

論文 端部 S 造中央 RC 造梁に関する実験的研究

石川 裕次*1・岡本 晴彦*2・石井 修*3・廣重 隆明*4

要旨：端部 S 造中央 RC 造梁について、RC 部主筋を U 字形定着とし①鉄骨フランジ面のスタッドの有無、②中央 RC 造部から端部 S 造部に移行する SC 部におけるせん断補強を変数とした曲げせん断実験を行った結果、以下のことが分かった。I. スタッドの有無により最大耐力が異なる。II. 鉄骨フランジ面にスタッドを設けることによって SC 部でのてこ反力を低減し、端部 S 部の材料特性を反映した紡錘形の復元力特性が得られる。

キーワード：端部 S 造，中央 RC 造，スタッド，てこ反力，U 字形定着

1. はじめに

近年、施工合理化および工期短縮を目的として、各種構造の特徴を生かした混合構造部材の研究が行われている(文献[3,4]等)。本研究では、端部 S 造部(以下、S 部)に塑性ヒンジを形成させ S 部の材料特性を反映した復元力特性を有する端部 S 造中央 RC 造梁(以下端部 S 梁)を設計する上で不明瞭な因子である①中央 RC 部主筋の定着、②中央 RC 造部から端部 S 造部に移行する SC 部から端部 S 部への応力伝達に着目し、鉄骨フランジ面のスタッドの有無および SC 部せん断補強を実験変数とした曲げせん断実験を行った。

2. 実験概要

試験体は実大の 1/2 スケールとし、シアスペン比(M/QD)を 3.0 とした 5 体である。図-1 に試験体図を、表-1 に試験体諸元および変数を示す。RC 部主筋は全て U 字形定着とし、コーナー部の定着耐力は藤井・森田式(文献[1]) (但し、原式の柱せん断力を 0 としている)、直線部は文献[2]に基づいて算定した。SC 部先端のせん断補強は、図-2(荷重:P=せん断力:Q)に示したように文献[4]に従い端部 S 梁を線材に置換した曲げモーメント図から

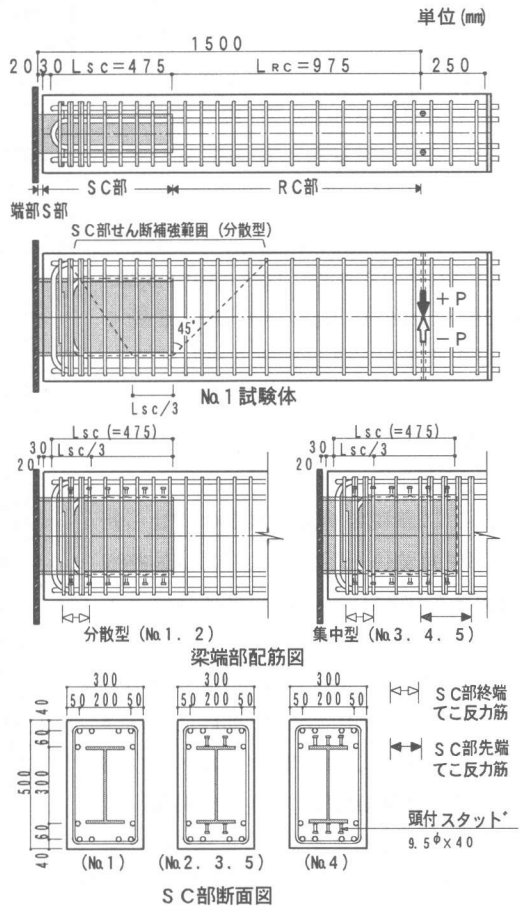


図-1 試験体図

*1 (株) 竹中工務店 技術研究所、工修 (正会員)
 *2 (株) 竹中工務店 技術研究所 主任研究員、工博 (正会員)
 *3 (株) 竹中工務店 東京本店設計部 副部長、工修
 *4 (株) 竹中工務店 東京本店設計部

