

千鳥配置の開口を有する連層耐震壁の水平載荷実験

津田 和明 古屋 則之 小 嶋 克 朗
江戸 宏 彰 武 田 寿 一

Experimental Study on Multi-Storied Reinforced Concrete Shear Wall with Openings Arranged Discontinuously

Kazuaki Tsuda Noriyuki Furuya Yoshiro Kobatake
Hiroaki Eto Toshikazu Takeda

Abstract

A multiple-dwelling building of box-frame reinforced concrete construction was planned. The multi-storied shear wall which is the main structural plane of this building against earthquake has openings arranged discontinuously between upper and lower stories. The authors experimented on this shear wall (4 stories and 2 spans) with the objective of obtaining data for design. As a result of the experiments, it was found that this shear wall has adequate ultimate bending or shear strength and good ductility in case of bending failure. The results of these experiments were also examined by inelastic frame analysis. As a result, it was found possible for the shear wall with openings to be estimated by this analysis.

概 要

壁式鉄筋コンクリート構造の中廊下+中階段式の集合住宅が計画された。この建物の桁行方向の主要構面である連層耐震壁には、上下層で隣接しないように千鳥に配置した出入口用の開口が設けられている。この耐震壁の耐震設計資料を得るために、14層の下層4層部分をモデル化した試験体（4層2スパンの壁）の水平載荷実験を行なった。実験の結果から、同連層耐震壁は既往の式による計算値と同等以上の曲げまたはせん断耐力があり、曲げ破壊する場合には優れた変形能もあることなどが分かった。また、フレーム的な挙動が顕著であった試験体を対象に、その壁部分を線材に置換した弾塑性平面フレーム解析を行なった。解析結果は概ね実験結果と対応しており、この建物のような千鳥配置の開口を有する連層耐震壁をこの解析手法にて十分評価し得ることが分かった。

1. はじめに

壁式鉄筋コンクリート構造の中廊下+中階段式の中高層集合住宅が、圓堂建築設計事務所等で計画された。

この集合住宅の標準規格設計は7層と14層で、後者は建設省告示第1319号、“第1、適用の範囲等”の範ちゅうを越えている。桁行方向の主要構面となる連層耐震壁には、上下層で隣接しないように千鳥に配置した開口が設けられている。この有開口連層耐震壁は、7層の場合にはせん断で、14層の場合には曲げでそれぞれの耐力が決定する設計となっている。この耐震壁の耐震設計資料を得ることを目的として、14層の下層部4層をモデル化した模型試験体の水平載荷実験を同事務所で計画され、委託により実施した。実験結果のFEMなどの解析による検討が報告されている²⁾。この報告では、水平載荷実験と弾塑性平面フレーム解析の結果について述べる。

2. 標準規格設計の概要

標準規格設計の偶数階平面を図-1に、14層の場合の鉛直断面を図-2に示す。桁行方向は三つの住戸ブロックに分割され、中央が3住戸、両端が2住戸で構成されており、各住戸ブロックははりによって連結されている。階高は $h=2.725$ mで、桁行方向の1スパンの長さは $l=6.0$ mである。

鉛直断面は、B通り構面を示したものである。B、C通り構面は、桁行方向の耐震上の主要構面であり、その連層耐震壁には、各住戸内居室の出入口である開口が上下層で隣接しないよう千鳥状に配置されている。

