

(10) 逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリートはりの応力状態と鋼材によるせん断補強効果について

中田 裕喜¹・渡辺 健¹・田所 敏弥¹・池田 学²・岡本 大¹

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail:nakata@rtri.or.jp

²正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

土木分野の各基準における鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) はりのせん断耐力は、単純支持下におけるSRCはりに基づいているが、ラーメン高架橋のはりなどにおいてはその両端が固定されているため、支持条件が異なる。本研究は、両端が固定された逆対称曲げを受けるSRCはりを対象に、三次元FEM解析により実験結果を再現したあと、応力状態等を確認することで耐荷機構を考察し、せん断耐力に対する鋼材の貢献度を評価した。また、従来あまり配慮されていなかった鉄骨フランジの影響や、鉄骨とコンクリートの付着にも着目し、それらがせん断耐力に及ぼす影響を評価した。

Key Words : *Steel Reinforced Concrete Beam, Support Condition, Finite Element Analysis, Stress Contribution, shear reinforced effect*

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート (以下, SRC) はりのせん断耐力の照査においては、鉄筋コンクリート (以下, RC) 部材に利用されている修正トラス理論の考え方に、鉄骨のせん断耐力負担を考慮したせん断耐力算定式や、単純支持されたSRCはりの載荷実験に基づくせん断耐力算定式が適用されている¹⁾³⁾。しかし、ラーメン高架橋の線路直角方向のはりなどにおいては、その両端が他部材に固定されているため、地震時に支間中央においてモーメントの正負が反転する、逆対称曲げモーメントが作用する。すなわち、現行のせん断耐力算定式が前提としている支持条件と異なるため、支持条件がせん断耐力におよぼす影響や、逆対称曲げモーメントが作用するSRCはりのせん断耐荷機構について検討する必要がある。

筆者らはこれまでに逆対称曲げを受けるSRCはりの載荷実験を実施し⁴⁾、せん断耐力に関する検討を行っている。本論文では、実施した載荷実験結果を概説した後、有限要素法 (FEM) により、実施した載荷実験結果を再現するとともに、応力状態を確認することでせん断に関する耐荷機構について考察した。また、種々のパラメータを変化させることで、鉄骨やせん断補強鉄筋、コンクリートのせん断耐力に対する貢献度を評価した。

2. 逆対称曲げを受けるSRC梁の載荷実験

(1) 供試体諸元および載荷方法

表-1に、供試体諸元を示す。供試体は既往の報告⁴⁾⁵⁾も含め、全部で17体であり、SRC梁が13体、RC梁が4体である。支持条件の影響が大きくなると想定されるせん断スパン比 a/d の小さい供試体を中心に実験を行っている。載荷方法に関しては、図-1に示すように、中央部の試験区間で逆対称曲げモーメントが発生するように4点載荷を実施した。本報告では、特徴的であった事象について、以下に概説する。

(2) 実験結果の概要

a) 支持条件の影響

既往の研究において、単純支持の載荷実験に基づく算定式¹⁾³⁾が提案されている。式(1)は24体のSRCはり供試体に対し、平均値1.00、変動係数7.8%で評価できる³⁾。

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cal}} &= V_c + V_w + V_s & (1) \\
 V_c &= f(a/d) \cdot f_c^{1/3} \cdot \beta_i \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \\
 f(a/d) &= 0.76(a/d), 0.5 \leq a/d \leq 2.5 \\
 \beta_i &= (1000/d)^{1/4} \leq 1.5 \\
 \beta_p &= (100 \cdot p_c)^{1/3} \leq 1.5
 \end{aligned}$$

表-1 供試体諸元

| 試験体 | b_w (mm) | a/d | f'_c (N/mm ²) | 軸方向鉄筋径 (鉄筋比%) | せん断補強筋 | | | 鉄骨 | | 鋼材比 (%) | 鉄骨 鉄筋比 | | | |
|-------|---------------|-------|--------------------------------|------------------|----------------|------------|------------------------------|--------------------------------------|------------------------------|------------|--|-----------------------|------|------|
| | | | | | 鉄筋径 (ピッチmm) | 鉄筋比 (%) | 降伏強度 (N/mm ²) | 形状 (鉄骨比%) | 降伏強度 (N/mm ²) | | | | | |
| SRC1 | 300 | 1.0 | 25.6 | D29 (3.81) | — | — | — | 244×175×7×11 (4.11) | 334 | 7.92 | 1.08 | | | |
| SRC2 | | | 24.5 | | D10 (100) | 0.48 | 379 | | | | | | | |
| SRC3 | | 1.5 | 27.4 | | — | — | — | | | | | | | |
| SRC4 | | | 28.1 | | D10 (100) | 0.48 | 379 | | | | | | | |
| SRC5 | 400 | 1.0 | 34.4 | D25 (2.25) | D10 (160) | 0.22 | 387 | 250×250×9×14 (5.08) | 332 | 7.33 | 2.26 | | | |
| SRC6 | | | 32.6 | | | | | 250×113×9×14* ¹ (2.95) | | 5.20 | 1.31 | | | |
| SRC7 | | | 1.5 | | | | | 29.0 | | 392 | 250×250×9×14 (5.08) | 7.33 | 2.26 | |
| SRC8 | | 66.4 | | | | | | | | | | | | |
| SRC9 | | 2.5 | 36.5 | D29 (2.86) | | | 392 | 323 | 7.93 | 1.78 | | | | |
| SRC10 | | | 34.9 | | | | | | | | 250×50×9×14* ¹ (1.97) | 4.82 | 0.69 | |
| SRC11 | | 1.5 | 33.9 | D25 (2.25) | | | 353 | ウェブ: 325 フランジ: 286 | 6.63 | 1.94 | | | | |
| SRC12 | | 1.0 | 33.0 | | | | | | | | | | | |
| SRC13 | | 1.5 | 35.2 | | | | | | | | 250×250×3.2×12* ³ (3.74) | ウェブ: 391 フランジ: 303 | 5.99 | 1.66 |
| RC1 | | 300 | 1.0 | 28.6 | | | D29 (3.81) | — | — | — | — | — | — | — |
| RC2 | | | | 27.3 | | | | D10 (100) | 0.48 | 390 | | | | |
| RC3 | 1.5 | | 30.3 | — | — | — | | | | | | | | |
| RC4 | | | 27.8 | D10 (100) | 0.48 | 390 | | | | | | | | |

