鉄筋コンクリート造開断面立体耐震壁の構造性能に関する研究
STRUCTURAL CAPACITIES OF OPEN-SECTION R/C CORE WALLS

丸田 誠*, 鈴木紀雄**, 別所 佐登志***

Makoto MARUTA, Norio SUZUKI and Satoshi BESSHO

Recently, several high-rise RC buildings with a core wall have been designed and constructed. Due to demands of architectural planning, these core walls often become open section walls. Bending and shear loading tests and analyses were conducted for evaluating the structural capacities of the open section core walls. Major conclusions obtained from the tests and the analyses are as follows;

1. In designing and analyzing the open section core walls, their loading directions must be taken into consideration since their structural behavior varies largely with the loading directions.
2. The test results can be well simulated by a fiber model bending analysis based on the linear strain assumption.
3. The lateral displacement which is calculated by a fiber model bending analysis, adding the shear displacement as well as the displacement caused by slip away from the foundation, can simulate the test results.
4. The ultimate bending strength for the core wall calculated by a fiber model analysis assuming the limitation of 0.3% concrete strain or 1.0% longitudinal rebar strain, can estimate conservatively the test results.
5. The required design ductility of the core wall can be obtained by confining the compression area concrete of a wall-column by lateral reinforcements. The required design curvature corresponding to the allowable lateral displacement, is assured by the proposed calculation method using a fiber model analysis. The results from this method can simulate conservatively the test results.

Keywords: High-rise RC structure, Corewall system, 3D-shear wall, Open section, High strength materials, Structural behavior, Design method
高層RC建物, コア壁架構, 立体耐震壁, 開断面, 高強度材料, 構造性能, 設計法

1. はじめに

近年, 我が国の超高層建物においても, 高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造(以下RCと称す)立体耐震壁(以下コア壁と称す)を主要な耐震要素とするコア壁架構が活用されるようになってきた^{1), 2)}。この場合, コア壁は複数のL形断面等の壁を境界梁で繋ぎ全体的に開断面立体耐震壁架構とし, 曲げ性能を高めるのが一般的であり, その構造性能に関する検討も数多く実施されるようになった^{3)~6)}。

近年, 図1に示すようにコア壁と制震装置を用い, かつ建物内部に梁及び柱のない高層RC架構法が提案された⁷⁾。コア壁はエレベーターや階段室を設ける都合から, 設計上開断面とする方が自由度が高い。さらに, コア壁を開断面の独立耐震壁とすることにより, 曲げ変形が大きくなり最上階の大梁を介して制震装置を有効に働かせる効果も期待される。よって, H形やE形断面をした開断面コア壁が, この架構に採用される場合も多い。

コア壁架構の場合, 地震時にコア壁脚部に大きな曲げモーメントが作用し, その曲げ靱性能が耐震性を左右する。しかし, 開断面コア壁に関しては既往の研究例は無く, このような架構を実現するためには曲げモーメント及びせん断力に対するコア壁の構造性能を把握し, 耐震設計法の確立が重要となる。そこで本研究では, コア壁

の復元力特性とひび割れや鉄筋降伏などの各耐力点や終局耐力, 変形能力等を構造実験により把握した。次に終局耐力実験値と平面保持を仮定した断面曲げ解析法(ファイバーモデル)や既往の提案式で計算した耐力を比較した。また, 断面曲げ解析を主体とし, せん断変形及び基礎からの縦筋の抜け出しによる変形の影響を取り入れた復元力特性の評価法を提案し解析結果を実験結果とコネクティング柱比較した。さらに, 設計で必要

図1 制震装置を有する超高層RC架構例⁷⁾

* 鹿島技術研究所 主任研究員・工修

** 鹿島技術研究所 主管研究員・工博

*** 鹿島技術研究所 専門部長

Senior Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, Kajima Corp., M. Eng.
Chief Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, Kajima Corp., Dr. Eng.
Senior Manager, Kajima Technical Research Institute, Kajima Corp.

となる終局耐力の適切な定義と、必要な変形能力を確保するための横補強筋（拘束筋）の設計法を提案し、その妥当性を検証した。

2. 構造実験

2.1 実験計画

高強度コア壁脚部の構造性能把握のために実物の1/6.7縮尺の同一断面・形状をもつH形断面壁4体、E形断面壁1体の計5体の試験体について水平加力実験⁸⁾を行った。試験体の一覧を表1に、形状・配筋を図2に示す。試験体には壁厚の2倍の長辺を有する長方形の内蔵柱型を設け、その部分を横補強筋で拘束した。H形の3体は、強軸(No.1: ウェブ壁となす角度

