

論文 変動軸力を受けるT型壁の強度と変形に関する実験的研究

有馬久智^{*1}・大久保孝雄^{*2}・壁谷澤寿海^{*3}・青田晃治^{*4}

要旨：コア壁と鉄骨フレームによるハイブリッド構造における立体壁の一部を取り出した試験体3体を作製し、静加力実験を行った。変動軸力を受ける非対称断面（T型壁）の復元力特性を明らかにし、曲げ強度と剛性に対する軸力の効果を検討した。せん断強度はトラス機構とアーチ機構の累加により算定可能であることを示した。コア部の圧縮強度レベルが2.18と非常に高いレベル軸力比においても横筋の拘束により安定した靭性を確保し得ることを明らかにした。

キーワード：立体壁、変動軸力、ハイブリッド構造、シアスパン比、

1. はじめに

現在、コンクリートと鋼のような異なる性質を有する材料・部材を従来以上に効率的に組み合わせ、より自由で経済的な平面設計を目的としたハイブリッド構造の研究が行われている[1]。そのハイブリッド構造の一つとして、図1に示すように中央にコンクリートコアを有し、周辺に鉄骨造を配した構造が考えられている。その際、建物に入力される地震力の約90%はコンクリートコア部が負担することとなり、またコア部のコーナーは非常に大きな軸力が作用すると考えられる。そこで、本稿ではこの構造の12階建建物を設計し、変動軸力を受けるコンクリートコア並列壁の挙動について明らかにするために、図2のようなT型断面立体壁の試験体を作製し実験を行ったので報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は図1に示す12階建建物の下層2層分のコンクリートコアのうち、地震時に最も大きな圧縮力及び引張力を受けるコ型断面立体壁の一部を取り出した。今回の実験は主軸方向（図で左右）の地震力に対する挙動を対象にしたので、ウェブ壁を軸として線対称になるように直交するフランジ壁を移動させたT型断面とした。コンクリートコアのコーナーには高い軸力が作用するので主筋及び帯筋を有する拘束領域を設けた。フランジとウェブの交差部の拘束域は今回の実験では必要ないが、斜めの地震力を考慮して隅角部に設けられる拘束域を想定して配筋している。斜

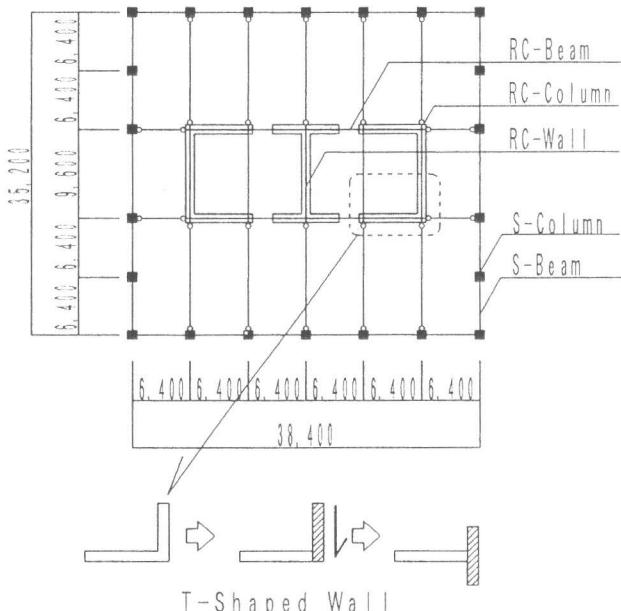


図1 テーマストラクチャー平面図

*1 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻 (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻 (正会員)

*3 東京大学地震研究所教授 工博 (正会員)

*4 (株)前田建設工業 技術研究所 (正会員)

