

論文 高強度プレキャスト柱を用いた鉄筋コンクリート造 H 形立体耐震壁の曲げ耐力に関する実験的研究

川又 哲也*1・西村 英一郎*2・太田 行孝*3・和泉 信之*4

要旨：本研究では、高強度プレキャスト部材を用いた H 形立体耐震壁の実験を実施し、その曲げ耐力を考察することを目的とした。実験では、壁脚部の曲げ降伏を想定し、加力方向をパラメータとした 3 体の試験体を対象として、正負繰り返し加力を実施した。その結果、H 形立体耐震壁は、強軸方向では 1/33rad 時、弱軸方向では 1/50rad 時、斜め方向では 1/67rad 時まで曲げ降伏型の安定した履歴性状を示した。また、高強度プレキャスト柱には、コアコンクリートの圧壊や鉛直接合部の局所的な破壊が生じないことを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート造, H 形立体耐震壁, 高強度プレキャスト柱, 曲げ耐力

1. はじめに

近年、超高層鉄筋コンクリート造（以下、RC）建築物において、連層耐震壁を用いることにより、空間の自由度を向上させた架構形式が採用されている。連層耐震壁には、両側に付帯柱を設けた I 形の耐震壁のほか、L 形、コ形、H 形などの立体的な耐震壁がある。

本研究では、壁脚部が曲げ降伏する H 形立体耐震壁を対象として構造実験を実施し、その曲げ耐力などを評価する。また、H 形立体耐震壁には、曲げ降伏時に大きな圧縮軸方向力が生じる壁板端部及び壁板交差部に高強度プレキャスト柱を用いる（図-1）。

高強度プレキャスト柱を用いた連層耐震壁の構造実験については T 形の立体耐震壁や I 形の耐震壁などが報告されている。一方、H 形立体耐震壁の構造実験については、丸田らによる現場打ちコンクリートの耐震壁を対象とした一連の研究²⁾などが報告されている。

現状では、高強度プレキャスト柱を用いた H 形立体耐震壁の構造実験による研究は報告されていない。

本研究では、壁板端部及び壁板交差部に高強度プレキャスト柱（Fc80, USD685）を用いた H 形立体耐震壁を対象とし、縮尺約 1/6 の大型試験体を用いた正負繰り返し加力実験を実施して、強軸方向、弱軸方向及び斜め方向の曲げ耐力などを評価する。高強度プレキャスト柱の幅とせいは壁板の厚さと同じとし、柱以外の壁板は現場打ちコンクリートとする。そのため、プレキャスト柱と現場打ちコンクリートの壁板との鉛直接合部には、水平接合筋とシャークキーを設けて応力伝達を図っている。構造実験により、各方向の曲げに対する履歴性状、損傷状況（ひび割れ、圧壊）などを検討して、曲げ耐力の算定方法や鉛直接合部のせん断伝達などについて考察する。

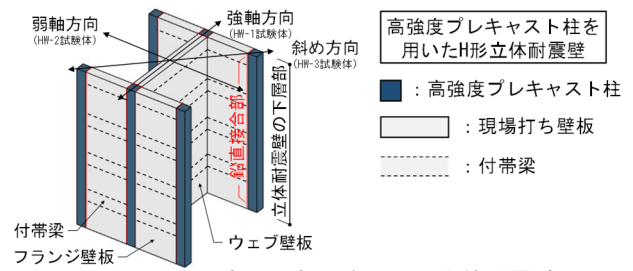


図-1 本研究の対象とする H 形立体耐震壁

2. 実験概要

2.1 試験体概要

H 形立体耐震壁を対象として、地震時の曲げ耐力などを検討するため、同一の断面・形状を有する試験体 3 体を計画した。試験体の加力方向は、HW-1 試験体を強軸方向とし、HW-2 試験体を弱軸方向とし、HW-3 試験体を斜め方向とした。試験体図及び配筋方法を図-2 に、材料試験結果を表-1 に示す。試験体は、実構造物の連層耐震壁の下層部 4 層を想定して、縮尺が約 1/6 の比較的大型の H 形立体耐震壁試験体である。

試験体の形状は、平面が 2,500mm×2,500mm、高さが 3,550mm である H 形（以下、フランジに相当する壁板をフランジ壁板、ウェブに相当する壁板をウェブ壁板と呼ぶ）とした。フランジ壁板の端部及びフランジ壁板とウェブ壁板の交差部には、高強度プレキャスト RC 柱（以下、PCa 柱と呼ぶ）を設けた。一方、PCa 柱以外の壁板は、PCa 柱と同幅（幅 200mm）として現場打ち RC 造とした。また、壁板の付帯梁（せい 300mm）は、各層に設けており、幅を壁厚と同幅として現場打ち RC 造とした。

壁板及び付帯梁には、設計基準強度（Fc）が 60N/mm² のコンクリートを使用した。一方、PCa 柱には、壁板より高強度の Fc が 80N/mm² のコンクリートを使用した。

