

博士論文

大口径道路トンネルの分合流部における
大規模数値計算を利用した耐震照査の高度化

長田 光正

Contents

1	はじめに	3
2	大断面道路トンネルの設計	10
2.1	概要	10
2.2	耐震照査	13
2.2.1	横断方向	14
2.2.2	縦断方向	17
2.2.3	開削トンネル	18
2.2.4	シールドトンネル	21
2.3	分合流部の設計	26
2.3.1	実験による過去の検討	28
2.3.2	分合流部の耐震照査の課題	34
3	耐震照査のための解析手法	36
3.1	2次元地震応答解析の限界	36
3.2	3次元解析の可能性	38
3.3	解析モデル	43
3.4	地震荷重の設定法	44
4	大規模数値計算を利用した解析手法の定式化	46
4.1	全体解析	47
4.2	部分詳細解析	48
5	大規模数値計算を利用した解析手法の適用性	53
5.1	概要	53
5.2	全体解析	55
5.2.1	トンネル構造のモデル化	55
5.2.2	地盤のモデル化	58
5.2.3	入力地震動	59
5.2.4	解析結果（トンネル軸直角方向入力）	60
5.2.5	解析結果（トンネル軸方向入力）	68
5.3	部分詳細解析	75
5.3.1	モデル化および解析定数	75

5.3.2	要素品質	79
5.3.3	解析方法	80
5.3.4	解析結果（全体解析との比較）	80
5.3.5	解析結果（トンネル軸直角方向入力）	86
5.3.6	解析結果（トンネル軸方向入力）	96
5.3.7	分合流部における耐震性の評価	107
6	大規模数値計算を利用した解析手法の課題と可能性	114
6.1	耐震照査の解析法の評価	114
6.1.1	解析モデルの構築	114
6.1.2	入力地震動の設定	116
6.1.3	解析結果の妥当性	116
6.2	耐震性照査方法の課題と今後の展望	118
6.2.1	非線形解析	118
6.2.2	解析モデルの自動構築	118
6.2.3	地震シナリオの多様化	119
6.2.4	今後の展望	120
7	おわりに	121

1 はじめに

近年、環境等への配慮から、自動車専用道路等の新設にあたっては、シールドトンネルが選定される場合が増えてきている。その背景には、シールド技術の発展により、大口径化および長距離掘進が可能になり、経済的に短い施工期間で大規模なトンネル構造物の構築が可能になったことが挙げられる。首都圏においても、外径 15 m を超える大口径道路トンネルが事業化されており、また、海外においては、外径約 15 m のシールドトンネル内に上下 2 層の小型車専用道路が供用されている。今後、大口径シールドトンネルの建設は、ますます進むものと考えられる。

我が国は地震国である。1995 年兵庫県南部地震や 2011 年東北地方太平洋沖地震などの大地震により甚大な被害を受ける構造物がある。首都直下地震や東海・東南海・南海地震などの巨大地震が近い将来に発生する可能性が指摘されており、一般に、他国に比べ構造物には高い耐震性が要求されている。トンネル構造物などの地中構造物は、地上構造物と比較すると、耐震性に優れているとされている。これは地上に比べ地中の地震動が小さいためである。しかしながら、1995 年兵庫県南部地震においては、地上構造物に比べて被害は少なかったものの、一部の地下鉄駅部では大規模な損傷が発生して倒壊にまで至り、地表の街路にも広範囲にわたる陥没が生じた。さらに、断面が大きい地中構造物には注意が必要とされている。断面が大きくなると、地震時の地盤変形による層間変位が大きくなり、この結果、横断面内のせん断により発生する応力が大きくなるからである [1]。

構造物の安全に関わる耐震性という観点とは別に、自動車専用道路には、地域防災機能に関わる耐震性という観点も必要である。一般に高規格の自動車専用道路は、震災発生時には、緊急輸送路としての役割を果たすことを求められるからである。すなわち、大地震が発生しても、支障なく輸送機能を発揮しなければならないのである。このため、大口径化が進む道路トンネルの耐震性の確保は、構造物の安全および地域防災機能に関わる観点から重要である。

大型道路トンネルの事例の一つとして、首都高速の山手トンネルを説明する。山手トンネルは、中央環状線のうち、2007 年 12 月に開通した 5 号池袋線～4 号新宿線区間 (6.7 km) および 2010 年 3 月に開通した 4 号新宿線～3 号渋谷線区間 (4.3 km) からなる、国内初の都市内長大トンネルである。残る 3 号渋谷線～湾岸線 (9.4 km) は、2014 年度に開通予定である (図 1.1 参照)。

山手トンネルは、都市内トンネルの特徴的な構造として、他路線や一般街路と接続す



図 1.1: 首都高速中央環状新宿線および品川線

るための分合流部を有する。形状が複雑な分合流部の構築は、建設初期の段階では開削工法しか選択肢がなく、このため、連続してシールド工法を適用することができなかった。しかし、山手トンネル建設中に、道路トンネルに適用可能なシールド切開き工法が実用化された。これにより、本線シールド掘進後に分合流部の構築が可能となったため、連続してシールド工法を適用できるようになった。シールド切開き工法により、建設に要する費用と時間が大幅に縮減された。結果として、山手トンネルの大部分にシールド工法が採用されることになり、内空の直径が 10 m を超える大口径のトンネルの建設に成功した。

シールド切開き工法は、最初に、鋼製セグメントを用いたシールド工法で本線トンネルを構築する。本線トンネル構築後、開削ないし非開削で本線トンネルの側部を掘削し、本線と一体化させて拡幅部を構築する。最後に、本線トンネルの一部のセグメントを撤去し、分合流部を構築する。拡幅部は、一部を除き、ほとんどが RC 構造で構築されている。分合流部の構築手順の例を図 1.2 に、完成状況の例を図 1.3 に示す。

シールド切開き工法で構築された山手トンネルの分合流部の構造形式は複雑である。これは、分流部の下流側と合流部の上流側には、他路線もしくは一般街路に接続するためのランプトンネルを構築するからである。なお、ほとんどのランプトンネルは地表面と接続している。ランプトンネルが本線トンネルと完全に分離するまでは、ランプトンネルは本線トンネルと一体化させて構築されている。本研究は、分合流部を含むこの構造を本線一

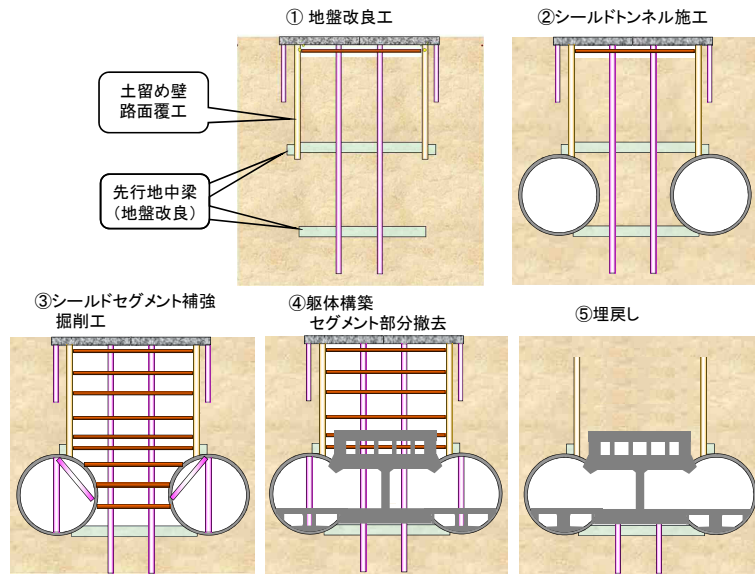


図 1.2: シールド切開き工法による分合流部の構築手順の例

ランプトンネル一体構造と称する。本線ーランプトンネル一体構造においては、ランプトンネルの縦断勾配のため、本線トンネルとランプトンネルの相対高さが変わり、これに応じて断面形状と本線トンネルとランプトンネルの接合構造の形状も縦断方向で変わることになる。トンネル軸方向に同一の断面をもつ2次元的な本線トンネルに比べ、本線ーランプトンネル一体構造は3次元的であり、構造形式が複雑である（図 1.4 参照）。

山手トンネルで使われた本線ーランプトンネル一体構造の特徴を以下の2つの点として整理する。

1. 本線ーランプトンネル一体構造の中で、本線トンネルとランプトンネルの接合部は、本線トンネルの鋼製セグメントとランプトンネルのRC構造が組み合わさった、鋼ーRC合成構造となっている。本線トンネルが大型断面であることもあり、これは新規な構造形式である。シールド切開き構造の実用化に当たり、横断面内の土圧や施工時荷重に着目した実験等で、その仕様が決められている新たな接合構造である（図 1.5 参照）。
2. 周辺から作用する土圧に対して断面形状を保持するため、一般に、シールドトンネルの横断面内においては軸力が卓越する。本線ーランプトンネル一体構造においても、軸力を支持する柱を設置することが合理的である。実際、鉄道トンネルの場合、駅舎部等ではこのような構造が用いられる。しかし、道路トンネルの場合、本線からの分流または合流に使われる区間では柱を設置することはできない。この区間の

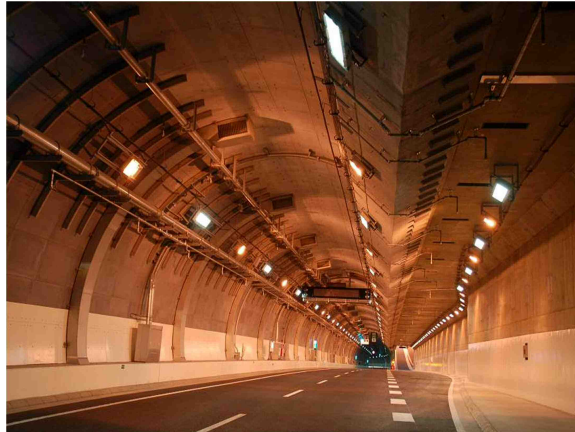


図 1.3: シールド切開き工法切開き工法による分合流部の完成状況の例

延長は 100～200 m 程度となる（図 1.3 参照）。柱を設置できない区間では、この分、トンネル躯体に作用する断面力が大きくなる。

山手トンネルは、分合流部も含めて、基本的には硬質地盤内に構築されている。一般的に、硬質地盤内では、周辺地盤の地震応答が小さく、地震時の安全性は比較的高いとされている。分合流部の本線ーランプトンネル一体構造のうち、躯体の一部が硬質地盤から出て、耐震照査が必要とされる範囲の耐震性は、トンネル構造の設計の現行の方法である、横断面内の地震時地盤応答を使った手法により検討されている。しかし、この現行の方法は、本線ーランプトンネル一体構造の特徴となる、地表付近の軟弱な地層内に位置するランプトンネルとの接続の影響を考慮することはない。接続の影響とは、軟弱地盤内に置かれたランプトンネルの比較的大きな地震応答の影響である。本線ーランプトンネル一体構造は、まさに本線トンネルと一体構造であるため、その耐震性は本線トンネルの地震時の安全性にも直結する。新たな接合構造であるため耐震性に対する十分な経験が蓄積されていないこと、そして、卓越する本線トンネルの軸力を支持する柱が設置できない区間では躯体に作用する断面力が大きいこと、この 2 点を考慮すると、本線ーランプトンネル一体構造の耐震照査を確立することが重要な課題と考えられる。

地中構造物の耐震性を照査するためには、周辺地盤と構造物の相互作用を考慮し、周辺地盤を含めた地中構造物の地震応答を分析する必要がある。分合流部の本線ーランプトンネル一体構造の場合、さらに、ランプトンネルの接続の影響も考慮しなければならない。軟弱な地盤の上の地表と硬質地盤内の本線トンネルを縦断勾配を持ちながら接続するため、ランプトンネルの地震応答は、縦断方向の変位や曲げ、ならびにねじりといった 3 次元的な挙動を考慮しなければならない。このランプトンネルの 3 次元的な挙動の影響

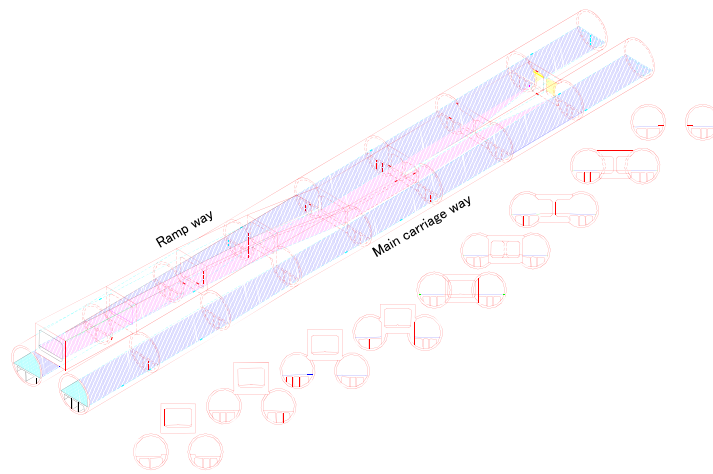


図 1.4: シールド切開き工法により構築される本線ーランプトンネル一体構造

は、3次元的に複雑な構造となっている本線ーランプトンネル一体構造に、当然、複雑に伝達することになる。

ランプトンネルの3次元的な挙動、および、その挙動が3次元的な構造を持つ本線ーランプトンネル一体構造に与える影響を考慮すると、本線ーランプトンネル一体構造の耐震照査には、実際の構造物と周辺地盤を精密に模擬した実験による方法と、地盤と構造物のモデルを使った3次元数値解析による方法が考えられる。実験による方法については、周辺地盤と構造物の相互作用を考慮するために、回転による遠心力を利用して周辺土圧の作用状態を再現する手法がある。しかし、実験可能な供試体の大きさは数メートルが限界である。分合流部を含めたランプトンネル延長は約600 mであり、影響範囲を含めると700 m程度の延長にわたるトンネルを対象にする必要がある。分合流部を含む本線トンネルの挙動を再現しつつ複雑な構造形式である本線ーランプトンネル一体構造の地震応答を実験で計測するためには、数メートルの供試体では十分ではない。3次元数値解析による方法では、分合流部を有するトンネル全体系を地盤も含めて3次元の解析モデルを構築し、時刻歴の地震応答解析が必要となる。このような3次元数値解析は、大規模な3次元解析モデルと膨大な計算量を必要とするため、従前は、計算機の性能の限界から実施が困難であった。しかし、計算機の性能向上、そして、数値解析技術の高度化により、実施が可能になってきている。

本研究では、大型道路トンネルを主な対象とし、大規模数値計算を利用した解析手法

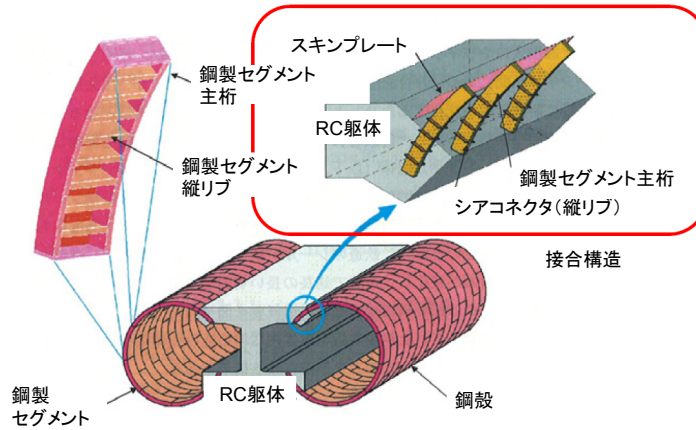


図 1.5: 接合構造の概念図

を用いて、耐震照査の高度化を図ることを目的とする。高度化された照査方法では、大型トンネルの分合流部の耐震性を、現状の解析手法と比べ、より精緻に照査することに主眼を置く。大規模数値計算として3次元解析の採用は当然であるが、分合流部を一部として含む本線トンネルの地震応答を粗く解析した上で、本線ーランプトンネル一体構造の地震応答を詳細に分析するという階層型解析を採用する。耐震照査の解析手法の要諦はこの階層型解析であるが、実際の耐震照査につなげるため、解析以外の、解析モデルの構築、入力地震動の選定、そして地震応答の評価等も検討する。そして、分合流部を有する実際の大型トンネルをモデルケースとして選定し、耐震照査に利用できる数値解析の規模を明らかにし、従来の耐震照査の手法に対する優位性を検証する。

階層型解析は、分合流部の本線ーランプトンネル一体構造に対し、ランプトンネルが本線トンネルに与える影響を考慮するために必要である。複雑な構造形式である本線ーランプトンネル一体構造の地震応答を詳細に分析するためには、詳細な3次元解析モデルが必要である。このような解析モデルを分合流部を含む本線トンネル全体に作った場合、計算機と数値解析技術の高度化があるとはいえ、数値解析に必要な数値計算の量は通常の計算環境では実用上の限界を超えている。したがって、本線トンネルの地震応答には粗い解析を、本線ーランプトンネル一体構造には精緻な解析を行うのである。

本論文の構成は以下の通りである。最初に、道路トンネルに対する現状の設計方法について整理し、分合流部を有する複雑な形状のトンネル構造物に対する耐震照査の手法の課題を抽出する。次に、抽出した課題を解決するために求められる要求性能について整理

し、新しい解析手法を用いた耐震照査法を提案する。勿論、この手法は大規模数値計算を使う手法である。最後に、提案手法を用いて、実際の大型道路トンネルを対象に耐震照査を行う。特に分合流部の耐震性に着目し、照査結果について検証・考察を行う。従来の手法との優位性を検証するとともに、現時点における提案手法の課題を抽出し、今後の展望について考察する。

2 大断面道路トンネルの設計

2.1 概要

トンネルの実挙動においては、トンネルの線形、構造変化部等における拘束条件、および地盤の状況等により、横断面内の変形と縦断方向の変形が同時に生じる。しかし、構造計算の簡便さと発生断面力への影響度合いを考慮し、横断方向と縦断方向に分けてモデル化し、各々独立に構造計算を行うのが一般的である [2, 3]。荷重状態も常時と地震時に区分することが一般である。横断方向については、常時の荷重状態に対し、内空保持のために周辺地盤の土圧に抵抗するよう設計を行う。地震時の荷重状態に対しては、主に周辺地盤の変形等を考慮して設計を行う。

大型道路トンネルの場合、中小道路トンネルと比較して、土圧等の荷重に対する推定精度の影響等が大きくなる [4]。また、地震時の荷重状態に対しては、横断面内における地盤のせん断変形の影響が大きくなる。しかし、中小道路トンネルと同様、構造の安全性は、強度、変形、耐久性等について、適切な安全率を確保することから得られる。安全性の照査には、常時の荷重状態に対しては許容応力度設計法が、地震時の荷重状態に対しては、限界状態設計法等が適用される。

首都高速道路のトンネルに対しては、地盤との相互作用や破壊時の挙動の複雑さを考慮して、常時の荷重状態に対する躯体の安全性の照査方法には、許容応力度法を用いることが基本である。開削トンネルの場合、常時荷重に対する設計は、主に横断面を対象とする。地盤バネに支持された梁要素を使った解析モデルを用いて、弾性理論に基づいた解析から各部材の応力を算定する。縦断面を対象とするのは、地盤条件や断面が急変する箇所等であり、必要に応じた検討がなされる。シールドトンネルの場合、常時荷重に対する設計は、主に横断面を対象とする。セグメントの千鳥組による添接効果を考慮でき、継手の評価も行うために、セグメント本体を梁要素、継手をばね、周辺地盤を地盤ばねとし、隣接する2リング以上を考慮した梁-ばねモデルを用いて各部材の応力を算定する。縦断面を対象とする場合は、地震動や不同沈下等の影響を無視できないと考えられる場合である [5, 6]。

トンネルの設計においては、作用荷重として、死荷重、活荷重、土圧および水圧、地表面上の荷重、地震荷重、ならびに施工時荷重等を考慮する。以下、その特徴を整理する。

1. 死荷重については、躯体、床版、舗装、および道路付属物等の自重を考慮する。
2. 活荷重については、トンネル内を走行する自動車荷重を考慮する。
3. 土圧については、鉛直土圧については、開削トンネルでは全土被り土圧を考慮し、

シールドトンネルでは緩み土圧を考慮することを基本とする。側方土圧については、開削トンネルでは、山留と側壁間の埋戻しから施工完了後の長期にわたり、側方土圧が経時的に変化するため、静止土圧を最大、静止土圧の7割を最小として、検討する部材の応力が最大となるように載荷する。シールドトンネルにおける側方土圧は、緩み土圧を基本として算定した鉛直土圧に、トンネル標準示方書〔シールド工法編〕に定める側方土圧係数を乗じて算定する。

4. 水圧については、施工中、および将来の地下水位変動を考慮し、安全な設計となるように載荷する。
5. 地表面上の荷重については、街路の交通荷重や、建物等の荷重を考慮する。
6. 施工時荷重等については、開削トンネルでは、躯体に山留を支持させる場合の反力、および考慮すべき近接工事の影響等を、シールドトンネルでは、ジャッキ推力、裏込め注入圧、および考慮すべき近接工事の影響等を考慮する [5, 6].

地震荷重については2.2で述べる。

トンネル断面の決定にあたっては、車両走行空間の建築限界、トンネル施設（換気設備、防災設備、標識等）、避難通路、施工誤差等を考慮した必要な内空断面を確保（図2.1）したうえで、部材厚、配筋等を仮定し、上記の解析方法および作用荷重により、各部材の発生応力を算出する。必要に応じて、仮定した部材厚、配筋等の見直し、応力算出を繰返し、適切な断面を決定する。

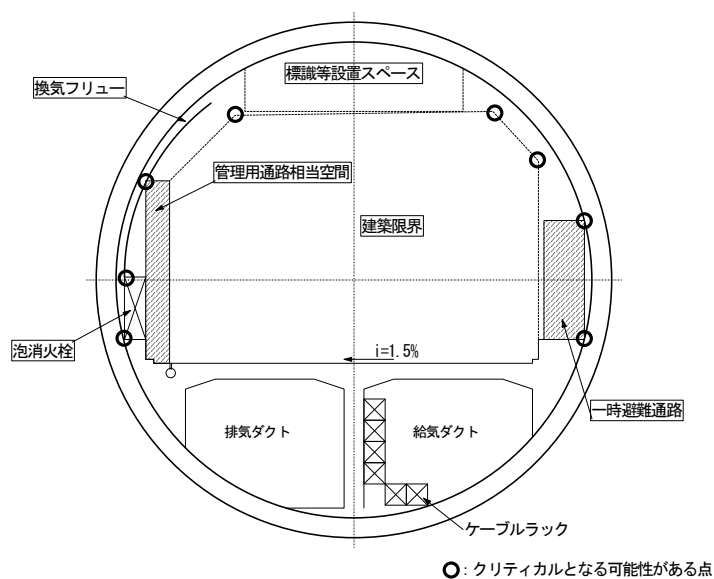


図 2.1: 必要内空断面検討方法の例

分合流部の本線ーランプトンネル一体構造の設計においては、考慮する作用荷重は基本的に上記と同様である。しかし、シールドトンネル（鋼製セグメント）の構築、シールドトンネル側部の掘削、RC 躯体の構築、鋼製セグメントの一部撤去、埋戻し完了までの各施工ステップで、荷重状態、支持状態、および構造系が経時的に変化する。以上により、シールド周辺の作用土圧のバランスが崩れるとともに、部分的に周辺地盤による拘束が解放されること、RC 躯体のクリープの影響を大きく受けること等、を考慮する必要がある（2.3 参照）。これらを踏まえ、仮定した部材厚、配筋等の見直し、応力算出を繰返し、適切な断面を作用力に対して安全側になるよう決定する [7, 8]。

2.2 耐震照査

地中構造物は、一般にみかけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さいこと、および構造物の振動が周辺地盤に伝わり逸散して減衰することから、地盤よりも大きく振動することはない。また、地上構造物のように、構造物自体に固有な振動が生じることがない。トンネル構造物の場合、地震時の変位は、基本的に周辺地盤の動きに追従する。このため、発生する変形や応力は周辺地盤の相対変位に支配される。したがって、トンネル構造物の耐震照査においては、周辺地盤の地震時応答、およびトンネル構造物と周辺地盤の間の相互作用を適切に考慮する必要がある [9]。

地中構造物の耐震照査においては、以下に示す横断方向および縦断方向の地震応答解析に基づき、トンネル構造物の各部材に発生する断面力、応力、変形量等を算定し、要求性能が満足されることを確認する。要求性能としては、想定する地震規模ごとに以下のように設定している。

1. 供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル1地震動）に対しては、地震により健全性を損なわず、地震直後においても通常の供用が可能であることを目標とする耐震性能とする。
2. 供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度を持つ地震動（レベル2地震動）に対しては、地震直後にも緊急車両の通行が可能で、補修・補強により構造物の健全性を回復し、通常の供用が可能となることを目標とする耐震性能とする。

上記は、構造物だけでなく、周辺地盤の安定性を含めて検討し、必要に応じて適切な対策を行うこととしている。

首都高速道路では、トンネル構造物が耐震設計上の基盤内に構築される場合、地盤が安定しており地震時の地盤ひずみが小さいため、基本的な耐震性は確保できるものと考えている。このため耐震性能の照査を省略してよいとしている。なお、耐震設計上の基盤とは、平面的に広がりのある安定した硬質層で、粘性土ではN値25以上、砂質土ではN値50以上の地層、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層である。開削トンネルに限れば、1995年兵庫県南部地震をはじめ、既往の地震において、縦断方向の挙動に起因する深刻な被災事例はほとんど存在しないため、縦断方向の耐震照査は実施しないものとしている。勿論、地震時の挙動が複雑な場合（トンネル構造物とは挙動の異なる構造物との接続部等）、縦断方向の照査は実施される。シールドトンネルと沈埋トンネルの場合、縦断方向に継手部を有することから、縦断方向についても耐震照査を行うことが原則である [5, 6]。

2.2.1 横断方向

トンネル構造の横断方向の耐震照査法としては、準静的解析法が用いられることが多い [17]。周辺地盤の地震応答解析結果から、構造物に対する影響が最も大きいと考えられる一時点が選定される。なお、周辺地盤の地震応答（変位，せん断応力，加速度）は，レベル1およびレベル2地震動に対して，地震時の地盤の非線形性を等価線形化法で考慮した自由地盤の動的解析によって算定される。算定された周辺地盤の地震応答のうち，構造物に対する影響が最も大きいと考えられる一時点は，一般に，トンネル構造物の上端部と下端部の相対変位（層間変位）が最大となる時刻の地震応答が用いられる。構造物の応力状態を照査する準静的解析手法として，応答変位法，もしくは応答震度法などがある [10, 11, など]。なお，構造形式が複雑な分合流部の本線ーランプトンネル一体構造部については，地盤ばねの設定が難しいことから，応答震度法を用いることとしている [12, 13, 14, など]。ただし，地盤や構造が著しく変化する場合，そして構造特性が複雑な場合，準静的解析手法では地震応答を十分に評価できない可能性がある。このような場合，2次元FEM動的解析を用いることが多い。以下，これらの解析手法について説明する。

構造物の応力状態を照査する準静的解析手法として応答変位法が使われる場合，地盤ばねで支持された梁要素を使って構造物をモデル化する。周辺の地震応答は，上記と同じ方法で算定され，算定された地盤変位を地盤ばねを介して構造物のモデルに載荷する（図2.2参照）。同時に，算定された周辺地盤のせん断応力と，加速度に見合う躯体の慣性力を作用させる。その際，部材の非線形性を考慮する。シールドトンネルの場合，骨組構造のモデルが使われる。常時の荷重に対する設計と同様に，セグメント本体を梁，セグメント継手を回転ばね，およびリング継手をせん断ばねでモデル化した，セグメントの千鳥組による添接効果を考慮できるモデルを，地震時の荷重に対する設計に使用する [5, 6, 15]（図2.3参照）。

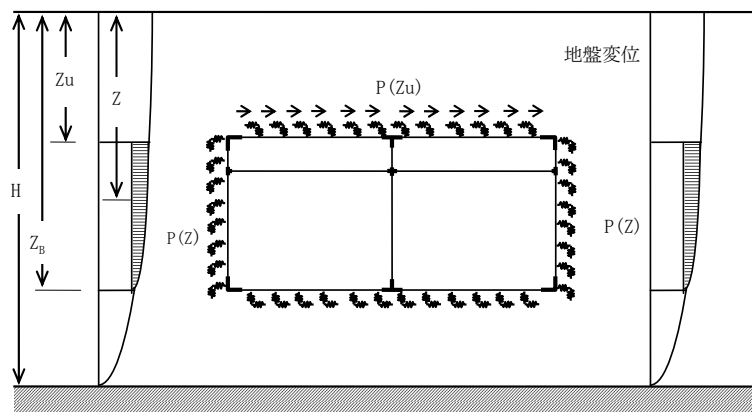


図 2.2: 応答変位法の概念図（開削トンネル）

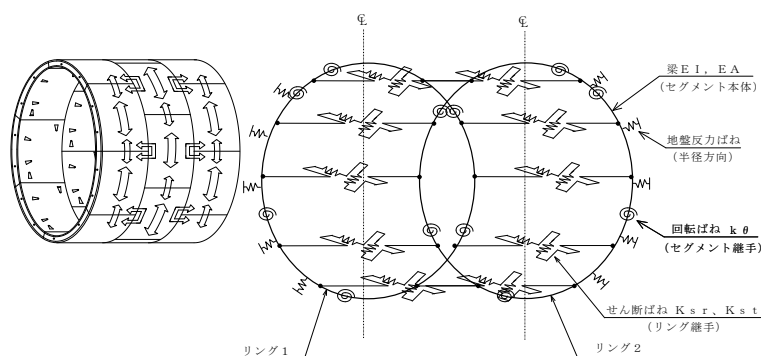


図 2.3: セグメントの添接効果の概念図および解析モデル（シールドトンネル）

構造物の応力状態を照査する準静的解析手法として応答震度法が使われる場合、構造物と周辺地盤から構成される領域を対象に、周辺地盤を平面ひずみ要素を用いてモデル化する。構造物のモデル化は、開削トンネルおよびシールドトンネルの場合、梁要素を用いる。シールド切開き工法で構築された分合流部の本線ーランプトンネルー一体構造の場合、RC 躯体は部材の非線形性を考慮した梁要素，鋼製セグメントは継手による剛性の低下を考慮しない線形部材の梁要素としてモデル化する。周辺の地震応答は、応答変位法と同様の方法で算定され、算定された周辺地盤の加速度を、構造物と近傍の地盤に作用させる（図 2.4 参照） [5, 6].

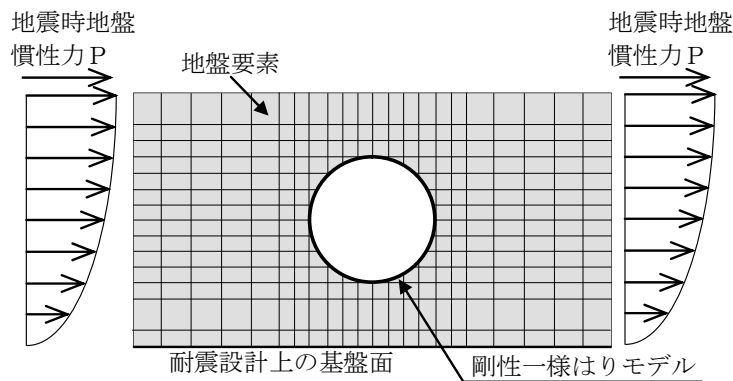


図 2.4: 応答震度法の場合の概念図

準静的解析の代わりに2次元FEM動的解析が使われる場合、周辺地盤は2次元平面ひずみ要素、構造物は梁要素でモデル化することを基本としている（図2.5参照）。周辺地盤の解析定数の内、剛性は地盤の非線形性を等価線形化法で考慮した自由地盤の動的解析の等価剛性、減衰定数は地盤の固有周期に着目して設定したレイリー減衰を用いてよいとしている。構造物と地盤の間の反力には制限を設け、せん断方向については、地盤の粘着力と内部摩擦角を考慮した上限値、直方向については、常時受働土圧を上限、0を下限（引張りは発生しない）とする場合もあるが、構造物にとって危険側にならないよう、慎重に設定することとしている。[5, 6].

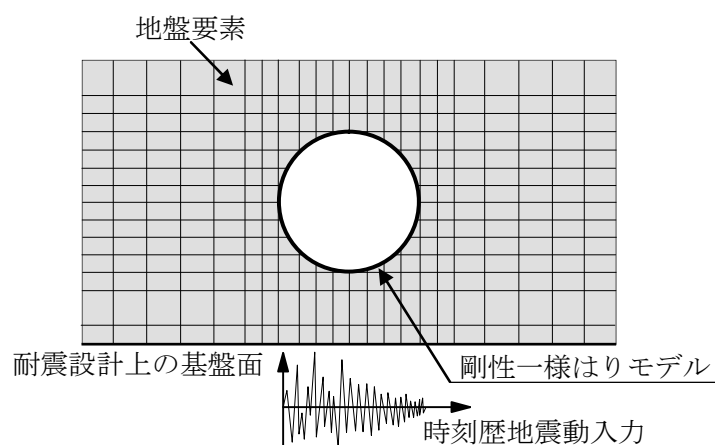


図 2.5: 2次元FEM動的解析の場合の概念図

2.2.2 縦断方向

トンネル構造物の縦断方向の耐震照査法としては、準静的解析法と動的解析法がある [16, 17, など]。前者では、まず、地震動による周辺地盤の振幅と波長を、周辺地盤の地震応答解析等によって算定する。次に、構造物-地盤系の構造解析モデルとして、トンネル構造物をばねで支持された梁要素でモデル化する。ばね先に算定された地盤変位を与え、トンネル構造物の地震応答を計算する [18]。梁要素を支持するばねの算定方法としては、構造物と地盤を有限要素でモデル化し、構造物部分に単位荷重を与えたときの変位との関係から求める方法などがある [19]。その際、周辺地盤の剛性については、地盤の非線形性を考慮した周辺地盤の地震応答解析の等価剛性を用いる。後者では、前者と同様な構造解析モデルのばね先に、周辺地盤の地震応答解析で算定された動的変位を与え、トンネル構造物の地震応答を計算する方法等がある (図 2.6 参照)。

トンネル構造物の解析モデルでは、解析定数は、縦断方向の剛性を適切に再現できるように定めることが重要である。開削トンネルと沈埋トンネルの場合、一般部、継手部 (構造目地部) とも、断面、配筋、構造等を考慮して定めた軸剛性と曲げ剛性が用いられる。シールドトンネルの場合、軸方向の引張りに対してはリング間継手のみで抵抗するとして算出した、等価軸剛性と等価曲げ剛性 [20] を用いる (図 2.7 参照)。

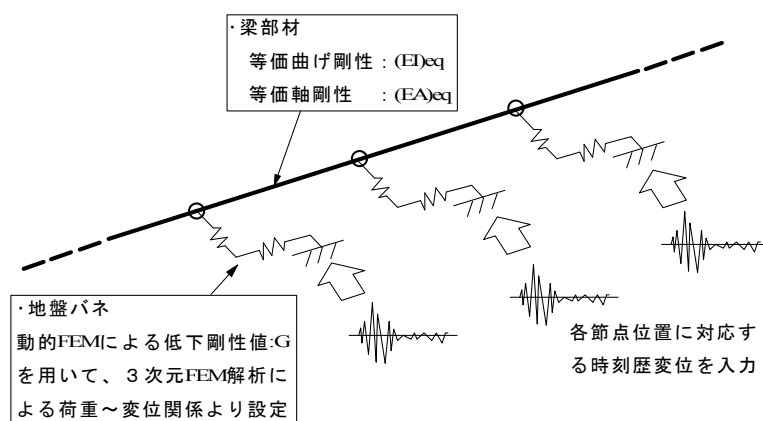


図 2.6: 縦断方向動的解析 (一例) の概念図

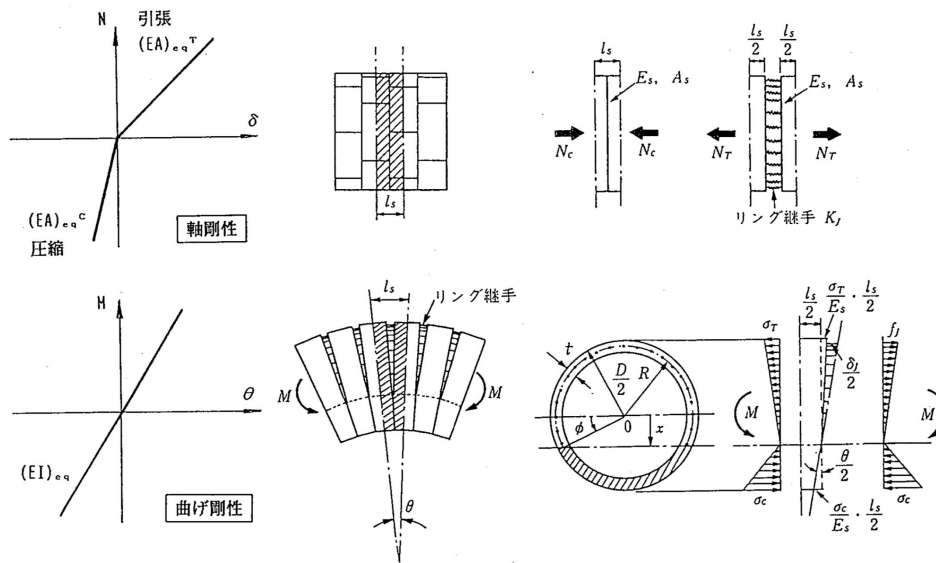


図 2.7: 等価剛性の算出概念図

2.2.3 開削トンネル

開削トンネルに対する耐震照査のフローを図 2.8 に示す。周辺地盤の安定性判定、および横断方向の耐震照査は必須である。地盤や構造物が縦断方向に著しく変化している場合、縦断方向の耐震照査も加わる。常時の荷重条件に対する設計条件で設定された構造諸元（配筋、材料強度、断面寸法等）を使った解析モデルに対して、耐震性の照査を行う。安全性が確保されない場合、構造諸元の見直しを行い、改めて耐震照査を行う。諸元の見直しと照査は安全性が確保されるまで繰り返される。

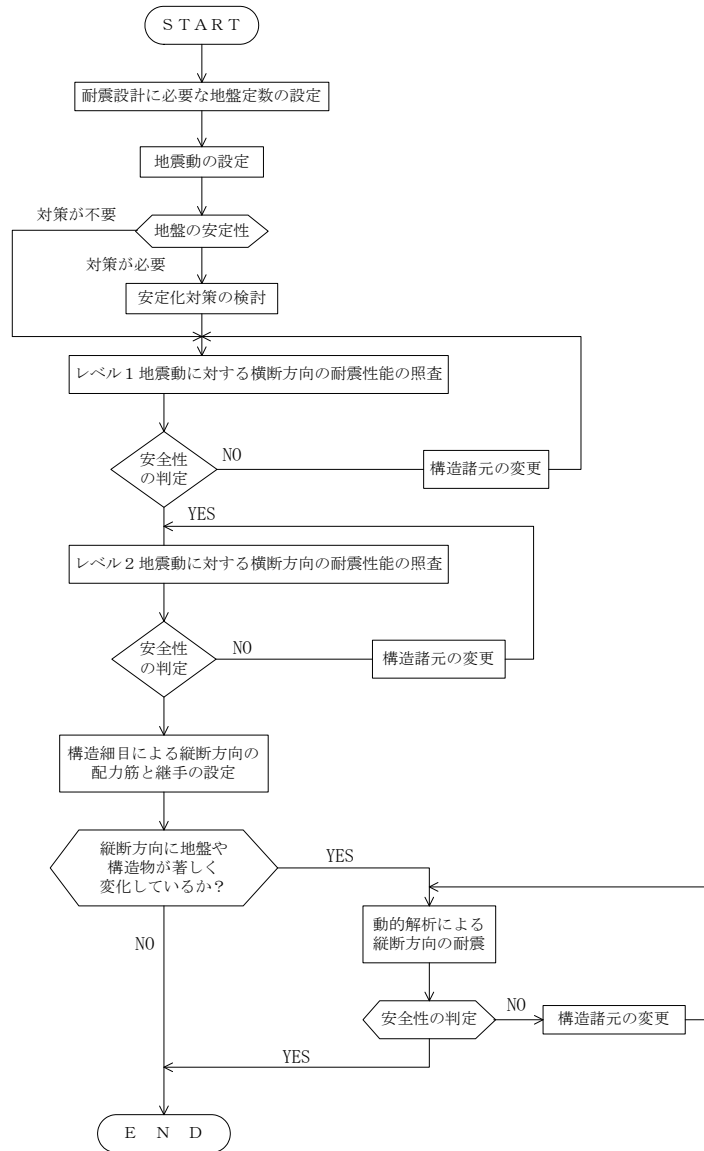


図 2.8: 開削トンネルの耐震照査フロー図

図 2.9 に横断方向の耐震照査のフローを示す。応答変位法を用いた 2 次元の準静的解析を行い、以下の条件が満足されることを確認する。条件が満足されない場合は、構造諸元の見直しと解析を繰り返す。

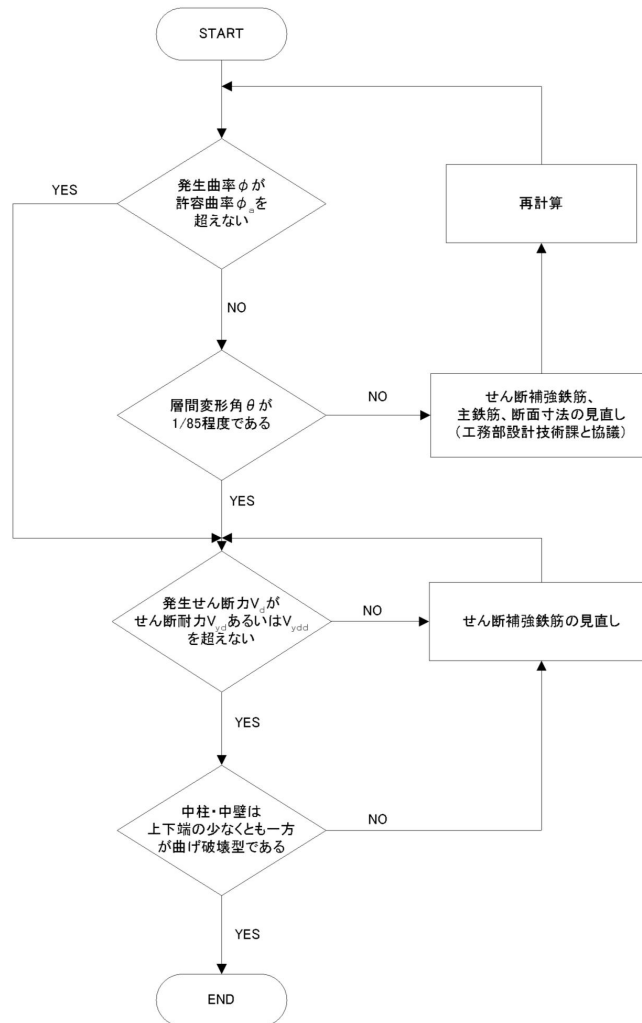


図 2.9: 開削トンネルの横断方向の耐震照査フロー図

1. すべての部材の曲率が許容曲率（式 (1)）以下，もしくは層間変形角（トンネルの各層，例えば上床版～中床版の水平方向相対変位/各層の距離）が1/85 以下であること.