表1 試験体一覧

試験体名	試験体形状	加力方向	M/QLW	備考(共通)
No.1		(強軸方向)	7.0	コンクリート設計基準強度 60N/mm ² 鉄筋 柱型主筋 SD490 D13 (Pg=2.0%) 柱型横補強筋 SD785 D8 @100(Ps=0.66%) 壁筋 SD345 D6 @70(Pw=0.63%)
No.2		(弱軸方向)		
No.3		(斜軸方向)	4.95	
No.4		(強軸方向)	7.0	軸応力度 $\sigma_0=6\text{N/mm}^2$ (0.1Fc)
No.5		(曲げ加えなし 曲げ勾配急 (強軸方向))	2.23	No.1, No.2, No.3, No.5 軸力 N=3435kN No.4 軸力 N=3111kN

表2 使用材料の力学的性質

(コンクリート)

試験体名	試験時封蔵				備考
	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm ²)	
No.1(H 0)	62.5	3.25	0.18	3.61	53日強度
No.2(H 90)	65.7	3.08	0.19	4.16	71日強度
No.3(H 45)	61.0	3.27	0.18	4.00	88日強度
No.4(E 0)	67.0	3.37	0.17	3.36	65日強度
No.5(H 0)	56.3	3.13	0.18	3.17	47日強度

(鉄筋)

径	材質	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_t (N/mm ²)	降伏比 σ_y/σ_t	降伏歪 ϵ_y (μ)	伸び (%)	ヤング係数 E_s ($\times 10^4$ N/mm ²)	備考
D6	SD345	379	491	0.77	2110	32.8	1.88	壁縦横筋
D8	SD785	873	1066	0.82	6300	9.2	2.04	柱型横補強筋
D13	SD490	576	721	0.80	3060	17.4	1.90	柱型主筋

注) 降伏歪、応力は0.2%オフセット法による

図2 試験体形状・配筋

表3 実験結果一覧

試験体名	初期剛性 KN・m/mm	初期ひび割れ (曲げ)		柱主筋圧縮降伏		柱主筋引張降伏		柱型横補強筋 降伏		コンクリート圧壊 (モルタルゲージによる)		壁横筋降伏		最大耐力			
		荷重 変位		荷重 変位		荷重 変位		荷重 変位		荷重 変位		荷重 変位		正加力		負加力	
		KN・m	mm	KN・m	mm	KN・m	mm	KN・m	mm	KN・m	mm	KN・m	mm	KN・m	mm	KN・m	mm
No.1 (H型→方向)	1320	3240	2.46	---	---	8050	23.0	---	---	8680	106.0	7700	24.0	8730	106.0	-8420	-54.0
No.2 (H型↑方向)	677	1660	2.45	5270	18.0	4760	15.0	6420	53.0	3540	14.0	---	---	6630	48.0	-5910	-26.8
No.3 (H型↘方向)	867	1690	1.95	6240	18.0	4060	10.0	---	---	6230	18.2	7390	33.0	7390	33.1	-6950	-27.0
No.4 (E型↑方向)	783	1480	1.89	7080	44.0	4700	15.0	---	---	---	---	---	---	7320	54.0	-7160	-54.0
No.5 (H型→方向) せん断破壊型	192 (KN/mm)	(せん断) 658 (KN)	8.95	---	---	---	---	---	---	---	---	1120 (KN)	18.0	1700 (KN)	38.0	a)	

注) 表中の変位は図2加力スラブ中央位置の値

---: 降伏せず

a): 小振幅で繰り返し後、正加力で押し切りのため負加力未記入

図4 脚部モーメントー水平変形関係

図5 水平力ー水平変形関係

図6 脚部モーメントー上部スラブ回転角関係

0°), 弱軸(No.2: 90°), 斜軸(No.3: 45°) 3方向の加力方向を実験因子とした。E形は強軸方向(No.4: 0°)に加力した。No.5試験体はNo.1と同方向の加力であるが、せん断スパン比 M/QL_w (M , Q : 脚部モーメント, せん断力 L_w : 加力方向の壁投影長さ)を小さくしてせん断破壊先行形とした。表2に材料試験結果を示す。コンクリートは最大骨材径10mmとし封緘養生供試体で実験時 $\sigma_n=60\text{N/mm}^2$ を目標とした。

加力は、一定軸力下(0.1Fc相当 6N/mm^2)で加力スラブ中央の部材角 R (δ/h)で制御し1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25を目標に水平繰返し加力した。水平加力は、No.1～No.4までは、30階程度の図1の架構の1次モードに相当する曲げ勾配(強・弱軸 $M/QL_w=7$)を模擬するために、図3に示すように曲げ加えを行った。No.5は曲げ加えを行わず($M/QL_w=2.23$), せん断破壊先行形とした。

