

論文 後施工型の鉄筋を用いた RC 部材のせん断補強

羽田野 英明*1・中島 隆*2・原田 祐一*3・六郷 恵哲*4

要旨：本論文では、コンクリート構造物の表層部のコンクリートを打ち替える際に、後施工型の鉄筋を用いることで、新旧コンクリートの打継面のずれせん断破壊を防止でき、部材のせん断耐力が向上することを示す。後施工鉄筋を、既設コンクリートの削孔部に微膨張型靱性モルタルなどで固定し、コンクリートを打ち継ぐ工法は、新旧コンクリート打継面に発生するずれせん断破壊を防ぎ、標準的なスターラップ筋を有するコンクリート部材の 80%程度のせん断耐力を後施工で確保することができるため、コンクリート構造物の長寿命化には有効な補強方法である。

キーワード：せん断補強，後施工型鉄筋，コンクリート打継面，せん断破壊，微膨張型靱性モルタル

1. はじめに

本研究では、後施工型の鉄筋を用いて、新旧コンクリートを打ち継ぎ、RC 部材のせん断補強を効率的に行うことを目的としている。

2006年9月に発生したカナダのケベック州モントリオール市近郊で発生したデラコンコルド跨道橋の崩落事故¹⁾²⁾では、スラブ形状を有する桁受部のせん断耐力不足に加え、部材上面の凍害損傷部を補修した新旧コンクリートの打継ぎ部が、路面からの凍結防止剤を含んだ漏水により劣化したことが崩落要因とされている。この崩落事故は、せん断耐力が不足した桁受部に、適切なせん断補強が行われ、新旧コンクリート打継ぎ面の適切な保護が行われていれば、防止できた可能性が高い。

わが国においても、1980年以前に建設されたRC構造物では、せん断補強鉄筋量が少なく、せん断耐力が不足しているものも少なくない。兵庫県南部地震以後、耐震設計法の改定により、RC部材のせん断補強に関して、各種の補強方法が採用されている。全方向からの補強ができるRC柱では、鋼鉄巻立て、RC巻立て、連続繊維巻立て等がある。ボックスカルバートのような壁構造を有し、補強が一方向からに限定されるRC構造物では、寸切り鉄筋を使用したせん断補強³⁾や、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による補強方法⁴⁾が採用されている。また、RC床版では、押し抜きせん断耐力の向上を目的として、せん断補強鉄筋を用いず、SFRC(鋼繊維補強コンクリート)による上面増厚工法⁵⁾も適用されている。

しかしながら、RC部材の表面部が凍害等で損傷した場合に、表層部のコンクリートを除去して、部分的に新しいコンクリートで打ち替え、同時に部材のせん断補強を行うという補強方法については、十分な研究が行われ

ていないのが現状である。

本論文では、後施工型の鉄筋を用いて、一方向からの施工で、新旧コンクリート打継面でのずれせん断破壊を防止するとともに、部材のせん断補強を行う施工法の開発を目的とした基礎的な実験結果について報告する。

2. 実験方法

2.1 実験概要

図-1および図-2に示すような2種類のはり試験体A、Bを用いた載荷実験を行った。試験体Aは、後施工型の鉄筋のせん断補強効果について、標準的なせん断補強筋としてのスターラップ筋と、後施工型の鉄筋との違いを調べるものであり、せん断破壊先行型となるような部材寸法とした。試験体Bは、新旧コンクリート打継面を有する部材への、せん断補強効果を調べるものであり、実構造物に近い、曲げ破壊先行型とした。

2.2 試験体形状

(1) せん断補強効果に関する試験体A

せん断補強効果を調べるための試験体Aは、表-1に示すようにA1~A6の6種類とした。図-1に示したように主鉄筋を、いずれも引張側鉄筋2-D19、圧縮鉄筋2-D6とし、せん断支間比を $2.35(=400/170.5)$ とした。

試験体A1は、せん断補強が無く、コンクリートによるせん断耐力を求める試験体である。

試験体A2は、標準的なせん断補強筋であるスターラップ筋(D6)を100mm間隔で配置し、後施工型の鉄筋によるせん断補強効果と比較するための基準となる試験体である。

試験体A3~A6は、後施工型の鉄筋を用いてせん断補強を行った試験体である。試験体A3およびA4では、梁

*1 中日本建設コンサルタント(株)建設技術本部 技師長 工修 (正会員)

