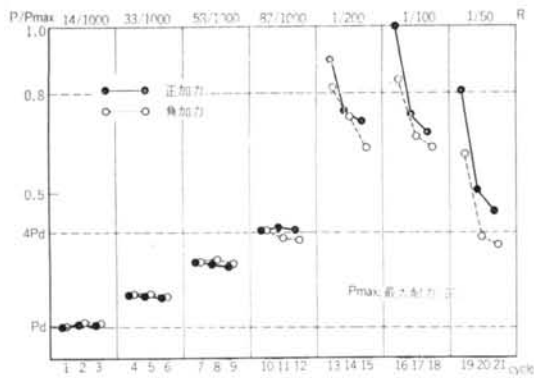
の状態を示す。

3.2 諸限界荷重変形

初きれつ発生時、主筋および平鋼板の降伏時、最大耐力時等の荷重と頂部水平変位を表一 二にまとめて示す。構造耐力上有害な損傷が発生する状態Aとは、「工業化住宅認定制度」に規定されているもので、今回の実験では水平ジョイント周辺のせん断きれつが、荷重をゼロに除荷した後も幅 0.5mm として残る状態をとった。終局状態Uは上記規定より $R=1/50$ の状態とした。

	荷重 $P \text{ ton} \left(\frac{P}{P_d} \right)$	変形 $\delta \text{ mm}$ ($R \times 10^{-3}$)
はり曲げきれつ発生	5.0 (1.4)	0.44 (0.19)
壁曲げきれつ発生	16.3 (4.5)	2.79 (1.22)
ドライジョイント 平鋼板降伏	19.4 (5.4)	3.63 (1.60)
ウェットジョイント きれつ発生	24.0 (6.6)	4.45 (1.96)
はり主筋曲げ降伏	33.8 (9.3)	10.7 (4.72)
構造耐力上有害な 損傷が発生する状態A	29.3 (8.1)	11.4 (5.02)
最大耐力 柱主筋曲げ降伏	34.5 (9.5)	22.8 (10.0)
はりせん断破壊	33.7 (9.3)	39.3 (17.3)
終局状態U	26.8 (7.4)	47.8 (21.1)
ドライジョイント ボルト破断	19.3 (5.3)	65.0 (28.6)

表一 諸限界荷重, 変形



図一 繰返しによる耐力低下

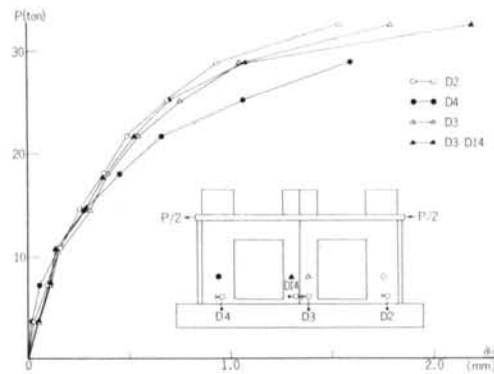
3.3 繰返し荷重による耐力低下

繰返し荷重による耐力の低下状態を図一に示す。設計荷重の4倍程度の荷重を繰返し受けても、耐力が低下しないことがわかる。 $R=1/200$ において第3サイクル目までに約20%耐力が低下し、 $R=1/100$ では約30%低下している。低下の割合は第2サイクル目が大きく、第3サイクル目ではほぼ収まるようである。

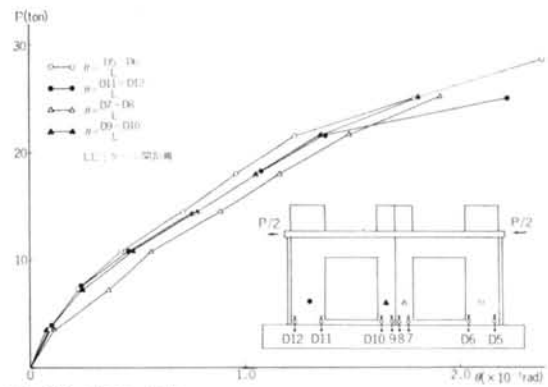
3.4 各部の変位

壁脚部の水平移動, 回転量をそれぞれ図一9, 図一10に示す。鉛直ジョイントの相互ずれ量を図一11に, スラブとはりの相互ずれ量を図一12に示す。これらの図より次のようなことがいえる。

