

# 論文 複合ラーメン橋脚に用いる SRC 横ばりのせん断耐荷挙動

友田 富雄<sup>\*1</sup>・日野 伸一<sup>\*2</sup>・山口 浩平<sup>\*3</sup>・郭 勝華<sup>\*4</sup>

**要旨:**鋼少主桁と RC ラーメン橋脚を結合させた新しいタイプの複合ラーメン橋脚を対象に、各種タイプの充腹形鉄骨を挿入した SRC 横ばりのせん断耐荷挙動について、載荷試験および FEM 解析によって検討を行った。さらに、横ばりの鉄骨と一体となった主桁が貫通するラーメン橋脚隅角部の曲げ試験を行った。その結果、SRC 横ばりの鉄骨に補剛リブを設けてもせん断耐力は変化しないが、鉄骨フランジにはせん断破壊後のじん性を向上させる効果がある。また、主桁が貫通する複合ラーメン橋脚隅角部の応力伝達機構や補剛構造を明らかにした。

**キーワード:**せん断耐力, SRC 横ばり, 複合ラーメン橋脚, 充腹形鉄骨構造, 隅角部

## 1. はじめに

近年の道路橋計画では、多径間連続化による伸縮装置の削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が着目されている。そこで著者らは、新しいタイプの複合ラーメン橋脚の構築に向けた研究を行っている。

ラーメン橋脚横ばりの設計では、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を配置することで対応してきたが、複合ラーメン橋脚は SRC 横ばりを採用することで、せん断耐力が向上して設計上の自由度が高くなる。

SRC 部材のせん断耐力の算定方法は、土木学会の指針(案)<sup>1)</sup>や建築学会の規準<sup>2)</sup>から累加強度方式が示されているが、今回提案する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。さらに横ばりの鉄骨と一体となった主桁が貫通するラーメン橋脚隅角部は、耐荷特性がどのように変わるのか予想できない。

本研究では、SRC 横ばりの鉄骨に設けた補剛リブと鉄骨フランジの有無がせん断耐力に及ぼす影響および既存のせん断耐力計算式の本構造への適用性について検討した。また、隅角部の応力伝達機構についても実験的検討を行った。

## 2. 複合ラーメン橋脚の横ばり構造

現在、基礎研究を行っている構造は、支間 L=30~50m の連続桁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である。

都市内高架橋のように、橋梁の下を公共施設に利用できる形式としては、RC ラーメン橋脚が経済性も含めて合理的である。類似構造では、鋼製横ばりに RC 柱を差込んだ複合ラーメン橋脚が、東京外環道の三郷東高架橋にある。

横ばり部分の経済性を追求すれば、鋼製構造を主桁の横つなぎ材を兼ねた SRC 構造に見直すことで、大幅なコスト削減が可能である。また同時に、RC 柱との剛結構造の簡略化およびコンクリート打設時の施工性向上が期待できる。今回の研究は、その横ばりを対象としている。

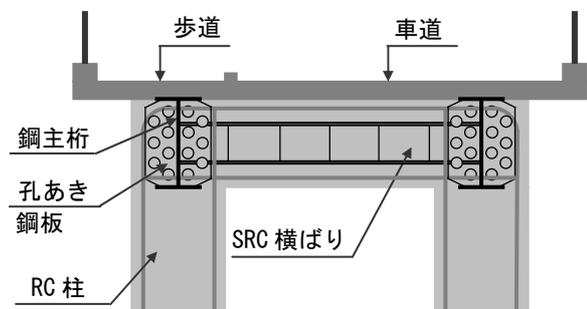


図-1 複合ラーメン橋脚の概念図

\*1 日本工営株式会社 首都圏事業部 交通運輸部 橋梁・構造グループ 工修 (正会員)

\*2 九州大学大学院 工学研究院 建設デザイン部門 教授 工博 (正会員)

\*3 九州大学大学院 工学研究院 建設デザイン部門 助手 博(工) (正会員)

\*4 九州大学大学院 工学府 都市環境システム工学専攻 大学院生

### 3. SRC 横ばりのせん断荷試験

#### 3.1 供試体および試験概要

供試体の諸元および材料特性を、それぞれ図-2、表-1(a)、(b)に示す。供試体は表-2に示すように、RC 横ばり(type-A)、既存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)、実橋を想定して補剛リブを設けた SRC 横ばり (type-D) を製作した。さらに、主桁ウェブの影響をみるため、端補剛リブを鉄骨に設けた type-B' と type-C' も製作した。