*2 岐阜大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (正会員)

*3 岐阜大学 工学部社会基盤工学科 (正会員)

*4 岐阜大学 工学部社会基盤工学科教授 工博 (正会員)

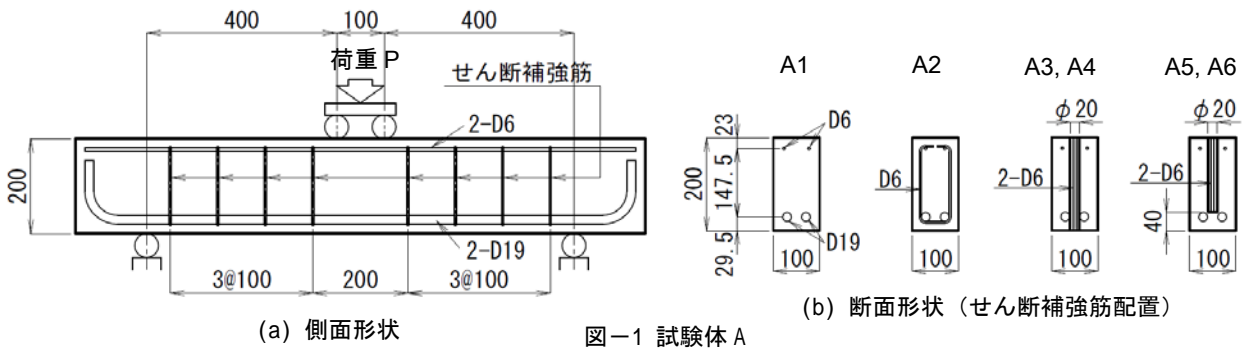


表-1 試験体 A

試験体	せん断補強筋	グラウト材	補強高
A1	せん断補強無し		
A2	スターラップ補強		
A3	後施工型	無収縮モルタル	200mm(全高)
A4	後施工型	微膨張型靱性モルタル	200mm(全高)
A5	後施工型	無収縮モルタル	160mm(80%高)
A6	後施工型	微膨張型靱性モルタル	160mm(80%高)

表-2 試験体 B

試験体	せん断補強筋	後打ち材料	剥離処理幅
B1	無し	—	—
B2	無し	普通コンクリート	—
B3	無し	普通コンクリート	50mm (33%)
B4	後施工型	普通コンクリート	—
B5	後施工型	普通コンクリート	50mm (33%)
B6	後施工型	HPFRCC	—
B7	後施工型	HPFRCC	50mm (33%)

