

高強度コンクリートパネルと高強度繊維補強モルタルを用いて補強した RC 柱の破壊性状に関する実験的検討

東急建設株式会社 正会員 ○笠倉亮太, 鈴木将充, 黒岩俊之, 三輪昌義, 伊藤正憲

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 新幹線および都市部の高架橋や橋脚を中心に耐震補強工事が現在も進められている。今後の耐震補強工事は, 都市部の施工スペースの確保が困難な狭隘部や早期開放を要求される店舗利用箇所等での施工が増加すると予想される。また, 近年の少子高齢化の進行, 総人口の減少等により労務者不足が問題となっている。そこで, 筆者らは施工困難箇所に適用可能かつ, 施工の省力化, 省人化を目的とした高強度コンクリートパネル(以下, パネルと略す。)と高強度繊維補強モルタル(以下, モルタルと略す。)を用いた耐震補強工法の開発を行っている。本稿ではせん断破壊型の実大試験体 2 体に対して本工法による補強を行い, せん断補強効果を確認した。

2. 工法概要

図 1 に工法概念図, 写真 1 に本工法の構成部材を示す。本工法は, 写真 1 に示す L 型の閉合鋼材, 平板上の接続鋼材, パネルおよびモルタルにより構成される。閉合鋼材, 接続鋼材およびパネルをボルト接合した後に, パネルを埋設型枠として既設柱との隙間にモルタルを注入するものである。大型の施工機械や揚重機を使用せず, 人力施工することで狭隘部などの施工困難箇所の施工を可能とし, パネルの使用による PCa 化を図ることで施工性の向上を図っている。

3. 実験概要

表 1 に使用材料の試験結果, 表 2 に試験体諸元, 表 3 に各耐力算定値, 図 2, 3 に試験体の配筋・寸法を示す。

なお, 図 2, 3 の左側は既設 RC 柱, 右側は補強部を示

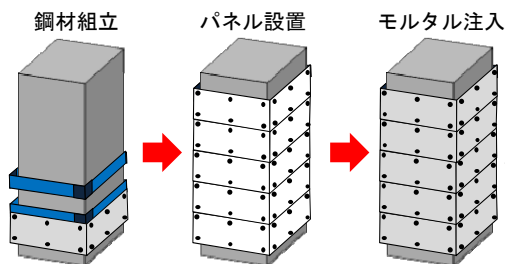


図 1 工法概念図

している。試験体は既往の研究¹⁾を参考に決定した。

試験体は 2 体であり, 試験体 No.1 は補強後のせん断破壊型とし, 試験体 No.2 は補強後の曲げ破壊型である。両試験体ともに, 一般的な鉄道ラーメン高架橋を模した実大モデルの既設 RC 柱に対し 50mm の断面増厚を行っている。試験体の各耐力は安全係数を 1.0 とし RC 標準²⁾に示される算定式に準拠して算出した。なお, 補強後のせん断耐力は接続鋼材, パネルおよびモルタルをせん断補強鋼材とみなして算出したものである。

試験体 No.1 の荷重は, 軸力を作用させず水平方向に荷重を単調増加させた。一方, 試験体 No.2 では地震時の想定軸力 $N=2353.6\text{kN}$ ($\sigma_n=3.68\text{N/mm}^2$) を作用させた状態で, 水平方向に正負交番漸増荷重を行った。荷重パターンは軸方向鉄筋の降伏変位を基準とし, 曲げ降伏に達してからは 3 回繰返し荷重とした。

4. 実験結果

表 4 に実験結果, 写真 2, 3 に試験体の損傷状況, 図 4, 5 に荷重～変位関係を示す。試験体 No.1 は, $P=1127\text{kN}$ 時にパネルに斜めひび割れが発生した。その後, 斜め