各供試体の鉄筋配置は、基準となる type-A に統一している。せん断スパン比 ( $a/d=1.79$ ) 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。また、供試体は上記 6 種類の各 2 体である。

荷重方法は、はり中央部の 100mm×300mm 幅に等分布荷重を加える集中荷重とした。荷重ステップは、RC 横ばりと SRC 横ばりの使用限界状態となるせん断荷重を各 2 回、その後最大せん断耐力まで漸増荷重した。

#### 3.2 試験結果および考察

##### (1)せん断耐力

供試体のせん断耐力計算値 ( $V_{ud}$ ) と試験値 ( $V_{ud}'$ ) を、表-3に示す。せん断耐力の算定は土木学会の指針(案)<sup>1)</sup>を準拠して、式(1)の累加強度方式で計算した。ただし、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。

$$V_{ud} = \alpha \cdot V_{cd} + V_{sd} + V_{rd} \quad (1)$$

ここに、 $V_{cd}$  : コンクリートの設計せん断耐力

$V_{sd}$  : スターラップの設計せん断耐力

$V_{rd}$  : 鉄骨腹板の設計せん断耐力

$\alpha$  : せん断スパン比( $a/d$ )の影響係数

$$[\alpha = 3/(a/d), 0.5 \leq a/d < 3.0]$$

同表より、鉄骨腹板に補剛リブを設けたことによるせん断耐力への影響は確認できない。また、鉄骨フランジによりせん断耐力は少しだが

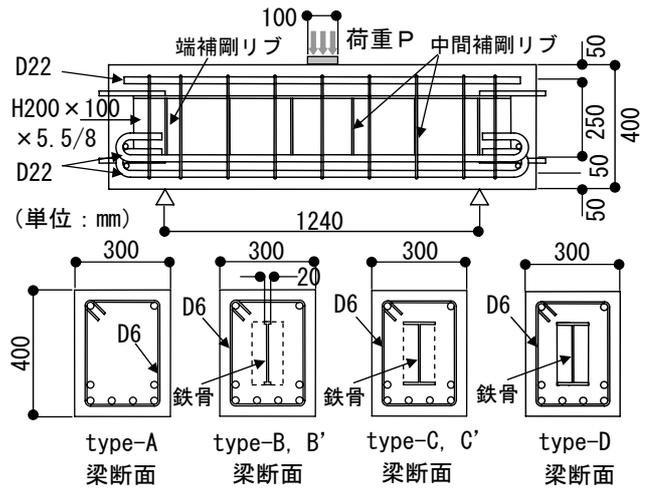


図-2 供試体の諸元

表-1(a) コンクリートの材料特性

荷重試験	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 体目	30	26.1	2.4E+04	2.6
2 体目	30	30.4	2.8E+04	2.6

表-1(b) 鋼材の材料特性

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	SD295	D6	383	530
鉄骨	SS400	H-200	381	483

表-2 供試体の種別

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	なし	なし
type-B'	SRC	20	あり	なし
type-C	SRC	100	なし	なし
type-C'	SRC	100	あり	なし
type-D	SRC	100	あり	あり

表-3 せん断耐力の試験値

供試体		試験値 (kN)		計算値 $V_{ud}$ (kN)	試験値 / 計算値
		最大荷重 $P_{max}$	せん断耐力 $V_{ud}'$		
type-A	1 体目	792	396	333	1.19
	2 体目	797	399	358	1.11
type-B	1 体目	1045	523	555	0.94
	2 体目	1043	522	581	0.90
type-B'	1 体目	1073	537	555	0.97
	2 体目	945	473	581	0.81
type-C	1 体目	1129	565	555	1.02
	2 体目	1124	562	581	0.97
type-C'	1 体目	1079	540	555	0.97
	2 体目	1058	529	581	0.91
type-D	1 体目	1081	541	555	0.97
	2 体目	1061	531	581	0.91

向上することが分かった。せん断耐力算定式(1)は、本研究で対象としている複合ラーメン橋脚の横ばり構造に十分適用できるが、試験値に対してやや危険側の評価を与えられられる。

### (2) ひび割れ状況および破壊形態

破壊時のひび割れ状況図を図-3に示す。type-A, Bは、同図a部のように曲げひび割れが発生後、せん断破壊に至った。type-C, Dはa部のひび割れ後、さらに同図b部のような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c部のように、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、他の供試体よりひび割れが分散される傾向にあった。

