(40) 合成梁と鉄筋コンクリート柱で構成される 柱梁接合部の構造性能

田畑 卓1・鈴木 英之2・西原 寛3

¹正会員 株式会社安藤・間 技術研究所 (〒305-0822 茨城県つくば市苅間515-1) E-mail:tabata.taku@ad-hzm.co.jp

²正会員 株式会社安藤・間 技術研究所 (〒305-0822 茨城県つくば市苅間515-1) E-mail:hideyuki.suzuki@ad-hzm.co.jp

³正会員 株式会社安藤・間 技術研究所 (〒305-0822 茨城県つくば市苅間515-1) E-mail:hiroshi.nishihara@ad-hzm.co.jp

鉄骨造の梁と鉄筋コンクリート造の柱で構成されるRCS架構において、梁鉄骨にコンクリートスラブが 取りついた場合、あるいは梁鉄骨の下側にもスラブに類似するコンクリート製の板状部材が取りついた場 合の柱梁接合部の構造性能を実験的に検証した。柱梁接合部は梁鉄骨が貫通する形式で帯筋あるいはふさ ぎ板で補強した場合を対象としている。本実験より、コンクリートスラブは柱梁接合部のせん断耐力の向 上に寄与することが認められた。柱梁接合部せん断耐力の評価にあたっては、コンクリートスラブの影響 を接合部有効体積に考慮することにより実験結果を良好に表現できることを示した。

Key Words : RCS structure, beam-column joint, composite beam, flame test, shear strength

1. はじめに

柱を鉄筋コンクリート(RC)造, 梁を鉄骨(S)造とする RCS 構造は、軸力に強い RC 造と曲げ及びせん断力抵抗 に優れる S 造を組み合わせた合理的な架構形式の一つで ある。RCS 構造は当初, 柱梁接合部の応力伝達機構を 確保するために、様々な接合部ディテールが提案されて きたが、近年においては柱梁接合部応力を比較的小さく 抑えながら鉄骨の加工を出来るだけ省力化した簡易な接 合部形式の需要が高まってきている。一方, 梁部材の 剛性と耐力を高めるために、梁鉄骨と床スラブとを一体 化し合成梁として設計することが考えられる。この場合, 床スラブが柱梁接合部を拘束することにより、柱梁接合 部の耐力を増大させる効果が期待される。しかしながら、 SRC 規準[1]によれば,梁 S 造の場合と梁 SRC 造の場合 とではせん断耐力に有効な接合部コンクリート体積が異 なるものの、合成梁とした場合については既往の研究が 少なく評価方法が確立されていないのが現状である。

本論では梁鉄骨の上側にコンクリートスラブを結合し た合成梁による RCS 架構のほか,下側にもこれに類似 するコンクリート製の板状部材(以下,コンクリートフ ランジと称する)を結合した合成梁による RCS 架構を 提案し、これらの柱梁接合部の構造性能を部分架構実験 により検証した。

2. 実験計画

(1) 試験体

表1に試験体一覧,図1に柱梁接合部および部材断面 を示す。試験体は実大の約1/2縮尺を想定した十字形部 分架構で,全11体である。いずれも柱梁接合部のせん 断破壊が先行するよう計画した。コンクリートフランジ と梁鉄骨とは完全剛性梁として必要な頭付きスタッドに より結合し、コンクリートフランジにはひび割れ幅の抑 制のため、材軸直交方向に配力筋を配している。

各試験体は柱梁接合部の補強形式およびコンクリートフ ランジ内の軸方向筋の配筋形式により、3つのタイプに 大別される。試験体記号SRC(以下,SRCタイプ)およ びSC(以下,SCタイプ)はともに柱梁接合部を帯筋に より補強した試験体で、梁鉄骨の上下に同幅のコンクリ ートフランジを有する。主な変動因子はコンクリートフ ランジ幅、直交梁鉄骨の有無である。コンクリートフラ ンジ幅は柱幅の0.5倍から1.0倍の範囲で変動させた。柱