*1 戸田建設株式会社 構造設計部 修士（工学）（正会員）
 *2 戸田建設株式会社 技術研究所 修士（工学）（正会員）
 *3 戸田建設株式会社 構造設計部 博士（工学）（正会員）
 *4 元千葉大学大学院工学研究院 教授 博士（工学）（フェロー会員）

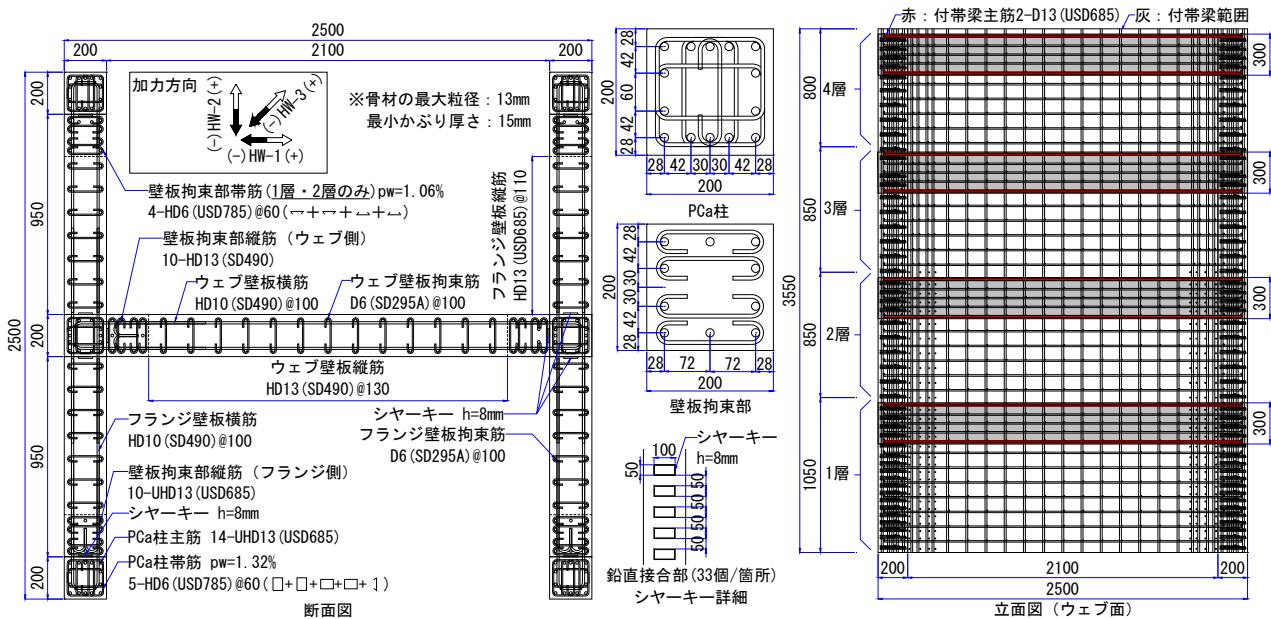


図-2 H形立体耐震壁試験体

また、コンクリート骨材の最大粒径 13mm に対し、最小かぶり厚さは 15mm とした。PC 柱の主筋には、高強度鉄筋 (USD685) を使用した。また、PCa 柱と接する壁板の端部において壁厚の 1.0 倍の範囲 (以下、壁板拘束部と呼ぶ) は、地震時の変動圧縮軸方向力を考慮して高強度横補強筋 (USD785) を配筋した。PCa 柱の帯筋は、壁板拘束部の横補強筋より多く配筋してコンクリートの横拘束を高めた。PCa 柱と壁板との鉛直接合部には、壁板の鉛直断面積に対するシヤーキーの断面積の比が約 25% となるようにシヤーキーを設けた。また、壁板の横筋は、継手を設けて PCa 柱内に定着した。

2.2 実験装置及び加力スケジュール

加力装置を図-3 に示す。水平力の正負繰り返し加力は反力壁に取り付けた水平ジャッキ 2 基を用いて実施した。さらに、鉛直ジャッキ 2 基により、軸力比 0.1 相当 (設計値を想定し、全断面の σ_B を F_c60 として算出) の一定軸方向力を与えた。また、本試験体は H 形立体耐震壁の下層部を想定しているため、試験体両側の鉛直ジャッキの制御により試験体頂部に曲げモーメントを作用させ、計画したせん断スパンとなるように加力した。この加力方法により、試験区間は台形の曲げモーメント分布となる。試験体の水平変形角 (R) は、水平変形 (δ) を上部スタブ中央部 X 点から下部スタブ上面までの鉛直距離 (3825mm) で除して求めた (図-3)。

各試験体の加力スケジュールを図-4 に示す。壁脚部に作用する曲げモーメントを漸増させ、曲げ降伏モードを計画しつつ、耐力壁の作用せん断力が大きくなるように試験体のせん断スパン比 ($M/(QL_w)$) を変えて加力した。なお、HW-1 試験体では加力装置の稼働調整のため、 R が $1/150\text{rad}$ 時まで初期加力を行い、除荷後再加力した。

