ENAA GEC2014-P2

（26-72）平成 26 年度

老朽化トンネル補強技術の研究補助事業
報 告 書

平成 27 年 3 月

一般財団法人エンジニアリング協会
地下開発利用研究センター

RING!RING! プロジェクト
競輪の補助事業
この報告書は、競輪の補助金により作成しました。
http://ringring-keirin.jp
KEIRIN

序

本報告書は、公益財団法人ＪＫＡから機械工業振興補助事業の補助金を受け、一般財団法人エンジニアリング協会　地下開発利用研究センターが実施した平成２６年度「老朽化トンネル補強技術の研究」の成果を取りまとめたものです。

昭和の高度成長期以来、構築されてきた建設物が、経年変化による老朽化あるいは建設当時との荷重条件の相違による耐荷力不足の問題に近い将来直面することは、想像に難くありません。都市部の地下に建設されている地下鉄、下水道トンネル、共同溝トンネルについても、都市再開発による外荷重変化に伴う覆工コンクリートの変状といった事案が浮かび上がってきており、都市の再生の観点からも、トンネルの補強技術に対する需要が高まっています。また、東日本大震災以降、耐震基準が見直されつつあり、今後、既設トンネルの耐震補強が必要とされてくるものと考えられます。

本研究で取り上げた補強技術は、都市部の地下に建設されている地下鉄、下水道トンネル、共同溝トンネルといった円形トンネルを対象としており、補強方法としては、補強が必要な既設トンネルの内面に配置したゴムチューブを覆うように補強リングを配置し、次にゴムチューブ内にセメントミルクを加圧注入・硬化させてゴムに圧縮応力を生じさせ、既設トンネルを外側（地盤側）へ押す圧力を作用させるものです。この方法は、これまでの増設補強壁の効果とは異なり、補強実施時点で既設トンネルの加重分担を低減できる可能性があります。

本研究では、上記の補強技術の成立性を確認することを主眼に、平成２５年度の研究成果を踏まえて、既設トンネルへの適用方法検討（パラメータ解析)、設計方法の検討（フレーム解析)､施工方法の検討ならびに簡易型ゴムチューブによるコストダウン実験検討を行ったものであり、平成 25 年度の研究からさらに実用化に向けた取り組みを行っています。

本研究は、地下開発利用研究センターの研究企画委員会の下で、学識経験者、関係コンサルタント有識者並びに当協会会員企業の専門家からなる研究委員会（委員長　公立大学法人　前橋工科大学　辻幸和学長）を設置し実施してまいりました。なお、本研究の取りまとめは、大成建設株式会社が中心となって行いました。

本研究にご協力いただいた関係各位に対して心から謝意を表するとともに、本報告書の成果が各方面で有効かつ広範囲に活用されることを心より期待する次第です。

平成２７年３月

一般財団法人エンジニアリング協会

理事長　　高橋　誠

はじめに

社会が持続的に発展していくためには、インフラの整備とその機能の向上化は必要不可欠であり、とりわけ社会基盤施設の長寿命化と性能の向上は喫緊の課題である。特に都市部の地下に建設され使用されている地下鉄や共同溝等のトンネルは、経年劣化と老朽化の進行に加え、耐震性能の向上や都市再開発等による外荷重増加への対応のための補強技術の開発が要請されている。

本委員会で対象とする老朽化トンネルの補強工法は、材料と構造を巧みに複合したこれまでに例の無い独創性に富む優れたもので、多方面に適用が期待できる技術である。補強が必要な既設トンネルの内側に鋼製の補強リングを組み立てて、既設トンネルと補強リングの間に配置したゴムチューブ内に充てん材のセメントミルクを加圧注入して既設トンネルを内側から地盤側の外側へ押す力を与えて、セメントミルクが硬化後には既設トンネルと補強リングが複合して外荷重を分担する補強工法である。

このように補強の各施工段階で構造的検討が必要であるとともに、用いるゴムチューブとセメントミルクの材料の選定と施工を加味した強度、弾性係数、クリープ等の力学的特性、並びにセメントミルクの容積変化等を考慮した本補強工法の実現性と適用性を、平成25・26年度の2ヶ年に渡る施工実験と構造解析により確証することができた。そして、三次元 FEM 解析と二次元フレーム解析の解析結果の比較により、補強設計方法を一般化できることについても確認した。

このような材料と構造を巧みに複合した補強技術の開発と評価は、それぞれの分野で優れた業績を挙げておられる方に本委員会の委員に加わって頂いて初めて可能であった。この補強工法は、トンネル内空部に大きな支障となる部材を存置する必要が無いこと、補強実施時点において既設トンネルを外側へ押す力を与えて補強のレベルを任意に設定できること、および補強リングと分担して将来の荷重増加に対して任意に対応できることなどの優れた特徴を有しており、多方面に適用できるものである。

今後は、既設トンネルを模擬した小型円筒形管を用いた静的載荷実験、実存シールドトンネルへの補強工法の適用性の検討や加圧注入実験等を実施して、既設トンネルと補強リングの充てん材を介した複合挙動を照査する方法を実証することにより、多方面へ合理的で経済的な適用ができることと確信している。

本調査研究の実施に際しては、一般財団法人エンジニアリング協会の地下開発利用研究センターおよび大成建設株式会社の皆様方から多大なご助力とご支援を頂きました。また委員会では、委員の方々に多くの有用なご意見やご提言を頂きました。厚くお礼申し上げます。

平成２７年３月

一般財団法人　エンジニアリング協会
平成２６年度老朽化トンネル補強技術の研究委員会
委員長　辻　幸　和
（公立大学法人　前橋工科大学学長）

平成２６年度
老朽化トンネル補強技術の研究
委員名簿

委員長	辻　幸和	公立大学法人　前橋工科大学　学長
委　員	岸　利治	東京大学生産技術研究所　人間・社会系部門　教授
委　員	野村　貢	株式会社建設技術研究所　東北支社　支社次長
委　員	今村　聡	大成建設株式会社　技術センター　副技術センター長
事務局	竹束正孝	一般財団法人 エンジニアリング協会 地下開発利用研究センター 技術開発部　研究主幹

平成２６年度
老朽化トンネル補強技術の研究
目　次

第１章　研究の概要 ····· 1
1.1 背景および目的 ····· 1
1.1.1 背景 ····· 1
1.1.2 目的 ····· 1
1.2 補強方法 ····· 2
1.2.1 現状と課題 ····· 2
1.2.2 着眼点と補強概要 ····· 2
1.2.3 補強方法の特徴 ····· 3
1.2.4 補強手順 ····· 3
1.2.5 施工状況概要 ····· 4
1.3 補強方法の適用範囲と適用方法 ····· 5
1.3.1 適用範囲について ····· 5
1.3.2 適用方法について ····· 5
1.4 研究の進め方 ····· 9
1.5 研究内容と成果概要 ····· 9
1.5.1 平成 25 年度実施事項概要 ····· 9
1.5.2 平成 26 年度実施事項概要 ····· 19
第２章　既設トンネルへの適用方法検討（パラメータ解析） ····· 23
2.1　解析条件 ····· 23
2.1.1 既設トンネル設定条件 ····· 23
2.1.2 設定荷重 ····· 23
2.1.3 既設トンネルの部材仕様の設定 ····· 23
2.1.4 補強リングの部材仕様の設定 ····· 28
2.1.5 解析モデル ····· 31
2.2　解析結果 ····· 33
2.3　各部応力照査結果 ····· 119
2.3.1 既設トンネルの応力照査結果 ····· 119
2.3.2 補強リングの応力照査結果 ····· 121
2.3.3 充填材加圧注入時・充填材硬化後残存圧力作用時の安全性 ····· 121
2.4　追加外荷重作用時の補強効果の検討 ····· 143
2.5　まとめと課題 ····· 144
2.5.1 まとめ ····· 144
2.5.2 課題 ····· 144

第３章　設計方法の検討（２次元フレーム解析）…… 145
3.1　２次元フレーム解析の方針 …… 145
3.2　全体系解析条件 …… 151
3.3　全体系解析結果 …… 153
3.3.1 設計荷重時の比較 …… 153
3.3.2 付加荷重時の比較 …… 153
3.4　リング間継手部 …… 175
3.4.1 解析条件 …… 175
3.4.2 解析結果 …… 176
3.5　応力照査の比較 …… 177
3.6　２次元フレーム解析による追加外荷重作用時の検討 …… 187
3.6.1 既設トンネルの剛性低下を考慮した追加外荷重作用時の荷重分担率の検討 187
3.6.2 既設トンネルと補強リング間の離隔発生の検討 …… 189
3.7　まとめと課題 …… 191
3.7.1 まとめ …… 191
3.7.2 課題 …… 191
第４章　簡易型ゴムチューブによるコストダウン実験検討 …… 193
4.1　実験計画 …… 193
4.1.1 簡易型ゴムチューブの概要 …… 193
4.1.2 ゴムチューブの形状 …… 194
4.1.3 実験装置および加水圧過程 …… 196
4.2　実験結果 …… 197
4.2.1 ＣＡＳＥ－１ …… 198
4.2.2 ＣＡＳＥ－２-１ …… 199
4.2.3 ＣＡＳＥ－２-２ …… 200
4.3　まとめと課題 …… 201
4.3.1 まとめ …… 201
4.3.2 課題 …… 201
第５章　施工方法の検討 …… 203
5.1　施工ステップ毎の課題と対処方法 …… 203
5.2　計測計画 …… 205
5.3　施工・維持管理フロー …… 207
5.4　まとめと課題 …… 208
5.4.1 まとめ …… 208
5.4.2 課題 …… 208
第６章　まとめと今後の展開 …… 209
6.1　まとめ …… 209
6.2　今後の展開 …… 211

第１章　研究の概要

1.1　背景および目的

1.1.1 背景

本研究は、都市部の地下に建設されている地下鉄、共同溝トンネルといった円形トンネルを対象とする。

これらの対象トンネルでは、経年変化による老朽化などが進んできており、この状況に対応すべく、特にコンクリートの剥落に対する各種の補修技術が開発されてきている。

しかし、都市再開発による外荷重変化に伴う覆工コンクリートの変状といった事案が浮かび上がってきており、上記の補修技術のみでは十分な対応が困難となる。このため、老朽化トンネルの耐力を増加させる補強技術が、都市の再生技術として今後必要な技術になってくる。

また、東日本大震災を教訓に耐震補強のさらなるグレードアップが必要とされてきつつあり、このような問題に対しては、上記の補修技術のみでは十分な対応が困難となる。

1.1.2 目的

本研究では補強方法として、補強が必要な既設トンネルの内側に補強リングを組立て、補強リングと既設トンネルの間に圧力を掛けて、既設トンネルを内側から外側へ押す力を与えることによって行う技術に着目して行う。なお、既設トンネルの補強を担うのは補強リングであり、注入圧力による補強の程度は、既設トンネルの状況を把握したうえで、既設トンネルの構造に支障をきたさない範囲内とする。

平成 25 年度においては、まず、材料選定検討によって、ゴムチューブ材質としてクロロプレンゴムを、充填材として PC グラウト材を選定し、選定した材料を用いた充填材加圧注入実験を行い、充填材の硬化過程で浮上り反力が消失するような事象は見られず、ゴムの圧縮応力を介した圧力が長期的に有効であることを確認した。次に、３次元ＦＥＭ解析による構造解析を行い、既設トンネルに悪影響を及ぼさない加圧注入圧の大きさならびに補強完了後の追加外荷重作用時の補強リングの荷重分担率を把握した。

平成 26 年度においては、既設トンネル径・土被りをパラメータとした構造解析によって、本技術の適用性に関する知見を広げるとともに、設計手法として汎用的な２次元フレーム解析手法の適用性を探ること、施工にあたっての課題への対処方法の検討ならびに簡易型ゴムチューブの適用性について検討を行い、実用化に向けた前進を行うことを目的とした。

1.2 補強方法

1.2.1 現状と課題

トンネルの補強対策としては、①覆工内面に補強壁を増設して既設覆工と荷重分担を行わせること、②剛性を有する軸力部材を十字状や放射状に組立ててジャッキによって軸力を与え、既設覆工を地山側に押して支保することで、既設覆工の断面力を低下させることなどが考えられる。

しかし、①の増設補強壁では、補強時点で既設覆工に発生している断面力を直ちに軽減できる方法ではない。これに対して②の支保部材では、軸力を導入することによって、発生している断面力を直ちに低減することが可能である。ただし、トンネル内空部に支保部材を存置する必要があるため、トンネルの供用に大きな支障となる可能性が高い。

1.2.2 着眼点と補強概要

構造力学上、半径 r の円筒形部材に法線方向から等分布荷重 p が作用すると、部材には周方向に圧縮力 N(＝p×r) が発生する。円筒径部材をこの圧縮力に耐え得る仕様とすることで、等分布荷重に抵抗できる。この事項をトンネルの補強に利用することを考える。

図 1.2.2-1 に示すように、既設トンネルの内面にゴムチューブを貼付け、その内側に補強リングを配置する。ゴムチューブ内にセメントミルクを加圧注入してゴムに圧縮応力を生じさせ、既設トンネルを外側（地盤側）へ押す圧力を作用させる。

上記の反力は、補強リングが軸圧縮力として負担する。

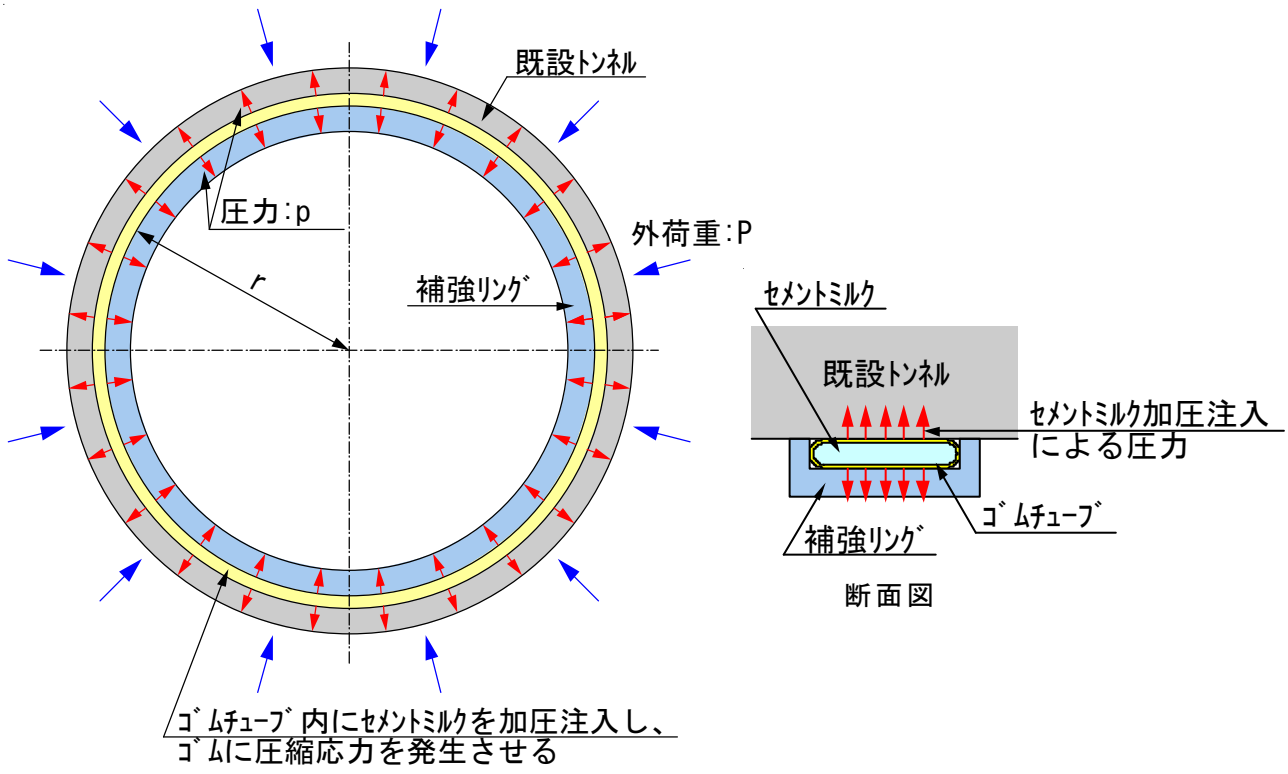


図 1.2.2-1 補強方法概念図

1.2.3 補強方法の特徴

補強方法の特徴を以下に列挙する。

①増設補強壁の効果とは異なり、補強実施時点で既設トンネルを外側へ押す力を与えることができる。

②支保部材のようなトンネル内空部に大きな支障となる部材を存置する必要はない。

③補強リングの仕様を上げておくことによって将来的な荷重増加に対して、補強リングが荷重分担できる。

1.2.4 補強手順

図 1.2.4-1 に補強の手順例を示す。

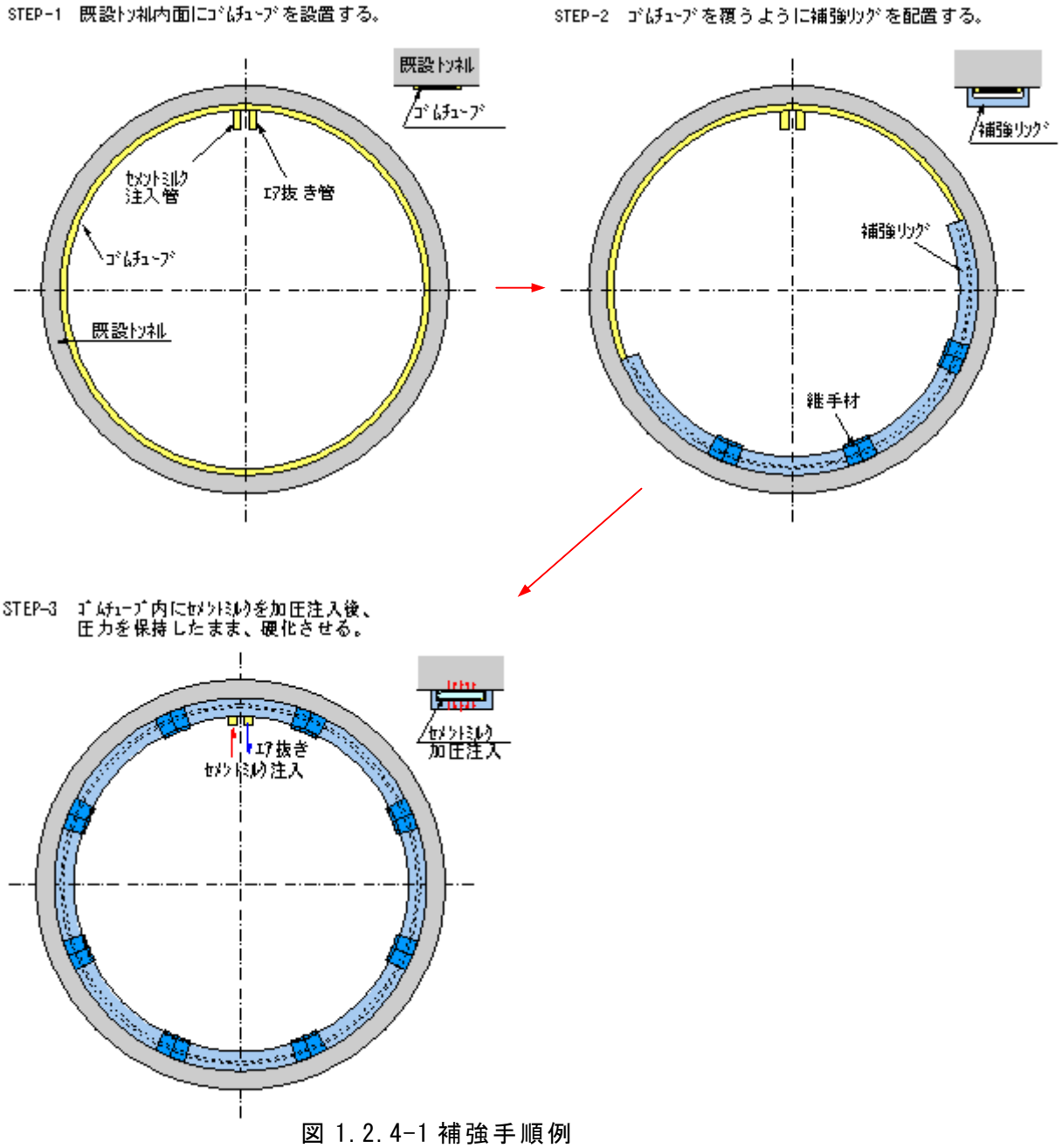


図 1.2.4-1 補強手順例

1.2.5 施工状況概要

補強が必要な範囲に対して､セグメント幅内に補強リングを１周配置することを考える。したがって、補強リングは離散的に配置されることになる。

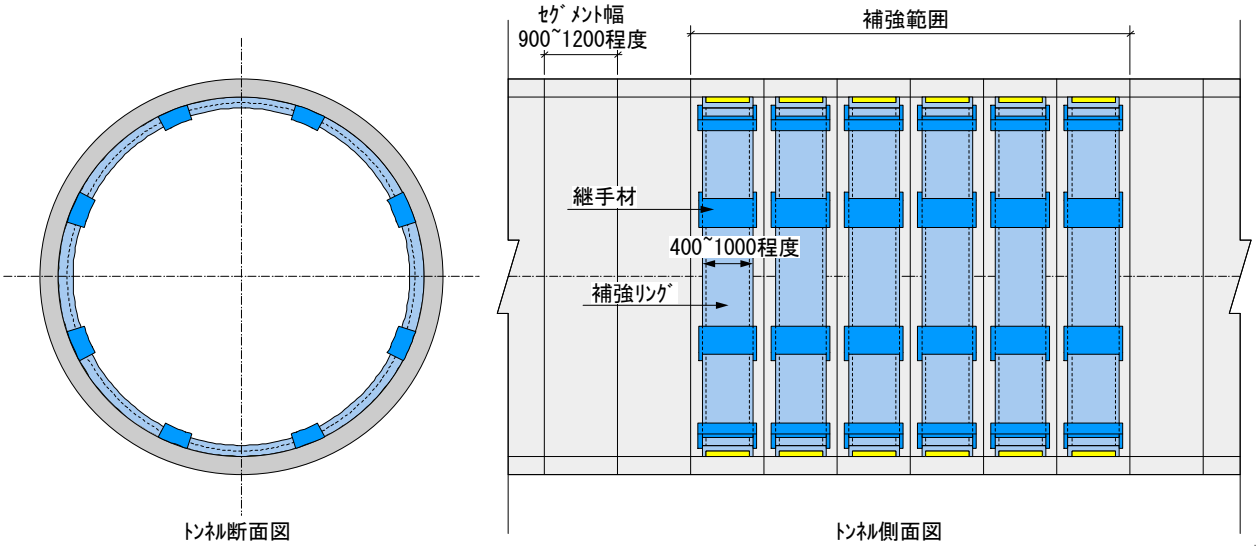


図 1.2.5-1 補強リング設置状況例

対象となるトンネルの径によるが、補強リングの組立にあたっては、資材搬入車両からの荷受けのための門型クレーン、フィーダーおよび組立用のエレクターを装備した移動式の設備を用いることによって、夜間作業時などの施工効率を向上させることができると考えられる。

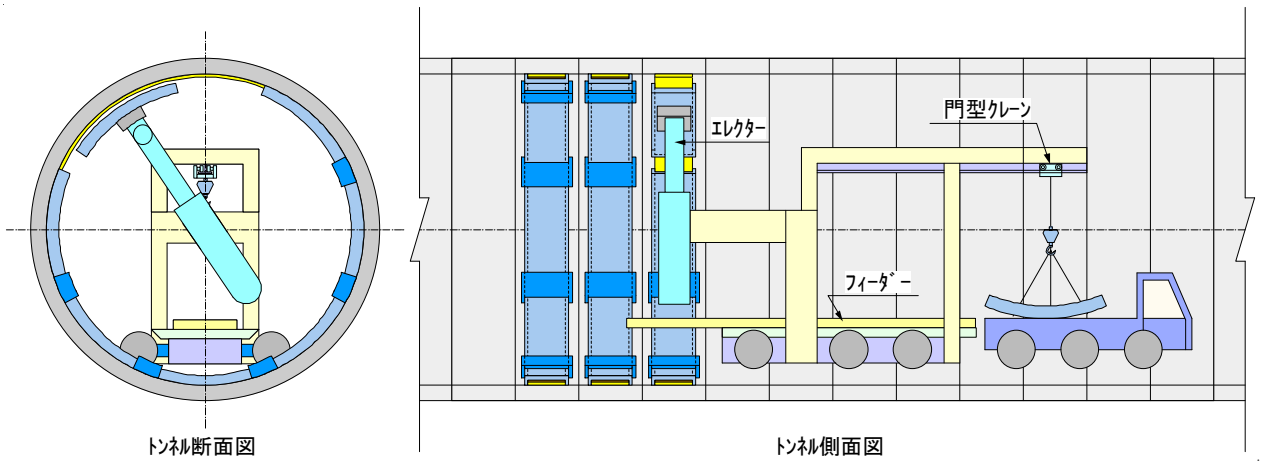


図 1.2.5-2 補強リング組立状況例

1.3 補強方法の適用範囲と適用方法

表 1.3-1 に本工法の適用範囲と適用方法を示す。主要な事項を以下に示す。

1.3.1 適用範囲について

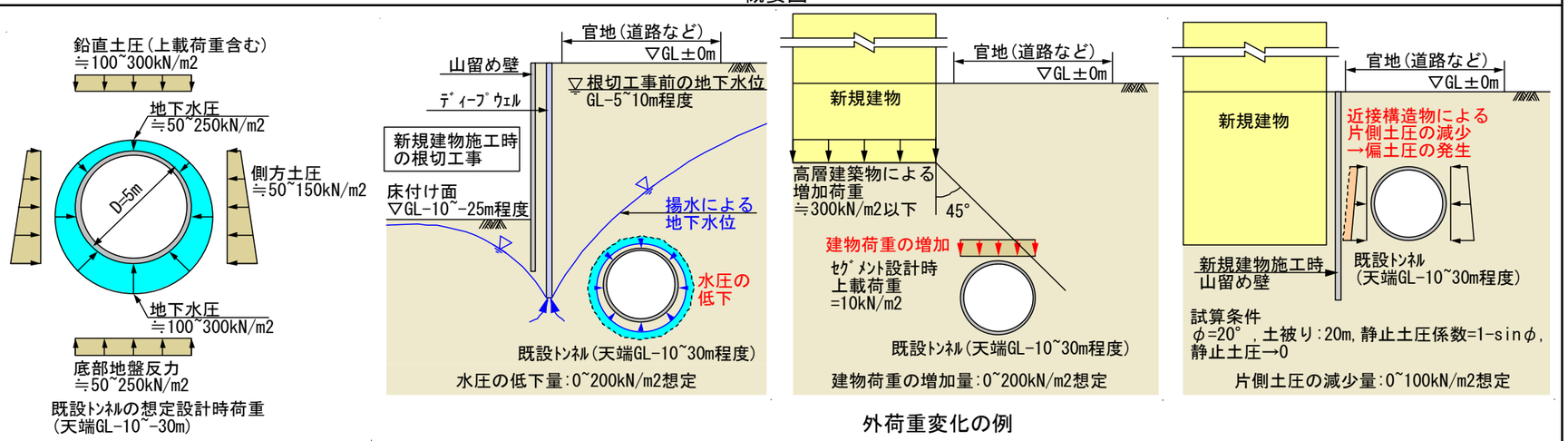
コンクリートの劣化が進行しており、既設トンネルの荷重を分担して担う補強が必要な場合や、外荷重が設計時から変化しており、もしくは変化することが予想されて、既設トンネルの補強が必要とされる場合（既設トンネル内から補強せざるを得ない場合）を対象とする。

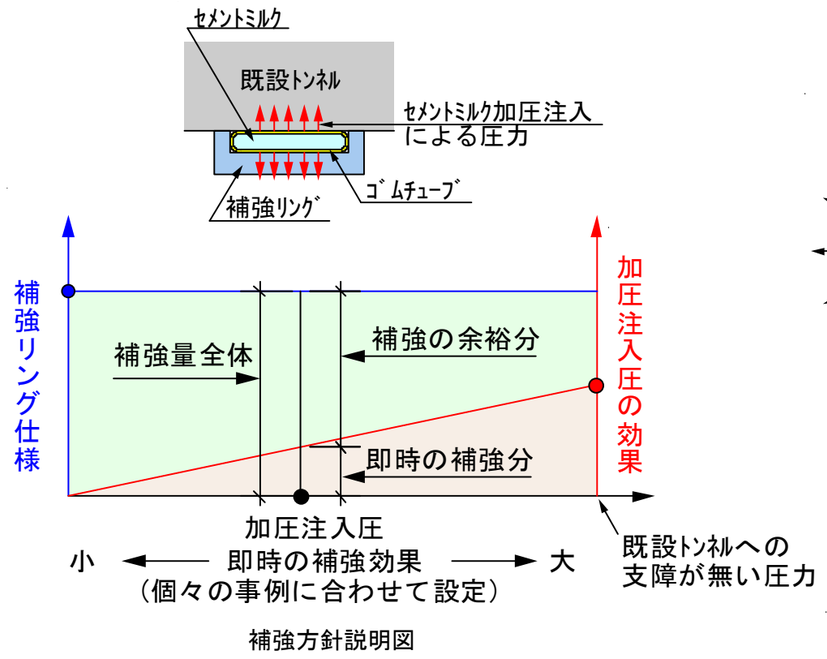
1.3.2 適用方法について

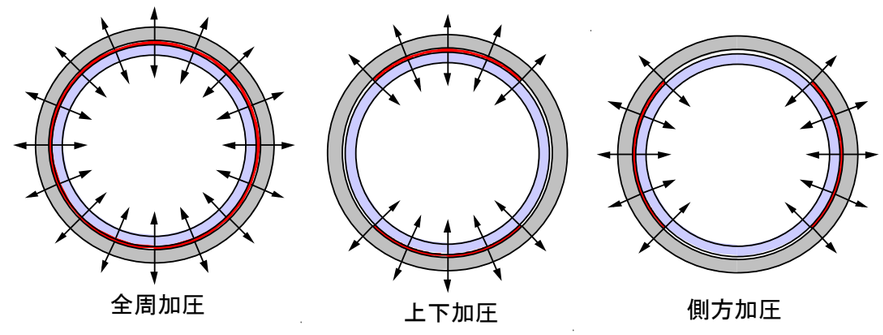
補強リングが補強力を担うものとする。

加圧注入圧は、既設トンネルに支障が発生しない大きさ以内とする。また、加圧注入圧は、外荷重の変化荷重を目安とすれば、0.2MPa(=200kN/m^2)程度以内と考えられる。

表1.3-1 老朽化トンネル補強技術の適用範囲と適用方法概要

<table>
<tr><th>項目</th><th colspan="2">内容</th><th>概要図</th></tr>
<tr><td>適用範囲</td><td colspan="2">(1)コンクリートの劣化
・既設トンネルにおいて、中性化、塩害、凍害、アルカリ骨材反応といった劣化が進行しており、既設トンネルの荷重を分担して担う補強が必要な場合を対象とする。
(2)外荷重の変化
・既設トンネルに対して、外荷重が設計時から変化しており、もしくは変化することが予想されて、既設トンネルの補強が必要とされる場合を対象とする。
・外荷重の変化に対して、既設トンネル内から補強せざるを得ない場合を対象とする。</td><td> 

外荷重変化の例
※外荷重変化量の目安は、最大200kN/m2程度と考えられる。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">適用方法</td><td>補強方針</td><td>(1)補強リングが補強力を担う。
(2)加圧注入の目的は以下のとおりである。
・補強リングと既設トンネル内面を接触状態にして、将来的な荷重作用を補強リングにスムーズに分担させること。
・例えば、既設トンネルの変形が発生している場合、加圧力を個々の事例に合わせて設定し、即時的に補強効果を持たせること。
(3)加圧注入圧は、既設トンネルに支障が発生しない大きさ以内とする。上段概要図のように外荷重の変化荷重を目安とすれば、0.2MPa(=200kN/m2)程度以内と考えられる。</td><td rowspan="2"> 

補強方針説明図
 

補強形態例</td></tr>
<tr><td>補強形態</td><td>・個々の事例に合わせて、加圧範囲を設定する。</td></tr>
</table>

注）「高層建築物による増加荷重」は、「大深度地下使用技術指針・同解説」（平成13年6月）における既存の建築物についての増加荷重（参表-5.7、参表-5.8）より

1.4 研究の進め方

実施体制は以下のとおりである。

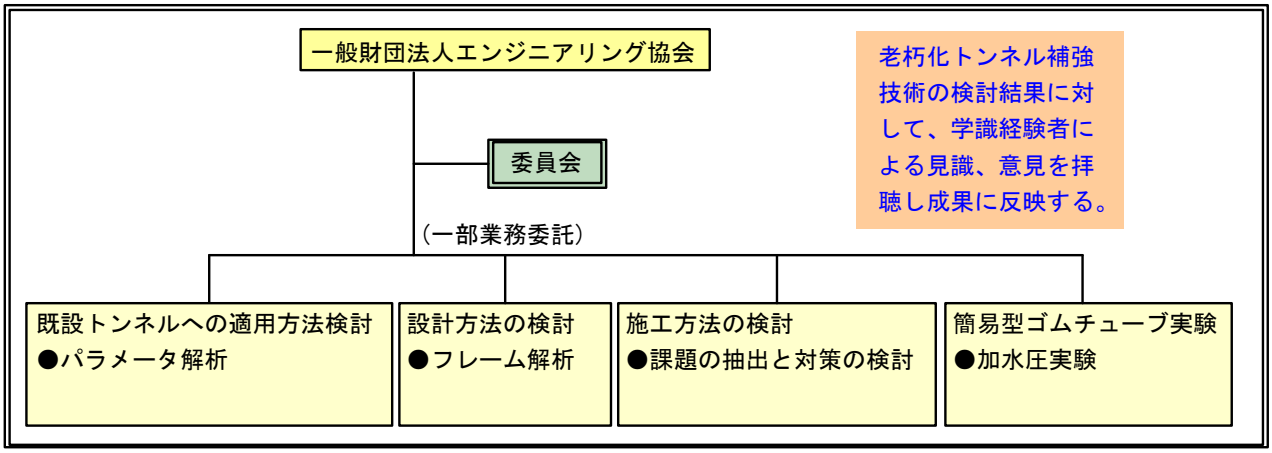


図 1.4-1 実施体制図

1.5 研究内容と成果概要

1.5.1 平成 25 年度実施事項概要

表 1.5.1-1 に平成 25 年度における課題とこれに対する研究内容を示す。また、以下に各実施事項の概要を示す。

1) 補強効果の確認実験

実験の目的は、セメントミルクが硬化して液体から固体に変化していく際に、ゴムの圧縮応力が残存するか否かを確認することとした。

実験装置の概要を下図に示す。架台の上に、ゴムチューブを内包する蓋上鋼材を配置し、ゴムチューブ内にセメントミルクを加圧注入することで、蓋上鋼材は浮き上がろうとする。この浮き上がりを拘束することによる力をロードセルによって計測した。

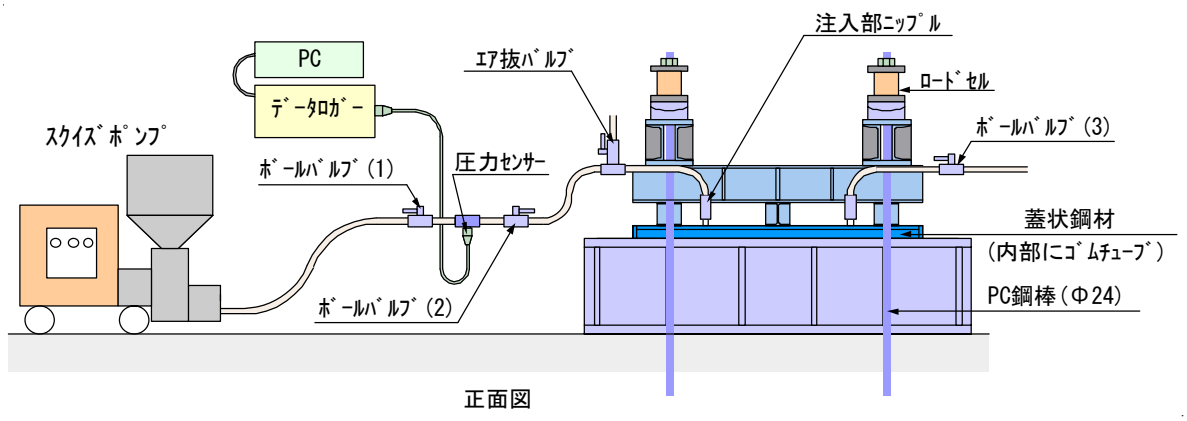
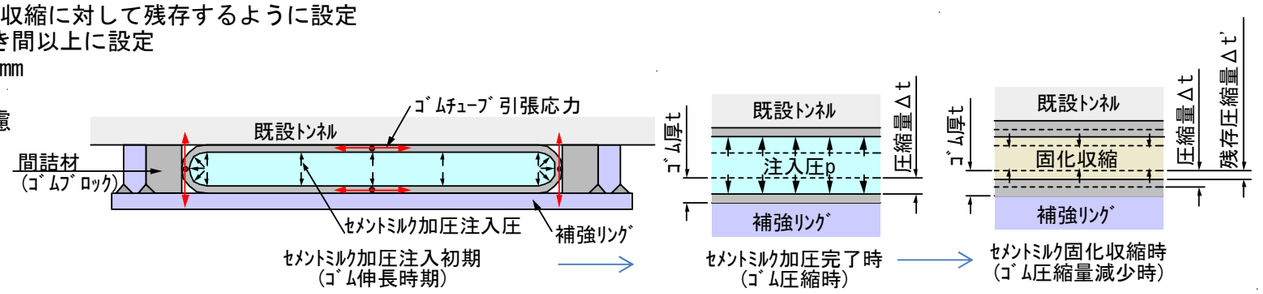
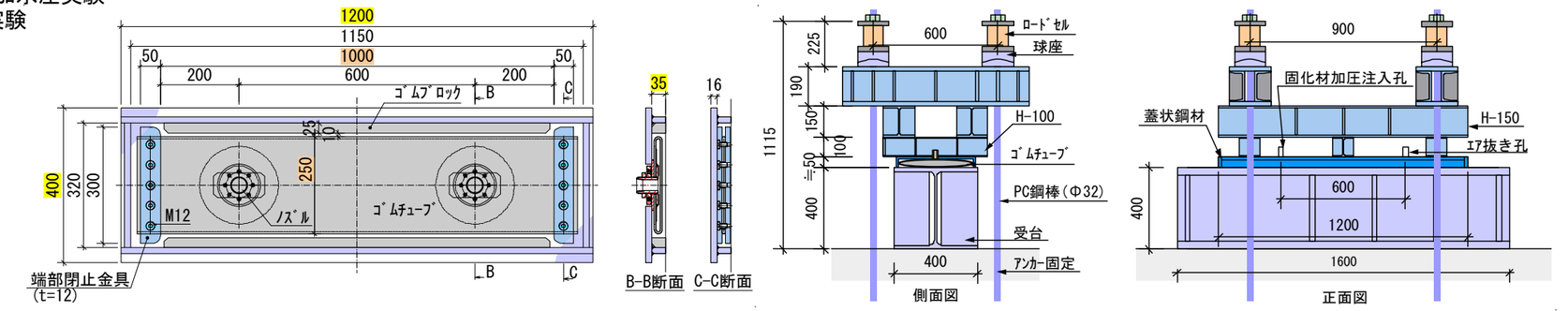
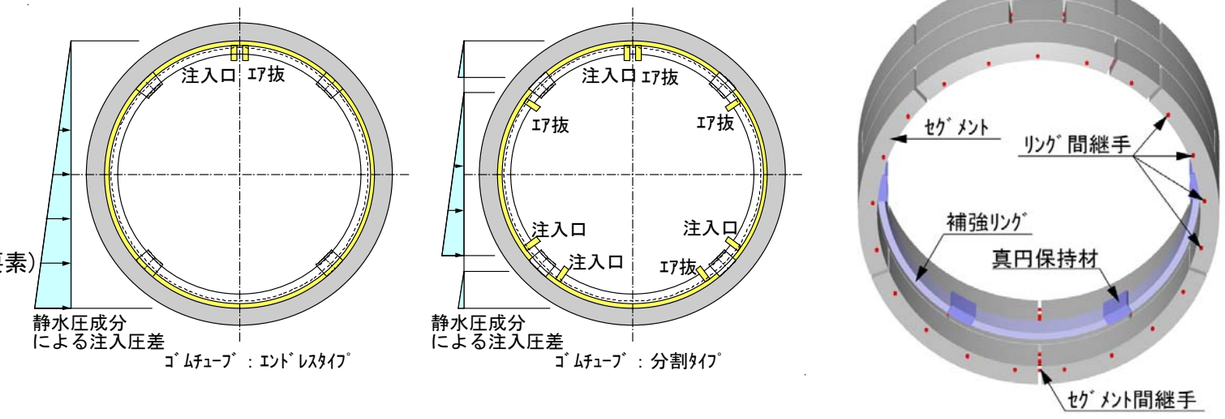
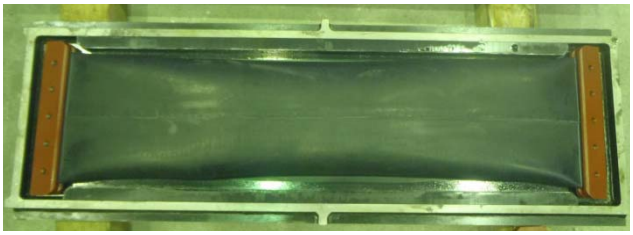


図 1.5.1-1　実験装置概要図

表1.5.1-1　課題と研究内容（平成25年度）

課題	項目	検討内容
1．材料選定実験 （加圧効果の確認）	(1)材料選定検討	①ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ ・材質：耐ｱﾙｶﾘ性、耐摩耗性、長期安定性を考慮 ・強度：加圧注入圧による引張応力に対する照査 ・弾性係数：加圧注入圧による圧縮応力がｾﾒﾝﾄﾐﾙｸ固化時の収縮に対して残存するように設定 ・厚さ：補強ﾘﾝｸﾞの製作誤差累積時の既設ﾄﾝﾈﾙ内面とのすき間以上に設定 ・選定結果→ｸﾛﾛﾌﾟﾚﾝｺﾞﾑ，硬度61，弾性係数2.58N/mm2，厚さ5mm ②ｾﾒﾝﾄﾐﾙｸ ・充填性、流動性、流動性保持時間、硬化時の収縮性を考慮 ・選定結果→PCｸﾞﾗｳﾄ材 ③間詰材（ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞと補強ﾘﾝｸﾞ間） ・施工の容易性を考慮 ・選定結果→ｺﾞﾑﾌﾞﾛｯｸ  蓋状平板加圧実験 ・ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞに対する加水圧実験 ・ｾﾒﾝﾄﾐﾙｸ加圧注入実験 
2．構造解析 （補強成立性検討）	(1)継手 の構造検討 (2)3次元FEM解析	・構造形式の選定と部材仕様の試算。 ・条件：内空5mのﾄﾝﾈﾙの補強 土被り20m，沖積粘性土 加圧範囲（全周，上下） ・ﾓﾃﾞﾙ：弾性FEM解析 地盤→地盤ﾊﾞﾈ 構造体→はり要素 補強ﾘﾝｸﾞ~既設ﾄﾝﾈﾙ→ｲﾝﾀｰﾌｪｲｽ要素（ばね要素） ｺﾞﾑ圧縮力→荷重 ・荷重条件：加圧注入圧による増分荷重 

① ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ上面状況



② ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞの蓋状鋼材への納まり状況

③ 蓋状鋼材の設置状況

写真 1.5.1-1 ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞの設置状況

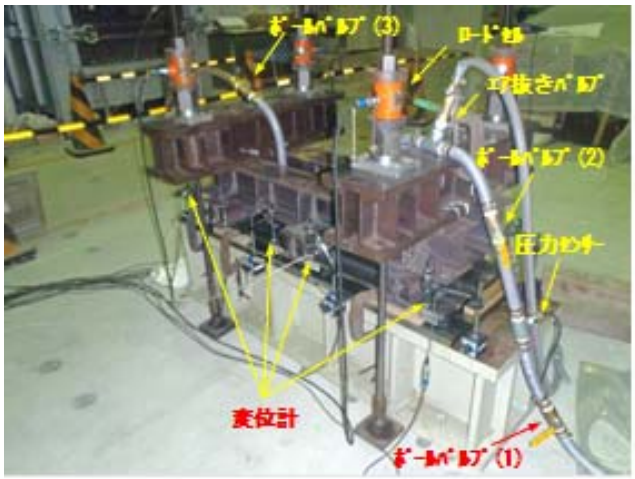


写真 1.5.1-2 実施状況

図 1.5.1-2 に浮上り反力の経時変化ならびに自己収縮ひずみ収束時期までの予測状況を示す。浮上り反力の予測値は、加圧注入時の浮上り反力計算値の約 2/3 となっている。

したがって、セメントミルク硬化に伴う圧力の消失はなく、セメントミルク加圧注入圧の上越しによって所定の圧力を導入することが可能と考えられる。

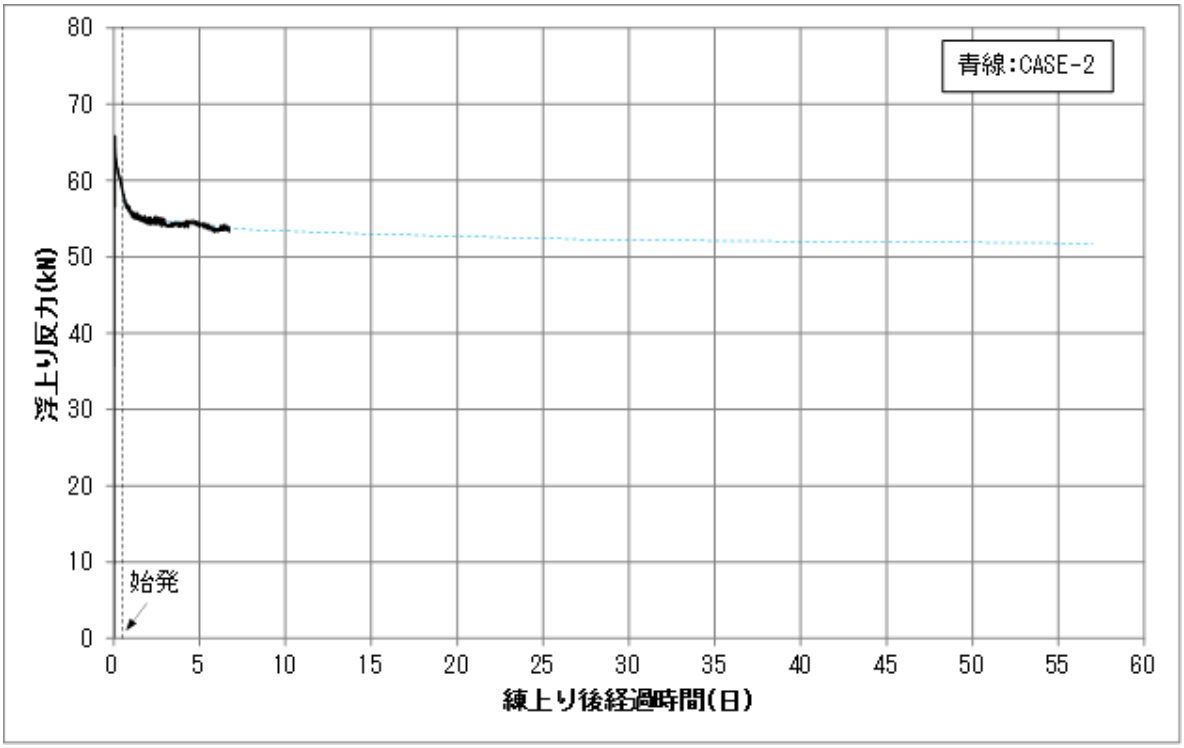


図 1.5.1-2 浮上り反力経時変化予測値

2）補強の成立性の解析的検討

目的の１点目は、セメントミルク加圧注入時に、既設トンネルに悪影響を及ぼさないことを確認することとした。これは、セグメントリング１組に加圧注入下した際に隣接するセグメントリング間のリング継手が健全であることなどを確認することである。

目的の２点目は、補強仕様と補強効果の関係を確認することとした。これは、補強後に追加外荷重を与えた際の荷重分担状況によって確認する。

検討方法としては、３次元ＦＥＭによる構造解析に寄った。セグメントおよび補強リングをはり要素に、地盤はばね要素に、継手材は回転ばね要素などにモデル化を行った。

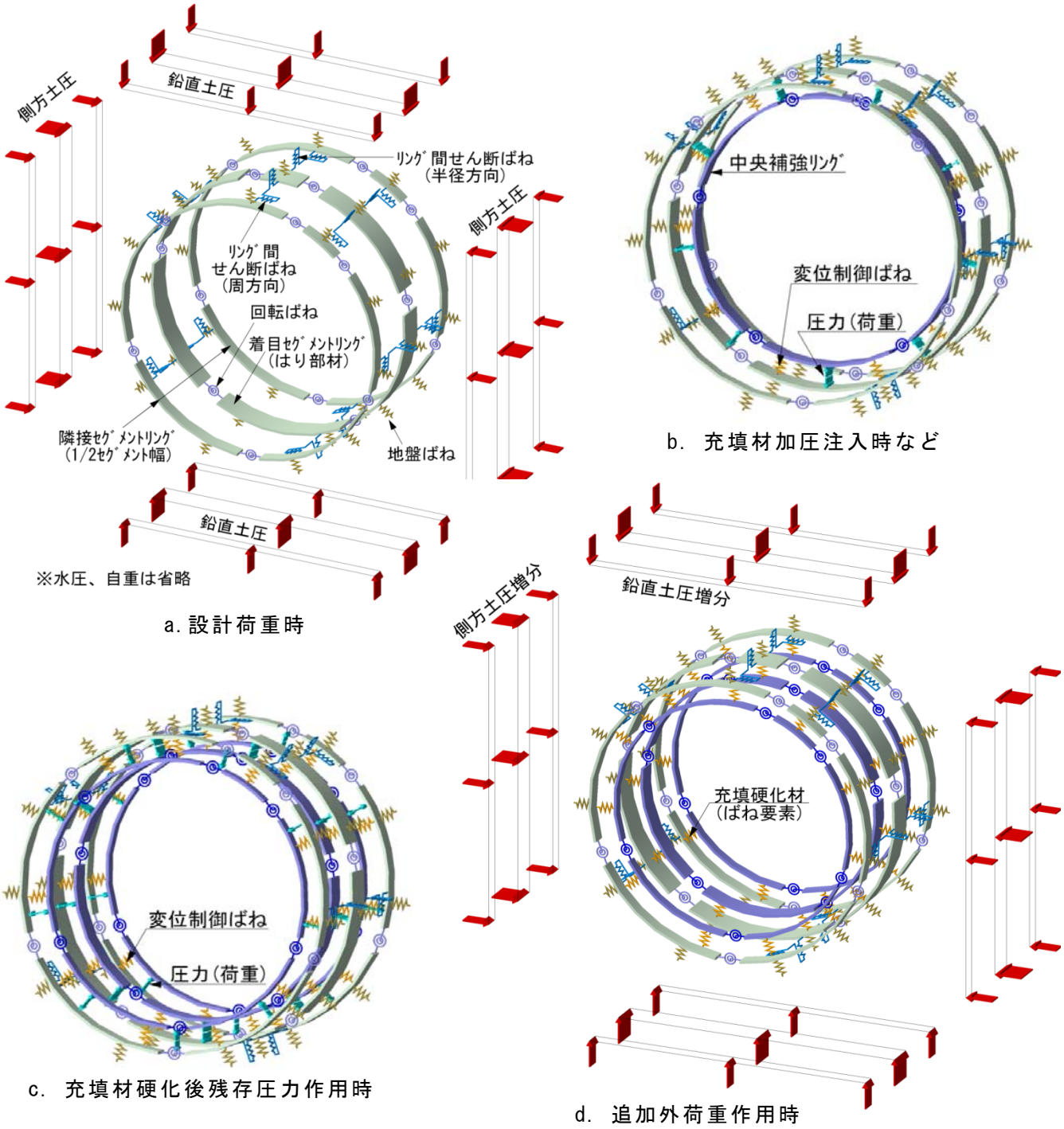


図 1.5.1-3 解析モデル概要図

解析の設定条件として、既設トンネルは、外径 5.4m, 覆工厚 20cm の RC セグメントからなり、地下水位 GL-10m の沖積土層中の土被り 20m 位置に存在するものとした。なお、セグメントおよび補強リングの部材仕様は、標準セグメントを参考に設定した。

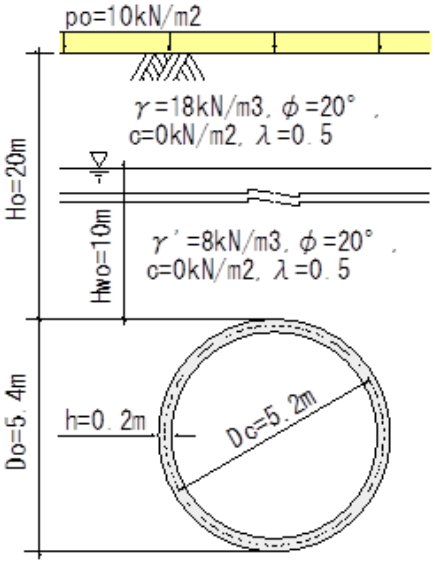


図 1.5.1-4 既設ﾄﾝﾈﾙ配置条件図

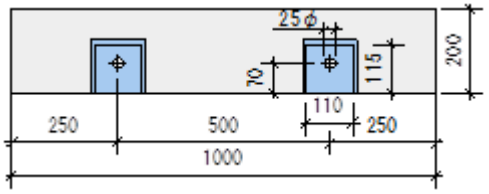


図 1.5.1-5 既設ﾄﾝﾈﾙ(ｾｸﾞﾒﾝﾄ)継手部形状設定図

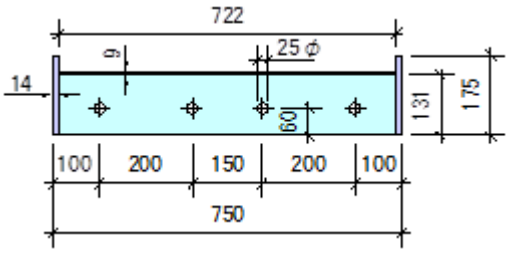


図 1.5.1-6 補強ﾘﾝｸﾞ継手部形状設定図

荷重としては設計荷重以外にセメントミルク加圧注入圧、追加外荷重を与えた。セメントミルクの加圧注入圧としては、全周加圧と上下加圧の２ケースを設定し、全周加圧では上下の液圧差を考慮した。追加外荷重としては、鉛直土圧の増加を取り上げた。

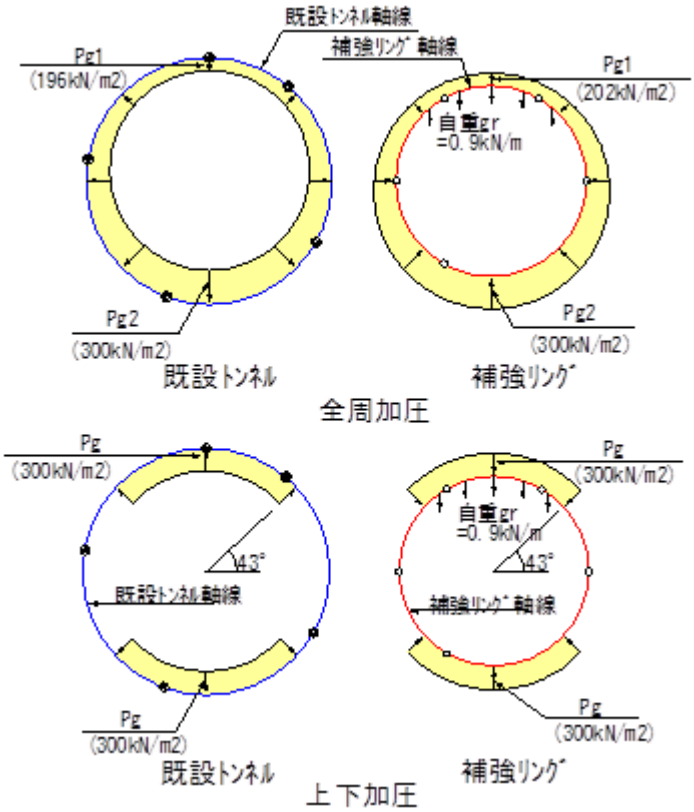


図 1.5.1-7 ｾﾒﾝﾄﾐﾙｸ注入圧設定状況

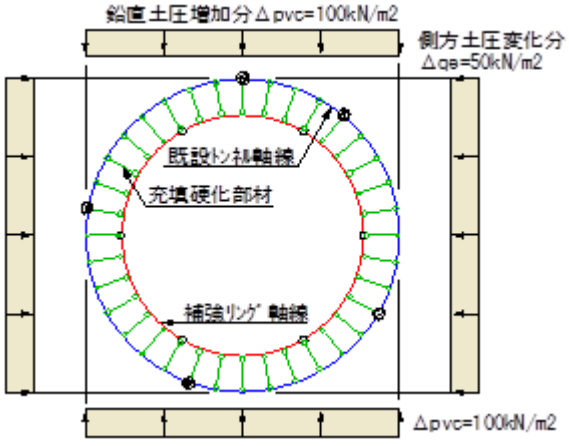


図 1.5.1-8 追加外荷重設定状況

構造解析による断面力から各部の応力計算を行った。このとき、設計時の応力が各部の許容応力度の 85%に達しているという設定条件の下、応力の許容値を許容応力度の 15%とした。

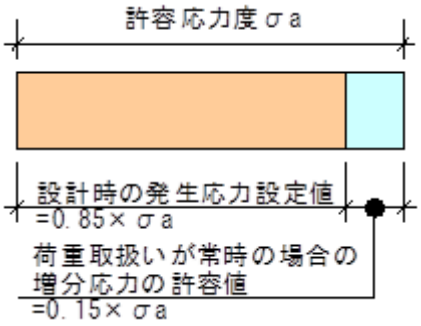


図 1.5.1-9 検討における応力の許容値の設定状状況

セメントミルク加圧注入時の影響については、リング間継手と同様に、セグメントの引張鉄筋の算定応力も厳しくなり、注入圧の最大値は、上下加圧で約 110kN/m²（＝0.11MPa）となった。

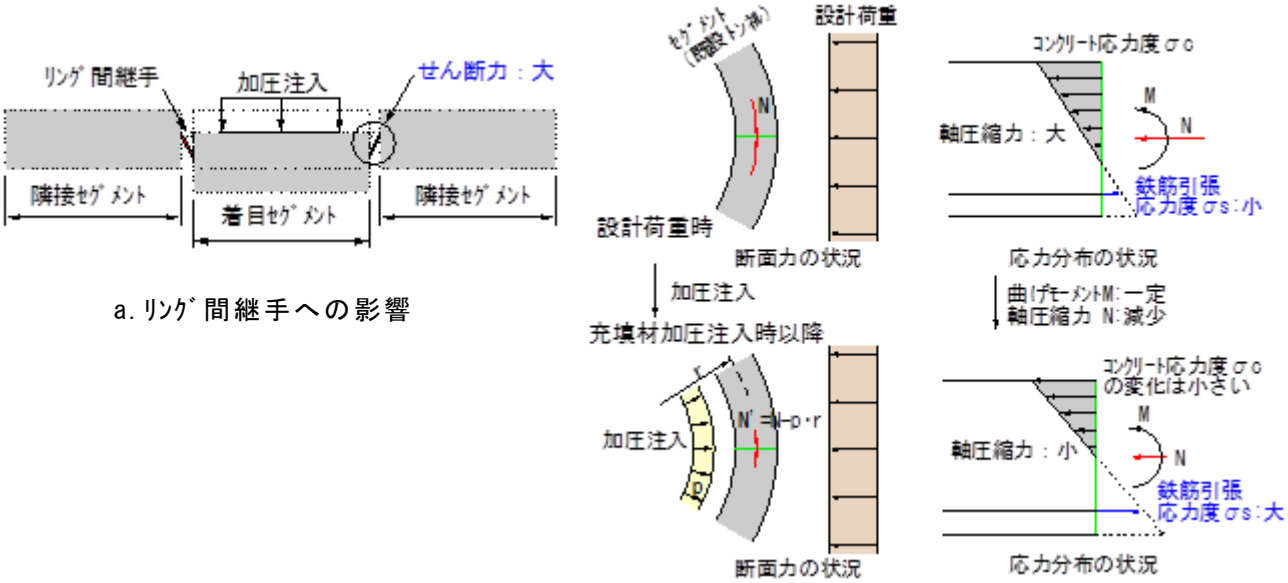


図 1.5.1-10 加圧注入圧が既設ﾄﾝﾈﾙへ与える影響

また、追加外荷重時の分担率については、下表に軸力の分担量を示しているが、今回の設定条件では、補強リングの軸力分担率は約 9%程度となった。

表 1.5.1-2 追加外荷重作用時の軸力分担

最大軸圧縮力(kN)	追加外荷重作用前	496	370
	追加外荷重作用時	687	390
外荷重作用時の軸圧縮力増分(kN)		191	20
軸圧縮力増分の比率(%)		91%	9%

3) 課題

(1) 補強効果の確認実験

・充填材の硬化過程における浮上り反力の経時変化を把握するためには、３か月程度以上の長期的な実験を検討することが望ましい。

・エア溜まりを解消する対策を検討することが望ましい。

・ゴム劣化の影響を把握するための劣化促進試験を検討することが望ましい。

・剛性の低い(実際に則した)蓋状鋼板を用いて加圧注入時のゴムチューブの追随性、コストダウンのためのゴムチューブ構造の簡素化を検討することが望ましい。

・施工時には加圧注入圧が管理項目として挙げられるが、事前に加圧注入圧によって既設トンネルならびに補強リングに発生する反力などを把握しておく必要がある。

(2) セメントミルク加圧注入時の影響の検討

・セグメントリング内における充填材の加圧範囲に関するケーススタディが必要と考えられる。

・既設トンネルの安全性を保つ範囲の充填材の加圧値に対して、補強リングの仕様をどの程度低減できるかを確認しておくことが望ましい。

(3) 追加外荷重作用時の補強効果の検討

・充填硬化材の圧縮量が大きくなり、既設トンネルが補強リングに直接接する状況になれば、補強リングの荷重分担率は、今回の結果からすると、9%から 14%程度に増加すると考えられる。このとき、補強リングと既設トンネルの離隔、ゴムチューブ厚によって充填硬化材のばね値をどのように設定するか検討することが望ましい。

・既設トンネルに弾性係数の低下などの劣化が発生すれば、補強リングの荷重分担率は増加する。ただし、劣化したり、許容応力を越える荷重作用を受けた既設トンネルの耐荷機能をどう位置づけるかが求められる。

1.5.2 平成 26 年度実施事項概要

表 1.5.2-1 に平成 26 年度における課題とこれに対する研究内容を示す。また、実施工程表を**表** 1.5.2-2 に示す。

表 1.5.2-2 実施工程表

課題		実施項目	平成２５年度 上半期	平成２５年度 下半期	平成２６年度 4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	備考
行事等									▽第1回委員会 ●研究計画説明 ●実験計画説明			▽第2回委員会 ●解析結果報告		▽第3回委員会 ●検討結果報告 ●報告書構成説明			
H25年度	1. 補強効果の確認	充填硬化材 加圧注入実験	―														
H25年度	2. 補強成立性検討	構造検討及び 3次元FEM解析	―	―													
H26年度	1. 既設ﾄﾝﾈﾙへの 適用方法検討	ﾊﾟﾗﾒｰﾀ解析 (3次元FEM解析)						解析ｹｰｽ設定		構造解析・検討							
H26年度	2. 設計方法の検討	ﾌﾚｰﾑ解析						解析方法の検討			構造解析・検討						
H26年度	3. 施工方法の検討	課題の抽出及び 対応策検討						課題の抽出		対応策ならびに施工方法の検討							
H26年度	4. 簡易型ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ による ｺｽﾄﾀﾞｳﾝ実験検討	加水圧実験				簡易型ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ構造の検討および実験計画						加水圧実験					

1) 既設トンネルへの適用方法検討（パラメータ解析）

・トンネル径としてφ4.3m、φ8.3m の２種類、土被り厚として 15m、30m の２種類を設定して、３次元ＦＥＭ解析を行い、各ケースごとの既設トンネルに悪影響を及ぼさない加圧注入圧の状況ならびに補強完了後の追加外荷重作用時の補強リングの荷重分担率の検討を行った。

2) 設計方法の検討（２次元フレーム解析）

・２次元フレーム解析によって、上記の３次元ＦＥＭ解析の再現を試みた。また、２次元フレーム解析によって、追加外荷重作用時の補強リングの荷重分担率の試算および補強リングと既設トンネルとの離隔発生に関する試算を行った。

3) 簡易型ゴムチューブによるコストダウン実験検討

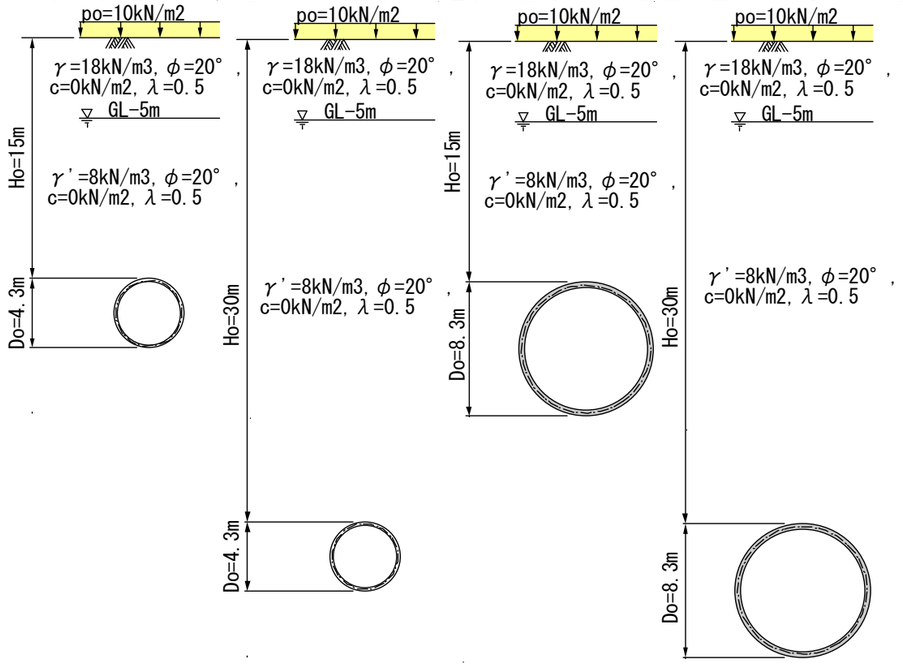
・昨年度使用したゴムチューブに対して、ノズル金具の簡素化ならびに端部閉止金具の省略を行った簡易型ゴムチューブによる加水圧実験を行い、0.3MPa 程度の加水圧に対する止水性を検討した。

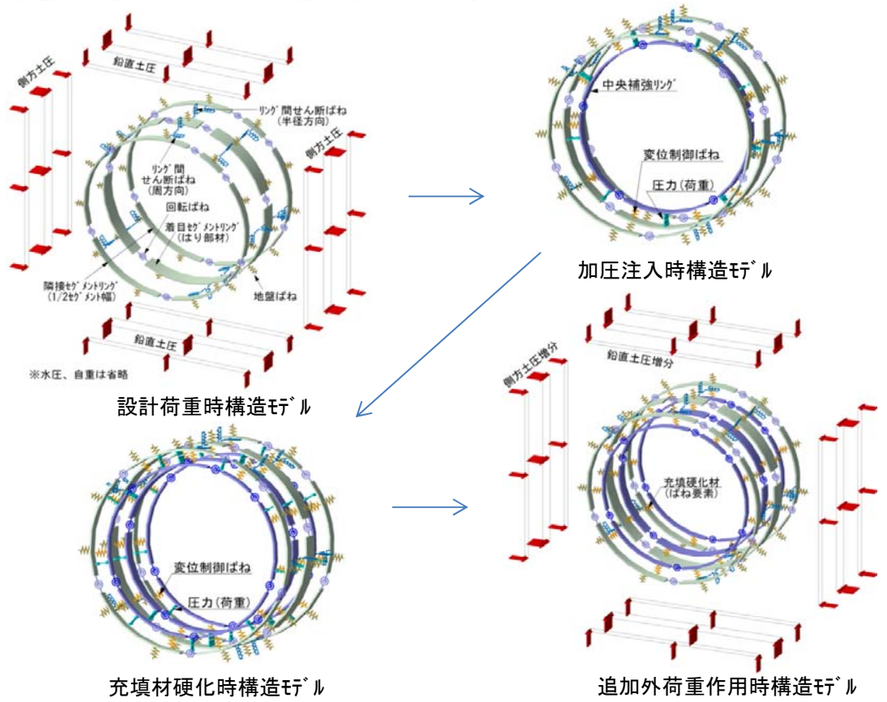
4) 施工方法の検討

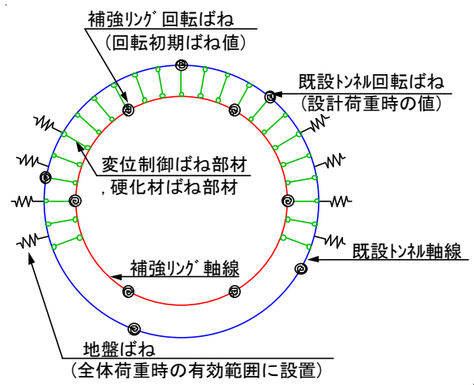
・施工ステップ毎の主要な課題に対する対処方法を検討するとともに、必要と考えられる計測項目のピックアップを行い、望まれる施工フローを検討した。

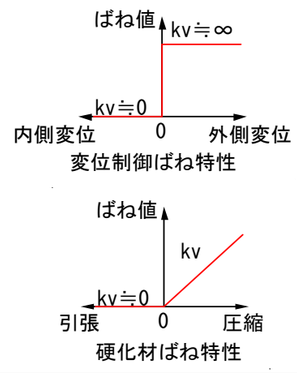
表1.5.2-1　課題と研究内容（平成26年度）

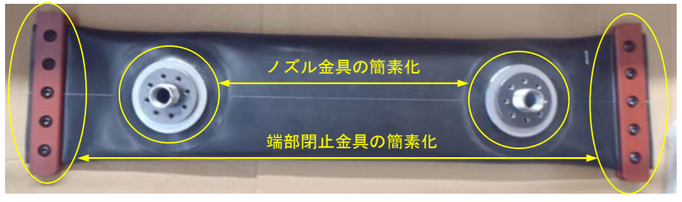
課題	項目	検討内容
１．既設ﾄﾝﾈﾙへの適用方法検討（ﾊﾟﾗﾒｰﾀ解析）	(1)3次元FEM解析	・既設ﾄﾝﾈﾙ径、土被りをﾊﾟﾗﾒｰﾀとした構造解析を行い、加圧注入圧の制限など、本技術を適用するにあたっての留意点を明確にする。
２．設計方法の検討（ﾌﾚｰﾑ解析）	(1)2次元ﾌﾚｰﾑ解析	・2次元ﾌﾚｰﾑ解析によって、3次元FEM解析を模擬する方法を検討し、設計方法における2次元ﾌﾚｰﾑ解析の適用性を探る。 ☆ﾌﾚｰﾑ解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ使用方法（充填材加圧注入時、充填材硬化後） ・既設ﾄﾝﾈﾙ、補強ﾘﾝｸﾞともに1ﾘﾝｸﾞの構造系で解析実施。設計荷重時からの増分値を求める。 ・ﾘﾝｸﾞ間継手に関しては、弾性床上の梁として別途ﾌﾚｰﾑ解析実施 （上記、1.充填材加圧注入時,2.充填材硬化後に対応）。 ・地盤ばね：設計時荷重＋各ｽﾃｯﾌﾟまでの荷重を載荷した時の有効範囲に設定。 ・回転ばね：既設ﾄﾝﾈﾙ→設計荷重時の回転ばね値,補強ﾘﾝｸﾞ→回転初期ばね値 ・既設ﾄﾝﾈﾙと補強ﾘﾝｸﾞ間の部材：変位制御ばね部材（1,充填材加圧注入時）、 硬化材ばね部材（2.充填材硬化後）を設定（k値：引張→0）し、手動で判定繰返し。
３．施工方法の検討	(1)施工ｽﾃｯﾌﾟ毎の課題と対処方法 (2)計測項目	・施工ｽﾃｯﾌﾟ毎の主要な課題を抽出し、これへの対処方法の検討を行う。 ・加圧注入時ならびに補強完了後の長期に亘る計測項目をピックアップする。
４．簡易型ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞによるｺｽﾄﾀﾞｳﾝ実験	(1)加水圧実験	・平成25年度の加圧実験に用いたｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞの金具類を簡素化したｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞを製作し、 これを用いた加水圧実験を行うことで、ｺｽﾄﾀﾞｳﾝの可能性を検討する。











ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞの簡素化部位

第２章　既設トンネルへの適用方法検討（パラメータ解析）

円形トンネル内面に断面コの字状の鋼製部材を円環状に配置し、円形トンネル内面と鋼製部材間に配置したゴムチューブ内に充填硬化材を加圧注入した場合の円形トンネルへの補強技術の適用方法を３次元ＦＥＭ解析によって確認する。このとき、パラメータを既設トンネル径（２種類)、外荷重（２種類）に設定し、既設トンネルの状況に応じた補強技術の適用性を検討する。なお、既設トンネル覆工はＲＣセグメントとする。

2.1　解析条件

2.1.1　既設トンネル設定条件

既設トンネルの配置条件を表 2.1.1-1 に示す。トンネル外径は、「シールド工事用標準セグメントー下水道シールド工事用セグメントー」（土木学会・日本下水道協会　共編）を参考に、外径 4.3m と 8.3m の２種類とし、外荷重については、土被り厚を 15m と 30m に設定することで２種類としている。

土層条件としては、土水分離を前提とするとともに土圧が過小とならないように沖積砂層を設定している。

地下水位については、概ね一般的な値と考えられる GL-5m に設定し、上載荷重も一般的な値である 10kN/m² に設定している。

また、東日本大震災を教訓に耐震補強のさらなるグレードアップが必要とされてきつつあり、このような問題に対しては、上記の補修技術のみでは十分な対応が困難となる。

2.1.2　設定荷重

平成 25 年度と同様に、設計時荷重時以外に付加荷重としてセメントミルク加圧注入圧、追加外荷重を与えるものとする。セメントミルクの加圧注入圧としては、全周加圧と上下加圧の２ケースを設定し、全周加圧では上下の液圧差を考慮する。また、追加外荷重としては、鉛直土圧の増加を取り上げる。表 2.1.2-1 に入力荷重一覧を示す。

2.1.3　既設トンネルの部材仕様の設定

「シールド工事用標準セグメントー下水道シールド工事用セグメントー」（土木学会・日本下水道協会　共編）（以下、「標準セグメント資料」と呼ぶ）に則って、既設トンネル覆工の部材仕様を設定した。その状況を表 2.1.3-1 に示す。

また、標準セグメント資料に記載されている慣用法によって、設計荷重時の断面力算定および応力照査結果一覧を表 2.1.3-2 に示す。

既設トンネル解析入力値を表 2.1.3-3 に示す。継手の解析条件については、「鉄道構造物等設計標準・同解説　シールドトンネル」（平成 14 年 12 月　運輸省鉄道局　監修　鉄道総合技術研究所　編）（以下、「鉄道指針」と呼ぶ）に則って、慣用法による計算結果などを用いて設定した。

