論文 【型断面フレキシブル RC 橋脚模型のせん断補強に関する実験的研究

高 文君^{*1}·大塚 久哲^{*2}·伊藤 耀^{*3}·山崎 智彦^{*4}

要旨:著者らは、過去にI型断面フレキシブル RC 橋脚を対象として、水平せん断耐力と靱性に影響を与える パラメータとして柱帯鉄筋と壁横方向鉄筋の量に着目し、縮尺模型を対象として一定軸力下における正負交 番載荷実験を行った。本研究では、過去の実験で用いた供試体と同一の供試体に対し、CFRP シートと X 型 内部せん断補強筋によりせん断補強を行い、既往の実験結果との比較検討を行った。その結果、CFRP シート によるせん断破壊に対する補強効果を確認することができた。また、X 型内部せん断補強筋の設置により、 最終段階での耐力喪失現象の改善を果たすことができた。

キーワード:フレキシブル RC 橋脚, せん断補強, CFRP シート, X型内部せん断補強筋

1. はじめに

I型断面フレキシブル RC 橋脚は, 橋軸方向にフレキシ ブルな橋脚である。著者らは, 水平せん断耐力と靱性に 影響を与えるパラメータとして柱帯鉄筋と壁横方向鉄筋 の量に着目し, 縮尺模型実験により, 橋軸直角方向には 建築の耐震壁の考え方によりせん断耐力を適切に評価で きること^{1),2)}, および両側柱と耐震壁により地震時のエ ネルギーを吸収することができることを示した³⁾。次い で, 当該模型橋脚を対象として, 著者らは, 一定軸力下 における正負交番載荷実験を行い⁴⁾, 従来の水平単調漸 増載荷実験結果⁵⁾ と異なり, 靱性が減少することも示し た。

本研究では,過去の実験で用いた供試体と同一の供試 体に対し,炭素繊維強化プラスチックシート(以下,CFRP シート)とX型内部せん断補強筋によりせん断補強を行 い,一定軸力下における正負交番載荷実験を行い,既往 の実験結果と比較検討を行い,補強効果を明らかにした。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

模型供試体は、実橋に使用されている I 型断面フレキ シブル RC 橋脚を参考にして、橋脚の高さや断面形状を 縮尺約 1/10 で製作したものである。各供試体の橋脚部の 高さは 2000mm、横方向長さ(幅)は 1000mm である。 壁部分の内法高さは 1800mm、内法長さは 500mm、厚さ は 60mm である。両側柱の断面寸法は 200×250mm の矩 形断面である(図-1,図-2参照)。

2.2 実験ケース

表-1 に実験ケースを示す。供試体 No.1, No.3 は文献 4) において既に報告しているが,供試体 No.2, No.4 と の比較のため再記する。1)供試体 No.1 を標準断面とし,

表-1 実験ケース

供試体	鉄筋径及び配筋間隔(鉄筋比(%))			
No.	柱主鉄筋	柱帯鉄筋	壁縦筋	壁横筋
1		D6ctc120		D10ctc120
2	6-D16 2-D10 (2.67)	6-D16 (0.26)	5-D10	(0.99)
3		D6ctc40	(1.19)	D13ctc120
4		(0.79)		(1.76)

※柱主鉄筋は、長辺方向に D16 を 3 本ずつ 2 列,短辺方向
 中間位置に D10 を配置;壁筋は網目状に 1 列配置。
 ※供試体 No.2 の CFRP 貼付後の鉄筋比を「注 2」、供試体
 No.3 の X 型せん断補強筋設置後の鉄筋比を「注 3」参照。

2) 供試体 No.2 は供試体 No.1 に対して CFRP シートによ る横方向一層補強,3) 供試体 No.3 は柱帯鉄筋を3倍, 壁横方向鉄筋を2倍に増やし,4) 供試体 No.4 は供試体 No.3 の配筋に加えて供試体基部に X 型せん断補強筋を 設置した。

