

5. 端部RC中央Sの複合梁（ACEビーム）の開発

Development of Steel Beam with RC-End and S-Center

萩原 幸男* 山口 克彦*
崎山 和隆*² 高見 錦一*

要 旨

大スパンを有する鉄筋コンクリート造建物を対象として、鉛直部材をRC造とし、大スパン梁に対して有効な梁端部がRCで中央Sの複合梁の開発を行った。本工法は、柱梁接合部が現場打ちコンクリート造になり、RC梁感覚で施工できるので、コストの低減、現場施工の簡略化が可能となる。本複合梁について、各種の性状確認実験を行った結果、RC-S接合部の耐力、変形能力共に優れた補強方法を確立することができた。

キーワード：複合梁／RC-S接合部／応力伝達区間

1. はじめに

近年、合成・混合構造の研究開発が盛んに行われている。中でも柱を鉄筋コンクリート（RC）造、梁を鉄骨（S）造とする構造は両者の長所を兼ね備えた構造として「ハイブリッド構造に関する日米共同研究」（1993～1997）でも採り上げられ、注目を集めている。今回、鉛直部材をRC造とし、梁の端部がRCで中央部がSの複合梁ACEビーム（Asanuma Concrete End Steel Beam）を開発した。本工法の特徴は柱梁接合部と、RC-S接合部が分離されているところにある。柱梁接合部は現場打ちコンクリートで一体化を図る構造としているので、施工誤差を吸収でき、通常の柱RC、梁S構造にみられる柱梁接合部内での鉄骨とRCとの複雑なディテールを必要としないため、コストの低減が図られ、現場施工の簡略化が可能となる。特に、一方向に14mを超えるような大スパン梁を有する建物に対して有効である。

本報告は、RC-S接合部の基本的な補強方法を検討するために5種類の試験体を製作し構造性能確認実験を行った結果について報告するものである。

2. 工法概要

本工法は図-1に示すように梁端部のRC-S接合部を予め工場にてプレキャスト（以下Pca）化して現場に搬入し、架設した後、柱梁接合部に場所打ちコンクリートを打設して一体化を図る工法である。RC-S接合部の詳細は、図-2に示すように一端に定着金物（東京鐵鋼プレートナット）を装着したネジ鉄筋の他端をスプラインプレートにフレア溶接し、このスプラインプレートを

梁フランジに高力ボルト（4-M16）接合している。梁の主筋はS梁端の小口部にロックナットで締め、他端は柱梁接合部内に曲げ上げアンカーとして定着させる。

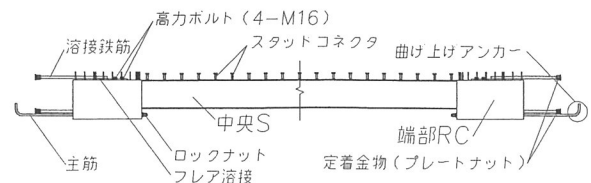


図-1 工法概要図

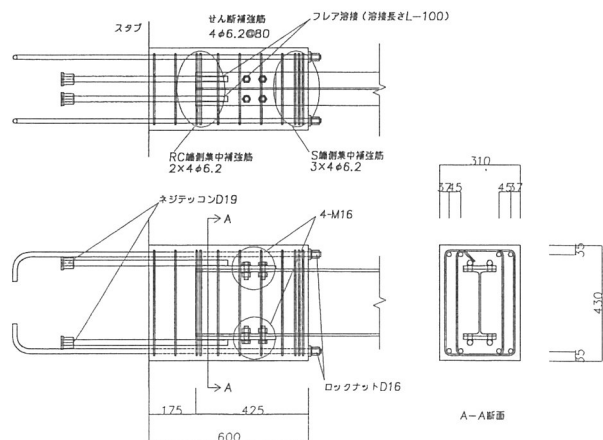


図-2 RC-S接合部詳細図

3. 実験概要

3.1 試験体

鉄骨の埋込長さは既往の実験結果²⁾を参考にして鉄骨せいの1.7倍とし、実際の約 $\frac{1}{3}$ 縮小モデルとして加力点から固定端までの距離を1.6m（一定）とする片持ち形