これらコンクリートのひび割れ進展状況から、全ての供試体はせん断破壊であると判定した。また、type-B~DのSRC横ばりは、破壊形態に大きな差はないと考えられる。

### (3) 最大耐力後の挙動

type-A, B, B', C, Dのせん断力(P/2)と支間中央たわみの関係を図-4に示す。また、補剛リブの影響を見るため、荷重と横ばり端部におけるコンクリートと鉄骨の相対ずれ量を計測した結果を、図-5に示す。

これらより、SRC横ばりでは最大せん断力まで挙動に大きな変化は見られないが、最大耐力後は補剛リブや鉄骨フランジの有無によって剛性低下率が違ってくる。鉄骨腹板に設けた補剛リブは、コンクリートのせん断破壊後に鉄骨のずれを抑制して、SRC横ばりのじん性を向上させる。また、鉄骨のフランジ単体のtype-Cに関しても同様な効果が見られる。

### (4) 非線形FEM解析結果との比較

本解析では、供試体の対称性を利用した4分割の部分モデルによって、3次元非線形解析を行った。解析条件を、表-4に示す。

2体目のせん断耐力の荷重試験値、FEM解析値と算定式(1)の値を表-5に、FEM解析によるスターラップ有・無のモデルによるせん断耐力の比較を表-6に示している。

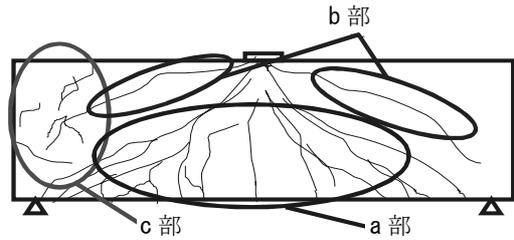


図-3 ひび割れ状況(模式図)

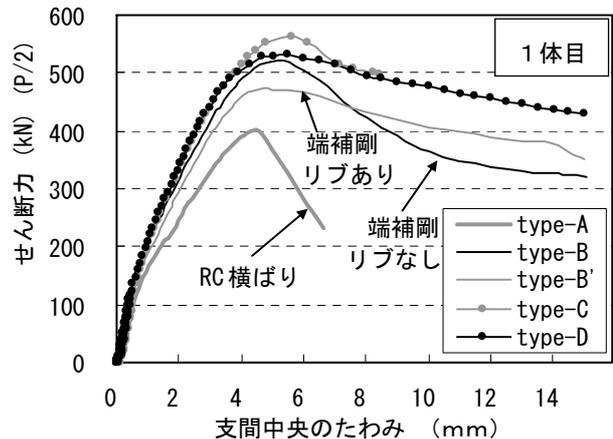


図-4 荷重-たわみ曲線 (type-A,B, B',C,D)

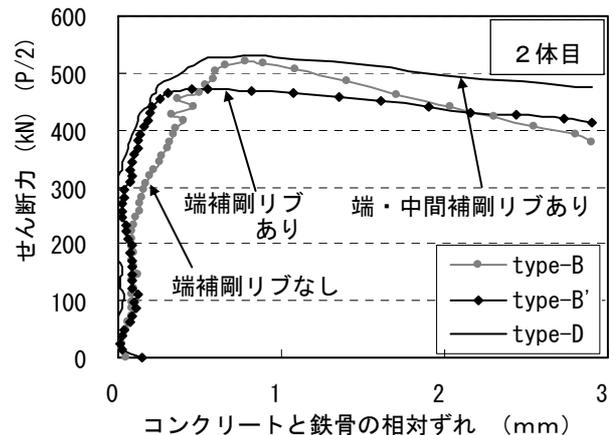


図-5 荷重-コンクリート・鉄骨ずれ量

表-4 FEM解析条件

使用プログラム	LUSAS ver. 13.5	
要素	コンクリート	3D Solid Continuum Elements
	鉄筋	Bar Elements
	鉄骨	Thick Shell Elements
応力-ひずみ	コンクリート	マルチリニア型の曲線
	鉄筋・鉄骨	バイリニア型の曲線
構成則	鉄筋・鉄骨 von Mises の降伏条件	

表-5 せん断耐力のFEM解析結果

供試体	2体目のせん断耐力 (kN)			試験値/解析値	計算値/解析値
	試験値	解析値	計算値		
type-A	399	360	358	1.11	0.99
type-B	522	488	581	1.07	1.19
type-B'	473	467	581	1.01	1.24
type-C	562	546	581	1.03	1.06
type-C'	529	586	581	0.90	0.99
type-D	531	584	581	0.91	0.99