表-1 材料試験結果
(a) コンクリート (b) 鉄筋

部位	試験体名	E_c [$\times 10^4$ N/mm ²]	σ_B (σ_c) [N/mm ²]	(b) 鉄筋		
				鉄筋種	E_s [$\times 10^5$ N/mm ²]	σ_y (σ_s) [N/mm ²]
PCa 柱	HW-1	4.16	89.2 (3.16)	UHD13 (USD685)	1.90	758 (929)
	HW-2	4.14	86.7 (3.40)			
	HW-3	4.09	88.9 (3.84)			
フランジ壁板	HW-1	3.65	59.9 (4.90)	HD13 (SD490)	1.88	561 (712)
	HW-2	3.79	67.9 (3.46)			
	HW-3	3.80	74.8 (3.62)			
ウェブ壁板	HW-1	3.95	76.4 (3.17)	HD10 (SD490)	1.83	554 (732)
	HW-2	3.88	75.3 (3.65)			
	HW-3	3.84	73.9 (3.39)			
				HD6 (USD785)	1.79	940 (1164)
				D6 (SD295)	1.78	387 (552)

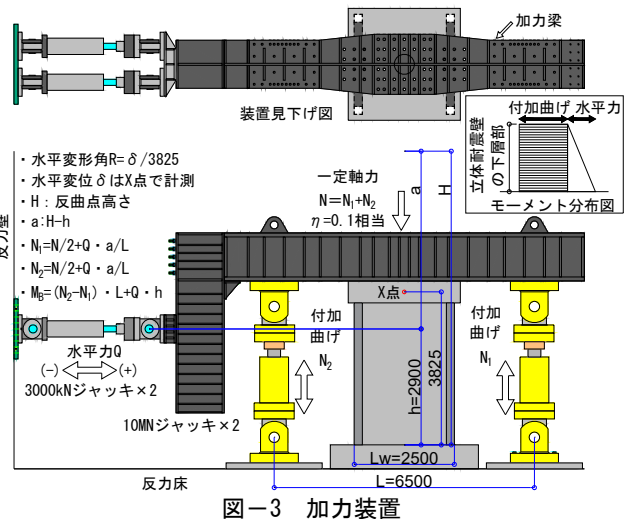


図-3 加力装置

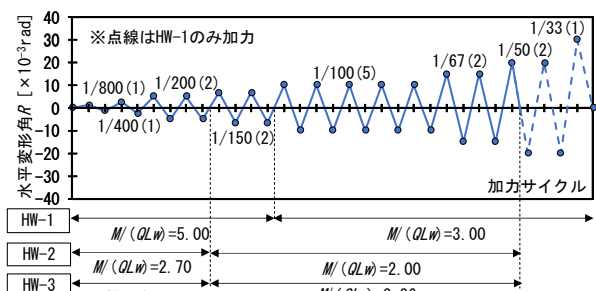


図-4 加力スケジュール

3. 実験結果

3.1 実験経過及び荷重変形関係

HW-1 試験体, HW-2 試験体及び HW-3 試験体の壁脚曲げモーメント (eM_B) と水平変形角 (R) との関係を図-5に示す。

HW-1 試験体では, R が+1/100rad 時の 1 回目ピーク時に PCa 柱の主筋の一部が引張降伏した。その後, R が+1/67rad 時の 1 回目ピーク時に引張側のフランジ壁板の全縦筋が降伏した。圧縮側のフランジ壁板では, 最外縁においてかぶりコンクリートの圧壊が見られたが, 耐力低下は生じなかった。 R が+1/33rad 時には, フランジ壁板の圧壊領域は大きく進展せず, ウェブ壁板の横筋及び付帯梁の主筋は降伏しなかった。HW-1 試験体では, コアコンクリートは圧壊せず, 曲げ降伏型の履歴ループであった。

HW-2 試験体では, R が+1/200rad 時の 1 回目ピーク時に圧縮側の PCa 柱脚部のかぶりコンクリートが圧壊し, R が+1/150rad 時の 1 回目ピーク時に PCa 柱の主筋の一部が引張降伏した。その後, PCa 柱のかぶりコンクリートの圧壊領域は進展したが, R が+1/50rad 時においても耐力低下は生じず, PCa 柱の帯筋は降伏しなかった。HW-2 試験体では, コアコンクリートは圧壊せず, 曲げ降伏型の履歴ループであった。

HW-3 試験体では, R が+1/200rad 時の 1 回目ピーク時に圧縮側の PCa 柱脚部のかぶりコンクリートが圧壊し, R が+1/150rad 時の 1 回目ピーク時に PCa 柱の主筋の一部が引張降伏した。その後, PCa 柱のかぶりコンクリートの圧壊領域は進展したが, R が+1/50rad 時において壁板部の縦筋の座屈と圧壊の進展により耐力がやや低下したが, PCa 柱の帯筋は降伏しなかった。HW-3 試験体においても, 曲げ降伏型の履歴ループであった。