求められるてこ反力に対して文献[3]に従う分散型(No. 1,2 試験体)と、鉄骨先端部および終端部にてこ反力筋として集中配筋した集中型(No. 3,4,5 試験体)の2変数とした(但し、No. 3,4,5 では図-2 に示したように鉄骨フランジ面のスタッドのせん断抵抗による偶力を考慮した。)。SC 部終端はスタッドによる曲げモーメント伝達分を除き、同様に求まるてこ反力から算定したNo. 1 ~ 4 と、てこ反力筋を 1/2 に低減したNo. 5 の2変数とした。また、スタッドは主筋の定着力の1/2 を負担しうるせん断耐力を有するものとして設定した(No. 2,3,5)。No. 4 は文献[5]に従ってスタッド本数を設定した。加力は図-3 に示す片持ち梁形式とした。但し、部材角の増大に対しても加力点の水平を維持するために梁部材重心位置で回転するピン支承を使用した。加力サイクルは、2.5,5.0,10*,5.0,20*,10,30*,50,100×10⁻³[rad]の正負交番繰り返し載荷とした(*:2 回繰り返し載荷)。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

表-2 に諸現象荷重を、図-4 にせん断力-部材角関係を示す。図中には最終破壊状況を併記している。全試験体とも部材角 2.5×10⁻³[rad]までに、RC 部および SC 部先端に曲げひび割れが発生し、部材角 5×10⁻³[rad]には SC 部内に曲げひび割れが発生した。No. 1 試験体は、部材角 20×10⁻³[rad]以降スリップ現象が見られた。最終サイクルでは SC 部終端

の引張側主筋コーナー部から SC 部先端断面の圧縮側へ45° 方向の斜めひび割れが多数発生し、U 字形定着された主筋のコーナー部において定着破壊に至り、部材角 30×10⁻³[rad]付近で耐力が低下した。他の試験体では、S 部に形成された塑性ヒンジの耐力劣化は、最終サイクルまで見られず良好な復元力特性を示し、スタッド本数や補強筋の配筋による違いは見られなかった。また、図-5 包絡線荷重の比較に示したようにNo. 1 はスタッドを有する他の試験体に比し、20×10⁻³[rad]以降は相対的に低い包絡線を示し、最大耐力に違いが見られた。

表-1 試験体諸元および実験変数一覧

端部鉄骨		BH-300×150×9×12(SS400)	
RC 部	主筋 (p _t)	4+2-D19 (1.3 [%])	
	補強筋 (p _w)	2-D10@100 (0.47[%])	
		てこ反力筋	
		SC 部終端	SC 部先端
No. 1	2-D10×5	2-D10@63(分散)	
No. 2		2-D10×9(集中)	
No. 3			
No. 4			
No. 5	2-D10×3	2-D10×9(集中)	
材料特性	D19	σ _y =357.5[MPa], Es=185.3[GPa]	
	D10	σ _y =376.7[MPa], Es=191.2[GPa]	
	PL12	σ _y =268.8[MPa], Es=211.8[GPa]	
	PL9	σ _y =270.5[MPa], Es=212.8[GPa]	
	コンクリート	σ _B =28.1[MPa], Ec=20.6[GPa]	
表記	p _t :引張鉄筋比, p _w :補強筋比, σ _y :降伏強度 Es:弾性係数, σ _B :圧縮強度, Ec:割線弾性係数		