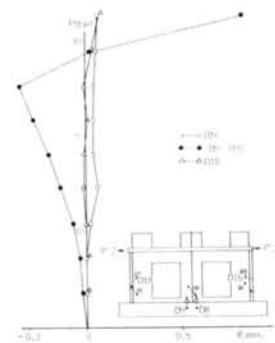
(1) 壁脚の水平移動は, 設計荷重の4倍の水平荷重 ($4 P_d$) で約0.4mmである。これは頂部変位量の約20%



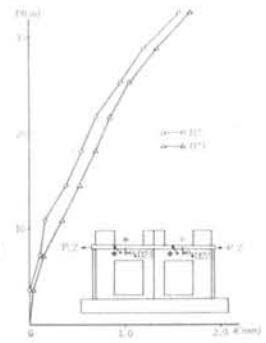
図一9 壁脚の水平移動



図一10 壁脚の回転



図一11 鉛直ジョイントの相互ずれ



図一12 スラブとはりの相互ずれ

である。さらに $8 P_d$ では約1mmの水平移動を示している。

(2) 壁脚の回転量は, $4 P_d$ ではほぼ $\theta=0.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$ である。

(3) 図一11において, 中央壁の鉛直ジョイントの相互ずれ量がみかけ大きくなっているが, これは壁の回転量を含んでいるためである。 $P=24 \text{ ton}$ で鉛直ジョイントにきれつが発生した後, せん断によって相互にず

れ始める。両外壁の鉛直ジョイントは、 $8Pa$ でもほとんどずれを生じていない。

- (4) スラブとはりの相互ずれは、 $4Pa$ で $0.4\sim 0.5\text{mm}$ 、 $8Pa$ で $1.2\sim 1.3\text{mm}$ 程度である。

3.5 ひずみ分布

主筋のひずみ分布を図-13に示す。両外壁の妻壁側主筋のひずみが小さい。これは外壁と妻壁が一体性を保っていることを示している。つまり鉛直ジョイントが有効に働いていることがわかる。これに対して、はりはスラブの影響をほとんど受けていないようである。中央壁については、 $P=24\text{ton}$ で鉛直ジョイントが切れた後はジョイント側の主筋のひずみが大きくなっており、2本の壁に分離していることがわかる。このことは図-14の荷重