表2.1.1-1 ﾊﾟﾗﾒｰﾀ解析における既設ﾄﾝﾈﾙ条件

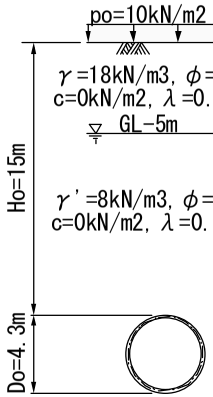
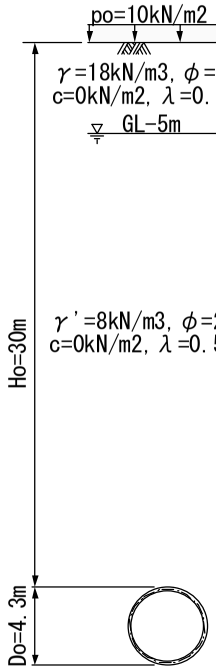
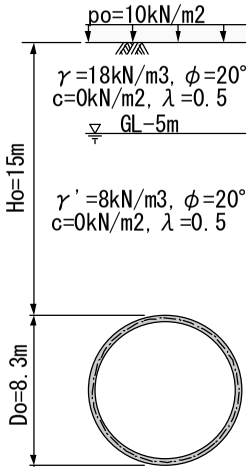
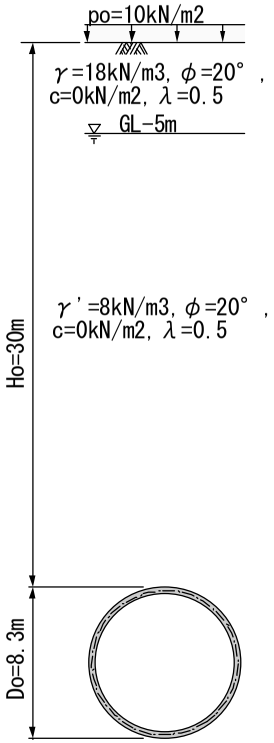
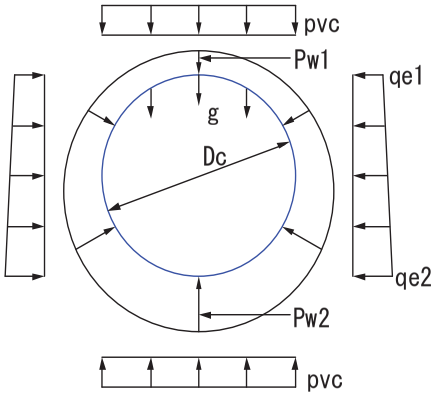
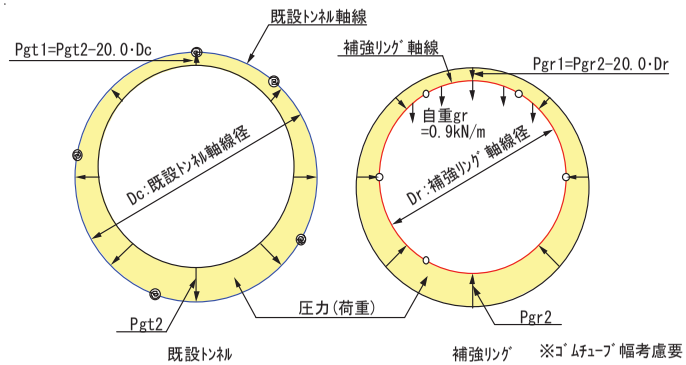
ｹｰｽ名	CASE-D043-DE15	CASE-D043-DE30	CASE-D083-DE15	CASE-D083-DE30
ﾄﾝﾈﾙ外径Do(m)	4.3		8.3	
土被り厚Ho(m)	15	30	15	30
Ho/Do	3.49	6.98	1.81	3.61
地下水位(GL-.m)	5			
設定土層	沖積砂層			
土質物性値	γ=18kN/m3 (γ'=8kN/m3), φ=20° ,c=0kN/m2, λ=0.5			
上載荷重(kN/m2)	10			
ﾄﾝﾈﾙ配置状況				

表2.1.2-1 入力荷重一覧

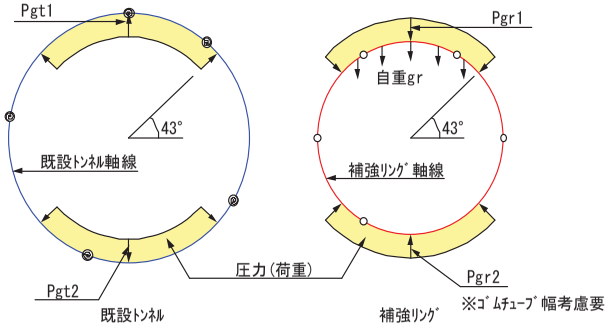
ｹｰｽ名			CASE-D043-DE15	CASE-D043-DE30	CASE-D083-DE15	CASE-D083-DE30
ﾄﾝﾈﾙ外径Do(m)			4.3		8.3	
土被り厚Ho(m)			15	30	15	30
Ho/Do			3.49	6.98	1.81	3.61
地下水位(GL-.m)			5			
設定土層			沖積砂層			
土質物性値			γ=18kN/m3 (γ'=8kN/m3), φ=20° ,c=0kN/m2, λ=0.5			
上載荷重(kN/m2)			10			
設計時荷重(kN/m)	鉛直土圧	pvc	83.3	85.8	118.7	143.8
	側方土圧	qe1	41.7	42.9	59.3	71.9
		qe2	58.1	59.3	91.1	103.7
	水圧	Pw1	102.0	252.0	103.5	253.5
		Pw2	143.0	293.0	183.0	333.0
	自重	g	5.2	5.2	9.1	9.1
ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ幅(m)			0.726	0.726	0.712	0.712
ﾄﾝﾈﾙ軸心径Dc(m)			4.1	4.1	7.95	7.95
補強ﾘﾝｸﾞ軸心径Dr(m)			3.75	3.75	7.45	7.45
加圧注入時荷重(kN/m)	全周加圧	Pgt1	158.3	158.3	100.4	100.4
		Pgt2	217.8	217.8	213.6	213.6
		Pgr1	163.4	163.4	107.5	107.5
		Pgr2	217.8	217.8	213.6	213.6
	上下加圧	Pgt1	217.8	217.8	213.6	213.6
		Pgt2	217.8	217.8	213.6	213.6
		Pgr1	217.8	217.8	213.6	213.6
		Pgr2	217.8	217.8	213.6	213.6
充填材硬化時残存荷重(kN/m)	全周加圧	Pgt1	105.5	105.5	66.9	66.9
		Pgt2	145.2	145.2	142.4	142.4
		Pgr1	108.9	108.9	71.7	71.7
		Pgr2	145.2	145.2	142.4	142.4
	上下加圧	Pgt1	145.2	145.2	142.4	142.4
		Pgt2	145.2	145.2	142.4	142.4
		Pgr1	145.2	145.2	142.4	142.4
		Pgr2	145.2	145.2	142.4	142.4
追加外荷重(kN/m)	Δpvc		100	100	100	100
	Δqe		50	50	50	50



設計時荷重

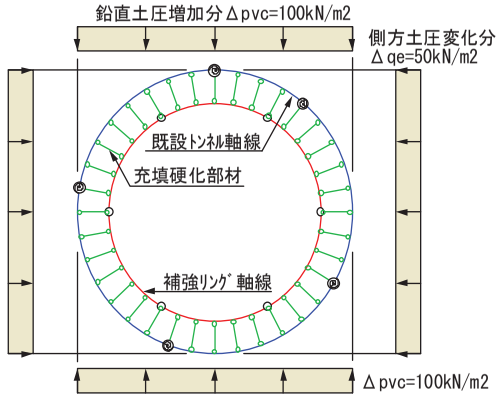


全周加圧



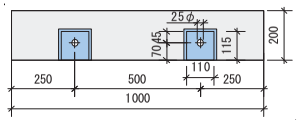
上下加圧

加圧注入時荷重ならびに充填材硬化時残存荷重



追加外荷重

表2.1.3-1 既設トンネル設定仕様一覧表

トンネル外径Do(m)		4.3		
タイプ		2	設定値	備　考
標準番号		C38		
外径Do(mm)		4300	4300	
内径Di(mm)		3900	3900	
セグメント分割数(個)		6	6	
セグメント幅(mm)		1000	1000	
セグメント厚h(mm)		200	200	
中心角	θA(°)	67.5	67.5	
	θB(°)	67.5	67.5	
	θk(°)	22.5	22.5	
リング継ぎボルト	本数(本)	16	16	
	中心角θp(°)	22.5	22.5	
	へりあきe2(mm)	60	70	類似事例より
	呼び径(mm)	22	22	
セグメント継ぎボルト	本数(本)	12	12	
	呼び径(mm)	22	22	
	へりあきe1(mm)	参考値無し	70	類似事例より
	ボルト間隔d1(mm)	参考値無し	500	類似事例より
	ボルト端面距離d1'(mm)	参考値無し	250	類似事例より
断面諸元	内側鉄筋有効高さd(mm)	165	165	
	外側鉄筋有効高さd'(mm)	35	35	
	内側鉄筋断面積As(mm2)	1150.4	1146.0	配筋:D19@250
	外側鉄筋断面積As'(mm2)	1150.4	1146.0	配筋:D19@250
セグメント継手面図				

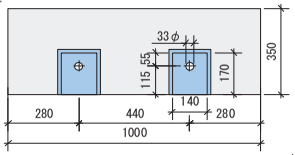
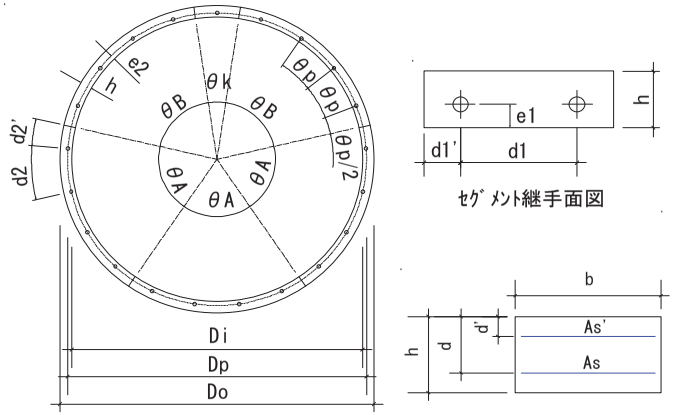
トンネル外径Do(m)		8.3		
タイプ		4	設定値	備　考
標準番号		C76		
外径Do(mm)		8300	8300	
内径Di(mm)		7600	7600	
セグメント分割数(個)		7	7	
セグメント幅(mm)		1000	1000	
セグメント厚h(mm)		350	350	
中心角	θA(°)	57.6	57.6	
	θB(°)	57.6	57.6	
	θk(°)	14.4	14.4	
リング継ぎボルト	本数(本)	25	25	
	中心角θp(°)	14.4	14.4	
	へりあきe2(mm)	参考値無し	115	類似事例より
	呼び径(mm)	参考値無し	30	類似事例より
セグメント継ぎボルト	本数(本)	14	14	
	呼び径(mm)	参考値無し	30	類似事例より
	へりあきe1(mm)	参考値無し	115	類似事例より
	ボルト間隔d1(mm)	参考値無し	440	類似事例より
	ボルト端面距離d1'(mm)	参考値無し	280	類似事例より
断面諸元	内側鉄筋有効高さd(mm)	310	310	
	外側鉄筋有効高さd'(mm)	40	40	
	内側鉄筋断面積As(mm2)	1696.0	1720.4	配筋:D22@225
	外側鉄筋断面積As'(mm2)	1696.0	1720.4	配筋:D22@225
セグメント継手面図				

表2.1.3-2 慣用法による設計荷重時の断面力算定および応力照査結果一覧

ケース名			CASE-D043-DE15	CASE-D043-DE30	CASE-D083-DE15	CASE-D083-DE30	備　考
トンネル外径Do(m)			4.3		8.3		
土被り厚Ho(m)			15	30	15	30	
Ho/Do			3.49	6.98	1.81	3.61	
地下水位(GL-.m)			5				
設定土層			沖積砂層				
土質物性値			γ=18kN/m3（γ'=8kN/m3), φ=20°, c=0kN/m2, λ=0.5				
上載荷重(kN/m2)			10				
荷重		鉛直土水圧 p1(kN/m2)	185.99	339.50	220.24	397.50	
		上部側方土水圧 q1(kN/m2)	144.40	296.15	162.57	326.20	
		下部側方土水圧 q2(kN/m2)	201.80	353.55	273.87	437.50	
		地盤反力 k·δ(kN/m2)	-2.03	36.03	18.90	104.77	
		自重 g(kN/m2)	5.20	5.20	9.10	9.10	
		自重反力 pg(kN/m2)	16.34	16.34	28.59	28.59	
断面力	－	平均軸力N(kN/m)	374	705	915	1667	
	Mmax時	曲げモーメント M(kN·m/m)	27.1	9.9	58.6	132.2	
		軸力 N(kN/m)	329.5	668.2	805.0	1636.9	
		せん断力 Q(kN/m)	0.0	0.0	0.0	21.6	
	Mnin時	曲げモーメント M(kN·m/m)	-23.9	-7.5	-44.9	-108.5	
		軸力 N(kN/m)	395.9	709.2	915.4	1754.1	
		せん断力 Q(kN/m)	-3.1	0.6	-6.6	0.0	
	|Qmax|時	曲げモーメント M(kN·m/m)	2.1	1.1	10.6	53.5	
		軸力 N(kN/m)	360.5	684.6	848.8	1654.2	
		せん断力 Q(kN/m)	-27.2	-13.0	-37.3	74.5	以下,許容応力度
応力度(引張:正)	セグメント(Mmax時)	コンクリートσc(N/mm2)	5.6	4.1	4.3	9.3	16(σck=42)
		引張側鉄筋σs(N/mm2)	42.0	全断面圧縮	-3.4	1.2	200(SD345)
		圧縮側鉄筋σs'(N/mm2)	-57.8		-56.5	-121.4	200(SD345)
	継手部(Mmax, |Qmax|時)	コンクリートσc(N/mm2)	8.4	4.8	5.3	11.7	16(σck=42)
		ボルト引張応力度σB(N/mm2)	61.6	全断面圧縮	-16.6	-25.6	290(8.8)
		継手板厚tf(mm) ()内設定値	15.6(→16)	15.6(→16)	21.4(→22)	21.4(→22)	215(SM490)
		継手板支圧応力度σbe(N/mm2)	38.6	18.5	28.2	56.5	300(SM490)

注）CASE-D083-DE15については、Ho/Do<2であるが、他ケースとの比較を考えて、鉛直土圧として緩み土圧を用いた。



リング組立図

セグメント継手面図

断面諸元図

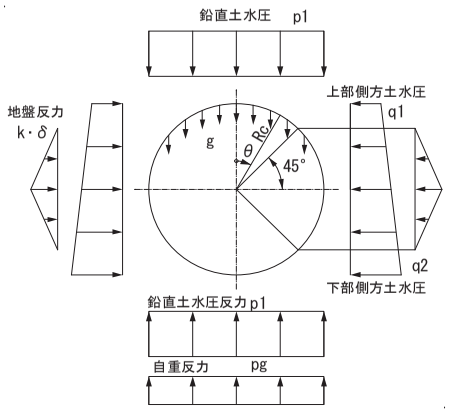
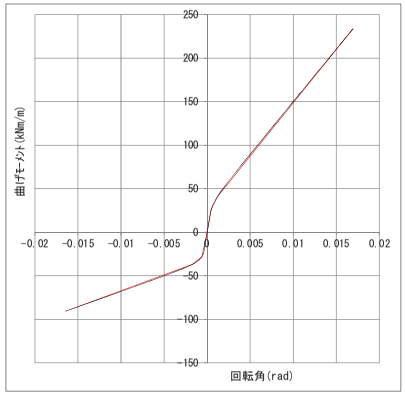
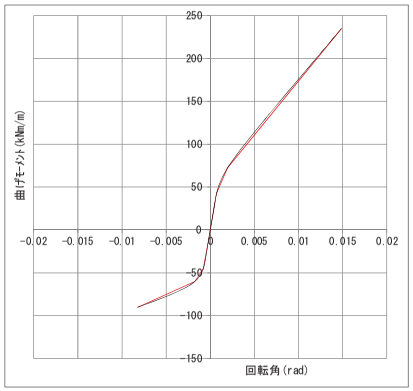
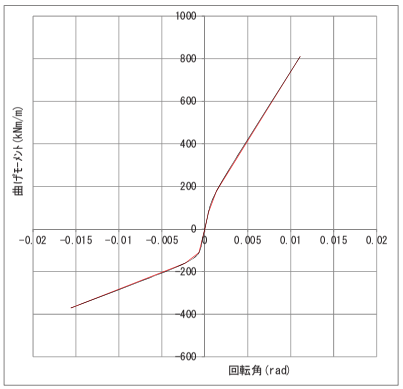
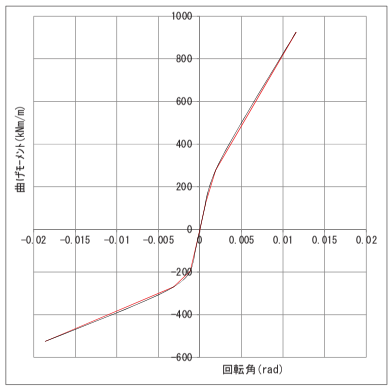


表2.1.3-3 既設ﾄﾝﾈﾙ解析入力値一覧

ｹｰｽ名		CASE-D043-DE15	CASE-D043-DE30	CASE-D083-DE15	CASE-D083-DE30
ﾄﾝﾈﾙ外径Do(m)		4.3	4.3	8.3	8.3
弾性係数Ec(kN/m2)		33,000,000	33,000,000	33,000,000	33,000,000
セグメント幅(m)		1.0	1.0	1.0	1.0
セグメント高(m)		0.2	0.2	0.35	0.35
断面積(m2)		0.2	0.2	0.35	0.35
断面二次モーメント(m4)		0.000666667	0.000666667	0.003572917	0.003572917
設計荷重時平均軸力N(kN/m)		374	705	915	1667
ｾｸﾞﾒﾝﾄ継手	ﾎﾞﾙﾄ仕様	M22x2本		M30x2本	
	回転ばね設定状況				

回転角 θ(rad)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m/m)	回転ﾊﾞﾈ k(kN･m/m/θ)
-0.0164218	-90.67	3,661
-0.0016700	-36.67	8,112
-0.0006012	-28.00	46,571
0	0	55,481
0.0004721	26.19	20,199
0.0012146	41.19	12,243
0.0169384	233.69	—

回転角 θ(rad)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m/m)	回転ﾊﾞﾈ k(kN･m/m/θ)
-0.0082178	-90.04	4,640
-0.0017520	-60.04	15,595
-0.0007876	-45.00	57,136
0	0	59,814
0.0007097	42.45	24,004
0.0019595	72.45	12,593
0.0148638	234.95	—

回転角 θ(rad)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m/m)	回転ﾊﾞﾈ k(kN･m/m/θ)
-0.0155761	-370.00	15,811
-0.0022940	-160.00	30,884
-0.0006750	-110.00	162,953
0	0	188,736
0.0003974	75.00	107,184
0.0013770	180	64,807
0.0110982	810	—

回転角 θ(rad)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m/m)	回転ﾊﾞﾈ k(kN･m/m/θ)
-0.0186153	-525.00	16,511
-0.0031706	-270.00	37,313
-0.0011606	-195.00	168,016
0	0	183,509
0.0006539	120.00	128,199
0.0018825	277.5	66,934
0.0115562	925	—

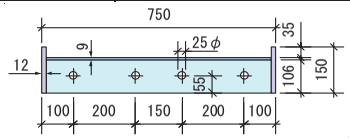
ﾘﾝｸﾞ継手	半径方向せん断ばね (kN/m/m)	528,000	528,000	2,829,750	2,829,750
	軸方向継手間隔Lj(m)	1.587	1.587	1.968	1.968
	ｾｸﾞﾒﾝﾄのﾎﾟｱｿﾝ比	0.17	0.17	0.17	0.17
	半径方向せん断ばね (kN/m/m)	8,949,511	8,949,511	19,426,642	19,426,642
充填材＋ｺﾞﾑ材のばね値	構成厚t(m)	0.035	0.035	0.035	0.035
	ゴム厚tg(m)	0.005	0.005	0.005	0.005
	充填材厚tc(m)	0.025	0.025	0.025	0.025
	ｺﾞﾑ弾性係数 Eg(kN/m2)	2580	2580	2580	2580
	ｺﾞﾑのばね定数 kg(kN/m/m2)	258000	258000	258000	258000
	充填材弾性係数 Ec(kN/m2)	22400000	22400000	22400000	22400000
	充填材のばね定数 kr(kN/m/m2)	896000000	896000000	896000000	896000000
	ｺﾞﾑと充填材のばね定数ks(kN/m/m2)	257,926	257,926	257,926	257,926
	軸心間距離L(m)	0.175	0.175	0.25	0.25
	ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ幅(m)	0.726	0.726	0.712	0.712
	軸心間の換算ばね定数 ks'(kN/m/m)	936,270	936,270	1,311,737	1,311,737

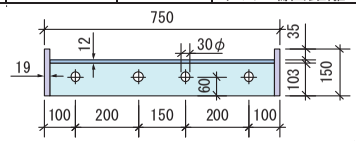
2.1.4　補強リングの部材仕様の設定

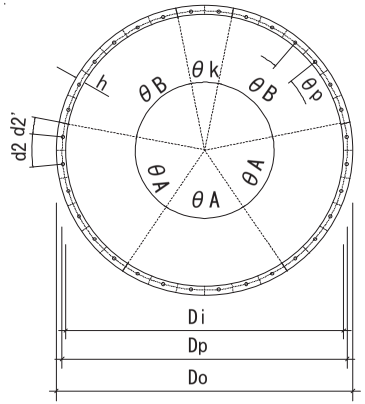
補強リングについても、「標準セグメント資料」に則って部材仕様を設定することを考えた。しかし、既設トンネル径 8.3m に対応する鋼製セグメントの主桁高さが 300mm と大きいことから、ここでは、主桁高さを 150mm までとすることとした。補強リングの部材仕様を表 2.1.4-1 に示す。

また、補強リング解析入力値を表 2.1.4-2 に示す。継手の解析条件については、「鉄道指針」に則って設定した。

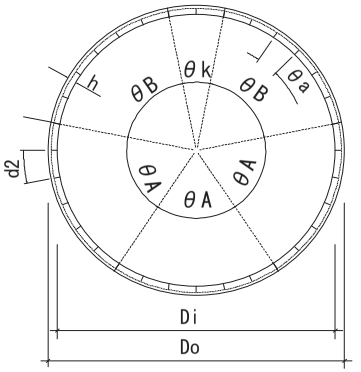
表2.1.4-1 補強ﾘﾝｸﾞ設定仕様一覧表

標準鋼製ｾｸﾞﾒﾝﾄ形状寸法（参考例）			補強ﾘﾝｸﾞ設定値			備　考
ﾀｲﾌﾟ		3	ﾄﾝﾈﾙ外径Do(m)		4.3	
標準番号		S55				
外径Do(mm)		3800	外径Do(mm)		3900	
内径Di(mm)		3500	内径Di(mm)		3600	
ｾｸﾞﾒﾝﾄ分割数(個)		6	ﾋﾟｰｽ分割数(個)		6	
ｾｸﾞﾒﾝﾄ幅b(mm)		1000	補強ﾘﾝｸﾞ幅b(mm)		750	
主桁	高さh(mm)	150	主桁	高さh(mm)	150	
	厚さtr(mm)	12		厚さtr(mm)	12	
	－	－		外側内空高さh1(mm)	35	
	－	－		外側内空高さh2(mm)	106	
継手板厚tj(mm)		参考値無し	継手板厚tj(mm)		12	主桁厚に設定
ｽｷﾝﾌﾟﾚｰﾄ厚t(mm)		3.5	受圧板厚ta(mm)		9	剛性増
中心角	θA(°)	67.5	中心角	θA(°)	67.5	
	θB(°)	67.5		θB(°)	67.5	
	θk(°)	22.5		θk(°)	22.5	
縦ﾘﾌﾞ	中心角θs(°)	11.25	補剛材	中心角θa(°)	11.25	
	高さhs(mm)	143		高さh2(mm)	106	
	厚さts(mm)	8		厚さts(mm)	8	
ﾘﾝｸﾞ継ぎﾎﾞﾙﾄ	中心角θp(°)	11.25	－	－	－	
	へりあきe2(mm)	55	－	－	－	
	呼び径(mm)	22	－	－	－	
ｾｸﾞﾒﾝﾄ継ぎﾎﾞﾙﾄ	呼び径(mm)	22	ﾋﾟｰｽ継ぎﾎﾞﾙﾄ	呼び径(mm)	22	
	へりあきe1(mm)	55		へりあきe1(mm)	55	
	ﾎﾞﾙﾄ間隔d1(mm)	250		ﾎﾞﾙﾄ間隔d1(mm)	200	補強ﾘﾝｸﾞ幅を考慮
	ﾎﾞﾙﾄ端面距離d1'(mm)	100		ﾎﾞﾙﾄ端面距離d1'(mm)	100	
補強ﾘﾝｸﾞ断面図						

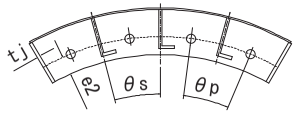
標準鋼製ｾｸﾞﾒﾝﾄ形状寸法（参考例）			補強ﾘﾝｸﾞ設定値			備　考
ﾀｲﾌﾟ		6	ﾄﾝﾈﾙ外径Do(m)		8.3	
標準番号		S94				
外径Do(mm)		7600	外径Do(mm)		7600	
内径Di(mm)		7000	内径Di(mm)		7300	
ｾｸﾞﾒﾝﾄ分割数(個)		8	ﾋﾟｰｽ分割数(個)		7	「中心角」と同様
ｾｸﾞﾒﾝﾄ幅b(mm)		1000	補強ﾘﾝｸﾞ幅b(mm)		750	
主桁	高さh(mm)	300	主桁	高さh(mm)	150	最大150mmとした
	厚さtr(mm)	19		厚さtr(mm)	19	
	－	－		外側内空高さh1(mm)	35	
	－	－		外側内空高さh2(mm)	103	
継手板厚tj(mm)		参考値無し	継手板厚tj(mm)		19	主桁厚に設定
ｽｷﾝﾌﾟﾚｰﾄ厚t(mm)		5	受圧板厚ta(mm)		12	剛性増
中心角	θA(°)	49.655	中心角	θA(°)	57.6	ｾｸﾞﾒﾝﾄと同様に設定
	θB(°)	49.655		θB(°)	57.6	
	θk(°)	12.414		θk(°)	14.4	
縦ﾘﾌﾞ	中心角θs(°)	7.2	補剛材	中心角θa(°)	7.2	
	高さhs(mm)	293		高さh2(mm)	103	
	厚さts(mm)	9		厚さts(mm)	9	
ﾘﾝｸﾞ継ぎﾎﾞﾙﾄ	中心角θp(°)	6.207	－	－	－	
	へりあきe2(mm)	140	－	－	－	
	呼び径(mm)	27	－	－	－	
ｾｸﾞﾒﾝﾄ継ぎﾎﾞﾙﾄ	呼び径(mm)	27	ﾋﾟｰｽ継ぎﾎﾞﾙﾄ	呼び径(mm)	27	
	へりあきe1(mm)	60		へりあきe1(mm)	60	
	ﾎﾞﾙﾄ間隔d1(mm)	200		ﾎﾞﾙﾄ間隔d1(mm)	200	補強ﾘﾝｸﾞ幅を考慮
	ﾎﾞﾙﾄ端面距離d1'(mm)	100		ﾎﾞﾙﾄ端面距離d1'(mm)	100	
補強ﾘﾝｸﾞ断面図						



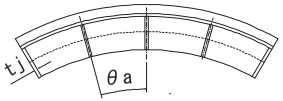
ｾｸﾞﾒﾝﾄﾘﾝｸﾞ組立図



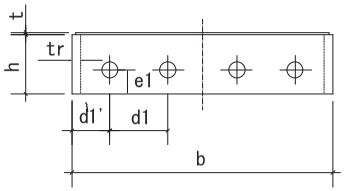
補強ﾘﾝｸﾞ組立図



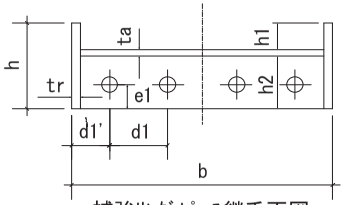
ｾｸﾞﾒﾝﾄ横断面図



補強ﾘﾝｸﾞﾋﾟｰｽ横断面図



ｾｸﾞﾒﾝﾄ継手面図

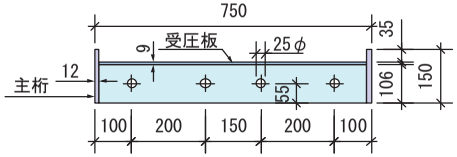
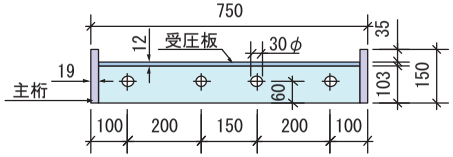
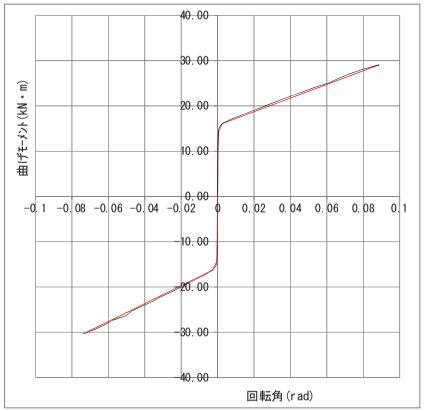
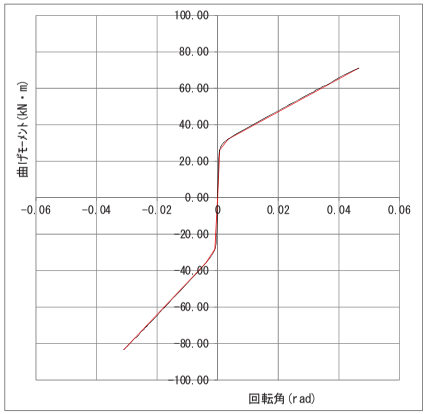


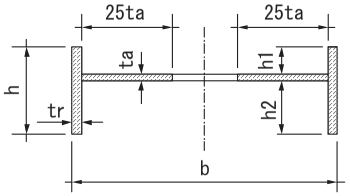
補強ﾘﾝｸﾞﾋﾟｰｽ継手面図

鋼製ｾｸﾞﾒﾝﾄ形状寸法説明図

補強ﾘﾝｸﾞ形状寸法説明図

表2.1.4-2 補強ﾘﾝｸﾞ解析入力値一覧

ｹｰｽ名		CASE-D043-DE15, CASE-D043-DE30	CASE-D083-DE15, CASE-D083-DE30	備　考
ﾄﾝﾈﾙ外径Do(m)		4.3	8.3	
弾性係数Es(kN/m2)		210,000,000	210,000,000	SM490
補強ﾘﾝｸﾞの断面形状				
補強ﾘﾝｸﾞの幅b(m)		0.75	0.75	
主桁の高さh(m)		0.15	0.15	
主桁の厚さtr(m)		0.012	0.019	
受圧板の厚さta(m)		0.009	0.012	
主桁の外側内空高さh1(m)		0.035	0.035	
主桁の内側内空高さh2(m)		0.106	0.103	
受圧板の有効長25ta(m)		0.225	0.300	
断面積	主桁1本断面積ar(m2)	0.0018	0.00285	
	主桁総断面積Ar(m2)	0.0036	0.0057	
	受圧板片側断面積aa(m2)	0.002025	0.0036	
	受圧板総断面積Aa(m2)	0.00405	0.0072	
	総有効断面積Ai(m2)	0.00765	0.0129	
図心	主桁の図心(内側端から)Gr(m)	0.075	0.075	
	受圧板の図心(内側端から)Ga(m)	0.1105	0.109	
	有効断面の図心Gi(m)	0.0938	0.0940	
断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ	主桁の断面二次ﾓｰﾒﾝﾄIr(m4)	6.750E-06	1.069E-05	
	補剛材の断面二次ﾓｰﾒﾝﾄIa(m4)	2.734E-08	8.640E-08	
	有効断面の断面二次ﾓｰﾒﾝﾄIi(m4)	9.179E-06	1.445E-05	
加圧注入時平均軸力設定値N(kN)		312	591	N=p･r,p=200kN/m2
補強ﾘﾝｸﾞ継手ﾎﾞﾙﾄ仕様		M22x4本	M27x4本	回転ばねはﾎﾞﾙﾄ2本分考慮
補強ﾘﾝｸﾞ継手回転ばね設定状況				



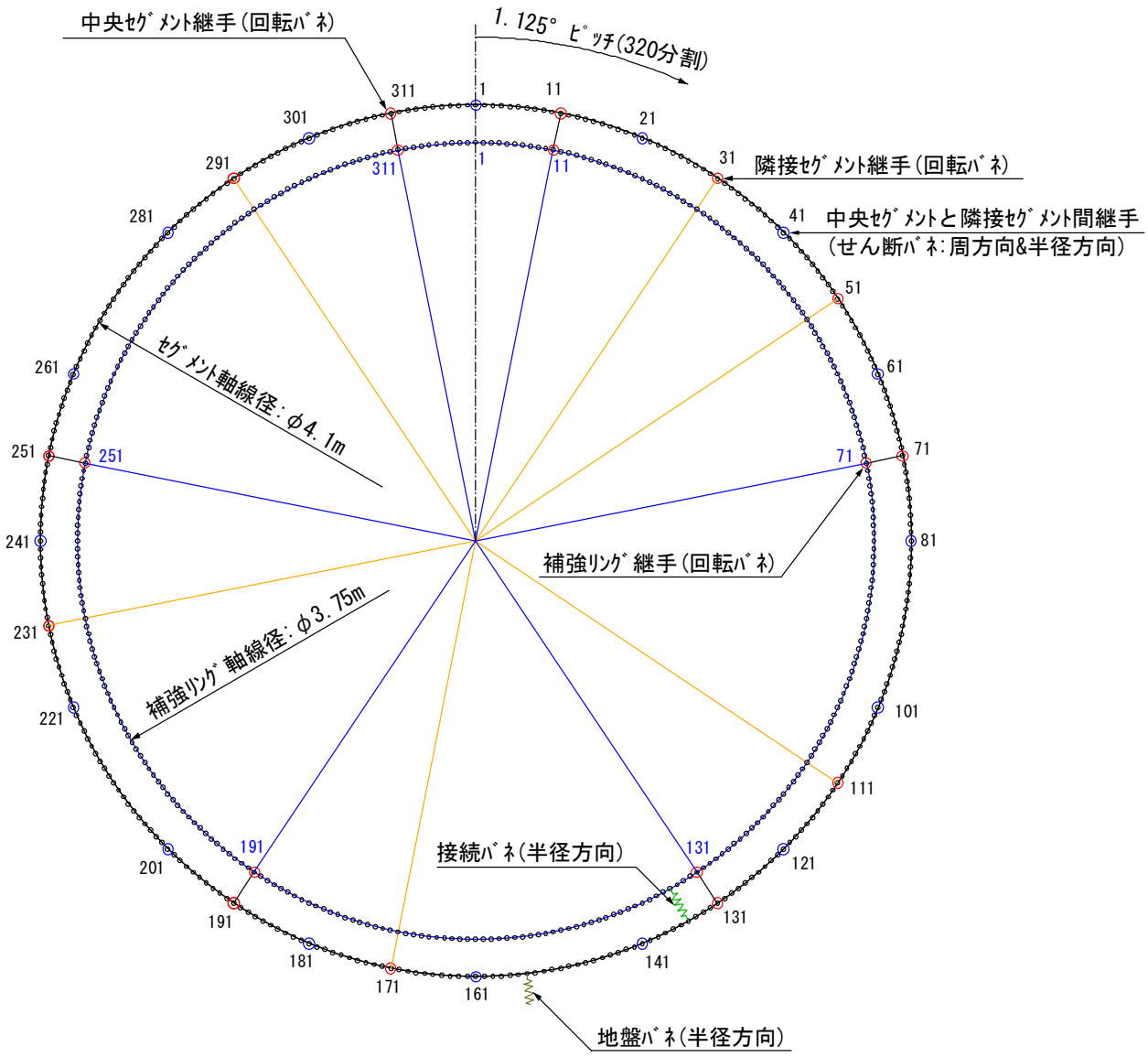
補強ﾘﾝｸﾞの有効断面

回転角 θ(rad)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m/m)	回転ﾊﾞﾈ k(kN･m/m/θ)
-0.0736381	-30.35	198
-0.0029993	-16.35	789
-0.0004648	-14.35	30,862
0	0	34,484
0.0004082	14.08	962
0.0024882	16.076	151
0.0886764	29.076	―

回転角 θ(rad)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m/m)	回転ﾊﾞﾈ k(kN･m/m/θ)
-0.0310358	-83.35	1,755
-0.0036805	-35.35	2,566
-0.0009528	-28.35	29,749
0	0	39,997
0.0006519	26.08	2,213
0.0033630	32.076	902
0.0466199	71.076	―

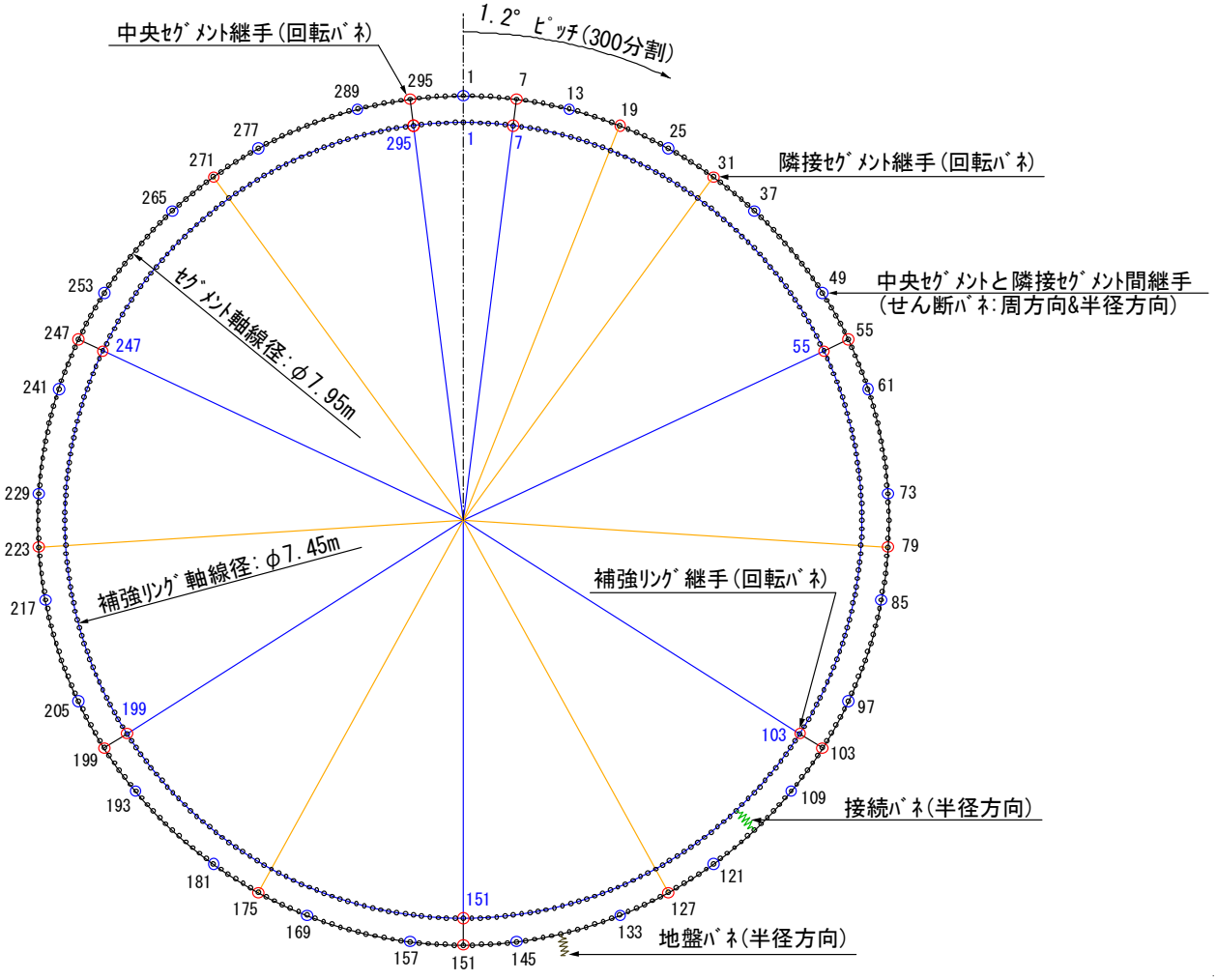
2.1.5　解析モデル

図 2.1.5-1 に解析モデル図を示す。既設トンネルに関しては、中央セグメントリングと隣接セグメントリングにおいて、千鳥組となるようにセグメント継手位置をずらしている。補強リングにおいては、中央セグメントと同一位置にピース間継手を配置している。



(a) φ4.3m 用解析モデル

図 2.1.5-1 解析モデル概要図



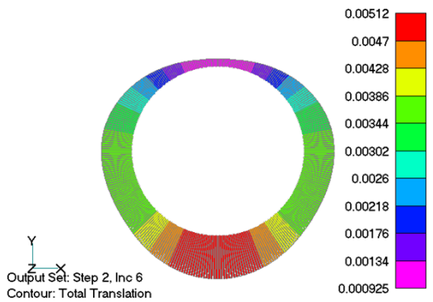
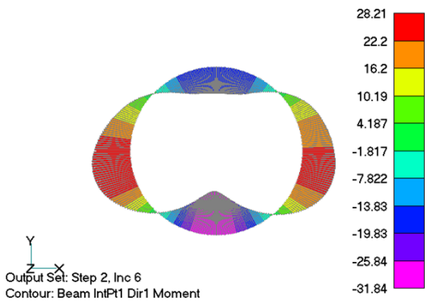
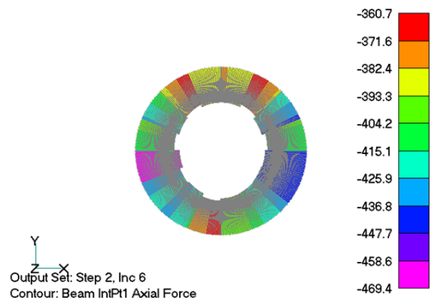
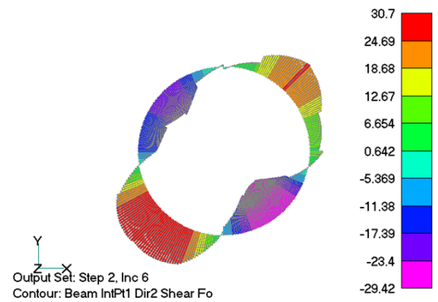
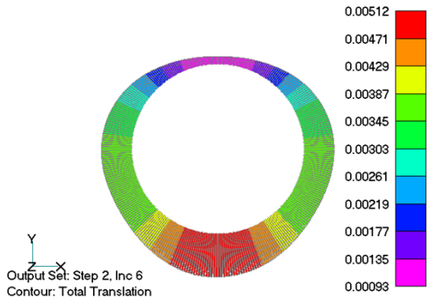
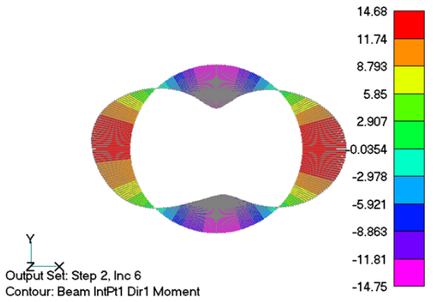
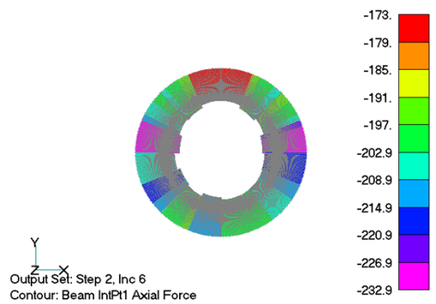
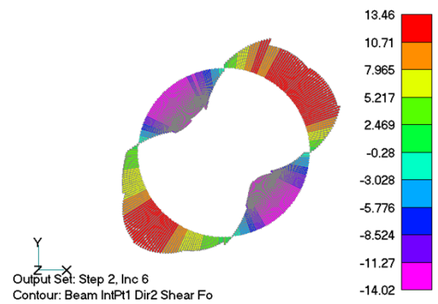
(b) φ8.3m 用解析モデル

図 2.1.5-1 解析モデル概要図

2.2　解析結果

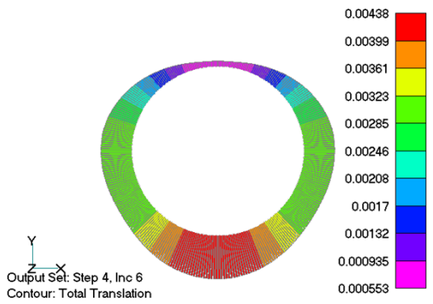
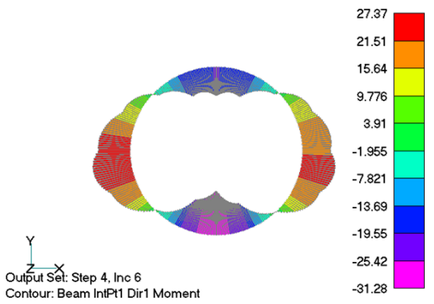
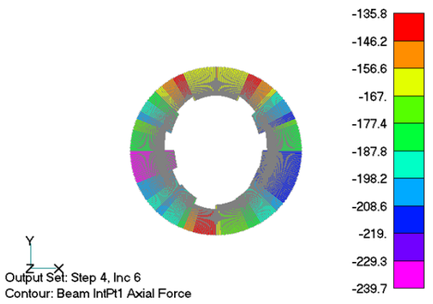
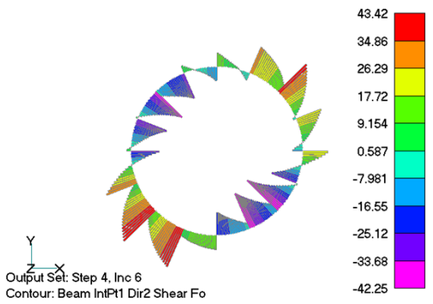
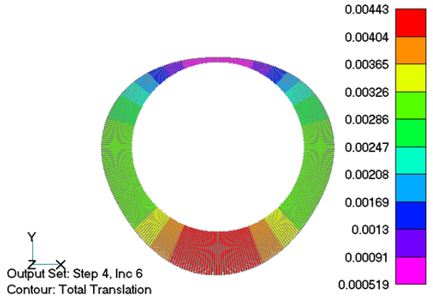
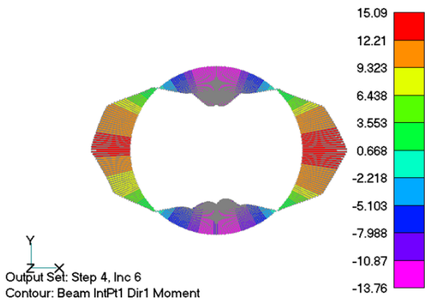
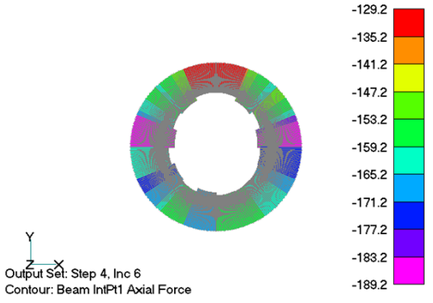
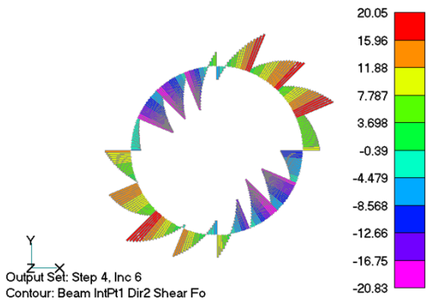
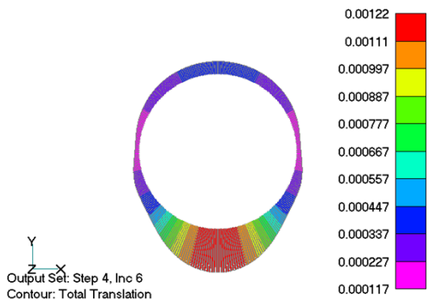
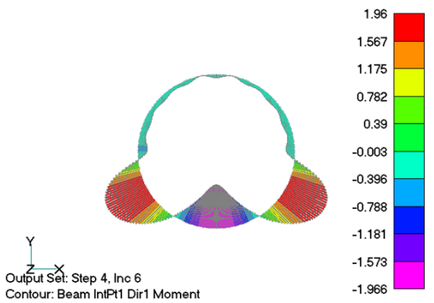
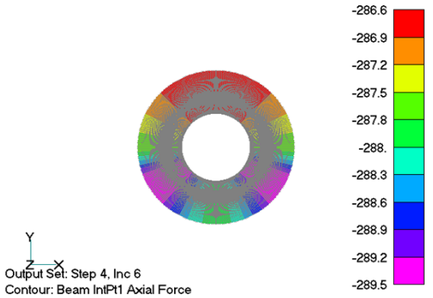
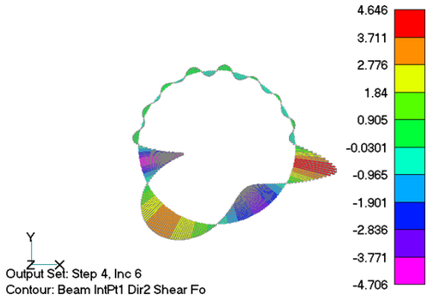
断面力図ならびに変位図の一覧を表 2.2-1 に、断面力の集計表を表 2.2-2 に示す。

表2.2-1(1)　φ4.3m-土被り15m-全周加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

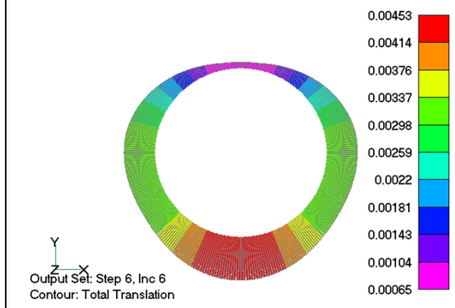
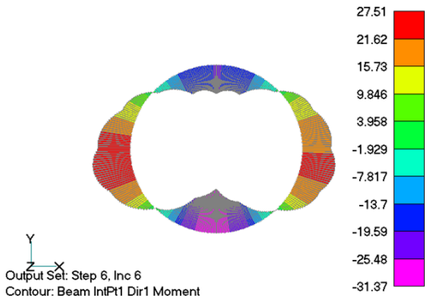
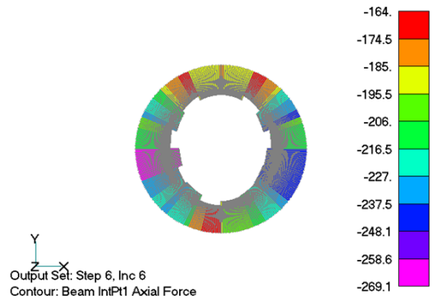
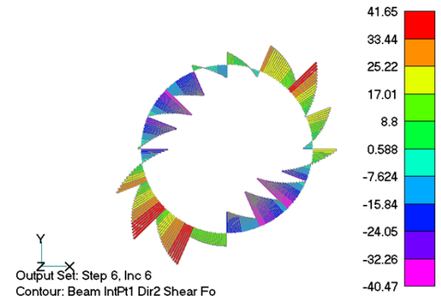
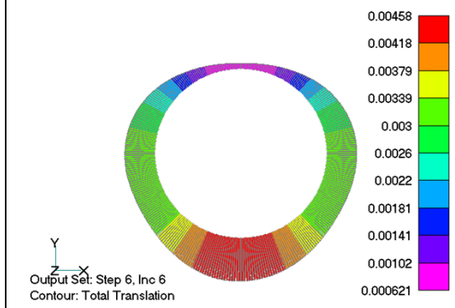
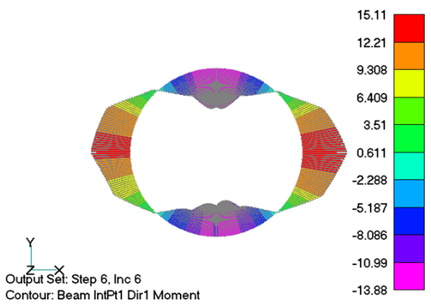
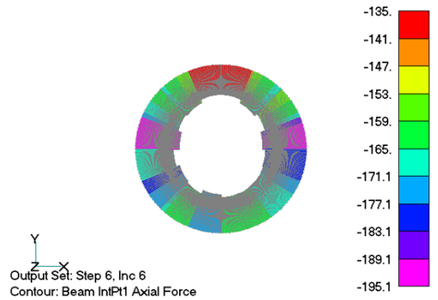
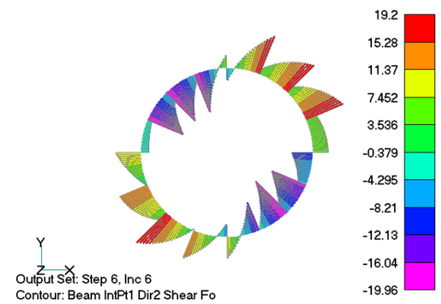
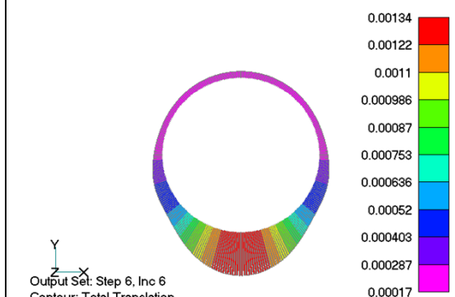
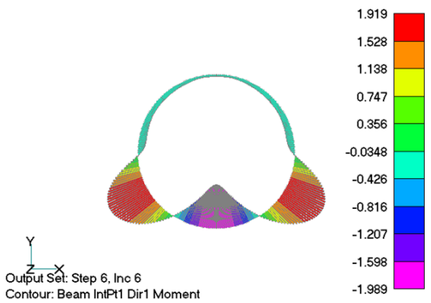
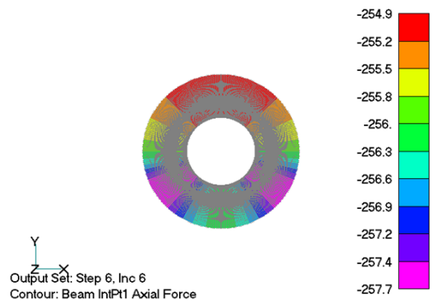
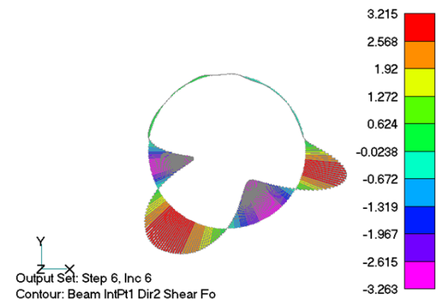
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(2)　φ4.3m-土被り15m-全周加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

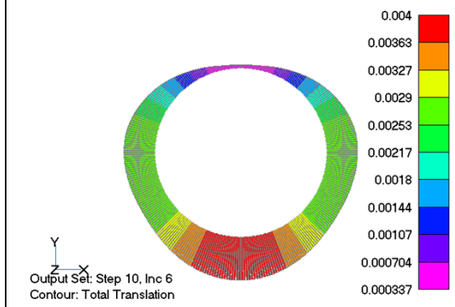
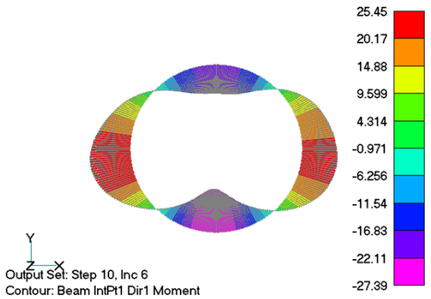
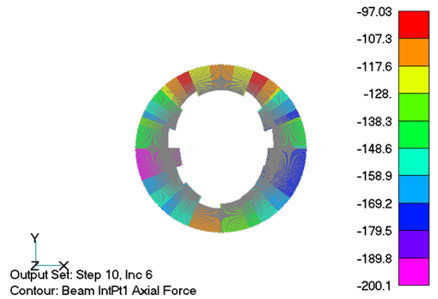
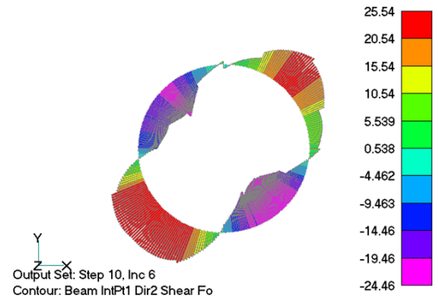
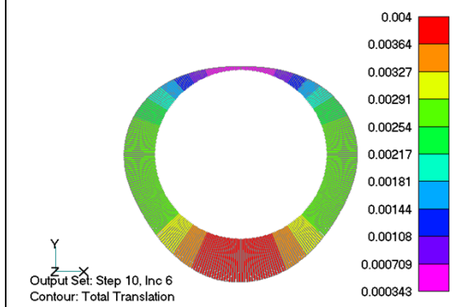
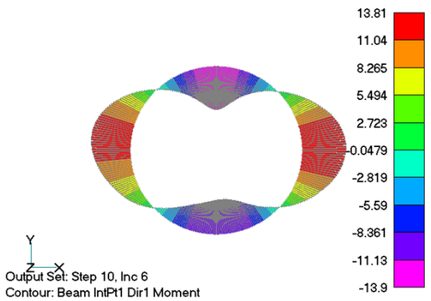
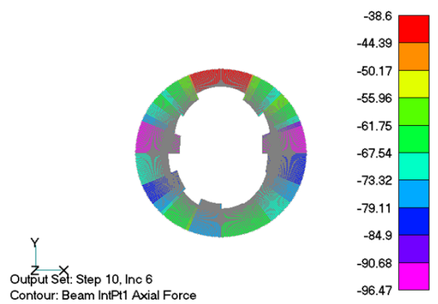
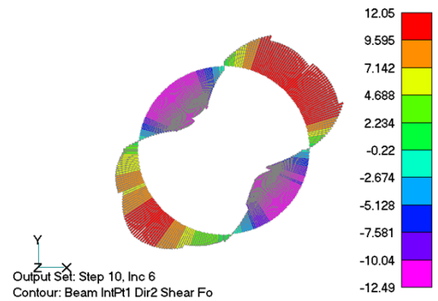
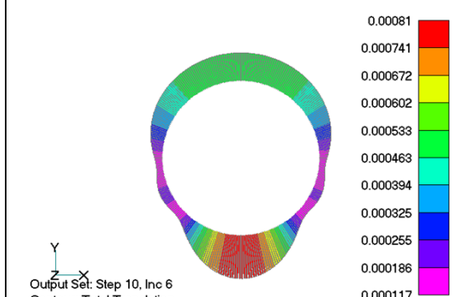
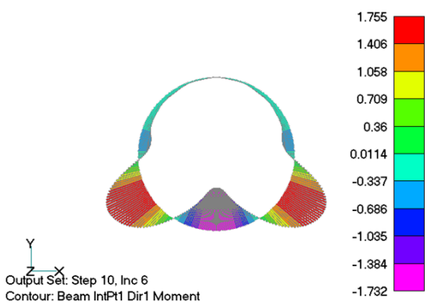
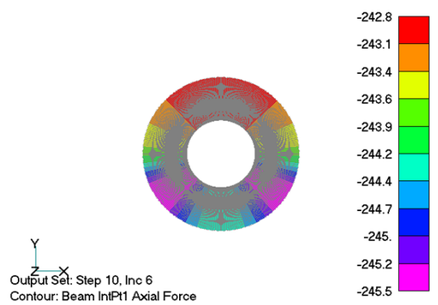
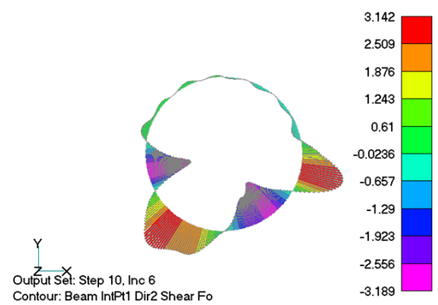
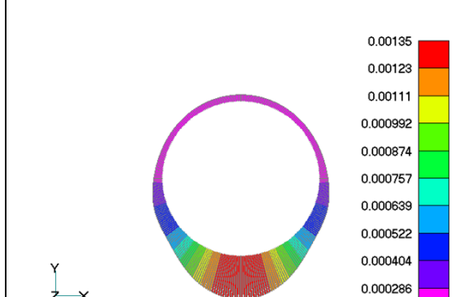
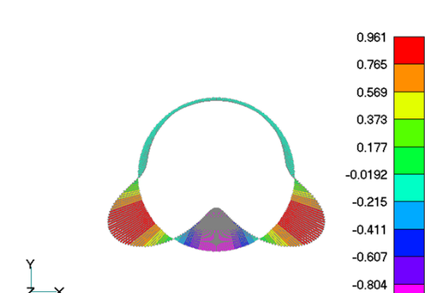
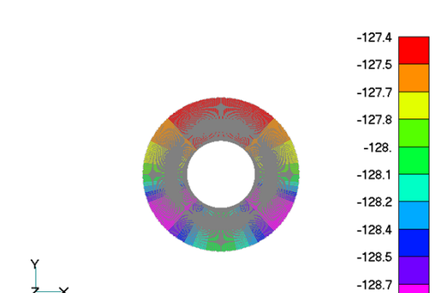
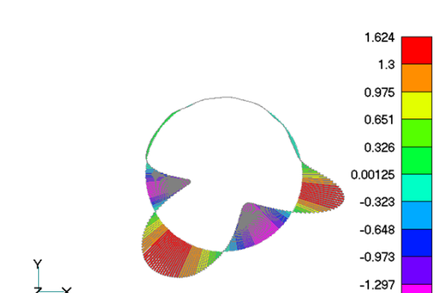
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(3)　φ4.3m-土被り15m-全周加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

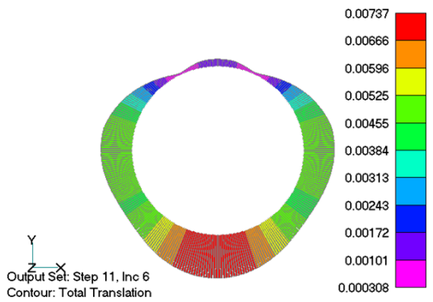
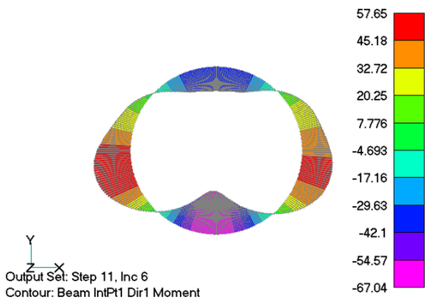
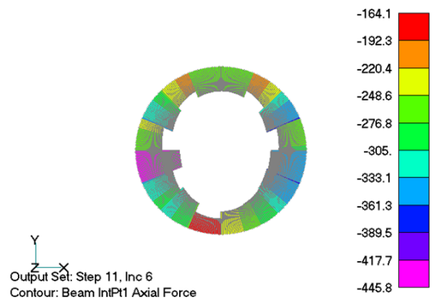
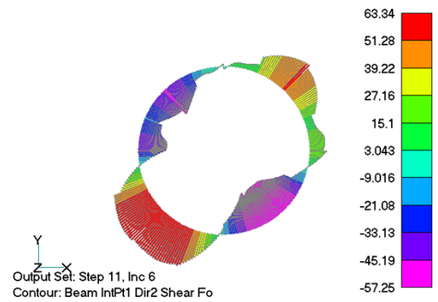
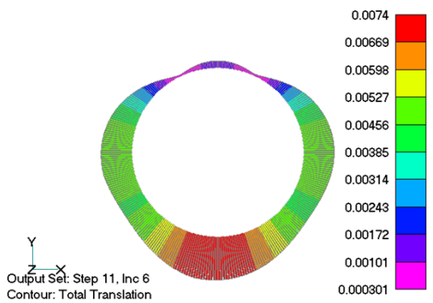
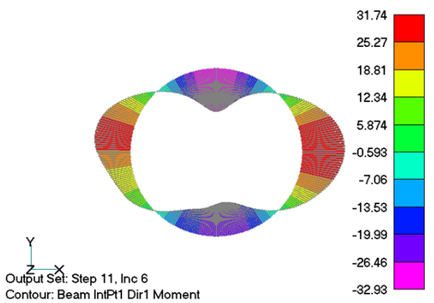
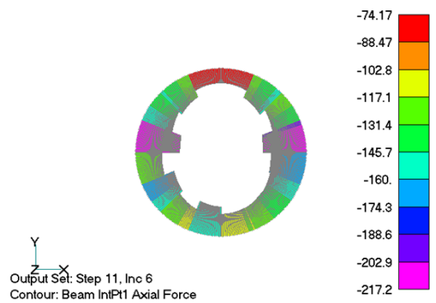
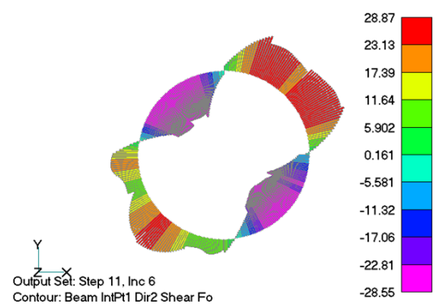
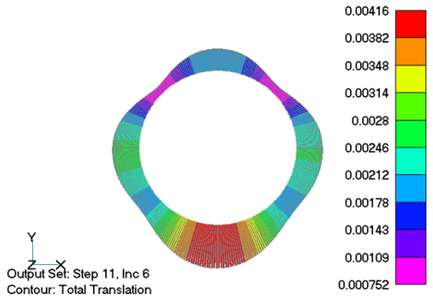
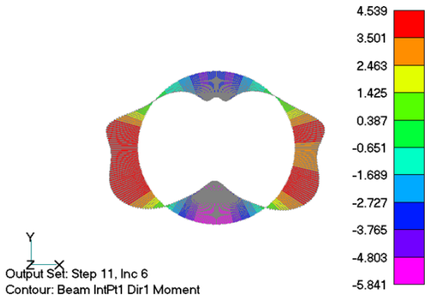
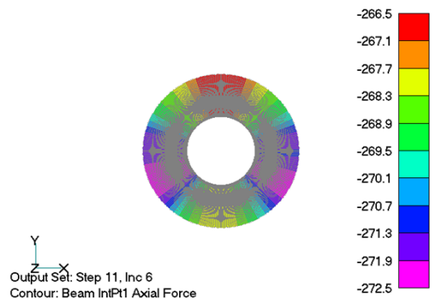
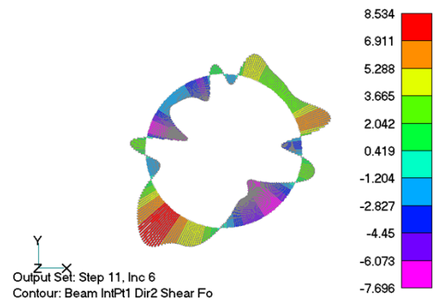
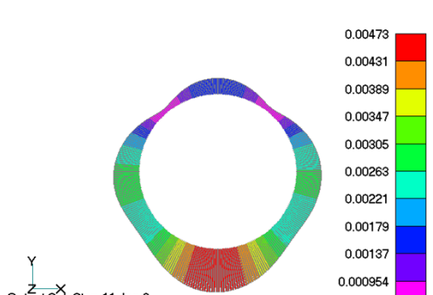
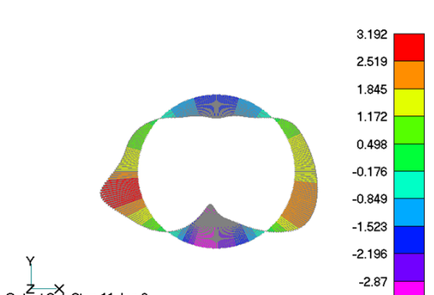
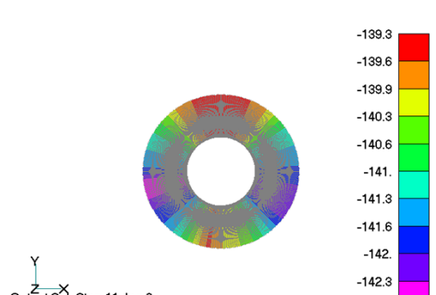
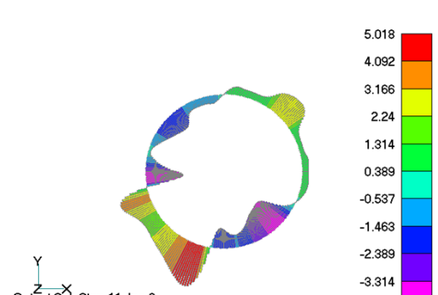
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(4)　φ4.3m-土被り15m-全周加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

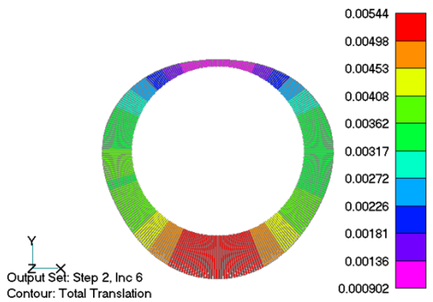
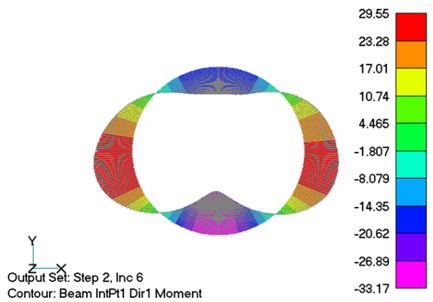
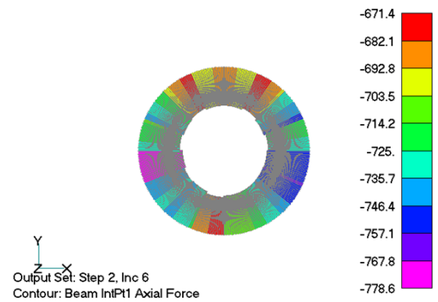
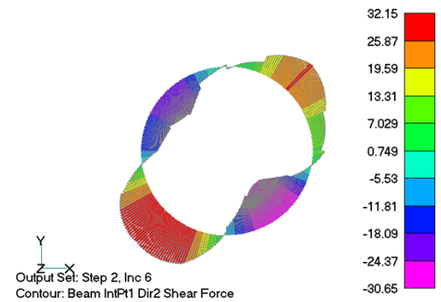
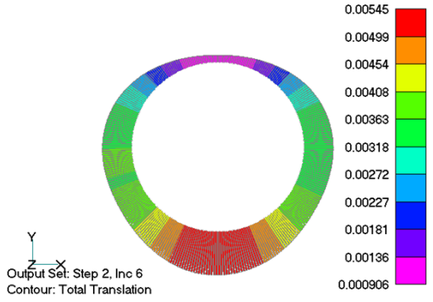
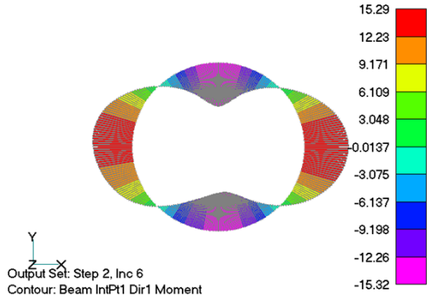
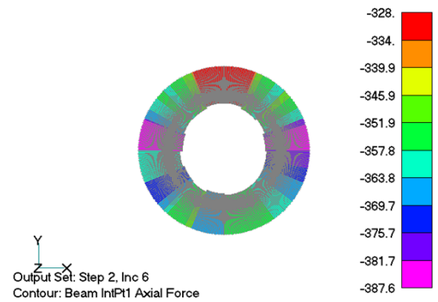
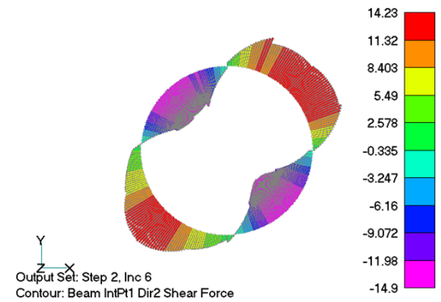
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(5)　φ4.3m-土被り15m-全周加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

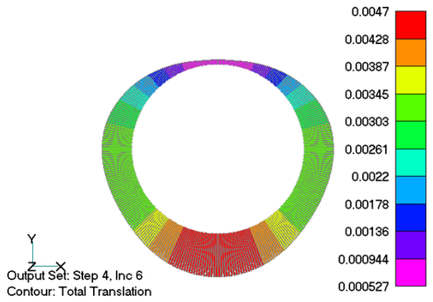
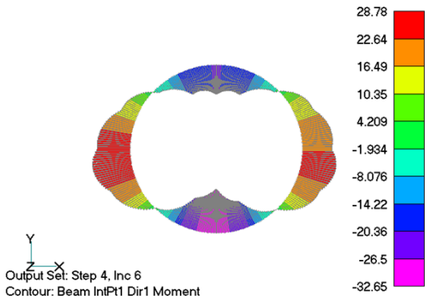
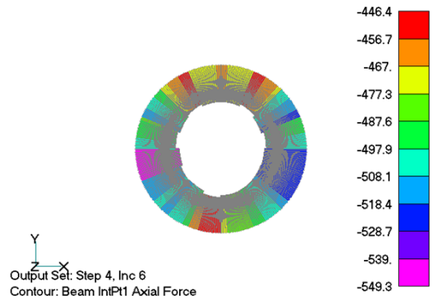
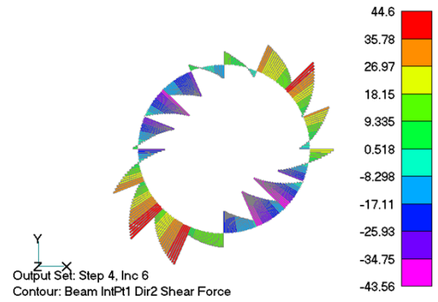
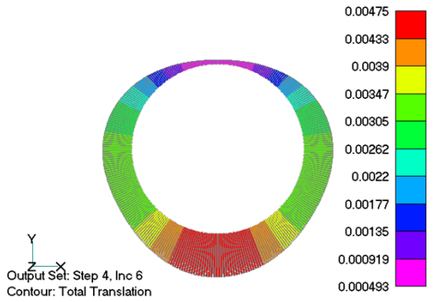
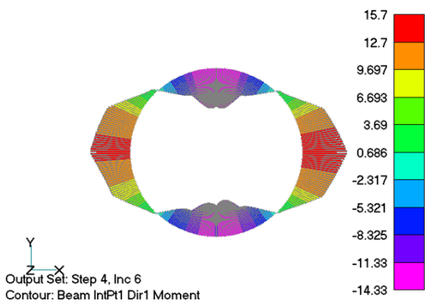
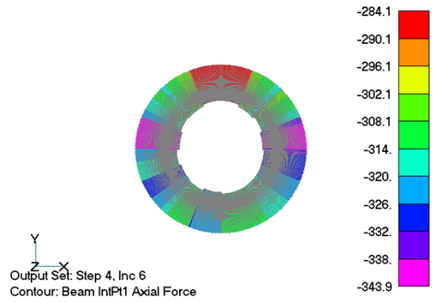
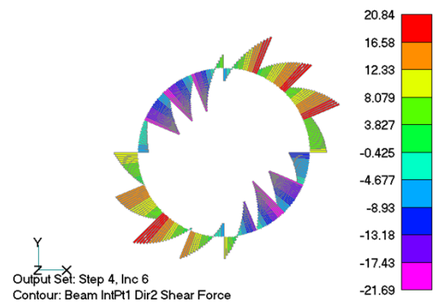
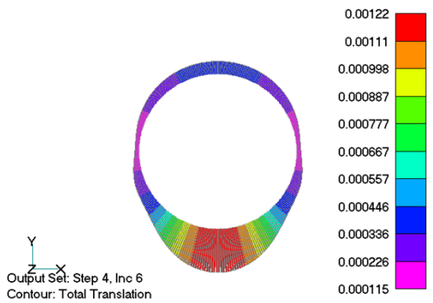
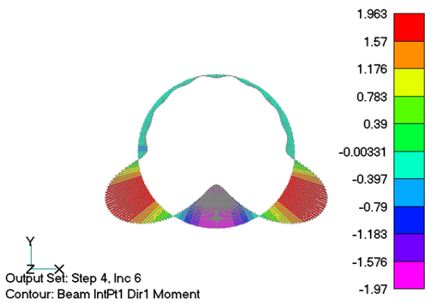
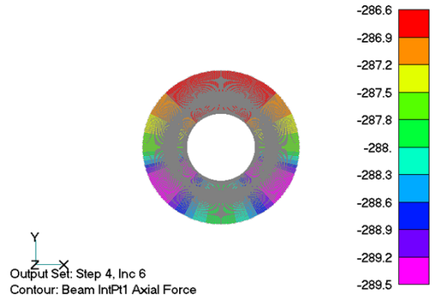
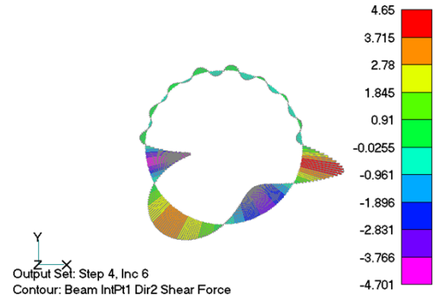
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(6)　φ4.3m−土被り30m−全周加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

