

120N/mm²コンクリートを用いた PCa 柱と場所打ち連層耐震壁の 接合構造に関する実験的検討

Experimental Study on Joint Structure with Multi-story and Cast-in-site Structural Walls and Precast 120N/mm² Concrete Columns

構造技術部 田野 健治 KENJI TANO
 構造技術部 大圖 友梨子 YURIKO OZU
 構造技術部 松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA
 技術企画部 江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA
 構造開発部 井上 樹里也 JURIYA INOUE
 BIM 企画部 小田 稔 MINORU ODA
 構造設計部 南 圭祐 KEISUKE MINAMI

超高層建物の下層階において、コンクリート強度 120N/mm²級の超高強度コンクリートを用いて付帯柱をプレキャスト化した連層耐震壁の適用を検討した。連層耐震壁の水平加力実験では、荷重変形関係および付帯柱一壁板間の接合部（鉛直接合部）のせん断伝達性能について、一体打ち連層耐震壁の試験体と同等の性状を確認した。鉛直接合部のせん断実験により、シヤーキーおよび接合筋を接合要素とした鉛直接合部のせん断強度について、既往の規準式における接合筋の耐力を 0.6 倍とすることで評価可能であることを確認した。

キーワード：連層耐震壁、プレキャスト、超高強度コンクリート、鉛直接合部、シヤーキー、接合筋

This paper presents the experimental study of the multi-story structural wall with precast column using ultra-high strength concrete ($F_c=120\text{N/mm}^2$) for lower floor of super high-rise buildings. The lateral loading tests of the multi-story structural walls with precast column showed that the seismic performance and shear behavior of the joint between the precast column and the wall panel (vertical joint) are same as those of wall and column of simultaneous casting. The shear tests of the vertical joint using shear key and joint reinforcing bars showed that the shear strength of joint re-bars could be added as 0.6 times of the standard formula.

Key Words: Multi-story structural wall, Precast, Ultra-High-Strength Concrete, Shear key, Joint bar

1. はじめに

我が国においては、建築構造物の超高層化が進んでおり、現在、高さ 260m を超す集合住宅の建設が東京都港区で進められている。本建物は地上 64 階建てであり、耐震性確保のために下層階には設計基準強度 120N/mm²のコンクリートを使用した連層耐震壁が配置されている（図-1）。なお、この連層耐震壁の付帯柱は、施工合理化のためにプレキャストとしており、現場打ちの壁板との取合い部には鉛直接合部が存在する。また、プレキャスト柱と壁板の鉛直接合部においては、現場一体打ち耐震壁の場合と同等のせん断伝達性能が求められる。

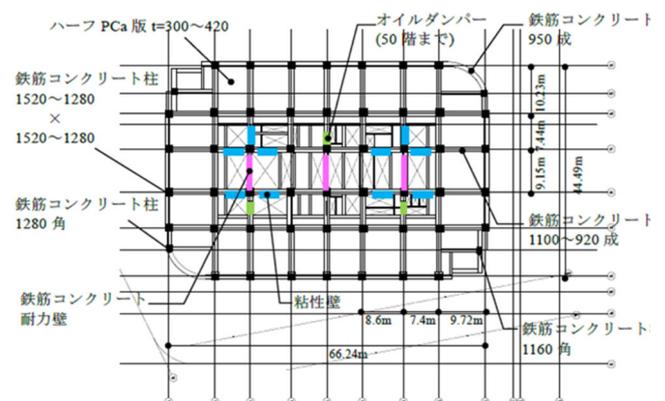


図-1 対象建物（基準階平面略図，単位：mm）

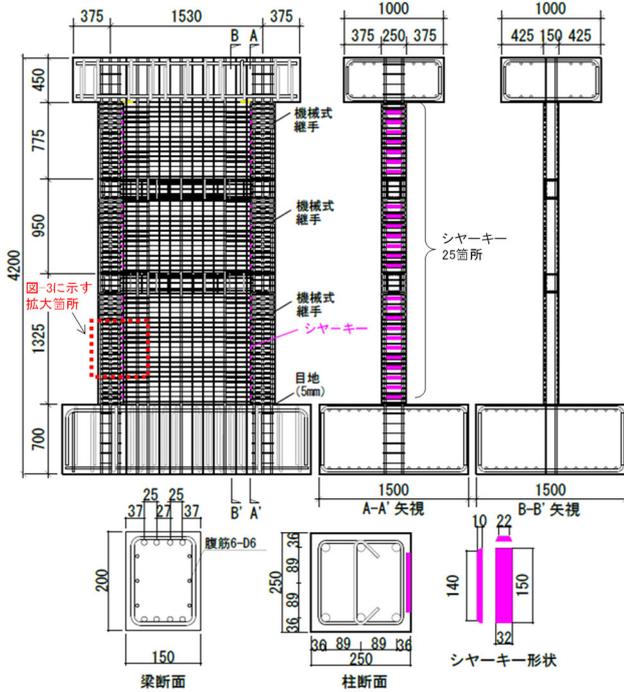


図-2 試験体形状 (P-1, 単位: mm)

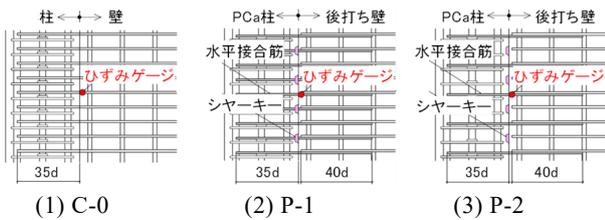


図-3 鉛直接合部の詳細 (d: 鉄筋の呼び径)

一般的に、当該部のせん断伝達性能を確保する手法としては、シヤーキーと水平接合筋を併用する方法が採用されるが、120N/mm²相当の超高強度コンクリートを用いた連層耐震壁については、その研究例は少ない。

そこで、連層耐震壁水平加力実験では120N/mm²コンクリートを用いた連層耐震壁試験体の水平加力実験を実施し、現場一体打ちとプレキャストの荷重変形関係と破壊性状の同等性、および鉛直接合部せん断性状を確認する。さらに、超高強度コンクリートを用いた鉛直接合部のせん断実験を行ない、そのせん断力伝達性能および耐力を評価する。

2. 連層耐震壁水平加力実験の実験計画

(1) 試験体

試験体形状を図-2に、各試験体共通の試験体諸元を表-1に、試験体一覧を表-2に、鉛直接合部の詳細を図-3に示す。試験体は、建設建物の最下層3層を想定し、縮尺を1/6とした3層の連層耐震壁である。試験体は3体とし、柱、梁、および壁板の断面は全試験体とも共通

表-1 試験体諸元

コンクリート強度 [N/mm ²]	120	
階高 [mm]	1層: 1325, 2層: 950, 3層: 775	
柱中心間距離 [mm]	1530	
柱	断面 [mm]	$B_c \times D_c = 250 \times 250$
	主筋	6-D19 (SD490) $p_g = 2.75[\%]$
	帯筋	2-D6@50 (KSS 785) $p_w = 0.51[\%]$
梁	断面 [mm]	$B_b \times D_b = 150 \times 200$
	主筋	8-D10 (SD490) $p_g = 1.89[\%]$
	あばら筋	2-D6@125 (KSS785) $p_w = 0.34[\%]$
柱梁接合部	せん断補強筋	2-D6@60 (KSS785) $p_w = 0.42[\%]$
壁	壁厚 t [mm]	150
	縦筋	D13@110 ダブル (SD490) $p_s = 1.52[\%]$
	横筋	D6@50 ダブル (SD345) $p_s = 0.86[\%]$

