

論文 非埋め込み型 RC・S 複合梁の履歴特性のモデル化に関する研究

吉井 浩人^{*1}・桑 素彦^{*2}・毎田 悠承^{*3}・和泉 信之^{*4}

要旨：端部 RC 部が曲げ降伏する RC・S 複合梁の履歴特性は端部 RC 部の非線形性が大きく影響するため、評価が難しい。本研究では、非埋め込み型 RC・S 複合梁について FEM 解析を実施して骨格曲線の評価方法などを検討する。まず、著者らによる RC・S 複合梁の実験試験体を対象に FEM 解析を実施し、非埋め込み型の特徴である RC・S 境界面の特性を考慮した 2 次元モデルが有用である事を示した。次に、スパンや断面をパラメータとした 2 次元モデルの FEM 解析から RC・S 複合梁の骨格曲線を評価する実用的方法を提示し、実験試験体に適用し実験結果との対応を考察した。

キーワード：RC・S 複合梁, FEM 解析, 骨格曲線, 履歴法則, 部材モデル

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物に長スパンの梁を設ける場合、端部が RC 部材、中央部が鉄骨（以下、S）部材である RC・S 複合梁を使用することがある（図-1）。その際、RC・S 複合梁の履歴特性は端部 RC 部の非線形性が大きく影響するため、一つの部材として履歴特性を評価することは難しい。しかし、RC・S 複合梁を一つの部材としてモデル化できれば、一般的な RC 構造物の解析ソフトに適用でき、モデルとしての汎用性が高い。

端部 RC 部が曲げ降伏する RC・S 複合梁では、中央部 S 部の剛性が梁剛性に影響するが、骨格曲線は RC 部の曲げひび割れ点及び降伏点によるトリリニア型となり、履歴特性は RC 部の特性が支配的になると考えられる。

本研究では、端部 RC 部が曲げ降伏する RC・S 複合梁を対象として FEM 解析を実施し、履歴特性のモデル化について考察する。なお、RC・S 複合梁は、端部の RC 部に S 部材を埋め込まない形式（非埋め込み型、図-1 (b)）とする。まず、著者らが実施した RC・S 複合梁の実験試験体¹⁾を対象に FEM 解析を実施し、非埋め込み型の特徴である RC・S 境界面の特性を考慮した 2 次元 FEM モデルについて検討する。次に、スパンや断面をパラメータとした実大サイズの RC・S 複合梁を対象に 2 次元 FEM モデルによる解析を実施して、RC・S 複合梁の骨格曲線を評価する実用的な方法を提示する。さらに、この方法を実験試験体に適用し、実験結果と比較し検証する。

2. RC・S 複合梁実験の概要

2.1 試験体概要

著者らが実施した RC・S 複合梁の構造実験について概要を述べる。詳しくは文献 1)を参照されたい。4 体の試験体の縮尺は約 1/2 であり、S 部材（鉄骨梁、境界プレ

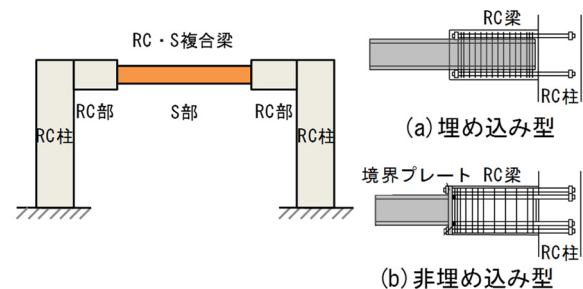


図-1 非埋め込み型 RC・S 複合梁の概念

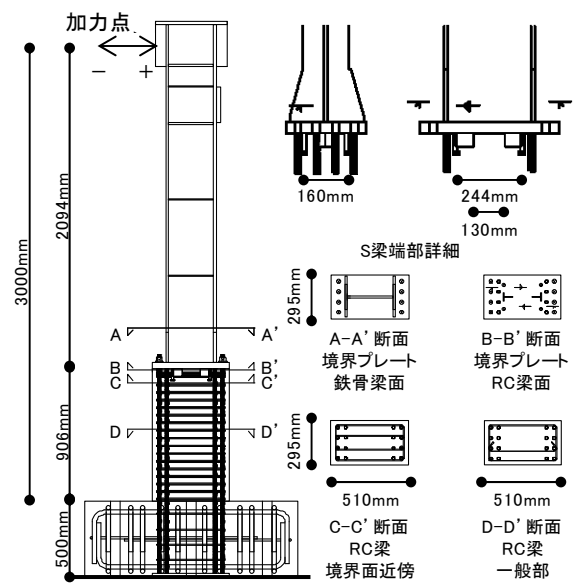


図-2 実験試験体の概要 (NRCS3)