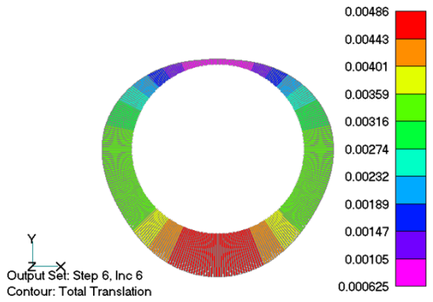
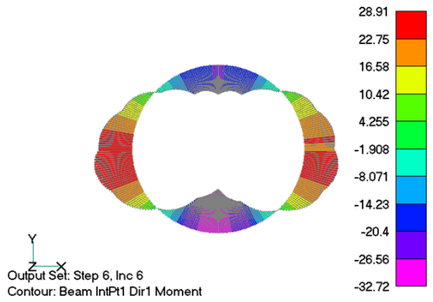
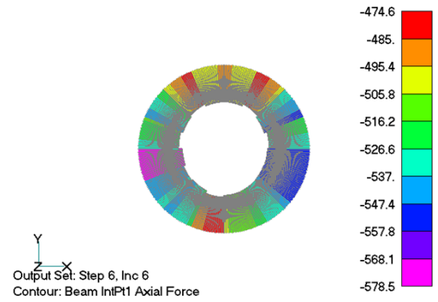
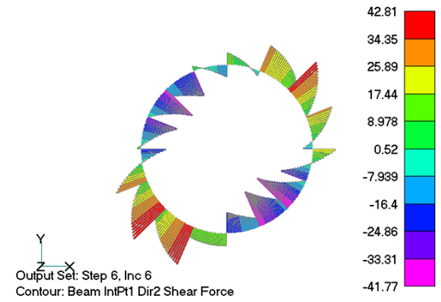
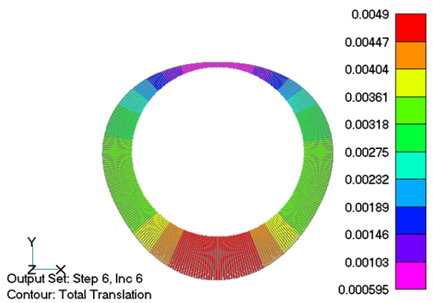
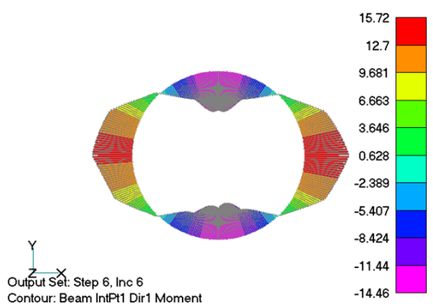
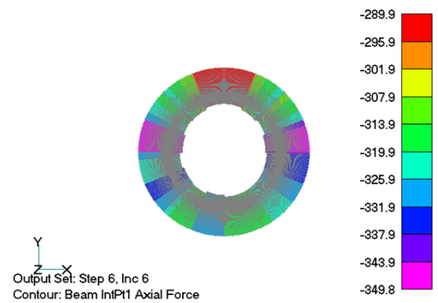
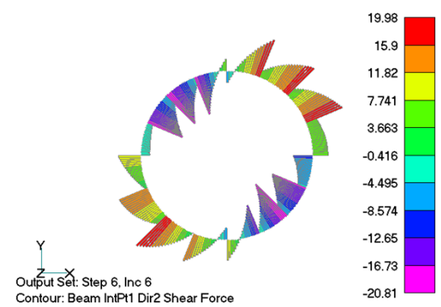
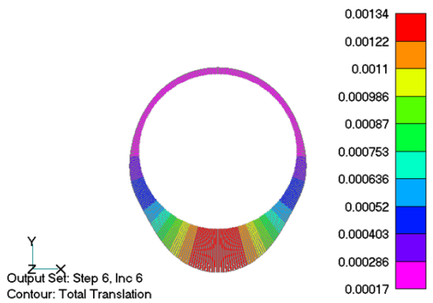
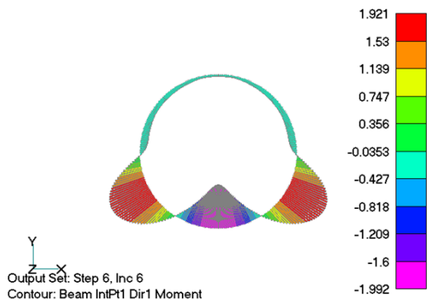
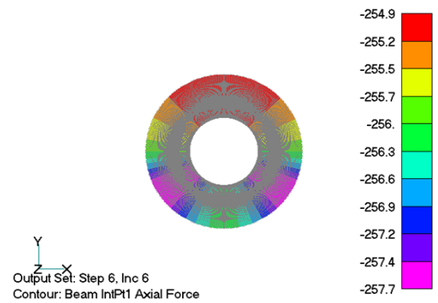
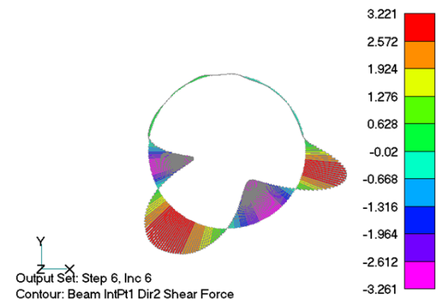
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(7) φ4.3m-土被り30m-全周加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

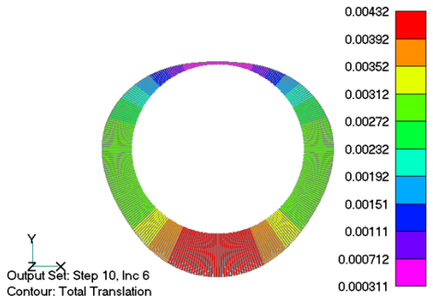
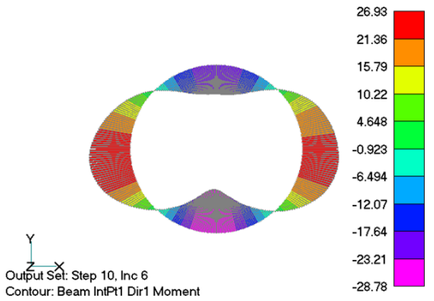
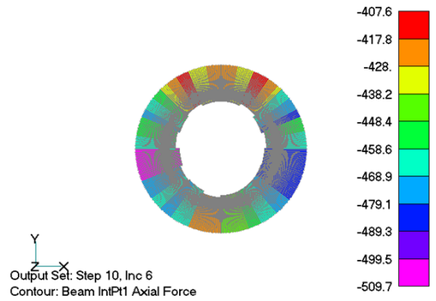
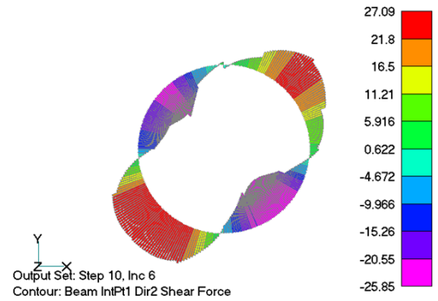
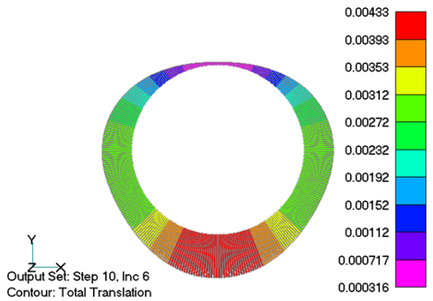
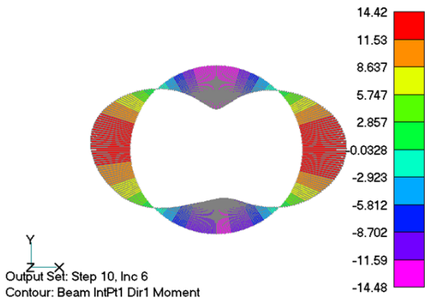
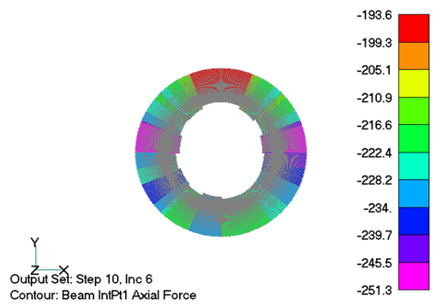
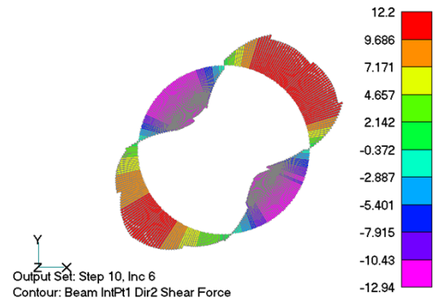
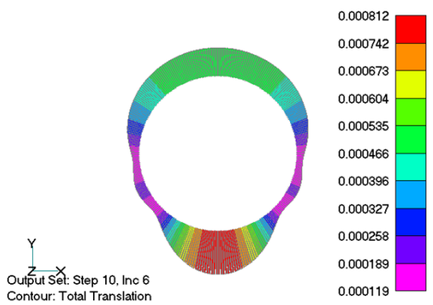
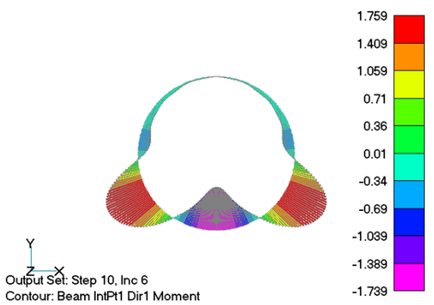
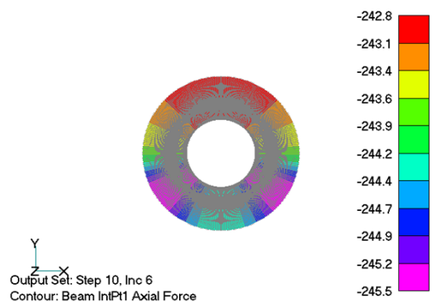
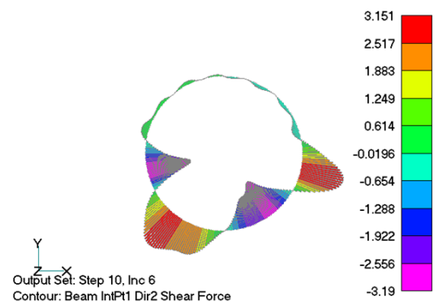
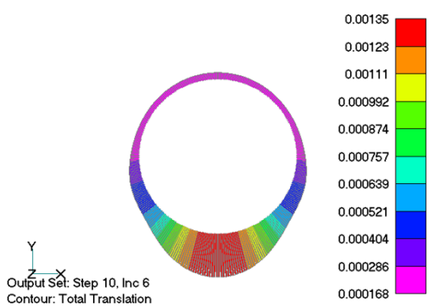
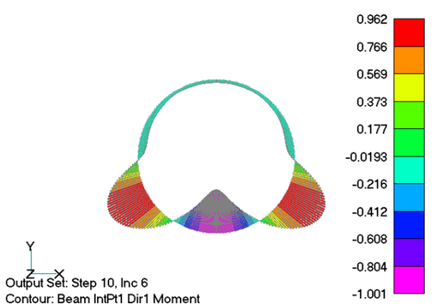
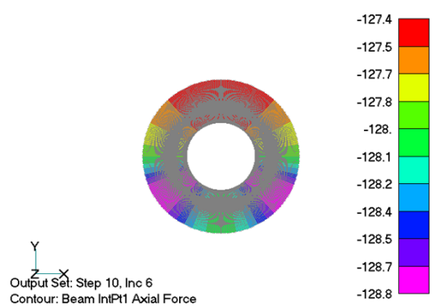
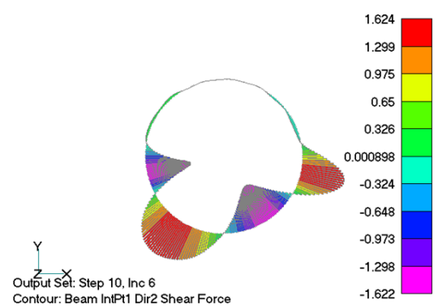
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(8)　φ4.3m-土被り30m-全周加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

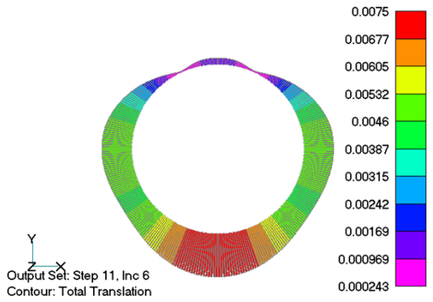
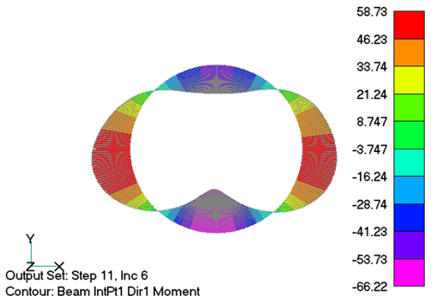
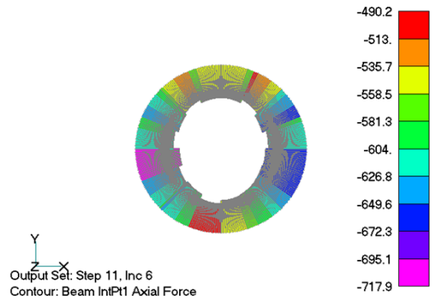
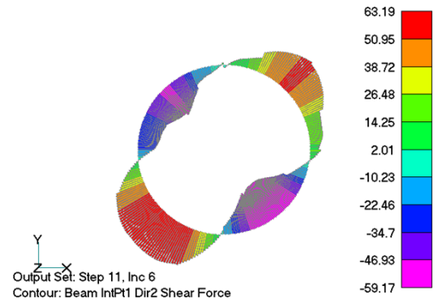
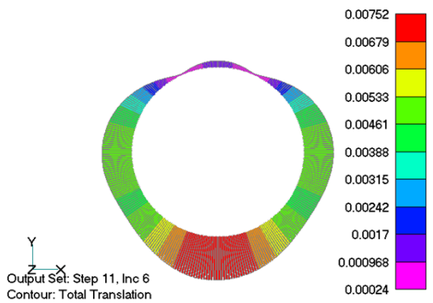
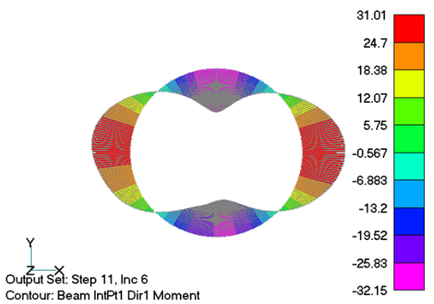
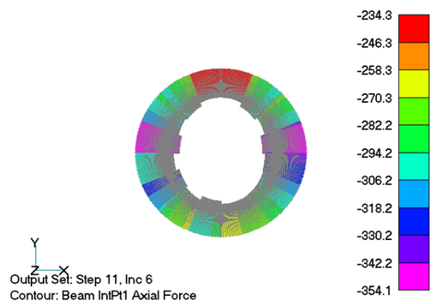
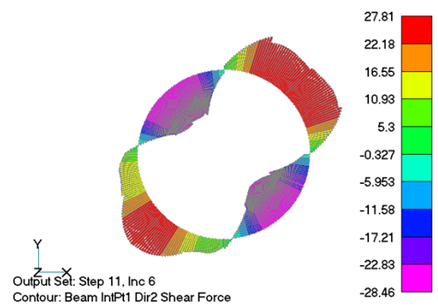
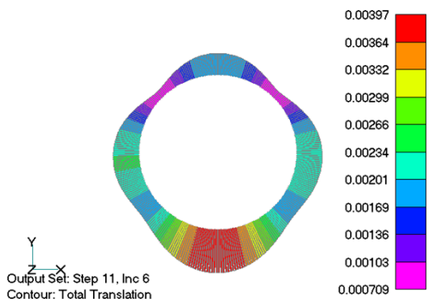
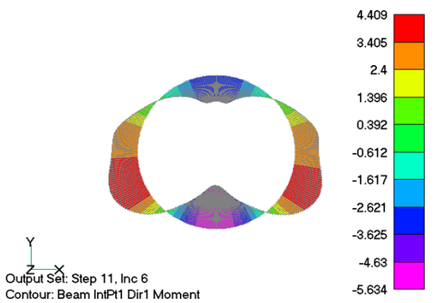
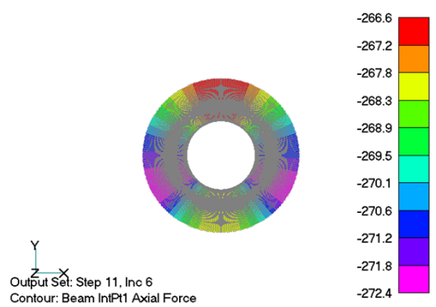
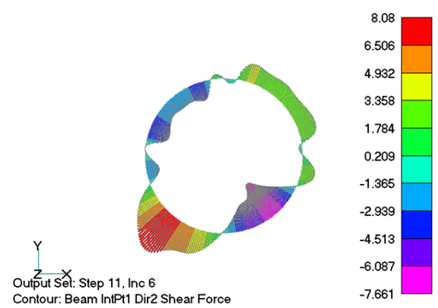
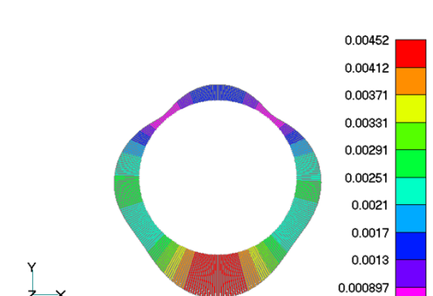
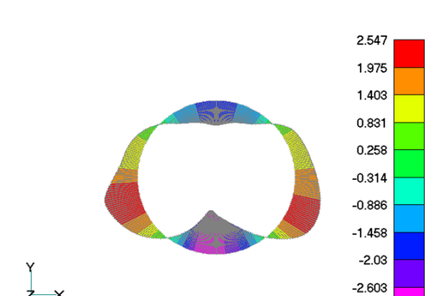
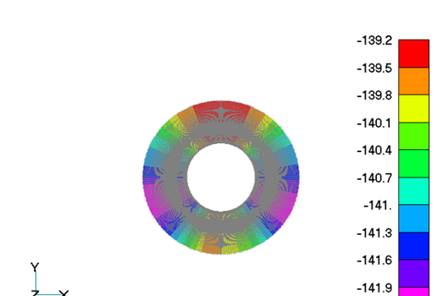
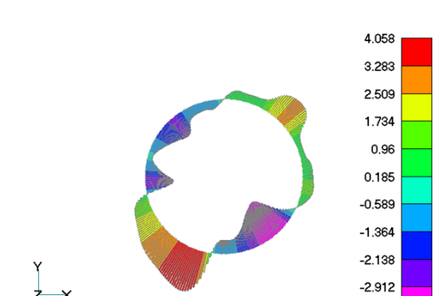
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(9)　φ4.3m-土被り30m-全周加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

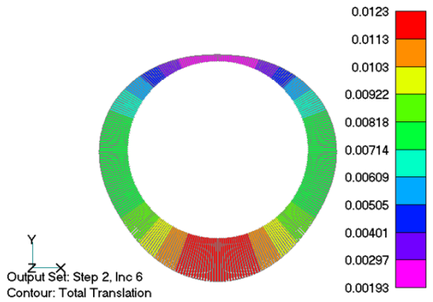
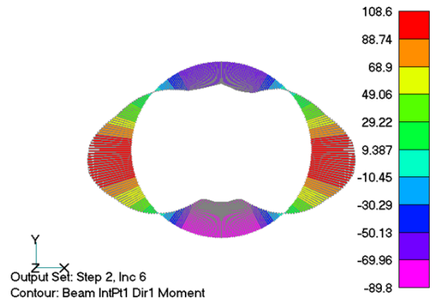
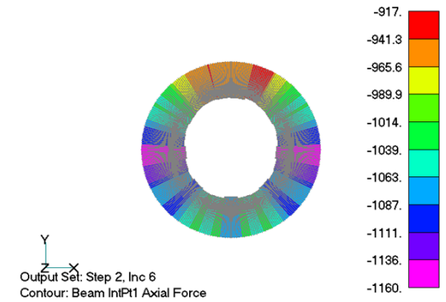
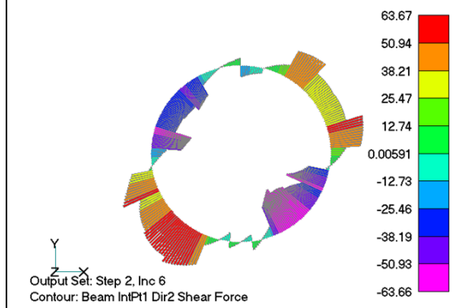
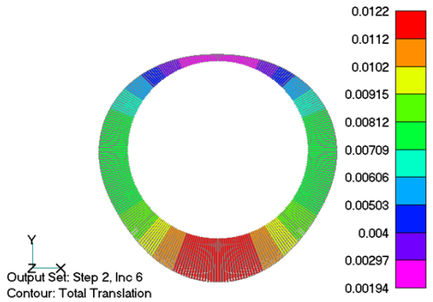
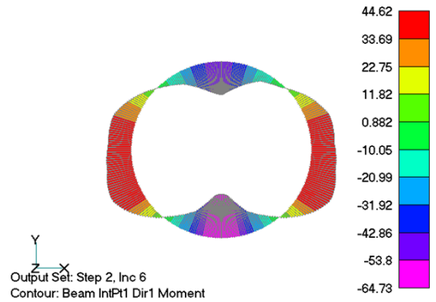
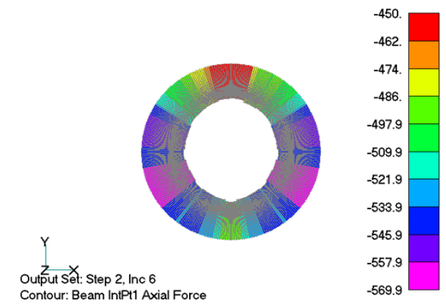
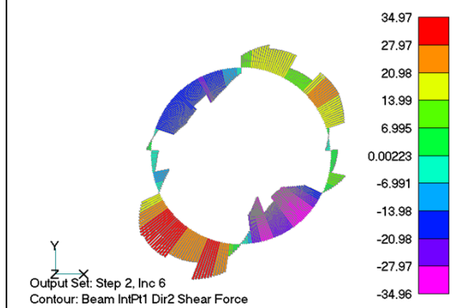
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(10)　φ4.3m−土被り30m−全周加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

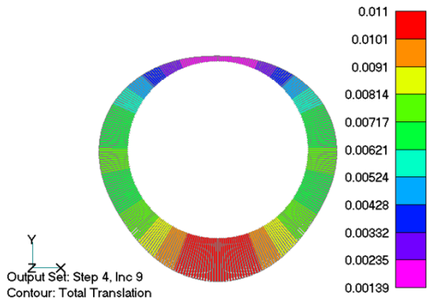
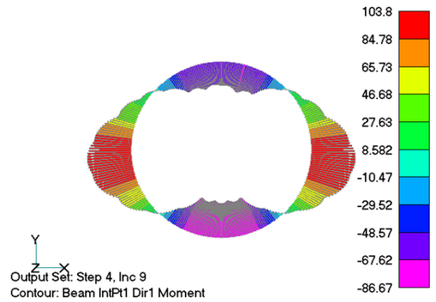
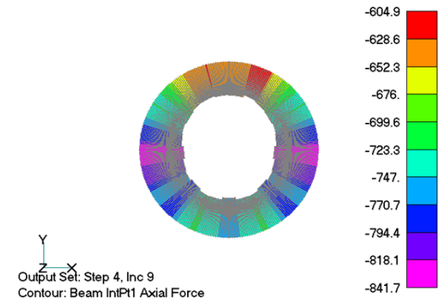
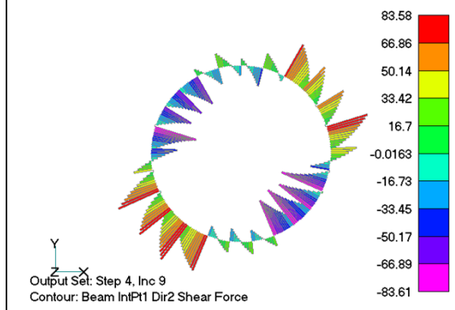
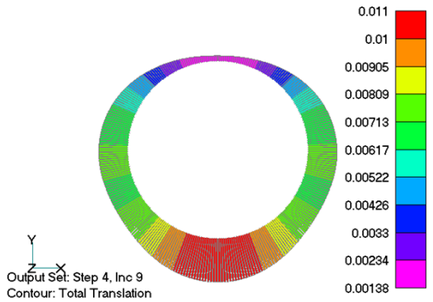
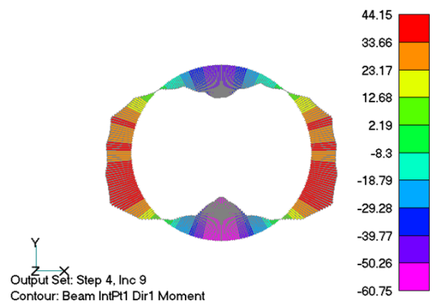
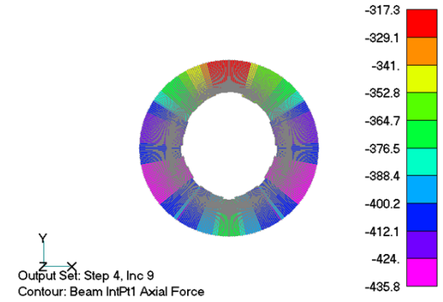
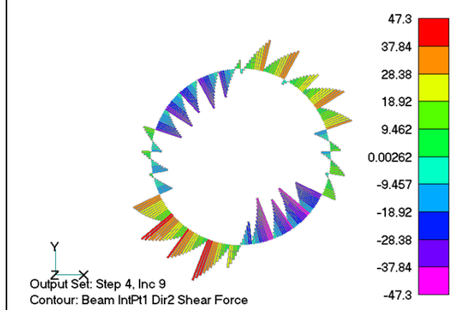
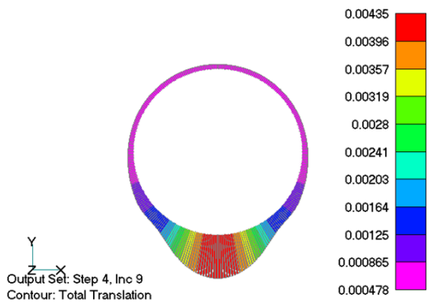
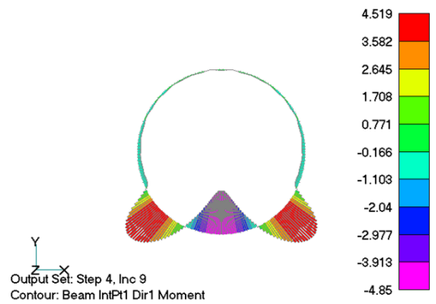
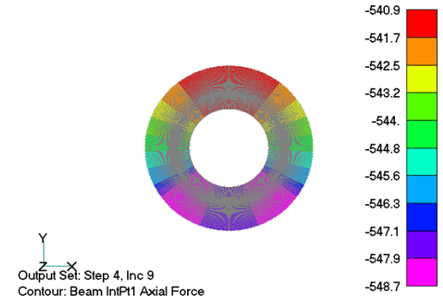
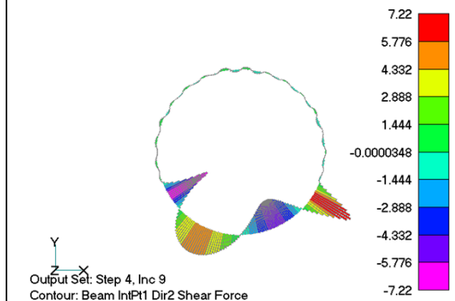
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(11)　φ8.3m-土被り15m-全周加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

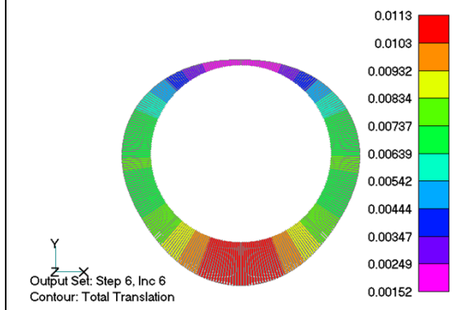
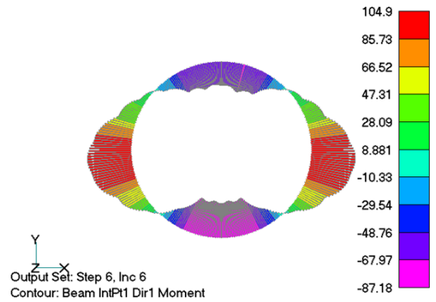
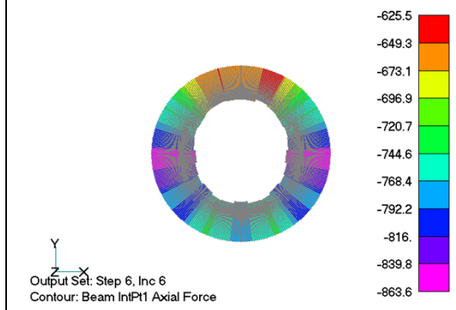
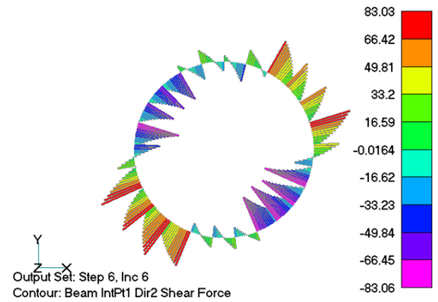
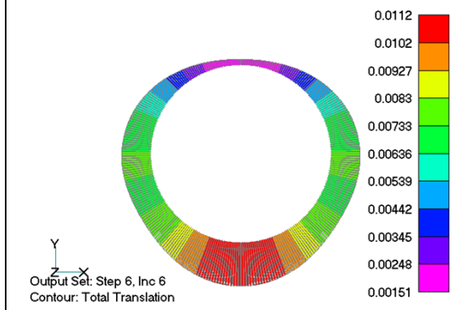
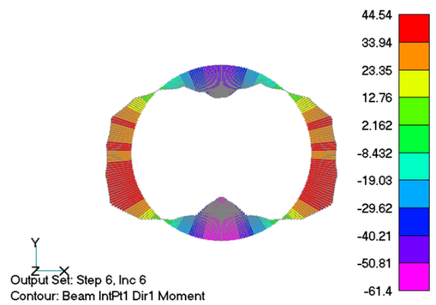
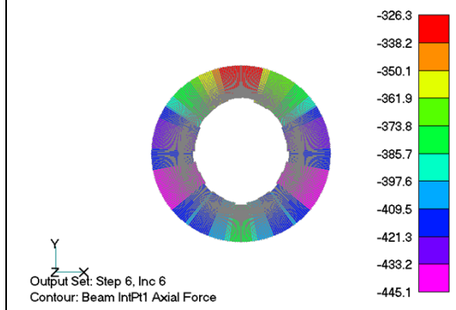
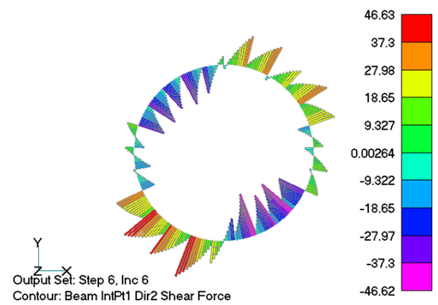
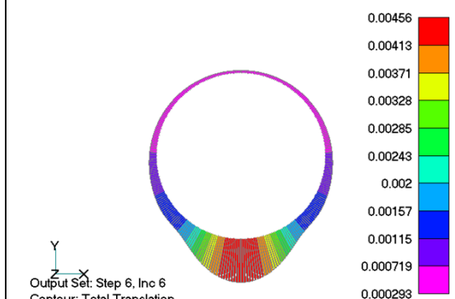
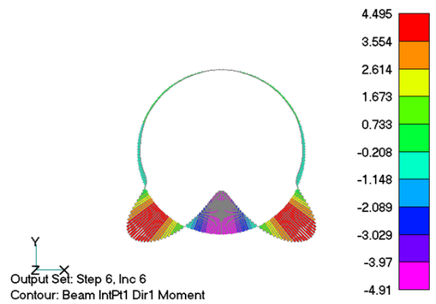
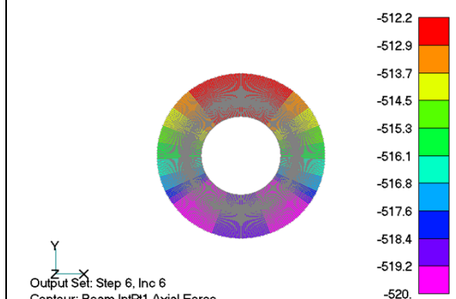
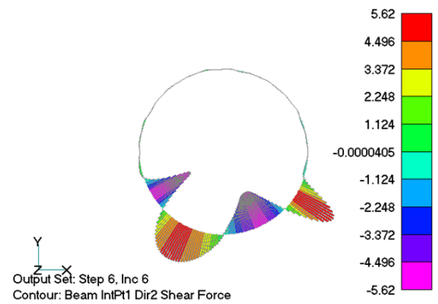
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(12)　φ8.3m−土被り15m−全周加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

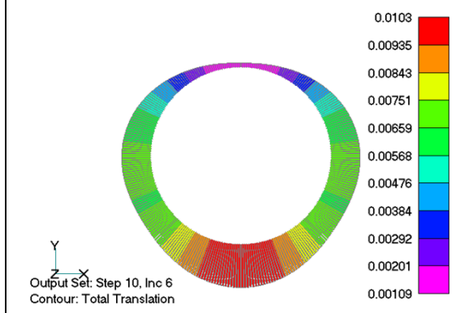
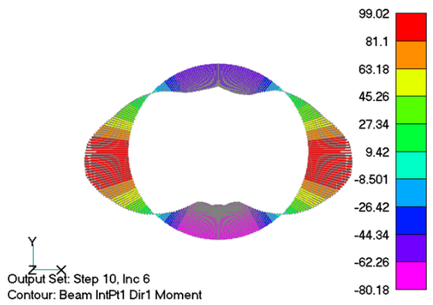
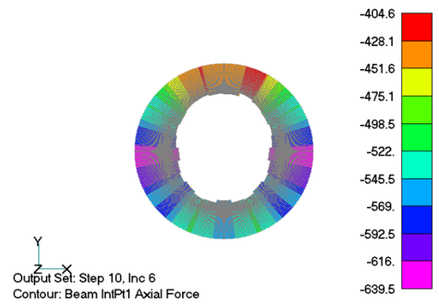
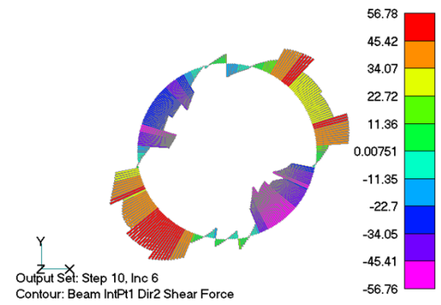
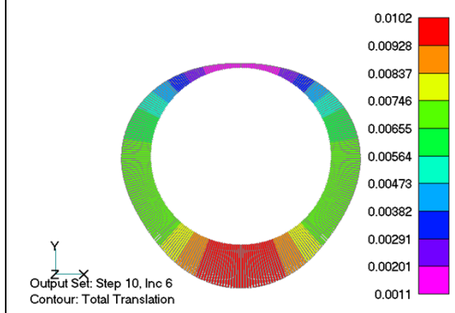
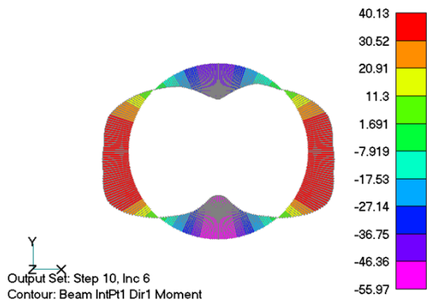
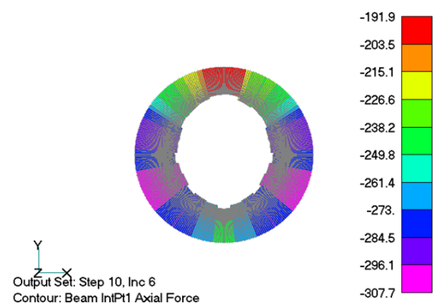
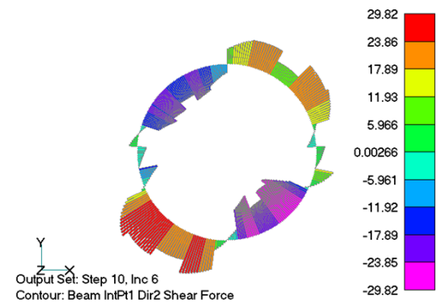
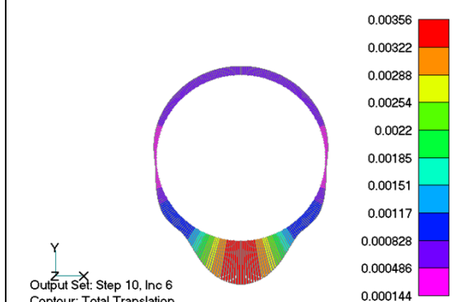
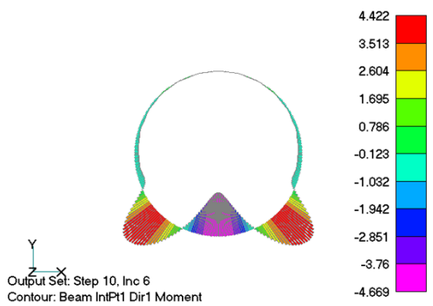
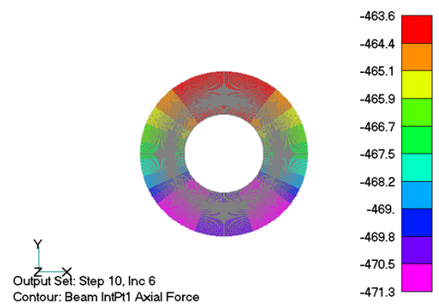
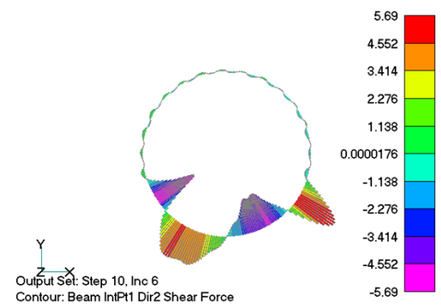
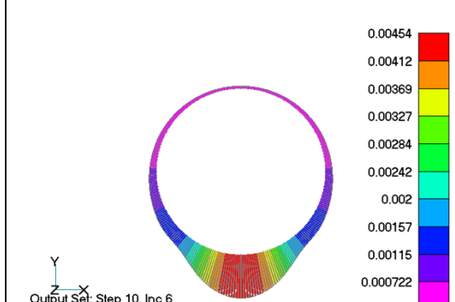
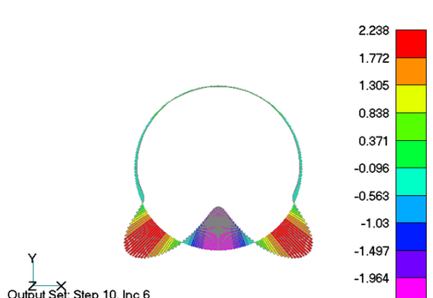
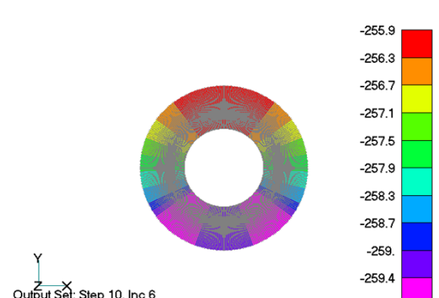
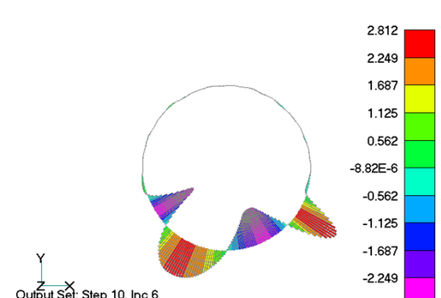
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(13)　φ8.3m-土被り15m-全周加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

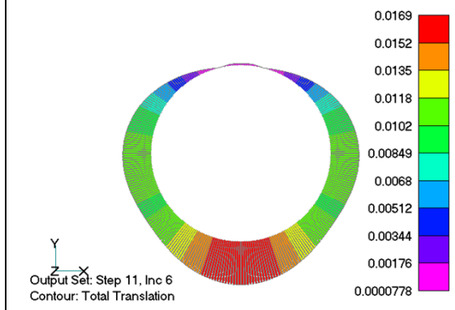
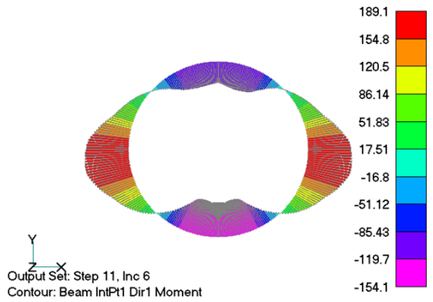
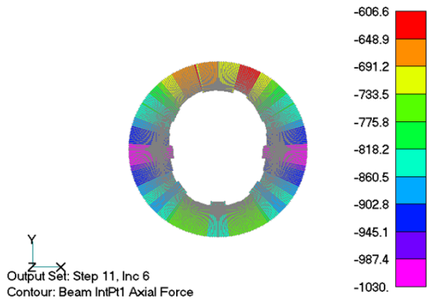
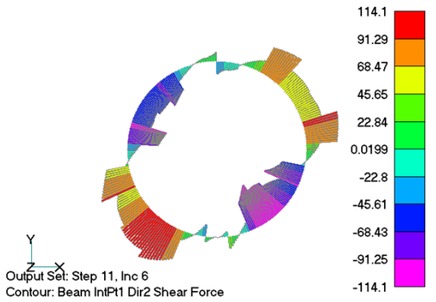
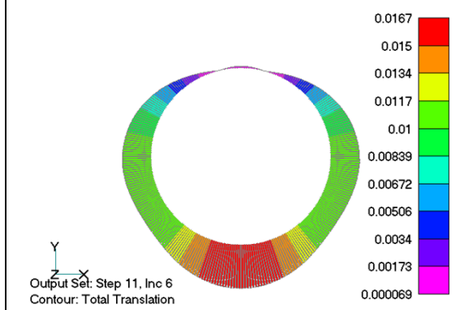
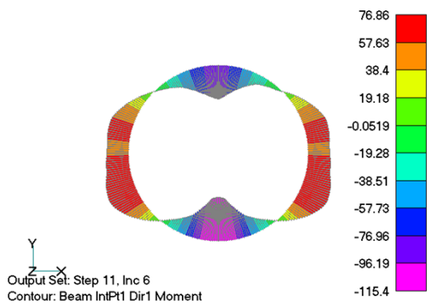
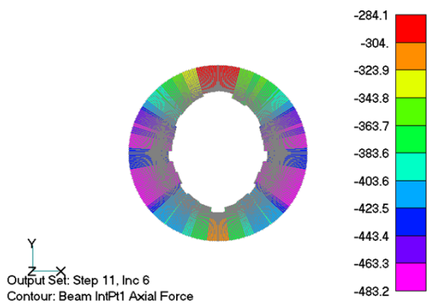
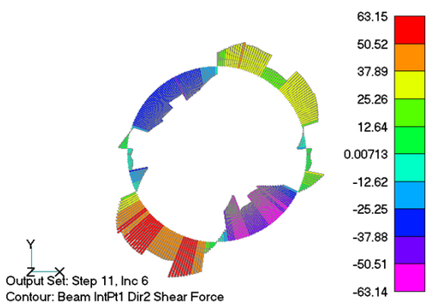
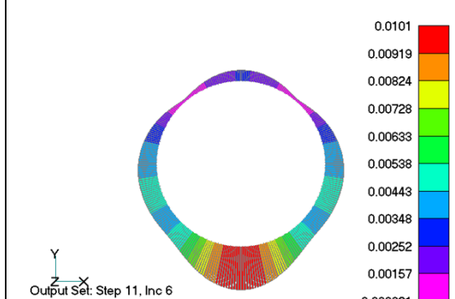
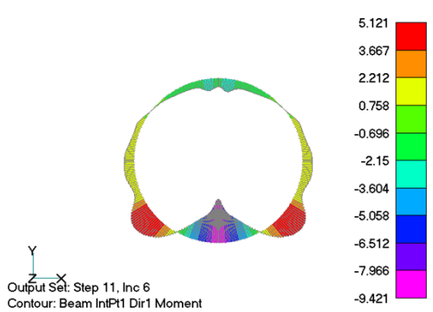
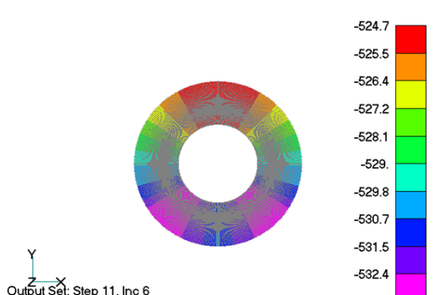
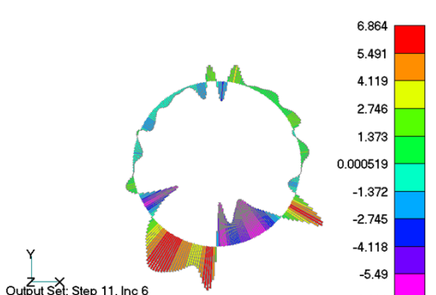
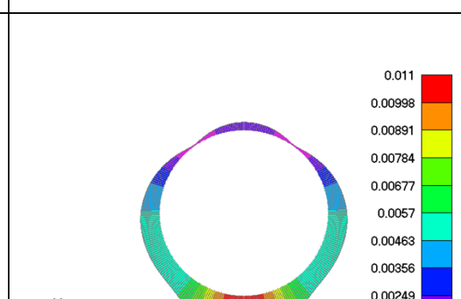
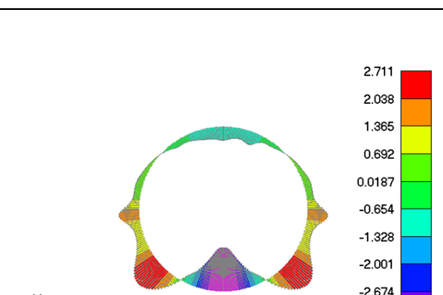
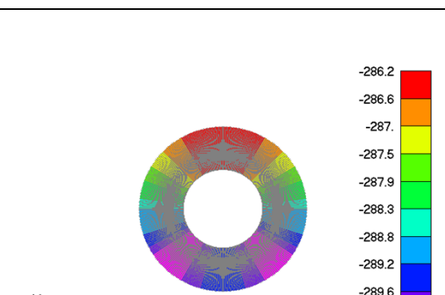
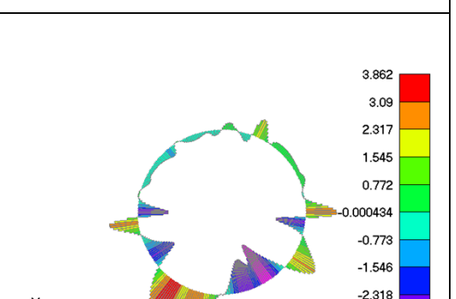
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(14)　φ8.3m-土被り15m-全周加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

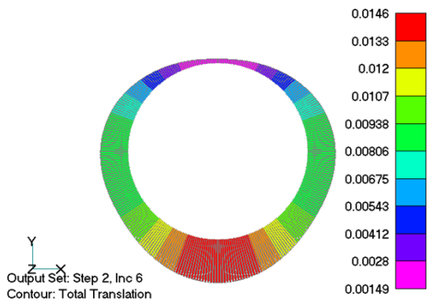
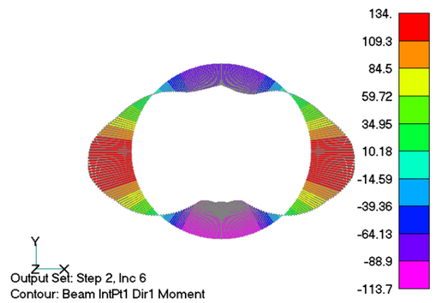
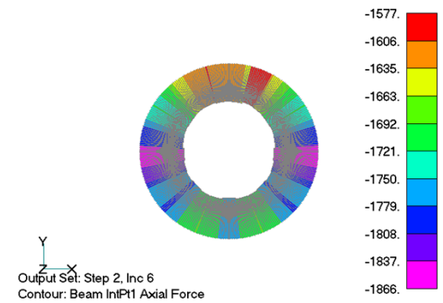
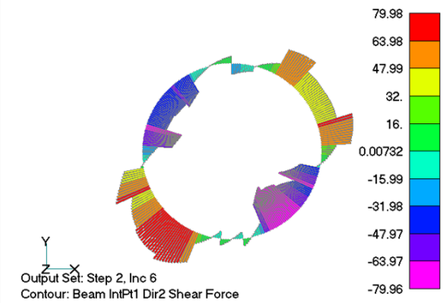
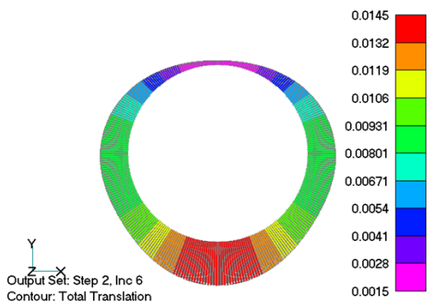
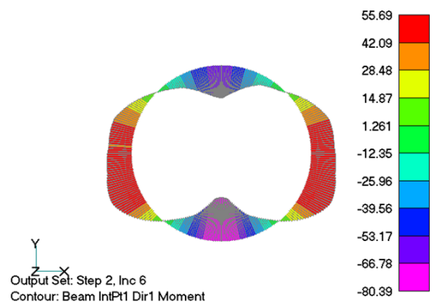
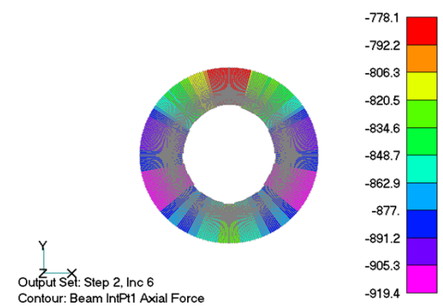
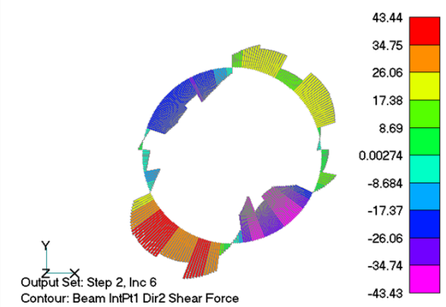
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(15)　φ8.3m-土被り15m-全周加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

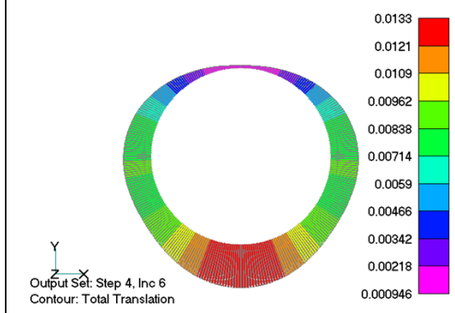
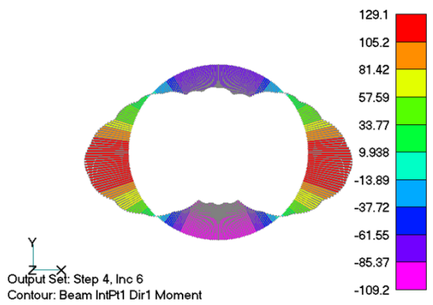
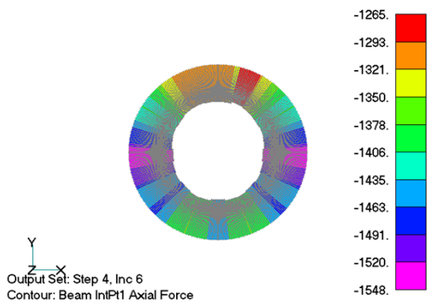
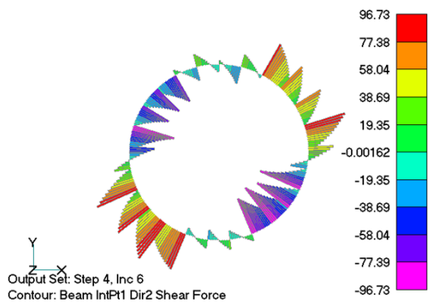
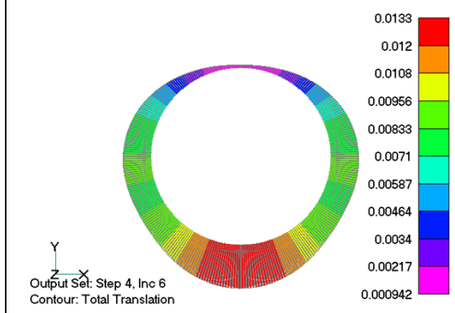
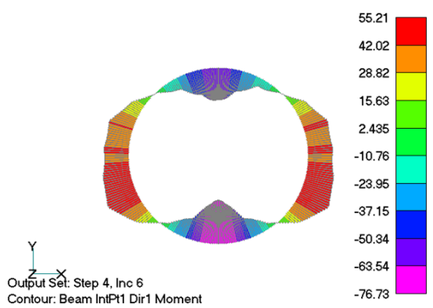
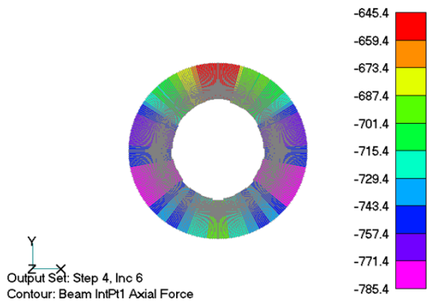
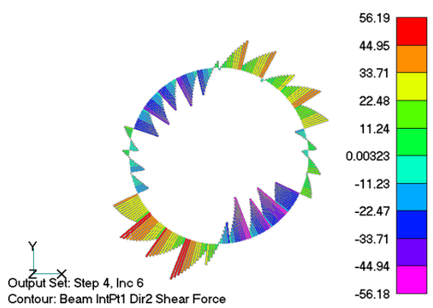
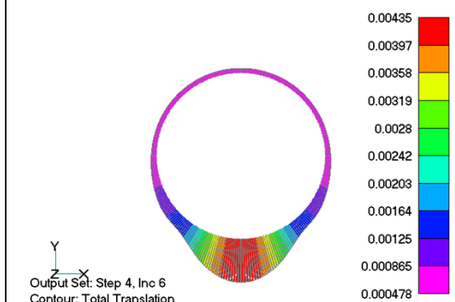
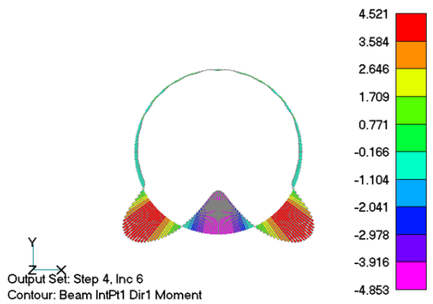
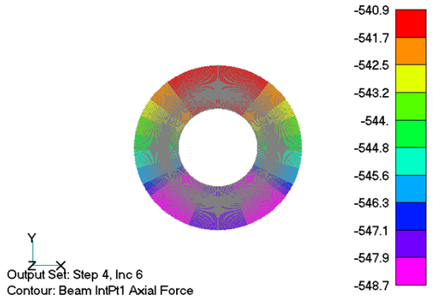
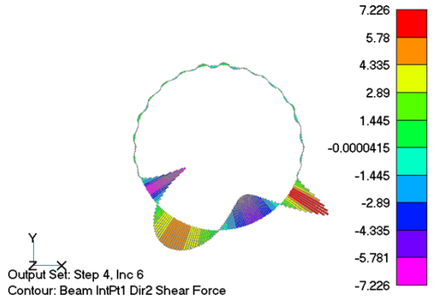
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(16)　φ8.3m-土被り30m-全周加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

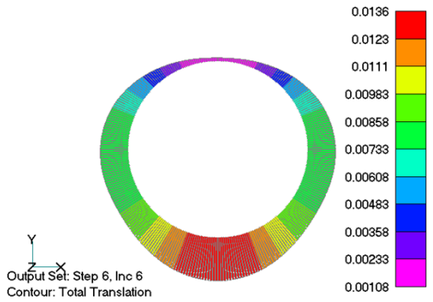
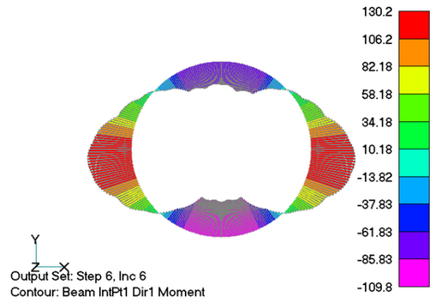
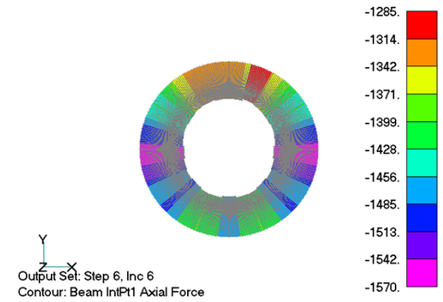
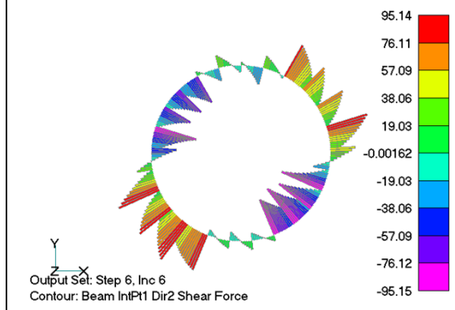
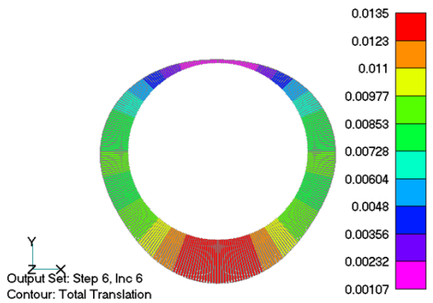
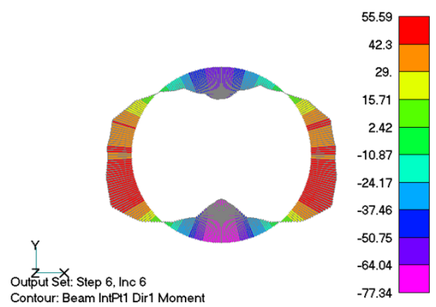
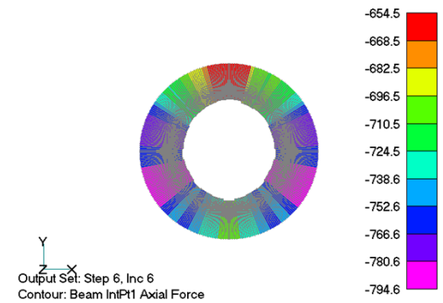
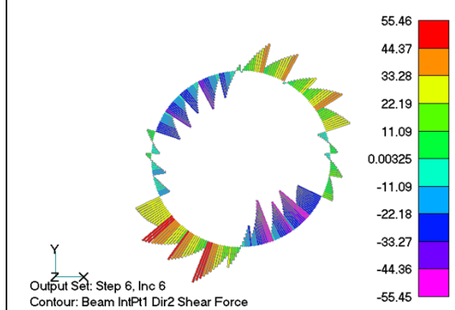
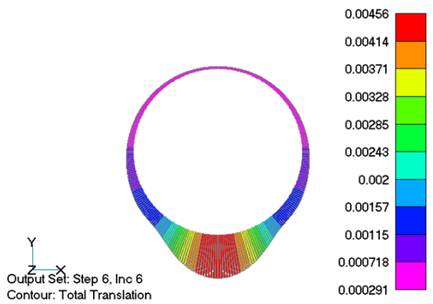
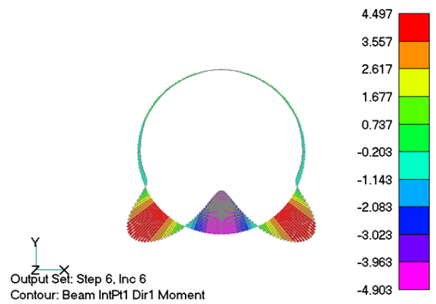
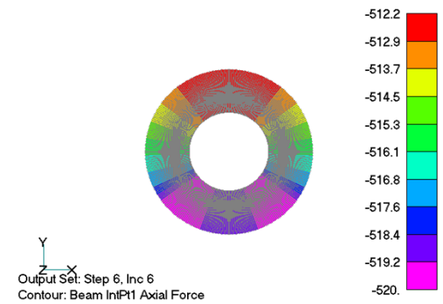
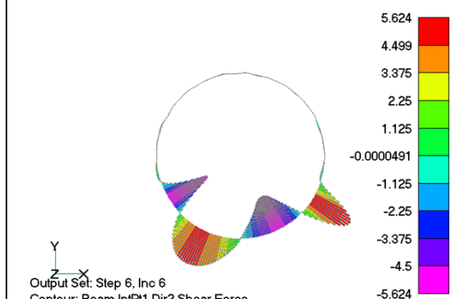
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(17)　φ8.3m−土被り30m−全周加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

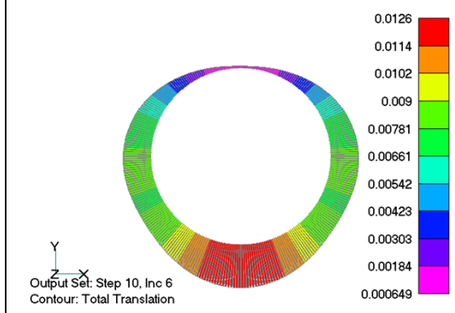
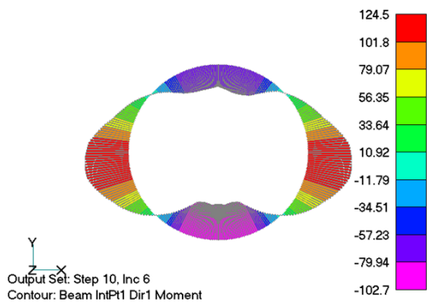
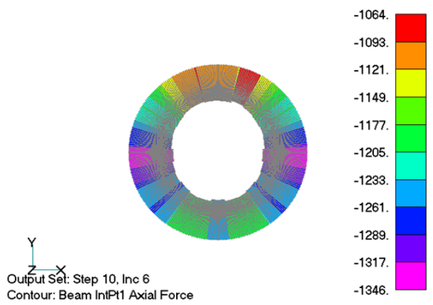
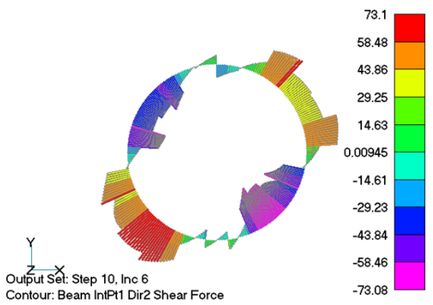
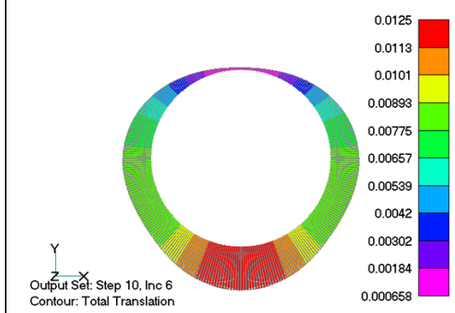
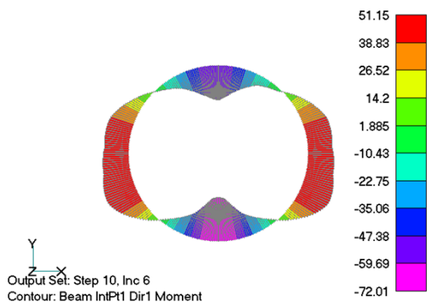
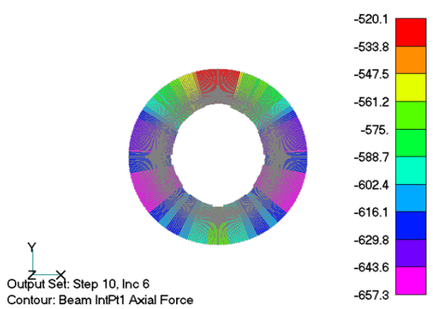
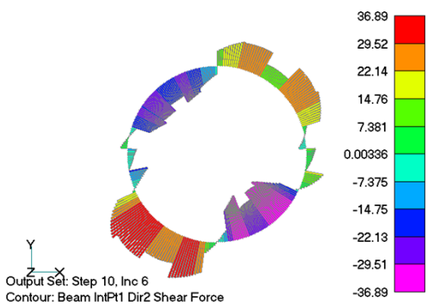
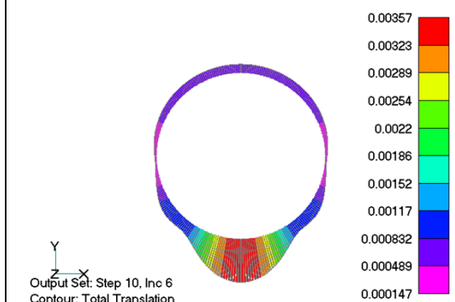
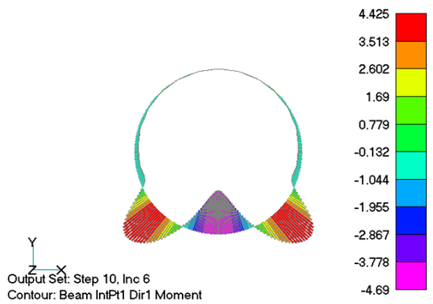
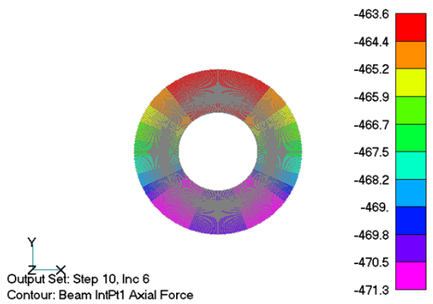
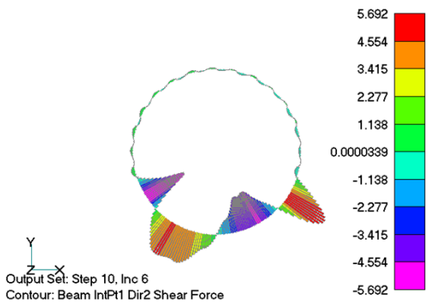
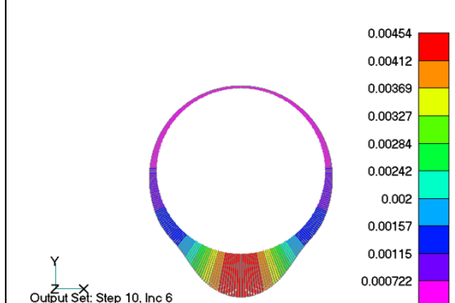
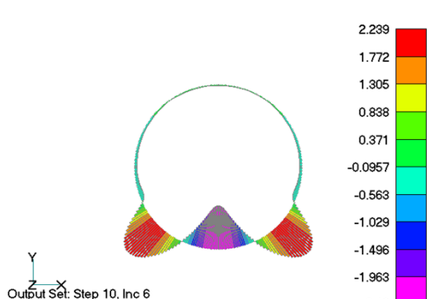
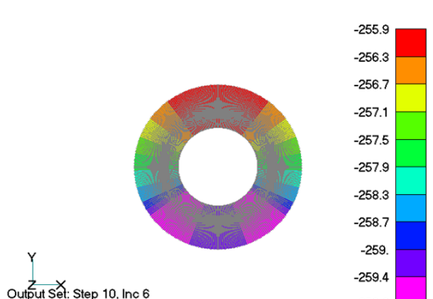
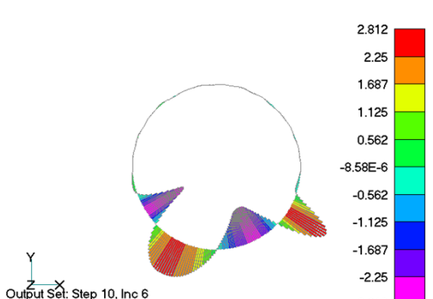
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(18)　φ8.3m-土被り30m-全周加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

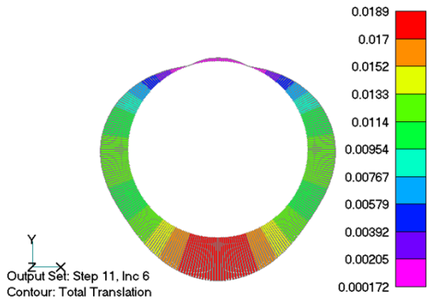
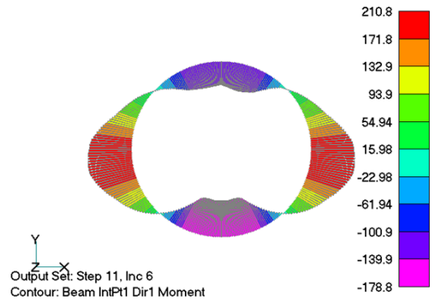
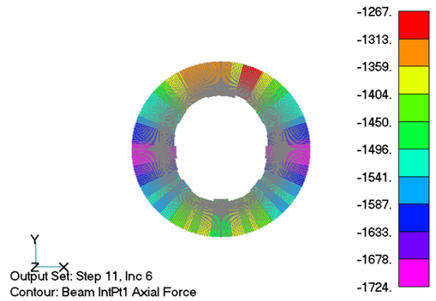
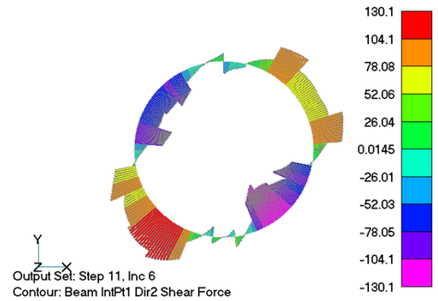
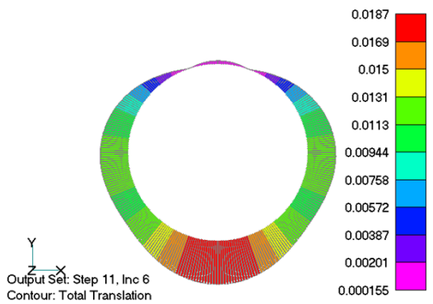
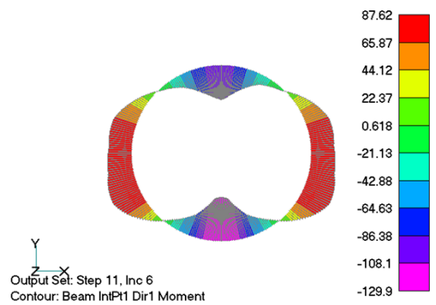
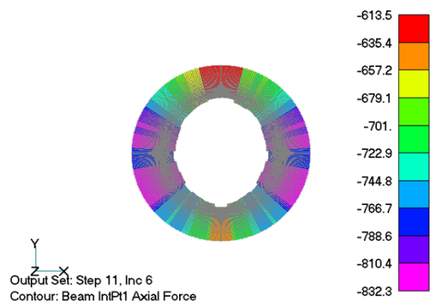
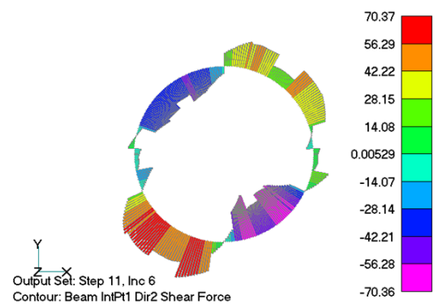
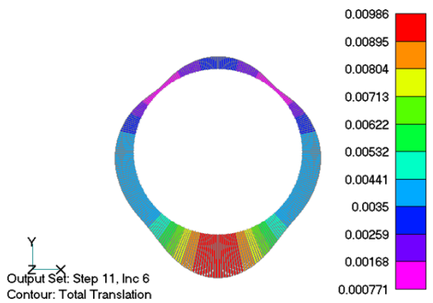
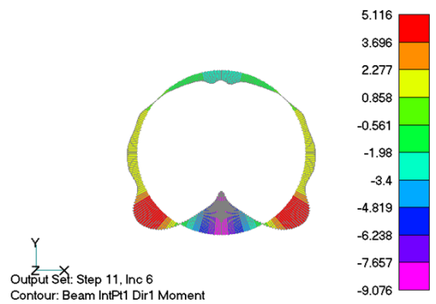
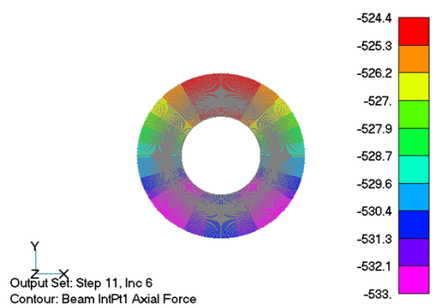
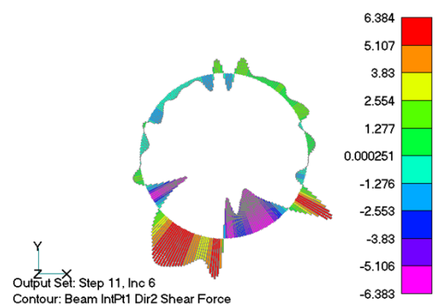
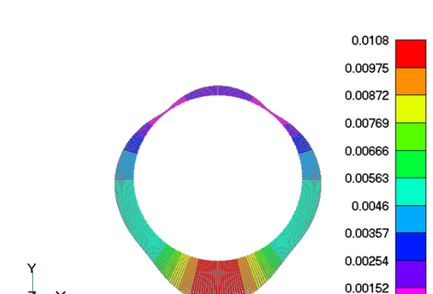
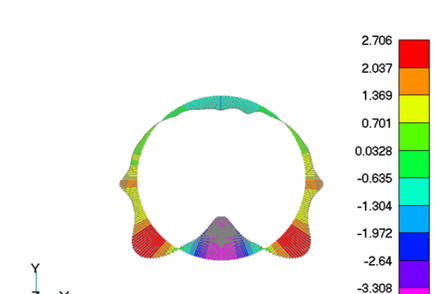
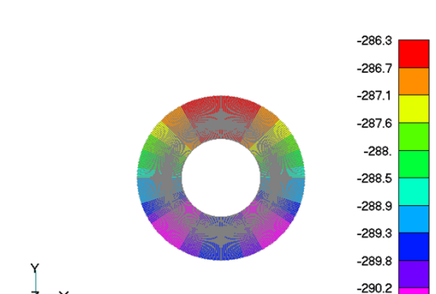
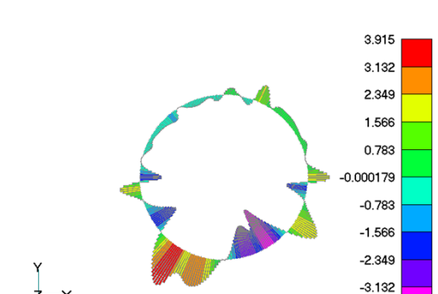
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(19)　φ8.3m-土被り30m-全周加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

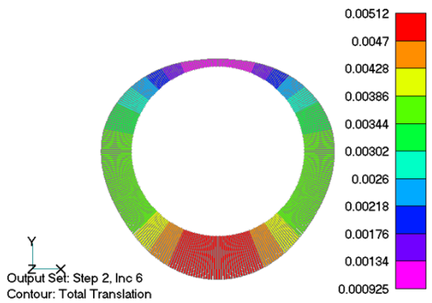
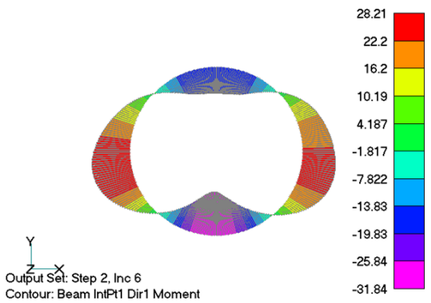
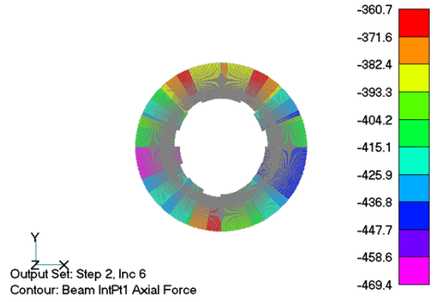
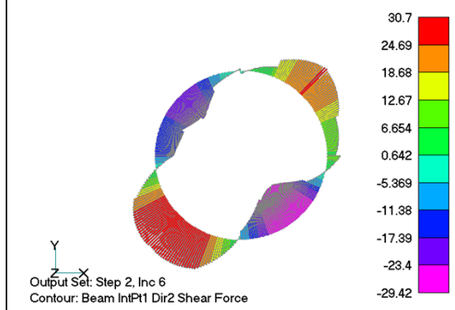
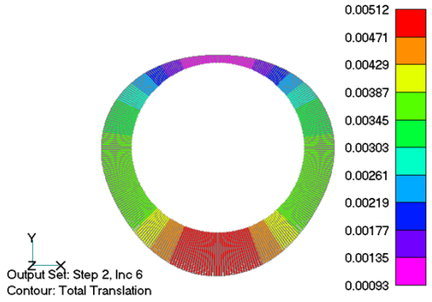
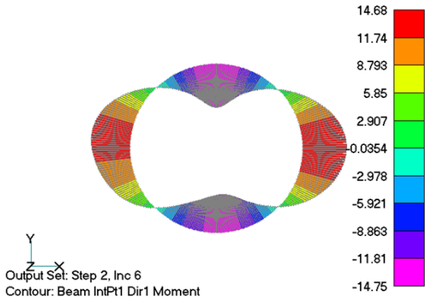
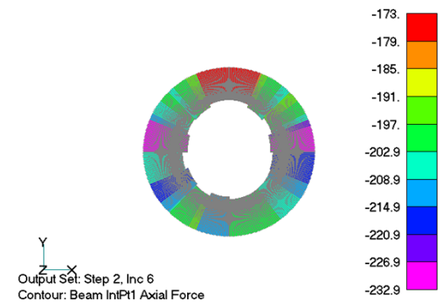
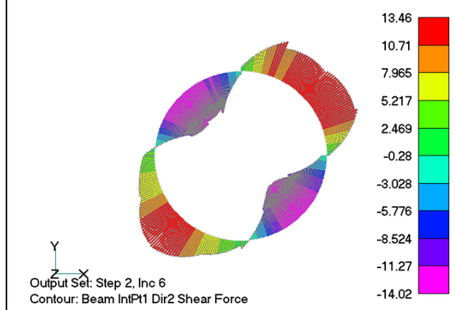
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(20)　φ8.3m-土被り30m-全周加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

