

# 論文 重複複数シールドにおける変断面 RC 構造のせん断挙動

村田 裕志\*1・畑 明仁\*1・布川 哲也\*2・豊田 努\*3

**要旨：**小断面円形シールドトンネルを重ね合せて一体化することで変断面の外殻覆工体を構築し、大断面トンネルを構築する工法がある。既往の検討では先行・後行躯体間で打継処理を行わない RSF（鋼繊維補強鉄筋コンクリート）構造であったためせん断挙動が複雑であった。そこで、先行・後行躯体間で打継処理を行って一体化させる変断面 RC 構造を構築する工法の開発を行った。この構造のせん断挙動を確認するため、1/5 縮小モデルの構造実験と界面要素を用いた 2 次元の非線形 FEM 解析を実施した。実験より、この変断面 RC 構造のせん断耐力と破壊性状を確認した。また、解析により、実験におけるせん断挙動を再現できた。

**キーワード：**せん断, シールドトンネル, 変断面 RC 構造, 非線形 FEM 解析, 界面要素

## 1. はじめに

都市部において地下に大規模な空間を構築する場合、工事用地の確保が困難なこと、周辺への環境負荷低減が求められていることなどから、地表面から掘削せずに安全で合理的に施工可能な技術が望まれている。この背景から、小断面円形シールドトンネル（外殻シールドトンネル）を重ね合せて一体化することで、変断面の外殻覆工体（重複複数シールド）を構築し、内径 25~30m 級の大断面トンネルを構築する工法を対象に検討を行ってきた。既報<sup>1)</sup>では、躯体構造にせん断補強鉄筋を用いない RSF（鋼繊維補強鉄筋コンクリート）構造としてせん断挙動に対する検討を行った。その結果、この構造は先行シールド部と後行シールド部間で打継処理を行わない構造であったため、そのせん断挙動が複雑であることが分かった。そこで、凍結工法を併用することで、後行シールド内部からの打継処理により一体化を図り、せん断補強鉄筋も配置する変断面 RC 構造による大断面トンネルを構築する工法を開発した。

本構造の概要を図-1 に示す。この大断面トンネルの構築順序は、(1)先行シールド構築（切削可能な SFRC セグメント）、(2)先行シールド内に鉄筋配置後、中詰コンクリートを充填、(3)先行シールドの一部を切削しながら後行シールド構築（鋼製セグメント）、(4)凍結工法による止水後に鋼製セグメントのスキンプレーートを切断し、先行シールド内部のコンクリート切削面を打継処理、(5)後行シールド内に鉄筋配置後、中詰コンクリートを充填、(6)外殻覆工体内部を掘削、となる。

主鉄筋は、以下のように配筋される。先行シールド内の主鉄筋は、その両端に機械式継手を設け、この機械式継手が発泡スチロールブロックによる箱抜き部（図-1 下図中の緑線部）に埋設されるようにする。後行シールド構築後に切削された発泡スチロールブロックを除去し、現れる機械式継手に後行シールド内の主鉄筋を接続する。