ート)は RC 部降伏時に弾性であるように設定し、RC 側フランジ端部を拡幅、RC 部材は断面サイズ、長さを各試験体共通とする（図-2、表-1）。中央部 S 部材は RC 部に埋め込まず、その接合部に境界プレートを設ける。RC 部材主筋は、一段筋が全試験体共通で 4 本、二段筋が NRCS1, 2 では 2 本、NRCS3, 4 では 4 本である。

*1 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程 (学生会員)

*2 戸田建設株式会社 構造設計部主管 修 (工) (正会員)

*3 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻助教 博 (工) (正会員)

*4 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻教授 博 (工) (フェロー会員)

S 部材の曲げモーメントを RC 部材に伝達させるため、一段筋は境界プレートに定着ナットにより接合し、二段筋は境界プレートの鉄骨フランジ位置に突合せ溶接した。

鋼板によるシアキーと頭付きスタッドは、RC 部曲げ降伏時せん断力をそれぞれ単独で負担できるように配置した。

コンクリートと鋼材の材料試験の結果を表-2、表-3に示す。加力は、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回繰り返す正負交番载荷とした(図-3)。また、長期許容曲げ耐力、短期許容曲げ耐力、長期許容せん断耐力の計算値に達した時(表-4)、加力を中断し試験体状況を確認した。なお、想定される各耐力はRC 規準²⁾により算定した。

せん断に対する設計として、最初に設定した主筋量から求まる終局耐力に対して曲げ降伏が先行するようせん断補強筋量を設定し、S 部材は端部 RC 部の曲げ降伏時にも降伏しない断面とした(表-5)。また、RC 断面全体にせん断力を生じさせ、トラス機構が保証できるよう境界面近辺に溶接閉鎖型の集中補強筋を配置した。

2.2 実験結果

図-4に NRCS1 及び NRCS4 の試験体のせん断力(Q)-変形(δ)関係を示す。両試験体で端部 RC 部に曲げひび割れが生じ、曲げ降伏した。また、中央部 S 部材は降伏しなかった。端部 RC 部の補強量や境界プレート厚が比較的大きい NRCS4 は大変形下においても耐力低下は生じておらず、靱性に富んだ紡錘形の履歴特性を示した。

表-1 試験体の緒元

	NRCS1	NRCS2	NRCS3	NRCS4
Fc(N/mm ²)	24		36	
b×D(mm)	295×510			
一段筋主筋	4-D19(SD390)		4-D19(SD390)	
二段筋主筋	2-D19(SD390)		4-D19(SD390)	
せん断補強筋材	D6(SD295A)			
せん断補強筋配筋	2-@100	2-@50	3-@50	4-@50
集中せん断補強筋 (溶接閉鎖型)	4-D6(3セット)		4-D6(4セット)	
鉄骨梁	BH-335×175×9×19(SN490B) 端部拡幅			
境界プレート	SN490B(295×510)			
境界プレート厚	PL28	PL32	PL36	PL40
頭付スタッド	4-φ13(L80)			
鋼板シアキー	BT-60×60×6×6(SS400)(2箇所)			
定着ナット	D19プレートナット			
境界プレート 位置決めナット	D19ロックナット			

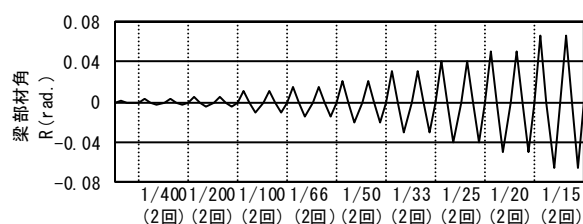


図-3 加力スケジュール

表-2 鉄筋・鋼材材料試験結果

	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
主筋(SD390)	194000	467	647
せん断補強筋 (SD295A)	188900	355※	494
境界プレート(SN490B)	208100	339	515
鉄骨フランジ(SN490B)	206600	370	521
鉄骨ウェブ(SN490B)	205700	385	546

※0.2%オフセット法による

表-3 コンクリート材料試験結果

	材齢 (日)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
NRCS1	27	27600	29.6	2.71
NRCS2	31	27800	30.0	2.78
NRCS3	36	31000	40.0	2.72
NRCS4	41	32200	42.5	2.88

