

論文 カプラー端にせん断補強筋を集約した RC 梁の FEM 解析

村山 峻一朗*1・真田 靖士*2・足立 智弘*3

要旨：筆者らの既往の研究では、機械式継手を有する鉄筋コンクリート梁を対象に、カプラーにかかるせん断補強筋をカプラー端部に配筋する工法について実験的に検討した。また、本工法による梁に対する靱性指標せん断強度式の適用方法を提案し、せん断強度の計算値と実験結果の比較を通して妥当性を検証した。その結果、計算値が過小に評価される場合があることが明らかとなった。そこで、本研究では上記実験で用いた梁試験体の有限要素法解析を行い、試験体の性能を再現できることを確認するとともに、せん断強度が実験結果を過小評価した原因について分析した。

キーワード：鉄筋コンクリート、機械式継手、構造実験、有限要素法解析、トラス機構、アーチ機構

1. はじめに

機械式継手(以下、継手)¹⁾を有する RC 部材では、図-1 に示す通り、継手上にせん断補強筋を配するため、せん断補強筋は継手の外形に合わせてサイズを変更しなければならず、施工性が悪化する。加えて、最小かぶり厚さの規定より、主筋はより内側に配され、曲げ設計の合理性を欠く。また、主筋のかぶり厚さも過剰になる。上記のような問題を解消する観点から、既往の研究(例えば、文献2))では、継手(スリーブ継手)上のせん断補強筋を継手端部の異形鉄筋上に配筋する工法(以下、本工法)が提案されている。筆者らはスリーブより一般に継手長さが短く、また継手径も小さいネジ継手のカプラーを対象に本工法の開発研究を進めている^{3),4)}。

筆者らは、文献4)において、本工法を採用した梁に対する靱性指標せん断強度式⁵⁾の適用方法を提案するとともに、せん断強度の計算値を実験結果と比較し、提案手法の妥当性を検証した。しかし、一部の試験体のせん断強度を計算値が過小に評価する結果となった。この結果はとくにコンクリートの圧壊によりせん断強度が決定されたと判断される試験体において顕著に観察された。

そこで、本研究ではせん断強度が過小評価された試験体を中心に FEM 解析を行い、その性能を再現することを試みる。併せて、解析結果に基づき、試験体のせん断強度が過小評価された原因について検討した結果を報告する。

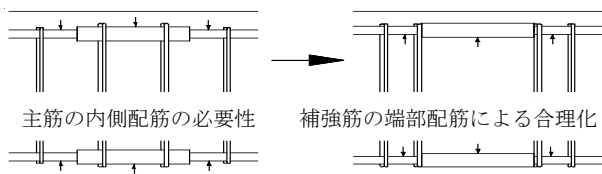


図-1 せん断補強筋の配筋方法

2. 試験体と実験方法の概要

2.1 試験体

図-2に試験体配筋図とカプラー詳細図、表-1に材料試験結果を示す。試験体は縮尺1/2、すべてせん断破壊先行型として設計した。そのため、せん断補強筋には普通強度鉄筋SD295を用いたが、主筋に高強度鉄筋USD980を用いた。試験体は計4体で、変動因子は試験体中央で主筋を接続するカプラーの有無と長さである。なお、試験体MI1では標準的な長さ180mmのカプラーを、試験体MI1AとMI1Bでは仮定の長さ280mm、380mmのカプラーをそれぞれ採用した。全試験体に共通する構造因子は、 $F_c=20\text{N/mm}^2$ 、 $p_w=0.95\%$ 、 $p_t=1.45\%$ 、せん断スパン比:1.0

