# (20) 複合ラーメン橋脚のSRC横ばりおよび 隅角部の耐荷機構に関する研究

友田 富雄1・日野 伸一2・山口 浩平3・郭 勝華4

1正会員 日本工営株式会社 首都圈事業部交通運輸部 (〒102-8539東京都千代田区麹町5-4)

E-mail:a6139@n-koei.co.jp

2正会員 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門(〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

3 正会員 九州大学大学院助手 工学研究院建設デザイン部門(〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

4九州大学大学院 工学府都市環境システム工学専攻(〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

近年,鋼連続桁と RC橋脚から構成される複合ラーメン橋脚が,経済性および耐震性能が向上することから,高速道路の高架橋をはじめ国内で多く採用されている.一方,都市内高架橋のように,橋梁の下を地域道路や公共設備に使用する構造形式としては,RCラーメン橋脚を有する連続高架橋が経済性を含めて有効である.しかし,それら両方の構造特性を持つ,鋼I主桁橋とRCラーメン橋脚からなる複合ラーメン橋脚に関しては,建設実績はもとより設計手法の整備や基礎研究もなされていない.

そこで、上部工の横桁をSRC横ばりとして兼用した複合ラーメン橋脚を開発するために、載荷試験と FEM 解析によって、横ばりのせん断特性および隅角部の応力伝達機構について研究した.

Key Words : Hybrid Frame Piers, SRC Beams, Knee joint, Shearing test, Bending test

## 1. はじめに

近年の道路橋計画では、維持管理の軽減および耐震性 能の向上から上・下部一体構造の複合ラーメン橋<sup>1</sup>が着 目されている.また、桁下空間の有効利用の観点からは、 RC ラーメン橋脚が経済性も含めて合理的である.両者 を併せた構造としては、鋼製横ばりに RC 柱を差込んだ 混合構造のラーメン橋脚がある.しかし、鋼製横ばりを 主桁の横つなぎ材を兼ねた SRC 横ばりに見直すことで、 経済性や施工性の向上など、大幅な改善効果が期待でき る.そこで著者らは、連続高架橋に経済的な鋼少主桁橋 と RC ラーメン橋脚を一体構造とした、図-1 に示すよう な複合ラーメン橋脚の研究を行っている.

RC ラーメン橋脚の横ばりはスパンが短いため、大規 模地震時のせん断耐力が曲げ耐力と同様に支配的な要因 となってくる.従来は、過密なスターラップ配置や桁高 を確保することで対応してきたが、横ばりに SRC 構造 を採用することで、せん断耐力の向上および設計上の自 由度が高くなると考えられる.SRC 部材のせん断耐力 の算定方法は、土木学会や建築学会から累加強度 方式<sup>2,3</sup>が示されているが、鋼 I 主桁で両端が拘束され、 さらにせん断スパン比が小さい SRC 横ばりに適用でき るか不明である.

一方,複合ラーメン橋脚に橋軸直角方向地震動が作用 すると,SRC横ばりの鉄骨と一体となった鋼 I 主桁を介 して,隅角部内部に曲げモーメントが伝達する.RC ラ ーメン橋脚に関しては,補強鋼材が隅角部に適切に配置 されなければ,コンクリートに割裂ひび割れが発生<sup>459</sup> して,曲げ耐力が低下することが知られている.しかし, 複合ラーメン橋脚では,隅角部を貫通する鋼 I 主桁によ りコンクリートと補強鋼材が分断され,通常の力の伝達





機構が成立しなくなり,設計上の問題点となる.

そこで本研究では、(1)複合ラーメン橋脚 SRC 横ばり への既往せん断耐力式の適用性、(2)隅角部の応力伝達 機構を明らかにすることを目的に、載荷試験および FEM解析による検討を行った.