B_c : 柱幅, D_c : 柱せい, B_b : 梁幅, D_b : 梁せい, p_g : 主筋比, p_w : せん断補強筋比, p_s : 壁縦筋・横筋の補強筋比

表-2 試験体一覧

試験体名称	打設方法	鉛直接合部		
		シヤーキー [mm]	水平接合筋	接合筋比 [%]
C-0	一体打ち	-	-	-
P-1	柱 PCa	150x32x10	D6@50 ダブル	0.85
P-2	壁板後打ち	25箇所	D6@100 ダブル	0.43

表-3 鉄筋の材料試験結果

径	種類	使用部位	降伏点 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	伸び [%]	降伏ひずみ $\mu (\times 10^6)$
D19	SD490	柱主筋	541	703	16.7	3043
D10	SD490	梁主筋	532	704	19.2	3145
D6	SD345	腹筋	395	598	19.8	4266
		壁横筋 水平接合筋				
D13	SD490	壁縦筋	537	724	18.3	3150
D6	KSS785	帯筋 あばら筋 せん断補強筋	929	1157	12.5	7141

表-4 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
C-0	3層目	127	6.30	45800
	2層目	126	5.06	44700
	1層目	112	5.41	41700
P-1	3層目	134	4.27	45300
	2層目	130	5.88	45300
	1層目	118	5.64	42500
	PCa 柱梁接合部	131	6.27	44000
	PCa 柱	128	6.40	44100
P-2	3層目	132	5.97	46000
	2層目	133	5.72	45300
	1層目	120	5.82	42400
	PCa 柱梁接合部	133	6.25	44200
	PCa 柱	132	6.57	44800

である。

試験体 C-0 は層ごとに柱・壁板ともに一体打ちとした基準試験体であり、試験体 P-1 および P-2 は層ごとに付帯柱をプレキャスト化して壁板を後打ちした試験体である。P-1 および P-2 では、PCa 柱と場所打ち壁板の鉛直接合部に、図-3 (図-2 赤破線箇所の拡大図) および表-2 に示すシヤーキーおよび水平接合筋を配した。一体打ち C-0 の壁横筋は、図-2 に示すように鉛直接合部を貫

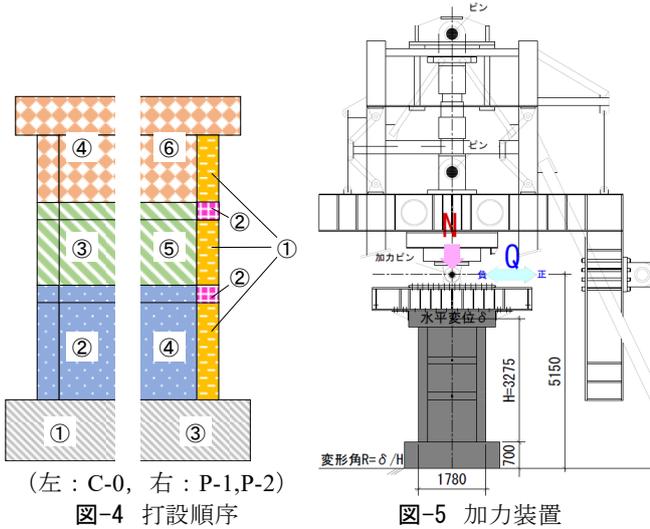


表-5 試験体耐力計算値の一覧

試験体	σ_B [N/mm ²]	シア スパン 比	曲げ 耐力 Q_{mu} [kN]	せん断耐力 (広沢式) Q_u [kN]	せん断 余裕度 Q_u/Q_{mu}	鉛直接合部	
						鉛直接合部 強度時耐力*1 hQ_{vw} [kN]	余裕度 hQ_{vw}/Q_{mu}
C-0	112	2.5	1590	2081	1.31	-	-
P-1	118			2138	1.34	1761	1.10
P-2	120			2157	1.36	1507	0.95

*1) $\sqrt{Q_w} = 0.10 \cdot F_c \cdot A_{sc} + 0.6 \Sigma(a_v \cdot \sigma_y)$ (i)
 $hQ_{vw} = (I / Sh) \cdot \sqrt{Q_w}$ (ii)

ここで、 $\sqrt{Q_w}$ ：鉛直接合部せん断強度、 hQ_{vw} ：鉛直接合部せん断強度時水平力、 F_c ：1層壁板圧縮強度、 A_{sc} ：シヤーカー断面積、 a_v ：水平接合筋断面積、 σ_y ：水平接合筋降伏点、 I ：耐震壁断面の断面2次モーメント、 S ：付帯柱の耐震壁図心軸に対する断面1次モーメント、 h ：連層耐震壁の内法高さ(3,050mm)

通し柱内に直線定着(定着長 35d)としている。プレキャスト試験体 P-1, P-2 は、壁板内で壁横筋と水平接合筋を重ね継手(重ね継手長さ 40d)としている。水平接合筋の配筋ピッチは、P-1 で 50mm, P-2 で 100mm とし、接合筋比を変えている。シヤーカーの形状および個数は P-1, P-2 ともに同様である。使用した鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-3 および表-4 に示す。試験体のコンクリート打設順序を図-4 に示す。C-0 では①下スタブを打設した後、②,③,④の順に各層ごとに打設を行った。P-1 および P-2 では、①各層の PCa 柱を横向きに寝かせて打設し、強度発現確認後、②柱梁接合部を打設して3層の柱を一体化させた。一体化させた PCa 柱を③下スタブの上部に建て込み、④,⑤,⑥の順に1層目から壁板を後打ちした。下スタブと柱の間の目地には、厚さ 5mm の敷モルタルを充填した。

(2) 加力・計測方法

加力装置を図-5 に示す。軸力については、10,000kN 油圧ジャッキにより長期軸力 5,800kN (軸力比 0.15) を試験体に導入し、水平力については、5,000kN 油圧ジャッキにより正負交番漸増水平繰り返し加力とした。加力は、シアスパン比を 2.5 とし、変形角 R (=水平変位 δ / 下スタブ上面から上スタブ図心までの高さ H) の制御により行った。加力サイクルは、 $R = \pm 0.0005\text{rad}$ の後、 $\pm 0.001, \pm 0.002, \pm 0.004, \pm 0.006, \pm 0.01, \pm 0.015, \pm 0.02\text{rad}$ をそれぞれ 3 サイクルずつ加力する計画とした。計測項目は、ジャッキの荷重、各部の変位、鉄筋のひずみとした。

