

継手の効果とひびわれの影響を考慮した
都市トンネル縦断方向の耐震設計法の研究

山梨大学大学院
医学工学総合教育部
博士課程学位論文

平成 25 年 9 月

田 中 努

継手の効果とひびわれの影響を考慮した
都市トンネル縦断方向の耐震設計法の研究

平成 25 年 9 月

田 中 努

目次

第1章	序論	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	本論文の構成	3
第2章	既往のトンネル縦断方向の耐震設計と関連研究および課題	5
2.1	既往のトンネル縦断方向の耐震設計法	5
2.2	開削トンネル縦断方向の耐震設計における継手の構造と配置	10
2.3	シールドトンネル縦断方向の耐震設計における継手の構造と配置	22
2.4	トンネル縦断方向の耐震に関する既往の研究	44
2.5	トンネル縦断方向の耐震設計における継手に関する課題	53
2.6	第2章のまとめ	57
第3章	継手の引張剛性の評価	58
3.1	継手周囲の地盤の抵抗を考慮した継手剛性の評価	58
3.2	実トンネルにおける継手剛性の影響の確認	67
3.3	第3章のまとめ	71
第4章	トンネル躯体ひびわれ部の剛性の評価	72
4.1	マッシュパなコンクリートからの鉄筋の引抜き特性に基づく剛性の評価	72
4.2	ひびわれ部の鉄筋のひずみ分布に基づく剛性の評価	80
4.3	FEMによる鉄筋コンクリートの剛性の評価	88
4.4	実トンネルにおけるひびわれの影響の確認	95
4.5	第4章のまとめ	98
第5章	耐震設計法の提案	99
5.1	現行の耐震設計法の流れ	99
5.2	新しい耐震設計法の提案	101
5.3	実務設計への適用	107
5.4	第5章のまとめ	115
第6章	結論	116
	参考文献等	119
	謝辞	122
	発表論文および関連業績	123

第1章 序論

1. 1 研究の背景と目的

トンネルの耐震性で最も重要なことは、トンネル横断面が構造的に保持され、空間を確保することであるが、構造的に地上構造物との共通性もあり、多くの研究が行われている。

その次に重要なことは、地下水の流入を防ぐことである。トンネルの施工上、全てのトンネルに、縦断方向のある間隔で施工目地が存在し、そこが止水上の弱点となる。山岳部に建設されるトンネルは、基本的に、浸水した水が坑口に向かって自然流下するように縦断勾配を持たせるため問題にならないが、都市部に建設されるトンネルは、坑口が最も高い位置にあり浸水した水はトンネル内に溜まるため大問題となる。河川や港湾を横断する場合にはトンネルが水底にあるため、水没する危険性もある。しかも都市部は比較的軟弱な沖積平野や埋立地にあり、地震時の地盤変位も大きい。したがって、都市トンネルにとってトンネル縦断方向の耐震性は、重要な要求性能である。

特に水底を開削して作った溝に沈設して薄い覆土をするだけの沈埋トンネルでは浸水は致命傷となるため、トンネル縦断方向の耐震設計が極めて慎重に行われる。沈埋トンネルの縦断方向の耐震設計では、沈埋函を水中で連結する施工継手を可撓構造にして、トンネルに生じる変位を吸収し、函体の縦断方向の引張力を軽減させつつ、継手の開きが過大にならないよう、剛性を調整して継手の止水性を確保している。そのため、函体の縦断方向鉄筋や函体の洋上製作で用いる鋼殻の鋼板を抵抗部材として設計し、耐震性を確保している^{例えば1) 2)}。

一方、シールドトンネルの縦断方向の耐震設計では、1m 程度の間隔でリング継手が存在し、リング継手の剛性がセグメントに比べて十分に小さいため、セグメント幅分の地盤の引張ひずみがリング継手に集中すると考え、リング継手のシールドによる止水性と継手金物の安全性が確保できるよう設計している^{例えば3) 4)}。

また、開削トンネルの縦断方向の耐震設計では、コンクリートを連続して打設する継手のない構造を有するため、古くは、トンネル縦断方向の耐震性を確保するために、縦断方向鉄筋の量を増加させる耐震対策が行われた。しかし地盤急変部を通過する場合は、延長 20m 程度毎のコンクリートの施工目地を伸縮可能な構造に変え、止水板等で止水性を確保しつつ、トンネル縦断方向の引張力を低減させた上で、不足分をトンネル縦断方向鉄筋で補う対策が取られた⁵⁾。近年では、さらに短い 10m や 5m の間隔で伸縮目地を設け、トンネル躯体の縦断方向鉄筋量は横断方向の主筋に対する配筋筋のままに抑えたり、躯体コンクリートのひびわれ発生を抑えるところまで、積極的に伸縮目地により引張力を低下させる設計が行われる傾向にある。

このように、いずれのトンネルの耐震設計でも、継手や伸縮目地による変位の吸収に期待して、トンネル躯体の縦断方向の引張力を低下させる方法が採用されている。

しかしながら、トンネルと地盤が密着しているため、継手や伸縮目地に例えば 1cm の開きを生じるには、継手や伸縮目地の外周の地盤に地割れが生じるか、継手や伸縮目地周辺で地盤とトンネル躯体との間に滑りが生じる必要がある。それらが生じない場合は、継手周囲のトンネルに密着している地盤が継手の開きに抵抗する。継手や伸縮目地の変位吸収が、現行の設計で想定しているほど大きくない場合は、トンネル躯体に設計値以上の力が作用することになり、新設トンネルの設計における配筋量の見直しや既設トンネルの耐震性の再評価が必要になる。

また、先に述べた開削トンネルの近年の例ではトンネル躯体にひびわれを発生させないという思

想があるが、現行の耐震設計では、一般に、ひびわれを解析に考慮せず、全断面有効剛性のモデルで解析した結果の引張力が鉄筋の耐力以下に収まるか否かを判断しているが、ひびわれが発生すると剛性が低下しトンネルの変形が増加し鉄筋のひずみが増加する。しかし、ひびわれが発生した場合のトンネル躯体の剛性を評価する方法がないため、設計レベルでひびわれの影響を解析に考慮できないのである。

本研究では、これらの課題を解決するために、次の2つの挙動を明らかにし、それらを考慮したトンネル躯体のひずみレベルに応じて、望ましいトンネル構造を選定する合理的なトンネル縦断方向の耐震設計法をとりまとめることを目的とした。

まず、継手周囲の地盤が継手の開きに抵抗する挙動である。これまで鈴木⁶⁾により、シールドトンネルについては、実測、模型実験、数値解析に基づいた継手のばね定数の評価式が提案されているが、他のトンネルへの適用ができないため、本研究で、シールドトンネルと開削トンネルにおける継手の挙動を解析で確認し、シールドトンネル以外にも適用できる継手ばね定数の評価式を提案する。さらに実際の多くのトンネルの設計で考慮されている継手ばね定数と、ここで評価した継手ばね定数の比較により実トンネルにおけるこの問題の影響の大きさを示す。

次に、鉄筋コンクリート製のトンネル躯体にひびわれが発生した後の剛性評価とその剛性変化に応じたトンネルの変形挙動を明らかにする。ひびわれ後のトンネル剛性の評価法については、まず、ひびわれ部の鉄筋とコンクリートの付着特性に基づく方法で、他で行われた実験の荷重～変異曲線の再現を確認するとともに、棒部材の引張試験から付着力分布を直接求める方法で確認を行う。次に近年、鉄筋コンクリート建造物の鉄筋降伏後の挙動を考慮した設計で使用されることの多い **WCOMD** (例えば7) 8) (平均ひずみとテンションスティフネスの関係に基づいて鉄筋コンクリート建造物の挙動を解析するプログラム) を用いて、ひびわれ後の剛性評価を行う。ここで得られたひびわれを考慮したトンネル躯体の剛性変化を用いて、対象とするトンネルの地震時の周辺地盤のひずみとそれに伴ったトンネル躯体に生じるひずみの関係を図示する。この図は、トンネル縦断方向の配筋量に応じたひびわれ後の躯体に生じるひずみと地盤ひずみとの関係が表されるため、対象地点で地震時に想定される地盤ひずみに対する対象トンネル躯体の状態を概ね想定できるものである。したがって、トンネルの構造計画や耐震設計の初期に望ましい構造を設定できる非常に有用な図である。

最後に、トンネル建設地の地震時の最大ひずみのレベルに応じて、合理的に耐震設計の流れを選択し基本構造を決める新しい耐震設計法の考え方を示し、実トンネルを対象にした実務設計への適用例を示す。

なお、本論文では、鉄筋コンクリート構造の比較的大型のトンネルを対象としており、パイプラインや上下水道等の管路は対象外である。そのため、トンネル縦断方向の耐震問題として「軸引張」を取り上げている。これは、これまでの多くの設計経験(例えば9)～11) から、トンネル縦断方向の耐震設計では「軸引張」の影響が支配的であり、「曲げ」の影響との合成で決まる箇所も多々あるが「曲げ」だけで決まる箇所はないこと、「軸圧縮、せん断、ねじり」の影響は小さいことが分かっているためである。

また、上記の「継手周囲の地盤が継手の開きに抵抗する挙動の問題」については、継手や伸縮目地を有する全ての都市トンネルに共通するため、シールドトンネルと開削トンネルを事例にあげる。一方、「トンネル躯体にひびわれが発生した後の剛性評価とその剛性変化に応じたトンネルの変形挙動」については、開削トンネルや沈埋トンネルおよびシールドトンネルの二次覆工など連続した鉄筋コンクリート躯体に共通する問題であるが、開削工法で構築される大型トンネルに影響が大きいと考えられるため、これを主たる対象とする。

1. 2 本論文の構成

本論文は、以下に示す 6 章で構成している。

第 1 章では、本研究の背景と目的、および本論文の構成について述べる。既往の研究および課題については、第 2 章に述べる。

第 2 章では、既往の研究だけでなく、本論文のテーマである耐震設計法と設計事例についても述べる。

まず、現行のトンネル縦断方向の耐震設計法について応答変位法の考え方と位置づけ、耐震設計法が規定されている技術基準、本論文では触れない耐震設計法の課題などを示す。次に、現行のトンネル縦断方向の耐震設計の基本である可撓継手や伸縮目地により断面力を低下させる方法により硬質地盤中の開削トンネルと軟弱地盤中のシールドトンネルの耐震設計の実務において工夫された継手の構造と配置の考え方と結果を述べる。次いで、トンネル縦断方向の継手や躯体の剛性に関する既往の研究を示し、最後にこれらの設計や研究から見える課題を示す。

第 3 章では、現行の耐震設計で想定している継手の開きが継手周囲の地盤のせん断抵抗によって拘束され、設計値ほどの効果が見込めないことを、開削トンネルとシールドトンネルに対して 2 次元や 3 次元の FEM 解析により確認する。そして継手軸剛性の評価式をシールドトンネル以外にも適用できる形で定式化する。さらに実際の多くのトンネルの設計で考慮されている継手剛性と、ここで評価する継手剛性の比較により実務設計への影響の大きさを示す。

第 4 章では、継手の効果が設計値ほど見込めない場合はトンネル躯体の鉄筋コンクリート部材にひびわれが生じることもあり、また、ひずみがあまり大きくない場所では、十分な配筋をすればひびわれが生じて大きく開かないため、ひびわれの発生を考慮した構造も可能であると考え。そこで、ひびわれ発生による躯体の剛性変化とそれに伴う応答の変化について論じる。まず鉄筋とコンクリートの付着力に基づく実験結果の再現について述べた後、平均ひずみとテンションスティフネスの関係に基づく最近の FEM 解析法によりひびわれ発生後の剛性変化を定量的に把握する。この影響を実トンネルに当てはめて、影響の大きさを示す。

第 5 章では、従来の耐震設計法の流れを示した後、第 3 章で述べた継手の剛性と第 4 章で述べたひびわれ後の剛性変化を考慮し、新しい設計の考え方と流れを提案し、実トンネルを対象とした実務設計に適用して提案する耐震設計例を示した。

第 6 章は、本論文の結論である。

論文構成を図-1-2-1 に示した。

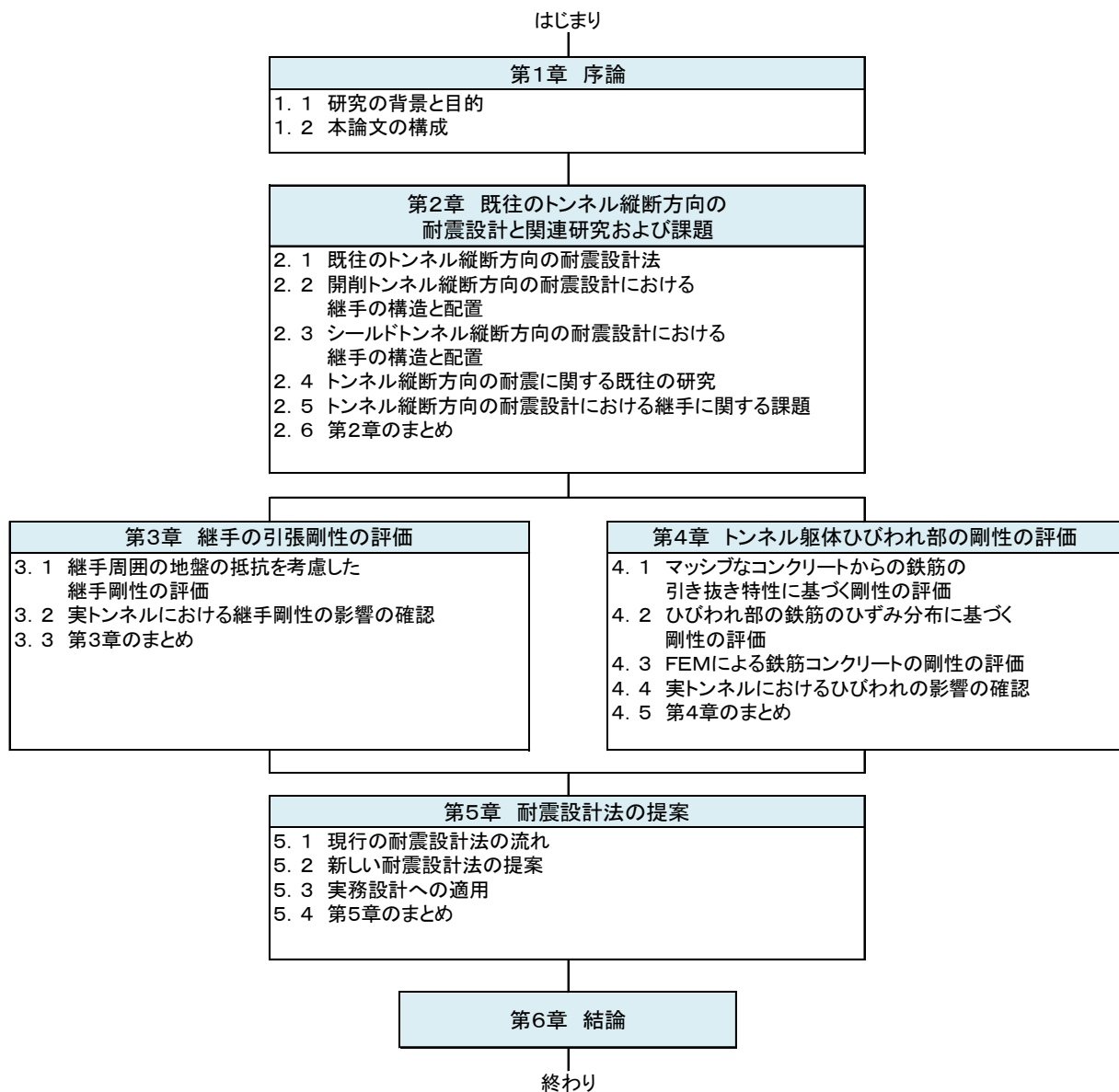


図-1-2-1 本論文の構成

第2章 既往のトンネル縦断方向の耐震設計と 関連研究および課題

本章では、前章で示したトンネル縦断方向の耐震設計法の課題を詳述した。

2. 1 既往のトンネル縦断方向の耐震設計法

本節では、現行のトンネル縦断方向の耐震設計法の基礎となっている応答変位法の考え方と位置づけ、耐震設計法が規定されている技術基準について国内外の経緯と現状を示し、トンネル縦断方向の耐震設計に用いる応答計算法に関する課題について整理した。

2. 1. 1 トンネル縦断方向の耐震設計の基本的な考え方

道路・鉄道トンネルや共同溝など内側が空間である構造はもちろん、石油パイプラインや水道管であっても、地中構造物の比重は周囲の土より小さいため、地震時の慣性力で地中構造物が周囲の土を押しつけて動くことはなく、また全周が土に密着しているため減衰が大きく有意な振動（強制振動および自由振動とも）が生じることもない。

したがって、縦断方向の耐震問題では、横断方向と同様に、地中構造物に作用する地震の影響は、慣性力ではなく周辺地盤の変位であり、構造物軸線に沿った「地盤変位分布」となる。つまり構造物の応答は、時刻歴の動的变化（加速度・速度）が地中構造物の応答に有意な影響を及ぼさないため、分布ばねを用いた解析式による「弾性床上の梁」または図-2-1-1のモデルのように離散ばねを用いた「弾性支承上の梁」として、静的に計算される。

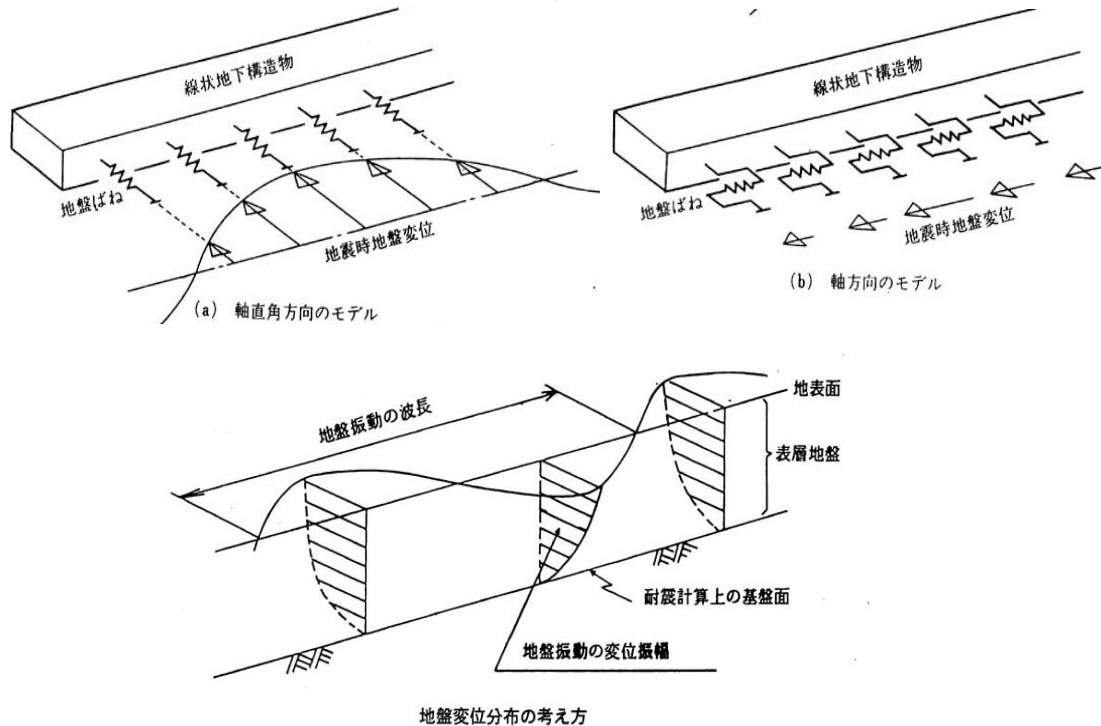


図-2-1-1 応答変位法によるトンネル縦断方向の応答変位法

構造物周辺の地盤変位の算定は、いくつかの方法が用いられている。地盤の3次元的な広がり、層構造や土質定数の変化を考えると、3次元 FEM 等を用いて動的解析を行うのが望ましいが、応答変位法が提案された当時のコンピュータの性能の制約、対象構造物の要求性能や規模に見合う設計の手間暇などを勘案して工夫され、次のような2つの方法が提案された。

- ・静的解析：正弦波状の変位分布
- ・動的解析：ばね～質点系，2次元または3次元 FEM

今日、「応答変位法」という呼称は技術基準で用いられ、そこには上記の静的解析による方法が示されるが、元々の応答変位法の考えは、地中構造物の挙動の評価方法であり、考慮すべき地盤振動として実体波（せん断波）の上昇による表層地盤の振動と表面波の伝搬だとしている¹²⁾ので、表-2-1-1のように整理するのがよい。

動的解析は、コンピュータの発達に伴い実務的に適用可能になってから、用いられるようになってきた方法である。大型の道路トンネルでは、首都高速道路の東京港トンネルの設計時から動的解析を行ってきたが、水道等の管路では、設計対象の延長が非常に長く面的にも広がるため、簡便法が望まれた経緯がある。

表-2-1-1 応答変位法の考え方の整理

		広義の 応答変位法		動的解析
		狭義の 応答変位法	動的解析	
応答 の 算定	地盤 変位	正弦波状の変位分布 【静的解析】	ばね～質点系 2次元または3次元 FEM 【動的解析】	3次元 FEM 【動的解析】
	地中 構造物	弾性床上の梁理論 (分布地盤ばね) 【静的解析】	弾性支承上の梁理論 (離散地盤ばね) 【静的解析】	地盤内に埋め込む 【動的解析】
設計 への 適用	管路や 共同溝	◎標準	地盤・構造の急変部	使用しない
	大型 トンネル	1990年代は, 参考値として採用	◎標準	特殊な場合に採用

2. 1. 2 トンネル縦断方向の耐震設計法を規定した技術基準類

世界で初めてトンネル縦断方向の耐震設計が行われたのは、1972年に開通した米国サンフランシスコ湾を横断するBART-TUBE(Bay Area Rapid Transit:ベイエリア高速鉄道)の沈埋トンネルで、湾内の軟弱地盤の地震時変位を想定した設計であろう。わが国では、1960年代後半に首都高速道路の東京港トンネルや当時沈埋トンネルで計画されていた東京湾横断道路(現東京湾アクアライン)や成田空港へのジェット燃料輸送用の石油パイプラインの建設を目指して研究が進められ、1974年に日本道路協会により「石油パイプライン技術基準」¹⁴⁾が、1975年に土木学会から「沈埋トンネル耐震設計指針(案)」¹⁵⁾が出された。「応答変位法」という呼称が初めて用いられたのは1977年に建設省土木研究所でまとめられた「新耐震設計法(案)」¹³⁾で、埋設管のように細長い小断面の地中構造物の縦断方向を対象にした応答計算法と沈埋トンネルのように大断面の線状地中構造物を対象にした縦断方向および横断方向の応答計算法が示されている。新耐震設計法(案)の考え方は、上下水道、高圧ガス導管、とう道、CAB、共同溝など、各種の線状地中構造物の縦断方向の応答計算法に適用され、今日に至っている。現行の地中構造物の縦断方向に適用する応答変位法は、共同溝設計指針、水道施設耐震工法指針¹⁶⁾、下水道施設の耐震対策指針¹⁷⁾、高圧ガス導管耐震設計指針¹⁸⁾などに規定されている。

一方、海外においては、トンネル縦断方向の耐震設計の規定はないようである。上記のBART-TUBEの耐震設計を世界で初めて行った米国では現在でも同様の正弦波状の地盤変位分布を考える(狭義の)応答変位法のみであり⁵⁴⁾、ヨーロッパではトンネルを耐震設計する概念がないようである。またインドネシアの鉄道技術基準⁵⁵⁾では地震の影響として日本の土木学会トンネル標準示方書と同じ注意事項のみ記述されており、タイの運輸省案件では横断面に対する震度法の基本事項のみが規定されている⁵⁶⁾。世界トンネル協会(ITA)のシールドトンネルの設計ガイドライン⁵⁷⁾では地震の影響はプロジェクト毎に考えるよう規定されており、トルコのボスポラス海峡トンネルプロジェクトでは、日本のコンサルタントや建設会社が政府側および施工側に特定されたため、日本の耐震設計が適用されている。

2. 1. 3 トンネル縦断方向の耐震設計法の課題

(1) トンネルの応答を求める応答変位法の課題

縦断方向の耐震計算に用いる応答変位法は、沈埋トンネル、共同溝、埋設管などの「線状地中構造物」の縦断方向の耐震計算に用いられる解析法である。横断面に用いる応答変位法と同様に、Winkler の仮定に基づく地盤ばねに支持された地中構造物のはりモデルに地震荷重を作用させる。

しかしながら、横断面の応答変位法で考慮されるようになった地盤と構造物の境界面に働く周面せん断力（曲げ変形に伴って 2 次的に発生）や構造物に作用する慣性力¹⁹⁾が考慮されていない。これは、縦断方向の設計ではこれらの影響が非常に小さく無視できることと、設計に使用する地盤条件の精度を勘案すると工学的に有効でないことが大きな原因である。さらに、これらの現象を解明するに値する線状地中構造物の地震観測が行われていないことも大きな原因となっている。本論文で取り上げる問題も、地震観測の事例が少ないこと記録が公表されないことなどが、今後の課題である。

地盤ばねについても、Winkler の仮定に基づく単純な地盤ばねのモデル自体の問題に加え、上記に示した設計基準^{16)・17)・20)}では地盤の動的せん断弾性係数の定数倍として地盤ばねが規定されており、地盤ばねの設定法の物理的な根拠が不明確であるという問題がある。ただし、大型の道路トンネルの設計では、東京湾横断道路の検討から今日まで、このような地盤ばねを使うことはなく、3 次元 FEM モデルを用いて、トンネルの変位と地盤の反力の関係からばね定数を算定している。

さらに、レベル 2 地震動を対象とした場合、線状地中構造物の縦断方向や直角方向の非線形挙動を考慮する必要があるが、鉄筋コンクリート材料の軸引張方向のひびわれ発生後の非線形特性は明確になっておらず、今後明らかにしていく必要がある。

(2) 周辺地盤の変位分布を求める方法の課題

地震荷重である縦断方向の地盤変位分布の評価も課題を有している。

① 静的解析法

水道等の管路の実務設計では、設計の利便性を考慮して正弦波状の地盤変位を仮定し、さらに、その正弦波が構造物に最も厳しい条件となる方向の進行波により構造物に生じるものと仮定して、断面力や変形を算定している。しかし、正弦波状の地盤変位分布の振幅と波長の合理的な設定法が確立されていない。

② 動的解析法

1970 年代に自然地盤の地震応答解析を行って地盤変位を算定し、この地盤変位を、地盤ばねを介して静的または動的に線状地中構造物のはりモデルに作用させる方法が考案され、沈埋トンネルの耐震解析^{21)・22)}などに適用されている。まず、自然地盤をばね・質点系にモデル化し、設計地震動に対して地震応答解析を行い、地震時の地盤変位を算定する。次に、この地盤変位分布を、地盤ばねを介して構造物のはりモデルに静的または動的に作用させ、構造物の断面力や変形を算定する解析法である。

動的解析では、実際の地盤条件を反映させて地中構造物の縦断方向に沿った地盤変位を算定できるが、構造物延長が 1km 以上になるため、当時のコンピュータの性能上、周辺地盤をばね・質点系モデルで表しかつ自由度を節約する必要があった。そこで、トンネル

の応答が変位で決まるため、地盤変位に対して支配的な1次モードを対象として解析していた。複雑な地層構造など高次の地盤振動モードが重要となる地盤条件では2次モードまで考慮できるモデルの開発や、高次振動が重要になる換気塔などの建物周りは別途動的解析を行って合成することなど設計で試みられてきた。現在では、パソコンですら十分な演算能力を有するため、周辺地盤は2次元または3次元 FEM を用いてモデル化されるのが通常の手法となっている。

なお、動的解析では、延長の長い地中構造物に対して、耐震設計上の基盤面における空間的な地震動の差異を解析に反映させるため、基盤面での入力地震動の水平方向の伝搬を想定して位相差を考慮することもある。しかし、安全側になるよう、実体波の振動に表面波の伝播速度を適用する場合も多く、課題である。

また、縦断方向に用いる動的解析は、3次元的な地盤物性の把握などが実務上は難しく、沈埋トンネルにおける解析値と実測値の比較例²³⁾からも、十分な精度で現実の挙動を再現するには、解析手法の高精度化を含め、多くの問題を解決していかなければならないのが現状である。

2. 2 開削トンネル縦断方向の耐震設計における継手の構造と配置

本節では、現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実例として、開削トンネルで行われた伸縮目地により断面力を低下させる考え方と継手の構造と配置の設計結果を示した。これにより現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実態を示した。

2. 2. 1 硬質地盤中の剛性の高いトンネルの耐震設計の必要性

特に軟弱でない地盤に建設されるトンネルの震災は少なく、比較的古い山岳トンネルの無筋コンクリートの覆工や坑口部に若干の被害が見られる程度であった²⁴⁾。また、周辺地盤に支持されているため地盤が安定である限り、落橋のような構造系全体の崩壊が生じないことから、トンネルの耐震性は高いという認識が定着している。したがって、都市部の開削トンネルも、耐震設計が行われることは少なかった。

地震時にトンネルに発生するひずみは、2点間の相対変位、つまり地盤ひずみの大小に大きく影響されることは周知の通りであるが、他に地盤の拘束力（または地盤ばね定数）の大小にも依存するものである。したがって、地盤が比較的硬質でありながら、トンネルに沿う相対変位が大きい場合には、地震時に大きな縦断方向の力が生じて、軟弱地盤中のトンネルより危険になる可能性が考えられる。

ここでは、開削トンネルのように剛性の高いトンネルは、小さな変位でも断面力が大きくなるため硬質地盤中でも耐震対策が必要であることを明らかにするとともに、継手の変位吸収効果に期待する現行のトンネル縦断方向の耐震対策の基本的な考え方を示す。

2. 2. 2 硬質地盤中の剛性の高いトンネルの断面力

トンネルの縦断方向の断面力（軸力・曲げモーメント・せん断力）は、地盤変位を受けた弾性床土上の梁として求めることができる¹⁵⁾。今、トンネル縦断方向の地盤変位振幅の分布を波長 L の正弦波と仮定して、最大振幅を δ_{Gmax} とすると、設計上支配的な軸力 $P(x)$ の算定式は次のようになる。

$$P(x) = P_{max} \cdot \cos(2\pi \cdot x/L) \quad (2.2.1)$$

$$P_{max} = EA \cdot \varepsilon_{Tmax} \quad (2.2.2)$$

$$\varepsilon_{Tmax} = \alpha \cdot \varepsilon_{Gmax} \quad (2.2.3)$$

$$\varepsilon_{Gmax} = 2\pi \cdot \delta_{Gmax}/L \quad (2.2.4)$$

$$\alpha = 1/\{1+(2\pi/\lambda L)^2\} \quad (2.2.5)$$

$$\lambda = \sqrt{(k/EA)} \quad (2.2.6)$$

ここで、 EA ：トンネルの軸引張剛性

（一般に圧縮力に対しては十分抵抗できるため引張に着目する）

ε_{Tmax} ：トンネルに発生する最大軸ひずみ

α ：ひずみまたは変位の伝達率

ε_{Gmax} ：地盤に発生する最大軸ひずみ

δ_{Gmax} ：地盤の最大変位振幅（片振幅）

L ：地盤変位分布の波長

λ ：剛比係数

k : トンネル単位長さ当りの地盤ばね

式(2.2.1)～(2.2.4)より，軸力はトンネルの剛性と，「地盤の変位/波長」つまり地盤のひずみと，ひずみの伝達率に比例することがわかる．また，式(2.2.5)と(2.2.6)より，ひずみの伝達率は，トンネルの剛性が低く地盤が硬いほど大きくなり，最大値1に近づく．

例えば硬質地盤中の鉄筋コンクリートボックス構造のトンネルの場合，トンネル剛性は高く，地盤の変位は小さいもののトンネル軸に沿った地盤条件の変化が急変する場合は，地盤ひずみは大きい．また，伝達率は，トンネルの剛性は高いが地盤剛性も高いため，あまり小さくならない．したがって，硬質地盤中でも地盤条件の変化が大きい場合は大きな軸力が発生することが容易に推測できる．

そこで，縦断方向剛性の低いトンネルとして図-2-2-1のシールドトンネル²⁶⁾を，剛性の高いトンネルとして図-2-2-2の沈埋トンネル²⁷⁾を考え，地盤の剛性の違いによる軸力の変化を応答変位法により算定してみる．シールドトンネルの縦断方向剛性は，コンクリートセグメントの全断面有効の剛性とリング継手の直列ばねから等価剛性として下記の値が算定され，沈埋トンネルの縦断方向剛性は躯体コンクリートの全断面有効の剛性として算定される．

シールドトンネル : $EA \approx 14 \times 10^5 \text{kN}$

沈埋トンネル : $EA \approx 47 \times 10^8 \text{kN}$

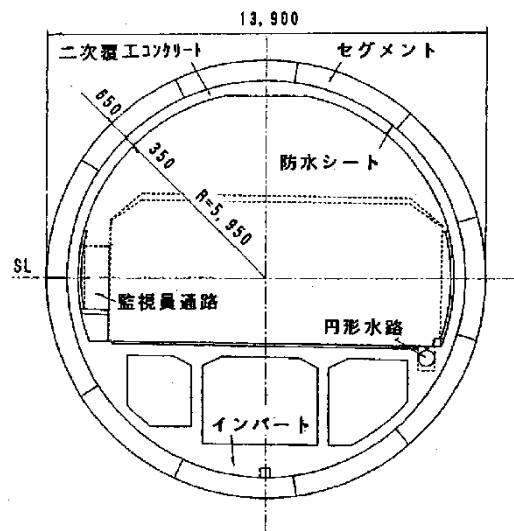


図-2-2-1 シールドトンネルの構造例

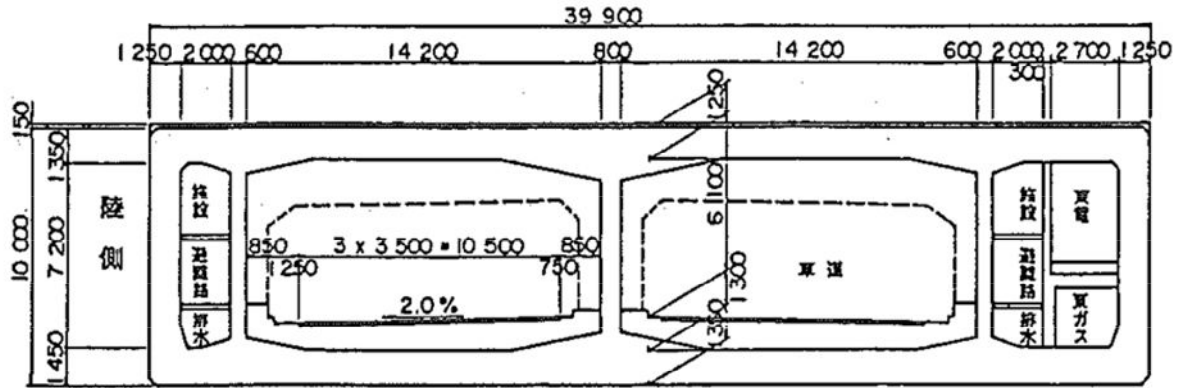


図-2-2-2 沈埋トンネルの構造例

解析は、シールドトンネル程度の剛性(EA_1)から、沈埋トンネル規模の鉄筋コンクリートボックス構造のトンネルの剛性(EA_4)までを10倍ずつ変えた下記の4ケースとし、継手間隔を100mとして、表層地盤のせん断波速度と発生軸力の関係を応答変位法²⁸⁾により求め、結果を表-2-2-1と図-2-2-3に示した。

- ケース1 : $EA_1 = 49 \times 10^5 \text{ kN} \equiv EA_0$
- ケース2 : $EA_2 = 49 \times 10^6 \text{ kN} = 10EA_0$
- ケース3 : $EA_3 = 49 \times 10^7 \text{ kN} = 100EA_0$
- ケース4 : $EA_4 = 49 \times 10^8 \text{ kN} = 1000EA_0$

モデル地盤は均一地盤で、土かぶりゼロの深さにトンネルがある。また、地盤変位分布の波長 L 、最大変位振幅 δ_{Gmax} 、トンネル単位長さ当りの地盤ばね k は、共同溝設計指針²⁰⁾に基づき、地盤のせん断波速度の値に応じて下記のように設定した。主な値を表-2-2-1に示した。

$$L = 2L_1 \cdot L_2 / (L_1 + L_2) \quad (2.2.7)$$

$$L_1 = V_s \cdot T_s, \quad L_2 = V_B \cdot T_s, \quad T_s = 4H/V_s \quad (2.2.8)$$

$$\delta_{Gmax} = 2/\pi^2 \cdot S_v \cdot T_s \quad (2.2.9)$$

$$k = C \cdot G \quad (2.2.10)$$

$$G = \gamma/g \cdot V_s^2 \quad (2.2.11)$$

ここで、 V_s : 表層地盤の地震時せん断波速度(m/s)

V_B : 基盤のせん断波速度(300m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期(s)

H : 表層地盤の厚さ(25.0m)

S_v : 設計応答速度(m/s) [図-2-2-4⁴⁾ 参照]

C : 剛性係数に関する定数で、トンネル縦断方向の場合は1.0とする。

G : 表層地盤の動的せん断変形係数(kN/m²)

γ : 表層地盤の単位体積重量(18kN/m³)

g : 重力加速度(9.8m/s²)

図-2-2-3 より、硬質地盤では、シールドトンネルのように剛性の低いトンネルに比べ、沈埋トンネル規模の鉄筋コンクリートボックス構造のトンネルでは 20 倍程度の軸力が発生することがわかる。また、沈埋トンネルが建設される港湾部の地盤の平均せん断波速度 V_s は 100m/s 前後であり、沈埋トンネル規模のトンネルが平均せん断波速度 300m/s の硬質地盤に建設された場合は、2 倍以上の軸力が発生することがわかる。

シールドトンネルの縦断方向引張りに対する許容応力度に基づく耐力はリング継手金物で決まり、前掲図-2-2-1 の場合は 4900kN 程度である。また沈埋トンネルのような鉄筋コンクリートボックスの耐力は、横断方向の主筋の配力筋として配置される鉄筋で決まり、前掲図-2-2-2 の場合は、160000kN 程度（実トンネルでは耐震補強がなされて、これより大きい耐力を有している）である。このように剛性の高いトンネルは一般に保有する耐力も大きいですが、剛性の高いトンネルの場合には、硬質地盤の方が断面力が大きくなる場合があることに注意する必要がある。

表-2-2-1 共同溝設計指針により設定した条件

地震時 せん断 波速度 V_s (m/s)	固有周期 T_s (s)	波長 L (m)	設計 応答 速度 S_v (m/s)	最大 変位 振幅 δ_{Gmax} (mm)	最大軸 ひずみ ϵ_{Gmax}	地盤ばね $k=G$ (kN/m^2)	シールドトンネル (外径7m)		道路沈埋トンネル	
							伝達率 α	最大軸力 P_{max} (kN)	伝達率 α	最大軸力 P_{max} (kN)
50	2.00	180	0.24	97	3.3×10^{-3}	4508	0.46	6860	0.0008	12740
100	1.00	170	0.24	49	1.8×10^{-3}	17640	0.75	5978	0.0027	23520
150	0.67	160	0.24	32	1.3×10^{-3}	40180	0.85	4900	0.0051	32340
200	0.50	150	0.24	24	1.0×10^{-3}	71540	0.9	4116	0.0079	40180
250	0.40	140	0.21	17	7.9×10^{-3}	107800	0.92	3234	0.011	42140
300	0.33	130	0.19	13	6.4×10^{-3}	166600	0.94	2646	0.014	43120
350	0.29	120	0.18	10	5.4×10^{-3}	225400	0.95	2254	0.017	44100
400	0.25	115	0.17	9	4.7×10^{-3}	284200	0.96	1960	0.02	45080

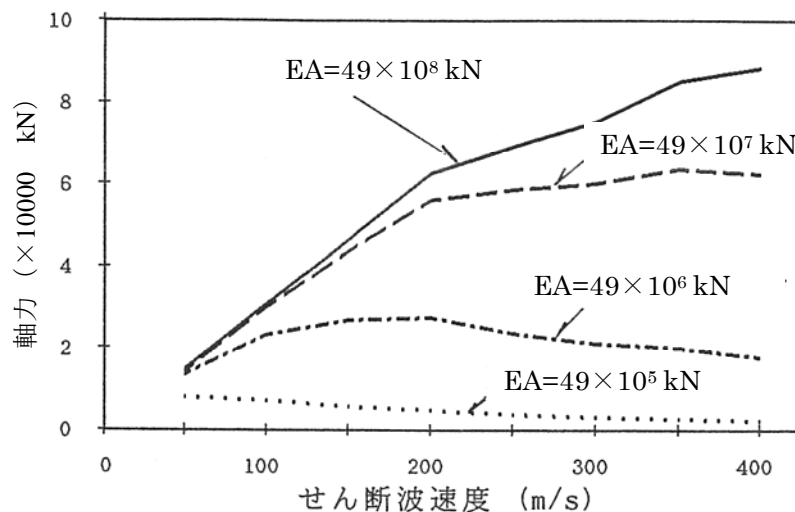


図-2-2-3 剛性の異なるトンネルに発生する最大軸力と地盤のせん断弾性係数

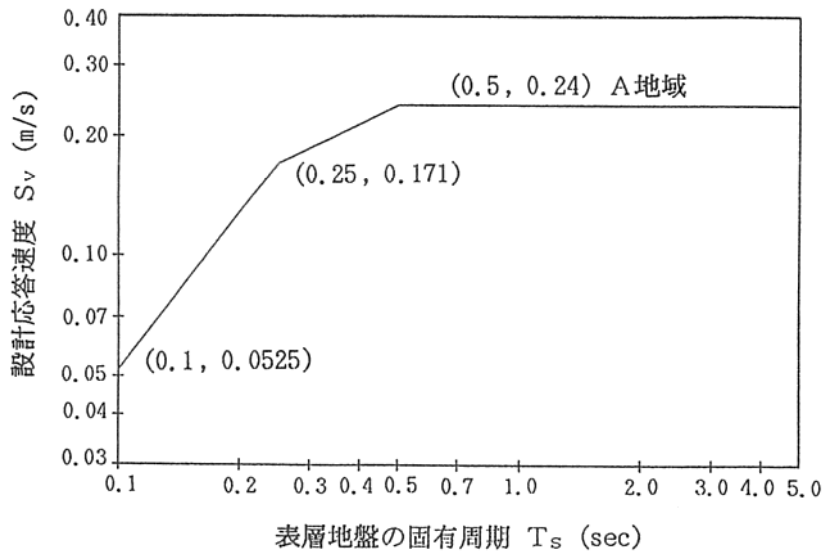


図-2-2-4 速度応答スペクトル

2. 2. 3 トンネル縦断方向の耐震対策の考え方

(1) 基本的な考え方と効果

地震により大きな断面力が発生する場合の耐震対策の考え方としては、一般に、①縦断方向鉄筋の追加による抵抗力増加と、②可撓継手の設置によるひずみの吸収が考えられる。

コンクリートの引張強度は低く、また施工時の温度ひびわれや乾燥収縮によるひびわれが生じている場合もあるので、地盤ひずみの大きい箇所ではトンネル断面を貫通したひびわれが生じる可能性が高い。ひびわれ部の剛性は多量の鉄筋が配筋されていても、コンクリートの全断面有効の部分に比べ引張剛性が小さいため、ひびわれが発生すると、その直前までトンネル躯体に発生していたひずみが再配分により容易に集中し、ひびわれ幅が増加する。仮に、地震時に地盤のトンネル縦断方向ひずみが $10^{-4} \sim 10^{-3}$ で、このような断面を貫通したひびわれが 10m に一ヶ所あったとすると、ひびわれ幅は 1~10mm 程度になる。このひびわれ発生箇所では、鉄筋が降伏する可能性があり、また漏水や、鉄筋の腐食による耐久性の低下の問題が生じる。したがって、発生ひずみが大きい場合は前者①の対策は鋼材量が増加するばかりで必ずしも効果的でないと考えられる。ただし、地震時の地盤ひずみが小さく、ひびわれが開いても問題が生じない場合には経済的な対策法と言える。

後者②の可撓継手を設置する対策は、継手部でひずみを吸収し、トンネル躯体に生じるひずみ（または断面力）の低減をはかるものである。沈埋トンネルや共同溝では一般的な方法である。前掲の図-2-2-3 の解析と同じ地盤に剛性 EA が $49 \times 10^8 \text{kN}$ の高いトンネルがある状態を考え、共同溝で用いられることの多いトンネル縦断方向にはフリーな構造となるスリップバー式継手(図-2-2-5 参照)を間隔を変えて配置した場合の最大軸力の変化を、先と同じ応答変位法により求めて、図-2-2-6 に示した。

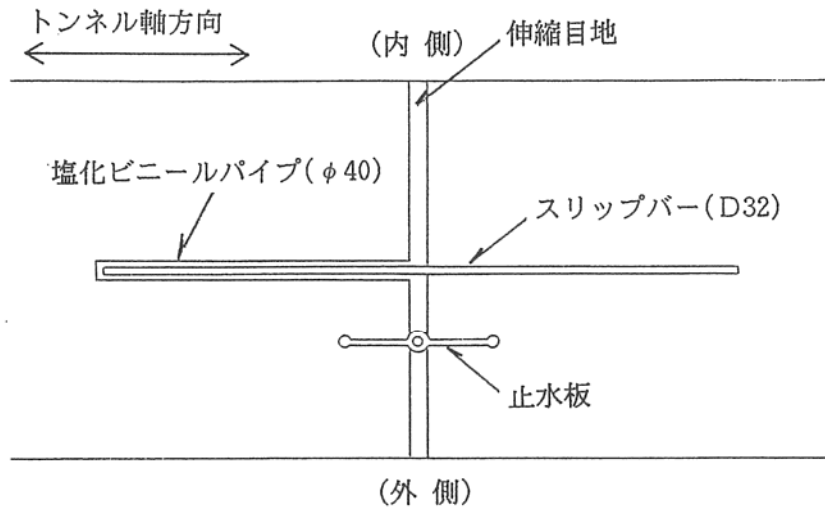


図-2-2-5 スリッパ式継手の例

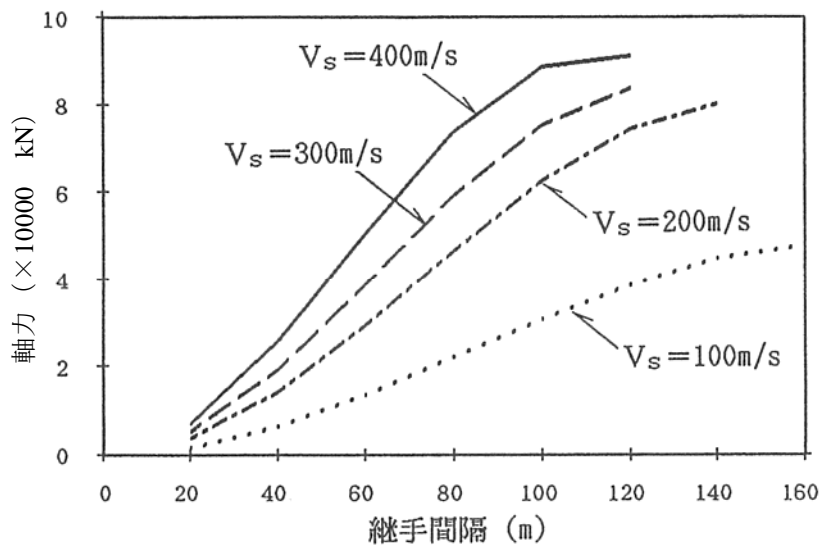


図-2-2-6 継手間隔とトンネル最大軸力

図-2-2-6 より、トンネルに生じる最大軸力が継手により低減する傾向は、継手間隔とほぼ線形的な関係があり、その傾向は地盤の剛性によって差があるものの、継手間隔が $1/2$ になると軸力が $1/3$ 程度に低下している。しかし、発生軸力の絶対値は異なるから、たとえば地震時の増加軸力を 39000kN 程度に抑えたいとき、平均せん断波速度が 100m/s の地盤ならば継手間隔は 120m 程度でよいが、 400m/s の硬質地盤中では、同じ継手間隔では 88000kN 近くの軸力が発生するため、継手間隔を 50m 程度に短くすることになる。つまり、硬質地盤中では、軟質地盤中より密に継手を設けることが必要である。