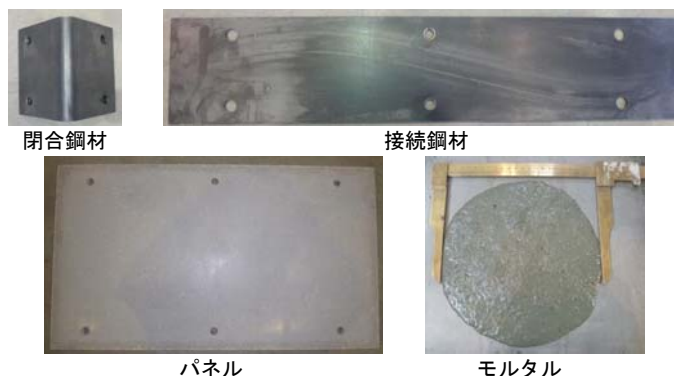


写真 1 構成部材

表 1 材料試験結果

試験体No.	コンクリート		鋼材										パネル		モルタル	
	圧縮強度	引張強度	軸方向鉄筋		帯鉄筋		閉合鋼材		接続鋼材		引張強度	圧縮強度	引張強度	圧縮強度	引張強度	圧縮強度
	f'_c	f_t	降伏	静弾性	降伏	静弾性	降伏	静弾性	降伏	静弾性						
	N/mm^2	N/mm^2	応力度	係数	応力度	係数	応力度	係数	応力度	係数						
No. 1	24.3	2.37	25.9	967	190	359	202	341	202	278	197	5.90	91.2	12.04	104.7	13.51
No. 2	28.2	2.74	25.5	421	195											

表 2 試験体諸元

試験体	断面形状		せん断スパン	a/d	鉄筋				パネル		モルタル		鋼材	
	b × h	a			軸方向鉄筋		せん断補強鉄筋		厚さ	厚さ	厚さ	厚さ	規格厚さ	規格厚さ
	(mm)	(mm)			規格径	引張鉄筋比	規格径	せん断補強鉄筋比						
No. 1	700 × 700	1600	2.500		SD960-D29-20	1.38	SR235-φ9-300	0.061	15	35	SS400-8-500	SS400-8-500	SS400-8-500	SS400-8-500
No. 2	800 × 800	3000	1.054		SD345-D29-28	1.53	SR235-φ9-300	0.053	15	35	SS400-8-500	SS400-8-500	SS400-8-500	SS400-8-500

キーワード 耐震補強, 補修・補強, 省力化, PCa

連絡先 〒252-0244 神奈川県相模原市中央区田名 3062-1 東急建設株式会社 技術研究所 Tel:042-763-9507

表3 各耐力の算定値

試験体	降伏耐力		終局耐力		せん断耐力							
	V_y kN・m	V_{mu} kN・m	コンクリート V_c kN	帯鉄筋 V_s kN	補強前 V_d kN	V_d/V_y kN	破壊モード	パネル V_p kN	モルタル V_m kN	補強後 V_d kN	V'_d/V_y kN	破壊モード
No.1	1743.0	1752.9	423.7	84.7	508.4	0.29	せん断	98.5	469.0	423.4	1499.3	0.86
No.2	820.1	978.0	594.8	98.0	692.8	0.84	せん断	113.9	608.5	489.6	1904.8	2.32

表4 実験結果

試験体	軸方向鉄筋降伏時			最大荷重時		
	算定値	実験値		算定値	実験値	
	降伏荷重 kN	降伏荷重 kN	変位 mm	最大荷重 kN	最大荷重 kN	変位 mm
No.1	-	-	-	1499.3	1342.0	29.1
No2	正	820.1	821.7	978.0	988.1	64.8
	負	-	-850.6		-982.6	-38.4



写真2 損傷状況 (No.1)



写真3 損傷状況 (No.2)

ひび割れが進展し、 $P=1342\text{kN}$ 時に最大荷重となり、緩やかに荷重の低下が生じた。破壊形態は斜めひび割れの発生状況からせん断破壊であったと考えられる。実験値の最大荷重はせん断耐力の算定値には到達していないものの、補強前のせん断耐力は上回り、せん断耐力の向上が認められた。一方、試験体 No.2 の最大荷重は曲げ耐力の算定値 V_{mu} とほぼ同等となり、 $\pm 4\delta_y$ の繰返し载荷にて柱基部でははみ出しが認められた。 $6\delta_y$ 载荷中に荷重の低下が認められ、 $\pm 6\delta_y$ の繰返し载荷時に柱基部のはみ出しが顕著となり、降伏荷重を下回ったため载荷を終了した。最大荷重は、正側が $+4\delta_y$ 、負側は $-2\delta_y$ 载荷時で、それぞれ 988.1kN 、 -982.6kN であった。破壊形態は、柱基部の軸方向鉄筋が座屈し塑性ヒンジ化したこと、曲げ耐力の算定値 V_{mu} に達していたことから曲げ破壊であったと考えられる。