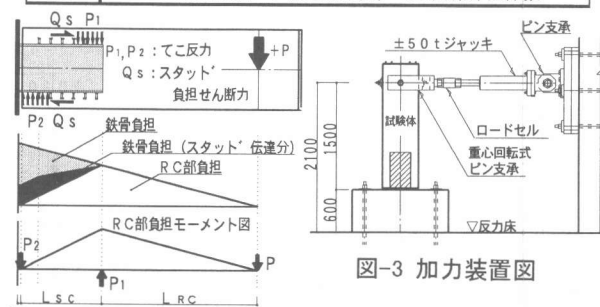


図-2 仮定した曲げモーメント図

表-2 諸現象荷重

諸現象	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
SC 部曲げ	68.7	44.4	39.5	46.9	45.1
ひびわれ	(3.8)	(2.5)	(2.3)	(2.5)	(2.5)
SC 部曲げ	102.8	133.1	140.4	135.1	83.7
せん断ひびわれ	(7.9)	(10.5)	(13.0)	(10.8)	(5.3)
定着部斜め	102.8	166.9	131.7	185.8	127.8
ひび割れ	(7.9)	(30.3)	(10.5)	(50.0)	(9.9)
主筋降伏	134.8	192.0	---	196.3	194.5
	(98.4)	(70.4)		(66.2)	(78.7)
補強筋降伏	153.0	---	---	---	---
	(35.9)				
鉄骨降伏	68.7	107.9	73.3	44.1	93.0
《実験値》	(3.8)	(7.6)	(4.5)	(2.3)	(6.2)
最大耐力	160.6	200.4	200.1	206.9	200.8
《実験値》	(50.2)	(100.4)	(100.4)	(99.9)	(100.3)
Qy 《計算値》	108.1				
Qp 《計算値》	123.7				