しかし、これは継手構造を簡易なものにできることを意味する。つまりせん断波速度 100m/s の軟質地盤中に間隔 (D_j) 120m で継手を設けた場合、継手に生じる平均的開き量は、表-2-2-1 より

$$\varepsilon_{G_{\max}} \cdot D_j = 1.8 \times 10^{-3} \times 120 = 0.22\text{m}$$

となり、22cmの開きに対して止水可能な構造としなければならない。しかし、せん断波速度400m/sの硬質地盤中に間隔50mで継手を設けた場合は、継手に生じる平均的開き量が、

$$\varepsilon_{G_{\max}} \cdot D_j = 4.7 \times 10^{-4} \times 50 = 0.024\text{m}$$

と小さいため、比較的簡易な構造の継手で対応できるのである。

(2)可撓継手に求める機能

道路トンネルの可撓継手に求める機能は、①十分な可撓性と、②確実な止水性、③路面の連続性である。

①の十分な可撓性を確保するためには、変形に対して抵抗のない自由な状態が理想的である。トンネル縦断方向の耐震上の問題は、一般に軸引張りと曲げであるから、引張りに対して自由に開く構造とするのがよいが、地震時に生じうる開き量によっては、ある程度拘束する必要がある。過大な開きは、止水性や路面の連続性を困難にするため、継手構造が大型化し高価となる。しかし、硬質地盤中のトンネルでは、前述のように目開きが小さく、容易にフリーな構造を作ることができる。

次に②の止水性を確保するためには、ゴム等の伸縮可能な材料により止水すればよい。水圧が低い場合は止水ゴム板を、水圧が高い場合はΩ型ゴムを用いればよく、いずれも数cmの伸びに対応できる。ただし、現実には止水ゴム板の理想的な施工が難しく、完全な止水ができない場合がある、したがって、端部に水膨潤ゴムを取り付けた形式を採用するなど、細部の工夫が必要である。

最後に③の路面の連続性を確保するためには、継手部での鉛直ずれを起こさない構造がよい。また、継手の回転による路面の折れを小さくするために、一ヶ所の継手で吸収するよりも、数多くの継手で少しずつ変位を吸収する方がよい。

したがって、トンネル直角方向のずれを拘束した継手を比較的密に多数設置するのが望ましい。前の(1)で述べたように硬質地盤中のトンネルは、継手を密に設けるのが応力上も望まれ、好都合である。これらを満足する継手の1つの形として、前掲図-2-2-5のスリップバー式継手が挙げられるのである。

2. 2. 4 実トンネルへの適用例

(1)トンネルおよび地盤の概要²⁹⁾

対象とした実トンネルは、鉄筋コンクリートボックス構造の都市内道路トンネルである。トンネル部の延長は584mであり、前後に225mずつのU型構造のアプローチ部を有する。図-2-2-7に対象トンネルの平面図を、図-2-2-8にトンネルおよび地質の縦断図を示す。また、断面は2車線ずつの上下線分離構造で、側壁は開削の山留めとして用いた地中連続壁を本体利用しており、この地中連続壁が硬質層に根入されている。標準断面は図-2-2-9のように、幅32.6m×高さ10.3mである。

トンネル周辺の表層地盤は地表付近の軟質層と、その下の硬質層で構成されている。軟質層は埋土と沖積砂質土よりなり、その下の硬質地層は洪積土丹層である。この層の下に

さらに硬質な土丹層が確認されており，耐震設計ではこれを基盤と見なした．各地層の主な土質定数を表-2-2-2 に示す．

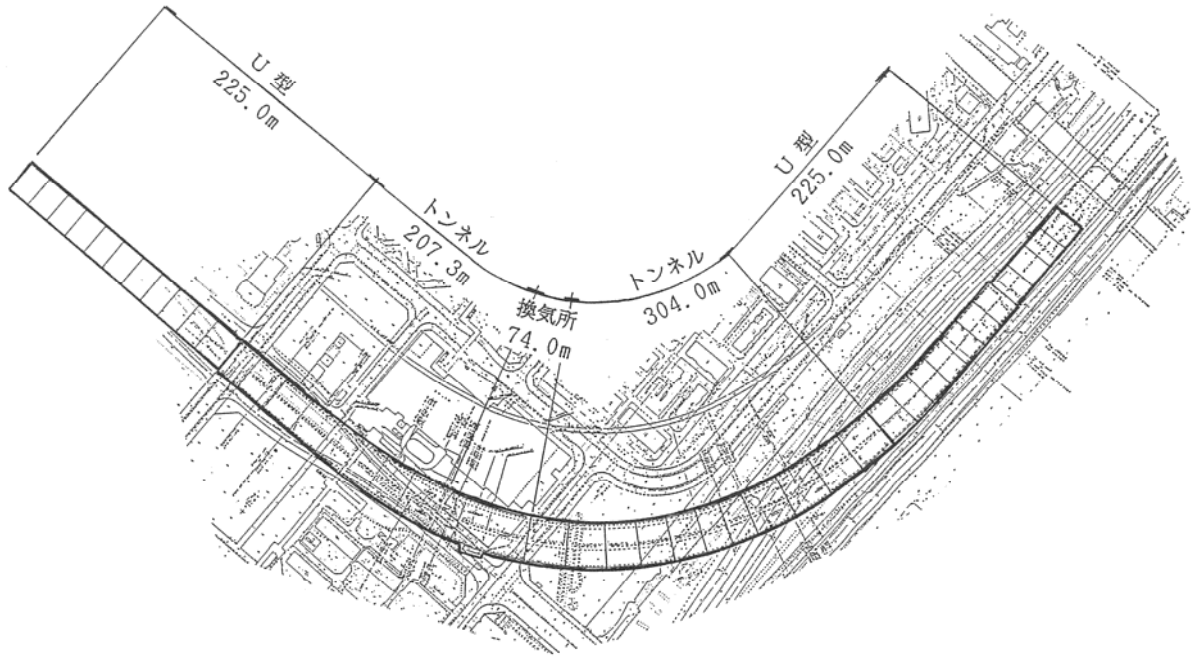


図-2-2-7 トンネル平面図

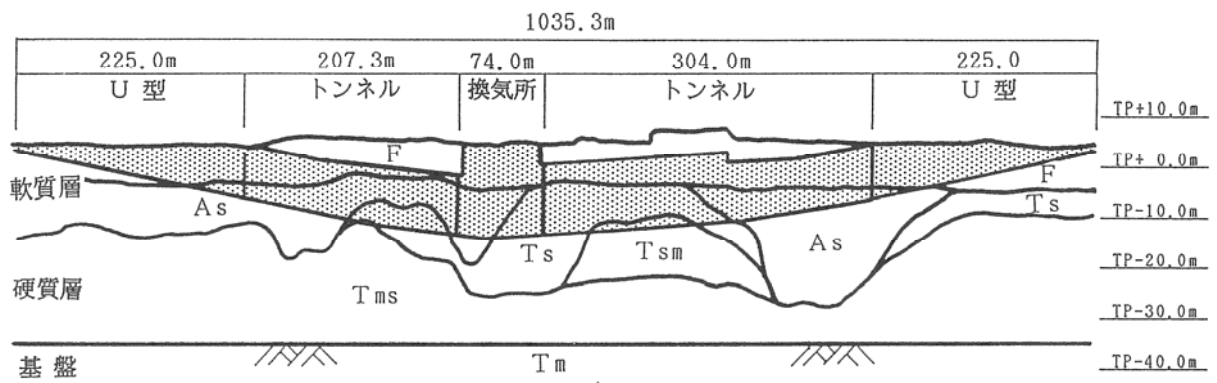


図-2-2-8 トンネルおよび地質縦断

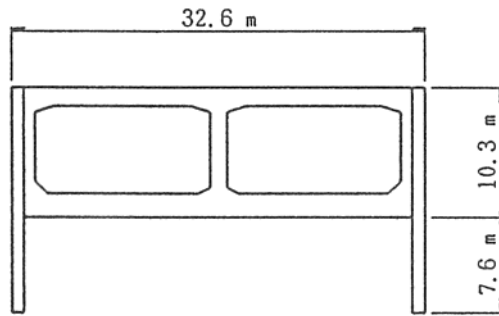


図-2-2-9 トンネル部標準断面

表-2-2-2 各地層の主な土質定数

地層名		単位体積重量 γ (kN/m ³)	N値	地震時せん断波速度 V_s (m/s)	地震時せん断変形係数 G (kN/m ²)
軟質層	埋土 (F)	16.660	1~4	60~100	6860~16660
	沖積砂質土 (As)	18.620	17	150	41160
硬質層	土丹 (Ts, Tsm, Tms)	19.600	100~200	380~480	284200~460600
基礎	土丹 (Tm)	18.620	—	540以上	548800

(2)有効地盤変位量の算定

なお、このトンネルの設計では、トンネルを梁として縦断方向の耐震解析を行うときの設計地盤変位は、地中連続壁が側壁と一体となって本体利用されているため、トンネルに生じる変位は、通常の「トンネル図心深さ」よりも下方の地盤変位に近くなることは明らかである。地中連続壁の根入れ長は地盤条件によって異なるが、実際の条件で FEM により解析した結果の一例を示すと図-2-2-10 のようになり、これを「有効地盤変位」として、縦断方向にはトンネル底面から地中連続壁の根入れの 1/3 の深さの変位を、軸直角方向にはトンネル底面深さの変位を採用し、安全かつ過大でない変位を考慮できることとなった。

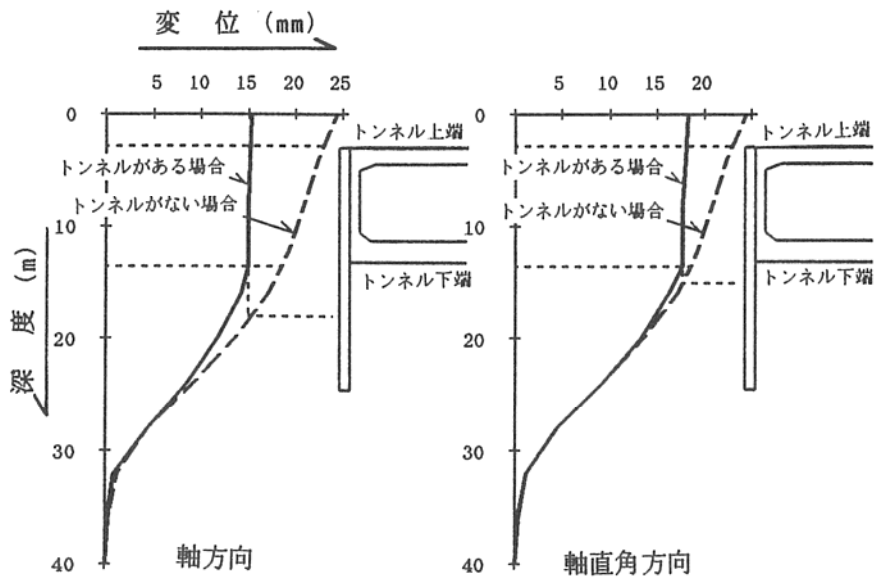


図-2-2-10 地中連続壁の有無による地盤変位の違い

(3) 地震応答解析による構造の決定

本トンネルでは硬質地盤上面の起伏があるため、共同溝や管路の設計基準に示される応答変位法の正弦波状の地盤変位分布の仮定と大きく異なることから、応答変位法による試算結果を参考にしつつ、図-2-2-11 のようなばね質点系モデルの地震応答解析³⁰⁾により設計を行った。本トンネル位置の地震時の地盤変位は、地盤のみの1次元モデルの地震応答解析から最大30mm程度しか生じないと考えられるため、継手は、沈埋トンネルで用いるような大規模な可撓構造は不要で、直角方向のずれ止めだけを考慮すれば、縦断方向にはフリーでも道路機能上十分と考えられた。したがって、可撓継手は、せん断ずれだけに抵抗するスリップバーと止水ゴム板による簡単な構造を採用した。断面構造の変化点を考慮しながら約60m毎に可撓継手を設けた場合の地震応答解析の結果を図-2-2-12に示す。本トンネルは図-2-2-7のように平面曲線も有しているため、トンネルを3次元の梁モデルで表し、トンネル区間の中央での接線方向（縦断方向）とそれに直交する方向の2方向に加振して応答を求めた。図-2-2-12は、これら各々の断面力の最大値を包絡した分布図である。これより、本トンネルの場合、簡易な可撓継手を設ければ、目開きは最大11mmで、ほとんどが3mm以下におさまる、縦断方向筋は横断面の主筋に対する配筋筋程度で十分であることが確認できた。

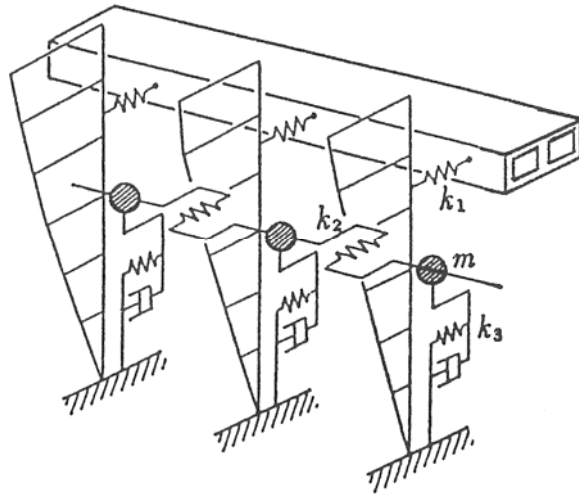


図-2-2-11 地震応答解析モデルの概念

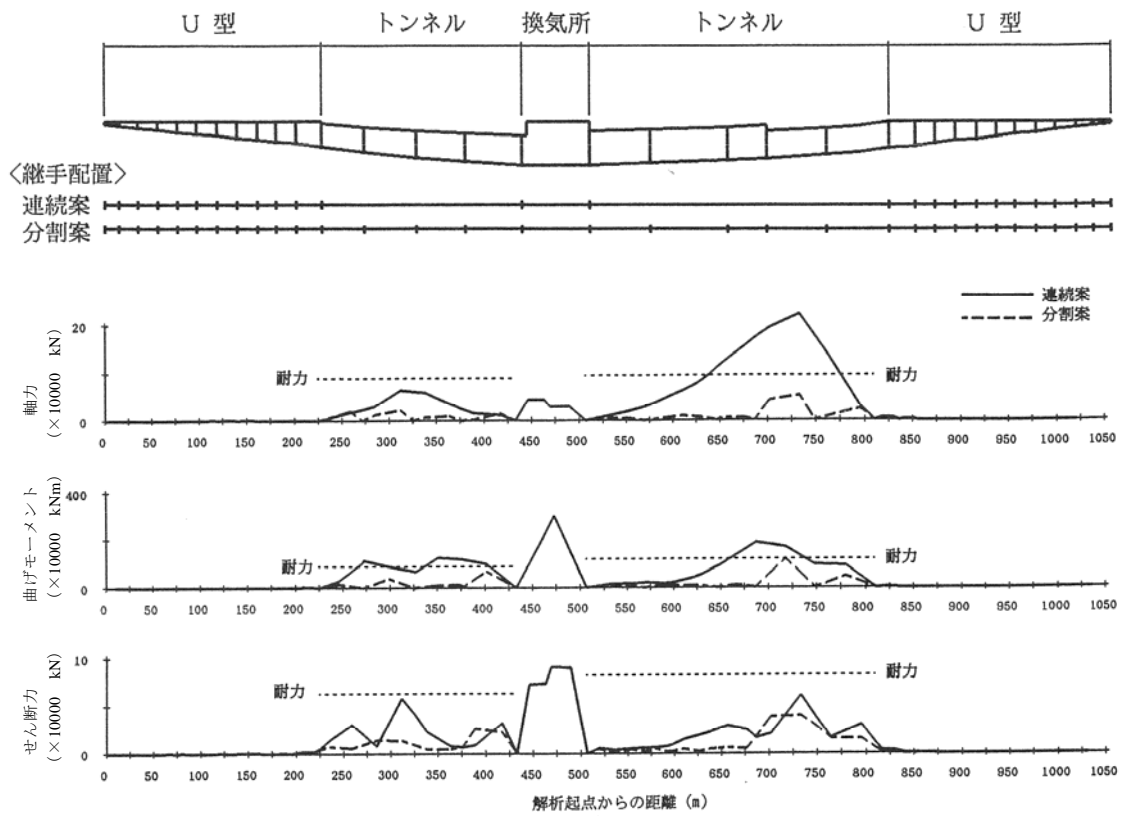


図-2-2-12 地震応答解析結果

2. 2. 5 本節のまとめ

本節では、硬質地盤中の剛性の高い開削トンネルに対して、現行のトンネル縦断方向の耐震設計法の考え方で耐震性の評価と耐震対策の検討を行った。これにより現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実態を詳述した。また、地盤とトンネルの剛性バランスの影響について普遍的な知見を整理した。

(1)硬質地盤での耐震設計の留意点

縦断方向の剛性が高いトンネルでは、硬質地盤中の方が軟質地盤中より断面力が大きくなる可能性がある。

これは、式(2.2.1)～式(2.2.6)から自明であるが、軟質地盤では地震時の地盤変位は大きいものの地盤ばねが弱く、剛性の高いトンネルでは変形が小さく断面力が小さい。しかし、硬質地盤では地盤ばねが強いため、地震時の地盤変位があまり大きくなくても、トンネルの変形が大きくなり断面力が大きくなるためである。これらは、地震時の地盤変位と地盤およびトンネルの剛性のバランスで決まるため、硬質地盤であっても、式(2.2.1)～式(2.2.6)により、断面力を確認する必要がある。

(2)地盤とトンネルの剛性に応じた耐震対策

地震時にトンネル周辺地盤が変形したとき、周囲の地盤が柔らかければトンネルに伝達される変形は小さく、トンネルが柔らかければ断面力は小さい。このため、地盤とトンネルの剛性のバランスに応じて、次のような耐震対策が望ましい。

- ①沈埋トンネルのような軟質地盤中の剛性の高いトンネルは、地盤の拘束力が小さいため、トンネルに作用する変形が緩和され、硬質地盤中にある場合に比べて、断面力があまり大きくなならない。したがって、可撓継手の間隔を大きくして良い。
- ②シールドトンネルのような剛性の低いトンネルは、地盤の変形にほぼ追従するため、リング継手の変形性能を高めるのが良い。変位の小さい硬質地盤では、断面力は小さく、耐震上の問題は少ない。
- ③硬質地盤中の剛性の高いトンネルは、地盤の拘束が強い中で抵抗するため、大きな断面力が生じ、継手間隔は沈埋トンネルに比べて小さくする必要がある。ただし、可撓継手に生じる目開き量は小さいため、スリップバーと止水ゴム板程度の簡易な構造で十分と考えられる。コンクリートの打ち継目のいくつかを積極的に止水能力のある可撓構造にすることが合理的である。

トンネル縦断方向の地震時挙動は、周辺地盤の変形に支配されるため、耐震対策として、剛性を高めて変形を抑える方法は抜本的な改善とはならない可能性が高い。逆にフリーな状態の継手を設けても、地盤の変形以上にはトンネルの変形が生じないため、地盤ひずみを吸収する可撓継手を、施工目地を利用して分散して設ける方法が合理的な耐震対策法と考えられる。可撓継手は、止水上の弱点でもあるため材料や構造的な配慮が必要であるが、これにより地震時の安全性や長期的な躯体の健全性の向上が図れる価値は高いと考えられる。

これらの知見は、トンネルの形式に関わらず、硬質地盤中の剛性の高いトンネルにも、そのまま適用できるものである。

2. 3 シールドトンネル縦断方向の耐震設計における継手の構造と配置

本節では、現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実例として、シールドトンネルで行われたリング継手により断面力を低下させる考え方と継手の構造と配置の設計結果を示した。これにより現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実態を示した。

2. 3. 1 はじめに

トンネル縦断方向の耐震設計は、下式のような弾性床上の梁理論に基づく応答変位法によって行われる³¹⁾。式(2.3.1)は正弦波状の地盤の変位分布を想定した場合の位置 x における軸力 P の基本式である。

$$\begin{aligned} P(x) &= EA \cdot \delta_T \cdot 2\pi/L \cdot \text{COS}(2\pi \cdot x/L), \\ \delta_T &= \alpha \cdot \delta_G, \\ \alpha &= 1/\{1+EA/k \cdot (2\pi/L)^2\} \end{aligned} \quad (2.3.1)$$

ここで、 EA はトンネルの軸剛性、 α は変位の伝達率、 δ_T はトンネルの最大変位振幅、 δ_G は地盤の最大変位振幅、 L は地盤変位分布を正弦波状と仮定したときの波長、 k はトンネル縦断方向の地盤剛性である。

式(2.3.1)より、トンネルの変位 δ_T は、地盤変位 δ_G や地盤変位分布の波長 L 、トンネル剛性 EA 等が変わると変化することがわかる。つまり地盤剛性の急変部やトンネル剛性の急変部では局所的にトンネルの相対変位が増加し、断面力が大きくなることわかる。

東京湾横断道路シールドトンネルでは、改良地盤と在来の軟弱地盤との境界で地盤剛性が急変する部分や地中接合で2台のシールドマシンが結合されトンネル剛性の急変する部分があり、このような問題の合理的な解決を迫られた。

地盤剛性急変部は、トンネルや埋設管路で地震観測^{32)・33)}が行われたり、振動実験³⁴⁾や動的解析³⁵⁾等により、基本的な挙動が明らかにされている。また、設計基準として地盤急変部での断面力増加を考慮するもの^{20)・36)}も制定されている。

一方、トンネル剛性急変部に関しては、当時、立坑接続部以外に対する研究は見あたらず、ダクティルやスチールセグメントを用いて強度を高め力で抵抗するという対策が取られてきたが、東京湾横断道路のプロジェクトでは、剛性低減区間を設けてひずみを吸収し断面力を低下させる当時としては新しい設計思想を取り入れ、解析や実験が行われた。

ここでは、これらの成果を基に、現行の耐震設計法で検討したシールドトンネル一次覆工の耐震設計の実例と考え方を述べる。

2. 3. 2 地盤剛性急変部の耐震対策

東京湾横断道路の浮島斜路部では、図-2-3-1のように盛土の安定上、軟弱な沖積粘性土を深層混合処理工法（以下DMMと略す）により改良する。L-1地震（許容応力度法に対応したレベルの設計地震³⁷⁾）時における動的せん断変形係数 G は、DMM改良土で $317000 \sim 425000 \text{ kN/m}^2$ 、沖積粘性土で $6200 \sim 11800 \text{ kN/m}^2$ となっており、トンネル周辺地盤がDMM改良土から在来の沖積層に変わる斜路部終端では、両者の地震時の変位の違いから、大きな地盤ひずみが生じる可能性がある。

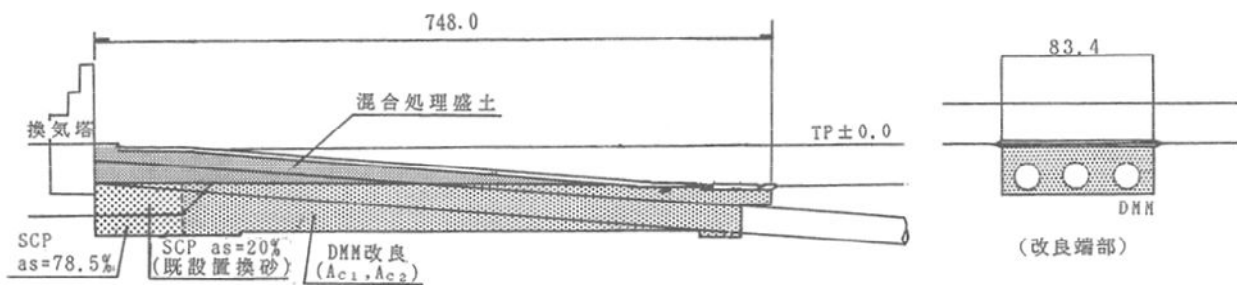


図-2-3-1 東京湾横断道路の浮島斜路部

トンネルを弾性床上の梁とし、相対変位が最も大きくなる地盤変位分布を、地盤の動的解析で求め、地盤ばねを介してトンネルに作用させて、断面力を算定する。振動方向は、設計上支配的なトンネル縦断方向とする、トンネルに発生する断面力は、トンネル剛性や地盤の剛性により変化するため、これらを変えた表-2-3-2 のケースの解析を行い、断面力の大きさおよび分布範囲を調べた。

表-2-3-2 解析ケース

トンネル剛性	改良地盤の剛性G(kN/m ²)		想定する構造
	352800(基本)	35280(1/10倍)	
5.0×106(基本値)	①-a	②-a	RCセグメント
2.5×106(50%)	①-b	②-b	ダクタイルセグメント
5.0×105(10%)	①-c	②-c	RCセグメント+弾性ワッシャー

(1) 検討条件

- ①地盤：地盤改良終端部の横断面図を図-2-3-2 に示す。約 40m 厚の洪積層の上に、26m 厚の沖積層があり、トンネル周囲ではこの沖積層を改良する。それぞれの地震時のせん断変形係数 G は、平均値を用い、沖積層は 8000 kN/m²、洪積層は 69000kN/m²、改良土は 350000kN/m²とした。
- ②トンネル：本トンネルの一次覆工は、RC セグメントを長ボルトで締結したものであり、初期締め付けを行うため、後に図-2-3-25 で説明するようにトンネルの軸剛性はリング継手の目開き量によって変化する。したがって、代表的な値として設計上問題となる引張剛性に着目して、EA=49×10⁶kN を採用した。
- ③地盤変位分布：洪積層内では変位差が小さいと考えられるため、検討モデルは沖積層と改良土のみとして簡略化した。地盤変位の算定は、次のように行った。

設計加速度応答スペクトル S_a が図-2-3-3³⁷⁾のように定められているとき、周期 T の一様な地盤の変位 δ_G は、次式で表わされる。

$$\delta_G = \beta \times S_a / (2\pi/T)^2 \quad (2.3.2)$$

ここで、 β は刺激関数である。

地盤剛性急変部の前後では、両地盤の相互作用により地盤の応答が変化するが、この影響は地盤ばねで表し、地盤に作用する慣性力 F は変化しないと仮定して、次式で表わされるものとした。

$$F = m \times A, \quad A = \beta \times S_A \quad (2.3.3)$$

ここで、 m は着目点の地盤の有効質量、 A は着目点の地盤に生じる加速度である。

よって、図-2-3-4のような質点とばねからなる地盤モデル³⁸⁾を作成し、質点に式(2.3.3)の慣性力 F を静的に作用させて、地盤変位分布を求めた。地盤とトンネルモデルは、耐震設計で用いる全長モデル^{59),60)}の一部を取り出している。

④解析モデル：質点モデルの分割は、地盤剛性急変部を挟む両側 50m ずつを 5m 間隔 ($D/3$ 程度)、その外側 100m ずつを 10m 間隔とした。また、トンネル地盤間ばねは共同溝設計指針²⁰⁾を参考に $K = G \text{ kN/m/m}$ とした。

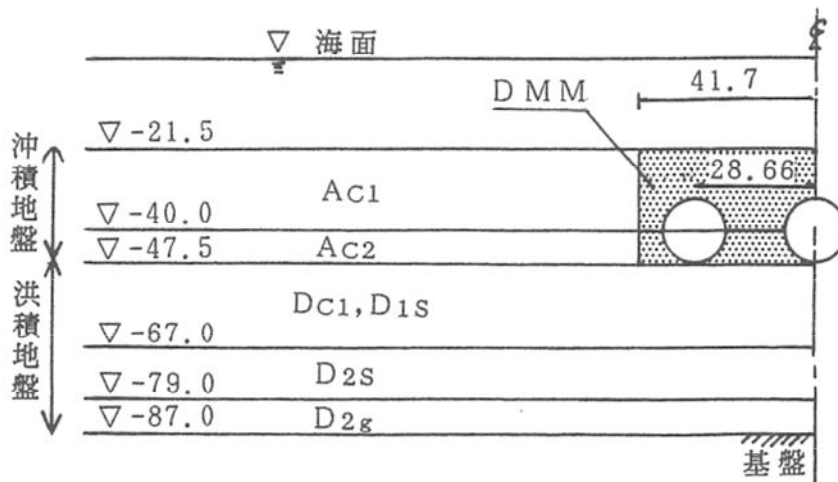


図-2-3-2 検討地点の地盤構造

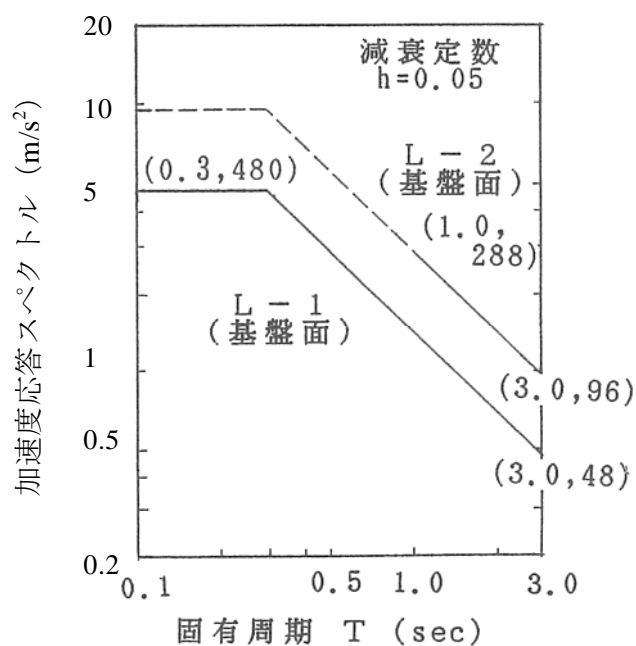


図-2-3-3 設計加速度応答スペクトル (L-1, L-2)

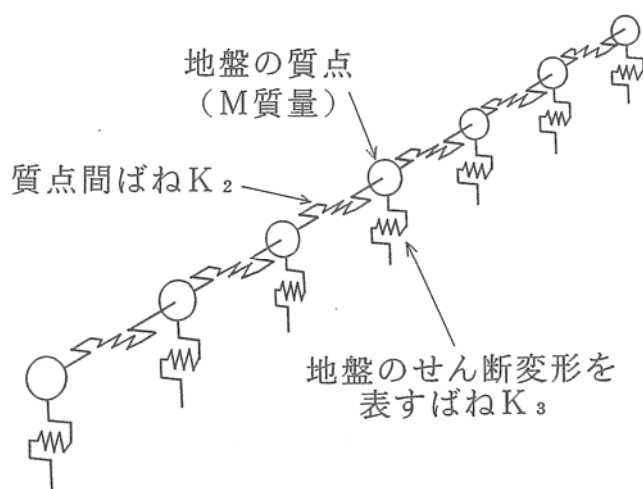


図-2-3-4 動的解析に用いる地盤モデル

(2) 検討結果

地盤変位の算定結果を表-2-3-2, 図-2-3-5に示す. またトンネルの断面力を図-2-3-6, 2-3-7に示す. これより以下のことが確認できた.

- ① 図-2-3-5 より, 地盤変位分布は, 改良部では固有値に応じた応答変位がほぼ一様に生じる. 一方一般部では剛性変化点より 100m 程度離れたとほぼ一様な変位分布となる. こ

の間の変位量のギャップは、軟弱な一般部ですり付く分布となる。

- ②図-2-3-6より、トンネルに発生する軸力は、トンネルの縦断方向剛性が50%となっても65%に低下している程度であり、トンネルの縦断方向剛性と完全な比例関係にない。これは地盤変位の分布が図-2-3-5のように急変するため、式(2.3.1)の伝達率 α が変化しているものと考えられる。
- ③図-2-3-7のa~cより、トンネルの軸力分布の形状は、一般部内ではトンネル剛性が低下するとピークが下がるがほぼ相似的である。しかし、改良部内では影響範囲が短くなる傾向を示した。
- ④図-2-3-7のケース①②より、改良地盤の剛性が大きい場合には、トンネルに発生する軸力は大きくなり、増加範囲は一般部に偏る傾向を示す。一方、剛性が小さくなると軸力は小さくなるが、増加範囲としては改良地盤部内にも広がる傾向を示した。

以上の①~④より、地盤剛性急変部では、トンネル剛性を低下させた部分を設けてひずみを吸収することにより、トンネルに発生する断面力を低減させることができる。また相対変位の大きな範囲の剛性を低減させることが効果的であるから、変化点から軟弱地盤側に重点を置くのが良いと考えられる。

表-2-3-2 地盤変位の算定結果

	改良①	改良②	沖積層
せん断変形係数 (kN/m ²)	352800	35280	7840
単位体積重量 (kN/m ³)	14.7	14.7	14.7
せん断波速度 (m/s)	485	153	72
固有周期 (sec)	0.21	0.68	1.44
刺激係数	1.27	1.27	1.27
有効質量 (kN*s ² /m)	31.654	31.654	31.654
基盤~質点間ばね (kN/m)	27146	2714.6	607.6
質点間ばね (kN/m)	22344000	2234400	495880
地盤の減衰定数	0.10	0.10	0.10
質点応答加速度 (m/s ²)	3.75	1.7	0.8
質点応答変位 (mm)	4.4	20	42
地表面変位 (mm)	5.6	25	53

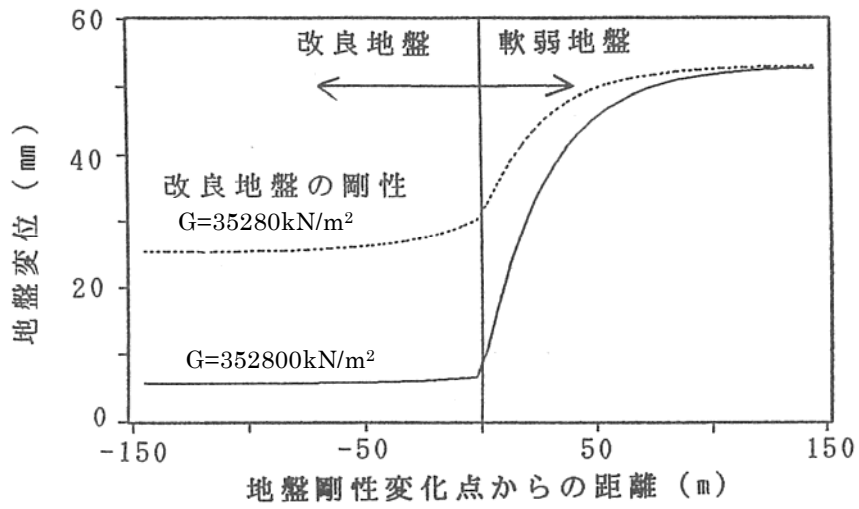


図-2-3-5 地盤変位分布

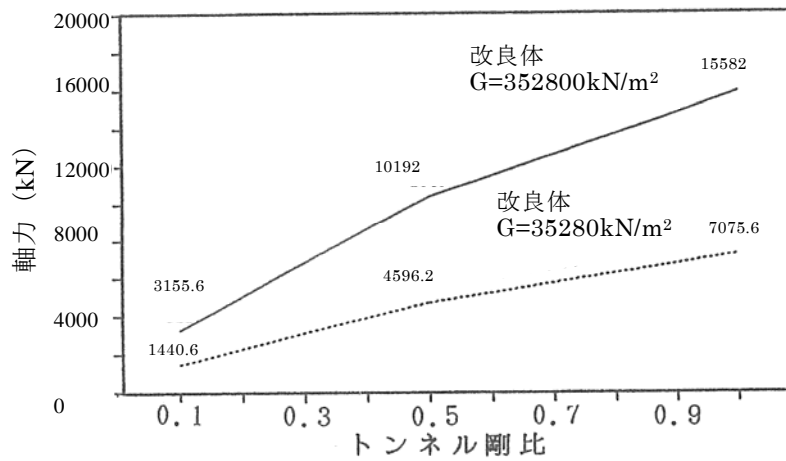
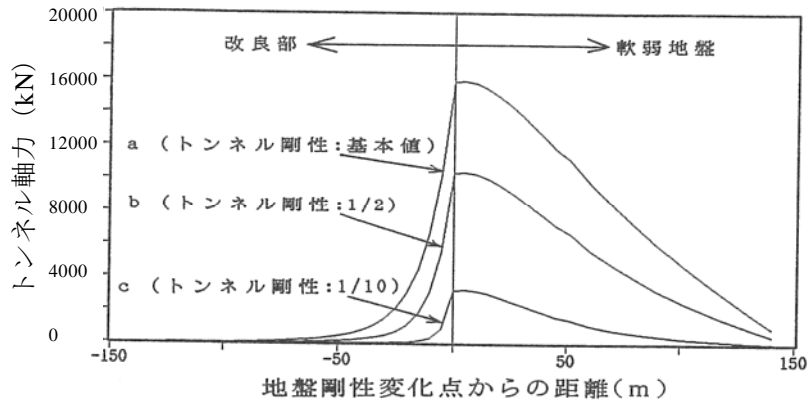


図-2-3-6 最大軸力の変化

ケース①：改良地盤 $G=352800\text{kN/m}^2$



ケース②：改良地盤 $G=35280\text{kN/m}^2$

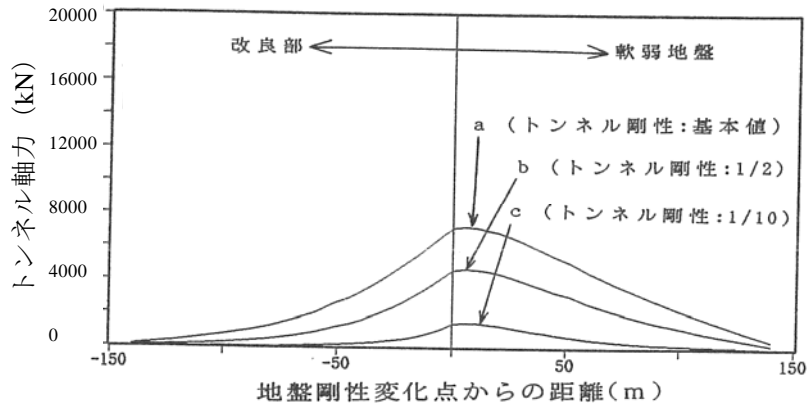


図-2-3-7 軸力分布の変化

2. 3. 3 トンネル剛性急変部の耐震対策

東京湾横断道路トンネルでは、長距離掘進と工期の関係から、トンネルの地中接合が計画されている。この地中接合部は図-2-3-8に示すようにシールドのスキンプレートと場所打ちコンクリートによる構造となるため、前後のセグメント部に比べ剛性が高くなり、トンネルの剛性が急変することとなる。

一般にシールドトンネルは、剛性が一様であれば地震時に各リング継手に生じる目開き量はほぼ均等となるが、このように剛性が急変するような部分があると、変化点付近のリング継手に目開きが集中し、耐震上の弱点となることが考えられる。

ここでは、このようなトンネル剛性急変部における影響と対策についての検討を述べる。

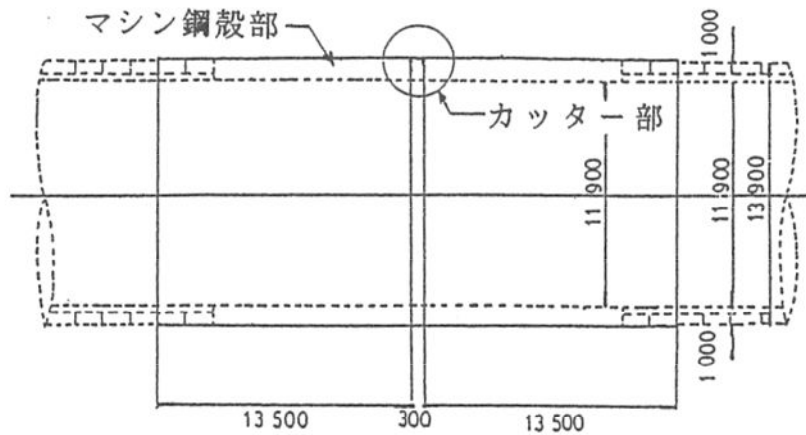


図-2-3-8 地中接合部の構造

(1) トンネル剛性急変の影響の検討

トンネル剛性の急変による影響の検討は、図-2-3-9 に示すようなモデルに、斜め 45 度方向から地震波（変位振幅 10mm の正弦波）が入射した場合の軸力について狭義の応答変位法により行った。モデルは、まず基本性状を把握する目的で単純化し、十分長い弾性床上の梁の中央で左右の剛性が異なるものとした。

トンネルの基本剛性 (EA_1) には、東京湾横断道路の一次覆工の縦断方向剛性を、地盤ばねには海底区間の地盤の代表的なものを用い、モデルの左側のトンネル剛性と入射する地震波の波長をパラメータとして検討を行った。表-2-3-3 にトンネル剛性、地盤ばねおよび計算時のパラメータの一覧を示した。なおトンネル剛性比は、収束傾向を確認するため、範囲を広く設定した。

解析で得られたトンネル剛性変化点に発生する軸力と剛性変化 (EA_2/EA_1) の関係を図-2-3-10 に示した、また、これを剛性が一樣な場合 ($EA_2/EA_1=1$) の発生軸力を基準として軸力比で整理したものを図-2-3-11 に示した。これらの結果より、以下のような点に分かる。

- ①剛性変化点に発生する軸力は、剛性比が大きくなるにつれて増加し、一定値に収束する傾向を示した。この場合の収束状況は、波長が短い方が早く、波長が長いと遅くなる。
- ②剛性比が小さい場合（本計算では $EA_2/EA_1=5$ 以下）は、波長が短いほど発生軸力は大きい。これに対して、剛性比が非常に大きい場合（固定端、例えば立坑取り付け部）は、トンネル剛性に応じて軸力が最大となる波長が存在するようで、本計算では $L=300\sim 400\text{m}$ 付近となった。
- ③剛性が一樣な場合 ($EA_2/EA_1=1$) の発生軸力を基準として整理すると、波長が長い方が増加率が大きく、本計算では $L=100\text{m}$ で 1.3 倍であったが、 $L=800\text{m}$ では 4.3 倍となった。

上記①の応答の傾向は式 (2.3.1) から分かる基本的な挙動である。剛性が高くなるとその区間の変形が少なくなり、トンネルと地盤の変位差が増加し、その変位差の増分を基本

剛性の区間で吸収し変形が増加するためである。また、一定値に収束するのは、地盤の硬さに対して剛性の高い区間の剛性が充分大きくなると剛性の高い区間が変形しなくなるためである。さらに、波長が剛性の高い区間長（トンネル長さ）程度以下（100m, 200m）と短い場合は、剛性が高くなると剛性の高い区間だけでその区間の変位が決まってしまうため、接続部の基本剛性の区間の変位も決まってしまうが、波長が区間長（トンネル長さ）に比べて長い場合は、トンネル全体の変形が地盤変位の分布に合わせて決まり、剛性比が充分大きくなるまで変形が異なるためである。

これらの傾向は普遍的な物であるが、上記②③の値は、剛性と地盤ばねおよび地盤変位分布の波長のバランスで決まる結果であり、そのバランスによっては微妙に変化するため、個々の条件に対して式（2.3.1）により求める必要がある。

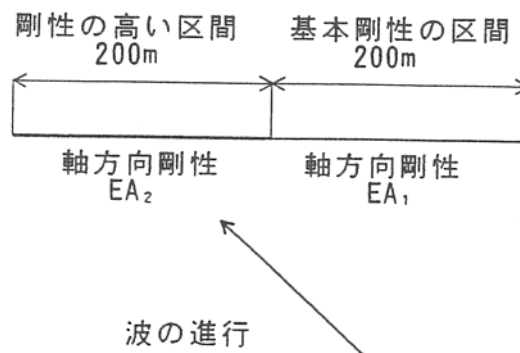


図-2-3-9 計算モデル

表-2-3-3 パラメーター一覧

トンネルの軸方向剛性	EA_1	49×10^6 kN
地盤のバネ定数	K	9.8×10^4 kN/m/m
トンネルの剛性変化	EA_2/EA_1	1, 2, 3, 5, 10, 20, 50, 100, 200
地震変位の波長	L	100, 200, 300, 400, 600, 800m

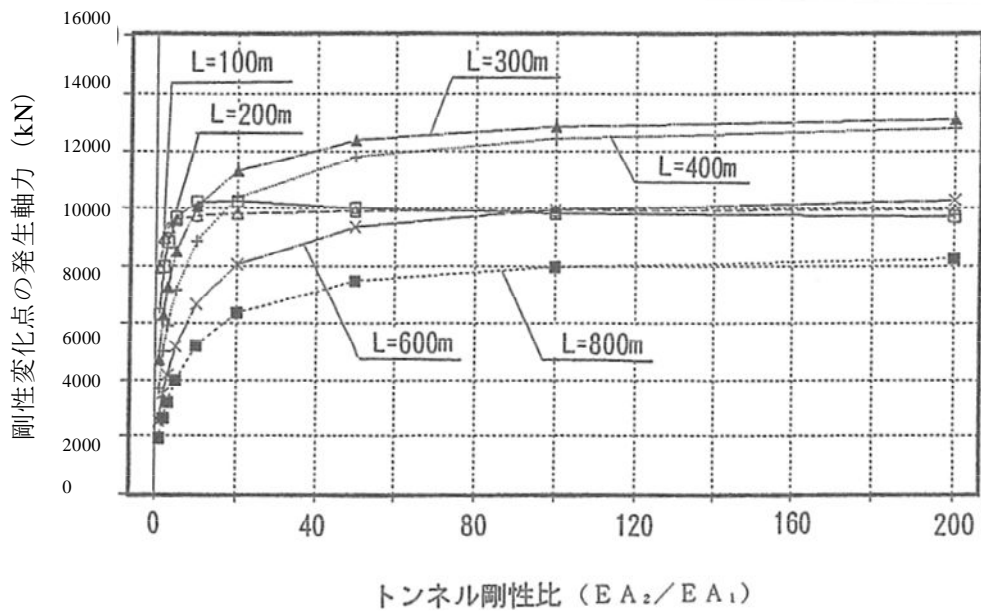


図-2-3-10 剛性変化と軸力の関係

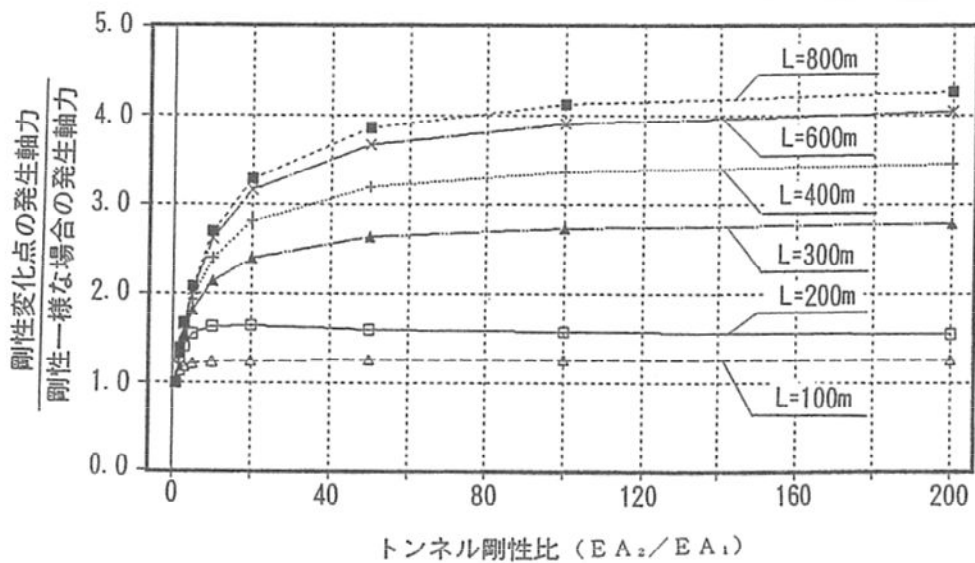


図-2-3-11 剛性変化と軸力増加比の関係

(2) トンネル剛性急変による影響低減方法の検討

トンネル剛性急変部に発生する大きな軸力を低減するには、どのような対策を行うのが効果的であるのかを検討した。図-2-3-12のモデル図に示すように弾性床上の梁モデルにトンネルの縦断方向剛性を低減 (EA_3) する区間を設け、この区間の剛性比 (EA_3/EA_1) や区間長 (L_0) を変化させて軸力の変化を調べた。

