

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
——(その1)シールドセグメントの等価剛性
の評価および応答変位法の適用——

Seismic Resistant Design Procedure of Shield Tunnels
——(Part 1)Application of Seismic Deformation Method
Based on Equivalent Stiffness of Shield Segments——

昭和60年10月

建設省土木研究所
地震防災部 耐震研究室

Copyright © (1985) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

シールドトンネルの耐震性に関する研究 ——(その1)シールドセグメントの等価剛性 の評価および応答変位法の適用——

Seismic Resistant Design Procedure of Shield Tunnels ——(Part 1) Application of Seismic Deformation Method Based on Equivalent Stiffness of Shield Segments——

耐震研究室 室 長 川 島 一 彦
研 究 員 大日方 尚 巳
受入れ研究員 志 波 由紀夫
加 納 尚 史

要 旨

本資料は、シールドトンネルの長手方向の耐震性を評価するための実用的な解析手法を開発することを目的とし、セグメントとリング継手とで構成される覆工をこれと等価な長手方向剛性を有する梁に置換した力学モデルを考え、このモデルに応答変位法を適用して、その応答特性について検討した結果をとりまとめたものである。

検討の結果、シールドトンネルに生ずる軸力に関し、覆工剛性の非線形性の影響、伸縮継手の設置の影響等が示された。また、耐震計算上の利便を図るため、応答軸力の算定式を提案した。

キーワード：シールドトンネル、耐震設計、地中構造物、地震応答解析、応答変位法

目 次

1. ま え が き	1
2. シールドトンネルの概要	2
3. シールドトンネルの耐震上の特徴	5
3-1 他の線状地中構造物との差異	5
3-2 既往の研究	6
3-3 現行のシールドトンネルの耐震設計法	9
3-4 本検討で実施した耐震解析の基本方針	13
4. シールドトンネルの力学モデル	16
4-1 モデル化の方針	16
4-2 リング継手の挙動	17
4-3 等価剛性の算定法	22
4-4 等価剛性梁モデルと骨組モデルとの応答の比較	37
5. 応答変位法によるシールドトンネルの軸方向応答解析	45
5-1 応答変位法による断面力の計算法	45
5-2 伸縮継手の設置による影響	60
6. 耐震計算例	74
6-1 対象トンネル	74
6-2 応答変位法による軸方向解析	76
7. 結論および今後の検討課題	84
7-1 本検討の結論	84
7-2 今後の検討課題	85
参考文献	86

1. ま え が き

トンネルの施工法の一つであるシールド工法は、軟弱地盤や帯水地盤での施工に有効であること、発進・到達立坑近傍以外では地上・水上の交通障害や騒音・振動・水質汚濁等の公害が少ないこと、などの理由から、特に都市トンネルの工事でその採用が急増している。さらに近年では、掘削の機械化、工法の改良など技術面におけるめざましい進歩により、10メートルを越える大口径断面の掘削も可能になっており、海底道路トンネルへの適用も計画されてきている。

ところで、我が国は世界有数の地震国であり、構造物の設計に当たってはその耐震安定性が重要な課題となる。従来、良好な地山に掘削されることの多い山岳トンネルでは、地震動の影響が地上構造物に比較して小さいと考えられてきたこと、目立った震害例が報告されていないことなどから、坑口以外の部分の耐震設計は省略されることが多かったが、軟弱地盤や地盤急変部に施工されることの多い都市トンネルについては地震の影響は小さくなく、耐震上の慎重な配慮が要求されるようになって来た。こうした背景から、沈埋トンネル、トンネルに類似した構造物である地中埋設管、共同溝等については各方面で研究が進められ、その成果が耐震設計指針などの形でまとめられている。

一方、シールドトンネルに関しても地震による影響を十分に加味した設計が要求されてはいるが、その具体的な耐震設計法については、シールドトンネルの地震時の挙動が明確に知られていないことなどもあり、一部の設計指針を除いて、未だ整備されていないのが実情である。

言うまでもなく、シールドトンネルは大都市における重要度の高い構造物であることが多く、しかも通常、耐震的に不利な地盤条件であることが多い。また、その施工上の特徴として、覆工が多数のセグメントをボルト等で組み立てた不連続な構造であることから、力学的にも複雑な挙動を示すことが予想される。

以上のような状況から、シールドトンネルの設計においては、その力学的特性を考慮した合理的で実用性のある耐震設計法の確立が望まれている。

本資料は、上記の観点から、シールドトンネルの力学的特性を評価する際に支配的な要素となる覆工の剛性について検討し、さらに、一般の地中埋設管の耐震解析に適用されている応答変位法において、この覆工剛性の特性を加味した解析法について検討した結果をとりまとめたものである。

なお本検討では、シールドトンネルの地震時応力のうち、長手方向の軸力のみを対象とした。

2. シールドトンネルの概要

トンネルの施工法の一つであるシールド工法は、19世紀初期にイギリスのマーク・ブルネルが考案したトンネル掘削方式がその始まりであり、その採用第一号は1825年に着工されたテムズ河底横断トンネルと言われる。我が国においてシールド工法が本格的に実施されたのは関門鉄道トンネル（1939～1944年）においてであり、その後昭和30年代以後、都市トンネルの需要が増大するにつれて施工実績が急速に伸び、現在では都市トンネルの代表的施工法として一般化するに至っている。

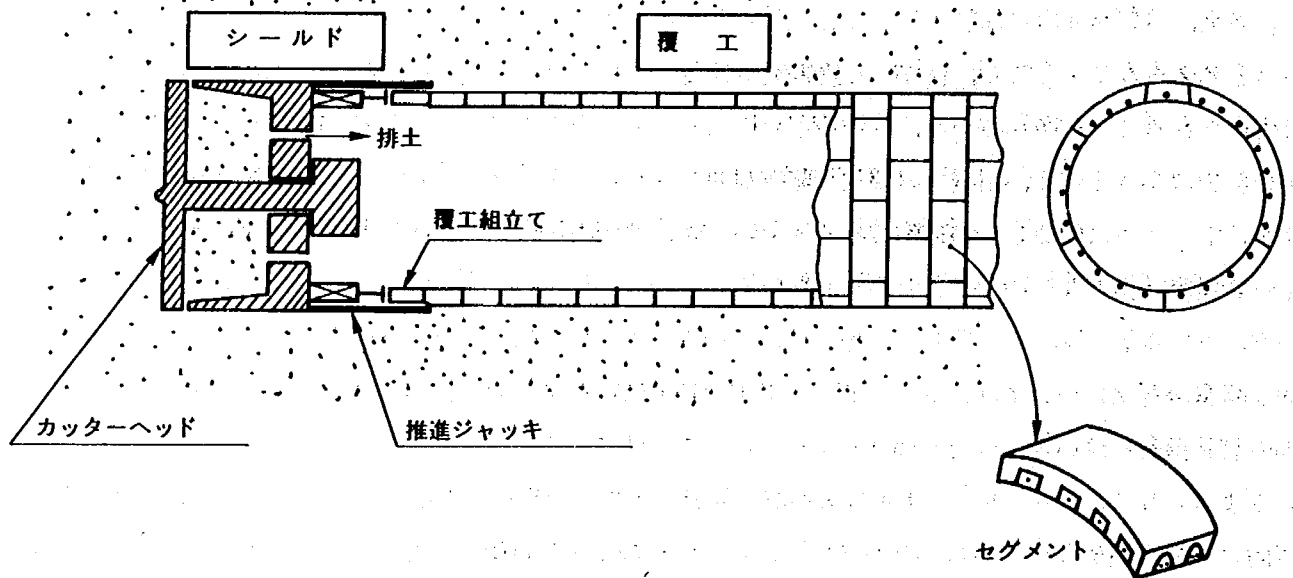


図2.1 シールド工法の概念図

シールド工法の概念を図2.1に示す。図に見るように、本工法はシールドと呼ばれる鋼製の筒で周囲の地山あるいは切羽を支えながら推進・掘削し、後方に出来上がるトンネル内空を、セグメントと呼ばれるプレキャスト部材をボルト等で組立てて直ちに覆工を施すことにより支保する工法である。シールドは、山留め、掘削、推進、排土、セグメント組立て等の機能を備えた機械であり、それぞれの施工条件に応じ、多種のタイプが使用されている。これを掘削方式により大別すると、つるはし、スコップ等を用いて人力で掘削する「手掘り」、動力機械を用いて掘削する「半機械掘り」、および切羽面に密着したカッターヘッドを回転して切羽全面を連続的に掘削する「機械掘り」の3方式に分類される。さらに、機械掘り方式においては、地山の地質に対応した切羽安定のため、「泥水加圧型」、「土圧バランス型」、「泥土加圧型」の他、種々の工法が開発されている。

また、覆工は、セグメントを単独か、または二次覆工材と合わせて施工されるが、セグメントにおいても数種のタイプがあり、状況に応じて選定される。セグメントの種類は、その材質から、コンクリート、鋼、球状黒鉛鋳鉄、ならびにこれらを合成したもの、等に分かれ、さらにその形状から、図2.2に示すように、「箱形」（コンクリート製では「中子形」）と「平板形」とに分かれる。一般に、大口径のトンネルではコン

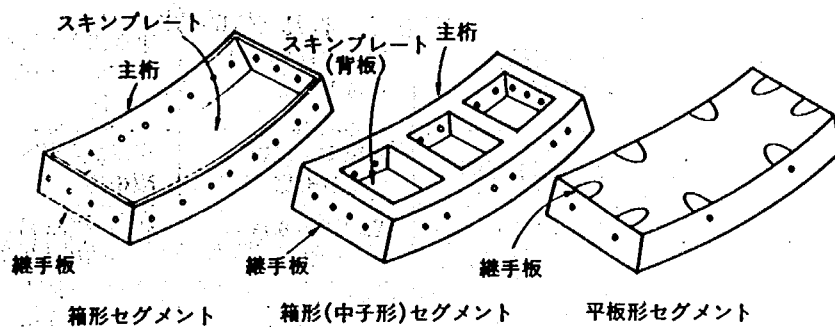


図 2.2 セグメントの種類⁴⁾

クリート系セグメントが多く用いられている。

このように、シールド工法は、砂質土や粘性土のように地山の安定保持が難しい軟弱地盤や帯水地盤でのトンネル工事に適している、と言った対象地質の側面のみならず、作業が大部分地中で行われるため、地上・水上の空間利用や交通に与える影響が少ないこと、騒音・振動・水質汚濁等の工事公害が少ないこと、と言った環境面においても利点が多いことから、都市トンネルの施工法として従来用いられていた開削工法に代わる工法として定着した。

昭和 52 年までのシールドトンネルの施工延長は 1200 km 余り⁴⁰⁾であるが、トンネルの用途別では下水道が最も多く、次いで上水道、鉄道、通信、電力が続く、共同溝その他にも適用されている。なお、東京都におけるシールド工法による下水道工事では、昭和 37 年から昭和 58 年までに 675 件、総延長約 450 km が実施されている⁴⁵⁾。道路トンネルへのシールド工法の適用例としては、関門国道トンネル (1953 年～1954 年) において約 270 m の区間で、天端部分の地山のみを支える円弧状のルーフシールド工法が採用された例があるだけで、その後の適用例は無い。

なお、最近の大口径シールドトンネルの施工例として、表 2.1 に 3 例を示した。^{46)～49)}

表2.1 最近の大口径シールドトンネルの施工例

トンネル名			東北新幹線 第2上野トンネル	地下鉄有楽町線 新富1工区	東京都南部汚泥処理 プラント連絡渠 1工区
施工場所			上野・日暮里間	銀座1丁目駅 ～新富町駅	東京都大田区 昭和島
掘進工期			昭和56年1月 ～昭和58年7月	昭和53年8月 ～昭和54年2月	昭和58年3月 ～昭和59年7月
延長			1,245 m	353 m	1,657 m
覆 工	外 径		12,660 mm	9,800 mm	9,500 mm
	セグメント	種 類	RC 平板形	RC 中子形 RC 平板形	RC 平板形
		高 さ	550 mm	中子形550 mm 平板形400 mm	450 mm
		長 さ	1,000 mm	900 mm	900 mm
	リング継手		φ50 mmピン継手 鎖錠付き24本 鎖錠無し24本	中子形M33×66本 平板形M33×33本	M30×33本
	二 次 覆 工		コンクリート巻厚 300 mm	平板形セグメント 部のみコンクリート 巻厚200 mm	コンクリート巻厚 300 mm
シ ー ルド	型 式		手掘り式	手掘り式 (棚式貫入型)	泥水加圧式
	外 径		12,840 mm・ 12,820 mm	9,932 mm	9,700 mm
	機 長		9,300 mm・ 9,260 mm	7,610 mm	8,640 mm
	シールドジャッキ		250t×48本・ 300t×40本	250t×30本	300t×32本

(注) ・：上段は下谷工区，下段は寛永寺橋工区

3. シールドトンネルの耐震上の特徴

3-1 他の線状地中構造物との差異

シールドトンネルの形態的な特徴を挙げると次のようになる。

- 1) 横断面は通常円形で、口径が1 m 程度から10 m 程度まで、延長が数百メートルから数千メートルに及ぶ線状地中構造物である。
- 2) 沖積層ないし洪積層地盤など、軟弱地盤や帯水地盤中に建設されることが多い。また、河底を横断する場合などはもとより、延長が長いことから、路線上に地形や地質の急変する箇所が存在する場合が多い。
- 3) 土被り厚は一般に $1.0 \sim 1.5 D$ (D : 掘削外径)¹⁾である。
- 4) 発進・到達立坑など、異種構造物と接合される。
- 5) トンネル内空を含めた見かけの比重が、周辺地山に比較して小さい。

これらの特徴を他の線状地中構造物である埋設管、沈埋トンネル、共同溝、暗渠などと比較すると、①横断面の大きさでは、埋設管や共同溝よりも大きく沈埋トンネルよりも小さい、②口径の大きいシールドトンネルでは土被り厚が他よりも大きい、などの差はあるものの、その他の形態的な特徴については他の線状地中構造物と共通している。

一方、シールドトンネルが他の線状地中構造物と大きく異なる点は、主として覆工構造の特徴にあると考えられ、その主な相異点を挙げると以下ようになる。

- 1) 埋設管、沈埋トンネル、共同溝などでは、管や函体を埋設する方法を取るが、シールドトンネルは掘進工法であり、覆工は掘進と同時に現場で施工される。
- 2) シールドトンネルの本体である覆工は、図3.1に示すように、円周方向に数分割されたセグメントを

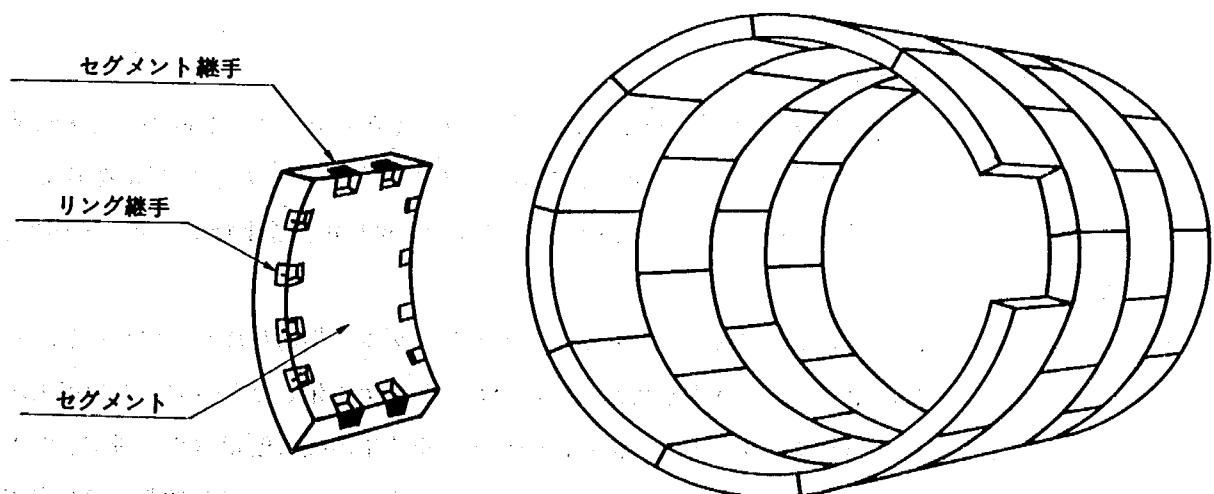


図3.1 シールドトンネルの覆工構造

ボルト等でリング状に組立て、このリングを長手方向に千鳥組配置で継いだものであって、さらに、この内側に2次覆工を施す場合もある。他の線状地中構造物の本体が継手以外の部分で一様連続構造と考えられるのに対し、シールドトンネルの場合は非常に多くの部材で構成された不連続構造である。

3) 上記の覆工構造上の特徴から、その力学的挙動もかなり複雑であると推定され、耐震設計に当たって必要となる覆工の長手方向の剛性を正確に評価することは容易でない。

4) 図3.2に示すように、シールドトンネルの軸方向剛性を考えた場合、圧縮に対しては主にセグメントのみが変形し、引張に対してはリング継手の変形が支配的になると予想され、圧縮と引張とで剛性が異なるものと考えられる。他の線状地

中構造物の耐震解析では、通常、構造物を線形弾性体として扱うが、シールドトンネルの場合には、このような剛性の非線形性を考慮する必要がある。

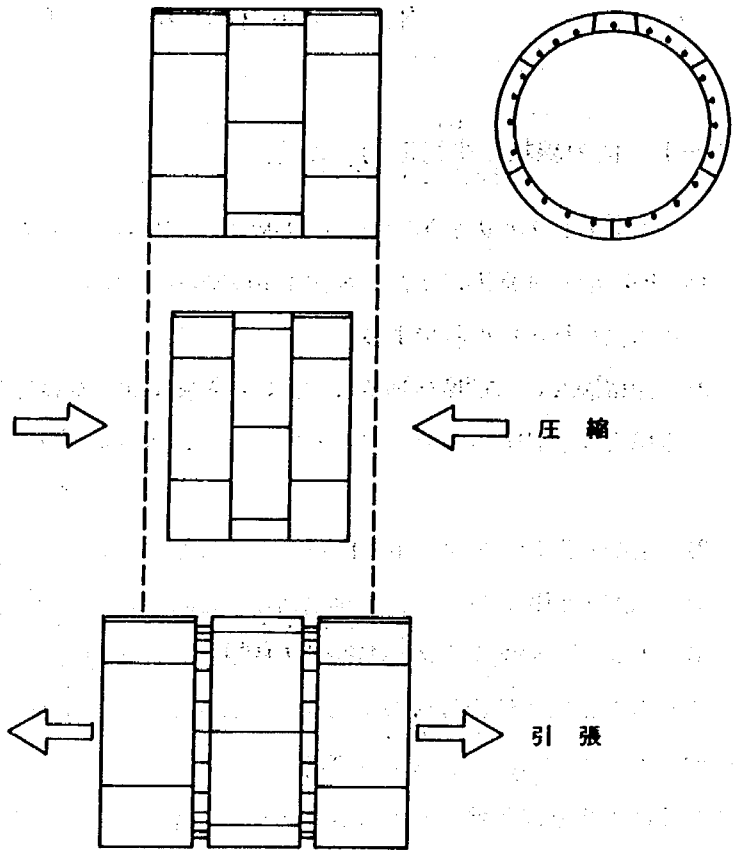


図3.2 シールドトンネルの軸方向剛性

3-2 既往の研究

シールドトンネルの覆工の設計法に関する研究を、主として昭和50年以後のものについて文献調査した結果からまとめると以下になる。

(1) トンネル横断面の耐荷機構に関するもの

この範疇に属する研究は比較的多い。村上、小泉らは、昭和50年頃からセグメント継手の力学的挙動ならびにセグメントリングの耐荷機構に関し、実験および数値解析により、その力学モデルを考案している^{27)~31)}。二次覆工を考慮した研究としては、小泉・村上ら^{32)~34)}の他、東北新幹線上野トンネル関係で小山、藤森、半谷ら^{35)~39)}のものがある。

これらの研究の成果は、図3.3に示すセグメントリングの力学モデルに集約される。すなわち、セグメントピースを曲がりばりに、セグメント継手を回転バネにそれぞれモデル化したもので、二次覆工がある場合には、二次覆工をやはり曲がりばりでモデル化し、一次・二次覆工の間に仮想バネを設定して両者間の力の伝達を考慮するものである。このようなモデル化により、セグメントリングの挙動を概ね表現することができる」と報告されている。

ただし、これらの研究においては、地震時の挙動は特に検討されていない。

(2) トンネル長手方向の力学的挙動に関するもの

トンネル長手方向の挙動のうち、覆工の軸方向変形の剛性評価を検討する上で貴重な資料となる研究として、西野らによるRCセグメントの現場計測報告¹⁸⁾が挙げられる。この計測は、シールド推進の際のジャッキ推力の伝播状況を調査する目的で行われたもので、覆工に長手方向の圧縮力が作用する際のセグメントのひずみが測定された。この報告によれば、トンネル覆工を弾性床上の梁でモデル化することにより、トンネルの挙動が説明できるとされている。

シールドトンネルの長手方向の曲げに対する挙動に関しては、鳥取の実施した載荷試験¹⁹⁾が参考となる。この試験は、地盤の不等沈下がトンネルに与える影響を検討する目的で実施されたもので、図3.4に示すように、外径2 mのセグメントリング15リング分の両端に鋼管を接合した試験体に、徐々に注水して

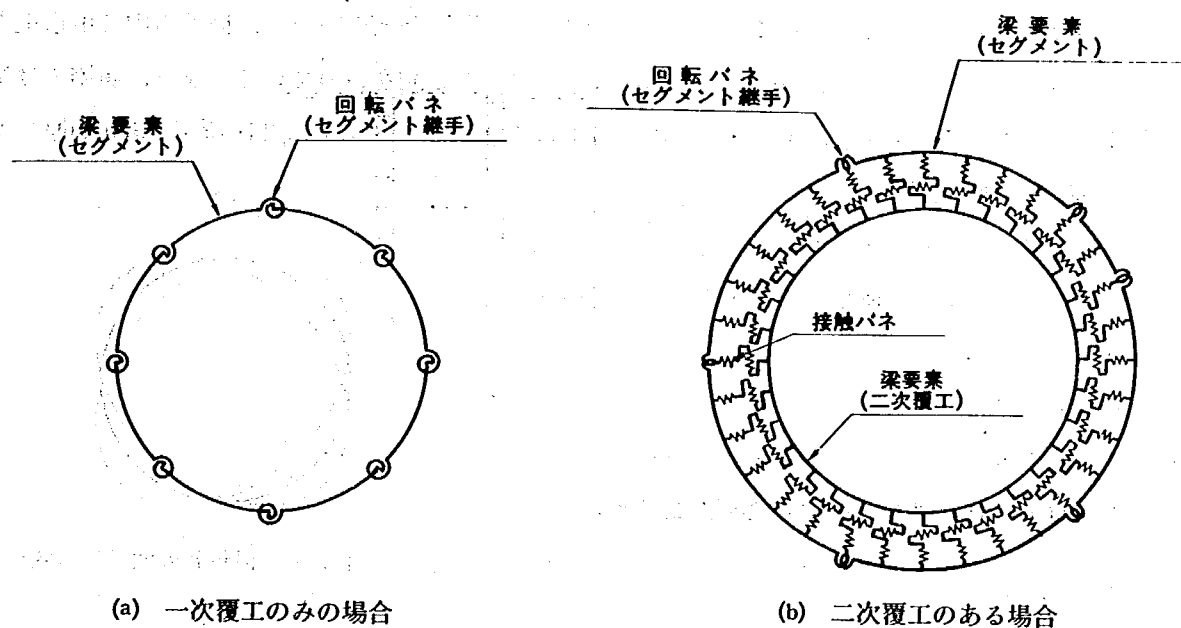


図3.3 トンネル横断面の力学モデル³⁸⁾

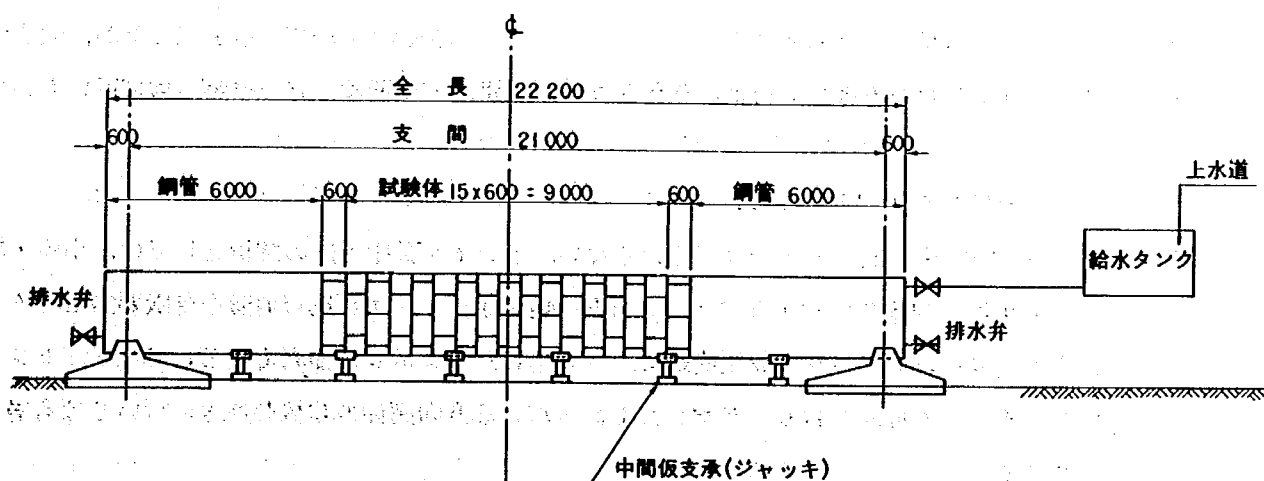


図3.4 鳥取によるトンネルの曲げ試験¹⁹⁾

荷重を増し、トンネルのたわみを測定したものである。この載荷試験の結果、トンネルの曲げ剛性は、均質な連続トンネルの場合のそれに比較し、鋼製セグメントでは15%、RCセグメントでは40%の値となったことが報告されている。なお、この試験に関する数値実験が小泉ら²⁰⁾によって実施されている。