※コンクリート圧縮試験はそれぞれの実験の前日に実施

表-4 各試験体の耐力

	長期許容 曲げ耐力 (kN・m)	短期許容 曲げ耐力 (kN・m)	長期許容 せん断耐力 (kN)
NRCS1	132	286	82
NRCS2	132	286	87
NRCS3	171	374	91
NRCS4	171	374	94

表-5 部材余裕度

	RC端部短期許容曲げ耐力時		RC梁端部降伏曲げ耐力時	
	端部RC部 せん断余裕度	中央部S部 曲げ余裕度	端部RC部 せん断余裕度	中央部S部 曲げ余裕度
NRCS1	1.05	1.82	2.80	1.61
NRCS2	1.55	1.83	4.16	1.62
NRCS3	1.64	1.36	4.53	1.21
NRCS4	2.03	1.40	5.09	1.24

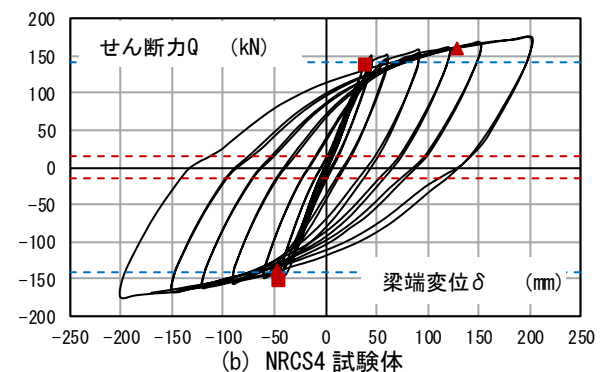
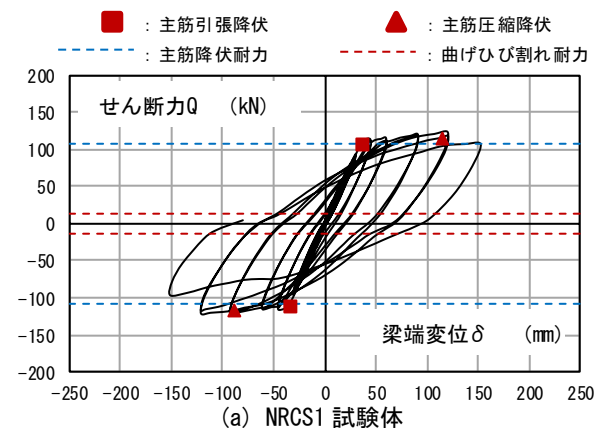


図-4 各試験体の Q-δ 関係

3. 実験試験体の FEM 解析

3.1 FEM モデル

3次元のFEMモデルを作成し試験体との対応を確認する。なお、構造設計における骨格曲線算定のため、2次元モデルを作成し比較検討する。(図-5)。RC部とS部の接合面には接合要素、コンクリートと主筋間に付着要素を設ける。接合要素と付着要素は次節で述べる。

3.2 材料構成則

コンクリートの主応力度と等価1軸ひずみ関係を図-6に示す。引張側ではひび割れ発生までは線形仮定、ひび割れ発生後は出雲モデル³⁾(係数 $C=1.0$ [非拘束の被り部特性], $C=0.4$ [拘束を受けるコア部特性])によりテンションスティフニング特性を考慮する。また、圧縮側では最大強度まで及び最大強度後の圧縮軟化域の応力度ひずみ関係は修正 Ahmad モデル⁴⁾で与える。圧縮破壊条件は Ottosen の4パラメータモデル⁴⁾(畑中らの係数⁴⁾)により決定する。ひび割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル⁵⁾を使用する。鋼材の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル⁶⁾を使用する。コンクリート及び鋼材のヤング係数・降伏強度は材料試験結果のデータ(表-2 表-3)により設定する。

コンクリートと鉄筋の付着は Elmersi らのモデル⁷⁾を使用、文献8)を参考に付着強度を $0.15\sigma_B$ 、付着強度時のすべり量を 0.235mm とした。(図-7)。

境界プレートと端部 RC 部の境界面における特性では、圧縮側には高剛性を、引張側には低剛性を与えたモデル1(図-8)を検討する。また、境界部の挙動を確認するために、境界面を剛接にしたモデル、引張側と圧縮側に同じ剛性を与えたモデル2の3ケースを検討する。3ケース全てにおいて、せん断特性は摩擦接合とした。

