

端部 RC 中央部 S 複合梁に関する研究

EXPERIMENTAL STUDY ON COMPOSITE BEAMS WITH
STEEL AND REINFORCED CONCRETE MEMBERS

竹 中 啓 之^{*1}, 桑 素 彦^{*2}, 中 村 匠^{*2}, 川 又 哲 也^{*2}
Hiroyuki TAKENAKA, Motohiko KUWA, Takumi NAKAMURA and Tetsuya KAWAMATA

Many studies have shown the performances of composite beams with steel and reinforced concrete members. However, most are related to the studies for embedded types. In this paper, the structural mechanism are evaluated for bare type composite beams with steel and reinforced concrete members that utilizes an original joining method in the boundary between the reinforced concrete and the steel members. And based on laboratory findings, the applicability of the analysis model to a design phase is examined. Furthermore, FEM analyses are performed to describe stress states of the boundary.

Keywords : Composite Beams, Deformation Capacity, Control of craking, Macro-model, FEM-model
複合梁, 変形性能, ひび割れ制御, マクロモデル, FEM モデル

1. はじめに

著者らは、鉄筋コンクリート（以下、RC と呼ぶ。）造と鉄骨（以下、S と呼ぶ）造の長所を組み合わせた複合構造についての開発を行っており、これまでに柱 RC 梁 S 架構 2)や、鉄骨ブレースの取り付けいた柱 RC 梁 S 架構 3)について報告を行った。本論文では、梁端部を RC 造、中央部を S 造とした複合梁について行った実験及びその考察について報告する。

RC 構造物をロングスパンとする場合、長期荷重に対するひび割れ抑制などの観点から梁にプレストレスを導入することがある。プレストレス工事は工程が煩雑となることが多くコストもかかる。本研究ではこのような RC 構造物のロングスパン梁に適用できるように、端部は RC 造で、中央部はひび割れがなく軽量化が図れる S 梁とする工法について報告する。

RC 造と S 造の異種構造形式の接合部では、S 造の梁を RC 部分に埋め込んで定着を図る形式があるが、この形式では埋め込まれた鉄骨のテコ作用により RC 部分に大きなせん断力が生じてしまう(図-1)。本研究で提案する構造は、S 梁は RC 部に埋め込まず、境界プレートに定着させた RC 部の主筋および境界

プレートに溶接したシアキーを介して応力の伝達を図っている。この形式は RC 部に付加的なせん断力が生じず(図-1)、埋め込み型に比べて RC 部の設計が楽になる。構造形式が変わる部分においては応力伝達が確実に行われる必要があり、本論文では模型試験体を用いた載荷実験により応力伝達の有効性を確認した。

2. 試験体

試験体の一覧を表-1 に、試験体図(NRCS1 試験体)を図-2 に示す。試験体は 1/2 縮尺模型 4 体とし、鉄骨梁断面は端部を拡幅した BH-335×175×9×19 (SN490B) 材、RC 断面は b×D=295×510mm、RC 部長さ 870mm (≒1.7D) で各試験体共通とした。すべ

表-1 試験体概要

	NRCS1	NRCS2	NRCS3	NRCS4
Fc(N/mm ²)	24		36	
b×D(mm)	295×510			
主筋	1 段筋 4-D19 2 段筋 2-D19 (SD390,複筋比 1)		1 段筋 4-D19 2 段筋 4-D19 (SD390,複筋比 1)	
せん断補強筋材	D6(SD295)			
せん断補強筋配筋	2-@100※ p _w :0.22%	2-@50 p _w :0.43%	3-@50 p _w :0.65%	4-@50 p _w :0.87%
集中せん断補強筋	4-D6×3		4-D6×4	
鉄骨梁	BH-335×175×9×19(SN490B) 境界プレート側端部拡幅			
境界プレート	SN490B(295×510)			
境界プレート厚	PL28	PL32	PL36	PL40
頭付スリット	4-φ13(L=80mm)			
鉄骨シヤキー	BT-60×60×6×6(SS400,2箇所)			

※境界プレートより 0.7D の範囲は 2-@50 とした。

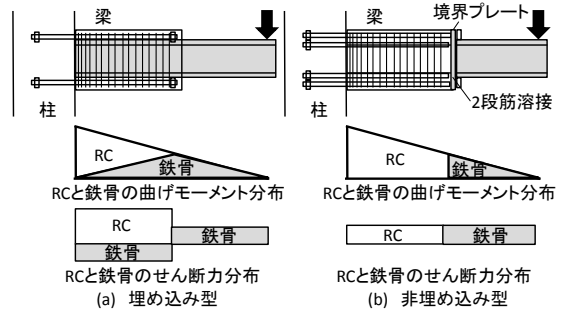


図-1 応力伝達概要

*1 戸田建設開発センター 修士（工学）

*2 戸田建設構造設計部 修士（工学）

Research and Development Center, TODA CORPORATION, M.Eng.

Structural Design Department, TODA CORPORATION, M.Eng.

めを設置した。加力スケジュールを図-4 に示す。加力の制御は梁端部の加力点水平変位を試験体梁部全長(3000mm)で除した部材角 (Rd) で行い, 1/800rad. を正負 1 回, 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20, 1/15rad. を正負 2 回ずつ繰り返す正負交替荷重とした。また, 実験中にあらかじめ計算した RC 部分の長期許容曲げ耐力時, 長期許容せん断耐力時および短期許容曲げ耐力時の試験体の損傷状況を確認するため, 各耐力に達した時点で加力を止めて試験体状況を観察した後に除荷し, 次のサイクルへ移行する荷重を行った。

4. 試験体耐力

材料試験結果を基にした RC 端部の短期許容曲げ耐力時の各耐力余裕度の一覧を表-4 に, RC 端部の終

局曲げ耐力時の各耐力余裕度の一覧を表-5 に示す。RC 部のせん断力は短期許容耐力時, 終局曲げ耐力時とも余裕のある断面となっている。S 部については RC 端部の曲げ耐力時にも弾性の応力範囲内であるように設定した。また, 表に示されていないシアキーおよび頭付きスタッドについても同様に, RC 端部の曲げ耐力時にも弾性の応力範囲内である様に部材設定をしている。境界プレートにおいて, NRCS1 および NRCS2 試験体は, RC 端部の曲げ耐力が発揮される前に降伏する計画となっている。NRCS3 および NRCS4 試験体は, RC 端部の曲げ崩壊形となっている。部材耐力の算定式については (1) 式～ (21) 式に示す。境界部圧縮側の応力分布は, 図-5 に示すような RC 躯体圧縮側縁が最大となるような三角形分布を仮定した。