表1 試験体一覧

試験体名		SRC1	SRC2	SRC3	SRC5	SC1	SC2	SC3	SCC1	SCC2	SCC3	SCC4		
梁鉄骨	梁鉄骨 断面 (mm)		H250-140-9-14 [SS400]				H250 140 9 25 [SS400]			H250·140·6·25 [SN490B]				
コンクリート フランジ	断面厚さ(mm)	75				75 100		-	75					
	断面幅 [上側] (mm)	300	200	400	300	300	200	225	-	400				
	断面幅 [下側] (mm)	300	200	400	300	300	200	225	-		20	00		
	軸方向筋	3-D19[SD295A] (接合部貫通)				3-D6[SD295A](柱面定着)			-	上側:5-D6[SD295A](柱面定着) 下側:3-D6[SD295A](柱面定着)				
	コンクリート強度(N/mm ²)	上側:32.4 下側:32.7			.7	←			-	- 上側:41.5 下側:24.3				
RC柱	断面(mm)		断面∶b×D=400×400mm 主筋∶12−D19[SHD685							帯筋:4−D10@75[SD295A]				
	軸力	720kN (=0.15bDFc)				←			←					
	コンクリート強度	32.4N/mm ²				←			41.5N/mm ²					
接合部	補強形式					[SD295A]			ふさぎ板 t=3.2 [SS400]					
	直交梁鉄骨	有り無し			有り				有り		無し			









C

0 0

SCC3

0 0

Ť





[柱断面]

図1 柱梁接合部および部材断面

0 0

0 0

SCC4

梁接合部内の帯筋は閉鎖型とせず鉄骨ウェブ間で分割, 端部に135°フックを設けた。なお、帯筋の端部には組 み立て用の縦筋を配しているが、その端部は梁鉄骨と縁 を切っている。梁鉄骨には柱面の上下フランジ間に支圧 板(FBP)を設けた。コンクリートフランジ内の軸方向 筋は、SRCタイプでは梁主筋を想定して柱梁接合部内を 貫通するように配筋した。SCタイプではスラブ筋を想 定して柱面の手前で定着させる形式とした。

試験体記号 SCC(以下, SCC タイプ)は柱梁接合部 をふさぎ板で補強した試験体である。変動因子はコンク リートフランジの有無および直交梁鉄骨の有無とした。 SCC3 では梁鉄骨の上側に柱と同幅,下側に柱の半分の 幅のコンクリートフランジを取り付けた。これに対して

表2 使用鋼材の材料試験結果

1

400

括印	细括	体田签託	降伏応力	引張強さ	ヤング係数
作里力」	到门个里	使用固则	(N/mm^2)	(N/mm ²)	(kN/mm²)
PL25	SS400	梁鉄骨フランジ [SC]	257	416	210
PL25	SN490	梁鉄骨フランジ [SCC]	355	515	212
PL14	SS400	梁鉄骨フランジ [SRC]	267	446	197
PL10	SS400	梁鉄骨ウェブ [SC]	310	464	211
PL9	SS400	梁鉄骨ウェブ [SRC]	325	472	195
PL6	SN490	梁鉄骨ウェブ [SCC]	403	525	200
PL6	SN490	ふさぎ板 [SCC]	278	440	194
D19	SD490	梁軸方向筋 [SC]	540	702	200
D19	SHD685	柱主筋	759	1021	206
D10	SD295A	帯筋	360	522	189
D6	SD295A	配力筋、接合部補強筋	371	538	187



図2 層せん断カー層間変形角 関係



写真1 破壊状況(R=1/25rad.)