供試体 No.2 では、両側柱の四角部分には約 10mm ず つの面取りを行い、表面に一般的な製品である繊維目付 200g/m²の CFRP シートを躯体全面横(水平)方向に一 層貼付し、柱と壁の折角部シートには約 100mm オーバ ーラップを行った(写真-1 (b)参照)。また、供試体 No.4 では、供試体 No.3 の曲げせん断破壊が発生した箇 所を参考にし、直径 6mm の SD345 鉄筋を X 型に 3 段ず つ配筋した。その配筋状況を図-1 に示す。

2.3 使用材料

コンクリートは設計基準強度 24N/mm² で配合してお り、コンクリートに使用した材料一覧を表-2 に、その 配合を表-3 に示す。鉄筋は SD345 を用いている。材料 試験から得られた各供試体のコンクリート及び鉄筋の材 料特性を表-4、表-5 に示す。

- *1 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻博士後期課程 (学生会員)
- *2 九州大学大学院 工学研究院社会基盤部門学術研究員·名誉教授 工博 (正会員)
- *3 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻修士課程 (非会員)
- *4 九州大学大学院 工学研究院社会基盤部門技術職員 (非会員)



図-1 供試体 No.4 の配筋状況(単位:mm)

表一2 コンクリート材料	斗一覧
--------------	-----

種類	品名	密度 (g/cm ³)	記号
水	地下水	1.00	W
セメント	早強ポルトランド セメント	3.14	С
細骨材1	除塩海砂	2.61	S 1
細骨材 2	石灰砕砂	2.65	S2
粗骨材	_	_	G
混和剤	高性能減水剤*	_	Ad

*高性能減水剤:レオビルド8000P (BASFポゾリス)

	10 1	1279		3
配合 (N/mm ²)	W / C (%)	S/a (%)	使用セメント	
24	65.0	100.0	早強ポルトランド セメント	
	単位量 (kg/m ³)			
W	С	S 1	S2	Ad
235	362	791	803	3.62

主 _ つ		· 11	「うぎん
衣一ろ	コンク	ッー	トの配合

表-4	コンクリートの材料特性に関する試験値
1	

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
1	35.2	3.3	$2.35 imes 10^4$
2	31.5	3.0	2.13×10^{4}
3	35.3	3.3	2.44×10^{4}
4	33.5	3.1	2.27×10^4

表-5 各鉄筋の材料特性に関する試験値

鉄筋径	降伏応力 (N/mm²)	降伏ひずみ (µ)	ヤング係数 (N/mm ²)
D 6	409	2045	2.00×10^{5}
D 10	363	1994	1.82×10^{5}
D 13	345	2193	1.79×10^{5}
D 16	385	2152	1.84×10^{5}

2.4 載荷方法および計測項目

本実験で用いた二軸載荷装置に供試体を設置したイ メージを図-2 に示す。載荷方法は、一定軸力下におけ る正負交番の漸増載荷とした。軸力は橋脚頭部とジャッ キの間に鋼製の載荷桁を設け、上部工の支承数を4個と 想定して、4 点載荷とした。水平方向にはジャッキを反 力壁に固定させ、供試体梁部を両端から締め付けた載荷 用治具にジャッキ頭部を固定し、ジャッキの押し引きに より正負交番の漸増載荷を可能とした。鉛直方向のジャ ッキは載荷フレームに設置し、ジャッキ先端のユニバー サルジョイントにより、供試体頂部の傾斜に追随できる ようにした。本論文では軸応力比を0.05 とした結果のみ について記す。軸応力比の影響については、文献 4) に 記載の通りである。水平載荷方向は水平ジャッキの押し を正、引きを負とした。



載荷ステップを図-3 に示す。まず,供試体頂部の一 定軸力 156kN (即ち,軸応力比=0.05) は,実験中,こ の荷重を保持した。水平方向には変位制御により押しか ら引きの順に,供試体頂部の水平変位を 2mm 刻みで, 柱主鉄筋の降伏を確認するまで各1回交番載荷し,鉄筋 降伏後は,4mm 刻みで各1回交番載荷し,供試体の水平 変位が 30mm 付近に達した後は,6mm 刻みで各1回交番 載荷し、供試体の耐力が急激に低下した載荷ステップで 実験を終了した。

