H 形断面鉄筋コンクリートコア壁の水平力とねじりの相関関係

CORRELATION BETWEEN LATERAL LOAD AND TORSION
OF H-SHAPED R/C CORE WALL

丸田 誠*, 鈴木紀雄**, 宮下 丘***, 西岡聖雅****

Makoto MARUTA, Norio SUZUKI, Takashi MIYASHITA
and Takamasa NISHIOKA

Recently, several high-rise RC structures with open section core walls, typically H-shaped have been designed and constructed. The torsional stiffness of an open section core wall is smaller than that of a closed section one. However, little research has been carried out on the elasto-plastic torsional behavior of open section core walls. It is important to evaluate the structural capacities of a H-shaped core wall subject to lateral load (bending and shear) and torsional moment simultaneously. Therefore, loading tests and analyses for combined lateral load and torsion were carried out to meet this need. The main parameter of these tests is the ratio of torsional moment to bending moment at the lowest portion of the wall and the loading directions. The specimen with slabs subjected to a pure torsion was tested and investigated. Through tests and analyses, the following conclusions were obtained:

- (1) The resistant mechanism of a H-shaped wall subjected to simultaneous bending and torsion varies depending on the loading direction.
- (2) The slabs improve the torsional stiffness and strength of a H-shaped core wall.
- (3) The nonlinear finite element method can adequately simulate the hysteric behavior of the test specimens.
- (4) The correlation of lateral load and torsion is determined for each loading direction. The correlation curves at maximum strengths are very nearly elliptical for each direction. Therefore, the overall correlation is close to spherical.
- (5) The bending strength scarcely deteriorate while the ratio of torsional moment to the bending moment is not more than 25%.

Keywords: Core wall, High-rise RC structure, Open section, Structural behavior, Torsion, Lateral Load, Correlation between lateral load and torsion
コア壁, 高層RC建物, 開断面, 構造性能, ねじり, 水平力, 水平力・ねじり相関関係

1 はじめに

近年, 鉄筋コンクリート(以下RCと称す)コア壁に地震力の多くを負担させる架構形式が増えつつある。一般的にコア壁は, エレベータや階段室を設ける都合から, H形等の開断面となることが多い。筆者らは, L形・H形コア壁に関する研究^{1) 2)}を行い, コア壁架構に関するデータの蓄積を行っている。地震時にコア壁は曲げ・せん断力と同時にねじりを受ける可能性がある。特に高層RC建物のコア壁脚部では, 大きな曲げモーメントとねじりモーメントが作用し厳しい応力状態になると考えられるが, 弾塑性状態を対象

とした開断面耐震壁に関する実験的研究は少ない。そこで筆者らは文献3)でH形・コ形断面コア壁の純ねじり実験について, 文献4)でH形断面コア壁の弱軸方向に水平力を載荷させ同時にねじりモーメントを載荷させる実験及び解析を報告した。それらの結果から, 開断面断面壁では主にフランジがねじりモーメントに抵抗し, そのフランジの水平耐力でねじり耐力が決まることが分かった。また, H形断面コア壁に弱軸水平力とねじりモーメントが同時に作用した場合の曲げ耐力とねじり耐力には, 図1に示すような相関関係があることが分かった。図中で縦軸は, 各試験体の

図1 最大耐力相関(弱軸水平力)⁴⁾ 図2 弱軸加力とねじりの弾性モーメント分布⁴⁾

* 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

*** 鹿島情報システム部 担当部長・工博

**** 鹿島原子力設計部 工修

Senior Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, Kajima Corp., M. Eng.

Chief Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, Kajima Corp., Dr. Eng.

Senior Manager, Information Processing Center, Kajima Corp., Dr. Eng.

Engineer, Nuclear Engineering Department, Kajima Corp., M. Eng.

