

異種強度コンクリートが介在する スラブ付き RC 耐震壁の実験的検討

Experimental Study of RC Shear Wall with Slab Using Different Concrete in Strength

技術研究所	松永 健太郎	KENTARO MATSUNAGA
技術研究所	新上 浩	HIROSHI SHINJO
技術研究所	江頭 寛	HIROSHI EGASHIRA
技術企画部	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
建築生産計画部	平野 秀和	HIDEKAZU HIRANO
建築生産計画部	松井 幸一郎	KOICHIRO MATSUI
建築生産計画部	佐古 潤治	JUNJI SAKO

壁板とスラブの交差部にもスラブと同じ低強度のコンクリートを打設した RC 耐震壁の水平加力実験を 2 シリーズ実施した。シリーズ I ではスラブの位置、スラブ筋量および低強度層の厚さを、シリーズ II ではスラブの有無をパラメータとした。スラブのある低強度層の破壊は見られず、壁板のコンクリート強度を用いて計算したせん断耐力を最大水平荷重が上回った。低強度層の圧縮側端部のスラブ筋に生じたひずみを用いて側圧を算出し、三軸部分圧縮時のコンクリート強度算定理論から低強度層の等価圧縮強度を算定した。その結果、等価圧縮強度計算値が壁板のコンクリート強度と同程度となった。

キーワード：耐震壁、壁板、スラブ、拘束、側圧、圧縮強度

Shear loading tests of wall panel having wall-slab panel joint region whose concrete strength was the same as slab were conducted. The test parameters of series 1 were the height and reinforcement quantity of slab, and the thickness of wall-slab panel joint, and those of series 2 were the presence or absence of the slab. Any damage was not observed at the wall-slab panel joints. The maximum loads exceeded the ultimate shear strength calculated using the compressive strength of wall panel. The equivalent compressive strength was calculated by the lateral pressure which were calculated by strain of the slab reinforcements arranged at the end of the wall panel under the theory of triaxial partial compressive strength. In consequence, the calculated equivalent compressive strength was nearly equal to the compressive strength of wall panel.

Key Words: Shear Wall, Wall Panel, Slab, Confinement, Lateral Pressure, Compressive Strength

1. はじめに

壁板とスラブの交差部におけるコンクリートの打設方法として、図-1(1)のように型枠を設けて付帯梁とスラブを打ち分ける方法と、同図(2)のようにスラブと壁板を同時に打設する方法が一般的である。しかし、同図(3)のようにスラブのコンクリートを壁板とスラブの交差部にも打設すれば、打継ぎ部の処理に関わる品質上の諸問題を回避でき、施工性が改善され、材料費も削減することができる。本報ではこの部分を低強度層と称す。

同図(3)の方法（本工法）の可能性を検討するため、

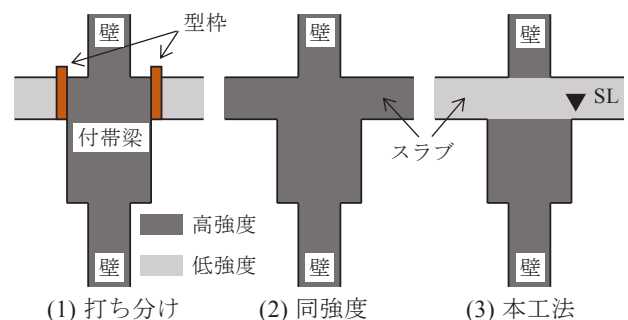


図-1 壁板-スラブ接合部の断面例

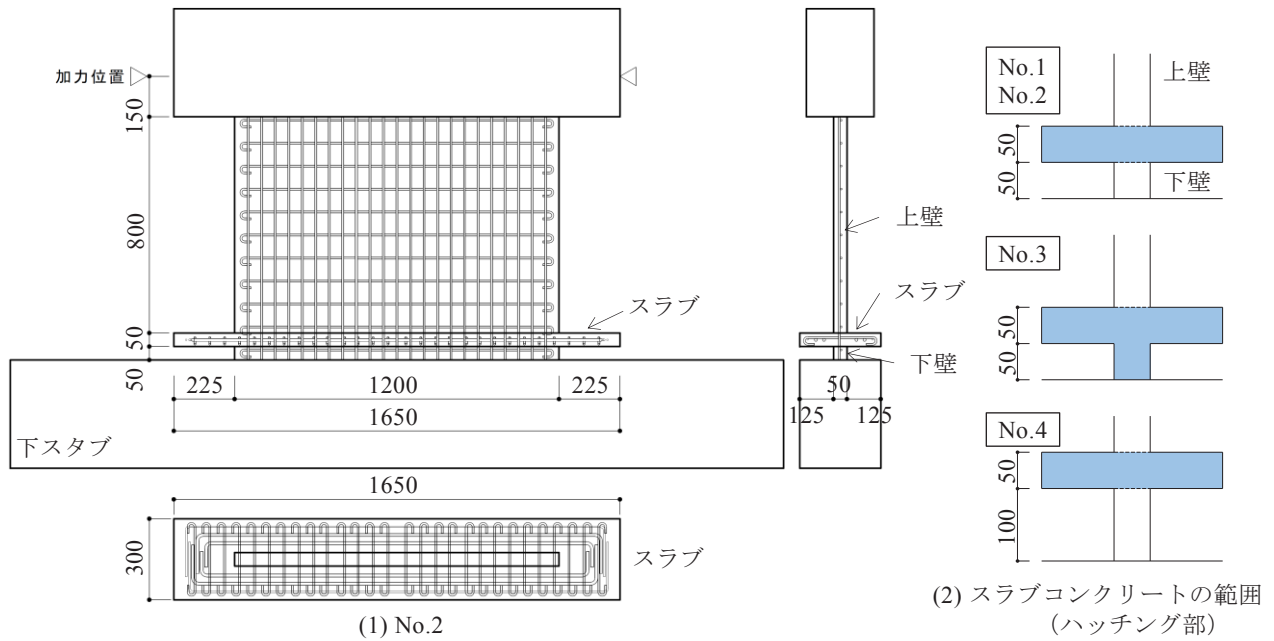


図-2 試験体の形状と配筋

表-1 試験体一覧

試験体	壁厚 t_w (計画:50mm)		スラブ位置 ^{※1} (mm)	スラブ筋量	低強度層厚 t_s (mm)	横筋	縦筋
	上壁実測 (mm)	下壁実測 (mm)					
No.1	52.8	51.0	50	D6@100	50	D6 @85	D6 @50
No.2	50.4	49.8		D6@50			
No.3	53.3	52.9		D6@100	100		
No.4	57.4	50.5		100	50		

※1: 下スタブ上面からスラブ下面までの距離

表-2 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

試験体	壁				スラブ	
	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)		ヤング係数 (N/mm ²)		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
	上壁	下壁	上壁	下壁		
No.1	33.1	40.5	25600	27800	26.7	23900
No.2	34.5	42.6	27100	28500	27.1	24200
No.3	33.3	(26.2)	24900	(23200)	26.2	23200
No.4	32.1	44.2	25100	30200	26.3	24100
モルタル	34.2		-		-	-