(3) 試験体耐力

試験体の各種耐力計算値の一覧を表-5 に示す。曲げ耐力 Q_{mu} は文献1)に示す曲げ耐力略算式、せん断耐力 Q_u

は文献1)に示すせん断耐力度式(広沢式)が準用できるものとして算出した。表-5 に示すように、せん断余裕度は 1.31~1.36 とした。

表-5 脚注に示す式(i)は、文献 2)を参考に後述する鉛直接合部せん断実験で提案した 120N/mm²コンクリートを用いた場合の鉛直接合部せん断強度式である。表-5 では弾性理論によるせん断応力度の計算式に基づき、鉛直接合部せん断強度 $\sqrt{Q_w}$ を式(ii)に示す水平力 hQ_{vw} に換算して示している。P-1 の鉛直接合部強度時耐力の曲げ耐力に対する余裕度は 1.10 とした。一方、P-2 は 0.95 とし、鉛直接合部強度時耐力が曲げ耐力を下回るように設定した。

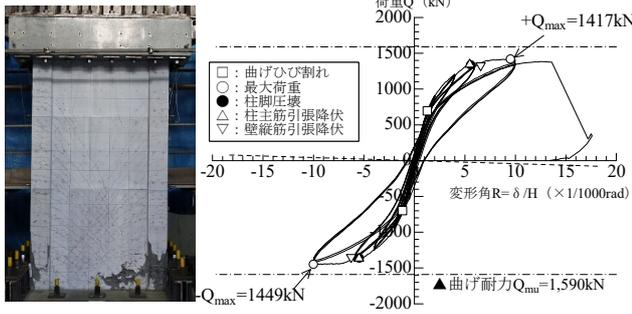
3. 連層耐震壁水平加力実験の実験結果

(1) 最終破壊状況

各試験体の最終破壊状況を写真-1 に示す。各試験体は共通に同様の損傷過程を示し、最終破壊状況は柱および壁板の曲げ圧縮破壊となり、柱主筋および壁縦筋の座屈と帯筋の破断が観察された。また、水平接合筋の多い P-1 の鉛直接合部では、ずれは見られなかったが、水平接合筋の少ない P-2 では、最大荷重に至る直前にずれが見られた。

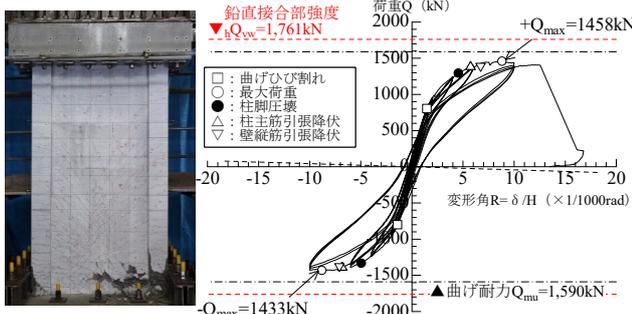
(2) 荷重変形関係

各試験体の荷重変形関係を図-6 に示す。各試験体ともに同様の荷重変形関係を示した。変形角 $R = \pm 0.001 \sim 0.002\text{rad}$ で引張側の柱に曲げひび割れが発生し、剛性が低下した。その後、変形角の増大にしたがい壁板のせん断ひび割れが進展し、 $R = \pm 0.005\text{rad}$ 近傍で圧縮側柱の柱脚部分のかぶりコンクリートが剥落し、引張側の柱主筋が降伏した。さらに、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ に向かうサイクルの途中である $R = \pm 0.007\text{rad}$ 近傍で壁縦筋が降伏し、荷重



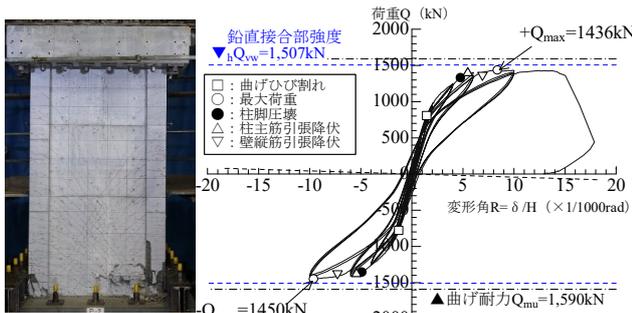
(1) C-0

(1) C-0



(2) P-1

(2) P-1



(3) P-2

(3) P-2

写真-1 破壊状況

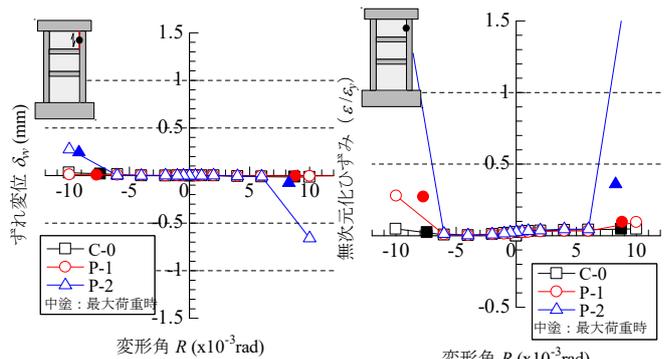
図-6 荷重変形関係

は徐々に頭打ちとなり、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ 近傍で最大荷重に達し、その後も変形は伸びたが、 $R = +0.012 \sim 0.015\text{rad}$ で圧縮側柱の柱脚が圧壊し、荷重が大きく低下した。

図-6 に示すように、曲げ耐力の実験値は、一点鎖線で示す曲げ耐力(略算式)の計算値に比べ、1割程度小さくなった。これは、柱脚のかぶりコンクリートの剥落の影響によるものと考えられる。P-1 および P-2 について、図-6 中に破線で示す鉛直接合部強度時の計算値 hQ_{vw} と最大荷重 Q_{max} の比 (hQ_{vw}/Q_{max}) は P-1 が 1.21, P-2 が 1.05 となり、最大荷重は鉛直接合部強度時計算値に達しなかった。

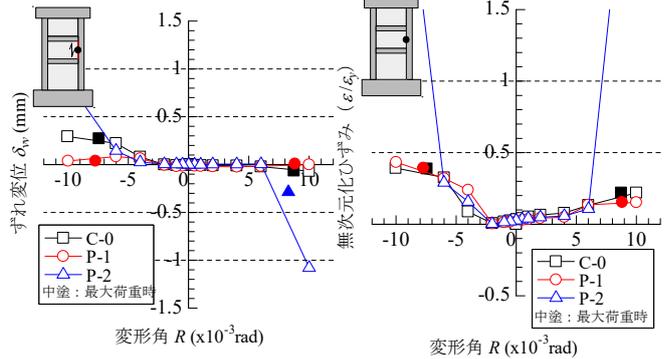
(3) 鉛直接合部のずれ変位と水平接合筋のひずみ

鉛直接合部の各層中央における、ずれ変位を図-7 に、水平接合筋のひずみ (C-0 では同一箇所の横筋ひずみ) を図-8 に示す。図はともに、サイクルピーク時の推移を示している。ここで、ひずみ ϵ は表-3 に示す材料試験