SRC3

SC2

SC3

SCC1 および SCC2 ではそれぞれ、上下、下側のコンク リートフランジを無くした。コンクリートフランジ内の 軸方向筋はSCタイプに倣った。

表2に使用鋼材の材料試験結果を示す。

(2) 加力方法

実験は柱に0.15Fcの一定軸力を与えた状態で、柱反曲 点位置をピンローラー支持し、梁に逆対称の正負交番漸 増繰り返しの載荷を行った。加力は層間変形角による変 形制御とし, R=1/400rad.および1/200rad.で各1回, R=1/100rad., 1/50rad., 1/33rad.で各2回繰り返した後, 接合 部帯筋形式の試験体ではR=1/25rad.を1回繰り返して R=+1/20radまで、接合部ふさぎ板形式の試験体では R=1/25rad.および1/20rad.で各1回繰り返してR=+1/15rad.ま で、それぞれ載荷を行った。

3. 実験結果

(1) 破壊経過および履歴性状

図 2 に層せん断力-層間変形角関係,写真 1 に R=1/25rad.時の破壊状況を例示する。また,表3に実験 結果一覧を示す。

SC WY ΡY RY MAX 試験体 Q R Q R QR QR Q R 0 R SRC1 116 2.5 240 8.1 224 7.3 273 11.5 334 20.0 SRC2 112 2.5 221 7.3 232 8.1 243 8.9 312 20.1 117 2.8 218 6.9 257 303 13.8 343 9.3 20.0 SRC5 138 2.8 254 7.7 264 8.5 278 9.6 305 20.0 SC1 125 32 225 77 232 8.1 300 13.9 336 20.0 121 3.0 242 9.6 218 7.3 242 10.7 313 20.1 131 3.0 241 7.3 198 277 351 20.0 5.4 9.6 SCC1 173 7.7 237 13.1 179 8.1 292 23.1 321 30.0

表3 実験結果一覧

	SCC2	168	5.8	251	10.8	212	10.5	331	17.8		3/4	30.0
	SCC3	166	5.0	254	10.0	242	8.5	364	17.7		409	30.0
	SCC4	200	6.9	265	13.1	225	8.5		-		293	20.0
SC:接合部せん断ひび割れ(SCCタイプはふさぎ板直上のひび割れ) FY:鉄骨フランジ												
降伏 WY: 接合部内鉄骨ウェブ降伏 PY: ふさぎ板降伏 RY: 接合部内帯降伏												
MAX : 最大耐力 Q : 層せん断力(kN) R : 層間変形角(×10 ⁻³ rad.)												

接合部帯筋形式の SRC および SC タイプ試験体はいず れも、R=1/400~1/200rad.で接合部せん断ひび割れが発生 した後、接合部内の帯筋、接合部鉄骨ウェブがそれぞれ 降伏し,R=1/50rad.で最大耐力となった。各試験体では 最大耐力時においてコンクリートフランジのずれや梁端 部での圧壊の兆候は認められなかったが,最大耐力以降, 接合部せん断ひび割れの拡大・進展に伴い、梁端部コン クリートも圧壊し始める性状を示した。直交梁鉄骨のな い SRC5 は他の試験体に比べて、最大耐力以降の接合部 の損傷が顕著であった。履歴性状は逆S字化の傾向であ るものの、耐力低下の少ない安定した挙動を示した。

 接合部ふさぎ板形式のSCC試験体はいずれの試験体も
 ⁰⁵
 R=1/200rad.のサイクルで柱材端部に曲げひび割れが発生
 ⁰⁴
 した後,R=1/100rad.のサイクルで接合部内の鉄骨ウェブ,03
 梁端の鉄骨フランジがそれぞれ降伏し,その後,
 R=1/33rad.で最大耐力に達した。ふさぎ板の降伏は直交
 ⁰²
 梁鉄骨を有するSCC1~SCC3でR=1/50rad.前後に確認され
 ⁰¹
 た。コンクリートフランジがないSCC1では、変形の増
 ⁰⁰
 大に従ってふさぎ板上下に発生した柱曲げひび割れが拡
 大する性状を示したのに対し、コンクリートフランジを
 有する試験体では、梁端部の曲げひび割れが卓越し、柱
 曲げひび割れは比較的広い範囲に分散してひび割れ幅も
 ²
 軽微となる傾向が認められた。
 ¹⁰

