

耐震補強を有する地下構造物の  
安全性照査に関する研究

平成25年  
常井 友也

## 目次

第1章	序論	1
1.1	はじめに	1
1.2	地中埋設管の改築・更新対策及び耐震対策の現状と課題	3
1.3	研究の目的	6
1.3.1	下水道管路施設の耐震対策の新工法	6
1.3.2	地下構造物の地震時挙動と耐震性能照査	7
1.3.3	地中埋設管の地震リスク評価	7
1.4	既往の研究	8
1.4.1	下水道管路の耐震対策の安全性の照査	8
1.4.2	地下構造物の地震時の震動特性	9
1.4.3	地震リスク評価	10
1.5	本論文の構成と内容	10
第2章	新工法の偏平試験による安全性の検証	
2.1	概説	11
2.1.1	偏平試験の目的	11
2.1.2	たわみ性管の設計手法	11
2.1.3	剛性管の設計手法	16
2.2	下水道管路の耐震対策の新工法の概要	17
2.2.1	耐震対策の新工法の概要	17
2.2.2	新工法の安全性に関する課題	20
2.3	耐震対策の新工法の構造設計	20
2.3.1	ライニング材の厚みの検討	21
2.3.2	高剛性部の厚みの検討	21
2.4	偏平試験の実験方法	22
2.4.1	試験供試体の概要	24
2.4.2	実験装置の概要と測定項目	29
2.5	偏平試験の有限要素法による解析	30
2.5.1	構造物のモデル化	30
2.5.2	解析モデルのメッシュ分割	37
2.5.3	解析諸元	38
2.5.4	偏平試験の解析方法	38
2.6	静的載荷試験の解析結果と実験結果	40
2.7	結論	47

第3章	新工法の埋設実験による安全性の検証	48
3.1	概説	48
3.2	埋設実験の実験方法	48
3.2.1	試験供試体の概要	48
3.2.2	実験装置の概要	51
3.2.3	埋設地盤の特性と埋設方法	53
3.2.4	埋設地盤の締め固め特性	56
3.2.5	簡易動的コーン貫入試験によるN値の測定方法	60
3.2.6	N値の補正方法	60
3.2.7	測定項目と測定方法	63
3.2.8	静的載荷試験	67
3.2.9	繰り返し載荷試験	68
3.3	埋設実験の有限要素法による解析	70
3.3.1	地盤及び構造物のモデル化	70
3.3.2	解析モデルのメッシュ分割	77
3.3.3	解析諸元	78
3.3.4	静的載荷試験の解析方法	79
3.3.5	繰り返し載荷試験の解析方法	80
3.4	静的載荷試験の解析結果と実験結果	81
3.4.1	静的載荷試験での地盤に作用する土圧	82
3.4.2	更生管に発生する変位量	83
3.4.3	更生管に発生する応力	83
3.5	繰り返し載荷試験の実験結果と解析結果	108
3.5.1	動的載荷試験での地盤に作用する土圧	108
3.5.2	更生管に発生する変位量	109
3.5.3	更生管に発生する応力	109
3.6	結論	114
第4章	地下構造物の地震時挙動と耐震安全性照査	115
4.1	概説	115
4.1.1	シールドトンネルの過去の被害事例	115
4.1.2	研究の目的	117
4.2	3次元有限要素法の定式化	119
4.2.1	仮想仕事の原理による運動方程式の導出	119
4.2.2	運動方程式の解法	120
4.3	立坑を有するシールドトンネルのモデル化	121

4.3.1	地盤及びシールドトンネルのモデル化と メッシュ分割数	121
4.3.2	新工法による耐震補強のモデル化	124
4.3.3	地盤とシールドトンネルの解析諸元	128
4.3.4	新工法の耐震補強の解析諸元	129
4.3.5	入力波	129
4.4	シールドトンネルの振動特性	131
4.4.1	トンネル軸直角方向の振動特性	131
4.4.2	トンネル軸方向の振動特性	144
4.5	立坑を有するシールドトンネルの地震時挙動	158
4.5.1	ねじれモーメントの評価方法	158
4.5.2	トンネル軸直角方向の地震応答	159
4.5.3	トンネル軸方向の地震応答	174
4.6	新工法の耐震補強の耐震実験による安全性照査	184
4.6.1	新工法の耐震実験の概要	184
4.6.2	新工法の耐震実験の供試体	184
4.6.3	耐震実験の実験装置	186
4.6.4	耐震実験の実験方法	187
4.6.5	耐震実験の実験結果	188
4.6.5	GFRP 性の高剛性部と PVC 性ライニングの引張強度	193
4.7	新工法の耐震補強の動的解析による安全性照査	196
4.7.1	新工法の耐震補強の軸方向の地震応答	196
4.7.2	新工法の耐震対策の軸直角方向の地震応答	206
4.8	結論	215
第 5 章	地中埋設管の地震リスク評価	217
5.1	概要	217
5.2	地中埋設管の地震リスク評価の流れ	217
5.2.1	地震リスクの定義	217
5.2.2	地震リスクマネジメント	218
5.2.3	地震リスク評価の流れ	218
5.3	地震危険度解析	221
5.3.1	解析対象地域	221
5.3.2	解析対象構造物	222
5.3.3	歴史地震カタログ	222
5.3.4	地震ハザード曲線	226

5.3.5	地震動の不確実性	228
5.4	地中埋設管の耐震性能評価	229
5.4.1	地中埋設管の解析対象モデル	229
5.4.2	地中埋設管の耐震性能評価	229
5.5	地震損失コスト評価	236
5.5.1	物理的損失	236
5.5.2	機能不全による営業損失	239
5.5.3	ユーザー損失	241
5.6	解析対象地点における地震リスク分析	242
5.6.1	損傷レベル発生確率	243
5.6.2	イベントツリー解析	247
5.6.3	Probable Mass Function (PMF)	256
5.6.4	Probable Maximum Loss (PML)	256
5.6.5	損失関数	257
5.6.6	地震リスクカーブ	261
5.7	結論	264
	第6章 結論	265
	参考文献	268
	謝辞	271

## 要旨

本研究の構成は下記に示すように3項目の構成となっている。1つ目の項目は、小口径下水道管路（ $\phi$ 400mm-800mm）を対象とした耐震対策の新工法の安全性照査を解析と実験により明確にする。安全性照査には、更生管に鉛直荷重を作用させ、その時の線荷重を測定する偏平試験と実際の地盤に更生管を埋設して実験を行う埋設実験の2種類の実験を実施し、その安全性の照査を行った。2つ目の項目は、地中構造物の中でも、地中構造物の中でも特にシールドトンネルを対象とした地震時の震動特性を把握するとともに、シールドトンネルが立坑接続部に与える影響、既設シールドトンネルの耐震対策の方向性や対策箇所等の検討を実施した。さらに、考案した耐震対策の新工法の耐震実験とシールドトンネルを対象に新工法を用いて耐震補強を実施したケースを想定し、レベル2地震動を入力し3次元有限要素法による動的解析を実施し、耐震性の安全性の検証を行った。

そして、最後に下水道管路施設を対象とした地中埋設管の地震リスク評価を行い、地中埋設管の地震リスクマネジメントを実施し、地中埋設管の耐震性能が損失コストに与える影響を考察した。

### 1. 下水道管路施設の耐震対策の新工法の安全性照査

本研究で安全性を検証する更生管モデルは、コイル形状のGFRP製の高剛性部とライニング部材のそれぞれが受け持つ荷重が異なる構造形式としている。コイル形状のGFRP製の高剛性部で土圧荷重と活荷重に耐え、ライニング材で水圧に耐える構造としている。この新工法の安全性を照査するために下水道協会の規定に準拠した2つの実験を実施した。実験としては、鉛直荷重を作用させたときの荷重を測定する偏平試験と、実際の地盤に埋設しその埋設挙動を確認する埋設実験を行った。また、実験による検証だけではなく有限要素法に数値シミュレーションによる検証も行い、その安全性の検証を実施した。

### 2. 地下構造物の地震時挙動と耐震性能照査

本研究では、シールドトンネルと立坑の接合部に着目し、3次元有限要素法を用いて、シールドトンネルと立坑の相互作用がシールドトンネルの立坑接続部に与える影響を明らかにするとともに、立坑とシールドトンネルが地震時に発生する応力-ひずみ、変位分布を整理し、既設シールドトンネルの耐震対策の方向性や対策箇所等の検討を実施した。

また、考案した耐震対策の新工法は偏平試験と埋設実験による常時荷重や活荷重などの荷重に対しての検証を行ったが、この試験だけでは耐震性能に関しての照査が十分とはいえない。本章では、新工法に対する耐震対策の耐震実験とシールドトンネルを対象に新工法を用いて耐震補強を実施したケースを想定し、レベル2地震動を入力し3次元有限要素法による動的解析を実施し、耐震性の安全性の検証を実施した。

### 3. 地中埋設管の地震リスク評価

地中埋設管の地震リスク評価を実施する際、地中埋設管の耐震性能評価、被災した地中埋設管の損失コストの算出が正確に評価されていないのが現状である。地震リスクの算出を開削工法により敷設されたφ450mmの小口径管路とφ1800mmのシールド工法により敷設された大口径管路を対象として被災した地中埋設管の補修・補強、再構築費用等の損失額、機能不全による営業損失、下水道施設を使用できないことにより生じるユーザー損失を算出し、これらの情報を基に地中埋設管の地震リスクマネジメントを実施し、地中埋設管の耐震性能が損失コストに与える影響を考察した。

## 第1章 序論

### 1.1 はじめに

わが国の下水道は、昭和40年代以降、事業の実施都市数が急増し、各地で整備されてきた。これまでに整備してきた全国の下水道施設は、平成22年度末現在、下水道処理人口普及率は約73.7%に達している。図-1.1が示すように、全国の下水道施設は、管路総延長で約42万km、下水処理場数で約2000箇所となるなど、膨大な施設ストックを有する状況となっている。

道路陥没の多くは老朽化した下水道管の腐食やひび割れなどに管内に土砂が浸入することによって発生し、図-1.2が示すように下水道管は敷設後30年を経過した時点で陥没箇所が急増し、平成22年度で約5300件（図-1.3参照）も発生しており深刻な状況となっている。現在の管路延長42万kmのうち、50年経過管は1万km、30年経過管でも約7万kmを占める<sup>1)</sup>。特に、戦前戦後にわたって広く使われてきた鉄筋コンクリート管（ヒューム管）は、その多くが耐用年数を経過して老朽化の深刻化が懸念されている。今後は、日常生活や社会活動に重大な影響を及ぼす事故発生や機能停止を未然に防止するために、予防保全型の管理を行う必要があり、計画的な改築・更新業務が急務となっている。

そのため、国土交通省下水道部では、事故の未然防止及び下水道施設のライフサイクルコストの最小化を図り、長寿命化対策を含めた計画的な改築を実施するために、平成21年に「下水道長寿命化支援制度に関する手引き（案）<sup>2)</sup>」を交付した。この手引きでは、主に点検・調査、改築修繕事業のライフサイクルコストの最小化を図るための最適な手法を明確にすることを目的としている。

しかし、今後は、人口減少など自治体では厳しい財政状況が見込まれることから、ライフサイクルコストの最小化だけではなく、時間軸を考慮した維持管理・改築費などの投資可能額を予測し、改築更新事業の平準化を行うストックマネジメントの必要性が重要となる。国土交通省下水道部では、「下水道事業におけるストックマネジメントの基本的な考え方（案）<sup>3)</sup>」を発刊し、ストックマネジメントの計画策定を自治体に推進している。この考え方（案）では、リスク管理の事項も明記されており、下水道管路施設に係るリスクの大きさは、「影響の大きさ」と「発生確率」つまり、「リスクの大きさ = 影響の大きさ × 発生確率」により評価を行うこととなっている。現状では、事故発生のリスクつまり、道路陥没が発生することによる損害をリスクを用いて検討を実施している。今後は、東海・東南海地震を中心とする地震の発生が予測されることから、地震リスクも含めたリスク管理が重要な事項となってくる。

また、平成23年3月11日に発生した東日本大震災では、多くの下水道施設が被災したため、住民生活や社会活動に大きな影響が生じ、改めて下水道の社会的な重要性が認識された。そのため、地震等への対応力の強化が求められているが、下水道施設の耐震対策の実施状況としては、図-1.4に示すように、水道水源地域における水処理施設では12%、重要な幹線等については14%にとどまっている。近年の地震発生状況を踏まえれば、今後、

発生が想定されている東海地震、東南海・南海地震や首都直下地震のみならず、全国いっどこで大規模地震が発生してもおかしくない状況にあることから、まずは速やかに施設の耐震診断を行い、その結果を踏まえて優先度の高い施設から着実に耐震性能を確保していく必要がある。

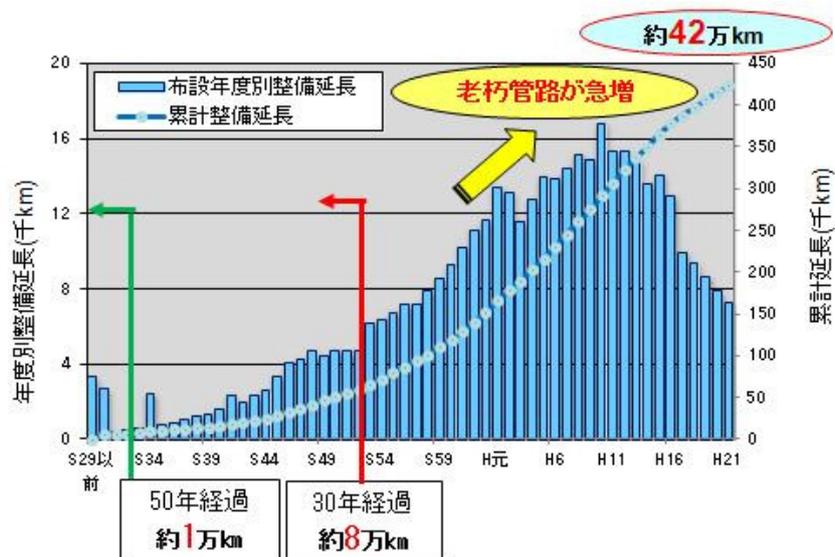


図-1.1 管路の年度別整備延長<sup>1)</sup>

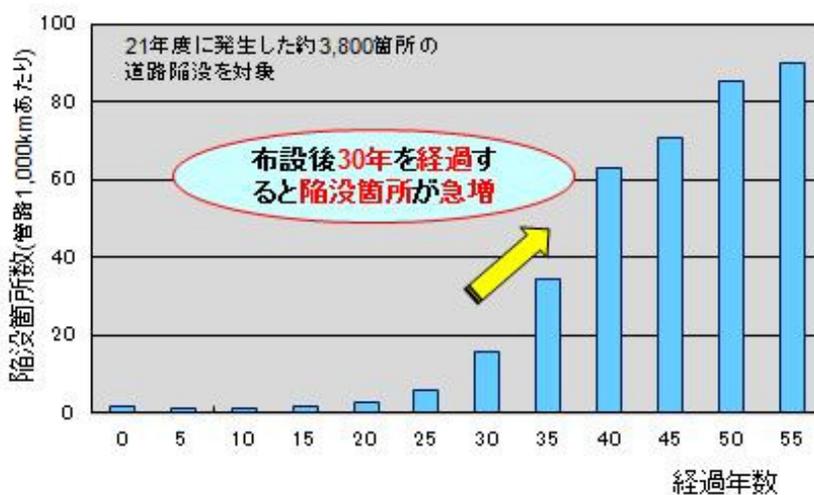


図-1.2 経過年数別道路陥没件数<sup>1)</sup>

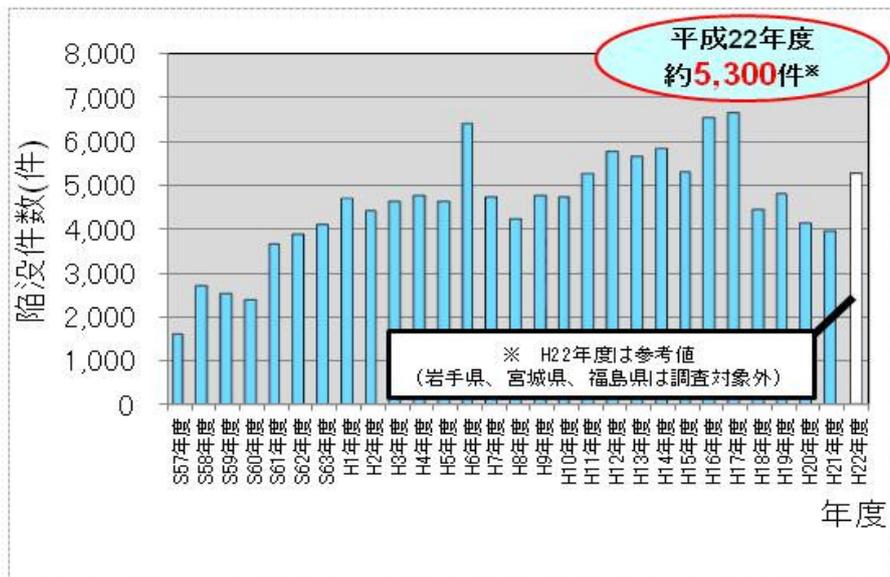


図-1.3 下水道管路施設に起因する道路陥没件数の推移<sup>1)</sup>

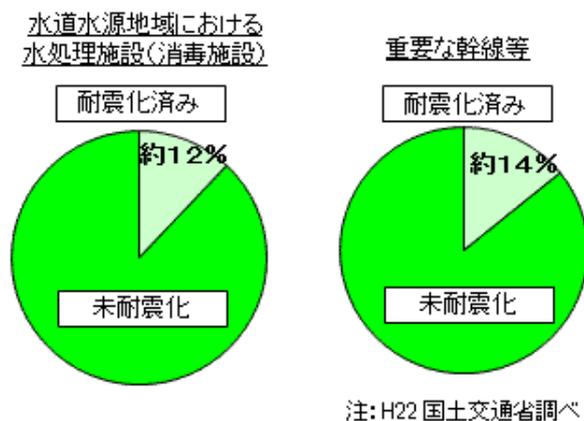


図-1.4 下水道施設の耐震化率<sup>1)</sup>

## 1.2 地中埋設管の改築・更新対策及び耐震対策の現状と課題

下水道管きよの老朽化対策と耐震対策を同時に行うために、近年、管更生工法による既設管きよの改築が盛んに行われている。更生工法は図-1.5に示すように、施工方法の観点から、「反転工法（図-1.6）」「形成工法（図-1.7）」「製管工法（図-1.8）」「鞘管工法」に分類され、また構造形式から「自立管」「二層構造管」「複合管」に分類される。

ここで、「自立管」とは、土圧および活荷重等に対して既設管の強度を期待せず、自らで抵抗するものであり、新管と同等以上の耐荷能力および耐久性を有するもの、「二層構造管」とは損傷している既設管内に反転工法、形成工法で構築した更生管が内接しており、外水

圧だけでなく、既設管と更生管がともに土圧などの荷重（外力）を負担する構造の管、「複合管」とは管更生の手引き（案）<sup>5)</sup>では、「複合管」とは、「既設管とその内側の更生材が一体となって外力に抵抗するものとし、新管と同等以上の耐荷能力および耐久性を有するものと、「管更生の手引き（案）」にそれぞれ明記されている。平成22年度現在、全国の自治体で実際に施工された工法の内訳を図-1.9に示す。図-1.9が示すように半数以上が自立管として施工されていることから、自立管に対する需要が多く見込まれることがわかる。

φ800mm未満の小口径では作業員が管きょの中に入れないため、反転工法や形成工法が採用されることが多い。また、反転工法や形成工法は構造形式から自立管や二層構造管に分類されるが、二層構造管は既設管の状態を適切に判断する必要があるため、安全性を考慮し自立管が採用されることが多い。

反転工法、形成工法の材料には塩ビ、ポリエチレン、FRPが使われるが、どの材料でも自立管では厚みが大きくなるため、施工性や断面確保が難しくなるという課題がある。

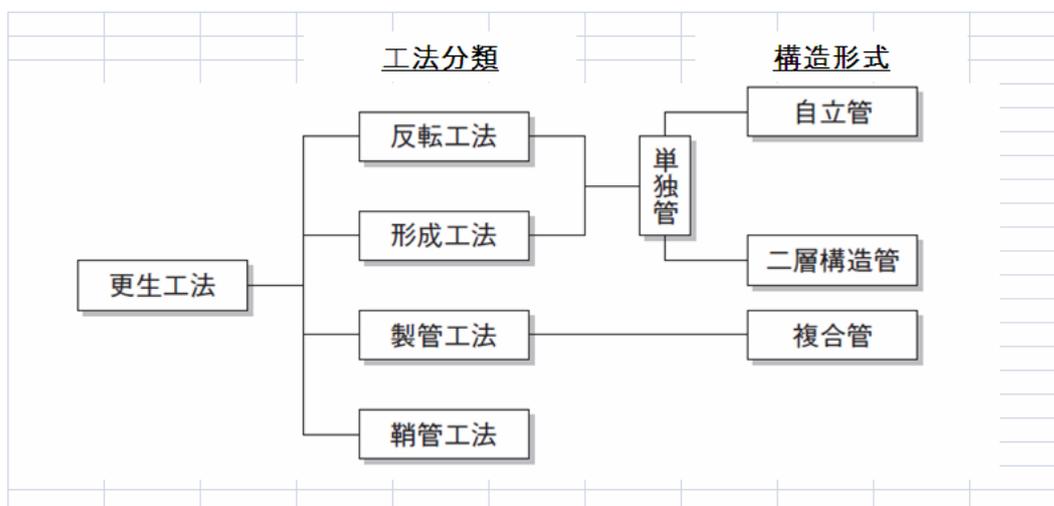


図-1.5 管更生工法の分類<sup>4)</sup>

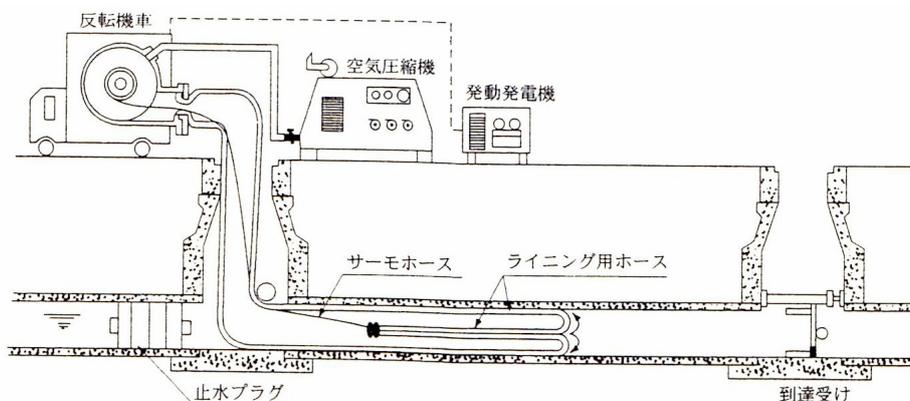


図-1.6 反転工法の概要<sup>4)</sup>

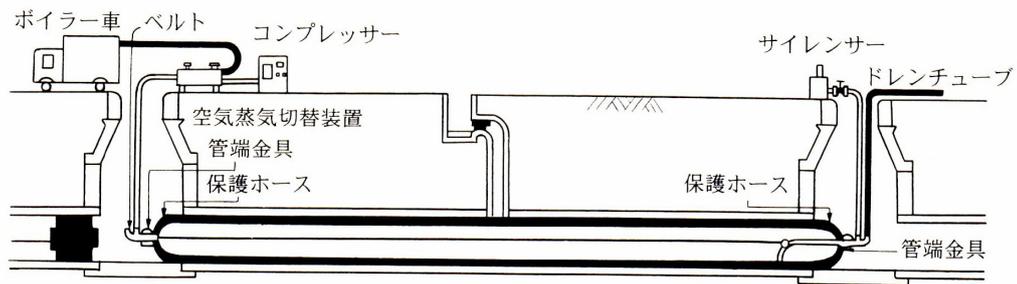


図-1.7 形成工法の概要<sup>4)</sup>

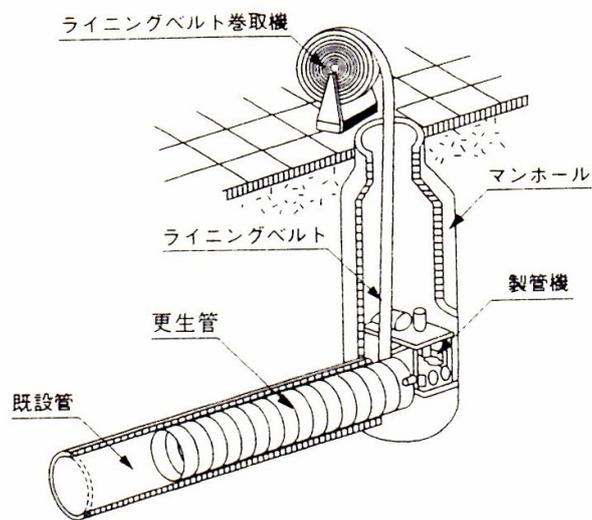
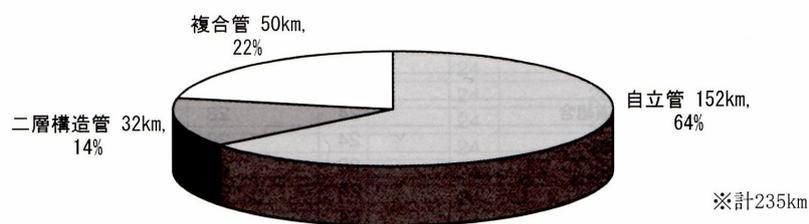


図-1.8 製管工法の概要<sup>4)</sup>



6. 機能別内訳 (平成22年度)

図-1.9 管更生工法施工<sup>6)</sup>

### 1.3 研究の目的

本研究の目的は下記に示すように3項目ある。目的の1つは、考案した下水道管路の耐震対策の新工法の安全性照査を解析と実験により実施する。

2つ目の目的は、地中構造物の中でも、下水道管路の幹線管路として採用されているシールドトンネルを対象として、シールドトンネルが立坑接続部に与える影響、既設シールドトンネルの耐震対策の方向性や対策箇所等を把握し、今後の耐震対策の設計に反映することを目的とする。さらに、考案した耐震対策の新工法の耐震実験とシールドトンネルを対象に新工法を用いて耐震補強を実施したケースを想定し、レベル2地震動を入力し3次元有限要素法による動的解析を実施し、耐震性の安全性を検証する。

そして、最後に下水道管路施設を対象とした地震リスクの算出を開削工法により敷設された小口径管路とシールド工法により敷設された大口径管路を対象として被災した地中埋設管の補修・補強、再構築費用等の損失額、機能不全による営業損失、下水道施設を使用できないことにより生じるユーザー損失を算出し、これらの情報を基に地中埋設管の地震リスクマネジメントを実施し、地中埋設管の耐震性能が損失コストに与える影響を考察する。

#### 1.3.1 下水道管路施設の耐震対策の新工法

下水道施設は生活を支える重要なライフラインの一つであり、震災によって下水道施設が被災した場合、汚水の滞留や未処理下水の流出による公共用水域の汚染による伝染病や避難地等での浸水被害等の二次災害の発生により、国民生活に与える影響は極めて大きい。そのため、平成18年度に「下水道地震対策緊急整備事業」が創設され、ハード整備に加え、被災した場合の被害を最小限に食い止める減災対策に関する国庫補助事業が開始された。

「下水道地震対策緊急整備計画策定の手引き（案）<sup>7)</sup>」では、下水道施設に対する具体的な防災対策を明記されており、下水の流下機能の確保するために管路施設における防災対策の具体例としては、「マンホールと管きよとの接続部における可とう性継手の設置」、「耐震性を考慮した管きよ更生工法の実施」が明記されている。しかしながら、更生工法により既設管きよの耐震化を図ることは可能であるが、地盤の液状化に伴う浮上、沈下に対し、更生工法を用いた管路自体が必ずしも抵抗できるとは限らないことには留意しなければならない。

更生工法に関しては、 $\phi 400\text{mm}$ 以下では反転工法や形成工法によるFRP製の更正工法が、 $800\text{mm}$ 以上では製管工法による更生工法が研究されている。 $\phi 450\text{--}\phi 800\text{mm}$ の口径の管きよでは自立管タイプの更正工法が現在、存在していないということから、本研究では $\phi 450\text{--}\phi 800\text{mm}$ の小口径管路を対象とした更正工法の新工法を対象とした研究を実施する。

現在、小口径下水道管路（ $\phi 800\text{mm}$ 以下）の下水道管きよの更正工法では、FRP製の管更正を使用する工法が主流である。このFRP製の工法は、施工性に優れているが、現場で施工するため、自然条件に左右されることから硬化不良、しわの発生などの問題が懸念

されている。FRP性の工法は、口径が $\phi 400\text{mm}$ を超えるサイズになるとFRPの必要管厚が厚くなりすぎるため、現場での施工が難しいという課題を抱えており、小口径管路の中でも $\phi 400\text{mm}$ 以下でしか使用できないという欠点があり、 $\phi 450\text{--}\phi 800\text{mm}$ の更生工法の研究が急務である。

本研究では、開発した新工法の安全性を下水道協会規格の実験と3次元有限要素法による解析を実施することにより、その両面から新工法の安全性を検証することを目的とする。

### 1.3.2 地下構造物の地震時挙動と耐震性能照査

近年、特に都心部の直下において、地下鉄や道路トンネル、上下水道、及び電力施設など、多数の地下構造物が複雑に建設されている。このような線状の地中構造物の建設の際は、地表面・周辺地盤へ与える影響が少ない非開削のシールド工法の採用が多くなっており、都心部の地下においてはシールドトンネルとそれに接続する立坑などが複雑に建設されている。また、このような複数の地下構造物と地盤からなる系が地震動を受ける際には、地下構造物と地盤の間の相互作用、及び地下構造物同士の近接作用の影響により、挙動が複雑なものになると言われている。しかしながら、シールドトンネルの耐震設計の手法は様々であり、研究途上にあると言わざるを得ない。このような相互作用、近接作用を含めた複雑な挙動を追跡するには、有限要素法などを用いた動的解析が必要となるが、現状では、横断面、縦断面とも応答変位法を用いることが多く、横断面では梁としてモデル化されたトンネル横断面に地盤ばねを介して地震荷重を作用させ、断面力の算出を行う。

一方、縦断面ではトンネル自体を梁で表現して応答変位法で静的に解いたり、ばね質点系の動的モデルを用いたりするが、FEMに代表される3次元動的解析が主流とは言えない。

そこで本研究では、シールドトンネルと立坑の接合部に着目し、3次元有限要素法を用いて、シールドトンネルと立坑の相互作用がシールドトンネルの立坑接続部に与える影響を明らかにするとともに、立坑とシールドトンネルが地震時に発生する応力-ひずみ、変位分布を整理し、既設シールドトンネルの耐震対策の方向性や対策箇所等を把握し、今後の耐震対策の設計に反映することを目的とする。

また、考案した耐震対策の新工法は偏平試験と埋設実験による常時荷重や活荷重などの荷重に対しての検証を行ったが、この試験だけでは耐震性能に関する照査が十分とはいえない。本章では、新工法に対する耐震対策の耐震実験とシールドトンネルを対象に新工法を用いて耐震補強を実施したケースを想定し、レベル2地震動を入力し3次元有限要素法による動的解析を実施し、耐震性の安全性を検証する。

### 1.3.3 地中埋設管の地震リスク評価

兵庫県南部地震後、道路橋等の耐震設計だけではなく、危機管理やリスクマネジメントにおいても転換期を向かえた。兵庫県南部地震発生以前、リスクマネジメントや危機管理という言葉は存在していたが、社会的な認知度は非常に低いものであった。兵庫県南部地

震のような大災害や事故が多発してからは、企業や個人さらに地方自治体を取り巻く様々なリスク分析を実施し適切な対策を講じる必要性は年々高まり、その重要性を深く認識したと言える。特に、近年、建築構造物を中心とした施設構造物においてライフサイクルコスト維持管理の問題と絡めて地震リスクに対する関心が高まり、リスクマネジメントの役割が注目されている。下水道管路施設においても 1.1 で述べたように、今後、東海・東南海地震を中心とする地震の発生が予測されることから、改築・更新事業におけるストックマネジメントの中にも、道路事故のリスク管理だけではなく地震リスクを導入し検討する必要があると考える。

地震リスクを合理的に評価する手法としては、地震ハザード（地震動の予測）、構造物の損傷発生確率評価（フラジリティ）、年間地震リスク、予想損失額などを算定し、構造物の地震リスクを総合的に判断することができる。

そこで、本研究では、下水道管路施設を対象とした地震リスクの算出を開削工法により敷設された小口径管路とシールド工法により敷設された大口径管路を対象として被災した地中埋設管の補修・補強、再構築費用等の損失額、機能不全による営業損失、下水道施設を使用できないことにより生じるユーザー損失を算出し、これらの情報を基に地中埋設管の地震リスクマネジメントを実施し、地中埋設管の耐震性能が損失コストに与える影響を考察する。

## 1.4 既往の研究

下水道管路の耐震対策に関する既往の研究、下水道管路施設の地震時の震動特性に関する研究、そして地震リスク評価に関する既往の研究について概説を行う。

### 1.4.1 下水道管路の耐震対策の安全性の照査

下水道管路の耐震対策としては、前節で説明を行ったように「自立管」、「二層構造管」、「複合管」の3つの構造形式が存在し、それぞれの工法としては、主に「反転工法」、「形成工法」「製管工法」の工法が採用されている。

まず、製管工法を用いた複合管の研究に関しては、構造挙動が複雑なため、簡便な構造計算手法の適応が課題として残されており、その課題に対して中野・師・中谷<sup>8)</sup>らによって複合管の耐荷力を精度良く評価し、安全な設計を実現するために、損傷過程を考慮した二次元非線形 FEM 解析を適用し、常時荷重および地震時荷重に対して照査した事例の研究が実施された。その結果、損傷過程を考慮した非線形 FEM 解析を適用した照査は、ひび割れに伴う複合管の複雑な構造挙動も追跡可能となり、精度の高い性能照査手法として示すことができた。

次に、吉村・東田・李<sup>9)</sup>らは、管剛性、埋設方式、地盤条件の各要因を変えた遠心実験を実施し、塩化ビニール製のたわみ性模型埋設管に働く土圧、更生管に生じる曲げひずみ、

管のたわみ量の測定を行った。実験結果からどのような埋設方式であっても、管の剛性が高いと管頂部、管底へ土圧集中が生じ、管の剛性が低下につれて、管のたわみが増大し土圧集中が緩和されること、また、たわみ性埋設管の土中挙動は、地盤材料の変形・強度特性の違いによって大きく変化することが判明した。

また、反転・形成工法を用いた自立管形式の塩ビ製の更生管の研究に関しては、宮下<sup>10)</sup>により更生管ライニングの繰返し載荷時挙動が研究されている。この研究では、埋設管の繰返し載荷時の挙動について、塩化ビニール管において、地盤密度が土圧、更生管に生じるひずみ与える影響を調査した。その結果、地盤密度によって、管作用応力・ひずみ等に違いが確認され、ゆるい地盤ほど管頂部に応力が集中し、ひずみも大きくなることが判明した。

#### 1.4.2 地下構造物の地震時の震動特性

本研究では、下水道管路施設の中でも、特に幹線管路として採用されているシールドトンネルを取り扱う。関連する既往の研究として、立坑を有する免震シールドトンネルの地震応答解析が丸山・岡田・鈴木<sup>11)</sup>らによって行われ、免震構造の有無によるシールドトンネルと立坑接合への影響を考察している。その結果、軸方向では免震構造の適用により、従来のひずみの局所的な集中や、ロッキングによる曲げを吸収できることができ、軸直角方向では接合部をヒンジとした状態に近いひずみ分布が得られたとしている。また同様の研究として、鈴木・丸山ら<sup>12)</sup>は軸対象の有限要素モデルを用いて、シールドトンネルにおける軸対象モデルの有効性と免震構造の効果を示した。

シールドトンネルのねじれに関する研究として、川島・杉田・加納らはシールドトンネルの模型を用いてねじり変形と破壊特性に関する実験を行った<sup>13)</sup>。

大深度分割式立坑の耐震設計法の開発に関する研究が、國近、佐藤ら<sup>14)</sup>によって行われ、シールドトンネルにおいて用いられる鋼製セグメントを鉛直方向にリング状に組み立てた仮設の立坑を大深度地下利用する際、不連続な鉛直地下構造物となるため、地震時の挙動を解析・評価し、耐震設計法の計算方法に関して提案を行った。解析方法は、応答変位法を用いてリング継手の非線形性を考慮した回転ばねを用いた1次元モデルによる解析と有限要素法による3次元解析に加えて動的解析を実施し、非線形梁ばねモデルの適用性について検証した。その結果、解析条件は多少異なるものの、全体的に見れば、動的解析の結果は静的解析を比較的良好に反映していると判断される。以上のことから、不連続立坑の設計において、非線形梁ばねモデルを用いた解析は、実際の地盤内の立坑に発生する断面力を再現可能であることを示した。

いずれにせよ、シールドトンネルと立坑の相互的な影響を詳細に解析した事例は少なく、シールドトンネルの立坑接合部へ及ぼす影響を考察することで、立坑を有するシールドトンネルの震動特性が明らかにできるものと考えられる。

さらに、PVC と GFRP で構成されている耐震対策の新工法がレベル2地震動に対して、

安全であるかを検証するために、立坑とシールドトンネルを解析対象構造物としてレベル 2 地震動を入力し、3次元有限要素法により新工法の耐震安全性の検証を実施した。管路施設の多くは、横断方向よりも縦断方向の方が地震による被害が多く報告されていることから、縦断方向に関して詳細な検証を行う。

#### 1.4.3 地震リスク評価

土木建築構造物に関する震リスク評価を実施する場合、100年程度の供用期間に対し、再現期間が1000年単位の地震動を想定することは、不確実性が高いリスク分析であることが挙げられる。したがって、地震リスク評価では、信頼性理論による確率統計論的な評価が実施されているが、損失額の期待値を用いたリスク評価が大多数を占めているのが現状である。例えば、朱牟田<sup>15)</sup>らは変電設備の耐震補強計画法を提案する際、費用便益分析に基づいて耐震補強コストと想定地震に対する企業損失コストを期待値として勘案し、リスク評価を実施している。また、RC橋脚に適応させた事例としては、大井<sup>16)</sup>らが地震リスクを対象として鉄筋コンクリート単柱式橋脚に生じる損失額と発生確率を経路単位にリスクを算出するイベントツリー解析より定量的に評価している。

しかし、損失額の期待値はリスク情報を集約させた簡便な指標ではあるが、単一の数値により示されるためリスクの特性を表現することができない。そこで、リスクの全体像を表現できるリスクカーブの適応が提案された。リスクカーブとは損失額と超過確率の対応関係を示したものである。遠藤、吉川<sup>17)</sup>らは、このリスクカーブを鉄筋コンクリート単柱式橋脚のリスク評価分析に適応し、解析対象地域における地震発生確率を示す地震ハザードを算出し、被災した構造物に発生する損失額として橋脚の修復・補強費用、ユーザー損失を考慮し、さらに構造物の応答特性、構造物の非線形挙動、材料強度、応答値等の不確定性を考慮した地震リスク評価を実施している。

#### 1.5 本論文の構成と内容

本論文ではまず、本研究を行うにあたり、第1章では背景、目的、従来研究、新工法の概要を述べる。第2章では、新工法の偏平試験による安全性の検証を解析と実験によってその安全性の検証を行う。第3章では、新工法の埋設試験による安全性の検証を解析と実験によってその安全性の検証を行う。第4章では、3次元有限要素法を用いて、シールドトンネルと立坑の相互作用がシールドトンネルの立坑接続部に与える影響を考察するとともに、新工法に対する耐震対策の耐震実験と3次元有限要素法による動的解析により、耐震性の安全性を検証する。第5章では、下水道管路施設を対象とした地震リスク評価を実施する。最後に、第6章にて結論を述べる。

## 第2章 新工法の偏平試験による安全性の検証

### 2.1 概説

下水道協会では、更生管を含む下水道管路製品の品質特性を一定の水準に保つために、数種類の試験をたわみ性の下水道管路製品は課している。その中の一つとして偏平試験があり、この試験の規格値を満たすように製品を設計しなければならない。本研究の場合は、材質がGFRPとPVCからなる構造であり、剛性管のようなコンクリート材料を使用していないことから<sup>4)</sup>、考案した新工法がたわみ性管と想定し、「下水道用硬質塩化ビニル管（JSWAS K-1）」<sup>18)</sup>（(社)日本下水道協会）の偏平試験に記載されている方法により実施した。

また、本研究では偏平試験に関しては実験と解析を実施している。研究で取り扱っている耐震補強の新工法はφ450mm～φ800mmまでの管きよを対象とした更生工法であり、偏平試験に関してはφ450mmのケースだけしか実験を実施していない。φ450mm～φ800mmのすべての管径に対して、実験供試体を作成し実験を実施することは時間とコストを要することから、有限要素法による解析を実施することでその安全性の検証を行う必要がある。また、曲線部、取付け管の取り付け部、地震動を入力する動的解析など実験によって再現することが困難である場合が存在し、それらの特殊な場合に対しては解析による構造解析を実施する必要がある。今後、これらの特殊なケースの解析を実施する際、解析の精度が課題となることから、本節で実施する偏平試験の結果と有限要素法による解析結果との比較を行い、解析の精度の確認を実施する。

#### 2.1.1 偏平試験の目的

地中に埋設された管路が、周辺地盤に悪い影響を及ぼさないようにするためには、土圧、活荷重に対して、管きよの偏平量が許容値内となる必要が安全性の面から必要である。特に、たわみ性管ではこの条件が必須であり地中に埋設され、土圧が常時作用している状態では偏平が徐々に進むクリープ現象が生じ、管きよの耐力が低下する<sup>19)</sup>。そのため、更生管の偏平量が許容値内に収まっているか確認するために偏平試験を実施し、新工法の安全性を検証する。

また、偏平試験の2つめの目的として、設計を行う際に考案した新工法がたわみ性管なのか剛性管なのかを判断する試験でもある。実験により更生管どのように変形するのか把握し、その結果、一定以上の変位が生じるようであれば、たわみ性管として設計を行い、変位量が全く生じないようであれば剛性管として設計を行う。

#### 2.1.2 たわみ性管の設計手法

本節ではたわみ性管の中でも特に更生管を対象とした設計手法に関して説明を行う。PVCなどのたわみ性管きよの管厚設計に際しては、曲げ強度によるものとたわみ率によって求められた管厚の数値が大きいほうを採用する。<sup>20)</sup>

まず、管きよに作用する土圧は、「土による鉛直土圧」と「活荷重による鉛直荷重」の2種類の荷重が作用する。<sup>18)</sup>

「土による鉛直土圧」に関しては、「周辺地盤が乱されない場合」と「管周辺が乱される場合」が存在する。

「周辺地盤が乱されない場合」は、管布設後十数年が経過し、管と地山が安定状態になり、布設時の埋め戻しと周辺地盤がなじみ、直土圧公式相当の土圧が作用しないことが想定されている。この場合、現場の土質状況により決まる仮想掘削幅及び埋め戻し土の粘着力を反映できるヤンセンの公式を用いるものとする。ヤンセンの公式の埋め戻し土による鉛直土圧を下記に示す。

$$q = \left\{ \frac{\gamma * B_d}{2} - f \right\} * \left\{ \frac{1 - e^{-2K * \mu * H / B_d}}{K * \mu} \right\} \quad (2.1)$$

ここに、

$q$  : 埋め戻し土による鉛直 土圧 ( $kN / mm^2$ )

$\gamma$  : 埋め戻し土の単位体積 重量 ( $kN / mm^3$ )

$H$  : 土被り ( $mm$ )

$B_d$  : 仮想掘削溝幅 ( $mm$ )

$K$  : 埋め戻し土の主働土圧 係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu}$$

$F$  : 埋め戻し土の粘着力 ( $kN / mm^2$ )

$\mu$  : 埋め戻し土と摩擦係数 (=  $\tan \theta$ )

$\theta$  : 埋め戻し土の内部摩擦 角(deg)

「管周辺が乱される場合」は、管きよの上部で水道、ガス、電話、電力等の他の事業により管周辺の地盤が乱される場合であり、直土圧公式を用いて計算を行う。

$$q = \gamma * H \quad (2.2)$$

ここに、

$q$  : 埋め戻し土による鉛直 土圧 ( $kN / mm^2$ )

$\gamma$  : 埋め戻し土の単位体積 重量 ( $kN / mm^3$ )

$H$  : 土被り ( $mm$ )

次に、活荷重による鉛直土圧の計算に関しては、下記に示す計算式によって計算を行う。

$$p = \frac{2P(1+i) \cdot \beta}{C(a + 2H \cdot \tan \theta)} \quad (2.3)$$

ここに、

$p$ : 活荷重による鉛直土圧 ( $kN/mm^2$ )

$H$ : 土被り ( $mm$ )

$P$ : 後輪荷重 ( $T-25$ の場合は  $100kN$ 、 $T-20$ の場合は  $80kN$ 、 $T-14$ の場合は  $56kN$ )

$a$ : 車輪設置長さ ( $mm$ )

$C$ : 車体占用幅 ( $mm$ )

$\theta$ : 分布角 (度)

$\beta$ : 低減係数

$i$ : 衝撃係数

$H < 1.5(m)$  の場合  $i = 0.5$ 、 $1500 < H < 6500$  の場合  $i = 0.65 - 0.1H$ 、 $H \geq 6.5$  の場合  $i = 0$

したがって、管頂と管底に発生する曲げ強度の計算結果から求める方法は下記のとおりである。

$$t = \frac{D}{\sqrt{\frac{2\sigma}{3(k_1 \cdot q + k_2 \cdot p)}}} \quad (2.4)$$

ここに、

$t$ : 設計管厚 ( $mm$ )

$D$ : 更生管外径 ( $mm$ )

$\sigma$ : 設計曲げ強度 ( $kN/mm^2$ )(設計曲げ強度: 曲げ強度 (短期試験値)  $\div 5$ )

$k_1$ : 埋め戻し土による鉛直方向のたわみ係数

$k_2$ : 活荷重による鉛直方向のたわみ係数

また、たわみ率の計算結果から求める方法は下記のとおりである。

$$t = \frac{D}{1 + \sqrt[3]{\frac{E \cdot V}{75(K_1 \cdot q + K_2 \cdot p)}}} \quad (2.5)$$

ここに、

$t$ : 設計管厚(mm)

$D$ : 更生管外径(mm)

$\sigma$ : 設計曲げ強度( $kN/mm^2$ )(設計曲げ強度: 曲げ強度 (短期試験値)÷5)

$K_1$ : 埋め戻し土による鉛直方向のたわみ係数

$K_2$ : 活荷重による鉛直方向のたわみ係数

$E$ : 設計曲げ弾性係数( $kN/mm^2$ )(設計曲げ弾性係数: 曲げ弾性係数 (長期試験値)÷1.2)

$V$ : たわみ率 (5%)

たわみ性管きよを埋設した場合、埋設管の鉛直方向及び水平方向に作用する土圧と反力との土圧分布は、埋め戻しによるものと活荷重によるものとは多少異なる。これを図示すると、鋼管以外は下図のような土圧分布となる。

土圧分布図から、埋め戻しと活荷重による曲げモーメント及び曲げ応力は下式から求めることができる。

$$M = k_1 * q * R^2 + k_2 * p * R^2 \quad (2.6)$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad (2.7)$$

ここに

$M$ : 管長さ1mあたりの埋め戻し土と活荷重による曲げモーメントの和( $kN \cdot m/m$ )

$k_1$ : 埋め戻しによる曲げモーメント係数

$k_2$ : 活荷重による曲げモーメント係数

$q$ : 埋め戻しによる鉛直土圧( $kN/m^2$ )

$R$ : 管厚中心半径(m)

$p$ : 活荷重による鉛直土圧( $kN/m^2$ )

$\sigma$ : 埋め戻し土と活荷重による曲げ応力( $kN/m^2$ )

$Z$ : 管長さ1m当たりの断面係数( $m^3/m$ )( $Z = \frac{t^2}{6}$ )

$t$ : 管厚(m)

また、埋め戻し土と活荷重とによる鉛直方向のたわみ量及びたわみ率は下式のとおりである。<sup>4)</sup>

$$\delta = K_1 * \frac{q * R^4}{E * I} + K_2 * \frac{p * R^4}{E * I} \quad (2.8)$$

$$V = \frac{\delta}{2R} * 100 \quad (2.9)$$

ここに、

$\delta$ :埋め戻しと活荷重によるたわみ量の和( $m$ )

$K_1$ :埋め戻し土による鉛直方向のたわみ係数

$K_2$ :活荷重による鉛直方向のたわみ係数

$E$ :活荷重による鉛直方向のたわみ係数

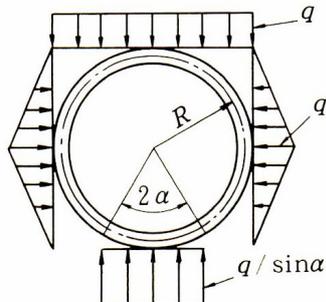
$I$ :管長 $1m$ 当たりの断面二次モーメント( $m^4/m$ )

$V$ :たわみ率(%)

表-2.1 基礎条件と係数の関係<sup>4)</sup> (更生管の場合、基礎条件はC)

基礎条件	施工 支承角 $\theta$	有効 支承角 $2\alpha$	たわみ係数		管の 位置	曲げモーメント 係 数		基礎施工状態	基礎 材料
			$K_1$	$K_2$		$k_1$	$k_2$		
A	90°	60°	0.102	0.030	管頂	0.132	0.079		砂
					管底	0.223	0.011		
B	180°	90°	0.085	0.030	管頂	0.120	0.079		砂 碎石
					管底	0.160	0.011		
C	360°	120°	0.070	0.030	管頂	0.107	0.079		砂 碎石
					管底	0.121	0.011		

埋戻し土による土圧分布



活荷重による土圧分布

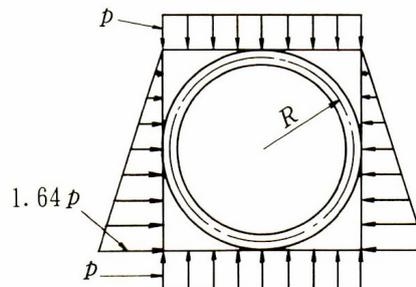


図-2.1 土圧分布図<sup>4)</sup>

### 2.1.3 剛性管の設計手法

剛性管はヒューム管などのコンクリート系材料を使用した管きよを示している。開削工法によって管きよの埋設及び埋め戻しを行ったのちの土荷重は、これまでに多くの計算式が提案されている。その代表的なものは日本下水道協会の改定土圧算定式(「下水道用管(剛性管)に係わる土圧調査報告書」) マーストン・スパングラ、ヤンセン、直土圧等の公式がある。日本下水道協会の提案式は、埋め戻しによる土圧の他に、矢板引き抜きによる付加土圧を考慮している点が、他の公式と大きく異なっている。現在、設計荷重の算定には、前記の公式等が多く用いられているが、管に作用する土圧は、土被り、掘削幅、土質、基礎の形状等の設計要因と矢板引き抜き、埋め戻し土の締め固めなどの施工要因によって大きく異なる。そのため、設計荷重の決定にあたっては、現場及び施工の状態を十分に考慮し、慎重に行う必要がある。埋め戻した管きよに等分布荷重が作用したときの管きよに生じる最大曲げモーメントは、下式から求めることができる。

$$M = k * q * R^2 \quad (2.10)$$

ここに

$M$ : 管長さ $l$ mあたりの埋め戻し土と活荷重による曲げモーメントの和( $kN \cdot m / m$ )

$k$ : 管の断面位置及び支承条件によって変わる係数

$q$ : 等分布荷重( $kN / m^2$ )

$R$ : 管厚中心半径( $m$ )

管が耐えることのできる等分布荷重(耐荷重)  $q'$ ( $kN / m^2$ )は、下式によって表される。

$$q' = \frac{(0.318QR + 0.239WR)}{kR^2} \quad (2.11)$$

ここに

$Q$ : ひび割れ荷重( $kN / m$ )

$W$ : 管の自重( $kN / m$ )

$q'$ : 管の耐荷力( $kN / m^2$ )

管の耐荷力  $q'$  は、管に作用する荷重  $q$  より大きくなるように余裕を持たせ、管きよの基礎を選定する。

ここで、自由支承とは、管の変形につれて基礎も変形するというもので、砂基礎が代表的なものである。そのほか、碎石基礎、はしご胴木基礎がこれにあたる。

固定支承とは、管体底部が基礎によって変形を完全に拘束されるもので、コンクリート基礎がこれにあたる。<sup>4)</sup>

表-2.2 kの値<sup>4)</sup>

支承角 $\alpha$ (度)	固定支承の 場 合	自由支承の 場 合
30	—	0.470
60	—	0.377
90	0.303	0.314
120	0.243	0.275
180	0.220	—

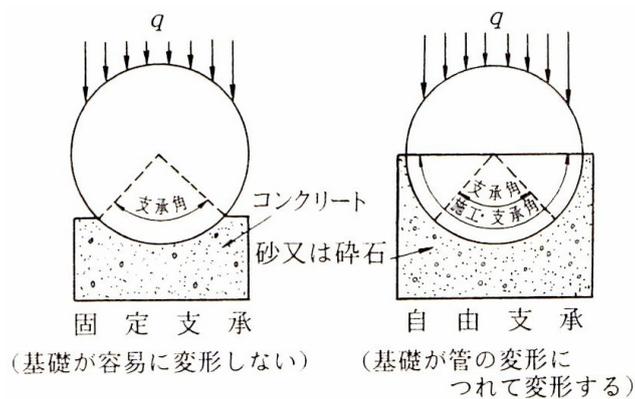


図-2.2 管の支承状態と土圧分布<sup>4)</sup>

## 2.2 下水道管路の耐震対策の新工法の概要

### 2.2.1 耐震対策の新工法の概要

自立管の抱える問題を解決するために本研究では、土圧などの外圧に耐える曲げ剛性の高い部分（高剛性部（リブなど））と、地下水や土砂などの外部からの侵入を抑える部分（ライニング）からなる構造（図-2.3）を考えた。

このような二層構造は更生工法用としては実例が無いが、類似の構造のパイプは下水用のリブパイプ（図-2.4）や、土木資材のコルゲート管（図-2.5）で既に実用化されている。更生管の構造としては、既存の製品と同様な高剛性部（リブ等）とライニング部が一体となった構造も考えられるが、施工の容易さを考慮にいたった場合、別々の構造になっていた方が有利である。そこで実験及び解析は、①ライニング単体（既設管サイズとしてφ450を想定、図-2.6）、②高剛性部単体（リング状またはコイル状が考えられるがコイル状で検討、図-2.7）、③ライニング+高剛性部（図-2.8）の3種類で行うこととした。本研究において、ライニングは下水用管材として実績の多い硬質塩化ビニル管、高剛性部は強度に優れるFRP製を検討した。実施の更生管の写真を図-2.9（隙間あり：22.5mm）、図-2.10（隙間なし）に示す。

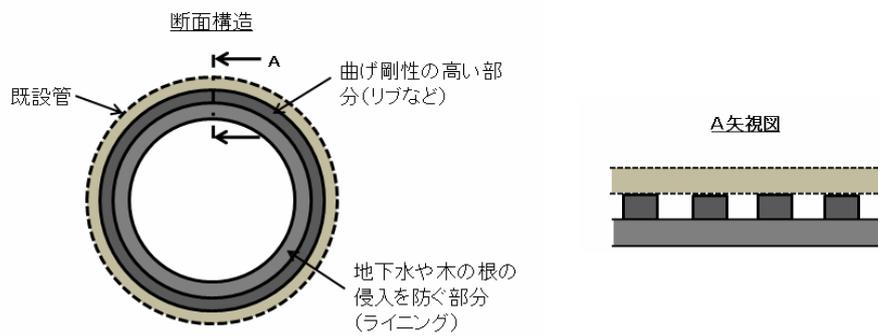


図-2.3 新工法の更生管の構造例



図-2.4 リブパイプ<sup>21)</sup>



図-2.5 コルゲート管<sup>22)</sup>

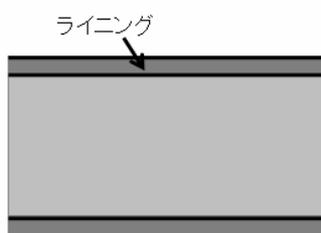


図-2.6 ライニング

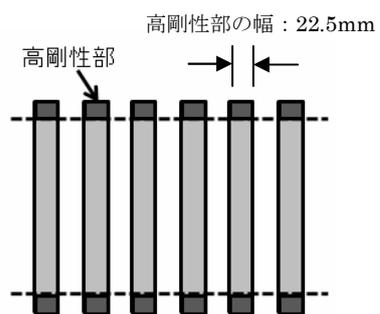


図-2.7 高剛性部

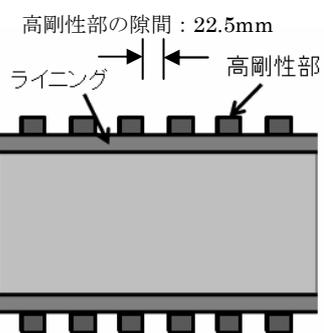


図-2.8 ライニング+高剛性部

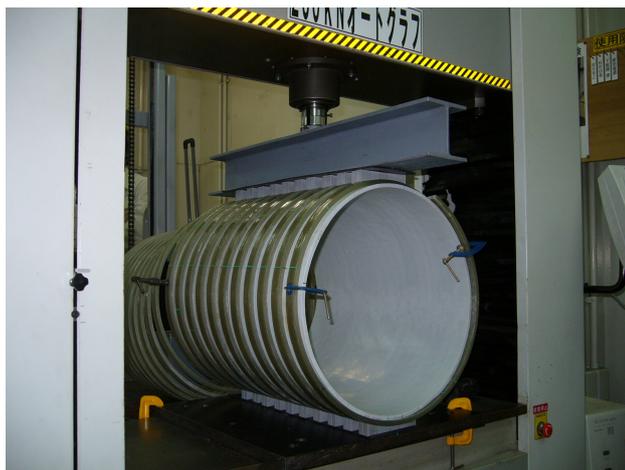


図-2.9 ライニング+高剛性部（隙間あり 22.5mm）



図-2.10 ライニング+高剛性部（隙間なし）

### 2.2.2 新工法の安全性に関する課題

新工法の安全性の検証を本研究では実施するが、その課題としては以下のような事項が挙げられる。前節で述べたように考案した新工法はコイル形状であり、施工時はコイル間隔が詰まった状態（コイルの隙間がない状態）が理想的であり、コイル間隔がない状態を目標として施工を行う。しかし、実際の現場では、下水道管路が曲線施工されているケース、既設管渠の蛇行、更生管の施工不良などが発生する可能性があり、これらのケースの場合、コイル間隔を詰めた状態での施工が困難である。そのため、現在、設計の段階では、これらの事態が発生したとしても、最大でもコイル間隔が 22.5mm（コイル部材の長さ）が収まるよう施工機材の施工性を目指している。

したがって、本研究では、コイル部材の隙間間隔がない状態と隙間が 22.5mm 開いた状態の 2 ケースについて、その安全性を実験と解析を用いて検証を行っていく。特に、隙間が 22.5mm 開いたケースについては、コイル部材の内側のライニング材に土圧が作用することを想定すると、その応力-変位関係を十分に整理し、更生管の安全性の検証が必要である。

### 2.3 耐震対策の新工法の構造設計

本研究で検証を行う耐震対策の新工法は、「管きょ更生工法における設計・施工管理の手引き（案）<sup>23)</sup>」で規定される自立管の構造を想定している。そのため、新工法では、コイル形状の GFRP 製の高剛性部とライニング部材のそれぞれが受け持つ荷重が異なる構造形式としている。コイル形状の GFRP 製の高剛性部で土圧荷重と活荷重に耐え、ライニング材で水圧（水や異物の侵入を防止すること）に耐える構造としている。下記に詳細な構造設計方法を示す。

### 2.3.1 ライニング材の厚みの検討

ライニング材の厚さは、ASTM F 1216 の式から厚さを計算した。計算に用いる式を下記に示す。

$$t = \frac{D}{\left( \frac{2C \cdot K \cdot E_L}{P_w \cdot N(1 - \gamma^2)} \right)^{\frac{1}{3}} + 1} \quad (2.12)$$

ここに

$t$ :ライニング厚み

$D$ :ライニング外径( $\phi 433.7\text{mm}$ )

$C$ :楕円変形率(1.0)

$K$ :支持向上係数(7.0)

$P_w$ :地下水圧

$N$ :安全率(2.0)

$\gamma$ :ポアソン率(0.35)

$E_C$ :塩ビ管の曲げ弾性係数

ただし、地下水による圧力は、地表面から 1.0m の位置に地下水面が存在するとし、既設管の土被りが 5.0m、水頭は 4.0m と仮定して計算を行う。また、式(1)により計算したライニング材の厚みは 8.2mm となり、この数値を採用した。

### 2.3.2 高剛性部の厚みの検討

自立管タイプの必要管厚の計算は、「土による鉛直土圧」と「活荷重」の 2 種類の土圧に区分して計算を行うものであり、更生管厚の算定方法には、「曲げ強度」から求めるケースと「たわみ率」から求めるケースがある。いずれかのケースで計算した結果、過大となる数値を採用する。「曲げ強度」から求めるケースは管頂と管底に作用する曲げ応力が許容応力度以内に留めるように設計を行う。「たわみ率」から求めるケースは、鉛直方向のたわみ率が 5% 以内に留めるように設計を行う。

本研究のケースでは、高剛性部のみが土圧を受け持つ構造としている。そのため、上記の構造計算が必要となるが、高剛性部が一様断面の円形状ではなく、コイル形状（高剛性部間隔によって剛性が変化）であるため、上記の計算をすることが困難であったため、上記の計算を省略した。そのため、高剛性部の管厚を決定に際しては、高剛性部の目標強度（曲げ剛性：EI）が塩ビ製下水道管（VU 管）同等以上の強度（曲げ剛性）を持たせることが可能であるように管厚を設定した。計算の結果、高剛性部の厚みは、10.1mm とした。

なお、現場条件としては、土被り 5.0m、活荷重は T-25 を想定している。

## 2.4 偏平試験の実験方法

本研究の更生管のモデルはたわみ性の管路であるため、偏平試験の試験方法は、「下水道用硬質塩化ビニル管（JSWAS K-1）」<sup>18)</sup>（(社)日本下水道協会）の偏平試験に記載されている方法により実施した。

図-2.11 に示すように、各供試体を平板にて挟み込み 10mm/min の速度で偏平させ、外形の 5% に相当する偏平量に達した時の荷重を測定し、その時の線荷重（1メートルあたりの荷重）を算出し、この線荷重が表-2.3 に示す線荷重以上の値であれば、偏平試験の規格値を満たし安全性であるといえる。試験にあたっては、施工時にコイル形状の部材である GFRP に隙間が生じることが想定されるため、供試体については GFRP の隙間なしの条件下だけではなく、隙間を 22.5mm あけた供試体においても偏平をさせた。隙間を 22.5mm あけたケースにおいては、ライニング材に荷重が作用する場合と、コイル部材に作用する 2 つのケースについて検証を行った。ライニング材に荷重が作用する場合は、木材をコイル部材とコイル部材に挿入し P V C のみに荷重が作用するように載荷試験を実施した。載荷形式の概要図を図-2.12～図-2.17 に示す。

表-2.3 偏平試験の線荷重規格値

呼び径	圧縮量 (mm)	線荷重 (kN/m)
200	11	4.28
250	13	4.61
300	16	5.52
350	19	6.17
400	21	6.61
450	24	7.55
500	26	8.18
600	32	10.20

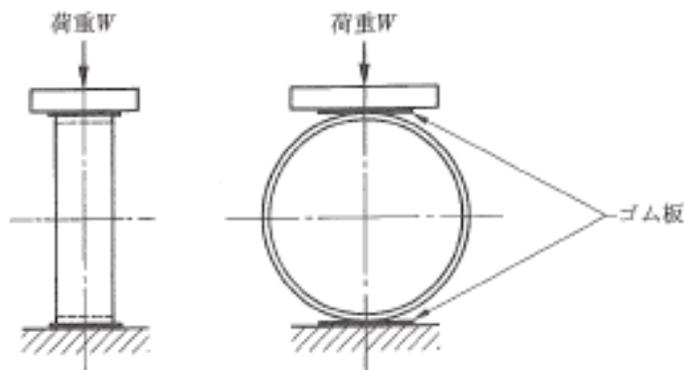


図-2.11 偏平試験

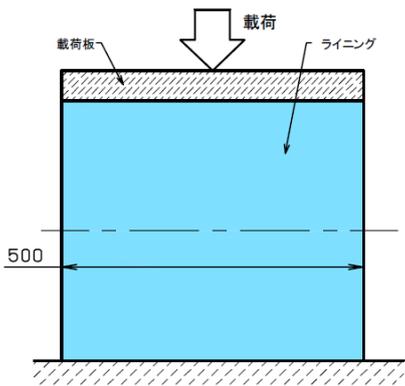


図-2.12 載荷形式 PVC : (PVC)

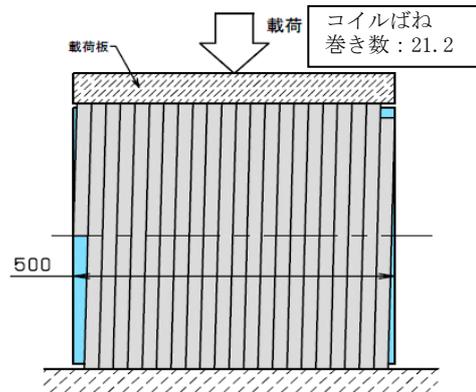


図-2.13 載荷形式 GFRP : (PVC+コイル製の更生材(GFRP) : 隙間なし)

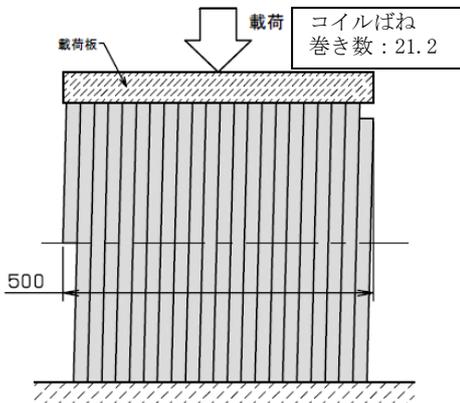


図-2.14 載荷形式 GFRP : (コイル製の更生材(GFRP) : 隙間なし)

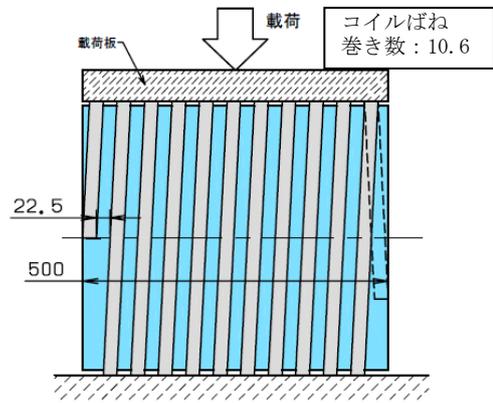


図-2.15 載荷形式 GFRP : (PVC+コイル製の更生材(GFRP) : 隙間 22.5mm)

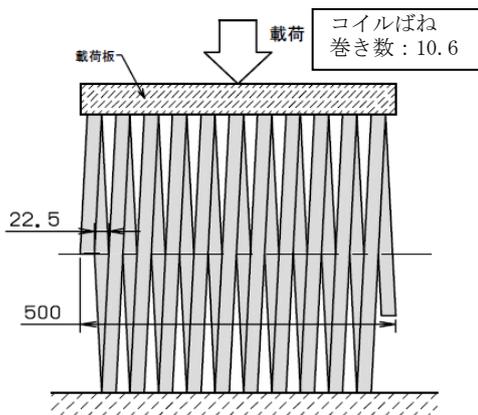


図-2.16 載荷形式 GFRP : (コイル製の更生材(GFRP) : 隙間 22.5mm)

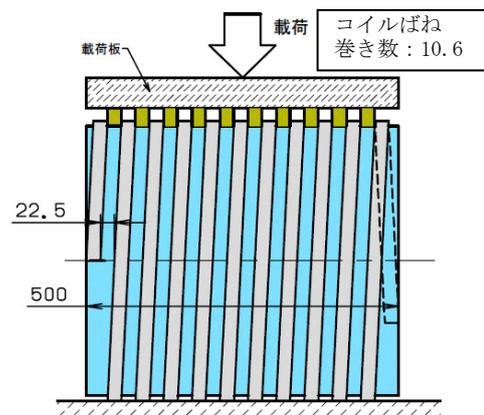


図-2.17 載荷形式 PVC : (PVC+コイル製の更生材(GFRP) : 隙間 22.5mm)

### 2.4.1 試験供試体の概要

供試体は、塩ビ管 (PVC) のみのケース、GFRP 製の更生材のみのケースでコイル製の更生材 (GFRP) の隙間があるモデルと隙間がないモデル、塩ビ管 (PVC) +GFRP 製の更生材のケースでコイル製の更生材 (GFRP) の隙間があるモデルと隙間がないモデルの 5 つのモデルに対して偏平試験を実施した。実験で採用した供試体は、すべてのケースにおいて呼び径 450 mm のモデルを採用し、管厚などの詳細な寸法値は表-2.4、表-2.5 に、载荷方式及び試験供試体を取りまとめたものを表-2.6 に示す。また、詳細なモデルの概要図を図 2.18～図 2.22 に示す。

また、 $\phi 450$  mm の実験供試体の作成方法は、図-2.23 に示すようにライニング材を使用し  $\phi 450$  鋼製半割管 (既設管を想定したもの) の内面にコイルばねを設置し、その内面側にライニング材を蒸気により加熱・拡張させる。ライニング材がコイルばねと十分密着した後冷却し、半割管から脱型・切断し供試体 (有効長 500 mm) とする。

表-2.4 PVC の概要

呼び径 (mm)	外形 D (mm)	PVC (厚み:t) (mm)	長さ:L (mm)	重量 (kg)	単重 (kg/m)
450	434.8	8.2	500	7.12	14.24

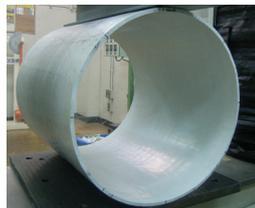
The technical drawing consists of two parts. On the left is a cross-sectional view of the pipe, showing an outer diameter labeled  $\phi D$  and an inner diameter labeled  $\phi d$ . The wall thickness is indicated as  $t$ . The drawing is marked with circled numbers 1, 2, 3, and 4. On the right is a longitudinal view of the pipe, showing its length  $L$ . The longitudinal view is divided into three sections labeled A, B, and C by vertical dashed lines. A horizontal dashed line represents the centerline of the pipe.

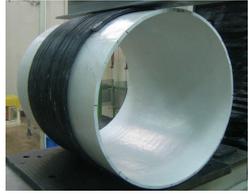
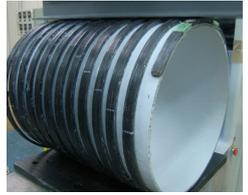
表-2.5 GFRP の概要

呼び径 (mm)	外形 φD (mm)	PVC (厚み) (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)	重量 (kg)	単重 (kg/m)
450	455	10.1	22.5	500	10.24	20.12

表-2.6 偏平試験条件

供試体	コイルばね隙間 (ピッチ) (mm)	载荷方法	試験イメージ
ライニング材単体	—	平板	
コイルばね単体	0(無し)	平板	
	22.5		

コイルばね+ライニング材(複合体)	0(無し)	平板 (コイルのみ)	
	22.5	平板 (コイルのみ)	
		ブロック (ライニング材のみ)	

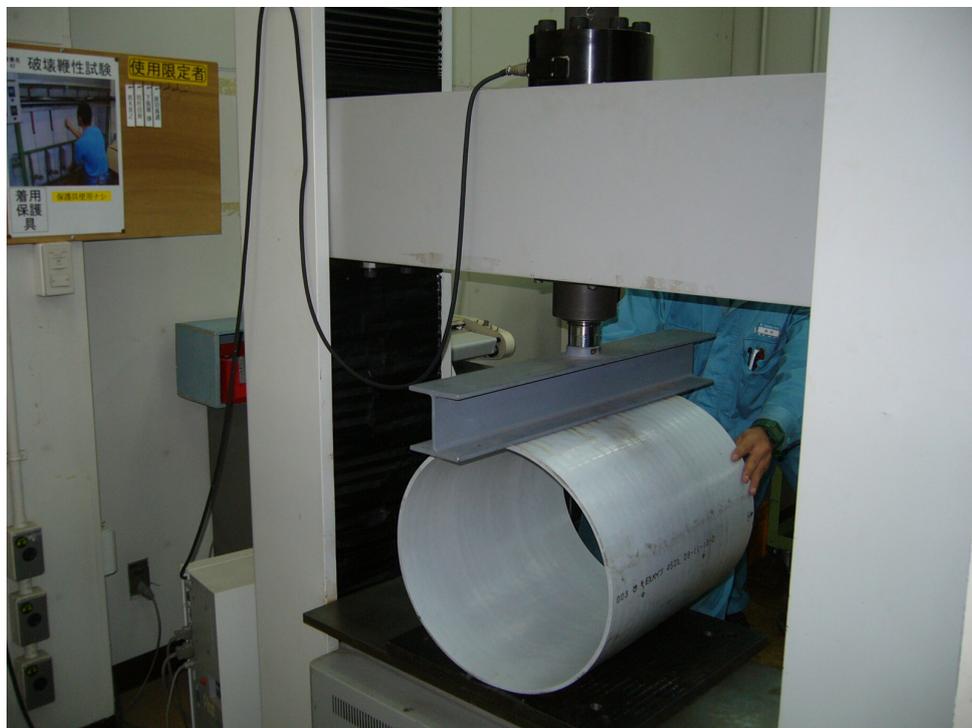


図-2.18 試験供試体 (PVC)



図-2.19 試験供試体（コイル製の更生材(GFRP)：隙間 22.5mm)



図-2.20 試験供試体（コイル製の更生材(GFRP)：隙間なし）



図-2.21 試験供試体（PVC+コイル製の更生材(GFRP)：隙間 22.5mm)

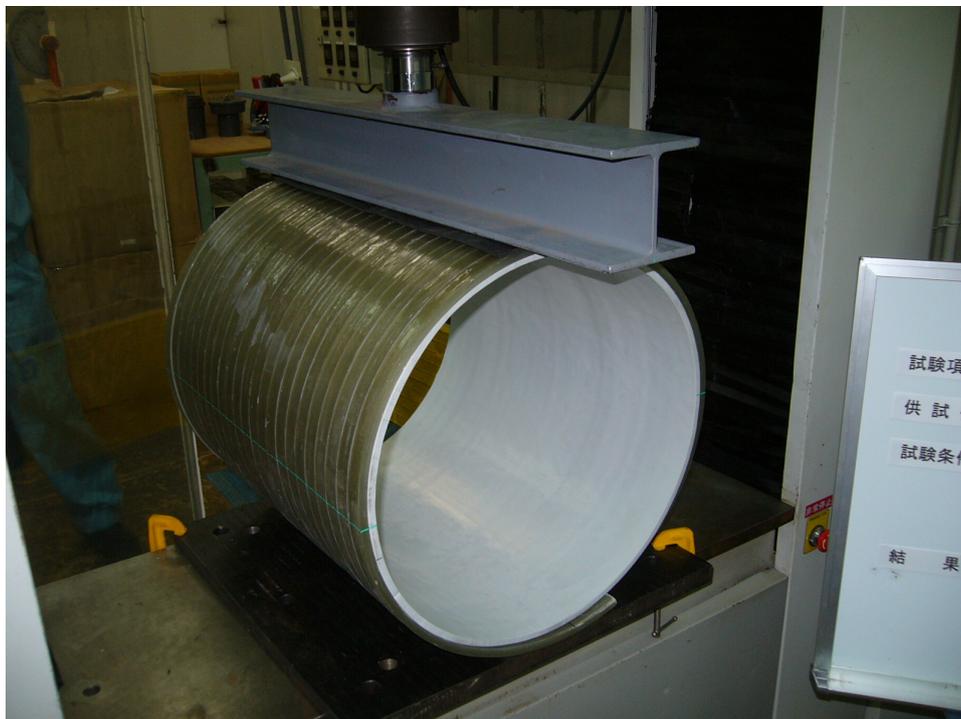


図-2.22 試験供試体（PVC+コイル製の更生材(GFRP)：隙間なし）



図 2.23 ライニング材加熱・拡張状況

#### 2.4.2 実験装置の概要と測定項目

図-2.24 に偏平試験の実験装置の写真を示す。荷重装置として、H鋼の荷重板、油圧ジャッキを設置している。荷重載荷方式としては、油圧アクチュエーターによる変位制御で載荷を行う。外径の5%に相当するする偏平量に達した時の荷重を測定し、その荷重を用いて線荷重(1メートルあたりの荷重)を算出した。



図-2.24 試験機全体図

## 2.5 偏平試験の有限要素法による解析

本節では前節で示した偏平試験を 3 次元有限要素法を用いて数値解析によりシミュレーションし、モデル別にその応答性状について考察する。

### 2.5.1 構造物のモデル化

本研究の解析モデルは、載荷荷重が更生管に与える影響を考察するために、GFRP 製の更生材のみのケースでコイル製の更生材 (GFRP) の隙間があるモデルと隙間がないモデル、塩ビ管 (PVC) + GFRP 製の更生材のケースでコイル製の更生材 (GFRP) の隙間があるモデルと隙間がないモデルの 5 つのモデルの作成を行った。コイル製の更生材の隙間を 22.5mm あけたケースにおいては、ライニング材に荷重が作用する場合と、コイル部材に作用する 2 つのケースについて検証を行った。したがって、偏平試験の解析は 6 つのケースを実施した。

PVC のみ、コイル形状の GFRP (隙間なし、隙間 22.5mm)、PVC+コイル形状の GFRP (隙間なし、隙間 22.5mm) の 5 つのケースについて解析を行った。また、2 次元解析では PVC とコイル形状の GFRP はビーム要素、3 次元解析では PVC とコイル形状の GFRP はシェル要素でモデル化を行った。構造物のモデル化、寸法及びモデル全体図を 3 次元解析のモデル概要図を図-2.25～図-2.34、2 次元解析のモデル概要図を図-2.35 に示す。

2 次元有限要素法を採用した解析では、図-2.35 中に示すように、原点は管路横断面の中央に定義し、管路軸に水平直角方向を X 軸、管路軸に鉛直直角方向を Y 軸とし、以降はこの座標系で表わすものとする。ただし、原点は管路横断面の中央に位置するものとする。

3 次元有限要素法を採用した解析では、図-2.25～図-2.34 中に示すように、原点は管路横断面の中央に定義し、管路軸に水平直角方向を X 軸、管路軸方向を Y 軸、管路軸に鉛直直角方向を Z 軸とし、以降はこの座標系で表わすものとする。

更生管の寸法値は、表-2.4、表-2.5 に示すように PVC の径は 455mm、厚さが 8.2mm、コイル形状の GFRP の径は 455mm、厚さが 10.2mm、管路長さは 500mm である。ここで、PVC とコイル形状の GFRP の径が、等しい値となっているのは、シェル要素では厚みを考慮することができないため、GFRP 製のコイルの径に合わせてモデル形状を作成した。

なお、3 次元解析において、PVC+コイル形状の GFRP (隙間なし) のケースにおいては数値計算上、コイル部材の間隔を 0mm にすることは不可能であるため、計算上部材間隔を 1mm だけ間隔が存在するモデルとした。

また、2 次元解析の境界条件は、底面を X 軸、Y 軸方向に固定した。3 次元解析では、境界条件としては底面を X 軸、Y 軸、Z 軸方向に固定した。

表-2.7 PVC の概要

呼び径 (mm)	外形 (mm)	PVC (厚み) (mm)	長さ (mm)
450	455	8.2	500

表-2.8 GFRP の概要

呼び径 (mm)	外形 (mm)	GFRP (厚み) (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)
450	455	10.1	22.5	500

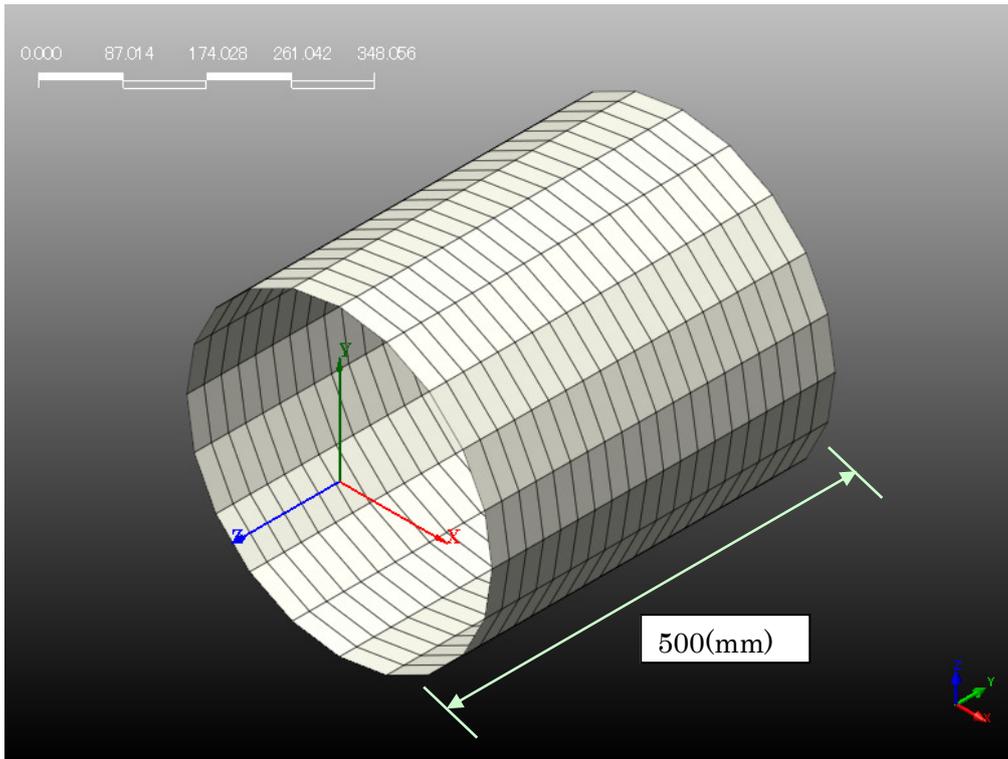


図-2.25 PVC (3次元：シェル要素)

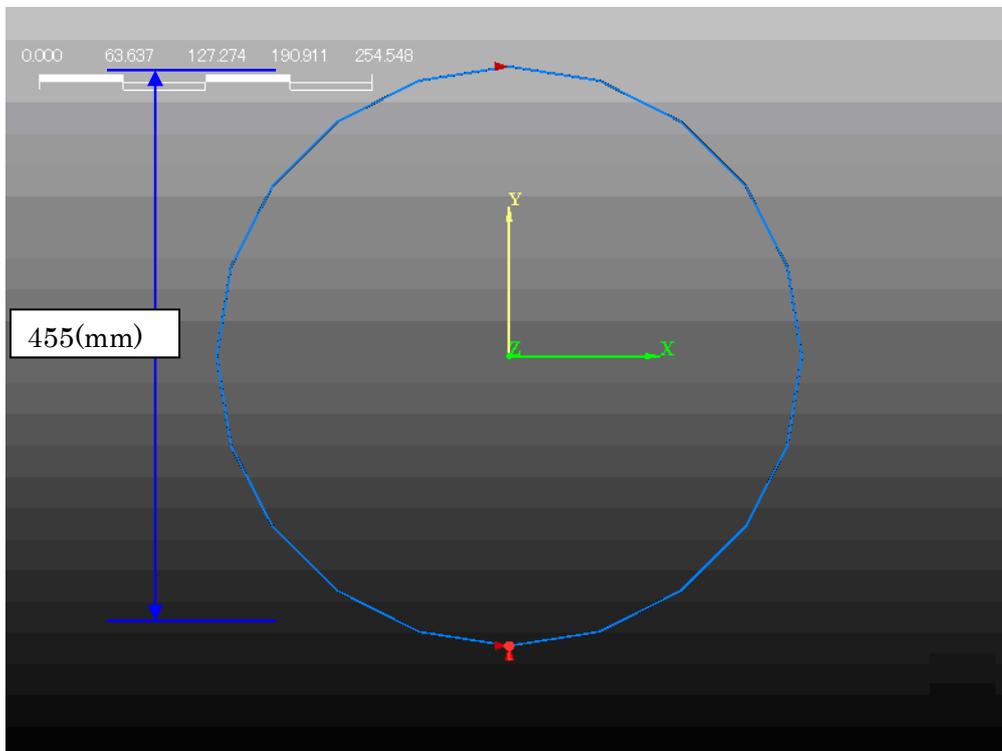


図-2.26 PVC (3次元：シェル要素) (横断面図)

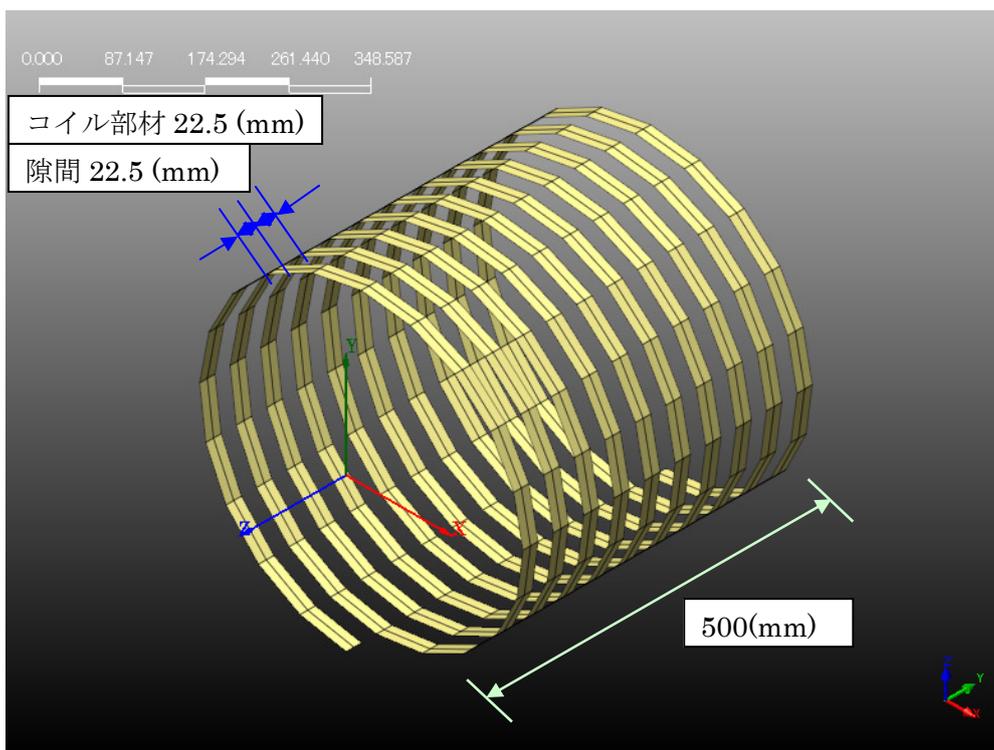


図-2.27 GFRP 製のコイル（隙間 22.5mm）（3次元：シェル要素）

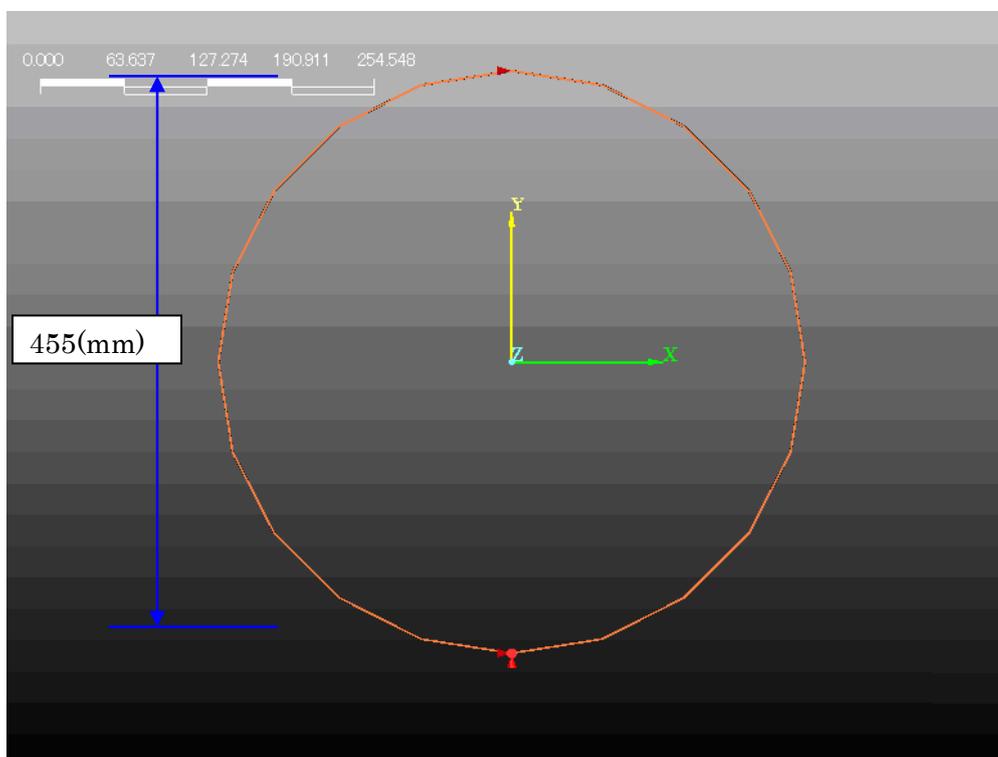


図-2.28 GFRP 製のコイル（隙間 22.5mm）（3次元：シェル要素）（横断面図）

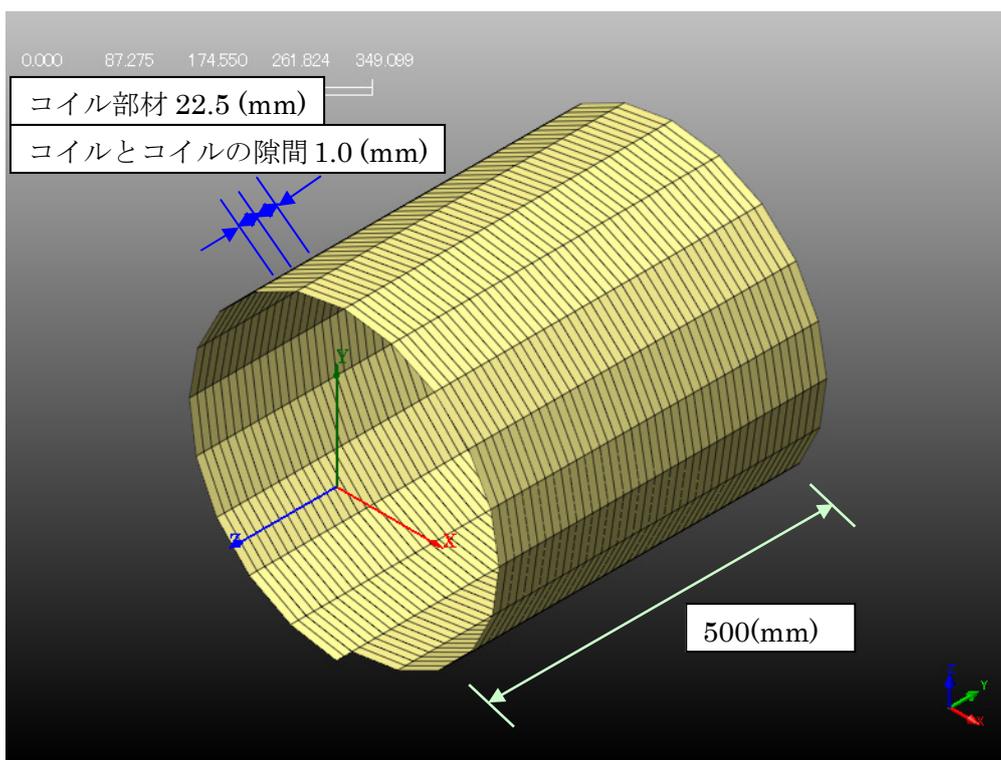


図-2.29 GFRP 製のコイル（隙間なし）（3次元：シェル要素）

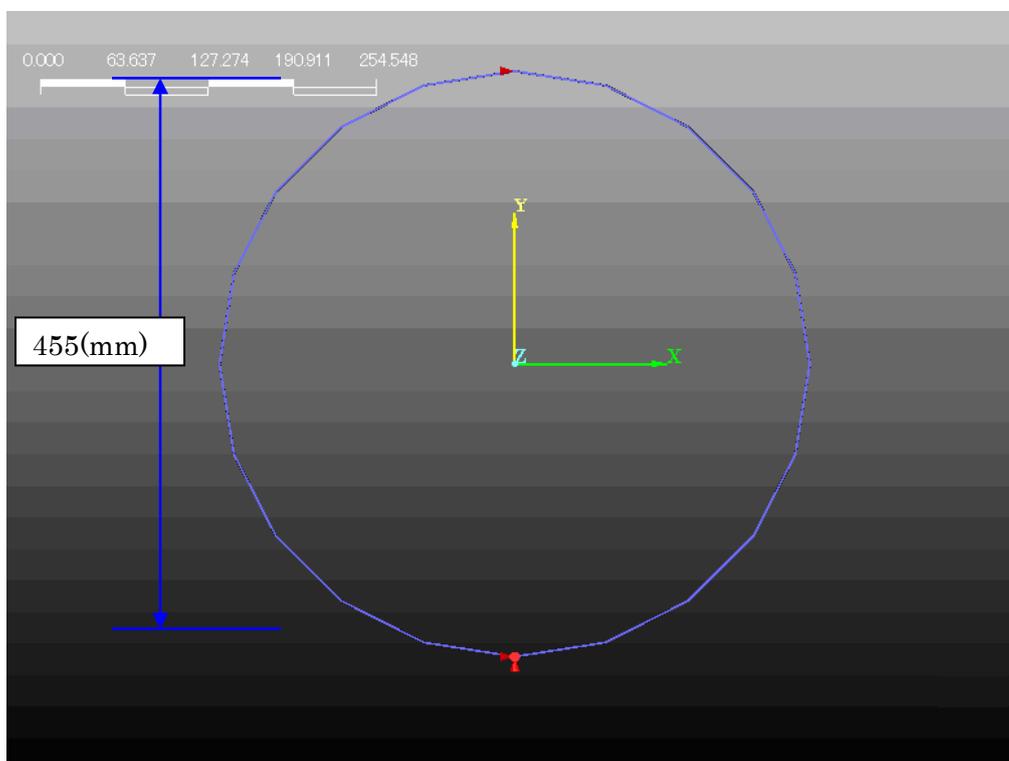


図-2.30 GFRP 製のコイル（隙間 22.5mm）（3次元：シェル要素）（横断面図）

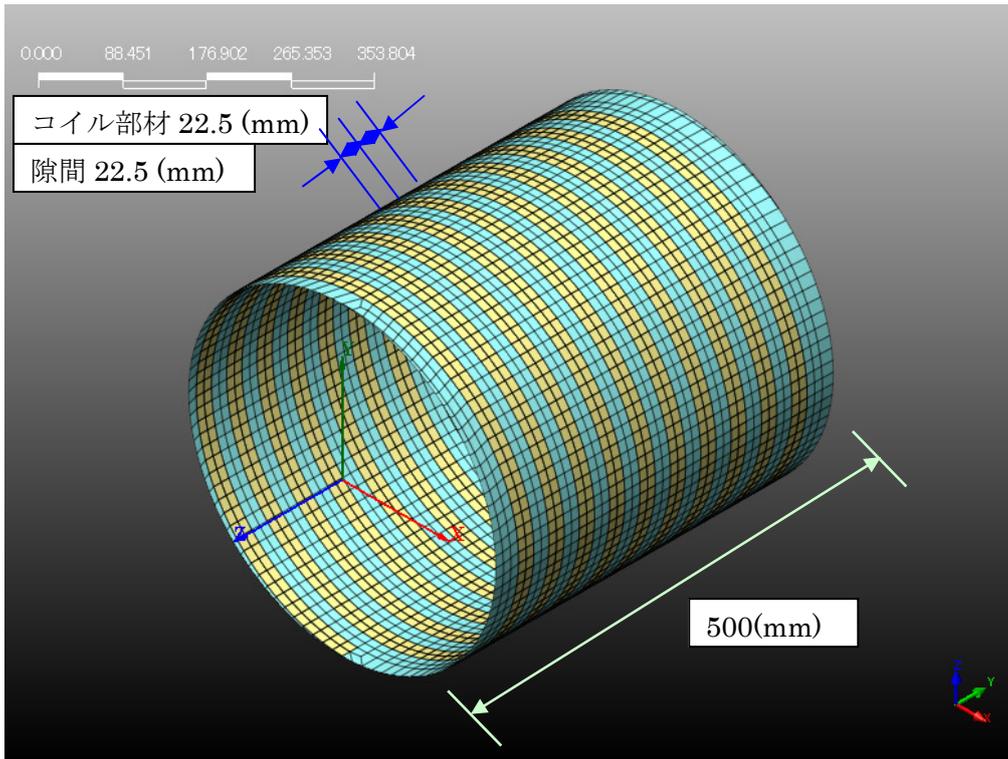


図-2.31 PVC+GFRP 製のコイル (隙間 22.5mm) (3次元: シェル要素)

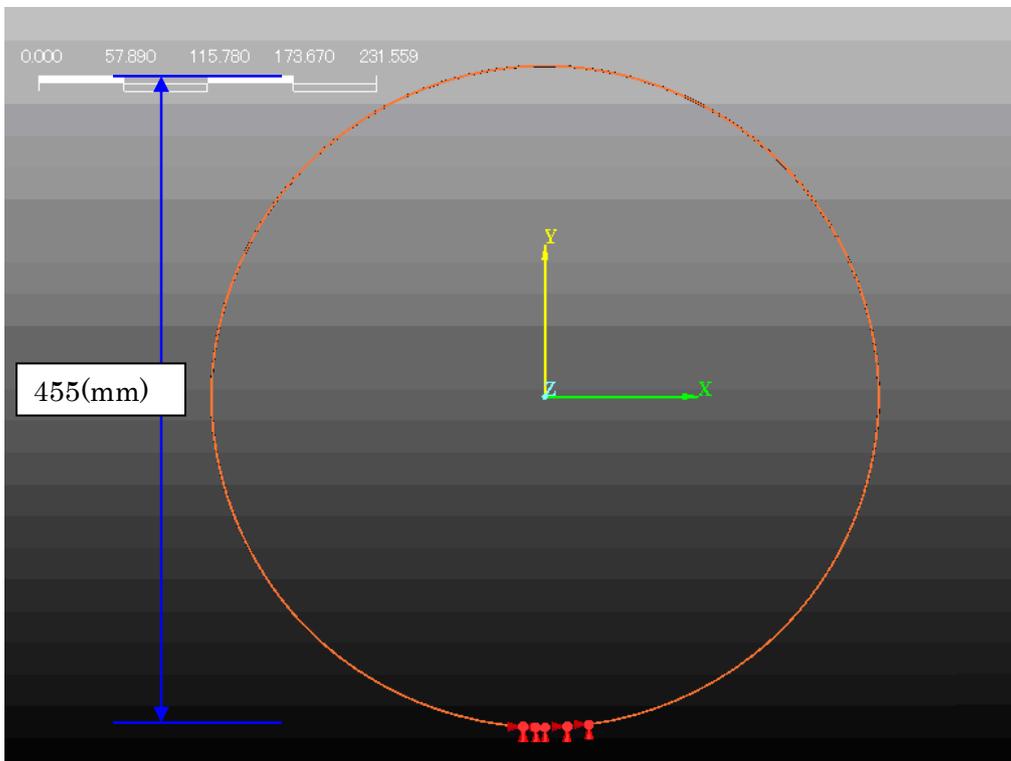


図-2.32 PVC+GFRP 製のコイル (隙間 22.5mm) (3次元: シェル要素) (横断面)

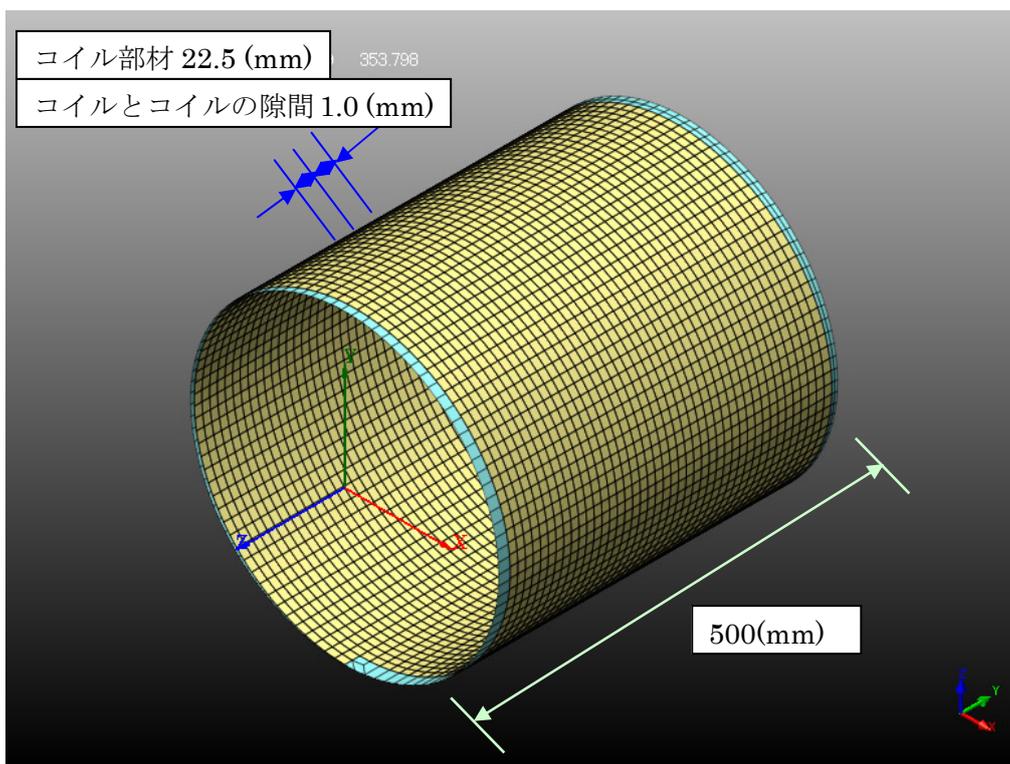


図-2.33 PVC+GFRP 製のコイル（隙間なし：シェル要素）（3次元）

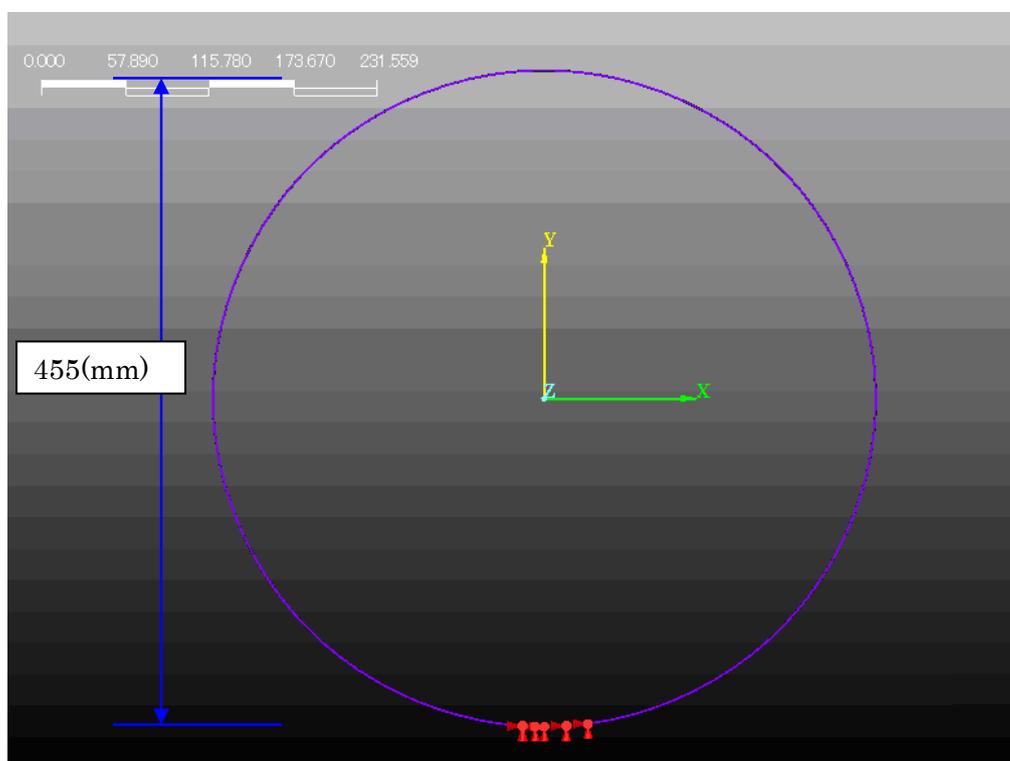


図-2.34 PVC+GFRP 製のコイル（隙間なし）（3次元：シェル要素）（横断図）

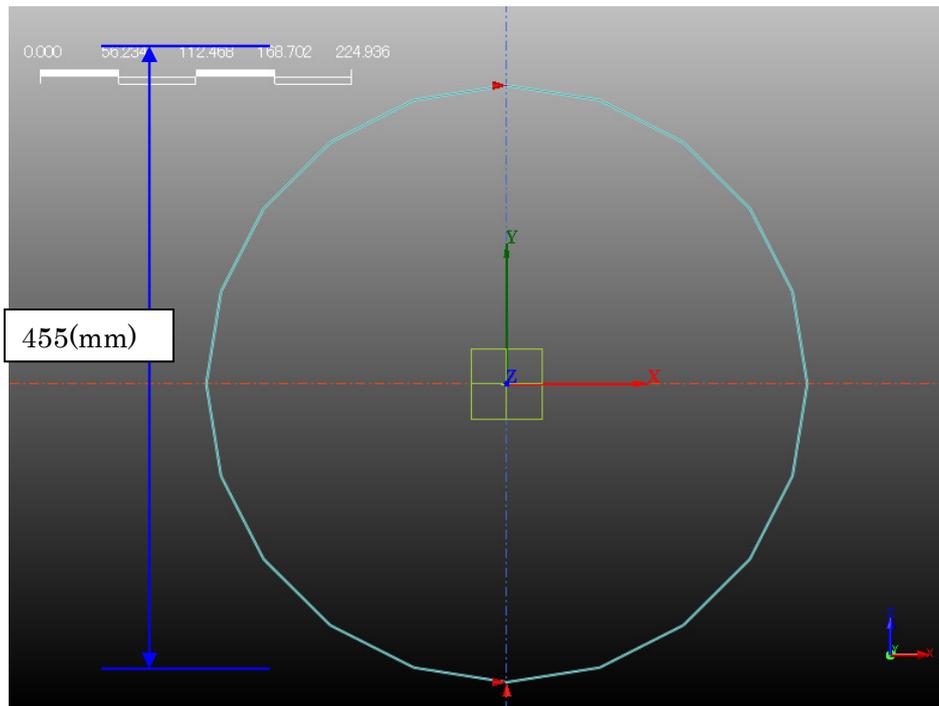


図-2.35 PVC、GFRP 製のコイル、PVC+GFRP 製のコイル（2次元：ビーム要素）

### 2.5.2 解析モデルのメッシュ分割

解析モデルのメッシュ分割は、MIDAS GTS を用いた。表-2.9 に 2次元モデル、表-2.10 に 3次元モデルのそれぞれの節点数，要素数を示す。

表-2.9 2次元モデルの節点数・要素数

	節点数	要素数
PVC (PVC のみ)	20	20
GFRP (隙間あり、なし)	20	20
PVC+GFRP (隙間あり、なし)	20	40

表-2.10 3次元モデルの節点数・要素数

	節点数	要素数
PVC のみ：PVC	420	400
GFRP のみ(隙間 22.5mm)：GFRP	603	400
GFRP のみ (隙間なし)：GFRP	1263	840
PVC+GFRP (隙間 22.5mm)：PVC	4265	4172
PVC+GFRP (隙間 22.5mm)：GFRP	2853	1900
PVC+GFRP (隙間なし)：PVC	6484	4312
PVC+GFRP (隙間なし)：GFRP	5988	3990

### 2.5.3 解析諸元

解析に用いた地盤及び更生管の解析諸元を表-2.11 に示す。PVC、コイル形状の GFRP の弾性係数に関しては、図-2.36 に示すように実験供試体から試験片を取り出し、曲げ試験を実施した。

また、本来、解析において GFRP 製のコイル部材は、応力-ひずみ関係を正しく算出するために、非線形部材として解析を行うべきであるが、本研究で用いた解析ソフトが非線形解析に対応していないため、GFRP 製のコイル部材は弾性（線形）として解析を行っている。

表-2.11 解析諸元

	PVC	コイル形状の GFRP
ポアソン比	0.35	0.24
弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	2000	30000



図-2.36 更生材の曲げ試験

### 2.5.4 偏平試験の解析方法

荷重の作用形式は、図-2.37 に示すように管頂部に直径の 5%の圧縮量を与える静的解析を変位制御方式にて行った。5%の圧縮量を与えた際の管頂部に作用させた荷重の合力を載荷荷重とした。

なお、PVC+GFRP 製のコイル（隙間 22.5mm）のケースについては、図-2.38、図-2.39 に示すように、コイル部材に載荷したケースでは、コイル部材の管頂部の要素を変位制御で変形させ、PVC 部材に載荷したケースでは、PVC 部材の管頂部の要素を変位制御で変形させるように解析を行った。なお、他のケースに関しては、管頂部の要素を位制御で変形させた。

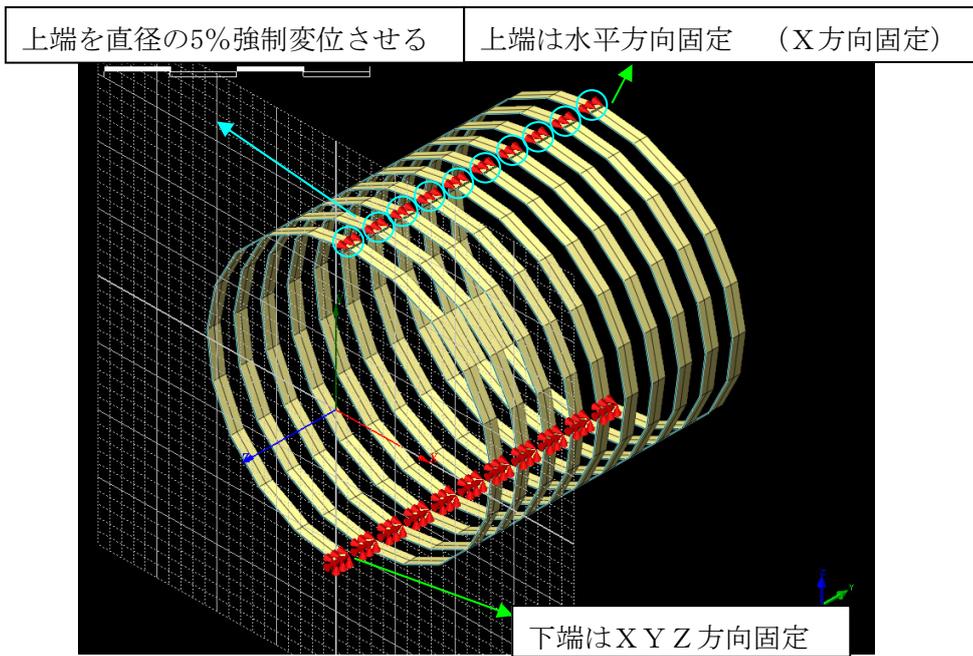


図-2.37 解析モデルの解析手法

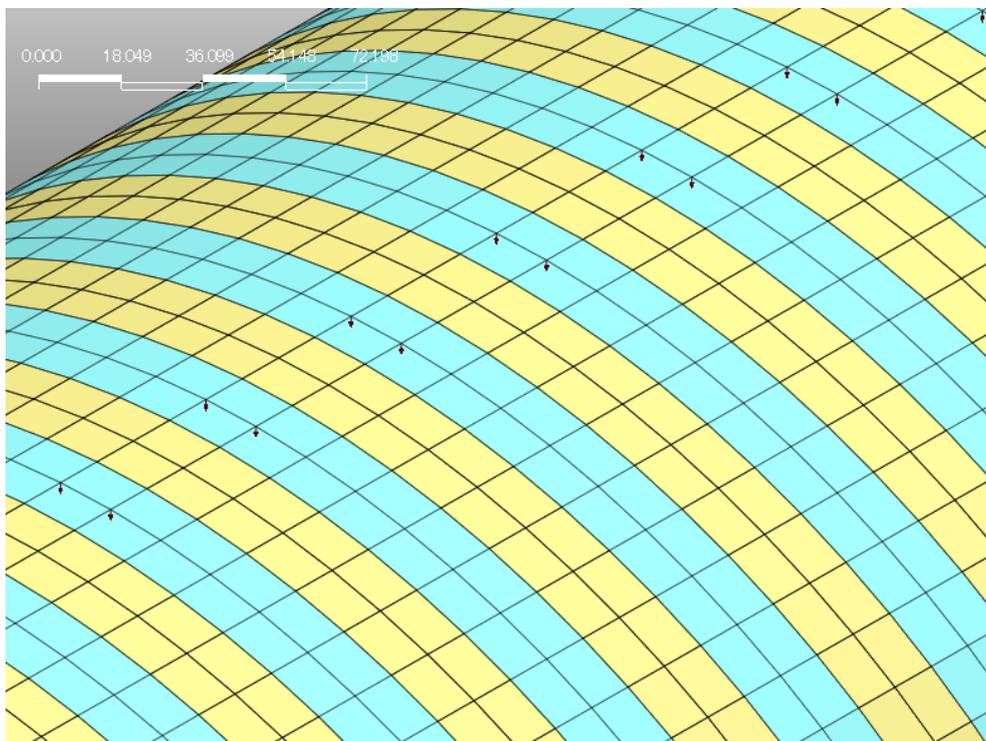


図-2.38 PVC+GFRP 製のコイル (隙間 22.5mm) : PVC 载荷形式

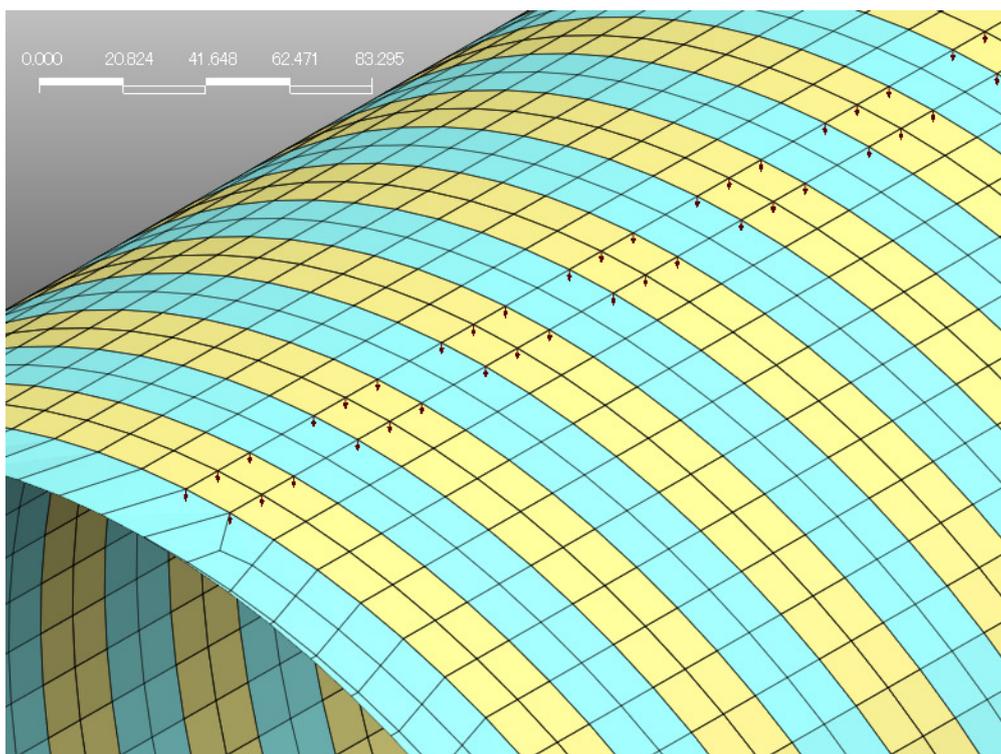


図-2.39 PVC+GFRP 製のコイル（隙間 22.5mm）：コイル载荷形式

## 2.6 静的载荷試験の解析結果と実験結果

偏平試験の実験結果を図-2.40 に示す。この図が示すように、偏平試験の線荷重の許容値は圧縮量 24mm に対して 7.55kN/m 以上であれば、偏平試験の規格を満たしており、ピンク色に着色した範囲がその許容範囲内に相当する。この結果からライニング材（PVC）のみのケースだけが規格値を満たさないという結果となり、高剛性部を有するケースではすべてのケースにおいて許容値を満たす結果となった。