実験時の計測項目は,ジャッキ荷重,供試体の水平変 位,鉛直変位,鉄筋ひずみ,コンクリート表面ひずみ, ひび割れ本数,およびひび割れ幅である。



3. 実験結果

3.1 破壊状況

各供試体の破壊状況を写真-1に示す。

供試体 No.1 では、第1回の交番載荷(±2mm)後に、 両側柱の水平曲げひび割れが中央壁へ伸展して斜めせん 断ひび割れとなり、-36mmの載荷ステップで、斜めせ ん断ひび割れの幅が急激に増加し、圧縮側柱の基部コン クリート圧壊と共に壁部分がせん断破壊して耐力を失っ た。これは柱のせん断破壊や曲げ破壊とは異なり、両破 壊モードの中間的な破壊性状を呈した靱性を有する曲げ せん断破壊(即ち,曲げ降伏後のせん断破壊)と言える。 ただし、横方向鉄筋量が少ないため、破壊性状はせん断 破壊に近い。

CFRP シートにより横方向に一層補強した供試体 No.2 では、供試体の損傷が基部から 400mm 範囲に集中し、 ジャッキ荷重が 300kN に達した後は、CFRP シートの樹 脂雁行亀裂が発生した。その後, 亀裂進化にしたがって、 CFRP シートが剥離を開始し、最終的には、壁部分の CFRP シートが完全剥離して耐力を失った。

供試体 No.3 では、破壊に到るプロセスは供試体 No.1 と大きな差異はなく、曲げせん断破壊で耐力を失ったが、 柱の帯鉄筋を3倍、壁の横方向鉄筋を2倍に増やしたの で、破壊性状は曲げ破壊に近い。

供試体基部に X 型せん断補強筋を設置した供試体 No.4 では,供試体の破壊に到る載荷ステップまでのプロ セスは供試体 No.3 と大きな差異はなかったが,ひび割れ 分布は供試体躯体基部から上部の横梁まで広がった。ま た,供試体の終局的な破壊範囲は主に X 型せん断補強筋 の下側三角形区域に集中した。

3.2 荷重-変位曲線

比較対象とする供試体ごとの荷重-変位曲線を図-4,





(c)供試体 No.3(d)供試体 No.4写真-1 各供試体の破壊状況

図-5 に示す。供試体 No.1 と No.2 の比較から, CFRP シートにより横方向一層補強した供試体では, 耐荷力と 変形性能の補強効果は表れたが, その程度はわずかであ る。供試体 No.2 の損傷が基部から 400mm 範囲で集中し ているため, せん断破壊に対する補強効果は認められる。

供試体 No.3 と No.4 の比較から, X 型せん断補強筋を 設置した供試体 No.4 では,供試体 No.3 のような最終段 階での耐力喪失現象(履歴曲線の前ステップの変位に達 する前の早い段階で耐力を失った現象)の防止効果を確 認できたが,変形性能の改善はなされなかった。建築分 野の X 型配筋^{6),7)}と比べ,本研究での X 型配筋量は少 なく,前述のように終局的な破壊範囲が壁最下部の三角 形区域に集中したためと思われる。

3.3 鉄筋降伏状況

供試体ごとの鉄筋降伏状況を表-6 に示す。各鉄筋の うち初めて降伏が確認された箇所の値を示している。な お,柱帯鉄筋,壁横方向鉄筋では,供試体破壊まで降伏 は観測されなかった。供試体 No.2~No.4 はいずれも靱性 向上のための補強を目的としているため,縦方向鉄筋の



図-4 荷重-変位曲線(No.1とNo.2の比較)