3. 水平載荷実験

3.1. 試験体

試験体は14層の2住戸ブロックの内、B、C通り構面の下層4層部分をモデル化したもの（B通り：W-1試験

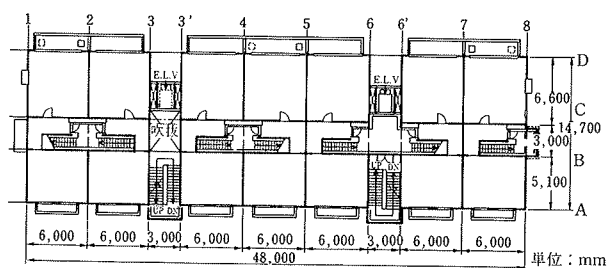


図-1 実構造物の偶数階平面

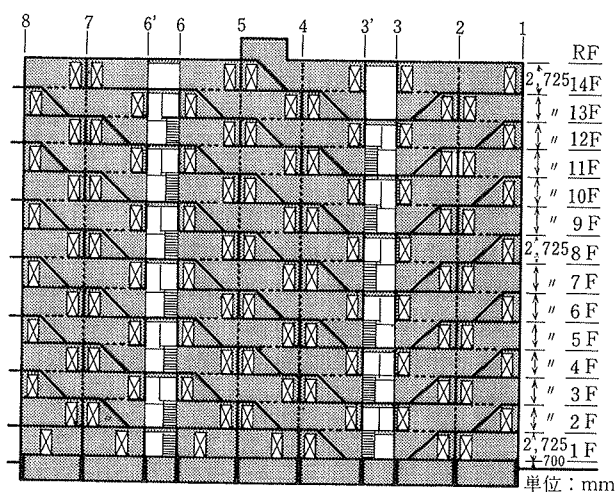


図-2 実構造物の断面 (B 通り)

体, C 通り: W-2 試験体) と, 比較用の無開口試験体 (W-0 試験体) の 3 体である。W-1 試験体は曲げ耐力の確認を, W-2 試験体はせん断耐力の確認を目的としたものである。また, W-2 と W-0 試験体を比較することにより, 千鳥配置開口がせん断耐力と破壊性状に及ぼす影響を検討する。

W-1 と W-2 試験体の形成・寸法を図-3 に示す。

試験体の縮尺率は, 桁行方向の長さ と 高さ を 1/4, はり間方向の長さ, 壁厚, 及びスラブ厚を 1/3 としたが, せん断耐力の確認を目的とした W-2, W-0 試験体は曲げ補強筋を多く配するために, フランジ壁厚の縮尺率を 1/2.5 とした。

鉄筋比は W-2, W-0 試験体のフランジ壁縦筋を除き, 標準規格設計とほぼ同じとした。各試験体の配筋及び鉄筋比を表-1 に示す。同表に示した鉄筋の他, 全試験体のウェブ壁とフランジ壁の交差する部分には, 縦方向の補強筋 (両端: 2-D6, 2-D10, 中央: 4-D6) を, 有開口の W-1, W-2 試験体には開口補強筋 (縦方向: 2-D4, 2-D10, 横方向: 2-D10) を, それぞれの鉄筋量が標準規格設計の約 1/12 となるように配した。

使用したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を表-2, 3 に示す。

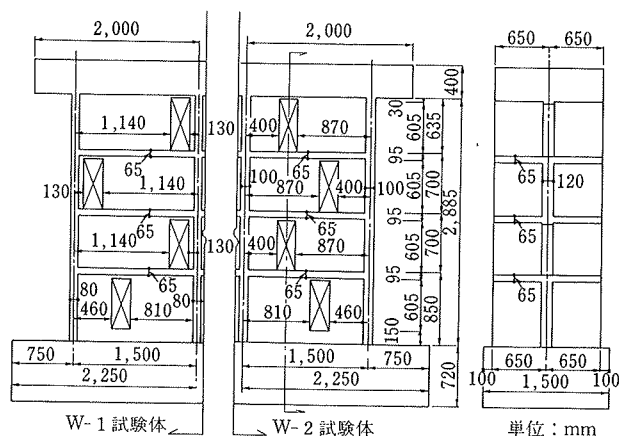


図-3 W-1 と W-2 試験体の形状・寸法

試験体	壁厚 (mm)	ウェブ壁		フランジ壁		スラブ	壁厚 (mm)	配筋	鉄筋比 (%)	
		配筋	鉄筋比 (%)	配筋	鉄筋比 (%)					
W-1	120	D4@54	0.45	D6@40	1.33	80	D4@100	0.36	D6@100	0.80
W-2	120	ダブル	0.45	ダブル	1.33	65	D16@90	4.42	ダブル	0.64
W-0	120	ダブル	0.45	ダブル	1.33	65	ダブル	0.45	ダブル	0.47