また、高剛性部の隙間（コイルの隙間）が、線荷重の大きさに大きく影響し、ライニング材と高剛性部を有するモデルでは、隙間が 22.5mm ある場合と隙間がない場合とでは、2倍以上線荷重の値が変化し、更生管の剛性に影響を与えることがわかった。

また、偏平試験の解析結果を図-2.41 に示す。また、変位の分布図を図-2.42～図-2.47 に示す。実験結果と同様に、ライニング材（PVC）のみのケースだけが規格値を満たさないという結果となり、高剛性部を有するケースではすべてのケースにおいて許容値 7.55kN/m を満たす結果となった。

表-2.12 に偏平試験の実験結果と解析結果を取りまとめた表を示す。実験結果と解析結果の応答値を比較してみる。また、新工法はコイル形状であり、奥行き方法に対しては不均一であるため、2次元解析では厳密な結果を得ることはできないが、参考参考までに2次元解析の結果を示す。

ライニング材のみの場合においては、おおよそ整合性が取れているという結果になった。高剛性部に関して、「隙間なし」の場合、3次元解析と実験結果は14%程度の差が生じた。

「隙間あり」の場合においても、実験結果は17%程度の差が生じている。

ライニング材+高剛性部（隙間あり・高剛性部に载荷）の場合、15%程度の差が生じた。

ライニング材+高剛性部（隙間あり・ライニング材に载荷）の場合、2%程度の差が生じている。

実験結果と解析結果に差異が生じた理由としては、以下のような原因が考えられる。図-2.48はPVC+GFRP製のコイル（隙間22.5mm）の载荷状況を示したものであるが、この図が示すように、実験供試体ではGFRP部材とPVC部材が一体構造ではないために、载荷を行うとGFRP部材とPVC部材のはく離が生じる。解析では、GFRP部材とPVC部材が一体構造として解析を行っているため、このはく離現象やGFRP部材とPVC部材の間の摩擦力を考慮できていない。この現象を再現するには、図-2.49、図-2.50が示すように、GFRP部材とPVC部材の間にジョイント要素し、GFRP部材とPVC部材との間に存在する摩擦力やはく離現象などを再現する必要がある。しかし、本研究では、解析モデルがスパイラル形状ということもあり、更生管をモデル化したシェル要素の外側にスパイラル状にもう一層ソリッド形状の要素を作成することが困難であった。ソフトの操作上の問題、メッシュを作成する際に、スパイラル形状であることからメッシュのモデル化の際に計算誤差が大きくなり適切なモデルを作成することが困難であることが挙げられる。

しかしながら、3次元解析と実験結果は、実験と解析結果の差異が2割未満であることを考えると、ほぼ整合性が取れていると判断することができ、有限要素法による解析は高い信頼性を有することが示された。

表-2.12 実験結果と解析結果の比較表

解析モデル		2次元解析結果		3次元解析結果	実験結果
ライニング		0.70 (kN)		0.62 (kN)	0.61 (kN)
高剛性部のみ	(隙間なし)	12.77 (kN)	(横断方向は円形)	9.20 (kN)	9.63 (kN)
高剛性部のみ	(隙間あり)			4.11 (kN)	4.40 (kN)
ライニング+高剛性部	(隙間あり) (高剛性部に载荷)	13.20 (kN)	(横断方向は円形でライニング材と高剛性部が一体構造)	4.58 (kN)	5.25 (kN)
ライニング+高剛性部	(隙間あり) (ライニングに载荷)			4.57 (kN)	4.68 (kN)
ライニング+高剛性部	(隙間なし)			9.20 (kN)	10.25 (kN)

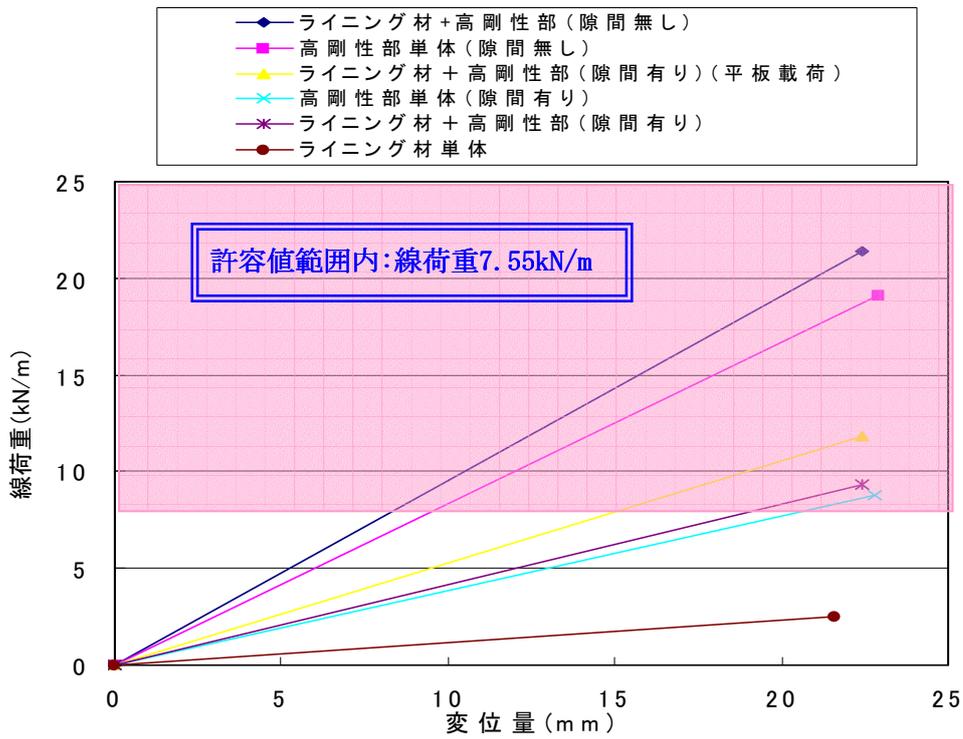


図-2.40 静的載荷試験の実験結果

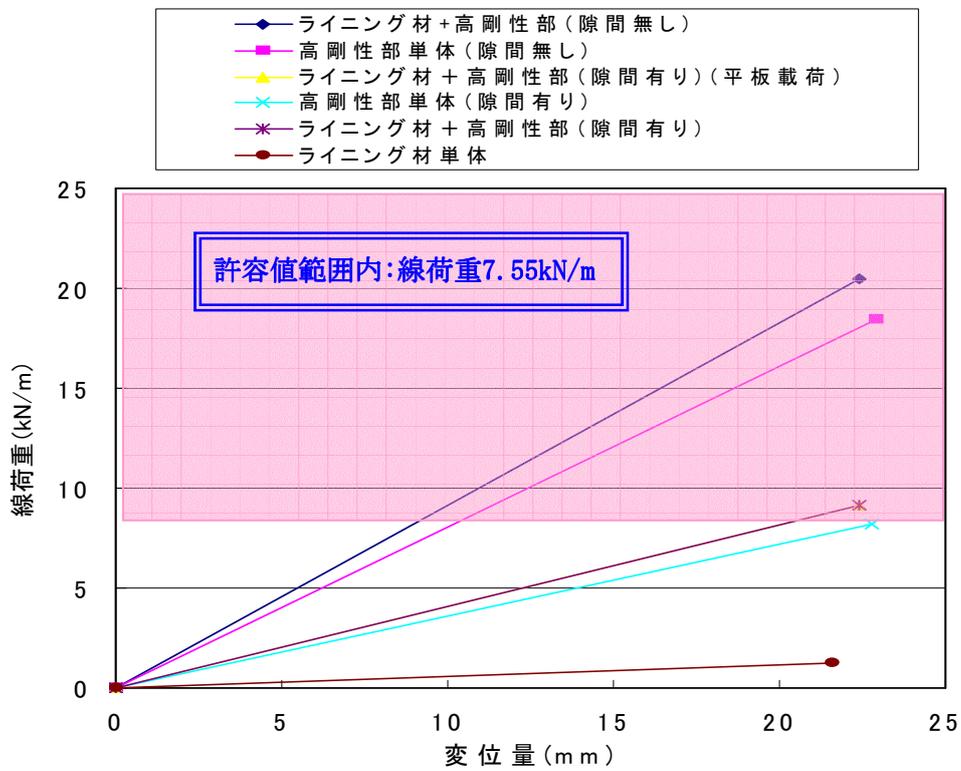


図-2.41 静的載荷試験の解析結果

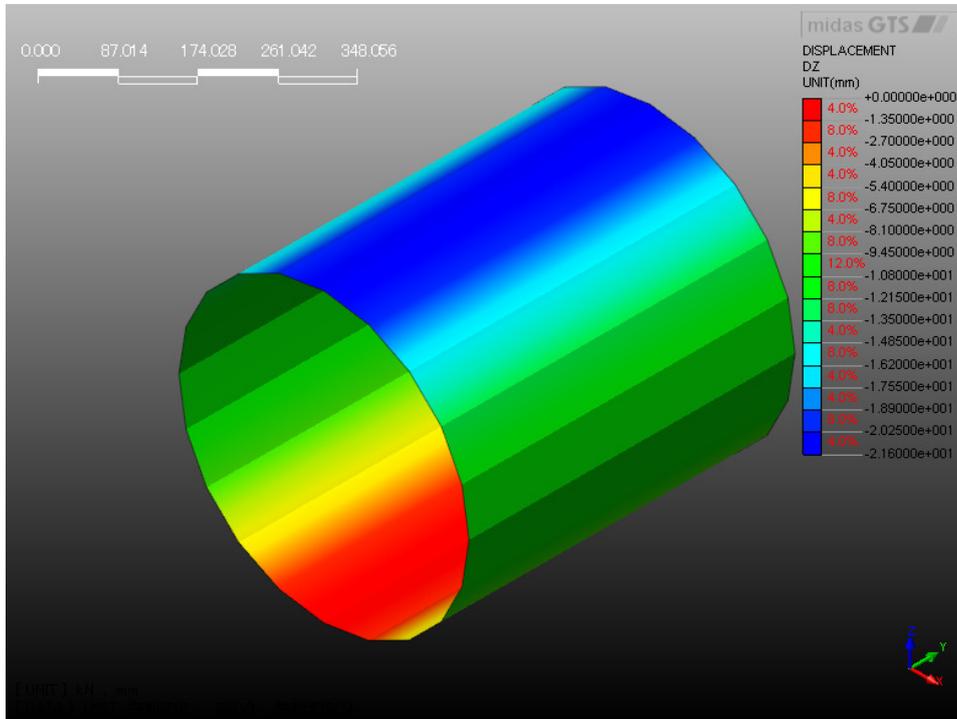


図-2.42 変位 (PVCのみ) (3次元解析)

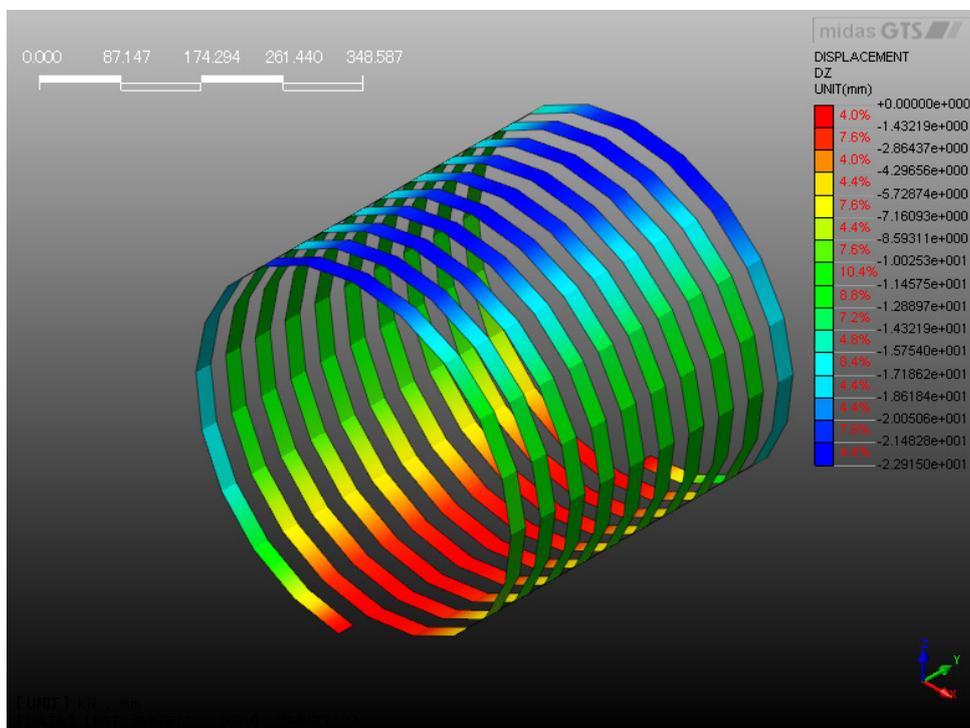


図-2.43 変位 (GFRP : 隙間 22.5mm) (3次元解析)

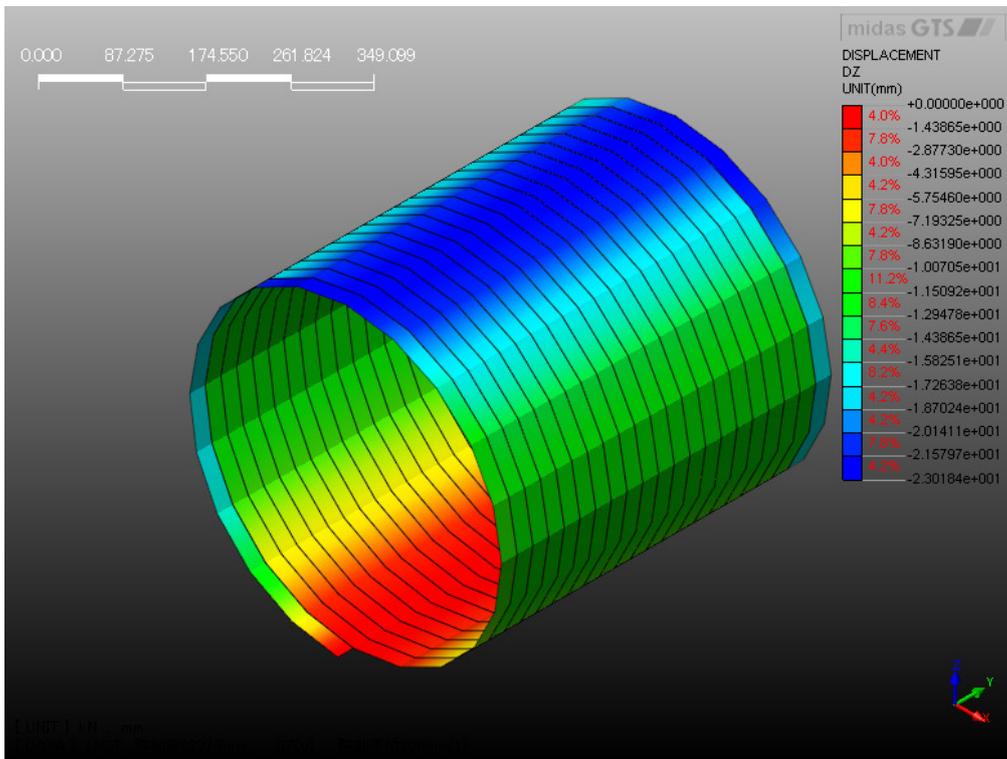


図-2.44 変位 (GFRP : 隙間なし) (3次元解析)

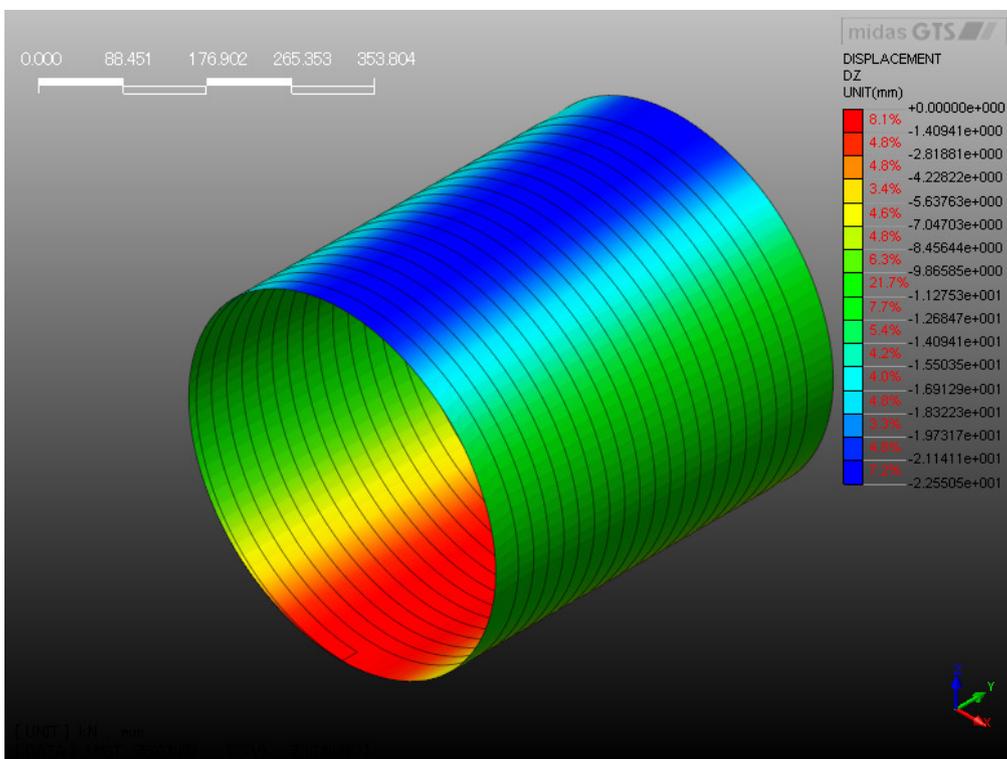


図-2.45 変位 (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (载荷 : コイル) (3次元解析)

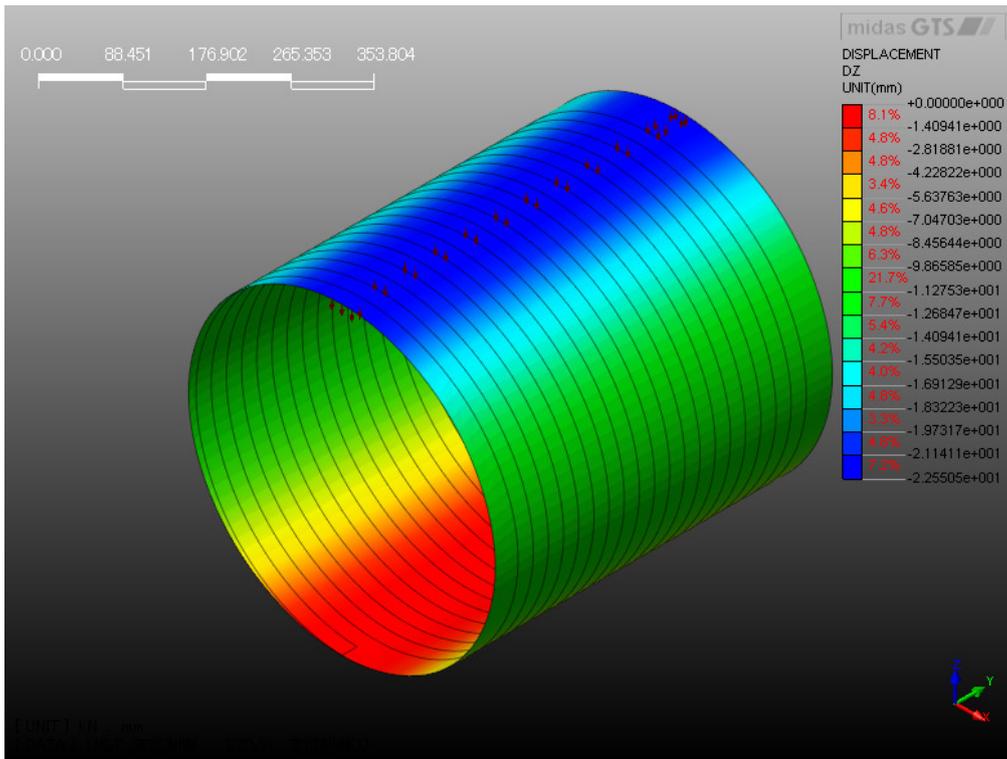


図-2.46 変位 (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (載荷 : PVC) (3次元解析)

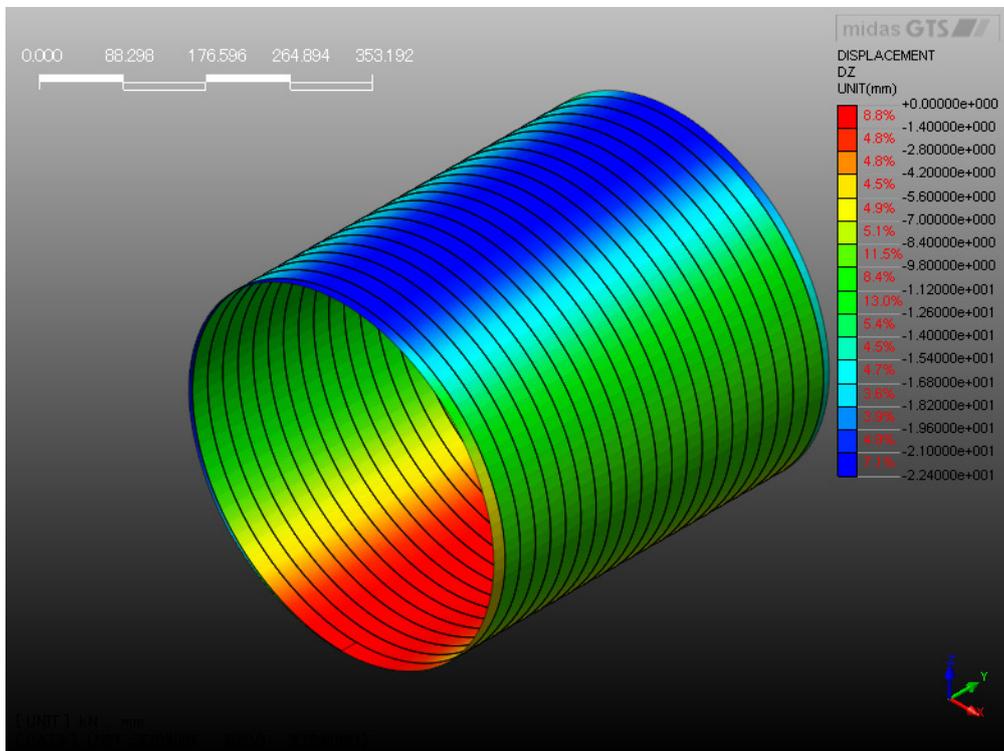


図-2.47 変位 (PVC+GFRP : 隙間なし) (3次元解析)



図-2.48 GFRP 部材と PVC 部材の不連続性

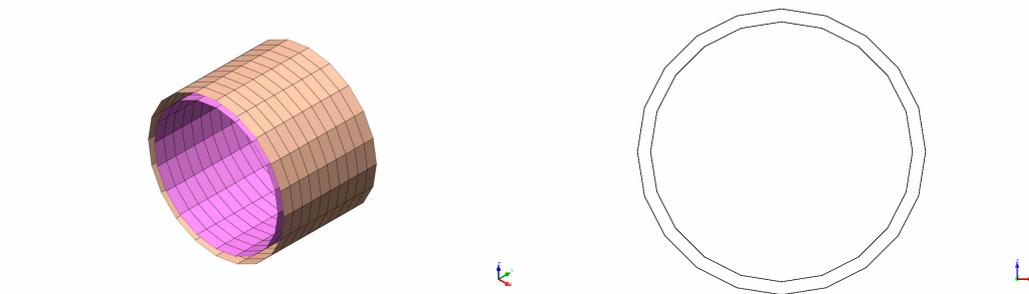


図-2.49 ジョイント要素挿入前モデル

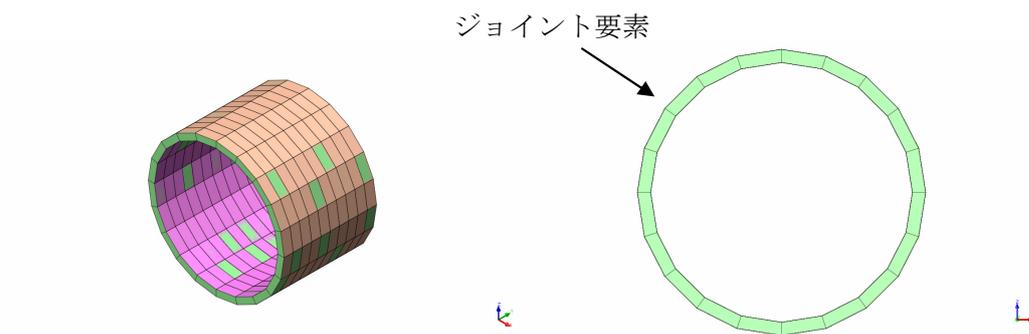


図-2.50 ジョイント要素挿入後モデル

## 2.7 結論

新工法の偏平試験の実験結果は、すべてのケースにおいて下水道協会の規格値を満足する結果となった。

したがって、偏平試験の 3 次元解析と実験結果は、ほぼ整合性が取れていると判断することができ、有限要素法による解析は高い信頼性を有することが示され、その安全性が検証できた。今後、地震動を入力する動的解析、曲線部、取付け管の取り付け部などの特殊な構造解析を実施する際には、偏平試験で作成したモデルを基に、解析モデルを作成することで高い精度の解析を実施することが可能となる。

また、実験結果と解析結果の差異を少なくするためには、GFRP 部材と PVC 部材を一体構造として解析するのではなく、ジョイント要素を挿入し GFRP 部材と PVC 部材との間に存在する摩擦力やはく離現象などを再現する必要がある。

## 第3章 新工法の埋設実験による安全性の検証

### 3.1 概説

埋設実験の試験目的は、考案した新工法の更生管を埋設した場合の変形挙動を測定し、この結果を新工法の設計によって算出されるたわみ率及び曲げ応力の設計値と比較して、更生管の安全性を検証する。本研究では、土被り6m相当の荷重を載荷する静的載荷実験とトラック荷重に相当する荷重を繰り返し加える繰り返し載荷試験の2種類の埋設実験を実施する<sup>18)</sup>。さらに実験による検証だけでなく、有限要素法に数値シミュレーションによる検証も行い、その安全性の検証を行う。

埋設実験を実施する目的は、前章で示したように偏平試験の目的と同様である。地中に埋設された管路が、周辺地盤に悪い影響を及ぼさないようにするためには、土圧、活荷重に対して、管きよの偏平量が許容値内となる必要が安全性の面から必要である。特に、たわみ性管ではこの条件が必須であり地中に埋設され、土圧が常時作用している状態では偏平が徐々に進むクリープ現象が生じ、管きよの耐力が低下する<sup>19)</sup>。そのため、更生管の偏平量が許容値内に収まっているか確認するために偏平試験を実施し、新工法の安全性を検証する。

また、本研究では埋設試験に関しては実験と解析を実施している。研究で取り扱っている耐震補強の新工法はφ450mm～φ800mmまでの管きよを対象とした更生工法であり、埋設実験に関してはφ450mmのケースだけしか実験を実施していない。φ450mm～φ800mmのすべての管径に対して、実験供試体を作成し実験を実施することは時間とコストを要することから、有限要素法による解析を実施することでその安全性の検証を行う必要がある。また、曲線部、取付け管の取り付け部、地震動を入力する動的解析など実験によって再現することが困難である場合が存在し、それらの特殊な場合に対しては解析による構造解析を実施する必要がある。今後、これらの特殊なケースの解析を実施する際、解析の精度が課題となることから、本節で実施する埋設実験の結果と有限要素法による解析結果との比較を行い、解析の精度の確認を実施する。

### 3.2 埋設実験の実験方法

#### 3.2.1 試験供試体の概要

供試体は、塩ビ管(PVC)のみのケース、塩ビ管(PVC)+GFRP製の更生材のケースでコイル製の更生材の隙間があるモデルと隙間がないモデルの3つのモデルに対して埋設実験を実施した。実験で採用した供試体は、すべてのケースにおいて呼び径450mmのモデルを採用し、管厚などの詳細な寸法値は表-3.1、表-3.2に、またモデルの概要図を図3.1、図3.2、図3.3に示す。

試験供試体の長さは、580mmであり、両端に約200mmのダミー管をセットし、ダミー管と

試験供試体の連結部は摩擦が生じないようにわずかな隙間を設け、ガムテープで連結をした。この方法により、側壁から試験供試体に作用する摩擦抵抗を軽減する。

また、試験供試体の作成方法は、「2.2.1 試験供試体の概要」において述べたように、ライニング材を使用しφ450 鋼製半割管(既設管を想定したもの)の内面にコイルばねを設置し、その内面側にライニング材を蒸気により加熱・拡張させ、ライニング材がコイルばねと十分密着した後冷却し、半割管から脱型・切断し供試体とする。

表-3.1 PVC の概要

呼び径 (mm)	外形 D (mm)	PVC (厚み:t) (mm)	長さ:L (mm)	重量 (kg)	単重 (kg/m)
450	434.8	8.2	1000	7.12	14.24

表-3.2 GFRP の概要

呼び径 (mm)	外形 φD (mm)	PVC (厚み) (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)	重量 (kg)	単重 (kg/m)
450	455	10.1	22.5	1000	10.24	20.12



図-3.1 試験供試体 (PVC)

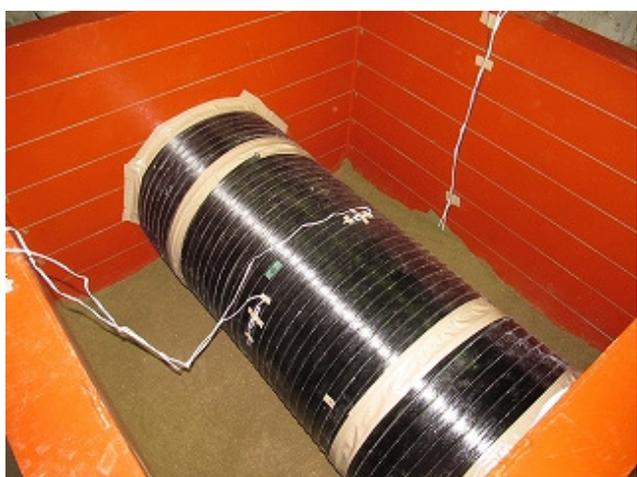


図-3.2 試験供試体 (コイル+PVC : 隙間なし)



図-3.3 試験供試体 (コイル+PVC : 隙間 22.5mm)

### 3.2.2 実験装置の概要

図-3.4、図-3.5、図-3.6に埋設実験装置概要図、図-3.7、図-3.8に埋設実験装置の写真を示す。試験供試体を埋設する実験土槽は、寸法が1m×1m×1mの鋼製で、前後の側壁には開口部（観測窓）を設け、試験供試体の内面を目視観測できるようになっている。土槽上方には、荷重装置として、反力梁（門型鋼製フレーム）、油圧ジャッキ、ロードセル及び荷重板を設置している。荷重載荷方式としては、油圧アクチュエーターによる荷重制御で載荷を行う。

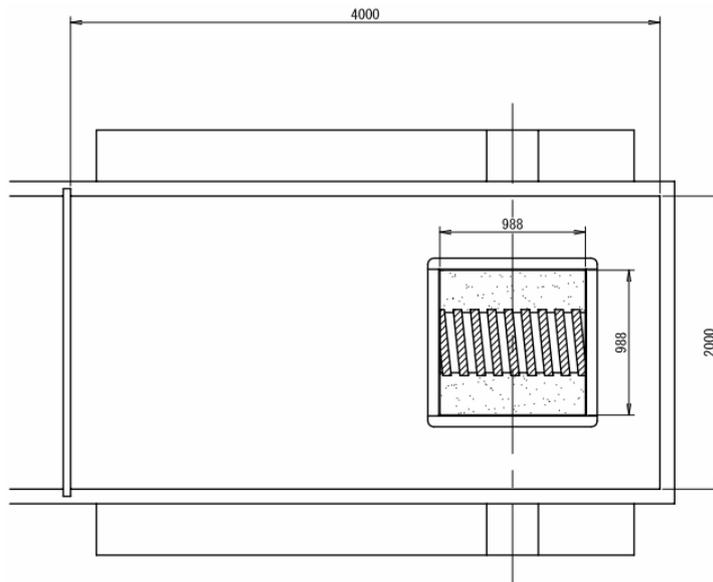


図-3.4 埋設実験装置概要図（平面図）

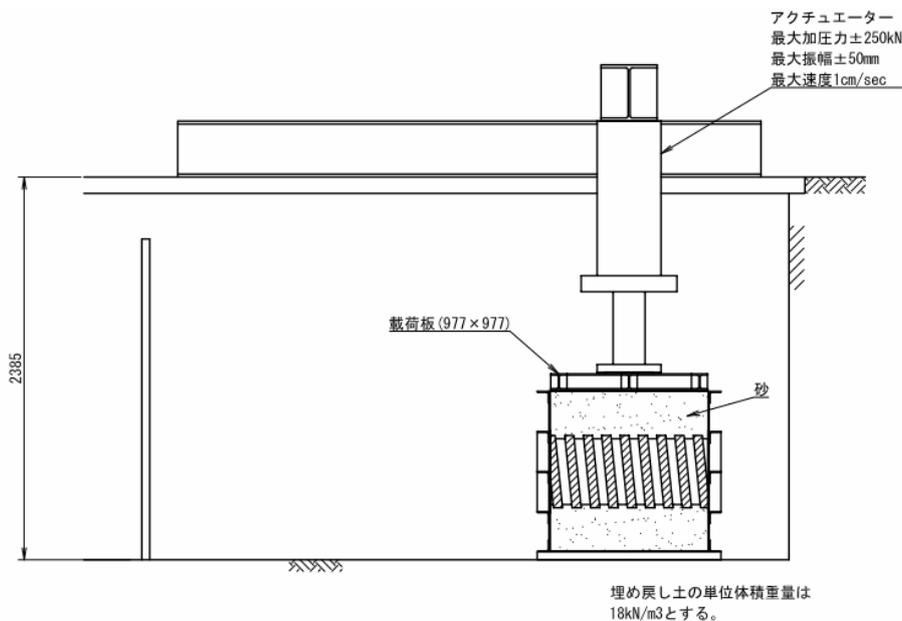


図-3.5 埋設実験装置概要図（縦断面図）

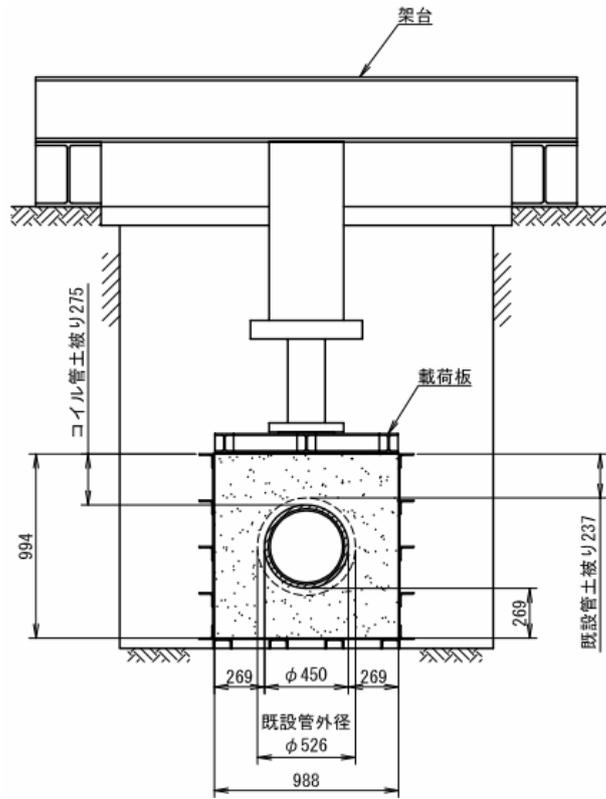


図-3.6 埋設実験装置概要図（横断面図）



図-3.7 埋設実験装置



図-3.8 埋設実験装置

### 3.2.3 埋設地盤の特性と埋設方法

供試体の埋設に使用した埋設土は、表-3.3（現場試験結果）、表-3.4（室内試験結果）、表-3.5（地盤のパラメーターの推定値・計算値）に示すような特性を有する真砂土（砂質土）を使用した。なお、土質試験の項目としては、土粒子の密度試験、自然含水比試験、粒度試験、締め固め試験、現場密度試験、簡易貫入試験を J I S 規格の基準に沿って実施した。JISA1210<sup>24)</sup>の締め固め試験については、下記に示すような手順に従って実施した。締め固め試験は、土の粒径にしたがって占め固めの方法が異なり、本研究で使用した土は最大粒径が、9.5mm であるから JIS 規格に従い、ランマーの質量は 2.5kg、モールドの直径は 10cm、突固め層数は 3 層、1 層当たりの突固め回数は 25 回となる。具体的な試験方法は、図-3.9 に示すように、直径 10cm の鋼製容器のモールドの中に、3 回に分けて土を入れ、図-3.10 に示す突固め器（ランマー）を用いて、1 層当り 25 回突き固める。締め固めが終了すると、モールド内から土を取り出し、含水比試験を実施し土の含水比の測定を行う。土を入れたモールドの重量とモールド単体の重量を差し引きすると、土の重量が求まる。モールド内の容積が 1000cm<sup>3</sup> であり、土の容積はモールドの容積と等しいことから、土の湿潤

単位重量は、土の重量をモールドの容積 1000cm<sup>3</sup> で除した値となる。この試験で、湿潤単位重量と含水比の関係が算出され、この試験を土の含水比を変えて数回行うことで、締め固め曲線が得られる。

埋設土の埋め戻し時の状態としては、最適含水比に近い状態、また締め固め度についても 90%以上の数値を示しており、地盤の埋め戻しの状態としては良好な状態である。

埋め戻しの手順としては、土槽内に真砂土（砂質土）を投入し、層圧約 10 cm 毎に突き棒で締め固めながら埋め戻しを行う。そして、埋設土の埋設深が約 270mmに達した時に、ダミー管をセットした試験供試体をサンドボックス内に設置する。その後、同様の手順により真砂土（砂質土）を順次投入し、土槽頂部まで埋め戻しを行う。土圧計は、埋め戻し作業時に併せてセットする。

表-3.3 土質試験結果（現場密度試験結果）

項目		供試体条件	
		コイル隙間なし	コイル隙間あり
現場密度試験	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.91	1.94
	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.756	1.783
	締め固め度 Dc %	93.50	94.94
貫入試験	簡易貫入試験 Nd	別紙参照	別紙参照
	標準貫入試験(計算値) N	別紙参照	別紙参照

表-3.4 土質試験結果（室内試験結果）

項目		埋設実験
		まさ土
一般	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.681
	自然含水比 w %	8.7
粒度	礫分 (2~75mm) %	26.3
	砂分 (0.075~2mm) %	57.9
	シルト分 (0.005~0.075mm) %	12.8
	粘土分 (0.005mm 未満) %	3
	最大粒径(mm)	9.5
	均等係数 U <sub>c</sub>	45.83
締め固め	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.878
	最適含水比 w <sub>opt</sub> %	8.3

表-3.5 土質試験結果（地盤のパラメーターの推定値・計算値）

項目	供試体条件	
	コイル隙間なし	コイル隙間あり
内部摩擦角 $\phi$ (°)	約 40	
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	約 32	
間隙比 $e$	0.53	0.50

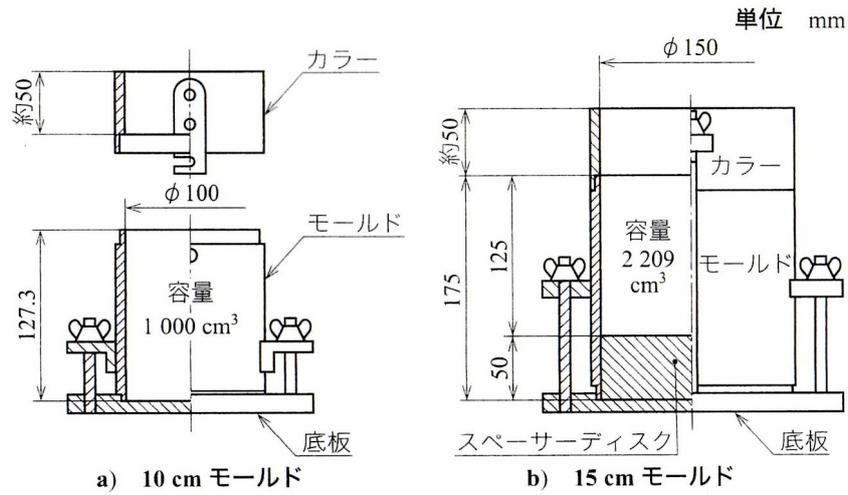


図-3.9 モールド・カラー・底板及びスペーサーディスクの寸法<sup>24)</sup>

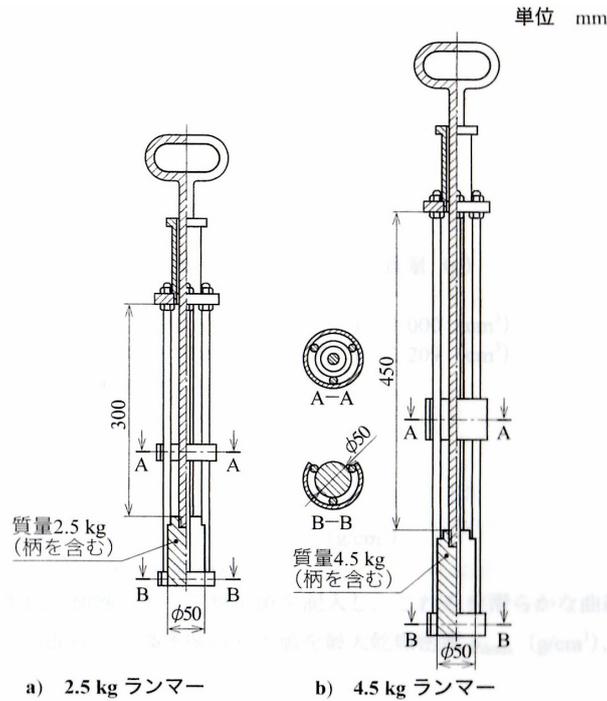


図-3.10 ランマーの寸法図<sup>24)</sup>

### 3.2.4 埋設地盤の締め固め特性

前節で示したように、埋設地盤の締め固め試験により最大乾燥密度、最適含水比が、現場密度試験により乾燥密度、湿潤密度がそれぞれの試験によって算出することができた。表-3.6 に現場密度試験結果の平均値を示す。一般的に地盤の締め固めには、タンパ、ランマー、ロードローラーなどの機械転圧による施工が現場では行われている。しかし、上下水道の管路施設においては、狭隘な地域での開削工法による施工の際、作業ヤードの関係上、機械転圧人力埋め戻しによる人力転圧が行われている場合がある。本研究においても、サンドボックス内での作業ヤードの関係上、機械転圧が困難であるために、人力転圧を実施した。本節では、室内試験による締め固め試験と現場における人力転圧によって地盤に与えられた締め固めエネルギーを算出し、比較検討を行う。

締め固め試験においては、地盤に与えられたエネルギーが重要な要素となるが、これはランマーの重量  $W_R$ 、ランマーの落下高さ  $H$ 、締め固め層数  $N_B$ 、各層当たりの突固め回数  $N_L$ 、及び試料の体積  $V$  を用いて下記のように表記することができる。

$$E_C = \frac{W_R * H * N_L * N_B}{V} \quad (3.1)$$

ここで

$W_R$ : ランマーの重量 ( $g/cm^3$ )

$H$ : ランマーの落下高さ (cm)

$N_B$ : 層当たりの突固め回数 (回)

$N_L$ : 締め固め層数 (層)

$V$ : モールドの体積 ( $cm^3$ )

$E_C$  は締め固めの仕事量を表し、J I S規格及び現場での締め固め試験の仕様と締め固めエネルギーを表-3.7 に示す。締め固めエネルギーを異にする様々な試験方法が考案されており、例えば、表-3.7 のJ I S規格の試験方法において、ランマーのみ 4.5kg のものを用いて締め固めを行ったとすると、締め固めエネルギーは  $E_C=15.2cm*kgf/cm^3$  となる。同じ土であっても、締め固めエネルギーが異なると、異なった締め固め曲線が得られ、最適含水比や最大乾燥密度の値も異なってくる。この関係を示したものが、図-3.11 に示す乾燥密度と締め固めエネルギーの関係図であり、ある土を一定の方法で締め固めるとある含水比で最もよく締まり、その時、含水比が最大に達し最大含水比となる。また、締め固めエネルギーの増加に伴い、最適含水率は低下する。

締め固め試験において、採用すべきエネルギーの大きさは、原位置で締め固め土が受けると予想される外荷重の大きさに応じて決められることが多く、締め固め基準が作成された当初は、中程度の自動車荷重を想定した道路の路床や中規模のアースダムの土材料が主な施工対象構造物であったため、締め固めエネルギーに関しても  $E_C=5.6cm*kgf/cm^3$  を採用

した試験が多く実施された。最近では、大型自動車の増加に伴い、高速道路などの路床に作用する外荷重が増加傾向にあるため、大きなエネルギーを用いた試験も最近では実施されているケースもある。下水道管路施設は、市道や国道など一般道に埋設されること一般的であり、本研究では、JIS規格の試験方法による締め固めエネルギーは  $E_c=5.6\text{cm}\cdot\text{kg}/\text{cm}^3$  となる試験方法を採用した。

表-3.7、図-3.13 が示すように締め固め試験の仕様と締め固めエネルギーを比較すると、JIS規格の試験方法により生じる締め固めエネルギーは、 $5.625\text{cm}\cdot\text{kgf}/\text{cm}^3$  となり、木づちより締め固めたサンドボックス内の地盤は  $0.794\text{cm}\cdot\text{kgf}/\text{cm}^3$  となり、サンドボックス内の地盤に与えられたエネルギーはJIS規格により与えられるエネルギーの15%程度にとどまっている。しかしながら、図-3.12 が示すように乾燥密度と含水比の関係からJIS規格による最大乾燥密度は  $1.878\text{g}/\text{cm}^3$ 、現場密度試験によるサンドボックス内の地盤の密度は  $1.770\text{g}/\text{cm}^3$  となり密度の差は6%程度となった。JIS規格での締め固めエネルギーは上記で述べたように、中程度の自動車荷重を想定した道路の路床を対象とした試験方法である。そのため、この締め固めエネルギーで締め固められた最大乾燥密度と現場密度試験によるサンドボックス内の地盤の密度が近ければ、効率の良い締め固めが行われていると判断することができる。本研究の場合、JIS規格との締め固め試験の結果と比較すると、密度の差は6%であることから比較的良質な締め固めが実施されているといえる。しかしながら、JIS規格による締め固め試験だけで判断することは難しく、実際の現場では試験施工を複数回実施し最適な締め固め方法を採用することが通例である。試験施工を行うことで、その締め固め方法が最適であるか否かが判断できる。本研究においても、JIS規格による締め固め試験だけの比較検討であるため、十分な強度有した地盤であるかを断定することは難しい。試験施工を実施し、最適な締め固め方法を採用する必要があると考えられる。

表-3.6 現場密度試験結果の平均値

項目	供試体条件		平均
	コイル隙間なし	コイル隙間あり	
乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.756	1.783	1.770
含水比 $w$	8.770	8.805	8.788

表-3.7 締め固め試験の仕様と締め固めエネルギー

	JIS 規格	現場
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.878	1.770
ランマーの重量 $W_R$ (kg)	2.5	20
ランマーの落下高さ $H$ (cm)	30	40
層当たりの突固め回数 $N_B$ (回) ※	25	99
締め固め層数 $N_L$ (層)	3	10
モールドの体積 $V$ (cm <sup>3</sup> )	1000	998410
$E=(W_R*H*N_L*N_B)/V$ (kg/cm <sup>3</sup> )	5.625	0.794

※木づちの面積あたり 7 回

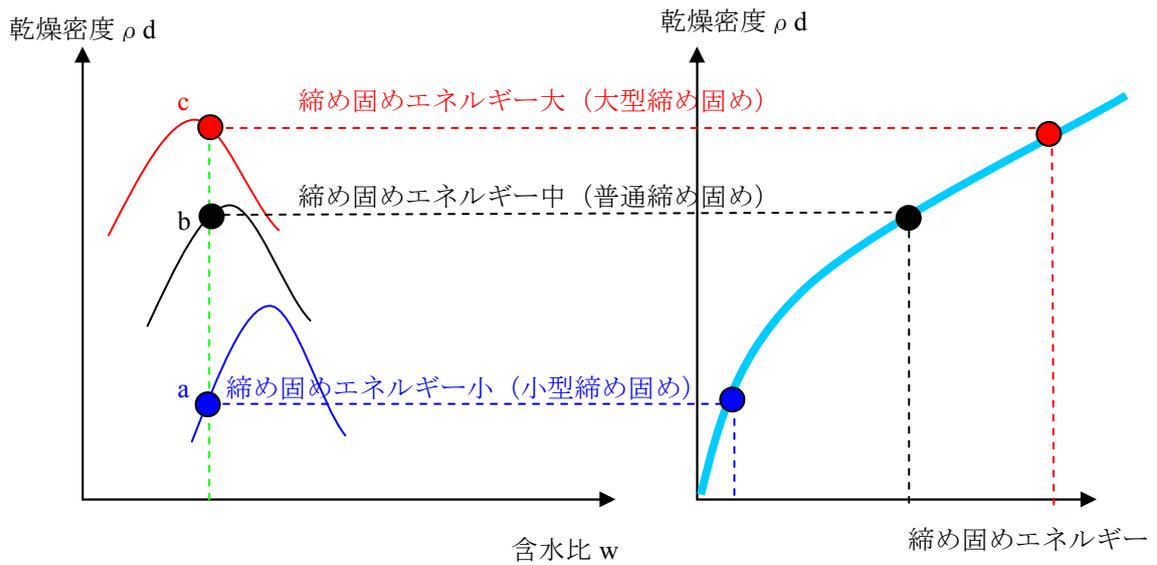


図-3.11 乾燥密度と締め固めエネルギーの関係図

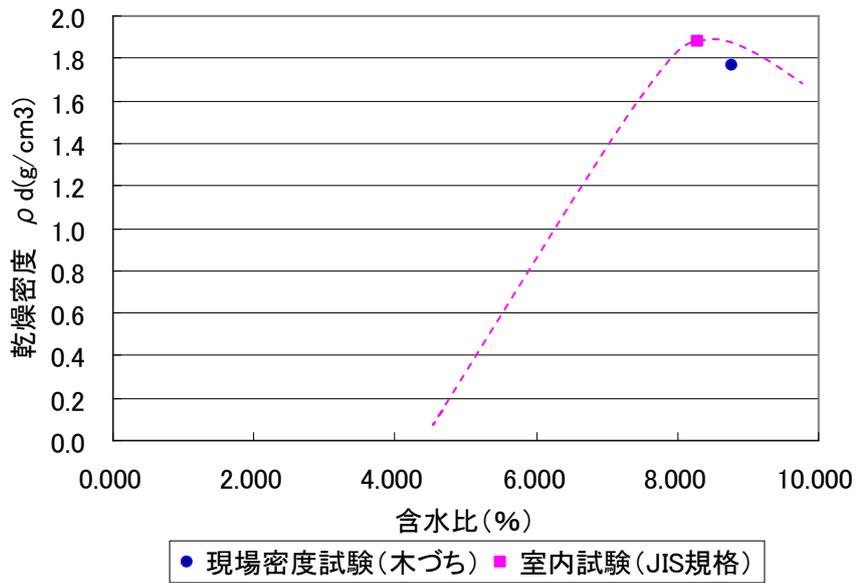


図-3.12 乾燥密度と含水比

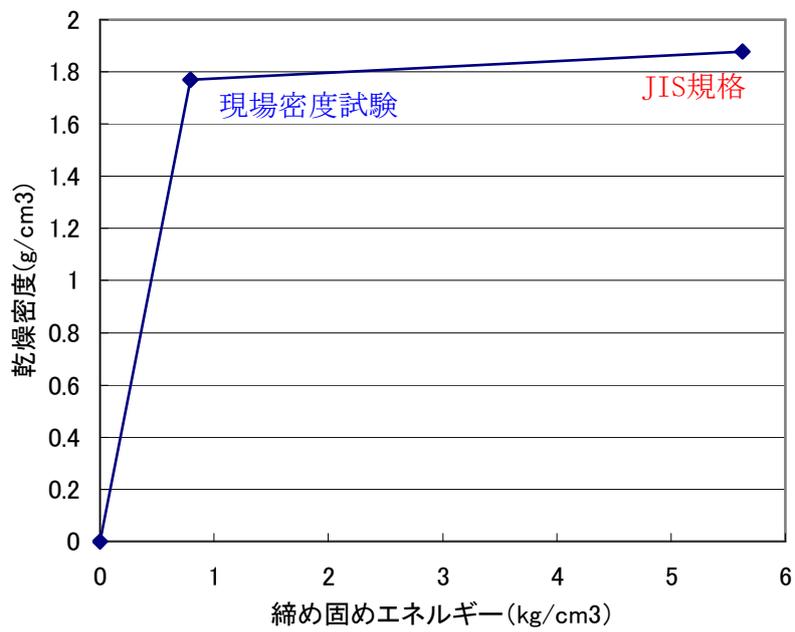


図-3.13 乾燥密度と締め固めエネルギーの結果

### 3.2.5 簡易動的コーン貫入試験によるN値の測定方法

本研究では、サンドボックスに埋設された地盤のN値を測定するために簡易動的コーン貫入試験<sup>25)</sup>によるN値の測定を行った。簡易動的コーン貫入試験は、図-3.14に示すように、ハンマーの先端に先端角  $60 \pm 1^\circ$  及び直径  $25 \pm 0.3$  mm のコーン鋼製の円錐形を取り付け、質量  $5 \pm 0.05$  kg の鋼製のハンマーを自由落下させ、地盤に貫入させる試験である。

試験の手順としては、ハンマーが自由落下するように、試験機を調査地点上に鉛直に保持し、ハンマーをアンビルの上のせ、試験機を鉛直に保持した状態で、ロッドが地中に自重沈下するかを確かめる。自重で貫入する場合は、貫入が止まった時の貫入長さを記録する。ハンマーを  $500 \pm 10$  mm の高さから自由落下させ、100 mm 貫入させるのに要する打撃回数を  $N_d$  値として記録する。10回の打撃による貫入量が20 mm未満の場合は試験を中止する。ロッドの上部が地表面近くまで達したら、一旦アンビル、ガイド用ロッド及びハンマーを取り外し、新たなロッドを継ぎ足した後、試験を継続する。表-3.8、表-3.9、表-3.10に簡易動的コーン貫入試験を実施した結果を示す。

また、標準貫入試験の試験結果であるN値との関係については、多くの関係式が提案されているが、本研究では地盤工学会により提案されている地盤調査法によるものとする。地盤工学会により提案されている地盤調査法ではと、地層の種類と硬軟に関わらず、下記のような関係式が適用できるとされている。

$$N_d = (1 \sim 3)N \quad (3.2)$$

本研究では、N値と $N_d$ の関係について、上式の関係から下記の関係式を用いることとする。

$$N_d = N \quad (3.3)$$

### 3.2.6 N値の補正方法

N値は、地盤に作用する上載荷重の変化によって大きく変化することが過去の調査、研究において明らかとなっている。多くの地盤の調査試験結果からN値は相対密度に支配され、相対密度は拘束圧の影響を受けることが明らかとなっている。

また、実務においては、N値から内部摩擦角 $\phi$ を求めることが実施されており、N値から砂の内部摩擦角 $\phi$ を推定する方法がいくつか提案されている。拘束圧を受けている状態で内部摩擦角 $\phi$ をN値から求める場合、拘束圧の影響が内部摩擦角の算出に影響することが判明しており、開削工法や盛土によって応力状態が変化する場合、修正したN値を用いて内部摩擦角 $\phi$ を計算することが必要となってくる。

本研究では、上記に示したに上載荷重による影響を考慮した補正方法を用いてN値の補正を行うこととする。補正の方法としては、下式に示すような吉中の方法を用いてN値の

補正を行う。

$$N=N' \{5/(1.4p+1)\} \quad (3.4)$$

ここで

N : 修正N値

N' : 実測N値

$\sigma$  : 有効上載圧力 ( $1.0 \text{ kgf/cm}^2 \leq 2.8 \text{ kgf/cm}^2$ )

表-3.11 に修正したそれぞれのケースにおけるN値を示す。

表-3.8 ライニングのみ場合の地盤のNd値

測定面		測定位置									平均
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
A	地表面	6						6			6.0
B	管頂から 100mm	5		土圧計	土圧計	土圧計	土圧計	5		土圧計	5.0
C	管側	3	パイプ		3	パイプ	土圧計		パイプ	土圧計	3.0
D	管底		4	4	4						4.0
E	管底から 100mm		6	5	6	土圧計	土圧計			土圧計	5.7
										平均	4.7

表-3.9 ライニング+コイル（隙間あり）の場合の地盤のNd値

測定面		測定位置									平均
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
A	地表面	5						5			5.0
B	管頂から 100mm	6		土圧計	土圧計	土圧計	土圧計	5		土圧計	5.5
C	管側	10	パイプ		10	パイプ	土圧計		パイプ	土圧計	10.0
D	管底		7	6	7						6.7
E	管底から 100mm					土圧計	土圧計			土圧計	
										平均	6.8

表-3.10 ライニング+コイル（隙間なし）の場合の地盤のNd値

測定面		測定位置									平均
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
A	地表面	5						5			5.0
B	管頂から 100mm	5		土圧計	土圧計	土圧計	土圧計	6		土圧計	5.5
C	管側	6	パイプ		6	パイプ	土圧計		パイプ	土圧計	6.0
D	管底		12	11	11						11.3
E	管底から 100mm					土圧計	土圧計			土圧計	
										平均	7.0

表-3.11 修正した N 値

	ライニングのみ	ライニング+コイル (隙間あり)	ライニング+コイル (隙間なし)
修正 N 値	10	14	15

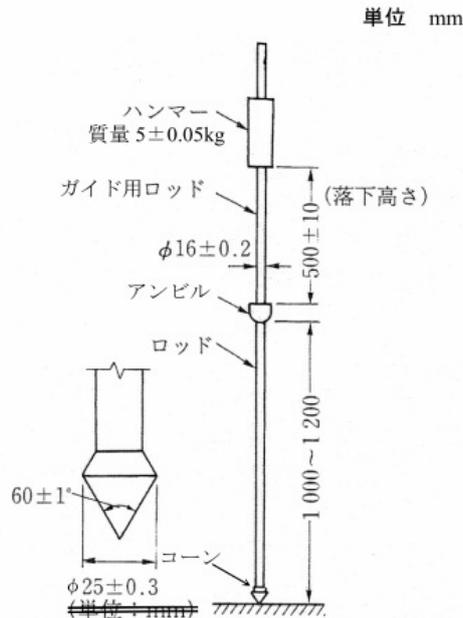


図-3.14 簡易動的コーン貫入試験<sup>25)</sup>

### 3.2.7 測定項目と測定方法

図-3.15、図-3.16、図-3.17、図-3.18 に示すように、内空変位、土圧および管体ひずみの計測位置を設置した。また、実際の装置の写真を図-3.19～図-3.22 に示す。更生管の内空変位は、ひずみゲージ式の変位計により、上下左右の4点をそれぞれ独立して計測する。変位計は土槽側壁に設けた開口部を利用し、土槽外部から治具により固定する。土圧計は、管表面から 10 cm 離れた土中に埋設し、それぞれ管頂、管側及び、管底部に作用する土圧計を測定する。载荷重は、油圧ジャッキ先端に内蔵されているロードセにより計測する。また、载荷板上の2点で、载荷板－土槽間の相対変位を計測する。

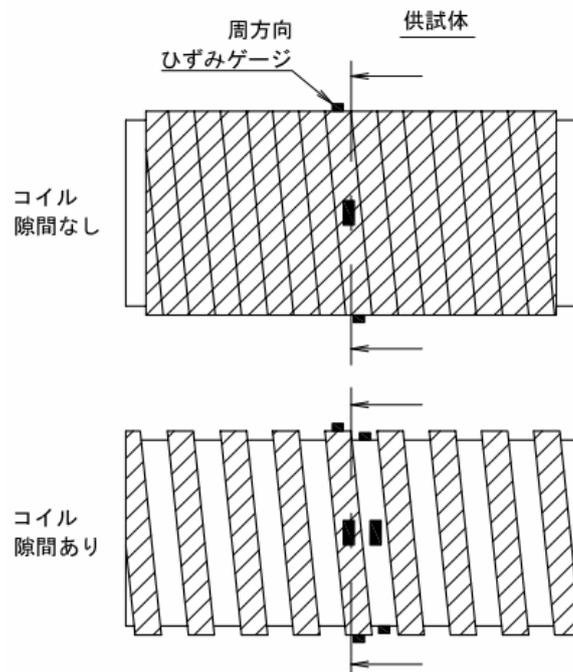


図-3.15 ひずみゲージ、変位計設置概要図（平面図）

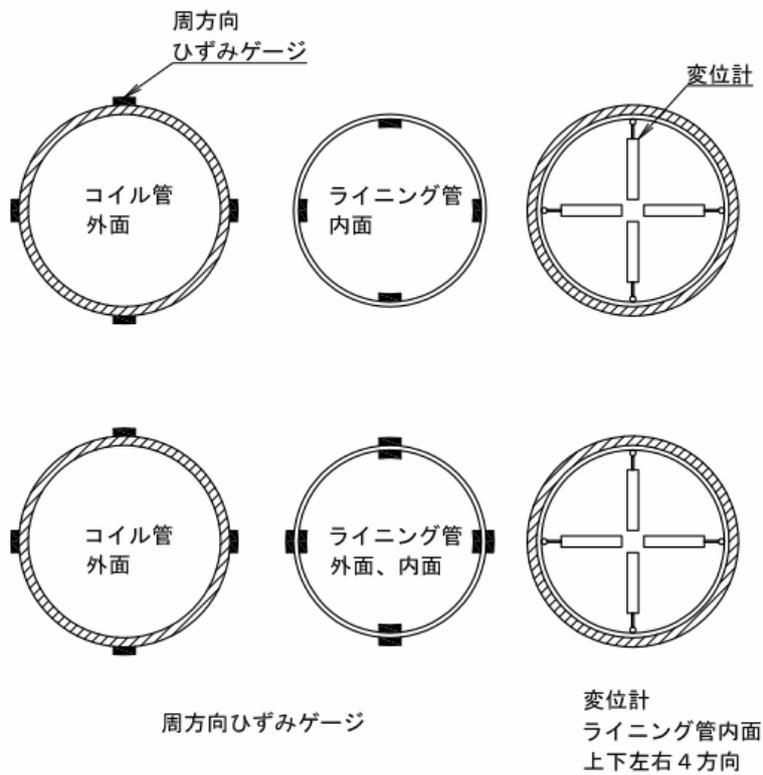


図-3.16 ひずみゲージ、変位計設置概要図（横断図）

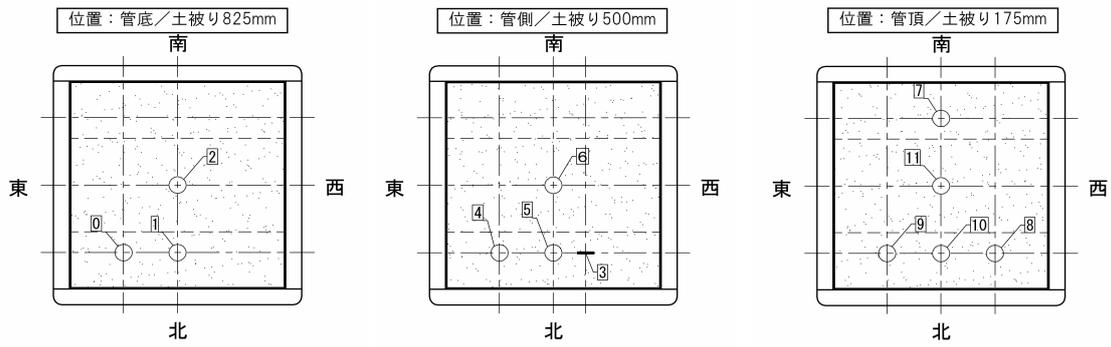


図-3.17 土圧設置概要図（平面図）

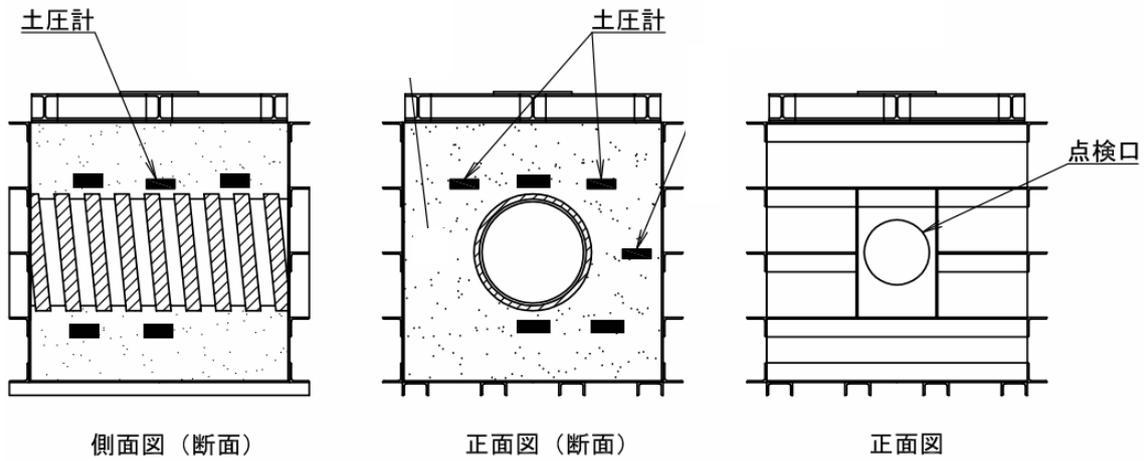


図-3.18 土圧設置概要図（横断面図）



図-3.19 土圧計設置状況

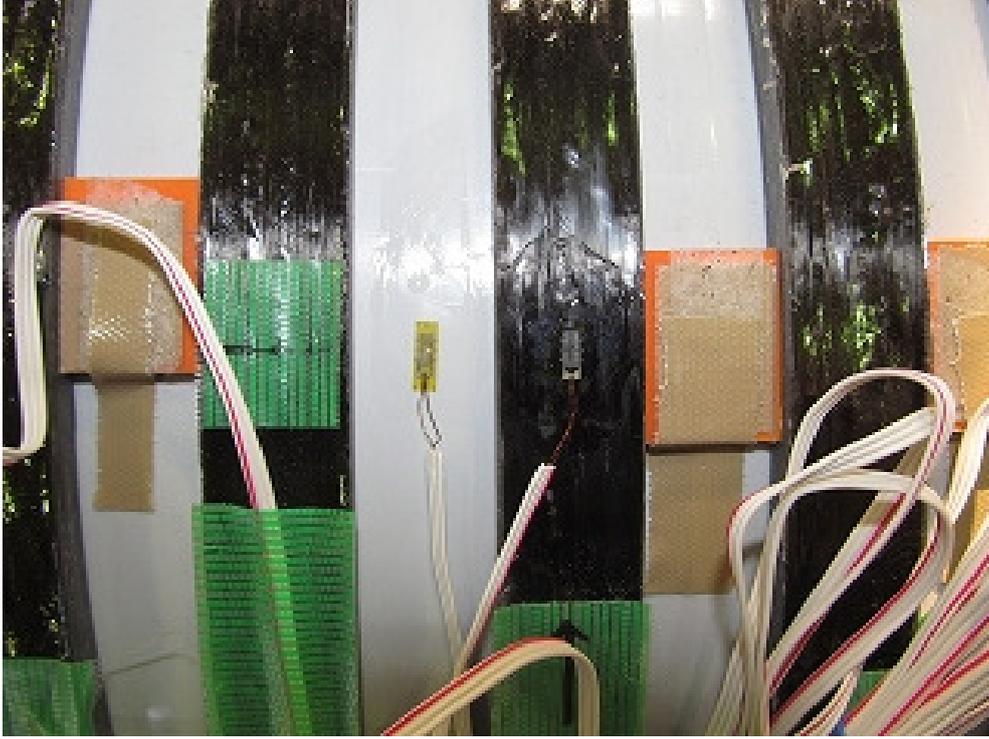


図-3.20 ひずみゲージ設置状況（外側）

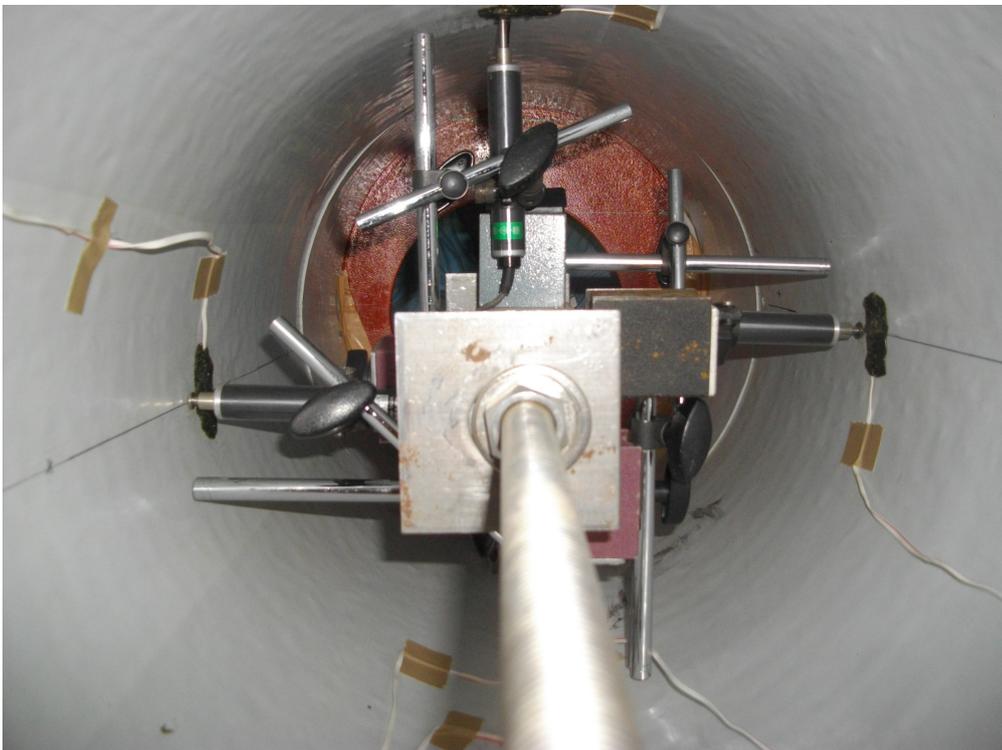


図-3.21 ひずみゲージ、変位計設置状況（内側）



図-3.22 ひずみゲージ、変位計設置状況（外側）

### 3.2.8 静的載荷試験

埋め戻しが完了した時点で、模型地盤実験上に載荷板を設置する。そして、ジャッキに荷重に載荷を行うが、載荷方式としては、5kN、10kN、20kN、30kN、40kN、50kN、60kN、70kN、80kN、90kN、100kNの載荷を段階的に実施する。各荷重段階で5分間荷重を保持し計測を行う。100kNという荷重は土被りが6.0m相当の土圧荷重を想定して載荷している。下記に詳細を示す。

$$\begin{aligned}
 p &= \gamma \cdot (H-h) \\
 &= 18.0 \times (6 - 0.237) \\
 &= 103.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

$$\begin{aligned}
 F &= p \cdot S \\
 &= 103.7 \times (0.977 \times 0.977) \\
 &= 99.0 \text{ (kN)} \\
 &\approx 100 \text{ (kN)}
 \end{aligned}
 \tag{3.6}$$

ここで、

- p : 土被り 6m 相当の土圧にするために必要な追加土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 γ : 埋め戻し土の単位体積重量 18 kN/m<sup>3</sup>  
 H : 想定土被り 6 (m) ※実際の管路で想定される最大値。  
 h : 既設管土被り 0.237 (m) ※土槽の設置高さによって変更の可能性あり  
 F : アクチュエーターにより追加する荷重 (kN)  
 S : 載荷板の面積 (m<sup>2</sup>)

### 3.2.9 繰り返し載荷試験

道路下に埋設された更生管の長期耐久性を検証するために、繰り返し載荷を実施する。繰り返し載荷実験は、更生管に 50 年相当の走行車両による繰り返し荷重が作用した場合の変形形状を把握し、構造的安全性および機能性を把握するために行う。検証方法としては、繰り返しの載荷により、更生管に発生する曲げ応力、たわみが許容値以内に修まっているかどうかの判断を行い、安全性の検証を行う。

更生管に 50 年相当の走行車両による繰り返し回数は、「道路占用埋設物件の浅層化技術検討 報告書 (H10 年 11 月)」<sup>26)</sup> ((財) 道路保全技術センター) によれば、輪荷重 10 t の場合の 50 年繰り返し数は塩ビ管で  $4.05 \times 10^6$  回、強化プラスチック複合管で  $3.96 \times 10^6$  回と規定されている。コイルは強化プラスチック複合管、ライニングは塩ビ管の条件に相当するが、本研究では両部材とも安全を見て回数の多い塩ビ管の回数を採用した。

また、載荷荷重の算定に関しては、「埋め戻しによる鉛直荷重  $q$  (kN/m<sup>2</sup>)」と「活荷重に鉛直土圧  $p$  (kN/m<sup>2</sup>)」とし、実際に埋設された更生管に付加される土圧のパターンに合わせて  $q$  を最小、 $p+q$  を最大値とする正弦波状に荷重を付加させる。ただし、土被りは下水道管路の最小土被りである 1 (m)、活荷重に関しては、T-25 (10t トラックに相当) に相当する土圧を付加できる荷重とした。下記に詳細を示す。

$$\begin{aligned}
 F_1 &= \gamma \cdot (H-h) \cdot S \\
 &= 18.0 \times (1 - 0.237) \times (0.977 \times 0.977) \\
 &= 13.1 \text{ (kN)}
 \end{aligned}
 \tag{3.7}$$

ここで、

F 1: アクチュエーターによる載荷重 (静土圧分) (kN)

γ : 埋め戻し土の単位体積重量 18 kN/m<sup>3</sup>

H : 想定土被り 1 (m)

h : 実験装置の土被り 0.237 (m)

(実験では既設管を使用しないため、既設管があると仮定した場合の想定土被り)

$$\begin{aligned}
 q &= (2 \cdot P \cdot (1+i)) / (C \cdot (\alpha + 2H \cdot \tan \theta)) \\
 &= (2 \times 100 \times (1+0.5)) / (2.75 \times (0.2+2 \times 1.0 \times 1.0))
 \end{aligned}$$

$$= 49.6 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.8)$$

ここで、

q : アクチュエーターによる土圧 (活荷重) (kN/m<sup>2</sup>)

P : T-25 後輪荷重 = 10 tf = 98 kN  $\doteq$  100 kN

i : 衝撃係数 = 0.5

C : 車体占有幅 = 2.75 m

$\alpha$  : 車輪設置幅 = 0.2 m

H : 想定土被り 1 (m)

$\theta$  : 輪荷重の分散角度 = 45° ( $\tan \theta = 1.0$ )

$$\begin{aligned} F_2 &= q \cdot S \\ &= 49.6 \times (0.977 \times 0.977) \\ &= 47.3 \text{ (kN)} \end{aligned} \quad (3.9)$$

ここで、

F<sub>2</sub> : アクチュエーターによる載荷重 (活荷重分) (kN)

S : 載荷板の面積 (m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} F &= F_1 + F_2 \\ &= 13.1 + 47.3 \\ &= 60.4 \text{ (kN)} \end{aligned} \quad (3.10)$$

ここで、

F : アクチュエーターによる最大加圧力 (kN)

また、載荷周波数に関しては、2Hz を本研究では採用した。図-3.18 に繰り返し荷重パターンを示す。

測定項目としては、地盤の土圧、更生管の作用する応力、ひずみの測定位置に関しては、3.2.2 節で示した静的載荷実験と同位置において測定を行った。

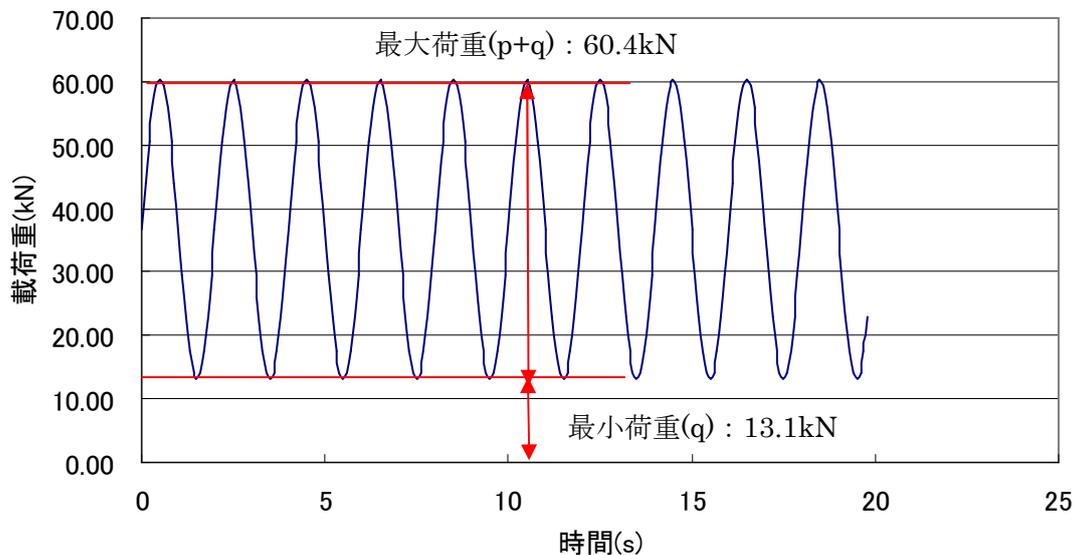


図-3.23 繰り返し載荷実験の荷重パターン

### 3.3 埋設実験の有限要素法による解析

本節では前節で示した埋設実験を 3 次元有限要素法を用いて数値解析によりシミュレーションし、モデル別にその応答性状について考察する。地盤と構造物の動的解析を行うには、地盤と構造物の非線形性が重要であるが、本研究では地盤を線形弾性体として仮定して解析を実施した。

#### 3.3.1 地盤及び構造物のモデル化

本研究の解析モデルは、載荷荷重が更生管に与える影響を考察するために、地盤のみのケース、地盤+PVC、地盤+PVC+コイル形状のGFRP（隙間なし、隙間 22.5mm）の4つのケースについて解析を行った。地盤及び構造物のモデル化、寸法及びモデル全体図を図 3.24～図 3.33 に示す。地盤はソリッド要素、2次元解析ではPVCとコイル形状のGFRPはビーム要素、3次元解析ではPVCとコイル形状のGFRPはシェル要素でモデル化を行った。

2次元有限要素法を採用した解析では、図-3.25中に示すように、原点は管路横断面の中央に定義し、管路軸に水平直角方向をX軸、管路軸に鉛直直角方向をY軸とし、以降はこの座標系で表わすものとする。地盤領域はX軸方向に500mm、Y軸方向に500mmとし、管路の横断面の中心位置は、地表面から500mmに位置するものとする。

3次元有限要素法を採用した解析では、図-3.27、図-3.28、図-3.29中に示すように、原点は管路横断面の中央に定義し、管路軸に水平直角方向をX軸、管路軸方向をY軸、管路

軸に鉛直直角方向を Z 軸とし、以降はこの座標系で表わすものとする。地盤領域は X 軸方向に 500mm、Y 軸方向に 1000mm、Z 軸方向に 500mm とし、管路の横断面の中心位置は、地表面から 500mm に位置するものとする。

更生管の寸法値は、表-3.12、表-3.13 に示すように PVC の径は 434.8mm、厚さが 8.2mm、コイル形状の GFRP の径は 434.8mm、厚さが 10.2mm、管路長さはサンドボックスとサンドボックスとの接続面までの長さで 1000mm である。ここで、PVC とコイル形状の GFRP の径が、等しい値となっているのは、シェル要素では厚みを考慮することができないため、PVC の径に合わせてモデル形状を作成した。

なお、3次元解析において、地盤+PVC+コイル形状の GFRP（隙間なし）のケースにおいては数値計算上、コイル部材の間隔を 0mm にすることは不可能であるため、計算上部材間隔を 1mm だけ間隔が存在するモデルとした。

また、2次元解析の境界条件は、底面を固定、側方は X 軸方向を固定とした。3次元解析では、更生管とサンドボックスとは Y=0mm、1000mm の位置で接続しているモデルとしている。境界条件としては底面を固定とし、側方は X 面に面する面は X 軸を固定、Y 面に面する面は Y 軸を固定とした。

最後に埋設実験のモデルと解析モデルの違いについてであるが、埋設実験ではサンドボックスとからの干渉を避けるために、ダミー管を更生管の両側に設置をしているが、シェル要素間にダミー管の要素を設けることが困難であったため、解析モデルでは一様な剛性を有する更生管モデルとして解析を行った。

表-3.12 PVC の概要

呼び径 (mm)	外形 (mm)	PVC (厚み) (mm)	長さ (mm)
450	434.8	8.2	1000

表-3.13 GFRP の概要

呼び径 (mm)	外形 (mm)	GFRP (厚み) (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)
450	434.8	10.1	22.5	1000

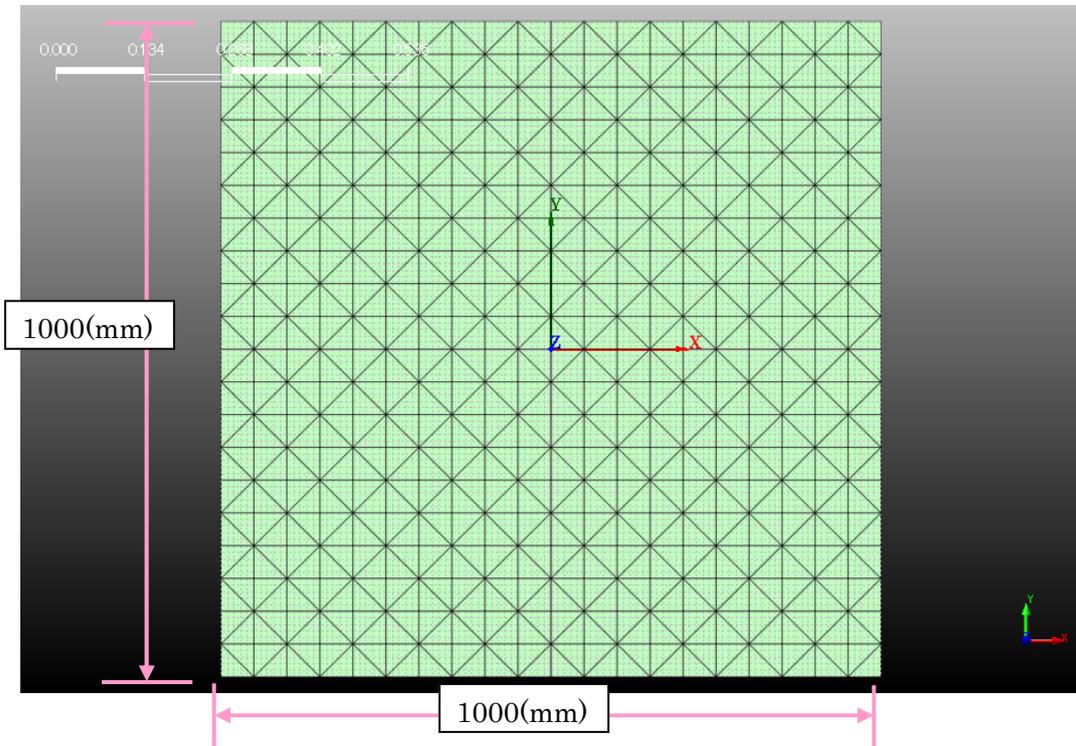
  


図-3.24 地盤のみ (2次元)

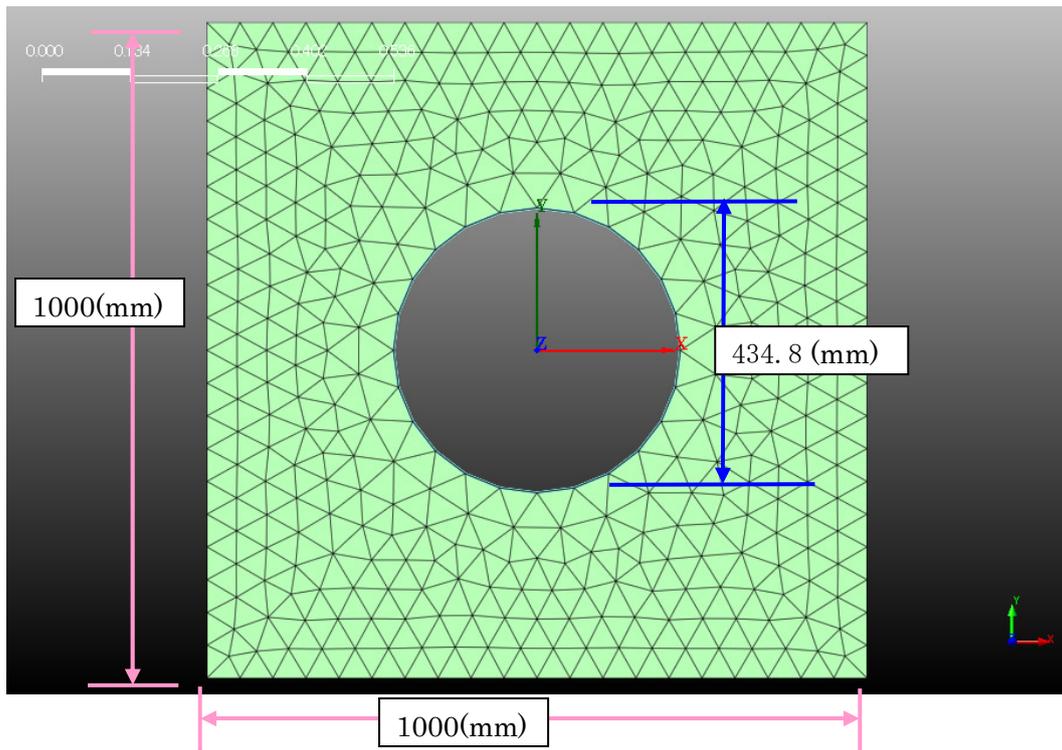


図-3.25 地盤+PVC+GFRP 製のコイル (2次元)

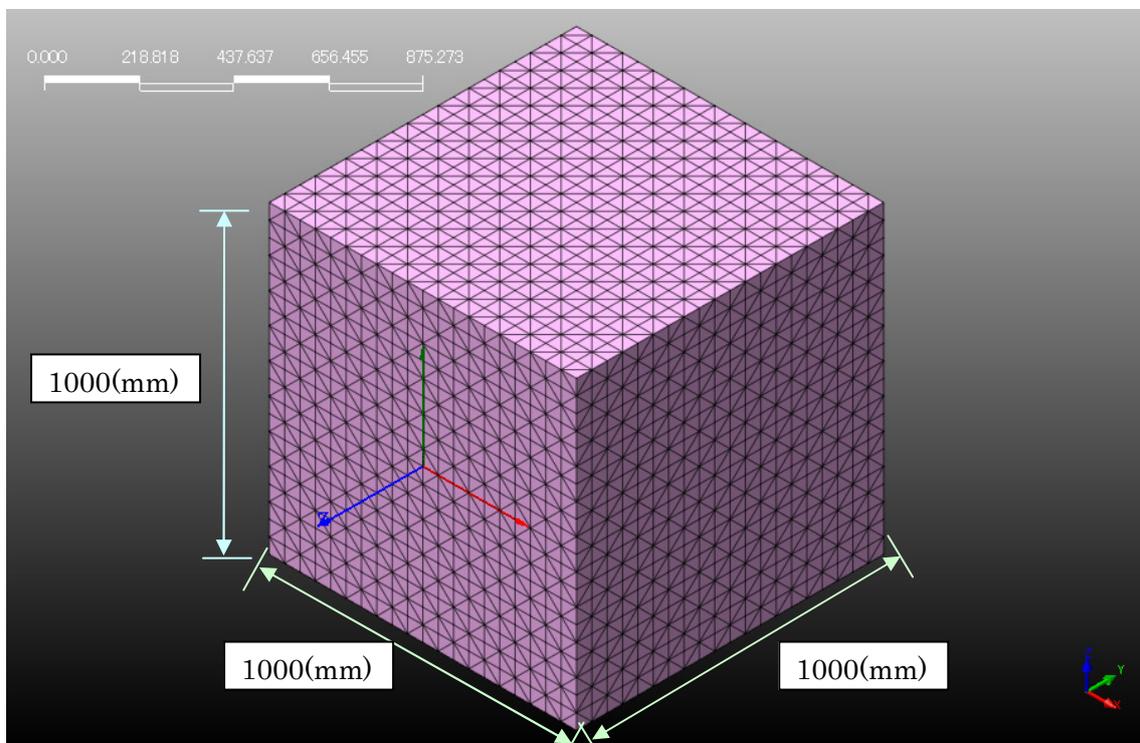


図-3.26 地盤のみのケース (3次元)

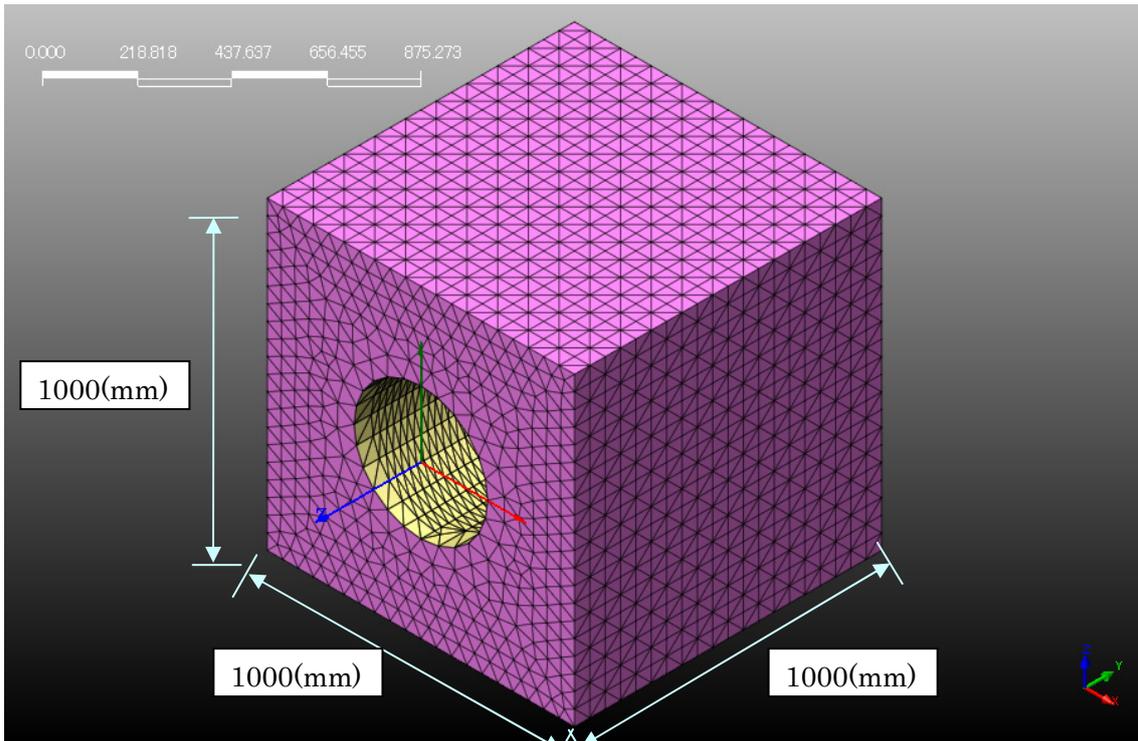


図-3.27 地盤+PVC のケース (3次元)

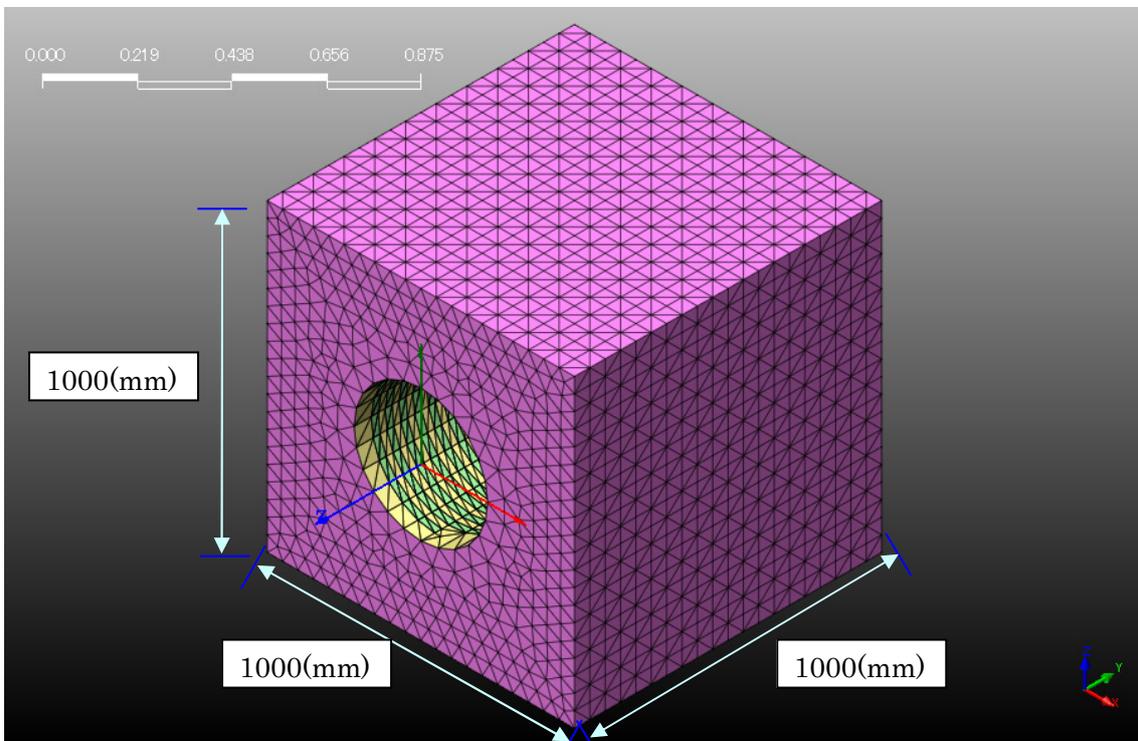


図-3.28 地盤+PVC+GFRP 製のコイル (隙間 22.5mm) のケース (3次元)

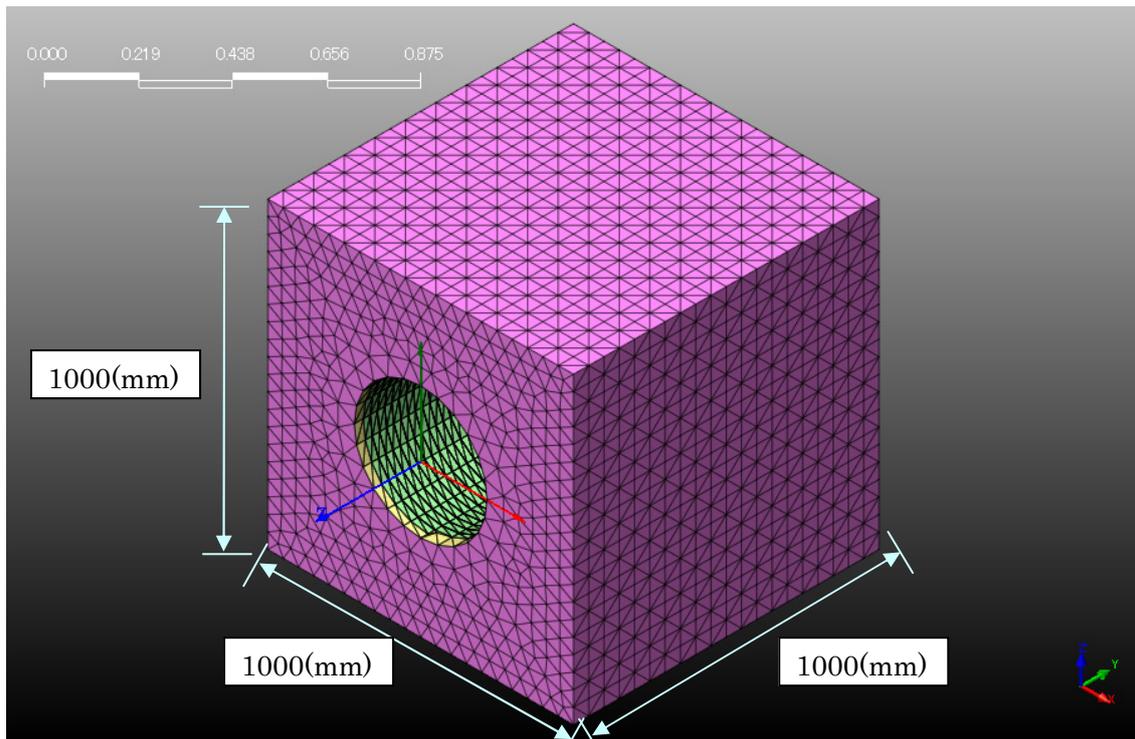


図-3.29 地盤+PVC+GFRP 製のコイル（隙間なし）のケース（3次元）

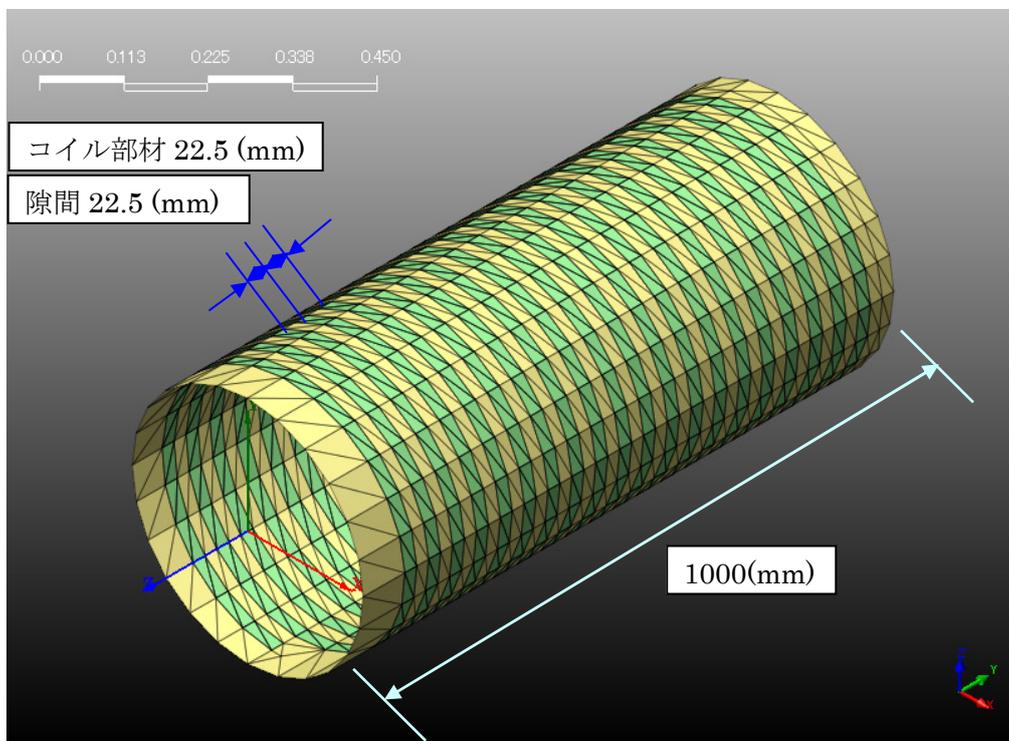


図-3.30 地盤+PVC+GFRP 製のコイル（隙間 22.5mm）（3次元）

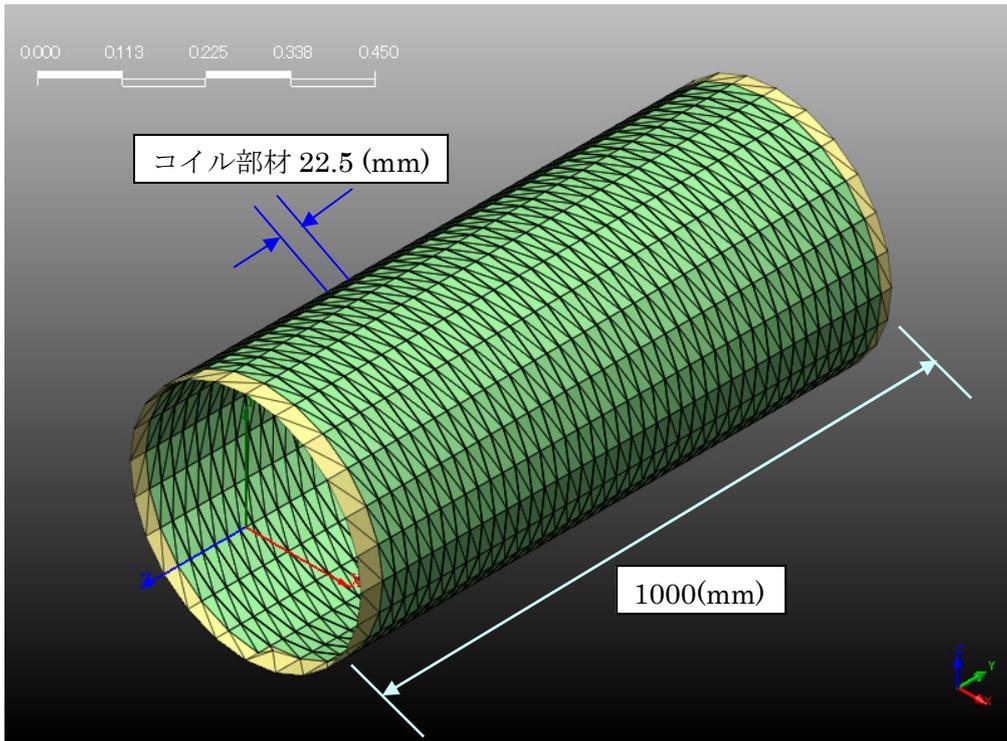


図-3.31 地盤+PVC+GFRP 製のコイル (隙間なし) (3次元)

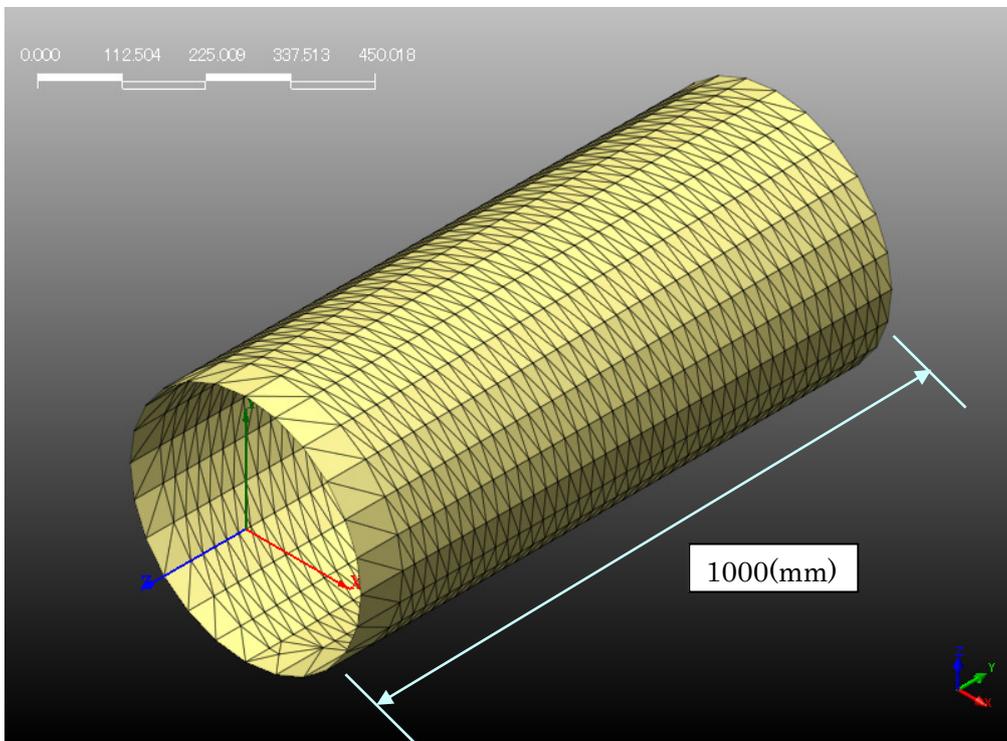


図-3.32 PVC (3次元)

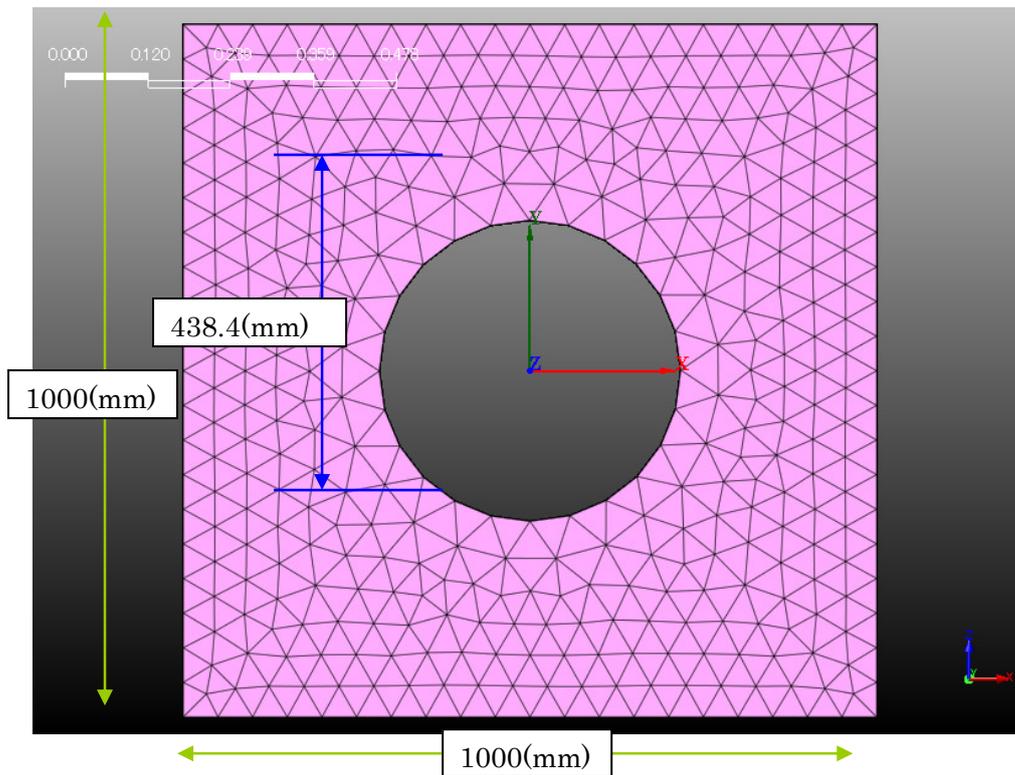


図-3.33 地盤+更生管の断面図（3次元）

### 3.3.2 解析モデルのメッシュ分割

解析モデルのメッシュ分割は、MIDAS GTSを用いた。表-3.14に2次元モデル、表-3.15に3次元モデルのそれぞれの節点数、要素数を示す。

表-3.14 2次元モデルの節点数・要素数

	節点数	要素数
地盤（地盤のみ）	441	800
地盤（PVC）	408	712
地盤（PVC+GFRP）（隙間あり、なし）	408	712
PVC（PVCのみ）	24	48
PVC（隙間あり、なし）	24	48
GFRP（隙間あり、なし）	24	24

表-3.15 3次元モデルの節点数・要素数

	節点数	要素数
地盤（地盤のみ）	26024	5609
地盤（PVC）	30918	6873
地盤（PVC+GFRP）（隙間 22.5mm）	30918	6873
地盤（PVC+GFRP）（隙間なし）	37690	8400
PVC（PVCのみ）	2024	1036
PVC（隙間 22.5mm）	2024	1036
PVC（隙間なし）	1922	3896
GFRP（隙間 22.5mm）	962	960
GFRP（隙間なし）	1922	1920

### 3.3.3 解析諸元

解析に用いた地盤及び更生管の解析諸元を表-3.16、表-3.17に示す。PVC、コイル形状のGFRPの弾性係数に関しては、偏平試験の際に実施したように実験供試体から試験片を取り出し、曲げ試験を実施した。

本来地盤は埋め戻しの転圧状況によりN値が異なることから多層構造であり、多層モデルを考える事が通例であるが、更生管の埋設挙動に着目するため、本研究では1層のみとした。

本研究で用いる地盤の変形係数 $E_0$ は、道路橋示方<sup>27)</sup>に記載されているN値と変形係数を表した関係式を用いて算出を行った。算出に用いた式を下記に示す。

$$E_0 = 2800 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.11)$$

ここに

N : N値

ただし、表-3.6に示した地盤の変形係数 $E_0$ は、前節で説明を行った土質試験結果（現場試験結果）から得られた結果を上載荷重による修正を行ったN値を用いて計算を行ったものである。次節で説明を行うが、修正を行っていないN値を用いた変形係数を採用して、静的載荷試験の数値解析を実施すると地盤の変形量が多大になり、実際の実験と大きく差異が生じた。そこで、修正していないN値を用いた変形係数を採用して、埋設実験の数値解析を実施することは実際の現象を再現することが困難であることから、前節で示したように、修正を行ったN値を用いて解析を実施する。地盤の変形係数 $E_0$ は、それぞれ表-3.13、表-3.14に示すような結果となった。

また、また、本来、解析において、地盤及びGFRP製のコイル部材は、応力-ひずみ関係

を正しく算出するために、非線形部材として解析を行うべきであるが、本研究で用いた解析ソフトが非線形解析に対応していないため、GFRP製のコイル部材は弾性（線形）として解析を行っている。

表-3.16 解析諸元

	地盤	PVC	コイル形状の GFRP
ポアソン比	0.35	0.35	0.24
弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	5.6	2000	30000

表-3.17 地盤の変形係数

	ライニングのみ	ライニング+コイル (隙間あり)	ライニング+コイル (隙間なし)
修正N値(N/mm <sup>2</sup> )	28000	39667	40833

### 3.3.4 静的載荷試験の解析方法

静的載荷試験に関しては、前節で示したようにサンドボックスの上面に土被り 6m 相当の土圧 (108.0 kN/m<sup>2</sup>) 100kN/m<sup>2</sup> の荷重を作用させ、更生管のひずみと変位、地盤の土圧を測定するものであった。解析においても同様に、更生管のひずみと変位、地盤の土圧の値を算出し実験値と解析値の比較を行う。入力外力としては、図-3.34 に示すように、地盤上面に表-3.17 に示すようなサーフェス荷重を作用させ、100kN/m<sup>2</sup> の荷重に達したときの生管のひずみと変位、地盤の土圧の測定を行う。測定位置に関しては、3.2.2 節で示した静的載荷実験と同位置において測定を行った。

表-3.18 サーフェス荷重

ステップ	1	2	3	4	5	6
荷重(kN/m <sup>2</sup> )	5.097	10.015	20.43	30.585	40.8	51.834
	7	8	9	10	11	
	60.19	71.204	80.88	91.014	100.85	

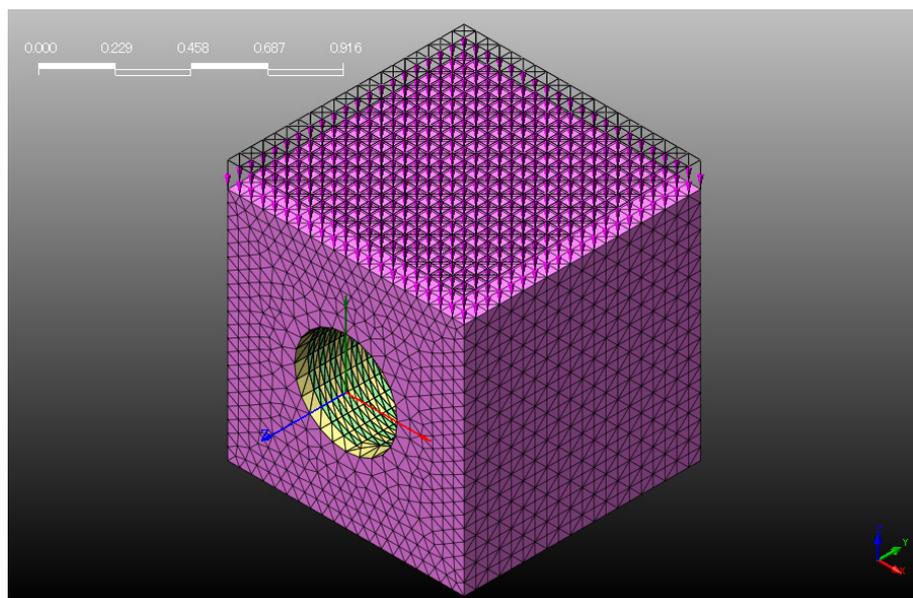


図-3.34 サーフェス荷重

### 3.3.5 繰り返し載荷試験の解析方法

繰り返し載荷試験の解析方法としては、まず地盤と更生管の解析モデルは静的載荷重試験で用いたモデルと同じモデル採用した。入力外力としては、実験と同様の 2Hz の正弦波形状の載荷重を地盤の上面に載サーフェス荷重として作用させる。

ただし、前節の「3.2.8 繰り返し載荷試験」で説明したように長期的な耐久性を検証するために繰り返し載荷試験は実施されているが、解析においては 50 年相当の繰り返し載荷により生じる材料の劣化現象により発生するたわみ率や曲げ応力の推定をすることはできない。そのため解析では、更生材の劣化現象が生じないことを前提として解析を行っていくこととなり、ある入力外力を入れた際の最大変位、応力が繰り返し載荷試験による解析の応答値となるため、入力外力を実験と同じ継続時間で解析を行うのは、効率的な解析方法であるとは言えない。通常、地中構造物の振動特性を検証する際は、1~2Hz の正弦波で継続時間が 10 秒程度の入力波を用いることが多い。本研究においては、2Hz の正弦波で継続時間が 10 秒の入力外力を入力し応答値の算出を行う。また、解析を行う際、時間ステップは、0.01 秒で解析を行った。

次に、静的載荷試験と繰り返し載荷試験の解析手法の違いについて説明を行う。静的静的載荷試験では下式に示すように、載荷荷重は地盤の変形係数と地盤の変形量を乗じたものである。

$$F=K \times X \quad (3.12)$$

ここで

F : 荷重

K : 変形係数

X：地盤の変形量

一方で、繰り返し载荷試験は動的な振動解析であるため、下式に示すような運動方程式を解くこととなる。

$$MX'' + KX = F \quad (3.13)$$

ここで

$X''$ ：地盤の加速度

F：動的荷重

測定位置に関しては、3.2.2節で示した静的载荷実験と同位置において測定を行った。

### 3.4 静的载荷試験の解析結果と実験結果

静的载荷実験を実施した際（修正N値を使用したケース）の更生管に生じるたわみと応力の測定結果、解析結果を図-3.35～図-3.39、分布図を図-3.40～図-3.54に示す。静的载荷試験の実験結果と解析結果の比較及び整理を行う際には、実験値と解析値の比較検討を行うことと、実験値と解析値の曲げ応力、たわみ率が許容曲げ応力、許容たわみ率の範囲内に収まっているかどうかの検証を行う必要がある。

許容曲げ応力( $\sigma_a$ )と許容たわみ率( $V_a$ )については、下水道用リブ管やリブ付ポリエチレン管などの技術資料を参考に決定した。

許容曲げ応力( $\sigma_a$ )は、GFRP(30000N/mm<sup>2</sup>)、PVC(2000N/mm<sup>2</sup>)の曲げ強さをそれぞれ安全率を5で除したものであり、表-3.18に示すような数値となった。許容たわみ率( $V_a$ )は、実際の埋設状況を考慮して、4%とした。

また、地盤の変形係数とN値の関係は、地盤特性に大きく影響することから、一概に道路橋示方書に明記されている変形係数E=2800Nの関係で算出することはできない。道路橋示方書で明記されている変形係数とN値の関係は様々な地盤の統計処理を行って導かれた関係式であるためである。そのため、N値が、2、7、8、16、20、25のケースについても解析を行い、結果を図-3.40～図-3.82に示す。

表-3.19 許容曲げ応力と許容たわみ率

	PVC	GFRP
許容曲げ応力( $\sigma_a$ )	400 (N/mm <sup>2</sup> )	6000 (N/mm <sup>2</sup> )
許容たわみ率 ( $V_a$ ) (たわみ mm)	4% (18mm)	4% (18mm)

### 3.4.1 静的載荷試験での地盤に作用する土圧

埋設実験の実験結果、解析結果を図-3.35～図-3.39（修正N値）、応力分布図を図-3.40～図-3.54、図-3.55～図-3.68（2次元解析）、図-3.69～図-3.82（3次元解析）に示す。地盤上面の載荷力が $100\text{kN/m}^2$ であり、 $\text{kgf}$ に単位換算すると $1\text{kgf/cm}^2$ になる。