*東京分室 *²東京本店建築部

式の5種類の試験体を製作した。表-1に試験体の諸元を示す。No.1、No.5試験体は梁端部の固定端とS梁のみ込み端とのクリアランスを0としNo.1はRC端部の曲げ降伏、No.5はS梁端部（小口部）で曲げ降伏するように計画した。No.2～No.4試験体は梁端部の固定端とS梁のみ込み端とのクリアランスをRC梁せいの0.4倍とし純RC断面とした。No.2～No.3試験体は梁端部のRC部分で曲げ降伏するように計画し、No.4試験体はせん断破壊を想定して、せん断補強筋量をNo.2試験体の1/2にした。せん断補強筋は降伏強度1275N/mm級の高強度せん断補強筋（リバーボン）を用い、テコ反力に対する補強としてNo.3、No.4試験体を除き、集中せん断補強筋をRC～S応力伝達区間のS梁側とRC梁側に配筋した。No.3試験体には集中せん断補強筋の代わりにS梁フランジ面にスタッドコネクタ（4-16φ）を配置した。

3.2 使用材料

試験体に用いたコンクリートの圧縮試験結果を表-2に、鋼材の機械的性質を表-3に示す。

3.3 載荷方法

載荷装置を図-3に、加力サイクルを図-4に示す。加力は反力壁を介して一基のアクチュエーターにより行った。押しを正、引きを負として正負交番繰り返し載荷とし、部材角制御で±1/500、1/200、1/100（2回）、1/50（2回）として鉄筋または鉄骨の降伏、もしくはコンクリートが圧壊した時点で終了した。

3.4 計測方法

図-5に示す位置にワイヤーストレインゲージを貼り、鉄筋と鋼材のひずみを計測した。また、部材の全体変形とRC-S接合部の変位を計測するために変位計を取り付けた。図-6にRC-S接合部の変位計取り付け位置を示す。曲率、目開き、せん断変形は測定用ボルトを試験体に埋込み、その変位を電気式変位計で計測した。ひび割れ発生状況は目視により観察した。

表-1 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
鉄筋	RC断面 B×D	310×430(mm)				
	引張鉄筋(SD295A)	4-D16				6-D19
	溶接鉄筋(SD295A)	2-D19				
	p(%)	1.10				1.88
鉄骨	鋼材	H-250×125×6×9				
	材種	SM490				SS400
	スタッドコネクタ	なし	4-φ16(h=50)			なし
RC端部クリアランス長さ(mm)		0	175			0
鉄骨埋設長さ(mm)		425				
鉄骨側集中補強筋		3×4-RB6.2		なし		3×4-RB6.2
RC側集中補強筋		2×4-RB6.2		なし		2×4-RB6.2
RC接合部せん断補強筋		□ -RB6.2@80		□ -RB6.2@80		□ -RB6.2@80
pw(%)		0.48		0.24		0.48
備考		クリアランス 0	基本型	スタッドコネクタ	せん断補強筋 1/2	鉄骨梁端部 降伏

表-2 コンクリート圧縮強度試験結果

試験体	材齢 (Day)	養生	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
No.1 ～ No.5	7	標準水中	25.8	25.0
	13	封緘	29.9	26.3
	28	標準水中	35.5	27.5
	28	現場封緘	33.7	27.9
	35	現場封緘	33.4	27.2
	40	現場封緘	33.3	27.6

表-3 鋼材の力学的性質

鋼種		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
H型鋼	SS400	344	470	30.0
	SM490A	451	551	24.0
スプライスプレート	SS400	288	437	34.0
鉄筋	D16	SD295A	389	572
	D19		369	535
せん断補強筋	RB6.2	リバーボン	1475	1576
高力ボルト	M16	F10T	1032	1095
				18.3