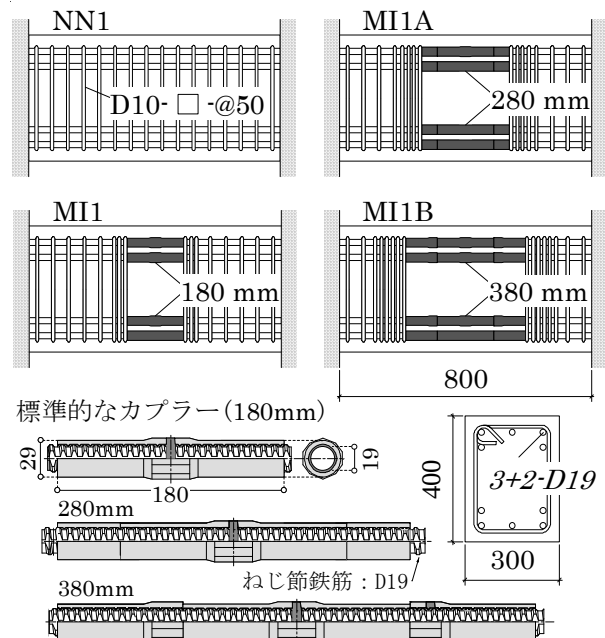


図-2 試験体配筋図とカプラー詳細図

*1 豊橋技術科学大学大学院工学研究科 大学院生 (正会員)

*2 大阪大学大学院工学研究科 准教授・博(工) (正会員)

*3 東京鉄鋼株式会社 開発部製品開発課 (正会員)

表－1 材料試験結果

コンクリート			
試験体名	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
NN1	19.7	1.72	2.02×10^4
MI1	19.6	1.90	2.04×10^4
MI1A	19.5	2.12	1.91×10^4
MI1B	19.4	1.80	1.77×10^4
鉄筋			
呼び名	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
D19	1006	1146	1.70×10^5
D10	374	465	1.72×10^5

である。これらの試験体はせん断破壊が先行するように、且つ、特定のせん断破壊モード（コンクリートの圧壊によるせん断破壊）を予め想定して設計された。せん断強度の評価方法は次節において後述する。

図－2に示すように、継手部において鉄筋はカプラー両端から中央まで挿入し、グラウト材(エポキシ樹脂)を注入して結合した。

2.2 靱性指針せん断強度式⁵⁾に基づくせん断強度の評価

筆者らは文献⁴⁾において靱性指針せん断強度式を本工法による梁に適用する方法を提案、検証した。この方法では、図－3に示すように、カプラーを含む $j_e \cot \theta$ の区間をカプラー区間としてせん断強度を算出した。

式(1)に示す靱性指針に基づくせん断強度 V_u の算定では、カプラー区間の構造詳細を以下の通り考慮した。

(1) せん断補強筋のカプラー端部配筋を考慮する方法

本工法では、カプラー上にせん断補強筋を配さないため、式(2)に示すようにせん断補強筋間隔 s をカプラー端部に配筋したせん断補強筋の間隔 s' に置き換えた。

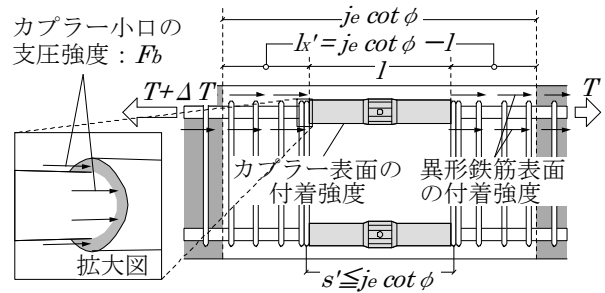
(2) カプラー小口の支圧強度を付着強度に換算する方法

本工法のカプラー区間の付着抵抗機構は、図－3に示すようにカプラー小口の支圧強度、カプラー表面の付着強度、異形鉄筋表面の付着強度の3つの機構であると仮定し、それらの合計値をカプラー区間の付着強度と見なした。ただし、カプラー表面の付着強度は、一般に異形鉄筋の表面の付着強度より小さいため式(3)中に考慮せず、安全側の評価とした。また、カプラー小口の支圧強度は構造実験⁴⁾に基づくデータを用いた。

以上の通り算定した各試験体のせん断強度および破壊メカニズムを表－2にまとめる。各試験体の計算値はすべてコンクリートが圧縮破壊する場合の V_{u3} が最小値となった。参考までに曲げ強度の計算値を併せて示す。