No.3の下壁のコンクリートはスラブと同じ

表-3 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	適用部位
D19	380	553	25	下スタブ・加力梁主筋
D10	392	575	24	下スタブ・加力梁主筋
D6	361	508	25	壁筋・スラブ筋

壁脚部に薄い低強度コンクリート層を有するスラブなし壁板試験体およびスラブ付き壁板試験体の水平加力実験を実施し、各試験体の最大せん断力が試験体の大部分を占める壁板部の高いほうのコンクリート強度を用いたせん断耐力計算値を上回ることを確認したり。ここではスラブの有無と低強度層内に配置したU字拘束筋の拘束効果に着目した試験体だけであった。

そこで、スラブの位置や低強度層の厚さを変えた壁板の水平加力実験（シリーズⅠ）と、スラブの有無を実験因子とした両側柱付き耐震壁の水平加力実験（シリーズⅡ）を実施した。本報では、低強度層の影響と低強度層に対するスラブの拘束効果に関する検討結果を報告する。

2. 実験概要（シリーズⅠ）

（1）試験体

試験体形状寸法を図-2に、試験体一覧を表-1に示す。試験体は縮尺約1/4の側柱のないスラブ付きRC壁板であり、壁板の形状および配筋を既報りと同一とした。壁板下部にはスラブを設け、壁板とスラブの接合部（低強度層）にはスラブと同じコンクリートを一体に打設した。

壁厚およびスラブ厚を50mmとした。既報りの試験体では下スタブ上面にビニールを敷いた後にスラブを打設

したが、本実験の試験体では下スタブとスラブとの間に間隔（スラブ位置）を設けた。低強度層より上部の壁板を上壁、下部の壁板を下壁と称す。

試験体 No.1 の下スタブ上面とスラブ下面との間隔を50mmとし、壁に直交するスラブ筋（D6）を100mm間隔で配筋した。No.1が基準試験体であり、No.2はスラブ筋量を増加（D6@50mm）させた試験体、No.3は下壁の部分にもスラブのコンクリートを打設して低強度層を厚くした試験体、No.4はスラブ位置をNo.1よりも50mm高くした試験体である。なお、壁厚を50mmで計画したが、各試験体の上壁および下壁の各々の平均壁厚の実測値は表-1に示す通りとなった。各試験体の上壁の下部に打設不良が見られたため、モルタルで補修した。試験体に使用したコンクリート、モルタルおよび鉄筋の材料試験結果を表-2、表-3にそれぞれ示す。

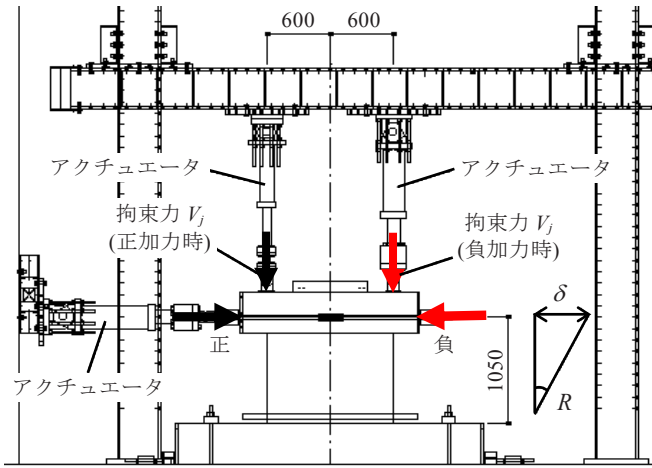
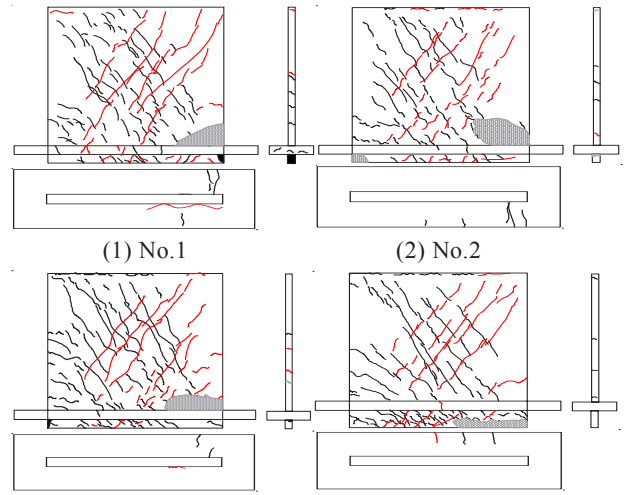


図-3 加力方法



(1) No.1 (2) No.2 (3) No.3 (4) No.4

図-4 ひび割れ状況 (黒：正加力, 赤：負加力)

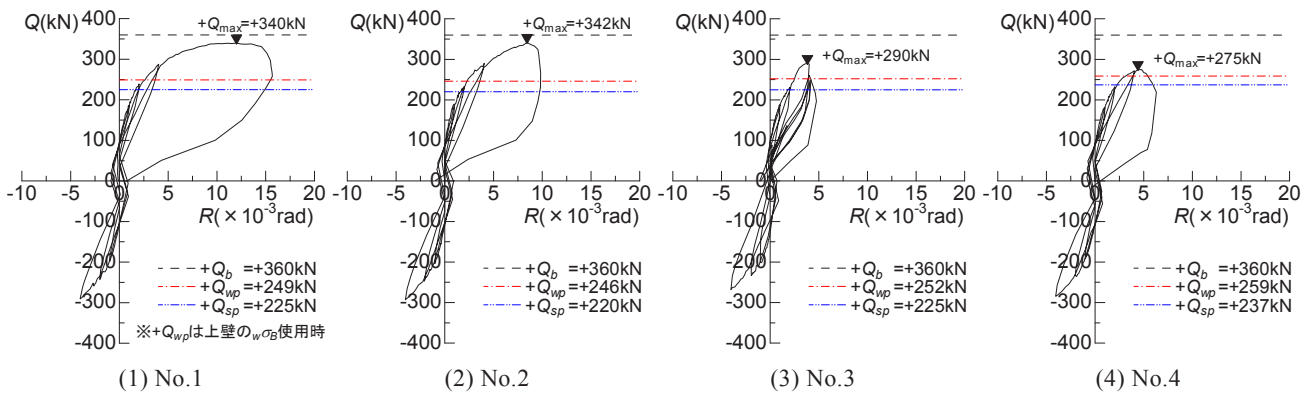


図-5 荷重 Q —変形角 R 関係

(2) 加力方法

加力方法は既報¹⁾と同様であり、図-3に示す加力装置を用いて試験体上部に拘束力 V_j (200kN) を加えながら、水平力 Q を载荷した。水平力は変位漸増の正負繰返し加力とし、各サイクルの部材角 R は 1000 分の 1, 2, 4, 6rad を基本とした。拘束力 V_j は、加力方向に対して曲げ引張側のみ加えるため、各サイクルの正負の移行時 ($R=0$) に図-3のように所定の側に切り替えた。