ド構築後に切削された発泡スチロールブロックを除去し、現れる機械式継手に後行シールド内の主鉄筋を接続する。

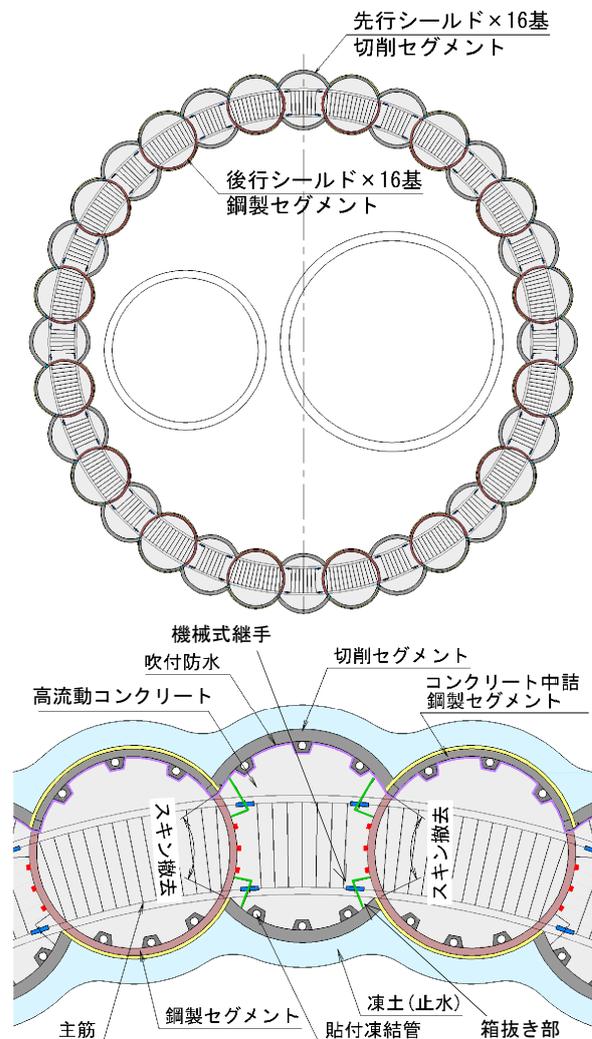


図-1 外殻覆工体の概要

\*1 大成建設(株) 技術センター 土木技術研究所 土木構工法研究室 博(工) (正会員)

\*2 大成建設(株) 土木本部 土木設計部 都市土木設計室 修(工)

\*3 大成建設(株) 東京支店 土木部 技術部 第一プロジェクト室 修(工)

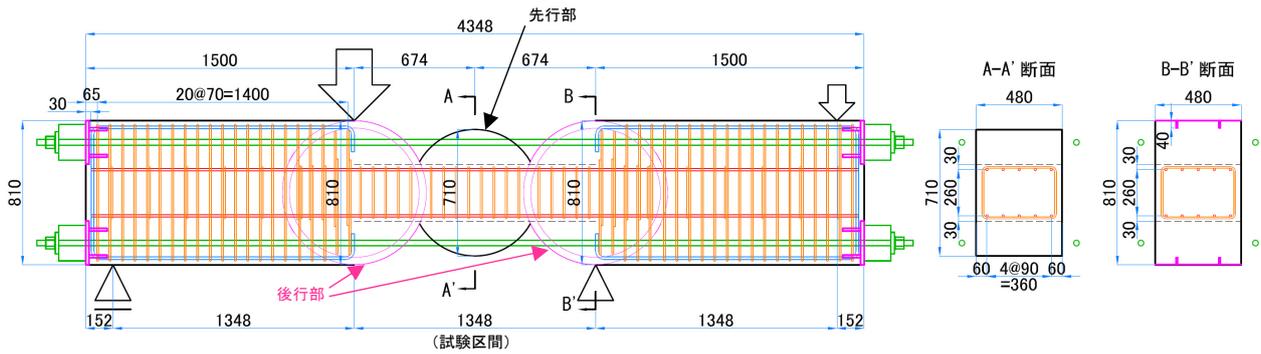


図-2 試験体概要

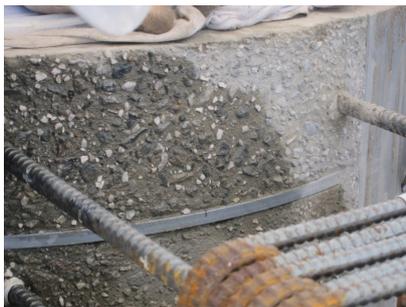


写真-1 打継処理



写真-2 載荷状況



写真-3 軸力導入状況

先行シールド部と後行シールド部の界面での打継処理により、この界面での RC 構造の一体性が向上し、せん断力作用時にずれに対して抵抗することが期待できる。

この変断面 RC 構造についてせん断耐力および破壊性状を確認するために、実物の 1/5 の縮小模型実験および非線形 FEM 解析を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は、実物の 1/5 の縮小モデルとした。試験体概要を図-2 に示す。基本性状を評価するため直線状とした。実際の外殻覆工体は、トンネル軸方向に連続する面部材となり、鉄筋は主鉄筋、配力鉄筋ならびにせん断補強鉄筋が配置されるが、一方向部材としての挙動となるため、主鉄筋とスターラップを有する棒部材として試験体をモデル化した。対象とする外殻覆工体において、せん断力が最大となる部分は曲げモーメントが反転する箇所となるため、逆対称曲げ加力を作用させるために大野式載荷法<sup>2)</sup>を採用した。中央部が先行シールドトンネルを模擬した部分（以下、先行部）であり、その両隣を後行シールドトンネルを模擬した部分（以下、後行部）とし、先行部でせん断破壊するようにした。先行部を中央としたのは、後行部は鋼殻セグメントに覆われているため、せん断耐力が先行部よりも高いと考えられたためである。先行部において切削可能な SFRC セグメントは非構造部材であるためモデル化しなかった。そのため、先