$$\phi_a = \phi_y + (\phi_u - \phi_y)/\alpha. \quad (1)$$

ここに,

ϕ_a : 許容曲率

ϕ_y : 降伏曲率

ϕ_u : 終局曲率

α : 安全係数 (タイプⅠ: 3.0, タイプⅡ: 1.5)

2. すべての部材において, 発生せん断力がせん断耐力を超えないこと.
3. 中柱と中壁は, 上下端の少なくとも一方が曲げ破壊型である (式(2)を満足する) こと.

$$M_d/M_u > V_d/V_s. \quad (2)$$

ここに,

M_d : 発生曲げモーメント

M_u : 終局曲げモーメント

V_d : 発生せん断力

V_s : せん断耐力

縦断方向の耐震照査においては, 動的解析により得られた最大曲率, 最大断面力, 最大変形角, 継手の断面力, 目開き量等の照査を行う。

2.2.4 シールドトンネル

図 2.10 にシールドトンネルの耐震照査のフローを示す。周辺地盤の安定性判定, 横断方向および縦断方向の耐震照査を行う。常時の設計条件で設定した構造諸元に対して耐震性の照査を行い, 安全性が確保されない場合は, 構造諸元の見直しと耐震性照査を, 安全性が確保されるまで繰返し行う。

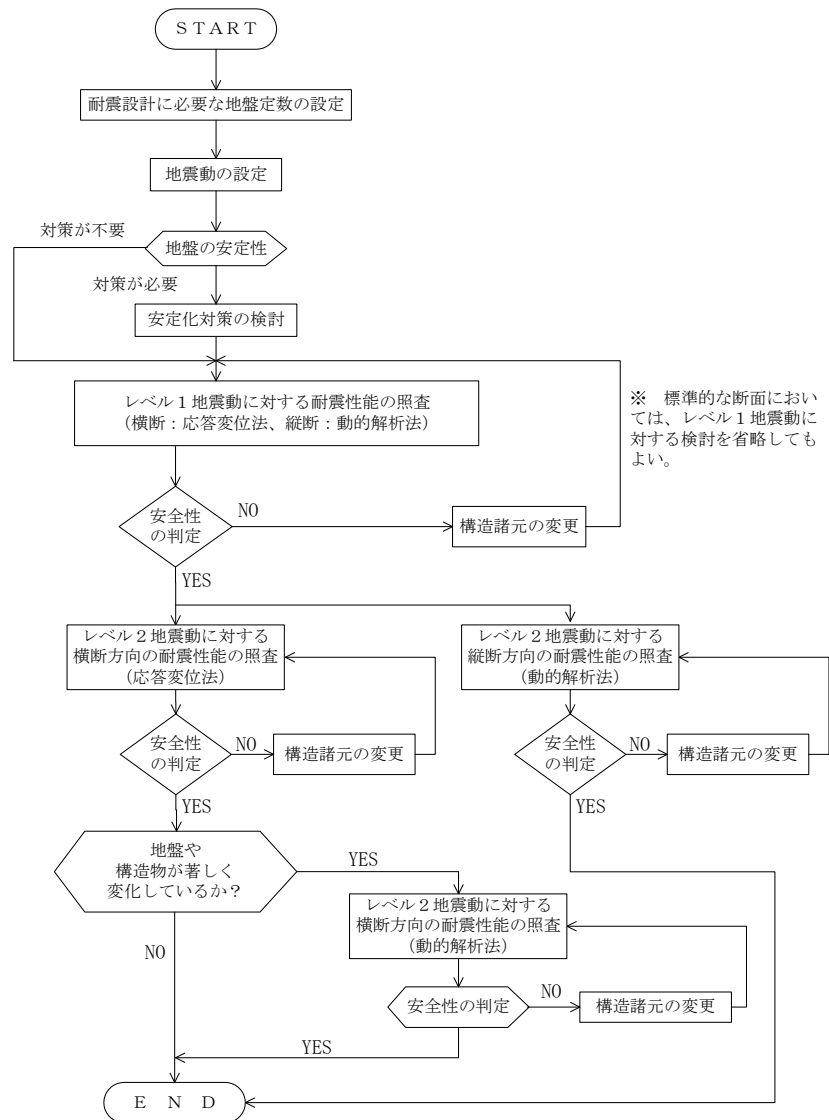


図 2.10: シールドトンネルの耐震照査フロー図（シールドトンネル）

横断方向の耐震性照査においては、前述の梁ばねモデルを用いた応答変位法による2次元の準静的解析を行い、表 2.1 に示す項目が許容値を超えないことを確認する。許容値を超過する項目がある場合、構造諸元の見直しと解析を繰り返す。

表 2.1: 横断方向の安全性・止水性の照査項目例

地震動レベル	安全性の照査方法		
	部 位	照査内容	許容値
レベル1 地震動	覆 工 本 体	曲げ・軸力に対する照査	○曲げ・軸力 : 降伏曲率
	セグメント 継手部	曲げ・軸力に対する照査	○曲げ・軸力 : 継手の降伏点
レベル2 地震動	覆 工 本 体	曲げ・軸力およびせん断に対する照査	○曲げ・軸力 : 許容曲率 ○本体せん断 : せん断耐力
	セグメント 継手部	曲げ・軸力およびせん断に対する照査	○継手目開き量: 許容目開き量 ○継手せん断 : せん断耐力
	リング 継手部	せん断に対する照査	○継手せん断 : せん断耐力

シールドトンネルの横断方向の耐震照査の特徴を以下に整理する。

1. レベル1地震動では、地震後に常時性能を満足する必要があること、地震の作用は短期的であることの2点が重要である。曲げ・軸力に対する照査においては、セグメント本体、セグメント継手部とも原則として鋼材の降伏点までを許容値としている。せん断に対する照査においては、レベル1地震動とレベル2地震動に対する許容値が同等であることから、レベル2地震動で照査することとしている。
2. レベル2地震動では、地震直後にも緊急車両が通行可能で、必要内空断面を確保したうえで補修・補強により建設当初の機能回復を図るという観点から、曲げ・軸力の照査においては許容曲率、せん断の照査においてはせん断耐力、目開きの照査においては許容目開き量を許容値としている。
3. セグメント本体部は、曲げ・軸力とせん断に対する照査に区分される。曲げ・軸力に対する照査は部材の曲率に着目することとする。鉄筋コンクリート製セグメント本体部の場合、部材の降伏を許容し、部材が終局に至らない状態として、部材の発生曲率が式(1)に示す許容曲率以下であることを確認する。鉄鋼製セグメント本体部の場合、薄肉構造の鋼部材を有することから、局所的な座屈が発生した場合には、部材が急激に耐力を失い十分な変形性能を発揮できない可能性がある。鉄鋼製セグメントの局所的な座屈は、鋼材の降伏以降に発生するものと考え、鉄鋼製セグメントの許容曲率を降伏曲率とし、部材の発生曲率が降伏曲率以下であることを確認する。

ただし、円形構造のシールドトンネルでは、横断面にヒンジが存在しても、それが3箇所以内であれば安定を保つと考えられる。発生曲率が許容曲率を越えるとヒンジのような挙動を示すと考えられるが、そのような箇所が生じても、3箇所以内であれば許容することとしている。せん断に対する照査は、セグメント本体において、発生せん断力がせん断耐力を超えないことを確認する。

4. セグメント継手部は、主に、曲げ・軸力に対する照査が中心である。この照査では、目開き量に着目することとし、継手部に発生する目開き量が、許容目開き量以下であることを確認する。許容目開き量は、止水性能が確保される目開き量としている。止水性能は、一般的にシールド材の仕様で規定され、許容目開き量は2~3 mm程度（残留値）と設定することが多い。

縦断方向の耐震照査は、動的解析法により行うことを基本としている。動的解析により得られた応答値が、表 2.2 に示す照査項目において、許容値を越えないことを確認する。

表 2.2: 縦断方向の安全性・止水性の照査項目例

地震動レベル	加振方向	安全性の照査方法		
		部位	照査内容	許容値
レベル1 地震動	軸方向	継手部	軸引張力 P_i による継手1箇所当たりの応力度 σ_i に対する照査	○継手部材: 降伏耐力(引張)
	軸直角方向	継手部	水平面内曲げモーメントにより最外縁継手に発生する引張力 P_M による応力度 σ_M に対する照査	○継手部材: 降伏耐力(引張)
レベル2 地震動	軸方向	覆工本体	軸圧縮力 N_c に対する照査	○終局耐力(圧縮)
		継手部	継手1箇所当たりの軸引張力 N_t に対する照査	○継手部材: 終局耐力(引張) ○止水性: 許容目開き量
	軸直角方向	継手部	水平面内曲げモーメントにより最外縁継手に発生する引張力 P_M および残留目開き量に対する照査	○継手部材: 終局耐力(曲げ) ○止水性: 許容目開き量
			せん断力 S に対する照査	○せん断耐力

シールドトンネルの縦断方向の耐震照査の特徴を以下に整理する。

1. レベル1地震動では、地震後に常時性能を満足する必要があること、地震の作用は短期的であることを勘案する。曲げ・軸力に対する照査においては、もっとも厳しくなるセグメント継手部の引張りに着目し、原則として鋼材の降伏点までを許容値としている。せん断に対する照査は、レベル1地震動とレベル2地震動に対する許容値が同等であることから、レベル2地震動で照査することとしている。

2. レベル2地震動では，地震直後にも緊急車両が通行可能で，必要内空断面を確保したうえで補修・補強により建設当初の機能回復を図るという観点から，継手部の引張・曲げ耐力，許容目開き量，せん断耐力を許容値としている。

2.3 分合流部の設計

分合流部の本線ーランプトンネル一体構造部は明確に区別された施工ステップを経て構築される。具体的には、シールドトンネル（鋼製セグメント）の構築，シールドトンネル側部の掘削，RC 躯体の構築，鋼製セグメントの一部撤去，埋戻し，という施工ステップで，荷重状態，支持状態，および構造系が経時的に変化する。なお，先行施工ステップの間に受けた荷重履歴の影響により，各施工ステップの本線ーランプトンネル一体構造部には施工ステップ特有の先行応力が働いている。したがって，完成形の解析のみで設計を行うと危険側になることが多い。

開削切開き部における施工ステップの例を図 2.11 に示す。STEP3 においては，RC 躯体構築のため，内回りおよび外回りシールド間を掘削する際，シールド周辺的作用土圧のバランスが崩れ，また，部分的にシールド周辺の地盤拘束が解放され，シールドが開削部の方向に引張られるような変形が起こり，変形に伴いシールド躯体の応力が増大する。また，この変形を抑制するために，シールド内には予め仮設支保工を設置しておくが，仮設支持点周辺のシールド躯体においても応力が増大する。STEP4 において構築した上床版，および上床版と剛結されるシールド躯体周辺は，STEP5 以降の掘削に伴う両シールドの変位や変形を拘束し，荷重履歴を受ける。STEP13, 14, 16 における仮設支保工や鋼製セグメントの一部撤去時には，支持状態の変化に伴い，新たな支持部の荷重分担が増大する。さらに，完成後には，乾燥収縮や曲げひび割れに伴うクリープにより，RC 躯体の剛性が低下し，シールド躯体の荷重分担が増大する [7, 8]。

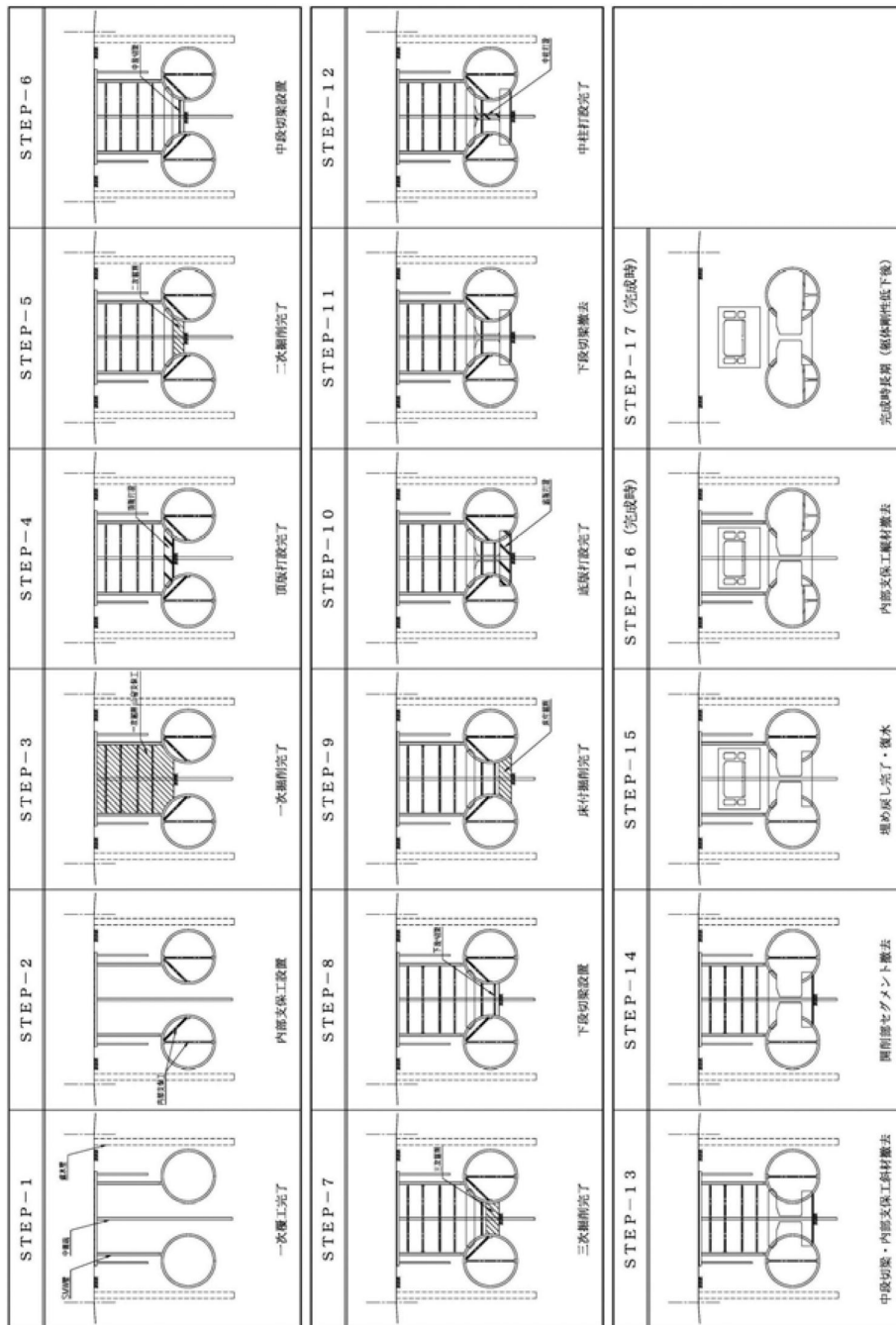


図 2.11: 切開き部施工ステップの例

分合流部の本線ーランプトンネル一体構造の構築においては、各施工ステップでの荷重履歴の影響を考慮するため、施工ステップを再現した解析を行う。各施工ステップで作用させる荷重は、先行施工ステップからの荷重の増減とする。部材の撤去に伴う荷重は断面力を使って表す。具体的には、撤去前のステップにおける当該部材の断面力を、打消す向きと大きさの断面力を使う。

分合流部の本線ーランプトンネル一体構造の解析モデルの構築には、複雑な構造形式に注意すると同様、各施工ステップでの構造形式にも配慮する必要がある。本線ーランプトンネル一体構造は、剛性が比較的小さい鋼製セグメントと、剛性が比較的大きいRC躯体の2つが一体化されている。鋼製セグメントの継手とRC躯体との横断面内における相対位置は、鋼製セグメントの断面力分布に大きく影響するが、本線とRC躯体の縦断線形の違いから、この相対位置も縦断方向で変化する。また、ローリングによる施工誤差等も実施工では生じる。鋼製セグメントを梁ーばね要素でモデル化する場合、鋼製セグメントの継手とRC躯体との横断面内における相対位置を正確に再現することは困難である。RC躯体を梁要素でモデル化する場合、鋼製セグメントとRC躯体の剛性に大きな差があるため、接合構造付近における鋼製セグメントの断面力が適切に表現できない。以上の2つのモデル化の問題を踏まえ、本線ーランプトンネル一体構造の鋼製セグメントの断面力を算定する解析では、鋼製セグメントを一様剛性の梁、RC躯体をソリッド要素でモデル化する。一様剛性の梁では、セグメント継手によるリング剛性の低下および鋼製セグメントの断面力増加が考慮されている。一方、RC躯体は、鋼製セグメントに比べ剛性が大きいことから、選択された解析モデルによる断面力はさほど大きく変わらない。RC躯体の断面力算出の解析では、実務設計における煩雑さを低減するため、鋼製セグメントはセグメント構築時と同様の一様剛性の梁を使うものの、RC躯体は簡単な梁要素でモデル化する。

大型道路トンネルの鋼製セグメントとRC躯体の接合構造は特殊である。同様な構造として地下鉄の駅舎等がある。しかし、前述のように、道路の分合流部では、接合構造付近に柱を設けられない区間があり、躯体に伝達される荷重が大きいという特徴がある。このため、道路トンネルに対するシールド切開き構造の実用化にあたり、確実な応力伝達を目的とし、施工性も配慮した実験等によって適切な接合構造の検討を行った。検討の結果、施工性、経済性を総合的に考慮し、鋼製セグメントの縦リブの一部をシアコネクタとして利用するとともに、耐力が不足する場合はスタッド溶植を追加する構造を選定した。シアコネクタとスタッドジベルを組合わせて荷重を伝達する機構は十分解明されていないため、当該実験結果から荷重伝達力の算出方法、およびスタッドの仕様等を設定した。

2.3.1 実験による過去の検討

実験は、主桁形状を直線とし、軸力の伝達機構、ならびにせん断力・曲げモーメントの伝達機構に着目した要素実験と、実構造の形状等を忠実に再現した実証実験の2つが行われている [21]。実験に使われる供試体でも、接合部には軸力と曲げモーメント・せん断力が作用するが、この内、軸力が特に重要である。実験の供試体では、シールドトンネルの施

工時荷重から決定される主桁の縦リブを一部残置し，縦リブにシアコネクタとしての機能を持たせる工夫がなされている．この工夫により，軸力に対応した応力伝達が図られている（図 1.5 参照）．

軸力の確実な応力伝達のためにはシアコネクタの設計が重要である．設計手法としては，既往の形鋼シアコネクタの設計手法である「鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案) [22]」（以下，指針案とする）があるが，指針案におけるせん断伝達耐力は，図 2.12 に示す 1 面せん断実験の研究成果等に基づいて規定されたものである．これは，鋼コンクリート合成構造部材の鋼板とコンクリートの一体性の確保に着目しており，シアコネクタが図 2.12 の奥行方向に連続する，という構造を対象としている．したがって，指針案のシアコネクタに作用するせん断力は，部材に作用する曲げモーメントの変化に基づいて発生する鋼材軸力の変動分となる．シールド切開き構造の接合構造で伝達する軸力と比較すると，この鋼材軸力の変動分は小さな値である．また，指針案のシアコネクタは，2 次元的な荷重状態を対象としているのに対し，シールド切開き施工の構造では，主桁間隔が 1 m 程度であるため，図 2.13 に示すような 3 次元的な軸力の伝達が考えられる．以上の 2 点より，シールド切開き工法で構築される接合構造のシアコネクタは，指針案で扱うシアコネクタと応力伝達機構が異なると考えられる．このため，実構造物に即した形状（ただし，主桁形状は直線とした），作用荷重，境界条件を考慮した要素実験を行い，せん断伝達耐力に関する検討が行われている．

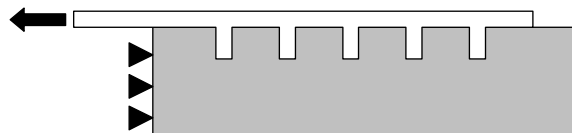


図 2.12: 1 面せん断試験の概念図

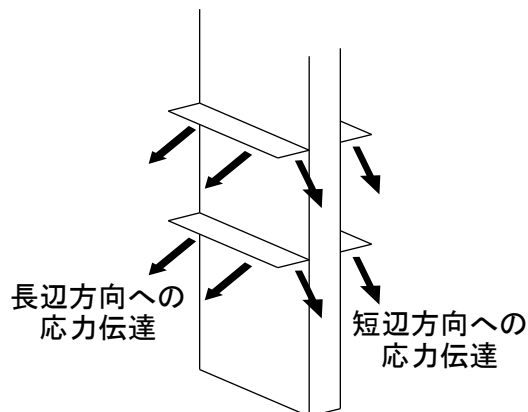


図 2.13: 鋼製セグメントと RC 躯体の接合構造における軸力伝達概念図

軸力以外の接合構造に作用する荷重は、曲げモーメント・せん断力である。接合構造の破壊形態としては、支圧破壊、割裂破壊、水平押し抜き破壊（図 2.14）の 3 つが考えられるが、この破壊形態は、曲げモーメント・せん断力による。軸力に関する応力伝達にシアコネクタが使われたことになって、曲げモーメント・せん断力に関する応力伝達のために、支圧板（主桁フランジ等）と補強鉄筋を利用した。支圧板と補強鉄筋の設計が具体的な課題であった。

支圧破壊に対する設計手法としては、類似の接合構造である、杭基礎とフーチングの接合部や、鉄道構造物設計標準に示される鋼角ストッパーの設計方法を利用することが考えられる。しかし、どちらも鋼材を剛体と仮定しているため、主桁の曲げ変形が無視できない場合には、不相当である可能性がある。このため、3次元 FEM 解析と要素実験により、発生支圧応力度の算定に用いる推定式の適用可能性が検討されている。

割裂破壊に対する設計手法としては、参考とするのに適当な設計手法や事例がなかった。本線ーランプトンネル一体構造の接合部では、せん断力と曲げモーメントが主桁から直接作用することにより、主桁前面のかぶりコンクリートに割裂破壊が発生するからである。このため、割裂の原因となる荷重の影響範囲や、破壊形態について、要素実験による確認が行われた。

水平押し抜き破壊に対する設計手法に関しては、支圧破壊に対する設計手法と同様、類似の接合構造である、杭基礎とフーチングの接合部や、鉄道構造物設計標準に示される鋼角ストッパーの設計方法が利用できる。しかし、このような構造物では、鋼材の埋込み長がコンクリートの厚さに比べて短いことから、せん断のみで抵抗する評価式となっている。埋込み長がコンクリート躯体の全厚にわたる接合構造では、せん断以外の曲げモーメントの影響も無視できない。また、破壊形態が異なることが予想される。このため、割裂

破壊と同様，要素実験による確認が行われた。

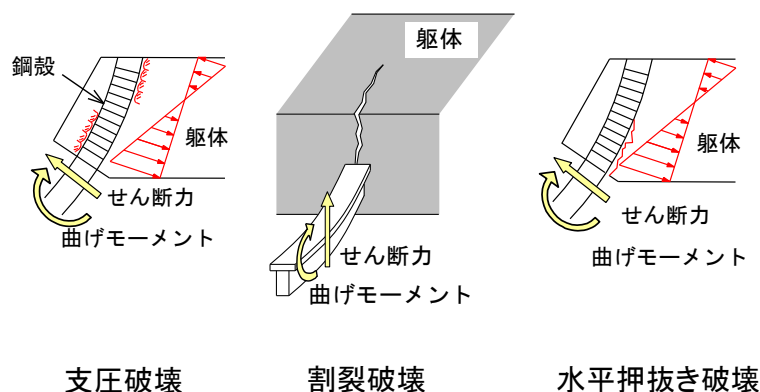


図 2.14: 鋼製セグメントと RC 躯体の接合構造における破壊形態

軸力に関する応力伝達に関する実験は，図 2.15 に示す荷重方法と供試体を用いて行われている。供試体寸法は実構造物の 1/2 である。シアコネクタとして機能する縦リブについては，標準間隔はシールドトンネルの設計から決まる 360～550mm を考慮して 360mm とされている。高さは施工性から 100mm と定められている。実験結果では，縦リブ間隔を小さくした供試体 (P2) については，シアコネクタの先端を繋ぐ直線的なひび割れがコンクリートに発生し，標準間隔の供試体 (P1) よりも耐荷力が低下した。また，スタッドを追加 (P3, P4) することで，耐荷力が向上すること，および主桁の短辺側に設置したスタッドの方が，長辺側に設置したスタッドよりも有効であることが確認された。

上記の実験結果から，シアコネクタの間隔は標準とし，シアコネクタの設置区間長により必要なせん断伝達力を確保することとされた。シアコネクタによるせん断伝達力が不足する場合は，主桁短辺にスタッドを設置し，さらにせん断伝達力が不足する場合は，主桁長辺にスタッドを設置することとされた。また，実験結果を踏まえた指針案の係数の見直しにより，切開き部の接合構造の設計で用いる許容せん断伝達耐力の算定式の提案がなされた。

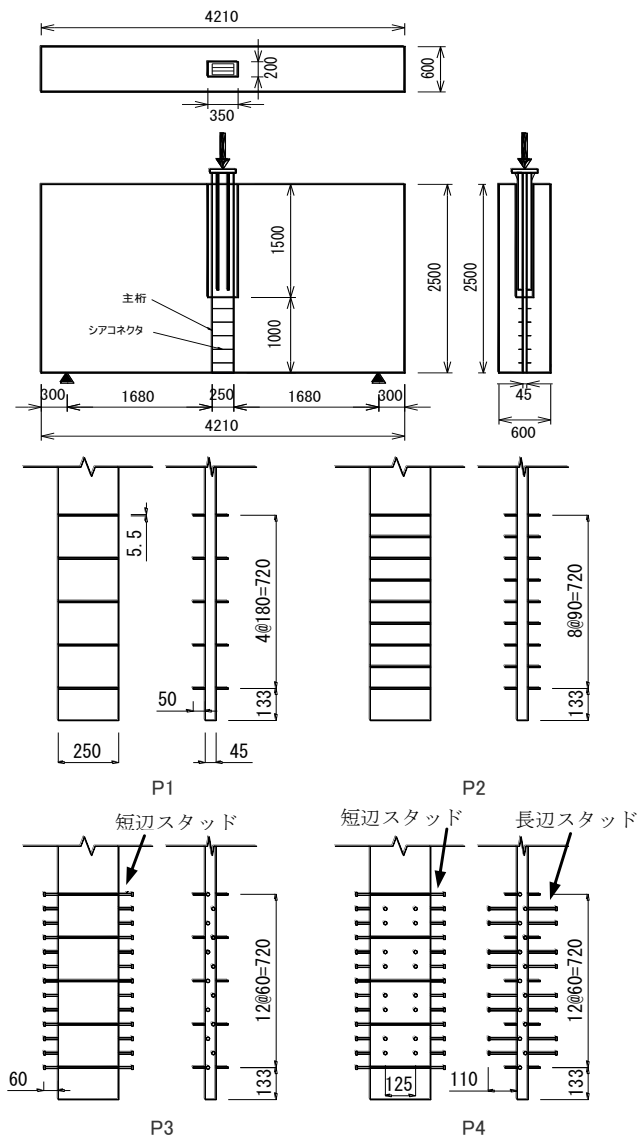


図 2.15: 軸力伝達に関する実験の荷重方法と供試体

曲げモーメント・せん断力に関する応力伝達に関する実験は、図 2.16 に示す荷重方法、供試体を用いて行われている。供試体寸法は、軸力の伝達に関する実験と同様に、実構造物の 1/2 とされている。実験結果から、曲げモーメントとせん断力の作用に対して、引張り側は U 字補強鉄筋、圧縮側は主桁先端のコンクリートが抵抗することが確認された。供試体の軟化現象は U 字補強鉄筋の降伏によって生じることも確認された。最終的な破壊形態は水平押抜き破壊であった。

支圧破壊については、3次元 FEM 解析結果から定めた、発生支圧応力度の算定に用いる推定式が実験結果とよく一致し、同式による支圧板に作用する支圧応力の推定が可能であることが確認されている。同式を用いて、支圧板の照査が行われている。割裂破壊につ

いては、水平押抜きに対する補強鉄筋（U字補強鉄筋）が配置されていれば、割裂は支配的な破壊形態とはならないことが確認された。常時の設計荷重レベルに着目し、実験結果の配力筋のひずみを参考に割裂に抵抗する範囲を設定し、割裂防止鉄筋の必要な鉄筋量が算定された。水平押抜き破壊については、実験における破壊形態を踏まえ、U字補強鉄筋を引張り部材、主桁フランジ幅のコンクリートを圧縮部材としたRC断面として設計すれば、最大荷重を安全側に評価できることが確認された。

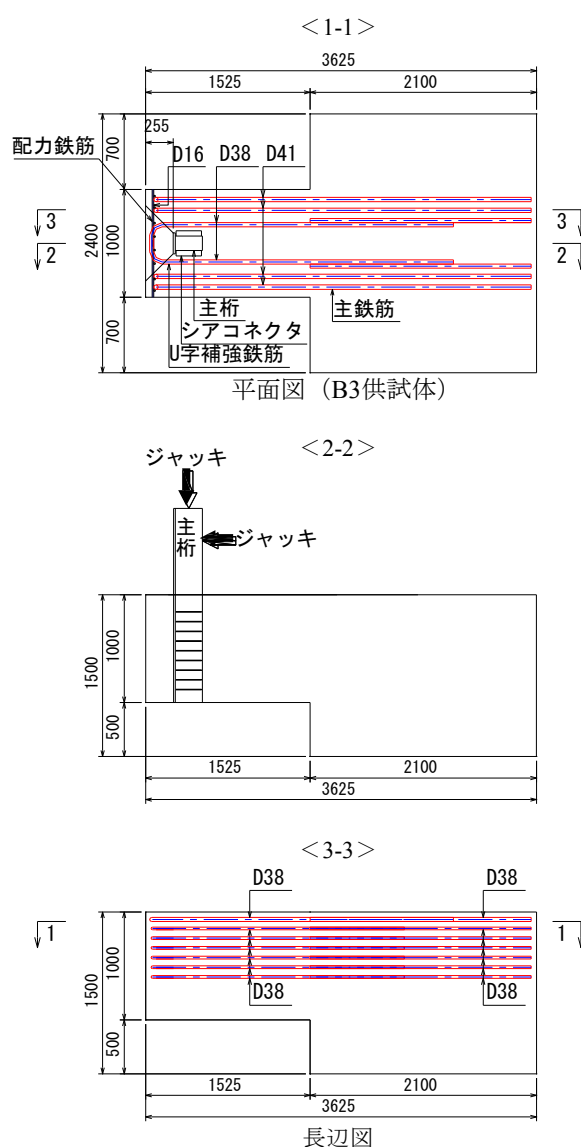


図 2.16: 曲げとせん断の伝達に関する実験の荷重方法と供試体

軸力と曲げモーメント・せん断力に対する要素実験の結果を踏まえ、実証実験が行われた。この実証実験では、実構造物に作用する曲げモーメントとせん断力の作用と主桁が曲線形状であることに着目し、接合構造を忠実に再現した図 2.17 に示す荷重方法と供試

体が用いられている。供試体寸法は，要素実験と同様に，実構造物の1/2とされた。実験結果より，常時の荷重に対する応答は許容値以下であること，許容押抜き耐力に対して十分な安全率が確保されていることが確認された [21]。

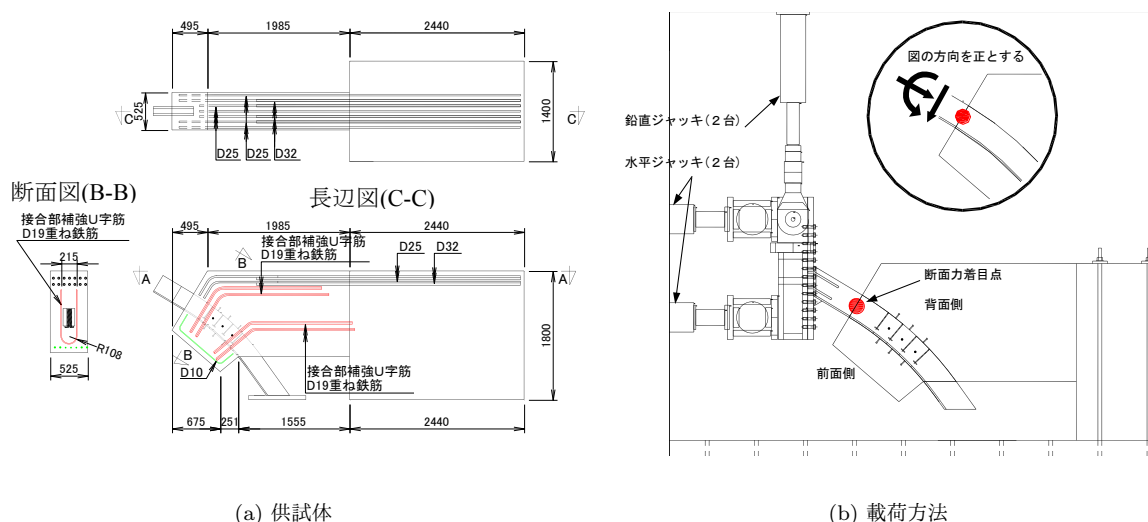


図 2.17: 実証実験の載荷方法と供試体

2.3.2 分合流部の耐震照査の課題

既に説明したが，首都高速道路では，トンネル構造物に対して，耐震設計上の基盤内に構築されるものについては，地震に対して安全性が高く，耐震照査を省略できることとしている (2.2 参照)。山手トンネルの分合流部は，基本的に耐震設計上の基盤内に構築されている。しかし，RC 躯体の一部が基盤面の外に出る範囲については，耐震照査を行っている。首都高速道路の設計技術資料によると，この耐震照査では，2次元準静的 FEM を用いた応答震度法により照査が行われている。分合流部の本線ーランプトンネル一体構造の複雑な構造形式のため，地盤ばねの設定が難しく，応答変位法は適用が困難なためである。また，耐震照査は横断方向のみに対して行われており，縦断方向については行われていない。その理由としては以下が考えられる。

本線トンネルから地上にアクセスするランプトンネルの縦断勾配のために，ランプトンネルと本線トンネルの相対高さが縦断方向で変化し，本線トンネル，ランプトンネル，およびそれらの接合構造で構成される断面形状が縦断方向で変わる。これは3次的に複雑な形状の構造形式である。この構造形式の地震応答を解析できる手法はない。

建設当時は、躯体の大部分が硬質地盤内に構築され耐震性が高いことを考慮して、耐震照査は横断方向のみに対して行い、縦断方向については地層構造変化部や構造変化部に構造目地を設置することにとどめている。

3次元的に複雑な形状の構造形式を持つ構造物の地震応答も、3次元的であり、横断方向と縦断方向を分離することで可能となる2次元解析には馴染まない。大胆な仮定を設けた2次元解析を行っても、また、梁のような単純なモデルを用いて3次元解析を行っても、解析結果の信頼度は決して高いものではない。このため、山手トンネルに対しては、上述の綿密な要素実験と実証実験が使われているのである。

代替となる解析手法は、3次元的に複雑な構造形式を持つ構造物の精緻な解析モデルを使った3次元解析である。しかし、地表付近のランプトンネルと本線トンネルを接続する分合流部、および分合流部が影響する範囲を含めて延長約700 mにおよぶ本線トンネルに対し、精緻な解析モデルの構築は難しく、それ以上に計算負荷が膨大となることが予想される。実構造を考慮すると解析規模が大きすぎ、建設当時では計算機の能力的に実施が困難であった。

既に説明しているが、分合流部の本線ーランプトンネル一体構造は、基本的には硬質地盤内に構築されているものの、硬質地盤から出て軟弱な表層を通過し地上まで達しているランプトンネルが接合されていることから、実際は、軟弱な表層内のランプトンネルの大きい地震応答が本線ーランプトンネル一体構造に伝わると考えられる。このようなランプトンネルの影響に対して本線ーランプトンネル一体構造の耐震照査を行うためには、やはり、地表付近のランプトンネルから本線との分合流部、およびその影響範囲を含めた本線トンネルの挙動を考慮することは避けて通れない。特に本線ーランプトンネル一体構造に関しては、応力伝達が重要な機能であるから、各部材の安全性を評価可能な精度で応力等を算出することが必須となる。

3 耐震照査のための解析手法

3.1 2次元地震応答解析の限界

本来、実際の構造物は3次元構造であり、周辺地盤の地震時挙動も3次元的であるため、耐震照査においては、3次元の挙動を考慮すべきである。しかし、現時点においては、全ての構造物の耐震照査に3次元解析を行うことは計算に多くのコストや時間を要し、現実的ではない。このため、実務設計では、実構造物のある平面（必要に応じ複数）に着目した2次元のモデルを用いて、着目平面内の部材断面力を求め、部材断面内の平面保持を仮定して発生応力等を評価するという2次元解析が行われることが多い。

2次元解析では、着目平面内の発生応力が最も厳しくなる荷重状態を想定することが重要である。このような荷重を想定し、実構造物の挙動を安全側に評価することができる場合、簡便に構造物の耐震照査を行うことができるからである。例えば、均質な地盤内に構築された等断面の道路トンネルは、横断方向の断面（横断面）と縦断方向の断面（縦断面）の二つの断面に着目して、それぞれ独立した耐震照査を行うのが通常である [2, 3]。耐震照査の基本的な考えは次のように整理される。

1. 横断面においては、深さ方向の地盤の相対変位に起因して、横断面内のせん断変形が生じ、応力が発生する。深さ方向の地盤の相対変位には、自由地盤の地震時応答解析結果の最大値を用いる。実際の地震動はトンネルに対して様々な角度を持つが、構造物にとって最も厳しい荷重状態としてはトンネル軸に直角に地震動が入力し、せん断変形を起こす上記の設定を行う。このせん断変形に対する安全性の検証が横断面の耐震照査の要諦である。
2. 縦断面においては、地震波の位相差等により生じる縦断方向の地盤の相対変位に起因して、縦断面内の軸方向変位、曲げが生じ、応力が発生する。しかし、均質な地盤内に構築された等断面の道路トンネルでは、横断面内の変形が卓越し、縦断面内の変形は一般的に無視できる。このため縦断面の耐震照査は原則として行われない。

横断面と縦断面の地震挙動は、模型実験等によって確認されている [18, 23, など]。したがって、上記の横断面と縦断面の耐震照査の考えは合理的である。

上記のような単純なトンネル構造と異なり、分合流部の本線ーランプトンネル一体構造では、ランプトンネルの縦断勾配のために、本線トンネルとランプトンネルの相対高さがトンネル軸方向で変わり、断面形状が複雑に変化する。3次元的に複雑な形状を持つ構造形式であるため、応力状態は3次元的である。したがって、2次元平面歪状態や2次元面外せん断変形状態のような2次元状態を組み合わせた解析では不十分である。また、本

線トンネルと分合流部が基本的に硬質地盤内に構築されているのに対し、ランプトンネルは硬質地盤を出て地表付近の軟弱な地盤内に構築されているため、本線トンネルにつながった側の本線ーランプトンネル一体構造は拘束されたまま、ランプトンネルに接続された側の本線ーランプトンネル一体構造が大きな変位を受ける可能性がある。この荷重は、本線ーランプトンネル一体構造に曲げや捻じれなど3次元的に複雑な挙動を引き起こすと考えられる。以上、3次元的に複雑な形状を持つ構造形式であり、地震時には3次元的な挙動を引き起こす荷重を受ける本線ーランプトンネル一体構造に対しては、通常のトンネル構造のような、横断面と縦断面に着目してそれぞれ独立の2次元解析を行い、2次元応答の重ね合わせで応力を評価する、という方法を使った耐震照査は困難であると考えられる。

入力地震動についても、2次元解析では、位相差、入射角度および3次元の振動を考慮することができない。トンネルのような線状の構造における実現象では、震源からの距離の違い等により、道路軸方向で入力地震動の位相差が生じる。2次元解析では、照査対象の断面が道路軸方向に連続しており、位相差のない地震波が全長にわたり一様に入力される状況のみが再現可能である。均質な地盤中の断面変化のないトンネル構造物の場合、一様入力の方が構造物の変形が大きくなり安全側の照査となる（逆に言えば、位相差を考慮することで、より合理的な設計とすることができる可能性がある）。しかし、地盤条件や断面が変化する場合等では、位相差を考慮した方が構造物の地震応答が大きくなる可能性もある。この可能性は2次元解析では検討することができない。

特にトンネル構造のような長大な構造物の場合、地震波の入射角の設定も重要である。地震波の入射角度についても、実際には様々な方向からの入射が想定されるのに対し、2次元解析ではトンネル軸直角方向ないしトンネル軸方向の入射角度以外は扱えない。なお、任意の入射角度の地震波は、トンネル軸直角方向とトンネル軸方向に分解することができるので、均質な地盤中の断面変化のないトンネル構造物の場合、2次元解析を使っても入射角による構造物の応答の差を解析することは原理的には可能である。しかし、このような解析が適用できるのは限定的である。さらに、震源を想定し、実際に発生し得る地震動と入射角度を設定することで、より合理的な設計とすることができる可能性がある。また反対に、地盤条件や断面が変化する場合等では、斜め入射の方が構造物の地震応答が大きくなる可能性もある。いずれにせよ2次元解析では照査することができない。

実際には3次元的な地震応答を示す実トンネル構造に対し、ある平面に着目して2次元解析で耐震照査を行う場合、安全側の設定を行うことで2次元解析の限界を超えようとしてきた。過度に安全側になる可能性はあるものの、単純な地盤の単純なトンネル構造の場合、概ね、このような2次元解析を使った耐震照査は有効であった。しかし、複雑な地

盤に構築された複雑な形状のトンネル構造の場合、従来の設定を使った2次元解析が本当に安全側か否かは定かではない。実トンネル構造の地震応答が持つ3次元性は、構造物の幾何形状、周辺地盤、そして入力地震動によって変わるからである。耐震照査の方法として使われる、従来の安全側の設定を使った2次元解析が合理的であるとは考えることは難しい。