表1 試験体一覧

試験体名	縦筋	横筋	Ps (%)	壁厚 (mm)	柱筋	試験体 (壁) せい (mm)	変動因子	
							加力比*	加力方向*
シリーズ1	HS25	D6 @100	D6 @100	0.80	80	4-D10	0.75 : 0.25	強軸
	HS50						0.50 : 0.50	
	HS75						0.25 : 0.75	
シリーズ2	HD25	D6 @100	D6 @100	0.80	80	4-D10	0.75 : 0.25	斜め45°
シリーズ3	HT100						0.00 : 1.00	純ねじり
	HTS100						0.00 : 1.00	

*Ps (壁筋比) は、縦横筋ともに同じ。

*加力比は、壁脚部の曲げモーメントとねじりモーメントの比(曲げモーメント : ねじりモーメント)

*加力方向は下記に示す。

*: HT100, HTS100

図3 試験体概要

図4 配筋図(平面)

写真1 実験状況

ねじりモーメントの実験最大値(T_{max})を純ねじり実験耐力値(T_{Emax})で、横軸は水平力による曲げモーメントの実験最大値(M_{max})を水平力のみの曲げ実験耐力値(M_{Emax})で除し基準化した。図中の試験体は、全てフランジの曲げ破壊が先行し、H形断面コア壁の弱軸水平力とねじりの耐力相関は、ほぼ楕円形状となった。また、水平力を弱軸から作用させた場合、図2に示すように各フランジのせん断スパン比(M/QD)が異なることによりコア壁のねじり抵抗が異なることが分かった。ただし、図2では弾性の M/QD を示しているが壁が塑性化すると、この M/QD が弾性と異なるため図1に示すように実験及びFEM解析では楕円形状となることを報告した⁴⁾。

しかし実際には、H形断面には様々な方向より水平力が作用する。例えば強軸水平力とねじりが作用する場合、H形コア壁では図2のようなモーメント分布にはならず、図1のような相関となるかは

表2 使用材料の力学的性質

○コンクリート

試験体名称	試験時 (封蔵養生)		
	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 ($\times 10^4$ MPa)	割裂強度 (MPa)
HS25	57.6	3.02	3.05
HS50	59.3	2.98	3.29
HS75	60.4	2.83	3.48
HD25	62.5	3.13	3.47
HT100	59.9	3.23	4.51
HTS100	60.7	3.05	3.07
スラブ部分	34.1	2.69	2.31

○鉄筋

径	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 (%)
D6	438	554	0.79	2152	25.4
D10	369	527	0.70	2166	26.7

*) 各材料定数は各3本(片)の平均値とした

図5 加力概要と弾性モーメント分布

不明である。よって、本論文では強軸や斜軸から水平力が作用し、更にねじりを受ける場合のコア壁挙動を把握するために行った構造実験の結果、実験を実施しなかった因子の補間を行うため行った弾塑性有限要素(FEM)解析結果等について報告し、各方向の曲げ耐力とねじり耐力の全体相関関係についても検討を行う。同時に、コア壁のせいが高くなった場合のねじり性状や中間階のスラブの影響を把握するための純ねじり実験も行ったので併せて報告する。

2 試験体

試験体は、実物の約1/12.5縮尺のH形断面壁6体とした。断面形状は、文献3), 4)の試験体と同様とした。ただし、6体中2体の試験体は壁高さを他の4体の2倍とした。その一覧を表1に、形状・配筋を図3,4に示す。試験体フランジ端部には壁厚と同厚の柱形を有している。HTS100試験体は厚さ5cmのスラブが3層分均等に入っている(図5参照)。このスラブの配筋は両方向ともD6@100のシングル配筋とした。実験因子は、①水平力による脚部曲げモーメントとねじりモーメントの比率、②水平力の加力方向(強軸, 斜軸), ③壁高さが大きな壁のねじり性状とスラブの影響とした。各試験体とも、曲げ降伏(破壊)がせん断破壊より先行するように設計した。コンクリートは最大骨材径10mmとし、現場封蔵養生した供試体の試験時強度で $F_c=60$ MPaを目標とした。材料試験結果を表2に示す。

3 実験方法

図5に加力方法の概要を示す。加力は写真1に示す6自由度加力装

置を用いて行った。この装置は曲げ・せん断（各2方向）、軸力、ねじりの6種類の部材力を複合的に載荷することができる⁵⁾。

実験では、軸力を与えておらず、頂部加力板と上部スラブの重量118kNが、試験体の軸力として作用している。

シリーズ1、2の加力は、頂部水平力によるコア壁脚部曲げモーメントMに一定の割合で比例させたねじりモーメントTを頂部に加えて行った。シリーズ3では、純ねじりモーメントTのみを頂部に加えて行った。

シリーズ1、2は変形制御で行った。制御する変形は、図5に示すように変形が集中する面の部材角 R_C で行い1/800,1/400,1/200,1/100,1/50,1/25を目標に水平繰り返し加力した。シリーズ1ではウェブ側面(R_C :図5参照)で、シリーズ2ではフランジ側面(R_C :図5参照)での部材角制御となった。シリーズ3では、平均回転角 θ で制御を