行部の直径は 710mm、後行部の直径は 810mm と寸法に差異がある。

試験体の奥行きは、480mm とした。また、後行部より端部は、試験区間よりも先に破壊することがないように、後行部分の直径と同じ 810mm の桁高を有する、十分に補強された RC 構造とした。端部では外ケーブル方式で PC 鋼棒により軸力を導入するための鋼材を取り付けた。図-2 において試験区間および断面図に示されている点線は、設計上の有効断面（変断面区間のうち、最も断面高さが低くなる打継部位置での 320mm）を示したものである。

後行部分の鋼製セグメントはリブ（厚さ 9mm、桁高 40mm×2 本）を溶接した鋼管（外径 810mm、厚さ 3.2mm）で模擬した。試験体は側面方向から設計基準強度 60N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを打ち込み製作した。試験体製作の都合上、後行部を先に打込み、先行部を後に打ち込んだ。界面での打継処理は以下のように実施した。後行部分打込時に型枠に打継目処理剤（遅延剤）を塗布し、翌日界面部のみ脱型してワイヤーブラシで目荒らしをした（写真-1）。試験体製作時と実施工時では打込み順が異なるが、界面の挙動には影響を与えないものと考えられる。

主鉄筋は SD490 のネジ節鉄筋 D13 を 5 本とした。有効断面からの芯かぶりが 30mm（有効高さ 290mm）となるように配置した。引張鉄筋比は実構造物と同等の 0.46%とし、鉄筋端部は試験体端部で機械的に定着した。

なお、実物では機械式継手で主鉄筋を継ぐことになるが、試験体ではせん断耐力への影響は小さいものと判断して継手のない1本の鉄筋とした。せん断補強鉄筋はSD345のD10を70mm間隔で配置し、実物と同等の0.43%のせん断補強鉄筋比とした。試験時におけるコンクリートの強度と鉄筋および鋼殻セグメントの材料物性を表-1に示す。

## 2.2 実験方法

載荷状況の写真を写真-2に示す。載荷は、前述のように大野式載荷法により実施した。図-2の加力点位置にピンローラー支承を配置した上に鋼製の分配桁をセットし、上部中央1点を鉛直方向に加力することで試験体に逆対称曲げ加力によるせん断力を作用させた。せん断力を作用させる前に、写真-3のように4台のジャッキによってPC鋼棒を緊張し、外ケーブル方式で合計1013kNの軸力を導入した。この軸力値は実物での軸応力（試験体の $b=480\text{mm}$ ,  $h=320\text{mm}$ の有効断面内において $6.6\text{N/mm}^2$ ）を再現するために決定した。せん断加力中は軸力を一定に保持するようにした。

せん断加力は荷重制御で開始し、荷重-せん断変位関係の勾配が十分に緩やかになった後、変位制御に切り替えた。

## 2.3 計測項目

せん断変位の計測方法を図-3に示す。せん断変位は試験区間外で支持された鋼製フレームを試験体中央部ま

で伸ばし、その間の変位を計測することで測定した。また、加力点での反力が3:1となることから、せん断力は計測される荷重値の半分とした。また、試験区間内での主鉄筋ひずみとせん断補強鉄筋ひずみも計測した。

表-1 載荷実験時の材料物性値 (N/mm<sup>2</sup>)

	強度特性
先行部コンクリート	$f'_c=70.4$
後行部コンクリート	$f'_c=73.3$
主鉄筋 D13 SD490	$f_y=535, E_s=18700$
せん断補強鉄筋 D10 SD345	$f_y=374, E_s=16300$
鋼殻主桁 t9 SM490Y	$f_y=405, E_s=20600$