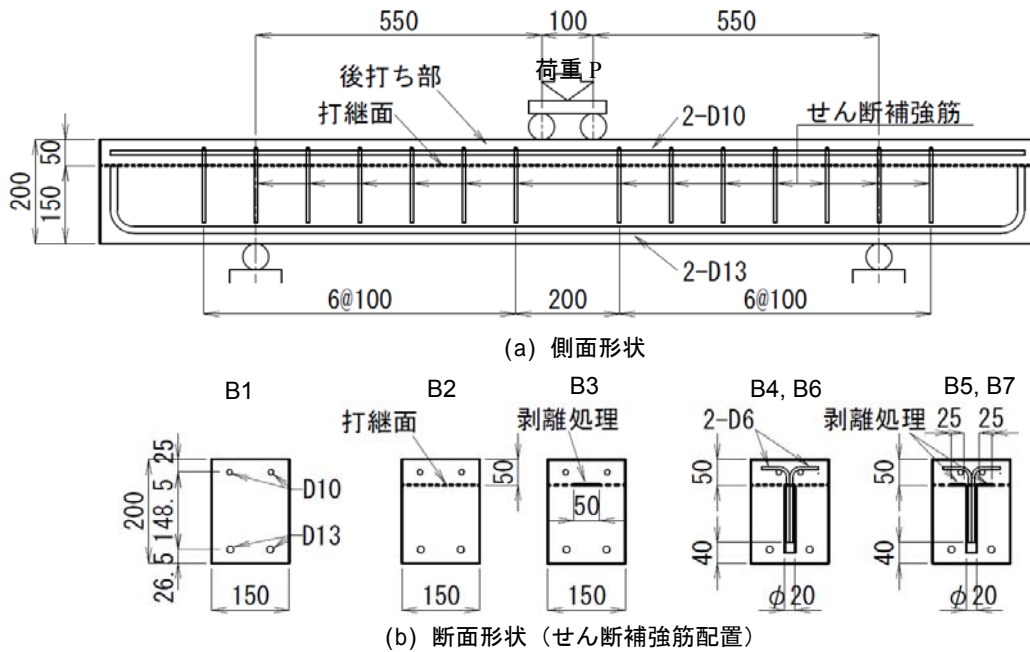


図-2 試験体 B

高に等しいせん断補強筋を配置した。試験体 A5 および A6 では、せん断補強筋を挿入する削孔に配慮し、梁下面鉄筋の上側までの高さを有するせん断補強筋高（全高の 80%）とした。

せん断補強筋の定着に用いるグラウト材の影響を調べるため、試験体 A3 および A5 では、一般的な無収縮モルタルにてグラウトし、試験体 A4 および A6 では、微膨張型靱性モルタルでグラウトした。なお、せん断補強筋は、フック無しの直線状の鉄筋とし、標準的なスターラップと断面積が同じになるように D6 鉄筋を 2 本重ねて

100mm 間隔に配置した。

せん断補強筋の挿入孔は直径を 20mm とした。挿入孔の施工は、実施工ではコアドリルによる削孔となるが、この試験では、試験体作製時に外径 20mm のビニールホースにネジ筋鉄筋を差し込んで、箱抜きして成形することで、実施工を模擬した。

(2) 打継面を有する場合の補強効果に関する試験体 B

打継面での補強効果に関する試験体 B は、表-2 に示すように B1~B7 の 7 種類の試験体とした。図-2 に示したように主鉄筋を、いずれも引張側鉄筋 2-D13、圧縮

表-3 コンクリート系材料の配合

材 料	W/C (%)	単 位 量 (kg/m ³)									
		水	セメント	細骨材	粗骨材	石灰石粉	7号珪砂	膨張材	繊維	AE減水剤	増粘剤
普通コンクリート	55	180	327	810	920	—	—	—	—	1.02	—
無収縮モルタル	44	380	858	—	—	379	345	27	—	1.896 ^{*1}	1.074
微膨張型靱性モルタル	46	380	832	—	—	379	345	53	9.7	3.79 ^{*1}	1.074
HPFRCC	30	380	1264	—	—	—	395	—	14.7	37.9 ^{*2}	0.900

AE減水剤：リグニンスルホン酸化合物およびポリオール複合体

※1は高性能AE減水剤（粉体）、※2は高性能AE減水剤（液体）を示す。

セメント：早強セメント

膨張材：エトリンガイト・石灰複合系

繊維：高強度ポリエチレン繊維、繊維径12μm、繊維長12mm、引張強度2600MPa、弾性係数88GPa

表-4 材料強度

(a) コンクリート系材料

材 料	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
普通コンクリート	40	4.1	—	3.1×10 ⁴	21
無収縮モルタル	72	—	—	計測せず	11
微膨張型靱性モルタル	61	—	6.4	計測せず	11
HPFRCC	83	—	6.2	2.0×10 ⁴	21

(b) 異形鉄筋

使用部位	JIS規格	鉄筋径	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
主鉄筋	JIS G3112	D19	396	601	2.0×10 ⁵
主鉄筋	JIS G3112	D13	390	582	
主鉄筋	JIS G3112	D10	356	521	
主鉄筋, 差し筋	JIS G3532	D6	502	614	
スターラップ筋	JIS G3532	D6	481	600	

鉄筋 2-D10 とし、せん断支間比を 3.17(=550/173.5) とした。

試験体 B1 は打継面がなく、せん断補強がない試験体である。試験体 B2 および B3 は、打継面が部材の耐力にどのように影響するかを、試験体 B1 と対比して調べる試験体である。

打継面を有する試験体 B4~B7 は、後施工型の鉄筋を用いてせん断補強を行った試験体であり、試験体 A と同様な方法で、せん断補強筋の挿入孔を成形した。いずれの試験体においても、せん断補強筋は上側に直角フックを有し、圧縮側主鉄筋に掛けるように D6 鉄筋 2 本を 1 組として 100mm 間隔に配置し、微膨張型靱性モルタルでグラウトした。