2.2 実験結果

実験結果の一覧を表3に示す。No.1～No.4試験体の脚部モーメントー水平変形(加力スラブ中央位置)関係を図4に示す。No.5試験体の水平力ー水平変形関係を図5に示す。最終破壊状況もあわせて示す。

H形強軸試験体 (No.1: 0°)

$R=1/800$ でフランジ壁に曲げひび割れが発生して剛性は低下するが、除荷時には原点に戻るS字型の性状を示す。この傾向は $R=1/200$ の繰返しまで続く。その後、 $R=1/100$ のピーク近傍でフランジ壁引張側主筋が降伏し、その後の繰返しでは大きな紡錘形のループを描く。 $R=1/50$ の大変形の繰返しでも耐力低下は生じず、 $R=1/25$ までモーメントは若干上がり続けた。 $R=1/25$ 時に圧縮側フランジ脚部のかぶりコンクリートが剥落した。なお、柱型補補強筋のひずみは 1200μ 程度の値で降伏は見られなかった。

H形弱軸試験体 (No.2: 90°)

$R=1/200$ までの繰返しでは、No.1ほど強いS字型とはならなかった。 $R=1/100$ のサイクルで柱型主筋の圧縮、引張降伏が生じ紡錘形のループを描くようになる。 $R=1/100$ ピーク近傍で圧縮側フランジ下部のかぶりコンクリートの圧壊が見られた。 $R=1/50$ 時にフランジ壁脚部近傍の拘束した柱型から少しウエブ寄りの壁部分からコンクリートが圧壊し、次に柱型横補強筋が降伏し、軸力が低下した。その後軸力を再載荷し、逆(負)方向に加力したところ $R=-1/50$ まで良好なループを描いた。

H形斜軸試験体 (No.3: 45°)

$R=1/100$ 程度までは弱軸No.2と同様な性状を示す。 $R=1/100$ ピークに向かう途中で圧縮側フランジ下部のかぶりコンクリートの圧壊が

見られた。約 $R=1/80$ 時に最大モーメント $7390\text{kN}\cdot\text{m}$ となり圧縮側壁部分から圧壊が始まり柱型内も圧壊し柱型主筋の座屈も確認された。破壊性状としてはNo.2とはほぼ同様であった。しかし軸力は低下せず、曲げモーメントも最大の7割程度維持していたため、 $R=1/50$ まで載荷を行った。平面的に端部フランジのみならず、中央位置近傍のフランジのコンクリートの圧壊や、多くの壁縦筋の圧縮・引張降伏が確認された。No.2, No.3では柱型横補強筋の近傍の非拘束部分からコンクリートが圧壊していることより、拘束部分を拡大すると更なる耐力・靱性向上が実現できると推測される。

H形断面壁では、加力方向別によってその靱性能の差が顕著であり、①強軸→②弱軸→③斜軸の順に靱性が低下する。これは曲げ靱性能を決めるのが圧縮側のコンクリート部分であり、その圧縮域の面積が小さくなるとコンクリートの圧縮応力度が高くなり、上記の順に靱性が低下したと考えられる。

U形強軸試験体 (No.4: 0°)

この試験体では水平加力中心である断面重心とねじり中心がずれ、試験体がねじられるが、このねじりを止めるような制御はしていない。その結果、図6に示すように頂部の加力スラブの回転角は、水平変形が $R=1/100$ 時に $\theta=1/100$ 程度となり、ねじりの影響が大きいことが分かる。

ウェブ壁側 (図2 No.4で上側) と反対のフランジ壁端部側の水平変位計測値は1:5~1:10と大きく異なる結果となった。図4の水平変位は、これらの平均値である。最大耐力は $R=1/50$ ピーク時に生じ $7320\text{kN}\cdot\text{m}$ ($\delta=54\text{mm}$) となった。試験体は、ねじれながらも曲げモーメントは増大し続けた。 $R=1/50$ で、片側の変形は 100mm を超えたため実験を終了した。4隅のエッジ部分のかぶりコンクリートは圧壊したが、フランジ・ウェブとも横筋の降伏等は確認されず、せん断の影響が大きくなかったことが分かった。

H形せん断試験体 (No.5: 0°)

本試験体はせん断耐力・変形を確認するための試験体なので $\delta=1/800, 1/400$ の小変形で繰り返した後、片側に押し切った。最大耐力は $R=1/73$ 時に $Q=1700\text{kN}$ (ウェブ壁のみで計算すると、せん断応力度 $\tau=8.43\text{N/mm}^2$) となった。その後も軸力保持下で、 $R=1/50$ まで載荷した。 $R=1/50$ 時の水平力は最大耐力の58%であった。