# 2. SRC 横ばりのせん断耐荷挙動

## (1) せん断試験の概要<sup>6)</sup>

供試体の諸元および材料特性を,それぞれ図-2,表-1 および表-2に示す.供試体は,比較の基準となる RC 横 ばり(type-A),既往のせん断耐力評価式に準じて鉄骨フ ランジを無くした SRC 横ばり(type-B),一般的な SRC 横ばり(type-C),実橋を想定して中間補剛リブや端補剛 リブを有する SRC 横ばり(type-D)を製作した.さらに, 両端を主桁ウエブで拘束された影響を検討するため,端 補剛リブを鉄骨に付けた type-B'と type-C'も追加した. 各供試体のコンクリート強度と鉄筋配置は,基準となる type-A に統一している.せん断スパン比(ad=1.68)は, 実橋の構造寸法とせん断破壊が先行する供試体の断面諸 元より決定した.

せん断試験は上記6種類の供試体で2回実施



図-2 せん断供試体の諸元

表	-1	材彩	붜	<b>针性</b>	
(a)	コ	ンク	IJ	<u> </u>	ŀ

載荷 試験	設計基準強 度(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
1回目	30	26.1	2.4E+04	2.6
2回目	30	30.4	2.8E+04	2.6

部材	規 格	寸 法	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	SD345	D22	412	579
スターラップ	SD345	D6	383	530
鉄骨	SS400	H-200	381	483

(計 12 体) し、載荷方法は支間中央部に等分布荷重を加 えた.載荷ステップは、初めに RC 横ばりの設計許容荷 重 ( $P_d$ =540kN) を 2 回,続いて SRC 横ばりの設計許容 荷重 ( $P_d$ =800kN) を 2 回,最後に最大せん断荷重まで 載荷・除荷を繰返す荷重漸増方式を採用した.

供試体のせん断耐力  $(V_{ud})$  の算定は,土木学会「複合構造物の性能照査指針(案)」<sup>20</sup>を準拠して式(1)で計算した.但し,せん断スパン比の影響は,RC 横ばりで明らかになっているコンクリート部  $(V_{cd})$ のみに考慮した.

$$V_{ud} = \alpha \cdot V_{cd} + V_{sd} + V_{nd} \tag{1}$$

ここに、V<sub>a</sub>: コンクリートの設計せん断耐力.
V<sub>sd</sub>: スターラップの設計せん断耐力.
V<sub>nd</sub>: 鉄骨腹板の設計せん断耐力.
α : せん断スパン比(a/d)の影響係数.
[α=3/(a/d), 0.5 ≦a/d <3.0]</li>

(2) FEM 解析の概要

汎用 FEM パッケージである LUSAS<sup>7</sup>を用いて 3 次元 非線形解析を行った.解析モデルを図-3 に示すが,供 試体の対称性を利用した 4 分割の部分モデルとした.

解析条件と構成則を**表-3**に示す. コンクリート材料 は、引張側ではひび割れ発生までは線形モデルを、ひび 割れ発生後はひずみ軟化モデルを採用した. また、コン クリートと鉄骨の境界は、共有接点で結合したモデルを 採用している.

供試体	構造形式	フランジ 幅(mm)	端補剛 リブ	中間補剛 リブ
type-A	RC			
type-B	SRC	20	無し	無し
type-B'	SRC	20	有り	無し
type-C	SRC	100	無し	無し
type-C'	SRC	100	有り	無し
type-D	SRC	100	有り	有り

表-2 供試体の種別



**図-3 FEM**解析モデル

# (3) 試験結果および考察

## a) 破壊時のひび割れ状況

せん断試験の供試体は、ひび割れの進展状況および引 張側主鉄筋のひずみから、全てせん断破壊であると判断 した. 図-4 に供試体の破壊時のひび割れ状況(模式図)を 示す. type-A, B は同図①のように曲げひび割れが発生 後に、支点から載荷点へのせん断ひひ割れが発生し、最 終的な破壊に至った. type-C, D は同図①のひび割れが 発生後、さらに同図②のようにアーチ状のひび割れが発 生した. 端補剛リブの入っている type-B', C', D は、同 図③のように、端補剛リブより外の部分にひび割れが生 じた. また、type-D では、他の供試体より曲げひび割れ が若干であるが分散された.