高圧水で打継面のレイタンス等を研掃した後、試験体 B3, B5 および B7 では、打継面での付着力の低下を模擬するため、全幅の 1/3 である 50mm 幅に布製テープを貼付けた。

試験体 B2, B3, B4 および B5 の後打ちコンクリートは、先行打設したコンクリートと同一配合とした。一方、試験体 B6 および B7 の後打ち材料には、塩害や凍害で損傷したコンクリート表面の打ち替え補修という観点も考慮し、耐久性の高い複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（以下、HPFRCC）を用いた。

2.3 材料特性

表-3 に、試験体のコンクリートの配合、後施工型の鉄筋を定着するグラウト材（無収縮モルタルおよび微膨張型靱性モルタル）、試験体 B6 および B7 の後打ち材として用いた HPFRCC の材料配合を示し、その材料強度を表-4(a)に示す。微膨張型靱性モルタルは、上向きのグ

ラウト作業も想定し、粘性を高め、後施工型の鉄筋を用いた補強工法用に開発したものである。また実験に用いた試験体の鉄筋の強度特性を表-4(b)に示す。

2.4 実験方法

荷重実験は、図-1(a)および図-2(a)に示したように、2 点荷重とし、荷重をロードセルで、供試体の変位を高感度変位計で計測した。荷重荷重位置 2 箇所と支点位置 2 箇所での変位を測定し、その平均値を荷重位置の変位とした。

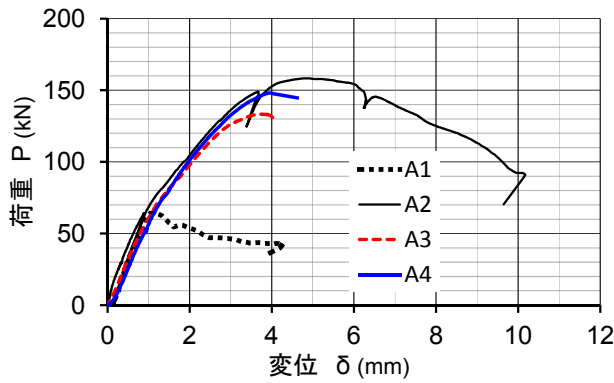
3. 実験結果

3.1 せん断補強効果の実験結果

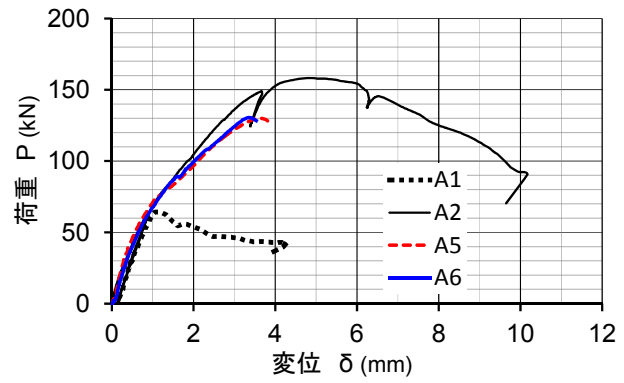
試験体 A を用いて、せん断補強効果を調べた結果を図-3 および表-5 に示す。

図-3(a)に、後施工型の補強鉄筋を部材高と同一とした試験体 A3 および A4 の荷重-変位関係を、せん断補強の無い試験体 A1 と標準的なスターラップでせん断補強した試験体 A2 とを比較して示す。同様に図-3(b)に、後施工型補強鉄筋を部材高の 80%とした試験体 A5 および A6 の荷重-変位関係を、試験体 A1 および A2 と比較して示す。

表-5 には、部材としての最大せん断耐力と、その内訳となるコンクリートの耐力およびせん断補強筋の耐力を、設計値と実験値とを比較して示す。コンクリート耐力の設計値 V_{cd} は、式(1) に示すせん断スパン比の影響を考慮した斜めひび割れ発生荷重算定式⁶⁾を用いて計算した。



(a) 全高せん断補強筋を用いた場合(A3,A4)



(b) 80%高せん断補強筋を用いた場合(A5,A6)