3. 実験結果 (シリーズ I)

(1) ひび割れ状況

各試験体の加力後のひび割れ状況を図-4に示す。いずれの試験体も上壁の斜めひび割れの発生が顕著であり、低強度層の破壊は確認されなかった。壁脚の曲げ圧縮域でのコンクリートの圧壊・剥離は、No.1~No.3では上壁で、スラブ位置の高い No.4では下壁で見られた。低強度層の厚い No.3では、No.1やNo.2に比べて下壁のひび割れが多く発生したが、上壁の斜めひび割れが下壁まで貫通することはなかった。No.4では上壁の斜めひび

割れは No.1 に比べてやや少なく、下壁には細かい斜めひび割れや水平ひび割れが多数発生した。

スラブには主に曲げ圧縮側で壁板に直交する方向のひび割れが若干発生したものの、ひび割れの拡大・伸展は顕著ではなかった。スラブの損傷状況は、既報¹⁾の試験体(スラブ筋を下スタブに定着)よりも軽微であり、スラブと下スタブの間に間隔を設けた本実験の試験体では、スラブの抵抗機構が既報の場合と異なっていることが分かる。

(2) 荷重—変形関係

各試験体の荷重 Q と変形角 R の関係を図-5に、各種耐力の実験値と計算値の一覧を表-4に示す。 Q_b は同表脚注に示す曲げ強度式 M_u のせん断力換算値である。 Q_{wp} は壁板部分の高強度コンクリートの圧縮強度 $w\sigma_B$ を用いて算定した壁板耐力であり、 Q_{sp} はスラブ部分の低強度層のコンクリートの圧縮強度 $s\sigma_B$ を用いて計算した壁板耐力である。本壁板耐力算定式²⁾は、壁縦筋を考慮したトラスアーチ機構に基づくものであり、コンクリートの45°方向圧縮応力度が有効強度 $v\sigma_B$ (v : 有効係数、

表-4 最大荷重実験値と耐力計算値一覧

試験体	曲げ耐力 計算値 $Q_b^{※1}$ (kN)	壁板耐力計算値						最大荷重時実験値			破壊形式
		$w\sigma_B$ 使用時				$s\sigma_B$ 使用時		荷重 Q_{max} (kN)	せん断応力度 τ_{max} (N/mm ²)	部材角 R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad)	
		Q_{wp} (kN)		Q_{max}/Q_{wp}		Q_{sp} (kN)	Q_{max}/Q_{sp}				
		上壁	下壁	上壁	下壁						
No.1	360	249	263	1.36	1.29	225	1.51	340	5.36	12.0	せん断破壊
No.2	360	246	265	1.39	1.29	220	1.55	342	5.65	8.43	せん断破壊
No.3	360	252	213	1.15	1.36	225	1.29	290	4.53	3.84	せん断破壊
No.4	360	259	260	1.06	1.06	237	1.16	275	3.99	4.41	せん断破壊

※1 $Q_b = M_u/h$, $M_u = 0.5p_{sv}t_w l_w' \sigma_{sy} l + 0.5Nl + M$, $l = 0.9l_w'$, h : 加力高さ, l_w' : 壁板長さ, p_{sv} : 壁縦筋比, t_w : 壁厚, σ_{sy} : 壁縦筋の降伏強度, N : 軸力 ($=V_j$), M : 拘束力 V_j による曲げ戻しモーメント

表-5 試験体一覧

試験体	壁				柱			スラブ				梁				コンクリート強度 (N/mm ²)				
	厚さ t_w (mm)	高さ h_w (mm)	長さ l_w' (mm)	縦筋	横筋	断面 (mm)	主筋	帯筋	厚さ t_s (mm)	張り出し 長さ (mm)	主筋	配力筋	断面 (mm)	直交梁		拘束梁		上壁 下壁 柱	スラブ 低強度層 梁	
														主筋	肋筋	断面 (mm)	主筋			肋筋
W-N		上壁																		
W-1S	100	1390	2025	1-D10 @140	1-D10 @140	225 × 225	10-D13	2-D6 @100	100	250 (片側)	1-D10 @100	1-D10 @100	225 × 140	2-D13	2-D6 @50	125 × 130	2-D13	2-D6 @100	60	30
W-2S		下壁 50								250 (両側)										

σ_B : コンクリート圧縮強度) に達する場合はせん断耐力を, $v\sigma_B$ 未満で壁縦筋が全降伏する場合は曲げ耐力 (Q_b に一致) を与える。各試験体の破壊形式はいずれも壁板部のせん断破壊であり, 最大荷重 Q_{max} は Q_b を下回っている。最大荷重時の部材角 R_{max} は, No.1 が $R_{max} = 12.0 \times 10^{-3}$ rad, No.2 が $R_{max} = 8.4 \times 10^{-3}$ rad, No.3 が $R_{max} = 3.8 \times 10^{-3}$ rad, No.4 が $R_{max} = 4.4 \times 10^{-3}$ rad であった。

Q_{max}/Q_{wp} の比率は 1.06~1.39 となっており, 最大荷重 Q_{max} はいずれの試験体も高強度のコンクリート強度 $w\sigma_B$ を用いて算定した壁板耐力計算値 Q_{wp} を上回っている。スラブ筋量の異なる No.1 と No.2 の Q_{max} は同程度であり, スラブ筋量による影響は見られない。低強度層の厚い No.3 とスラブ位置の高い No.4 の Q_{max} は No.1 の Q_{max} に比べて低くなっており, 低強度コンクリートの壁板を拘束する程度に差異が見られる。No.3, No.4 の Q_{max} も Q_{wp} を上回り, 低強度のコンクリートの部分での破壊が支配的でなかったことから, スラブおよび下スタブの近傍では拘束の影響が及んでいたものと考えられる。

4. 実験概要 (シリーズII)

(1) 試験体

試験体一覧を表-5 に, 試験体図を図-6 に示す。試験体はせん断破壊を想定した縮尺約 1/2 の両側柱付き壁 3 体であり, そのうちの 2 体には下部にスラブ (W-1S: 片側スラブ, W-2S: 両側スラブ) を設けた。コンクリート強度の目標値を, 壁板および柱は 60N/mm², スラブは 30N/mm² とした。スラブが交差する壁板部分にもスラブと同じコンクリートを打設しているため, W-1S,