2.3 荷重方法

図－4に荷重装置と荷重履歴を示す。同図に示すように、梁試験体を鉛直に設置し、上下のスタブを荷重装置



図－3 カプラー部の構造詳細

$$V_u = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{bu}) \quad \text{式(1)}$$

- ・せん断補強筋が降伏する場合

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda_j} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta$$

- ・せん断補強筋の降伏とコンクリート（トラス機構）の圧縮破壊が同時に生じる場合

$$V_{u2} = \frac{\lambda_j v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e$$

- ・コンクリート（トラス機構）が圧縮破壊する場合

$$V_{u3} = \frac{\lambda_j v \sigma_B}{2} b_e j_e$$

- ・主筋に沿って付着割裂破壊する場合

$$V_{bu} = T_{xj} j_e + \left(v \sigma_B - \frac{2.5 T_{xj}}{\lambda_j b_e} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta$$

$$\lambda_j = 1 - \frac{s'}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (s' : \text{図－3 参照}) \quad \text{式(2)}$$

$$T_{xj} = \frac{(\tau_{bu1} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2) l_x' + F_b}{j_e \cot \theta} \quad \text{式(3)}$$

(l_x', F_b : 図－3 参照)

ここで、 μ : トラス機構の角度を表わす係数、 p_{we} : 有効せん断補強筋比、 σ_{wy} : せん断補強筋の信頼強度、 b_e : トラス機構に参与する断面の有効幅、 j_e : トラス機構に参与する断面の有効せい、 v : コンクリート圧縮強度の有効係数、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 λ_j : せん断補強筋のカプラー端部配筋を考慮したトラス機構の有効係数、 b : 断面の幅、 D : 断面せい、 θ : アーチ機構の圧縮束の角度、 T_{xj} : カプラー小口の支圧強度を考慮した部材単位長さあたりに負担できる付着強度、 s' : カプラー両端に配筋されたせん断補強筋の間隔、 b_s : せん断補強筋の断面方向の最大間隔、 τ_{bu1} : 梁の1段目主筋の付着強度、 $\Sigma \psi_1$: 1段目主筋の周長の合計、 τ_{bu2} : 2段目主筋の付着強度、 $\Sigma \psi_2$: 2段目主筋の周長の合計、 θ : トラス機構の圧縮束の角度、 l_x' : カプラーを除いた異形鉄筋の付着長さ、 F_b : カプラー小口の支圧強度、 l : カプラー長さ

表－2 各試験体の計算値一覧

試験体名	NN1	MI1	MI1A	MI1B
せん断強度 [kN]	V_{u1}	695.3	695.3	695.3
	V_{u2}	331.8	269.1	180.4
	V_{u3}	323.9	229.9	163.0
	V_{bu}	507.1	473.0	316.7
曲げ強度 ⁵⁾ [kN]	1068.6			

に固定した。軸力が作用しない状態を維持しながら、正負交番で水平力を载荷した。载荷は梁（試験区間）と上スタブ境界での水平相対変位により制御した。载荷履歴は、変形角(以下、 R) $\pm 1/800$ (rad., 以下省略)のみ 1 サイクルとし、 $R=\pm 1/400, \pm 1/267, \pm 1/200, \pm 1/133, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33$ まで各 2 サイクル载荷する計画とした。尚、最終サイクルまでに全試験体の耐力が各最大耐力の 80%未満に低下したことを確認した。