3.2 3次元解析の可能性

実務設計に用いられる動的解析は、小規模で比較的単純な構造検討に留まっている。その一方で、近年の解析技術の発展と計算環境の向上により、地下構造物の動的挙動把握を目的とした大規模3次元数値解析が行われるようになってきている。事例を挙げると、例えば、市村らは、10 km オーダーの都市全体の地盤を対象に3次元地震応答を計算し、これをもとに各領域の応答を高分解能で推定する階層型の解析を行っている [24, 25, 26, など]。また、本研究で評価を試みる山手トンネルの分合流部を有するランプトンネルについては、耐震照査のための手法として、建設時からトンネル全体系を対象とした3次元地震応答解析に着目し、その適用性等について研究が行われてきた [27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, など]。

一連の研究の中、山田らは、当該ランプトンネルを全て矩形としてモデル化し、全体系を対象とした3次元地震応答解析を行い、主にトンネル全体系の地震時応答と、応答が大きい地層境界付近のランプトンネルの地震時応答を検証している [36]。レベル2地震動を入力した場合、地層境界付近では、地震応答の3次元性が卓越し、トンネル躯体の横断面内変位分布が線形でなく、平面保持が成立しないことを示し、簡略な2次元モデルを使った地震応答の評価や断面力と断面強度を比較する評価には、精度の点で限界があることを指摘している。図 3.1 および図 3.2 に、地層境界付近のランプトンネルにおける、レベル2地震動をトンネル軸直角方向およびトンネル軸方向に入力した際の、軸方向変位の断面内分布を示す。

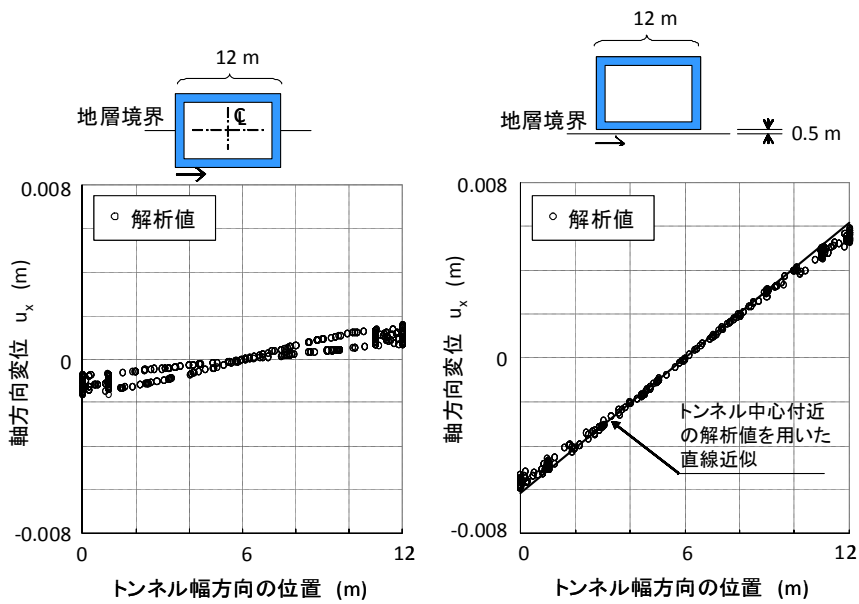


図 3.1: 断面内の軸方向変位分布 (レベル2地震動, トンネル軸直角方向入力時) (山田ら)

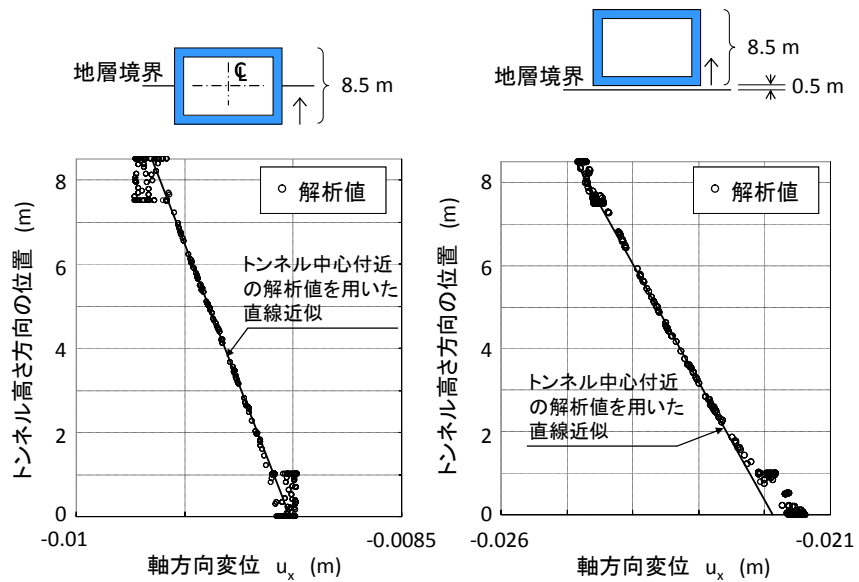


図 3.2: 断面内の軸方向変位分布 (レベル2地震動, トンネル軸方向入力時) (山田ら)

山田らの研究において、解析手法には、5.2に示す本研究と同様な大規模数値解析手法が用いられている。解析対象は、本研究と同一の山手トンネルのランプトンネルである。解析モデルを図3.3に示す。解析手法については、3.3に示す。解析定数を表3.1に示す。地盤の解析定数については、自由地盤の1次元非線形地震応答解析を行い、弾性係数にはその等価剛性が、レイリー減衰には収束した減衰定数が調整して用いられている（本研究もこの方法になって地盤の解析定数を設定する）。地震動の入力については、本研究と同様に、1次元非線形地震応答解析を用い、構造物の建設時に想定している耐震設計上の基盤面（本線トンネル下面より5 m下がった面）に入力した地震動をモデル底面に引戻し、モデル底面に地震動が入力されている。地震動は、レベル1およびレベル2タイプ2（内陸直下型）が用いられ、入力方向は、トンネル軸方向および軸直角方向とされている。このような解析により、構造物の任意の箇所について、応力や変位等の3次元の地震応答を計算できることが確認されている。

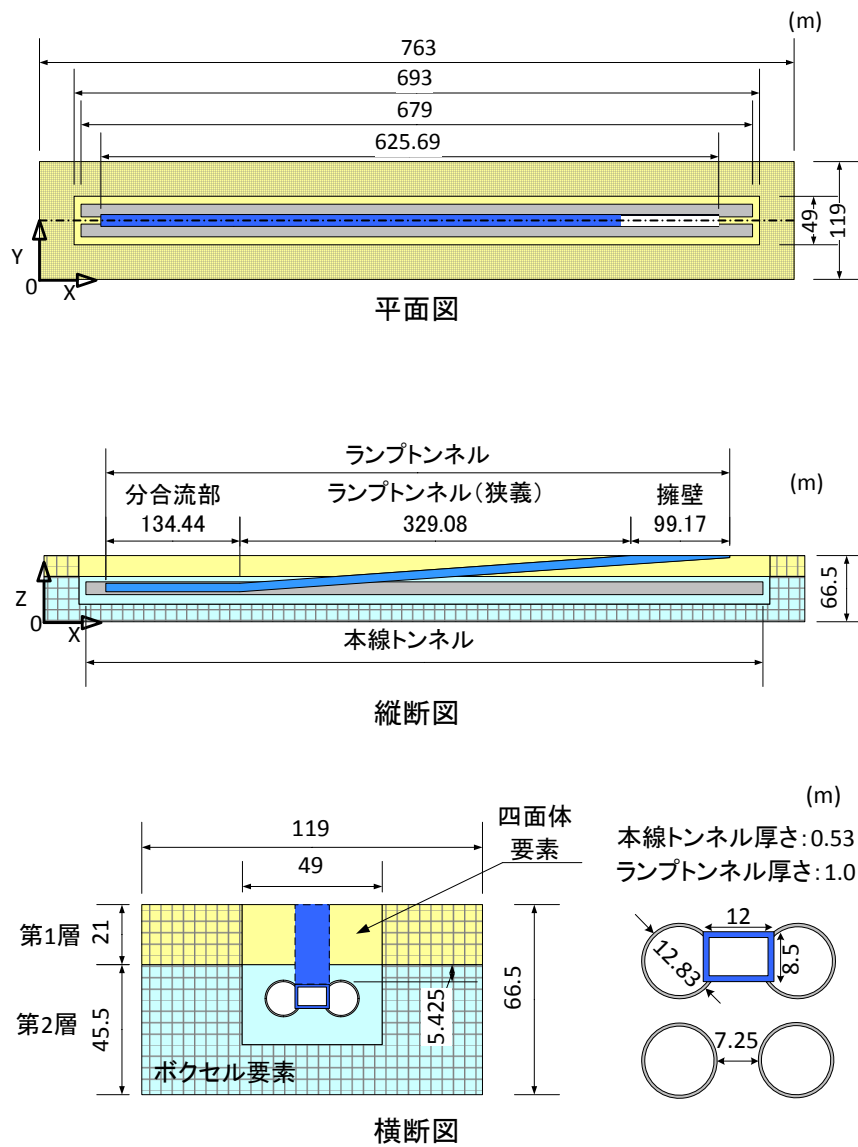


図 3.3: 解析モデル図 (山田ら)

表 3.1: 解析定数 (山田ら)

	質量 $\rho(\text{kg/m}^3)$	せん断波 速度 V_s (m/s)	ポアソン 比 ν	減衰定数 h ※
地盤第1層	1500	60	0.45	2.0
地盤第2層	2000	400	0.45	2.0
本線トンネル	609	3372	0.3	2.0
ランプトンネル	2500	2299	0.15	2.0

※: 計算の際には、地盤の1次固有振動数0.7Hzで $h=0.23$ に対応するレイリー減衰 $\alpha = 2.0$, $\beta = 0$ を設定.

山田らの研究では、トンネル全体の地震時挙動と、地震応答が大きくなる地層境界付近の開削工法で構築されたランプトンネルの地震時挙動に着目している。このため、本研究で着目する分合流部およびその周辺の RC 躯体は、図 3.3 に示すように、簡略的に矩形でモデル化されている。しかし、既に示したように、実構造物の本線ーランプトンネル一体構造は、ランプトンネルの縦断勾配に起因して本線トンネルと RC 躯体の相対高さや横断面形状が縦断方向で変化するため、3 次元的に複雑な形状となっている。また、既に示したように、本線ーランプトンネル一体構造の接合構造は、本線トンネルの鋼製セグメント主桁をランプトンネルの RC 躯体に埋込んだ鋼ー RC 複合構造である。さらに縦リブを主桁から 100 mm の範囲で残置してシアコネクタとして利用している。このような複合構造では、荷重の増加に伴い、局部的な破壊や変形が内部で生じる。局部破壊は、荷重増加や荷重の繰返しに伴い増大し、生じる範囲も広がる。したがって、このような複合構造においては、大規模地震時の変位と応力は、時刻歴で複雑な挙動を示す可能性がある。分合流部およびその周辺の実構造物の耐震性を照査し、部材の健全性を評価するためには、実構造物の複雑な形状、複雑な接合構造を再現可能なモデルが必要と考えられる。

複雑な接合構造を再現するためには、鋼製セグメントを構成する鋼板の板厚を考慮すると、数 mm から数 cm の要素を分合流部およびその周辺部のモデルに用いる必要がある。山田らの研究では、構造物の部材厚方向に最小で 1 要素を配置できるように要素分割を行っており、最小部材厚は 50 cm 程度であった。それでも、通常の計算環境で、実用的な計算時間を実現できる上限に近い要素数となっている。複雑な接合構造を再現するためには、これ以上計算コストを上げずに、分合流部およびその周辺部の細部構造の地震時挙動を計算する手法が求められる。計算コストを上げずに、細部構造の地震時挙動を精度よく計算する手法としてマルチスケール解析がある。これは、全体系の大規模な範囲の挙動を粗い分解能で計算し、ついで、全体系の挙動をもとに着目範囲の挙動を高分解能で計算する手法である [24, 25]。

3.3 解析モデル

図 3.3 に示した山田らの研究で用いられている解析モデルにおいては、ランプトンネルとその周辺の地盤が、基本的な外観形状を模擬しながらフルスケールでモデル化されている。その際、ランプトンネルの RC 躯体は、分合流部および本線—ランプトンネル—体構造部を含め、全て矩形断面として簡略化されている。本線トンネルの鋼製セグメントは、厚さをセグメント桁高とした円筒として簡略化されている。地盤は、2 層水平成層地盤としてモデル化されている。要素には、計算コストを抑えるため、四面体 2 次要素は構造物とその周辺地盤のみに用いられ、構造物から離れた周辺地盤には立方体 1 次要素（ボクセル要素）が用いられている。地盤の要素寸法については、本研究と同様に、自由地盤の固有振動数を考慮した目標周波数までの精度が保証されるよう、1 波長当り 10 節点が配置可能な寸法の要素が用いられている [37, 38, など]。構造物の要素寸法については、構造物の厚さ方向に少なくとも 1 要素が配置されている。解析モデルの底面、および側面には半無限吸収境界条件 [39, 40, 41] を適用し、モデル化の範囲については、解析領域の大きさを変えて実施された解析に基づき、対象構造物の動的挙動に影響を及ぼさない適切な解析領域の設定が行われている [32]。要素分割数を表 3.2 に示す。

表 3.2: 要素分割数（山田ら）

地震動	精度保証振動数	要素寸法		節点数	要素数
		四面体要素	ボクセル要素		
レベル1	4.0 Hz	7.0 m (2次要素)	3.5 m (1次要素)	1,024,273	718,488
レベル2	3.0 Hz	3.5 m (2次要素)	1.75 m (1次要素)	2,754,452	2,105,264

精度保証振動数: 収束した数値解との相対誤差が1%以下という精度が保証される、最小の振動数

前述したように、山田らの研究では、トンネル全体系の挙動と地震応答が大きい地層境界付近に位置する矩形のランプトンネルの挙動に着目しているため、ランプトンネルの RC 躯体は、簡略にモデル化されている。本研究においては、分合流部および本線—ランプトンネル—体構造部における RC 躯体の地震時挙動に着目し、その耐震性を照査することを目的としていることから、縦断方向に複雑に変化する RC 躯体の断面形状を詳細にモデル化する必要がある。また、本線トンネルの鋼製セグメントが RC 躯体に埋め込まれている接合構造を、適切にモデル化する必要がある。

その際、本線トンネルの鋼製セグメントとランプトンネルの RC 躯体の取り合い部は、ランプトンネルの縦断勾配のために形状が悪い要素が生成され易い。当該取り合い部においては、鋼製セグメント、RC 躯体および周辺地盤が近接し合うが、それぞれの剛性差が大きく計算の収束性が悪いため、要素品質について配慮が必要である。

3.4 地震荷重の設定法

地中構造物は、地震時に固有の振動を起こすことはなく、周辺地盤と同様に振動し、その地震時挙動は、地震による慣性力ではなく、周辺地盤の相対変位に支配される。既往の耐震照査法のうち、応答変位法や応答震度法などは、このような振動特性に基づいている。この内、トンネル構造物の横断方向に着目した応答変位法における地震荷重の設定法は、地盤のせん断変形に伴うトンネル構造物の深さ方向の最大相対変位に着目したものである。トンネル構造物と周辺地盤の剛性差により、構造物の変位と周辺地盤の変位との間に差が生じ、この変位差に応じてトンネル構造物の側面などに押し引きの力が働く。応答変位法では、トンネル構造物のフレームモデルの周りに地盤バネを設け、周辺地盤の変位をバネ端から入力して、構造物と地盤の剛性差に基づく動的相互作用力を再現する。この際、地震荷重として地盤変位のみを考える場合と、地盤変位と地盤応力を考える場合がある [42]。

1. 地震荷重として地盤変位のみを考える場合は、構造物を空洞に置き換えた切欠き地盤において求めた地盤変位を地盤バネを介して構造物に作用させる
2. 地震荷重として地盤変位と地盤応力を考える場合は、構造物の存在を考えない自然地盤において求めた地盤変位を地盤バネを介して構造物に作用させると同時に、地盤と構造物の接触面での地震時増分地盤応力に釣りあう力（切欠き力）を、構造物に作用させる

山田らの研究における地震荷重の設定は、表層地盤の非線形性を等価線形化法で考慮した一次元地盤応答解析（SHAKE）を用いて、耐震設計上の基盤面に入力した建設時の設計で用いられた地震波を、モデル底面に引き戻し、モデル底面の各節点に一様に入力している。地震動の入力方向は、トンネル軸方向、および軸直角方向とし、耐震設計上の基盤面は、本線トンネル下端から 5m 下がった面としている。地盤の解析定数は、上記の一次元地盤応答解析の収束値を元に設定することで、弾性解析で地盤の非線形応答を疑似的に再現している。

道路トンネルのような大口径のトンネルの地震時挙動は、横断面内における地盤の相対変位の影響を受けることが知られている。地盤中を深さ方向に伝播するせん断波が、地

表付近の軟弱な地層内で増幅される際、地盤の水平方向変位は地表に近いほど大きくなる傾向があり、一般的には、トンネル下部に比べると上部付近の地盤変位が大きい。地中構造物では、その相対地盤変位により、横断面内のせん断変形が生じ、断面力が増大する。大口径トンネルでは、相対地盤変位による断面内のせん断変形が大きく、それに伴い発生する断面力も大きいため、地震時挙動を評価するためには、横断面内の地盤の変位分布を考慮する必要がある。解析においては、構造物およびその周辺の地盤を十分に広い範囲で適切にモデル化し、基盤から伝播する地震動が、地盤内で増幅される状況を再現する必要がある。

4 大規模数値計算を利用した解析手法の定式化

有限要素法を工学的に応用する多くの場面において、解析領域全体の寸法に対して、応力が集中する着目部位の寸法は数オーダー小さい場合が多い。このため、領域全体を比較的粗い要素を使って分割し、着目部位は比較的細かい要素を使って分割する。粗い要素を使った部分の挙動（変位・歪・応力）の精度と、細かい要素を使った部分の挙動の精度は同程度になる。これは、実は、応力が集中する着目部位では、応力に応じた歪、すなわち、変位の空間的変化が大きいためであり、この空間変化に追従できるような細かい要素が必要とされるのである。

要素の粗密を使った解析モデルの構築には、しかし、限界があることも事実である。このため、着目部位を含む解析領域全体の解析モデルとは別に、解析領域全体から着目部位のみを取り出した解析モデルを構築し、領域全体の解析モデルと着目部位の解析モデルを連成させて解析する方法が考案されている。この方法は、一般にマルチスケール解析¹と呼ばれる。マルチスケール解析に関しては、現在まで多くの研究がなされており、多くの知見が蓄積されている。マルチスケール解析のうち、機械等の実務設計において過去行われてきたのが、一般にズームング法と呼ばれる方法である。これは、領域全体の解析モデルを使って計算された変位あるいは応力を、着目部位の解析モデルの境界条件として使う方法である。ズームング法については簡易であるが、着目部位の詳細構造が全体系の解析に反映されないなど、精度面での信頼性についての問題が以前から指摘されている。これに代わる高精度な方法として、マルチスケール解析では、サブストラクチャー法や重合メッシュ法など、様々な手法が提案されている [46, 47, 48, 49, など]。

本研究では、その中で、市村・堀によるマクロ・ミクロ解析に準じた手法を用いる。マクロ・ミクロ解析は、特異摂動法を用いた階層型動的解析手法で、詳細にモデル化した着目部位の平均的な剛性等を解析領域全体の解析モデルに反映させることができる。地震応答解析に適用する場合、粗い空間分解能の解析領域全体の解析モデルを計算し（マクロ解析）、その結果を用いて着目部位の精緻な解析モデルを高空間分解能で計算する（ミクロ解析）。領域全体の解析と着目部位の詳細な解析を同時に行う必要があるサブストラクチャー法や重合メッシュ法と比較し、マクロ・ミクロ解析では計算コストを大幅に抑えることができる。マクロ・ミクロ解析の事例では、10 km オーダーの都市全体の地震応答を計算し、これをもとに各領域の応答を高分解能で推定する階層型の解析を行っている [24, 25]。

本研究で提案する耐震照査のための解析手法では、マクロ・ミクロ解析の内、マクロ

¹極端な例として、領域全体の解析モデルの各要素に対し、一つの独立した解析モデルを構築し、この解析モデルを使って複雑な材料挙動を計算するというマルチスケール解析も提案されている [43, 44, 45, など]。

解析を分合流部を含む本線トンネルに、マイクロ解析を着目部位である分合流部に適用する。さらに、マクロ解析は時刻歴解析を行うものの、マイクロ解析は準静的解析とする。応答変位法や応答震度法にならって、マクロ解析の中で分合流部の応力が最大となる時刻に着目し、この時刻の応答を使ってマイクロ解析の準静的解析を行うのである。以下に、簡単のため、分合流部を含む本線トンネルの動的マクロ解析を全体解析、分合流部の準静的マイクロ解析を部分詳細解析と称する。以下、この全体解析と部分詳細解析の定式化について述べる。

4.1 全体解析

全体解析における解析手法の概要を以下に示す。全長約 700 m のトンネル全体系および周辺地盤の 3 次元の地震時挙動を動的に計算することが全体解析の目的である。本線の鋼製セグメントと地盤、ランプトンネルの RC 躯体と地盤の境界面で、地震波の反射・透過が引き起こされる際、剛性比（インピーダンス比）が大きいと、安定して動的解析を行うためには、準静的解析に比べより細かい要素分割が必要とされる。このため解析モデルの自由度は大きく、計算量は膨大となる。市村・堀はさまざまな工夫を行って計算に要する時間を実用的な範囲に低減している。詳細は文献 [32] を参照されたい。

簡単のため、微小変形状態と線形弾性を仮定し、解析領域の変位関数の次の 3 次元支配方程式を考える。

$$d_i(c_{ijkl}(\mathbf{X})d_l u_k(\mathbf{X}, t)) - \rho(\mathbf{X})\ddot{u}_j(\mathbf{X}, t) = 0. \quad (3)$$

ここで、 \mathbf{X} と t は空間座標と時間、 d_i と $\ddot{}$ は空間座標の第 i 成分 x_i に関する微分 ($\partial/\partial x_i$) と t に関する 2 階微分、 c_{ijkl} と ρ は弾性テンソルと密度、そして u_i は変位の第 i 成分である。

任意形状と境界条件を容易に取り扱えることから、空間に関しては有限要素法を適用し変位を離散化する。時間に関しては積分を行う。中心差分法などの陽解法を時間積分に適用する場合、セグメント部などで局所的に細かい要素が生成され、また、その近傍でインピーダンス比が高くなるため、クーラン条件が非常に厳しくなる。そこで、ニューマークのベータ法 ($\beta = 1/4$, $\gamma = 1/2$) を時間積分に適用することとする。式 (3) を上記の設定で離散化すると以下の式を得る。

$$(\mathbf{K} + \frac{2}{\delta t}\mathbf{C} + \frac{4}{\delta t^2}\mathbf{M})\mathbf{u}^{n+1} = (\frac{2}{\delta t}\mathbf{C} + \frac{4}{\delta t^2}\mathbf{M})\mathbf{u}^n + (\mathbf{C} + \frac{4}{\delta t}\mathbf{M})\mathbf{v}^n + \mathbf{M}\mathbf{a}^n. \quad (4)$$

ここで、 δt は時間刻み幅、 \mathbf{K} , \mathbf{M} , \mathbf{C} は全体剛性マトリクス、整合質量マトリクス、レイリー減衰マトリクス、そして \mathbf{u}^n , \mathbf{v}^n , \mathbf{a}^n は第 n 番目の時間ステップの変位ベクトル、速度ベクトル、加速度ベクトルである。 \mathbf{C} は \mathbf{M} と \mathbf{K} を用いて $\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K}$ として与

えられ、適切な減衰を表現するように α と β を決定する。解析モデルの側面と底面には半無限吸収境界 [39, 40] を適用する。

全体解析の解析モデルは、粗い要素を使うとはいえ、やはり大自由度の問題となる。必要な計算量が膨大となるため、式 (4) の \mathbf{K} の取り扱いには特段の工夫が必要となる。通常、compressed row storage 法 [50] などを用いて適切に \mathbf{K} を圧縮し、計算機のメモリ上に格納することになる。しかし、大自由度の問題を解析するにはこの方法でも膨大なメモリが必要となる。そこで、ここでは $\mathbf{K}\mathbf{u}$ を Element-by-element 法 [51] により評価し、反復解法のひとつである前処理付共役勾配法を適用する。即ち、

$$\mathbf{K}\mathbf{u} = \sum_i \mathbf{K}_e^i \mathbf{u}_e^i, \quad (5)$$

とし、前処理付共役勾配法のアルゴリズム内で逐一評価することとする。ここで、 \mathbf{K}_e^i と \mathbf{u}_e^i は要素 i の要素剛性マトリクスと要素 i に関連する変位を表している。このように $\mathbf{K}_e^i \mathbf{u}_e^i$ を要素毎に逐一評価することで、 \mathbf{K} をメモリ上に格納する必要がなくなり、飛躍的に大自由度の問題を解くことが可能になる。また、Element-by-element 法では、要素単位での計算を積み上げるため、 \mathbf{K} を用いた場合に比べて並列計算の適用が容易である。本研究でも並列計算を適用している。なお、相対誤差が 10^{-6} 以下となることを前処理付共役勾配法の収束の条件とし、対角項の逆数からなる前処理行列を用いた。

4.2 部分詳細解析

部分詳細解析における解析手法の概要を以下に示す。マクロ・ミクロ解析 [24, 25] においては、全体系の動的挙動を粗い分解能で計算し（マクロ解析）、その計算結果に基づき、着目部位の動的挙動を高分解能で計算する（ミクロ解析）。マクロ解析における着目部位の剛性等には、ミクロ解析モデルの平均的な剛性等を用いる。本研究の部分詳細解析においては、マクロ・ミクロ解析に準じ、着目部位（分合流部）の応力が最大となる時刻の全体解析結果に基づき、着目部位の挙動を高分解能で準静的に計算する。なお、着目領域に境界条件を与えるズーミング法と異なり、動的問題の解を準静的問題に適用する部分詳細解析では、境界条件とそれに整合した物体力を与えることが重要である。

マクロ・ミクロ解析において、マクロ解析からミクロ解析への移行の計算過程は、以下のように表される。ミクロ解析の変位、速度および加速度のベクトルを、それぞれ \mathbf{u} 、 \mathbf{v} および \mathbf{a} とし、剛性、減衰および質量のマトリクスを、それぞれ \mathbf{K} 、 \mathbf{C} および \mathbf{M} とし、物体力のベクトルを \mathbf{f} とする。また、同様に、マクロ解析の変位、速度、加速度および物体力のベクトルを、それぞれ \mathbf{u}^c 、 \mathbf{v}^c 、 \mathbf{a}^c および \mathbf{f}^c とし、剛性、減衰および質量のマトリクスを、それぞれ \mathbf{K}^c 、 \mathbf{C}^c および \mathbf{M}^c とする。それぞれの解析における運動方程式は以下

のように表される.

$$\mathbf{K}\mathbf{u} + \mathbf{C}\mathbf{v} + \mathbf{M}\mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (6)$$

$$\mathbf{K}^c\mathbf{u}^c + \mathbf{C}^c\mathbf{v}^c + \mathbf{M}^c\mathbf{a}^c = \mathbf{f}^c \quad (7)$$

ミクロ解析とマクロ解析の変位, 速度および加速度の差分を, それぞれ $\mathbf{u}^f = \mathbf{u} - \mathbf{u}^c$, $\mathbf{v}^f = \mathbf{v} - \mathbf{v}^c$ および $\mathbf{a}^f = \mathbf{a} - \mathbf{a}^c$ とする. なお, 見通しを良くするため, 同じ記号を使っているが, 式 (7) の $\{\mathbf{u}^c, \mathbf{v}^c, \mathbf{a}^c\}$ からミクロ解析の領域にある成分を抽出し, さらに内挿によってミクロ解析の $\{\mathbf{u}, \mathbf{v}, \mathbf{a}\}$ と同じ節点の変位成分に変えたものが, この差分に使われる $\{\mathbf{u}^c, \mathbf{v}^c, \mathbf{a}^c\}$ である. この差分を使うことで式 (6) の運動方程式は以下のように書き換えることができる.

$$\mathbf{K}(\mathbf{u}^c + \mathbf{u}^f) + \mathbf{C}(\mathbf{v}^c + \mathbf{v}^f) + \mathbf{M}(\mathbf{a}^c + \mathbf{a}^f) = \mathbf{f} \quad (8)$$

本来のミクロ解析では, 上式を動的解析することで \mathbf{u}^f を計算する. この計算では, 多くの $\{\mathbf{u}^c + \mathbf{u}^f, \mathbf{v}^c + \mathbf{v}^f, \mathbf{a}^c + \mathbf{a}^f\}$ の成分を改めて未知数とし, 一部の成分を境界条件に対応する既知の値とすることで, 計算効率を上げている.

本来のミクロ解析とは異なり, 本研究の部分詳細解析は, 動的解析の代わりに準静的解析を行う. 動的解析から準静的解析への転換は, 地中構造物の地震時挙動の以下の2つの特徴を利用するものである.

1. 地中構造物は一般にみかけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さく慣性力の影響を受けにくい.
2. 構造物の振動が周辺地盤に伝わり逸散して減衰する.

この結果, 地中構造物は地盤よりも大きく振動することはなく, 地上構造物のように構造物自体の固有な振動が生じることがない [9]. この地中構造物の地震時挙動の特徴を踏まえ, 構造物の応力が最大となる時刻 (線形解析では, 一般に構造物の変形が最大になる時刻) に着目して準静的解析を行う.

動的解析から準静的解析への転換には以下の近似を行う.

1. 地中構造物に作用する慣性力が, 地中構造物の地震時挙動に与える影響は小さいため, マクロ解析とミクロ解析の加速度の差 \mathbf{a}^f が作る節点力は, 無視しても影響が少ない. すなわち下記を仮定する.

$$\mathbf{M}\mathbf{a}^f \simeq 0. \quad (9)$$

2. 振動している構造物の変形がピークを迎える時刻においては、一般に構造物に発生する速度は小さい [11] ため、マクロ解析とミクロ解析の速度の差 v^f は十分小さいと考えられる。すなわち下記を仮定する。

$$v^f \simeq 0. \quad (10)$$

上記の近似は、地中構造の地震時挙動を準静的に扱う場合にしばしば用いられる。立石は、2次元解析において、上記の近似による準静的なサブストラクチャー法と動的FEMの解析結果を比較し、よく一致した結果が得られることを報告している [42]。式 (9) と (10) の2つの近似を使うと、式 (8) から支配方程式が導かれる。

$$\mathbf{K}\mathbf{u}^f = -(\mathbf{K}\mathbf{u}^c + \mathbf{C}\mathbf{v}^c + \mathbf{M}\mathbf{a}^c - \mathbf{f}) \quad (11)$$

慣性項が落ちているため上式の左辺は着目部位の準静的過程の変形に伴う節点力である。一方、上式の右辺は構造物の全体の動的応答を考慮した節点力であるが、着目部位の変形とは独立に決まるため、見かけ上、外力に伴う節点力とすることができる。したがって、式 (11) は、動的過程に対応した準静的過程の支配方程式となっているのである。繰り返しの繰り返しであるが、式 (11) の右辺には、構造物の応力が最大となる時刻での全体解析の変位、速度および加速度が用いられている。式 (11) を解き、部分詳細解析の変位 $\mathbf{u} = \mathbf{u}^f + \mathbf{u}^c$ が求まると、詳細解析のモデルでの高分解能の地震応答を準静的過程の解析によって計算することができる。

本研究で考案した動的全体解析と準静的部分詳細解析を組み合わせた手法について、既往の地中構造物の耐震照査方法、例えば、一般的に使用されている応答変位法と比較して考えてみる。応答変位法での周辺地盤応答の算定は、下記のように整理される。

地盤の非線形性を等価線形化法で考慮した自由地盤の動的解析を使って、周辺地盤の地震応答（変位、せん断応力、加速度）を計算する。周辺地盤応答のうち、構造物にとって最も厳しくなる状態として、トンネル構造物の上床版と底版の位置における地盤の相対変位が最大となる時刻の周辺地盤応答を利用する。

上記の周辺地盤応答を使って、応答変位法の解析モデルで計算を行う。

応答変位法では、地盤を地盤ばねで表し、地盤ばねがついた梁要素を使ってトンネル構造をモデル化する。上記の時刻の地盤応答の変位を地盤ばねに入力し、トンネル周面に地盤のせん断応力を、トンネル躯体に地盤の加速度を作用させ、トンネル構造の変位と応力を計算する。

応答変位法における，周辺地盤応答の算定と，トンネル構造の解析のイメージを図 4.1 に示す．

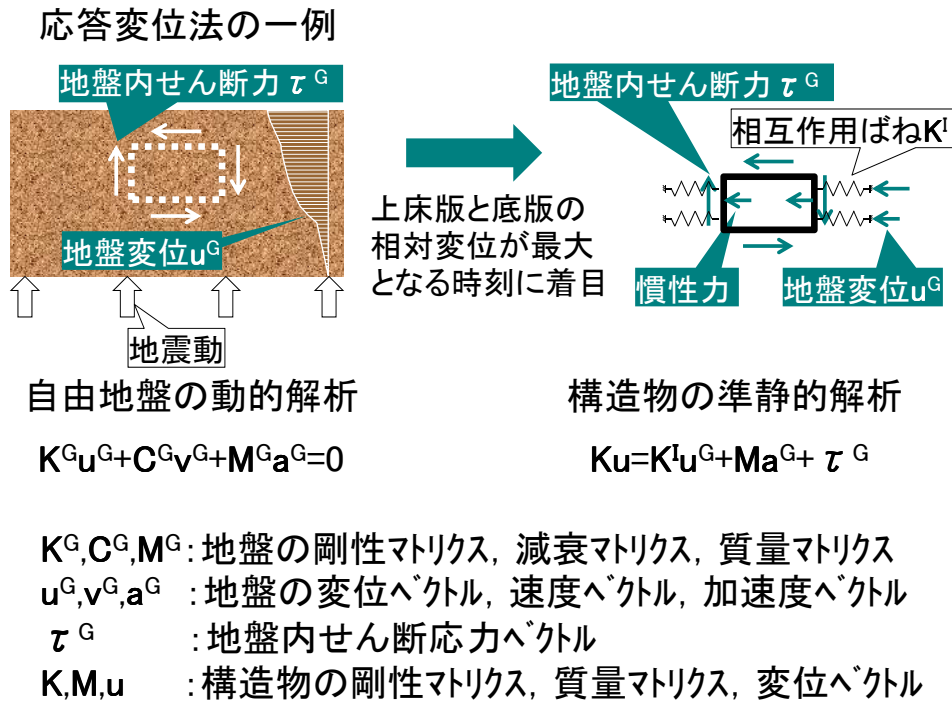


図 4.1: 応答変位法のイメージ

本研究の全体解析は自由地盤の動的解析に，部分詳細解析はトンネル構造のモデルを使った解析にそれぞれ相当すると考えられる．全体解析でトンネル構造が含まれた地盤の応答を計算している点が，地盤のみを対象とする自由地盤の動的解析との差である．また，部分詳細解析では，全体解析の変位，速度および加速のすべてが使われるが，応答変位法では，その一部が使われる．これらの違いから，耐震照査方法である応答変位法等を発展させた手法として，動的全体解析と準静的部分詳細解析を組みわせる本研究の耐震照査法を位置付けることができる．

以上，整理すると，既往の地下構造物の耐震照査手法と同様に，地下構造物の地震時挙動の特徴に基づいた近似を行い，動的全体解析のうち着目部位の変形が最大となる時刻の解析結果を利用して，着目部位の地震時応答を計算する準静的部分詳細解析を行う．動的解析を準静的解析に転換することで，計算コストは大きく低減され，複雑な構造物の地震時応答を高分解能で計算することができる．しかし，式 (8) をみれば明らかのように， $M a^f \simeq 0$ と $v^f \simeq 0$ の 2 つの近似が使われているため， u は過大に評価されることが予想される．将来，解析技術の研究がさらに進み，計算機の能力が向上すれば，上記の 2

つの近似を用いずに，着目部位の地震時応答を動的に計算することが通常の計算環境でも可能になり，より合理的に耐震照査を行うことが可能になると考えられる．

5 大規模数値計算を利用した解析手法の適用性

5.1 概要

分合流部の本線ーランプトンネル一体構造は、ランプトンネルのRC躯体と本線トンネルの鋼製セグメントの複雑な合成構造であり、構造自体は基本的に硬質な地盤内に構築されているものの、地震時には地表付近の軟弱な地盤内に構築されたランプトンネルの影響を受ける。また、1で示したとおり、複雑な剛性構造という構造形式の他、断面がトンネル軸方向に変化するという3次元的な形状である。したがって、本線ーランプトンネル一体構造部の耐震性を照査する際には、3次元的な地震応答を評価する必要があると考えられる。このために大規模数値計算に基づく耐震照査の解析法を提案している。この耐震照査の解析法は、階層型解析であり、分合流部を含む本線トンネルを対象とした3次元動的な地震応答解析（全体解析）と、この地震応答をもとに着目部位である本線ーランプトンネル一体構造部を対象とした高分解能の3次元準静的地震応答解析（部分詳細解析）の2段階の解析である。

本研究で提案した、耐震照査に用いる全体解析と部分詳細解析は線形である。実際、トンネル構造を対象とした既往研究[36, など]は、表層地盤の非線形性を考慮した等価線形解析（SHAKE）の収束値を参考に地盤の解析定数を設定した弾性解析（擬似非線形解析）により行うのが主流であり、本研究もこれになる。レベル2地震動を対象とする場合、本来、構造物や地盤の非線形性を考慮した検討が必要である。しかし、トンネル構造のような大規模構造物を対象とした3次元地震応答解析を非線形性で行うには計算コストが大き過ぎ、通常の計算環境において現時点では現実的ではないことも確かである。将来は全体解析と部分詳細解析を非線形で行うことを念頭に置きつつも、その前段として、安定性に優れる弾性解析を用いて検討する。なお、全体解析や部分詳細解析を非線形で行うことが可能になった時点でも、既往研究および本研究で検討する擬似非線形解析は、複雑で高度な非線形解析を行う前段、もしくは非線形解析と平行して実施することで、検討対象および検討ケースの絞り込みや、解析結果の検証を行ううえで有効と考えられる。

本線ーランプトンネル一体構造部は、鋼製セグメントで構築された本線トンネルと、RC構造で構築されたランプトンネルの合成構造であるが、以下の二つの理由から、本研究ではRC躯体部分の地震応答に着目することとする。

1. 本線トンネルは、分合流部を含め、全て第2層の硬質地盤内に構築されており、地盤の拘束が大きく変形が小さいと考えられること。
2. 分合流部において、本線トンネルは鋼製セグメントを用いて構築され、セグメント

同士もボルトナットで連結されている。このため RC 構造のランプトンネルと比較すると剛性の小さい構造となっていること。

ただし、後述するように、鋼製セグメントと RC 躯体の接合構造の内部における、複雑な鋼製セグメント周辺の詳細な発生応力等の分析は、今後の課題である。

検証には、山手トンネルの分合流部を有する実際のトンネルを用いる。着目部は本線ーランプトンネル一体構造部であるが、全体解析ではこの本線ーランプトンネル一体構造部を含む本線トンネルの応答が必要である。このため、全体解析では、分合流部を有する本線トンネルとその周辺地盤をフルスケールでモデル化する。全体解析のフルスケールのモデルにおいて、形状が 3 次元的で構造形式が複雑な本線ーランプトンネル一体構造部は、既往研究 [36, など] に比べ、遥かに精緻なモデル化が行われている。本線ーランプトンネル一体構造部を対象とした部分詳細解析では、全体系の解析モデルから本線ーランプトンネル一体構造部を抽出し、要素を細分割することで分解能の高いモデルを構築する。以下、簡単のため、全体解析のモデルを全体モデル、部分詳細解析のモデルを部分詳細モデルと称する。

5.2 全体解析

5.2.1 トンネル構造のモデル化

全体解析の対象とした分合流部を含む本線トンネルを図5.1に示す。本研究では、簡単のため、隣接するランプトンネル（図5.1俯瞰図の緑着色部）は無視して検討を行う。シングルトンネルである2本の本線トンネルと、本線トンネルの間に位置する1本のランプトンネルに対し、分合流部は、本線とランプトンネルの一体構造で構築されている。分合流部は、走行車両の分岐・合流が行われる区間と、それに接続する区間からなる。前者においては、走行車両が輻輳するため、本線トンネルとランプトンネルの間に壁や柱が設置できない代わりに、ランプトンネル中央に中壁を有する断面となっている（断面Ⅲ）。後者においては、分岐区間の下流および合流区間の上流に位置する整流区間のため、本線トンネルの卓越する軸力を支持する壁や柱を本線トンネルとランプトンネルの間に設置可能であり、箱型の断面となっている（断面Ⅳ）。両区間の境界となる、中壁を有する断面から箱型断面に移行する位置を、ノーズ部と称する。本線トンネルは、分合流部では鋼製セグメント、その他ではRCセグメントにより構築されている。ランプトンネルは、分合流部も含め、RC構造で構築されている。本線ーランプトンネル一体構造の接合は、図5.2に示すように、鋼製セグメントとRC構造の異種構造を接合するもので、鋼製セグメントの主桁をRC構造に埋込む合成構造である。