5. おわりに

本载荷試験により得られた知見を以下に示す。

- ・せん断破壊型と判定される試験体を本工法により補強することで、せん断耐力の向上が認められた。
- ・せん断破壊型と判定される試験体 No.2 を本工法により補強することで、破壊形態が曲げ破壊型へ移行することを確認した。
- ・補強した試験体 No.2 の曲げ耐力は RC 標準による算定値とほぼ同等となった。

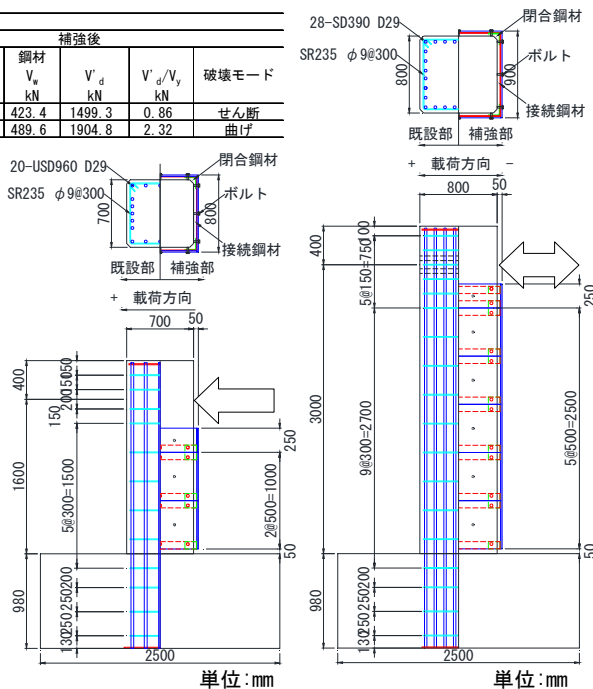


図2 試験体寸法 (No.1)

図3 試験体寸法 (No.2)

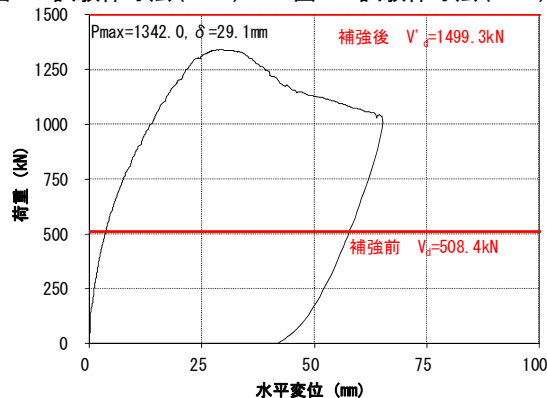


図4 荷重～変位関係 (No.1)

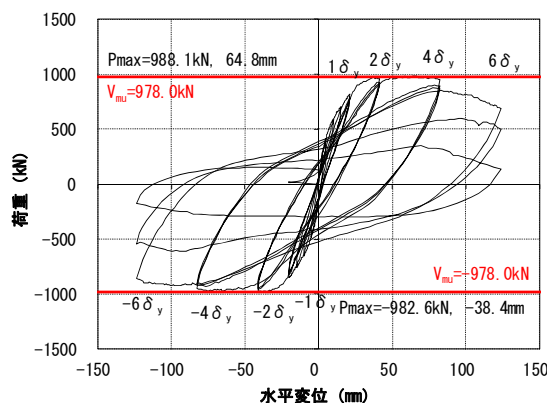


図5 荷重～変位関係 (No.2)

なお、今後は工法の実用化を目指して、せん断耐力および変形性能の評価手法の整備を行う。

参考文献

- 1) 黒岩俊之他：水硬性樹脂と連続繊維シートを用いて補強した RC 柱の変形性能に関する実験的研究，土木学会第 69 回年次学術講演会公演概要集，pp.809-810，2014.9
- 2) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.4

謝辞

本実験の実施にあたり、(株)ホクコンにご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。