3. 実験結果の概要

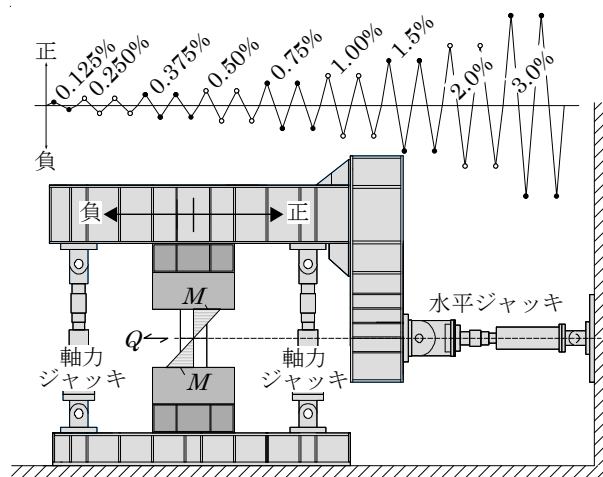
3.1 破壊経過と荷重－変形関係の概要

試験体の破壊経過について説明する。まず、部材端部に初期曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れが発生し、その後、付着割裂ひび割れを観察した。さらに変形が進むと曲げせん断ひび割れが増加、進展し、最大耐力を記録した。すべての試験体は計画通り曲げ降伏することなくせん断破壊が先行した。また、カプラーなしの NN1 の部材端部を除いて、最大耐力に至るまでせん断補強筋は降伏せず、全ての試験体で、最大耐力以前の主筋に沿う付着割裂ひび割れは軽微であった。以上より、目視では必ずしも明瞭なコンクリートの圧壊は観察されなかったが、表－2 の計画通り、コンクリートの圧縮破壊が最大耐力（せん断耐力）の決定要因であったと判断される。

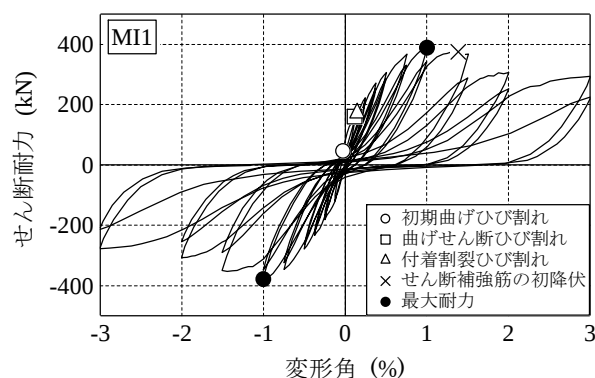
標準的なカプラーを有する試験体 MI1 について、図－5 に荷重－変形関係と図－6 に最終破壊状況を示す。同図中の網掛け部分はコンクリートの剥落を示す。その他の試験体の実験結果などについては文献4)を参照していただきたい。

3.2 せん断強度の計算値と実験値の比較

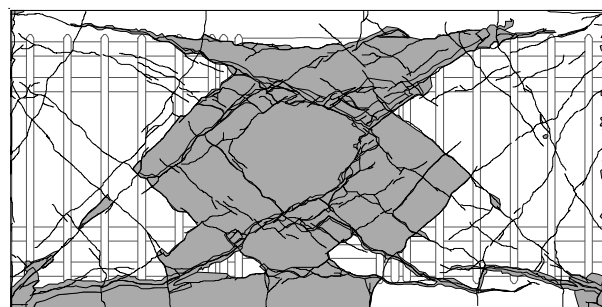
表－3 に各試験体のせん断強度について表－2 の計算値を実験値と比較して示す。ただし、実験値は正負の最小値を示す。実験では、カプラーの長さが異なる試験体の最大耐力とカプラーの長さの間に相関が見られた。カプラーの長さが長いほど最大耐力が小さく、MI1 と MI1B では 4 割程度の耐力差が生じた。すなわち、カプラー区間でコンクリートの圧壊によりせん断破壊する場合、カプラーの長さが長いほど耐力が低下した。



図－4 载荷装置



図－5 MI1 の荷重－変形関係



図－6 MI1 の最終破壊状況

表－3 計算値と実験値の比較

試験体名	NN1	MI1	MI1A	MI1B
せん断強度 [kN]	323.9	229.9	163.0	96.7
実験値 [kN]	389.3	378.0	311.3	271.5

3.1 節で述べたように、実験結果は全試験体でコンクリートの圧縮破壊が支配的であった。従って、2.2 節の評価方法により破壊機構は適切に評価できた。しかし、カプラーを有する試験体では計算値が実験値を大幅に過小評価する結果となった。