めの地震力に対する隅角部の拘束方法に関しては別の実験を計画している。試験体は、スケールを1/3とし、表1に示すように配筋、シアスパン比及び軸力変動のルールをパラメータとして3体を製作、加力した。試験体配筋図を図2に示す。水平断面は壁縦筋以外は全試験体共通で、ウェブ壁の全長200cm、フランジ壁の幅160cm、壁厚20cm、高さ300cmである。使用材料の材料試験結果を表2に示す。拘束領域の断面形状は、変動軸力を考慮して曲げ終局時に予想される軸力 N_w に対して式(1)によるヒンジ部材の軸力制限[2]で概ね $k_3=1.0$ を満足することを目指してウェブ先端(I型)の圧縮側拘束領域断面積 A_{core} を確保している(図3)。T型側壁交差部の拘束域は今回の実験では問題にならないが、隅角部の拘束を想定してウェブ先端と同じ長方形をT型に重ねた拘束領域とした。(σ_B :コンクリート圧縮強度、 A_{ws} 、 σ_{wyu} :ウェブ縦筋断面積と降伏強度)

$$N_w \leq k_3 \cdot A_{core} \cdot \sigma_B - A_{ws} \cdot \sigma_{wyu} \quad (1)$$

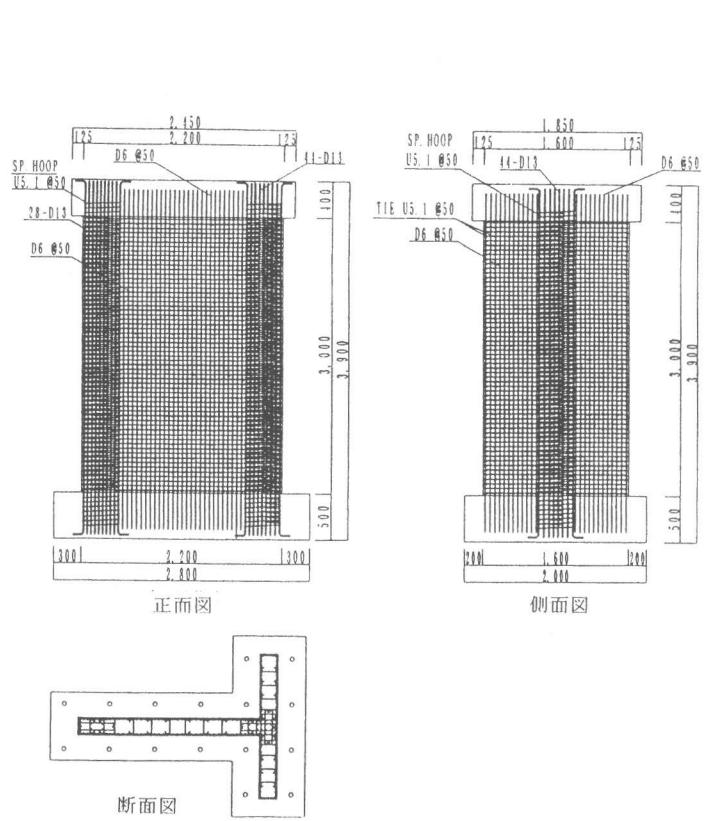


図2 試験体配筋図

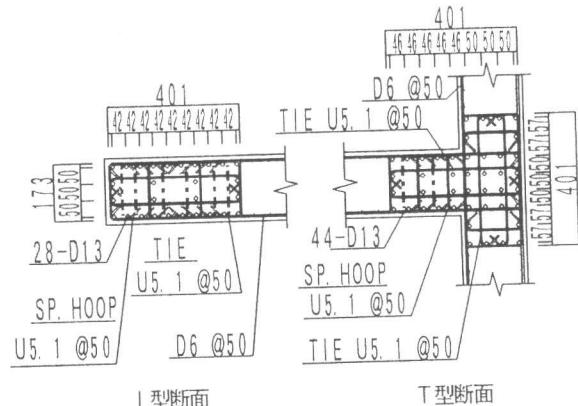


図3 拘束領域詳細図

表1 試験体のリスト

試験体	主筋 I (200x428) T (200x656)	拘束筋 I 面内 面外	拘束筋 T 面内 面外	壁縦筋 I、T	壁横筋 I、T	シアス パン比	軸力 $N =$ $N_0 + \alpha Q$ ($N_0 = 170\text{tf}$)
HW-1	28-D13 (4.15)	4-U5.1@50 (0.80)	4-U5.1@50 (0.80)	2-D6@50 (0.64)	2-D6@50 (0.64)	2.25	$\alpha = 3.0$ ($1/400$)
	44-D13 (4.26)	10-U5.1@50 (0.93)	9-U5.1@50 (0.84)				$\alpha = 1.5$