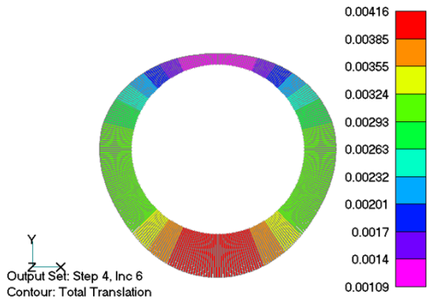
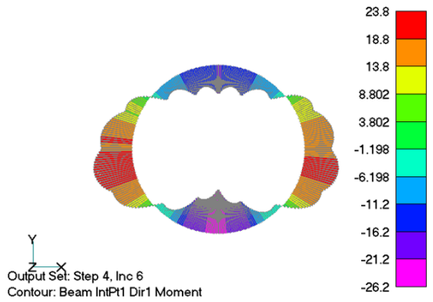
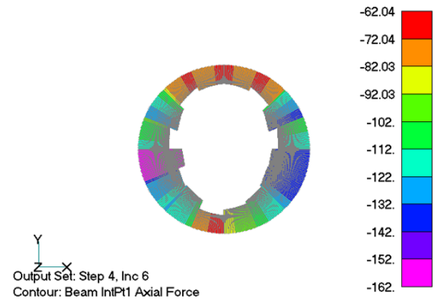
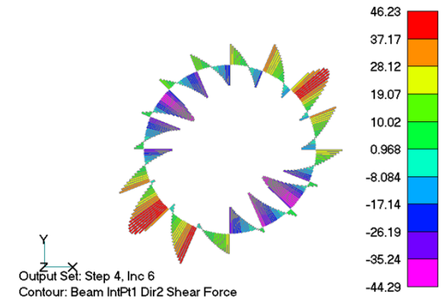
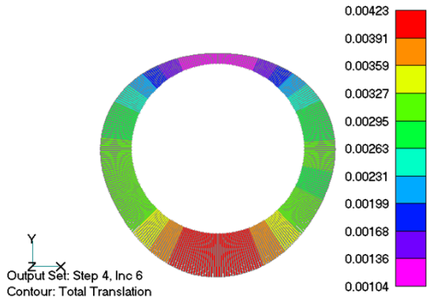
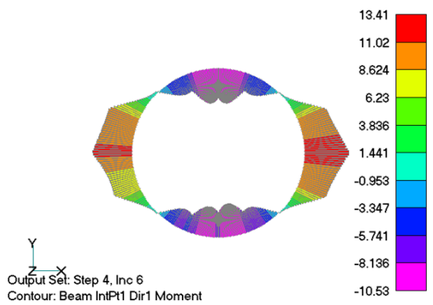
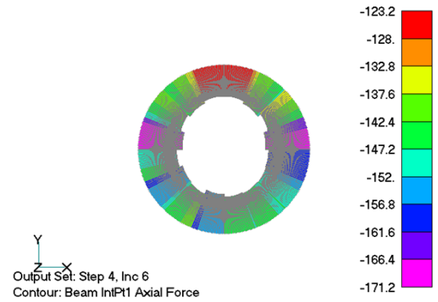
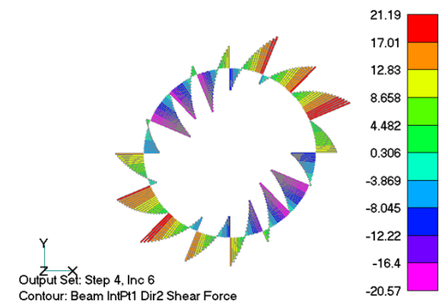
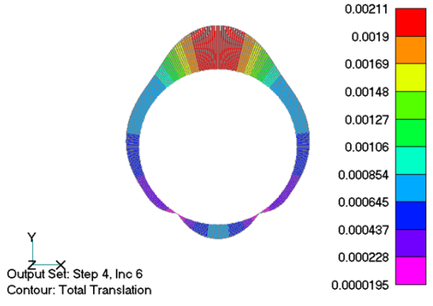
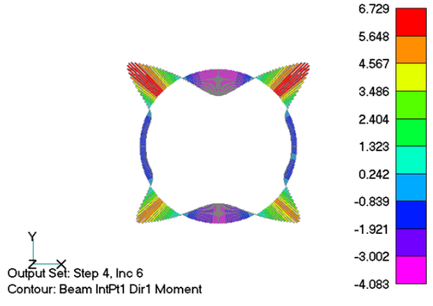
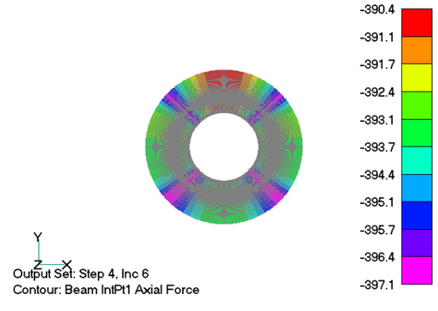
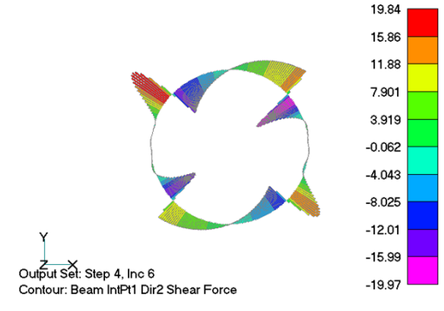
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(21)　φ4.3m-土被り15m-上下加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

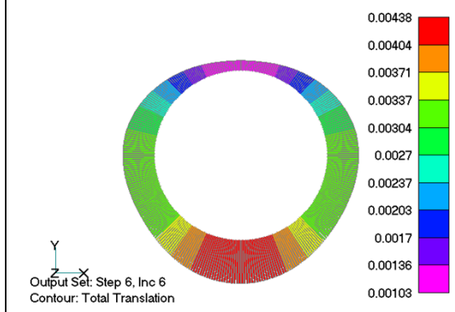
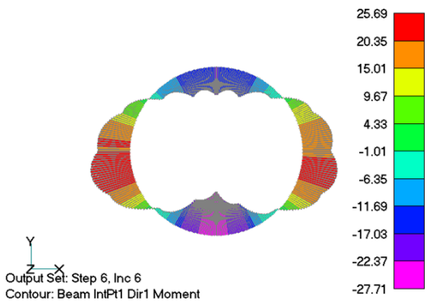
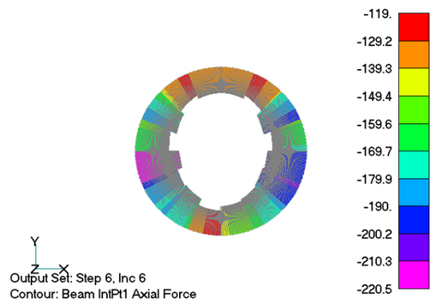
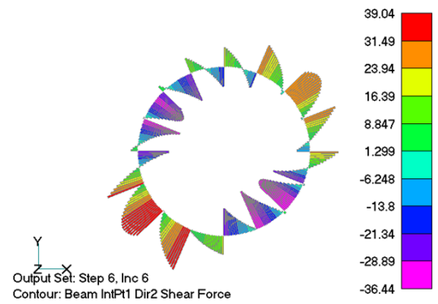
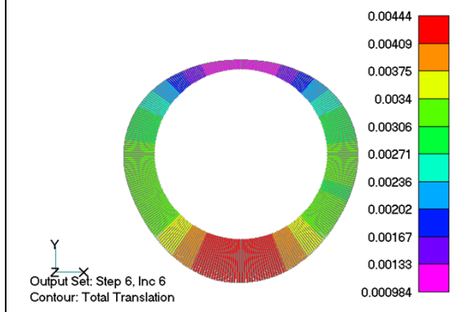
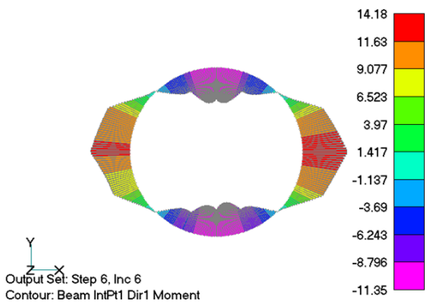
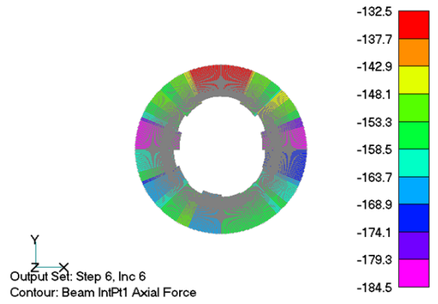
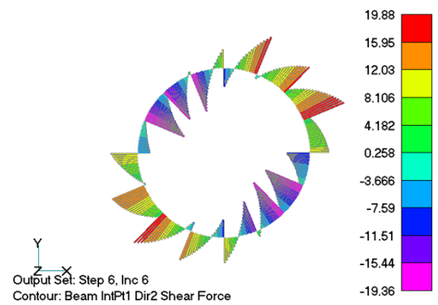
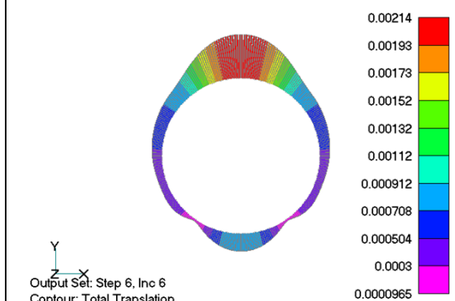
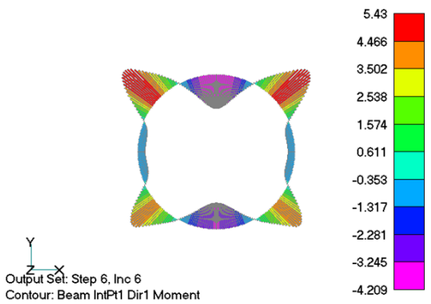
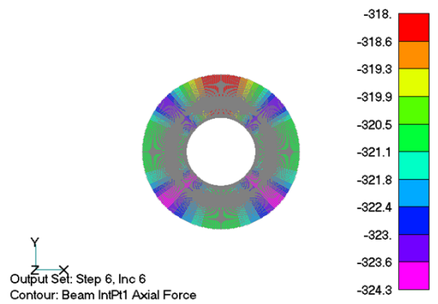
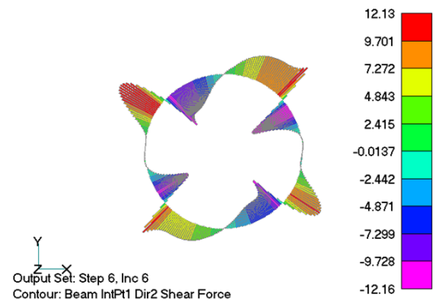
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(22)　φ4.3m−土被り15m−上下加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

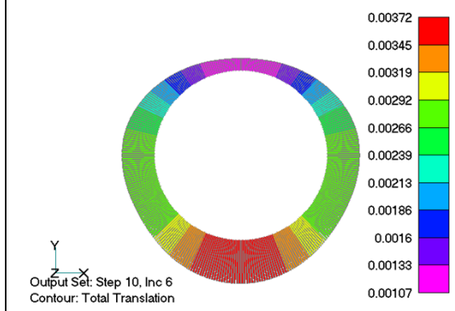
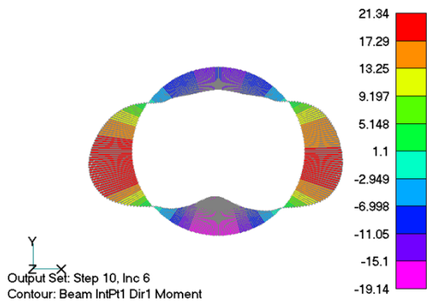
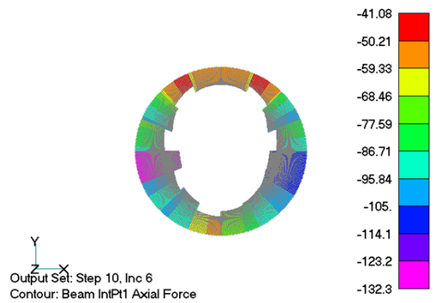
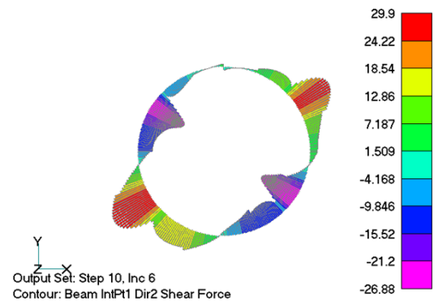
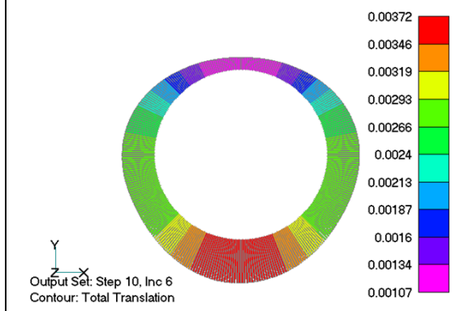
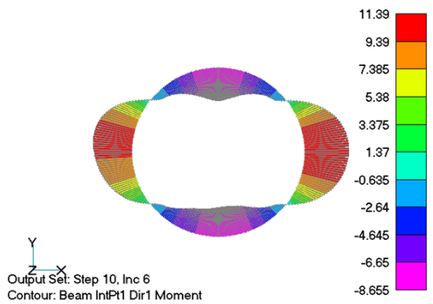
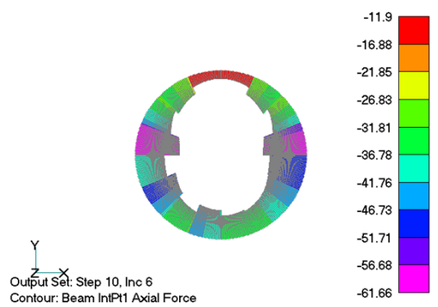
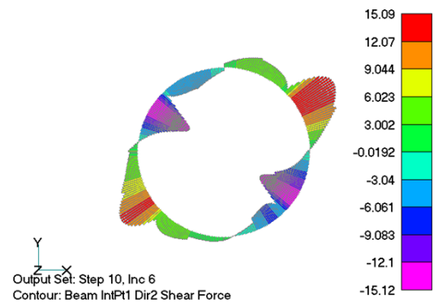
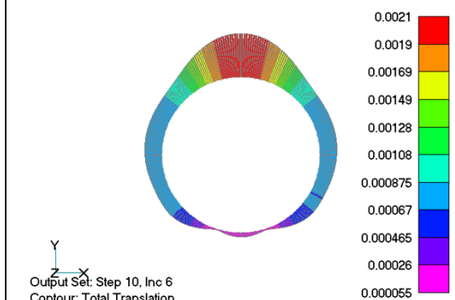
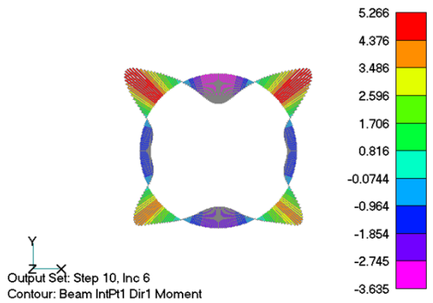
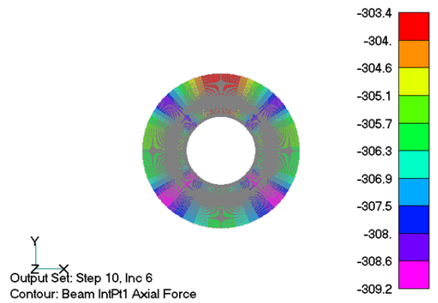
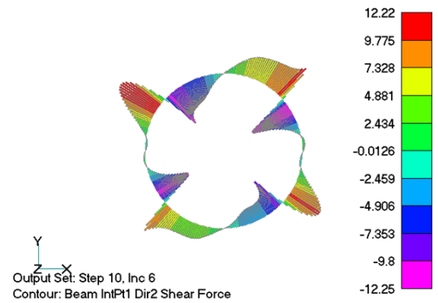
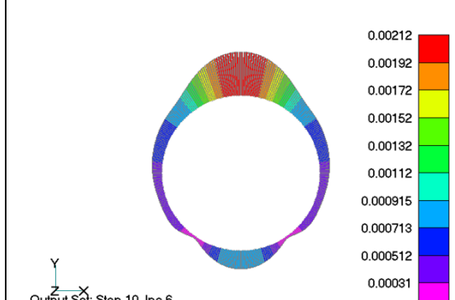
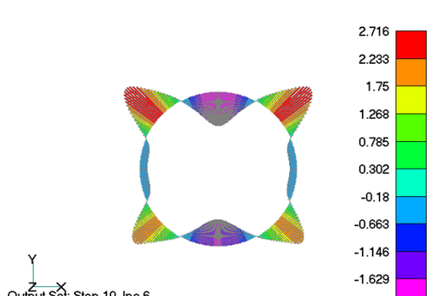
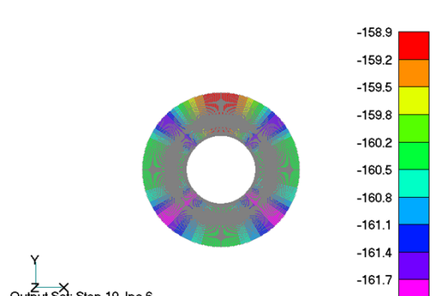
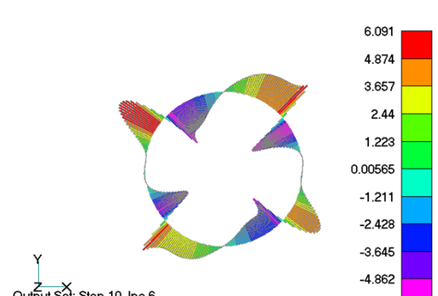
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(23)　φ4.3m-土被り15m-上下加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

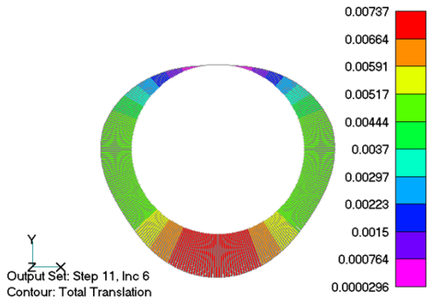
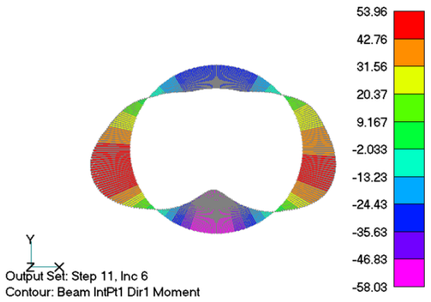
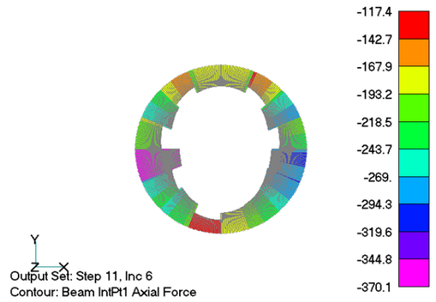
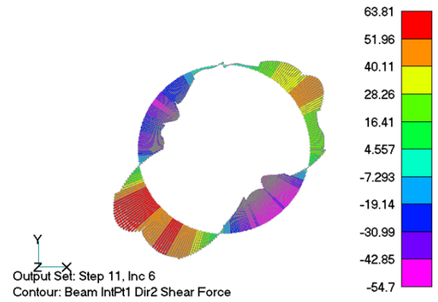
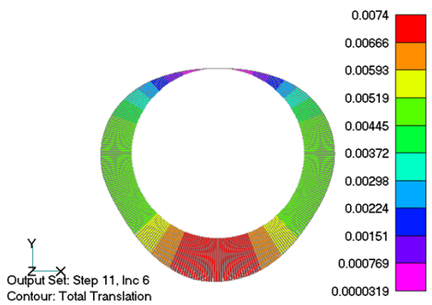
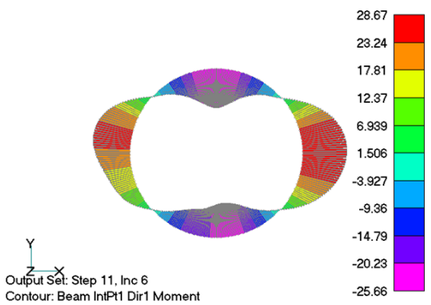
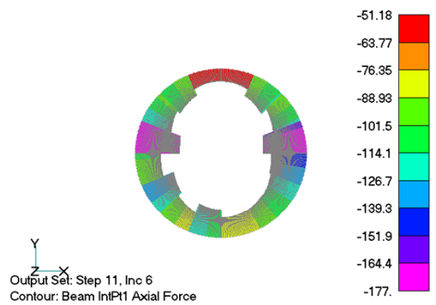
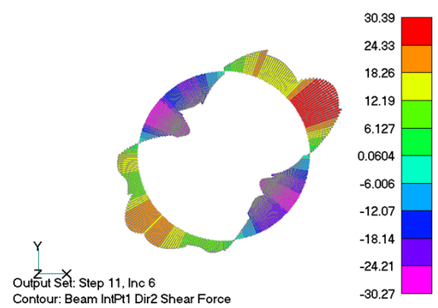
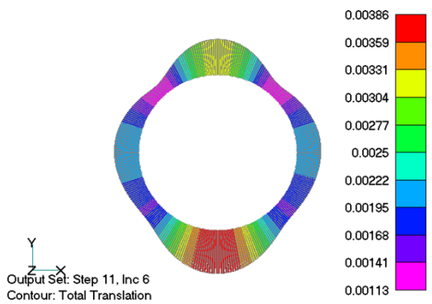
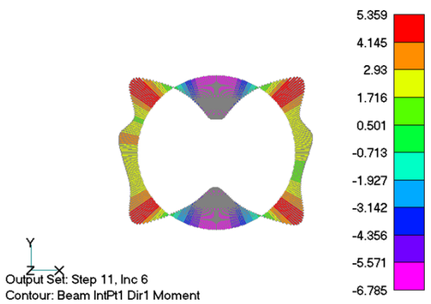
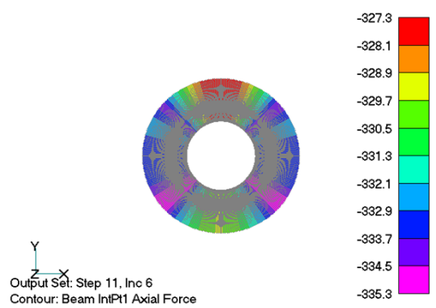
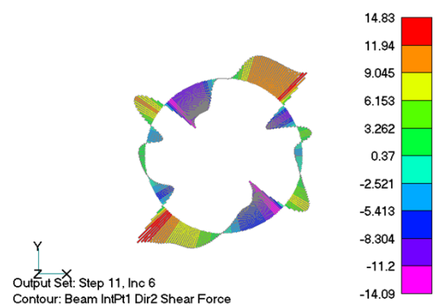
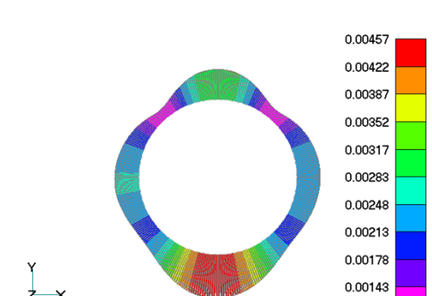
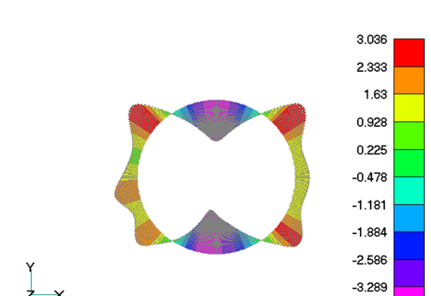
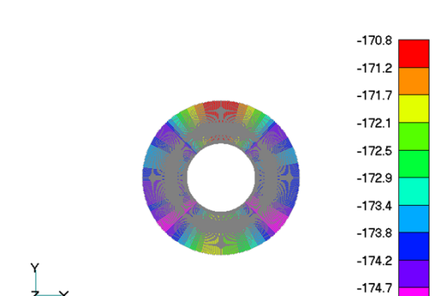
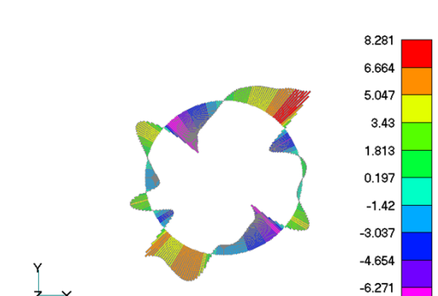
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(24)　φ4.3m-土被り15m-上下加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

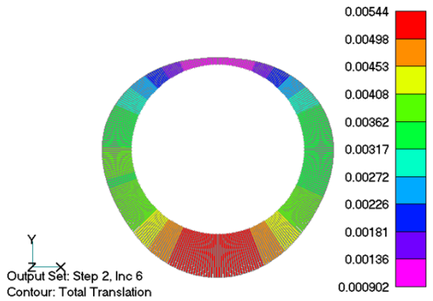
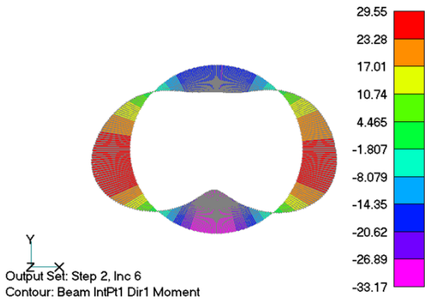
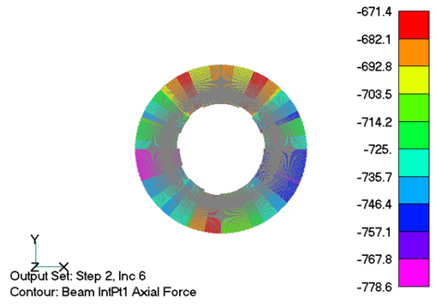
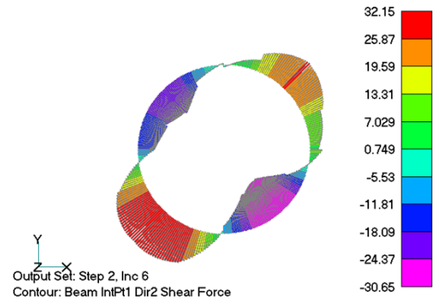
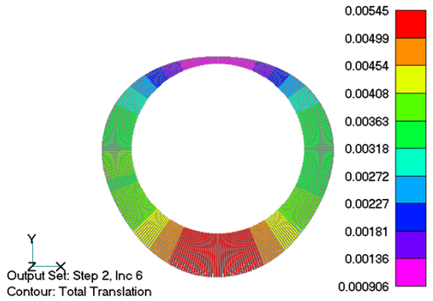
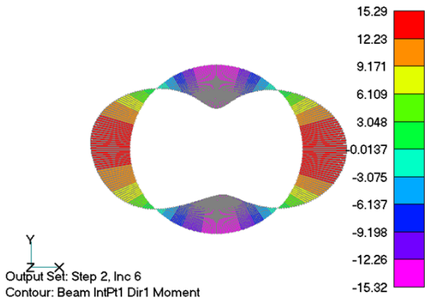
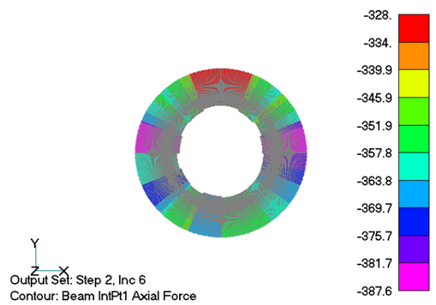
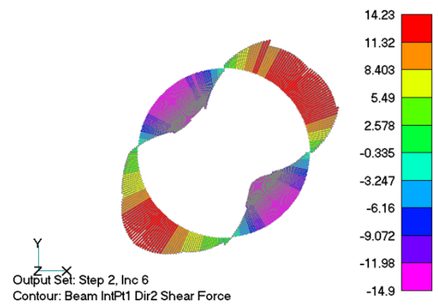
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(25)　φ4.3m-土被り15m-上下加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

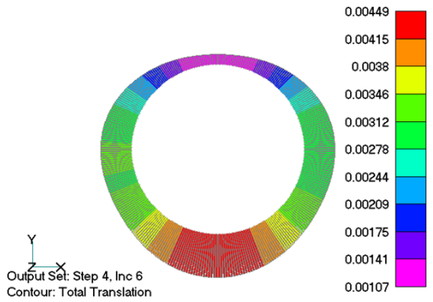
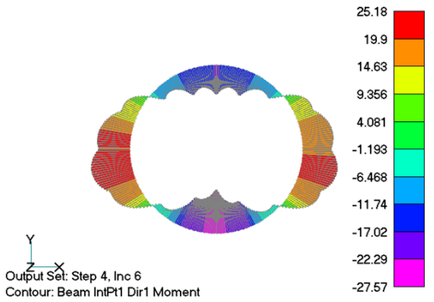
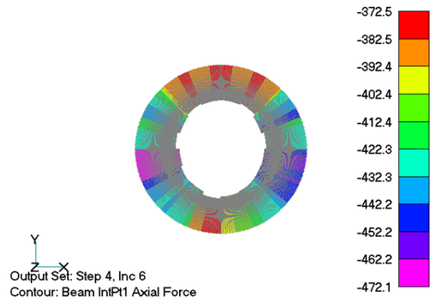
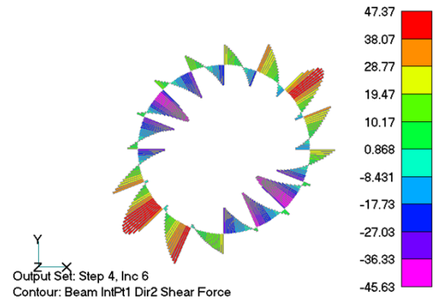
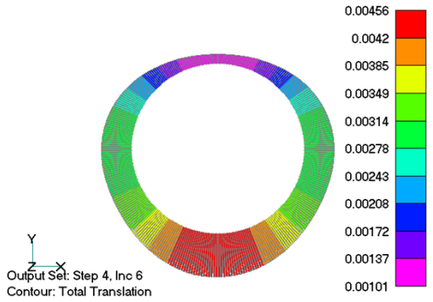
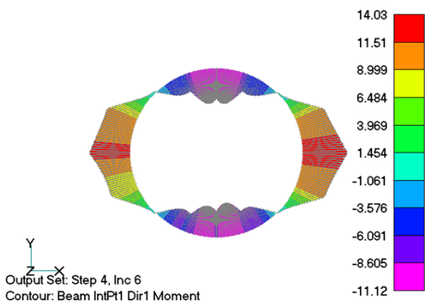
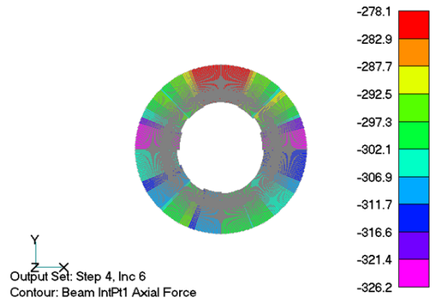
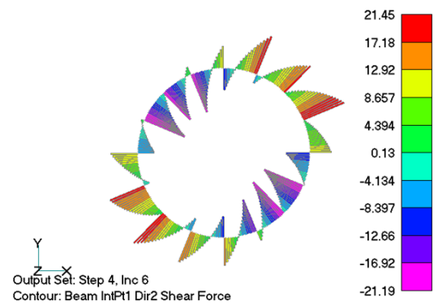
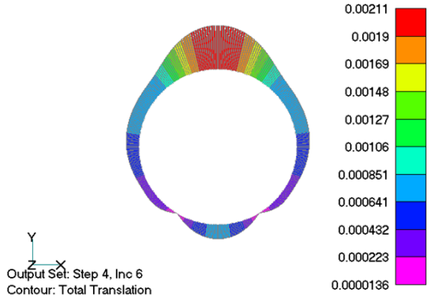
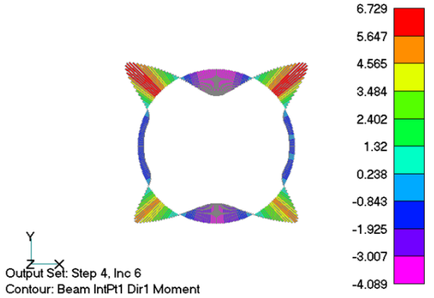
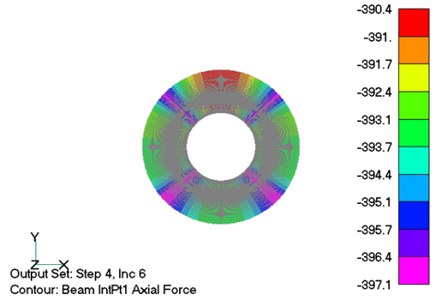
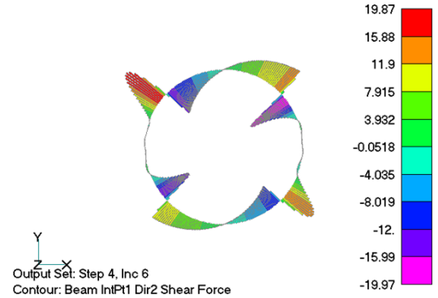
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(26)　φ4.3m-土被り30m-上下加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

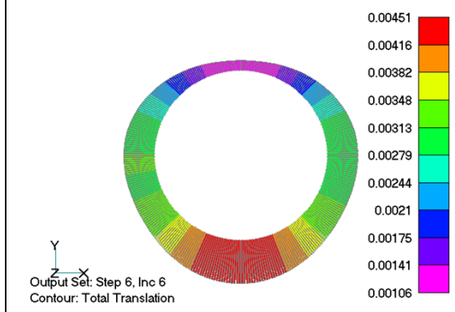
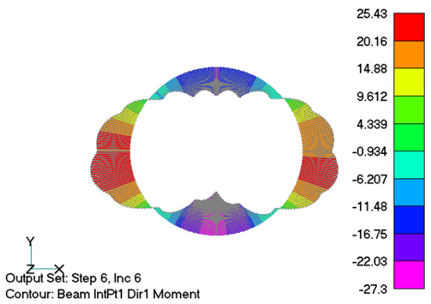
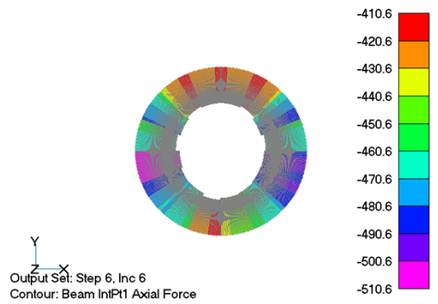
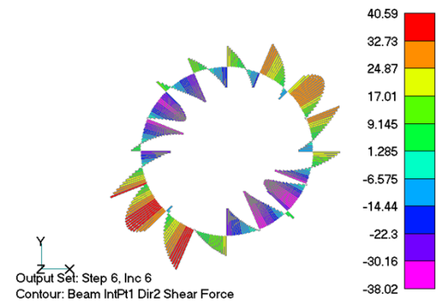
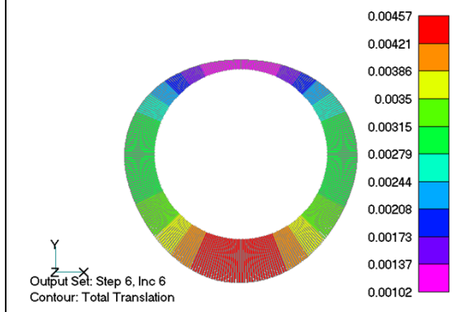
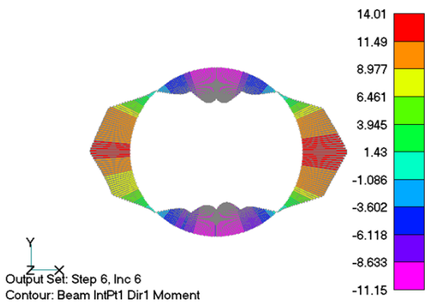
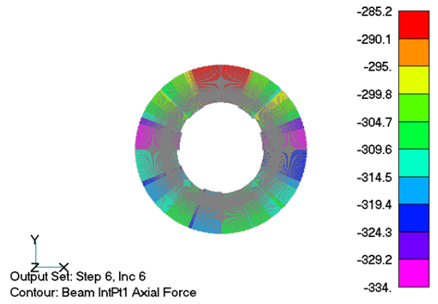
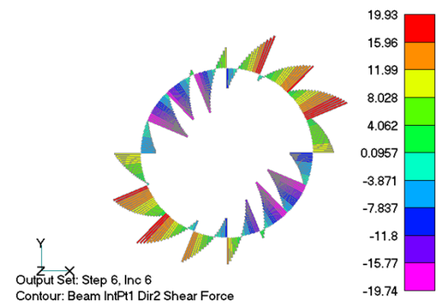
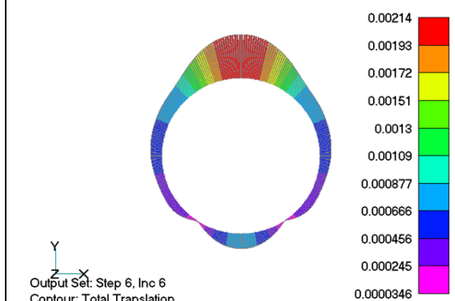
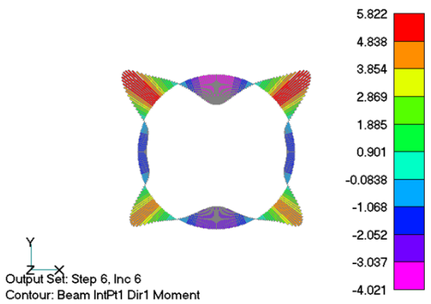
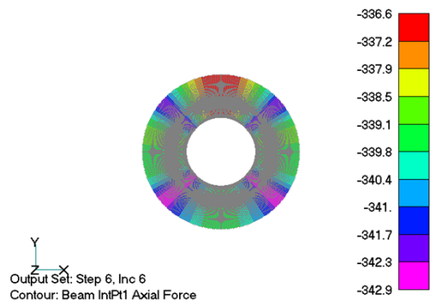
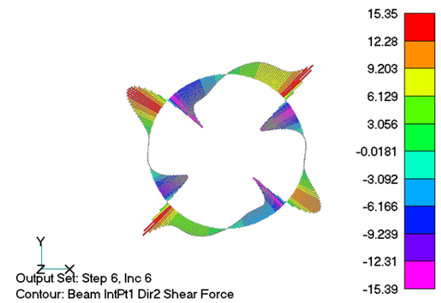
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(27)　φ4.3m−土被り30m−上下加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

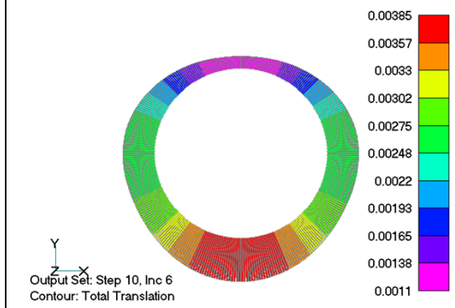
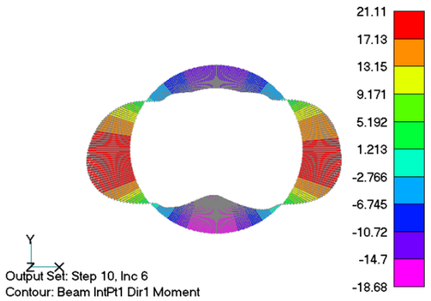
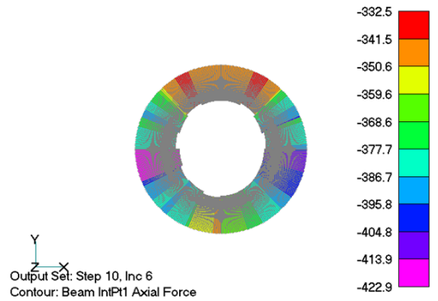
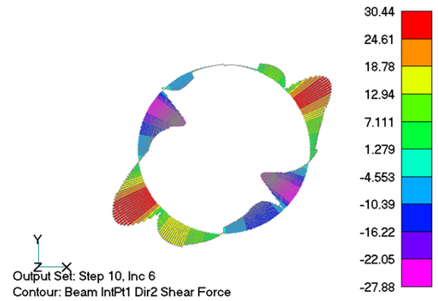
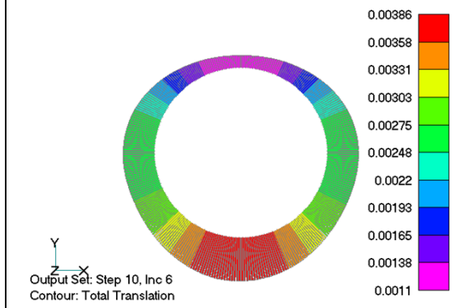
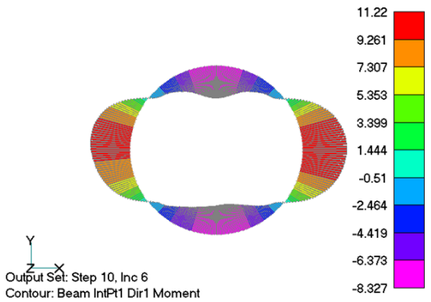
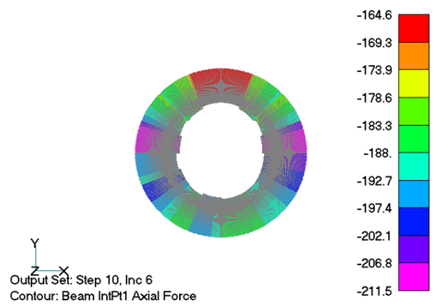
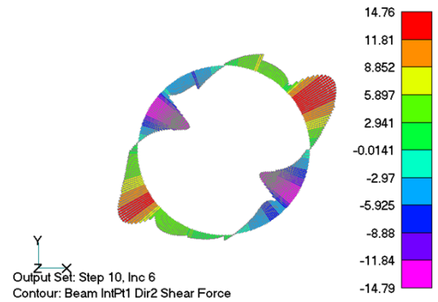
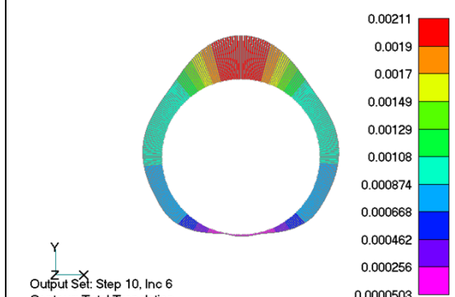
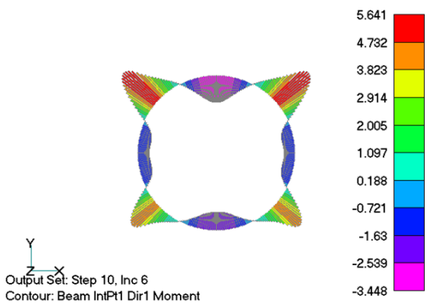
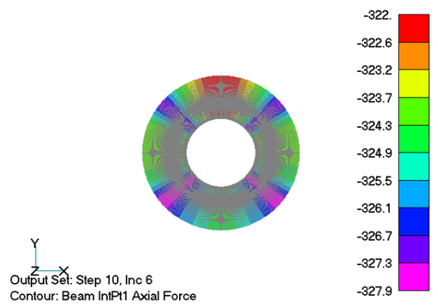
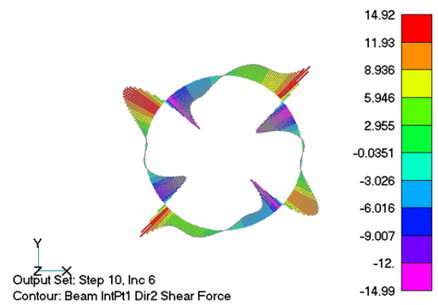
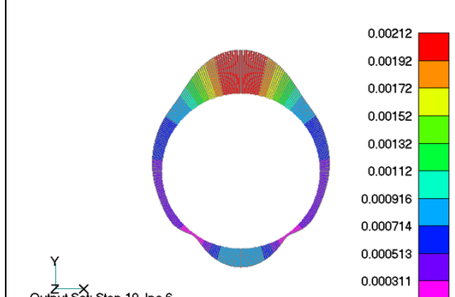
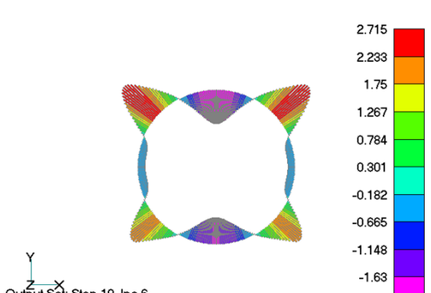
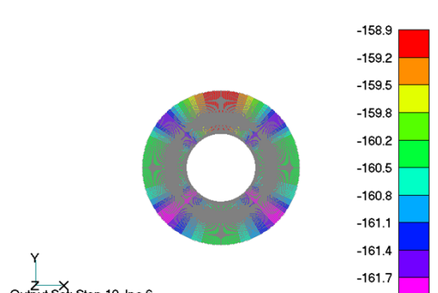
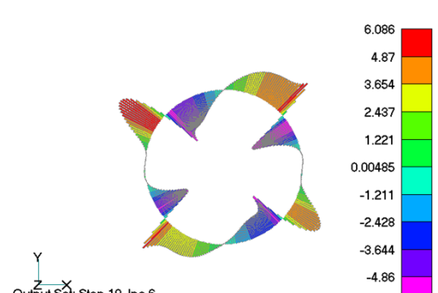
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(28)　φ4.3m-土被り30m-上下加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

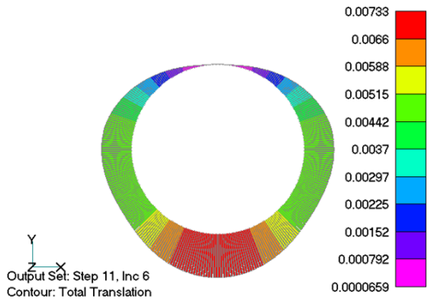
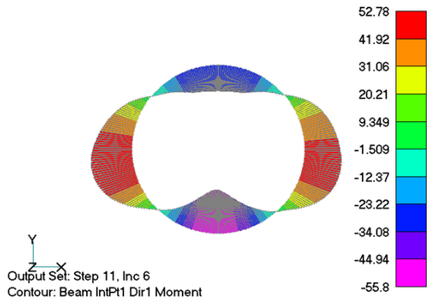
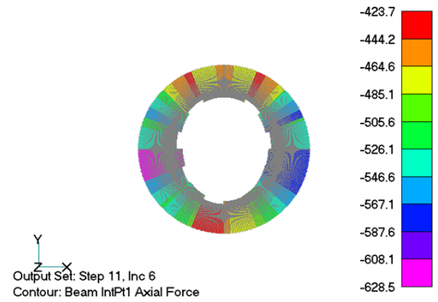
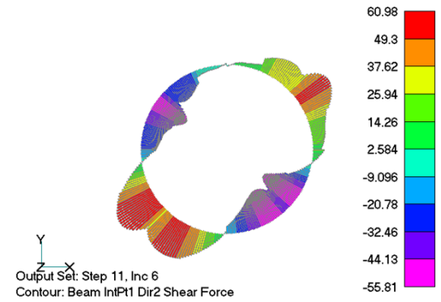
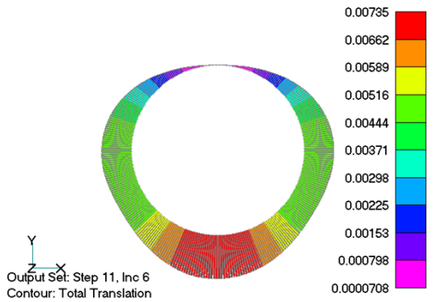
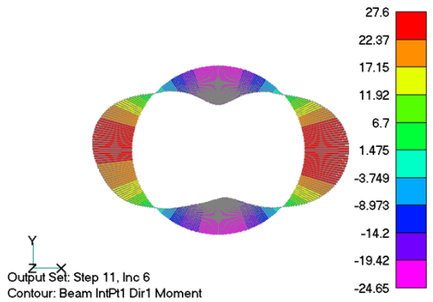
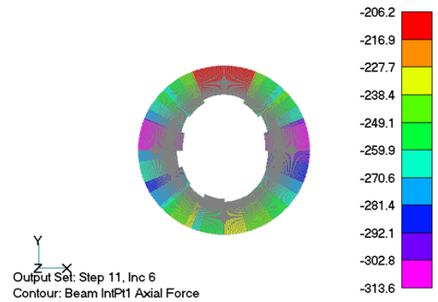
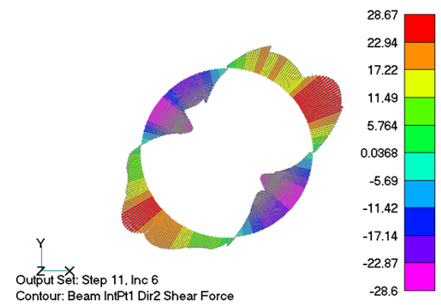
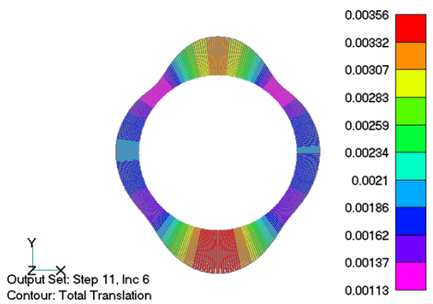
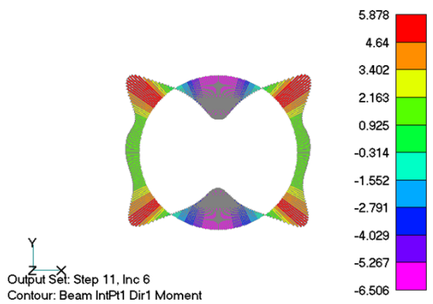
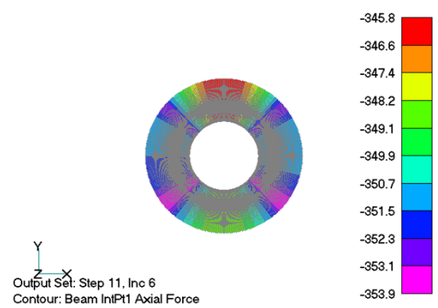
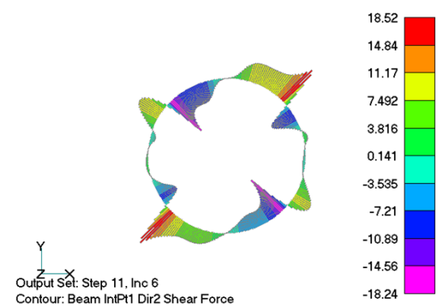
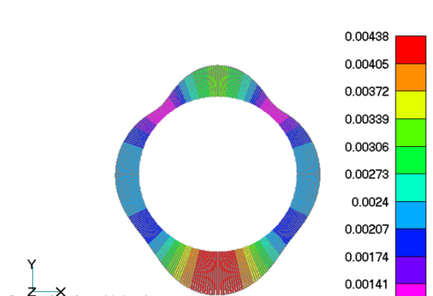
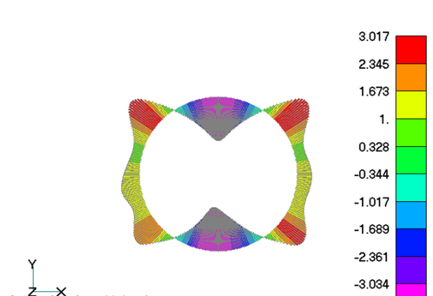
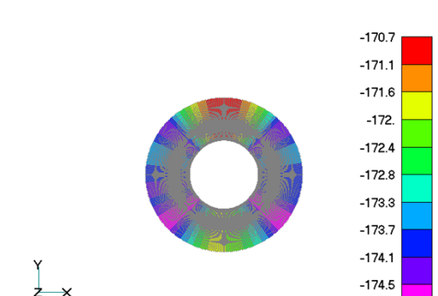
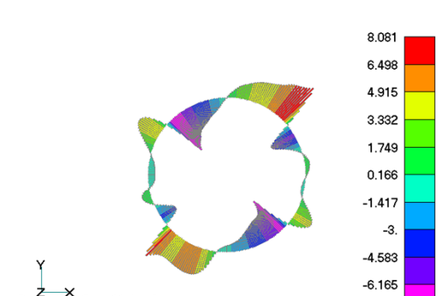
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(29)　φ4.3m-土被り30m-上下加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

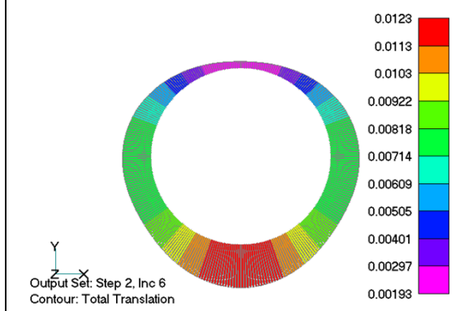
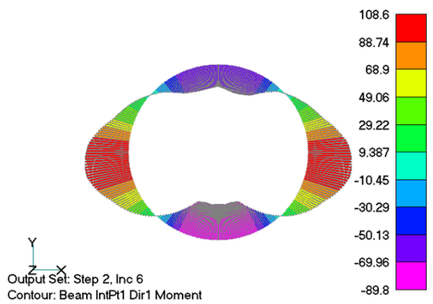
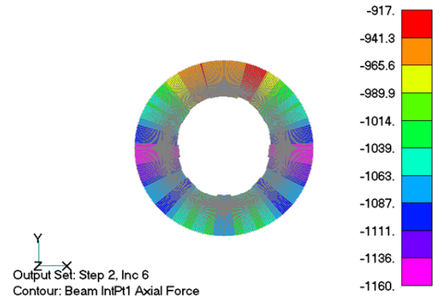
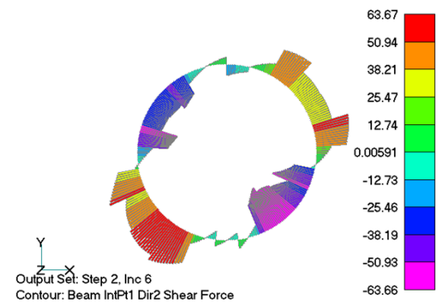
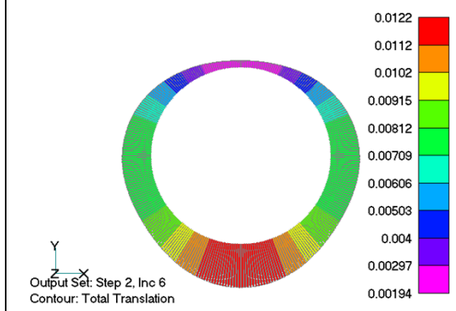
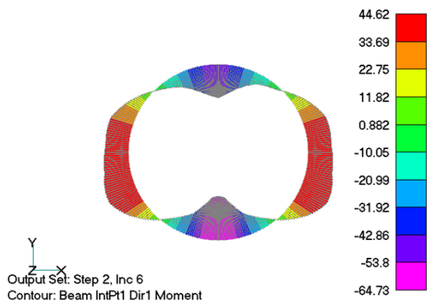
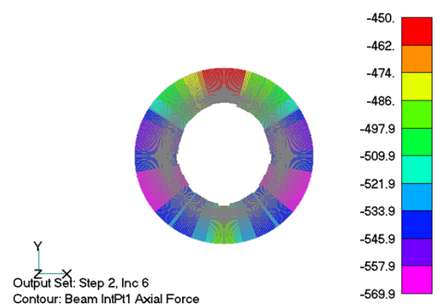
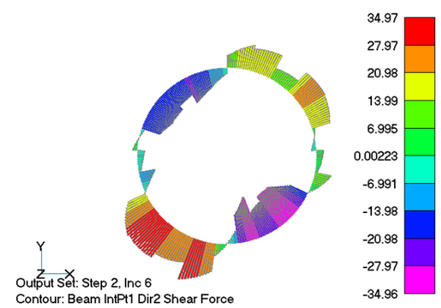
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(30)　φ4.3m-土被り30m-上下加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

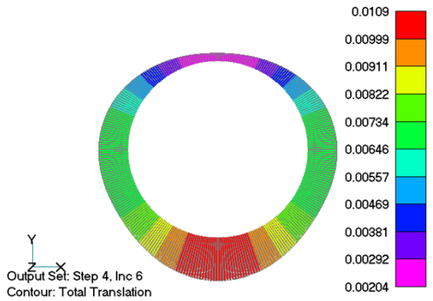
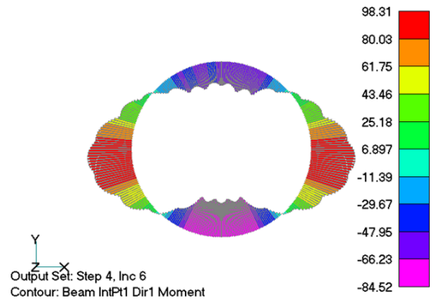
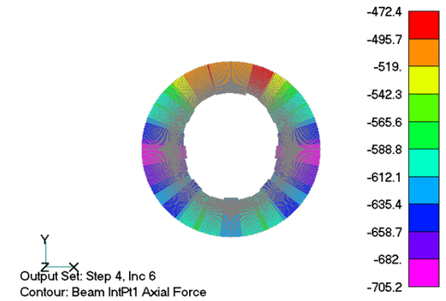
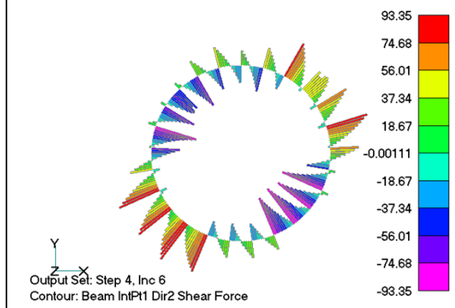
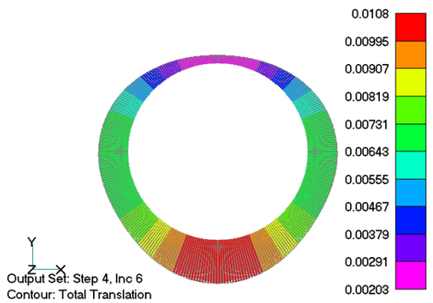
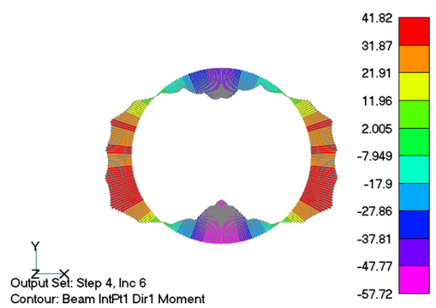
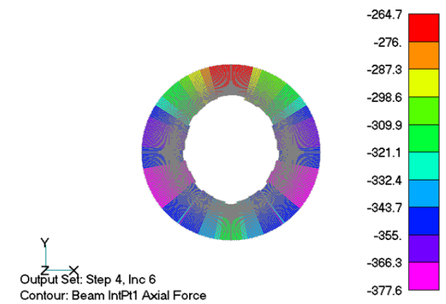
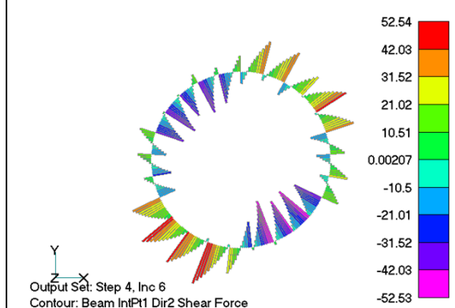
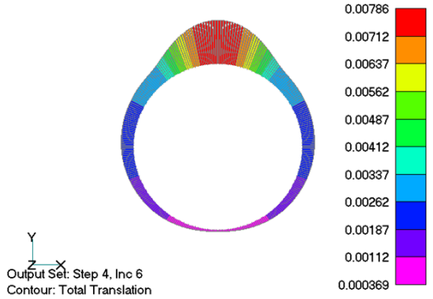
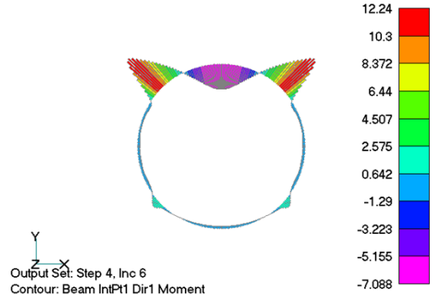
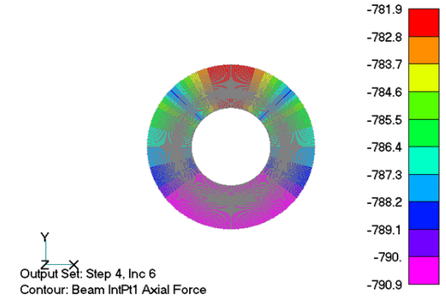
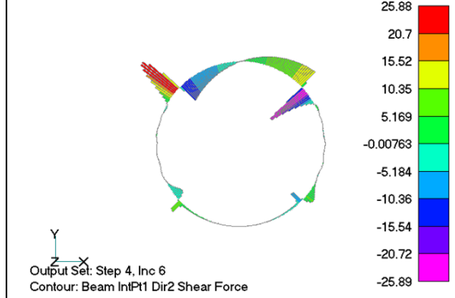
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(31)　φ8.3m-土被り15m-上下加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

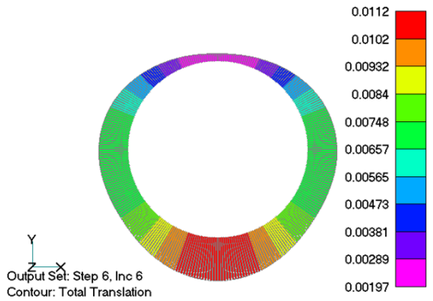
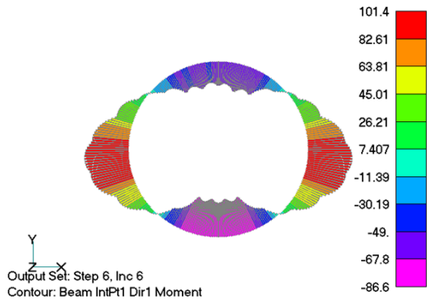
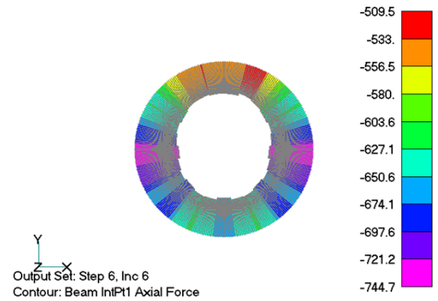
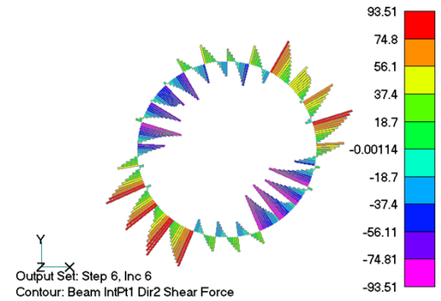
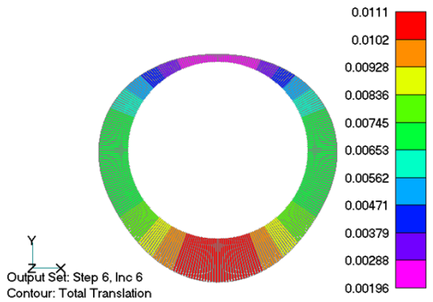
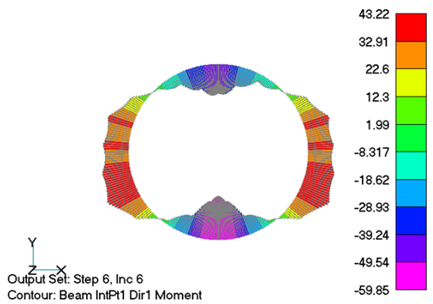
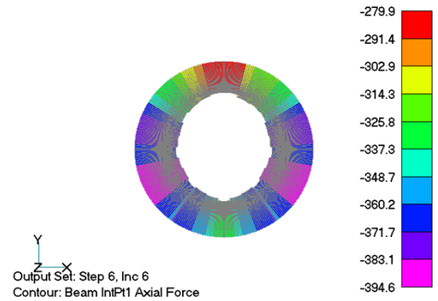
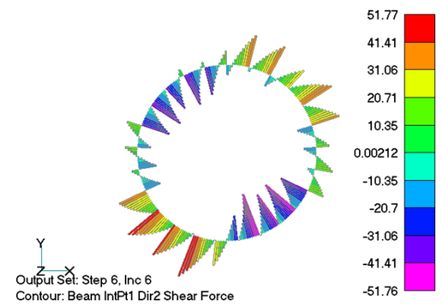
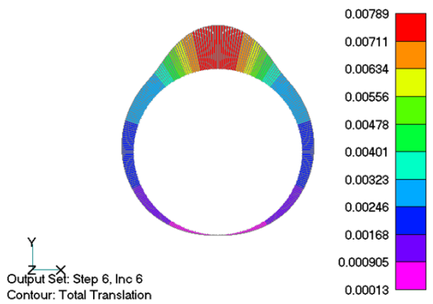
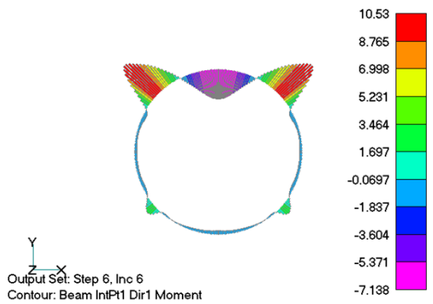
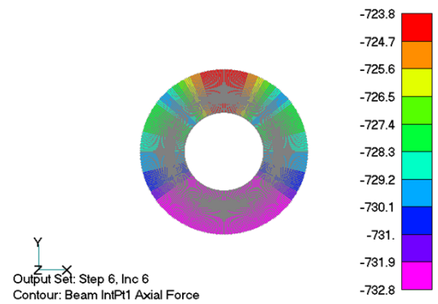
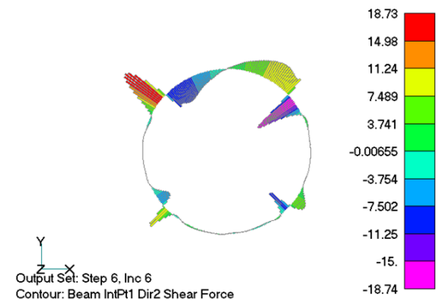
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(32)　φ8.3m−土被り15m−上下加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

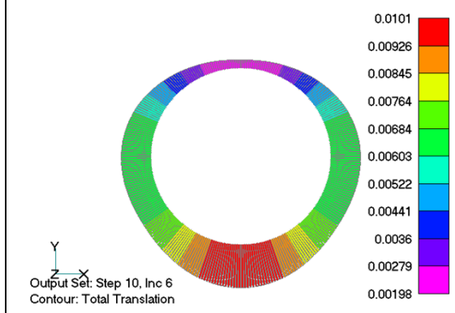
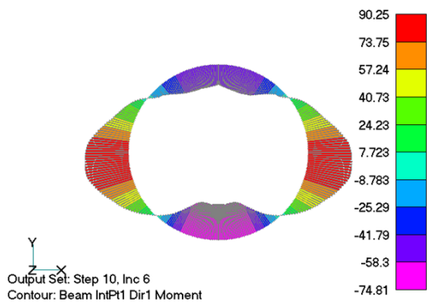
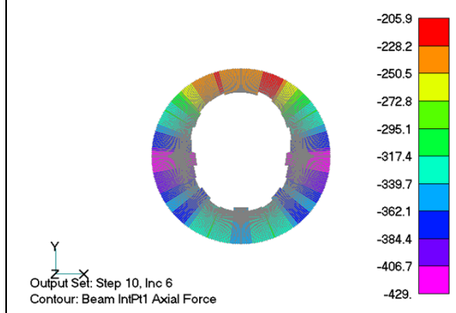
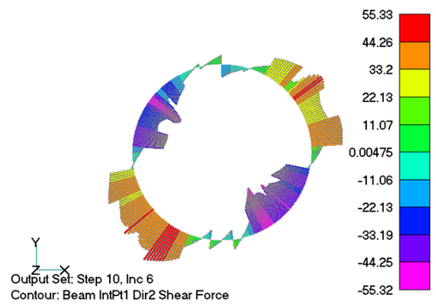
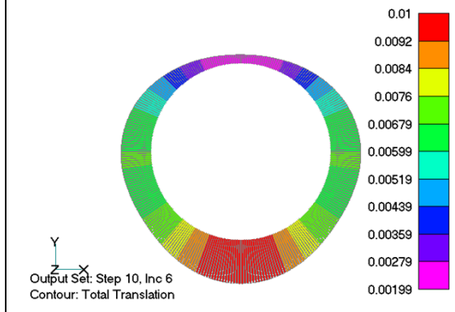
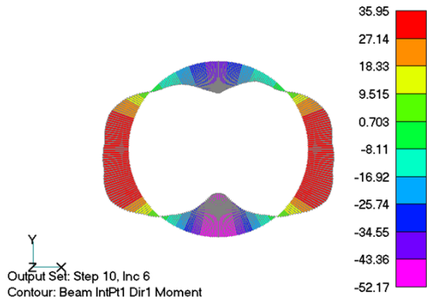
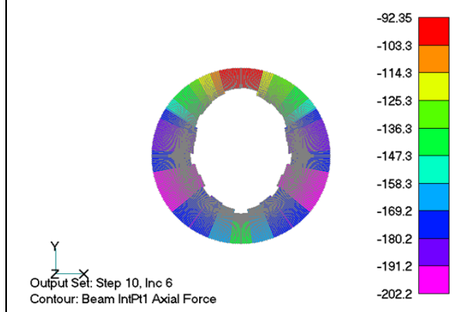
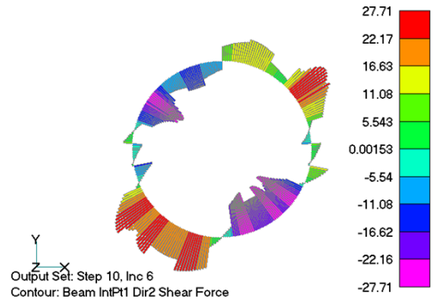
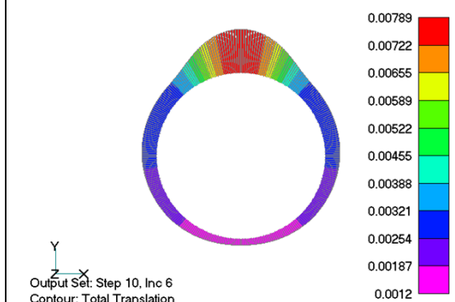
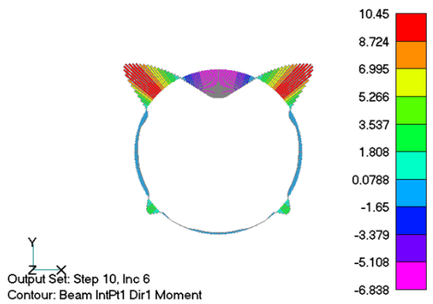
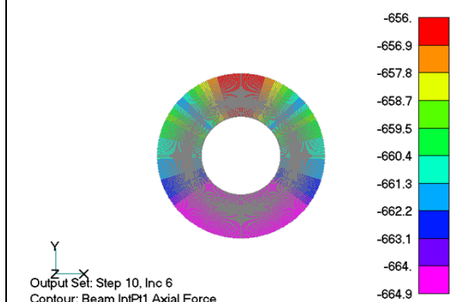
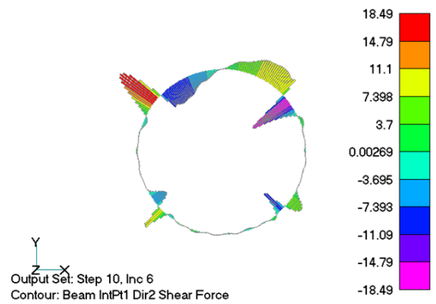
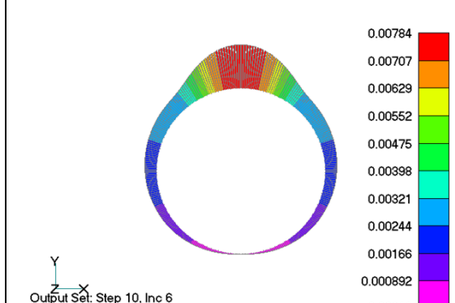
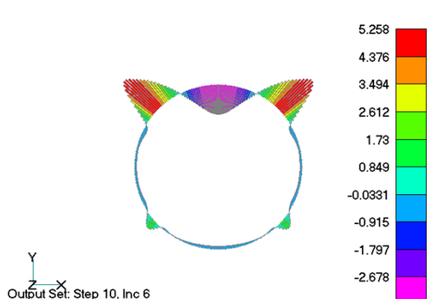
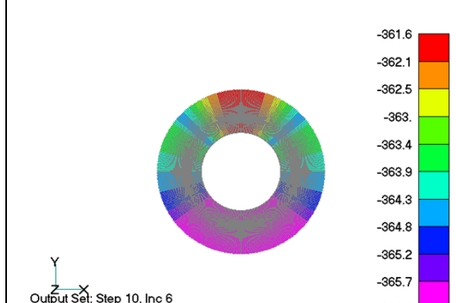
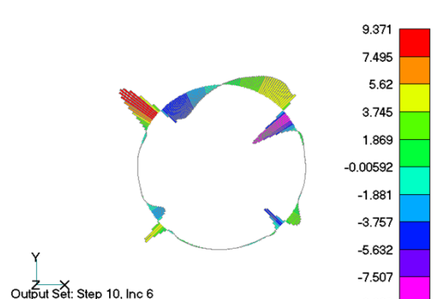
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(33)　φ8.3m-土被り15m-上下加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