地盤内に構造物が存在しない場合、地盤応力が均一に作用すると考えられるので、鉛直方向の土圧は載荷圧力 $1\text{kgf/cm}^2$ に近い値となると考えられる。

図-3.55、図-3.69は地盤のみの場合に土圧を計測した結果である。解析では、鉛直方向の土圧は、 $1\text{kgf/cm}^2$ を示しており、水平方向（側点4）の土圧は $0.4\text{kgf/cm}^2$ を示している。一方で実験では、鉛直方向の土圧はおおむね $1\text{kgf/cm}^2$ を示しているが、側点によっては、半程度程度の差異が生じている箇所が存在する。

次に地盤に更生管が存在するケースについて考察を行っていく。図-3.56、図-3.70はPVCのみを地盤に埋設した際の結果である。解析結果では、土圧はおおむね $1\text{kgf/cm}^2$ の土圧を示しているが、実験結果は側点によって土圧が大きく変わる結果となった。この傾向は、図-3.57、図-3.58、図-3.71、図-3.72が示すように、PVC+GFRP（隙間なし、あり）のケースにおいても同様の結果となり、解析結果では鉛直方向の土圧はおおむね $1\text{kgf/cm}^2$ を示しているが、実験では側点によって土圧が大きく変化する結果となった。

このように、解析結果では載荷荷重  $1\text{kgf/cm}^2$  に近い鉛直荷重が生じているのに対して、実験では、側点によって土圧が変わってしまう原因としては埋め戻しの方法に原因があると考えられる。通常、施工現場において開削による埋め戻しには、転圧機（タンパ、ランマー）による巻き出し転圧により十分な締め固め行われている。しかし、今回の実験では、人力による木だこを用いた締め固めであり、十分な締め固めが行われていなかったのではないかと考えられる。そのため、地盤の剛性が非均一になり解析結果の応答値と大きく違いが生じたと考えられる。また、図-3.83が示すように人力で作業であるため載荷板の直下の埋め戻し土の表面においても凹凸が生じており、地盤への載荷荷重の伝わりかが均一ではないために地盤の土圧が大きく変化したと考えられる。さらに、地盤が低拘束圧の状態では、地盤の土圧に大きくばらつきが生じる可能性が高く、本研究においても低拘束圧条件下であったため地盤の土圧にばらつきが生じたと考えられる。

また、2つめの原因としては、解析モデルにおいては、サンドボックスと地盤との間の境界条件をXYZ方向の回転を自由、鉛直方向のみを自由としているが、実際はサンドボックスと地盤との間に摩擦力が発生しており、サンドボックスと地盤の摩擦係数と側面の地盤反力を測定し、摩擦力を考慮した境界条件を採用した解析モデルとする必要がある。しかし、サンドボックスと地盤の摩擦係数の測定が困難であったため、上記の境界条件で解析を実施した。そのため、境界条件の違いが応答値に影響を与えたと考えられる。

3つ目の原因としては、地盤を弾性体（線形）として解析を行っている点が原因であると考えられる。解析では、地盤を弾性体（線形）として解析を行っているが、実験では $100\text{kN}$ の荷重を作用させた際に地盤が降伏している可能性があり、地盤の非線形性解析を実施す

る必要があると考えられる。

上記、3点の原因が存在するために、解析結果と実験結果に差異が生じたと考えられる。

### 3.4.2 更生管に発生する変位量

埋設実験の更生管に生じるたわみの測定結果、解析結果を図-3.36（修正N値）、図-3.59～図-3.61（2次元解析）、図-3.73～3.75（3次元解析）に示す。

PVCのみのケースでは2倍程度、PVC+GFRP（隙間22.5mm）では2倍程度、PVC+GFRP（隙間なし）では3割程度の差異が生じる結果となった。また、すべてのケースにおいても、実験結果の方が、大きな応答値となる結果となった。

しかし、実験結果と解析結果には、差異が生じておりこの原因としては、図-3.35が示すように更生管の頂部、側部に作用する土圧が、解析よりも大きな土圧が作用しているため、更生管の変位量が大きくなり、差異が生じたと考えられる。その理由としては、前項で説明を行ったように、地盤の埋め戻し方法が不均一であったためと考えられる。

2つ目の原因としては、図-3.83に示すように、実際の地盤には、地盤と構造物（更生管）との間に、外力が生じた際、摩擦力やはく離などの現象が生じる。また、扁平試験の考察でも述べたように更生管と更生管の間にも、同様の現象が生じるためジョイント要素の挿入が必要である。現在のモデルでは、地盤と更生管の要素が一体化しており、外力が作用しても、一体構造物として応答してしまう。本研究で用いた解析モデルは、スパイラル形状ということもあり、更生管をモデル化したシェル要素の外側にスパイラル状にもう一層ソリッド形状の要素を作成することが困難であった。ソフトの操作上の問題、また、メッシュを作成する際に、スパイラル形状であることからメッシュのモデル化の際に計算誤差が大きくなり適切なモデルを作成することが困難であることが挙げられる。しかし、実験結果と解析結果の応答値の差が、2倍以下であることを考えると解析結果の信頼性は高いと考えられる。

また、実験、解析の結果は、表-3.18の許容たわみ率4%（たわみ18mm）以内の応答値であり、変形量に対しては、安全であることが検証できた。

### 3.4.3 更生管に発生する応力

埋設実験の更生管に生じるたわみの測定結果、解析結果を図-3.37～図-3.39（修正N値）、図-3.65～図-3.68（2次元解析）、図-3.79～3.82（3次元解析）に示す。解析では、ミーゼス応力という、2軸間の応力（XY方向）を合成して算出する応力を用いて考察を行う。ミーゼス応力では、2軸間の応力（XY方向）を合成しているため、正の値しか算出されないため、図-3.37～図-3.39（修正N値）のグラフでは、実験で得られた応力の絶対値をプロットしている。

解析結果と実験結果から、すべてのケースにおいて実験値と解析値の応答値にはばらつきが生じた。1つめの原因としては前節で説明を行ったように、実際の供試体では、地盤

と構造物（更生管）との間に、外力が作用すると摩擦力やはく離などの現象が生じているが、解析モデルではこの現象が再現できていないため、応力-ひずみの伝わり方に変化が生じたことが原因であると考えられる。

また、実験、解析の結果はPVC、GFRP部材の内側、外側において表-3.18の許容曲げ応力以内に収まっており、曲げ応力に対しても、安全であることが検証できた。

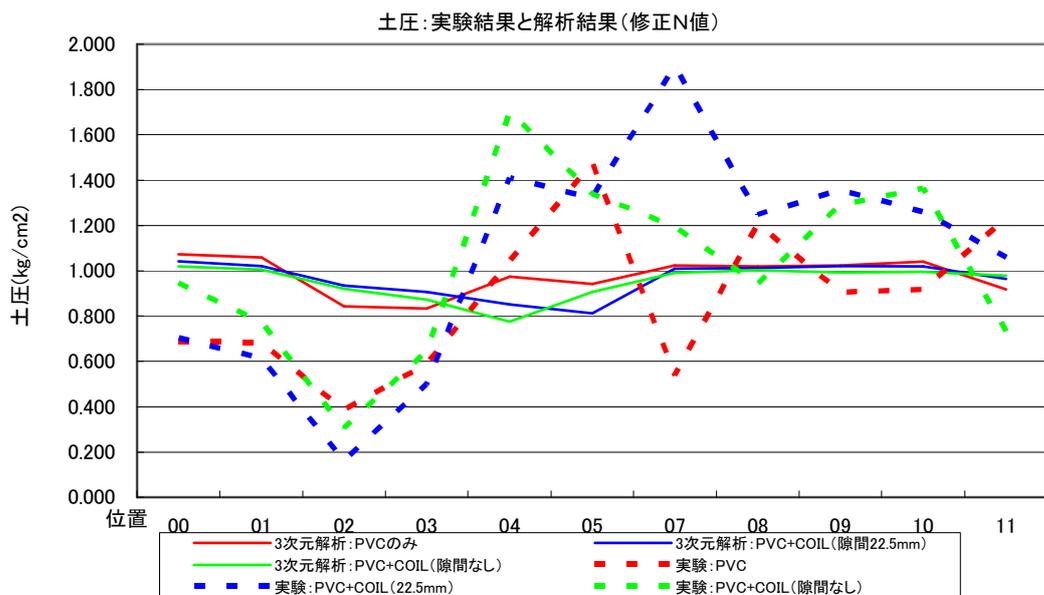


図-3.35 土圧：実験結果と解析結果（修正N値）（3次元解析）

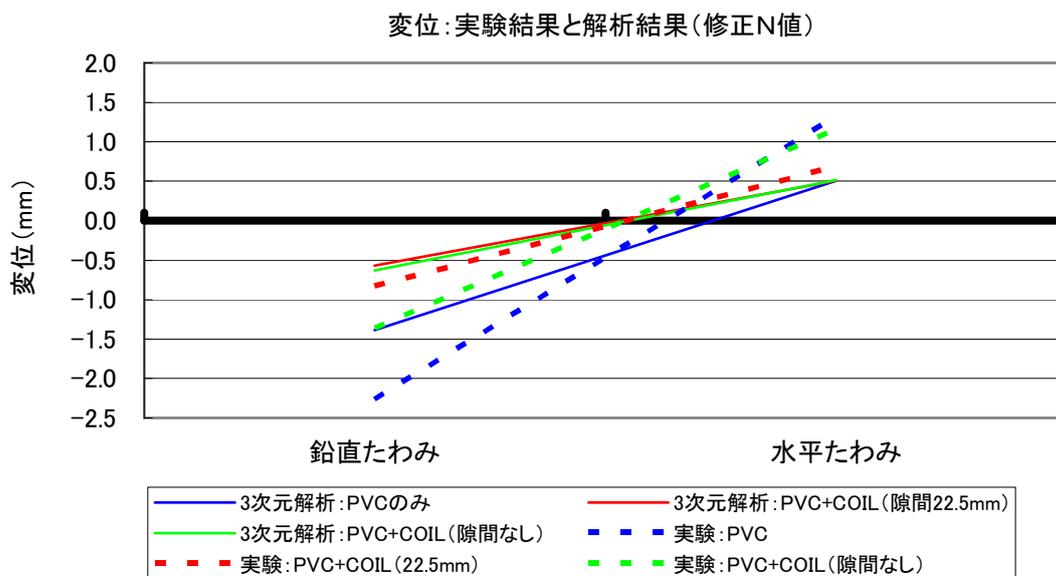


図-3.36 変位：実験結果と解析結果（修正N値）（3次元解析）

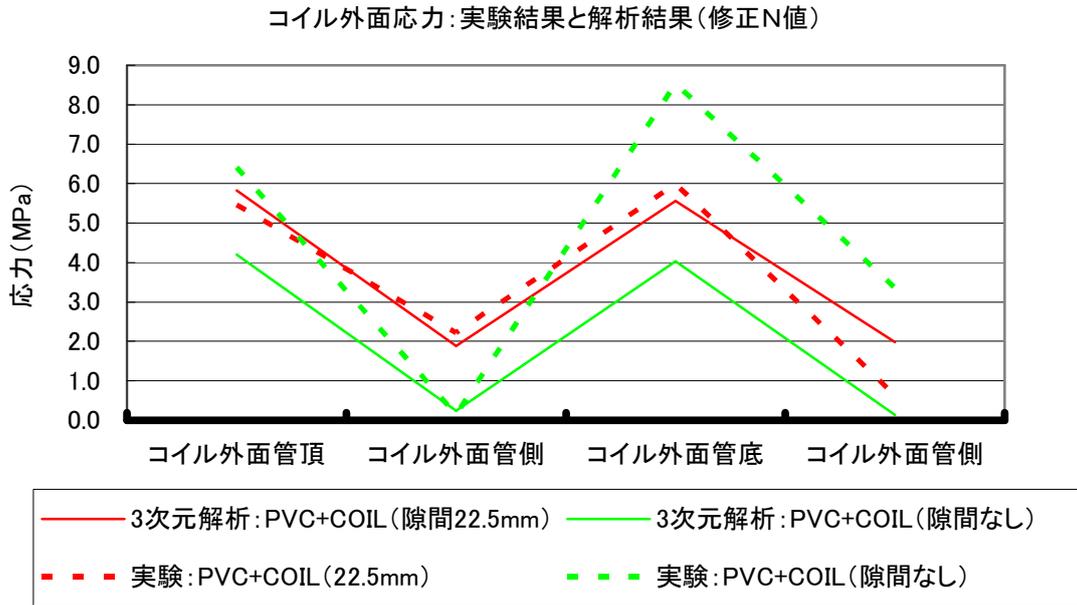


図-3.37 コイル外面応力: 実験結果と解析結果 (修正N値) (3次元解析)

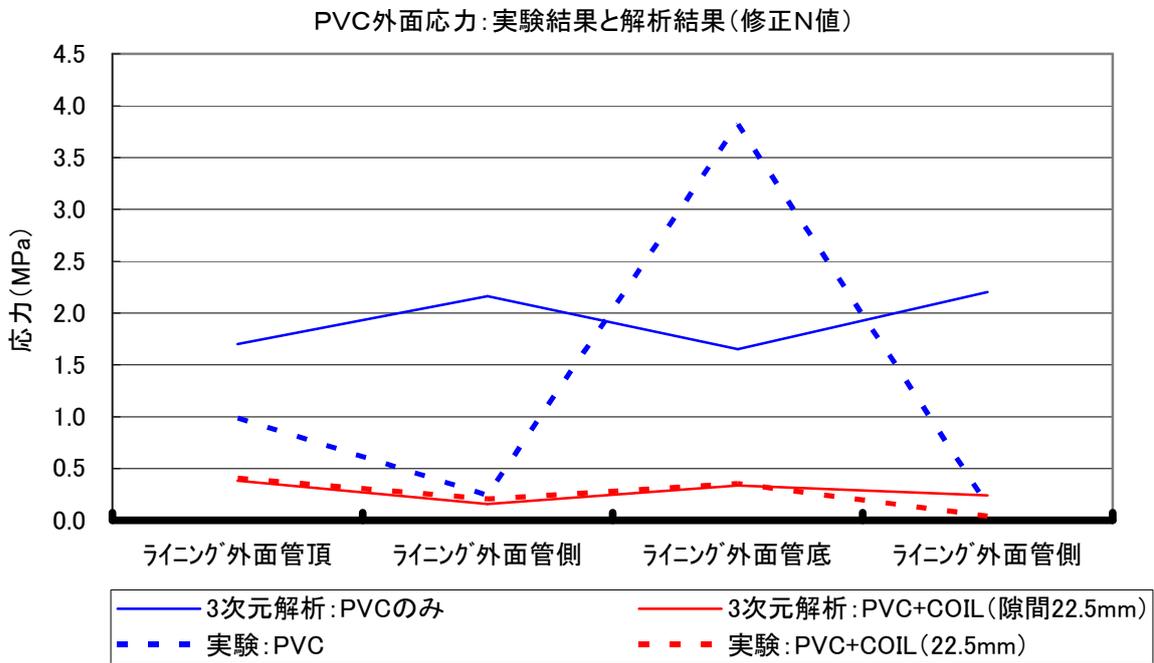


図-3.38 PVC外面応力: 実験結果と解析結果 (修正N値) (3次元解析)

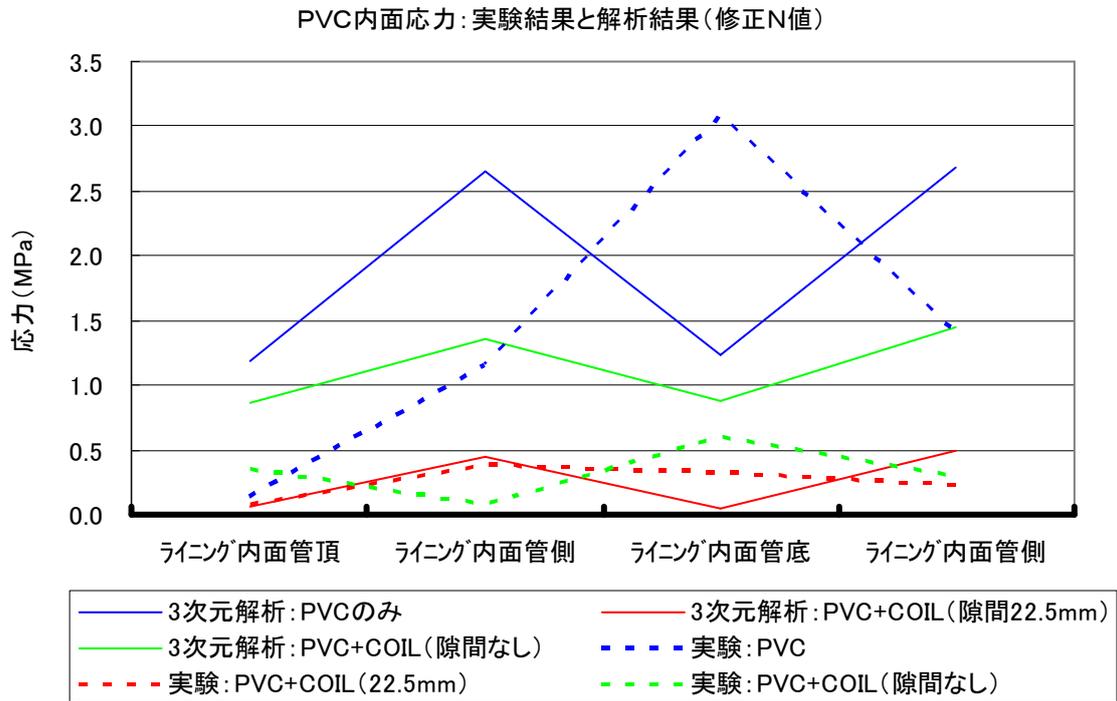


図-3.39 PVC内面応力：実験結果と解析結果（修正N値）（3次元解析）

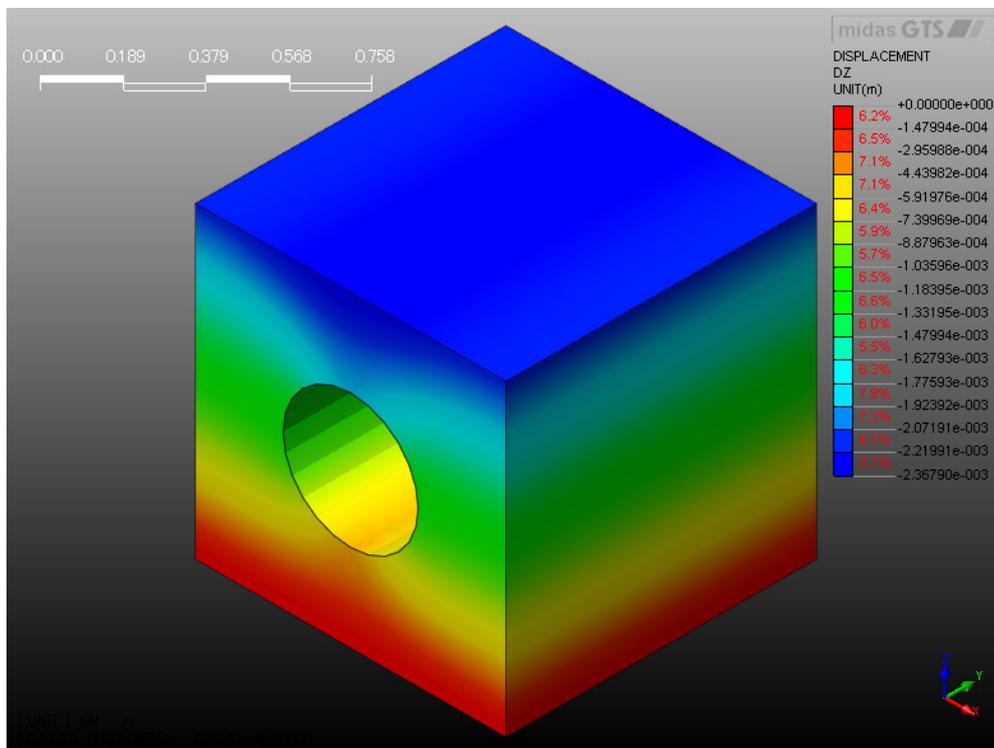


図-3.40 鉛直方向変位：PVCのみ（修正N値）（3次元解析）

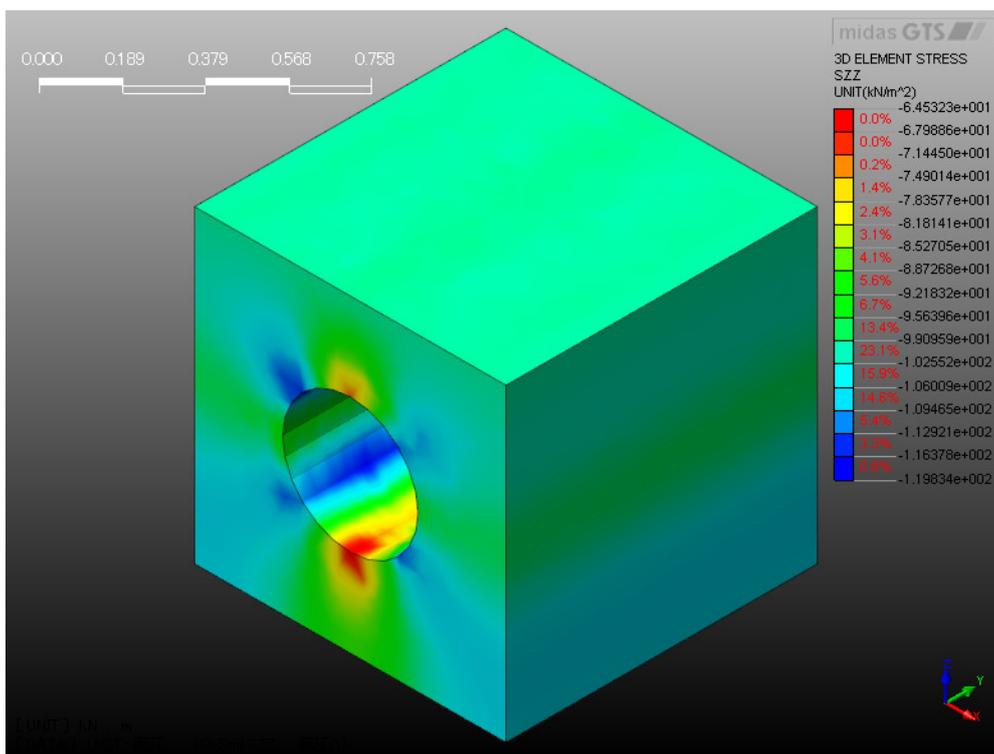


図-3.41 地盤応力：PVCのみ（修正N値）（3次元解析）

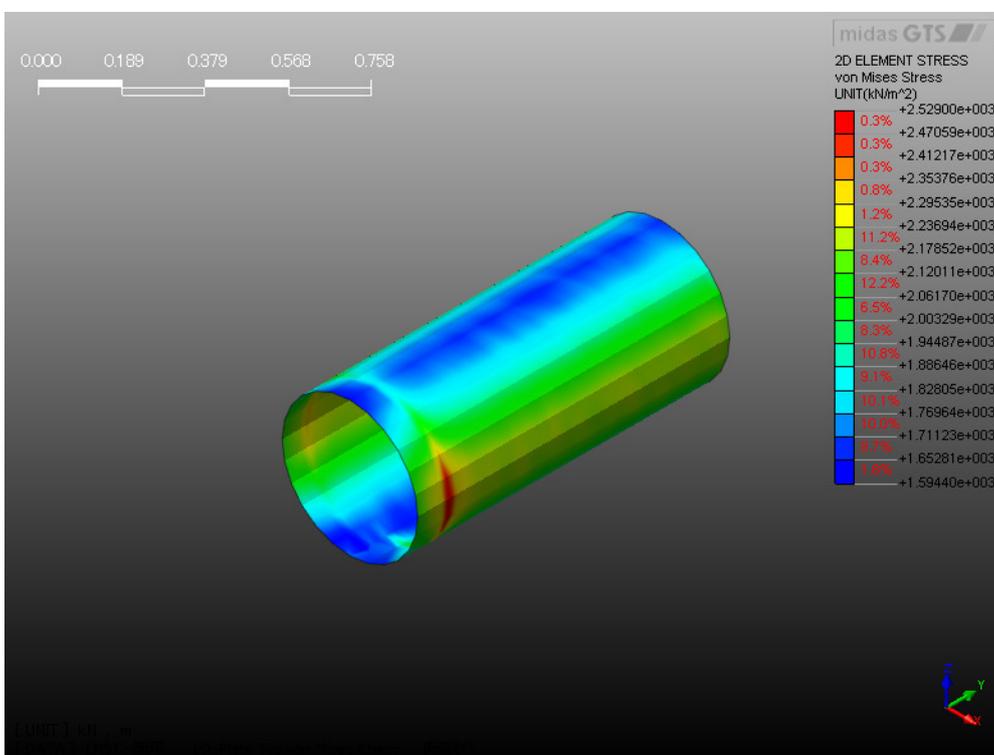


図-3.42 PVC応力：PVCのみのケース（修正N値）（3次元解析）

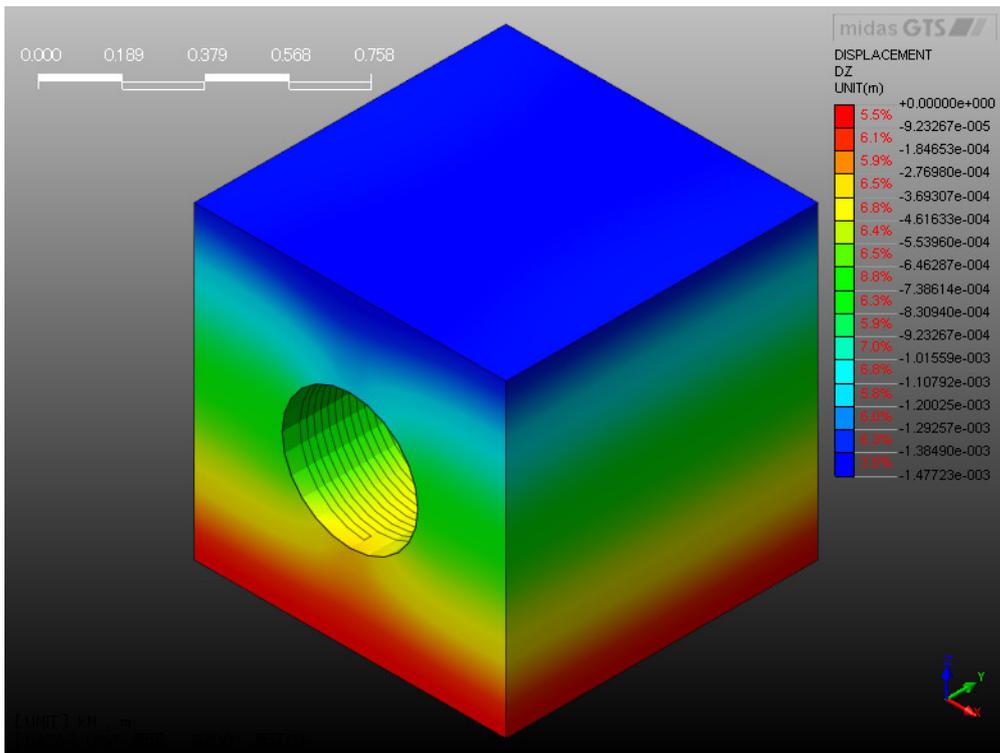


図-3.43 鉛直方向変位：PVC+コイル（隙間22.5mm）（修正N値）（3次元解析）

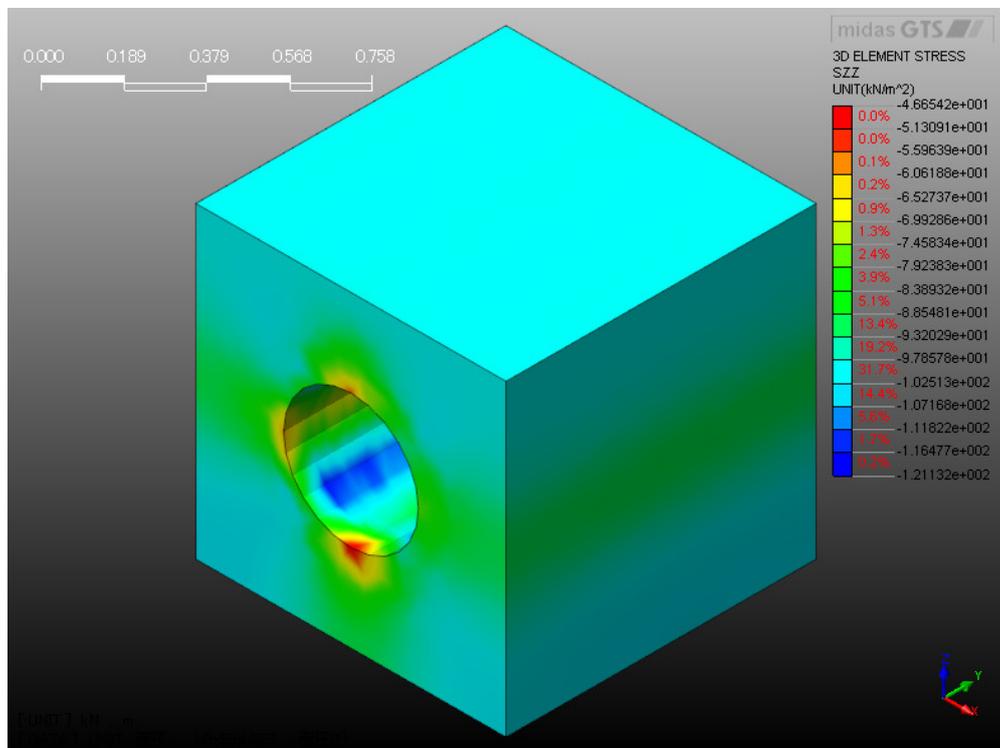


図-3.44 地盤応力：PVC+コイル（隙間22.5mm）（修正N値）（3次元解析）

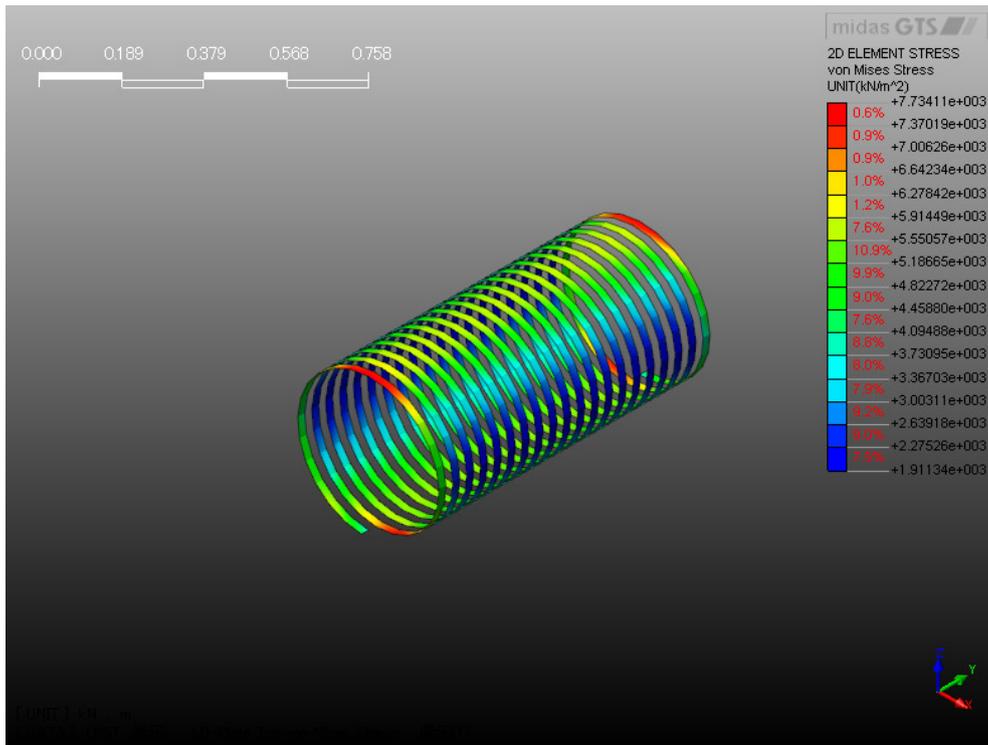


図-3.45 コイル外面応力：PVC+コイル（隙間22.5mm）（修正N値）（3次元解析）

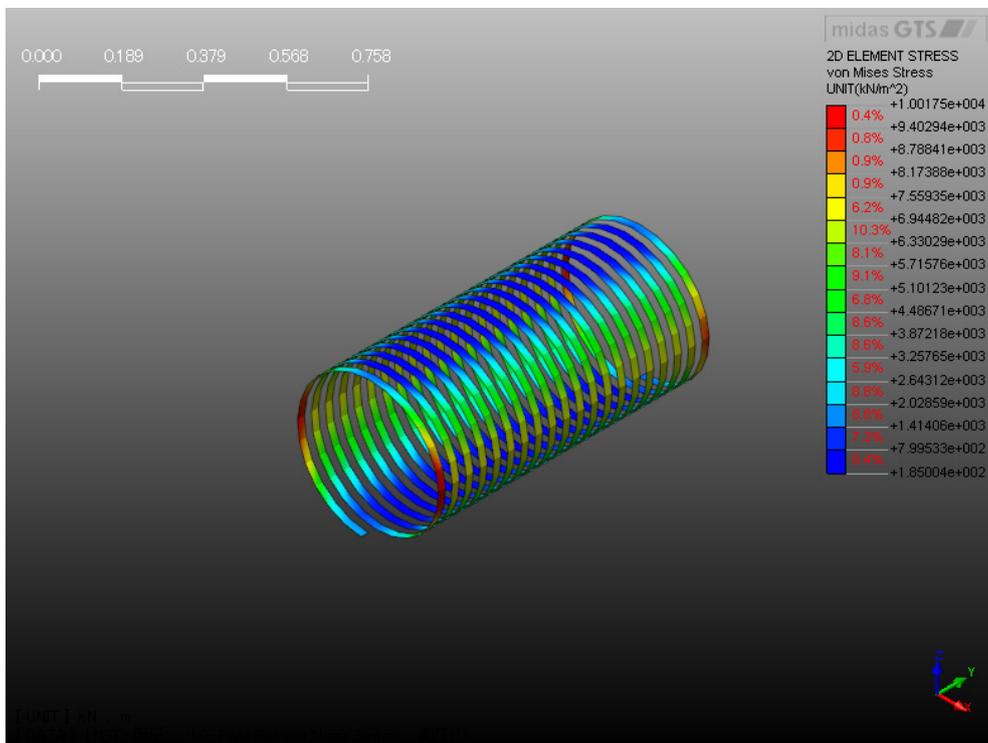


図-3.46 コイル内面応力：PVC+コイル（隙間22.5mm）（修正N値）（3次元解析）

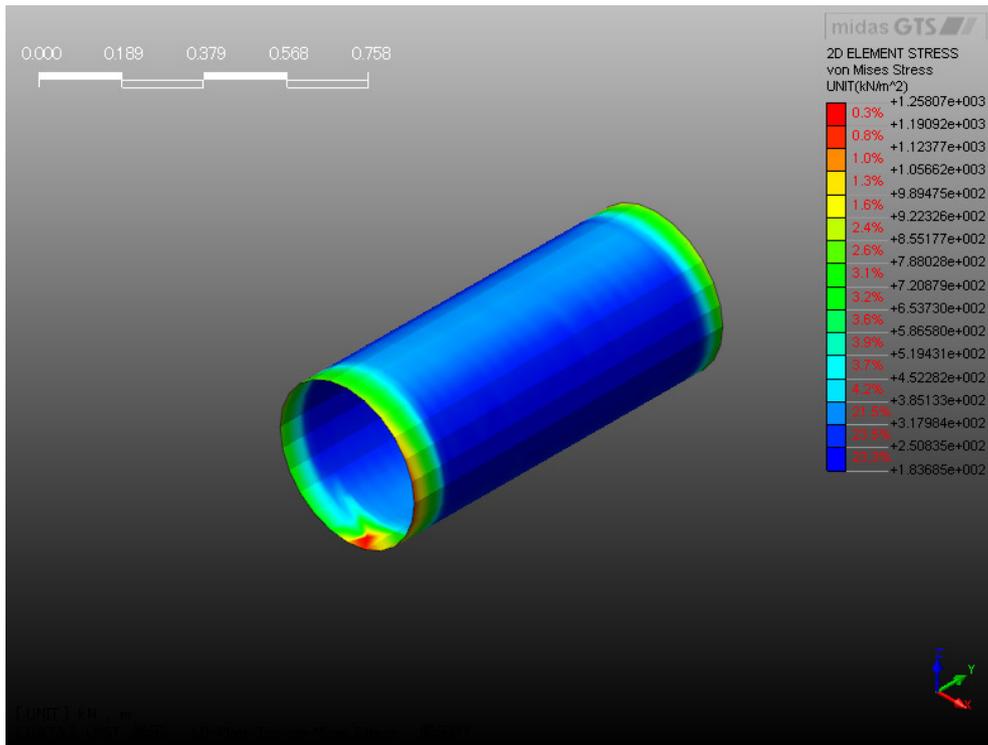


図-3.47 PVC外面応力 : PVC+コイル (隙間22.5mm) (修正N値) (3次元解析)

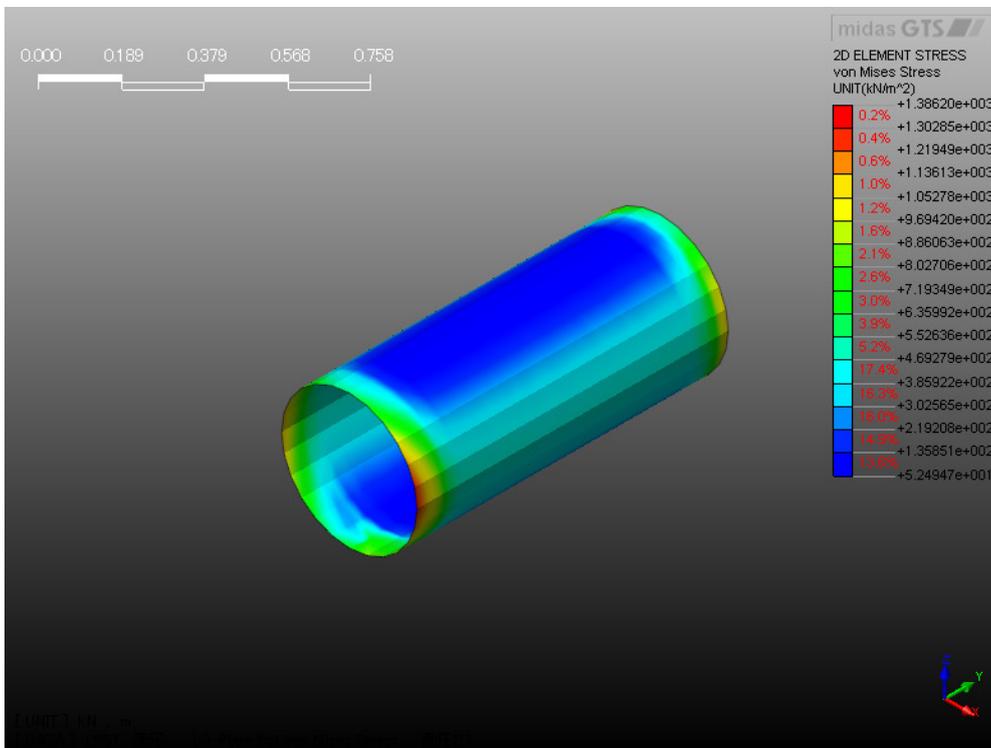


図-3.48 PVC内面応力 : PVC+コイル (隙間22.5mm) (修正N値) (3次元解析)

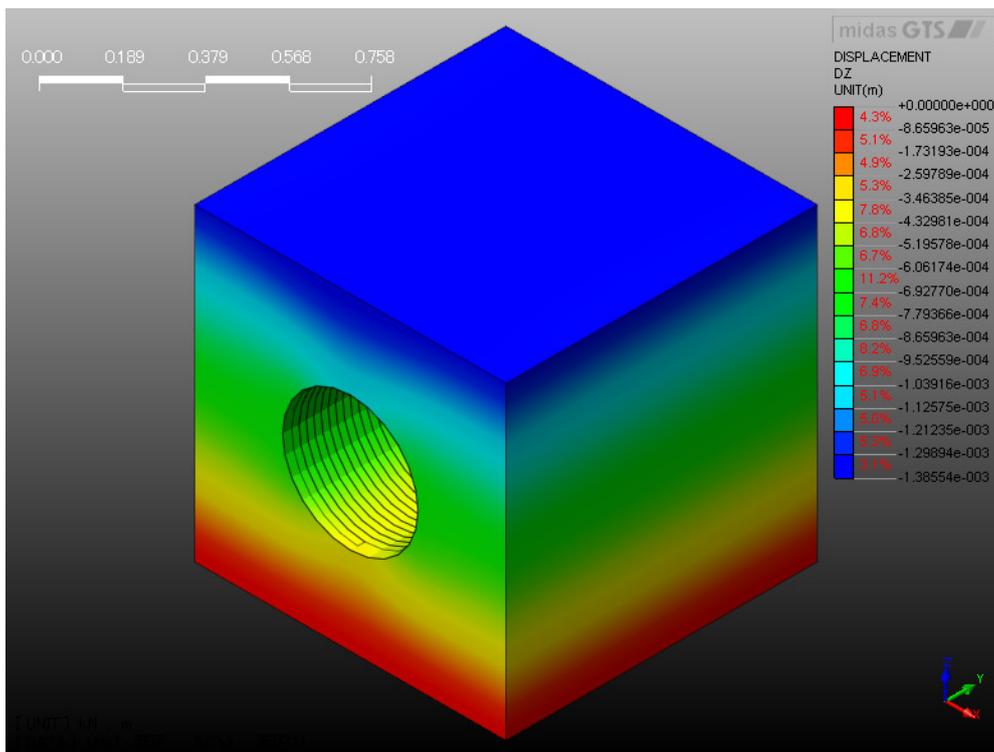


図-3.49 鉛直方向変位：PVC+コイル（隙間なし）（修正N値）（3次元解析）

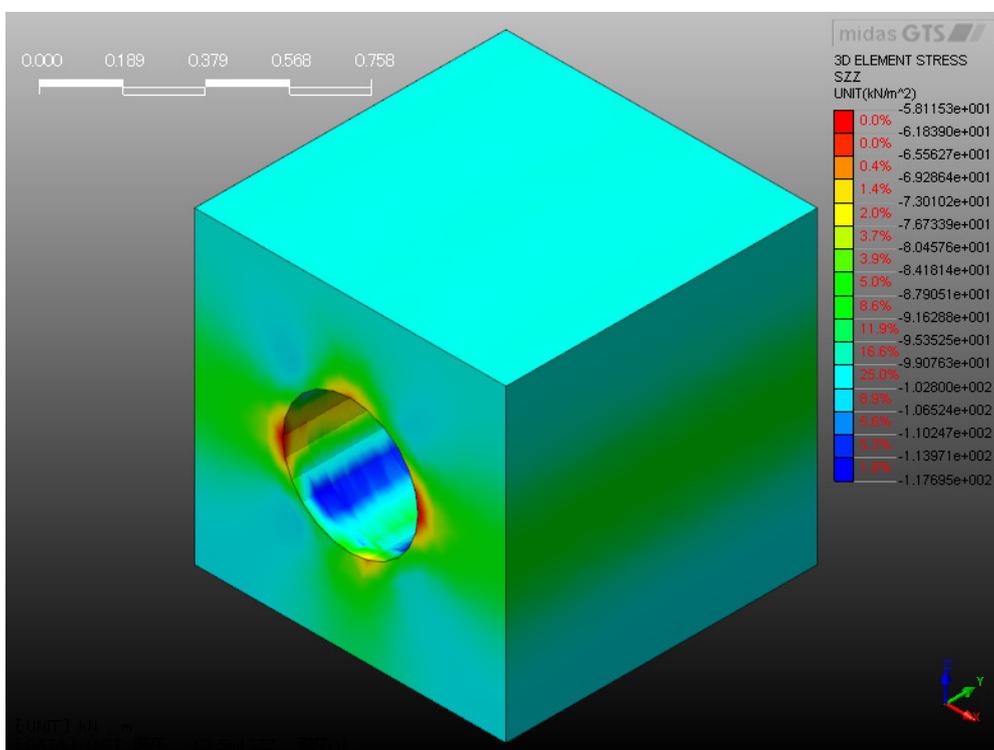


図-3.50 地盤応力：PVC+コイル（隙間なし）（修正N値）（3次元解析）

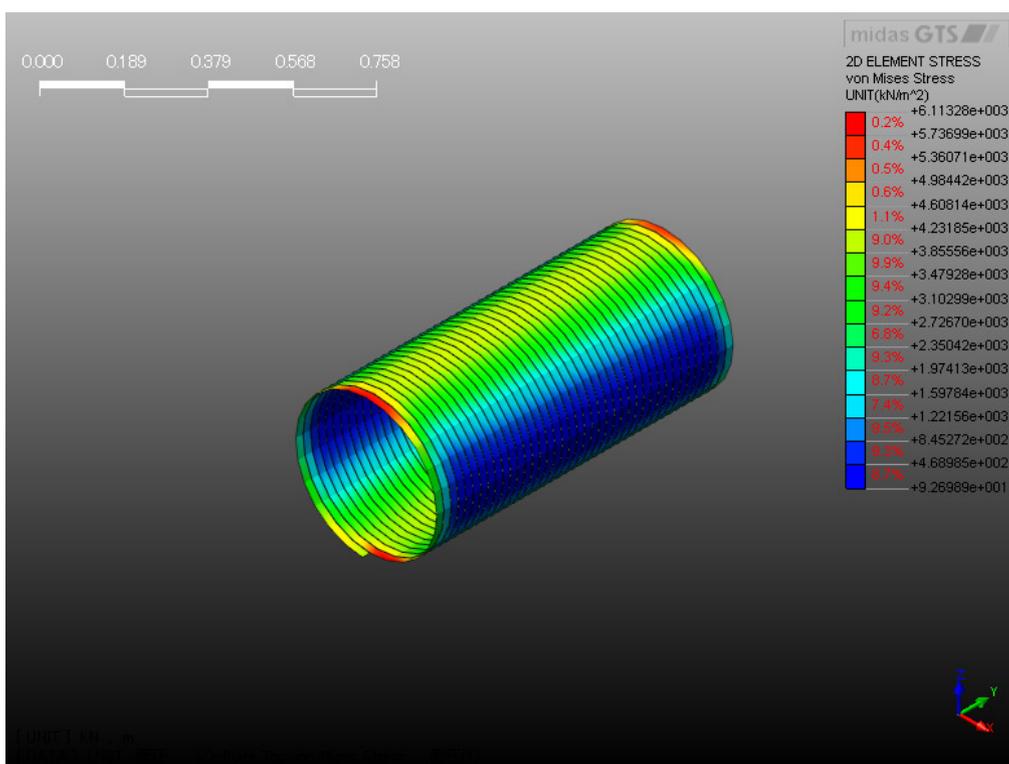


図-3.51 コイル外面応力：PVC+コイル（隙間なし）（修正N値）（3次元解析）

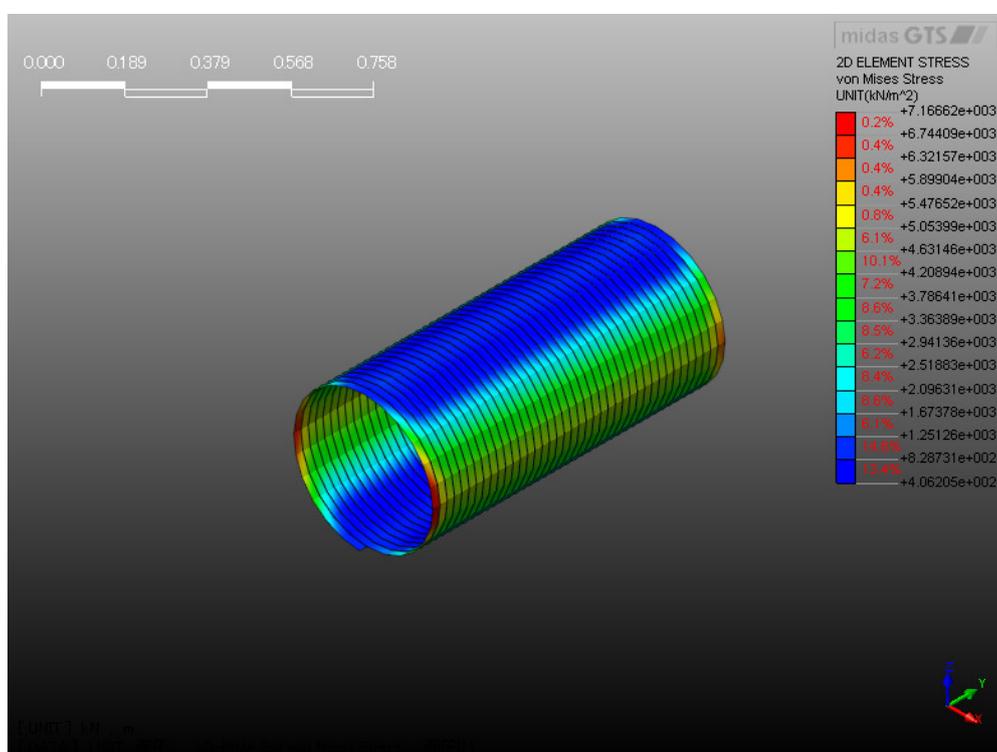


図-3.52 コイル内面応力：PVC+コイル（隙間なし）（修正N値）（3次元解析）

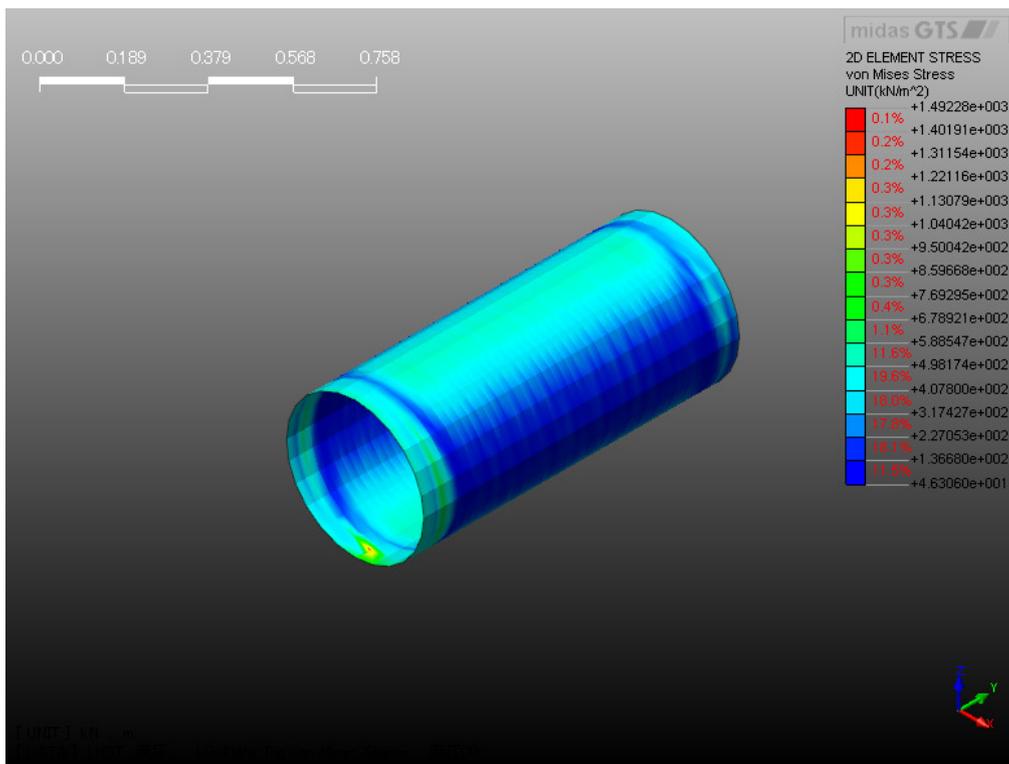


図-3.53 PVC外面応力 : PVC+コイル (隙間なし) (修正N値) (3次元解析)

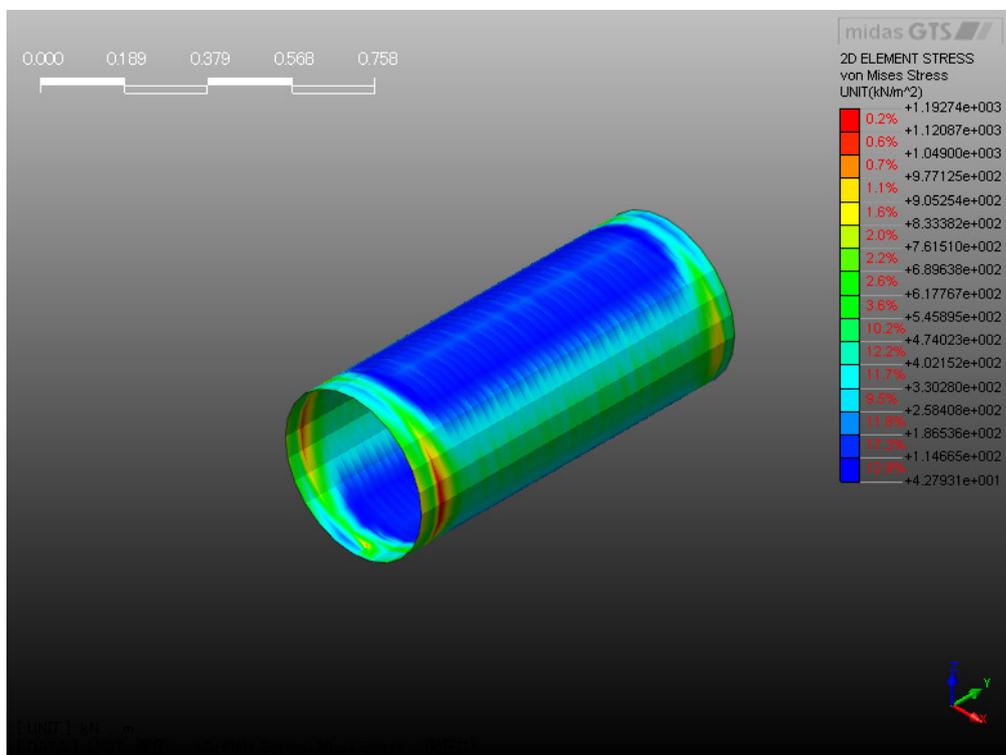


図-3.54 PVC内面応力 : PVC+コイル (隙間なし) (修正N値) (3次元解析)

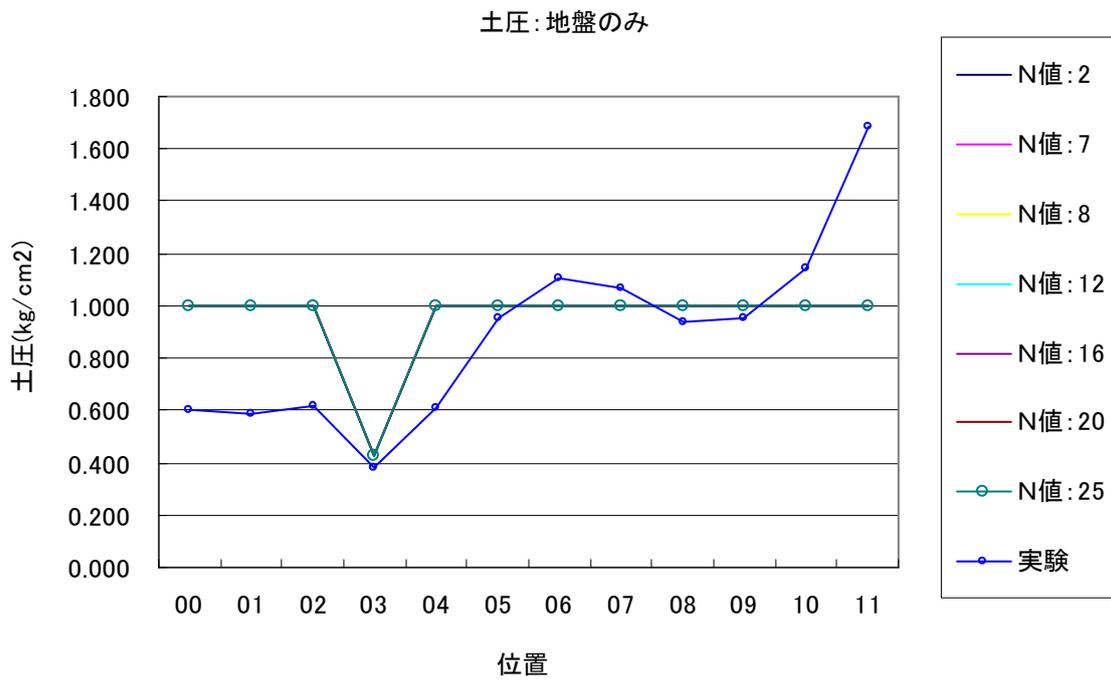


図-3.55 土圧 (地盤のみ) (2次元解析)

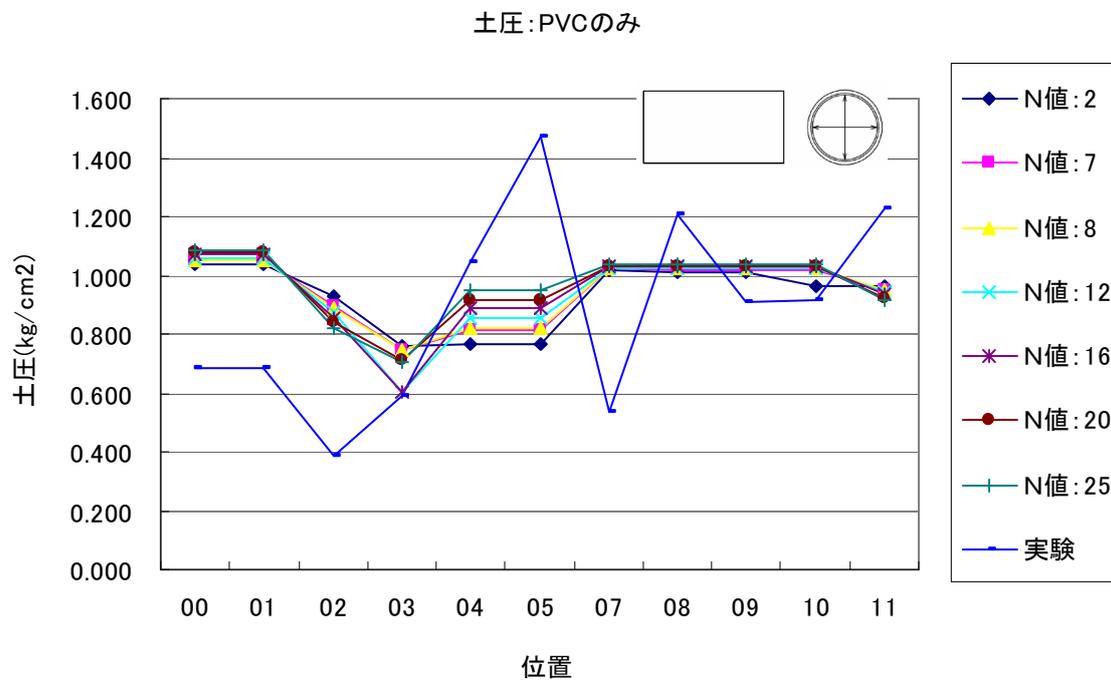


図-3.56 土圧 (PVCのみ) (2次元解析)

土圧:PVC+COIL(隙間22.5mm)

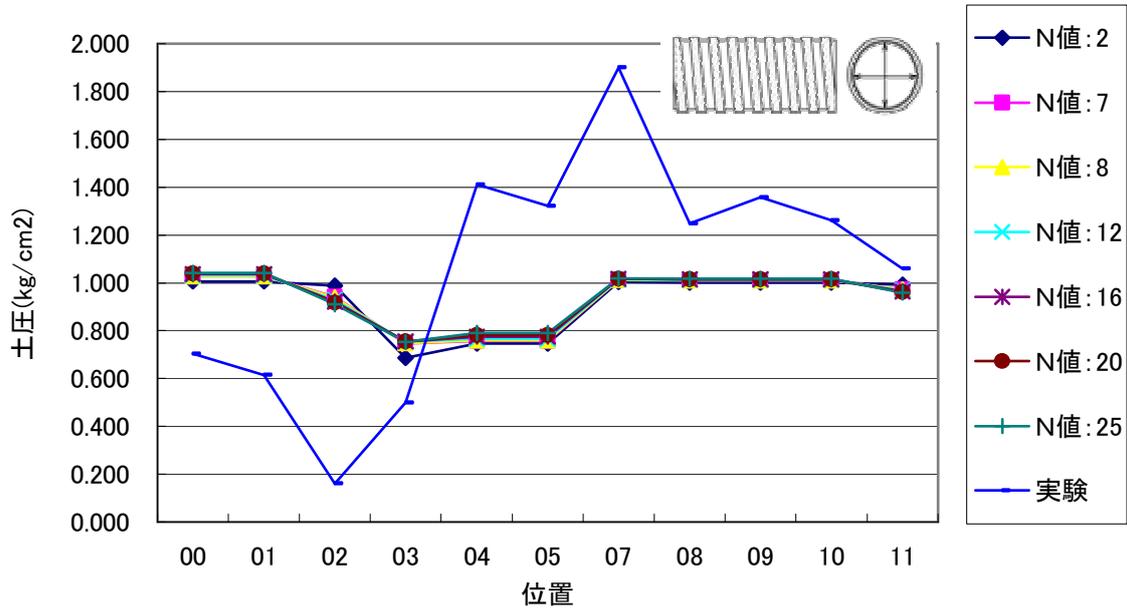


図-3.57 土圧 (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (2次元解析)

土圧:PVC+COIL(隙間なし)

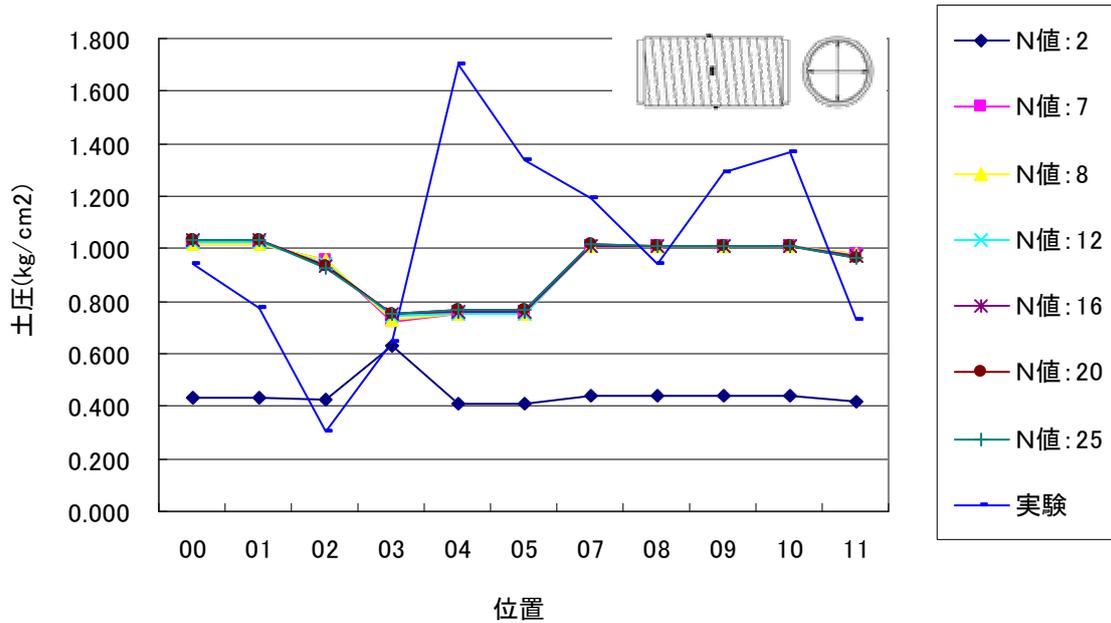


図-3.58 土圧 (PVC+GFRP : 隙間なし) (3次元解析)

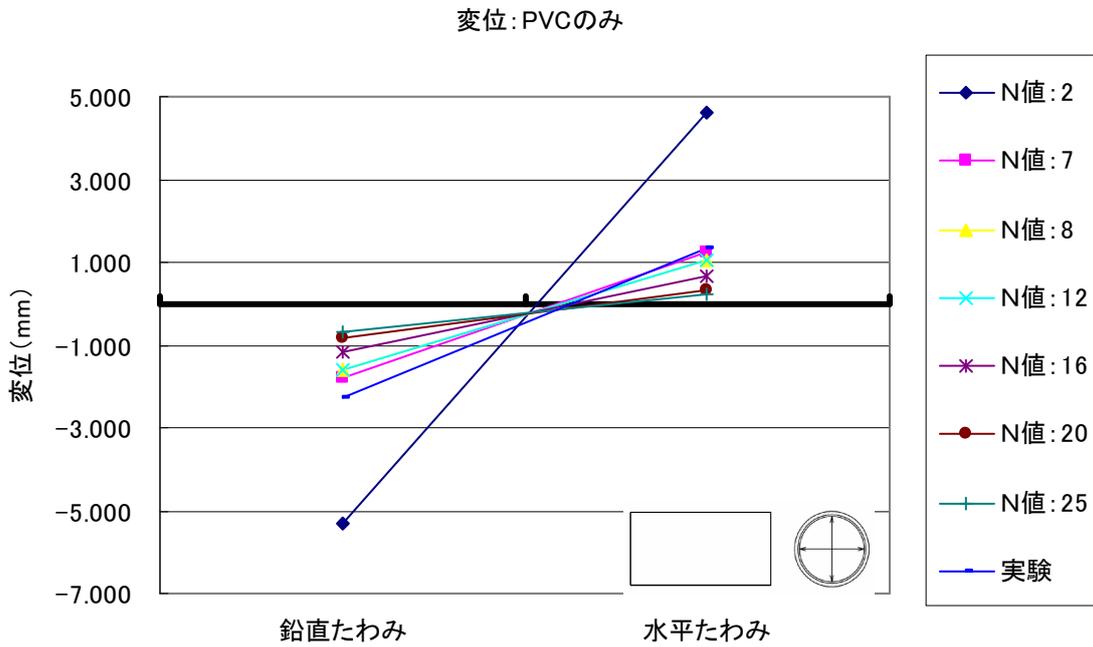


図-3.59 たわみ (PVC のみ) (2次元解析)

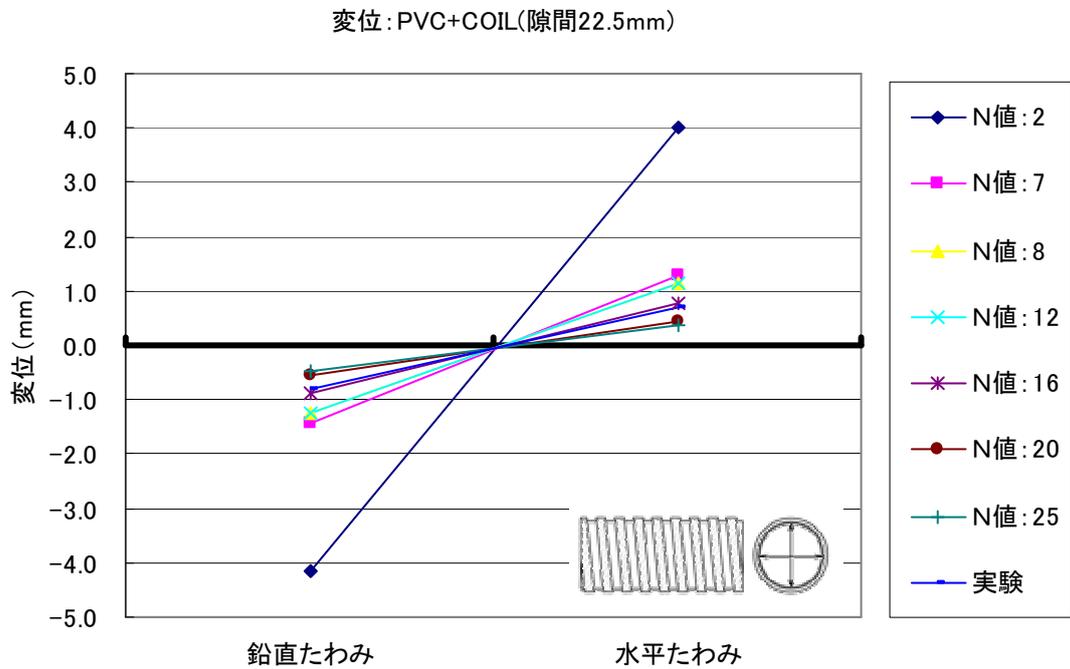


図-3.60 たわみ (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (2次元解析)

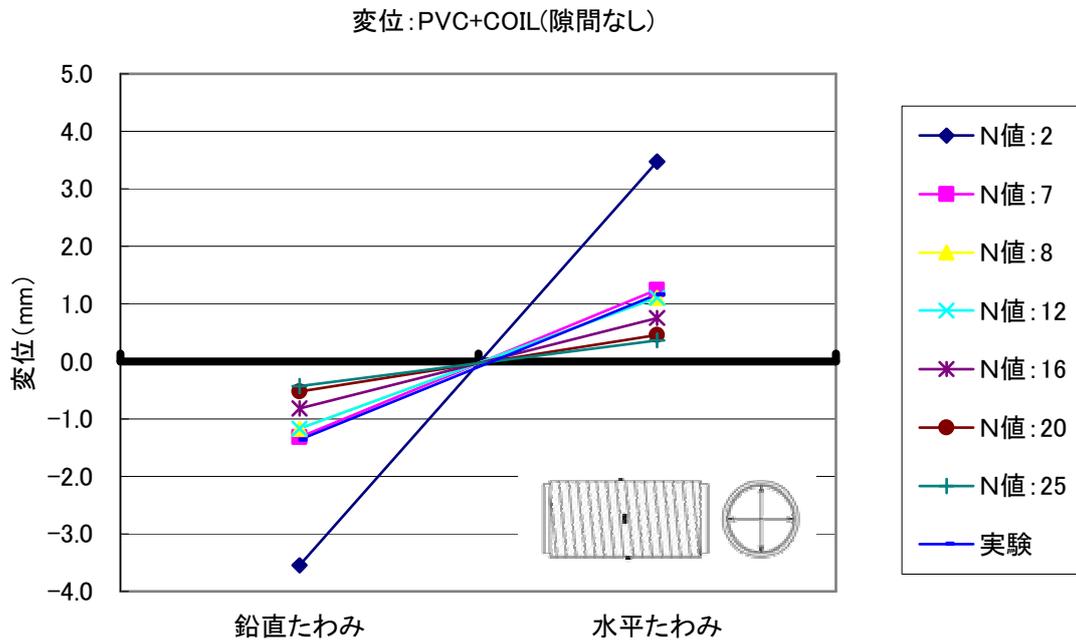


図-3.61 たわみ (PVC+GFRP : 隙間なし) (2次元解析)

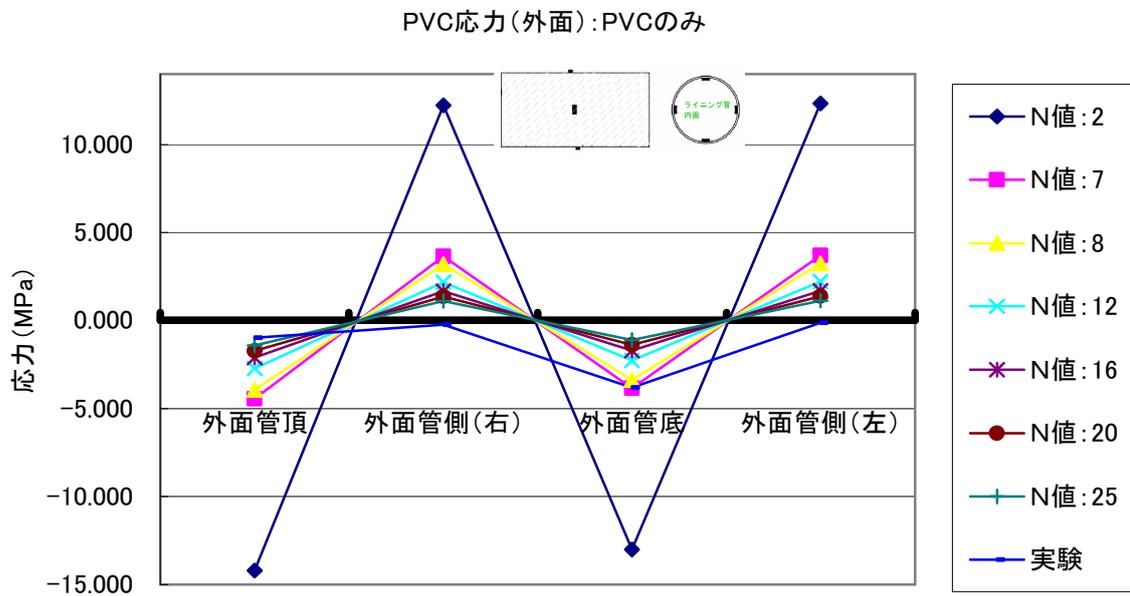


図-3.62 応力 (外面) (PVCのみ) (2次元解析)

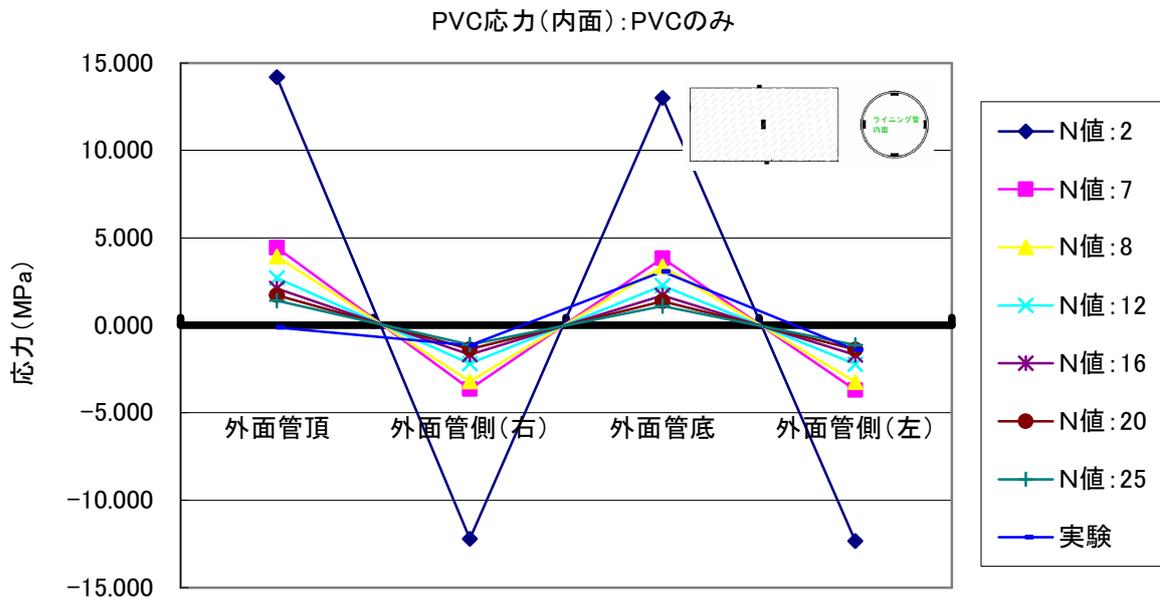


図-3.63 応力(内面) (PVCのみ) (2次元解析)

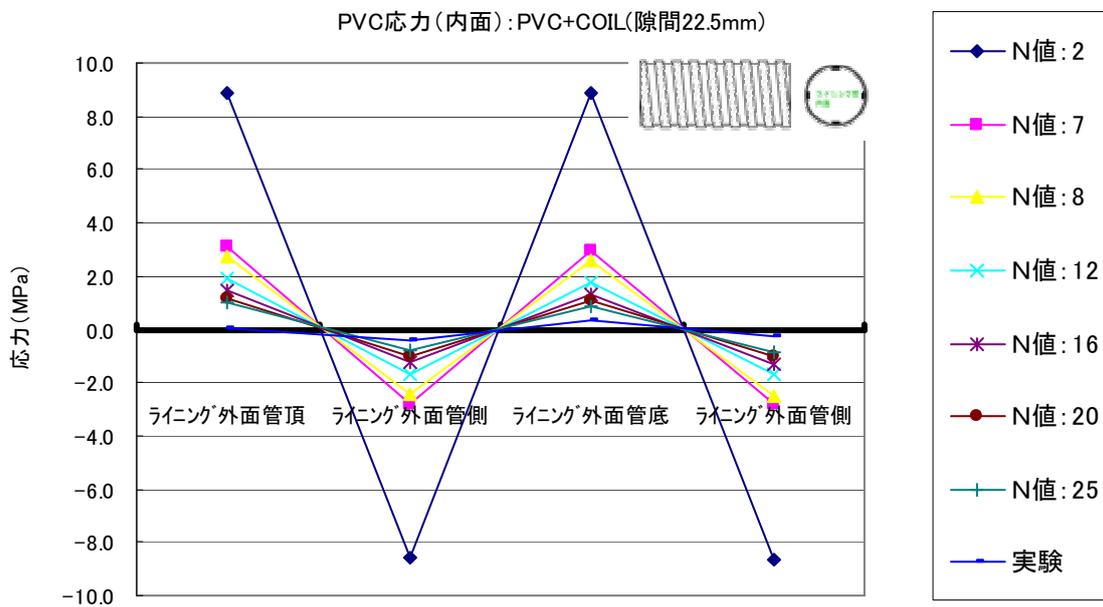


図-3.64 応力(PVC内面) (PVC+GFRP:隙間22.5mm) (2次元解析)

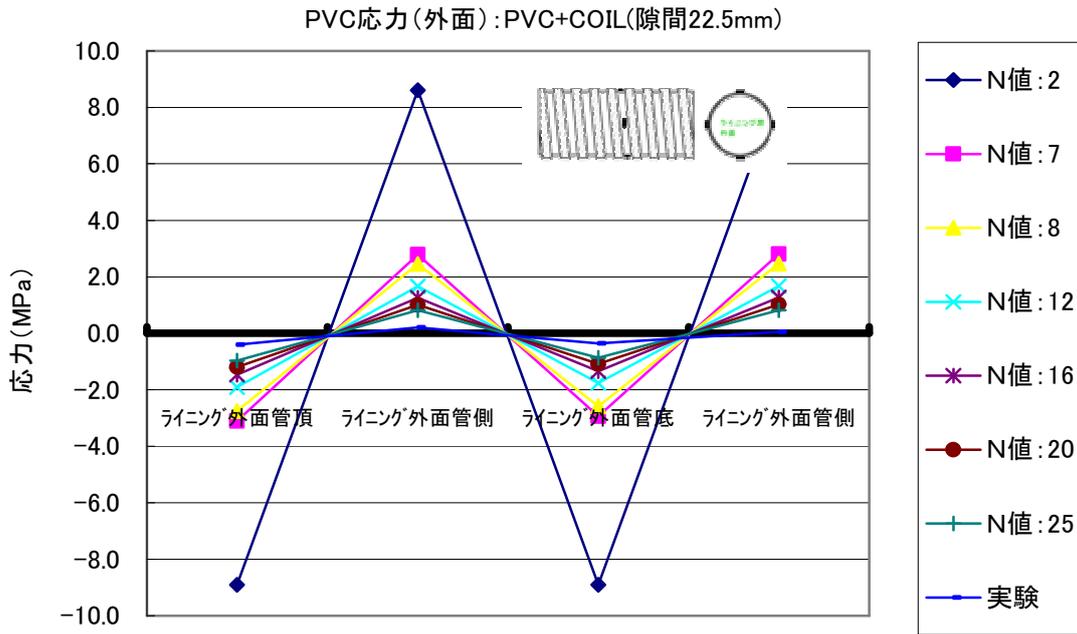


図-3.65 応力 (PVC 外面) (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (2次元解析)

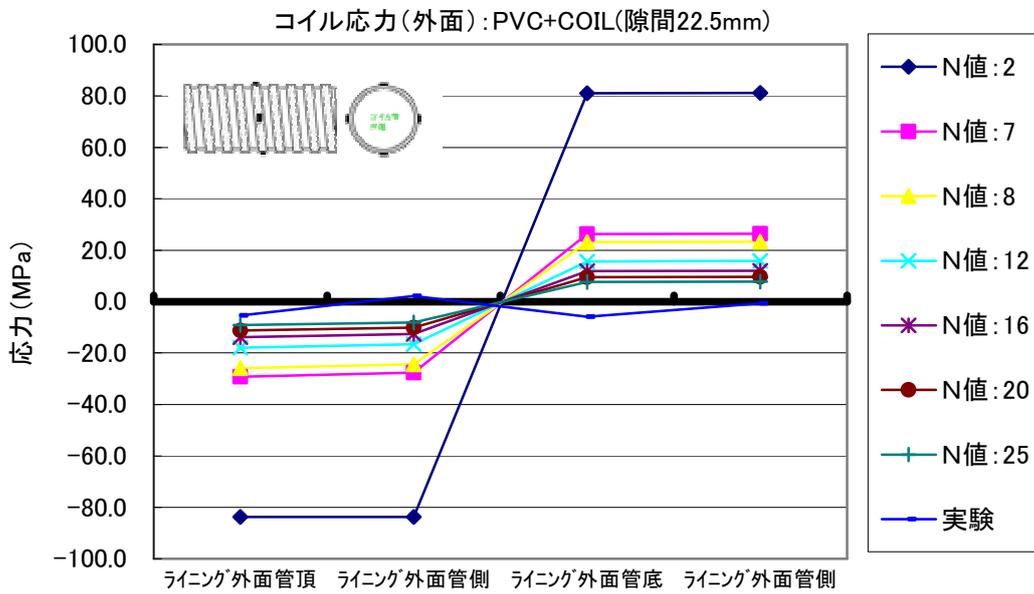


図-3.66 応力 (コイル外面) (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (2次元解析)

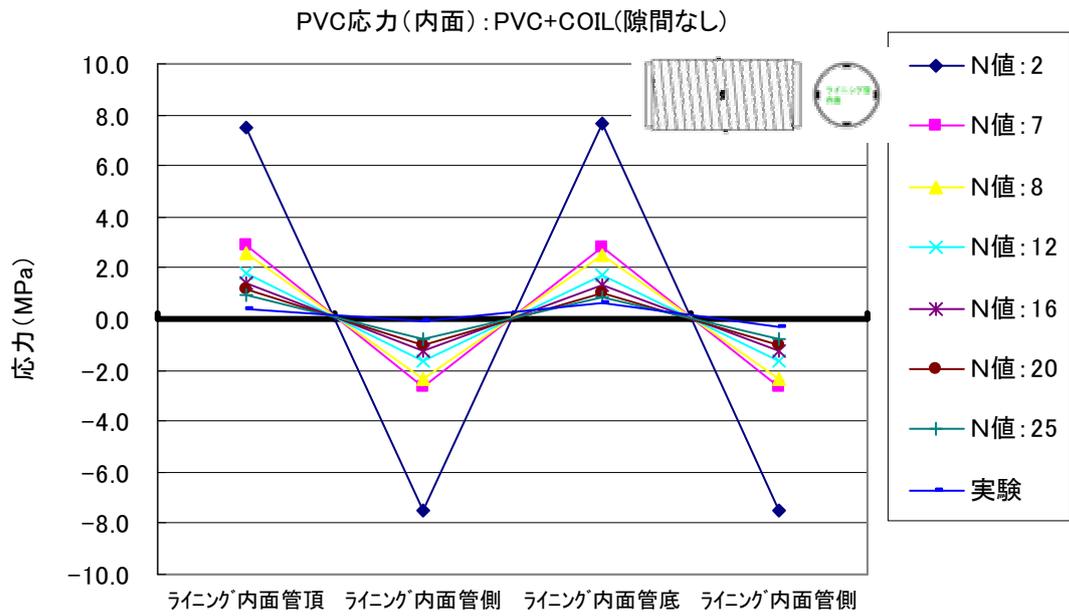


図-3.67 応力 (PVC 内面) (PVC+GFRP : 隙間なし 22.5mm) (2次元解析)

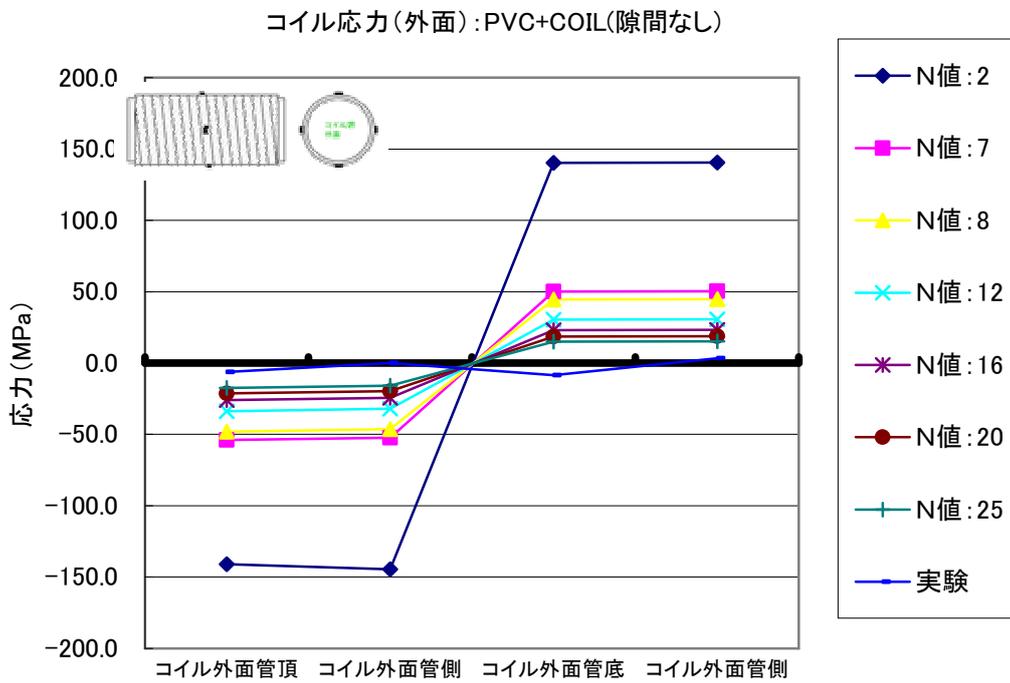


図-3.68 応力 (コイル外面) (PVC+GFRP : 隙間なし 22.5mm) (2次元解析)

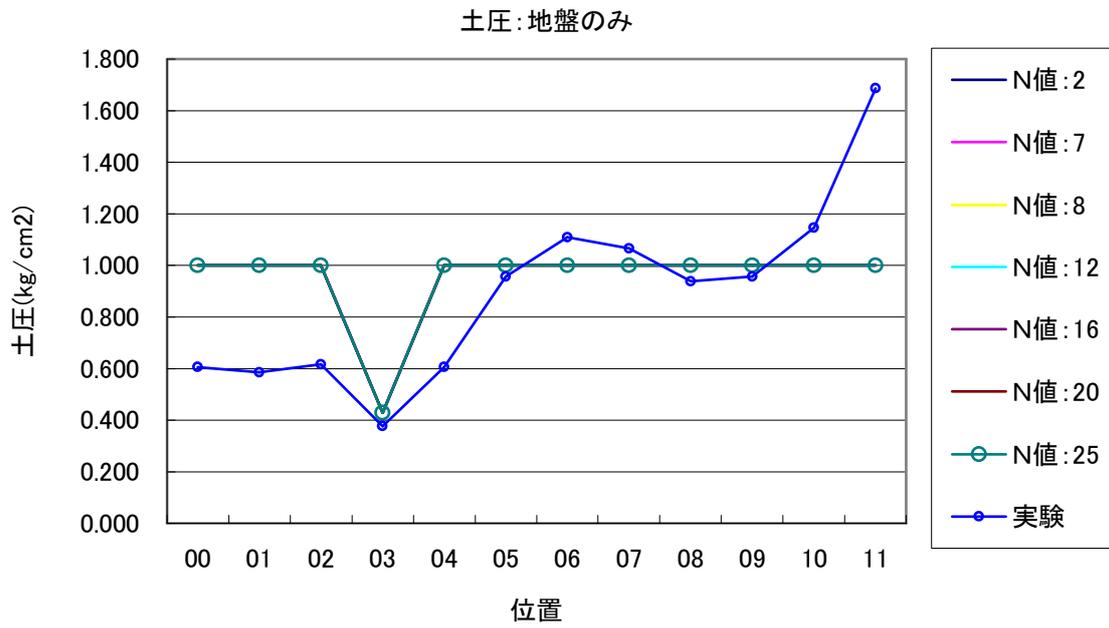


図-3.69 土圧 (地盤のみ) (3次元解析)

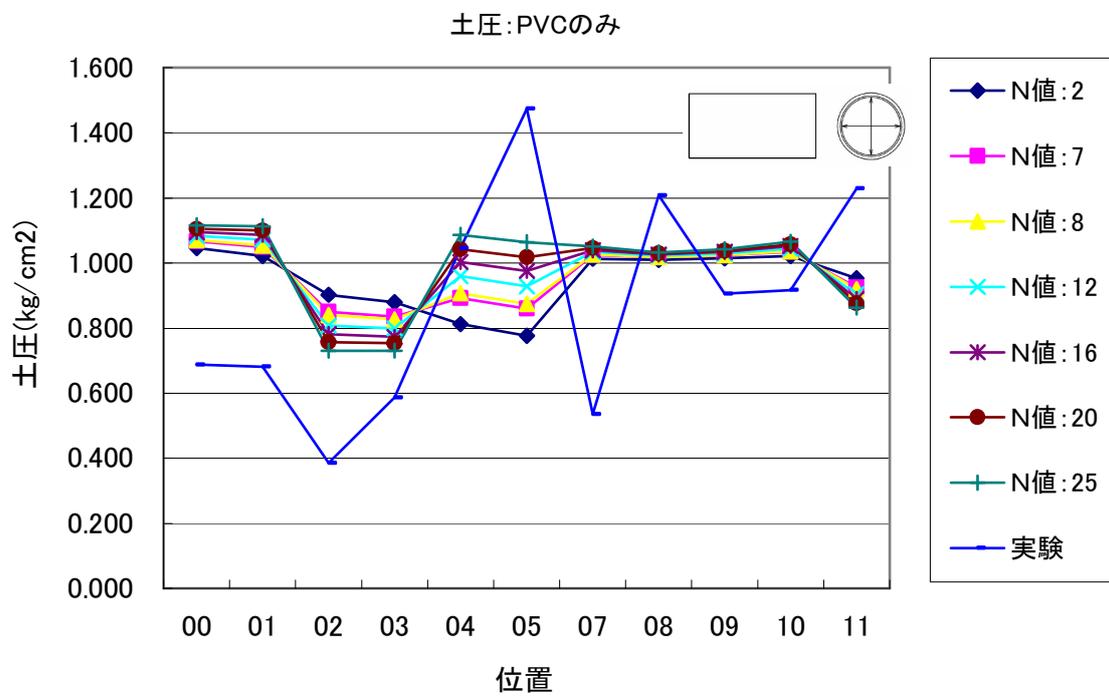


図-3.70 土圧 (PVCのみ) (3次元解析)

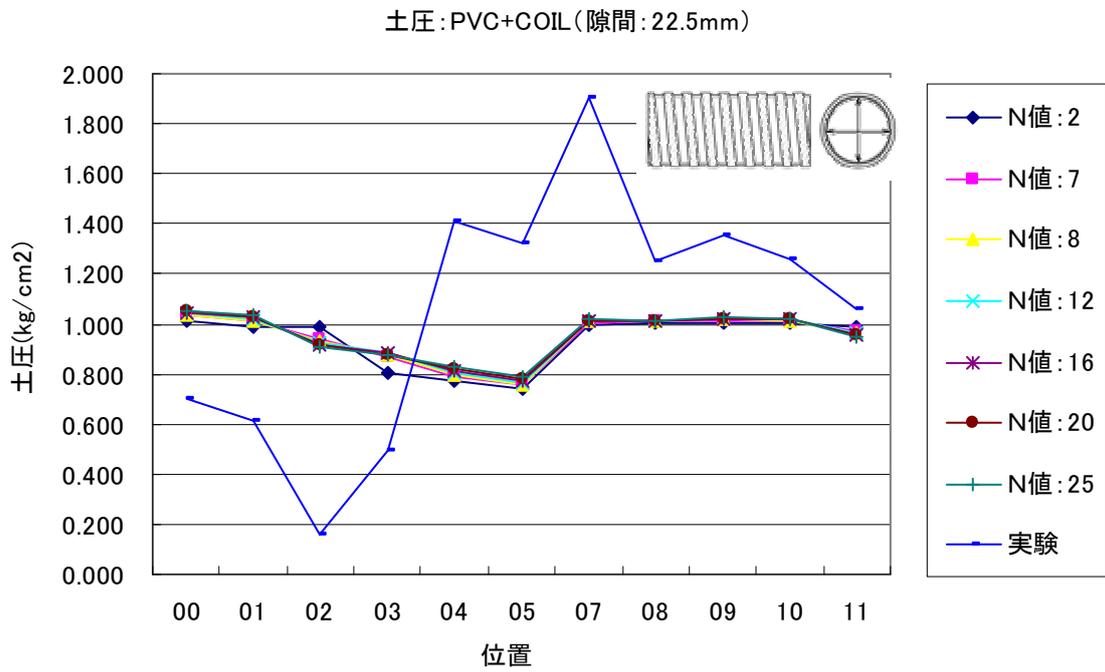


図-3.71 土圧 (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (3次元解析)

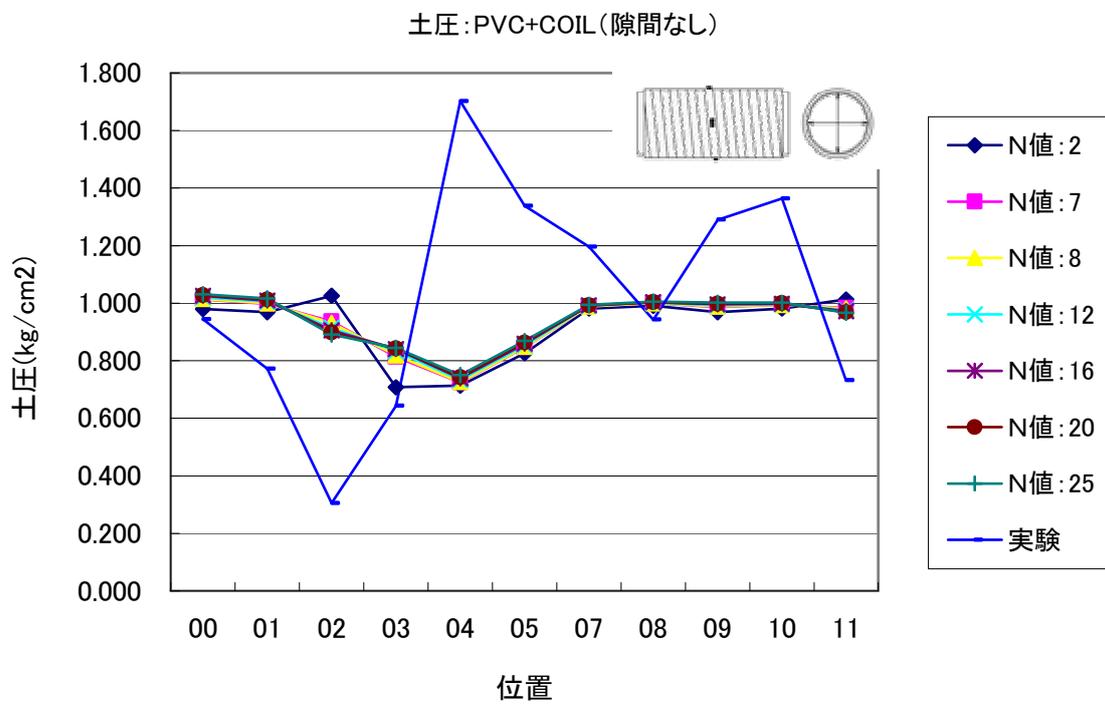


図-3.72 土圧 (PVC+GFRP : 隙間なし) (3次元解析)

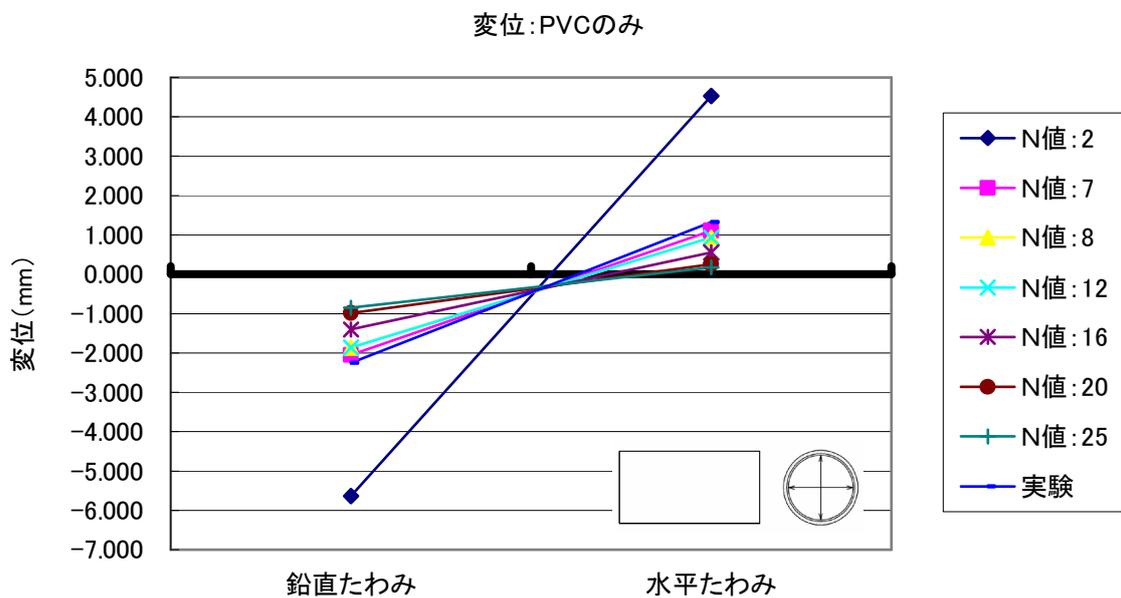


図-3.73 たわみ (PVCのみ) (3次元解析)

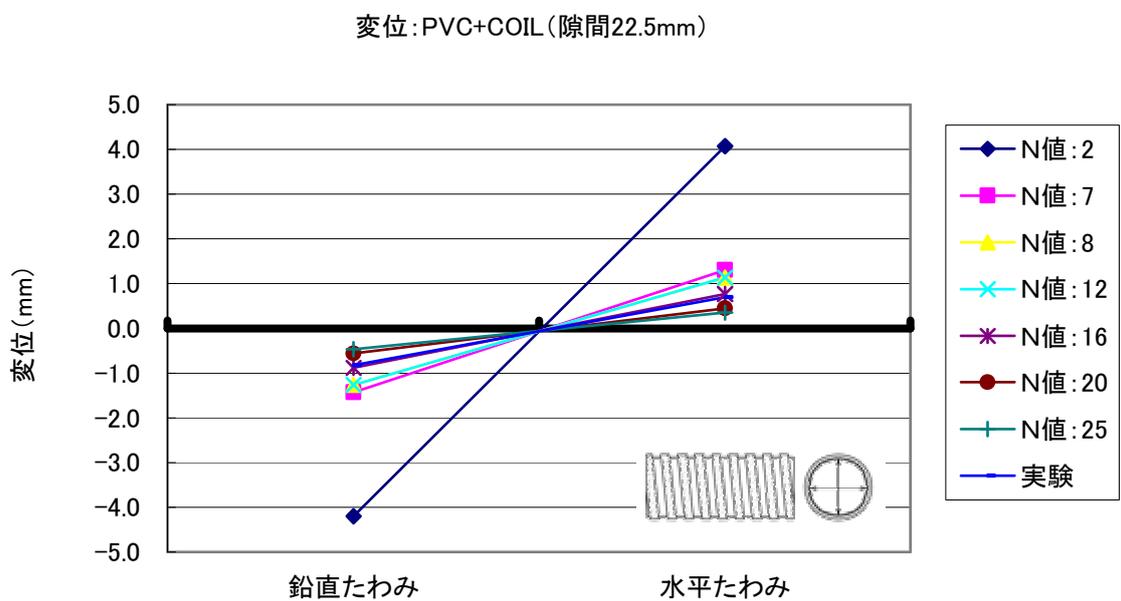


図-3.74 たわみ (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (3次元解析)

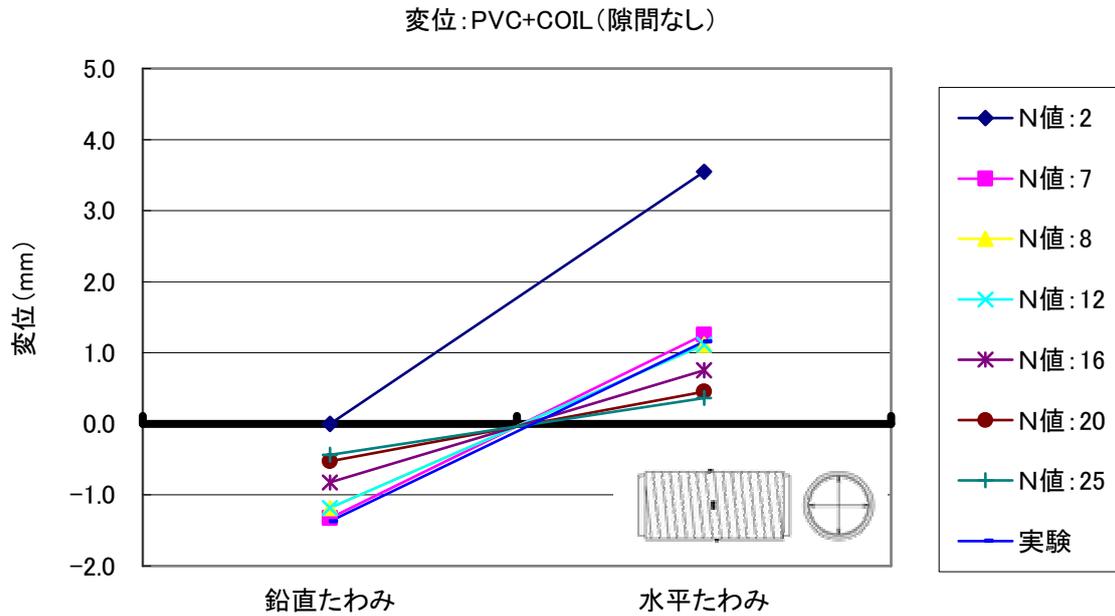


図-3.75 たわみ (PVC+GFRP : 隙間なし) (3次元解析)

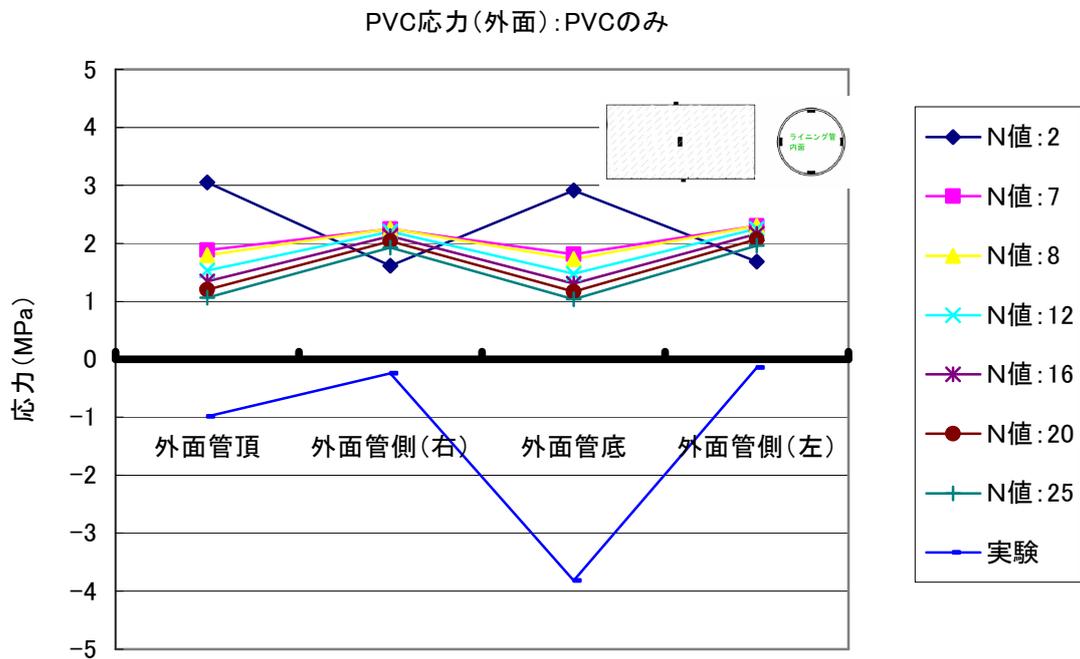


図-3.76 応力 (PVC 外面) (PVC のみ) (3次元解析)

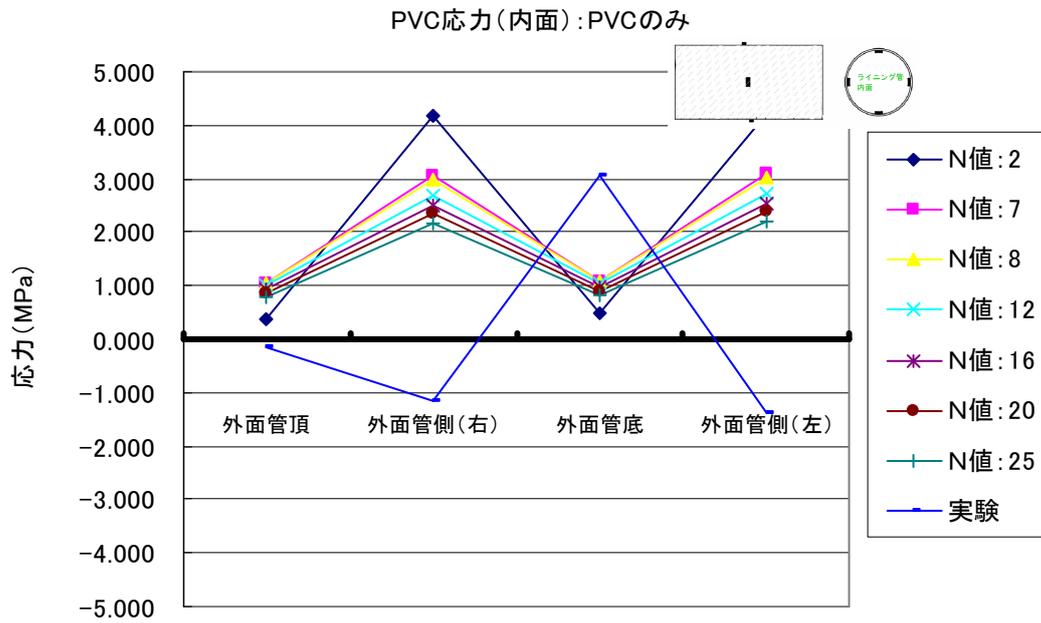


図-3.77 応力 (PVC 内面) (PVC のみ) (3次元解析)

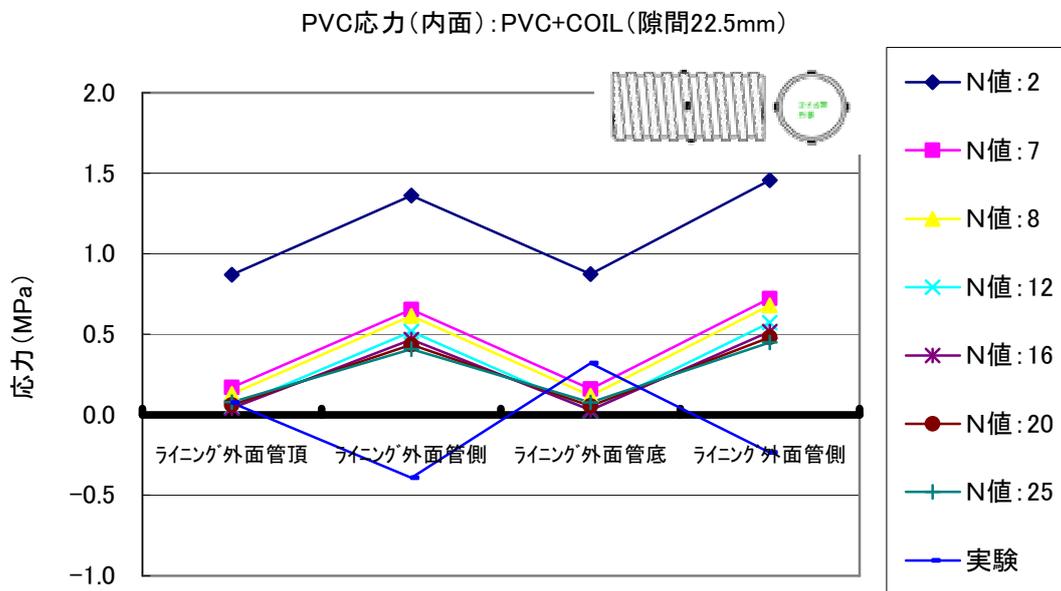


図-3.78 応力 (PVC 内面) (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (3次元解析)

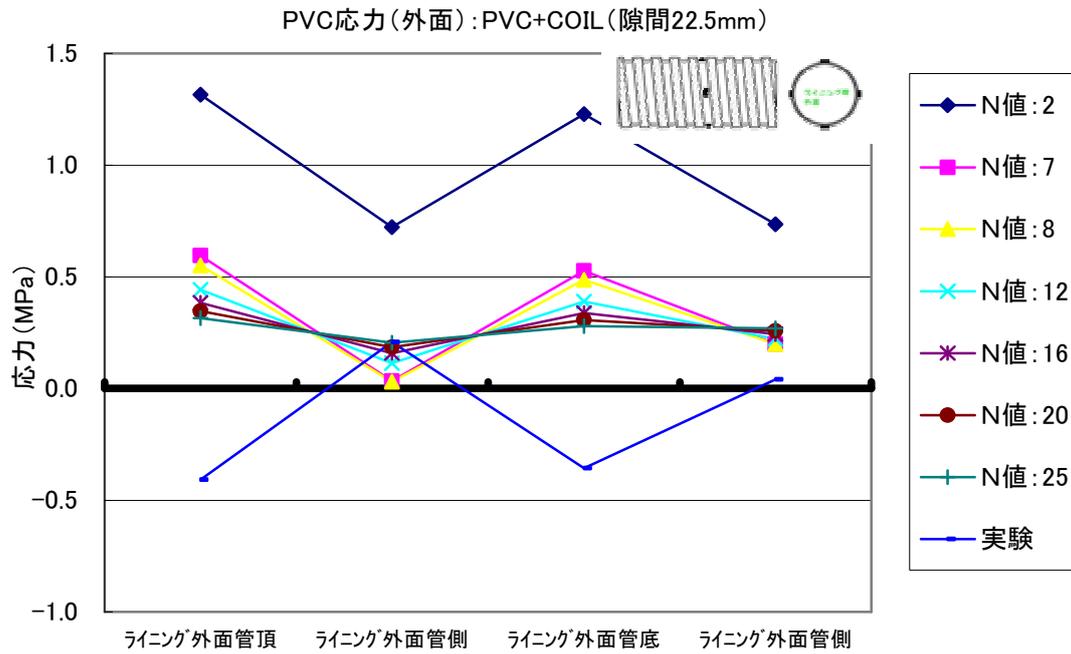


図-3.79 応力 (PVC 外面) (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (3次元解析)

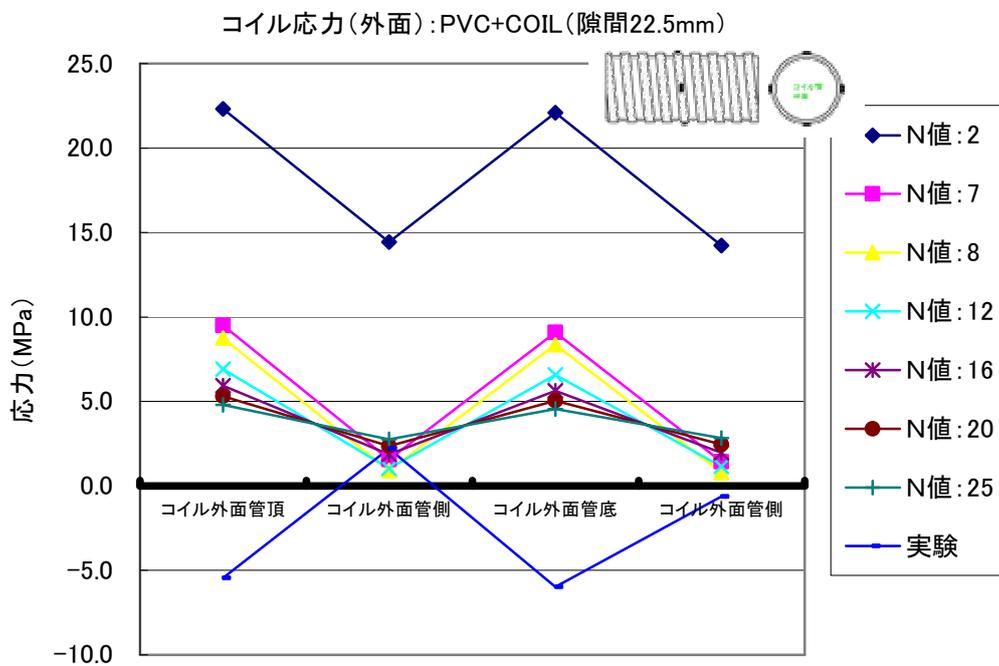


図-3.80 応力 (コイル外面) (PVC+GFRP : 隙間 22.5mm) (3次元解析)

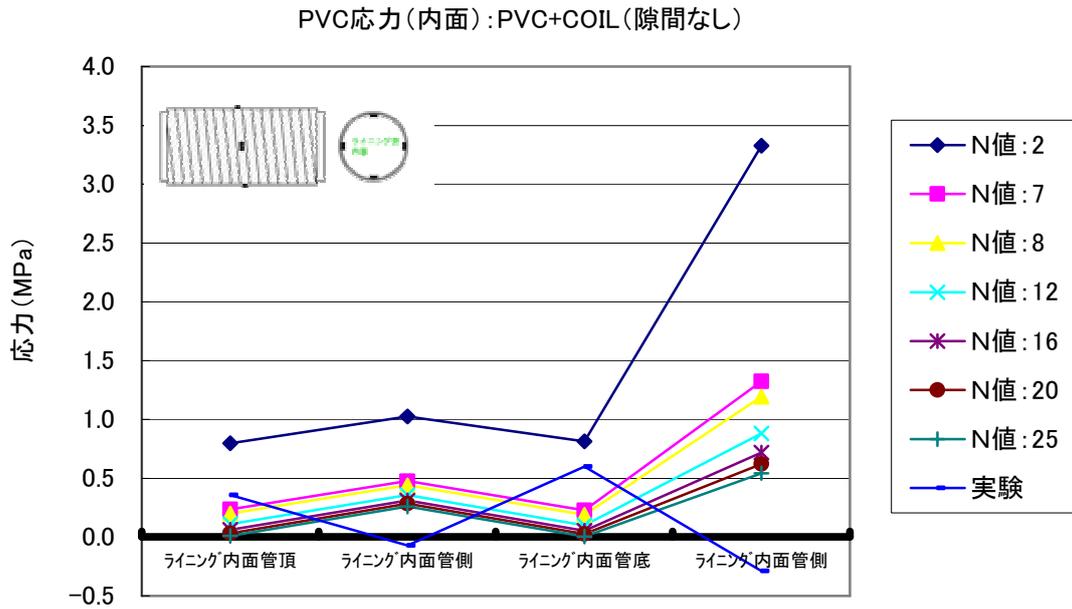


図-3.81 応力 (PVC 内面) (PVC+GFRP : 隙間なし) (3次元解析)