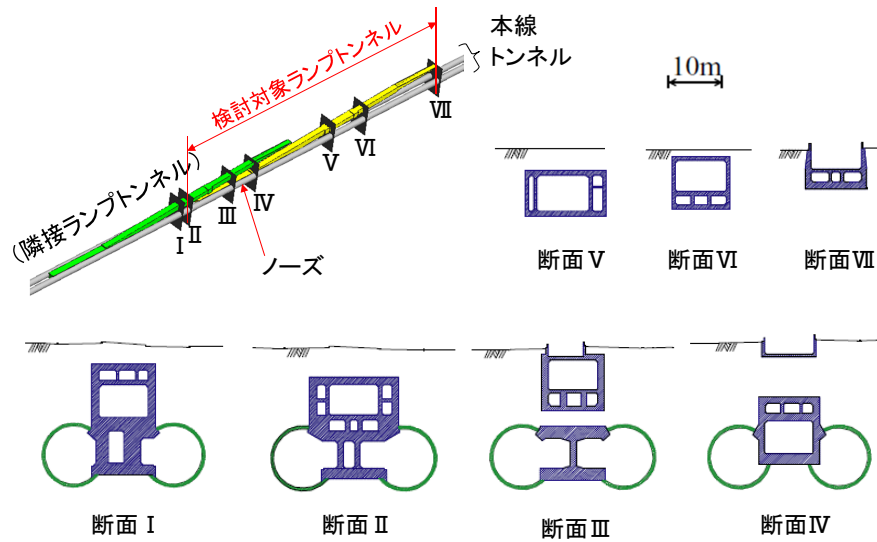


図 5.1: 解析対象のトンネル構造

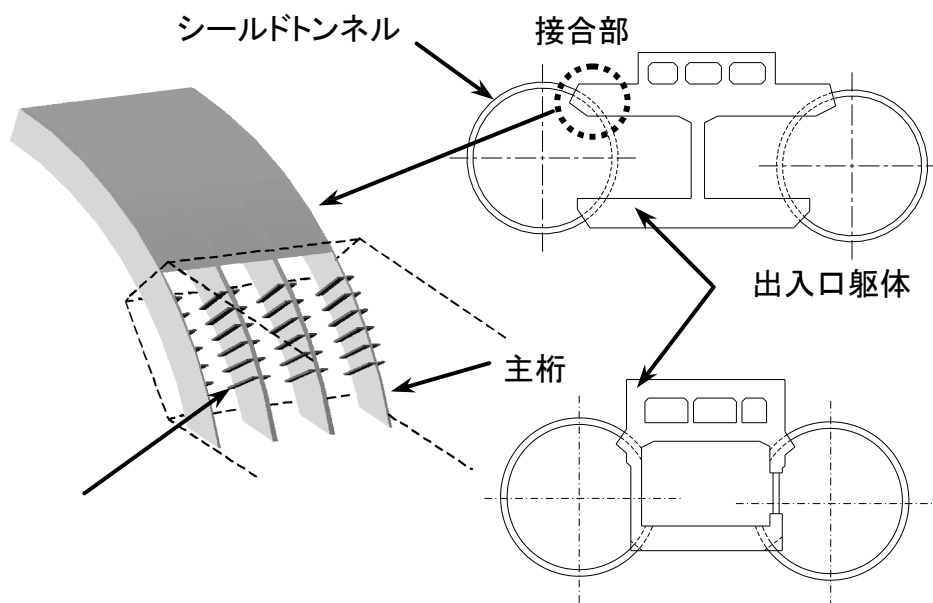


図 5.2: 鋼製セグメントと RC 躯体の接合

全体モデルの内，分合流部を有する全長約 700 m におよぶ本線トンネルは，4 面体 2 次要素を用いている．解析モデルを図 5.3 に示す．要素寸法は，トンネル厚さ方向に最少で 1 要素を配置可能な寸法とする．解析モデルの底面，および側面には半無限吸収境界条件 [39, 40, 41] を適用し，モデル化の範囲については，解析領域の大きさを変えて実施された解析に基づき，対象構造物の動的挙動に影響を及ぼさない適切な解析領域の設定を行っている [32]．

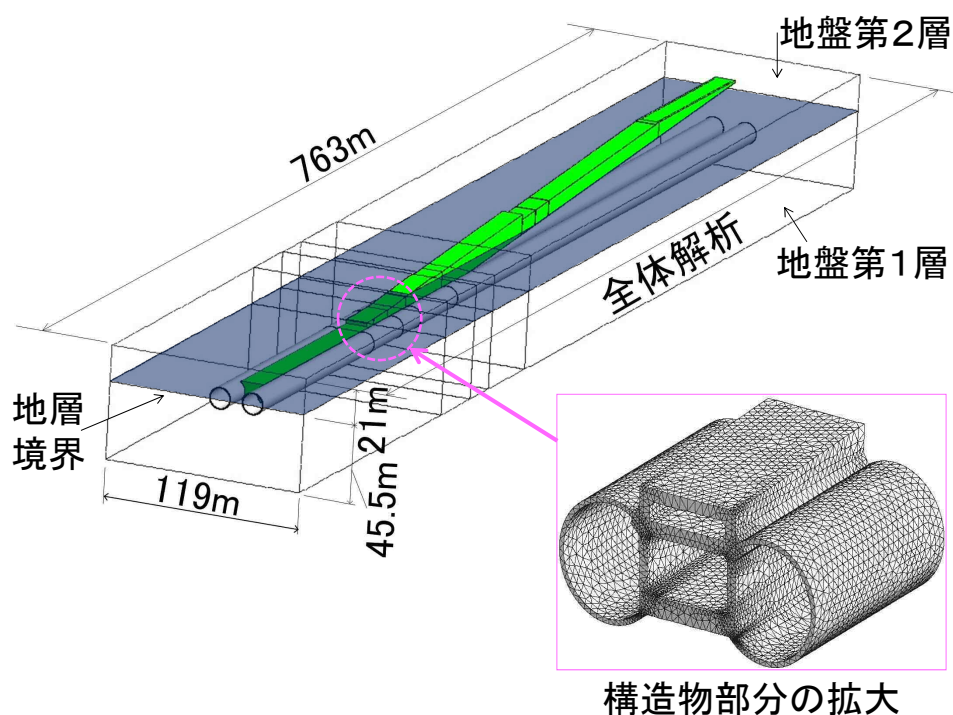


図 5.3: 全体解析モデル

RC 躯体については，構造が複雑となる本線ーランプトンネル一体構造部の分合流構造を忠実にモデル化する．全体挙動とランプトンネルの変位や応力に着目した山田らの研究 [36, など] では，この分合流構造も含め RC 構造はすべて矩形として単純化されている．しかし，実際の分合流構造は，図 5.1 の断面Ⅲが示すように中壁を有する区間や，断面Ⅳのように矩形で上部にダクトを有する区間がある．断面がトンネル軸方向に沿って変化するため，複雑な形状である．この形状を単純化したモデルを用いた解析では，本線ーランプトンネル一体構造部の RC 構造の応力を正確に評価することは当然難しい．本研究では，本線ーランプトンネル一体構造部の RC 躯体に対し，上記の断面変化を含め，実構造を詳細に再現したモデルを用いる．さらに，既往研究と異なり，鋼製セグメントを RC

躯体内部まで延長することにより，埋込み部の接合条件をモデル化する．解析定数については，既往研究 [36, など] と同様に定める．解析定数を表 5.1 に示す．

表 5.1: 解析定数

	質量 $\rho(\text{kg/m}^3)$	せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$	ポアソン比 ν	減衰定数 h
地盤第1層	1500	60	0.45	0.25
地盤第2層	2000	400	0.45	0.04
本線トンネル	609	3372	0.3	-
ランプトンネル	2500	2299	0.15	-

本線トンネルは簡易なモデルにとどめる．これは，本研究が対象とする耐震照査の着目部位は本線ーランプトンネル一体構造部の RC 躯体であり，本線トンネルは，この部位に作用する地震力を評価するために必要なだけであるからである．解析モデルでは，覆工厚が鋼製セグメントの主桁高さと同じ寸法の中実断面とする．解析定数として，弾性係数はトンネル断面の面内曲げ剛性が鋼製セグメントの面内曲げ剛性と一致する換算値を，質量は単位奥行当りの重量が鋼製セグメントと一致する換算値を用いる．解析定数を表 5.1 に示す．なお，実際の構造は，図 1.5 に示すように，円弧状の主桁と道路軸方向に配置された多数の縦リブ等から構成され，ボルトナットにより連結された複雑なものである．これらを詳細にモデル化するためには，鋼製セグメントを構成する鋼板の板厚を考慮すると，数 mm から数 cm の要素を用いる必要がある．700 m 程度のトンネル全体の挙動を扱う全体解析において，このようなモデル化は，通常の計算環境においては，計算機の能力等から現時点では現実的ではない．

5.2.2 地盤のモデル化

解析対象としたトンネル周辺の地盤構造概要図を図 5.4 に示す．地盤は，既往研究 [36, など] と同様に，弾性波速度を参考に東京礫層を境界とし，軟質な表層の第 1 層（せん断波速度 $V_s=190\text{m/s}$ ）と，その下位の硬質な第 2 層（ $V_s=490\text{m/s}$ ）からなる 2 層水平成層地盤とする．要素は，トンネル構造物と同様に，4 面体 2 次要素を用いる．解析定数は，表層地盤の非線形性を考慮した等価線形解析（SHAKE）を行い，その収束値を元に設定する．弾性係数は，SHAKE の等価剛性を用い，減衰定数は，SHAKE で収束した減衰定数を参考に，地盤の最大応答が SHAKE とほぼ一致するように定める．これにより，弾性解

析で地盤の非線形応答を疑似的に再現する。解析定数を表 5.1 に示す。要素寸法は、解析精度を保証するために、自由地盤における固有振動数と同程度の周波数の地震動に対し、1 波長当り 10 節点が配置可能な寸法とする [37, 38, など]。本研究で用いる後述のレベル 2 地震動を入力すると、自由地盤の固有振動数は、1 次が 0.7 Hz, 2 次が 2.2 Hz となることから、要素寸法の検討の際に考慮する地震動は、3.0 Hz までの周波数成分とする。4 面体 2 次要素の寸法は次のようになる。

$$V_s \times \frac{1}{f} \times \frac{1}{10} \times 2 = 60(\text{m/s}) \times \frac{1}{3.0(1/\text{s})} \times \frac{1}{10} \times 2 = 4.0(\text{m}).$$

ここで、 f は精度を保証する周波数、 V_s は地盤中のせん断波速度である。 V_s の値は地盤第一層の等価剛性を考慮して設定している。この結果から、最大の要素寸法を 3.5 m としている。

構造物と地盤を合わせた全体モデルの節点数、要素数および自由度数は、2,456,212 節点、1,673,489 要素、7,368,636 自由度である。入力地震動の時間を 40.96 s, 時間ステップを 0.01 s とし、解析ステップ数を 4096 ステップとする。

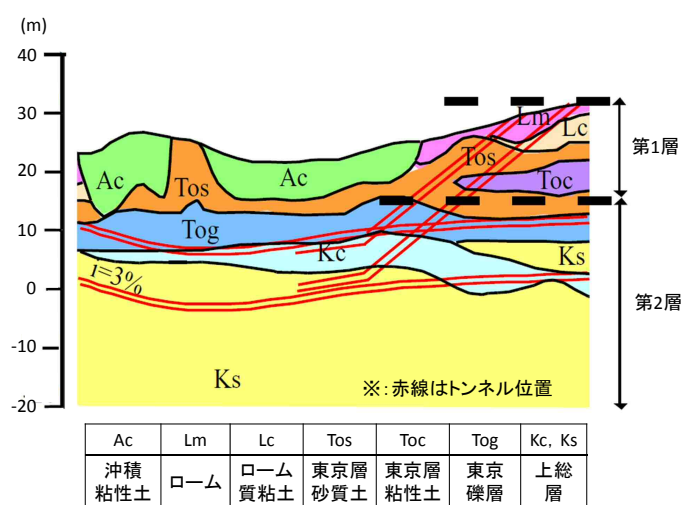


図 5.4: 地盤構造の概要図

5.2.3 入力地震動

本研究では、首都高速道路におけるトンネル構造物の耐震性照査で用いるレベル 2 地震動のうち、「T2E-B-3」地震波に基線補正およびリンク効果低減（波の前後に適宜ゼロ区間を挿入）を施したものをを用いる（図 5.5 参照）。入力地震波は、建設時の設計で想定している耐震設計上の基盤面に上記の地震波を入力し、等価線形化法を用いてモデル底面に引き

戻した地震波を使う。耐震設計上の基盤面は，本線トンネル下面より 5 m 下がった面である。

地震波の入力方向は，トンネル軸直角方向，および軸方向とし，解析モデル底面に地震波を一様に入力する。入力方向については，実構造物の設計に用いられている 2次元の解析手法と同様とすることで，建設時の設計との比較や，従来の設計方法における見直しが必要な事項の抽出に資することができると考えられる。なお，地震波の斜め方向入力，および位相差については，現段階では考慮していないが，入力方向を変えたり位相差を加えた地震動に対する応答は，本研究で使ったトンネルの解析モデルを使うことで，支障なく計算することができる。

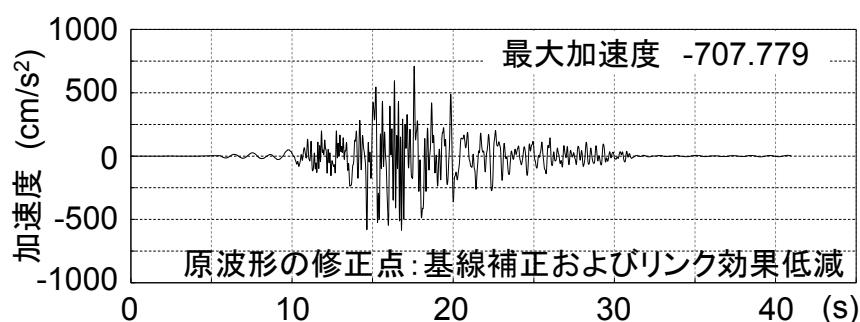


図 5.5: 入力地震動

5.2.4 解析結果（トンネル軸直角方向入力）

本研究では，着目部位の健全性を検証することを目的としていることから，膨大なデータとして出力される解析結果のうち，着目部位の応力が最大となる時間ステップを抽出して，分析を行うこととする。

トンネル軸直角方向入力の全時刻のうち，1777 ステップにおいて分合流部に発生する応力が最大となる。1777 ステップにおける変位を図 5.6 に，応力発生状況を図 5.7 に示す。本研究においては，本線ーランプトンネルー体構造部の，主に RC 躯体に着目することから，変位，発生応力とも，本線トンネルを基準とした直交座標系で位置を整理する。なお，より詳細なモデルを用いて本線トンネルの細部構造に着目する場合は，円筒座標系等を用いることも考えられる。変位については，すべてモデル底面との相対変位で整理する。

ランプトンネルにおいては，地盤応答に追従して地震動の入力方向の変位が卓越する。最大約 18 cm の地盤応答（地表とモデル底面の相対変位）に対し，地表付近で 15 cm 程

度の躯体変位が生じている。また、ランプトンネルのねじれに伴い、約0.8 cm程度の鉛直方向変位が地層境界付近に発生している。頂版の鉛直方向変位においては、横断面内の分布が直線的でなく、横断面内のせん断変形に伴う曲げ変形が生じている様子が伺える。さらに、ランプトンネル軸方向の曲げに伴い、約0.4 cm程度の軸方向変位が地層境界付近に発生している。軸方向変位は、側壁下部付近で最大となっている。これは、ランプトンネルのねじれにより側壁が鉛直面から傾き、側壁下部がトンネル軸方向曲げの最外縁になっているためと考えられる。応力は、これらの変位に伴い発生している。トンネル軸方向の直応力 (σ_{xx}) は、地層境界付近で局所的に増大している。応力の増大は、軸方向変位が最大となっている箇所近傍の、変位の軸方向変化が大きい範囲で発生している。これは、トンネル軸方向の曲げが、硬質な第2層内のトンネルにより拘束されるためと考えられる。トンネル軸直角方向の直応力 (σ_{yy}) および鉛直方向直応力 (σ_{zz}) は、地層境界付近で増大する。これは、地層境界付近で地層第1層における地盤応答の深さ方向の変化が大きくなり、ランプトンネル横断面内のせん断変形に伴い、曲げに起因する直応力が隅角部付近で発生しているためと考えられる (図5.8参照)。

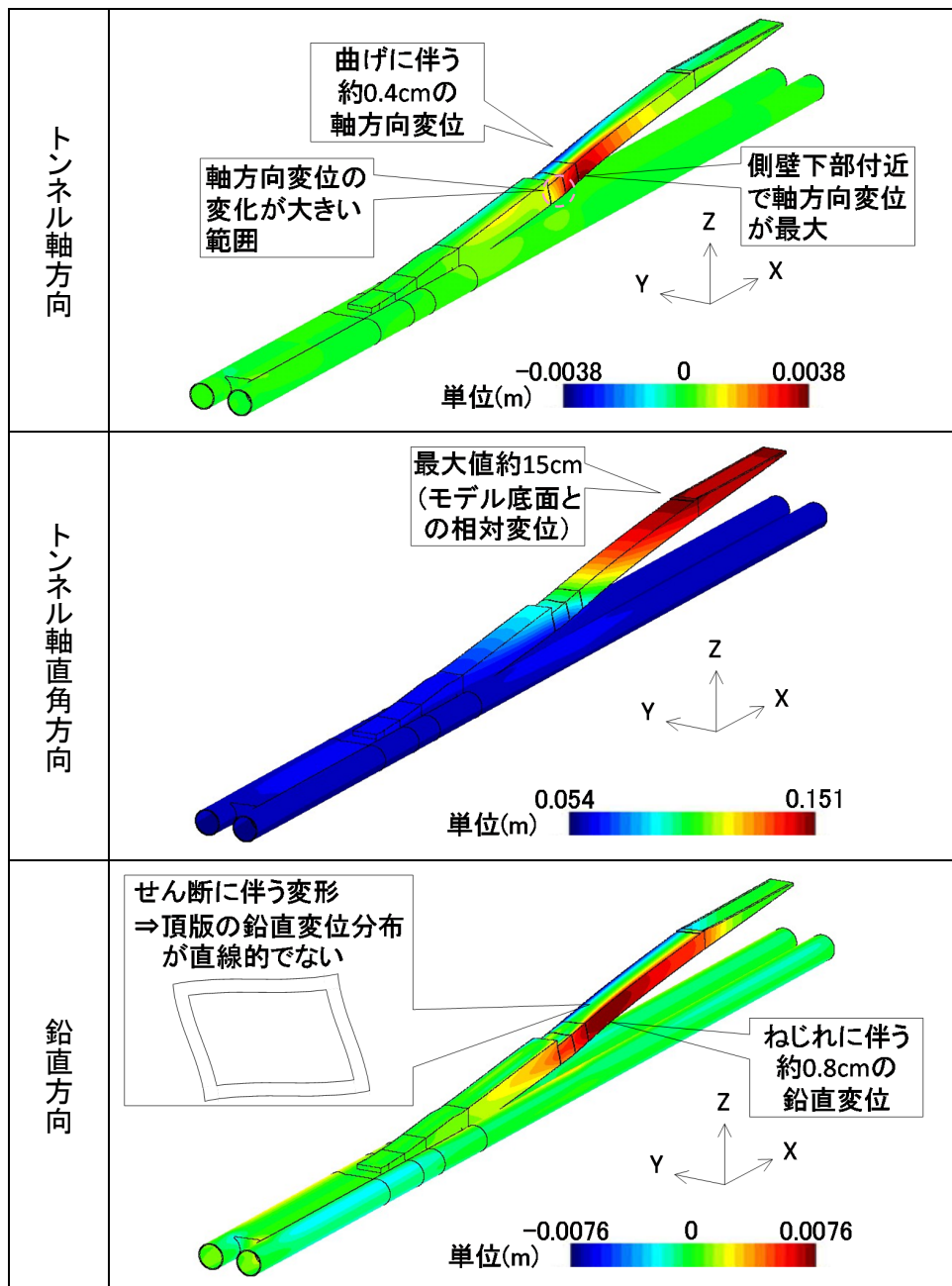


図 5.6: 変位分布〔トンネル軸直角方向入力, 分合流部の応力最大時 (1777 ステップ)〕

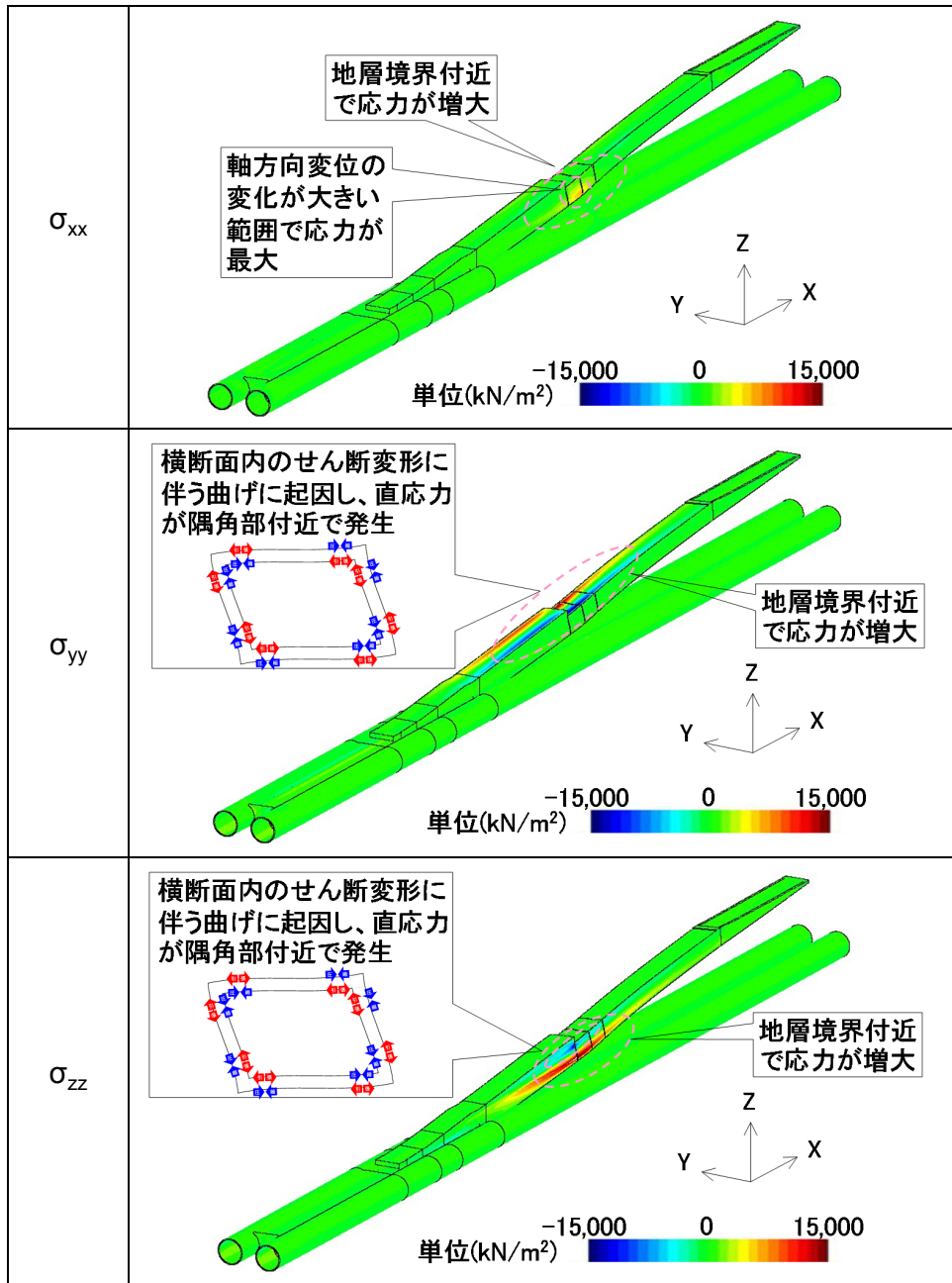


図 5.7: 応力分布〔トンネル軸直角方向入力, 分合流部の応力最大時 (1777 ステップ)〕

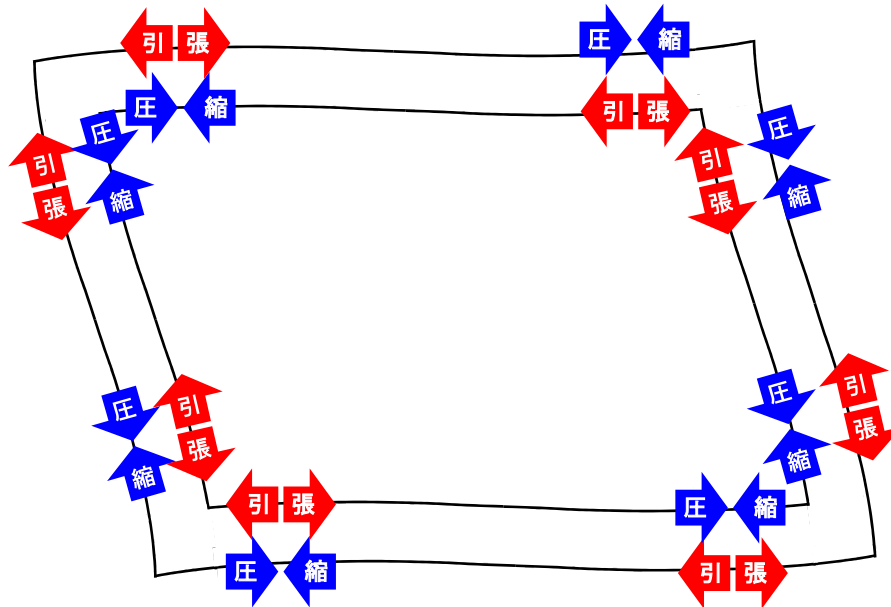


図 5.8: 横断面内せん断変形のイメージ

図 5.9 および図 5.10 では、全時刻にわたり抽出した応力の最大値を、それぞれ RC 構造部分、本線トンネルについて、道路軸方向の分布図として整理している。最大応力に着目した計算結果の整理は、要検討箇所を抽出する際に有益である。地盤構造が変化する地層境界付近 ($x=400\text{m}$ 付近) や、中壁を有する区間 ($x=100\sim 200\text{m}$ 付近) において発生応力が大きい。また、地層境界付近 ($x=400\text{m}$ 付近) やノーズ部 ($x=216.0\text{m}$) 付近の本線トンネルとランプトンネルの相対高さが変化する範囲 ($x=200\sim 300\text{m}$ 付近) で、最大応力が軸方向で変化し、複雑な挙動を伺わせる。なお、全区間で最大の地震応答を示した地層境界付近 ($x=400\text{m}$ 付近) の断面においても、建設時の耐震照査では、トンネル躯体の全部材において、発生せん断力がせん断耐力未満、発生モーメントが終局モーメント未満であることが確認されている (図 5.11~ 図 5.13)。建設時の耐震照査におけるトンネル躯体頂版と底版の層間変位量は約 4cm であったが、これは、3.2 で示した山田らの既往研究 [36] における、ランプトンネルの層間変位量と同等である。一方、構造変化点において、スパイク状の特異的な最大応力の上昇がみられ、特に地層境界付近 ($x=400\text{m}$ 付近) の構造変化点では、前後の 2 倍程度の最大応力を示している。線形解析であること、および建設時の耐震照査により、横断面内の耐震性が確認されていることから、直ちに地震時の安全性に影響を及ぼすとは考えにくい。しかし、応力が増大するメカニズム等について、今後検討が必要となる可能性がある。

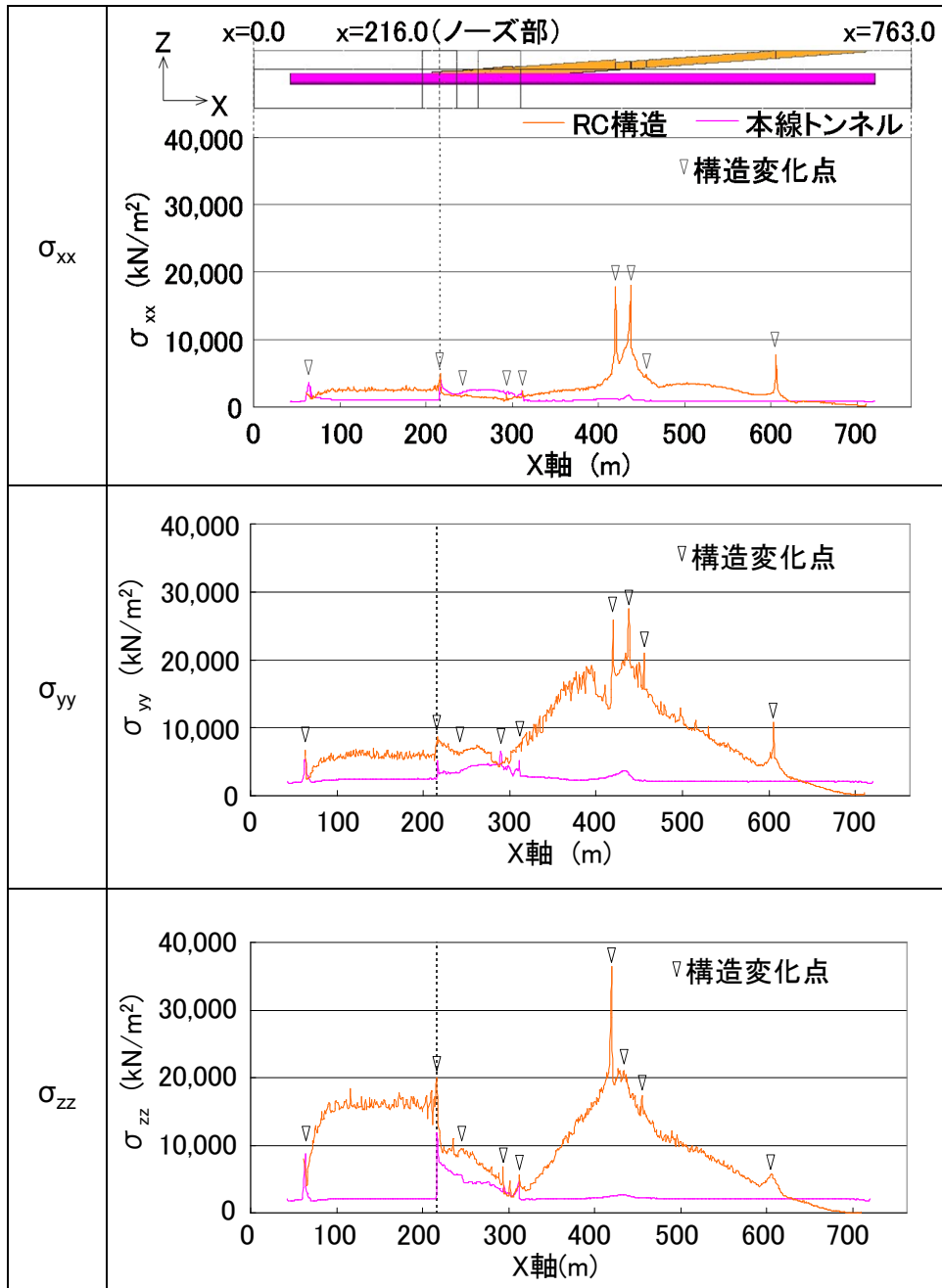


図 5.9: 最大直応力 (トンネル軸直角方向入力)

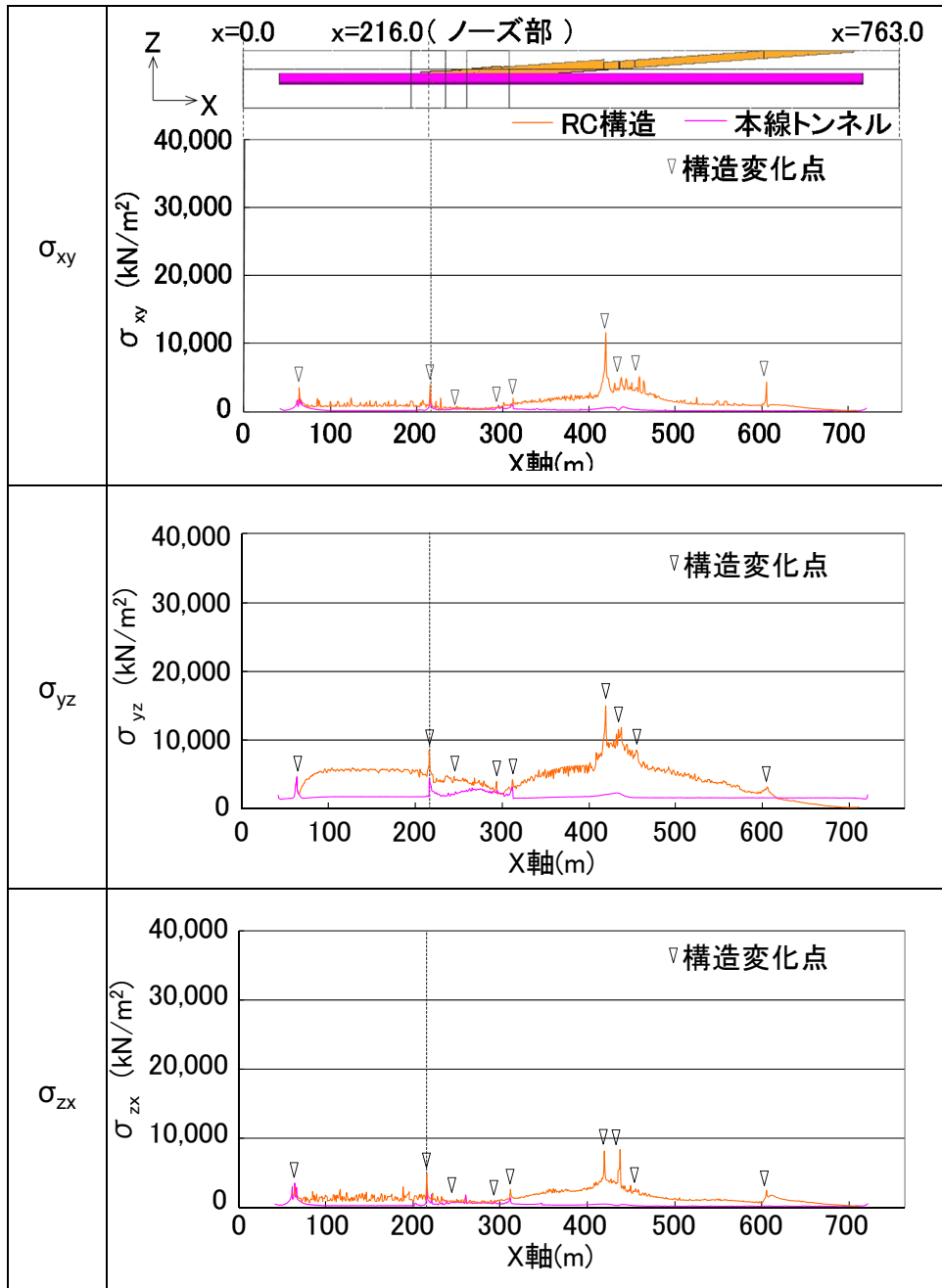


図 5.10: 最大せん断応力 (トンネル軸直角方向入力)

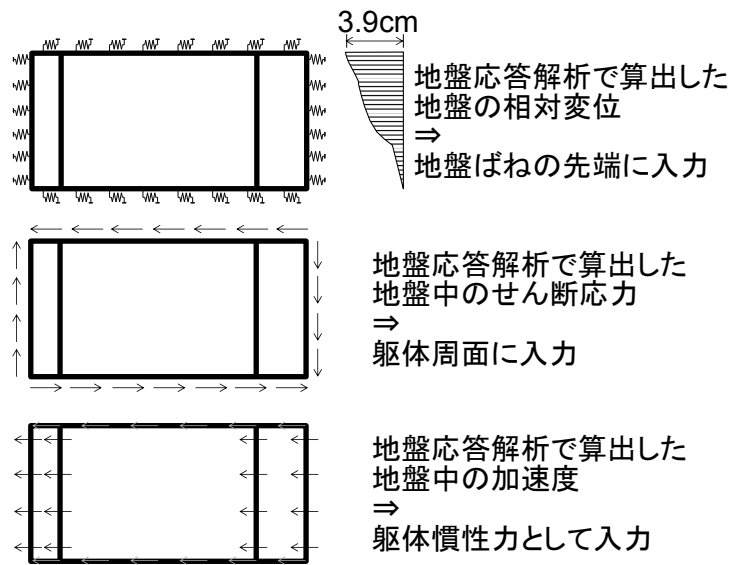


図 5.11: 建設時の耐震照査 (地層境界 (x=400m) 付近)
 (レベル 2 「T2E-B-3」 地震動トンネル軸直角 (左) 方向入力)

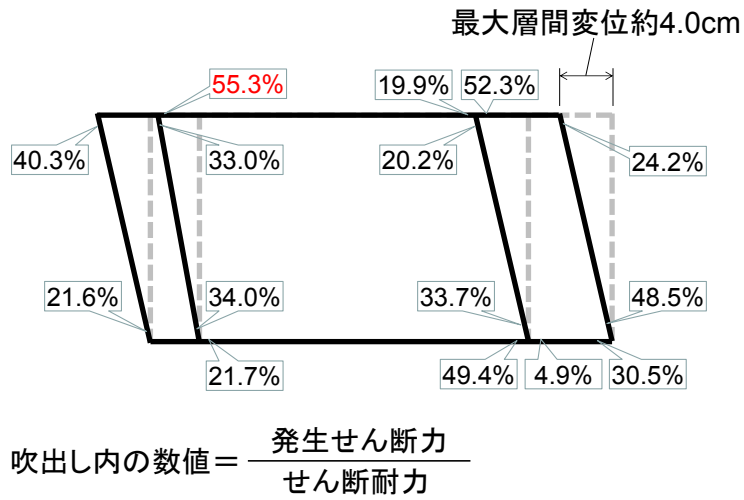


図 5.12: 建設時の耐震照査結果 (せん断力) (地層境界 (x=400m) 付近)
 (レベル 2 「T2E-B-3」 地震動トンネル軸直角 (左) 方向入力)

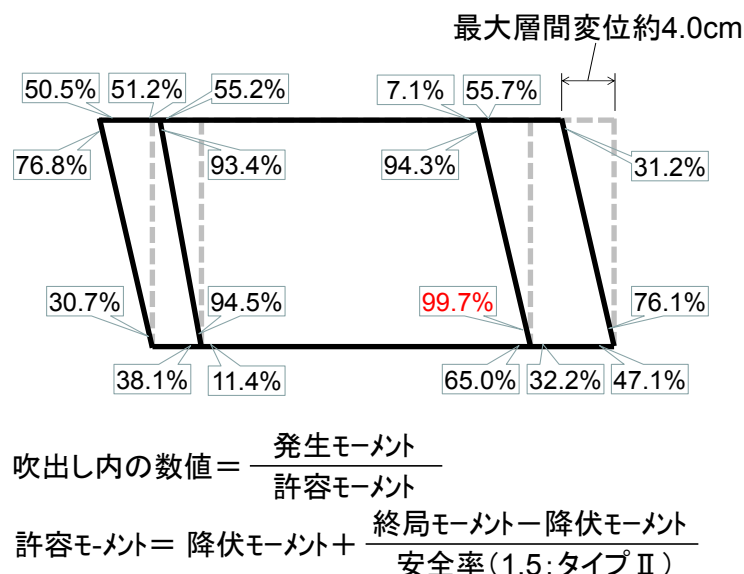


図 5.13: 建設時の耐震照査結果（曲げモーメント）（地層境界（ $x=400\text{m}$ ）付近）
（レベル 2 「T2E-B-3」地震動トンネル軸直角（左）方向入力）

5.2.5 解析結果（トンネル軸方向入力）

トンネル軸直角方向入力による解析結果と同様に，着目部位の最大応力を抽出して，分析を行うこととする．トンネル軸方向入力の全時刻のうち，トンネル軸直角方向入力時と同様に，1777 ステップにおいて分合流部に発生する応力が最大となる．1777 ステップにおける変位を図 5.14 に，応力発生状況を図 5.15 に示す．

ランプトンネルについては，軟質な表層の第 1 層中において変位が大きい．地盤応答に追従して地震動入力方向の変位が卓越し，最大地盤応答（地表とモデル底面の相対変位）約 18 cm に対し，地表付近で 10 cm 程度の躯体変位（モデル底面との相対変位）が生じている．トンネル軸直角方向入力の場合と比較し，軸方向の方が躯体剛性が大きいため，軸方向の躯体変位量が小さくなっていると考えられる．このような傾向は，シールドトンネルの模型振動実験結果にも伺うことができる [18, 52]．本線トンネルについては，本線ーランプトンネル接合部付近において，第 1 層中のランプトンネルの影響受け，わずかに変位の増加がみられるものの，硬質地盤内であることから変位が小さく，ほぼ剛体のように変位している．これらの挙動は既往研究 [36, など] と同様である．発生応力については，軸方向の直応力（ σ_{xx} ）が，主にランプトンネル躯体に最大で約 $15\text{MN}/\text{m}^2$ 程度発生している．断面形状が縦断方向で変化する箇所を除けば，発生応力は断面内でほぼ一様であり，単純な軸力を受けたような状態となっている．また，軸方向鉛直面内のせん断応力（ σ_{zx} ）がランプトンネルの地層境界付近，および本線トンネルの広範囲に最大で約

3MN/m²程度発生している。これらは、地盤応答の深さ方向の変化により、ランプトンネルおよび本線トンネルの縦断面内にせん断変形が生じているためと考えられる。発生する σ_{zx} は、地盤応答が大きい軟弱な第1層中のトンネル構造物よりも、地盤応答が小さい硬質な第2層中のトンネル構造物において、大きくなっている。これは、縦断方向においては、トンネル構造物の剛性が横断方向と比べて大きいため、地盤の剛性が小さい第1層中ではトンネル構造物の縦断面内にせん断変形が生じ難いためと考えられる。また、トンネル軸方向の中央付近で本線トンネルに発生する σ_{zx} がやや大きくなっているのは、ランプトンネルの影響により、第2層地盤の地震応答が中央付近以外と比べて大きくなっているためと考えられる。その他の方向の発生応力については、比較的小さい状態であった。

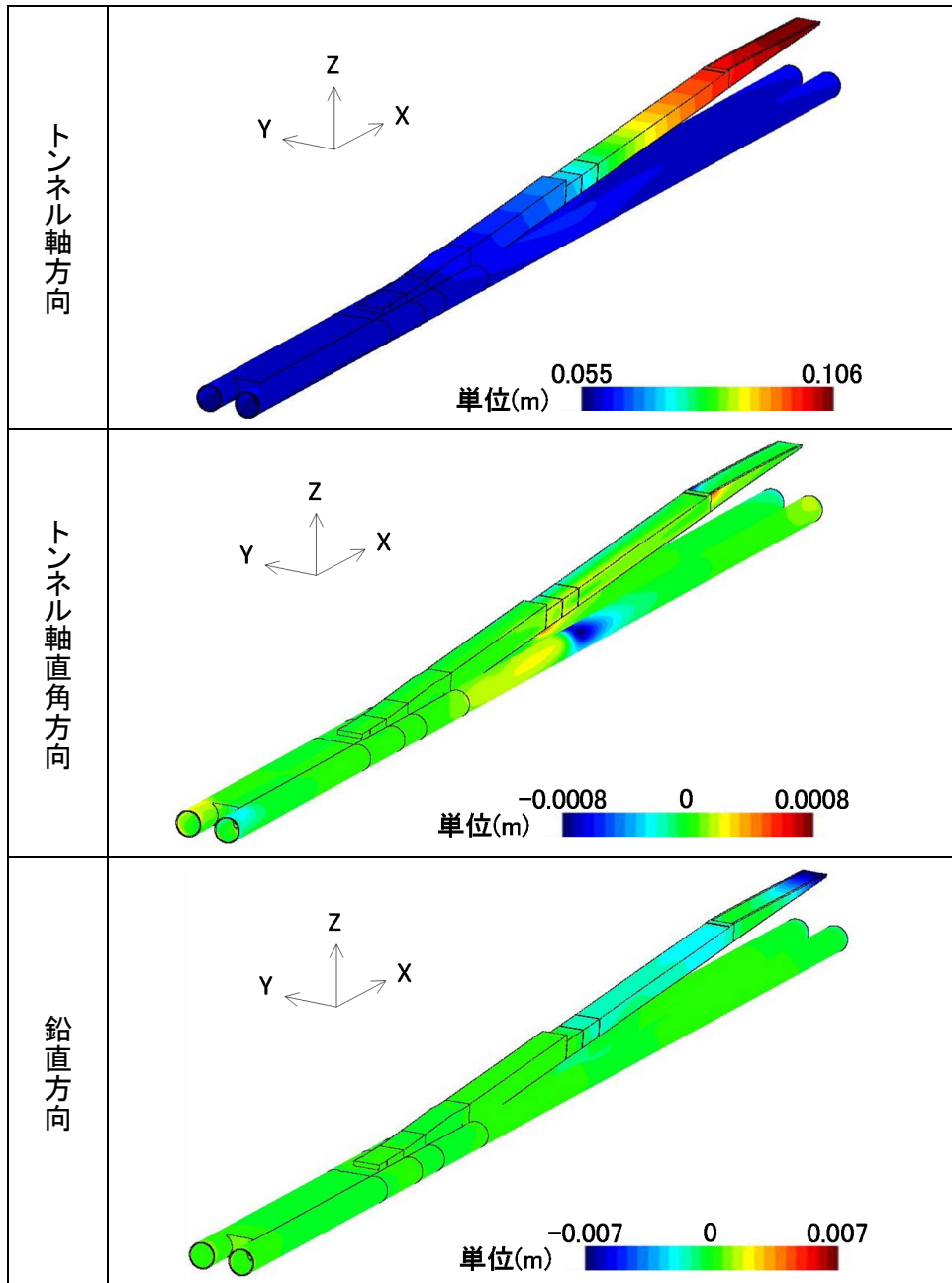


図 5.14: 変位分布 [トンネル軸方向入力, 分合流部の応力最大時 (1777 ステップ)]