3.2 破壊・ひび割れ性状

各試験体の R が+1/67rad 時の損傷状況を図-6に示す。HW-1 試験体では, R が+1/67rad 時にフランジ壁板のかぶりコンクリートが圧壊した。フランジ壁板の縦筋が引張降伏した R が+1/100rad 時以降において斜めひび割れが進展し, R が+1/50rad 時のひび割れ幅は最大 1.50mm 程度であった。HW-2 試験体では, R が+1/200rad 時に PCa 柱のかぶりコンクリートに圧壊が生じた。ひび割れ幅の進展は小さく, R が+1/67rad 時のひび割れ幅は最大 0.90mm 程度であった。HW-3 試験体では, R が+1/200rad 時以降に PCa 柱やフランジ壁板のかぶりコンクリートにおいて圧壊が進展した。ひび割れ幅の進展は小さく, R が+1/67rad 時のひび割れ幅は最大 0.90mm 程度であった。

各試験体とも PCa 柱と壁板部の鉛直接合部には, 顕著なずれ変形はなく, 局所的な破壊は生じなかった。

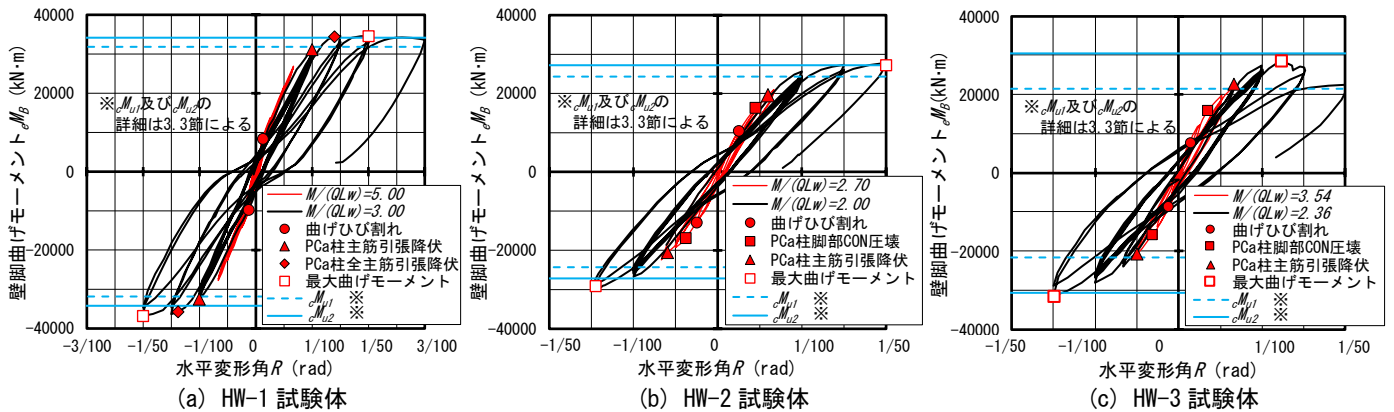


図-5 壁脚曲げモーメントと水平変形角との関係

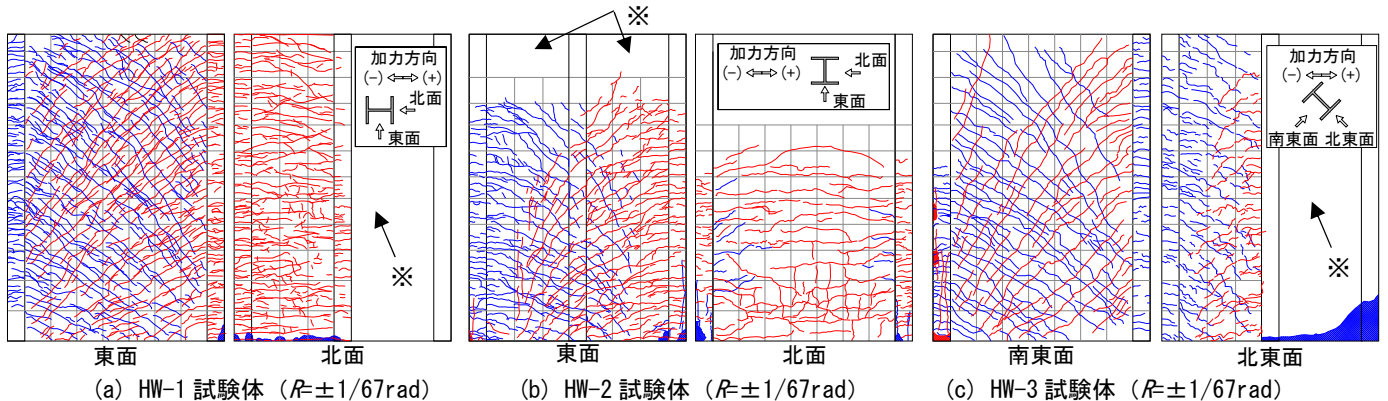


図-6 試験体の損傷状況

3.3 各曲げ耐力の比較

各試験体の各曲げ耐力について、実験値と計算値を表-2 に示す。ここで、曲げひび割れモーメントの計算値 (cM_c) 及び曲げ終局モーメントの計算値 (cM_{u1}) は、設計で一般に用いられる文献³⁾の算定式を用いた。