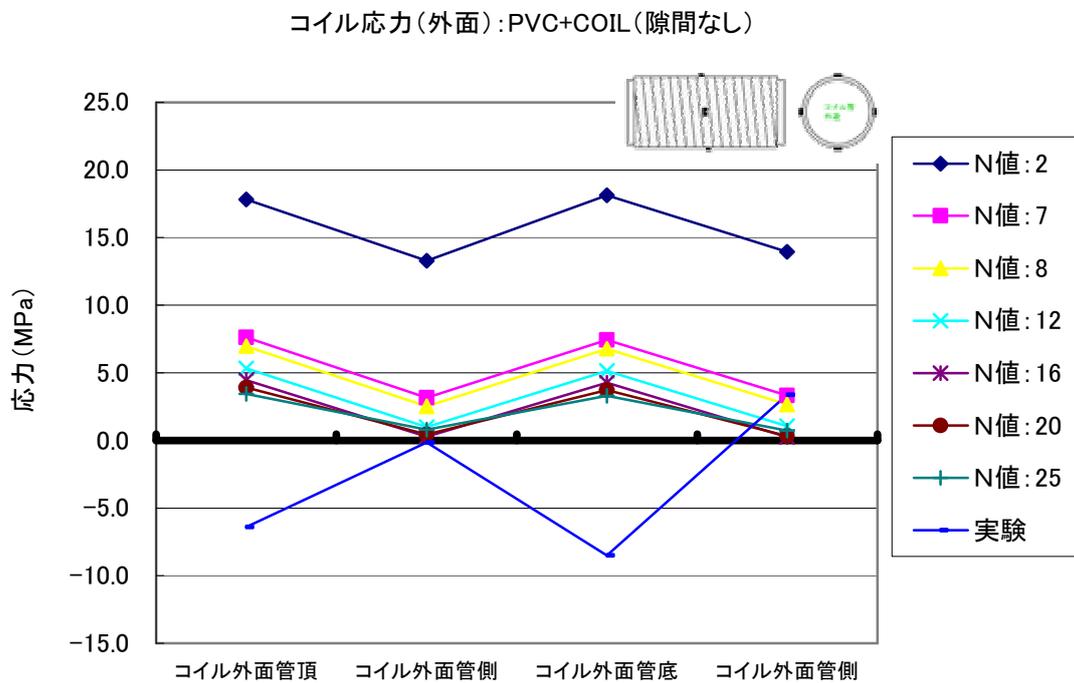


図-3.82 応力 (コイル外面) (PVC+GFRP : 隙間なし) (3次元解析)

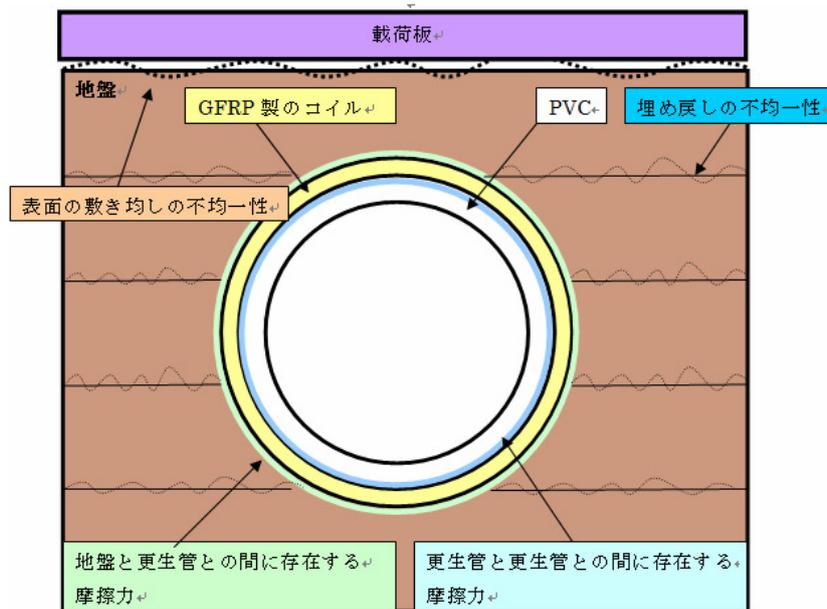


図-3.83 解析モデルと実験供試体の違い

### 3.5 繰り返し載荷試験の実験結果と解析結果

繰り返し載荷試験を実施した際の更生管に生じるたわみと応力の測定結果、解析結果を表-3.20、図-3.84～図-3.91に示す。繰り返し載荷試験の実験結果と解析結果の比較及び整理を行う際には、実験値と解析値の比較検討を行うことと、実験値と解析値の曲げ応力、たわみ率が許容曲げ応力、許容たわみ率の範囲内に収まっているかどうかの検証を行う必要がある。実験を実施したモデルは、PVC+GFRP（隙間なし、隙間あり：22.5mm）の2つのケースについて実施した。

許容曲げ応力( $\sigma_a$ )と許容たわみ率( $V_a$ )については、前節の静的載荷重試験において説明したとおりであり、許容曲げ応力( $\sigma_a$ )は、GFRP、PVCの曲げ強さをそれぞれ安全率を5で除したものである。数値については、前節の静的載荷重試験に示したとおりである。

また、解析と実験の比較を行う載荷回数は実験の終了回数である4172400回目としたいが、解析では疲労によるクリープ現象を再現できないため、実験の初期段階である繰り返し回数120回目と比較を行うこととする。

#### 3.5.1 動的載荷試験での地盤に作用する土圧

解析結果と実験結果を比較してみても、側点の位置によって、解析、実験それぞれにおいて土圧分布が大きく異なることがわかる。この原因としては、前節でも説明を行ったが、埋め戻しの方法に原因があると考えられる。通常、施工現場において開削による埋め戻しには、転圧機による巻き出し転圧により十分な締め固めが行われている。しかし、今回の実験では、人力による木だこを用いた締め固めであり、十分な締め固めが行われていなかったのではないかと考えられる。そのため、地盤の剛性が非均一になり解析結果の応答値と

大きく違いが生じたと考えられる。また、人力で作業であるため載荷板の直下の埋め戻し土の表面においても凹凸が生じており、地盤への載荷荷重の伝わりかが均一ではないために地盤の土圧が大きく変化したと考えられる。さらに、地盤が低拘束圧の状態では、地盤の土圧に大きくばらつきが生じる可能性が高く、本研究においても低拘束圧条件下であったため地盤の土圧にばらつきが生じたと考えられる。

また、解析モデルにおいては、サンドボックスと地盤との間の境界条件をXYZ方向の回転を自由、鉛直方向のみを自由としているが、実際はサンドボックスと地盤との間に摩擦力が発生している。サンドボックスと地盤の摩擦係数と側面の地盤反力を測定し、摩擦力を考慮した境界条件を採用した解析モデルとする必要が、摩擦係数の測定が困難であったため、上記の境界条件で解析を実施した。境界条件の違いが応答値に影響を与えたと考えられる。

### 3.5.2 更生管に発生する変位量

埋設実験の更生管に生じるたわみの測定結果、解析結果を図-3.88に示す。解析結果と実験結果を比較すると、3割程度の差異が生じる結果となった。

この原因については、前節の静的載荷試験で説明を行ったように、実験結果と解析結果には、地盤に生じている土圧の違いにより、更生管の頂部、側部に作用する土圧に差異が生じたためでと考えられる。

2つ目の原因についても、前節の静的載荷試験と同じ説明になるが、実際の地盤には、地盤と構造物（更生管）との間に、外力が生じた際、摩擦力やはく離などの現象が生じるが、解析ではジョイント要素を挿入にしていなかったために、この現象が再現できていないために、変位量に差異が生じたと考えられる。しかし、実験結果と解析結果の応答値の差が、2倍以上であることを考えると解析結果の信頼性は高いと考えられる。

解析結果と実験結果は表-3.19の許容たわみ率4%（たわみ18mm）以内の応答値であり、変形量に対しては、安全であることが検証できた。

### 3.5.3 更生管に発生する応力

埋設実験の更生管に生じるたわみの測定結果、解析結果を図-3.90、図-3.91（3次元解析）に示す。解析では、ミーゼス応力という、2軸間の応力（XY方向）を合成して算出する応力を用いて考察を行う。ミーゼス応力では、2軸間の応力（XY方向）を合成しているため、正の値しか算出されなため、図-3.90、図-3.91のグラフでは、実験で得られた応力の絶対値をプロットしている。

解析結果と実験結果から、GFRP製のコイルでは、ほぼ実験と解析結果に整合がとれているが、一方でPVCは実験値と解析値の応答値にはばらつきが生じた。前節の静的載荷試験の項目で説明を行ったように、実際の供試体では、地盤と構造物（更生管）との間に、外力が作用すると摩擦力やはく離などの現象が生じているが、解析モデルではこの現象が再現

できていないことが、原因であると考えられる。

PVC、GFRP部材の内側、外側において表-3.16の許容曲げ応力以内に収まっており、曲げ応力に対しても、安全であることが検証できた。

表-3.19 荷重回数と応力・たわみの実験結果 (PVC+GFRP：隙間なし)

回数	応力 外面 (コイル) (MPa)				たわみ (mm)	
	管頂①	管側②	管底③	管側④	鉛直	水平
120	-4.13309	-0.51801	-4.37409	1.547749	-0.462	0.362
600	-4.40852	-0.65573	-4.6151	1.513319	-0.478	0.382
3,600	-4.54781	-0.55401	-4.78882	1.890471	-0.518	0.418
7,200	-4.75753	-0.62601	-4.99853	1.818471	-0.534	0.438
43,200	-4.97196	-0.49615	-5.35068	1.810618	-0.588	0.498
86,400	-4.65895	-0.252	-5.14096	2.364628	-0.61	0.536
172,800	-5.16911	-0.34901	-6.0987	2.061047	-0.646	0.57
259,200	-4.9391	-0.15342	-5.79983	2.394346	-0.662	0.602
604,800	-5.38982	-0.19099	-6.56042	2.253487	-0.712	0.658
1,036,800	-5.39453	0.114157	-7.01271	2.455351	-0.766	0.73
2,073,600	-4.63238	1.014031	-6.73257	3.355225	-0.834	0.81
2,851,200	-4.40708	1.136042	-6.71384	3.649382	-0.86	0.858
4,172,400	-4.61994	1.164189	-7.13328	3.574241	-0.896	0.904

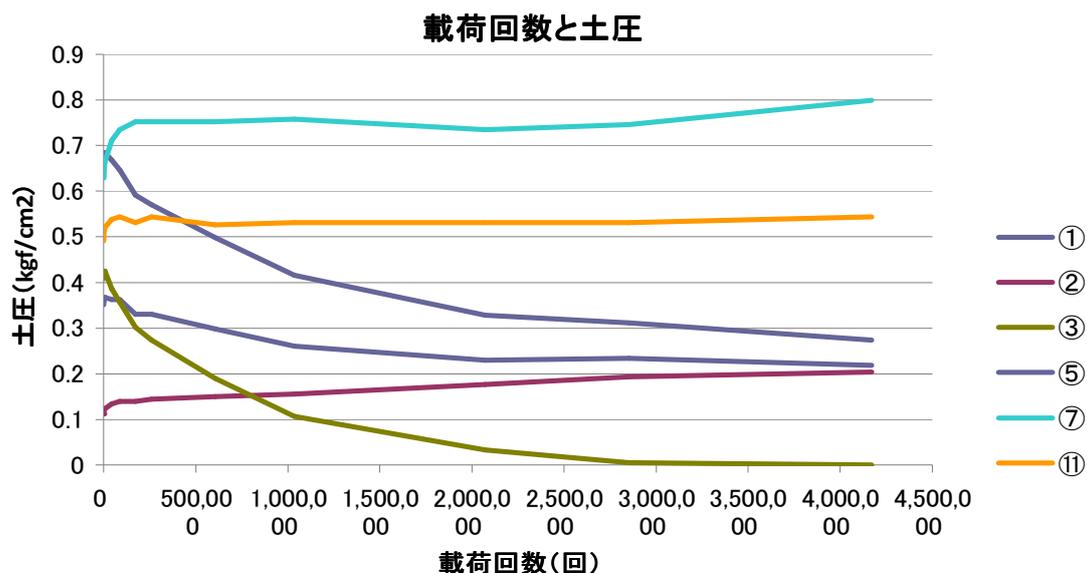


図-3.84 荷重回数と土圧の実験結果 (PVC+GFRP：隙間なし)

### 載荷回数と応力(外面 コイル)

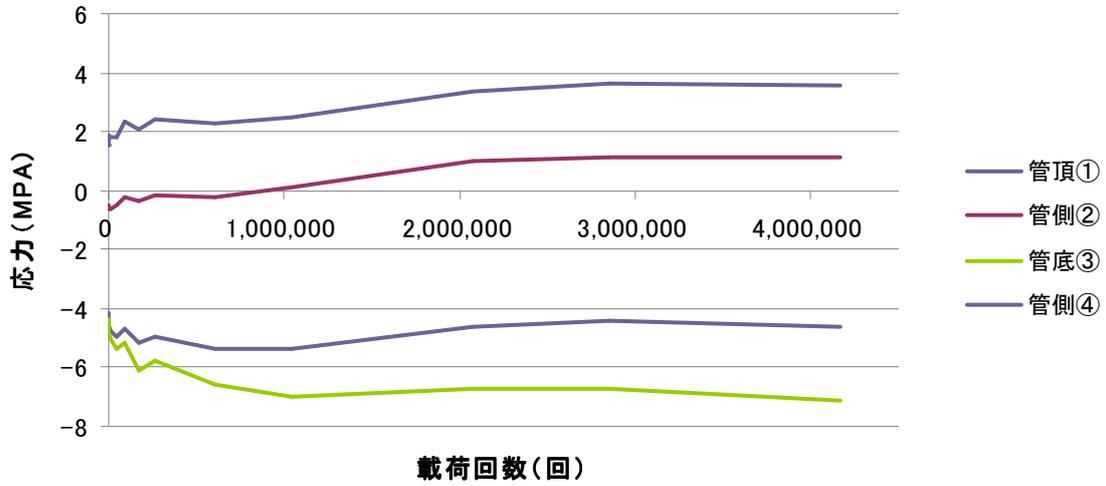


図-3.85 載荷回数と応力の実験結果 (コイル外面) PVC+GFRP : 隙間なし

### 載荷回数と応力(内面ライニング)

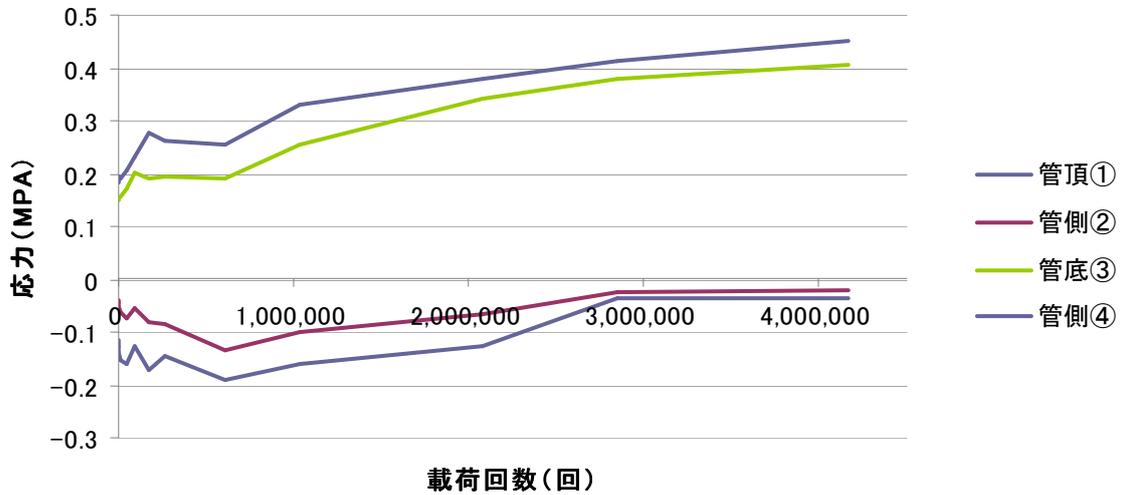


図-3.86 載荷回数と応力の実験結果 (ライニング内面) (PVC+GFRP : 隙間なし)

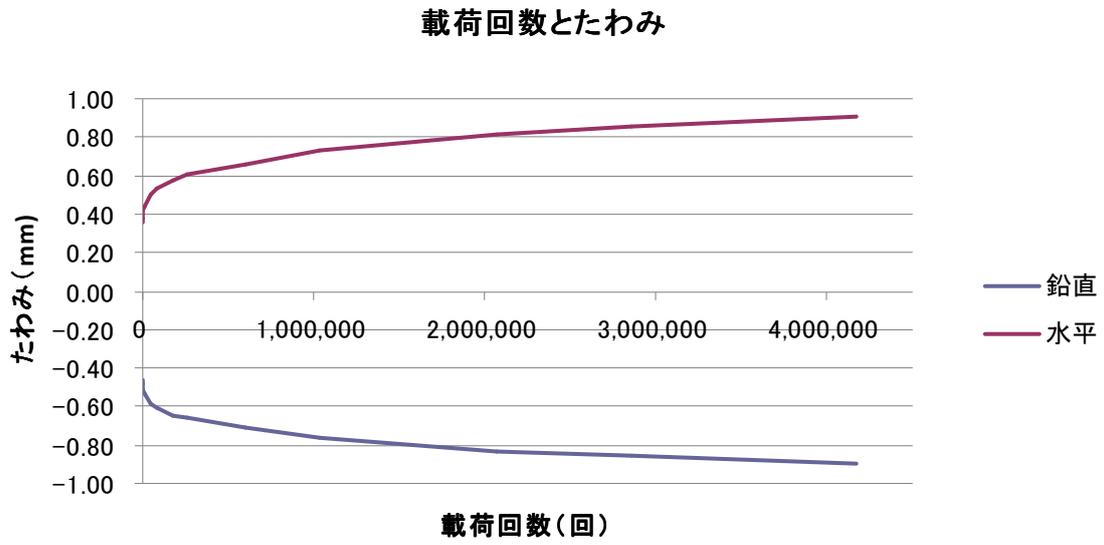


図-3.87 载荷回数とたわみの実験結果 (PVC+GFRP : 隙間なし)

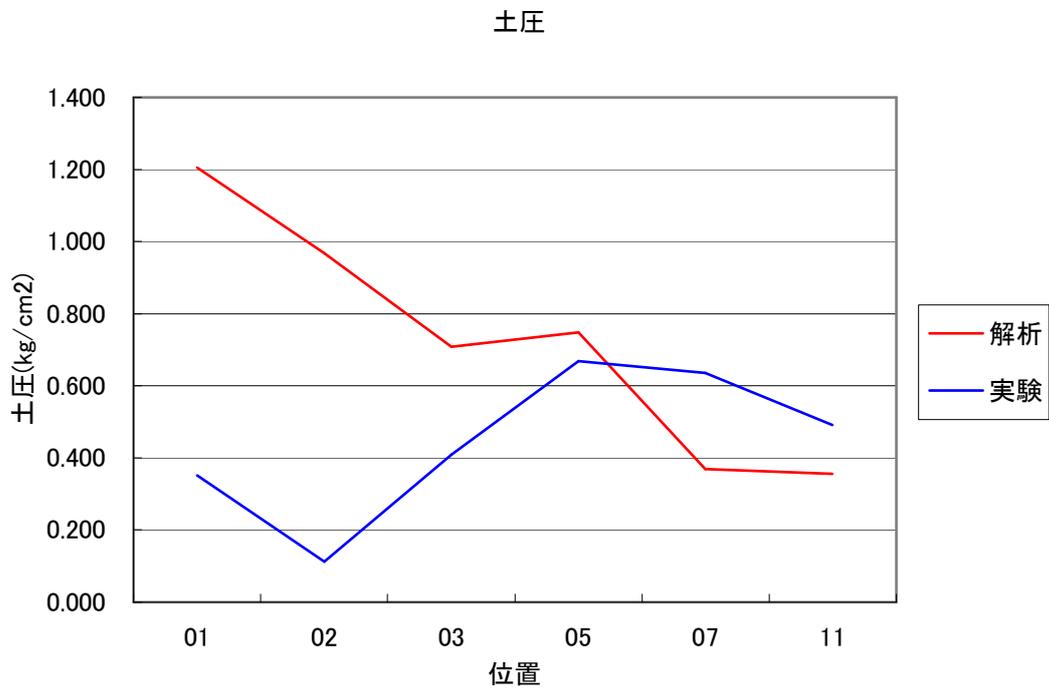


図-3.88 土圧の実験結果と解析結果 (3次元) (PVC+GFRP : 隙間なし)

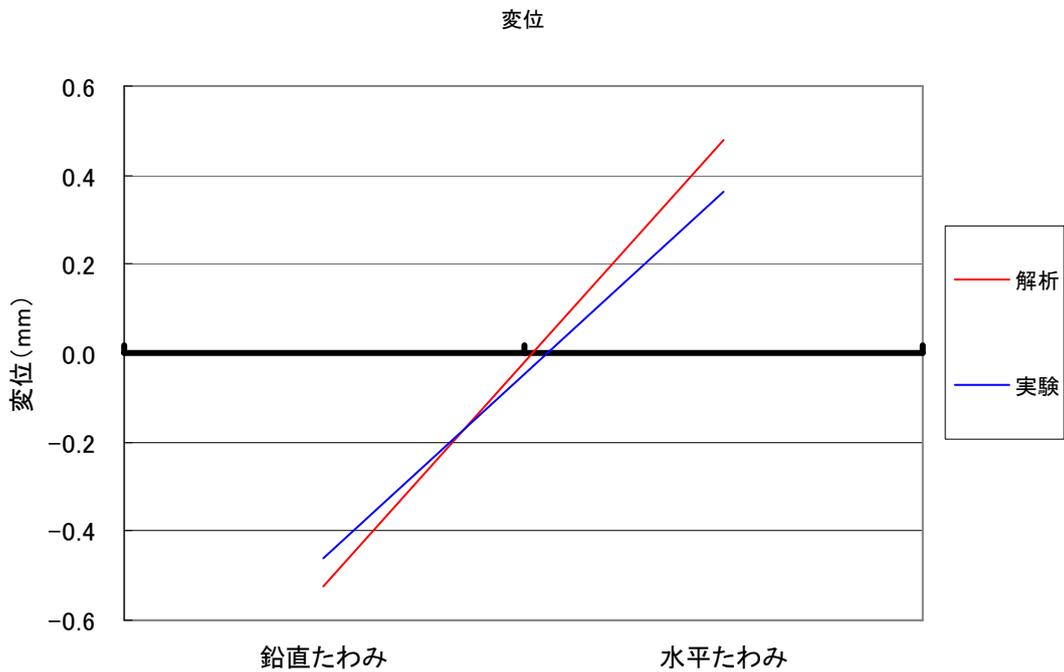


図-3.89 たわみの実験結果と解析結果（3次元）（PVC+GFRP：隙間なし）

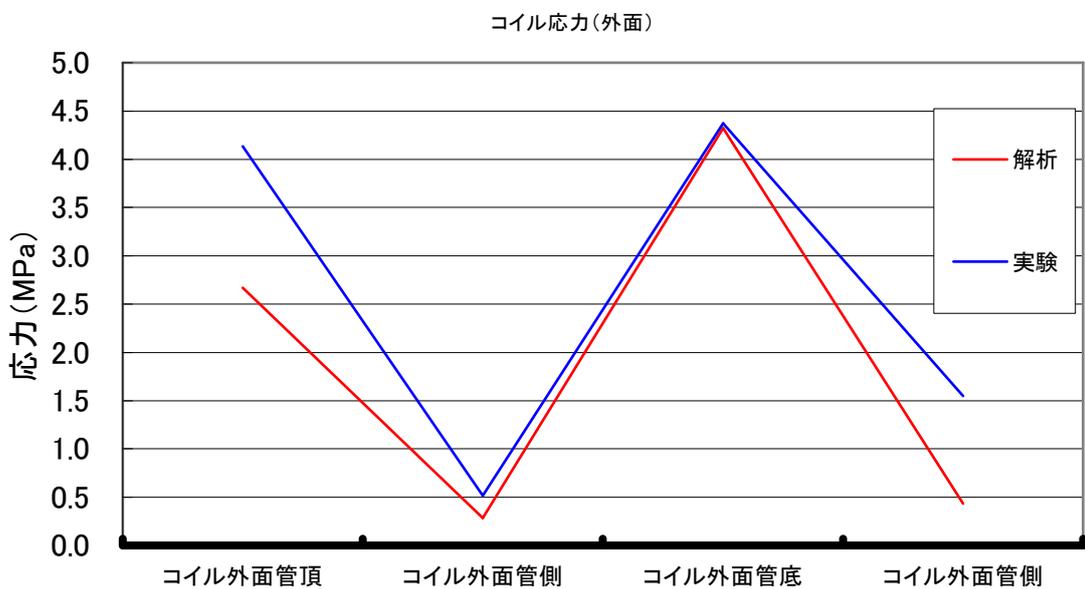


図-3.90 コイル外面応力の実験結果と解析結果（3次元）（PVC+GFRP：隙間なし）

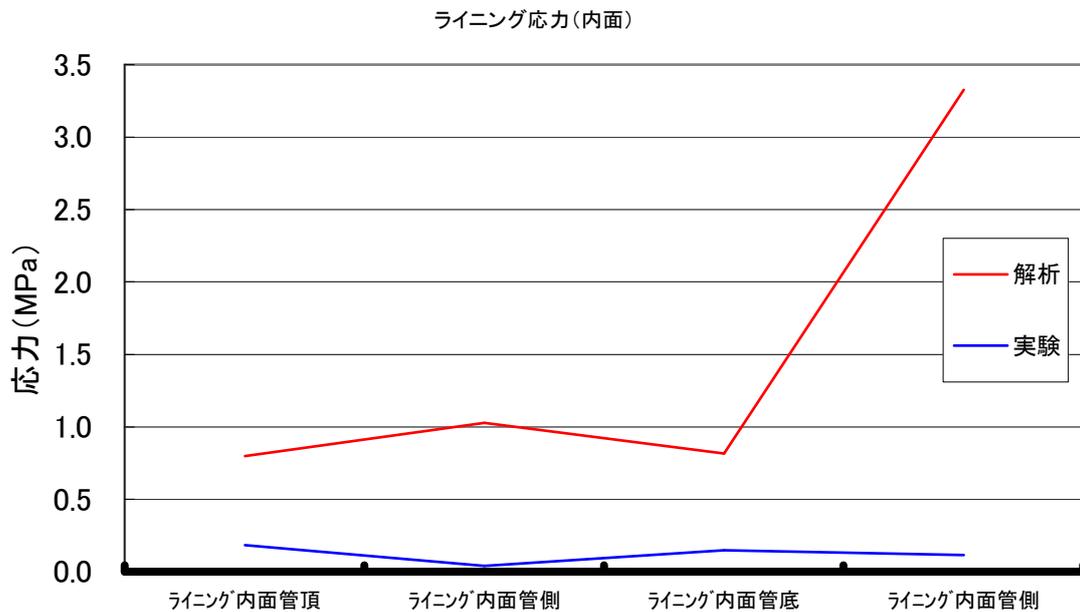


図-3.91 ライニング内面応力の実験結果と解析結果（3次元）（PVC+GFRP：隙間なし）

### 3.6 結論

本章では、埋設実験における静的載荷試験と繰り返し載荷試験と数値シミュレーションによる実験の再現を行った。静的載荷試験と繰り返し載荷試験とそれぞれの解析の結果は、更生管に作用する曲げ応力、たわみ率が、許容曲げ応力、許容たわみ率の範囲内に収まっているという結果になった。したがって、静的載荷試験と繰り返し載荷試験に関しては、その安全性が立証できた。

また、実験結果と解析結果の応答値の差が、約 2 倍で程度あることを考えると解析結果の信頼性は高いと考えられる。今後、地震動を入力する動的解析、曲線部、取付け管の取り付け部などの特殊な構造解析を実施する際には、埋設実験で作成したモデルを基に、解析モデルを作成することで高い精度の解析を実施することが可能となる。

## 第4章 地下構造物の地震時挙動と耐震性能照査

### 4.1 概説

地下構造物は一般的に地震による被害を受けにくいとされているが、図-4.1 に示すように、兵庫県南部地震では開削工法により築造された高速神戸の大開駅の中柱がせん断破壊を起こし、地表面の陥没を伴う被害が生じた。一方で、シールドトンネルでは、断面の破壊を生じさせるような被害は発生しておらず、トンネルの機能が麻痺するような致命的な損傷を受けることはなかった。被害としては、トンネルと立坑の接続部が被災して漏水が発生、トンネルの構造変化や二次覆工の一部にひび割れが生じ、漏水が発生した程度である。また、国内外の歴史的な地震においてもシールドトンネルに関する被災事例は軽微な損傷しか報告されていない。その理由としては、シールドトンネルの技術が普及し始めたのが、日本では1960年代行であり、一般的な都市トンネル工法と比較して、歴史が浅く大規模な地震にさらされた経験が少ないことが挙げられる。国外の被害事例としては、図-4.2 に示すように、メキシコのミチョアカン地震の下水道幹線の事例がよく知られているが、立坑と接続部付近のリング継ぎ手が一部破壊された程度である。国内では、兵庫県南部地震の他に、宮城県沖地震、福岡県西方沖地震などがあるが、これらの地震においても地下鉄のシールドトンネルに問題はなく、運行に支障をきたすような被害は生じなかった。

したがって、シールドトンネルの被害事例としては、メキシコのミチョアカン地震と兵庫県南部地震での被害が代表的である。これらのシールドトンネルの被害事例としては、「コンクリート系セグメントの端部の欠け落ち」、「立坑接合部付近でのリング継ぎ手の部の破壊」、「曲線部における二次覆工の横断方向のひび割れ」、「不同沈下や漏水の発生」が挙げられる。

#### 4.1.1 シールドトンネルの過去の被害事例

まず、はじめにメキシコのミチョアカン地震の被害事例について詳しく述べる。図-4.2 に示すように、被害を受けたシールドトンネルの深度は約30mで、セグメント外形は6.1mの鉄筋コンクリート製セグメントが使用されていた。発進立坑はフローティング工法で築造されたものであり、接合部の2~3リングの範囲で、スプリングラインを中心に接合部でリング継ぎ手ボルトが5本切断され、セグメント端部のコンクリートの欠け落ちが生じた。

兵庫県南部地震では、図-4.1 に示すように、二次覆工を施したシールドトンネルの直線部ではトンネルの軸方向に微細なひび割れが生じた。このひび割れは0.1mm~0.7mm程度で、トンネルの機能の保持には全く関係ない程度のひび割れであった。図-4.3 に示すように、曲線部や断面変化部ではリング円周方向にひび割れが発生している場合もあったが、軸方向のひび割れて同様に微細なものであった。また、図-4.4 に示すように、立坑とトンネルの接合部の仕上げコンクリートが若干はげおちている箇所が見受けられた。



図-4.1 兵庫県南部地震における大開トンネルの被害の様子<sup>27)</sup>

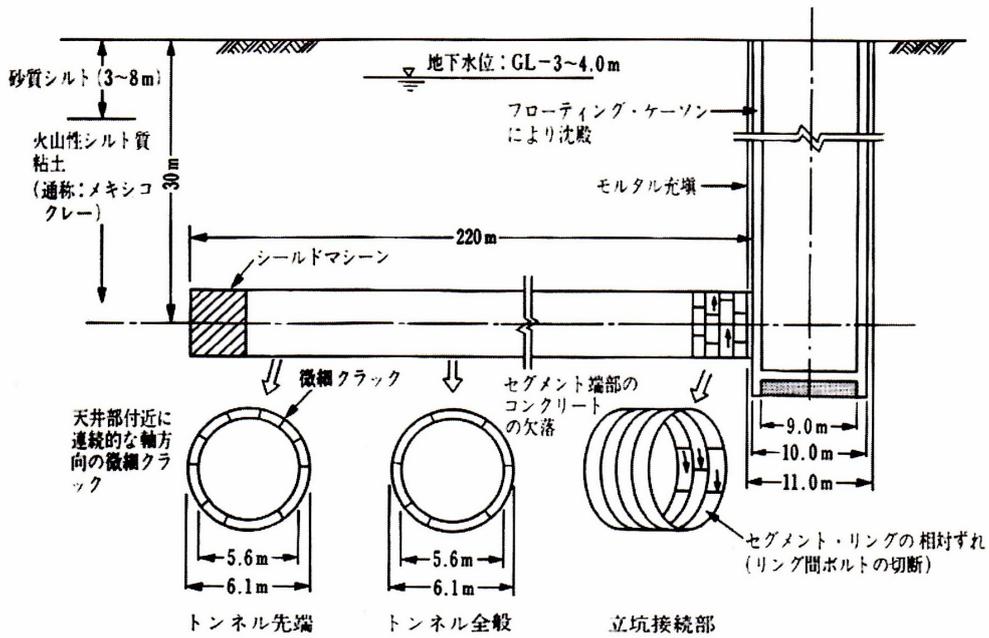


図-4.2 メキシコのミチョアカン地震でのシールドトンネルの被害事例<sup>28)</sup>

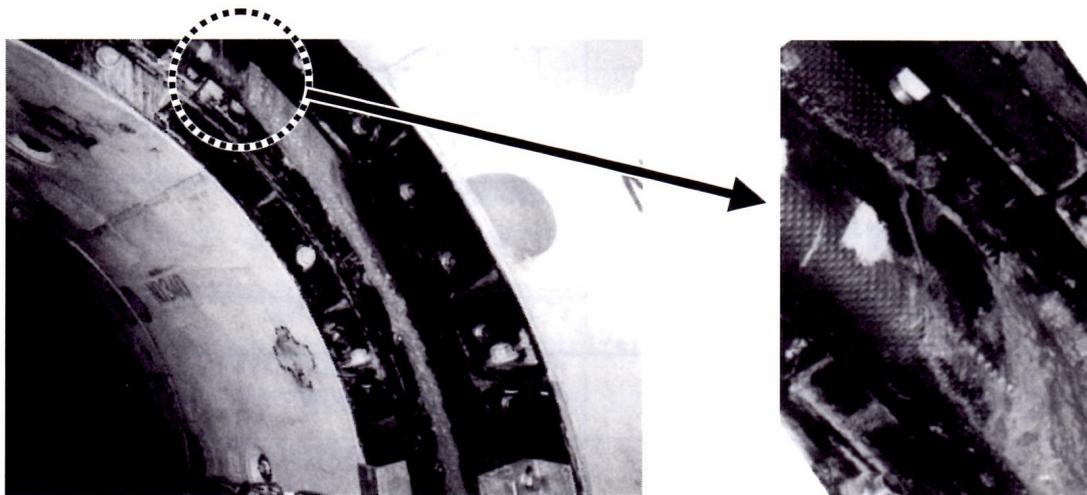


図-4.3 可とうセグメントの止水ゴムからの漏水ときれつ破損<sup>29)</sup>

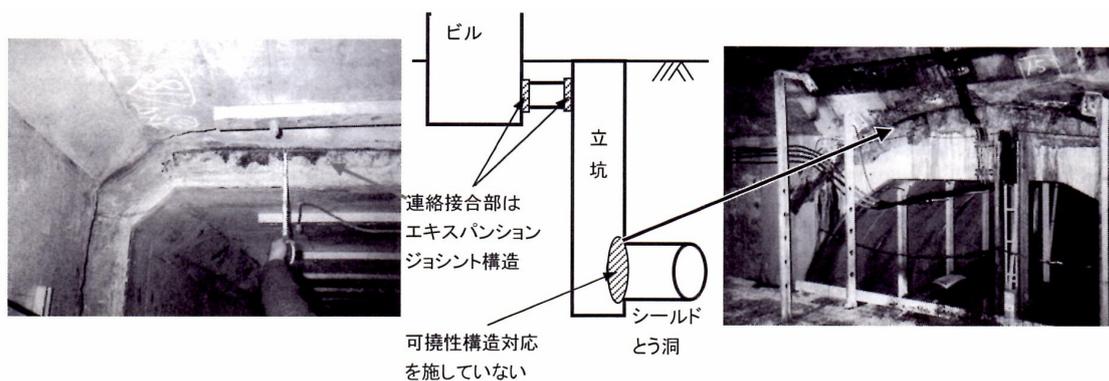


図-4.4 立坑とシールドトンネルの接合部の被災事例<sup>29)</sup>

#### 4.1.2 研究の目的

近年、特に都心部の直下において、地下鉄や道路トンネル、上下水道、及び電力施設など、多数の地下構造物が複雑に建設されている。このような線状の地中構造物の建設の際は、地表面・周辺地盤へ与える影響が少ない非開削のシールド工法の採用が多くなっており、都心部の地下においてはシールドトンネルとそれに接続する立坑などが複雑に建設されている。

前節で説明したようにシールドトンネルの過去の被害事例から、立坑とシールドトンネルの接続部のような断面変化部では、立坑接合部付近でのリング継ぎ手の部の破壊や円周方向にひび割れが発生するような事例が多く報告されている。このような複数の地下構造物と地盤からなる系が地震動を受ける際には、地下構造物と地盤の間の相互作用、及び地下構造物同士の近接作用の影響により、挙動が複雑なものになると言われている。特に今後、既設構造物の耐震化が進むと推測されており、シールドトンネルの耐震対策としては、図

-4.5 に示すように、立坑接続付近の対策としてシールドトンネルに可とう性を有する誘導目地（ジョイント）を設置し、抜け出しや屈曲に耐える柔軟構造とする方法が実施されている<sup>30)</sup>。また、シールドトンネルの免震工法として、セグメント外側にシリコーン系の滑剤を注入する対策が、現在検討されている。しかしながら、この工法を採用する場合、地震時の立坑とシールドトンネルの挙動を正確に把握し、耐震対策を施す位置や延長などの設置位置などが十分検討されていない。

また、上記に示したような相互作用、近接作用を含めた複雑な挙動を追跡するには、有限要素法などを用いた動的解析が必要となるが、現状では、横断面、縦断面とも応答変位法を用いることが多く、横断面では梁としてモデル化されたトンネル横断面に地盤ばねを介して地震荷重を作用させ、断面力の算出を行う。一方縦断面ではトンネル自体を梁で表現して応答変位法で静的に解いたり、ばね質点系の動的モデルを用いたりするが、FEMに代表される3次元動的解析が主流とは言えない。

そこで本研究では、シールドトンネルと立坑の接合部に着目し、3次元有限要素法を用いて、シールドトンネルと立坑の相互作用がシールドトンネルの立坑接続部に与える影響を明らかにするとともに、立坑とシールドトンネルが地震時に発生する応力-ひずみ、変位分布を整理し、既設シールドトンネルの耐震対策の方向性や対策箇所等を把握し、今後の耐震対策の設計に反映することを目的とする。

本章の2つ目の目的について、第2章、第3章で詳細を説明した耐震対策の新工法は偏平試験と埋設実験による常時荷重や活荷重などの荷重に対しての検証を行ったが、この試験だけでは耐震性能に関する照査が十分とはいえない。本章では、新工法に対する耐震対策の耐震実験とシールドトンネルを対象に新工法を用いて耐震補強を実施したケースを想定し、レベル2地震動を入力し3次元有限要素法による動的解析を実施し、耐震性の安全性を検証する。

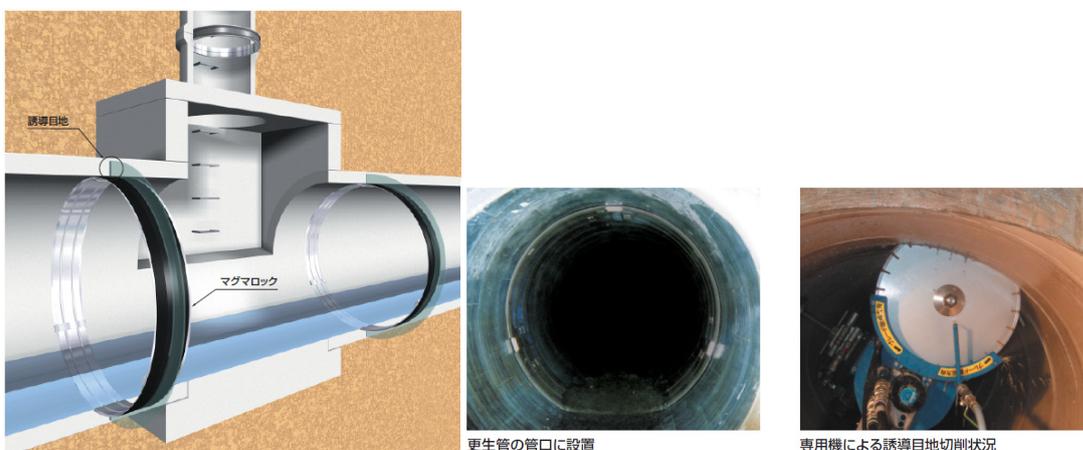


図-4.5 既設シールドトンネルの耐震対策<sup>31)</sup>

## 4.2 3次元有限要素法の定式化

### 4.2.1 仮想仕事の原理による運動方程式の導出

つりあい状態にある弾性体の各点に、任意の微小な仮想変位を与えたとき、この仮想変位による外力および内力のなす仕事は等しい(仮想仕事の原理)より次式が与えられる<sup>32)</sup>。

$$\int \{u^*\}^T \{P\} dS + \int \{u^*\}^T \{F\} dV - \int \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV = 0 \quad (4.1)$$

ここに、

- $\{u^*\}$  : 仮想変位ベクトル
- $\{P\}$  : 単位面積当たりの表面力ベクトル
- $\{F\}$  : 単位体積当たりの体積力ベクトル
- $\{\varepsilon^*\}$  : 仮想変位に対する仮想ひずみベクトル
- $\{\sigma\}$  : 応力ベクトル

ここで、左辺第1項、第2項はそれぞれ仮想変位による表面力がなす仕事、体積力がなす仕事を、第3項は仮想ひずみに対する内力がなす仕事を表わしている。

動的問題に対しては、単位体積力 $\{F\}$ に加え減衰力、慣性力が働き(4.1)式は以下のようになる。

$$\int \{u^*\}^T \{P\} dS + \int \{u^*\}^T \{F - \eta\{\dot{u}\} - \rho\{\ddot{u}\}\} dV - \int \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV = 0 \quad (4.2)$$

ここに、

- $\{u\}$  : 変位ベクトル
- $\eta$  : 粘性係数
- $\rho$  : 密度

今、単位体積力 $\{F\}$ に代わり、基盤から地震力 $\rho\{\ddot{z}\}$ を受けるとすると(4.2)式はさらに以下のようになる。

$$\int \{u^*\}^T \{P\} dS + \int \{u^*\}^T \{\rho\{\ddot{z}\} - \eta\{\dot{u}\} - \rho\{\ddot{u}\}\} dV - \int \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV = 0 \quad (4.3)$$

ここで、変位-ひずみの関係式(2.4)、並びに応力-変位の関係式(4.5)を(4.3)式の第3項に代入すると、第3項は(4.6)式で表わされる。

$$\{\varepsilon\} = [B] \{u\} \quad (4.4)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (4.5)$$

$$\int \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV = \{u^*\}^T \int [B]^T [D] [B] \{u\} dV = \{u^*\}^T [K] \{u\} \quad (4.6)$$

(4.3)式の第2項も同様に、

$$\int \{u^*\}^T \{\{\ddot{z}\} - \eta\{\dot{u}\} - \rho\{\ddot{u}\}\} dV = \{u^*\}^T ([M]\{\ddot{z}\} - [C]\{\dot{u}\} - [M]\{\ddot{u}\}) \quad (4.7)$$

ここに、

$[B]$  : 変位-ひずみマトリックス

$[D]$  : 応力-ひずみマトリックス

$[M]$  : 質量マトリックス

$[C]$  : 減衰マトリックス

$[K]$  : 剛性マトリックス

よって、結局(4.3)式は以下のようなになる。

$$\int \{u^*\}^T \{P\} dS + \{u^*\}^T ([M]\{\ddot{z}\} - [C]\{\dot{u}\} - [M]\{\ddot{u}\}) - \{u^*\}^T [K]\{u\} = 0 \quad (4.8)$$

ここで、左辺第1項は解析領域内部もしくは境界上に分布して存在する表面力による仕事を表わしており、本研究では粘性境界並びに、側方地盤の震動の影響を考慮しないため、結局運動方程式は(4.9)式で表わされる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{z}\} \quad (4.9)$$

#### 4.2.2 運動方程式の解法

本研究ではニューマークの $\beta$ 法の $\beta=1/4$ を用いて、時間領域で直接的に求める。

ニューマークの $\beta$ 法では時刻 $t + \Delta t$ における速度 $\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}$ および変位 $\{u\}_{t+\Delta t}$ は以下で与えられる<sup>32)</sup>。

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_t + \frac{\Delta t}{2} (\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + \{\ddot{u}\}_t) \quad (4.10)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + \Delta t \{\dot{u}\}_t + \frac{\Delta t^2}{4} (\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + \{\ddot{u}\}_t) \quad (4.11)$$

これらを、(4.9)式の運動方程式に代入すると、時刻 $t + \Delta t$ における加速度 $\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}$ は以下で求められる。

$$\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \left\{ [M] + \frac{\Delta t}{2} [C] + \frac{\Delta t^2}{4} [K] \right\}^{-1} [-[M]\{\ddot{z}\} - [C]\{A\}_t - [K]\{B\}_t] \quad (4.12)$$

ここに、

$$\{A\}_t = \{\dot{u}\}_t + \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{u}\}_t \quad (4.13)$$

$$\{B\}_t = \{u\}_t + \Delta \{\dot{u}\}_t + \frac{\Delta t^2}{4} \{\ddot{u}\}_t \quad (4.14)$$

つまり、ある時刻  $t + \Delta t$  における加速度  $\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}$  を(4.12)式で求め、(4.10)式、(4.11)式に代入することで速度  $\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}$  および変位  $\{u\}_{t+\Delta t}$  を求めることができる。

### 4.3 立坑を有するシールドトンネルのモデル化

#### 4.3.1 地盤及びシールドトンネルのモデル化とメッシュ分割数

本研究では、構造物としてシールド工法によって建設されたシールドトンネルとそれに接続された立坑を対象とした。モデル全体および、各構造物のモデル寸法を図-4.6～図4.9に示す<sup>11)</sup>。なお、本来立坑とシールドトンネルの接合部には、可撓セグメントもしくは免震層を用いるのが通常であるが、本研究ではシールドトンネルと立坑接合部の局所的なひずみの伝達メカニズムを明らかにするためにシールドトンネルと立坑は剛結合されているものとした。

また、下図に示すように、原点はトンネル横断面の中央に定義し、トンネル軸に水平直角方向を X 軸、トンネル軸方向を Y 軸、トンネル軸に鉛直直角方向を Z 軸とし、以降はこの座標系で表わすものとする。地盤領域は X 軸方向に 100m、Y 軸方向に 164m、Z 軸方向に 30m とし、シールドトンネルの横断面の中心位置は、地表面から 14.7m に位置するものとする。シールドトンネルは径が 6.0m、セグメント厚さが 0.3m、トンネル長さが、立坑との接合モデルでは立坑壁面まで 75m、シールドトンネルのみのモデルは 164m となっている。立坑は中心位置が Y=0m で、幅が 10.8m、奥行きが 14m、高さが 16.6m、壁厚・床厚が 1.4m、天井厚が 0.7m となっている。また、シールドトンネルとは Y=-7m、7m の位置で剛結合されている。境界条件としては底面を固定とし、側方は Z 軸方向のみを固定とした。

また、解析モデルのメッシュ分割及び数値解析には MIDAS GTS を使用した。シールドトンネル付近ではメッシュサイズを小さくし、境界面付近で大きくなるようにメッシュ分割した。表-4.1 に各モデルの節点数、要素数を示す。

表-4.1 シールドトンネルと立坑のモデルの節点数・要素数

-	節点数	要素数
立坑接続モデル	235500	231072

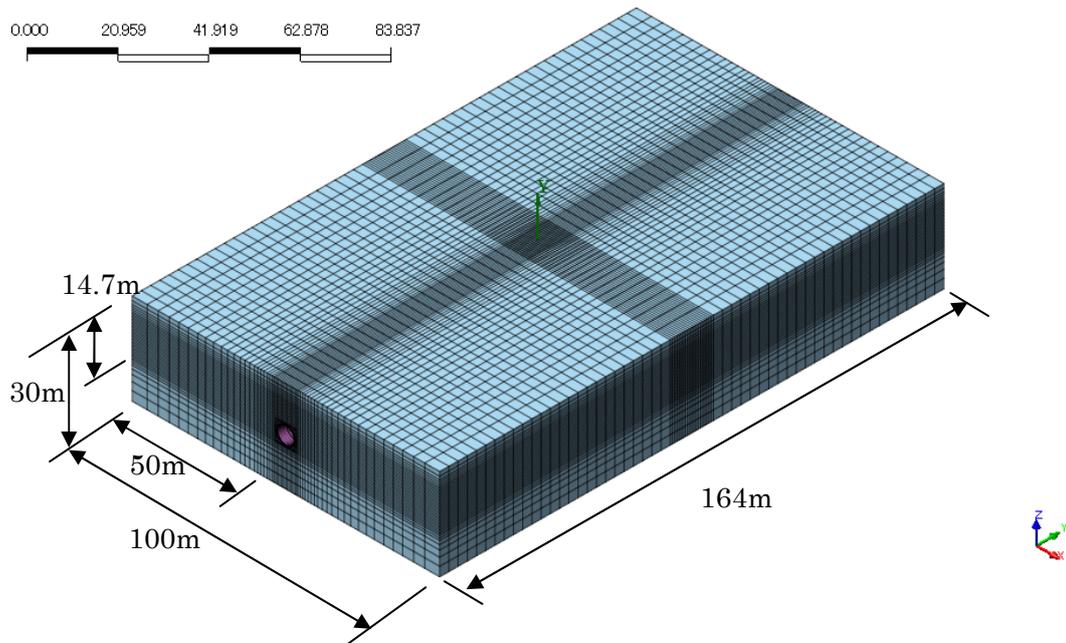


図-4.6 モデル全体の寸法

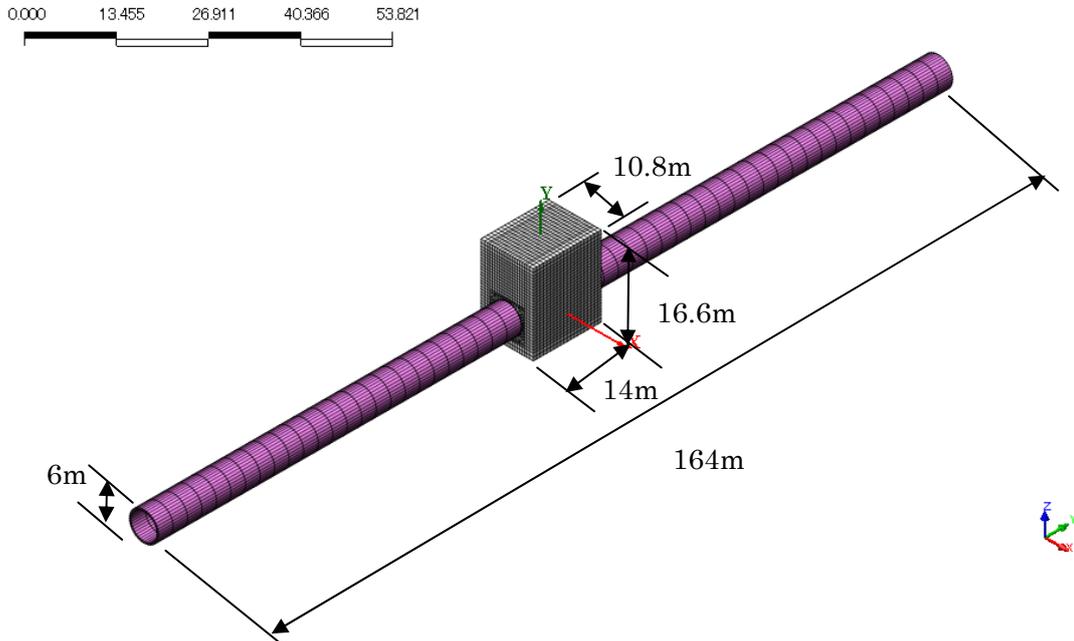


図-4.7 立坑接合モデルの構造物の寸法

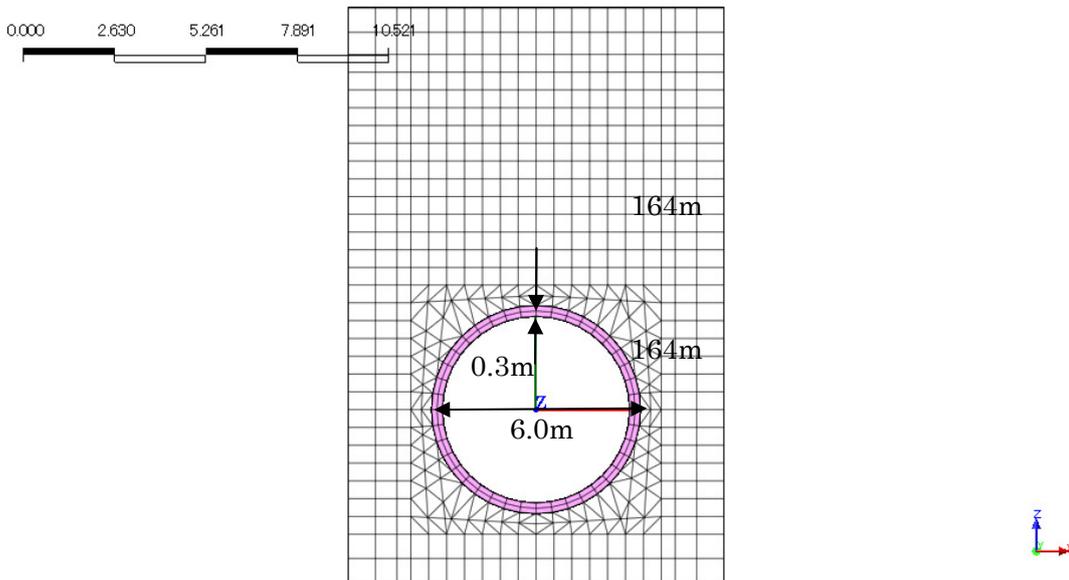


図-4.8 シールドトンネルの断面寸法

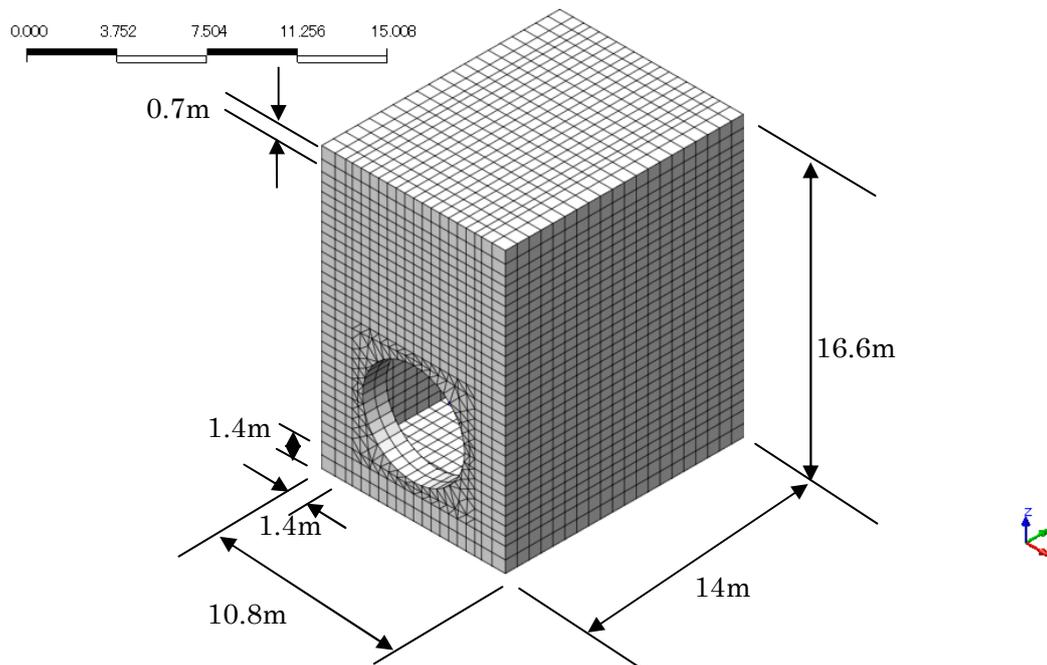


図-4.9 立坑のみのモデルにおける立坑の寸法

#### 4.3.2 新工法による耐震補強のモデル化

新工法の耐震安全性を照査するために、前節で説明を行った立坑を有するシールドトンネルを新工法を用いて更生を実施した場合をモデルケースとした。モデル全体および、各構造物のモデル寸法を表-4.2～表-4.4、図-4.10～図4.12に示す<sup>11)</sup>。内径6.0mのシールドトンネル内に、第2章、第3章で説明を行ったようにGFRPとPVCの2層の更生材を使用して耐震補強を行う。PVC性のライニング材の厚みとGFRP性の高剛性部の厚みについては、第2章で説明を行ったように、PVC性のライニング材は水圧（水や異物の侵入を防止すること）に耐える構造とし、GFRP性の高剛性部は土圧荷重と活荷重に耐える構造とした。

ただし、第2章、第3章で示したように、GFRP製の高剛性部はコイル形状の部材となっているが、本章の解析を行う高剛性部はスパイラル形状ではなく、高剛性部を一様な円筒形のモデルとした。実際の施工では、コイル形状のGFRPの両端部は既設管きよにアンカーなどで固定を行い、端部でシールド管から拔出しが生じないよう施工を行う。そのため、コイル形状のGFRPが圧縮、引張力の軸力に対して抵抗できるため、コイル形状のGFRPを一様なシェル要素の円筒形のモデルとした。本節では今回のモデルケースのような地盤モデルをコイル形状として解析を実施する場合、解析の要素数が多くなり解析が困難になるため円筒形としてモデル化を行った。コイル高剛性部の剛性に関しては、以下の節で説明を行う。

表-4.2 PVC の概要

呼び径 (mm)	外形 D (mm)	PVC (厚み:t) (mm)	長さ:L (mm)	重量 (kg)	単重 (kg/m)
6000	5120	130	500	7.12	14.24

表-4.3 GFRP の概要

呼び径 (mm)	外形 φ D (mm)	GFRP (厚 み) (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)	重量 (kg)	単重(kg/m)
6000	5400	140	22.5	500	10.24	20.12

表-4.4 耐震対策の新工法のモデルの節点数・要素数

-	節点数	要素数
立坑接続モデル	24446	166784

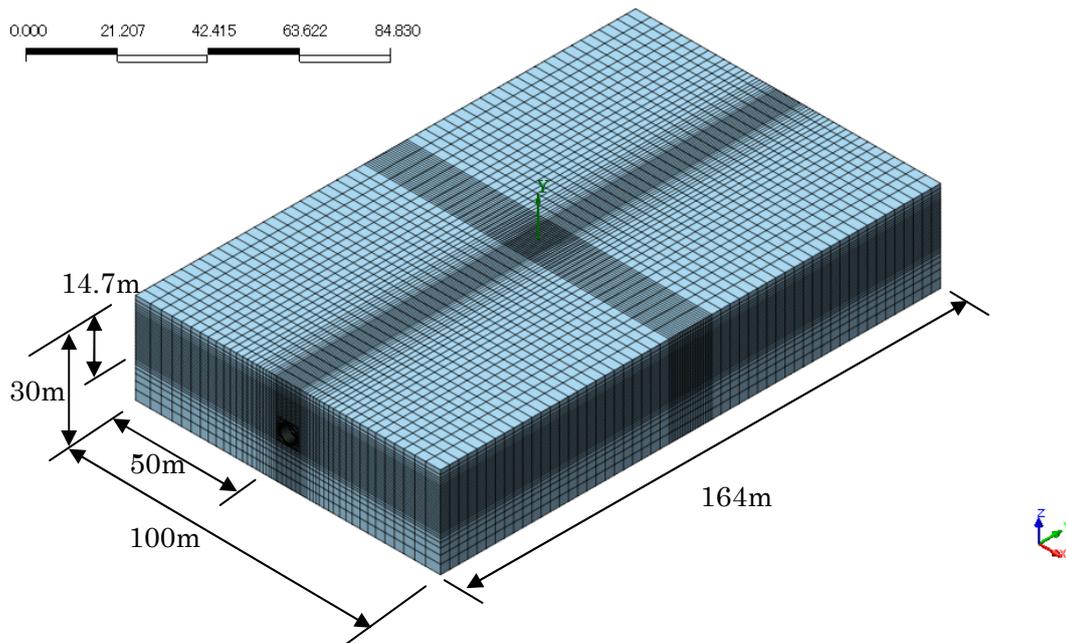


図-4.10 モデル全体の寸法

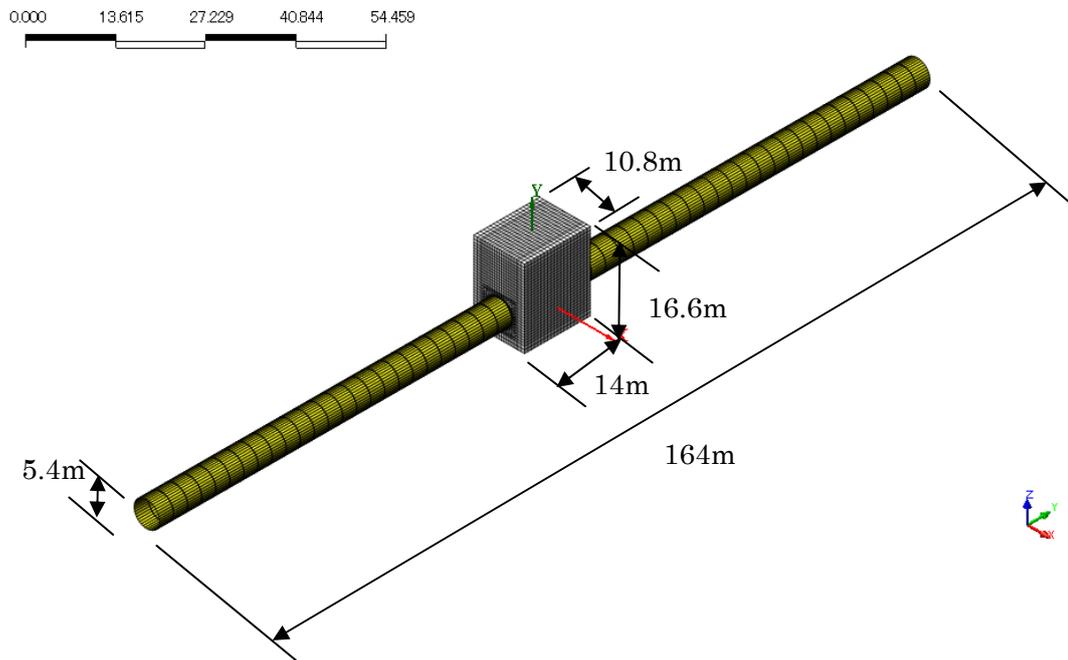


図-4.11 立坑接合モデルの構造物の寸法

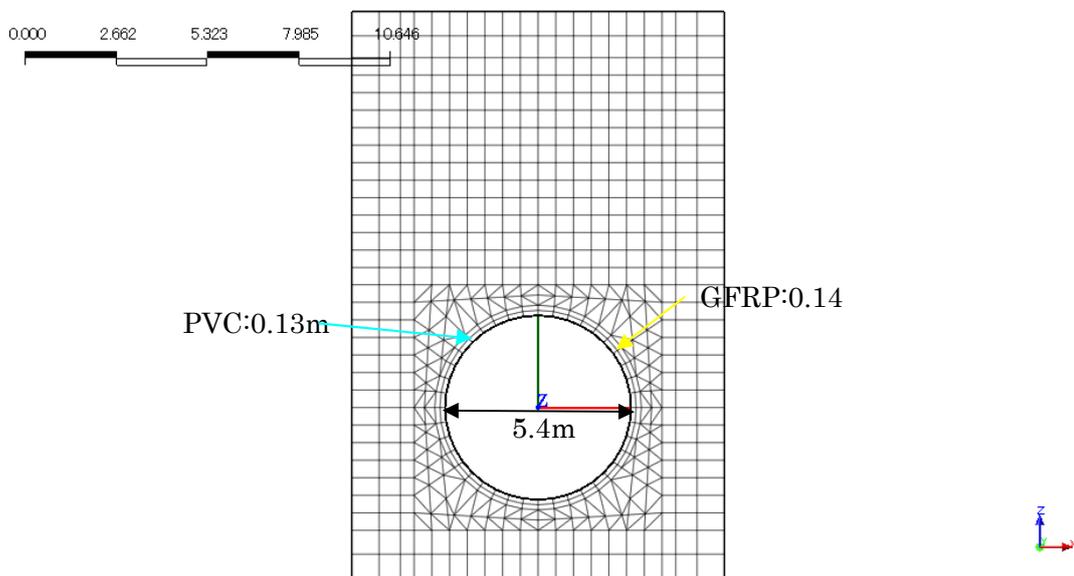


図-4.12 シールドトンネルの断面寸法

### 4.3.3 地盤とシールドトンネルの解析諸元

解析に用いた地盤及び構造物の解析諸元を表-4.5 に示す。本来地盤は多層構造であり、多層モデルを考える事が通例であるが、本研究では特にシールドトンネルの挙動に着目するために、せん断波速度  $V_s = 200$  m/s の 1 層のみとした。地盤の単位体積重量・ポアソン比は表-4.4 に示している通りである。また、立坑とシールドは鉄筋コンクリートとし、そのパラメータも示してある。

減衰はレイリー減衰を用いた。レイリー減衰とは質量マトリックスと剛性マトリックスの 1 次結合で表わされ、次式で与えられる。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.15)$$

この時、第  $n$  次の固有円震動数を  $\omega_n$  とすると、減衰定数  $h_n$  は次式で与えられる。

$$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta}{2}\omega_n \quad (4.16)$$

つまり、減衰マトリックスは減衰定数を定め、固有円震動数によって  $\alpha$  および  $\beta$  を求めることで減衰マトリックスを定めることができる。このレイリー減衰のパラメータについては、堤内によって行われた重複反射法を用いた解析で減衰定数 5% とした時の値を用いた<sup>33)</sup>。その値も表-4.5 に示す。また、地盤の固有周期は 1.67Hz とした。

表-4.5 シールドトンネルと地盤の解析諸元<sup>30)、33)</sup>

-	地盤	立坑	シールドトンネル
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	17.66	24.03	24.03
ポアソン比	0.49	0.167	0.167
せん断波速度 (m/s)	200	2050	574
弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	-	$2.45 \times 10^7$	$1.92 \times 10^6$
レイリー減衰 $\alpha$	0.516		
$\beta$	0.0037		
せん断係数 (kN/m <sup>2</sup> ) $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	-	$1.05 \times 10^7$	$8.23 \times 10^5$

#### 4.3.4 新工法の耐震補強の解析諸元

新工法の耐震補強の解析諸元は表-4.6に示す。本研究で取り扱っている新工法は高剛性部のGFRP部材がコイル形状であるが、本章ではコイル形状ではなく円筒形のシェル部材と仮定してモデル化を行った。第2章、第3章で取り扱った解析モデルは、PVC、GFRPともにスパイラル形状でモデル化を実施したが、本章で取り扱うような立坑を有するシールドトンネルのようなモデルをスパイラル形状でメッシュ作成を行うことがメッシュ作成の精度上、困難であったため、前節のようにGFRP製のコイルを一様な円筒形のシェル部材で近似的にモデル化を実施した。また、本章では、高剛性部のGFRP部材の隙間間隔がないケースを取り扱う。

表-4.6 GFRP、PVCの解析諸元

-	PVC	コイル形状のGFRP
ポアソン比	0.35	0.24
弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	2000	30000
せん断係数(kN/m <sup>2</sup> ) $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	741	12097

#### 4.3.4 入力波

各モデルの震動特性を評価するために、入力波として正弦波を用いた。その振幅は100galで、震動数は1.67Hzとした。その加速度波形を図-4.13に示す。

レベル2地震動の入力波として、堤内、小林・岩楯らの研究においても用いられた、鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計編のL2地震のスペクトルⅡ・G1地震動の9秒から24秒を用いた<sup>33)</sup>。その加速度波形を図-4.14に、加速度応答スペクトルを図-4.15に示す。この図より、最大加速度749.6gal、卓越周期が1.2sec付近であることが分かる。いずれの場合もX軸方向とY軸方向に入力した。また、上述した解析ケースを表-4.7にまとめて示す。

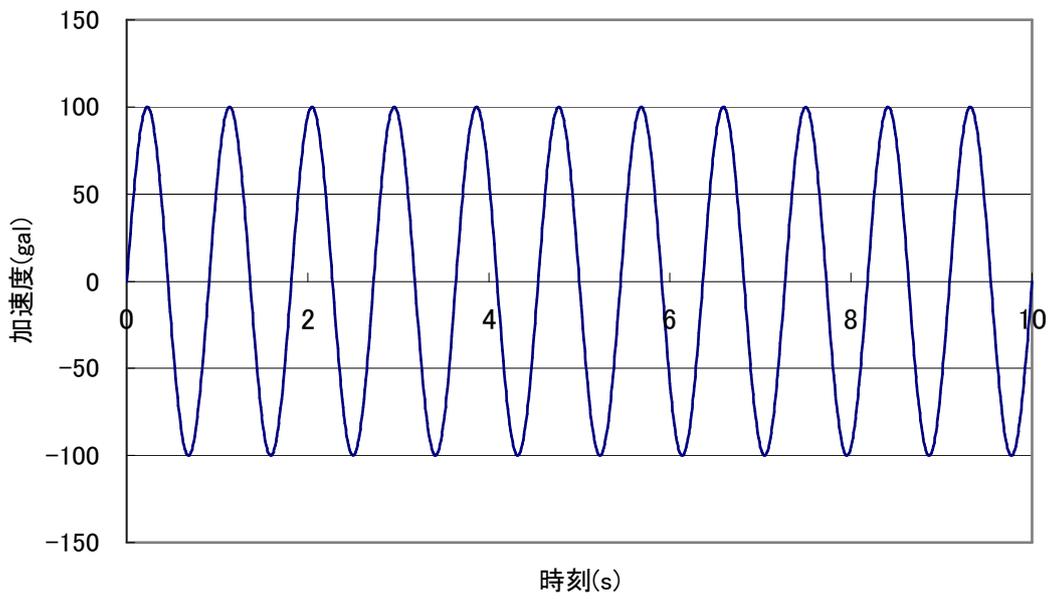


図-4.13 入力加速度波形（正弦波）

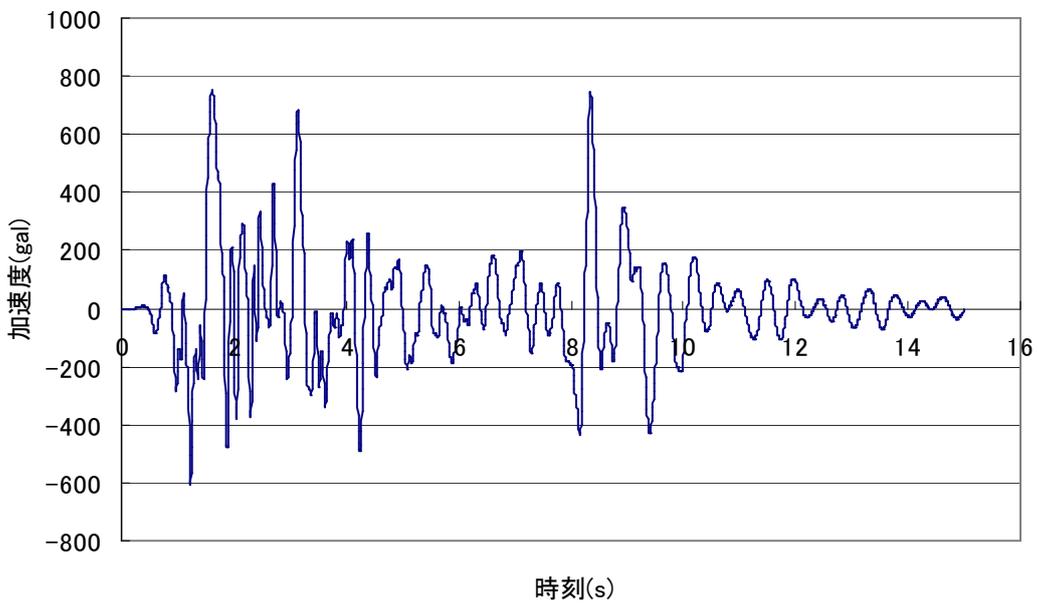


図-4.14 入力加速度波形（レベル2地震動）

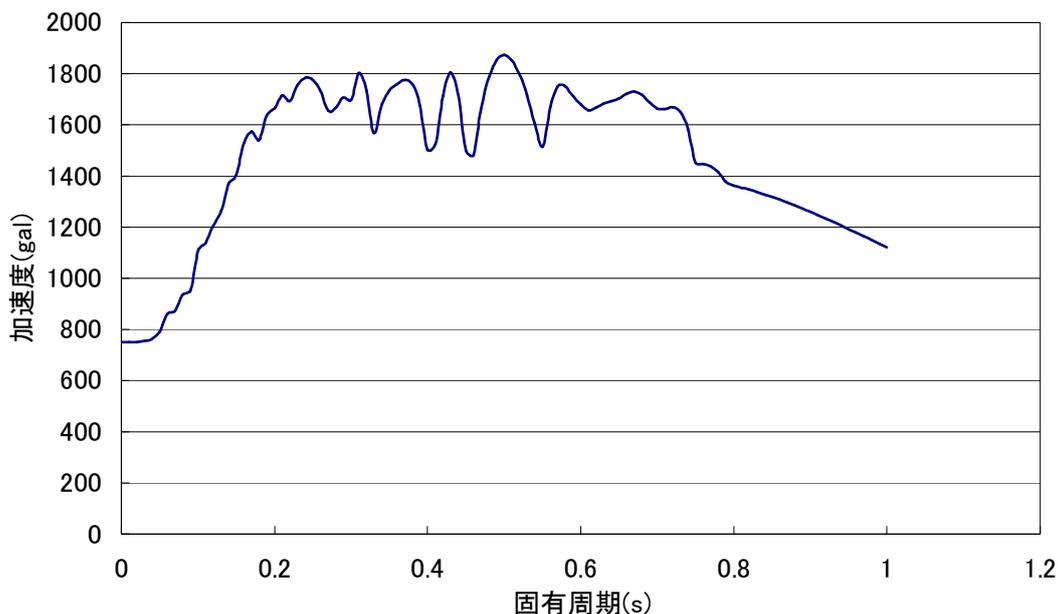


図-4.15 加速度応答スペクトル

#### 4.4 シールドトンネルの震動特性

本章では前節で示した解析モデルについてモデル別、周波数別に正弦波を X 方向、Y 方向に入力し、その震動特性について考察する。また、シールドトンネルが立坑に及ぼす影響並びに、立坑がシールドトンネルに及ぼす影響について検討する。

本節ではまず、地盤の固有震動数 ( $f=1.67\text{Hz}$ ) の正弦波を入力した際におけるシールドトンネルと立坑の接合モデルの基本的な震動特性について検討する（以下基本ケースと呼ぶ）。モデルの固有震動数は前節で示した第 1 次固有震動数の  $f=1.67\text{Hz}$  とし、X 方向、Y 方向に振幅 100gal の正弦波を 10 秒間入力した。

##### 4.4.1 トンネル軸直角方向の震動特性

本節では X 軸方向に正弦波を入力した際の震動特性について述べる。図-4.16 に最大変位点および本節で考慮する断面を示す。立坑における最大変位は図-4.16 に示した立坑左上端位置 ( $(X, Y, Z) = (-5.4, 0, 11.6)$ ) で、その時の最大変位は時刻  $T=0.73\text{sec}$  で  $2.67\text{cm}$  であった。シールドトンネルにおける最大変位は図-4.10 に示す境界面付近における位置 ( $(X, Y, Z) = (0, -76, 2.7)$ ) で、その時の最大変位は時刻  $T=0.74\text{sec}$  で  $2.49\text{cm}$  であった。そこで、時刻  $T=0.74\text{sec}$  における X 方向ならびに Z 方向のモデル全体の変位分布図を図-4.17、図-4.18 に示す。図-4.17 はモデル全体の X 方向の変位分布図を示しており、図-4.18 は Z 方向の変位分布図を示している。この図より、X 方向には変位が一樣に分布しているが、Z 方向は図の中央部分、つまり立坑部分で  $\pm 0.22\text{cm}$  の変位が生じて

いることが分かる。また、シールドトンネルの軸に沿って、立坑上部の地盤とは反対にシールドトンネル上部の地盤に Z 軸方向の変位が生じていることが分かる。さらに詳細な変位特性を知るために、図-4.19~4.22 にそれぞれ、図-4.16 中に示した Y=0m 断面（立坑中心位置のトンネル軸直角方向断面）の変位分布図と X=0m 断面（トンネル軸方向断面）の変位分布図を示す。図-4.19 は Y=0m 断面の X 方向変位分布図で、同図より最大変位量は 3.00cm で X 方向はほぼ一様に変位していることが分かる。図-4.21 は同断面の Z 方向の変位分布図を示している。この図より、Z 方向の変位は立坑の左右で正負反対に 0.26cm の変位が生じており、ロッキングが生じていることが分かる。図-4.17 は X=0m 断面の X 方向変位分布図で、この図より軸方向にも X 方向の変位は一様に分布していることが分かる。また、図-4.22 は同断面の Z 方向の変位分布図を示している。この図でシールドトンネルの境界面付近で最大変位が生じているが、これは境界条件の影響と考えられる。また同図より、シールドトンネルの立坑接続部付近（Y=-9m、9m）において、シールドトンネル上下端で反対の変位が生じていることが分かる。一方、立坑接続部（Y=-7m、7m）においては、ほぼ変位が生じていないことも見てとれる。これは立坑のロッキングによる影響と考えられる。そこで、図-4.23~図-4.24 にそれぞれ、Y=-37m 断面、Y=-9m 断面および Y=75m 断面における変位分布図を示す。また、モデルは Y=82m 位置で対称となっているため、以下 Y=-82m~0m までを考える。図-4.23、図-4.25、図-4.27 より、Y がどの位置でも X 方向変位は一様に分布していることが分かる。しかし、図-4.26 と図-4.28 において、Z 方向変位を比較すると、シールドトンネルは立坑接続部近傍（Y=-9m~Y=-7m）と反対に Z 方向に変位していることが分かる。これは、シールドトンネルは立坑のロッキングの方向とは反対に回転変形しているためと考えられる。また図-4.26 より、Y=-9m の位置では立坑によるロッキングとシールドトンネルの回転変形両方の影響を見てとれる。つまり、Y=73m 付近が立坑のロッキングによる影響とシールドトンネルの回転運動による影響の境界であり、ここで大きな YX 成分のせん断ひずみ、ねじれが生じている事が考えられる。

そこで、図-4.29~4.32 に時刻 T=0.73sec における構造物全体、XY 断面、YZ 断面および ZX 断面の立坑接続部付近のシールドトンネルと立坑の YX 成分のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  の分布図を示す。図-4.30 より、Y=-14.5m の位置で大きなせん断ひずみが生じており、図-4.31 よりシールドトンネル上下端では正負反対のせん断ひずみが生じていることが分かる。また、立坑接続部近傍の Y=-6.65m~-5.85m では、Y=-5.95m 付近のせん断ひずみと反対のせん断ひずみが生じていることが分かる。以上より、Y=-9m でシールドトンネルの回転運動と立坑のロッキングの影響によりねじれが生じていることは明らかである。さらに詳細にせん断ひずみ分布を考察するために、図-4.33、図-4.34 にシールドトンネル上下端の X 方向変位分布図および上下端の X 方向相対変位分布図を、図-4.35、図-4.36 にシールドトンネル上下端の Z 方向変位分布図、および上下端の Z 方向相対変位分布図を、図-4.37 にシールドトンネル上下端のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  の分布図を示す。これらの図は、縦軸は変位、せん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  になっており、横軸は Y=0 の境界面からの距離となっている。なお、Y が -45m 以下では

境界面の影響が出ているため、 $Y=-45\text{m}$  から  $Y=-5.95\text{m}$  までの範囲で表わしている。また、 $Y=-7\text{m}$  の位置で立坑に接続している。図-4.33 はシールドトンネル上下端の X 方向の変位分布図を示している。なお赤がシールドトンネル上端を青が下端を表わしている。また、図-4.34 はシールドトンネル上下端の相対変位を表わしている。図-4.33 より、上端では  $-2.1\text{cm} \sim -2.3\text{cm}$  の変位が、下端では  $1.8\text{cm} \sim 1.7\text{cm}$  の X 軸方向の変位が生じている。また、図-4.34 より立坑に近づくにつれ ( $Y=-7\text{m}$ ) 上下間の相対変位が小さくなり、立坑接続部付近の位置で最も相対変位が小さくなっている。その時の  $Y=-10\text{m}$  位置の相対変位は  $-0.44\text{cm}$  であり、 $Y=-10\text{m}$  付近までのトンネルの相対変位より立坑接続部付近の方の相対変位の方が小さくなっており、立坑により変位が拘束されているのが分かる。これは、シールドトンネルの回転変形が立坑のロッキングと相殺しているためであると考えられる。同様に図-4.35、図-4.36 はシールドトンネル上下端の Z 軸方向の変位分布図と相対変位分布図を示している。図-4.31 より、立坑接続部付近までは大きな変位は生じていないが、 $Y=-10\text{m}$  から  $Y=-7\text{m}$  までの接続部近傍で大きな変位が生じており、また、 $Y=-82\text{m} \sim Y=-10\text{m}$  までの変位とは反対に生じている。これは立坑接合近傍のシールドトンネルは立坑に付随してロッキングしているためと考えられる。

図-4.37 はシールドトンネル上下端のせん断ひずみ分布図を示している。この図より、上端は  $Y=-6.65\text{m}$  で最大  $0.05 \times 10^{-2}\%$  の最大ひずみが、下端は  $Y=-6.65\text{m}$  で最大  $-0.05 \times 10^{-2}\%$  のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  が生じている。

以上より、トンネル軸直角方向の震動特性についてまとめると、軸直角方向の震動はトンネルの回転による変形と立坑によるロッキングの影響により、立坑接続部付近でシールドトンネルの変位が拘束され、大きなせん断応力が生じていると考えられる。

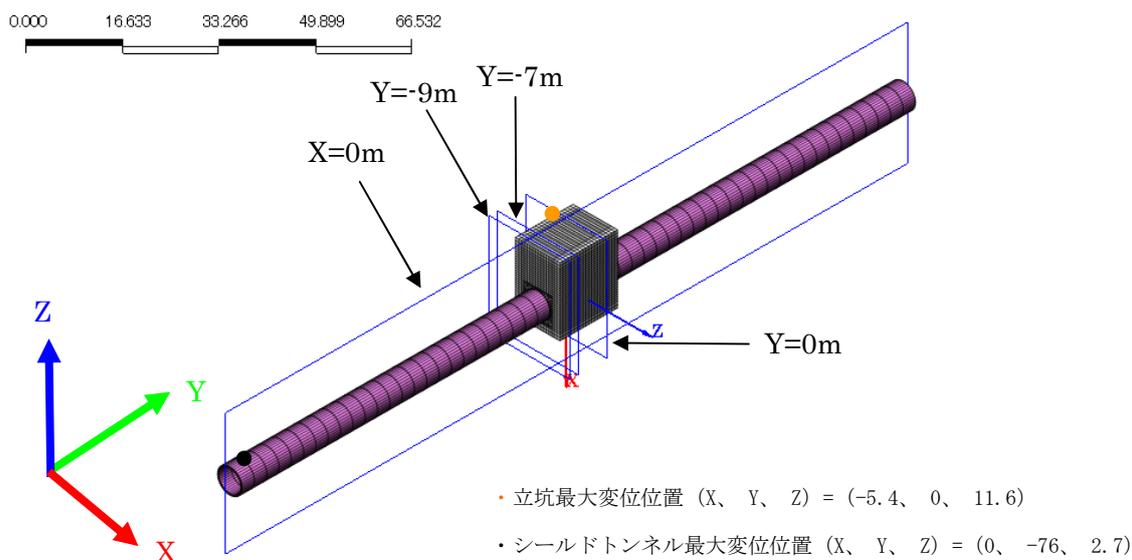


図-4.16 最大変位点および考慮する断面

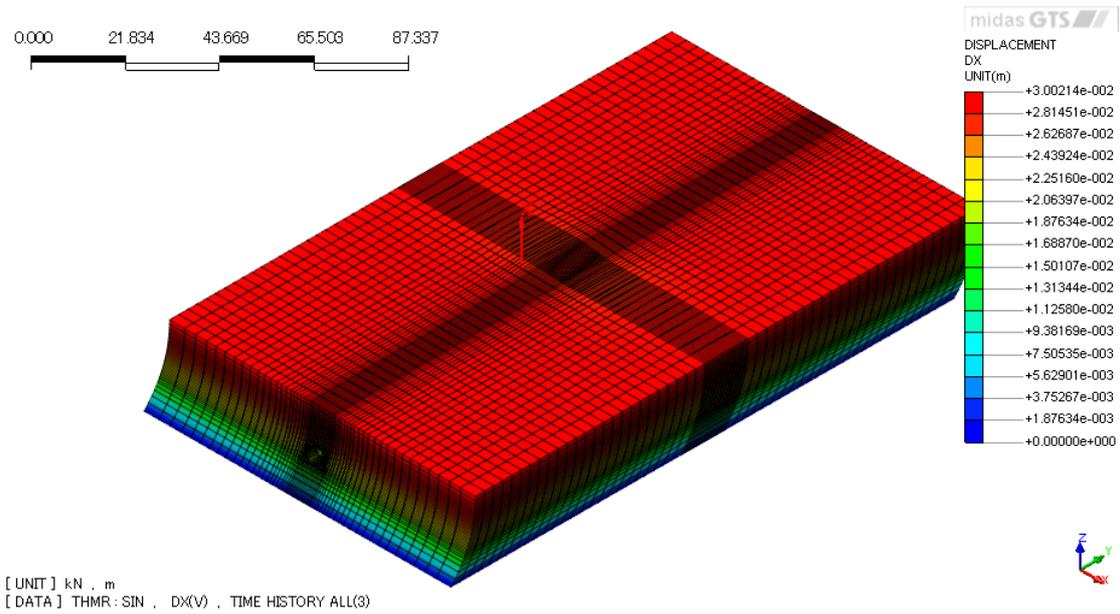


图-4.17 X 方向变位分布图

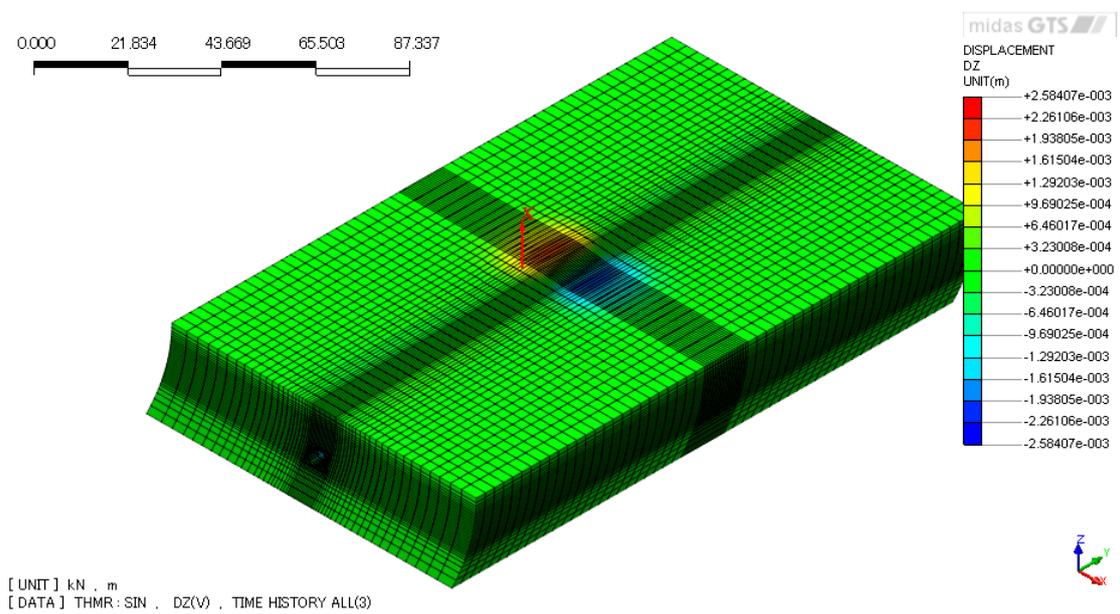
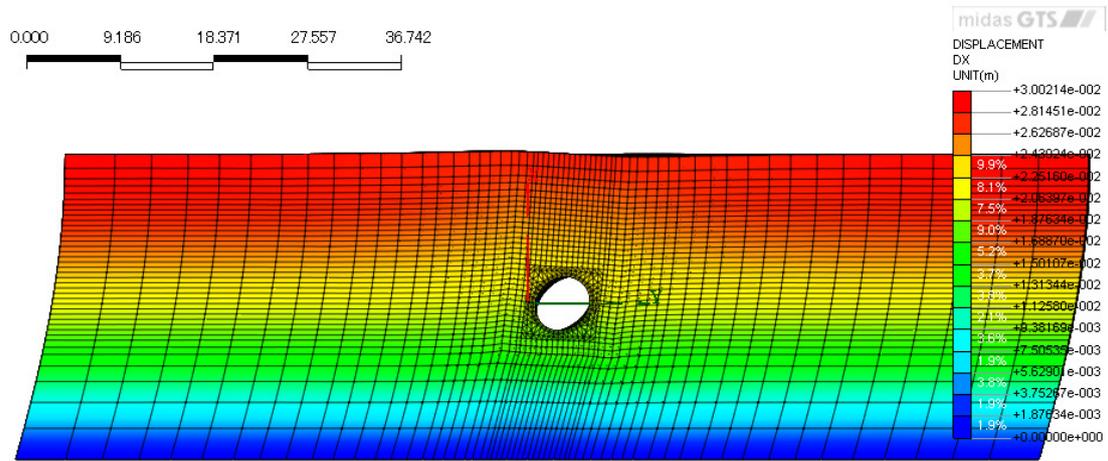
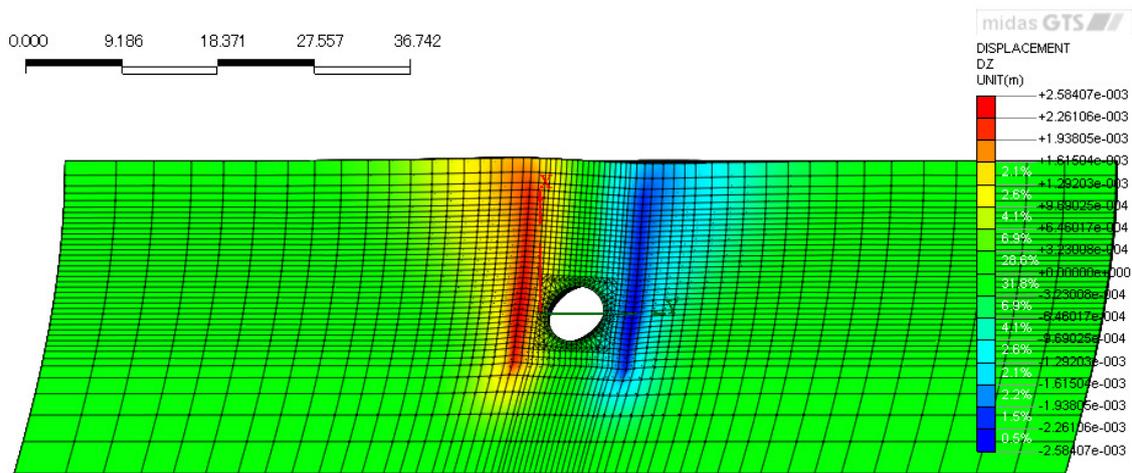


图-4.18 Z 方向变位分布图



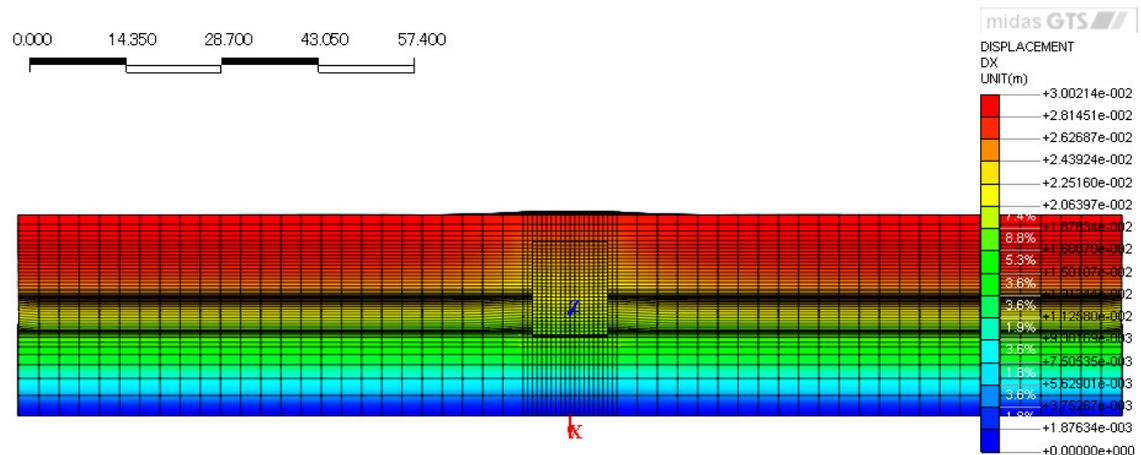
[UNIT] kN , m  
[DATA] THMR: SIN , DX(V) , TIME HISTORY ALL(3)

図-4.19 Y=0(m)断面の X 方向変位分布図



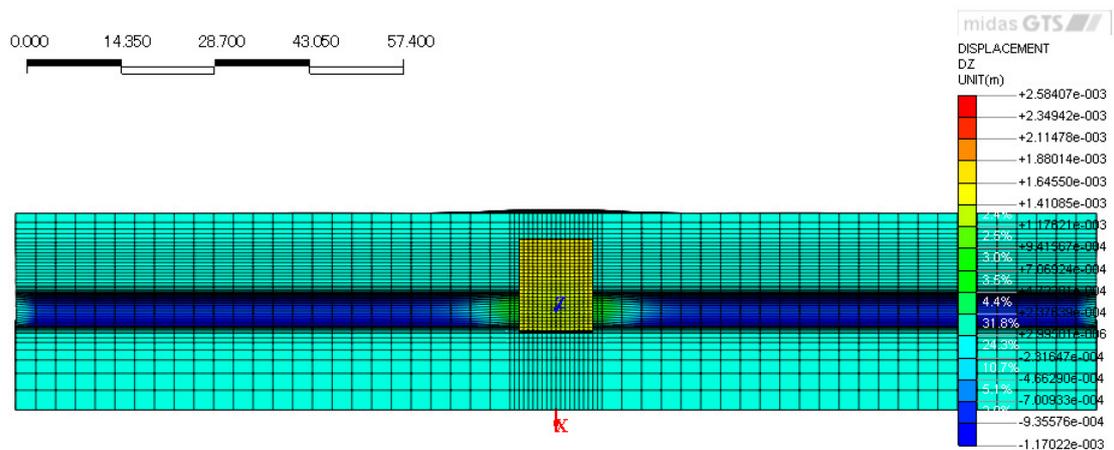
[UNIT] kN , m  
[DATA] THMR: SIN , DZ(V) , TIME HISTORY ALL(3)

図-4.20 Y=0(m)断面の Z 方向変位分布図



[ UNIT ] kN , m  
[ DATA ] THMR : SIN , DX(V) , TIME HISTORY ALL(3)

図-4.21 X=0(m)断面のX方向変位分布図



[ UNIT ] kN , m  
[ DATA ] THMR : SIN , DZ(V) , TIME HISTORY ALL(3)

図-4.22 X=0(m)断面のZ方向変位分布図

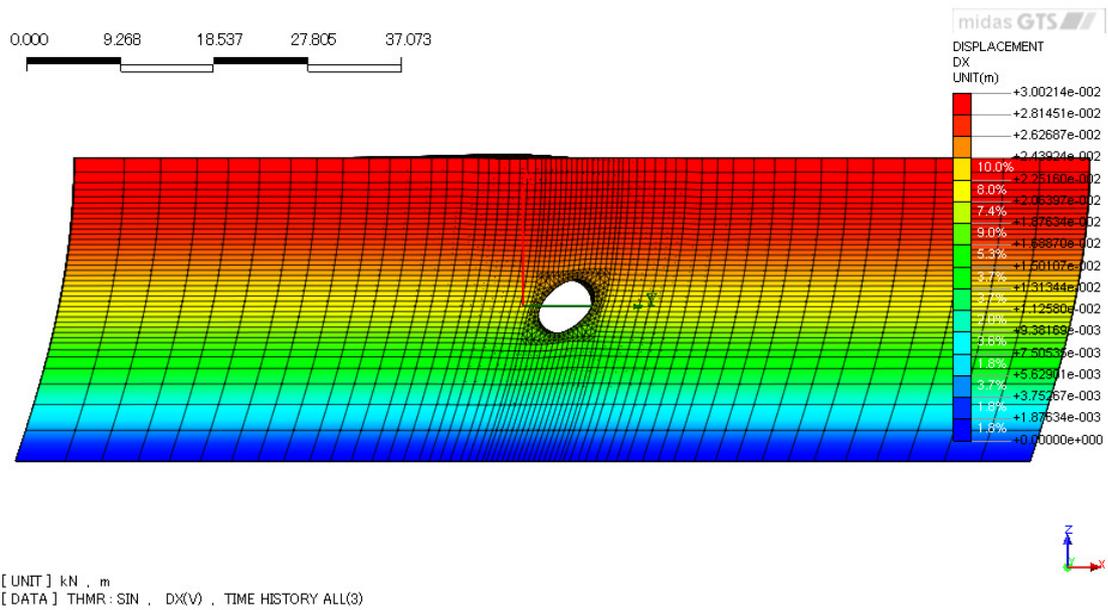


図-4.23 Y=-37(m)断面の X 方向変位分布図

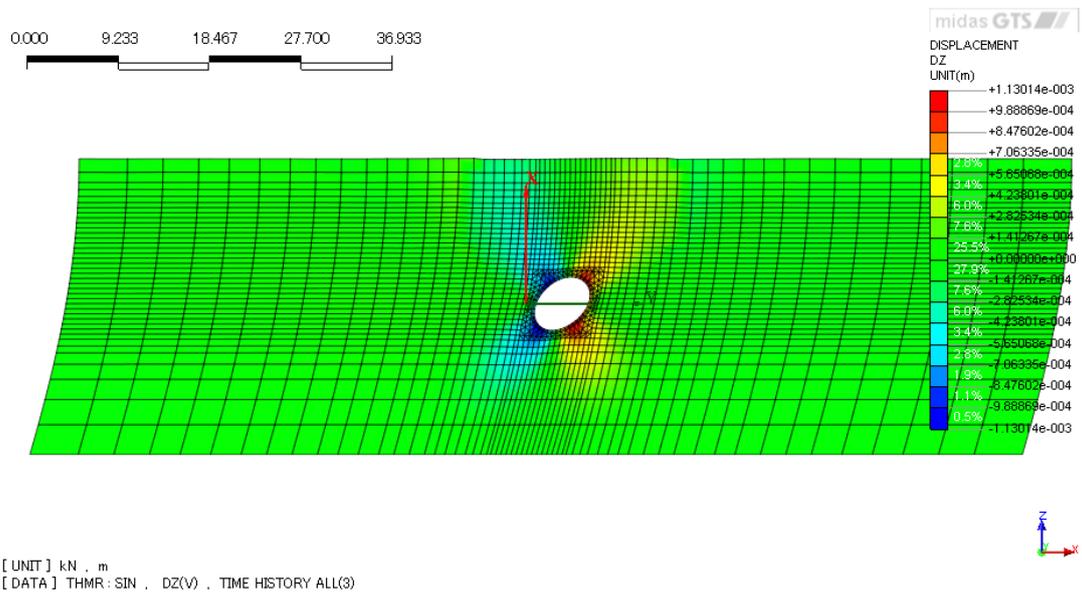
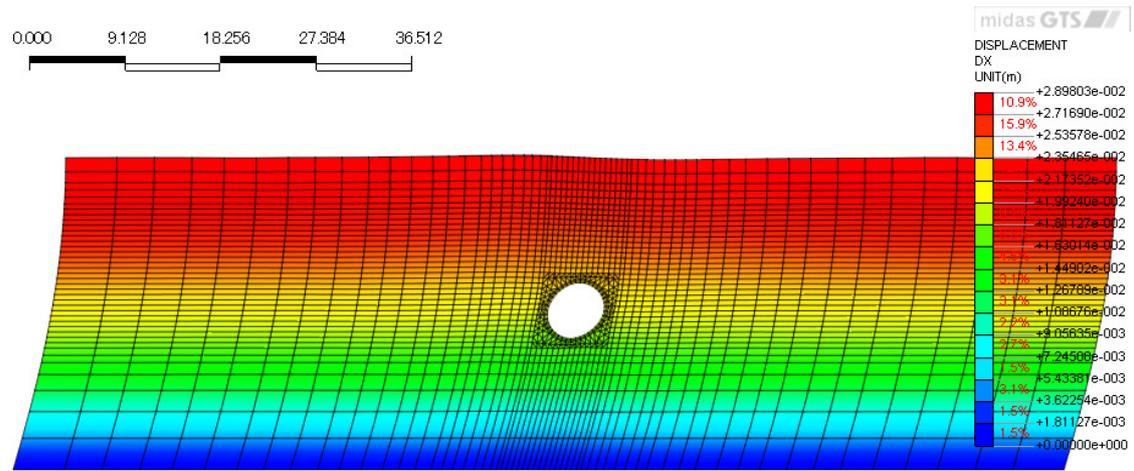
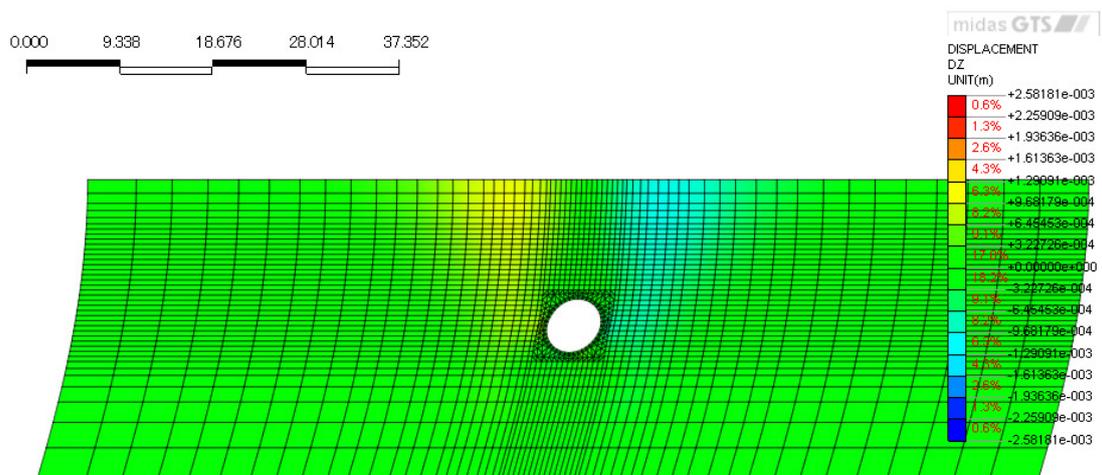


図-4.24 Y=-37(m)断面の Z 方向変位分布図



[ UNIT ] kN , m  
 [ DATA ] THMR : SIN , DX(V) , TIME HISTORY ALL(3)

図-4.25 Y=-9 (m) 断面の X 方向変位分布図



[ UNIT ] kN , m  
 [ DATA ] THMR : SIN , DZ(V) , TIME HISTORY ALL(3)

図-4.26 Y=-9 (m) 断面の Z 方向変位分布図

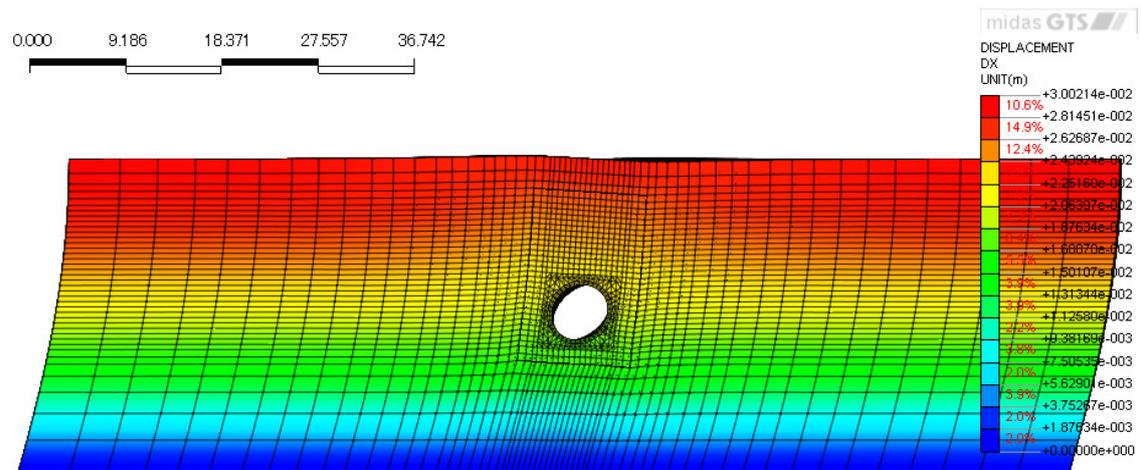


図-4.27 Y=-7(m)断面のX方向変位分布図

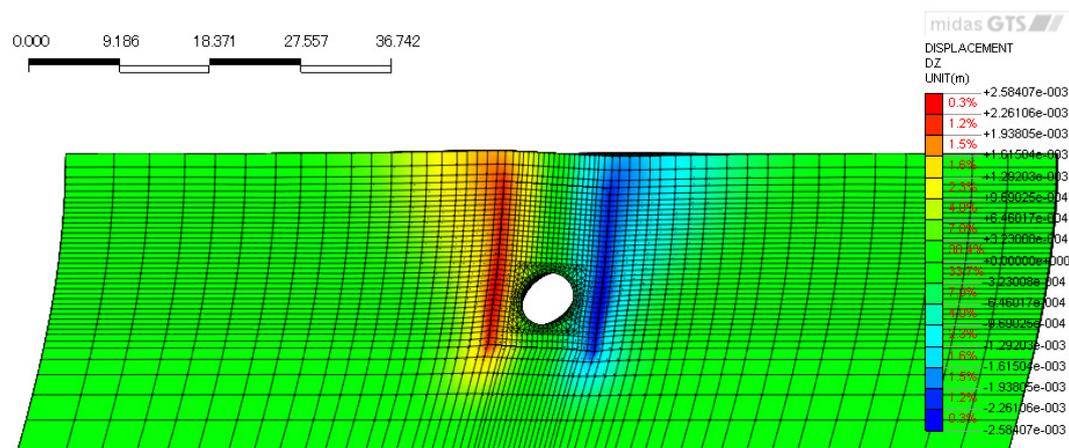


図-4.28 Y=-7(m)断面のZ方向変位分布図

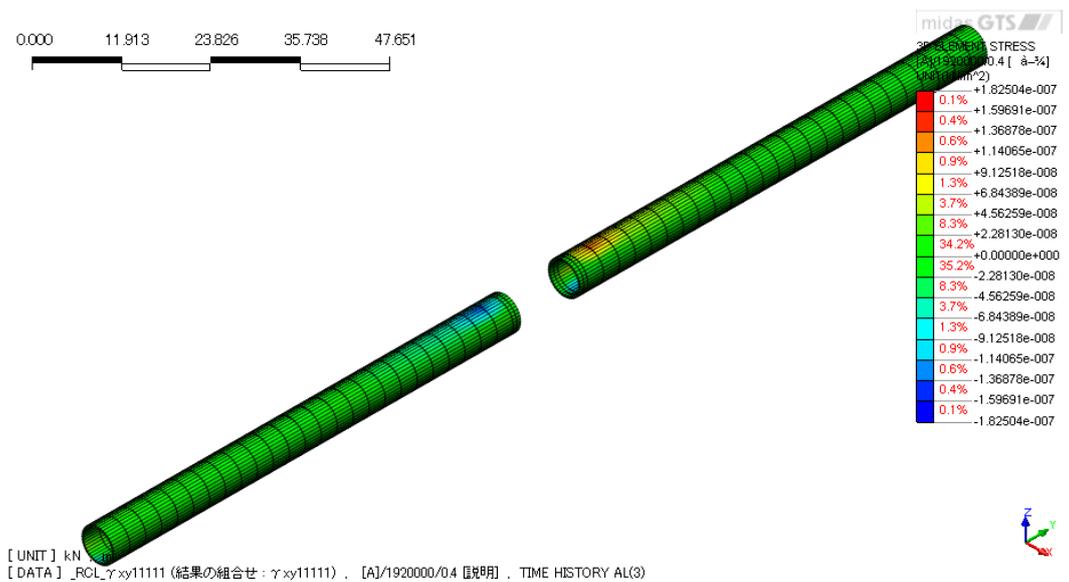


図-4.29 せん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  分布図

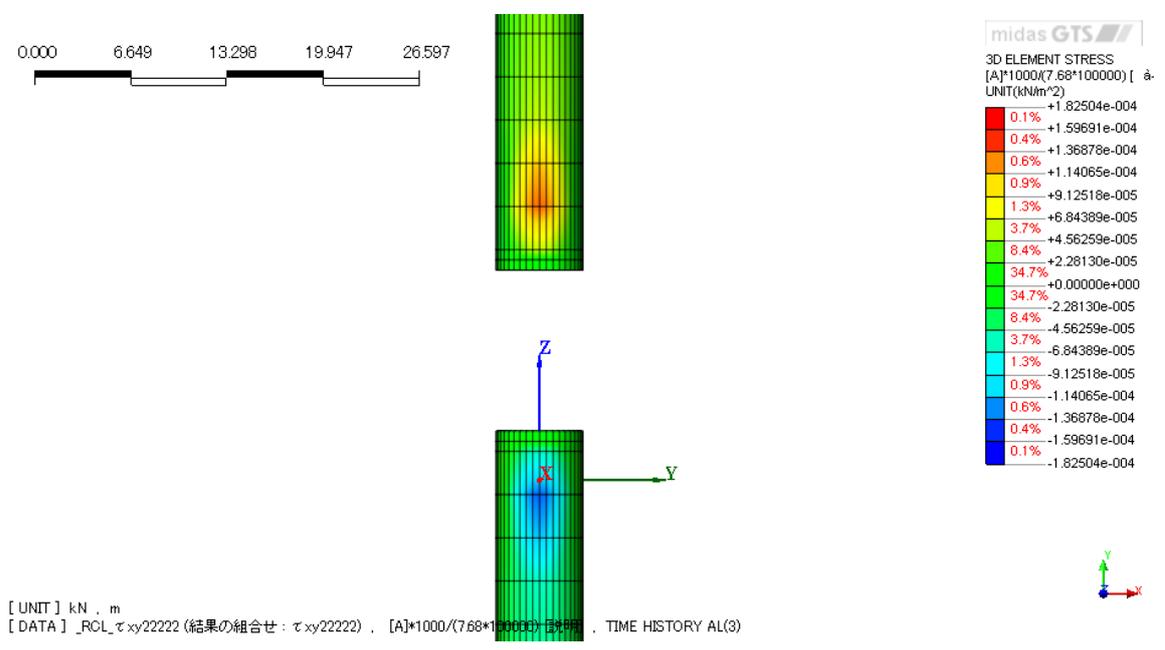


図-4.30 XY断面のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  分布図

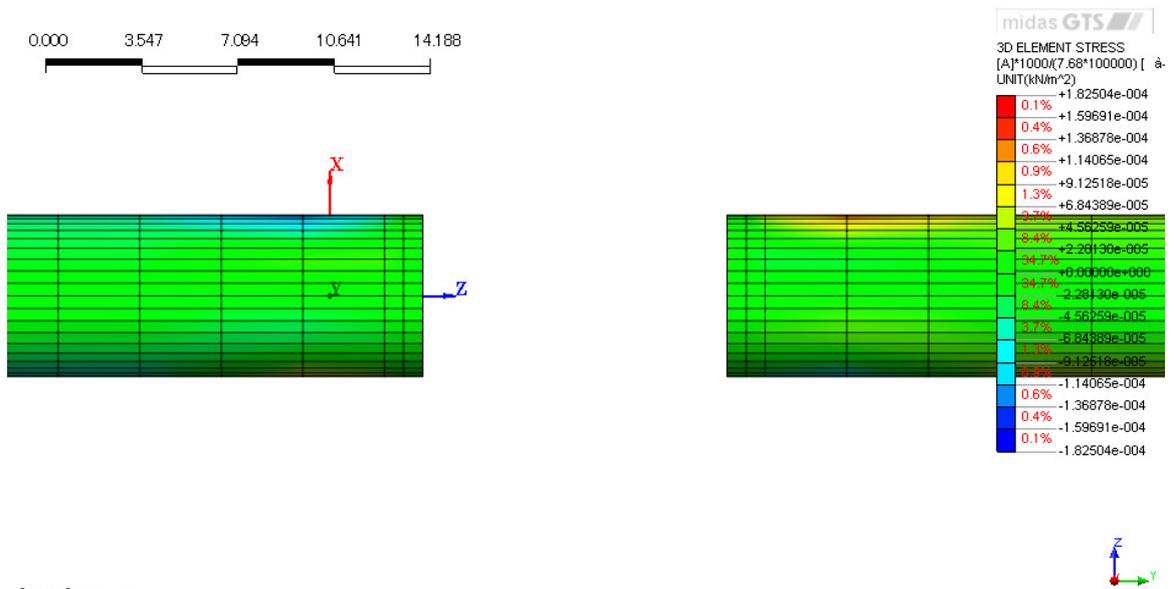


図-4.31 YZ断面のせん断ひずみ $\gamma_{yx}$ 分布図

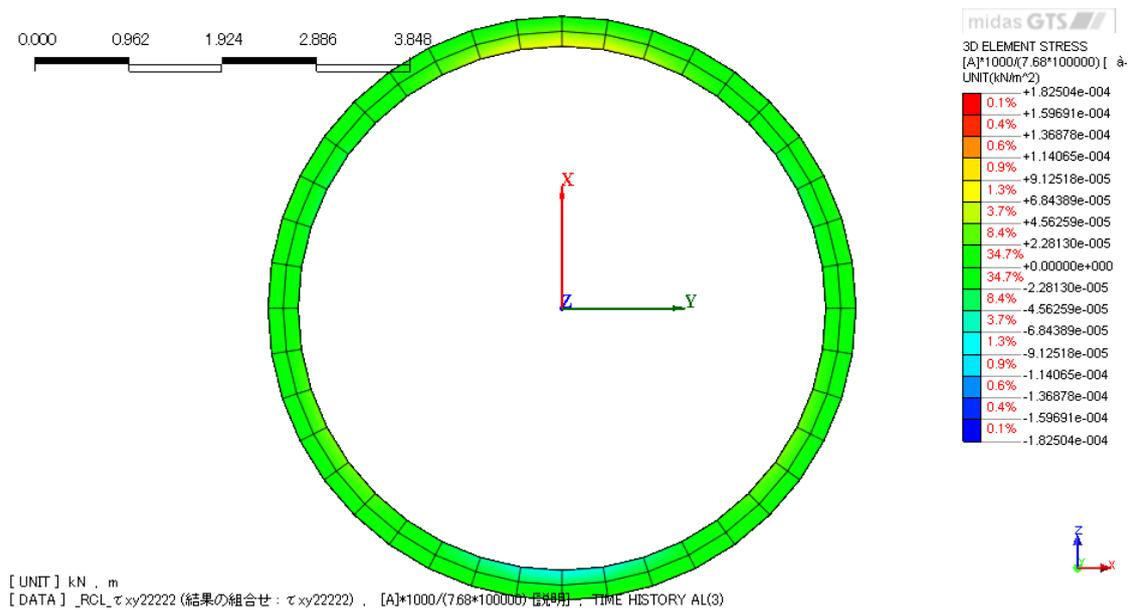


図-4.32 ZX断面のせん断ひずみ $\gamma_{yx}$ 分布図

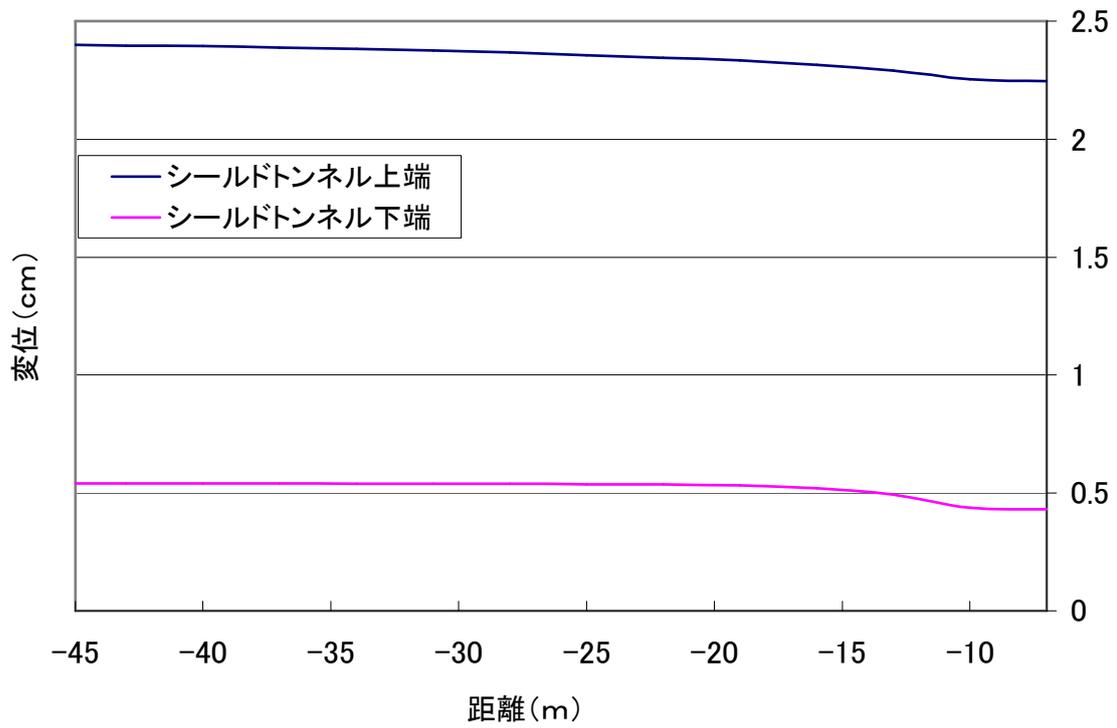


図-4.33 シールドトンネル上下端の X 軸方向変位分布図 (Y=-7(m)で立坑に接続)