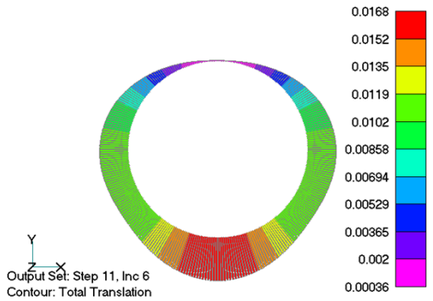
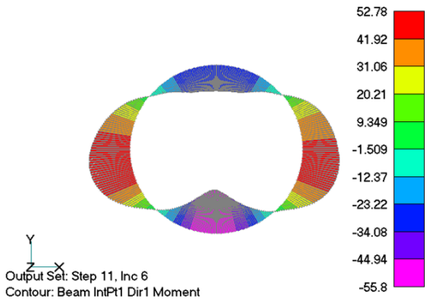
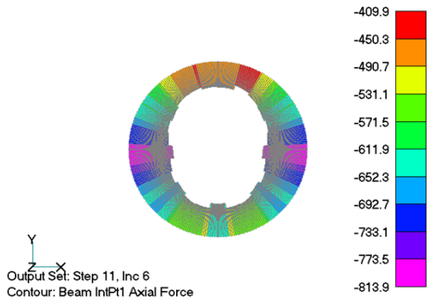
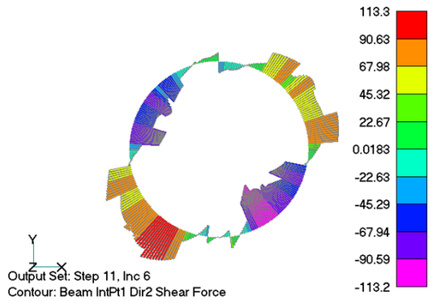
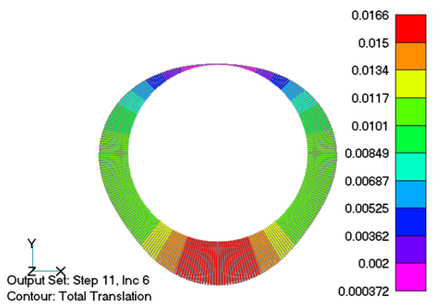
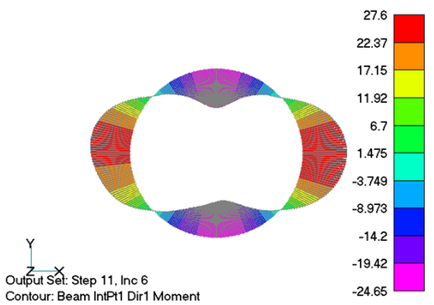
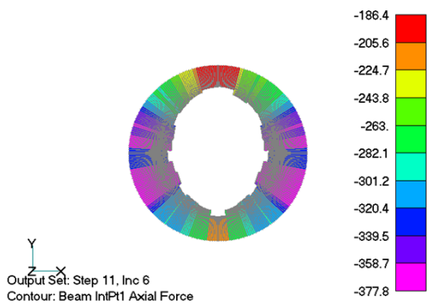
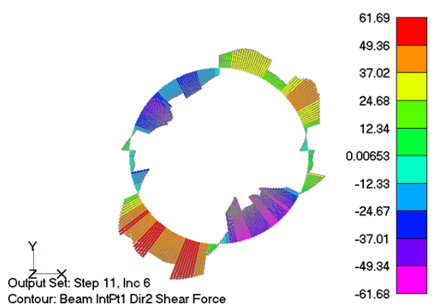
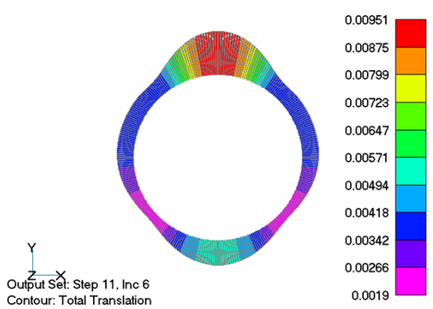
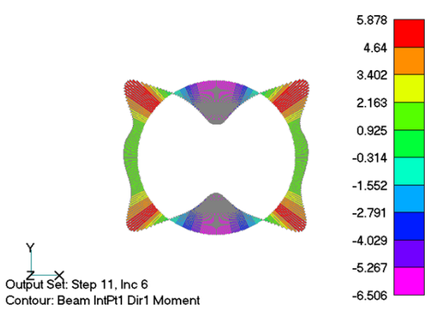
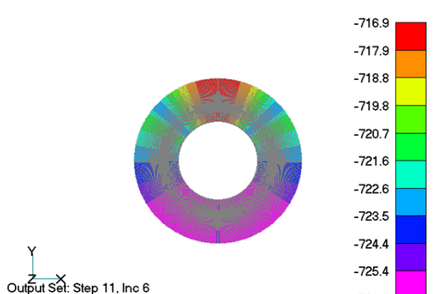
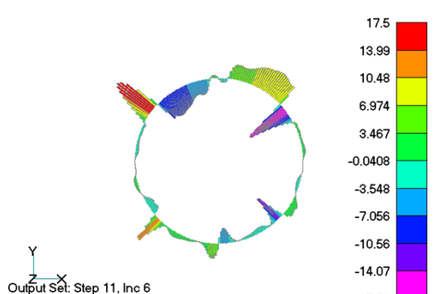
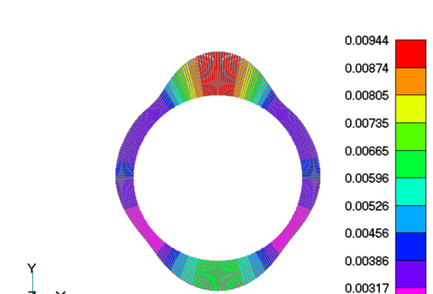
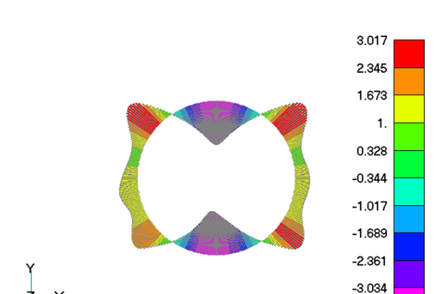
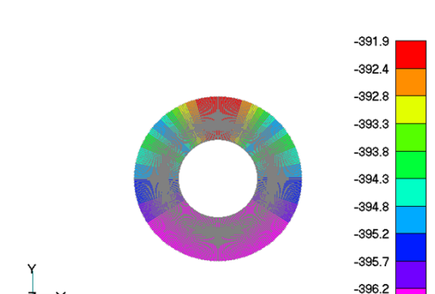
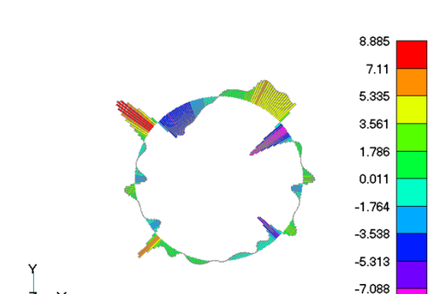
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(34)　φ8.3m-土被り15m-上下加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

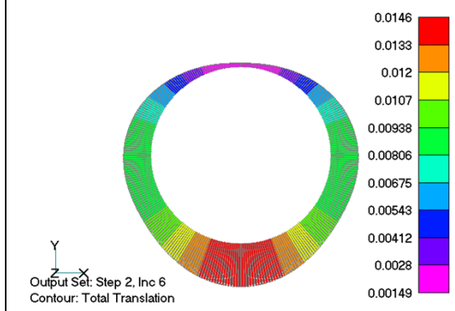
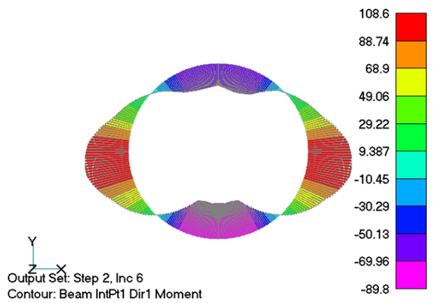
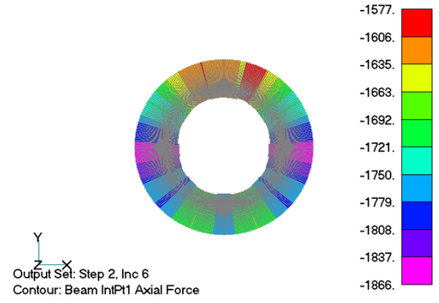
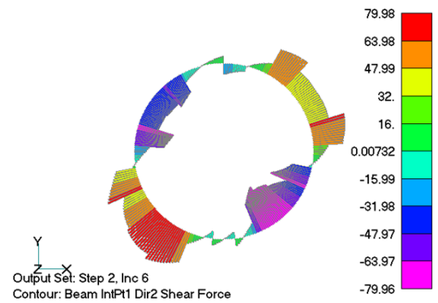
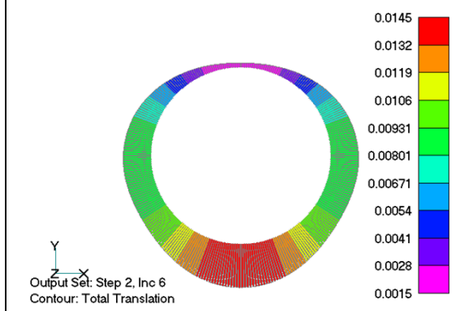
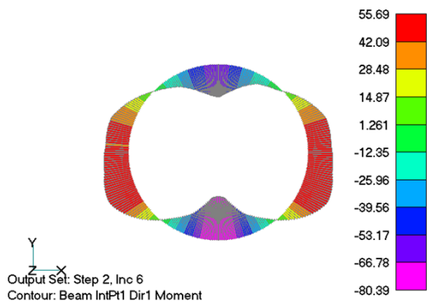
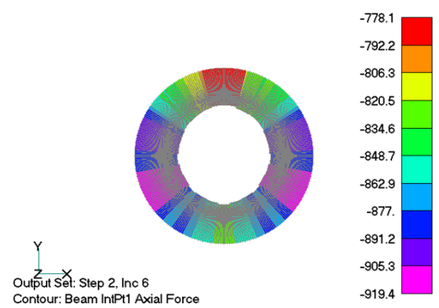
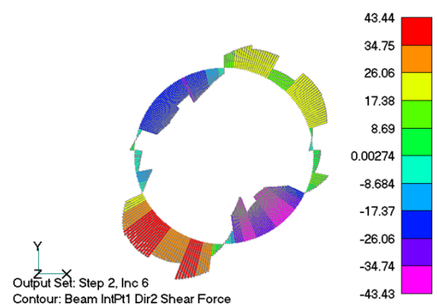
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(35)　φ8.3m-土被り15m-上下加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

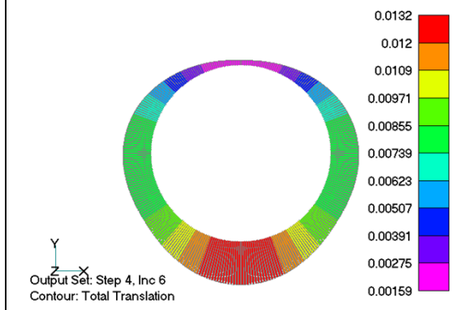
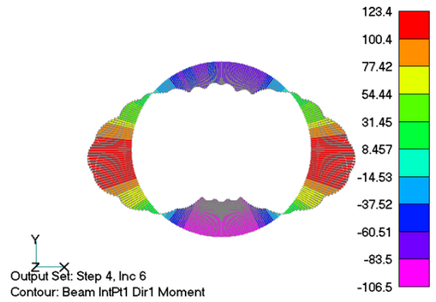
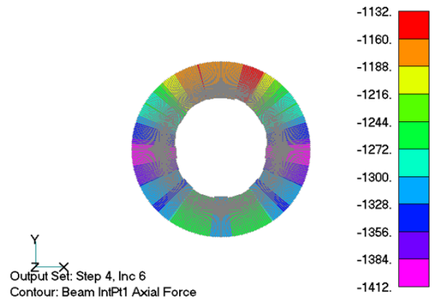
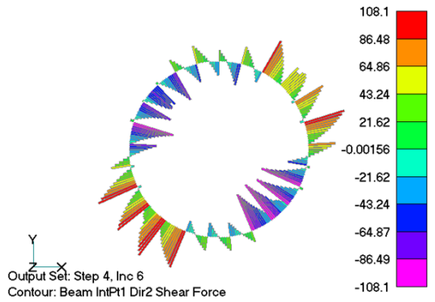
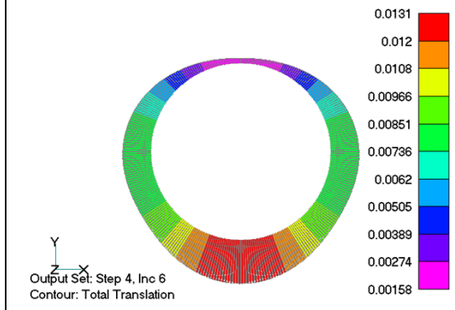
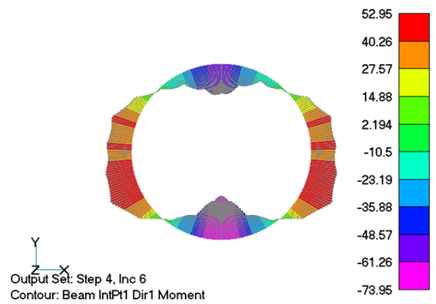
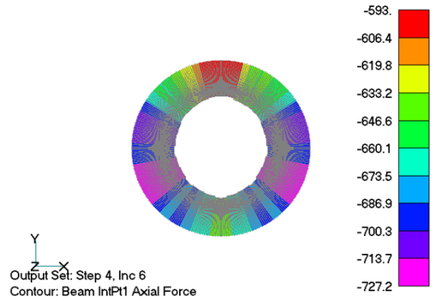
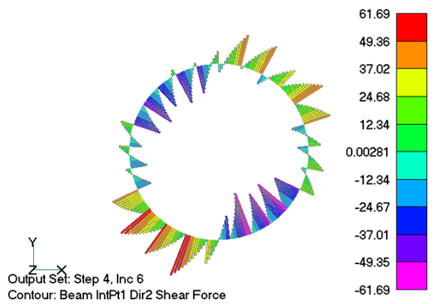
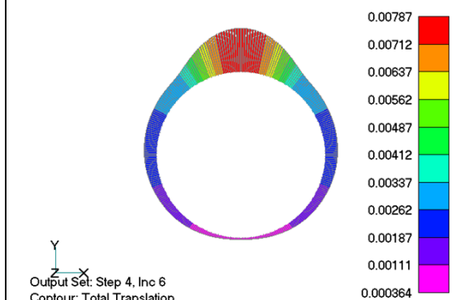
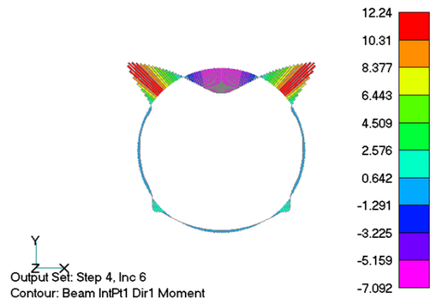
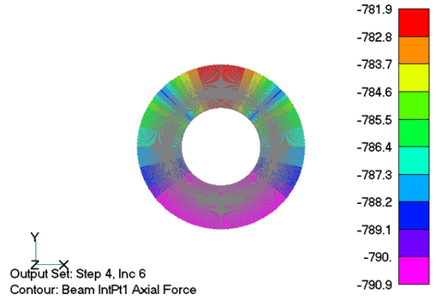
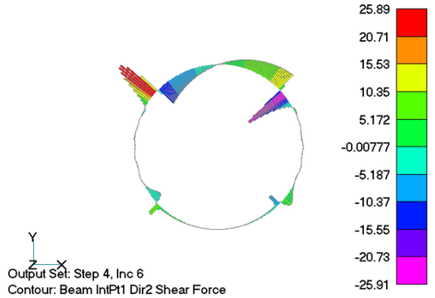
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(36)　φ8.3m-土被り30m-上下加圧：STEP2:常時荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

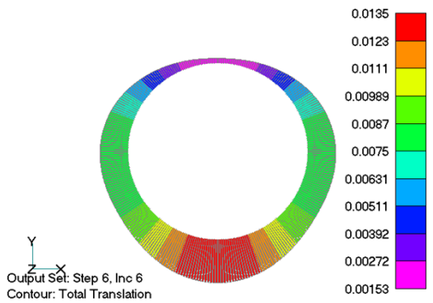
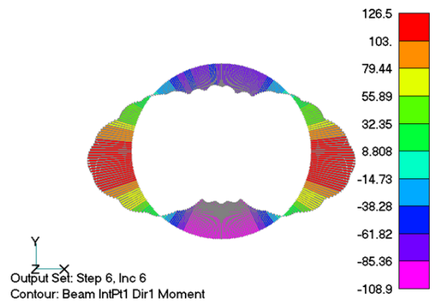
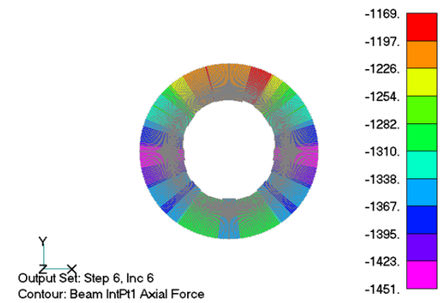
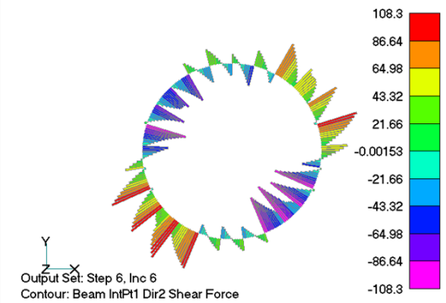
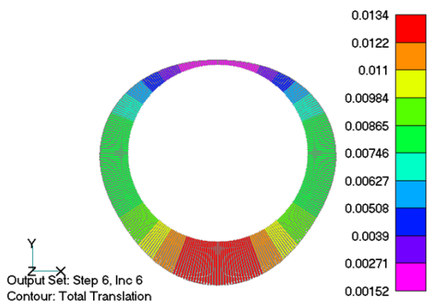
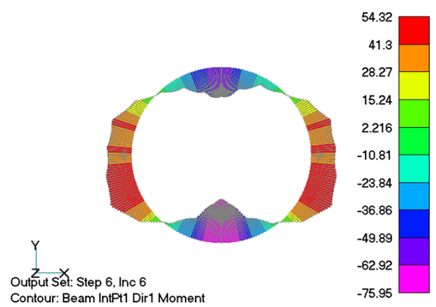
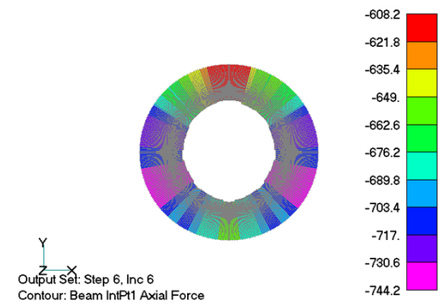
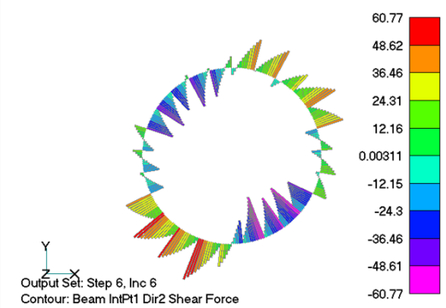
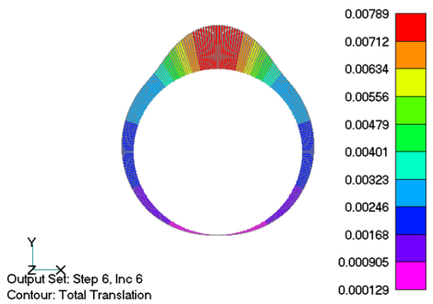
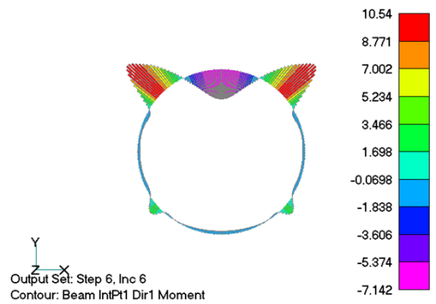
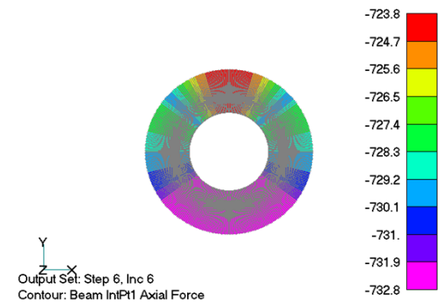
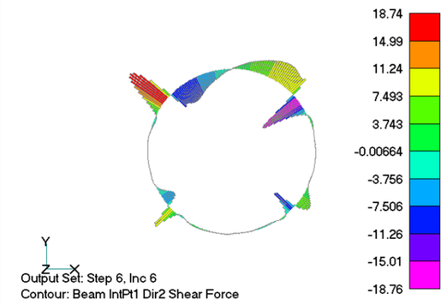
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(37)　φ8.3m−土被り30m−上下加圧：STEP4:充填材加圧注入(中央部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

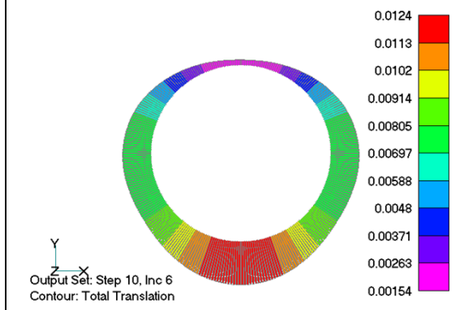
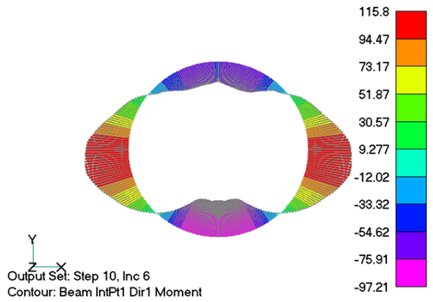
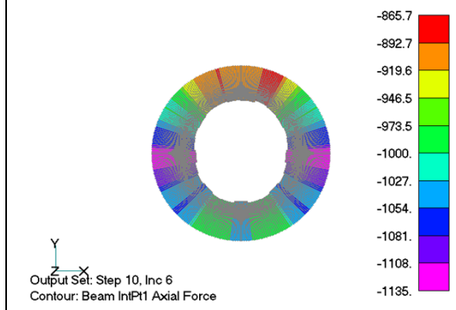
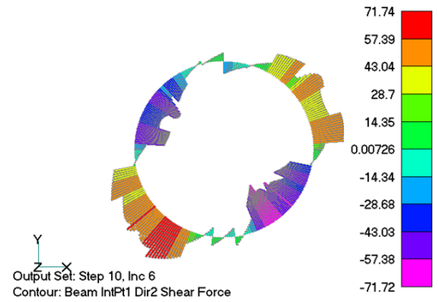
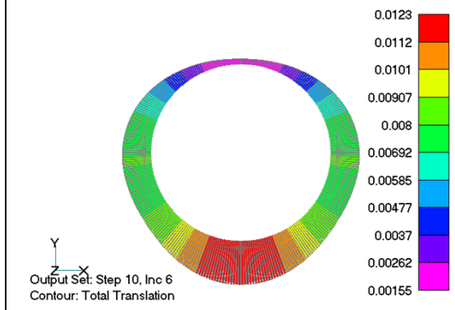
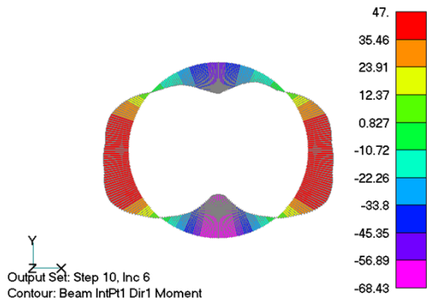
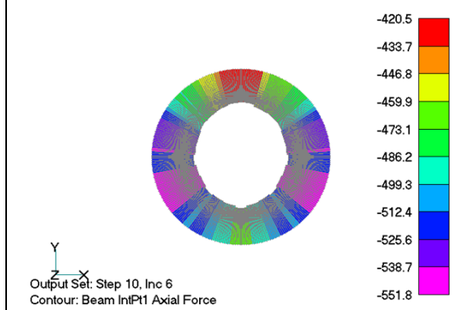
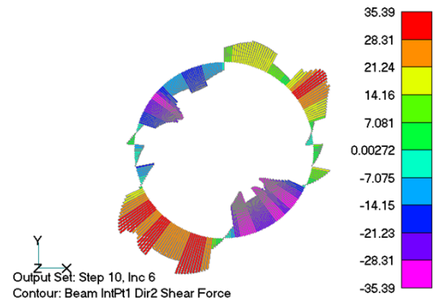
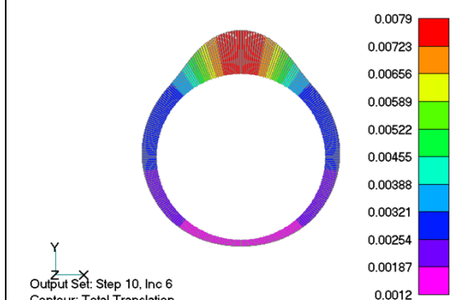
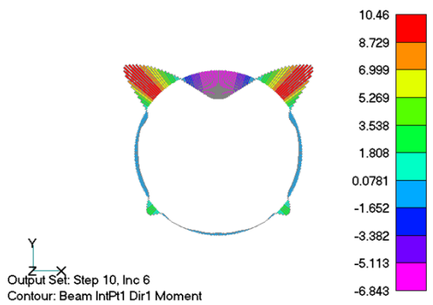
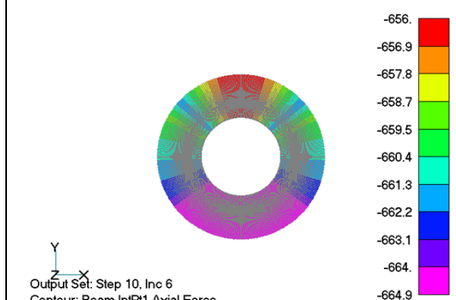
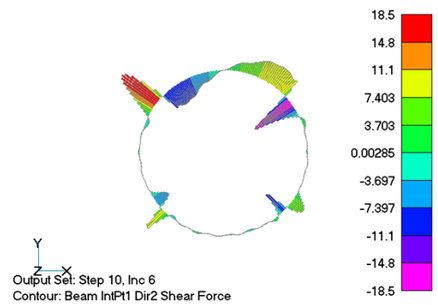
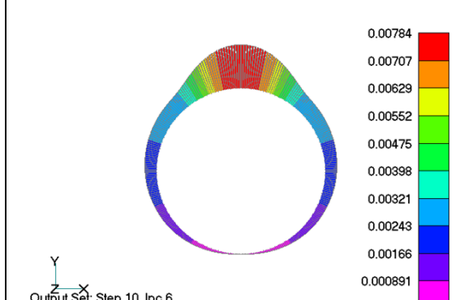
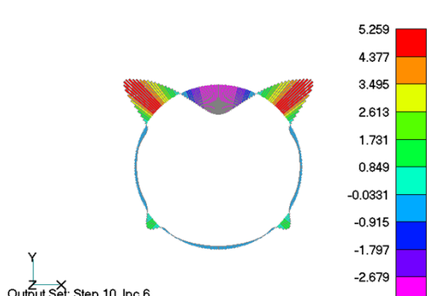
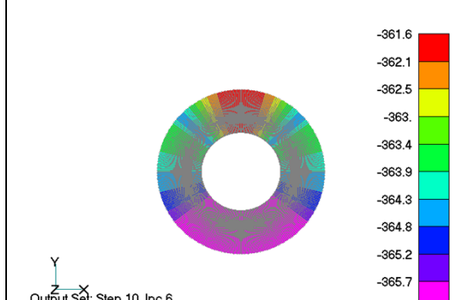
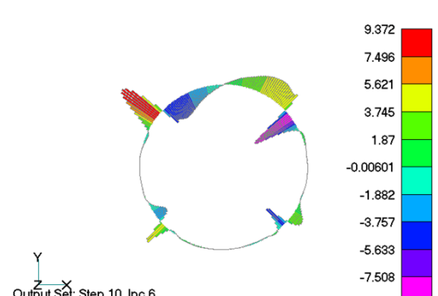
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(38)　φ8.3m-土被り30m-上下加圧：STEP6:充填材補強完了時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

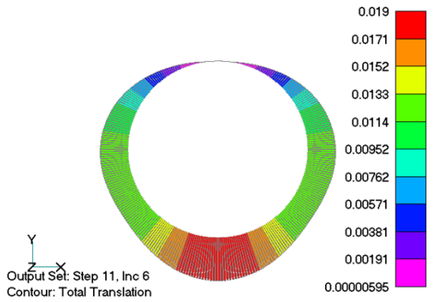
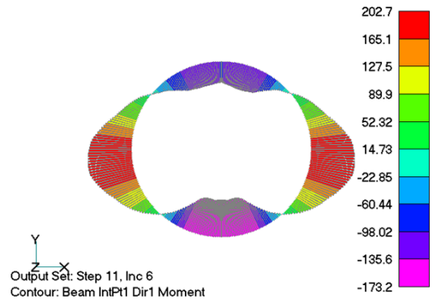
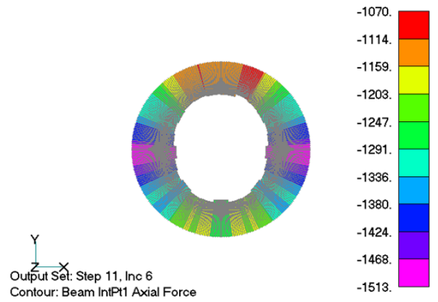
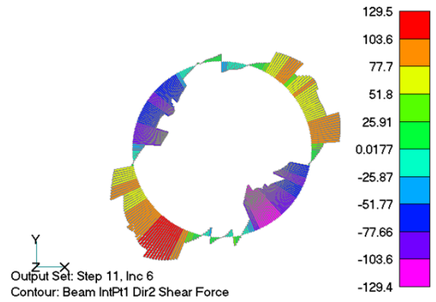
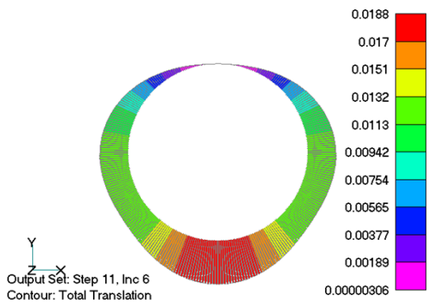
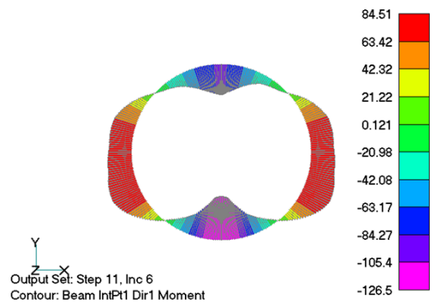
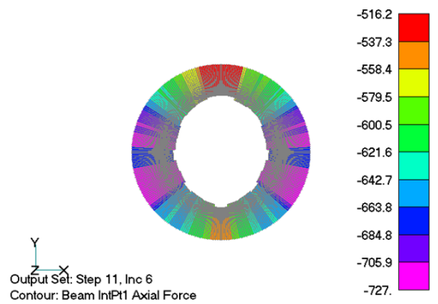
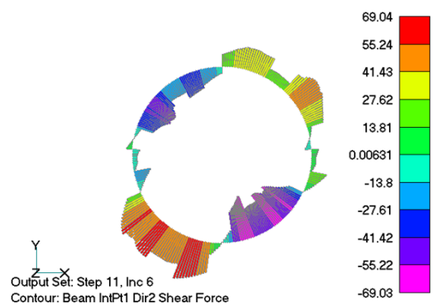
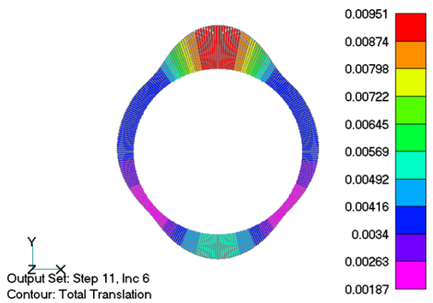
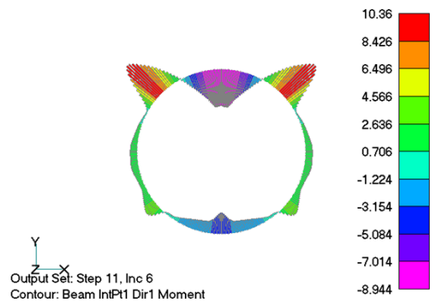
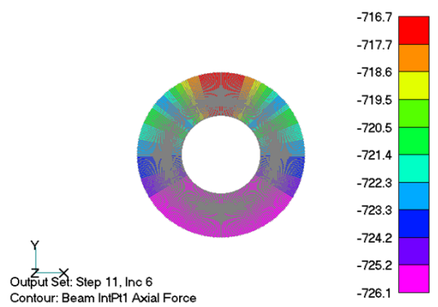
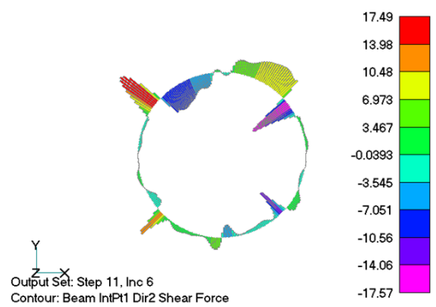
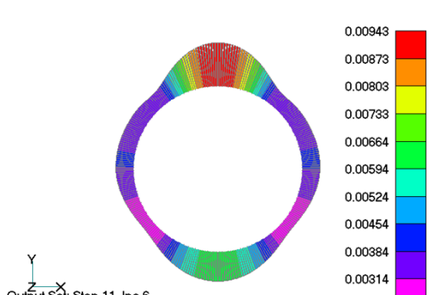
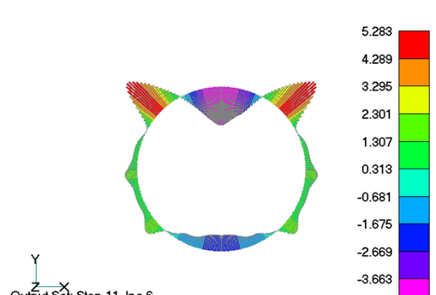
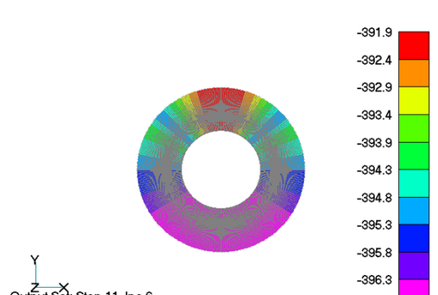
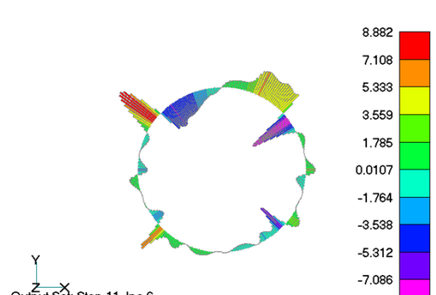
＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(39)　φ8.3m-土被り30m-上下加圧：STEP10:充填材補強完了時(隣接部)

	変形(m)	モーメント(kN・m/m),(kN・m/0.5m)	軸力(kN/m),(kN/0.5m)	せん断力(kN/m),(kN/0.5m)
既設トンネル(中央)				
既設トンネル(隣接)				
補強リング(中央)				
補強リング(隣接)				

＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-1(40)　φ8.3m-土被り30m-上下加圧：STEP11:外荷重作用時

	変形（m）	モーメント（kN・m/m），（kN・m/0.5m）	軸力（kN/m），（kN/0.5m）	せん断力（kN/m），（kN/0.5m）
既設トンネル（中央）				
既設トンネル（隣接）				
補強リング（中央）				
補強リング（隣接）				

＊隣接の断面力は0.5m当たり。

表2.2-2(1) 断面力集計表（φ4.3m-土被り15m-全周加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-16.18	-17.11	-17.13	-14.99	-66.79
			N(kN)	-361.2	-136.5	-164.6	-97.5	-164.1
		軸力最小	M(kN･m)	28.13	27.33	27.48	25.36	57.24
			N(kN)	-469.4	-239.7	-269.1	-200.1	-445.8
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	28.19	27.35	27.48	25.44	57.64
			N(kN)	-469.4	-239.7	-269.1	-200.1	-445.4
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-31.84	-31.20	-31.28	-27.39	-67.02
			N(kN)	-370.1	-153.9	-183.0	-110.2	-164.2
		せん断力最大	S(kN)	30.69	42.57	40.92	25.54	63.33
		せん断力最小	S(kN)	-29.33	-41.27	-39.61	-24.45	-57.25
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	19.82	19.95	20.12	18.89	34.54
			N(kN)	-406.0	-179.8	-208.1	-141.8	-269.8
			S(kN)	-15.88	-15.69	-15.87	-14.37	19.37
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-18.86	-17.34	-17.55	-17.73	-36.13
			N(kN)	-384.3	-159.9	-188.1	-118.7	-255.7
			S(kN)	3.53	2.83	2.88	3.55	-7.96
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	0.01	-17.16	-14.97	0.65	0.65
			周方向	27.41	25.85	26.41	25.30	86.85
			合成	27.41	31.03	30.36	25.31	86.85
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	ー	-0.16	-0.11	-0.02	-3.78
			N(kN)	ー	-286.6	-254.9	-242.8	-266.5
		軸力最小	M(kN･m)	ー	1.91	1.91	1.74	4.22
			N(kN)	ー	-289.5	-257.7	-245.5	-272.5
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	1.96	1.92	1.75	4.54
			N(kN)	ー	-289.4	-257.7	-245.5	-272.5
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-1.97	-1.99	-1.73	-5.84
			N(kN)	ー	-287.9	-256.2	-244.2	-267.8
		せん断力最大	S(kN)	ー	4.61	3.21	3.14	8.52
		せん断力最小	S(kN)	ー	-4.70	-3.26	-3.18	-7.68
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	0.11	0.10	0.10	4.28
			N(kN)	ー	-288.8	-257.1	-245.0	-271.7
			S(kN)	ー	2.98	3.03	2.75	-3.37
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-0.27	-0.33	-0.46	-3.90
			N(kN)	ー	-287.5	-255.7	-243.5	-266.5
			S(kN)	ー	0.21	0.12	0.26	-0.33

表2.2-2(2) 断面力集計表（φ4.3m-土被り30m-全周加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-16.98	-17.90	-17.92	-15.79	-66.15
			N(kN)	-671.8	-447.1	-475.2	-408.1	-490.2
		軸力最小	M(kN･m)	29.55	28.77	28.87	26.77	58.53
			N(kN)	-778.6	-549.3	-578.5	-509.7	-717.9
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	29.55	28.77	28.89	26.92	58.71
			N(kN)	-778.6	-549.3	-578.5	-509.7	-717.6
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-33.16	-32.56	-32.64	-28.77	-66.22
			N(kN)	-680.3	-463.7	-492.8	-420.1	-490.3
		せん断力最大	S(kN)	32.15	43.75	42.08	27.09	63.14
		せん断力最小	S(kN)	-30.57	-42.60	-40.92	-25.83	-59.16
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	21.60	21.74	21.91	20.64	43.99
			N(kN)	-721.5	-498.4	-526.7	-460.0	-608.7
			S(kN)	-16.18	9.15	9.26	9.15	-30.70
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-20.01	-18.46	-18.68	-18.86	-41.60
			N(kN)	-693.9	-469.6	-497.7	-428.4	-551.5
			S(kN)	4.14	3.42	3.47	4.13	-11.34
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	0.01	-17.16	-14.97	0.65	0.65
			周方向	24.29	22.97	23.47	22.51	47.99
			合成	24.29	28.67	27.84	22.52	47.99
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	ー	-0.16	-0.11	-0.02	-3.41
			N(kN)	ー	-286.6	-254.9	-242.8	-266.6
		軸力最小	M(kN･m)	ー	1.91	1.91	1.75	4.33
			N(kN)	ー	-289.5	-257.7	-245.5	-272.4
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	1.96	1.92	1.76	4.41
			N(kN)	ー	-289.4	-257.7	-245.4	-272.3
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-1.97	-1.99	-1.74	-5.63
			N(kN)	ー	-287.9	-256.2	-244.2	-267.8
		せん断力最大	S(kN)	ー	4.62	3.21	3.14	8.08
		せん断力最小	S(kN)	ー	-4.69	-3.25	-3.18	-7.66
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	0.11	0.10	0.10	3.12
			N(kN)	ー	-288.8	-257.1	-244.9	-271.0
			S(kN)	ー	2.98	3.03	2.76	-2.09
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-0.27	-0.33	-0.45	-3.47
			N(kN)	ー	-287.5	-255.7	-243.5	-266.6
			S(kN)	ー	0.20	0.11	0.25	-0.71

表2.2-2(3) 断面力集計表（φ8.3m-土被り15m-全周加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-66.09	-66.71	-67.11	-61.39	-112.80
			N(kN)	-917.7	-605.9	-626.5	-405.3	-607.8
		軸力最小	M(kN･m)	108.50	102.60	103.80	98.92	188.60
			N(kN)	-1160.0	-841.7	-863.6	-639.4	-1030.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	108.50	103.80	104.90	99.01	189.00
			N(kN)	-1160.0	-841.3	-863.1	-639.2	-1030.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-89.76	-86.61	-87.11	-80.18	-154.00
			N(kN)	-1039.0	-744.6	-766.1	-527.4	-739.2
		せん断力最大	S(kN)	63.12	79.36	78.90	55.89	112.90
		せん断力最小	S(kN)	-63.11	-79.36	-78.94	-55.88	-112.90
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	49.34	47.93	48.37	43.11	85.70
			N(kN)	-1081.0	-767.3	-788.4	-566.9	-861.3
			S(kN)	40.74	39.92	39.21	41.87	68.40
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-89.27	-81.13	-82.11	-79.14	-148.50
			N(kN)	-1084.0	-765.4	-787.2	-564.1	-828.9
			S(kN)	0.83	-2.16	-1.99	0.89	-0.55
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	11.56	-47.13	-45.00	-0.32	24.92
			周方向	23.77	10.08	10.11	23.26	-48.38
			合成	26.43	48.20	46.12	23.26	54.42
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	―	-0.13	-0.09	0.01	-2.51
			N(kN)	―	-540.9	-512.2	-463.6	-524.7
		軸力最小	M(kN･m)	―	4.33	4.01	4.25	5.03
			N(kN)	―	-548.7	-520.0	-471.3	-533.2
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	4.52	4.49	4.42	5.12
			N(kN)	―	-548.5	-519.8	-471.1	-533.1
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-4.85	-4.91	-4.67	-9.42
			N(kN)	―	-547.2	-518.5	-469.9	-530.6
		せん断力最大	S(kN)	―	7.03	5.54	5.69	6.71
		せん断力最小	S(kN)	―	-7.22	-5.62	-5.66	-6.71
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	2.45	2.38	2.14	4.26
			N(kN)	―	-547.4	-518.7	-470.0	-532.5
			S(kN)	―	6.78	5.54	5.69	4.11
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-4.85	-4.91	-4.67	-9.42
			N(kN)	―	-547.2	-518.5	-469.9	-530.6
			S(kN)	―	0.16	0.20	0.17	2.38

表2.2-2(4) 断面力集計表（φ8.3m-土被り30m-全周加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-80.76	-81.40	-81.80	-76.09	-132.30
			N(kN)	-1578.0	-1266.0	-1286.0	-1065.0	-1269.0
		軸力最小	M(kN･m)	133.90	129.00	130.10	124.40	209.40
			N(kN)	-1866.0	-1548.0	-1570.0	-1346.0	-1724.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	134.00	129.00	130.10	124.50	210.70
			N(kN)	-1866.0	-1548.0	-1570.0	-1345.0	-1723.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-113.70	-109.20	-109.80	-102.60	-178.80
			N(kN)	-1753.0	-1412.0	-1433.0	-1190.0	-1402.0
		せん断力最大	S(kN)	79.32	94.16	92.78	72.10	128.80
		せん断力最小	S(kN)	-79.30	-94.17	-92.78	-72.09	-128.80
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	62.63	61.22	61.65	56.34	99.31
			N(kN)	-1765.0	-1451.0	-1472.0	-1251.0	-1546.0
			S(kN)	49.85	48.92	48.21	50.82	78.14
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-113.70	-104.30	-105.50	-102.00	-176.30
			N(kN)	-1753.0	-1437.0	-1458.0	-1236.0	-1491.0
			S(kN)	1.12	-1.90	-1.72	1.12	0.18
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	-4.00	-50.13	-47.99	-1.09	26.27
			周方向	31.06	12.56	12.58	29.45	-48.56
			合成	31.32	51.68	49.61	29.47	55.21
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	―	-0.13	-0.09	0.01	-2.39
			N(kN)	―	-540.9	-512.2	-463.6	-524.5
		軸力最小	M(kN･m)	―	4.33	4.01	4.25	4.77
			N(kN)	―	-548.7	-520.0	-471.3	-533.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	4.52	4.49	4.42	5.11
			N(kN)	―	-548.5	-519.8	-471.2	-532.8
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-4.85	-4.90	-4.69	-9.08
			N(kN)	―	-547.2	-518.5	-469.9	-530.5
		せん断力最大	S(kN)	―	7.03	5.55	5.69	6.37
		せん断力最小	S(kN)	―	-7.23	-5.62	-5.66	-6.37
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	2.45	2.38	2.14	4.26
			N(kN)	―	-547.4	-518.7	-470.0	-532.2
			S(kN)	―	6.77	5.54	5.69	4.09
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-4.85	-4.90	-4.69	-9.08
			N(kN)	―	-547.2	-518.5	-469.9	-530.5
			S(kN)	―	0.16	0.19	0.19	1.99

表2.2-2(5) 断面力集計表（φ4.3m-土被り15m-上下加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-16.18	-14.70	-15.43	-10.71	-57.83
			N(kN)	-361.2	-62.7	-119.6	-41.5	-117.4
		軸力最小	M(kN･m)	28.13	23.77	25.65	21.25	53.39
			N(kN)	-469.4	-162.0	-220.5	-132.3	-370.1
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	28.19	23.77	25.67	21.34	53.95
			N(kN)	-469.4	-162.0	-220.4	-132.3	-369.4
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-31.84	-26.13	-27.63	-19.14	-58.01
			N(kN)	-370.1	-78.4	-136.4	-58.3	-117.5
		せん断力最大	S(kN)	30.69	46.08	38.26	29.90	63.74
		せん断力最小	S(kN)	-29.33	-44.25	-35.70	-26.79	-54.66
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	19.82	17.41	18.69	15.58	32.61
			N(kN)	-406.0	-109.4	-163.9	-86.2	-219.3
			S(kN)	-15.88	-12.79	-13.30	7.11	19.44
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-18.86	-12.41	-13.86	-11.23	-30.47
			N(kN)	-384.3	-73.9	-133.5	-55.4	-184.8
			S(kN)	3.53	1.08	1.11	0.26	-3.56
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	0.01	-21.29	-17.91	0.82	0.84
			周方向	27.41	22.45	24.30	21.25	74.33
			合成	27.41	30.94	30.19	21.27	74.33
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	ー	-4.08	-4.21	-3.64	-6.77
			N(kN)	ー	-390.4	-318.0	-303.4	-327.3
		軸力最小	M(kN･m)	ー	4.91	4.06	3.76	4.80
			N(kN)	ー	-397.1	-324.3	-309.2	-335.3
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	6.69	5.43	5.26	5.34
			N(kN)	ー	-396.5	-323.5	-308.5	-334.1
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-4.08	-4.21	-3.64	-6.78
			N(kN)	ー	-390.4	-318.0	-303.4	-327.3
		せん断力最大	S(kN)	ー	19.71	12.11	12.18	14.32
		せん断力最小	S(kN)	ー	-19.84	-12.13	-12.20	-13.58
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	1.56	0.98	1.03	2.94
			N(kN)	ー	-395.4	-322.8	-307.9	-333.3
			S(kN)	ー	8.07	5.79	4.94	-3.05
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-3.46	-3.59	-3.07	-6.48
			N(kN)	ー	-390.7	-318.4	-303.7	-327.4
			S(kN)	ー	-3.55	-3.67	-3.42	-3.73

表2.2-2(6) 断面力集計表（φ4.3m-土被り30m-上下加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-16.98	-15.47	-15.29	-10.58	-55.77
			N(kN)	-671.8	-373.2	-411.2	-332.9	-423.7
		軸力最小	M(kN･m)	29.55	25.13	25.39	21.05	52.57
			N(kN)	-778.6	-472.1	-510.6	-422.9	-628.5
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	29.55	25.16	25.41	21.10	52.77
			N(kN)	-778.6	-472.1	-510.6	-422.9	-628.1
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-33.16	-27.49	-27.23	-18.68	-55.77
			N(kN)	-680.3	-388.2	-427.9	-350.2	-423.7
		せん断力最大	S(kN)	32.15	47.22	39.77	30.42	60.85
		せん断力最小	S(kN)	-30.57	-45.59	-37.23	-27.84	-55.75
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	21.60	19.09	19.31	16.09	38.73
			N(kN)	-721.5	-427.5	-465.5	-383.6	-538.3
			S(kN)	-16.18	6.75	6.45	7.23	19.16
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-20.01	-13.48	-13.76	-11.10	-32.30
			N(kN)	-693.9	-383.7	-423.2	-345.3	-467.5
			S(kN)	4.14	-3.88	1.41	0.47	-5.52
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	0.01	-21.28	-19.02	-0.28	-0.30
			周方向	24.29	20.09	20.32	17.72	41.84
			合成	24.29	29.27	27.83	17.72	41.84
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	ー	-4.09	-4.02	-3.45	-6.51
			N(kN)	ー	-390.4	-336.6	-322.0	-345.8
		軸力最小	M(kN･m)	ー	4.91	4.34	4.15	5.15
			N(kN)	ー	-397.1	-342.9	-327.9	-353.9
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	6.69	5.79	5.62	5.87
			N(kN)	ー	-396.5	-342.2	-327.2	-352.8
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-4.09	-4.02	-3.45	-6.51
			N(kN)	ー	-390.4	-336.6	-322.0	-345.8
		せん断力最大	S(kN)	ー	19.73	14.53	14.09	17.82
		せん断力最小	S(kN)	ー	-19.84	-14.57	-14.16	-17.54
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	ー	1.55	0.71	0.76	1.92
			N(kN)	ー	-395.4	-341.1	-326.2	-351.2
			S(kN)	ー	8.07	4.62	3.77	0.97
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	ー	-3.47	-3.39	-2.88	-6.07
			N(kN)	ー	-390.7	-337.0	-322.3	-346.1
			S(kN)	ー	-3.55	-3.63	-3.38	-3.90

表2.2-2(7) 断面力集計表（φ8.3m-土被り15m-上下加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-66.09	-62.20	-63.84	-51.35	-102.50
			N(kN)	-917.7	-473.6	-510.6	-206.6	-411.1
		軸力最小	M(kN･m)	108.50	97.57	100.80	90.14	178.70
			N(kN)	-1160.0	-705.2	-744.6	-428.9	-813.9
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	108.50	98.20	101.30	90.24	179.30
			N(kN)	-1160.0	-704.9	-744.3	-428.7	-813.6
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-89.76	-84.51	-86.57	-74.81	-148.20
			N(kN)	-1039.0	-610.2	-648.7	-356.6	-533.3
		せん断力最大	S(kN)	63.12	89.28	89.87	54.46	112.10
		せん断力最小	S(kN)	-63.11	-89.28	-89.88	-54.45	-112.10
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	49.34	45.37	47.03	38.83	82.71
			N(kN)	-1081.0	-635.2	-672.5	-362.3	-655.8
			S(kN)	40.74	33.01	35.67	36.85	64.52
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-89.27	-76.24	-79.14	-74.81	-144.50
			N(kN)	-1084.0	-629.7	-669.2	-356.6	-620.7
			S(kN)	0.83	-3.30	-3.02	1.01	-0.43
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	11.56	-61.11	-57.19	12.78	24.97
			周方向	23.77	-6.99	-7.00	-17.67	-46.79
			合成	26.43	61.51	57.62	21.81	53.04
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	―	-7.09	-7.14	-6.84	-8.99
			N(kN)	―	-781.9	-723.8	-656.0	-716.9
		軸力最小	M(kN･m)	―	-0.69	-0.70	-0.47	3.11
			N(kN)	―	-790.9	-732.8	-664.9	-726.3
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	12.06	10.53	10.45	10.32
			N(kN)	―	-788.2	-729.7	-661.8	-723.2
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-7.09	-7.14	-6.84	-9.04
			N(kN)	―	-781.9	-723.8	-656.0	-716.9
		せん断力最大	S(kN)	―	25.73	18.44	18.17	17.15
		せん断力最小	S(kN)	―	-25.74	-18.45	-18.16	-17.23
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	-0.30	0.17	-0.21	1.99
			N(kN)	―	-789.4	-731.4	-663.4	-725.6
			S(kN)	―	2.31	3.93	4.25	2.60
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-6.66	-6.74	-6.52	-8.90
			N(kN)	―	-782.0	-723.9	-656.1	-717.0
			S(kN)	―	-2.01	-1.96	-1.92	3.10

表2.2-2(8) 断面力集計表（φ8.3m-土被り30m-上下加圧）

				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部の検討)	補強完了時(隣接部補強の影響)	追加外荷重作用時
既設トンネル	セグメント	軸力最大	M(kN･m)	-80.76	-76.92	-78.56	-66.07	-119.20
			N(kN)	-1578.0	-1133.0	-1170.0	-866.6	-1072.0
		軸力最小	M(kN･m)	133.90	122.90	126.50	115.70	201.90
			N(kN)	-1866.0	-1412.0	-1451.0	-1135.0	-1513.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	134.00	123.40	126.50	115.80	202.60
			N(kN)	-1866.0	-1411.0	-1451.0	-1135.0	-1512.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-113.70	-106.50	-108.90	-97.21	-173.10
			N(kN)	-1753.0	-1278.0	-1316.0	-1030.0	-1197.0
		せん断力最大	S(kN)	79.32	104.00	104.70	70.76	128.20
		せん断力最小	S(kN)	-79.30	-104.00	-104.70	-70.74	-128.10
	セグメント間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	62.63	58.74	60.38	52.12	96.55
			N(kN)	-1765.0	-1319.0	-1356.0	-1046.0	-1340.0
			S(kN)	49.85	42.04	44.69	45.84	74.25
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	-113.70	-98.82	-102.10	-97.21	-172.20
			N(kN)	-1753.0	-1302.0	-1341.0	-1030.0	-1283.0
			S(kN)	1.12	-3.05	-2.73	1.24	0.35
	リング継手	最大せん断力(kN)	半径方向	-4.00	-64.74	-60.65	15.69	26.37
			周方向	31.06	-8.72	-8.82	-23.63	-47.25
			合成	31.32	65.32	61.29	28.36	54.11
補強リング	リングピース	軸力最大	M(kN･m)	―	-7.09	-7.14	-6.84	-8.84
			N(kN)	―	-781.9	-723.8	-656.0	-716.7
		軸力最小	M(kN･m)	―	-0.71	-0.73	-0.47	3.11
			N(kN)	―	-790.9	-732.8	-664.9	-726.1
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	12.07	10.53	10.45	10.33
			N(kN)	―	-788.2	-729.7	-661.8	-723.0
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-7.09	-7.14	-6.84	-8.94
			N(kN)	―	-781.9	-723.8	-656.0	-716.7
		せん断力最大	S(kN)	―	25.74	18.45	18.18	17.14
		せん断力最小	S(kN)	―	-25.76	-18.46	-18.17	-17.22
	ピース間継手	曲げﾓｰﾒﾝﾄ最大	M(kN･m)	―	-0.30	0.18	-0.20	1.99
			N(kN)	―	-789.3	-731.4	-663.4	-725.4
			S(kN)	―	2.31	3.93	4.25	2.58
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ最小	M(kN･m)	―	-6.66	-6.75	-6.52	-8.83
			N(kN)	―	-782.0	-723.9	-656.1	-716.8
			S(kN)	―	-2.01	-1.96	-1.93	-1.04

2.3　各部応力照査結果

充填材硬化後残存圧力作用時までの既設トンネルおよび補強リングの主要各部の応力照査結果をそれぞれ表 2.3-1 および表 2.3-2 に示す。

表中、既設トンネルについては、それぞれの検討ステップでの応力を算出後、設計荷重作用時からの増分応力を示している。これに対する増分応力許容値は、設計荷重作用時の応力状態を許容応力度の 85%と設定して、常時荷重扱い時には許容応力度の 15%、一時的な荷重取扱い時には許容応力度の 65%としている。また、増分応力に対する許容応力度の比率を表記しているが、これは充填材の加圧設定値(300kN/m²)に対してどの程度の比率まで加圧が可能かを表わす指標（以下、加圧可能率と呼ぶ）になると考えられる。加圧可能率は 1 以上の場合は、応力度の安全倍率と読み換えることができる。なお、補強リングについては、それぞれの検討ステップでの応力を示している。

既設トンネルに対する加圧可能率ならびに補強リングに対する応力の安全倍率の最小値をまとめた一覧表を表 2.3-3 に示す。

表 2.3-3 応力照査結果の総括表

		最小加圧可能率(既設ﾄﾝﾈﾙ)／応力の安全倍率(補強ﾘﾝｸﾞ)							
既設ﾄﾝﾈﾙ径(m)		4.3		8.3		4.3		8.3	
土被り(m)		15	30	15	30	15	30	15	30
加圧注入範囲		全周加圧				上下加圧			
既設ﾄﾝﾈﾙ	ｾｸﾞﾒﾝﾄ	0.46	>1	0.65	>1	0.51	>1	0.43	0.99
	ｾｸﾞﾒﾝﾄ継手	0.35	>1	>1	>1	0.32	>1	>1	>1
	ﾘﾝｸﾞ間継手	>1	>1	>1	>1	>1	>1	0.92	0.96
補強ﾘﾝｸﾞ	ﾋﾟｰｽ主桁	4.00	3.99	2.98	2.98	2.54	2.53	2.10	2.10

2.3.1　既設トンネルの応力照査結果

セグメントが応力的に最も厳しい状態であるのが、φ4.3m 土被り 15m（全周加圧）のケースであり、続いて φ8.3m 土被り 15m（上下加圧）のケースとなっており、全般的に土被りの浅いケースが厳しくなっている。

セグメント継手では、φ4.3m 土被り 15m の場合の全周加圧ならびに上下加圧の２ケースで加圧可能率が小さく、セグメントよりも応力的に厳しい状況になっている。セグメントならびにセグメント継手については、充填材を加圧注入することによって軸圧縮力が減少することから、引張材である鉄筋ならびにボルトの応力が非常に厳しくなっている。このときのセグメントの状況を図 2.3.1-1 に示す。

補強リングを離散的に配置して充填材を加圧注入することから、リング間継手が応力的に厳しくなることが予想された（図 2.3.1-2 参照）が、今回のケースでは、φ8.3m の上下加圧の場合に加圧可能率が 1 を下回っている。

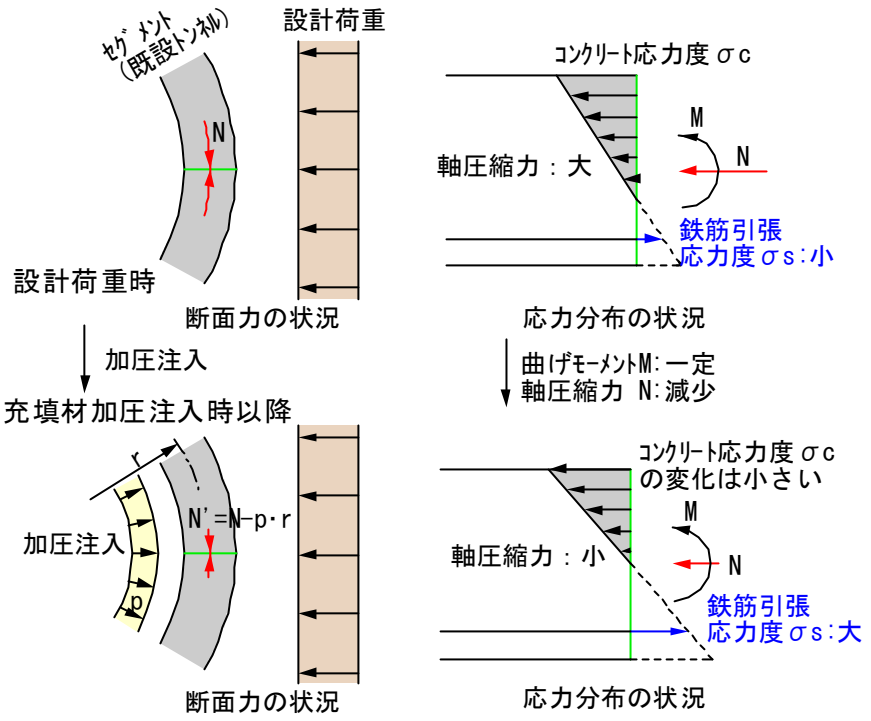


図 2.3.1-1(1)ｾｸﾞﾒﾝﾄの状況模式図

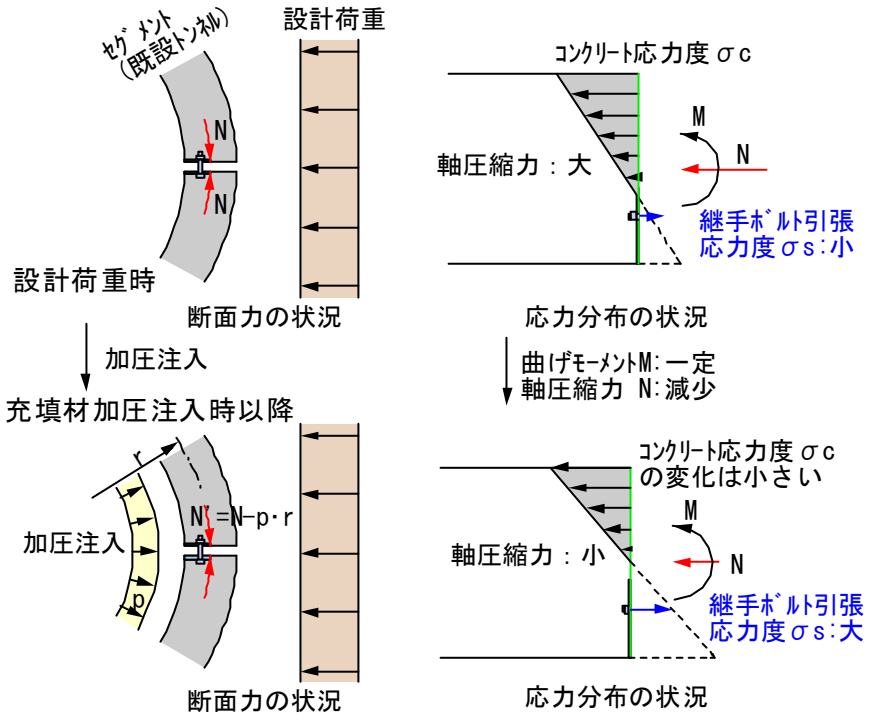


図 2.3.1-1(2)ｾｸﾞﾒﾝﾄ継手の状況模式図

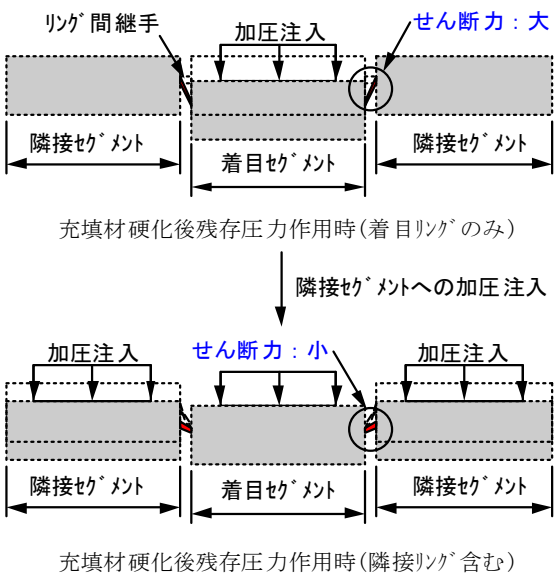


図 2.3.1-2 ﾘﾝｸﾞ間継手状況模式図

2.3.2 補強リングの応力照査結果

補強リングの応力度は、充填材硬化後残存圧力作用時(隣接リング含む)まで許容応力度の範囲内であり、加圧可能率を発生応力度の安全倍率と読み換えれば、全ケースともに応力的に余裕のある状態となっている。

既設トンネル径が同じであれば、加圧注入圧が同じであることから、土被りが異なっても応力値はほぼ同一となっている。

2.3.3 充填材加圧注入時・充填材硬化後残存圧力作用時の安全性

既設トンネルについては、充填材硬化後残存圧力作用時までの各部応力の安全性を考慮すると、充填材の加圧値を φ4.3m 土被り 15m（上下加圧）のケースでは 96kN/m²(0.32×300kN/m²)、φ8.3m 土被り 15m（上下加圧）のケースでは 129kN/m²(0.43×300kN/m²)以下にする必要がある結果となった。全体的にみると、加圧注入圧の大きさとしては、設計時に考慮する地下水圧程度以下とする必要があるものと考えられる。

既設トンネル φ4.3m 土被り 15m の場合、全周加圧ならびに上下加圧において、セグメント継手が応力的に厳しく、加圧可能率がそれぞれ 0.35、0.32 となっている。これらのケースでセグメント継手を除けば、セグメント部の応力によって加圧可能率は決まり、それぞれ 0.46、0.51 となる。セグメント継手については、その種類がボルトボックスタイプであれば、本補強に先だってボルト拡径を行うなどして、応力緩和を行う処置を行うことも必要と考えられる。ただし、セグメント継手の応力緩和などについては、その種類ごとに別途検討を行う必要があると考えられる。

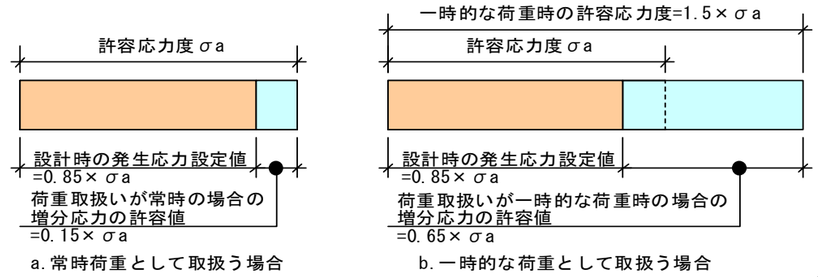
補強リングについては、充填材の加圧設定値(300kN/m²)においても、充填材硬化後残存圧力作用時までの各部応力は、許容応力度に対して十分余裕のある結果となった。φ8.3m のケースでは、補強リングの主桁高さを 150mm に設定している（φ7.6m の標準鋼製セグ

メントの主桁高は 300mm 程度）が、これでも応力的に余裕のある状態となっている。補強リングに発生する断面力は、軸力が主体で曲げモーメントは非常に小さい。そこで、主桁高を小さくすることで補強リングの部材仕様を低減することを考える。全周加圧について考えると、φ4.3m の場合の安全率が４であり、φ8.3m の場合の安全率が３であることから、部材仕様低減後の安全率を２確保するとすれば、φ4.3m の場合の主桁高は 75mm、φ8.3m の場合の主桁高は 100mm とすることができることになる。上下加圧の場合には現状の安全率が２に近いため、あまり主桁高の低減ができない状況である。

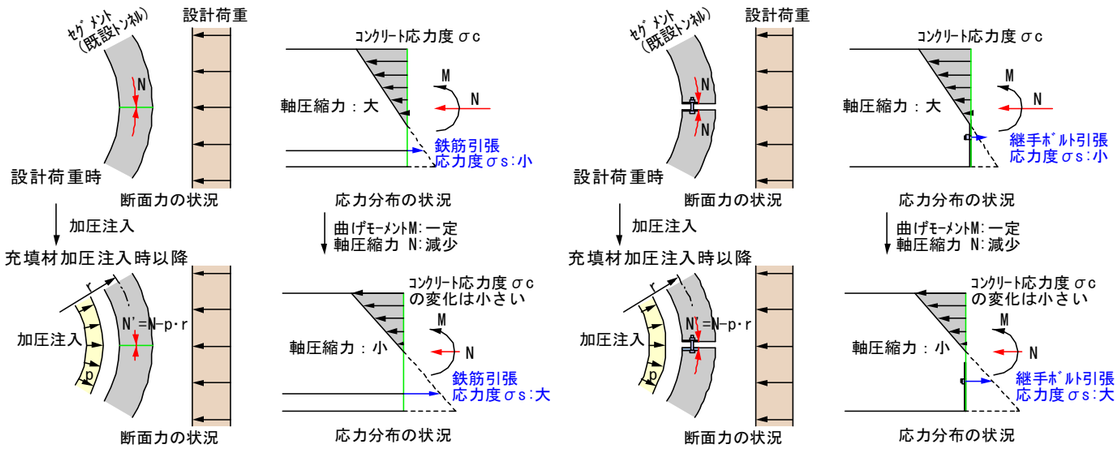
表2.3-1(1) 既設トンネルの応力照査結果{φ4.3m-土被り15m(全周加圧)}

検討ステップ				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-16.18	-17.11	-17.13	-14.99
		N(kN:圧縮正)		-361.2	-136.5	-164.6	-97.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(3.59)	0.0	0.0	-0.4
			鉄筋引張応力度Δσs	(-2.32)	51	42	53
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	0.72	0.56
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		28.19	27.35	27.48	25.44
		N(kN:圧縮正)		-469.4	-239.7	-269.1	-200.1
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.91)	-0.2	-0.2	-0.6
			鉄筋引張応力度Δσs	(16.20)	54	45	57
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	0.66	0.52
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-31.84	-31.20	-31.28	-27.39
		N(kN:圧縮正)		-370.1	-153.9	-183.0	-110.2
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.63)	-0.1	-0.1	-0.9
			鉄筋引張応力度Δσs	(53.87)	71	60	66
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	0.50	0.46
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		19.82	19.95	20.12	18.89
		N(kN:圧縮正)		-406.0	-179.8	-208.1	-141.8
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.34)	1.6	1.3	1.5
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-10.56)	104	82	125
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	0.53	0.35
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		0.01	-17.16	-14.97	0.65
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		27.41	25.85	26.41	25.30
		合成せん断力S(kN/m)		27.41	31.03	30.36	25.31
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(72.13)	10	8	22
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1

注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示

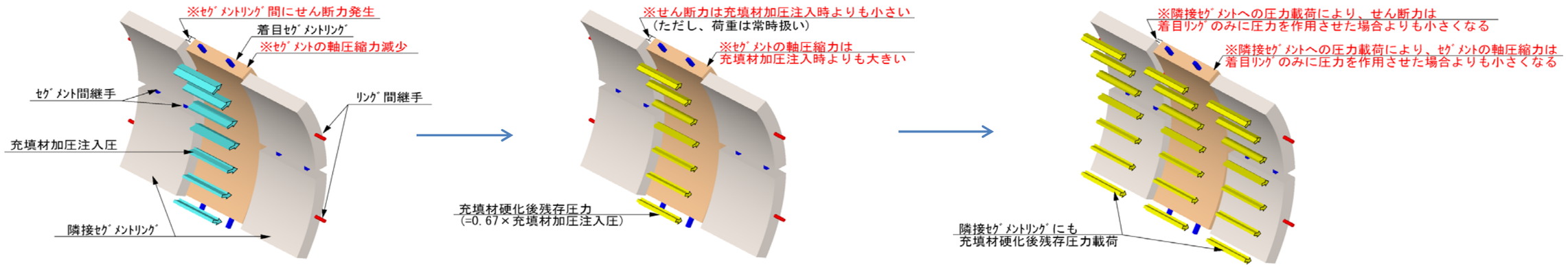


増分応力の許容値Δσの説明図



セグメントの状況　　セグメント継手の状況

軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図

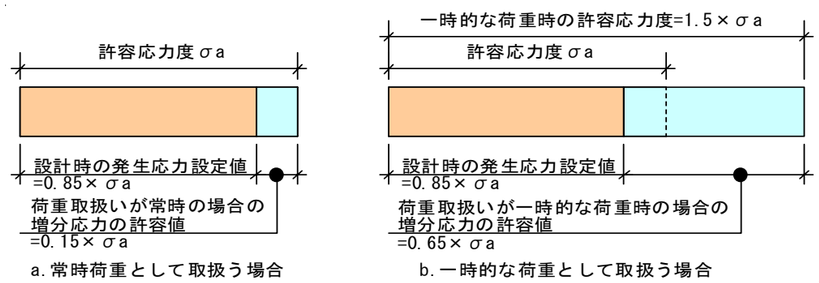


荷重載荷状況と断面力変化の説明図

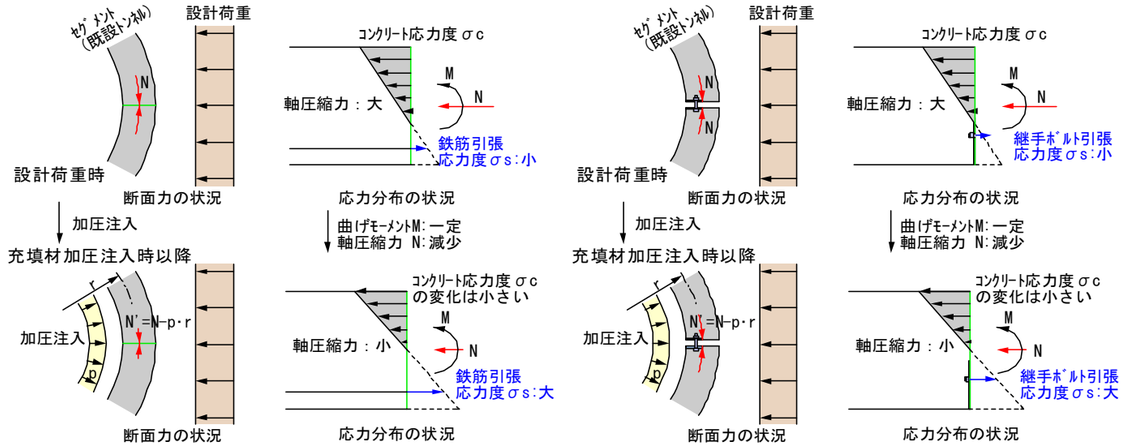
表2.3-1(2) 既設トンネルの応力照査結果{φ4.3m-土被り30m(全周加圧)}

検討ステップ				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-16.98	-17.90	-17.92	-15.79
		N(kN:圧縮正)		-671.8	-447.1	-475.2	-408.1
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.04)	-0.9	-0.8	-1.3
			鉄筋引張応力度Δσs	(-20.90)	14	12	14
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		29.55	28.77	28.89	26.92
		N(kN:圧縮正)		-778.6	-549.3	-578.5	-509.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.97)	-0.8	-0.8	-1.2
			鉄筋引張応力度Δσs	(-14.05)	20	17	20
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-33.16	-32.56	-32.64	-28.77
		N(kN:圧縮正)		-680.3	-463.7	-492.8	-420.1
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.19)	-0.4	-0.4	-1.2
			鉄筋引張応力度Δσs	(1.44)	32	27	26
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		21.60	21.74	21.91	20.64
		N(kN:圧縮正)		-721.5	-498.4	-526.7	-460.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.84)	-0.9	-0.8	-1.2
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-37.33)	19	16	21
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		0.01	-17.16	-14.97	0.65
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		24.29	22.97	23.47	22.51
		合成せん断力S(kN/m)		24.29	28.67	27.84	22.52
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(63.92)	12	9	-5
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1

注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示

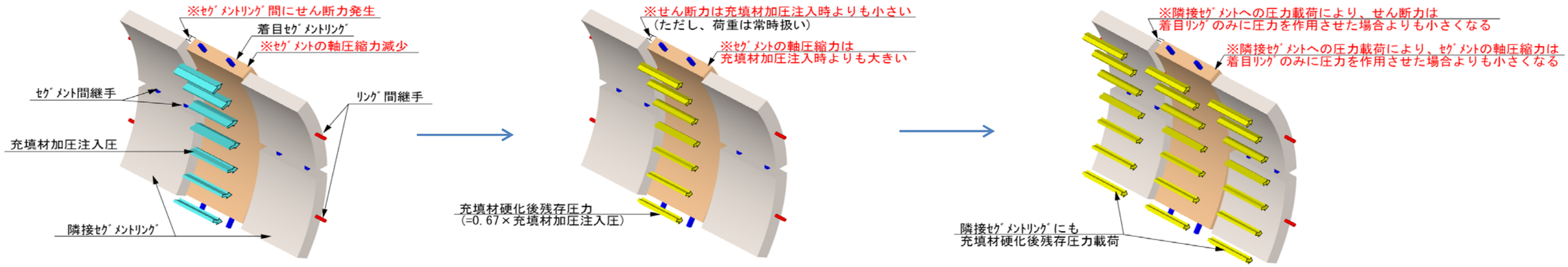


増分応力の許容値Δσの説明図



セグメントの状況　　セグメント継手の状況

軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図

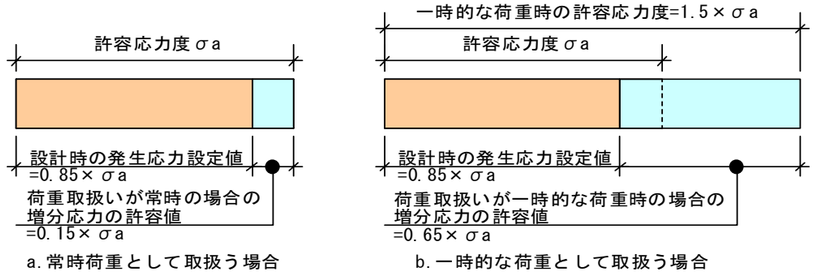


荷重載荷状況と断面力変化の説明図

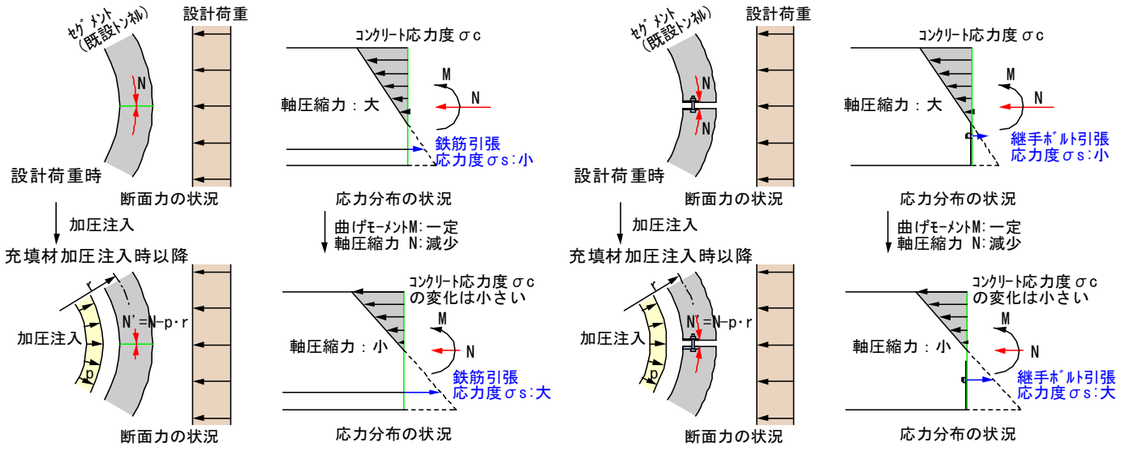
表2.3-1(3) 既設トンネルの応力照査結果{φ8.3m-土被り15m(全周加圧)}