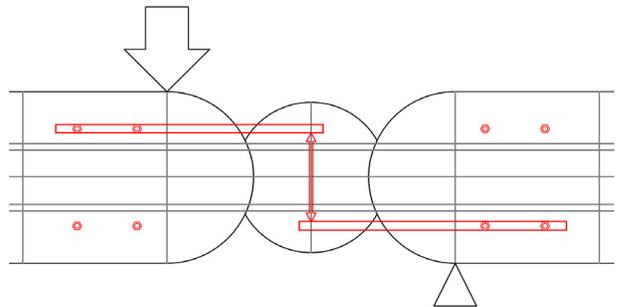


図-3 せん断変位測定方法

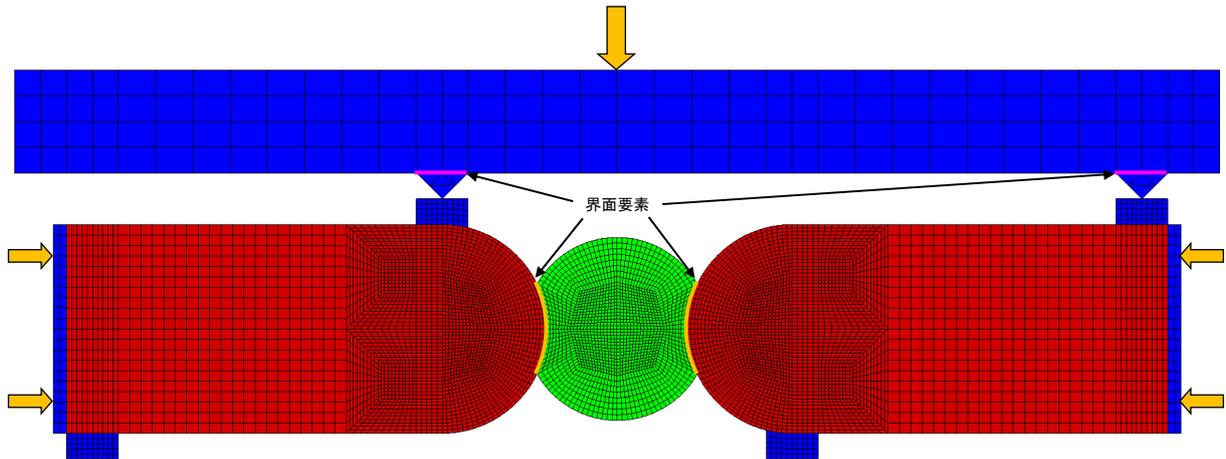


図-4 解析モデル (要素分割図)

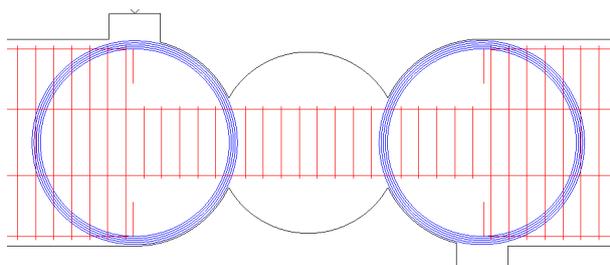


図-5 埋込鉄筋要素

表-2 解析モデルの構成要素

色	構成	要素	
図-4	緑	先行部コンクリート	平面応力要素
	赤	後行部コンクリート	
	青	鋼桁、支承	界面要素
	橙	コンクリート打継面	
図-5	桃	鋼桁-支承界面	埋込鉄筋要素
	赤	鉄筋	
	青	鋼殻	

### 3. 解析概要

#### 3.1 解析モデル

2章の実験について、解析コード DIANA 9.6 を用いて2次元の非線形 FEM 解析を実施した。解析モデルの要素分割図を図-4 に、埋込鉄筋要素を図-5 に、解析モデルの構成要素を表-2 にそれぞれ示す。载荷を変位制御とするため、解析では試験体上に配置した鋼桁(分配桁)までモデル化し、その中央を加力点とした。コンクリートおよび鋼桁・支承は1次の平面応力要素でモデル化した。軸力に関しては、PC 鋼棒はモデル化せずに試験体端部に直接一定の集中荷重を作用させることでモデル化した。先行部コンクリートと後行部コンクリートの打継部には界面要素を挿入して摩擦や開口を考慮できるようにした。なお、加力時に試験体を水平方向に拘束しないように、分配桁と支承の間には界面要素を挿入し、滑りを許容した。

鉄筋と鋼殻は埋込鉄筋要素でモデル化した。コンクリートと埋込鉄筋要素は完全付着とした。主鉄筋のみ、ビーム要素としての挙動を考慮し、せん断挙動時にダウエル作用を考慮できるようにした。ビーム要素は、試験体の主鉄筋5本の断面積および断面二次モーメントと同等となるような矩形断面を設定した。