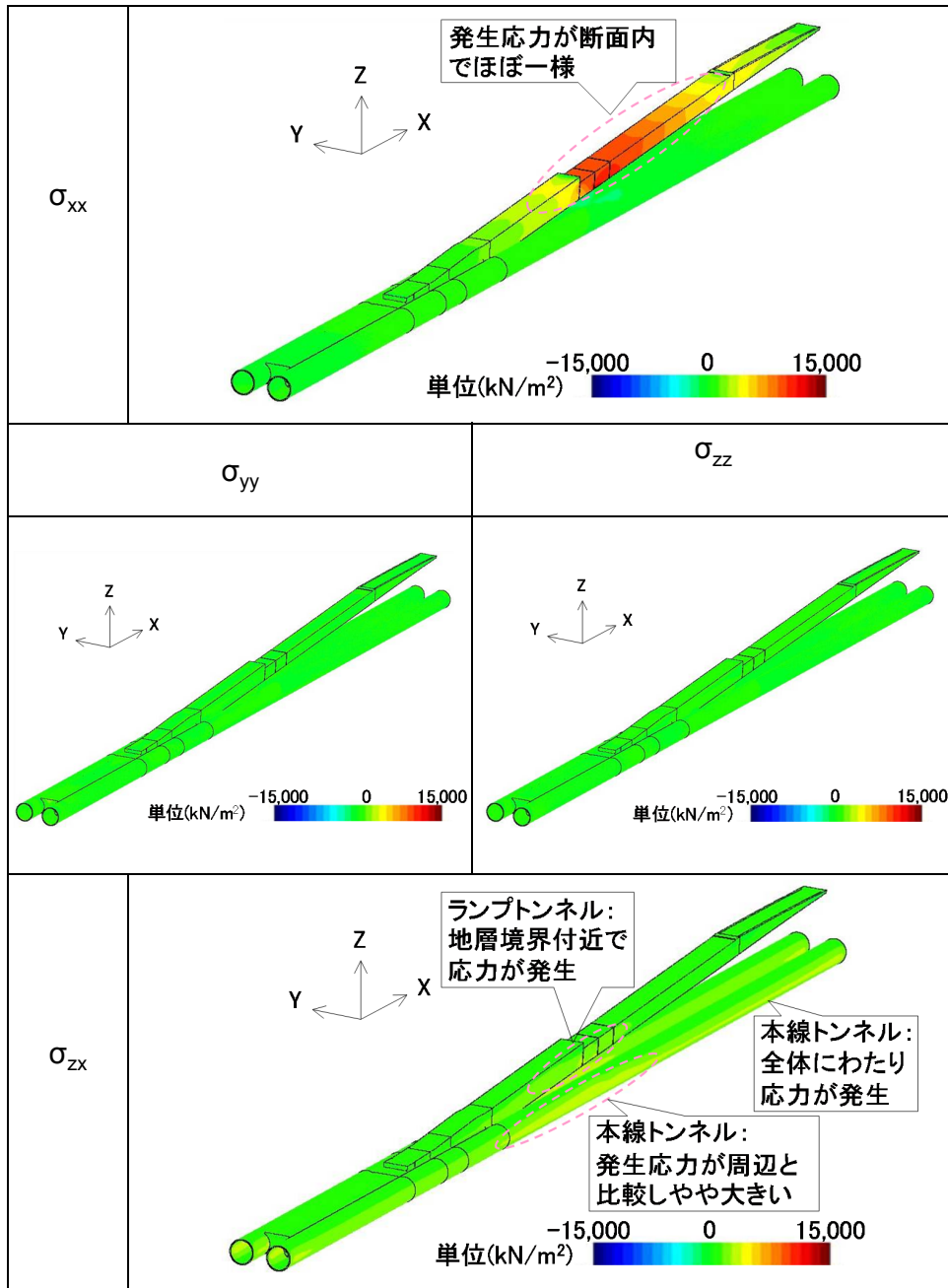


図 5.15: 応力分布〔トンネル軸方向入力, 分合流部の応力最大時 (1777 ステップ)〕

図 5.16 および図 5.17 では、全時刻にわたり抽出した応力の最大値を、それぞれ RC 構造部分、本線トンネルについて、道路軸方向の分布図として整理している。地盤構造が変化する地層境界付近において、トンネル軸方向の直応力 (σ_{xx}) が大きく発生している。また、硬質な第 2 層内のランプトンネルおよび本線トンネルには、軸方向のせん断応力 (σ_{zx} および σ_{xy}) が発生している。一方、軸直角方向と同様に、構造変化点において、スパイク状の特異的な最大応力の上昇がみられ、ノーズ部 ($x=216.0\text{m}$) においては、周辺に比べ 10 倍を越える最大応力が発生している。今後、検討が必要となる可能性があると考えられる。

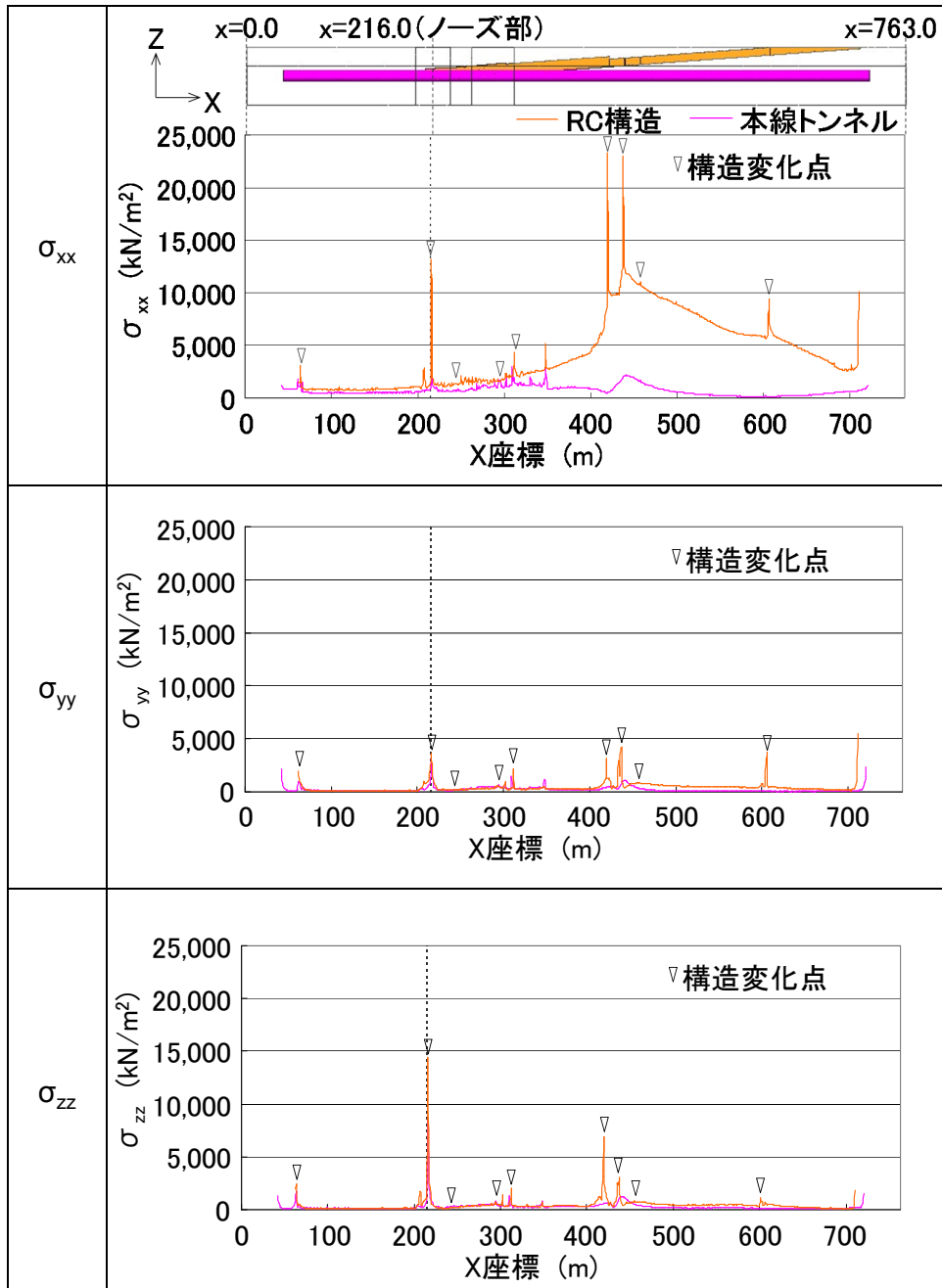


図 5.16: 最大直応力 (トンネル軸方向入力)

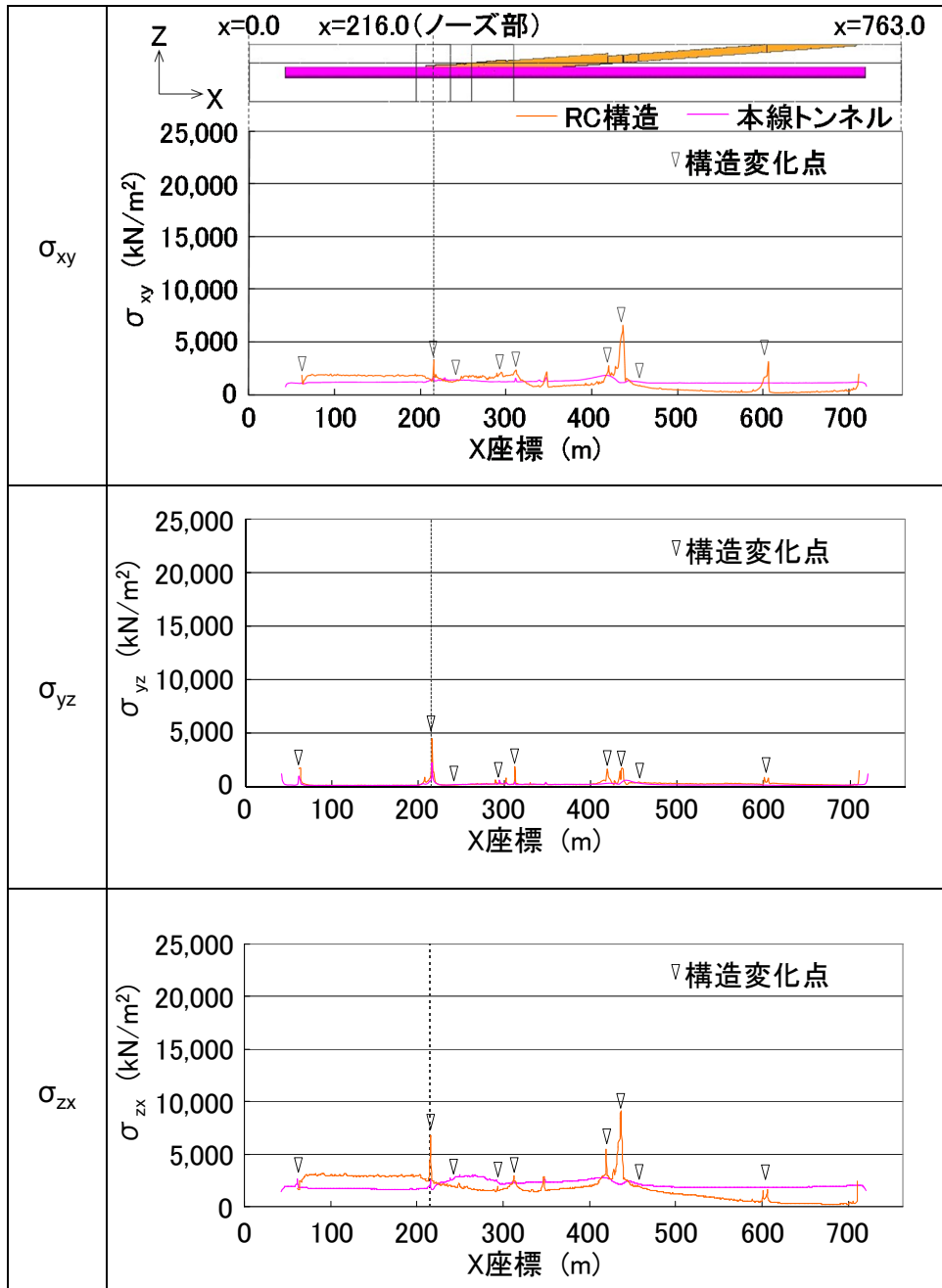


図 5.17: 最大せん断応力 (トンネル軸方向入力)

5.3 部分詳細解析

5.3.1 モデル化および解析定数

解析対象は、本研究で着目する分合流部である。この分合流部は、大きく2つに分類できる。

1. 走行車両の分岐・合流区間で、走行車両が輻輳するため、本線トンネルとランプトンネルの間に壁や柱が設置できない代わりに、ランプトンネル中央に中壁を設置している区間 ($x = 62 \sim 216 \text{ m}$)
2. 上記に接続する区間で、分岐区間の下流および合流区間の上流に位置し、本線トンネルとランプトンネルの間に、本線トンネルの卓越する軸力を支持する壁や柱を設置している区間 ($x = 216 \sim 335 \text{ m}$)

解析範囲として、ノーズ部を含む上記1から上記2への移行区間 ($x = 195 \sim 235 \text{ m}$, 以降、ブロック1と称する)、および上記2の一部区間 ($x = 260 \sim 310 \text{ m}$, 以降、ブロック2と称する)の2つのブロックを、全体モデルから周辺地盤を含めて抜出する。ついで、全体モデルで使った4面体2次要素を8分の1に分割して、より高い空間分解能を持つ解析モデルである部分詳細モデルを作る。部分詳細モデルの範囲を図5.18~5.19に、モデルそのものを図5.20~5.21に示す。

ブロック2については、基本的には硬質地盤内に構築されているが、上床版の一部が硬質地盤より上に位置するため(図5.19)、耐震照査を必要とする範囲にある(2.2参照)。また、硬質地盤から出て軟弱な表層を通過し地上まで達しているランプトンネルが接合されていることから、軟弱な表層内のランプトンネルの大きい地震応答が伝わる可能性がある。分合流部において、ランプトンネルの地震応答の影響を受けやすい範囲として解析対象に選定し、耐震照査を行う。ブロック1については、硬質地盤内に構築されており(図5.19)、本来、耐震照査が不要な範囲に位置する(2.2参照)。ランプトンネルの地震応答の影響は、ブロック2を介して伝わることになるため、ブロック2よりもその影響は小さいと考えられる。ブロック1については、ランプトンネルの地震応答の影響範囲、および上記1から上記2への断面変化による影響に主に着目し、解析対象に選定する。

多くのマルチスケール解析においては、粗い空間分解能の解析領域全体の解析と、高空間分解能の着目部位の解析を同時に行う必要があるのに対し、本研究で提案する部分詳細解析は、全体解析の結果を用いて行う準静的解析であるため、計算コストを大幅に抑えることができる。そのため、本線トンネルの鋼製セグメントについては、縦リブ等の詳細についてもモデル化することは可能であるが、本研究においては、部分詳細解析の適用性

を検証する段階であるため、全体解析と同程度の再現性のモデルにとどめる。部分詳細解析の適用性が確認されたのちには、シアコネクタ等の細部構造まで再現した解析モデルを用い、部材の非線形性を考慮した解析を行うことで、複雑な接合構造部内に発生する応力等を詳細に分析することが可能になると考えられる。

要素寸法は、構造物についてはトンネル厚さ方向に最少で2要素が配置される寸法となる。地盤については最大で1.75 mとなる。解析定数は全体解析と同様とした。

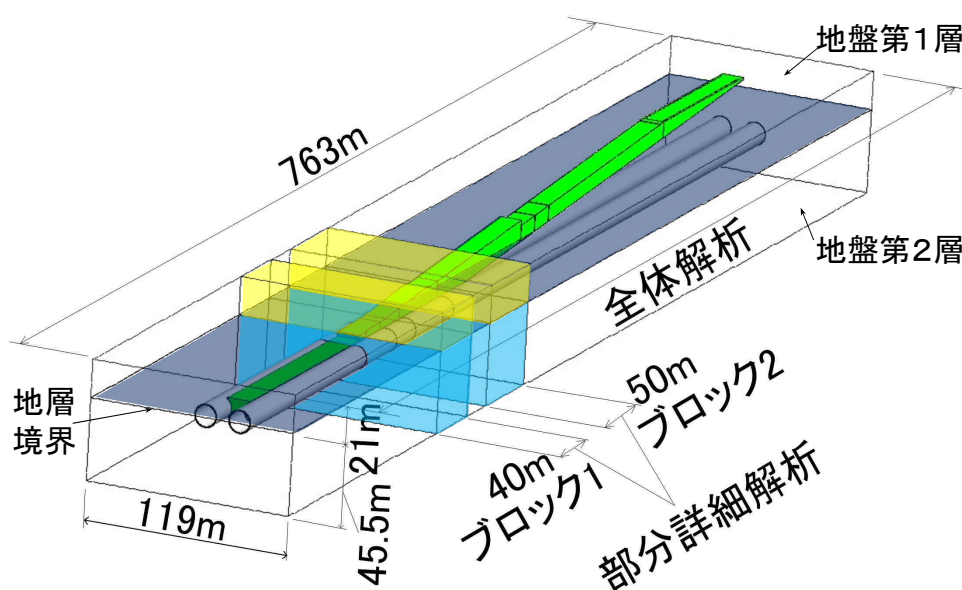


図 5.18: 部分詳細解析モデルの範囲（俯瞰図）

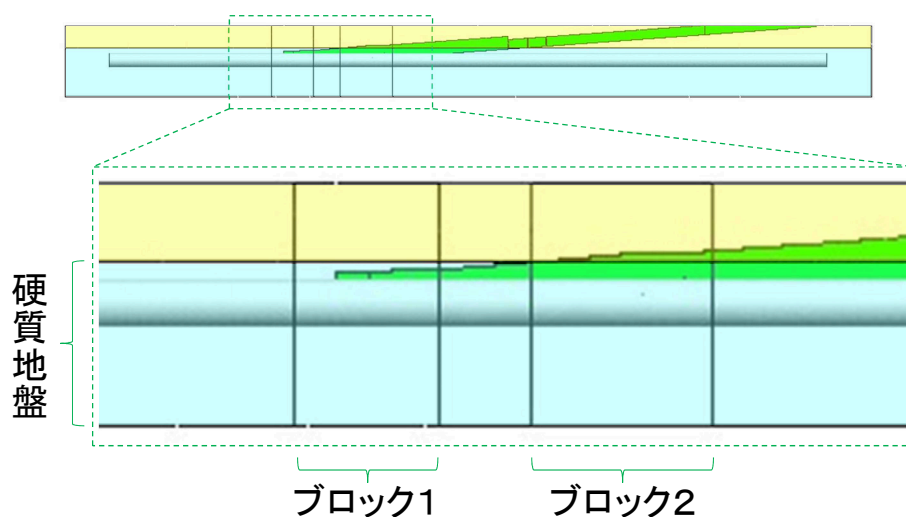


図 5.19: 部分詳細解析モデルの範囲（縦断図）

ブロック1(X=195~235m)	
全体解析モデルからの抜出し	
部分詳細解析モデル	

図 5.20: 部分詳細解析モデル (ブロック 1)

ブロック2(X=260~310m)	
全体解析モデルからの抜出し	
部分詳細解析モデル	

図 5.21: 部分詳細解析モデル (ブロック 2)

5.3.2 要素品質

本研究における2つの解析モデル，すなわち，全体モデルと部分詳細モデルとも，構造図を作成する3次元CADデータを基としている．このデータからトンネル構造の3次元幾何形状に関するデータを抽出し，自動要素分割を行うソフトウェアを用いて解析モデルは自動構築される．自動分割された解析モデルは，一般に，一部の要素の形状が悪いものがある．このような要素の修正を手動で行う．要素形状は正四面体に近いものほど良く，扁平な要素や細長い要素は要素形状が悪い．

本研究においては，当初，既往の研究[36, など]と同様に，トンネル構造とその周辺地盤は4面体2次要素，構造物から離れた周辺地盤には立方体1次要素（ボクセル要素）を用いていた．しかし，要素のハイブリッドとなる当初の解析モデルでは，全体モデルを使った解析と，5.3.1で示す全体解析モデルの要素を8分割した部分詳細モデルを使った解析において，計算される応力に一割程度の誤差が生じた．この誤差の原因として，メッシュ品質に起因する計算誤差が考えられる．そこで，当初構築した解析モデルは破棄し，全て4面体2次要素とした全体解析モデルを構築した．要素形状が悪い要素が自動生成されることを避けるため，鋼製セグメントとRC躯体の境界など，形状の細部を一部変更した．変更前後の要素品質について，表5.2に示す．極端に扁平な形状の悪い要素や微小な要素を大幅に少なくすることができた．

表 5.2: 改良前後の要素品質

	改良前	改良後
節 点	2,396,887	2,456,212
要 素	1,612,455	1,673,489
最小角度	0.472	0.585
最小角度5度未満要素数	496個	58個
最小要素体積	7.78×10^{-7}	7.12×10^{-5}
体積 1×10^{-4} 未満要素数	294個	1個
体積 1×10^{-3} 未満要素数	12932個	254個
備 考	<ul style="list-style-type: none"> ・二次要素 ・要素結合なし 	<ul style="list-style-type: none"> ・二次要素 ・要素結合なし ・Collapse実行確認済 (import tolerance 1e-5)

5.3.3 解析方法

部分詳細解析において、入力地震動は、全体解析結果を用いて準静的荷重に置き換えられる。全体解析結果のうち、分合流部の応力が最大となる解析 step の結果を、4.2 に示す手法に基づいて、部分詳細モデルに境界条件として与える。

5.3.4 解析結果（全体解析との比較）

解析結果については、本線ーランプトンネル一体構造部の主に RC 躯体に着目することから、全体解析と同様に変位と応力とも直交座標で整理する。本線ーランプトンネル一体構造部のうち、中壁を有する断面から箱型で中壁のない断面に移行する構造（ブロック 1）と、箱型で中壁のない断面を有し本線とランプトンネルの相対高さがトンネル軸方向で変化する構造（ブロック 2）に着目し、変位と応力の計算結果を示し、発生状況について考察を加える。トンネル軸直角方向入力時の解析結果を 5.3.5 に、トンネル軸方向入力時の解析結果を 5.3.6 に示す。

変位と応力の発生状況に考察を加える前に、部分詳細解析結果について、全体解析結果との比較を行い、発生応力のレベル、分布形状の差や解析精度等について考察する。本線ーランプトンネル一体構造部のうち、ブロック 1 の $x = 211.9$ m における断面と、ブロック 2 の $x = 282.0$ m における断面に着目し、トンネル軸直角方向入力時の発生応力について、全体解析結果と部分詳細解析結果を比較する。図 5.22~5.25 に、分合流部における応力が最大となる 1777step における全体解析結果と、その全体解析結果を用いて行った部分詳細解析の解析結果を比較したものを示す。全体解析結果と部分詳細解析結果において、発生応力のレベルおよび分布形状に大きな差は認められず、両者はよく一致している。部分詳細解析においては、要素寸法が小さくなっていることから、応力分布がなめらかになるなど、分解能の向上が伺える。また、分解能の向上に伴い、箇所によっては、応力発生状況が理論上の応力分布に近づいている。例えば、ブロック 1 の中壁における横断面内のせん断力 σ_{yz} は、中壁の壁厚方向中央で大きく発生し、中壁の壁厚方向の両端では小さい。中壁には、横断面内のせん断変形に伴う曲げが作用し、鉛直方向の直応力 σ_{zz} が卓越して発生している。中壁内の微小要素の上面に作用する鉛直方向力と下面に作用する鉛直方向力の差と、微小要素に作用する横断面内のせん断力が釣り合うと考えると、横断面内せん断応力 σ_{yz} は、中壁の壁厚方向中央で最大となり、中壁の壁厚方向の両端では 0 になる（図 5.26 参照）。部分詳細解析結果では、 σ_{yz} の発生状況が、上記の傾向とよく一致している（図 5.23 参照）。

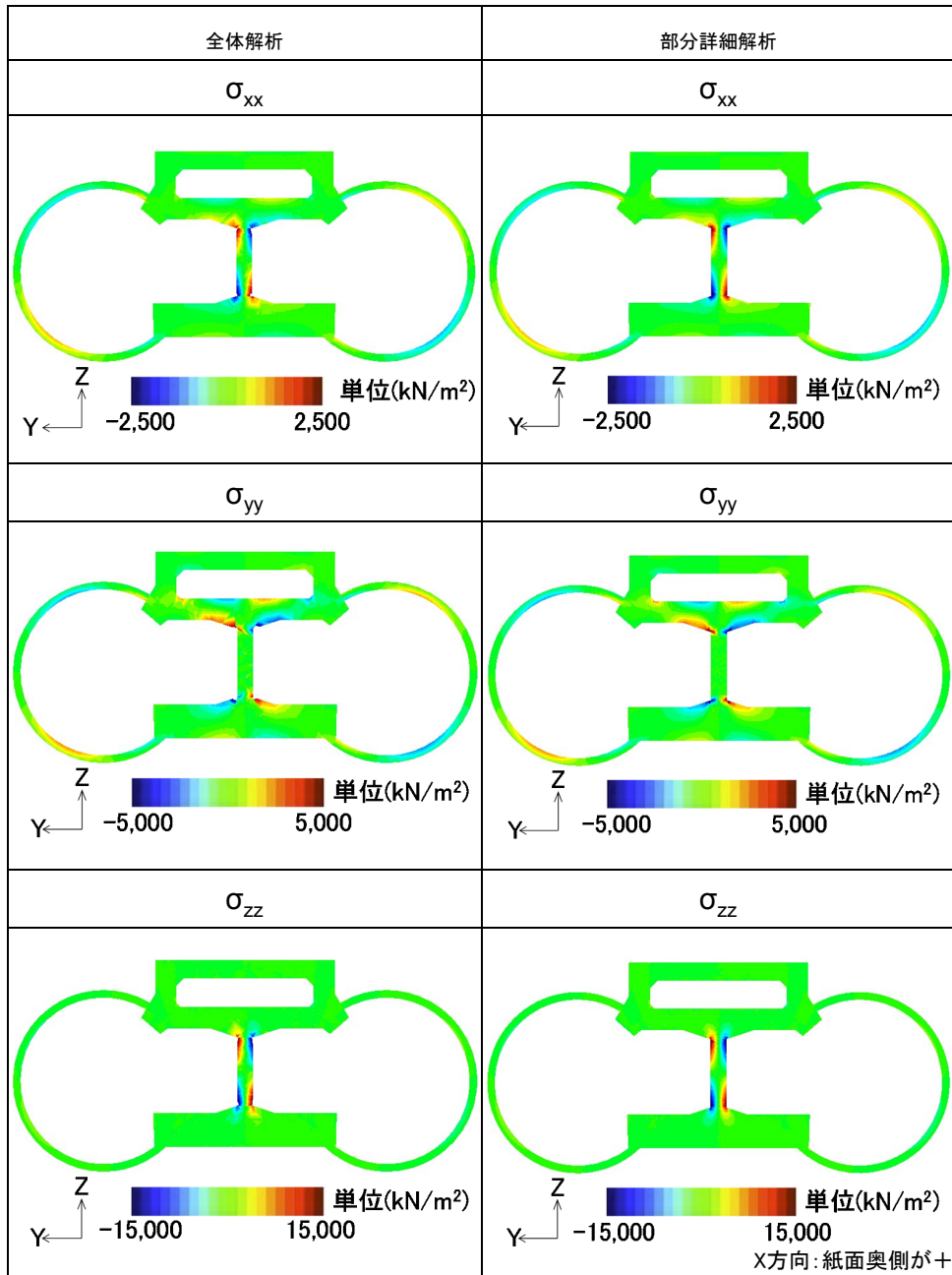


図 5.22: 直応力分布の比較 (ブロック 1, 軸直角方向入力)
 (全体解析: 1777step, 部分詳細解析: 全体解析結果を境界条件として入力)

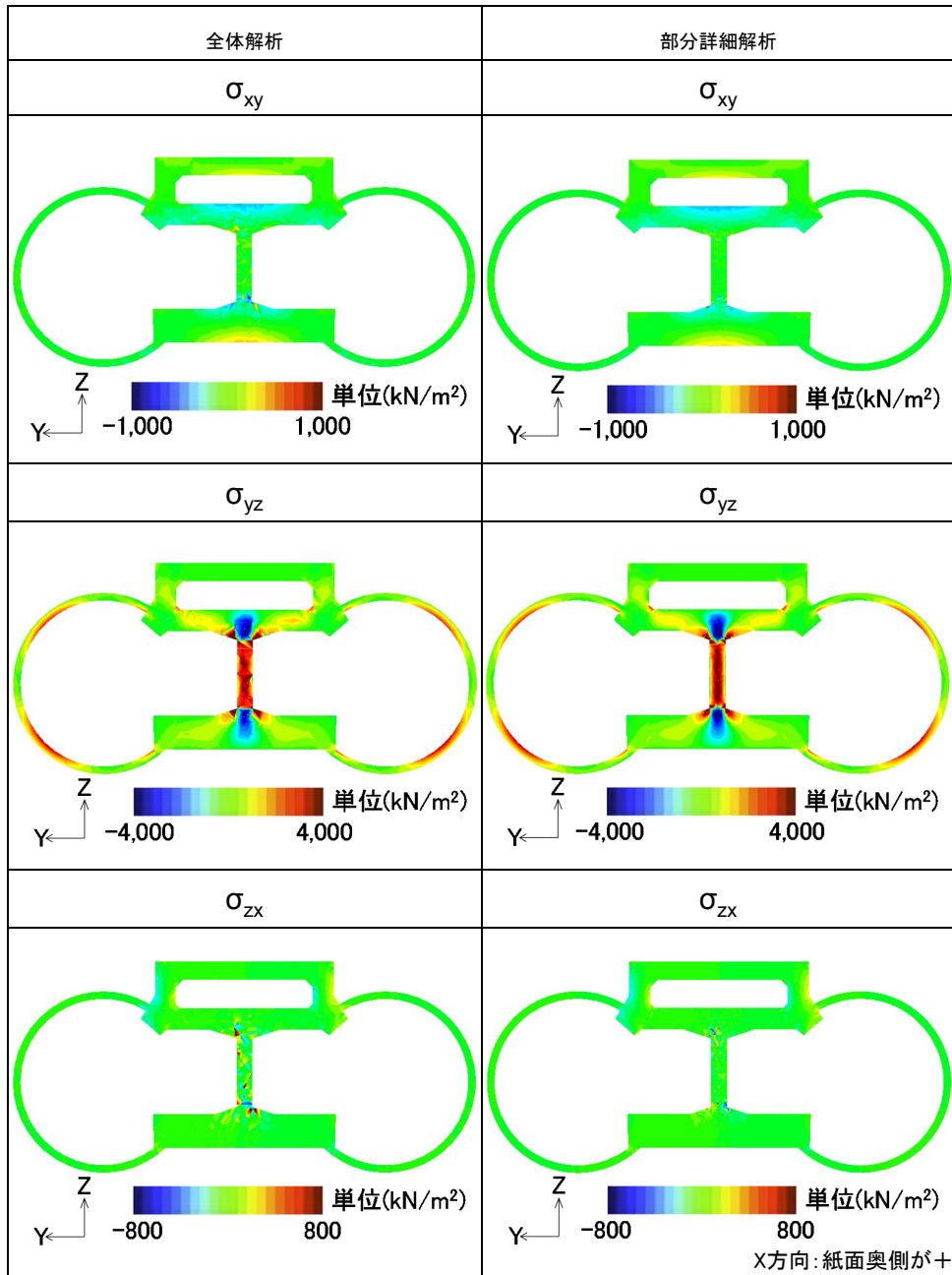


図 5.23: せん断応力分布の比較 (ブロック 1, 軸直角方向入力)
 (全体解析: 1777step, 部分詳細解析: 全体解析結果を境界条件として入力)

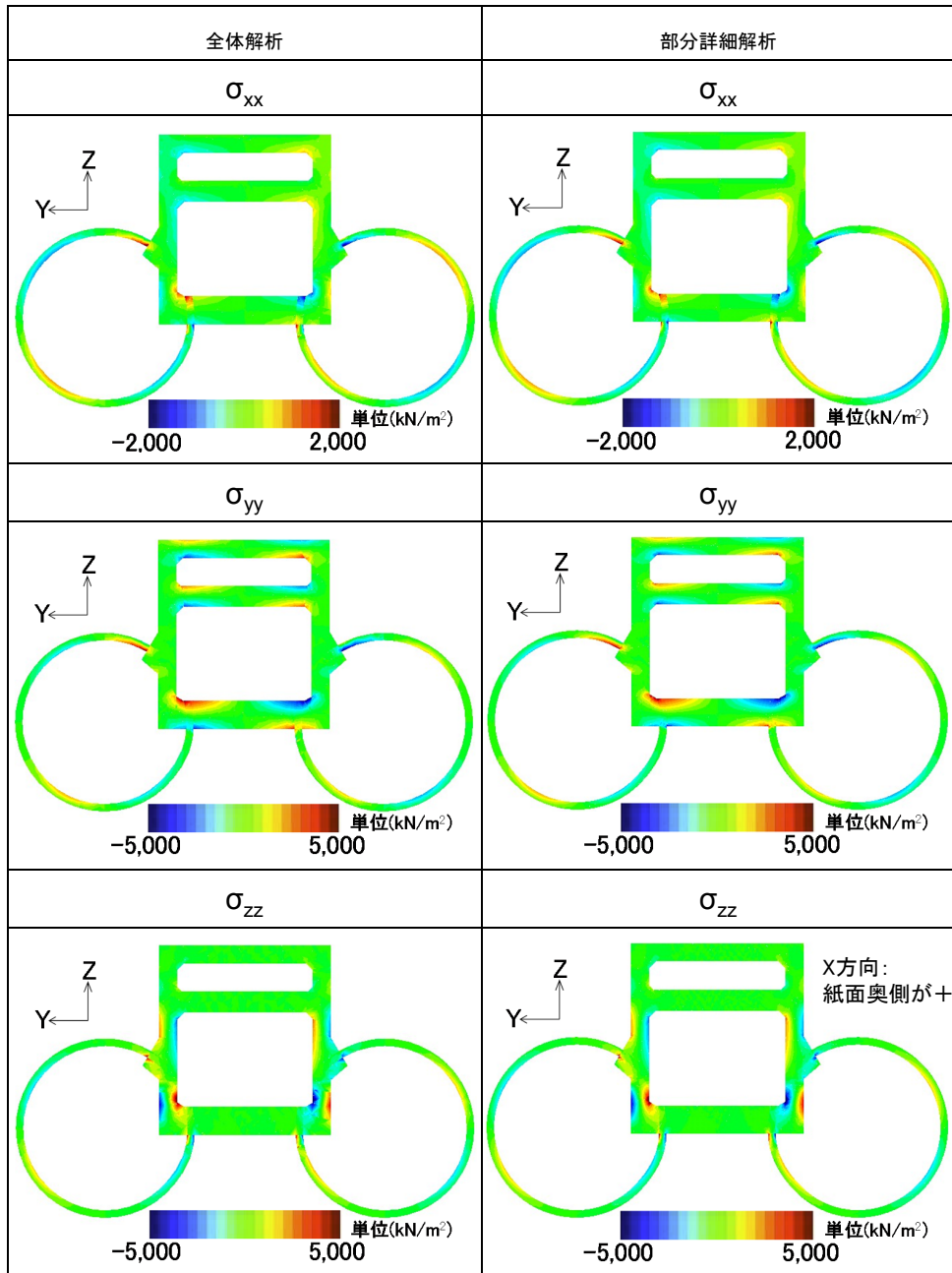


図 5.24: 直応力分布の比較 (ブロック 1, 軸直角方向入力)
 (全体解析: 1777step, 部分詳細解析: 全体解析結果を境界条件として入力)

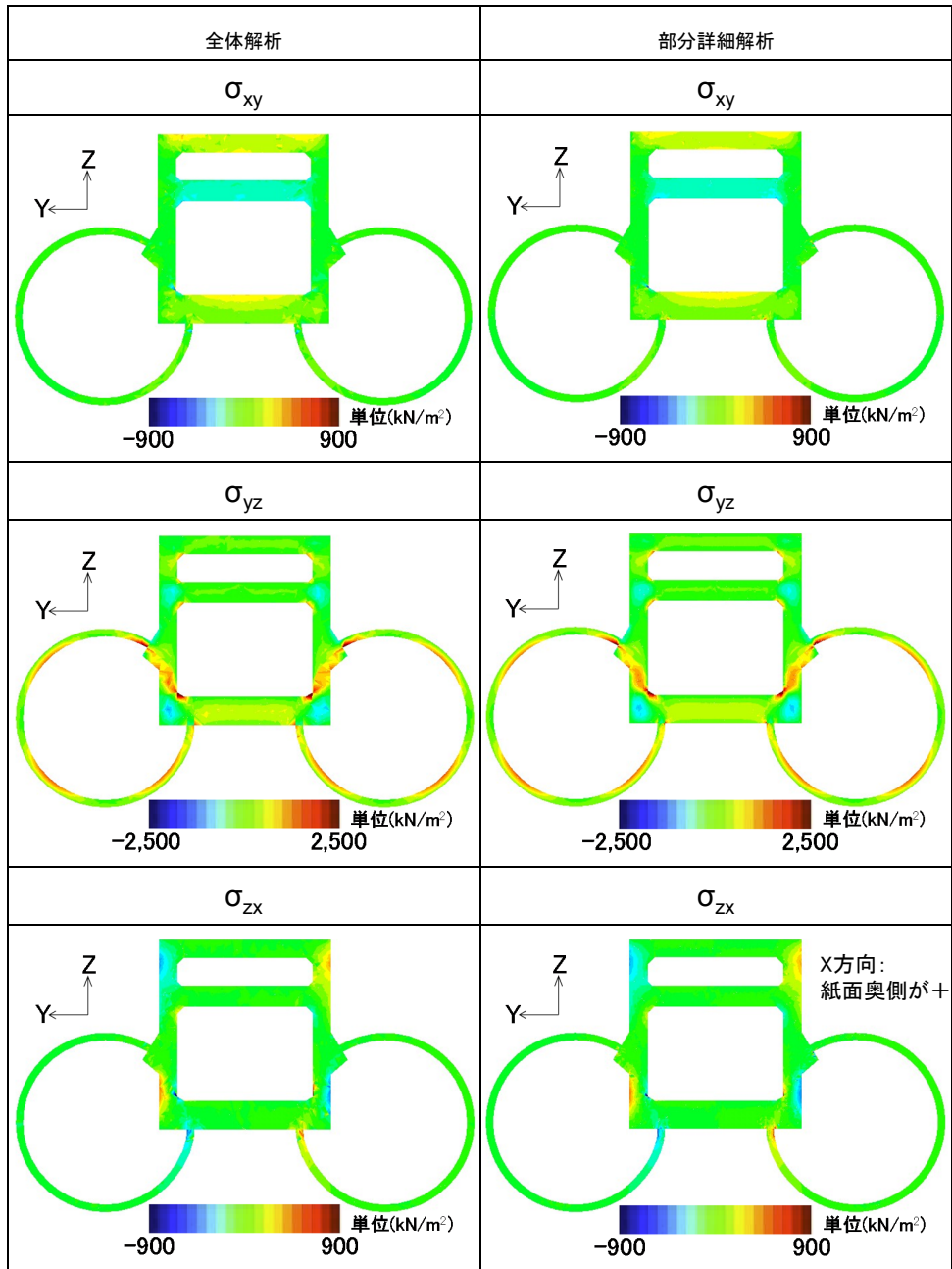


図 5.25: せん断応力分布の比較 (ブロック 1, 軸直角方向入力)
(全体解析: 1777step, 部分詳細解析: 全体解析結果を境界条件として入力)