試験値と FEM 解析値のせん断耐力は、鉄骨フランジのない type-B, B' より、フランジがある type-C, C', D が高くなっている。また、FEM 解析によってスターラップの有・無を検討すると、type-C, D は鉄骨フランジのない type-B より、その効果が大きく表れている。スターラップの設計せん断耐力  $V_{sd}$  と比較しても、せん断耐力の増加量が大きいことが分かる。

これらより、鉄骨フランジがあることで、SRC 横ばりのせん断耐力は増加すると判断できる。また、鉄骨フランジとスターラップは、内部コンクリートを拘束することで SRC 横ばりのせん断耐力を高める相互作用があると考えられる。

#### 4. 複合ラーメン橋脚の橋軸直角方向曲げ試験

##### 4.1 供試体および試験概要

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主桁を介して、隅角部内部に曲げモーメントが伝達する。そこで、SRC 横ばり-RC 柱の隅角部に着目した供試体による載荷試験を行い、隅角部の耐荷特性について検討した。

供試体はラーメン橋脚隅角部を模した 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-7 に示す。

具体的には、横ばりは充腹形鉄骨を用いた 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、鋼板なし）、もう 1 体は主桁ウェブに孔あき鋼板ジベルを取り付けたもの（以下、鋼板あり）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。

今回は、L 形供試体が閉じる方向の曲げモーメントを作用させた。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、載荷ステップは、道路橋示方書（以

表-6 スターラップ有・無の比較

(単位:kN)

供試体	スターラップ	せん断耐力解析値(1)	ありなし(2)	Vsd 計算値(3)	(2)-(3)		
type-A	あり	360	56	スターラップの設計せん断耐力 35kN	21		
	なし	304					
type-B	あり	488	39		スターラップの設計せん断耐力 35kN	4	
	なし	449					
type-C	あり	546	64			スターラップの設計せん断耐力 35kN	29
	なし	482					
type-D	あり	584	87	スターラップの設計せん断耐力 35kN			52
	なし	497					

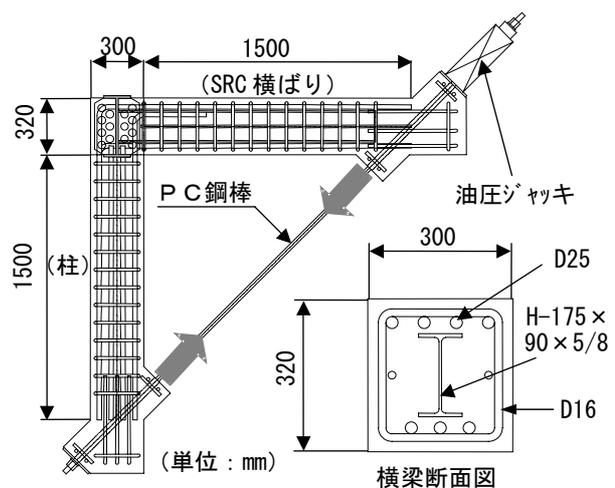


図-6 供試体の諸元

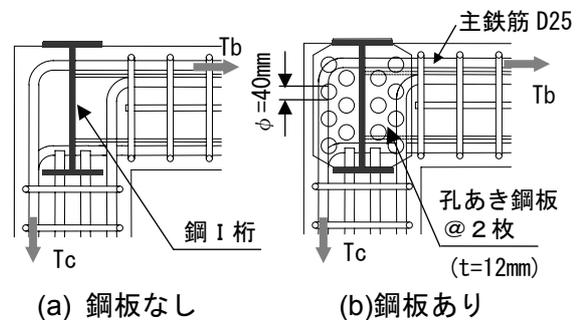


図-7 隅角部の詳細構造

表-7(a) コンクリートの材料特性

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> )
30	34.8	2.98E+04	3.40

表-7(b) 鋼材の材料特性

部材	規格	寸法	降伏点強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
H形鋼	SS400	—	400以上	—
補強鋼板	SS400	—	400以上	—
主鉄筋	SD345	D25	406	641

下、道示) によるレベル 1 地震動、柱の引張鉄筋が許容応力度 ( $\sigma_{ta}=140\text{N/mm}^2$ ) になる荷重、レベル 2 地震動、その後破壊まで漸増載荷した。