#### 3.2 材料モデル

##### (1) コンクリート

コンクリートのひび割れモデルは固定ひび割れモデルを用いた。せん断伝達モデルには、Al-Mahaidi の提案するモデル<sup>3)</sup>を適用した。コンクリートの引張応力-ひずみ関係は、等価長さ  $L_{eq}$  で引張軟化曲線のひび割れ幅を除することで得た。このとき、ひび割れは1要素に1本発生するものと仮定した。 $L_{eq}$  は各要素の面積の平方根とした。コンクリートの引張軟化曲線にはコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>の1/4モデルとした。

コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は放物線モデル<sup>4)</sup>を使用した。放物線モデルは圧縮強度の1/3までを弾性体とし、その後、最大応力で頂点となるような放物線を描き、最大応力以降はその軟化域の面積が  $G_c/L_{eq}$  (圧縮破壊エネルギー / 等価長さ) となるような放物線モデルである。圧縮破壊エネルギーは Nakamura らが提案した式<sup>6)</sup>より求めた。解析に用いた破壊エネルギーの値を表-3に示す。

コンクリートの多軸拘束状態を考慮するために、破壊基準として Selby and Vecchio モデル<sup>7)</sup>を用いた。また、横方向ひび割れを考慮した圧縮強度低減モデルには、Vecchio and Collins によるモデル<sup>8)</sup>を用いた。

##### (2) 鉄筋および鋼殻

鉄筋および鋼殻の応力-ひずみ関係には、降伏強度  $f_y$  に達するまでヤング係数  $E_s$  の弾性挙動を示した後に、剛

性を  $0.01E_s$  として応力が増加するバイリニアモデルを用いた。

##### (3) コンクリート打継面

コンクリート打継部に設けた界面要素は直方向応力とせん断方向応力に抵抗する分布バネ状の要素である(図-6)。構成則は応力-変位関係で表される。直方向剛性  $D_n$  は、圧縮側で厚さ 0.1mm と仮定した先行コンクリートと同じ剛性の弾性体とし、引張側では引張強度 (3.92N/mm<sup>2</sup>) 到達後に剛性を0とした。せん断剛性  $D_t$  は、既往の研究<sup>9)</sup>を参考に  $D_n$  の1/200の値とした。

界面要素の摩擦モデルには、Coulomb のモデル(図-7)を使用し、粘着力  $c$  および摩擦係数  $\mu (= \tan \phi)$  は、既往の研究<sup>10)</sup>からそれぞれ4.0N/mm<sup>2</sup>と1.0とした。また、界面の直引張応力がコンクリートの引張強度に到達した場合は自由に開口するものとした。

### 4. 実験・解析の結果および考察

#### 4.1 せん断力-せん断変位関係

実験および解析から得られたせん断力-せん断変位関係を図-8に示す。グラフ中で縦軸・横軸とも「補正」を付記しているのは、試験体自重の影響を付加している

表-3 破壊エネルギー (N/mm)

	先行部 ( $f'_c=70.4\text{N/mm}^2$ )	後行部 ( $f'_c=73.3\text{N/mm}^2$ )
圧縮側	73.6	75.1
引張側	0.112	0.114