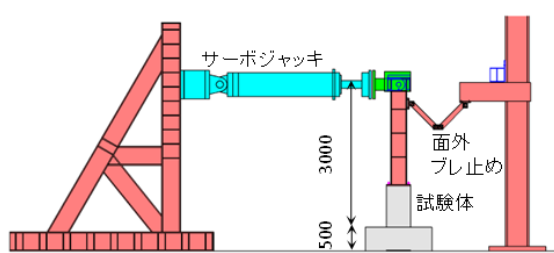


図-3 加力装置

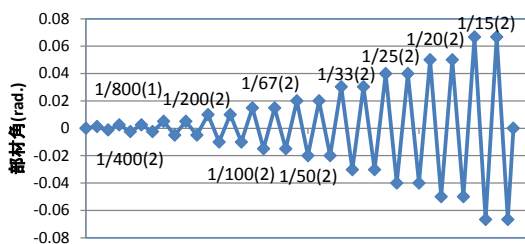


図-4 加力スケジュール

◆端部RCの短期許容曲げ耐力 M_a , 終局曲げ耐力 M_y

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (1) \quad ^4$$

$$M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot r \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2) \quad ^4$$

a_t : 引張鉄筋の総断面積, f_t : 主筋の短期許容引張応力度 ($= r \cdot \sigma_y / 1.1$ とした), $r \cdot \sigma_y$: 鉄筋の降伏応力度, j : 応力中心間距離, d : 有効せい

◆端部RCの短期許容曲げ耐力時のせん断力 Q_{ma}

$$Q_{ma} = M_a / L \quad (3)$$

L : 梁の加力点から端部RC仕口面までの距離

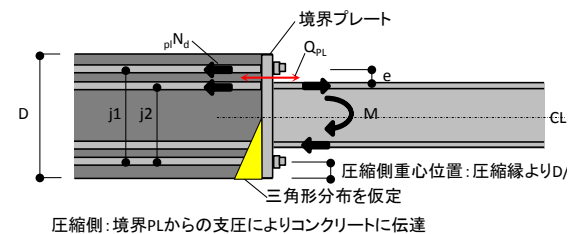


図-5 境界部圧縮側の応力分布仮定

表-4 部材余裕度一覧 (RC 端部短期許容曲げ耐力時)

No.	端部RC				中央部S	境界PL
	M_a (kN・m)	Q_{ma} (kN)	Q_a (kN)	せん断余裕度 Q_a/Q_{ma}	曲げ余裕度 $s \cdot M_a / s \cdot M_{sd}$	曲げ余裕度 $pl \cdot M_a / pl \cdot M_{sd}$
1	286	95	100	1.05	1.82	0.67
2			147	1.55	1.83	0.89
3	374	125	205	1.64	1.36	1.27
4			254	2.03	1.40	1.38

表-5 部材余裕度一覧 (RC 端部終局曲げ耐力時)

No.	端部RC				中央部S	境界PL
	M_y (kN・m)	Q_{my} (kN)	Q_u (kN)	せん断余裕度 Q_u/Q_{my}	曲げ余裕度 $s \cdot M_y / s \cdot M_{yd}$	曲げ余裕度 $pl \cdot M_y / pl \cdot M_{yd}$
1	324	108	302	2.80	1.61	0.66
2			449	4.16	1.62	0.87
3	423	141	639	4.53	1.21	1.06
4			718	5.09	1.24	1.34

◆端部RCの短期許容せん断力 Q_a

$$Q_a = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot (2/3) \cdot f_s + 0.5 \cdot w_s \cdot (p_w - 0.002) \} \quad (4) \quad 4)$$

$\alpha = 4 / \{ (M/Qd) + 1 \}$, b : 梁幅, f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (= $0.49 + \sigma_B/100$ とした) (N/mm²), σ_B : コンクリートの圧縮強度, w_s : 鉄筋の短期許容せん断応力度 ($= \sigma_y/1.1$ とした), p_w : せん断補強筋比

◆端部RCの終局せん断耐力 Q_u

$$Q_u = \min(Q_1, Q_2, Q_3) \quad (5) \quad 5)$$

$$Q_1 = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + (v \cdot \sigma_B - 5 \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} / \lambda) \cdot bD/2 \cdot \tan \theta \quad (6) \quad 5)$$

$$Q_2 = (\lambda \cdot v \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) / 3 \cdot b_e \cdot j_e \quad (7) \quad 5)$$

$$Q_3 = \lambda \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \cdot b_e \cdot j_e \quad (8) \quad 5)$$

j_e : トラス機構に関与する断面の有効せい, b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅, σ_{wy} : 横補強筋の信頼強度, p_{we} : 有効横補強筋比, μ : トラス機構の角度を表す係数 ($\mu = 2 - 20R_p$), R_p : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角, v : コンクリート圧縮強度の有効係数, λ : トラス機構の有効係数, θ : アーチ機構の圧縮束の角度

◆鉄骨の短期許容曲げ耐力 sM_a , 終局曲げ耐力 sM_y

$$sM_a = f_a \cdot f_r \cdot Z \quad (9)$$

$$sM_y = f_r \cdot \sigma_y \cdot f_r \cdot Z \quad (10)$$

f_a : フランジの許容応力度 ($= f_r \cdot \sigma_y / 1.1$ とした), $f_r \cdot \sigma_y$: フランジの降伏応力度, $f_r \cdot Z$: フランジのみを考慮した梁の断面係数

◆鉄骨危険断面位置の曲げモーメント sM_{sd} (短期), sM_{yd} (終局)

$$sM_{sd} = sM_a \cdot (L_s/L) \quad (11)$$

$$sM_{yd} = sM_y \cdot (L_s/L) \quad (12)$$

L_s : 鉄骨部の長さ

◆境界プレートの短期許容曲げ耐力 $p_l M_a$, 終局曲げ耐力 $p_l M_y$

$$p_l M_a = p_l f_a \cdot p_l Z \quad (13)$$

$$p_l M_y = p_l \sigma_y \cdot p_l Z \quad (14)$$

$p_l f_a$: 境界プレートの許容応力度 ($= p_l \sigma_y / 1.1$ とした), $p_l \sigma_y$: フランジの降伏応力度, $p_l Z$: 境界プレートの断面係数

◆境界プレート危険断面位置での曲げモーメント

$p_l M_{sd}$ (短期), $p_l M_{yd}$ (終局)

$$p_l M_{(s,y)d} = p_l N_{(s,y)d} \cdot e \quad (15)$$

ここに,

$$p_l N_{(s,y)d} = \alpha_r \cdot f_r \cdot N_{(s,y)d} \quad (16)$$

$$f_r N_{sd} = f_r A \cdot f_r f_a \quad (17)$$

$$f_r N_{yd} = f_r A \cdot f_r \sigma_y \quad (18)$$

$$\alpha_r = M_{a1} / M_{ag} \quad (19)$$

$$M_{a(1,2)} = \alpha_r \cdot f_r \cdot j_{a(1,2)} \quad (20)$$

$$M_{ag} = M_{a1} + M_{a2} \quad (21)$$

$p_l N_{(s,y)d}$: 1 段筋に作用する引張応力 (短期, 終局), e : 1 段筋中心から梁フランジ外縁までの距離, α_r : 1 段筋の曲げモーメント分担割合, $f_r N_{(s,y)d}$: 梁フランジの引張耐力 (短期, 終局), $f_r A$: 梁フランジの断面積, M_{a1} : 1 段筋のみを考慮した RC 梁の許容曲げモーメント, M_{a2} : 2 段筋のみを考慮した RC 梁の許容曲げモーメント