供試体 No.	鉄筋種類	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)
1	柱主鉄筋	242 (1)	9.9 (1)
1	壁縦鉄筋	282 (1)	12.9 (1)
2	柱主鉄筋	258 (1.07)	9.4 (0.95)
	壁縦鉄筋	278 (0.99)	10.7 (0.83)
3	柱主鉄筋	228 (0.94)	9.1 (0.92)
	壁縦鉄筋	283 (1.00)	12.3 (0.95)
1	柱主鉄筋	242 (1.00)	8.1 (0.82)
4	壁縦鉄筋	294 (1.04)	11.2 (0.87)

表-6 供試体ごとの鉄筋の降伏状況

※柱主鉄筋の一覧では,鉄筋 D16 の値を示す。

※() 内の数値は供試体 No.1 の値を1としたときの比率 である。 降伏荷重には大きな差は認められない。しかし、CFRP シートや鉄筋の補強により供試体の初期剛性が増加する ためか鉄筋降伏変位は明らかに減少しており、例えば柱 主鉄筋に関して、供試体 No.4 の X 型せん断補強筋を配 置した場合は最も減少が顕著であり、次いで供試体 No.3, No.2 の順になっている。

供試体 No.4 の鉄筋降伏順序をプロットした結果を図 -6 に示す。いずれの供試体も、柱主鉄筋と壁縦方向鉄 筋が降伏後に、最大耐力に達し、供試体破壊付近で、損 傷顕著箇所の柱帯鉄筋と壁横方向鉄筋の降伏が確認でき たが、ほかの横方向鉄筋は降伏することなく供試体の耐 力を失った。図-6に示すように、供試体 No.4 の各鉄筋 降伏は、図の番号に示すように、柱主鉄筋、壁縦方向鉄 筋、X型せん断補強筋の順であり、その後、柱帯鉄筋と 壁横方向鉄筋が面外変形して降伏した。また、実験終了 までに、X型鉄筋の計測ゲージ8箇所すべて降伏してい る。



3.4 せん断耐力と曲げ耐力の算出

せん断荷重に対してコンクリート全断面が有効で,柱 の帯鉄筋と壁の横方向鉄筋も有効と考え,道路橋示方書 耐震設計編⁸⁾に従い,せん断耐力を求めた。また,両側 柱と中央壁から構成される本供試体全体を曲げ部材と考 え,曲げモーメントと曲率の関係を文献 8)に従い算出 し,得られた終局曲げモーメントをせん断スパンで除し て曲げ耐力を求めた。その結果を実験値と共に**表-7**に 示す。

実験での最大耐力と比較したところ,いずれの供試体 も,せん断亀裂が卓越しているが,耐力的には曲げ破壊 に近いことが分かる。

3.5 吸収エネルギー量

RC 部材では、コンクリートのひび割れ・剥落・圧壊及 び鉄筋の降伏・塑性変形・座屈などにより地震時の変形エ

供試体 No.	せん断耐力 (kN)	曲げ耐力 (kN)	実験値 [※] (kN)
1	305	281	282
2	630	284	300
3	455	286	295
4	486	287	295

表-7 各供試体における耐力計算

※実験値は、実験での最大荷重の値を示す。

ネルギーを消費するため、吸収エネルギー量は構造物の 耐震性能を評価するための指標であると言える。特に、 本研究の対象であるI型断面フレキシブルRC橋脚では、 橋軸直角方向には両側柱と耐震壁により地震時のエネル ギーを吸収することができる特徴があり、CFRP シート とX型せん断補強筋による補強効果を評価することが必 要である。

そこで、外力(水平ジャッキ荷重)が1サイクル間に なす仕事をその吸収エネルギー量と考え、交番載荷実験 により得られた荷重-変位曲線から算出した供試体 No.1, No.2 と No.3, No.4 のサイクルごとの吸収エネル ギー量の比較を図-7,図-8に示す。また、終局時の1 サイクルの吸収エネルギー量(ΔW)とそれまでの累積 吸収エネルギー量(ΣΔW)の値を表-8に示す。