3. 実験結果の検討

3.1 最大耐力の評価

既往の最大耐力評価式と実験結果の比較を表4に示す。No.1~No.4では、平面保持を仮定した断面解析 (以下ファイバーモデルと称す) から求めた曲げ最大耐力も含めた。図4中にもその値を示す。ファイバーモデルで用いたコンクリートの応力-ひずみ関係モデルを図7に示す。壁内柱型部分の横補強筋による拘束領域は、孫・崎野⁹⁾のモデルとした。それ以外の非拘束領域のコンクリートは、Fafitis-Shah¹⁰⁾の式とした。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニア型の完全弾塑性とし、降伏強度は実強度を用いた。このファイバーモデルでの解析耐力値 (表4 b)) は、1.03~1.11 (実験値/計算値) と実験結果と良好に一致した。既往の簡易曲げ耐力評価式 (表4 a)) でも実験結果を安全側に評価できた。ただし評価する長さや幅、鉄筋断面積等は表4下a)に基づき算定し

た結果である。なお、No.4試験体ではねじりの影響を考慮していない。また、せん断破壊したNo.5では、実験値の方が各計算値より大きく、既往のせん断耐力式で安全側に評価できること (図5参照) が分かった。

3.2 復元力特性算定

曲げ破壊し、ねじりの影響が少なかったNo.1~No.3の試験体について復元力特性を次のように算定した。

表4 終局耐力の比較一覧

試験体No.	最大耐力 ($\text{kN}\cdot\text{m}$) () 内: 実/計		
	計算値 a)	曲げ解析値 b)	実験値
1	7680 (1.14)	8110 (1.08)	8730
2	6110 (1.09)	6430 (1.03)	6630
3	7280 (1.02)	6640 (1.11)	7390
4	6160 (1.19)	7110 (1.03)	7320
5 (せん断)	広沢式 ^{c)} 1590 (1.07)	AJ終局 ^{d)} 1360 (1.25)	NewRC ^{e)} 1570 (1.08)
		マクロモデル ^{f)} 1580 (1.07)	実験値 (kN) 1700

- a) 計算値 (日本建築センター「新耐震基準に基づく構造設計指針・同解説」(1981)による)
No.1, 2, 4
 $M_w = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + a_w \cdot \sigma_w \cdot D + 0.5 N \cdot D \cdot (1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c})$
 No.3 (BやDの定義がMwu式では難しいため)
 $M_w = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_w \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w$
 a_t : 引張側フランジ部縦筋の断面積合計値 (No.2では引張側柱型内主筋)
 σ_y : a_t に対応する縦筋の材料強度
 a_w : 圧縮側・引張側を除く中間部の縦筋の断面積合計
 σ_w : a_w に対応する縦筋の材料強度
 D: 耐力壁の全長
 B: 圧縮側縁線の幅 (No.1ではフランジ幅、No.2ではフランジ厚 $\times 2$)

- b) 平面保持を仮定した断面 (ファイバーモデル) 解析
 c) 広沢式 (せん断)
 建設省建築研究所 建築研究資料 No.6 「既往の鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験資料とその解析」(1975)による。
 $Q_{su} = \left\{ \frac{0.0679 \times P_{te}^{0.23} \times (\sigma_{B+180})}{\sqrt{M/Q} L_w + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot w \cdot \sigma_y} + 0.1 \sigma_o \right\} \cdot b_e \cdot j$
 Dc: 45度
 D: 評価エリア be: H型断面を長さと同断面積が等しい等価矩形断面に置き換えた時の幅。断面積は左図の評価エリア分
 $d: D - D_c/2$; $j: 7/8d$; σ_o : 平均軸応力度
 P_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) = $100 a_t / (b_e \cdot d)$

- d) AJ終局
 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説」(1990)に基づく。
 ただし、等価壁長さ算定は右図による。
 e) NewRC式
 総プロ「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・高層化技術の開発」平成4年度構造性能分科会報告書による。
 注意項目: コンクリートの有効圧縮強度 $\nu = 1.7 \sigma_{B+180}^{1/3}$ (N/mm²)、 $\cot \phi = 1.5$ (一定)
 f) マクロモデル (白石式)
 日本コンクリート工学協会「RC耐震壁のマクロモデルとミクロモデルに関するパネルディスカッション」論文集 (1998.1) による。