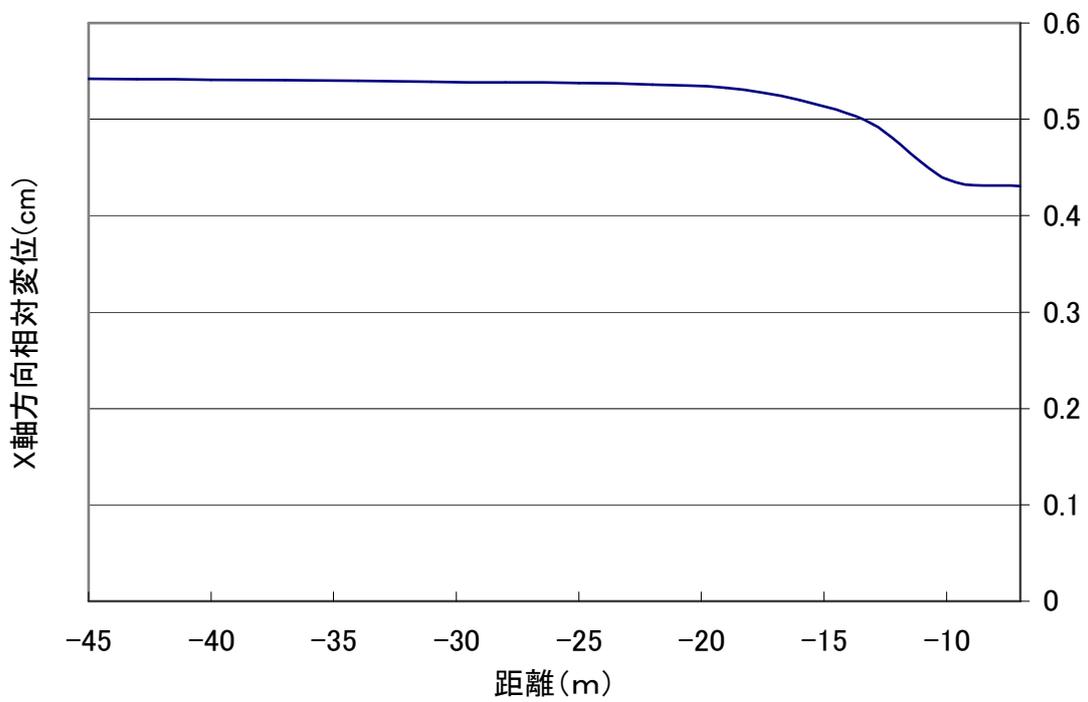


図-4.34 シールドトンネル上下端の X 軸方向相対変位分布図 (Y=-7(m)で立坑に接続)

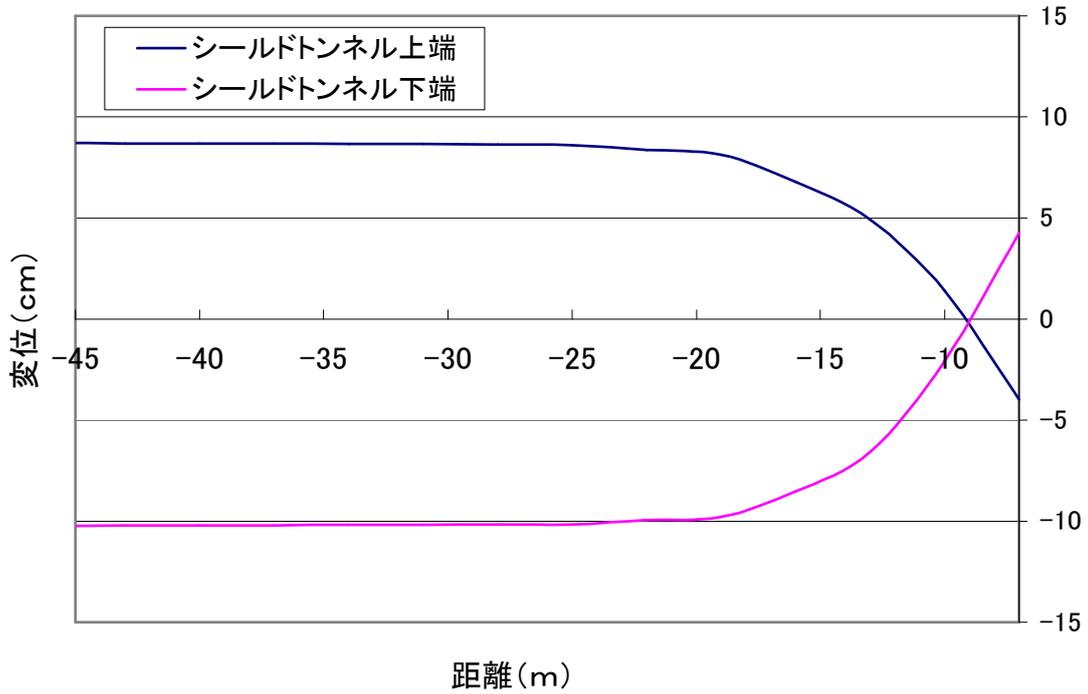


図-4.35 シールドトンネル上下端のZ軸方向変位分布図 (Y=-7(m)で立坑に接続)

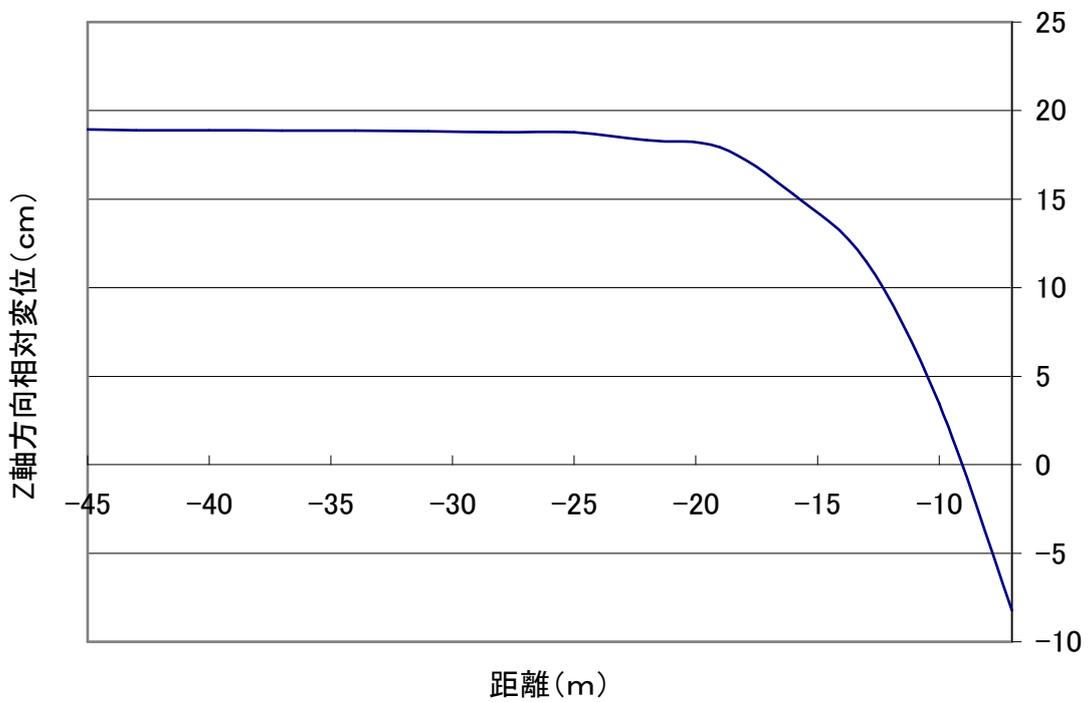


図-4.36 シールドトンネル上下端のZ軸方向相対変位分布図 (Y=-7(m)で立坑に接続)

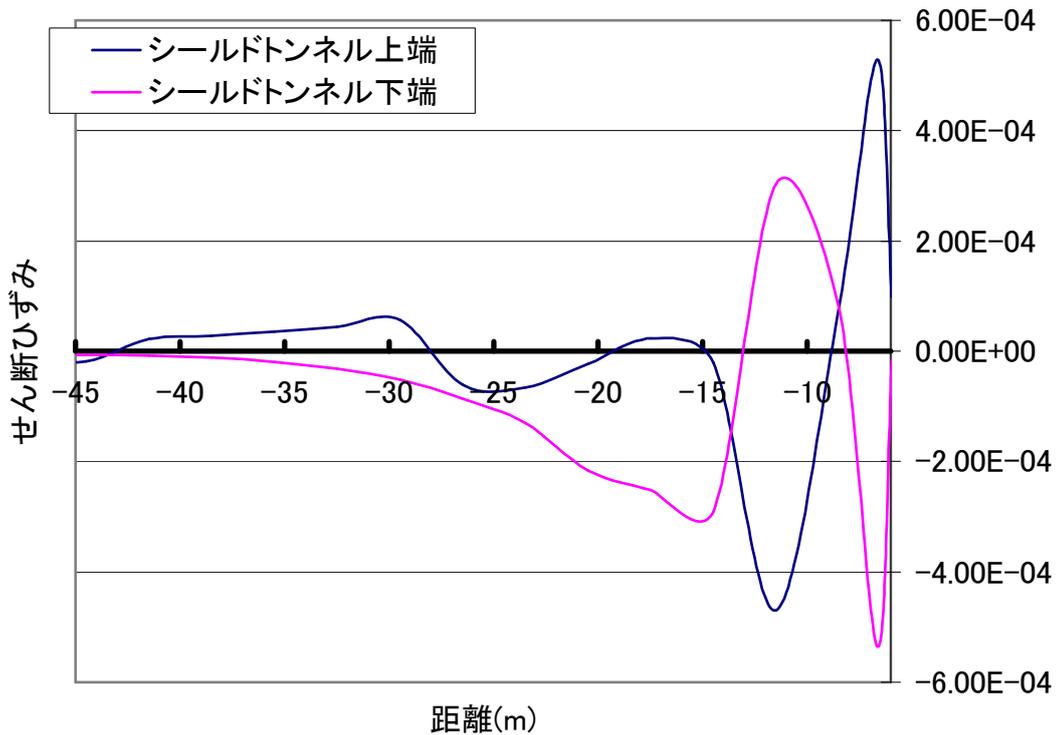


図-4.37 シールドトンネル上下端の軸方向せん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  分布図 (Y=-7(m)で立坑に接続)

#### 4.4.2 トンネル軸方向の震動特性

次にY軸方向に正弦波を入力した際の震動特性について述べる。X軸方向の入力と同様に図-4.38に最大変位点および本節で考慮する断面を示す。立坑における最大変位は図-4.38に示した立坑右上端位置((X, Y, Z)=(5.4, -7, 11.7))で、その時の最大変位は時刻T=0.73secで2.40cmであった。また、シールドトンネルにおける最大変位は図-4.38に示す境界面付近における位置((X, Y, Z)=(0.00, 82.00, 3.00))で、その時の最大変位は時刻T=0.73secで2.03cmであった。そこで、時刻T=0.73secにおけるY方向ならびにZ方向のモデル全体の変位分布図を図-4.39、図-4.40に示す。これらの図もX軸同様に変形を際立たせるために変位を100倍している。図-4.35はモデル全体のY方向の変位分布図を示しており、図-4.40はZ方向の変位分布図を示している。この図より、Y方向には最大で-1.23cmの変位が一樣に分布しているが、Z方向は図の中央部分、つまり立坑部分で震動方向(Y軸方向)に±0.29cmの変位が生じていることが分かる。次に図-4.41、図-4.42、図-4.43、図-4.44にそれぞれ、図-4.38中に示したY=82m断面(立坑中心位置のトンネル軸直角方向断面)の変位分布図とX=0m断面(トンネル軸方向断面)の変位分布図を示す。図-4.41はY=0m断面のY方向変位分布図で、同図より最大変位量は2.96cmでXZ断面ではほぼ一樣に変位していることが分かる。図-4.43は同断面のZ方向の変位分布図を示している。大きな変位は生じていないが

X 軸方向にロッキングが生じていることが分かる。図-4.43 は X=0m 断面の X 方向変位分布図で、この図よりトンネル軸方向には最大変位 2.96cm で Y 方向変位は一様に分布していることが分かる。また、図-4.44 は同断面の Z 方向変位分布図を示しており、トンネル軸方向に立坑左右で±0.29cm の Z 方向の変位が生じており、トンネル軸方向にもロッキングが生じている。また同図より、シールドトンネルの立坑接続部 (Y=-7m、7m) において、大きな Z 方向変位が生じている。そこで、図-4.45、図-4.46 に Y=-7m 断面における変位分布図を示す。図-4.41 は Y 方向変位分布を、図-4.46 は Z 方向変位分布を示している。図-4.45 より、Y 方向変位は立坑下部では周辺地盤より大きく、上部では周辺地盤より小さくなっている。また、Z 方向の変位は立坑およびその周辺で 0.29cm ほど生じており、ロッキングの影響が見られる。つまり、トンネル接合部付近にて大きな Y 軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  および YZ 成分のせん断ひずみ  $\gamma_{yz}$  が生じていることが考えられる。

そこで、図-4.47~50 に時刻 T=0.73sec における構造物全体、XY 断面、YZ 断面および ZX 断面の立坑接続部付近のシールドトンネルと立坑の Y 軸方向軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  の分布図を示す。なお、これらの図では引張が正值となっている。図-4.47、図-4.48 より、立坑接合部付近 (Y=-11.5m~Y=-5.95m) の位置で大きな軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  が生じており、また、図-4.49 よりシールドトンネル上下端では正負反対のせん断ひずみが生じていることが分かる。つまり、Y=-7m までの範囲において、上端は Y=-14.5~Y=5.95m で圧縮応力、Y=-14.5m 以下の範囲では引張応力が生じている。下端では Y=-11.5~Y=5.95(m) で引張応力、Y=-11.5m までの範囲で圧縮応力が生じている。また、図-4.46 より、立坑には大きな影響は生じていないことが分かる。これは図-4.52 に見られるように、ロッキングが同図左下端の点を支点に生じているため、立坑接続部 (Y=-9m~-7m) 上部で圧縮、下部で引張が生じているものと考えられる。次に図-4.51~54 に YZ 成分のせん断ひずみ  $\gamma_{yz}$  を示す。これらの図より、立坑接続部付近 (Y=-8.5m~-5.95m) にてロッキングの影響と考えられるせん断ひずみ  $\gamma_{yz}$  が最大で 0.26%生じていることが分かる。

次に、図-4.56~58 にシールドトンネル上下端の Y 軸方向変位分布図および上下端の Y 方向相対変位分布図を、図-4.59 にシールドトンネル上下端の Z 方向変位分布図、および上下端の Z 方向相対変位分布図を、図-4.59 にシールドトンネル上下端の Y 軸方向軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  の分布図を、図-4.60 にシールドトンネル右左端せん断ひずみ  $\gamma_{yz}$  の分布図を示す。これらの図は、縦軸がそれぞれ Y 軸方向変位、Y 軸方向軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$ 、せん断ひずみ  $\gamma_{yz}$  になっており、横軸は Y=0 の境界面からの距離となっている。なお、Y が-45m 以下では境界面の影響が考えられるため、Y=-45m~Y=-7m までの範囲で表わしている。また、Y=-7m の位置で立坑に接続している。図-4.57 はシールドトンネル上下端の Y 方向の変位分布図を示している。なお赤がシールドトンネル上端を青が下端を表わしている。また、図-4.54 シールドトンネル上下端の相対変位を表わしている。図-4.57 より、上端では 2.0cm~-2.1cm の変位が、下端では-0.02cm~-0.2cm の Y 軸方向の変位が生じている。また、図-4.58 より立坑に近づくにつれ (Y=-7m) 上下間の相対変位が小さくなり、Y=-7m の位置で最も相対変位が小さくな

っている。その時の相対変位は-0.13cmである。これは、シールドトンネルの変位が立坑に拘束されているためである。また  $Y=-13\text{m}$  では再び相対変位が大きくなっているが、これは立坑のロッキングによるものと考えられる。同様に図-4.59はシールドトンネル上下端のZ軸方向の変位分布図と相対変位分布図を示している。図-4.59より、立坑接続部 ( $Y=-7\text{m}$ ) で上下端とも最大のZ軸方向の変位が生じているが、図(b)より相対変位は  $Y=-16\text{m}$  の位置で最大となっている。つまり、 $Y=-13\text{m}$  まで立坑のロッキングの影響が考えられる。次に図-4.60はシールドトンネル上下端のY軸方向の軸ひずみ分布図を示している。この図より、上端は  $Y=-8.5\text{m}$  で最大  $2.63 \times 10^{-2}\%$  の最大ひずみが、下端も同位置で最大  $-4.3 \times 10^{-2}\%$  のY軸方向軸ひずみ  $\varepsilon_{yy}$  が生じている。また、立坑接続部 ( $Y=-7\text{m}$ ) で反対に軸ひずみが生じていることも確認できる。次に図-4.56にシールドトンネル右左端のせん断ひずみ  $\gamma_{yz}$  分布図を示す。同図より、 $0.33 \times 10^{-2}\%$  のせん断ひずみが生じていることが分かる。

以上より、トンネル軸方向 (Y軸) 方向の震動特性についてまとめると、立坑を有するシールドトンネルがトンネル軸方向に震動する場合、立坑による軸方向の拘束とロッキングによる影響が考えられ、接合部近傍 ( $Y=-8.5\text{m}$ ) でその影響が顕著である。

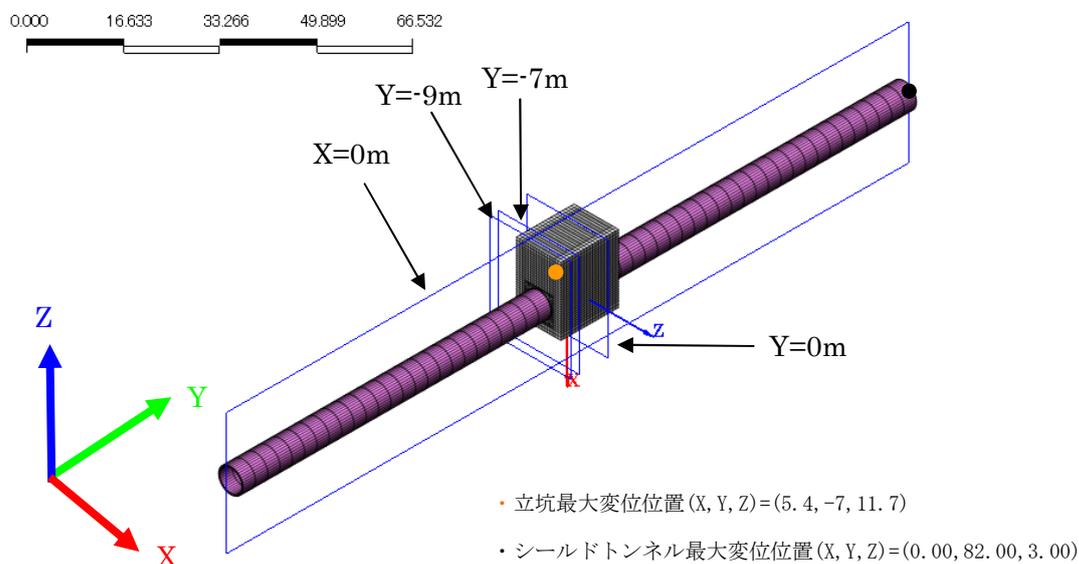


図-4.38 最大変位点および考慮する断面

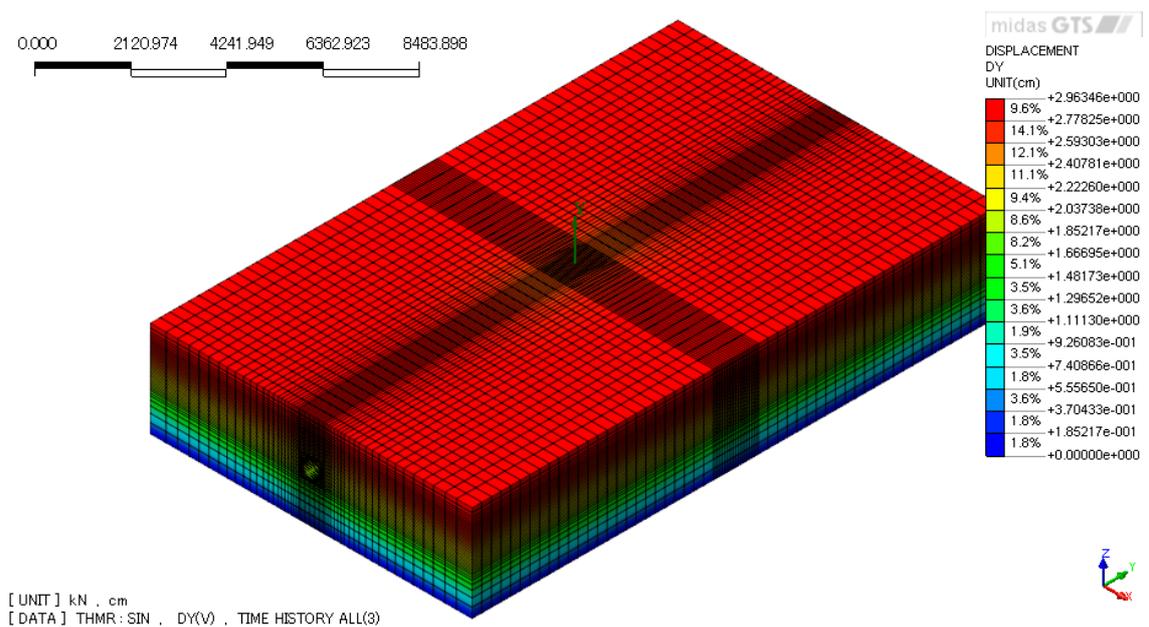


图-4.39 Y 方向变位分布图

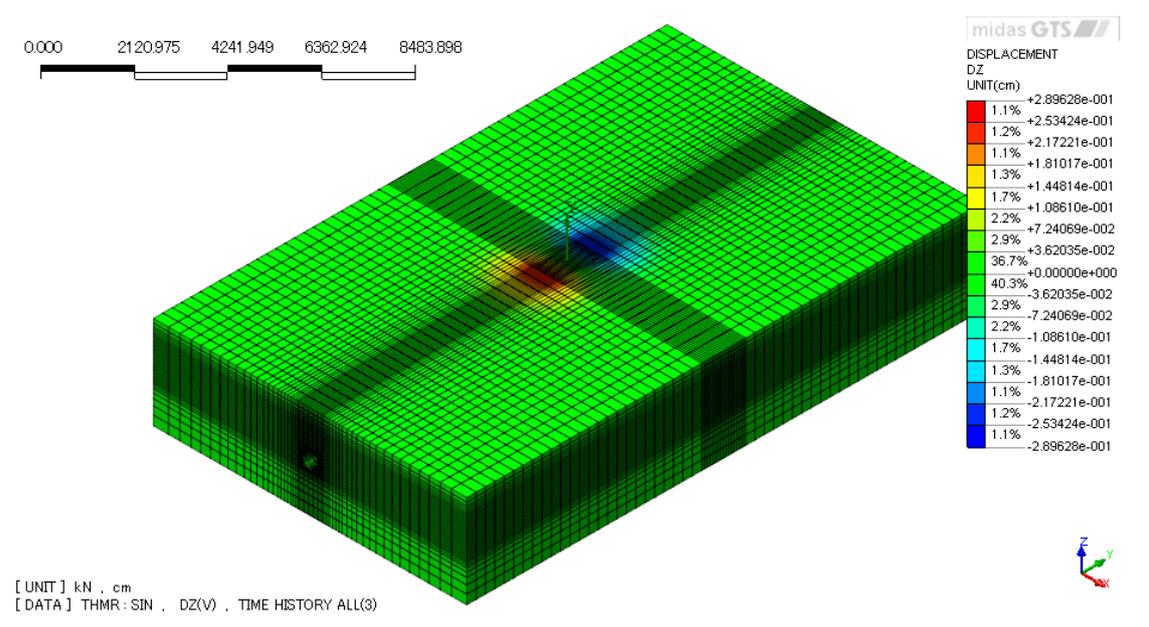


图-4.40 Z 方向变位分布图

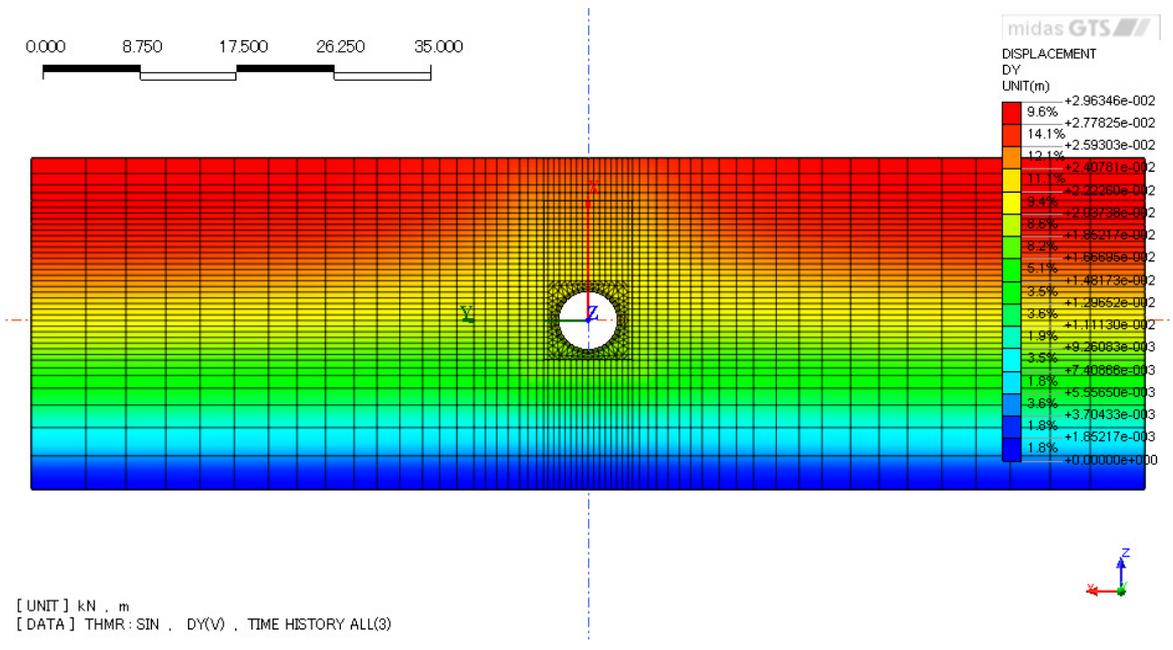


図-4.41 Y=82(m)断面のY方向変位分布図

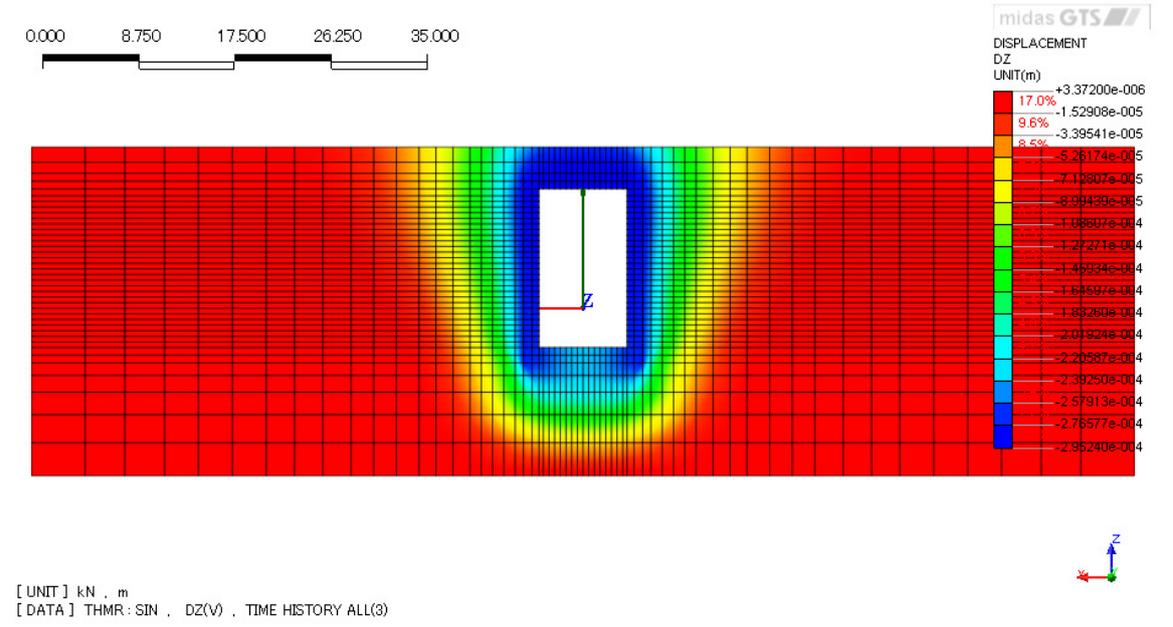


図-4.42 Y=82(m)断面のZ方向変位分布図

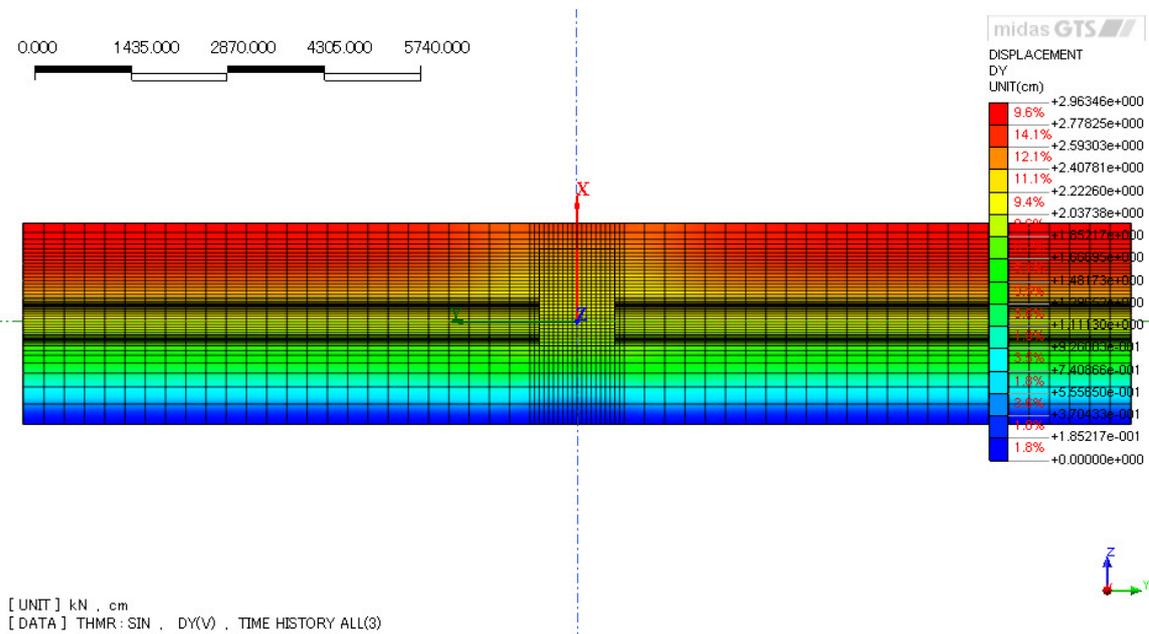


図-4.43 X=0(m)断面のX方向変位分布図

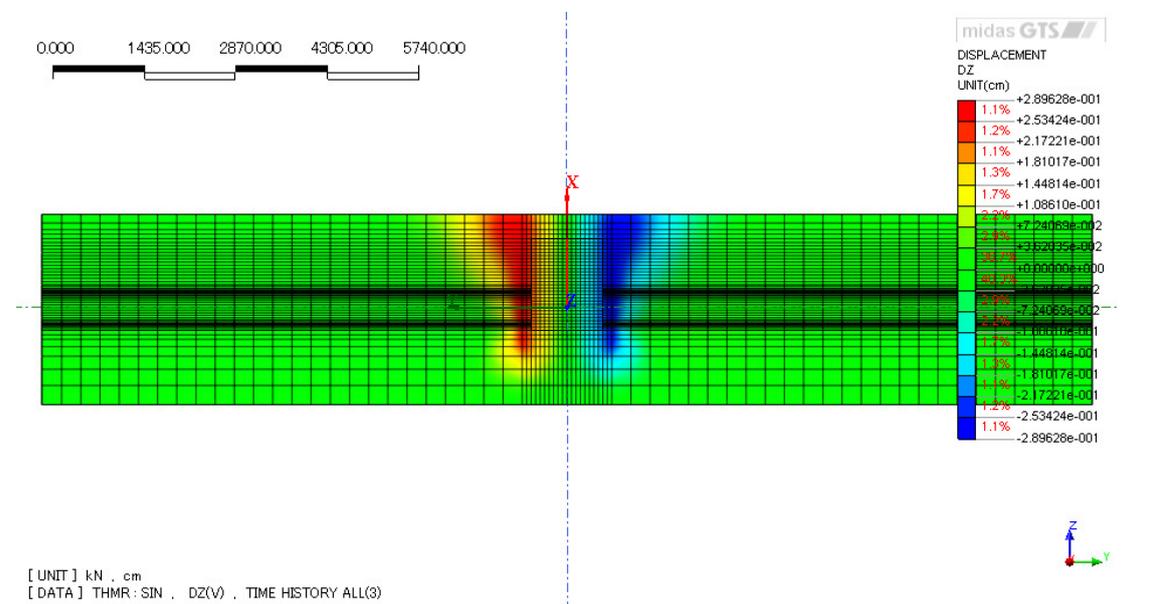


図-4.44 X=0(m)断面のZ方向変位分布図

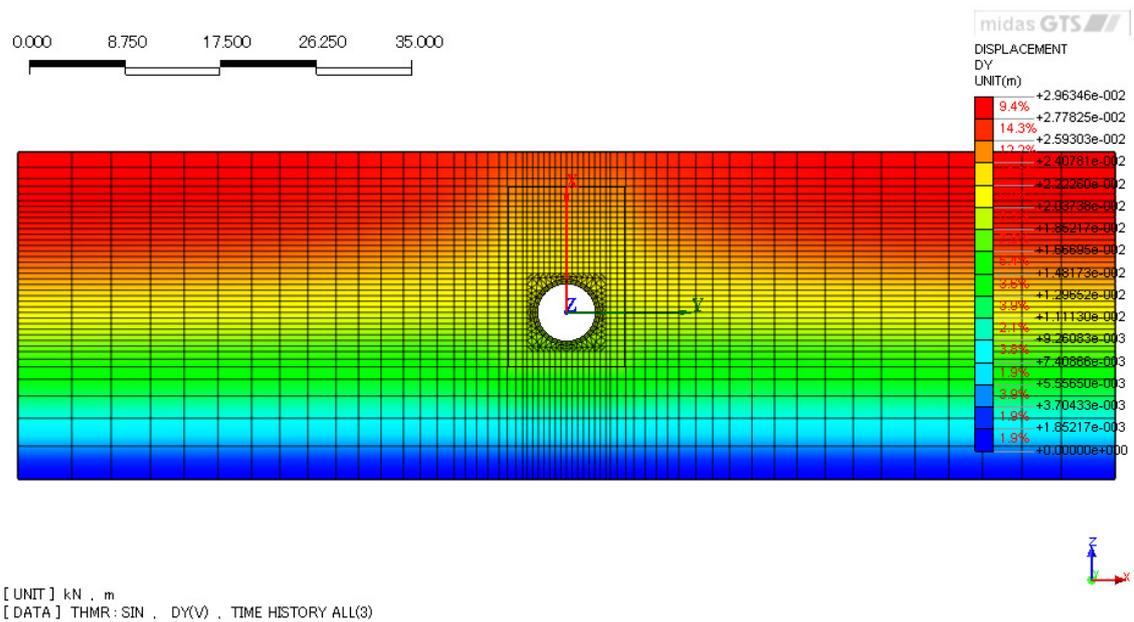


図-4.45 Y=75 (m) 断面の Y 方向変位分布図

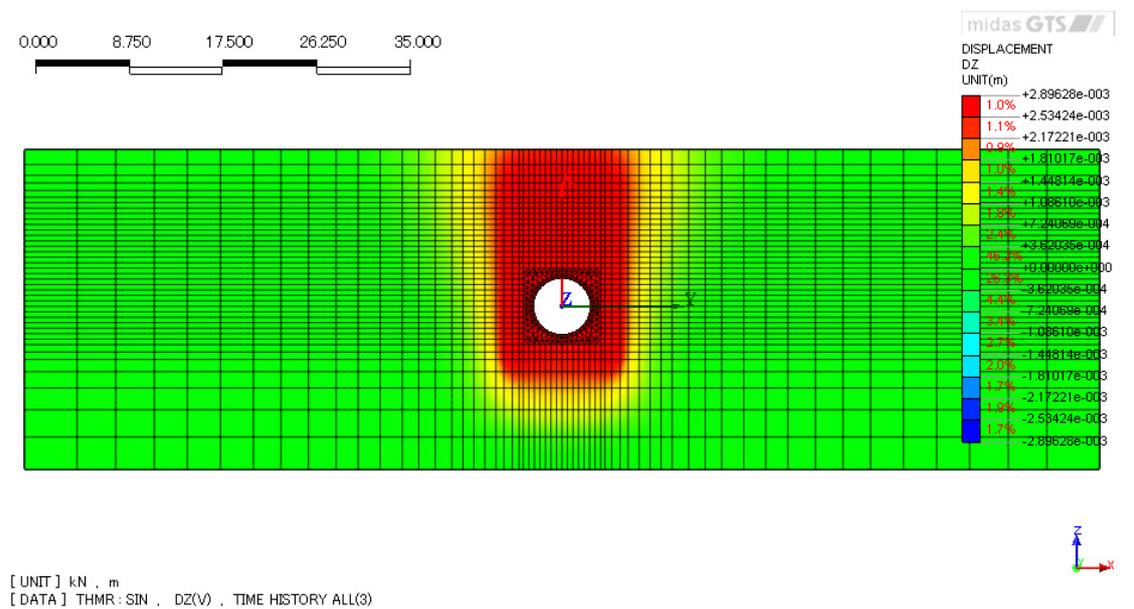


図-4.46 Y=75 (m) 断面の Z 方向変位分布図

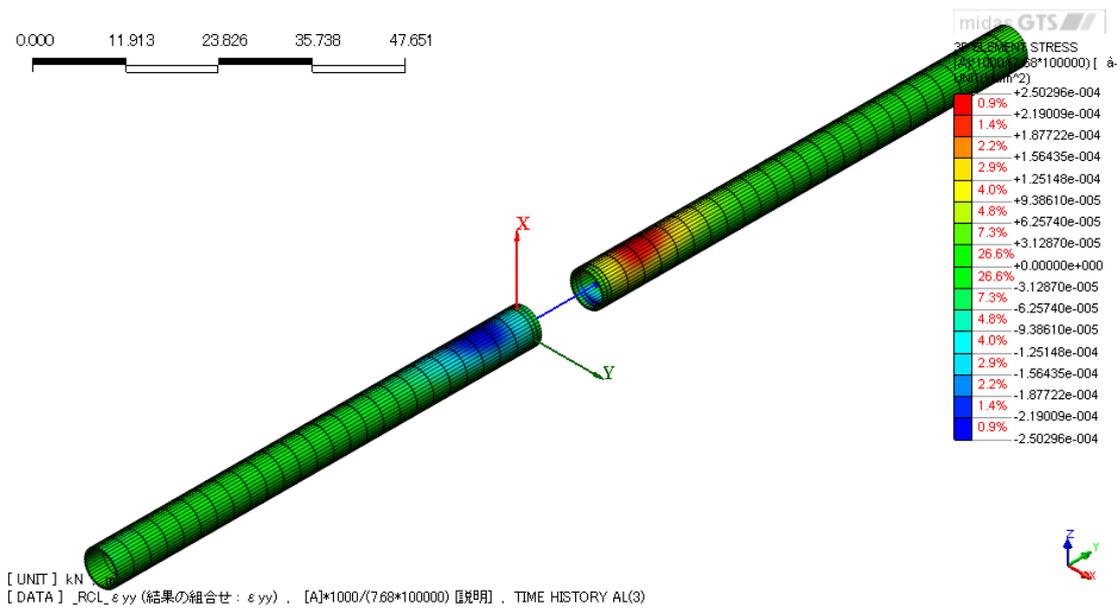


図-4.47 構造物全体の軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  分布図

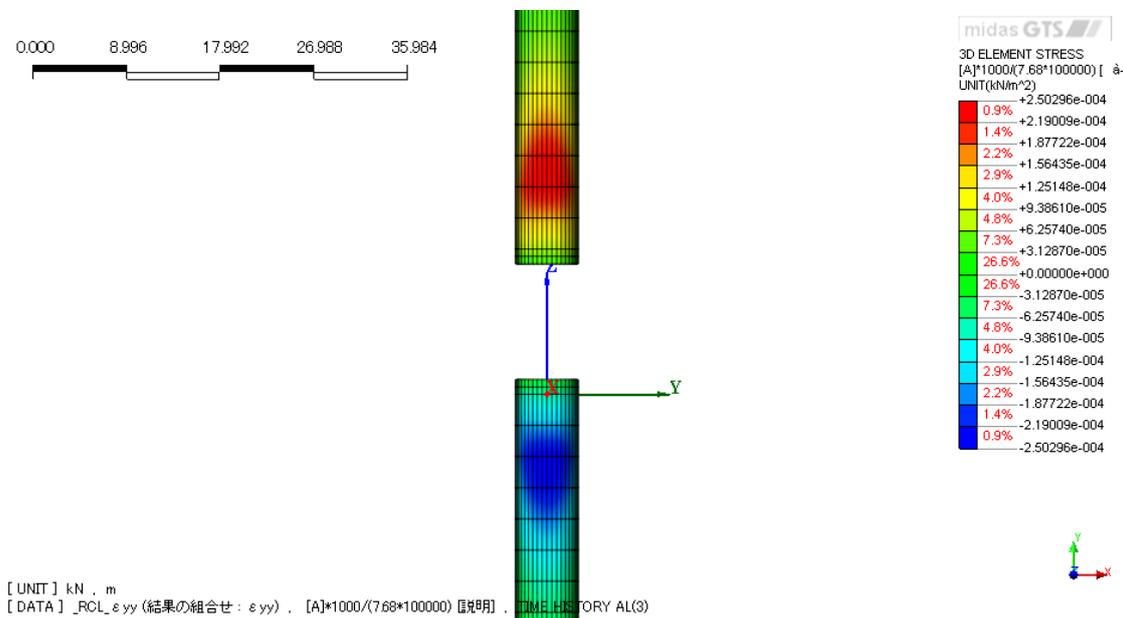


図-4.48 XY面から見た軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  分布図

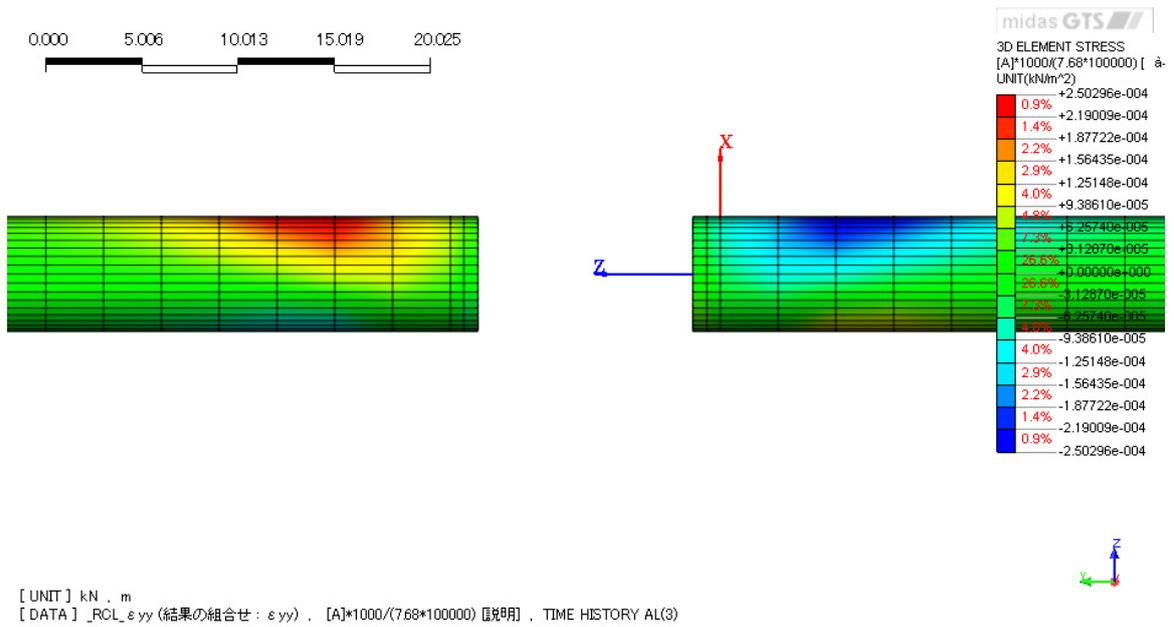


図-4.49 YZ 面から見た軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  分布図

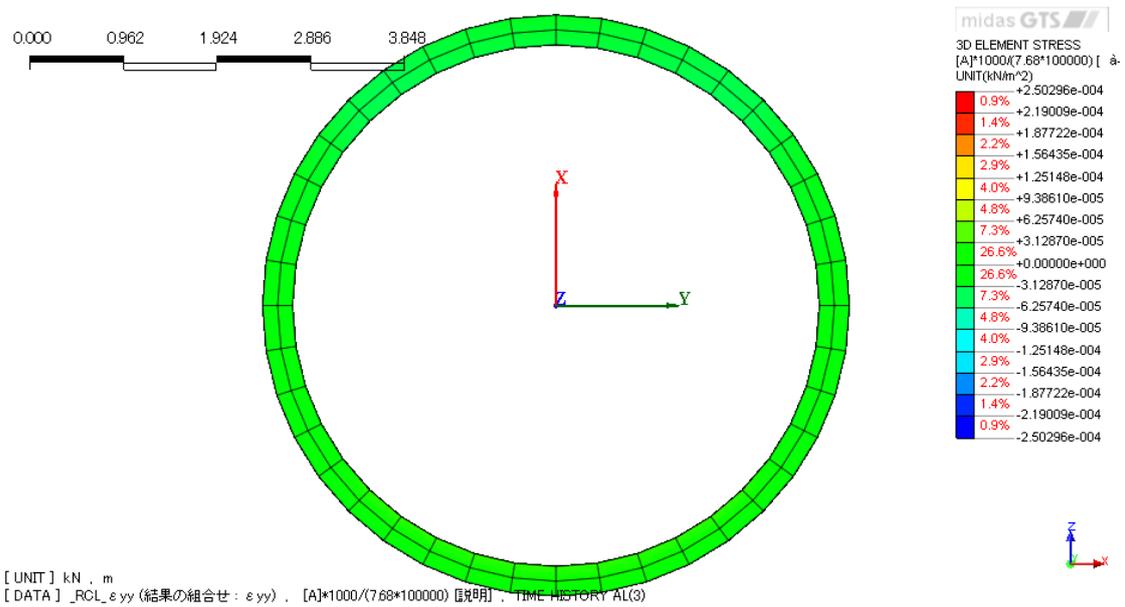


図-4.50 ZX 面から見た直ひずみ  $\epsilon_{yy}$  分布図

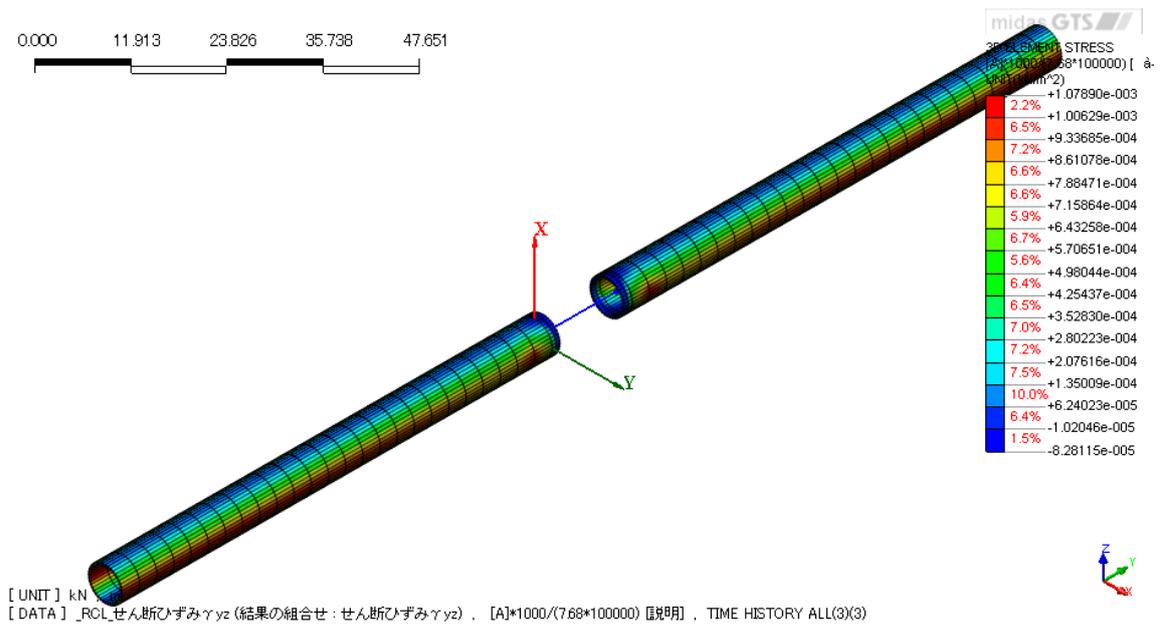


図-4.51 構造物の全体のせん断ひずみ $\gamma_{yz}$ 分布図

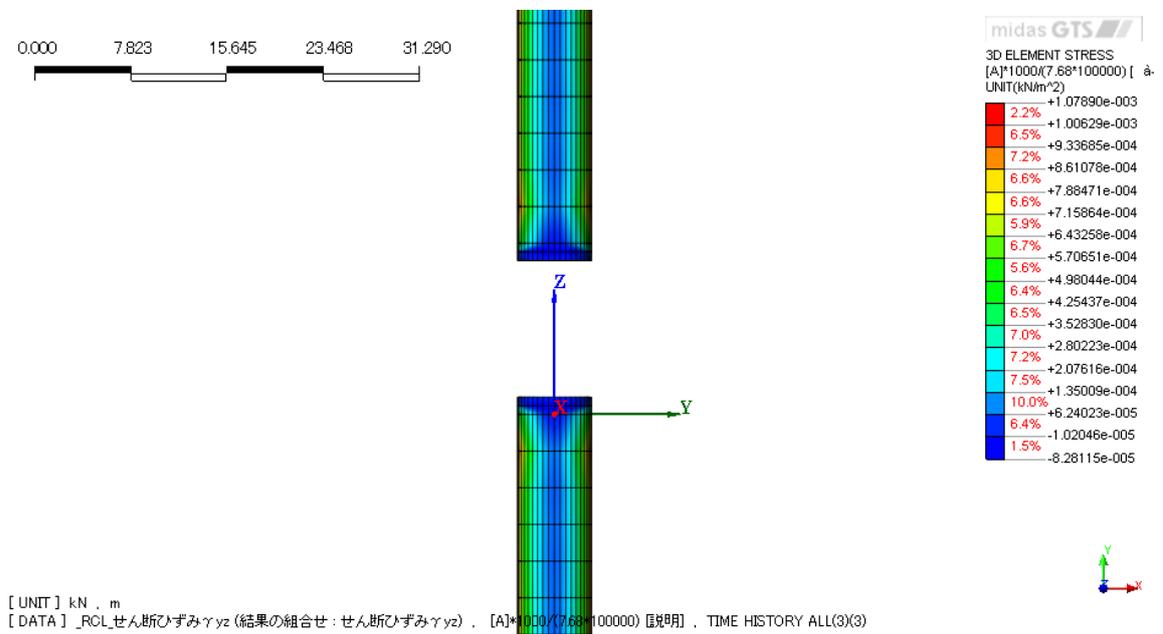


図-4.52 XY面から見たせん断ひずみ $\gamma_{yz}$ 分布図

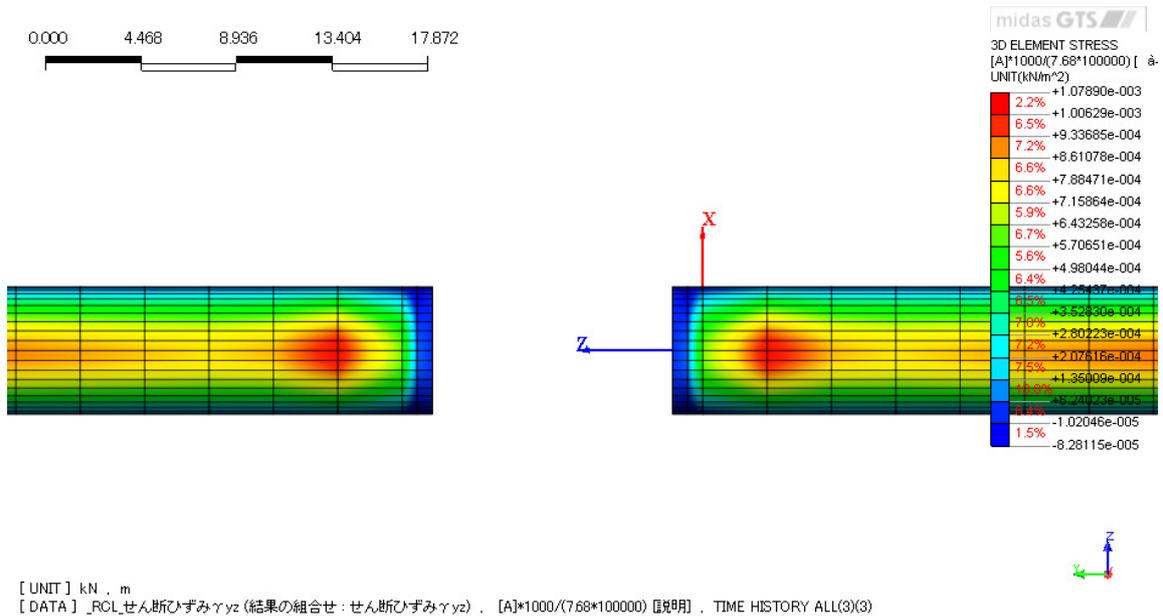


図-4.53 YZ 面から見たせん断ひずみ $\gamma_{yz}$  分布図

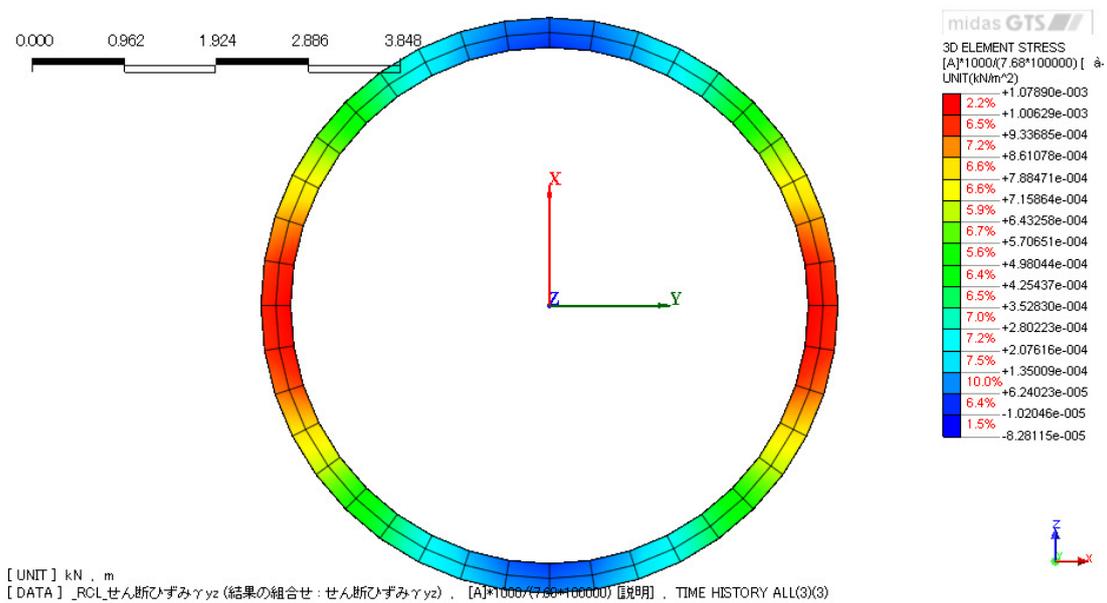


図-4.54 ZX 面から見たせん断ひずみ $\gamma_{yz}$  分布図

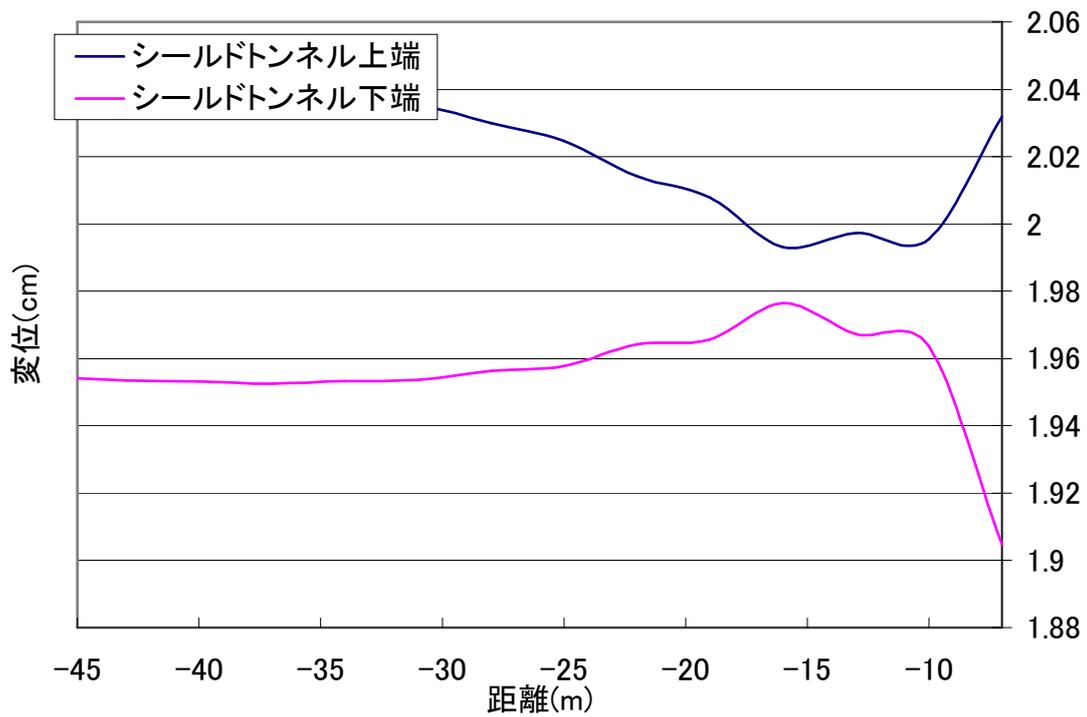


図-4.55 シールドトンネル上下端のY軸方向変位分布図 (Y=75(m)にて立坑に接続)

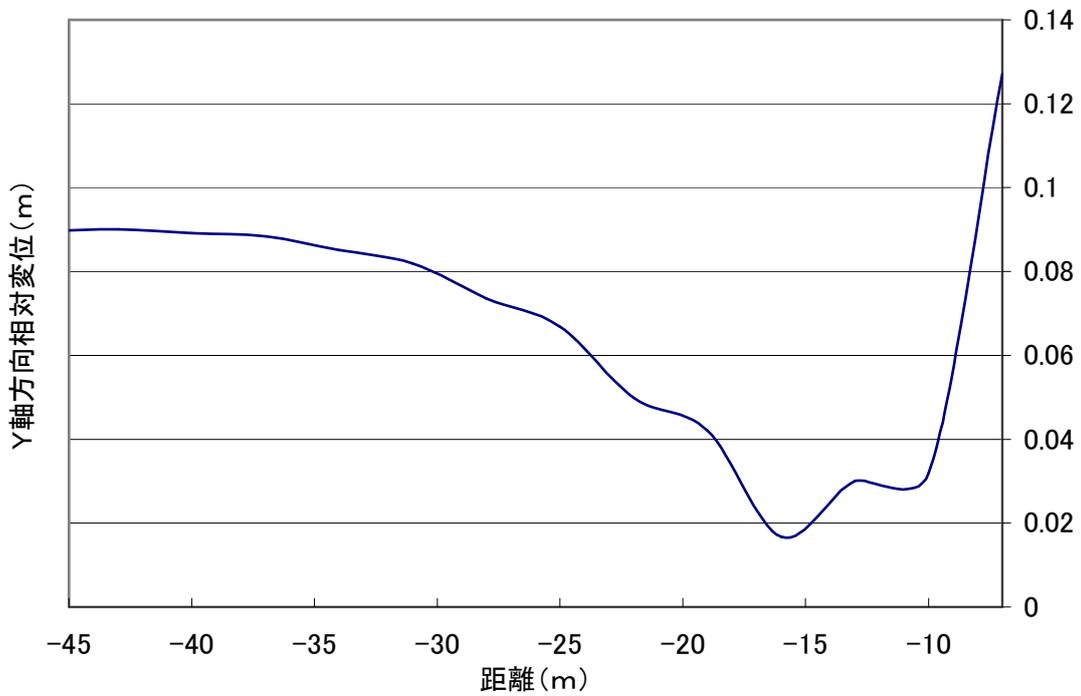


図-4.56 シールドトンネル上下端のY軸方向相対変位分布図 (Y=75(m)にて立坑に接続)

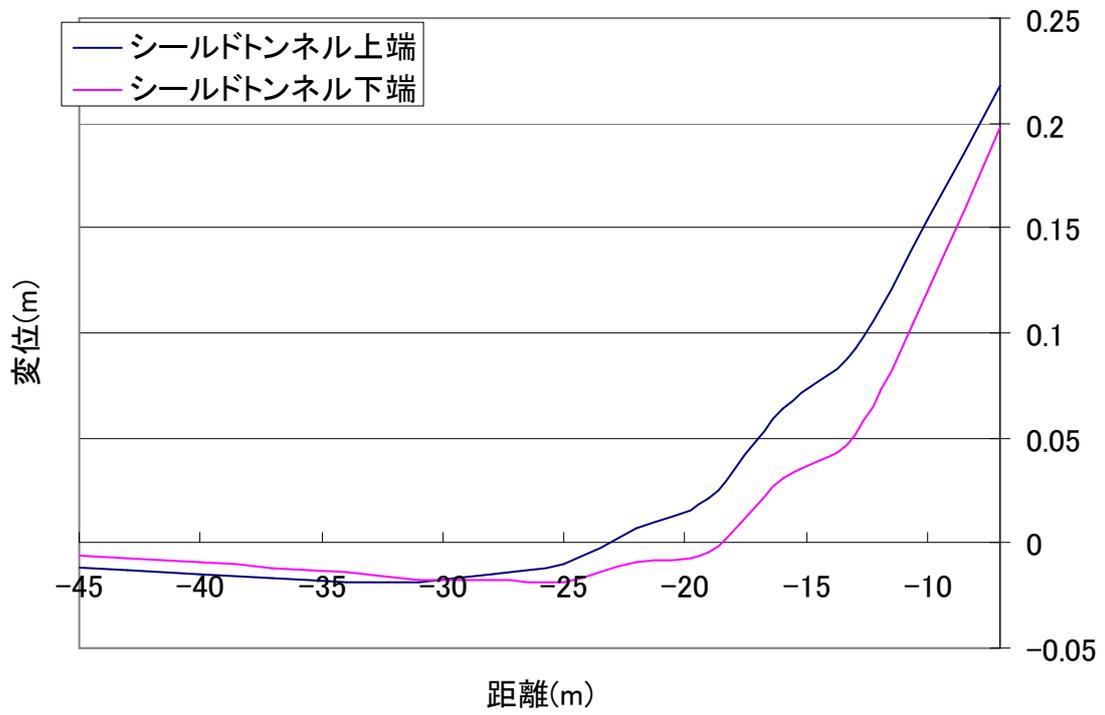


図-4.57 シールドトンネル上下端の Z 軸方向変位分布図

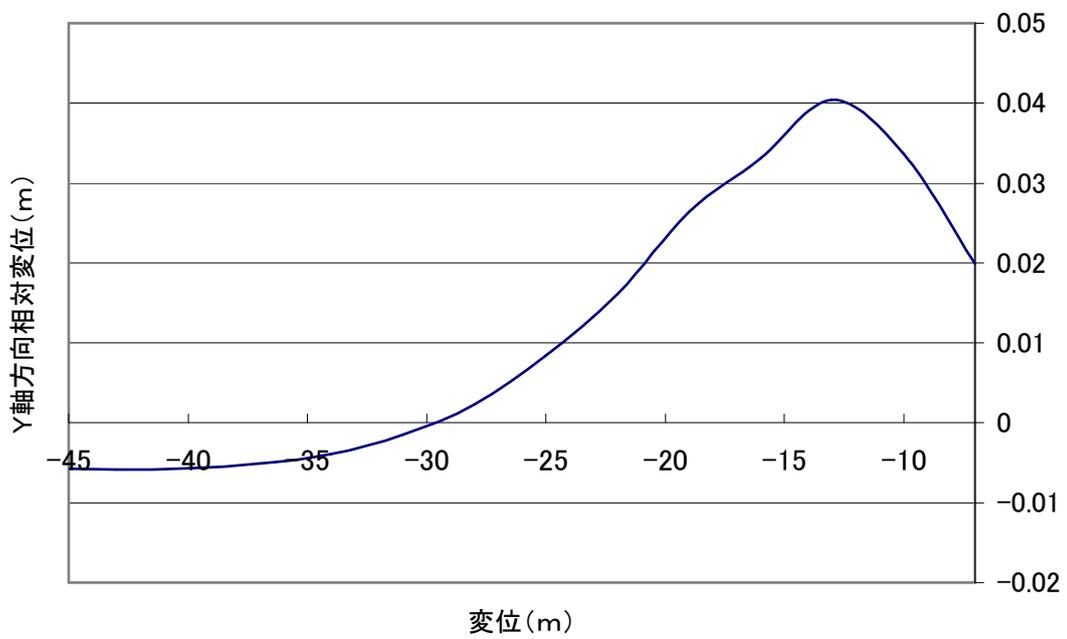


図-4.58 シールドトンネル上下端の Z 軸方向相対変位分布図

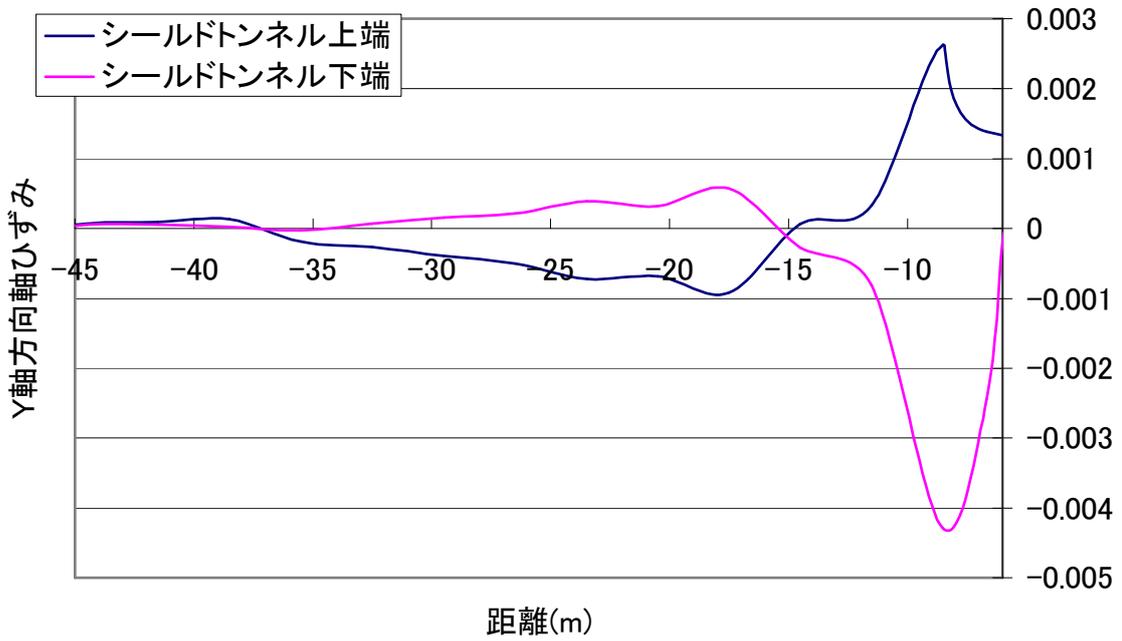


図-4.59 シールドトンネル上下端のY軸方向軸ひずみ  $\epsilon_{yy}$  分布図

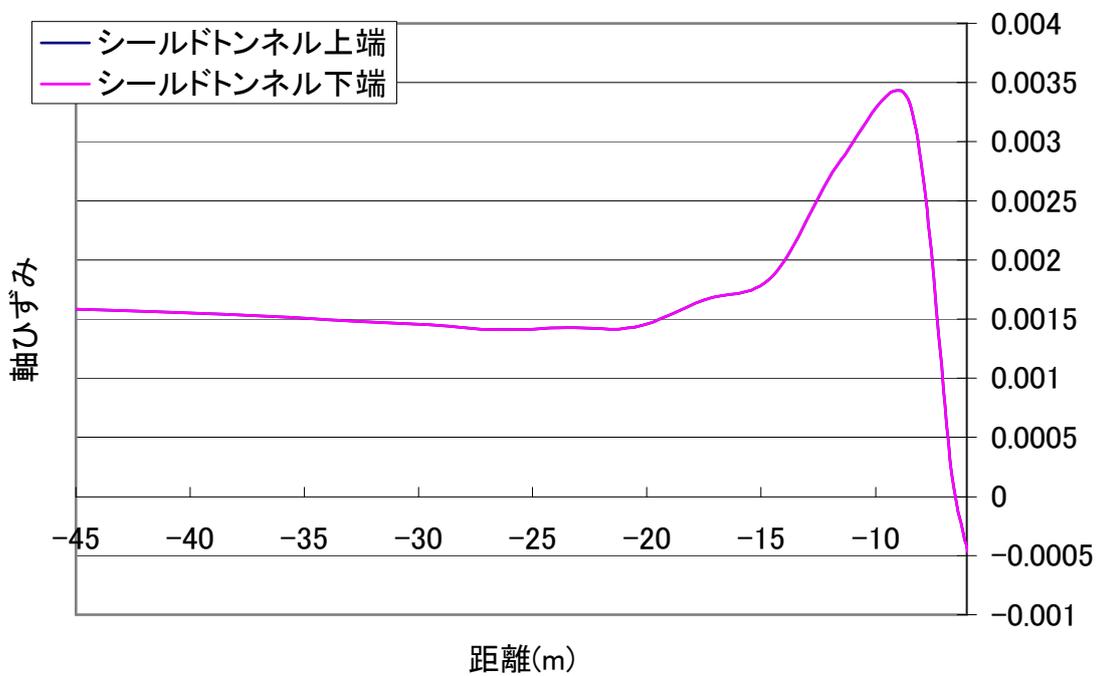


図-4.60 シールドトンネル右左端のYZ面内のせん断ひずみ  $\gamma_{yz}$  分布図

## 4.5 立坑を有するシールドトンネルの地震時挙動

本節では前章で得られたモデルの震動特性をもとに、前節の図-4.10 に示した地震波で地震応答解析を行い、地震時に立坑がシールドトンネルに及ぼす影響について考察する。なお、地震波は前章同様に X 方向、Y 方向に入力した。またその際に前章で示した通り、X 軸方向の震動の際には立坑接続部付近にて、ねじれが生じていると考えられるため、ねじれモーメントにて評価し、Y 軸方向の震動には軸力にて評価する。

### 4.5.1 ねじれモーメントの評価方法

前節で示した通り（節の番号を変更すること）、X 軸方向に震動を加える場合はシールドトンネルに立坑のロッキングの影響によるねじれが生じていると考えられる。そこで、このねじれの評価を行うために要素毎に Saint-Venant のねじれ応力を導入した。通常任意断面の部材にねじれが生じると反りが生じ、回転軸方向にも変位が生じる。しかし、本研究では各要素毎にねじれ応力を用いたため、反りによる影響は小さいものと仮定し、要素の断面を等価円断面に置き換え、反りの生じない単純ねじれとした。以下に Saint-Venant の単純ねじれ応力・ねじれモーメントの算出方法を示す<sup>34), 35)</sup>。

図-4.57 に示すような円形断面を有する部材について考える。部材端に軸周りモーメント（ねじれモーメント） $M_t$  を与えると部材にはねじれ角  $\phi$  が生じる。このとき、単位長さ当たりのねじれ角を  $\theta$  とすると微小距離  $dx$  だけ離れた 2 断面での相対回転角  $d\phi$  を用いて  $\theta$  は以下で表わされる。

$$\theta = \frac{d\phi}{dx} \quad (4.17)$$

断面中心から距離  $r$  にある位置でのせん断ひずみは、

$$\gamma = r \frac{d\phi}{dx} = r\theta \quad (4.18)$$

よって、せん断応力は以下の式で表わされる。

$$\tau = G\gamma = Gr\theta \quad (4.19)$$

せん断応力の合力がねじれモーメントに等しいので、

$$M_t = \int r(\tau \cdot dA) = G\theta \int r^2 dA = GI_p\theta \quad (4.20)$$

ただし、 $I_p = \int r^2 dA$  : 極 2 次モーメント

これより、本研究では各要素毎でねじれを考える軸周りに、各節点の変位からねじれ角を算出し、等価円断面と仮定した際の単純ねじれ応力、ねじれモーメントを X、Y、Z 軸周りそれぞれに適用した。本論文では前章で述べた通り X 軸方向に震動する際の Y 軸周りのねじれが顕著であったため、Y 軸周りのねじれについて検討する。

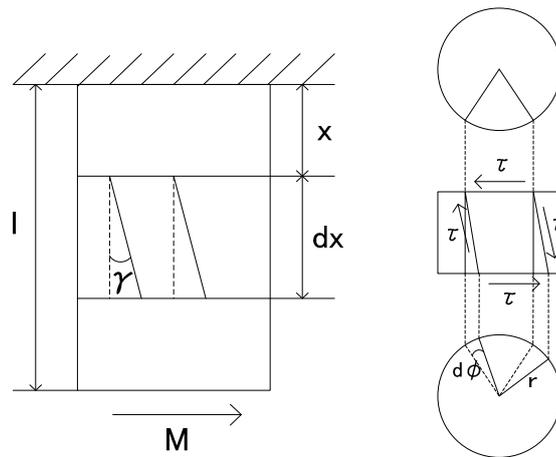


図-4.61 Saint-Venant の単純ねじれの概念図

#### 4.5.2 トンネル軸直角方向の地震応答

本節では、前節の図-4.10 に示した地震波をトンネル軸直角方向 (X 軸方向) に入力した際の立坑を有するシールドトンネルの地震応答について考える。まず、本節で考慮する断面を図-4.62 に示す。X 軸方向の最大変位は、 $T=9.12\text{sec}$  でシールドトンネルで $-17.30\text{cm}$ 、立坑で $-18.13\text{cm}$  の変位が生じた。その位置は 4.4 節で示した位置と同じである。そこで、 $T=9.11\text{sec}$  におけるモデル全体の変形図・変位分布図を図-4.63、図-4.64 に示す。なおこの変形図は変位を強調するために 100 倍してある。図-4.63、図-4.64 より、X 軸方向には最大  $21.1\text{cm}$ 、Z 軸方向には  $\pm 1.64\text{cm}$  の最大変位が生じている。また、同図 (b) より、シールドトンネル上部の地盤と立坑上部の地盤を比較すると Z 軸方向の変位が正負反対に生じており、トンネルの回転と立坑のロッキングの影響が確認できる。またトンネル軸断面並びに横断面の変位分布図を確認するために、図-4.65、図-4.67 に  $Y=0\text{m}$  断面、ならびに図-4.67、図-4.68 に  $X=0\text{m}$  断面の X 方向、Z 方向の変位分布図を示す。図-4.65、図-4.66 より、 $Y=0\text{m}$  断面は X 軸方向の変位はほぼ一様に分布しているが、Z 軸方向には立坑左右で正負反対の変位が生じており、ロッキングの影響が見られる。同様に図-4.67、図-4.68 の  $X=0\text{m}$  断面においても X 方向変位は一様に分布しているが、Z 軸方向には立坑接続部付近 ( $Y=-7\text{m}$ ) ではシールドトンネル上下端に正負反対の Z 方向変位が生じている。地震波においても変形の様子はほぼ正弦波と同じ傾向を示していることが確認できる。つまり、前章でも述べたように、立坑のロッキングによる影響とシールドトンネルの回転運動による影響の境界であり、ここで大きな YX 平面のせん断ひずみ、ねじれが生じている事が考えられる。

そこで構造物のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  の分布図を図-4.69、図-4.70 に示す。これらの図より、正弦波同様に立坑接続部付近 ( $Y=-11.5\text{m}$ ) の位置で大きなせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  が生じているのが確認できる。また、図-4.71 よりシールドトンネル上下端で正負反対のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  が生じており、 $Y=-11.5\text{m}$  を境に立坑接続部近傍とも正負が反対となっており、正弦波同様

に  $Y=-11.5\text{m}$  を境にねじれが生じていると考えられる。そこで、図-4.69、図-4.74、図-4.75 にねじれモーメント分布図を、図-4.76、図-4.77、図-4.78 に要素内ねじれ角分布図を図-4.79、図-4.80、図-4.81 にねじれ応力分布図を示す。なお、ねじれ角は軸方向に反時計回りを正とする。これらの図より、立坑接続部付近の  $Y=-7\text{m}$  にて大きなねじれ応力が生じているのが分かる。また、立坑上下端では負のねじれ角が、左右で正のねじれ角が生じている。これは図-4.82、図-4.83 に示した  $Y=-9\text{m}$  と  $Y=-8\text{m}$  断面のシールドトンネルの変形の様子より、立坑接合部付近ではシールドトンネルの断面変形は抑制されてしまい、 $Y=-9\text{m}$  では  $Y=-8\text{m}$  位置よりもシールドトンネルの回転変形が顕著であるため、せん断ひずみの影響が大きい上下端ではねじれによる影響よりもせん断による影響が大きく出たためであると考えられる。また、ねじれ角・ねじれ応力・ねじれモーメントを比較すると、その分布には大きな差が生じていないことも分かる。つまり、この程度の要素サイズにおいては反りの影響が小さく、等価円断面を用いても大きな誤差は生じないと言える。また、図-4.84、図-4.85 にシールドトンネルの上下端の  $X$  軸方向変位分布図ならびに  $X$  軸方向上下端の相対変位分布図を、図-4.86、図-4.87 にシールドトンネルの上下端  $Z$  軸方向変位分布図ならびに  $Z$  軸方向上下端の相対変位分布図を、図-4.88 せん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  分布を、図-4.88 にシールドトンネル右左端のねじれ応力分布図を示す。なお、今回のねじれ応力の算出において立坑はねじれを考慮していない。これらの図は横軸が  $Y$  軸の位置を表わしており、 $Y=-7\text{m}$  にて立坑と接続している。図-4.84、図-4.85 は縦軸が  $X$  軸方向の変位を表わしており、 $Y=-45\text{m}$  の位置ではシールドトンネル上部で  $-17.4\text{cm}$  下部で  $-12.3\text{cm}$  の変位が生じているが、相対変位からも分かるように、立坑接続部付近 ( $Y=-9\text{m}$ ) に近づくと変位が拘束されているのが分かる。図-4.86、図-4.87 は縦軸が  $Z$  軸方向の変位を表わしており、 $Z$  軸方向の変位も  $X$  軸方向と同様に  $Y=-9\text{m}$  に近づくと変位が拘束されている。一方図-4.88、図-4.89 より、せん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  ねじれ応力の値は  $Y=-11.5\text{m}$  に近づくと大きくなり、 $\gamma_{yx}$  は  $Y=-11.5\text{m}$  の位置にて  $0.11\%$  の値となった。また、図-4.89 よりねじれ応力の値は最大で  $1243\text{kN/m}^2$  となった。

シールドトンネルのねじれ応力の値に対しては、コンクリートの許容ねじり応力は  $3200 \sim 6000\text{kN/m}^{236}$  となっており、破壊には至っていないものと考えられるが、立坑接続部付近に比較的大きなねじれ応力が発生することは明らかである。また、本節では立坑を有するシールドトンネルにおいて、シールドトンネルの回転変形と立坑のロッキングによる、ねじれの発生のメカニズムの解明とねじれ応力の評価を行えた。

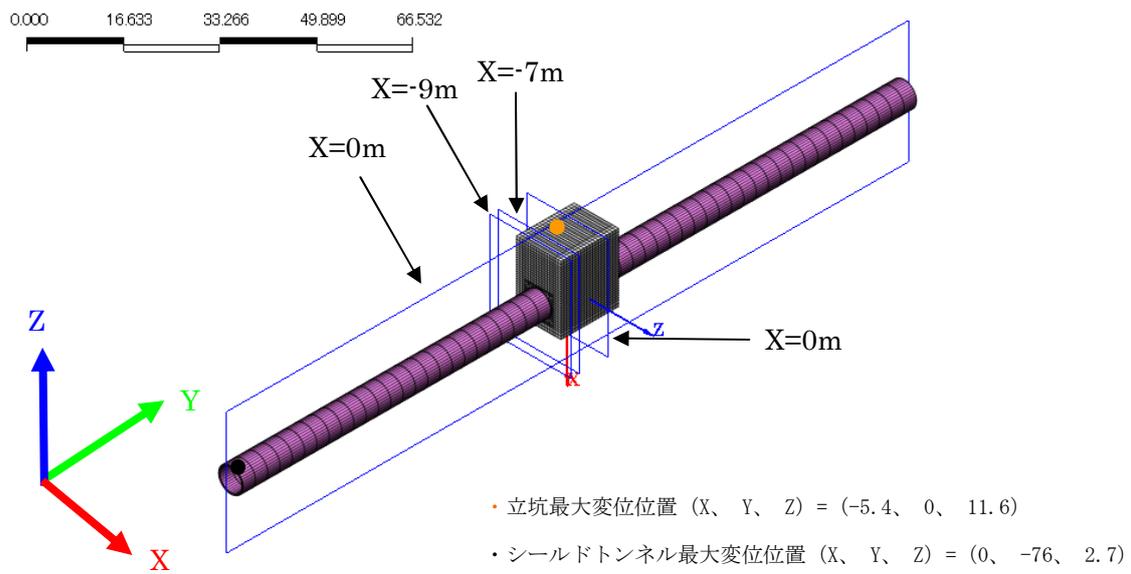


図-4.62 本節で考慮する断面

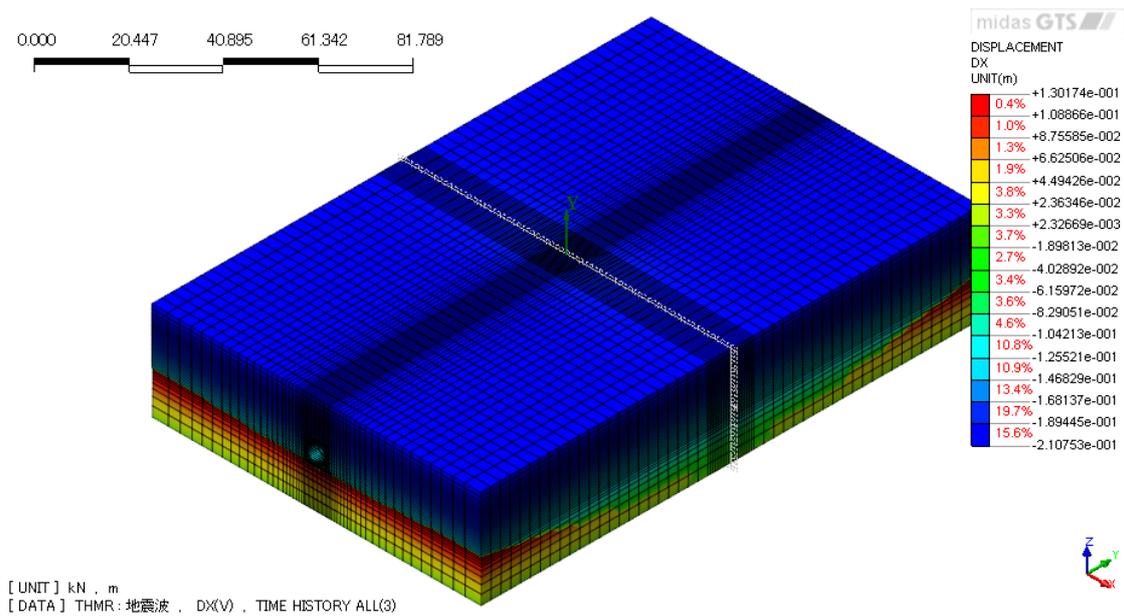


図-4.63 T=9.12(sec)におけるX軸方向変位分布図

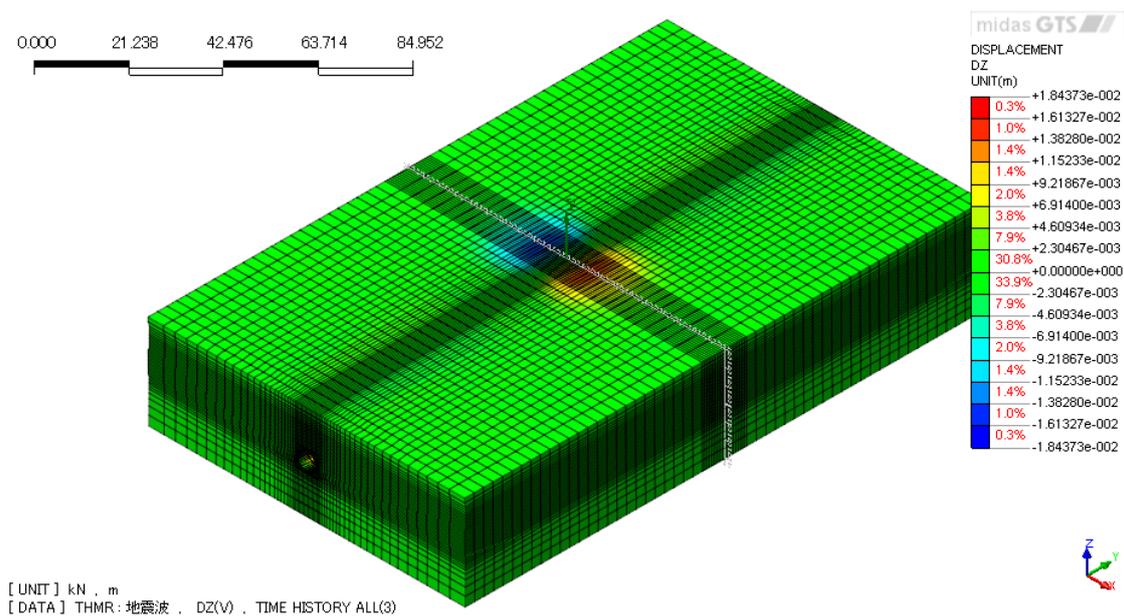


図-4.64 T=9.12(sec)におけるZ軸方向変位分布図

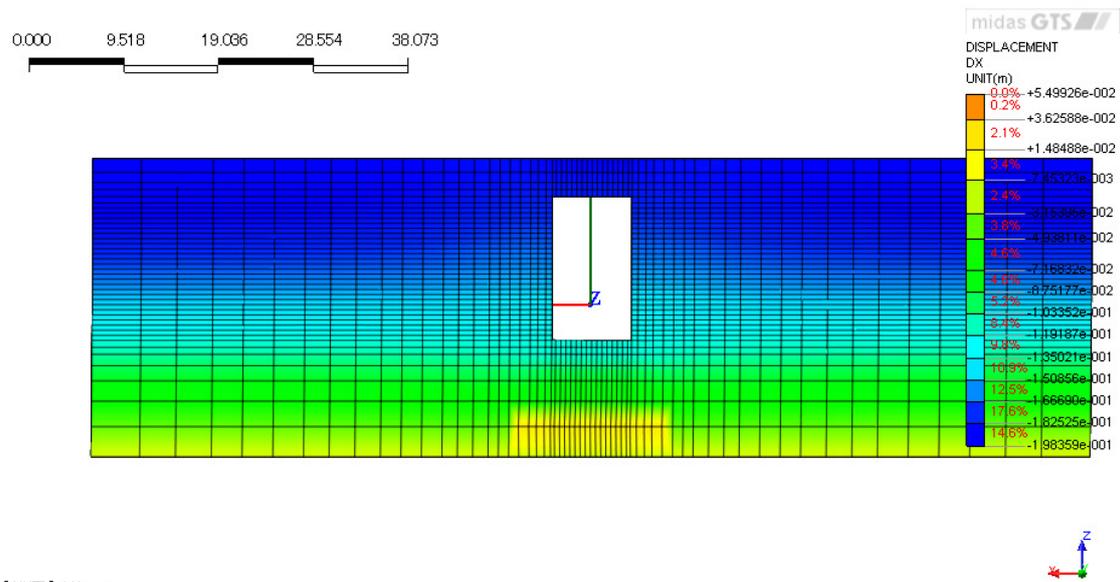


図-4.65 T=9.12(sec)における Y=0(m)断面の X 軸方向変位分布図

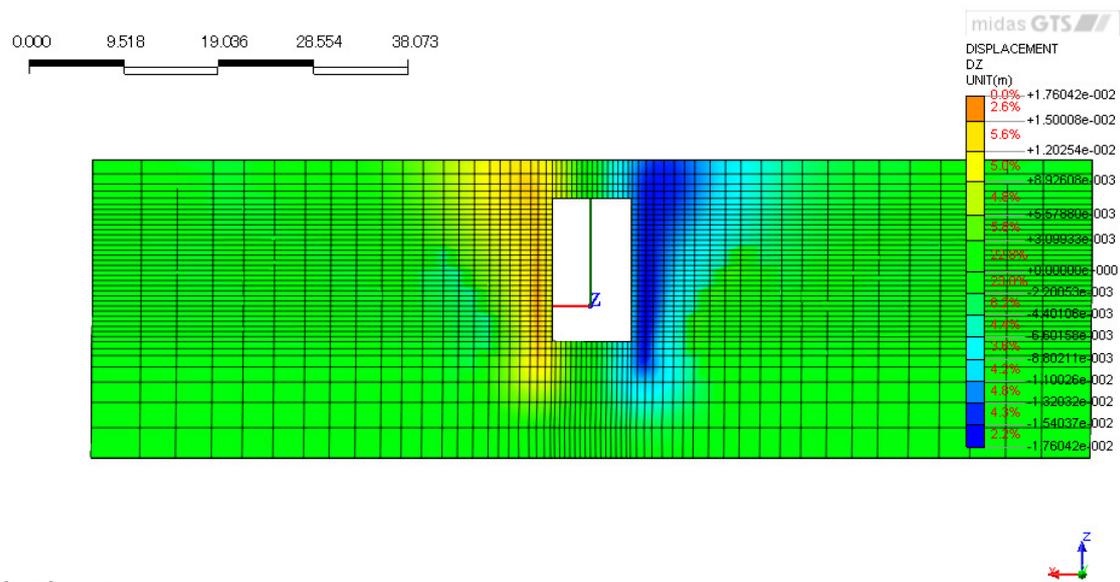


図-4.66 T=9.12(sec)における Y=0(m)断面の Z 軸方向変位分布図

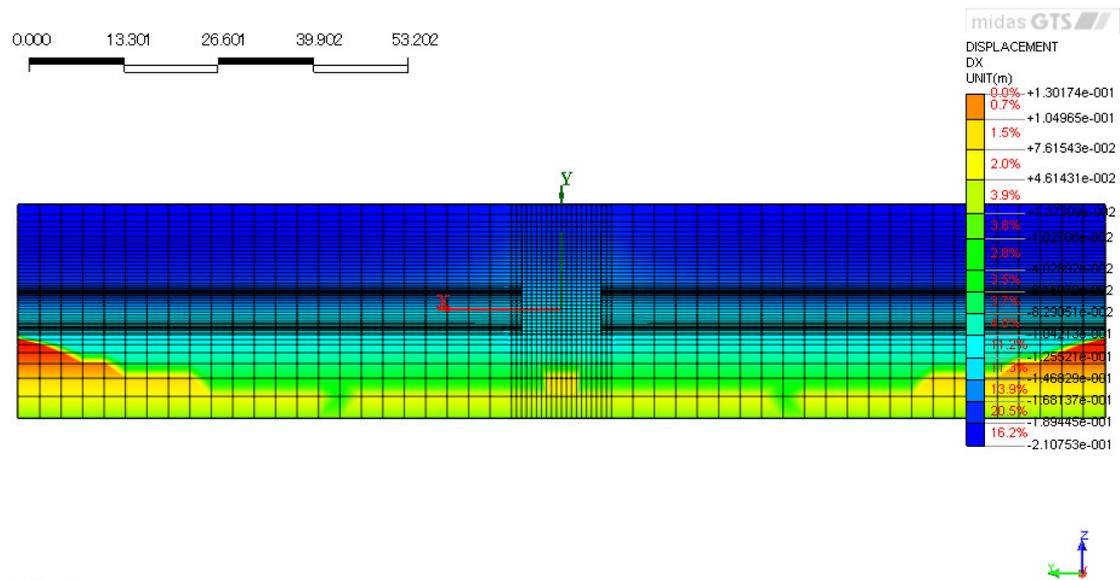


図-4.67 T=9.12(sec)における X=0(m)断面の X 軸方向変位分布図

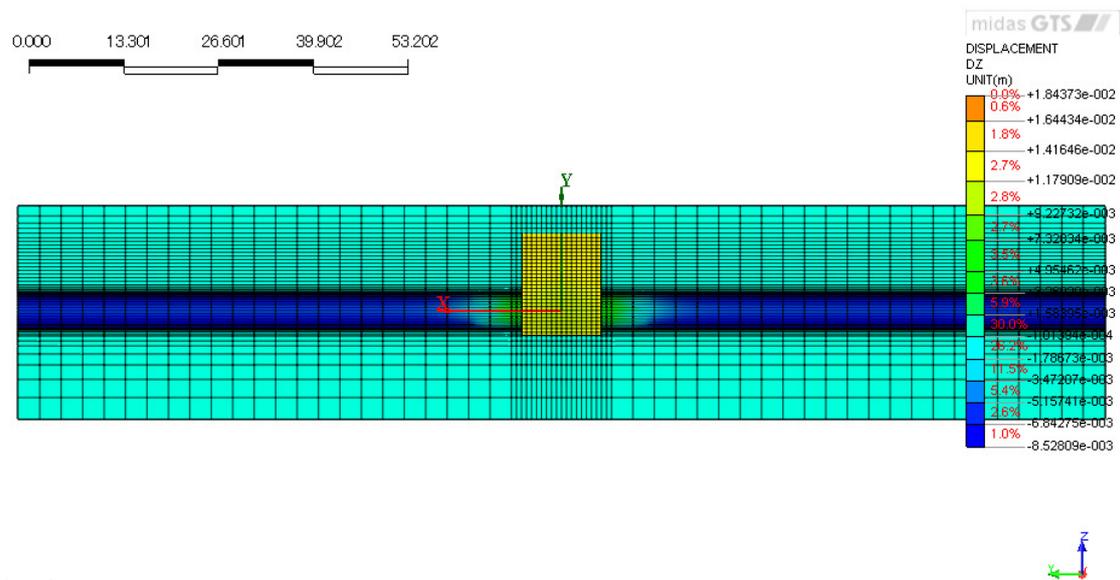


図-4.68 T=9.12(sec)における X=0(m)断面の Z 軸方向変位分布図

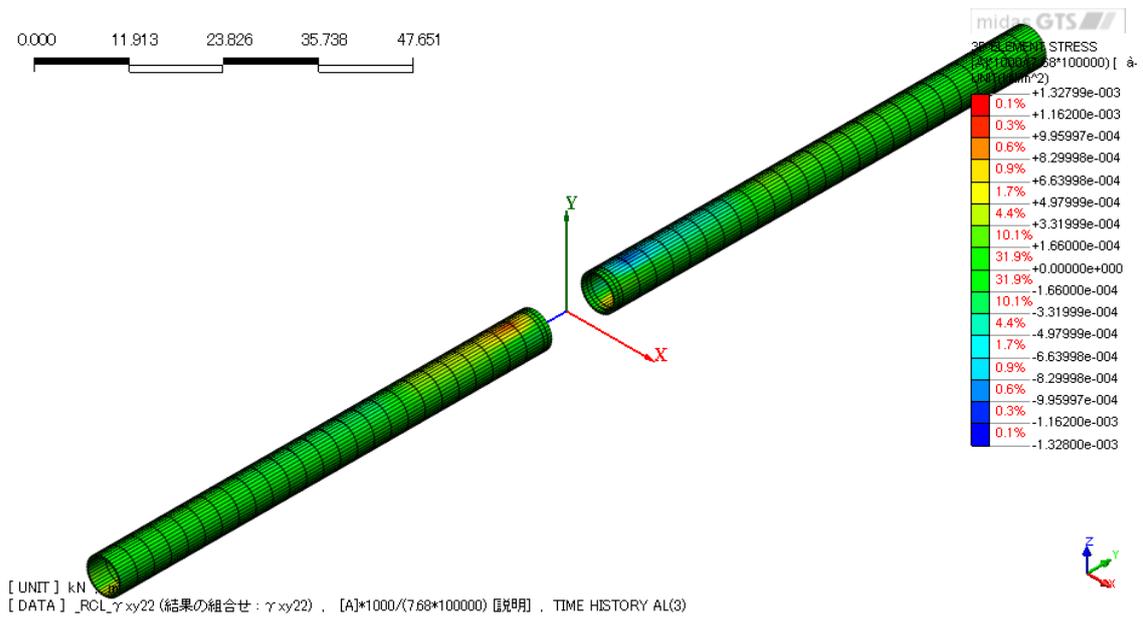


図-4.69 T=9.12(sec)における全体のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  分布図

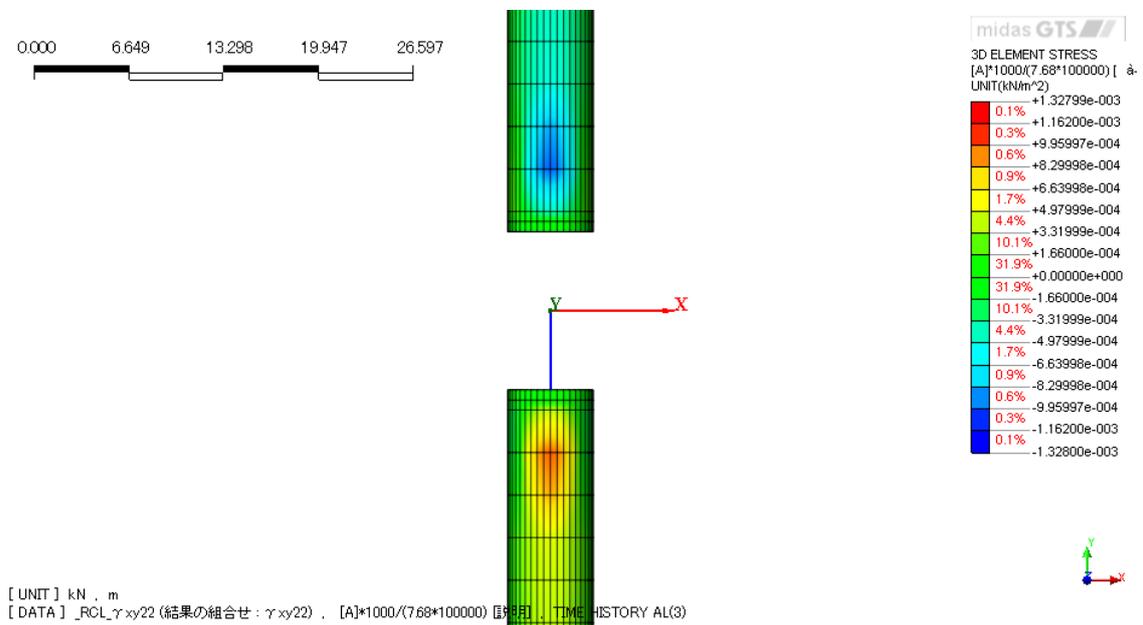


図-4.70 T=9.12(sec)におけるXY面から見たせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  分布図

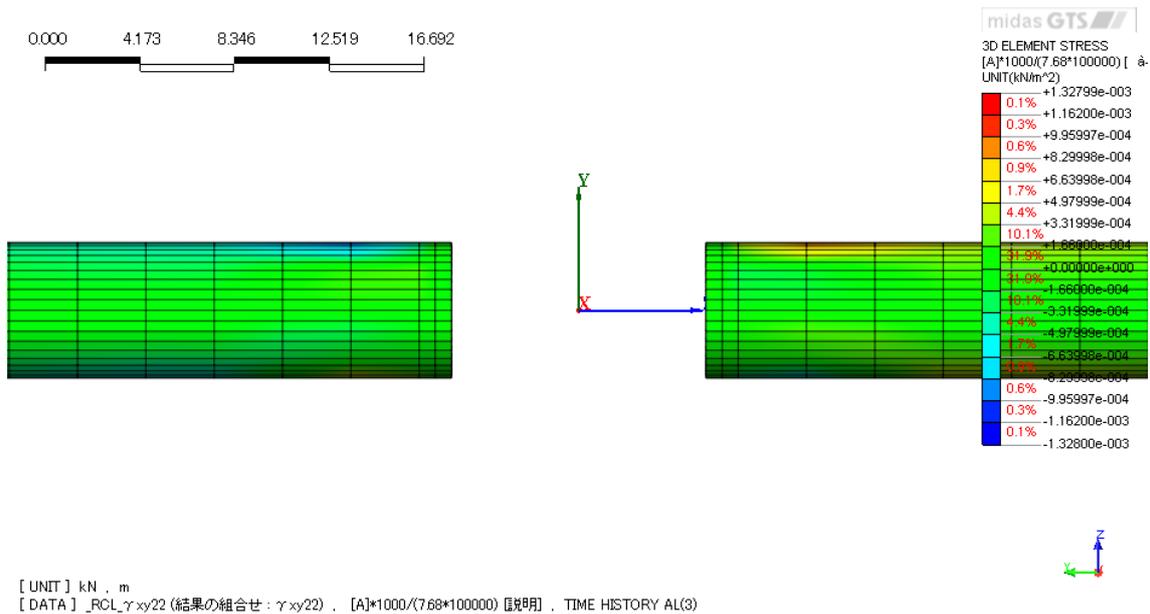


図-4.71 T=9.12(sec)におけるYZ面から見たせん断ひずみ $\gamma_{yx}$ 分布図

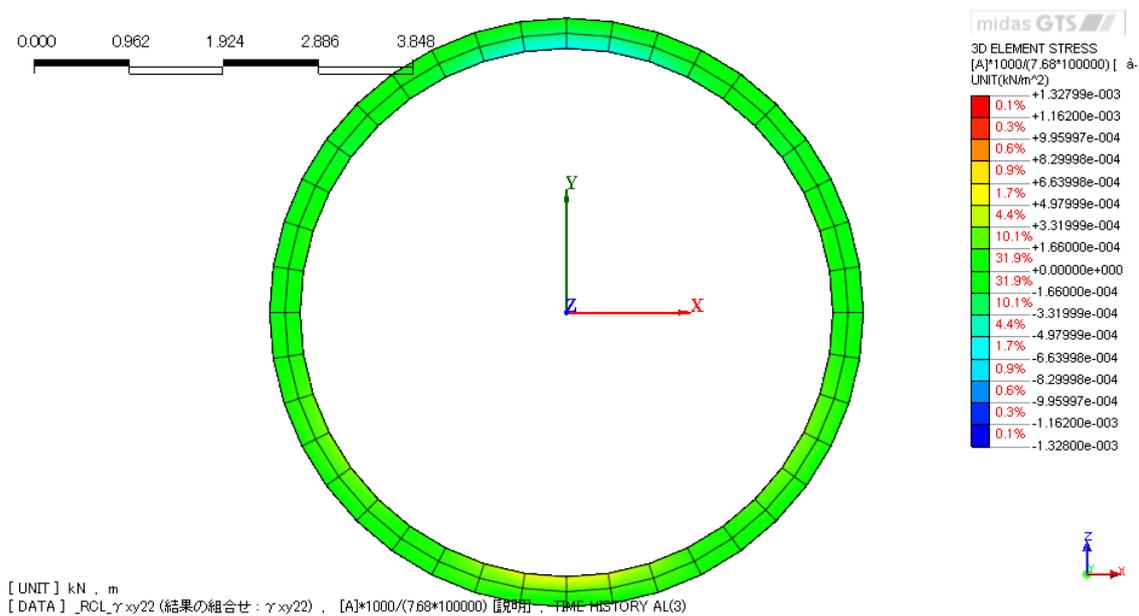


図-4.72 T=9.12(sec)におけるZX面から見たせん断ひずみ $\gamma_{yx}$ 分布図

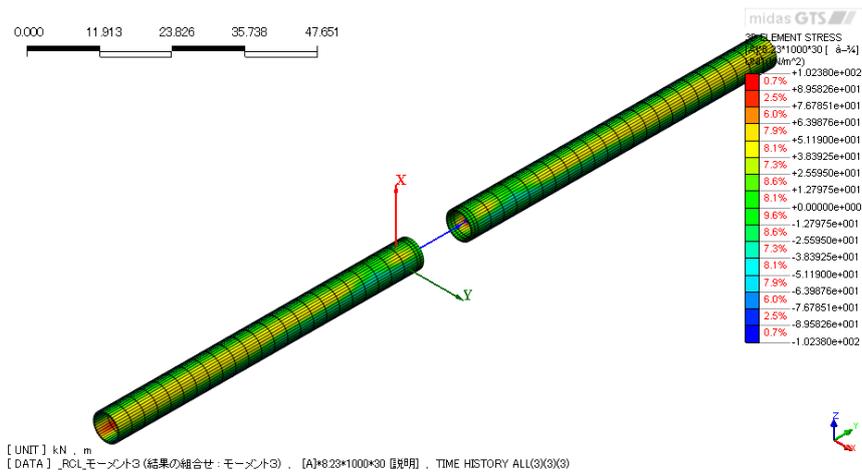


図-4.73 T=9.12(sec)における全体から見たねじれモーメント分布図

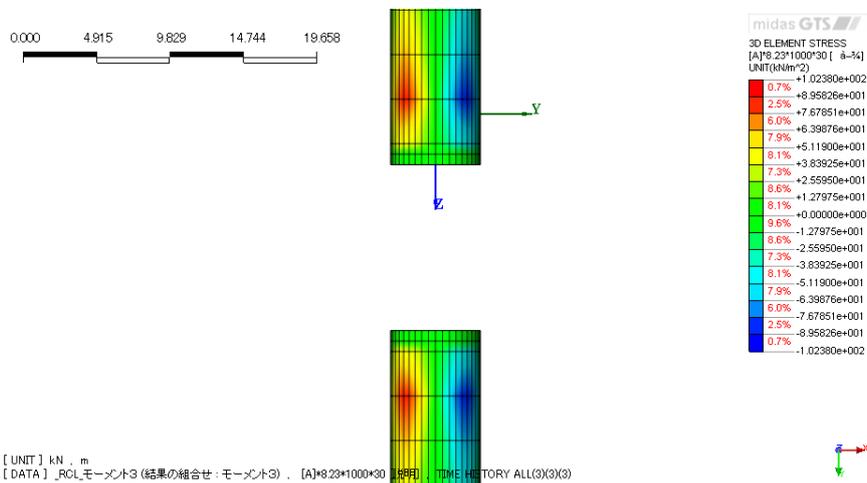


図-4.74 T=9.12(sec)におけるXY面から見たねじれモーメント分布図

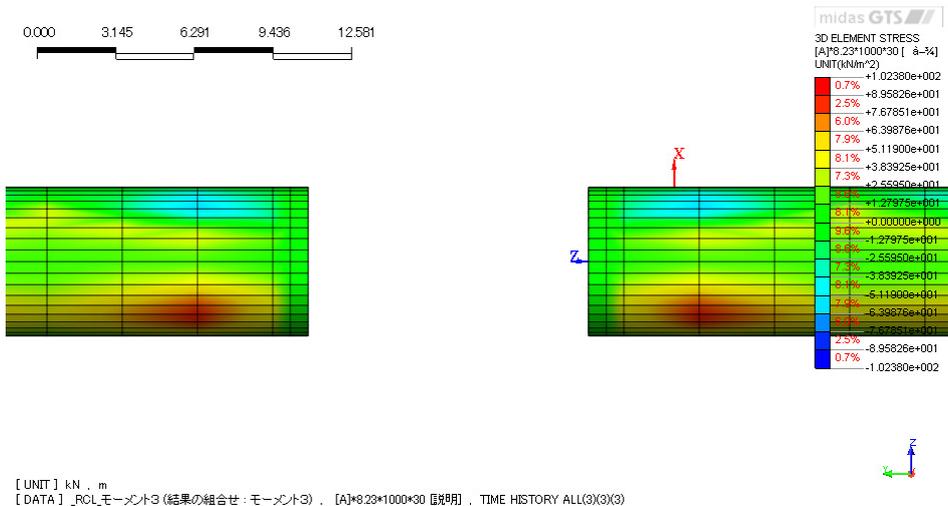


図-4.75 T=9.12(sec)におけるYZ面から見たねじれモーメント分布図

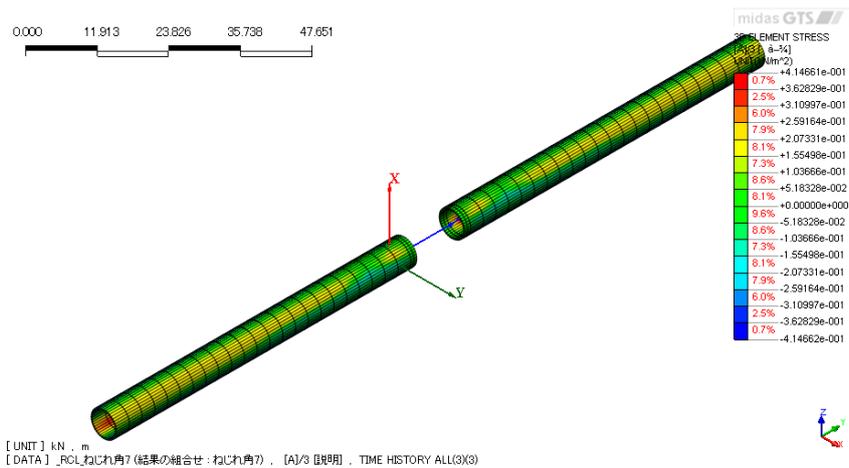


図-4.76 T=9.12(sec)における全体から見た要素内ねじれ角分布図

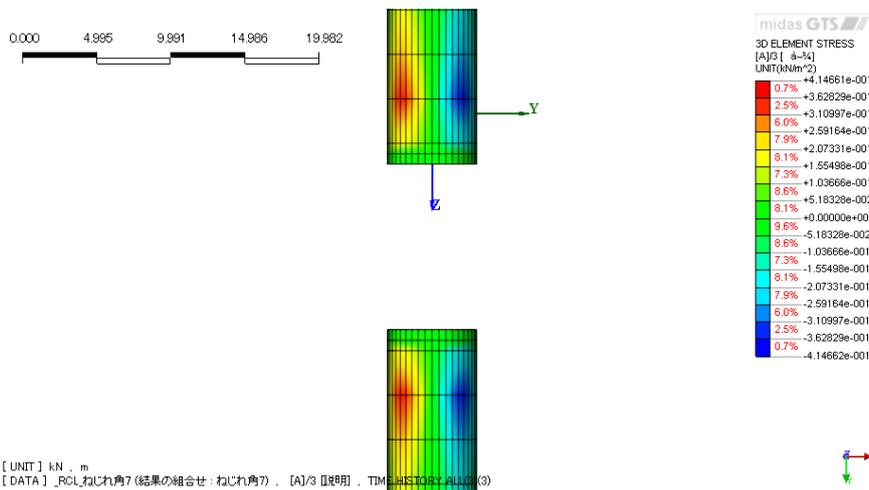


図-4.77 T=9.12(sec)におけるXY面から見た要素内ねじれ角分布図

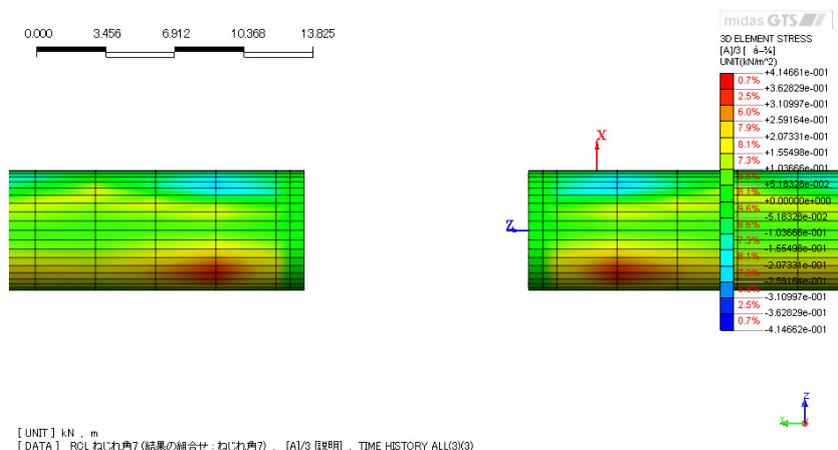


図-4.78 T=9.12(sec)におけるXY面から見た要素内ねじれ角分布図

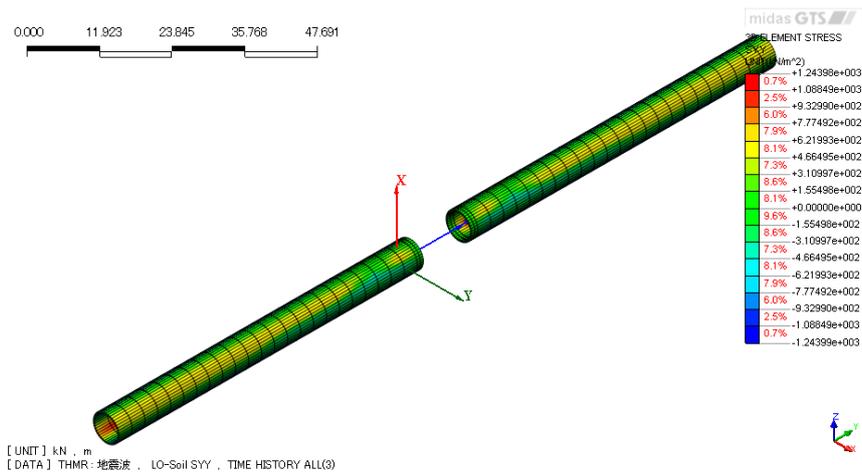


図-4.79 T=9.12(sec)における全体から見たねじれ応力分布図

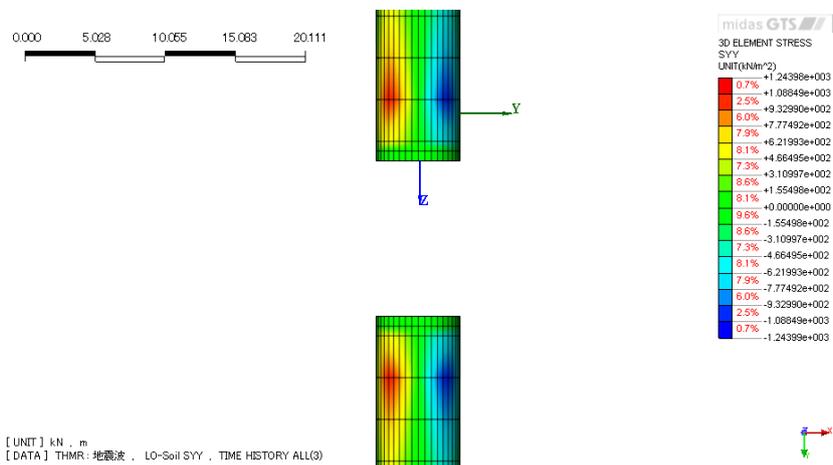


図-4.80 T=9.12(sec)におけるXY面から見たねじれ応力分布図

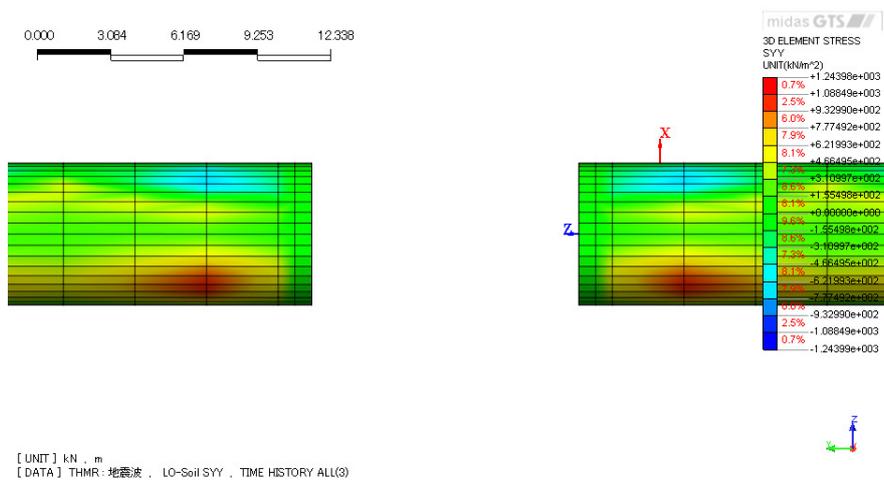


図-4.81 T=9.12(sec)におけるYZ面から見たねじれ応力分布図

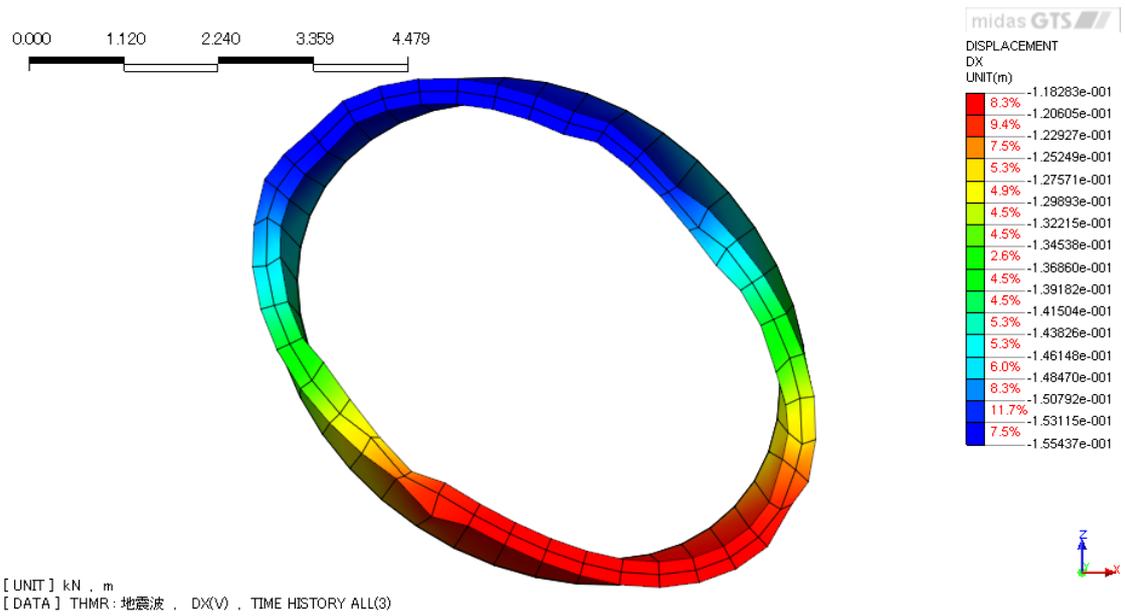


図-4.82 Y=-9(m)のシールドトンネルの変形の様子

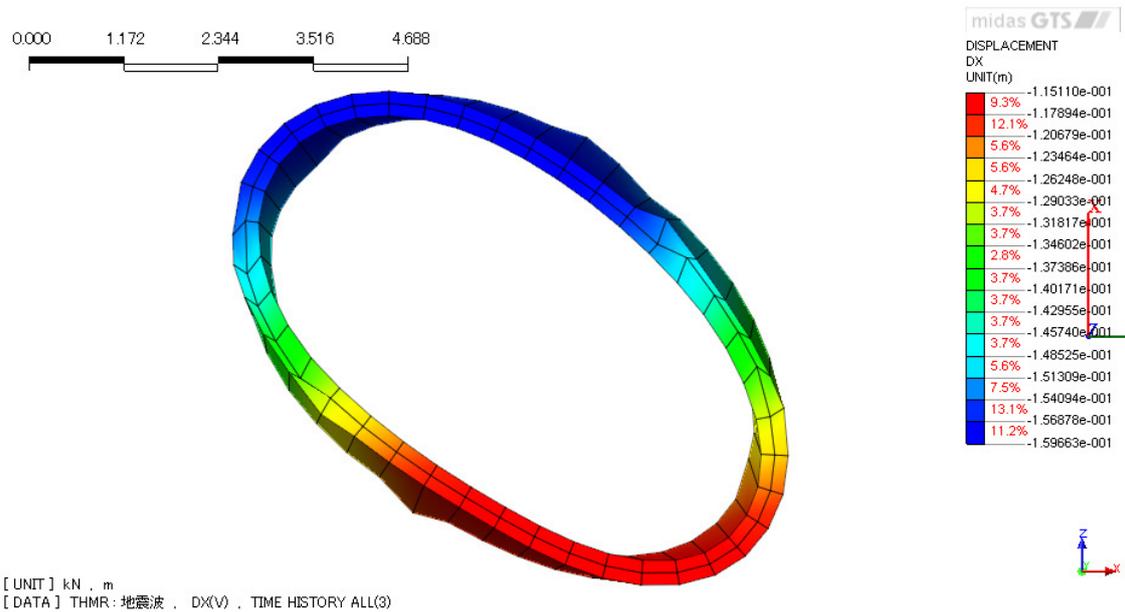


図-4.83 Y=-8(m)のシールドトンネルの変形の様子

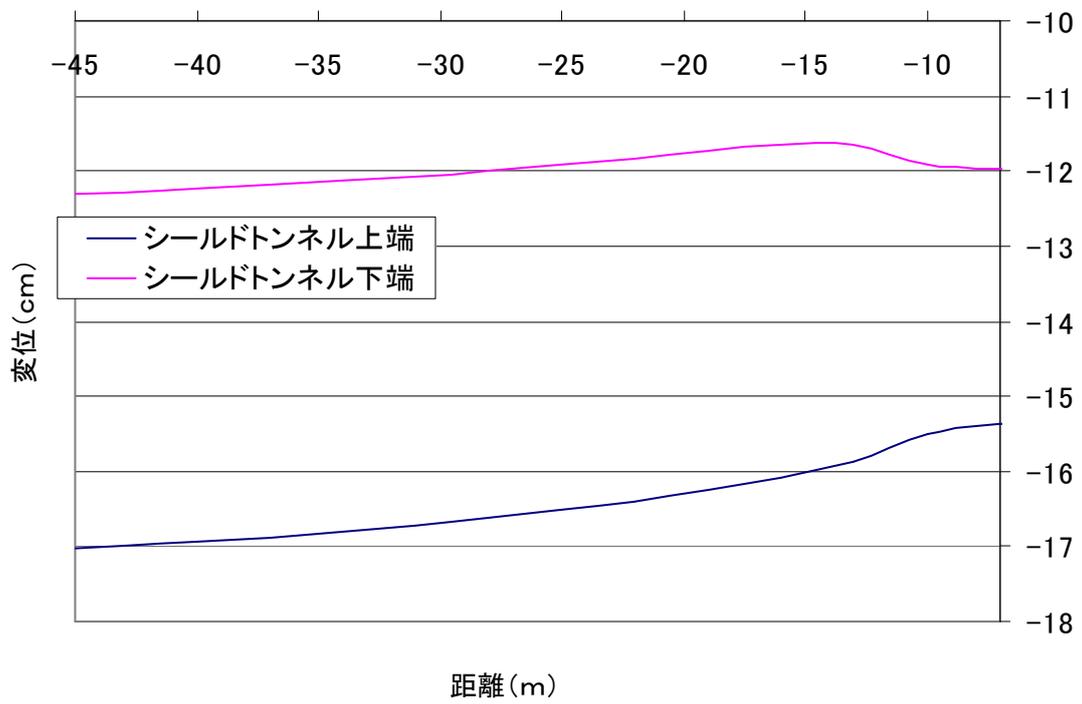


図-4.84 シールドトンネルの上下端の X 軸方向変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

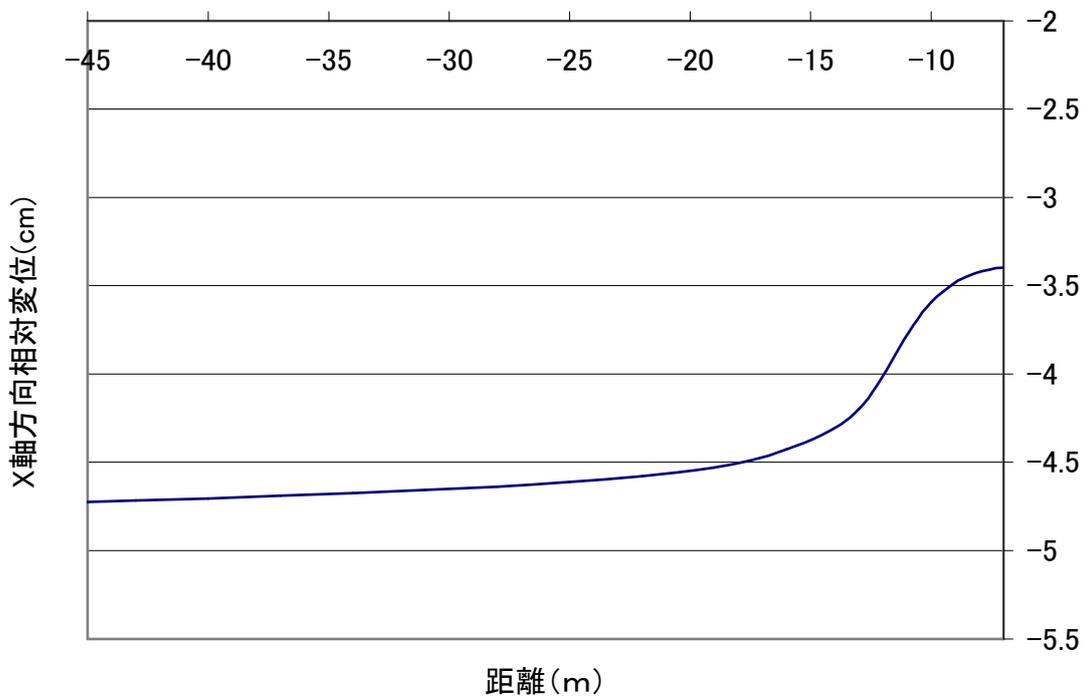


図-4.85 シールドトンネルの上下端の X 軸方向相対変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