b_w : 試験区間の断面幅, d : 試験区間断面の有効高さ, a : せん断スパン, f'_c : コンクリート圧縮強度, 鉄骨形状 : 鉄骨高さ×フランジ幅×ウェブ厚×フランジ厚 (mm)

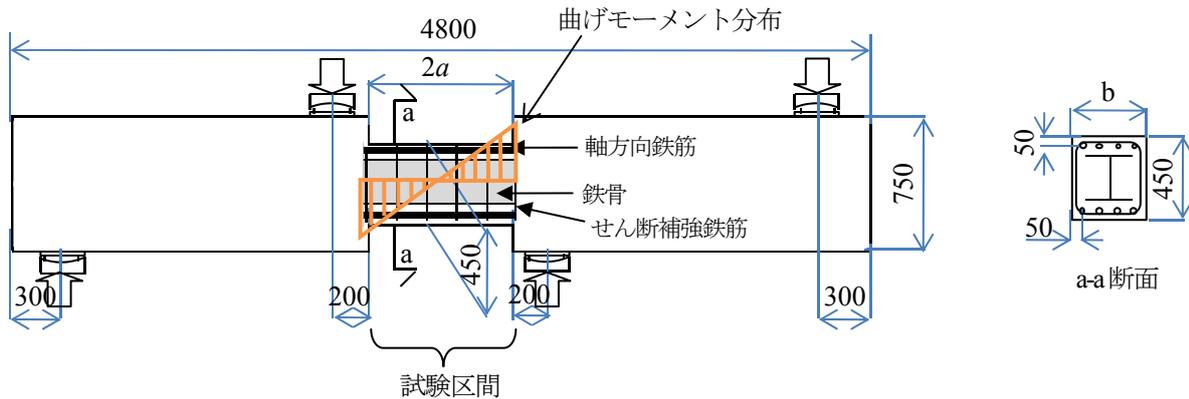


図-1 供試体の形状と諸元例 ($a/d=1.0, 1.5$) (単位: mm)

$$p_c = A_t / (b_w \cdot d)$$

$$V_w = (A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \theta_r + \cos \theta_r) / s_r) \cdot z$$

$$z = d / 1.15$$

$$V_s = \alpha \cdot f_{vy} \cdot t_w \cdot Z_s$$

$$\alpha = 2.7 + 0.16k - 0.68(a/d) \leq 2.5$$

ここに, A_t : 引張側鉄筋の断面積(mm²), f_{wy} : せん断補強鉄筋の引張強度(N/mm²), θ_r : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度, f_{vy} : 鋼材のせん断降伏強度(N/mm²), t_w : 鉄骨の腹部厚さ(mm), k : 鉄骨比(%)である。

図-2に, 今回検討対象とした逆対称曲げを受けるSRC梁の V_{exp} と V_{call} を比較したものを示す。ここで, V_{exp} は, せん断力一層間変位関係が鉄骨降伏後に剛性が大きく低

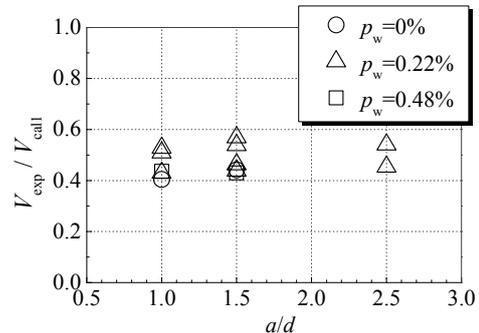


図-2 支持条件の影響

下した時点のせん断力とした (図-6参照)。いずれの供試体も計算値がかなり過大となっており, 逆対称曲げを受けるSRC梁は式(1)で評価できない。

b) セン断補強鉄筋の影響

図-3 に、せん断補強鉄筋配置によるせん断補強効果を示す。縦軸は、SRC1とSRC2, SRC3とSRC4, RC1とRC2およびRC3とRC4の V_{exp} の差分 ΔV を、式(1)中の V_w で除したものである。

せん断補強鉄筋を配置すると V_{exp} は増加するが、その増加割合は a/d により異なり、また ΔV は式(1)の V_w よりも小さいことがわかる。また、RCはりと比較して、SRCはりの $\Delta V/V_w$ が小さいことから、鉄骨配置により、 ΔV が小さくなると考えられる。