HW-2	28-D13 (4.15)	4-U5.1@50 (0.80)	4-U5.1@50 (0.80)	2-D10@50 (1.42)	2-D6@50 (0.64)	2.5($1/200$) 2.0($1/133$) 1.75 (Break)	$\alpha = 1.0$
	44-D13 (4.26)	10-U5.1@50 (0.93)	9-U5.1@50 (0.84)				
HW-3	28-D13 (4.15)	4-U5.1@50 (0.80)	4-U5.1@50 (0.80)	2-D10@50 (1.42)	2-D6@33 (1.06)	2.25	$\alpha = -0.5$
	44-D13 (4.26)	10-U5.1@50 (0.93)	9-U5.1@50 (0.84)				

表2 材料試驗結果

コンクリート					
材令	養生方法	比重	最大荷重	圧縮強度	ヤング係数
99	空中	2.25	28.44	361.44	2.73E+05
鉄筋					
用途別	使用鉄筋の種類	降伏強度	降伏歪	引張強度	ヤング係数
壁筋	D 6	4100	2499	5591	1.64E+06
	D 10	3732	2021	5280	1.85E+06
主筋	D 13	3738	2060	5484	1.81E+06
帯筋、副帯筋	U5.1	14016	7838	14740	1.79E+06

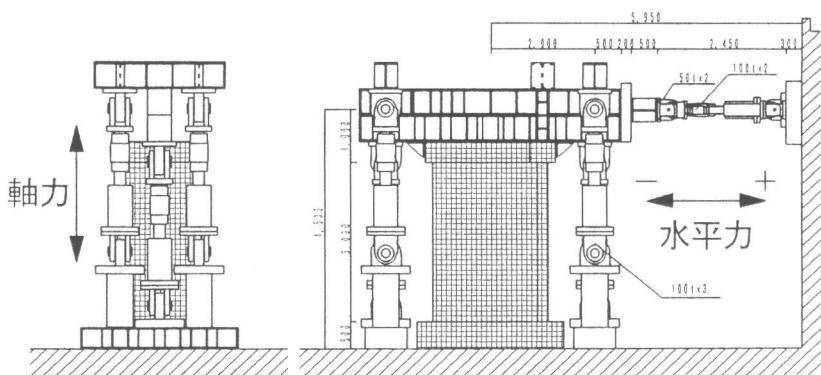


図4 加力装置

2.2 加力及び測定方法

加力の方向はI型断面からT型断面の方向に加力する向きを正、その逆を負とする。図4に加力状況を示す。試験体は上下にスタブを設け、反力床及び鋼製加力ビームにPC鋼棒で緊結した。直交壁についても加力治具を上部に渡してPC鋼棒で圧着し、試験体上部で平面が保持されるようにした。水平方向力には押100/引200tonジャッキ2本+押50/引50tonジャッキ2本を設置し合計で押300/引500tonの載荷を可能にした。鉛直方向力には押100/引100tonジャッキを左右に3本ずつ配し、変動軸力の制御と同時に、左右を独立に制御することによってシアスパン比（モーメントとせん断力の比）を意図した値に保たれるように調整する。加力プログラムは脚部からの変形角にしてR=1/400を1回、1/200、1/133、1/100、1/67、1/50はそれぞれ2回ずつくり返し載荷した。軸力変動のルールは式(2)に示す α で設定した。