行い1/800,1/400,1/200,1/100,1/50,1/25を目標にした。

4 実験結果

4.1 荷重-変形関係

各試験体の曲げモーメントM-水平変形 δ_R 関係及びねじりモーメントT-回転変形 δ_θ 関係を図6に、実験結果の剛性・諸耐力一覧を表3に示す。

シリーズ1の強軸水平力の試験体では、ウェブにせん断ひび割れが生じるとM- δ_R 関係は逆S字型のループを描いた。フランジにせん断ひび割れが生じるとT- δ_θ 関係が逆S字型となった。水平力に対しねじりの割合が少ないHS25は、脚部で曲げ降伏後も耐力低下はあまり生じず、靱性の大きい性状を示した。ねじりの割合の大きいHS75では、フランジが曲げ降伏後 $\theta=1/25$ 程度の繰り返し時に、

表3 実験結果一覧

試験体	K δ ^{*1} K θ ^{*2}	フランジ'曲げひび割れ		フランジ'せん断ひび割れ		ウェブ'せん断ひび割れ		柱型主筋引張降伏		フランジ'壁筋引張降伏		フランジ'壁筋引張降伏		ウェブ'壁筋引張降伏		最大耐力	
		M ^{*3}	R ^{*4}	M	R	M	R	M	R	M	R	M	R	M	R	M	R
		T ^{*5}	θ ^{*6}	T	θ	T	θ	T	θ	T	θ	T	θ	T	θ	T	θ
HS25	4973	17	0.04	-	-	237	1.61	271	2.25	319	3.33	425	13.6	389	5.96	468	32.7
	103200	6	0.04	-	-	73	2.45	89	3.51	103	5.23	124	20.0	123	9.43	153	46.5
HS50	4916	79	0.28	106	0.53	126	1.04	139	1.36	190	2.31	190	2.31	226	5.56	235	7.46
	88400	69	1.61	100	2.43	113	3.88	131	4.99	177	8.16	177	8.16	214	17.8	228	22.2
HS75	4690	38	0.16	50	0.46	65	0.97	60	0.67	65	1.03	79	1.59	-	-	93	6.34
	79000	12	2.24	143	4.78	187	9.24	167	6.81	193	10.2	227	13.0	-	-	283	32.8
HD25 正側	3591	133	0.42	240	1.30	272	1.90	341	2.90	406	4.18	487	9.9	436	4.62	519	12.5
	65200	43	0.73	76	1.79	86	2.66	109	4.30	132	6.67	161	15.1	142	7.43	172	18.5
		-79	-0.09	-192	-0.98	-223	-1.33	-223	-1.33	-272	-2.28	-	-	-	-	-390	-10.9
		-22	-0.14	-61	-2.07	-69	-2.80	-69	-2.80	-86	-4.78	-	-	-	-	-120	-23.1
HT100	24900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		62	4.48	106	11.2	-	-	123	15.7	143	22.3	142	25.0	101	134	170	66.8
HTS100	25600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		58	3.74	101	11.2	-	-	121	15.3	143	20.6	181	68.8	120	150	187	92.7

注: *1) K δ : 水平方向初期剛性 (kN/cm) *2) K θ : ねじり初期剛性 (kN・m/rad)

*3) M: 脚部曲げモーメント (kN・m) *4) R: 部材角 ($\times 10^{-3}$ rad) *5) T: ねじりモーメント (kN・m) *6) θ : ねじり回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)

なお、部材角及び回転角は図6の部材角・回転角と同一である。

図7 軸応力度分布 (シリーズ2)

水平力によって引張側となるフランジ1でせん断すべりひび割れが生じ耐力が低下した。HS50では、HS25とHS75の中間的な性状となった。このように、ねじりモーメントが大きくなるとフランジの面内方向の負担が大きくなり、靱性が低下する傾向が見られた。

シリーズ2の斜め45°方向(斜軸)水平力とねじりモーメントを組み合わせたHD25では図7に示すように正側加力と負側加力で両フランジの軸方向応力状態が異なる。この図中で、楕円は水平力による軸方向力を表し、円はねじりモーメントによる軸方向力を表す。また、実線は引張方向軸力を、破線は圧縮方向軸力を表す。フランジ2のF2B部は、正側加力で水平力とねじりモーメントにより全て圧縮状態となり、負側加力で全て引張状態になる。このため荷重-変形関係も正負異なった性状を示し、負側加力時にF2B部の柱型主筋は正側加力のいずれの部分より早期に降伏し、最大耐力も正側と負側で異なった。最大耐力以降、正側加力ではF2B部の圧壊が顕著となり、耐力低下が大きくなった。