図-4に、 V_{exp} におけるSRC2とSRC4のせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。 V_{exp} 時においては、いずれも降伏ひずみに達していない。すなわち、せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力を、降伏を想定した V_w で評価することは過大であると考えられる。

c) 鉄骨の影響

図-5 に、鉄骨配置によるせん断補強効果を示す。縦軸は、SRC1-4の V_{exp} とRC1-4のせん断力の最大値 V_{max} の差分 ΔV を、式(1)中の V_s (ただし、 $\alpha=1.0$)で除したものである。せん断補強鉄筋の影響と同様に、鉄骨を配置すると V_{exp} は増加するが、その増加割合は a/d により異なり、 ΔV は V_s よりも小さいことがわかる。ただし、SRC1~4は、いずれも鉄骨ウェブのせん断降伏を契機として V_{exp} に達しているため、鉄骨を配置することにより、鉄骨以外が負担するせん断力が低下したと想定される。

d) 鉄骨フランジ幅の影響⁴⁾

図-6 に SRC5, SRC6 のせん断力-層間変位関係を示す。両供試体は鉄骨フランジ幅のみ異なり、SRC5は250mm, SRC6は113mmである。

剛性が大きく変化した点(V_{exp})付近の層間変位で比較すると、SRC5に比して、鋼材量の少ないSRC6のせん断力が大きい結果となった。これは、フランジ幅の小さいSRC6の方が、荷重の負担が大きいと想定される鉄骨フランジより側面側のコンクリートのアーチ機構の占める割合が大きいためと考えられる^{4),7)}。

3. 有限要素解析の概要と実験結果の再現

(1) 解析概要

SRC1~8, 12, 13供試体を対象とした再現解析を実施するため、汎用FEM解析コードDIANA (Ver.9.4)を用いて、三次元の非線形解析を行った。図-7に、解析に用いたモデル形状図の例を示す。供試体の奥行き方向については、対称性を考慮して1/2モデルとしている。コンクリートはソリッド要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素、鉄骨はシェル要素を用いてモデル化した。ただし、鉄骨とコン

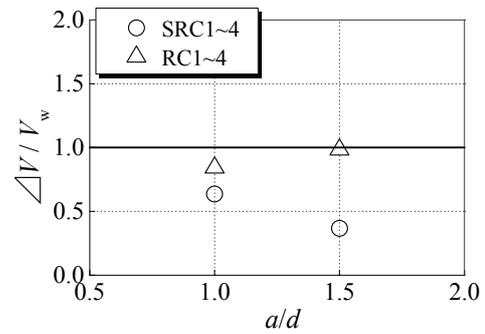


図-3 セン断補強鉄筋配置の影響

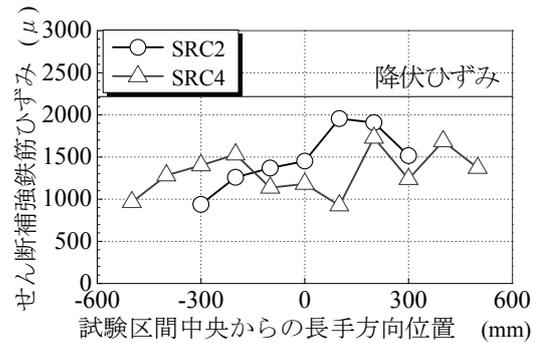


図-4 セン断補強鉄筋のひずみ分布 (SRC2, 4)

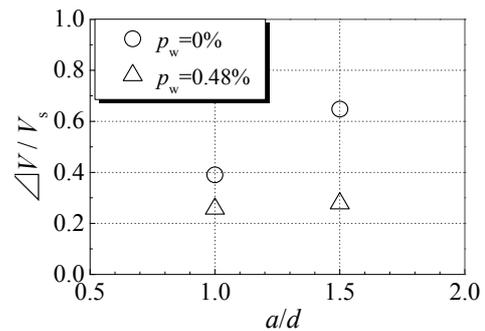


図-5 鉄骨配置の影響

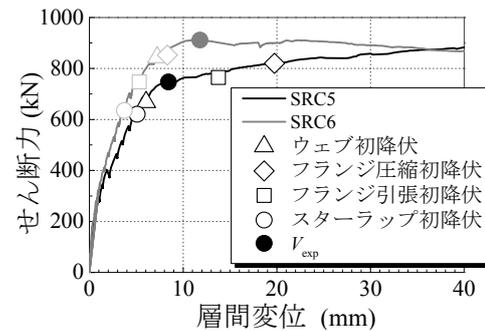


図-6 セン断力-層間変位の関係

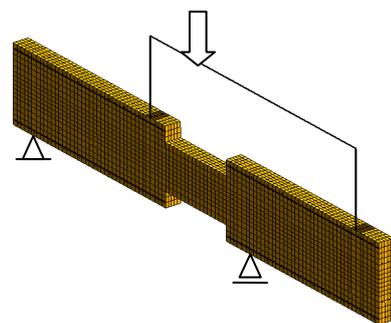


図-7 解析形状図 (a/d=1.0)

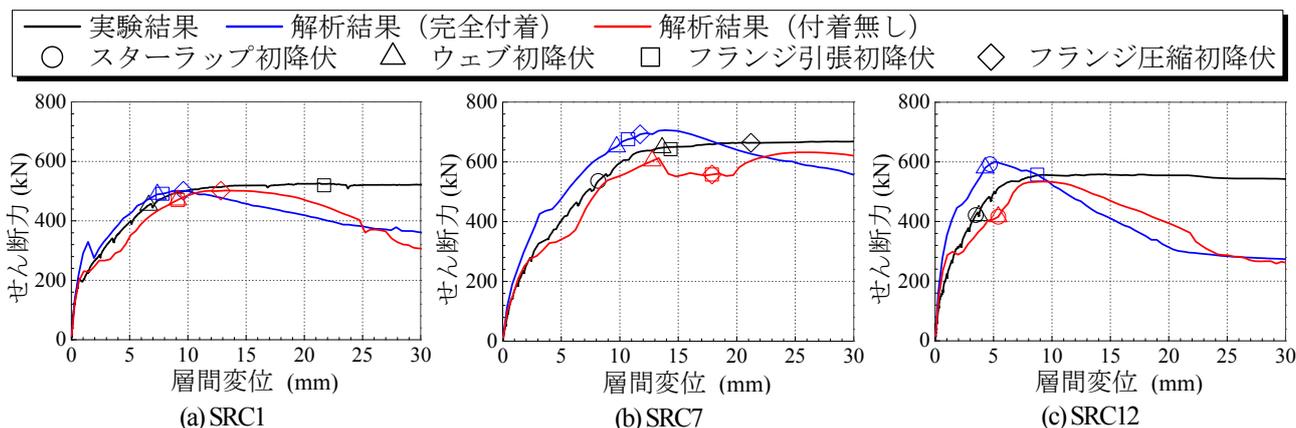


図-8 セン断力ー層間変位の関係 (実験結果との比較)