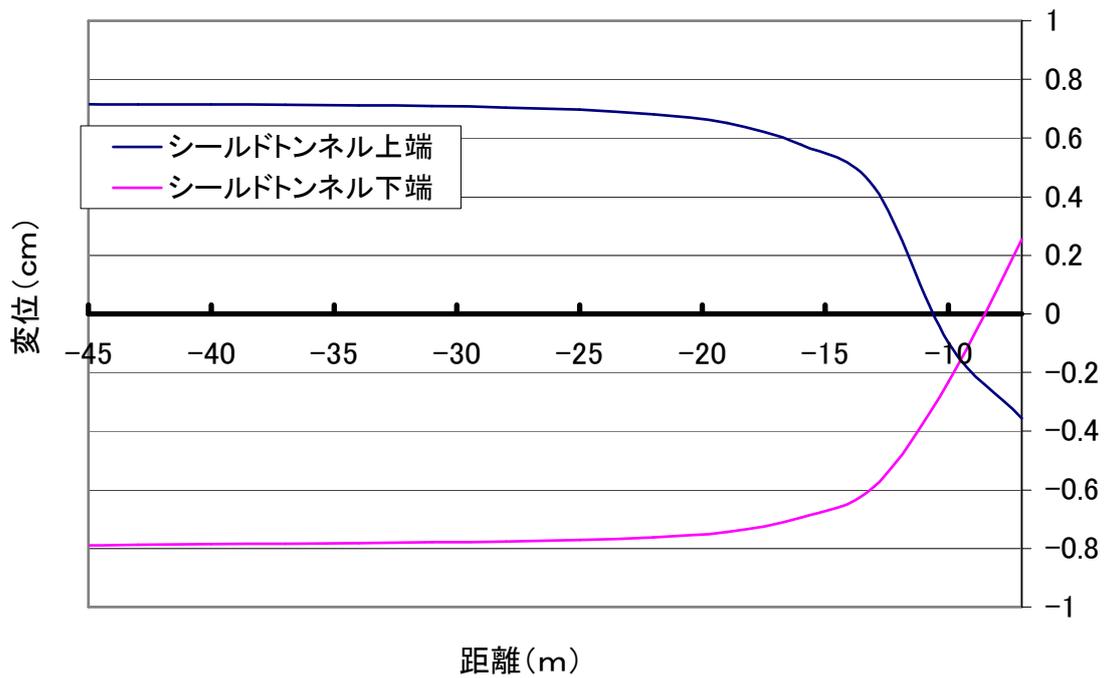


図-4.86 シールドトンネルの上下端のZ軸方向変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

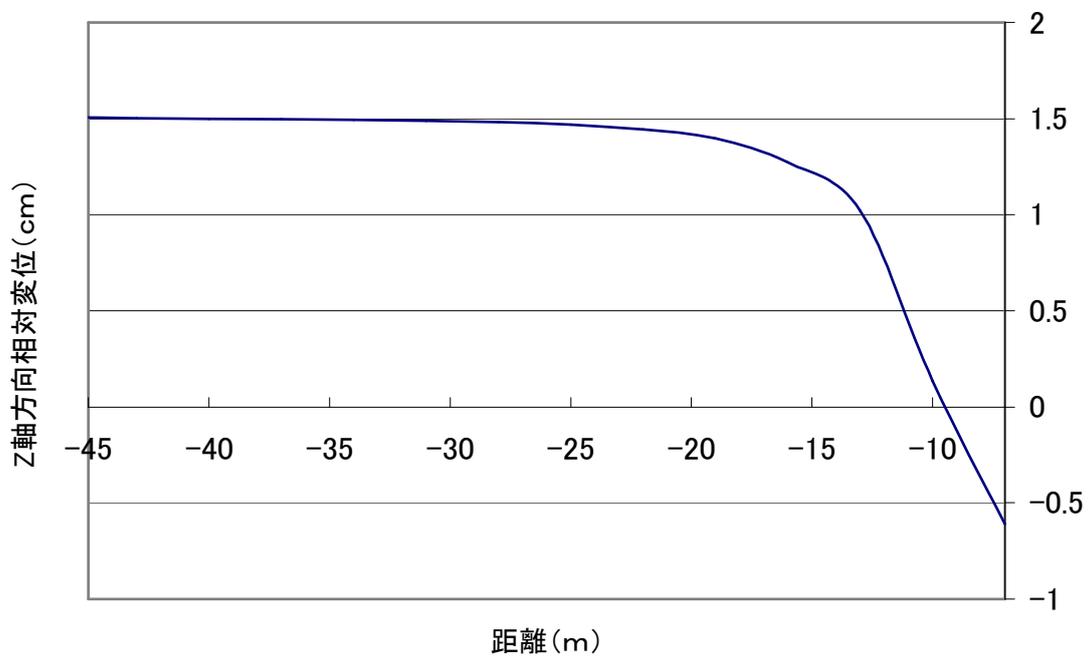


図-4.87 シールドトンネルの上下端Z軸方向相対変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

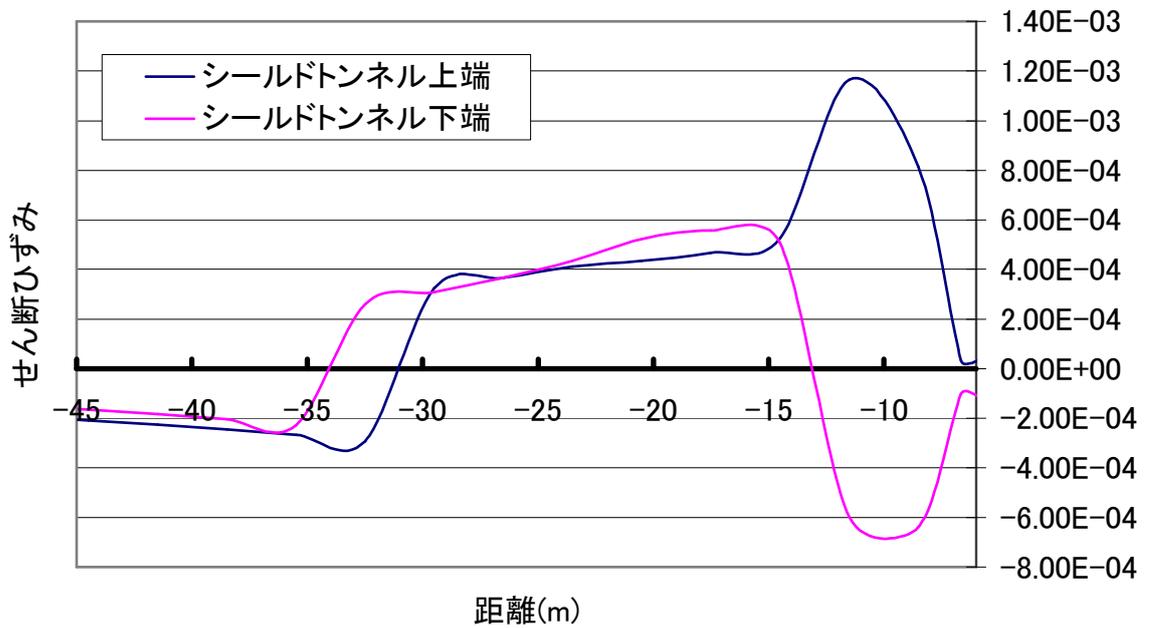


図-4.88 シールドトンネルの上下端のせん断ひずみ  $\gamma_{yx}$  分布図 (-7(m)で立坑に接続)

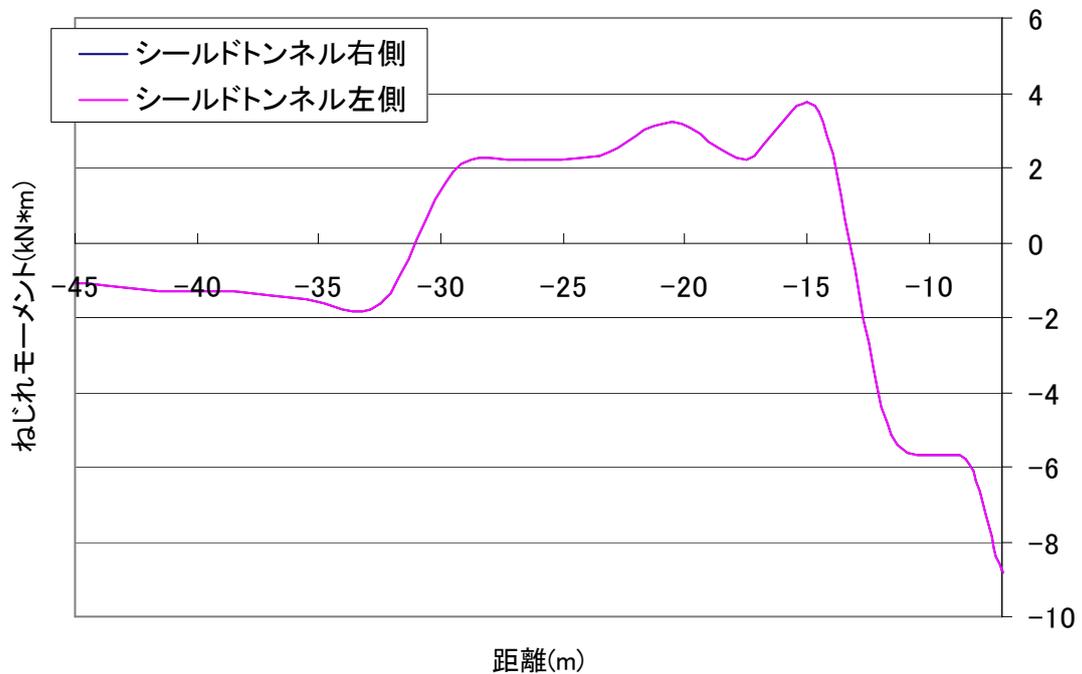


図-4.89 シールドトンネルの右左端のねじれ応力分布図 (-7(m)で立坑に接続)

### 4.5.3 トンネル軸方向の地震応答

本節では、前節の図-4.10 に示した地震波をトンネル軸方向（Y 軸方向）に入力した際の立坑を有するシールドトンネルの地震応答について考える。まず、本節で考慮する断面を図-4.90 に示す。Y 軸方向の最大変位は、 $T=9.12\text{sec}$  でシールドトンネルで $-15.74\text{cm}$ 、 $T=9.12\text{sec}$  立坑で $-16.98\text{cm}$  の変位が生じた。その位置は X 軸方向同様に前節で示した位置と同じであった。そこで、 $T=9.11\text{sec}$  におけるモデル全体の変形図・変位分布図を図-4.91 に示す。図-4.91、図-4.92 より Y 軸方向には最大 $-21.6\text{cm}$ 、Z 軸方向には $\pm 2.09\text{cm}$  の最大変位が生じている。また、トンネル軸断面並びにトンネル軸横断面の変位分布図を確認するために、図-4.93、図-4.94 に  $Y=82\text{m}$  断面、ならびに図-4.95、図-4.96 に  $X=0\text{m}$  断面の X 方向、Z 方向の変位分布図を示す。図-4.93、図-4.94 より、 $Y=0\text{m}$  断面において、Y 軸方向の変位はほぼ一様に分布しているが、Z 軸方向には若干の Z 軸方向変位が確認できる。同様に図-4.95、図-4.96 の  $X=0\text{m}$  断面においても Y 軸方向変位は一様に分布しているが、Z 軸方向は立坑接続部付近 ( $Y=-9\text{m}\sim-7\text{m}$ ) で $\pm 2.15\text{cm}$  の大きな変位が生じている。Y 軸方向においても変形の様子はほぼ正弦波と同じ傾向を示していることが確認できる。つまり、前章でも述べたように立坑の Y 軸方向のロッキングによって、トンネル軸方向に大きな軸力が生じていることが考えられる。

そこで構造物の Y 軸方向軸ひずみ  $\varepsilon_{yy}$  の分布図を図-4.97～図-4.100 に示す。これらの図より、正弦波同様に、立坑接続部付近 ( $Y=-9\text{m}$ ) までのひずみ分布と立坑接続部近傍 ( $Y=-9\text{m}\sim-7\text{m}$ ) までのひずみ分布は正負反対になっている事が確認できる。これは、前節で示したように、立坑を有するシールドトンネルが軸方向に震動すると、立坑接続部近傍は地盤に付随して動き、ロッキングによる影響は  $Y=-14\text{m}$  付近にて現れるためである。図-4.87 においても同様の傾向が表れ、 $Y=-14\text{m}$  付近にて軸ひずみが  $0.179\%$  生じているのが確認できる。次に、図-4.101、図-4.102 にシールドトンネルの上下端の Y 軸方向変位分布図および Y 軸方向上下端の相対変位分布図を、図-4.103、図-4.104 にシールドトンネルの上下端の Z 軸方向変位分布図、Z 軸方向上下端の相対変位分布図を示す。また図-4.105 には Y 軸方向軸ひずみ  $\varepsilon_{yy}$  分布図を、図-4.102 には Y 軸方向軸応力分布図を示す。これらの図は横軸が Y 軸の位置を表わしており、 $Y=-7\text{m}$  にて立坑と接続している。図-4.101、図-4.102 は縦軸が Y 軸方向の変位を表わしており、 $Y=-52\text{m}$  の位置ではシールドトンネル上部で $-16.0\text{cm}$  下部で $-10.1\text{cm}$  の変位が生じている。しかし、X 軸方向の震動と同様に相対変位からも分かるように、立坑接続部付近 ( $Y=-9\text{m}$ ) に近づくにつれ変位が拘束されているのが分かる。図-4.103、図-4.104 は縦軸が Z 軸方向の変位を表わしており、Z 軸方向の変位は  $Y=-13\text{m}$  に近づくにつれ上下端の相対変位は大きくなるが、それ以降は再び立坑接続部までは変位が拘束されている。一方、図-4.105 より、Y 軸方向軸ひずみ  $\varepsilon_{yy}$  は  $Y=-6.5\text{m}$  にて最大  $0.10\%$  生じ、 $Y=-6.65\text{m}$  では正負反対に再び大きな値となっている。また図-4.106 は Y 軸方向軸応力分布図を示している。軸応力はひずみ同様に  $Y=-14.5\text{m}$  でシールドトンネル上端では約  $1423\text{kN/m}^2$  の引張が、下端では  $768\text{kN/m}^2$  の圧縮が生じている。しかし  $Y=-20.5\text{m}\sim-5.95\text{m}$  まではひずみと同じ

く正負反対の値となっており、立坑接続部近傍 (Y=-5.95m) にて最大 278kN/m<sup>2</sup> の圧縮応力が生じている。

軸応力の値に対しては、シールドトンネル設計・施工指針<sup>37)</sup>にあるように、設計基準強度によってセグメント用の圧縮応力度が定められており、その値は 16000~22000kN/m<sup>2</sup> となっているため、今回算出された値においては軸方向にも軸力による破壊には至っていないものと考えられる。しかし、立坑を有するシールドトンネルがトンネル軸方向に震動する場合の立坑のロッキングによるシールドトンネルへの影響を確認することができた。

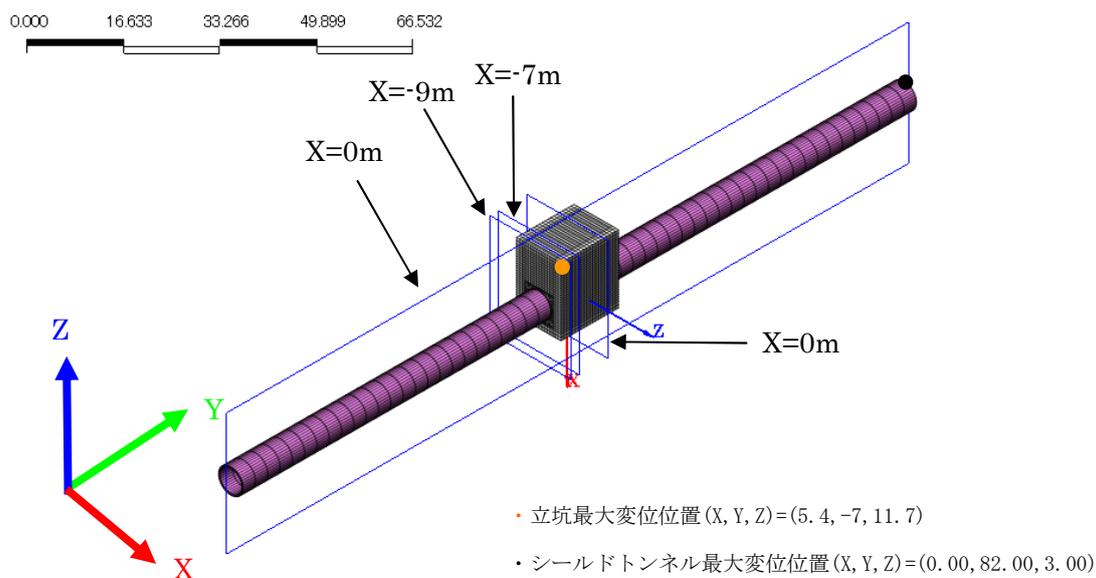


図-4.90 考慮する断面

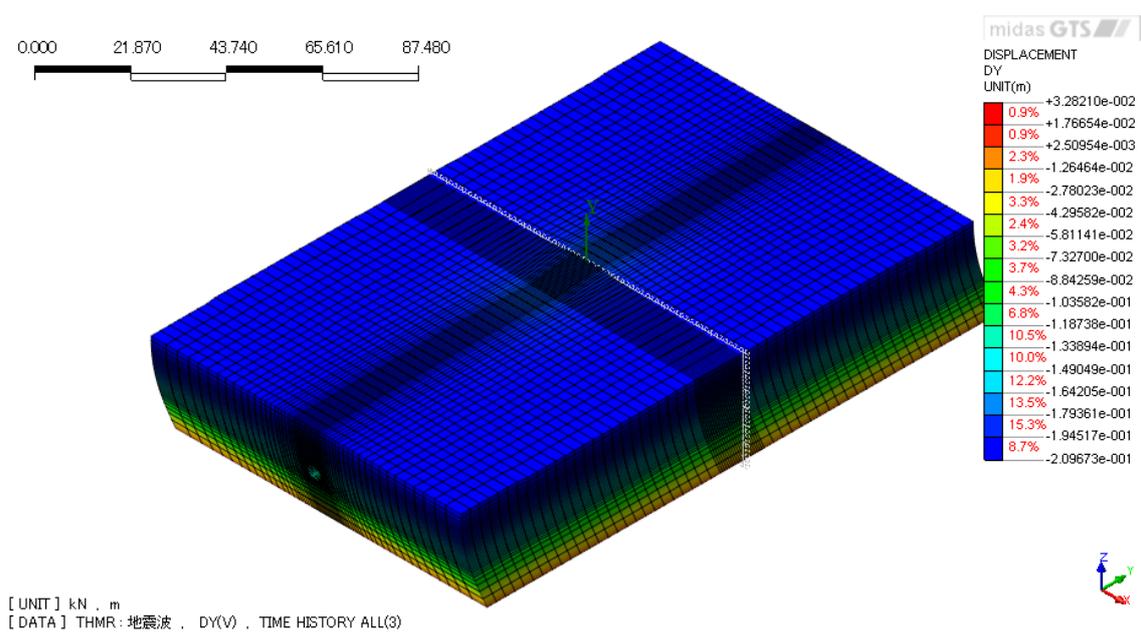


図-4.91 T=9.12(sec)におけるY軸方向変位分布図

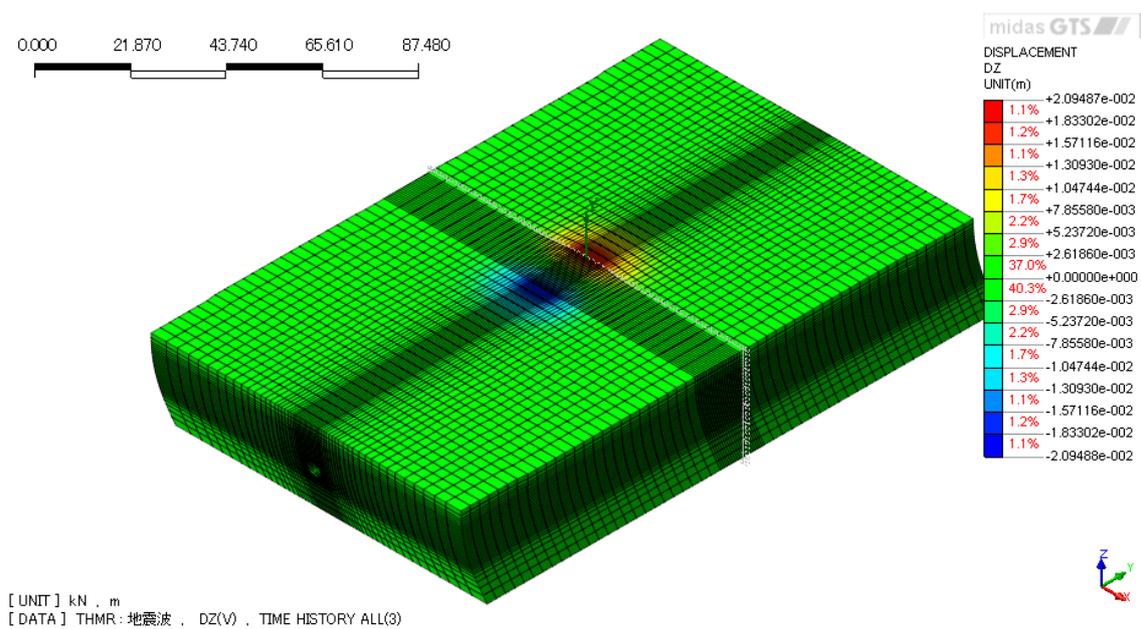


図-4.92 T=9.12(sec)におけるZ軸方向変位分布図

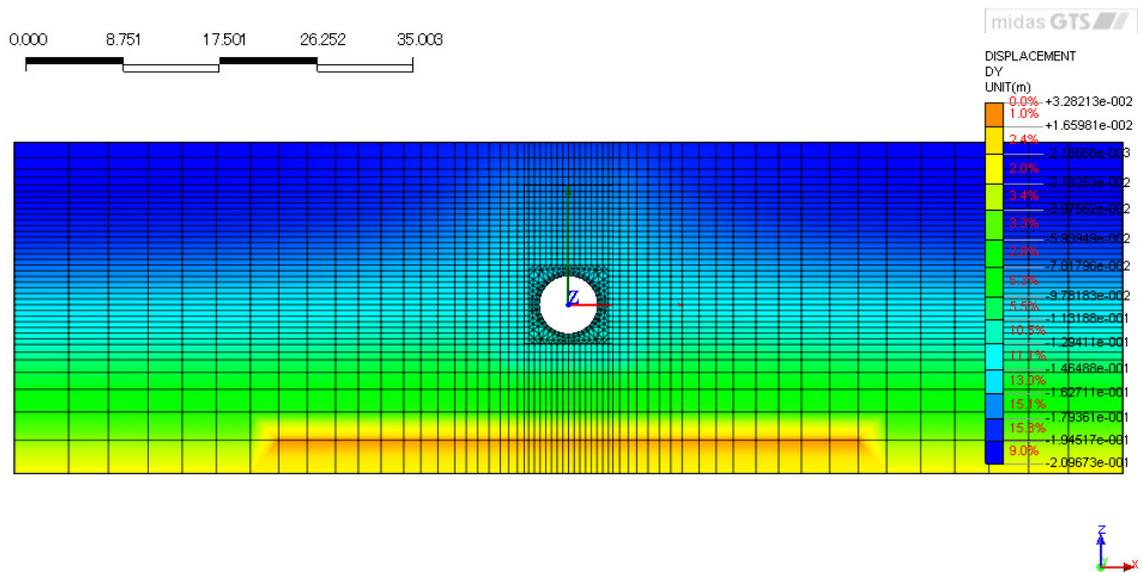


図-4.93 T=9.12(sec)における Y=82(m)断面の Y 軸方向変位分布図

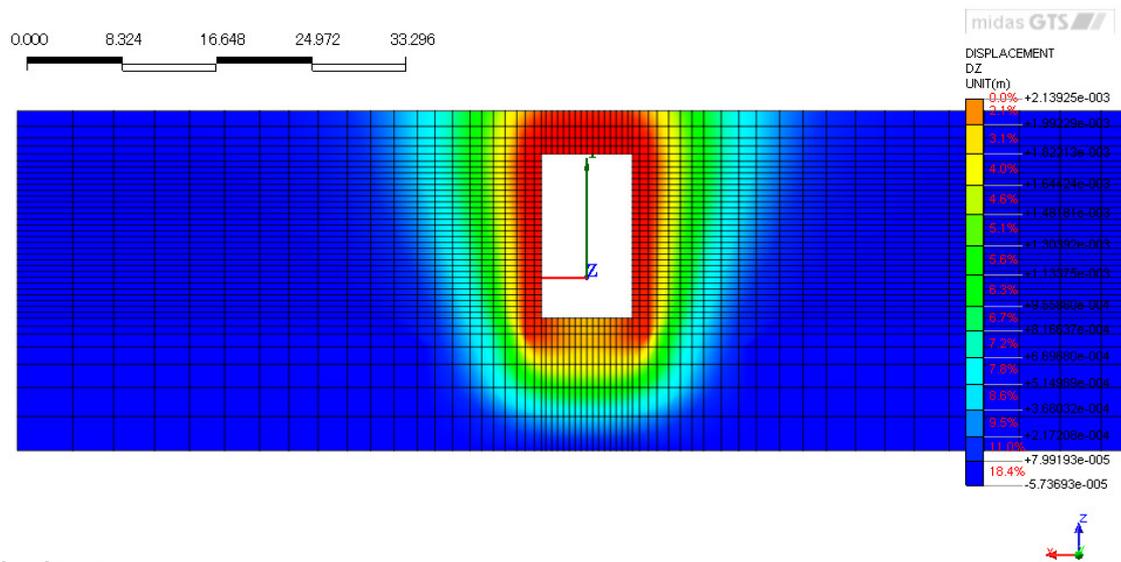


図-4.94 T=9.12(sec)における Y=82(m)断面の Z 軸方向変位分布図

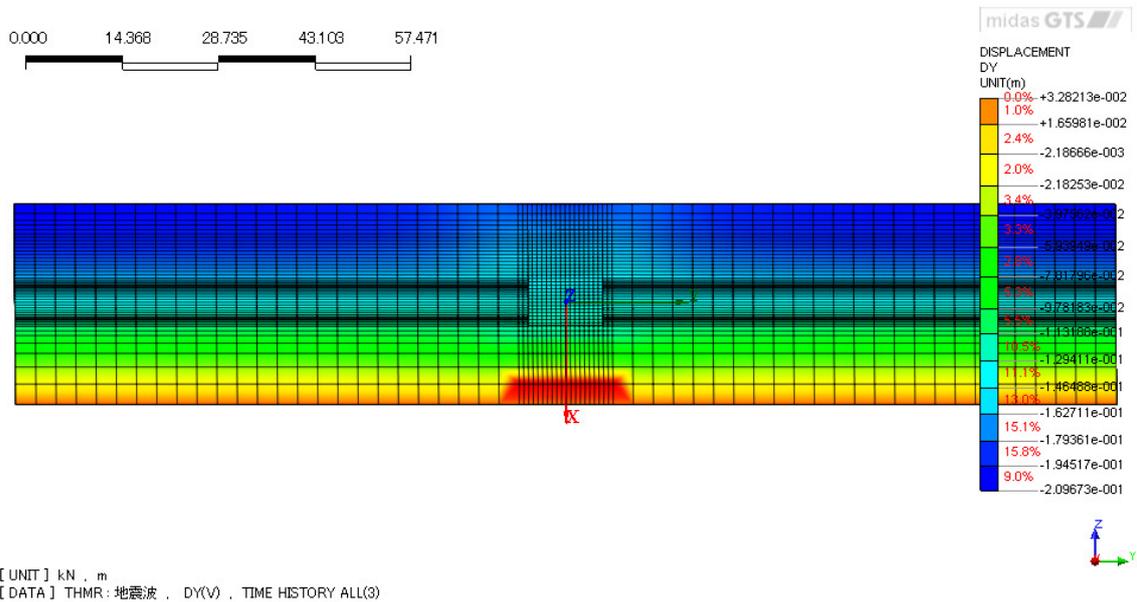


図-4.95 T=9.12(sec)における X=0(m)断面の Y 軸方向変位分布図

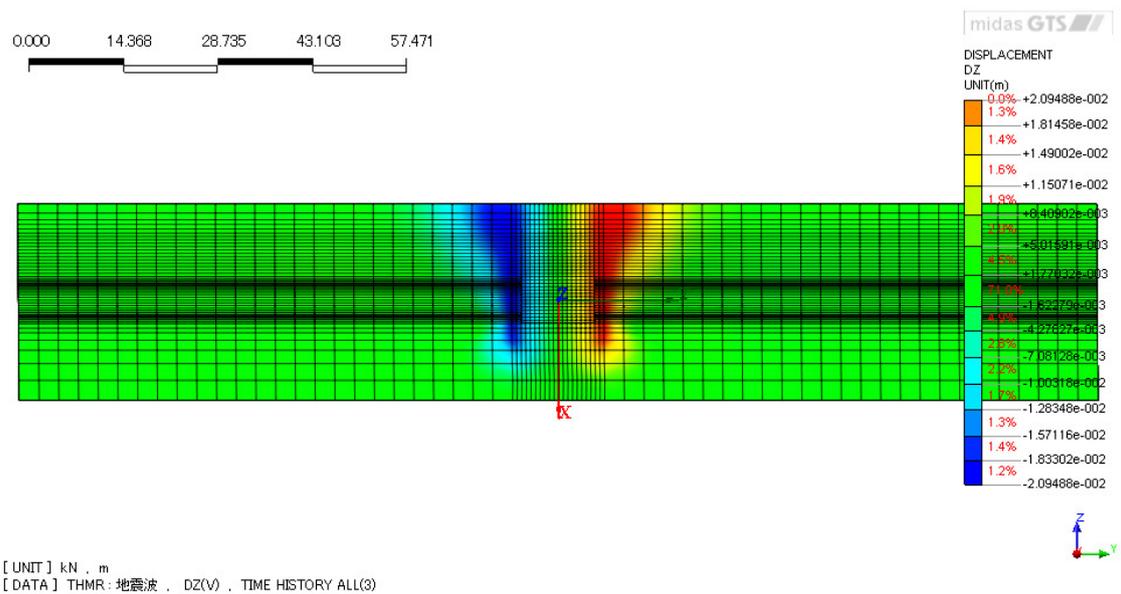


図-4.96 T=9.12(sec)における X=0(m)断面の Z 軸方向変位分布

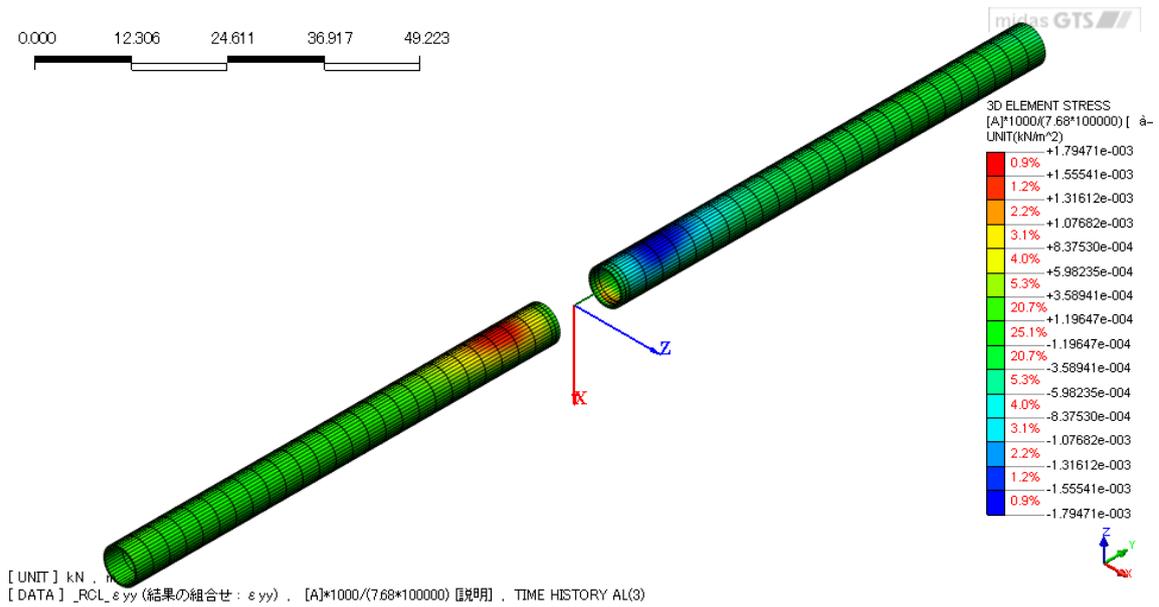


図-4.97 T=9.12(sec)における全体から見たY軸方向軸ひずみ $\epsilon_{yy}$ 分布図

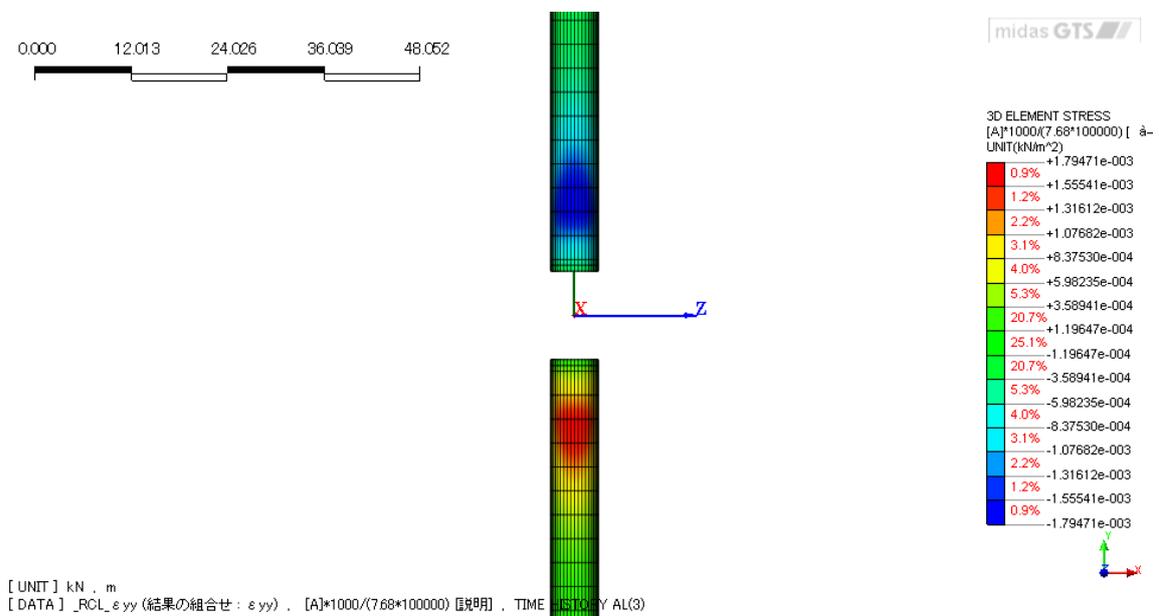


図-4.98 T=9.12(sec)におけるXY面から見たY軸方向軸ひずみ $\epsilon_{yy}$ 分布図

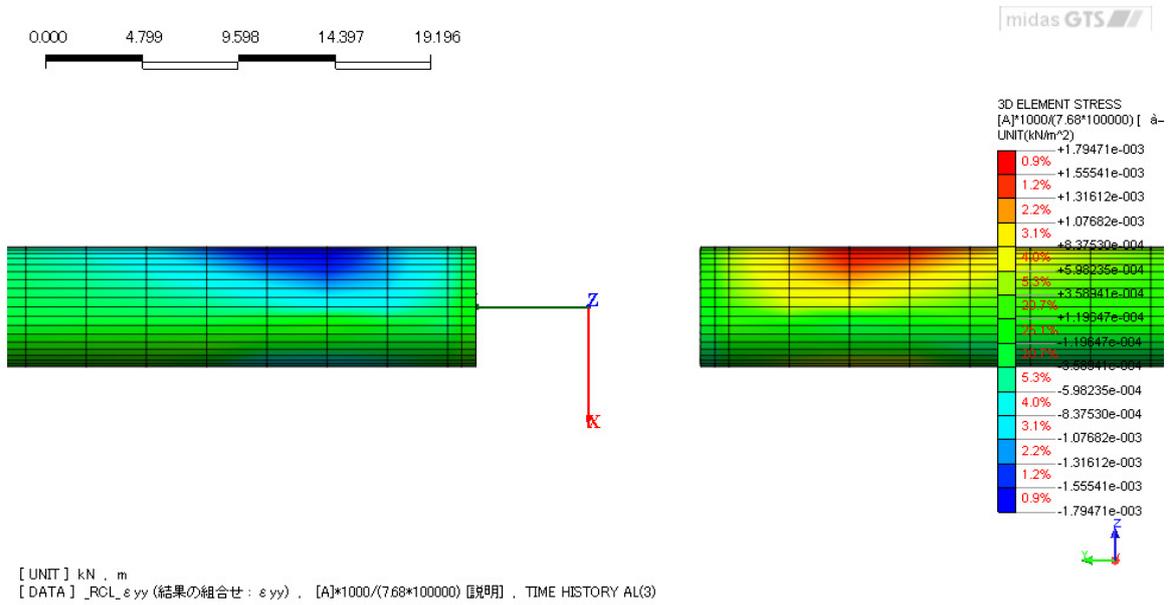


図-4.99 T=9.12(sec)におけるYZ面から見たY軸方向軸ひずみ $\epsilon_{yy}$ 分布図

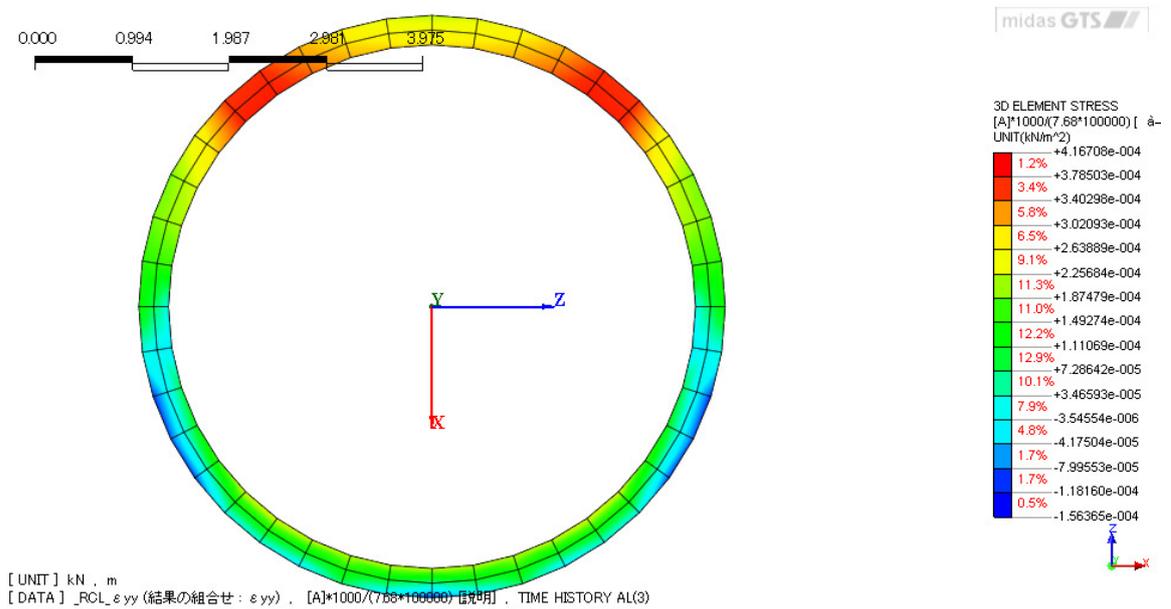


図-4.100 T=9.12(sec)におけるXZ面から見たY軸方向軸ひずみ $\epsilon_{yy}$ 分布図

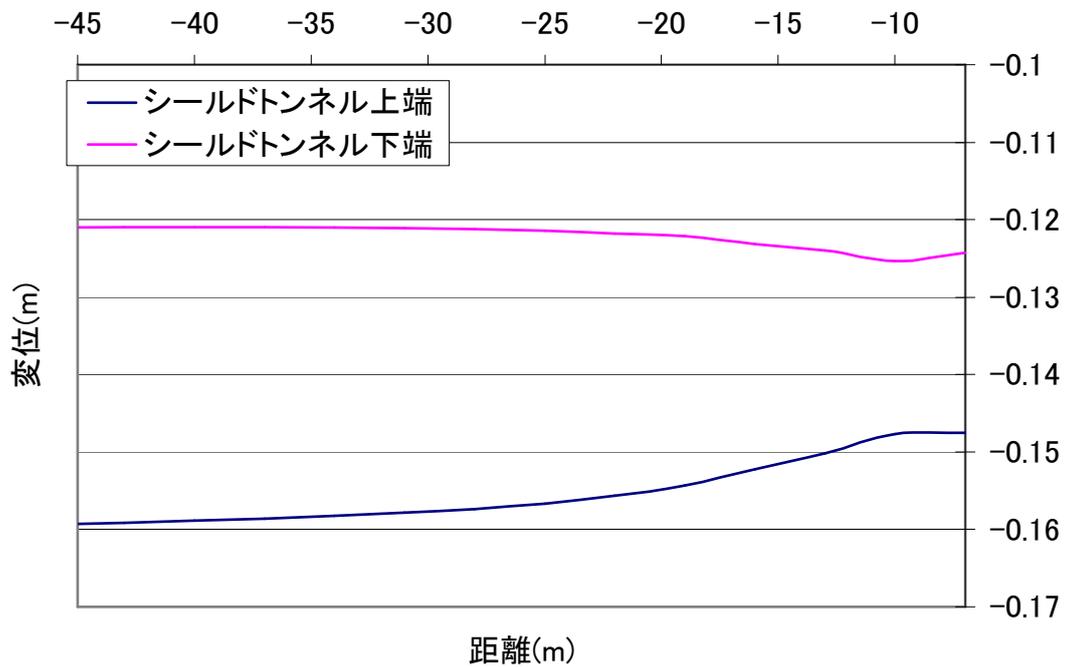


図-4.101 シールドトンネルの上下端のY軸方向変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

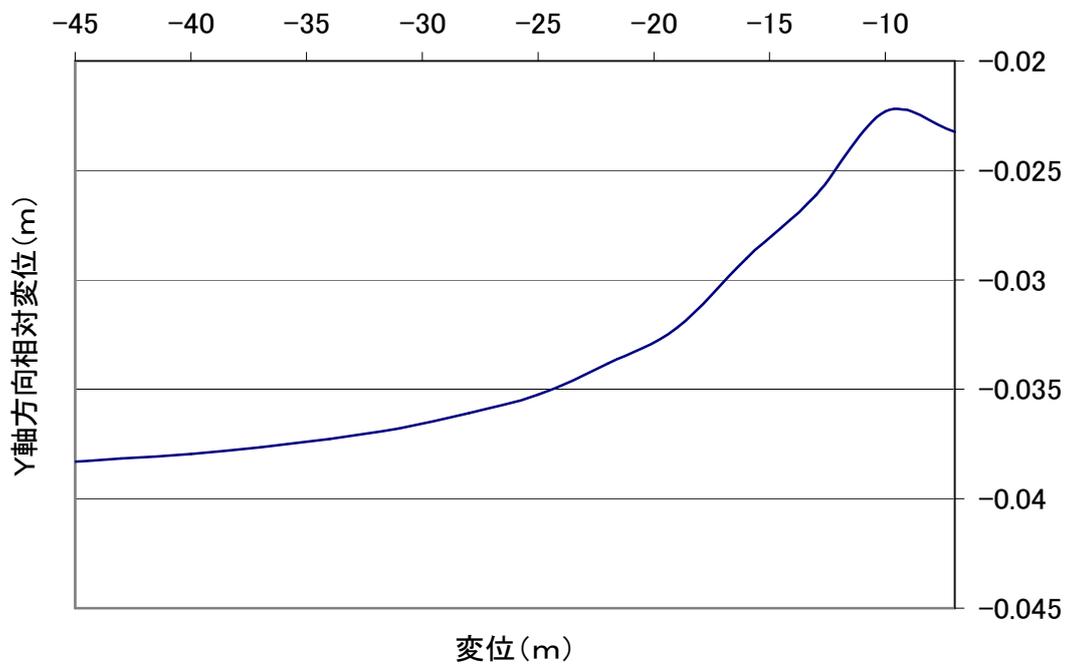


図-4.102 シールドトンネルの上下端のY軸方向相対変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

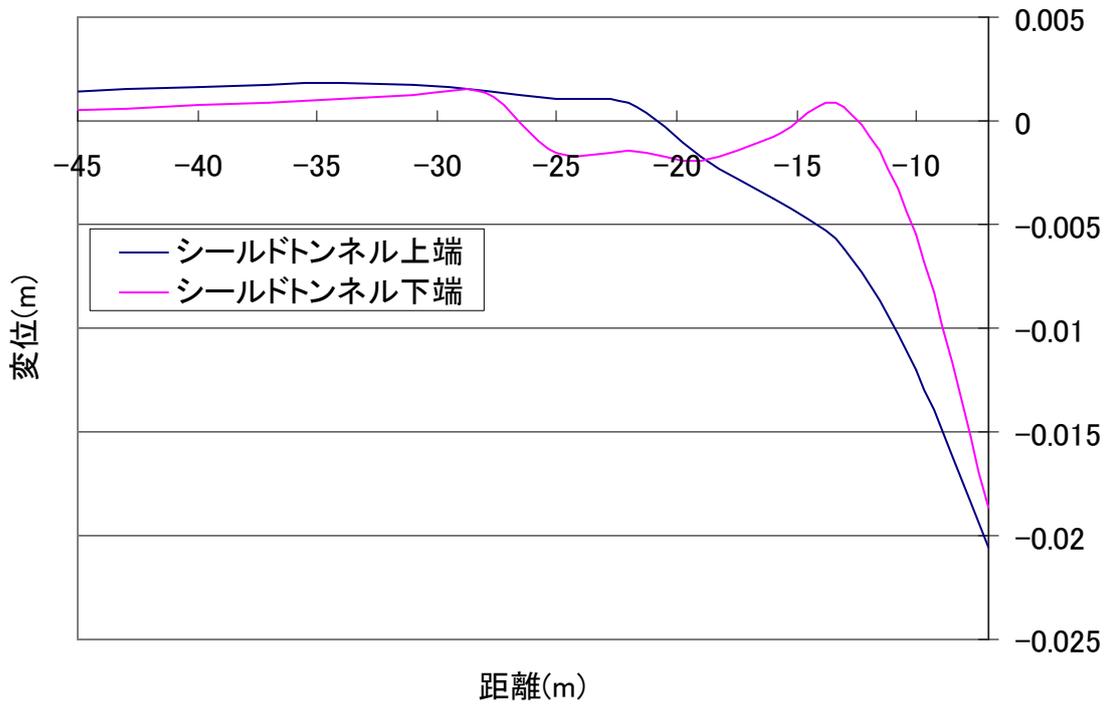


図-4.103 シールドトンネルの上下端のZ軸方向変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

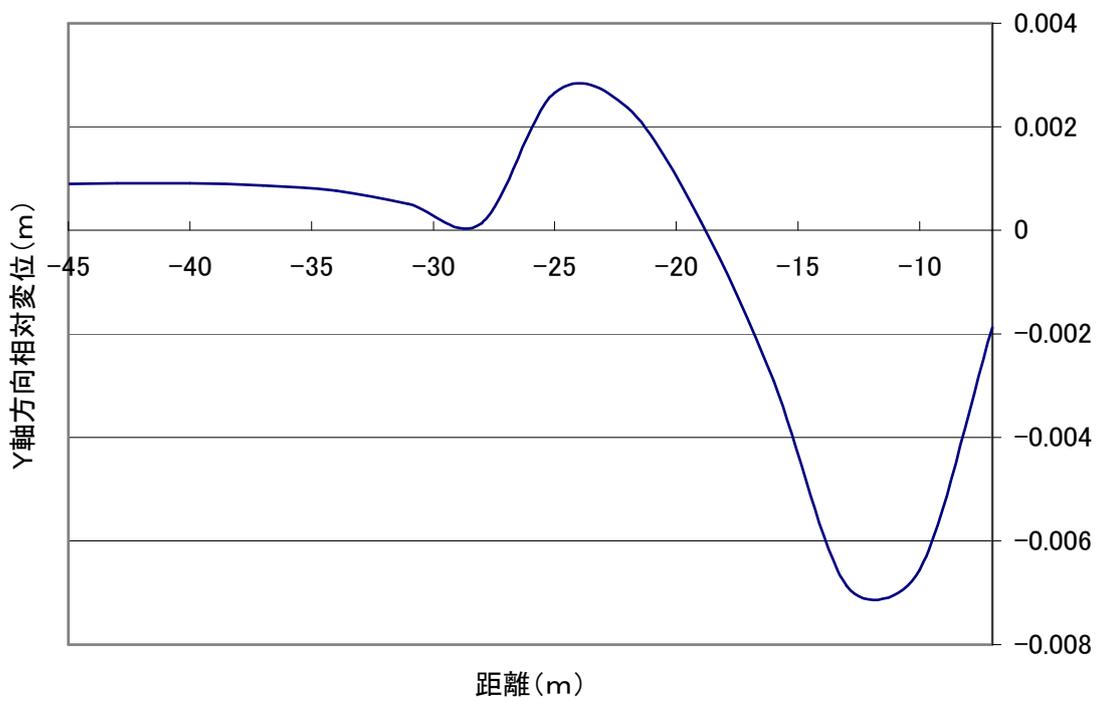


図-4.104 シールドトンネルの上下端のZ軸方向相対変位分布図 (-7(m)で立坑に接続)

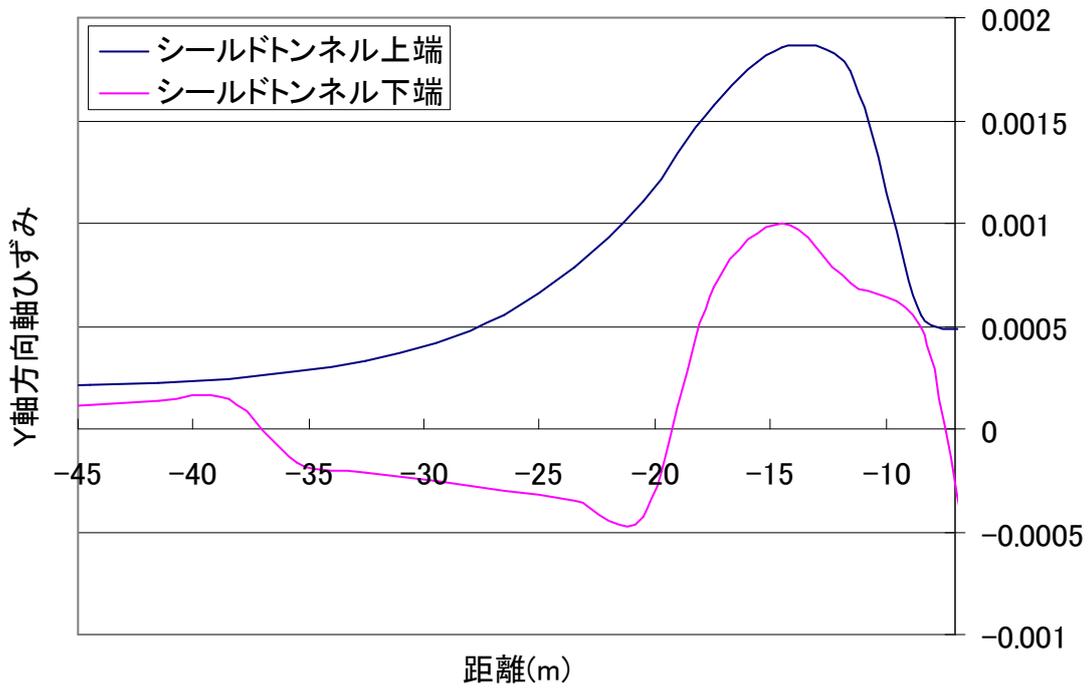


図-4.105 シールドトンネルの上下端のY軸方向軸ひずみ $\varepsilon_{yy}$ 分布図(-7(m)で立坑に接続)

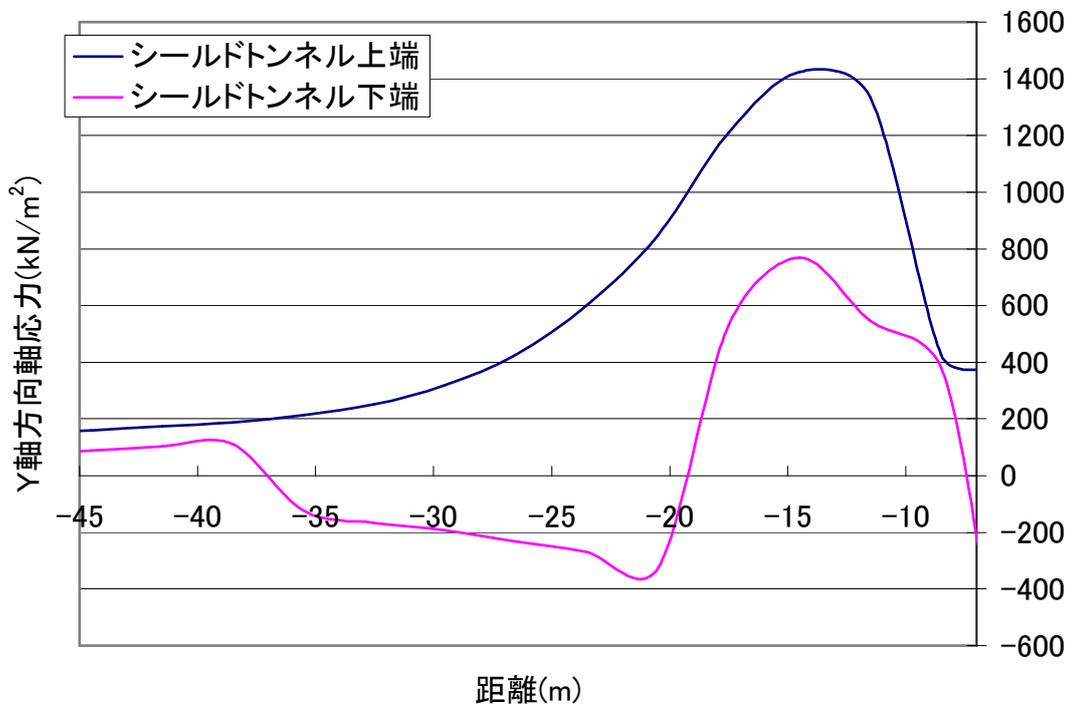


図-4.106 シールドトンネルの上下端のY軸方向軸応力分布図(-7(m)で立坑に接続)

#### 4.6 新工法の耐震補強の耐震実験による安全性照査

本節では、第2章、第3章で詳細を説明した耐震対策の新工法は偏平試験と埋設実験による常時荷重や活荷重などの荷重に対しての検証を行ったが、この試験だけでは耐震性能に関する照査が十分とはいえない。本節では、新工法に対する耐震対策の耐震実験とシールドトンネルを対象に新工法を用いて耐震補強を実施したケースを想定し、レベル2地震動を入力し3次元有限要素法による動的解析を実施し、耐震性の安全性を検証する。耐震実験に関しては、実際のシールドトンネルのような大断面の管きよの耐震実験を行うことは、困難であることから、第2章、第3章で採用したφ450mmの小口径管路において耐震性能照査を実施する。

##### 4.6.1 新工法の耐震実験の概要

耐震実験を実施する目的は、更生工法の現行設計基準である「管きよ更生工法における設計・施工管理 ガイドライン（案）<sup>39)</sup>」（H23年12月、（社）日本下水道協会）（以下、ガイドライン）では、自立管の耐震性は「下水道施設の耐震対策指針と解説<sup>40)</sup>」（2006年版（社）日本下水道協会）および「下水道施設耐震計算例 管路施設編<sup>41)</sup>」（2001年版（社）日本下水道協会）における一体構造管きよ（硬質塩化ビニル管（接着接合管路））と同様とし、管軸方向の検討を行うことになっている。新工法による更生管で現行設計（一体構造管きよとしての設計）が可能かどうか検証するとともに、地震時のコイルとライニングの挙動の確認を行う。

また、耐震実験ではレベル2地震動に対して、考案した新工法が安全であるか照査を行う必要があり、「管きよ更生工法における設計・施工管理の手引き（案）<sup>23)</sup>」を参照すると、地盤の永久ひずみによる抜け出し量の1.5%に相当する軸方向の変位量（ヒューム管の有効延長 $2430\text{mm} \times 0.15 = 36.45\text{mm}$ ）を作用させることで耐震安全性の照査を行う。ただし、地盤の永久ひずみ1.5%は、レベル2地震動によって生じる地盤の永久ひずみである。

##### 4.6.2 新工法の耐震実験の供試体

供試体は、第塩ビ管（PVC）+GFRP製の更生材のケースでコイル製の更生材に隙間がないモデルに対して埋設実験を実施した。実験で採用した供試体は、すべてのケースにおいて呼び径450mmのモデルを採用し、管厚などの詳細な寸法値は表-4.7に、またモデルの概要図を図-4.107、図-4.108に示す。

既設管は、φ450既設管（ヒューム管（長さ750mm））を2本突き合わせ、ヒューム管には観察用の窓を設置した。

表-4.7 試験供試体の断面寸法

	ヒューム管	コイル	ライニング
外径 (mm)	526	450	432
厚み (mm)	38	9	9.1
内径 (mm)	450	432	413.8

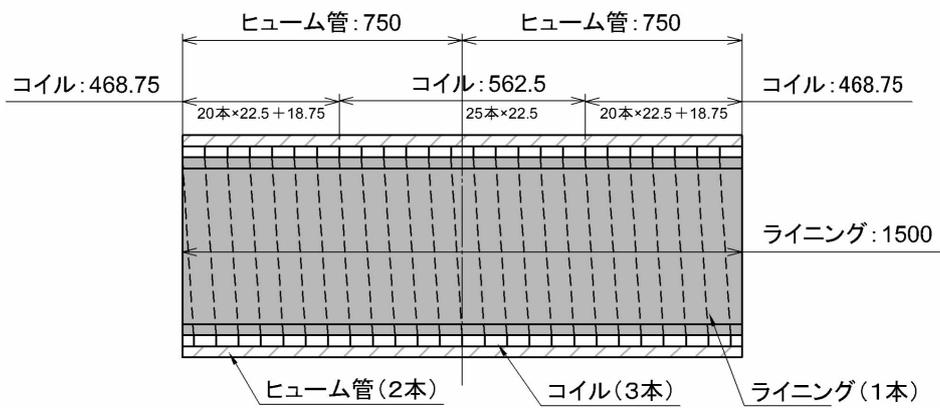


図-4.107 試験供試体断面図

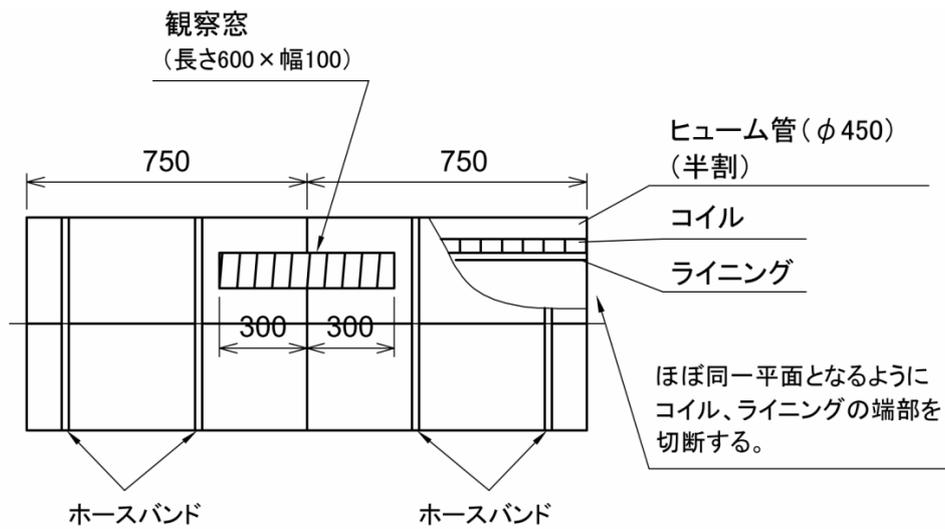


図-4.108 試験供試体側面図

### 4.6.3 耐震実験の実験装置

本実験ではより実際の地盤震動に近い状況を想定し、図-4.109、図-4.110 に示すように、既設管（ヒューム管）の左側だけを固定し、右側の既設管をウインチで軸方向に水平に引っ張るような装置とした。軸方向の引張量は5mm、10mm、15mm、20mm、25mm、30mm、36.5mm、50mm、80mm、120mm とし、供試体の観察まどを利用してコイルの状況の変位量の測定を実施した。また、端部におけるヒューム管とコイル、ライニングの位置関係を測定します。

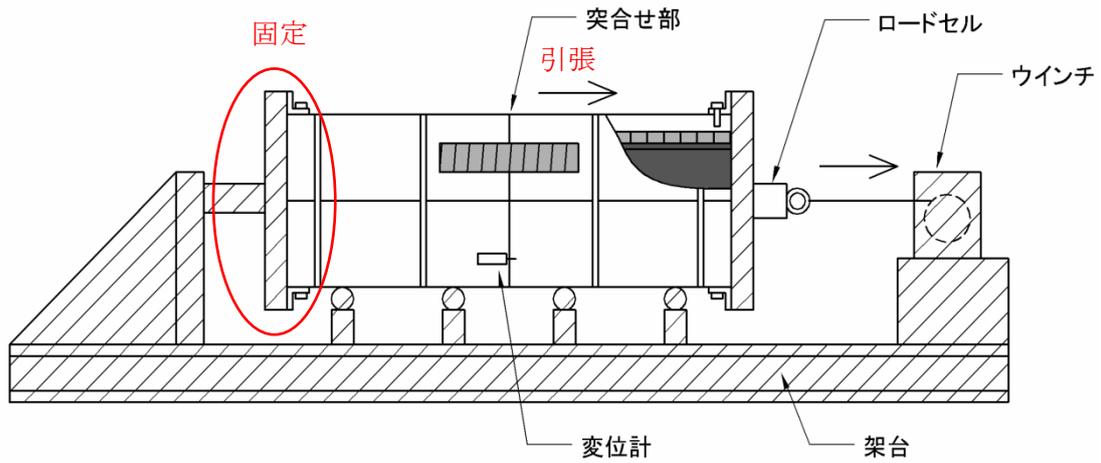


図-4.109 実験装置概要図



図-4.110 実験装置

#### 4.6.4 耐震実験の実験方法

実験方法は、図-4.112 に示すような観察窓をヒューム管に設置し、状況既設管をウインチで軸方向に水平に引っ張り、ヒューム管の突合せ部を伸ばしていく。引張量は約 5mm 毎に以下の測定を行う。引張量の測定は、供試体突合せ部に設置した変位計により、引張量の実測値を記録する。なお、変位、円周方向に 4 箇所設置しておりその平均値を記録する。引張力の測定に関しては、ロードセルにて引張力を測定する。引張力は一定で図-4.111 に示すような履歴をたどるため、ピーク値と引張後の値を記録する。また、コイルの開きの状態は、観察窓から見えるコイルに左から順に 1~27 までの番号をつけ、コイルが開いた位置と開き量を測定する。なお、ヒューム管付き合せ部の直下は 14 としている。端部におけるコイル、ライニングの移動量はコイル及びライニングのヒューム管端部に対する相対的な移動量を測定する。ただし、コイルの伸びが 36.5mm になるまで計測を続け、36.5mm まで引張っても供試体に余裕がある場合は、120mm まで試験を継続する。なお、コイルの目開き量である 36.5mm、120mm の根拠は、36.5mm の場合は  $\phi 450$  ヒューム管の有効長 2430mm の 1.5% ( $2430\text{mm} \times 0.15 = 36.45\text{mm}$ ) とし、120mm の場合は  $\phi 450$  ヒューム管の有効長 2430mm の約 5% ( $2430\text{mm} \times 0.5 = 121.5\text{mm}$ ) である。

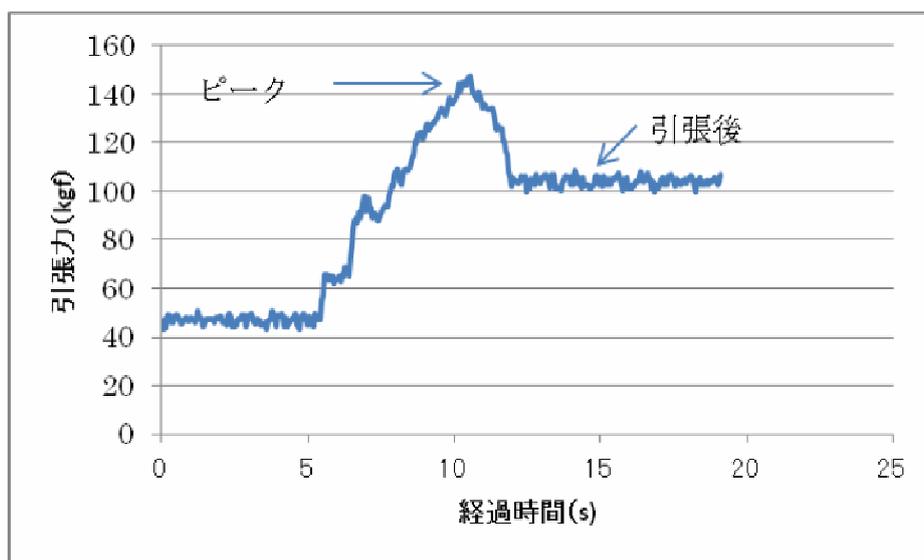


図-4.111 引張力の履歴

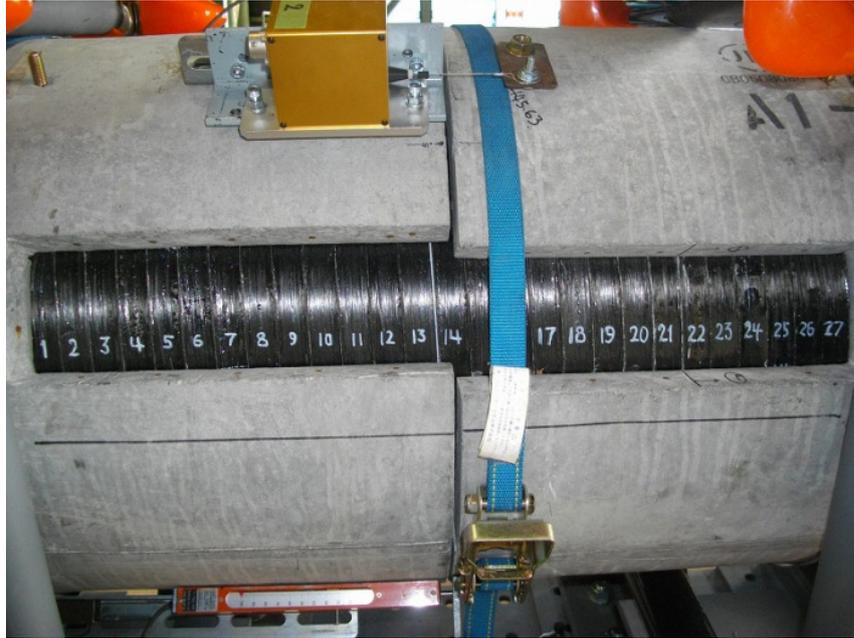


図-4.112 観察窓の状況

#### 4.6.5 耐震実験の実験結果

引張量と引張荷重及びコイルの状況と結果を図-4.113～図-4.117、表-4.8～表-4.9 に示す。実験結果からコイルとライニング材の挙動は、コイルは既設管接合部の伸びを、接合部直下の1～2か所の伸縮でほとんど吸収する。また、ライニング材の伸びはほとんど生じず、コイルとライニング材は別々の挙動を示し、一体化していないということが判明した。

レベル2地震動に対する耐震安全性の照査として、レベル2地震動により生じる地盤の永久ひずみによる抜け出し量の1.5%に相当する軸方向の変位量(ヒューム管の有効延長 $2430\text{mm} \times 0.15 = 36.45\text{mm}$ )を作用させると、下図の写真のようにコイルとコイルの間に目開きが生じ、下表のように最大で23.26mmの変位量が生じ、コイルやライニングが破断や破損が生じる箇所は存在しなかった。したがって、本研究で考案した新工法は、レベル2地震動に対して安全であることが実証できたといえる。

表-4.8 実験結果：引張量とコイルの状況

目標 引張量(mm)	引張量 実測値(mm)	引張荷重		観察窓 コイルの状況
		ピーク値	引張後	
初期状態	—	—	—	13-14間：0.96mm
5	6.2	100 kgf	50 kgf	13-14間：3.34mm
		(980N)	(490N)	14-15間：4.45mm
				計：7.79mm
10	10.1	150 kgf	105 kgf	12-13間：1.37mm
		(1470N)	(1029N)	13-14間：5.04mm
				14-15間：5.82mm
			計：12.23mm	
15	16.1	225 kgf	130 kgf	12-13間：4.20mm
		(2205N)	(1274N)	13-14間：11.00mm
				14-15間：2.87mm
			計：18.07mm	
20	22.3	270 kgf	225 kgf	12-13間：7.97mm
		(2646N)	(2205N)	13-14間：13.94mm
				14-15間：2.49mm
			計：24.40mm	
25	26.2	305 kgf	160 kgf	12-13間：13.74mm
		(2989N)	(1568N)	13-14間：12.74mm
				14-15間：2.56mm
			計：29.04mm	
30	31.2	335 kgf	260 kgf	12-13間：18.22mm
		(3283N)	(2548N)	13-14間：12.81mm
				14-15間：1.82mm
			計：32.85mm	
36.5	37.5	365 kgf	270 kgf	12-13間：23.26mm
		(3577N)	(2646N)	13-14間：12.62mm
				14-15間：2.89mm
			計：38.77mm	
(以下、参考)				
50	52.5	85 kgf	30 kgf	12-13間：19.60mm
		(833N)	(294N)	13-14間：27.43mm
				14-15間：6.81mm
			計：53.84mm	
80	82.3	105 kgf	30 kgf	12-13間：22.88mm
		(1029N)	(294N)	13-14間：47.66mm
				14-15間：11.87mm
			計：82.41mm	
120	122	80 kgf	35 kgf	12-13間：56.07mm
		(784N)	(343N)	13-14間：49.06mm
				14-15間：18.46mm
			計：123.59mm	

注 1) 荷重は、既設管外面に設けたホースバンドと実験架台との干渉による影響が大きかったため、参考データとする。なお、本試験に先立って実施した予備試験（参考資料参照）では本試験より荷重は小さかった。

表-4.9 引張量と端部におけるコイル、ライニングの移動量

引張量 目標値	実測値	対象	(1)			(2)			(3)			(4)		
			固定側	引張側	計									
5mm	6.2mm	コイル				0.71	0.01	0.72				0.18	-0.04	0.14
		ライニング				6.59	0.06	6.65				6.7	-0.3	6.4
10mm	10.1mm	コイル				-0.08	-0.19	-0.27				0.17	-0.04	0.13
		ライニング				9.82	-0.19	9.63				10.46	-0.29	10.17
15mm	16.1mm	コイル				0.49	-0.39	0.1				0.06	-0.04	0.02
		ライニング				16.17	-0.41	15.76				16.64	-0.47	16.17
20mm	22.3mm	コイル				0.4	-0.17	0.23				0.14	0.01	0.15
		ライニング				22.3	-0.19	22.11				22.62	-0.36	22.26
25mm	26.2mm	コイル				0.31	-0.45	-0.14				0.27	-0.17	0.1
		ライニング				26.01	-0.61	25.4				26.57	-0.41	26.16
30mm	31.2mm	コイル				0.6	-0.03	0.57				-0.5	-0.25	-0.75
		ライニング				31.15	0.09	31.24				31.32	-0.63	30.69
36.5mm	37.5mm	コイル	-0.58	0.27	-0.31	0.45	0.03	0.48	0.18	0.04	0.22	-0.59	-0.07	-0.66
		ライニング	36.05	-0.35	35.7	37.09	0.45	37.54	37.4	-0.01	37.39	37.46	0.06	37.52
50mm	52.5mm	コイル				0.37	0.12	0.49				-0.98	-0.47	-1.45
		ライニング				36.07	16.89	52.96				36.11	16.32	52.43
80mm	82.3mm	コイル				0.42	-0.53	-0.11				-0.9	-0.27	-1.17
		ライニング				53.45	28.98	82.43				53.93	29.51	83.44
120mm	122.0mm	コイル	-0.89	-0.65	-1.54	-0.13	-0.32	-0.45	-0.8	-1.96	-2.76	-0.85	-0.8	-1.65
		ライニング	57.73	62.34	120.1	58.24	64.2	122.4	58.39	63.46	121.9	59.47	64.17	123.6

引張量 目標値	実測値	対象	(5)			(6)			(7)			(8)		
			固定側	引張側	計									
5mm	6.2mm	コイル				0.93	0.7	1.63				-0.79	0.56	-0.23
		ライニング				5.72	0.41	6.13				4.99	0.04	5.03
10mm	10.1mm	コイル				6.65	1.11	7.76				4.2	0.6	4.8
		ライニング				0.82	1.25	2.07				-0.78	1.24	0.46
15mm	16.1mm	コイル				9.87	0.64	10.51				8.69	0.23	8.92
		ライニング				10.69	1.89	12.58				7.91	1.47	9.38
20mm	22.3mm	コイル				0.52	0.58	1.1				-0.96	1.13	0.17
		ライニング				15.39	0.5	15.89				14.35	-0.03	14.32
25mm	26.2mm	コイル				15.91	1.08	16.99				13.39	1.1	14.49
		ライニング				0.7	0.79	1.49				-1.16	1.39	0.23
30mm	31.2mm	コイル				21.52	0.57	22.09				20.6	0.09	20.69
		ライニング				22.22	1.36	23.58				19.44	1.48	20.92
36.5mm	37.5mm	コイル				0.66	1.31	1.97				-0.79	1.64	0.85
		ライニング				25.64	0.51	26.15				24.64	0.18	24.82
50mm	52.5mm	コイル				26.3	1.82	28.12				23.85	1.82	25.67
		ライニング				32.13	0.85	32.98				29.38	0.15	29.53
80mm	82.3mm	コイル				30.67	2.01	32.68				28.84	1.47	30.31
		ライニング				-1.46	1.16	-0.3				-0.54	1.32	0.78
120mm	122.0mm	コイル				37.11	1.87	38.98				37.11	1.87	38.98
		ライニング				37.11	1.87	38.98				37.11	1.87	38.98
120mm	122.0mm	コイル	-1.41	0.8	-0.61	-1.03	1.27	0.24	-0.72	-4.36	-5.08	-0.54	1.1	0.56
		ライニング	38.52	1.07	39.59	38.33	0.73	39.06	37.1	0.33	37.43	35.36	-0.17	35.19
50mm	52.5mm	コイル				0.31	1.28	1.59				-0.82	0.35	-0.47
		ライニング				36.06	17.27	53.33				34.25	16.55	50.8
80mm	82.3mm	コイル				36.37	18.55	54.92				33.43	16.9	50.33
		ライニング				0.17	1.38	1.55				-4.55	0	-4.55
120mm	122.0mm	コイル				53.07	29.94	83.01				51.34	29.18	80.52
		ライニング				53.24	31.32	84.56				46.79	29.18	75.97
120mm	122.0mm	コイル	-1.27	0.22	-1.05	0.18	1.29	1.47	-3.65	4.25	0.6	-4.68	0.73	-3.95
		ライニング	59.97	65.73	125.7	59.31	64.97	124.3	67.4	53.32	120.7	57.17	64.1	121.3
			58.7	65.95	124.7	59.49	66.26	125.8	63.75	57.57	121.3	52.49	64.83	117.3

以下のことが分かった。

- ①引張量とライニングの移動量はほぼ等しい。これはライニングが伸びていないことを示す。
- ②コイル端部はほとんど移動しない。
- ③はじめ固定側のライニングが移動し、後から引張側のライニングが移動した。



図-4.113 コイルの開き (20mm 時)

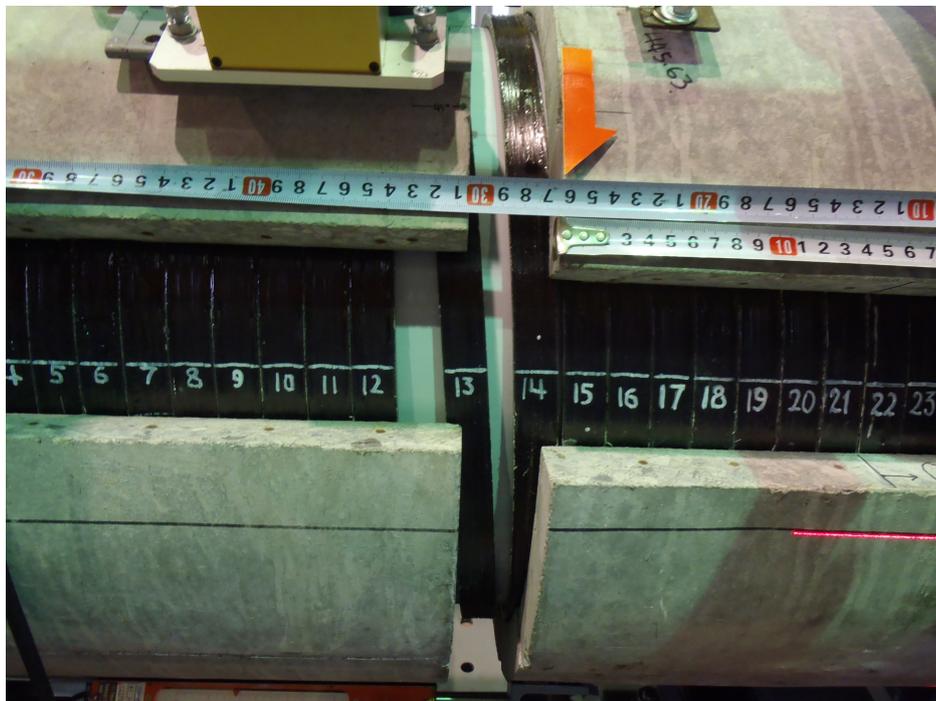


図-4.114 コイルの開き (36.5mm)

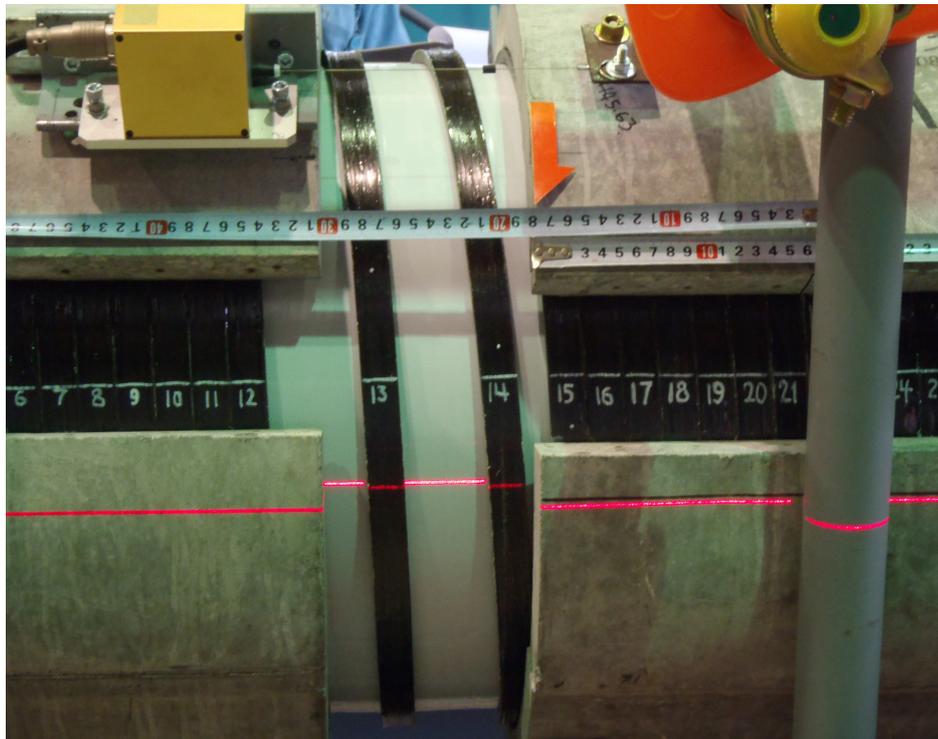


図-4.115 コイルの開き (120mm 時)

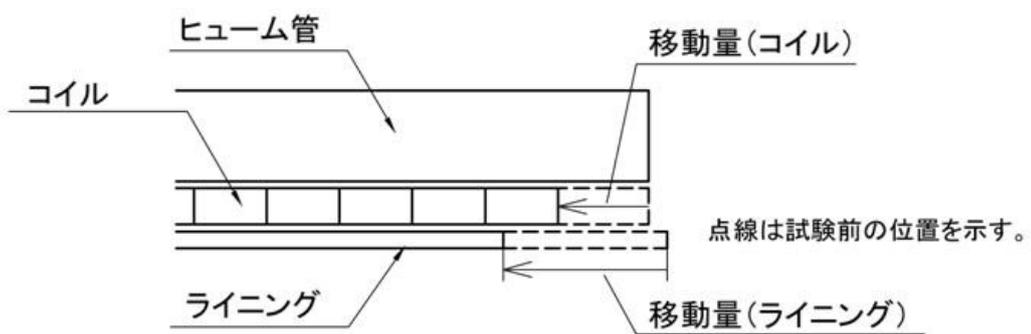


図-4.116 端部における移動

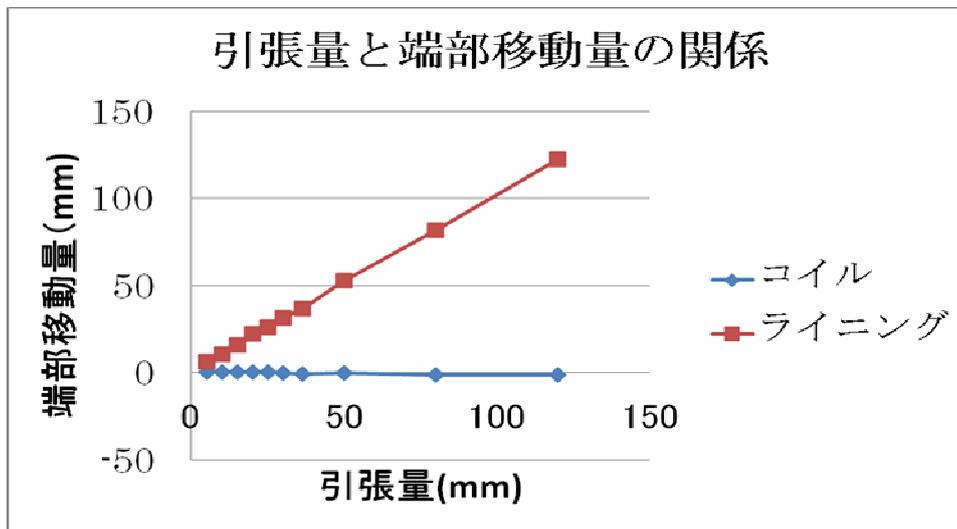


図-4.117 引張量と端部移動量の関係

#### 4.6.6 GFRP 性の高剛性部と PVC 性ライニングの引張強度

前節の耐震実験の結果から GFRP 製のコイル部材と PVC 性のライニング材の挙動は、コイルとライニング材は別々の挙動を示し、一体化していないということが判明した。コイルは既設管接合部の伸びに追従するような変形し、ライニング材の伸びはほとんど生じないことが判明した。しかし、実際の施工では、マンホール管口付近で GFRP 性のコイルと PVC 性のライニング材をアンカーなどで一体することから、GFRP 性のコイルと PVC 性のライニング材のそれぞれの部材が、レベル 2 地震動によって生じる地盤のひずみ、つまり変位量に対して安全であるかの確認を行う。

GFRP 製のコイル部材に関しては、レベル 2 地震動によって生じる変位量を与えたときに、GFRP 製のコイル部材が破断することなく使用できる状態であるか検証するために水平方向の引張試験の実験を行った。また、この平方向の引張試験を実施することで、GFRP 性のコイル部材のバネ性状についても把握を実施した。表-4.10 に供試体の寸法を示す。

GFRP 製のコイル部材の水平方向の引張試験の実験方法に関しては、図-4.118 に示すようにまず、滑らかな机の上に置いた GFRP 製のコイル部材の両端に固定板を挟み、片端の固定板を机に固定する。そして、逆側の固定板にばねばかりをセットする。固定部の幅  $W$  (ばねの伸び = 固定部の幅  $W$  - 初期のばね長さ) を適当に調節したところから、引張力をゆっくりと加えていく。ばねばかり側の固定板が動き始めた引張力を測定する。ばねの伸びと上記の引張力の関係からばね係数を計算する。GFRP 製のコイル部材の測定結果からバネ定数は 1.698 となる。

PVC 製のライニング材に関しては、硬質塩化ビニール製の形成工法を採用した EX 工法の

建設技術審査証明報告書<sup>20)</sup>に軸方向の引張試験の結果が示されているように、1.5%の軸方向ひずみ(約0.38cm)をPVC製の更生材に与える引張試験において破損等の以上がないことが確認されており、レベル2地震動による地盤変動に対して安全であることが確認できた。また、表-4.11に示すようにPVC部材の物性値<sup>20)</sup>は、下水道用硬質塩化ビニール管に関しては、破断点までの試験片の伸びを示す引張破断伸びは50~150%<sup>20)</sup>、EX工法に関しては100%<sup>20)</sup>数値であり、本研究で実施した耐震実験の供試体の延長が2.43mであることから、レベル2地震動により生じる軸方向変位(36.45mm)に対して十分な安全性を有することがいえる。

表-4.10 供試体の寸法

供試体No	測定位置	外径(mm)			巻き数	長さ mm	重量 kg	1巻あたり重量 kg
		縦方向	横方向	平均				
①	先端	453	454	453.5	15.0	354	7.42	0.49
	後端	453	454	453.5				
				453.5				
②	先端	454	454	454.0	10.2	243	5.12	0.50
	後端	453	454	453.5				
				453.8				

表-4.11 PVC部材の物性値<sup>20)</sup>

項目	EX工法	下水道用硬質塩化 ビニール管
引張強度(短期)(N/mm <sup>2</sup> )	42	49~54
引張破断伸び(%)	100	50~150
曲げ強度(短期)(N/mm <sup>2</sup> )	64以上	78.5~98.1
曲げ弾性係数(短期)(N/mm <sup>2</sup> )	2000以上	2700~3000
曲げ弾性係数(長期)	1250以上	-

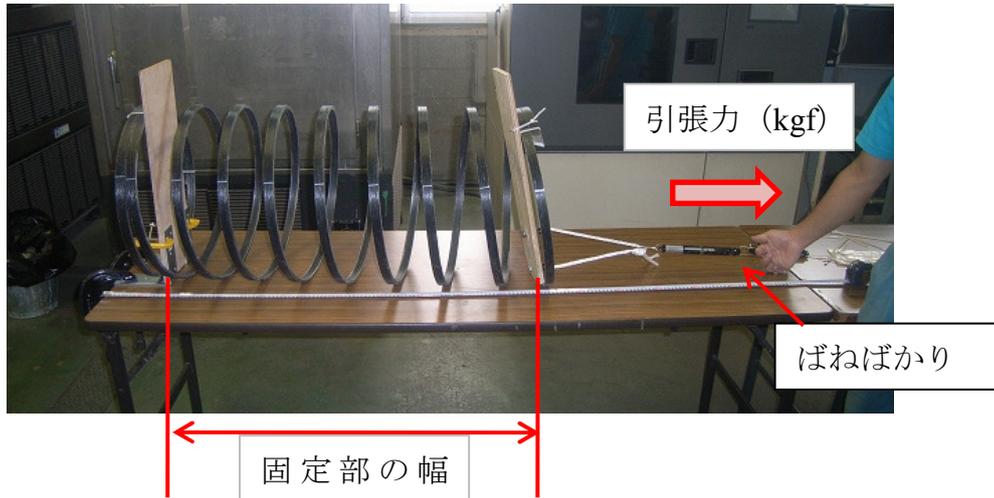


図-4.118 コイルバネの測定方法

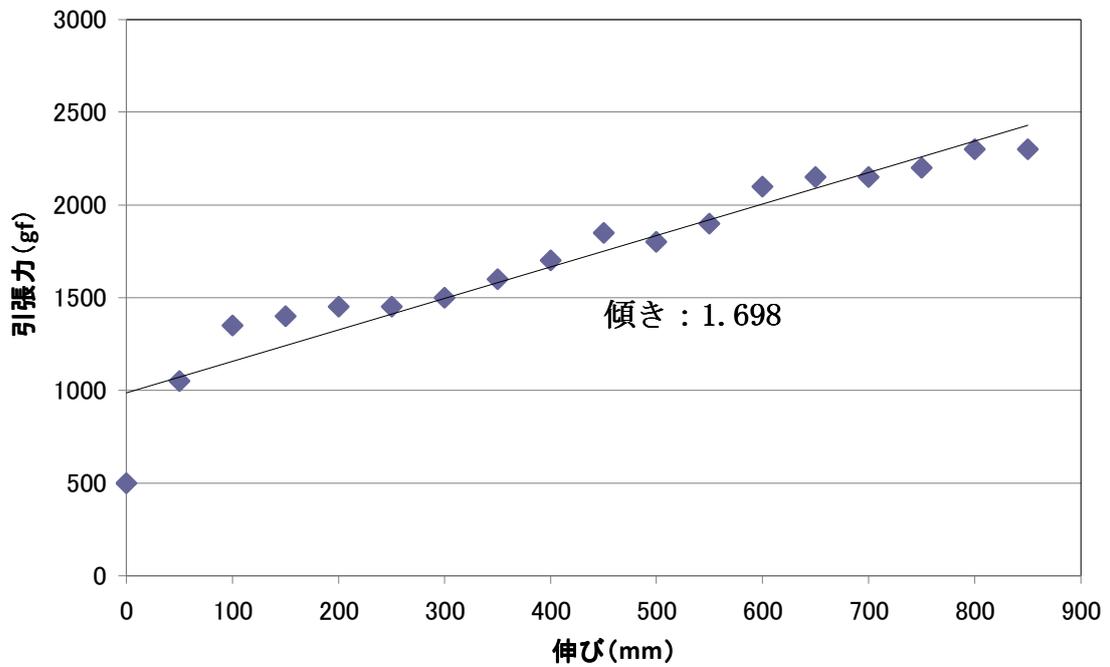


図-4.119 供試体 No1 のコイルバネの測定結果

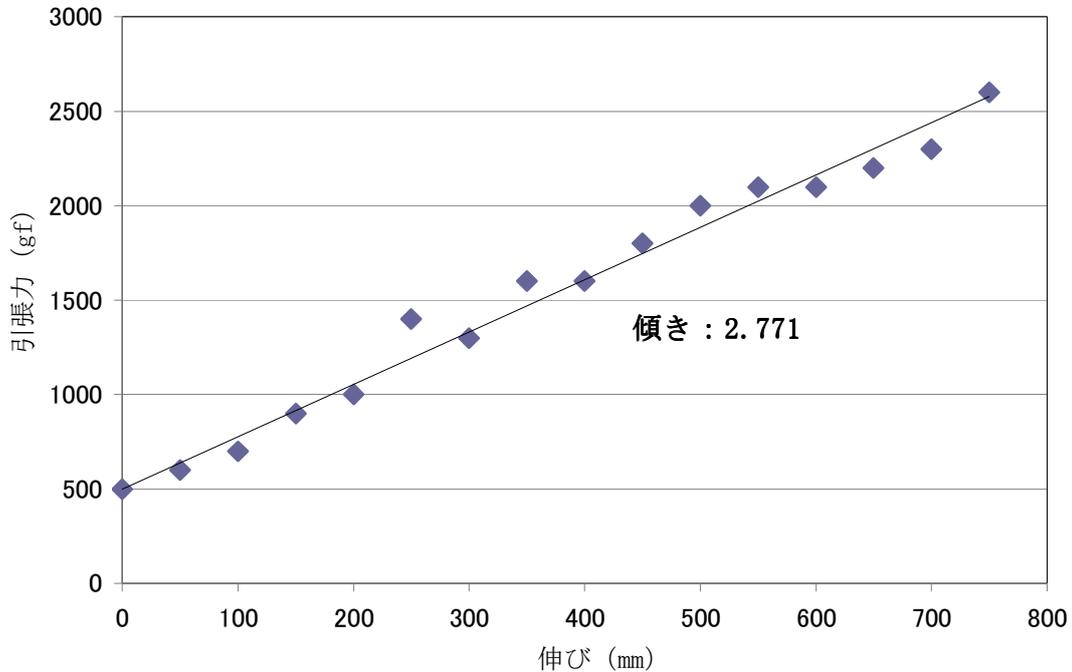


図-4.120 供試体 No2 のコイルバネの測定結果

#### 4.7 新工法の耐震補強の動的解析による安全性照査

第2章、第3章では詳細を説明した耐震対策の新工法は偏平試験と埋設実験による常時荷重や活荷重などの荷重に対しての検証を行ったが、この試験だけでは耐震性能についての照査が十分とはいえない。本節では、新工法の耐震補強の軸方向に対する耐震実験とシールドトンネルを対象に新工法を用いて耐震補強を実施した場合、レベル2地震動を入力し3次元有限要素法による動的解析を実施し、耐震性の安全性を検証する。解析モデルとしては、軸方向に関してはPVC製のライニング材とGFRP製のコイル部材の2層モデルとPVC製のライニング材のモデル、軸直角方向に関してはPVC製のライニング材とGFRP製のコイル部材の2層モデルに関して解析を実施した。

##### 4.7.1 新工法の耐震対策の軸方向の地震応答

本節で実施する3次元有限要素法による解析では、前節の図-4.14に示したレベル2地震動をトンネル軸方向(Y軸方向)に入力し、新工法を用いて立坑を有するシールドトンネルの耐震補強を実施した際をモデルケースとし、新工法のレベル2地震動に対する耐震安全性照査を実施する。

現行の自立管に対する耐震性能照査では、レベル2地震動に関しては、部材に生じる応力  $\sigma_x \leq$  終局限界引張強度を満足するように設計を行う必要がある。図-4.121~4.136 はレベル2地震動を入力した際の GFRP と PVC 部材に生じるミーゼス応力の分布図を示している。表-4.13 は GFRP、PVC 部材に生じる応力の最大値を示したものである。

GFRP、PVC の終局限界曲げ強度は、表-4.12 に示すように、それぞれ 150N/mm<sup>2</sup>、64N/mm<sup>2</sup> である。レベル2地震動を外力として与えたときに GFRP と PVC に生じる応力は、表-4.13 に示すように GFRP の上端、下端でそれぞれ 53.01N/mm<sup>2</sup>、51.15N/mm<sup>2</sup> となり、PVC の上端、下端でそれぞれ 3.53N/mm<sup>2</sup>、3.44N/mm<sup>2</sup> となる。

したがって、今回のモデルケースに対しては、GFRP、PVC の終局限界曲げ強度がレベル2地震動により生じる応力以下であることから、レベル2地震動に対して GFRP、PVC 部材ともに安全であり軸方向破壊には至っていないものと考えられる。

また、本研究で用いた解析モデルは、コイル形状の GFRP と PVC とが一体構造となっていないことから、部材間にジョイント要素を挿入し部材間の摩擦力を考慮したモデル作成する必要がある。しかし、第2章、第3章では PVC と GFRP を一体構造として解析を実施した結果、偏平試験と埋設実験の結果はほぼ整合性が取れるという結果となり、本節においても PVC と GFRP を一体としたモデルで解析を実施したとしても、解析精度は高いと考えられる。したがって、レベル2地震動を入力することにより更生材に生じる応力が、終局限界引張強度以下であることから、PVC と GFRP を用いた新工法が軸方向のレベル2地震動に対する耐震安全性が立証できた。

表-4.12 GFRP、PVC 部材の強度

項目	GFRP (N/mm <sup>2</sup> )	PVC (N/mm <sup>2</sup> )
引張弾性係数 (短期) Et	30000	2000
圧縮弾性係数 (短期) E	15000	1500
曲げ弾性係数 (短期) Em	30000	2000
使用限界引張強度 (=短期引張強度÷安全率5)	20	8.4
終局限界引張強度 (=短期引張強度)	100	42
終局限界圧縮強度 (=短期圧縮強度)	80	51
終局限界曲げ強度 (=短期曲げ強度)	150	64

表-4.13 GFRP、PVC 部材に生じる応力

項目	GFRP (N/mm <sup>2</sup> )	PVC (N/mm <sup>2</sup> )
上端	53.01	3.53
下端	51.15	3.44