シリーズ3のHT100とHTS100を比較すると、初期剛性はスラブの影響でHTS100の方が若干大きい。その後、ねじり回転角 $\theta=1/25$ 程度まではほぼ同一の荷重-変形関係を示した。 $\theta=1/25$ 以降で、スラブのないHT100では約 $\theta=1/15$ で最大耐力になり若干耐力低下を示したのに対し、スラブのあるHTS100では $\theta=1/11$ で最大耐力となり耐力も約10%ほどHT100を上回った。これはスラブが上下変形を

拘束するため、フランジの曲げ耐力が上昇したためと考えられる。

4.2 曲率分布

図8にHS25,HS75,HD25 両側のフランジの曲率分布をそれぞれ示す。曲率は、壁の高さ方向を6分割した各区間の両フランジの左右端部に取り付けた変位計で測定した結果から算定した。ここでは正側加力時に水平力の作用により引張力が生じるフランジを1(F1)、圧縮力が生じるフランジを2(F2)とする。HS25,HS75ではF1,F2とも中央で逆対称となるような曲率分布となった。F1では両者に大きな差はないが、F2はHS25,HS75で大きさが異なり、引張力を受けるフランジの方が大きな曲率を生じる。これは曲げ(引張)ひび割れによる剛性低下が原因と考えられる。また、ねじりの割合が大きい方が曲率が大きくなるのが分かる。HD25では、F1ではほぼ一定の曲率分布、F2側では反曲点が中央よりやや上側にある曲率分布を示している。これらの結果は、図5に示す曲げモーメント分布にほぼ一致した結果となった。

4.3 鉄筋ひずみ状況

図9にHS25,HS75のフランジ上下端での各サイクルピーク時の鉄筋ひずみ分布を示す。HS25では、フランジ1(F1)に大きなひずみが生じており $R=1/100$ 以降で曲げ降伏している。フランジ2(F2)では最終まで、曲げ降伏は生じていない。これは、水平力により、F1は引張によりひび割れが生じ、かつねじりの影響を受け大きく変形するが、F2は圧縮力が大きくねじりによるひずみが殆ど生じない。この傾向は図8の曲率と同様である。HS75では、F1の傾向はHS25と大きく異ならないが、ねじりの影響によりF2では、 $R=1/50$ で曲げ降伏している。このように、ねじりの割合が小さいと片側のフランジF2は曲げ降伏しないが、ねじりの割合が大きくなると両側フランジが曲げ降伏し、その影響で図6に示すように両者間の変形性能に差が生じてくる。

4.4 最大耐力計算値

表4に実験での最大耐力と計算値を比較して示す。計算値は、曲げに関してはファイバーモデル²⁾で、せん断に関しては文献6)に基づき算定した。ねじりによる耐力は、各試験体とも図5に示すようなモーメント分布とし、算出した。

HS25やHD25といった、水平力による曲げモーメントに対し25%のねじりモーメントを加えた試験体では、水平耐力はねじりの影響が少なく、曲げ計算耐力と同等な結果となった。逆に、ねじりの比率の高いHS75では、ねじり耐力が水平力の影響を受けず曲げ計算耐力と同等と

図8 曲率分布

なった。壁高さが高く、せん断スパン比の大きな(M/QD=1.5)HT100とHTS100では、ファイバーモデルによる計算値より実験値は1.24~1.4倍と大きくなった。HT100, HTS100の半分のせん断スパン比のH3³⁾試験体(M/QD=0.75)では、図1に示すように実験値はファイバーモデル計算値とほぼ一致しており、せいが高くなると実験値より計算値の方が若干大きくなる傾向があった。これは、せいが高くなるとそり(warping)拘束ねじり(ワグナーねじり)のみならずSt.Venantねじりの影響が大きくなることも考えられ、今後の検討課題である。