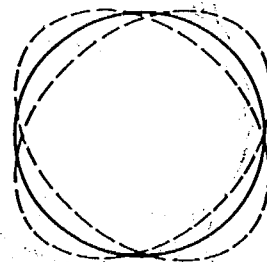
トンネル全体の長手方向の挙動に関しては、以上の2つの計測報告以外には見当たらないが、全体の挙動を推定する際の有力な参考資料となる試験研究が、村上・小泉¹⁶⁾ および西野ら^{17),23)} によって行われている。これらは、トンネル全体の引張剛性に支配的な影響を与えると考えられる継手の引張試験を行い、ボルトおよび継手板の挙動を調査したものである。これらの試験結果等については、4—2節で紹介する。

(3) シールドトンネルの地震時挙動に関するもの

シールドトンネルの地震時挙動についての研究として、実トンネルにおける地震観測記録の報告が挙げられる。この種の地震観測では、田村・加藤らによるものと、藤橋らによるものとが見られる。田村・加藤らは、昭和51年より、東京都江東区内の地下鉄東西線において2ヶ所(RC中子形セグメント、内径3,075mm・セグメント厚300mm^{9),10),12)} および内径2,900mm・セグメント厚350mm^{11),13)})と、横浜市内の東京電力洞道(RCセグメント、内径4,550mm、一部に2次覆工有り¹⁵⁾)とで観測を行っている。また、藤橋らは横浜市内の通信用ケーブル洞道(外径3,550mm、1次覆工:スチールセグメント、2次覆工:300mm厚コンクリート¹⁴⁾)で観測を行っている。

これらの地震観測の結果、現時点までに得られた中小地震の際のシールドトンネルの挙動として、次のような特徴が報告されている。

- 1) トンネル長手方向のひずみは、一般に、曲げひずみよりも軸ひずみの方が大きい。
- 2) トンネル横断面内の円周方向ひずみでは、水平面から45°の角度でのひずみが大きく、図3・5に示すような変形を 図3.5 トンネル横断面の地震時の変形¹³⁾ していると推定される。
- 3) セグメント継手部、リング継手部の挙動が注目される所であるが、地震動の規模が小さいこともあり、顕著な特性は見い出されていない。



なお、地震観測の他に、田村・山口・河田はシールドトンネルの模型振動実験^{24),25)}を実施したが、模型製作上の制約からリング継手などの不連続部分は模型化されておらず、一様断面の管の振動実験に近いものである。

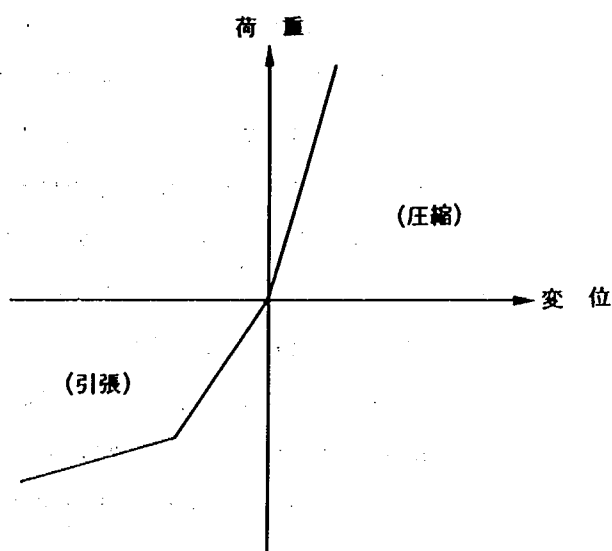
(4) シールドトンネルの耐震解析に関するもの

トンネル横断面の耐震解析に関する研究は見当たらない。トンネル長手方向の解析としては、小野・嶋村の研究²⁶⁾と藍田・西野らの研究^{21)~23)}が見られる。小野・嶋村は、トンネル周辺地盤を有限要素法でモデル化して地盤の応答変位を求め、これを骨組構造にモデル化したトンネルに強制変位として与え、トンネルの軸力を算出しようとするものである。ただし、トンネルの軸方向剛性の非線形性等については考慮されていないようである。

一方、藍田・西野らは、リング継手部の引張試験結果から得られた継手剛性の非線形性を考慮に入れ、

シールドトンネルの地震応答解析を実施している。

この解析では、トンネルを図3.6に示すような非線形剛性をもった骨組構造でモデル化し、応答変位法を適用してトンネルの軸力を算出している。剛性の非線形性がトンネルの応答に与える影響についての体系的な検討は行われていないようだが、計算例によると、通常的设计指針⁹⁾に基づいた計算値に比較し、軸引張力が低下したとされている。



以上、シールドトンネル覆工の設計法に関する近年の研究状況を概観したが、耐震設計法に関連した研究は極めて少数であり、トンネル長手方向の剛性の非線形性に着目したものとしては、上記の藍田・西野らの研究を挙げるに止まる。

図3.6 トンネル軸方向の剛性 (藍田・西野らによる)^{21)~23)}

3-3 現行のシールドトンネルの耐震設計法^{1)~6)}

シールドトンネルの設計・施工に際して準拠すべき主な基準・指針等には次のものがある。

- ① 土木学会：トンネル標準示方書（シールド編）・同解説 昭和52年版
- ② 土木学会・日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント
- ③ 日本下水道協会：下水道シールド工法の指針と解説
- ④ 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説
- ⑤ 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説
- ⑥ 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)

以上に挙げた指針等において、シールドトンネルの耐震設計ないしは地震対策にかかわる条項を整理すると以下ようになる。

1) トンネル標準示方書（シールド編）・同解説⁹⁾

「第2編 覆工およびセグメント：第4章 荷重：第29条 荷重の種類」において、覆工およびセグメントの設計にあたって考慮する荷重の1つとして、「地震の影響」が挙げられている。「同章第37条 地震の影響」ならびに同条解説で、地山の条件や覆工構造が極端に変化する場合、土被りが小さい場合、軟弱地盤中の場合等では、耐震上の慎重な検討が要求されているが、その具体的な処理法については責任技術者の判断にゆだねられている。

2) シールド工事用標準セグメント²⁾

鋼製およびコンクリート系セグメントにつき、外径1,800～6,000mmのものにおいて20種類の標準セグメントを、外径6,300～8,300mmのものにおいて7種類の参考標準セグメントを、それぞれ定めているが、それらの設計に際して対象とした荷重は、①鉛直および水平土圧、②水圧、③自重、④上載荷重の影響、⑤抵抗土圧、および⑥ジャッキ推力・裏込め注入圧、等の施工時荷重である（第1章 総説：5. 荷重）。したがって、これら以外の荷重が考えられる場合には、この標準セグメントの利用にあたって十分な注意を要する旨の一文が添えられている（同前）。

3) 下水道シールド工法の指針と解説³⁾

「第2章 覆工：第4節 セグメントの設計」において、セグメントの設計については上記2)シールド工用標準セグメントによるものとされている。「第2章：第3節 2次覆工（コンクリートライニング）§28」の解説において、「地震の影響はトンネルの土かぶり、地盤条件、そのほか必要な項目を加味して定めるものとし、その具体的な処理方法については、責任技術者の判断にゆだねるものとする」という記述がある。

4) 下水道施設地震対策指針と解説⁴⁾

「第1章 総論：第1節 地震対策の基本的な考え方：§1」で、「下水道施設の計画、設計、施工および維持管理にあたっては、地域や地質の実情に応じて、地震に対し必要な対策を講ずる」ものとされ、「第1章：第3節 耐震設計：§13 基本方針」において、重要幹線管路については、地震時応力の緩和および吸収を図る構造（免震構造）の採用、構造上または機能上の経験的な規定等の準拠、などの耐震設計上の対策が必要とされている。しかしながら、前項および「第1章：第3節：§14 耐震計算法」では、ポンプ場および処理場の重要施設の耐震計算は原則として震度法によるとしているものの、「管路施設については地震時の挙動観測調査の資料が不足しており、管きよの継手構造、基礎構造等の特性を考慮して、今後調査を進めていく必要がある」として、管路施設の耐震計算法についての規定はない。ただし、本指針の「まえがき」において、「上水道管に類似したものは水道施設耐震工法指針・解説を参考すると良い」と示されている。

なお、「第2章 各論：第1節 管路施設：§22 シールド工法等」においては、シールド工法または推進工法を採用する場合は、①施工にあたり耐震性の向上を十分に図る、②地盤急変箇所等、地震時に相当の応力が想定される部分の2次覆工は鉄筋による補強が望ましい、とされている。

5) 水道施設耐震工法指針・解説⁵⁾

「2.各論：2.5 送・配水管路および附属施設：2.5.7 シールド工法」において、次に示す規定がある。

シールド工法の耐震設計に当たっては、次の各項を考慮して定めるものとする。

1. シールド工法の路線は、地層、地質、地下水の状態および立地条件等を考慮して選定する。
2. セグメントと地山との間げき部には、裏込め注入を施す。
3. シールド工法による管路断面形態は、経済性、安定性および維持管理を考慮して決定する。
4. 管理用立坑は鉄筋コンクリート造りとし、その耐震計算は、1.10（埋設管路、暗きよ、共同こう

および立坑の耐震計算法)による。

5. 立ち上り部配管は、特に、地震力に耐えるよう十分な配慮をしなければならない。
6. セグメントは、シールド断面形態による使用目的に適合した強度を有し、水密性、安全性、かつ、経済性を考慮し選定する。

ここで、上記第3項に関し、耐震計算法は「1.10 埋設管路、暗渠、共同溝および立坑の耐震計算法」に準じて行うもの(同項解説)とされ、新耐震設計法(案)⁷⁾に基づいた応答変位法による計算法が別途示されている。また、軸方向応力およびひずみが許容値を超過する場合、地盤急変部、立坑等の構造物との取合い部等には、伸縮可撓セグメントを適宜設けるなどの方法が望まれている。

さらに、付属資料として、点検通路方式のシールドトンネルについて、長手方向の耐震計算例が示されている(付I 耐震計算例：5 シールドトンネルの耐震計算例)。この計算例では、トンネル長手方向の軸方向剛性ならびに曲げ剛性の算定法、応答変位法による断面力の算定法、伸縮可撓セグメントの変形量、等についての具体的な計算例が示されているが、トンネル長手方向の曲げ剛性の算定法が判然としないこと、応答変位法の適用にあたり、軸方向剛性を圧縮側と引張側とで独立に用いていることなど、不合理な点も見られる(後述4-3, 5-1節参照)。

6) トンネル耐震継手技術基準(案)⁶⁾

本基準は、沈埋工法による道路トンネルおよびシールド工法による水路トンネルの伸縮・可撓性を有する耐震継手に適用されるものである(同基準：1.1.1 適用範囲)が、「1.2.1 耐震設計の基本方針」に、「継手の設計は継手部のみならずトンネル全体の構造系が耐震的になるよう配慮して行う」とあり、「1.2.5 耐震計算」においてトンネルの縦断方向の計算法を規定している。この計算法は、前記5)と同様に新耐震設計法(案)に拠っており、応答変位法である。

耐震継手の設置位置は、この計算結果に基づいて定められる(同基準：第3編 シールドトンネル編 3.1.3)。

また、「付属資料4.シールドトンネルの耐震計算例」においては、耐震継手の設置位置等についての具体的な計算例が示されている。この計算例は、トンネル長手方向の曲げ剛性の算定法に若干の違いがあるが、他の部分については前記5)の指針に示されているものと同様である。

以上、現行のシールドトンネルの耐震設計法について、主な指針等の規定をまとめると表3.1のようになる。また、これら指針等における問題点、あるいは今後の課題と考えられる事項を以下に挙げる。

- 1) シールドトンネル各部の地震時の挙動は未だ明らかにされておらず、今後、これを十分に把握する必要がある。
- 2) セグメント・継手構造の、または、これに2次覆工が施された場合の、トンネル長手方向の剛性の算定法が不明確である。また、剛性の合理的な算定法を確立するために必要な実物大規模の載荷試験等の資料が極めて少ない。

表3.1 シールドトンネルの耐震設計法に関する現行指針等の規定

基準・指針等の名称 (制定機関等)	地震の影響につ いての検討規定	耐 震 設 計 法				その他関連事項	備 考
		耐震計算法	地震荷重	長手方向の剛性	安全性評価基準		
トンネル標準示方書(シールド編) ・同解説 (土木学会)	覆工およびセグメントの設計荷重として、地震の影響を考慮(第29, 37条)	—	—	—	許容応力度の規定(第27, 28条)	—	具体的な処理法については責任技術者の判断にゆだねる(第37条)
シールド工事前標準セグメント (土木学会・日本下水道協会)	標準セグメントの設計荷重として地震の影響は含まれていない(5.1)	—	—	—	許容応力度の規定(4.1, 4.2)	—	設計荷重以外の荷重が考えられる場合には、標準セグメントの利用に注意を要す(5.1)
下水道シールド工法の指針と解説 (日本下水道協会)	上記標準セグメントに準ず(第2章第4節)	—	—	—	上記標準セグメントに準ず(第2章第1節)	2次覆工に与える地震の影響について言及(第2章第3節§28)	具体的な処理法については責任技術者の判断にゆだねる(第2章第3節§28)
下水道施設地震対策指針と解説 (日本下水道協会)	地震対策の基本的考え方(第1章第1節§1), 耐震設計の基本方針(第1章第3節§13)	—	—	—	許容応力度の規定(第1章第3節§17)	地盤急変部等の2次覆工は鉄筋による補強が望ましい(第2章第1節§22)	耐震計算法については下記指針を参考とする(まえがき)
水道施設耐震工法指針・解説 (日本水道協会)	シールド工法の耐震設計(2.5.7)	応答変位法(2.5.7, 1.10)	地盤変位の振幅・波長(1.4.4, 1.10.4)	軸方向剛性、曲げ剛性の算定法(付I.5)	許容応力度の規定(1.7)	伸縮可撓セグメントの適宜設置(2.5.7)	具体的な耐震計算例添付(付I.5)
トンネル耐震継手技術基準(案) (国土開発技術研究センター)	耐震設計の基本方針(1.2.1), 耐震継手の設置位置(3.1.3)	応答変位法(1.2.5)	地盤変位の振幅・波長(1.2.3, 1.2.5)	軸方向剛性、曲げ剛性の算定法(付一4)	継手の設計変位量(1.2.6)	耐震継手の設計細目(第3編)継手の実施例(付一1)	具体的な耐震計算例添付(付一4)

(注) ()内は、該当する条項箇所

- 3) トンネル長手方向の耐震計算について具体的な計算法を定めている指針として、水道施設耐震工法指針・解説およびトンネル耐震継手技術基準(案)があるが、これらにおいてはトンネルの軸方向剛性の非線形性が考慮されておらず、シールドトンネルの力学特性を加味した耐震計算法とは言い難い。

3-4 本検討で実施した耐震解析の基本方針

先に調査したように、シールドトンネルの地震時の挙動に関しては、幾らかの地震観測の報告はあるもののいずれも小規模地震についての報告であること、未だ大規模地震の経験がなく震害の形態や程度に関する資料が無いことなどから、現在のところ不明な部分が多い。また、同様な理由から、シールドトンネルの耐震設計法に関する指針や研究も少ない。

このような現状ではあるが、シールドトンネルの長手方向の耐震性を調査することを目的として、本検討では以下に示す基本方針に沿い耐震解析を行った。なお、本検討では鉄筋コンクリート製平板型セグメントを用いたシールドトンネルを主な対象とした。

(1) 耐震解析法

3-1節で検討したように、シールドトンネルは他の線状地中構造物と形態的には多くの共通点をもつ。したがって、その地震時の挙動も基本的には一般の線状地中構造物に類似するものと考えられる。周知のように、地中埋設管や沈埋トンネルなどの線状地中構造物の耐震解析法としては、①これら構造物の見かけの比重が周辺地盤の比重に比較して小さいため慣性力の影響が小さく、構造物が地盤から独立して固有振動を起こすことはないこと、②構造物の挙動は周辺地盤の挙動に支配されること、③構造物に生ずる応力はその軸線に沿った周辺地盤の相対変位に起因すること、④構造物と周辺地盤との剛性の違いにより両者の応答変位に差が生じるが、構造物はこの変位差に対応した力を地盤から受けること、などの知見に基づいた「応答変位法」が一般に適用されている。

シールドトンネルに関してもこれらの知見を適用できるものと考え、本検討では耐震解析法として応答変位法を採用した。

(2) シールドトンネル覆工のモデル化

応答変位法によりトンネル長手方向の耐震解析を行うに当たっては、トンネル覆工を弾性床上の梁にモデル化する方法が一般的である。この場合、トンネル覆工と等価な梁の諸元として、トンネル長手方向の軸剛性および曲げ剛性を与える必要があるが、3-1節で検討したように、シールドトンネルの場合は他の線状地中構造物と異なり、これらの剛性を評価するのは容易でなく、さらに、軸剛性の非線形性をも考慮する必要がある。

シールドトンネル覆工の剛性の評価方法は重要な課題であり、今後十分な検討を要するが、本検討では、一応、覆工の各部材が弾性変形するものと仮定して、覆工の剛性を評価する方法を提示した。

(3) シールドトンネルの耐震設計法との関連

シールドトンネルの地震時の挙動が他の線状地中構造物と基本的には同様であることを前提とすれば、その耐震設計法も基本的には応答変位法が適用でき、図3.7に示す設計フローが考えられる。ただし、地盤の液状化に対する検討は別途考えるものとする。

ここに示した耐震設計のフローは、新耐震設計法(案)⁷⁾や前節に示した現行の設計法と基本的には同じであるが、①覆工の剛性の評価法、②トンネル軸剛性の非線形性を考慮した応力解析(伸縮可撓性継手の設置の検討を含む)、および③トンネルの耐震安全性判定基準の設定については、シールドトンネルの特殊性を勘案した設計技術を開発して行く必要がある。本検討で対象としたのは、これらのうちの①および②の一部である。

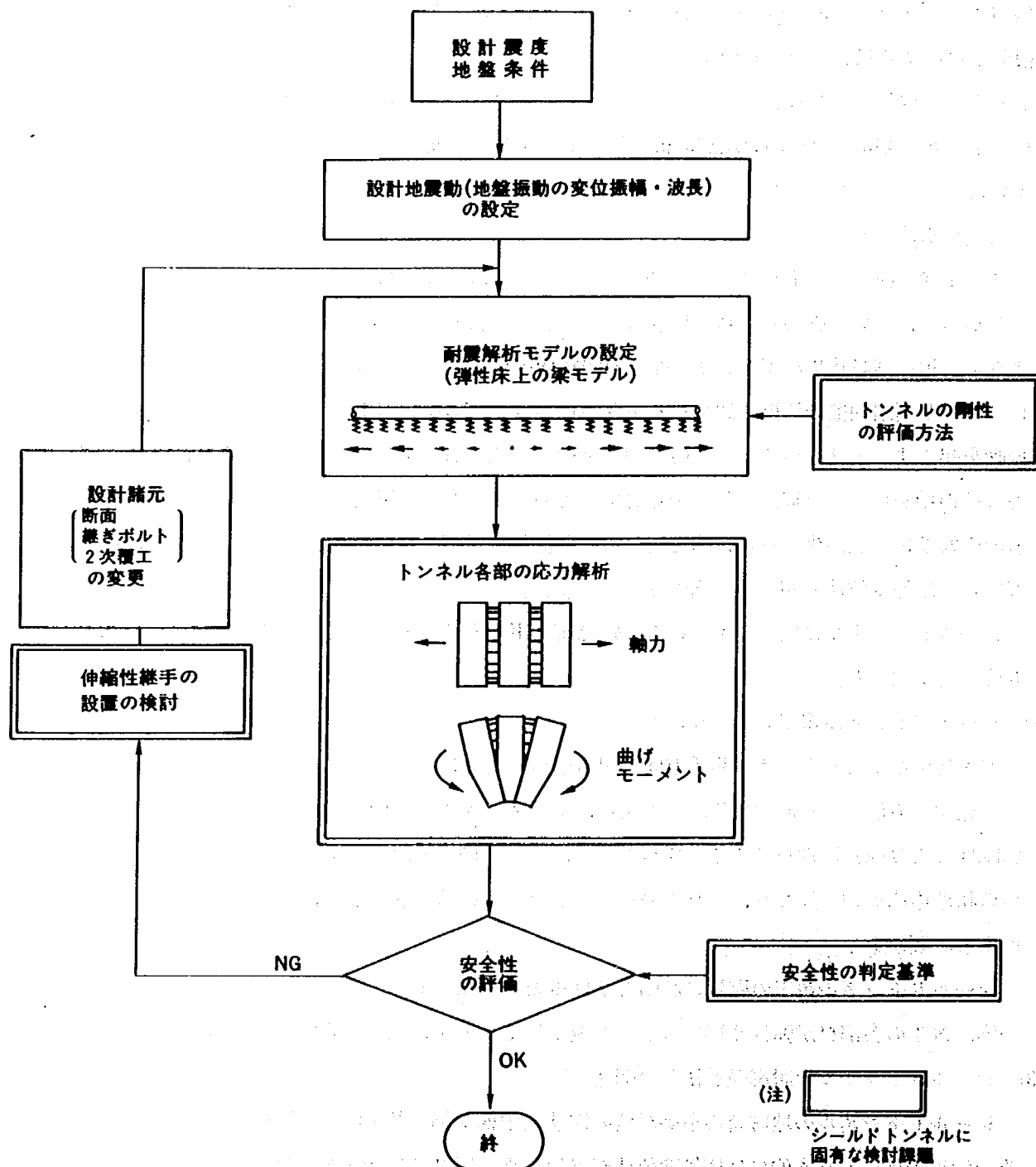


図 3.7 シールドトンネルの耐震設計のフロー

(4) 耐震安全性上の着目点

地震時にトンネル長手方向に作用する断面力としては、軸力、曲げモーメントおよびせん断力が挙げられる。幸い、これまでにシールドトンネルの大きな震害は報告されていないが、これらの断面力による覆工の震害形態として図3.8に示すようなものが考えられよう。同図(a)は、軸圧縮または曲げ圧縮により、セグメントまたは2次覆工が圧壊する場合である。ただし、コンクリート系セグメントでは圧縮耐力は相当大きく、また、施工時の推進力(口径10m程度のトンネルでは10,000t近い)に耐えるよう設計されていることから、現実には被害が生じないか、あっても軽微であろうと考えられる。(b)は軸引張または曲げ引張により、リング継手の引張破壊およびそれに伴う2次覆工の亀裂、漏水が生ずる場合である。コンクリート系セグメントおよび2次覆工は引張耐力が小さいこと、一般にリング継手の耐震設計は行われていないこと、セグメントを含むリング継手の引張試験ではリング継手が先に破壊する^{17),23)}ことなどから判断すると、最も頻度の高い震害形態と考えられる。(c)はせん断によるリング継手部の破壊である。

耐震設計の過程においては、上に挙げた各破壊形態に対する安全性の照査が行われることとなる。本検討では、このような照査を行う際の便宜を考え、覆工各部の応力算定法についても検討した。

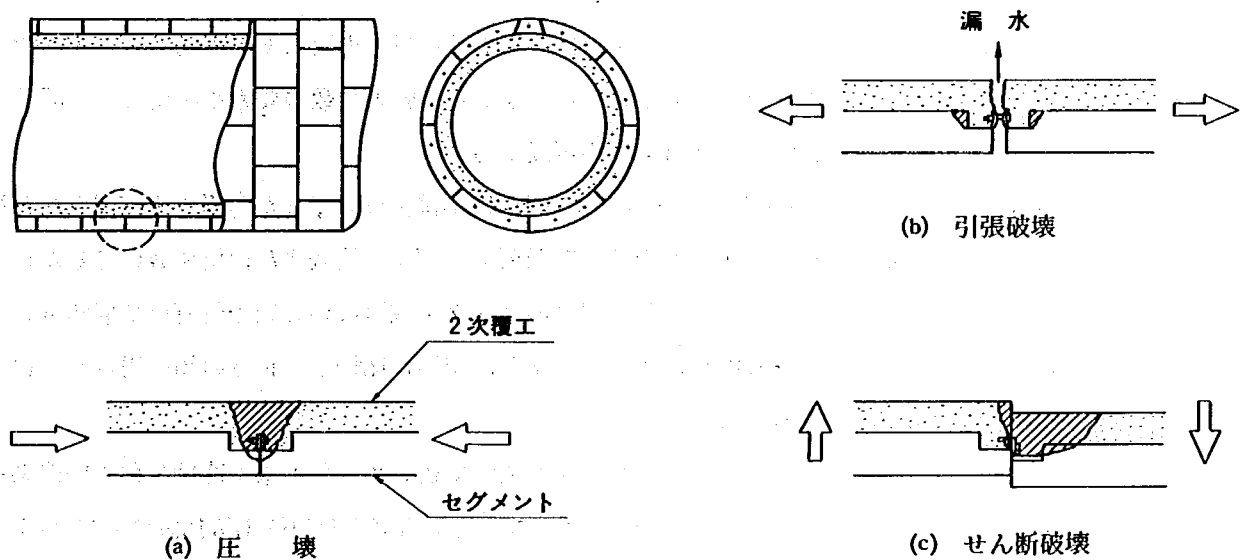


図3.8 覆工およびリング継手の震害形態の予想

4. シールドトンネルの力学モデル

4-1 モデル化の方針

シールドトンネルの長手方向の耐震性を検討するに当たり、本検討ではその解析法として、一般の線状地中構造物に適用されている応答変位法を準用した。この解析法は、構造物の地震時の挙動が主として周辺地盤の振動の変位によって支配されるものとして解析する手法であり、解析上、構造物を適当な力学モデルに置換することになる。図 3.1 に示したシールドトンネルの覆工を力学モデルに置換する方法としては、次に示す方法が考えられる。

- ① 図 4.1(a)に示すように、有限要素法により、セグメント、セグメント継手およびリング継手の一つ一つを、シェル要素やバネ要素等でモデル化する。
- ② 図 4.1(b)に示すように、各リングを梁で、また各リング継手をバネでモデル化し、骨組構造とする。
- ③ 図 4.1(c)に示すように、セグメント・リング継手系の剛性と等価な剛性をもつ一様連続な梁でモデル化する。

上記の各モデル化手法の中で、①の有限要素モデルは、覆工構造を最も忠実にモデル化することができ、覆工各部の挙動を詳細に調べる場合には有効である。しかしながら、膨大な数の要素を必要とし、部分的な解析はともかく、トンネル全長を解析するのは事実上不可能である。

②の骨組モデルは、1リング当たりのセグメントの集まりを円環断面の梁に、また円周上に配置された複数のリング継手を集中バネに、それぞれ集約するもので、有限要素モデルに比較すれば要素数ははるかに少なくなる。しかし、通常のシールドトンネルは長さ 1m 程度のリングを数百ないし数千個継いで構築されていることから、やはりトンネル全長にわたる解析は難しい。また、口径に比較して長さの短い円環を梁にモデル化することにもやや難点があると思われる。

