

# 論文 鉄筋コンクリート開断面耐震壁のねじれ性状に関する研究

森田真司<sup>\*1</sup>・小山明男<sup>\*2</sup>・北山和宏<sup>\*3</sup>・永井寛<sup>\*4</sup>

要旨：H型及びC型断面を有する開断面立体耐震壁にねじりモーメント及び軸力を加える実験を行った結果、フランジ壁単体を考慮したせん断強度及び曲げ強度の各計算値は実験値を過小評価したが、いずれも安全側の評価であった。ウェブ壁のねじりモーメント負担割合は微少であり、フランジ壁のせん断挙動あるいは曲げ挙動によって開断面立体耐震壁のねじり性状が支配された。

キーワード：鉄筋コンクリート、開断面、立体耐震壁、ねじれ、せん断破壊、曲げ破壊

## 1. はじめに

コア壁を有する RC 造高層ビルでは、その形状により地震時にねじれ振動が卓越するような場合が想定される。既往の研究では、梁等の部材に対するねじり性状の検討は行われているが、本研究で対象とするような H 型断面及び C 型断面を有する開断面立体耐震壁の研究例は、荒井等による研究<sup>1)</sup>があるものの数少ない。そこで、本研究では H 型断面及び C 型断面の開断面立体耐震壁のねじれに対する構造性能を把握することを目的に純ねじり実験を実施した結果について報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表-1 に各試験体諸元一覧を、図-1 に試験体形状概略を示す。試験体は設計建物コア壁脚部の約 1/12.5 スケールを持ち、断面形状が H 型の 4 体と C 型の 2 体である。壁厚 80mm、フランジ壁間距離 800mm、柱型部主筋量及びコンクリート設計強度 (60MPa) は全試験体共通であり、シアスパン比 (フランジ壁単体が面内に逆対称曲げ載荷されると考えたときの) H 型 0.75、

表-1 試験体諸元

試験体名	H1	H2	H3	H4	C1	C2
断面	H型				C型	
縦筋	D4@75	D6@100	D6@66	D6@100	D6@66	D6@66
横筋	D4@80	D6@100	D6@50	D6@100	D6@50	D6@50
$P_s$ (%)	0.39	0.80	1.21	0.8	0.8	1.21
軸力比	0.1		0		0.1	
共通事項	コンクリート設計基準強度 $F_c=60\text{MPa}$ 柱型部主筋 4-D10 柱型拘束筋 □2-D6@150					

$P_s$ : 壁筋比で縦横筋のうち小さい方の値を採用

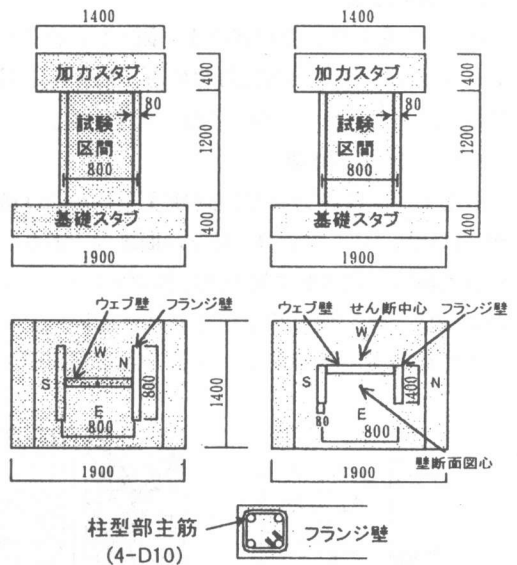


図-1 試験体形状

\*1 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻 修士課程 (正会員)

\*2 東京都立大学大学院助手 工学研究科 建築学専攻・工修 (正会員)

\*3 東京都立大学大学院助教授 工学研究科 建築学専攻・工博 (正会員)

\*4 鹿島建設 技術研究所 第三研究部 (正会員)