表-1 各試験体の配筋と鉄筋比

試験体	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	弾性係数 E_c ($\times 10^4$ kg/cm ²)	割裂強度 F_t (kg/cm ²)	呼び径	降伏点 σ_y (kg/cm ²)	弾性係数 E_s ($\times 10^4$ kg/cm ²)	引張強度 σ_b (kg/cm ²)
W-1	268	2.41	18.7	D4	2720	2.06	3840
W-2	291	2.76	22.2	D6-1*	3840	2.04	5600
W-0	314	2.65	23.3	D6-2*	3900	1.85	5980
				D10	3670	1.84	5060
				D16	3600	1.80	5270

表-2 コンクリート材料試験結果

表-3 鉄筋材料試験結果

3.2. 実験方法

試験体はベーススラブをボルトで締め付けて試験床に固定し, 各フランジ壁頂部から軸力相当の鉛直力 ($\sigma_0 = 15.2$ kg/cm²) を加え, これを一定に保持しながら, 正負交番の水平力を加えた。

加力要領を図-4 に示す。曲げ耐力確認用の W-1 試験体については, 設計地震荷重時の曲げモーメントとせん断力の分布に近似した荷重状態における曲げ耐力を確認するために, 水平力に連動させて転倒曲げモーメント (両端フランジ壁頂部から偶力で与えた) を加えた (1 層脚部にて $M/QD = 1.46$)。W-2 と W-0 試験体については, 設計地震荷重時のせん断力分布に近似した水平力のみを加えた (同位置にて $M/QD = 0.92$)。

3.3. 実験結果

3.3.1. 破壊経過 各試験体の荷重 Q ~ 変位 δ (加力スラブの水平変位測定点とベーススラブ上端との相対水平変位) の関係を図-5 ~ 7 に示す。図中には, 主な破壊経過を示した。また, 最終破壊状況を写真-1 ~ 3 に,

W-2 試験体の壁体脚部縦筋のウェブ壁面に沿ったひずみ分布を図-8 に示す。

各試験体の破壊経過の概要を以下に示す。

(1) W-1 試験体 第4 サイクル (目標: $\delta = \delta_y$: 曲げ降伏時変位) の正加力時の $Q = 59.0$ t 時に、引張側フランジ壁脚部縦筋が引張降伏 ($\delta_y = 2.48$ mm), それ以降の剛性低下が顕著となった。最終サイクルの $Q = 81.6$ t 時に圧縮側フランジ壁脚部にて曲げ圧壊が始まり、この

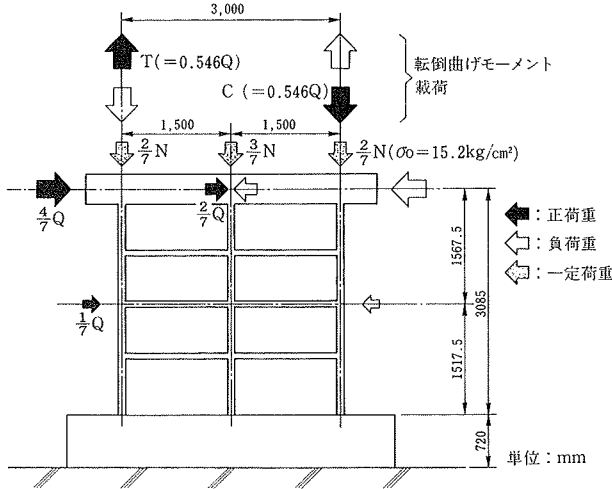


図-4 加力要領

時の荷重が最大となった。この時の変位は $\delta = 30.2$ mm, 部材角 (R : 相対水平変位 δ をその測定間の高さで除した値) にして $R = 10.4 \times 10^{-3}$ であった。また, $R = 18 \times 10^{-3}$ の時点でも最大荷重の約 9 割の荷重を保持しており, 優れた変形能を示した。履歴は第 8 サイクル (目標: $\delta = 4 \times \delta_y$) からやや逆 S 型となったが, 終始安定したループを描いていた。

(2) W-2 試験体 第 9 サイクル (目標 $R = 5 \times 10^{-3}$) 正加力時の $Q = 185$ t 時に 2 層圧縮側ウェブ壁中腹の横筋が引張降伏し, 同サイクルのピーク荷重である