5. 実験結果と考察

5-1 荷重変形関係

各試験体のせん断力(Q_b)と部材角(R_b)の関係を図-6に示す。部材角(R_b)の定義は, 加力点の水平変位(δ)を試験体長さ (L) で除した値とした。図-6 には, 材

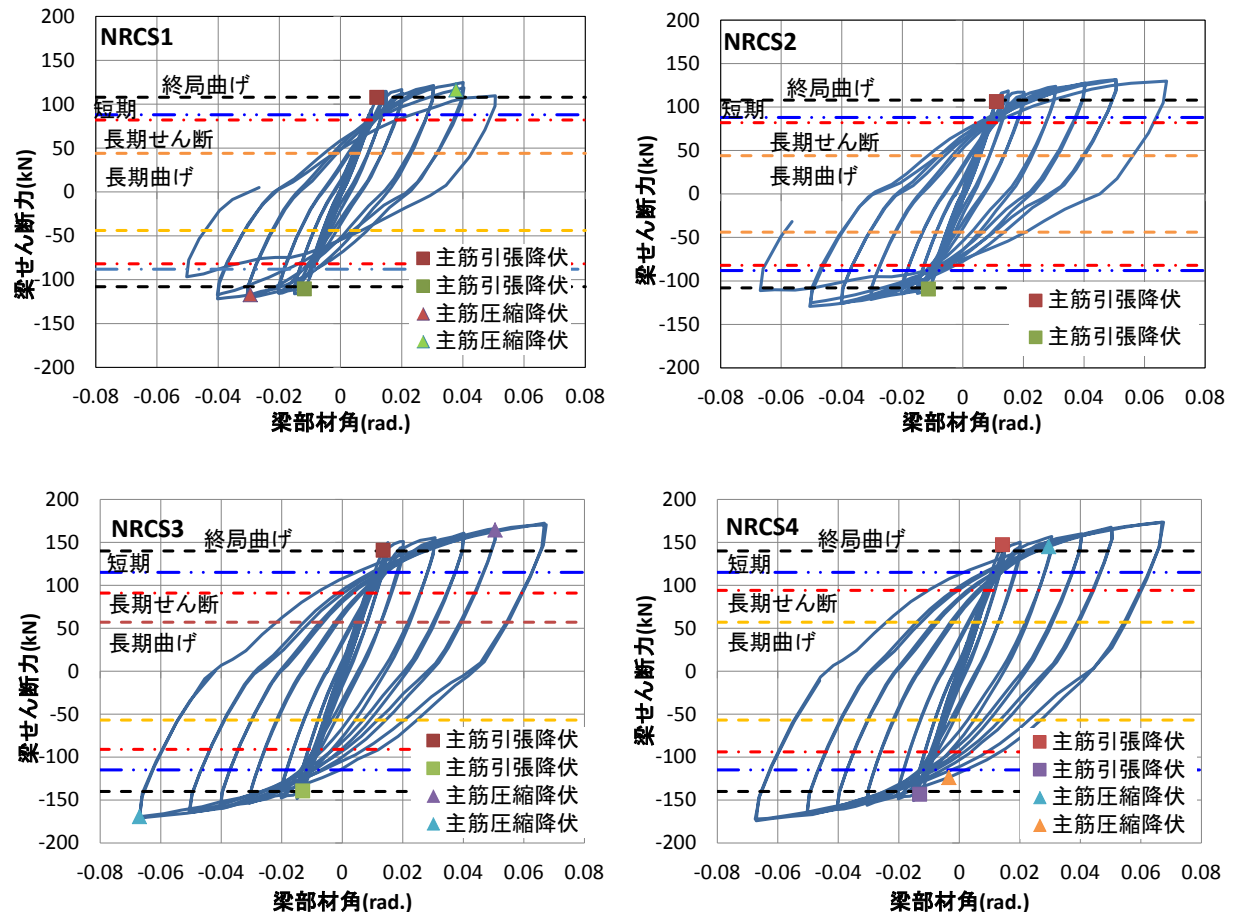


図-6 せん断力(Q_b)—部材角(R_b)関係

料試験結果を基に算定した長期許容曲げ耐力，長期許容せん断耐力，短期許容曲げ耐力および終局曲げ耐力の計算値およびを併せて示す．各試験体とも曲げひび割れは $1/380\text{rad}$ 付近で発生し，終局曲げ耐力は計算値とほぼ一致した．最終のひび割れ状況図を図-7に示す．NRCS1 試験体は $1/33\text{rad}$ で圧縮側のコンクリートが鉄筋に押され材軸方向のひび割れを生じ， $1/25\text{rad}$ で圧縮側の主筋が降伏し，主筋の座

屈によりコンクリートが圧壊し，耐力低下に至った．NRCS2 試験体は $1/33\text{rad}$ で圧縮側のコンクリートが鉄筋に押され材軸方向のひび割れを生じ， $1/20\text{rad}$ で主筋の座屈によりコンクリートが圧壊し，耐力低下に至った．NRCS3 および NRCS4 試験体は $1/33\text{rad}$ で圧縮側のコンクリート面に材軸方向のひび割れが生じたが， $1/15\text{rad}$ の大変形に至るまで耐力低下は生じなかった．NRCS1 および NRCS2 で見られた大変

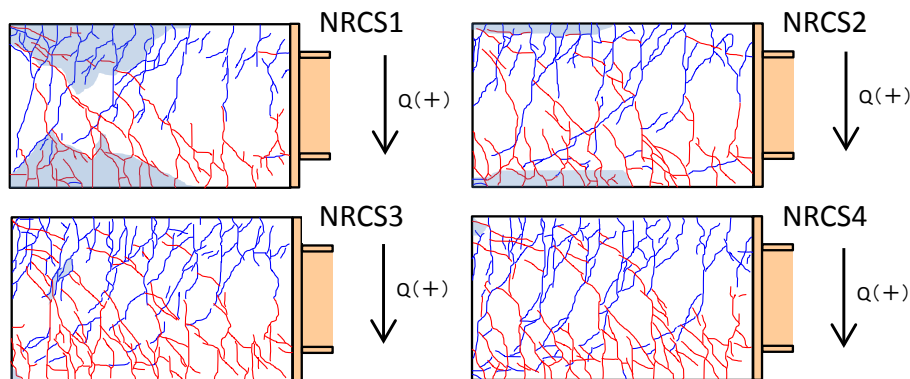


図-7 最終ひび割れ状況



(a) 長期許容曲げ耐力時



(b) 長期許容せん断耐力時

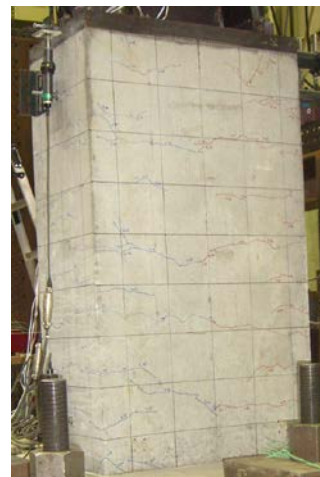


(c) 短期許容曲げ耐力時

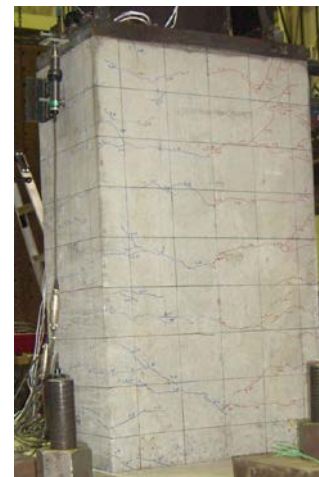
図-8 ひび割れ状況写真 (NRCS1)