4. 解析方法

3.2 節より、文献 4)で提示したせん断強度式が実験結果を過小評価した結果を受けて、有限要素解析を行い、その原因について検討する。解析対象は 2 章で示した計 4 体の試験体である。

4.1 解析モデル

本研究では FINAL⁷⁾ を用いて 3 次元の FEM 解析を計画した。なお、解析モデルは試験体形状の対称性を利用して、断面幅方向中央で切断した 1/2 の部分をモデル化した。図-7 に解析モデル概要、図-8 に材料モデルを示す。材料特性は表-1 を参照されたい。

(a) コンクリート

コンクリートは 8 節点アイソパラメトリック要素に置換した。構成則については、圧縮応力-ひずみ関係は修正 Ahmad モデル⁸⁾を用いた。コアコンクリートでは、3 軸応力下の破壊条件として Ottosen の 4 パラメータモデルを用いた。また、畑中らの係数⁹⁾により、最大強度およびひずみの上昇を考慮した。引張側は、出雲らの提案するモデル¹⁰⁾の係数 $C=1.0$ を採用した。一方、カバーコンクリートは拘束による強度上昇を考慮しないモデルとした。コンクリートのひび割れ後のせん断伝達モデルは Al-mahaidi モデル¹¹⁾を用い、ひび割れ直交方向の引張ひずみの関数としてせん断剛性の低下を表現した。また、本解析では非線形ポアソン効果を考慮するモデル¹²⁾とした。採用した各材料モデルを図-8 a)~c)に示す。なお、スタブのコンクリートは弾性体とした。

(b) 鉄筋要素

主筋およびせん断補強筋は 2 節点トラス要素により構成した。構成側は bilinear モデル（降伏後の剛性低下率：1/1000）とした。

(c) カプラー

カプラー小口の支圧力の評価に重点を置き、カプラーは 8 節点アイソパラメトリック立体要素で構成し、支圧面積と等断面の矩形とした。構成側は鉄筋と同様である。また、主筋とカプラーは剛に接合した。

(d) 付着

鋼材とコンクリート間の付着は、主筋のトラス要素とコンクリート要素間およびカプラーの立体要素（長手方向側面）とコンクリート要素間に物理的な大きさを持たない接合要素を定義した。主筋とコンクリート間の付着応力-すべり特性には、図-8 d)に示す CEB-FIP Model Code 1990¹³⁾に基づき異径鉄筋の条件を与えた。ただし、強度到達までの特性には Elmorsy らのモデル¹⁴⁾を用い、付着強度は靱性保証型設計指針⁵⁾に依った。また、カプラー表面とコンクリート間には付着なしと仮定した。

(e) 支圧力

カプラー小口の支圧力を考慮するため、カプラー小口

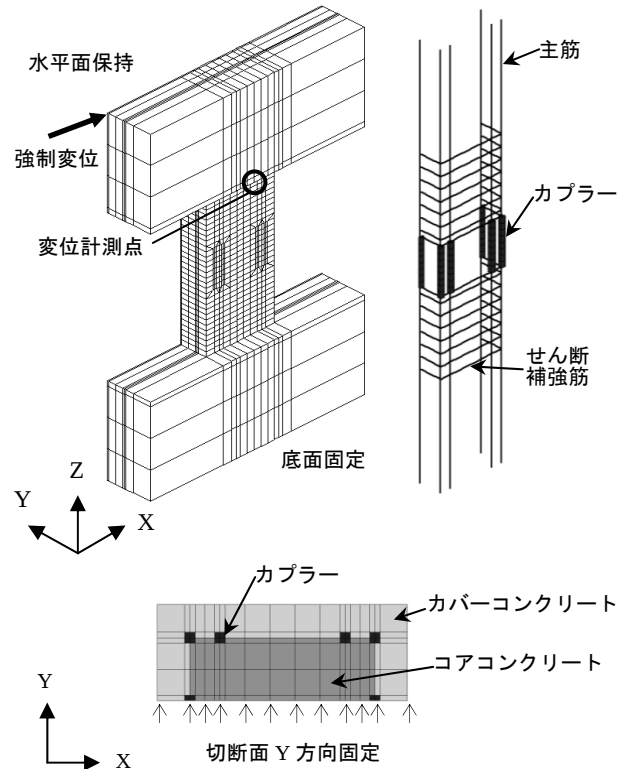
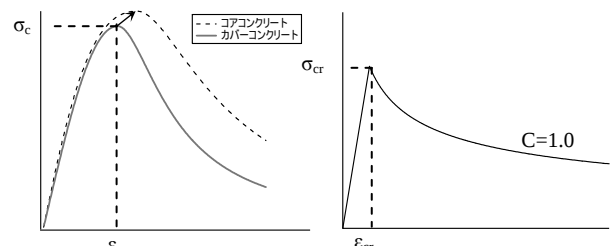
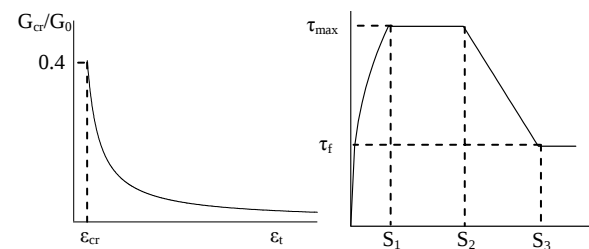