③の等価剛性梁モデルは、複数のセグメントおよびリング継手で構成された本来不連続な覆工構造系を、見かけ上これと等価な剛性をもつ一様連続梁に置換するものであり、水道施設耐震工法指針・解説⁵⁾およびトンネル耐震継手技術基準(案)⁶⁾においてこの手法が用いられている(3-3 節参照)。本モデルは、覆工は多数の部材で構成されてはいるが、同一の力学特性をもつ部材がトンネル長手方向に繰返し連結していることを利用して、これと同一の荷重・変位関係を保つように、言わば、不均一な剛性の平滑化を図ったものと解釈できる。したがって、このモデルを用いて解析して得られる各種の計算結果のうち、トンネル各部のひずみ量、変位量は平滑化されてしまい、現実にはリング継手部において不連続に変化することを表現できない。しかし、断面力については、後で検討するように(4-4 節)、平滑化による影響は小さく、本モデル化の有効性が示されており、上述のひずみ量、変位量は断面力から算出することが可能である。一方、本モデルの利点は、数値解析上の要素数を大幅に縮小でき、トンネル全長にわたる解析が可能となることである。さらに、弾性床上の梁としての扱いが容易であるため各種のパラメータ・スタディが行え、さらに、この結果を一般の線状地中構造物の場合と比較することにより、シールドトンネルの耐震性を検討するにも都合が良い。

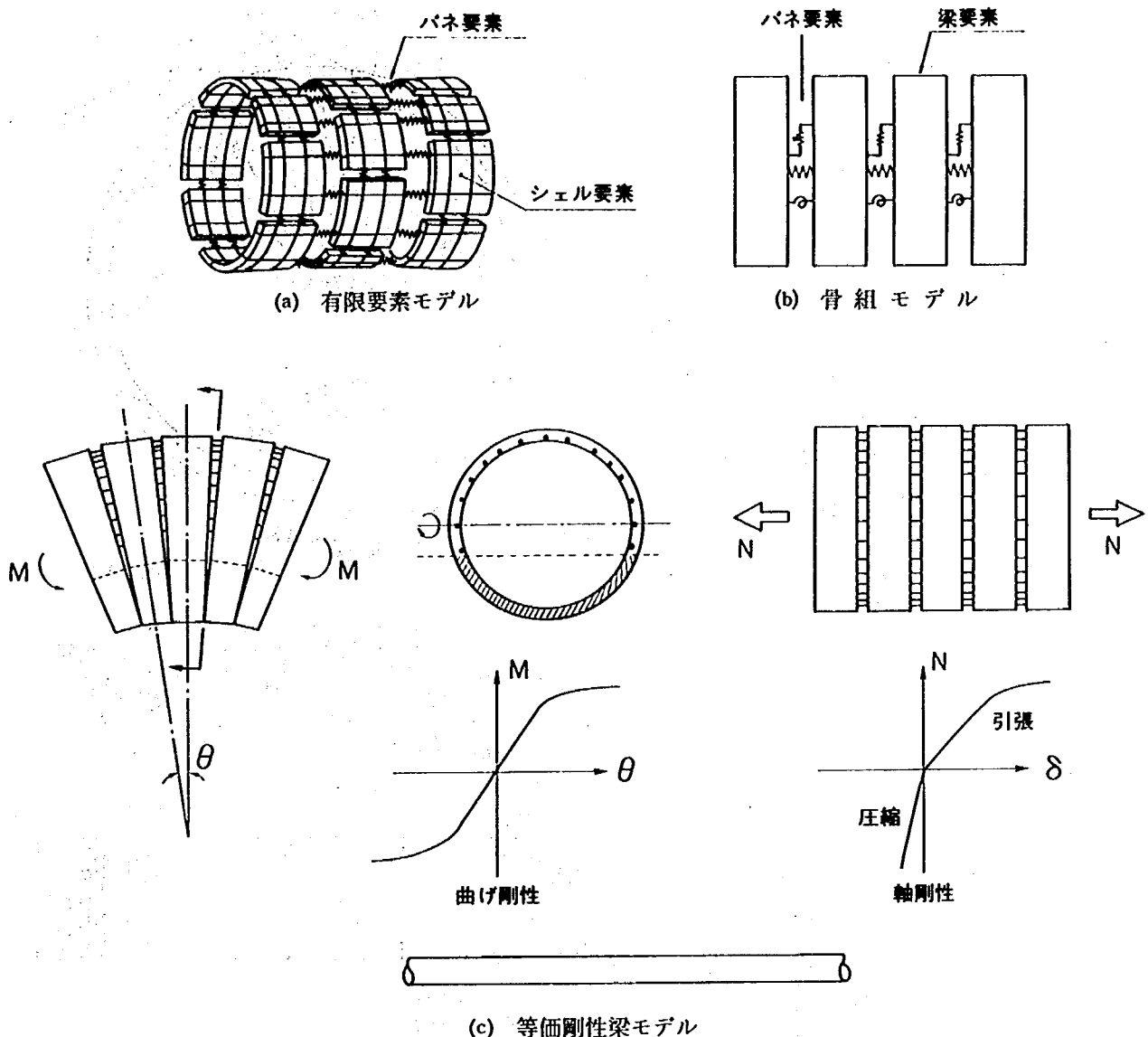


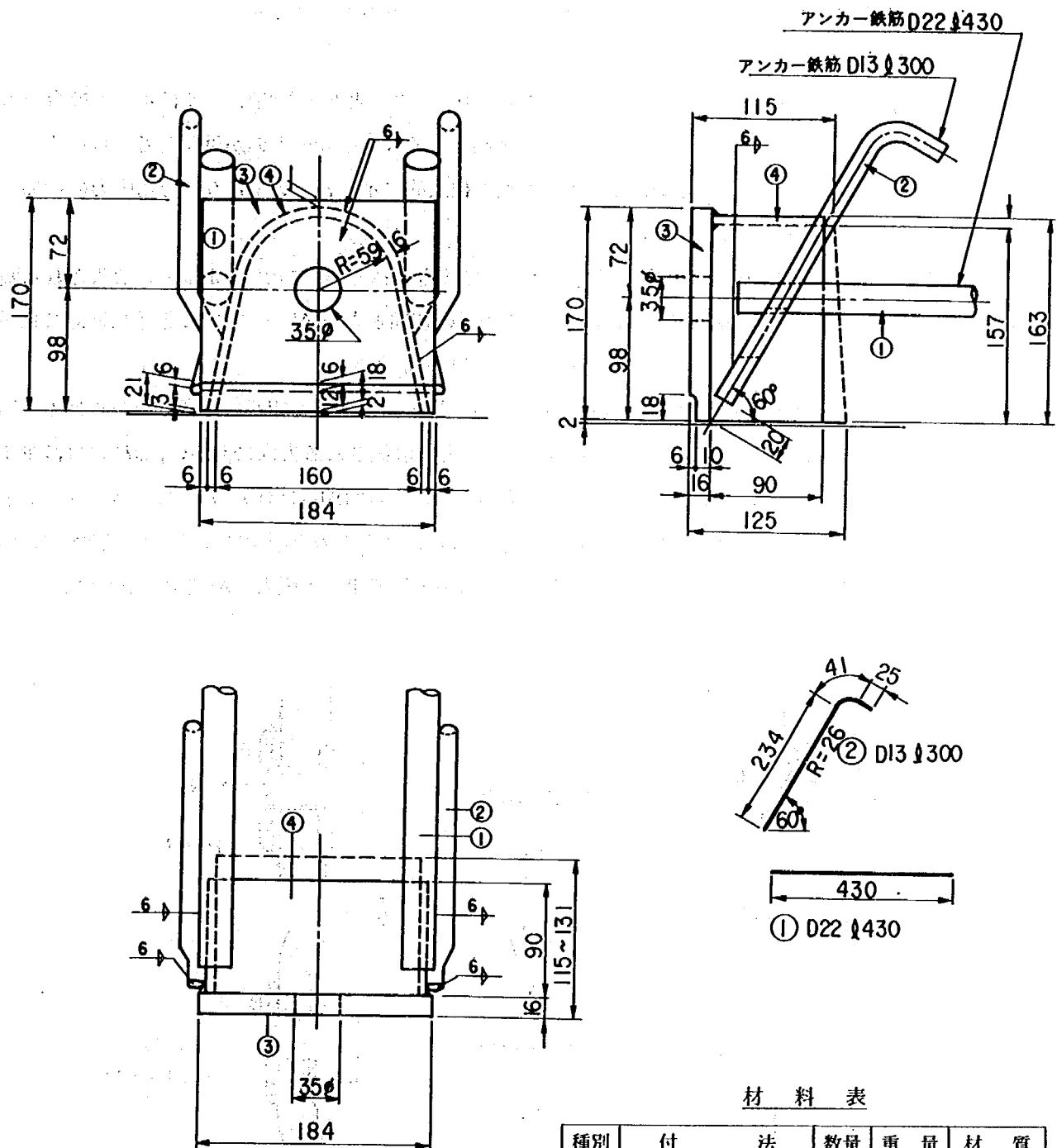
図 4.1 シールドトンネルのモデル化

以上の理由により、本検討ではシールドトンネルを等価剛性梁としてモデル化した。

4-2 リング継手の挙動

シールドトンネルの長手方向の剛性に大きく関与する部材として、リング継手が挙げられる。図 4.2 および図 4.3 は、大口径シールドトンネルに用いられた RC セグメントおよびリング継手の実例であるが、一般に、大口径断面の場合にはリング継手として 30 個から 40 個が用いられている。

地震時には、トンネル長手方向に作用する断面力により、個々のリング継手に軸力およびせん断力が作用するものと考えられるが、このような荷重下での継手の挙動を把握することは、覆工全体の剛性を評価する上で、また、継手自体の耐震安定性を評価する上で、重要な問題である。



材 料 表

種別	付 法	数量	重 量	材 質
①	SD 30-22 φ×430	2	2.6 kg	SD-30
②	SD 30-13 φ×300	2	0.6 kg	〃
合 計			3.2 kg	
③	R 170×16×184	1	3.8 kg	SS-41
④	R 90×6×392	1	1.7 kg	〃
合 計			5.5 kg	

使用ボルト M 30 強度区分 8.8 L 85×1

図 4.3 リング継手の実例

既往の研究成果を参考にして、リング継手の挙動を整理すると以下のようになる。

(1) ボルトの挙動^{16), 42)}

リング継手の接合方法としては、ピンによるものも見られるが⁴⁶⁾ (表 2.1 参照)、多くはボルト接合が用いられている。図 3.2 に示したように、リング継手の挙動としては引張時のものが重要と考えられる。

図 4.4 は、継手に引張力が作用する際のボルトの挙動を模式的に示したものであり、作用張力の増加に伴いボルトの挙動は以下のように変化する¹⁶⁾。

- ① 1次覆工組立て時に、継手板はボルトの締付けによって接合されるが、この時、ボルトに導入された張力により継手板のボルト孔周辺部が弾性変形する。ボルトの初期張力を N_0 とすれば、継手板同志の接触面には N_0 と等しい支圧応力 P_0 が生じ、両者が釣合っている。
- ② 上記の状態に対し、継手に引張力 T が作用すると、継手板とボルトとが相互に変形しながら外力と釣り合いを保つ。すなわち、継手板においては接触面の支圧応力が解放される方向に向かい、 ΔP だけ減少する。一方、ボルトにおいては張力が増加する方向に向かうが、その増加量は外力 T には一致せず、継手板で解放された ΔP を減じた $T - \Delta P$ だけ増加する。一般に、継手板の支圧剛性はボルトの軸剛性に比べて大きいため ΔP の T に占める比率が大きく、その結果としてボルト張力の増加量は小さい。

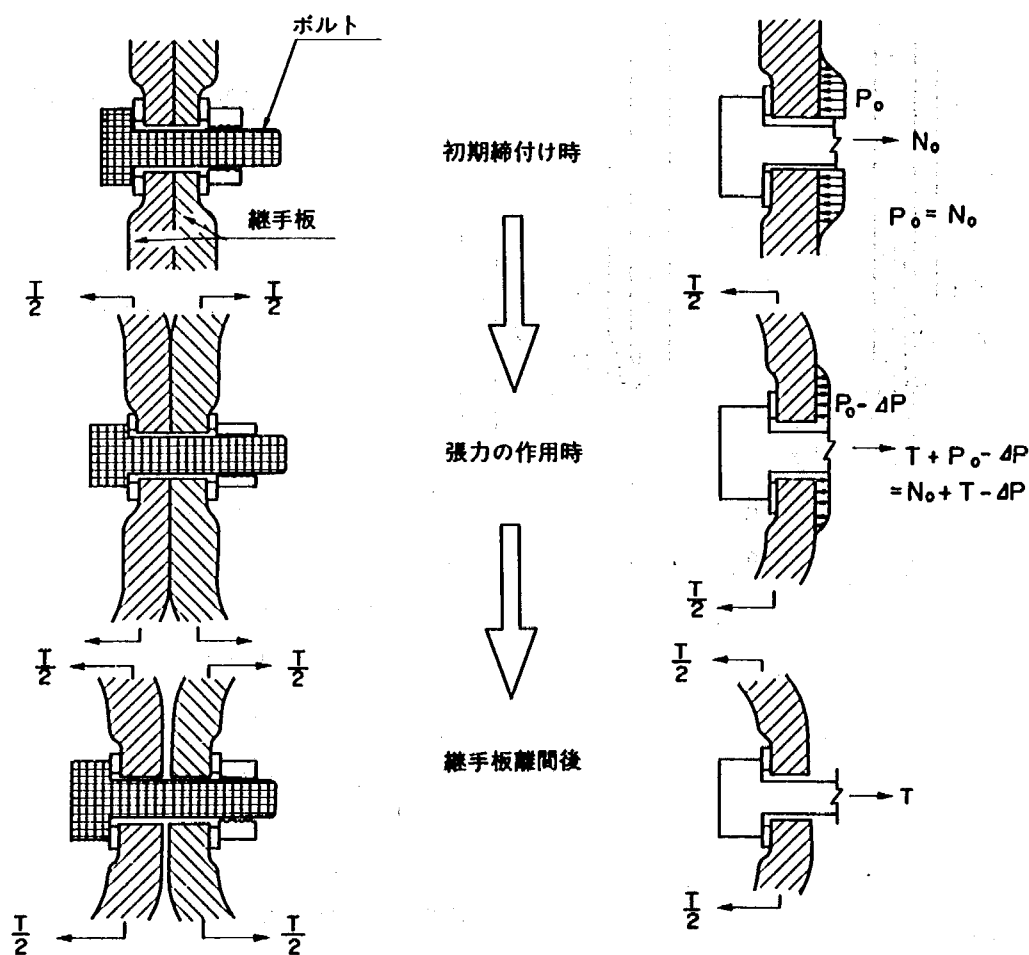
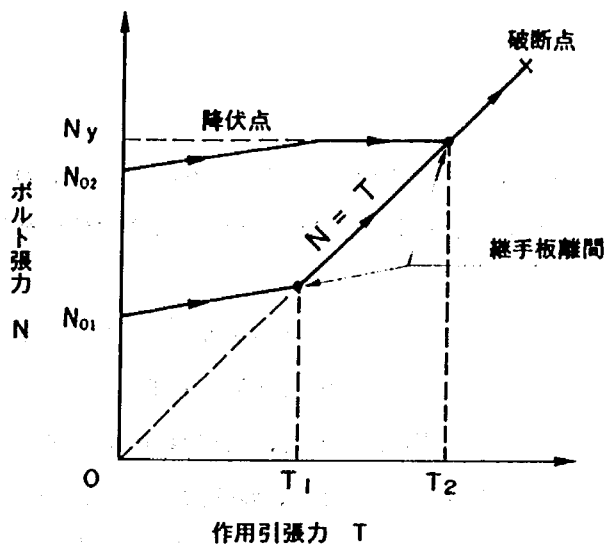
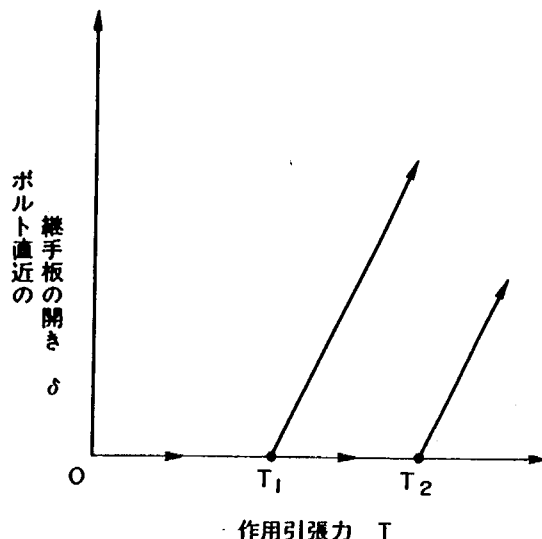


図 4.4 継手ボルトの挙動



(a) ボルト張力の変化



(b) ボルト直近の継手板の開き量の変化

図 4.5 作用引張力に対するリング継手の挙動の変化

③ 作用引張力 T が増加して継手板同志が離れた後は、もはや継手板の支圧応力はなくなり、ボルト張力は T と等しくなる。

図 4.5(a)は上述したボルト張力の変化の様子を示したものであるが¹²⁾、初期締付け力 N_0 の大きさにより、その挙動に違いがでる。図 4.5(b)はボルト直近の継手板の開き量に着目し、開き量と作用引張力との関係を示したものである。上述したように、作用引張力が小さい段階ではボルト直近の継手板は接触したままであって、見かけ上、この荷重範囲におけるバネ定数は無限大となり、継手板の離間が生じた後にバネ定数がある有限の値となる。

なお、ボルトの軸方向バネ定数は、図 4.6 に示すように、ボルト軸部とネジ切り部のそれぞれのバネを直列に継いだものと考えられ、次式で表わされる¹⁶⁾。

$$k_B = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = \frac{E_B \cdot A_n}{\frac{A_n}{A_b} \cdot l_1 + l_2 + l_e} \quad (4.1)$$

ここに、 k_B ：ボルトのバネ定数

$$k_1：軸部のバネ定数, \quad k_1 = \frac{E_B \cdot A_b}{l_1}$$

$$k_2：ネジ切り部のバネ定数, \quad k_2 = \frac{E_B \cdot A_n}{l_2 + l_e}$$

E_B ：ボルトのヤング率

A_b ：軸部の断面積

A_n ：ネジ切り部の有効断面積

l_1 ：軸部の長さ

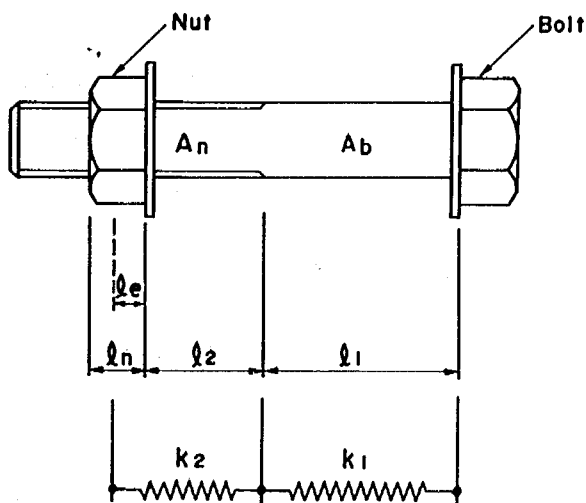


図 4.6 ボルトのバネ定数の算定法

l_2 : ネジ切り部の長さ

l_e : ナット部の有効長 ($l_e = 0.6l_n$)¹⁶⁾

l_n : ナット高さ

(2) リング継手全体としての挙動^{17),23)}

図4.5(b)にボルト直近の継手板の挙動を示したが、継手に引張力が作用する場合、実際にはボルトのみならず継手板も板面外に弾性または塑性変形するため、リング継手全体としての挙動はボルト単体の挙動だけでは把握できない。

西野らはリング継手部の引張試験を実施し^{17),23)}、図4.7に示すような荷重と継手開き量との関係を得ている。この試験結果によると、載荷力が小さい範囲での継手開き量は図4.5(b)に類似した挙動を示しているが、載荷力が大きくなると継手開き量は非線形に増加している。報告によると、最終耐力に達するまでボルトは降伏せず、継手金具の定着鉄筋が降伏して破壊に到っている。すなわち、載荷力が大きくなると、継手の挙動を支配する部材としてはボルトよりもむしろ継手板や金具の定着部材の方が重要な地位を占めると考えられる。

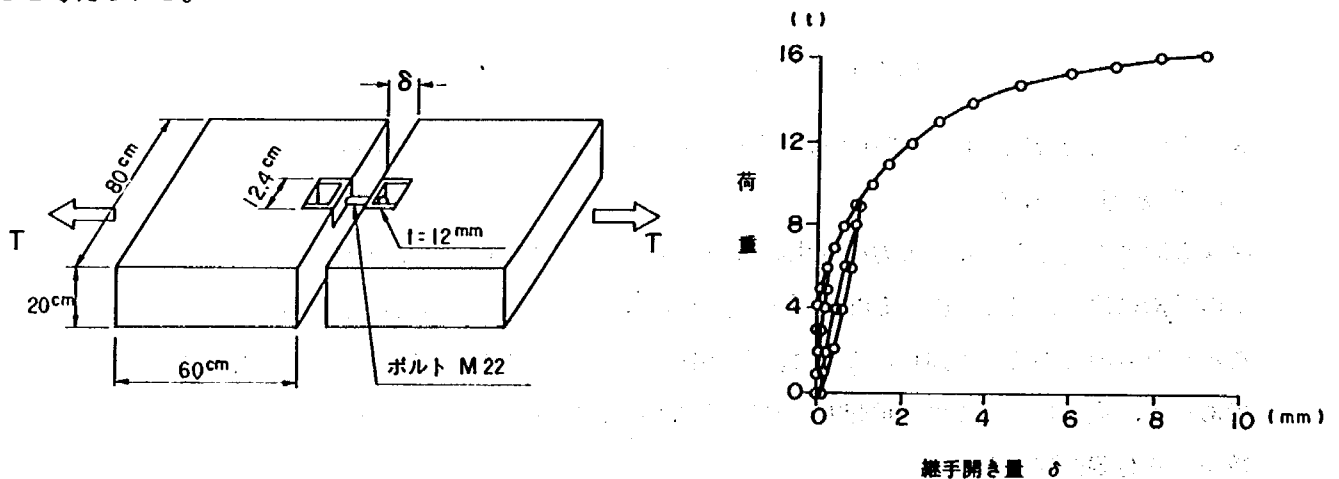


図4.7 西野らによるリング継手の引張試験²³⁾

(3) リング継手のバネとしての評価

(1), (2)に見たように、リング継手の挙動はボルト、継手板、定着鉄筋のほか、実際には止水のためのシーリング材が貼付されるなど、多くの部材の挙動が複合されたものとなる。リング継手の挙動に関しては、載荷試験を実施するなど、今後の検討課題としたいが、本検討では荷重・変位の関係を図4.8に示すように仮定し、トンネル全体の解析を進めた。すなわち、圧縮に対してはシーリング材等のバネ効果を見捨てて継手の変形は無いものとし、引張に対しては線形バネとし、そのバネ定数を継手1個当たり k_j とした。

4-3 等価剛性の算定法

前述(4-1節)したように、本検討ではシールドトンネルを等価剛性梁としてモデル化した。以下に等価剛性の算定法について記す。

(1) 軸剛性

図4.9にセグメント・リング継手系の軸剛性の算定法を示す。軸圧縮に対してはリング継手の変形はな

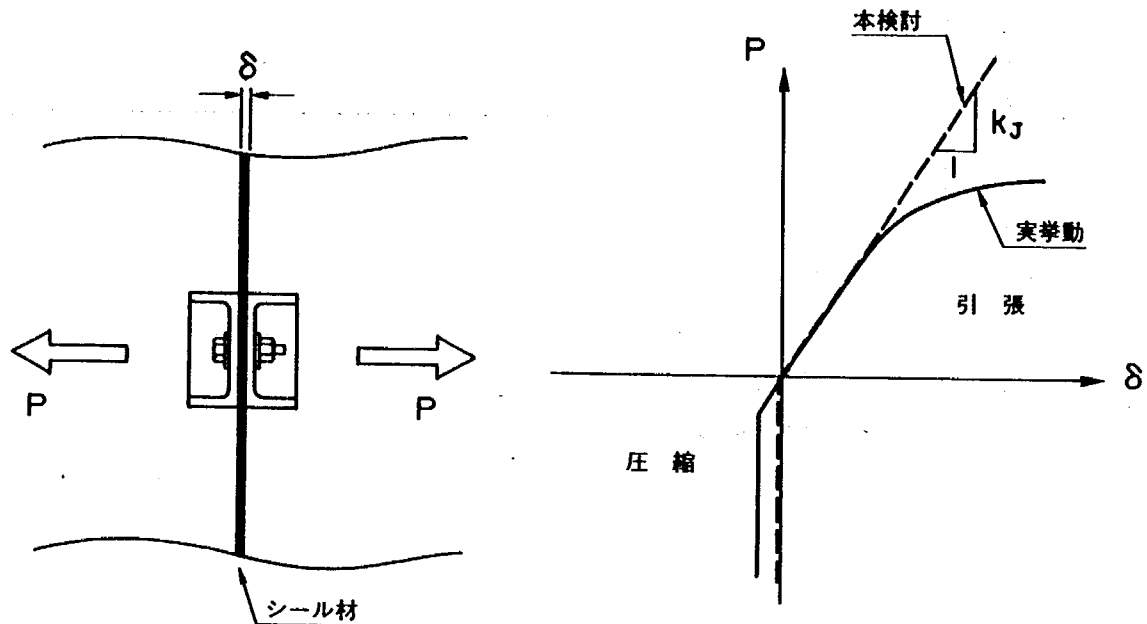


図 4.8 リング継手のバネとしての評価

く、セグメント断面のみの剛性を考慮するものとし、軸引張に対してはセグメントならびにリング継手を直列バネとして評価する。同図に示すように、リング継手部を中心に 1 リング長の覆工の軸剛性を評価すると、軸圧縮および軸引張剛性は次のように表わされる。

$$(EA)_{eq}^c = E_s \cdot A_s \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\frac{(EA)_{eq}^t}{l_s} = \frac{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s} \cdot K_J}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s} + K_J} = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_J} + 1} \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{l_s}$$

$$\therefore (EA)_{eq}^t = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_J} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 $(EA)_{eq}^c$ ：等価圧縮剛性