## 4.2 試験結果および考察

### (1) 全体の変形挙動

荷重と載荷方向相対変位の関係を図-8に、各着目点の荷重一覧を表-8に示す。隅角部の設計荷重は道示<sup>3)</sup>に準拠して、鋼板なしではコンクリートの割裂抵抗を示している。鋼板ありでは孔あき鋼板ジベルによるせん断耐力を、隅角部の補強鉄筋による割裂抵抗に置き換え、鋼板なしの割裂抵抗に累加した値を示している。

L形供試体の変形性状を比較すると、柱鉄筋の降伏荷重の手前から顕著に差が現れており、鋼板ありの供試体は鋼板なしに比べて相対変位が小さい。また、複合ラーメン橋脚の隅角部は、設計値を大幅に上回る曲げ耐力を保有していた。鋼板なしの終局状態は、荷重 181kN で柱付け根のコンクリートが圧縮破壊し、隅角部の破壊も同時に起こった。さらに、終局時には鋼 I 桁の板曲げ方向の変形が見られた。一方、鋼板あり供試体は、荷重 222kN で柱付け根のコンクリートが圧縮破壊して終局状態となった。

これらより、鋼板なしの載荷試験に関しては、貫通する鋼 I 桁の上下フランジが、隅角部の変形に抵抗したことで、最大耐力や曲げ剛性を向上させたと考えられる。

### (2) 隅角部の応力状態

隅角部の内部コンクリートの応力は直接計測できないため、貫通する鋼 I 桁とコンクリートの隙間および孔あき鋼板のひずみ分布から、応力の伝達状態を把握した。

鋼板なしの供試体について、荷重-ウェブ部の開き（鋼板とコンクリートの肌隙）の関係を図-9に示す。IIゲージによる計測値から、隅角部にひび割れが確認された荷重 50kN 以降で、ウェブ上端（II-2）の隙間が少しずつ増加しているが、隅角部が崩壊した終局荷重では、ウェブ両端のコンクリートが急激に分離していることが分かる。供試体では、隅角部の崩壊とともに、鋼 I 桁の変形やコンクリートとフランジの隙間が確認できた。これらより、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、

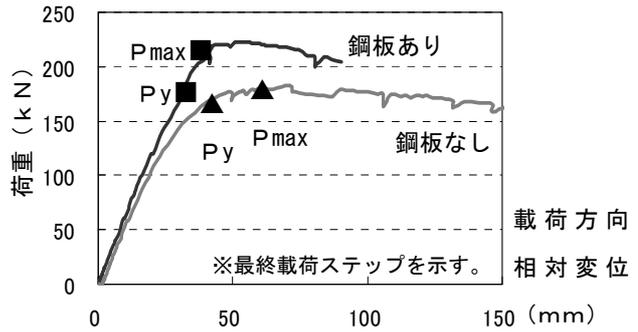


図-8 荷重-載荷方向の相対変位

表-8 荷重値の一覧表

(単位: kN)

着目点		ひび割れ $P_{cr}$	設計 $P_d$	鉄筋降伏 $P_y$	終局 $P_{max}$	
柱	設計値	22	65	187	187	
	試験値	鋼板あり	12 (0.56)	69 (1.06)	199 (1.06)	222 (1.19)
		鋼板なし	14 (0.63)	68 (1.05)	167 (0.89)	181 (0.97)
横ばり	設計値	24	67	194	220	
	試験値	鋼板あり	15 (0.64)	70 (1.05)	203 (1.05)	—
		鋼板なし	16 (0.65)	59 (0.88)	172 (0.88)	—
隅角部	鋼板あり	設計	—	—	233	
	試験	—	—	—	222以上	
	鋼板なし	設計	—	—	52	
	試験	—	—	—	181 (3.51)	