ひび割れ発生状況およびひずみ測定結果から、最終破 壊形式はいずれも接合部せん断破壊であると判断した。

(2) 分割帯筋のひずみ性状

図3にSRCおよびSCタイプにおける柱梁接合部内帯 筋のひずみの推移を示す。同図より、帯筋のひずみは接 合部せん断ひび割れが発生するQ=150kN程度から生じ 始め、最大耐力以前に降伏ひずみに達している。このこ とから、接合部内の帯筋は鉄骨ウェブ間での分割方式と しても、せん断抵抗要素として有効に機能し得ることが 認められる。特にSRC1とSRC5では直交梁鉄骨の有無 により帯筋の分割数が異なる。SRC1は直交梁鉄骨によ り加力方向に帯筋が分割されるのに対して、SRC5では 連続した形となるが、ひずみの推移は両者で殆ど一致す る結果となった。一方、コンクリートフランジ幅が異な るSRC1~3およびSC1とSC2では、コンクリートフラ ンジ幅が狭いほど早期に降伏歪みに達する傾向であった。

(3) ふさぎ板のひずみ性状

図4に直交梁鉄骨の有無が異なるSCC3とSCC4のふさぎ 板のせん断応力度分布を示す。直交梁鉄骨を設けた SCC3は、最大耐力に達したR=1/33rad.でほぼ全面せん断 降伏したが、直交梁鉄骨の無いSCC4では最大耐力後の R=1/33rad.においてもせん断降伏応力の半分程度の応力 にとどまった。両試験体では図5に示すように接合部鉄 骨ウェブのせん断応力度分布に明確な差異は認められな い。ふさぎ板は接合部鉄骨ウェブに比べて応力の発現が 遅い傾向が認められた。

4. 柱梁接合部のせん断耐力

(1) 直交梁鉄骨による影響

表3では直交梁鉄骨の有無が異なる試験体相互に着目 すると、帯筋形式のSRC1とSRC5では約10%、ふさぎ板 形式のSCC3とSCC4では約40%、直交梁鉄骨を設けるこ



図5 接合部内鉄骨ウェブのせん断応力度分布

200 -200

-100

100

200

らの距離 (mm)

100

らの距離 (mm)

とにより最大耐力が増大している。すなわち,直交梁鉄 骨は柱梁接合部の耐力増大に寄与するが,その度合いは 柱梁接合部の補強形式により異なる結果であった。この ことは,接合部を帯筋形式とした場合には帯筋がRC系 要素として接合部鉄骨ウェブと独立的に接合部せん断力 に抵抗し,直交梁鉄骨は接合部コンクリートのせん断抵 抗の増大に寄与するものと考えられる。一方,ふさぎ板 形式では前述したように直交梁鉄骨の有無によってふさ ぎ板の負担応力が明確に異なった。直交梁鉄骨がある場 合は直交梁鉄骨を介して梁鉄骨からふさぎ板に直接的に 応力伝達することができるが,直交梁鉄骨が無い場合は 接合部コンクリートが柱側面まで応力伝達する必要があ るため,ふさぎ板への応力伝達効率が低下したものと考 えられる。

(2) コンクリートフランジによる影響

図6に最大耐力に及ぼすコンクリートフランジの影響 を示す。ここで、図中の数値はコンクリートフランジ幅 を、無し、上側、上下は梁鉄骨に対するコンクリートフ ランジの付加位置を表す。同図より、接合部帯筋形式の

0 -200

-100

SRC1~SRC3およびSC1, SC2ではコンクリートフランジ 幅が広いほど最大耐力が高くなる性状が認められる。ふ さぎ板形式のSCC1~SCC3でも、梁S造のSCC1に対して コンクリートフランジを梁鉄骨の上側、上下と付加して いくことで最大耐力が増大しており、コンクリートフラ ンジが接合部耐力に影響を及ぼす一要因であることが明 らかである。ただし、接合部帯筋形式としてコンクリー トフランジ内の軸方向筋を柱梁接合部内に貫通させた SRCタイプと柱面手前で定着したSCタイプでは、コンク リートフランジ幅が同じ試験体相互で最大耐力がほぼ等 しく、軸方向筋の配筋形式による影響は認められない。