表-2-3-4に検討に用いたトンネル剛性、地盤ばねおよび計算時のパラメータの一覧を示

した。なお、剛性の高い区間の一般部のトンネルに対する剛性比 (EA_2/EA_1) は東京湾横断道路の構造を参考に 50 とし、地盤変位は先の検討と同様に単位振幅 (10mm) とした。

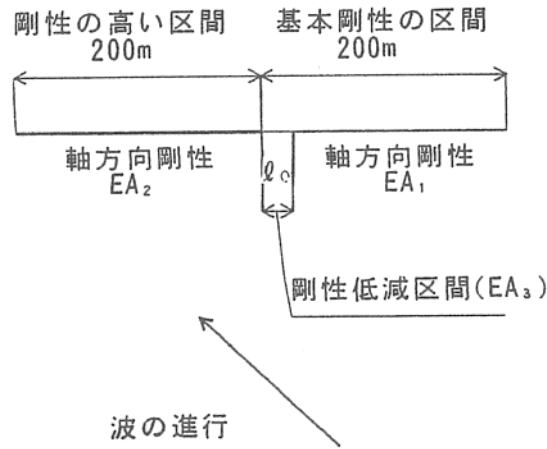


図-2-3-12 計算モデル

表-2-3-4 パラメーター一覧

トンネルの軸方向剛性	EA_1	49×10^6 kN
	EA_2	$EA_2 = 50 \times EA_1$
地盤のバネ定数	K	9.8×10^4 kN/m/m
トンネルの剛性変化	EA_3/EA_1	0.5, 0.2, 0.1, 0.05
地震変位の波長	L	100, 200, 300, 400, 600, 800m

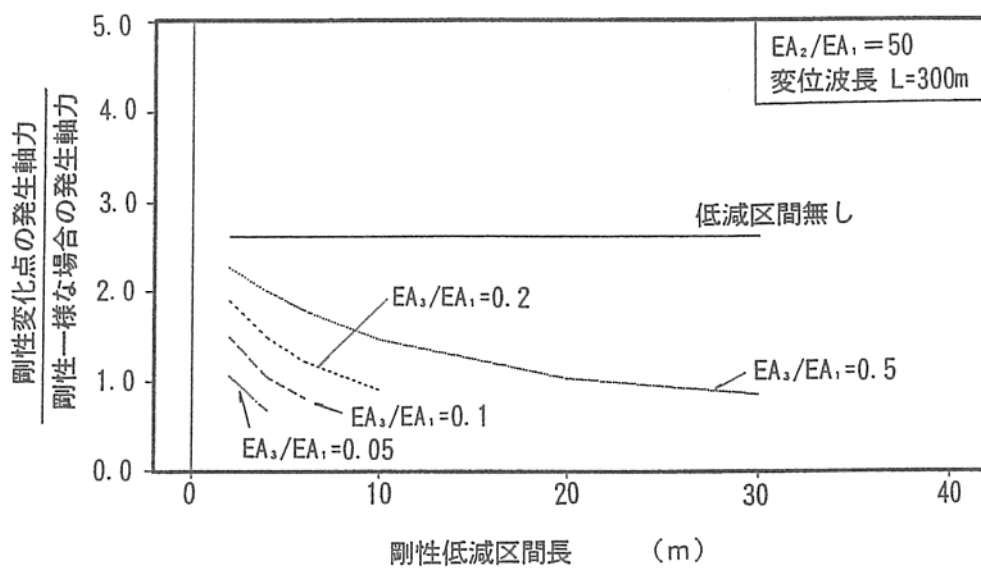


図-2-3-13 剛性低減区間長と軸力増加比の関係 (波長 300m)

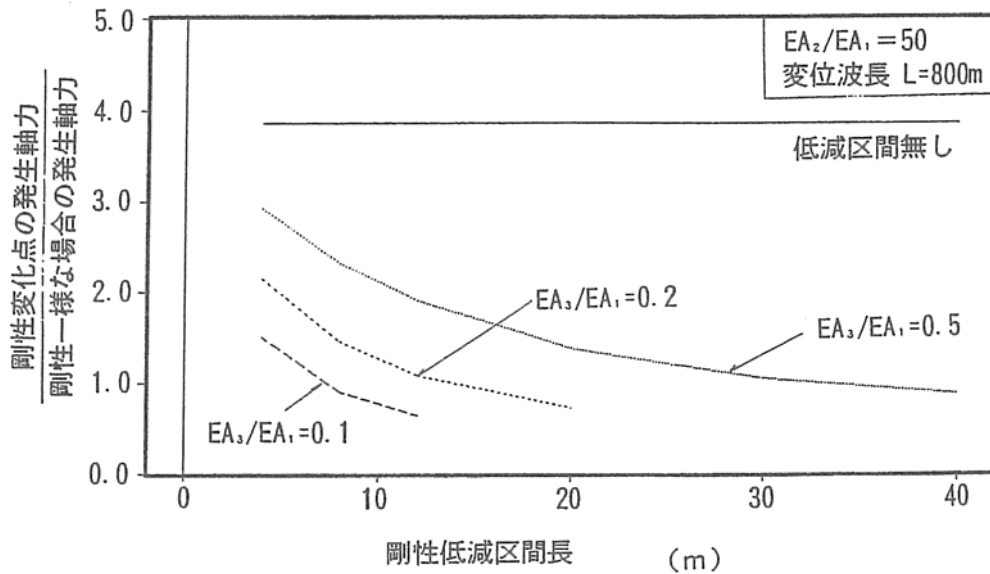


図-2-3-14 剛性低減区間長と軸力増加比の関係 (波長 800m)

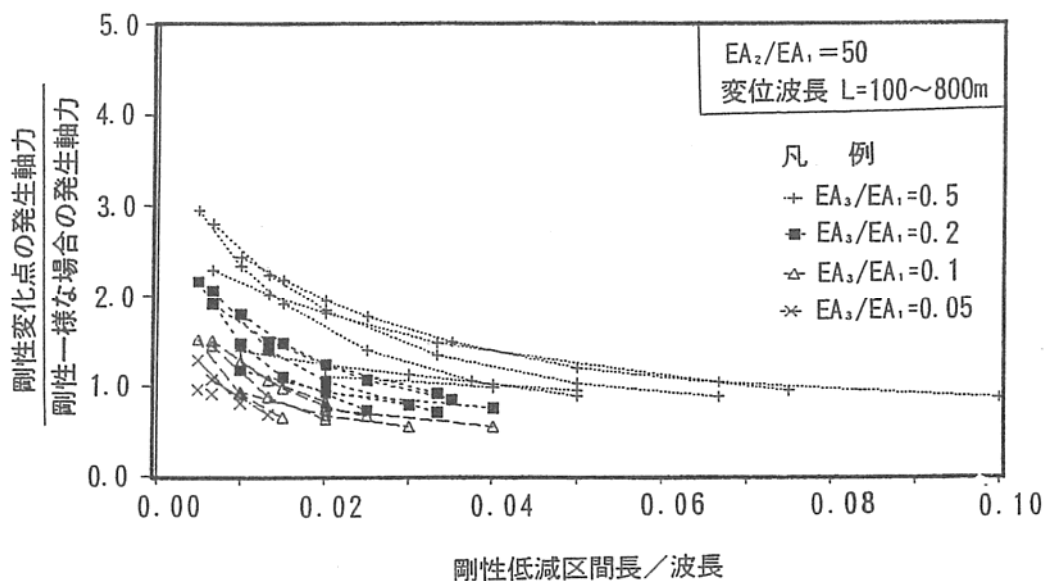


図-2-3-15 剛性低減区間長/波長と軸力増加比の関係

図-2-3-13, 2-3-14 に変位波長が $L=300\text{m}$ および 800m の場合に剛性変化点 (EA_3 と EA_1) に発生する軸力の計算結果を示した。また, 図-2-3-15 は検討した全ての波長に関する計算結果を重ねて表したものである。

これらの結果より, 以下のようなことがわかる。

- ① 剛性低減区間の剛性 (EA_3) が小さいほど発生軸力は小さくなり, 剛性が一様な場合に発生する軸力 (図の軸力比が 1.0) 以下となる低減区間長も短くてよい。剛性低減区間の剛性が小さいほど, 変形が剛性低減区間で吸収し易くなるためと考えられる。

- ② 波長が長くなると低減効果が小さくなり、剛性が一樣な場合の発生軸力以下になる低減区間長が長くなる。波長が長いほど、基本剛性区間の変形に無理が少ないので、剛性低減区間の影響が小さいためと考えられる。

図-2-3-15の結果を実設計に反映させるために、定式化を行った。同図より発生軸力比は、波長に対する低減区間長の比が大きくなるにつれて減少するが変化が鈍くなること、低減後の剛性比に比例的に小さくなることからわかる。これらより、下式で近似できるものと仮定して、係数を回帰により求めた、

$$\begin{aligned}
 P/P_0 &= a \cdot \log(L_0/L) + b, \\
 a &= a_1 \cdot (EA_3/EA_1) + a_2, \\
 b &= b_1 \cdot (EA_3/EA_1) + b_2
 \end{aligned}
 \tag{2.3.4}$$

ここで、 P は剛性変化点の発生軸力、 P_0 は剛性が一樣な場合の発生軸力、 L_0 は剛性低減区間長、 L は地盤変位の波長、 EA_3 は剛性低減区間のトンネルの軸剛性、 EA_1 は基本剛性区間のトンネルの軸剛性、 a 、 b は係数である。

回帰の結果、 a_1 は -2.150 、 a_2 は -0.566 、 b_1 は -1.431 、 b_2 は -0.349 となり、図-2-3-16の結果が得られた。

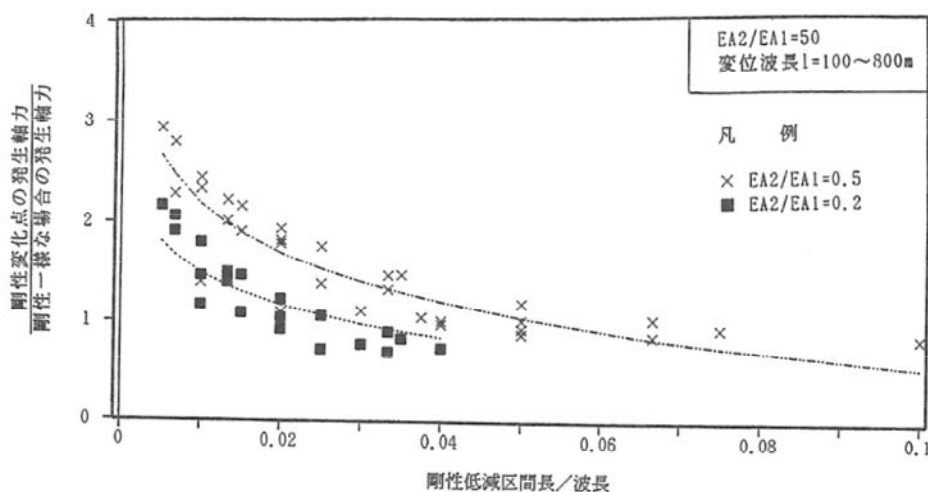


図-2-3-16 剛性低減区間長/波長と軸力増加比の定式化

2. 3. 4 可撓継手や弾性ワッシャーによる耐震対策

地盤剛性急変部およびトンネル剛性急変部における耐震対策としては、これまでの実験と解析で明らかとなったように、トンネルの剛性を部分的に低下させてひずみを吸収する方法が効果的と考えられる。具体的には、①可撓セグメントを設ける方法、②ある区間に弾性ワッシャーを用いる方法、③ある区間にダクタイトセグメントを用いて合わせて覆工の強度も高める方法が考えられる。一般にダクタイトセグメントは高耐力であることが評価されているが、継手面板が大きく変形しやすいため、RCセグメントに比べて剛性が低く、ひずみの吸収効果もある。

各々の特徴を東京湾横断道路トンネルの場合の1リングあたりの変形吸収量とコストの関係で図示すると図-2-3-17のようになる。同図に示すようにダクタイトルセグメントや弾性ワッシャーを使用すると、RCセグメントの3~5倍の変形が吸収できる。さらに弾性ワッシャーの変形吸収量は比較的容易に増加させることができるので、剛性低減区間のひずみの増加は設計上あまり問題にならない。

可撓セグメントは立坑との接続部等で使用されており、1ヶ所で大変位を吸収するものである。しかし地盤剛性の変化点を設計上特定して調整することが現実的には困難である場合や、地盤変位が数10mの範囲で変化する場合には、可撓セグメントは適さない。このような場合に最も実績の多いのが、ダクタイトルセグメントをある区間に配置する方法であるが、経済性に劣る。このため、ある区間に生じる地盤ひずみを十分に吸収可能で、かつ経済的な弾性ワッシャーを用いる検討を行った。

当時、使用実績のある弾性ワッシャーは、ゴム系とエポキシ樹脂系の2種類であり、各々材料および形状等の改良、新規開発等が精力的に行われており、それぞれの強度および剛性はともに適用可能な範囲にあった。

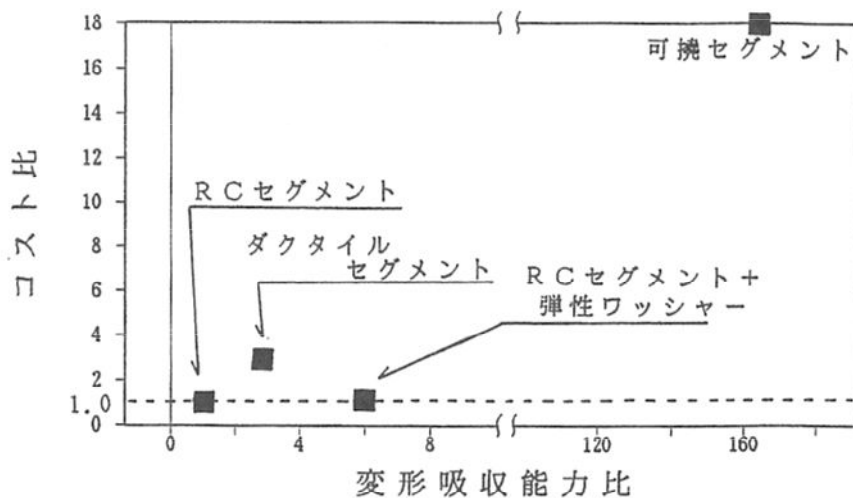


図-2-3-17 可能吸収変位量とコストの関係



図-2-3-18 弾性ワッシャーの例

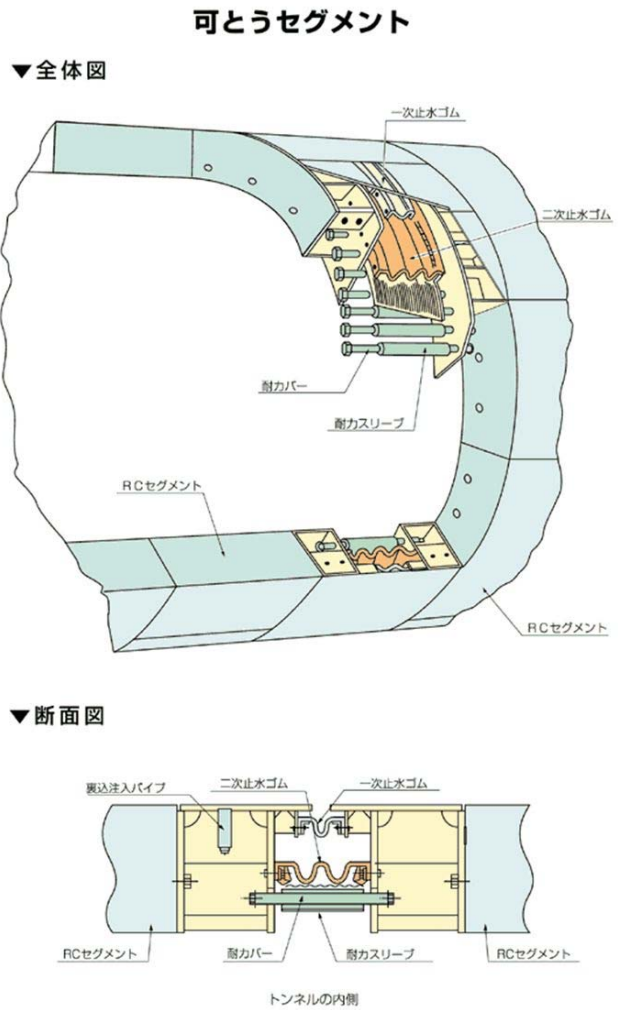


図-2-3-19 可撓セグメント

(1)地盤剛性急変部の対策法

地盤剛性急変部を中心に約2kmの区間を対象に、L-1地震を入力として動的解析を行い、弾性ワッシャーの使用方法を検討した。

検討は、地盤をトンネルの縦断方向の解析に用いているばね・質点系、トンネルを弾性支承上の梁としたモデルを用いて行った。図-2-3-20に解析モデル^{59),60)}を示す。斜路盛土部の固有値と地盤ばねは、横断方向のFEMモデル^{59),60)}により求めた。

解析で得られた軸力と曲げモーメントの分布を図-2-3-21 a) b)に示す。これより、RCセグメントで弾性ワッシャーなしの場合は、最大軸力は許容値を越える結果となった。弾性ワッシャーを使用する場合には、既往の実績とセグメントのボルトボックスの大きさから弾性ワッシャー1個当たりのばね定数を約240000kN/mと想定し、図-2-3-22に示すように1継手当たり2個使用することとした。この結果、弾性ワッシャー使用区間のトンネル剛性は、ワッシャーを使用しない場合に比べて約1/2に低減させることが可能となった。図-2-3-21 a) b)に弾性ワッシャーを使用した場合の結果も併せて示した。計算結果では剛性変化点の前後1Dずつに設置した場合で十分に許容値以内に収まったが、変化点の位置

の施工上のズレや誤差を考慮して、実施設計では前後 2D (20 リング) ずつの剛性低減区間を設けることとした。

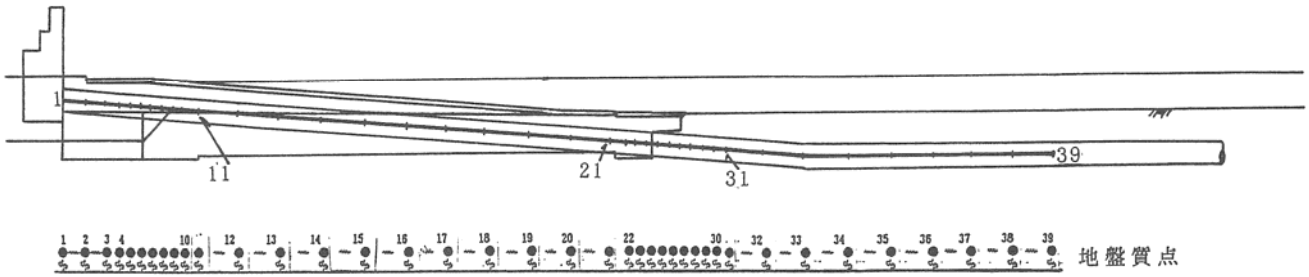


図-2-3-20 解析モデル

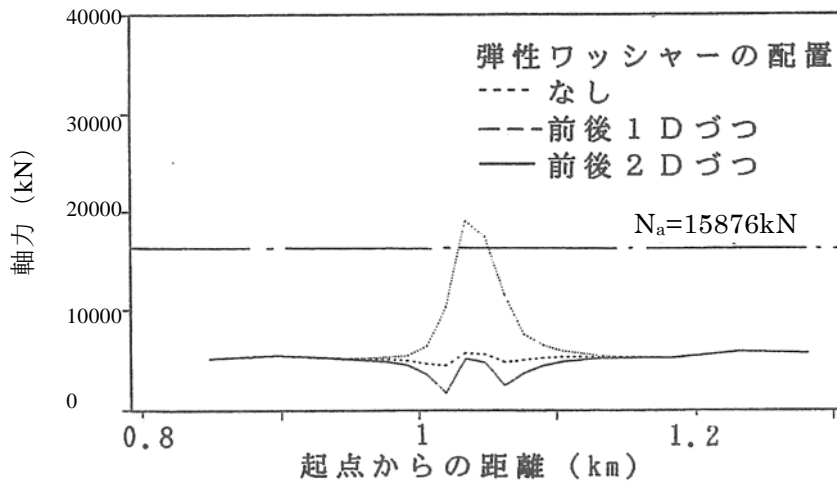


図-2-3-21 a) 軸力分布

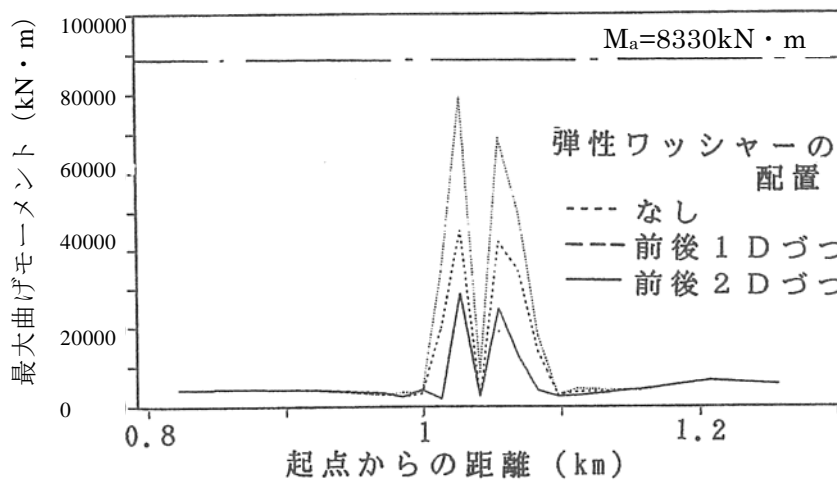


図-2-3-21 b) 曲げモーメント分布

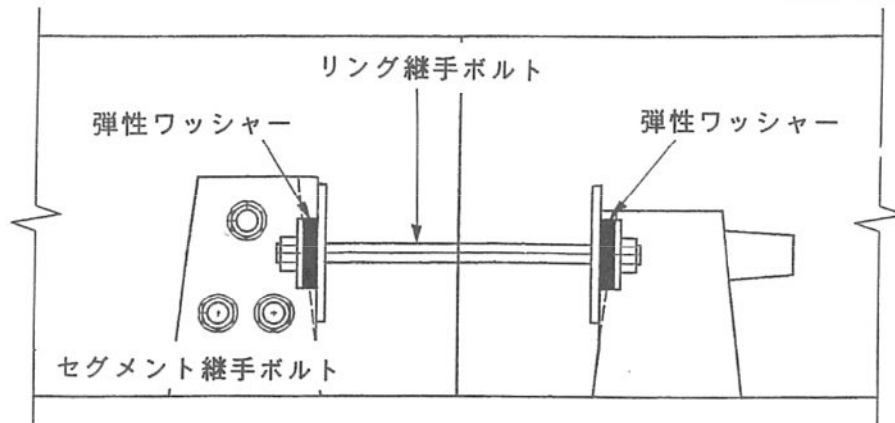


図-2-3-22 弾性ワッシャーの使用方法

(2) トンネル剛性急変部の対策

地中接合部周辺のトンネル部分モデルを図-2-3-23のように作成し、L-1地震に対して応答変位法による解析を行って、地中接合部に隣接するセグメントの対策法を検討した。

検討位置における地盤変位および地盤ばね条件は、表-2-3-5に示す通りである。接合部（マシン鋼殻部とカッター部）の剛性は、マシン鋼殻部のスキンプレートと内部に打設される覆工コンクリートを全断面有効として評価した。また、セグメント部の剛性は、RCセグメントとボルトの直列ばねとした。

まず、図-2-3-16で設定した回帰式(2.3.4)に、次のような実際の条件を代入して、弾性ワッシャーの望ましい設置範囲を推測した。

- ・ 低減区間の剛性比： $EA_3/EA_1=0.41$
- ・ 剛性変化点の発生軸力（許容される軸力）と一様剛性の場合の発生軸力の比：
 $P/P_0=1.1$
- ・ 地盤変位の設計波長： $L=360\text{m}$

この結果、必要対策範囲 L_0 は、14.3m（10リング）以上となった。次に、これを踏まえて図-2-3-23の解析モデルによる検討を行った。設計上支配的な軸力について分布を図-2-3-24に示す。同図より次のように判断された。

- ①弾性ワッシャーを設置しない場合は、RCセグメント部のボルトに生じる引張力が許容値を越える。
- ②弾性ワッシャーを設置した場合は、ボルト応力度は許容値以内となった、弾性ワッシャーの設置範囲は、接合部の両側1D（10リング）ずつとした。

以上の地盤剛性急変部とトンネル剛性急変部の2つの検討結果より、両者とも、RCセグメントに弾性ワッシャーを設けた構造で対応できることがわかった。しかも経済性は、図-2-3-17のように、ダクタイトルセグメントより有利である。

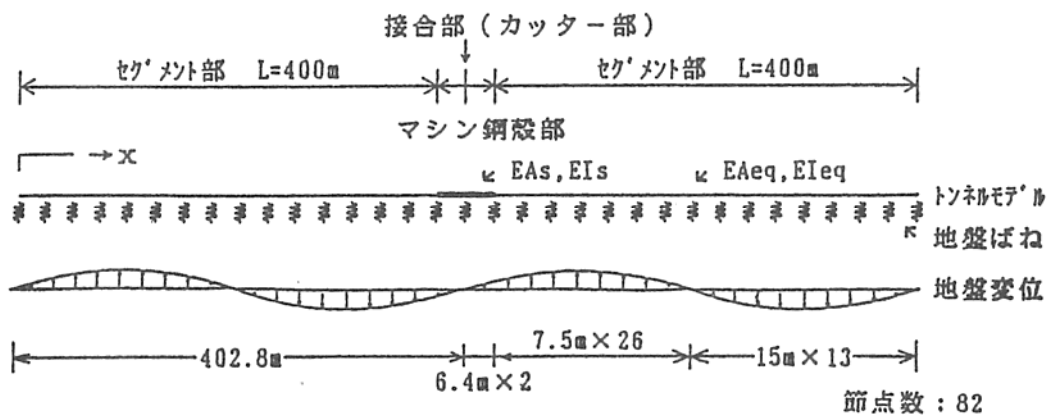


図-2-3-23 解析モデル

表-2-3-5 地盤条件

トンネル中心でも地盤変位	24.9 mm	
地盤変位の波長	359 m	
トンネル～地盤間ばね	軸方向	192080 kN/m/m
	軸直角方向	410620 kN/m/m

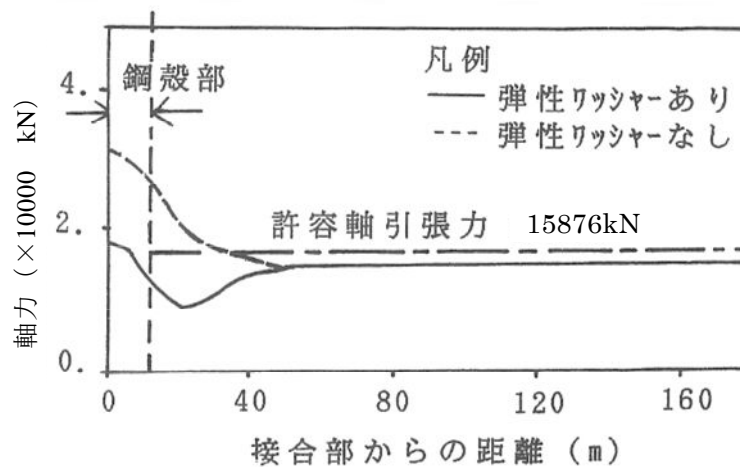


図-2-3-24 軸力分布

2. 3. 5 弾性ワッシャーの設計

設計時点では、弾性ワッシャーは開発されてから日が浅く、使用実績も数例で、力学的性能の合理的な決定方法や設計上期待できる耐久性が必ずしも明らかになっていなかったため、実績調査や実験により調べた基本性能をもとに、本トンネルで要求される弾性ワッシャーの性能や仕様を検討し、試作を行いながら設計した。

弾性ワッシャーの特徴は、図-2-3-25のように初期締付力を越えた後の剛性が小さくなり（既往例ではゴム系で1/10程度まで、エポキシ系で1/3程度まで）、ひずみを吸収するため、同じ目開きを生じたときに発生する軸力を減少することができることである。したがって、通常のリング継手ではボルトや面板が許容応力度を越えたり、降伏してしまう場合も、弾性ワッシャーを使用することにより小さな応力に抑えることができる。

なお、セグメントの千鳥組による添接効果とリング継手の止水性を確保するために初期締付けを行うので、図-2-3-25からわかるように、リング継手に P_0 以上の力が作用しないと開かない。したがって、リング継手の剛性は、ワッシャーの剛性ではなく、同図の割線剛性となる。

前述の検討結果から、弾性ワッシャーに要求される力学的性能をまとめると表-2-3-6のようになる。図-2-3-26に設計した弾性ワッシャーの形状寸法を示す。またこれらの弾性ワッシャーの反力～たわみ曲線と継手ボルトの許容値との関係を図-2-3-27に示す。

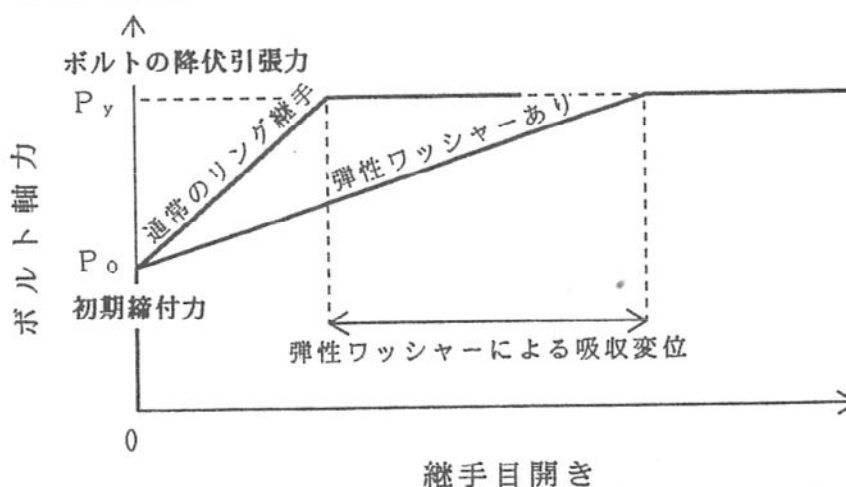


図-2-3-25 弾性ワッシャーを用いたリング継手の変形特性

表-2-3-6 弾性ワッシャーの力学的要求性能

状態	弾性ワッシャー			ボルト
	最大変形量	最大応力	残留変位	
初期締め	δ_0 応力緩和を考慮した初期締め付けを行なう	—	—	—
L-1地震時	$\delta_0 + \delta_1$ ・地中接合部 $\delta_1 = 1.6\text{mm}$ ・地盤急変部 $\delta_1 = 1.1\text{mm}$	降伏せず	なし	地震時の許容応力度 ($1.5\sigma_a$) 以下
L-2地震時	$\delta_0 + \delta_2$ $\delta_2 \approx \delta_1 \times 2$	破壊せず	δ_0 以下 ²⁾	降伏応力度以下 (σ_y)

注1) 使用ボルト：M36(強度規格 10.9)

$$\delta_a = 294\text{N/mm}^2, \delta_y = 931\text{N/mm}^2, A_B = 817\text{mm}^2$$

2) 必要条件ではないが、望ましいものである。

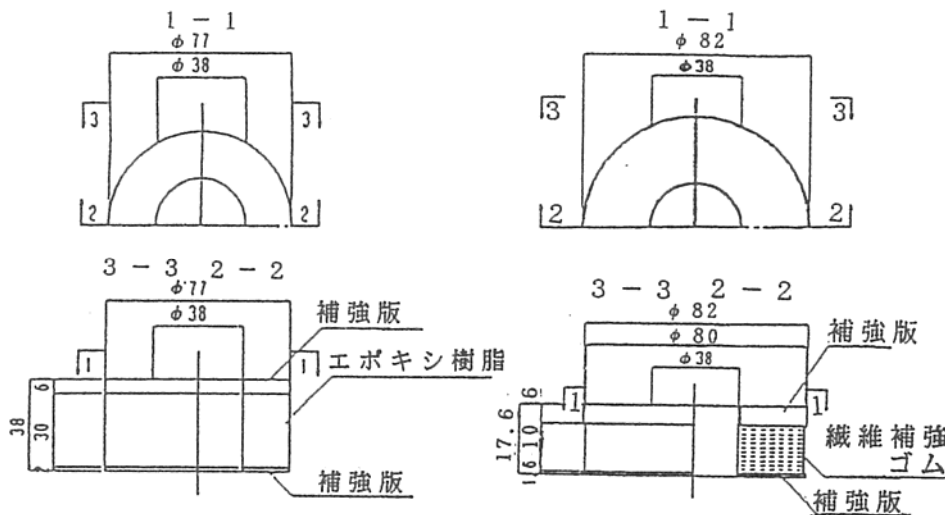


図-2-3-26 弾性ワッシャーの形状寸法

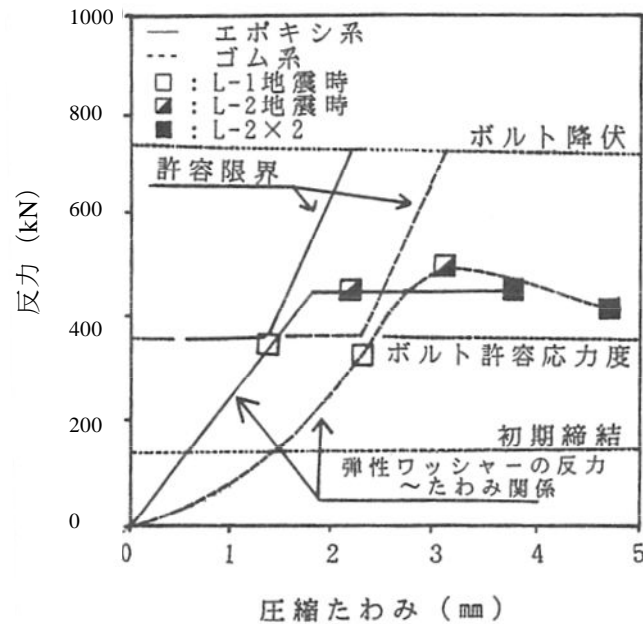


図-2-3-27 弾性ワッシャーの反力～たわみ曲線

2. 3. 6 本節のまとめ

本節では、軟弱地盤中の剛性の低いシールドトンネルに対して、現行のトンネル縦断方向の耐震設計法の考え方で耐震性の評価と耐震対策の検討を行った。これにより現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実態を詳述した。

シールドトンネルは、1m×3m程度のセグメントピースをボルト等で連結する柔構造であるため、基本的に耐震性の高いトンネルである。しかしながら、本節で述べたように、地盤条件が急変する場所やトンネル剛性が急変する場所では、一般部とは別の耐震対策が必要となる。これに対し、従来はダクティルやスチールの強度の高いセグメントを用いて対処してきたが、本節では、耐震対策として取るべき方針を次のように整理し、さらに弾性ワッシャーの望ましい要求性能を示した。

(1)地盤剛性急変部について

①断面力の増加は、境界部の柔らかい地盤側の方が大きく、その影響範囲は、トンネル剛性の高低より、地盤の変位分布の影響を強く受ける。

この理由は、シールドトンネルの剛性が地盤の剛性に比して充分小さく変位の伝達率がほぼ1であるためと考えられる。

②剛性低減区間を設けてひずみを吸収すると、最大断面力を低減できる。

(2)トンネル剛性急変部について

①断面力の増加は、剛性比が大きいほど大きい、上限値が存在する。また、地盤変位の

波長が 800m 以下では、波長が長い(地盤が軟弱な)ほど大きくなる。

この理由は 2.3.3 で述べたように、剛性の高い区間の剛性が高く変形が小さいほど基本剛性区間の変形が大きくなるためであり、剛性の高い区間の変形がほとんど生じなくなると上限値に達するためである。また波長が長いほどトンネルが変形しやすく(変位の伝達率が 1 に近づき)、併せて地盤が軟弱なほど地盤変位が大きいためである。

- ②剛性低減区間を設けると、断面力が低下するが、このとき剛性が低いほど必要区間長は短い。

この理由は、剛性の高い区間でトンネルと地盤の変形差を基本剛性区間で吸収することになるが、そこに剛性低下区間を設けると、この区間で変形差を吸収するため、基本剛性区間の断面力が低下するのである。

(3)耐震対策について

- ①トンネル縦断方向の剛性を低下させる方法には、可撓セグメントを設ける方法、ある区間に弾性ワッシャーを用いる方法、ある区間にダクタイトセグメントを用いて合わせて覆工の強度も高める方法が考えられる。これらの可能吸収変位量とコストの関係は図-2-3-17 のようである。
- ②同図より、可撓セグメントは 1ヶ所で大変位を吸収するものであるため、剛性急変の影響がある範囲にわたる場合や変位差があまり大きくない場合には不適當である。ダクタイトセグメントをある区間に用いる方法は、実績は多いものの経済性に劣る。両者に比べ弾性ワッシャーを用いる方法は、剛性の低下量と経済性の両面で合理的である。
- ③弾性ワッシャーの剛性は、リング継手金具の応力度が許容値以下にある状態で設計目開き量を吸収できるように設定し、ワッシャーに降伏が生じるひずみは、L-2 地震のような希にしか発生しない大地震で生じる目開き量程度に設定すべきである。

2. 4 トンネル縦断方向の耐震に関する既往の研究

トンネル縦断方向の耐震性に関する研究は、前述のように、1960年代後半に首都高速道路の東京港トンネルや当時沈埋トンネルで計画されていた東京湾横断道路（現東京湾アクアライン）や成田空港へのジェット燃料輸送用の石油パイプラインの建設を前にして精力的に行われ、いくつもの技術基準が制定された。その後は、それらの設計と施工に関わる様々な解析や実験による具体の部位・部材の構造や製品の開発が行われ、その結果、いくつもの日本初世界初の長大トンネルが建設された。

そのため、トンネル縦断方向の地震時挙動や耐震設計法そのものについての研究は多くない。さらに上下水道や通信などの中小口径のライフラインの設計のための簡便化の研究を除くと、比較的大型のトンネルを対象にした地震時挙動や耐震設計法に関する研究は少ない。

(1) シールドトンネルの等価剛性評価法

志波・川島ら³⁹⁾は、シールドトンネル一次覆工は図-2-4-1のようにセグメントとリング継手から成る不連続構造であるが、その縦断方向の引張・圧縮および曲げに対する剛性を図-2-4-2のようにモデル化し、等価な一様剛性の梁にモデル化する評価式を提案した。また、それぞれの剛性の非線形特性を考慮して、正弦波状の地盤変位分布が作用すると仮定した場合のシールドトンネルの縦断方向の断面力を図-2-4-3のように算定し、応答の特徴を整理している⁴⁰⁾。

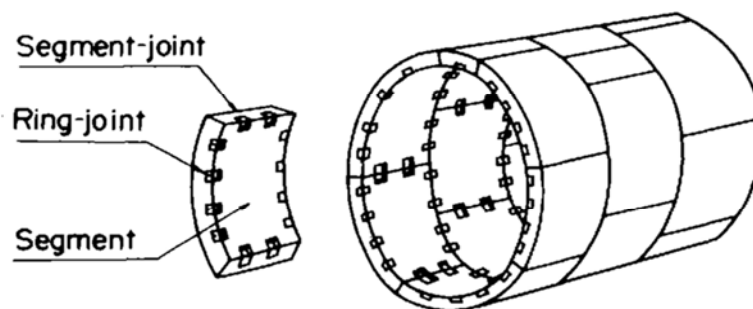


図-2-4-1 シールドトンネルの一次覆工の構造

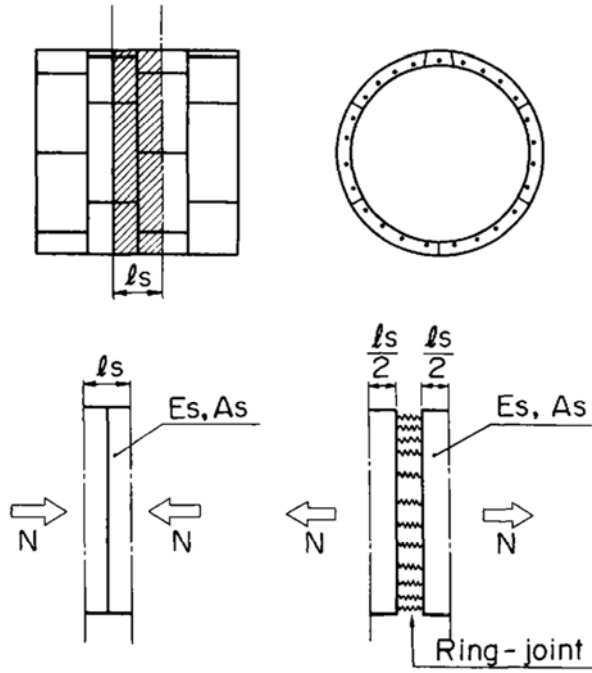


図-2-4-2 等価軸圧縮および引張剛性の算定モデル

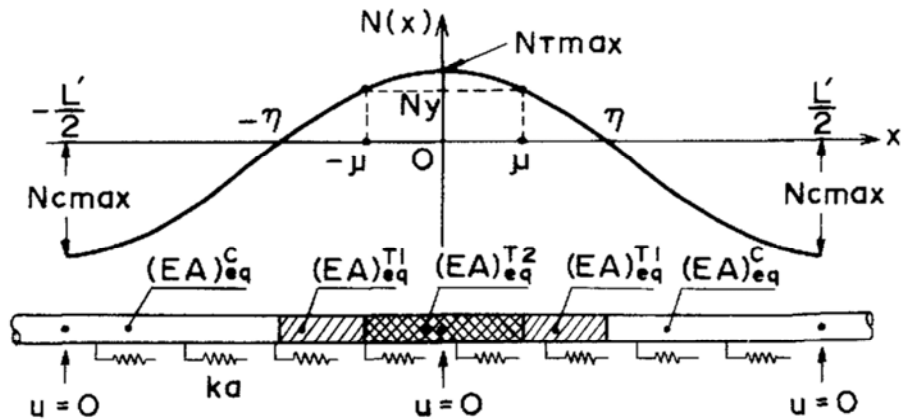


図-2-4-3 非線形の軸圧縮および引張剛性を考慮した応答変位法の解析例

(2) 二次覆工を有するシールドトンネルの剛性評価実験

また、川島ら⁴¹⁾は、図-2-4-4のRC標準セグメントを4リング組んで、図-4-2-5のようにトンネル縦断方向の正負交番載荷試験を行い、図-2-4-6の載荷履歴曲線を求め、二次覆工の有無による覆工の軸剛性および破壊性状について検討している。

両者の解析および実験は、1988～1990年に行われた東京湾横断道路の設計に向けた開発で非常に有用な成果を得たが、構造のみから決まる気中における継手剛性を評価しており、残念ながら本論文のテーマの1つである継手周囲の地盤の抵抗には配慮されていなかった。

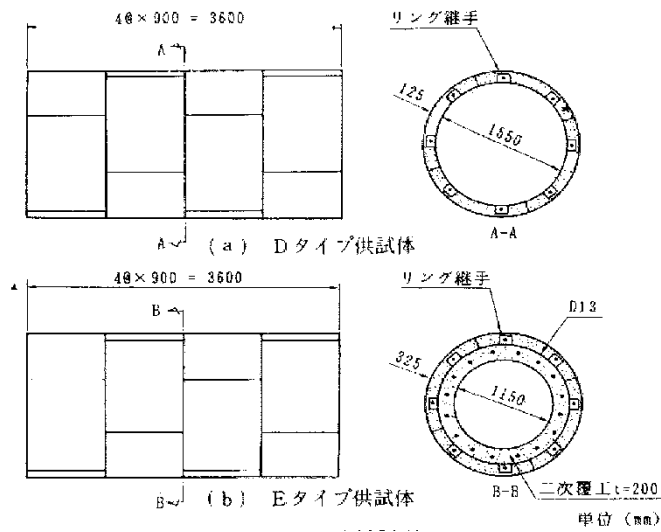


図-2-4-4 実験供試体

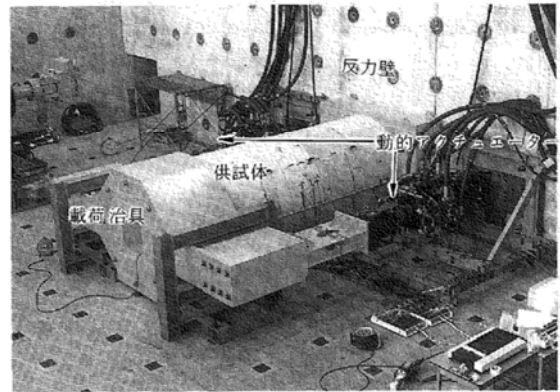


図-2-4-5 トンネル縦断方向の正負交番载荷試験

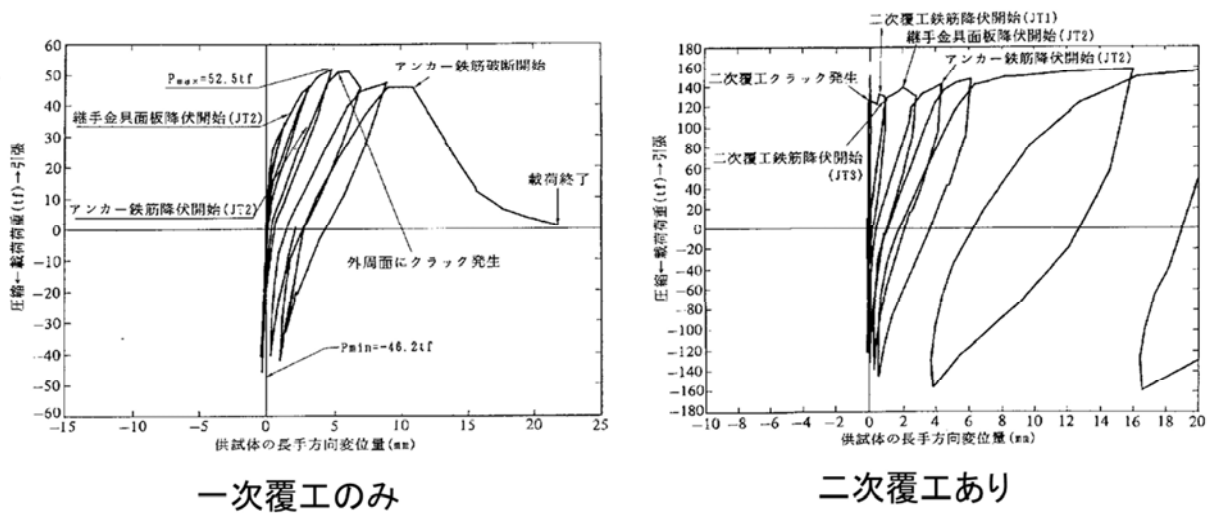


図-2-4-6 载荷履歴曲線

(3) 二次覆工を有するシールドトンネルの地震時挙動

和佐ら⁶¹⁾は、東京湾横断道路シールドトンネルの設計において、二次覆工を設けると剛性が著しく高まり、その剛性評価と耐震性の照査と経済性の確保に苦慮したため、図-2-4-7の供試体を引張・圧縮実験と種々の耐震解析を重ね、図-2-4-8のような覆工状態を表すばね構成を考え、①二次覆工のひびわれ、②ひびわれ部の鉄筋のばねとしての作用等を表した。このモデルにより、図-2-4-9のように、実験の履歴の崩落線をシミュレートできた。

