

軸方向力に対応した TO-RCSB 工法の開発

軸方向力が作用する非埋込み型 RC・S 複合梁の耐力と変形

DEVELOPMENT OF THE TO-RCSB METHOD FOR AXIAL FORCES

Strength and deformation of non-embedded RC-S beams under axial force

大月 智 弘^{*1}, 桑 素 彦^{*2}, 仁 科 智 貴^{*3}, 竹 中 啓 之^{*4}
Tomohiro OTSUKI, Motohiko KUWA, Tomoki NISHINA and Hiroyuki TAKENAKA

Generally, axial forces are ignored in the structural design of beams based on the rigid floor assumption. However, depending on the condition of the members around the beam, a non-negligible axial force may occur in the beam. In this study, bending shear tests and FEM analyses are conducted on non-embedded RC-S beams subjected to axial forces to investigate the effect of axial forces on the strength and deformation of RC-S beams. First, the reinforcement specifications of the RC-S beams for axial forces were presented, and the strength and deformation were evaluated experimentally. Next, the calculation equation for the bending ultimate moment considering axial reinforcement was used to examine the correspondence between the experimental results and the analytical results. Finally, the influence of axial forces on the bending transmission model of RC-S joints was discussed.

Keywords: Non-embedded Type, RC-S beam, Axial Force, RC-S joint, Boundary Spring

非埋込み型, RC・S 複合梁, 軸方向力, RC・S 接合部, 境界ばね

1. はじめに

著者らは図1に示す非埋込み型の端部鉄筋コンクリート造（以下、端部 RC）、中央部鉄骨造（以下、中央部 S）の複合梁（以下、RC・S 複合梁）について研究している。RC・S 複合梁は他社においても開発されているが、当社における RC・S 複合梁は、中央部 S が端部 RC に埋め込まれない「非埋込み型」としている点が特徴であり、中央部 S と端部 RC の接合方法については、ここに示す梁に軸力が生じる場合に対応したディテールを含め3つの特許を取得し、TO-RCSB 工法として多くの案件で適用されている。

既往の研究では、曲げせん断実験を実施して RC・S 複合梁の耐力や変形性能を考察する¹⁾と共に、耐震設計に用いる端部 RC と中央部 S との接合部（以下、RC・S 接合部）の簡易な設計モデル（以下、曲げ伝達モデル）を示した²⁾。これらの研究では、梁の設計では一般的に剛床仮定により軸方向力を無視していることから、軸方向力を与えていない。しかし、TODA BUILDING の構造計画（図2）のように RC・S 複合梁をアウトリガー架構としたコアウォール構造の建物においてコアウォール内部に床開口がある場合、RC・S 複合梁に設計上無視できない軸方向力が生じる。そのため、軸方向力が作用する RC・S 複合梁について、耐力および変形に対する検討が必要となる。非埋込み型の RC・S 複合梁において軸方向力が作用した際の挙動に関する既往の研究はなく、不明な点が多い。

本研究では、非埋込み型の RC・S 複合梁について、軸方向力を作用させた曲げせん断実験および FEM 解析を実施し、軸方向力が RC・S 複合梁の耐力および変形に与える影響を検討する。まず、軸方向力に対する仕様として図3に示すように、端部 RC に設計用軸方向力と同程度の軸耐力を持つ軸方向補強筋を、中央部 S に軸方向補剛リブをそれぞれ部材断面の図心位置近くに配置した

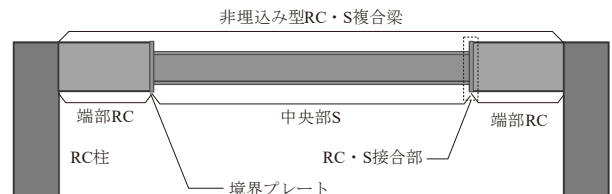


図1 非埋込み型 RC・S 複合梁

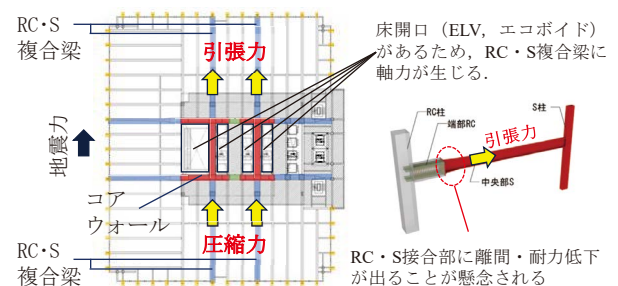


図2 コアウォール構造において軸方向力が生じる梁

*1 戸田建設(株)技術研究所 修士(工学)

*2 戸田建設(株)構造設計部 博士(工学)

*3 戸田建設(株)構造設計部 修士(工学)

*4 戸田建設(株)技術研究所 博士(工学)

Technology Research Institute, TODA CORPORATION, M.Eng.

Structural Design, TODA CORPORATION, Dr.Eng.

Structural Design, TODA CORPORATION, M.Eng.

Technology Research Institute, TODA CORPORATION, Dr.Eng.