$(EA)_{eq}^t$ ：等価引張剛性

l_s ：リング長

A_s ：セグメント全断面積

E_s ：セグメントのヤング率

K_J ：リング継手の引張バネ定数の合計で、

$K_J = k_J \times \text{継手個数}$

式 (4.3) より明らかなように、等価引張剛性はリング継手の存在により、セグメント単体の剛性に比較して小さくなる。したがって、図 4.9 に示すように、シールドトンネルの等価剛性梁の軸剛性は引張と圧縮とで値が異なる。なお、図 4.10 にリング継手の剛性と等価引張剛性との関係を示した。

軸力 N が作用した場合のセグメントおよびリング継手の応力等は以下のように算定される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N}{A_s} \\ f_J &= \frac{N}{n} \\ \delta_J &= \frac{N}{n \cdot k_J} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに、 σ_s ：セグメント応力

f_J ：リング継手 1 個当たりの張力

δ_J ：リング継手の開き量

n ：断面内リング継手の個数

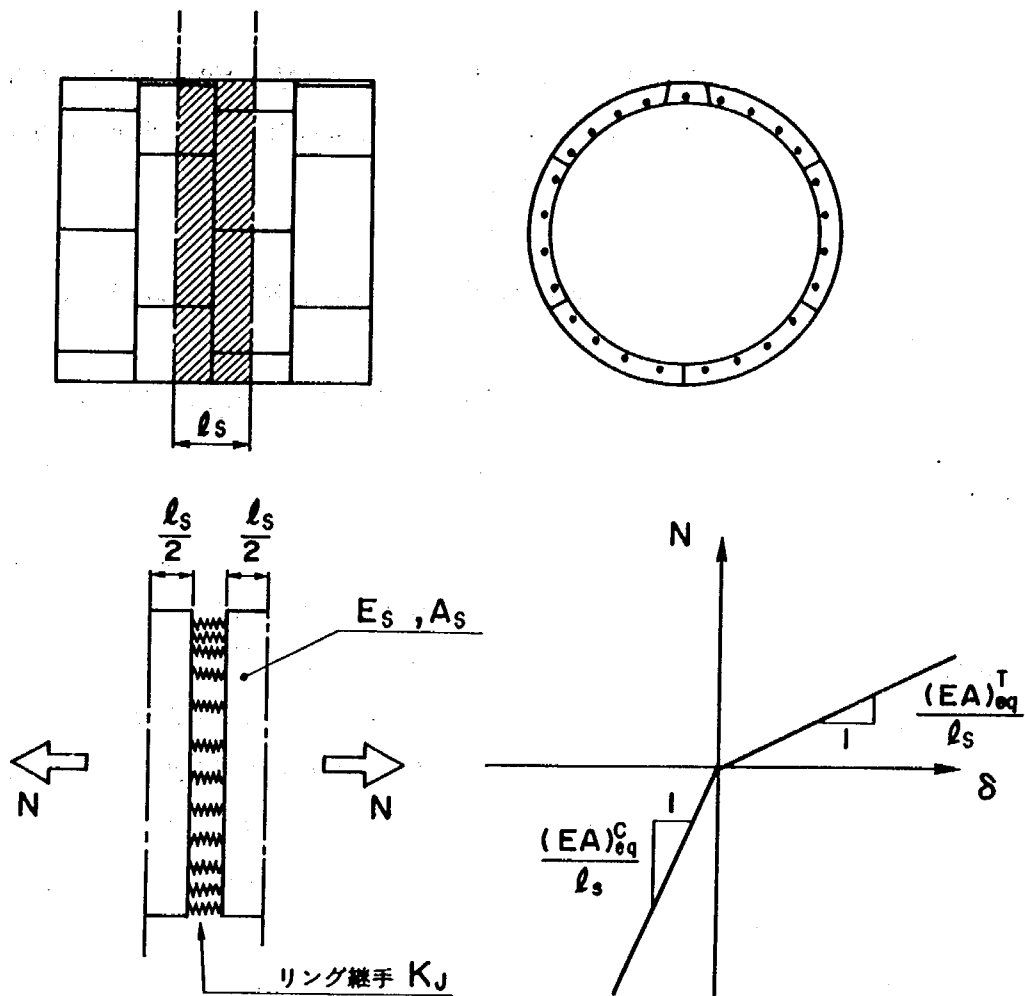


図 4.9 セグメント・リング継手系の軸剛性

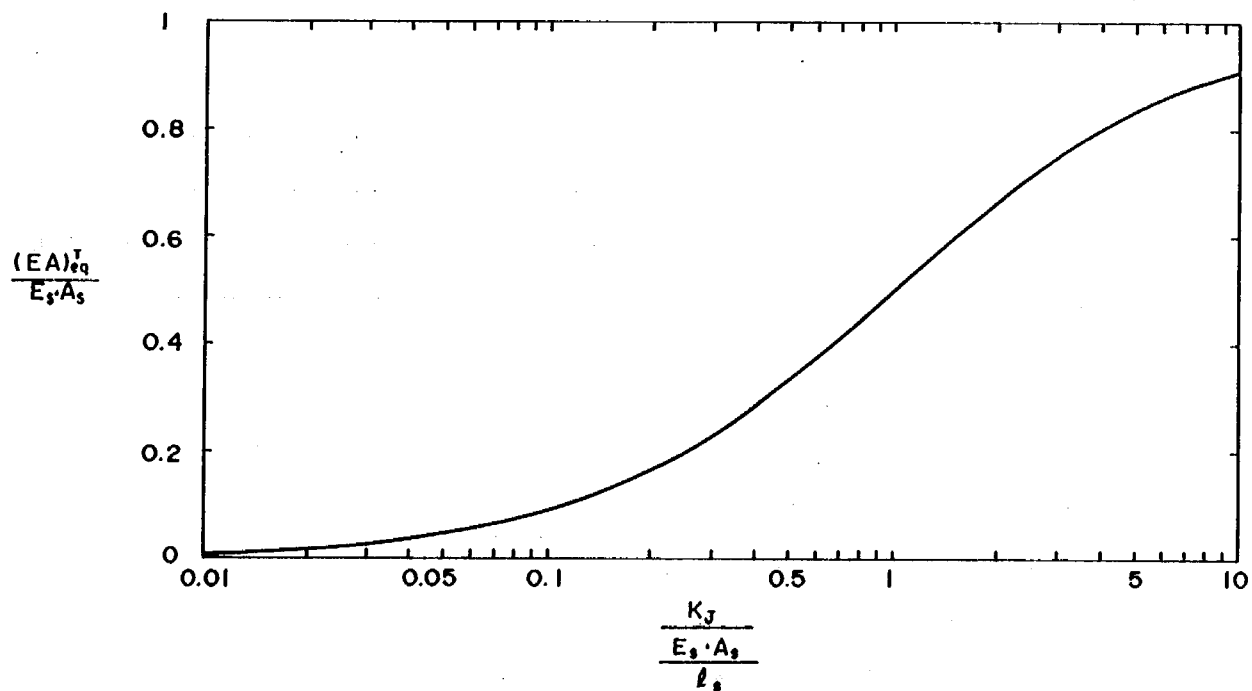


図 4.10 リング継手による軸引張剛性の低下

(2) 曲げ剛性

図 4.11 にセグメント継手系の等価曲げ剛性の算定法を示す。図に見るように、覆工の長手方向に曲げモーメントが作用した場合、リング継手部断面においては、圧縮側はセグメント断面で、引張側はリング継手で抵抗するものとする。ここで以下の仮定を設けた。

- ① 中立軸は断面中央から距離 x だけ圧縮側にズレるものとする。
- ② リング継手部断面においてセグメントの端面は、中立軸を境に引張側と圧縮側とで、それぞれ傾きの異なる平面を保持するものとする。
- ③ リング長が口径に比較して短いことから、中立軸位置はリング長手方向で一定とする。
- ④ セグメントおよびリング継手の剛性は線形とする。

以下の演算において次の記号を用いることにする。

D : 断面の外径	t : セグメント厚
l_s : リング長	r_B : ボルトサークル半径
x : 中立軸位置	r : 断面中心半径 $= \frac{D-t}{2}$
E_s : セグメントのヤング率	k_f : リング継手の引張バネ定数
A_s : セグメントの全断面積	I_s : セグメント断面の断面 2 次モーメント
ϵ_c : セグメントの圧縮縁ひずみ	ϵ_t : セグメントの引張縁ひずみ
δ_f : 最外継手の開き量	θ : 覆工リングの曲がり角

仮定条件より、変形の適合条件は次のようになる。

$$\epsilon_c \cdot \frac{l_s}{2} = \left(\frac{D}{2} - x \right) \cdot \frac{\theta}{2} \quad (4.5)$$

$$\frac{r_B + x}{\frac{D}{2} + x} \cdot \epsilon_t \cdot \frac{l_s}{2} + \frac{\delta_f}{2} = (r_B + x) \cdot \frac{\theta}{2} \quad (4.6)$$

また、力の釣り合条件は次のようになる。

$$F_c = F_t \quad (4.7)$$

$$F_f = F_t \quad (4.8)$$

$$M = M_c + M_t \quad (4.9)$$

$$M_t = M_f \quad (4.10)$$

ここに、 M : 作用曲げモーメント

F_c : 圧縮側セグメントの応力の合計

F_t : 引張側セグメントの応力の合計

F_f : リング継手の張力の合計

M_c : F_c による中立軸回りのモーメント

M_t : F_t による中立軸回りのモーメント

M_f : F_f による中立軸回りのモーメント

であり、図 4.12 を参照して以下のように求められる。

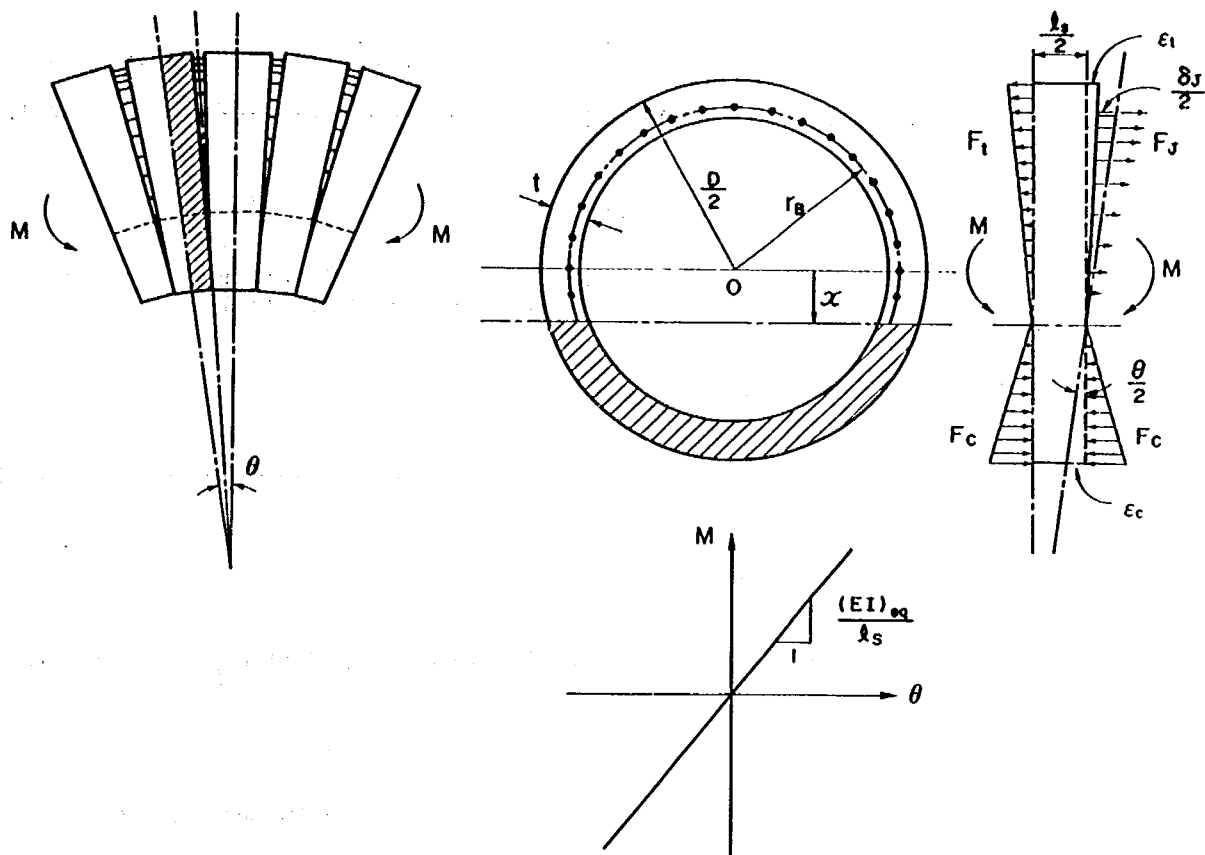


図 4.11 セグメント・リング継手系の曲げ剛性

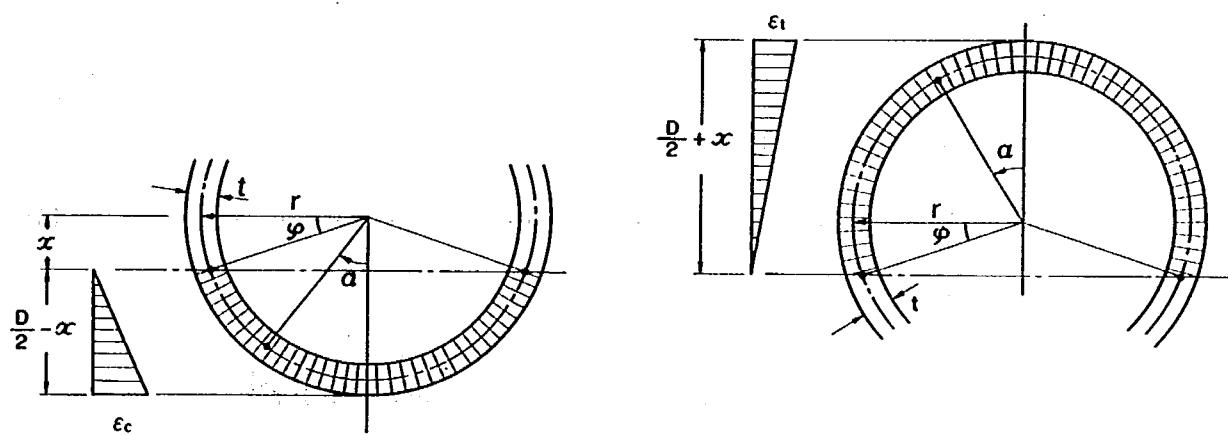


図 4.12 F_c , M_c , F_t , M_t の算出法

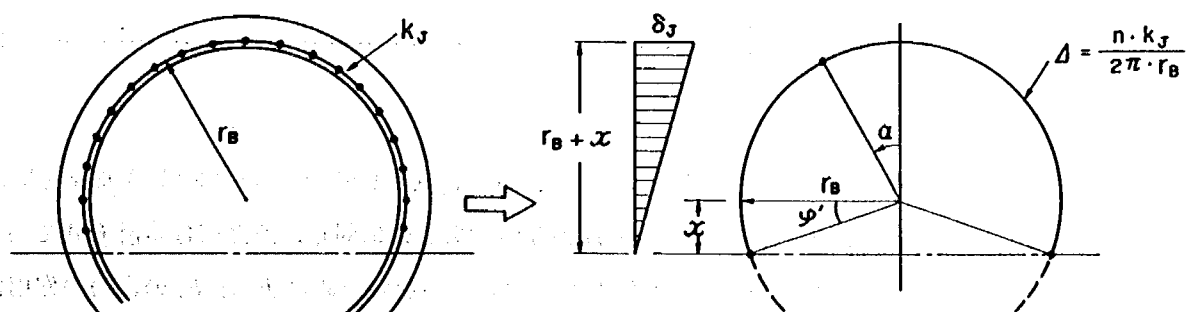


図 4.13 F_j , M_j の算出法

$$\begin{aligned}
F_c &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{D/2 - x} \int_0^{\frac{\pi}{2} - \varphi} (r \cdot \cos \alpha - x) \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{D/2 - x} \cdot r \cdot t \cdot \{2r \cdot \cos \varphi - (\pi - 2\varphi) \cdot x\} \dots\dots\dots (4.11)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_c &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{D/2 - x} \int_0^{\frac{\pi}{2} - \varphi} (r \cdot \cos \alpha - x)^2 \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{D/2 - x} \cdot r \cdot t \cdot \left\{ r^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \varphi + \frac{1}{2} \sin 2\varphi \right) - 4r \cdot x \cdot \cos \varphi + (\pi - 2\varphi) \cdot x^2 \right\} \dots\dots\dots (4.12)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
F_t &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi} (r \cdot \cos \alpha + x) \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \cdot r \cdot t \cdot \{2r \cdot \cos \varphi + (\pi + 2\varphi) \cdot x\} \dots\dots\dots (4.13)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_t &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi} (r \cdot \cos \alpha + x)^2 \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \cdot r \cdot t \cdot \left\{ r^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \varphi - \frac{1}{2} \sin 2\varphi \right) + 4r \cdot x \cdot \cos \varphi + (\pi + 2\varphi) \cdot x^2 \right\} \dots\dots\dots (4.14)
\end{aligned}$$

ただし、 $\varphi = \sin^{-1} \frac{x}{r}$ である。

F_J , M_J については、実際には離散的に配置されているリング継手のバネを、便宜上、ボルトサークル上に線状に分布しているものと考え、図 4.13 を参照して次のように求められる。

$\Delta = \frac{n \cdot k_J}{2\pi \cdot r_B}$: リング継手引張バネ定数の線密度

$$\begin{aligned}
F_J &= 2 \cdot \frac{\Delta \cdot \delta_J}{r_B + x} \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi'} (r_B \cdot \cos \alpha + x) \cdot r_B \cdot d\alpha \\
&= \frac{\Delta \cdot \delta_J}{r_B + x} \cdot r_B \cdot \{2r_B \cdot \cos \varphi' + (\pi + 2\varphi') \cdot x\} \\
&= \frac{n \cdot k_J \cdot \delta_J}{r_B + x} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \{2r_B \cdot \cos \varphi' + (\pi + 2\varphi') \cdot x\} \dots\dots\dots (4.15)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_J &= 2 \cdot \frac{\Delta \cdot \delta_J}{r_B + x} \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi'} (r_B \cdot \cos \alpha + x)^2 \cdot r_B \cdot d\alpha \\
&= \frac{\Delta \cdot \delta_J}{r_B + x} \cdot r_B \cdot \left\{ r_B^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \varphi' - \frac{1}{2} \sin 2\varphi' \right) + 4r_B \cdot x \cdot \cos \varphi' + (\pi + 2\varphi') \cdot x^2 \right\} \\
&= \frac{n \cdot k_J \cdot \delta_J}{r_B + x} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \left\{ r_B^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \varphi' - \frac{1}{2} \sin 2\varphi' \right) + 4r_B \cdot x \cdot \cos \varphi' \right. \\
&\quad \left. + (\pi + 2\varphi') \cdot x^2 \right\} \dots\dots\dots (4.16)
\end{aligned}$$

ただし、 $\varphi' = \sin^{-1} \frac{x}{r_B}$ である。

式 (4.11)～(4.16) を式 (4.7)～(4.10) に代入し、さらに式 (4.5) および (4.6) を加えて問題を解くことになるが、未知量が x , θ , ε_c , ε_t および δ_J の 5 個であるのに対し、条件式は合計 6 式である。これは、ボルトサークルとセグメント断面の中心円とが一致していないために F_t と F_J の合力の作用位置が異なり、式 (4.8) と式 (4.10) とが同時には成り立たなくなるためである。そこで、次のような近似を行い、

上記の問題に対処した。

$$\left. \begin{array}{l} r_B = r \\ \varphi' = \varphi \\ M_t = M_j \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.17)$$

式 (4.11)～(4.16) および式 (4.5)～(4.8) を用いて、中立軸位置 x を求める方程式が次式のように導かれる。

$$\varphi + \cot \varphi = \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_s \cdot A_s} \right) \dots\dots\dots (4.18)$$

$$\text{ここに, } \varphi = \sin^{-1} \frac{x}{r}$$

$$K_j = n \cdot k_j \quad n: \text{リング継手個数}$$

また、式 (4.9) より作用モーメント M とトンネルの曲がり角 θ との関係が次式のように導かれる。

$$M = \frac{E_s \cdot I_s}{I_s} \cdot \frac{\cos^3 \varphi}{\cos \varphi + \left(\frac{\pi}{2} + \varphi \right) \cdot \sin \varphi} \cdot \theta \dots\dots\dots (4.19)$$

ただし、ここで、

$$I_s \doteq \pi \cdot t \cdot r^3 \dots\dots\dots (4.20)$$

の近似を行った。等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ を次のように定義すると、式 (4.19) より式 (4.22) のように表される。

$$(EI)_{eq} = \frac{M}{\theta} \cdot l_s \dots\dots\dots (4.21)$$

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \varphi}{\cos \varphi + \left(\frac{\pi}{2} + \varphi \right) \cdot \sin \varphi} \cdot E_s \cdot I_s \dots\dots\dots (4.22)$$

図 4.14 は、式 (4.18) および式 (4.22) により、リング継手の引張剛性とトンネル全体の等価曲げ剛性との関係を示したものである。リング継手の存在により、トンネルの曲げ剛性はセグメント単体の曲げ剛性よりも小さくなり、その剛性低下の仕方は図 4.10 に示した軸引張剛性の場合と同様な傾向を示している。

トンネル各部の応力、ひずみ等は、式 (4.5)～(4.8) および (4.19) より、以下のように求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_c &= E_s \cdot \epsilon_c = E_s \cdot \frac{\frac{D}{2} - x}{l_s} \cdot \theta \\ &= \frac{M}{I_s} \cdot \frac{\cos \varphi + \left(\frac{\pi}{2} + \varphi \right) \cdot \sin \varphi}{\cos^3 \varphi} \cdot \left(\frac{D}{2} - x \right) \\ &= \frac{M}{I_{eq}} \cdot \left(\frac{D}{2} - x \right) \dots\dots\dots (4.23) \\ \sigma_t &= E_s \cdot \epsilon_t \end{aligned}$$

$$= \frac{M}{I_s} \cdot \frac{\cos \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \cdot \sin \varphi}{\cos^3 \varphi} \cdot \left(\frac{D}{2} + x\right) \dots\dots\dots (4.24)$$

$$\begin{aligned} \delta_J &= \frac{\pi \cdot \sin \varphi}{\cos \varphi + \left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \cdot \sin \varphi} \cdot \theta \cdot (r+x) \\ &= \frac{M}{E_s \cdot I_s} \cdot I_s \cdot \frac{\pi \cdot \sin \varphi}{\cos^3 \varphi} \cdot (r+x) \dots\dots\dots (4.25) \end{aligned}$$

$$f_J = k_J \cdot \delta_J \dots\dots\dots (4.26)$$

ここで、 σ_c ：セグメントの圧縮縁応力

σ_t ：セグメントの引張縁応力

f_J ：最外継手の張力

I_{eq} ：等価断面 2 次モーメント $= (EI)_{eq} / E_s$

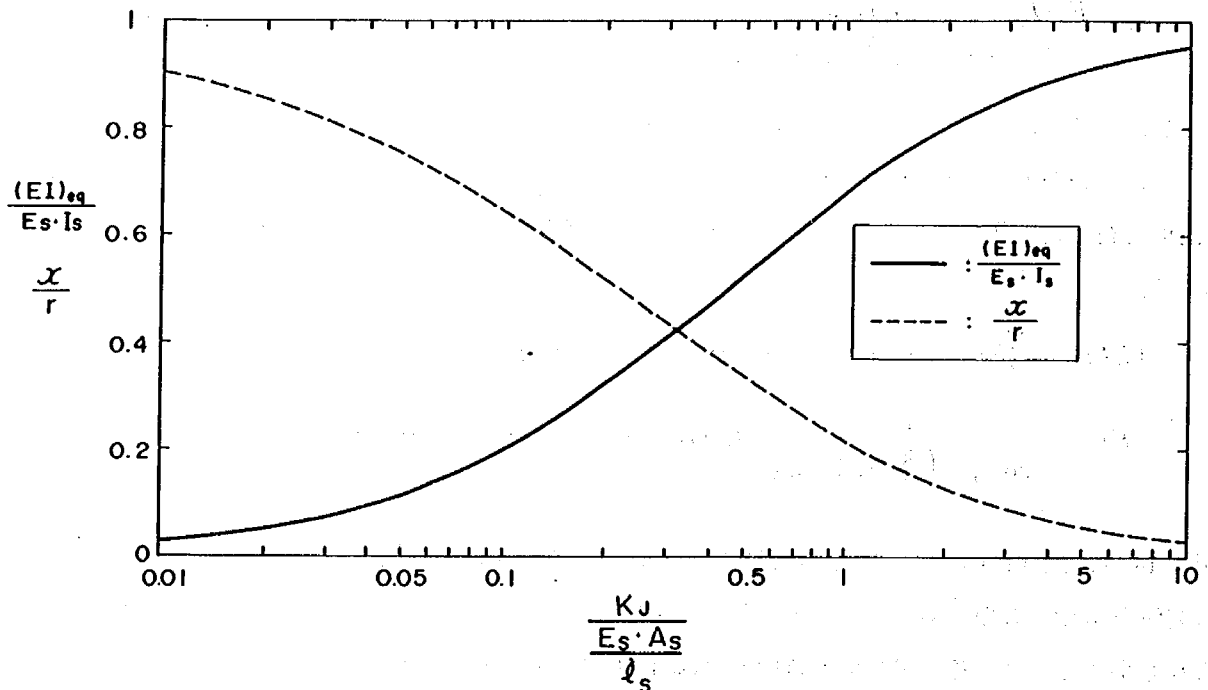


図 4.14 リング継手による曲げ剛性の低下

なお、水道施設耐震工法指針・解説⁵⁾およびトンネル耐震継手技術基準(案)⁶⁾では、その耐震計算例においてシールドトンネルの等価剛性の算定法が示されている。軸剛性については両指針とも(1)に示した算定法と同様であるが、曲げ剛性についてはそれぞれ本検討と算定法が異なるので、参考として以下に記す。

a) 水道施設耐震工法指針・解説に示されている算定法

$$(EI)_{eq} = E_s \cdot I_{eq}$$

$$I_{eq} = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - D_2^4)$$

$$D_2 = D - 2t_{eq}$$

$$t_{eq} = \frac{\pi \cdot D - \sqrt{(\pi \cdot D)^2 - 4\pi \cdot A_{eq}}}{2\pi}$$

$$A_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{E_s}$$

$$(EA)_{eq} = K_{eq} \cdot l_s$$

$$K_{eq} = \frac{K_J \cdot K_s}{K_J + K_s}$$

$$K_s = \frac{E_s \cdot A_s}{l_s}$$

$$K_J = \frac{E_B \cdot A_B}{l_B}$$

ここに、 E_B 、 A_B 、 l_B はリング継ぎボルトのヤング率、総断面積、締付け長さである。上に示した算定法は、2次覆工として無筋コンクリートを用いたトンネルに対し、曲げと軸引張力が作用する場合に適用するものとされている。2次覆工として鉄筋コンクリートを用いる場合には、 $(EA)_{eq}$ に2次覆工の軸剛性が加算されるが、他は同様である。この算定法はセグメント・リング継手系の力学モデルに基づいたものではなく、単に、軸引張剛性と等価な剛性を与える覆工厚 t_{eq} を有する円環の断面2次モーメントとして曲げ剛性を評価しているものと解釈される。