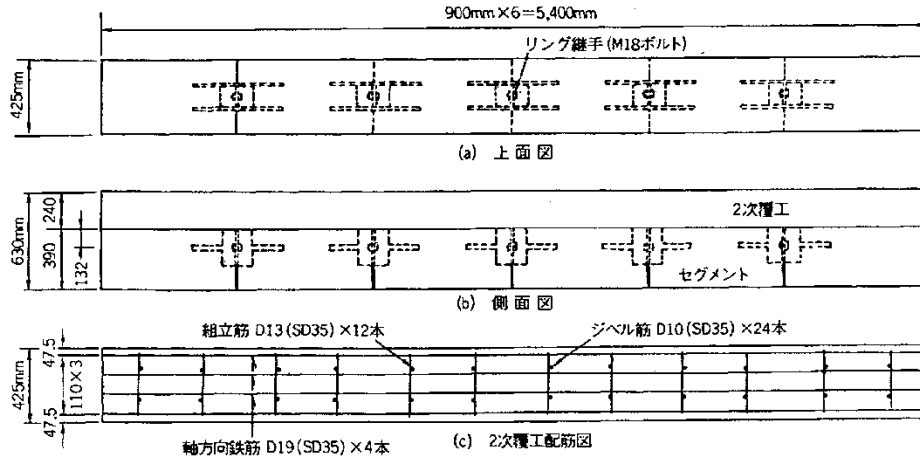


図-2-4-7 実験供試体

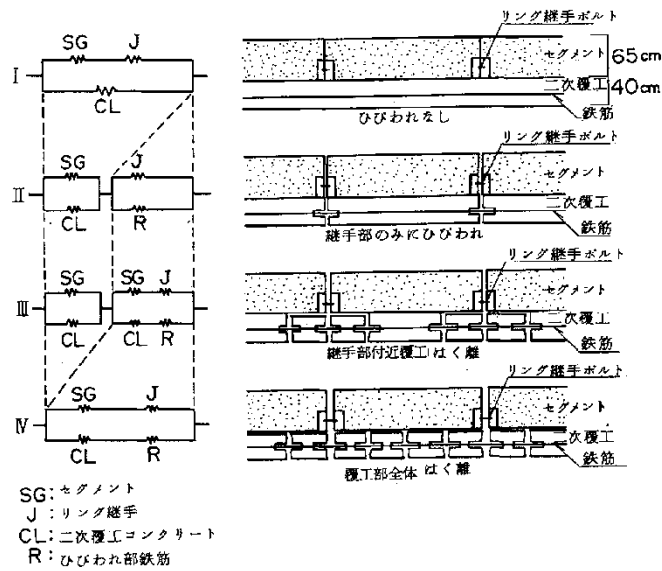


図-2-4-8 覆工の変化とばねモデル

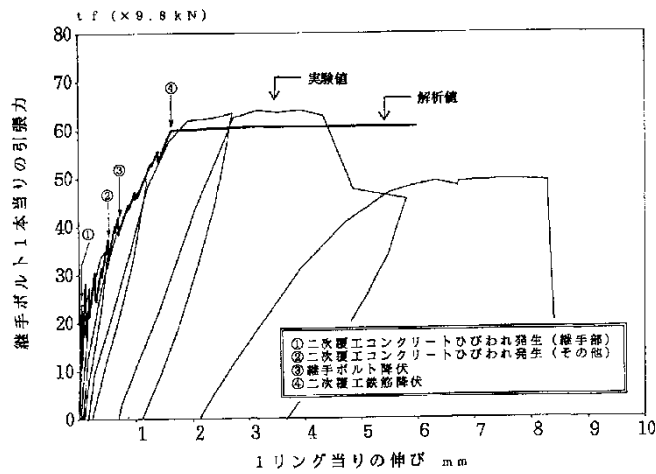


図-2-4-9 覆工の伸びと軸引張力の関係 (実験と解析の比較)

(4) トンネルの免震化

また、トンネルの耐震性を高める新たな耐震技術として地下免震技術が開発された。鈴木ら⁴²⁾は1995年に、シールドトンネルの裏込を免震材とする構造を考案し、トンネル縦断方向の効果の評価方法を提案した。

その後、免震構造の実用化を目指し、建設省の官民共同研究として「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」が実施された。地盤条件急変部や立坑接合部における地下免震構造の適用性や免震材の材料開発に関する研究が進められ、1998年に設計法や免震材の特性が「地下構造物の免震設計法マニュアル(案)」⁴³⁾にまとめられた。ここでは図-2-4-10を免震層の望ましい適用箇所とし、大地震に対する免震層の有無による断面力の差を比較している。その軸引張の例を図-2-4-11に示す。

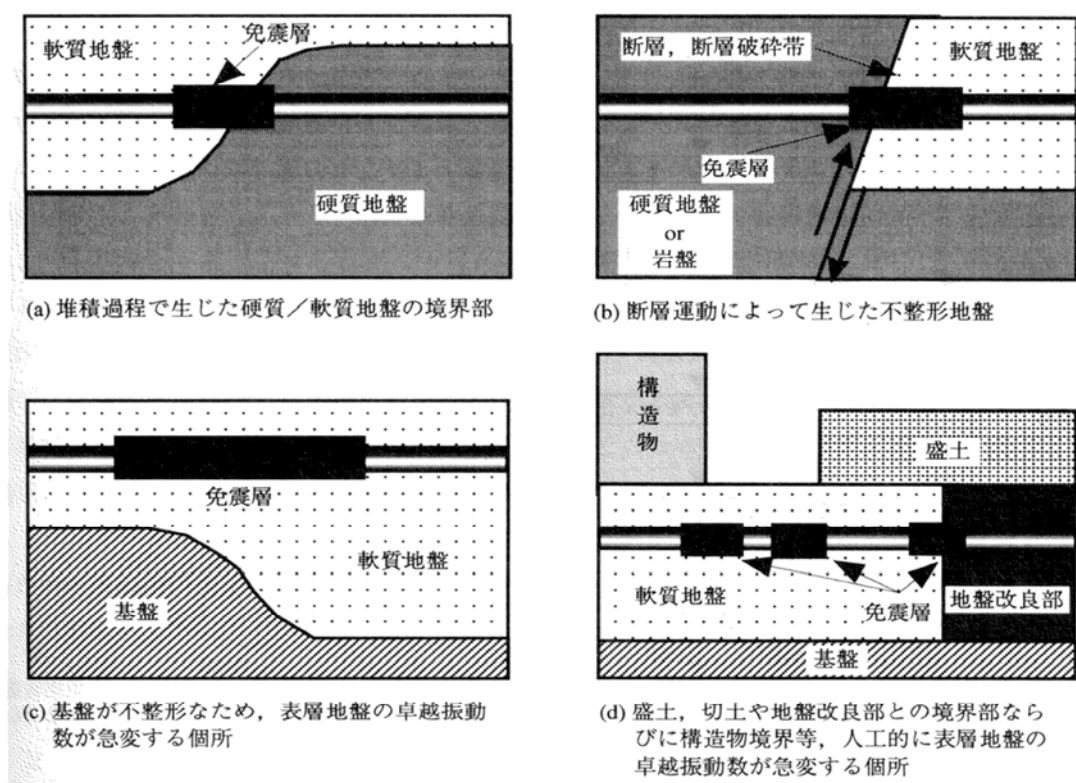


図-2-4-10 免震層の望ましい適用箇所

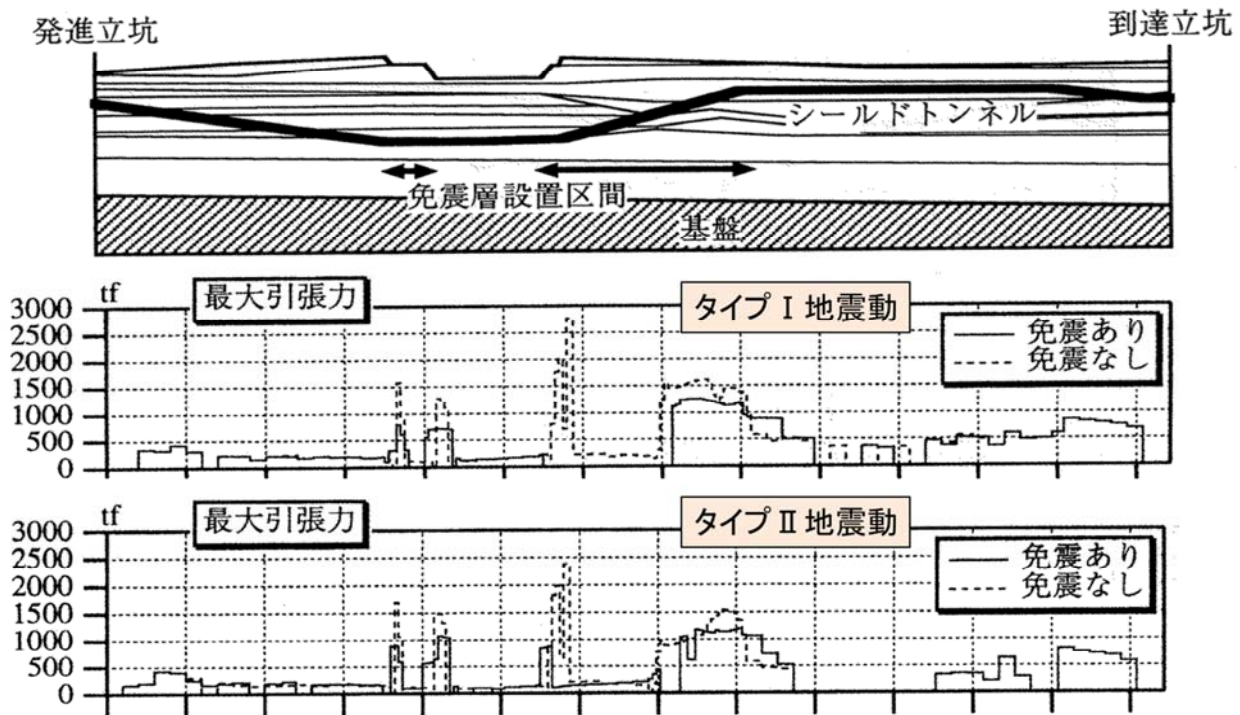


図-2-4-11 免震層の有無による断面力の差（軸引張力）

(5) シールドトンネルリング継手の地盤の抵抗を考慮した実剛性評価法

一方、鈴木は、前述の免震構造を提案するためのシールドトンネルの模型振動実験（図-2-4-12）に基づき、リング継手単体の伸縮ばね定数から想定されるほど、実際の地盤内では継手の変位吸収は行われず、継手の剛性はトンネル周辺地盤の剛性と密に関係することを指摘した⁴⁴⁾。また、鈴木は、横浜市鶴見区にあるシールドトンネルにおいて記録された実地震記録を分析している。図-2-4-13に示すようにセグメント本体とリング継手を跨いでひずみ計（自由長 50cm の鋼棒）を設置し、トンネル縦断方向の伸縮が計測されている。

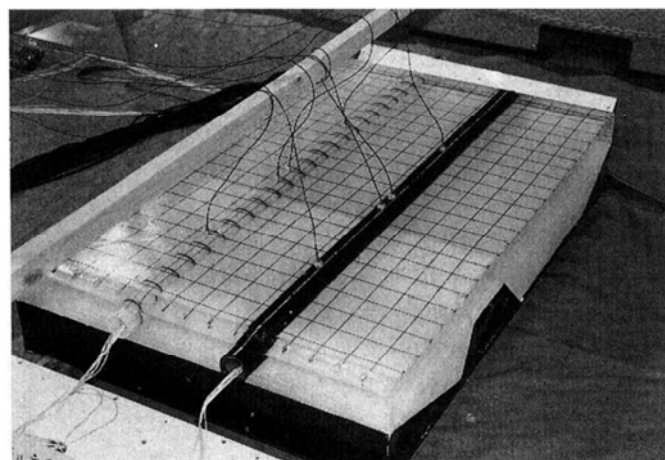


図-2-4-12 シールドトンネルの模型振動実験

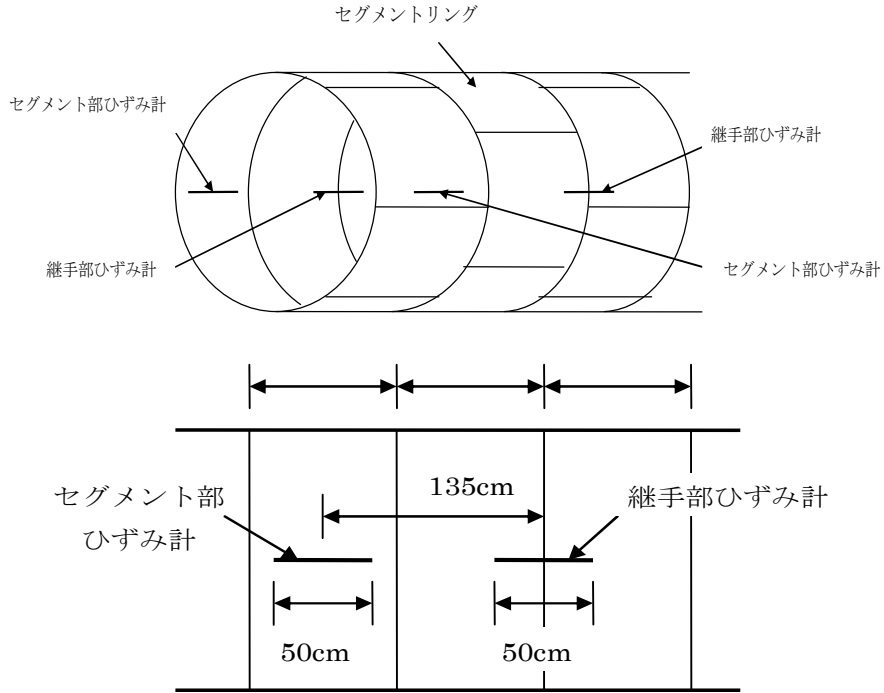


図-2-4-13 シールドトンネルのひずみ現場計

鈴木は、図-2-4-14のようなモデルで、継手の周囲の地盤が継手の開きに抵抗する挙動を解析的に確認し、図-2-4-15の応答変位法の設計で用いられる通常のばねモデルに継手周囲の地盤の抵抗ばねを付加して、このばね定数の定式化を行っている⁴⁵⁾。

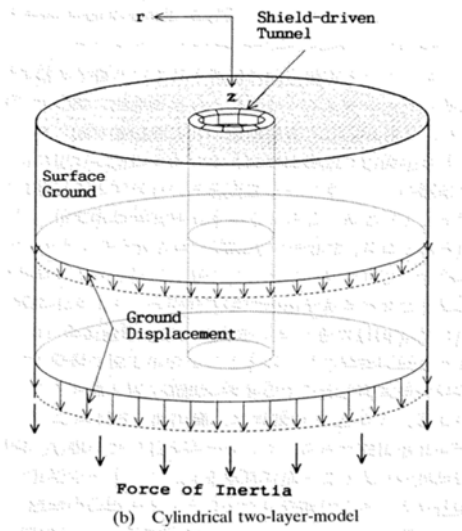


図-2-4-14 トンネルと地盤の軸対象回転体の解析モデル

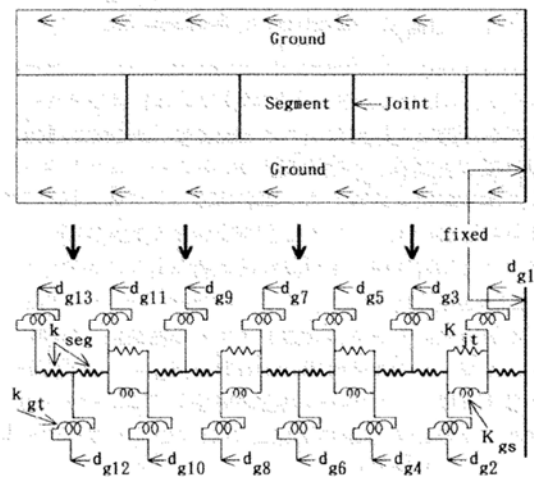


図-2-4-15 変形解析のばねモデル

(6) 解析モデルによる継手の効果の違い

西岡は、耐震計算法の研究の中で、図-2-4-16のような FEM モデルによる応答と梁ばねモデルによる応答を比較している。その結果、図-2-4-17の「軸ひずみ伝達率」の分布⁴⁶⁾が得られ、FEM モデルによる軸ひずみの伝達率に対して継手の影響は非常に小さく、継手の有無に関わらず軸ひずみの伝達率はほぼ同じとなる。一方で、弾性床上の梁モデルでは、継手の影響が大きく、軸ひずみの伝達率は継手の周囲で大きく低下することを指摘している⁴⁷⁾。西岡は、この原因を FEM モデルでは構造物と地盤の完全な密着を仮定しているためとし、構造物と地盤の間の滑りを考慮した解析も行ったが、質点・ばねモデルとの差があるとしている。

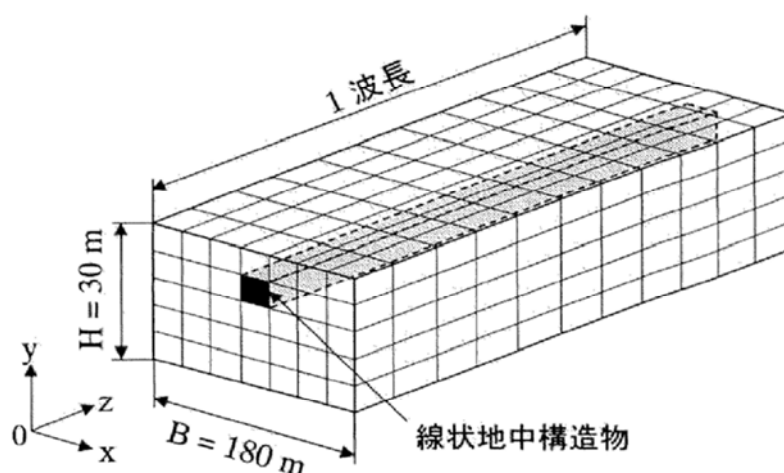
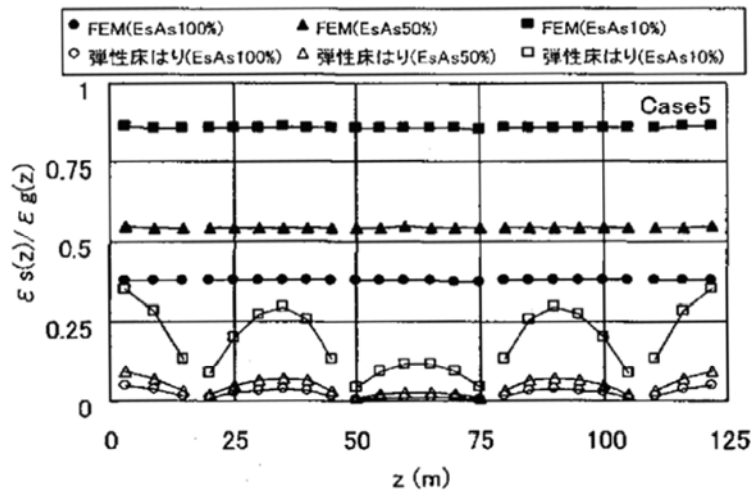
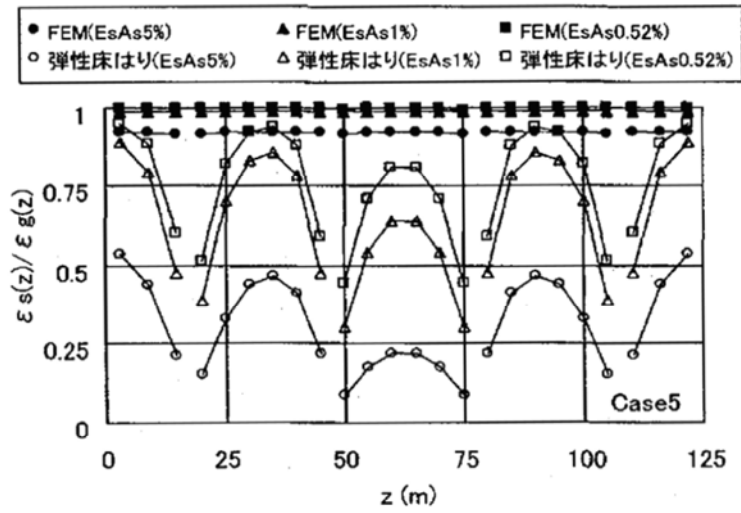


図-2-4-16 トンネル縦断方向の耐震解析に用いた FEM モデル概念図⁴⁶⁾



(a) $E_s A_s = 100, 50, 10\%$



(b) $E_s A_s = 5, 1, 0.52\%$

図-2-4-17 軸ひずみ伝達率の分布

(図上凡例の「%」は構造物本体剛性の基本ケースに対する比率)

2. 5 トンネル縦断方向の耐震設計における継手に関する課題

本節では、前述の設計や研究から分かるトンネル縦断方向の耐震設計に関する課題を示す。

2.2 では、硬質地盤中の剛性の高い開削トンネルに対して、今日用いられている考え方で縦断方向の耐震性評価と耐震対策の検討を行って、次のような結果を得た。

- ・地盤ばねが強いため、大きな断面力が生じる。
- ・継手間隔は軟質地盤中にある場合より、小さくする必要がある。
- ・継手に生じる目開き量は小さいため、比較的簡易な構造で十分である。

また 2.3 では、軟弱地盤中の剛性の低いシールドトンネルに対して、地盤条件急変部やトンネル剛性急変部に生じる大きな断面力に対して、今日用いられている考え方で縦断方向の耐震性評価と耐震対策の検討を行って、次の結果を得た。

- ・トンネル縦断方向の剛性を低下させる方法には、可撓セグメントを設ける方法、ある区間に弾性ワッシャーを用いる方法、ある区間にダクティルセグメントを用いて合わせて覆工の強度も高める方法が考えられる。
- ・可撓セグメントは1ヶ所で大変位を吸収するものであるため、剛性急変の影響がある範囲にわたる場合や変位差があまり大きくない場合には不適當である、ダクティルセグメントをある区間に用いる方法は、実績は多いものの経済性に劣る。両者に比べ弾性ワッシャーを用いる方法は、剛性の低下量と経済性の両面で合理的である。

これらいずれの耐震設計でも、図-2-5-1 のようなばね・質点系のトンネルモデルを用いて、継手や伸縮目地による変位吸収に期待し、それらの配置や剛性を調整して、トンネル躯体の縦断方向の引張力を低下させる方法である。

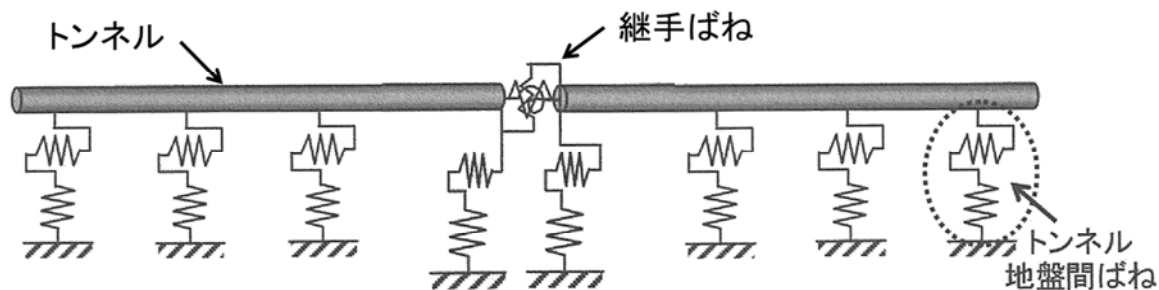


図-2-5-1 トンネル縦断方向の解析モデル³⁾

しかし、2.4 の既往の研究で述べたように、鈴木は、シールドトンネルを対象に、実トンネルでの地震観測、模型実験、軸対象回転体モデルによる解析により、継手周囲の地盤の抵抗により、設計で用いている継手の構造から決まる剛性より地盤中では高まることを指摘し、継手ばね定数の評価法として次式を提案しているが、このままではシールドトンネル以外へ適用ができない。

$$Kg = \alpha \cdot \pi GDLseg \quad (2.5.1)$$

ここで、 α は係数、 π は円周率、 G は土のせん断弾性係数、 D はシールドトンネルの外形、 $Lseg$ はセグメントの幅である。

また西岡⁴⁷⁾は、図-2-5-1の梁ばねモデルとFEMの地盤モデルにトンネルを組み込んだモデルで解析した結果を比較して、図-2-5-2を得て、一般的な梁ばねモデルでは継手でひずみの伝達率 (ϵ_s / ϵ_g) がほぼゼロになる(継手が開いて周囲のトンネルのひずみが減少する)が、FEM地盤モデルに組み込んだモデルでは、継手がない場合と同様の挙動を示すことを示した。図-2-5-2の上部の凡例で△▲は基本ケースの10%のトンネル剛性を有するモデルで、継手要素の剛性はゼロである。同図では、弾性床はり▲は継手でトンネルの変形を吸収して躯体のひずみは小さいが、FEM△は継手での変形の吸収がなくトンネル躯体のひずみは大きく、継手のない場合(実線)と変わらないことを示している。

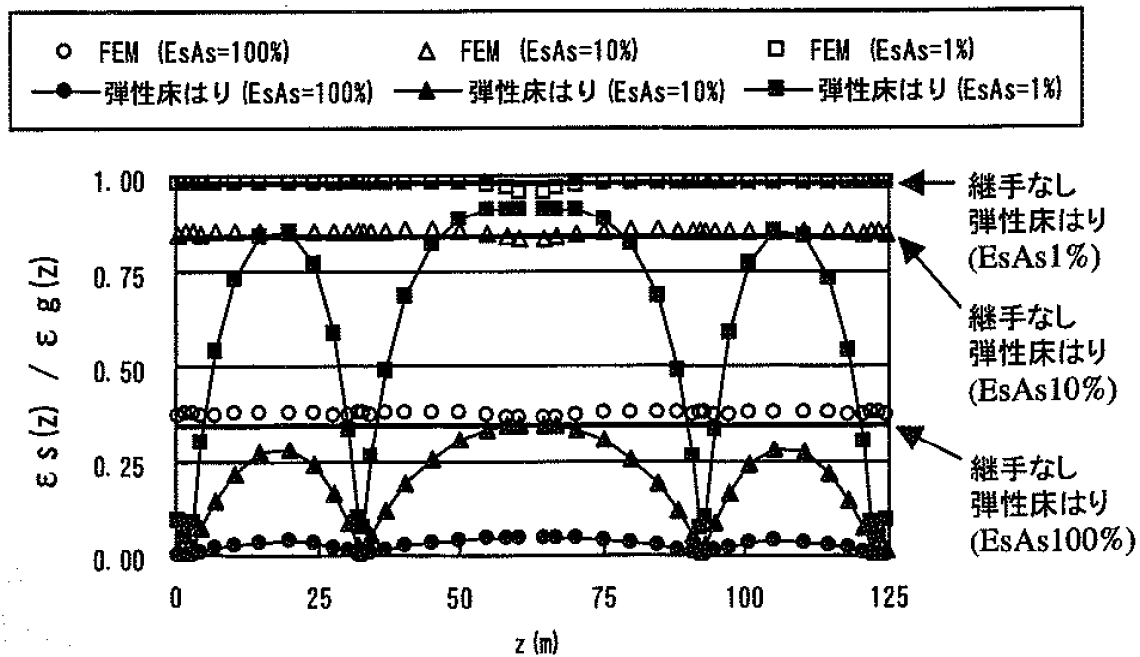


図-2-5-2 トンネルを一般的な梁・ばねモデルとした場合と FEM 地盤モデル中に埋め込んだ場合のひずみの伝達率の比較 (ϵ_s : トンネルのひずみ / ϵ_g : 地盤のひずみ)

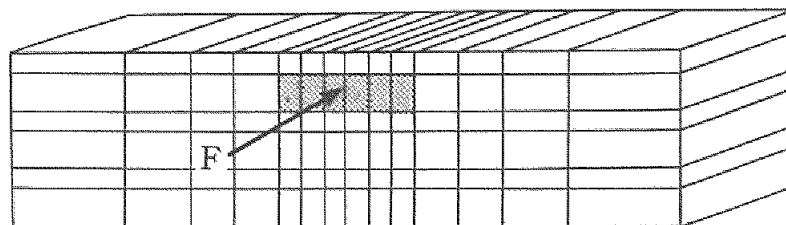
2つのモデルの差異は、トンネルと地盤が、図-2-5-1の離散ばねであるトンネル～地盤間ばねで繋がれるか、FEMの地盤要素と密着しているかの違いである。

このトンネル～地盤間ばねは、図-2-5-3のようなFEMで算定される⁴⁸⁾。図-2-5-3の着色部はトンネルで、周囲は耐震計算上の基盤面までの表層地盤である。このばねは、トンネルがその剛性と連続性により地盤の変位に抵抗した時に、地盤がトンネルを押し地盤反力を表すもので、耐震計算上の基盤面とトンネルの間の地盤のせん断抵抗がばね反力の基になっている。したがって、継手が開くか否かは、継手前後の地盤条件の変化やトンネル剛性や形状の変化具合(急変さ)と、トンネルと耐震計算上の基盤面との間の地盤の剛性により決まる。したがって、地盤が硬質の場合は、前述の2.2の開削トンネルの事例で述べたように継手があまり開かないが、軟弱地盤中では開くようになるのである。

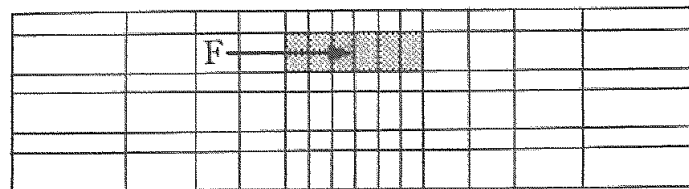
一方、FEM地盤モデル中に組み込んだ場合には、継手が隣接する地盤要素に密着し、地盤要素

が連続しているために、継手部の周囲でトンネルと地盤の間で滑りが生じるか、地盤に「地割れ」が生じない限り、継手は自由に開けないのである。

この差が、図-2-5-2 に現れているのであり、梁ばねモデルは継手の効果を過大に、FEM 地盤モデルに組み込んだトンネルモデルは継手の効果を過小に評価していることになる。前述の開削トンネルやシールドトンネルのように、現行のトンネル縦断方向の耐震性では継手の効果を前提にしているために、この問題は大きい。



(a) トンネル軸方向ばね



(b) トンネル水平直角方向ばね

図-2-5-3 トンネル地盤間ばねの算定に用いる FEM モデル³⁾

なお、FEM 地盤モデル中にトンネルモデルを組み込む場合には、継手の周囲にジョイント要素も設けて滑りを考慮すれば、考え方としては解決できる。しかし、実務設計において、トンネルの線形・構造、継手構造と配置など試行錯誤しながら変更していくことや、トンネル軸線上には数 100 m 毎にボーリング調査が行われるが、トンネル直角方向の地盤の情報は皆無に等しく、さらに都市内では周囲の大型建物の地下室や基礎や影響も考慮できないことによる精度の限界を考えると、解析モデルだけ精緻にしていく価値がないと考えられる。

次に課題となるのは、このように継手や伸縮目地の変位吸収が、現行の設計で期待するほど大きくない場合は、トンネル躯体に設計値以上の力が作用することになり、新設トンネルの設計における配筋量の見直しや既設トンネルの耐震性の再評価が必要になることである。

鉄筋コンクリート構造のトンネルは、縦断方向の圧縮には十分な余裕がある。また、縦断方向の曲げ・せん断に対しては、地上構造物のように応答振動や共振により変形が増幅することもなく、変形は地盤の変形を超えないので、あまり問題にならない。しかし、縦断方向の引張は、コンクリートのひびわれ強度が低いことと、縦断方向の鉄筋が基本的に横断方向の配力筋として位置づけられて少量であること、数 100m オーダーの長い範囲の地盤変形で生じるため引張力が大きいことにより、縦断方向の耐震設計上の要となっている。

その引張力が設計値を超えた場合の問題は、ひびわれ部からの漏水と、ひびわれが入ることによりトンネル躯体の剛性が変わり、変位が増加することである。トンネルは内空を確保することが主

目的であるから、横断面の力学的安全性が確保できれば、縦断方向の引張により輪切りの貫通ひびわれが生じて、基本的には問題ない。貫通ひびわれ部がせん断ずれを起こして、鉄道軌道や道路路面に段差を生じさせる程であれば問題であるが、一般には生じない。また、横断方向の地震の影響が厳しく、例えば矩形断面の隅角部で著しいひびわれが生じる場合は、縦断方向の引張による輪切り方向のひびわれと合成した2方向ひびわれが生じ、鉄筋コンクリート構造として成立しなくなる危険性があるため、そのような箇所では特殊な場合として検討が必要である。

さて、まず、漏水の問題である。トンネルの一般的な防水構造は次の通りである。開削トンネルでは、外面に防水シートや防水材を吹き付けて防水膜を形成する。水密性の高いセメントを用い施工管理を高度にして防水層を省略することも行われるようであるが、特殊な事例である。また沈埋トンネルでは、防水鋼板や防水シートは必須であり、施工の要求から洋上で鋼殻を建設し、内部に配筋後、コンクリートを打設する方法もある。シールドトンネルでは、この鉄筋コンクリート部材のひびわれの問題は二次覆工に発生するので、外側のセグメントの一次覆工が、防水層の位置づけになる。

このように、一般には何らかの防水層があり、地震後も防水機能を維持できるようにしておかなければならないため、トンネル躯体に生じるひびわれは、できるだけ分散し、一カ所に大きなひびわれが発生しないようにすることが望ましい。したがって、トンネル縦断方向のコンクリートのひびわれ発生耐力より、鉄筋の降伏耐力を大きくすることが基本となる。しかしながら、前述のように、トンネルの縦断方向鉄筋は配力筋であり、トンネルにひびわれがない状態の引張剛性で応答計算を行って、得られた引張力に対して配筋を見直したり継手配置を決めるので、ひびわれに対する確認が行われていない。

次に、ひびわれ発生後のトンネルの剛性が変化することによる応答の変化の問題である。トンネル縦断方向に引張られて貫通ひびわれが発生すると、トンネルの縦断方向の剛性が低下するために、ひずみが増加する。その増加は、慣性力で応答が決まる地上構造物と異なり、周辺地盤の剛性とのバランスで、急増する場合もある。

つまり、慣性力で決まる地上構造物の場合は、式(2.5.1)のように、質量 M と加速度 a の積で決まる慣性力 F が一定であるため、剛性変化分だけひずみが増加する。

$$F = EA \cdot \varepsilon = M \cdot a \quad (2.5.1)$$

しかし、地中構造物の場合は、式(2.5.2)のトンネルひずみが、式(2.5.3)の伝達率 α できまり、この伝達率が式(2.5.4)～(2.5.5)のように、地盤変位分布を正弦波状と仮定したときの分布波長 L と式(2.5.5)の剛比係数 k で決まるため、剛比係数 k が1程度であった場合は、著しく変化することになる。したがって、ひびわれ発生後のトンネル躯体の剛性評価は重要であるが、これまで評価方法が無いことや、変形が地盤の変形を超えることがないこと等により、無視されてきた。

$$F = EA \cdot \varepsilon t \quad (2.5.2)$$

$$\varepsilon t = \alpha \cdot \varepsilon g \quad (2.5.3)$$

$$\alpha = 1 / \{1 + (2\pi / \lambda L)^2\} \quad (2.5.4)$$

$$\lambda = \sqrt{k/EA} \quad (2.5.5)$$

したがって、次章以降で、継手の開きを拘束する継手周囲の地盤ばね評価法を明らかにすると共に、ひびわれ発生後の剛性評価法を明らかにし、併せてそれらを考慮してトンネル縦断方向の耐震設計を行う方法を取りまとめる。

2. 6 第2章のまとめ

第2章では、第1章で示したトンネル縦断方向の耐震設計法の課題を詳述した。

まず、2.1 では、現行のトンネル縦断方向の耐震設計法の基礎となっている応答変位法の考え方と位置づけ、耐震設計法が規定されている技術基準を示した。

次に、2.2 および 2.3 で、現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実例として、開削トンネルとシールドトンネルで行われた可撓継手や伸縮目地により断面力を低下させる考え方と継手の構造と配置の設計結果を示した。これらにより現行のトンネル縦断方向の耐震設計の実態を詳述した。

次に、2.4 で、トンネル縦断方向の剛性評価や耐震設計法に関する既往の研究を示した。トンネル縦断方向の耐震性に関する研究は、東京湾横断道路シールドトンネルや首都高速道路と運輸省の沈埋トンネルなどを対象に盛んに行われたが、建設のための構造や製品開発に関わるものが多い。剛性評価や設計法に関する研究としては川島・志波らが行ったシールドトンネルリング継手の剛性評価法と二次覆工の挙動を調べた実験や、和佐らが行った二次覆工を有するシールドトンネルの剛性評価法等がある。一方、鈴木らは新しい免震トンネルの研究を行い、免震層がないと地盤が抵抗して継手が開きにくいことを指摘し、シールドトンネルの地震観測や解析から地盤の抵抗ばねの評価法を定式化した。また、西岡らは計算法に関する研究を行い、FEM モデルとばね質点系モデルとの差から、継手周囲の地盤が継手の開きに抵抗することを指摘している。

最後に 2.5 で、これらの設計や研究から分かるトンネル縦断方向の耐震設計に関する課題として、継手周囲の地盤が継手の開きに抵抗することが分かっているが評価法がシールドトンネルに対してしか明らかでないこと、継手の断面力低減効果が小さければトンネル躯体にひびわれが発生し変形がさらに増加するがひびわれを考慮した剛性評価法が明らかにされていないこと、さらに、トンネル縦断方向の耐震問題をすべて継手の構造と設置により解決しようとする耐震設計法が必ずしも合理的でないことを示した。

第3章 継手の引張剛性の評価

本章では、最初の課題である継手周囲の地盤の抵抗によって大きくなる継手ばね定数の評価法を提案した。シールドトンネルについては鈴木が評価式を提案しているが他の形式のトンネルへの適用については触れておらず、西岡は矩形断面のトンネルモデルにおいてFEMモデルとばね質点系モデルでの差異を示しているが物理的な意味については触れていない。

3. 1 継手周囲の地盤の抵抗を考慮した継手剛性の評価

本節では、まず、鈴木や西岡が指摘する現象を、開削トンネルとシールドトンネルを対象に鈴木とは別の解析法で確認した。

3. 1. 1 開削トンネルの部分モデルによる見かけの継手ばね定数

継手が開くためには、継手近傍の地盤にせん断破壊や「地割れ」が生じるか、セグメントとの間で滑りが生じるものと考えられる。1箇所の継手に着目して、この現象を数値解析により確認するとともに、継手の変位吸収効果を確認する。

a) 解析条件

解析はTDAPⅢを用いて、平面ひずみ解析を行った。

解析モデルは、図-3-1-1の平面ひずみ状態の2次元モデル（幅13m×長さ5m）とした。

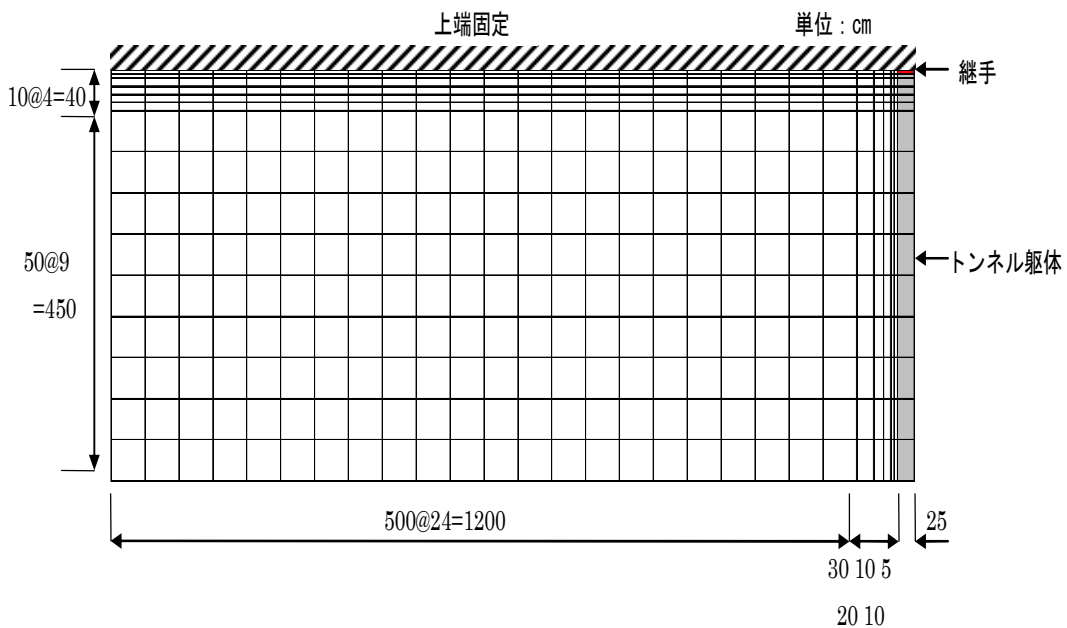


図-3-1-1 数値解析モデル

図の右端にトンネルの躯体を置き、境界条件は鉛直ローラーとした。継手に最大引張が生じる状態を考え、継手のある上端で固定条件とした。トンネルから離れた左端の地盤ではトンネルの影響が無いものとして鉛直ローラー、下端は自由とした。トンネルの部材厚を25cm、継手の長さを5cmとした。対象条件のため実際には10cmの継手長さを想定したことになる。なお地盤とトンネル覆工との間に滑りと剥離を表すジョイント要素を設置した。

材料定数は次のように設定した。

トンネル躯体のコンクリート要素は、設計基準強度 $f_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ 、弾性係数 $E=25 \text{ kN/mm}^2$ の弾性体とし、継手部の剛性は、構造で決まるばね定数 $K_j=E A/L_j$ が隣接するトンネル躯体要素の5%、10%になるように弾性係数 E_j を低下させる。

地盤要素は全て一様で、 $V_s=50\sim 300 \text{ m/s}$ の粘性土を想定し、単位体積重量 $\gamma=15 \text{ kN/m}^3$ 、せん断弾性係数 $G_g=\gamma/g \times V_s^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.45$ で、せん断強度 τ = 粘着力 $c = 38\sim 563 \text{ kN/m}^2$ の非線形とした。なお粘着力 c は N 値を介して V_s と連動させた。

ジョイント要素は、地盤を粘性土としたため、圧縮が剛、引張がゼロ、せん断が剛で粘着力 c を超えると滑る弾塑性モデルとした。

b) 解析結果

地盤解析プログラムでは一般的になっている地盤要素に一様震度を与える方法で地盤に静的に変形を生じさせて解析した。作用方向は、トンネル縦断方向に継手が開く向きで、図-3-1-1で下向きである。

図-3-1-2は、与える震度を徐々に大きくして地盤ひずみを増加させたときの、継手に接する地盤要素に生じるせん断ひずみとせん断応力度の変化の一例である。ジョイント要素を設けない場合（青線）は地盤要素が $\tau = 38 \text{ kN/m}^2$ でせん断破壊を起こしているが、ジョイント要素を設けた場合（赤線）は地盤要素がせん断破壊をせずに、かなり小さいひずみでジョイント要素（トンネルと地盤の間）に滑りが発生することが分かる。

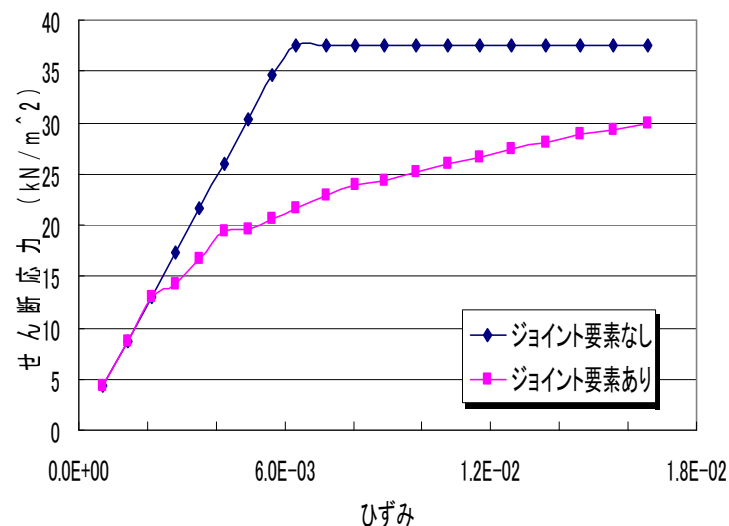


図-3-1-2 継手に接する地盤要素のせん断力 ($V_s=50 \text{ m/s}$, 継手剛性5%)

図-3-1-3は、ジョイント要素に生じる滑りが継手からトンネル躯体のどの範囲まで広がっていくかを表した図である。同図から、地盤のひずみが増加していくと、滑る範囲が徐々に広がっていくが、地盤要素に1.5%程度のせん断ひずみが発生しても、滑りが発生する範囲は継手から高々30cmまでに限られていることが分かる。図-3-1-4に継手近傍（図-3-1-1の右上隅）の変形を示す。

これらより、継手が開くとき、周囲の地盤にせん断破壊は生じずに、継手近傍のトンネルと地盤の間で滑るものと考えられる。

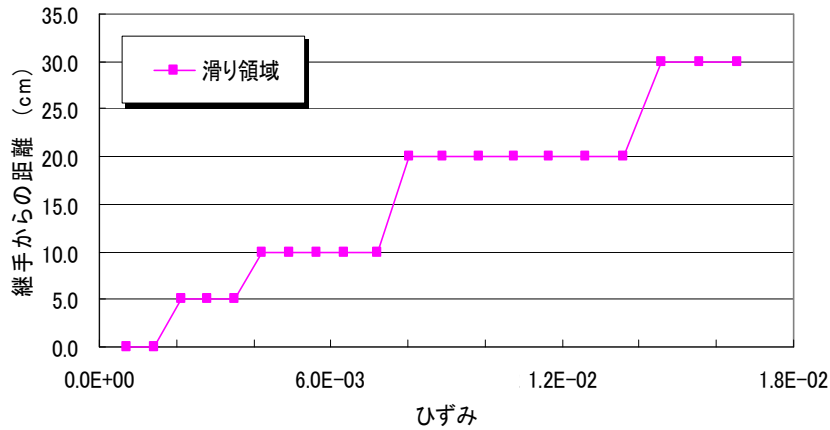


図-3-1-3 滑りの発生する範囲 ($V_s = 50\text{m/s}$, 継手剛性5%)