試験体による曲げせん断実験を実施し、その耐力と変形を評価する。次に、軸方向力を考慮した曲げ終局モーメントの算定値について、実験結果との対応を分析する。その際、軸方向力の大きさをパラメータとしてFEM解析を実施し、軸方向力を考慮した曲げ終局モーメント算定式の適用範囲を検討する。最後に同様の解析より軸方向力が曲げ伝達モデルにおけるRC・S接合部と端部RC間の境界ばねの設定値に与える影響を考察する。

2. 軸方向力を付加した曲げせん断実験

2.1 実験計画

(1) 試験体概要

試験体の一覧および概要を図4および表1に示す。試験体は1/2縮尺とした。2つの試験体は、中央部Sの長さ(せん断スパン比)、スラブの有無および端部RCのせん断補強方法が異なる。端部RCの形状、スラブの形状および中央部Sの形状は、文献1)の試験体と同様とした。

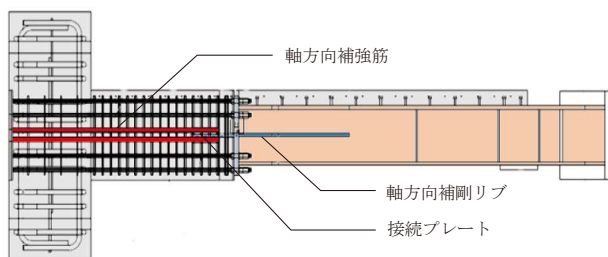


図3 軸方向力に対する仕様

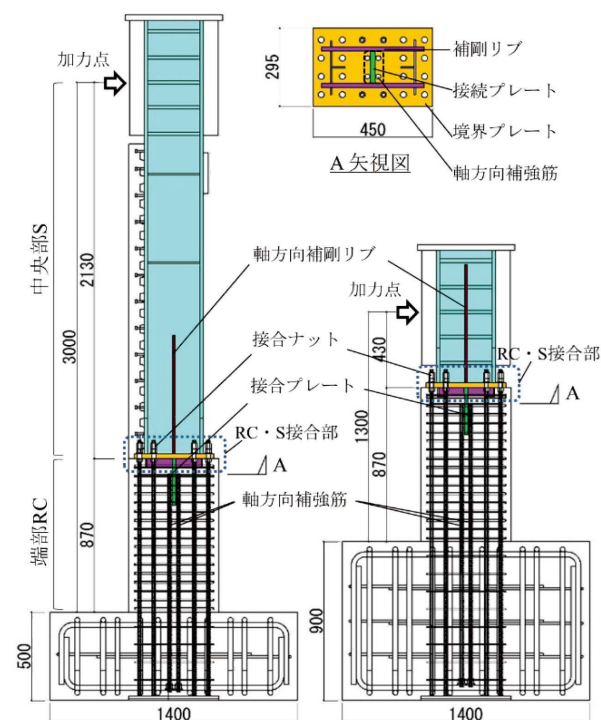


図4 試験体図

端部RCの主筋には、ねじ節鉄筋を用いた。主筋と境界プレートとの接合には、ねじ節鉄筋用のグラウト用の孔を設けたロックナット(Eナット、Gナット:東京鐵鋼製)をダブルナット型に配置し、ナット固定用のグラウトを注入した。Gナットは境界プレートの端部RC側にも配置した。使用したロックナットの組合せに関しては、主筋の軸耐力以上の引張耐力を保有することを要素試験にて確認した。軸方向力に対応するために、中央部Sのウェブには軸方向補剛リブを、端部RCには軸方向補強筋を配置した。軸方向補剛リブは、梁フランジ幅と同じ幅、梁せいの約1.5倍の長さ、ウェブには隅肉溶接、境界プレートには完全溶込み溶接にて接合した。軸方向補強筋は、試設計の検討結果を参考に主筋量の約25%に相当する断面積とし、境界プレートに完全溶込み溶接にて接合された接続プレートに両面フレア溶接にて接合し、端部RC側は機械式定着金物にて定着した。RC・S複合梁に入力される軸方向力はスラブのせん断ひび割れ耐力程度を想定した。また、床スラブに軸方向力が生じることによる偏心曲げの影響は軽微のため、ここでは無視した。使用材料の試験結果を表2に示す。

(2) 荷重方法・荷重ステップ

荷重装置を図5に示す。試験体は、梁を90度回転させ、端部RC側の端部に加力スタブを設けて反力床と緊結した。荷重点は、中央部Sの上端部とし、水平方向と部材軸方向に荷重した。中央部Sには面外変形止めを設置した。水平力(P)は梁端部の荷重点の水平変位(d)をRC・S複合梁の長さで除した部材角(R_d)により制

表1 試験体諸元

試験体名称	NRCS9	NRCS10
試験体長さ	3,000 mm	1,300 mm
スラブ	有 (スラブ幅775mm, 厚87.5mm)	無
導入軸方向力	引張	引張・圧縮
F_c (N/mm ²)	24	
$b \times D$ (mm)	295 × 510 (長さ870mm)	
主筋	1 段筋 4 - D19 / 2 段筋 4 - D19 (SD390, 複筋比 1, ねじ節鉄筋)	
軸方向補強筋	4 - D19 (SD390)	
せん断補強筋材	D6 (SD295)	U6 (785MPa 級)
せん断補強筋配筋	4 - @50 ($p_w = 0.43\%$)	
接合部せん断補強筋	□ - U6 × 4 (685MPa 級)	□ - U6 × 8 (785MPa 級)
梁鉄骨	BH-335 × 175 × 9 × 19 (SN490B) 境界プレート側端部拡幅	
軸方向補剛リブ	PL16 (L=670, 梁フランジと同幅, SM490A)	
境界プレート	SN490B	
境界プレート寸法	PL28 (295 × 450)	
補剛リブ寸法	PL-16 × 90	
頭付スタッド	4 - φ13 (L80)	
鉄骨シアキー	PL6 (SS400)	
接合ナット	ねじ節鉄筋用ロックナット, グラウト注入 (Eナット: S45C, Gナット: NUT33C)	