C型1.5)、壁筋比及び軸力比を変動させている。ここで柱型部主筋とは図-1に示すように、フランジ壁両端部の柱型に相当する部分に配した縦筋を指しており、各試験体とも4-D10を配筋した。また壁筋は試験体H1でD4を用い、その他の試験体ではD6を用いた。柱型拘束筋2-D6@150は全試験体で共通である。表-2、3に使用鉄筋及びコンクリートの材料特性を示す。

### 2.2 実験方法

荷重は図-2に示すように、加力スタブに取り付けた鉛直方向のジャッキで一定軸力を導入した後、同スタブに取り付けた水平方向のジャッキ2本を用いて、それぞれに正負逆方向の同じ大きさの荷重を載荷し、試験体に純ねじり作用させた。加力は、ねじり回転角 $\theta_t$ により制御し、 $3 \times 10^{-3}$ radを1サイクル、6、12、24、 $48 \times 10^{-3}$ radをそれぞれ2サイクル行った後、正方向加力を押し切りとした。

### 3. 実験結果

図-4に最終ひび割れ状況を、図-5にねじりモーメント-ねじり回転角関係を、図-6に試験体H2、C1のねじり中心推移状況を示す。

#### 3.1 実験経過概要

破壊モードは軸力のない試験体H3が曲げ破壊、試験体H1、H2、H4はせん断破壊であり、C型試験体は柱型部主筋の曲げ降伏であった。C型試験体では、加力後半サイクルにおいて上部スタブの西側(水平ジャッキ側)への傾斜が生

じた。この傾斜は加力を続けるにつれて大きくなり、正確なねじり力を加えられなくなったところで加力を中止した。各試験体とも、まずフランジ壁上端または下端に曲げひび割れが、下部隅部にせん断ひび割れが発生し、続いてフランジ壁の対角線方向にせん断ひび割れが発生した。フランジ壁のひび割れは正負交番繰り返し荷重が進むに伴ってX状に多数交差して発生し、ひび割れ幅も広がった。ウェブ壁の斜めひび割れはH型試験体では、表裏(東

表-2 鉄筋材料強度

径	降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張り 強さ $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び $\epsilon_u$ (%)	ヤング 係数 $E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )
D4	285	360	26.0	1.72
D6	365	419	17.9	1.85
D10	423	515	15.4	1.83

$E_s$ は引張り試験による見かけの値

表-3 コンクリート材料強度

試験体	圧縮強度 $\sigma_B$ (MPa)	引張強度 $\sigma_t$ (MPa)	ヤング 係数 $E_c$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )
H1	68.5	4.06	3.18
H2	65.0	3.95	3.06
H3	66.4	4.00	3.10
H4	67.6	4.03	3.14
C1	70.0	4.11	3.24
C2	71.2	4.14	3.30