* 表記方法

Q [kN]	Qy: 端部鉄骨の降伏強度
(R × 10 ⁻³ [rad])	Qp: 端部鉄骨の全塑性 モーメント時のせん断耐力

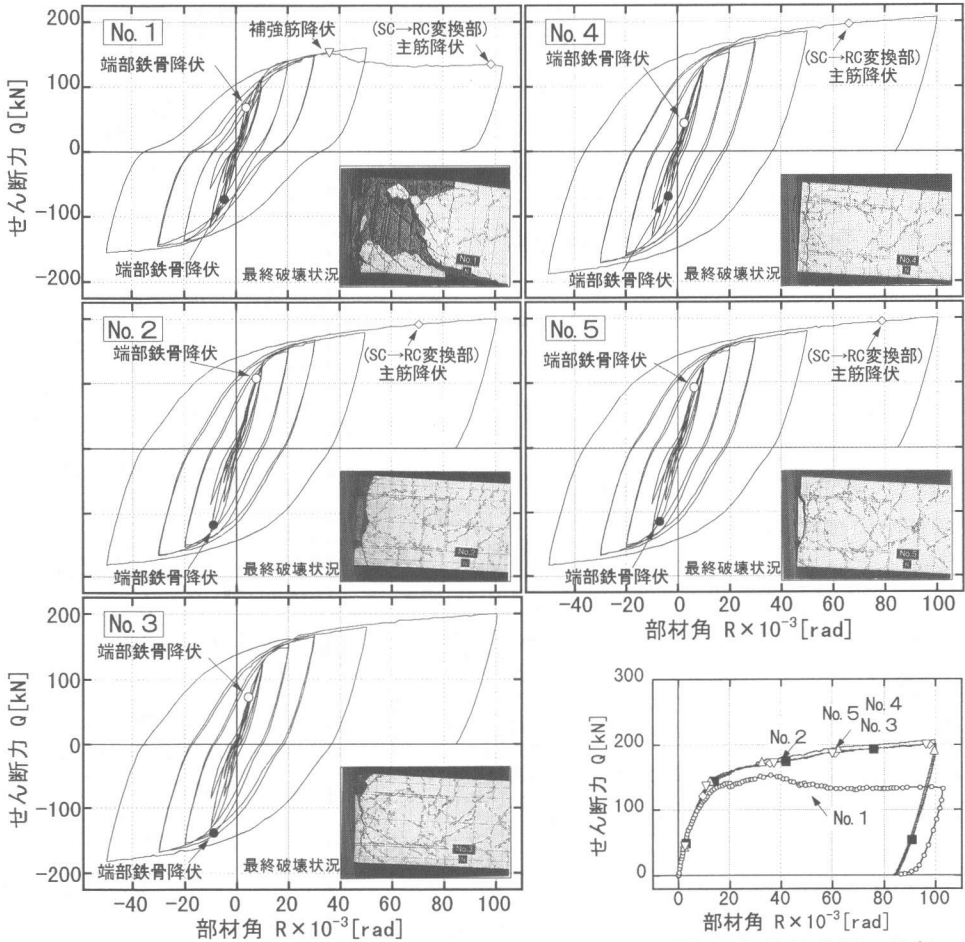


図-4 せん断力—部材角関係

図-5 包絡線荷重の比較

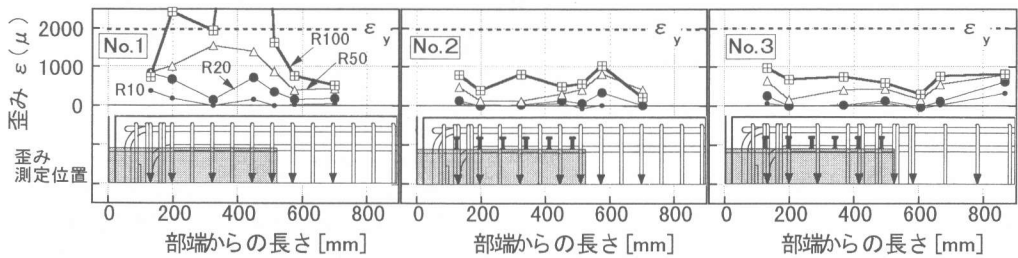


図-6 補強筋歪み分布

3.2 補強筋歪み分布

図-6 にスタッドの有無および補強筋の配筋が異なるNo. 1,2,3 試験体の補強筋歪み分布を示す。図中には補強筋の降伏歪みを ϵ_y として示した。スタッドを有し SC 部せん断補強筋の配筋が異なるNo. 2,3 の歪み分布は SC 部内の歪みがほぼ一定となり、同様な分布形状を示した。また、部材角 100×10^{-3} [rad]においても各歪み値は $1000[\mu]$ 以下であった。一方、No. 1 は復元力特性においてスリップ現象が見られた部材角 20×10^{-3} [rad]以降に歪みの増加が顕著となり、最終サイクル時には RC 部および SC 部終端に位置する補強筋を除き、降伏歪みを超えている。

3.3 RC断面の抜け出し

スタッドの効果を把握するためにスタッドの有無を変数とするNo. 1,2 について鉄骨先端部から RC 断面の抜け出し-部材角関係を図-7に示す。抜け出しの測定は図中に示したように引張縁および圧縮縁における鉄骨フランジ面および RC 断面にそれぞれアンカーした測定ボルトを利用し、その相対変位を RC 断面の抜け出しとして定義している。スタッドの無いNo. 1 は部材角 $+20 \times 10^{-3}$ [rad]のサイクルピーク以後、引張縁(東面)の抜け出しが残留し圧縮縁においても抜け出しが生じた状態となった。

これは、SC 部先端において RC 断面と鉄骨断面に相対変位を生じていることを示していると考えられる。一方、スタッドを有するNo. 2 では、部材角の増加に伴い定義した引張縁の抜け出しが増加するが、圧縮縁では変位が生じていない。つまり、スタッドの存在により RC 断面と鉄骨断面との相対変位は生じていないと考えられる。

4. 実験結果の検討

4.1 SC 部内の RC 部主筋定着性状

図-8 にスタッドの有無を変数とするNo. 1,2 試験体について 1,2 段筋の定着状況を把握するために、鉄骨先端部の主筋応力(以下、全定着応力)およびその主筋コーナー部負担応力-部材角関係を示す。No. 1, No. 2 ともに、各サイクルの増加に伴い、全定着応力は増加する。