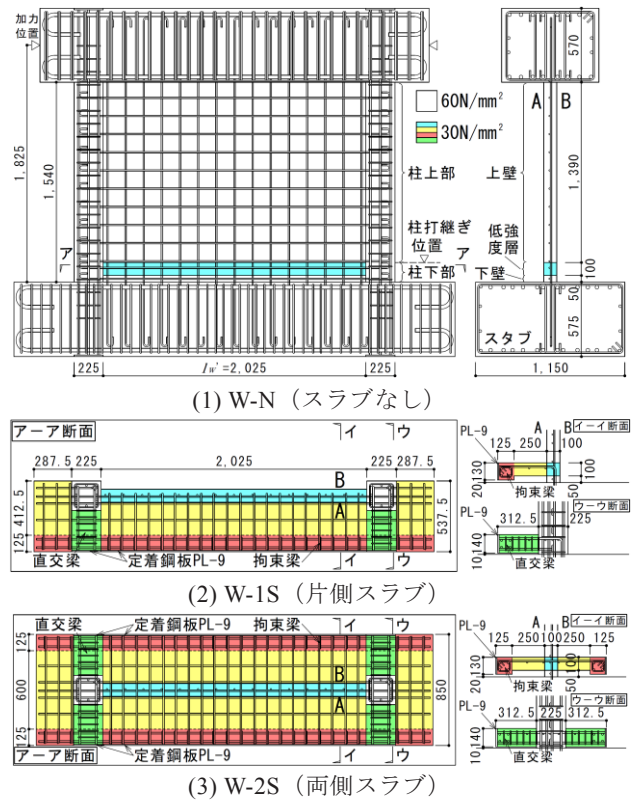


図-6 試験体

W-2S の壁板脚部にはスラブと同じ 100mm 厚の低強度層がある。スラブのない W-N においても他の 2 体と同じ位置に同じ厚さの低強度層を設けた。下スタブが壁板を拘束する影響を緩和するために, 低強度層の下部には高さ 50mm の壁板 (下壁) を設けた。

柱をスラブ上面高さで一旦打ち継ぎ, 柱下部はスタブおよび下壁と一体となっている。各打ち継ぎ面には 2~3mm 程度の凹凸を設けた。柱下部には柱打ち継ぎ位置を

表-6 鉄筋の材料試験結果

使用部位	サイズ	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 (%)
縦筋・横筋・スラブ筋	D10	SD295A	348	190700	496	26
柱主筋	D13	SD345	382	189400	583	22
帯筋	D6	SD295A	363	193400	523	27
梁主筋	D13	SD295A	350	188600	493	26
肋筋	D6	SD295A	363	191200	525	26

表-7 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)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
W-N	上壁・柱上部	60	36200	4.3
	低強度層・梁	32	28600	2.6
	下壁・柱下部	47	31500	3.0
W-1S	上壁・柱上部	64	34600	4.2
	スラブ・低強度層・梁	35	29200	2.8
W-2S	上壁・柱上部	65	34100	3.5
	スラブ・低強度層・梁	34	28200	2.9
	下壁・柱下部	50	29700	3.3

梁上面とするスラブを支持する直交梁を設け、その先端には壁板と平行に梁（拘束梁）を設けた。実際の建物では隣り合うスパンのスラブによって低強度層が拘束されると考え、本試験体では直交梁、スラブおよび拘束梁の面内曲げ剛性分で低強度層を拘束するメカニズムを想定した。低強度層を直交梁、スラブおよび拘束梁と一体に打設し、上壁、柱上部および上スタブを一体に打設した。スラブおよび直交梁の先端には鋼板（PL-9）を配置し、スラブ筋および直交梁主筋を溶接した。

試験体に使用した鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-6、表-7にそれぞれ示す。

(2) 加力方法

加力方法を図-7に示す。下スタブを反力床に固定し、試験体上部から柱位置に片側 1000kN ずつ、一定軸力 ($N_1=2000kN$) を加えながら、ジャッキで上スタブに水平力 Q を与えた。W-N は図-7の左側ジャッキ 1 台で加力した。加力は変位制御とし、変形角 R を $\pm 1, 2, 4, 6/1000rad$ (各 1 回) を基本とした。 $R=\pm 6/1000rad$ 終了時においてもせん断破壊が確認できない場合には、軸力を $N_2=2500kN$ に変更して Q を与え、せん断強度を確認した。

5. 実験結果 (シリーズ II)

(1) ひび割れ状況

$R=\pm 6/1000rad$ 加力後 (W-N は $R=+5.5/1000rad$ 加力後)

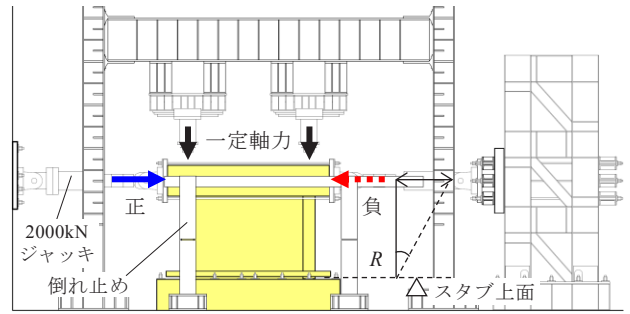


図-7 加力方法

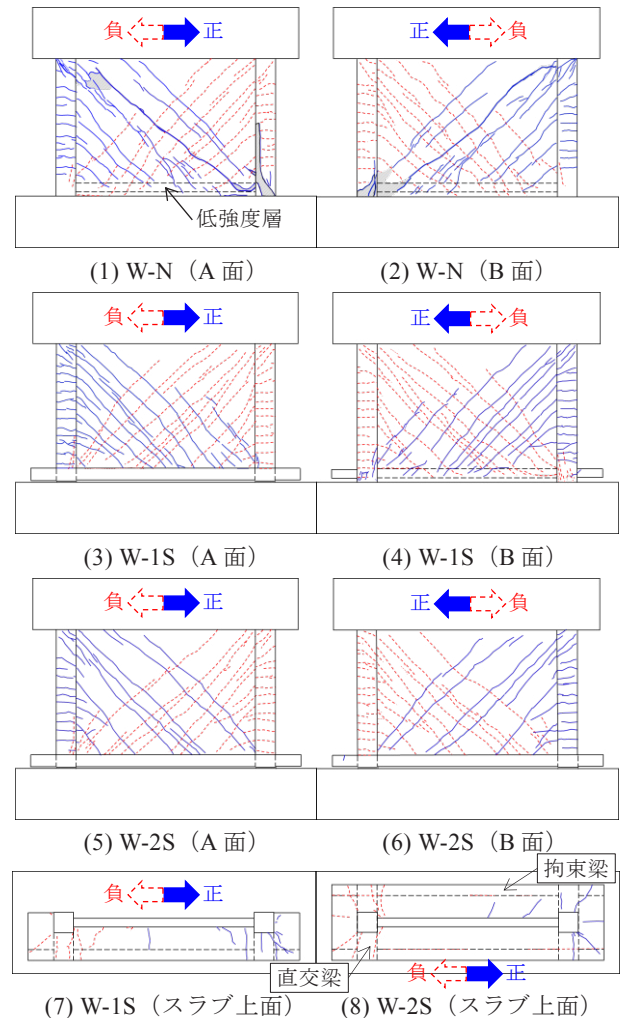


図-8 ひび割れ状況 (青実線：正, 赤破線：負)

