論文 梁下面を高靱性セメント複合材料により補修した梁部材の構造性能

磯 雅人*1

要旨:本研究の目的は,梁下面の鉄筋およびコンクリートが塩害または中性化等により腐食・ 劣化した梁を想定し,その梁下面をポリビニルアルコール繊維補強モルタルにより補修した梁 部材の構造性能を明かにすることである。試験体は,せん断補強筋比を3水準変動させた補修 試験体を3体,比較用の無損傷の RC 試験体1体の計4体である。実験の結果,PVA 繊維補強 モルタルにより梁下面を補修した梁が一体打ちの梁部材とほぼ同等以上の構造性能を発揮する ためには,既存部分と補修部分の界面の一体性が重要であることが判明した。また,一体性が 確保できれば,一体打ちの梁部材とほぼ同等以上の構造性能が得られることが確認できた。 キーワード:補修,塩害,中性化,RC梁下面,PVA 繊維補強モルタル,せん断補強筋比

1. はじめに

現在、塩害、中性化、施工不良による鉄筋の かぶりの不足等により構造物の鉄筋が腐食、膨 張し、コンクリートが剥落する。鉄筋が腐食し て断面が欠損するなど,初期の構造性能を確保 できていない構造物が多く存在する。そうした 部材を補修して、初期の構造性能に復旧するこ とは極めて急務と言える。一方で,筆者は RC 部 材の損傷制御を目的にコンクリートの代わりに ポリビニルアルコール繊維モルタル(以下, PVA 繊維補強モルタル)を使用した部材の研究を行っ ており、そのせん断補強効果および損傷制御に 効果があることを報告している^{1),2)}。また, PVA 繊維補強モルタルは,腐食・劣化した部分の補修 材料としての利用も可能であり、繊維による補 強効果も期待できる。そこで本研究では、梁下 面の鉄筋およびコンクリートが上記要因等によ り腐食・劣化した梁を想定して、その梁下面を PVA 繊維補強モルタルで補修した試験体を製作 し、その補修効果および構造性能を確認する。

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	共通	通要因	変動要因			
		断面	主筋	下面補修	せん断補強筋比		
		(mm)		の有無	pw(%)		
1	RC64		上端:4-D13	無	0.64		
2	ECC21	B×D	(SD295A)		0.21		
3	ECC32	=200 × 300	下端:4-D13	有	0.32		
4	ECC64		(SD295A)		0.64		

*1 福井大学 工学部建築建設工学科講師 博士(工学) (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧および試験体形状図を表-1,図-1に示す。試験体の形状は断面 b×D=200(mm)× 300(mm),支持スパン 2400(mm),純曲げ区間 600(mm)である。主筋は上下主筋ともに 4-D13(SD295A,pt=0.85%)を配置し,補強筋は D6(SD295A)を使用した。変動要因は,補修の有 無,せん断補強筋比(pw)の2要因である。補修は 梁下面 70mm の範囲とし,PVA 繊維補強モルタ ルにより行う。試験体数は,pw=0.64%の RC の



基準試験体を1体, pw=0.21, 0.32, 0.64%と3 水準変動させた補修試験体3体の計4体とした。 以上により,構造性能に与える補修の有無,せ ん断補強筋比の影響について確認する。想定す る破壊モードは、pw=0.64%の RC 試験体および 補修試験体は曲げ破壊を、pw=0.21, 0.32%の補 修試験体は界面のズレをともなう曲げ破壊とな るように設計した。なお, No.2, 3, 4 の補修試 験体は、図-1の断面を上下反転させて製作した。 既存 RC 部分(白抜き部分)を打設後,1週間養 生したのち, 打ち継ぎ界面の脆弱部分を除去し, 次いで,構造性能に与える打ち継ぎ界面の影響 を除去するためにグリースを塗布した。最後に, 補修部位(図-1 断面の斜線部分)を PVA 繊維 補強モルタルにより打設して補修試験体とした。 2.2 使用材料

使用した鉄筋, コンクリート, PVA 繊維補強 モルタルの材料試験結果を表-2,表-3示す。 コンクリートの目標強度は 30(N/mm²)とした。 PVA 繊維の力学的特性および PVA 繊維補強モル タルの調合を表-4,表-5に、PVA 繊維補強モ $ルタルの曲げ応力度(\sigma_b) - 変位(\delta) 関係を図$ -2に示す。使用した PVA 繊維補強モルタルは, 曲げひび割れ発生後も急激な耐力低下は見られ ず徐々に耐力を増加させる擬似ひずみ硬化を示 すとともに,ひび割れが複数本入る挙動を示す。