クリートの間にインターフェース要素を配置し、鉄骨とコンクリートの付着をモデル化した。

コンクリートの材料モデルは、全ひずみモデルとし、圧縮側は軟化勾配を考慮した放物線モデル、引張側は、Hordijk⁹⁾の軟化勾配を適用したtension softeningモデルとした。破壊エネルギーについては、既往の研究⁹⁾および土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾に従って算出した。

なお、供試体両側のスタブにおける載荷、支持点付近の要素は弾性体とし、そこでの破壊を回避することとした。また、鉄筋は完全弾塑性モデルとし、ひび割れモデルについては、ひび割れ発生後の応力伝達を考慮しない回転ひび割れモデルとした。

(2) 実験結果との比較

a) セン断力ー層間変位関係

図-8に、せん断力ー層間変位の比較の例を示す。解析は、鉄骨とコンクリート間のインターフェース要素を十分剛にしたケース (以下、完全付着) と、そのモデルに対し、インターフェース要素のせん断方向の剛性のみ十分小さくしたケース (以下、付着無し) を示した。

初期剛性は、付着無しが実験結果と概ね一致した。その後、解析において、斜めひび割れや軸方向鉄筋、鉄骨フランジに沿った水平ひび割れの発生に伴い剛性が変化するが、完全付着における剛性変化点は実験結果を過大に評価した。実験における斜めひび割れ等発生後の剛性、およびせん断力の最大値は、完全付着と付着無しの結果の間に位置する結果となった。

b) 鉄骨ウェブ相当応力

図-9に、断面高さ中心位置におけるせん断力ピーク時の相当応力分布の例を示す。なお、解析において、1要素中の4つの積分点における相当応力の最大値を、その要素の相当応力として示した。また、実験においては、3軸ひずみから算出した相当応力 (降伏点を超過した場合には降伏点) を併記した。

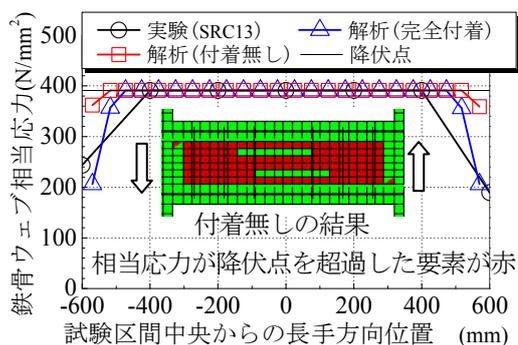


図-9 ピーク時の鉄骨ウェブの相当応力 (SRC13)

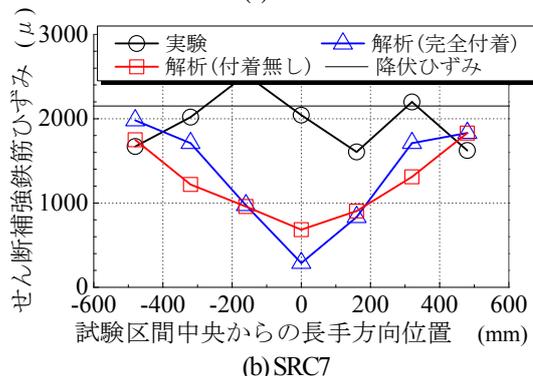
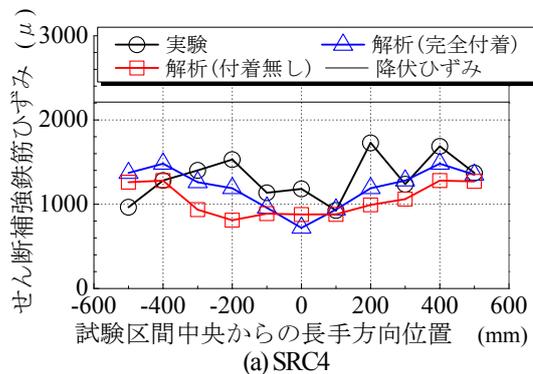


図-10 ピーク時のせん断補強鉄筋のひずみ (SRC4, 7)

解析は、試験区間端部では相当応力に達しない状況を概ね再現できていることを確認した。なお、単純支持下のSRC梁の実験結果³⁾と同様に、端部ではコンクリート

に作用する圧縮力が大きくなるため、鉄骨端部の応力が小さくなると考えられる。

c) せん断補強鉄筋ひずみ

図-10に、断面高さ中心位置におけるせん断力ピーク時のせん断補強鉄筋ひずみの例を示す。

$p_w=0.48\%$ であるSRC4は、ピーク時において降伏ひずみに達しておらず、分布形状も概ね再現できていることを確認した。ピーク時に降伏ひずみに達していないSRC2に対しても、同様であった。一方、 $p_w=0.22\%$ であるSRC7においては、実験は降伏ひずみに達しているのに対し、解析は降伏ひずみに達していない。なお、他の $p_w=0.22\%$ であるケースにおいては、解析においても降伏ひずみに達したが、解析のせん断補強鉄筋が降伏するときのせん断力は幾分大きい結果であった。