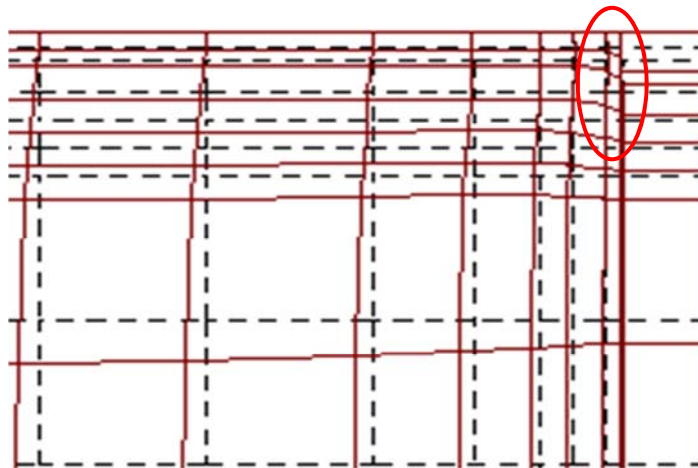


図-3-1-4 継手近傍の変形

次に、このときの継手の「見かけの継手ばね定数 K_{jeq} 」と継手周囲の地盤の抵抗ばね K_g を、図-3-1-5と次式のように考えて算定する。

$$r = d_j / d_t = K_t / K_{jeq}, \quad K_t / K_j = 20, \quad K_{jeq} = K_j + K_g \quad (3.1.1)$$

$$K_{jeq} = K_t / r = 20K_j / r \quad (3.1.2)$$

$$K_g = 20K_j / r - K_j = (20/r - 1)K_j \quad (3.1.3)$$

ここで、 r ：伸び変形比またはばね定数比、 d_j ：継手の開き、 d_t ：トンネルの伸び、 K_t ：トンネルのばね定数、 K_{jeq} ：継手部の見かけのばね定数、 K_j ：継手構造から決まるばね定数、 K_g ：継手周囲の地盤の拘束ばね定数である。

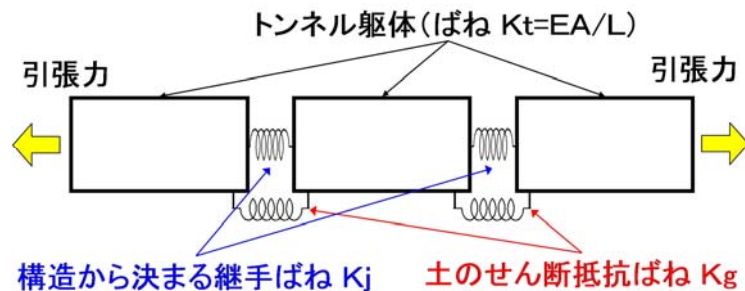


図-3-1-5 土のせん断抵抗ばねのイメージ

解析により得られた r 、 K_{jeq} 、 K_g/K_j を表-3-1-1に、変化の一例を図-3-1-6に示す。表-3-1-1の r の値は、地盤のせん断ひずみが1.5%程度のときの値である。なお継手構造から決まるばね定数は $K_j=6.31 \times 10^4$ kN/m (5%)である。

表-3-1-1 見かけの継手ばね

地盤の V_s (m/s)	r	K_{jeq}/K_j	K_g/K_j
50	12.6	1.59	0.587
100	12.2	1.64	0.639
200	10.7	1.87	0.869
300	8.92	2.24	1.24

これらより、地盤のひずみが大きい状態でも、継手の見かけのばね定数 K_{jeq} は、構造から決まるばね定数 K_j の1.6倍程度であることが分かる。地盤のひずみが小さい場合は図-3-1-6より、見かけのばね定数 K_{jeq} がより大きくなる。なお $V_s=200$ m/sの場合は、 $r=1.3$ となり、見かけのばね定数は約15倍になる。

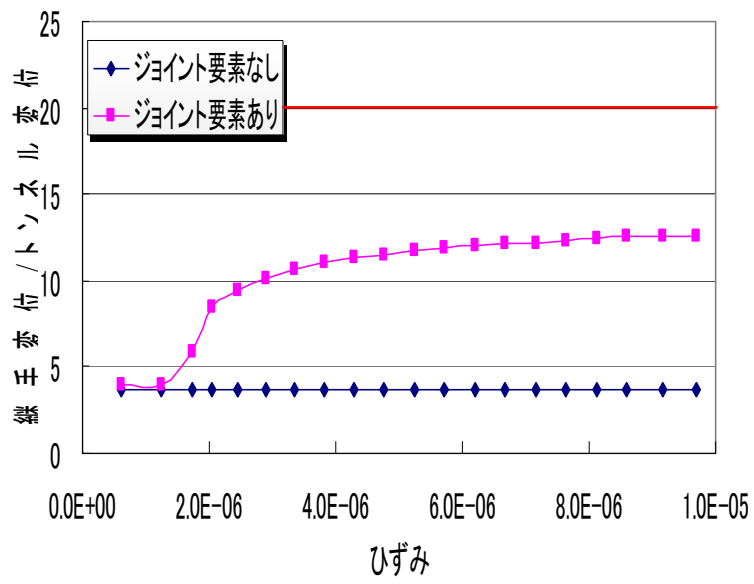


図-3-1-6 継手とトンネルの変形比 ($V_s=100\text{m/s}$)

3. 1. 2 シールドトンネルの3次元モデルによるみかけの継手ばね定数

前述の平面ひずみモデルによる数値解析に加え、3次元モデルにより、継手の効果を確認した。

a) 解析条件

解析は同じくTDAPⅢを用いて、3次元解析を行った。解析モデルは図-3-1-7の横断面の3次元モデル（幅150m(x方向)×地盤高25m(z方向)×長さ25m(y方向)）とした。解析モデルの作成に際しては、既往の知見⁵⁸⁾を考慮してある。

下面を固定、トンネルに平行な両側面はトンネル軸直角方向のみ固定とした。トンネルは外径5.05mのシールドトンネルとし、土被り厚を11m、セグメントは幅1m、厚さ25cmとした。トンネル周囲に地表と基盤の境界の影響が及ばないように、厚めの表層地盤の中央付近にトンネルを配置した。

メッシュ分割は、地盤の1次モードの変形を静的に与えるため、トンネル周囲のみ細かく分割すれば、離れた要素は荒い分割でかまわない。継手周囲のトンネル縦断方向のメッシュの詳細を図-3-1-8に示す。継手を長さ2cmの要素で現し、前述の解析で分かった滑りの生じる継手から±30cmの範囲のメッシュを細かくした。ジョイント要素は全長に渡って組み込んだ。

材料定数は、前の(2)の平面モデルの解析と同じである。

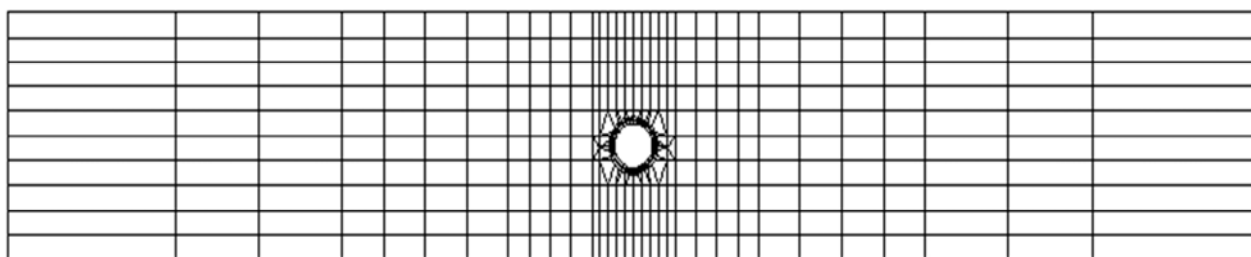


図-3-1-7 トンネルに直交する断面のメッシュ分割
(x-z面, 幅150m×高さ25m)

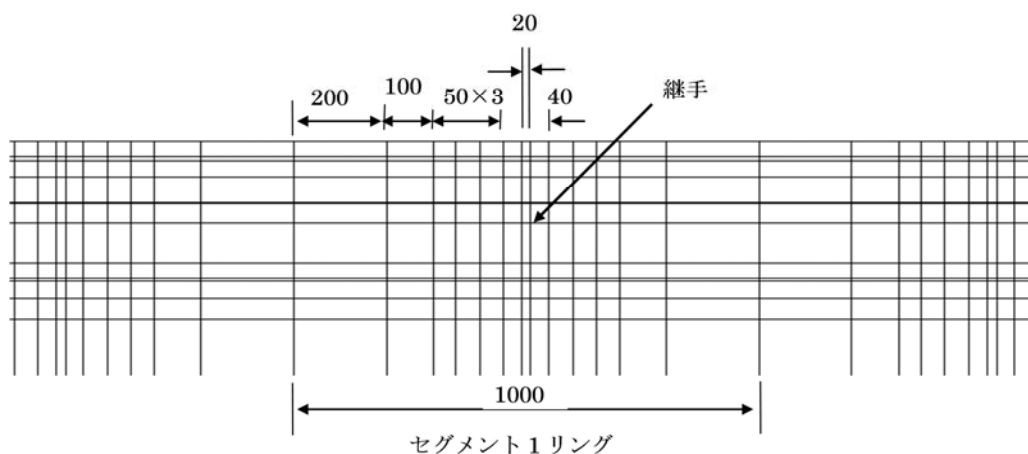


図-3-1-8 トンネル縦断方向の継手部のメッシュ分割 (y-z面)

b) 解析結果

図-3-1-9の1/2波長の正弦波状の地盤変位分布が生じて、モデル中央で最大引張力が生じるように、解析モデルの各要素に逆向き一様の震度を与えた。

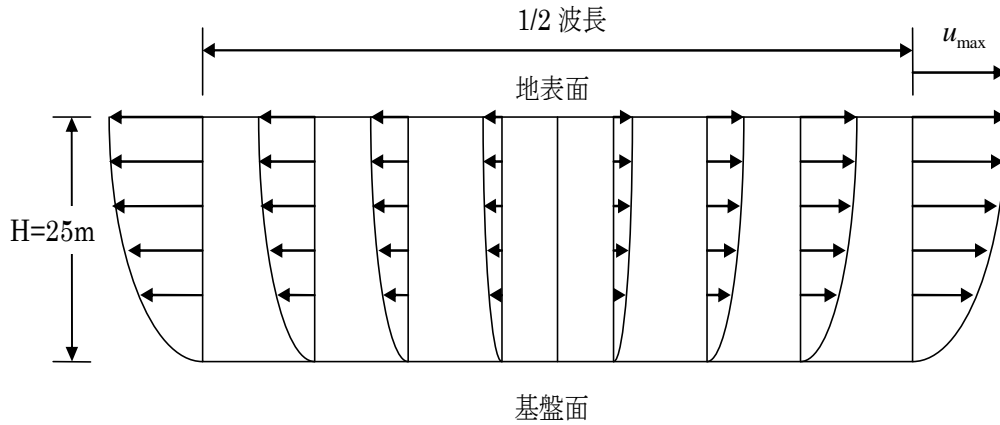


図-3-1-9 発生させる地盤変位分布 (y-z面)

図-3-1-10はトンネルの変位分布である。セグメントの変形に比べて継手の伸びが圧倒的に大きいため、階段状の分布となる。トンネル上下端と中間で変位が異なっているが、地盤が深さ方向に一様であれば余弦関数状の変位分布となるため、中間位置の変位は、上下の平均値より上端の変位に近い値になっている。

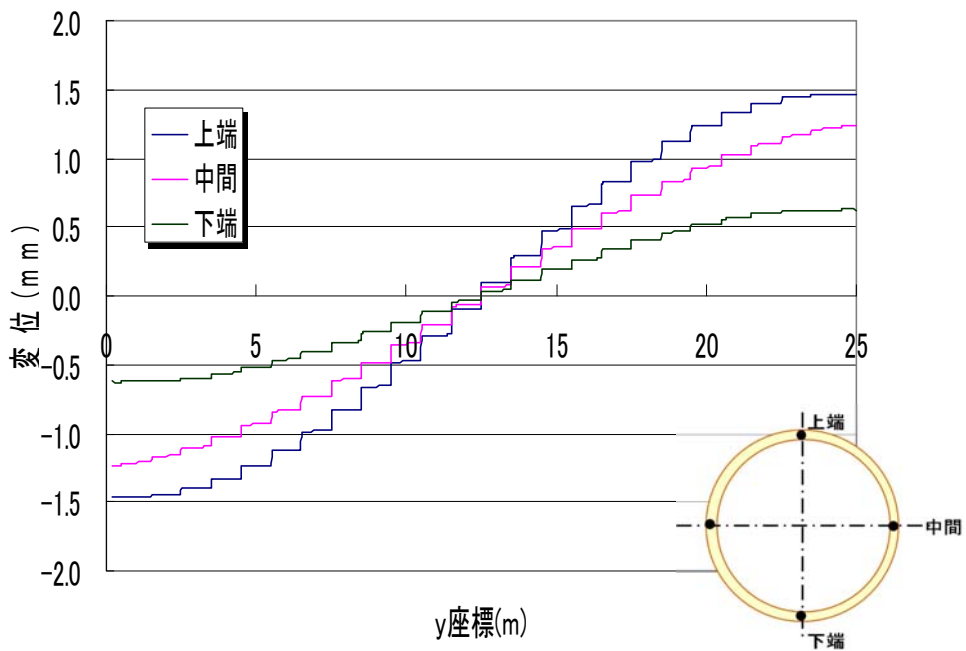


図-3-1-10 トンネルの変位分布

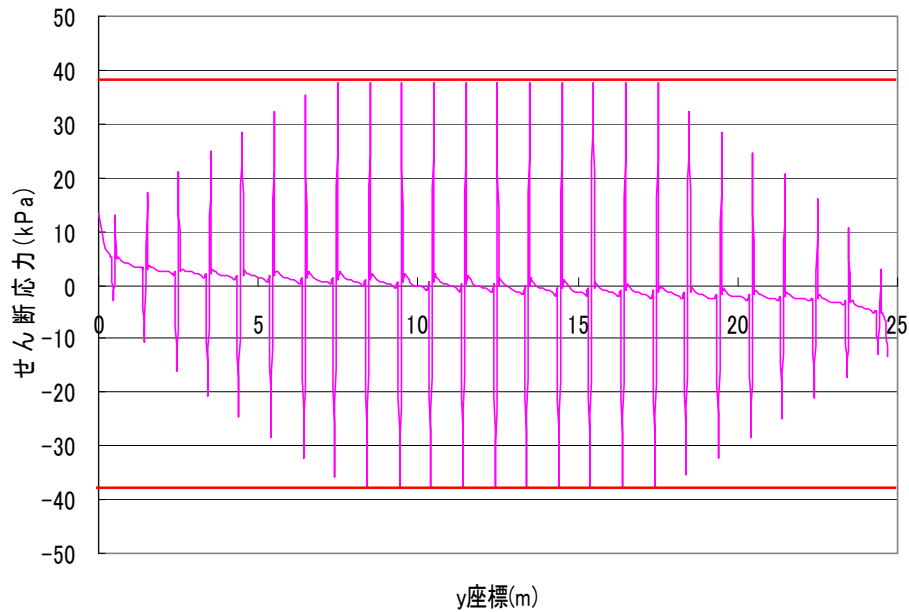


図-3-1-11 ジョイント要素のせん断力分布(中間位置)

図-3-1-11は、全長(25m)に渡って設置したジョイント要素の滑り具合を見たものである。同図より継手部のみで大きなせん断力が発生し、引張力の大きい中央付近では滑りが生じていることが分かる。前の(2)の平面モデルの解析結果と同様の現象が起きている。この現象は上下端とも同様であるが、トンネル上端では滑るが下端では滑らなかった。

図-3-1-12は、モデル中央の継手の開きとトンネルの変形の比である。継手の剛性はトンネル躯体の5%にしているため、設計上は20倍の変形になるはずであるが、どの場合も小さい。

前述の表-3-1-1と同様に、解析結果から得られる見かけの継手ばね定数 K_{jeq} と地盤の拘束ばね定数 K_g の比を表-3-1-2に示す。地盤が軟弱な場合は、継手のばね定数は構造から決まるばね定数の5割増し程度であるが、比較的硬質になると5倍にもなる。比較的硬質な地盤の拘束ばね定数 K_g の比は、表-3-1-1より大分大きいですが、平面ひずみ状態よりも3次元モデルの方が地盤の影響を実際に近い状態で考慮できていると考えれば、地震時には表-3-1-2に近い状態が生じる可能性がある。

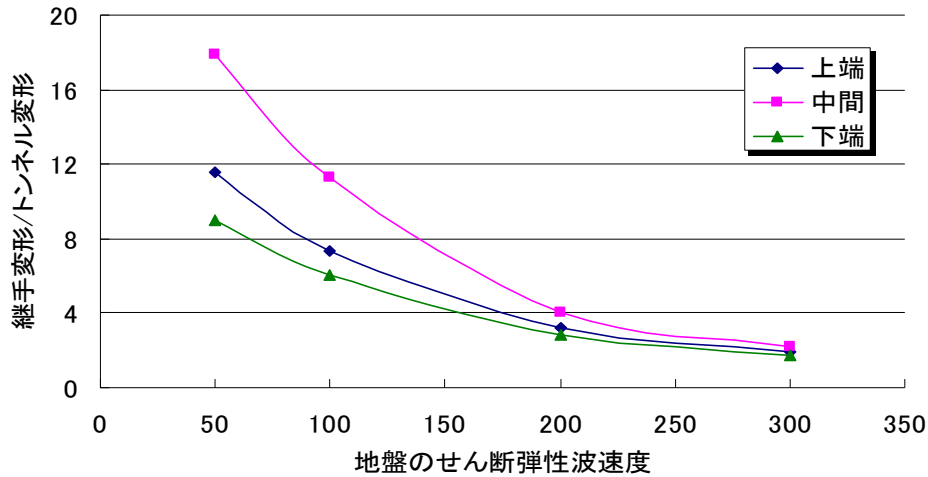


図-3-1-12 継手とトンネルの変形比

表-3-1-2 見かけの継手ばね（上中下4箇所平均）

地盤の V_s (m/s)	r	K_{jeq}/K_j	K_g/K_j
50	9.58	2.09	1.09
100	6.16	3.25	2.25
200	2.54	7.87	6.87
300	1.45	13.8	12.8

3. 1. 3 本節のまとめ

本節では、鈴木や西岡が指摘する地盤が継手の開きに抵抗する現象を、開削トンネルとシールドトンネルを対象にした平面ひずみ解析と3次元解析で確認した。その結果、地盤の抵抗によるばね定数 K_g やその影響を考慮した見かけの継手ばね定数 K_{jeq} について、次のことが分かった。

- 継手が開くとき、継手近傍（片側30cm程度までの範囲）で地盤とトンネル躯体の間で滑りが生じ、継手近傍の地盤のせん断破壊は生じない。
- 地中での継手の見かけのばね定数 K_{jeq} は、構造から決まる気中でのばね定数より大きい。解析結果では、表-3-1-1の平面ひずみ解析で2倍前後、表-3-1-2の3次元解析では2～14倍となるが、構造から決まる継手の気中でのばね定数はトンネルにより異なるので、この倍率の数値に定量的な意味はない。
- 地盤の抵抗は、当然ながら、地盤の剛性が高いほど大きく、地盤の抵抗ばね定数 K_g は、地盤のせん断波速度 V_s が50～300m/sと6倍変化するとき、平面ひずみ解析で約2倍、3次元解析では約12倍となり、地盤のせん断弾性係数 G ($\propto V_s^2$) に必ずしも比例しないことが分かる。

地盤ばね定数や地中での継手の見かけのばね定数の評価式は、次節で検討する。

3. 2 実トンネルにおける継手剛性の影響の確認

前節では、鈴木や西岡が指摘する継手の現象を、開削トンネルとシールドトンネルを対象に解析で確認した。

本節では、継手周囲の地盤の抵抗の物理的な意味が分かるように定式化を行った。この提案式より、地盤の抵抗が継手周囲の厚さ 15cm 程度の範囲でしか生じないと考えられることが明らかとなり、トンネルの形状や規模に寄らないことも自明となった。さらに、この提案式を多くの実トンネルに適用し、地盤の抵抗を考慮すると実際の設計で評価されている継手ばね定数に対して、小さい断面のトンネルでは 2 倍程度に、大きな断面のトンネルでは 3~5 割増し程度になることを示した。

3. 2. 1 継手周囲の地盤の抵抗

ここでは、継手周囲の地盤の抵抗の物理的な解釈と影響範囲を定量的に示した。

(1) シールドトンネルに対する継手周囲の土のせん断抵抗ばね

鈴木⁶⁾は、実際のシールドトンネルにおいて、地震時に観測されたセグメントと継手の伸縮量の比から、継手とセグメントのばね定数の比を求めた。その結果、観測値から逆算される継手のばね定数（地中のばね）が、設計で継手構造から算定する継手のばね（空気中のばね）定数より大きいことを示した。さらに、このばね定数の違いは継手周囲の地盤のせん断抵抗が加わったことによるものであると仮定し、継手部分モデルやトンネル全体モデルの 3 次元 FEM 解析を行い、土のせん断抵抗ばね K_g を式(3.2.1)で表している。

$$K_g = \alpha \cdot \pi G D L_{seg} \quad (3.2.1)$$

ここで、 α は係数、 π は円周率、 G は地盤のせん断弾性係数、 D はシールドトンネルの外形、 L_{seg} はセグメントの幅である。

この地盤の抵抗ばね K_g は、継手が開くことを拘束するように働くので、通常的设计で考えている構造から決まる継手のばね（空気中のばね） K_j およびトンネル躯体のばね K_t の関係は、図-3-2-1 のように表せる。つまり、継手部のばねは見かけ上設計で考えている構造から決まる継手ばね（気中にあるときのばね） K_j と土の抵抗ばね K_g の和となる。

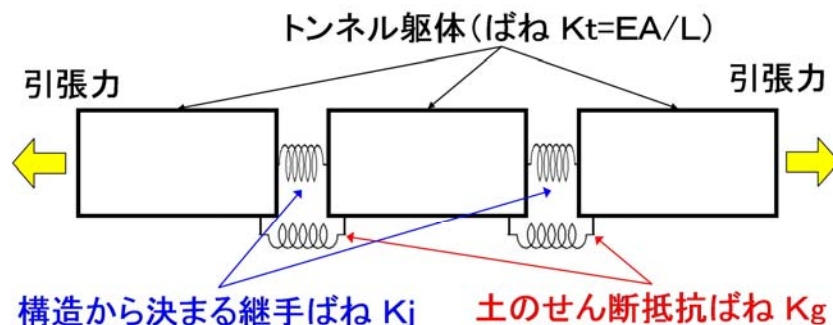


図-3-2-1 土のせん断抵抗ばねのイメージ（図-3-1-5 と同じ）

式(3.2.1)は、継手の周りの地盤のせん断抵抗ばねを決定する因子で構成されたもので、 $\pi D \cdot L_{seg}$ はセグメント1リング分の周面積 A であるから、式(3.2.1)の πGDL_{seg} は、地盤がせん断抵抗を示す範囲のせん断剛性 GA を意味することになる。係数 α は長さの逆数の次元を持つので、継手周囲の地盤のせん断抵抗ばねのメカニズムを図-3-2-2のように考えると、式(3.2.1)のばね定数 Kg は式(3.2.2)のように書くことができる。

$$Kg = GA/h \quad (3.2.2)$$

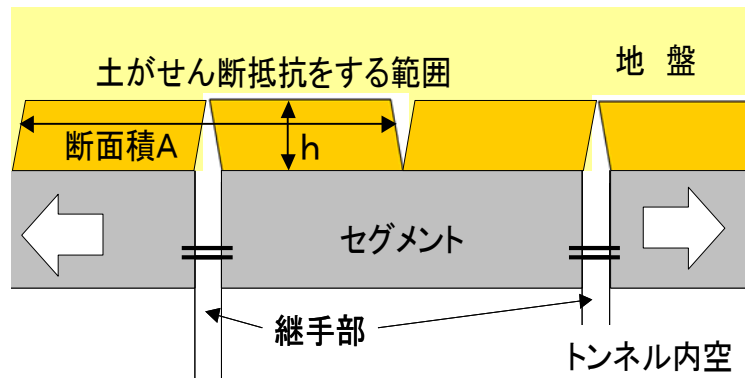


図-3-2-2 継手周囲の土がせん断抵抗をする範囲

図-3-2-2は、トンネルの継手が開くときに、周囲の地盤がせん断抵抗を示す範囲のイメージである。地盤のせん断ひずみの分布は徐々に分散して図のように明確に分かれなると考えられるが、式(3.2.2)の概念を表現している。式(3.2.2)の h は、図-3-2-2のせん断抵抗をする範囲の高さに相当する。

鈴木は論文⁹⁾の中で式(3.2.1)の係数 α は実務上0.074としてよいだろうと述べている。これを式(3.2.2)の h に換算すると、逆数であるから13.5cmとなる。つまり、トンネルの周囲の厚さ13~14cmの地盤が、継手の開きにせん断抵抗をするのに等しい抵抗力が発現されるということになる。

(2) 開削トンネルの継手周囲の地盤のせん断抵抗ばね

前の3.1.1で述べた、開削トンネルの継手を対象にした解析した式(3.1.1)~(3.1.3)と解析結果の表-3-1-1を基に、 r 、 Kg 、本節上記の式(3.2.2)の h を表-3-2-1に示した。地盤のせん断抵抗の範囲の面積は、トンネル横断方向には単位奥行きの意味で0.1m、縦断方向には前述のシールドトンネルの場合と同じ1mとした。その他、前述と同様、単位体積重量 $\gamma=15kN/m^2$ 、せん断弾性係数は $G_g=\gamma/g \times Vs^2$ である。

表-3-2-1 せん断抵抗ばね定数と高さ

地盤の V_s (m/s)	r	Kg (kN/m)	h (m)
50	12.6	37100	0.01
100	12.2	40300	0.04
200	10.7	54800	0.11
300	8.92	78400	0.18

この表-3-2-1 より、地盤がせん断抵抗をする範囲の高さ h は 1~18cm で、地盤が硬いほど範囲は高くなる。鈴木論文⁶⁾の 13~14cm より広い幅で変化したが、高々 18cm 程度までのようである。

(3) 3次元FEMモデルによるシールドトンネルの継手周囲の地盤のせん断抵抗ばね

同様に、前の 3.1.2 で述べた、シールドトンネルを対象にした解析結果の表-3-1-2 を基に、 r 、 K_g 、本節上記の式(3.2.2)の h を表-3-2-2 に示した。地盤のせん断抵抗の範囲の面積は、トンネル横断方向に πD 、縦断方向にはセグメント幅 1m である。

表-3-2-2 せん断抵抗ばね定数と高さ（上中下4箇所平均）

地盤の V_s (m/s)	r	K_g (kN/m)	h (m)
50	9.58	1,360,000	0.05
100	6.16	2,810,000	0.09
200	2.54	8,590,000	0.11
300	1.45	16,000,000	0.14

表-3-2-2 より、地盤がせん断抵抗をする範囲の高さ h は 5~14cm で、やはり地盤が硬いほど範囲は高くなる。この場合も、前述の鈴木論文⁶⁾の 13~14cm より広い幅で変化したが、14cm 程度までのようである。

(4) 継手周囲の土のせん断抵抗ばねの算定

前述(2)~(3)の地盤のせん断抵抗の範囲高さをまとめると、図-3-2-3 のようになる。このとき、せん断抵抗する範囲の地盤の面積 A はトンネル周長×トンネル縦断方向長さ 1m としている。高さ h は幅があり、これらの結果から定式化することはできず、今後の地震観測記録の分析とより綿密な解析が必要であると考えられる。

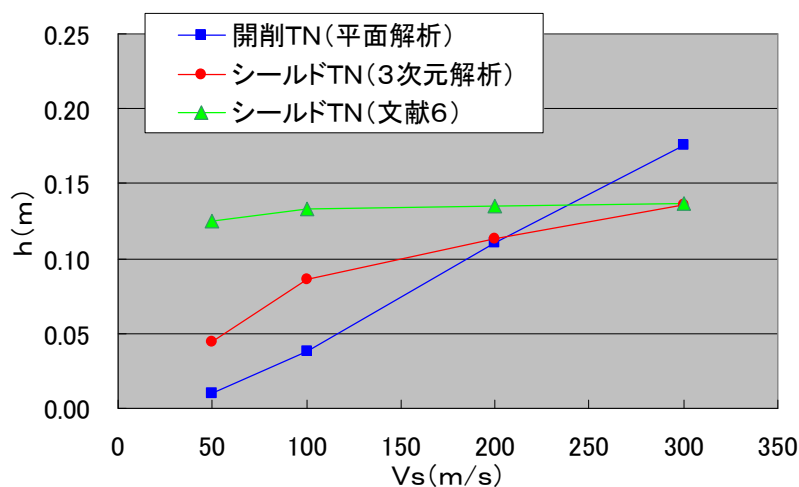


図-3-2-3 土のせん断抵抗範囲の高さ

しかし、高々15cm程度までのようであること、設計上大きめの高さ h を考慮する方が安全側であることを考慮すると、当面は、 $h=15\text{cm}$ として、式(3.2.2)により継手周囲の地盤のせん断抵抗ばね Kg を考慮する方がよいと思われる。

3. 2. 2 継手周囲の地盤の抵抗

実際の道路トンネルに対する現行の耐震設計で評価する継手のばね定数(●○◆)を評価して、この継手の開きに抵抗する地盤のばね(実線)との比較を、図-3-2-4に示す。同図の縦軸は両者のばね定数で、横軸はトンネルの周長である。なお、開削トンネルの周長は、トンネルの側面と上面が埋め戻しであることに配慮して継手の開きに抵抗する地盤ばねを下側半分が有効と仮定した。

対象としたトンネルは、対向4車2室の開削トンネル(●○)で、ランプ部の1車線区間(●)と分岐・合流部の6車線区間(●○)、さらに1車線と2車線のシールドトンネル(◆)である。継手周囲の地盤ばねは、式(3.2.2)を用い、地盤のせん断波速度 V_s を地震時の等価剛性を想定して2種類設定した(実線)。

同図によると、断面が小さいトンネルでは、構造で決まるばね(気中のばね)(●◆)と同程度の大きさの継手周囲の地盤の抵抗ばね(実線)が存在することになり、実際に効果を発揮する継手ばね(地盤中のばね)は、設計で考えているばねの2倍程度になると考えられる。断面の大きなトンネル(●○)では、3~5割増し程度であるが、無視できない大きさである。この通りの現象が起きているとすると、既設トンネルでは、継手は想定より開かず、トンネル躯体に想定以上のひびわれが生じているものと危惧される。

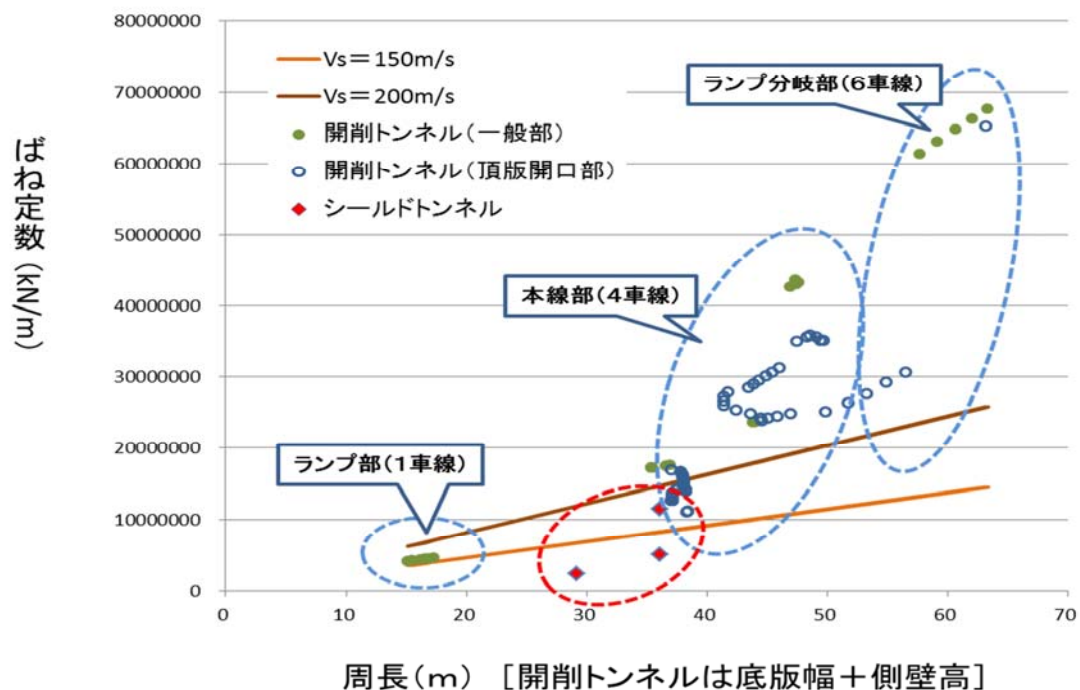


図-3-2-4 実際の道路トンネルに対する継手のばね定数

3. 3 第3章のまとめ

第3章では、最初の課題である継手周囲の地盤の抵抗によって大きくなる継手ばね定数の評価法を提案した。

シールドトンネルについては鈴木が評価式を提案しているが他の形式のトンネルへの適用については触れておらず、西岡は矩形断面のトンネルモデルにおいて FEM モデルとばね質点系モデルでの差異を示しているが物理的な意味については触れていない。

そこで、本章 3.1 で、鈴木や西岡が指摘する現象を、開削トンネルとシールドトンネルを対象に別の解析で確認した上、3.2 で、継手周囲の地盤の抵抗の物理的な意味が分かるように定式化を行った。この提案式より、地盤の抵抗が継手周囲の厚さ 15cm 程度の範囲でしか生じないと考えられることが明らかとなり、トンネルの形式や規模に寄らないことも自明となった。この抵抗は、継手の開きを止めようと、継手両側のトンネル躯体表面に作用する力であるから、トンネルから離れた地盤が影響しないことは容易に想像できるであろう。

さらに、この提案式を多くの実トンネルに適用し、地盤の抵抗を考慮すると実際の設計で評価されている継手ばね定数に対して、小さい断面のトンネルでは 2 倍程度に、大きな断面のトンネルでは 3~5 割増し程度になることを示した。この比率が異なる理由は、現行の設計では、トンネル躯体と継手の気中での直列ばね構造を考えるため、継手のばね定数がトンネル躯体のばね定数に近づかないと継手の開きを抑えられない。したがって、部材も厚い大断面トンネルほど、断面の外周長に比べてトンネル躯体の断面積が大きく、継手ばね定数も大きくなっているためである。

第4章 トンネル躯体ひびわれ部の剛性の評価

本章では、2 つめの課題であるトンネル躯体にひびわれが生じた場合のトンネル縦断方向の引張剛性の評価法を提案する。本節 4.1 と次節 4.2 では鉄筋とコンクリートの付着力に基づく評価法を示した。

4. 1 マッシブなコンクリートからの鉄筋の引抜き特性に基づく剛性の評価

本節では、棒部材の引張における付着力が設計で使用できるように定式化されていないため、マッシブなコンクリートからの引き抜きにおける鉄筋の付着力の式を用いて、他で行われたトンネル部材の圧縮引張実験の結果を再現し、ひびわれの発生位置が分かれば引張剛性の評価が可能であることを示した。

4. 1. 1 はじめに

トンネルの縦断方向の耐震設計は、トンネルを弾性床上の梁にモデル化し、地盤ばね端に地盤変位を与える応答変位法で行われる。一般には、断面力の算定で考慮する躯体の剛性は、ひびわれ発生前のコンクリート全断面有効の値が用いられ、断面の応力計算では引張側のコンクリートの抵抗は無視し、鉄筋の抵抗のみを考慮する安全側の設計手法が取られている。しかし、躯体に多数のひびわれが生じたり、鉄筋が降伏するような状態に達する可能性もある大規模地震に対して、ひびわれ発生前の剛性を用いて計算することは、実挙動と整合しないばかりか、過大な設計断面力を与えたり、ひびわれ部の鉄筋のひずみを過小評価する可能性がある。

曲げ変形に対しては、RC 理論に基づいて $M \sim \phi$ 関係を求め、ひびわれや鉄筋の降伏を考慮した剛性を用いることができるが、軸引張に関しては、これらを考慮した剛性評価法が確立されていない。ここでは、鉄筋とコンクリートの付着理論に基づいて、ひびわれ部の鉄筋の抜け出し量を求め、これを考慮することにより、ひびわれ発生後の引張剛性の評価法について検討を行った。

4. 1. 2 ひびわれ発生後の引張剛性の評価法

(1) 基本的な考え方

RC 棒部材に軸引張力が作用しているときの荷重～変位(伸び量)関係および荷重～軸ひずみ関係は次式で表すことができる。

$$P = K \times \delta \quad (4.1.1)$$

$$P = EA \times \varepsilon = EA/L \times \delta \quad (4.1.2)$$

ここで、 P : 軸引張力(N), ε : 軸ひずみ, δ : 伸び量(mm),

EA : 軸引張剛性(N), L : 棒の長さ(mm), K : 軸引張ばね(N/mm)

式(4.1.1), (4.1.2)により, 荷重~変位関係から軸引張向性 EA を求めることができる. 次にこれまでの研究^{49)・51)}より RC 棒部材に軸引張力(荷重)を与え, 徐々に増加させた時の挙動は次のようになると考えられる.

- ①荷重をゼロから増加させると, コンクリートの引張剛性 EA_c から求めた引張ばね $K_c (=EA_c/L)$ に応じ, 棒部材が伸びる.
- ②コンクリートの応力度が引張強度に達すると, ひびわれが生じる. ひびわれ発生部ではコンクリートが分担していた引張力が鉄筋に移り, 鉄筋応力度が増加する.
- ③鉄筋応力度の増加に伴い, ひびわれ発生位置から内部にかけて鉄筋の伸びとコンクリートの伸びの差によって滑りが生じ, 鉄筋のひびわれ端からの抜け出しが起きる. この状態での棒部材の伸びは, コンクリートの伸びと鉄筋のひびわれ端からの抜けだし量の和となる. また, 棒部材全体の引張ばねは, コンクリートのばねとひびわれ部鉄筋のばねが直列に結合されたとモデルで表せる.
- ④棒部材全体の引張ばねは, 鉄筋の抜け出しにより低下するため, 同一変位での反力は低下する.
- ⑤再度荷重を増加させると, 鉄筋, コンクリートともに応力度が増加する.
- ⑥コンクリートの引張強度まで荷重は増加するが, それ以後は上記の②~⑤を繰り返す. ひびわれ間隔が小さくなると, 鉄筋からコンクリートへの付着による応力伝達量が不足し, コンクリート応力度が引張強度に達しなくなる. これ以後, 新たなひびわれは発生しなくなり, 荷重を増加させると鉄筋のひびわれ端からの抜け出しが増加するのみとなる. ただし, ひびわれ発生荷重よりも鉄筋の降伏荷重の方が小さい場合は, ひびわれが1カ所発生した後, 荷重を増やしても新たなひびわれは発生せず, このひびわれが開くことになる.

以上より, 軸引張剛性の算定には, 鉄筋とコンクリートの付着機構に基づくひびわれ発生の予測と, ひびわれ部の鉄筋の抜け出し量の算定が重要であることがわかる.

(2)鉄筋抜け出し量の算定

図-4-1-1のように, ひびわれ部から $x + \Delta x$ 離れた位置での鉄筋応力度と鉄筋滑り量は, 各々次式で与えられる. なお, 式(4.1.3)において, Δx 間で $\tau(x)$ は一定と仮定している. また, 式(4.1.4)における鉄筋の滑り量 S は, コンクリートの変位に対する鉄筋の相対変位量であるが, コンクリートの変位量は鉄筋の変位に比べて微小であるため, ここでは無視した.

$$\sigma_s(x + \Delta x) = \sigma_s(x) - \{U \cdot \Delta x \cdot \tau(x)\} / A_s \quad (4.1.3)$$

$$S(x + \Delta x) = S(x) - \sigma_s(x) / E_s \times \Delta x \quad (4.1.4)$$

ここで, σ_s : 鉄筋応力度(N/mm²), U : 鉄筋の周長(mm),
 A_s : 鉄筋の断面積(mm²), S : 鉄筋の滑り量(mm),
 τ : 付着応力度(N/mm²), E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

また, 付着応力とすべり量の関係については, 岡村らの研究⁴⁹⁾があり, 定着長が十分に長い場合の $\tau \sim S$ 関係を表した式(4.1.5)が与えられている.

$$\tau = 0.9 f'c^{2/3} \{1 - \exp(-40S^{0.6})\} \quad (4.1.5)$$

ここで、 τ : 付着応力度(N/mm²), S : 滑り量(mm),
 f_c : コンクリート強度(N/mm²), D : 鉄筋径(mm), $s : s=S/D$

$x=0$ および $x=L_e$ (L_e : 図-4-1-1 の伝達長) での境界条件を考える.

$$\begin{aligned} x=0 & : \sigma_s(0) = P/As \\ x=L_e & : \sigma_s(L_e) = n \cdot P/A_c \quad (n : \text{ヤング係数比}) \\ & S(L_e) = 0 \\ & \tau(L_e) = 0 \end{aligned}$$

ただし、伝達長がひびわれ間隔の 1/2 より長くなる場合は、 $x=L/2$ における鉄筋とコンクリートのひずみは節となるため、境界条件は以下のようなになる.

$$\begin{aligned} x=L/2 & : S(L/2) = 0 \\ & \tau(L/2) = 0 \end{aligned}$$

コンクリートの伸びを無視すると、「ひびわれ面からの抜け出し量＝ひびわれ部での滑り量の和」であるから、上記の境界条件を満足する $S(0)$ を求めれば解が得られる。解析では $S(0)$ を仮定し、繰り返し計算により境界条件を満足する $S(0)$ を求めることになる。

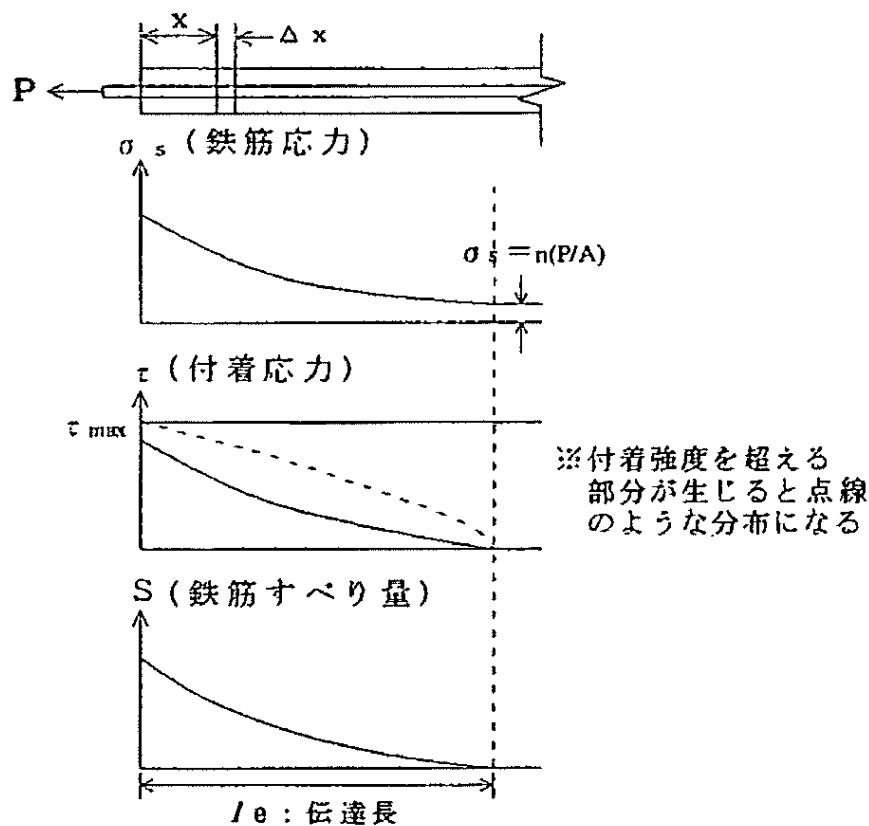


図-4-1-1 各分布の概念図

4. 1. 3 実験結果のシミュレーション

前節で示した評価法の適用性を検討するために、RC 部材の既往の繰り返し引張・圧縮載荷実験結果のシミュレーションを行った。

(1)実験の概要

実験はシールドトンネル二次覆工の地震時挙動を把握するために、鉄筋量をパラメータとした供試体を3種類製作し、変位制御の軸方向正負交番載荷を行ったものである⁵¹⁾。初期ひびわれをリング継手位置において発生させることを前提として、供試体の所定位置にひびわれを誘発させる切り欠き断面を設けてある(図-4-1-2参照)。両端には加振機および反力フレームに固定するための鋼板があり、一体となっている。各ケースにおける供試体の諸元を表-4-1-1に示す。

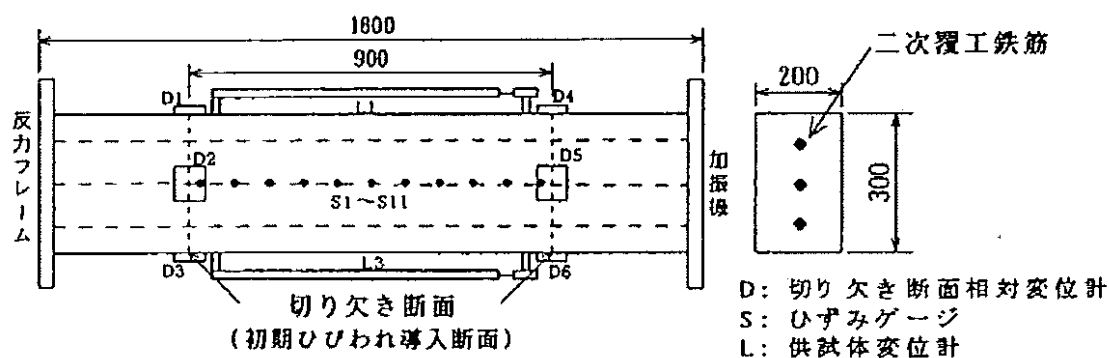


図-4-1-2 供試体の寸法形状と計器配置(単位 mm)

表-4-1-1 供試体の断面諸元

供試体 番号	コンクリート面積 (mm ²)	軸方向鉄筋(SD345)	
		呼び径	面積(mm ²)
No.1	59400	D16	595.8
No.2	59100	D19	859.5
No.3	58800	D22	1161.3

(2)解析の手順

実験は変位制御で行われているため、以下のような手順で解析を行った。各項における供試体の状態を、No.1の供試体を例として図-4-1-3に示す。

- ①コンクリートの引張剛性(圧縮剛性と同じと仮定)を用いて、コンクリートの応力度がひびわれ発生応力度に達するまでの供試体全体の伸び量を算定する。
- ②最初のひびわれ発生位置を実験結果と同じに設定する。
- ③ひびわれの発生により反力が低下するため、ひびわれ部の鉄筋の抜け出し量が、ひびわれ発生前のコンクリートの伸び量に等しいと仮定して、反力を逆算する。

- ④上記③の状態においても，実際にはコンクリートの伸びが生じているため，鉄筋のひびわれ端からの抜け出し量とコンクリートの伸び量の和が，ひびわれ発生直前の供試体伸び量にほぼ一致するまで反力算定を繰り返す。
- ⑤ひびわれ発生直後の反力が算定された後，さらに変位を増加させ，次のひびわれが発生するまで，鉄筋の抜け出しによる供試体の伸びとコンクリート部分の伸びを加算していく。
- ⑥以上の②～⑤までの計算を，新しいひびわれが発生しなくなるまで続ける。

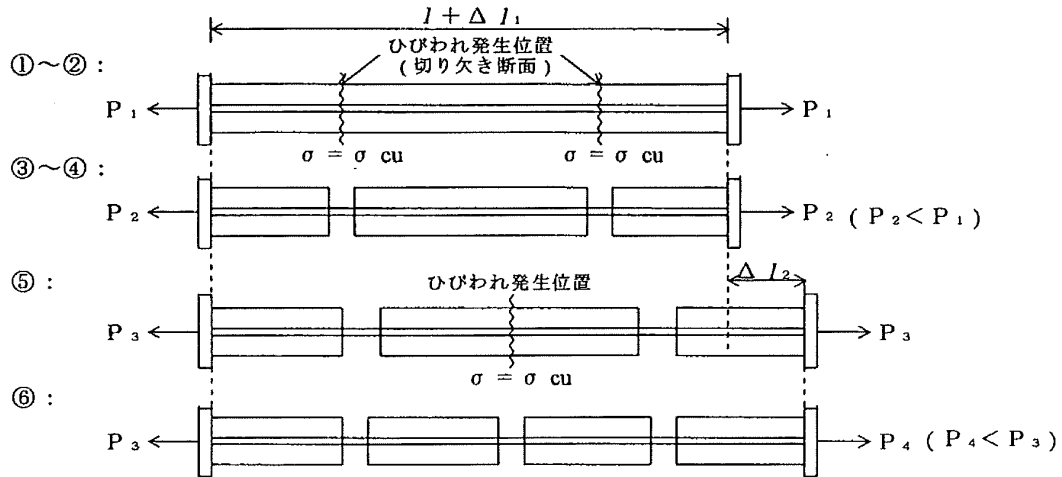


図-4-1-3 解析順序例（供試体 No.1）

(3)解析条件

①断面諸元

表-4-1-2 に供試体の断面諸元を示す。実験では事前に使用コンクリートの材料試験が行われており，圧縮強度や弾性係数が得られているが，解析ではひびわれ前荷重における供試体の圧縮側の荷重～変位関係から逆算したコンクリートの弾性係数を用いた。