2.3 載荷方法および測定方法

図-3に加力模式図を示す。加力は二点集中荷 重による一方向単調載荷とした。測定は荷重, 加力点および中央部分の鉛直変位、打ち継ぎ位 置のズレ変位, 主筋のひずみ, 補強筋の中央お

表 2	材料試驗結里	(鉄笛)
18 2	イイ オオネル 海火 ホロ 大	(北天月月))

	•				
鉄筋の種類	使用部位	使用部位 降伏点		引張強度	ヤング係数
		(N/mm ²)	(μ)	(N/mm^2)	$(\times 10^{5} \text{N/mm}^{2})$
D6(SD295A)	補強筋	333	3740*	511	1.92
D13(SD295A)	主筋	358	1930	513	1.85
0.0%					

表-3 材料試験結果

|--|

			·, I	VA.	小以小庄 TH	1.72		~				
コンクリートの種類	た	令	養生	方法	圧縮強度	ξŢ	引張強度	ヤ	ング係数			
	(H)	+ . /		(N/mm ²)		(N/mm ²)	(×1	0" N/mm ²			
コンクリート	ンクリート 41~50 は維維 建設		封緘		29.9		2.39*		2.48			
PVA戦維補強 モルタル	40	~44	封約	縅	81.7		11.0**		2.33			
* JIS A 1113によ **図-2中の振材	:る引 t(B)	張強度	₹ =100 ×	12 X 4	100 単位・	mm)による曲	(げ)命	 度			
表·	_4	<u> </u>	<u>کې کې</u>	載維	<u>の力</u> 学	ŽÉ	的特性		×			
繊維の種類	Ŀ	比重	í	Σ Σ	繊維長	i.	引張強度	Ę	ヤング係数			
P\/∆縰绯	1	30	(μ 200	m) 0.0	(mm) 120		(N/mm ²) 910.0) (×	<u>10" N/mm</u> 3.04			
表-5	F		繊維	補	<u> 12.0</u> 	タ	1しの	調え	<u>3.04</u>			
PVA繊維補強	â		.,				5, 0 (,,)					
モルタル		2	.0		35		50		0.5			
■記号の説明■	家			C. Fi		±.	2 Emm. 4	旧址	或 .0.04\			
vf·n或n≞1乎1負ノ比八 W·7k	4			う:1型 Sn・7	へ取入「冫 高性能AF	ム: 減っ	∠.ɔmm オ 水剤	山和	~~ ∶2.34)			
ロンス C:普通ポルトラン	ドセ	メント		50.1			1111					
14												
$\sigma_{\rm b}({ m N/m})$	ım²)			L	\sim		平均曲	げ硝	度 /2			
12				1	the second	av	_α η=110	JUN/	mm)			
	1	7	La 1			<u>[]</u> ,	XI F	FC	C21			
10 (実験時)												
8	,						W -					
			$\mathbf{L}_{\mathbf{D}}$		1		\ h					
6		H				ł	\uparrow					
$\begin{bmatrix} 100 & 100 & 100 & 50 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \int \delta(mm)$												
0		<u> </u>			I	<u>r</u>						
0		10		2	0		30		40			
図-2 PVA 繊維補強モルタルの												
曲げ応力度($\sigma_{ m b}$)一変位(δ)関係												
		-	· - 1	, 			, ,		••			
				ע '								
		Γ.	L	▼	」加	ıカ	Ľ-L					
		P/2	¥	-	P/2				単位:mr			
			V	+	_ ▼							
A				\$δ								
P∕2个								٦١	P/2			
<u> 300 90</u>)0		300	30	0	90	00	3	00			
		叉-	-3	加	力模式	: 図	[

表-6 実験結果および計算結果一覧

No.	試験体名					実験値	計算値	比較値		
		ePmc	ePslip	ePy	ePmu	破壊モード	cPmu	ePmu/cPmu		
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		(kN)			
1	RC64	19.6	_	104	123	曲げ破壊	93.7	1.31		
2	ECC21	6.86	25.5	111	121	打ち継ぎ界面のズレ破壊	107.7	1.12		
3	ECC32	8.81	54.9	114	129	打ち継ぎ界面のズレをともなう曲げ破壊	107.7	1.20		
4	4 <u>ECC64 4.93 14.7 103 137</u> 曲げ破壊 107.7 1.28									
■記号の説明■ ePmc:曲げひび割れ発生荷重(実験値)										
ePslip:打ち継ぎ界面のひび割れ発生荷重(実験値)										
ePy:曲げ降伏時荷重(実験値)										
	ePmu, cPmu:曲げ終局耐力(実験値, 計算値:式(1)参照)									