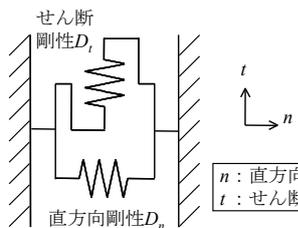


図-6 界面要素

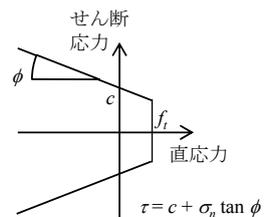


図-7 摩擦モデル

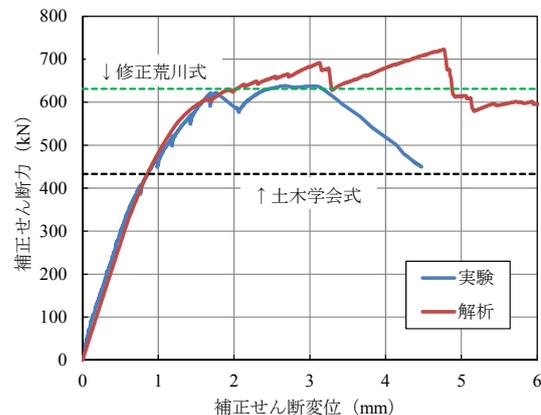


図-8 せん断力-せん断変位関係

ためである。解析の曲線は、実験の最大荷重時の変位（3.1mm）までは剛性も含めて良好に再現できている。実験での試験体損傷状況を表-4に、解析での状況を表-5に示す。解析は概ね実験での損傷ステップを再現していることが分かる。なお、土木学会コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>のせん断耐力式による算定値（実強度を用いた設計せん断耐力）は433kNであり、実験のせん断耐力の636kNはこれを大きく上回り、設計耐力よりも十分に安全な構造であることが確認できた。なお、有効高さ $d$ は有効断面（最も断面高の低い打継部）での290mmとし、引張鉄筋比 $p_t$ はこの $d$ を用いて0.46%とした。土木学会式は単純支持されたRC梁のせん断耐力の実験値をベースに構築された式であり、本実験のような逆対称曲げ加力でのせん断耐力に対して適切な式となっていない。そこで、建築分野で逆対称曲げ加力に対しても良好な予測精度を有する修正荒川 mean 式<sup>11)</sup>とも比較を行った。ここで、 $d$ と $p_t$ は土木学会式と同じ値を用い、せん断スパン $a$  ( $=M/Q$ )は337mm（先行部中心と後行部中心までの距離の半分）とした。この式での算定値は631kNであり、せん断耐力の実験値と極めて近い値となった。変断面のRC部材に対しても本式が有効であることが分かった。

#### 4.2 ひび割れ状況

実験終了後のひび割れ状況を写真-4に示す。解析の変位3.3mm（斜めひび割れ発生直後）および変位5.1mm（2回目の荷重低下後）の最大主ひずみ分布図を図-9に示す。これより、実験において先行部に発生した斜めひび割れを解析で良好に再現していることが分かる。また、解析の方が主鉄筋に沿って損傷が多く見られるが、これは鉄筋とコンクリートを完全付着にしているためだと考えられる。また、実験の方が解析よりも斜めひび割れに損傷（変形）が集中していた。これは、せん断補強鉄筋も完全付着であるため、斜めひび割れが実験ほどは開口できず、打継部を跨る主鉄筋近辺の損傷も進展し

表-4 実験での試験体損傷状況

荷重または変位	損傷状況
431kN	実強度での設計せん断耐力到達。特に異常なし。
469kN	打継部から後行部に向かってひび割れ発生。
620kN	先行部に斜めひび割れが発生して一時的に荷重が低下。
636kN 3.1mm	斜めひび割れが大きく開口し、新たに複数の斜めひび割れが発生して荷重低下。主鉄筋が打継部で圧縮降伏、およびせん断補強鉄筋が引張降伏。

表-5 解析での試験体損傷状況

荷重または変位	損傷状況
425kN	打継部が開口。その後後行部へ向かって進展。
691kN 3.2mm	先行部に斜めひび割れが発生して一時的に荷重が低下。
722kN 4.8mm	斜めひび割れが大きく開口し、荷重低下時に主鉄筋が打継部で圧縮降伏、およびせん断補強鉄筋が引張降伏。以降再度荷重は上昇するが、収束計算が不安定に。