(a) 長期許容曲げ耐力時



(b) 長期許容せん断耐力時



(c) 短期許容曲げ耐力時

図-9 ひび割れ状況写真 (NRCS3)

形時の梁主筋の座屈に関しては、中子筋により主筋の拘束を高めた NRCS3 および NRCS4 試験体では見られなかった。このため、終局時における破壊状況の違いは、試験体間のせん断補強筋量の違いが寄与していると推察できる。荷重変形関係はすべての試験体において大変形時まで安定した紡錘形の履歴を示した。

表-6 ひび割れ状況

	長期許容 曲げ 耐力時	短期経過後 長期許容曲 げ耐力時	長期許容 せん断 耐力時	短期許容 曲げ 耐力時
NRCS1	曲げ (0.1→ 0.03)	—	斜め※ (0.1→ 0.04)	斜め※ (0.08→ 0.03)
NRCS2	曲げ (0.06→ 0.03以下)	同左 0.08	斜め※ (0.06→ 0.0)	斜め※ (0.08→ 0.0)
NRCS3	曲げ (0.08→ 0.03以下)	同左 0.10	斜め※ (0.04→ 0.03以下)	斜め※ (0.15→ 0.0)
NRCS4	曲げ (0.10→ 0.03)	同左 0.10	斜め※ (0.04→ 0.0)	斜め※ (0.1→ 0.03以下)

※) 曲げひび割れが進展して斜め方向に進んで行ったひび割れ
(最大ひび割れ幅 mm→残留ひび割れ幅 mm) を示す。NRCS1 の
短期経過後の長期許容曲げ耐力時のひび割れ幅については未計測

5-2 各耐力レベルにおける試験体の状況

NRCS1 および NRCS3 試験体の各耐力レベル（長期許容曲げ耐力時、長期許容せん断耐力時および短期許容曲げ耐力時）におけるひび割れ状況を図-8 および図-9 に、各試験体の各耐力レベルにおけるひび割れ幅を表-6 に示す。長期許容曲げ耐力時の最大曲げひび割れ幅は 0.06mm～0.1mm で除荷時の残留曲げひび割れ幅は 0.03mm 以下～0.03mm であった。長期許容せん断耐力時については曲げひび割れが進行した若干の斜めのひび割れを生じたが、明瞭なせん断ひび割れは発生せず、斜め方向の最大ひび割れ幅は 0.04mm～0.1mm で除荷時の残留曲げひび割れ幅は 0～0.06mm であった。短期許容曲げ耐力時における斜め方向の最大ひび割れ幅は 0.08mm～0.15mm で除荷時の残留曲げひび割れ幅は 0mm～0.03mm であった。以上、いずれの耐力レベルにおいても通常のひび割れ幅の制限値⁴⁾を満たし、有害なひび割れは観察されなかった。短期許容曲げ耐力を経験したのちの長期許容曲げ耐力時の曲げひび割れ幅は最大で 0.10 mm であった。

5-3 梁主筋のひずみ分布

NRCS1 および NRCS3 試験体の主な梁主筋のひずみ分布を図-10 に示す。NRCS1 試験体の圧縮側 1 段筋（主筋 1、主筋 2）および圧縮側 2 段筋（主筋 4）は、1/50rad.で端部が降伏した。引張側の 1 段筋（主筋 5、主筋 6）および引張側 2 段筋（主筋 8）については、1 段筋と 2 段筋のひずみ値には大きな差が見られず、短期許容曲げ耐力時において 1 段筋で 2000μ 程度、2 段筋で 1800μ 程度であった。これは NRCS2 試験体についても同様であった。NRCS3 試験体の圧

縮側 1 段筋（主筋 1、主筋 2）および圧縮側 2 段筋（主筋 3、主筋 4）は、1/50rad.で端部が降伏した。引張側の 1 段筋（主筋 5、主筋 6）および引張側 2 段筋（主筋 7、主筋 8）についても、1 段筋と 2 段筋のひずみ値に大きな差は見られず、短期許容曲げ耐力時において 1 段筋で 2200μ 程度、2 段筋で 1900μ 程度であった。これは NRCS4 試験体についても同様であった。各試験体とも、引張側 2 段筋は鉄筋全長にわたりほぼ同一のひずみ値を示しながら降伏に至る特徴があった。

5-4 梁主筋の軸方向力

短期許容曲げ耐力時の梁主筋および梁フランジの軸方向力の値を図-11 に示す。梁主筋の軸方向力はひずみゲージの値から材料試験結果のヤング係数を用いて算出した。梁フランジの引張力は鉄骨梁端部モーメントを梁フランジ間距離で除した値とした。

NRCS1 および NRCS2 試験体では 2 段筋の本数の違いにより、フランジの引張力とフランジと直線上にある 2 段筋の引張力の差が NRCS3 および NRCS4 に比べて大きくなっている。各試験体とも引張側は 1 段筋と 2 段筋のひずみ値より算出した軸方向力の和がフランジ引張力とほぼ同程度であり、圧縮側は 2 段筋に過度な軸方向力が生じておらず、溶接接合された 2 段筋よりも大きな力が 1 段筋に作用している。圧縮側の応力分担に関しては、境界プレートのコンクリート側に設置した境界プレート位置決めのためのナットの寄与によって、境界プレートからの圧縮力が 1 段筋に作用していると推察できる。