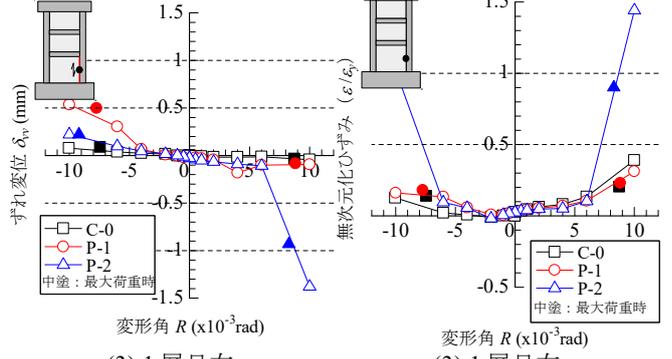
(1) 3層目右

(1) 3層目右



(2) 2層目右

(2) 2層目右



(3) 1層目右

(3) 1層目右

図-7 鉛直接合部 ずれ変位の推移

図-8 水平接合筋ひずみの推移

による降伏ひずみ ϵ_y により基準化した無次元化ひずみとして示し、最大荷重時の値を中塗りのプロットで示した。

図-7 に示すずれ変位に着目すると、各試験体共通にずれ変位は、 R の増大とともに徐々に進展している。C-0 および P-1 では概ね同様の傾向を示し、最大で 0.5mm 程度となった。一方、P-2 では、1層目および2層目において、 $R = +0.01\text{rad}$ 時に $\pm 1\text{mm}$ を超えるずれが確認された。

図-8 に示す水平接合筋(または横筋ひずみ)の推移を見ると、C-0 および P-1 は同様の傾向を示し、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ 時まで無次元化ひずみが 0.5 以下に収まっている。他方、P-2 の推移を見ると、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ のサイクルで、1層目から3層目にかけて降伏していることがわかる。図-6 に示す荷重変形関係も合わせて考慮すると、P-2 では最大荷重に達すると同時に鉛直接合部の界面のずれが

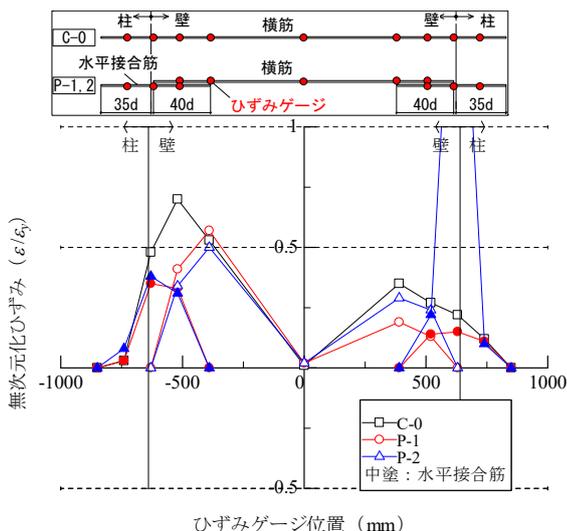


図-9 横筋と水平接合筋のひずみ分布 (最大荷重時)

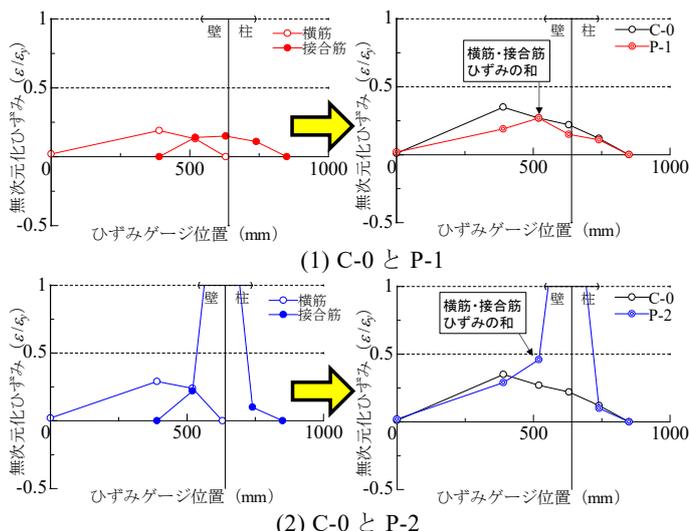


図-10 横筋と水平接合筋の重ね継手箇所のひずみ分布

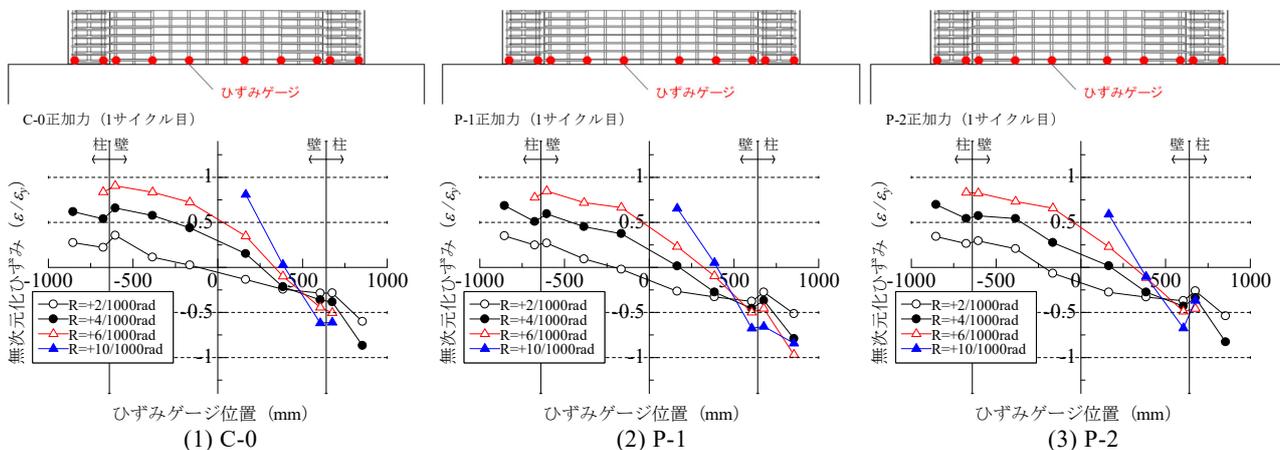


図-11 柱主筋と壁縦筋のひずみ分布

大きくなり水平接合筋が降伏するものの、本実験では、連層耐震壁架構の荷重変形関係に影響はなかった。

各試験体の最大荷重時の壁横筋と水平接合筋のひずみ分布(2層目)を図-9に示す。縦軸は無次元化ひずみ(ε/ε_y)を、横軸はひずみゲージの位置を示し、中白のプロットが横筋、中塗りプロットが水平接合筋のひずみ分布を示している。接合筋比の小さいP-2では、右側の水平接合筋が降伏している。これは、接合筋比が小さく、接合筋1本あたりの応力負担が大きいことに起因しているとみられる。

図-10の左図は図-9に示すP-1およびP-2のひずみ分布の右半分を示している。図-10右図はP-1、P-2それぞれのひずみ分布をC-0と比較したものであり、横筋と接合筋が重なる箇所については、それらを足し合わせて表示している。同図より、水平接合筋が降伏していないP-1では良い対応関係を示している。P-2では鉛直接合部において水平接合筋が降伏しているが、その両側のひずみ分布はC-0と同等であることがわかる。横筋と水平