表-4-1-2 供試体の断面諸元

供試体番号		No.1	No.2	No.3
コンクリート	断面積(mm ²)	59400	59100	58800
	引張強度(N/mm ²)	2.4794	2.4794	2.4794
	圧縮強度(N/mm ²)	30.576	30.576	30.576
	弾性係数(N/mm ²)	3.8122×10^4	1.5778×10^4	3.2634×10^4
鉄筋量	鉄筋量	D16×3	D19×3	D22×3
	断面積(mm ²)	595.8	859.5	1161.3
	直径(mm)	47.7	57.3	66.6

②ひびわれの発生順序

鉄筋コンクリートのひびわれは、理論上は、部材端面から伝達長だけ中に入った内側において、コンクリートの引張抵抗力が何らかの理由で小さい位置に発生すると考えられるが、実験では表-4-1-3、図-4-1-4 のような順番でひびわれが発生した。本検討は実験のシミュレーションであるため、実験での発生順序を用いて解析を行った。

表-4-1-3 実験におけるひびわれ順序

供試体番号	ひびわれ順序
No. 1	①切り欠き断面→②中央
No. 2	①切り欠き断面→②1/4 位置(片側)→③中央
No. 3	①切り欠き断面→②1/4 位置(片側)→③3/8 位置(3/4 側の中央)

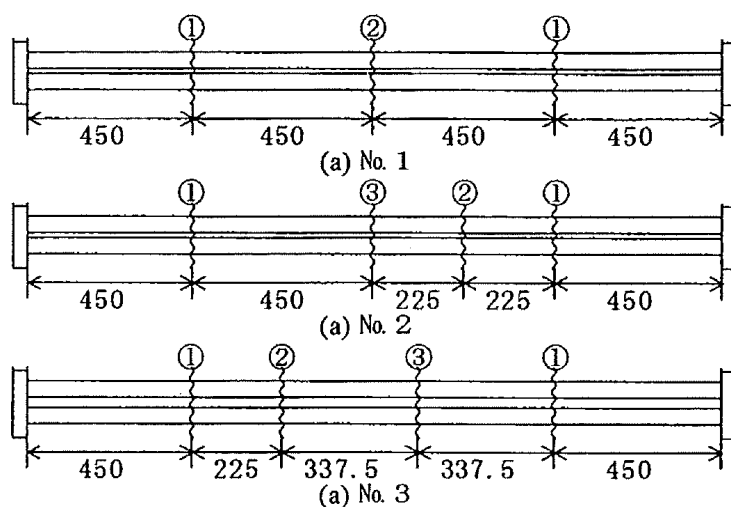


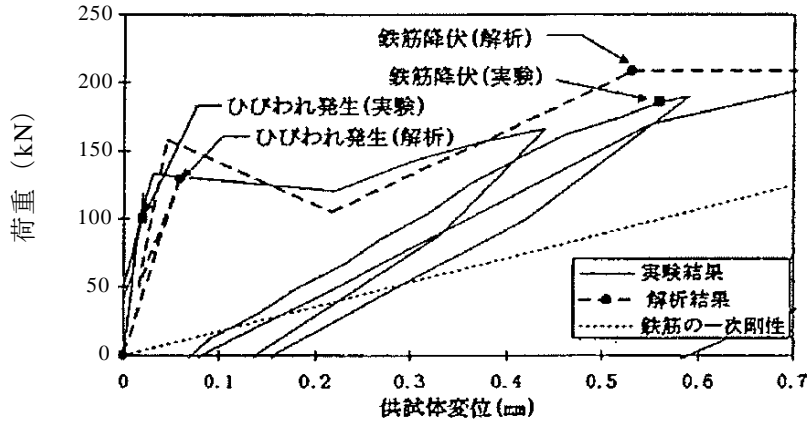
図-4-1-4 実験におけるひびわれ順序

4. 1. 4 解析結果及び考察

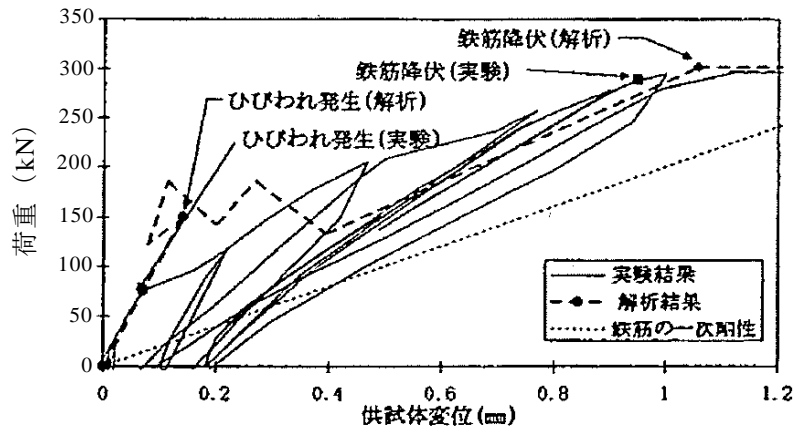
(1)荷重～変位関係の比較

図-4-1-5 に、荷重～変位関係についての実験と解析の比較を示す。なお、解析では変位の単調増加過程の計算を行ったため、繰り返し載荷実験の包絡線に相当する。

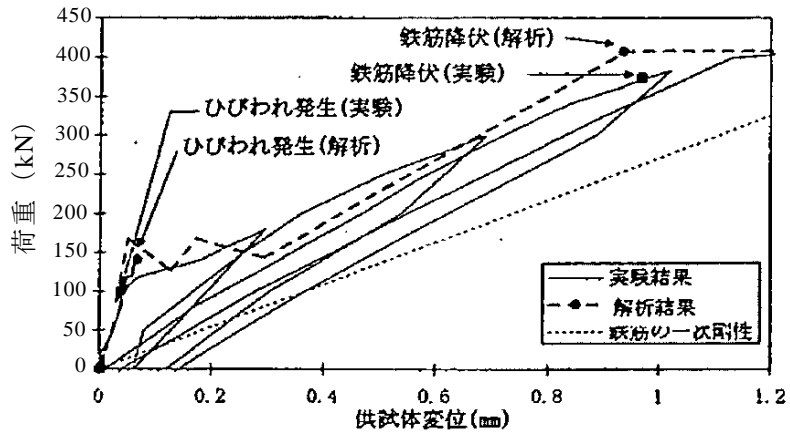
同図より、いずれの供試体においても、解析による鉄筋降伏点は実験と非常に近い値をとっており、繰り返し載荷の包絡線にほぼ近似している。なお、解析では、ひびわれは発生と同時に供試体を貫通すると仮定しているが、実験時の観察によれば、ひびわれが供試体を貫通する前に、次のひびわれが発生する場合もあり、この影響により、供試体の各ひびわれ点の実験値と一致しなかったと考えられる。



(a) 供試体No. 1



(b) 供試体No. 2



(c) 供試体No. 3

図-4-1-5 実験と解析の荷重～変位関係の比較

4. 1. 5 本節のまとめ

ここで述べたひびわれの発生と鉄筋の抜け出しを考慮した手法を用いることにより、大規模地震時に問題となると考えられる鉄筋降伏までの荷重と変位をおおよそ再現することができた。また、繰り返し載荷における荷重~変位関係の包絡線もほぼ近似できることがわかった。

この解析により、部材の断面諸元が確定すれば、ひびわれ発生後の引張剛性の変化が評価できる可能性が確認できたと考える。

ただ、この解析では、ひびわれの発生位置として実験の結果を用いたが、実際には、様々な要因で対象とする地震荷重を受ける前に、既にひびわれが生じている可能性もあり、ひびわれ発生位置の特定は困難であることから、ひびわれの発生位置に依存しない部材全体の剛性評価が望まれる。

4. 2 ひびわれ部の鉄筋のひずみ分布に基づく剛性の評価

前節 4.1 と本節 4.2 では鉄筋とコンクリートの付着力に基づく評価法を示した。

前節では、棒部材の引張における付着力が設計で使用できるように定式化されていないため、マッシュなコンクリートからの引き抜きにおける鉄筋の付着力の式を用いたが、本節では、マッシュではなく棒部材の引張における付着力を定式化するために実験を行ってひびわれ部の鉄筋の抜け出し量と内部の鉄筋ひずみ分布から付着力を把握し、それに基づく剛性評価法を提案した。

4. 2. 1 ひびわれ部の剛性を考慮した覆工の等価引張剛性

ひびわれの間隔は地盤変位の波長に比べて十分短いので、等価剛性を用いて表現できると仮定する。間隔 S でばね定数 K_c のひびわれ部がある場合の等価軸剛性 EA_{eq} は式(4.2.1)で、また、ひびわれ部のばね定数 K_c は式(4.2.2)で表わせる。

$$EA_{eq} = EA_0 / (1 + EA_0 / S \cdot K_c) \quad (4.2.1)$$

$$K_c = N \times K_c, \quad K_c = F / S_0 / 2 \quad (4.2.2)$$

ここで、 EA_0 ：トンネル覆工の軸方向剛性、 N ：鉄筋本数、 K_c ：鉄筋 1 本当たりのひびわれ部のばね定数、 F ：鉄筋に作用する引張力、 S_0 ：鉄筋の抜け出し量（片側）。

覆工に断面を貫通したひびわれが発生すると、それまでコンクリートが負担していた力が鉄筋に移るため、鉄筋がコンクリートとの間ですべりを起こして抜け出し、式(4.2.2)の S_0 が増加する。この増加に伴い、ひびわれ部の剛性 K_c の低下、 EA_{eq} の低下、伝達率 α の増加、さらにトンネルのひずみ ϵt の増加が生じる。軸力 F は、これらのバランスに応じて増減する。ひびわれ部の目開き量とばね定数 K_c は、これらの関係が満足する大きさに落ち着く。

したがって、ひびわれ部の鉄筋の抜け出し量 S_0 、または鉄筋 1 本当たりのばね定数 K_c を適切に評価することが、ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震安全性を評価するために、重要な課題となる。

4. 2. 2 実験概要

(1) 実験の方法

比較的大きな供試体の両引き試験を行い、載荷荷重 F と端部の鉄筋の抜け出し量 S_0 の関係を計測するとともに、鉄筋のひずみ分布を調べた。

(2) 装置・載荷方法

載荷装置の概要を図-4-2-1 に示す。H 形鋼の支持台の上に供試体と反力梁を置き、一端を固定し他端を手動のセンターホールジャッキにより引張り、載荷は単調増加で鉄筋の降伏まで行った。供試体の下にはテフロン板を敷いた。計測項目は表-4-2-1 のとおりである。

表-4-2-1 計測項目と測定位置

項目	計器	位値	数量
荷重	ロードセル	両端部	2ヶ
変位	変位計	端部の鉄筋とコンクリート	各2ヶ
ひずみ	ひずみゲージ	鉄筋(片面のみ)	10ヶ
		コンクリート(中央側面)	2ヶ

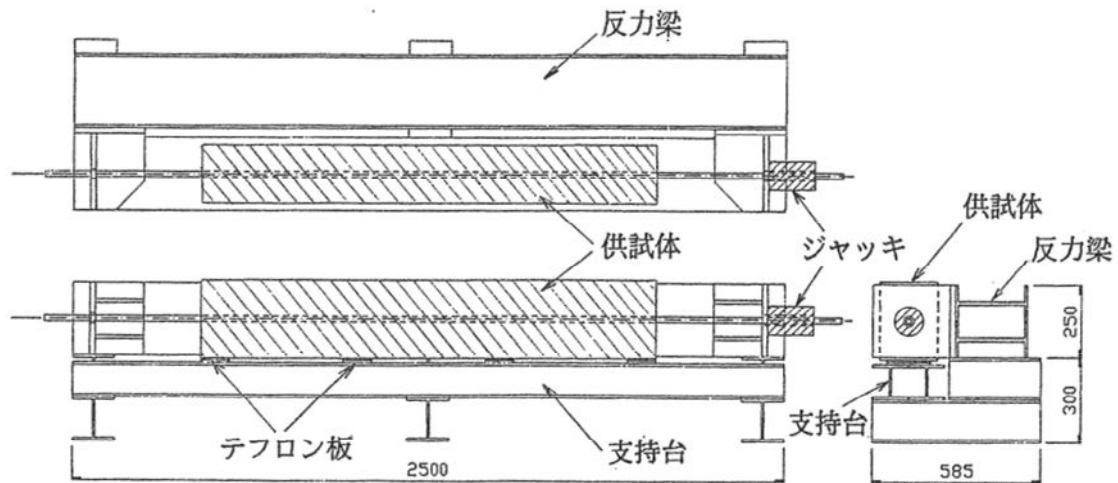


図-4-2-1 荷重装置の概要

(3) 供試体

供試体は、図-4-2-2のように、断面の中央に鉄筋を一本配置したもので、断面と鉄筋径を変えた表-4-2-2の8ケースを対象とした。各ケースとも、鉄筋の降伏時の引張強度 ($f_{sy} \times A_s$) とコンクリートの引張強度 ($f_{ct} \times A_c$) の比を1.0前後に設定した。

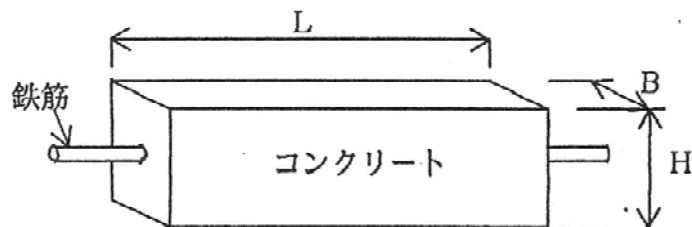


図-4-2-2 供試体の形状

表-4-2-2 実験ケース

	B×H×L(mm)	D13	D16	D19	D22
A	162×270×1000	○	○		
B	203×270×1600	○	○	○	
C	244×270×1800		○	○	○

4. 2. 3 実験結果

材料試験の結果は表-4-2-3 のとおりである。

本実験で得られた荷重 F と端部の鉄筋のすべり量 S_0 (= 抜け出し量) の関係の一例を図-4-2-3 に示す。同図中の太い実線は、実験結果を折れ線近似した曲線である。同曲線上の着目点と原点を結ぶ割線勾配が、着目点に対する等価剛性である。設計では、設計断面力や設計ひずみに対応する等価剛性を知る必要があるため、図-4-2-3 から得られる等価剛性の変化を、図-4-2-4 に示した。図中の「B16」は、表-4-2-2 で供試体が B タイプで、鉄筋が D16 のケースを意味する。

同図の左端にはばね定数に変化のない部分があるが、これは図-4-2-3 の原点から直線的に立ち上がっている部分に相当する。荷重が 2t 程度で勾配が変わる点があるが、鉄筋端部の応力度は 1000 kgf/cm² となるととから、鉄筋の節の周囲に内部ひびわれが発生して、鉄筋の抜け出しが始まる時点と考えられる。このことから、載荷初期の剛性一定の範囲は、コンクリートが鉄筋と一体に弾性変形をしている範囲であろうと思われる。

表-4-2-3 材料試験結果

材 料	指標	試験値
コンクリート	圧縮強度	27.146 N/mm ²
	引張強度	2.94 N/mm ²
	弾性係数	1.6758 × 10 ⁴ N/mm ²
鉄筋 (SD295A)	降伏強度	412.58 N/mm ²
	弾性係数	1.911 × 10 ⁴ N/mm ²

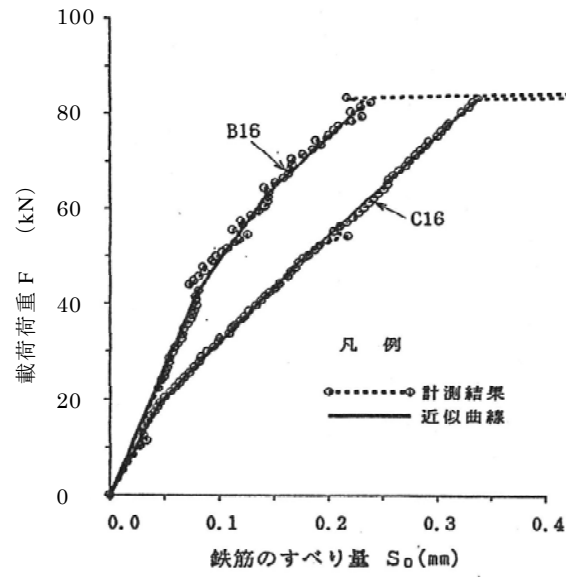


図-4-2-3 鉄筋の滑り量と荷重

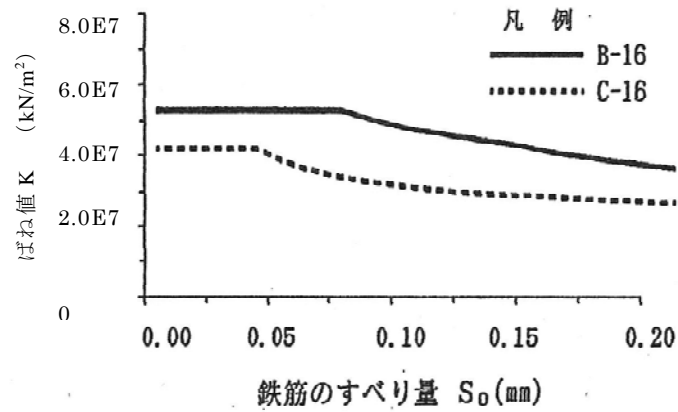


図-4-2-4 ひびわれ部の等価剛性

4. 2. 4 付着特性と鉄筋の抜け出し量とひびわれ部の引張剛性の関係

付着力の伝達長より十分に長い RC 部材の鉄筋を両引きしたときの、鉄筋とコンクリートの応力度分と付着応力度分布は、図-4-2-5 のようになる⁵²⁾。ここで、 f_s は鉄筋の引張応力度、 f_c はコンクリートの平均引張応力度、 τ は付着応力度である。つまり、ひびわれ部で鉄筋が F の力で引張られているとき、部材内部では、鉄筋の応力が付着によりコンクリートに伝達されていく。ひびわれ部近傍では鉄筋とコンクリートのひずみ差が大きいため、大きな付着応力度 τ_x とすべり S_x が生じるが、これらは徐々に内部で小さくなり、鉄筋とコンクリートのひずみが一致すると相互の力の伝達がなくなって、付着応力度はゼロとなる。この位置までの距離を伝達長 L_t と呼ぶ。

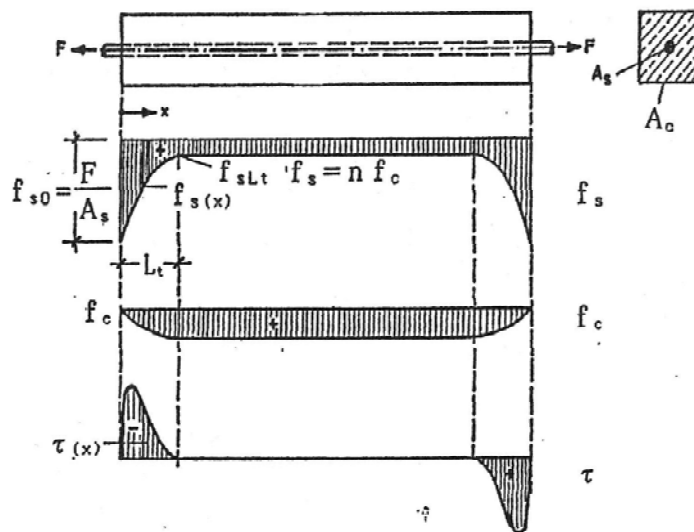


図-4-2-5 鉄筋とコンクリートの応力分布と付着応力分布

付着の基本方程式は式(4.2.3)のように表される⁵³⁾。また、付着応力度 τ_x は、鉄筋のひずみ ϵ_{sx} の変化量から、式(4.2.4) で表される。したがって、作用荷重 F に対する鉄筋のひずみ分布 ϵ_{sx} が求めれば、式(4.2.4)より τ_x が、式(4.2.3)より d^2S_x/dx^2 、つまり S_x が求まる。ひびわれ部 ($x=0$) でのすべり量 S_0 が求めれば、前出の式(4.2.2)より、剛性が求まる。

$$d^2S_x/dx^2 = (1 + n p) / E_s A_s \times u \times \tau_x \quad (4.2.3)$$

$$\tau_x = E_s A_s / u \times (d \epsilon_{sx} / dx) \quad (4.2.4)$$

ここで、 S_x : 位置 x での鉄筋の抜けだし量、 n : 弾性係数比、 p : 鉄筋比、 $E_s A_s$: 鉄筋の剛性、 u : 鉄筋の周長。

4. 2. 5 ひずみ分布に基づくひびわれ部の引張剛性の算定

実験により得られた鉄筋のひずみ分布を基に、ひびわれ部の剛性を算定した。実験結果の一例として、ケース B16 の鉄筋のひずみ分布を図-4-2-6 に示す。

ここでは、第1近似解として、岡村らの「ひずみ分布曲線は、鉄筋に沿う位置には独立で、付着力・すべりとの間に一義的な関係が成立する」という理論⁷⁾に準じ、測定ひずみを平行移動させて重ねた。それを基にひずみ分布 ϵ_{sx} を次式で表し、未知数 L_t を回帰により求め、ひびわれ部の剛性を算定した。

$$\epsilon_{sx} = (\epsilon_{s0} - \epsilon_s L_t) \times (x/L_t - 1)^4 + \epsilon_s L_t \quad (4.2.5)$$

ここで、 L_t ：付着応力の伝達長、 $\epsilon_{s0} = F/E_s A_s$ ：ひびわれ部の鉄筋のひずみ、 $\epsilon_s L_t = F/(E_s A_s + E_c A_c)$ ：伝達長の位置での鉄筋のひずみ。

平行移動させた測定ひずみと回帰式の比較を図-4-2-7 に、式(4.2.5)より算定した作用荷重 F とすべり量 S_0 の関係を図-4-2-8 に示す。この勾配がひびわれ部の引張剛性であり、算定したひびわれ部の等価剛性を図-4-2-9 に示す。

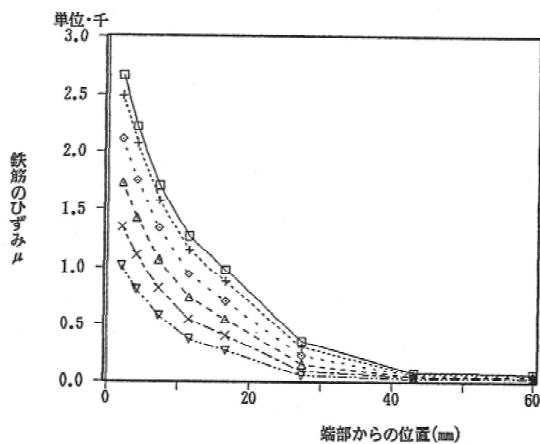


図-4-2-6 鉄筋のひずみ分布

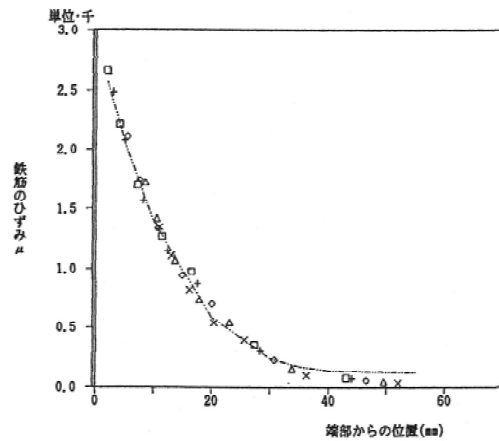


図-4-2-7 ひずみ分布の回帰曲線

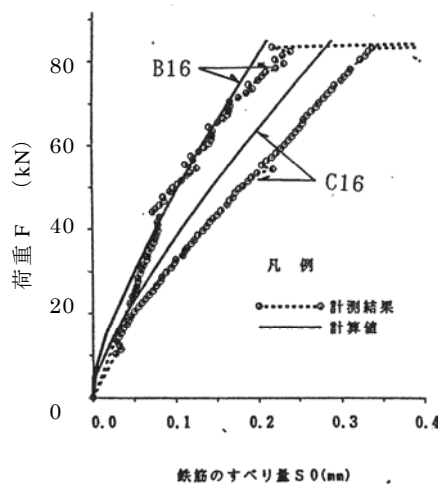


図-4-2-8 荷重～鉄筋すべり関係

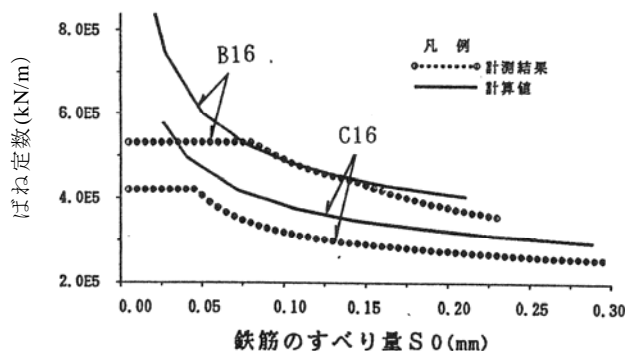


図-4-2-9 等価剛性の比較

4. 2. 6 実験値に基づく試算

前述のひびわれ部の剛性を用いて、表-4-2-4のような条件のシールドトンネル二次覆工の場合について、試算を行なった。ここでは、簡単にひずみの伝達率 α を 1.0 とし、地盤ひずみに応じて生じる等価剛性 EA_{eq} と覆工の最大軸力 F_{max} を算定し、図-4-2-10 と 4-2-11 に示した。なお、ここではひびわれ間隔 S をセグメント幅に固定した。これらより、二次覆工の有無により剛性が約 60 倍異なること、ひびわれがあってもひずみが小さいと二次覆工の全断面が有効の場合の剛性に近く、ひずみの増加に伴って、徐々に一次覆工のみの剛性に近づいていくことがわかる。しかし、鉄筋が降伏しないので、一次覆工のみの剛性の約 25 倍に落ち着いている。

表-4-2-4 トンネルモデル条件

セグメント		モデル値	二次覆工	モデル値	
コンクリート	外径	7.0 m	コンクリート	厚さ	0.2 m
	幅	1.0 m		弾性係数	$2.45 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
	厚さ	0.4 m		—	—
	弾性係数	$3.234 \times 10^5 \text{ N/mm}$		—	—
リング継手	個数	25個	軸方向鉄筋	径	D16
	ばね定数	$1.47 \times 10^6 \text{ N/mm}$		本数	94 本
	—	—		ピッチ	ctc200(中央一段)

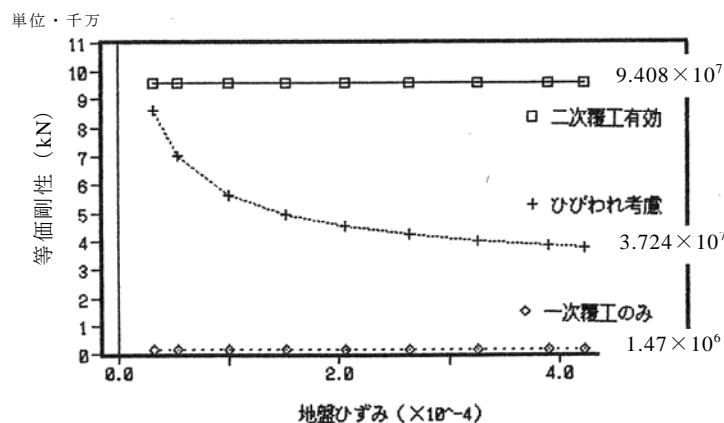


図-4-2-10 地盤ひずみと等価剛性

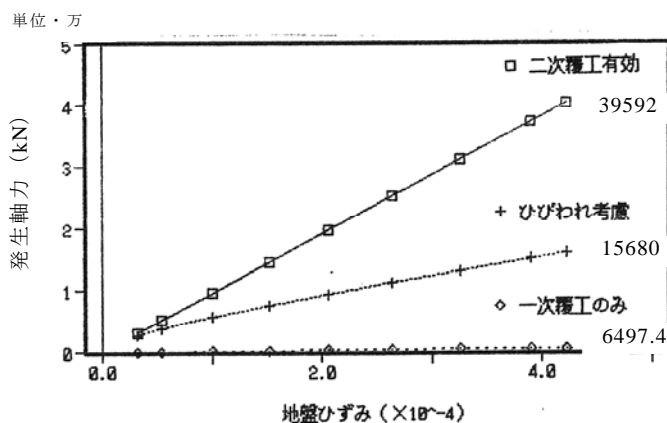


図-4-2-11 地盤ひずみと軸引張力

設計方法としては、まず、ひびわれ間隔 S をコンクリートの打継目間隔と想定してひびわれ部のばね定数 k_c を仮定して軸力 F を求め、新たなひびわれ発生や鉄筋の降伏の有無に注意しながら、ひびわれ部の剛性とひびわれ間隔の収斂計算を行ない、最後に、ひびわれ部の目開き量を基に止水性の確認を行うこととなる。

4. 2. 7 本節のまとめ

この実験により、ひびわれ部の鉄筋の抜け出しによる剛性と鉄筋のひずみ分布を直接測定し、それらを解析的に再現し、比較的近い値を算定することができた。また、現行の耐震計算法での剛性評価とひびわれを考慮した剛性の算定結果との比較を示すことができた。

しかしながら、設計諸元からのみの評価では誤差が大きく、一般化は難しい。

4. 3 FEMによる鉄筋コンクリートの剛性の評価

4.1 と 4.2 では、鉄筋の付着特性に基づいて定式化することにより、トンネル覆工の断面諸元が決まればひびわれ後の引張剛性を評価できることを示した。しかし、まだ設計で定めた配筋に基づくトンネル躯体の剛性評価法として課題があることを示した。

本節では、WCOMD という鉄筋コンクリート部材の「平均応力と平均ひずみの関係を用いて表現される分散ひびわれモデル」に基づくプログラム ^{7),8)}を用いて、棒部材を静的に引っ張り、ひずみ増加に伴って発生する反力から、ひびわれ後の剛性評価を行った。

4. 3. 1 対象モデル

配筋量を具体的に考えるため、開削工法による4車線の道路トンネルをモデルに取り上げ、断面を図-4-3-1のように仮定した。部材厚は頂版・側壁・中壁とも1.0m、底版を1.2mとし、ハンチは無視した。

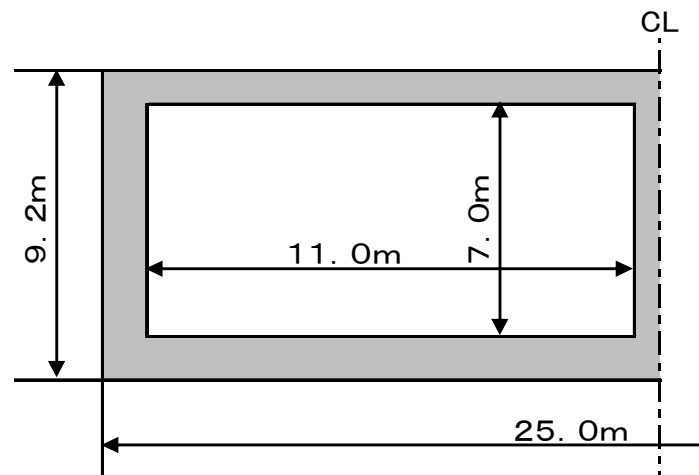


図-4-3-1 トンネルモデル断面

トンネル縦断方向の鉄筋は、横断面の主筋の配力筋として主筋の1/5強の鉄筋量が決められるので、断面形状・寸法や土かぶり、横断方向の耐震設計結果で左右される。

ここでは、基礎的な挙動を確認するため、図-4-3-1の底版の部分モデル（厚さ120cm×幅20cm（＝横断方向の配筋間隔））を用い、鉄筋量をD16～D32-ctc200（鉄筋比 $p=0.17\% \sim 0.66\%$ ）に変えた表-4-3-1の6ケースのモデルで検討した。なお、材料は表-4-3-2のようにコンクリートの設計基準強度 f_{ck} は 30 N/mm^2 （弾性係数 E は 28 kN/mm^2 ）、鉄筋の降伏強度 f_y は 345 N/mm^2 とした。

表-4-3-1 モデルの鉄筋比

		RC 要素 20cm 厚に 対する鉄筋比 (%)	底版 120cm 厚に 対する鉄筋比 (%)
鉄筋比 Pe (%)	D16	0.50	0.17
	D19	0.72	0.24
	D22	0.97	0.32
	D25	1.27	0.42
	D29	1.61	0.54
	D32	1.99	0.66
RC要素高h	cm	20.0	—
奥行b(配筋間隔)	cm	20.0	—
断面積Ac	cm ²	400.0	—

表-4-3-2 材料条件

部材厚	芯かぶり	コンクリート		鉄筋
		設計基準強度	弾性係数	降伏強度
(cm)	(cm)	fck (N/mm ²)	E (kN/mm ²)	fy (N/mm ²)
120.0	10.0	30.0	28.0	345.0

4. 3. 2 覆工のひびわれによる剛性変化の評価方法

トンネルが縦断方向に大きな引張力やひずみを受けて覆工にひびわれが生じると、ひびわれ部の鉄筋とコンクリートの付着が切れて徐々に抜け出し、剛性が低下していく。ここでは、コンクリートのテンションステイフネスと鉄筋の平均応力～平均ひずみに基づく鉄筋コンクリートの剛性変化を評価するプログラム WCOMD^{7),8)}を用いて、図-4-3-2 のモデルを用いて、棒部材を静的に引っ張り、ひずみ増加に対して発生する反力を求めた。

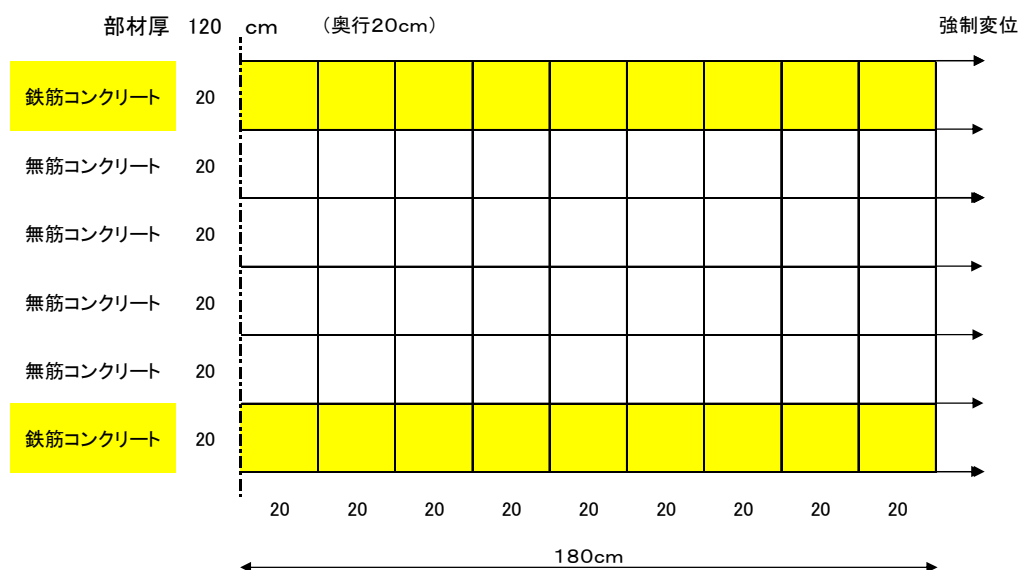


図-4-3-2 鉄筋コンクリート部材の解析モデル

モデルの高さはトンネル底版厚さの120cm、奥行きは鉄筋間隔の20cmである。図の着色部は鉄筋コンクリート要素、他は無筋コンクリート要素である。図左端を固定し、右端に強制変位を与え徐々に大きくした。解析結果は、部材長の伸びを初期の部材長で除して平均ひずみを求め、中央断面での反力を断面積で除して水平方向の平均応力度を求めた。計算ステップは、水平変位を0.02m(軸引っ張りひずみ1.1%)まで、 $\Delta x=0.00002\text{m}$ (0.002cm)刻みで1000ステップとした。

4. 3. 3 ひびわれによる剛性の変化

まず、例として、D16を配筋した鉄筋比の小さい($p=0.17\%$)ケースとD32を配筋した鉄筋比の大きい($p=0.66\%$)ケースの、ひびわれ発生時と最終ステップでの変位とひびわれ状態を図-4-3-3~4-3-4に示す。

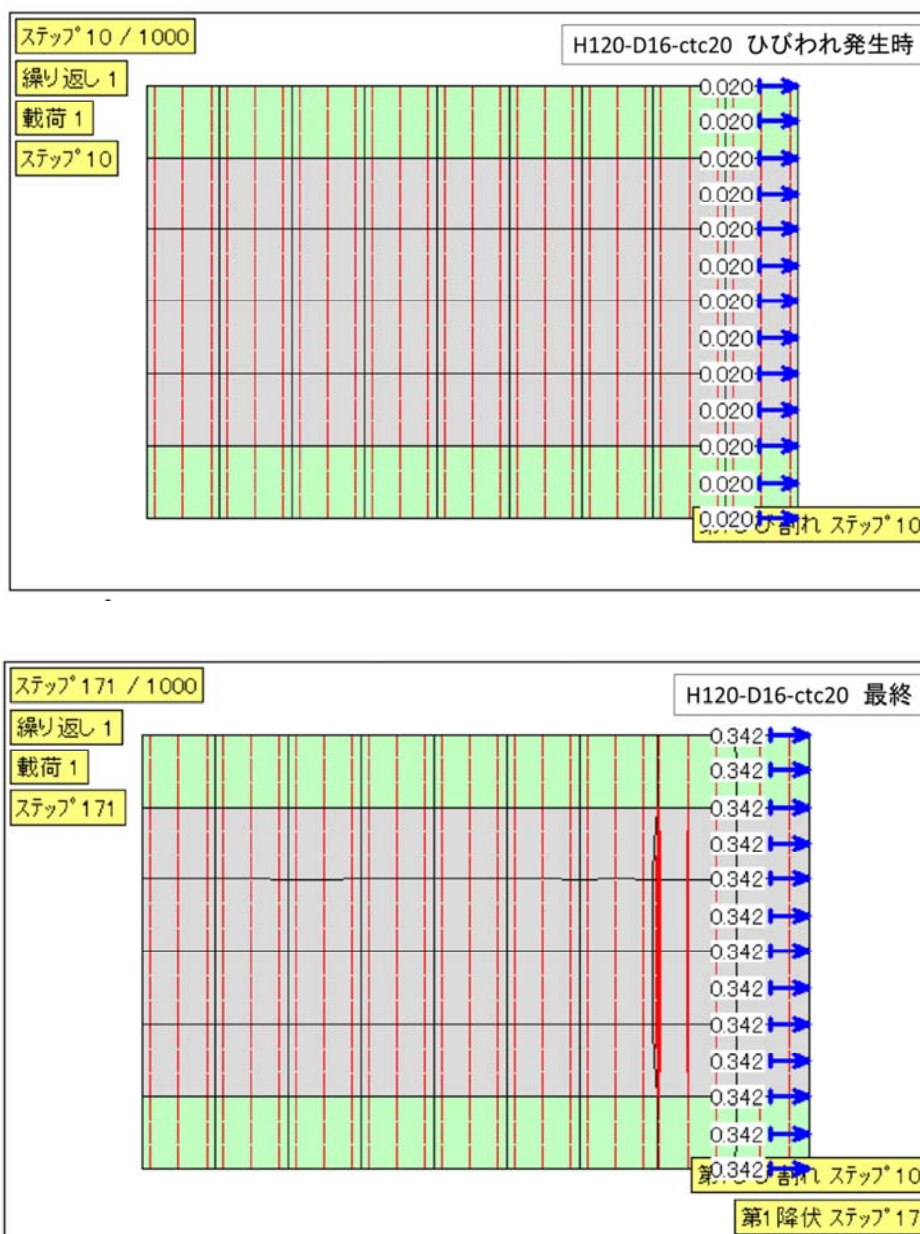


図-4-3-3 D16を配筋した鉄筋比の小さい($p=0.17\%$)ケースの

ひびわれ発生時と最終ステップでの変位とひびわれ状態

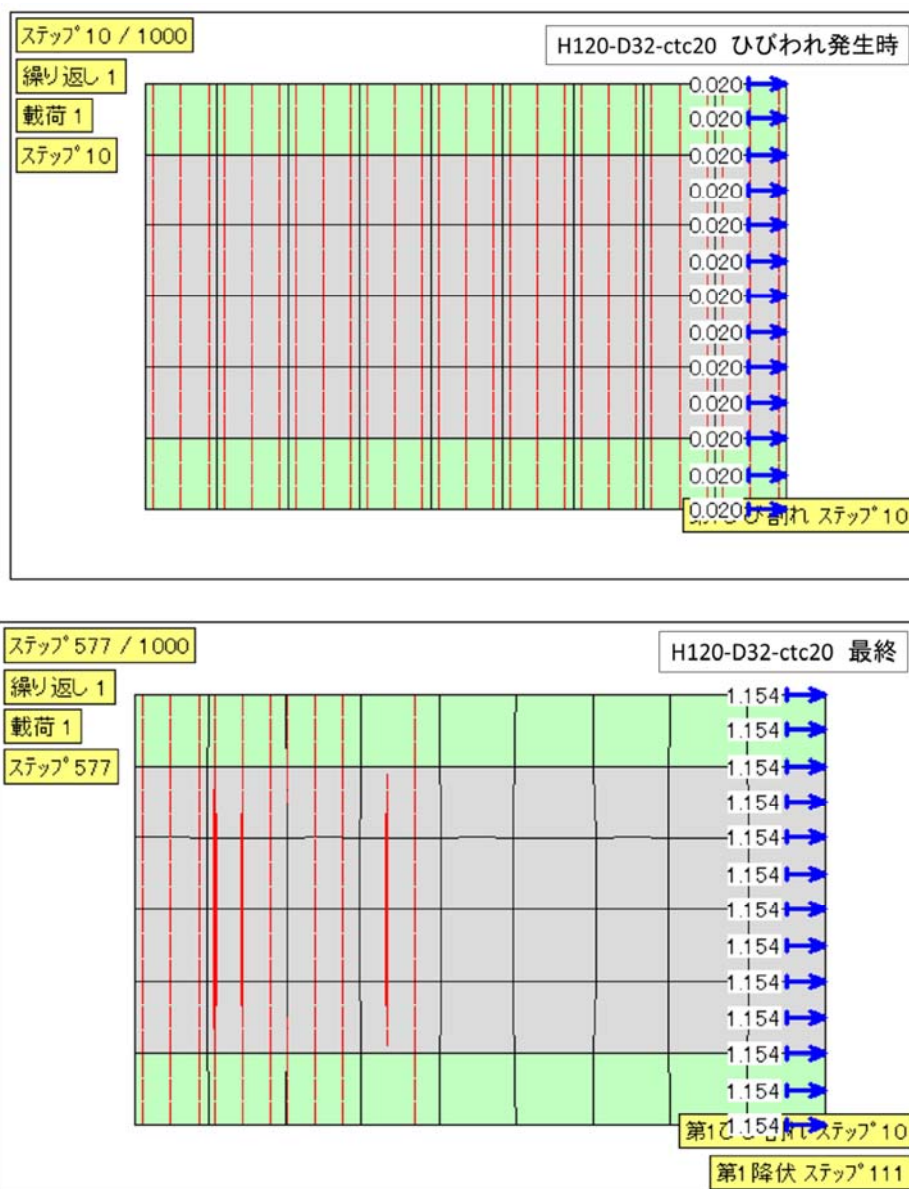


図-4-3-4 D32を配筋した鉄筋比の小さい($p=0.66\%$)ケースのひびわれ発生時と最終ステップでの変位とひびわれ状態

ひびわれはいずれのケースも等しく 10 ステップ目に発生し、図の赤線のように一様に発生している。鉄筋降伏後も同様であるが、図-4-3-4 のように固定端側のひびわれ幅が大きくなり、一様でなくなるので、大きいひずみでは計算精度の問題がある。

全ケースのトンネル覆工の軸引張ひずみと平均応力度の関係を図-4-3-5 に示す。覆工のひずみが地盤のひずみ増加に応じて徐々に増加していく場合を考えると、約 0.008%の軸ひずみでコンクリートにひびわれが発生し、ひびわれの進展に伴い、急激に反力が落ちるが、徐々に鉄筋の反力が増し、降伏耐力で一定となる様子が現れている。鉄筋の降伏ひずみが小さいが、コンクリートのテンションスティフネスと鉄筋の平均応力～平均ひずみに基づく解析の特徴と考えられる。つまり、ひびわれ部の鉄筋はコンクリートとの付着が徐々

に切れながら自由長を延ばして伸びて行くが、ひびわれから離れた付着の効いている部分では伸びないので、鉄筋が降伏する平均ひずみは小さくなる。なお、この図から、ひびわれが生じると、縦断方向の配筋が少ない場合は、鉄筋の抵抗力が小さく、コンクリートのひびわれ発生力にまで増加しないため、次のひびわれが発生すること無く、そのひびわれだけが大きく開くことが確認できる。

この図-4-3-5には、各ケースの計算が収斂しなくなって計算不能で止まった範囲までを示しており、鉄筋量の多いケースほど計算が安定する傾向があり、鉄筋比が小さい0.17%と0.24%のケースでは降伏点が明らかでない。しかしながら、鉄筋降伏後は耐力以上の力は伝達されないことは明らかであるため、この図を利用するに際し、実務上の問題は全くない。

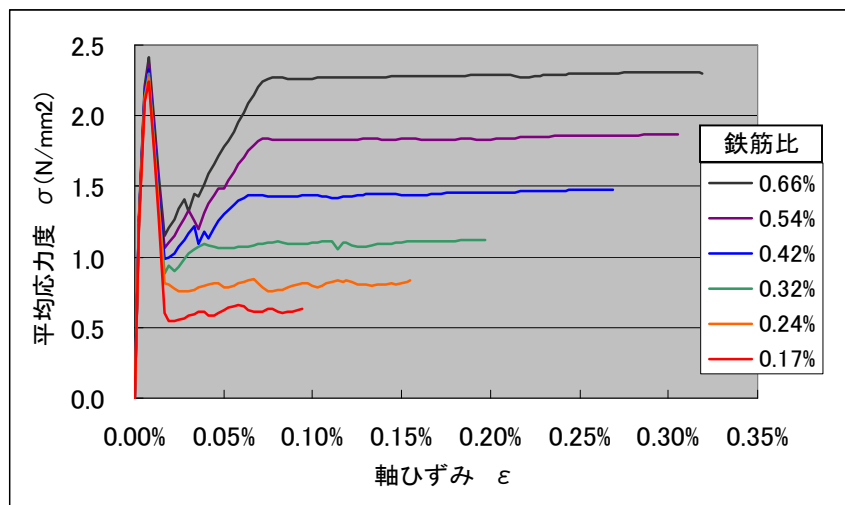


図-4-3-5 トンネルの応力～ひずみ関係

この結果から求めたトンネルの軸引張ひずみと割線剛性の関係を図-4-3-6に示す。

割線剛性は、そのひずみにおける覆工剛性を等価線形で表すときの剛性である。割線剛性は、覆工にひびわれが生じると、鉄筋の反力が大きくなるまで急激に低下する。いずれも鉄筋比が大きくないので、どのケースも初期剛性の1/10程度になり、いずれのケースも概ね同様の割線剛性を示す。ただし、拡大すると鉄筋比に応じて異なる割線剛性が得られていることが分かる。