平面保持を仮定したファイバーモデル解析により引張側の PCa 柱主筋降伏時モーメントの計算値 (cM_{cy}) 及び曲げ終局モーメントの計算値 (cM_{u2}) を求めた。解析に用いるファイバーモデルを図-7(a)に、主筋の応力とひずみとの関係を図-7(b)に示す。また、コンクリートの応力とひずみとの関係を図-7(c)に示す。ひずみ軟化域は、拘束域では New RC 式⁴⁾に近似させ、非拘束域では Shah 式⁵⁾に近似させて設定した。

cM_{u2} は、PCa 柱コアコンクリート (拘束域) の全要素のひずみが 0.003 に達した時点の曲げモーメントとする。

cM_c は、HW-3 試験体では実験値 (eM_c) とよく対応しているが、HW-1 試験体、HW-2 試験体では対応がよくない。 eM_c/cM_c にはばらつきが見られるが、各サイクルのピーク時にひび割れの計測 (発生箇所, 進展, 幅) を実施したことが一因として考えられる。

引張側の PCa 柱主筋降伏時モーメントの実験値 (eM_{cy}) は、解析による cM_{cy} に比べて HW-1 試験体では 0.94 倍、HW-2 試験体では 1.04 倍、HW-3 試験体では 0.97 倍であり、計算値 (cM_{cy}) は実験値 (eM_{cy}) と比較的良好に対応している。

実験の最大曲げモーメント (eM_u) は、既往の計算式による cM_{u1} に比べて HW-1 試験体では 1.09 倍、HW-2 試験体では 1.15 倍、HW-3 試験体では 1.33 倍である。

既往の計算式による cM_{u1} は、実験の最大値 (eM_u) に対して概ね 1.1~1.3 程度の余裕度が確保できている。

実験の最大値 (eM_u) は、解析による cM_{u2} に対して、HW-1 試験体では 1.01 倍、HW-2 試験体では 1.02 倍、HW-3 試験体では 0.94 倍であった。なお、HW-3 試験体で計算値がやや大きいのは、圧壊部のモデル化の精度のためと考えられる。計算値 (cM_{u2}) は、 cM_{u1} に比べて実験値 (eM_u) を比較的精度よく計算できている。

3.4 曲率分布

各試験体の高さ区間における曲率を図-8 に示す。

HW-1 試験体では、 R が 1/100rad 時に PCa 柱主筋が降伏し、 R が 1/67rad 時にはフランジ壁板の縦筋が降伏し、区間 4 まで曲率が大きくなった。

HW-2 試験体では、 R が 1/150rad 時に壁端の PCa 柱主筋が降伏し、 R が 1/67rad 時には HW-1 試験体と同様に区間 4 まで曲率が大きくなった。

HW-3 試験体では、 R が 1/67rad 時には、他の試験体に比べてかぶりコンクリートの圧壊が進展しているため、曲率が大きい領域は区間 2 までであった。

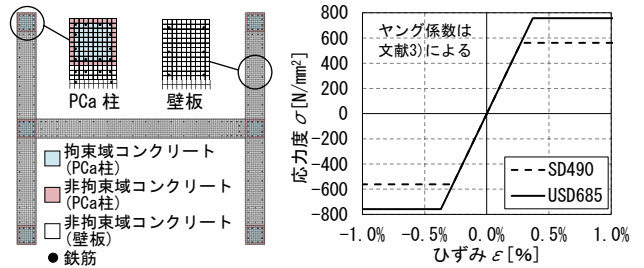
なお、 R が 1/67rad 時以降では、壁脚部の損傷が進展するため、曲率分布の測定精度は今後の課題としたい。

表-2 実験値と耐力計算値の比較

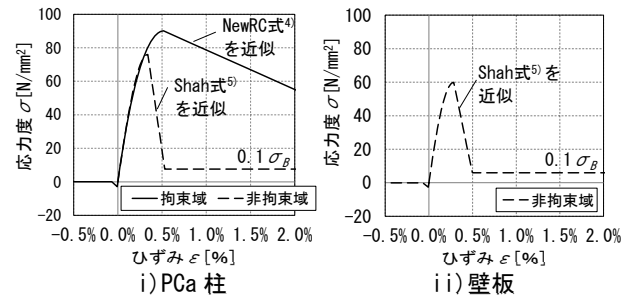
試験体	曲げひび割れモーメント [kNm]		柱主筋降伏時モーメント [kNm]		曲げ終局モーメント [kNm]	
	実験値 eM_c (計算値 cM_c)	eM_c/cM_c	実験値 eM_{cy} [解析値 cM_{cy}]	eM_{cy}/cM_{cy}	実験値 eM_u ¹⁾ (計算値 cM_{u1} ²⁾ [解析値 cM_{u2}]	eM_u/cM_{u1} [eM_u/cM_{u2}]
HW-1	13711 (9779)	(1.41)	31100 [33150]	[0.94]	34613 (31855) [34200]	(1.09) [1.01]
HW-2	10494 (5075)	(2.07)	24845 [23800]	[1.04]	27853 (24310) [27200]	(1.15) [1.02]
HW-3	7450 (7429)	(1.00)	27472 [28416]	[0.97]	28630 (21522) [30582]	(1.33) [0.94]