#### b) せん断耐力

2回目に実施したせん断耐力の載荷試験値,FEM解析 値と算定式(1)の値を表-4に示す.

せん断耐力を比較すると, type-A, B, C の試験値は FEM 解析値より若干高めになっているが,中間補剛リ ブがある type-D では試験値が 9%低くなっている.また, 鉄骨フランジが有る type-C, C', D のせん断耐力は, 試 験値および解析値が type-B, B'より高くなっている.

使用	プログラム	LUSAS ver. 13.5		
	コンクリート	3D ソリッド要素		
要素	鉄筋	はり要素		
	鉄 骨	薄肉シェル要素		
応力-	コンクリート	マルチリニア型の曲線		
ひずみ	鉄筋・鉄骨	バイリニア型の曲線		
構成則	コンクリート	破壊エネルギーを考慮した Concrete Cracking Model		
	鉄筋・鉄骨	von Mises の降伏条件		

**表-3** 解析条件



図-4 ひび割れ状況(模式図)

表-4 せん断耐力の比較結果

供封休	2回目の	せん断る	寸力(kN)	試験値	試験値	計算值
厌戰座	試験値	解析值	計算値	解析值	計算值	解析值
type-A	399	360	358	1.11	1.11	0.99
type-B	522	488	581	1.07	0.90	1.19
type-B'	473	467	581	1.01	0.81	1.24
type-C	562	546	581	1.03	0.97	1.06
type-C'	529	586	581	0.90	0.91	0.99
type-D	531	584	581	0.91	0.91	0.99

これらより,鉄骨ウエブに補剛リブを設けることで, せん断耐力にわずかだが悪影響を及ぼすこと,鉄骨フラ ンジが有ることでせん断耐力はわずかに向上することが 判明した.また,type B, B', C, C', D の試験値と計 算値の比較より,複合ラーメン橋脚の SRC 横ばりに対 して,累加強度方式によるせん断耐力の算定は,やや危 険側の評価を与えることがわかった.

#### c) 変形性状

供試体の変形性状を図-5 に示すが,SRC ばりでは最 大荷重までの挙動に大きな違いは見られない.しかし, せん断破壊後の挙動に注目すると,type-AのRC 横ばり は,最大荷重に達すると急激に荷重低下と鉛直たわみが 進行するが,SRC 横ばりである type-B,C,Dは,せん 断破壊後も緩やかな荷重低下と鉛直たわみが進行してい る.また,type-Aと type-DでFEM解析値と試験値を比 較すると,最大荷重まで荷重-たわみ曲線がよく一致し ており,FEM解析の妥当性が確認できる.

鉄骨フランジの影響を検討するために, type-B と type-C, Dを比較すると, 鉄骨フランジの有る type-C, D は, せん断破壊後の変形挙動が, type-B よりも緩やかであっ た. さらに,端補剛リブの影響を比較するために鉄骨フ ランジの無い type-B と type-B'を比較すると,鉄骨腹板 に端補剛材を付けた type-B'の方が, type-B よりせん断破 壊後の変形挙動が緩やかであった.しかし,荷重低下率 は,鉄骨フランジの有る type-C, D と同等である.

これらより、端補剛リブはコンクリートと鉄骨の一体 性を高め、せん断破壊後のじん性を向上させる効果があ ると考えられる.しかし、フランジを有するタイプでは、 その効果はフランジによって既に発揮されているため、 補剛リブの有無による挙動の違いは見られない.