しかし、コーナー部負担応力は、No. 2 に比しNo. 1 ではコーナー部の負担応力が増加している。これはNo. 2 では、RC 部主筋の定着反力をコンクリートを介し、鉄骨フランジ面のスタッドによるせん断抵抗によって鉄骨断面に伝達されるのに対し、No. 1 では SC 部終端において RC 部主筋の定着反力を負担しているためと考えられる。そして、No. 1 では最終サイクルにおいて耐力が低下した部材角 30×10^{-3} [rad]付近において 2 段筋のコーナー部負担応力および全定着応力が急激に低下した(1 段筋全定着応力の低下は相対的に小さい)。つまり、破壊状況を踏まえて考えるとNo. 1 は 2 段筋のコーナー部において定着破壊に至ったと考えられる。また、実験結果から藤井・森田式から求めた計算値は SC 部内の U 字形主筋のコーナー部定着破壊を推定することが可能であると考えられる実験結果を示した(文献[1]で示されたマクロモデルと破壊モードは一致している)。

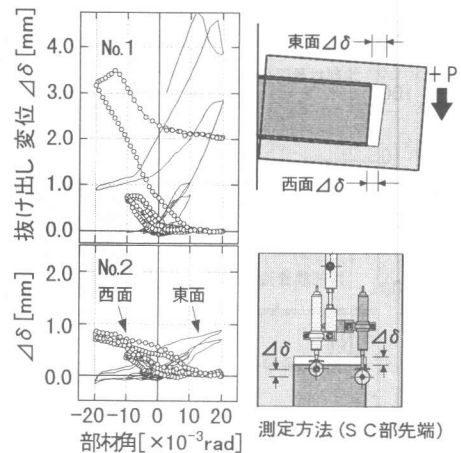


図-7 RC断面抜け出し-部材角関係

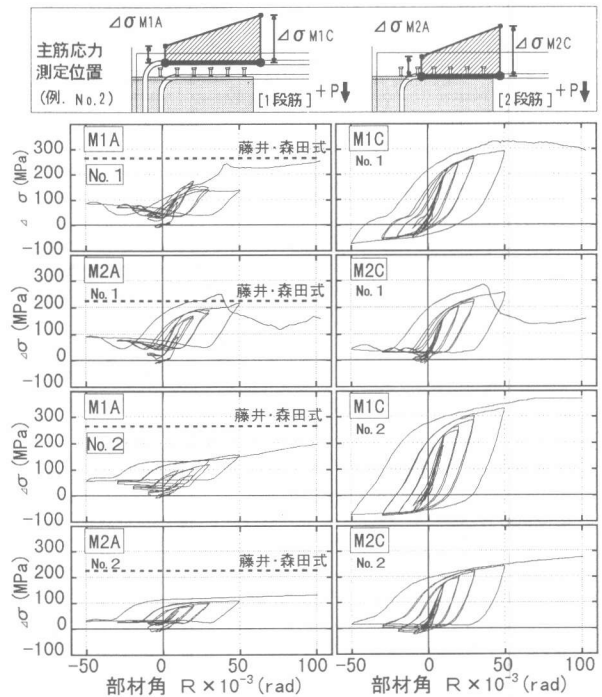


図-8 RC部主筋定着応力-部材角関係

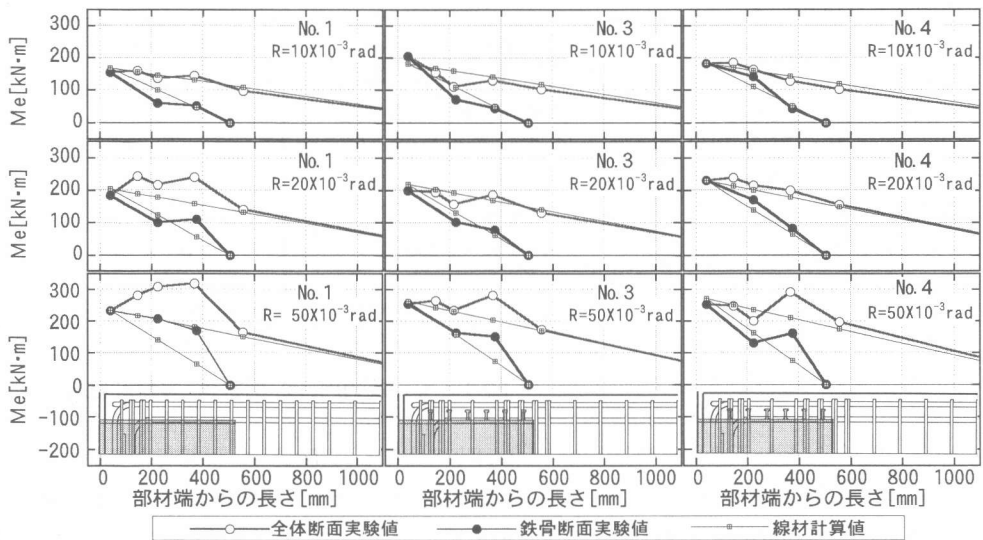


図-9 曲げモーメント分布図

4.2 曲げモーメント分布

スタッド本数を変数とするNo. 1,3,4 試験体について図-9 に各部測定歪みから算定した鉄骨断面および全体断面の曲げモーメント分布(部材角 10×10^{-3} , 20×10^{-3} , 50×10^{-3} [rad]時)を示す。鉄骨およびコンクリートの応力-歪み関係はそれぞれ、文献[6]および e 関数法を用いて鉄骨部および RC 部の負担曲げモーメントを算定し、SC 部はその和を全体曲げモーメントとした。線材計算値は、図-2 に示したように試験体を線材に置き換えて作用せん断力より算定した。上述の算定方法は試験体および部材角によらず S 部および RC 部断面において線材計算値にほぼ一致することから十分に妥当な手法と考えられる。