図-7 解析モデル概要



a) 修正 Ahmad モデル

b) 出雲らのモデル



c) Al-Mahaidi モデル

d) 付着すべりモデル

図-8 材料モデル

面とコンクリート間には、物理的な大きさを持たない接合要素を挿入した¹⁵⁾。図-9 に示すように、カプラー端部に圧縮力が生じた場合、十分な剛性を与え、圧縮応力を伝達するモデルとした。また、カプラー小口の支圧強度は構造実験⁴⁾に基づき、 18.6N/mm^2 （＝支圧強度の実験値 7.0kN ／カプラー小口断面積 377mm^2 ）を用いた。引張力が生じた場合、圧縮側と同程度の剛性を与え、要素同士が離間するように十分小さな引張強度を与えた。

4.2 荷重方法

荷重に際しては、下スタブ底面は固定端、上スタブ上面は水平方向に対してのみローラー支持とし、逆対称曲げモーメントを維持した。荷重方法は水平方向への単調荷重とした。ただし、水平荷重は図-7 における変位計測点での変位を制御した。

5 解析結果

表-4 では各試験体のせん断耐力の実験値と解析値を比較する。ここで、実験値は正側、負側の最小値を表記した。表-4 より、最大耐力は全試験体で解析値が実験値を1割から2割程度上回る結果となった。これは、実験では正負交番の繰り返し荷重であるのに対し、解析は水平方向の単調荷重であるためと考えられる。

図-10 に解析より得られた各試験体の荷重-変形関係を実験結果の正側の包絡線と反転させた負側の包絡線と比較して示した。カプラー長さを延長した影響について考察する。実験ではカプラー長さを延長、つまりカプラー両端のせん断補強筋間隔が広いほど、最大耐力および最大耐力時の変形角が小さくなる傾向が見られた。解

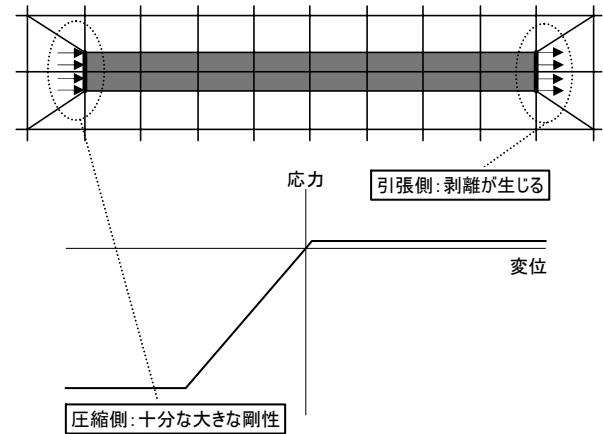


図-9 カプラー小口の支圧力のモデル化

表-4 せん断耐力の実験値と解析値の比較

試験体名	NN1	MI1	MI1A	MI1B
実験値 [kN]	389.3	378.0	311.3	271.5
解析値 [kN]	480.7	410.9	349.2	303.6
解析値/実験値	1.23	1.09	1.12	1.12