図7 コンクリートの応力-ひずみモデル

図8 曲げ解析モデル

図9 セン断力—せん断変形関係概要

図11 脚部モーメント—付着応力度関係

図10 鉄筋の抜け出し概要

a. 曲げ荷重 P_B —曲げ変形 δ_B 関係

H形試験体No.1～No.3について図8に示すように試験体を高さ方向に5つの領域に等分割し、ファイバーモデル解析によって各領域の下端水平断面に作用している軸力とモーメントに対応する曲率を求めた。さらに、各領域の曲率は下端断面の曲率に等しく曲率は階段状に分布すると仮定し、2度積分をして変形を求めた。この解析では、図8に示すように水平断面を小要素に分割した。No.3では、加力直交方向に関しても力がゼロになるように変形を与えつつ、加力方向の P_B — δ_B 関係を求めた。

b. セン断荷重 P_s —せん断変形 δ_s 関係

No.1ではウェブ壁、No.2では2枚のフランジ壁をせん断抵抗要素と仮定した。一定軸力下でのせん断荷重 P_s —せん断変形 δ_s 特性はバイリニア型とし、弾性剛性 K_s と第一折れ点強度 P_l を式(1)で算定した。

$$K_s = E_s \cdot A_s / (\kappa_w \cdot h_0)$$

$$P_l = A_s \cdot \sqrt{(f_t(f_t + \sigma_0)) / \kappa_w} \quad \dots \dots \dots (1)$$

E_s : コンクリートのせん断弾性係数, A_s : セン断抵抗要素断面積, κ_w : 形状係数 $(1.08)^{12)}$, h_0 : 壁クリアスパン2400mm, f_t : コンクリートの引張り強度 $(0.33\sqrt{\sigma_B} \text{ (N/mm}^2\text{)})$, σ_0 : 平均軸方向応力度

例えばNo.1では、式(1)中の σ_0 は、図8に示したファイバーモデルで曲げ変形を算定する時に最下層の断面におけるウェブ範囲の要素の応力を総和し、これをウェブの断面積で除した値とした。従って、 σ_0 は断面の曲率に応じて変動する値となる。終局点の強度は、日本建築学会(AIJ)RC造建物の終局強度型耐震設計指針¹¹⁾によって求めたせん断終局強度 $P_{s \max}$ とし、その時の変形は、既往の研究¹²⁾をもとに $\delta_{s \max} = h_0 \cdot 4/1000$ と仮定した。作用せん断力に応じて脚部断面の曲率が変化するため式(1)による第一折れ点強度が変動す

図12 解析における各種変形状況

る。このため P_s — δ_s 特性は、図9のように時々刻々変化するモデルとなっている。

No.3では、ウェブ壁と2枚のフランジ壁全てをせん断要素とし、各壁の面外抵抗力は小さいとして無視した。各壁が加力方向と45°の角度をなし、直交方向の力がゼロという条件では、外力が P_s の時ウェブ壁の面内せん断力は $1/\sqrt{2} P_s$ となる。上記の方法で求めた P_s — δ_s 関係を用いて、このせん断力に対応する面内変形を算定し、これを $1/\sqrt{2}$ 倍したものを加力方向の変形とした。No.1では作用せん断力が第一折れ点強度を超えたが、No.2とNo.3では超えなかったため P_s — δ_s 関係は線形となっている。

c. 水平力 P_{SL} —基礎からの鉄筋の抜け出し変形 δ_{SL}

鉄筋の抜け出しに関しては耐震壁及び柱・梁接合部の研究で様々な検討がなされている。また、この抜け出し変形が全体変形に与え

る影響が大きいことも分かっている。鉄筋の抜け出し量を算定するには、簡易的に定着長を仮定し、この範囲では鉄筋とコンクリート間の付着応力度は一定として算出することが多い。例えば、稲田¹³⁾は原子力発電所建屋耐震壁を対象に、図10に示すように鉄筋の抜け出し変形を提案し、鉄筋降伏時の基礎内鉄筋の定着長を $40d$ (d :鉄筋の直径)と仮定して抜け出し量を算定した。今回の鉄筋径であると平均付着応力度 $\tau_{ave}=3.6\text{N/mm}^2$ となる。李¹⁴⁾はRC柱のマルチスプリングモデルの特性を決める際に、Lai¹⁵⁾ にならって、 $\tau_{ave}=1.17\sqrt{\sigma_b}\text{N/mm}^2$ と仮定している。基礎のコンクリート強度 ($\sigma_b=43\sim45\text{N/mm}^2$) を用いると、 $\tau_{ave}=7.7\text{N/mm}^2$ 程度となる。このように各研究者で付着応力度が大きく異なっている。曲げ変形がせん断変形より大きく卓越するコア壁では、付着応力度の仮定が難しいため、各試験体の基礎スラブ上端から基礎内 (50mm, 200mm) に鉄筋ひずみゲージを貼付し、この弾性範囲内のひずみの値からこの区間の付着応力度 τ_a を式 (2) で算定した。

$$\tau_a = (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \cdot A_s \cdot E_s / (\phi \cdot \Delta L_i) \quad \dots \dots \dots (2)$$