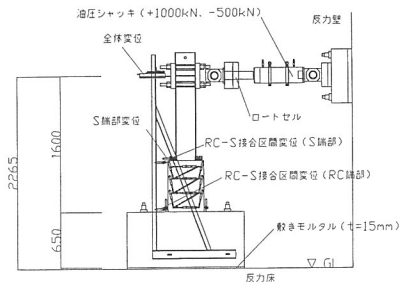


図-3 載荷装置図

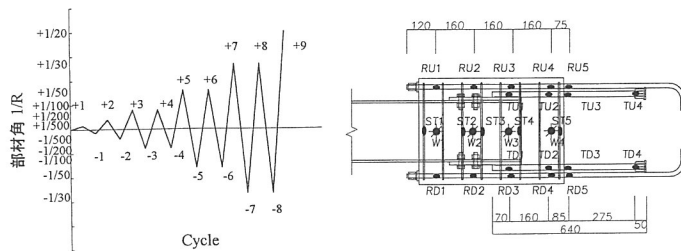


図-4 加力サイクル

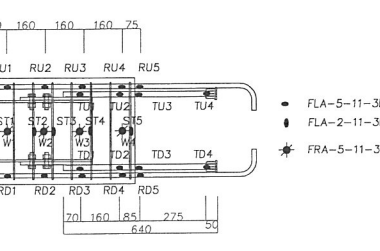


図-5 ひずみ測定位置図

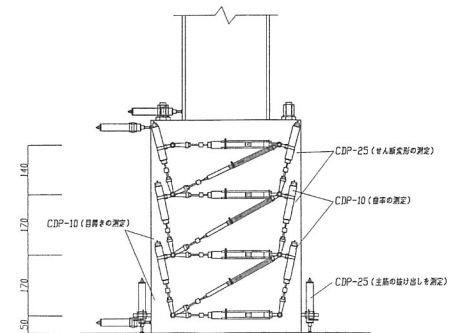
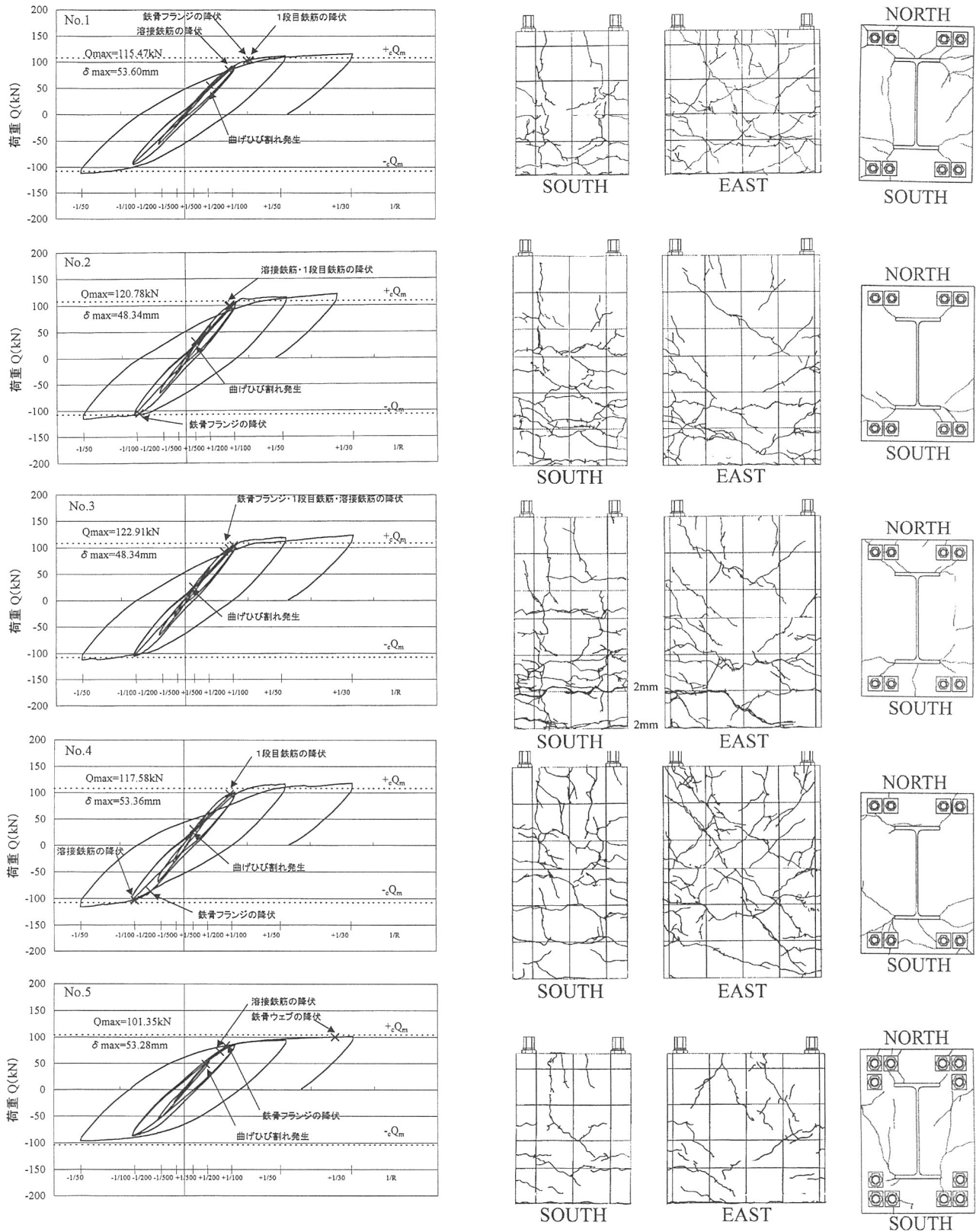