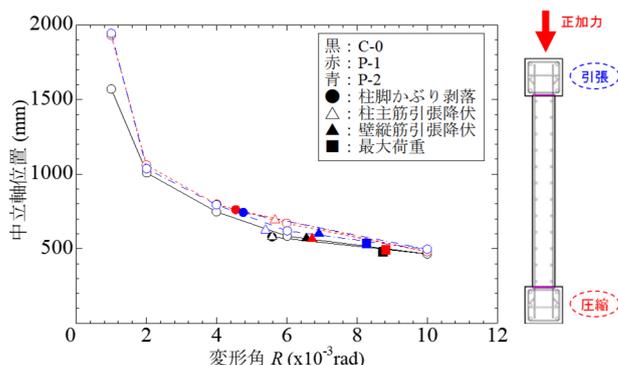


図-12 中立軸位置の推移

接合筋の重ね継手が十分に機能し、応力が伝達されることが確認できた。

(4) 柱主筋と壁縦筋のひずみ分布

正加力時の連層耐震壁脚部の柱主筋および壁縦筋のひずみの推移を図-11に示す。縦軸は無次元化ひずみ(ε/ε_y)を、横軸はひずみゲージの位置を示す。表-3に示す

表-6 試験体一覧とコンクリートの材料試験結果

No.	試験体名※1	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	シヤーカー	接合筋			コンクリート (上側)			コンクリート (下側)		
				本数と径	鋼種	配置	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
1	C42-S-D25-345-stag	42	3個	5-D25	SD345	千鳥	52.6	35600	3.46	49.1	35200	3.60
2	C80-S-N-0	80	3個	-	-	-	98.3	43000	4.17	96.9	44300	4.72
3	C80-N-D25-345		-	5-D25	-	直線	94.8	44500	4.79	96.4	44100	3.97
4	C80-S-D25-345		3個	5-D25	SD345	千鳥	94.3	46100	4.03	90.2	46100	4.93
5	C80-S-D25-345-stag		-	-	-	-	95.6	46000	4.23	90.9	45300	4.42
6	C120-S-N-0-1	120	3個	-	-	-	159	50000	5.37	150	49300	5.97
7	C120-S-N-0-2		-	-	-	-	153	50100	7.37	146	49700	7.61
8	C120-N-D25-345		-	5-D25	-	直線	151	50800	7.24	156	49400	5.22
9	C120-N-D19-345		-	5-D19	SD345	直線	156	50200	6.01	152	50100	7.77
10	C120-S-D25-345-stag		3個	5-D25	-	千鳥	153	49900	7.47	153	49600	6.27
11	C120-S-D25-590-stag		-	-	SD590	千鳥	155	49400	5.92	158	50900	6.64

※1: 試験体名は, C (コンクリート強度) -SまたはNはシヤーカーありまたはなし-D (接合筋径) またはNは接合筋なし
-接合筋規格降伏強度-stag は接合筋を千鳥配置

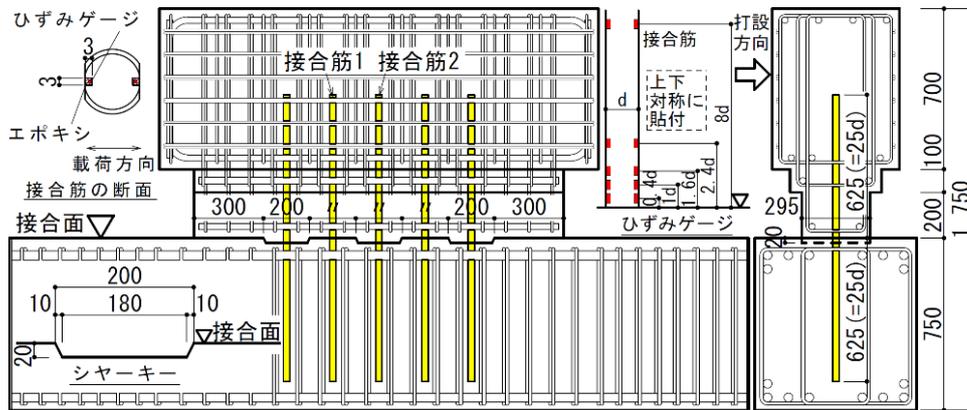


図-13 試験体 (単位: mm)

材料試験による降伏点を越えたプロットは対象外とした。

図-11 より, ○印で示す $R=+0.002rad$ および●印で示す $R=+0.004rad$ では, 概ね直線的な分布となり平面保持を確認できる。一方, △印で示す $R=+0.006rad$ に着目すると, 分布形状が曲線的になっている。これは, $R=+0.006rad$ 近傍において柱脚のかぶりコンクリートの剥落および柱主筋の引張降伏により, 平面保持が成り立たなくなっていることに起因していると考えられる。鉛直接合部近傍の柱主筋および壁縦筋の分布形状は鉛直接合部の影響を受けている様子がかがえるが, 特に P-2 の $R=+0.01rad$ 時における圧縮側でのひずみの分布形状は, 鉛直接合部のずれによる影響が顕著である。P-2 では $R=+0.01rad$ 時に鉛直接合部における鉛直方向のずれが生じており, 柱と壁板が別々に挙動していることが推測される。

(5) 中立軸位置の推移

正加力時の圧縮縁からの中立軸までの距離の各サイクルの推移を図-12 に示す。中立軸位置は, 図-11 に示す柱主筋および壁縦筋のひずみ分布を直線回帰して位置を推定した。いずれの試験体も同様の推移を示しており, R の増大とともに中立軸が圧縮側柱に近づいていき,

$R=0.002rad$ 近傍および $R=0.004rad$ 近傍においては大きく変化している。 $R=0.002rad$ 近傍ではひび割れ発生に伴い中立軸が圧縮側に移行しているものと考えられる。 $R=0.004rad$ 近傍では圧縮側柱の柱脚かぶりコンクリートが剥落しており, 圧縮側コンクリートの応力負担が大きくなっていると推察される。■印で示す最大荷重時には, いずれの試験体も圧縮縁から約 500mm の位置 (柱と壁板の境界から壁板側に約 250mm の位置) となっており, 試験体による差異は見られない。鉛直接合部のずれによる中立軸位置への影響は確認されなかった。

4. 鉛直接合部せん断実験の計画

(1) 試験体計画

現場打ち同等型指針³⁾では, 部材間のせん断抵抗要素を1種類と限定している。このことは, 抵抗要素が複数ある場合には, 各抵抗要素の最大耐力時変形が異なり, 耐力評価が困難であることによるものと思われる。また, 同指針のコンクリート強度の適用範囲は 60N/mm² までと, さらなる圧縮強度を有するコンクリートの接合部のせん断強度の評価方法に関する研究^{例えば 4)}は少ない。そこで本研究では, 42~120N/mm² 級のコンクリートを使