のひび割れ状況を図-8に示す。壁板は加力方向に対して図-6のように面 A・B を定義し、W-1S ではスラブのある面を A 面とした。3 体とも $R=1/1000rad$ までに壁板にせん断ひび割れ、柱に曲げひび割れが発生した。W-N では壁板のせん断ひび割れが低強度層まで達しているものの、圧縮端から $(1/4)l_w'$ (l_w' : 壁板長さ) 程度の位置における低強度層のひび割れ幅は、 $R=+4/1000rad$ 時で $0.10mm$ 、その除荷時に $0.05mm$ 程度であった。その後、圧縮柱に斜めひび割れが貫通し、柱の出隅部のコンクリートが剥落した。W-1S のスラブの取り付けしていない B

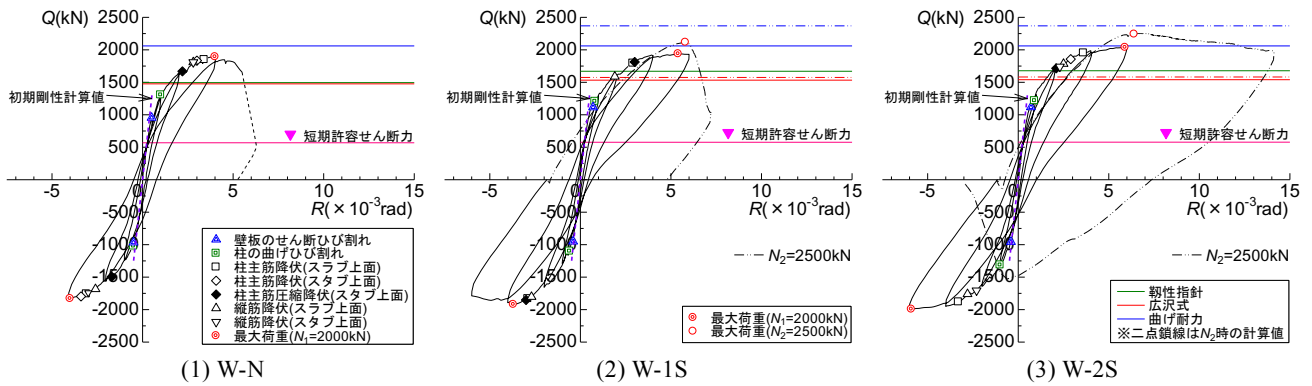


図-9 荷重 Q -変形角 R 関係

表-8 最大荷重実験値と耐力計算値一覧

試験体名	コンクリート強度	$N_1=2000\text{kN}$ の場合 ^{※1}			$N_2=2500\text{kN}$ の場合 ^{※1}			最大荷重時 ^{※3}	
		せん断耐力(kN)		曲げ耐力 ⁴⁾ (kN)	せん断耐力(kN)		曲げ耐力 ⁴⁾ (kN)	荷重 Q_{\max} (kN)	変形角 R_{\max} ($\times 10^{-3}\text{rad}$)
		靱性指針 ³⁾	広沢式 ⁴⁾		靱性指針 ^{3)※2}	広沢式 ⁴⁾			
W-N	上壁	1495 (1.27)	1476 (1.28)	2060 (0.92)	-	-	-	+1894 -1830	+4.0 -4.0
	低強度層	1127 (1.68)	1095 (1.73)		-	-	-		
	下壁(柱下部)	1382 (1.37)	1304 (1.45)		-	-	-		
	平均強度 ^{※4}	1226 (1.54)	1165 (1.63)		-	-	-		
W-1S	上壁	1670 (1.16)	1533 (1.27)	2060 (0.94)	1670 (1.27)	1575 (1.34)	2369 (0.89)	+1940 [+2117] -1920	+5.4 [+5.8] -3.7
	低強度層	1186 (1.64)	1135 (1.71)		1186 (1.78)	1177 (1.80)			
	下壁(柱下部)	1415 (1.37)	1343 (1.44)		1415 (1.50)	1385 (1.53)			
	平均強度 ^{※4}	1277 (1.52)	1205 (1.61)		1277 (1.66)	1246 (1.70)			
W-2S	上壁	1678 (1.21)	1540 (1.32)	2060 (0.99)	1678 (1.34)	1582 (1.42)	2369 (0.95)	+2038 [+2243] -1993	+5.9 [+6.4] -5.9
	低強度層	1179 (1.73)	1130 (1.80)		1179 (1.90)	1172 (1.91)			
	下壁(柱下部)	1412 (1.44)	1339 (1.52)		1412 (1.59)	1381 (1.62)			
	平均強度 ^{※4}	1271 (1.60)	1200 (1.70)		1271 (1.77)	1241 (1.81)			

※1: ()内は最大荷重と計算値の比, ※2: 壁アーチ機構による側柱の作用せん断力がせん断強度を超えるため, 壁板の有効長さの増分を 0 とした, ※3: []内は $N_2=2500\text{kN}$ の場合, ※4: 柱下部の強度と低強度の断面積割合で均した強度で, W-N は 36.8N/mm^2 , W-1S は 39.7N/mm^2 , W-2S は 39.4N/mm^2

面における低強度層のひび割れ幅は, 圧縮端から $(1/6)l_w$ 程度の位置で, $R=+4/1000\text{rad}$ 時に 0.10mm , その除荷時で 0.05mm 以下となり W-N のひび割れ幅と差異は見られなかったが, $R=\pm 6/1000\text{rad}$ 加力後においても W-N ほどの柱の損傷は見られなかった。また, 壁板高さ中央部のせん断ひび割れの幅については 3 体とも同程度で最大 1.60mm であった。W-1S および W-2S は曲げ圧縮側の柱の下スタブ上面位置で圧壊が見られた。W-1S, W-2S とともにスラブには柱近傍から放射状のひび割れが発生したものの, そのひび割れ幅は微小 (0.05mm 程度以下) であった。

(2) 荷重 - 変形関係

荷重 Q と変形角 R の関係を図-9 に, 各種耐力の実験値と計算値の一覧を表-8 に示す。各試験体とも壁板のせん断ひび割れ, 柱の曲げひび割れの順に発生し, $R=+4.0\sim 6.4/1000\text{rad}$ で最大荷重に達した。W-N は $R=+5.5/1000\text{rad}$ で, W-1S は $N_2=2500\text{kN}$ の場合の $R=+5.8/1000\text{rad}$ でせん断破壊した。W-2S は $N_2=2500\text{kN}$ に軸力を大きくしてもせん断破壊が見られないまま変形が