(3) 柱梁接合部せん断耐力の評価

ここでは、SRC規準に基づいて合成梁とRC造柱で構成される柱梁接合部のせん断耐力の評価を試みる。以下にSRC規準による柱梁接合部せん断耐力式を示す。

$${}_{j}M_{u} = {}_{c}V_{e} \cdot \left({}_{J}F_{s} \cdot {}_{J}\delta + {}_{w}p \cdot {}_{w}\sigma_{y}\right) + \frac{1 \cdot 2{}_{s}V \cdot {}_{s}\sigma_{y}}{\sqrt{3}}$$
(1)

$$_{j}F_{s} = \min(0.12F_{c}, 1.8 + 3.6F_{c}/100)$$
 (2)

$${}_{c}V_{e} = \frac{c b + {}_{B}b}{2} \cdot {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d : \Re SRC^{\pm}, \ \Re RC^{\pm}$$
(3)

$${}_{c}V_{e} = \frac{cb}{2} \cdot {}_{sB}d \cdot {}_{mC}d \qquad : \mathfrak{PS} \doteq \qquad (4)$$

$${}_{s}V = {}_{J}t_{w} {}_{sB}d {}_{sC}d$$

$$= {}_{c} \subset \mathcal{C},$$

$$(5)$$

- *」*δ:接合部の形状による係数で以下による +字形=3, T字・ト字形=2, L字形=1
- *cb*, *b*: 柱幅および梁幅
- mcd, mBd:それぞれ柱および梁の主筋間距離
- _{sB}d:鉄骨フランジの重心間距離
- $_w p, _w \sigma_v: せん断補強筋比および降伏強度$
- Jt_w , $s\sigma_v$: 鉄骨ウェブの厚さおよび降伏強度

SRC規準式では梁の構造形式により接合部コンクリートの有効体積の評価が異なる。合成梁の場合は前述の結果によれば、コンクリートフランジ内の軸方向筋は柱梁接合部のせん断耐力に影響を及ぼさないことから、コンクリートフランジは引張抵抗せず圧縮応力のみを負担する要素と考えて図7のように接合部コンクリートの有効体積を評価する。すなわち、接合部コンクリートの有効幅の評価にあたっては、コンクリートフランジが圧縮応力を受ける場合はSRC造、引張応力を受ける場合はS造の梁とみなして、接合部四隅の有効幅を各々算出し、これらの平均値で与えるものとする。接合部コンクリートの有効高さは、梁の圧縮側にコンクリートフランジ重心が有る場合はその重心位置、無い場合は鉄骨フランジ重心位置とし、それぞれ引張側鉄骨フランジ重心からの距離で



与える。以上を整理すると、合成梁を用いたときの接合 部コンクリートの有効体積は式(6)で表される。

$$_{c}V_{e} = \frac{4 \cdot_{C} b +_{cf} b_{u} +_{cf} b_{l}}{8} \cdot_{B} d_{e} \cdot_{mC} d$$
(6)

ここで,

cfbu: 梁鉄骨上側のコンクリートフランジ幅

cfb1:梁鉄骨下側のコンクリートフランジ幅

Bde: 接合部コンクリートの有効高さで式(7)による

$${}_{B}d_{e} = \frac{{}_{cf}t_{u} + {}_{cf}t_{l} + n \cdot {}_{sf}t}{4}$$

$$\tag{7}$$

ここで,

- ctu: 梁鉄骨上側のコンクリートフランジ厚
- cfl: 梁鉄骨下側のコンクリートフランジ厚
- sft: 梁鉄骨フランジ厚
- n:コンクリートフランジを上側にのみ設けた場合は n=1,上下に設けた場合はn=2とする