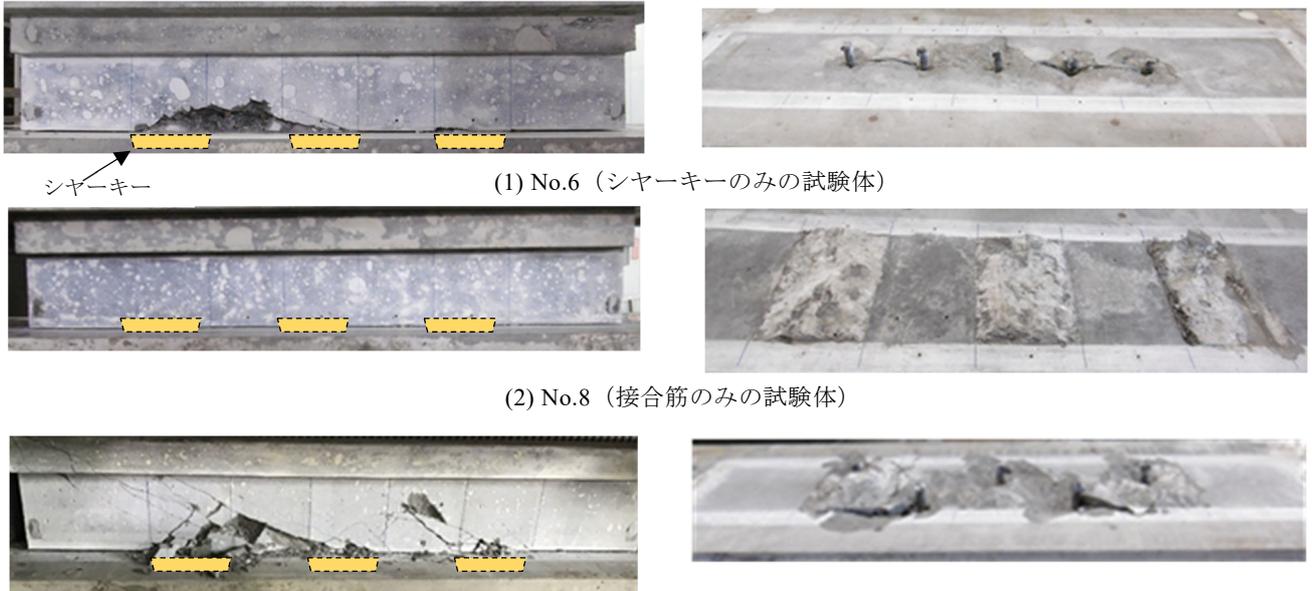


写真-2 ひび割れ状況 (右向きが正加力)

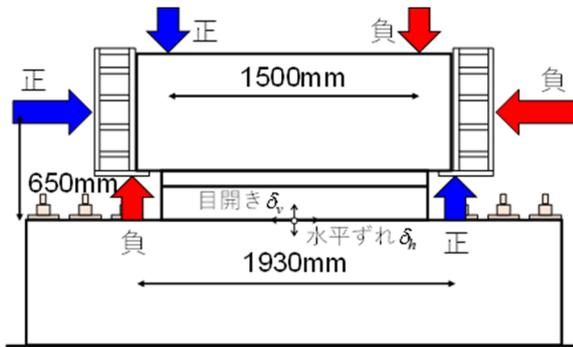


図-14 加力方法

用して、接合面のせん断実験を行い、せん断抵抗要素が複数ある場合のせん断力伝達性能および耐力を検討した。なお、せん断抵抗要素としては、テーパを有するシヤーキーと接合筋とした。試験体図を図-13 に、試験体一覧を表-6 に示す。試験体数は計 11 体であり、下スタブと上スタブの間に接合面を有している。接合面には目荒らしなどの処理は施さず、コンクリートの打設を横打ちとしたため、接合面は型枠面である。試験体は、接合面に 3 個のシヤーキーのみが配置されているもの、接合面を貫通する 5 本の接合筋のみが配置されているもの、その両方が配置されているものの 3 種類の構成となっている。シヤーキーは、図-13 に示すように加力方向にはテーパを設け、幅方向は試験体と同じ 295mm としている。接合筋はかぶりの影響をみるために、一部の試験体で千鳥状に配置した。接合筋の種類を SD345 および USD590 とし、コンクリートの目標圧縮強度を 42, 80 および 120N/mm² とした。コンクリートおよび接合筋の材料試験結果を表-6 および表-7 に示す。接合筋には図-13

表-7 接合金の材料試験結果

径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
D19	SD345	390	189300	559	20.3
D25	SD345	378	194700	549	24.9
D25	USD590	614	193400	788	15.3

に示すように加力方向の両面に 3×3mm の溝を切り、その中にひずみゲージを貼付し、鉄筋表面までエポキシ樹脂で埋めた。よって、接合筋の実断面積は D19 (269mm²)、D25 (489mm²) である。

コンクリートの打設は下スタブを打設し、その 10 日後に残りの上スタブ側の打設を行った。コンクリートの最大粗骨材粒径を 20mm とした。

(2) 加力・計測方法

加力方法を図-14 に示す。試験体の下スタブを反力床に固定し、上スタブの両側に取り付けた 2 台の 2000kN ジャッキにより水平力を与え、正負交番繰り返し加力を行った。またそれと同時に、試験体上部と左右の上下スタブ間に 2000kN ジャッキを設置し、水平力で生じる偶力を打消す方向に加力し、接合面には純せん断力を作用させた。

文献 2) に示されている接合面のせん断耐力式を式(1)に示す。

$$Q_u = 0.10 \cdot F_c \cdot A_c + \Sigma (a_v \cdot \sigma_y) \tag{1}$$

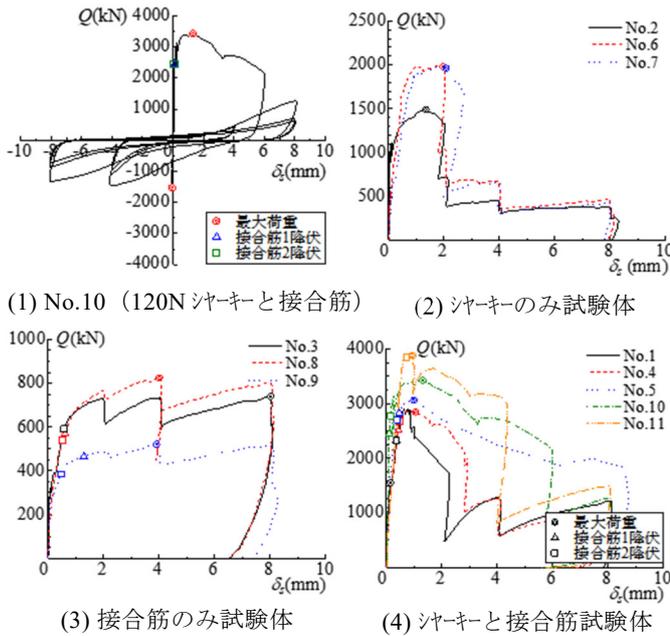


図-15 せん断力 Q - 接合面のずれ δ_s 関係

ここで、 F_c はコンクリートの設計基準強度、 A_c はシヤーカーの断面積、 a_v および σ_y は接合筋の断面積および降伏強度である。加力は、微小変形での繰り返しの影響をみるために式(1)のせん断耐力 Q_u の 30%、40%、50%の荷重まで繰り返し加力を行い、その後、接合面の水平ずれ変位による変位制御とし、 $\pm 2, 4, 8\text{mm}$ を正負交番で繰り返した。以後、 Q_u の 30%、40%および 50%時を τ_1, τ_2 および τ_3 レベルと称す。なお、シヤーカーのみ、接合筋のみの試験体では、シヤーカー、接合筋がともにある試験体の τ_1 から τ_3 レベル時のすべり変位に対応した変位制御とし、各変位で3回ずつ繰り返した。