大きくなり, $R=+14/1000\text{rad}$ で折り返して, $R=-0.6/1000\text{rad}$ で荷重が低下した。

靱性指針式³⁾等を用いて側柱のない壁板のせん断耐力を算定することはできないためシリーズ I では文献 2 の算定式を用いたが, シリーズ II では靱性指針式と広沢式⁴⁾の 2 通りとし, 式中のコンクリート強度に上壁, 低強度層, 下壁の各々のコンクリート強度を用いた場合と, 低強度層と柱下部のコンクリート強度を各々の断面積比で均した平均コンクリート強度を用いた場合の計 4 通りで計算した。せん断耐力計算値に対する最大荷重の比率は, 平均強度による場合で $1.52\sim 1.81$, 上壁の強度による場合で $1.16\sim 1.42$ となり, 全ての試験体で最大荷重はせん断耐力計算値を上回る一方で, 曲げ耐力計算値には到達していない。スラブのない W-N においても上壁, 下壁の高強度コンクリートによる場合の計算値を超える最大荷重を示したことより, 下スタブによる拘束や側柱の影響が低強度層に及んでいたものと思われる。

各試験体における上壁のコンクリート強度で算出した初期剛性の計算値を図-9 の原点付近に示す。初期剛性の計算値は実験での初期剛性に概ね一致した。

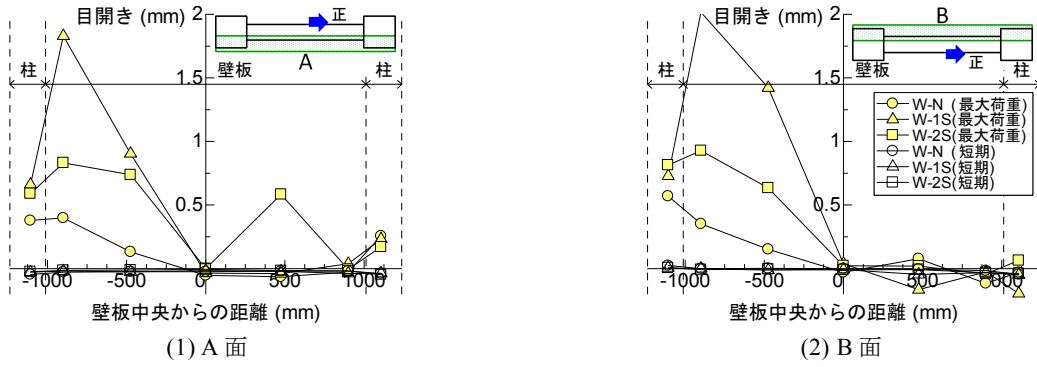


図-10 上壁と低強度層間の目開き分布

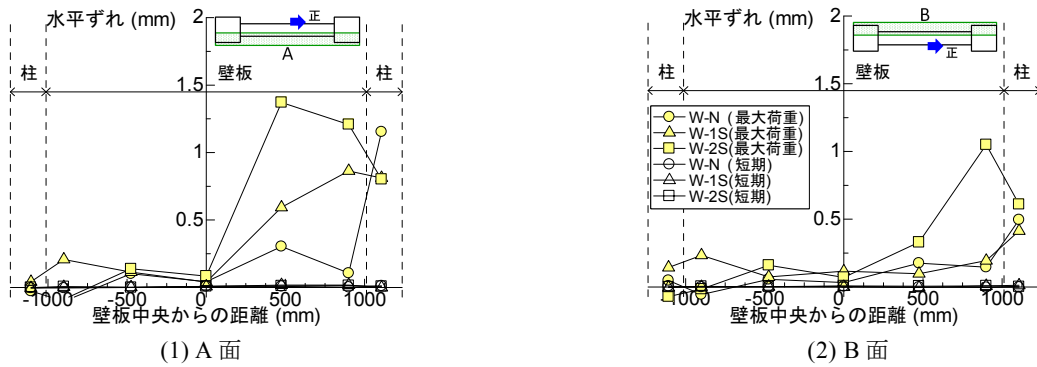


図-11 上壁と低強度層間の水平ずれ分布

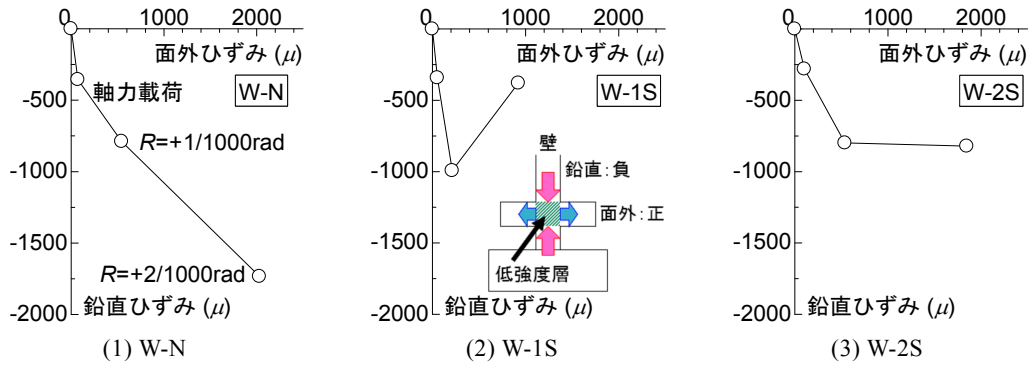


図-12 低強度層内部の鉛直ひずみと面外方向ひずみの関係 (シリーズII)

(3) 低強度層における目開きと水平ずれ

最大荷重 (正加力) 時における上壁と低強度層間の目開き分布を図-10 に、水平ずれ分布を図-11 に示す。以後、図-12 と図-13 を除く図-10~図-15 では $N_1=2000\text{kN}$ の場合の最大荷重時の結果を示す。水平ずれは上壁が低強度層よりも正加力方向に相対的にずれる場合を正とする。W-1S および W-2S では、壁面から面外方向に 25mm 離れた位置のスラブ上面と上壁のずれを計測した。曲げ引張側の目開きは片側スラブの W-1S に比べて両側スラブの W-2S の方が小さくなった。最大荷重時の変形角が小さいため、W-N の目開きが 3 体のうち最も小さくなっている。

曲げ引張側では目開きが生じているものの、水平ずれは小さいことが確認できる。曲げ圧縮側では、複数の斜

めひび割れ幅の累積によるものと思われる水平ずれが 1 ~ 1.5mm 程度生じているが、上壁-低強度層間の層全体の水平ずれは確認されなかった。短期許容せん断力相当時 (図-9 参照) においては目開き・水平ずれともにほとんど生じていなかった。なお、下壁と低強度層間のスパン中央位置での最大荷重時の水平ずれは、W-N では約 0.05mm、W-1S では約 0.2mm であり、低強度層の下面でも層全体の水平ずれは生じなかった。

6. スラブによる拘束効果の検討

(1) 低強度層のひずみと変位

モールドゲージで計測した低強度層圧縮側内部の鉛直ひずみと壁板の面外方向のひずみの関係 (シリーズII)