5 考察

5.1 強軸水平力(シリーズ1)の最大耐力検討

表4 最大耐力の実験結果と計算結果の比較

試験体名	水平力による耐力 (kN・m)				ねじりによる耐力 (kN・m)			
	①曲げ	②せん断	③実験	④計算	④曲げ	⑤せん断	⑥実験	⑦計算
HS25	478	663	468	0.98	267	322	153	0.57
HS50	478	673	235	0.49	268	326	228	0.85
HS75	478	679	93	0.19	268	328	283	1.06
HD25(正)	524	761 ^{*1}	519	0.99	269	333	172	0.64
HD25(負)	524	761 ^{*1}	390	0.74	269	334	120	0.45
HT100					137	246	170	1.24
HTS100					134	246	187	1.40

*1) $\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} / \sqrt{2}$ Q_x : 強軸方向せん断耐力 Q_y : 弱軸方向せん断力 (フランジ2枚)

図9 縦筋ひずみ分布

シリーズ1では、強軸に水平力(曲げモーメント)を作用させ、その曲げモーメントに一定の比率でねじりモーメントを作用させた。弱軸方向水平力では図2に示すようにねじりの割合によって各フランジのM/QDが変化することにより、耐力抵抗機構が異なる。この場合は、フランジの面内方向のみの曲げ耐力がH形コア壁の曲げ、ねじり耐力に関与する。強軸方向水平力では、図5に示すように水平力によりフランジのM/QDは変化しないが、図10に示すようにH形断面の各領域で軸応力度が異なる。ねじりの割合が変化すると、この軸応力度の大きさが変化し、強軸方向の曲げ耐力及びフランジの面内方向の曲げ耐力(ねじり耐力)が変化する。ここでの軸応力度の変化は、様々な角度からH形断面コア壁を加力した場合の

図10 軸応力度分布(シリーズ1)

図11 シリーズ1の耐力相関

変化と類似している。そこで、図11左下のように、ある角度 θ 方向の曲げをH形断面壁に加えた場合の最大耐力 Ma_θ をファイバーモデル²⁾で計算する。この解析の最大耐力点 Ma_θ は、最外縁のコンクリートひずみが0.3%の時とした。式(1)に示すようにこの曲げ耐力 Ma_θ は強軸曲げ耐力 Ms_θ 、弱軸曲げ耐力 Mw_θ 成分に分割できる。

$$\begin{aligned} Ms_\theta &= Ma_\theta \cdot \sin \theta \\ Mw_\theta &= Ma_\theta \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad \dots (1)$$

ここで、 Ms_θ は強軸水平力による曲げ耐力(図11横軸)と考える。ねじりには、フランジの面内方向で抵抗するため、文献8)と同様な方法で、式(2)に示すように Mw_θ からねじり耐力(モーメント)

ト) $T\theta$ を換算する。

$$\begin{aligned} Qf\theta &= Mw_\theta / 2 \times 2 / hf \\ T\theta &= Qf\theta \times Lf \end{aligned} \quad \dots (2)$$

ここで、 $Qf\theta$ ：フランジに加わるせん断力、 hf ：フランジの高さ(ここでは1.2m)、 Lf ：フランジ間の距離(ここでは0.8m)

Mw_θ はH形壁全体を弱軸方向に加力した場合の耐力と考えると、その半分($Mw_\theta / 2$)のモーメントが片側フランジ毎の面内曲げ耐力となり、ねじり耐力 $T\theta$ は図11右下に示す逆対称モーメント分布の下に、このフランジの面内曲げ耐力から換算できる。

以上の方法で、 θ を0度から90度の範囲で変化させた場合の Ms_θ を横軸に、 $T\theta$ を縦軸にプロットすると、図1の○が得られ、それらの点を結び M と T の耐力相関曲線とした。この相関曲線では30度から75度程度まで大きく値は変化しない。これはフランジの隅角部のコンクリートひずみで耐力が決定されているためである。この M と T の耐力相関曲線にHS25, HS50, HS75の実験結果の最大耐力をプロットした。

この計算結果は、おおよそ実験結果と一致した。このような簡易な方法でシリーズ1の耐力相関関係を表すことができた。

5.2 弾塑性有限要素解析

弾塑性有限要素(FEM)法^{4), 7)}を用いて、実験のシミュレーション解析を行う。解析も実験と同様に、正負繰り返しで行う。

(1) 解析モデル

解析は図12に示すような積層3角形SHELL要素を用いて行うこととした。コンクリートは、各々の層で独立に応力とひずみを求め、

図12 有限要素モデル

図14 実験とFEM解析結果の比較

表5 シリーズ3 最大耐力比較

試験体名	実験結果(kN・m)	FEM結果(kN・m)
HT100	170	167
HTS100	187	186

図15 スラブのねじり負担

鉄筋は配筋される方向のみ剛性を有する鉄板に置換される。コンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ関係等詳細は文献4)を参照された。要素分割図を図13に示す。なお、シリーズ3では高さ方向に2倍の要素数を、またHTS100では、スラブもモデル化した。