$E_c$ :  $1/4\sigma_B$ 時割線剛性

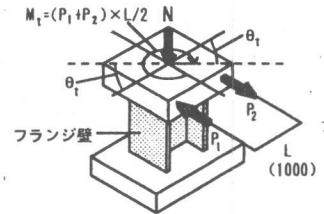


図-2 加力概略図

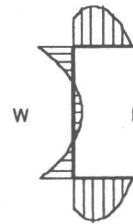


図-3 C型試験体のせん断応力度分布

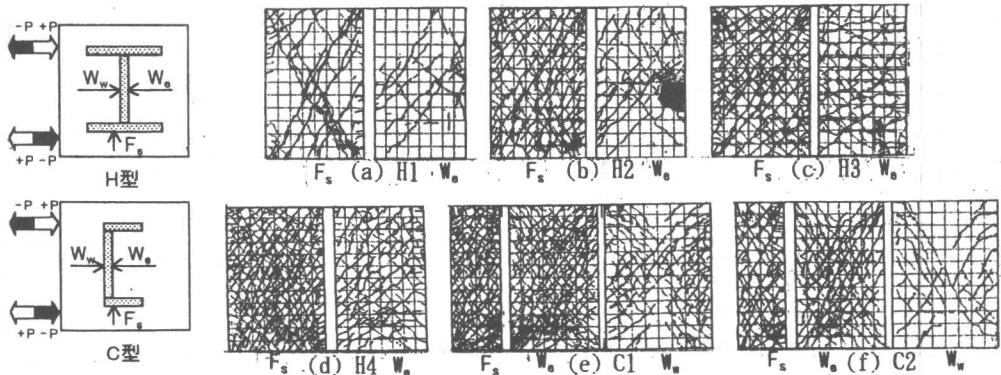


図-4 最終ひび割れ状況

面と西面)で逆対称に発生した。また C 型試験体では、東面ではまず中央付近に発生し、続いて対角線方向に伸展したのに対し、西面ではまず壁隅角部に発生し、続いて中央方向に伸展した。このひび割れの発生は、C 型試験体の弾性時計算せん断応力度の分布(図-3)と一致する。全試験体ともウェブ壁の斜めひび割れは、フランジ壁より遅れて発生し、その発生本数は比較的少なく、ひび割れ幅は拡がることはなかった。ひび割れ発生状況は、補強筋比の多い試験体ほど発生本数が多く、試験体 H2、H3 を比較すると軸力無しの試験体 H3 では、ウェブ壁に水平方向のひび割れが多数発生した。

### 3.2 ねじりモーメント-ねじり回転角関係

H 型試験体では、軸力を作用させた試験体 H1、H2、H4 では初期剛性及び  $12 \times 10^{-3} \text{ rad}$  程度までのループはほぼ同様な性状を示しているが、その後は壁筋比が大きい程最大耐力が高くなった。最大耐力後の性状は、フランジ壁のせん断ひび割れが伸展・拡大しているため、各試験体ともに脆性的な耐力低下を示した。一方、同壁筋比で軸力の有無のみが異なる試験体 H2、H3 では、軸力の無い試験体 H3 は曲げ降伏による剛性低下が見られ、除荷時剛性も緩やかになっており、ひび割れの閉閉によると考えられるスリップ的な履歴性状も示した。軸力がない場合には最終的に曲げ破壊に至っており、軸力が作用する場

合に比べ靱性能が格段に向上した。C 型試験体では、両者とも柱型部主筋の曲げ降伏に至っているが、曲げ降伏後の耐力に若干の差が生じた他は顕著な差は見られない。この耐力差は最終的に全て降伏した壁縦筋の配筋量に起因すると考えられる。