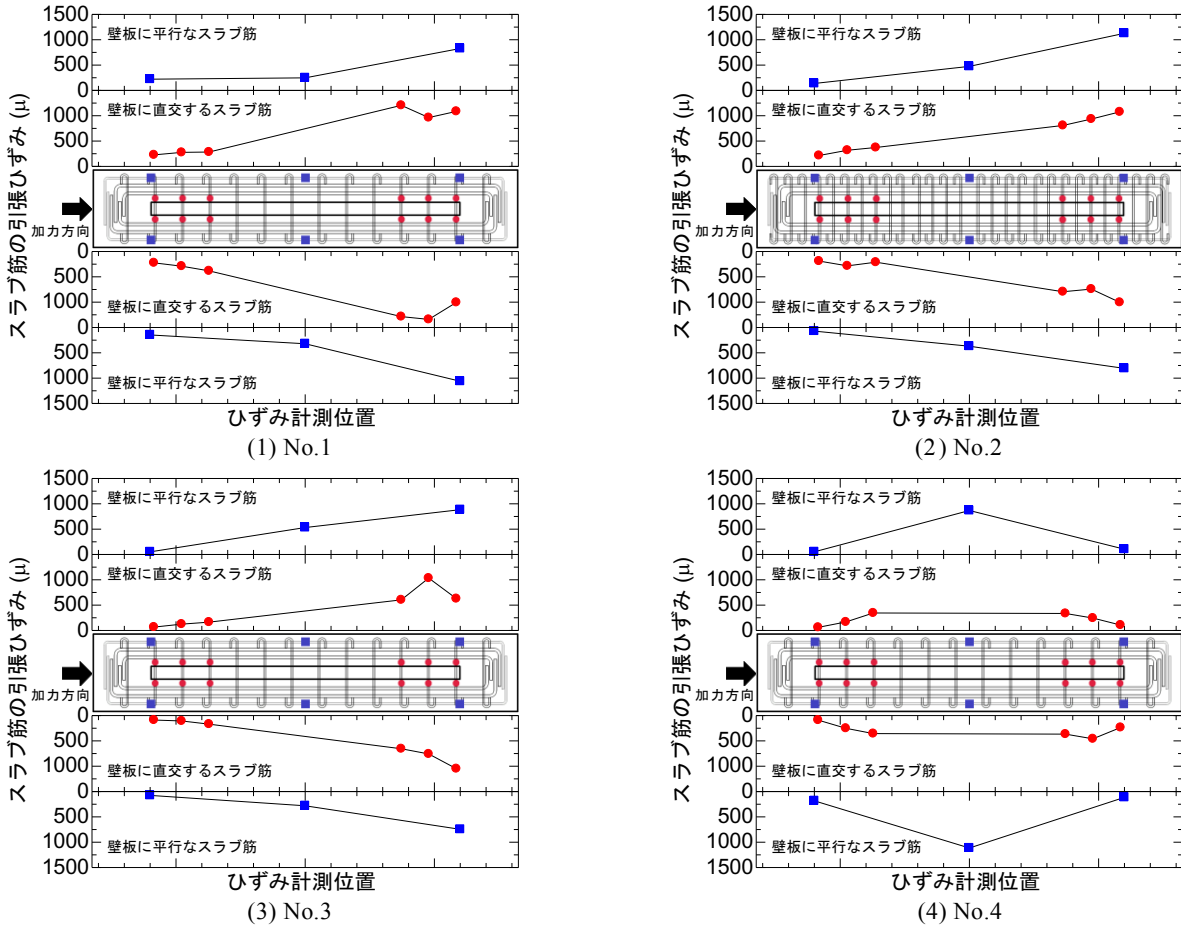


図-13 スラブ筋のひずみ分布 (シリーズ I)

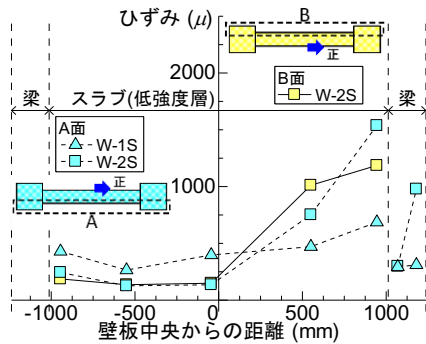


図-14 スラブ筋および直交梁主筋のひずみ分布 (シリーズ II)

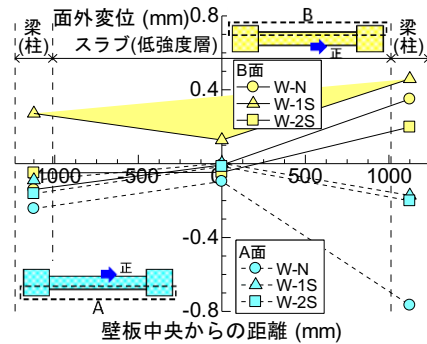


図-15 低強度層の面外変位分布

を図-12 に示す。ひずみの計測位置は壁板端部から 150 mm 内側の壁芯位置である。軸力荷重時、 $R=+1/1000\text{rad}$ 時および $R=+2/1000\text{rad}$ 時の関係を示した。スラブのない W-N では、荷重に伴い鉛直ひずみと面外ひずみの双方が大きくなっているのに対し、スラブのある 2 体では $R=+2/1000\text{rad}$ 時には鉛直ひずみが W-N に比べて小さくなり、面外ひずみのみが大きくなっている。

シリーズ I の試験体の最大荷重時のスラブ筋のひずみ分布を図-13 に、シリーズ II の試験体のスラブ筋と直交梁主筋のひずみ分布を図-14 に示す。図-14 のひずみは、壁面位置の壁板に直交するスラブ筋と柱面位置の梁主筋のひずみである。壁板に直交するスラブ筋には、いずれ

の試験体も曲げ圧縮域では引張ひずみ（壁板の面外方向に横ひずみ ϵ_t ）を生じている。一方、壁板に平行なスラブ両端のスラブ筋（シリーズ I）は引張ひずみとなり、低強度層の横ひずみを抑制するようにスラブの面内剛性が抵抗していることを示している。なお、スラブ位置の高い No.4 で横ひずみ ϵ_t が小さいのは、圧縮束と計測位置が他の試験体より離れていること、および下壁のコンクリートで圧壊したことによるものと考えられる。