(2)解析結果

実験結果と解析結果をHS25, HD25, HTS100試験体について比較し図14に示す。解析は荷重(外力)変形の関係が負勾配の不安定領域に入った時点で終了とした。曲げモーメント \$M\$-水平変形 \$\delta_R\$ 関係、ねじりモーメント \$T\$-回転変形 \$\delta_\theta\$ 関係とも、この解析法で実験値を良好にシミュレートできた。

弱軸水平力とねじりの組み合わせ実験結果も本解析法で良好にシミュレートできているため、本解析法はねじりも含む複合加力に対し、有効な手法と言える。

5.3 スラブ効果(シリーズ3)の検討

HT100とスラブ付きのHTS100の耐力差について検討する。スラブの効果は、図15に示すようにスラブ位置の面外力によりフランジ部分にモーメントが付加されることによる。各スラブからのモーメントを \$\Delta M_1 \sim \Delta M_6\$ とすると左右フランジの付加モーメント (\$\Delta M_L, \Delta M_R\$) は式(3)で表すことができる。

$$\begin{aligned}\Delta M_R &= \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 \\ \Delta M_L &= \Delta M_4 + \Delta M_5 + \Delta M_6 \\ Q_1 &= (2 \times M_f + \Delta M_R) / h_f \\ Q_2 &= (2 \times M_f + \Delta M_L) / h_f \\ M_t &= (Q_1 + Q_2) \times L_f / 2\end{aligned} \quad \dots (3)$$

ここで \$M_f\$：フランジの危険断面モーメント

HTS100の最大耐力時の各スラブの鉛直方向の節点力を図15右に示す。実験から面外力を直接求められないため、ここでの面外力は5.2節の弾塑性FEM解析結果から求めた。表5に実験と弾塑性FEM解析の最大耐力(ねじりモーメント)結果を比較して示す。おおよそ実験と解析は一致したため、内部応力も妥当なものと判断し解析値をそのまま用いることとした。

これらの節点力からフランジ中央の \$\Delta M_1 \sim \Delta M_6\$ が算定される。これが主なスラブによる付加モーメントと考えられる。この付加モーメント分の算定値は \$5 \text{ kN} \cdot \text{m}\$ となり、HTS100とHT100の実験値の差 \$17 \text{ kN} \cdot \text{m}\$ とは差があるが、このような方法でスラブ効果を表すことができる。

5.4 最大耐力の相関関係

実験結果に加え、実験を実施しなかった因子の弾塑性有限要素(FEM)解析を実施した。解析を行ったのはHS00(強軸水平加力)、HD00(斜軸水平加力)、HD50(斜軸 \$M 0.5\$, ねじり \$T 0.5\$)、HD75(斜軸 \$M 0.25\$, ねじり \$T 0.75\$)の4ケースである。なお、コンクリート強度は \$60 \text{ MPa}\$ とした。一例としてHD50の結果を図16に示す。

図17, 図18に強軸及び斜軸水平力による曲げモーメントとねじりモーメントの耐力相関関係を示す。水平力を斜軸に作用させたシリーズ2では、正方向と負方向で大きく性状が異なるため、両方向での最大値を示す。すべての試験体で曲げ降伏が観察されたため、これらの図はH形壁が曲げ降伏する場合の相関となる。この図中の水平力の曲げ耐力計算値(図中の○印)は、ファイバーモデル²⁾で \$f_c = 60 \text{ MPa}\$ とし求めた値である。図18より、ねじりの割合が大きくなると斜軸加力の正側、負側の差異は小さくなる。これは、斜軸水平力の割合が小さくなり、図7に示す斜軸方向水平力による、各フランジの軸応力状態の差異が正側、負側で小さくなるためである。

実験、FEM解析及び曲げ耐力計算値より、最大耐力相関はシリー

図16 FEM解析結果 (HD50)

図17 最大耐力相関(強軸加力)

図18 最大耐力相関(斜軸加力)