図-6 変位取り付け位置図

4. 実験結果

4.1 荷重－変形関係と最終ひび割れ状況

図－7に各試験体の荷重－変形関係と最終ひび割れ状況を示す。



(a) 荷重－変形関係

(b) 最終ひび割れ状況

図－7 各試験体の履歴性状と最終ひび割れ状況

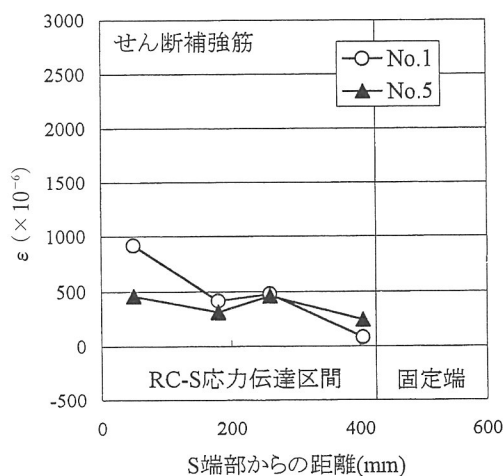
No. 1～No. 4 試験体の荷重－変形関係は、最終サイクルである部材角 $1/30$ まで大差はなく、曲げ降伏型の紡錘型の履歴性状を示している。No. 4 試験体は、せん断補強筋の量を No. 2 試験体の $1/2$ にした試験体であるが、最終サイクルの履歴ループがややスリップ型になっているのが目立つ程度である。No. 1 試験体は、RC 固定端と S 梁のみ込み端とのクリアランスを 0 にした試験体で、RC 端部の溶接鉄筋が $Q=85.9\text{kN}$ で引張降伏し、 $Q=102.6\text{kN}$ で鉄骨梁フランジが RC-S 小口部で圧縮降伏（座屈）した。続いて $Q=104.1\text{kN}$ で RC 端部の引張鉄筋が降伏した。最終ひび割れ状況は、鉄骨梁フランジによる小口部での割裂破壊、および RC 端部の曲げ破壊であった。No. 2 試験体は、RC 端部で曲げ降伏が先行するように設計した試験体である。 $Q=31.95\text{kN}$ で RC 端部から 100mm の位置に曲げひび割れが発生し $Q=99.86\text{kN}$ で溶接鉄筋と引張鉄筋が降伏した。ひび割れ状況は、材軸に対して直行方向に入る曲げひび割れが支配的であった。No. 3 試験体は、集中せん断補強筋の代わりに S 梁フランジにスタッドコネクタを配置した試験体で、No. 2 試験体とほぼ同じような履歴性状を示した。ひび割れ状況は曲げひび割れの他にスタッドコネクタのゲージラインに沿って、付着割裂と思われるような縦ひび割れが入った。No. 4 試験体はせん断補強筋量が $1/2$ の試験体で斜めひび割れが多く発生し、曲げ降伏後に他と比べやや耐力が低下した。No. 5 試験体は鋼材に SS400 のものを用いかつ RC-S 接合部の曲げ耐力が他の試験体に比べ大きくなるように設計しているので、他の試験体より小さな荷重（ $Q=71.96\text{kN}$ ）で S 梁端フランジが曲げ降伏し最終的に $Q=83.8\text{kN}$ で鉄骨ウェブが局部座屈した。RC-S 接合部のひび割れは No. 1 に比べやや少なく RC 端部に曲げひび割れは入らなかった。

4.2 ひずみ分布と変位量

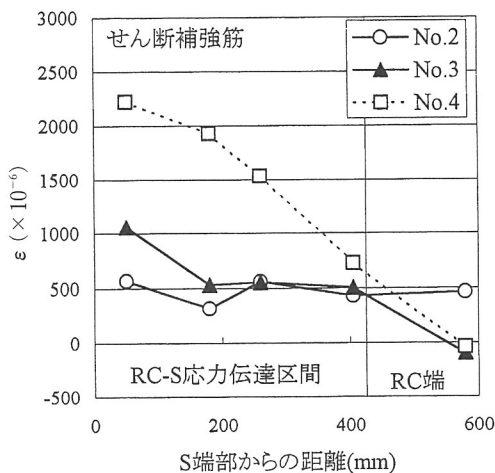
図-8に部材角が $1/50$ 時点の各試験体のせん断補強筋のひずみ分布を示す。図-8(1)に No. 1、No. 5 試験体の比較を、図-8(2)には No. 2～No. 4 試験体の比較を示す。また、各サイクル毎の各変位分布を図-9に示す。

図-8(1)から分かるように No. 5 試験体の S 端部には No. 1 試験体の約半分のひずみ量しか加わっていない。これは、No. 5 試験体は鉄骨部分で曲げ降伏したために、RC-S 接合部のせん断補強筋の負担が小さかったこと、No. 1 試験体は RC 固定端と、S 梁のみ込み端とのクリアランスがなく RC 端部が曲げ降伏した後、鉄骨端部で降伏したためと思われる。このことは、各部位で測定した変位量をプロットした図-9を見ても直線の勾配が RC-S 接合部の S 側部分で不連続になっていることから推察できる。