		検討ステップ		常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-66.09	-66.71	-67.11	-61.39
		N(kN:圧縮正)		-917.7	-605.9	-626.5	-405.3
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(4.86)	-0.5	-0.4	-0.9
			鉄筋引張応力度Δσs	(-4.27)	21	19	39
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	0.76
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		108.50	103.80	104.90	99.01
		N(kN:圧縮正)		-1160.0	-841.3	-863.1	-639.2
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.32)	-0.6	-0.5	-1.0
			鉄筋引張応力度Δσs	(12.42)	25	24	46
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	0.65
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-89.76	-86.61	-87.11	-80.18
		N(kN:圧縮正)		-1039.0	-744.6	-766.1	-527.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.18)	-0.5	-0.5	-1.0
			鉄筋引張応力度Δσs	(4.98)	21	19	41
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	0.73
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		49.34	47.93	48.37	43.11
		N(kN:圧縮正)		-1081.0	-767.3	-788.4	-566.9
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.54)	-1.0	-0.9	-1.7
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-31.37)	12	11	21
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		11.56	-47.13	-45.00	-0.32
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		23.77	10.08	10.11	23.26
		合成せん断力S(kN/m)		26.43	48.20	46.12	23.26
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(37.39)	31	28	-4
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1

注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示

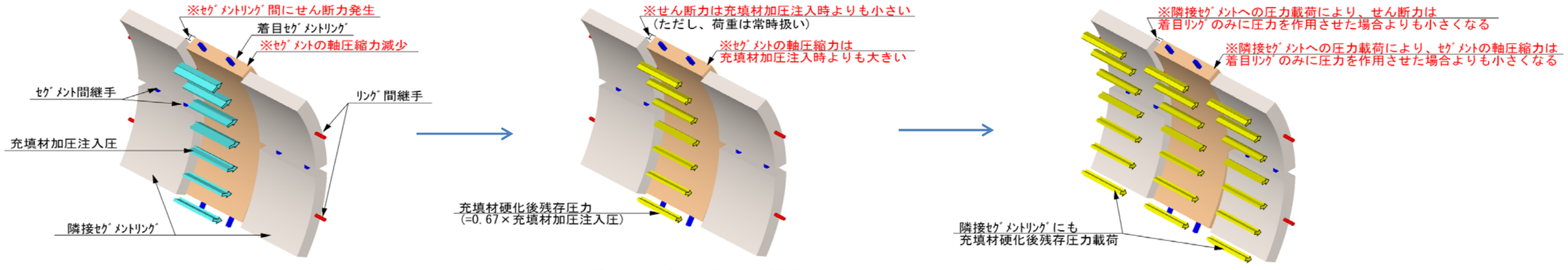


増分応力の許容値Δσの説明図



セグメントの状況　　セグメント継手の状況

軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図

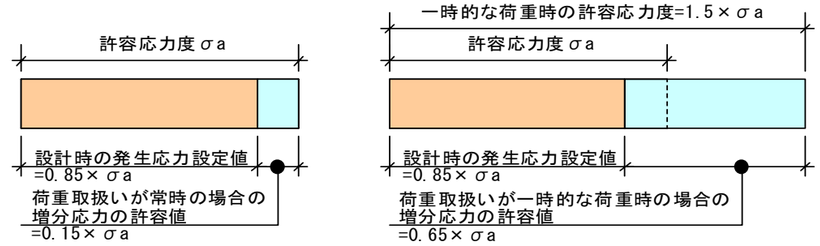


荷重載荷状況と断面力変化の説明図

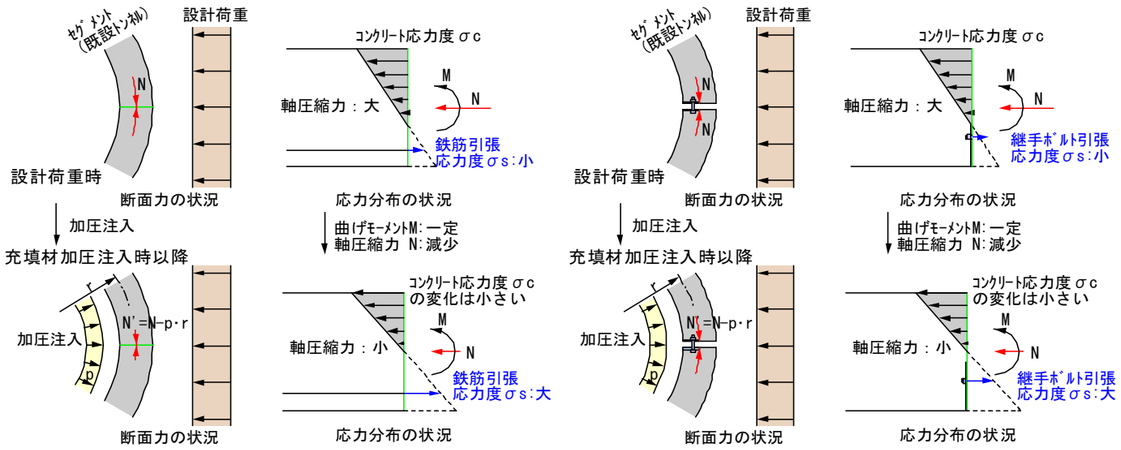
表2.3-1(4) 既設トンネルの応力照査結果{φ8.3m-土被り30m(全周加圧)}

検討ステップ			常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	-80.76	-81.40	-81.80	-76.09
		N(kN:圧縮正)	-1578.0	-1266.0	-1286.0	-1065.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.12)	-0.8	-0.8	-1.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-21.20)	10	10	16
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	134.00	129.00	130.10	124.50
		N(kN:圧縮正)	-1866.0	-1548.0	-1570.0	-1345.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(9.87)	-0.9	-0.8	-1.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-8.89)	13	12	22
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	-113.70	-109.20	-109.80	-102.60
		N(kN:圧縮正)	-1753.0	-1412.0	-1433.0	-1190.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.77)	-1.0	-0.9	-1.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-14.46)	12	12	20
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	62.63	61.22	61.65	56.34
		N(kN:圧縮正)	-1765.0	-1451.0	-1472.0	-1251.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.35)	-1.1	-1.0	-2.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-53.19)	10	10	17
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)	-4.00	-50.13	-47.99	-1.09
		周方向せん断力Sθ(kN/m)	31.06	12.56	12.58	29.45
		合成せん断力S(kN/m)	31.32	51.68	49.61	29.47
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(44.29)	29	26	-3
		増分応力の許容値(N/mm2) Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1

注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示

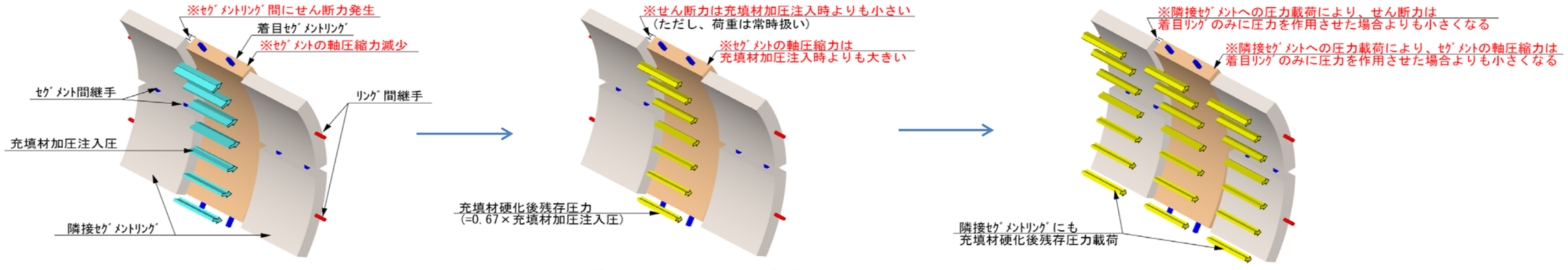


増分応力の許容値Δσの説明図



セグメントの状況　　セグメント継手の状況

軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図

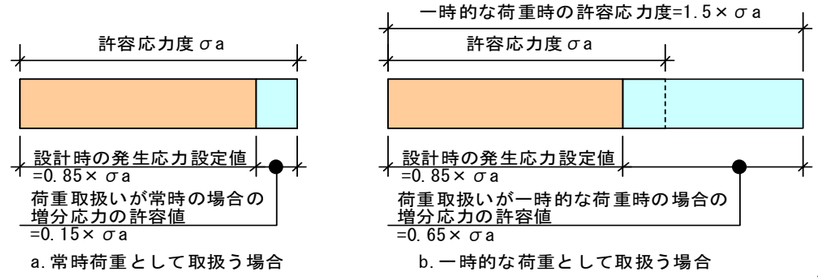


荷重載荷状況と断面力変化の説明図

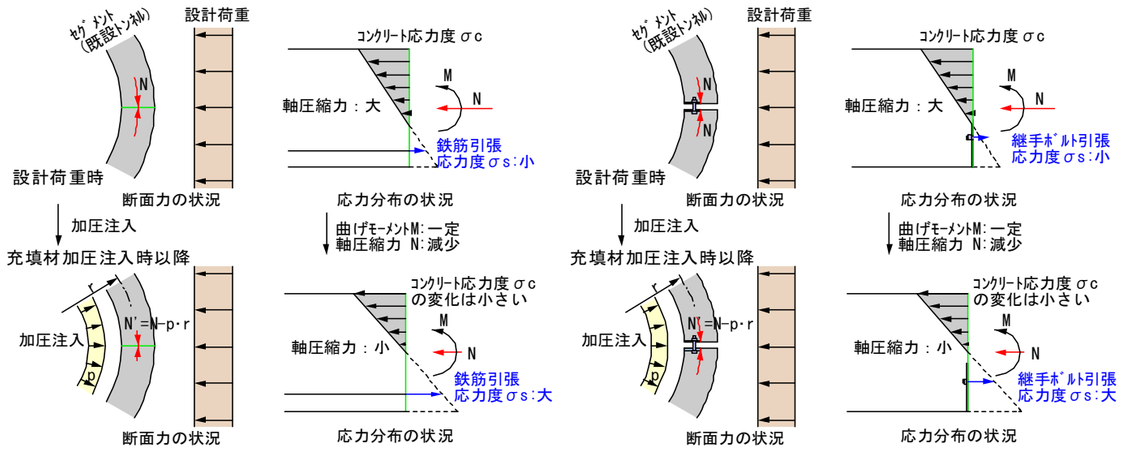
表2.3-1(5) 既設トンネルの応力照査結果{φ4.3m-土被り15m(上下加圧)}

検討ステップ			常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	-16.18	-14.70	-15.43	-10.71
		N(kN:圧縮正)	-361.2	-62.7	-119.6	-41.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(3.59)	-0.5	-0.3	-1.3
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-2.32)	65	48	50
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	>1	0.63	0.60
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	28.19	23.77	25.67	21.34
		N(kN:圧縮正)	-469.4	-162.0	-220.4	-132.3
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.91)	-0.9	-0.5	-1.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(16.20)	62	52	59
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	>1	0.58	0.51
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	-31.84	-26.13	-27.63	-19.14
		N(kN:圧縮正)	-370.1	-78.4	-136.4	-58.3
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.63)	-1.2	-0.8	-2.6
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(53.87)	71	57	38
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	>1	0.53	0.80
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	19.82	17.41	18.69	15.58
		N(kN:圧縮正)	-406.0	-109.4	-163.9	-86.2
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.34)	1.2	1.2	0.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-10.56)	137	102	136
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	>1	0.43	0.32
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)	0.01	-21.29	-17.91	0.82
		周方向せん断力Sθ(kN/m)	27.41	22.45	24.30	21.25
		合成せん断力S(kN/m)	27.41	30.94	30.19	21.27
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(72.13)	9	7	-16
		増分応力の許容値(N/mm2) Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	>1	>1	>1

注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示

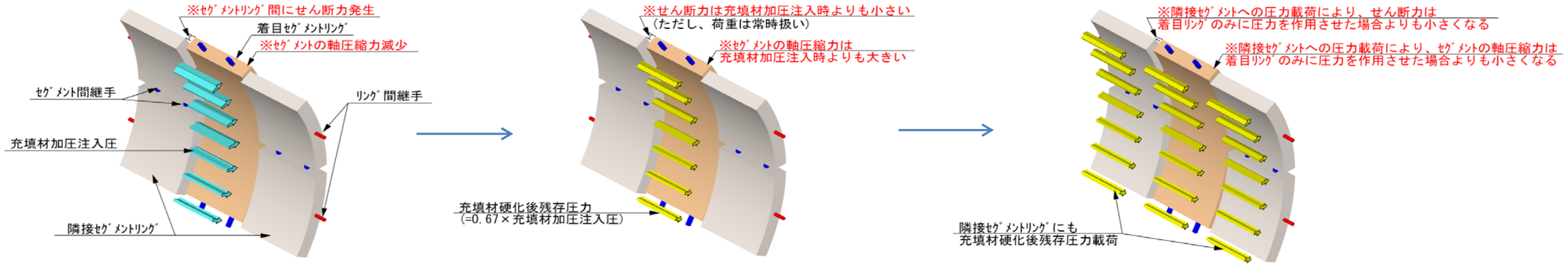


増分応力の許容値Δσの説明図



セグメントの状況　　セグメント継手の状況

軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図

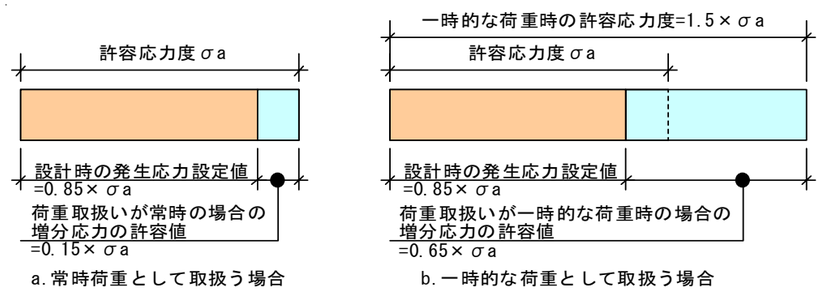


荷重載荷状況と断面力変化の説明図

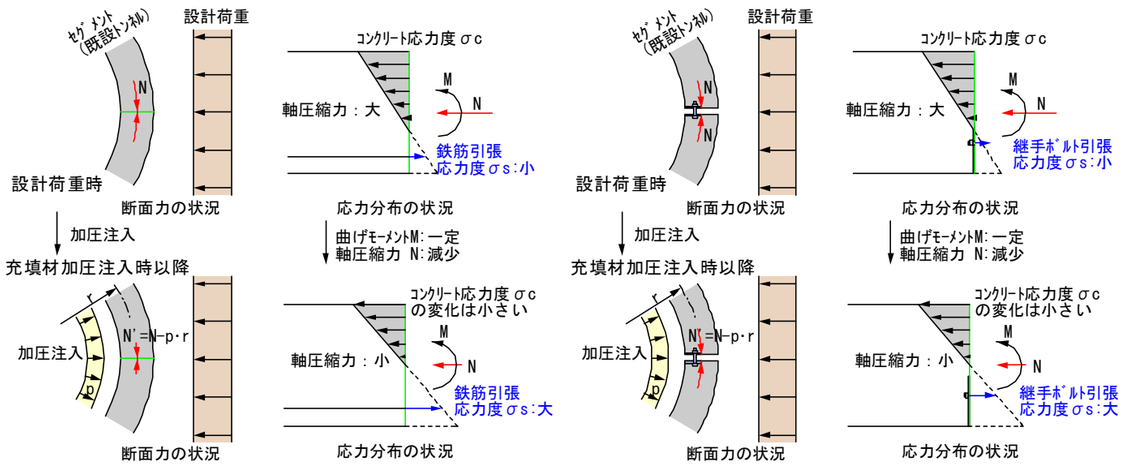
表2.3-1(6) 既設トンネルの応力照査結果{φ4.3m-土被り30m(上下加圧)}

検討ステップ				常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-16.98	-15.47	-15.29	-10.58
		N(kN:圧縮正)		-671.8	-373.2	-411.2	-332.9
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.04)	-1.5	-1.4	-2.3
			鉄筋引張応力度Δσs	(-20.90)	16	13	12
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		29.55	25.16	25.41	21.10
		N(kN:圧縮正)		-778.6	-472.1	-510.6	-422.9
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.97)	-1.6	-1.5	-2.4
			鉄筋引張応力度Δσs	(-14.05)	21	16	16
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-33.16	-27.49	-27.23	-18.68
		N(kN:圧縮正)		-680.3	-388.2	-427.9	-350.2
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.19)	-1.5	-1.5	-3.2
			鉄筋引張応力度Δσs	(1.44)	28	19	3
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		21.60	19.09	19.31	16.09
		N(kN:圧縮正)		-721.5	-427.5	-465.5	-383.6
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.84)	-1.7	-1.5	-2.4
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-37.33)	22	18	22
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		0.01	-21.28	-19.02	-0.28
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		24.29	20.09	20.32	17.72
		合成せん断力S(kN/m)		24.29	29.27	27.83	17.72
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(63.92)	13	9	-17
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	>1	>1	>1

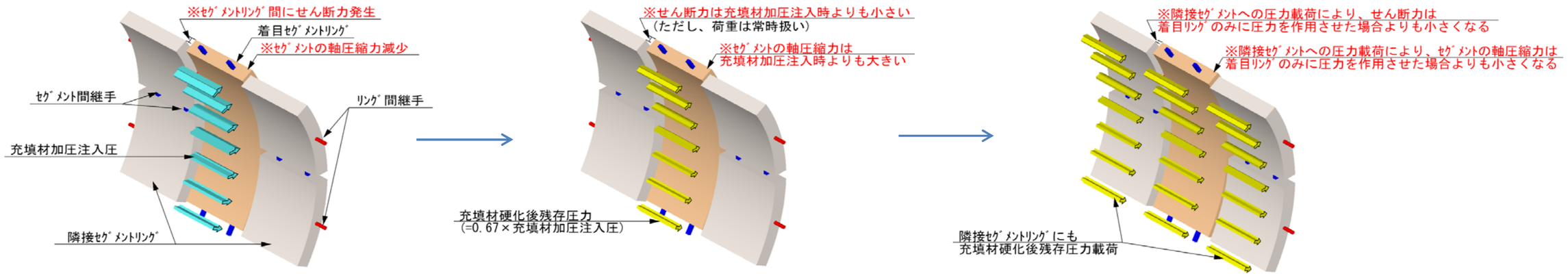
注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示



増分応力の許容値Δσの説明図



軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図

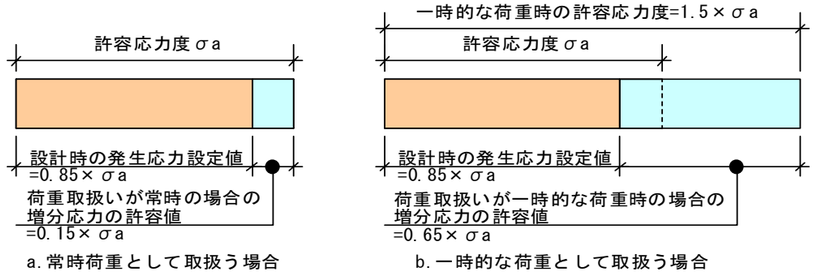


荷重載荷状況と断面力変化の説明図

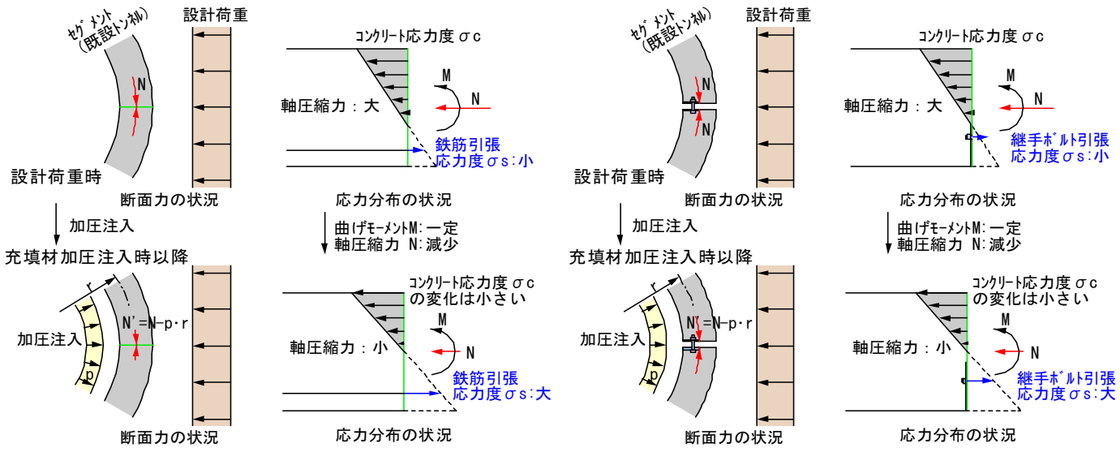
表2.3-1(7) 既設トンネルの応力照査結果{φ8.3m-土被り15m(上下加圧)}

検討ステップ			常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	-66.09	-62.20	-63.84	-51.35
		N(kN:圧縮正)	-917.7	-473.6	-510.6	-206.6
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コンクリート圧縮応力度Δσc	(4.86)	-0.8	-0.7	-1.6
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-4.27)	30	28	59
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	0.51
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	108.50	98.20	101.30	90.24
		N(kN:圧縮正)	-1160.0	-704.9	-744.3	-428.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コンクリート圧縮応力度Δσc	(7.32)	-1.0	-0.8	-1.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(12.42)	35	34	70
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	0.88	0.43
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	-89.76	-84.51	-86.57	-74.81
		N(kN:圧縮正)	-1039.0	-610.2	-648.7	-356.6
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コンクリート圧縮応力度Δσc	(6.18)	-0.7	-0.6	-1.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(4.98)	35	33	63
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	0.91	0.48
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	49.34	45.37	47.03	38.83
		N(kN:圧縮正)	-1081.0	-635.2	-672.5	-362.3
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コンクリート圧縮応力度Δσc	(5.54)	-1.4	-1.3	-2.1
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ボルト引張応力度Δσb	(-31.37)	18	17	37
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)	11.56	-61.11	-57.19	12.78
		周方向せん断力Sθ(kN/m)	23.77	-6.99	-7.00	-17.67
		合成せん断力S(kN/m)	26.43	61.51	57.62	21.81
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ボルトせん断応力度Δτb	(37.39)	50	44	-7
		増分応力の許容値(N/mm2) Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	0.92	>1

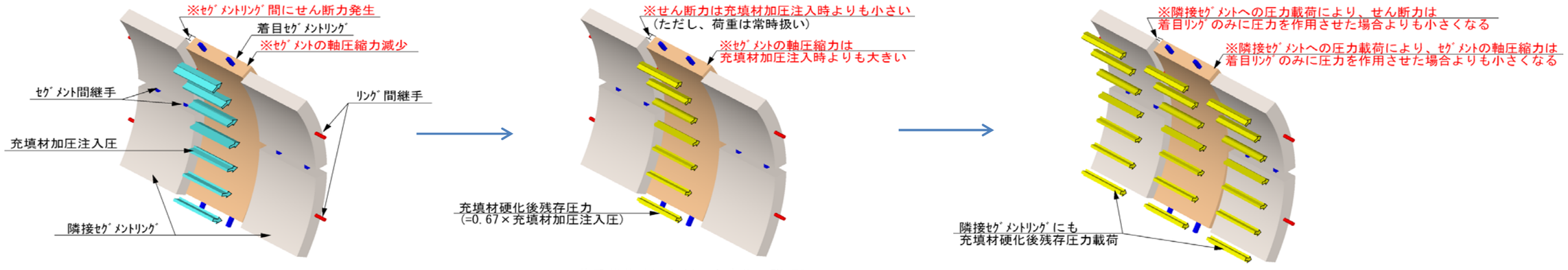
注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示



増分応力の許容値Δσの説明図



軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図

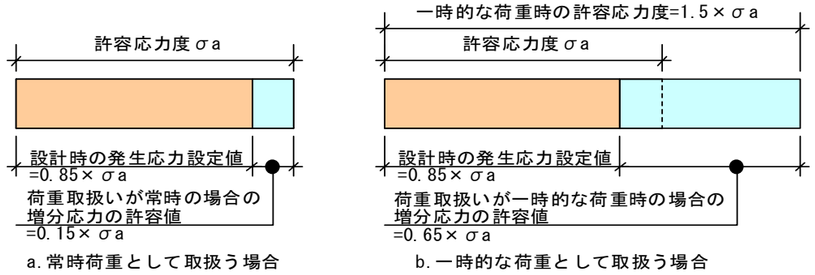


荷重載荷状況と断面力変化の説明図

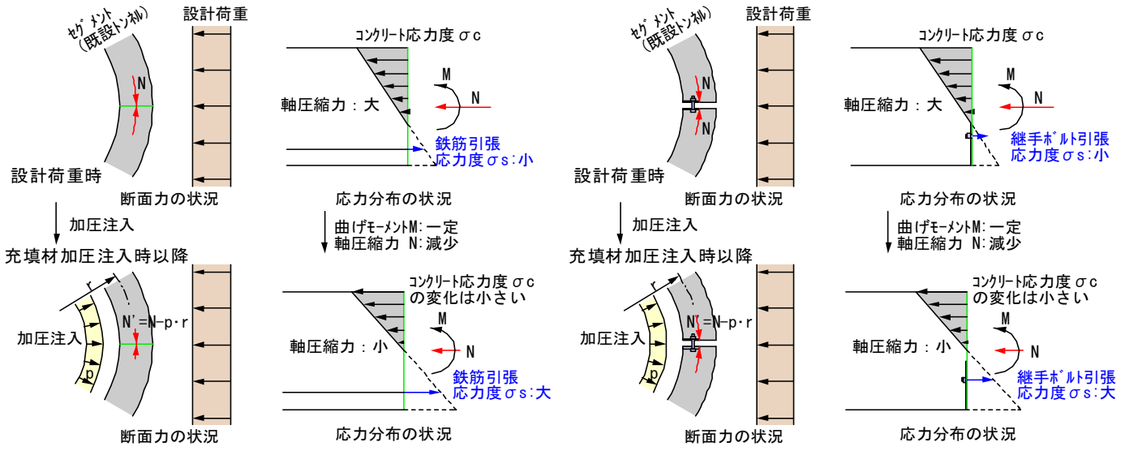
表2.3-1(8) 既設トンネルの応力照査結果{φ8.3m-土被り30m(上下加圧)}

検討ステップ			常時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	-80.76	-76.92	-78.56	-66.07
		N(kN:圧縮正)	-1578.0	-1133.0	-1170.0	-866.6
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.12)	-1.3	-1.2	-2.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-21.20)	13	13	19
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	134.00	123.40	126.50	115.80
		N(kN:圧縮正)	-1866.0	-1411.0	-1451.0	-1135.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(9.87)	-1.4	-1.2	-2.2
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-8.89)	16.8	16.7	30.3
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	0.99
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	-113.70	-106.50	-108.90	-97.21
		N(kN:圧縮正)	-1753.0	-1278.0	-1316.0	-1030.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.77)	-1.4	-1.2	-2.2
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) 鉄筋引張応力度Δσs	(-14.46)	18	17	26
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσsa	(200)	130	30	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	62.63	58.74	60.38	52.12
		N(kN:圧縮正)	-1765.0	-1319.0	-1356.0	-1046.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) コﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.35)	-1.7	-1.5	-2.8
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-53.19)	15	14	24
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσca	(16)	10.4	2.4	2.4
		増分応力の許容値(N/mm2) Δσba	(290)	189	44	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	>1	>1
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)	-4.00	-64.74	-60.65	15.69
		周方向せん断力Sθ(kN/m)	31.06	-8.72	-8.82	-23.63
		合成せん断力S(kN/m)	31.32	65.32	61.29	28.36
		常時応力度からの増分応力(N/mm2) ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(44.29)	48.1	42.4	-4.2
		増分応力の許容値(N/mm2) Δτba	(270)	176	41	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	>1	0.96	>1

注) 常時の増分応力項の()内数値は常時応力値を示す。
常時の増分応力の許容値項の()内数値は常時の許容応力度を示す。
黄色の網掛け部は増分応力が増分応力の許容値を超過していることを示

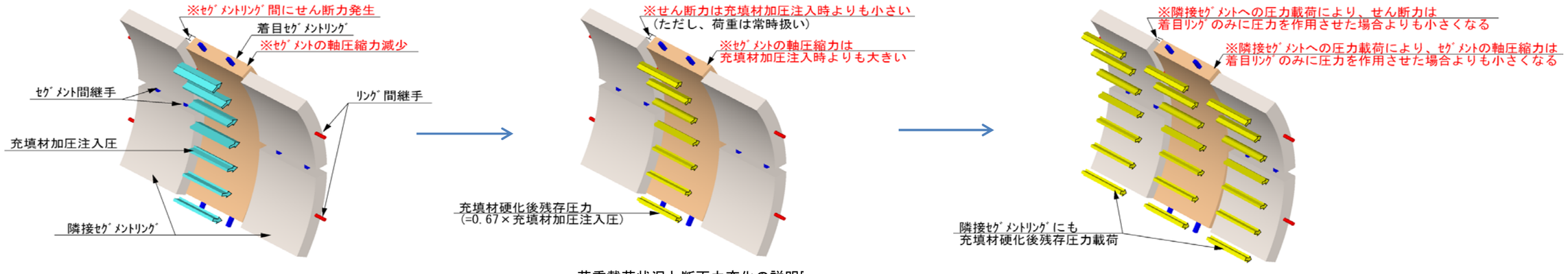


増分応力の許容値Δσの説明図



セグメントの状況　　セグメント継手の状況

軸圧縮力減少時の応力分布状況の説明図



荷重載荷状況と断面力変化の説明図

表2.3-2(1) 補強リングの応力照査結果{φ4.3m-土被り15m(全周加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材 加圧注入時	補強完了時 (補強区間端部)	補強完了時 (隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	—	-0.16	-0.11	-0.02
		N(kN:圧縮正)	—	-286.6	-254.9	-242.8
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-36.49	-32.66	-31.61
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-39.09	-34.43	-31.95
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	8.25	6.25	6.73
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	—	1.91	1.91	1.74
		N(kN:圧縮正)	—	-289.5	-257.7	-245.5
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-49.51	-45.37	-42.74
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-18.37	-14.19	-14.31
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	6.51	4.74	5.03
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	1.96	1.92	1.75
		N(kN:圧縮正)	—	-289.4	-257.7	-245.5
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-49.82	-45.43	-42.83
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-17.81	-14.09	-14.17
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	6.47	4.73	5.02
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	-1.97	-1.99	-1.73
		N(kN:圧縮正)	—	-287.9	-256.2	-244.2
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-25.60	-21.31	-21.32
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-57.72	-53.82	-49.62
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	5.59	4.00	4.33
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	0.11	0.10	0.10
		N(kN:圧縮正)	—	-288.8	-257.1	-245.0
		S(kN)	—	2.98	3.03	2.75
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	—	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	—	3.92	3.99	3.62
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	—	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	—	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	103.43	67.70	74.67

表2.3-2(2) 補強リングの応力照査結果{φ4.3m-土被り30m(全周加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材 加圧注入時	補強完了時 (補強区間端部)	補強完了時 (隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	—	-0.16	-0.11	-0.02
		N(kN:圧縮正)	—	-286.6	-254.9	-242.8
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-36.49	-32.65	-31.60
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-39.09	-34.44	-31.97
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	8.25	6.24	6.73
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	—	1.91	1.91	1.75
		N(kN:圧縮正)	—	-289.5	-257.7	-245.5
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-49.54	-45.39	-42.78
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-18.33	-14.16	-14.26
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	6.51	4.74	5.03
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	1.96	1.92	1.76
		N(kN:圧縮正)	—	-289.4	-257.7	-245.4
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-49.84	-45.44	-42.84
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-17.78	-14.07	-14.12
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	6.47	4.73	5.02
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	-1.97	-1.99	-1.74
		N(kN:圧縮正)	—	-287.9	-256.2	-244.2
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-25.58	-21.29	-21.28
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-57.75	-53.85	-49.68
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	5.58	3.99	4.33
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	0.11	0.10	0.10
		N(kN:圧縮正)	—	-288.8	-257.1	-244.9
		S(kN)	—	2.98	3.03	2.76
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	—	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	—	3.92	3.99	3.63
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	—	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	—	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	103.32	67.63	74.46

表2.3-2(3) 補強リングの応力照査結果{φ8.3m-土被り15m(全周加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材 加圧注入時	補強完了時 (補強区間端部)	補強完了時 (隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	—	-0.13	-0.09	0.01
		N(kN:圧縮正)	—	-540.9	-512.2	-463.6
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-41.44	-39.37	-35.99
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-42.75	-40.27	-35.85
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	7.54	5.34	6.00
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	—	4.33	4.01	4.25
		N(kN:圧縮正)	—	-548.7	-520.0	-471.3
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-59.30	-55.85	-53.00
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-14.40	-14.22	-8.90
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	5.44	3.85	4.06
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	4.52	4.49	4.42
		N(kN:圧縮正)	—	-548.5	-519.8	-471.1
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-60.02	-57.67	-53.64
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-13.14	-11.12	-7.79
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	5.37	3.73	4.01
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	-4.85	-4.91	-4.67
		N(kN:圧縮正)	—	-547.2	-518.5	-469.9
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-23.62	-21.17	-18.33
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-73.97	-72.13	-66.80
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	4.36	2.98	3.22
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	2.45	2.38	2.14
		N(kN:圧縮正)	—	-547.4	-518.7	-470.0
		S(kN)	—	6.78	5.54	5.69
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	—	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	—	5.91	4.83	4.97
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	—	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	—	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	68.51	55.89	54.38

表2.3-2(4) 補強リングの応力照査結果{φ8.3m-土被り30m(全周加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材 加圧注入時	補強完了時 (補強区間端部)	補強完了時 (隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	—	-0.13	-0.09	0.01
		N(kN:圧縮正)	—	-540.9	-512.2	-463.6
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-41.44	-39.37	-35.99
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-42.75	-40.27	-35.85
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	7.54	5.34	6.00
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	—	4.33	4.01	4.25
		N(kN:圧縮正)	—	-548.7	-520.0	-471.3
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-59.31	-55.86	-53.01
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-14.38	-14.21	-8.88
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	5.44	3.85	4.06
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	4.52	4.49	4.42
		N(kN:圧縮正)	—	-548.5	-519.8	-471.2
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-60.03	-57.69	-53.65
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-13.12	-11.10	-7.78
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	5.37	3.73	4.01
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	-4.85	-4.90	-4.69
		N(kN:圧縮正)	—	-547.2	-518.5	-469.9
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	—	-23.61	-21.19	-18.25
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	—	-73.98	-72.09	-66.93
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	—	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	—	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	4.36	2.98	3.21
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	—	2.45	2.38	2.14
		N(kN:圧縮正)	—	-547.4	-518.7	-470.0
		S(kN)	—	6.77	5.54	5.69
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	—	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	—	5.91	4.83	4.97
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	—	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	—	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	—	68.55	55.86	54.36

表2.3-2(5) 補強リングの応力照査結果{φ4.3m-土被り15m(上下加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材 加圧注入時	補強完了時 (補強区間端部)	補強完了時 (隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	―	-4.08	-4.21	-3.64
		N(kN:圧縮正)	―	-390.4	-318.0	-303.4
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-26.03	-15.80	-17.40
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-92.76	-84.58	-76.81
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.48	2.54	2.80
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	―	4.91	4.06	3.76
		N(kN:圧縮正)	―	-397.1	-324.3	-309.2
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-81.99	-67.24	-63.43
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-1.69	-0.91	-2.02
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.93	3.20	3.39
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	6.69	5.43	5.26
		N(kN:圧縮正)	―	-396.5	-323.5	-308.5
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-92.78	-75.52	-72.53
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	16.52	13.18	13.42
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.48	2.85	2.96
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	-4.08	-4.21	-3.64
		N(kN:圧縮正)	―	-390.4	-318.0	-303.4
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-26.03	-15.80	-17.40
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-92.76	-84.58	-76.81
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.48	2.54	2.80
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	1.56	0.98	1.03
		N(kN:圧縮正)	―	-395.4	-322.8	-307.9
		S(kN)	―	8.07	5.79	4.94
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	―	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	―	10.62	7.62	6.49
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	―	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	―	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	38.15	35.45	41.57

表2.3-2(6) 補強リングの応力照査結果{φ4.3m-土被り30m(上下加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材 加圧注入時	補強完了時 (補強区間端部)	補強完了時 (隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	―	-4.09	-4.02	-3.45
		N(kN:圧縮正)	―	-390.4	-336.6	-322.0
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-26.00	-19.38	-20.98
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-92.81	-85.09	-77.33
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.47	2.53	2.78
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	―	4.91	4.34	4.15
		N(kN:圧縮正)	―	-397.1	-342.9	-327.9
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-81.97	-71.38	-68.27
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-1.73	-0.51	-0.47
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.93	3.01	3.15
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	6.69	5.79	5.62
		N(kN:圧縮正)	―	-396.5	-342.2	-327.2
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-92.78	-80.17	-77.15
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	16.52	14.41	14.61
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.48	2.68	2.79
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	-4.09	-4.02	-3.45
		N(kN:圧縮正)	―	-390.4	-336.6	-322.0
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-26.00	-19.38	-20.98
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-92.81	-85.09	-77.33
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.47	2.53	2.78
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	1.55	0.71	0.76
		N(kN:圧縮正)	―	-395.4	-341.1	-326.2
		S(kN)	―	8.07	4.62	3.77
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	―	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	―	10.62	6.08	4.96
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	―	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	―	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	38.13	44.43	54.43

表2.3-2(7) 補強リングの応力照査結果{φ8.3m-土被り15m(上下加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	―	-7.09	-7.14	-6.84
		N(kN:圧縮正)	―	-781.9	-723.8	-656.0
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-33.15	-28.45	-24.36
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-106.72	-102.54	-95.32
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.02	2.10	2.26
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	―	-0.69	-0.70	-0.47
		N(kN:圧縮正)	―	-790.9	-732.8	-664.9
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-58.64	-54.09	-49.73
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-65.80	-61.36	-54.58
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	5.50	3.97	4.32
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	12.06	10.53	10.45
		N(kN:圧縮正)	―	-788.2	-729.7	-661.8
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-107.83	-97.37	-91.80
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	17.34	11.93	16.67
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	2.99	2.21	2.34
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	-7.09	-7.14	-6.84
		N(kN:圧縮正)	―	-781.9	-723.8	-656.0
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-33.15	-28.45	-24.36
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-106.72	-102.54	-95.32
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.02	2.10	2.26
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	-0.30	0.17	-0.21
		N(kN:圧縮正)	―	-789.4	-731.4	-663.4
		S(kN)	―	2.31	3.93	4.25
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	―	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	―	2.01	3.43	3.71
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	―	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	―	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	201.36	78.79	72.84

表2.3-2(8) 補強リングの応力照査結果{φ8.3m-土被り30m(上下加圧)}

検討ステップ			設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(補強区間端部)	補強完了時(隣接部補強後)
ピース部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)	―	-7.09	-7.14	-6.84
		N(kN:圧縮正)	―	-781.9	-723.8	-656.0
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-33.13	-28.43	-24.34
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-106.74	-102.56	-95.36
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.02	2.10	2.25
	軸圧縮力最大	M(kN･m:内引張正)	―	-0.71	-0.73	-0.47
		N(kN:圧縮正)	―	-790.9	-732.8	-664.9
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-58.56	-53.98	-49.72
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-65.92	-61.55	-54.59
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	5.51	3.98	4.32
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	12.07	10.53	10.45
		N(kN:圧縮正)	―	-788.2	-729.7	-661.8
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-107.87	-97.37	-91.80
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	17.41	11.93	16.67
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	2.99	2.21	2.34
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	-7.09	-7.14	-6.84
		N(kN:圧縮正)	―	-781.9	-723.8	-656.0
		外縁応力度σo(N/mm2:引張正)	―	-33.13	-28.43	-24.34
		内縁応力度σi(N/mm2:引張正)	―	-106.74	-102.56	-95.36
		許容局部座屈応力度σsca(N/mm2)	―	-323	-215	-215
		許容引張応力度σsta(N/mm2)	―	323	215	215
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	3.02	2.10	2.25
ピース継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)	―	-0.30	0.18	-0.20
		N(kN:圧縮正)	―	-789.3	-731.4	-663.4
		S(kN)	―	2.31	3.93	4.25
		ﾎﾞﾙﾄの引張応力度σB(N/mm2:引張正)	―	ﾎﾞﾙﾄ部が圧縮のため省略		
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τB(N/mm2:引張正)	―	2.01	3.43	3.71
		ﾎﾞﾙﾄの許容引張応力度σBa(N/mm2)	―	570	380	380
		ﾎﾞﾙﾄのせん断応力度τBa(N/mm2)	―	405	270	270
		応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率	―	201.36	78.69	72.84

2.4　追加外荷重作用時の補強効果の検討

充填材硬化後残存圧力作用時(隣接リング含む)を追加外荷重作用前と考え、追加外荷重作用時の断面力から追加外荷重作用前の断面力の差を追加外荷重作用時の増分断面力とする。追加外荷重は既設トンネルに直接作用し、既設トンネルから充填硬化材を介して補強リングに力が伝達されて、既設トンネルと補強リングによって追加外荷重の荷重分担が行われる。

追加外荷重の分布形状が等圧に近いことから、軸圧縮力に着目して既設トンネルと補強リングの荷重分担状況を軸圧縮力の比率によって考える。表 2.4-1 に軸圧縮力増分の比率算定結果を示す。

補強リングの軸圧縮力の分担比率はφ4.3m の場合 10%程度、φ8.3m の場合 14%であり、補強リングは 10%程度の荷重分担を行うものと考えられる。なお、表中には、既設トンネルと補強リングのばね換算値を試算的に表記しているが、補強リングのばね換算値比率は 20%であり、上記の軸圧縮力の分担比率はばね換算比率よりも小さくなっている。これは、既設トンネルと補強リング間の充填硬化材の影響によるものと考えられる。

表 2.4-1 軸圧縮力分担状況

既設ﾄﾝﾈﾙ外径(m)		4.3				8.3			
土被り(m)		15		30		15		30	
部位		既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ
最大軸圧縮力(kN)	追加外荷重作用前	−200.1	−245.5	−509.7	−245.5	−639.4	−471.3	−1346	−471.3
	追加外荷重作用後	−445.8	−272.5	−717.9	−272.4	−1030	−533.2	−1724	−533
軸圧縮力増分(kN)		−245.7	−27	−208.2	−26.9	−390.6	−61.9	−378	−61.7
軸圧縮力増分比率(%)		90	10	89	11	86	14	86	14
弾性係数E(x10^3kN/m2)		33,000	210,000	33,000	210,000	33,000	210,000	33,000	210,000
総有効断面積Ai(m2)		0.2	0.00765	0.2	0.00765	0.35	0.0129	0.35	0.0129
半径r(m)		2.05	1.875	2.05	1.875	3.975	3.725	3.975	3.725
ばね換算値k=E･Ai/r(kN/m)		3,219,512	856,800	3,219,512	856,800	2,905,660	727,248	2,905,660	727,248
ばね換算値比率(%)		79	21	79	21	80	20	80	20

2.5　まとめと課題

2.5.1 まとめ

・土被りが小さい場合、既設トンネルの安全性を考慮すると、充填材の加圧値を 96kN/m^2 以下にする必要がある結果となった。一方、土被りが大きい場合、充填材の加圧設定値(300kN/m^2)においても、既設トンネルの応力状態はほぼ許容値以内となった。

・加圧注入圧の影響を受けて、セグメント継手の応力が最も厳しくなるケースが見られたが、セグメント継手の種類によっては、事前に補強を行って、応力緩和を行うことが可能な場合も考えられることから、別途検討することが必要と考えられる。

・補強リングについては、充填材の加圧設定値(300kN/m^2)においても、充填材硬化後残存圧力作用時までの各部応力は、許容応力度に対して十分余裕のある結果となった。全周加圧の場合、補強リングの主桁高の仕様低減を考えると、安全率 2 を確保した場合、φ4.3m の場合の主桁高は 75mm、φ8.3m の場合の主桁高は 100mm とすることが可能と考えられる。

・追加外荷重による補強リングの荷重分担率は 10%程度見込むことができるものと考えられる。

2.5.2 課題

・パラメータ解析によって、加圧注入時に留意すべきケースが見いだされるとともに、補強効果はいずれの場合にも期待できる結果が得られたが、実際の挙動をモデル実験あるいは試験施工で確認することが望ましい。

・セグメント継手が応力的に最も厳しい状況となるケースが見られた。これに関しては、セグメント継手がボルトボックスタイプであれば、本補強に先だってボルト拡径を行うなどして、応力緩和を行う処置を行うことも必要と考えられる。

第３章　設計方法の検討（２次元フレーム解析）

3.1　２次元フレーム解析の方針

補強技術の適用にあたっては、前述の３次元ＦＥＭ解析によって補強仕様を検討することが望ましいが、３次元ＦＥＭ解析の実施については、解析プログラムの導入・維持・管理も一般的ではなく、パーソナルコンピューターの処理能力が格段に向上しているとはいえ、データ作成などにはかなりの労力を傾注する必要がある。

そこで、セグメントの設計検討に用いられているシールドトンネル構造解析プログラム（「moleman-i」を予定）ならびに一般に普及している２次元フレーム解析プログラム（「UC-1」を予定）を用いて、３次元ＦＥＭ解析結果を模擬する方法について検討する。

表 3.1-1 に３次元ＦＥＭ解析方法と２次元フレーム解析方法の比較を示す。

1）設計荷重時

設計荷重時においては、３次元ＦＥＭ解析と同様な構造解析を行うことが可能なシールドトンネル構造解析プログラムを用いることができる。しかし、シールドトンネル構造解析プログラムが保有されていない場合を考えて、２次元フレーム解析プログラムを用いるものとする。このプログラムでは、ばねに非線形性を付与することはできない。そのため、地盤ばねの非線形性については、手動で判定を繰返し行うことになる。なお、セグメント間の回転ばねについては、二重格点という設定を行うことによって回転ばねを考慮することができる。

なお、設計荷重時において、セグメント間の回転ばねに対する感度分析を行い、３次元ＦＥＭ解析結果を再現する回転ばねを求め、以降のステップにおいてもこの値を用いるものとする。

2）付加荷重時

シールドトンネル構造解析プログラムの機能の中に、二次覆工を１リング分考慮し、セグメントリングと接続ばねで接合する機能が用意されているが、この二次覆工には回転ばねを設定できない。補強リングを剛性一様なリングにモデル化する方法も考えられるが、補強リングのピース間継手の仕様設定が曖昧になることから、この機能は採用しないものとする。

そこで、２次元フレーム解析プログラムを用いることを考える。既設トンネル１リングと補強リング１リングを梁部材にモデル化し、その間を充填剤加圧注入時においては変位制御ばね部材で、充填材硬化後および追加外荷重作用時においては硬化材ばね部材で接続した構造モデルを用いる。

構造系が設計荷重時と異なることから、付加荷重による増分解析となる。

地盤ばねは、設計荷重時と付加荷重を構造系に載荷した場合の有効範囲を繰返し計算によって求め、その範囲に対して付加荷重のみを載荷する。

既設トンネルのセグメント間継手の回転ばね値は、設計荷重時の解析結果における回転ばね値を流用するものとする。また、補強リングのピース間継手の回転ばね値は、回転初期の回転ばね値に設定するものとする。

変位制御ばね部材のばね特性としては、補強リングが既設トンネルから離れる場合にはばね値を０に、補強リングが既設トンネルに近づくもしくは食い込むような場合にはばね値を∞とする。また、硬化材ばね部材は、硬化材とゴムの直列ばねとし、既設トンネルと補強リングの軸線間距離を考慮して設定する。このばね特性としては、引張力が充填材硬化後の硬化材ばね部材に発生している圧縮力を上回る場合には、ばね値を０とする。なお、変位制御ばね部材ならびに硬化材ばね部材の非線形性については、手動で判定を繰返し行うことになる。

3) 荷重の取扱い

３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析において、荷重の載荷状況と既設トンネルならびに補強リングの配置状況を解析ステップ毎に比較して表 3.1-2 に示す。

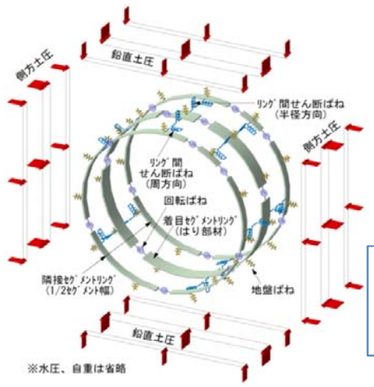
設計荷重時、補強完了時(隣接部補強後)および追加外荷重作用時においては、荷重の載荷幅と既設トンネルならびに補強リングとの比率は、３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析とで同等となっている。

一方、充填材加圧注入時(中央部のみ)では、３次元ＦＥＭ解析では荷重幅１に対して既設トンネル耐荷幅２、補強リング耐荷幅１となっている。これに対して、２次元ＦＥＭ解析では荷重幅１に対して既設トンネル耐荷幅１、補強リング耐荷幅１とならざるを得ない。

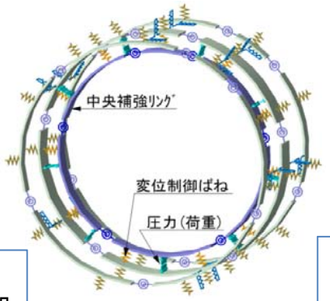
充填材加圧注入時(中央部のみ)の解析の目的は既設トンネルへの加圧注入圧の影響を見ることであることから、２次元フレーム解析のこの解析ステップにおける加圧注入圧を 1/2 として、荷重幅と既設トンネルの耐荷幅の比率を３次元ＦＥＭ解析に合わせるものとする。

表3.1-1　３次元ＦＥＭ解析方法とフレーム解析方法の比較

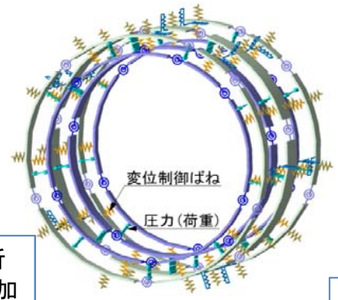
解析ﾂｰﾙ		解析ｽﾃｯﾌﾟ			
名称	特徴	０．設計荷重時	１．充填材加圧注入時	２．充填材硬化後	３．追加外荷重作用時
3次元FEM解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ(ABAQUS)	・3次元の構造を概ね忠実にﾓﾃﾞﾙ化可能。 ・解析ｽﾃｯﾌﾟに応じて、構造付加・荷重変更を逐次設定可能。 ・ばね部材に非線形性付与可能。	・既設ﾄﾝﾈﾙ（3ﾘﾝｸﾞ）	・既設ﾄﾝﾈﾙ(3ﾘﾝｸﾞ)+補強ﾘﾝｸﾞ（1ﾘﾝｸﾞ）	・既設ﾄﾝﾈﾙ(3ﾘﾝｸﾞ)+補強ﾘﾝｸﾞ（3ﾘﾝｸﾞ）	・既設ﾄﾝﾈﾙ(3ﾘﾝｸﾞ)+補強ﾘﾝｸﾞ（3ﾘﾝｸﾞ）
ｼｰﾙﾄﾞﾄﾝﾈﾙ構造解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ(moleman-i)	・既設ﾄﾝﾈﾙのみの構造に関しては、3次元FEM解析と同様の解析可能。 ・ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑの機能として、1ﾘﾝｸﾞ分の補強ﾘﾝｸﾞを既設ﾄﾝﾈﾙ内側に設置可能。ただし、補強ﾘﾝｸﾞ継手のﾓﾃﾞﾙ化は不可。 ・ばね部材に非線形性付与可能。	○ｼｰﾙﾄﾞﾄﾝﾈﾙ構造解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ使用 ・既設ﾄﾝﾈﾙ(3ﾘﾝｸﾞ)を梁-ﾊﾞﾈにﾓﾃﾞﾙ化。 ・ばね部材に非線形性付与可能。	○ﾌﾚｰﾑ解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ使用 ・既設ﾄﾝﾈﾙ、補強ﾘﾝｸﾞともに1ﾘﾝｸﾞの構造系で解析実施。設計荷重時からの増分値を求める。 ・ﾘﾝｸﾞ間継手に関しては、弾性床上の梁として別途ﾌﾚｰﾑ解析実施（上記、1. 充填材加圧注入時, 2. 充填材硬化後に対応）。 ・地盤ばね：設計時荷重＋各ｽﾃｯﾌﾟまでの荷重を載荷した時の有効範囲に設定。 ・回転ばね：既設ﾄﾝﾈﾙ→設計荷重時の回転ばね値, 補強ﾘﾝｸﾞ→回転初期ばね値 ・既設ﾄﾝﾈﾙと補強ﾘﾝｸﾞ間の部材：変位制御ばね部材（1, 充填材加圧注入時）、硬化材ばね部材（2. 充填材硬化後）を設定（k値：引張→0）し、手動で判定繰返し。	○ﾌﾚｰﾑ解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ使用 ・既設ﾄﾝﾈﾙ、補強ﾘﾝｸﾞともに1ﾘﾝｸﾞの構造系で解析実施。充填材硬化後からの増分値を求める。 ・地盤ばね：追加外荷重までの全ての荷重を載荷した時の有効範囲に設定。 ・回転ばね：既設ﾄﾝﾈﾙ→設計荷重時の回転ばね値, 補強ﾘﾝｸﾞ→回転初期ばね値 ・既設ﾄﾝﾈﾙと補強ﾘﾝｸﾞ間の部材：硬化材ばね部材を設置。増分解析で引張力が発生した場合、充填材硬化時残存圧力以上の場合には、ばね値をｾﾞﾛとする。
ﾌﾚｰﾑ解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ(UC-1)	・基本的に2次元解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑであり、既設ﾄﾝﾈﾙならびに補強ﾘﾝｸﾞのﾓﾃﾞﾙ化は1ﾘﾝｸﾞ分となる。 ・部材間にばね設定可能（二重格点）。 ・ばねに非線形性を付与できないため、手動による反復判定が必要となる。このため、非線形性を考慮すべき部材の種類が増えると実質的に計算が困難となる。	○ﾌﾚｰﾑ解析ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ使用 ・既設ﾄﾝﾈﾙを1ﾘﾝｸﾞの構造系で解析実施。 ・地盤ばね：繰返し計算。 ・回転ばね：感度分析によって、3次元FEM解析結果を再現する値を採用。		



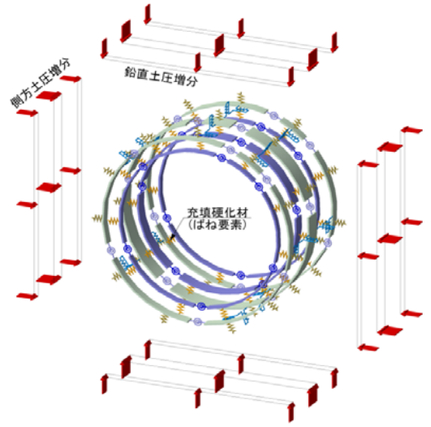
逐次解析
・構造付加
・荷重変更



逐次解析
・構造付加
・荷重変更

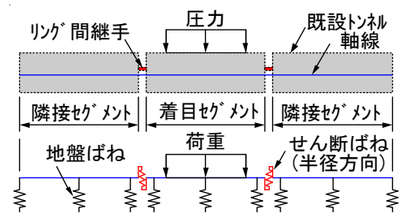


逐次解析
・荷重変更

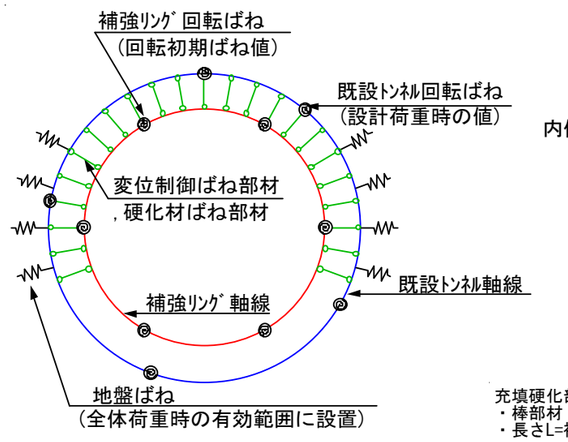


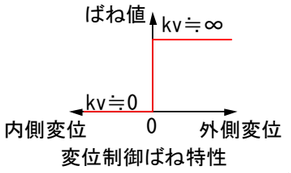
回転ばね（ｾｸﾞﾒﾝﾄ間継手、補強ﾘﾝｸﾞﾋﾟｰｽ間継手）の連続性確保

回転ばねのﾓﾃﾞﾙ化

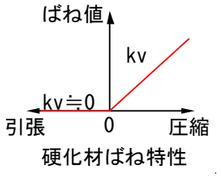


ﾘﾝｸﾞ間継手検討ﾓﾃﾞﾙ



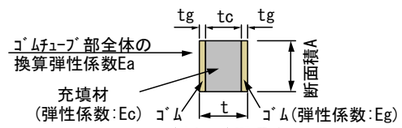


変位制御ばね特性

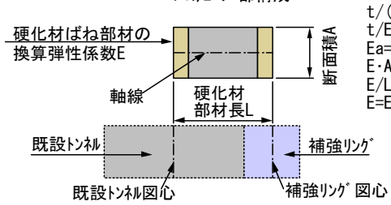


硬化材ばね特性

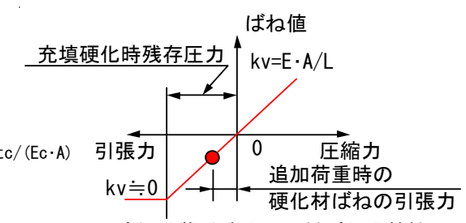
充填硬化部材の特性
・棒部材
・長さL=補強ﾘﾝｸﾞ図心～既設ﾄﾝﾈﾙ軸心
（ｺﾞﾑ厚, 充填硬化材厚を比例配分）



ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ部構成



t/(Ea･A)=2tg/(Eg･A)+tc/(Ec･A)
t/Ea=2tg/Eg+tc/Ec
Ea=t/(2tg/Eg+tc/Ec)
E･A/L=Ea･A/t
E/L=Ea/t
E=Ea･L/t



追加外荷重時の硬化材ばねの特性

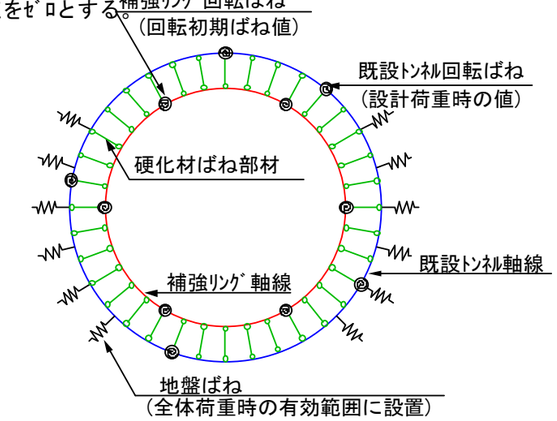
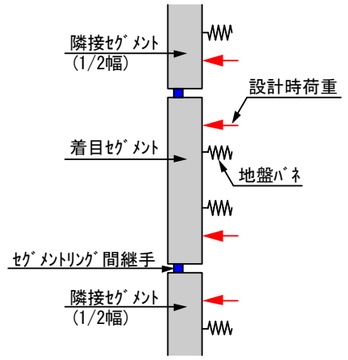
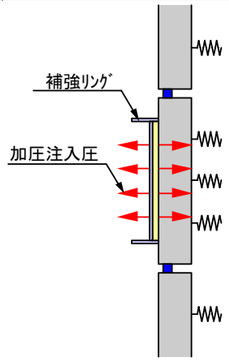
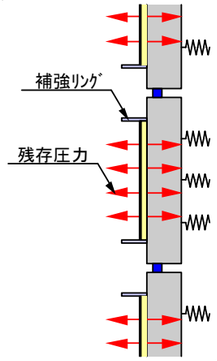
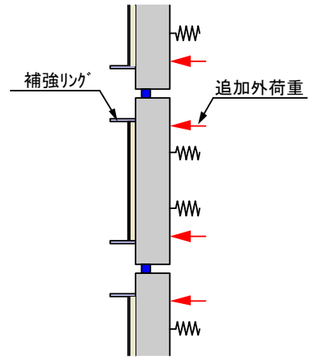
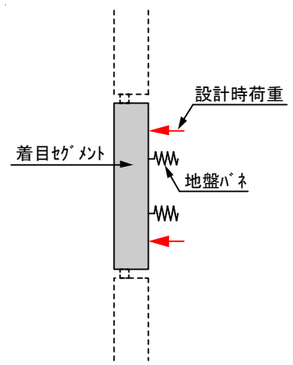
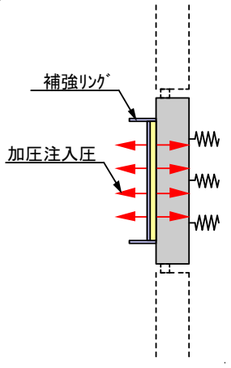
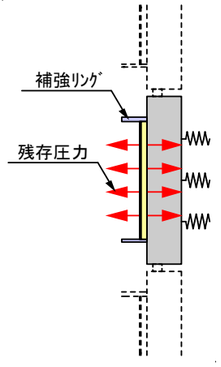
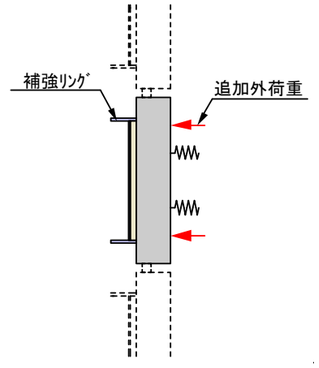
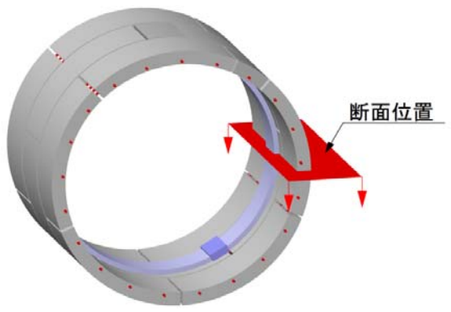


表3.1-2　３次元ＦＥＭ解析とフレーム解析の荷重載荷状況の比較

解析ｽﾃｯﾌﾟ		設計荷重時	充填材加圧注入時（中央部のみ）	補強完了時（隣接部補強後）	追加外荷重作用時
3次元 FEM解析	荷重載荷状況 （解析ﾓﾃﾞﾙ平断面）				
	荷重幅： 耐荷幅	既設ﾄﾝﾈﾙ→２：２	既設ﾄﾝﾈﾙ→１：２，補強ﾘﾝｸﾞ→１：１	既設ﾄﾝﾈﾙ→２：２，補強ﾘﾝｸﾞ→２：２	既設ﾄﾝﾈﾙ→２：２，補強ﾘﾝｸﾞ→２：２
2次元 ﾌﾚｰﾑ解析	荷重載荷状況				
	荷重幅： 耐荷幅	既設ﾄﾝﾈﾙ→１：１	既設ﾄﾝﾈﾙ→１：１，補強ﾘﾝｸﾞ→１：１	既設ﾄﾝﾈﾙ→１：１，補強ﾘﾝｸﾞ→１：１	既設ﾄﾝﾈﾙ→１：１，補強ﾘﾝｸﾞ→１：１
3次元FEM解析を模擬するための2次元ﾌﾚｰﾑ解析における対処方法		荷重幅と耐荷幅の比率に差が無いことから、特に対処なし。	・3次元FEM解析では、加圧注入圧が1ﾘﾝｸﾞに作用するのに対して、既設ﾄﾝﾈﾙは隣接ﾘﾝｸﾞを合わせて2ﾘﾝｸﾞ分で耐荷することになる。 ・一方、2次元ﾌﾚｰﾑ解析では、加圧注入圧が1ﾘﾝｸﾞに作用するのに対して、既設ﾄﾝﾈﾙも1ﾘﾝｸﾞ分で耐荷することになる。 ・解析の目的が、加圧注入圧による既設ﾄﾝﾈﾙへの影響を見ることであることから、このｽﾃｯﾌﾟにおける2次元ﾌﾚｰﾑ解析の加圧注入圧を1/2とするものとする。	荷重幅と耐荷幅の比率に差が無いことから、特に対処なし。	荷重幅と耐荷幅の比率に差が無いことから、特に対処なし。

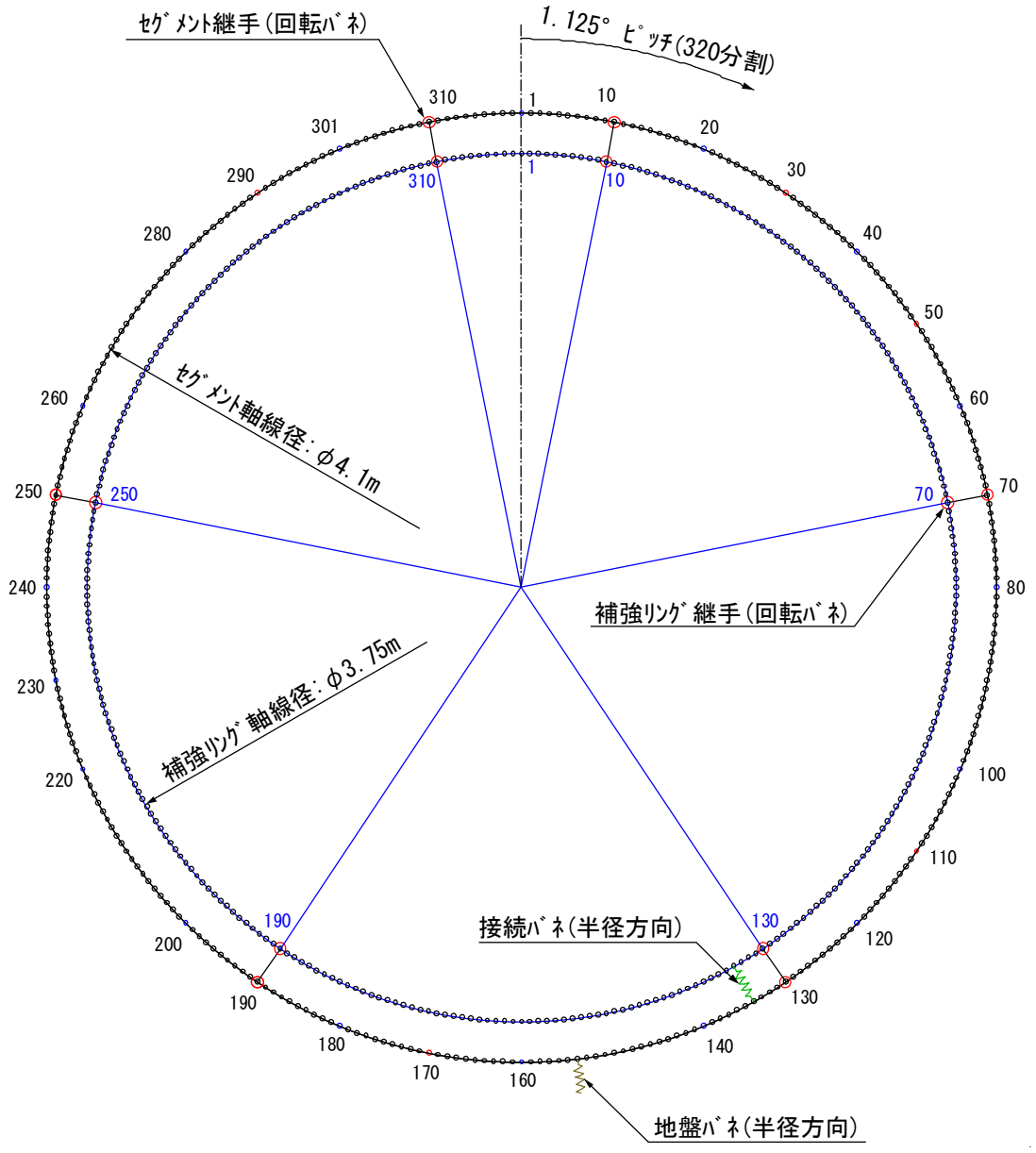


解析ﾓﾃﾞﾙ平断面模式図

3.2　全体系解析条件

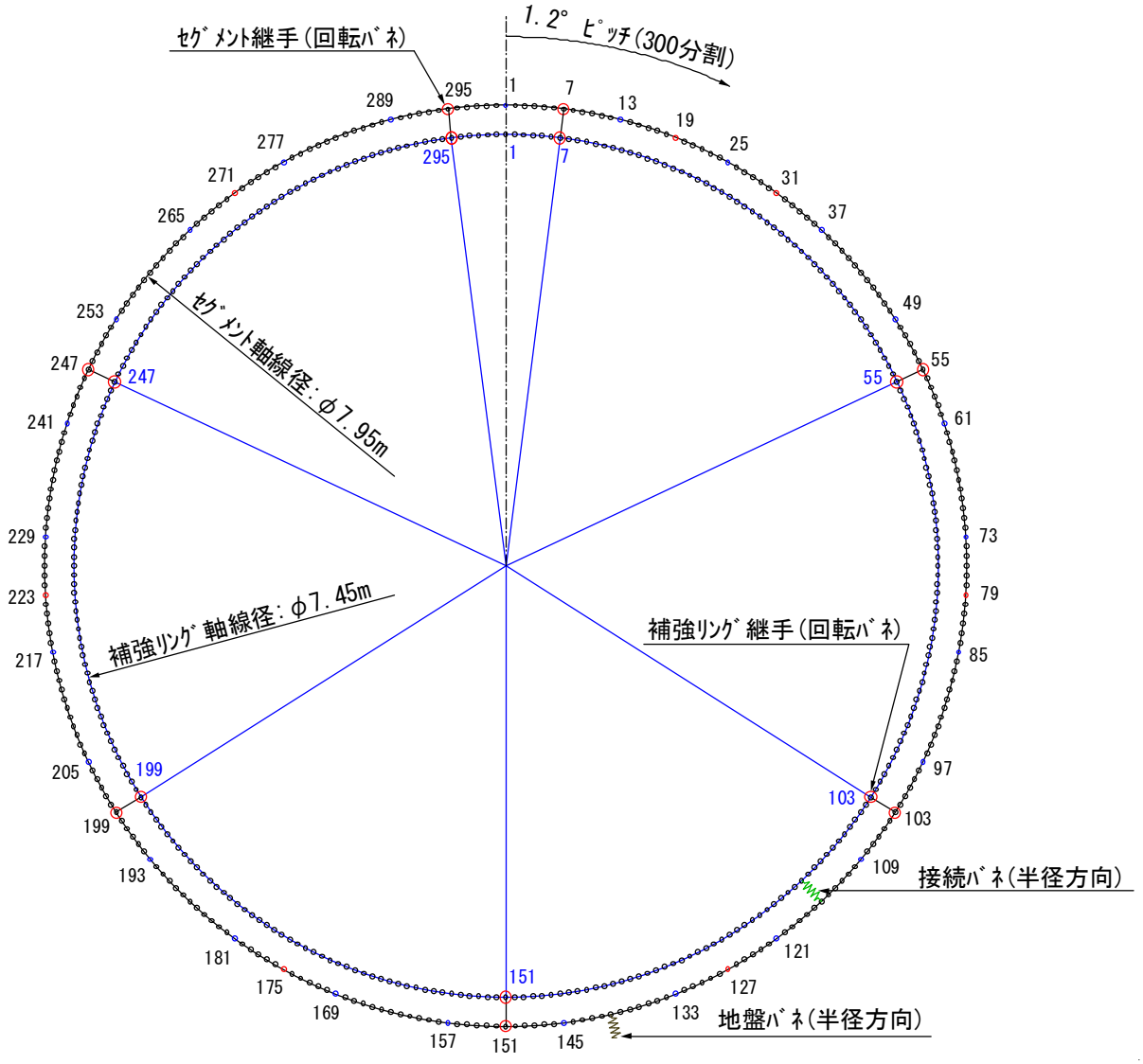
既設トンネル・補強リングの部材仕様および荷重はパラメータ解析における設定値と同様とする。

解析モデルについては、２次元フレーム解析において、隣接セグメントリングをモデル化できないので、中央セグメントリングならびに中央セグメントリングに設置する補強リングをモデル化するものとする。図 3.2-1 に２次元フレーム解析モデル図を示す。



(a) φ4.3m 用解析モデル

図 3.2-1 解析モデル概要図



(b) φ8.3m 用解析モデル

図 3.2-1 解析モデル概要図

3.3 全体系解析結果

3.3.1 設計荷重時の比較

既設トンネル外径 φ4.3m, 土被り 15m のケースおよび既設トンネル外径 φ8.3m, 土被り 30m のケースの２ケースの設計荷重時について、３次元ＦＥＭ解析結果と２次元フレーム解析結果を表 3.3.1-1 に示す。３次元ＦＥＭ解析では、回転ばね値を回転角 θ に応じて３段階に分けて非線形解析を行っているが、２次元フレーム解析では回転ばねの最大値、最小値およびその中間値の３種類にそれぞれ設定して３ケースの解析を行った。

その結果、回転ばねを最大値に設定することで、３次元解析結果を概ね再現できると考えられる。したがって、以降の解析では、回転ばねの最大値を用いるものとする。

3.3.2 付加荷重時の比較

パラメータ解析における全ケースに対して、付加荷重時について３次元ＦＥＭ解析結果と２次元フレーム解析結果の比較を行うことを考えるが、２次元フレーム解析結果が増分解析であることから、３次元ＦＥＭ解析結果と２次元フレーム解析結果の比較を直接行うことが難しい。そこで、２次元フレーム解析結果における増分解析結果を累積して、３次元ＦＥＭ解析結果との比較を行う。

変位と断面力の分布状況の比較を表 3.3.2-1 に示す。変位と断面力の分布状況は、特にせん断力において違いが見受けられるものの、２次元フレーム解析は３次元ＦＥＭ解析の傾向を概ね再現していると考えられる。

解析値の最大値・最小値の比較を表 3.3.2-2 に示す。ここでは、３次元ＦＥＭ解析値に対する２次元フレーム解析値の比率を整合率と呼び、この整合率によって、３次元ＦＥＭ解析値と２次元フレーム解析値の比較を行う。

(1) 既設トンネルの変位

・鉛直方向の最小変位以外は、整合率が概ね 70～130%の範囲内にある。鉛直方向の最小変位については、３次元ＦＥＭ解析値の絶対値が小さいために整合率が悪くなっている場合が多く、全体として２次元フレーム解析値は３次元ＦＥＭ解析値の傾向を概ね表していると考えられる。

(2) 既設トンネルの断面力

・軸力ならびに曲げモーメントについては、土被り 15m と土被り 30m で比較すると、土被り 30m では､整合率が 70～130%を外れることはないが､土被り 15m では 70～130%を外れる場合が多い。また、土被り 15m の中では、上下加圧の方が全周加圧よりも整合性が悪くなっている。

・せん断力については、全周加圧では整合率が概ね 70～130%の範囲内にあるが、上下加圧では 70～130%を外れる場合が多くなっている。

・既設トンネル径の違いによる相違は明確ではない。

(3) 補強リングの変位

・残存圧力作用時および追加外荷重作用時では、３次元ＦＥＭ解析値の絶対値が小さい場合に整合率が悪くなっているが、全体として２次元フレーム解析値は３次元ＦＥＭ解析値の傾向を概ね表していると考えられる。

・加圧注入時では、２次元フレーム解析において補強リングに作用する荷重を前述のように 50%としているために、整合率は全体的な傾向として小さめの値となっている。

(4) 補強リングの断面力

・残存圧力作用時および追加外荷重作用時では、３次元ＦＥＭ解析値の絶対値が大きくない場合に曲げモーメントおよびせん断力において整合率が悪くなる場合が見受けられる。

・軸力については、整合率は概ね 70～130%の範囲内にあることから、全体として２次元フレーム解析値は３次元ＦＥＭ解析値の傾向を概ね表していると考えられる。

・軸力の整合率について、全周加圧の場合と上下加圧の場合を比較すると、全周加圧の場合は 100%よりも大きく、上下加圧の場合には 100%よりも小さくなっている。

・加圧注入時では、２次元フレーム解析において補強リングに作用する荷重を前述のように 50%としているために、整合率は全体的な傾向として小さめの値となっている。

以上、既設トンネルと補強リングの変位ならびに断面力について、３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の比較を行ったが、全体的に見て、２次元フレーム解析は３次元ＦＥＭ解析を精度よく再現しているとはいえないが、その傾向は概ね表しているものと考えられる。ＦＥＭ解析の３次元的な効果を２次元のフレーム解析で表現することが難しいことがあらためて確認されたが、設計において２次元フレーム解析を適用することの可能性は見いだせたと考えられる。