図-5 荷重-たわみ曲線

# 3. 隅角部の応力伝達機構

# (1) 橋軸直角方向曲げ試験の概要

供試体はラーメン橋脚を模した L 形供試体であり, 上部工の主桁により隅角部の補強鋼材が不十分なケース と新しい補剛構造を適用したケースを再現している.供 試体の諸元および材料特性を,図-6,7,表-5に示す.

具体的には、横ばりは前述の SRC 構造で、柱は RC 断 面で構成している. 隅角部を貫通する上部工の主桁は鋼 I 桁を埋め込むことで再現し、1 体は隅角部に補強鋼材 が全くないもの(以下、鋼板無し)を製作し、もう1体 は主桁ウエブに孔あき鋼板ジベルを取り付けたもの(以 下、鋼板有り)を製作した.また、孔あき鋼板ジベルは、 隅角部のコンクリートに発生する引張応力に抵抗できる ように設計している.



設計 基4	軍強度	上俞	上稲蚀度		アンク係数		引張強度		
(N/m	m <sup>2</sup> )	(N/	$(N/mm^2)$		$(N/mm^2)$	$V/mm^2$ ) (N/mm <sup>2</sup> )			
30	30		34.8		2.98E+04	+04 3.40			
(b) 鋼材									
部材	規	格	寸差	去	降伏点強 (N/mm <sup>2</sup> )	度	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
H形鋼	SS	400			359		443		
鋼 板	SS	400			312		312		441
主鉄筋	主鉄筋 SD		345 D25		406		641		

今回の研究では、L 形供試体に閉じる方向の曲げモー メントが作用する場合について検討した.載荷方法は、 柱と横ばりの先端を閉じるように油圧ジャッキで PC 鋼 棒を緊張した.載荷ステップは、初めに道路橋示方書 (以下,道示)<sup>4</sup>によるレベル 1 地震の相当荷重、次に 柱の引張鉄筋が許容応力度( $\sigma_{ss}=140N/mm^{2}$ )になる荷 重まで増加、さらにレベル 2 地震の相当荷重、その後破 壊まで載荷・除荷を繰返す荷重漸増方式を採用した.

#### (2) FEM 解析の概要<sup>®</sup>

隅角部の応力状態を把握するため、LUSAS<sup>7</sup>を用いて 3 次元非線形解析を行った.解析モデルを図-8 に示す. 解析条件と構成則化は、SRC 横ばりの表-3 と同じであ り、コンクリートと鋼 I 桁の境界は、共有接点で結合し ている.また、孔あき鋼板ジベルは、既往の研究<sup>9</sup>を参 考にして、線形バネ(20.0kN/mm/孔)でモデル化した.

## (3) 試験結果および考察

#### a) 全体の変形挙動

油圧ジャッキ荷重と載荷方向相対変位の関係を図-9 に、着目点の荷重値一覧を表-6 に示す. 鋼板無しの隅 角部の設計値は、コンクリートの割裂荷重<sup>5</sup>を計算した 値であり、鋼板有りの設計値は、それに孔あき鋼板ジベ ルによる引張抵抗を累加した値である.



20 - 4

鋼板無しの FEM 解析と試験値の隅角部終局荷重は, ほぼ一致している.しかし、柱や横ばりの主鉄筋は、解 析では降伏応力に達していない. また荷重-相対変位曲 線においても、主鉄筋降伏の手前から両者に差異が見ら れる. これは、曲げ試験が漸増載荷で、FEM 解析が単 調載荷と載荷ステップが異なることが原因と考える.