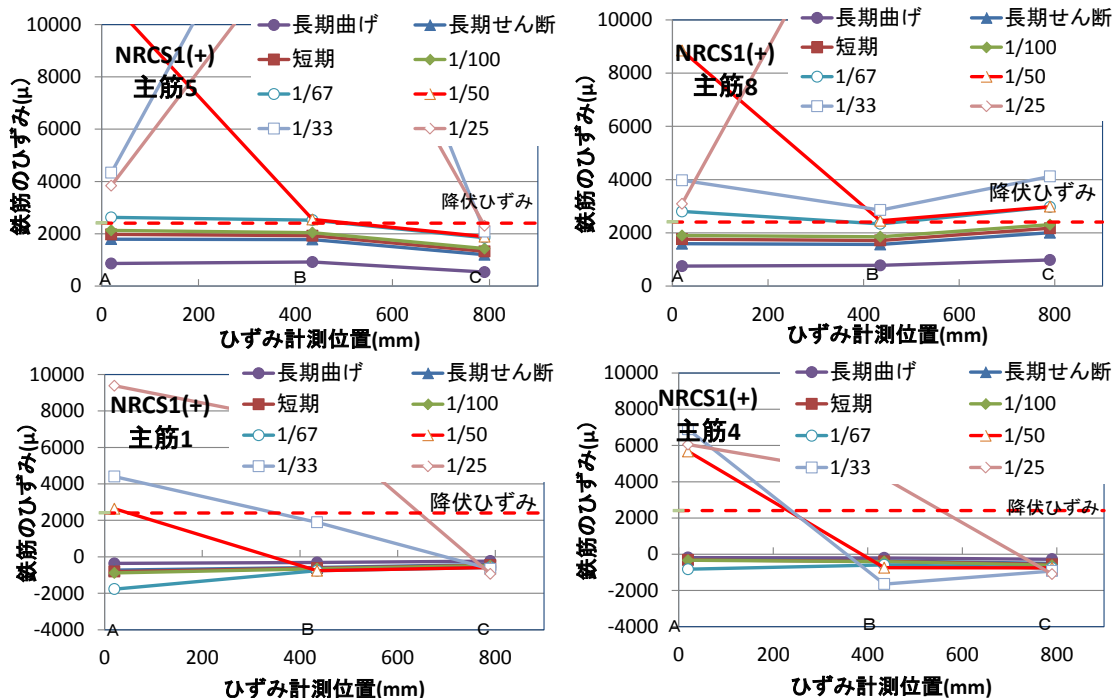
繰り返し載荷により定着ナットに緩みが生じると、梁フランジが圧縮から引張へ転じた時に、前述した部材の荷重変形関係が不安定になると考えられる。実験結果による荷重変形関係は安定しており、実験後の観察からも定着ナットの緩みが見られなかったため、1 段筋主筋は定着ナットにより境界プレートにしっかりと定着されていたと推察できる。

5-5 せん断補強筋のひずみ量の推移

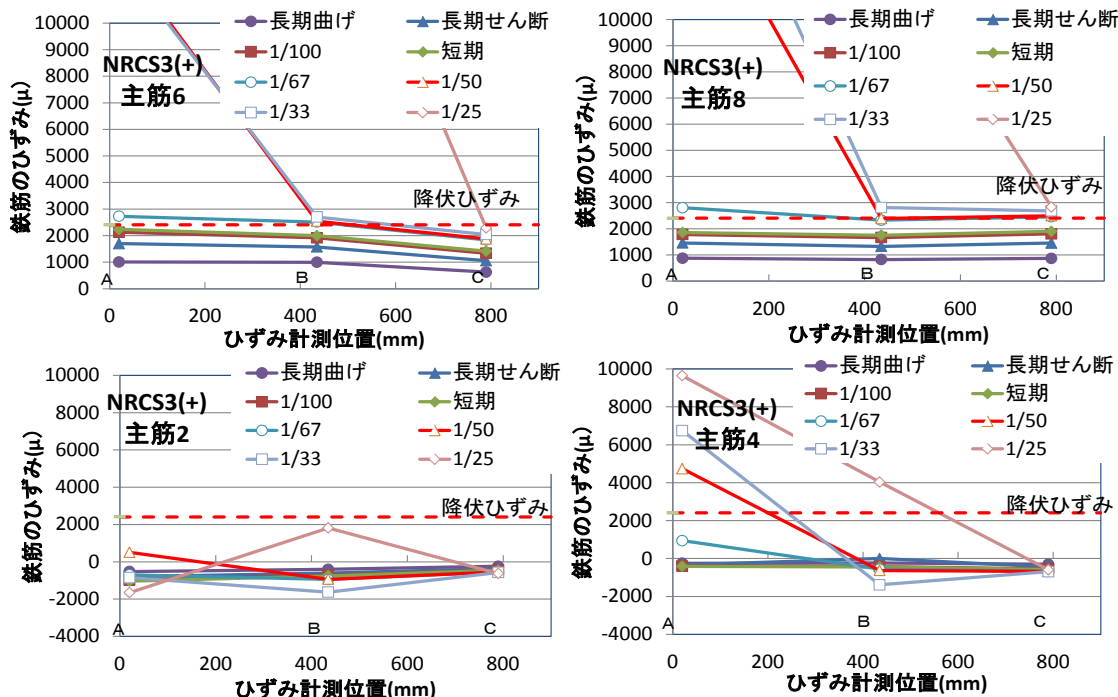
せん断補強筋のひずみ値の推移を図-122 に示す。貼付位置 A は境界プレート近傍の拘束筋を集中させた部分で、貼付位置 B は境界プレートから 0.5D (D : 梁せい) 位置、貼付位置 C は RC 基端から 0.5D 位置のひずみ値である。1/50rad.までは全て弾性状態であった（降伏ひずみ 1879μ）。1/25rad.を超えるような大変形時には、RC 端部の C 位置での降伏が見られた。

5-6 境界プレートのひずみ

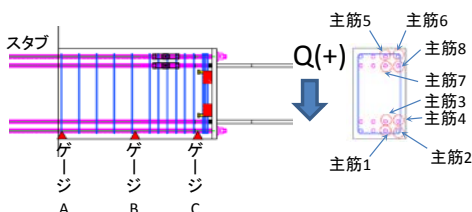
境界プレートのひずみ分布を図-13 に示す。ひずみゲージは貼付可能な位置として、1 段筋と 2 段筋の中間位置に配置した。図中横軸は、RC 梁の幅方向端部からの距離を示している。鉄骨フランジ端を拡幅しているため、各位置でのひずみ値は概ね同等の値を示している。ひずみ値は、NRCS1 試験体で最大 1200μ 程度でありフランジは弾性範囲の応力であったと推察できる。試験体計画 NRCS1 および NRCS2 試験体は境界プレート先行降伏型として設計したが、境