御した。軸方向力は、水平力に応じて変化させ、曲げ終局モーメント時に達した時の水平力時に軸方向力が軸方向補強筋の軸耐力と同レベルになるように設定した。NRCS9試験体は、両載荷とも引張軸方向力を導入した。NRCS10試験体は、正載荷時は引張軸方向力を、負載荷時は圧縮軸方向力を導入した。ここで、引張軸方向力 N_t を全鉄筋の軸耐力 ($a_s \sigma_y$) で除した値を引張側の軸力比 ($N_t/(a_s \sigma_y)$) と、圧縮軸方向力 N_c をコンクリートの圧縮耐力 (bDF_c) で除した値を圧縮側の軸力比 ($N_c/(bDF_c)$) と定義する。曲げ終局モーメントに達するときの引張側の軸力比は0.20、圧縮側の軸力比は0.12となる。軸方向力と水平力との関係を図6に示す。また、載荷ステップを

表2 材料試験結果

試験体名称	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
NRCS9	30529	28.6	2.18
NRCS10	30547	27.9	1.95

鉄筋・鋼材	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D19 (SD390)	190434	447	611
D6 (SD295)	171931	347	512
U6 (685MPa 級)	182983	753	938
U6 (785MPa 級)	158042	988	1193
PL28 (SN490B)	206737	343	499
PL19 (SN490B)	203932	347	497
PL16 (SM490A)	207577	354	511
PL9 (SN490B)	203727	362	533
PL6 (SS400)	205600	307	425

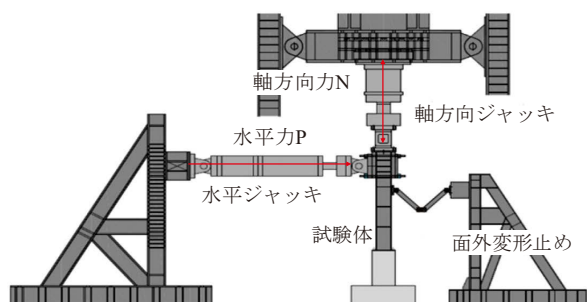
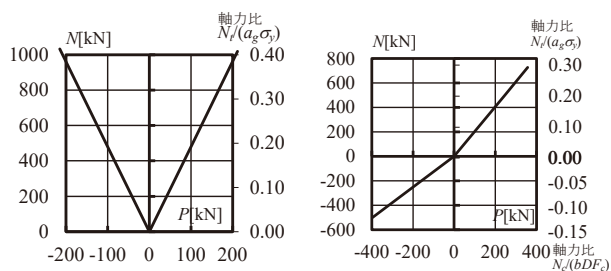


図5 試験装置図



(a) NRCS9

(b) NRCS10

図6 軸方向力と水平力との関係

図7に示す。なお、1/15radの1サイクルはNRCS10試験体のみとした。

2.2 実験結果

(1) RC・S 複合梁の耐力と変形

せん断力 (Q) と部材角 (R_d) との関係について、NRCS9試験体およびNRCS10試験体の実験結果を図8および図9に示す。図中には引張側の主筋2段目の降伏点を示す。併せて、式(1)によるRC梁の曲げ終局モーメントの計算値³⁾ (M_u) となる時の Q を黒点線で、軸方向補強筋を除いた断面における軸方向力を考慮しない場合の M_u となる時の Q を赤一点鎖線で示す。

$${}_c M_u = 0.9 a_t \sigma_y d \quad (1)$$

ここで、 a_t は引張主筋の断面積、 σ_y は引張主筋の降伏強度、 d は有効せいである。

両試験体は共に大変形時まで安定した履歴を示した。NRCS9試験体は両載荷方向とも $R_d = 1/67$ rad 近傍で2段

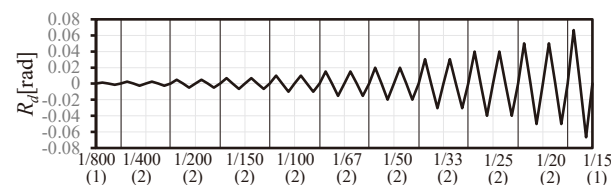


図7 載荷ステップ

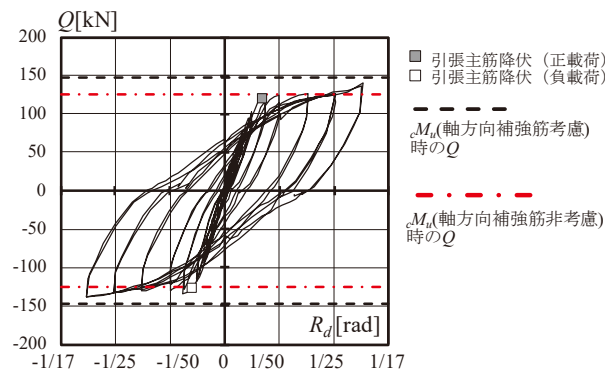


図8 せん断力・部材角関係 (NRCS9)

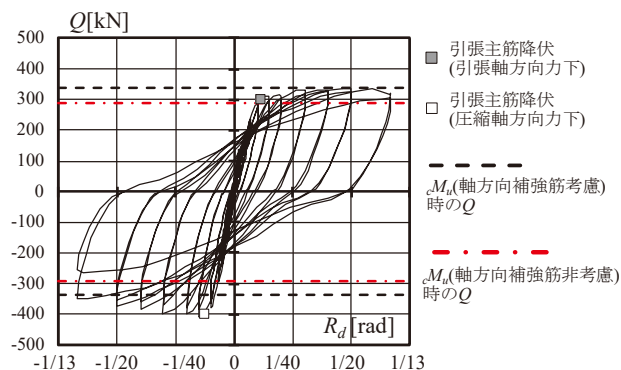


図9 せん断力・部材角関係 (NRCS10)