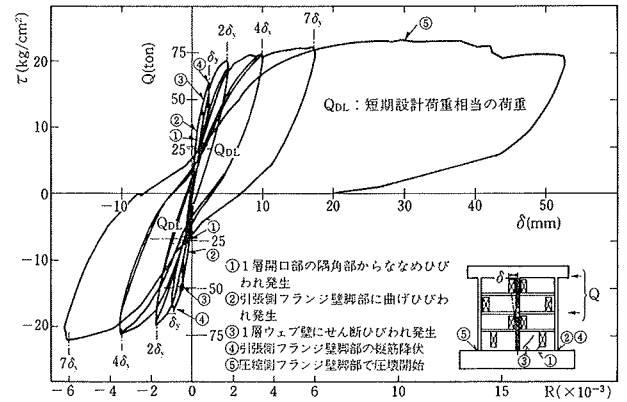


図-5 荷重～変位関係 (W-1 試験体)

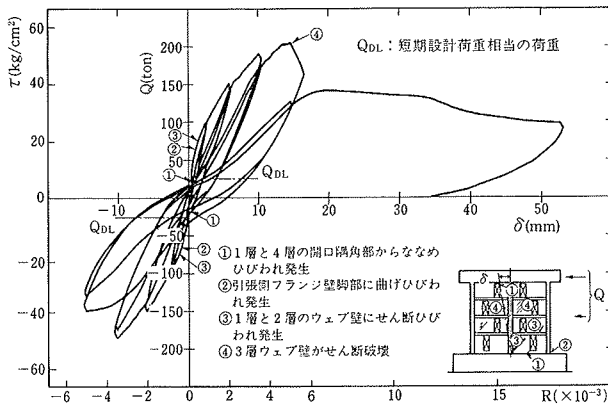


図-6 荷重～変位関係 (W-2 試験体)

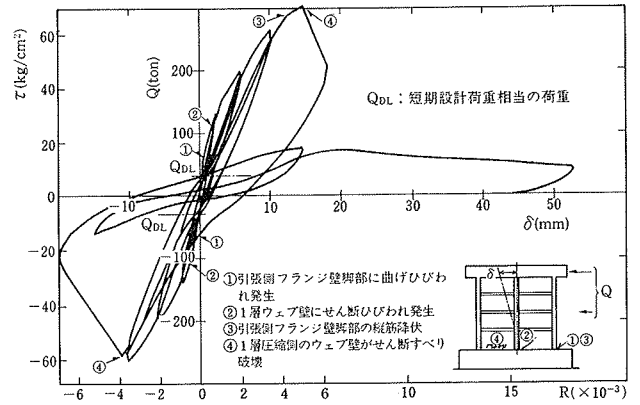


図-7 荷重～変位関係 (W-0 試験体)

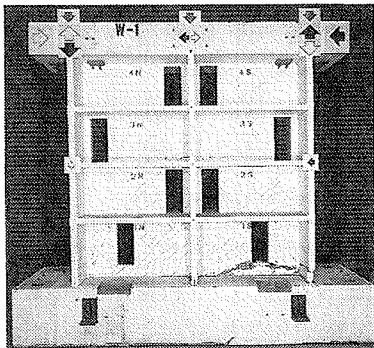


写真-1 最終破壊状況 (W-1 試験体)

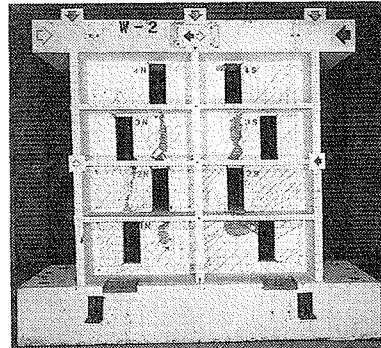


写真-2 最終破壊状況 (W-2 試験体)

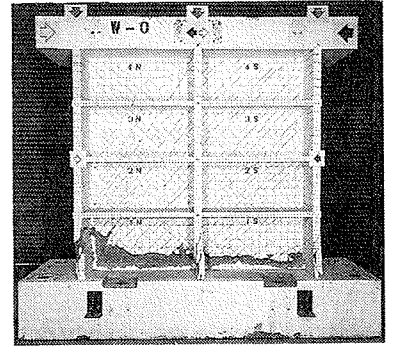


写真-3 最終破壊状況 (W-0 試験体)