4. 有限要素解析を用いたせん断耐荷機構の検討

(1) 解析ケース

表-2に、解析ケースの一覧を示す。解析モデルの形状は、SRC1～8またはSRC12, 13を基本とし、パラメータを変化させた。軸方向鉄筋は弾性で、ヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした。せん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} は 345 N/mm^2 または弾性とし、ヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした。コンクリートの圧縮強度 f_c は 27 N/mm^2 とし、引張強度とヤング率はコンクリート示方書¹⁰⁾により算出される値とした。破壊エネルギーに関しては、 $G_{fc}=50 \text{ N/mm}$ 、 $G_{fr}=0.10 \text{ N/mm}$ とした。鉄骨の降伏強度は 300 N/mm^2 、ヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした。ただし、鉄骨フランジは弾性とした。

p_w (せん断補強鉄筋径) または t_w を変更した解析により、鋼材の補強効果を応力状態および V_{max} の観点から評価する。また、種々の条件下でフランジ幅を変化させた解析により、フランジ幅がせん断耐力及ぼす影響を総合的に評価する (CASE3, 4とCASE5, 6の比較)。さらに、実験においては、コンクリートを打設し、強度発現後すぐに载荷を行うため、時間の経過に伴って消失すると考えられる鉄骨とコンクリートの化学的粘着を有していると想定されることを踏まえ、鉄骨とコンクリートの付着がせん断耐力に及ぼす影響を評価する。ただし、実際の付着の程度は不明なため、完全付着と付着無しの両極端なケースを比較することとする (CASE1, 3, 5とCASE2, 4, 6の比較)。

せん断耐荷機構や鋼材による補強効果を検討するため、鉄骨やせん断補強鉄筋、コンクリート、鉄骨とコンクリート間のインターフェイス要素の特性を変化させた解析 (以下、パラメータ解析という) を実施した。

(2) 鉄骨ウェブ厚さの影響

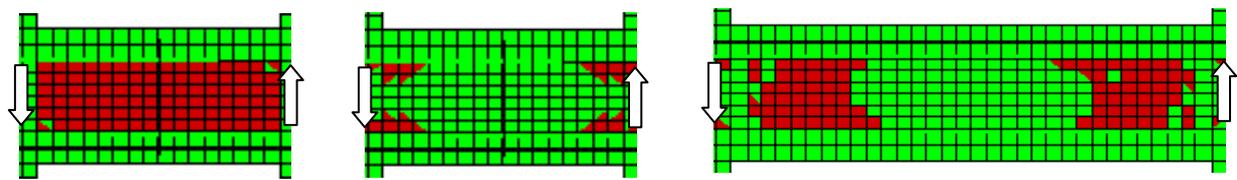
SRC9, 10を除く実験結果において、鉄骨ウェブ高さ中心位置での相当応力は、試験区間中心が卓越した。なお、SRC9においては、鉄骨ウェブ高さ中心位置では降伏せず、試験区間端部の鉄骨フランジ降伏後にせん断力の最大値 V_{max} に達した。SRC10は、試験区間端部の鉄骨ウェブおよびフランジ降伏後に V_{max} に達した。

パラメータ解析においては、 a/d または t_w が小さい場合には、概ね鉄骨ウェブ試験区間中央部の相当応力が卓越した。一方、 a/d または t_w が大きい場合には、鉄骨ウェブ試験区間端部で相当応力が卓越する傾向にあった (図-11)。これは、曲げ破壊を回避するために軸方向鉄筋と鉄骨フランジは弾性としたものの、鉄骨ウェブ上下縁に作用する曲げ応力の影響が大きく、試験区間中心の鉄

表-2 解析ケース

| CASE | ベース供試体 | 鉄骨とコンクリートの付着 | フランジ幅 (mm) | f_{wy} (N/mm ²) | f_c (N/mm ²) | a/d | | p_w (%) | | | | | | | | t_w (mm) | | | | | | |
|------|----------|--------------|------------|-------------------------------|----------------------------|-------|-----|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------------|------|------|------|---|----|----|
| | | | | | | | | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 0.00 | 0.10 | 0.20 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.50 | 3 | 6 | 9 |
| 1 | SRC1~4 | 付着無し | 175 | 345 | 27 | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 0.00 | 0.10 | 0.20 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.50 | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 |
| 2 | | 完全付着 | | | | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 0.00 | 0.10 | 0.20 | - | - | - | 0.40 | - | 0.50 | 3 | 6 | 9 | - | - |
| 3 | SRC.5~8 | 付着無し | 250 | | | 1.0 | 1.5 | - | 0.00 | 0.10 | 0.20 | - | - | - | 0.40 | - | 0.50 | 3 | 6 | 9 | - | - |
| 4 | | 完全付着 | | | | 1.0 | 1.5 | - | 0.00 | 0.10 | 0.20 | - | - | - | 0.40 | - | 0.50 | 3 | 6 | 9 | - | - |
| 5 | SRC12,13 | 付着無し | 113 | | | 1.0 | - | - | 0.00 | 0.10 | 0.20 | - | - | - | 0.40 | - | - | 3 | 6 | 9 | - | - |
| 6 | | 完全付着 | | | | 1.0 | - | - | 0.00 | 0.10 | 0.20 | - | - | - | 0.40 | - | - | 3 | 6 | 9 | - | - |

f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度, f_c : コンクリート圧縮強度, a/d : せん断スパン比, p_w : せん断補強鉄筋比, t_w : 鉄骨ウェブ厚さ



(a) $a/d=1.0, p_w=0.1\%, t_w=6\text{mm}$ (b) $a/d=1.0, p_w=0.1\%, t_w=15\text{mm}$ (c) $a/d=2.0, p_w=0.1\%, t_w=6\text{mm}$
 図-11 ピーク時における鉄骨ウェブの降伏状況図 (CASE1) 降伏点を超過した要素は赤で表示