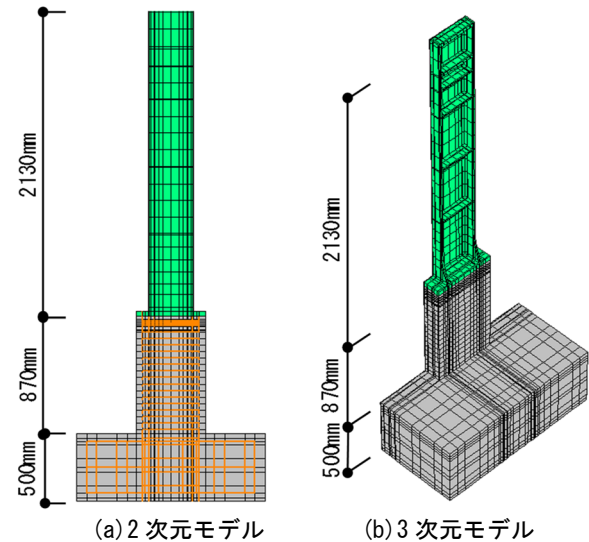


図-5 FEM 解析モデル

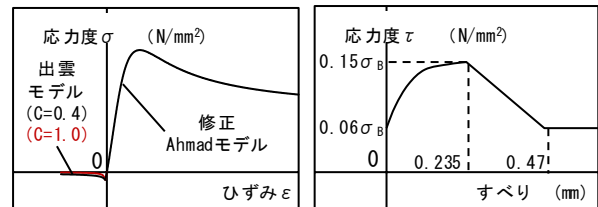


図-6 コンクリートの
応力度ひずみ関係

図-7
付着応力度すべり関係

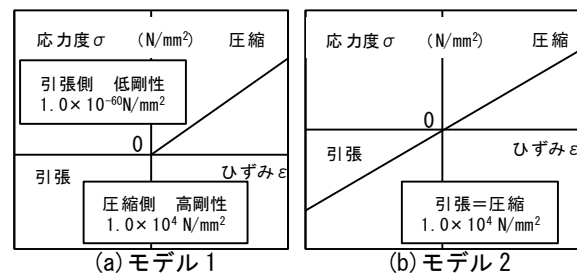


図-8 境界部特性のモデル

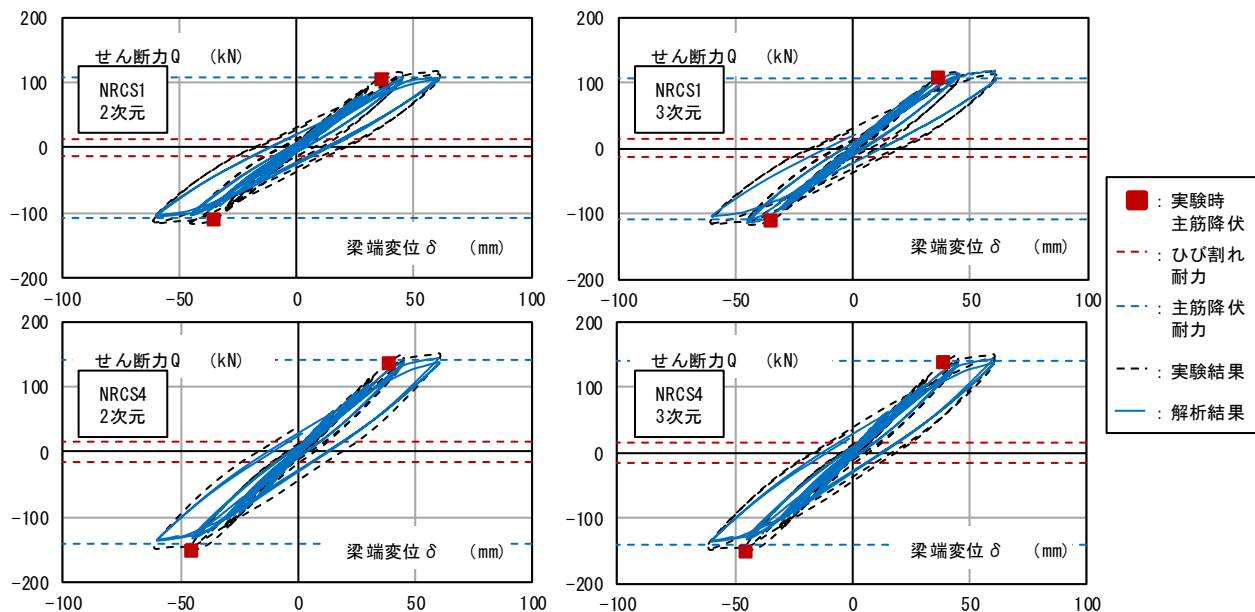


図-9 NRCS1・NRCS4 試験体の Q-δ 関係

3.3 解析結果

モデル1を用いた場合のNRCS1とNRCS4のQ-δ関係について実験結果と解析結果の対応を図-9に示す。2次元モデルと3次元モデルともに解析値は実験値に対応しており、剛性・耐力は概ね捉えられていると判断できる。