サイクルごとの吸収エネルギー量を比較したところ, 同一変位量での吸収エネルギー量は, CFRP シートある いは X 型せん断補強筋による補強を行った供試体 No.2, No.4 が補強なしの供試体 No.1, No.3 より大きい。その 量は CFRP シートと X 型せん断補強筋の補強量,あるい は補強効果を考えられる。図-7 に示すように,終局ま での吸収エネルギー量での比較では,供試体 No.1 と No.2 の差が顕著的であり, CFRP シートの補強効果が確認で きた。

また,図-8に示すように,X型せん断補強により, 同一変位量の吸収エネルギー量での比較では,補強効果 を確認できたが,終局までの吸収エネルギー量での比較 では,補強なしの供試体の方が大きい。ただし,変形性 能の改善効果を期待する場合,X型せん断補強筋の配筋 およびその量にさらなる検討が必要である。

壁の横方向鉄筋比と柱の帯鉄筋比の平均値は,供試体 No.2 (CFRP シートの量を考慮) は No.1 の 3.18 倍, No.3 は No.1 の 2.41 倍, No.4 (X 型せん断補強筋の量を考慮) は No.1 の 3.06 倍である。これと表-8 の終局時の 1 サ イクルの吸収エネルギー量 (ΔW) とそれまでの累積吸 収エネルギー量 ($\Sigma \Delta W$) の増加率とを比べてみると, 供試体 No.3 のように内部鉄筋を増加させた方がより多 くのエネルギーを吸収できるようである。



表-8 終局時の吸収エネルギー量の比較

供試体 No.	∆W (kN·mm)	No.1 に 対する 比率	$\sum_{kN \cdot mm} \Delta W$	No.1 に 対する 比率
1	8236	1	29858	1
2	13108	1.59	44339	1.48
3	16090	1.95	71903	2.41
4	15350	1.86	67605	2.26
※ A W 1十多	&局時の1世.	イカルの呖	収エネルギー	- 畳あるい/

※ΔWは絵向時の1サイクルの吸収エネルギー重めるいは 破壊前の1サイクルの吸収エネルギー量を示す。ΣΔWは 破壊までの累積吸収エネルギー量を示す。

4. まとめ

本研究では,前シリーズと同一の供試体に対し,CFRP シートと X 型せん断補強筋により,せん断補強を行い, 一定軸力下における正負交番載荷実験を行い,既往の実 験結果とも比較しつつ,せん断補強効果を,破壊状況, 荷重-変位曲線,鉄筋降伏状況,吸収エネルギー量など の指標により考察したところ,以下の知見が得られた。

- (1) 破壊状況の比較から、いずれの供試体も、靱性を有 する曲げせん断破壊と言えるが、横方向鉄筋の増加、 CFRP シートの横方向貼付、X型せん断補強筋の設置 により、破壊性状は曲げ破壊に近くなり、せん断補 強効果を確認できた。
- (2) 荷重-変位曲線の比較から, CFRP シートあるいは内 部 X 型鉄筋によるせん断補強とした供試体では, 耐 荷力と変形性能の補強効果が表れた。また, X 型せ ん断補強筋の設置により, 履歴曲線の前ステップの 変位に達する前の早い段階で耐力を失った現象を防 止できたが, 変形性能の改善には鉄筋量が十分では なかった。
- (3) 鉄筋降伏状況の比較から,いずれの供試体も,柱主 鉄筋と壁の縦方向鉄筋が降伏後に,最大耐力に達し, 供試体破壊付近で,損傷顕著箇所の柱帯鉄筋と壁の 横方向鉄筋が降伏したことが確認できた。特に,X 型せん断補強筋を設置した供試体では,X型せん断 補強筋がすべて降伏した後に,柱帯鉄筋と壁の横方 向鉄筋が降伏し,供試体が耐力を失った。
- (4) サイクルごとの吸収エネルギー量を比較したところ、 同一変位量での吸収エネルギー量は、内部 X 型鉄筋 補強あるいは CFRP シート補強ともに、補強を行っ た供試体が補強なしの供試体より大きい。ただし、X 型せん断補強筋により終局時の吸収エネルギー量の 改善効果を期待する場合、X 型せん断補強筋の配筋 およびその量にさらなる検討が必要である。