よび打ち継ぎ位置のひずみについて行った。

3. 実験結果

実験結果および計算結果一覧を**表-6**に示す。 3.1 破壊性状

破壊性状を写真-1に示す。補修試験体の共通 事項として曲げひび割れは RC 試験体に比較して 早期に入る傾向が見られた。これは補修部分と既 存部分の乾燥収縮の違い,鉄筋の拘束等により予 め補修モルタルに引張力が生じていたためと考 えられる。また,補修した部分には複数本の曲げ ひび割れ(マルチプルクラッキング)が観察され るが既存 RC 部分の曲げひび割れは局所化して補 修部分の曲げひび割れ本数に比較して少ない。

No.1 RC64 のひび割れ性状は, ヒンジ領域およ び純曲げ区間に曲げひび割れおよび曲げせん断 ひび割れを生じさせた。終局時は加力点直下の 曲げひび割れが大きく口開くと同時に,加力点 部分のコンクリートの圧壊をともなう曲げ破壊 の性状を示した。No.2 ECC21 のひび割れ性状は, 上記の共通事項に示したひび割れ性状を示しな がら,打ち継ぎ界面にひび割れおよびズレが観 察された。終局時は,試験体左部の曲げせん断 ひび割れから打ち継ぎ界面に伸びたひび割れが ズレることにより終局に至った。No.3 ECC32 は No.2 ECC21 とほぼ同様な破壊経路をたどるが, 打ち継ぎ界面のズレ量は No.2 ECC21 に比較し



ECC64(曲げ破壊) 写真-1 破壊性状

て少ない。終局時は打ち継ぎ界面のズレをとも なう曲げ破壊の性状を示した。しかし,終局時 の曲げひび割れは既存部分と補修部分とを貫通 していることから,ほぼ一体性は確保できてい ると考えられる。No.4のECC64は打ち継ぎ界面 にひび割れが生じるもののズレは認められず, 補修部分のひび割れ性状の違いを除けば,No.1 RC64 の破壊性状とほぼ同様な曲げ破壊性状を 示した。

3.2 変形性状

荷重(P) -中央変位(δ)関係の全体図と詳 細図を図-4,図-5に示す。初期剛性は、補修 の有無による影響は見られない。No.2 ECC21は、 他の試験体に比較して P=90(kN)付近で急激に剛 性が低下している。これは、打ち継ぎ界面の変 位が急激に増加する荷重とほぼ一致しており、 一体性が確保できず補修断面と既存断面が分離 して抵抗し始めたためと考えられる。曲げ降伏 以後の性状は、No.2 ECC21は曲げ降伏以後の耐 力上昇はなく、ほぼ同じ耐力を維持しているが、



No.3 ECC32, No.4 ECC64 は、変形の増加ととも に耐力を徐々に増加させる傾向を示し、その耐力 上昇の割合はNo.3 ECC32 に比較してNo.4 ECC64 の方が大きい。これは、補強筋比を多く配置する ことにより既存部分と補修部分との一体化がよ り高まり、PVA 繊維補強モルタルの擬似ひずみ硬 化の特性を十分発揮できているためと考えられ る。終局耐力は、No.2 ECC21, No.1 RC64, No.3 ECC32, No.4 ECC64 の順に上昇し、既存部分と 補修部分の一体性を確保できれば RC 試験体より も耐力を上昇できることが確認できた。

3.4 打ち継ぎ位置の挙動

補修試験体の荷重(P)とズレ変位(δ slip) 関係を図-6に示す。ズレ変位が生じる荷重(P) は、おおよそ 50(kN)であり補強筋比の違いに よる影響は認められない。その後の剛性は、補 強筋比の増加とともに上昇し、ズレを抑制して いることがわかる。特に、No.2 ECC21 は P=90

(kN)付近で急激にズレ変位が増しており、こ れは荷重-変位関係で剛性が急激に低下した荷 重と一致する。このことから荷重-変位関係の 急激な剛性低下の要因は、既存部分と補修部分 の一体性が失われたためと推定される。また、 急激なズレの発生要因は、ズレを抑制していた 補強筋が降伏に至り限界値に達したためと推察 される。