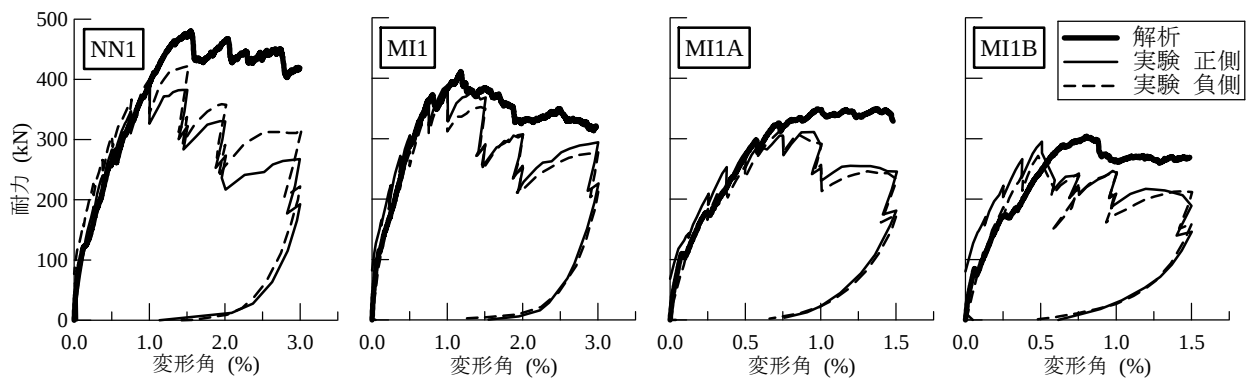


図-10 荷重-変形関係

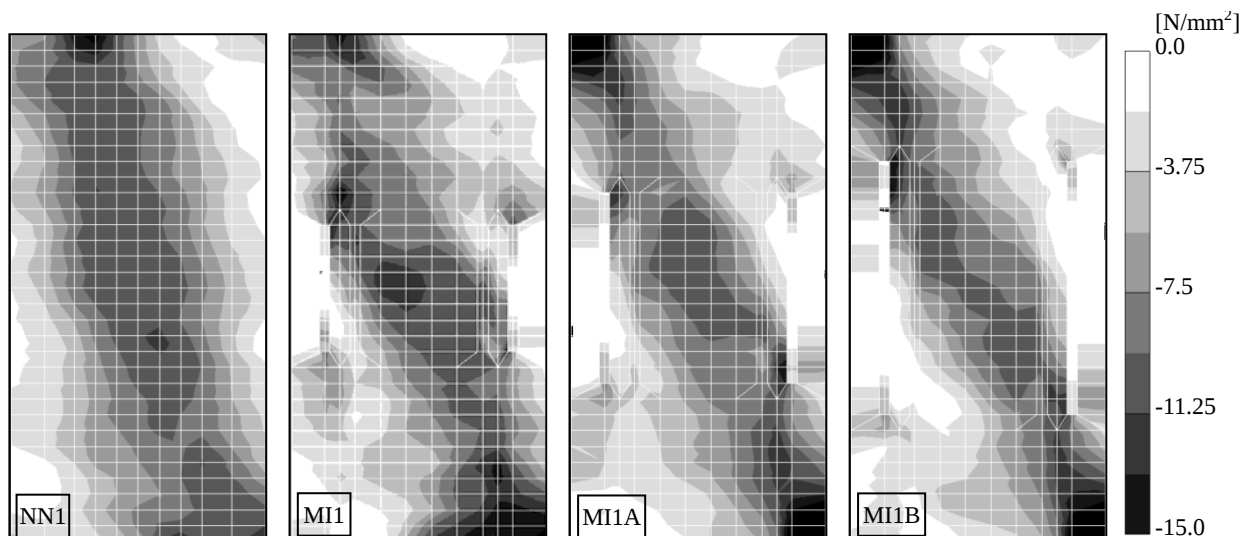


図-11 最小主応力コンター図

析では、最大耐力時の変形角を MI1A と MI1B で実験よりも大きくなる結果となったが、最大耐力の減少傾向を捉えることが出来た。

図-11 に断面幅中央面の最小主応力のコンター図を示す。同図では、試験体のせん断耐力が最大耐力の 80% を有している状態で比較する。

NN1 は均等配筋されているためトラス機構が形成され試験体全域に圧縮応力が発生している。一方、カプラーを有する試験体では、カプラー長さが長いほど、カプラー間の圧縮域の幅が小さくなっていることがわかる。その結果、せん断耐力が低下したものと判断される。しかし、最もカプラーが長い MI1B についても一定のアーチ機構は存在していることが確認された。

靱性保証型設計指針⁵⁾のせん断強度式では、 V_{u2} 、 V_{u3} でせん断強度が決まる場合は理論上トラス機構のみ存在していることになる。2.2 節(1)項で示したように、文献 3)の提案式では、トラス機構の有効係数にせん断補強筋のカプラー端部配筋を考慮することでせん断強度の低減効果を表現したが、基本とした靱性指針式上で残存するアーチ機構を考慮していないため計算値が過小評価された。より精度よくせん断強度を評価するためには、アーチ機構をより適切に表現し得る方法について検討する必要がある。

6 まとめ

せん断補強筋をカプラー端部に配筋する工法を採用した梁のせん断強度について実験、解析を通して検討した。文献 4)で提案したせん断強度の評価式⁴⁾では、コンクリートの圧壊により梁のせん断破壊が生じる試験体の強度が過小に評価された。その原因を分析するため、これらの試験体の FEM 解析を行った。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

1. 単調載荷した FEM 解析による梁試験体のせん断耐力は実験値を 1~2 割程度上回ったが、最大耐力を比較的良好に評価できた。
2. カプラー長さを延長（カプラー両端のせん断補強筋間隔を拡大）することによるせん断耐力の減少傾向を FEM 解析により再現できた。
3. FEM 解析で得られたコンクリートの応力状態から、アーチ機構がせん断耐力に寄与していることが明らかとなった。文献 4)の提案式の精度を改善するためには、アーチ機構の寄与を適切に考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 日本鉄筋継手協会：鉄筋継手工事標準仕様書機械式

継手工事，2009.9