Q=205 t 到達時に 3 層ウェブ壁の上下層の開口にはさまれた部分がせん断破壊し、荷重が低下した。この時の変位は $\delta = 14.7 \text{ mm}$ ($R = 5 \times 10^{-3}$) (W-2 試験体)

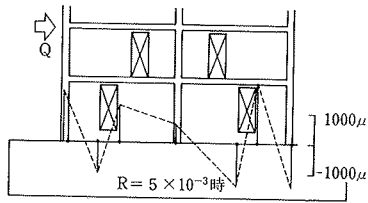


図-8 脚部縦筋のひずみ分布 (W-2 試験体)

また、脚部縦筋のひずみ分布では、1 層開口位置でひずみ分布の勾配が逆転しており、試験体脚部ではそれぞれの開口を境に局部的な曲げが生じたことを示している。この傾向は W-1 試験体よりも顕著であり、この現象と上記破壊性状から、W-2 試験体はフレーム的な挙動が顕著であったと言える。

(3) W-0 試験体 第 9 サイクル (目標 $R = 5 \times 10^{-3}$) 正加力時の $Q = 290 \text{ t}$ 時に引張側フランジ壁脚部縦筋が引張降伏した。さらに、同サイクルのピーク荷重である $Q = 301 \text{ t}$ 到達時に 1 層圧縮側ウェブ壁が脚部にてせん断すべり破壊し、荷重が急激に低下した。この時の変位は W-2 試験体とほぼ同じで、 $\delta = 14.8 \text{ mm}$ ($R = 5 \times 10^{-3}$) であった。

3.3.2. 終局強度の検討 各試験体の最大耐力を曲げ終局強度計算値、せん断終局強度計算値と比較して表-4 に示す。表中、実験値の平均せん断応力度 τ はせん断力 Q をせん断に対する有効断面積 (フランジ壁の有効幅は、ウェブ壁厚と 2 倍のフランジ壁厚とした) で除した値である。

W-1 試験体の最大耐力時の平均せん断応力度実験値は 23.1 kg/cm^2 で、通常の壁の曲げ終局強度算定式にて求めた計算値 1 に対して 1.22 倍、鉄筋のひずみ硬化を考慮した e 関数法による計算値 2 に対して 0.97 倍であった。また、最大耐力実験値 ($Q = 81.6 \text{ t}$) は、標準規格設計の短期設計荷重相当の荷重 $Q_{DL} = 24.2 \text{ t}$ の 3.4 倍であり、標準規格設計の B 通り主要構面は、十分な曲げ終局強度を保有していると言える。

W-2 試験体と W-0 試験体の最大耐力時の平均せん断応力度実験値は、 54.4 kg/cm^2 と 69.7 kg/cm^2 で、せん断終局強度計算値 (計算値 3) の 1.65 倍と 1.48 倍であり、実験値が計算値を大きく上回った。これは、スラブ筋のせん断力伝達と、スラブ・フランジ壁による拘束効果が計算では考慮されていないことと、フランジ壁が計算上仮定した有効幅以上にせん断に対し抵抗したためではないかと考えられる。

また、有開口の W-2 試験体の無開口の W-0 試験体に対する終局強度の比率は、0.68 であった。この比率は鉄筋コンクリート構造計算規準による開口低減率 0.63 と比較してやや大きかったが、その差はわずかであ

試験体	最大耐力 実験値		曲げ終局強度				せん断終局強度	
	EQMAX (t)	ETMAX (kg/cm ²)	計算値1	計算値2	計算値3	EQMAX CQSU	EQMAX CQSU	
			CQBU1 (t)	CQBU2 (t)	CQBU2 (t)			
W-1	81.6	23.1	67.1	1.22	83.8	0.97	78.3	1.03
W-2	205	54.4	412	0.50	447	0.46	124	1.65
W-0	301	69.7	406	0.74	457	0.66	204	1.48