図-8(2)において、No. 2～No. 4 のひずみ分布を比較して見ると、せん断補強筋の量を $1/2$ にした No. 4 試験体は、RC-S 接合区間の S 側でひずみが大きく RC 端で小さくなっている。これは、せん断補強筋量が少なくなると RC と S 梁との一体性が崩れ鉄筋降伏後、S 梁からの力が、直接、せん断補強筋に伝わるようになったためだと思われる。集中せん断補強筋を配筋した No. 2 試験体のせん断補強筋のひずみ分布は RC-S 接合部でほぼ一定している。No. 3 試験体は集中せん断補強筋を配筋していないので RC-S 接合部の S 側端のひずみが No. 2 試験体よりも大きい。集中せん断補強筋を配筋することにより、せん断補強筋に平均的に引張力を伝達させることができそうである。No. 3 試験体は、集中せん断補強筋の代わりにスタッドコネクタを配置した試験体である。No. 2、No. 3 のひずみ分布、変位量を比較してもそれほど変わらない。



(1) No. 1, No. 5 試験体



(2) No. 2, No. 3, No. 4 試験体

図-8 部材角 $1/50$ 時のせん断補強筋のひずみ分布の比較

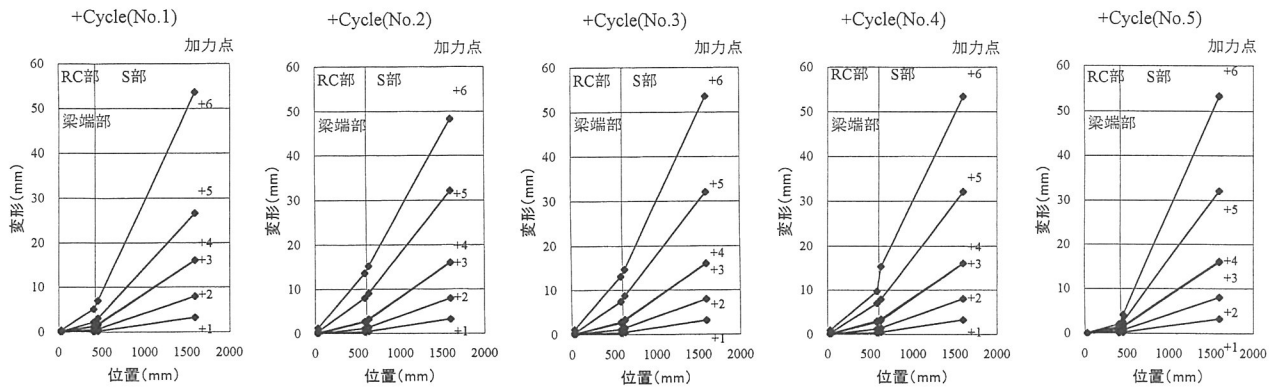


図-9 各サイクル毎の各部位の変位分布

従って、スタッドコネクタを配置することも応力伝達に対して有効であると思われる。いずれの試験体もせん断補強筋が降伏するまでは至らなかった。これは、高強度せん断補強筋を使用しているためにせん断補強筋の耐力を使う前にコンクリートが破壊してしまうためだと思われる。

4.4 耐力計算式と実験値との比較

応力伝達モデル図を図-10に示す。S部からの応力が接合区間を介してRC端部に伝達される。S梁のみ込み長さ L_2 が短くなると応力伝達区間のRC断面、鉄骨ウェブが負担するせん断力が大きくなることが分かる。表-4に実験結果と耐力計算値の一覧を示す。表中の rQ 、 sQ の値はRC端部が曲げ降伏した時の応力伝達区間が負担するせん断力である。曲げ耐力計算値に対する実験最大荷重(Q_{max}/cQ_m)の値は鉄骨端部が降伏したNo.5試験体を除いて実験値が計算値を上回った。せん断耐力式は荒川min式、日本建築学会・靱性保証型耐震設計指針(案)に示されているせん断耐力式(6.4.1式)と付着破壊を考慮したせん断耐力式(6.8.14)との比較を行った。No.5試験体を除いて付着破壊を考慮した6.8.14と rQ との対応が比較的良かった。

5. まとめ

端部RC中央S梁のRC-S接合部の補強方法を検討するために載荷実験を行い各部位のひずみ測定、ひび割れ観察、および各種耐力式と実験値との比較検討を行った。その結果、以下のことを確認した。