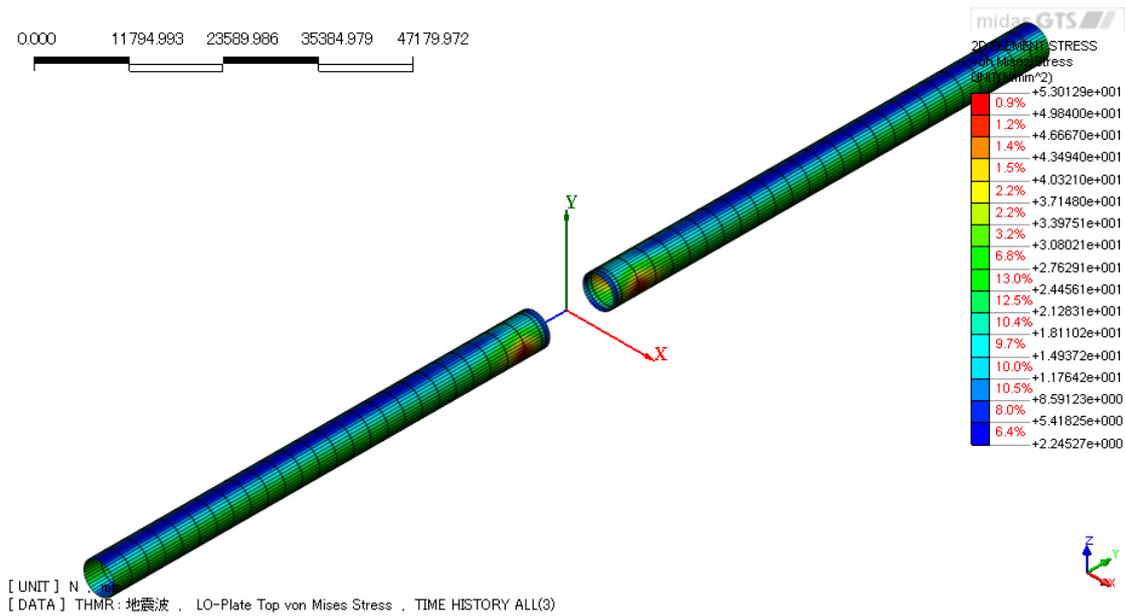


図-4.121 GFRP の上端ミーゼス応力分布図

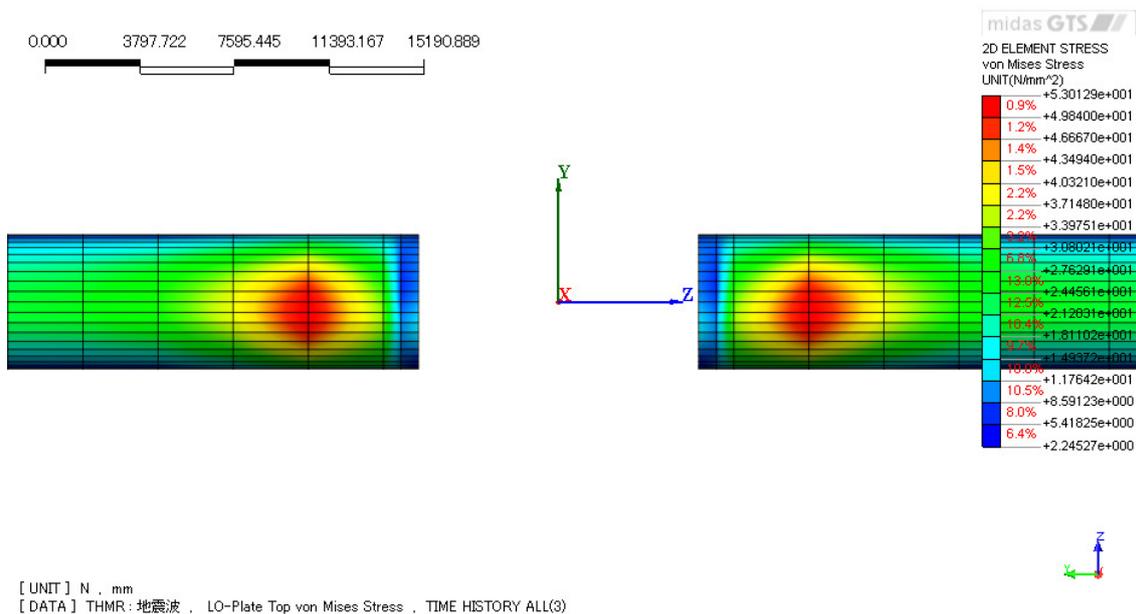


図-4.122 YZ 面から見た GFRP の上端ミーゼス応力分布図

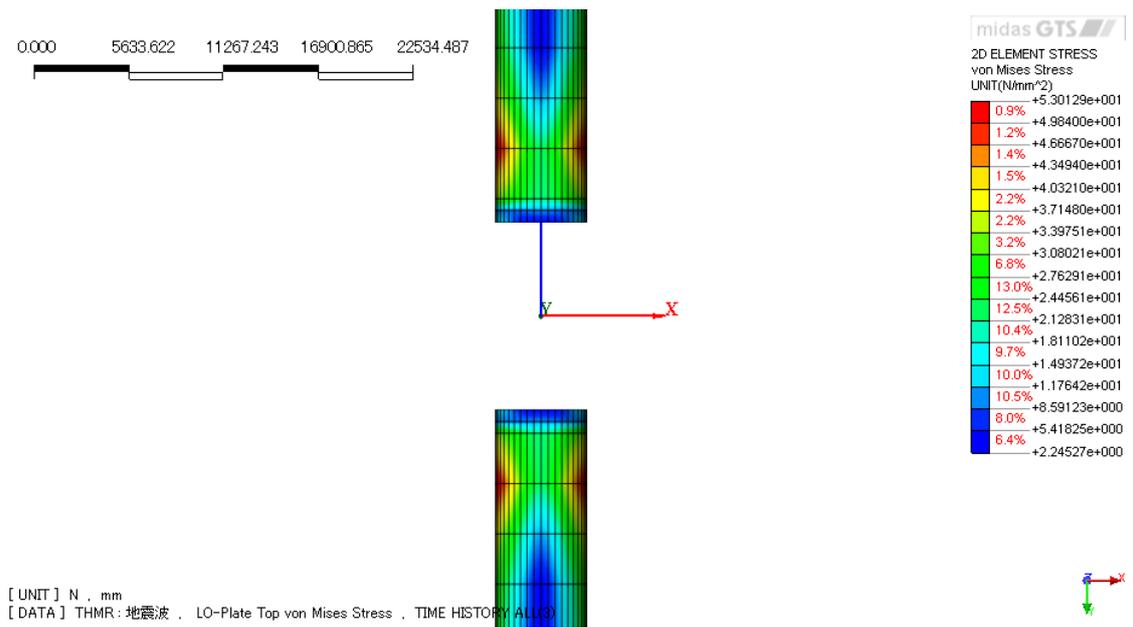


図-4.123 XY 面から見た GFRP の上端ミーゼス応力分布図

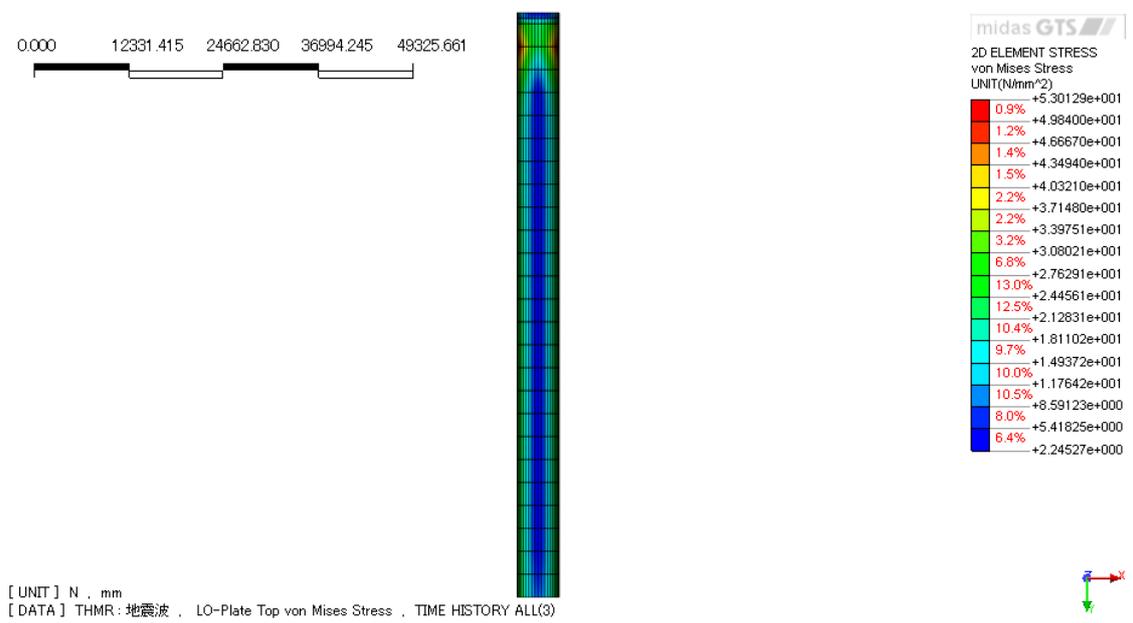


図-4.124 XY 面から見た GFRP の上端ミーゼス応力分布図

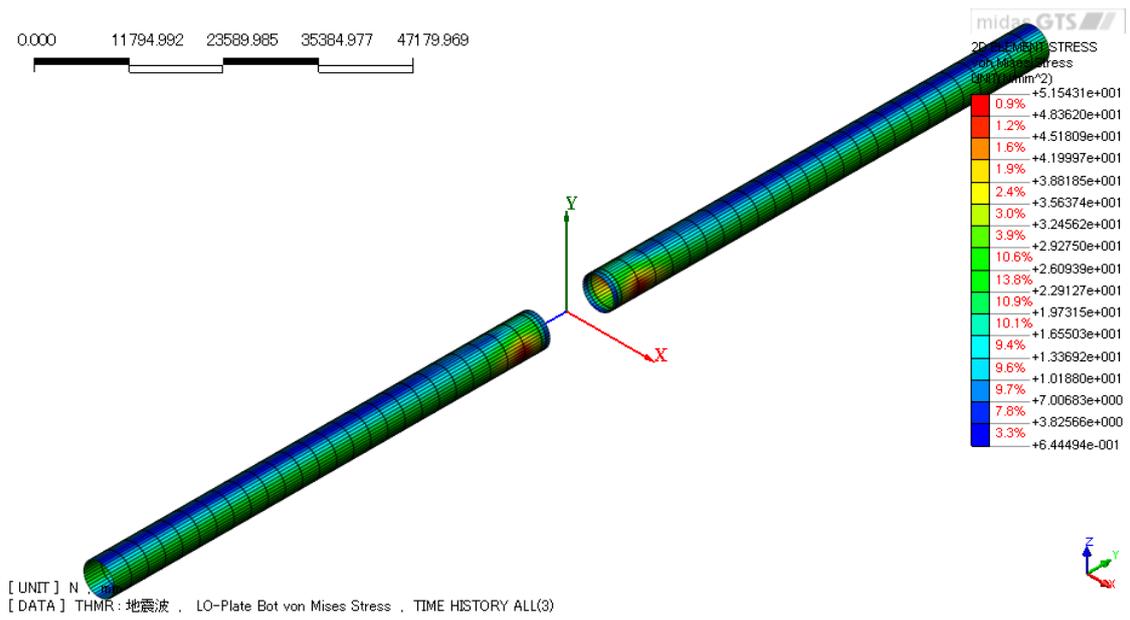


図-4.125 GFRP の下端ミーゼス応力分布図

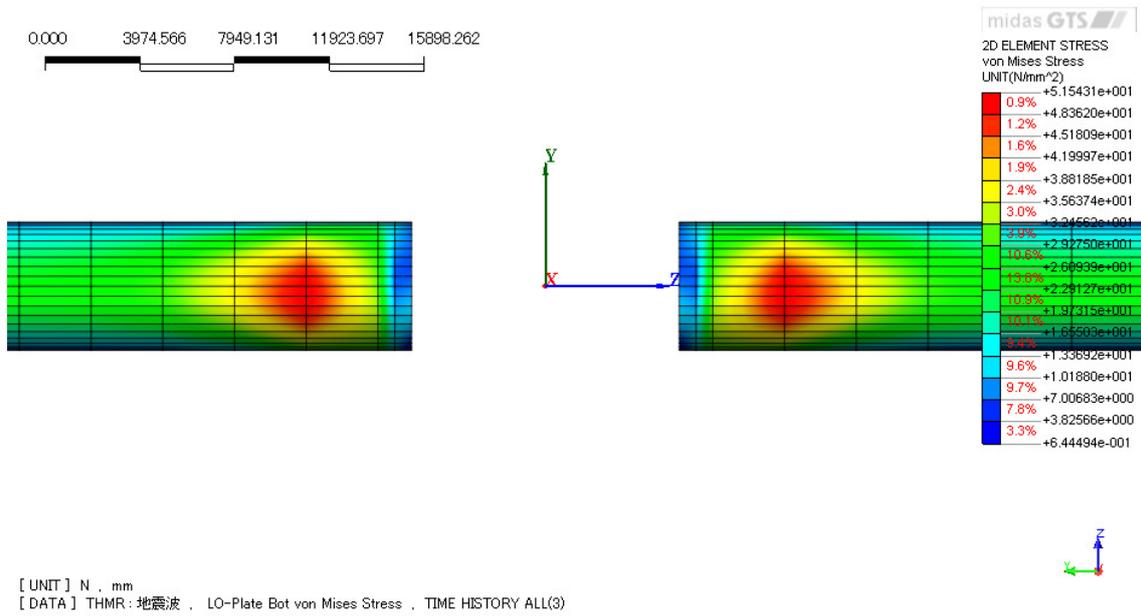


図-4.126 YZ 面から見た GFRP の下端ミーゼス応力分布図

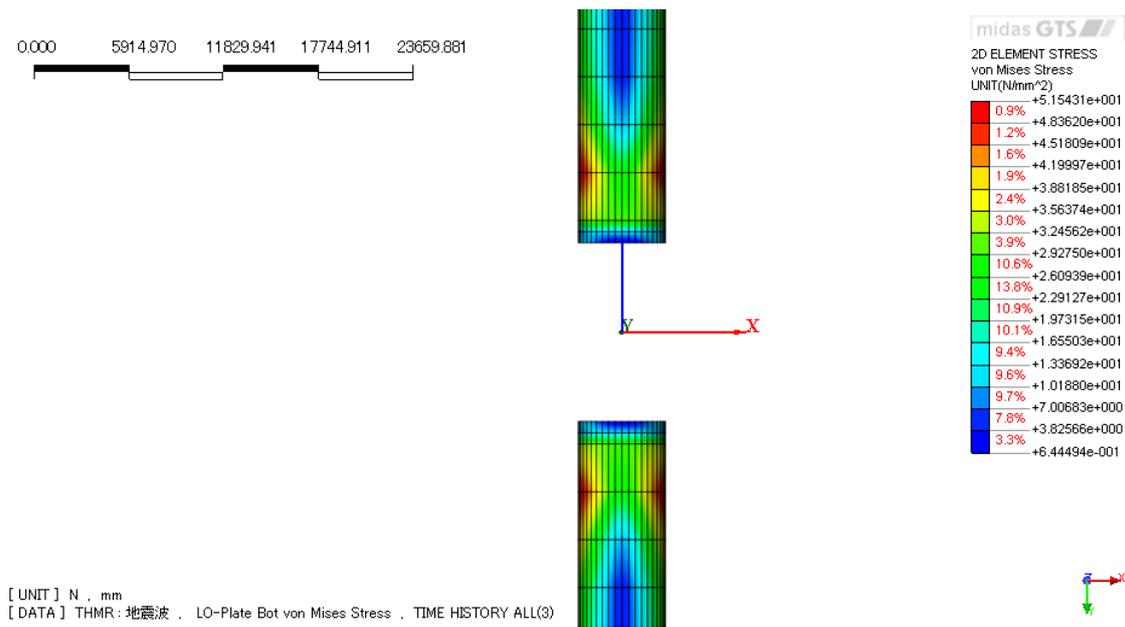


図-4.127 XY面から見たGFRPの下端のミーゼス応力分布図

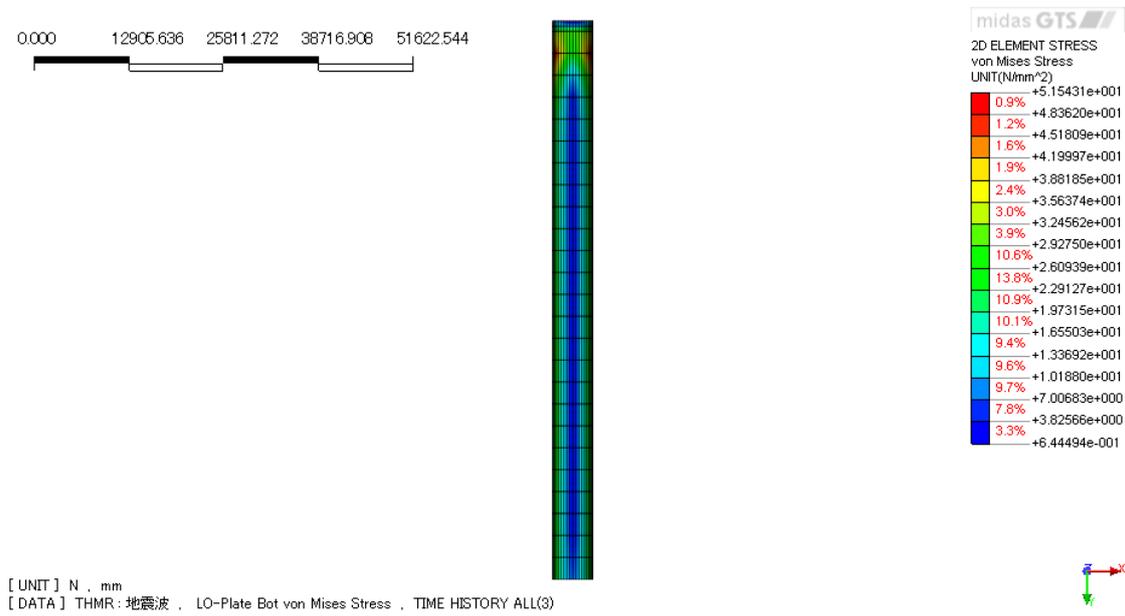


図-4.128 XY面から見たGFRPの下端ミーゼス応力分布図

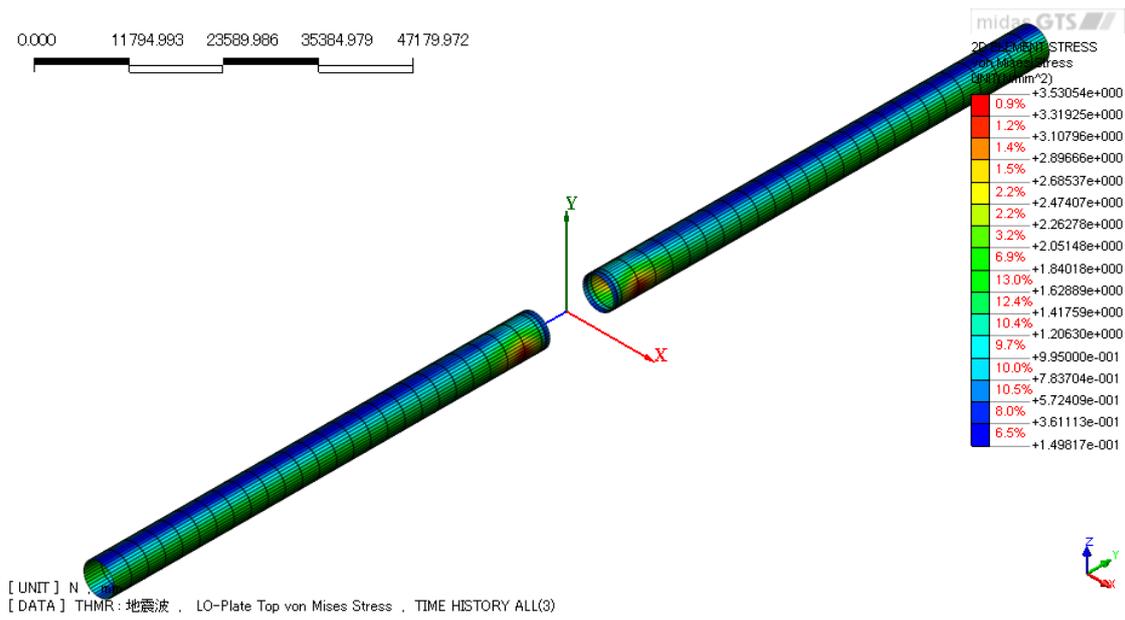


図-4.129 PVCの上端ミーゼス応力分布図

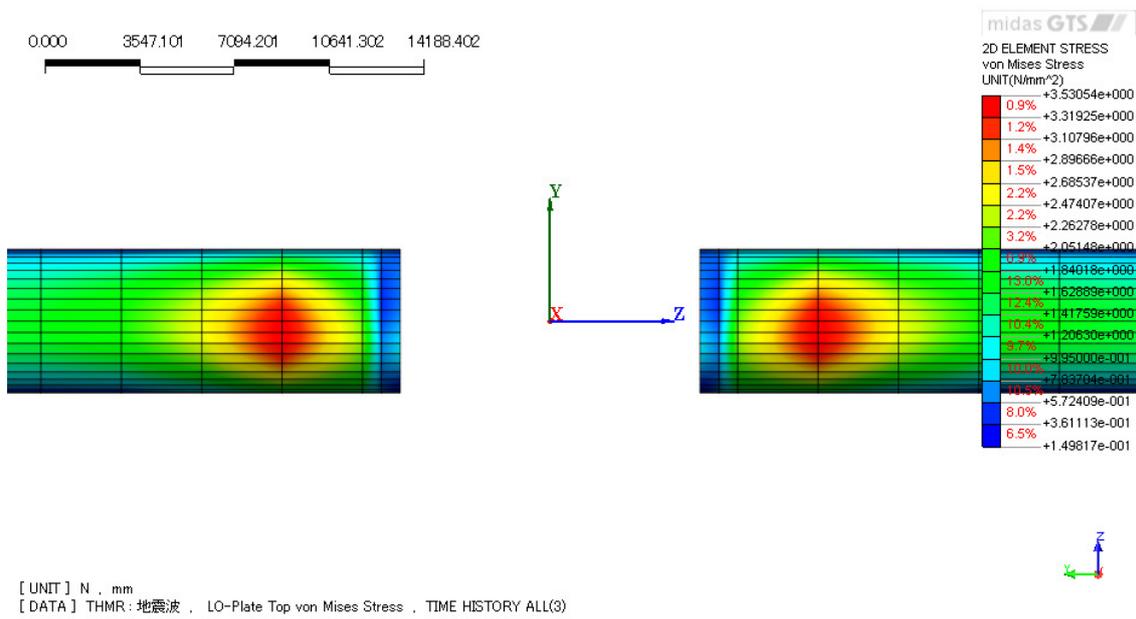


図-4.130 YZ面から見たPVCの上端のミーゼス応力分布図

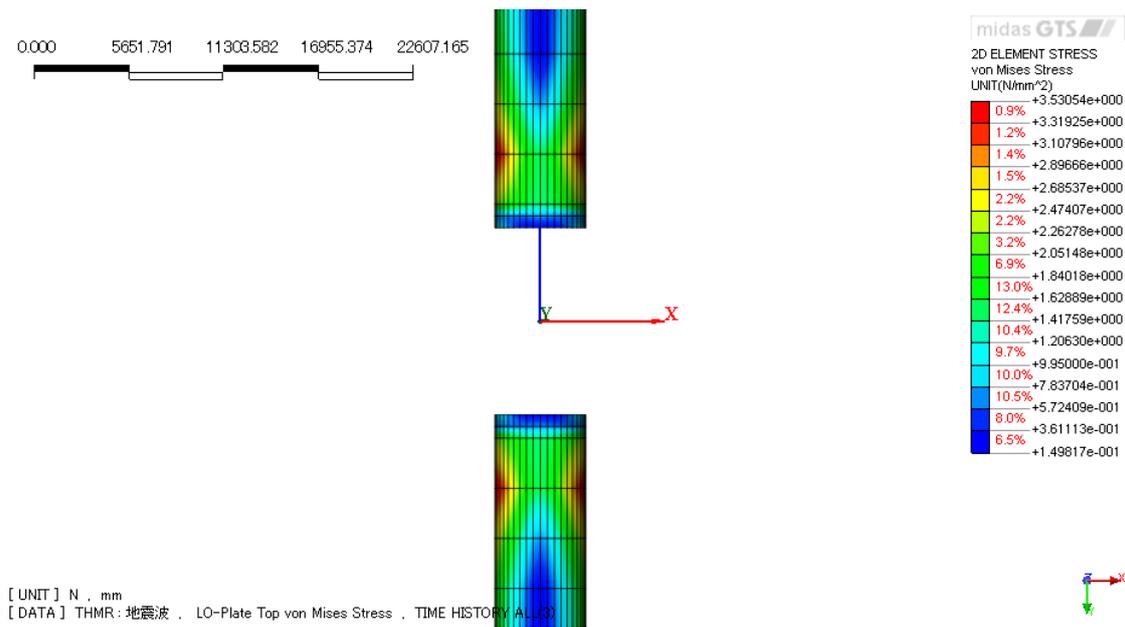


図-4.131 XY面から見たPVCの上端のミーゼス応力分布図

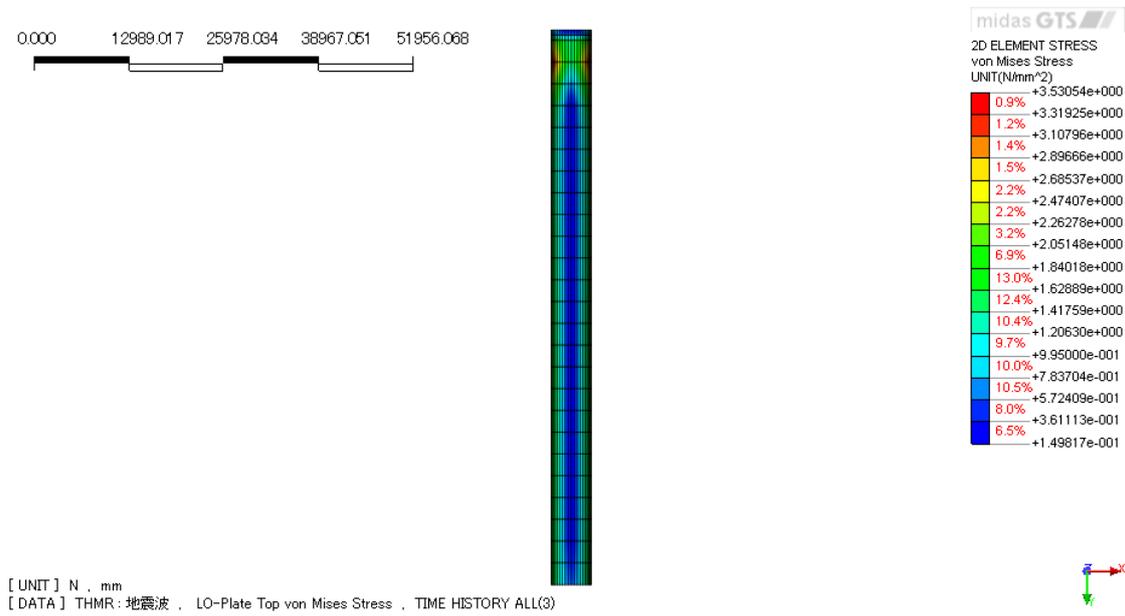


図-4.132 XY面から見たPVCの上端のミーゼス応力分布図

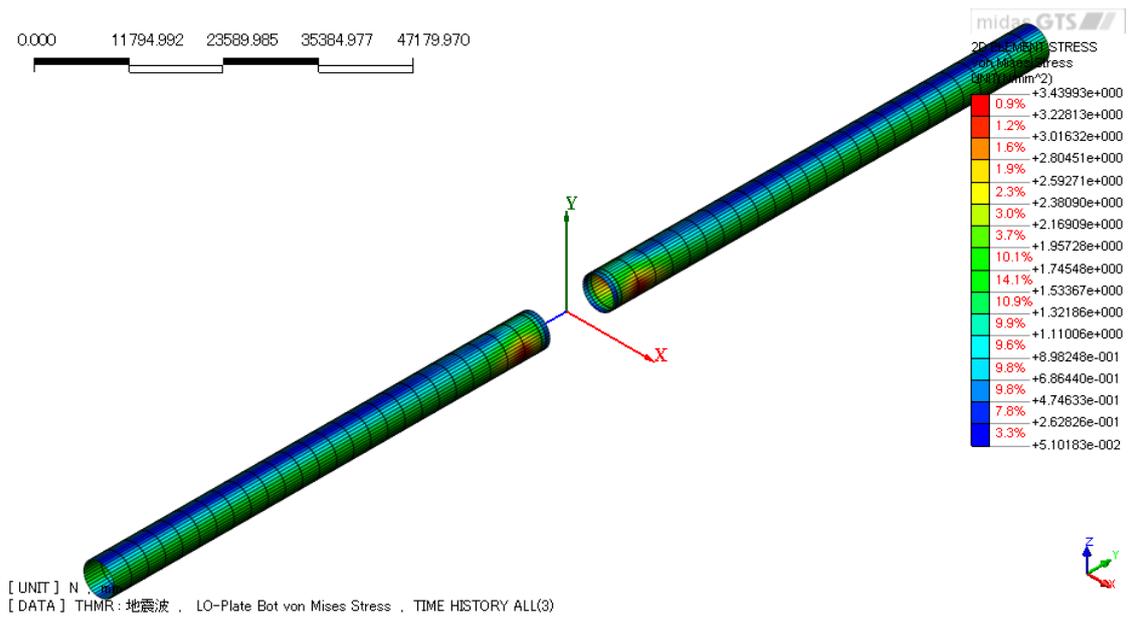


図-4.133 PVC の下端ミーゼス応力分布図

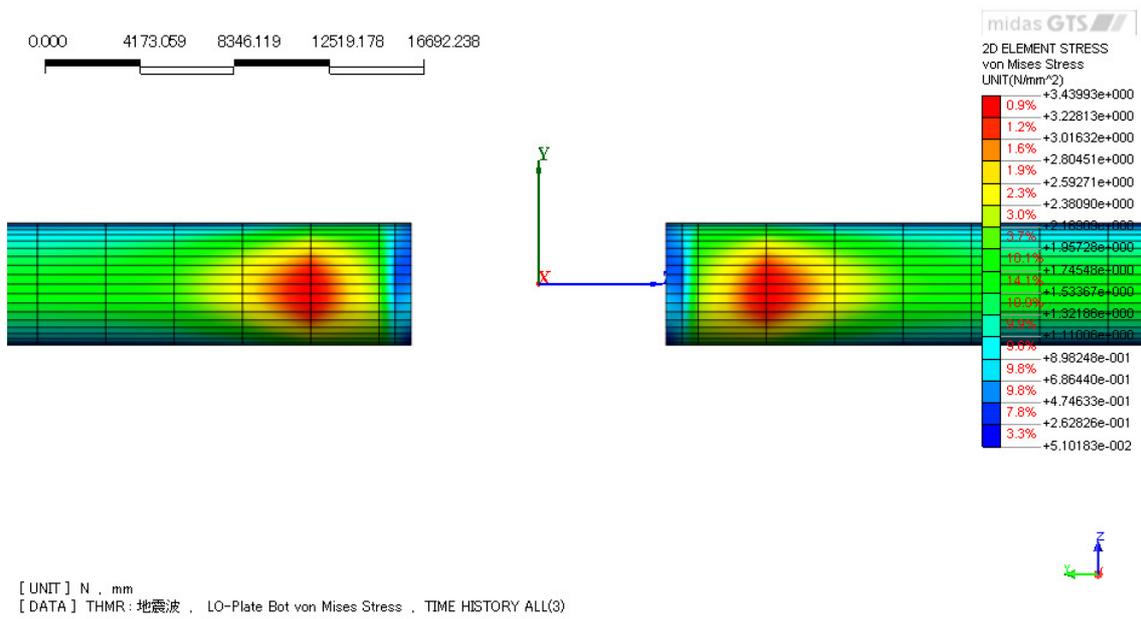


図-4.134 YZ 面から見た PVC の下端のミーゼス応力分布図

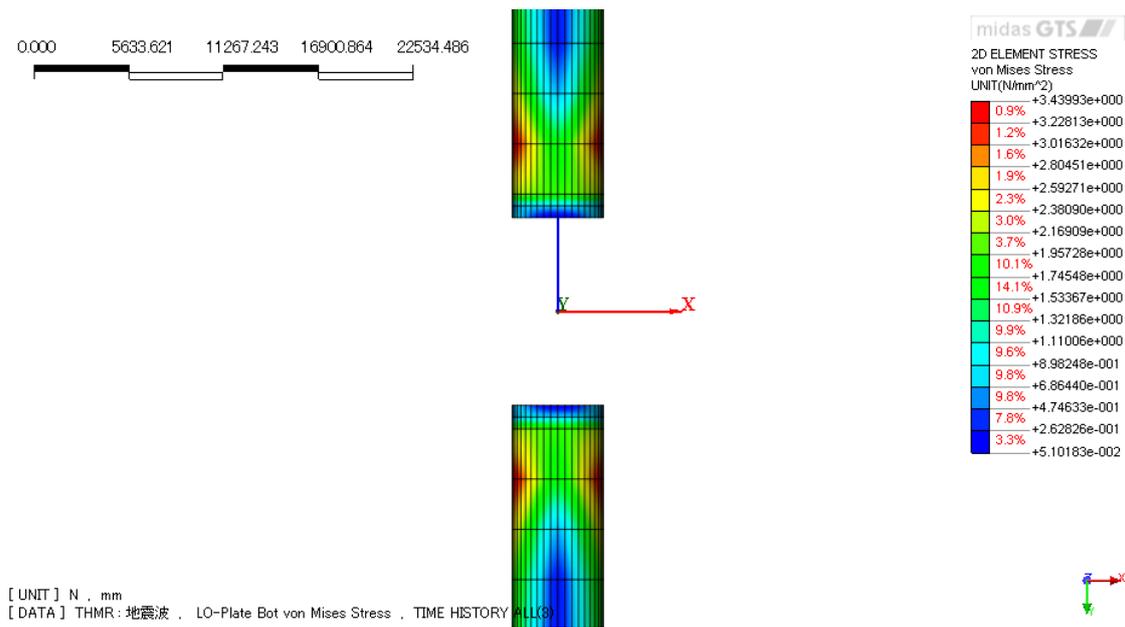


図-4.135 XY面から見たPVCの下端のミーゼス応力分布図

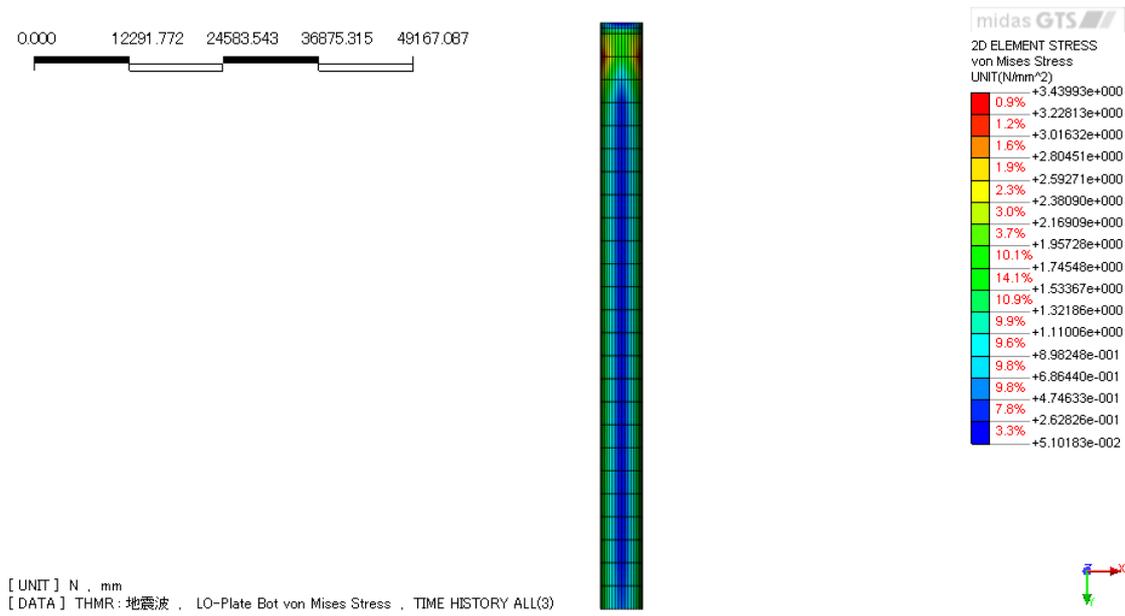


図-4.136 XY面から見たPVCの下端のミーゼス応力分布図

#### 4.7.2 新工法の耐震対策の軸直角方向の地震応答

前節では、新工法の耐震対策の軸方向の地震応答を実施したが、本節では前節の図-4.14 に示したレベル2地震動をトンネル軸直角方向（X軸方向）に入力し、新工法を用いて立坑を有するシールドトンネルの耐震補強を実施した際をモデルケースとし、新工法のレベル2地震動に対する耐震安全性照査を実施する。

現行の自立管に対する耐震性能照査では、レベル2地震動に関しては、部材に生じる応力  $\sigma_x \leq$  終局限界引張強度を満足するように設計を行う必要がある。図-4.137～152 はレベル2地震動を入力した際の GFRP と PVC 部材に生じるミーゼス応力の分布図を示している。表-4.14 は GFRP、PVC 部材に生じる応力の最大値を示したものである。

GFRP、PVC の終局限界曲げ強度はそれぞれ、前節で示したように  $150\text{N/mm}^2$ 、 $64\text{N/mm}^2$  である。レベル2地震動を外力として与えたときに GFRP と PVC に生じる応力は、GFRP の上端、下端でそれぞれ  $43.24\text{N/mm}^2$ 、 $34.70\text{N/mm}^2$  となり、PVC の上端、下端でそれぞれ  $2.79\text{N/mm}^2$ 、 $2.33\text{N/mm}^2$  となる。

したがって、今回のモデルケースに対しては、GFRP、PVC の終局限界曲げ強度がレベル2地震動により生じる応力以下であることから、レベル2地震動に対して GFRP、PVC 部材ともに安全であり軸直角方向破壊には至っていないものと考えられる。

また、本研究で用いた解析モデルは、コイル形状の GFRP と PVC とが一体構造となっていないことから、部材間にジョイント要素を挿入し部材間の摩擦力を考慮したモデル作成する必要がある。しかし、第2章、第3章では PVC と GFRP を一体構造として解析を実施した結果、偏平試験と埋設実験の結果はほぼ整合性が取れるという結果となり、本節においても PVC と GFRP を一体としたモデルで解析を実施したとしても、解析精度は高いと考えられる。したがって、レベル2地震動を入力することにより更生材に生じる応力が、終局限界引張強度以下であることから、PVC と GFRP を用いた新工法が軸直角方向のレベル2地震動に対する耐震安全性が立証できた。

表-4.14 GFRP、PVC 部材に生じる応力

項目	GFRP (N/mm <sup>2</sup> )	PVC (N/mm <sup>2</sup> )
上端	43.24	2.79
下端	34.70	2.33

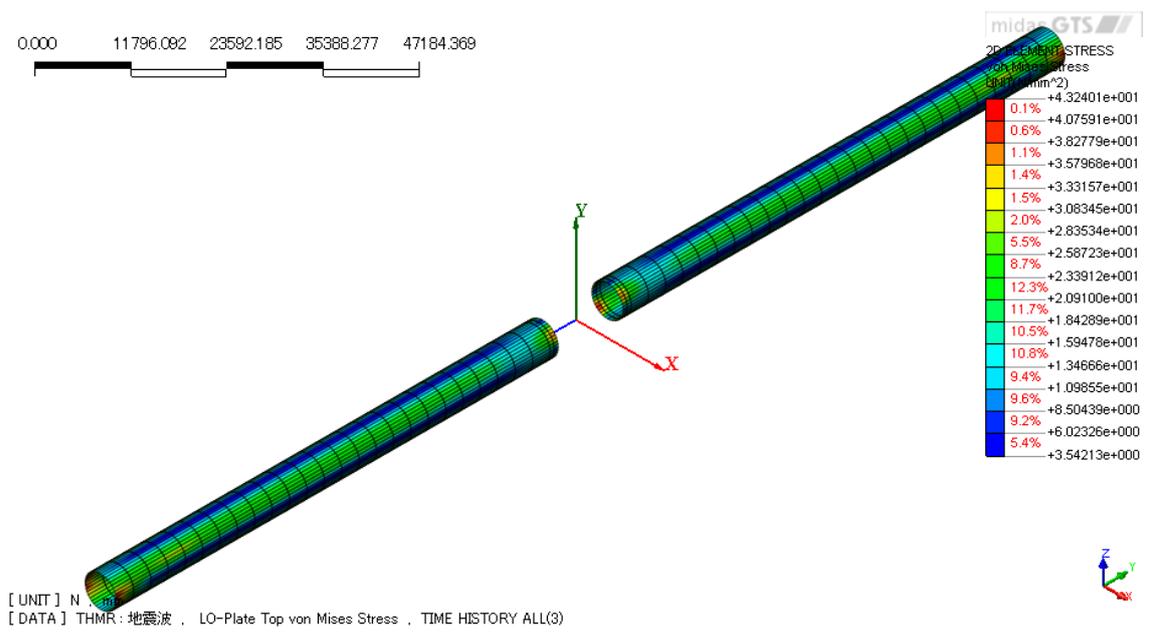


図-4.137 GFRP の上端ミーゼス応力分布図

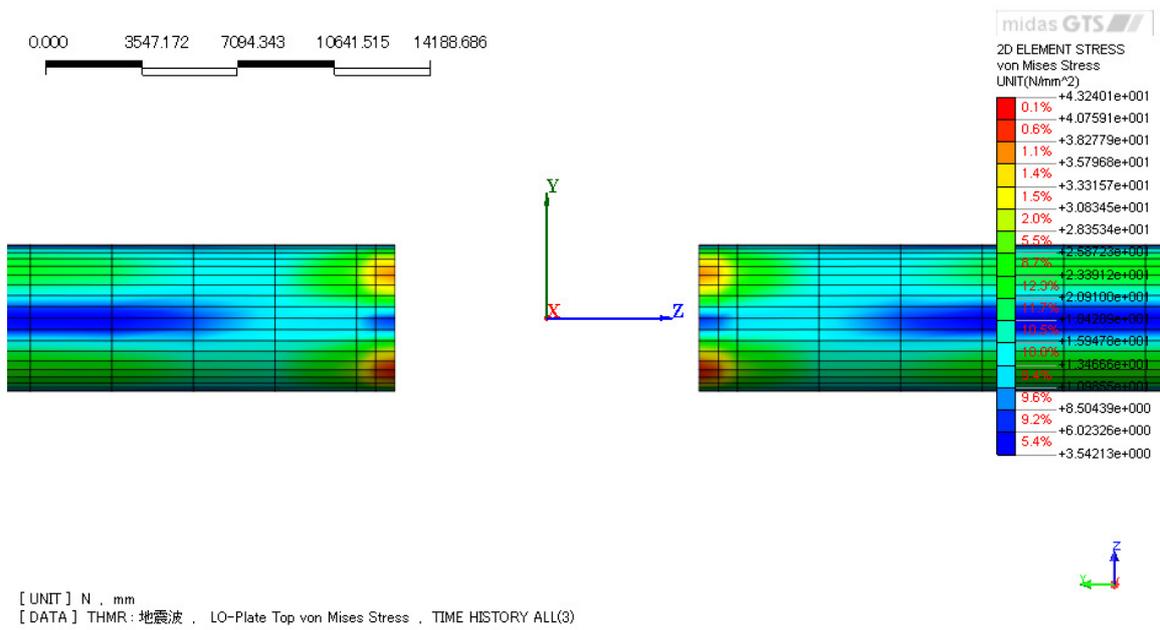


図-4.138 YZ 面から見た GFRP の上端ミーゼス応力分布図

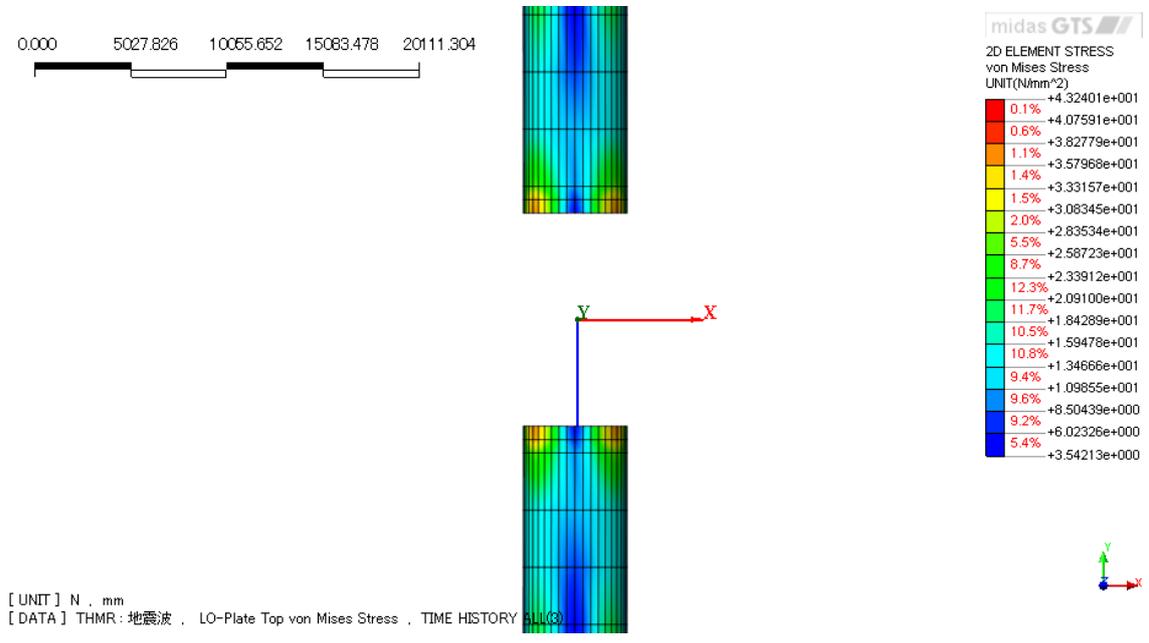


図-4.139 XY面から見たGFRPの上端ミーゼス応力分布図

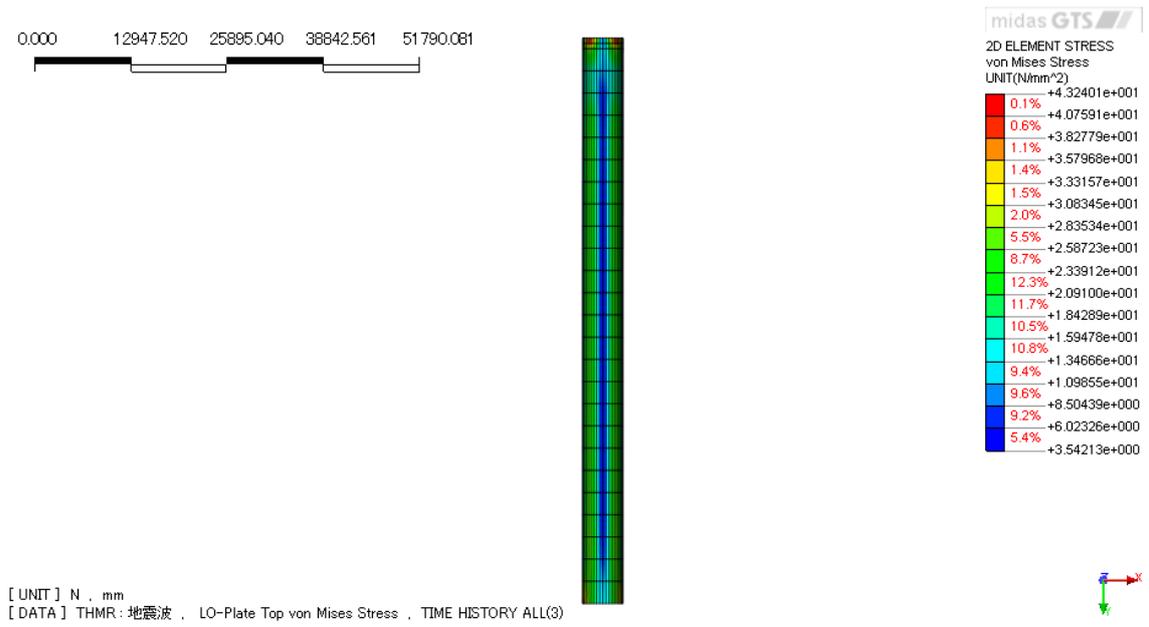


図-4.140 XY面から見たGFRPの上端ミーゼス応力分布図

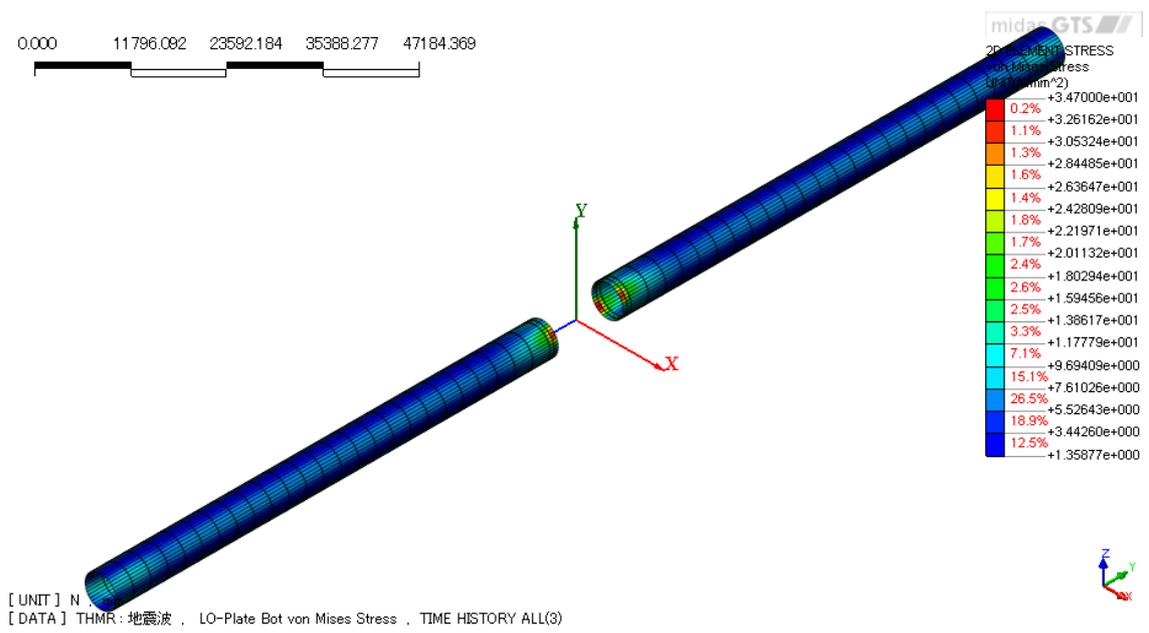


図-4.141 GFRP の下端ミーゼス応力分布図

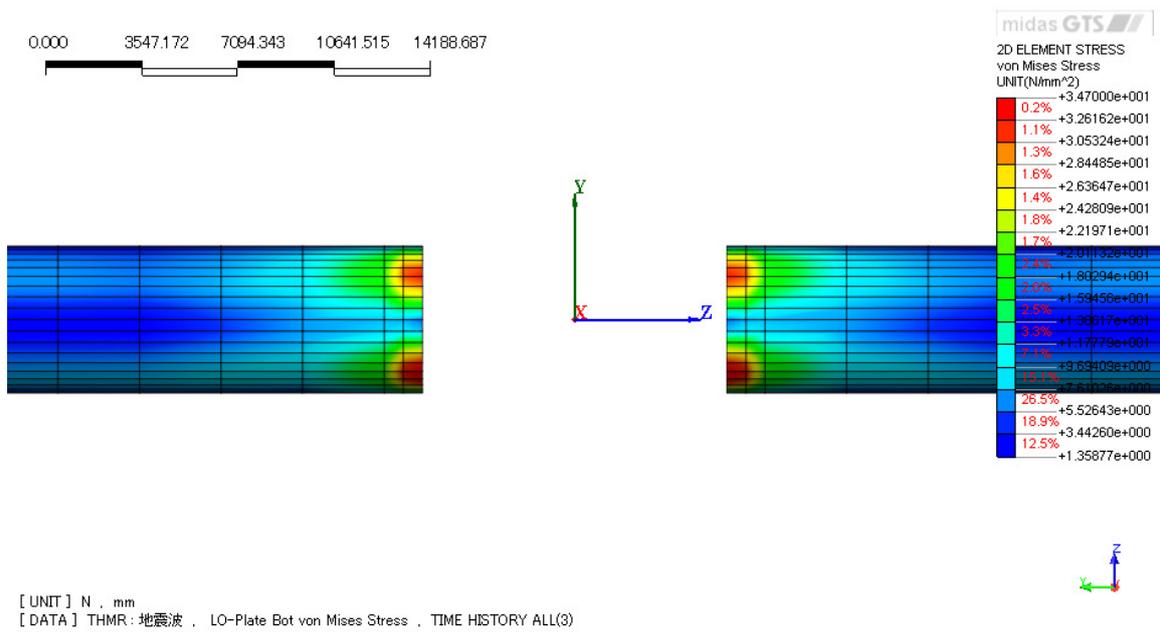


図-4.142 YZ 面から見た GFRP の下端ミーゼス応力分布図

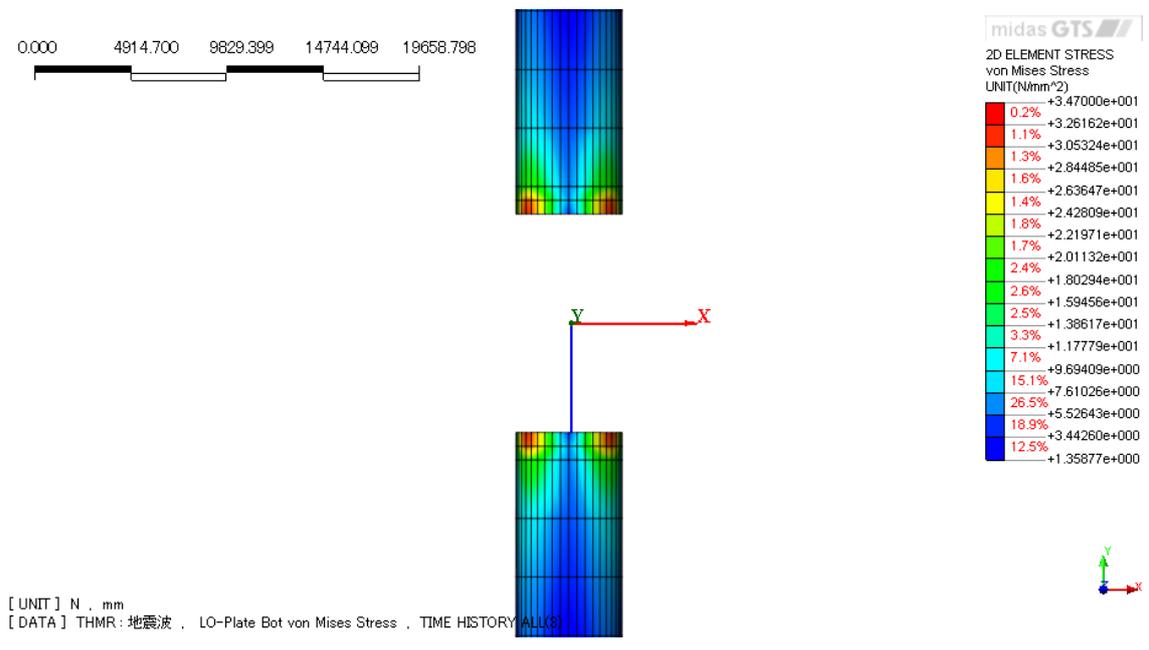


図-4.143 XY面から見たGFRPの下端のミーゼス応力分布図

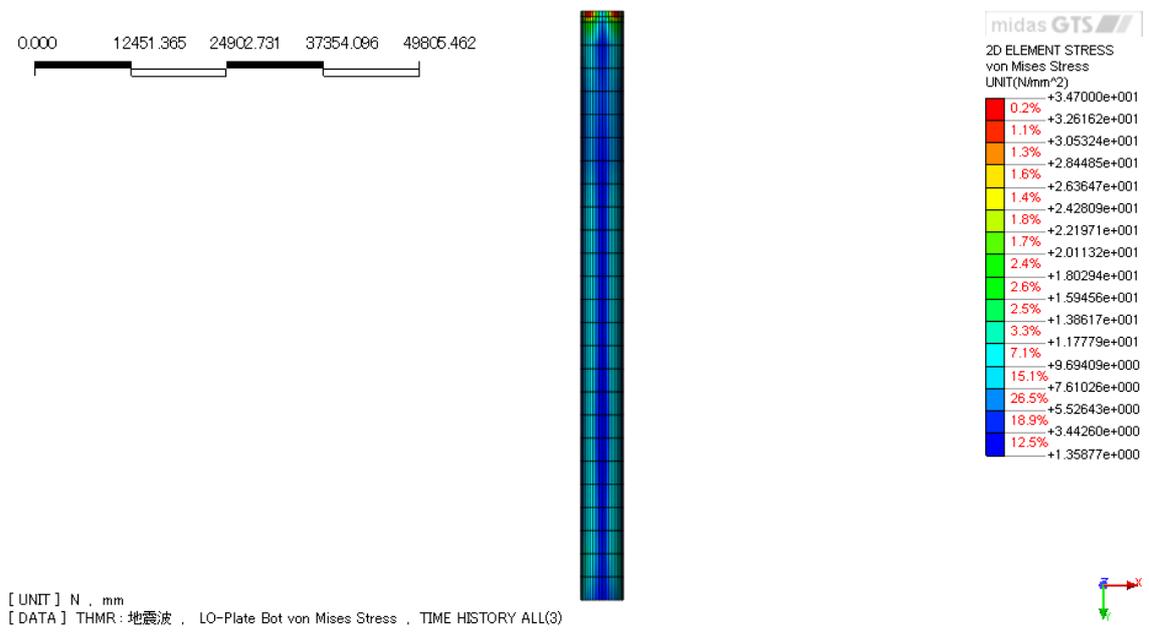


図-4.144 XY面から見たGFRPの下端ミーゼス応力分布図

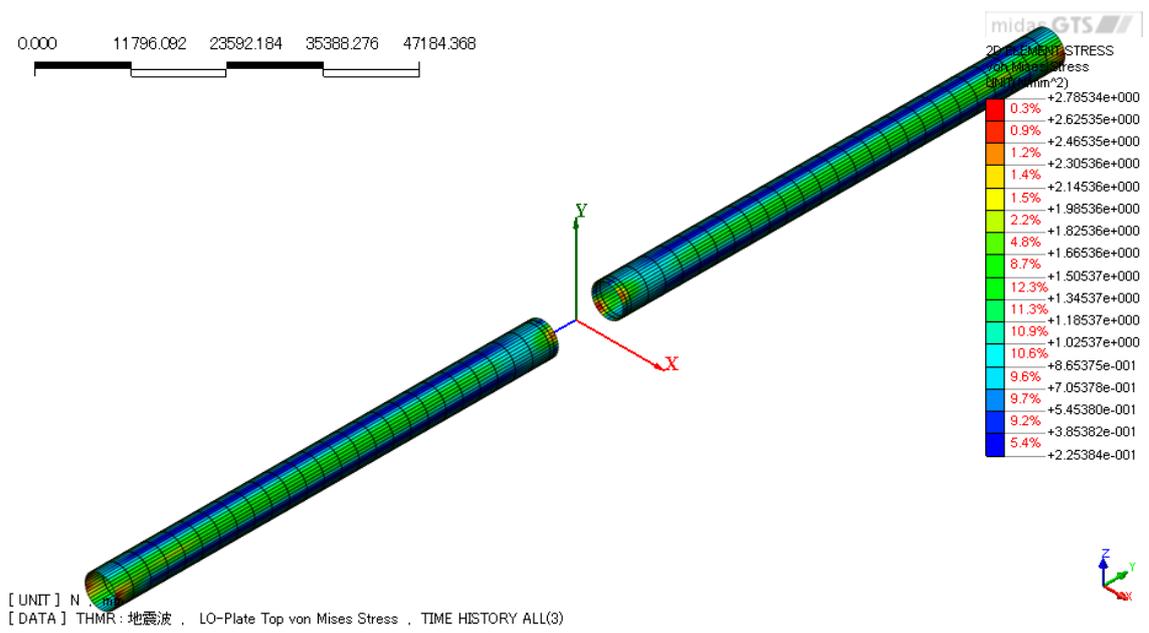


図-4.145 PVCの上端ミーゼス応力分布図

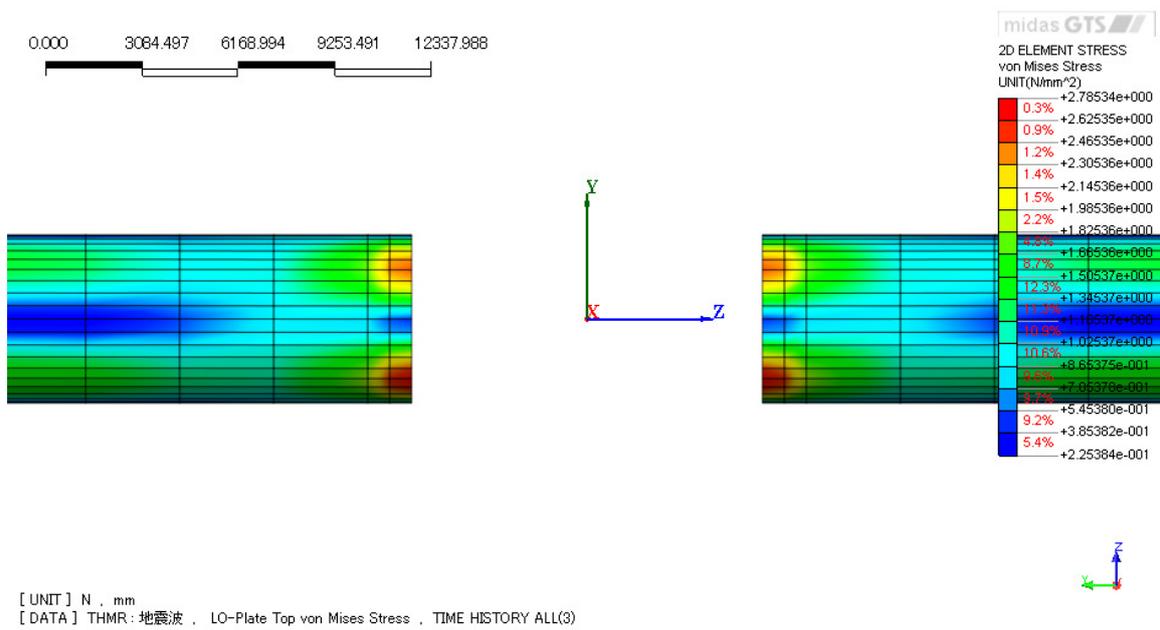


図-4.146 YZ面から見たPVCの上端のミーゼス応力分布図

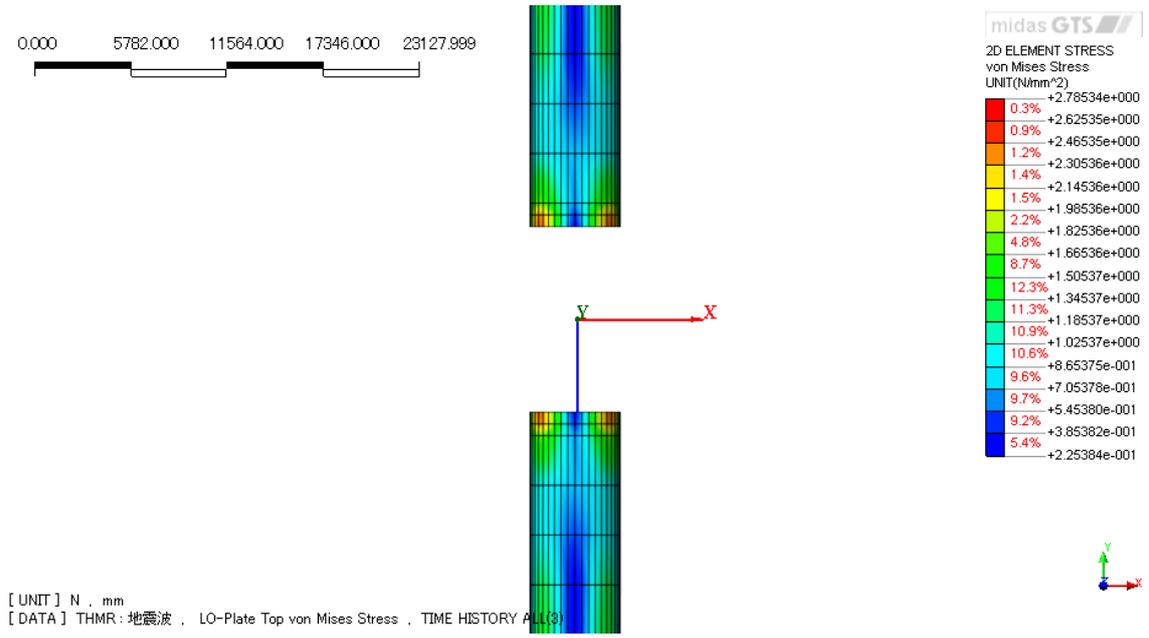


図-4.147 XY面から見たPVCの上端のミーゼス応力分布図

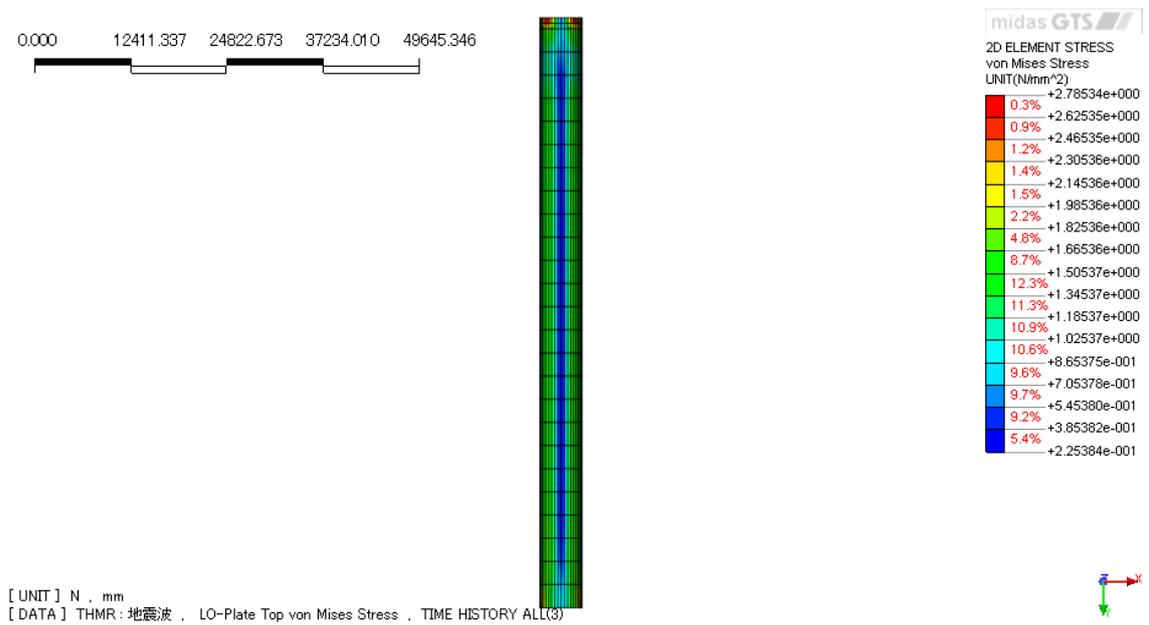


図-4.148 XY面から見たPVCの上端のミーゼス応力分布図

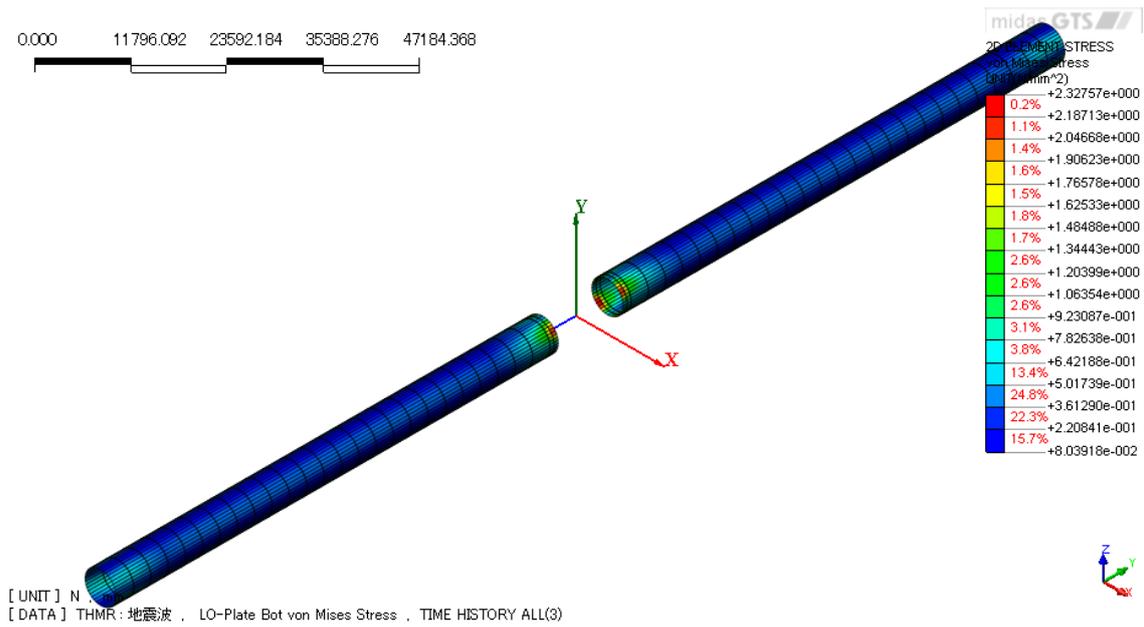


図-4.149 PVC の下端ミーゼス応力分布図

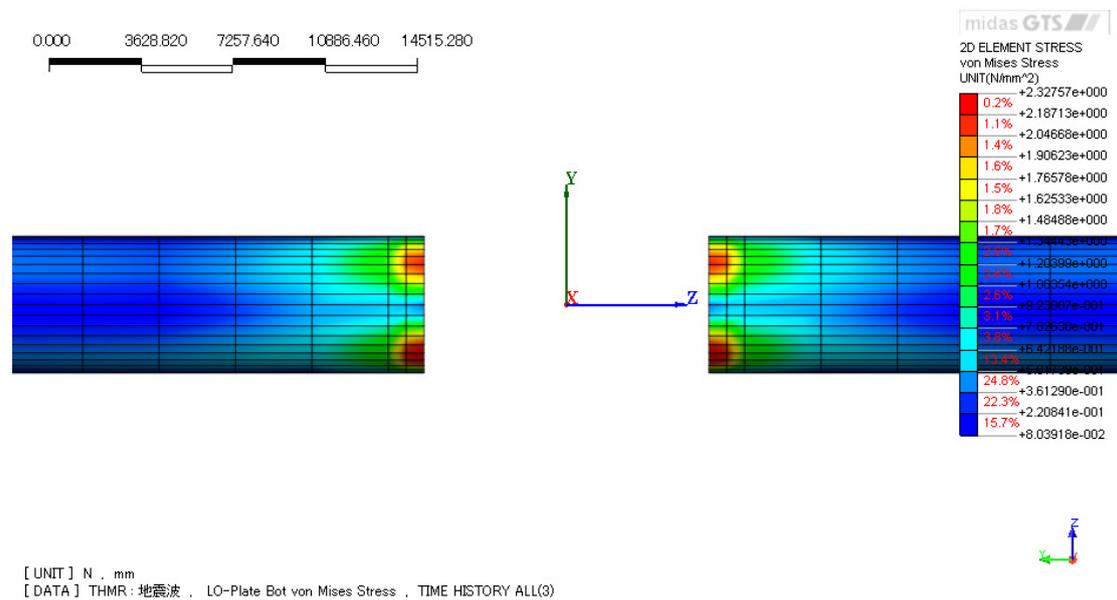


図-4.150 YZ 面から見た PVC の下端のミーゼス応力分布図

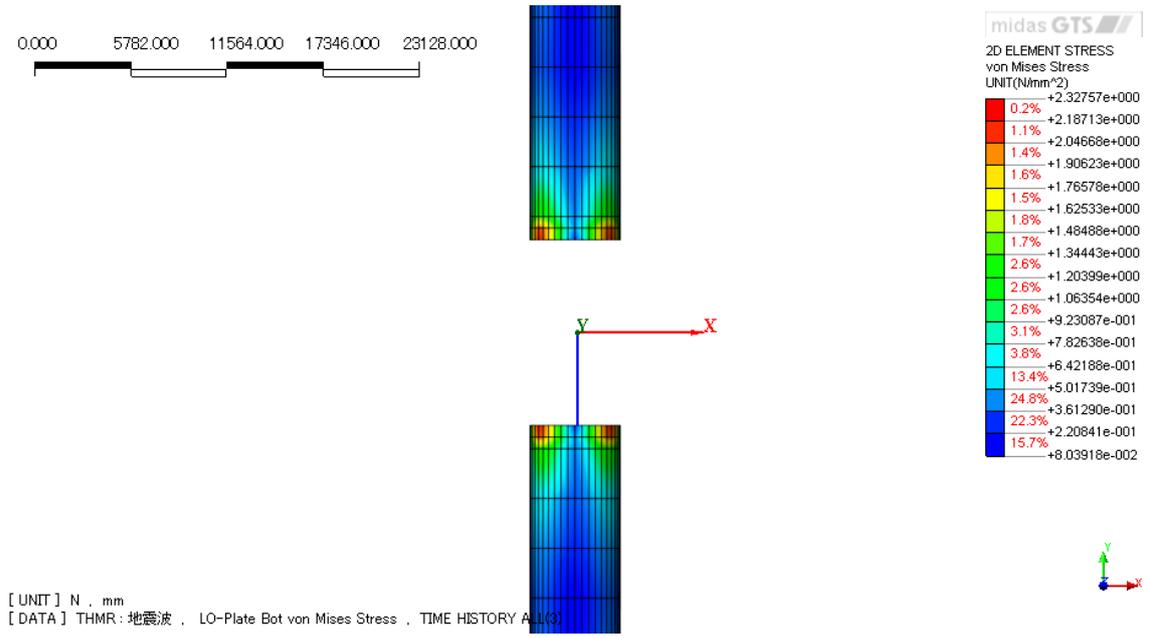


図-4.151 XY面から見たPVCの下端のミーゼス応力分布図

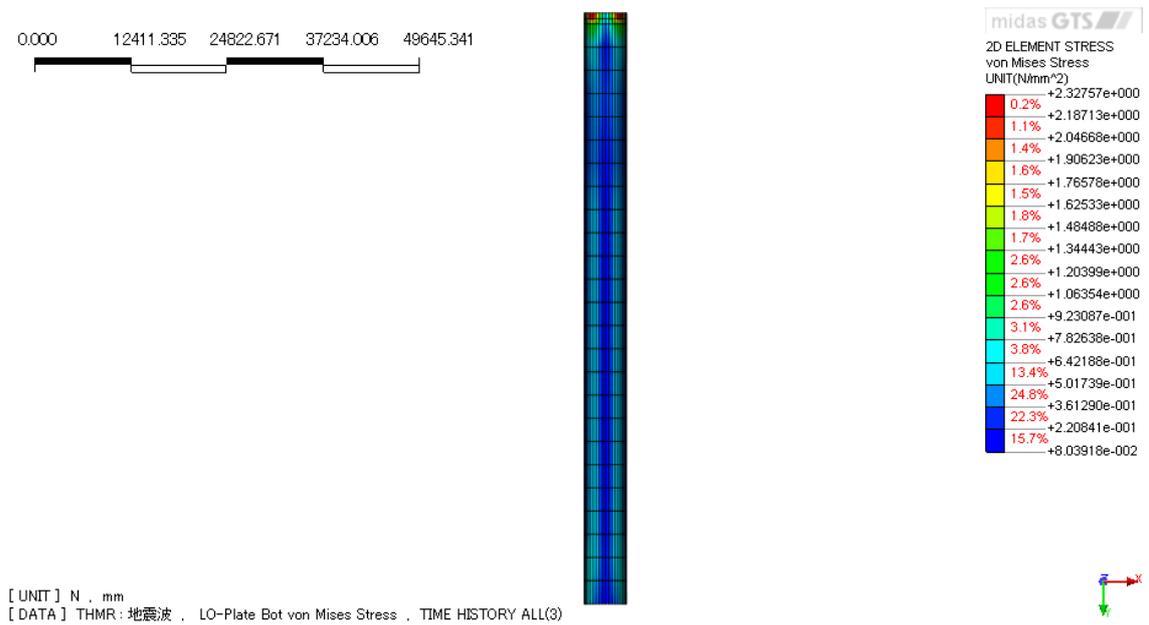


図-4.152 XY面から見たPVCの下端のミーゼス応力分布図

## 4.8 結論

本研究では立坑を有するシールドトンネルの軸直角方向、軸方向の震動特性を明らかにし、接続部におけるねじれ応力および軸応力の評価を行った。その結果、軸方向、軸直角方向ともにねじれ応力、軸応力では破壊には至らなかったが、立坑接続部付近にて応力集中が生じていることは明らかである。

軸直角方向に地震動を入力した場合、立坑接続部付近から立坑から 7m 程度離れた位置の間までにおいて、X 軸方向、Y 軸方向の相対変位が小さくなっている。これは、シールドトンネルの回転変形が立坑のロッキングと相殺し、立坑により変位が拘束されているからである。また、軸ひずみに関しても 7m 離れた位置と立坑接続部付近でねじれるような大きなせん断応力が生じている。したがって、シールドトンネルの耐震対策を実施する際には、立坑接続部付近から立坑から 7m 程度離れた位置において耐震対策を実施する必要がある。

軸方向に地震動を入力した場合、立坑から 7m 程度離れた位置において、Z 軸方向の相対変位が最も大きくなり、Y 軸方向の相対変位は立坑接続部付近から立坑から 7m 程度離れた位置で Y 軸方向の相対変位が増加傾向にある。また、軸ひずみに関しては、接合部近傍から少し離れた 1.5m~2.0m の位置で正負反対のせん断みずみが発生しており、シールドトンネルの回転運動と立坑のロッキングの影響によりねじれが生じていることがわかる。

したがって、本研究のように立坑を有するシールドトンネルの耐震対策を効率的に実施していくには、立坑接続部付近だけではなく、立坑から 7m 程度離れた位置の間においても耐震対策を実施する必要がある。具体的な対策に関しては、シールドトンネルの回転運動と立坑のロッキングの影響によりねじれが生じていることから、可とう製の管きょやセグメントの外側にシリコン系系の免震層を設置することによりねじれが発生しないような構造にする必要がある。

今回は 1 つの地震動と 1 つのモデルでの解析結果だったため、ケーススタディを増やし、立坑接続部での破壊メカニズムをより明らかにする必要がある。また、異種構造物間の耐震性能や照査基準は明らかになっておらず、水道施設耐震工法指針・解説<sup>38)</sup>においても図-4.150 の耐震設計フローに示したように、現在は立坑・シールドトンネルにそれぞれ個別に耐震設計を行っている。しかし、本研究で示したように立坑接続部ではシールドトンネルの応力集中が生じる。したがって立坑とシールドトンネルを一体のモデルと考えた耐震設計フローが必要であり、その耐震設計フローを確立するためにも異種構造物間の限界状態ならびに損傷状態および横断・縦断面に対する照査基準を明らかにする必要がある。そのため、今後は本研究で取り扱ったような立坑を有したシールドトンネルの動的解析を積極的に行い、照査基準を明らかにすることが望まれる。

また、GFRP と PVC を用いた新工法の耐震安全性に関しては、耐震実験と有限要素法による解析により検証を実施した。耐震実験では、レベル 2 地震動に対する耐震安全性の照査として、レベル 2 地震動によって生じる地盤の永久ひずみによる抜け出し量の 1.5% に相当する軸方向の変位量(ヒューム管の有効延長  $2430\text{mm} \times 0.15 = 36.45\text{mm}$ )を作用させると、コイル



## 第5章 地中埋設管の地震リスク評価

### 5.1 概要

上下水道、地下鉄、高速道路などを中心とするライフライン施設は公益性が高く、多くは社会資本に属するものである。地震により構造物が被災すると、補修・補強、再構築費用等の損失に加え、上記の施設が利用できないことによる社会的損失等々、社会に与える影響は甚大であると推測される。そのため、高水準の安全性が必要不可欠であるが、発生確率は低く、大規模な被害を与える大地震を意識して耐震性能の水準を合わせることは経済的に効率が悪いといえる。

以上のような背景をもとに、ライフライン施設に潜在するリスク性状を定量的、客観的に評価する手法が、研究者たちによって指摘され始めている。しかし、ライフライン施設の地震リスクを実施する際、被災した地中埋設管の損失コストの算出が正確に評価されていないのが現状である。

本研究では、下水道管路施設を対象とした地震リスクの算出を開削工法により敷設された小口径管路とシールド工法により敷設された大口径管路を対象として被災した地中埋設管の補修・補強、再構築費用等の損失額、機能不全による営業損失、下水道施設を使用できないことにより生じるユーザー損失を算出し、これらの情報を基に地中埋設管の地震リスクマネジメントを実施し、地中埋設管の耐震性能が損失コストに与える影響を考察する。

### 5.2 地中埋設管の地震リスク評価の流れ

本節では、まず、地震リスクの定義を行い、次に本研究での地震リスクマネジメントのフローに関して検討する。5.2.1節では地震リスクの定義、5.2.2節では、本研究で行なう地震リスクマネジメント手法のフローを示す。

#### 5.2.1 地震リスクの定義

「リスク」とは、一般的に、「ある行動を行なうことにより、危険に遭遇する可能性や損失が発生する可能性」と解釈されており、以下にリスクを定義したものを挙げる。

- ・ 金融工学では、金銭的な損失が発生する確率 (Probability of loss)
- ・ 防災工学では、地震、台風、災害などの危険事象を発生させる集合 (Hazard)
- ・ 環境経済学では、不都合な事柄が発生する大きさ、つまり損失が発生する確率 (Probability of loss)
- ・ 発生の可能性を考慮せず、単に損失を示すこと (Loss)
- ・ 損失と発生確率の積、つまり期待損失 (Expected loss)

上記のように、リスクの定義は、分野、領域によって様々な定義がされている。

参考文献<sup>17)</sup>によれば、地震リスク分析では、確率的手法を用いて分析が行なわれており、その多くは損失の期待値つまり期待損失を用いてリスクを評価している。本研究では、リスクを「期待損失 (Expected loss)」として取り扱い、地震リスク分析を実施する。したがって、リスクは以下のように定義することができる。

$$\text{リスク}(R) = \text{損失の発生確率}(P) \times \text{損失}(C) \quad (5.1)$$

ここで、 $R$  は期待損失、 $P$  は発生確率、 $C$  は損失額を表す。

また、被害形態に応じて複数の損失が存在することから、それぞれの事象で生起するリスクを合計することで、解析対象に関するリスクを算出することができる。

$$R = \sum_{i=1}^n R_i = \sum_{i=1}^n P_i \times C_i \quad (5.2)$$

### 5.2.2 地震リスクマネジメント

リスクマネジメントとは、「被害や損失が発生する前に、科学的にそれらを分析して、損失を未然に最小に抑える。」という危機管理のことである。これは、1927年の世界恐慌を機にアメリカの保険分野から発し、1950年代には多岐にわたる分野に広まりその考え方が展開された。

リスクマネジメントの具体的な手法としては、第1にリスク分析を行い、第2に損失の大きさ発生確率を評価し、第3にリスクを低減する方策を検討し、実行することである。

### 5.2.3 地震リスク評価の流れ

図5.1に、本研究で実施する地中埋設管の地震リスクマネジメントの評価フローを示す。

地震危険度評価では、解析対象地域における地震カタログを用いて、解析対象地域において基盤最大加速度 $\alpha$  (gal)以上の地震動が発生する確率つまり年超過確率と基盤最大加速度の対応関係を示す地震ハザードの評価を実施する。

解析対象構造物の耐震性能評価では、本研究で採用した解析対象構造物のモデル化について説明し、「土木学会シールドトンネルの耐震検討」<sup>29)</sup>などを参考に、保有性能及び終局時の状態などの耐震性能、損傷過程を示すキャパシティースペクトルの算出を実施する。解析対象構造物の耐震性能から知りえた限界状態変位（降伏変位、終局変位）を用いて限界状態発生確率を求め、その確率と基盤最大加速度との関係を結びつけることによって地震損傷度曲線 (Fragility Curve) を得ることができる。そして、地震損傷度曲線から限界状態間の発生確率、つまり損傷レベル発生確率へ変換することができる。一方、損失額予測では、兵庫県南部地震など既往の地震被害調査を基に復旧日数、復旧費用等の情報を提

示する。

解析対象構造物の性能評価が終了すると、次のステップではイベントツリー解析を実施する。イベントツリー解析とは、ある事象、つまり地震動が発生した際、発生する被害要因を想定し、それぞれの経路の発生確率、損失額を算出する解析手法のことである。イベントツリー解析を実施することで、損失額と損傷レベル発生確率、地震予想最大損失額（Probable Maximum Loss PML）、地震予想最大損失額と基盤最大加速度の関係（損失関数）を評価することができる。

最終段階では、地震危険度解析から得られた地震ハザード曲線と解析対象構造物の性能評価から算出した損失関数を重積することで地震動の不確実性を考慮した損失額の超過確率を算出し、地震リスク評価が実施できる。

以上のように、フローは大きく 3 つに分けられる。すなわち、地震危険度解析、地中埋設管の耐震性能評価、そして地震リスク評価である。以下、手順を追って各節で説明する。

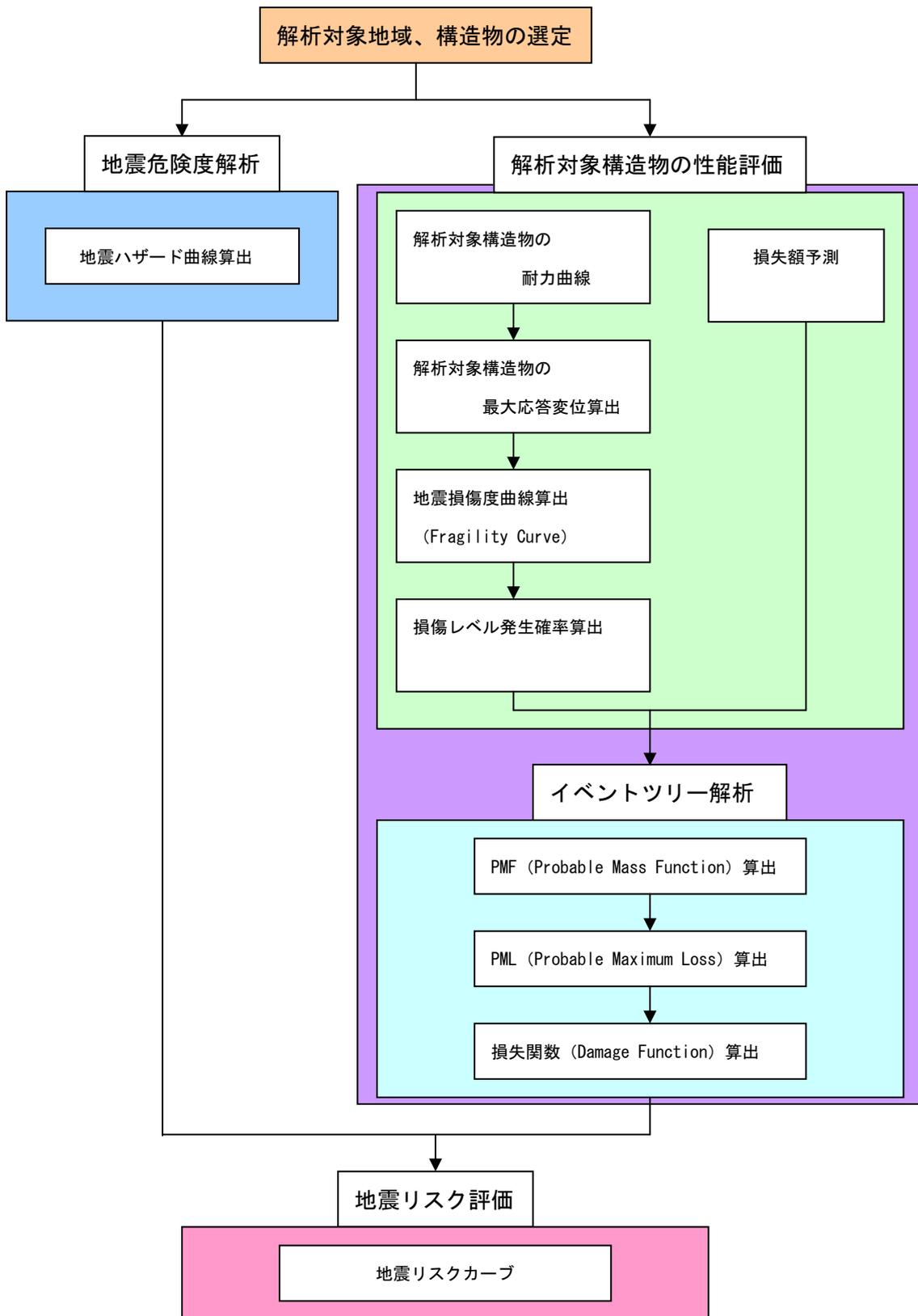


図-5.1 地震リスクマネジメントの評価フロー

### 5.3 地震危険度解析

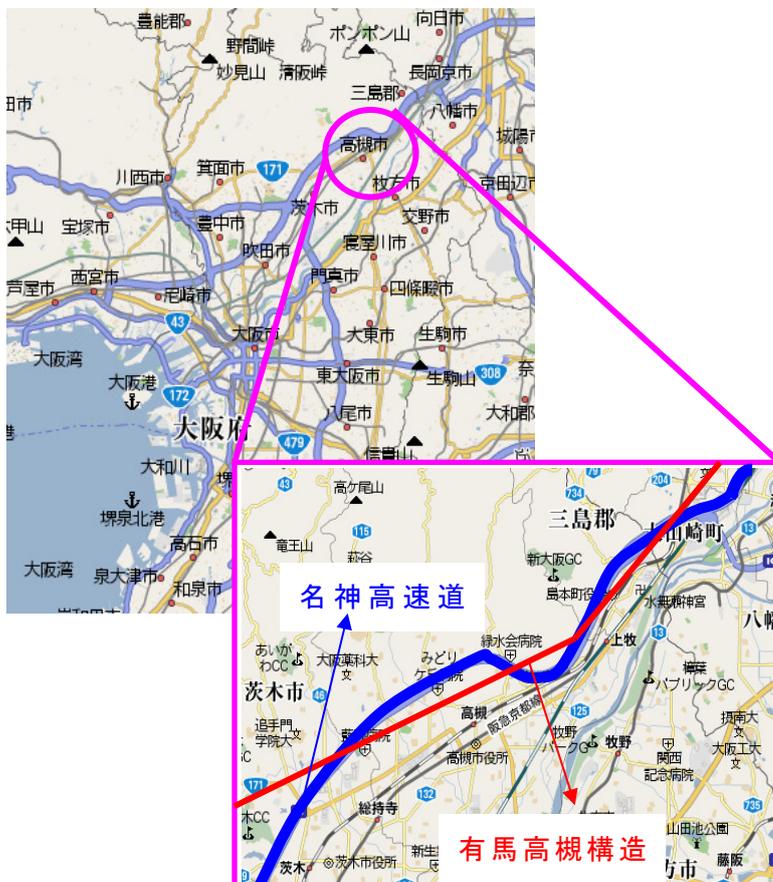
本説では、解析対象地域、解析対象地域における地震歴史データの解析を実施し、地震動の年超過確率、基盤最大加速度の関係から算出される地震ハザードについて検討する。

5.3.1節では解析対象地域、5.3.2節解析対象構造物、5.3.3節では地震歴史データ、5.3.4節では解析対象地域の地震ハザードの算出についてそれぞれ示す。

#### 5.3.1 解析対象地域

解析対象地域は、図-5.2に示すように大阪府の北東部にあり大阪市と京都市のほぼ中間に位置する大阪府高槻市（緯度34.5度、経度135.3度）とした。この解析対象地域とした大阪府高槻市は、有馬高槻構造線が東西に走る地域であり、当断層が活動したときの被害は甚大になると予想される。また、当断層は700～800年周期に断層が活動を繰り返していること明らかとなっており、さらに最新の活動期からすでに700年以上が経過し、直下型地震の発生が懸念されている。

また、分析対象地域の地盤条件は、図-5.3の土質分布図<sup>42)</sup>示すように砂層と礫から成る洪積地盤及び沖積地盤であり、やや地盤が緩いⅡ種地盤であることがわかる。



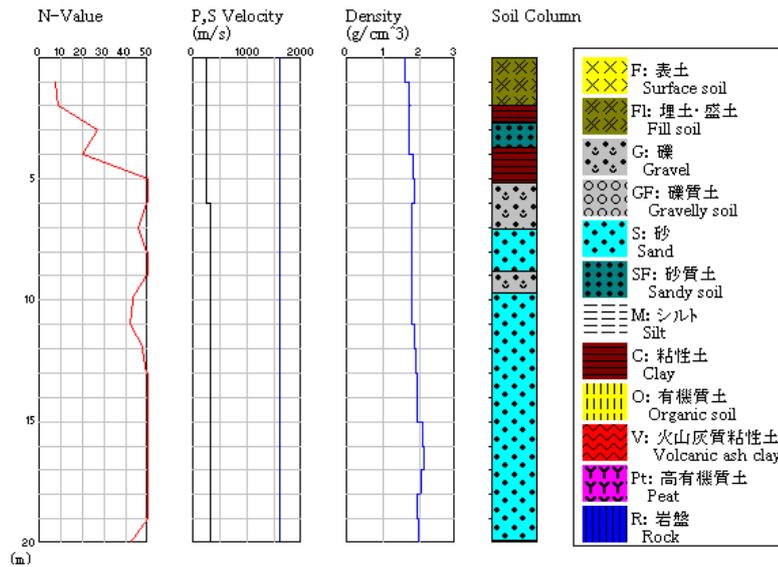


図-5.3 解析対象地域の土質分布図<sup>42)</sup>

### 5.3.2 解析対象構造物

解析対象構造物は、開削工法により敷設されたφ450mmの小口径管路（枝線）とφ1800mmのシールド工法により敷設された大口径管路（幹線）を解析対象構造物とする。

### 5.3.3 歴史地震カタログ

大阪府高槻市（緯度34.5度、経度135.3度）における歴史地震カタログは、抽出期間1200年、対象半径300 kmを抽出条件とし、表5.1に示すようにM5～7.5までの歴史地震96個を分析対象とした<sup>43)</sup>。解析対象地域における基盤最大加速度をマグニチュードと震央距離の関係から評価するものとして様々な距離減衰式が提案されているが、本研究においては道路橋示方書耐震設計V<sup>44)</sup>に従って算出した。最大加速度 $a_{\max}^H$  (gal)の距離減衰式は以下のような式となり、上段から表-5.2に示したⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤に対応している。

$$a_{\max}^H = \begin{cases} 987.4 \times 10^{0.216M} \\ 232.5 \times 10^{0.313M} \\ 403.8 \times 10^{0.265M} \end{cases} \times (\Delta + 30)^{-1.218} \quad (5.3)$$

ここで、 $M$ は地震のマグニチュード、 $\Delta$ は震央距離 (km)を表す。

また、表5.2に示す耐震設計上の地盤種別（Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ種）は、道路橋示方書耐震設計編Vに従い、以下の式により算出する特性値に基づいて算出した。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (5.4)$$

ここで、 $T_G$  は地盤の特性値 (s)、 $H_i$  は番目の地層高さ (m)、 $V_{si}$  は番目の地層平均せん断弾性波速度 (m/s)、は該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで  $n$  層に区分されるときにの  $i$  地表面から  $i$  番目の地層番号を表す。

表-5.1 解析に用いた地震歴史データ<sup>43)</sup>

西暦 (年)	M	被害分布	緯度	経度	距離 (km)	地盤状態 (I、II、III種)	加速度 (gal)
715	6.8	近畿地方	34.7	137.3	200	3	33.9
715	7	中部地方	35.2	136.8	148	2	65.5
745	7.9	近畿地方	35.4	136.5	121	2	153.2
827	6.8	近畿地方	35	135.75	22	2	253.9
868	7	近畿地方	34.8	134.8	84	2	112.7
868	7	近畿地方	34.7	134.8	78	3	96.2
880	7	中国地方	35.3	133.2	259	2	36.3
938	7	近畿地方	35.1	135.4	26	2	266.5
976	6.7	近畿地方	34.8	135.7	22	3	194.5
1070	6.3	近畿地方	34.7	135.7	24	3	147.7
1091	6.4	近畿地方	34.6	135.7	27	3	144.7
1185	7.4	近畿地方	35	135.8	60	2	200.6
1185	7.4	近畿地方	35.1	135.4	26	2	355.6
1317	6.8	近畿地方	35.1	135.4	26	2	230.8
1325	6.5	近畿地方	35.5	136	79	2	83.5
1331	7	近畿地方	33.6	135.2	101	3	76.4
1350	6	近畿地方	35.1	135.4	26	2	129.6
1360	7.8	近畿地方	33.3	136.2	142	3	89.1
1425	6	近畿地方	35.1	135.4	26	2	129.6
1449	6.1	近畿地方	35.1	135.4	26	2	139.3
1494	6	近畿地方	34.5	135.8	41	3	87.4
1498	8.3	中部地方	34.8	137	167	3	102.6
1510	7	近畿地方	34.6	135.6	50	1	154.4
1510	6.8	近畿地方	34.5	135.4	26	3	189

1579	6	近畿地方	34.5	135.4	26	3	116
1586	7.8	近畿地方	36	136.8	173	2	99.3
1586	7.8	中部地方	36.1	136.7	169	2	102
1596	7.5	近畿地方	34.6	135.5	16	3	371.6
1597	6	近畿地方	34.6	135.5	16	3	148.8
1639	6	近畿地方	36.1	136.2	129	3	32.7
1639	6	中部地方	36	136	110	2	42.6
1640	6.5	近畿地方	36.3	136.3	149	2	45.5
1640	6.5	中部地方	36.3	136	131	2	51.5
1662	7.4	近畿地方	35.2	135.8	46	2	246.3
1686	6.8	近畿地方	34.6	137.3	201	3	33.8
1686	6.8	中部地方	34.8	137.4	211	2	39.1
1710	6.5	中国地方	35.4	133.8	195	2	34.3
1711	6.3	中国地方	35	133.9	179	2	32.6
1715	6.8	近畿地方	35.4	136.6	131	2	64
1715	5.8	近畿地方	35.1	135.4	26	2	112.2
1718	7	中部地方	35.3	137	172	2	56.3
1725	6	中部地方	36.5	136.3	161	2	29.2
1789	7	近畿地方	33.8	134.2	165	3	47
1789	7	中国地方	33.5	134.3	169	1	51
1796	5.5	近畿地方	35.7	134.2	161	1	25.3
1799	6	中部地方	36.7	136.8	209	1	24.8
1802	6.8	近畿地方	35.2	136.4	105	1	73.9
1815	6	中部地方	36.5	136.5	175	2	26.9
1819	7.3	近畿地方	35.3	136.3	97	1	101.6
1826	6	近畿地方	36.2	137.2	219	2	21.1
1826	6	中部地方	36.2	137.2	219	2	21.1
1830	6.5	近畿地方	35.1	135.4	26	2	185.9
1830	6.5	近畿地方	35.1	135.4	26	2	185.9
1833	6.3	近畿地方	35.5	136.6	134	2	43.6
1854	7.3	近畿地方	35.7	136	90	2	130.9
1855	6.8	近畿地方	36.2	136.9	191	2	43.5
1855	6.8	中部地方	36.3	136.8	187	2	44.5
1855	7.3	中部地方	34.7	136.8	145	3	64.4
1857	6.3	中部地方	35	137.1	179	3	28.2

1858	7.1	中部地方	36.1	137.1	206	1	43.5
1861	6	近畿地方	34.7	137	167	2	28.2
1861	6	中部地方	35	137	168	3	25.1
1892	6.4	中部地方	37	136.6	213	1	29.6
1898	5.8	中部地方	35.5	138.2	305	2	12.8
1899	7	近畿地方	34	136.1	92	2	103.7
1900	5.8	中部地方	35.8	136	97	2	41.7
1903	5.5	中部地方	36.2	137.8	279	1	14.1
1906	6.2	近畿地方	33.8	135.2	86	3	54.3
1908	5.8	中部地方	35.8	138.8	376	2	10.1
1909	6.8	近畿地方	35.5	136.3	105	2	79.5
1916	6.1	近畿地方	34.5	135	60	3	69.1
1917	6.3	中部地方	35	138	279	2	20.2
1918	6.5	中部地方	36.5	138	309	3	17.7
1918	6.1	中部地方	36.3	138	302	2	16
1924	5.9	近畿地方	33.8	135.3	82	3	47
1925	5.8	中国地方	35.8	133.7	215	2	18.7
1930	6.3	中部地方	36.3	136.2	142	2	41.2
1933	6	中部地方	37	136.8	227	1	22.7
1934	6.3	中部地方	35.7	137	181	2	32.1
1936	6.9	近畿地方	35.7	135.8	79	2	111.1
1936	6.4	近畿地方	34.5	135.8	41	2	130.3
1948	7.2	中国地方	35.4	134.2	152	2	73.5
1948	6.2	中国地方	35.4	134.2	152	2	35.8
1948	6.3	中部地方	36.3	136.2	142	1	42.9
1952	6.8	近畿地方	34.3	135.8	52	3	119.8
1952	6.5	中部地方	35.5	136.2	96	2	69.9
1955	5.5	中国地方	35.3	134	172	1	23.8
1955	6.4	四国地方	34.7	134.6	100	2	62.1
1965	6.1	中部地方	35.9	138	291	1	18.1
1969	6.6	中部地方	35.8	137	185	2	39.1
1978	4.7	中部地方	36	136.2	123	2	15
1986	5.6	近畿地方	35.3	135.3	45	1	82.6
1989	5.4	中国地方	35.2	134	170	1	22.8
1995	7.2	近畿地方	34.6	135.1	47	3	164

1996	4.9	中部地方	35.9	136.5	141	2	15.1
1997	5.8	中部地方	35.8	137.8	268	1	17.1
地震発生回数		抽出期間		平均発生間隔 (回/年)		地震の発生率 (回/年)	
96		1186		12.4		0.1	

表-5.2 耐震設計表の地盤種別<sup>44)</sup>

地盤種別	地盤特性値 $T_G$ (s)
I種	$T_G < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_G$

#### 5.3.4 地震ハザード曲線

地震ハザード評価とは、解析対象地点における地震動の強さを確率論的手法に基づき評価するものであり、マグニチュードと震源距離から距離減衰式により算出される水平最大加速度と歴史地震カタログから算出される加速度ごとの年超過確率の関係をそれぞれ縦軸、横軸にプロットしたものである。ただし、年超過確率とは、地震発生時の解析対象地点における最大加速度がある値を超える確率を1年あたりで算出したものである。基になるデータは地震カタログや活断層データなどがあるが、本研究においては、最大加速度の年超過確率を算出するには歴史地震カタログを用いて評価した。

本研究における地震ハザード曲線の作成には、河角の方法<sup>39)</sup>を採用し、ランダムな震源を対象としていることから確率過程はポアソン分布に従うこととする。ここで、河角の方法とは、歴史地震カタログや活断層データから水平最大加速度の年超過確率を算出するものである。算出手順は、解析対象地域の歴史地震カタログから地震発生回数、抽出期間  $T_n$  を求め、次に抽出期間  $T_n$  を地震発生回数  $n$  で除すことにより平均発生間隔  $T_R$  が求まる。

$$T_R = \frac{T_n}{n} \quad (5.5)$$

また、平均発生期間  $T_R$  の逆数は、地震の年発生率  $\nu$  となる。

$$\nu = \frac{1}{T_R} \quad (5.6)$$

超過確率  $P$  は、歴史地震カタログからある最大加速度  $\alpha$  以上となる地震回数  $n(\alpha)$  を抽出期間内に発生したトータル地震回数で除したものとなる。

$$P = \frac{n(\alpha)}{n} \quad (5.7)$$

超過確率と年発生率をかけあわせることによって年超過確率  $p$  が算出される。したがって、最大加速度と年超過確率関係を示す地震ハザード曲線を作成できる。

$$p = v \cdot P \quad (5.8)$$

河角の手法を用いて算出した解析対象地域における地震危険度評価を表-5.3、地震ハザード曲線を図 5.4 に示す。例えば、基盤最大加速度 150 (gal) より大きな地震が 1 年間に解析対象地域において発生する確率は 0.01 となる。

表-5.3 解析対象地域における地震危険度評価

最大加速度	地震回数	超過確率 (P > gal)	年超過確率
0	96	1.000	1.000
100	31	0.323	0.026
200	7	0.073	0.006
300	2	0.021	0.002
400	0	0.000	0.000
500	0	0.000	0.000
600	0	0.000	0.000

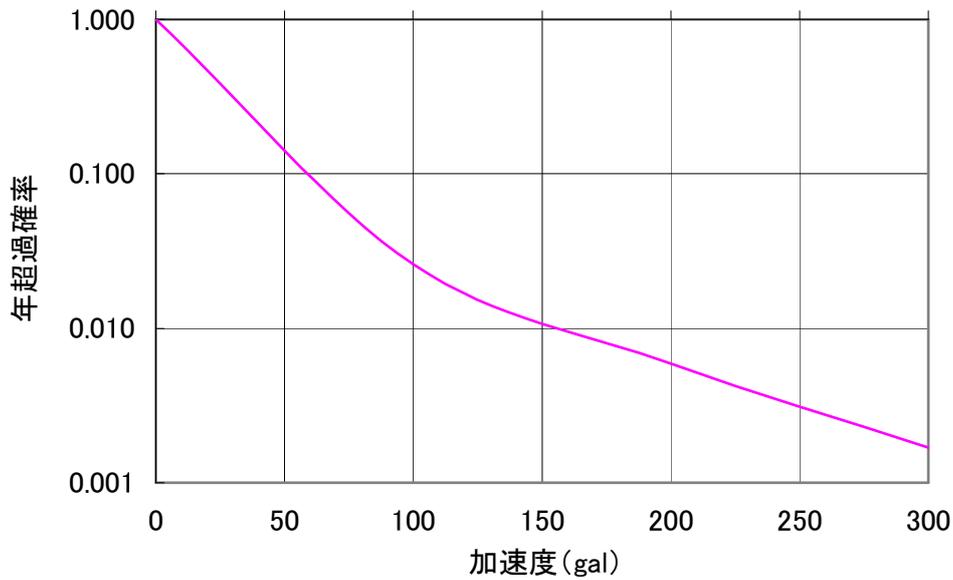


図-5.4 解析対象地域における地震ハザード曲線

### 5.3.5 地震動の不確実性

地震動の不確実性としては、距離減衰式による基盤最大加速度  $\alpha$  の推定誤差が存在する。式 (5.3) に示した距離減衰式は最大地震動の平均的な推定値を与えるものであり、実測値は推定値のまわりにばらついている。本研究においては基盤最大加速度  $\alpha$  を確率変数としたとき、基盤最大加速度  $\alpha$  の平均値と標準偏差を  $\sigma_m$ 、 $\sigma_\alpha$  とし、 $\ln X$  の平均値  $\lambda_\alpha$  と標準偏差  $\zeta_\alpha$  をパラメーターとする対数正規分布でモデル化した。確率密度関数を  $h(\alpha; \lambda_\alpha, \zeta_\alpha)$  と表記し、式 (5.9) に示す。 $\lambda_\alpha$ 、 $\zeta_\alpha$  は式 (5.9)、式 (5.10) により  $\sigma_m$ 、 $\sigma_\alpha$  と関係付けられている。

$$h(\alpha; \lambda_\alpha, \zeta_\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\delta_\alpha\alpha} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln\alpha - \lambda_\alpha}{\delta_\alpha}\right)^2\right] \quad (5.9)$$

ここで、

$$\lambda_\alpha = \ln \sigma_m - \frac{1}{2}\zeta_\alpha^2 \quad (5.10)$$

$$\zeta_\alpha = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_\alpha^2}{\sigma_m^2}\right)} \quad (5.11)$$

地震動の不確実性は、地震リスクカーブを算出する際、地震動の不確実性を考慮した損失額の超過確率を定量的に評価するために用いる。

## 5.4 地中埋設管の耐震性能評価

本節では、地中埋設管の地震リスク評価を実施する際の解析対象管路の耐震性能について検討を実施する。解析対象管路は、小口径管路に関しては鉄筋コンクリート管（下水道協会規格 J S W A S 規格）<sup>40)</sup>とし、大口径管路に関しては鉄鋼製のセグメントを使用したシールドトンネルを対象とする。

### 5.4.1 地中埋設管の解析対象モデル

本研究で解析対象構造物に関しては、小口径管路は第2章、第3章、第4章の実験で取り扱ったφ450mmの管径を解析対象とし、材質は表-5.4に示すような鉄筋コンクリート管 B 型 JSWAS A-1 を解析対象モデルとした。鉄筋コンクリート管の照査項目は、縦断方向の継ぎ手部の拔出し長を照査項目とした。大口径管路のシールドトンネルは、表-5.5に示すような鉄鋼製のセグメントを使用した直径φ1800mmを解析対象モデルとした。兵庫県南部地震などの地下鉄、上下水道、通信関係の地中埋設部の地震被害を分析した結果、φ2000mm以下であると横断方向のひび割れ、破損等の地震被害が少ないことから、本研究では縦断方向のセグメントリングの継ぎ手部の目開きを照査項目とし、地震リスク分析を実施する。

表-5.4 下水道用鉄筋コンクリート管 B 型 JSWAS A-1 の耐震性能表<sup>40)</sup>

管径	有効長	最大拔出し長
φ800mm	2.43m	40mm

表-5.5 鋼製セグメントの寸法表 (mm)

セグメント外径	セグメント幅	高さ	ボルト本数
φ1800	750	75	18

### 5.4.2 地中埋設管の耐震性能評価

前節では鉄筋コンクリート管 B 型 JSWAS A-1、シールドのセグメントの解析対象モデルについて明記したが、本節では鉄筋コンクリート管、シールドの鋼製セグメントの耐震性能及び地震時の被害区分について示す。

地中埋設管の縦断方向の耐震設計を実施するには、地中埋設管の軸方向に沿った表層地盤の地震応答解析を行い、ある地点の表層地盤の地震時挙動を算定し、その応答値を地中埋設管に作用させることで算出することが可能となる。地中埋設管の耐震設計では、表層地盤を1自由度系に置き換えて解析するケースが多く、縦断方向の耐震設計では簡易的に地震時応答を求めるために、正弦波が地中埋設管を含む水平面内を水平方向に伝播するとみなすと地震時の地盤変位は下式のように表現することができる。<sup>19)、29)</sup>

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi} S_V T_S \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (5.10)$$

$U_h(z)$  : 地震時応答変位 (m)  
 $z$  : 地表面からの深さ (m)  
 $S_V$  : せん断弾性波速度 (m/s)  
 $T_S$  : 表層地盤の固有周期 (s)  
 $h$  : 表層地盤厚 (m)

また、地震動により生じる地盤ひずみは、参考文献<sup>19)</sup>よりガス導管耐震設計基準を用いると下式のように表すことができる。

$$\varepsilon_G = \frac{2\pi U_h(z)}{L} \quad (5.11)$$

$\varepsilon_G$  : 地震動により生じる地盤ひずみ

$L$  : 地盤振動の波長

ここで

$$L = \frac{2L_1 L_2}{L_1 L_2} \quad (5.12)$$

$$L_1 = T_S V_{DS}$$

$$L_2 = T_S V_{BS}$$

$T_S$  : 表層地盤の固有周期

$V_{DS}$  : 表層地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)

$V_{BS}$  : 基盤面の地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)

また、「土木学会 シールドトンネルの耐震検討<sup>29)</sup>」を参考するとシールドトンネルの縦断方向の耐震設計に関しては、上式で示した地震動により生じる地盤ひずみ $\varepsilon_G$ は、セグメントリング継ぎ手 1 箇所が発生する地盤変位がセグメント幅に相当する地盤ひずみの総和として表現することができる。したがって、セグメントにリング継ぎ手に生じる目開き量 $\Delta$ は、セグメントの幅 $B$ とすると下式のように表現することができる。

$$\Delta = \varepsilon_G \cdot B \quad (5.13)$$

ここで、

$\varepsilon_G$  : 地震動により生じる地盤ひずみ

$B$  : セグメントの幅

このセグメントにリング継ぎ手に生じる目開き量 $\Delta$ は、シール材の耐水性能と比較することで止水性の照査を行うことができる。

なお、本研究では、表層地盤を 1 自由度系に置き換えて応答解析を実施しており、応答地にばらつきがあるため、応答値に補正係数を乗じている。<sup>46)</sup>

また、被害区分の設定は、参考文献<sup>29)</sup>、<sup>40)</sup>に示されている判定基準を参考に耐震性能の被害区分の設定を行う。本研究では、鉄筋コンクリート管に関しては縦断方向の継ぎ手部の抜き出し長を判定基準とし、シールド工法に関してはセグメントリングのリング継ぎ手に生じる目開きを判定基準とした。「鉄筋コンクリート管の継手ズレ」、「セグメントリングのリング継ぎ手」に関しては表 5.6、表 5.7 の被害区分のように、a、b、c の 3 ランクの被害区分として設定する。また、シールドトンネルが被災することによって生じる 3 つの被害区分 a、b、c に関して詳細な被害状況を表 5.8 に示す。

上記より、表 5.9 に地盤条件とせん断弾性波速度、表 5.10 に地中埋設管の地震動による抜き出し量、図 5.5 に入力地震動の速度応答スペクトル、図 5.6 に地中埋設管の耐力曲線を示す。

表-5.6 鉄筋コンクリート管の被害区分<sup>29)</sup>

被害区分	鉄筋コンクリート管	補修の方法
a	4cm 以上	新規建設による改築を行う
b	2~4cm 以上	更生工法による補修を行う
c	2cm 未満	補修や改良は必要としない

表-5.7 シールドトンネルのセグメントの被害区分<sup>29)</sup>

被害区分	セグメント	補修の方法
a	5mm 以上	更生工法による補修を行う
b	2~5mm 以上	部分補修を実施する
c	2mm 未満	補修や改良は必要としない

表-5.8 シールドトンネルの機能に対する被害区分

被害区分	機能に対する被害度の区分	部材の被害状況から想定されるトンネル機能の被害状況	部材の被害状況
c	被害度 0	シールドトンネルを構成する各部材の発生応力度が降伏点または、強度*2 に対して 85%以内の弾性範囲内。構造物としての機能は健全な汲墜に保たれている。	降伏点、強度の 85%以内
	被害度 I	シールドトンネルを構成する各部材の発生応力度が許容応力度を超えて降伏点または強度以内にあり、軽微な補修は必要とするものの継続して使用することが可能な状態に保たれている。	部材の降伏点、強度以内
b	被害度 II	シールドトンネルを構成する各部材の発生応力度が降伏点または強度*2 に達するが、部材耐力以内にあり、補修またさ違補強を行うこと によって構造物としての機能を復旧することが可能な状態に保たれている。	部材の耐力以内
a	被害度 III	シールドトンネルを構成する各部材の一部が最大耐力に達するが、トンネル断面破壊以内にあり、大規模な補強を実施した場合にも構造物の機能を復旧できないことが想定される。	断面の崩壊以内

表-5.9 地盤条件とせん断弾性波速度<sup>40)</sup>

No	土質区分	層厚 Hi (m)	平均N値	せん断弾性波速度 Vsi (m/s)	Hi/Vsi	波長(m)
1	砂質土	0.5	2	100.794	0.00496	-
2	砂質土	2.8	5	136.798	0.02047	-
3	粘性土	1.9	3	144.225	0.01317	-
4	砂質土	6.0	10	172.355	0.03481	-
5	粘性土	9.5	2	125.992	0.07540	-
6	砂質土	4.0	12	183.154	0.02184	-
合計	-	24.7	-	-	0.17066	-
地盤の特性 値 Tg (s)	-	-	-	-	0.68262	-
表層地盤の 固有周期 Ts (s)	-	-	-	-	0.85328	-
表層地盤の せん断弾性 波速度 V <sub>DS</sub>	-	-	-	115.789	-	-
基盤面のせん断弾性波 速度 V <sub>DS</sub>	-	-	-	300.000	-	-
L1=T <sub>S</sub> *V <sub>DS</sub>	-	-	-	-	-	98.8
L2=T <sub>S</sub> *V <sub>BS</sub>	-	-	-	-	-	255.983
地盤の振動 波波長 L	-	-	-	-	-	142.572

表-5.10 地中埋設管の地震動による抜き出し量

基盤最大加速度 (gal)	地震動による抜き出し量 (cm)	
	φ 450mm (土被り : 8m)	φ 1800mm (土被り : 20m)
50	0.31775	0.02357
100	0.63551	0.04713
150	0.95326	0.07070
200	1.27102	0.09427
250	1.58877	0.11784
300	1.90653	0.14140
350	2.22428	0.16497
400	2.54204	0.18854
450	2.85979	0.21210
500	3.17755	0.23567
550	3.49530	0.25924
600	3.81306	0.28281
650	4.13081	0.30637
700	4.44857	0.32994
749	4.76408	0.35334
900	5.71959	0.42421
1100	6.99061	0.51848
1300	8.26163	0.61275
1500	9.53265	0.70702

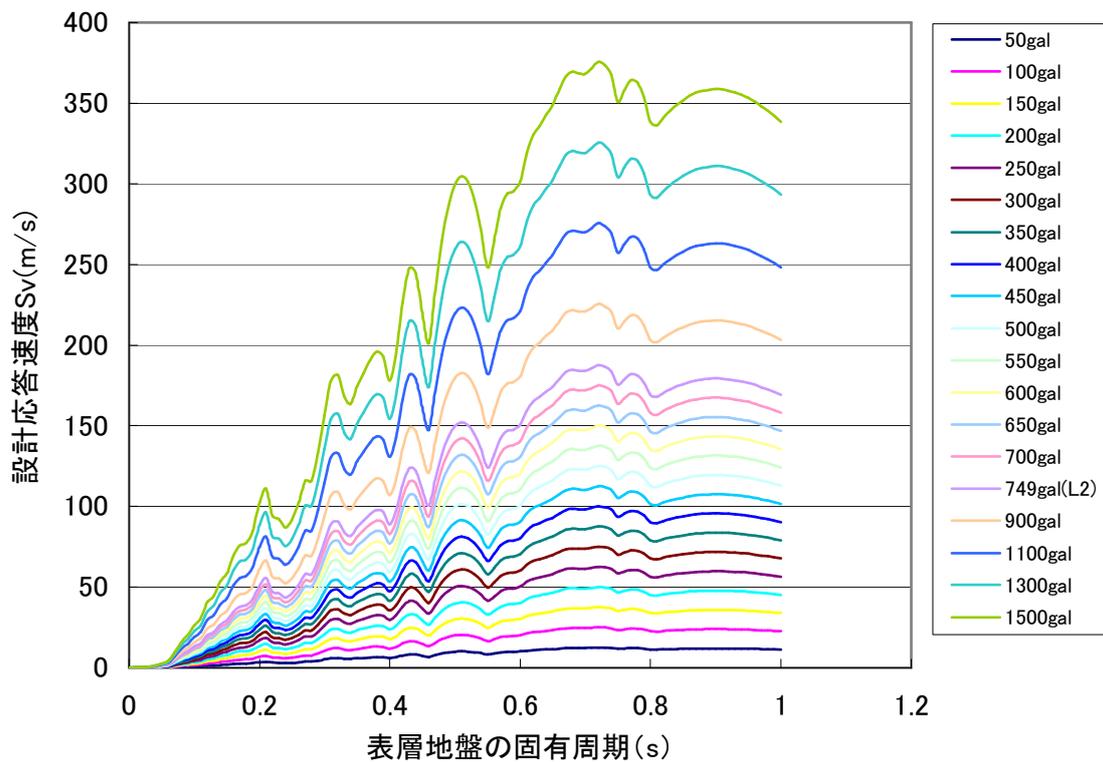


図-5.5 入力地震動の速度応答スペクトル

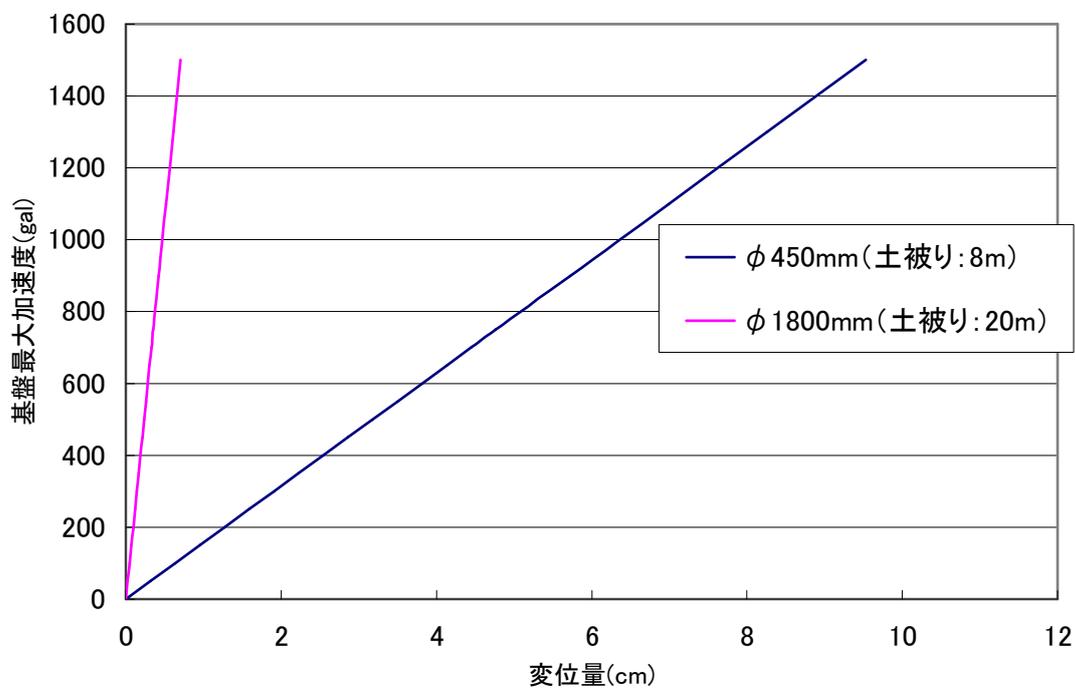


図-5.6 地中埋設管の耐力曲線

## 5.5 地震損失コスト評価

本研究では、地震により被災した地中埋設管の被災度と損失コストの関係を評価するために、過去の地震被災事例を参考に公共下水道の復旧実績から地震損失コストを算出する。

さらに、本研究において、地震により被災した管路施設の被災度と損失コストの関係を評価するために、更生工法の補修補強費用を国土交通省が管理運営している「新技術情報提供システムNETIS<sup>46)</sup>」を基に算出を行う。また、開削工法などの管路施設の新規建設費用に関しては、参考文献を参考に算出を行う。

また、本研究において考慮する損失コストは、以下の2つを評価することにする。

- ・物理的損失
- ・機能不全による営業損失
- ・ユーザー損失

物理的損失とは、地中埋設管の復旧コストつまり補修費、補強費用を示し、機能不全による営業損失とは、下水道管路施設が地震により被災することで、公営企業が得ることができなくなった営業収入つまり下水道使用料金収入を示す。ユーザー損失とは、下水道管路施設が地震により被災することで、下水道施設の利用者（ユーザー）が下水道を利用できなくなったことにより生じる経済損失を示している<sup>57)</sup>。ただし、下水道管路施設については、汚水管を対象とし地震リスク評価を実施する。

### 5.5.1 物理的損失

物理的損失は地中埋設管の復旧コストつまり、補修費、補強費用、調査費用のみを評価することにする。

開削工法、シールド工法による管きよの1mあたりの復旧コスト<sup>46)、48)</sup>を表-5.11に示す。ランクcに判定された場合は、管きよは健全な状態に保たれているため補修費用は発生しないが、地震発生後にはカメラ・目視による地震被害調査費用が発生するものとする。ランクbに判定された場合は、鉄筋コンクリート管に関しては上表に示したように軽微な補修は必要とするものの継続して使用することが可能な状態に保たれており、更生工法による補修補強を実施するものとする。また、シールドトンネルに関しても、補修補強を実施することによって構造物としての機能を復旧することが可能である状態であり、止水材によるクラック等の部分補修を実施するものとする。ランクaに判定された場合は、管きよが脱却していることにより、継ぎ手部から土砂などが管きよ内に流入し構造物の機能を復旧できない状態であるため更生工法による補修補強が不可能であるため開削工法により敷設を行う。また、シールド工法に関してはセグメントリングのリング継ぎ手の目開きが、構造上問題であり更生工法による補修補強を実施するものとする。

表-5.12に地中埋設管の補修・補強工法を示す。φ450mmの更生工法には本研究で考案し

た新工法を採用するものとするが、市場に公開していないために価格が未定であるため、自立管として性能が同程度である「オールライナー工法」の価格を用いた。φ1800mmの更生工法には複合管である「ダンビー工法」、止水材には浸透性吸水防止材「マジカルリペラー」、カメラ調査には「グランドビーバーシステム」並び「静止画像製及び編集技術」を採用し、これらの価格については「新技術情報提供システムNETIS<sup>46)</sup>」を参考に算出を行った。開削工法の工事費用及び経費率は参考文献<sup>48)</sup>を参考に算出を行った。ただし、シールド管のセグメント外径はφ1800mmであり2次覆工の厚さを考慮すると更生工法の口径サイズはφ1500mmとなる。

また、表-5.13に示すように、参考文献より東京都下水道局が管理を実施している公共下水道及び流域下水道の管径別管きょ管理延長を示す。地震リスクの算出にあたっては、東京都区部をモデルケースとし、東京都区部におけるφ450mm、φ1800mmの延長を参考に補修費、補強費用、調査費用の物理的損失の算出を実施する。

表-5.11 地中埋設管の補修・補強費 (1mあたりの費用)<sup>46)、48)</sup>

	φ450mm		φ1800mm		カメラ調査
	更生工法	開削工法	止水材	更生工法	
管径(mm)	φ450	φ450	φ1800	φ1500	-
工事費(円/m)	50,000	-	32,000	236,000	6,800
経費込み(1mあたり)	80,000	150,000	59,000	432,000	12,000