①計算値1: $cQ_{BU1} = cM_{BU1} / (M/Q)$

$$cM_{BU1} = \sum(a_i \cdot \sigma_y) \cdot l_w + 0.5 \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w$$

②計算値2: $cQ_{BU2} = cM_{BU2} / (M/Q)$, cM_{BU2} は e 関数法より求めた

③計算値3: 修正荒川式による。

表-4 終局強度の検討

った。

4. 弾塑性平面フレーム解析法による検討

4.1. 解析対象とそのモデル化

解析対象は、フレーム的な挙動が顕著であった W-2 試験体である。そのモデル化を図-9 に示す。試験体は 4 層 2 スパンの壁であるが、解析ではこれを 8 層 4 スパンの柱・はりに線材置換した。基本的には、壁部分を開口位置にて縦方向に区分し、それぞれを個々の柱とし、開口部分、上下層の開口にはさまれた壁及びスラブ部分をはりとした (開口部分は仮想部材)。柱位置はその断面のほぼ重心、はり位置は各層の中央とした。また、各柱、はりの断面が材軸方向で変化するのを避けるため、2, 4, 6 層に仮想のはりを、②, ④通りに断面の小さな柱を設けた。解析モデルは Case 1, 2 の 2 ケースを設定した。その相違点は 1, 2 層の②, ③, ④通りの柱で、Case 1 では、ベーススラブによる拘束を考慮して、両開口間の壁部分をすべて③通り柱とし、②, ④通り柱は仮想部

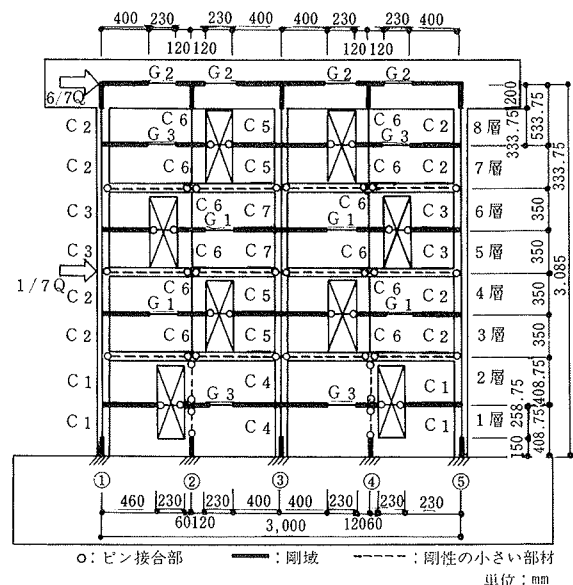


図-9 解析モデル

材とした。Case 2では、上述した基本法則にのっとり、開口位置で区分された壁部分をそれぞれ②、③、④通り柱とした。また、柱は1層脚部にて固定とし、各部材は曲げに対しては全断面、せん断に対してはウェブ壁部分のみを有効とした。

4.2. 解析手法

柱・はり部材の弾塑性部材モデルは、曲げに対して柱は材軸直交分割要素材、はり材端剛塑性バネ材とし、両モデルの中央にせん断に対する弾塑性バネ材を挿入した。直交分割要素の $M \sim 1/\rho$ 関係、材端バネの $M \sim \theta$ 関係及びせん断バネの $\tau \sim \gamma$ 関係は、それぞれ Degrading Tri-Linear 形 (Takeda モデル) に理想化したものとする。各スケルトンカーブの第1折れ点はひびわれ強度と弾性剛性にて定めた。 $M \sim 1/\rho$ 関係、 $M \sim \theta$ 関係の第2折れ点は e 関数法より算出した曲げ降伏時の値とした。 $\tau \sim \gamma$ 関係の第2折れ点 (τ_u, γ_u) は、MATTOCK の崩壊包絡線の近似式³⁾で τ_u を定め、 $\gamma_u = 4 \times 10^{-3}$ とした。