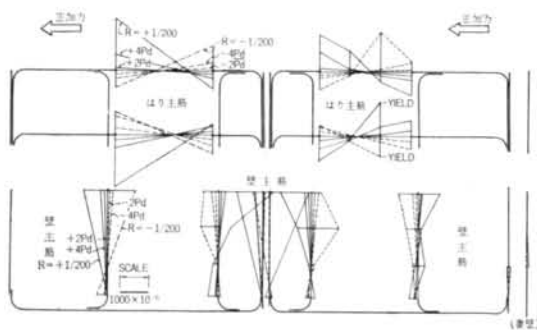


図-13 主筋ひずみ分布

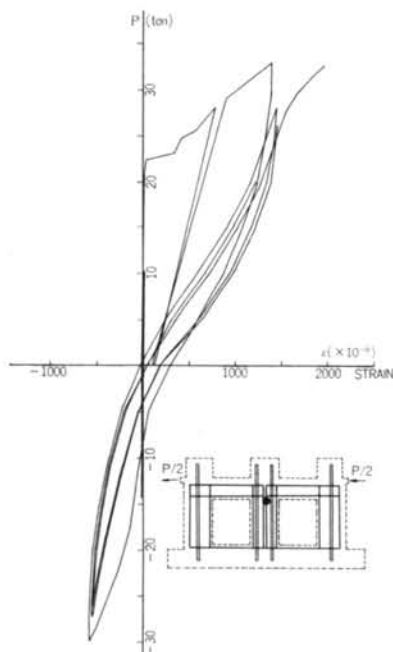


図-14 荷重-ひずみ曲線

一ひずみ曲線をみても明らかである。

3.6 等価減衰定数

$P-\delta$ 曲線において、加力時の曲線と横軸（変位軸）とで囲まれた面積を S_A 、減力時の曲線と横軸とで囲まれた面積を S_B として、それらの比 S_A/S_B を減衰比 d に等しいと仮定すれば $d = e^{\frac{2\pi\kappa}{\sqrt{1-\kappa^2}}}$ となり、 $\log_e d = a$ とすれば等価減衰定数 κ は $\kappa = a/\sqrt{4\pi^2 + a^2}$ となる。これを図-15に示す。

頂部材角 R が $1/1,000$ 以下のところでは、等価減衰定数は、ほぼ $0.04\sim 0.07$ であるが、変形が大きくなるにつれて等価減衰定数も増大し、 $R=1/50$ では 0.3 に達する。

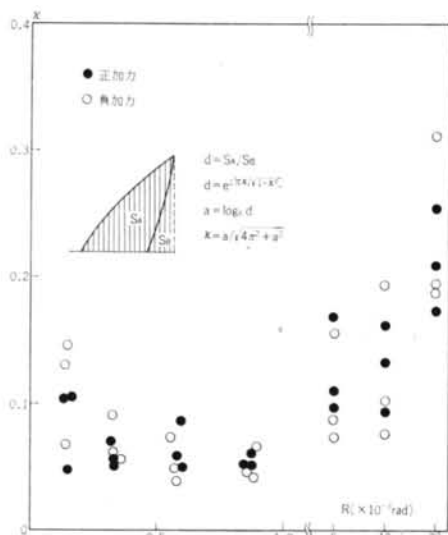


図-15 等価減衰定数

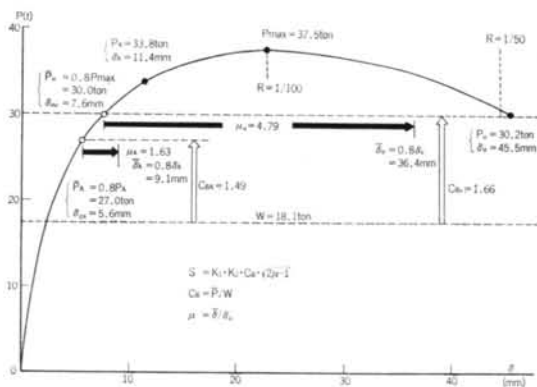


図-16 $P-\delta$ 包絡線と S 値算定のための諸数値

§ 4. 実験結果の検討

4.1 耐震性能について

「工業化住宅認定制度」に規定されている耐震性能に関する係数 S を求め、本建物の耐震性能を評価する。

$$S = K_1 \cdot K_2 \cdot C_B \cdot \sqrt{2\mu - 1}$$

ここで、 K_1 : 壁の水平、立面配置の不具合による係数
0.7~1.0

K_2 : 床面、屋根面の水平剛性不足による補正係数
0.7~1.0

C_B : 強さを表わす係数

μ : 粘りを表わす係数

W : 試験体が負担すべき積載荷重を含む全重量

S は (i) 構造耐力上、有害な損傷が発生する状態 A 、
(ii) 終局状態 U の 2 つについて求めることになっている。なお、構造形式、平面計画から判断して、 $K_1=0.9$ 、 $K_2=1.0$ をとった。 $W=18.1\text{ton}$ (設計) とする。なお図-16に $P-\delta$ 包絡線と S 値算定のための諸数値を示す。

(1) 構造耐力上、有害な損傷が発生する状態 A

頂部部材角 $R=1/200$ における第 2 サイクル目で、水平ジョイント近傍のせん断きれつの残留幅が 0.5 に達したので、この時を状態 A とする。

$$C_B = 0.8 \times 33.8 / 18.1 = 1.49$$

$$\mu = 0.8 \times 11.4 / 5.6 = 1.63$$

$$S = 0.9 \times 1.0 \times 1.49 \sqrt{2 \times 1.63 - 1} = 2.02 > 0.4$$

(規準値)