表-6 荷重一暫表

刊里	見以

(単位:kN)

•	 	

	咟	日	ひび割れ	設計	降伏	終局
	~	H	Pcr	Pd*	Py**	Pmax
		計算値	22(1.57)	64(0.94)	187(1.12)	187(1.03)
	柱	試験値	14(1.00)	68(1.00)	167(1.00)	181(1.00)
Arm		解析值	21(1.50)	96(1.41)	-	-
鋿	横	計算値	24(1.50)	67(1.14)	194(1.13)	-
似	ば	試験値	16(1.00)	59(1.00)	172(1.00)	-
Ű	り	解析值	21(1.31)	110(1.86)	-	-
	隅	計算値	1	1	-	52(0.29)
	角部	試験値	I	I	-	181(1.00)
		解析值	-	-	-	197(1.09)
	柱	計算値	22(1.83)	64(0.93)	187(0.94)	187(0.84)
		試験値	12(1.00)	69(1.00)	199(1.00)	222(1.00)
Arm		解析值	22(1.83)	92(1.33)	220(1.11)	258(1.16)
鋿	横	計算値	24(1.60)	67(0.96)	194(0.96)	-
似右	ば	試験値	15(1.00)	70(1.00)	203(1.00)	-
р 17	り	解析值	22(1.47)	110(1.57)	248(1.22)	-
	隅	計算値	1	1	-	233
	角	試験値	-	-	-	222以上
	部	解析值	-	-	-	258以上

\*鉄筋の許容引張応力度 σ sa=140 N/mm \*\*鉄筋の降伏応力σsy=406 N/mm<sup>2</sup>



(a)鋼板無し



(b)鋼板有り 図-10 終局時のひび割れ発生状況

鋼板有りでは、柱のコンクリートが圧縮破壊して終局 状態となったが、FEM 解析も同様な結果となった.終 局荷重は解析値が 16%高いが、荷重-相対変位曲線は、 コンクリートのひび割れが進展する荷重 120kN 以下では 一致している. その後の挙動は, FEM 解析がやや高剛 性の結果を示しており、今後の検討を必要とする.

## b) 隅角部のひび割れ状況

鋼板無しのひび割れ発生状況を図-10(a)に、鋼板有り を同図(b)に示す.変形挙動と同様に、鋼板無し・有り の供試体では、ひび割れ発生状況が異なっている.

鋼板無しの供試体では、隅角部の対角方向に大きな割 裂ひび割れが発生し、隅角部が剛体としての性状を失っ ている. 貫通する鋼 I 桁のウエブも, 終局荷重時に板曲 げ方向に変形してる. これらから, 隅角部を貫通する鋼 I 桁によってコンクリートの変形が拘束され、隅角部の 耐力を大幅に向上させている. また, 隅角部の割裂抵抗 のみに着目した設計値は、過小評価だと判断できる.

一方、鋼板有りの供試体は、大規模地震時に塑性ヒン ジが形成される柱上端にひび割れが集中している. 隅角 部の設計上耐力は233kNで、供試体の終局荷重以上ある が、柱の破壊時に隅角部の主鉄筋に沿ったかぶり部がひ び割れて、最終的には剥離した. また、解体時に隅角部 の内部を確認したが、孔あき鋼板で補強された隅角部の コア部分にはひび割れは発生しておらず、孔あき鋼板で 隅角部の剛性が確保できることが検証できた.

## c) 隅角部の応力状態

鋼板有りの供試体では、隅角部の孔あき鋼板に、荷重 増加に比例した鋼材ひずみが計測されている. 荷重 - 鋼 板のひずみ分布の関係を、図-11に示す.

曲げ試験と同様に FEM 解析においても、孔あき鋼板 の対角方向に圧縮・引張方向ひずみが生じている. これ より、隅角部に孔あき鋼板を介して、圧縮ストラット<sup>10)</sup> と引張弦材が発生したことがわかる.また、解析値と試 験値の鋼材ひずみを比較すると、設計荷重 (Pa) ではよ く一致しているが、柱鉄筋の降伏荷重(Pv)では、解析 値が3割ほど低くなっている.これらの差は、コンクリ ートと鋼 I 桁境界のモデル化が原因であると考える.





## (4) 隅角部の応力伝達機構

橋軸直角方向の曲げ試験および FEM 解析より判明した,隅角部の応力伝達機構を図-12 に示す.