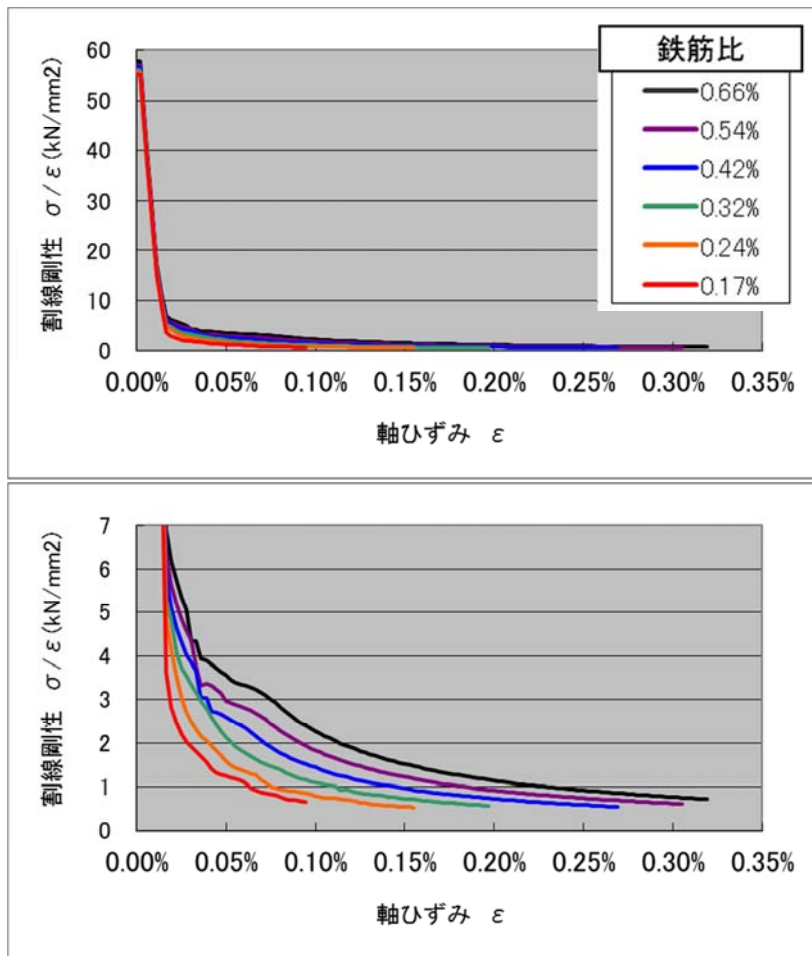


図-4-3-6 トンネルのひずみと割線剛性の関係

4. 3. 4 本節のまとめ

WCOMD を用いて、開削トンネル底版相当の鉄筋コンクリート部材の剛性変化を評価した。この結果から次のことが分かった。

- ・ひびわれ発生後の応力～ひずみ曲線は、当然ながら、配筋量により異なる。配筋量が少ないとひびわれ後の抵抗が見られず、ひずみの増加が進む。
- ・ひびわれ発生後の応力～ひずみ曲線の割線剛性（＝等価剛性）は、ひびわれ発生後急激に低下し、その大まかな変化傾向は配筋量にあまり影響されないが、鉄筋比に応じて異なる割線剛性が得られている。

これらの結果は、鉄筋コンクリート部材が引っ張られた時の挙動として妥当なものと考えられる。つまり、トンネル覆工にひびわれが発生した後の剛性の評価が可能であることを意味する。一般に WCOMD は、鉄筋コンクリート構造物の曲げせん断挙動に対して用いられるが、上記の解析結果からは、図-4-3-5 に示した範囲では、純引張りに対しても充分適用できるものと考えられる。

ただ、本研究では、WCOMD の使用を前提にするものではなく、純引張りを受けた鉄筋コンクリート部材のひびわれの影響を考慮出来るプログラムであれば何ら構わない。また鉄筋とコンクリートの付着理論や実験結果を用いても全く構わない。何らかの方法で、ひびわれ発生後のトンネル躯体の剛性を適切に評価できれば、それを考慮したトンネル躯体の地震時の状態を推定することが可能になり、ひびわれ発生を考慮した耐震対策も可能になるのである。

4. 4 実トンネルにおけるひびわれの影響の確認

本節では、前節で得たトンネル躯体のひずみと剛性の関係を基に、応答変位法によりトンネルの応答を求め、地盤とトンネルのひずみの関係を図に表した。この図は、トンネル縦断方向の配筋量に応じたひびわれ後の躯体に生じるひずみと地盤ひずみとの関係が表されるため、地震時に想定される着目点の地盤ひずみに対する対象トンネル躯体の状態を概ね想定できるものである。したがって、トンネルの構造計画や耐震設計の初期で、地盤ひずみに応じてトンネル躯体の状況を判断できる非常に有用な図である。

(1) 応答変位法の地盤変位の考え方

狭義の応答変位法による縦断方向の耐震設計では、地震時の地盤変位の場所による違いを正弦波状の分布と仮定し、トンネルを弾性床土上の梁として応答を求める。地盤変位の分布を正弦波状と仮定することにより容易に理論解を求めることができ、その地盤変位分布の波長 L とトンネル剛性 EA または EI と地盤ばね K との比である剛比係数 λ に基づく、地盤ひずみ ε のトンネルへの伝達率 α を知ることができる。

応答変位法の設計で仮定する正弦波状の地盤変位分布は、着目点の1種類の地盤条件に対して定まるため、地震時にトンネル全長に渡って、その1組みの変位振幅と波長の正弦波状の地盤変位分布が生じることを前提にするものではない。

一方、動的解析による縦断方向の耐震設計では、トンネルに沿う地盤条件の変化を、FEMモデルや質点ばねモデルで表し、トンネルに沿う時刻歴の地盤変位分布を算定し、弾性支承上の梁にモデル化したトンネルに与えて、応答を求める。したがって、トンネルに沿って地盤条件が急変する場所では、地盤ひずみが大きくなりトンネルの断面力も大きくなるが、あまり変化がない場所では、地盤ひずみが小さくなり、トンネルに生じる断面力も小さくなる。

地盤条件急変部では、その急変部分で大きな相対変位が生じるが、その部分の地盤の変位分布が正弦波状であると仮定することは一次近似値としては十分であろう。図-4-4-1のように、地盤条件急変部の区間長を半波長 $L/2$ 、両端の変位差を両振幅 2δ とする正弦波（または余弦波）に近いと仮定すれば、トンネル縦断方向の地盤ひずみは、 $\varepsilon_g = 2\pi\delta/L$ で得られる。つまり、応答変位法により、動的解析で求める地盤条件急変部のトンネルの応答を概算することができる。

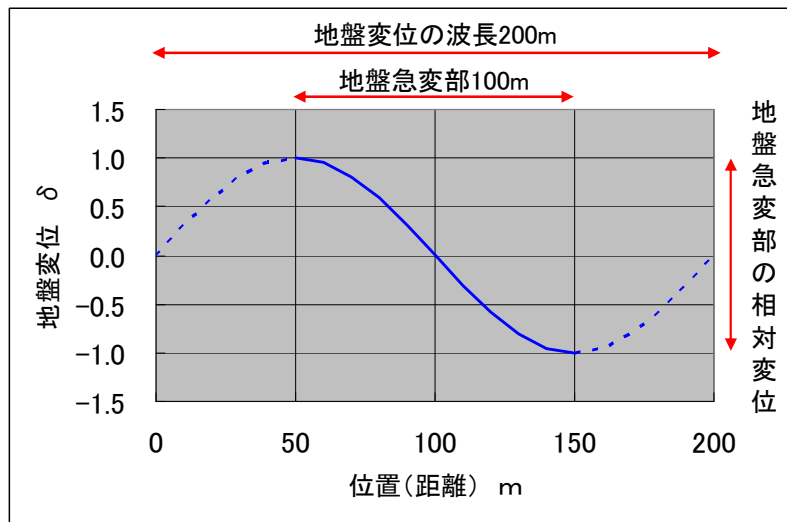


図-4-4-1 トンネルのひずみと剛性の関

ここでは、この考え方で応答変位法を用い、トンネル覆工のひびわれによる剛性変化を考慮した地盤からトンネルに伝達するひずみの大きさを調べる。なお、地盤急変部の範囲を100mと仮定し、結果として地盤変位の波長 L を200mとして計算する。

(2) 地盤ひずみとトンネルひずみの関係

狭義の応答変位法の計算式を用いると、トンネル縦断方向の地盤ひずみ ϵ_g とトンネルひずみ ϵ_t の関係は、次のように表せる。なお、 α はひずみの伝達率、 λ は剛比係数である。

$$\epsilon_t = \alpha \epsilon_g \quad (4.4.1)$$

$$\alpha = 1 / \{ 1 + (2\pi / \lambda L)^2 \} \quad (4.4.2)$$

$$\lambda = \sqrt{(k / EA)} \quad (4.4.3)$$

ここで、地盤変位分布の波長は前述のように $L=200\text{m}$ 、地盤のばねは $k=30000\text{kN/m}^2$ とした。また式(4.4.3)のトンネルの剛性 EA は、「4.3 FEMによる鉄筋コンクリートの剛性変化の評価」の図-4-3-6の割線剛性 E に、同じく図-4-3-1のモデルの断面積を乗じて求めた。

図-4-4-2はトンネル縦断方向の地盤ひずみ ϵ_g とトンネル躯体のひずみ ϵ_t の関係で、次の①～⑤の手順で求められる。

- ①「4.3 FEMによる鉄筋コンクリートの剛性変化の評価」の図-4-3-1と図-4-3-6から、トンネルひずみ ϵ_t に対する剛性 $EA(\epsilon_t)=\alpha \epsilon_t$ が得られる。
- ②対象地点の地盤と対象トンネルに対する地盤ばね k を設計基準から定めるかFEMにより算定すると、式(4.4.3)から剛比係数 λ が得られる。
- ③地盤急変部の変位分布を近似できる正弦波の波長 L を設計基準等に基づいて設定すると、式(4.4.2)からひずみの伝達率 α が得られる。
- ④上記①で着目したトンネルひずみ ϵ_t に対する地盤ひずみ ϵ_g が式(4.4.1)から得られる。
- ⑤上記の①～④を想定されるトンネルひずみの範囲で繰り返すと、図-4-4-2が得られる。

つまり、図-4-4-2の赤の実線と青の破線2本の折れ線は式(4.4.1)を表し、ひずみの伝達率は1.0以下のため、「地盤ひずみ=トンネルひずみ」の線より右側に存在する。図中の折れ線の鉄筋比：大は0.66%、鉄筋比：小は0.24%で、「4.3 FEMによる鉄筋コンクリートの剛性変化の評価」の図-4-3-5に対応している。

鉄筋比の大小で、同じ地盤ひずみに対してトンネルひずみが大きく変わるが、およそ図中の[A]～[C]の状態になる。[A]は躯体コンクリートにひびわれが無く、コンクリートが引張に抵抗する範囲で、地盤ひずみが増加してもトンネルひずみがあまり増加しない様子が現れている。[B]はひびわれが生じ、ひびわれ部の鉄筋とコンクリートの付着が徐々に切れて自由になった鉄筋が伸びつつ抵抗する範囲、[C]は鉄筋が降伏し地盤ひずみの増加と同じだけトンネル躯体のひずみが増加する範囲（「地盤ひずみ=トンネルひずみ」の線と同じ傾きの範囲）である。

この図-4-4-2では、トンネル躯体にひびわれが生じると、トンネル躯体の剛性が低下し伝達率 α が大きくなり、「トンネルひずみ=地盤ひずみ」の関係に近づくため、[A]の状態から[B]の状態へ移る時に図の左にシフトしている。地震時に、地盤ひずみが単調に増加していく状態を考えると、図-4-4-2の[A]の範囲の右端でトンネル躯体にひびわれが発生すると、矢印のように急激にトンネル躯体のひずみが増加することが推測される。

なお、過去にひびわれが発生している場合やひびわれ発生後の大きな揺れで、再度ひずみが増加する場合は、原点から鉄筋の降伏点に向かうルートを通る。

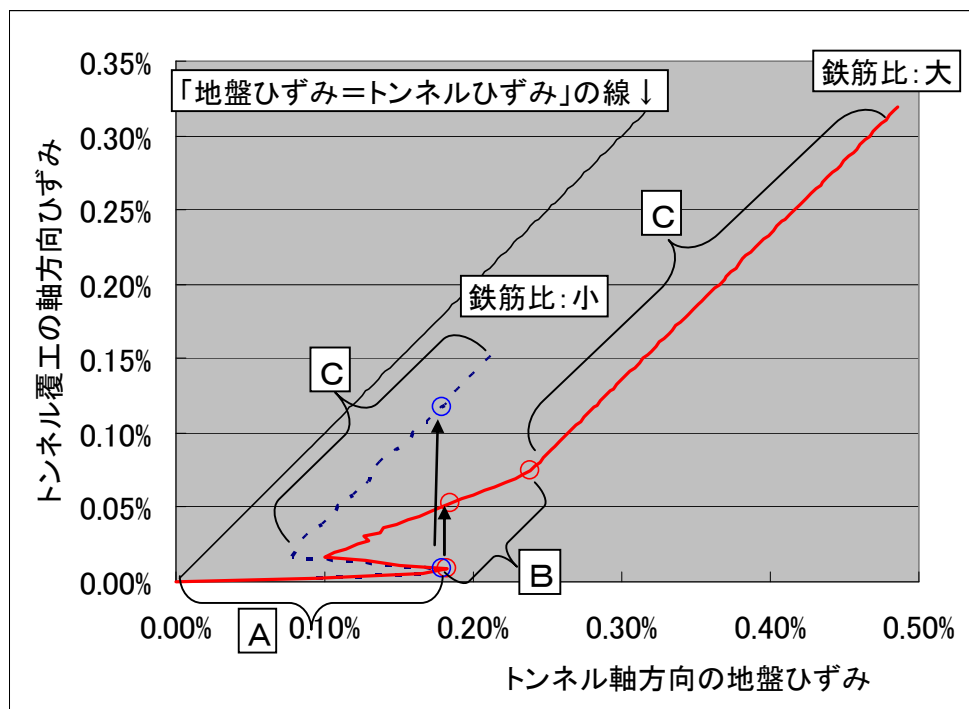


図-4-4-2 地盤ひずみと覆工ひずみの関係

4. 5 第4章のまとめ

第4章では、2つめの課題であるトンネル躯体にひびわれが生じた場合のトンネル縦断方向の引張剛性の評価法を提案した。

まず4.1と4.2では鉄筋とコンクリートの付着力に基づく評価法を示した。4.1では、棒部材の引張における付着力が設計で使用できるように定式化されていないため、マッシブなコンクリートからの引き抜きにおける鉄筋の付着力の式を用いて、他で行われたトンネル部材の圧縮引張実験の結果を再現し、ひびわれの発生位置が分かれば引張剛性の評価が可能であることを示した。4.2では、マッシブではなく棒部材の引張における付着力を定式化するために実験を行ってひびわれ部の鉄筋の抜け出し量と内部の鉄筋ひずみ分布から付着力を把握し、それに基づく剛性評価法を提案した。4.1と4.2で示した剛性評価法は、個別の実験結果を概ね再現できるが一般化が難しく、設計で定めた配筋に基づくトンネル躯体の剛性評価法として課題があることを示した。

次に、4.3で、近年、設計実務でも鉄筋コンクリート構造の橋脚やトンネル横断面の非線形応答を評価するのに使われる「平均ひずみとテンションスティフネスの関係に基づくFEM解析法」を用いて、実トンネルの配筋状態を模した棒部材を引張り、ひびわれ発生後の剛性変化を定量的に把握した。

そして4.4で、このトンネル躯体のひずみと剛性の関係を基に、応答変位法によりトンネルの応答を求め、地盤とトンネルのひずみの関係を図に表した。この図は、トンネル縦断方向の配筋量に応じたひびわれ後の躯体に生じるひずみと地盤ひずみとの関係が表されるため、地震時に想定される着目点の地盤ひずみに対する対象トンネル躯体の状態を概ね想定できるものである。したがって、トンネルの構造計画や耐震設計の初期段階に非常に有用な図である。

第5章 耐震設計法の提案

本章では、3 つめの課題である継手に全面的に依存せずにトンネル躯体のひびわれを考慮した合理的なトンネル縦断方向の耐震設計法を提案した。

5. 1 現行の耐震設計法の流れ

トンネル縦断方向の耐震設計法は、基準・指針で応答変位法と呼ばれ、地震時の周辺地盤の変位分布をトンネルに作用させてトンネルの応答を求め、トンネルに生じる断面力やひずみが許容値を下回るように構造を設計する方法である。

トンネルには地盤とトンネルの相対変位と地盤ばね定数に比例した力が作用するため、トンネルの剛性が高く変形しない場合は大きな断面力が生じ、抵抗力を確保するために多大な鉄筋が必要になる。しかし、トンネルに可撓継手や伸縮目地を設けて変形し易くし地盤とトンネルの相対変位が小さくなると、トンネル躯体に発生する断面力は小さくなり少ない鉄筋量でも容易に抵抗できるようになる。したがって、トンネルに可撓継手や伸縮目地を設けて、トンネル躯体の断面力を低減させる設計が行われる。

沈埋トンネルでは、トンネル函体の浮上・曳航・沈設・水圧接合の施工性から、長さ 100m 程度の函体の端部に設置されるゴムガスケットを利用した可撓継手で対応する。したがってトンネル変位の吸収箇所が少ないため一カ所の可撓継手に生じる開きが大きく、特にトンネル両側の陸上部の換気塔との接合部では数 cm 以上の開きが想定されて大伸縮可能な継手が必要になる場合がある。道路トンネルの路面や鉄道トンネルの軌道の連続性確保のために、横断方向のせん断ずれを拘束した構造が工夫されている。

開削トンネルの場合は、伸縮可能量の小さな目地を 10~20m 程度の間隔で設置することも可能であるが、対向 4 車線の道路トンネルの場合はトンネル幅より長さが短く、ブロックを並べたようなバラバラのトンネル構造になり、長期的には不陸が起きそうである。そのため多数のスリップバーを設けたり、より連結性を高めるために伸縮を許しつつ許容変位を超えると抵抗する連結鉄筋を配置するなどの構造が工夫されている。開きを抑制する構造の場合は、多数の継手や伸縮目地で少しずつトンネル変位を吸収する必要があるため、間隔は 5~10m 程度とさらに短くなる。

シールドトンネルの場合は、1m 程度の間隔でリング継手があるため、トンネル変位を分散して吸収できる構造であるが、二次覆工を設けるとトンネル剛性が大幅に高まるため、地盤急変部や立坑接続部などでは、可撓セグメントを設置する必要がある場合がある。

道路等比較的大断面のトンネルの縦断方向の耐震設計は、常時の設計、横断方向の耐震設計の後に行われるが、縦断方向の耐震設計は、上記のように、どの形式のトンネルでも、基本的に、可撓継手や伸縮目地の変位吸収に期待しており、図-5-1-1 のような流れで行われる。

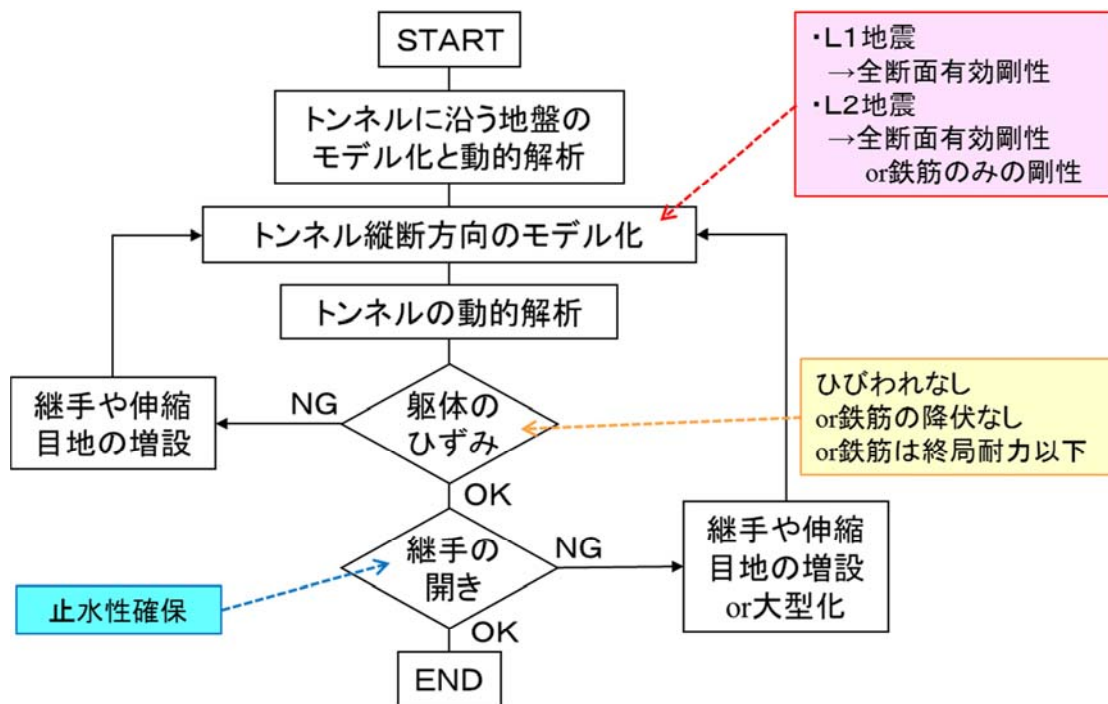


図-5-1-1 現行のトンネル縦断方向の耐震設計の流れ

継手の変位吸収が不足する場合は、より大伸縮可能な継手を設けたり、より多数の継手を設けることになる。しかし、継手は、工費・工期の増加や長期的な防水性が連続したトンネル躯体より低くなるなどの問題もあるため、継手ばかりに依存するのは必ずしも得策ではない。例えば工費は、表-5-1-1のようなオーダーで増加する。

表-5-1-1 開削工法の道路トンネル躯体と継手の工事費の例

部 位	工事費	備 考
躯体本体	13500 万円 (100%)	対向4車, 10m 当たり
可撓継手	2000 万円 (15%)	1 箇所
伸縮目地	200 万円 (1.5%)	1 箇所, スリップバー式

5. 2 新しい耐震設計法の提案

本節では、第2章で述べた課題に対し、第3章で述べた継手剛性の評価法と、第4章で述べたトンネル躯体ひびわれ部の剛性評価を取り入れ、新しい設計法を提案する。

5. 2. 1 応答変位法に基づく地盤とトンネルのひずみの考え方

トンネルの延長が長い場合はトンネルに沿う地盤の構造や剛性等の変化の影響が地震時の地盤変位分布として現れるので、「狭義の応答変位法」で用いられる1つの着目点の地盤条件に基づく解析式ではそれらを考慮出来ないため、地盤モデルの動的解析が必要となる。

一方、トンネルが換気立坑のように地上部分を有する構造物と接続する場合は、立坑の慣性力による振動を考慮しなければならないため、トンネルと立坑の動的解析が必要である。地上部分のない、つまり慣性力による振動を考慮する必要のないトンネルにおいても動的解析が使われることが多い。しかし、これは時々刻々変化する地盤の変位分布に対する、時々刻々のトンネルの静的応答変位を容易に求める便法として用いているものであり、「広義の応答変位法」である。

これらの考え方は、第1章で述べたが、確認の意を込めて表-5-2-1に再掲する。

表-5-2-1 応答変位法の整理 (表-2-1-1と同じ)

		広義の 応答変位法		動的解析
		狭義の 応答変位法	動的解析	
応答 の 算定	地盤 変位	正弦波状の変位分布 【静的解析】	ばね～質点系 2次元または3次元 FEM 【動的解析】	3次元 FEM 【動的解析】
	地中 構造物	弾性床上の梁理論 (分布地盤ばね) 【静的解析】	弾性支承上の梁理論 (離散地盤ばね) 【静的解析】	地盤内に埋め込む 【動的解析】
設計 への 適用	管路や 共同溝	◎標準	地盤・構造の急変部	使用しない
	大型 トンネル	1990年代は、 参考値として採用	◎標準	特殊な場合に採用

トンネル縦断方向の耐震設計では、トンネルの構造と材料から軸引張力が支配的な要因となる。トンネルの軸引張力が最大になるのは、基本的にはトンネルの軸引張ひずみが最大の時であり、それは地盤変位分布の形状にもよるが、およそ地盤のトンネル軸方向(水平方向)の引張ひずみが最大のときに生じる。したがって、着目地点の地盤の水平方向の最大引張ひずみが分かれば、その位置のトンネルに生じる引張ひずみの範囲が推定できる。地盤のひずみがトンネルに伝わる率(伝達率)は1以下であり、剛性の高いトンネルは伝達率が小さいが、躯体にひびわれが生じると剛性が低下し伝達率が大きくなるから、トンネルに発生するひずみは、地盤の最大ひずみに近づいていくが、これを超えることはない。したがって、地盤の水平方向の引張ひずみが、その位置のトンネルに生じうる最大ひずみの目安となる。

これより、地盤に生じる水平方向の最大ひずみに応じて、トンネルの状態を次のように分けて考

えることができると考えられる。ただし、構造急変部等の特殊部分はひずみ分布が複雑になるので、部分モデルによる動的解析等が必要である。

5. 2. 2 地盤とトンネルのひずみの関係の定量化

ここでは、地震時の地盤ひずみとトンネル躯体ひずみの関係図を作成し、トンネルひずみを、「トンネル躯体にひびわれが生じる状態」と「鉄筋が降伏する状態」を境に3段階に分け、ひずみレベルに応じて耐震設計を実施する合理的な耐震設計法を提案した。

a) 地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを下回る場合

まず、対象トンネルの全長またはある区間の「地盤の最大ひずみレベル」が図-5-2-1の黄色い矢印の範囲にある場合である。

トンネル躯体のコンクリートにひびわれが生じないため、原則として図-5-1-1のトンネル縦断方向の動的解析以下の流れは不要となる。

この考え方は、応答変位法の考え方そのものである。トンネルに作用する地震の影響は周辺地盤の変位であり、トンネルがどういう状態になっても、その地盤変位を超えて変位することはないからである。したがって、地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを下回るならば、トンネルにはひびわれが発生しない理屈である。

ただし、施工時の温度応力や、施工後の乾燥収縮、地盤沈下、比較的大きな地震の経験などにより既にトンネル躯体にひびわれが発生している場合は、ひびわれが開いてしまうので、縦断方向の配筋が少ない場合は、鉄筋を増やすか、ひびわれ発生ひずみより小さい範囲に限定するのがよい。

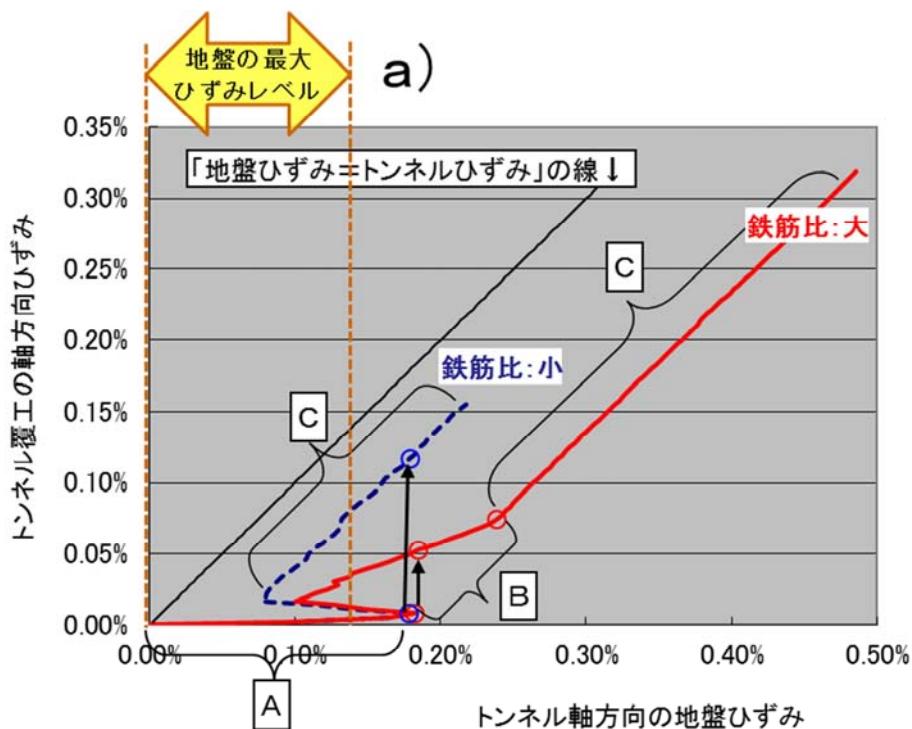


図-5-2-1 地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを下回る場合

b) 地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを上回るが鉄筋の降伏ひずみを下回る場合

次に、対象トンネルの全長またはある区間の「地盤の最大ひずみレベル」が図-5-2-2 の黄色い矢印の範囲にある場合である。

この場合は、原則として、トンネル縦断方向の鉄筋の引張降伏耐力をコンクリートのひびわれ発生荷重より大きくすれば、トンネルに発生するひずみは小さく抑えられるので、図-5-1-1 のトンネル縦断方向の動的解析以下の流れは省略可能である。

この考え方は、鉄筋コンクリート部材のひびわれ部の挙動そのものである。鉄筋コンクリート部材に引張りひずみが生じて徐々に増加していくとき、ひびわれが発生し、ひびわれ面から深部に向かって鉄筋とコンクリートの付着が徐々に切れて、鉄筋が少しずつ滑り伸びるようになる。このとき、鉄筋量が多い場合は、付着力によってコンクリートに引張力が伝達され、やがて別の場所にひびわれが発生する。これが繰り返されれば、ひびわれが分散して発生し、1つのひびわれ幅は小さくなる。逆に鉄筋量が少ない場合は、付着力の総和も少なく、コンクリートに伝達される引張力も少なく、他にひびわれが発生しない。したがって最初にひびわれの生じた箇所鉄筋が降伏し、そのひびわれだけが大きく開くことになる。このことは、シールドトンネルの二次覆工でも注意が必要である。もともと継手間隔が短く柔軟な構造であるのに、トンネル縦断方向の鉄筋量が少ない二次覆工を設けると、何らかの理由で最初にひびわれの発生したリング継手だけが開く危険性がある。

なお、ここで動的解析を省略した場合、詳細設計の最終段階で実施して最終構造形の妥当性を確認しておくのが望ましい。また、ここでの基本方針に反して、トンネル縦断方向の鉄筋量を増加させず、鉄筋の降伏耐力をコンクリートのひびわれ発生荷重より大きくしない場合は、動的解析以下の流れが必要となる。

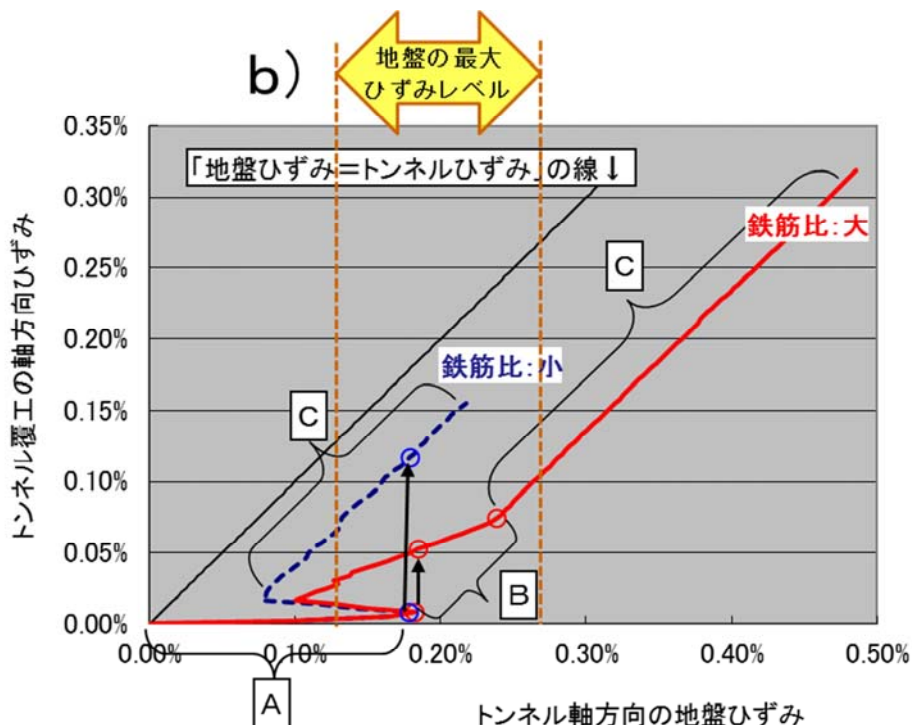


図-5-2-2 地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを上回るが鉄筋の降伏ひずみを下回る場合

c) 地盤の最大水平方向ひずみが鉄筋の降伏ひずみを上回る範囲

最後に、対象トンネルの全長またはある区間の「地盤の最大ひずみレベル」が図-5-2-3 の黄色い矢印の範囲にある場合である。

地盤の最大水平方向ひずみが鉄筋の降伏ひずみを上回る場合は、大きなトンネルひずみが想定されるため、図-5-1-1 の現行の耐震設計の流れの通り、可撓継手や伸縮目地を設けて、地盤の変形を吸収する方法を採る必要がある。ただし、このとき、3 章で述べた継手周囲の土のせん断抵抗ばねを考慮しなければならない。

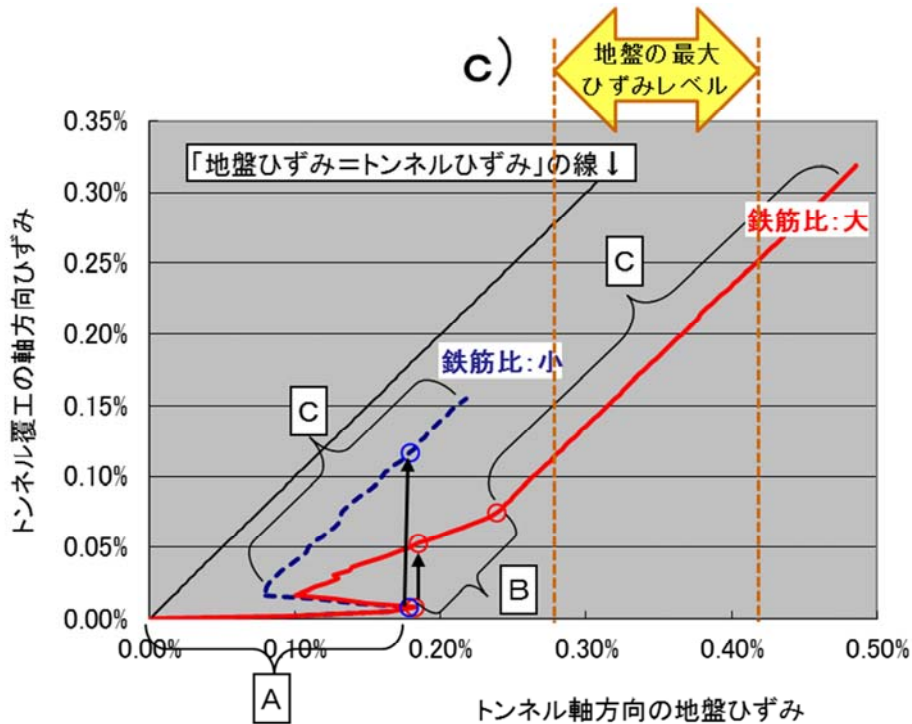


図-5-2-3 地盤の最大水平方向ひずみが鉄筋の降伏ひずみを上回る場合

5. 2. 3 トンネル縦断方向の耐震設計の流れ

上記の a)～c) の考え方を加えたトンネル縦断方向の耐震設計の流れは図-5-2-4 のようになる。図-5-1-1 に比べ、黄色部分が大きく異なる。

1つ目は、地盤の動的解析を行った後、地盤の水平方向の最大引張ひずみの大きさにより a)～c) の3つの流れに別れること、2つ目は、ひずみレベルが「中」程度の場合は縦断方向の鉄筋量を増加させて十分な配筋を確保すれば、トンネルの解析は不要であるとしたこと、3つ目は、トンネル縦断方向のモデル化に際しては、継手のばね定数の算定に継手周囲の地盤の影響を考慮することである。

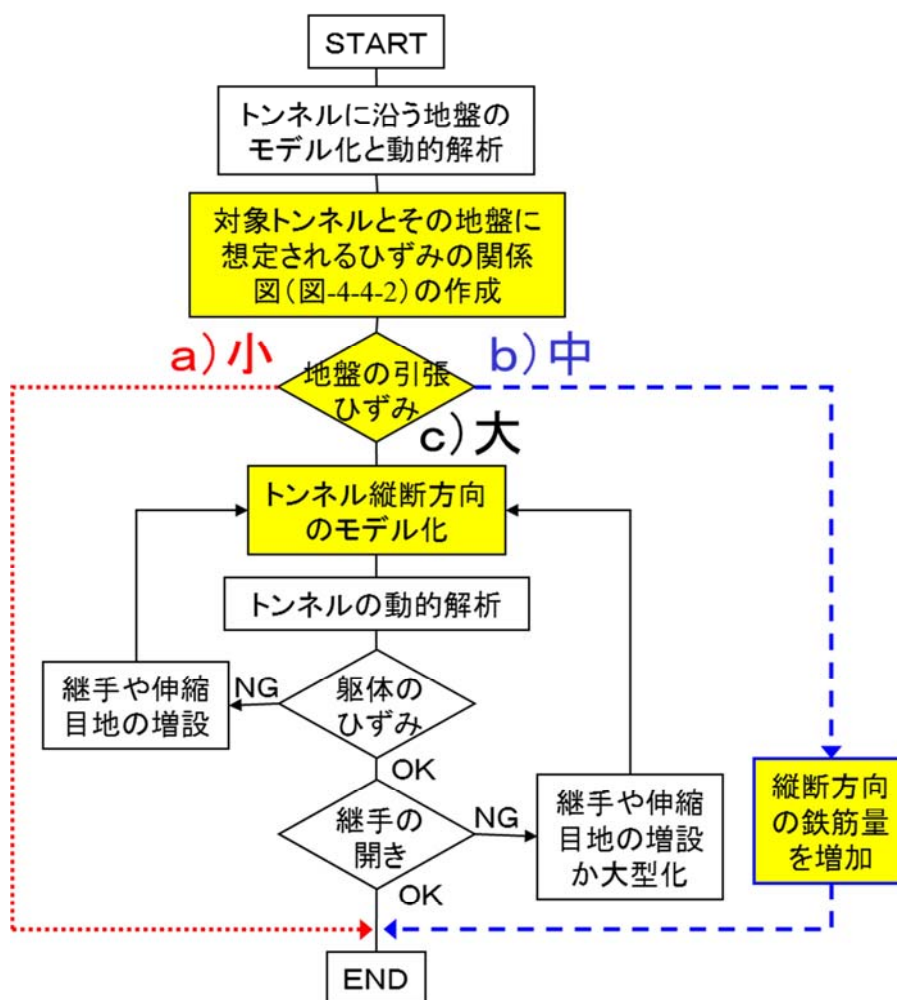


図-5-2-4 地盤のひずみとトンネルのひずみを踏まえたトンネル縦断方向の耐震設計の流れ (着色部と a)～c) ルート選択が本研究の範囲)

5. 2. 4 適用範囲

ここで提案したトンネル縦断方向の新しい耐震設計法は、道路トンネルを念頭に、応答変位法が適用できるトンネル一般部のトンネル縦断方向の構造形式の決定において、縦断方向の配筋を考えれば必ずしも継手を設けなくてもよい耐震構造があることと、継手の剛性は現行設計で考える気中でのばね定数より大きいことを示した。したがって、立坑接続部や橋梁基礎一体部など構造の剛性や形状が急変する箇所については、従来と同様の詳細な動的解析が必要と考えている。

また、継手のばね定数の評価法については、地盤のせん断波速度を 50～300m/s の範囲で検討しているため、沖積地盤のレベル 2 地震時から耐震計算上の基盤相当の地盤まで適用可能である。また、FEM 解析では開削トンネルとシールドトンネルをモデルにしており、結論ではトンネルの外周 15cm 程度の地盤の影響しか無いため、トンネルの構造や形状にはよらずに適用できると考えられる。

もう 1 つの提案であるひびわれを考慮したトンネル躯体の剛性評価法については、道路の開削トンネルや沈埋トンネル、断面の小さい共同溝などの縦断方向の実配筋を調べた上で、通常的设计で用いられる設計基準強度 $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートと D16～D32-ctc200 の配筋をモデル化した WCOMD の解析を行っている。したがって、多くの道路・鉄道トンネルには直接的に、その他の条件のトンネルには同じ考え方で手法・手順をトレースすれば同様の図が得られ、提案した考え方と方法は、トンネル縦断方向の耐震設計に適用できると考えられる。

5. 3 実務設計への適用

本節では、5.2で提案した耐震設計法を用いた耐震設計の試算結果を示し、提案手法の実務設計への適用を容易にした。

東京の平野部の実地盤に阪神淡路大震災級の地震動が作用したときの実トンネルをモデルに、5.2で提案した耐震設計の流れに沿って、発生する断面力とひずみを示した。そして、最大ひずみが生じる区間に対して、第3章で提案した継手周囲の地盤の抵抗を考慮した継手ばね定数の評価法を適用し、現行の耐震設計の考え方では危険であり継手を増設する必要があることと、第4章で提案したトンネル躯体のひびわれを考慮した剛性評価法を適用し、縦断方向の配筋量によりトンネル躯体に生じる断面力とひずみの大きさを制御できることを示した。

5. 3. 1 設計対象モデル

図-5-3-1のような開削工法による対向4車線の道路トンネルをモデルにした。

対象地盤は、図-5-3-2のような地層構成を有する東京の平野部で、耐震計算上の基盤面までの深さや土質が急変する中央付近で大きなひずみが生じる地盤である。図-5-3-2を基に2次元FEMの地盤モデルを作成した。

入力地震動は、この地盤に大地震時のひずみが発生するよう、平野部の耐震計算上の基盤で観測された大地震記録の1つである図-5-3-3の「1995年兵庫県南部地震神戸ポートアイランド地中観測波 (GL-32m・NS)」を用いた。なお、位相差入力は行っていない。

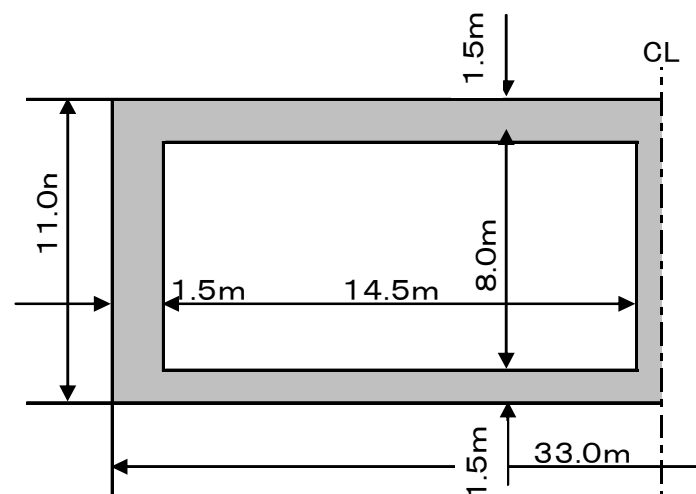


図-5-3-1 トンネルモデル断面

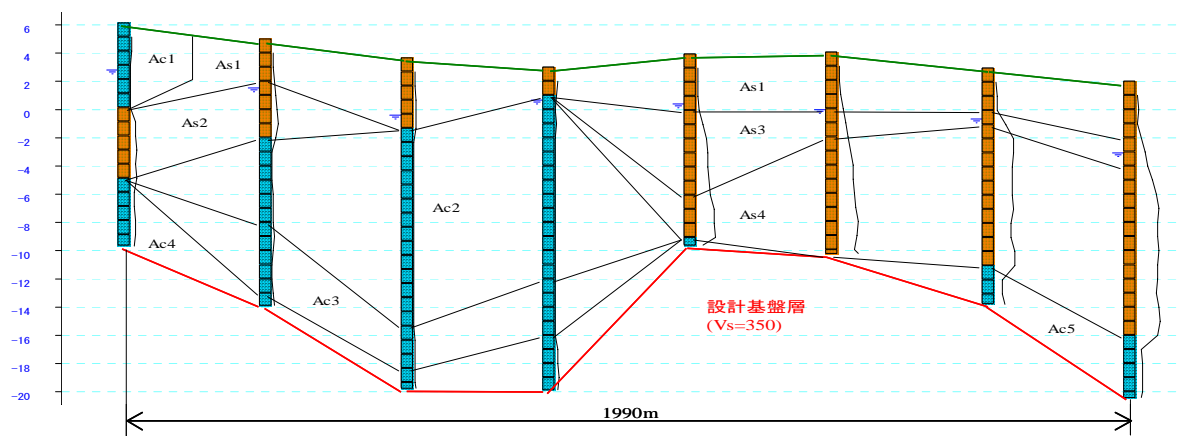


図-5-3-2 地盤モデルの地層構成

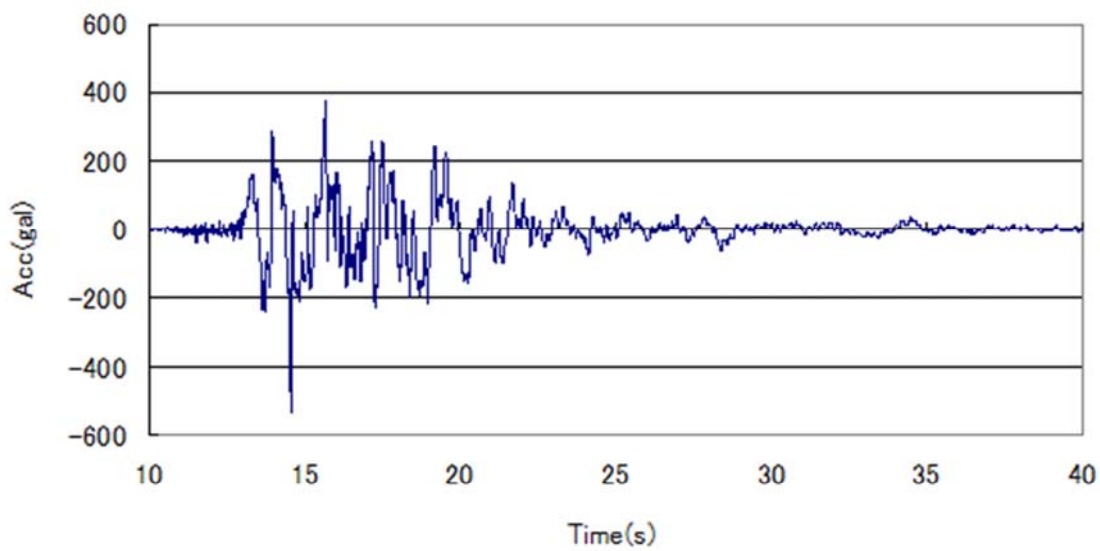


図-5-3-3 入力地震動の加速度波形(ポートアイランド波)

2次元 FEM の地盤モデルの動的解析を行ったところ、水平方向の地盤の最大ひずみ分布は図-5-3-4 のようになり、水平距離 800~1000m の範囲で 0.2% を超える高まりが現れた。この範囲の最大ひずみはほぼ同時刻に発生しており、その 1 つの時刻 (6.43 秒) での変位分布は図-5-3-5 のようであった。この分布は、地盤急変部で最大ひずみが生じる時によく見られる正弦波の 1/2 波長に近い分布形状である。左右の地盤の固有周期が異なるために右の領域が動かず左の領域が大きく揺れるモードが卓越した状態である。