表3.3.1-1(1)　　解析結果の比較（φ4.3m,土被り15m）

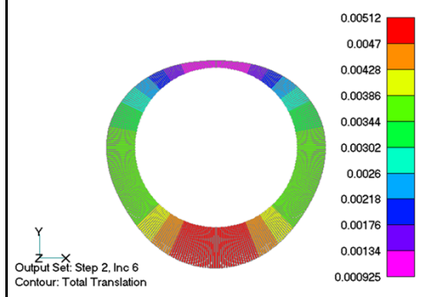
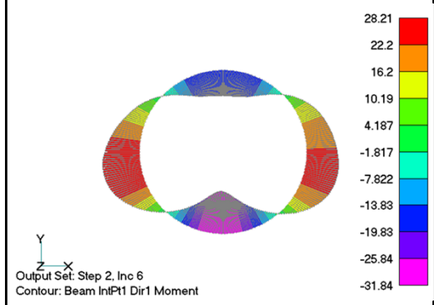
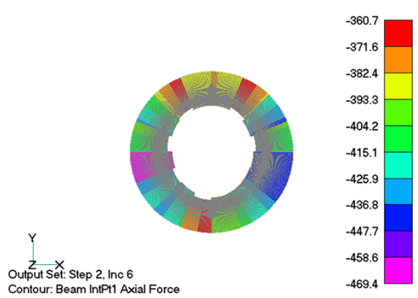
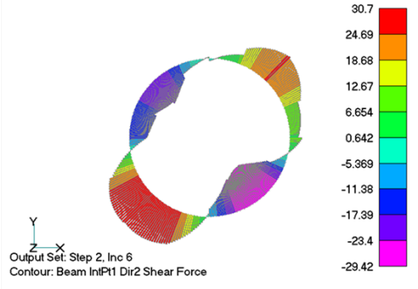
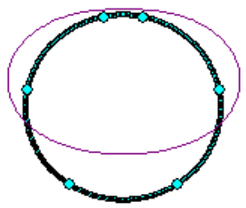
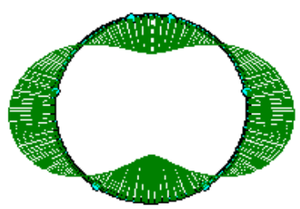
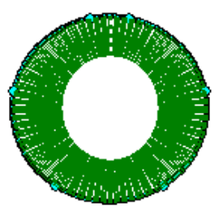
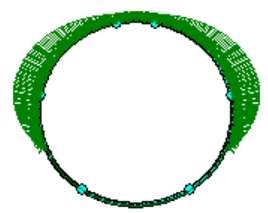
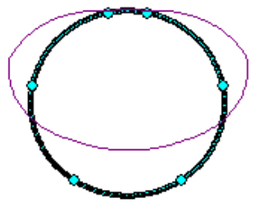
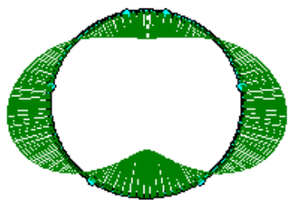
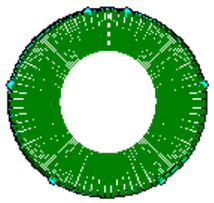
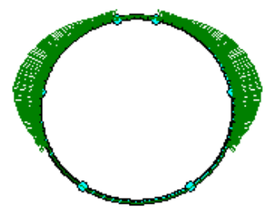
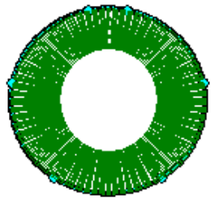
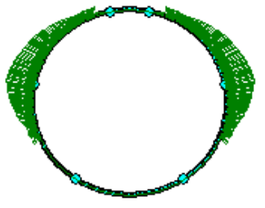
解析手法	回転ﾊﾞﾈ設定方法	変形(×10^3m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	軸力(kN)	せん断力(kN)	地盤ﾊﾞﾈ反力(kN)
3次元FEM解析	非線形	最大鉛直変位:5.1, 最少鉛直変位:0.9 	最大:28.2, 最少:-31.8 	最大:-361.2, 最少:-469.4 	最大:30.7, 最少:-29.3 	―
フレーム解析	km=55000 kN･m/rad	最大鉛直変位:4.9, 最少鉛直変位:0.7 	最大:28.7, 最少:-26..5 	最大:-363.7, 最少:-438.7 	最大:24.9, 最少:-33.1 	地盤反力:-24.4 
	km=10000 kN･m/rad	最大鉛直変位:5.5, 最少鉛直変位:0.2 	最大:21.6, 最少:-24.6 	最大:-371.1, 最少:-439.6 	最大:29.6, 最少:-21.4 	地盤反力:-33.3 
	km=3500 kN･m/rad	最大鉛直変位:6.1, 最少鉛直変位:-0.3 	最大:19.9, 最少:-17.2 	最大:-377.4, 最少:-440.7 	最大:17.7, 最少:-25.9 	地盤反力:-42.9 

表3.3.1-1(2)　解析結果の比較（φ8.3m,土被り30m）

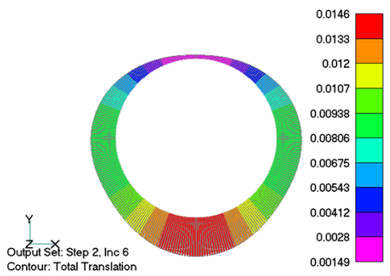
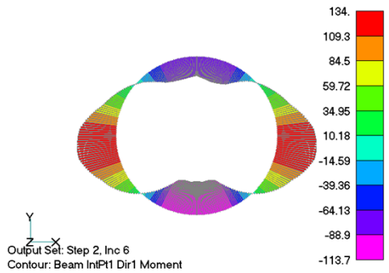
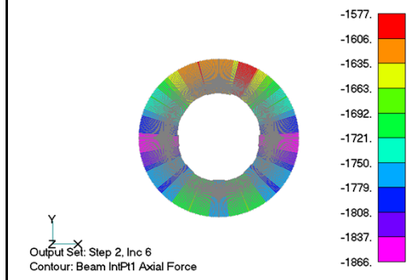
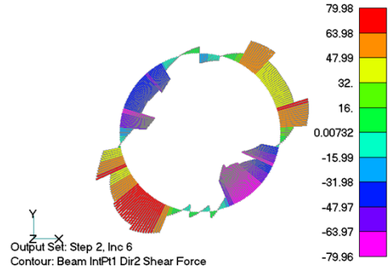
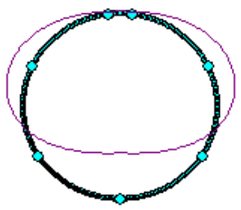
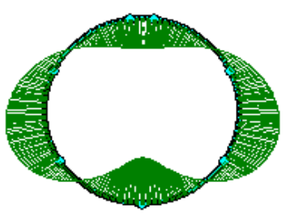
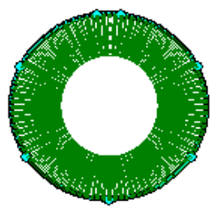
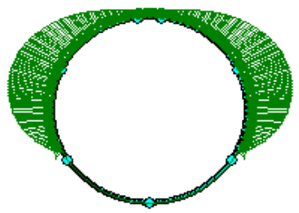
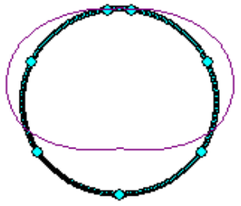
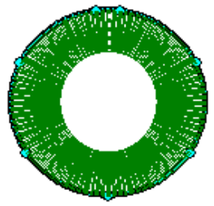
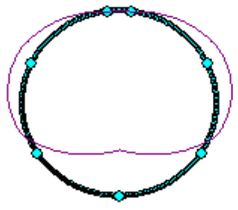
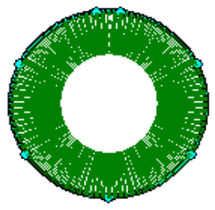
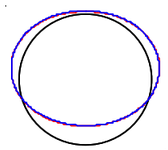
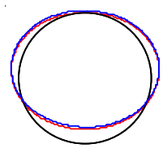
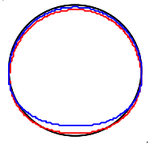
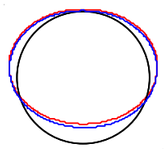
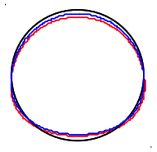
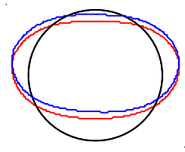
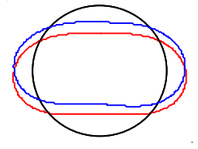
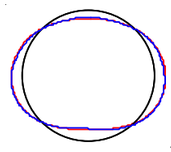
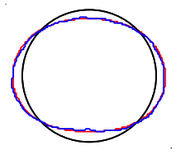
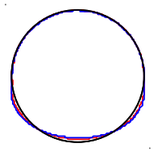
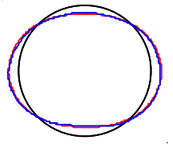
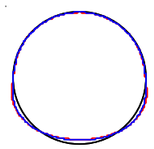
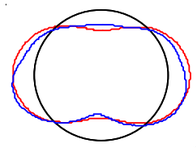
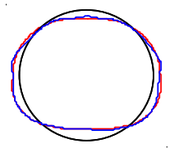
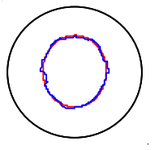
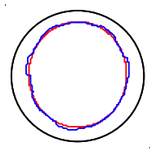
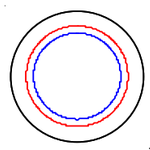
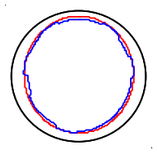
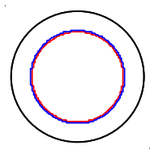
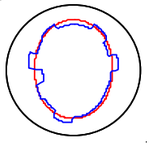
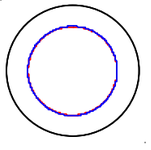
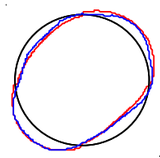
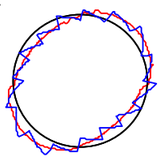
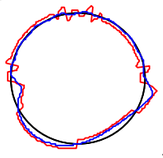
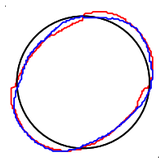
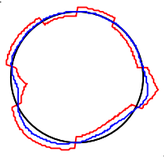
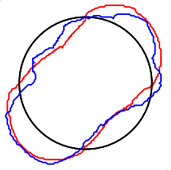
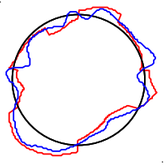
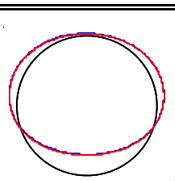
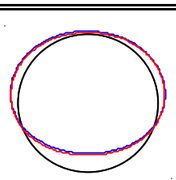
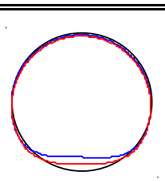
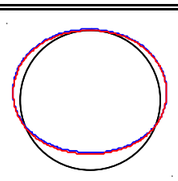
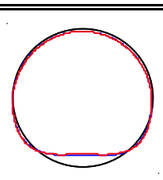
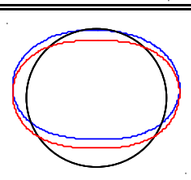
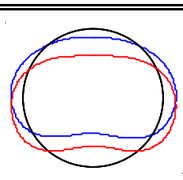
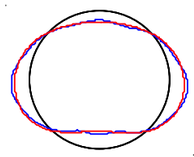
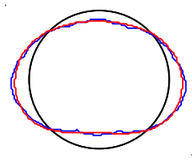
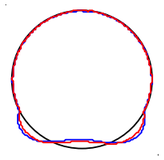
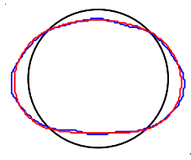
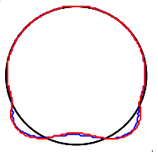
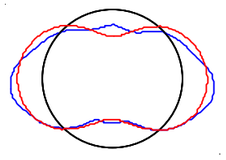
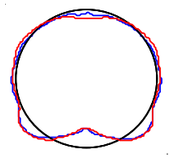
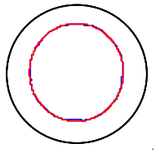
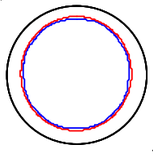
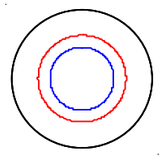
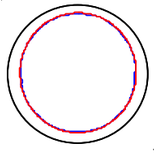
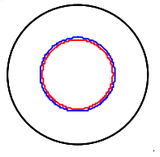
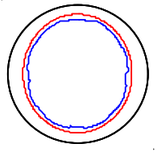
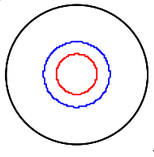
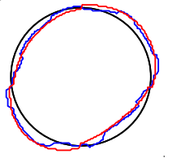
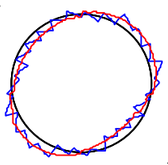
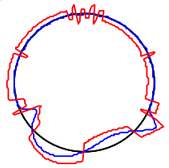
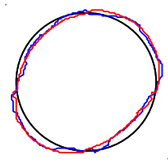
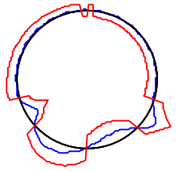
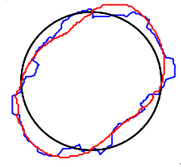
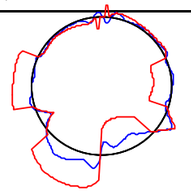
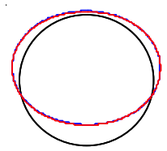
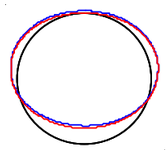
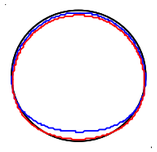
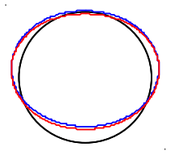
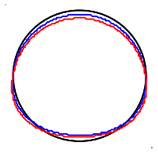
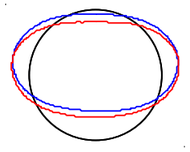
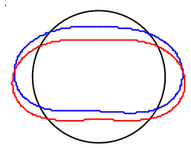
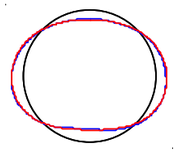
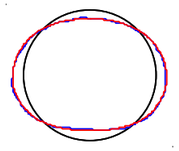
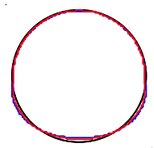
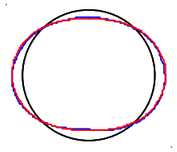
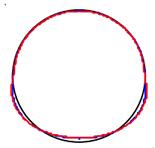
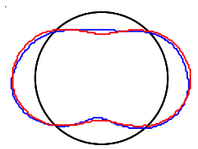
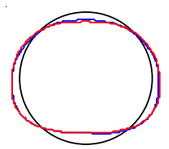
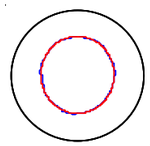
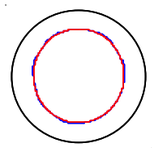
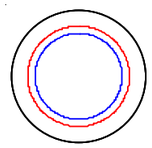
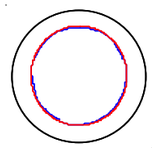
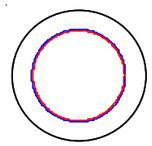
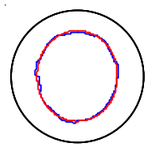
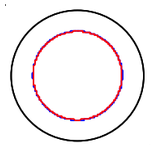
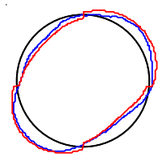
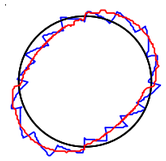
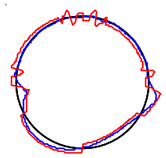
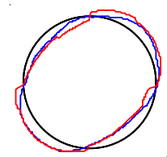
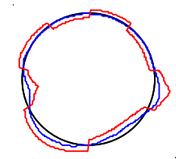
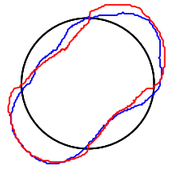
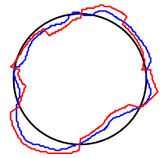
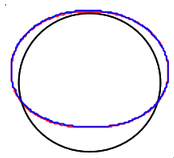
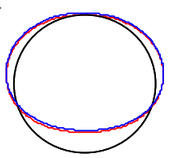
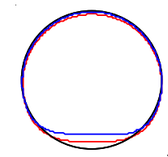
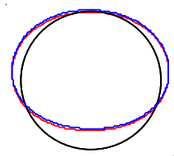
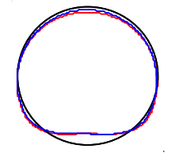
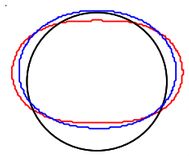
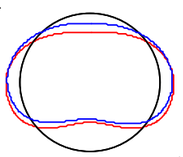
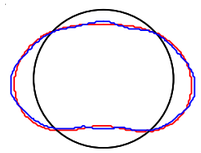
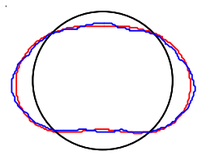
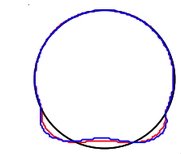
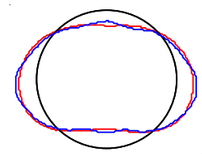
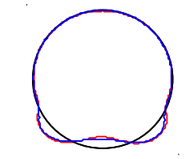
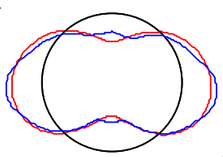
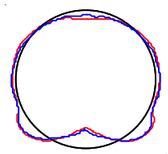
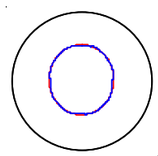
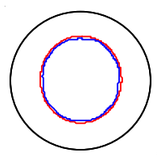
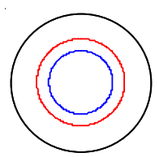
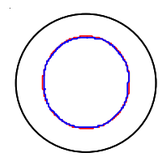
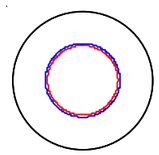
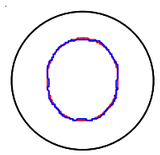
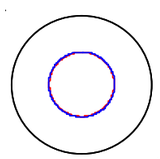
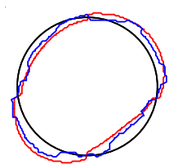
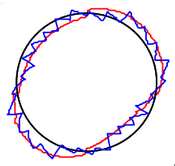
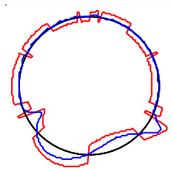
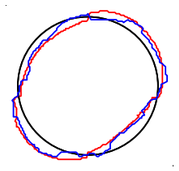
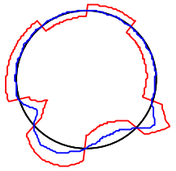
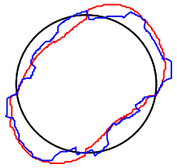
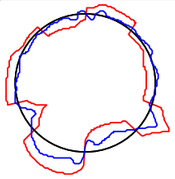
解析手法	回転ﾊﾞﾈ設定方法	変形(×10^3m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	軸力(kN)	せん断力(kN)	地盤ﾊﾞﾈ反力(kN)
3次元FEM解析	非線形	最大鉛直変位:14.6, 最少鉛直変位:1.5 	最大:134.0, 最少:-113.7 	最大:-1578.0, 最少:-1866.0 	最大:79.3, 最少:-79.3 	―
フレーム解析	km=183000 kN･m/rad	最大鉛直変位:14.4, 最少鉛直変位:0.9 	最大:135.6, 最少:-112.5 	最大:-1585.4, 最少:-1807.2 	最大:89.6, 最少:-89.6 	地盤反力:-61.2 
	km=60000 kN･m/rad	最大鉛直変位:16.3, 最少鉛直変位:0.4 	最大:122.9, 最少:-98.0 	最大:-1597.7, 最少:-1809.8 	最大:83.7, 最少:-83.7 	地盤反力:-66.3
	km=15000 kN･m/rad	最大鉛直変位:21.4, 最少鉛直変位:0.1 	最大:87.5, 最少:-63.5 	最大:-1625.6, 最少:-1820.1 	最大:67.1, 最少:-67.1 	地盤反力:-75.2

表3.3.2-1(1)　解析結果の分布状況の比較（土被り15m,全周加圧）

ﾄﾝﾈﾙ径(m)	指標	設計荷重時	充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
		既設ﾄﾝﾈﾙ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ
4.3 (d=15m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							
8.3 (d=15m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							

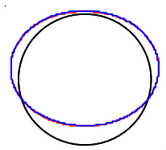
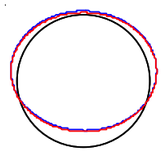
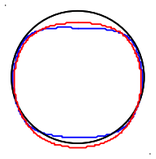
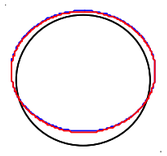
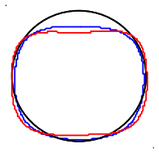
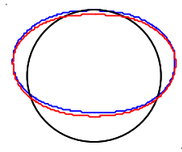
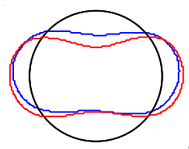
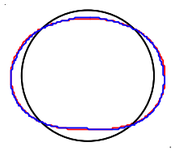
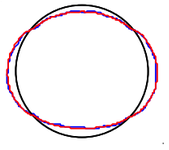
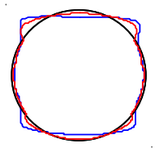
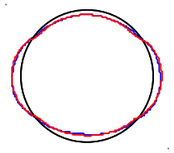
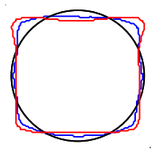
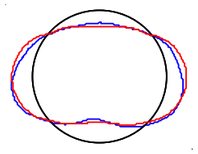
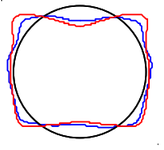
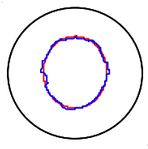
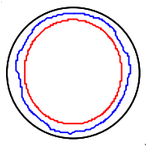
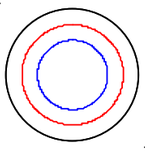
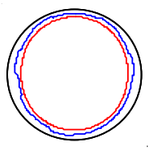
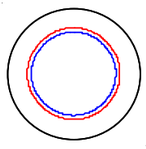
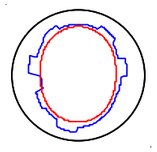
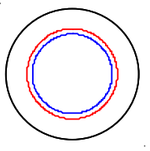
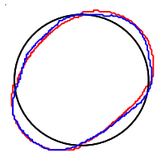
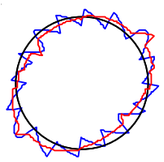
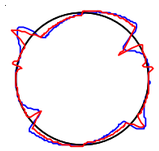
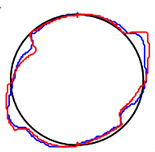
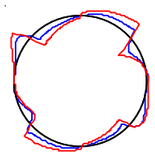
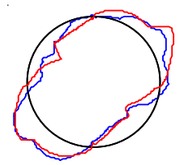
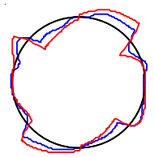
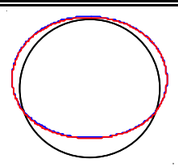
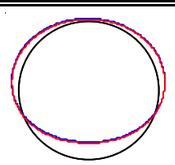
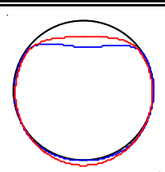
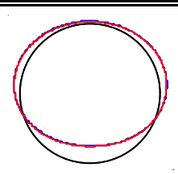
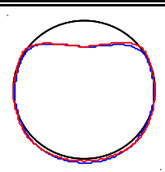
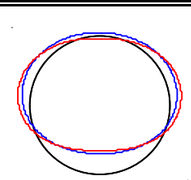
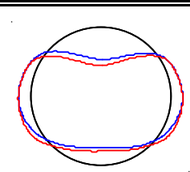
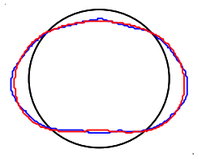
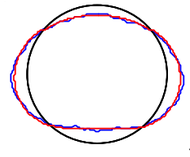
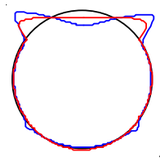
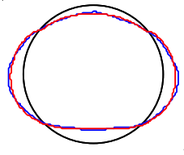
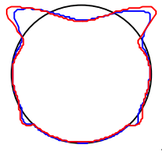
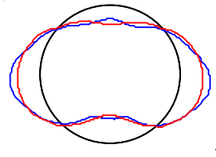
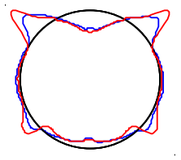
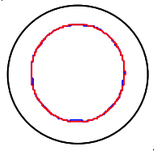
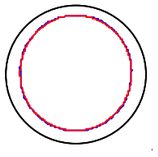
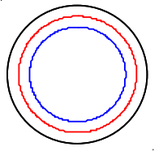
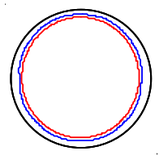
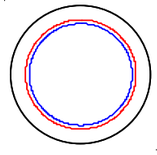
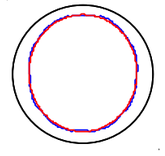
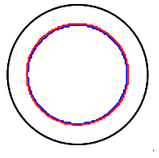
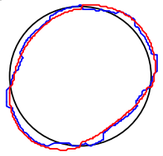
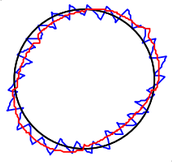
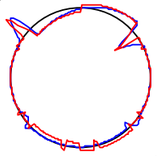
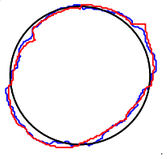
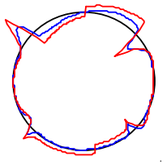
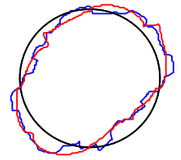
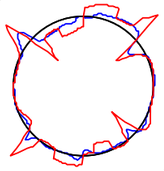
凡例
青線：3D_FEM解析
赤線：2D_ﾌﾚｰﾑ解析

表3.3.2-1(2)　解析結果の分布状況の比較（土被り30m，全周加圧）

ﾄﾝﾈﾙ径(m)	指標	設計荷重時	充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
		既設ﾄﾝﾈﾙ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ
4.3 (d=30m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							
8.3 (d=30m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							

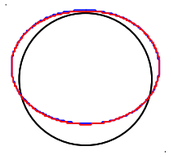
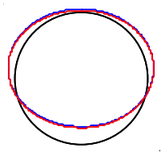
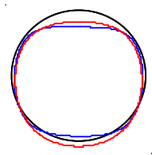
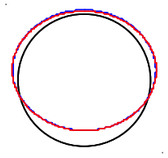
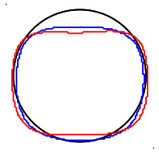
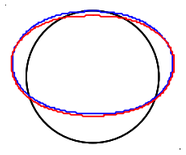
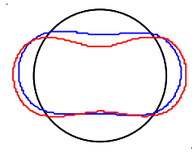
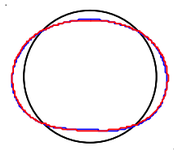
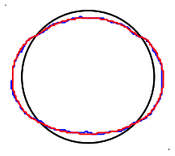
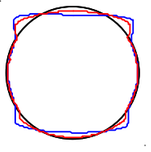
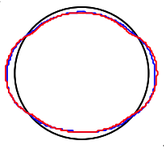
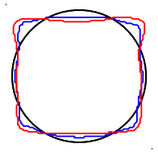
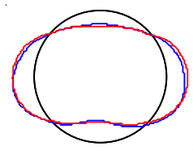
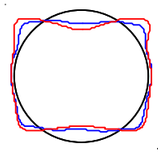
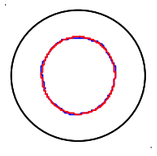
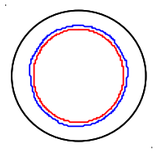
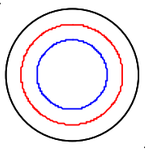
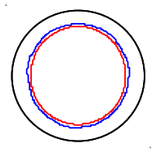
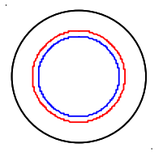
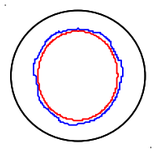
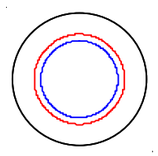
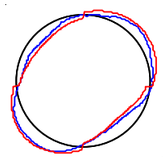
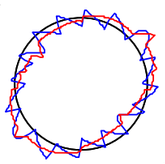
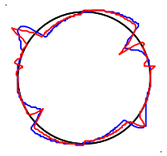
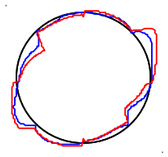
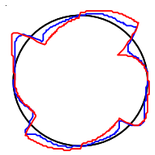
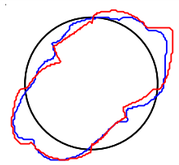
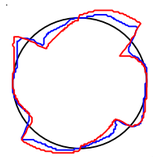
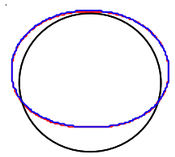
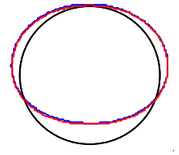
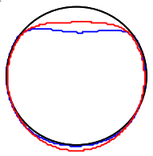
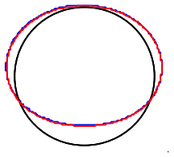
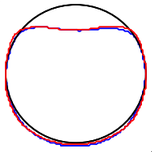
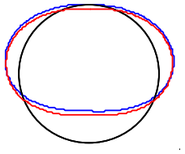
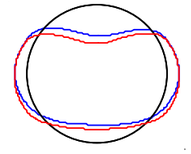
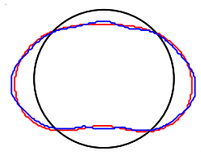
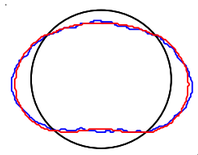
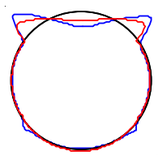
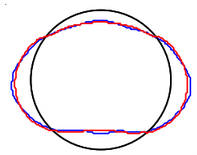
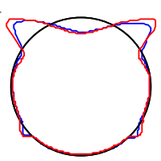
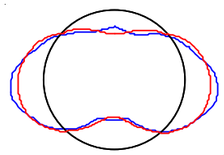
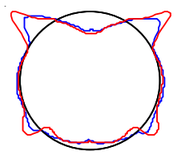
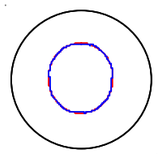
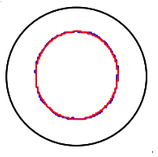
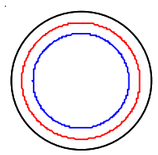
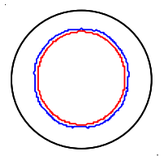
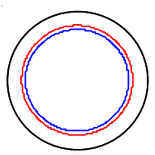
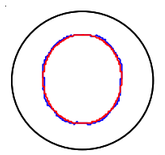
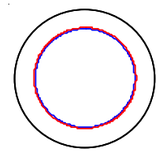
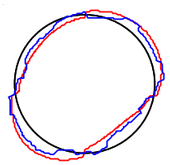
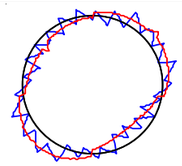
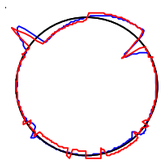
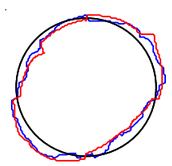
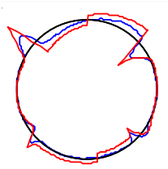
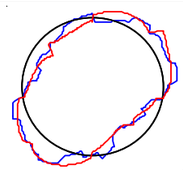
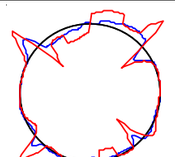
凡例
青線：3D_FEM解析
赤線：2D_ﾌﾚｰﾑ解析

表3.3.2-1(3)　解析結果の分布状況の比較（土被り15m,上下加圧）

ﾄﾝﾈﾙ径(m)	指標	設計荷重時	充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
		既設ﾄﾝﾈﾙ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ
4.3 (d=15m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							
8.3 (d=15m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							

凡例
青線：3D_FEM解析
赤線：2D_ﾌﾚｰﾑ解析

表3.3.2-1(4)　解析結果の分布状況の比較（土被り30m,上下加圧）

ﾄﾝﾈﾙ径(m)	指標	設計荷重時	充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
		既設ﾄﾝﾈﾙ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ
4.3 (d=30m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							
8.3 (d=30m)	変位							
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ							
	軸力							
	せん断力							

凡例
青線：3D_FEM解析
赤線：2D_ﾌﾚｰﾑ解析

表3.3.2-2(1)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ4.3m, 土被り15m, 全周加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	80	1.83	79	1.80	78	1.75	77	4.11
		δ xmin	242	−1.86	242	−1.83	243	−1.78	243	−4.20
		δ ymax	162	5.12	162	4.38	162	4.00	162	7.37
		δ ymin	1	0.93	1	0.55	1	0.34	1	−1.24
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	232	28.2	233	27.4	235	25.4	232	57.6
		Mmin	163	−31.8	161	−31.2	163	−27.4	164	−67.0
	軸力(kN)	Nmax	22	−361.2	22	−136.5	22	−97.5	162	−164.1
		Nmin	231	−469.4	232	−239.7	233	−200.1	234	−445.8
	せん断力(kN)	Smax	194	30.7	202	42.6	197	25.5	190	63.3
		Smin	125	−29.3	120	−41.3	122	−24.5	127	−57.3
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	77	1.89	76	1.80	75	1.82	76	4.23
		δ xmin	243	−1.89	243	−1.80	244	−1.82	244	−4.23
		δ ymax	160	4.92	160	3.78	160	3.29	160	5.63
		δ ymin	320	0.69	320	0.02	320	−0.41	320	−3.08
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	160	26.5	160	24.7	160	24.5	160	55.2
		Mmin	84	−28.7	238	−25.1	241	−24.0	240	−58.5
	軸力(kN)	Nmax	1	−363.7	1	−149.4	1	−77.4	1	−192.1
		Nmin	86	−438.8	86	−222.8	237	−151.1	238	−346.7
	せん断力(kN)	Smax	122	33.1	122	26.7	291	26.4	124	58.7
		Smin	199	−33.1	199	−26.7	30	−26.4	197	−58.6
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	1.03	−	1.00	−	1.04	−	1.03
		δ xmin	−	1.01	−	0.99	−	1.02	−	1.01
		δ ymax	−	0.96	−	0.86	−	0.82	−	0.76
		δ ymin	−	0.75	−	0.04	−	−1.22	−	2.49
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	0.94	−	0.90	−	0.96	−	0.96
		Mmin	−	0.90	−	0.81	−	0.88	−	0.87
	軸力	Nmax	−	1.01	−	1.09	−	0.79	−	1.17
		Nmin	−	0.93	−	0.93	−	0.76	−	0.78
	せん断力	Smax	−	1.08	−	0.63	−	1.03	−	0.93
		Smin	−	1.13	−	0.65	−	1.08	−	1.02

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	−	−	274	0.21	271	0.19	84	2.35
		δ xmin	−	−	48	−0.21	51	−0.19	238	−2.42
		δ ymax	−	−	161	1.22	161	0.81	162	4.16
		δ ymin	−	−	1	−0.36	1	−0.52	1	−2.10
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	216	2.0	215	1.8	222	4.5
		Mmin	−	−	161	−2.0	160	−1.7	163	−5.8
	軸力(kN)	Nmax	−	−	1	−286.6	1	−242.8	7	−266.5
		Nmin	−	−	109	−289.5	108	−245.5	216	−272.5
	せん断力(kN)	Smax	−	−	91	4.6	93	3.1	196	8.5
		Smin	−	−	231	−4.7	229	−3.2	257	−7.7
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	−	−	265	0.19	103	0.29	84	2.46
		δ xmin	−	−	55	−0.19	217	−0.29	236	−2.46
		δ ymax	−	−	160	0.27	160	0.63	160	2.92
		δ ymin	−	−	320	−0.67	320	−0.95	320	−3.58
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	160	1.3	160	2.1	160	4.7
		Mmin	−	−	106	−1.3	103	−2.2	96	−5.6
	軸力(kN)	Nmax	−	−	3	−194.7	1	−260.4	1	−270.7
		Nmin	−	−	114	−197.8	109	−263.9	100	−277.6
	せん断力(kN)	Smax	−	−	233	6.2	233	7.8	125	9.9
		Smin	−	−	88	−6.2	88	−7.8	196	−9.9
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	−	−	0.88	−	1.48	−	1.05
		δ xmin	−	−	−	0.87	−	1.47	−	1.02
		δ ymax	−	−	−	0.22	−	0.78	−	0.70
		δ ymin	−	−	−	1.87	−	1.82	−	1.70
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	−	−	0.65	−	1.19	−	1.03
		Mmin	−	−	−	0.68	−	1.24	−	0.97
	軸力	Nmax	−	−	−	0.68	−	1.07	−	1.02
		Nmin	−	−	−	0.68	−	1.07	−	1.02
	せん断力	Smax	−	−	−	1.35	−	2.50	−	1.16
		Smin	−	−	−	1.33	−	2.46	−	1.28

：90~110%
：70~90%,110~130%,
：<70%,130%<

表3.3.2-2(2)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ8.3m, 土被り15m, 全周加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	79	4.38	79	4.23	78	4.15	79	8.02
		δ xmin	223	−4.36	223	−4.22	223	−4.13	223	−7.99
		δ ymax	151	12.34	151	11.03	151	10.26	151	16.89
		δ ymin	2	1.93	2	1.39	2	1.09	2	−0.74
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	82	108.5	80	103.8	83	99.0	82	189.0
		Mmin	140	−89.8	145	−86.6	139	−80.2	139	−154.0
	軸力(kN)	Nmax	14	−917.7	14	−605.9	14	−405.3	14	−607.8
		Nmin	82	−1160.0	82	−841.7	84	−639.4	81	−1030.0
	せん断力(kN)	Smax	180	63.1	182	79.4	180	55.9	180	112.9
		Smin	122	−63.1	120	−79.4	122	−55.9	122	−112.9
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	78	4.22	77	3.98	77	3.92	74	7.94
		δ xmin	222	−4.22	223	−3.98	223	−3.92	226	−7.94
		δ ymax	150	12.01	150	9.99	150	9.48	150	11.48
		δ ymin	300	1.37	300	0.47	300	0.29	300	−7.11
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	150	107.6	150	94.8	150	90.6	150	173.6
		Mmin	82	−90.1	81	−82.1	81	−80.5	76	−146.6
	軸力(kN)	Nmax	1	−921.5	1	−523.4	1	−390.7	1	−421.7
		Nmin	85	−1109.7	85	−708.5	85	−575.1	79	−744.4
	せん断力(kN)	Smax	117	67.5	115	57.4	102	57.7	118	96.3
		Smin	184	−67.5	186	−57.4	199	−57.7	183	−96.3
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	0.96	−	0.94	−	0.95	−	0.99
		δ xmin	−	0.97	−	0.94	−	0.95	−	0.99
		δ ymax	−	0.97	−	0.91	−	0.92	−	0.68
		δ ymin	−	0.71	−	0.34	−	0.27	−	9.64
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	0.99	−	0.91	−	0.92	−	0.92
		Mmin	−	1.00	−	0.95	−	1.00	−	0.95
	軸力	Nmax	−	1.00	−	0.86	−	0.96	−	0.69
		Nmin	−	0.96	−	0.84	−	0.90	−	0.72
	せん断力	Smax	−	1.07	−	0.72	−	1.03	−	0.85
		Smin	−	1.07	−	0.72	−	1.03	−	0.85

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	−	−	109	1.03	110	1.00	86	3.91
		δ xmin	−	−	193	−1.03	192	−1.00	216	−3.89
		δ ymax	−	−	151	4.35	151	3.56	151	10.14
		δ ymin	−	−	1	−0.49	300	−0.73	2	−2.56
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	112	4.5	112	4.4	193	5.1
		Mmin	−	−	151	−4.9	151	−4.7	151	−9.4
	軸力(kN)	Nmax	−	−	1	−540.9	1	−463.6	5	−524.7
		Nmin	−	−	115	−548.7	115	−471.3	111	−533.2
	せん断力(kN)	Smax	−	−	102	7.0	103	5.7	155	6.7
		Smin	−	−	199	−7.2	198	−5.7	147	−6.7
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	−	−	110	0.65	108	1.17	80	3.64
		δ xmin	−	−	190	−0.65	192	−1.17	220	−3.64
		δ ymax	−	−	150	2.22	150	4.00	150	6.36
		δ ymin	−	−	300	−0.90	300	−0.77	300	−8.27
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	150	3.8	150	5.6	150	9.4
		Mmin	−	−	112	−3.2	111	−4.8	109	−5.5
	軸力(kN)	Nmax	−	−	2	−368.2	1	−494.2	1	−700.6
		Nmin	−	−	121	−376.4	118	−502.7	121	−717.5
	せん断力(kN)	Smax	−	−	201	9.7	201	12.4	133	16.8
		Smin	−	−	100	−9.7	100	−12.4	168	−16.8
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	−	−	0.63	−	1.17	−	0.93
		δ xmin	−	−	−	0.63	−	1.16	−	0.94
		δ ymax	−	−	−	0.51	−	1.12	−	0.63
		δ ymin	−	−	−	1.83	−	1.05	−	3.23
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	−	−	0.84	−	1.28	−	1.84
		Mmin	−	−	−	0.66	−	1.02	−	0.59
	軸力	Nmax	−	−	−	0.68	−	1.07	−	1.34
		Nmin	−	−	−	0.69	−	1.07	−	1.35
	せん断力	Smax	−	−	−	1.38	−	2.18	−	2.50
		Smin	−	−	−	1.34	−	2.20	−	2.50

:90~110%
:70~90%,110~130%,
:<70%,130%<

表3.3.2-2(3)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ4.3m, 土被り30m, 全周加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	80	1.81	79	1.78	79	1.73	80	3.92
		δ xmin	241	−1.84	242	−1.80	242	−1.76	242	−3.98
		δ ymax	162	5.44	162	4.70	162	4.32	162	7.50
		δ ymin	1	0.90	1	0.53	1	0.31	1	−1.15
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	233	29.6	233	28.8	235	26.9	234	58.7
		Mmin	163	−33.2	161	−32.6	163	−28.8	163	−66.2
	軸力（kN）	Nmax	22	−671.8	22	−447.1	22	−408.1	162	−490.2
		Nmin	233	−778.6	233	−549.3	233	−509.7	236	−717.9
	せん断力（kN）	Smax	195	32.2	202	43.8	197	27.1	191	63.1
		Smin	125	−30.6	120	−42.6	122	−25.8	126	−59.2
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	77	1.90	76	1.81	75	1.83	76	4.24
		δ xmin	243	−1.89	243	−1.81	244	−1.83	244	−4.24
		δ ymax	160	5.28	160	4.13	160	3.61	160	5.95
		δ ymin	320	0.65	320	−0.02	320	−0.50	320	−3.17
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	160	30.1	160	26.5	160	25.4	160	59.9
		Mmin	84	−27.8	83	−26.1	241	−25.9	240	−56.5
	軸力（kN）	Nmax	1	−673.8	1	−459.4	1	−387.2	1	−502.0
		Nmin	86	−751.3	86	−535.3	84	−463.6	83	−659.2
	せん断力（kN）	Smax	122	37.5	122	31.2	289	31.0	289	63.3
		Smin	199	−37.5	199	−31.2	32	−31.0	32	−63.3
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	1.05	−	1.02	−	1.06	−	1.08
		δ xmin	−	1.03	−	1.00	−	1.04	−	1.06
		δ ymax	−	0.97	−	0.88	−	0.83	−	0.79
		δ ymin	−	0.73	−	−0.03	−	−1.60	−	2.75
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	1.02	−	0.92	−	0.94	−	1.02
		Mmin	−	0.84	−	0.80	−	0.90	−	0.85
	軸力	Nmax	−	1.00	−	1.03	−	0.95	−	1.02
		Nmin	−	0.96	−	0.97	−	0.91	−	0.92
	せん断力	Smax	−	1.17	−	0.71	−	1.15	−	1.00
		Smin	−	1.23	−	0.73	−	1.20	−	1.07

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	−	−	105	0.21	271	0.19	86	2.21
		δ xmin	−	−	48	−0.21	216	−0.19	236	−2.24
		δ ymax	−	−	161	1.22	161	0.81	162	3.97
		δ ymin	−	−	1	−0.36	1	−0.53	1	−1.98
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	−	−	216	2.0	215	1.8	222	4.4
		Mmin	−	−	161	−2.0	160	−1.7	162	−5.6
	軸力（kN）	Nmax	−	−	1	−286.6	1	−242.8	5	−266.6
		Nmin	−	−	109	−289.5	108	−245.5	219	−272.4
	せん断力（kN）	Smax	−	−	91	4.6	93	3.1	196	8.1
		Smin	−	−	231	−4.7	229	−3.2	126	−7.7
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	−	−	265	0.18	103	0.29	84	2.47
		δ xmin	−	−	55	−0.18	217	−0.29	236	−2.47
		δ ymax	−	−	160	0.27	160	0.59	160	2.89
		δ ymin	−	−	320	−0.67	320	−1.00	320	−3.63
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	−	−	160	1.3	160	2.1	160	5.6
		Mmin	−	−	106	−1.3	103	−2.2	96	−4.7
	軸力（kN）	Nmax	−	−	4	−194.7	1	−260.4	1	−270.7
		Nmin	−	−	114	−197.8	109	−263.9	100	−277.6
	せん断力（kN）	Smax	−	−	233	6.2	233	7.8	125	9.9
		Smin	−	−	88	−6.2	88	−7.8	196	−9.9
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	−	−	0.88	−	1.50	−	1.12
		δ xmin	−	−	−	0.87	−	1.48	−	1.10
		δ ymax	−	−	−	0.22	−	0.73	−	0.73
		δ ymin	−	−	−	1.87	−	1.91	−	1.83
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	−	−	0.65	−	1.19	−	1.28
		Mmin	−	−	−	0.68	−	1.24	−	0.83
	軸力	Nmax	−	−	−	0.68	−	1.07	−	1.02
		Nmin	−	−	−	0.68	−	1.07	−	1.02
	せん断力	Smax	−	−	−	1.35	−	2.49	−	1.22
		Smin	−	−	−	1.33	−	2.46	−	1.29

：90~110%
：70~90%,110~130%,
：<70%,130%<

表3.3.2-2(4)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ8.3m, 土被り30m, 全周加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	79	5.27	79	5.12	79	5.03	79	8.88
		δ xmin	223	−5.24	223	−5.09	223	−5.01	223	−8.85
		δ ymax	151	14.64	151	13.34	151	12.58	151	18.91
		δ ymin	2	1.49	2	0.95	2	0.65	2	−1.48
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	83	134.0	80	129.0	83	124.5	83	210.7
		Mmin	151	−113.7	145	−109.2	139	−102.6	140	−178.8
	軸力(kN)	Nmax	14	−1578.0	14	−1266.0	14	−1065.0	14	−1269.0
		Nmin	82	−1866.0	80	−1548.0	84	−1346.0	80	−1724.0
	せん断力(kN)	Smax	180	79.3	182	94.2	180	72.1	180	128.8
		Smin	122	−79.3	120	−94.2	122	−72.1	122	−128.8
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	78	5.12	77	4.91	77	4.90	76	8.99
		δ xmin	222	−5.12	223	−4.91	223	−4.90	224	−8.99
		δ ymax	150	14.44	150	12.26	150	11.54	150	16.94
		δ ymin	300	0.88	300	−0.32	300	−0.86	300	−5.13
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	150	112.4	150	104.2	150	102.2	150	176.4
		Mmin	83	−135.6	82	−122.8	81	−118.6	80	−213.4
	軸力(kN)	Nmax	1	−1585.4	1	−1186.4	1	−1052.9	1	−1290.5
		Nmin	83	−1807.2	83	−1406.3	83	−1273.2	80	−1648.5
	せん断力(kN)	Smax	118	89.6	116	79.2	115	75.4	118	127.5
		Smin	183	−89.6	185	−79.2	186	−75.4	183	−127.5
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	0.97	−	0.96	−	0.97	−	1.01
		δ xmin	−	0.98	−	0.96	−	0.98	−	1.02
		δ ymax	−	0.99	−	0.92	−	0.92	−	0.90
		δ ymin	−	0.59	−	−0.34	−	−1.32	−	3.47
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	0.84	−	0.81	−	0.82	−	0.84
		Mmin	−	1.19	−	1.12	−	1.16	−	1.19
	軸力	Nmax	−	1.00	−	0.94	−	0.99	−	1.02
		Nmin	−	0.97	−	0.91	−	0.95	−	0.96
	せん断力	Smax	−	1.13	−	0.84	−	1.05	−	0.99
		Smin	−	1.13	−	0.84	−	1.05	−	0.99

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	−	−	109	1.03	110	1.00	86	3.88
		δ xmin	−	−	193	−1.03	192	−1.01	216	−3.87
		δ ymax	−	−	151	4.35	151	3.57	151	9.86
		δ ymin	−	−	1	−0.49	300	−0.73	2	−2.85
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	112	4.5	190	4.4	193	5.1
		Mmin	−	−	151	−4.9	151	−4.7	151	−9.1
	軸力(kN)	Nmax	−	−	1	−540.9	1	−463.6	4	−524.5
		Nmin	−	−	115	−548.7	115	−471.3	113	−533.0
	せん断力(kN)	Smax	−	−	102	7.0	103	5.7	177	6.4
		Smin	−	−	199	−7.2	198	−5.7	125	−6.4
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	−	−	110	0.65	108	1.17	84	4.19
		δ xmin	−	−	190	−0.65	192	−1.17	216	−4.19
		δ ymax	−	−	150	2.05	150	3.63	150	8.92
		δ ymin	−	−	300	−1.19	300	−1.43	300	−5.65
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	150	3.8	150	4.7	150	5.8
		Mmin	−	−	112	−3.2	111	−5.6	108	−9.8
	軸力(kN)	Nmax	−	−	1	−368.2	1	−494.1	1	−531.9
		Nmin	−	−	121	−376.5	118	−502.7	114	−541.5
	せん断力(kN)	Smax	−	−	201	9.7	201	12.4	201	12.3
		Smin	−	−	100	−9.7	100	−12.4	100	−12.3
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	−	−	0.63	−	1.17	−	1.08
		δ xmin	−	−	−	0.63	−	1.17	−	1.08
		δ ymax	−	−	−	0.47	−	1.02	−	0.90
		δ ymin	−	−	−	2.45	−	1.95	−	1.98
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	−	−	0.84	−	1.07	−	1.14
		Mmin	−	−	−	0.65	−	1.20	−	1.08
	軸力	Nmax	−	−	−	0.68	−	1.07	−	1.01
		Nmin	−	−	−	0.69	−	1.07	−	1.02
	せん断力	Smax	−	−	−	1.38	−	2.19	−	1.93
		Smin	−	−	−	1.34	−	2.20	−	1.93

:90~110%
:70~90%,110~130%,
:<70%,130%<

表3.3.2-2(5)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ4.3m, 土被り15m, 上下加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	80	1.83	79	1.51	79	1.36	79	3.62
		δ xmin	242	−1.86	242	−1.53	242	−1.38	242	−3.70
		δ ymax	162	5.12	162	4.16	162	3.72	162	7.37
		δ ymin	1	0.93	1	1.09	1	1.07	1	−0.01
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	232	28.2	231	23.8	233	21.3	231	54.0
		Mmin	163	−31.8	161	−26.1	164	−19.1	164	−58.0
	軸力（kN）	Nmax	22	−361.2	22	−62.7	22	−41.5	162	−117.4
		Nmin	231	−469.4	231	−162.0	231	−132.3	234	−370.1
	せん断力（kN）	Smax	194	30.7	205	46.1	211	29.9	209	63.7
		Smin	125	−29.3	117	−44.3	111	−26.8	114	−54.7
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	77	1.89	77	1.52	77	1.36	77	3.71
		δ xmin	243	−1.89	243	−1.51	243	−1.34	243	−3.68
		δ ymax	160	4.92	160	3.82	161	3.41	160	6.41
		δ ymin	320	0.69	1	0.67	1	0.85	320	−1.04
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	160	26.5	161	21.3	162	15.3	161	49.9
		Mmin	84	−28.7	238	−21.2	240	−21.2	239	−51.5
	軸力（kN）	Nmax	1	−363.7	1	−156.2	1	−97.7	1	−212.0
		Nmin	86	−438.8	235	−225.4	235	−164.7	238	−358.9
	せん断力（kN）	Smax	122	33.1	271	46.4	272	41.1	272	67.8
		Smin	199	−33.1	50	−50.4	49	−45.9	49	−72.7
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	—	1.03	—	1.01	—	1.01	—	1.02
		δ xmin	—	1.01	—	0.99	—	0.97	—	1.00
		δ ymax	—	0.96	—	0.92	—	0.92	—	0.87
		δ ymin	—	0.75	—	0.62	—	0.79	—	119.80
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	—	0.94	—	0.90	—	0.72	—	0.93
		Mmin	—	0.90	—	0.81	—	1.11	—	0.89
	軸力	Nmax	—	1.01	—	2.49	—	2.36	—	1.81
		Nmin	—	0.93	—	1.39	—	1.24	—	0.97
	せん断力	Smax	—	1.08	—	1.01	—	1.37	—	1.06
		Smin	—	1.13	—	1.14	—	1.72	—	1.33

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	—	—	43	0.28	45	0.29	77	2.06
		δ xmin	—	—	279	−0.29	277	−0.30	244	−2.11
		δ ymax	—	—	161	0.69	161	0.22	162	3.86
		δ ymin	—	—	1	−2.11	1	−2.10	1	−3.18
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	—	—	279	6.7	278	5.3	45	5.3
		Mmin	—	—	1	−4.1	1	−3.6	5	−6.8
	軸力（kN）	Nmax	—	—	1	−390.4	1	−303.4	1	−327.3
		Nmin	—	—	202	−397.1	118	−309.2	116	−335.3
	せん断力（kN）	Smax	—	—	274	19.7	270	12.2	200	14.3
		Smin	—	—	48	−19.8	52	−12.2	122	−13.6
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	—	—	234	0.39	45	0.86	74	2.54
		δ xmin	—	—	86	−0.38	273	−0.72	247	−2.52
		δ ymax	—	—	160	−0.60	159	0.82	160	3.77
		δ ymin	—	—	319	−1.44	319	−2.85	319	−4.68
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）	Mmax	—	—	320	2.1	320	5.7	320	9.8
		Mmin	—	—	42	−4.2	43	−9.0	45	−9.8
	軸力（kN）	Nmax	—	—	320	−194.9	320	−249.8	320	−260.1
		Nmin	—	—	201	−199.5	203	−258.6	204	−271.3
	せん断力（kN）	Smax	—	—	50	29.3	49	25.9	280	22.7
		Smin	—	—	271	−25.5	272	−21.1	40	−23.0
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	—	—	—	1.40	—	2.93	—	1.23
		δ xmin	—	—	—	1.32	—	2.38	—	1.20
		δ ymax	—	—	—	−0.86	—	3.69	—	0.98
		δ ymin	—	—	—	0.68	—	1.35	—	1.47
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	—	—	—	0.31	—	1.09	—	1.84
		Mmin	—	—	—	1.03	—	2.46	—	1.44
	軸力	Nmax	—	—	—	0.50	—	0.82	—	0.79
		Nmin	—	—	—	0.50	—	0.84	—	0.81
	せん断力	Smax	—	—	—	1.49	—	2.12	—	1.59
		Smin	—	—	—	1.29	—	1.73	—	1.69

：90~110%
：70~90%,110~130%,
：<70%,130%<

表3.3.2-2(6)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ8.3m, 土被り15m, 上下加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	79	4.38	79	3.96	79	3.79	79	7.62
		δ xmin	223	-4.36	223	-3.94	223	-3.78	223	-7.59
		δ ymax	151	12.34	151	10.88	151	10.07	151	16.80
		δ ymin	2	1.93	2	2.04	2	1.98	2	0.36
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	82	108.5	80	98.2	83	90.2	83	179.3
		Mmin	140	-89.8	145	-84.5	151	-74.8	140	-148.2
	軸力(kN)	Nmax	14	-917.7	14	-473.6	14	-206.6	14	-411.1
		Nmin	82	-1160.0	81	-705.2	84	-428.9	81	-813.9
	せん断力(kN)	Smax	180	63.1	182	89.3	180	54.5	180	112.1
		Smin	122	-63.1	120	-89.3	122	-54.5	122	-112.1
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	78	4.22	78	3.73	77	3.60	77	6.87
		δ xmin	222	-4.22	222	-3.72	223	-3.58	223	-6.85
		δ ymax	150	12.01	150	10.21	150	9.77	150	14.41
		δ ymin	300	1.37	300	1.28	300	1.40	300	-1.52
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	150	107.6	151	92.9	151	87.6	151	166.8
		Mmin	82	-90.1	220	-77.7	220	-75.0	220	-136.3
	軸力(kN)	Nmax	1	-921.5	1	-503.8	1	-373.8	1	-465.7
		Nmin	85	-1109.7	216	-685.8	216	-554.0	220	-775.0
	せん断力(kN)	Smax	117	67.5	257	73.2	257	77.6	257	102.7
		Smin	184	-67.5	43	-73.1	43	-77.6	43	-103.0
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	—	0.96	—	0.94	—	0.95	—	0.90
		δ xmin	—	0.97	—	0.95	—	0.95	—	0.90
		δ ymax	—	0.97	—	0.94	—	0.97	—	0.86
		δ ymin	—	0.71	—	0.63	—	0.71	—	-4.23
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	—	0.99	—	0.95	—	0.97	—	0.93
		Mmin	—	1.00	—	0.92	—	1.00	—	0.92
	軸力	Nmax	—	1.00	—	1.06	—	1.81	—	1.13
		Nmin	—	0.96	—	0.97	—	1.29	—	0.95
	せん断力	Smax	—	1.07	—	0.82	—	1.43	—	0.92
		Smin	—	1.07	—	0.82	—	1.42	—	0.92

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	—	—	40	1.69	41	1.72	69	3.59
		δ xmin	—	—	262	-1.69	261	-1.72	233	-3.58
		δ ymax	—	—	151	-0.37	151	-1.20	151	5.47
		δ ymin	—	—	1	-7.86	1	-7.89	1	-9.51
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	—	—	40	12.1	262	10.5	40	10.3
		Mmin	—	—	1	-7.1	1	-6.8	6	-9.0
	軸力(kN)	Nmax	—	—	1	-781.9	1	-656.0	5	-716.9
		Nmin	—	—	146	-790.9	142	-664.9	110	-726.3
	せん断力(kN)	Smax	—	—	259	25.7	257	18.2	258	17.2
		Smin	—	—	43	-25.7	45	-18.2	44	-17.2
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	—	—	38	0.89	39	2.18	46	3.94
		δ xmin	—	—	261	-0.85	260	-2.14	253	-3.99
		δ ymax	—	—	188	-1.59	150	-0.67	150	4.42
		δ ymin	—	—	300	-4.75	300	-7.83	300	-11.28
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	—	—	300	3.9	300	7.6	300	10.4
		Mmin	—	—	39	-7.4	39	-13.8	259	-16.4
	軸力(kN)	Nmax	—	—	300	-391.9	300	-516.0	300	-666.6
		Nmin	—	—	150	-401.5	150	-526.2	161	-685.1
	せん断力(kN)	Smax	—	—	43	30.5	43	36.3	262	39.4
		Smin	—	—	257	-30.6	257	-36.4	38	-39.4
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	—	—	—	0.53	—	1.27	—	1.10
		δ xmin	—	—	—	0.50	—	1.25	—	1.11
		δ ymax	—	—	—	4.31	—	0.56	—	0.81
		δ ymin	—	—	—	0.60	—	0.99	—	1.19
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	—	—	—	0.32	—	0.73	—	1.01
		Mmin	—	—	—	1.04	—	2.02	—	1.82
	軸力	Nmax	—	—	—	0.50	—	0.79	—	0.93
		Nmin	—	—	—	0.51	—	0.79	—	0.94
	せん断力	Smax	—	—	—	1.19	—	2.00	—	2.30
		Smin	—	—	—	1.19	—	2.00	—	2.29

:90~110%
:70~90%,110~130%,
:<70%,130%<

表3.3.2-2(7)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ4.3m, 土被り30m, 上下加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	80	1.81	79	1.49	80	1.22	80	3.37
		δ xmin	241	−1.84	242	−1.51	242	−1.24	241	−3.42
		δ ymax	162	5.44	162	4.49	162	3.85	162	7.33
		δ ymin	1	0.90	1	1.07	1	1.10	1	0.06
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	233	29.6	232	25.2	233	21.1	233	52.8
		Mmin	163	−33.2	161	−27.5	162	−18.7	162	−55.8
	軸力(kN)	Nmax	22	−671.8	22	−373.2	22	−332.9	162	−423.7
		Nmin	233	−778.6	231	−472.1	232	−422.9	235	−628.5
	せん断力(kN)	Smax	195	32.2	205	47.2	211	30.4	210	60.9
		Smin	125	−30.6	117	−45.6	111	−27.8	113	−55.8
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	77	1.90	77	1.52	77	1.37	77	3.71
		δ xmin	243	−1.89	243	−1.51	243	−1.35	243	−3.69
		δ ymax	160	5.28	160	4.17	161	3.76	160	6.76
		δ ymin	320	0.65	320	0.64	1	0.81	320	−1.07
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	160	30.1	161	22.7	162	16.7	161	51.3
		Mmin	84	−27.8	238	−22.5	239	−22.5	239	−52.8
	軸力(kN)	Nmax	1	−673.8	1	−466.2	1	−407.7	1	−522.0
		Nmin	86	−751.3	235	−537.9	236	−477.2	238	−671.4
	せん断力(kN)	Smax	122	37.5	271	50.5	272	45.2	272	71.9
		Smin	199	−37.5	50	−54.5	49	−50.1	49	−76.8
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	—	1.05	—	1.02	—	1.12	—	1.10
		δ xmin	—	1.03	—	1.00	—	1.08	—	1.08
		δ ymax	—	0.97	—	0.93	—	0.98	—	0.92
		δ ymin	—	0.73	—	0.60	—	0.73	—	−17.03
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	—	1.02	—	0.90	—	0.79	—	0.97
		Mmin	—	0.84	—	0.82	—	1.21	—	0.95
	軸力	Nmax	—	1.00	—	1.25	—	1.22	—	1.23
		Nmin	—	0.96	—	1.14	—	1.13	—	1.07
	せん断力	Smax	—	1.17	—	1.07	—	1.49	—	1.18
		Smin	—	1.23	—	1.20	—	1.80	—	1.38

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	—	—	43	0.28	238	0.35	78	1.84
		δ xmin	—	—	279	−0.29	84	−0.34	243	−1.85
		δ ymax	—	—	161	0.70	161	0.10	161	3.56
		δ ymin	—	—	1	−2.11	1	−2.11	1	−3.14
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	—	—	279	6.7	278	5.6	45	5.9
		Mmin	—	—	1	−4.1	1	−3.4	1	−6.5
	軸力(kN)	Nmax	—	—	1	−390.4	1	−322.0	1	−345.8
		Nmin	—	—	202	−397.1	204	−327.9	116	−353.9
	せん断力(kN)	Smax	—	—	274	19.7	41	14.1	201	17.8
		Smin	—	—	48	−19.8	281	−14.2	121	−17.5
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	—	—	234	0.39	45	0.86	74	2.54
		δ xmin	—	—	86	−0.38	273	−0.72	247	−2.52
		δ ymax	—	—	160	−0.60	159	0.82	160	3.77
		δ ymin	—	—	319	−1.44	319	−2.85	319	−4.68
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	—	—	320	2.1	320	5.7	320	9.8
		Mmin	—	—	42	−4.2	43	−9.0	45	−9.8
	軸力(kN)	Nmax	—	—	320	−194.9	320	−249.8	320	−260.1
		Nmin	—	—	201	−199.5	203	−258.6	204	−271.3
	せん断力(kN)	Smax	—	—	50	29.3	49	25.9	280	22.7
		Smin	—	—	271	−25.5	272	−21.1	40	−23.0
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	—	—	—	1.39	—	2.47	—	1.38
		δ xmin	—	—	—	1.32	—	2.12	—	1.36
		δ ymax	—	—	—	−0.86	—	8.40	—	1.06
		δ ymin	—	—	—	0.68	—	1.35	—	1.49
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	—	—	—	0.31	—	1.02	—	1.67
		Mmin	—	—	—	1.03	—	2.60	—	1.50
	軸力	Nmax	—	—	—	0.50	—	0.78	—	0.75
		Nmin	—	—	—	0.50	—	0.79	—	0.77
	せん断力	Smax	—	—	—	1.49	—	1.84	—	1.28
		Smin	—	—	—	1.29	—	1.49	—	1.31

:90~110%
:70~90%,110~130%,
:<70%,130%<

表3.3.2-2(8)　解析結果の最大値・最小値の比較（φ8.3m, 土被り30m, 上下加圧）

(a)既設ﾄﾝﾈﾙ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	79	5.27	79	4.84	79	4.68	79	8.47
		δ xmin	223	−5.24	223	−4.82	223	−4.66	223	−8.44
		δ ymax	151	14.64	151	13.19	151	12.39	151	19.03
		δ ymin	2	1.49	2	1.59	2	1.54	2	−0.07
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	83	134.0	80	123.4	83	115.8	83	202.6
		Mmin	151	−113.7	145	−106.5	151	−97.2	140	−173.1
	軸力(kN)	Nmax	14	−1578.0	14	−1133.0	14	−866.6	14	−1072.0
		Nmin	82	−1866.0	81	−1412.0	82	−1135.0	81	−1513.0
	せん断力(kN)	Smax	180	79.3	182	104.0	180	70.8	180	128.2
		Smin	122	−79.3	120	−104.0	122	−70.7	122	−128.1
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	78	5.12	78	4.62	78	4.49	77	7.82
		δ xmin	222	−5.12	222	−4.61	222	−4.48	223	−7.80
		δ ymax	150	14.44	150	12.64	150	12.20	150	16.50
		δ ymin	300	0.88	300	0.79	300	0.91	300	−2.56
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	150	112.4	151	120.8	151	115.5	151	194.6
		Mmin	83	−135.6	219	−100.0	219	−97.3	220	−158.2
	軸力(kN)	Nmax	1	−1585.4	1	−1167.7	1	−1037.7	1	−1129.1
		Nmin	83	−1807.2	218	−1383.5	218	−1251.6	221	−1473.7
	せん断力(kN)	Smax	118	89.6	257	88.9	257	93.3	121	119.7
		Smin	183	−89.6	43	−88.8	43	−93.3	180	−118.9
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	0.97	−	0.96	−	0.96	−	0.92
		δ xmin	−	0.98	−	0.96	−	0.96	−	0.92
		δ ymax	−	0.99	−	0.96	−	0.98	−	0.87
		δ ymin	−	0.59	−	0.50	−	0.59	−	34.74
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	0.84	−	0.98	−	1.00	−	0.96
		Mmin	−	1.19	−	0.94	−	1.00	−	0.91
	軸力	Nmax	−	1.00	−	1.03	−	1.20	−	1.05
		Nmin	−	0.97	−	0.98	−	1.10	−	0.97
	せん断力	Smax	−	1.13	−	0.85	−	1.32	−	0.93
		Smin	−	1.13	−	0.85	−	1.32	−	0.93

(b)補強ﾘﾝｸﾞ

解析手法	種別		設計荷重時		充填材加圧注入時（中央リングのみ）		充填材硬化後残存圧力作用時（隣接ﾘﾝｸﾞ含む）		追加外荷重作用時	
			位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値	位置番号	値
3次元FEM解析(1)	変位(mm)	δ xmax	−	−	40	1.69	41	1.72	68	3.57
		δ xmin	−	−	262	−1.69	261	−1.72	234	−3.56
		δ ymax	−	−	151	−0.36	151	−1.20	151	5.39
		δ ymin	−	−	1	−7.87	1	−7.90	1	−9.51
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	40	12.1	262	10.5	40	10.3
		Mmin	−	−	1	−7.1	1	−6.8	6	−8.9
	軸力(kN)	Nmax	−	−	1	−781.9	1	−656.0	4	−716.7
		Nmin	−	−	148	−790.9	142	−664.9	110	−726.1
	せん断力(kN)	Smax	−	−	259	25.7	257	18.2	258	17.1
		Smin	−	−	43	−25.8	45	−18.2	44	−17.2
ﾌﾚｰﾑ解析(2)	変位(mm)	δ xmax	−	−	38	0.89	39	2.18	46	4.04
		δ xmin	−	−	261	−0.85	260	−2.14	253	−4.10
		δ ymax	−	−	188	−1.59	150	−0.67	150	4.07
		δ ymin	−	−	300	−4.75	300	−7.83	300	−11.83
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ(kN･m)	Mmax	−	−	300	3.9	300	7.6	300	10.6
		Mmin	−	−	39	−7.4	39	−13.8	259	−16.6
	軸力(kN)	Nmax	−	−	300	−391.9	300	−516.0	300	−666.6
		Nmin	−	−	150	−401.5	150	−526.2	161	−685.2
	せん断力(kN)	Smax	−	−	43	30.5	43	36.3	262	39.4
		Smin	−	−	257	−30.6	257	−36.4	38	−39.4
(1)に対する(2)の比率	変位	δ xmax	−	−	−	0.53	−	1.27	−	1.13
		δ xmin	−	−	−	0.50	−	1.25	−	1.15
		δ ymax	−	−	−	4.37	−	0.56	−	0.76
		δ ymin	−	−	−	0.60	−	0.99	−	1.24
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mmax	−	−	−	0.32	−	0.73	−	1.03
		Mmin	−	−	−	1.04	−	2.02	−	1.85
	軸力	Nmax	−	−	−	0.50	−	0.79	−	0.93
		Nmin	−	−	−	0.51	−	0.79	−	0.94
	せん断力	Smax	−	−	−	1.19	−	2.00	−	2.30
		Smin	−	−	−	1.19	−	2.00	−	2.29

:90~110%
:70~90%,110~130%,
:<70%,130%<

3.4　リング間継手部

リング間継手に発生するせん断力に関しては、全体系の２次元フレーム解析では計算することができないため、図 3.4-1 に示す弾性床上のはり部材にモデル化した２次元フレーム解析によることを考える。

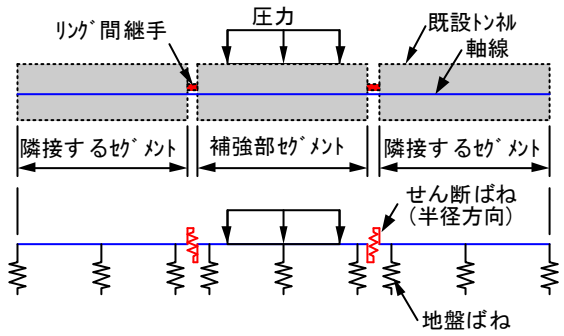


図 3.4-1　リング間継手部検討モデル模式図

3.4.1　解析条件

２次元フレーム解析条件を表 3.4.1-1 に、解析モデルを図 3.4.1-1 に示す。せん断バネは二重格点を設けて設定している。

表 3.4.1-1　リング間継手部解析条件

ｹｰｽ名	CASE-D043-DE15	CASE-D083-DE30
ﾄﾝﾈﾙ外径Do(m)	4.3	8.3
弾性係数Ec(kN/m2)	33,000,000	33,000,000
セグメント幅(m)	1.00	1.00
セグメント高(m)	0.20	0.35
リング間継手幅(m)	0.81	1.04
断面積(m2)	0.161	0.365
断面二次モーメント(m4)	0.000537	0.003727
リング間継手半径方向 せん断バネ値ks(kN/m)	425,057	2,951,454
地盤ばねkv(kN/m2)	8,050	10,430
加圧注入圧p(kN/m)	175.3	227.2
加圧注入幅(m)	0.726	0.726

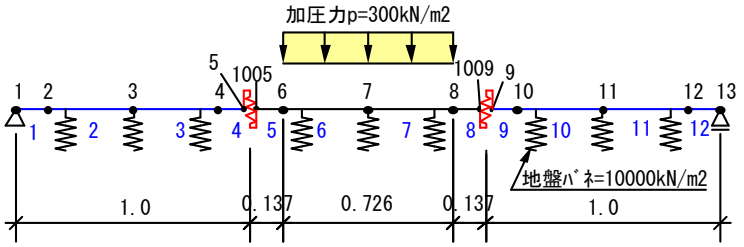


図 3.4.1-1　リング間継手部検討モデル図

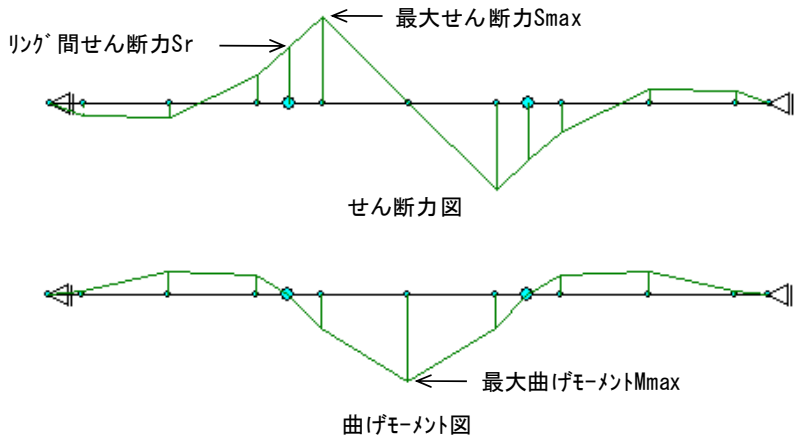
3.4.2　解析結果

２次元フレーム解析結果を表 3.4.2-1 に示す。

２次元フレーム解析におけるリング間のせん断力は、３次元ＦＥＭ解析結果におけるせん断力の 85%程度となっており、３次元ＦＥＭ解析結果と概ね同程度の値を得ることができると考えられる。なお、表中にはリング間継手部をピン結合とした場合の解析結果も示しているが、今回の２次元フレーム解析とほぼ一致しており、簡易的にはリング間継手部をピン結合とすることも考えられる。

なお、今回の解析で加圧注入圧を載荷したセグメント内において、大きな曲げモーメントとせん断力が発生している。この断面力に対して、曲げモーメントに対してはセグメントの配力鉄筋を想定した応力計算を、せん断力に対しては、コンクリート有効断面に対する応力計算を行った。その結果、φ4.3m の場合の応力度が φ8.3m の場合の応力度よりも厳しく、鉄筋応力度は約 180N/mm² となっており、常時の許容引張応力度に匹敵する値となっている。せん断については、許容せん断応力度 0.65N/mm² の半分以下の値であるが、比較的大きな値であり、加圧注入を行うセグメントに対して、留意すべき検討項目と考えられる。

表 3.4.2-1　リング間継手部解析結果

既設ﾄﾝﾈﾙ径(m)	4.3	8.3
ﾌﾚｰﾑ解析結果 状況図		
ﾘﾝｸﾞ間せん断力Sr(kN)	21.09(21.15)	27.46(27.47)
3次元解析における ﾘﾝｸﾞ間せん断力の 設計荷重時からの 増分最大値Srmax(kN)	15.15	32.01
Sr/Srmax	1.39	0.86
最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mmax(kN･m)	9.62(9.64)	12.51(12.51)
Mmaxによる鉄筋 応力度σs(N/mm2)	179.7	90.4
最大せん断力Smax(kN)	32.73(32.77)	42.52(42.53)
Smaxによるｺﾝｸﾘｰﾄ 応力度σs(N/mm2)	0.27	0.14

注)　()内数値はﾘﾝｸﾞ間継手部をﾋﾟﾝ接合とした場合の値を示す。
鉄筋応力度算定は、ｾｸﾞﾒﾝﾄの配力筋をD13@250とし、かぶり50mmとした場合の単鉄筋として算出している。
ｺﾝｸﾘｰﾄ応力度算定は、かぶり50mmとして算出している。

3.5　応力照査の比較

３次元ＦＥＭ解析によってパラメータ解析を行った全ケースの既設トンネルに対して、２次元フレーム解析で得られた断面力を用いてパラメータ解析と同様の応力照査を行った。表 3.5-1 に３次元ＦＥＭ解析結果による応力照査結果と２次元フレーム解析結果による応力照査結果との比較を示す。なお、表 3.5-1 においては、両者の比較を明瞭にするために、増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率（以下、加圧可能率と呼ぶ）が１よりも大きい場合も直接その数値を記載している。

全周加圧の加圧可能率では、２次元フレーム解析は全体的に３次元ＦＥＭ解析と同程度もしくは小さめの値（設計的に安全側）を示しているのに対して、上下加圧の加圧可能率では、２次元フレーム解析は全体的に３次元ＦＥＭ解析と同程度もしくは大きめの値（設計的に危険側）を示している。

土被り 15m の場合のセグメントに着目すれば、全周加圧では、２次元フレーム解析の加圧可能率は３次元ＦＥＭ解析の加圧可能率を設計的に安全側でほどよく再現していると考えられるが、上下加圧では、設計的に危険側を示す場合がみられ、３次元ＦＥＭ解析の再現性の上で、上下加圧は全周加圧よりも精度が悪くなっている。

２次元フレーム解析では全周加圧のように３次元ＦＥＭ解析を設計的に安全側でほどよく再現可能な場合があるものの、上下加圧のように設計的に危険側の結果を与える場合があることが示された。２次元フレーム解析の設計への適用を考える場合、全周加圧以外の加圧注入方法を採用する場合などについては、別途検討を行う必要があると考えられる。

表3.5-1(1)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ4.3m,土被り15m(全周加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-16.18	-17.11	-14.99	-22.29	-20.89	-22.43
		N(kN:圧縮正)		-361.2	-136.5	-97.5	-363.7	-149.4	-77.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(3.59)	0.0	-0.4	(4.66)	-0.3	0.0
			鉄筋引張応力度Δσs	(-2.32)	51	53	(14.08)	52	89
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	2.54	0.56	―	2.51	0.34
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		28.19	27.35	25.44	-28.69	-25.14	-23.99
		N(kN:圧縮正)		-469.4	-239.7	-200.1	-393.1	-179.9	-109.1
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.91)	-0.2	-0.6	(5.96)	-0.7	-0.9
			鉄筋引張応力度Δσs	(16.20)	54	57	(33.28)	46	67
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	2.39	0.52	―	2.83	0.45
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-31.84	-31.20	-27.39	26.49	24.72	24.52
		N(kN:圧縮正)		-370.1	-153.9	-110.2	-438.6	-222.5	-150.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.63)	-0.1	-0.9	(5.55)	-0.4	-0.4
			鉄筋引張応力度Δσs	(53.87)	71	66	(15.64)	46	71
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	1.83	0.46	―	2.81	0.42
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		19.82	19.95	18.89	20.99	19.90	20.67
		N(kN:圧縮正)		-406.0	-179.8	-141.8	-365.9	-151.5	-79.8
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.34)	1.6	1.5	(5.71)	1.5	2.5
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-10.56)	104	125	(1.09)	118	202
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	1.81	0.35	―	1.60	0.22
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		0.01	-17.16	0.65	―	21.09	14.06
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		27.41	25.85	25.30	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		27.41	31.03	25.31	―	21.09	14.06
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(72.13)	10	22	―	55	37
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	5.66	1.60	―	8.32	2.88