しかし、スタッドを有しないNo. 1 ではスリップ現象が現れ、RC 断面と鉄骨断面の相対変位が生じた部材角 20×10^{-3} [rad]以後、鉄骨断面の分布が SC 部先端において線材計算値を上回り、鉄骨先端部に伝達されるせん断力が増加していると考えられる。同様に、全体断面では SC 部先端および終端において線材計算値を上回る分布を示している。これは、上述の事由に加え、SC 部内 RC 断面の定着力が主に、SC 部終端で伝達されるため SC 部内における RC 断面の曲げモーメントが線材計算値に比し大きいためと考えられる。一方、スタッドを有し SC 部せん断補強筋の配筋が異なるNo. 3,4 は、部材角 20×10^{-3} [rad]においては鉄骨断面および全体断面の分布は線材計算値にほぼ一致し、同様な分布を示した。これは、SC 部内において鉄骨断面と RC 断面の一体性が保持されていることを現していると考えられる。また、部材角 50×10^{-3} [rad]の時点では、鉄骨先端部での応力伝達が増加しているが SC 部終端においては線材計算値にほぼ一致した。上述の実験結果から、鉄骨フランジ上のスタッドは RC 部主筋定着力の 1/2 以上のせん断耐力を有する本数とすることによって SC 部内断面の一体性が保持される。そして、端部 S 梁を線材として考えた曲げモーメント分布と同様な分布を形成し、SC 部内において過大な応力を発生せずに S 部に塑性ヒンジを形成することが可能であると考えられる。

4.3 てこ反力

スタッドの有無を変数とするNo. 1,2 について、実験値てこ反力 P1,P2-部材角関係および、線材計算値関係を図-10 に示す。文献[2]に従い鉄骨先端部に作用する支圧力を、SC 部内および RC 断面

(圧縮側鉄骨先端から 45° の範囲)の補強筋応力の総和によって、実験値でこ反力 P_1 と定義した。SC 部終端の補強筋および主筋(材軸直交方向)応力の総和を、実験値でこ反力 P_2 と定義した。線材計算値は作用せん断力を用い、図-2 に示した曲げモーメント分布から求められる値である。No. 1 の実験値