ふさぎ板はせん断パネルとみなして式(8)より負担 せん断力を算出する。ただし、梁鉄骨からふさぎ板への 応力伝達は、直交梁鉄骨の上下フランジを介してなされ

40 - 5

るものとし、ふさぎ板の有効応力度を式(9)で制限する。

$$_{J_p}M_u = 2 \cdot_{J_p} t \cdot_{s_B} d \cdot (0.9 \cdot_C D) \cdot \frac{_{J_p}\sigma_e}{\sqrt{3}}$$
(8)

$$_{Jp}\sigma_{e} = \min\left\{_{Jp}\sigma_{y}, \frac{_{sf}b\cdot_{sf}t}{_{Jp}t\cdot_{C}D}, s_{f}\sigma_{y}\right\}$$
(9)

ここで、 $_{Jp}M_{u}$:ふさぎ板の負担せん断力 $_{Jp}t$:ふさぎ板の板厚 $_{C}D$:柱せい $_{Jp}\sigma_{e}$:ふさぎ板の有効応力度 $_{Jp}\sigma_{y}$:ふさぎ板の降伏強度 $_{sf}b, _{sf}t$:直交梁鉄骨フランジの幅および厚さ

 $sf\sigma_v: 直交梁鉄骨の降伏強度$

また,直交梁鉄骨を有する場合には,直交梁鉄骨が接 合部コンクリートの有効幅を増大させるものとして,接 合部コンクリートの有効体積(*_eV_e*)を1.1倍して評価す るものとする。

図8および図9に各試験体の最大耐力実験値と柱梁接合 部耐力計算値の対応を示す。図8はコンクリートフラン ジを無視し,梁S造として接合部コンクリートの有効体 積を評価した場合である。このときの計算値に対する実 験値の比は1.35~1.75倍となった。図9は式(6)に基づ いて接合部コンクリートにコンクリートフランジの影響 を考慮した場合である。実験値/計算値の比は1.06~1.26 の範囲であり,計算値は実験値を安全側に評価するとと もに,コンクリートフランジの幅や有無,直交梁鉄骨の 有無による影響を良好に表現できることが確認された。

5.まとめ

梁鉄骨にコンクリート製の板状部材(コンクリートフ ランジ)を結合した完全合成梁とRC造柱で構成される RC架構について,柱梁接合部せん断破壊型の実験を実 施し,以下の知見を得た。

- 法合部耐力は梁鉄骨にコンクリートフランジを付加 する、あるいはコンクリートフランジ幅が広いほど 増大する性状を示した。
- コンクリートフランジ内の軸方向筋を柱梁接合部に 貫通させた試験体と柱手前で定着した試験体では、 最大耐力がほぼ等しくなった。



図9 接合部せん断耐力の実験値と計算値の対応 (コンクリートフランジを考慮した場合)

- 3) 接合部内の帯筋は鉄骨ウェブ間で分割しても最大耐 力以前に降伏しており、せん断抵抗要素として有効 に機能することが確認された。
- 4) ふさぎ板に生じる応力は直交梁鉄骨の有無により明確に異なった。ふさぎ板を有効に機能させるためには直交梁鉄骨のような梁鉄骨からの応力伝達要素を設けることが重要である。
- 5) SRC規準に基づき合成梁とRC柱で構成される柱梁接 合部のせん断耐力式を提案した。提案式はコンクリ ートフランジの幅や有無,直交梁鉄骨の有無による 影響を良好に表現できた。

参考文献

[1]日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説,2001

STURUCTURAL PERFORMANCE OF BEAM-COLUMN JOINT COMPOSED OF COMOSITE BEAMS AND RC COLUMNS

Taku TABATA, Hideyuki SUZUKI and Hiroshi NISHHARA

For proposed the RCS structure that added the concrete-flange to steel beams, we make a thorough investigation of structural performance of beam-column joints. Concrete-flange mean plate shape concrete member. The subjects of beam-column joints were reinforced by hoop or covering plate.

As a results, shear strength of beam column joints increased adding the concrete-flange. The calculated value by the proposed equation to evaluate the ultimate shear strength of the beam-column joints considered concrete-flange showed a good agreement with the test results.