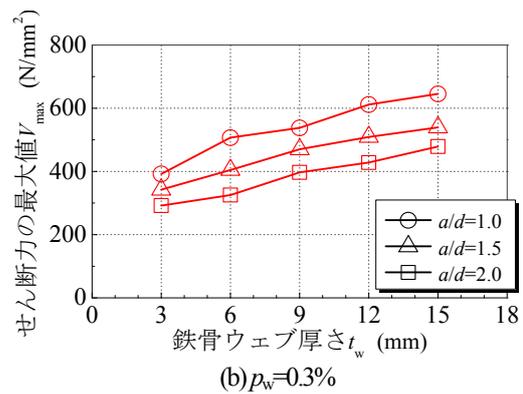
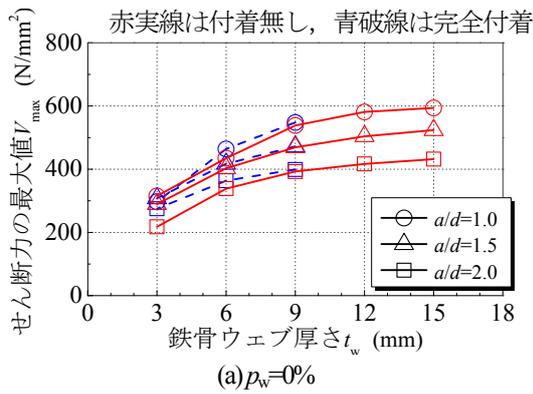


図-12 t_w が V_{max} に及ぼす影響 (CASE1, 2)

骨ウェブがせん断降伏に達する前に破壊に至ったためと考えられる。

図-12に、CASE1, 2における、 t_w と V_{max} の関係の例を示す。図-12(a)に示す通り、 t_w の増加に伴い、 $t_w \leq 9$ 程度においては概ね線形的に V_{max} が増加するものの、 t_w がさらに増加すると V_{max} の増加は鈍化する。また、 a/d が大きくなるほど、鈍化し始める t_w が小さくなる傾向にある。いずれのケースも、 t_w が約9mmを超えると t_w または a/d が増加すると鉄骨ウェブ端部の曲げ応力の影響が大きくなり、試験区間中心の鉄骨ウェブの降伏範囲が減少したため、 V_{max} の増加が鈍化したものと考えられる。ただし、図-12(b)に示すように、 p_w が増加すると t_w の増加に伴う V_{max} の増加の鈍化は低減された。

(3) せん断補強鉄筋の影響

図-13に、せん断補強鉄筋ひずみの分布例を示す。 p_w の増加に伴い、せん断補強鉄筋のひずみは小さくなり、 $p_w = 0.5\%$ においては降伏ひずみに達しない結果となった。また、このとき、試験区間両端の圧縮縁で最小主応力が卓越していることを確認した。他のケースにおいても、ひずみ分布に違いは見られるものの、 p_w の増加に伴い、せん断補強鉄筋のひずみは小さくなった。

図-14に、 p_w と V_{max} の関係の例を示す。いずれも、 $p_w = 0.4$ または 0.5% 程度において、せん断補強鉄筋が降伏しなくなり、 p_w の増加に対する V_{max} の増加割合が小さくなる。したがって、既往のRCはりでの検討^(10, 11)と同様に、トラス理論に基づき V_s (式(1))を算定する場合には、 V_s の上限設定が必要であると考えられる。

図-15に、 V_{max} 時のコンクリートの最小主応力分布の例を示す。奥行き方向の要素ごとに分割して表示した。以下、側面かぶり側から、それぞれ1層目、2層目…という。鉄骨フランジより側面側である1~3層目と、それより内部側である4~8層目で、最小主応力分布が異なる。また、 p_w の増加に伴い、1~3層目の分布幅と最小主応力が大きくなるため、 V_{max} が増加するものと考えられる。

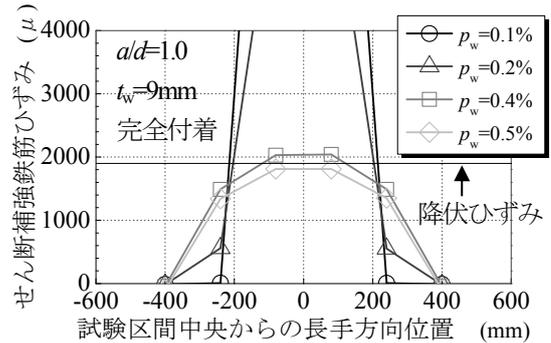


図-13 せん断補強鉄筋ひずみ分布の例 (CASE4)

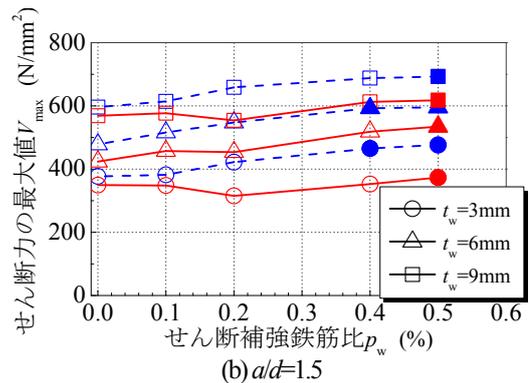
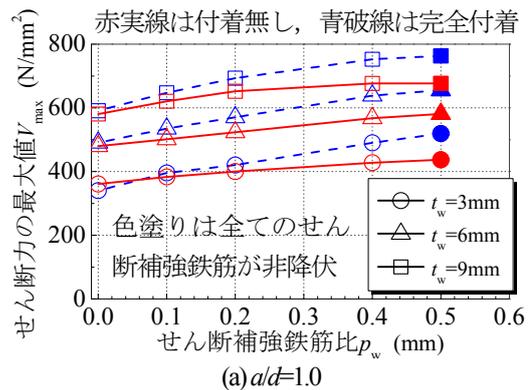