4.3. 解析結果

加力スラブ位置での初期剛性を表-5に、最大耐力を表-6に、また全水平力 Q と加力スラブ位置及び2層スラブ位置での水平変位 δ の関係を図-10に、それぞれ実験結果と比較して示す。解析結果は初期剛性、 $Q \sim \delta$ 関係及び最大耐力とも実験結果と良好に対応した。解析では最大耐力に至る前に数本の柱が曲げ降伏したが、実験では降伏ひずみ度に達した縦筋はなく、全般的に実験よりも解析の方が縦筋のひずみ度が大きかった。また、図-11に示した $Q \sim 1/\rho$ 関係 (実験の $1/\rho$ は、縦筋のひずみ度より算出した) では、同荷重時の曲率は実験よりも解析の方が大きく、その両者とも引張側よりも圧縮側のほうが大きくなる傾向を示した。この傾向は FEM 解析にも現われていた。破壊モードは、Case 1, 2とも実験でせん断破壊した位置に対応するはりがせん断破壊またはそれに近い応力状態となっており、実験結果と対応した。

5. まとめ

実験と解析の結果から次のことが言える。

(1) 標準規格設計による集合住宅の桁行方向主要構面の耐震性能は良好であり、設計地震荷重に対し、十分な曲げとせん断耐力があり、曲げ破壊する場合には優れた変形能もある。開口による強度の低下率 (0.68) は、鉄筋コンクリート構造計算規準による開口低減率 (0.63) よりもやや安全側の値である。

(2) この集合住宅のような千鳥配置の開口を有する連層耐震壁はフレーム的な挙動が顕著となるが、その実験結果は適切にモデル化した弾塑性平面フレーム解析によって十分評価できる。

実験 (t/mm)	解析		実験/解析		実験 (t)	解析		実験/解析	
	Case.1 (t/mm)	Case.2 (t/mm)	Case.1	Case.2		Case.1 (t)	Case.2 (t)	Case.1	Case.2
63.8	58.5	55.7	1.09	1.15	205	210	198	0.98	1.04

表-5 初期剛性の比較

表-6 最大耐力の比較

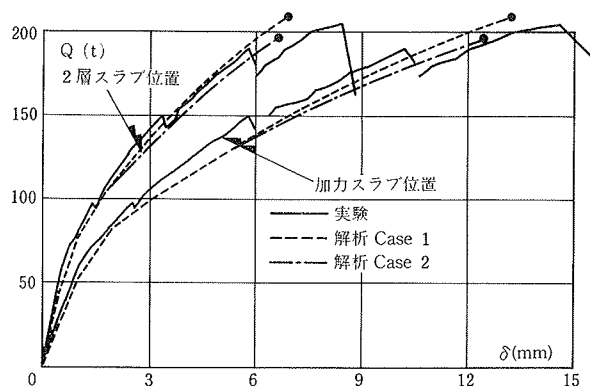


図-10 荷重～変位関係の比較

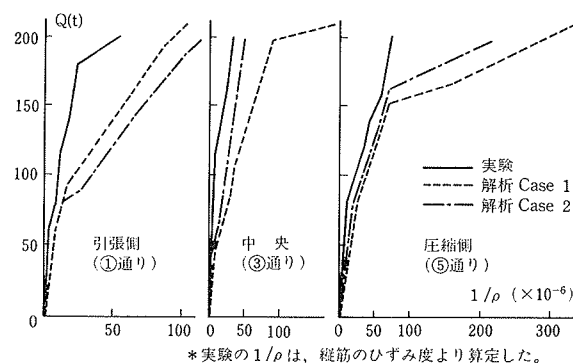


図-11 荷重～1層柱脚部曲率関係の比較

謝辞

本実験を進めるにあたり、東京大学 梅村 魁名誉教授、千葉大学 村上雅也教授、野口 博助教授に御指導を頂きました。また、本報告をまとめるにあたり、(株)構造計画研究所 岡部富雄氏、奥蘭敏文氏に御協力を頂きました。ここに感謝の意を表わします。

参考文献

- 1) 岡部, 圓堂, 奥蘭; 中高層中階段式集合住宅の構造に関する研究 その1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (1982), pp. 509~510
- 2) 松戸, 張, 小林, 野口, 岡部; 同題 その3, 4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (1982), pp. 513~516
- 3) 山本, 梅村, 浜田, 横浜; シアスパンの短い鉄筋コンクリートはり・柱の終局強度推定, 芝浦工業大学研究報告理工編, (1981) 25-2