図-3 試験体Aの荷重-変位関係

表-5 試験体Aの実験結果

試験体	設計値			実験結果						
	Vyd (kN)	Vcd (kN)	Vsd (kN)	Vye (kN)	Vce (kN)	Vse (kN)	試験体A2との比較		設計値との比較	
							Vyeの比率	Vseの比率	Vye/Vyd	Vse/Vsd
A1	36.6	36.6	—	32.1	32.1	—	—	—	0.88	—
A2	77.0	36.6	40.4	78.9	32.1	46.8	1.00	1.00	1.03	1.16
A3	78.7	36.6	42.1	66.6	32.1	34.5	0.84	0.74	0.85	0.82
A4				74.0	32.1	41.9	0.94	0.90	0.94	1.00
A5				65.0	32.1	32.8	0.82	0.70	0.83	0.78
A6				65.3	32.1	33.1	0.83	0.71	0.83	0.79

Vyd, Vye : 最大せん断耐力の設計値と実験値

Vcd, Vce : コンクリートの耐力の設計値と実験値

Vsd, Vse : せん断補強筋の耐力の設計値と実験値



写真-1 試験体A2の終局状態
(標準スターラップ配置)



写真-2 試験体A4の終局状態
(微膨張型韧性モルタルによる全高補強)

$$V_c = 0.2f_c^{1/3}(100p_w)^{1/3} \left(\frac{10^3}{d}\right)^{1/4} \left(0.75 + \frac{1.4d}{a}\right) b_w d \quad (1)$$

ここに、 V_c : 斜めひび割れ発生せん断力 (N)

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

p_w : 引張鉄筋比= $A_s/b_w d$

d : 断面の有効高さ (mm)

a : せん断支間 (mm)

b_w : 断面の幅 (mm)

A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm²)

また、せん断補強筋の耐力の設計値 V_{sd} は標準示方書⁷⁾により、部材係数 γ_b を 1.0 として算定した。

A1~A6 のすべて試験体の破壊形態は、せん断破壊であった。標準的なスターラップによるせん断補強を実施した試験体A2の破壊状況を写真-1に示し、全高のせん断補強筋を微膨張型韧性モルタルでグラウトした試験

体A4の破壊状況を写真-2に示す。

本研究の範囲では、直線状の後施工型のせん断補強筋の耐力は、標準的なスターラップに比べて70%程度、部材としてのせん断耐力は80%程度であり、端部定着が不足することの影響が若干認められた。また、設計値との比較においても、同様の傾向が見られた。

後施工型のせん断補強におけるグラウト材として、微膨張型韧性モルタルは、無収縮モルタルと同等以上の鉄筋定着性能を有していた。

試験体A3とA5の比較からせん断補強高を全高の80%とした場合、せん断耐力の3%程度の低下が認められた。

3.2 打継面での補強効果の実験結果

試験体Bを用いて、打継面での補強効果を調べた結果を図-4および表-6に示す。

図-4(a)に、せん断補強筋を配置しない試験体B1~

B3の荷重-変位関係を、図-4(b)に、後施工型のせん断補強筋を配置した試験体 B4~B7の荷重-変位関係を、B1と併せて示す。

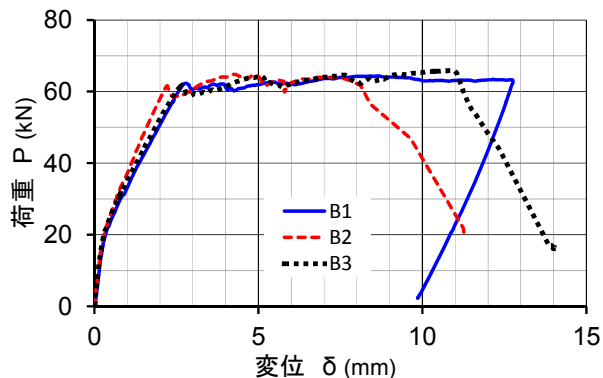
表-6には、降伏荷重、曲げ破壊荷重、せん断破壊荷重、および打継面でのずれせん断応力度について、設計値と実験値とを併せて示す。降伏荷重および曲げ破壊荷重の設計値は、道示 III⁸⁾に示されるコンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ曲線を用いて部材の降伏モーメントおよび破壊モーメントを求め、荷重に変換した。せん断破壊荷重の設計値は、試験体 A で示した算定法により最大せん断耐力を求め、荷重に変換した。