$\varepsilon_{i+1}, \varepsilon_i$: 対象区間両端の鉄筋ひずみ計測値, A_s : 主筋の断面積, E_s : 主筋のヤング係数, ϕ : 主筋の周長, ΔL_i : ゲージ間距離

図13 実験結果と解析結果の包絡線比較

上記により求めた付着応力度と脚部曲げモーメントの関係を No.1, No.3 について図11に示す。この図から $\tau_a=4.0\sim6.0\text{N/mm}^2$ までの範囲で付着応力度は線形となっている。柱型主筋が危険断面で降伏したときの平均付着応力度を実験での平均値 $\tau_{ave}=4.5\text{N/mm}^2$ として図10のように定着長 L_b を考えると、およそ $32d$ となる。この最外縁の鉄筋が降伏する時の中立軸位置をファイバーモデル解析より求めこれを回転中心とし、 $32d$ の長さで鉄筋は抜け出すとすると回転角 θ_y を算出できる。この回転角から加力点 (高さ2700mm) における水平変形に変換し、これを再外縁の鉄筋が降伏する時の鉄筋の抜け出し変形とした。水平力と鉄筋の抜け出し変形は、稲田と同様に図10右図とし、その関係を求めた。

以上の3種類の荷重-変形関係から復元力を算定する。全体変形 δ は、曲げ変形 δ_b 、せん断変形 δ_s 、基礎からの鉄筋の抜け出し変形 δ_{sl} の和とした。

$$\delta = \delta_b + \delta_s + \delta_{sl} \quad \dots \dots \dots (3)$$

図12に以上の仮定から求めた復元力を示す。この図より、c.基礎からの鉄筋の抜け出し変形 δ_{sl} が比較的多く、曲げひび割れ発生前では全体変形の約30~50%となっている。終局耐力までの解析による復元力と実験の包絡線の比較を図13に示す。解析は、実験の包絡線と良く一致した結果となっており、実用的には十分であると考えられる。開断面コア壁は加力方向により靱性能が異なるが、上記の解析でも①強軸→②弱軸→③斜軸の順に靱性能が低下し実験と同傾向となった。また、稲田提案の中の $L_b=40d$ で鉄筋の抜け出し変形を計算しても、図13はあまり変化せず、定着長は $L_b=30d\sim40d$ 程度と考えればよい。実物では、地下の連続壁、または大きな基礎梁に壁主筋は定着されるが、本実験と同様に抜け出しが生じると考えられるため今後、実務設計上も配慮する必要がある。

4. 立体耐震壁設計法の提案

4.1 設計用曲げ耐力

コア壁を有する構造では、曲げ耐力をどのように定義するかが重

図14 実験と解析における終局耐力とひずみ値

要となる。高層建物のコア壁の耐震設計では、壁を曲げせん断棒としたモデルによって地震応答解析を行い、壁の応答最大モーメントに対する設計用曲げ終局耐力との比較で耐震安全性をチェックすることになっている。ここでは、設計用曲げ耐力を、ファイバーモデル解析において、最外縁のコンクリートの圧縮ひずみが0.3%あるいは、鉄筋の引張ひずみが1%の時に曲げ終局耐力と定義する。コンクリートの0.3%ひずみはACI規準などで通常用いられている値である。鉄筋の1%ひずみは、高強度鉄筋を用いてもひずみ硬化領域に入らない程度の値とした。実験と解析において、この想定した設計用曲げ終局耐力点について比較を行った。

実験ではコンクリートのひずみを最外縁に設置したコンクリート表面ゲージと、柱型領域の最外位置に設置したモールドゲージによって測定した。鉄筋ひずみは引張ひずみが最大となる最外柱型主筋位置にゲージを貼付しその値を測定した。図14に計測結果と前述のファイバーモデルによる曲げ解析による結果を比較して示す。実験、解析での終局点を最大モーメント時とすると、圧縮ひずみ0.3%もしくは、引張ひずみ1%の曲げ終局クライテリアは、本実験結果に対して余裕があり、実験の終局点の半分以下の変形内に収まる結果となった。今回設定した設計用曲げ終局耐力で、実験結果を安全側に評価できた。

4.2 曲げ靱性能の確保

コア壁を有する曲げ変形型の架構では、上述の設計用曲げ終局耐力以降も靱性能を有することが耐震設計上重要である。壁脚部が曲げ降伏以降、図15に示すよう曲げヒンジとなる場合においても、設計上大地震時の許容変形角を設定し、動的応答結果や静的漸増解析において、この許容変形角以内となるようにする必要がある。特にL形断面の壁や本研究の試験体のような開断面の壁では加わるモーメントの方向によっては壁の隅角部や端部に大きな圧縮力が作用することがあり得る。曲げ変形性能確保のためには圧縮域のコンクリートを横補強筋で拘束することが必要となるため、以下のような拘束筋の設計法を提案した¹⁶⁾。