筋が降伏した。最終載荷段階では、端部 RC とスタブ端部が剥離して、引張側の主筋が露出した状態となったが、主筋のひずみ硬化により耐力は上昇した。NRCS10 試験体も同様に $R_d=1/67\text{rad}$ 近傍で両載荷において 2 段筋が降伏した。また、引張軸方向力を作用させた正載荷では $R_d=1/20\text{rad}$ の大変形でも耐力低下は生じなかった。一方で、圧縮軸方向力を作用させた負載荷では、 $R_d=1/67\text{rad}$ 近傍からコンクリートが剥落し始め、 $R_d=1/15\text{rad}$ 近傍で主筋が座屈して、耐力低下が生じた。

両試験体は引張軸方向力下において、引張側の主筋 2 段目が降伏する時の耐力は、軸方向力が作用しない場合の ρM_u （軸方向補強筋非考慮）と同程度となり、引張軸方向力と同等の軸耐力を持つ軸方向補強筋を配置することで、軸方向力に対して補強できることを確認した。

式 (1) で求めた梁の ρM_u （軸方向補強筋考慮）に対する引張主筋降伏時の実験値 (ρM_{ut}) の比率は、NRCS9 試験体では約 0.8, NRCS10 試験体では引張軸方向力下では約 0.9, 圧縮軸方向力下では約 1.2 となった。軸方向補強筋の軸耐力に相当する軸方向力下において、式 (1) は引張軸方向力下では小さく、圧縮軸方向力下では大きく評価する。

(2) 端部 RC のひび割れ

図 10 に端部 RC の短期許容曲げモーメント時（軸方向力非考慮）のひび割れ状況を示す。NRCS9 試験体の最大ひび割れ幅は図中 A 点で 0.45mm であり、長期許容曲げモーメントまで除荷した時には 0.20mm, 全除荷時には 0.1mm であった。NRCS10 試験体の最大ひび割れ幅は図中 B 点で 0.30mm であり、長期許容曲げモーメントまで除荷した時には 0.20mm, 全除荷時には 0.06mm であった。また、NRCS10 試験体はせん断スパン比が小さいため、側面にはせん断ひび割れが見られた。載荷プログラムの設定上、長期許容曲げモーメントまで除荷した場合も引張軸方向力が作用しているため、既往の実験¹⁾よりも若干ひび割れ幅が大きい。

(3) RC・S 接合部の状況

載荷終了時の RC・S 接合部の状況を写真 1 に示す。両試験体とも RC・S 接合部に目立った損傷は生じなかった。載荷した最大引張軸方向力は、端部 RC の引張軸耐

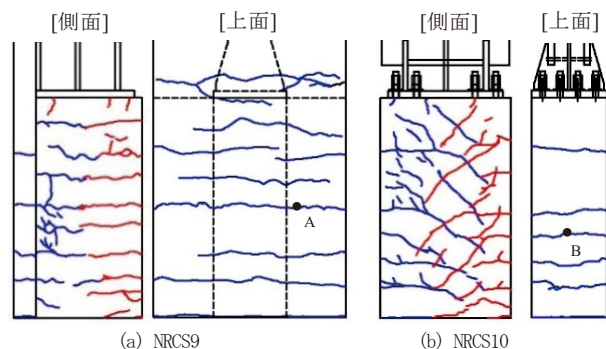


図 10 端部 RC のひび割れの状況

力の 0.34 倍 (NRCS9 試験体) および 0.29 倍 (NRCS10 試験体) に相当したが、境界プレートと端部 RC との間に顕著な離間は生じなかった。

(4) 端部 RC の主筋のひずみ

図 11 に端部 RC の主筋のひずみゲージ設置位置を示す。図 12 に NRCS9 試験体, 図 13 に NRCS10 試験体について $R_d=1/100\text{rad}$ における梁主筋および軸方向補強筋の軸方向力 (ρN) を示す。図 12 および図 13 は共に正載荷時（導入軸方向力：引張軸方向力）の結果である。図中の縦軸および位置は図 11 における ρL およびひずみゲージ位置を示す。軸方向力は、ひずみゲージの値から材料試験結

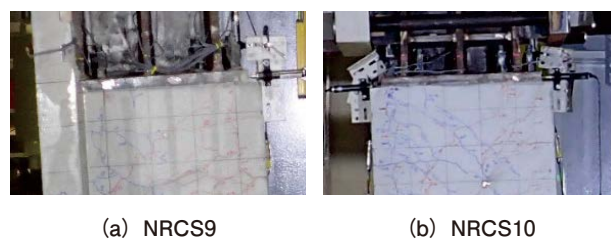


写真 1 載荷終了時の RC・S 接合部の状況

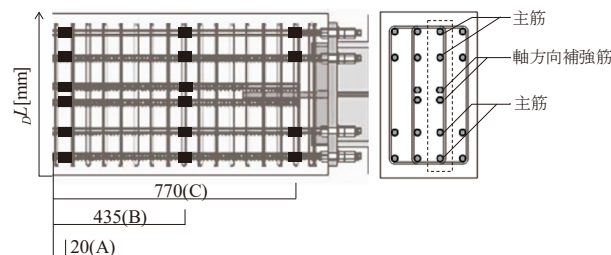


図 11 ひずみゲージ設置位置（端部 RC の主筋）

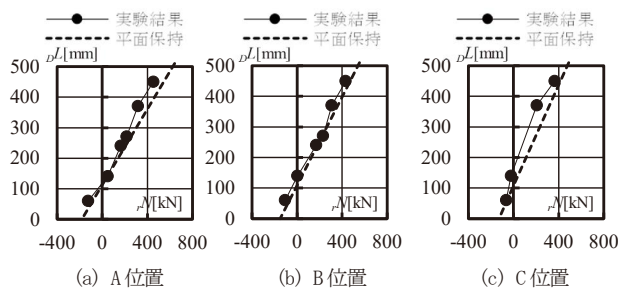


図 12 梁主筋および軸方向補強筋の軸方向力 (NRCS9)