また、表-6には、載荷実験における引張鉄筋降伏後の破壊形態も示した。打継面がなく、せん断補強筋を配

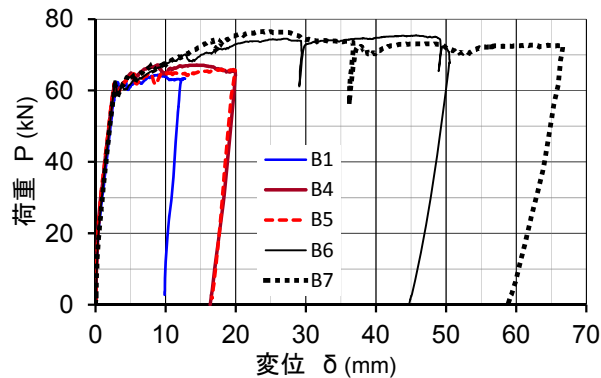
置しない試験体 B1 では、上縁コンクリートが圧壊して終局状態となった。打継面があり、せん断補強筋を配置していない試験体 B2 および B3 では、引張鉄筋降伏後に、せん断破壊に移行して、終局状態となった。試験体 B2 のせん断破壊状況を写真-3 に示す。

試験体 B2 および B3 の破壊は、下縁側から発生した斜めせん断ひび割れが上側に徐々に進行し、写真に示したように打継面で、ずれせん断による水平ひび割れが急激に進行する形態を示した。ずれせん断破壊が発生した試験体 B2 および B3 における打継面でのずれせん断応力度は、表-6 に示したように、打継面での終局ずれせん断応力度を上回っていた。

打継面の付着力の低下を模擬した布製テープの貼付



(a) せん断補強のない試験体



(b) せん断補強のある試験体

図-4 試験体 B の荷重-変位関係

表-6 試験体 B の実験結果

試験体	設計値				実験結果							
	降伏荷重 P_{yd} (kN)	曲げ破壊荷重 P_{ud} (kN)	せん断破壊荷重 P_{sd} (kN)	τ_{csu} (N/mm^2)	降伏荷重		最大荷重		最大変位 (mm)	τ_{cs} (N/mm^2)	引張鉄筋降伏後の破壊形態	
					P_{ye} (kN)	P_{ye}/P_{yd}	P_{ue} (kN)	P_{ue}/P_{ud}				
B1	55.7	59.0	65.1	1.14	61.6	1.11	63.9	1.08	11.7	-	上縁コンクリート圧壊	
B2					61.7	1.11	64.8	1.10	8.1		1.22	せん断破壊
B3					61.2	1.10	65.9	1.12	10.9		1.85	せん断破壊
B4	57.5	63.0	150.8	2.00	61.1	1.10	67.1	1.14	19.6	-	後打ちコンクリート上縁の圧壊	
B5					62.0	1.11	65.9	1.12	19.6		1.85	後打ちコンクリート上縁の圧壊
B6					62.4	1.09	75.5	1.20	48.9		1.42	打継面の先打ちコンクリート圧壊
B7					62.4	1.09	76.5	1.21	66.2		2.15	打継面の先打ちコンクリート圧壊

τ_{csu} : 打継面での終局ずれせん断応力度で、道示 III に規定する許容せん断応力度に安全率 (3.0) を乗じて算定

τ_{cs} : 最大荷重時における打継面での発生せん断応力度で、道示 III の算定式 (はり理論) により算定
打継面でのせん断応力度は剥離処理部を考慮して算出