注1) 実験値は最大曲げモーメントを示す。

2) $cM_{u1} = c_{ag} \cdot c_{sy} \cdot l_w + 0.5 \cdot w_{av} \cdot w_{sy} \cdot l_w + 0.5 \cdot N \cdot l_w$
記号の詳細は文献 3) による



(a) ファイバーモデル (b) 主筋の応力度とひずみとの関係



(c) コンクリートの応力度とひずみとの関係 (ケース 1)

図-7 ファイバーモデル解析

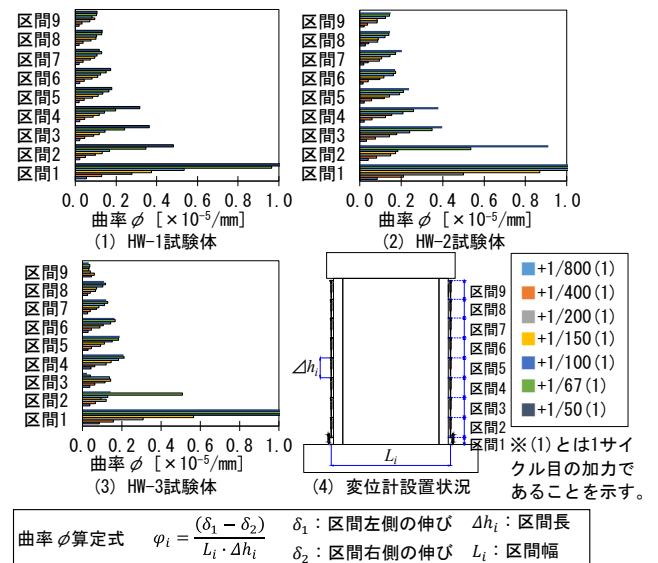


図-8 曲率分布 (正加力時)

曲率 ϕ 算定式 $\phi_i = \frac{(\delta_1 - \delta_2)}{L_i \cdot \Delta h_i}$ δ_1 : 区間左側の伸び δ_2 : 区間右側の伸び Δh_i : 区間長 L_i : 区間幅

4. 考察

4.1 壁脚曲げモーメントと降伏鉄筋

各試験体の壁脚における曲げモーメント (eM_B) および鉄筋降伏時の引張耐力 (Σf_t) と降伏した鉄筋の位置との関係を図-9に示す。縦軸は上側に eM_B 、下側に Σf_t を示す。横軸は、壁引張側端からの距離を加力方向の壁長で規準化した比率を示す。図-9(d)には、 eM_B と Σf_t について、各試験体の比較を示す。

各試験体とも、壁脚曲げモーメントはPCa柱主筋の降伏により増大し、壁板縦筋の3~5割程度が降伏した時点で曲げ終局モーメントにほぼ達していることがわかる。

曲げ終局モーメント時における降伏鉄筋の位置は、壁長に対してHW-1試験体では0.50倍、HW-2試験体では0.48倍、HW-3試験体では0.31倍であり、斜め方向はやや小さいことがわかる。

これは、HW-3試験体では圧縮側コンクリートの損傷がHW-1試験体およびHW-2試験体と比較してやや大きいことによるものと考えられる。

4.2 壁脚曲げモーメントと曲率

コンクリートのひずみ軟化域の設定や高強度PCa柱の効果を検討するため、コンクリートの応力とひずみの関係を変えたファイバーモデル解析による計算値の比較を示す。各試験体について、壁脚における曲げモーメント (M_B) と曲率との関係を図-10に示す。ファイバーモデルは、図-7と同じ分割モデルとする。コンクリートの応力とひずみとの関係は、ケース1(図-7(c))のほか、ひずみ軟化域の設定やPCa柱の F_c を変えた3種類を加えて、計4種類とする(図-10(a))。

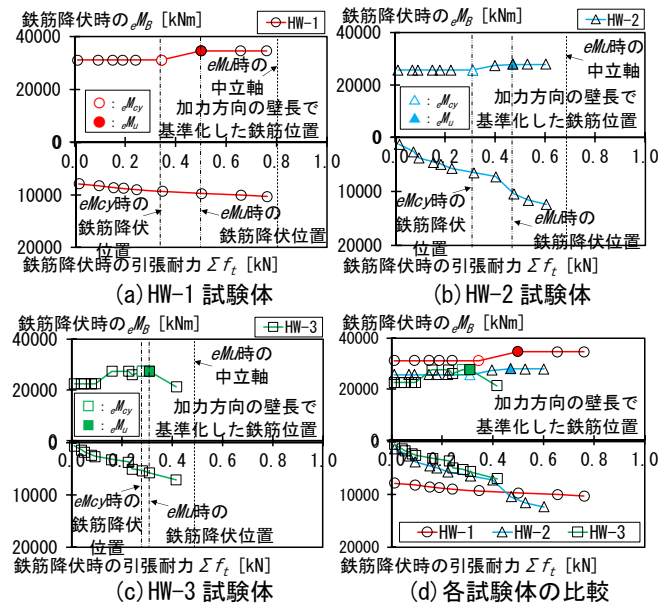
HW-1試験体では、ケースによる最大曲げモーメント (eM_{umax}) の差が見られず(図-10(b))、HW-2試験体、HW-3試験体では、ケースによる eM_{umax} の差が見られる(図-10(c), (d))。コンクリートのひずみ軟化域に横拘束効果を見せたケース2の eM_{umax} は、ケース1に比べて、HW-1試験体は1.00倍であるが、HW-2試験体では0.95倍、HW-3試験体では0.97倍である(図-10(e))。