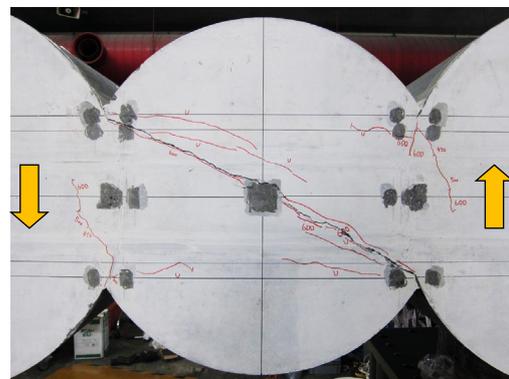
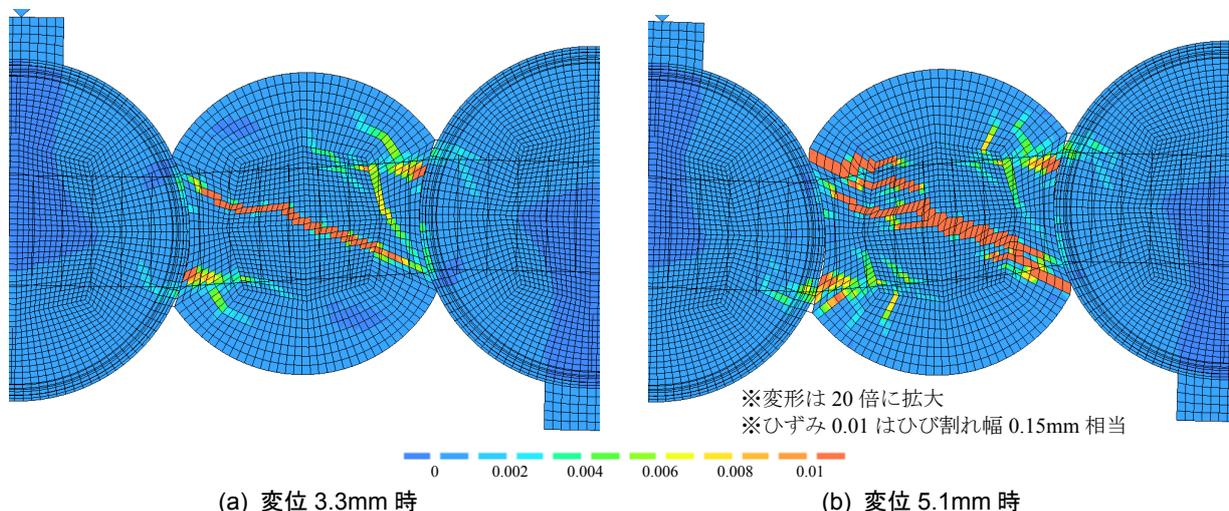


写真-4 実験終了後のひび割れ状況



(a) 変位 3.3mm 時

(b) 変位 5.1mm 時

図-9 解析での最大主ひずみ分布図

たためではないかと考えられる。鉄筋とコンクリートの付着—すべりモデルを導入することで解析の再現性が向上するものと考えられる。付着—すべりモデルの導入により、ひび割れがより局所化すれば、斜めひび割れ発生後の荷重の再上昇が緩やかになり、せん断力—せん断変位関係も実験挙動に近づくものと考えられる。

## 5. まとめ

本研究により得られた知見を以下に述べる。

- (1) 実験により、外殻覆工体を模擬した縮小モデルにおける変断面 RC 構造のせん断耐力および破壊性状を確認した。試験体は、先行部に斜めひび割れが発生し、せん断補強鉄筋が降伏後に開口することで破壊に至った。
- (2) 試験体の変断面区間において断面高が最も低くなる打継面での諸元を用いた修正荒川 mean 式によるせん断耐力の算定値は、実験のせん断耐力と良好に一致した。
- (3) 界面要素を用いた解析によって、試験体のせん断耐力および破壊モードが概ね再現できた。斜めひび割れ発生後の挙動についてはせん断補強鉄筋とコンクリートの付着—すべりモデルの導入で再現性が向上するものと考えられる。

## 参考文献

- 1) 村田哲, 村田裕志, 豊田努, 布川哲也: 重複複数シールドにおける鋼繊維補強鉄筋コンクリート構造のせん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1339-1344, 2016.7
- 2) 荒川卓, 大野和男: 新載荷方式による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について, 日本建築学会論文報告集, Vol.57, pp.581-584, 1957.7
- 3) Al-Mahaidi, R. S. H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members. Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.
- 4) 土木学会: 2012 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.37-38, 2012.12
- 5) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.
- 6) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001.
- 7) Selby, R. G. and Vecchio, F. J.: Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete, Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, Dept. Civil Eng., 1993.
- 8) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.12, pp.3590-3610, 1993.
- 9) 石原誠一郎, 三橋博三, 立松和彦, 山崎順二: 無収縮高流動コンクリートで一体化した逆打ちコンクリートの打継ぎ部せん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.439-444, 1999.7
- 10) 榎原彩野, 村上祐治, 木村聡, 橋本竜也: 鉛直打継処理方法の違いがコンクリートの直接引張強度およびせん断強度に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.1, pp.358-363, 2014.7
- 11) 広沢雅也, 後藤哲郎: 軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.817-818, 1971.11