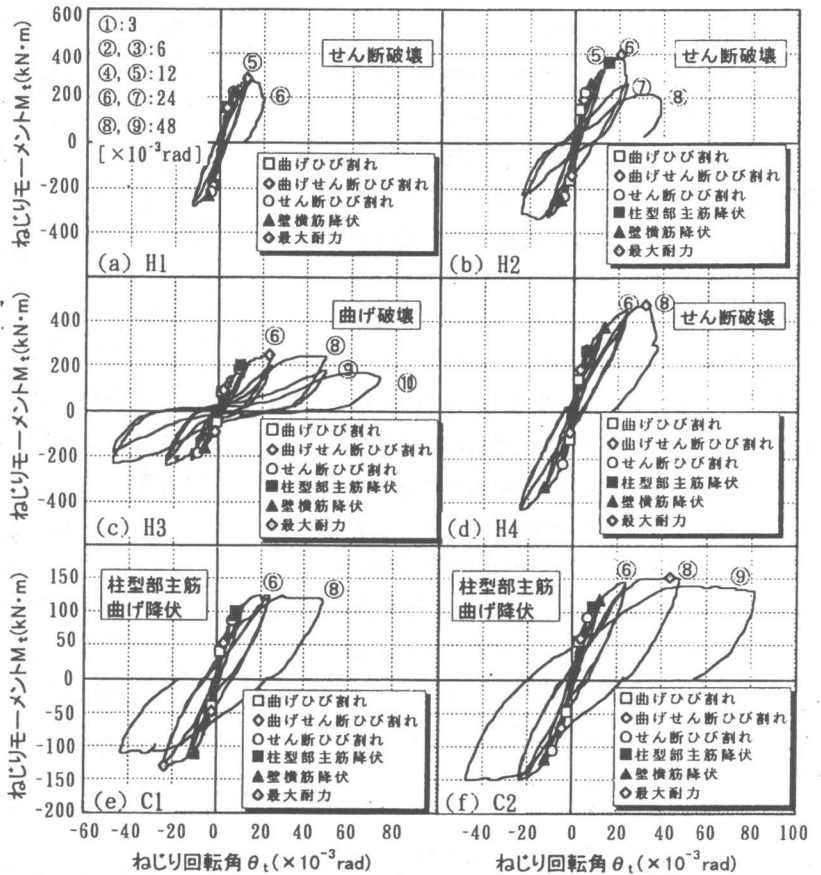


図-5 ねじりモーメント-ねじり回転角関係

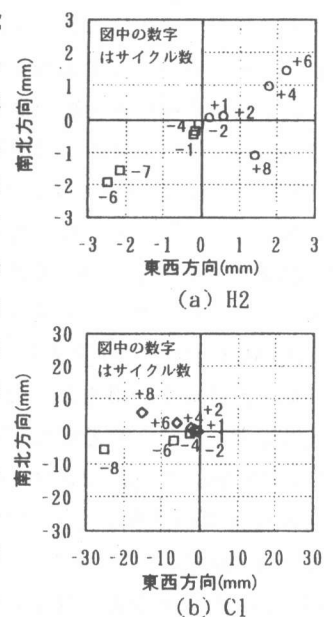


図-6 ねじり中心推移

### 3.3 ねじり中心の推移

ねじり中心は H 型試験体では断面の図心と一致し、C 型試験体ではウェブ壁中心から 131.3mm 西にはなれた位置にある。また両試験体とも断面の図心と加力スタブ中心を一致させている。ねじり中心の推移量は、破壊あるいは降伏まではほぼ同様な推移状態で、H 型試験体では 1~2mm 程度、C 型試験体では 3~5mm 程度であるが、破壊あるいは降伏後にねじり中心移動量は増大した。増加量は曲げ破壊した試験体 H3、曲げ降伏した試験体 C1、C2 で特に顕著である。この移動量の増大は、H 型試験体では破壊が生じた側のフランジ壁の変形が増大するためであり、また C 型試験体では上部スタブが西側に傾斜したためと考えられる。しかし、移動量は H 型で最大 6mm 程度、C 型では最大 16mm 程度であり、フランジ壁間距離 800mm に対して十分小さく、ほぼ純ねじり载荷されたといえる。

## 4. 実験結果の検討

ここでは、H 型試験体において先行して破壊の生じた北フランジ壁について検討する。

### 4.1 壁横筋の歪み分布

図-7 に各試験体正加力における最大耐力時の北フランジ壁横筋の歪み分布を示す。(b)には C 型試験体フランジ壁の配筋図を示し、測定位置に対応する横筋を太線で示す。壁筋比 0.39% の試験体 H1 を除く全ての試験体で最大耐力時に横筋が降伏歪みに至った。ただし、試験体 H1 の横筋は最大耐力後の加力で降伏歪みに至った。試験体 H1 ではフランジ壁のせん断ひび割れは非常に少なかった。上下危険断面近傍を除くすべての横筋が降伏した壁筋比 1.19% の試験体 H4 では全試験体中で最も多くのせん断ひび割れが発生した。また、破壊形式の異なる試験体 H2、H3 に明確な違いは現れなかった。試験区間の上部域ほど横筋歪みが大きくなっている曲げ降伏した C 型試験体では、フランジ壁の上部域ほどせん断ひび割れが多く発生した。ウェブ壁横筋は、曲げ破壊した試験体 H3 の 8 サイクル ( $\theta_i=48$

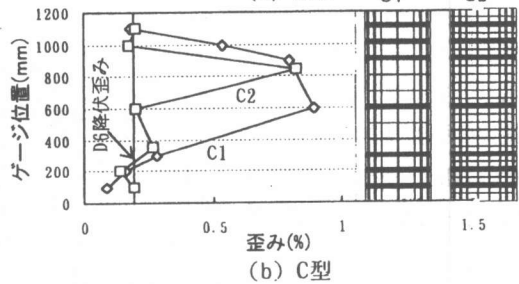
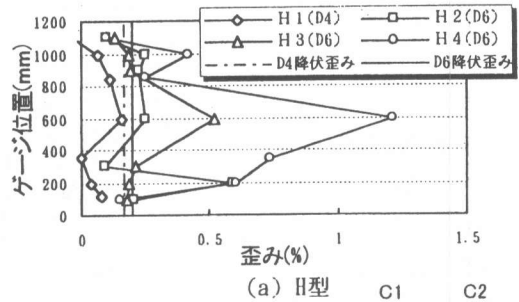