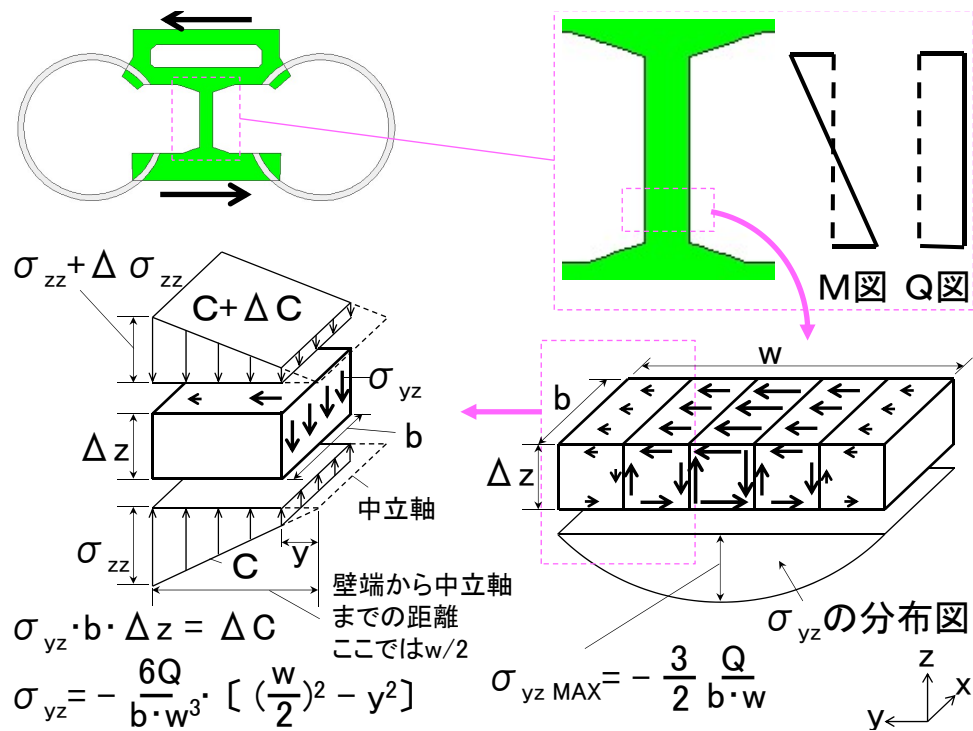


図 5.26: 横断面内せん断応力 σ_{yz} の壁厚内分布のイメージ

5.3.5 解析結果（トンネル軸直角方向入力）

トンネル軸直角方向入力時の、ブロック1における変位と応力の分布を図5.27~5.28に示す。ブロック1は、中壁を有する断面から、箱型で中壁のない断面に移行する区間であり、断面が変化する位置をノーズ部と称している。ブロック1においては軸直角方向の変位が卓越し、地盤応答の深さ方向の変化に起因して躯体の上部と下部に軸直角方向の相対変位が生じている。この横断面内のせん断変形に伴い、曲げに起因する鉛直方向の直応力(σ_{zz})が中壁の上下端で卓越し、最大で20 MN/m²程度発生している。発生応力のトンネル縦断方向の変化が小さく、横断面における2次元的な挙動が支配的である。ブロック1の $x = 211.9$ m（中壁終点部の上部にダクトを有する区間の中央）における横断面内の応力分布を図5.29~5.30に示す。 $x = 211.9$ mにおいては、横断面内のせん断変形に伴う曲げに起因し、中壁の上下端における鉛直方向直応力が最大で15 MN/m²程度、上床板と底板の中壁接続部におけるトンネル軸直角方向直応力が最大で5 MN/m²程度発生している。また、これら直応力と直交する方向の弾性変形に伴い、トンネル軸方向直応力が、最大で2.5 MN/m²程度発生している。せん断力においては、横断面内のせん断力 σ_{yz} が卓越し、中壁ならびに本線トンネルの2時、4時、8時および10時付近に、最大で4 MN/m²程度発生している。

以上の解析結果より、ブロック1においては、発生応力のトンネル縦断方向の変化が小さく、横断面におけるせん断変形による2次元的な挙動が支配的である。また、ランプトンネルの曲げやねじりの影響とみられる応力が発生している様子が伺えないことから、軟弱な表層内のランプトンネルの地震応答による影響は、ブロック1においては小さいと考えられる。

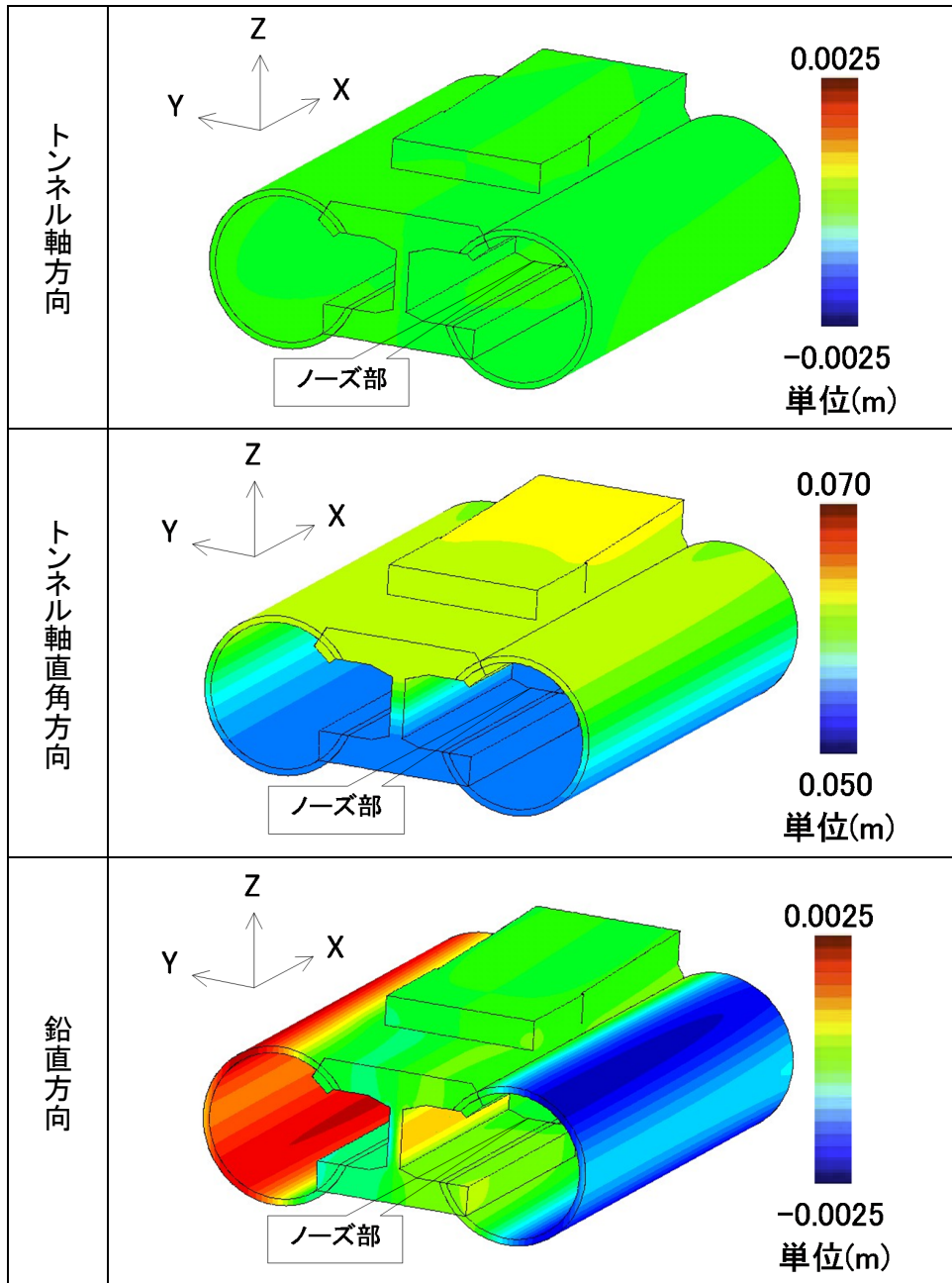


図 5.27: 変位の分布 (ブロック 1, 軸直角方向入力)
 (全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

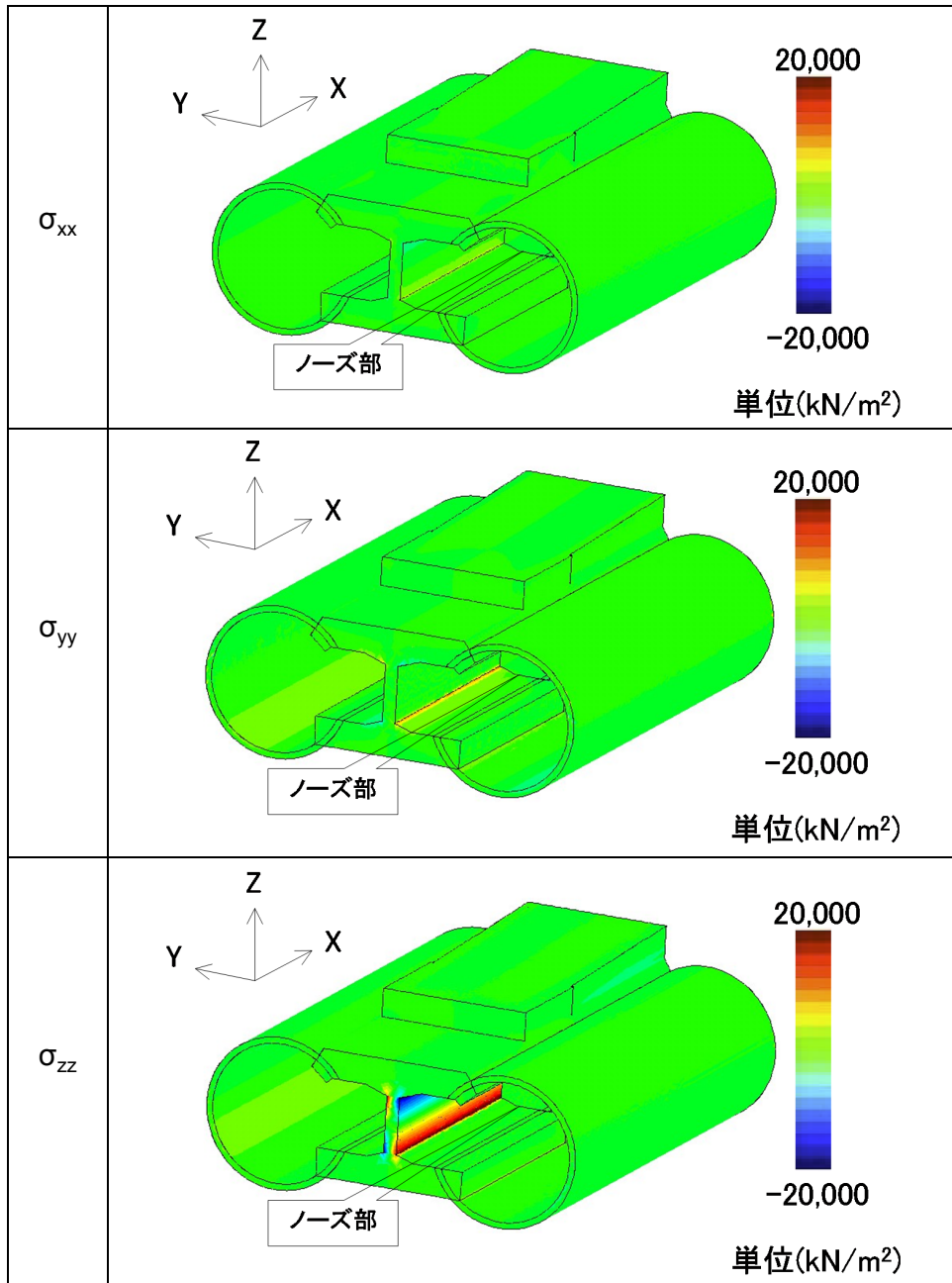


図 5.28: 応力の分布 (ブロック 1, 軸直角方向入力)
 (全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

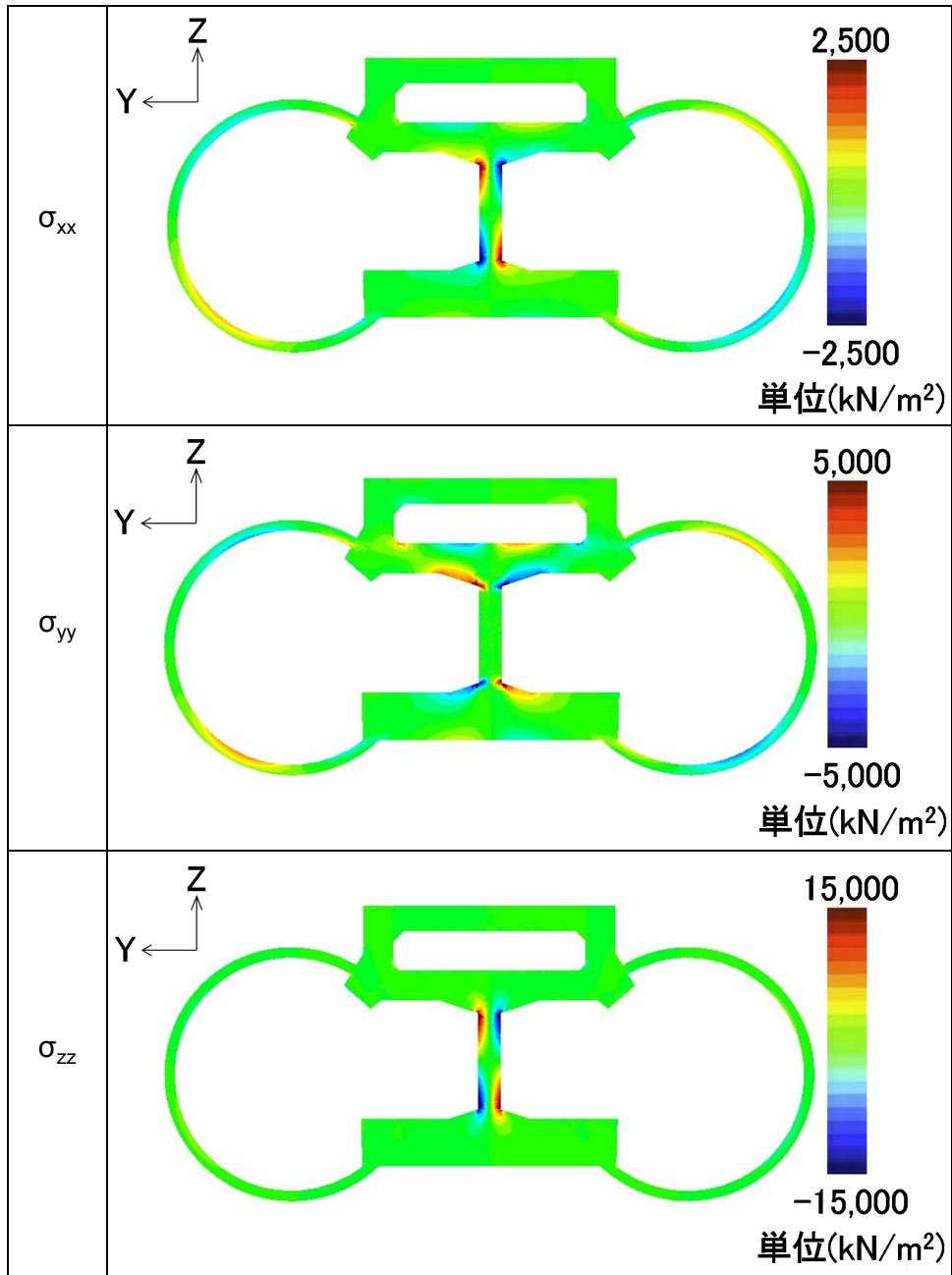


図 5.29: 横断面内の直応力分布〔ブロック 1(X=211.9m), 軸直角方向入力〕
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

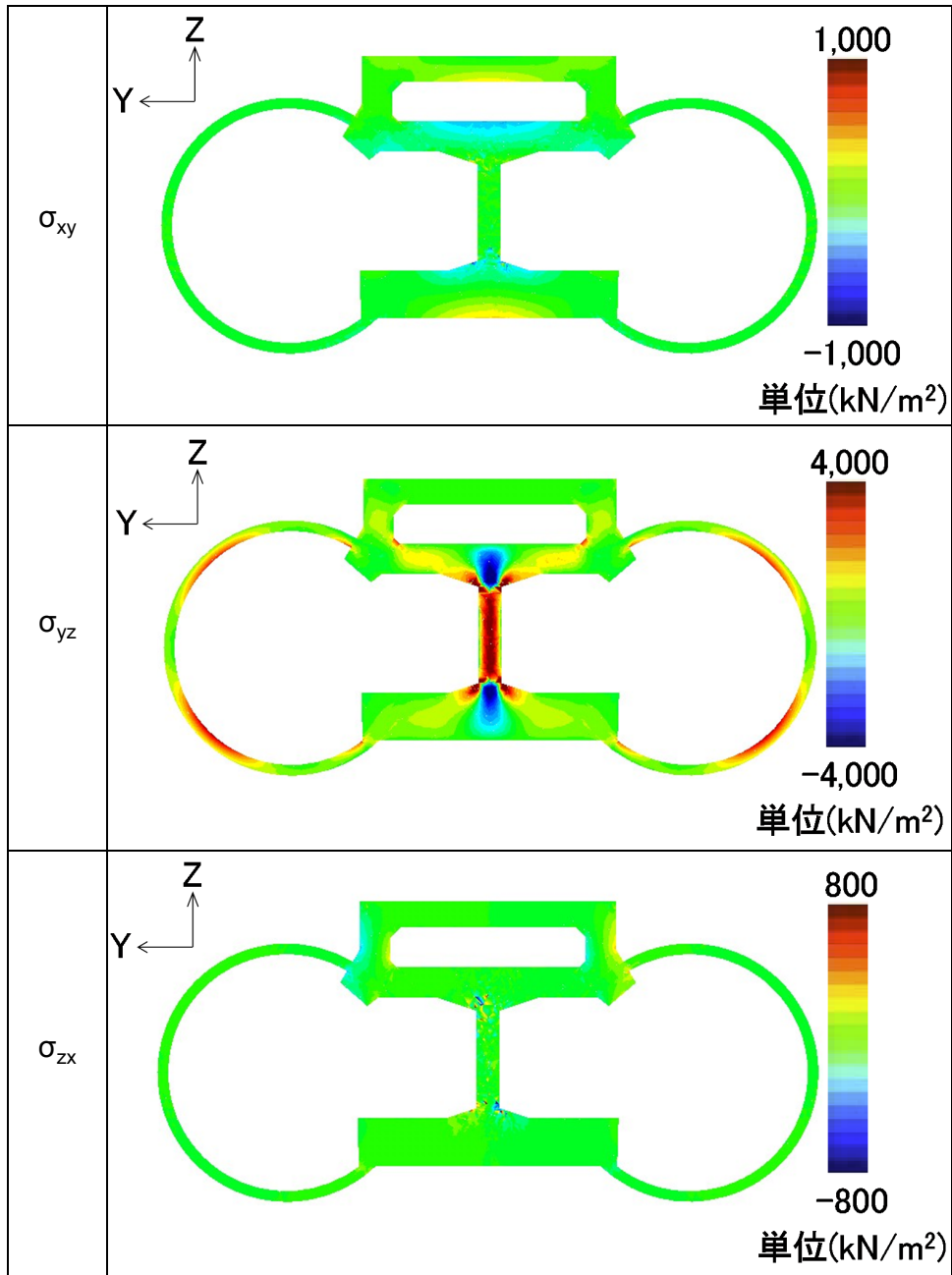


図 5.30: 横断面内のせん断応力分布〔ブロック 1(X=211.9m), 軸直角方向入力〕
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

トンネル軸直角方向入力時の、ブロック2における変位と応力の分布を図5.31~5.32に示す。ブロック2は、箱型で中壁のない断面を有し、本線とランプトンネルの相対高さがトンネル軸方向で変化する区間である。ブロック2では、ブロック1と同様に、横断面内のせん断変形に伴う曲げに起因し、鉛直方向の直応力が側壁の上下端に最大で9 MN/m²程度発生しているが、発生応力がトンネル軸方向に沿って変化し、3次元的な応答を示している。主な要因として、ランプトンネルの縦断勾配のために、本線トンネルとRC構造の相対高さや接合構造の形状が縦断方向で変化し、RC構造の相対高さが低くなるにつれ、接合構造の剛性が大きくなることが考えられる。また、同様に横断面内のせん断変形に伴う曲げに起因し、RC構造頂版および底板の一部に、トンネル軸直角方向の直応力が最大で7 MN/m²程度発生している。ブロック2の $x = 282.0$ mにおける横断面内の応力分布を、図5.33~5.34に示す。 $x = 282.0$ mでは、横断面内のせん断変形に伴う曲げに起因する直応力は、側壁の上下端に鉛直方向直応力が、中床版および底板の側壁接続部にトンネル軸直角方向直応力が、それぞれ最大で5 MN/m²程度発生している。また、これら直応力と直交する方向の弾性変形に伴い、トンネル軸方向直応力が、2 MN/m²程度発生している。

以上の解析結果より、ブロック2においては、発生応力にトンネル縦断方向の変化がみられる。しかし、応力の発生状況から、主な応力の発生要因は横断面内におけるせん断変形と考えられ、縦断方向の応力変化は、本線とランプトンネルの相対高さの変化により、断面形状が縦断方向で変化していることに起因していると考えられる。トンネル軸方向の直応力の発生も見られるが、その発生箇所は、横断面内のせん断変形に起因すると考えられる鉛直方向およびトンネル軸直角方向の直応力の発生箇所と同一であり、これらと直交する方向の弾性変形に伴い発生していると考えられる。ランプトンネルの曲げやねじりの影響とみられる応力が発生している様子が伺えないことから、軟弱な表層内のランプトンネルの地震応答による影響は、ブロック2においても小さいと考えられる。

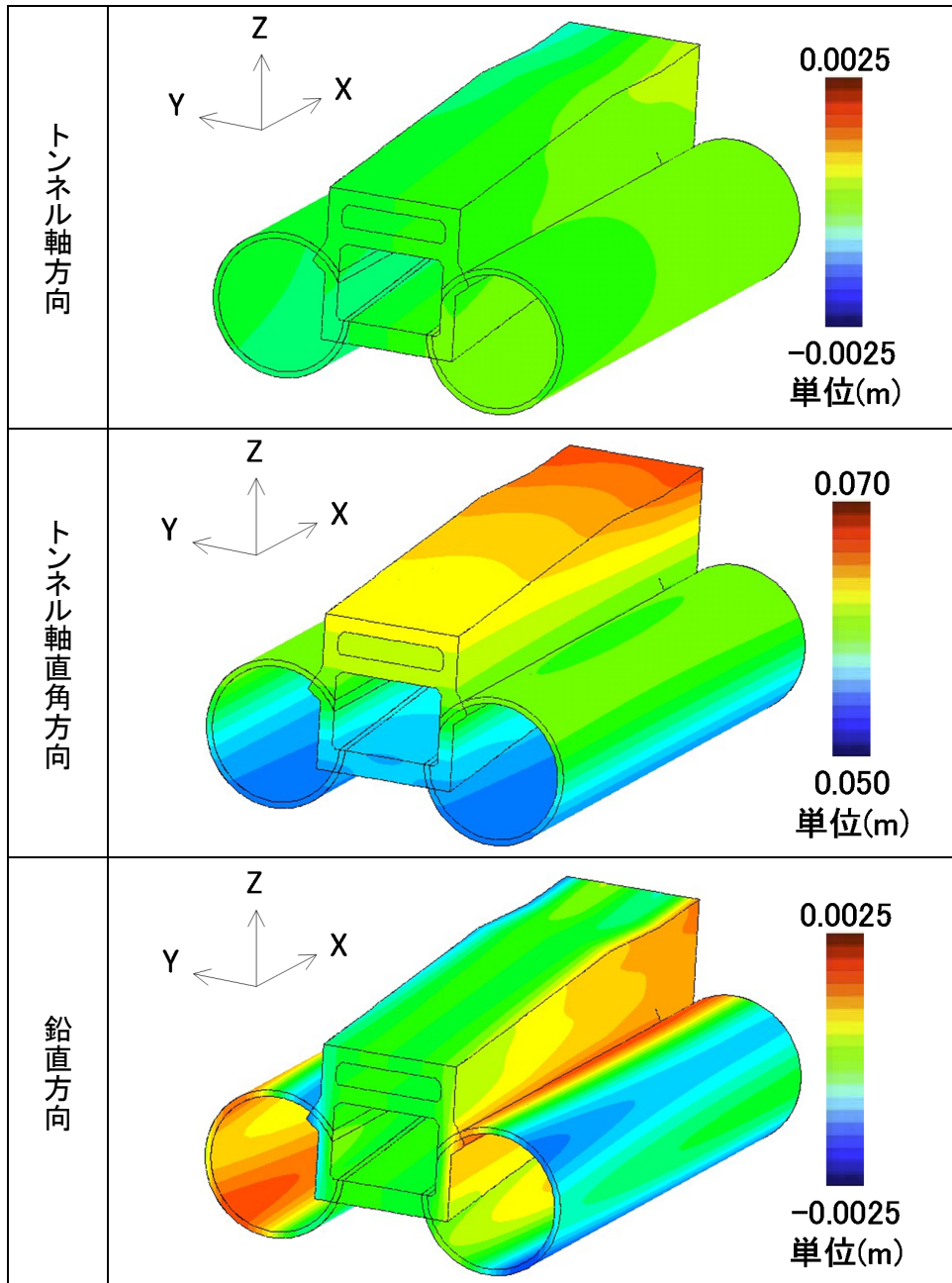


図 5.31: 変位の分布 (ブロック 2, 軸直角方向入力)
 (全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

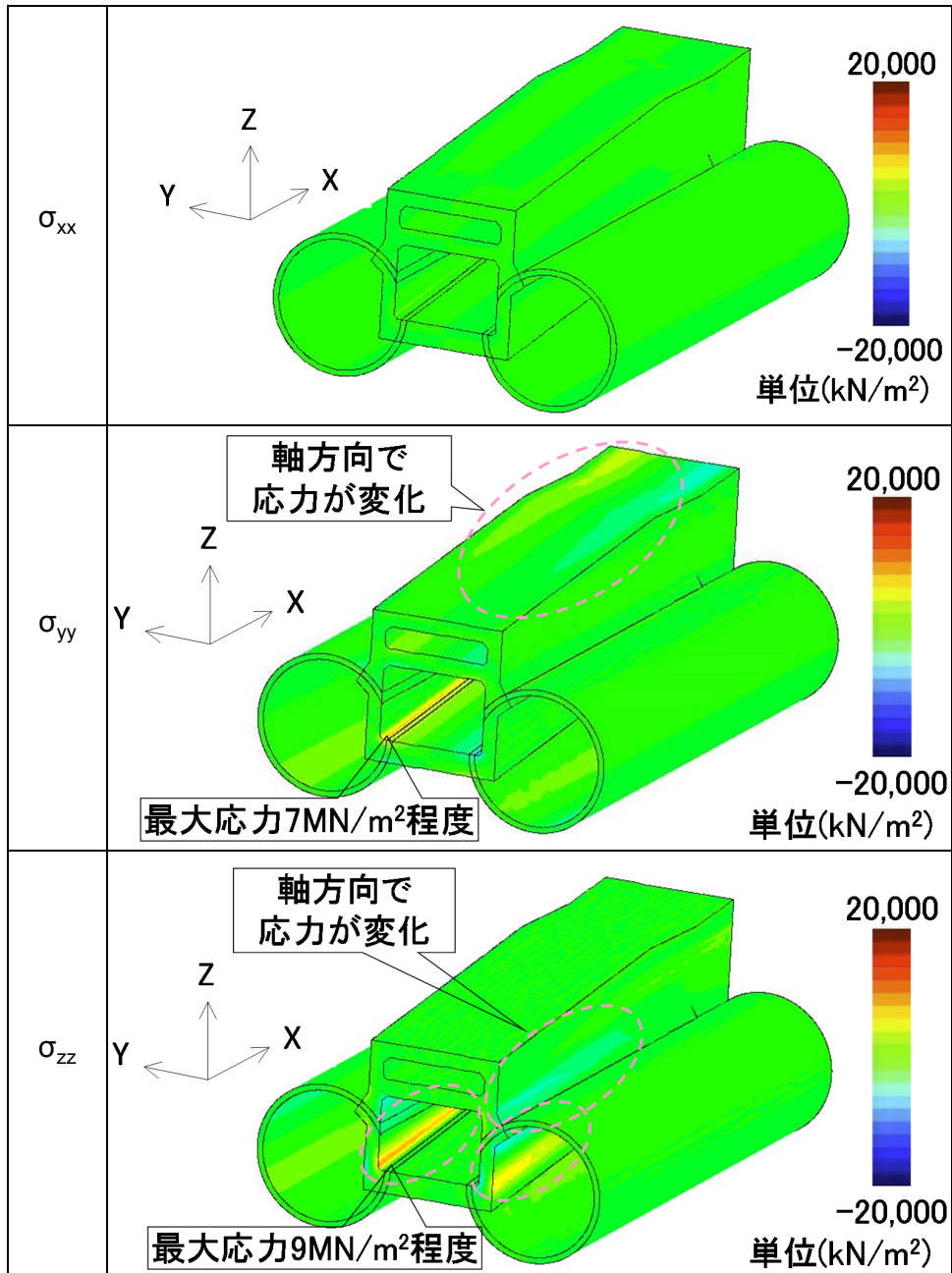


図 5.32: 応力の分布 (ブロック 2, 軸直角方向入力)
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

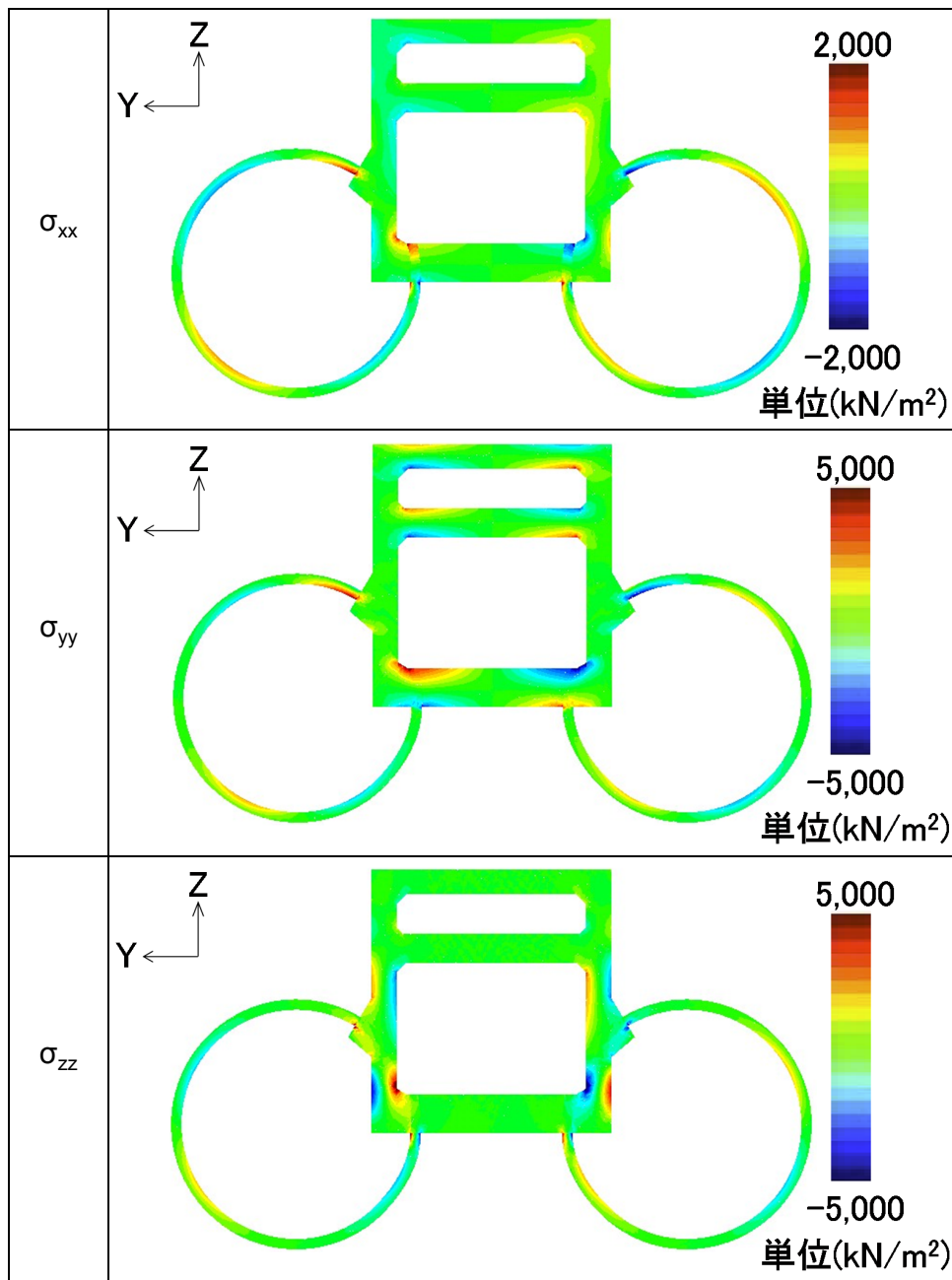


図 5.33: 横断面内の直応力分布〔ブロック 2(X=282.0m), 軸直角方向入力〕
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

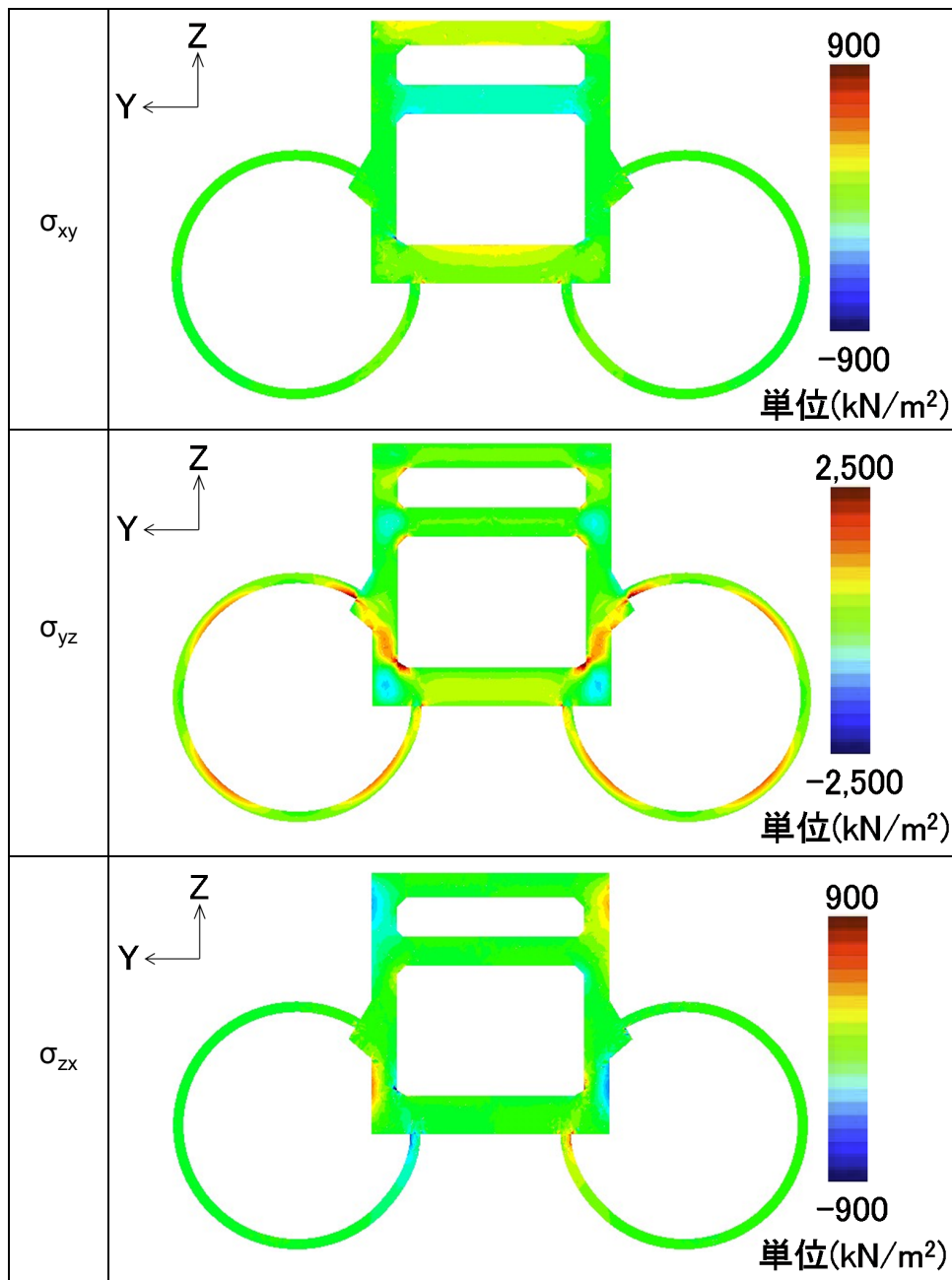


図 5.34: 横断面内のせん断応力分布〔ブロック 2(X=282.0m), 軸直角方向入力〕
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

5.3.6 解析結果（トンネル軸方向入力）

ノーズを含む分合流部に対し、ブロック1での変位と応力の分布を図5.35～5.39に示す。軸方向の直応力（ σ_{xx} ）に着目すると、ブロック1では、躯体形状の構造変化部に局所的な応力集中が生じ、3 MN/m²程度の引張力が発生している。それを除けば、全体的な応力レベルは小さい（図5.36）。図5.37は、ブロック1（ $x = 195 \sim 235$ m）をノーズ部（ $x = 216$ m）で切断した断面を、X軸方向に俯瞰したもので、図5.38は、X軸反対方向に俯瞰したものである。ランプトンネル中央に中壁を有するブロックの底版と、箱型形状のブロックの側壁が接触する箇所近傍において、 σ_{xx} および σ_{zz} の集中がみられ、最大で15 MN/m²程度の引張力が発生している。最大発生応力は、全体解析における最大応力（図5.16）と一致する。このような構造変化部における軸方向直応力の局所的な集中については、躯体形状等に配慮することで、低減することが可能と考えられる。今後、実務設計において配慮すべき事項となる可能性がある。

軸方向の直応力の変化に着目すると、断面が変化しているノーズ部付近の底版において、 σ_{xx} が軸方向で変化している（図5.36）。ノーズ部付近の $x = 211.9$ m（中壁終点部の上部にダクトを有する区間の中央）における横断面内の応力（図??）では、 σ_{xx} と σ_{yy} が、底版内で複雑に分布している。また、ランプトンネルの軸方向変位に着目すると、頂版の中壁が位置する中央付近でやや小さくなっており、軸方向で変化している（図5.35）。これらの挙動は、ランプトンネル中央に中壁を有するブロックから、側壁を有する箱型形状のブロックへ、断面形状が変化することに主に起因すると考えられる。

RC躯体における軸方向鉛直面内のせん断応力（ σ_{zx} ）に着目すると、ブロック1では中壁に最大で3 MN/m²程度発生している（図5.36）。変位の分布を確認すると、ブロック1においては、上床版と底版における軸方向変位に相対差が生じていることから（図5.35参照）、トンネル軸方向の層間変位に起因して、 σ_{zx} が発生していると考えられる。トンネル構造物の層間変位については、トンネルの横断方向に着目した2次元解析に基づく従来の耐震性照査では、地震時の挙動として重要とされている。この結果は、トンネルの縦断方向についても、トンネルの構造や形状によっては注意を要することを示唆していると考えられる。

同様の軸方向鉛直面内のせん断応力（ σ_{zx} ）は、RC躯体と鋼製セグメントの接合構造付近に、最大で3 MN/m²程度発生している（図5.36）。これは、主にトンネル軸方向の層間変位に起因して発生していると考えられる。他の要因としては、地盤応答が大きい第1層中のランプトンネルから、第2層中の本線トンネルへの軸方向力の伝達も考えられる。しかし、RC躯体において、軸方向直応力（ σ_{xx} ）の軸方向への伝播が伺えないこと、およ

びランプトンネルの軸方向応力が、硬質地盤内の本線トンネルに伝達されている様子が伺い難いことから（図 5.36）、その影響は小さいと考えられる。実構造を忠実にモデル化している RC 躯体と異なり、簡略化してモデル化している本線トンネルおよび本線トンネルとの接合構造については、発生応力の取扱いに注意を要する。詳細については、5.3.7 で述べる。

以上の解析結果より、トンネル軸方向入力時において、ブロック 1 では、主にトンネル軸方向の層間変位に起因して、軸方向鉛直面内のせん断応力（ σ_{zx} ）が、RC 躯体と鋼製セグメントの接合構造付近および RC 躯体の中壁に発生している。断面変化の影響として、ランプトンネル中央に中壁を有するブロックの底版と、箱型形状のブロックの側壁が接触する箇所近傍において、直応力の局所的な集中がみられる。今後、躯体形状の配慮等、実務設計において配慮すべき事項となる可能性がある。また、断面変化に起因して、軸方向直応力（ σ_{xx} ）が軸方向で変化している（図 5.36）。軟弱な表層内のランプトンネルの地震応答による影響については、RC 躯体において、軸方向直応力（ σ_{xx} ）の軸方向への伝播が伺えないこと、およびランプトンネルの軸方向応力が、硬質地盤内の本線トンネルに伝達されている様子が伺い難いことから（図 5.36）、ブロック 1 にはほぼ伝達していないと考えられる。

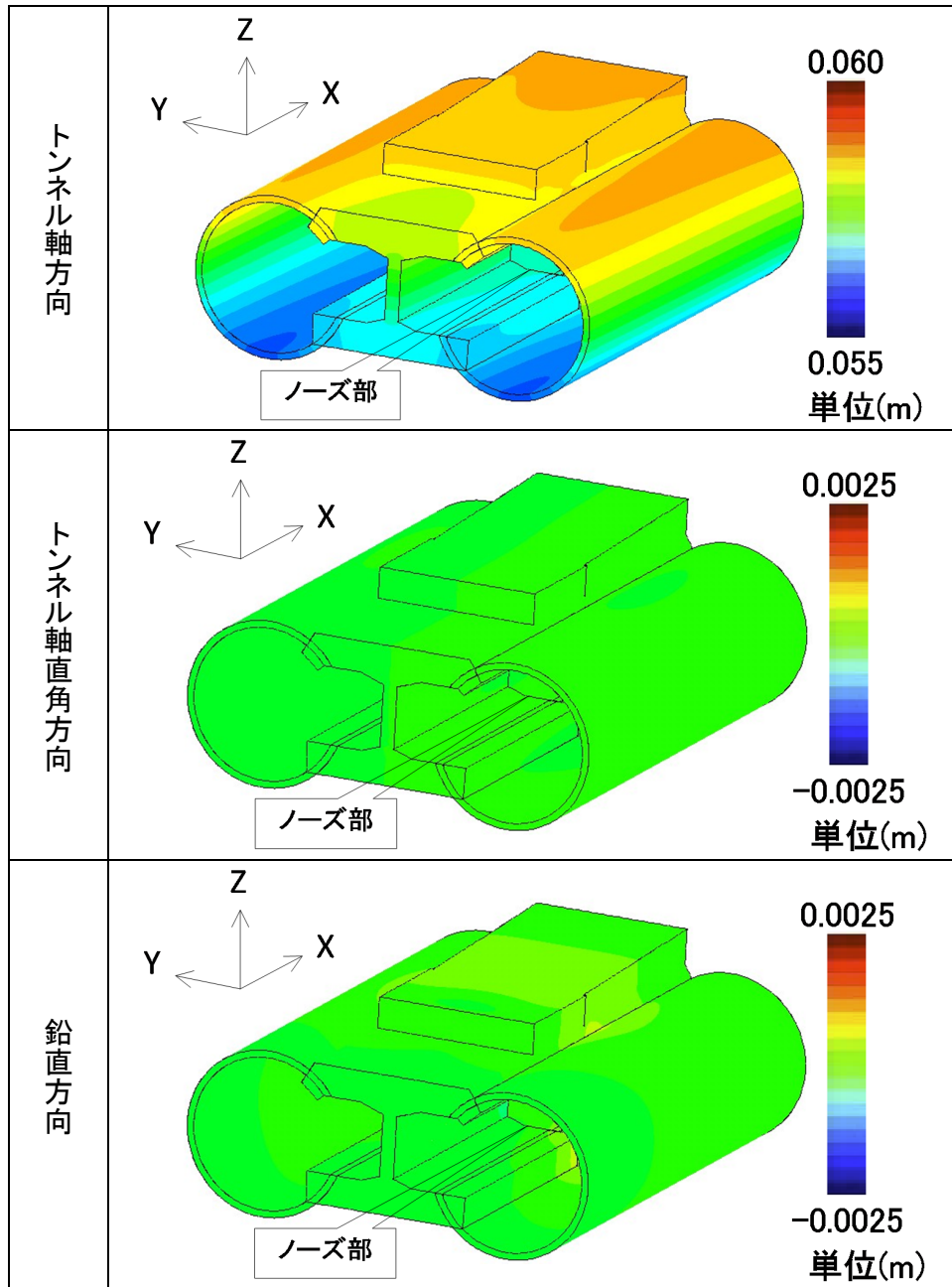


図 5.35: 変位の分布 (ブロック 1, 軸方向入力)
 (全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