境界要素の設定を検討するため、NRCS1について境界面の特性を変化させた5つのモデルの初期剛性($R_{CS}K1$)の解析結果を表-6に示す。なお、 $R_{CS}K1$ は端部コンクリートの曲げひび割れモーメントの計算値に達した時の剛性とする。境界要素は、剛モデルのほか、図-8に示す2つのモデルとする。境界部を剛とした剛モデルや境界部に引張・圧縮に同じ剛性を与えたモデル2では、 $R_{CS}K1$ は実験値に比べて大きい。これに対して、境界面に界面の離間を考慮したモデル1では、二次元あるいは三次元モデルにおいて実験値に比べてやや小さいが、他のモデルに比べて実験値とよい対応を示している。以上のことから、RC・S複合梁の初期剛性の評価には、境界面に界面の離間を考慮したモデル化が必要であることがわかる。

NRCS4について、モデル1の境界特性を用いた2次元・3次元モデルの単調載荷によるQ-δ関係と実験包絡線を図-10に示す。2次元モデル、3次元モデルのQ-δ関係は、実験包絡線とよく対応していることがわかる。

3.4 履歴特性のモデル化

以上の結果より、RC・S複合梁の履歴特性として、骨格曲線は端部RC梁とS梁端部の境界プレートの境界面に界面の剥離を考慮した特性(モデル1)を与えた2次元FEMモデルの単調載荷により評価できる。また、RC部が曲げ降伏するので、履歴法則には文献1)よりTAKEDAモデルを用いることが出来るとわかる。

4. RC・S複合梁のFEM解析による骨格曲線の評価

4.1 骨格曲線の評価方法

前章までの解析結果により、構造設計に用いる非埋め込み型RC・S複合梁のトリリニア型骨格曲線の評価には、以下の2つの方法が考えられる。

方法1: 境界部特性を与えた2次元FEMモデルによるRC・S複合梁の解析による評価

方法2: 剛性・耐力算定式による評価

方法1では、モデル1の境界特性を用いた2次元モデルによる単調載荷解析を実施して、骨格曲線の評価する。方法2は、骨格曲線をより簡易に評価する方法であり、降伏時剛性低下率の算定方法が重要となる(図-11)。RC梁の降伏時剛性低下率($R_{CS}\alpha_y$)の算定には、菅野式が用いられる。そこで、RC・S複合梁の降伏時剛性低下率($R_{CS}\alpha_y$)は、中央S部の変形増大を考慮し、RC・S複合梁と等価な降伏剛性を有するRC梁のシアスパン(等価長さ、 l_e)を用いて、RC梁の菅野式を修正し算定する。

表-6 境界要素と $R_{CS}K1$

	実験	2次元 モデル1	3次元 モデル1	2次元 モデル2	2次元 剛接合
初期剛性 ($kN \cdot m/rad.$)	52707	50120	51796	61645	62294

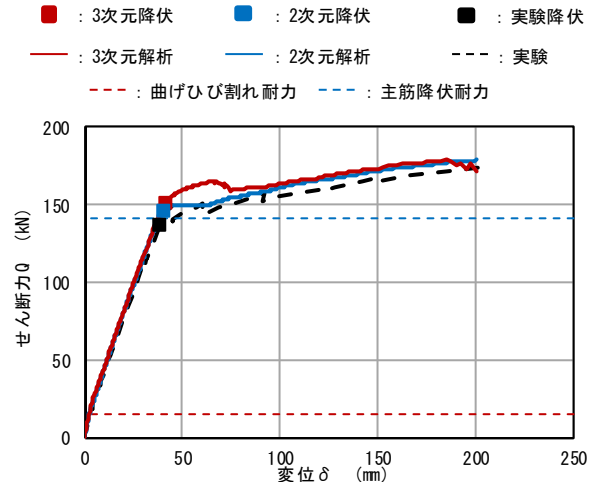
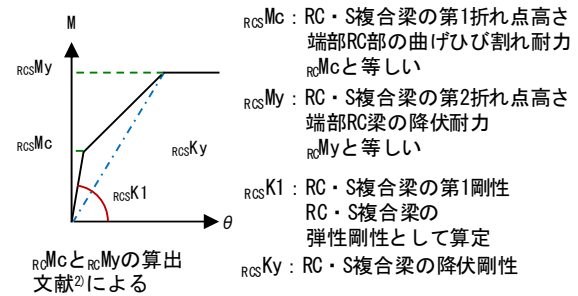