この算定法による曲げ剛性と本検討による曲げ剛性とを比較するため、上記の算定式を以下のように書き直す。

$$\frac{(EI)_{eq}}{E_s \cdot I_s} = \frac{I_{eq}}{I_s} = \frac{\frac{\pi}{64} \{D^4 - (D - 2t_{eq})^4\}}{\frac{\pi}{64} \{D^4 - (D - 2t)^4\}} = \frac{1 - \left(1 - \frac{2t_{eq}}{D}\right)^4}{1 - \left(1 - \frac{2t}{D}\right)^4}$$

$$\text{ここで、} A_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{E_s} = \frac{K_J \cdot K_s \cdot l_s}{(K_J + K_s) \cdot E_s} = \frac{\frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \cdot A_s = \frac{\frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \cdot \pi \cdot t \cdot (D - t)$$

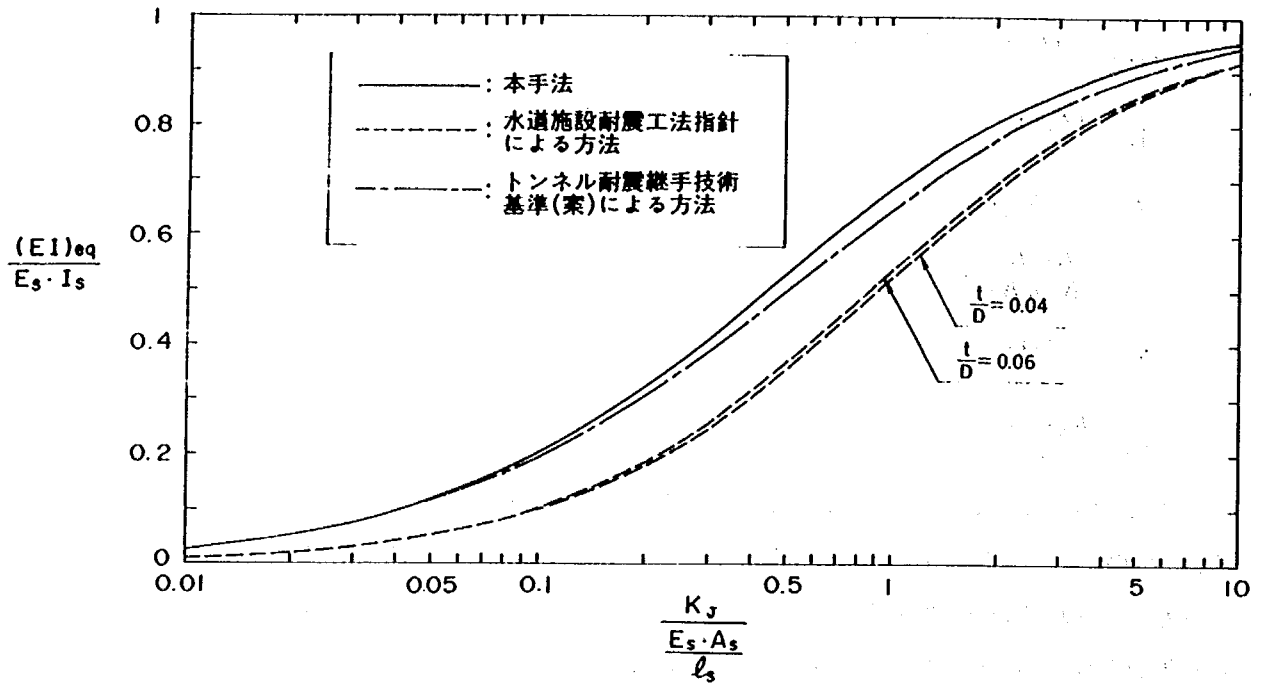
$$\text{ゆえに、} \frac{2t_{eq}}{D} = 1 - \sqrt{1 - \frac{4A_{eq}}{\pi \cdot D^2}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \cdot \frac{t}{D} \cdot \left(1 - \frac{t}{D}\right)}$$

$$\frac{(EI)_{eq}}{E_s \cdot I_s} = \frac{1 - \left\{1 - \frac{4 \frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \cdot \frac{t}{D} \cdot \left(1 - \frac{t}{D}\right)\right\}^2}{1 - \left(1 - 2 \cdot \frac{t}{D}\right)^4}$$

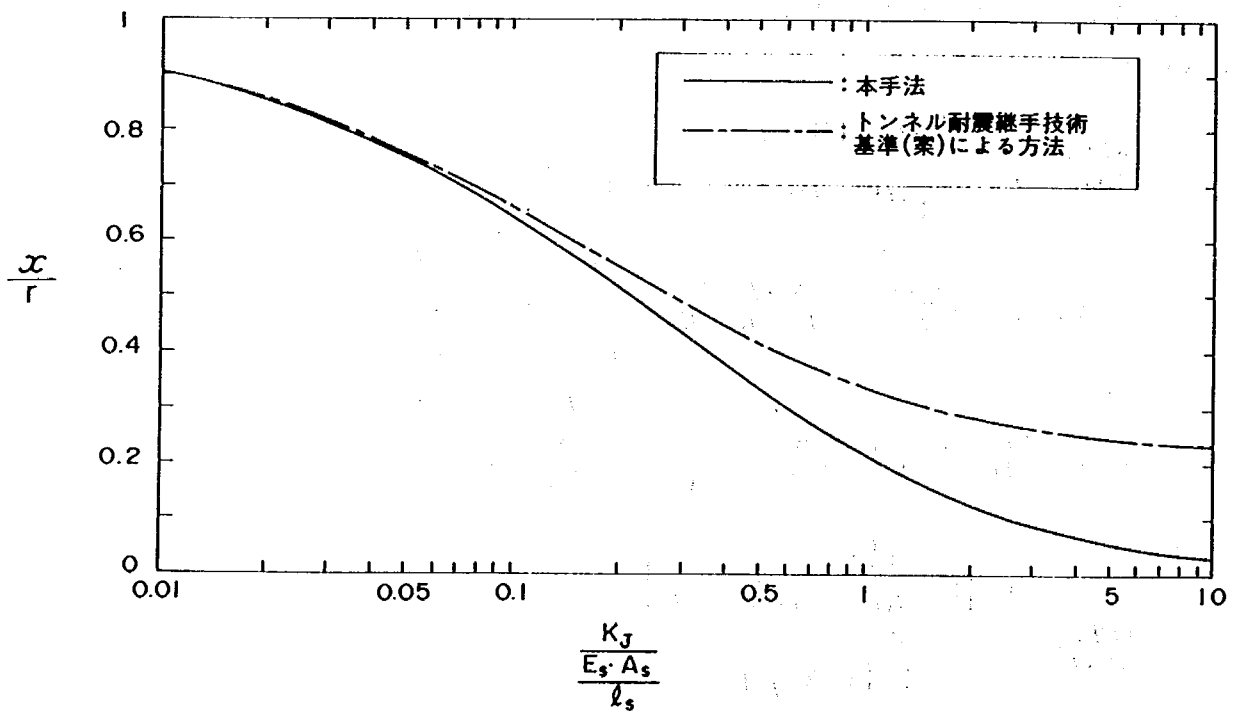
上式中、 $\frac{t}{D}$ はトンネル外径に対するセグメント厚の比率であり、通常のシールドトンネルでは0.04～0.06の値となる。本指針による曲げ剛性を本検討と比較して図4.15(a)に示す。同図に見るように、本検討による等価曲げ剛性は、水道施設耐震工法指針に示されている曲げ剛性よりも大きく評価される。

b) トンネル耐震継手技術基準(案)に示されている算定法

$$I_{eq} = t \cdot r^3 \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) + \frac{E_0}{E_s} \cdot t' \cdot r_B^3 \cdot (\pi - \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha)$$



(a) 等価曲げ剛性



(b) 中立軸の位置

図 4.15 各種の算定法による覆工の曲げ剛性の比較

$$\tan \alpha - \alpha = \frac{A_B}{2l \cdot r} \cdot \frac{E_0}{E_s}$$

$$l' = \frac{A_B}{2\pi \cdot r_B}$$

ここに、 α は円形中空断面の中立軸に関する中心角、 l' はリング継ぎボルトの換算円環幅、 E_0 はセグメント・リング継手系の軸引張剛性を考慮したボルトの見かけ上のヤング率である。

この算定法では、曲げ引張に対してはボルト剛性のみが、曲げ圧縮に対しては覆工全体の剛性が有効であるとして、弾性変形理論に基づいて上式を導いたとされており、本検討と同様な考え方をを用いているが、その詳細については不明である。

上式を書き直すと以下ようになる。

$$E_0 \cdot A_B = \frac{K_J \cdot K_s \cdot l_s}{K_J + K_s}$$

$$\therefore \tan \alpha - \alpha = \frac{E_0 \cdot A_B}{2l \cdot r \cdot E_s} = \frac{A_s \cdot l_s}{2l \cdot r \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \frac{K_J \cdot K_s}{K_J + K_s} = \frac{A_s}{2l \cdot r} \cdot \frac{\frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} = \pi \cdot \frac{\frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1}$$

ここで、中立軸に関する中心角 α は、本検討で用いている中心角 φ と

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi$$

の関係があるので、上式を φ を用いて表わすと次のようになる。

$$\varphi + \cot \varphi = \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{\frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \right)$$

この中立軸位置に関する方程式は本検討における式 (4.18) に対応するものであり、その解を求めると図 4.15(b) のようになる。同図より、本基準 (案) に示される方法と本検討による方法とでは、 K_J/K_s の値が 0.1 程度を越える場合には中立軸位置に関して差が生じる。

曲げ剛性については以下のように式を書き直せる。ただし、ボルトサークル径 r_B を本検討に合わせ、 $r_B = r$ とする。

$$\begin{aligned} \frac{(EI)_{eq}}{E_s \cdot I_s} &= \frac{I_{eq}}{I_s} = \frac{I_{eq}}{\pi \cdot l \cdot r^3} \\ &= \frac{1}{\pi} \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) + \frac{E_0 \cdot A_B}{2\pi^2 \cdot l \cdot r \cdot E_s} \cdot (\pi - \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \\ &= \frac{1}{\pi} \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{\frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \cdot (\pi - \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \\ &= \frac{1}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) + \frac{\frac{K_J}{K_s}}{\frac{K_J}{K_s} + 1} \end{aligned}$$

上式を K_J/K_s について計算した結果を図 4.15(a) に示す。同図に見るように、本基準 (案) に示される算定法による曲げ剛性と本検討による等価曲げ剛性とは、概ね一致している。

(3) 2次覆工のある場合の等価剛性

1次覆工としてのセグメントの内側にコンクリートなどの2次覆工が施されている場合のトンネル長手方向の剛性については、これまでに参考となる実験結果等の資料がなく、その評価は難しい。

ここでは、2次覆工として鉄筋コンクリートを対象とし、その軸剛性について検討した。

a) 軸圧縮剛性

図4.16に示すように、軸圧縮に対してはセグメントと2次覆工の両方の断面が有効に抵抗するものと考えられる。したがって、等価剛性は次のように算定できる。

$$(EA)_{eq}^c = E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R \quad \dots\dots\dots (4.27)$$

ここに、 E_L ：2次覆工コンクリートのヤング率

A_L ：2次覆工の断面積 (A_R を含む)

E_R ：鉄筋のヤング率

A_R ：鉄筋の総断面積

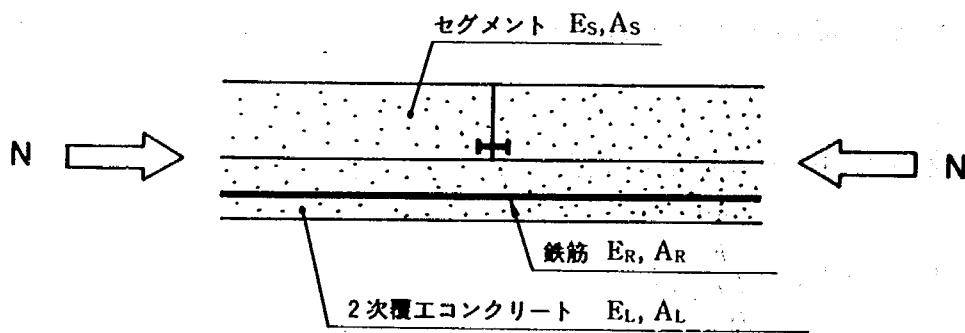


図4.16 1, 2次覆工系の軸圧縮剛性

b) 軸引張剛性

水道施設耐震工法指針・解説⁵⁾では、等価引張剛性の算定法として次式が示されている。

$$(EA)_{eq}^t = (EA)_{SB} + (EA)_{LC} \quad \dots\dots\dots (4.28)$$

ここに、 $(EA)_{SB}$ ：セグメント・リング継手系の等価引張剛性

$(EA)_{LC}$ ：2次覆工の引張剛性で $E_L \cdot A_L$ とする。

この算定法は、図4.17に示すように、セグメント・リング継手系と2次覆工とを並列に置いたバネとしての剛性評価である。式(4.28)を書き直すと次式のようになる。

$$(EA)_{eq}^t = \frac{E_s \cdot A_s \cdot K_j}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s} + K_j} + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R \quad \dots\dots\dots (4.29)$$

ただし、 K_j はリング継手全体の引張バネ定数である。このモデルに引張力 N が作用する場合の覆工各部の応力は以下のようになる。

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{E_s}{(EA)_{eq}} \cdot \frac{K_J}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s} + K_J} \cdot N \\
 \sigma_L &= \frac{E_L}{(EA)_{eq}} \cdot N \\
 \sigma_R &= \frac{E_R}{(EA)_{eq}} \cdot N \\
 F_J &= \sigma_s \cdot A_s
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.30)$$

ここに、 σ_s 、 σ_L 、 σ_R はそれぞれ、セグメント、2次覆工コンクリート、鉄筋の引張応力、 F_J はリング継手全体の張力である。式(4.29)および(4.30)によると、リング継手の引張剛性がセグメントおよび2次覆工の引張剛性に比較して相当小さい場合には、等価剛性は2次覆工のみの引張剛性に近くなり、セグメントおよびリング継手に生ずる応力は非常に小さくなることになる。これは、図4.17に示したモデルにおいては1次覆工と2次覆工との付着を考慮しておらず、1次覆工の剛性が小さい場合には作用張力の大部分を剛性の大きい2次覆工が負担するようになることによる。しかしながら、実際には1次覆工と2次覆工との間には付着があること、(1)および(2)で検討したように、トンネルに軸引張や曲げ引張が作用するとリング継手部に目開きが生ずるため、この部分の2次覆工に引張ひずみが集中してクラックが発生することが予想され、2次覆工コンクリートの引張抵抗が期待できないことなど、このモデル化には問題点が多い。

そこで、上記の問題点を勘案し、図4.18に示すモデル化を行った。本モデルでは1次覆工と2次覆工との間に付着があるものとし、さらに、大規模地震時を想定し、リング継手部の2次覆工コンクリートにクラックを考えた。クラックを中心に長さ l_f の範囲においてはコンクリートと鉄筋との有効な付着は期待できないと考え、この範囲内の2次覆工コンクリートの引張抵抗は無視する。 l_f の長さについては今後検討を要するが、ここでは一応既知とする。

図に示すようなひずみ分布を仮定すると、各断面における力の釣り合い条件は次のようになる。

$$N = K_J \cdot \delta_J + \frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \delta_R \dots\dots\dots (4.31)$$

$$N = E_s \cdot A_s \cdot \epsilon_2 + \frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \delta_R \dots\dots\dots (4.32)$$

$$N = \{E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R\} \cdot \epsilon_3 \dots\dots\dots (4.33)$$

ここに、 δ_R ： l_f 区間内での鉄筋の伸び
また、変位の適合条件は次のようになる。

$$\delta_R = \delta_J + l_f \cdot \epsilon_2 \dots\dots\dots (4.34)$$

$$\delta = \delta_J + l_f \cdot \epsilon_2 + (l_s - l_f) \cdot \epsilon_3 \dots\dots\dots (4.35)$$

ここに、 δ ：1リング当たりの伸び
式(4.31)～(4.35)より、5個の未知量が次のように求まる。

$$\epsilon_2 = \frac{1}{\frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \frac{1}{K_J} + \frac{E_R \cdot A_R}{E_s \cdot A_s} + 1} \cdot \frac{N}{E_s \cdot A_s} \dots\dots\dots (4.36)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{N}{E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R} \dots\dots\dots (4.37)$$

$$\delta_j = \frac{1}{\frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \frac{1}{K_j} + \frac{E_R \cdot A_R}{E_s \cdot A_s} + 1} \cdot \frac{N}{K_j} \dots\dots\dots (4.38)$$

$$\delta_R = \frac{1}{\frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \frac{1}{K_j} + \frac{E_R \cdot A_R}{E_s \cdot A_s} + 1} \cdot \left(\frac{1}{K_j} + \frac{l_f}{E_s \cdot A_s} \right) \cdot N \dots\dots\dots (4.39)$$

$$\delta = \left\{ \frac{\frac{1}{K_j} + \frac{l_f}{E_s \cdot A_s}}{\frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \frac{1}{K_j} + \frac{E_R \cdot A_R}{E_s \cdot A_s} + 1} + \frac{l_s - l_f}{E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R} \right\} \cdot N \dots\dots\dots (4.40)$$

等価引張剛性は式(4.40)により、次式のように表わされる。

$$\begin{aligned} (EA)_{eq} &= \frac{N}{\delta} \cdot l_s \\ &= \frac{l_s}{\frac{\frac{l_f}{E_s \cdot A_s \cdot K_j} + E_R \cdot A_R}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_f} + K_j} + \frac{l_s - l_f}{E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R}} \dots\dots\dots (4.41) \end{aligned}$$

覆工各部の応力等は以下のように算定される。

$$\sigma_{R1} = \frac{E_R}{\frac{E_s \cdot A_s \cdot K_j}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_f} + K_j} + E_R \cdot A_R} \cdot N \dots\dots\dots (4.42)$$

$$F_j = \frac{1}{\frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \frac{1}{K_j} + \frac{E_R \cdot A_R}{E_s \cdot A_s} + 1} \cdot N \dots\dots\dots (4.43)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{1}{\frac{E_R \cdot A_R}{l_f} \cdot \frac{1}{K_j} + \frac{E_R \cdot A_R}{E_s \cdot A_s} + 1} \cdot \frac{N}{A_s} \dots\dots\dots (4.44)$$

$$\sigma_{s3} = \frac{E_s}{E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R} \cdot N \dots\dots\dots (4.45)$$

$$\sigma_{L3} = \frac{E_L}{E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R} \cdot N \dots\dots\dots (4.46)$$

$$\sigma_{R3} = \frac{E_R}{E_s \cdot A_s + E_L \cdot (A_L - A_R) + E_R \cdot A_R} \cdot N \dots\dots\dots (4.47)$$

ここに、 σ_s 、 σ_L 、 σ_R はそれぞれ、セグメント、2次覆工コンクリート、鉄筋の引張応力であり、添数字は図4.18の断面位置を表わす。また、 F_j はリング継手全体の張力である。

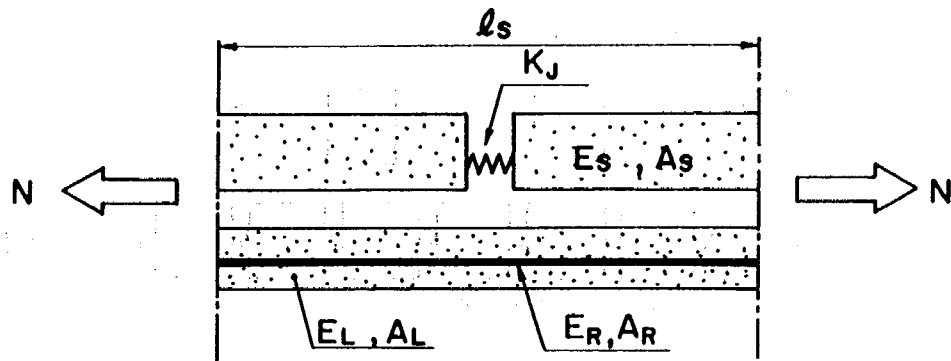


図 4.17 1, 2次覆工系の軸引張剛性 (モデル 1)

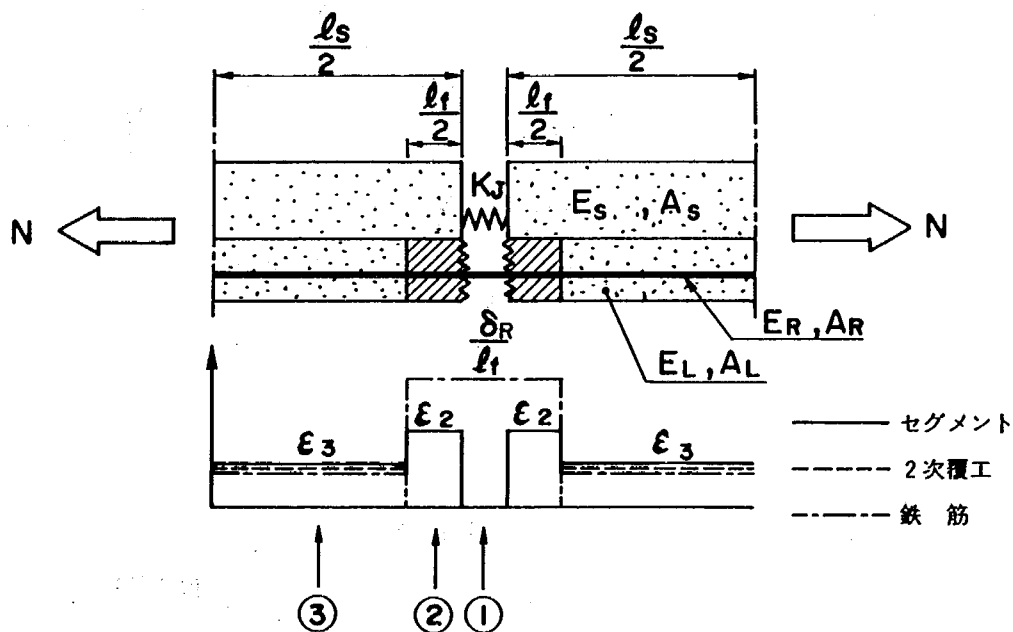


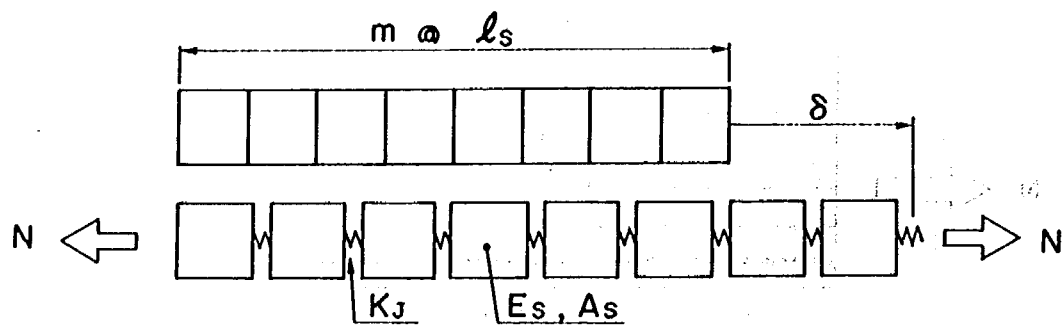
図 4.18 1, 2次覆工系の軸引張剛性 (モデル 2)

4-4 等価剛性梁モデルと骨組モデルとの応答の比較

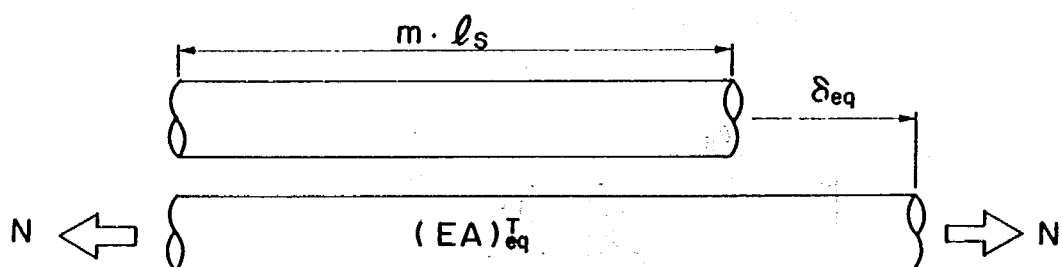
4-1 節に述べたように、本検討ではシールドトンネルを等価剛性梁としてモデル化した。この等価剛性梁と、セグメントリングおよびリング継手を個々の部材としてモデル化した骨組モデルとでは、図 4.19 を参照してわかるように、トンネル周囲の地盤が無い状態では軸方向の荷重・変形関係は等しくなる。すなわち、トンネルの m リング分を考えると、軸力についてはいずれのモデルにおいても長手方向に一様であり、変形量についても次のように両者は一致する。

a) 等価剛性梁モデル

$$\delta_{eq} = \frac{N}{\frac{(EA)_{eq}}{m \cdot l_s}} = \left(\frac{l_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{1}{K_j} \right) \cdot m \cdot N$$



(a) 骨組モデル



(b) 等価剛性梁モデル

図 4.19 骨組モデルと等価剛性梁モデルとの応答比較
(周辺地盤が無い場合)