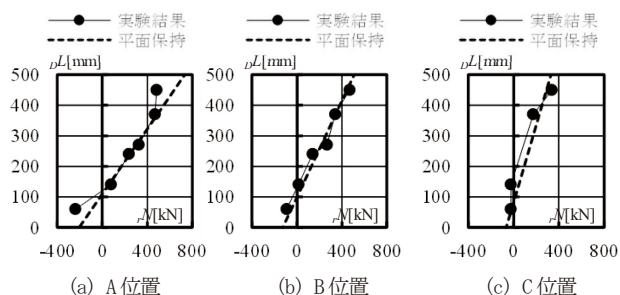


図 13 梁主筋および軸方向補強筋の軸方向力 (NRCS10)

果のヤング係数を用いて算出した。図中の点線は主筋位置と材料特性から平面保持を仮定した場合に相当する軸方向力を示す。NRCS9試験体では平面保持を仮定した主筋応力分布と概ね同様の分布となった。NRCS10試験体では、せん断スパンが短いため平面保持を仮定した主筋応力とやや異なる箇所が見られた。

3. FEM 解析を用いた考察

3.1 解析計画

解析モデルの概要を図14に示す。解析モデルは水平力の載荷直交方向に1/2対称モデルとした。解析は汎用構造解析プログラム「DIANA10.4 (DIANA FEA BV)」による3次元非線形有限要素法解析を用いた。

要素モデルは、中央部Sをシェル要素、RC・S接合部、端部RC、スラブおよび固定スタブをソリッド要素、鉄筋（主筋、せん断補強筋、軸方向補強筋）を埋込み鉄筋要素とした。埋込み鉄筋要素の境界プレート端は固定ナットをモデル化せず、境界プレートと節点を共有させた。埋込み鉄筋要素には付着すべりを考慮した。境界プレート、補剛リブおよび鉄骨シアキーとコンクリートとの境界面は、圧縮力のみ伝達され付着力および摩擦力は生じないインターフェース要素を設けた（図14(b)）。

境界条件はスタブ底部を固定支持、スタブ側面をローラー支持、対称面をy方向のみ固定とした。

コンクリートと鋼材の材料特性は材料試験結果（表2）を用いた。コンクリートは、圧縮側で圧縮破壊エネルギーを考慮した Parabolic（放物線）モデル、引張側で引張破壊エネルギーを考慮した Hordijk モデルとした（図15(a)）。ひび割れモデルは全ひずみ固定ひび割れモデルとした。鉄筋はバイリニア型とし、Von Mises の降伏条件を適用した線形硬化弾塑性モデルとした（図15(b)）。

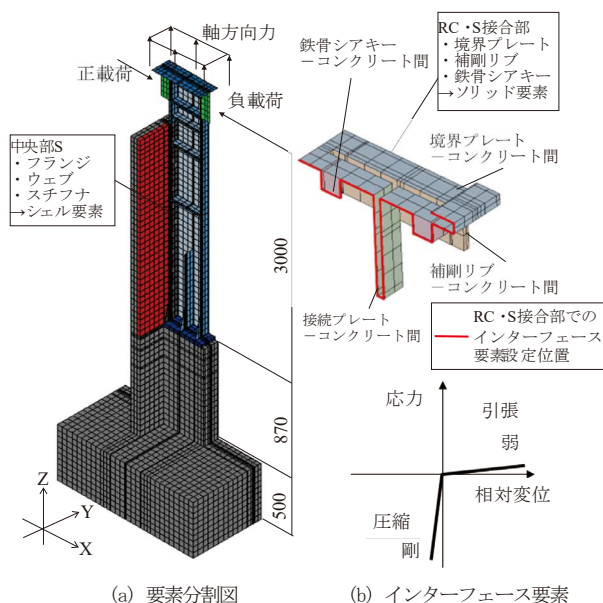


図14 FEM 解析モデル (NRCS9)

解析における載荷方法は片側載荷とし、水平力および軸方向力は図6と同様とした。

3.2 解析モデルの妥当性検証

実験結果とFEM解析結果について、水平力(P)と部材角(R_d)との関係を図16に示す。NRCS9試験体は両載荷とも引張軸方向力下の結果、NRCS10試験体は正載荷（引張軸方向力下）、負載荷（圧縮軸方向力下）の結果を示す。両試験体の解析結果は実験結果と良い対応を示した。

短期許容曲げモーメント時の境界プレートの縁応力度(σ_{pl})の分布を図17に示す。NRCS9試験体は正載荷（引張軸方向力下）の結果、NRCS10試験体は負載荷（圧縮軸方向力下）の結果を示す。なお、図中の横軸は境界プレートの端部からの距離(d_{pl})とする。両試験体の解析結果は、概ね実験結果と良い対応を示した。

4. 軸方向力を考慮したRC・S複合梁の曲げ終局モーメントの算定

軸方向補強筋を配置したRC・S複合梁を対象に、軸

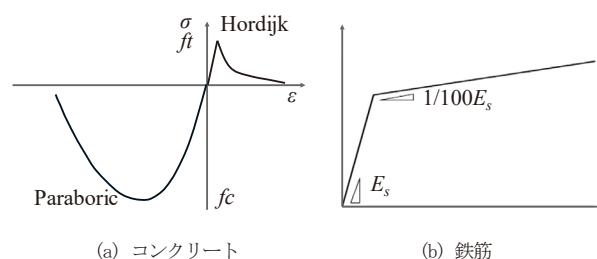


図15 FEM 解析モデル (NRCS9)