図-10 NRCS4のQ-δ関係の比較



$R_{CS}Ky$ の算出法

$R_{CS}Ky$ と同じ値の $R_{CS}Ky$ を持つRC梁の長さ l_e を算出し下式で算定

$$R_{CS}Ky = R_{CS}K1 \times \frac{l_e}{R_{CS}\alpha_y}$$

$R_{CS}K1$: l_e のシアスパンのRC梁の弾性剛性として算定

$R_{CS}\alpha_y$: l_e の長さのシアスパンを持つ

RC梁の降伏時剛性低下として下式で算定

$$R_{CS}\alpha_y = \left(0.043 + 1.64 \cdot n \cdot P_t + 0.043 \left(\frac{l_e}{D} \right) \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2$$

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 P_t : 引張主筋比

d : 断面の有効せい l_e : 等価長さ D : 断面の全せい

図-11 方法2によるRC・S複合梁の骨格曲線設定

4.2 RC・S複合梁の等価長さの算定

12m~20m スパンのRC・S複合梁について2次元FEMモデルによる解析を実施して、等価長さ l_e の算定方法を検討する。解析対象とするRC・S複合梁の諸元を表-7に示す。これらのRC・S複合梁の仕様と適用範囲は、RC端部曲げ降伏が先行する事とし、曲げ降伏時応力に対する余裕度を1.3倍確保するように設計した。また、耐震壁付きラーメン構造を想定して、ロングスパン梁の設計が長期で決まることを前提とした断面のため、曲げとせん断の検定値は長期で判定を行った。

表-7 実大サイズのRC・S複合梁の諸元

スパン		12m	14m	16m	18m	20m
端部RC部	断面サイズ(BxD)	700x900	700x1100	750x1300	800x1450	800x1600
	両端RC部長さ(mm)	1550×2	1900×2	2250×2	2500×2	2750×2
	上端筋1段筋	7-D25	7-D25	7-D29	7-D32	7-D32
	上端筋2段筋	5-D25	6-D25	6-D29	5-D32	6-D32
	(下端筋1段筋)	3-D25	3-D25	3-D29	3-D32	3-D32
	(下端筋2段筋)	3-D25	4-D25	4-D29	3-D32	4-D32
	曲げ検定値	0.93 (長期)	0.91 (長期)	0.91 (長期)	0.94 (長期)	0.88 (長期)
	あばら筋	2-D13@100	2-D13@100	3-D13@100	3-D13@100	3-D13@100
中央S	せん断検定値	0.67 (長期)	0.66 (長期)	0.52 (長期)	0.53 (長期)	0.51 (長期)
	一般部	H-600x300x12x19	H-800x300x14x22	H-1000x300x19x28	BH-1150x300x19x36	BH-1300x300x19x36
	境界部	BH-600x700x12x19	BH-800x700x14x22	BH-1000x750x19x28	BH-1150x800x19x36	BH-1300x800x19x36
	S部長さ(mm)	8900	10200	11500	13000	14500
境界プレート	水平ハンチ長さ(mm)	1000	1000	1000	1000	1000
	板厚	65	65	70	75	75
シアキー	検定比	0.84	0.82	0.82	0.85	0.86
	頭付きスタッド	10-φ19	10-φ22	12-φ22	14-φ22	16-φ22
集中せん断補強筋	BT	2BT-150x250x12x19	2BT-150x300x12x19	2BT-150x350x16x19	2BT-200x400x19x22	2BT-200x400x19x22
		12-U13	16-U13	16-U13	18-U13	20-U13

FEM 解析による RC・S 複合梁の骨格曲線の諸数値について、端部 RC 部と同断面であり RC・S 複合梁のスパンと等しい RC 梁として文献²⁾を用いて算定した諸数値の比較を図-12に示す。RC・S 複合梁の初期剛性($r_{cs}K1$)は、RC 梁の初期剛性(r_cK1)に対して 0.36~0.49 倍であり、スパン長が長い程その比率は大きい。また、RC・S 複合梁の降伏時剛性($r_{cs}Ky$)は、RC 梁の降伏時剛性(r_cKy)に対して 0.68~0.90 倍であり、初期剛性の関係とは反対にスパン長が伸びる程その比率は小さい。RC 梁の降伏時剛性低下率($r_{c\alpha y}$)は 0.315~0.333 程度であるのに対して、RC・S 複合梁の降伏時剛性低下率($r_{cs\alpha y}$)は、0.517~0.662 の範囲にあり、端部が同じ RC 断面でも RC 梁の降伏時剛性低下率を用いることが出来ない事がわかる。