一方、コンクリートの最大圧縮強度を維持するとしたケース3の eM_{umax} は、ケース1に比べて、HW-1試験体では1.02倍、HW-2試験体では1.05倍であるが、HW-3試験体では1.04倍である(図-10(f))。圧縮側のPCa柱の耐力が影響する弱軸方向及び斜め方向の eM_{umax} の評価では、ひずみ軟化域の設定が重要であることがわかる。

高強度PCa柱の効果を検討するため、PCa柱のコンクリートを壁板と同じ強度として、横拘束効果を見せたケース4の eM_{umax} は、ケース1に比べて、HW-1試験体では1.00倍であるが、HW-2試験体では0.86倍、HW-3試験体では0.87倍である(図-10(g))。また、HW-2試験体やHW-3試験体では、ケース4の eM_{u2} は、ケース1

に比べて1割程度小さい。

横拘束をした高強度PCa柱の採用により、弱軸方向や斜め方向では大きな曲げモーメントの負担を期待できる。



注) 鉄筋降伏時の引張耐力 $\Sigma f_t = \Sigma E_s \varepsilon_s a_i$
 ε_s : 鉄筋(PCa柱主筋および壁板縦筋)の測定ひずみ E_s は表-1の値を用いる
 a_i : 鉄筋(PCa柱主筋および壁板縦筋)の公称断面積

図-9 壁脚曲げモーメントと降伏鉄筋位置との関係

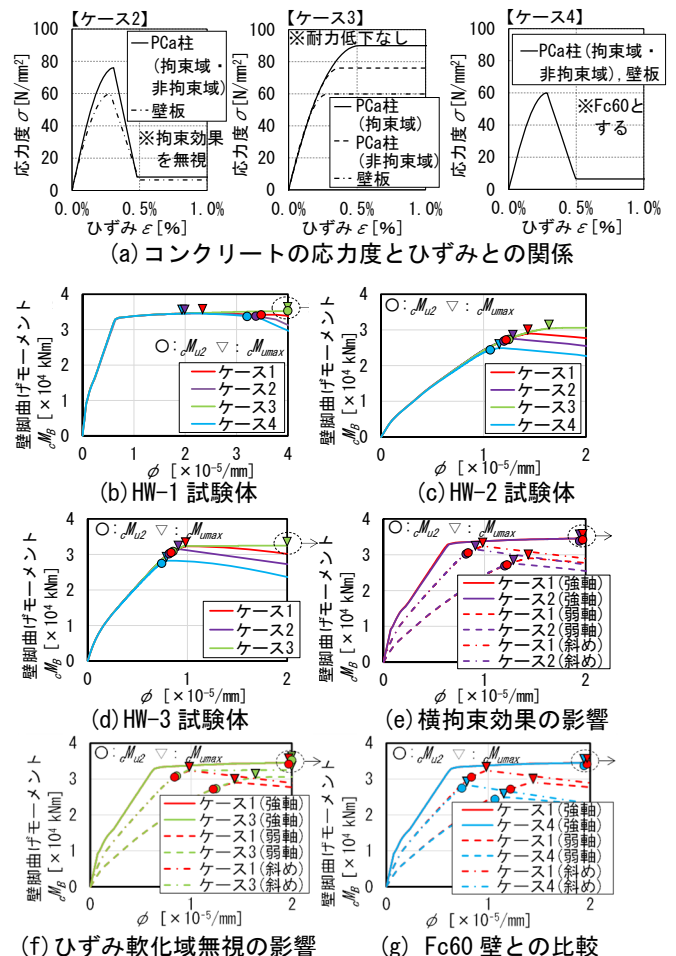


図-10 壁脚曲げモーメントと曲率との関係

4.3 壁脚曲げモーメントの二軸関係

各試験体の壁脚における最大曲げモーメントと加力方向との関係を図-11に示す。実験値は3方向の値のため、15度おきに加力方向を変えたファイバーモデル解析による計算値を示す。なお、コンクリートの応力とひずみとの関係には、実験結果と比較的対応の良いケース1(図-7(c))を用いる。

図-11(a)には実験値(eM_u)と計算値(cM_{umax})、図-11(b)には計算値で規準化した最大曲げモーメント比(eM_u/cM_{umax})を示す。さらに、図-11(a)には曲げ終局モーメントの計算値(cM_{u2})、図-11(b)には曲げ終局モーメント比(eM_u/cM_{u2})を表記する。