(2) 終局状態 U

頂部部材角が $1/50$ に達しても、耐力が最大耐力 ($P_{\max}=37.5\text{ton}$) の 80% を上回ったので、このときを終局状態 U とした。

$$C_B = 30 / 18.1 = 1.66$$

$$\mu = 36.4 / 7.6 = 4.79$$

$$S = 0.9 \times 1.0 \times 1.66 \times \sqrt{2 \times 4.79 - 1} = 4.38 > 0.6$$

(規準値)

状態 A 、終局状態 U のいずれの場合についても、耐震性能に関する係数 S が規準値を大幅に上回っており、本建物が良好な耐震性能を有していることがわかる。

4.2 応力分布について

主筋のひずみ量より算定した各部の応力を図-17に示す。応力算定のための仮定は次のとおりである。

- (1) 平面保持の仮定。
- (2) 応力-ひずみ関係は線形とする。

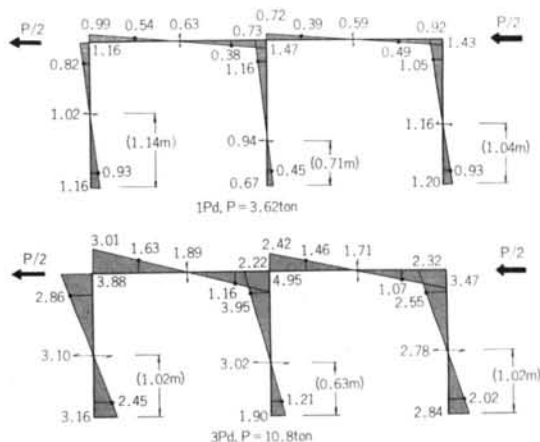


図-17 応力図

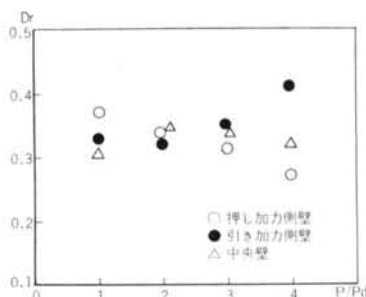


図-18 せん断力分担率

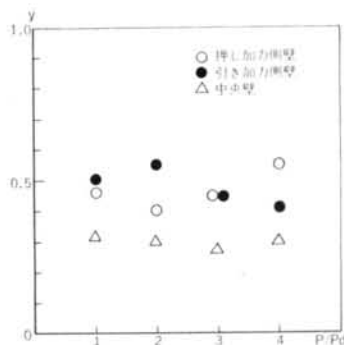


図-19 反曲点高比

(3) コンクリートの引張り応力は、引張強度 F_t 以下の範囲で、三角分布として有効に働くとする。

(4) 両外壁は T 形断面、はりは矩形断面として扱う。

ひずみの欠測点については、対称点の負加力時の測定値をもって補ったが、算定応力の精度は壁のせん断力から判断すれば $1Pa$ で 86%、 $4Pa$ で 77% ある。

この応力分布より、各壁のせん断力分担率 D_r を求めたものが図-18である。外壁のせん断力分担率は、 $1Pa \sim 4Pa$ の平均で 0.338 となり、中央壁のそれは 0.324 とな

る。これは、それぞれの壁断面積の比にほぼ一致している。

壁の反曲点高比を図一19に示す。押し加力側壁の反曲点高比は $1P_d \sim 4P_d$ の平均で $y=0.479$ となり、引き加力側壁が $y=0.463$ 、中央壁が $y=0.298$ となっている。