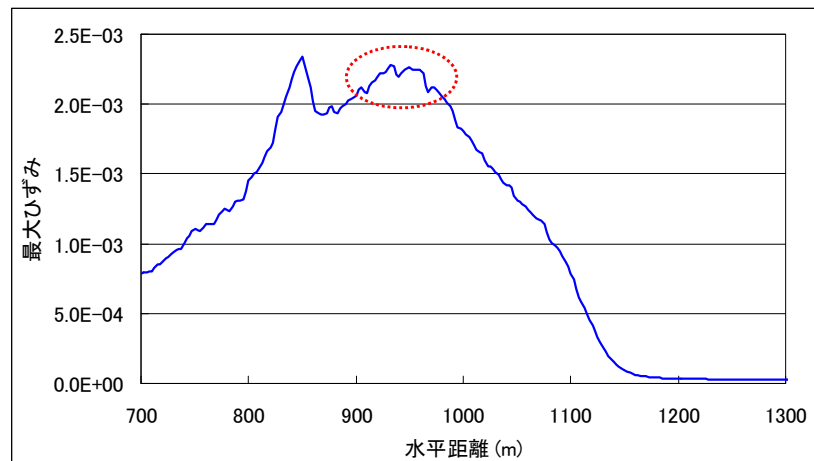


図-5-3-4 地盤の水平方向最大ひずみの分布

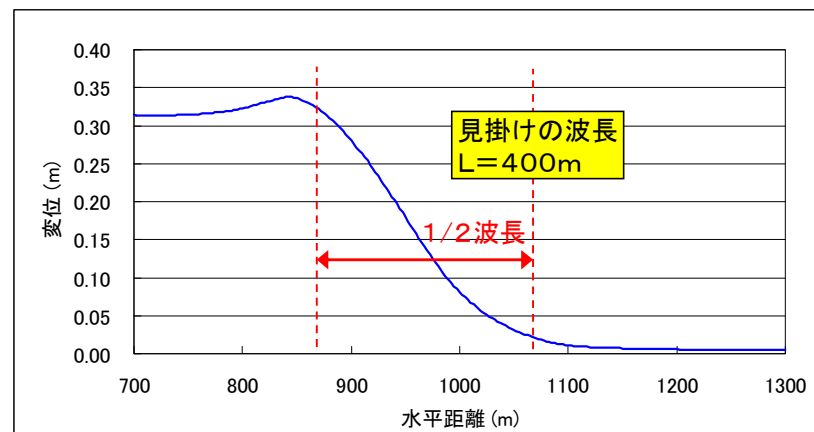


図-5-3-5 最大ひずみが生じた時刻の地盤の変位分布

5.3.2 トンネル縦断方向の耐震設計の流れ

実務設計では、常時荷重に対する設計の後、横断方向の耐震設計を行って、トンネルの基本構造を決定し、次に、本研究で対象としたトンネル縦断方向の耐震設計を行う。提案したトンネル縦断方向の耐震設計の流れは図-5-3-6である。

この流れに従って、最初にトンネルに沿う地盤をモデル化し、動的解析を行う。詳細設計の最後においては、トンネル軸直角水平方向や鉛直方向の地盤変形の影響も考慮するのがよいが、構造計画や設計の初期の段階では、影響が最も大きい縦断方向の挙動のみの検討でもよい。前掲の図-5-3-4と図-5-3-5が、トンネルに沿う地盤モデルの動的解析結果である。

次に、4.3～4.4に述べた方法で、対象トンネルとその地盤に想定されるひずみの関係図を作成し、地盤に生じる水平方向の引張ひずみの大きさからトンネル躯体のひずみ状態を推定し、必要な対応を判断する。この部分が提案する設計法の要であるので5.3.3で詳説する。

なお、構造の急変部や特殊部分は、別途、部分モデルを作成して耐震検討を行うのがよい。

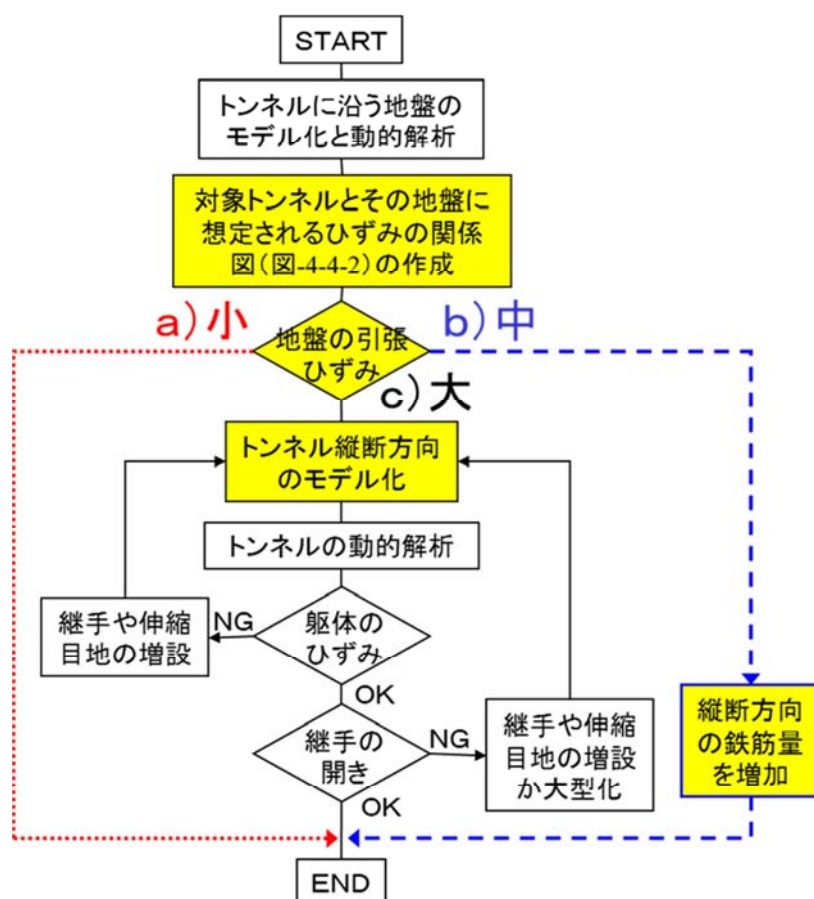


図-5-3-6 地盤のひずみとトンネルのひずみを踏まえたトンネル縦断方向の耐震設計の流れ
(図-5-2-4の再掲)

5. 3. 3 トンネルと地盤に想定されるひずみの関係図の作成とひずみによる判定

ここでは、5.3.1 で示した設計対象のトンネルと地盤に想定されるトンネル縦断方向のひずみの関係を図示し、着目地点のひずみの大きさからトンネル躯体の状態を推定して、継手の必要性や配筋量を設定する流れを示す。

「4.4 実トンネルにおけるひびわれの影響の確認」で述べたように、次の①～⑤の手順で図-5-3-7のトンネル縦断方向の地盤ひずみ ϵ_g とトンネル躯体のひずみ ϵ_t の関係を求める。

- ①図-5-3-1のトンネル断面と縦断方向の配筋を基に、「4.3 FEMによる鉄筋コンクリートの剛性の評価」で述べた WCOMD 等のプログラムを用い、前掲の図-4-3-6のようなトンネルひずみ (ϵ_t) と割線剛性の関係 (剛性 $E A(\epsilon_t) = \alpha \epsilon_t$) を求める。配筋量は実施可能な範囲の複数ケースを考慮するのがよい。
- ②地盤とトンネルの条件に基づき、地盤ばね k を、設計基準から定めるかFEMにより算定して、式(4.4.3)より剛比係数 λ を求める。
- ③最大ひずみが生じる変位分布を近似できる正弦波の波長 L を、動的解析結果または設計基準等に基づいて設定し、式(4.4.2)からひずみの伝達率 α を求める。本章では動的解析結果の図-5-3-5から波長 L を約400mと評価した。
- ④上記②のトンネルひずみ ϵ_t に対する地盤ひずみ ϵ_g が式(4.4.1)から求まり、図-5-3-7が得られる。
- ⑤上記の①～④を地盤条件の異なる他の区間についても行き、それぞれの区間に対する地盤ひずみとトンネル躯体ひずみの関係図を作成する。図-5-3-4の場合は、水平距離が700～800m、800～1000m、1000～1100mの3区間に分けて3枚の図を作成すれば十分と思われる。1100m以上の区間は地盤ひずみが小さいため、耐震対策を講じる必要性は低いと考えられる。

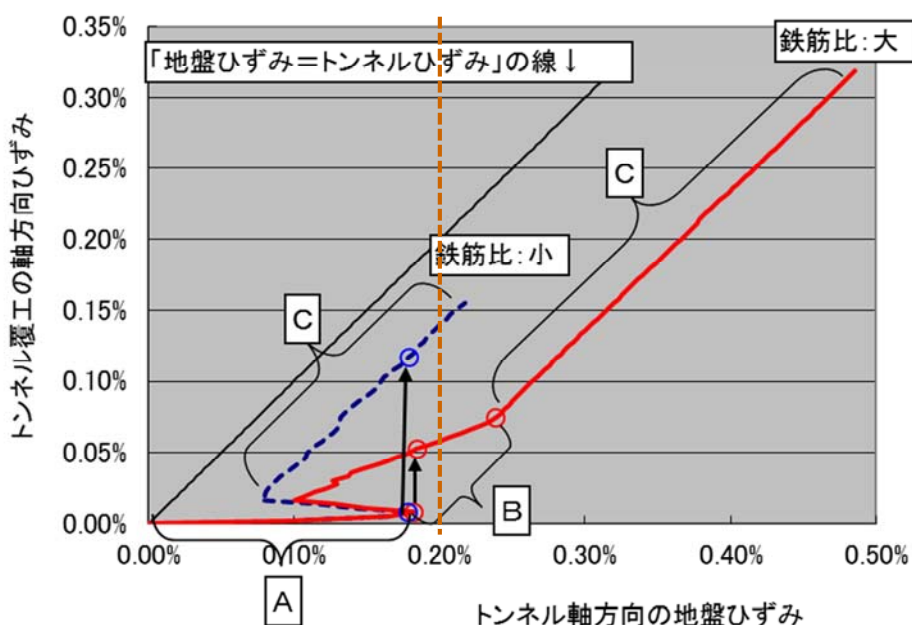


図-5-3-7 地盤ひずみと覆工ひずみの関係 (図-4-4-2 の再掲)

図-5-3-4 で着目した地盤の最大ひずみは 0.2%強であるため、図-5-3-7 で地盤ひずみが 0.2%強の位置におけるトンネル躯体の状態を見ると、コンクリートにひびわれが発生して鉄筋が伸び始めている状態であると想定される。鉄筋量が多い赤線の場合であれば、トンネル躯体の平均ひずみは 0.05%程度でありひびわれも分散して発生するが、鉄筋量が少ない青破線の場合であれば 0.15%程度の平均ひずみになり、最初に開いたひびわれのみが開くため大きなひびわれ幅になる危険がある。この区間のトンネル躯体のひずみは、図-5-3-6 の地盤ひずみが「中」の場合であり、十分な量（この図では 0.66%以上）を配筋すれば、継手を設ける必要は特にない。

他の区間も同様に設定する。図-5-3-4 の 700～800mの区間では、地盤の最大ひずみは 0.1%程度である。前述の⑤のように、実際には、この区間の地盤変位分布の波長や地盤ばねにより図-5-3-7 は変化する。ここでは同じと仮定すると、図-5-3-7 より地盤ひずみが 0.1%程度の時のトンネル躯体の平均ひずみは 0.02%程度であり、鉄筋量が少なくても大きなひずみは発生しないと想定される。図-5-3-6 の地盤ひずみは「小」の場合となる。

5. 3. 4 現行と同様に継手を設ける場合の設計

まず、前掲の図-5-3-4 の最大ひずみが生じる区間に、現行設計の考え方で継手を設ける場合の例を示す。

継手構造は、スリップバー式の引張抵抗のない開削トンネルでは一般的な継手とする。設計で評価する継手構造から決まる引張ばね定数（気中でのばね定数）はゼロである。継手周囲の土のせん断抵抗ばねは、図-5-3-8（図-3-2-2 と同じ）の抵抗範囲と式(5.3.1)（式(3.2.2)と同じ）を用いて評価する。高さ $h=15\text{cm}$ 、影響面積 A は図-5-3-1 のトンネル軸方向の長さ $1\text{m} \times$ 周長 88m より 88m^2 。地盤のせん断弾性係数 $G = 20000 \text{ kN/m}^2$ として、式(5.3.1) により算定すると、 $Kg = 1.76 \times 10^7 \text{ kN/m}$ となる。

$$Kg = GA/h \quad (5.3.1)$$

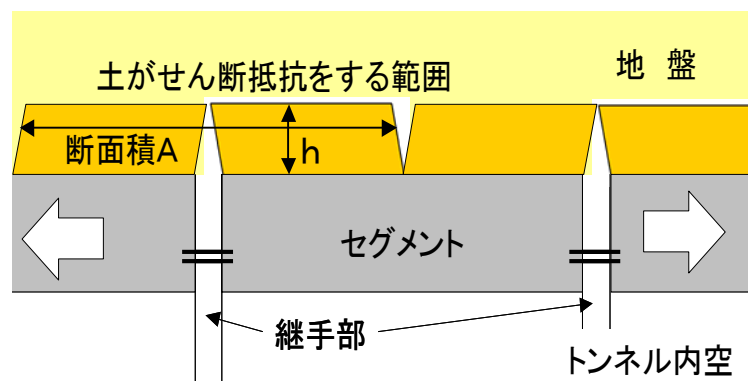


図-5-3-8 継手周囲の土がせん断抵抗をする範囲
(図-3-2-2 と同じ)

この値を用いて解析を行った結果、トンネルの最大軸引張力と継手の開きは表-5-3-1 のようになった。

現行の設計の考え方では、ケース①では軸力がトンネル躯体のひびわれ発生荷重 291,000kN を超えるため、ケース②として継手を地盤ひずみ大きい地点近傍の施工目地に1箇所設置する。このケース②では軸力が大幅に下がりひびわれは発生せず、目標を達成できるが、継手が7.7cmも開くために連結鉄筋などで開きを抑制して、止水性や路面の連続性に問題が発生しないよう調整する。しかしケース②の構造では、実際には継手周囲の土のせん断抵抗によりケース③の軸力と継手の開きとなる。継手の開きは2.1cmと小さく問題はないが、軸引張力は大きくひびわれが発生し、設計での想定と大きく異なる状態になることに注意しなければならない。

新設トンネルの設計では、ケース④のように、地盤ひずみ大きい地点に継手を25m間隔で3箇所設置すれば、トンネル躯体の軸引張力はひびわれ発生荷重を下回ることができ、かつ継手の開きは小さい。しかし、既設トンネルの耐震性評価の場合には、継手の開きは問題ないが、躯体のひずみが設計より大きくなり、縦断方向の配筋が少ない場合はひびわれ幅が大きくなる危険性が高いことになる。

表-5-3-1 トンネルの最大軸引張力と継手の開き

ケース	最大軸力 (kN)	継手の開き (cm)
①継手無し	471,000	0
②地盤の抵抗無視 (継手1箇所)	62,500	7.7
③地盤の抵抗考慮 (継手1箇所)	362,000	2.1
④地盤の抵抗考慮 (継手3箇所)	261,000	1.3+1.5+1.3

注) ひびわれ発生軸力：291,000kN

5. 3. 5 継手を設けない場合の設計

次に、5.3.3 でトンネルのひずみが「中」の程度であるため、本論文で提案する継手を設けず十分な配筋を行ってひずみを小さく抑える耐震設計の例を示す。

「4.3 FEMによる鉄筋コンクリートの剛性変化の評価」の図-4-3-5はコンクリートの引張抵抗を考慮したものであるが、既に何らかの原因でひびわれが発生している場合や最初の大きな揺れでひびわれが発生し次の大揺れを受ける場合は、はじめから鉄筋の抵抗による剛性となって大きなひずみが発生する。実務設計では、そのような安全側の条件の方が適するであろう。その場合を想定して、引張に対してひびわれ後の初期剛性を持ち鉄筋の降伏耐力で一定となる図-5-3-9のバイリニア型の特性を持たせて、非線形の応答変位法の解析を行った。同図中の「鉄筋多」は鉄筋比0.66%、「鉄筋少」は鉄筋比0.24%であり、それぞれ耐力は 3.00×10^5 kNおよび 1.10×10^5 kNである。

解析の結果、トンネルの最大軸引張力ひびわれ部の鉄筋の伸びによる剛性低下範囲が表-5-3-2のようになった。表-5-3-2のケース①は表-5-3-1と同じである。ケース⑤⑥から、鉄筋比に応じた最大軸力が発生していること、剛性低下部の平均ひずみは鉄筋比の大きいケース⑥は半減していること、剛性低下範囲は鉄筋比の影響をあまり受けないことが分かる。十分な配筋が行われれば、ひびわれが分散し、その結果、全体の平均ひずみが小さくなるので、鉄筋量を増やしてトンネル躯体に生じるひずみを抑制するのがよい。

温度ひびわれや乾燥収縮ひびわれなどの施工時に発生するヘアクラックや、コンクリートの打ち継目や大きな箱抜きなど構造的に一般部より弱い箇所が存在するため、実際には、初期ひびわれの存在を考慮すべきと考えられる。したがって、ひびわれが発生することを前提に、トンネル躯体の

ひずみ状態を推定して配筋するのが良い。

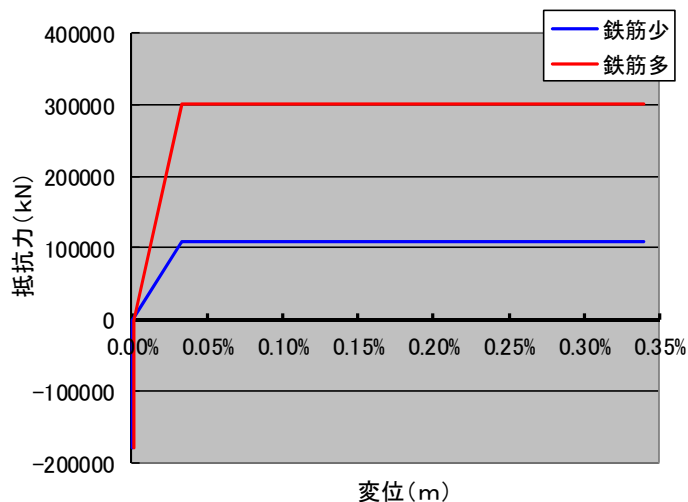


図-5-3-9 バイリニア型の変位～反力特性モデル

表-5-3-2 トンネルの鉄筋比と最大軸引張力

ケース	最大軸力 (kN)	剛性低下部 平均ひずみ	剛性低下 範囲 (m)
①継手無し (ひびわれ無し)	471,000	—	—
⑤鉄筋少 (鉄筋比 0.24%)	110,000	0.094%	80
⑥鉄筋多 (鉄筋比 0.66%)	300,000	0.048%	100

5. 3. 6 本節のまとめ

本節では、5.2で提案した耐震設計法を適用した実務における耐震設計の一部を示した。東京の平野部の実地盤をモデルに阪神淡路大震災級の地震動が作用したとき、提案した耐震設計の流れに沿って、実トンネルに生じる断面力やひずみを示し、そこで行う判断の仕方と、ひずみレベルに応じた3つの場合の例を示した。これらにより、提案手法の実務設計への適用が容易になるであろう。

5. 4 第5章のまとめ

第5章では、3つめの課題である継手に全面的に依存せずにトンネル躯体のひびわれを考慮した合理的なトンネル縦断方向の耐震設計法を提案した。

まず5.1で、現行の一般的なトンネル縦断の耐震設計法の流れを示した。

5.2では、東京の平野部の実地盤をモデルに阪神淡路大震災級の地震動が作用したとき、実トンネルに生じる断面力やひずみを示した。第3章で提案した継手周囲の地盤の抵抗を考慮した継手ばね定数の評価法を適用すると現行の耐震設計の考え方では危険であり継手を増設する必要があることと、第4章で提案したトンネル躯体のひびわれを考慮した剛性評価法を適用すると縦断方向の配筋量によりトンネル躯体に生じる断面力とひずみの大きさが大きく変わることを明らかにした。

そして5.3で、対象トンネルとその地盤に想定されるひずみの関係図を作成し、トンネルひずみを3つの範囲に分け、そのひずみレベルに応じて耐震設計の流れを変える新しい考え方を提案した。

原則としては、まず、「①地盤ひずみが小さくトンネル躯体にひびわれが発生しない範囲」では、トンネルは健全なままであるため、詳細な耐震解析は不要である。

次に、「②地盤ひずみが大きくトンネル躯体にひびわれが生じるが鉄筋が降伏に至る前の範囲」では、トンネル縦断方向の鉄筋の引張降伏耐力をコンクリートのひびわれ発生荷重より大きくすればトンネルに発生するひずみは小さく抑えられるため、十分な配筋を行えば詳細な耐震解析は不要である。

最後に、「③トンネルひずみが鉄筋の降伏ひずみを上回る範囲」は、現行の耐震設計の流れと同様に、可撓継手や伸縮目地を設けて地盤の変形を吸収する方法を採る必要がある。ただし、継手のばね定数は第3章で述べた継手周囲の土の抵抗を考慮した評価を行わなければならない。

第6章 結論

本研究は、河川や港湾部の水底あるいは平野部の地下水位以深にある都市トンネルの縦断方向の耐震設計法を対象とした。トンネルの耐震設計は「(広義の) 応答変位法」で行われ、地震時の地盤変位とトンネルおよび地盤の剛性バランスにより応答が決まるため、トンネルの剛性を適切に評価することは、合理的な耐震設計を行うために重要である。

本研究は、トンネルは形式によらず、鉄筋コンクリートのブロックである「トンネル躯体」とそれを連結する「継手」の2つの部位からなるため、両者の剛性に関わる課題を解決または改善することにより、トンネル全体の剛性評価のレベルを引き上げ、トンネル縦断方向の耐震設計をより安全で合理的にするものである。さらに、「トンネル躯体」のひびわれを考慮した剛性評価が可能になれば、地盤ひずみとの関係を大局的に示すことができ、それを基に、トンネルひずみに応じて必要な耐震対策方針と手順を選定する、トンネル縦断方向の耐震設計法のより合理的な考え方を提案したものである。

本論文の第1章で研究の背景と目的を示した後、第2章で、本研究で対象としている耐震設計法の基本である「応答変位法」の考え方と、首都高速道路と東京湾横断道路の実トンネルに対する設計事例を示した。これらにより、本研究で問題とする現象が生じる根本的なメカニズムと現行のトンネル縦断方向の耐震設計の継手偏重と思われる実態を示した。この実態を踏まえることにより、第3章で述べる継手の剛性評価と、第4章で述べるトンネル躯体のひびわれ発生時の剛性評価が、現実的に如何に重要な問題であるかが分かる。さらに、第5章で述べる新しい耐震設計法の考え方が、本研究で提案する1枚の図により、理にかなったものであることが分かる。本論文の第4章と第5章から、近年のコンピュータの性能を頼りに高精細のモデルを用いた力尽くと思われる耐震設計は必要でない場合が多々あることがわかる。

第3章では、最初のテーマである継手周囲の地盤の抵抗によって大きくなる「継手剛性」の評価法を提案した。

現行の設計法では、継手のばね定数は、継手の構造のみから決まると考えられているが、第2章で述べたような耐震設計では、大地震時の継手の開きが10cm程度になる場合があり、広範囲でトンネルと地盤の間で滑るか地割れが生じなければ、実際には開かないのではないかと心配される。鈴木は免震トンネルの研究の際に、免震層によりトンネルと地盤とを絶縁した時には継手のばね定数は設計上の値と一致するが、免震層がない場合はもっと大きいことを指摘した。西岡はトンネル等地下構造物の解析法の研究の中で、3次元FEMモデルで地盤を表しその中にトンネルを組み込むと継手の効果が表れないことを指摘した。この現象は、FEMの地盤要素がトンネル要素に密着しているからであり、FEMでトンネルの解析をしたことがある技術者は誰でも知っている事実である。鈴木は、この問題を明らかにするために、実トンネルでの地震観測、模型実験、軸対象回転体による数値解析を行って、シールドトンネルについて地盤の抵抗ばね定数の評価式を構築したが、鈴木の様式は、固定の係数を含み、他の形式のトンネルへの適用が困難であった。

そこで、本研究では、開削トンネルを対象にした2次元モデルとシールドトンネルを対象にした3次元モデルで解析し、この現象を定量的に把握した。そして、鈴木の様式よりも地盤の抵抗のメカニズムを明解にした次式を提案した。 Kg は地盤の抵抗を示すばね定数、 GA は地盤が抵抗する範囲のせん断剛性、 h は抵抗する範囲の高さである。

$$K_g = GA/h$$

この高さ h は、解析から高々 **15cm** 程度と考えられ、継手近傍の地盤のみが影響していることが分かる。したがって、表層地盤の層構造や耐震計算上の基盤面までの深さ、トンネルの形状や寸法の影響は極めて小さいことが容易に推測される。

この提案式を多くの実トンネルに適用し、現実問題としての影響の大きさを確認した。その結果、地盤の抵抗を考慮すると実際の設計で評価されている継手ばね定数に対して、道路 **1~2** 車線の小さい断面のトンネルでは **2** 倍程度に、**4~6** 車線の大きな断面のトンネルでは **3~5** 割増し程度になることが分かった。つまり、設計の **5~8** 割しか変位を吸収しないため、残りの **5~2** 割の変位は、設計値に上載せしてトンネル躯体が抵抗しなければならない。

第 4 章では、2 つめのテーマである「トンネル躯体にひびわれが生じた場合のトンネル縦断方向の引張剛性」の評価法を提案した。

本研究では、鉄筋コンクリート構造の比較的大型のトンネルを対象とし、トンネル縦断方向の耐震問題として「引張」を取り上げている。これは、これまでの多くの設計事例から、トンネル縦断方向の耐震設計では「引張」の影響が支配的であり、「曲げ」の影響との合成で決まる箇所も多々あるが「曲げ」だけで決まる箇所はないこと、「圧縮、せん断、ねじり」の影響は小さいことが分かっているためである。

鉄筋コンクリート構造のトンネルが引張を受けた場合、ひびわれ発生前は全断面有効のコンクリートの剛性であるが、ひびわれが発生した後は、ひずみの増加に応じて剛性が低下する。第 2 章で示したように、トンネルの地震時の応答はトンネル剛性が低くなると変形がさらに進み地盤の変形に近づくため、ひびわれ発生後の剛性評価が重要であることが分かる。

トンネル躯体にひびわれが発生した後の剛性は、ひびわれ部の鉄筋とコンクリートの付着切れによる抜け出しや新たなひびわれの発生を推定できれば可能になる。鉄筋とコンクリートの付着に関する基礎的な研究は古くからの問題であるが、鉄筋コンクリート部材を引張ったときの挙動に関する研究は少なく、建築分野で細い棒部材のテンションステイフィングの研究と、土木分野で橋脚フーチングを対象としたマッシュなコンクリートからの鉄筋の引き抜きの研究が参考にできる程度である。

本研究では、まず、ひびわれ部の鉄筋の抜け出しの評価が可能な後者の方法を用いて、他者が行った鉄筋コンクリート部材の引張・圧縮実験を対象に、得られた荷重～変位曲線の再現を試みた。この結果は 4.1 に示したが、荷重～変位曲線は概ね再現でき、この方法で剛性評価が可能であることが分かったが、ずれがあることとひびわれの発生時期と位置が分からなければならない、問題が残った。次にマッシュなコンクリートからの鉄筋の引き抜き特性はトンネルの縦断方向の引張りとは状況が異なるため、鉄筋とコンクリートの引張強度を同程度にした断面の棒部材の引張試験を行い、引張縁からの鉄筋のひずみ分布と引き抜き量を測定し、荷重～変位曲線の評価を試みた。その結果は 4.2 に示したが、設計諸元からその曲線を推定できるよう一般化するのは困難と考えられた。しかし、必ずしも的確な剛性評価が出来なくても、現状のひびわれを考慮しない剛性評価よりも合理的であると言える。

次に、近年、設計実務でも鉄筋コンクリート構造物の非線形応答を評価するのに使われる「平均ひずみとテンションステイフィネスの関係に基づく **FEM** 解析法」によりひびわれ発生後の剛性変化を定量的に把握した。このプログラムに限定する必要はないが、この方

法によれば、設計諸元から簡単に、トンネル躯体のひびわれを考慮した縦断方向の剛性がトンネルのひずみに応じて評価できることを示すことができた。

最後に、FEM 解析で得られたトンネル躯体のひずみと剛性の関係を基に、応答変位法によりトンネルの応答を求め、地盤とトンネルのひずみの関係を図に表した。この図は、トンネル縦断方向の配筋量に応じたひびわれ後の躯体に生じるひずみと地盤ひずみとの関係が表されるため、地震時に想定される着目点の地盤ひずみに対する対象トンネル躯体の状態を概ね想定できるものである。したがって、トンネルの構造計画や耐震設計の初期の段階で非常に有用な図である。

第 5 章では、3 つめの課題である継手に全面的に依存せずにトンネル躯体のひびわれを考慮した合理的なトンネル縦断方向の耐震設計法を提案した。

その方法は、第 4 章の最後で作成した「対象トンネルとその地盤に想定されるひずみの関係図」を基に、トンネルひずみを 3 つの範囲に分け、そのひずみレベルに応じて耐震設計の流れを変える新しい考え方を提案した。原則として、まず①地盤ひずみが小さくトンネル躯体にひびわれが発生しない範囲では、トンネルは健全なままであるため、詳細な耐震解析は不要である。次に、②地盤ひずみが大きくトンネル躯体にひびわれが生じるが鉄筋が降伏に至る前の範囲では、トンネル縦断方向の鉄筋の引張降伏耐力をコンクリートのひびわれ発生荷重より大きくすれば、ひびわれはトンネル躯体に分散して生じるので個々のひびわれ幅は小さく抑えられるため、十分な配筋を行えば詳細な耐震解析は不要である。最後に、③トンネルひずみが鉄筋の降伏ひずみを上回る場合は、現行の耐震設計の流れと同様に、可撓継手や伸縮目地を設けて地盤の変形を吸収する方法を採る必要がある。ただし、継手のばね定数は第 3 章で述べた継手周囲の土の抵抗を考慮した評価を行わなければならない。

そして、東京の平野部の実地盤をモデルに阪神淡路大震災級の大地震が生じたときの実トンネルに生じる断面力やひずみを示しながら、提案したトンネル縦断方向の耐震設計法の実務設計への適用を示した。さらに、大きなひずみが生じる区間に対して、第 3 章で提案した継手周囲の地盤の抵抗を考慮した継手ばね定数の評価法を適用すると現行の耐震設計の考え方では危険であり継手を増設する必要があることと、第 4 章で提案したトンネル躯体のひびわれを考慮した剛性評価法を適用すると縦断方向の配筋量によりトンネル躯体に生じる断面力とひずみの大きさが大きく変わることを示した。

これらにより、提案した方法の実務設計への適用方法が分かりやすくなった。

本研究により上記のように継手とトンネル躯体の剛性評価、および「対象トンネルとその地盤に想定されるひずみの関係図」に基づく耐震設計法の考え方と具体の適用例を示すことは出来たが、設計実務に反映させるには、下記のような課題が残っている。今後も、多くの技術者や研究者、トンネルを建設・管理する事業者に向けて問題提起を行っていくと共に、自らの研究も進めていきたい。

- ・実トンネルの地震観測による継手部の実挙動記録の蓄積と分析
- ・棒部材のテンションスティフニング特性に基づくトンネル躯体の剛性評価法
- ・縦断方向のひびわれと横断方向のひびわれが発生した場合の鉄筋コンクリート部材の挙動確認
- ・トンネル躯体にひびわれが発生した場合に止水性を確保できる防水シートの確認と必要な仕様・性能のまとめ

参考文献等

- 1) 清宮理, 高橋正忠, 園田恵一郎: 沈埋トンネルの設計と施工, 技報堂出版, 2002.
- 2) 首都高速道路公団: 東京港トンネル工事誌, 土木学会, pp.463-558, 1977.
- 3) 土木学会: シールドトンネルの耐震検討, トンネルライブラリー第 19 号, pp.145-181, 2007.
- 4) 和佐勇次郎, 吉田幸司, 田中努: 軟弱地盤中のシールドトンネルの地盤および覆工剛性急変部の耐震設計法, 土木学会論文集, No.510/IV-26, pp.69-79, 1995.
- 5) 中川誠志, 式田直孝, 田中努, 大竹省吾: 硬質地盤を通過する剛性の高いトンネルの地震時応答性状と耐震設計, 土木学会論文集, No.516/VI-27, pp.41-51, 1995.
- 6) 鈴木猛康: シールドトンネル軸方向の耐震性評価に関する考察, 土木学会論文集, No. 441/I-18, pp.137-146, 1992.
- 7) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.
- 8) 株式会社フォーラムエイト: UC-win/WCOMD Ver.2 電子マニュアル, 2006.
- 9) 建設省土木研究所, 建設省関東地方建設局, 日本道路公団, 東京湾横断道路(株)等: 東京湾横断道路(沈埋およびシールド)トンネルの構造検討報告書, 同耐震設計報告書, 東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準(案), 東京湾横断道路シールドトンネル設計基準(案)他, 1978~1991.
- 10) 首都高速湾岸建設局, 同本社, 首都高速道路調査会等: 首都高速湾岸線開削トンネル構造検討報告書, 多摩川沈埋トンネル・川崎航路沈埋トンネル耐震設計報告書他, 1978~1986.
- 11) 運輸省第三港湾建設局: 大阪港トンネル耐震設計報告書, 神戸港島トンネル耐震設計報告書他, 1993~1997.
- 12) 岡本俊三: 耐震工学, オーム社, pp.439~446, 1971.
- 13) 建設省土木研究所: 新耐震設計法(案), 土研資料第 1185 号, pp.224-229, 1977.
- 14) (社)日本道路協会: 石油パイプライン技術基準(案), 1974.
- 15) (社)土木学会: 沈埋トンネル耐震設計指針(案), 1975.
- 16) (社)日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説, pp.87~91, 2009.
- 17) (社)日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説, 1997.
- 18) (社)日本ガス協会: 高圧ガス導管耐震設計指針, 2000.
- 19) 立石章: 応答変位法における地震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.
- 20) (社)日本道路協会: 共同溝設計指針. pp.52-80, 1986.
- 21) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M.: Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquake, 東京大学生産技術研究所報告, 第 24 巻, 第 5 号, 1975.
- 22) 栗林栄一, 上田治, 羽立隆幸: 換気塔を含めた沈埋トンネルの地震応答解析, 土木研究所資料, 第 1578 号, 1980.
- 23) 川島一彦編著: 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, pp.61-76, 1994.
- 24) 久保慶三郎: 地震と土木構造物, 鹿島出版会, pp.88-93, 1981.
- 25) 土木学会: トンネル標準示方書(開削編)・同解説, pp.34-36, 1986.
- 26) 高松伸行, 深井直光, 小泉淳, 村上博智: 二次覆工されたシールドトンネルの模型振動実験について, 土木学会第 22 回地震工学研究発表会概要集, pp.655~658, 1993.
- 27) 久保田信雄, 柄川伸一, 松岡彰, 清水徹: 高速湾岸線多摩川・川崎航路沈埋トンネルの設計・施工, コンクリート工学, Vol.30, No.5, pp.29-43, 1992.

- 28) 国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準(案), pp.30-38, 1979.
- 29) Seishi Nakagawa, Naotaka Shikida, Tsutomu Tanaka, Shogo Ohtake : Behavior of the tunnel in the rugged hard ground in the event of earthquake and the earthquake resistant design method, Proceedings of the International Congress, International Tunneling Association, pp.437-444, 1992.
- 30) 土岐憲三：構造物の耐震設計, 新体系土木工学 11, 土木学会, pp.220-222, 1981.
- 31) 土木学会：動的解析と耐震設計〔第4巻〕'ライフライン施設, pp, 136-146, 1989.
- 32) 例えば, Suzuki T., Tamura C., and Maeda H. : Earthquake Observation and Response Analysis of Shield Tunnel, Proc. 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.1903-1908, 1986.
- 33) 例えば, Tsukamoto K., Nishio N., Satake M. and Asano T. : Observation of pipeline behavior at geologically complex site during earthquakes, Proc.8th World Conference on Earthquake Engineering, VoL7, pp.247-254, 1984.
- 34) 例えば, 田村重四郎, 山口良雄, 河田博之, 久保田直樹：シールドトンネルの振動モデル実験, 構造物設計資料 No.49, pp.10-14, 1977.
- 35) 例えば, 川島一彦, 大日方尚巳, 志波由紀夫, 加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その2) 覆工の軸剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析, 土木研究所資料 2277, 1985.
- 36) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針, pp.52-54, 1982.
- 37) 日本道路公団：東京湾横断道路シールドトンネル設計基準(案), 1987.
- 38) 栗林栄一, 川島一彦, 柴田松雄：沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究, 土木研究所資料第1193号, 1977.
- 39) 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, No.398/I-10, pp.319-327, 1988.
- 40) 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, No.404/I-11, pp.385-394, 1989.
- 41) 川島一彦, 杉田秀樹, 加納尚史：正負交番軸方向荷重を受けるシールドトンネル模型の変形および破壊特性, 土木学会論文集, No.422/I-14, pp.225-233, 1990.
- 42) 鈴木猛康, 田村重四郎：シールドトンネルの免震構造とその免震効果の評価手法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.275-285, 1995.
- 43) 建設省土木研究所耐震研究室他：地下構造物の免震設計法マニュアル(案), 建設省土木研究所共同研究報告書 211号, 1998.
- 44) 鈴木猛康：シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験, 第20回地震工学研究発表会論文集, pp.79-85. 1989.
- 45) 鈴木猛康:シールドトンネル軸方向の耐震性評価に関する考察, 土木学会論文集, No. 441/I-18, pp.137-146, 1992.
- 46) 西岡勉, 運上茂樹:線状地中構造物における地震時の軸ひずみ伝達特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1199-1208, 2003.
- 47) 西岡勉：地盤と構造物間のひずみの伝達特性に着目した地中構造物の耐震設計法に関する研究, 京都大学博士論文, pp.120-172, 2004.
- 48) 土木学会：開削トンネルの耐震設計, トンネルライブラリーNo.9, 1998.
- 49) 島弘, 周礼良, 岡村甫：マツシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力～すべり～ひずみ関係, 土木学会論文集第378号, pp.165-174, 1987.
- 50) 田中努, 橘義規, 大竹省吾：ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震設計法, トンネル工学研究発表会論文報告集第3巻, pp.219-224, 1993.

- 51) 建設省土木研究所：土木研究所資料シールドトンネルの耐震性に関する研究，1997.
- 52) F. レオンハルト， E. メニッヒ：鉄筋コンクリートの設計，鹿島出版会，pp.95-98，1986.
- 53) 岡田清，伊藤和幸，不破昭，平海征夫：鉄筋コンクリート工学，鹿島出版会，pp.125-131，1987.
- 54) Jaw-Nan (Joe) Wang, Seismic Design of Tunnels, Parsons Brinckerhoff Inc., pp.13～51, 1993.
- 55) INDONESIAN RAILWAY TECHNICAL STANDARD FOR SHIELD TUNNEL, THE REPUBLIC OF INDONESIA MINISTRY OF COMMUNICATIONS DIRECTORATE GENERAL OF RAILWAYS, pp.19, 25, 32～34. 2006.
- 56) CONTRACT 1 : UNDERGROUND CIVIL WORKS, HUALAMPHONG-SANAM CHAI SECTION CONTRACT DOCUMENTS, VOLUME5 OUTLINE DESIGN SPECIFICATIONS, MRT BLUE LINE EXTENSION PROJECT, KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT MASS RAPID TRANSIT AUTHORITY OF THAILAND, p.21
- 57) Guidelines for the Design of Shield Tunnel Linin, OFFICIAL REPORT OF THE INTERNATIONAL TUNNELLING ASSOCIATION, Volume15, p.311, 2000.
- 58) 例えば，土木学会：実務の先輩たちが書いた土木構造物の耐震設計入門，pp160～205，2001.
- 59) 東京湾横断道路㈱本社：東京湾横断道路シールドトンネル耐震設計検討（その 2）報告書，1989.
- 60) 東京湾横断道路㈱本社：東京湾横断道路シールドトンネル耐震詳細設計報告書，1991.
- 61) 和佐勇次郎・三木克彦・林光俊：二次覆工を有するシールドトンネルの地震時挙動，土木学会論文集，No.436／Ⅲ-16，pp.47-56，1991.

謝 辞

本論文は、筆者が、株式会社オリエンタルコンサルタンツで 1978 年からずっと取り組んできた、都市トンネル縦断方向の耐震設計業務や委員会審議を受けた様々な工夫や提案、それに関連したトンネルの地震時挙動に関する共同研究や自社開発の研究成果を基にまとめたものです。

株式会社オリエンタルコンサルタンツでは、日本道路公団や東京湾横断道路会社の東京湾横断道路シールドトンネル（初期の案は沈埋トンネル）、首都高速道路公団の多摩川沈埋トンネル・川崎航路沈埋トンネル、運輸省の大阪港海底トンネル・神戸港島トンネルなど、当時日本初・世界初の最先端のプロジェクトに関われたことは、技術者として誠に幸せでありました。それらに従事する機会を与えていただくと共に、多額の自主研究費を与えて下さり、様々な国内外に論文を発表させていただいた清野茂次様、横溝幸雄様、忍足正様、和田紘二様、高橋正忠様、松本修一様、そして設計実務における解析や研究と一緒に挑戦し続けてくれた橘義規様、大竹省吾様他、多くの皆様に感謝申し上げます。

その後、メトロ設計株式会社では、これらの研究成果を振り返ることができ、また博士号取得にチャレンジする機会を与えて下さり、小林秀司様、小林一雄様に深く感謝いたします。

そして、最後のまとめの数年間、佐伯光昭様に誘われて日本技術開発株式会社（現株式会社エイト日本技術開発）に移り、国土交通省の東京外かく環状道路トンネルの耐震設計に関わって最新の設計技術と実態を確かめることができました。土木研究センターとの共同研究からご一緒した金聲漢様や、所属部署の上司であり技術者仲間である森敦様には、貴重な情報をいただくと共に励ましをいただきました。皆様に感謝申し上げます。

これらの研究を論文にまとめることは、山梨大学大学院医学工学総合研究部の鈴木猛康教授のお勧めが契機で決心しましたが、入学してからは業務に追われて研究が遅々として進まず、鈴木先生にはご心配とご迷惑をおかけしてばかりでした。しかし、貴重な情報をいただいたり取り組み方の助言をいただいたり、鈴木先生の研究マネジメントにより、何とかまとめることができました。多くの様々なご指導をいただきましたことに衷心より感謝の意を表します。

また、本論文の審査にあたり、同大学の杉山俊幸教授と齊藤成彦准教授を始め、吉田純司准教授と高橋良輔准教授に、極めて有益なご討論ならびにご助言を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

なお、第 4 章に示した棒部材の引張実験は、首都大学東京工学部土木工学科コンクリート研究室の設備をお借りし、國府勝郎様と上野淳様他に実験の計画から供試体作成および実施まで、様々なご助言とご支援を賜りました。心より感謝申し上げます。

多くの皆様方に感謝し、本論文の謝辞とさせていただきます。

発表論文および関連業績

I 学術論文

◆査読論文

- 1) 和佐勇次郎, 吉田幸司, 田中努: 軟弱地盤中のシールドトンネルの地盤および覆工剛性急変部の耐震設計法, 土木学会論文集, No.510/IV-26, pp.69-79, 1995
- 2) 中川誠志, 式田直孝, 田中努, 大竹省吾: 硬質地盤を通過する剛性の高いトンネルの地震時応答性状と耐震設計, 土木学会論文集, No.516/VI-27, pp.41-51, 1995
- 3) 田中努, 金井拓弥, 鈴木猛康: 継手とひびわれの影響を考慮したトンネル縦断方向の地震時挙動と軸剛性の評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 68(2012) No. 4, pp.I-867-I-875, 2012
- 4) 田中努, 鈴木猛康: 継手の効果とひびわれの影響を考慮したトンネル縦断方向の耐震設計法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.69 (2013) No.4, pp.I-909-I-918, 2013

II 研究報告, 各種計画, 特許など

◆研究報告

- 1) 田中努, 橘義則, 大竹省吾: ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震設計法, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第3巻, pp.219-224, 1993
- 2) 田中努, 橘義規, 大竹省吾: ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震設計法, 1993, 土木学会第22回地震工学研究発表会, (120), pp.463~466
- 3) 塚田あゆみ, 橘義則, 田中努: ひびわれを考慮した地中構造物の軸引張剛性の評価法に関する研究, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第7巻, pp.355-360, 1997
- 4) 地下構造物の免震設計法マニュアル(案)(官民19組織の共著), 建設省土木研究所/地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その3)/第211号, 1998.9

◆各種計画・設計等業務成果

- 1) 東京湾横断道路(沈埋およびシールド)トンネルの構造および耐震設計/東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準(案)・東京湾横断道路シールドトンネル設計基準(案), 建設省土木研究所/建設省関東地方建設局/日本道路公団/東京湾横断道路(株), 1978~1991
- 2) 首都高速湾岸線/多摩川沈埋トンネルおよび川崎航路沈埋トンネルの耐震設計, 首都高速湾岸建設局/同本社/首都高速道路調査会
- 3) 大阪港トンネルおよび神戸港島トンネルの耐震設計/レベル2対応の検討/3次元地震応答解析, 運輸省第三港湾建設局, 1993~1997
- 4) 共同溝のレベル2耐震設計基準の検討, 1996~1998

◆特許

- 1) 田中努, 桐沢芳広, 大竹省吾, 棚橋孝道, 橘義規, ゴムメーカー: 水中構造物の接合装置, 1997, 特許 H9-276056
- 2) 長谷川勉, 田中努, 大竹省吾, セグメントメーカー: RC可撓セグメント, 1999, 特許 H11-22246

Ⅲ 口頭発表

- 1) 田中努・橘義規：水底に沈設された構造物の地震時挙動，1990.12，PROCEEDINGS OF THE EIGHTH JAPAN EARTHQUAKE ENGINEERING SYMPOSIUM/JAEE
- 2) 田中努・大竹省吾：Behavior of the tunnel in the rugged hard ground in the event of earthquake and earthquake resistant design method，1992，ITA 国際コンgres論文概要集（第 19 回）
- 3) 田中努・橘義規・大竹省吾：ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震設計法，1993，土木学会第 22 回地震工学研究発表会，(120)，pp.463～466
- 4) Research and Development on the Seismic Isolation systems applied to Urban Tunnels
* Part-1:Development of Seismic Isolation Materials and Construction Method（鈴木猛康・田中努）
* Part-2:Effects of Seismic Isolation and Seismic Design（田中努・鈴木猛康）
1997.11，Proceedings of the 7th US-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Lifeline Systems（7th）
- 5) 橘義規・田中努・松尾浩二・大塚久哲：大規模地震に対する地中構造物の耐震設計，日本地震工学シンポジウム（第 10 回）／土木学会他 4 学会，1998.

Ⅳ 著書

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告／土木・地盤 6／土木構造物の被害原因の分析「第 6 章・第 7 章：地盤・土構造物 港湾・海岸構造物等」（共著多数），阪神・淡路大震災調査報告編集委員会（土木学会他 4 学会）編集／丸善，1999.
- 2) 土木学会（共著 19 名）：開削トンネルの耐震設計，トンネルライブラリーNo.9，1998.
- 3) 土木学会（共著 16 名）：実務の先輩たちが書いた土木構造物の耐震設計入門，2001.
- 4) 土木学会（共著 15 名）：シールドトンネルの耐震検討，トンネルライブラリーNo.19，2007.