今後,実験の事象を厳密に把握するため,非線形有限 要素解析を行っていくこと,単調載荷実験の復元力特性 骨格曲線^{3),9)}と関連し,当該橋脚の復元力特性モデルを 提案し,その算定手法を構築することを目指したい。

謝 辞

本実験のまとめに関し,梶田幸秀准教授および崔準祜 助教のご助言を頂いた。記して謝意を表する。また,本 実験に協力いただいた研究室諸兄に感謝する。

本研究の一部は日本学術振興会科学研究費補助金(基 盤研究(B);代表者:大塚久哲)を得て行われた。また, 一部は西日本高速道路(株)と(株)富士ピー・エスと の共同研究としても実施された。

参考文献

- 高文君,大塚久哲,川崎啓史,今村壮宏:耐震壁を 有する門型 RC 橋脚の橋軸直角方向の水平せん断耐 力に関する検討,プレストレストコンクリート技術 協会第 20 回シンポジウム論文集,pp.357-362, 2011.10
- 2) 高文君,大塚久哲,崔準祜,今村壮宏:耐震壁を有

する門型 RC 橋脚の橋軸直角方向の水平せん断耐力 算定モデルの検討, プレストレストコンクリート技 術協会第 21 回シンポジウム論文集, pp.239-244, 2012.10

- 大塚久哲,高文君,福永靖雄,今村壮宏:水平荷重 を受ける I 型断面フレキシブル RC 橋脚の復元力特 性とエネルギー吸収に関する検討,土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.68, No.4, pp.556-564, 2012.6
- 4) 高文君,大塚久哲,河邊修作,今村壮宏:軸力と交 番載荷を受けるI型断面フレキシブル RC 橋脚の復 元力特性とエネルギー吸収に関する実験的研究,コ ンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.397-402, 2013.6
- 5) 高文君,大塚久哲,福永靖雄,川崎啓史:I型断面 フレキシブル RC 橋脚の水平耐力に及ぼす横方向鉄 筋の効果に関する研究,コンクリート工学年次論文 集, Vol.33, No.2, pp.439-444, 2011.6
- 6) 島崎和司:デボンドX型配筋を用いた損傷低減型耐 震壁の実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概 集(関東),23076, pp.175-176,2006.9
- 平田寛治,島崎和司:デボンドX型配筋を用いた損 傷低減型耐震壁の実験的研究/その3分割型耐震壁 の実験的検討,日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州),23354,pp.725-726,2007.8
- 8) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説 V 耐震 設計編, 2012.3
- 9) 大塚久哲,高文君,崔準祜,今村壮宏:水平荷重を 受けるI型断面フレキシブル RC 橋脚の第2剛性低 下率および靱性率に関する評価,土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.69, No.4, pp.454-463, 2013.6

注1:既往の文献と本論文の供試体名の対応 本論文:No.1 ⇔ 文献4):No.K1

本論文: No.3 ⇔ 文献 4): No.K2

注2: CFRP シートの鉄筋換算式
$$A_{cf} \quad f_{cf}$$
 100

$$\rho_{cf} = \frac{c_{f}}{A_{c}} \cdot \frac{c_{f}}{f_{sy}} \times 100$$

$$\Xi \equiv \mathfrak{C},$$

 A_{cf} : CFRP シートの断面積 (mm²)

- A_c :供試体補強部分の断面積 (mm²)
- f_{cf} : CFRP シートの設計引張強度 (N/mm²)
- f_w:鉄筋の降伏引張強度(N/mm²)

そこて,供試体 No.2 の CFRP シートの量を考慮した後 の鉄筋比は,柱帯鉄筋が 0.82%,壁横筋が 3.18%である。 注 3:供試体 No.3 の X 型せん断補強筋の量を考慮した後 の鉄筋比は,柱帯鉄筋が 1.06%,壁横筋が 2.03%である。