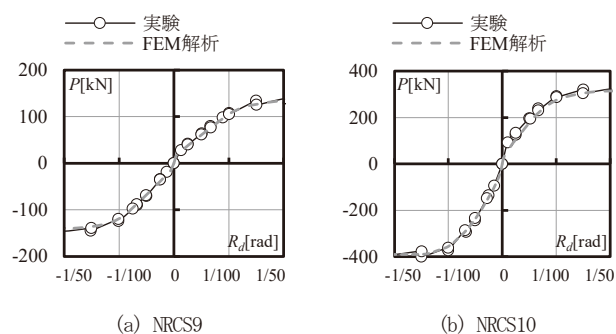


図16 水平力・部材角関係

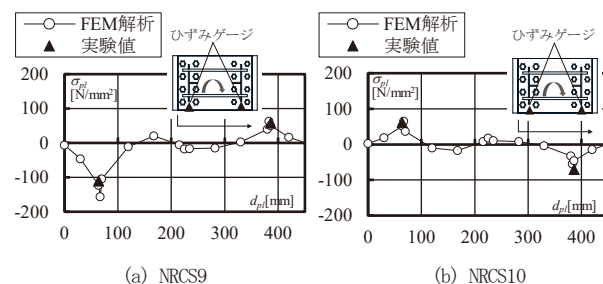


図17 境界プレートの縁応力度の分布

方向力が作用した時の曲げ終局モーメント (M_u) の算定式を検討する。柱で用いられる M_u の算定式³⁾(引張軸方向力下：式 (2)，圧縮軸方向力下：式 (3)) による算定結果を図18 (図中，黒点線) に示す。

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad (2)$$

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (3)$$

ここで， a_g は全鉄筋の断面積， g_1 は引張側鉄筋と圧縮側鉄筋の重心間距離と部材せい D との比， N は軸方向力， σ_y は主筋の降伏強度である。

算定結果に対する実験結果の比率は，NRCS9試験体では正載荷 (引張軸方向力下) で1.20，負載荷 (引張軸方向力下) で1.23であった。NRCS10試験体では，正載荷 (引張軸方向力下) で1.22，負載荷 (圧縮軸方向力下) で1.00であった。両試験体は引張軸方向力下で算定結果に対し実験結果が大きい。これは引張軸方向力下では引張域の範囲が広がることで，図心位置近傍に配置された軸方向補強筋が M_u に寄与するが，式 (2) ではこの分が考慮されないためだと考えられる。そこで，軸方向補強筋の M_u への寄与分を評価できるように式 (2)，式 (3) を補正した式 (4)，式 (5) の算定結果を図18 (図中，赤一点鎖線) に示す。全鉄筋の軸耐力に対する軸方向力の比率分だけ低減させた上で，軸方向補強筋の M_u への寄与分を評価する。

$$M_u = 0.5 \left\{ a_t + a_c + 1.25a_N \left(1 - \frac{N}{a_g\sigma_y}\right) \right\} \sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad (4)$$

$$M_u = 0.5 \left\{ a_t + a_c + 1.25a_N \left(1 - \frac{N}{a_g\sigma_y}\right) \right\} \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (5)$$

ここで， a_t は引張主筋の断面積， a_c は圧縮主筋の断面積， a_N は軸方向補強筋の断面積である。

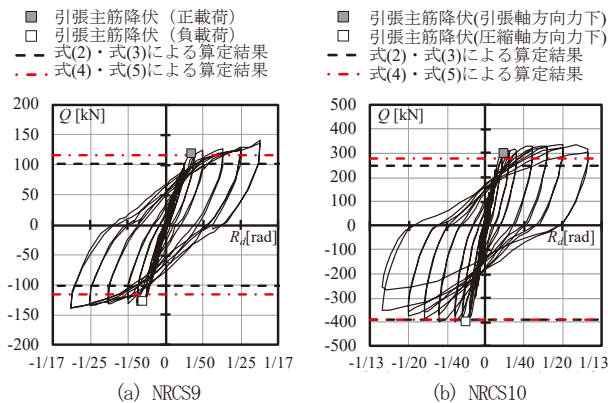


図 18 実験結果と算定結果との対応

式 (4) および式 (5) による算定結果に対する実験結果の比率について，NRCS9試験体では正載荷 (引張軸方向力下) で1.03，負載荷 (引張軸方向力下) で1.09であった。NRCS10試験体では，正載荷 (引張軸方向力下) で1.07，負載荷 (圧縮軸方向力下) で1.02であった。

次に，軸方向力の大きさをパラメータとした FEM 解析を実施し，式 (4) および式 (5) の妥当性を検討する。なお，軸方向力の範囲は引張軸方向力，圧縮軸方向力とも軸補強筋の軸耐力までとした。引張軸方向力下では断面内の全鉄筋耐力 ($a_g\sigma_y$) に対する比率を軸力比と定義して，0.04から0.04刻みで0.20まで，圧縮軸方向力では N/bDF_c を軸力比と定義して，0.02から0.02刻みで0.12まで作用させた FEM 解析を実施した。解析値と計算値との対応を図19に示す。図中には点線で $\pm 20\%$ の範囲を示す。併せて式 (2) および式 (3) による計算値も示す。引張軸方向力下では，式 (4) による計算値は解析値と良い対応を示した。圧縮軸方向力下では，軸力比が高くスラブが圧縮側となる場合には，式 (5) による計算値は解析値よりもやや小さい傾向が見られるが，スラブが引張側となる場合には解析値と比較的良好な対応を示した。