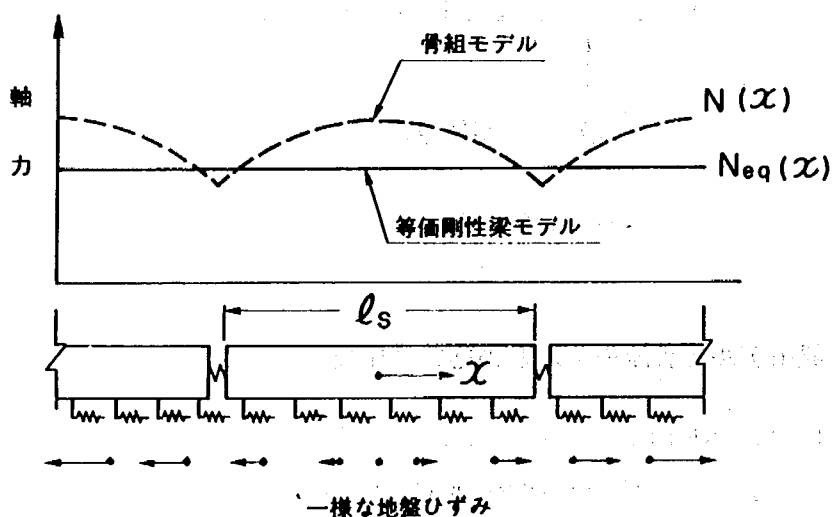


図 4.20 骨組モデルと等価剛性梁モデルとの応答比較
(周辺地盤が有る場合)

b) 骨組モデル

$$\delta = \underbrace{\frac{N}{E_s \cdot A_s} + \frac{N}{K_f} + \cdots + \frac{N}{E_s \cdot A_s} + \frac{1}{K_f}}_{m \text{ 組}}$$

$$= m \cdot \left(\frac{l_s \cdot N}{E_s \cdot A_s} + \frac{N}{K_f} \right) = \delta_{eq}$$

一方、トンネルの地震応答を応答変位法により解析する場合には、トンネルに作用する荷重は強制変位として地盤とトンネルとを結ぶバネ（地盤バネ）を介して伝達され、上記のような単純な載荷状態とはならない。また、シールドトンネルは極めて短い間隔でリング継手が配置されているが、一般の地中埋設管の地震応答に見られるように、剛性の小さい継手部においては一般部に比較して軸力が低減することから、トンネル長手方向の軸力およびひずみが各リング継手部において変化する分布を示すことが予想される。骨組モデルではこのような挙動を表現し得るのに対し、等価剛性梁モデルでは本来不均一な剛性をトンネル長手方向に平滑化しているため、これを解析して得られる応答も平滑化されることになり、図 4.20 に示すように両モデルの応答に有意な違いが生ずることも考えられる。

このような観点から、等価剛性梁モデルによる解析の妥当性についての検討を行った。なお、ここでの検討においては、骨組モデルによる応答値を基準とし、トンネル軸方向の応答を対象とした。

図 4.20 に示すように、無限に連結したセグメント・リング継手系構造に一樣な地盤ひずみが作用する場合を考える。これは、任意の地盤ひずみについては一般的な解が得られないこと、また、地震動による地盤振動の波長はリング長に比較して十分に長いことによる。この場合のトンネルの応答は、骨組モデルと等価剛性梁モデルとで、それぞれ以下になる。

a) 骨組モデル

$$N(x) = E_s \cdot A_s \cdot \epsilon_G \cdot \left\{ 1 - \frac{\frac{E_s \cdot A_s \cdot l_s \cdot \lambda}{l_s \cdot K_f} \cdot \cosh(x \cdot \lambda)}{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_s \cdot A_s \cdot l_s \cdot \lambda}{l_s \cdot K_f} \cdot \cosh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.48)$$

$$\epsilon(x) = \epsilon_G \cdot \left\{ 1 - \frac{\frac{E_s \cdot A_s \cdot l_s \cdot \lambda}{l_s \cdot K_f} \cdot \cosh(x \cdot \lambda)}{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_s \cdot A_s \cdot l_s \cdot \lambda}{l_s \cdot K_f} \cdot \cosh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.49)$$

$$\text{ただし, } \lambda = \sqrt{\frac{k_G}{E_s \cdot A_s}}, \quad 0 \leq x \leq l_s/2$$

ここに、 x ：セグメント中央からの距離

$N(x)$ ：位置 x における張力

$\epsilon(x)$ ：位置 x における引張ひずみ

ϵ_G ：一樣地盤ひずみ

k_G ：地盤バネ定数

b) 等価剛性梁モデル

$$N_{eq}(x) = (EA)_{eq} \cdot \epsilon_G$$

$$= E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_G \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f}} \dots\dots\dots (4.50)$$

$$\varepsilon_{eq}(x) = \varepsilon_G \dots\dots\dots (4.51)$$

式(4.48)～(4.51)および図 4.20 に見るように、この載荷状態におけるトンネル長手方向の張力およびひずみは、骨組モデルではリング中央で最大、リング端（リング継手部）で最小となる分布を示すのに対し、等価剛性梁モデルでは長手方向に一律な分布となる。骨組モデルにおいては、リング中央およびリング端での張力は次のようになる。

$$N(0) = E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_G \cdot \frac{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f} \cdot \frac{l_s \cdot \lambda}{2} \cdot \left\{ \cosh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) - 1 \right\}}{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f} \cdot \frac{l_s \cdot \lambda}{2} \cdot \cosh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)} \dots\dots\dots (4.52)$$

$$N\left(\frac{l_s}{2}\right) = E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_G \cdot \frac{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)}{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f} \cdot \frac{l_s \cdot \lambda}{2} \cdot \cosh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)} \dots\dots\dots (4.53)$$

ここで、式(4.52)および(4.53)に含まれる $l_s \cdot \lambda$ の大きさに着目すると、 l_s は通常 0.9m、コンクリート平板型セグメントを考え E_s は $3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ 、 λ の上限として外径 1.8 m、セグメント厚 10 cm²⁾、地盤バネ定数 10^5 t/m^2 とすると、

$$\begin{aligned} l_s \cdot \lambda &= l_s \cdot \sqrt{\frac{k_G}{E_s \cdot A_s}} \\ &= 0.9 \times \sqrt{\frac{10^5}{3.5 \times 10^6 \times 0.53}} \\ &= 0.21 \end{aligned}$$

となり、 $l_s \cdot \lambda$ のとり得る値は上限で 0.2 程度である。そこで、次式のような近似を行い式(4.52)および(4.53)を書き直すと以下になる。

$$\left. \begin{aligned} \cosh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) &\doteq 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)^2 \\ \sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) &\doteq \frac{l_s \cdot \lambda}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.54)$$

$$\left. \begin{aligned} N(0) &\doteq E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_G \cdot \frac{1}{1 + \frac{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f}}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)^2 \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f}}} \\ N\left(\frac{l_s}{2}\right) &\doteq E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_G \cdot \frac{1}{1 + \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)^2 \right\} \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.55)$$

式(4.55)と式(4.50)とを比較すると、セグメントとリング継手の軸剛性の比 $(E_s \cdot A_s)/(l_s \cdot K_f)$ が 100 程度の場合でも両者の差は 30% 程度以下であり、等価剛性梁モデルと骨組モデルとの応答値の差は小さいことがわかる。なお、図 4.21 は、式(4.50)、(4.52)および(4.53)より等価剛性梁モデルによる張力の誤差を示したものである。このように、等価剛性梁モデルと骨組モデルとで張力の応答値が良く一致するのは、シールド

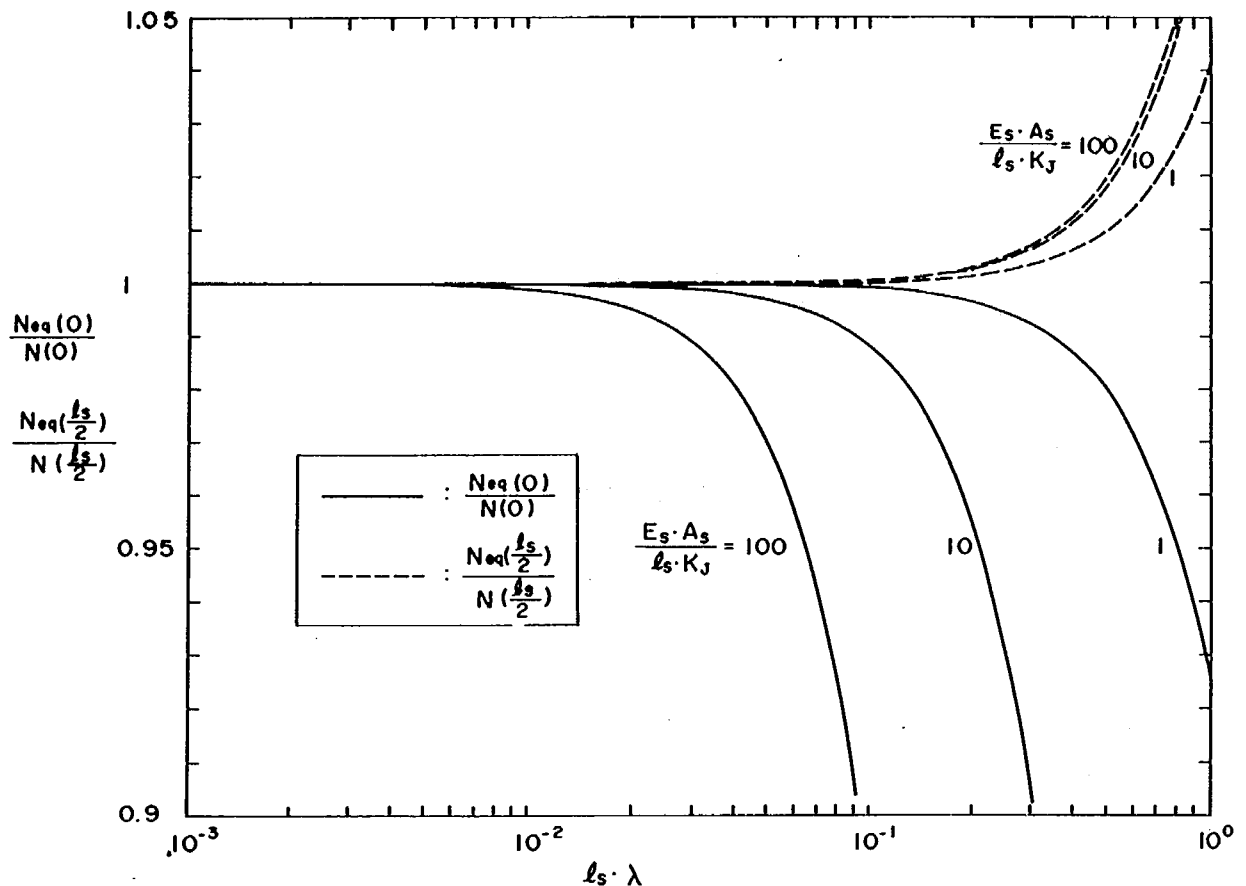


図 4.21 等価剛性梁モデルと骨組モデルとの張力比

トンネルではリング長が 1 m 程度と短く、この長さの区間内における張力の変化が小さいことによる。すなわち、式(4.52)と式(4.53)とからリング端と中央とで張力の比をとると、式(4.54)の近似を用いて次式のように表わされるが、第 2 項は一般に十分小さい値となる。

$$\begin{aligned}
 \frac{N(0)}{N\left(\frac{l_s}{2}\right)} &= \frac{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) + \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_J} \cdot \frac{l_s \cdot \lambda}{2} \cdot \left\{ \cosh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right) - 1 \right\}}{\sinh\left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)} \\
 &\approx 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_J} \cdot \left(\frac{l_s \cdot \lambda}{2}\right)^2 \\
 &= 1 + \frac{l_s \cdot k_G}{8K_J} \dots\dots\dots (4.56)
 \end{aligned}$$

一方、引張ひずみについては、骨組モデルではリング継手においてひずみが吸収されるため、セグメントに生ずるひずみは低減されるが、等価剛性梁モデルでは、本来リング継手に集中するひずみを仮定の梁に分散して平滑化しているため、前者のひずみよりも常に大きくなる。したがって、等価剛性梁モデルによる解析結果としての引張ひずみの大きさは、実現象には対応しない。

以上の議論は地盤のひずみを一様引張ひずみとした場合についてのものであるが、正弦波状の地盤変位に対する応答解析例（次章参照）を図 4.22 および図 4.23 に示す。これらの解析条件は以下のとおりである。

(1) 解析例—1（図 4.22）

$$E_s = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$A_s = 14.286 \text{ m}^2$$

$$k_c = 5 \times 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$l_s = 1 \text{ m}$$

$$K_f = \begin{cases} 5.556 \times 10^6 \text{ t/m (引張)} \\ \infty \text{ (圧縮)} \end{cases} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} K_f \\ l_s \cdot \lambda \end{matrix}} \right\} \text{骨組モデル①}$$

$$l_s \cdot \lambda = 0.1$$

$$l_s = 10 \text{ m}$$

$$K_f = \begin{cases} 5.556 \times 10^5 \text{ t/m (引張)} \\ \infty \text{ (圧縮)} \end{cases} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} K_f \\ l_s \cdot \lambda \end{matrix}} \right\} \text{骨組モデル②}$$

$$l_s \cdot \lambda = 1.0$$

いずれの骨組モデルについても $\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_f} = 9$

等価剛性梁モデルは骨組モデル①と②とで同一となる。

$$(EA)_{eq}^I = 5 \times 10^7 \text{ t}$$

$$(EA)_{eq}^T = 5 \times 10^6 \text{ t}$$

等価剛性梁モデル

地盤変位の波長 = 200m

地盤変位の振幅 = 3.1831cm

図 4.21 より、リング長 1 m の骨組モデル①については等価剛性梁モデルの応答値の誤差は 1%程度となる。一方、リング長 10 m の骨組モデル②については、リング中央における誤差が大きく、等価剛性梁モデルの適用は困難である。

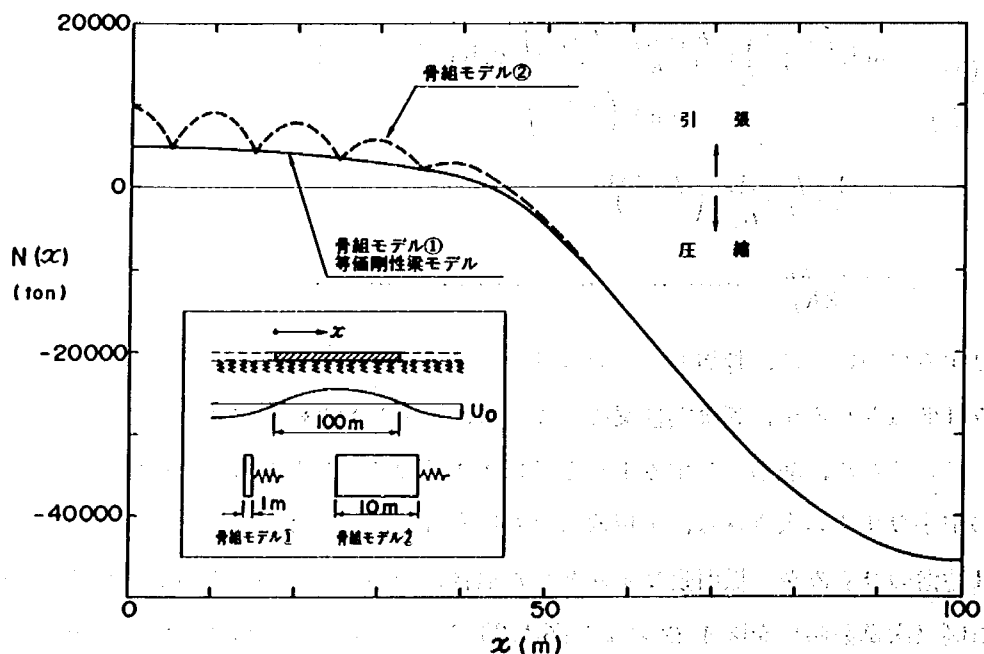


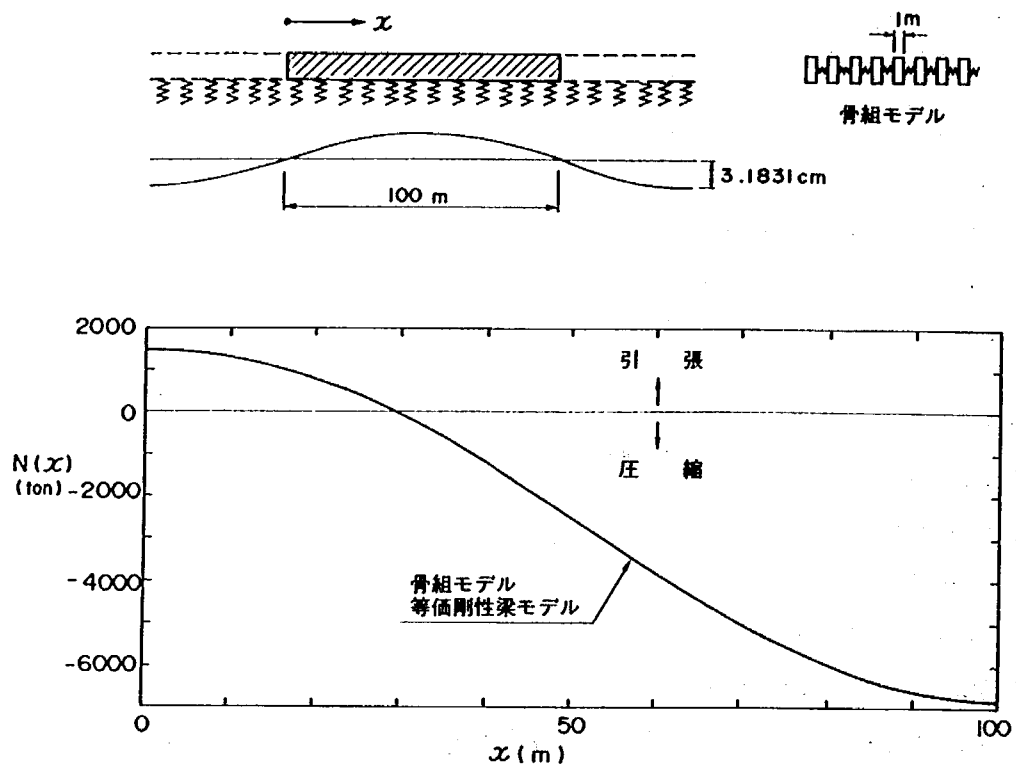
図 4.22 正弦波状の地盤変位に対する応答 (解析例—1)

(2) 解析例—2 (図 4.23)

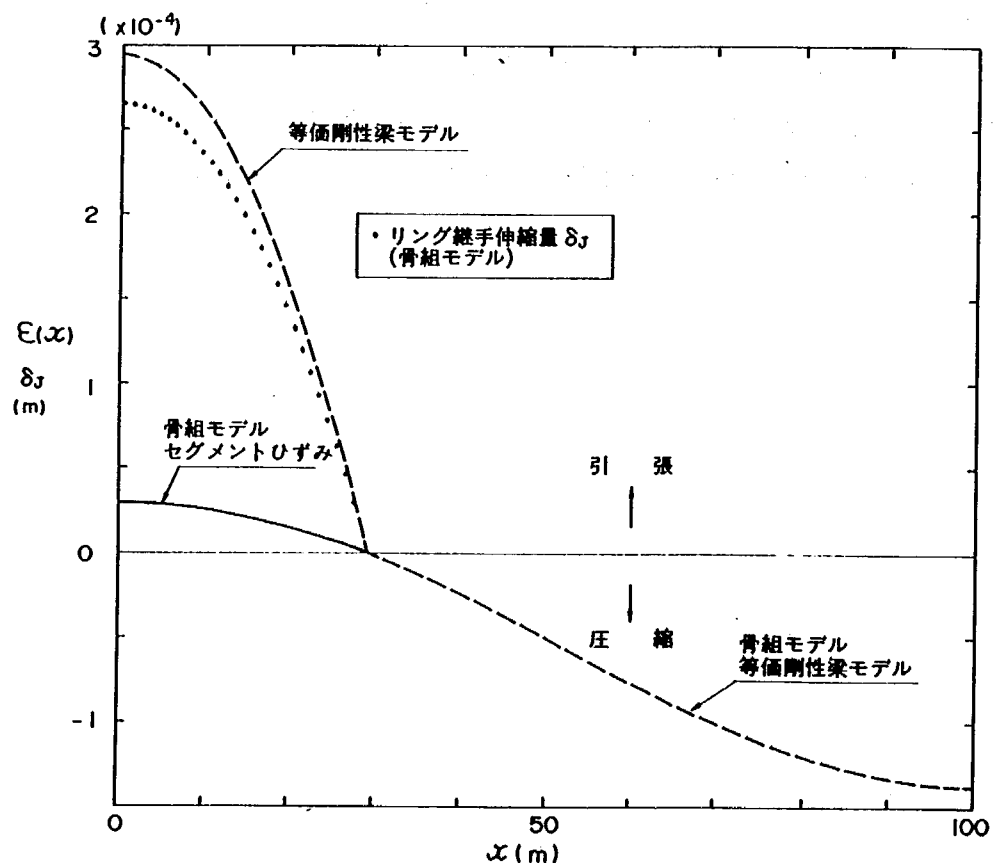
$$\begin{array}{lcl}
 E_s = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2 & & \\
 A_s = 14.286 \text{ m}^2 & & \\
 l_s = 1 \text{ m} & & \\
 K_J = \begin{cases} 5.556 \times 10^6 \text{ t/m (引張)} \\ \infty \quad \quad \quad \text{(圧縮)} \end{cases} & \left. \vphantom{\begin{array}{l} E_s \\ A_s \\ l_s \\ K_J \end{array}} \right\} & \text{骨組モデル} \\
 \frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_J} = 9 & & \\
 (EA)_{eq} = 5 \times 10^7 \text{ t} & & \\
 (EA)_{eq} = 5 \times 10^6 \text{ t} & \left. \vphantom{\begin{array}{l} (EA)_{eq} \\ (EA)_{eq} \end{array}} \right\} & \text{等価剛性梁モデル} \\
 k_G = 5 \times 10^3 \text{ t/m}^2 & & \\
 l_s \cdot \lambda = 0.01 & & \\
 \text{地盤変位の波長} = 200 \text{ m} & & \\
 \text{地盤変位の振幅} = 3.1831 \text{ cm} & &
 \end{array}$$

図 4.21 より、等価剛性梁モデルによる軸力の誤差は 0.1% 未満で、実用上、骨組モデルとの差はない。一方、ひずみについては、圧縮ひずみでは両モデルに差はないが、引張ひずみでは両モデルの応答値の対応はつかない。

以上の検討により、通常のシールドトンネルの諸元に対しては、等価剛性梁モデルと骨組モデルとで応答軸力に関しては有意な差がないことが確認された。ただし、等価剛性梁モデルによる応答ひずみにはセグメントのひずみの他にリング継手の伸縮量が含まれており、実際のセグメントのひずみとは対応しない。



(a) 軸力の分布



(b) セグメントひずみ・継手伸縮量の分布

図 4.23 正弦波状の地盤変位に対する応答 (解析例-2)

5. 応答変位法によるシールドトンネルの軸方向応答解析

5-1 応答変位法による断面力の計算法

一般の線状地中構造物を対象とした応答変位法による耐震計算法については、新耐震設計法(案)⁷⁾、水道施設耐震工法指針・解説⁵⁾などに示されている。シールドトンネルに対し応答変位法を適用するに際しては、トンネル覆工の剛性の特殊性が考慮されなければならない。前章に示したように、本検討ではシールドトンネル覆工の長手方向の剛性を等価剛性として評価するものとし、等価軸剛性および等価曲げ剛性を図4.9および図4.11に示すように定義した。ここで、等価曲げ剛性においては曲げモーメントの正負に依らない線形な剛性を仮定しているため、トンネルに生ずる曲げモーメントの算定については、冒頭に挙げた既往の計算法に等価曲げ剛性を導入することで対処できる。しかしながら、等価軸剛性は引張側と圧縮側とで値が異なるために、既往の計算法をそのまま適用することはできない。

以下では、引張と圧縮とで軸剛性の異なる線状地中構造物に対し、正弦波状の地盤変位が作用する場合に生ずる軸力の算定法について検討した。

(1) 無限長トンネルの軸力の算定法

図5.1に、無限長のトンネルに正弦波状の地盤変位が作用する場合の解析モデルを示す。本解析においては以下の記号を用いる。

$(EA)_{eq}^T$: 引張側の等価軸剛性

$(EA)_{eq}^C$: 圧縮側の等価軸剛性

L : 地盤変位のトンネル軸方向成分の波長

U_0 : 地盤変位のトンネル軸方向成分の振幅

k_G : トンネル軸方向の地盤バネ定数

N : トンネルに生ずる軸力、引張を正とする

ε : トンネルのひずみ、引張を正とする

δ : トンネルの変位

η : トンネル軸力における引張・圧縮の境界点の座標

U : 地盤の変位

図5.1に示したように、無限長のトンネルに対し正弦波状の地盤変位が作用する場合、地盤変位の周期性により、トンネルに生ずる軸力も周期性を有する。また同じ理由により、トンネルに対する荷重としての地盤ひずみにおいて $L/2$ 間隔に対称軸が生ずる。したがって、図に示した $L/2$ 区間のトンネルの挙動を把握すれば、トンネル全体の挙動を知ることができる。