表-5.12 地中埋設管の補修・補強工法<sup>46)、49)</sup>

更生工法 (新工法：φ450mm)	止水材 <sup>46)</sup>	更生工法 <sup>49)</sup> (ダンビー：φ1800mm)
		

表-5.13 東京都区部の管径別管きょ管理延長<sup>50)</sup>

管径 (mm)	延長 (m)	管径 (mm)	延長 (m)
～ 250	6,159,397	～ 1,200	416,299
～ 300	2,022,432	～ 1,500	445,746
～ 350	1,106,188	～ 2,000	619,342
～ 400	957,558	～ 2,600	381,586
～ 500	616,184	～ 2,800	83,483
～ 600	830,698	～ 3,000	65,311
～ 700	585,897	～ 3,500	124,144
～ 800	447,758	～ 4,000	107,010
～ 900	310,196	～ 5,000	101,588
～ 1,000	262,350	合計	15,643,167

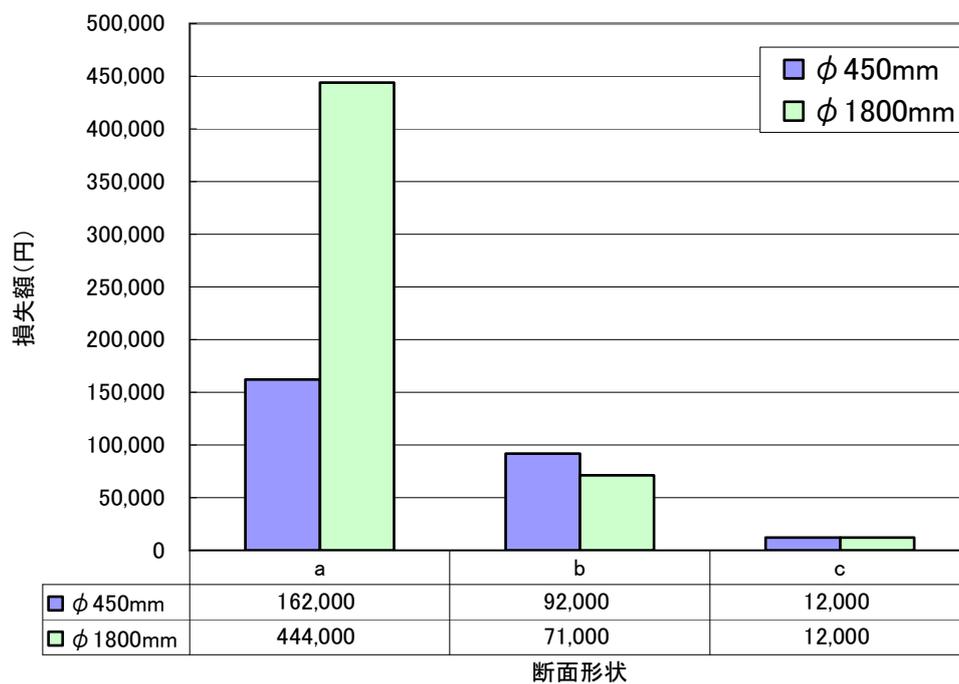


図-5.7 地中埋設管の補修費用 (1mあたりの補修単価)

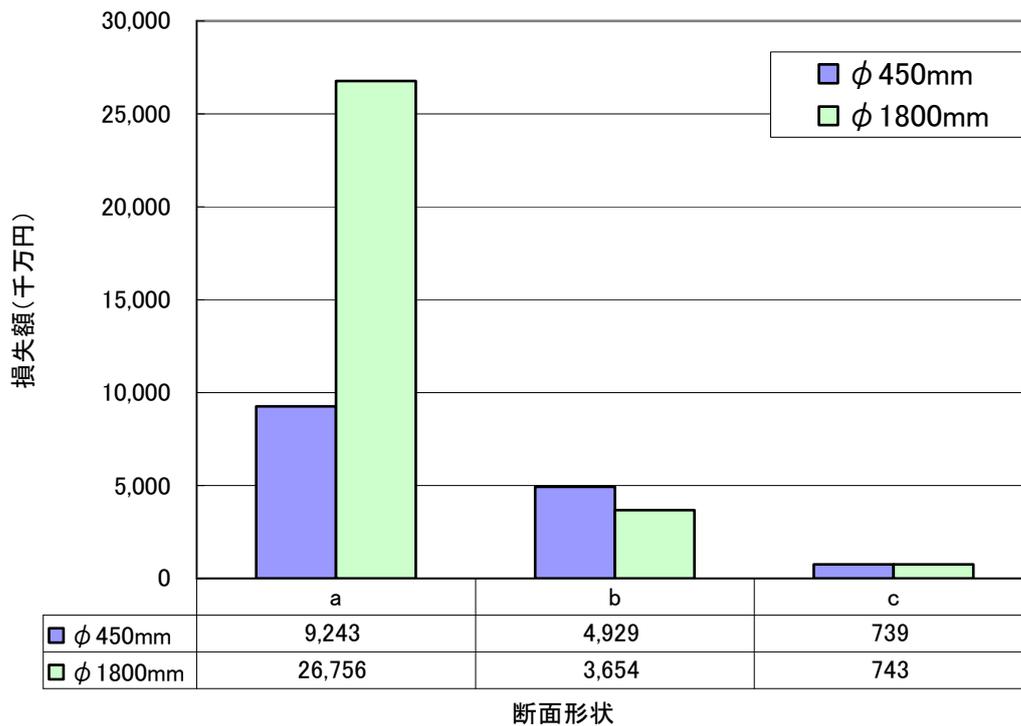


図-5.8 地中埋設管の補修費用（管路延長に対する補修費用）

### 5.5.2 機能不全による営業損失

機能不全による営業損失は下水道管路施設が地震により被災することで、下水道管路施設の機能不全により公営企業が得ることができなくなった営業収入つまり下水道使用料金収入とする。

管路施設の復旧日数に関しては、自治体が管理する管路延長、復旧作業に投入する人員数などに大きく左右するとともに、下水道は上水道が復旧しない間は使用できないことから、下水道の復旧は上水道の復旧状況に合わせながら実施されることから下水道の復旧日数を予測することが困難である。そのため、内閣府が発刊した「首都直下地震に係る被害想定手法について<sup>51)</sup>」を参考に、応急復旧日数を30日と仮定した。

下水道の使用量及び使用料金については、東京都下水道局の実績<sup>54)</sup>と参考文献<sup>55)、56)</sup>を参考に算出を行う。本研究では、一世帯5人家族を対象として下水道の使用料金の算出を行う。給水量と汚水量の関係については、参考文献から浸透・蒸発・漏水などの損失推量が存在するので給水量のすべてを汚水量にはならないが、実用的には等しいとみなすことができる<sup>53)</sup>。したがって、一世帯5人家族で一月あたりの給水量は、表-5.14が示すように30.6 (m<sup>3</sup>/世帯・月)<sup>52)</sup>となり、下水道使用料金は表-5.15が示すように1 m<sup>3</sup>につき170円となる。

また、下水道管路の断面によって流下させることができる汚水量が異なることから、小

口径管路φ450mmと大口径管路φ1800mmに流れ込む汚水量の計算を行う。ただし、下水道管路施設については、汚水管を対象として算出を行う。参考文献<sup>55)</sup>、<sup>56)</sup>を基に、管きよの断面決定に際しては下記に示す設計流量を用いて算定を行う。

$$\text{設計流量} = \text{排水（集水）面積} \times \text{単位汚水量} (\text{m}^3/\text{秒}/\text{ha}) + \text{地下水} + \text{余裕量} \quad (5.14)$$

また、余裕量に関しては、計画時間最大汚水量に対して表-5.16のような余裕量を見込むものとし、φ1800mmの大口径管路に関しては余裕率を50%とし、管きよ勾配に関しては、参考文献<sup>55)</sup>、<sup>56)</sup>から表-5.17に示すような勾配を用いることとする。

管きよ内に流れ込む汚水量は、設計流量から余裕量を差し引くこと求めることができ、機能不全による営業損失は下表に示すような損失額となった。被害区分c、被害区分bの場合の補修は、下水道を流下させることが可能であることから、機能不全による損失は発生せず、被害度aの場合にのみ、機能不全による損失が発生するものとした。したがって、地震被害による30日の機能不全による営業損失は、表-5.18に示すようにφ450mmに関しては3084万円、φ1800mmに関しては109064万円となる。

表-5.14 東京都水道局 平成18年 生活用水実態調査<sup>52)</sup>

世帯人員	1人	2人	3人	4人	5人	6人以上
使用水量 (m <sup>3</sup> /世帯・月)	7.8	16.2	21.6	26.3	30.6	35.6

表-5.15 東京都下水道局 下水道使用料金表<sup>54)</sup>

汚水の種別	排出量(m <sup>3</sup> )	料率(円)
一般汚水	8m <sup>3</sup> 以下の分	560円
一般汚水	8m <sup>3</sup> を超え20m <sup>3</sup> 以下の分	1m <sup>3</sup> につき110円
一般汚水	20m <sup>3</sup> を超え30m <sup>3</sup> 以下の分	1m <sup>3</sup> につき140円
一般汚水	30m <sup>3</sup> を超え50m <sup>3</sup> 以下の分	1m <sup>3</sup> につき170円
一般汚水	50m <sup>3</sup> を超え100m <sup>3</sup> 以下の分	1m <sup>3</sup> につき200円
一般汚水	100m <sup>3</sup> を超え200m <sup>3</sup> 以下の分	1m <sup>3</sup> につき230円
一般汚水	200m <sup>3</sup> を超え500m <sup>3</sup> 以下の分	1m <sup>3</sup> につき270円
一般汚水	500m <sup>3</sup> を超え1000m <sup>3</sup> 以下の分	1m <sup>3</sup> につき310円
一般汚水	1000m <sup>3</sup> を超える分	1m <sup>3</sup> につき345円

表-5.16 下水道管の断面の余裕率<sup>55)、56)</sup>

管径	余裕量
小口径管：φ 200mm～φ 600mm	100%
中口径管：φ 700mm～φ 1500mm	50%～100%
大口径管：φ 1650mm～φ 3000mm	25%～50%

表-5.17 下水道管の代表的な勾配・流速・流量<sup>55)、56)</sup>

管径	汚水管			合流管		
	勾配(‰)	流速(m/s)	流量(m <sup>3</sup> /s)	勾配(‰)	流速(m/s)	流量(m <sup>3</sup> /s)
φ 250mm	5.0	0.801	0.039	10	1.135	0.056
φ 300mm	4.0	0.823	0.058	8	1.167	0.082
φ 450mm	2.5	0.88	0.140	5.5	1.31	0.208
φ 600mm	2.2	1.018	0.288	4	1.377	0.389
φ 900mm	1.7	1.191	0.758	2.6	1.476	0.939
φ 1200mm	1.4	1.317	1.489	2	1.577	1.784
φ 1500mm	1.2	1.417	2.504	1.6	1.638	2.895
φ 1800mm	1.0	1.459	3.713	1.4	1.728	4.397

表-5.18 機能不全による営業損失 (30日)

管径	汚水量(m <sup>3</sup> /s)	収入料金(千万円)
φ 450mm	0.070	3
φ 1800mm	2.475	109

### 5.5.3 ユーザー損失

ユーザー損失とは、下水道管路施設が地震により被災することで、下水道施設の利用者（ユーザー）が下水道を利用できなくなったことにより生じる経済損失とする。下水道施設の利用者（利用者）としては、住民生活で生じる生活用排水と、都市活動で生じる業務営業用排水および工場用排水の3区分が存在する。本研究では、住民生活で生じる生活用排水（一般家庭の家事に要する水）を排水できないことにより生じる経済損失の算出を行う。生活用水を排水できないことによる経済損失は、1人1日当たり被害額原単位（円/人・日）に排水区域内の被害人口（人）と被害日数（日）を乗じて算定する。1人1日当たり被害額原単位の算出に関しては、生活排水を下水道に排水できない状態であることから、日常生活品の代替品・サービス購入代替行動により水道水を使用しない生活を想定したケースを参考に算出を行った<sup>58)</sup>。表5.19に示すように使用用途別の物品・サービス購入費用から生活被害原単位の算出を行った。

また、φ 450mm、φ 1800mmそれぞれの排水区域内の計画人口の算出にあたっては、生活汚

水量原単位を250L/人\*日<sup>55)</sup>、<sup>56)</sup>として人口の算出を行った。下水道の復旧日数は、前節と同様に内閣府が発刊した「首都直下地震に係る被害想定手法について<sup>51)</sup>」を参考に、応急復旧日数を30日と仮定した。

被害区分c、被害区分bの場合の補修は、下水道を流下させることが可能であることから、機能不全による損失は発生せず、被害度aの場合にのみ、ユーザー損失による損失が発生するものとした。したがって、地震被害による30日の下水道施設の利用不可能により生じるユーザー損失は、表-5.20に示すようにφ450mmに関しては118千万円、φ1800mmに関しては4157千万円となる。

表5.19 使用用途別の物品・サービス購入費用<sup>58)</sup>

使用用途	代替となる物品・サービス	単価 (円/回)	1人1日当たり使用回数 (回/人・日)	1人1日当たり購入費用 (円/人・日)	販売価格 (円/個)	販売数量 (1数量/ 個)	単価 (1数量当り販売 価格)
水洗トイレ	携帯トイレ(大用)	550	1 大1回	550	550	1	550
	携帯トイレ(小用)	100	4 小4回	400	500	5	100
洗面・手洗い	ウエットティッシュ	9	8 トイレ5回+朝昼晩各1回	72	680	80	9
	ガム	10	3 朝昼夕各1回	30	100	10	10
風呂	ウエットタオル	16	4 朝昼夕各1回	64	480	30	16
	シャンプーナップ	16	2 朝夕各1回	32	480	30	16
炊事	ボトルドウォーター	100	2 朝食、夕食、各1回	200	100	1	100
	弁当	450	3 朝昼夕各1回	1,350	450	1	450
洗濯	使い捨て下着	300	1 シャツ、パンツ、靴下、各1枚	300	300	1	300
	ドライクリーニング	2,000	1 上着上下:1人分	2,000	2,000	1	2,000
全体	-	-	-	4998	-	-	-

表-5.20 ユーザー損失額<sup>55)</sup>、<sup>56)</sup>

管径	汚水量 (m <sup>3</sup> /s)	被害人口 (人)	被害日数 (日)	1人1日当たり被害額 原単位 (円/人・日)	経済損失額 (千万円)
φ450mm	0.140	7838	30	4998	118
φ1800mm	3.713	277215	30	4998	4157

## 5.6 解析対象地点における地震リスク分析

本節では、基盤最大加速度と解析対象シールドトンネルに生じる損傷レベル発生確率の評価を行なうとともに、損失額発生確率を算出し基盤最大加速度と損失額の関係を示す。

5.5.1節では基盤最大加速度と損傷レベル発生確率を求め、5.5.2節では発生確率と損失額との関係を明確するための手段としてイベントツリー解析の評価を行ない、5.5.3節では損失額とその発生確率をPMF (Probable Mass Function) を用いて評価し、5.5.4節では地震予想最大損失額と呼ばれる地震危険度の指標であるPMLを評価し、5.5.5節では解析対象シールドトンネルの損失関数を求め、5.5.6節では地震による損失を定量的に評価できる地震リ

スクカーブを算出する。

### 5.6.1 損傷レベル発生確率

基盤最大加速度  $\alpha$  が与えられたときの応答変位を  $\delta_R(\alpha)$ 、降伏、終局状態等の限界状態における変位を  $\delta_K(\alpha)$  とすると、応答変位  $\delta_R(\alpha)$  が限界状態変位  $\delta_K(\alpha)$  より大きい応答値が発生する確率、つまり構造物の破壊確率を  $P_f$  とすると、この確率は以下のように表すことができる。ここで、 $X$  は限界状態変位  $\delta_K(\alpha)$ 、応答変位  $\delta_R(\alpha)$  が確率変数であるときの性能関数とする。

$$X = \frac{\delta_K(\alpha)}{\delta_R(\alpha)} \quad (5.15)$$

$$P_f = P(X) \quad (5.16)$$

ただし、破壊確率が生起するには損傷レベル  $X \leq 1$  を満たさなければならない。

また、耐震設計においては、材料強度、部材寸法、構造解析等において様々な不確実性を有しており、応答変位、限界状態変位に関してもばらつきが発生する。本研究においては、変位のばらつきを対数正規分布を用いて信頼性評価を実施する。生起確率の算出に用いる変動係数は参考文献<sup>3), 14)</sup>を参考に一律、0.3とした。

確率変数  $\delta_R(\alpha)$ 、 $\delta_K(\alpha)$  が対数正規分布に従うならば、性能関数  $X$  も対数正規分布に従い、破壊確率  $P_f$  は以下の式で表すことができる。

$$P_f = \int_0^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi} \delta_X x} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda_x}{\delta_x}\right)^2\right] dx \quad (5.17)$$

$$\lambda_x = \ln \delta_k - \ln \delta_{resp} \quad (5.18)$$

$$\zeta_x = \sqrt{\ln\{(1 + \nu_K)^2 \cdot (1 + \nu_R)^2\}} \quad (5.19)$$

ただし、 $\delta_{resp}$  は応答変位の平均値、 $\delta_k$  は終局状態変位の平均値、 $\nu_R$  は応答変位の変動係数、 $\nu_K$  は終局状態変位の変動係数を表す。

次に、積分関数を以下のように変数変換を行なうと

$$z = \delta_{resp} \cdot x \quad (5.20)$$

となり、上式を微分すると

$$dz = \delta_{resp} \cdot dx \quad (5.21)$$

であるから、 $P_f$ は以下のように書き換えることができ、この式は応答変位の平均値 $\delta_{resp}$ が与えられた際の条件付限界状態発生確率となる。

$$P_f = \int_0^{resp} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \delta_x z} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln z - \lambda_x}{\delta x} \right)^2 \right] dz \quad (5.22)$$

ここで、 $\delta_{resp}$ を変数として $0 \sim \infty$ まで上式を積分すると $\delta_{resp}$ に対応した損傷確率を与える地震損傷度曲線 (Fragility Curve) が得られる。限界状態変位 $\delta_k$ を被害区分 a、b、c にあたる変位として与えるとそれぞれの限界状態における条件付発生確率 $F_1$ 、 $F_2$ を求めることができる。ここで、応答変位 $\delta_{resp}$ は基盤最大加速度 $\alpha$ から算出されるので、限界状態発生確率は基盤最大加速度に従うことから限界状態発生確率 $P_f$ と応答変位 $\delta_{resp}$ の関係は、限界状態発生確率 $P_f(\alpha)$ と基盤最大加速度 $\alpha$ との関係に結び付けることができる。解析対象シールドトンネルの地震損傷度曲線 (Fragility Curve) を図-5.9、図-5.10 に示す。

また、限界状態間の発生確率、つまり損傷レベル発生確率 $Prob(c_i|\alpha)$ は任意の加速度 $\alpha$ に対して、応答変位 $\delta_{resp}$ が求まり、そのばらつきを考慮することで限界状態発生確率 $P_f(\alpha)$ を算定し、損傷レベル発生確率 $Prob(c_i|\alpha)$ へ変換することができる。損傷レベル発生確率 $Prob(c_i|\alpha)$ は以下のような関係式で算出することができる。

$$Prob(c_1|\alpha) = 1 - F_1(\alpha) \quad (5.23)$$

$$Prob(c_2|\alpha) = F_1(\alpha) - F_2(\alpha) \quad (5.24)$$

$$Prob(c_3|\alpha) = F_2(\alpha) \quad (5.25)$$

損傷レベル発生確率と基盤最大加速度の関係を表したものを図-5.12、図-5.13に示す。損傷レベル発生確率  $\text{Prob}(c_i|\alpha)$  は、基盤最大加速度が増加するにつれて高次損傷レベルが発生する生起する傾向にある。

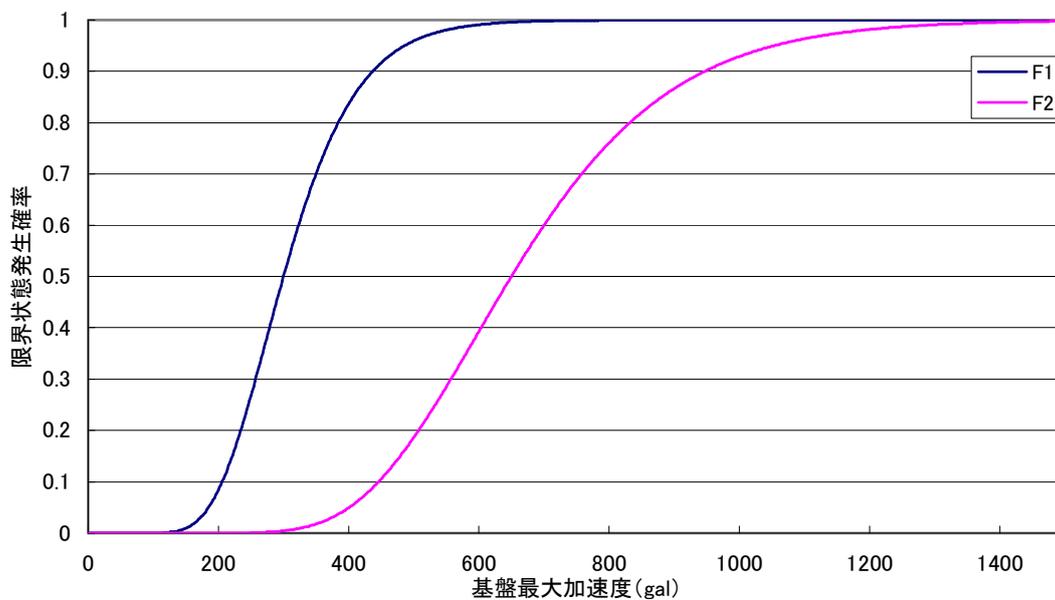


図-5.9 Fragility Curve (φ 450mm)

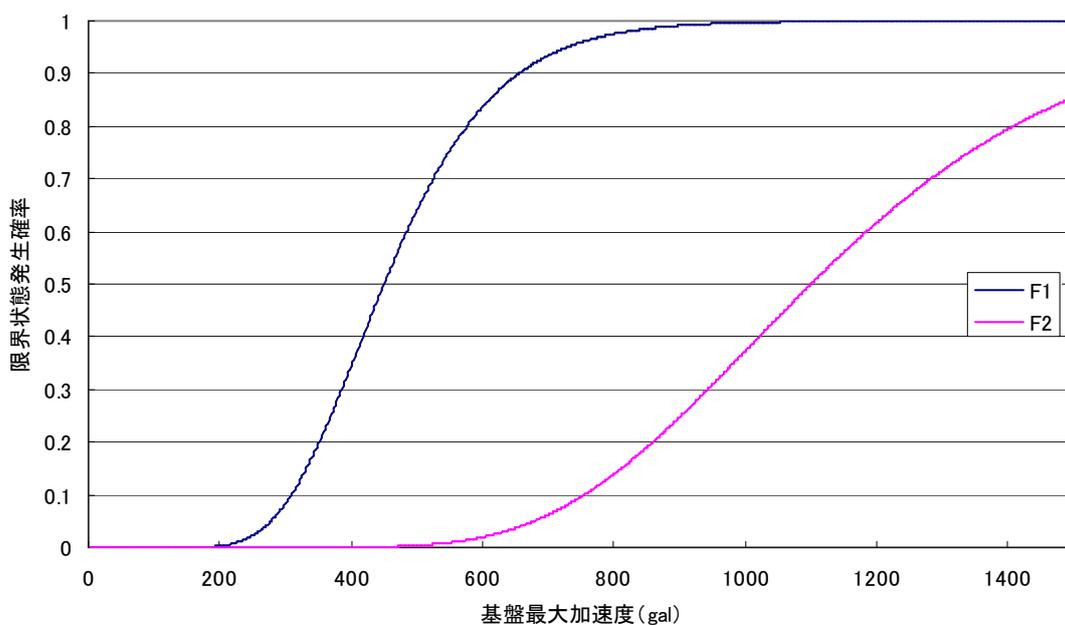


図-5.10 Fragility Curve (φ 1800mm)

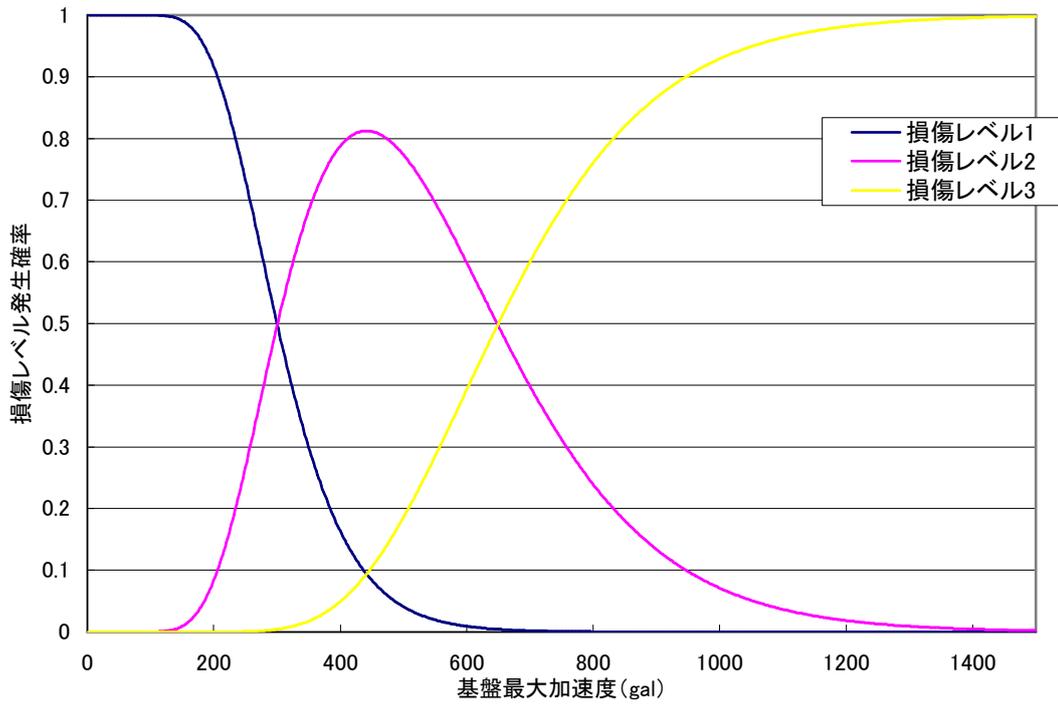


図-5.12 限界状態発生確率 (φ 450mm)

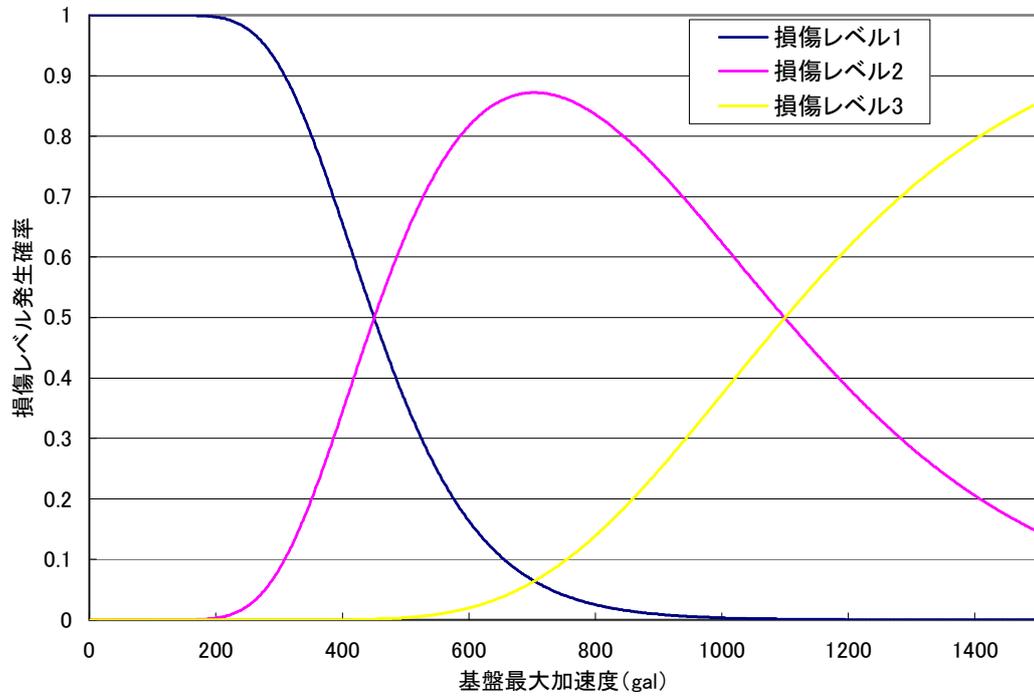


図-5.13 限界状態発生確率 (φ 1800mm)

### 5.6.2 イベントツリー解析

地震リスク分析では解析対象建造物の情報を得るためには被害形態を分析し、発生確率と損失額の関係を確認するための手段としてイベントツリーが用いられる。イベントツリー解析とは、ある事象、つまり地震動が発生した際、発生する被害要因を想定し、それぞれの経路の発生確率、損失額を算出する解析手法のことである。本研究においては、被害要因を曲げ破壊に限定し、損失被害形態は前節で示した損傷レベルを採用し、本研究で用いるイベントツリーを図 5.11 に示す。地震損傷度曲線 (Fragility Curve) から損傷レベル発生確率を計算し、これを損失額と乗じることで各損傷レベルの損失額リスクを算出することができる。損失額は、損傷レベル別に設定されているが、任意の加速度に対して全ての損傷レベルの発生する確率が考えられ、損失額と加速度の関係を図-5.14～図-5.21 に示す。また、損傷レベルにおける損失額とその発生確率を乗じて損失額リスク  $c_i \cdot \text{Prob}(c_i|\alpha)$  と加速度の関係を示したグラフを図-5.22～図-5.29 に示す。

さらに、本研究では各損傷レベルの損失額リスクの合計額NEL (Normal Expected Loss) を  $C_{NEL}$  と定義することにする。

また、損失額リスクと損失額リスクの標準偏差は以下の式で計算することができる。

$$c_m = \sum_{i=1}^n c_i \cdot \text{prob}(c_i|\alpha) \quad (5.26)$$

$$\sigma_c^2 = \sum_{i=1}^n (c_i - c_m)^2 \cdot \text{prob}(c_i|\alpha) \quad (5.27)$$

事象	被害要因	被災度	発生確率	損失額
	抜出し			
地震動 $\alpha$ (gal)	→	a	$\text{Prob}(c_1 \alpha)$	$c_1$
		b	$\text{Prob}(c_2 \alpha)$	$c_2$
		c	$\text{Prob}(c_3 \alpha)$	$c_3$

図-5.11 イベントツリー

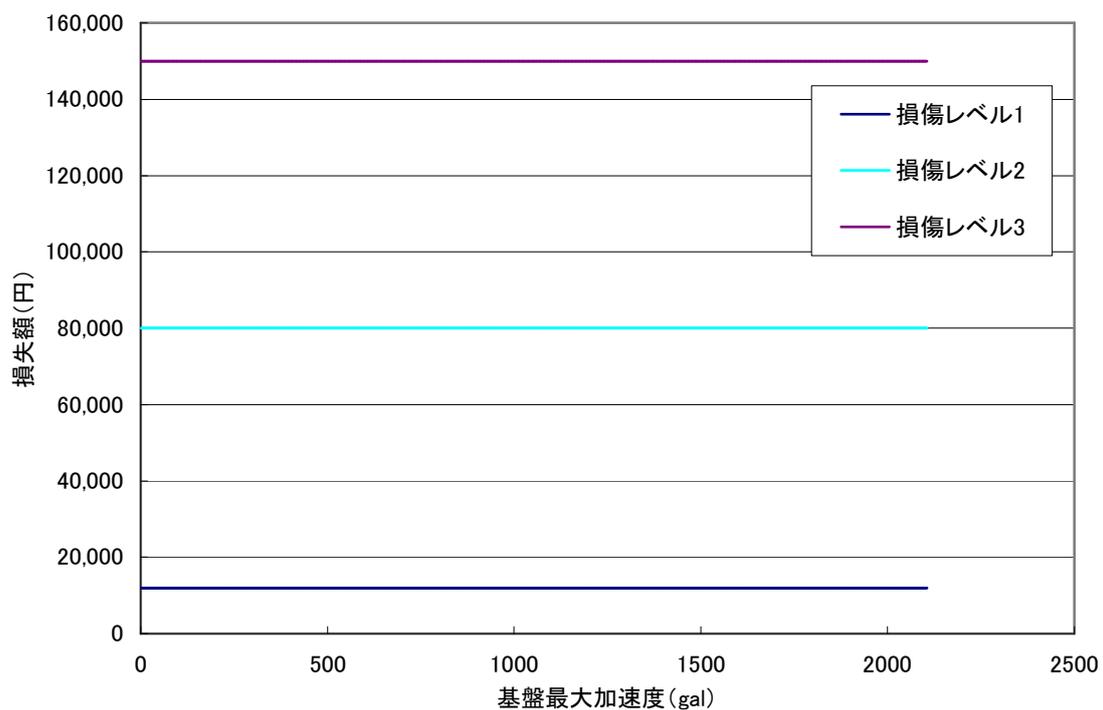


図-5.14 損失額 (φ450mm) : 1m当たりの補修費のみ

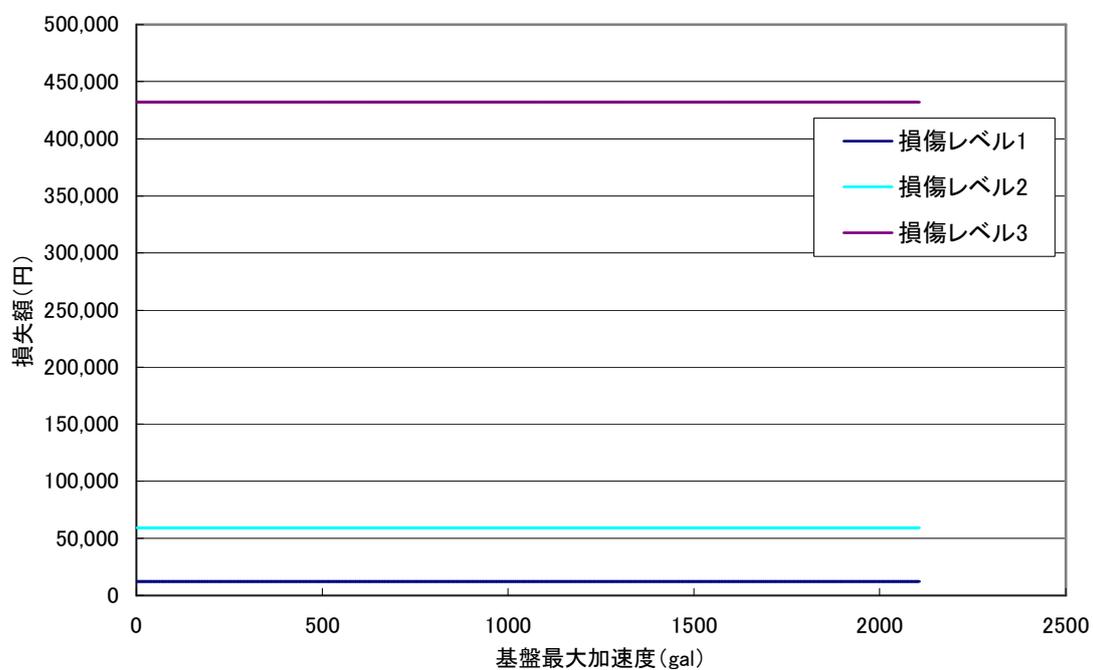


図-5.15 損失額 (φ1800mm) 1m当たりの補修費のみ

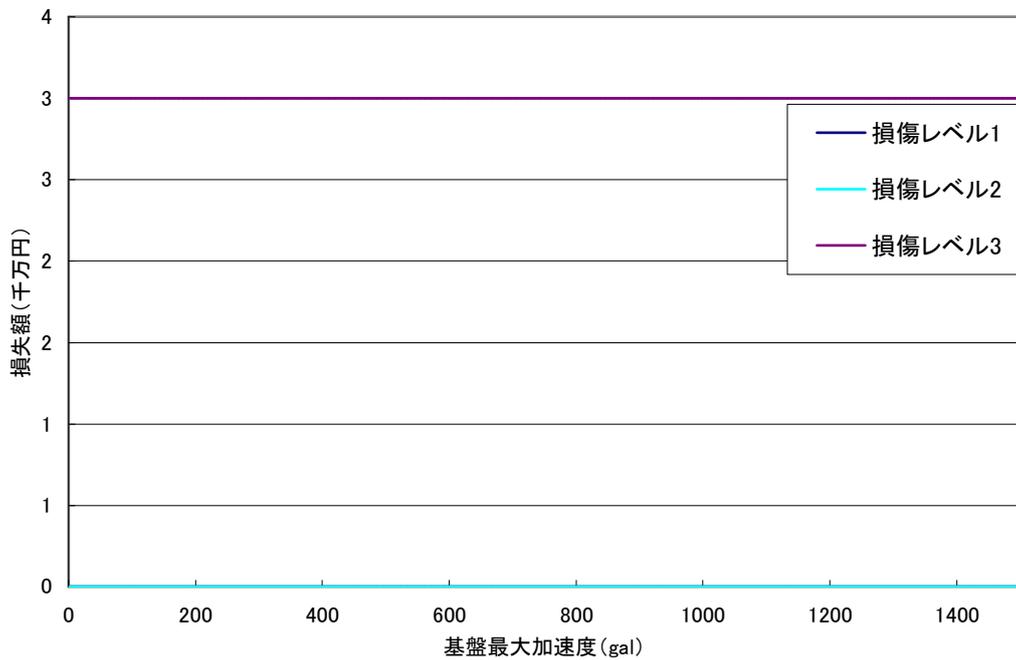


図-5.16 損失額 (φ 450mm) : 機能不全による営業損失

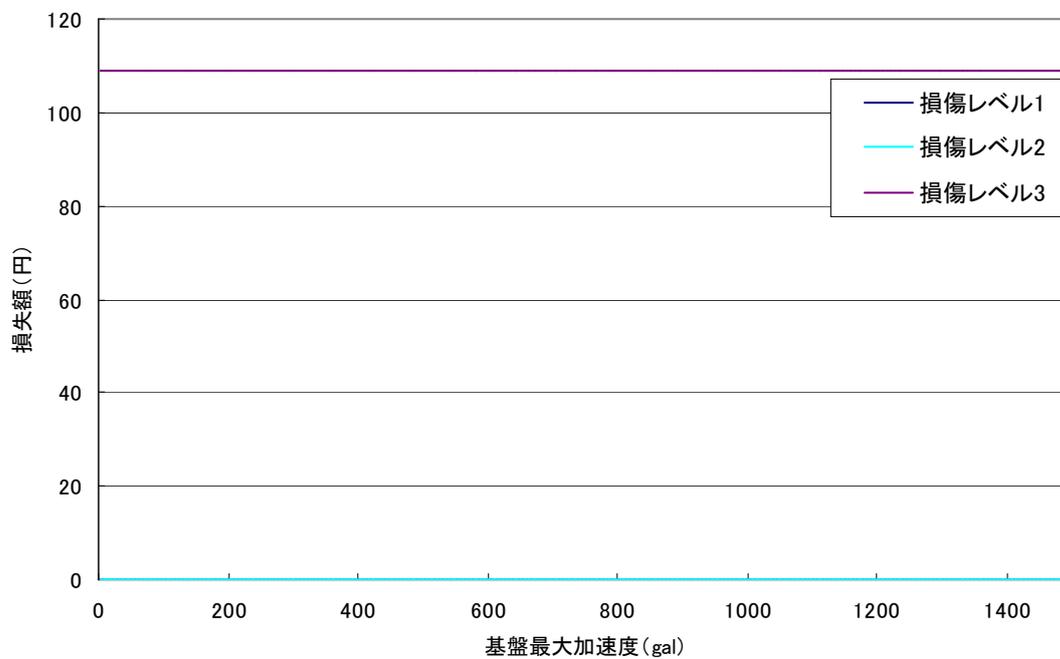


図-5.17 損失額 (φ 1800mm) : 機能不全による営業損失

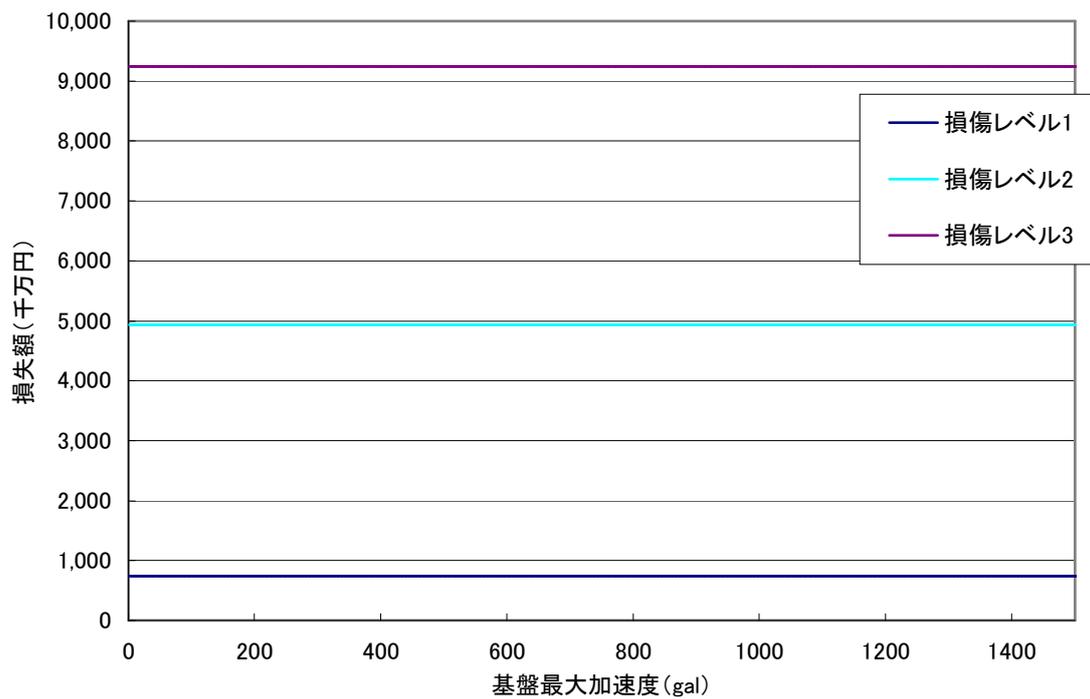


図-5.18 損失額 (φ 450mm) : 管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失

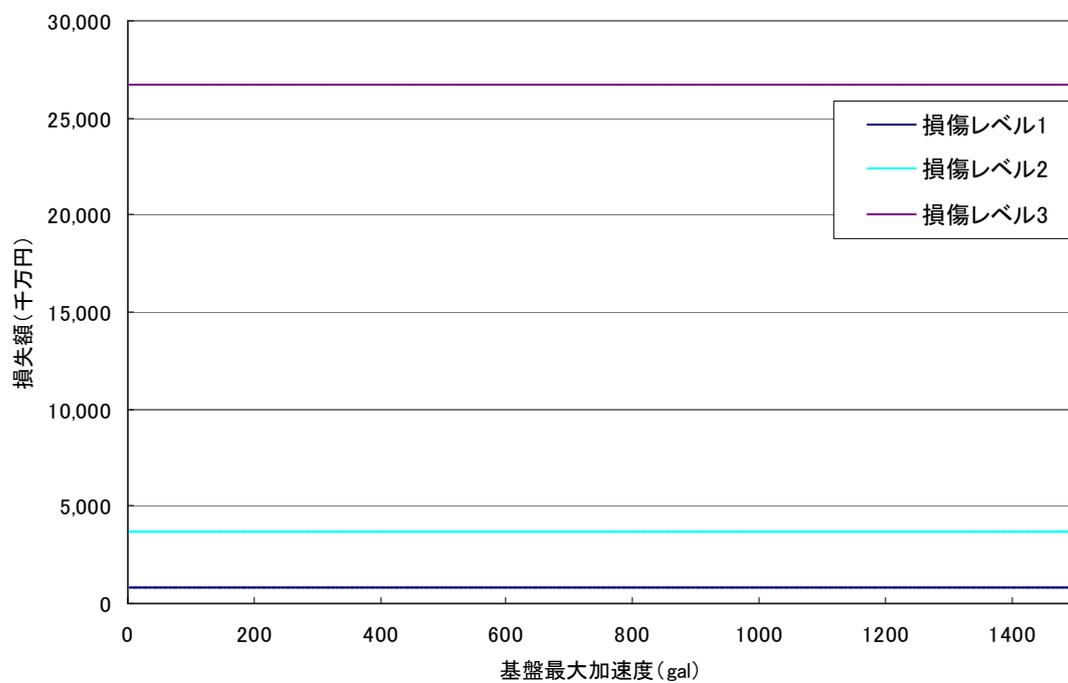


図-5.19 損失額 (φ 1800mm) : 管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失

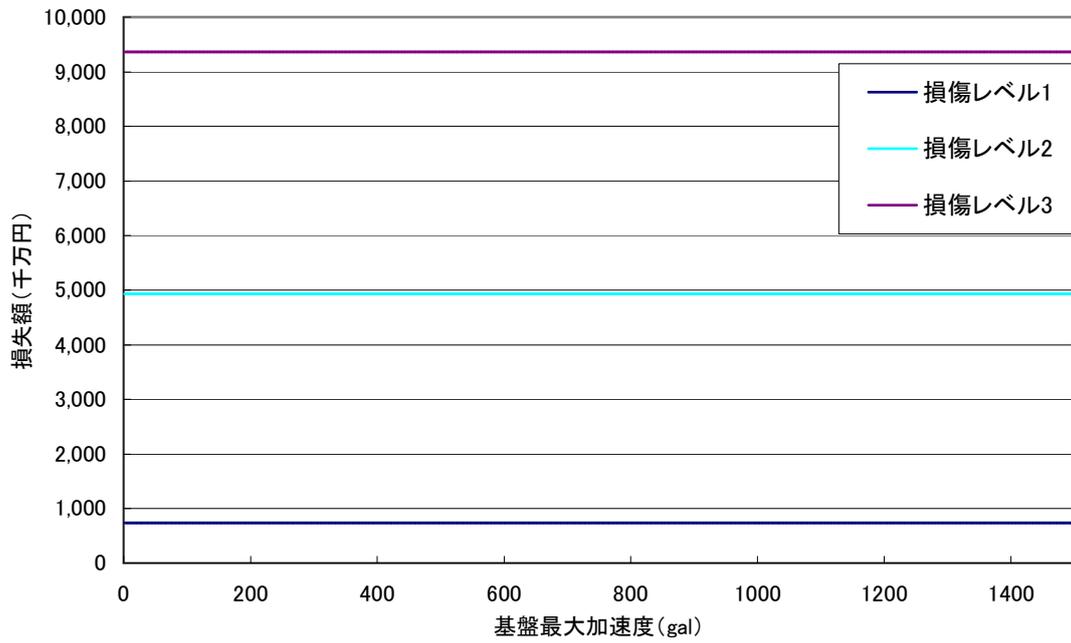


図-5.20 損失額 (φ 450mm) : 管路延長に対する補修費  
+機能不全による営業損失+ユーザー損失

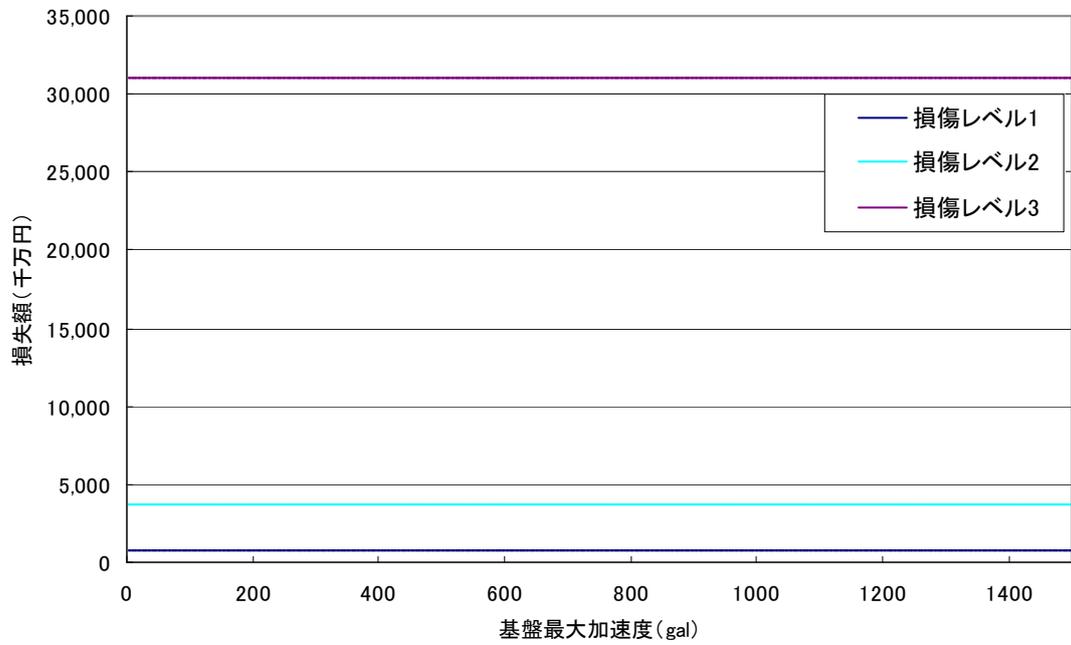


図-5.21 損失額 (φ 1800mm) : 管路延長に対する補修費  
+機能不全による営業損失+ユーザー損失

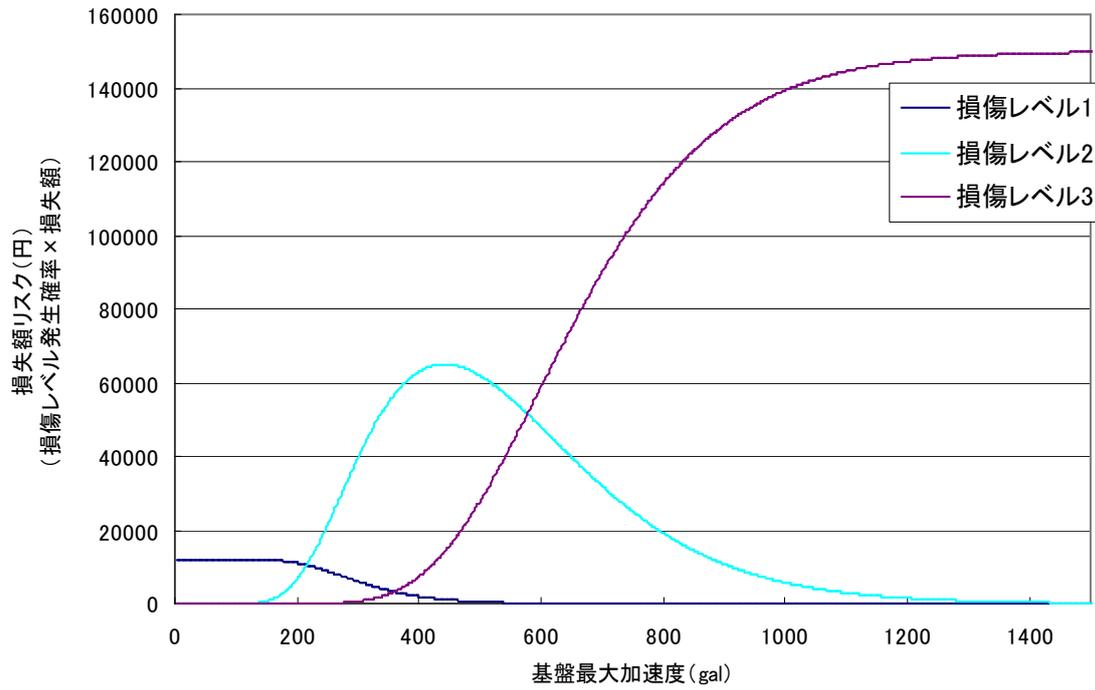


図-5.22 損失額リスク (φ 450mm) : 1m当たりの補修費のみ

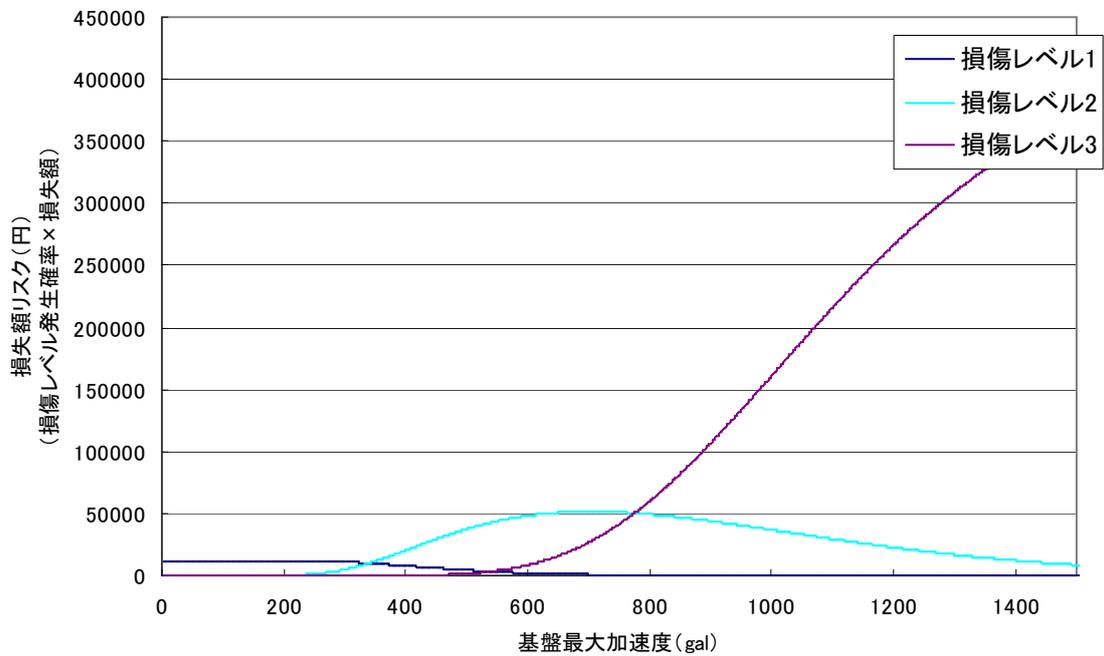


図-5.23 損失額リスク (φ 1800mm) : 1m当たりの補修費のみ

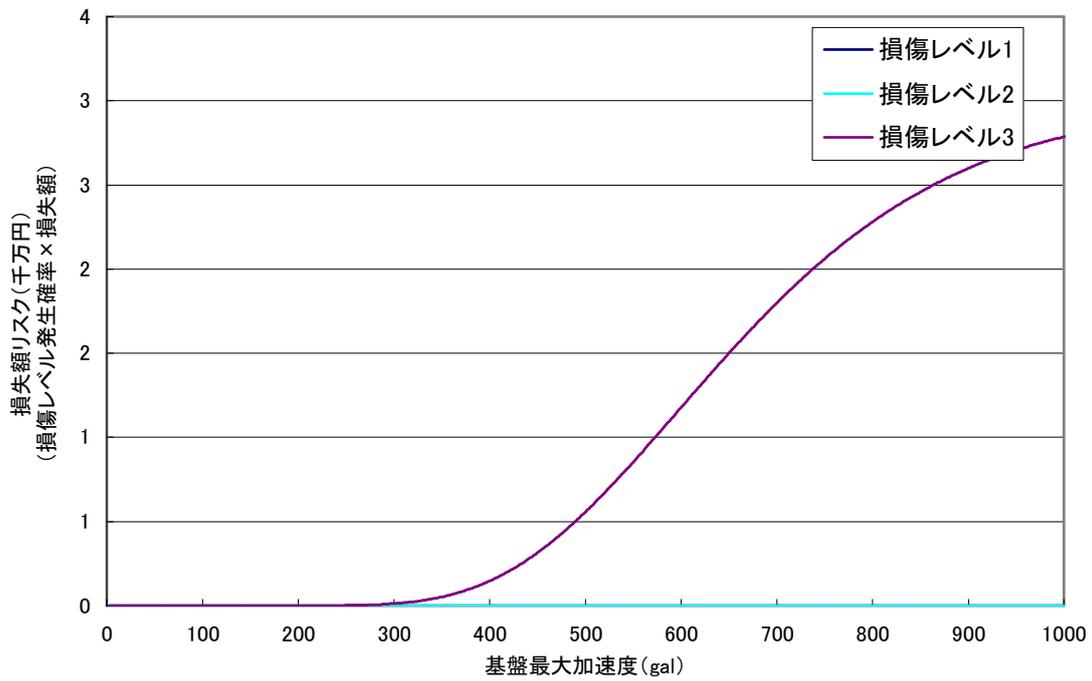


図-5.24 損失額リスク (φ450mm) : 機能不全による営業損失のみ

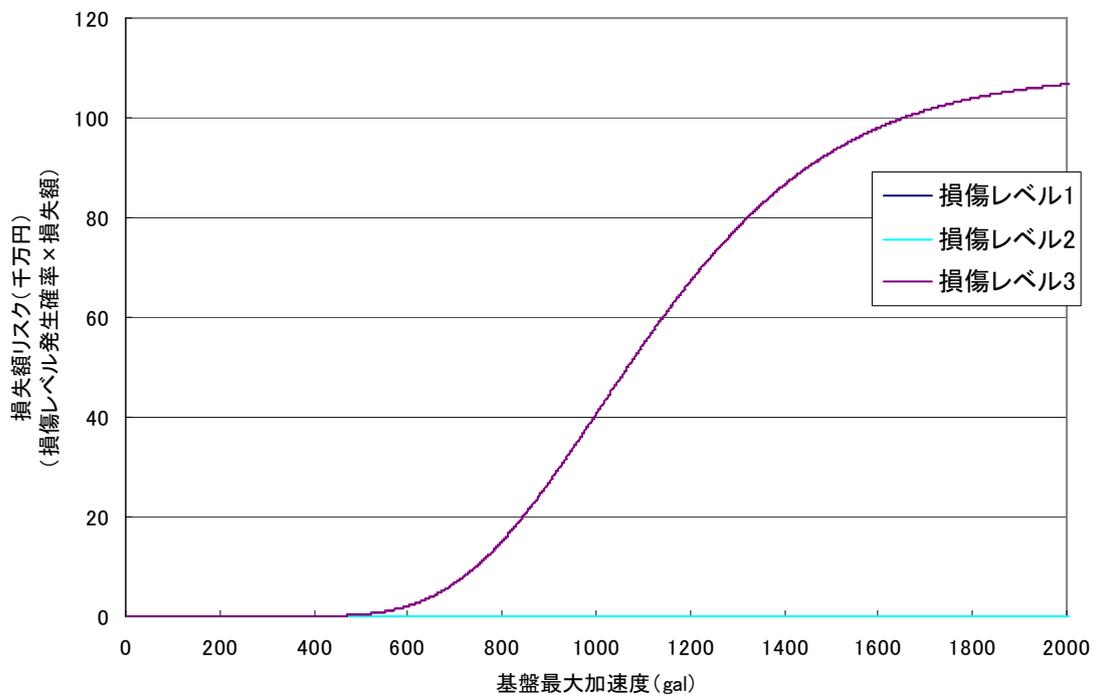


図-5.25 損失額リスク (φ1800mm) : 機能不全による営業損失のみ

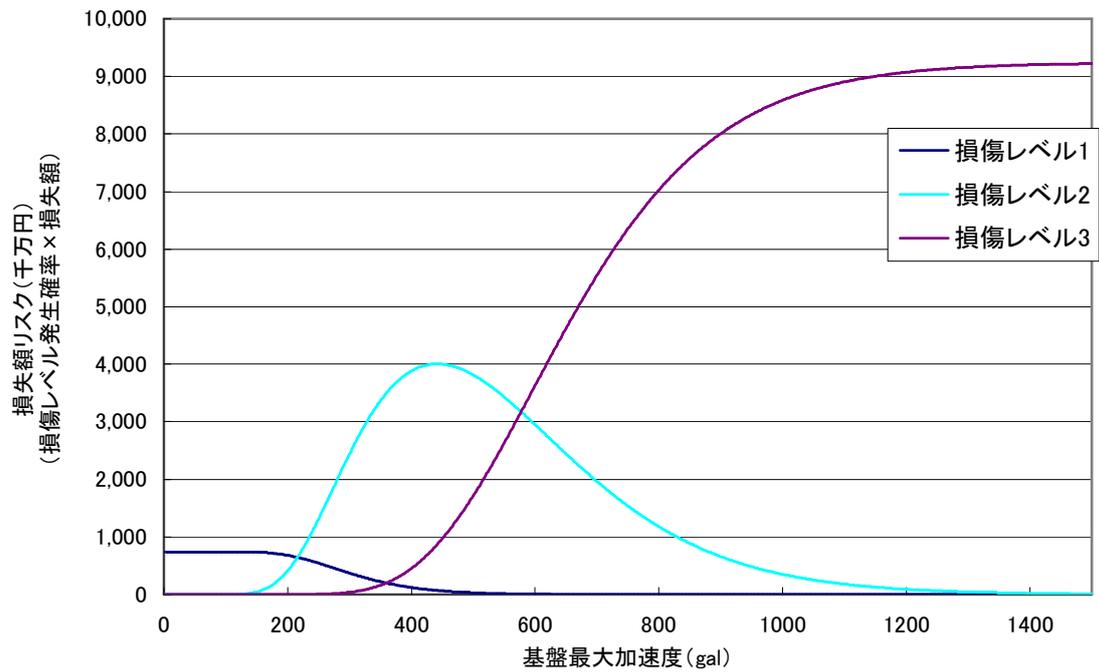


図-5.26 損失額リスク(φ450mm)：管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失

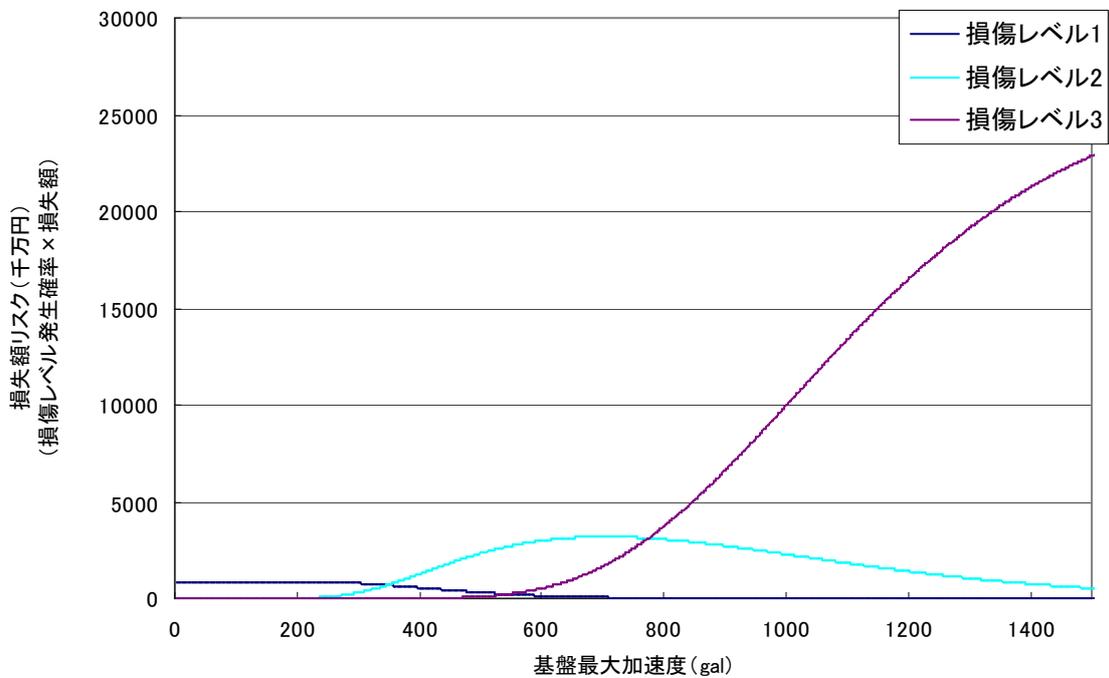


図-5.27 損失額リスク(φ1800mm)：管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失

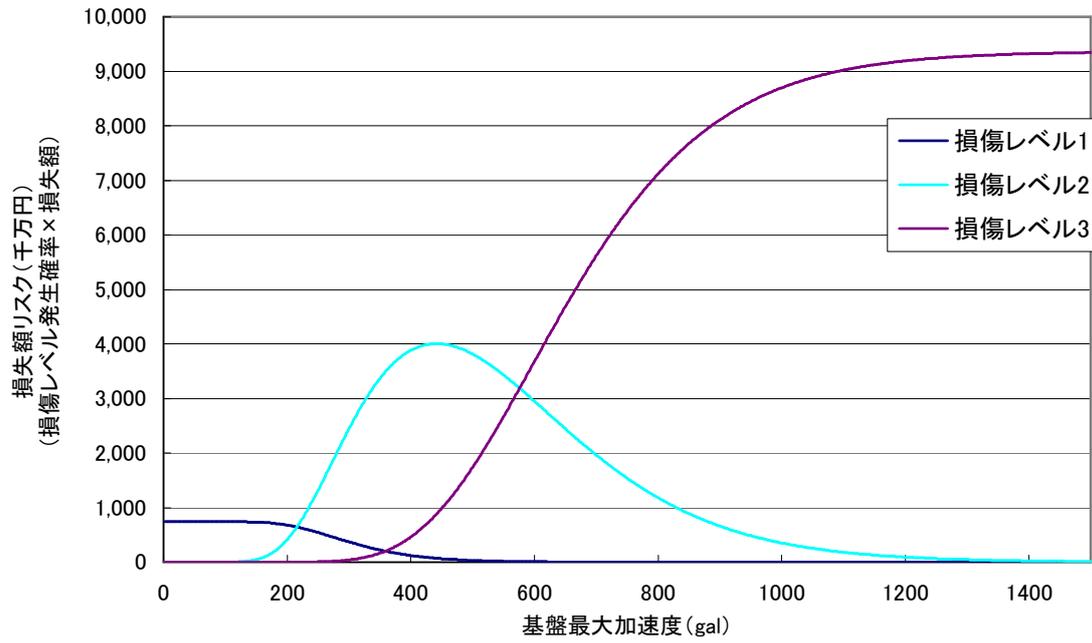


図-5.28 損失額リスク (φ450mm) : 管路延長に対する補修費  
+機能不全による営業損失+ユーザー損失

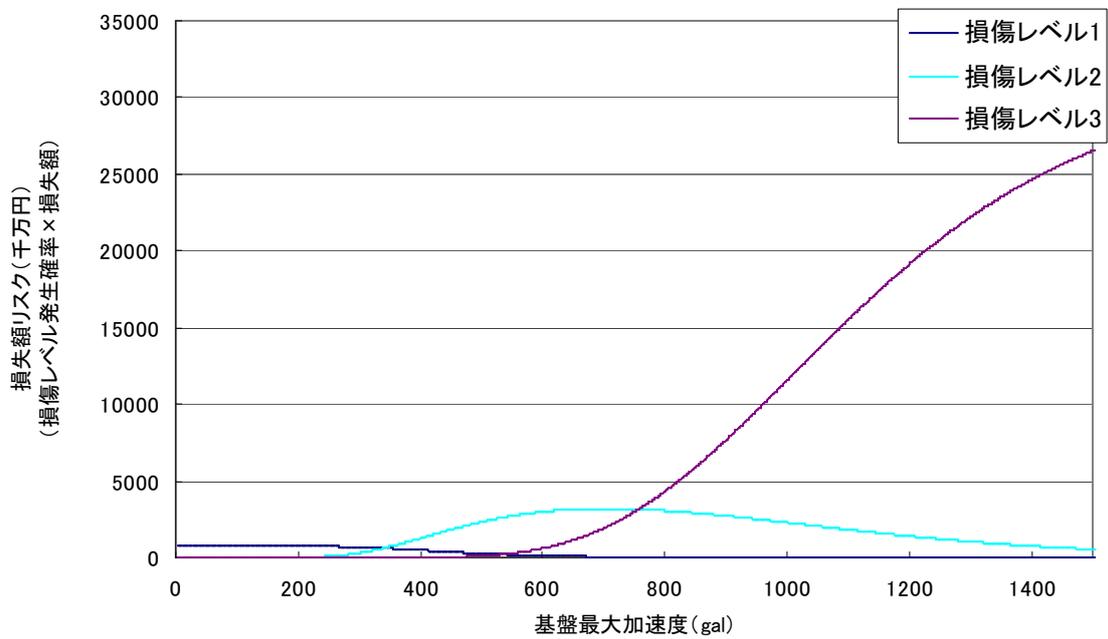


図-5.29 損失額リスク (φ1800mm) : 管路延長に対する補修費  
+機能不全による営業損失+ユーザー損失

### 5.6.3 Probable Mass Function (PMF)

本研究では、損失額と損傷レベル発生確率の関係をProbable Mass Function (PMF) で表現することとし、PMFを上、下限が**b**、**a**で与えられているβ分布と仮定する。β分布とは式(5.28)に示すような確率密度関数であり、**q**、**r**は分布のパラメーターでありそれぞれ式(5.29)、式(5.30)で与えられる。**B(q,r)**はβ関数であり、ベータ関数とガンマ関数には、式(5.31)に示すような関係がある。

$$f(c; q, r | \alpha) = \frac{1}{B(q, r)} \cdot \frac{(c-a)^{q-1} \cdot (b-c)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}} \quad (5.28)$$

$$q = -\frac{\mu_x - a}{\mu_x - b} r \quad (5.29)$$

$$r = \frac{\frac{-\frac{\mu_x - a}{\mu_x - b} (b-a)^2}{\left(-\frac{\mu_x - a}{\mu_x - b} + 1\right)^2 \times \sigma_x^2} - 1}{1 - \frac{\mu_x - a}{\mu_x - b}} \quad (5.30)$$

$$B(q, r) = \frac{\Gamma(q)\Gamma(r)}{\Gamma(q+r)} \quad (5.31)$$

ここで、**a**は確率変数がとる下限値、**b**は確率変数がとる上限値とする。

また、β分布の超過確率  $R(c|\alpha)$  は以下のように表すことができる。

$$R(c|\alpha) = \int_c^{c_{\max}} f(x; r, q | \alpha) dx \quad (5.32)$$

上式は、90%非超過確率時の損失額を算出する際に用いる。

### 5.6.4 Probable Maximum Loss (PML)

Probable Maximum Loss (PML) とは、地震予想最大損失額と呼ばれる地震危険度の指標として用いられているものである。地震予想最大損失額PMLは不適切な設計や異常な地震動

等が原因で予想損失額NELを超える可能性があり、その超過した際の最大損失額を示している。不動産分野における地震PMLの定義は、「対象施設あるいは施設群に対して最大の損失をもたらす再現機関475年相当の地震が発生し、その場合の90%非超過確率に相当する物的損失率」とされている<sup>4)</sup>。本研究においても、PMLを算出する際には、90%非超過確率時の損失額を採用した。本研究ではPMLを $C_{PML}$ と定義し、以下の式を用いて算出する。

$$C_{PML} = R^{-1}(0.1) \quad (5.33)$$

$$R(C_{PML}) = \int_{C_{PML}}^{C_{MAX}} f(x|\alpha) dx \quad (5.34)$$

PMLはNELに存在する不確実性によって発生する最大損失額を評価するためにPMLを算出する。

#### 5.6.5 損失関数

損失関数 (Damage Function) または地震ロス関数 (Seismic Loss function) とも呼ばれており、損失期待値NEL (Normal Expected Loss)、地震予想最大損失額PML ( Probable Mass Function) と基盤最大加速度の関係を表したものであり、図-5.30～図-5.30に示す。これにより、任意の基盤最大加速度に対する損失額 (NEL、PML) を容易に読み取ることができる。

図-5.32 は、1m 当たりの補修費用から損失額を算出したものであり、小口径管路とシールドトンネルのような大口径管路を比較すると、約 900gal (レベル2地震動) 以下の地震動の場合であれば、シールドトンネルのような大口径の方が、損失額が低いため地震に対して優位性が高いと判断できる。一方で、レベル2地震動以上の場合では、大口径管路の方が、損失額が大きくなる。

一方で、図-5.33 は、機能不全による営業損失のみを考慮した際の損失額を算出したものであるが、小口径管路とシールドトンネルのような大口径管路を比較すると、550gal 以下の地震動であれば、シールドトンネルのような大口径の方が、多少損失額が低いため地震に対して優位性が高いが、550gal を超えると大口径管路の方が大幅に損失額が大きくなり高い損失が生じることになる。

図-5.34 は、東京都区部の管路延長から補修・補強、機能不全による営業損失を考慮した際の損失額であり、小口径管路とシールドトンネルのような大口径管路を比較すると、約 900gal (レベル2地震動) 以下の地震動の場合であれば、シールドトンネルのような大口径の方が、損失額が低いため地震に対して優位性が高いと判断できる。一方で、レベル2地震動以上の場合では、大口径管路の方が、損失額が大きくなる。

さらに、図-5.35 は、京都区部の管路延長から補修・補強、機能不全による営業損失とユーザー損失を考慮した場合においても同様の結果が得られた。

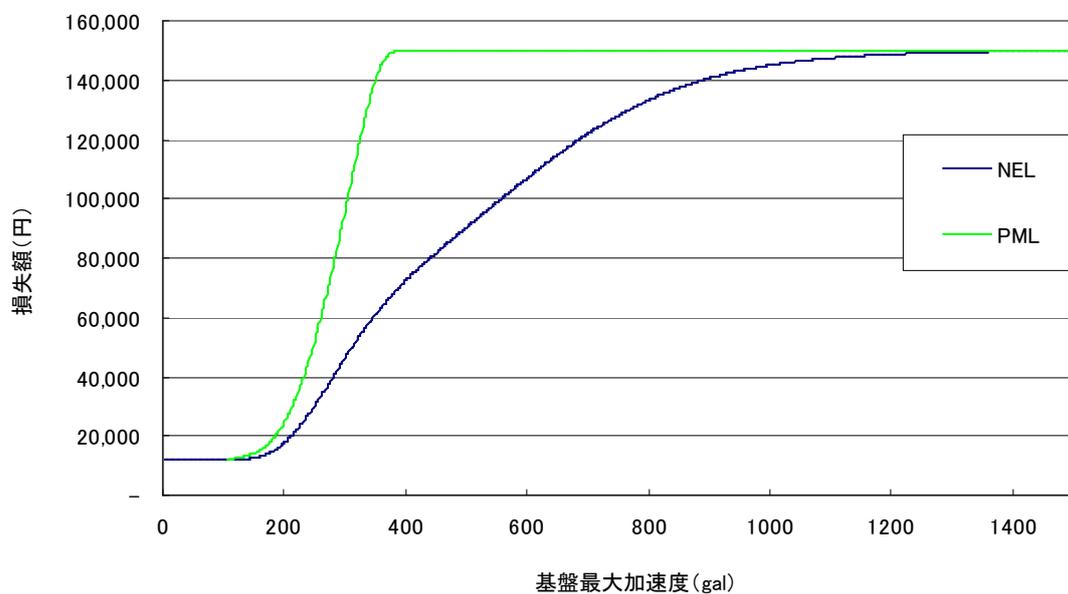


図-5.30 損失額 (φ450mm) : 1m当たりの補修費

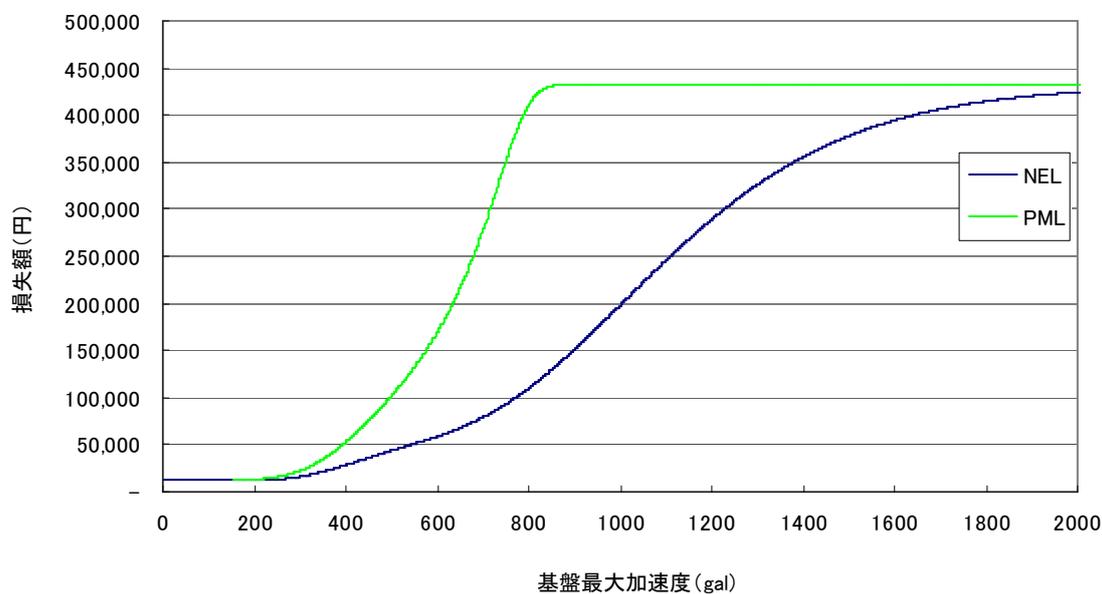


図-5.31 損失額 (φ450mm) : 1m当たりの補修費

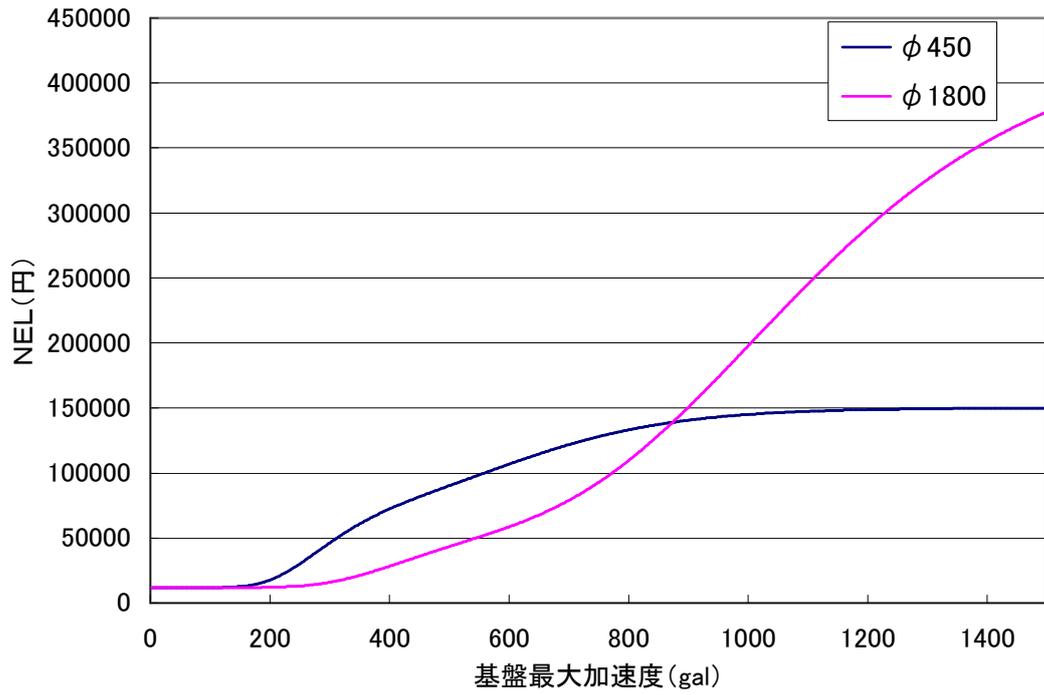


図-5.32 損失額（ $\phi 450$ mm、 $\phi 1800$ mm）：1m当たりの補修費

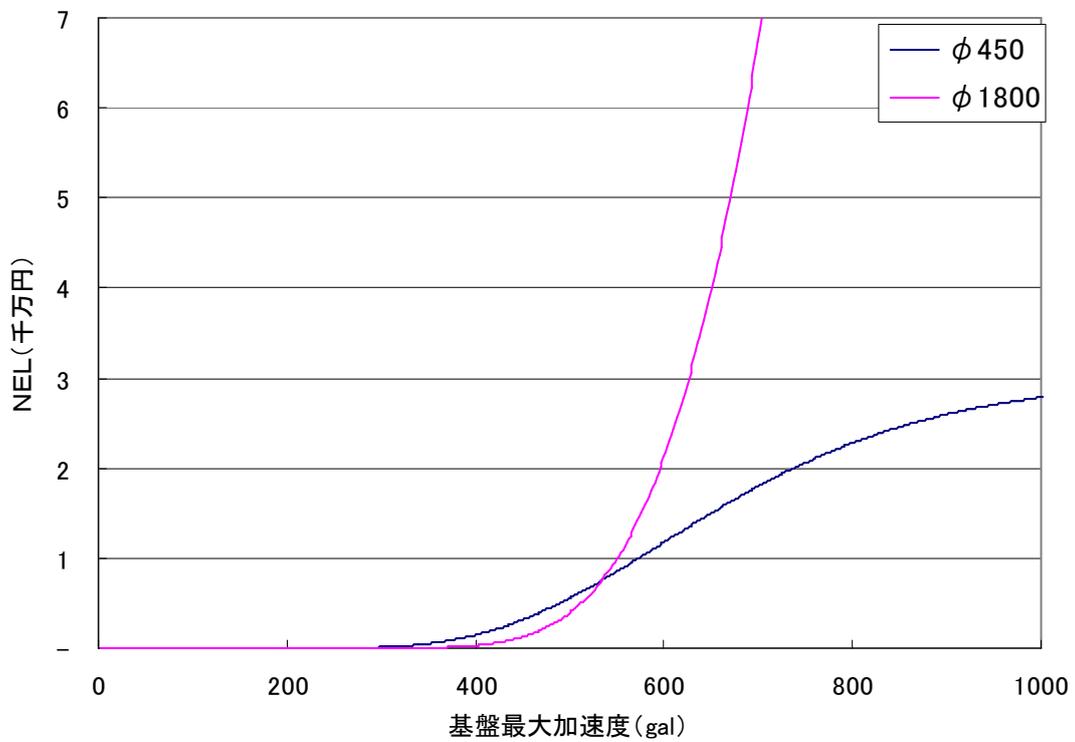


図-5.33 損失額（ $\phi 450$ mm、 $\phi 1800$ mm）：機能不全による営業損失

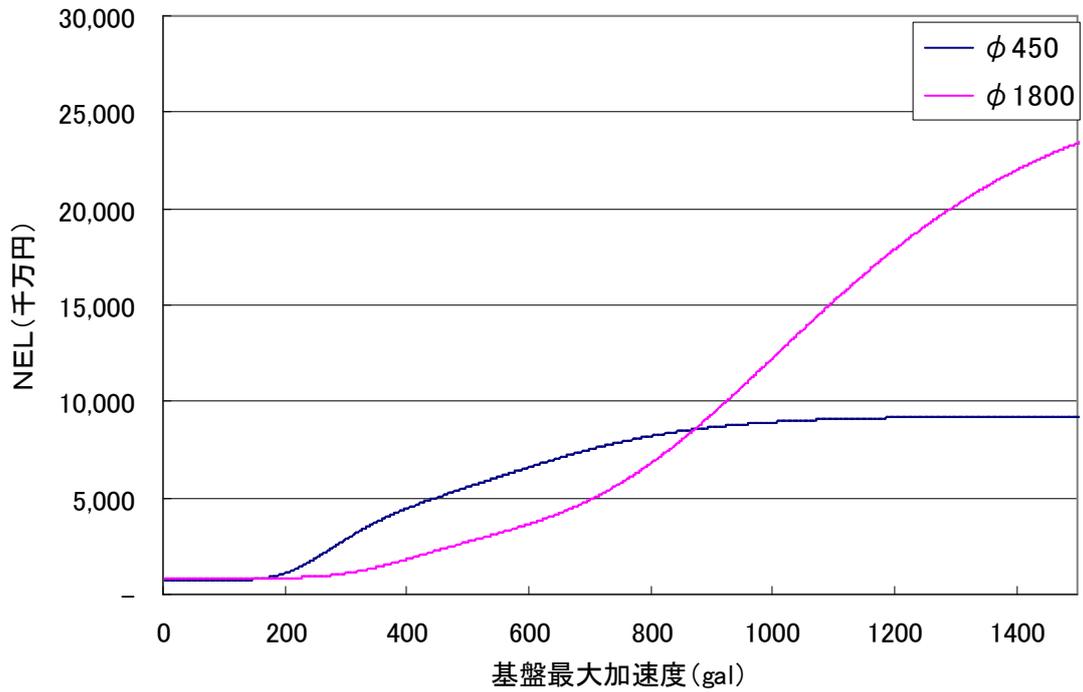


図-5.34 損失額(450mm、φ 1800mm)：管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失

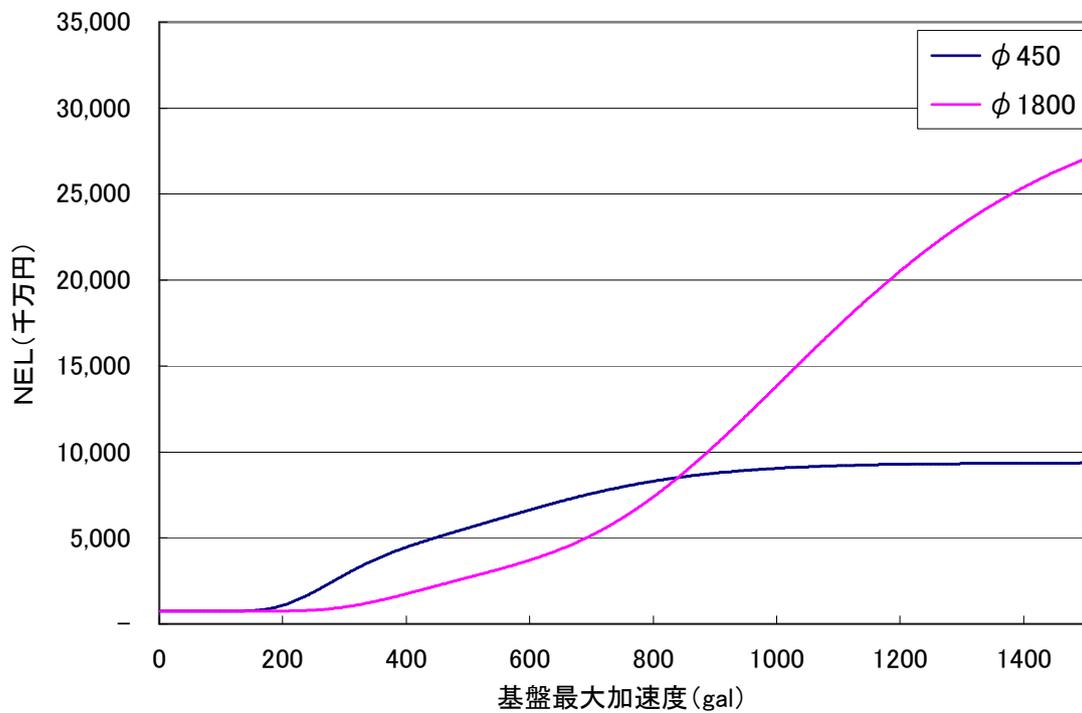


図-5.35 損失額(450mm、φ 1800mm)：管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失+ユーザー損失

### 5.6.6 地震リスクカーブ

地震リスクカーブとは、地震ハザード曲線と損失関数から基盤最大加速度の関係を消去し、損失額の超過確率と損失期待値の関係を示すものであり、これにより、地震による損失を定量的に評価することができる。まず初めに、任意の基盤最大加速度が与えられた際、地震動の不確実性を考慮した損失額の超過確率 $\Omega(c|\alpha_m)$ を以下の式を用いて算出する。

$$\Omega(c|\alpha_m) = \int_0^{\infty} h(\alpha; \lambda_\alpha, \zeta_\alpha) \cdot R(c|\alpha) d\alpha \quad (5.35)$$

次に、トータルの基盤最大加速度を考慮するために、超過確率 $\Omega(c|\alpha_m)$ に $\alpha_m$ の発生確率を乗じることで、損失額 $c$ の超過確率 $G(c)$ を以下の式を用いて算出する。

$$G(c) = \int_0^{\infty} p(\alpha_m) \cdot \Omega(c|\alpha_m) d\alpha_m \quad (5.36)$$

図-5.36～図-5.39 に示すように、地震リスクカーブは損失額の増加に伴い年超過確率が減少する単調減少のグラフであることがわかる。図-5.36 は、1m 当たりの補修費用から地震リスクカーブを算出したものであるが、小口径管路とシールドトンネルのような大口径管路を比較すると、損失額が 150,000 円以下の場合、超過確率がシールドトンネルの方が低いため、地震に対して優位性が高いと判断できる。

一方で、図-5.37 は、機能不全による営業損失のみを考慮した際の地震リスクカーブを算出したものであるが、小口径管路とシールドトンネルのような大口径管路を比較すると、どの損失額においても超過確率がシールドトンネルの方が高いため、大口径管路が地震に対して優位性が高いと判断することはできない。

また、図-5.38 は、東京都区部の管路延長から補修・補強、機能不全による営業損失を考慮した際の地震リスクカーブであり、小口径管路とシールドトンネルのような大口径管路を比較すると、損失額が 9 千万円以下の場合、超過確率がシールドトンネルの方が低いため、地震に対して優位性が高いと判断できる。

さらに、図-5.39 は、東京都区部の管路延長から補修・補強、機能不全による営業損失とユーザー損失を考慮した場合においても、補修・補強、機能不全による営業損失を考慮した場合と同様の結果が得られた。

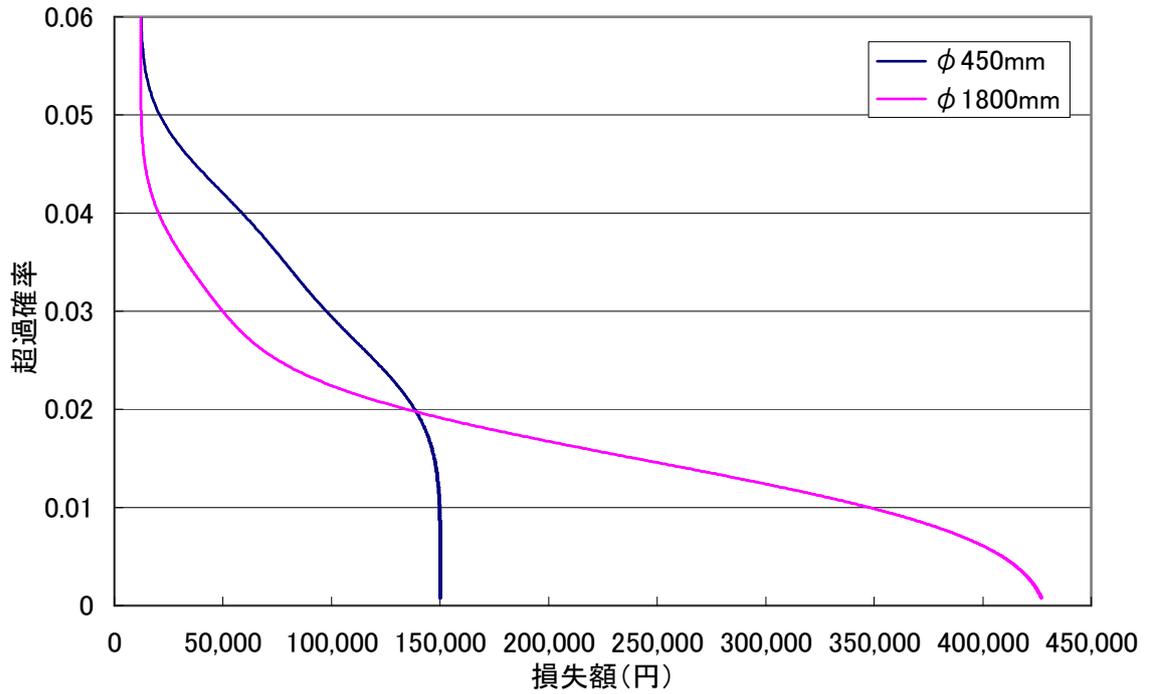


図-5.36 地震リスクカーブ（全損失）：1m当たりの補修費

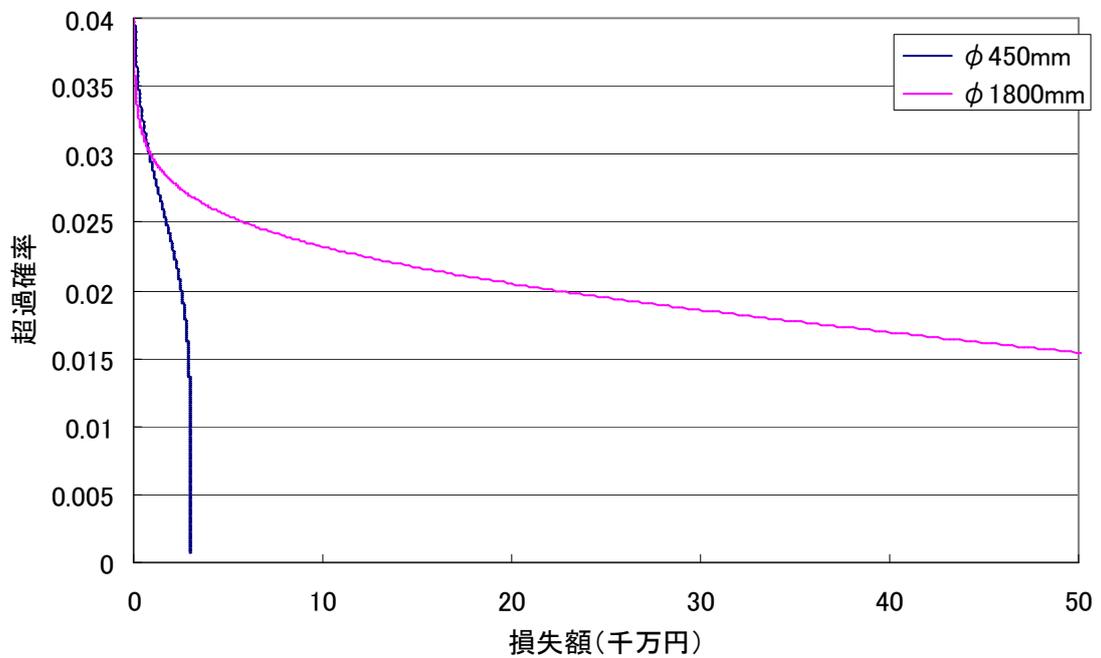


図-5.37 地震リスクカーブ（全損失）：機能不全による営業損失

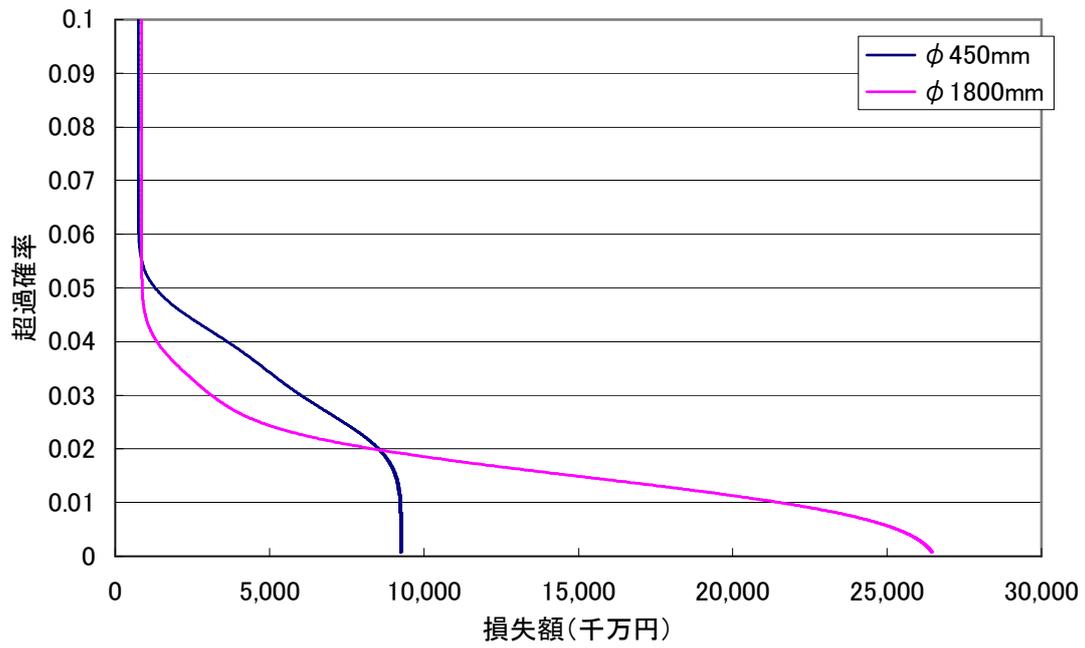


図-5.38 地震リスクカーブ(全損失)：管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失

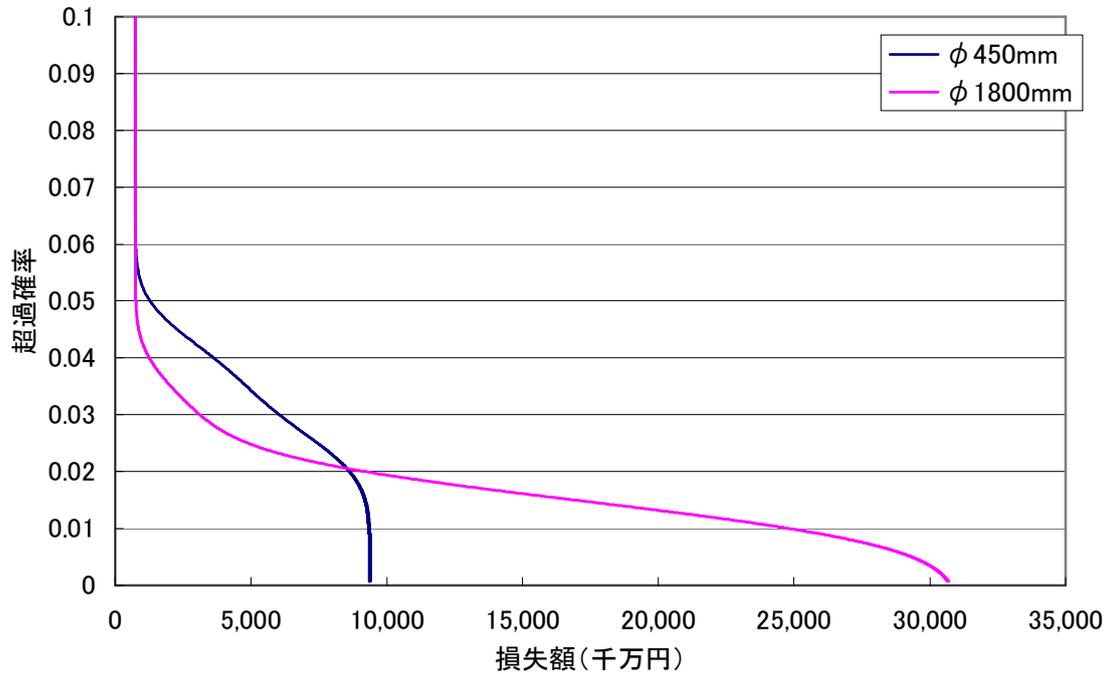


図-5.39 地震リスクカーブ(全損失)：管路延長に対する補修費+機能不全による営業損失+ユーザー損失

## 5.7 結論

本研究では、被災した地中埋設管にかかる補修・補強、再構築の損失額と機能不全による営業損失を算出し、これらの情報を基に地中埋設管の地震リスクマネジメントを実施し、地中埋設管の耐震性能の違いが損失コストに与える影響を検討した。

機能不全による営業損失のみを考慮した場合、小口径管路とシールドトンネルのような大口径管路を比較すると、550gal 以下の地震動であれば、小口径管路と比較してシールドトンネルのような大口径の方が、多少損失額が低いため地震に対して優位性が高いが、550gal を超えると大口径管路の方が大幅に損失額が大きくなり高い損失が生じることになる。

補修・補強、再構築の損失額と機能不全による営業損失を考慮した場合、損失額と基盤最大加速度の関係から、約900gal以下（レベル2地震動以下）の地震動であれば大口径管路より小口径管路の方が損失額が大きくなる。すなわち、約900gal（レベル2地震動）以上の地震が現実的に発生する可能性は極めて低いため、 $\phi$ 800mm以下の小口径管路（枝線）とシールドトンネルのような大口径管路（幹線）の耐震対策の優先順位を考えるとすると、小口径管路の耐震対策を優先的に実施していくことで地中埋設管の地震リスクを全体的に低減することが言える。小口径管路は、地震による被害を受けやすく構造物としての機能を復旧することが困難であるため、シールド工法のような大口径管路補修、補強に要する費用が多いため損失額が大きくなる。

また、補修・補強、再構築の損失額、機能不全による営業損失とユーザー損失を考慮した場合、約900gal以下（レベル2地震動以下）の地震動であれば大口径管路より小口径管路の方が損失額が大きくなり、補修・補強、再構築の損失額と機能不全による営業損失を考慮した場合と同じ結果となった。

現実的には、上下水道、ガス、電力などのライフライン施設においては、シールドトンネルのような大口径管路の幹線管路の耐震対策を優先的に実施しているケースが極めて多いが、今後は小口径管路の優先順位を上げて耐震化計画を進める必要がある。

また、今後の課題と方針として、上下水道を中心とするライフライン施設の過去の被害事例を参考にすると、継ぎ手部の抜出しによる被害も見受けられるが、液状化による管路の蛇行、浮上、沈下による被害に関しても多く存在することから、地震リスクを実施する場合、地盤の液状化に関する照査を実施する必要がある。特に小口径管路の場合、地盤変位と同様に表層地盤付近では、N値が低いことから液状化による被害を受けやすく、また、シールドトンネルのような大口径管路の場合、N値が高い地盤に構造物が存在するケースが多いため、液状化による被害を受けにくいため、本研究と同様の結果が得られると考えられる。今後はFL値をなど参考に地震リスクの検討を実施する必要がある。

## 第6章 結論

1. 新工法の偏平試験の実験結果は、すべてのケースにおいて下水道協会の規格値を満足する結果となった。

したがって、偏平試験の3次元解析と実験結果は、ほぼ整合性が取れていると判断することができ、有限要素法による解析は高い信頼性を有することが示され、その安全性が検証できた。今後、地震動を入力する動的解析、曲線部、取付け管の取り付け部などの特殊な構造解析を実施する際には、偏平試験で作成したモデルを基に、解析モデルを作成することで高い精度の解析を実施することが可能となる。

また、実験結果と解析結果の差異を少なくするためには、GFRP部材とPVC部材を一体構造として解析するのではなく、ジョイント要素を挿入しGFRP部材とPVC部材との間に存在する摩擦力やはく離現象などを再現する必要がある。

2. 本章では、埋設実験における静的载荷試験と繰り返し载荷試験と数値シミュレーションによる実験の再現を行った。静的载荷試験と繰り返し载荷試験とそれぞれの解析の結果は、更生管に作用する曲げ応力、たわみ率が、許容曲げ応力、許容たわみ率の範囲内に収まっているという結果になった。したがって、静的载荷試験と繰り返し载荷試験に関しては、その安全性が立証できた。

また、実験結果と解析結果の応答値の差が、約2倍で程度あることを考えると解析結果の信頼性は高いと考えられる。今後、地震動を入力する動的解析、曲線部、取付け管の取り付け部などの特殊な構造解析を実施する際には、埋設実験で作成したモデルを基に、解析モデルを作成することで高い精度の解析を実施することが可能となる。

3. 本研究では立坑を有するシールドトンネルの軸直角方向、軸方向の震動特性を明らかにし、接続部におけるねじれ応力および軸応力の評価を行った。その結果、軸方向、軸直角方向ともにねじれ応力、軸応力では破壊には至らなかったが、立坑接続部付近にて応力集中が生じていることは明らかである。

軸直角方向に地震動を入力した場合、立坑接続部付近から立坑から7m程度離れた位置の間までにおいて、X軸方向、Y軸方向の相対変位が小さくなっている。これは、シールドトンネルの回転変形が立坑のロッキングと相殺し、立坑により変位が拘束されているからである。また、軸ひずみに関しても7m離れた位置と立坑接続部付近でねじれるような大きなせん断応力が生じている。したがって、シールドトンネルの耐震対策を実施する際には、立坑接続部付近から立坑から7m程度離れた位置において耐震対策を実施する必要がある。

軸方向に地震動を入力した場合、立坑から7m程度離れた位置において、Z軸方向の相対変位が最も大きくなり、Y軸方向の相対変位は立坑接続部付近から立坑から7m程

度離れた位置でY軸方向の相対変位が増加傾向にある。また、軸ひずみに関しては、接合部近傍から少し離れた1.5m～2.0mの位置で正負反対のせん断みずみが発生しており、シールドトンネルの回転運動と立坑のロッキングの影響によりねじれが生じていることがわかる。

したがって、本研究のように立坑を有するシールドトンネルの耐震対策を効率的に実施していくには、立坑接続部付近だけではなく、立坑から7m程度離れた位置の間においても耐震対策を実施する必要がある。具体的な対策に関しては、シールドトンネルの回転運動と立坑のロッキングの影響によりねじれが生じていることから、可とう製の管きょやセグメントの外側にシリコン系系の免震層を設置することによりねじれが発生しないような構造にする必要がある。

4. GFRP と PVC を用いた新工法の耐震安全性に関しては、耐震実験と有限要素法による解析により検証を実施した。耐震実験では、レベル 2 地震動に対する耐震安全性の照査として、レベル 2 地震動によって生じる地盤の永久ひずみによる抜け出し量の 1.5% に相当する軸方向の変位量(ヒューム管の有効延長  $2430\text{mm} \times 0.15 = 36.45\text{mm}$ )を作用させると、コイルやライニングが破断や破損が生じる箇所は存在せず、本研究で考案した新工法は、レベル 2 地震動に対して安全であることが実証できたといえる。解析に関しては、レベル 2 地震動を入力することにより更生材に生じる応力が、終局限界引張強度以下であることから、PVC と GFRP を用いた新工法がレベル 2 地震動に対する耐震安全性が立証できた。

5. 本研究では、被災した地中埋設管にかかる補修・補強、再構築の損失額と機能不全による営業損失を算出し、これらの情報を基に地中埋設管の地震リスクマネジメントを実施し、地中埋設管の耐震性能の違いが損失コストに与える影響を検討した。

機能不全による営業損失のみを考慮した場合、小口径管路とシールドトンネルのような大口徑管路を比較すると、550gal以下の地震動であれば、小口径管路と比較してシールドトンネルのような大口徑の方が、多少損失額が低いため地震に対して優位性が高いが、550galを超えると大口徑管路の方が大幅に損失額が大きくなり高い損失が生じることになる。

補修・補強、再構築の損失額と機能不全による営業損失を考慮した場合、損失額と基盤最大加速度の関係から、約900gal以下(レベル 2 地震動以下)の地震動であれば大口徑管路より小口径管路の方が損失額が大きくなる。すなわち、約900gal(レベル 2 地震動)以上の地震が現実的に発生する可能性は極めて低いため、 $\phi 800\text{mm}$ 以下の小口径管路(枝線)とシールドトンネルのような大口徑管路(幹線)の耐震対策の優先順位を考えるとすると、小口径管路の耐震対策を優先的に実施していくことで地中埋設管の地震リスクを全体的に低減することが言える。小口径管路は、地震による被害

を受けやすく構造物としての機能を復旧することが困難であるため、シールド工法のような大口径管路補修、補強に要する費用が多いため損失額が大きくなる。

また、補修・補強、再構築の損失額、機能不全による営業損失とユーザー損失を考慮した場合、約900gal以下（レベル2地震動以下）の地震動であれば大口径管路より小口径管路の方が損失額が大きくなり、補修・補強、再構築の損失額と機能不全による営業損失を考慮した場合と同じ結果となった。

現実的には、上下水道、ガス、電力などのライフライン施設においては、シールドトンネルのような大口径管路の幹線管路の耐震対策を優先的に実施しているケースが極めて多いが、今後は小口径管路の優先順位を上げて耐震化計画を進める必要がある。

## 参考文献

1. 国土交通省下水道部、<http://www.mlit.go.jp/mizukokudo/sewerage/index.html> 2012.12
2. 国土交通省都市・地域整備局下水道部：下水道長寿命化支援制度に関する手引き（案）、2009.6
3. 下水道事業におけるストックマネジメント検討委員会：下水道事業におけるストックマネジメントの基本的な考え方（案）2008.3
4. 社団法人日本下水道協会 下水道施設計画・設計指針と解説 前編 2009年度版、2009年10月
5. （社）日本下水道協会：管更生の手引き（案）、2012.7
6. 公共投資ジャーナル：下水道事業における管きょ更生工法に関する実態調査、1998.12
7. 国土交通省都市・地域整備局下水道部：下水道地震対策緊急整備計画策定の手引き（案）2007.4
8. 中野雅章、師自海、中谷浩平：老朽下水道管渠の更生設計における非線形 FEM 解析の適用、建設コンサルタント業務・研究発表会、2008.9.22
9. 吉村洋、東田淳、李黎明：遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討、土木学会論文報告集、561 巻、III-38 号、pp245-255 1997.3
10. 宮下剛幸：たわみ性管および更生管ライニングの繰返し載荷時挙動、東京大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士論文、2008.3
11. 丸山雅淑、岡田一郎、鈴木猛康：立坑接合部における免震シールドトンネルの地震応答解析、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.2875-2878、1998
12. 鈴木猛康、丸山雅淑：免震トンネルの耐震評価手法としての軸対象モデル、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.2003-2008、1998
13. 川島一彦、杉田秀樹、加納尚史：シールドトンネル模型のねじり変形と破壊特性に関する実験的研究、土木学会論文集、No.501/I-29、pp.193-201、1994年、10月
14. 國近光生：大深度分割式立坑の耐震設計法の開発に関する基礎的研究、京都大学大学院学位論文、2005.3
15. 朱牟田義治、石田勝彦。当麻純一：費用便益分析による変電設備の耐震補強計画法、土木学会論文集、No.584 / I-42、pp.215-228、1998.1
16. 大井 幸太、吉川 弘道：イベントツリー解析を用いた鉄筋コンクリート単柱式橋脚の地震リスク評価、土木学会論文集、Vol157、pp.225-226、2002
17. 遠藤昭彦・吉川 弘道：鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適応、土木学会構造工学論文集、Vol.49A、2003.3
18. 社団法人日本下水道協会 下水道用硬質塩化ビニル管、2004年12月
19. 高田至朗：ライフライン地震工学、共立出版株式会社、1997年4月

20. 財団法人下水道新技術推進機構：E X工法審査証明、
21. ヒシパイプ、[http://www.hishipipe.com/product/gesui/gesui\\_rib\\_pipe.html](http://www.hishipipe.com/product/gesui/gesui_rib_pipe.html)、2012年12月
22. 建設総合ポータルサイト けんせつ Plaza、  
[http://www.kensetsu-plaza.com/details/ci0329900\\_mi112910](http://www.kensetsu-plaza.com/details/ci0329900_mi112910)、2012年12月
23. 社団法人日本下水道協会：管きょ更生工法における設計・施工管理の手引き（案）、2011年12月
24. 日本工業標準調査会：突固めによる締め固めの試験方法 JISA1210、2009年9月
25. 社団法人地盤工学会 地盤工学会基準（案）簡易動的コーン貫入試験方法、  
<http://www.jiban.or.jp>、2012年12月
26. 財団法人道路保全技術センター：道路占用埋設物件の浅層化技術検討 報告書、1998年11月
27. 竹内 雄：大地震と地下構造物の安全性-報道の参考資料として-、株式会社日水コン下水道本部、2009年、10月
28. 田村重四朗、伯野元彦、家村浩和、竹内幹夫：1985年メキシコ地震の被害、土木学会誌、vol71, pp79-85
29. 土木学会、シールドトンネルの耐震検討、丸善株式会社、2007年
30. 鈴木 猛康、粕田 金一、田中 港、小林 正宏：都市トンネルの免震構造のためのシリコーン系材料に関する実験的研究、熊谷組技術研究報告、第54号、1995年、10月
31. スナップロック工法協会、<http://www.snap-lock.jp>、2012年12月
32. 三好 俊郎：有限要素法入門、株式会社 培風館、pp. 107-176、1990年
33. 堤内 隆広：近接する複数の地下構造物の地震時相互作用に関する研究、京都大学大学院工学研究科都市社会工学 修士論文、2009年2月
34. 平 修二：現代弾性力学、株式会社オーム社、pp. 99-114、1974年
35. 社団法人 土木学会関西支部：コンクリート構造の設計・施工・維持管理の基本 設計編-、株式会社 サンヨ・アート1987年
36. 東北地方整備局：設計施工マニュアル[橋梁編]、株式会社東北建設協会、pp.5-21、2005年
37. 社団法人 日本道路協会：シールドトンネル設計・施工指針、丸善株式会社出版事業部、pp. 96-97、2010年
38. 社団法人 日本下水道協会：管きょ更生工法における設計・施工ガイドライン（案）、2011年12月
39. 社団法人 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説、2006年9月
40. 社団法人 日本下水道協会：下水道施設耐震計算例、2001年4月
41. 社団法人 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 2009年版 I 総論、日本水道協会、pp. 93-111、2009年

42. 防災科学技術研究所強震ネットワークK-NET、<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>、2007年1月
43. 総理府地震調査研究推進本部地震調査委員会：日本の地震活動、1999年
44. 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編、2001年12月
45. Google マップ、<http://www.google.co.jp/>、2007.1.5
46. 新技術情報提供システム、<http://www.netis.mlit.go.jp/>、2013年1月
47. 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編-平成8年制定、1996年9月
48. 田中修司：下水道管渠学、環境新聞社、2001年3月
49. クボタシーアイ：<http://www.kubota-ci.co.jp/>、2013年1月
50. 一般社団法人 日本管路更生工法品質確保協会、<http://www.hinkakukyo.jp/>、2013年1月
51. 内閣府、[http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/taisaku\\_syuto/syuto\\_top.html](http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/taisaku_syuto/syuto_top.html)、2013年1月
52. 東京都水道局、<http://www.waterworks.metro.tokyo.jp/>、2013年1月
53. 藤田賢二：下水道工学演習、株式会社学献社、1988年7月
54. 東京都下水道局、<http://www.gesui.metro.tokyo.jp/>、2013年1月
55. 間片博之：下水道工学、森北出版株式会社、1993年5月
56. 村田恒雄：下水道技術キー・ポイント 101 選 計画・設計計算実例、株式会社山海堂、1992年12月
57. 大内一：サステイナブル社会基盤構造物、森北出版株式会社、2010年5月
58. 厚生労働省健康局水道課：水道事業の費用対効果分析マニュアル 第V編資料集、2011年7月

## 謝辞

本研究を進めるにあたり、京都大学大学院教授清野純史先生には適切な御助言、懇切丁寧な御指導を頂き心から厚く感謝申し上げます。先生には研究全般に関することだけでなく、私の私生活に関しても多くの御助言、御協力をいただき、先生に対する感謝の気持ちは私の貧困な語学力では到底表現することはできません。

立命館大学教授伊津野和行先生には、私が立命館大学理工学部土木工学科の4回生として研究室に配属されてから、卒業研究の御指導をいただくとともに、私を京都大学大学院に送り出してくださったことを深く感謝しております。また、本論文で役立つ貴重な御助言、御協力を頂くとともに、お会いするたびに暖かい励ましのお言葉を頂き、心より深く感謝申し上げます。

京都大学大学院准教授フレディ、ディラン先生には御助言、御協力をいただくとともに、私の研究が進まないために、多大な御迷惑をおかけしました。先生には、有限要素法など研究全般に関して、多大な時間を割いて御指導していただき深く感謝しております。

京都大学大学院教授小池武先生には、主査をお引き受けいただき、心より深く感謝申し上げます。本研究を進めるにあたり、本論文で役立つ貴重な御助言、御指導を賜りました。

京都大学大学院教授三村衛先生には、主査をお引き受けいただき御指導を賜ただけではなく、地盤工学の工学的見地から地盤の埋設実験に関する的確な御指導を賜りました。

鳥取大学准教授小野祐輔先生には本研究で解析を行ったシールドトンネルに関して貴重な御助言、御指導を頂きました。

京都大学大学院助教奥村与志弘先生には、研究を通じ防災工学に関する適切なアドバイスや御助言を頂きました。

クボタシーアイ株式会社米田隆一氏、原田孝知氏、堀智明氏、中村良一郎氏には、更生工法の新工法の実験、資料提供に関して御指導、御協力いただき心から感謝申し上げます。

土木研究所中尾尚史氏、立命館大学ポスドクトラルフェロー大岡優氏、関東学院大学岸祐介氏には、研究全般に関して様々な御助言いただくとともに、お会いするたびに暖かい励ましのお言葉を頂きました。

地震ライフライン工学研究室の学生諸君には、博士論文を作成するにあたり様々な御迷惑をおかけいたしました。ここにそのお礼とお詫びを深くお礼申し上げます。

最後に、本論文を書き上げることができたのは、両親の理解と協力があり完成させることができました。両親には心から感謝いたします。