(a) NRCS1 試験体



(b) NRCS3 試験体



(c) ひずみゲージ位置

図-10 梁主筋のひずみ分布

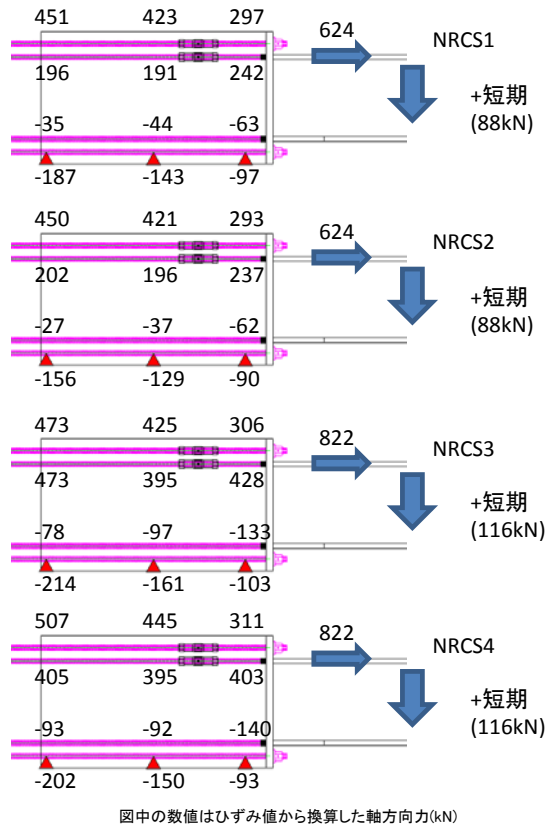


図-11 短期許容曲げ耐力時の鉄筋軸方向力

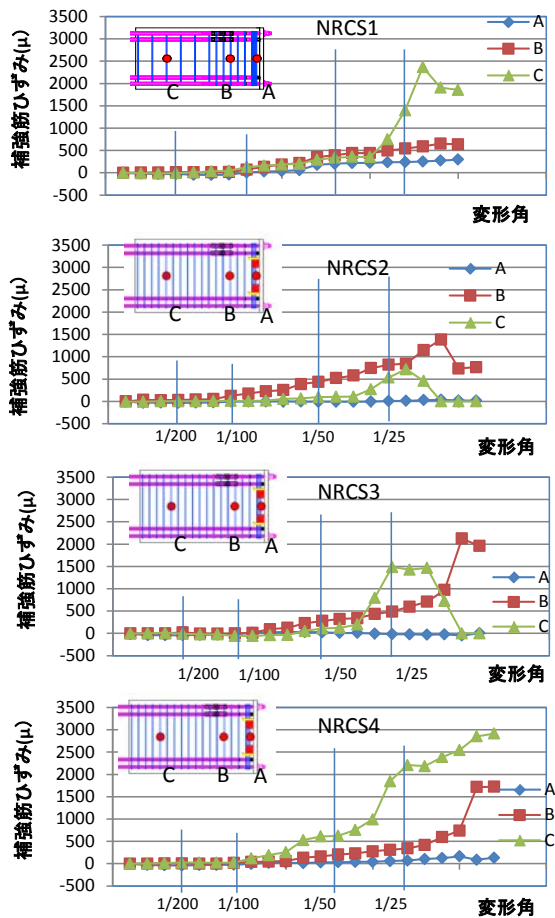
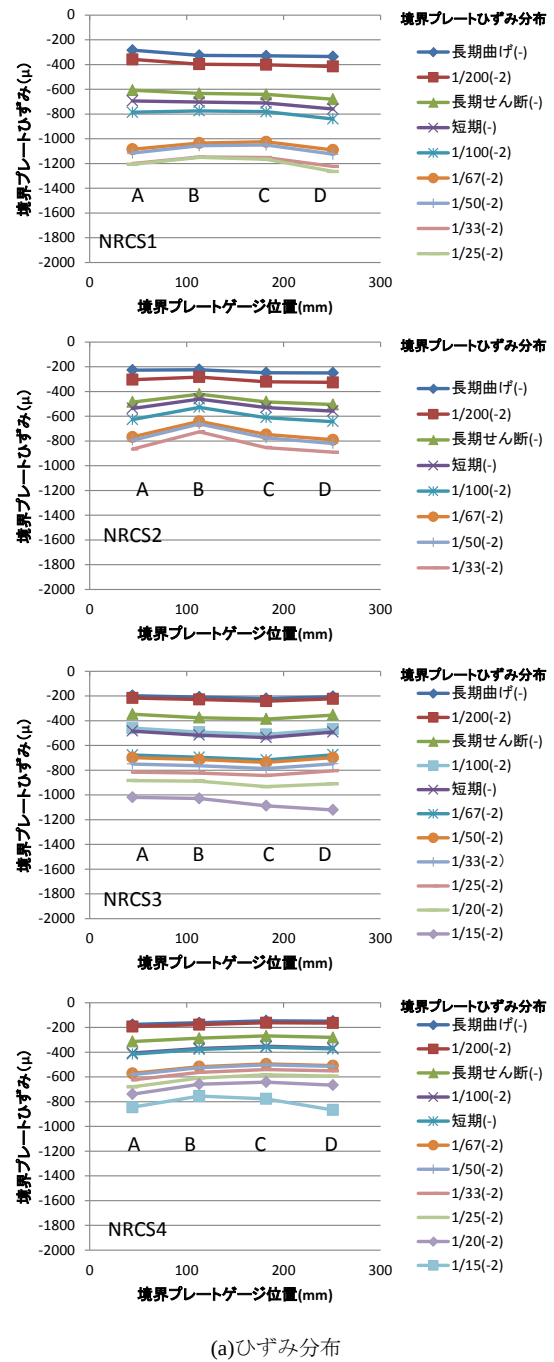
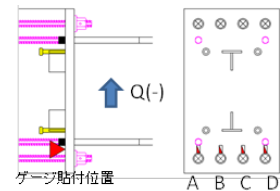


図-12 せん断補強筋のひずみ分布



(a)ひずみ分布



(b)ひずみゲージ貼付位置

図-13 境界プレートのひずみ分布

界プレートは実験終了時まで弾性の範囲内であった。これは、計算上は梁主筋から梁フランジ外縁までの片持ち板として算定していることに対し、実況は梁主筋を定着ナットと位置決めナットで境界プレートに挟み込んでいるため境界プレートの固定度が増した影響と考えられる。

6. 解析モデルに関する考察

今回提案した端部 RC 中央部 S 梁に対して、マクロ的な解析モデル（以下、マクロモデルと称す）の適用を検証するため、図-14 に示す RC 部および S 部を曲げバネに置換した解析モデル（材端剛塑性バネモデル）にてパラメータ設定に関するスタディを行った。解析モデルの RC-S 境界部については剛接としている。復元力特性については、RC 部の曲げバネモデルは Takeda モデル⁶⁾、S 部の曲げバネモデルは弾性とした。Takeda モデルにおける γ 値は 0.4 とした。RC 部の剛性はコンクリートのみを評価し、鉄筋およびスタブについては考慮していない。加力の実験と同様のサイクルによる交番载荷とした。

解析 CASE1 では、RC 部の曲げひび割れモーメントを (22) 式、RC 部の降伏曲げモーメントを (2) 式、RC 部の第 3 分枝剛性倍率を 1.0×10^{-3} とし、RC 部降伏時の剛性低下率 (α_y) については実験より得られた値を用いた。実験より得られる α_y 値は正側载荷と負側载荷の平均値とした。解析 CASE2 では、解析 CASE1 で設定したパラメータ α_y に関して、RC 造建物のフレーム解析で汎用的に用いられる菅野式^[(23) 式]により得られた値に置き換えて解析を行った。

◆RC部ひび割れモーメント (rcM_c)

$$rcM_c = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot rcZ \quad (22)^4$$

rcZ : RC部の断面係数

◆RC部降伏時剛性低下率 (α_y)

$$\alpha_y = \{0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043(a/D)\} \cdot (d/D)^2 \quad (23)^4$$

n : ヤング係数比, p_t : 引張鉄筋比, a : シアスパン長さ, D : 梁せい

荷重変形関係における CASE1 による解析結果を図-15、CASE2 による解析結果を図-16 に示す。図-15 と図-16 の比較から、CASE2 については、実験結果からの乖離があることが確認できる。これは、菅野式による α_y 値は全長が RC の部材の曲げ応力分布に対して適用されていることに対し、端部 RC 中央部 S 梁の端部 RC 部分の曲げ応力分布に対し菅野式を適用することに条件の違いがあるためと考えられる。表-7 に菅野式から得られる値と実験値の一覧を示す。今回提案した端部 RC 中央部 S 梁の α_y 値に対しては (23) 式から得られる値の 0.5~0.6 倍程度であった。