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

表3.5-1(2)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ8.3m,土被り15m(全周加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-66.09	-66.71	-61.39	69.19	65.06	64.25
		N(kN:圧縮正)		-917.7	-605.9	-405.3	-921.5	-523.4	-390.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(4.86)	-0.5	-0.9	(5)	-0.8	-0.9
			鉄筋引張応力度Δσs	(-4.27)	21	39	(-2.67)	26	45
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	6.19	0.76	―	4.91	0.67
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		108.50	103.80	99.01	107.59	94.83	90.61
		N(kN:圧縮正)		-1160.0	-841.3	-639.2	-1027.2	-631.3	-499.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.32)	-0.6	-1.0	(7.1)	-1.0	-1.3
			鉄筋引張応力度Δσs	(12.42)	25	46	(22.26)	31	47
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	5.24	0.65	―	4.20	0.64
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-89.76	-86.61	-80.18	-90.1	-82.14	-80.50
		N(kN:圧縮正)		-1039.0	-744.6	-527.4	-1109.246	-707.4	-574.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.18)	-0.5	-1.0	(6.33)	-1.0	-1.1
			鉄筋引張応力度Δσs	(4.98)	21	41	(1.14)	24	38
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	6.15	0.73	―	5.53	0.78
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		49.34	47.93	43.11	107.59	94.83	90.61
		N(kN:圧縮正)		-1081.0	-767.3	-566.9	-1027.2	-631.3	-499.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.54)	-1.0	-1.7	(9.59)	-0.1	0.1
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-31.37)	12	21	(11.86)	67	104
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	15.55	2.10	―	2.83	0.42
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		11.56	-47.13	-0.32	―	27.46	18.31
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		23.77	10.08	23.26	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		26.43	48.20	23.26	―	27.46	18.31
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(37.39)	31	-4	―	38	26
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	3.64	1.74	―	6.39	2.21

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

表3.5-1(3)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ4.3m,土被り30m(全周加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-16.98	-17.90	-15.79	23.30	21.90	23.61
		N(kN:圧縮正)		-671.8	-447.1	-408.1	-673.8	-459.4	-387.2
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.04)	-0.9	-1.3	(5.74)	-1.0	-0.8
			鉄筋引張応力度Δσs	(-20.90)	14	14	(-15.14)	15	30
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	9.13	2.15	―	8.67	1.01
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		29.55	28.77	26.92	30.06	26.54	25.43
		N(kN:圧縮正)		-778.6	-549.3	-509.7	-703.0	-489.7	-418.9
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.97)	-0.8	-1.2	(6.77)	-1.1	-1.5
			鉄筋引張応力度Δσs	(-14.05)	20	20	(-7.22)	15	23
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	6.43	1.47	―	8.55	1.33
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-33.16	-32.56	-28.77	-27.84	-26.07	-25.88
		N(kN:圧縮正)		-680.3	-463.7	-420.1	-751.2	-535.0	-462.9
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.19)	-0.4	-1.2	(6.64)	-1.0	-1.2
			鉄筋引張応力度Δσs	(1.44)	32	26	(-14.5)	16	24
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	4.01	1.14	―	8.32	1.23
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		21.60	21.74	20.64	21.95	20.86	21.79
		N(kN:圧縮正)		-721.5	-498.4	-460.0	-676.0	-461.5	-389.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.84)	-0.9	-1.2	(6.66)	-1.0	-0.8
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-37.33)	19	21	(-33.9)	18	33
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	10.01	2.04	―	10.39	1.33
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		0.01	-17.16	0.65	―	27.46	18.31
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		24.29	22.97	22.51	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		24.29	28.67	22.52	―	27.46	18.31
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(63.92)	12	-5	―	38	26
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	6.12	1.80	―	6.39	2.21

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

表3.5-1(4)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ8.3m,土被り30m(全周加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-80.76	-81.40	-76.09	85.43	86.27	89.63
		N(kN:圧縮正)		-1578.0	-1266.0	-1065.0	-1585.4	-1186.4	-1052.9
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.12)	-0.8	-1.5	(7.30)	-1.0	-1.1
			鉄筋引張応力度Δσs	(-21.20)	10	16	(-19.92)	15	24
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	12.46	1.89	―	8.75	1.25
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		134.00	129.00	124.50	135.56	122.84	118.59
		N(kN:圧縮正)		-1866.0	-1548.0	-1345.0	-1688.2	-1292.6	-1161.1
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(9.87)	-0.9	-1.4	(9.56)	-1.3	-1.7
			鉄筋引張応力度Δσs	(-8.89)	13	22	(0.69)	15	21
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	10.16	1.36	―	8.73	1.41
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-113.70	-109.20	-102.60	-112.45	-104.16	-102.19
		N(kN:圧縮正)		-1753.0	-1412.0	-1190.0	-1807.2	-1406.1	-1272.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.77)	-1.0	-1.7	(8.86)	-1.3	-1.7
			鉄筋引張応力度Δσs	(-14.46)	12	20	(-17.01)	12	18
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	10.55	1.50	―	10.73	1.71
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		62.63	61.22	56.34	135.56	122.84	118.59
		N(kN:圧縮正)		-1765.0	-1451.0	-1251.0	-1688.2	-1292.6	-1161.1
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.35)	-1.1	-2.0	(12.00)	-1.2	-1.5
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-53.19)	10	17	(-26.96)	24	36
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	18.09	2.59	―	7.74	1.22
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		-4.00	-50.13	-1.09	―	27.46	18.31
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		31.06	12.56	29.45	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		31.32	51.68	29.47	―	27.46	18.31
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(44.29)	29	-3	―	38	26
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	3.40	1.37	―	6.39	2.21

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

表3.5-1(5)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ4.3m,土被り15m(上下加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-16.18	-14.70	-10.71	-22.29	-15.70	-11.49
		N(kN:圧縮正)		-361.2	-62.7	-41.5	-363.7	-156.2	-97.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(3.59)	-0.5	-1.3	(4.66)	-1.4	-2.3
			鉄筋引張応力度Δσs	(-2.32)	65	50	(14.08)	20	17
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	1.99	0.60	―	6.38	1.81
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		28.19	23.77	21.34	-28.69	-21.35	-15.31
		N(kN:圧縮正)		-469.4	-162.0	-132.3	-393.1	-186.0	-128.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.91)	-0.9	-1.4	(5.96)	-1.5	-2.8
			鉄筋引張応力度Δσs	(16.20)	62	59	(33.28)	22	8
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	2.10	0.51	―	5.85	3.63
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-31.84	-26.13	-19.14	26.49	21.20	21.21
		N(kN:圧縮正)		-370.1	-78.4	-58.3	-438.6	-225.0	-164.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.63)	-1.2	-2.6	(5.55)	-1.1	-1.1
			鉄筋引張応力度Δσs	(53.87)	71	38	(15.64)	26	47
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	1.82	0.80	―	4.91	0.64
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		19.82	17.41	15.58	20.99	15.10	11.47
		N(kN:圧縮正)		-406.0	-109.4	-86.2	-365.9	-158.0	-99.3
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.34)	1.2	0.7	(5.71)	-0.7	-1.7
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-10.56)	137	136	(1.09)	51	56
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	1.37	0.32	―	3.67	0.77
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		0.01	-21.29	0.82	―	21.09	14.06
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		27.41	22.45	21.25	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		27.41	30.94	21.27	―	21.09	14.06
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(72.13)	9	-16	―	55	37
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	5.67	1.90	―	8.32	2.88

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

表3.5-1(6)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ8.3m,土被り15m(上下加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-66.09	-62.20	-51.35	69.19	58.01	53.22
		N(kN:圧縮正)		-917.7	-473.6	-206.6	-921.5	-503.8	-373.8
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(4.86)	-0.8	-1.6	(5)	-1.2	-1.6
			鉄筋引張応力度Δσs	(-4.27)	30	59	(-2.67)	20	30
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	4.27	0.51	―	6.63	1.02
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		108.50	98.20	90.24	107.59	92.89	87.59
		N(kN:圧縮正)		-1160.0	-704.9	-428.7	-1027.2	-610.3	-480.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.32)	-1.0	-1.5	(7.1)	-1.1	-1.5
			鉄筋引張応力度Δσs	(12.42)	35	70	(22.26)	31	45
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	3.72	0.43	―	4.17	0.67
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-89.76	-84.51	-74.81	-90.09	-77.74	-75.02
		N(kN:圧縮正)		-1039.0	-610.2	-356.6	-1109.2	-684.8	-553.0
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.18)	-0.7	-1.4	(6.33)	-1.3	-1.5
			鉄筋引張応力度Δσs	(4.98)	35	63	(1.14)	21	33
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	3.69	0.48	―	6.33	0.91
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		49.34	45.37	38.83	107.59	92.88	87.56
		N(kN:圧縮正)		-1081.0	-635.2	-362.3	-1027.2	-610.3	-480.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.54)	-1.4	-2.1	(9.59)	-0.2	-0.3
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-31.37)	18	37	(11.86)	68	101
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	10.58	1.18	―	2.78	0.43
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		11.56	-61.11	12.78	―	27.46	18.31
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		23.77	-6.99	-17.67	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		26.43	61.51	21.81	―	27.46	18.31
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(37.39)	50	-7	―	38	26
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	2.85	1.86	―	6.39	2.21

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

表3.5-1(7)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ4.3m,土被り30m(上下加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-16.98	-15.47	-10.58	23.30	16.72	12.50
		N(kN:圧縮正)		-671.8	-373.2	-332.9	-673.8	-466.2	-407.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(5.04)	-1.5	-2.3	(5.74)	-1.7	-2.5
			鉄筋引張応力度Δσs	(-20.90)	16	12	(-15.14)	5	4
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	8.02	2.42	―	24.07	7.04
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		29.55	25.16	21.10	30.06	22.72	16.68
		N(kN:圧縮正)		-778.6	-472.1	-422.9	-703.0	-495.9	-438.3
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.97)	-1.6	-2.4	(6.77)	-1.8	-2.8
			鉄筋引張応力度Δσs	(-14.05)	21	16	(-7.22)	5	-1
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	6.33	1.86	―	25.59	48.39
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-33.16	-27.49	-18.68	-27.84	-22.54	-22.53
		N(kN:圧縮正)		-680.3	-388.2	-350.2	-751.2	-537.5	-476.8
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.19)	-1.5	-3.2	(6.64)	-1.5	-1.7
			鉄筋引張応力度Δσs	(1.44)	28	3	(-14.5)	8	14
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	4.67	8.80	―	15.87	2.16
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		21.60	19.09	16.09	21.95	16.06	12.42
		N(kN:圧縮正)		-721.5	-427.5	-383.6	-676.0	-468.2	-409.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(6.84)	-1.7	-2.4	(6.66)	-1.9	-2.8
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-37.33)	22	22	(-33.9)	11	13
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	8.46	1.97	―	17.01	3.39
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		0.01	-21.28	-0.28	―	27.46	18.31
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		24.29	20.09	17.72	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		24.29	29.27	17.72	―	27.46	18.31
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(63.92)	13	-17	―	38	26
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	6.00	2.29	―	6.39	2.21

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

表3.5-1(8)　３次元ＦＥＭ解析と２次元フレーム解析の応力照査結果の比較{φ8.3m,土被り30m(上下加圧)}

解析手法				３次元ＦＥＭ解析			２次元フレーム解析		
検討ステップ				設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)	設計荷重時	充填材加圧注入時	補強完了時(隣接部補強後)
セグメント部	軸圧縮力最小	M(kN･m:内引張正)		-80.76	-76.92	-66.07	85.43	74.25	69.46
		N(kN:圧縮正)		-1578.0	-1133.0	-866.6	-1585.4	-1167.7	-1037.7
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(7.12)	-1.3	-2.4	(7.30)	-1.5	-2.0
			鉄筋引張応力度Δσs	(-21.20)	13	19	(-19.92)	10	12
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	9.64	1.56	―	13.51	2.43
	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		134.00	123.40	115.80	135.56	120.83	115.54
		N(kN:圧縮正)		-1866.0	-1411.0	-1135.0	-1688.2	-1271.3	-1141.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(9.87)	-1.4	-2.2	(9.56)	-1.4	-1.9
			鉄筋引張応力度Δσs	(-8.89)	16.8	30.3	(0.69)	15	19.9
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	7.73	0.99	―	8.88	1.51
	外側引張最大	M(kN･m:内引張正)		-113.70	-106.50	-97.21	-112.45	-100.01	-97.29
		N(kN:圧縮正)		-1753.0	-1278.0	-1030.0	-1807.2	-1383.2	-1251.4
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.77)	-1.4	-2.2	(8.86)	-1.5	-1.9
			鉄筋引張応力度Δσs	(-14.46)	18	26	(-17.01)	11	15
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσsa	(200)	130	30	(200)	130	30
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	7.35	1.14	―	12.05	1.94
セグメント継手	内側引張最大	M(kN･m:内引張正)		62.63	58.74	52.12	135.56	120.82	115.51
		N(kN:圧縮正)		-1765.0	-1319.0	-1046.0	-1688.2	-1271.3	-1141.5
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ｺﾝｸﾘｰﾄ圧縮応力度Δσc	(8.35)	-1.7	-2.8	(12.00)	-1.4	-1.8
			ﾎﾞﾙﾄ引張応力度Δσb	(-53.19)	15	24	(-26.96)	24	34
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δσca	(16)	10.4	2.4	(16)	10.4	2.4
			Δσba	(290)	189	44	(290)	189	44
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	12.81	1.85	―	7.73	1.28
リング継手	せん断力最大	半径方向せん断力Sr(kN/m)		-4.00	-64.74	15.69	―	27.46	18.31
		周方向せん断力Sθ(kN/m)		31.06	-8.72	-23.63	―	0.00	0.00
		合成せん断力S(kN/m)		31.32	65.32	28.36	―	27.46	18.31
		常時応力度からの増分応力(N/mm2)	ﾎﾞﾙﾄせん断応力度Δτb	(44.29)	48.1	-4.2	―	38	26
		増分応力の許容値(N/mm2)	Δτba	(270)	176	41	(270)	176	41
		増分応力を許容値以内とするための充填材加圧注入圧の比率		―	2.69	1.43	―	6.39	2.21

注）２次元フレーム解析において、補強完了時のリング継手に関する照査は「隣接部補強後」ではなく、「補強区間端部」に相当する値を示している。

3.6　２次元フレーム解析による追加外荷重作用時の検討

３次元ＦＥＭ解析によって行った追加外荷重作用時の補強効果の検討を２次元フレーム解析によって行う。

3.6.1　既設トンネルの剛性低下を考慮した追加外荷重作用時の荷重分担率の検討

既設トンネルの剛性の低下を考慮して２次元フレーム解析によって、追加外荷重作用時の荷重分担率の検討を行う。

1）剛性低下の方法

既設トンネルのセグメントの剛性については、弾性係数の低減を行うものとするが、既設トンネルのセグメント間継手については、弾性係数の低下は考えにくく、腐食などによる継手ボルト断面積の減少を考えてみる。

図 3.6.1-1 はボルト断面積を低減した場合の継手部のＭ－Φ関係をトリリニアとして表したものであり、表 3.6.1-1 は継手部の回転ばね値を示したものである。初期の軸圧縮力の効果が大きい範囲では、継手ボルト断面積が減少しても、回転ばね値はほとんど変化せず、回転角が大きい範囲で、継手ボルト断面積比にほぼ一致する回転ばねの低下がみられる。

ここでは、セグメントの剛性低下は認められるものの、継手ボルトの断面積の減少は認められないものとして検討を進める。ただし、継手部の回転ばねは、継手ボルト断面積比 1.00 の場合の最も小さい値相当の 3500kN･m/m/rad を用いるものとする。

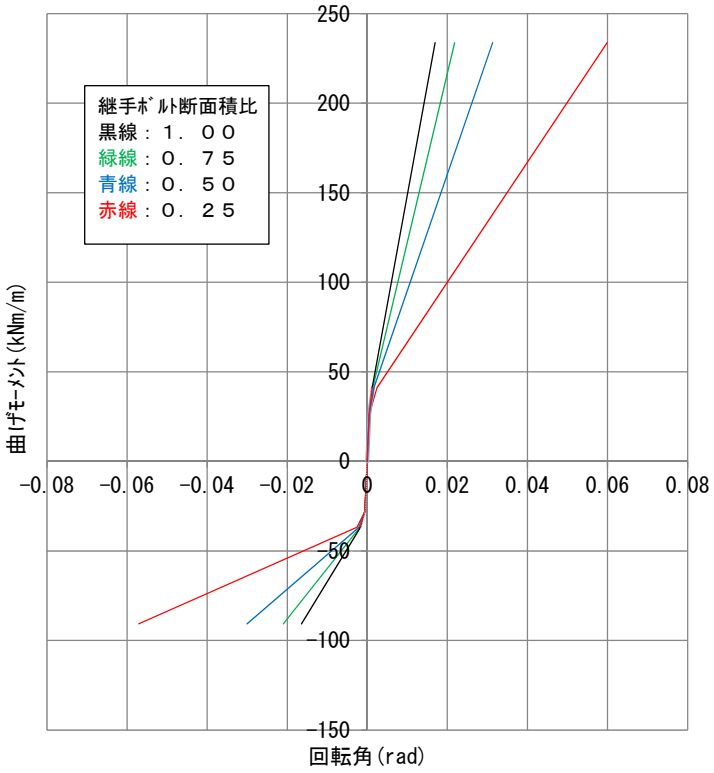


図 3.6.1-1　ｾｸﾞﾒﾝﾄ間継手の M-Φ 関係

表 3.6.1-1　ｾｸﾞﾒﾝﾄ間継手の回転ばね値 km

継手ﾎﾞﾙﾄ断面積比	1.00		0.75			0.50			0.25		
曲げﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m/m)	回転角 θ(rad)	回転ﾊﾞﾈ k100 (kN･m/m/θ)	回転角 θ(rad)	回転ﾊﾞﾈ k75 (kN･m/m/θ)	k75 /k100	回転角 θ(rad)	回転ﾊﾞﾈ k50 (kN･m/m/θ)	k50 /k100	回転角 θ(rad)	回転ﾊﾞﾈ k25 (kN･m/m/θ)	k25 /k100
-90.67	-0.0164	3,661	-0.0210	2,816	0.77	-0.0301	1,928	0.53	-0.0571	990	0.27
-36.67	-0.0017	8,112	-0.0018	7,169	0.88	-0.0020	6,017	0.74	-0.0025	4,476	0.55
-28.00	-0.0006	46,571	-0.0006	46,571	1.00	-0.0006	46,571	1.00	-0.0006	46,571	1.00
0	0	55,481	0	54,826	0.99	0	54,050	0.97	0	53,113	0.96
26.19	0.0005	20,199	0.0005	16,769	0.83	0.0005	12,768	0.63	0.0005	7,817	0.39
41.19	0.0012	12,243	0.0014	9,422	0.77	0.0017	6,496	0.53	0.0024	3,349	0.27
233.69	0.0169	－	0.0218	－		0.0313	－		0.0599	－	

2) 検討結果

表 3.6.1-2 に剛性を低下させた場合の軸圧縮力増分の分担比率算定結果を、図 3.6.1-2 にセグメント剛性と補強リングの軸圧縮力分担比率の関係を示す。

セグメントの剛性が 75%に低下したとしても、補強リングの軸圧縮力分担率は若干増加する程度であり、セグメントの剛性が 75%以下になってくると、補強リングの軸圧縮力分担率は徐々に増加し、セグメントの剛性が 25%になると、補強リングの軸圧縮力分担率は 23%に達している。

なお、曲げモーメントの分担比率を表 3.6.1-3 に示すが、補強リングの曲げモーメント分担比率は、軸圧縮力分担比率よりも大きく、剛性 100%で分担率 24%、剛性 25%で分担率 37%となっている。

表 3.6.1-2　軸圧縮力増分の分担比率

既設ﾄﾝﾈﾙ外径(m)	4.3							
土被り(m)	15							
加圧範囲	全周							
剛性比率	1.00		0.75		0.50		0.25	
部位	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ
軸圧縮力増分最大値(kN)	-198	-19	-194	-23	-187	-30	-168	-49
軸圧縮力増分比率(%)	91	9	90	10	86	14	77	23
弾性係数E(x10^{3}kN/m2)	33,000	210,000	24,750	210,000	16,500	210,000	8,250	210,000
総有効断面積Ai(m2)	0.2	0.00765	0.2	0.00765	0.2	0.00765	0.2	0.00765
半径r(m)	2.05	1.875	2.05	1.875	2.05	1.875	2.05	1.875
ばね換算値k=E･Ai/r(kN/m)	3,219,512	856,800	2,414,634	856,800	1,609,756	856,800	804,878	856,800
ばね換算値比率(%)	79	21	74	26	65	35	48	52

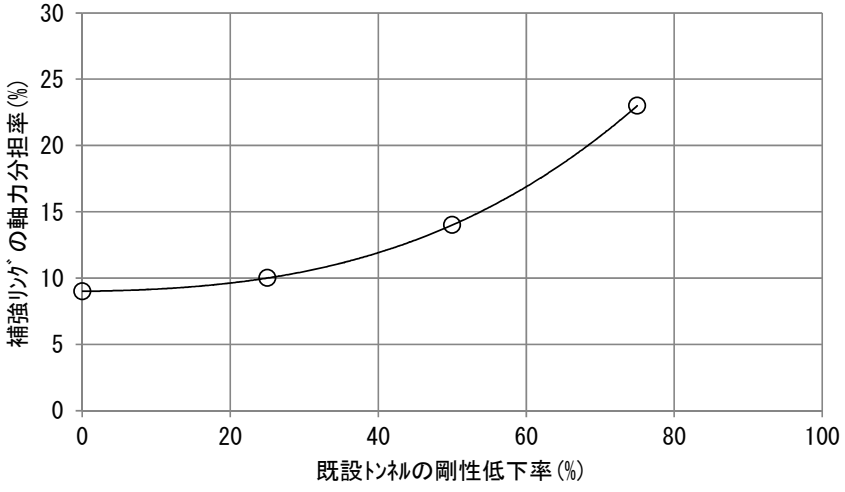


図 3.6.1-2　ｾｸﾞﾒﾝﾄ剛性と補強ﾘﾝｸﾞの軸圧縮力分担比率の関係

表 3.6.1-3　曲げﾓｰﾒﾝﾄ増分の分担比率

既設ﾄﾝﾈﾙ外径(m)	4.3							
土被り(m)	15							
加圧範囲	全周							
剛性比率	1.00		0.75		0.50		0.25	
部位	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ	既設ﾄﾝﾈﾙ	補強ﾘﾝｸﾞ
M増分最大値(kN)	27.5	8.5	25.7	8.7	22.6	9.1	16.8	9.8
M増分比率(%)	76	24	75	25	71	29	63	37
弾性係数E(x10^{3}kN/m2)	33,000	210,000	24,750	210,000	16,500	210,000	8,250	210,000
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄIi(m4)	6.67.E-04	9.18.E-06	6.67.E-04	9.18.E-06	6.67.E-04	9.18.E-06	6.67.E-04	9.18.E-06
半径r(m)	2.05	1.875	2.05	1.875	2.05	1.875	2.05	1.875
ばね換算値k=E･Ii/r(kN/m)	10,732	1,028	8,049	1,028	5,366	1,028	2,683	1,028
ばね換算値比率(%)	91	9	89	11	84	16	72	28

3.6.2　既設トンネルと補強リング間の離隔発生の検討

充填材硬化後の追加外荷重作用によって、充填硬化材部に残存する圧縮応力が消失することが考えられ、その区間では、既設トンネルと補強リング間に離隔が発生する。追加外荷重を増加させて、離隔発生区間の状況を把握する。

1) 検討条件

・φ4.3m, 土被り 15m, 全周加圧のケースについて２次元フレーム解析を行う。

・２次元フレーム解析は追加外荷重作用時のみとするが、地盤ばねの有効範囲については、構造系に全荷重（設計時荷重、自重、充填材硬化の残存圧力および追加外荷重）を載荷したときの有効範囲とする。

・加圧注入圧は、３次元ＦＥＭ解析において、既設トンネルに悪影響を及ぼさない加圧注入圧である 0.105MPa(=0.35×0.3MPa)とする。

・既設トンネルのセグメントの剛性は 100%とし、セグメント継手の回転ばね値はＭ－Φ関係をトリリニアで近似した場合の最小値程度の km=3500kN･m/m/rad とする。

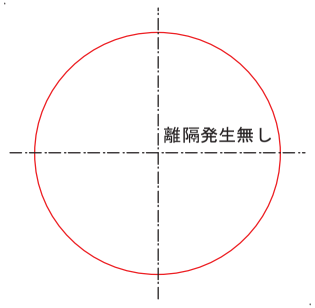
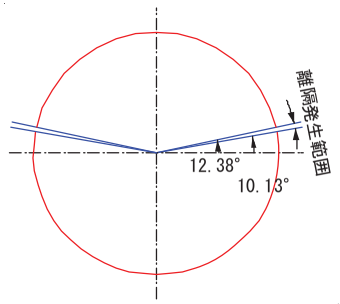
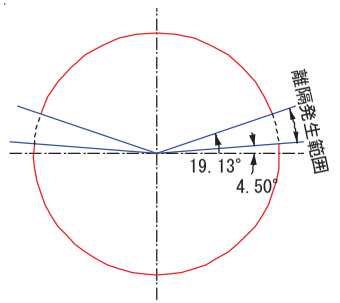
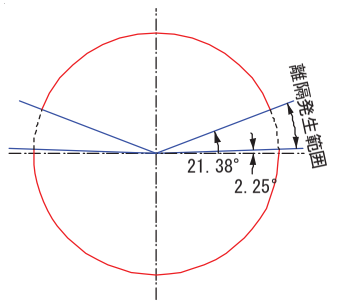
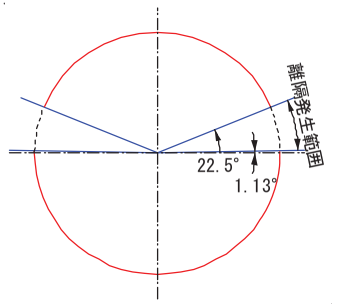
・追加外荷重は、３次元ＦＥＭ解析で用いた鉛直土圧の増加分（100kN/m^2）をベースとして、この荷重に対する割合を変化させる。

・離隔発生の判定ならびに対処方法は、充填硬化材をモデル化したバネ部材に発生する引張力が、充填材硬化後の残存圧縮力を上回る場合に離隔が発生していると判定し、その部分のバネ部材を消去して、追加外荷重作用時の再計算を行うこととした。

2) 検討結果

既設トンネルと補強リング間の離隔発生の検討結果を表 3.6.2-1 に示す。既設トンネルと補強リング間の離隔は追加外荷重の鉛直土圧が 50kN/m^2 程度以上になると発生している。加圧注入圧が最大 105kN/m^2(=0.105MPa)であることから、加圧注入圧の 50%程度で離隔が発生していることになり、残存圧縮力 70kN/m^2(=2/3x105kN/m^2)との兼ね合いで発生していることが伺える。なお、表中の下部には、充填硬化材が全域に亘って有効として計算した場合の最大断面力を掲載しているが、離隔発生の影響は断面力に少なからず現れている。

表3.6.2-1　既設トンネルと補強リング間の離隔発生状況

追加外荷重			40%(鉛直土圧：40kN/m2)	50%(鉛直土圧：50kN/m2)	100%(鉛直土圧：100kN/m2)	150%(鉛直土圧：150kN/m2)	200%(鉛直土圧：200kN/m2)
充填硬化材の有効範囲							
既設ﾄﾝﾈﾙ		Mmax(kN･m)	5.56	6.96	13.73	20.45	27.33
		Mmin(kN･m)	-8.12	-9.63	-17.19	-25.41	-33.87
		Nmax(kN)	-48.95	-60.68	-117.51	-174.77	-231.83
		Nmin(kN)	-133.78	-166.70	-329.46	-492.64	-655.65
		Smax(kN)	10.46	12.69	25.22	38.39	51.73
		Smin(kN)	-10.46	-12.69	-25.22	-38.39	-51.73
補強ﾘﾝｸﾞ		Mmax(kN･m)	3.41	4.22	8.12	12.03	16.05
		Mmin(kN･m)	-4.27	-4.95	-8.05	-11.62	-15.40
		Nmax(kN)	-4.84	-7.04	-20.32	-32.75	-44.90
		Nmin(kN)	-8.93	-11.93	-28.94	-45.36	-61.67
		Smax(kN)	6.25	7.23	11.69	16.43	21.84
		Smin(kN)	-6.25	-7.23	-11.69	-16.43	-21.84
離隔が無いとした場合の解析結果	既設ﾄﾝﾈﾙ	Mmax(kN･m)	—	6.86	13.11	19.41	25.88
		Mmin(kN･m)	—	-9.93	-18.90	-28.08	-37.44
		Nmax(kN)	—	-61.51	-124.75	-187.76	-250.35
		Nmin(kN)	—	-167.51	-336.59	-505.46	-673.94
		Smax(kN)	—	12.88	24.77	36.80	49.07
		Smin(kN)	—	-12.88	-24.77	-36.80	-49.07
	補強ﾘﾝｸﾞ	Mmax(kN･m)	—	4.19	7.94	11.72	15.63
		Mmin(kN･m)	—	-5.25	-9.88	-14.53	-19.37
		Nmax(kN)	—	-6.11	-12.57	-19.01	-25.35
		Nmin(kN)	—	-11.14	-22.08	-33.01	-44.01
		Smax(kN)	—	7.68	14.42	21.18	28.24
		Smin(kN)	—	-7.68	-14.42	-21.18	-28.24

3.7　まとめと課題

3.7.1　まとめ

・構造解析における変位と断面力の計算結果において、２次元フレーム解析は３次元ＦＥＭ解析を精度よく再現しているとはいえないが、その傾向は概ね表しているものと考えられる。ＦＥＭ解析の３次元的な効果を２次元のフレーム解析で表現することが難しいことがあらためて確認されたが、設計において２次元フレーム解析を適用することの可能性は見いだせたと考えられる。

・２次元フレーム解析では全周加圧のように３次元ＦＥＭ解析を設計的に安全側でほどよく再現可能な場合があるものの、上下加圧のように設計的に危険側の結果を与える場合があることが示された。２次元フレーム解析の設計への適用を考える場合、全周加圧以外の加圧注入方法を採用する場合などについては、別途検討を行う必要があると考えられる。

・加圧注入を行う際、セグメント幅方向（配力筋方向）に大きな断面力が発生する結果が２次元フレーム解析で得られた。加圧注入圧の設定にあたっては、この点も検討項目とする必要がある。

・２次元フレーム解析によって、既設トンネルの剛性低下を考慮して、追加外荷重作用時の既設トンネルと補強リングの荷重分担率の試算を行ったが、既設トンネルの剛性が75%以下になってくると、補強リングの軸圧縮力分担率は徐々に増加し、セグメントの剛性が 25%になると、補強リングの軸圧縮力分担率は 23%に達するものと考えられる。

・２次元フレーム解析によって、追加外荷重作用時に補強リングと既設トンネル間に離隔が発生（充填硬化材の圧縮応力が消滅する状態）する状況を試算したが、加圧注入圧の 50%程度で離隔が発生している結果が得られており、発生する断面力に留意する必要があるものと考えられる。

3.7.2　課題

・今後の２次元フレーム解析による３次元ＦＥＭ解析の模擬にあたっては、加圧注入圧が実用的な範囲について、検討を行う必要があると考えられる。なお、上下加圧を実施の対象から外すことも検討に値すると考えられる。

・既設トンネルの剛性低下については、コンクリート自体の物性的な劣化、ひびわれの伸展などの要因に対して、本技術をどのように適用するかを検討することが望ましい。

・追加外荷重の大きさを変化させて補強リングと既設トンネル間に離隔が発生する状況を検討したが、加圧注入圧との兼合いで離隔は発生するものと考えられることから、離隔を許すか否かの判断も必要と考えられる。

第４章　簡易型ゴムチューブによるコストダウン実験検討

4.1　実験計画

平成 25 年度に行われた補強効果の確認実験に用いたゴムチューブでは、0.3MPa の加圧注入に対して、圧力保持を確実なものとするために、ノズル金具および端部閉止金具の仕様を非常に高めたものとした。そのため、これらの材料費ならびに加工費が非常に高くなり、実施工にあたっては経済性が非常に悪くなる。

そこで、これらの金具類の仕様を低減した簡易型ゴムチューブに対して、加水圧実験を行い、簡易型ゴムチューブの可能性について検討する。簡略化する部位を写真 4.1-1 に示す。なお、この仕様低減によって、ゴムチューブのコストは内径 5m 程度のトンネルにおいて、ゴムチューブの分割数によるが、5～20%程度低減できるものと考えられる。

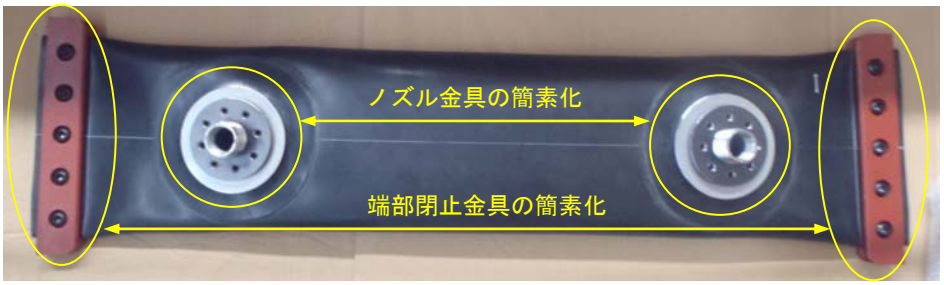


写真 4.1-1 ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞの簡略化部位

4.1.1　簡易型ゴムチューブの概要

端部閉止金具に関しては、金具を一切使わずに、円筒状のゴムを接着した上で折り返して補強リング内に配置することを考える。液圧によって、接着部は剥離しようとするが、折返し部が補強リングの受圧板に押し付けられて、剥離を抑制する効果に期待するものである。端部ゴムの折返し状況について、下写真に示す。

写真 4.1.1-1 ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ端部接着・折返し試作例

ノズル金具に関しては、市販品の中で口径の比較的大きいものを選定した。下写真にその形状を示す。

写真 4.1.1-2 ノズル金具案（市販品）

4.1.2　ゴムチューブの形状

ノズルの種類および端部折返し長さを要因に図 4.1.2-1 に示す 3 ケースを設定する。

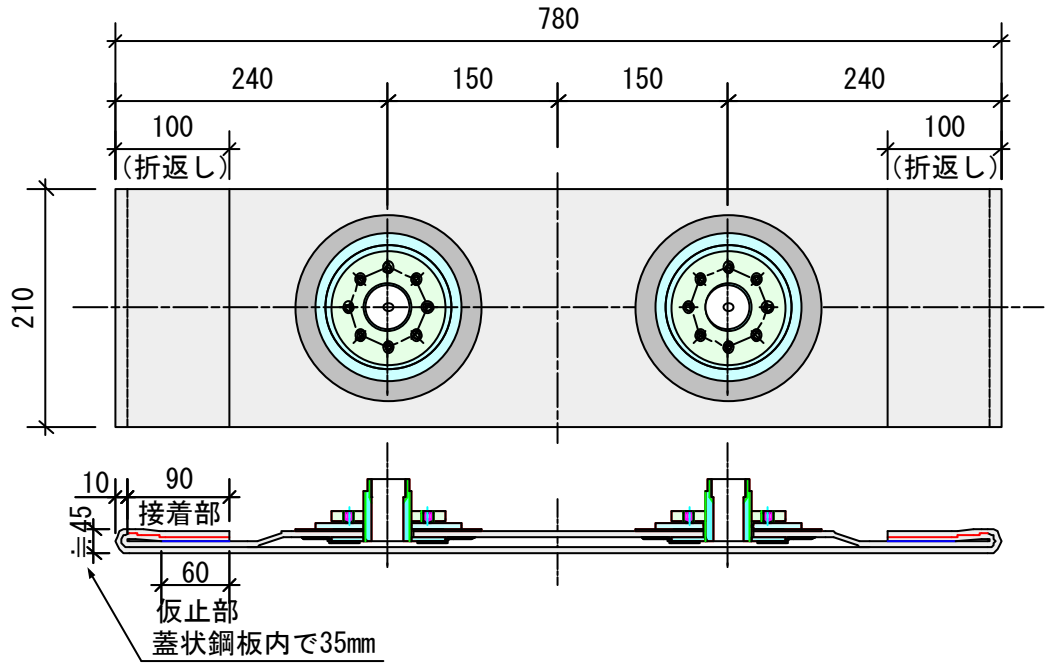


図 4.1.2-1(a) CASE-1:従来ノズル＋端部折返し 100mm

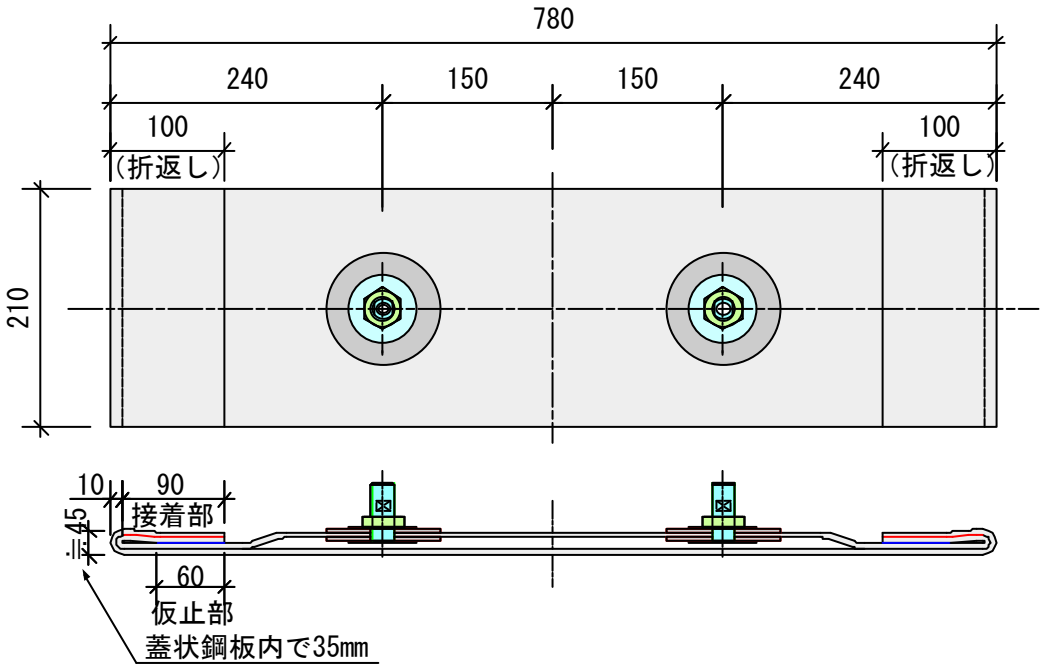


図 4.1.2-1(b) CASE-2-1:簡易ノズル＋端部折返し 100mm

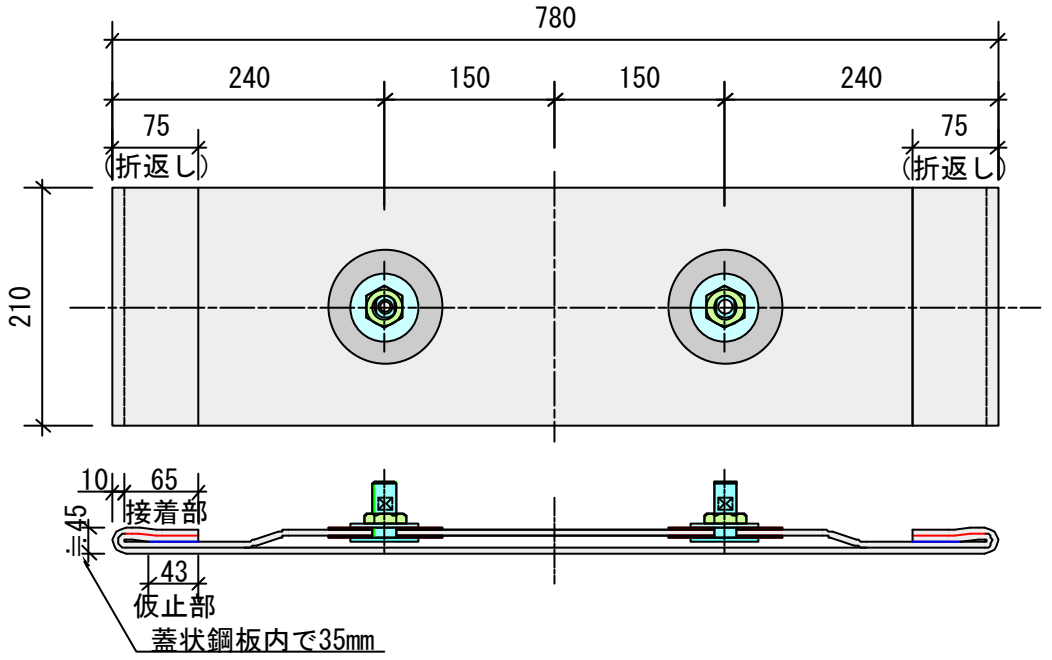


図 4.1.2-1(c) CASE-2-2:簡易ノズル＋端部折返し 75mm

4.1.3　実験装置および加水圧過程

実験装置概要図を図 4.1.3-1 に示す。蓋状鋼材内にゴムチューブを配置し、蓋状鋼材と架台とはボルトによって接合する。

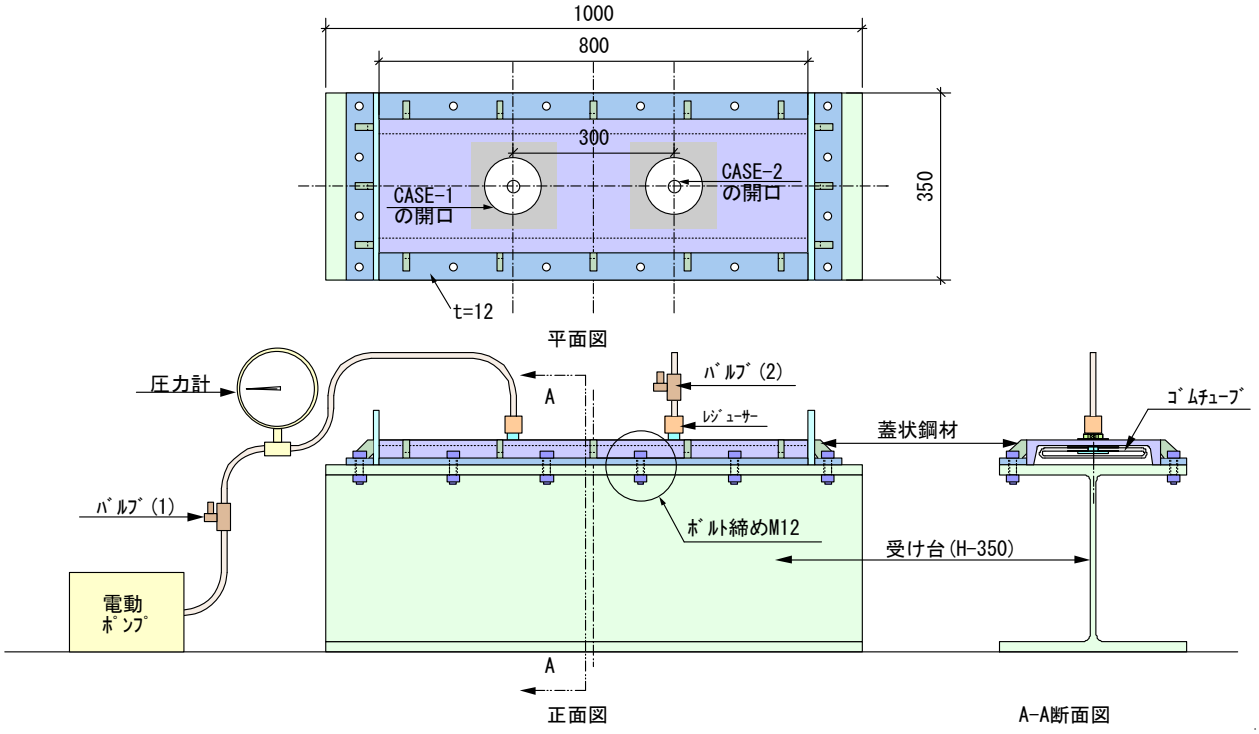


図 4.1.3-1　実験装置概要図

電動ポンプによって送水し、エア抜き完了後にバルブ(2)を閉止し、圧力計の数値を確認しながら、電動ポンプを操作し、所定の圧力になった時点でバルブ(1)を閉止する。加水圧の過程を図 4.1.3-2 に示す。

水圧を 0.05MPa 毎に 0.3MPa まで上昇させ、各ステップ毎にバルブ(1)を閉止して漏水ならびに異常な圧力低下の有無を調べる。今回の実験では、簡易ゴムチューブの可能性を調べることを目的としており、必ずしも 0.3MPa まで漏水などの異常がないことを求めるものではない。

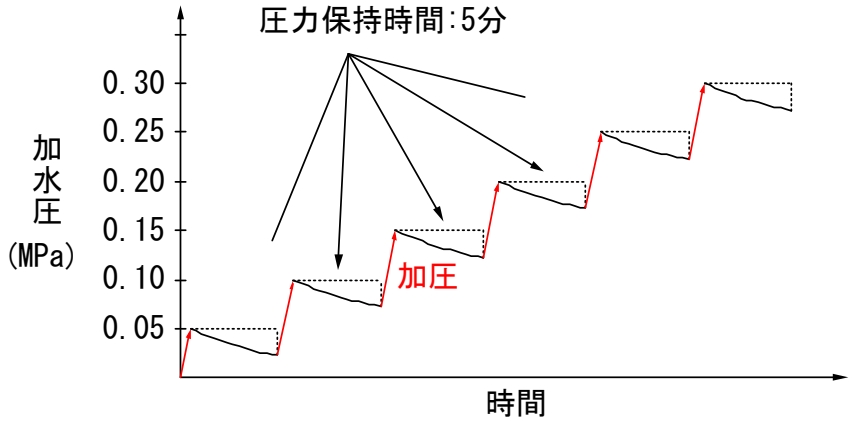


図 4.1.3-2　加水圧過程図

4.2　実験結果

簡易型ゴムチューブの受け台および蓋状鋼材への設置状況を写真 4.2-1 に、また、実験実施立会状況を写真 4.2-2 に示す。

(a)簡易型ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ敷設状況

(b)蓋状鋼材ﾎﾞﾙﾄ締結状況

写真 4.2-1　簡易型ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ設置状況

(a)実験装置組立状況立会

(b)水圧除去後のｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ確認状況(CASE-2-2)

写真 4.2-2　実験実施立会状況

4.2.1　ＣＡＳＥ－１

CASE-1 の加水圧過程における漏水の有無の結果を表 4.2.1-1 に、0.35MPa における実験状況を写真 4.2.1-2 に示す。加水圧 0.35MPa においても、漏水などの不具合は発生しなかった。

写真 4.2.1-1　CASE-1 ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ状況

(a)全体状況　　(b)圧力計状況

写真 4.2.1-2　CASE-1 最大加水圧時状況

表 4.2.1-1　加水圧過程における漏水状況(CASE-1)

加水圧 (MPa)	漏水有無
0.05	無し
0.10	無し
0.15	無し
0.20	無し
0.25	無し
0.30	無し
0.35	無し

4.2.2　ＣＡＳＥ－２－１

CASE-2-1 の加水圧過程における漏水の有無の結果を表 4.2.2-1 に、0.4MPa における実験状況を写真 4.2.2-2 に示す。加水圧 0.4MPa においても、漏水などの不具合は発生しなかった。

写真 4.2.2-1　CASE-2-1 ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ状況

(a)全体状況　　(b)圧力計状況

写真 4.2.2-2　CASE-2-1 最大加水圧時状況

表 4.2.2-1　加水圧過程における漏水状況(CASE-2-1)

加水圧 (MPa)	漏水有無
0.05	無し
0.10	無し
0.15	無し
0.20	無し
0.25	無し
0.30	無し
0.35	無し
0.40	無し

4.2.3　ＣＡＳＥ－２－２

CASE-2-2 の加水圧過程における漏水の有無の結果を表 4.2.3-1 に、0.4MPa における実験状況を写真 4.2.3-2 に示す。加水圧 0.4MPa においても、漏水などの不具合は発生しなかった。

写真 4.2.3-1　CASE-2-2 ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ状況

(a)全体状況　　(b)圧力計状況

写真 4.2.3-2　CASE-2-2 最大加水圧時状況

表 4.2.3-1　加水圧過程における漏水状況(CASE-2-2)

加水圧 (MPa)	漏水有無
0.05	無し
0.10	無し
0.15	無し
0.20	無し
0.25	無し
0.30	無し
0.35	無し
0.40	無し

4.3　まとめと課題

4.3.1　まとめ

・ゴムチューブ端部を接着した上で折返す方法は、0.3MPa 程度の加水圧に対する止水に有効であることがわかった。

・市販のノズル金具を用いたが、0.3MPa 程度の加水圧に対する止水に有効であることがわかった。

4.3.2　課題

・今回の実験は、ゴムチューブを設置して加圧する際の内空高 35mm、ゴムチューブのゴム厚 5mm に対する実験結果であり、実施工において、この仕様よりも厳しい（内空高が大きくなる場合、ゴム厚が小さくなる場合）には別途実験によって確認する必要がある。

第５章　施工方法の検討

5.1　施工ステップ毎の課題と対処方法

課題とそれに対する対処方法などについて、表 5.1-1 に示す。

1）既設トンネルへのゴムチューブ設置

課題としては、既設トンネル内面の凹凸の処理が挙げられる。対処方法として、凸部に対してはチッピングなどによって削り出す処置を行い、凹部（ボルトボックス部、グラウトホール部など）に対しては、パテ材による孔埋めを行う。

2）補強リングの設置

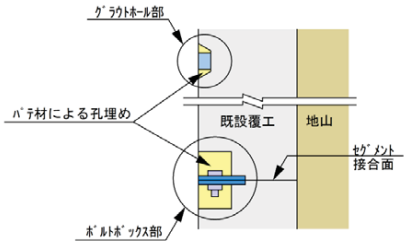
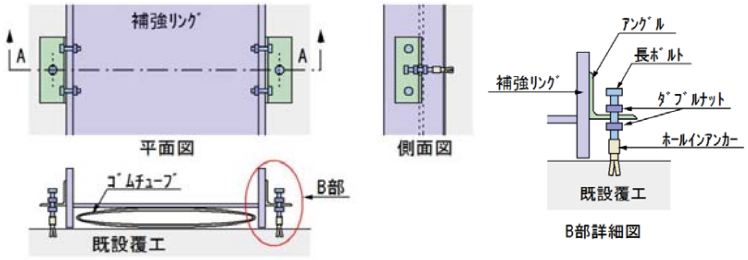
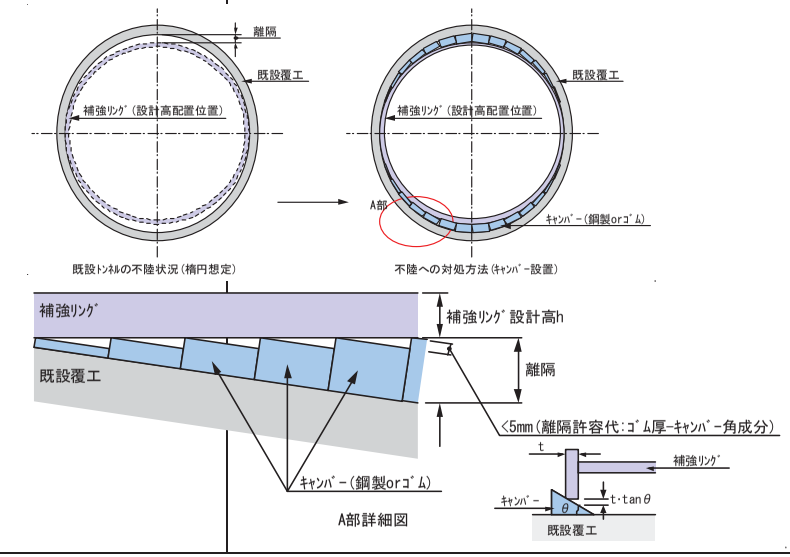
最初の課題として、補強リングの位置決めを取り上げる。補強リングを極力真円状に配置するために、補強リング主桁側面に設置したアングル材に、既設トンネルにホールインアンカー等で設置したボルトを通し、ダブルナットによって補強リングの位置決めを行う。補強リングピース間をボルト締結する際には、ライナープレートを挿入するなどの処置を行う。

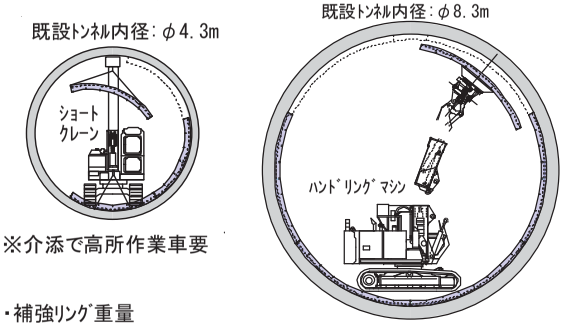
次の課題として、既設トンネル内面の不陸を取り上げる。既設トンネルに縦つぶれや横つぶれの変状が発生している場合には、円形状に配置する補強リングとの間に離隔が発生する。ゴムチューブの厚さ程度以下であれば、特に対処は必要ないと考えられるが、それ以上の離隔になった場合には、補強リングの主桁高での調整、離隔調整ゴムブロックの配置によって対処する。

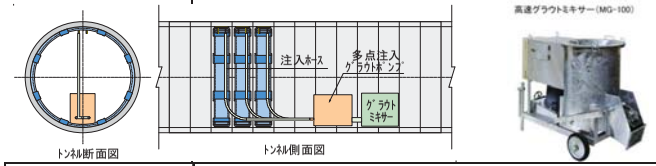
3）施工機械と施工サイクル

最後の課題として、各ステップ毎の施工機械と施工サイクルを取り上げる。なお、ここでは、ゴムチューブの加圧注入は全周に亘って一括に行う場合を考えている。

表5.1-1　課題と対処方法

施工ｽﾃｯﾌﾟ	課題	対処方法
1.既設ﾄﾝﾈﾙへのｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ設置	・既設ﾄﾝﾈﾙ内面の凹凸の処理	・凸部に対しては、ﾁｯﾋﾟﾝｸﾞなどによって削り出す処置を行う。 ・凹部(ﾎﾞﾙﾄﾎﾞｯｸｽ部,ｸﾞﾗｳﾄﾎｰﾙ部など)に対しては、ﾊﾟﾃ材による孔埋めを行う 
2.補強ﾘﾝｸﾞの設置	・補強ﾘﾝｸﾞの位置決め	・補強ﾘﾝｸﾞ主桁側面に設置したｱﾝｸﾞﾙ材に、既設ﾄﾝﾈﾙにﾎｰﾙｲﾝｱﾝｶｰ等で設置したﾎﾞﾙﾄを通し、ﾀﾞﾌﾞﾙﾅｯﾄによって補強ﾘﾝｸﾞの位置決めを行う。 
	・既設ﾄﾝﾈﾙ内面の不陸	連続ｷｬﾝﾊﾞｰにて対処 

課題	ｽﾃｯﾌﾟなど	対処方法
3.施工機械と施工ｻｲｸﾙ（全周加圧）	・施工条件	・資機材の搬入準備ならびに撤収に60分ずつを要するものとする。 ・8時間/方とする。 ・施工機械：高所作業車 ・ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ重量（ｴﾝﾄﾞﾚｽ）/ﾘﾝｸﾞ→φ4.3m：120kgf,φ8.3m：230kgf ・施工ｻｲｸﾙ：「ﾄﾝﾈﾙ内装板設置工」を参考にする。 →100m2/2.4世話役/3m2/枚・25kgf/枚・1方=347kgf/8時間 φ4.3m→120kgf/347kgf・8時間≒2.8時間/ﾘﾝｸﾞ φ8.3m→230kgf/347kgf・8.0時間≒5.3時間/ﾘﾝｸﾞ
	(1)ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ設置	
	(2)補強ﾘﾝｸﾞ設置	・施工機械：補強対象ﾄﾝﾈﾙの内径、ｲﾝﾊﾞｰﾄの状況などによって使用できる施工機械が異なる。  ※介添で高所作業車要 ・補強ﾘﾝｸﾞ重量 φ4.3m→一般部：220kgf、頂部： 80kgf、1ﾘﾝｸﾞ：1180kgf（6ﾋﾟｰｽ） φ8.3m→一般部：480kgf、頂部：130kgf、1ﾘﾝｸﾞ：3010kgf（7ﾋﾟｰｽ） ・施工ｻｲｸﾙ：「仮設材設置工」の「切梁・腹起し」を参考にする。 →10tf/1.7世話役・1方=5882kgf/8時間 φ4.3m→1180kgf/5882kgf・8時間≒1.6時間/ﾘﾝｸﾞ φ8.3m→3010kgf/5882kgf・8時間≒4.1時間/ﾘﾝｸﾞ
	(3)充填材加圧注入	・施工機械：ｸﾞﾗｳﾄﾐｷｻｰ、ｸﾞﾗｳﾄﾎﾟﾝﾌﾟ ・充填材容量/ﾘﾝｸﾞ →φ4.3m：350ﾘｯﾄﾙ（700kgf),φ8.3m：650ﾘｯﾄﾙ(1300kgf) ・施工ｻｲｸﾙ：「薬液注入工」を参考にする。 →移動・配管に15分を見込む。吐出量は20ﾘｯﾄﾙ/分とする。 加圧注入1時間後に追加加圧(5分)を行うものとする。 φ4.3m→350ﾘｯﾄﾙ/20ﾘｯﾄﾙ/分+15分+60分+5分≒1.7時間/ﾘﾝｸﾞ φ8.3m→650ﾘｯﾄﾙ/20ﾘｯﾄﾙ/分+15分+60分+5分≒1.9時間/ﾘﾝｸﾞ



工種	日 1 時間 2	4	6	8	日 2 時間 2	4	6	8
φ4.3m								
準備工	1.0							
ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ設置		2.8						
補強ﾘﾝｸﾞ設置			1.6					
充填材加圧注入				1.7				
φ8.3m								
準備工	1.0							
ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ設置		5.3						
補強ﾘﾝｸﾞ設置					4.1			
充填材加圧注入						1.9		

5.2　計測計画

補強を行うに際して、既設トンネルおよび補強リングの挙動を把握するために必要と考えられる計測器配置を図 5.2-1 に示す。

また、計測項目を補強工事の施工時と施工完了後の長期に分けた計測項目の一覧表を表 5.2-1 に示す。

補強リングがトンネル軸方向に離散的な配置となるため、現段階では共同溝など内空面への立入りが比較的容易な場合を考えている。下水道などへの適用では内空面の平滑化の施工を行う必要があるとともに、長期計測時には下水道内から一時的に排水を行うなどの処置を行った上で測量を行う必要がある。

表5.2-1　計測項目

計測項目	計測方法	計測の目的	計測値の評価
Ⅰ．補強工事施工時計測項目			
１．変位			
(1) 既設ﾄﾝﾈﾙ	ﾀｰｹﾞｯﾄ測量 (ﾀｰｹﾞｯﾄは脱着)	・充填材加圧注入～充填材硬化過程における絶対変位量を把握する。	・構造解析結果との照合により、挙動の分析を行う。
(2) 補強ﾘﾝｸﾞ			
(3) 既設ﾄﾝﾈﾙと補強ﾘﾝｸﾞの相対変位	ｽﾄﾛｰｸ変位計	・上記絶対変位量を補足する。	
２．ひずみ			
(1) 補強ﾘﾝｸﾞ継手ﾎﾞﾙﾄ	ひずみｹﾞｰｼﾞ	・充填材加圧注入～充填材硬化過程における応力状態を把握する。	・構造解析結果との照合により、挙動の分析を行う。
(2) 補強ﾘﾝｸﾞ主桁			
３．圧力			
(1) 充填材加圧力	ｸﾞﾗｳﾄﾎﾟﾝﾌﾟ液圧計	・充填材の加圧注入圧を把握する。	・施工管理の指標とする。
(2)ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ・既設ﾄﾝﾈﾙ間面圧	感圧ｾﾝｻｰ	・充填材加圧注入～充填材硬化過程における面圧を把握する。	・構造解析の入力値とするとともに、加圧注入圧との関係を把握する。
(3)ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ・補強ﾘﾝｸﾞ間面圧			
Ⅱ．長期計測項目			
１．変位			
(1) 既設ﾄﾝﾈﾙ	ﾀｰｹﾞｯﾄ測量 (ﾀｰｹﾞｯﾄは脱着)	・追加外荷重などによる絶対変位量を把握する。	・外的要因の変化に伴う全体挙動の推定を行う。
(2) 補強ﾘﾝｸﾞ			

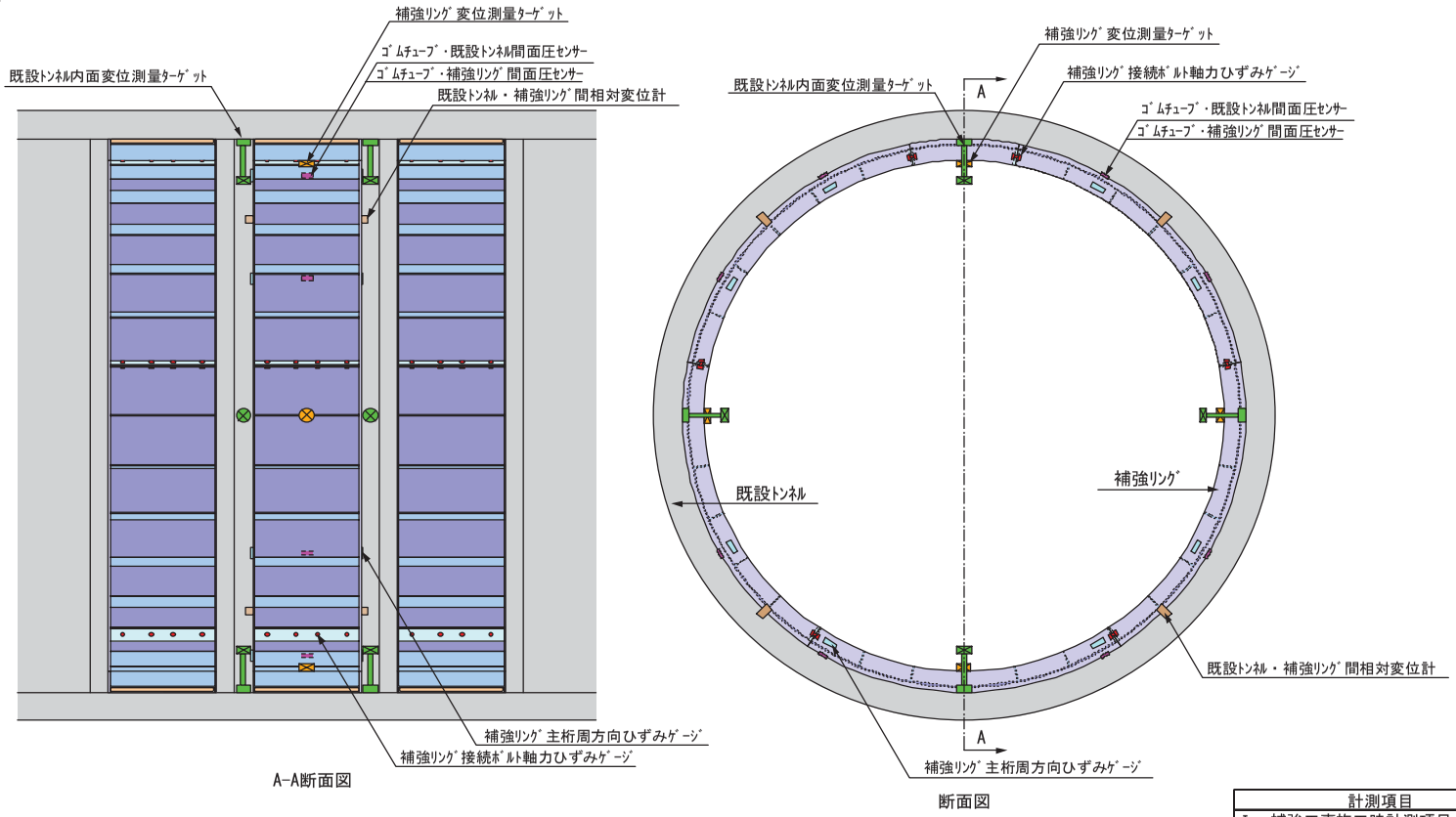


図5.2-1計測器配置図

計測項目

計測項目	計測方法	計測の目的
Ⅰ．補強工事施工時計測項目		
１．変位		
(1)既設ﾄﾝﾈﾙ	ﾀｰｹﾞｯﾄ測量（ﾀｰｹﾞｯﾄは脱着）	・充填材加圧注入～充填材硬化過程における絶対変位量を把握する。
(2)補強ﾘﾝｸﾞ		
(3)既設ﾄﾝﾈﾙと補強ﾘﾝｸﾞの相対変位	ｽﾄﾛｰｸ変位計	・上記絶対変位量を補足する。
２．ひずみ		
(1)補強ﾘﾝｸﾞ継手ﾎﾞﾙﾄ	ひずみｹﾞｰｼﾞ	・充填材加圧注入～充填材硬化過程における応力状態を把握する。
(2)補強ﾘﾝｸﾞ主桁		
３．圧力		
(1)充填材加圧力	ｸﾞﾗｳﾄﾎﾟﾝﾌﾟ液圧計	・充填材の加圧注入圧を把握する。
(2)ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ・既設ﾄﾝﾈﾙ間面圧	感圧ｾﾝｻｰ	・充填材加圧注入～充填材硬化過程における面圧を把握する。
(3)ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ・補強ﾘﾝｸﾞ間面圧		
Ⅱ．長期計測項目		
１．変位		
(1)既設ﾄﾝﾈﾙ	ﾀｰｹﾞｯﾄ測量（ﾀｰｹﾞｯﾄは脱着）	・追加外荷重などによる絶対変位量を把握する。
(2)補強ﾘﾝｸﾞ		

5.3 施工・維持管理フロー

補強工事から長期計測までの施工・維持管理フローを図 5.3-1 に示す。加圧注入圧は、既設トンネルの現状に関する事前検討によって予め設定することになるが、現地においては、セグメントリング毎に現況が異なる場合が想定される。このような場合には、予備加圧を行って、加圧力による既設トンネルおよび補強リングの挙動を捉えて、適切な加圧注入圧を設定する手順を踏むことも考えられる。

ここでは、補強工事だけではなく、その後の計測についても、維持管理の面から項目として取り上げている。補強という位置づけから、補強後の既設トンネルおよび補強リングに対する計測は必須であり、何に対する補強かを問わず、経年的な挙動を把握する必要があると考えられる。

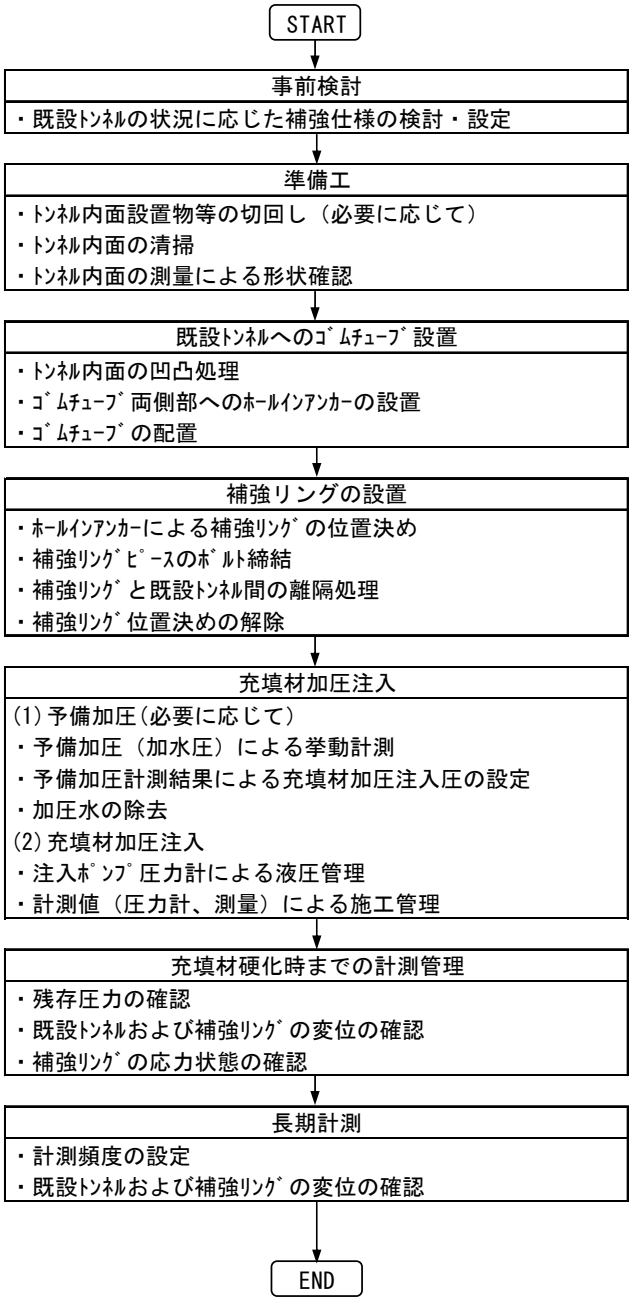


図5.3-1 施工・維持管理フロー

5.4　まとめと課題

5.4.1　まとめ

・施工ステップ毎の主要な課題に対する対処方法を検討するとともに、必要と考えられる計測項目のピックアップを行い、望まれる施工フローを検討した。

5.4.2　課題

・既設トンネルの状況、補強仕様、施工条件を十分吟味して施工計画は立案されるが、施工実績を蓄積するまでは、試験施工区間を設けるなどして、施工上の問題点をあぶり出して、有効な対処方法を適用した上で、本施工に取り掛かることが望まれる。なお、施工効率を向上させるには、補強リング組立機材、充填硬化材注入装置などの開発が望まれる。

・また、施工時ならびに補強完了後の長期に亘る計測を実施し、既設トンネルおよび補強リングの挙動を把握・監視することが望まれる。

第６章　まとめと今後の展開

6.1　まとめ

平成25年度ならびに平成26年度の研究成果を通して得られた研究結果を以下に列挙する。

(1)　既設トンネルへの適用方法の検討（パラメータ解析）

・既設トンネルへの加圧注入圧の影響を考えると、加圧注入圧は設計荷重時の水圧程度以下とする必要があると考えられる。

・加圧注入圧の影響を受けて、セグメント継手の応力が最も厳しくなるケースが見られたが、セグメント継手の種類によっては、事前に補強を行って、応力緩和を行うことが可能な場合も考えられることから、別途検討することが必要と考えられる。

・補強リングの仕様を、標準セグメントを参考に設定すると、0.3MPa の加圧注入圧に対しても、補強完了時点で応力的に十分な余裕がある結果が得られており、補強リングへ補強効果をどの程度見込むかによるが、仕様低減の可能性が考えられる。

・追加外荷重による補強リングの荷重分担率は、既設トンネルの剛性低下を考えない場合、10%程度見込むことができるものと考えられる。

(2)　設計方法の検討（２次元フレーム解析）

・構造解析における変位と断面力の計算結果において、２次元フレーム解析は３次元ＦＥＭ解析を精度よく再現しているとはいえないが、その傾向は概ね表しているものと考えられる。ＦＥＭ解析の３次元的な効果を２次元のフレーム解析で表現することが難しいことがあらためて確認されたが、設計において２次元フレーム解析を適用することの可能性は見いだせたと考えられる。

・応力照査結果において、２次元フレーム解析では全周加圧のように３次元ＦＥＭ解析を設計的に安全側でほどよく再現可能な場合があるものの、上下加圧のように設計的に危険側の結果を与える場合があることが示された。２次元フレーム解析の設計への適用を考える場合、全周加圧以外の加圧注入方法を採用する場合などについては、別途検討を行う必要があると考えられる。

・加圧注入を行う際、セグメント幅方向（配力筋方向）に大きな断面力が発生する結果が２次元フレーム解析で得られた。加圧注入圧の設定にあたっては、この点も検討項目とする必要があると考えられる。

・２次元フレーム解析によって、既設トンネルの剛性低下を考慮して、追加外荷重作用時の既設トンネルと補強リングの荷重分担率の試算を行ったが、既設トンネルの剛性が75%程度以下になってくると、補強リングの軸圧縮力分担率は徐々に増加し、セグメントの剛性が 25%になると、補強リングの軸圧縮力分担率は 23%に達する結果が得られた。

・２次元フレーム解析によって、追加外荷重作用時に補強リングと既設トンネル間に離隔が発生（充填硬化材の圧縮応力が消滅する状態）する状況を試算したが、加圧注入圧の 50%程度で離隔が発生している結果が得られており、発生する断面力に留意する必要があるものと考えられる。

(3)　補強効果の確認実験

・鋼材で内空が制限されたゴムチューブ内に 0.3MPa の加圧注入圧で充填材（セメントミルク）を注入した後、充填材硬化後に充填材と鋼材間のゴムに残存する圧力を計測したが、残存圧力は加圧注入圧による圧力の 2/3 程度残存する結果が得られ、充填材の硬化に伴って､ゴムの圧縮応力が消失するような現象はみられなかった(平成 25 年度成果)。

・ゴムチューブのコストダウンを目的として、端部閉止金具をゴムの接着・折返しに変更し、ノズルを特注品から市販品に変更して、加水圧を行ったが、0.3MPa 程度の加水圧に対して漏水などなく、ゴムチューブのコストダウンの可能性が示された。

(4)　施工方法の検討

・施工ステップ毎の主要な課題に対する対処方法を検討するとともに、必要と考えられる計測項目のピックアップを行い、望まれる施工フローを検討した。

6.2　今後の展開

前述のように平成 25 年度ならびに平成 26 年度の研究成果を通して、本補強技術の適用性を検討し、要素実験ならびに構造解析レベルにおいて、本施工技術が概ね適用可能であることが確認できた。今後は、既設トンネルを模擬した小型円筒形部材に本施工方法を適用した構造実験などを行い、本研究で得られた知見と照合することが肝要と考えられる。図 6.2-1 に補強技術の実用化に向けた検討フローを示す。

なお、実用化の目処がついた場合には、インバートを有するトンネルへの適用方法、地下河川（内圧対応）への適用方法など適用範囲の拡大に向けた取組みを行うことが望ましい。

START

H25・H26年度　老朽化ﾄﾝﾈﾙの補強技術の研究		
主要実施事項	得られた知見	今後の確認事項
・3次元FEM解析(構造解析)	・補強構造の成立の可能性	・実挙動との整合性
・ﾌﾚｰﾑ解析(FEM解析の模擬)	・ﾌﾚｰﾑ解析使用の可能性	・ﾌﾚｰﾑ解析使用方法の設定
・充填材加圧注入実験（平板）	・ｺﾞﾑ圧縮力による圧力残存	・円筒形ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞにおける圧力残存状況

小型円筒形管に対する補強技術の適用ならびに静的載荷実験
主要実施事項
・1ﾘﾝｸﾞに相当するﾋｭｰﾑ管(内圧対応型)へのｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ・補強ﾘﾝｸﾞ設置後の充填材加圧注入実験
・擬似的に剛性を低下させたﾋｭｰﾑ管へのｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ・補強ﾘﾝｸﾞ設置後の充填材加圧注入実験
・上記、充填材硬化後のﾋｭｰﾑ管への載荷実験
・上記実験に対する事前解析および事後解析(3次元FEM解析およびﾌﾚｰﾑ解析)
確認事項
・円筒形ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞにおける圧力残存状況
・1ﾘﾝｸﾞにおける構造解析と実験における挙動の整合性
・剛性を低下させたﾋｭｰﾑ管への補強効果の確認

実存ｼｰﾙﾄﾞﾄﾝﾈﾙへの補強技術の適用検討・加圧注入実験
主要実施事項
・実存ｼｰﾙﾄﾞﾄﾝﾈﾙの選定
・実存ｼｰﾙﾄﾞﾄﾝﾈﾙへの補強技術の適用検討（補強仕様の設定）
・実存ｼｰﾙﾄﾞﾄﾝﾈﾙへのｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ・補強ﾘﾝｸﾞ設置後の充填材加圧注入実験
・上記実験に対する事前解析および事後解析(3次元FEM解析およびﾌﾚｰﾑ解析)
確認事項
・円筒形ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞにおける圧力残存状況
・地盤ならびに隣接ｾｸﾞﾒﾝﾄを含めた構造解析と実験における挙動の整合性
・実施工における課題と対処方法の確認

END

図6.2-1　補強技術の実用化に向けた検討フロー

書名　平成 26 年度　老朽化トンネル補強技術の研究補助事業報告書

発行　平成 27 年 3 月
一般財団法人　エンジニアリング協会
地下開発利用研究センター
〒105-0001
東京都港区虎ノ門三丁目 18 番 19 号
TEL 03-5405-7203
FAX 03-5405-8201

印刷　株式会社　高山