最大荷重（正加力）時の低強度層の高さ中央位置における面外変位分布（シリーズ II）を図-15 に示す。曲げ圧縮側では低強度層の面外方向の変形が大きくなっている。

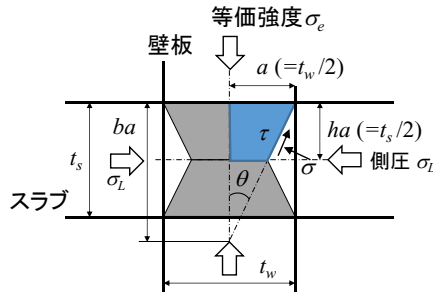


図-16 壁板-スラブ接合部の等価圧縮強度

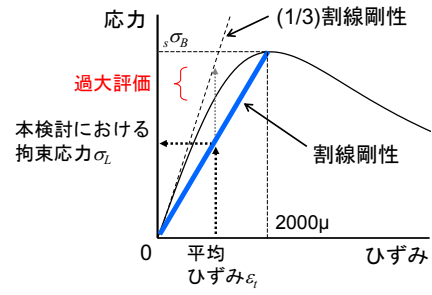


図-17 コンクリートの応力-ひずみ曲線

表-9 低強度層の側圧と等価強度計算値

シリーズ	試験体	壁板端部の スラブ筋のひずみ ϵ_i (μ)	コンクリート		側圧 0 時の 等価圧縮強度計算値 (N/mm^2)	側圧 推定値 σ_L (N/mm^2)	等価圧縮強度 計算値 σ_e (N/mm^2)	拘束係数 $K^{※2}$
			圧縮強度 $s\sigma_B$ (N/mm^2)	割裂引張強度 $c\sigma_t^{(6)}$ (N/mm^2)				
I	No.1	978	26.7	2.3	18.7	14	46.4	1.5
	No.2	817	27.1	2.4	18.8	12	43.0	1.4
	No.3	825	26.2	2.3	18.4	10	42.0	1.5
	No.4	314	26.3	2.3	18.5	4	28.8	0.6
II	W-1S	687	34.6	2.8	22.2	12	48.5	1.2
	W-2S	1362 ^{※1}	34.2	2.8	22.0	23	68.2	1.5

※1: 両側の壁面の平均ひずみ, ※2: $\sigma_e = s\sigma_B + K \cdot \sigma_L$ から算出

(2) 低強度層の等価圧縮強度の推定

スラブ筋に生じた引張ひずみの反作用として側圧が低強度層に作用し、低強度層の見かけのコンクリート強度（以下、等価圧縮強度）が上昇することが考えられる。文献5の三軸部分圧縮時のコンクリート強度算定理論を引用し、壁長さ方向にくさび状の崩壊面が形成される（図-16）として算定式を誘導すると低強度層の等価圧縮強度 σ_e は式(1)～式(13)のように表される。同理論は、低強度層内部に生じるくさびの形成条件に Griffith の破壊基準を導入し、コンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ によって圧縮強度を算定するものである。くさび角度 θ （係数 b ）を仮定して、式(1)、式(2)よりくさび面のせん断応力度 τ および垂直応力度 σ を求め、これらを式(3)に代入して圧縮強度を計算し、それが最小値となる θ （係数 b ）の場合の計算値が等価圧縮強度 σ_e となる。コンクリートの引張強度には式(4)⁶を用いた。

$$\tau^2 = 4 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot (\sigma + c \cdot \sigma_t) \quad (1)$$

$$G \cdot \sigma + H \cdot \tau + I = 0 \quad (2)$$

$$\sigma_e = \frac{C \cdot E - F \cdot A}{B \cdot F - C \cdot D} (\sigma \sin \theta + \tau \cos \theta) \quad (3)$$

$$c \cdot \sigma_t = 4 \cdot \left(\frac{s \cdot \sigma_B}{60} \right)^{2/3} \quad (4)$$

ここで、

$$A = - \frac{a^2 \{ b^2 - (b-h)^2 \}}{2b \cos \theta} \quad (5)$$

$$B = \frac{a^2}{2} \quad (6)$$

$$C = - \frac{a^2 (b-h)^2}{2b^2} \quad (7)$$

$$D = -a \quad (8)$$

$$E = \frac{ha}{\cos \theta} \quad (9)$$

$$F = \frac{a(b-h)}{b} \quad (10)$$

$$G = ha \quad (11)$$

$$H = -h \tan \theta \quad (12)$$

$$I = -ha \sigma_L \quad (13)$$

低強度層に作用する側圧 σ_L は、過大評価しないようコンクリートの応力-ひずみ曲線（図-17）の原点と圧縮強度点（ひずみは 2000μ とした）を結ぶ割線剛性（ $= s\sigma_B / 2000 \times 10^{-6}$ ）にスラブ筋のひずみを乗じて算出した。シリーズ I では横ひずみが最大となった加力サイクルの平均ひずみを、シリーズ II では最大荷重時のひずみを用いた。

側圧 σ_L の推定値と等価圧縮強度 σ_e の計算値を表-9 に示す。No.1～No.3 の σ_L は $10 \sim 14 \text{ N/mm}^2$ 、 σ_L を用いて計算した等価圧縮強度 σ_e は $42 \sim 46 \text{ N/mm}^2$ となり、下壁のコンクリート強度と同程度と算定されている。また、W-1S の σ_L は 12 N/mm^2 、W-2S では 23 N/mm^2 、W-1S の σ_e は下壁のコンクリート強度と、W-2S は上壁のコンクリート強度と同程度と算定された。等価圧縮強度 σ_e のコンクリート圧縮強度 $s\sigma_B$ からの増分を側圧 σ_L で除した拘束係数 K は、No.1～No.3 の平均値で 1.5 程度、W-1S および W-2S では $1.2 \sim 1.5$ となった。なお、前述のようにスラブ位置が高く、計測位置の横ひずみが小さくなった No.4 では σ_L は 4 N/mm^2 、 K は 0.6 となっていた。

7. まとめ

壁脚部にスラブ厚分の低強度コンクリート層を有するスラブ付き RC 耐震壁の実験を実施した。本報では、スラブの位置や低強度層の厚さを変えた壁板の水平加力実験（シリーズⅠ）とスラブの有無を実験因子とした両側柱付き耐震壁の水平加力実験（シリーズⅡ）の実験結果を報告した。スラブのある低強度層の破壊は見られず、最大せん断力は壁板の大部分を占める高強度コンクリートの圧縮強度を用いて計算したせん断耐力を上回った。低強度層の圧縮側端部のスラブ筋に生じたひずみを用いて側圧を算出し、三軸部分圧縮時のコンクリート強度算定理論から低強度層の等価圧縮強度を算定した。その結果、等価圧縮強度計算値が壁板のコンクリート強度と同程度となった。

謝辞：本実験のシリーズⅠは室蘭工業大学構造物水平加力試験室で実施されたものである。実験の実施にあたり同大学大学院教授 溝口光男博士、同准教授 高瀬裕也博士ならびに溝口・高瀬研究室の大学院生・学部生の皆様

より多大なるご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松永，磯崎，溝口，小坂：異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討（その 1）（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.165-168，2016.8
- 2) 小坂，溝口，荒井：鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法，日本建築学会構造系論文集，pp.129-136，2014.1
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 建築行政情報センター・日本建築防災協会：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 5) 徳富：三軸部分圧縮強度試験におけるコンクリートの強度，日本建築学会構造系論文集，第 499 号，pp.23-30，1997.9
- 6) 野口，友澤：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集，pp.11-16，1995.6