$$N = N_0 + \alpha \cdot Q \quad (N_0 = 170 \text{tonf}) \quad (2)$$

初期軸力を含め試験体に作用させる応力はテマストラクチャーの静的非線形解析を参考にして決定しているが、これを忠実に再現することが目的ではなく、いくつかに変化させて応力状態に対して試験体の挙動を確認し、この実験をもとに耐震壁のモデル化を検討することを別の課題としている。耐震壁の剛性に軸力効果が厳密に反映されるモデルではないので注意が必要であるが、非線形解析によればおおむね $M/Qd=3.0$ 程度が算定される。変動軸力は境界梁のせん断力の和として約 ±190t が想定される。試験体 HW-1 では、原設計の応力状態を概ね再現し、曲げ降伏型の復元力特性を確認することを意図しているが、 $M/Qd=2.25$ とやや小さく設定してせん断力レベルを大きくしている。また、これに対して壁と境界梁がほぼ同時曲げ降伏するものとして $\alpha=1.5$ を設定している。この値は梁と壁の塑性剛性により決まるものであり、厳密な議論も可能ではあるが、ここでは、加力のルールを単純化して壁の曲げ降伏によって境界梁による変動軸力の上限がほぼ自動的に決まるように設定した（軸力用ジャッキの能力も考慮されており）。ただし、HW-1 では変形角 $R=1/400$ までは設定ミスで $\alpha=3.0$ となった。HW-2 は終局せん断強度を確認することを目的にして、壁縦筋

量（径D10）を多くしているが、R=1/200まではM/Qd=2.5、R=1/133までは2.0、以後は1.75と小さくして、曲げ降伏時のせん断力が計算せん断強度程度に増大するように設定している。M/Qd=1.75に対して上記と同様の考え方で当初より $\alpha=1.0$ としている。HW-3では、ウェブ先端が圧縮破壊する場合の挙動を確認することを目的にして、 $\alpha=-0.5$ としてウェブ先端圧縮側で軸力を増大させて（テーマストラクチャーで斜め方向から地震力も考えればこのような状態も想定しうる）。シアスパン比はHW-1と同じで2.25とした。

図5に測定方法を示す。試験体中央及び両端コア上部での水平変位及び鉛直変位、試験体高さの1/4、1/2部分での水平変位、高さ方向を6分割した点の軸方向変形、主壁面での縦、横、対角方向の変形をそれぞれストローク25~200mm変位計により測定し、変形（曲げ、せん断）の分離に用いた。鉄筋の歪は、危険断面付近を中心に主筋、壁筋、帯筋等にW.S.G.を貼付し測定した。