- 2) 青山，山本ほか：せん断補強筋を集約配筋したモルタル充填式継手を有する RC 梁部材のせん断性状に関する実験的研究(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，C-2，pp.69-70，2005.9
- 3) 小西大介，Nguyen Khanh，真田靖士，足立智弘：カプラーを有する RC 梁のせん断性状に補強筋配置が与える影響の実験的検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.661-666，2011.7
- 4) 小西大介，真田靖士，足立智弘，村山峻一朗：カプラー上にせん断補強筋を配さない RC 梁工法の開発-靱性保証型耐震設計指針せん断強度式の適用性の検証-，日本建築学会構造系論文集，第 682 号，pp.1905-1914，2012.12
- 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) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 7) 伊藤忠テクノソリューションズ(株)：FINAL/V11 HELP
- 8) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，p.163-170，1995.8
- 9) 畑中重光ほか：低側圧 3 軸圧縮下の高強度コンクリートの塑性変形挙動，コンクリート工学年次論文集，12-2，pp.719-724，1990
- 10) 出雲淳一ほか：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集，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 11) Al-Mahaidi,R.S.H.:Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members,Report 79-1,Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ.,Jan. 1979
- 12) 長沼一洋：非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル，日本建築学会構造系論文集，第 485 号，pp.109-116，1996.7
- 13) CEB：CEB-FIP Model Code 1990，Thomas Telford，1993
- 14) Elmersi,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.
- 15) 梁生鈿，柏崎隆志，野口博：機械式継手を有する RC 柱・梁接合部の耐震性能に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.295-300，2011.7