図-7 北フランジ壁横筋歪み分布

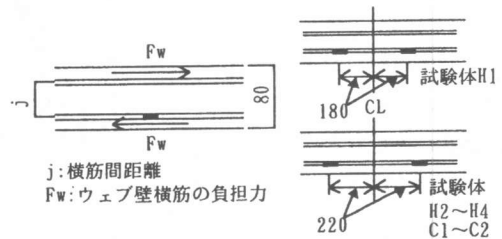


図-8 ウェブ壁の負担力とゲージ位置

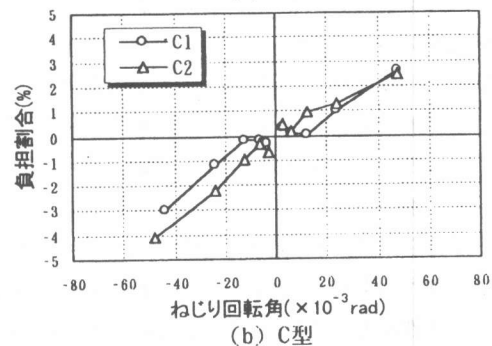
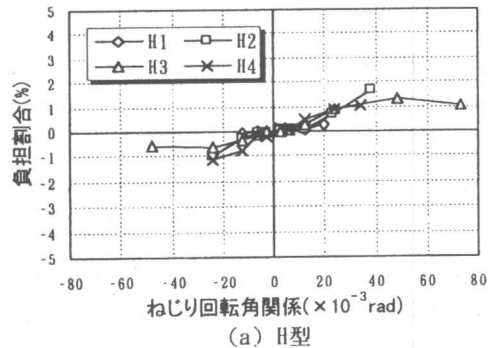


図-9 ウェブ壁負担割合-ねじり回転角関係

×10<sup>-3</sup>rad.) 以降に降伏を生じたが、その他の試験体では弾性域にとどまった。

#### 4.2 ウェブ壁の負担割合

本実験では強度の算出に際し、ねじれモーメントは2枚のフランジ壁のみが負担すると仮定したが、実際には立体壁であるためウェブ壁がねじり抵抗性状に影響すると推測される。そこで全ねじりモーメントの実験値に対するウェブ壁の負担割合を求めた。ウェブ壁の負担するモーメントの算出はウェブ壁横筋の4カ所の歪み(高さ方向は試験体中央から上下にH1:320mm、H2~H4及びC1、C2:300mmの位置、水平方向は図-8に示す位置で測定した値)をRamberg-Osgoodモデルにより応力変換し平均の負担力の大きさ(Fw)を求め、横筋間の水平距離(H1:58mm、H2~H4及びC1、C2:56mm)を腕の長さとする偶力のモーメントとして求めた。ここではウェブ壁の横筋全てが、ねじれによる斜めひび割れに有効であったと仮定した。図-9に各サイクルピーク時のウェブ壁負担割合を示す。各試験体とも繰り返し载荷の進展に伴い負担割合も増加する傾向にあり、C型試験体はH型試験体に比べ負担割合の増加量が多い。しかし、その割合は最大でも4.0%程度でありウェブ壁の負担するねじりモーメントは非常に小さかった。