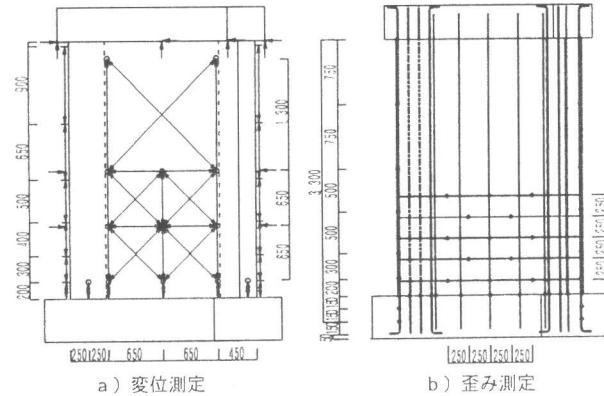


図5 測定方法

3. 実験結果

3.1 破壊経過と復元力特性

各試験体の終局時の破壊状況を図6に示す。せん断力と頂部水平変位の関係を図7に示す。

HW-1：変形部材角R=+1/400のまでにI型断面側（以下I側）壁脚部に曲げ亀裂、R=-1/400までにT型断面側（以下T側）にせん断亀裂が生じ、直交壁にも亀裂が生じた。鉄筋の降伏はI側引張（+側）のときに主筋R=+1/246、壁筋がR=+1/194、T側引張（-側）のときは主筋、壁筋ともR=-1/147のときであった。R=-1/133までにI側脚部に圧縮によるカバーコンクリートの剥落が見られた。R=1/50までの加力において壁中央下層部に壁縦筋の座屈が原因と見られるカバーコンクリートの剥離が見られるようになり、R=1/35までに直交壁脚部カバーコンクリートの圧壊が生じ、最大変形部材角 R=1/32、最大強度Qmax=201.8tfに達したあと耐力がやや低下したが、安定した挙動を示した。履歴ループはHW-2とともに、ほぼ対称になっている。これは、変動軸力幅（約200t）がT側フランジ部主筋の増大分（HW-1:140t, HW-2:203t）にほぼ対応しているためであり、軸力と引張主筋量の効果が相殺して剛性および強度が対称になっている。軸力（の1/2）は耐力だけでなく、剛性にも主筋とほぼ等価な効果があるとみなしうる。

HW-2：変形部材角R=1/400のサイクルにおいてI側、T側とも曲げ亀裂が生じた。R=1/200までにI側、T側ともにせん断亀裂が生じ、I側脚部に圧壊によるカバーコンクリートの剥離が見られた。鉄筋の降伏はI側引張（+側）のときに主筋がR=+1/287、壁筋がR=+1/161、T側引張（-側）のときは主筋、壁筋ともR=-1/146のときであった。R=+1/100、最大強度Qmax=-249.5tfに達したとき、壁板圧壊の兆候がみられた。負方向R=-1/100でウェブ先端脚部が顕著に圧壊した。R=-1/67までにI側脚部付近の圧壊の進行が顕著になり、HW-1試験体と同様に壁下層のカバーコンクリートの剥離が生じて、明らかに耐力が低下した。

HW-3：変形部材角R=1/400のサイクルで、I側には曲げおよびせん断亀裂が生じたが、T側からは数本のせん断亀裂のみとなった。鉄筋の降伏はI側引張（+側）のときに主筋がR=+1/234、壁筋がR=+1/200、T側引張（-側）のときは主筋、壁筋とも降伏まではいたらなかった。また、R=-1/100においてI側脚部の圧壊が始まりR=-1/50までにはI側脚部のほぼ全域にカバーコンクリートの剥離が生じ、明らかに耐力が低下した。

落が生じた。R=-1/50の1サイクルで最大変形部材角で最大強度Q_{max}=225.40tfに達したあと、2度目のサイクルにおいてHW-1試験体と同様に壁下層のカバーコンクリートの剥離を伴いI側先端の圧壊が進行し、1サイクル目の強度に達しないまま耐力が低下した。