図19 全体耐力相関関係

ズ1, 2とも楕円形となることが分かった。

文献4)の結果(図1)を含めた, H形コア壁の各方向の曲げ耐力とねじり耐力の全体相関を把握する。図1と同様に, 図19に実験及び解析から得られた曲げ耐力 M_{max} を加力方向別の水平耐力(HS00-強軸[解析], HD00-斜軸[解析], HW00-弱軸[実験No.1⁴⁾]) M_{SEmax} (強軸耐力), M_{DEmax} (斜軸耐力), M_{WEmax} (弱軸耐力)で除して基準化したものを横軸に, ねじり耐力 T_{max} を純ねじり耐力(H3³⁾) T_{Emax} で除して基準化したものを縦軸として示した。各方向ともねじりモーメントが水平力(曲げモーメント)の25%以内であれば, 水平耐力の低下は殆ど見られない。

H形コア壁の各方向別の曲げとねじりの耐力相関関係は, 全体にはRC柱の曲げモーメント M_c -軸方向力 N_c 相関に類似した, 楕円体状となった。

4 まとめ

H形断面RCコア壁を対象に, 強軸及び斜軸水平力とねじりモーメントを同時に作用させた実験, せいの高い壁の純ねじり実験及び解析を行った。以上の実験・解析と文献4)の弱軸水平力とねじりモーメント相関の結果を含め, 以下の結論を得た。

- 1) ねじりモーメントの割合の小さい試験体(HS25, HD25)では, 水平方向の曲げ耐力は, ねじりに影響されず, ねじりの無い場合とほぼ同等な耐力を有した。
- 2) シリーズ1の結果より, ねじりの割合が大きく両側フランジが曲げ降伏する場合, ねじりの割合が小さく片側フランジに損傷が集中する場合より, 変形性能が低下することが分かった。
- 3) 壁高さが高いコア壁($M/QD=1.5$)の純ねじり耐力は, フランジが逆対称モーメント分布するとして算定した曲げ計算値に比べ大きい。またスラブは, 初期剛性・最大耐力に寄与した。スラブは, その面外抵抗により, ねじりに抵抗した。
- 4) H形コア壁を様々な方向から断面解析し, その耐力の分力を水平耐力とねじり耐力に分ける方法で, シリーズ1の最大耐力を概ね表すことができた。
- 5) 積層要素を用いた弾塑性有限要素解析は, 正負繰返しの実験

結果を十分良好にシミュレートできた。解析での水平力・ねじりモーメント, 及び両最大耐力値相関は, 実験値とほぼ一致した。この解析法で実験を実施しなかった因子の解析を行い, 実験を補間できた。

- 6) 水平耐力とねじり耐力の相関関係から, ねじりモーメントが水平力(曲げモーメント)の25%以内であれば, 各方向とも水平耐力は, ねじりの影響を殆ど受けなかった。
- 7) H形断面RCコア壁が水平力とねじりモーメントを受け, その比率が変化した場合の耐力及び変形能の相関が把握できた。水平耐力とねじり耐力の相関は, H形の各方向から水平力が加わっても各方向別に楕円となり, 全体では楕円体状の相関関係となった。

参考文献

- 1) 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
- 2) 丸田誠, 鈴木紀雄, 別所佐登志: 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, 日本建築学会構造系論文報告集第520号, pp.109~pp.116, 1999年6月
- 3) 永井覚, 北山和宏, 小山明男, 森田真司, 丸田誠, 別所佐登志, 鈴木紀雄: 鉄筋コンクリート造H形立体耐震壁のねじり性状に関する研究(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.189~pp.192, 1997年9月
- 4) 丸田誠, 西岡聖雅, 鈴木紀雄, 宮下丘: H形断面鉄筋コンクリートコア壁の水平力ねじり性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集第524号, pp.103~pp.110, 1999年10月
- 5) 村山八洲雄, 新保弘: コンクリート柱部材の6自由度加力装置, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 14, No.2, pp.815~pp.818, 1992年6月
- 6) 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。
- 7) 宮下丘, 速水由紀夫: 鉄筋コンクリート平板の繰返し加力に対する弾塑性解析, 日本建築学会学術講演梗概集(中国)B構造I, pp.1353~pp.1354, 1990年10月
- 8) 丸田誠, 鈴木紀雄: 開断面鉄筋コンクリートコア壁のねじり復元力に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol 21, No.3, pp.739~pp.744, 1999年

(1999年9月10日原稿受理, 2000年1月28日採用決定)