#### 4.3 初期ねじれ剛性

そり拘束ねじり理論<sup>2)</sup>によるねじり回転角 $\theta_0$ は非斉次の3階常微分方程式で表される次の支配方程式の一般解として求めることができる。

$$M_t = G_c K \frac{d\theta_0}{dz} - E_c \Gamma \frac{d^3\theta_0}{dz^3}$$

ここで $M_t$ : St.Venantのねじりモーメント(実験値)、 $G_c$ : コンクリートのせん断弾性係数(ポアソン比0.17とし表-3のコンクリート強度を用いた弾性論により算出)、 $K$ : St.Venantのねじり定数(H型 $0.40 \times 10^{-3} \text{m}^4$ 、C型 $0.26 \times 10^{-3} \text{m}^4$ )、 $E_c$ : コンクリートのヤング係数(表-3)、 $\Gamma$ : 曲げねじり定数(H型 $0.94 \times 10^{-3} \text{m}^6$ 、C型 $0.18 \times 10^{-3} \text{m}^6$ )、 $Z$ : 材軸方向の距離である。そり拘束ねじり理論はせん断応力による変形を考慮して

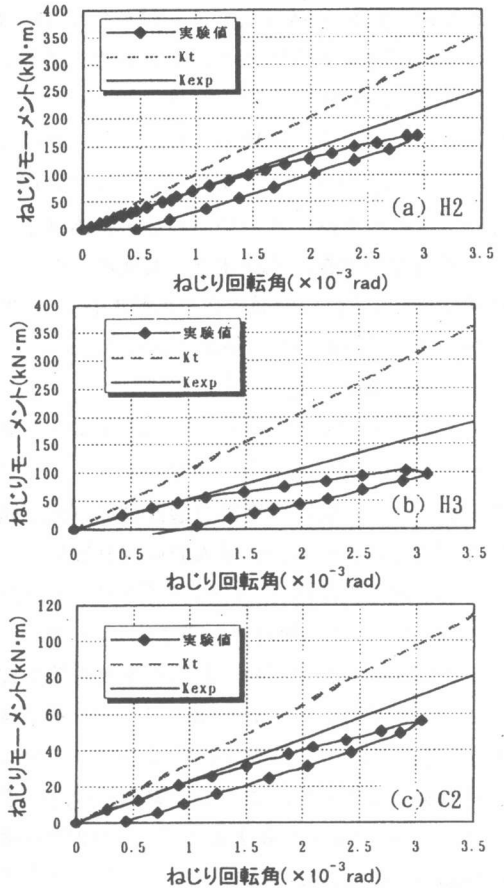


図-10 初期ねじれ剛性

いないため、断面のせん断応力による内部仕事と等価な壁頂部のせん断変形 $\delta_s$ を求め、

$$\theta_s = \frac{2\delta_s}{h}$$

としてせん断変形により付加されるねじり角 $\theta_s$ を得る。ここで $h$ : フランジ壁間距離である。St.Venantのねじり剛性は非常に小さいため無視した。よって $\theta_t = \theta_0 + \theta_s$ とし、初期ねじれ剛性を次式により求めた。

$$K_t = \frac{M_t}{\theta_t}$$

図-10に+1サイクルにおけるねじりモーメントとねじり回転角関係を示す。同図に初期ね

表-4 初期ねじれ剛性の比較

試験体	$K_t$ (kN·m)	$K_{exp}$ (kN·m)	$\frac{K_t}{K_{exp}}$
H1	105864	65118	1.626
H2	101943	71543	1.425
H3	103250	53764	1.920
H4	104557	81423	1.284
C1	32005	22556	1.419
C2	32587	23024	1.415

じれ剛性計算値  $K_i$  を示し、 $K_{exp}$  はねじり回転角  $1 \times 10^{-3}$  rad. までの測定点を利用した原点を通る最小二乗近似直線の傾きとした。表-4 に  $K_i$  と  $K_{exp}$  の比較を示す。どの試験体においても計算による剛性  $K_i$  は実験値による剛性  $K_{exp}$  より高い値となった。計算値は、軸力が加わる試験体ほど、また壁筋比が大きい試験体ほど実験値に近づく傾向にある。また、断面形状で比較すると H 型断面より C 型断面の計算値が実験値に近い。