弾性床上の梁にトンネル軸方向の地盤変位が作用する場合、梁の変位に関する微分方程式は次式のようなになる。

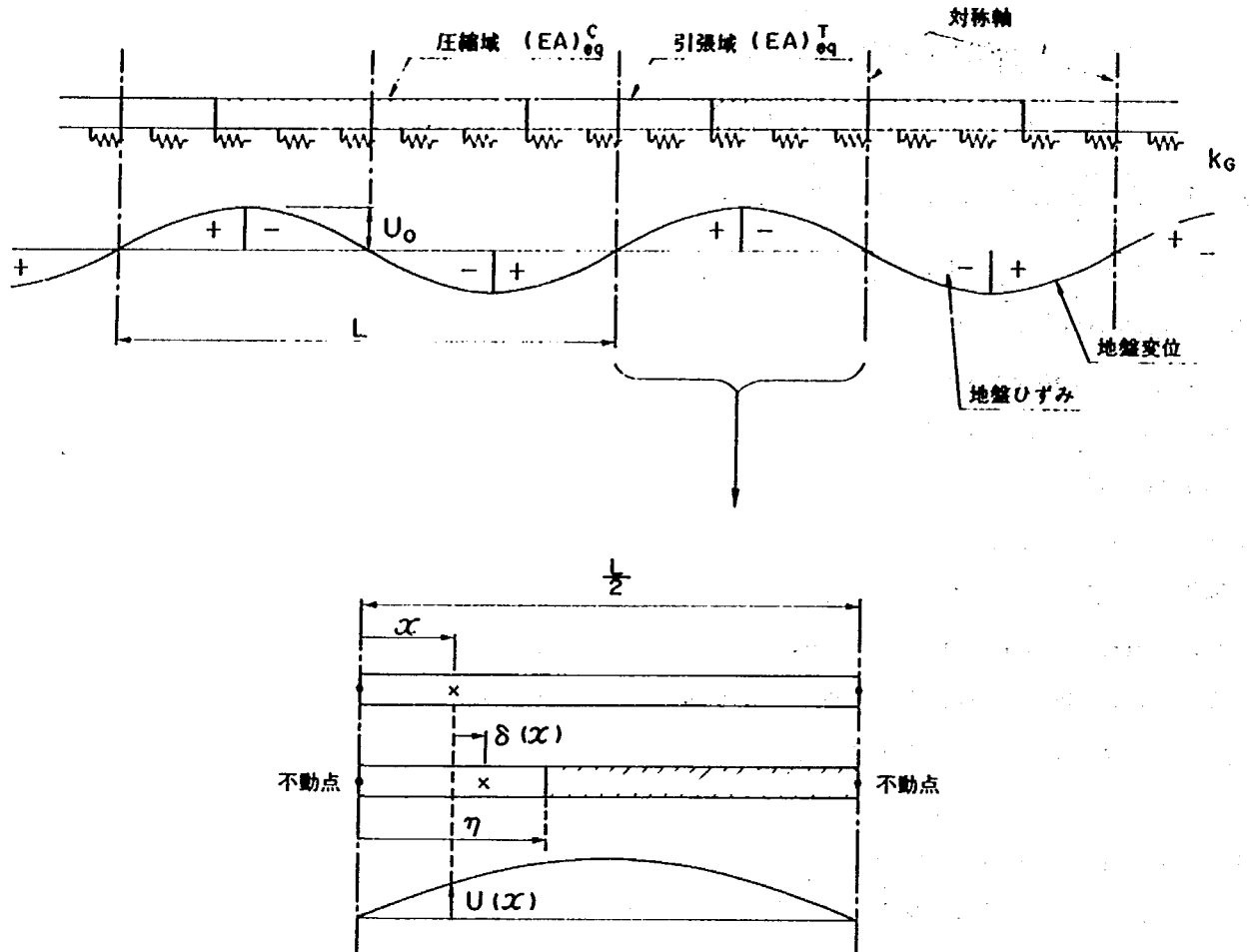


図 5.1 無限長トンネルの解析モデル

$$(EA)_{eq} \cdot \frac{d^2 \delta}{dx^2} - k_G \cdot \delta = -k_G \cdot U \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 $(EA)_{eq}$ はトンネルの等価軸剛性であり、引張域においては $(EA)_{eq}^T$ を、圧縮域においては $(EA)_{eq}^C$ を用いるものとする。また、地盤変位 U はこの場合、

$$U(x) = U_0 \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

と表わせる。式(5.1)の一般解は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_T(x) &= A \cdot \cosh(\lambda_T \cdot x) + B \cdot \sinh(\lambda_T \cdot x) \\ &\quad + \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_T}\right)^2} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad \dots\dots 0 \leq x \leq \eta \\ \delta_C(x) &= C \cdot \cosh(\lambda_C \cdot x) + D \cdot \sinh(\lambda_C \cdot x) \\ &\quad + \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_C}\right)^2} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad \dots\dots \eta \leq x \leq \frac{L}{2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\text{ただし, } \lambda_r = \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_{eq}^r}}, \quad \lambda_c = \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_{eq}^c}}$$

ここに, A, B, C および D は任意定数である。これらの任意定数および η は, 次の境界条件を満足するように決められる。

$$\left. \begin{aligned} \delta(0) &= 0 \\ \delta_c\left(\frac{L}{2}\right) &= 0 \\ \delta_r(\eta) &= \delta_c(\eta) \\ \frac{d\delta_r}{dx}\bigg|_{x=\eta} &= 0 \\ \frac{d\delta_c}{dx}\bigg|_{x=\eta} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.4)$$

式(5.3)と式(5.4)とから, 定数 A, B, C および D と η を決定するための方程式が以下のように導かれる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0 \\ B &= -\frac{\frac{2\pi \cdot U_0}{L \cdot \lambda_r} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2 \cdot \cosh(\lambda_r \cdot \eta)} \\ C &= \frac{\frac{2\pi \cdot U_0}{L \cdot \lambda_c} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right) \cdot \sinh\left(\lambda_c \cdot \frac{L}{2}\right)}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2 \cdot \cosh\left\{\lambda_c \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\}} \\ D &= -\frac{\frac{2\pi \cdot U_0}{L \cdot \lambda_c} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right) \cdot \cosh\left(\lambda_c \cdot \frac{L}{2}\right)}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2 \cdot \cosh\left\{\lambda_c \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.5)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right) \cdot \tanh(\lambda_r \cdot \eta) + \frac{\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right) \cdot \tanh\left\{\lambda_c \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\} \\ & - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2} - \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2} \right\} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right) = 0 \dots\dots\dots (5.6) \end{aligned}$$

式(5.6)を解くことにより, η を求めることができる。通常の線形剛性の場合には, $(EA)_{eq}^c = (EA)_{eq}^r$, $\lambda_c = \lambda_r$ であるから, $\eta = L/4$ となるが, シールドトンネルでは

$$\left. \begin{aligned} (EA)_{eq}^r &< (EA)_{eq}^c \\ 0 &< \eta < \frac{L}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.7)$$

となる。これは、図5.2に見るように、仮に η を $L/4$ とすると、引張剛性が圧縮剛性に比較して小さいために引張域端部の変位 δ_r が圧縮域端部の変位 δ_c を越えてしまい、変位の連続条件に矛盾することになり、結局、 η は $L/4$ よりも短くなければならないことになる。

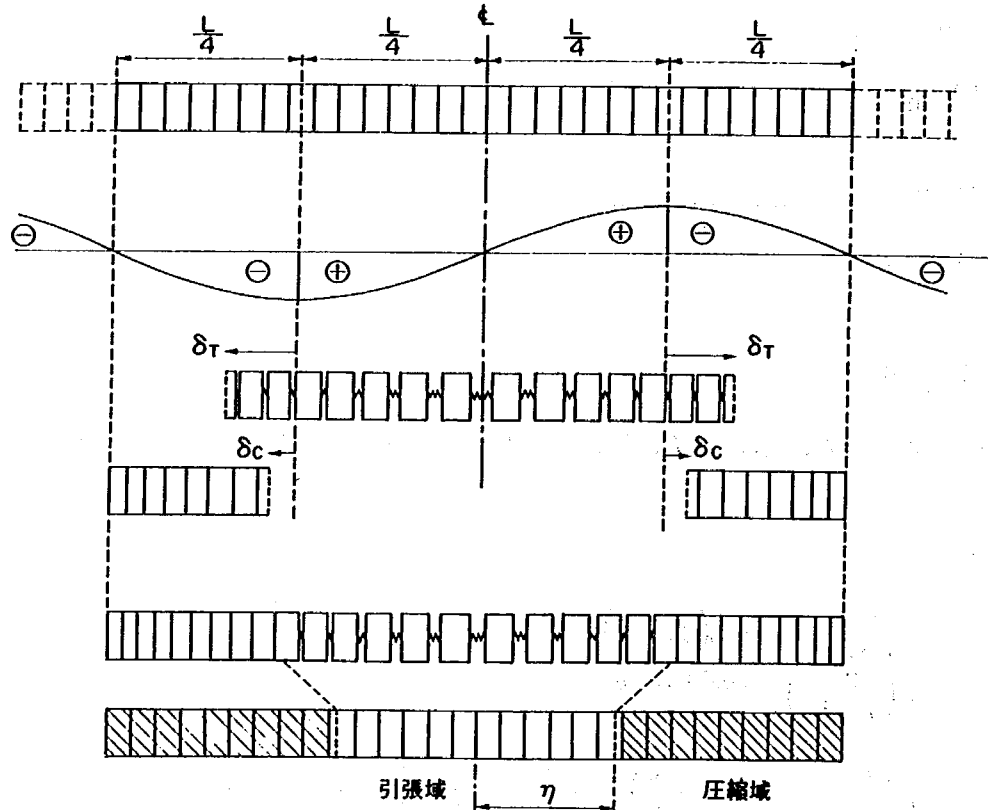


図5.2 無限長トンネルにおける圧縮域と引張域

式(5.5)を式(5.3)に代入することにより、トンネルの応答を以下のように表わすことができる。

① $0 \leq x \leq \eta$

$$\delta_r(x) = \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2} \cdot \left\{ \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) - \frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r} \cdot \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_r \cdot \eta)} \cdot \sinh(\lambda_r \cdot x) \right\} \dots\dots\dots (5.8)$$

$$N_r(x) = \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot \frac{(EA)_{eq}^r}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2} \cdot \left\{ \cos\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) - \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_r \cdot \eta)} \cdot \cosh(\lambda_r \cdot x) \right\} \dots\dots\dots (5.9)$$

$$\varepsilon_r(x) = \frac{N_r(x)}{(EA)_{eq}^r} \dots\dots\dots (5.10)$$

② $\eta \leq x \leq \frac{L}{2}$

$$\delta_c(x) = \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2} \cdot \left[\sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) + \frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c} \cdot \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_c \cdot \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\}} \cdot \sinh\left\{\lambda_c \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)\right\} \right] \quad (5.11)$$

$$N_c(x) = \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot \frac{(EA)_{eq}^c}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2} \cdot \left[\cos\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) - \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_c \cdot \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\}} \cdot \cosh\left\{\lambda_c \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)\right\} \right] \quad (5.12)$$

$$\varepsilon_c(x) = \frac{N_c(x)}{(EA)_{eq}^c} \quad (5.13)$$

なお、引張剛性と圧縮剛性とが等しい通常の構造物の場合には、以下のようになる。

$$\delta(x) = \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda}\right)^2} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad (5.14)$$

$$N(x) = \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot \frac{EA}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda}\right)^2} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad (5.15)$$

$$\varepsilon(x) = \frac{N(x)}{EA} \quad (5.16)$$

$$\text{ここに、} \lambda = \sqrt{\frac{k_G}{EA}}, \quad -\infty < x < \infty$$

計算例

$$(EA)_{eq}^r = 0.2 \times (EA)_{eq}^c$$

$$L \cdot \lambda_c = L \cdot \sqrt{\frac{k_G}{(EA)_{eq}^c}} = 2$$

$$L \cdot \lambda_r = L \cdot \lambda_c \cdot \sqrt{\frac{(EA)_{eq}^c}{(EA)_{eq}^r}} = 4.4721$$

とする。式(5.6)を解くと、

$$\frac{\eta}{L} = 0.1742$$

式(5.9)および式(5.12)より軸力の分布は図5.3のようになる。同図では軸力および位置を無次元化して示した。また、式(5.15)により、圧縮側剛性ならびに引張側剛性を用いた場合の線形応答の結果も合わせて示した。図よりわかるように、引張剛性と圧縮剛性の違いを考慮した本解析値は、それぞれの剛性を単一に用いた線形解析の場合に比較して、引張力は小さく圧縮力は大きく算定される。本設例の場合、圧縮

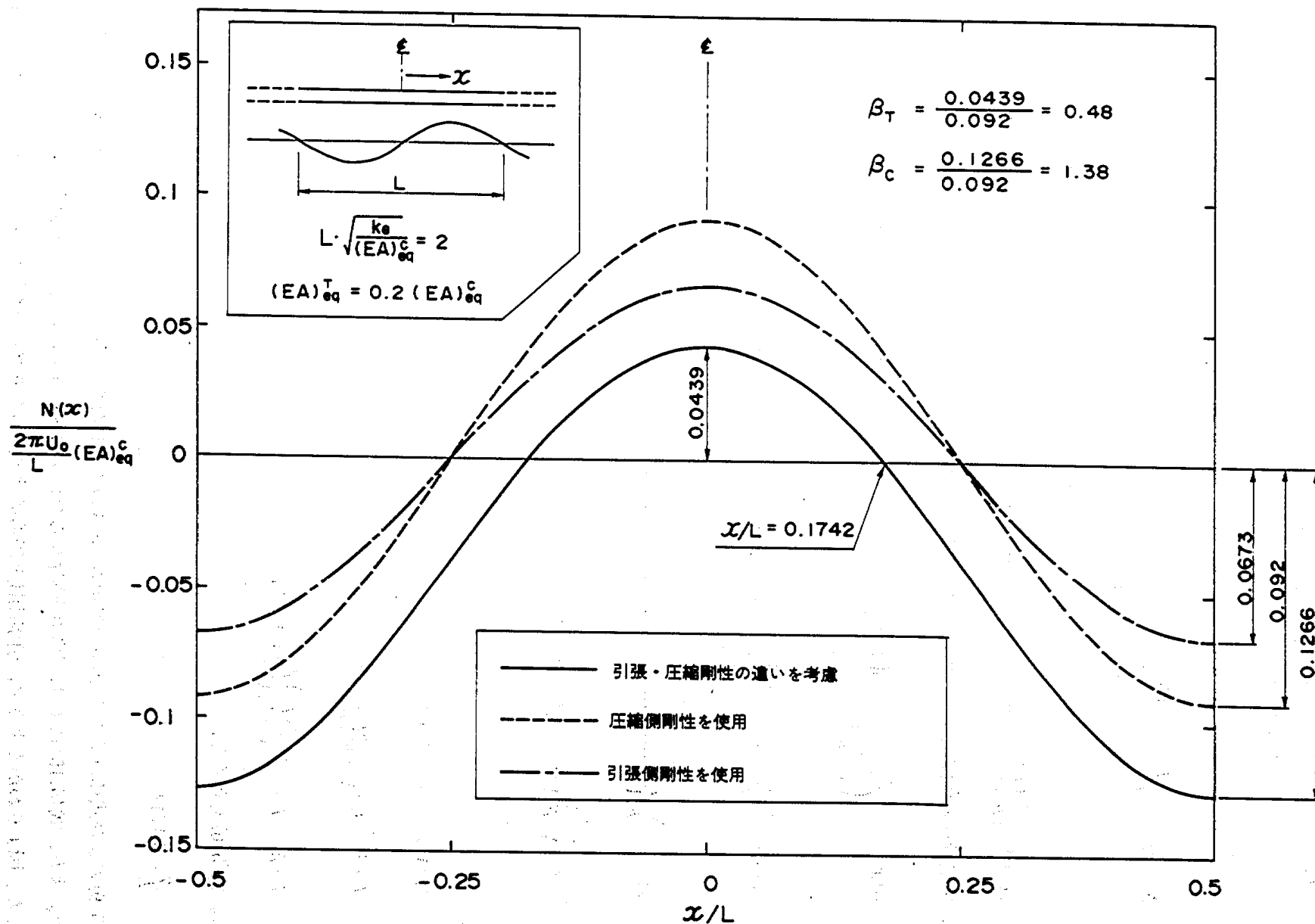


図 5.3 応答変位法による軸力の分布

剛性を単一に用いた解析値を1とすると、引張力は0.48、圧縮力は1.38となる。

上記計算例からもわかるように、式(5.9)および式(5.12)で与えられる軸力は、引張側では $x=0$ において、圧縮側では $x=L/2$ において、それぞれ次のような最大値となる。

$$\left. \begin{aligned} N_T &= \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot \frac{(EA)_{eq}^T}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_T}\right)^2} \cdot \left[1 - \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_T \cdot \eta)} \right] \\ N_C &= \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot \frac{(EA)_{eq}^C}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_C}\right)^2} \cdot \left[1 + \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C \cdot \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\}} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.17)$$

ここに、 N_T は最大引張力、 N_C は最大圧縮力である。図5.4に、 $(EA)_{eq}^T/(EA)_{eq}^C$ をパラメータに選び $L \cdot \lambda_C$ と N_T 、 N_C との関係を示した。また、図5.5には最大引張力と最大圧縮力との比を示した。

式(5.17)に示した軸力の最大値は、応答変位法による一般の耐震計算法に準じて表記すると以下のようになる。

$$\left. \begin{aligned} N_T \\ N_C \end{aligned} \right\} = \alpha \cdot \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot (EA)_{eq}^C \cdot \left\{ \begin{aligned} \beta_T \\ \beta_C \end{aligned} \right. \dots\dots\dots (5.18)$$

ここに、 U_0 ：地盤振動変位の振幅

L ：地盤振動変位の波長

$(EA)_{eq}^C$ ：トンネルの等価軸圧縮剛性

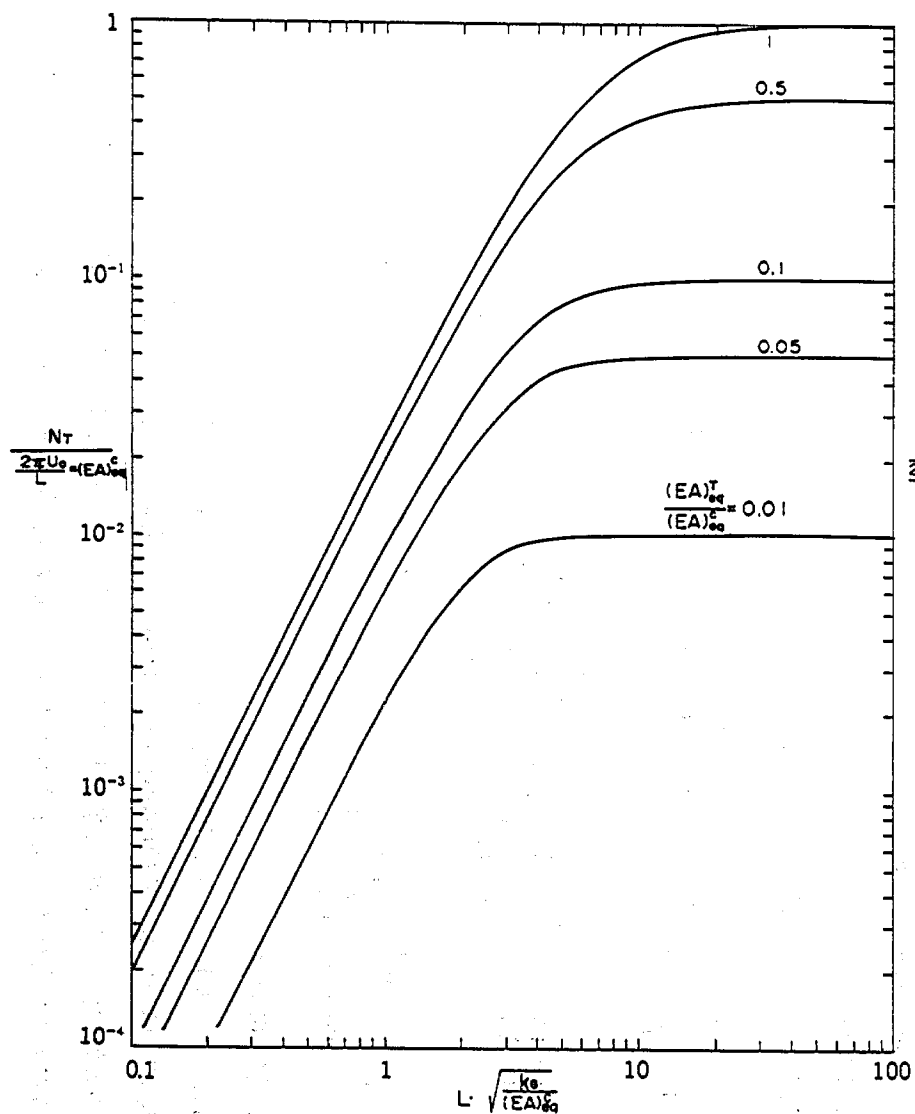
$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_C}\right)^2}, \quad \lambda_C = \sqrt{\frac{k_G}{(EA)_{eq}^C}}, \quad \lambda_T = \sqrt{\frac{k_G}{(EA)_{eq}^T}}$$

$$\beta_T = \frac{(EA)_{eq}^T}{(EA)_{eq}^C} \cdot \frac{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_C}\right)^2}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_T}\right)^2} \cdot \left\{ 1 - \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_T \cdot \eta)} \right\}$$

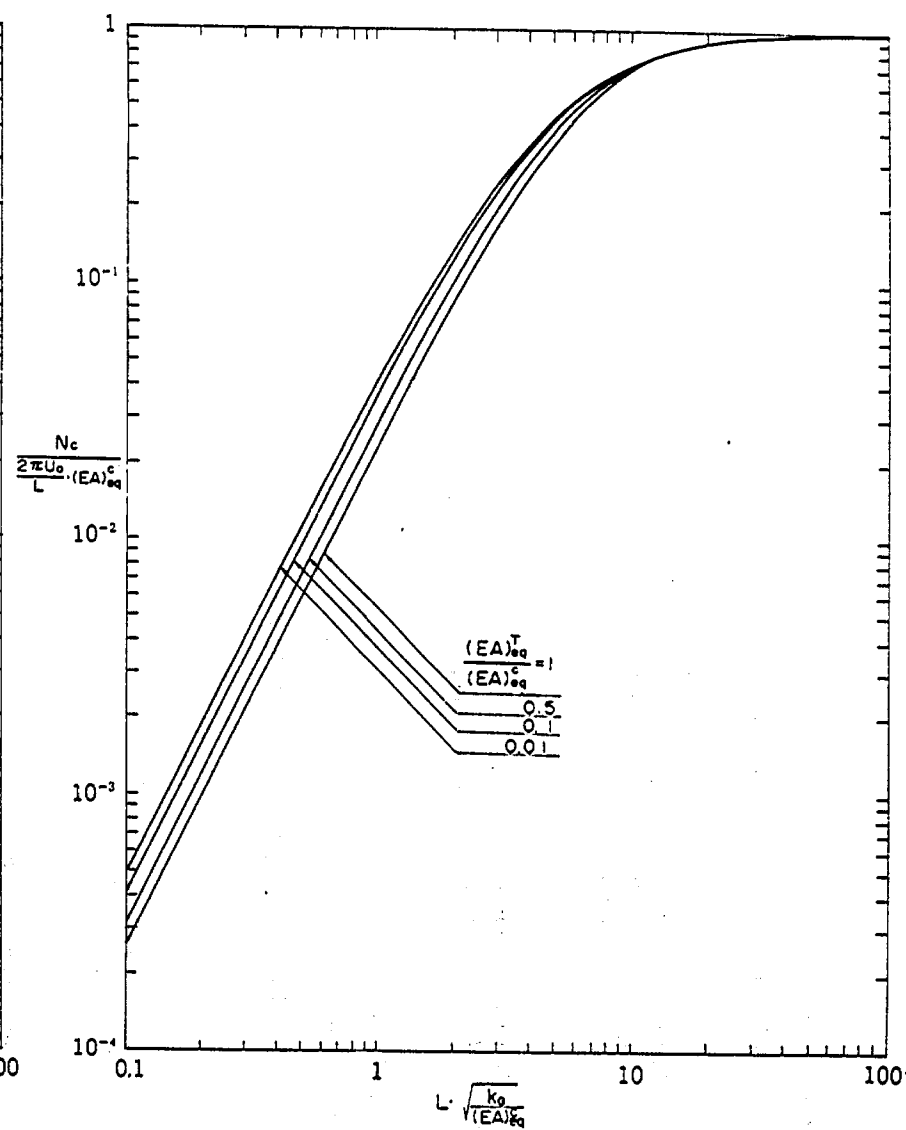
$$\beta_C = 1 + \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C \cdot \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\}}$$

η ：式(5.6)の解

式(5.18)は、シールドトンネルの等価剛性のうち、圧縮側剛性、すなわちリング継手の剛性を含まない覆工本体の剛性を単一に用いて線形計算を行った場合の軸力の値を基本とし、これに引張側剛性の影響を補正するための軸力係数 β_T 、 β_C を乗ずる形式となっている。引張力に対する軸力係数 β_T は1よりも小さく、圧縮力に対する軸力係数 β_C は1よりも大きい値であり、図5.6にこれらの値を示した。圧縮側剛性と引張側剛性とが等しい場合には、 $\beta_T = \beta_C = 1$ である。