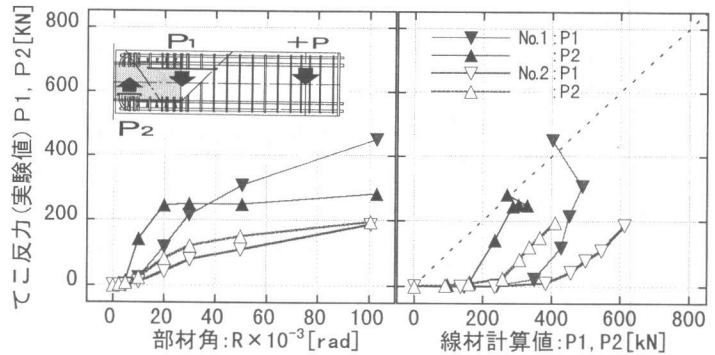


図-10 てこ反力 P_1, P_2 -部材角, 線材計算値関係

てこ反力 P_1, P_2 はそれぞれ部材角 $10, 20 \times 10^{-3}$ [rad]時に増加し、実験値 P_2 は線材計算値と同様な値となった部材角 20×10^{-3} [rad]以後、ほぼ一定となった。実験値 P_1 は、部材角の増加と共に増加し SC 部での破壊に至った最終サイクル時には線材計算値にほぼ一致した。また、No. 2 は実験値 P_1, P_2 共に部材角 20×10^{-3} [rad]以後、部材角の増加に伴い徐々に増加した。しかし、線材計算値(スタッドの効果は含まれていない。)に比し小さい値を示すと共に実験値 P_1, P_2 は、ほぼ一定値を示し線材計算値と異なった大小関係を示した。つまり、SC 部における RC 断面と鉄骨断面との一体性が失われた場合には、SC 部内に過大な曲げモーメントが作用し、線材計算値のてこ反力に相当する応力を SC 部および周辺のせん断補強筋によって負担すると考えられる(図-9 参照)。一方、鉄骨フランジ面にスタッドを有し、SC 部断面の一体性が保たれている場合には、線材計算値のてこ反力を SC 部の補強筋および主筋(材軸直行方向)のみによって負担されておらず、文献[4](図-2 参照)に示されたようなてこ反力は発生していないと考えられる。

5. まとめ

RC 部主筋を SC 部内に U 字形定着した端部 S 造中央 RC 造梁について SC 部のせん断補強、鉄骨フランジ面のスタッドを変数とする曲げせん断実験を行った結果以下のことが分かった。

- ① U 字形主筋のコーナー部定着破壊は、藤井・森田式から求めた計算値によりほぼ推定できる。
- ② 鉄骨フランジ面に RC 断面定着力の 1/2 程度のせん断耐力を有するスタッドを設けることによって SC 部での RC 断面と鉄骨断面との一体性を保持し、SC 部内に過大な応力を発生させずに S 部の材料特性を反映した紡錘形の復元力特性が得られる。

[謝辞] 本実験に際し、芝浦工業大学卒論生竹内康浩氏の協力を得ました。ここに感謝の意を表します。

[参考文献]

- [1] 藤井,森田他: 外端柱・梁接合部の折り曲げ定着に関する研究(その 2)、日本建築学会学術講演梗概集, pp1823 ~ pp1824, 1983.9
- [2] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 17 条, pp192 ~ pp194, 1990.2
- [3] 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針(案)・同解説 付録 A4, pp106 ~ pp112, 1994.7
- [4] 小田,他:一端 S 他端 RC のハイブリッド梁に関する実験的研究(その 2)、日本建築学会学術講演梗概集, pp1925 ~ pp1926, 1992.8
- [5] 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説 5 章構造細則, pp161 ~ pp163, 1987.8
- [6] Aktan,A.E.,Karlsson,B.I.and Sozen,M.A. ;Civil Engineering Studies,Structural Research Series, No.397, Univ. of Illinois,Jun.1973