各試験体の等価粘性減衰定数の推移を図-17 に示す。図中には、NRCS1 試験体と NRCS2 試験体をバイリニアスリップ型でモデル化した場合 (◇)、完全弾塑性型でモデル化した場合 (Δ) および Takeda モデルの場合 (○) の等価粘性減衰定数をプロットした。実験に供した 4 体の試験体ともに部材角 (R_b) が大きくなっても等価粘性減衰定数は増加していき、エネルギー吸収性能の非常に良いとされる完全弾塑性でモデル化した場合には劣るものの $1/20 \text{rad}$ でスリップ型の約 1.25 倍の等価粘性減衰定数を示している。3 つのモデルでは Takeda モデルが最も実験値に近い値となった。

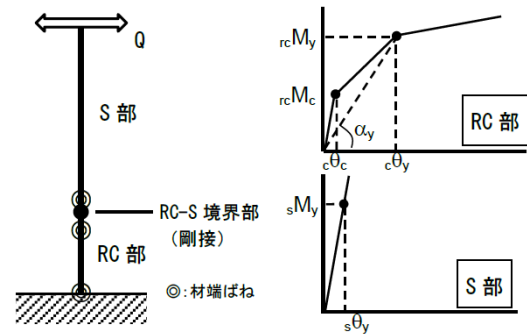


図-14 マクロモデル

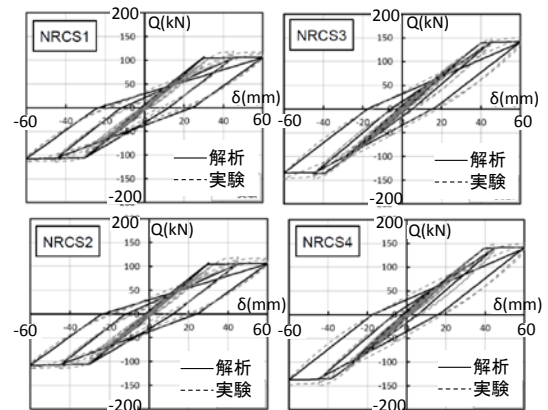


図-15 解析結果 (CASE1)

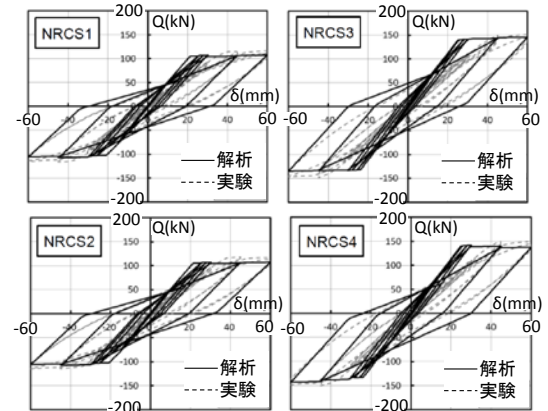


図-16 解析結果 (CASE2)

表-7 α_y の比較

	①: 実験から得られた α_y 値	②: (23) 式による α_y 値	①/②
NRCS1	0.17	0.33	0.52
NRCS2	0.18	0.33	0.55
NRCS3	0.17	0.34	0.50
NRCS4	0.19	0.34	0.56

7. 有限要素解析による境界部の考察

7-1 境界部の応力状態

鉄筋降伏に至るまでの境界部の応力状態を把握するために図-18で示すFEMモデルを用いた解析を

行った。境界部の解析には汎用FEMプログラムのMIDAS/Gen (MIDASIT) を用いた。

FEMモデルはコンクリートに対してはソリッド要素、鉄筋はトラス要素、鋼材はシェル要素およびビーム要素にて試験体を近似させ、モデル化を行った。境界プレートのシェル要素とコンクリート要素の間には圧縮専用要素を配置した。S梁に対しては、境界プレート近傍はシェル要素を用いてモデル化し、途中からビーム要素に切り替えた。シェル要素部とビーム要素部の境界については平面保持が成立する剛体連結とした。境界条件は、RC部の基端部を固定とした。解析の主な目的が境界部の応力状態の把握であるため、スタブまでのモデル化は行っていない。鉄骨要素および鉄筋要素の材料特性については弾性とし、材料試験結果にて得られたヤング係数を用いた。コンクリート要素の材料特性については材料の非線形性を考慮するため、Drucker-Pragerモデルを採用した。コンクリートのヤング係数は材料試験結果にて得られた値を用い、Drucker-Pragerモデルにおける粘性値は $\sigma_B/10$ 、内部摩擦角は 10° とした。鉄筋要素とコンクリート要素間は完全付着としている。加力は試験体と同様に鉄骨梁先端へ集中荷重を生じさせ、基準強度を用いて算出した短期許容曲げ耐力時のせん断力を最大加力値として荷重制御による増分解析をNewton-Raphson法により行った。

RC部の短期許容曲げ耐力に至るまでの荷重変形関係に関して、実験値と解析値の比較を図-19に示す。実験値は、正方向載荷および負方向載荷時の各ス

テップの最大値による骨格曲線を示している。図-19より、解析は実験の挙動を概ね捉えられていると判断できる。解析から得られた圧縮側の応力分布および中立軸位置を図-20に示す。中立軸位置は、隣接する要素間で材軸方向の応力の向きが入れ替わる節点位置としている。NRCS1およびNRCS2とNRCS3およびNRCS4の圧縮側の応力分布形状が異なるのは、1段筋と2段筋の量および比率が異なるためであり、2段筋の量が多いNRCS3およびNRCS4においては2段筋部分の圧縮力負担割合が高くなっている。躯体圧縮側の外縁から140mmから190mmあたりで圧縮力の勾配が変化しているのはシアキーの影響によるものである。圧縮力の重心位置は、圧縮側鉄筋の重心位置と圧縮側梁フランジ中心位置の中間位置とほぼ一致した。圧縮力の中心位置については、境界プレート厚を増すと若干ではあるが躯体外縁側に寄る傾向が見られた。中立軸位置は、躯体断面中央より若干引張側の位置となった。表-8に図-5の応力分布仮定から得られる引張側鉄筋の応力負担割合、FEM解析から得られた引張側鉄筋の応力負担割合および実験から得られた引張側鉄筋の応力負担割合を示す。応力負担割合に関しても、FEM解析の結果は実験結果と良い整合を示している。NRCS3とNRCS4に対しては、境界部付近で2段筋に生じている応力が1段筋に生じている応力に対し大きいことがFEM解析の結果および実験結果から読み取ることができ、引張側の考察からも境界部では平面保持の仮定による応力状態でないことが解る。以上より、境界部における曲げ応力