以上より，軸方向補強筋を配置した RC・S 複合梁は，軸補強筋の軸耐力までの軸方向力下では， M_u を式 (4) および式 (5) を用いて算定できる。

5. 曲げ伝達モデルにおける設計用境界ばね

非埋込み型 RC・S 複合梁の RC・S 接合部は鉄骨柱における露出柱脚の支持形式と類似している⁴⁾。しかし，RC・S 接合部の設計では端部 RC の曲げ変形を考慮する必要がある。既往の研究²⁾では，RC・S 接合部を設計するための簡易なモデルである曲げ伝達モデル (図20) を示し，設計用境界ばねを提示した。文献2) では軸方向力が作用しない場合には，主筋の等価変形長さ (L_r) を $20d_b$ ，コンクリートの等価変形深さ (L_c) を $0.8L_{x_n}$ と設定することで安全側の設計用応力が得られることを示した。ここでは，軸方向力が作用する場合の曲げ伝達モデルの設計用境界ばねについて考察する。

軸方向力が作用する場合の設計用境界ばね (K_p ， K_c) を求める係数 (L_r ， L_c) を文献2) と同様に，FEM 解析

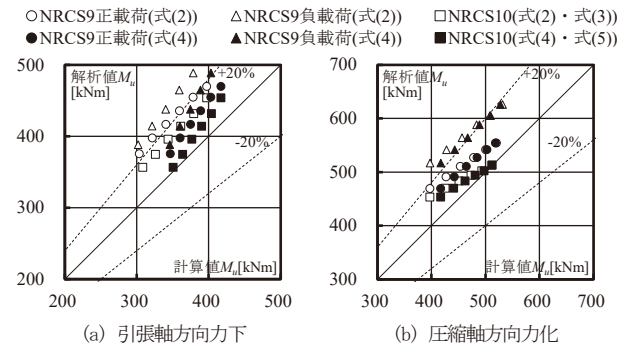
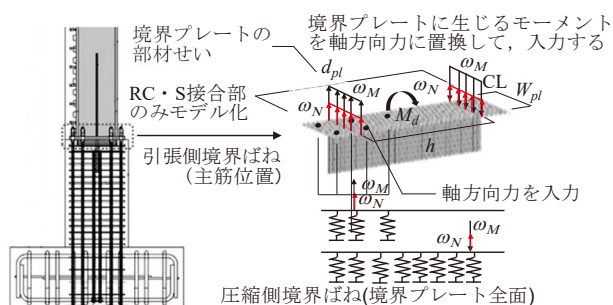


図 19 解析値と算定結果との対応

から求める。パラメータは第4章と同様の軸方向力とした。対象はスラブのないNRCS10試験体とした。FEM解析から得られた L_r および L_c の結果について(表3), 引張軸方向力下では, 軸力比が大きいほど L_r および L_c は小さくなった。これは軸力比が大きいほど端部RCの曲げ変形が大きくなり, 相対的に境界プレートの回転変形が小さくなり, 境界ばね値が大きくなったためである。圧縮軸方向力下では, 引張軸方向力下と反対の傾向が見られた。 L_r および L_c が大きく, 境界ばね値が小さいことで, 境界プレートに生じる変形および応力は大きく評価される。そのため, 軸方向補強筋の軸耐力以下の軸方向力では, 曲げ伝達モデルでの設計用境界ばねは軸方向力が作用しない場合と同様の設定とすることができる。

次に, 図21にFEM解析と曲げ伝達モデルとの境界プ



$$K_t = A_r E_r / e L_r \quad (5)$$

$$K_c = A_c E_c / e L_c \quad (6)$$

K_t : 引張側境界ばね A_r : 主筋の面積
 E_r : 主筋のヤング係数 L_r : 主筋の等価変形長さ
 K_c : 圧縮側境界ばね A_c : コンクリートの圧縮領域の面積
 E_c : コンクリートのヤング係数
 L_c : コンクリートの等価変形長さ d_b : 主筋径
 L_{xn} : 圧縮側1段筋位置に $2/3 F_c$ が生じる三角形分布から
 求めるコンクリートの圧縮域の長さ

図20 曲げ伝達モデル²⁾

表3 各解析ケースにおける L_r と L_c

(a) 引張軸方向力下			(b) 圧縮軸方向力下		
$N/(a_g \sigma_y)$	L_r	L_c	$N/(b D F_c)$	L_r	L_c
0.04	$12.1 d_b$	$0.18 L_{xn}$	0.02	$14.1 d_b$	$0.29 L_{xn}$
0.12	$8.4 d_b$	$0.07 L_{xn}$	0.06	$15.9 d_b$	$0.42 L_{xn}$
0.20	$3.2 d_b$	$0.01 L_{xn}$	0.12	$17.4 d_b$	$0.57 L_{xn}$

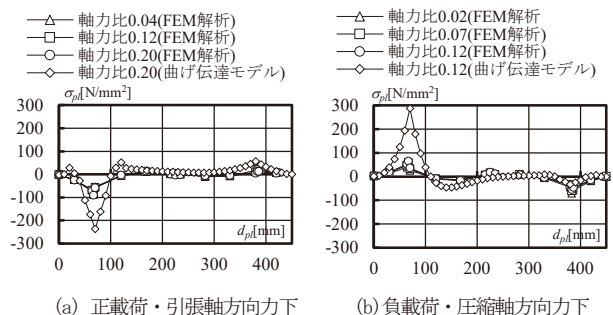


図21 境界プレートの縁応力度の分布

レート部分における応力度比較を示す。FEM解析は表3で示す軸力比における結果, 曲げ伝達モデルは軸方向補強筋の軸耐力程度の軸方向力が作用する場合での軸力比とする。引張軸方向力下および圧縮軸方向力下で共通して, 両者の縁応力度の分布形状は良く対応し, 曲げ伝達モデルの応力はFEM解析による応力より大きい。