図-14 p_w が V_{max} に及ぼす影響 (CASE3,4)

(4) フランジ幅の影響

図-16に、 p_w と、フランジ幅のみ異なるCASE5と3またはCASE6と4の V_{max} の比 (以下、 V_{max} の比) の関係を示す。いずれの比較に対しても、 p_w または t_w が小さい場合には、

フランジ幅の小さいケースの V_{max} が大きい結果となった。ただし、 p_w または t_w が大きくなるにつれ、 V_{max} の比が小さくなった。

フランジ幅の小さい場合には、 p_w または t_w が増加すると鉄骨ウェブ端部の曲げ応力の影響が相対的に大きくなり、試験区間の鉄骨ウェブが降伏しなくなる p_w または t_w は、フランジ幅の大きいケースに比して小さい傾向にあった。したがって、 p_w または t_w の増加に伴い V_{max} の比が

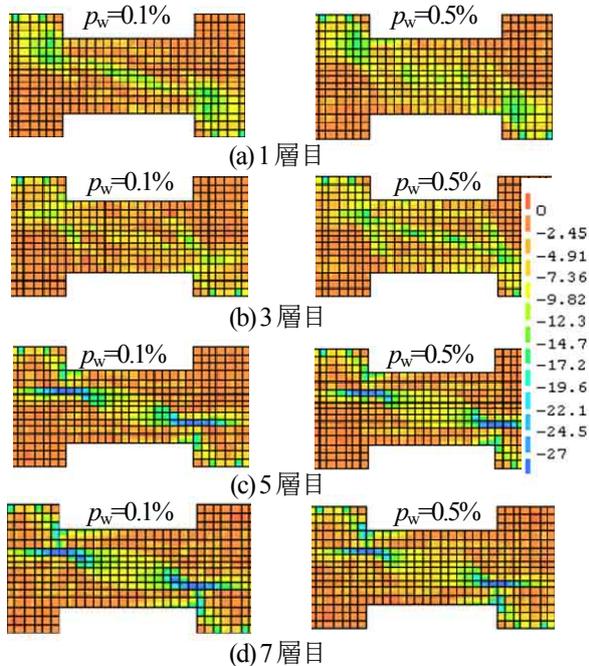


図-15 コンクリートの主応力分布 (p_w の影響)
(CASE3 $a/d=1.0$, $t_w=3\text{mm}$)

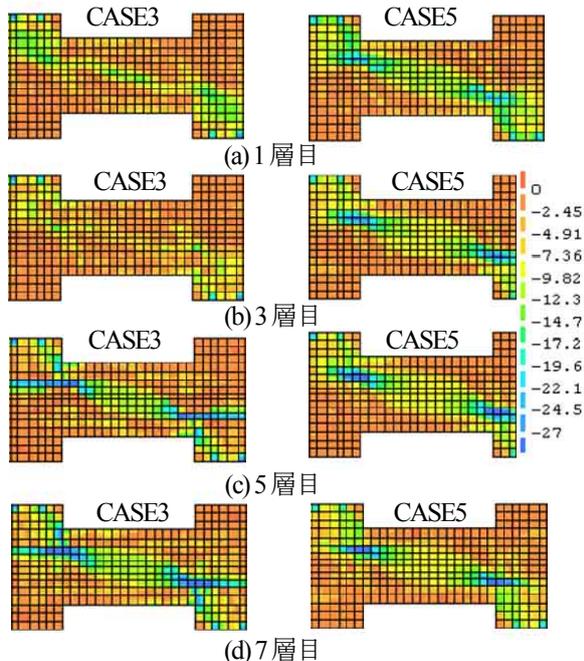


図-17 コンクリートの主応力分布 (フランジ幅の影響)
(CASE3, 5 $a/d=1.0$, $p_w=0.1\%$, $t_w=6\text{mm}$)

小さくなるのは、鋼材が負担するせん断力が増加することに加え、鉄骨の破壊モードの変化が一因と考えられる。

図-17に、 V_{max} 時のコンクリートの最小主応力分布の例を示す。表示は、図-15と同様である。フランジ幅を小さくすることにより、すべての層で最小主応力の大きさおよび分布幅が大きくなる。特にフランジより側面側の層(1~6層)の最小主応力の大きさおよび分布幅が大きいため、フランジ幅が小さいほうがより大きな荷重を伝達し、 V_{max} が増加したものと考えられる。

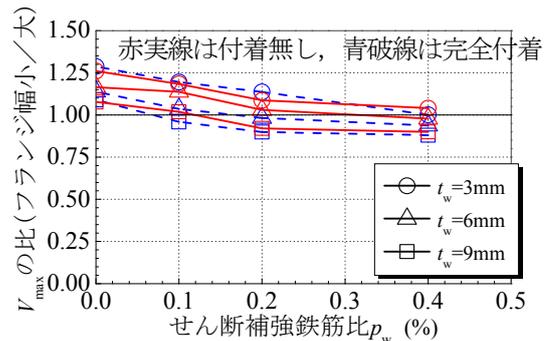


図-16 フランジ幅が V_{max} に及ぼす影響 (CASE3~6)