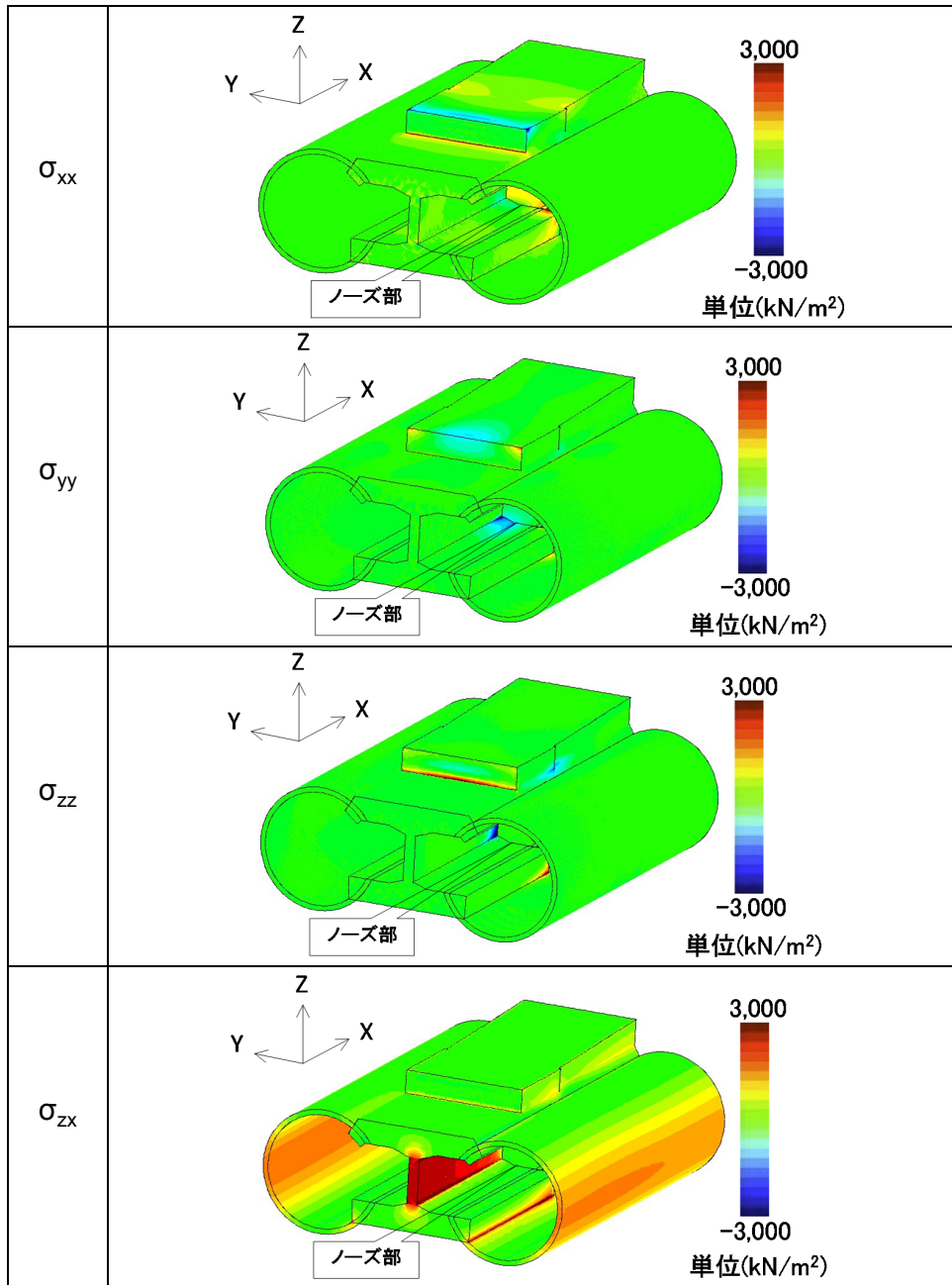


図 5.36: 応力の分布 (ブロック 1, 軸方向入力)
 (全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

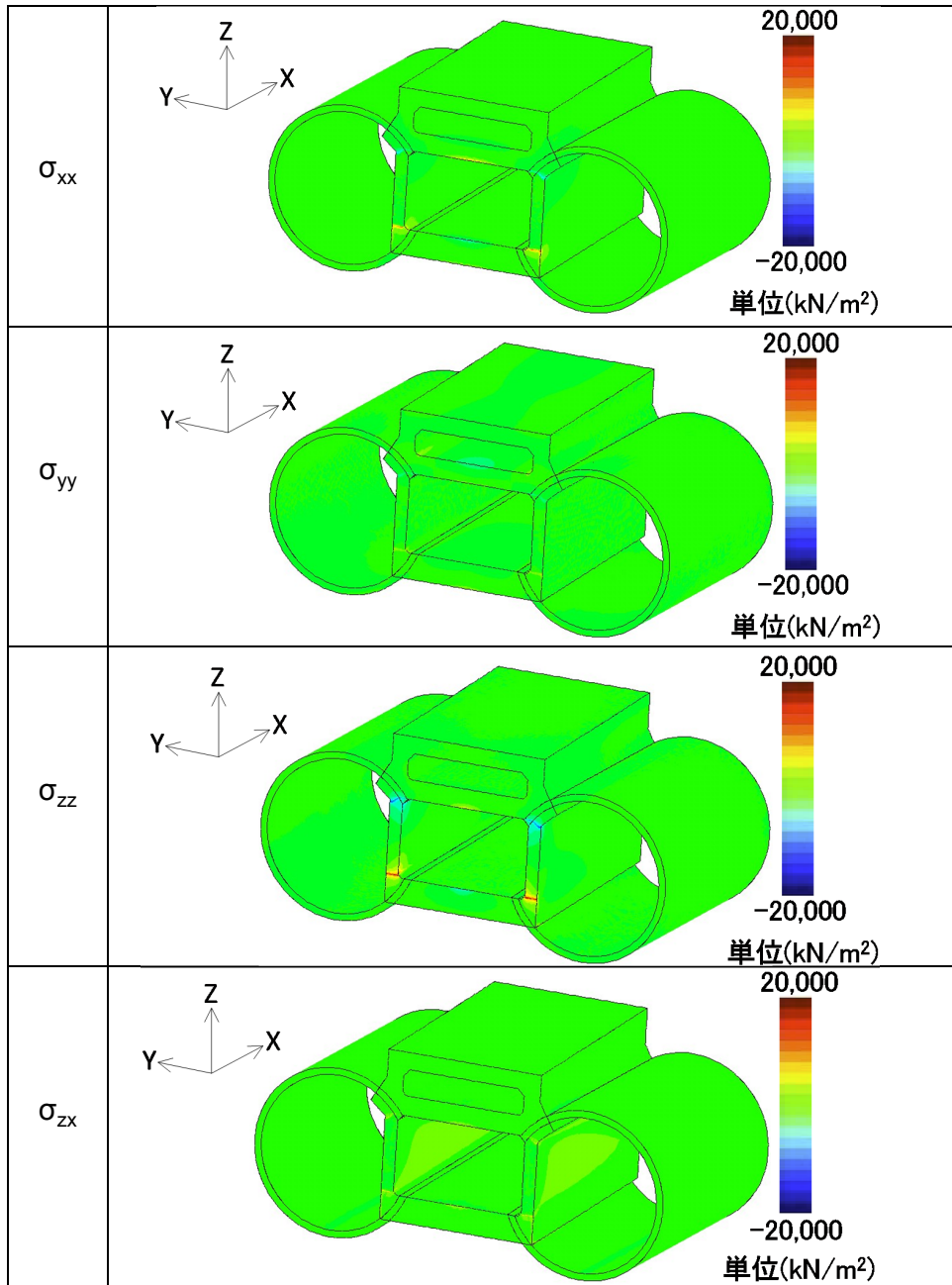


図 5.37: ノーズ部における応力の分布 (ブロック 1 のうち $x = 216 \sim 235$ m 部分, 軸方向入力)
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

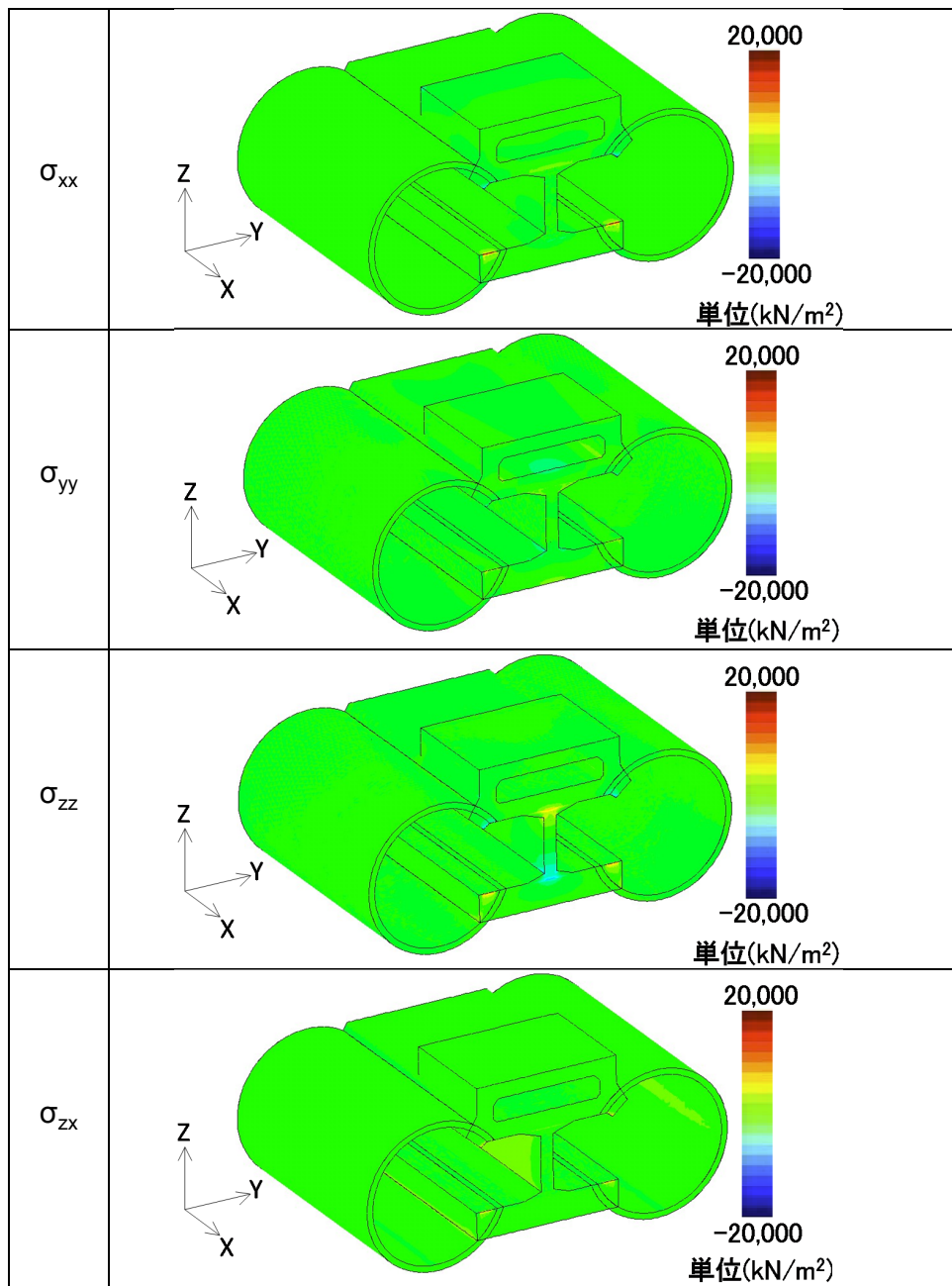


図 5.38: ノーズ部における応力の分布 (ブロック 1 のうち $x = 195 \sim 216$ m 部分, 軸方向入力)
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

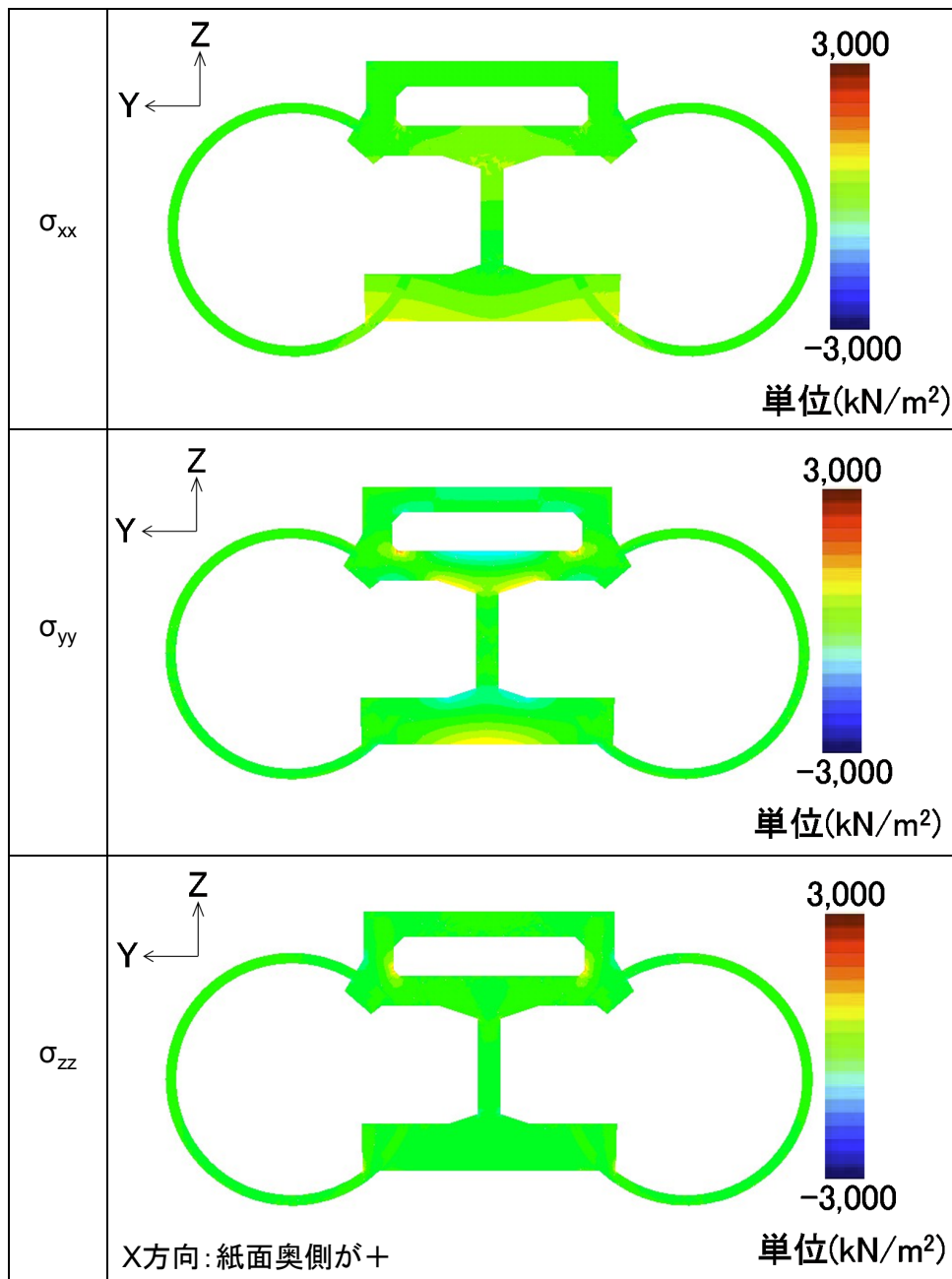


図 5.39: 横断面内の応力分布 [ブロック 1(X=211.9m), 軸方向入力]
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

ブロック 2 での、変位と応力の分布を図 5.40~5.42 に示す。軸方向の直応力 (σ_{xx}) に着目すると、ブロック 2 では、軟質な第 1 層の地盤応答に起因するランプトンネルの軸方

向変位に伴い、RC構造の断面全体で応力が伝播し、主に底版等を介して本線トンネルに
応力が伝わっている（図5.41および図5.42）。最大発生応力は、 2 MN/m^2 程度の引張力
である。ブロック1に比べて、軸方向応力が伝播している様子が明確に伺える。この要因
としては、地盤応答が大きい第1層中のランプトンネルの影響が第2層中の本線トンネル
へ伝わる際、ブロック1と比べて地表に近く、RC躯体が箱型形状で本線トンネルとの接
合構造の剛性が大きいブロック2のような形状の範囲において、主に軸方向の力が伝達さ
れていることが考えられる。

RC躯体における軸方向鉛直面内のせん断応力（ σ_{zx} ）に着目すると、ブロック2では
側壁に最大で 2.5 MN/m^2 程度発生している（図5.41）。上記のとおり、ブロック2におい
ては、ランプトンネルRC躯体の軸方向応力が、本線トンネルへ伝達されている様子が伺
え（図5.41）、トンネル軸方向力の伝達が、 σ_{zx} の発生に影響していると考えられる。ま
た、ブロック1と同様に、トンネル躯体上部と下部における軸方向変位に相対差が生じて
いることから（図5.40）、トンネル軸方向の層間変位も影響していると考えられる。

同様の軸方向鉛直面内のせん断応力（ σ_{zx} ）は、ブロック1と同様に、RC躯体と鋼製
セグメントの接合構造付近に、最大で 3 MN/m^2 程度発生している（図5.41）。発生の一
要因は、上記のRC躯体側壁における σ_{zx} の発生要因と同様である。簡略化してモデル化し
ている接合構造について、発生応力の取扱いに注意を要する点は、ブロック1と同様であ
る。詳細については、5.3.7で述べる。

以上の解析結果より、トンネル軸方向入力時において、ブロック2では、軟質な第1
層の地盤応答に起因するランプトンネルの軸方向変位に伴う軸方向力の伝播、およびトン
ネル軸方向の層間変位に起因して、軸方向の直応力（ σ_{xx} ）がRC躯体の底版等に、軸方
向鉛直面内のせん断応力（ σ_{zx} ）がRC躯体と鋼製セグメントの接合構造付近および側壁
に発生している（図5.41）。 σ_{xx} が発生していること、およびランプトンネルの軸方向応
力が、硬質地盤内の本線トンネルに伝達されている様子が伺えることから（図5.41）、軟
弱な表層内のランプトンネルの地震応答による影響が、ブロック2に伝達していると考え
られる。

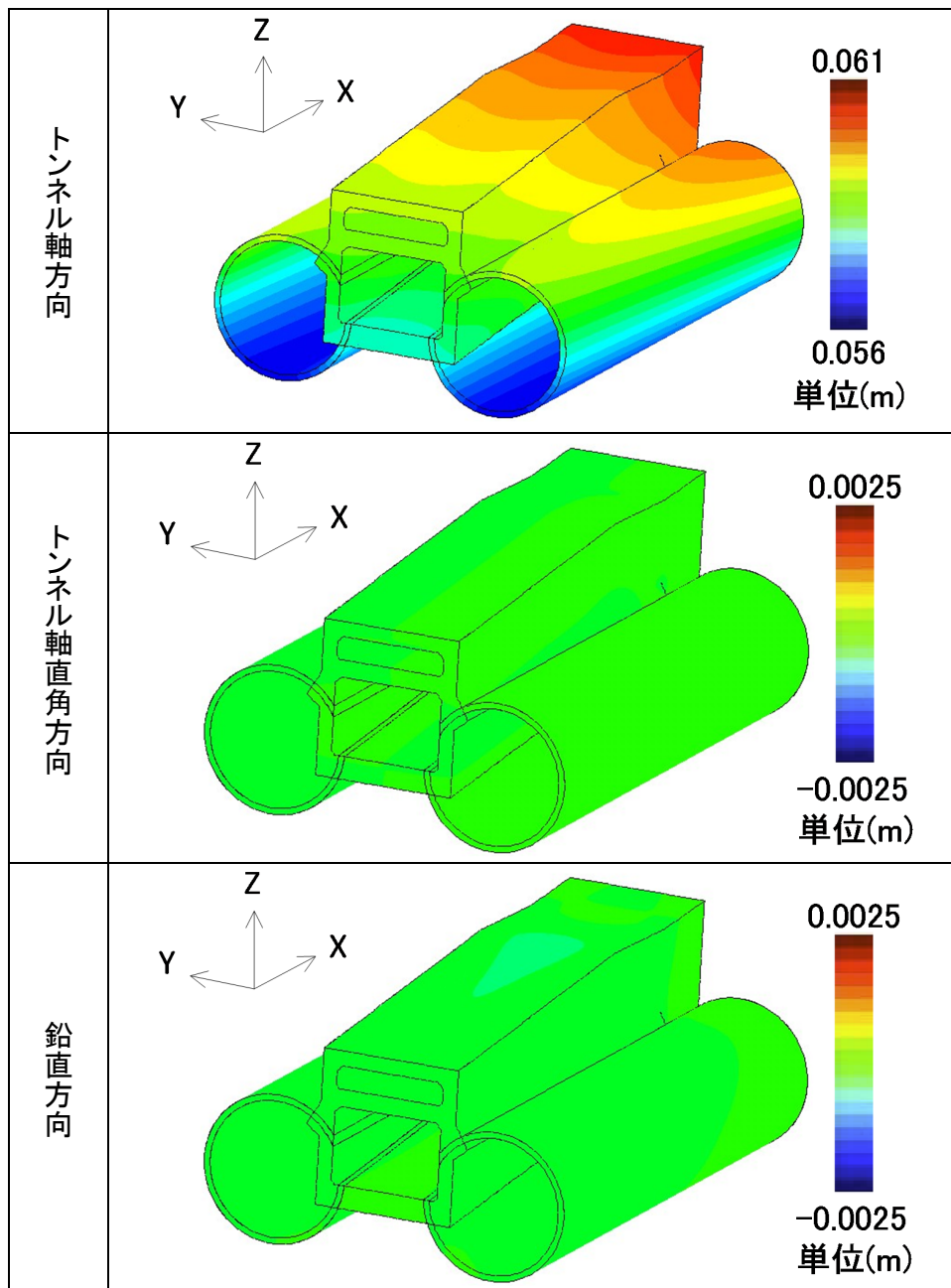


図 5.40: 変位の分布 (ブロック 2, 軸方向入力)
(全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

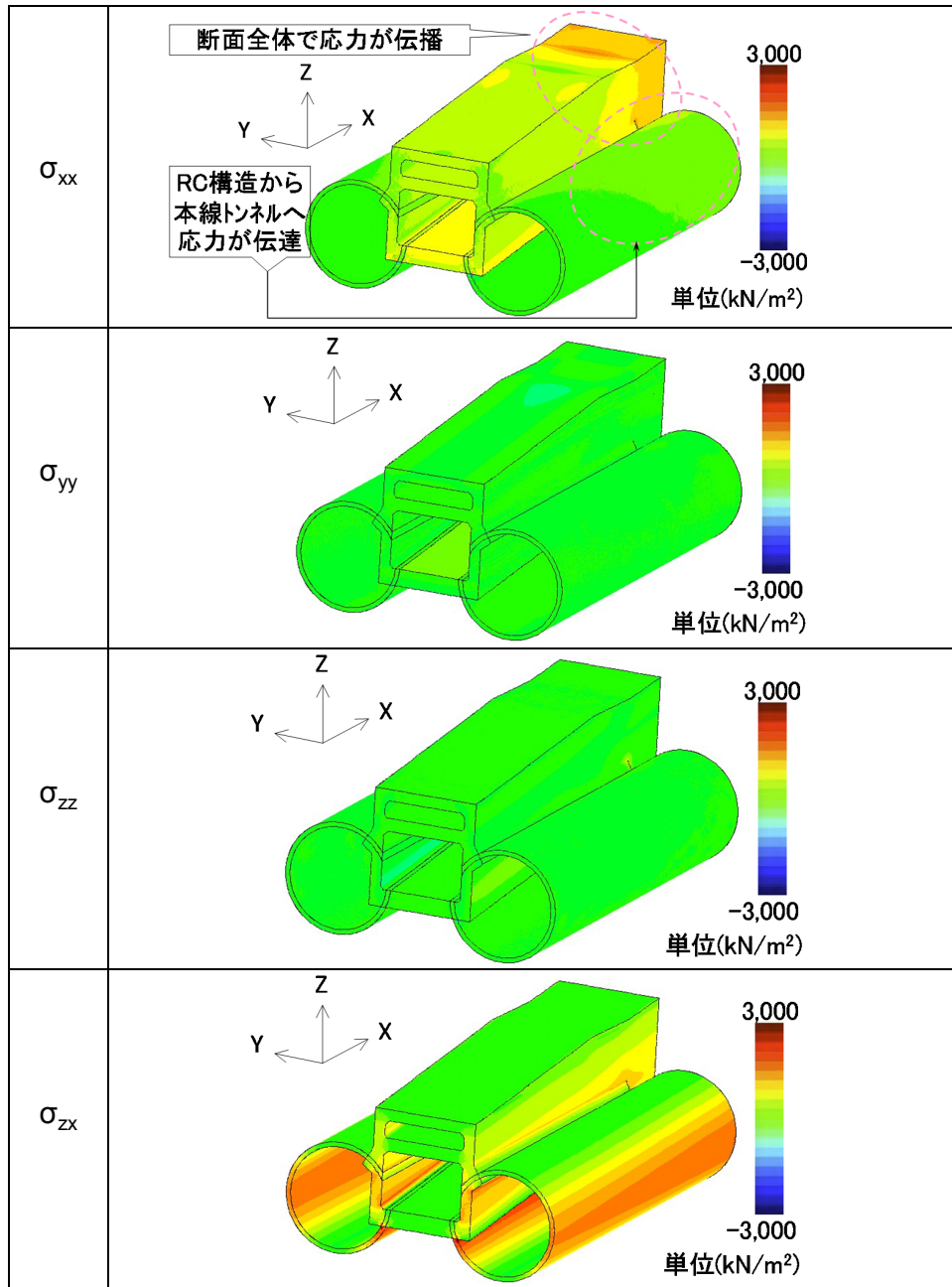


図 5.41: 応力の分布 (ブロック 2, 軸方向入力)
 (全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

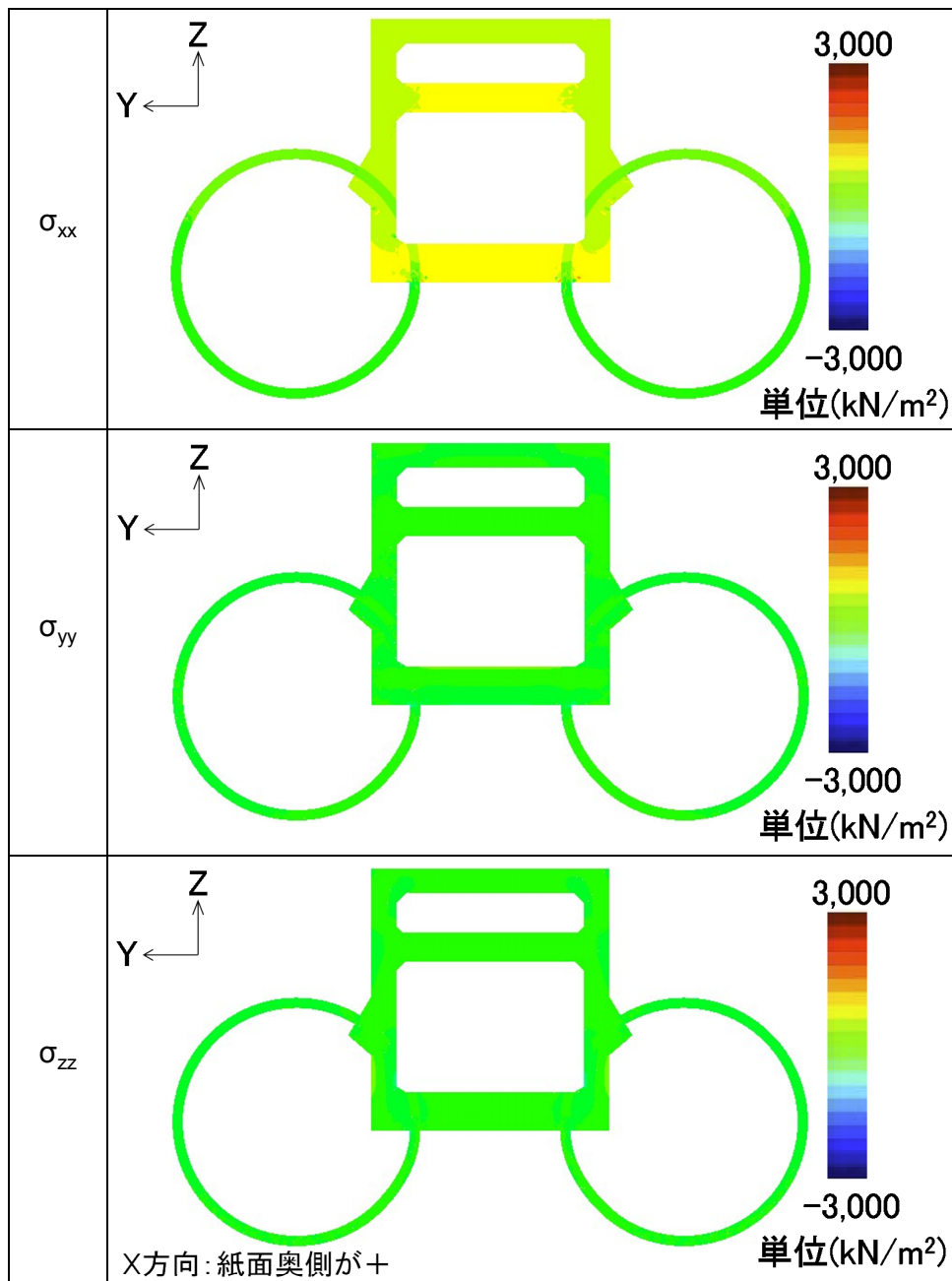


図 5.42: 横断面内の応力分布 [ブロック 2(X=282.0m), 軸方向入力]
 (全体解析における分合流部応力最大時の解析結果を入力)

5.3.7 分合流部における耐震性の評価

5.3.5および5.3.6の解析結果をもとに、分合流部の本線ーランプトンネル一体構造における耐震照査を行う。本線ーランプトンネル一体構造部は、鋼製セグメントで構築された本線トンネルと、RC躯体で構築されたランプトンネルの合成構造であるが、5.1に示す理由から、主にRC躯体部分に着目する。解析結果におけるRC躯体の発生応力は、実構造を忠実にモデル化しているため、実構造の形状等が反映されたものとなっていると考えられる。また、部分詳細解析の対象のうち、ブロック1については、全て硬質地盤内に構築されており（図5.19）、本来、耐震照査が不要な範囲に位置するため（2.2参照）、耐震照査の対象としない。ブロック2については、基本的には硬質地盤内に構築されているが、上床版の一部が硬質地盤より上に位置し（図5.19）、耐震照査を必要とする範囲に位置するため（2.2参照）、耐震照査の対象とする。なお、ブロック2は、ブロック1に比べ、接合されているランプトンネルの土被りが小さく地表に近いため、ランプトンネルのうち、軟弱な表層を通過し地上まで達している範囲の、大きい地震時挙動の影響を受け易い。

耐震照査にあたっては、建設時の設計における耐震検討も考慮し、図5.43もしくは図5.44に示す手順によることとする。建設時に耐震検討がなされている断面については、基本的には、曲げ破壊がせん断破壊に先行するように設計されているため（2.2.3参照）、前者の手順とする。トンネル軸直角方向入力時においては、主に横断面内のせん断変形に起因し、応力が発生している。横断面内については、建設時に耐震検討が行われているため、図5.43に示す手順により、耐震照査を行う。建設時に耐震検討がなされていない断面については、せん断破壊が曲げ破壊に先行する可能性があるため、後者の手順とする。トンネル軸方向入力時においては、縦断面内のせん断変形やトンネル軸方向力のランプトンネルから本線トンネルへの伝達等に起因して、応力が発生している。縦断面内については、建設時に耐震検討が行われていないため、図5.44に示す手順により、耐震照査を行う。圧縮力については、ひずみに着目し、コンクリートの終局ひずみと比較する。実際には、分合流部構築のための切開き施工等による荷重履歴を受けたのちに、地震による影響が追加されるので、施工等による荷重履歴も考慮する。実構造においては、材料の非線形性や応力の再配分等により、線形解析において圧縮ひずみがコンクリートの終局ひずみに達したとしても破壊は生じないため、安全側の照査になっていると考えられる。また、引張力については、同じくひずみに着目し、RC部材終局時の鉄筋ひずみと比較する。施工等による荷重履歴の考慮および安全側の照査であることは、圧縮力と同様である。せん断力については、発生力を部材のせん断耐力と比較する。RC部材のせん断耐力評価においては、コンクリートが負担する耐力と鉄筋が負担する耐力を考慮する[5, 53, など]。

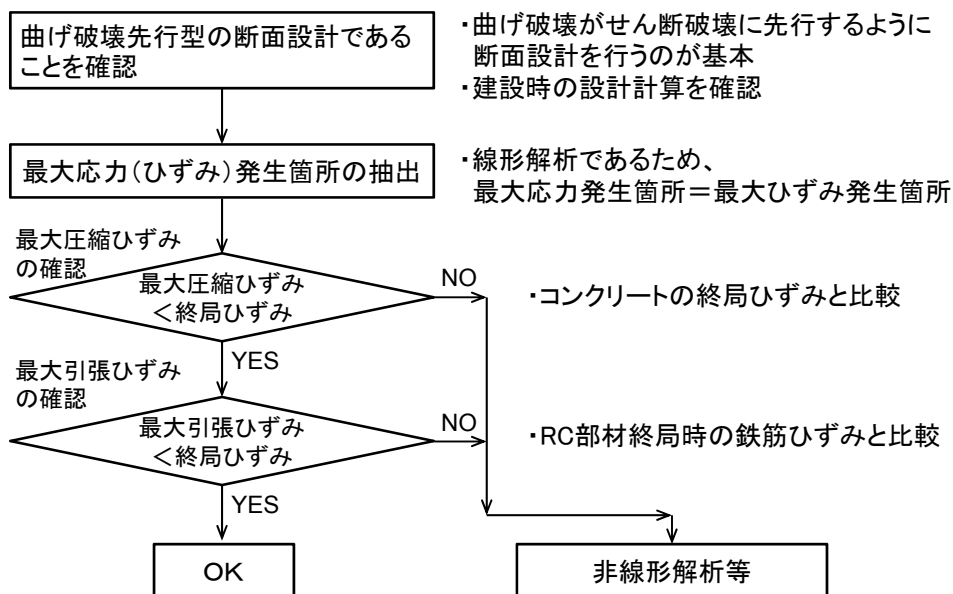


図 5.43: 耐震照査フロー（建設時に耐震検討がなされている場合）

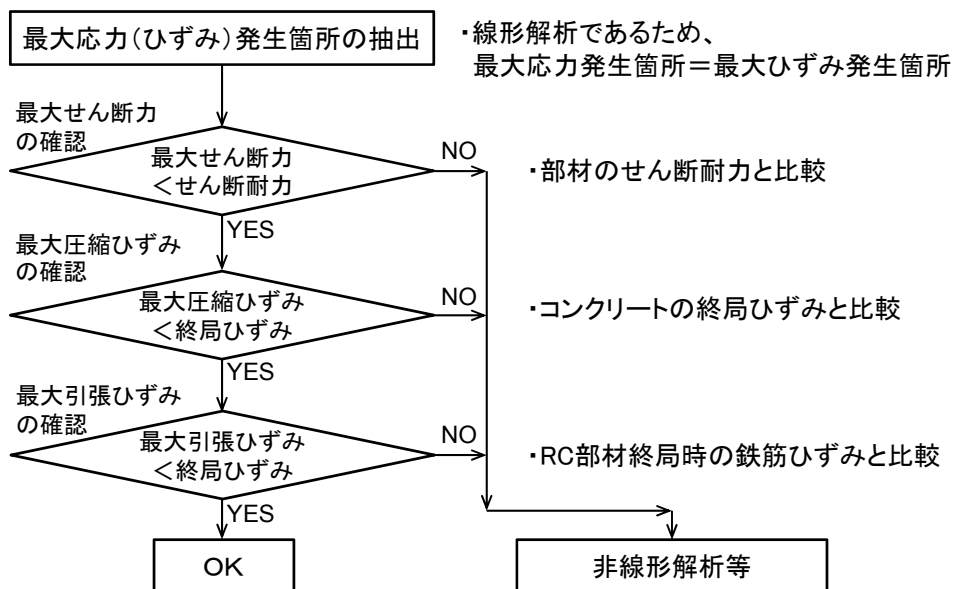


図 5.44: 耐震照査フロー（建設時に耐震検討がなされていない場合）

まず、トンネル軸直角方向入力時について、図5.43に示す手順により、照査を行う。圧縮力については、最大で9 MN/m²程度であり、ブロック2の側壁の下端において、横断面内のせん断変形に伴う曲げに起因する鉛直方向の直応力 (σ_{zz}) として発生している（図

5.32)．本線ーランプトンネル一体構造部の RC 躯体に用いられているコンクリートの設計強度は、 40 MN/m^2 であり、上記の最大圧縮応力度はコンクリートの設計強度の約 2～3 割に達している．実際は、前述のとおり、施工時の荷重履歴を受けた状態に加えて、これらの地震の影響による発生応力が付加される．常時荷重に対しては、発生応力度を設計上の許容応力度以下になるように設計することとしており、曲げ圧縮に対するコンクリートの許容応力度は、コンクリート強度の 3 分の 1 程度の 14 MN/m^2 としている．仮に、施工時の荷重履歴等により、許容応力度までの圧縮応力が当該箇所が発生し、完成時まで残留していたと仮定すると、地震による影響と併せて、最大圧縮力は 23 MN/m^2 程度となる．コンクリートの弾性係数を 30 kN/mm^2 とすると、発生圧縮ひずみは 770μ 程度であり、コンクリートの終局ひずみ $3,500 \mu$ よりも小さい．したがって、当該箇所において、発生圧縮ひずみは、コンクリートの終局ひずみを越えない．

引張力については、最大で 9 MN/m^2 程度であり、圧縮力と同様に、ブロック 2 の側壁の下端において、横断面内のせん断変形に伴う曲げに起因する鉛直方向の直応力 (σ_{zz}) として発生している (図 5.32)．通常、側壁には鉛直方向の土圧を支持するため、圧縮力が作用するが、ここでは安全側として、圧縮力と同様の仮定をする．施工時の荷重履歴等により、許容応力度までの引張応力が当該箇所が発生し、残留していたと仮定すると、地震による影響と併せて、最大引張力は 23 MN/m^2 程度となる．コンクリートの弾性係数を 30 kN/mm^2 とすると、発生引張ひずみは 770μ 程度であり、ひび割れ発生ひずみ (一般的には $200 \sim 300 \mu$ 程度) を超えるため、ひび割れが発生し、ひび割れ位置の鉄筋ひずみは降伏ひずみ (一般的には $2,000 \mu$ 程度) に達する可能性がある．通常、曲げが作用する RC 部材では、圧縮側においてコンクリートが圧壊する終局状態よりも前に、引張側において鉄筋が降伏するように、鉄筋量を釣合い鉄筋量以下とするため、RC 部材終局時の鉄筋ひずみは、鉄筋の降伏ひずみよりも大きい．したがって、当該箇所において、発生引張ひずみは、RC 部材終局時の鉄筋ひずみを越えない．

以上のように、最大圧縮力、および最大引張力によっても、終局的な状況は生じないことから、トンネル軸直角方向入力に対して、本線ーランプトンネル一体構造の RC 躯体においては、耐震性が確保されていると考えられる．

続いて、トンネル軸方向入力時について、図 5.44 に示す手順により、照査を行う．せん断応力については、ブロック 2 では、トンネル軸方向力のランプトンネルから本線トンネルへの伝達、もしくはトンネル軸方向の層間変位に起因し、軸方向鉛直面内のせん断応力 (σ_{zx}) が、側壁に最大で 2.5 MN/m^2 程度発生している．最大のせん断応力が部材厚 ($1,200 \text{ mm}$) 内で均等に分布すると仮定し、コンクリート標準示方書 [53] 2.4.3.4 「面内力を受ける面部材の設計耐力」により確認すると、設計耐力が作用力を上回る結果となっ

た（図 5.45～5.46 参照）。

■最大せん断力の確認【縦断方向（建設時に耐震照査を実施せず）】

コンクリート標準示方書 2.4.3.4 「面内力を受ける面部材の設計耐力」により確認

(作用応力) 軸方向応力 $\sigma_x = 2.0\text{MN/m}^2$
鉛直方向応力 $\sigma_y = -2.6\text{MN/m}^2$ (建設時の常時横断計算より)
軸方向せん断応力 $\sigma_{zx} = 2.5\text{MN/m}^2$

(主応力) $\sigma_1 = 2.8\text{MN/m}^2$
 $\sigma_2 = -3.9\text{MN/m}^2$
 σ_1 と軸方向がなす角度 $\theta = 23.8^\circ$

(主作用力) $N_1 = 3.3\text{MN/m}$ ($\sigma_1 \times$ 壁厚)
 $N_2 = -4.6\text{MN/m}$ ($\sigma_2 \times$ 壁厚)