( ) 内は設計値に対する比率を示す

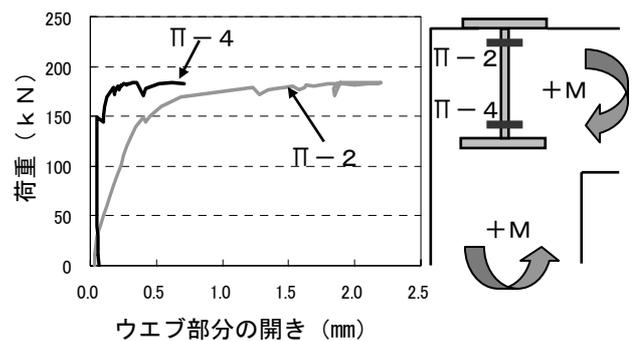


図-9 荷重-ウェブ部の開き（鋼板なし）

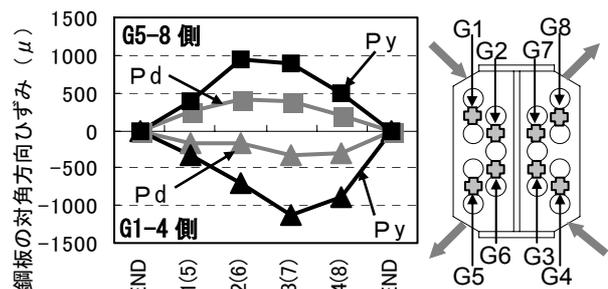


図-10 孔あき鋼板のひずみ分布

隅角部の耐力を向上させていると判断できる。

一方、鋼板ありの供試体で計測された孔あき鋼板のひずみ分布を図-10に示す。荷重の増加に比例して、孔あき鋼板の対角方向に圧縮と引張方向のひずみが計測されている。

このことより、孔あき鋼板を介して隅角部に引張弦材と圧縮ストラットが形成され、横ばりと柱間の力が効率的に伝達していることが分かる。また、複合ラーメン橋脚では、補強鋼材に代替する孔あき鋼材ジベルを隅角部に配置することで、SRC 横ばりと RC 柱のシンプルな剛結構造が実現できることが確認できた。

### (3)隅角部の応力伝達機構

橋軸直角方向の曲げ試験より、図-11(a)に示す応力伝達機構が形成されると判断できる。

コンクリートの引張応力を越える曲げモーメントが作用すると、隅角部のコンクリートに圧縮ストラットと補強鋼材による引張弦材が形成され、SRC 横ばり-RC 柱間の力の伝達が行われる。また、新しいタイプの複合ラーメン橋脚では、鋼 I 桁で分割された左右のコンクリートが上下方向にずれようとするが、図-11(b)に示すように鋼 I 桁フランジや隅角部の外側鉄筋による拘束効果が、隅角部の終局強度の向上や割裂ひび割れ発生後のじん性向上に威力を発揮する。

## 5. まとめ

複合ラーメン橋脚に用いる SRC 横ばりのせん断耐荷試験、さらに SRC 横ばりや貫通鋼 I 桁を含んだ隅角部に着目した、L 形供試体の曲げ試験より、以下の結論を得た。

- (1)鉄骨腹板に補剛リブを設けた、せん断スパン比が小さい SRC 横ばりにおいては、既存の算定式により算出した設計せん断耐力は、試験値に対してやや危険側の評価を与える。
- (2) 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、補剛リブを鉄骨腹板に設けても、せん断耐力や最大耐力後

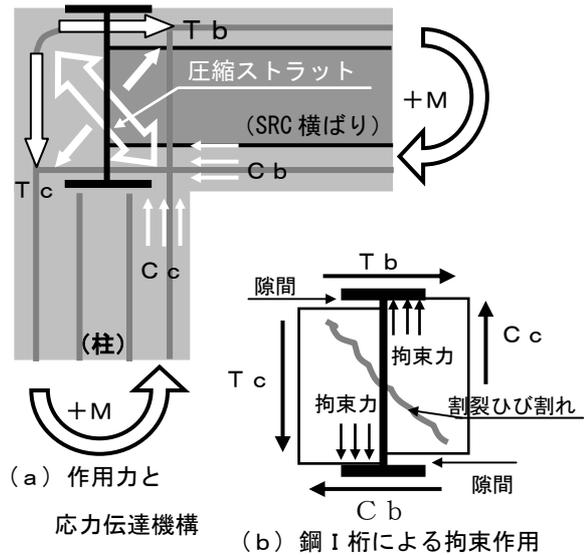


図-11 応力伝達機構

のじん性への影響は表れない。

(3)FEM 解析より、鉄骨フランジとスターラップは、内部コンクリートを拘束することで SRC 横ばりのせん断耐力を高める作用があると考えられる。また、複合ラーメン橋脚の SRC 横ばりという新しい構造においても、累加強度方式でせん断耐力が評価できることが分かった。

(4)複合ラーメン橋脚の隅角部は道示によっ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。

(5)孔あき鋼板を補強鋼材の代替構造として隅角部に設けることで、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。

(6)一般的な充腹形鉄骨を基本とした SRC 構造によって、複合ラーメン橋脚の隅角部を含めた、横ばり構造が設計できることが分かった。

## 参考文献

- 1) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会：複合構造物の性能照査指針（案），丸善，pp.16-19，2001.1
- 2) 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
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III，pp.283-287，2004