そこで、中央 S 部による変形の増大を考慮して、RC・S 複合梁と等価な降伏時剛性を有する RC 梁のシアスパン(等価長さ、 l_e)を 2 次元 FEM モデルにより算出した $r_{cs}Ky$ と等しい r_cKy を持つ RC 梁のスパンとして図-11に示した方法から算定する。等価長さと梁スパンとの関係を表-8に示す。等価長さは梁スパンが増大するにつれて長くなる。等価長さを梁スパンで除した比率(等価長さ比、 l_e/l)と初期剛性比($K1$ 比)との関係を図-13に示す。の $K1$ 比は、 r_cK1 を $r_{cs}K1$ で除した比率である。等価長さ比は、下式により初期剛性比を用いて算定できる。

$$\frac{l_e}{l} = 2.17 \frac{r_cK1}{r_{cs}K1} - 2.06 \quad (1)$$

5. 履歴特性のモデル化に関する考察

5.1 検証方法

提示した RC・S 複合梁の履歴特性のモデル化について、NRCS2・NRSC3 試験体の実験結果を用いて検証する。

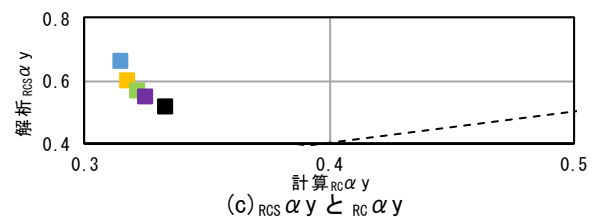
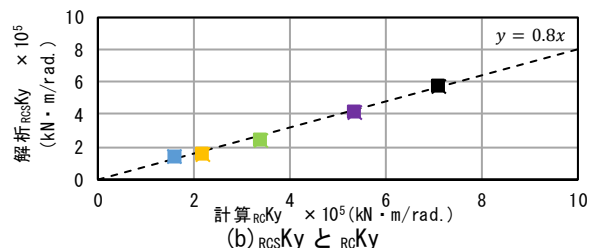
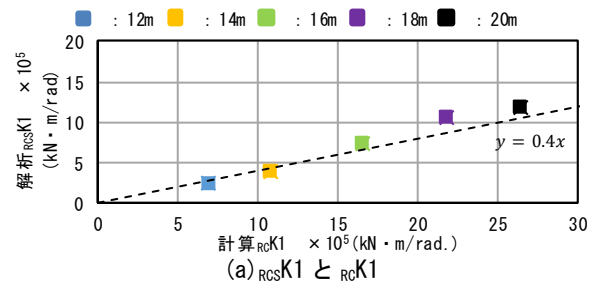


図-12 骨格曲線の諸数値の比較

表-8 l_e と各スパンの対応

	12m	14m	16m	18m	20m
$r_{cs}Ky = r_cKy$ の 等価シアスパン l_e (mm)	23500	25000	22400	20600	28000

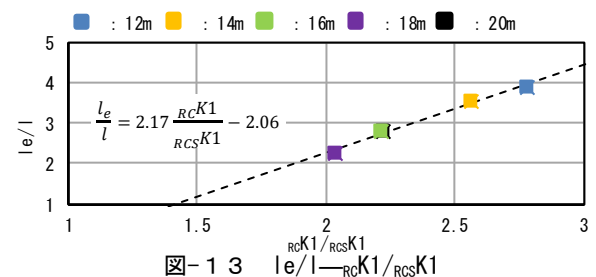


図-13 $l_e/l - r_cK1/r_{cs}K1$

ここでは、方法 2 により骨格曲線を評価し、TAKEDA モデルを用いる。方法 2 では、等価長さを(1)式により算定し、修正式により α_{csay} を求める。これらの履歴特性を持つ片持ち梁モデルを解析して、実験結果と比較する。

5.2 実験結果による検証

等価長さは、NRCS2 試験体では 3.391m、NRSC3 試験体 3.976m である。この等価長さをを用いた降伏時剛性は、NRCS2 試験体では $24015 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ 、NRSC3 試験体 $30119 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ である。降伏時剛性の実験結果は、NRCS2 試験体では $24092 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ 、NRSC3 試験体 $29787 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ であり、概ね一致している。