設定許容変形角 R_U (図15の建物に作用する水平力の重心位置 H における基礎からの相対変形角 R で定義する) に対応する危険断面の曲率を要求曲率 ϕ_U とし、式(4)で算定する。

$$\phi_U = R_U / L_h \quad \dots \dots \dots (4)$$

L_h : 壁の加力方向投影長さ (L_w)

平面保持断面解析 (ファイバーモデル) では、ある曲率 ϕ を与えた際に断面内でのひずみ分布が計算できる。横補強筋による拘束がない場合には、ひずみがプレーンコンクリートの最大圧縮ひずみ ϵ_0 より大きい範囲で、コンクリートはひずみ軟化域に入る。曲げ破壊型の壁の最大耐力後の耐力低下は、ひずみ軟化域のコンクリートの応力低下が原因となるので、この部分のコンクリートを拘束することにより靱性能を確保することができる。図16に示すような ϵ_0 を越える領域において圧縮強度 σ_p を保持できる仮想コンクリートが使用できれば強度低下は生じない。しかし実際には、このような仮想コンクリートを作ることではできないので、仮想コンクリートを用いた断面解析より得られた拘束範囲の最外縁ひずみ ϵ_U に対応する応力度が σ_p となるように拘束することで、仮想コンクリートに近い性状を与えることにする。ただし破りコンクリートの剥落の影響

は小さいとみなす。この条件を満たすために必要な拘束コンクリートの圧縮強度 σ_{CB} は式(5)で算定する。この式は、孫・崎野による拘束コンクリートの応力-歪関係モデル⁹⁾より導いた。

$$R\sigma_{CB} = (0.02644\sigma_p^2 - 8.875\sigma_p + 5974)\epsilon_U + (0.9366\sigma_p + 22.73) \dots \dots (5)$$

$$\sigma_{CB} = \sigma_p + \kappa \cdot \rho \cdot \sigma_{wy} \dots \dots \dots (6)$$

$$\kappa = 11.5 \frac{d''}{C} \left(1 - \frac{S}{2D_c} \right) \dots \dots \dots (7)$$

図15 コア壁の変形状況

図16 拘束範囲の求め方

図17 限界変形角と曲率の関係

d' : 横補強筋の直径, S : 横補強筋間隔, ρ : 横補強筋体積比, σ_{wy} : 横補強筋降伏強度

横補強筋の配筋を仮定し, 式(6), (7)によって計算した拘束コンクリートの圧縮強度 σ_{CB} が σ_{CB} を上回っていれば拘束量は十分となる。不足の場合は横補強筋の間隔や径で調節する。拘束量域が長方形の場合, D_c は縦横の小さい方の辺の値を, C は大きい方の辺の値を用いる。

ただし曲率が大きい場合, 式(5)で設計可能となったとしても, その時の主筋やコンクリートのひずみが過大にならないように, コンクリートの圧縮縁ひずみが1.0%, あるいは鉄筋の引張ひずみが8%になる時を限界変形角の上限としファイバーモデル解析に制限を設けた。コンクリートの上限値1.0%は中心軸圧縮実験¹⁷⁾を参考に定め, 鉄筋の上限値8%は高強度鉄筋においても同様伸びが期待できるひずみの限界値とした。

この設計法の妥当性を, 今回実施した試験体と既往のL形断面耐震壁の実験結果^{3)~6)}と比較することにより検証した。まず, 仮想コンクリートを用いた断面解析から求められる必要な拘束範囲が, 実際の試験体の拘束範囲に等しくなるときの曲率 ϕ_u を求めた。次に, ϕ_u とプレーンコンクリートの圧縮強度 σ_c から, 式(5)により必要な拘束コンクリート強度 σ_{CB} を算定した。すべての試験体において, 試験体の拘束筋量を用いて式(6), (7)によって算定した実際の拘束コンクリート強度 σ_{CB} が必要強度 σ_{CB} を上回っていたので, ϕ_u に壁の加力方向投影長さ L_w を乗じた値を, この試験体の限界変形角の推定値として図17の横軸にプロットした。図17の縦軸は各試験体の限界変形角の実験値で, 曲げ圧壊が顕著で急激に荷重が低下するものはその変化点, そうでないものは荷重が最大耐力の90%に低下した点¹⁸⁾での変形角とした。図17から, 限界変形角の実験値は推定値を上回っており, 上記の方法で曲げに対する変形能力を確保するための横補強筋の設計が可能となることが分かる。

5. まとめ

本研究では, 高強度材料を使用した開断面RC立体壁(コア壁)を対象にその構造特性を把握するために実験及び解析を行った。また, 設計法に関する検討も実施した。以下に, 本研究で得られた主要な成果を示す。