接合面の水平ずれ変位、接合面の目開き、接合面の変位計は接合面から 25mm 上部の位置と接合面の際から 25mm の面外方向の下スタブの位置に取り付けた。実験時の変位制御は、試験体中央部の表裏の変位計 2 本の平均値を利用した。接合筋のひずみは接合面から上下ともに 0.4d, 1d, 1.6d, 2.4d, 8d (d: 接合筋の公称径) の位置を計測した。

(3) ひび割れ状況

コンクリート強度が 42 および 80N/mm² の試験体では τ_2 レベルのサイクル時に、120N/mm² の試験体では τ_1 レベルの処女加力時に斜めひび割れが生じた。これは、シヤーカーの支圧部分から荷重が作用するジャッキの方向へ向かう斜め方向のひび割れであり、作用位置に近いほうから順番にひび割れが生じたものの発生荷重に大きな違いはなかった。その後、接合面のすべりが +2mm の加力中に接合筋の片側の面のひずみが引張降伏ひずみに達

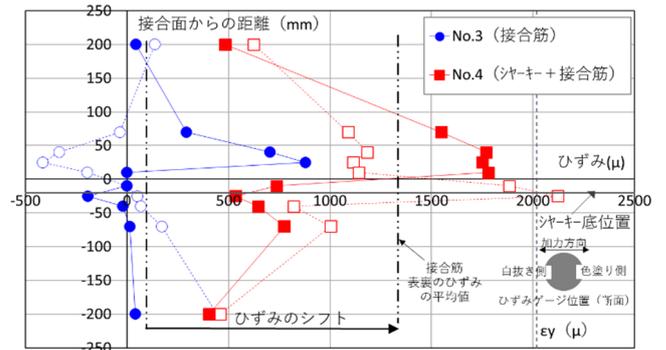


図-16 接合筋のひずみ分布 ($\delta_s=0.25\text{mm}$ 時)

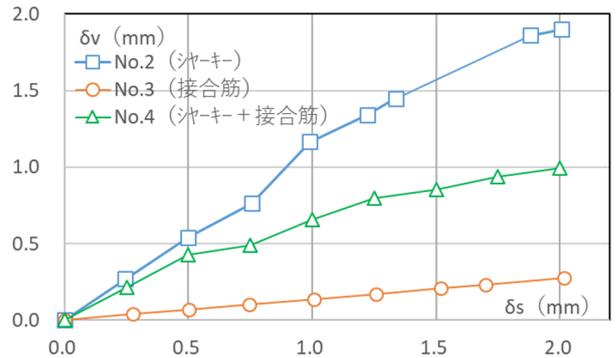


図-17 接合面の目開き推移

し、最大荷重に達する少し前に両面とも引張降伏ひずみに達した。

最終破壊状況を写真-2 に示す。左側が試験部の側面の写真、右側が接合面で切断した下スタブ側の面の写真である。目視確認では、シヤーカー端部のコンクリートが潰れて砂状になっている様子と、シヤーカー上部が山形に切断されていた。このことから破壊は、シヤーカー支圧部での支圧破壊が進展し剛性が低下した後に、シヤーカー隅角部から生じた斜めひび割れが正負繰り返し加力によって繋がった、支圧破壊後のせん断破壊と考えられる。

5. 鉛直接合部のせん断実験結果

(1) せん断力-接合面ずれ関係

接合部のせん断力 Q と接合面ずれ δ_s の関係を図-15 に示す。代表例として、高強度コンクリート (120N/mm²) で接合筋とシヤーカーを有する No.10 は全過程を示しているが、その他の試験体については実験要因ごとに正側の包絡線を示している。すべての試験体で微小変形時の多数回繰り返しによる耐力低下はなかった。シヤーカーのみの試験体では、コンクリート強度の上昇にともない最大耐力および最大耐力時変形が大きくなった。接合筋のみの試験体では、接合面ずれ 2mm 時まではコンクリート強度の違いによる影響はほぼなかったが、それ以降

表-8 耐力実験値と計算値

No.	実験値		(2)PCa同等		壁式指針式※2			実験値/計算値	
	(1) _e Q _{max} kN	δ _{smax} mm	指針式※1 kN	シヤキー kN	接合筋 kN	(3)合計 kN	(1) (2)	(1) (3)	
1	1551.8	0.78	620.1	869.1	554.5	1423.6	2.50	1.09	
2	1486.7	1.34	871.2	1715.1	-	1715.1	1.71	0.87	
3	739.3	8.03	-	-	554.5	554.5	-	1.33	
4	2839.5	1.05	840.5	1596.5	554.5	2151.1	3.38	1.32	
5	3061.9	0.99	843.8	1608.9	554.5	2163.5	3.63	1.42	
6	1979.0	1.96	1083.9	2655.0	-	2655.0	1.83	0.75	
7	1960.7	2.07	1069.3	2584.2	-	2584.2	1.83	0.76	
8	824.0	2.23	-	-	554.5	554.5	-	1.49	
9	521.0	3.91	-	-	312.4	312.4	-	1.67	
10	3424.4	1.31	1094.7	2708.1	554.5	3262.6	3.13	1.05	
11	3876.5	0.94	1101.8	2743.5	900.7	3644.2	3.52	1.06	

※1 せん断強度で決まる

$$cQ_{sdl} = 0.5\sqrt{\sigma_B} \sum_{i=1}^n a_i w_i$$

σ_B: コンクリート圧縮強度(N/mm²)
 a_i: シヤキーの付け根部の長さ(mm)
 w_i: シヤキーの幅(mm)

※2 接合筋の項に係数0.6を乗じている

$$cQ_{sdl} = 0.10F_c A_{sc} + 0.6 \sum (a_v \sigma_y)$$

F_c: コンクリート圧縮強度(N/mm²)
 A_{sc}: シヤキーの鉛直断面積(mm²)
 a_v: シヤキーの接合筋断面積の和
 σ_y: 接合筋の規格降伏点(MPa)

の変形では若干の違いがみられた。また、接合筋強度が小さくなると耐力が減少した。接合筋とシヤキーのある試験体は、接合面ずれ 0.10~0.73mm で接合筋が降伏し、シヤキー隅角部からの斜めひび割れが多数生じるとともに徐々に剛性が低下し、接合面ずれが 0.78~1.34mm でシヤキーが破壊し最大耐力に至った。その最大耐力はコンクリート強度が高くなるほど大きくなった。なお、No.1 は加力の不具合により耐力が上昇したため、はじめに剛性が変化した点を最大耐力とした。