6. まとめ

TODA BUILDINGでのRC・S複合梁の適用に向けて, 軸方向力が作用する非埋込み型RC・S複合梁を対象に, 曲げせん断実験およびFEM解析を実施し, RC・S複合梁の耐力および変形に対する軸方向力の影響を検討した。本研究の範囲内ではあるが, 以下の知見を得た。

- (1) 部材に作用する引張軸方向力と同程度の軸耐力を持つ軸方向補強筋を図心位置近くに配筋することにより, 軸方向補強筋のないRC・S複合梁と同程度の曲げ終局モーメントが確保できる。
- (2) 提示した軸方向力に対する補強仕様により, 軸方向力が作用する場合においても, 大変形時まで安定した履歴を示す。
- (3) 軸方向補強筋を考慮した曲げ終局モーメントは軸方向補強筋の軸耐力以内の軸方向力が作用する時, 実験結果およびFEM解析結果と比較的良好対応を示す。
- (4) 軸方向補強筋の軸耐力以内の軸方向力が作用する場合, 曲げ伝達モデルに用いる設計用境界ばねを L_r を $20d_b$, L_c を $0.8X_n$ と設定することにより, 境界プレートの設計用応力は安全側に評価することができる。

今回の実験の軸力比を超える引張軸方向力が作用する場合における曲げ伝達モデルの設計用境界ばねの評価については今後の課題である。

参考文献

- 1) 桑素彦, 竹中啓之, 石塚圭介, 和泉信之: 主筋接合方式が異なる非埋込み型の端部RC中央部S梁に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.64B, pp.203-213, 2018.3
- 2) 桑素彦, 竹中啓之, 和泉信之: 非埋込み型端部RC中央部S梁の接合部応力伝達に関する研究, 構造工学論文集, Vol.65B, pp.427-436, 2019.3
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021
- 4) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2021

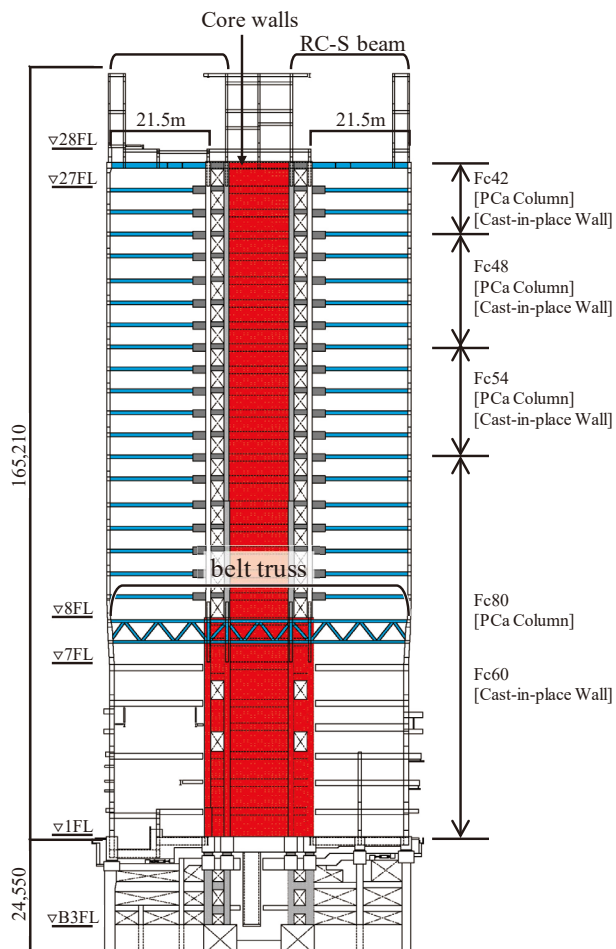
附録: TODA BUILDINGにおけるTO-RCSB工法(RC・S複合梁)の採用の効果

TODA BUILDINGの構造計画は, コアウォールと外周S架構の構成となることから, RC・S複合梁をコアウォールと外周S架構とを接続するアウトリガー機構として適

用した。RC・S 複合梁の最大スパンは約21.5m である。
本編では RC・S 複合梁に軸力が生じることにに対する対応について述べたが、ここではアウトリガー梁としての RC・S 複合梁の効果について示す。

RC・S 複合梁は 9 階から27階に配置した（附図 1）。
RC・S 複合梁はコアウォールのアウトリガーとして機能し、建物の水平変形と免震装置の面圧の抑制にその効果を発揮する。アウトリガーは RC・S 複合梁の他、7 階-8階間にベルトトラスを配置した。

建物の水平変形においては、アウトリガーの効果により25%の低減（RC・S 複合梁による低減7.5%，ベルトトラスによる低減17.5%）が図れ、上部架構の耐震性能の向上に寄与した。免震装置の大地震時の圧縮面圧においては7%（RC・S 複合梁による低減3.5%，ベルトトラスによる低減3.5%），引張面圧については18%の低減（RC・S 複合梁による低減9%，ベルトトラスによる低減9%）が図れ、免震装置の地震時の安定性の確保に寄与した。



附図 1 TODA BUILDING ビルにおけるアウトリガー梁の配置