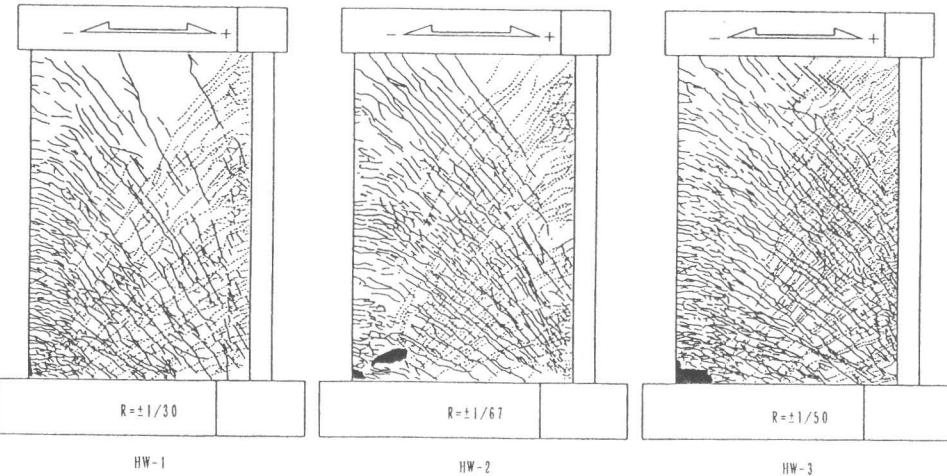


図6 終局時の破壊状況

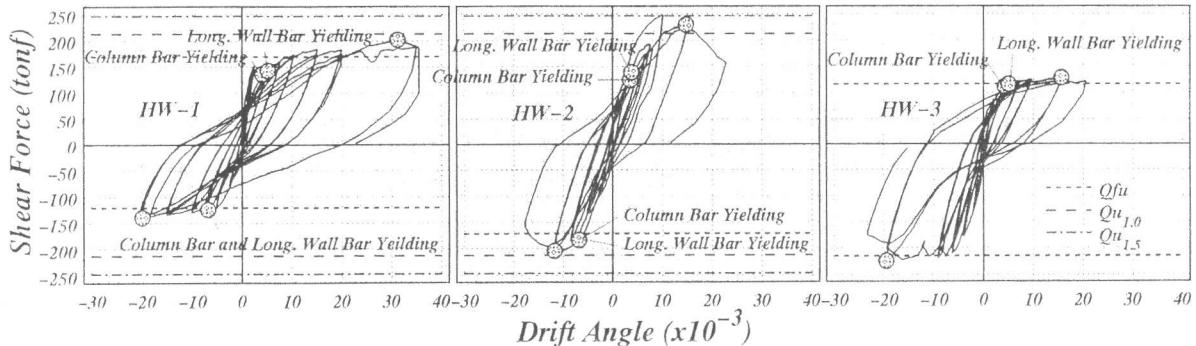


図7 せん断力と頂部水平変形角の関係

3.2 終局強度

実験で測定された強度と強度の算定結果を表3に示す。終局曲げ強度の計算値(図7に細破線)は革性設計小委員会報告書[3]によりフランジ壁を全断面有効とした算定式(3-1,2,3)であるが、軸力は設定した変動軸力の関係式(2)と強度算定式を解くことにより計算により求めている。計算値はやや低いが概ね実験値とよい対応を示している。終局せん断強度の計算値は文献[2]のせん断強度算定式(4-1,2,3)を用い、cotφ=1.0の場合とcotφ=1.5の場合について算定した。試験体HW-2で測定された最大強度は+247.5t(軸力圧縮側)および-204.9t(軸力引張側)であるが、正側+247.5tでは顕著なせん断破壊ではなく、負側-204.9tはこの影響はあまり受けておらず、これらはいずれもそれぞれの方向の終局せん断強度に近いものであると判断された(正側2回目は負側の顕著な破壊の影響を受けて強度が低下した)。すなわち、この正負のせん断強度の違いは軸力の影響であると考えられ、上記せん断強度式では説明ができず、今後さらに検討が必要である。

$$Q_{fu} = Q_{f1} + Q_{f2} \quad (3-1)$$

$$Q_{f1} = (A_g \sigma_y + 0.5 A_y \sigma_{wy} + 0.5 N) L/h \quad (3-2)$$

$$Q_{f2} = \sum (\times \sigma_y \times L_i) / h \quad (3-3)$$

$$Q_u = t_w l_{wh} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (4-1)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1 - h_w / l_{wa}} \quad (4-2)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B) \quad (4-3)$$

表3 実験結果

試験体名	引張側	主筋降伏(tf)	壁筋降伏(tf)	最大強度(tf)			破壊モード	圧縮側柱コア部軸力比*	
				実験値	計算値				
					曲げ	せん断	$\cot\phi$		
HW-1	I	136.4	142.7	201.8	169.3	212.8	1.0	曲げ破壊 1.08	
	T	-124.5	-124.5	-138.6	-120.5	246.9	1.5		
HW-2	I	124.8	184.0	247.5	290.7	212.8	1.0	せん断破壊 1.08	
	T	-184.2	-183.2	-204.9	-172.1	246.9	1.5		
HW-3	I	111.4	116.0	128.2	116.3	311.1	1.0	曲げ破壊 0.40	
	T	not yield	not yield	-225.4	-215.1	388.4	1.5		