3.5 主筋のひずみ分布

各試験体の引張側主筋のひずみ分布図を図-7に示す。各試験体の加力点および中央部分の主





筋ひずみは降伏に至っている。また, No.1 RC64, No.4 ECC64 の左端支点部の主筋ひずみはほとん ど発生していないのに対し, No.2 ECC21 は P=60 (kN) 以降, No.3 ECC32 は P=100 (kN) 以降, 支点部の主筋ひずみが荷重の増加とともに大き くなり,一体性が失われたことによるひずみの 発生が確認された。

3.6 補強筋のひずみ分布

各試験体の補強のひずみ分布図を図-8 に示 す。No.1 RC64 は終局時付近でヒンジゾーンの補 強筋の一部が強制変形により降伏に至っている。 No.2 ECC21 は、ヒンジゾーンおよび打ち継ぎ位 置の補強筋が降伏に至っており、ひずみの現象 からも打ち継ぎ位置にズレが生じていることが 確認できる。No.3 ECC32, No.4 ECC64 のヒンジ ゾーンおよび打ち継ぎ位置の補強筋は降伏に至 っていない。しかし, No.3 ECC32 のひずみはNo.4 ECC64 のひずみに比べて大きくなる傾向が認め られる。これは No.3 ECC32 の方がせん断ひび割 れの開口が大きく、ズレが大きいためと推察さ れる。

4. 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力実験値(ePmu)の比較を図-10



図-8 補強のひずみ分布図

に、式(1)による曲げ終局耐力計算値を表-6 に 示す。式(1)は補修試験体の曲げ終局時の抵抗モ デルを図-9 のように仮定して誘導したもので ある。ここに、PVA 繊維補強モルタルの引張応 力度 ($_{f\sigma b}$) は No.4 ECC64 の曲げ終局耐力実験 値から No.1 RC64 の曲げ終局耐力を差し引いた 14(kN)が繊維の曲げ補強効果と仮定すると、繊維 補強モルタルの引張応力度 ($_{f\sigma b}$) は 1.94(N/mm²) と推定され、この値を採用して計算を行う。

$$cPmu=2 \cdot cMmu/a \tag{1}$$

表-6より,曲げ終局耐力の比較値(=実験値 /計算値)は 1.12~1.31 の範囲にあり,全ての





試験体において実験値は計算値を上回り安全側 に評価できている。図-10より,一体性がほぼ 確保できている No.3 ECC32, No.4 ECC64の曲げ 終局耐力は繊維の曲げ補強効果により No.1 RC64の終局耐力よりも上昇した。一方,一体性 が確保できていない No.2 ECC21 は No.1 RC64の 耐力とほぼ同程度であった。これは一体性が確 保できていないにもかかわらず,耐力低下が抑 制された要因は, PVA 繊維補強モルタルの曲げ 補強効果によるものと推察される。

5. まとめ

PVA 繊維補強モルタルにより梁下面を補修し た梁が一体打ちの梁部材とほぼ同等以上の構造 性能を発揮するためには,既存部分と補修部分 との界面の一体性の確保が重要である。一体性 の確保が可能であれば PVA 繊維補強モルタルの 曲げ補強効果により一体打ちの梁部材とほぼ同 等以上の構造性能が得られるが,接合面にズレ が生じる場合はコッター,接合筋等を配置する など留意する必要がある。

謝辞:本研究の遂行にあたり PVA 繊維の材料を 提供して頂いた(株)クラレ:小川敦久氏に深 く感謝の意を表します。また,実験に当たって は福井大学技術部技官:福田萬氏,安藤誠氏, 福井大学工学部建築建設工学科3,4年生,島 君,西川君,富田君,河林君の協力を得た。こ こに付記し謝意を表す。

参考文献

- 藤原徳郎,笠原美幸,磯雅人,福山洋,中野克 彦,松崎育弘:高靱性セメント材料の構造物へ の利用に関する基礎研究(その12,その13)
 PVA-ECC を用いた柱部材の構造性能に関する 実験研究,日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.549-552, 2000.9
- 2)藤原徳郎,松崎育弘,磯雅人,福山洋:高靱性型セメント系複合材料を用いたデバイスの構造性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集,Vol.23,No.3,pp.145-150,2001