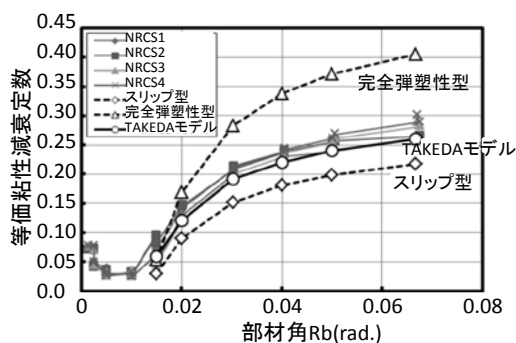


図-17 等価粘性減衰定数

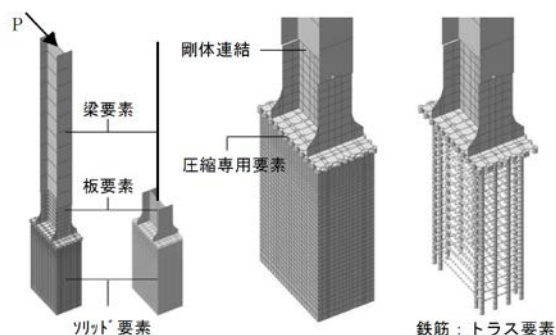


図-18 FEM 解析モデル

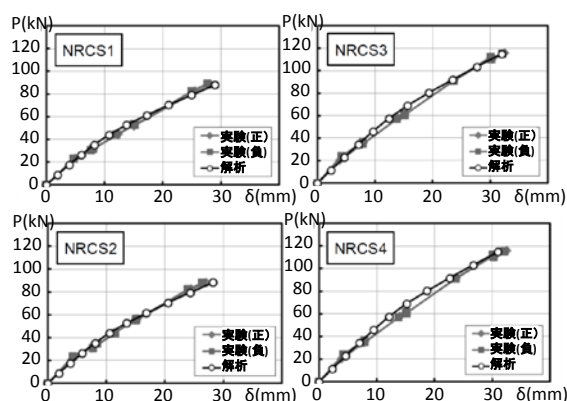


図-19 実験値と解析値の比較

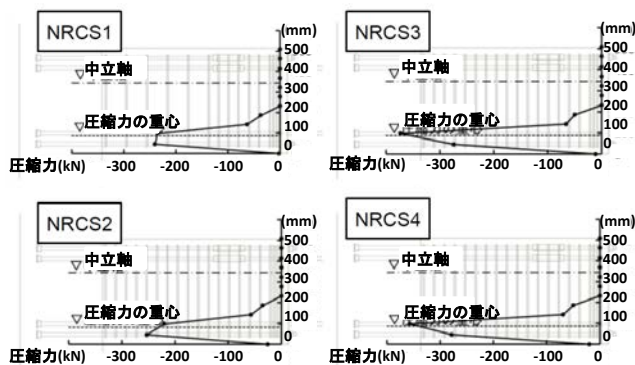


図-20 境界部圧縮側の応力分布状態

の伝達は、引張力および圧縮力とも鉄骨梁フランジから鉄筋へ直接的に軸力で伝達される形で図られ、平面保持の仮定による応力分布状態に比べ、1段筋と2段筋の応力分担に差が出にくい応力分布形となっていることが解る。図-5示した応力分布仮定を用いて1段筋の応力分担割合を求めた場合は、境界プレートに設計する際の引張側1段筋の反力は安全側に求めることができる。

表-8 引張側主筋の応力分担割合

	主筋位置	図-5の応力分布仮定	FEM	実験
NRCS1	1段筋	0.70	0.56	0.55
	2段筋	0.30	0.44	0.45
NRCS2	1段筋	0.70	0.58	0.55
	2段筋	0.30	0.42	0.45
NRCS3	1段筋	0.54	0.42	0.42
	2段筋	0.46	0.58	0.58
NRCS4	1段筋	0.54	0.43	0.44
	2段筋	0.46	0.57	0.56

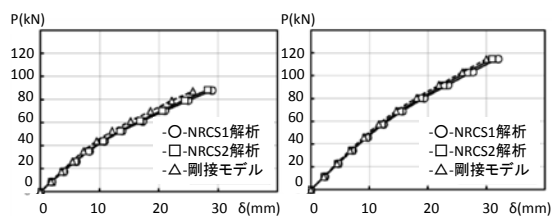


図-21 RC-S 境界部条件の違いによる荷重変形曲線の比較

7-2 RC-S 境界部の剛性評価

6章で示したマクロモデルにおいて、RC-S境界部を剛接として検証したが、その妥当性に対して図-18で示したFEMモデルを用いて検証を行った。検証は、RC-S境界部を圧縮専用要素で連結したFEMモデル（図-18に示すモデル）と当該部に引張側剛性を持たせ境界プレートの剛性を 1.0×10^5 倍として剛接を模擬したモデルとの比較により行った。両モデルの荷重変形関係の比較を図-21に示す。図-21より境界プレートが弾性設計されたNRCS3およびNRCS4については挙動の違いは軽微であり、RC-S境界部に関して剛接と評価して概ね問題ないレベルであると判断できる。実験時においても各試験体とも終局状況に至るまで、境界部に目立った変形は確認されなかった。

8. まとめ

非埋込み型の端部RC造中央部S造梁を対象に、繰返し載荷実験を実施し、その力学性状を評価するとともに、解析モデルの適用性やRC部とS部の境界部の応力状態などについて考察した。本実験及び解析の範囲内であるが、以下の知見が得られた。

1) いずれの試験体も大変形時までエネルギー吸収性能の良い紡錘形の履歴曲線を示した。

2) 長期許容曲げ耐力時における最大ひび割れ幅は0.1mm以下であり、ひび割れ幅の制限値を満たし、有害なひび割れの発生を抑制できた。

3) シアキー、頭付きスタッドおよび集中せん断補強筋によりRC-S境界部の応力伝達は有効に行われており、RC-S境界部近傍において、明瞭なせん断ひび割れは発生しなかった。

4) 端部RC部および中央S部を曲げバネに置換したマクロモデルでは、曲げ剛性の降伏点剛性低下率は一般のRC梁の設計において用いられる菅野式の値より小さい傾向が見られた。本実験では菅野式による値の概ね0.5～0.6倍程度であった。

5) 実験では、境界プレートに目立った変形は確認されなかった。FEM解析の結果からも、弾性設計された境界部に関しては剛接と仮定して複合梁の剛性を概ね評価できることがわかった。

6) RC部とS部を圧縮専用要素で連結したFEMモデルにより、RC-S境界部の圧縮側の応力分布が把握でき、RC端部曲げ降伏に至るまでの主筋の応力分担を精度よく求めることができる。

7) S梁端部の境界プレートにRC梁主筋の1段筋をナット定着、2段筋をエンクローズ溶接により接合させる接合法は、RC部とS部の応力を確実に伝達できる方法である。

参考文献

- 1) 桑素彦, 竹中啓之, 中村匠, 和泉信之「非埋め込み型の端部 RC 中央部 S 梁に関する実験的研究」, 構造工学論文集 Vol.60B p.97-105 2014.3
- 2) 山内 茂一, 千葉 脩, 岩下 静司, 菊田 繁美, 三輪 明広, 鳥谷 利夫「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部の実験的研究」学術講演梗概集・C-1, 構造 III, pp1035-1036, 1999
- 3) 竹中啓之ほか「柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部に関する実験的研究(その4 接合部にブレースが取りつく場合の検討)」日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造III, pp.1257-1258, 2011
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 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・同解説, 1999
- 6) Takeda, T., M.A. Sozen and N.M. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec.1970