写真-3 試験体 B2 の終局状態

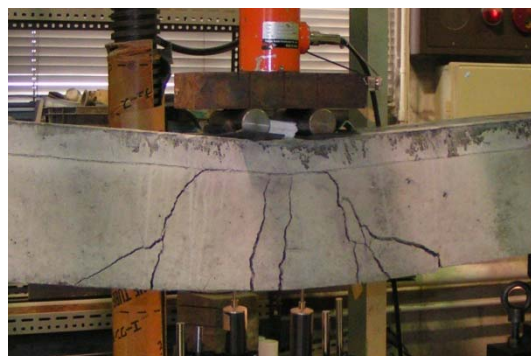


写真-4 試験体 B6 の終局状態

けについては、引張鉄筋降伏後にずれせん断破壊が発生したため、破壊荷重に明確な違いが認められなかった。

後施工型のせん断補強筋を設置した試験体 B4~B7 は、いずれも圧縮側コンクリートが圧壊して終局状態となり、ずれせん断破壊は発生しなかった。

後打ち部に普通コンクリートを用いた試験体 B4 および B5 では、後打ちコンクリートの上縁が圧壊して終局状態となった。

一方、後打ち部に HPRCC を用いた試験体 B6 および B7 では、材料強度の高い後打ち部は圧壊せず、打継面から下側の先打ちコンクリート部が崩壊して終局状態となった。また、図-4(b)からわかるように、普通コンクリートを用いた試験体 B4 および B5 に比べ、終局時の変形が2~3 倍程度大きくなった。試験体 B6 の破壊状況を写真-4 に示す。

4. 考察

4.1 後施工型鉄筋のせん断補強効果

後施工型の鉄筋によるせん断補強効果として、以下のことが明らかになった。

- (1) フックのない直線状の鉄筋を用いて、後施工型のせん断補強をすることは、有効な補強方法である。
- (2) 直線状の後施工型のせん断補強筋の耐力は、端部定着が不足することの影響が発生するため、設計時には、標準的なスターラップに比べ 20%程度の低下を考慮する必要がある。

4.2 後施工型鉄筋による打継面での効果

後施工型の鉄筋による新旧コンクリートの打継面での効果として、以下のことが明らかとなった。

- (1) せん断補強筋のない曲げ部材では、部分的なコンクリートの打ち替えにより、引張鉄筋降伏後に、せん断破壊型に移行し、靱性が低下する場合がある。靱性が要求される部材の補修では、靱性が低下しないように、せん断補強筋を追加するなどの対応が必要である。
- (2) 打継面を有するせん断補強筋のない RC 部材が、せん断破壊をする場合、打継面に沿ったずれせん断を伴うせん断破壊が急激に進行する場合がある。このずれせん断破壊の発生は、打継面でのずれせん断応力度を評価することで予測することができる。
- (3) 急激なずれせん断を伴うせん断破壊を防止するため、ずれ止め鉄筋などの配置が必要であり、後施工型の鉄筋を用いたせん断補強は、ずれせん断に対する補強にも効果が認められた。

- (4) HPRCC を後打ちコンクリートとして用いることは、普通コンクリートを用いた場合に比べ、部材の耐久性だけでなく、部材の靱性を2~3 倍程度向上させることができ、有効な補強方法である。

5. おわりに

本論文では、新旧コンクリートの打継面を有する RC 部材に対して、後施工型の鉄筋を用いてせん断補強を行うための、基礎的な実験結果を報告した。

今後は、実用化に向けて、以下のような研究を行う必要がある。

- (1) 打継部の曲げ応力状態の違いによるせん断補強効果の違いを把握する。
- (2) 後施工型の鉄筋の径や、端部フック形状などが、せん断耐力に及ぼす影響を明らかにする。
- (3) 後施工型の鉄筋のグラウト方法について、定着を適切かつ効率的に行うための施工法を確立する。

参考文献

- 1) Pierre, M J et al. : Commission of Inquiry into the Collapse of a Portion of de la Concorde Overpass REPORT, 2007.10
- 2) 六郷恵哲, 羽田野英明, Nemkumar Banthia : カナダのデラコンコルド跨道橋の崩落事故に学ぶ, コンクリート工学, Vol.46, No.12, pp.35-41, 2008.12
- 3) 奥平幸男, 岩下正美, 小林 亨, 清宮 理 : せん断補強鉄筋埋込工法 (あと施工) による東京港第二航路改定トンネルの側壁補強, 土木建設技術シンポジウム 2003 論文集, 土木学会建設技術研究委員会, 2003.7
- 4) 岡本 晋ほか : 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による耐震補強工法の開発, 大成建設技術センター報, 第 40 号, pp.08_1-08_6, 2007.11
- 5) 東日本高速道路株式会社ほか : 設計要領第二集, 橋梁保全編第 4 章床版, pp.25-29, 2006.4
- 6) 丹羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫 : せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V5, pp.167-176, 1986.8
- 7) 土木学会 : 2007 年制定 コンクリート標準示方書 設計編, pp.132-141, 2007
- 8) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, pp.137-143, 2002.3