4.3 鉛直ジョイントについて

中央壁の鉛直ジョイントは、荷重 $P=24\text{ton}$ できれつが発生すると同時に相互のずれが増加し始める。このときの鉛直ジョイントのせん断応力度を鉄筋、平鋼板を考慮した次式で求めると、 $\tau=11.6\text{kg/cm}^2$ となる。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q}{b' I_n} \cdot S_x = \frac{P \times D_r}{b' I_n} \cdot S_x \\ &= \frac{24 \times 10^3 \times 0.324}{10 \times 1,680,000} \times 25,100 = 11.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

ただし、 D_r は中壁のせん断力分担率で 4.2 で求め値を用いた。 b' はジョイント部分の壁厚、 I_n は中立軸に関する等価断面二次モーメント、 S_x は等価断面一次モーメントである。

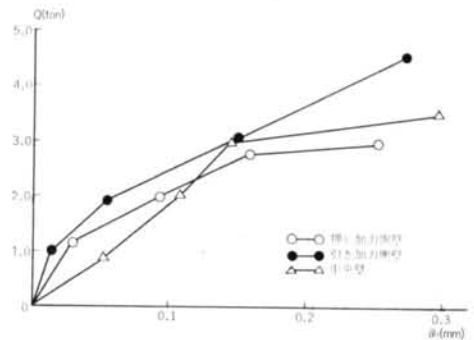
外壁の鉛直ジョイントには、試験体が最大耐力に達するまで、ほとんどきれつが発生しない。

また、スラブ下の壁に圧壊がみられることから、スラブが鉛直ジョイントの相互ずれに対して抵抗していると考えられる。

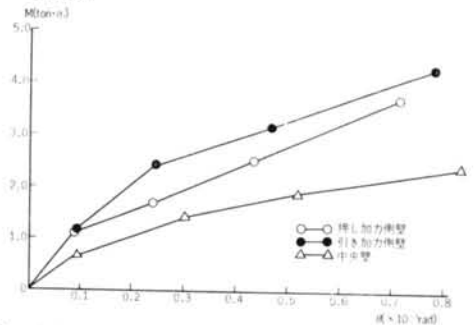
4.4 水平ジョイントについて

3.4に示した壁脚の水平移動量、回転量と、4.2で求めた壁脚のせん断力、モーメントとを対応させたのが図一20、図一21である。これらより水平ジョイントの初期水平剛性はほぼ $18\text{t/mm} \sim 40\text{t/mm}$ であるが、せん断力 $Q=3\text{ton}$ あたりから剛性低下が著しくなっている。回転剛性は壁によって異なるが、初期回転剛性は、ほぼ $7 \times 10^3 \text{ t}\cdot\text{m/rad} \sim 14 \times 10^3 \text{ t}\cdot\text{m/rad}$ 程度である。

水平ジョイントの平鋼板には、軸方向、せん断力が作用し、一面せん断摩擦接合ということもあって、かなり複雑な応力が生ずると考えられるが、 $P \doteq 18 \sim 20\text{ton}$ で降伏しているようだ。ジョイント周辺のコンクリートには $P=22\text{ton}$ でせん断きれつも発生している。最大耐力時には、すでに高力ボルトが滑っており、平鋼板が互に 3mm 程度ずれて、面外の変形も生じていることが観察された。高力ボルトの破断は頂部材角 $R \doteq 1/35$ であり、今回の実験では試験体の耐力決定要因とはならなかった。



図一20 壁脚の $Q-\delta_H$ 関係 (Q : 主筋のひずみから求めたせん断力)



図一21 壁脚の $M-\theta$ 関係 (M : 主筋のひずみより求めたモーメント)

§ 5. 理論解析

5.1 解析方法

壁およびはりを剛域考慮の線材に置換し、マトリックス変位法にて解析を行なった。外壁は妻壁と一体と考えて T 形断面として扱い、はりにはスラブを無視して矩形断面として扱った。部材の変形は軸方向変形、せん断変形、曲げ変形を考える。ひび割れによる部材剛性低下は考慮せず、 e 関数法による最大モーメントをもって部材の曲げ降伏とし、降伏後は完全塑性とした。中央壁については鉛直ジョイントのせん断応力度が 4.3 で得られたせん断応力度に達したとき、2本の壁に分離するものとした。壁脚部には水平ジョイントをシミュレートするものとして 4.4 で求めた水平剛性、回転剛性をもつパネを考えた。このパネの降伏モーメントは、平鋼板のみを有する壁と考えて e 関数法にて求めた。