(作用力) 軸方向鉄筋に作用する引張力
 $= N_1 \times \cos^2 \theta + N_2 \times \sin^2 \theta + (N_1 - N_2) \times \sin \theta \times \cos \theta$
鉛直方向鉄筋に作用する引張力
 $= N_1 \times \sin^2 \theta + N_2 \times \cos^2 \theta + (N_1 - N_2) \times \sin \theta \times \cos \theta$
コンクリートに作用する単位幅当りの設計斜め圧縮力
 $= 2 \times (N_1 - N_2) \times \sin \theta \times \cos \theta$

図 5.45: 縦断方向入力時の側壁における最大せん断力の確認（その 1）

■最大せん断力の確認【縦断方向（建設時に耐震照査を実施せず）】

	作用力(側壁単位幅当り)	設計耐力(側壁単位幅当り)
軸方向鉄筋	軸方向鉄筋に作用する引張力 約 2,020kN	軸方向鉄筋の設計降伏耐力 約 2,120kN
鉛直方向鉄筋	鉛直方向鉄筋に作用する引張力 約 - 3,300kN	鉛直方向鉄筋の設計降伏耐力 約 3,190kN
コンクリート	コンクリートに作用する斜め圧縮力 約 5,870kN	コンクリートの設計圧縮破壊耐力 約 15,400kN

図 5.46: 縦断方向入力時の側壁における最大せん断力の確認（その 2）

同様の軸方向鉛直面内のせん断応力 (σ_{zx}) は、RC 躯体と鋼製セグメントの接合構造付近に、トンネル軸方向力のランプトンネルから本線トンネルへの伝達に起因し、最大で 3 MN/m^2 程度発生している。実構造を忠実にモデル化している RC 躯体と異なり、簡略化してモデル化している本線トンネルおよび本線トンネルとの接合構造については、発生応力の取扱いに注意を要する。接合構造は図 5.2 に示すように、鋼板を円弧状に加工した鋼製セグメント主桁と、シアコネクタとして 100mm 程度の長さで残置され、主桁に溶接で固定されている複数の縦リブが、RC 躯体に埋め込まれている。一方、解析では、本線トンネルは 5.2.1 に示すとおり、覆工厚が主桁高さと同じ寸法の中実断面としてモデル化され、弾性係数はトンネル断面の面内曲げ剛性が鋼製セグメントの面内曲げ剛性と一致する換算値が用いられている。本線トンネルの解析モデルと実構造を比較すると、実構造の面積は解析モデルの約 0.11 倍、弾性係数は約 11 倍となっている。解析モデルの接合構造付近には、最大で 3 MN/m^2 程度の軸方向鉛直面内のせん断応力が発生している。仮に、単純にこの応力が接合構造付近に一樣に発生し、それを実構造の鋼製セグメントが負担すると仮定する。実構造に発生するせん断応力は、解析モデルに比べて約 0.11 倍の面積でせん断力を負担すると、単純な計算では応力は約 9 倍となる。さらに解析モデルと同等なせん断ひずみを実構造にも発生すると仮定すると、解析モデルに比べて弾性係数が約 11 倍なので、弾性を仮定した単純な計算では、応力は約 11 倍になる。これらの仮定に基づくと、実構造に発生するせん断応力は 320 MN/m^2 程度と計算される (図 5.47 参照)。鋼製セグメントのせん断強度は、降伏強度 $335 \sim 355 \text{ MN/m}^2$ の $\frac{1}{\sqrt{3}}$ とすると、 $193 \sim 205 \text{ MN/m}^2$ であり、発生応力はせん断強度を超える値となる。この応力レベルでは材料の非線形性を考慮する必要があるが、接合構造部における力の再分配等が生じると考えられること、および硬質地盤中で地盤の変位は小さいと考えられること等から、終局的な状況は生じないと考えられるが、このようなせん断力が作用した際の挙動については検討が必要となる可能性がある。

鋼製セグメント	解析モデル	実構造	実構造/モデル
概略図 (道路軸に平行な平面で切断した断面)			—
面積	638,400 mm ²	67,820 mm ²	0.106 ①
弾性係数	18,400 N/mm ²	210,000 N/mm ²	11.4 ②
せん断剛性 面積×弾性係数/ 2(1+ポアソン比)	4,520 MN	5,480 MN	1.21 ③
発生応力	3 N/mm ²	3 N/mm ² /①×②/③ =267 N/mm ²	

仮定1: 解析モデルが負担している力(発生応力×面積)を実構造の面積で負担する
 仮定2: 解析モデルと同等なせん断ひずみを実構造にも発生し、応力-ひずみ関係は線形
 仮定3: せん断剛性は実構造の方が2割程度大きいので、せん断ひずみは実構造の方が2割程度小さくなる

図 5.47: 解析モデルと実構造の比較

引張力については、ブロック2では、ランプトンネルの軸方向変位に伴い、RC 構造の断面全体で軸方向の直応力 (σ_{xx}) が伝播し、主に底版等を介して本線トンネルに応力が伝わっており (図 5.41), 最大で 2 MN/m² 程度発生している。また、圧縮力については、着目している 1777 ステップでは発生していないが、他のステップでは発生し、最大で 2 MN/m² 程度以下である。トンネル軸方向においては、施工時の荷重履歴等により生じる応力は十分に小さいと考えられるため、地震に起因する応力単独で評価する。トンネル軸直角方向と同様にひずみを評価すると、70 μ 程度であり、一般的な鉄筋の降伏ひずみ 2,000 μ よりも十分に小さい。

以上のように、せん断力、圧縮力、および引張力によっても、終局的な状況は生じないことから、トンネル軸方向入力に対して、本線-ランプトンネル一体構造の RC 躯体においては、耐震性が確保されていると考えられる。ただし、RC 躯体と鋼製セグメントの接合構造付近に発生するトンネル軸方向のせん断応力、および構造変化部に発生する局所的な応力集中については、検討が必要となる可能性がある。

ブロック2では見られないが、全体解析において、構造変化部で発生している応力集中に着目すると、地層境界付近の開削トンネルのブロック間において、最大で 25 MN/m² 程度の軸方向の引張応力が発生している (図 5.16 参照)。圧縮応力については、着目している 1777 ステップ以外で発生し、最大で 25 MN/m² 程度以下である。実構造において

は、ブロック間には構造目地を設けるため、圧縮力のみに着目し、トンネル軸直角方向と同様にひずみを評価すると、発生圧縮ひずみは830 μ 程度であり、コンクリートの終局ひずみ3,500 μ よりも小さい。

6 大規模数値計算を利用した解析手法の課題と可能性

6.1 耐震照査の解析法の評価

本章では、本研究で提案した大規模数値解析を使った耐震照査の解析法について評価する。評価項目は下記である。

1. 解析モデルの構築
2. 入力地震動の設定
3. 解析結果の妥当性

実用を考えるため、各評価項目に対し、必要な作業量という観点での評価も加える。

6.1.1 解析モデルの構築

全体解析に使う全体モデルでは、全長約 700 m におよぶ分合流部を有するトンネルと周辺地盤を対象とし、4 面体 2 次要素を用いている。分合流部においては、硬質地盤から軟弱地盤を抜けて地表に達するランプトンネルの RC 躯体は詳細にモデル化し、全て硬質地盤内に構築されている本線トンネルの鋼製セグメントは簡易な形状でモデル化している（図 5.3 参照）。なお、鋼製セグメントの形状を簡略化した分、横断方向の曲げ剛性が一致するよう、その弾性係数は調整している（図 5.47 参照）。要素寸法は、構造物については、部材厚方向に最少で 1 要素を配置できる大きさとし、地盤については、自由地盤の固有振動数と同程度の周波数の地震動に対し、一波長当り 10 節点が配置可能な大きさとした。部分詳細解析に使う部分詳細モデルは、全体モデルから、分合流部のみを周囲の地盤も含めて抽出して構築されている。全体モデルで使われている 4 面体 2 次要素を 8 分の 1 に分割している（図 5.20, 5.21 参照）。

全体モデルの節点数は約 250 万と多い。この全体モデルを作る際の要素分割は、ソフトウェアを用いた自動分割を行っている。自動分割の後、形状の悪い要素を抽出し、手動による修正を施した。これら手動による一連の要素形状の修正作業には、専任の技術者が 1 カ月以上の時間を要した。

大規模な要素分割が必要なことに加えて、さらに弾性係数が地盤と構造物で大きく異なることに起因して、有限要素方程式の全体剛性マトリクス方程式を解く際の計算の収束性は決して高くない。このため、並列計算を効率よく行えるよう、また、計算機のメモリー使用量を極力節約できるよう、有限要素解析コードを改良した。

以上のように、耐震照査の解析方法で利用する解析モデルの構築には、通常の耐震性照査の解析手法と比べ、かなりの労力と時間を要する。これは詳細な解析モデルを構築す

る際の宿命であり、より高性能の自動分割ソフトウェアを開発する必要が高い。なお、自動分割ソフトウェアはどのような複雑な形状にも対応可能なように設計されており汎用性は高い。開発の方向として、特殊な形状や剛性の比を考慮して手動で作った経験を、特化した場合として参照し、その経験を活かした特殊な要素分割が自動的にできるようにすることが考えられる。

全体モデルと部分詳細モデルは連成しているため、一度、詳細な全体モデルを構築すると、そのモデルは独自の価値がある。一度モデルを構築してしまえば、位相差、入射角度および3次元波など、あらゆる地震動に対して、全体挙動と着目部位の詳細な挙動の分析が可能である。さらに、連成して作られる部分詳細解析をさらに高精緻化することも可能である。具体的には、部分詳細モデルに鉄筋一本に至る極詳細部を組み込むことは可能である。

前章で行った検討から確認されるように、従来の横断方向の2次元解析や、梁モデルによる縦断方向の解析では、十分な耐震照査ができない可能性がある構造は、下記のように整理される。

1. 地震時の挙動が3次的に複雑となる構造：複雑な地盤構造に立地する地中構造物や急曲線部等の形状が3次的に複雑な地中構造物
2. 異なる形式の構造が接続する構造：本線トンネルとランプトンネルの接合部、立坑と本線トンネルの接続部

上記のような構造に対して2次元解析等に基づいた設計を行い、十分な耐震照査ができなかった場合、過剰な安全率を見込んだ設計となっていたり、反対に構造上の配慮を要する箇所を見落としている可能性がある。前者による無駄な費用増は、インフラ等の拡充や更新を鈍らせ、万が一の損傷等に備えたバックアップ機能整備の遅延を招くおそれがある。後者にあっては、地震時の想定を超えた損傷発生により、安全性が損なわれるおそれがあるとともに、供用後の補修・補強は構造や施工方法が限定されることから、構造物の安全性を回復させるための費用や施工に要する時間が嵩むことが懸念される。構造物が道路の場合は、震災時の緊急輸送路としての機能を果たす必要があり、水道や電気等のライフラインの場合は、被災地の人命にかかわる。これらのバックアップ機能整備の遅延や地震時における想定を超えた損傷は、社会に与える影響が大きく、回避するための手段の一つとして、提案された耐震照査の解析法のような、実構造物の3次的挙動を正確に分析できる手法は必要性が高い。

6.1.2 入力地震動の設定

全体系の解析では、表層地盤の非線形性を考慮した等価線形解析（SHAKE）の収束値を参考に地盤の解析定数を設定し、弾性解析により地震時の挙動を計算している。地震波は、建設時の設計で用いられたレベル2タイプ2の地震動を、耐震設計上の基盤面（本線トンネル下面より5m下）に入力したものを、等価線形化法を用いて解析モデル底面に引戻したものをを用いている。上記の地震波を、入力方向をトンネル軸方向またはトンネル軸直角方向とし、解析モデル底面に一様に入力した。

入力地震波や入力方法を上記としたのは、建設時の設計との比較や、従来の設計方法における見直しが必要な事項の抽出に資することを意図していたためであるが、地震動の位相差や入射角を考慮したり、建設時の設計で用いた2次元設計用の合成波ではなく、実際の観測波に基づく3次元の地震動を用いた計算も支障なく行うことができる。実際の地震動の特性を再現した入力地震波を用いて照査することにより、実構造物の3次元的挙動をより正確に分析できると考えられる。6.1.1に示したように、このような分析が可能な手法の必要性が高い。

6.1.3 解析結果の妥当性

5.3.5および5.3.6に示した計算結果から、分合流部の本線ランプトンネル一体構造部においては、基本的には硬質地盤内に建設されているものの、その一部の範囲は、硬質地盤を出て地表付近の軟弱な地層内を通り地表にアクセスするランプトンネルの地震応答の影響を受け、トンネル軸方向の作用力に対して、検討が必要になる可能性があることが分かった。また、建設時に耐震性照査が行われているトンネル軸直角方向については、耐震性が確保されていることが確認できた。トンネル軸方向の検討については、本研究で用いた照査方法を用いて、鋼製セグメントとRC躯体の接合構造を、シアコネクタや鉄筋までを詳細にモデル化した部分詳細解析を行うことにより、照査ができると考えられる。その際、本研究で行った、鋼製セグメントをチューブで簡易にモデル化した線形解析の計算結果から、材料の非線形性を考慮した解析が必要になる可能性がある。

トンネル軸直角方向の検討については、本研究の照査方法を用いることで、部位によっては合理化が図れたり、反対に、より慎重な配慮が必要である部位が抽出できる可能性がある。現在の耐震性照査方法は、2.2の式(1)のような、部材の曲率に着目した照査を行うが、そこでは、曲げによる部材断面のひずみ分布形状を直線とする、平面保持が保たれるとする仮定に基づいている。山田らは、ランプトンネルの全体系を対象とした3次元地震応答解析に関する研究[36]において、図3.1および図3.2に示すとおり、レベル2地震

動を入力した場合，地層境界付近では，地震応答の3次元性が卓越し，トンネル躯体の横断面内変位分布が線形でなく，平面保持が成立しないことを示した．このことから，簡略な2次元モデルを使った地震応答の評価や断面力と断面強度を比較する評価には，精度の点で限界があることを指摘している．本研究の照査方法を用い，発生応力を計算し評価することで，耐震性照査の精度が向上し，従来の設計では過度に安全側となっている部位，反対に安全率が低い部位を抽出できると考えられる．

6.2 耐震性照査方法の課題と今後の展望

本研究では、トンネル全体系の地震応答を大規模3次元解析[28, 32, 36, など]手法を用いた全体解析により求め、その結果をもとに、着目部位の詳細な地震応答をマクロ・ミクロ解析[24, 25]に準じた部分詳細解析により求め、耐震性を照査する手法を提案した。提案した照査手法を用い、分合流部を有する複雑な形状の実際のトンネル構造物を対象として、着目部位の詳細な地震応答を計算し、本手法を用いた耐震性照査の有用性を検証した。本手法を用いた耐震性照査における現時点での課題について、また、今後の展望について、以下に述べる。

6.2.1 非線形解析

本研究で用いた解析手法は、全体解析および部分解析とも、構造物および地盤の物性を線形として扱っている。その際、地盤の解析定数を自由地盤の非線形地震応答解析により定めることで、地盤の非線形性を考慮している。本研究で行った、実際のトンネル構造物を対象とした地震応答の計算では、5.3.6に示すとおり、レベル2地震動をトンネル軸方向に入力した際、鋼製セグメントとRC躯体の接合構造に発生するトンネル軸方向のせん断応力は、鋼製セグメントを簡易的にモデル化していることを考慮すると、非線形性を考慮すべきレベルに達している可能性がある。本研究で対象としたトンネル構造物に限らず、レベル2地震動に対する耐震性を照査するうえでは、発生応力が材料の線形領域を超えると考えられるため、材料の非線形性を考慮した解析手法とすることが望ましい。トンネル全体系を対象とした大規模な3次元地震応答解析を、非線形性を考慮して行うのは、通常の計算環境では計算コストが大き過ぎ、現時点では現実的ではないが、計算技術と計算環境の更なる進歩により、近い将来的には可能と考えられる。

なお、非線形性を考慮した解析が可能になった際にも、安定性に優れる弾性解析に基づく本研究で用いた解析手法は、複雑で高度な非線形解析を行う前段で、もしくは平行して実施することで、検討対象および検討ケースの絞り混みや、解析結果の検証を行ううえで有効と考えられる。

6.2.2 解析モデルの自動構築

本研究では、解析モデルの構築については、構造図から作成した3次元CADデータを元に要素分割を計算機により行ったのち、一部の形状が悪い要素の修正を手動で行った。当初構築した解析モデルでは、トンネル全体系の解析と部分詳細解析モデルを用いた解析において、発生応力に一割程度の差が生じる等の計算誤差に起因すると考えられる現象がみ

られた。そこで、細長く形状が悪い要素が生成されるのを避けるため、躯体形状の細部を一部変更する等の必要が生じた。

自動メッシュ生成技術は、2次元においてはほぼ確立されたものの、3次元においては自動メッシュ生成アルゴリズムが確立されていない [54]。解析精度を向上させるためには品質のよい（形状が歪んでいない）メッシュとする必要があるが、実際の設計現場では、CAD データを元に要素分割を計算機により行ったのち、専門的な知識を有した技術者が手作業で修正しているのが現状である。修正に要する人的コストは大きく、解析に要するコストと時間を大きく押し上げている。近年、メッシュの細分化を、要素品質を低下することなく並列環境において自動で行った例が報告されている [55]。このような自動メッシュ生成技術の向上により、解析に要するコストと時間を削減することができれば、高度な3次元解析の適用性が広がり、土木技術に限らず様々な分野において、設計の高度化を図ることができると考えられる。

6.2.3 地震シナリオの多様化

内閣府の中央防災会議において、検討対象とされている地震として、東海地震、東南海・南海地震、日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震、首都直下地震および中部圏・近畿圏直下地震がある。このうち、東海地震および東南海・南海地震については、南海トラフ（ユーラシアプレートとフィリピン海プレートの境界）における地震である。それぞれは個別に対策が進められてきたが、東北地方太平洋沖地震時に見られた地震の連動や、平成15年以降の科学的知見の蓄積から、東海地方から西日本全域におよぶ超広域震災を引き起こす可能性がある、南海トラフの巨大地震（3連動地震）の対策が必要とされている。東海地震については、概ね100～150年の間隔で大規模な地震が発生しているが、1854年から約160年間程度大地震が発生していないために相当なひずみが蓄積され、いつ大地震が発生してもおかしくないと言われており、3連動地震の発端になる可能性がある。また、首都直下地震については、フィリピン海プレートと北米プレートの境界における東京湾北部地震や、地殻内の浅い地震として都心西部直下地震等がある [56, 57]。

このように、日本においては様々な震源が想定され、強度が強く、周波数特性等が異なる多様な地震動に対して構造物の安全性を照査する必要がある。また、想定される地震は、新たな地震の発生や科学的知見の蓄積により、随時見直しがなされる。強度が強く、多様な地震動が構造物に与える影響を評価する上では、本研究で用いたような高度な解析手法を用い、照査対象となる構造物や構造物周辺の地盤構造を正確にモデル化し、入射方向や位相特性を適切に考慮したり、2次元設計用の合成波ではなく、実際の観測波に基づく3次元の地震動を用いた計算により、実構造物の3次元挙動をより正確に分析するこ

とが可能になると考えられる。

6.2.4 今後の展望

3.2で述べたとおり，レベル2地震のような強地震時には，地層構造変化部付近，複雑な形状の地中構造物および立坑等の異なる構造系の接続部等においては，地震応答の3次元性が卓越し，簡略な2次元モデルを使った地震応答の評価や断面力と断面強度を比較する評価には，精度の点で限界があると考えられる。また，入力地震動については，従来の2次元解析で用いられる，入力方向をトンネル軸方向またはトンネル軸直角方向とした一様入力では，一般部では安全側と考えられる一方で，上記のような特殊部では危険側になる可能性がある[9, 58, 59, 60, など]。本研究の照査方法を用いて実構造物の3次元挙動を分析し，発生応力を計算し評価することで，耐震性照査の精度が向上し，従来の設計では過度に安全側となっている部位，反対に安全率が低い部位を抽出できると考えられる。

さらに，本研究で用いた照査方法は，トンネル全体系の大規模3次元有限要素解析結果を用い，地中構造物の地震時挙動の特性を利用し，着目部位の詳細な挙動を準静的解析により求めたが，着目部位の詳細な挙動を求める際，動的解析手法であるマクロ・ミクロ解析[24, 25]を用いることで，さまざまな外力を受ける，さまざまな構造物に適用することができる。適用事例としては，例えば，老朽化した道路構造物の大規模更新等が考えられる。近年，昭和30年代の高度経済成長期に建設された大量の社会資本が経年し，老朽化した道路等の維持管理手法への関心が高まっている。ライフサイクルコスト等を考慮すると，路線や区間によっては，大規模に更新を行った方が維持管理を合理的に行える可能性があり，検討が進められている。大規模更新を行う場合，既設構造物との接続や，既設構造物の補強等が必要になる。

過去の事例では，接合構造部の細部構造を決めるために主に実験結果等を用いているが，既設部分と新設部分の全体系の3次元挙動の詳細な分析はできていない。既設構造物の補強等においては，橋梁上はもちろん街路においても，通行止め等を極力避けるなど，交通への影響を最小限にすることや，仮設構造や施工用のスペースも含め，限られた工事用地内で作業を行う必要があるなど，制約条件が非常に多い。また，既設構造物の機能を確保しながら施工を行う必要があったり，既設の構造等により補強構造が著しく制限を受けるなど，構造面でも制約条件が多い。これらの厳しい制約条件のもとでは，新たな構造や施工手順により，工事に要する費用や期間を大幅に低減できる可能性がある。新たな構造や施工手順の検討においては，既設構造と新設構造の全体系を考慮しつつ，既設と新設の接合構造の細部を検討可能な手法として，階層型解析を用いた照査方法は有効と考えられる。

7 おわりに

本研究では、分合流部を有する大型道路トンネルを念頭に、3次元的な幾何形状を持ち、複雑な地震応答が予想される地中構造物に対して、大規模数値計算を用いて耐震照査の高度化を図った。解析手法の要諦は、地盤-構造の連成は完全に考慮した上で、着目部位の周辺を含めた全体系の動的解析と、着目部位の挙動を高分解能で調べる準静的解析から構成される階層型解析である。さらなる計算機の高速度化・大容量化は十分期待できるものの、現状では、着目部位を含む大型トンネルの全体系に対し、高分解能の動的解析を実施することは通常の計算環境では現実的ではない。このため、疎と密、動的と準静的を組み合わせた階層型解析が必要なのである。

提案された階層型解析で最初に行われる動的解析では、大型道路トンネル全体系を対象とし、周辺地盤を含むトンネル全体系を3次元有限要素でモデル化し、弾性解析を行う。表層地盤の非線形性を考慮した地盤応答解析の収束値を参考に、地盤の解析定数が設定されているため、擬似非線形解析である。階層型解析で2番目に行われる準静的解析では、周辺地盤と着目部位に対し、高分解能の3次元有限要素法モデルを構築し、最大の地震応答と考えられる時点での物体力を加えて弾性解析を行う。動的解析から準静的解析の変換は、現在、耐震照査の代表的解析手法として使われている応答変位法等と原理的には同一である。さらに、この変換を、全体系の加速度が作る物体力が無視できること、および、全体系の速度が無視できること、という2つの近似として、理論的根拠を与えた。

本来、レベル2地震動に対する耐震照査を行う場合、構造物や地盤の非線形性を考慮した解析が必要である。着目部位を含むトンネル全体系の詳細な動的解析すら、通常の計算環境では計算規模が大きすぎる現在、線形解析を非線形解析に拡張することは、計算コストが大き過ぎるため現実的ではない。提案された3次元の地震応答を行える階層型解析では、線形性を仮定せざるを得ない。非線形解析に拡張することは当然の将来の課題であるが、数値計算の安定性に優れる線形解析はそれ自体に意味がある。非線形性を考慮した解析が可能になった際にも、既往研究[36, など]および本研究で検討する擬似非線形解析は、複雑で高度な非線形解析を行う前段で、もしくは平行して実施することで、検討対象および検討ケースの絞り込みや、解析結果の検証を行ううえで有効と考えられる。

本研究では分合流部を有する実際の大型道路トンネルをモデルケースとして、提案された解析手法の適用性を検討した。分合流部を含む本線トンネルの全体系の地震応答を考慮することで、着目部位である分合流部の本線-ランプトンネル一体構造の地震応答が解析できることが確認された。複雑な幾何形状を持ち、3次元的な地震応答の影響を受ける着目部位に対し、耐震照査が可能な精度で発生する応力を算出できることを確認した。

モデルケースとした複雑な幾何形状を持つトンネル構造では、耐震照査の標準的な手法である横断面と縦断面に着目した2次元解析の組合せや、梁モデルを用いた解析では取り扱うことができない応力が発生することが確認された。

本研究で対象とした複雑な構造に限らず、一般に、トンネル構造の耐震照査では、入力方向はトンネル軸直角方向、またはトンネル軸方向とした2次元解析である。提案された解析手法は、対象構造物やその周辺地盤構造を詳細に反映した3次元解析モデルを利用することの他、多様な入力地震動を設定することができる。例えば、震源の位置や地震の大きさを確率的に想定して、多岐多様な地震波を合成すると、トンネル構造に対する入力地震動の方向や位相差の影響を考慮することができる。耐震照査の手間は増えるものの、このような考慮により、より合理的な設計となる可能性がある。これとは逆に、地盤構造の急変部等ではより配慮が必要な箇所を抽出することができると考えられる。

既往の研究 [36] では、レベル2の地震動を入力した場合、断面内の変位分布が直線から外れ、平面保持が成立しない解析結果となっている。平面保持からのずれは決して大きくないものの、合理化のためには無視できないかもしれない。従来設計で用いられている、平面保持の仮定に基づいて算定される部材の断面力を評価する設計に代わり、部材の着目点での応力を評価して安全性を確認する設計となるのである。設計の手間は増える他、強度評価も必要となる。しかし、3次元解析を利用した応力評価に基づく設計は、設計そのもの合理化・高度化の一つの方向となることは確かである。

本研究で提案された耐震照査のための解析方法は、着目部位を含む本線トンネル全体系の挙動を計算し、地盤-構造間の相互作用を考慮した上で、着目部位の地震時挙動を算定する。このような階層型解析（より一般にはマルチスケール解析）は、長大な土木構造物には有効である。事実、提案された解析手法は、準静的解析である部分詳細解析を動的解析とすれば、トンネル構造や地震荷重に限定されたものではない。さまざまな外力を受ける、さまざまな構造物に適用することができる。適用対象としては、例えば、老朽化が進む道路資産に対し大規模更新を図る際、既設構造物と新設構造部の接続部や既設構造物の補強等が考えられる。施工に利用できる空間の制約や補強構造が既設構造により著しく制限されるなど、制約条件が非常に多く、新たな構造や施工手順により大幅な合理化を図れる可能性があり、既設構造と新設構造の全体系を考慮しつつ、既設と新設の接合構造の細部を検討可能な手法として、階層型解析は有効と考えられる。

今後、分合流部を有する大型道路トンネル、もしくは類似の大型道路トンネルにおいて、地震時の挙動計測を実施し、提案された解析手法を用いた耐震照査の妥当性を検証することが望ましい。地震応答の計測結果を用いて、解析手法の計算結果の精度を検証するとともに、現行の耐震照査に使われる応答変位法や応答震度法との計算結果の比較から、

提案された解析手法の有意性を確認できる。このような検証を重ねることで、提案された耐震照査のための解析手法の優位性を確認し、大型道路トンネルを含む大規模土木構造物の耐震照査並びに耐震設計で実用されるようになれば、設計の高度化・合理化を進めることの一助となる。より合理的にかつより安全に、社会資本の構築、改築または管理等を行うことができるようになると考えられる。

References

- [1] 志波由紀夫, 岡本晋: シールドトンネルの横断方向の地震時断面力の計算法, 土木学会論文集, 第 437 号 / I-17, pp.192–202, 1991.
- [2] 土木学会: トンネル標準示方書(シールド工法編) 同解説, 2002.
- [3] 土木学会: セグメントの設計, トンネル・ライブラリー第 23 号, 2010.
- [4] 藤井邦男, 真下英人, 石村利明: 砂礫地盤中のシールドトンネルの作用荷重, 土木学会 トンネル工学研究論文報告集, 第 10 巻 報告 (29), 2000.
- [5] 首都高速道路株式会社: 首都高速道路トンネル構造物設計要領(開削編), 2005.
- [6] 首都高速道路株式会社: 首都高速道路トンネル構造物設計要領(シールド編), 2009.
- [7] 小島直之, 大場新哉, 山中宏之, 森益基: シールドトンネル開削切開き部における鋼殻の設計法について, 土木学会 年次講演会講演概要集, pp.275–276, 2003.
- [8] 土橋浩, 川田成彦, 白鳥明, 山中宏之, 森益基: 大断面シールドトンネル切開き部における鋼殻の設計, 土木学会 トンネル工学研究論文報告集, 第 13 巻 報告 (51), 2003.
- [9] 川島一彦: 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1994.
- [10] 西岡勉, 運上茂樹: せん断変形量に基づく円形シールドトンネル横断面の耐震計算法, 土木学会論文集, No.752 / I-66, pp.239–251, 2004.
- [11] 立石章: 静的 FEM を用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究, 土木学会論文集, No.519 / I-32, pp.139–148, 1995.
- [12] 小島直之, 川田成彦, 白鳥明: シールド切開き部における耐震設計の概要, 土木学会 関東支部技術研究発表会講演概要集, pp.111–112, 2004.
- [13] 太田擴, 西田俊允, 北嶋武彦, 佐藤忠信: 応答変位法を用いた地下構造物の耐震検討について, 土木学会 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演論文集, pp.437–444, 1997.
- [14] 室谷耕輔, 西山誠治, 西村昭彦: 多層開削トンネルの耐震設計における応答変位法の適用性および地盤ばねの検討, 土木学会 トンネル工学研究論文報告集, 第 9 巻 報告 (48), 1999.

- [15] 水野光一郎, 小泉淳: シールドトンネル横断方向の耐震設計法に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.687 / III-56, pp.107-123, 2001.
- [16] 志波由紀夫, 川島一彦, 大日方尚巳, 加納尚史: 応答変位法によるシールドトンネルの地震時断面力の算定法, 土木学会論文集, 第 404 号 / I-11, pp.385-394, 1989.
- [17] 土木学会関西支部: 大震災に学ぶ—阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書, 第 5 編 pp.37-99, 1998.
- [18] 何川, 小泉淳: 地震動が軸方向に作用する場合のシールドトンネルの模型振動実験とその応答解析, 土木学会論文集, No.624 / III-47, pp.165-181, 1999.
- [19] 松原勝己, 星谷勝: 線状地中構造物の耐震設計に用いる地盤バネ定数について, 土木学会論文集, No.570 / I-40, pp.249-258, 1997.
- [20] 志波由紀夫, 川島一彦, 大日方尚巳, 加納尚史: シールドトンネルの耐震解析に用いる長手方向覆工剛性の評価法, 土木学会論文集, 第 398 号 / I-10, pp.319-327, 1988.
- [21] 土橋浩, 寺島善宏, 川田成彦, 大竹省吾, 山田武正, 堀宗朗, 今田徹: 鋼製セグメントと RC 躯体との接合部の設計方法に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.65 No.3, pp.718-737, 2009.
- [22] 土木学会: 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針 (案), コンクリートライブラリー - 73, 1992.
- [23] 大友敬三, 末広俊夫, 河合正, 金谷賢生: 強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.724 / I-62, pp.157-175, 2003.
- [24] T. Ichimura, M. Hori: Macro-micro analysis method for wave propagation in stochastic media, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 419-432, 2006.
- [25] T. Ichimura, M. Hori: Strong ground motion prediction using macro-micro analysis method, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 395-417, 2006.
- [26] T. Ichimura, M. Hori: Structural seismic response analysis based on multiscale approach of computing fault—structure system, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2008.

- [27] Ohbo, N., Horikoshi, K., Yamada, T., Tachibana, K., and Akiba, H.: Dynamic Behavior of a Underground Motorway Junction due to Large Earthquake, *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*, paper No.1215, 2004.
- [28] 山田岳峰, 市村強, 大保直人, 佐茂隆洋, 池田清宏堀宗朗, : 大規模三次元FEM解析による地下複雑構造物の地震時挙動, 応用力学論文集, Vol. 7, pp. 909–916, 2004.
- [29] Dobashi, H., Ochiai, E., Ichimura, T., Yamada, T., Yamaki, Y., Ohbo, N., Moriguchi, M., Itami, H., and Hori, M.: 3D FE Analysis of Seismic Response of Complicated Large-Scale Ramp Tunnel Structure, *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rethymno, Crete, Greece, 2007.
- [30] Dobashi, H., Hatsuku, T., Ichimura, T., Hori, M., Yamada, T., Ohbo, N., Moriguchi, M., Itami, H.: Full 3D seismic response analysis of underground ramp tunnel structure using large-scale numerical computation, *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [31] Yamada, T., Ohbo, N., Itami, H., Ichimura, T., Hori, M.: Three-Dimensional Analysis Method of Seismic Resistance of Large Tunnel Structure using Large-Scale Numerical Computation of Soil-Tunnel System, *The World Tunnel Congress Agra 2008*, Agra, India, 2008.
- [32] 土橋浩, 市村強, 大保直人, 堀宗朗, 山田岳峰: 複雑な構造を持つ大型トンネルの地震応答に対する大規模三次元数値解析の必要性の検討, 土木学会論文集A, Vol.64, No.3, pp.639–652, 2008.
- [33] 土橋浩, 寺島善宏, 堀宗朗, 市村強, 大保直人, 沖見芳秀, 山田岳峰, 小原隆志: 大型トンネルを対象とした3次元FEM地震応答解析の有限要素分割に関する基礎検討, 土木学会第65回年次学術講演会, pp.829–830, 2010.
- [34] Yamada, T., Hori, M., Ichimura, T., Dobashi, H., Terashima, Y., Ohbo, N., Obara, T.: Three-Dimensional Seismic Response Analysis of Underground Ramp Tunnel Structure using Massive Numerical Computation, *The World Tunnel Congress Helsinki 2011*, Helsinki, Finland, 2011.
- [35] Dobashi, H., Terashima, Hori, M., Y., Ichimura, T., Ohbo, N., Yamada, T., Obara, T.: Seismic Response Analysis of Underground Ramp Tunnel Structure using 3-D

- Massive Numerical Computation, *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece, 2011.
- [36] 山田岳峰, 市村強, 堀宗朗, 土橋浩, 大保直人: 大規模三次元数値解析を用いたランプトンネルのレベル2地震時挙動評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68(2012), No.4, [特]地震工学論文集, Vol.31B, pp.I-830–I-843, 2012.
- [37] 大槻明, 春海佳三郎: 地震時の大規模地下空洞周辺の波動伝播機構, 土木学会論文集, 第339号, pp.227–230, 1983.
- [38] Ilan, A., L.J.Bond and M.Spirack: Interaction of a compressional impulse with a slot normal to the surface of an elastic half space, *geophys. J.*57, pp.463–477, 1979.
- [39] 三浦房紀, 沖中宏志: 仮想仕事に原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物–地盤系の動的解析法, 土木学会論文集, 第404号, I-11, pp.395–403, 1989.
- [40] Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L.: Finite dynamic model for infinite media, *J. of Engr. Mech.*, ASCE, Vol. 95, pp. 859–877, 1969.
- [41] 石原哲哉, 三浦房紀: 3次元構造物–地盤系の非線形地震応答解析, 土木学会論文集, 第465号 / I-23, pp.145–154, 1993.
- [42] 立石章: 応答変位法における地震時荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441 / I-18, pp.157–166, 1992.
- [43] 永井学志, 池田翔太, 胡桃澤清文: 硬化セメントペーストの圧縮強度評価に対する非線形ボクセル有限要素解析法とその適用可能性, 日本計算工学論文集, Paper No.20100012, 2010.
- [44] 池田翔太, 永井学志, 胡桃澤清文: イメージベースモデリングによるセメントペーストの弾性係数推定に関する基礎的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.499–504, 2009.
- [45] 京谷孝史, 寺田賢二郎, 欧陽立珠: 岩石の力学特性と不連続面画像情報による岩盤の変形強度特性評価, 土木学会論文集, No.631 / III-48, pp.131–150, 1999.
- [46] 応用力学委員会 計算力学小委員会: 土木工学における計算力学手法の研究動向, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.1, pp.31–50, 2012.

- [47] 生出佳, 市村強, 石橋慶輝, 寺田賢二郎: 複合構造の平均特性を与える階層型要素の性能評価, 土木学会論文集, No.745 / I-65, pp.15–24, 2003.
- [48] 市村強, 生出佳, 寺田賢二郎, 堀宗朗: 層型解析手法に基づく構造物の動的解析手法の開発, 応用力学論文集, Vol.5, pp.535–541, 2002.
- [49] 鈴木他: 重合メッシュ法によるズーミング解析の高精度化, 日本造船学会論文集, No.185, Page197–201, 1999.
- [50] Barrett, R., Berry, M., Chan, T. F., Demmel, J., Donato, J., Dongarra, J., Eijkhout, V., Pozo, R., Romine, C. and Van der Vorst, H.: *Templates for the Solution of Linear Systems: Building Blocks for Iterative Methods*, 2nd Edition, Society for Industrial and Applied Mathematics, 1994.
- [51] Wenget, J. M. and Hughes, T. J. R.: Solution Algorithms for Nonlinear Transient Heat Conduction Analysis Employing Element-by-Element Iterative Strategies, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, pp. 711–815, 1985.
- [52] 高松伸行, 小泉淳, 深井直光, 大井純, 村上博智: シールドトンネルの模型振動実験について (その 6) -トンネルの剛性と地盤の挙動との関係について-, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, pp.1340–1341, 1994.
- [53] 土木学会: コンクリート標準示方書 (設計編), 2012.
- [54] 日本機械学会: 計算力学ハンドブック (I 有限要素法構造編), 丸善, 1998.
- [55] 吉村忍, 徳永健一, 杉本振一郎, 奥田洋司, 末光啓二, 加藤千幸, 山出吉伸, 吉村英人: 並列モデル細分化による大規模有限要素解析の効率化, 日本計算工学論文集, Paper No.20130012, 2013.
- [56] 萩原尊禮: 日本列島の地震, 鹿島出版会, 1991.
- [57] 中央防災会議 防災対策推進検討会議 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ: 南海トラフ巨大地震の対策について, 中央防災会議 防災対策推進検討会議 首都直下地震モデル検討会, 2012.
- [58] 大槻明, 田蔵隆, 清水勝美: 傾斜基盤を有する不整形地盤の地震時挙動と地盤ひずみ, 土木学会論文集, 第 350 号 / I-2, pp.291–300, 1984.
- [59] 元山宏, 三木克彦, 立石俊一, 竹内幹雄: 地盤剛性急変部におけるトンネルの模型振動実験, 第 20 回地震工学研究発表会講演集, pp.337–340, 1989.

- [60] 竹内幹雄, 高橋忠, 元山宏, 渡辺啓行 : 地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法, 土木学会論文集, 第 442 号, I-14, pp.323–332, 1990.
- [61] Ichimura, T. and Hori, M.: Seismic Structural Response and Strong Ground Motion Simulation based on Multi-Scale Analysis, *The 6th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, pp.139–142, Tokyo, Japan, 2009.

謝辞

本研究は、東京大学、鹿島建設(株)および首都高速道路(株)の三者で行った共同研究「分合流部を有する道路トンネルの耐震設計技術に関する研究」(以下、「三者共同研究」とします)に、耐震性評価の整理や、従来手法との比較等を加え、論文として取り纏めたものです。「三者共同研究」の前身となる検討は、山手トンネルの建設時から行われており、その目的は、複雑な地震時挙動が予想される、山手トンネル分合流部の耐震性を明らかにすることにありました。大規模数値計算を用い高度化された耐震照査により、分合流部の耐震性が確保されていることを、「三者共同研究」および本研究により確認することができ、首都高速道路を建設・管理・運営する組織の一員として、ほっと胸をなでおろすことができました。大型で複雑な地中構造物が建設される機会が増えてきている昨今、「三者共同研究」および本研究から得られた知見は、従来の手法ではよく分らないままとなっていた事柄を明らかにするうえで、今後貢献するものと考えられます。

本研究を進めるにあたり、東京大学地震研究所の堀宗朗教授には、数値解析の理論から、技術論文の取り纏め方法まで、終始懇切丁寧にご指導を賜りました。また、本研究で用いた耐震照査手法の従来手法に対する位置付けや、今後の展望など、洞察に富んだ示唆や貴重なご意見を賜りました。堀宗朗教授のご指導なくして、本研究を完成することはできませんでした。ここに、心より感謝を申し上げますとともに、厚く御礼申し上げます。そして、いろいろと申し訳ありませんでした。

東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻の前川宏一教授には、本研究における解析結果の評価方法、本研究で用いた耐震照査手法と従来手法の比較、並びに鉄筋コンクリート構造物および地中構造物の耐震性評価等について、具体的かつ有効的なご指導を賜りました。ここに、深く感謝申し上げます。東京大学工学系研究科社会基盤学専攻の古関潤一教授には、本研究における解析結果の評価において、具体的かつ有効的なご指導を賜りました。また、複雑な地盤構造における地中構造物の地震時挙動について、地盤工学の視点から貴重なご助言を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。東京大学地震研究所の壁谷澤寿海教授には、建築分野の杭基礎の実践的な研究を例に、数値解析モデルや数値解析結果の解釈について、貴重なご助言を賜りました。心より感謝申し上げます。

東京大学地震研究所の市村強准教授が開発された先端的な大規模数値解析手法がなければ、本研究を行うことはできませんでした。また、本研究で用いた耐震照査手法等について、終始懇切丁寧にご指導を賜りました。市村強准教授のご指導なくして、本研究を完成することはできませんでした。ここに、心より感謝申し上げます。誠に有難うございま

した。

論文作成の機会を与えていただきますとともに、本研究を進めるにあたり、温かいご指導、ご支援を賜りました、首都高速道路技術株式会社の土橋浩社長、首都高速道路株式会社東京建設局の並川賢治部長、および技術部技術推進課の皆様に、心より感謝を申し上げます。

鹿島建設株式会社の関係者の皆様から賜った、多大なるご支援とご協力がなければ、本研究を行うことはできませんでした。お世話になりました、土木管理本部の山田岳峰次長、技術研究所の小原隆志様、土木営業本部の滝本邦彦部長、解析技術部の沖見芳秀部長、財団法人 地震予知総合研究振興会の大保直人様、その他の関係者の皆様へ、心より感謝申し上げます。

本研究は、上記の方々をはじめ、多くの方々のご指導、ご支援、ご協力により完成したものです。あらためて、ここに深く感謝の意を表します。最後に、長期にわたる論文作成の取組みに理解を示してくれた、妻の紗梨、娘の紗也加と紗由子に、また、常に支えてくれた親族に、深く感謝いたします。