各方向の cM_{umax} は、強軸方向の0.76~1.00程度であり、加力方向が弱軸方向に向かうに伴い小さくなる傾向が見られる。また、 cM_{umax} (図-11(a))は、 eM_u とよく対応している。最大曲げモーメント比(図-11(b))は、強軸方向では1.00、斜め方向では0.89、弱軸方向では0.96であり、計算値は実験値を概ね評価できていることがわかる。

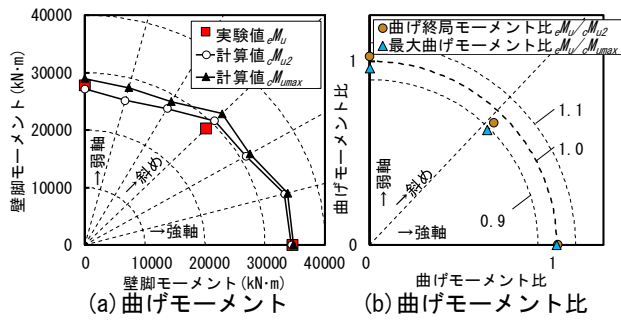


図-11 壁脚曲げモーメントの二軸関係

4.4 鉛直接合部のせん断力伝達

フランジ壁板とウェブ壁板の交差部にあるPCa柱とウェブ壁板との鉛直接合部について、作用せん断力(Q_k)とせん断耐力(vQ_{wu})との比較を表-3に示す。鉛直接合部の Q_k の最大値は、HW-1試験体では5828kN、HW-2試験体では3516kN、HW-3試験体では4436kNであり、この値が最も大きいHW-1試験体を対象とする。なお、 Q_k は文献⁶⁾の算定式(表-3注)から算出する。

Q_k の最大値は、文献⁷⁾のせん断耐力(vQ_{wu1})に比べて約1.11倍、文献⁸⁾のせん断耐力(vQ_{wu2})に比べて約1.09倍である。 Q_k の最大値は、既往の計算式によるせん断耐力に対して1.1倍程度であり、データ数は少ないが、既往の計算式は安全側の評価であることが推測される。

表-3 鉛直接合部の実験値と耐力計算値との比較

試験体	Q_k [kN]	vQ_{wu1} [kN] (Q_k/vQ_{wu1})	vQ_{wu2} [kN] (Q_k/vQ_{wu2})
HW-1	5828	5272 (1.11)	5329 (1.09)

注) $Q_k = \Delta M / \Delta h \cdot h_w / l_w$ (文献6)
 $vQ_{wu1} = 0.10\sigma_B \cdot A_s + \Sigma a_v \cdot \sigma$ (文献7)
 $vQ_{wu2} = 0.09\sigma_B \cdot A_s + 1.28 \Sigma a_v \sqrt{\sigma_B \cdot \sigma} + 0.54 \Sigma a_v \cdot \sigma$ (文献8)
 記号の詳細は各文献による

5. まとめ

高強度プレキャスト柱を用いたH型立体耐震壁を対象とした構造実験を実施し、曲げ耐力などを考察した。本実験の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 曲げ降伏が先行後、強軸方向では R が1/33rad時まで、弱軸方向では R が1/50時まで、斜め方向では R が1/67時まで顕著な耐力低下はなかった。
- (2) 壁端部のPCa柱は、かぶりコンクリートには圧壊が生じたが、コアコンクリートの圧壊や鉛直接合部の局所的な破壊は生じなかった。
- (3) 曲げ終局モーメントは、既往の計算式による計算値に対して1.1~1.3程度の余裕度があった。
- (4) 曲げ終局モーメントは、強軸方向、弱軸方向及び斜め方向において平面保持を仮定したファイバーモデル解析により比較的精度よく計算できた。
- (5) 高強度PCa柱の利用により、柱型がないH型立体耐震壁に比べて最大曲げモーメントの計算値は弱軸方向や斜め方向では概ね1.1倍増大した。
- (6) 鉛直接合部の作用せん断力は、既往の計算式によるせん断耐力に対して1.1倍程度であり、安全側の評価であることが推測される。

今後、H型立体耐震壁を対象とした部材モデルの適用性について報告したい。

参考文献

- 1) 松永健太郎, 田野健治, 安田正治, 佐藤知行: 120N/mm²コンクリートを用いたPCa柱と場所打ち壁板からなる連層耐震壁の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.171-172, 2021.9
- 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集, 第520号, pp.109-116, 1999.6
- 3) (一社)日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021.2
- 4) (財)国土開発技術研究センター: 平成4年度NewRC研究開発概要報告書, 1993.3
- 5) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8
- 6) (一社)日本建築学会: 現場打ち同型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説, 2002.10
- 7) (一社)日本建築学会: 壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2015.12
- 8) 望月 重, 榎谷栄次, 永坂具也: 壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐力-ダウエル効果および圧縮拘束力を考慮した場合-, 日本建築学会構造系論文集, 第424号, pp.11-22, 1991.6