鋼板無しの供試体では、隅角部に閉じる方向の曲げモ ーメントが作用すると、コンクリートの割裂抵抗と鋼 I 桁の変形抵抗によって応力が伝達する.具体的には、同 図(b)に示す鋼 I 桁による拘束効果によって、隅角部の 終局耐力の向上や応力伝達に効果を発揮する.

一方,鋼板有りの供試体では,前述の応力伝達機構と 孔あき鋼板を介して隅角部に形成されたコンクリートの 圧縮ストラット<sup>10</sup>および鋼板の引張弦材によって,SRC 横ばり-RC柱間の応力が伝達する.

## 4. まとめ

SRC 横ばりのせん断試験および L 形供試体による曲 げ荷試験より,以下のことがわかった.

- a) せん断スパン比が小さく, さらに腹板に補剛リブを設けた SRC 横ばりにおいては, 既往の累加強度方式<sup>20</sup>で設計せん断耐力を算出すると, 試験値に対してやや危険な評価を与える.
- b) SRC 横ばりの鉄骨フランジは、せん断耐力を少し増加 させ、同時に最大せん断耐力後の荷重低下率や変形を

抑制する効果がある.逆に,鉄骨フランジのある SRC 横ばりでは,補剛リブを鉄骨ウエブに設けても, せん断耐力や最大荷重後のじん性への影響は現れない.

- c) 複合ラーメン橋脚の隅角部は道示<sup>4,5</sup>に準じて計算し た終局荷重より,非常に高い保有耐力を有している. それは,隅角部を貫通する鋼 I 桁の拘束効果によるも のである.
- d) 孔あき鋼板を補強鉄筋の代替構造として隅角部に追加 することで、柱と横ばり間の隅角部に孔あき鋼板を介 した応力伝達機構が形成される.

# 参考文献

- 高速道路技術センター:鋼とコンクリートの剛結構 造に関する技術検討・報告書,1997.
- 2) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針(案), pp.197-206, 2002.
- 3) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基 準・同解説, 丸善, pp.76-82, 1981.
- 4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, I-W, 2002.
- 5) 渡辺博志,河野広隆:L型 RC 隅角部の設計方法に関 する検討,土木技術資料 40-10, pp.36-41, 1998.
- 6) 友田富雄、日野伸一、山口浩平、郭勝華:複合ラーメン橋脚に用いる SRC 横ばりのせん断耐荷挙動、コンクリート工学年次論文集 Vol.27, pp.1207-1212, 2005.
- LUSAS Ver.12 User Guide Element Library, Finite Element Analysis Ltd, 1996.
- 8) 友田富雄,日野伸一,山口浩平,郭勝華:複合ラーメン橋脚隅角部の曲げ応力伝達に関する 3 次元 FEM 解析,土木学会第 60 回年次学術講演会,CS2-030, pp.103-104, 2005.
- 永田淳,明橋克良,渡辺将之:コンクリートの打設 方向を考慮した孔明鋼板引抜試験,土木学会第54回 年次学術講演会,pp.298-299,1999.
- 10) MJN.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi (川島一彦監修): 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.

# STUDY ON SRC CROSS BEAM AND CONNECTION IN HYBRID FRAME PIERS

# Tomoo Tomoda, Shinichi Hino, Kohei Yamaguchi and Shenghua Guo

In recent years, a hybrid rigid frame bridge, which consist of a continuous girders and RC piers, has been widely used due to its low cost and its seismic safety. Especially for structures where it can use the space below their viaducts can be used such urban highways, a application to RC rigid frame piers is effective. However, no basic research has been performed and no design method has been established so far for a hybrid frame piers consisting of a few girders bridge and RC rigid frame piers.

Therefore, we examined the shear loading capacity of SRC cross beam and the flexural loading capacity of the knee joint to develop a hybrid rigid frame piers by the loading test and the FEM analysis.