* : $(N + \Delta ws \cdot \sigma_y) / Acore \cdot \sigma_B$ Δws : 縦筋および引張側主筋断面積の合計

σ_y : 鉄筋の降伏強度 (実験値)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (実験値)

4. 曲げ解析

壁脚部のモーメントと曲率の関係の曲げ解析によって算定し、実験結果の曲げ変形と比較した。材料の応力-歪関係は、コンクリートモデルはFafitis Shahモデル、鉄筋モデルは完全弾塑性モデルで近似した。圧縮側コンクリートは補強筋及び横筋の効果を考え、最大歪後の耐力低下はほとんどないと仮定した。コンクリートの引張側最大応力 σ_t は圧縮側最大応力 σ_B によって $\sigma_t = 1.8\sigma_B^{1/2}$ と定義し、引張側最大応力以降は引張力を負担しないものとする。曲げ変形に対して平面保持を仮定する。軸力Nは耐震壁の中心に作用するものとし、直交壁は全断面有効とした。以上の仮定により、計算された曲げ強度から変動軸力のルールに沿った軸力レベルに収斂させてモーメントと曲率の関係を求める。曲げ変形による頂部の変形はモーメントに比例する曲率分布を仮定して求めた。図8に脚部モーメントと頂部曲げ変形角の関係を解析結果と実験結果を比較して示す。解析によって概ね実験結果を再現することができた。

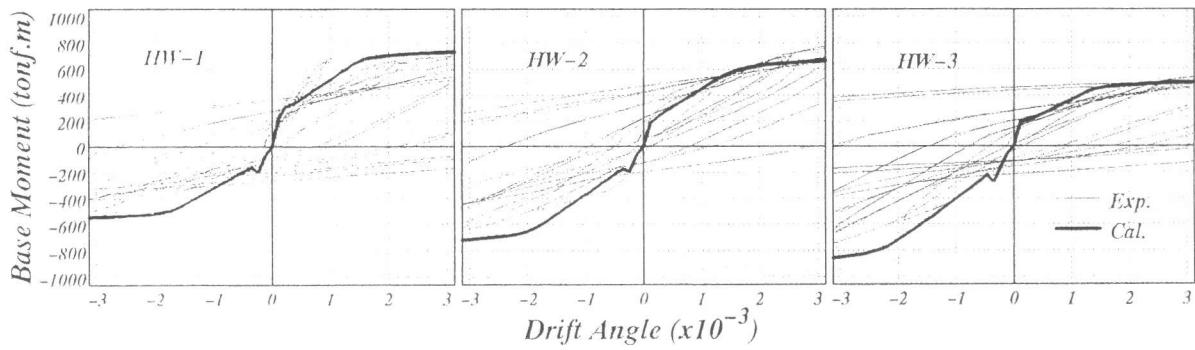


図8 曲げ解析結果

5.まとめ

変動軸力を受けるT型立体壁の静加力実験を行い、以下の結果を得た。

- (1) 変動軸力を受けるT型立体壁の復元力特性、特に軸力による強度、剛性への影響を実験的に明らかにした。
- (2) 変動軸力を受けるT型立体耐震壁の曲げ強度式、せん断強度式は従来の設計式が適用可能であるが、実験で観察されたせん断強度への軸力の影響はさらに検討が必要である。
- (3) HW-3のように圧縮側コアにおける圧縮強度レベルが2.18と高い場合においても、拘束により安定した韌性が得られた。
- (4) 変動軸力を考慮した曲げ解析を行い実験結果を概ね再現することができた。

<参考文献>

- 1)山内泰之、西山功、菅野忠ほか：「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究その1～3」、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、構造II、pp.1521～1526、1994.9
- 2)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
- 3)日本建築学会・韌性設計小委員会：「韌性設計小委員会報告書（終局強度型耐震設計法に関する最新の研究成果）」、1992.8