5.2 解析結果

解析による荷重と頂部水平変位の関係、および崩壊過程を図一22に示す。初期剛性は 9.4t/mm (実験値は 11.4t/mm) であり、最大耐力は 30.1t (実験値は正負の平均で 34.5t) となった。きれつ発生荷重を $M_{BC}=1.8$

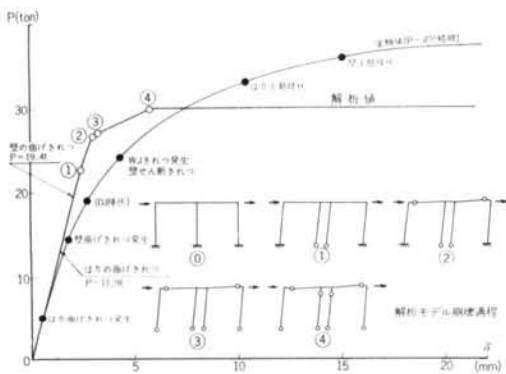


図-22 解析結果

$\sqrt{F_c \cdot Z_c}$ の式で求めたが、き裂による部材剛性低下を考慮していないので、解析による変位は実験値とはかなり相違している。

崩壊過程については、まず中央壁の鉛直ジョイントが切れる。次に、はりが曲げ降伏し、ほぼ同時に外壁の水平ジョイントが降伏する。最後に、中央壁が曲げ降伏する。この過程は実験とよく一致するが、個々の荷重に差がみられ、実験値の方が幾分高い値を示している。

§ 6. まとめ

今回の実験では、試験体は設計荷重の9倍以上の耐力を示し、変形能力についても頂部部材角1/50で20%程度の耐力低下にとどまっている。さらに「工業化住宅認定制度」に規定されている「耐震性能関する係数S」も基準値を大きく上回るなど、良好な耐震安全性を有して

いることがわかった。試験体の破壊モードは、はり、柱の曲げ降伏型で、頂部部材角1/100のときに最大耐力にする。

鉛直ジョイントについては、シアーコッターの強度から予想される耐力を大幅に上回る耐力を示した。これは充てんモルタルの付着力によるものと考えられる。さらに鉛直ジョイントの相互ずれに対して、スラブがかなりの拘束効果を及ぼしているようである。水平ジョイントについては平鋼板の降伏や、高力ボルトの滑りが直接には試験体全体の最大耐力決定要因とはならなかった。今回の実験で、このように水平ジョイントの耐力が高い値を示したのは、妻壁や敷モルタルの影響も原因の1つと考えられる。

今後は、各接合部の性状や、妻壁、スラブの影響をより詳しく把握するとともに、2階建試験体や立体試験体の実験を行なうことによって、連層効果やねじれの問題を解明していく必要がある。

謝 辞

今回の実験にあたり、試験体、加力方法、測定方法等全般にわたってご指導いただきました明治大学の小倉弘一郎教授、建築研究所の岡本伸先生、当社研究所の磯畑脩主任研究員、杉田稔氏の皆様に対しここに謹んで深く感謝の意を表します。

なお、実験計画、試験体製作については当社設計本部の太田昭三次長、山田利行氏、住宅事業部の塩沢鉄男氏、量産住宅部の庄川選男氏各位のご協力が大なることを記し、ここに改めて深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 黒正清治、中野清司他：“特殊コンクリート構造（建築構造学大系）”
- 2) 日本建築学会：“壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説”
- 3) 日本建築センター：“壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造5階建共同住宅設計指針・同解説（昭和46年版）”
- 4) 末永保美：“中層壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造について”コンクリート・ジャーナル Vol. 12, No. 7 July 1947