#### 4.4 最大耐力

表-5 に実験時最大耐力と曲げ強度計算値 (ACI 規準に示されるコンクリートストレスブロックを用いた曲げ強度計算値及び曲げ強度略算式<sup>3)</sup>による計算値)、せん断強度計算値 (学会終局強度型設計式<sup>4)</sup>と広沢式<sup>3)</sup>による計算値)の一覧及びせん断強度計算値を ACI 規準による曲げ強度計算値で除したものをせん断指標として合わせて示す。計算値はフランジ壁単体を考慮し、両フランジ壁の面内モーメント分布は逆対称と仮定した。フランジ壁単体の各強度に対応する計算せん断力にフランジ壁間距離 (800mm) を乗じてねじれモーメントとした。ここでウェブ壁の負担するねじりモーメントは小さいため無視した。せん断破壊した試験体 H1、H2、H4 では学会指針式及び広沢式によるせん断強度計算値は、広沢式による試験体 H1 を除けば実験値を過小評価した。曲げ破壊した試験体 H3 では、ACI 規準による曲げ強度算定法及び略算式による曲げ強度計算値は、実験値を過小評価した。せん断指標はせん断強度計算値として学会指針式を用いた場合、せん断破壊した試験体で 0.96 以下であり、1.72 では曲げ破壊した。一方、C 型試験体では最大耐力は曲げ強度

計算値、せん断強度計算値とも上回っているが、せん断指標は 1.10 以下で曲げ降伏に至っている。ただし、これらの試験体では最大耐力後に加力スタブが西側に傾いており、計算上仮定した逆対称モーメント分布が成立していなかった。

#### 5. まとめ

H 形及び C 型立体耐震壁の純ねじり実験では、ウェブ壁のねじり抵抗の負担割合が微少であったことからフランジ壁のせん断挙動あるいは曲げ挙動によって立体耐震壁のねじり性状が支配された。計算による初期ねじれ剛性は壁筋比が多いほど実験値に近づく傾向にあるが、いずれも実験値による剛性を過大評価した。また、フランジ壁単体を想定したせん断強度及び曲げ強度の各計算値は実験値を過小評価したがいずれも安全側の評価であった。

#### 謝辞

本研究の実施に際し、ご助言頂いた鹿島技術研究所別所佐登志氏、丸田誠氏、鹿島小堀研究室鈴木紀雄氏に深謝致します。

#### 参考文献

- 1) 荒井他：純振りを受ける鉄筋コンクリート開断面耐震壁の破壊性状、コンクリート工学年次論文集、Vol.2、pp.421-424、1980
- 2) 藤本：鉄骨の構造設計、技報堂、1991
- 3) 広沢：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料 No.6、1975.3
- 4) 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、1990

表-5 最大耐力の比較

試験体	最大耐力 $eM_{max}$ ( $kN \cdot m$ )	曲げ強度計算値				せん断強度計算値				せん断指標		破壊 形式 <sup>[5]</sup>
		$ACI M_u^{[1]}$ ( $kN \cdot m$ )	$eM_{max}$ $ACI M_u$	$M_u^{[2]}$ ( $kN \cdot m$ )	$eM_{max}$ $M_u$	$AIJ M_s^{[3]}$ ( $kN \cdot m$ )	$eM_{max}$ $AIJ M_s$	$M_s^{[4]}$ ( $kN \cdot m$ )	$eM_{max}$ $M_s$	$AIJ M_s$ $ACI M_u$	$M_s$ $ACI M_u$	
H1	287	315	0.91	330	0.87	226	1.27	287	1.00	0.72	0.91	s
H2	394	342	1.15	378	1.04	290	1.36	301	1.31	0.85	0.88	s
H3	243	169	1.44	195	1.25	290	0.84	280	0.87	1.72	1.66	f
H4	477	359	1.33	399	1.20	344	1.39	322	1.48	0.96	0.90	s
C1	129	103	1.25	119	1.08	113	1.14	141	0.91	1.10	1.37	f
C2	153	110	1.39	124	1.23	144	1.06	150	1.02	1.31	1.36	f

[1] ACI 曲げ強度計算法、[2] 曲げ強度略算式、[3] 学会終局強度型せん断強度式、[4] 広沢式

[5] s: せん断破壊、f: 曲げ破壊あるいは曲げ降伏