Q- δ 曲線の比較を図-14に示す。両試験体とも概ね解析値と実験値が対応一致していることがわかる。

以上のことから、提示した RC・S 複合梁の履歴特性のモデル化は実験結果を表すことができると考えられる。

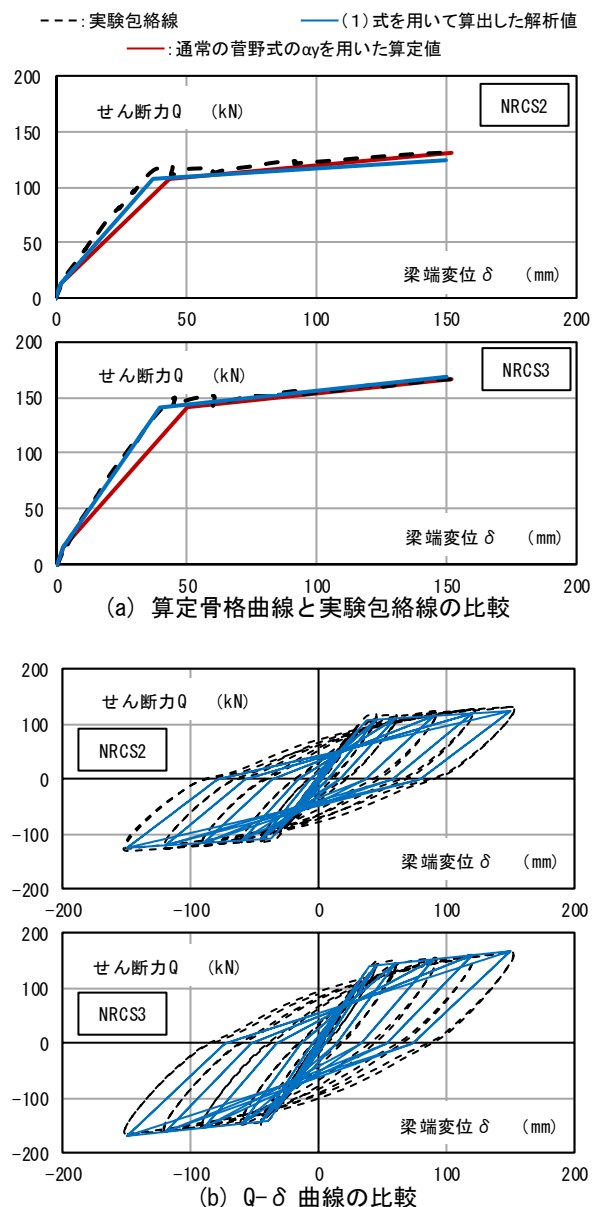


図-14 NRCS2・NRSC3 試験体の Q- δ 曲線

6. まとめ

非埋め込み型 RC・S 複合梁について FEM 解析により履歴特性のモデル化を検討した。本解析の範囲内であるが以下の知見を得た。

- 1) 骨格曲線は、端部 RC 梁と S 梁端部の境界プレートの境界面に界面の剥離を考慮した特性を与えた 2 次元 FEM モデルにより評価できる。
- 2) 履歴法則には TAKEDA モデルを用いてよい。
- 3) トリリニア型骨格曲線の評価には、上記 1) の 2 次元 FEM モデルの他、剛性・耐力算定式により評価できる。
- 4) 降伏時剛性低下率は、RC・S 複合梁と等価な降伏時剛性を有する RC 梁の等価長さをを用いることにより、RC 梁の菅野式を修正して算定することができる。
- 5) 上記の等価長さは、梁スパンと初期剛性比から算定でき、その算定式を提示した。

RC・S 複合梁の降伏時剛性低下率に関する算定式については、今後実験や解析を追加実施して、その適用範囲や精度などについて検討していきたい。

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, 2014.3
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010.2
- 3) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 4) 長沼一洋: 三軸圧縮化のコンクリートの応力へびずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.167-170, 1995.8
- 5) 長沼一洋, 栗本 修, 江戸宏彰: 鉄筋コンクリート壁体の正負繰返し及び動的解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 544 号, pp.125-132, 2001.8
- 6) Vincenzo Ciampi, Rolf Eligehausen, Vitelmo V. Bertero and Egor P. Popov: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EFRC - 82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov. 1982, pp.9-13
- 7) Elmorsi, M., Kianoush, M. R. and Tso, W. K.: Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, vol.27, pp.490-505, 2000.
- 8) 寄特隆宏, 檜貝 勇, 齊藤成彦: 異形鉄筋の付着応力-すべり関係に及ぼすかぶり厚と鉄筋直径の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, 2005, pp.757-762