- 1) 開断面コア壁は加力方向により耐力・靱性能が大きく異なるため設計・解析上留意が必要となる。
- 2) 開断面コア壁の曲げ最大耐力は, 平面保持を仮定した断面解析(ファイバーモデル)で推定できた。既往の曲げ略算式で実験値を安全側に評価できた。せん断耐力は既往の提案式で実験結果を安全側に評価できた。
- 3) 曲げの復元力は, ファイバーモデル解析で求めたM(曲げ) - ϕ (曲率)を積分し求めた曲げ変形にせん断変形と基礎からの鉄筋の抜け出し変形を考慮することで, ほぼ実験結果をシミュレーションできた。
- 4) 壁曲げ終局耐力は, ファイバーモデル解析でコンクリートの圧縮側のひずみ0.3%, もしくは鉄筋のひずみ1%で定義すると実験結果を安全側に評価できた。
- 5) 設計上必要な曲げ靱性能は, 制限すべき変形角に対応する曲率

を求め, この曲率を保証できるようにコア壁の圧縮域のコンクリートを横補強筋で拘束することで確保できる。提案した設計法により実験結果を安全側に評価できた。

参考文献

- 1) 竹村寛基, 新田隆雄, 佐藤龍生, 小林淳: センターコアRC造・外周フレームS造の混合構造(仮称)日本カーボン横浜工場再開発計画, ビルディングレター, pp.1~pp.7, 1992年12月
- 2) 熊谷仁志, 佐竹直紀, 西田朗, 中島秀雄: RCコアウォールシステムの開発と実証, 日本建築学会技術報告集 第3号, pp.151~pp.156, 1996年12月
- 3) 小西覚, 丸田誠, 別所佐登志, 鈴木紀雄: 鉄筋コンクリート造L型断面耐震壁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 19, No.2, pp.1083~pp.1088, 1997年6月
- 4) 荒井康幸, 溝口光男, カイラツラフォア, 山田基彦: 二方向水平力と軸力を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁の曲げ終局強度, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 18, No.2, pp.1037~pp.1042, 1996年6月
- 5) F.K.fairallah, Y.Arai, M.Mizoguti, C.Takeda: Flexural Behavior of RC L-Shaped Shear Walls under A Normal Force and BI-Directional Reversal Force, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 17, No.2, pp.553~pp.558, 1995年6月
- 6) 有馬久智, 大久保孝雄, 壁谷沢寿海: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(HWS-12,13)-変動軸力を受けるL型壁の実験(実験概要, 実験結果の検討)-, 日本建築学会学術講演梗概集(近畿)構造 IV, pp.583~pp.586, 1996年9月
- 7) 小堀鐸二, 大川潤, 五十殿信弘ほか7名: 制震装置を用いた新しいRC造架構の開発(その1, その2), 日本建築学会学術講演梗概集(北海道)構造 IV, pp.803~pp.806, 1995年8月
- 8) 丸田誠, 別所佐登志, 鈴木紀雄, 永井寛: H形断面コア壁の構造性能確認実験(その1, その2), 日本建築学会学術講演梗概集(関東)構造 IV, pp.185~pp.189, 1997年9月
- 9) 孫玉平, 崎野健治: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 15, No.2, pp.719~pp.724, 1993年6月
- 10) Fafitis, A. and Shah, S.P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Columns, ACI SP-87, High-Strength Concrete, pp.213~pp.232, 1985
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.122~pp.131, 1990.
- 12) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 3 1 せん断破壊を起こす耐震壁の力学特性(2)(富井政英編), pp.130~pp.136, 1987年9月
- 13) 稲田泰夫: 原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究(その2) M- ϕ 関係および荷重変形関係スケルトンカーブの検討, AIJ構造系論文報告集第378号, pp.16~pp.25, 1987年8月
- 14) 李康寧, 小谷俊介, 青山博之: 変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 10, No.3, pp.467~pp.472, 1988年6月
- 15) Lai, S.S., G.T.Will, S.Otani: Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, ASCE Journal, Vol 110, ST11, pp.2563~pp.2584, 1984
- 16) 鈴木紀雄: 鉄筋コンクリート造立体耐震壁の曲げ変形性能を確保するための設計法, 日本建築学会学術講演梗概集(関東)構造 IV, pp.197~pp.198, 1997年9月
- 17) 丸田誠, 別所佐登志: 高強度材料を使用したRC柱の中心軸圧縮実験, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 16, No.2, pp.665~pp.670, 1994年6月
- 18) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説 pp.112~pp.114 pp.126~pp.134, 1997年

(1998年9月10日原稿受理, 1999年1月27日採用決定)