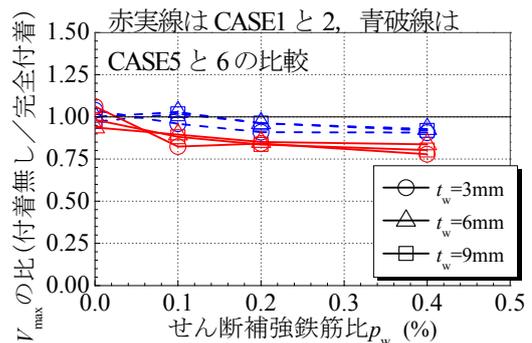


図-18 鉄骨とコンクリートの付着が V_{max} に及ぼす影響
(CASE1, 2, 5, 6) ($a/d=1.0$)

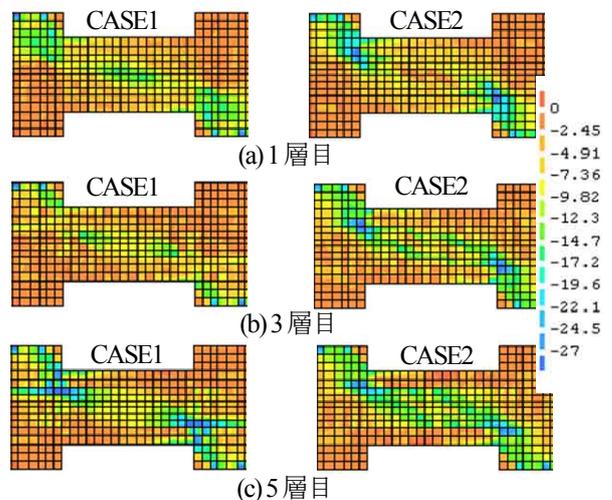


図-19 コンクリートの主応力分布 (付着の影響)
(CASE1, 2 $a/d=1.0$, $p_w=0.2\%$, $t_w=6\text{mm}$)

(5) 鉄骨とコンクリートの付着の影響

図-18に、 p_w と、鉄骨とコンクリート間のインターフェイス要素の特性のみ異なるCASE1と2またはCASE5と6の V_{max} の比（以下、 V_{max} の比）の関係を示す。 $p_w=0\%$ の場合には V_{max} の比は1.0程度であるが、 p_w の増加に伴い、 V_{max} の比は低下し、最大24%程度低下する結果となった。また、鉄骨フランジ幅の小さいCASE5、6の場合には、鉄骨とコンクリートの付着が V_{max} に及ぼす影響は小さくなった。

図-19に、 V_{max} 時のコンクリートの最小主応力分布の例を示す。1、2層目が鉄骨フランジより側面側、3～5層目が内部側である。完全付着は付着無しに比して、載荷点から支持点への最小主応力の流れがやや強固になることを確認した。

5. まとめ

三次元FEM解析により得られた知見を以下に示す。

- (1) 実験結果は、鉄骨とコンクリート間の付着を完全付着または付着無しとした両解析結果の間に概ね位置することを確認した。
- (2) 鉄骨ウェブ厚さやせん断補強鉄筋量等を増加させると、補強効果の割合が鈍化した。
- (3) 鉄骨ウェブ厚さやせん断スパン比が大きくなると、鉄骨端部の曲げによる応力の影響が大きくなり、試験区間の中心の降伏領域が低下した。
- (3) せん断補強鉄筋量が増加する、または鉄骨フランジ幅が小さくなることで、鉄骨フランジより側面側のコンクリートの最小主応力の大きさや分布幅が大きくなり、せん断耐力が増加することを示した。

今後はコンクリートの最小主応力の大きさや幅、荷重の伝達方向に着目し、モデル化することで、せん断耐力の評価を行いたい。

謝辞：本検討は国土交通省委託の「鉄道技術基準整備のための調査研究」で実施されたものである。また、「複合構造物設計標準に関する委員会（委員長：上田多門教授（北海道大学）、幹事長：中島章典教授（宇都宮大学））においてご意見を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：複合構造標準示方書，丸善，2009。
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），丸善，2002
- 3) 村田清満，池田学，渡邊忠朋，戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集，No.626/1-48，207-218，1999.7。
- 4) 中田裕喜，渡辺健，谷村幸裕，岡本大，池田学：逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリートのせん断耐力に関する検討，第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.347-354，2011。
- 5) 渡辺健，田所敏弥，谷村幸裕，黒川浩嗣：逆対称曲げが作用したディーブビームの破壊性状に関するせん断スパン比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.691-696，2007。
- 6) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計と保有水平耐力—，丸善，2003。
- 7) 南宏一，岡本浩一，若林実：SRC柱のせん断強度に関する理論解，コンクリート工学年次論文集，Vol.7，No.1，pp.557-560，1985。
- 8) Hordijk, A. D. : Local Approach to Fatigue of Concrete, Delft University of Technology 1991.
- 9) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.
- 10) 土木学会：2012年制定 コンクリート標準示方書（設計編），2013.3。
- 11) 坂口淳一，土屋智史，渡邊忠朋，齊藤成彦，牧剛史：せん断補強鉄筋を多量に配置したRC梁部材のせん断破壊耐力に関する検討，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.69，No.2，pp.192-206，2013。

STUDY ON STRESS DISTRIBUTION AND REINFORCED EFFECT ON SHEAR OF STEEL REINFORCED CONCRETE BEAMS UNDER ANTISYMMETRIC MOMENT DIAGRAM

Yuki NAKATA, Ken WATANABE, Toshiya TADOKORO, Manabu IKEDA,
and Masaru OKAMOTO

Shear capacity of the steel reinforced concrete (SRC) have been obtained based on the SRC beam tests with simple supported condition. However, the antisymmetric moment diagram has occurred in the transverse beams of the railway viaduct by earthquakes. In this study, experimental results of SRC beam under antisymmetric moment diagram were reproduced with 3D FEM. After that, shear mechanism were discussed by the recognition of stress distribution, and the effects of shear reinforcement, steel, flange width and bond between steel and concrete on shear capacity were evaluated.