- (1) 鉄骨の埋込長さを鉄骨せいの1.7倍とし、鉄骨側とRC側に集中せん断補強筋を配筋することにより、荷

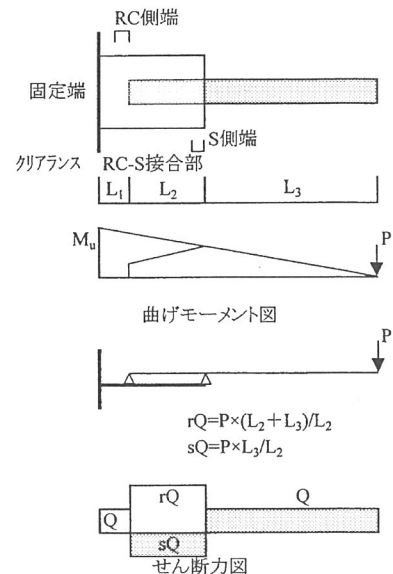


図-10 応力伝達モデル図

表-4 実験値と計算値の比較

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
実験値	$ex Q_{max}(kN)$	115.5	120.8	122.9	117.6	101.4
	$ex Q_m(kN)$	104.2	99.9	98.5	97.6	72.0
	$rQ(kN)$	392.2	334.9	330.0	327.1	271.0
	$sQ(kN)$	288.1	235.1	232.0	229.5	199.1
計算値	$cQ_m(kN)$	109.4	109.4	109.4	109.4	173.0
	$sQ_u(kN)$	314.0	314.0	314.0	248.0	310.0
	$V_u(kN)$	236.0	446.0	426.0	286.0	236.0
	$V_{bu}(kN)$	343.0	336.0	306.0	268.0	401.0
	$sQ_c(kN)$	390.0	390.0	390.0	390.0	298.0
実験値と計算値の比較	$ex Q_{max}/cQ_m$	1.05	1.1	1.12	1.07	0.58
	rQ/sQ_u	1.24	1.06	1.05	1.31	0.87
	rQ/V_u	1.66	0.75	0.77	1.14	1.14
	rQ/V_{bu}	1.14	0.996	1.07	1.22	0.67
	sQ_c/sQ	1.35	1.65	1.68	1.7	1.46

cf. RC部曲げ耐力: cQ_m 、荒川min式: sQ_u 、靱性保証型(6.4.1式): V_u 、靱性保証型(6.8.14式): V_{bu} 、ウェブせん断耐力: sQ_c

重一変形曲線は安定した曲げ降伏型の履歴性状を示す。

- (2) RC～S応力伝達区間のせん断耐力は学会・鉄筋コンクリートの靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説の付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度式でほぼ評価できる。
- (3) 集中せん断補強筋の代わりにスタッドを配置した試験体はいくぶん付着割裂が見られるものの、集中せん断補強筋を配置した試験体とほぼ同じ変形性能を示す。
- (4) RC端部の鉄骨とのクリアランスが小さくなると鉄骨端部の全塑性曲げ降伏破壊を生じやすい傾向にある。

6. おわりに

開発した端部RC中央S梁の複合梁が耐力、変形能力共に優れていることが実証された。今後は、設計マニュアルを整え実建物に適用し、その有利性を明らかにしたい。

〔参考文献〕

- 1) 秋山 宏：鉄骨柱脚の耐震設計、技報堂出版(株)
- 2) 成原弘之、泉 満 他、端部RC造中央S造の複合構造梁の実験と耐力算定、大成建設技術研究所報 第26号、P 219～226、1993
- 3) 松田壽彦 他、鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁からなる 混合構造にかんする開発研究（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、p1841～1842、1993
- 4) 山田哲也、小田 稔 他、一端S・他端RCのハイブリッド梁に関する実験研究（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、p1923～1926、1992
- 5) 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説