(2) 接合筋のひずみ分布と接合面の目開き推移

接合筋のひずみ分布を図-16 に、接合面の目開き推移を図-17 に示す。接合筋のみの No.3 は接合面付近の接合筋表裏で対称にひずみ、曲げ力を受けていることがわかる。一方、接合筋とシヤキーがある No.4 の接合面近傍のひずみは、No.3 と同様に曲げ力を受ける対称形状を示しているが、接合筋に引張力が作用することによって No.3 に比してひずみのシフトが起こっている。この接合筋の引張現象の特徴は接合面の目開き性状にも現れており、接合筋のみの No.3 は接合面ずれが進行しても目開きはほとんど生じていないが、シヤキーのある No.2, No.4 は接合面ずれの進行とともに目開きが増加している。これらのことより、シヤキーのテーパ部の影響により、接合面ずれにともなって接合面に目開きが起こり、同時に接合筋に引張力が作用しているものと思われる。

(3) 耐力実験値および計算値

耐力実験値と計算値一覧を表-8 に、実験値と計算値の比較を図-18 に示す。計算には前掲の現場打ち同等指針式と壁式規準式の一部を変更したものをを用いている。シヤキーのせん断強度を算定する現場打ち同等指針式

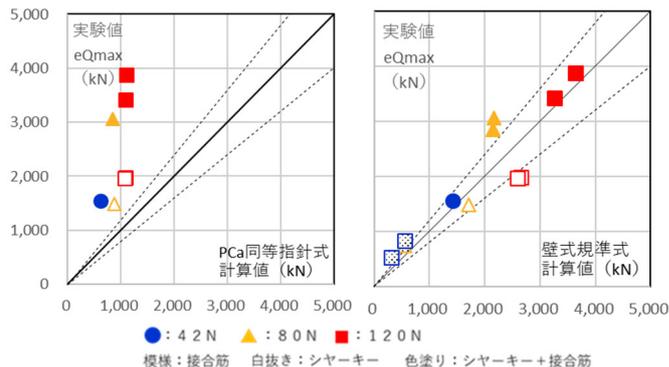
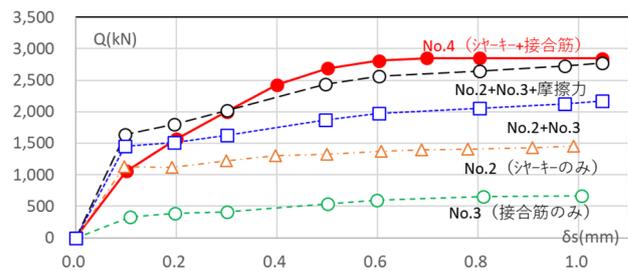
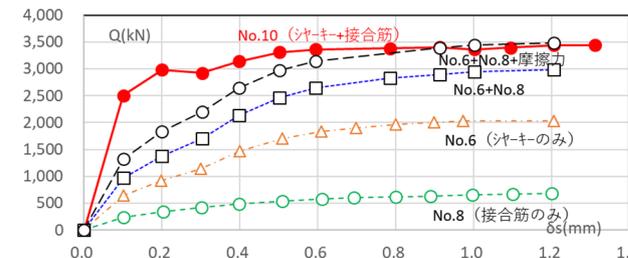


図-18 実験値と計算値の比較



(1) コンクリート (80N/mm²) 試験



(2) コンクリート (120N/mm²) 試験

図-19 せん断抵抗要素の耐力負担構成

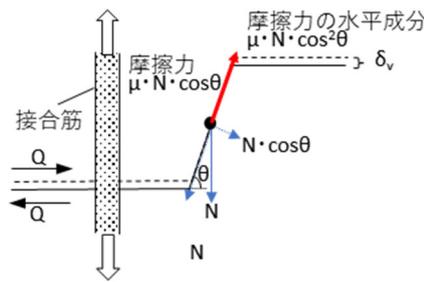


図-20 摩擦力の計算方法

では、実験値を過少に評価していることがわかる。そこで、接合筋の効果を見込む壁式規準式の接合筋項に係数0.6を乗じて耐力評価を行った。その結果、シヤキーのみの試験体を除き、コンクリート強度 42N/mm² から 120N/mm² の試験体まで概ね評価が可能であった。他方、シヤキーのみの試験体では計算値は実験値を過大に評価しており、テーパの影響によるものと思われる⁵⁾。

(4) 各せん断抵抗要素によるせん断力負担構成

接合筋とシヤーキーを有する No.4 (80N/mm²) と No.10 (120N/mm²) のせん断抵抗要素によるせん断力負担構成を図-19 に示す。ここでは、接合筋とシヤーキーを有する試験体の実験時せん断力を接合筋のみ、シヤーキーのみの試験体の実験結果を元に推察する。中野、松崎は接合筋のひずみ分布形状は同一な接合面ずれ変形時において、シヤーキーの有無による差がないことを報告している⁶⁾。それを参考に、接合筋のみの試験体とシヤーキーのみの試験体の実験時における同一変形時せん断力を加算し、接合筋とシヤーキーがある試験体の実験時せん断力の再現を試みた。しかしその試算結果では、接合筋とシヤーキーを有する試験体の実験時せん断力を過少に評価することとなった。そこで、本実験では接合筋の引張力によるひずみシフトの現象がみられたことから、接合筋の引張反力がシヤーキーのテーパー部に作用するとして摩擦抵抗を考慮し、前述の実験値の加算せん断力に加えてみた。摩擦力の計算方法を図-20 に示す。また、摩擦力の算定に用いた摩擦係数は、微小変形(約 1mm)であったので文献 6)の静摩擦係数 0.66 を用いた。その結果、コンクリート強度の相違に関わらず最大耐力時(約 1mm)では、概ね実験時のせん断力を再現することができた。

6. まとめ

- ①120N/mm² 超高強度コンクリートを用いて付帯柱をプレキャスト化した連層耐震壁架構の水平加力実験を行った。その結果、PCa 柱とした試験体は、一体打ち試験体と同等の破壊性状および荷重変形関係となり、鉛直接合部強度の設計式の有効性および鉛直接合部の応力伝達性状を確認した。
- ②シヤーキーと接合筋を有するテーパー付き鉛直接合部のせん断実験 ($F_c=42\sim120\text{N/mm}^2$) を行った結果、接合部せん断耐力は接合筋項に 0.6 を乗じた壁式規準式を用いることによって、適切に評価可能なことがわかった。また、シヤーキーのテーパーの影響をテーパー部に生じる摩擦力として考慮することによって、実験結果を説明できることがわかった。

謝辞：本検討を実施するにあたり、福山大学 都祭教授、森ビル株式会社 土橋氏、岡部氏、安田氏、古田氏、株式会社日建設 小坂橋氏、國津氏、株式会社日建ハウジングシステム 小崎氏、佐藤氏には有益なご助言をいただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- 2) 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
- 3) 日本建築学会：現場打ち同等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)，2002.10
- 4) 河野進，長尾奈宣，田中仁史：高強度材料が接合面におけるせん断力伝達性能に与える影響の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.901-906，2000
- 5) 香取慶一，林静雄，乗物丈巳：形状の違いと複数個配置されることがプレキャスト接合部のシアキーのせん断挙動に及ぼす影響(第1報 シアキーの形状と耐力および破壊性状との関係)，日本建築学会構造系論文集，第64巻，第518号，pp.71-78，1999.4
- 6) 中野克彦，松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，第66巻，第550号，pp.151-158，2001.12