(a) 張 力



(b) 圧 縮 力

図5.4 軸力の最大値

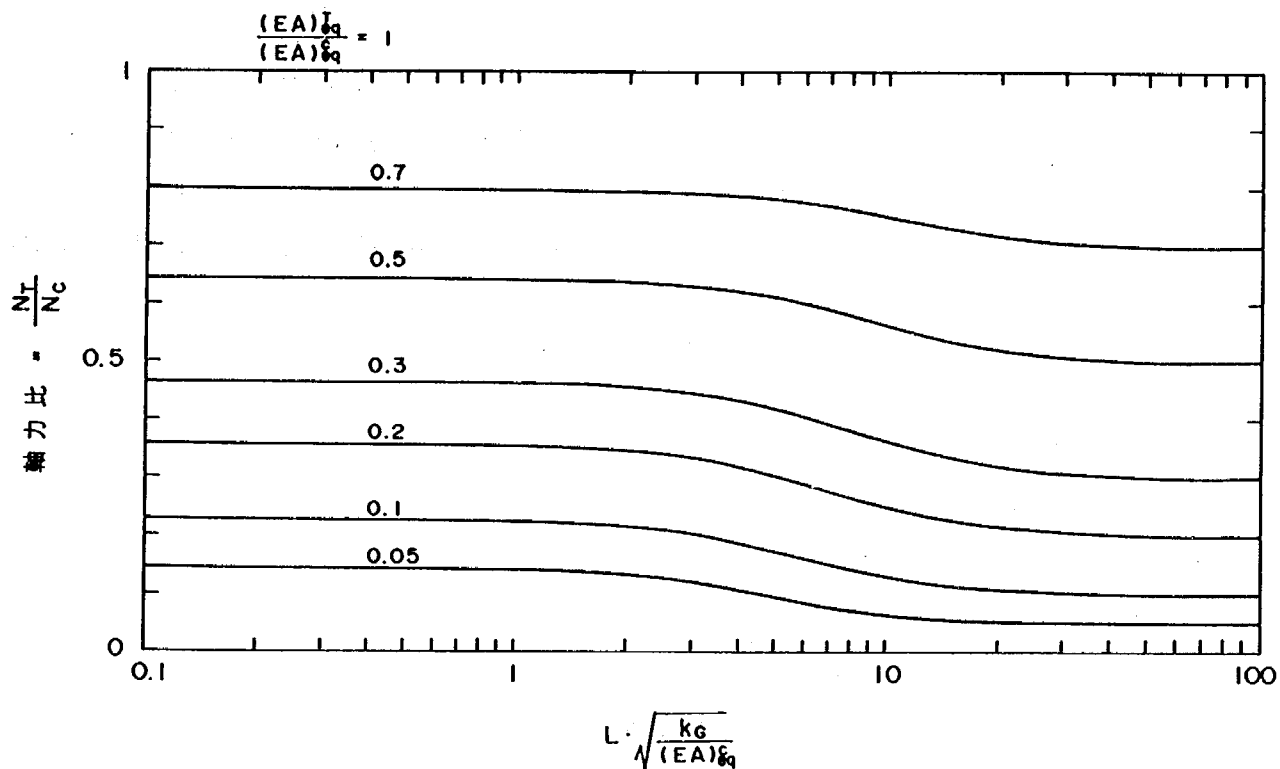


図 5.5 最大引張力と最大圧縮力との比（無限長トンネル）

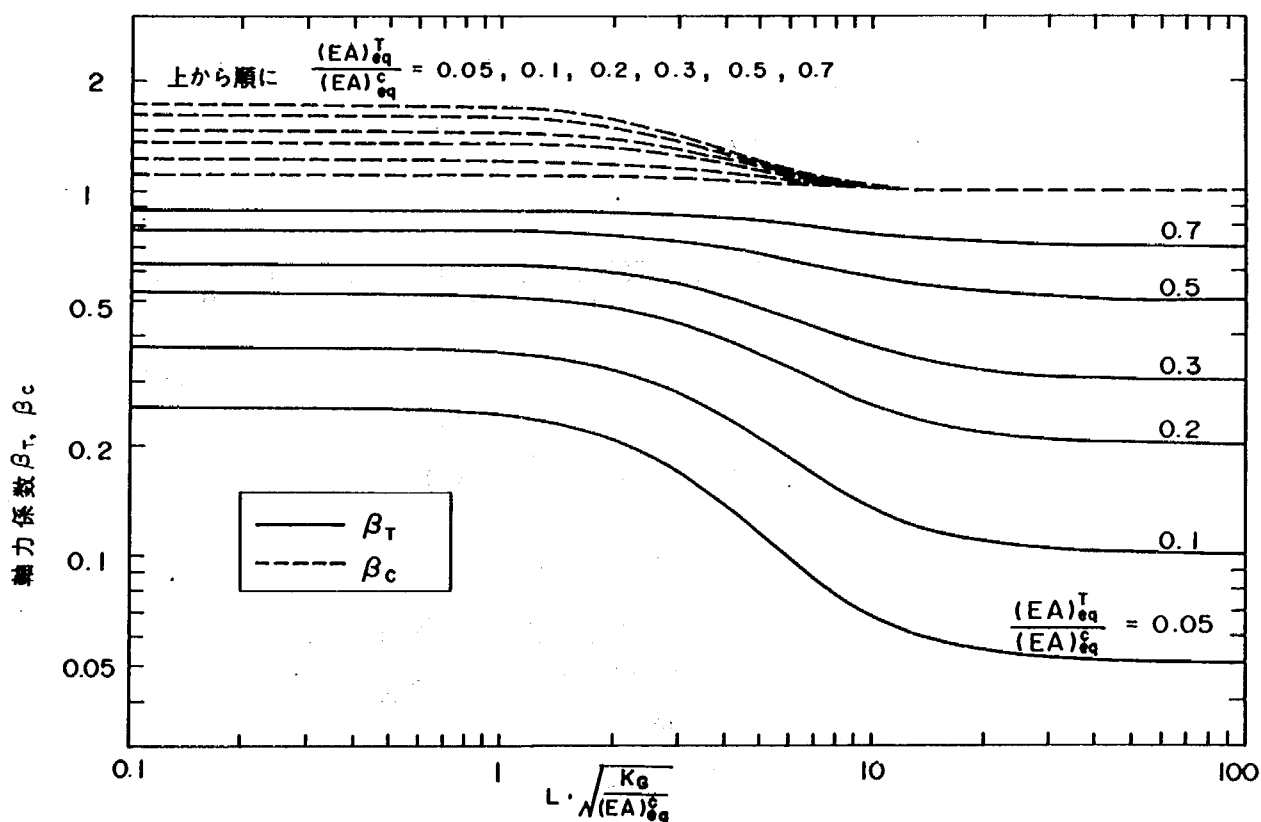


図 5.6 軸 力 係 数

以上により、トンネル長が地盤変位の波長に比して無限長とみなせる場合の軸力は、式(5.18)と図 5.6 とを用いることにより、一般の線状地中構造物の耐震計算法と同様に算定することができる。

(2) 有限長トンネルの軸力の算定法

トンネルが有限長の場合には、トンネル両端の境界条件がトンネル全体の応答に影響を及ぼすこと、トンネルの応答に対称点が見出されないことなどにより、無限長の場合と異なり、一般解は得られない。この場合、解析は電算機等による数値解析に頼らざるを得ない。以下に、その数値解析法を示す。

図 5.7 は、有限長のトンネルを幾つかの短い要素に分割し、その中の任意の要素（第 m 番目の要素）に着目したものである。ここでは次の記号を用いる。

X_m ：一般座標系による第 m 番目要素の左端の座標

x_m ：要素左端を原点にとった要素座標

l_m ：要素長

$(EA)_m$ ：要素の軸剛性

k_m ：第 m 番目要素に対応する地盤のパネ定数

δ_m ：要素内任意点の変位

N_m ：要素内任意点の軸力、引張を正とする

L ：地盤変位のトンネル軸方向成分の波長

U_0 ：地盤変位のトンネル軸方向成分の振幅

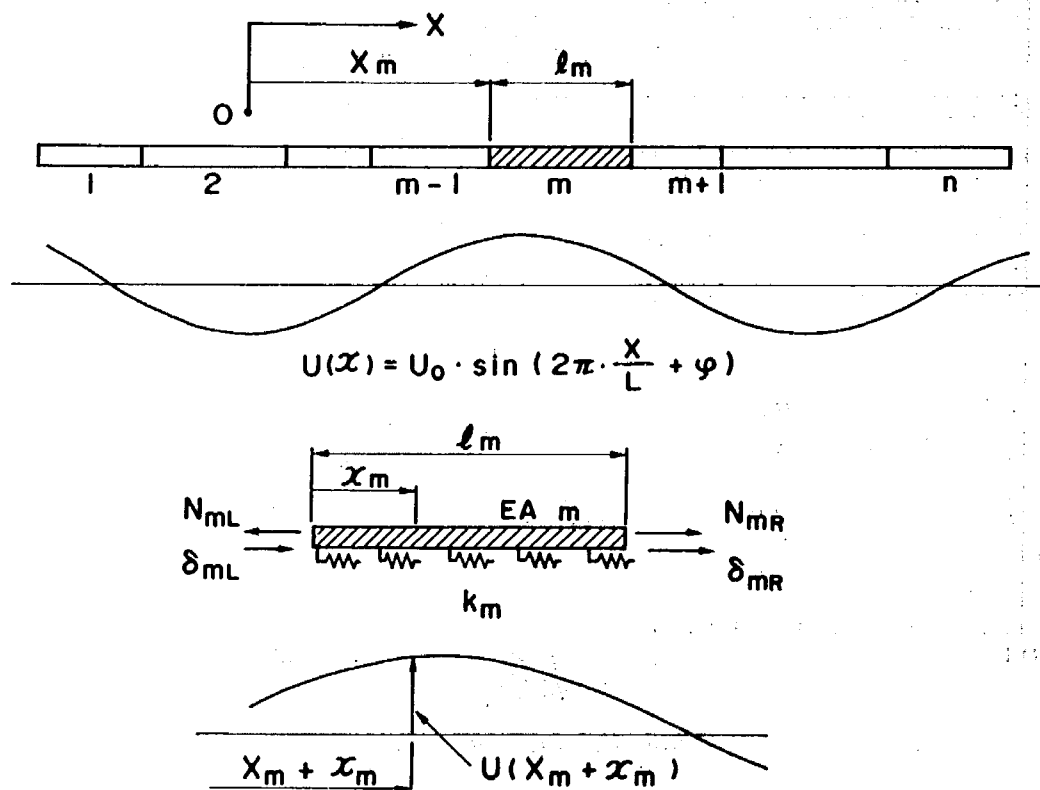


図 5.7 有限長トンネルの解析モデル

φ : 地盤変位の一般座標系における位相

U : 任意点の地盤変位

添字 L, R : 要素の左端, 右端を表わす

第 m 番目の要素に関する挙動は, 次の微分方程式で表わされる。

$$\frac{d^2 \delta_m}{dx_m^2} - \lambda_m^2 \cdot \delta_m = -\lambda_m^2 \cdot U_0 \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m + x_m}{L} + \varphi\right) \dots\dots\dots (5.19)$$

$$\text{ここに, } \lambda_m = \sqrt{\frac{k_m}{(EA)_m}}$$

式(5.19)の一般解は次式に示される。

$$\delta_m = C_1 \cdot \cosh(\lambda_m \cdot x_m) + C_2 \cdot \sinh(\lambda_m \cdot x_m) + \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2} \cdot U_0 \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m + x_m}{L} + \varphi\right) \dots\dots\dots (5.20)$$

また, 上式より, 軸力 N_m は次のようになる。

$$\begin{aligned} N_m &= (EA)_m \cdot \frac{d\delta_m}{dx_m} \\ &= (EA)_m \cdot \left\{ C_1 \cdot \lambda_m \cdot \sinh(\lambda_m \cdot x_m) + C_2 \cdot \lambda_m \cdot \cosh(\lambda_m \cdot x_m) \right. \\ &\quad \left. + \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{X_m + x_m}{L} + \varphi\right) \right\} \dots\dots\dots (5.21) \end{aligned}$$

式(5.20)および(5.21)に含まれる C_1 と C_2 は任意定数であり, 要素の両端における変位と軸力の条件式(5.22)により消去すると, 式(5.23)の関係が導かれる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{mL} &= \delta_m(0) \\ \delta_{mR} &= \delta_m(l_m) \\ N_{mL} &= N_m(0) \\ N_{mR} &= N_m(l_m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.22)$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_{mR} \\ N_{mR} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cosh(\lambda_m \cdot l_m) & \frac{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)}{(EA)_m \cdot \lambda_m} \\ (EA)_m \cdot \lambda_m \cdot \sinh(\lambda_m \cdot l_m) & \cosh(\lambda_m \cdot l_m) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta_{mL} \\ N_{mL} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2} \cdot \left[\sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m + l_m}{L} + \varphi\right) - \sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m}{L} + \varphi\right) \cdot \cosh(\lambda_m \cdot l_m) \right] \\ - \frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m} \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{X_m}{L} + \varphi\right) \cdot \sinh(\lambda_m \cdot l_m) \end{Bmatrix}$$

$$+ \left\{ \frac{2\pi \cdot U_0 \cdot (EA)_m}{\frac{L}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2}} \cdot \left[\cos\left(2\pi \cdot \frac{X_m + l_m}{L} + \varphi\right) - \cos\left(2\pi \cdot \frac{X_m}{L} + \varphi\right) \cdot \cosh(\lambda_m \cdot l_m) \right] - \frac{L \cdot \lambda_m}{2\pi} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m}{L} + \varphi\right) \cdot \sinh(\lambda_m \cdot l_m) \right\} \dots (5.23)$$

式(5.23)は、要素の左端と右端との関係を表わすもので、これを次式のように簡略化して表わすことにする。

$$\{v_{mR}\} = [E] \cdot \{v_{mL}\} + \{w_m\} \dots (5.24)$$

ここで、第 m 番目の要素の左端における状態は、第 $(m-1)$ 番目の要素の右端における状態に等しいという関係を、最右端の要素 (n 番目要素) から順次適用していくと次のようになる。

$$\begin{aligned} \{v_{nR}\} &= [E_n] \cdot \{v_{nL}\} + \{w_n\} \\ &= [E_n] \cdot ([E_{n-1}] \cdot \{v_{n-1L}\} + \{w_{n-1}\}) + \{w_n\} \\ &= [E_n] \cdot [E_{n-1}] \cdot \{v_{n-1L}\} + [E_n] \cdot \{w_{n-1}\} + \{w_n\} \\ &= [E_n] \cdot [E_{n-1}] \cdot ([E_{n-2}] \cdot \{v_{n-2L}\} + \{w_{n-2}\}) + [E_n] \cdot \{w_{n-1}\} + \{w_n\} \\ &= [E_n] \cdot [E_{n-1}] \cdot [E_{n-2}] \cdot \{v_{n-2L}\} + [E_n] \cdot [E_{n-1}] \cdot \{w_{n-2}\} + [E_n] \cdot \{w_{n-1}\} + \{w_n\} \\ &= \dots \\ &= \left(\prod_{i=n}^1 [E_i] \right) \cdot \{v_{1L}\} + \sum_{j=2}^n \left(\prod_{i=n}^j [E_i] \right) \cdot \{w_{j-1}\} + \{w_n\} \dots (5.25) \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} \prod_{i=k}^l [E_i] = [E_k] \cdot [E_{k-1}] \cdots [E_{l+1}] \cdot [E_l]$$

式(5.25)において、 $[E_i]$ は 2×2 の行列、第2項および第3項は定数項であるから、次のように書き直せる。

$$\begin{Bmatrix} \delta_{nR} \\ N_{nR} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} e_{11} & e_{12} \\ e_{21} & e_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta_{1L} \\ N_{1L} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} D \\ F \end{Bmatrix} \dots (5.26)$$

トンネル両端を自由条件とすると $N_{1L} = N_{nR} = 0$ であるから、式(5.26)より以下の解が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1L} &= -\frac{F}{e_{21}} \\ N_{1L} &= 0 \\ \delta_{nR} &= -\frac{e_{11}}{e_{21}} \cdot F + D \\ N_{nR} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (5.27)$$

式(5.23)と式(5.28)に示す関係とを用いて、各要素の両端の軸力および変位を順次求めることができる。また、要素内の変位ならびに軸力の分布は、式(5.20)、(5.21)において両端の軸力および変位の条件を導

入することにより、式(5.29)、(5.30)のように表わせる。

$$\begin{Bmatrix} \delta_{mL} \\ N_{mL} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{m-1R} \\ N_{m-1R} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (5.28)$$

$$\begin{aligned} \delta_m(x_m) = & \delta_{mL} \cdot \frac{\sinh\{\lambda_m \cdot (l_m - x_m)\}}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} + \delta_{mR} \cdot \frac{\sinh(\lambda_m \cdot x_m)}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} \\ & + \frac{U_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2} \cdot \left[-\sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m}{L} + \varphi\right) \cdot \frac{\sinh\{\lambda_m \cdot (l_m - x_m)\}}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} \right. \\ & \left. - \sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m + l_m}{L} + \varphi\right) \cdot \frac{\sinh(\lambda_m \cdot x_m)}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} + \sin\left(2\pi \cdot \frac{X_m + x_m}{L} + \varphi\right) \right] \dots\dots\dots (5.29) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_m(x_m) = & N_{mL} \cdot \frac{\sinh\{\lambda_m \cdot (l_m - x_m)\}}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} + N_{mR} \cdot \frac{\sinh(\lambda_m \cdot x_m)}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} \\ & + \frac{2\pi \cdot U_0 \cdot (EA)_m}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2} \cdot \left[-\cos\left(2\pi \cdot \frac{X_m}{L} + \varphi\right) \cdot \frac{\sinh\{\lambda_m \cdot (l_m - x_m)\}}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} \right. \\ & \left. - \cos\left(2\pi \cdot \frac{X_m + l_m}{L} + \varphi\right) \cdot \frac{\sinh(\lambda_m \cdot x_m)}{\sinh(\lambda_m \cdot l_m)} + \cos\left(2\pi \cdot \frac{X_m + x_m}{L} + \varphi\right) \right] \dots\dots\dots (5.30) \end{aligned}$$

以上の演算においては各要素の軸剛性を $(EA)_m$ と表記してきたが、計算に当たっては、引張要素に対しては $(EA)_{eq}^T$ を、圧縮要素に対しては $(EA)_{eq}^C$ を用いなければならない。ここで、要素内において引張域と圧縮域とが存在する要素については、図 5.8 に示すように要素内をさらに分割して引張要素と圧縮要素とに分けるものとする。すなわち、式(5.30)より $N_m(\eta_m) = 0$ となる η_m を求め、長さ l_m の要素を、長さ η_m および $l_m - \eta_m$ の2つの要素に分割する。これにより、見かけ上要素数は増えるが、上記の演算をそのまま適用することができる。この場合、要素内分割が1個所以下になるよう、予め地盤変位の波長に応じた適当な要素長を設定しておく必要がある。

実際には、応答値を求める以前に各要素の応力状態とそれに対応する剛性とを決めることはできないため、図 5.9 に示す手順で収束計算を行うことになる。すなわち、先ず各要素に対し適当な剛性を与えてこれの応答計算を行い、各要素の軸力を求める。次に、得られた軸力の状態と先に仮定した剛性の与え方とを比較し、改めて各要素に対する剛性を設定し直す。この際、要素内分割を行う必要のある要素については、その分割位置を設定する。これらの過程を、軸力の状態の仮定と結果とが十分な精度に収束するまで繰返す。

計算例

(1)で行った計算例と同一の諸元の有限長トンネルとする。

$$L \cdot \sqrt{\frac{k_g}{(EA)_{eq}^C}} = 2$$

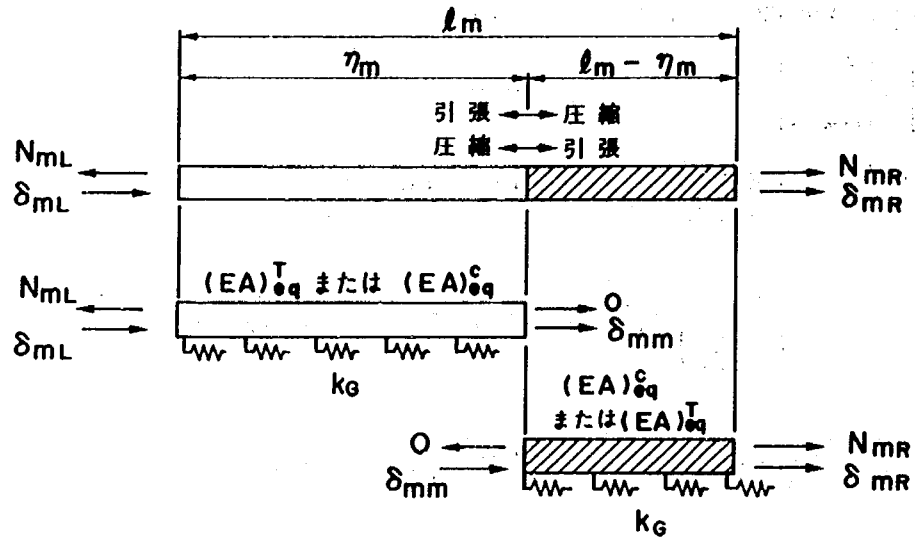


図5.8 要素内の分割

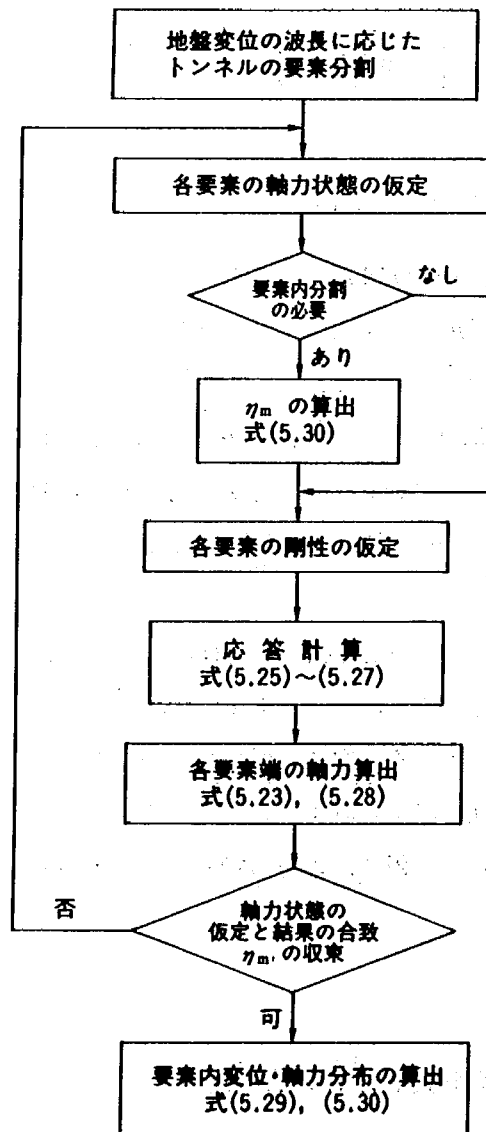


図5.9 有限長トンネルの応答解析手順

$$(EA)_{eq}^I = 0.2(EA)_{eq}^C$$

トンネル長としては、地盤変位の波長 L に対し、 $1L$ 、 $3L$ 、 $5L$ の 3 種類を考える。計算結果を図 5.10 に示す。図に併記した無限長トンネルの応答との比較から、以下のことがわかる。

- ① 本計算条件では、トンネル長が $3L$ 程度以上になると、トンネル端部を除いて、無限長トンネルの軸力と概ね等しくなる。
- ② 有限長トンネルにおいてはトンネル端部より $L/2$ 程度の位置に最大軸力が生じ、その値は無限長トンネルにおける最大値をやや上回る。

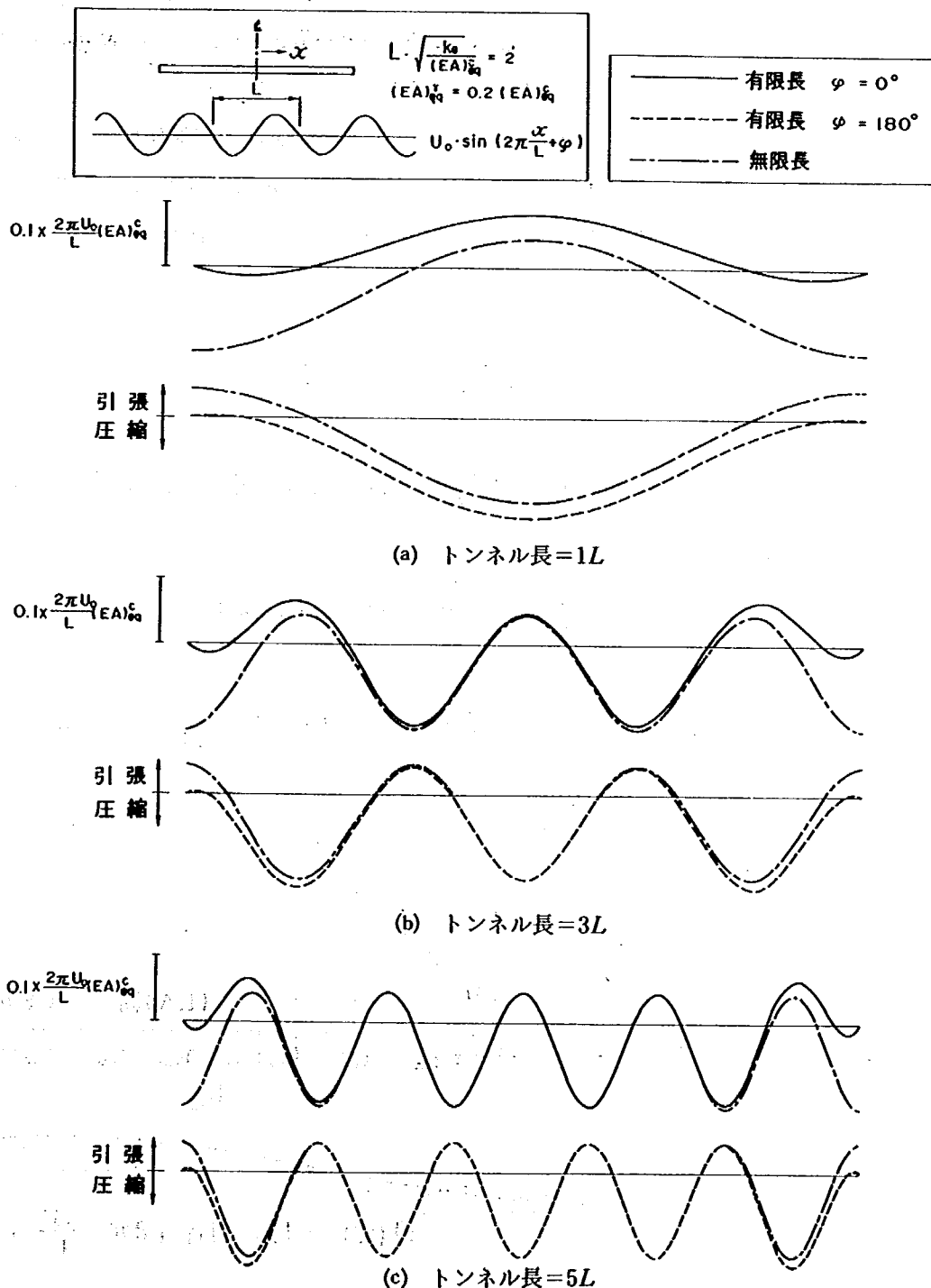


図 5.10 有限長トンネルと無限長トンネルとの軸力分布の比較

5-2 伸縮継手の設置による影響

地震時にトンネルに発生する断面力を軽減させる目的で、伸縮・可撓性を有する継手を設けることがある。この場合、伸縮継手の設置間隔と断面力の低減率との関係や継手の伸縮量の大きさ等を把握しておく必要があり、トンネルの剛性が線形の場合については既に各種基準等^{5),6),7),8)}に示されている。シールドトンネルの場合も曲げについてはこれらの基準等を準用することができるが、トンネル軸方向については軸剛性が圧縮と引張とで異なるため、新たに検討を要する。以下にこの検討結果について記す。

図5.11は、伸縮継手のある場合の解析モデルを示したものである。ここで、 l_f は伸縮継手の設置間隔、 δ_f は伸縮継手の伸縮量である。なお、伸縮継手のバネとしての剛性は十分に小さいものとし、ここで軸力は伝達されないものとする。

今、伸縮継手によって区切られた1つの要素に着目すると、この要素は長さ l_f の有限有トンネルとなり、前節で検討した結果を利用することができる。この要素の挙動は、式(5.20)および式(5.21)において要素両端での軸力をゼロとする境界条件ならびに $X_m=0$ の条件を満足するように任意定数 C_1 および C_2 を決めると、次のように表わされる。

$$\delta(x) = \frac{\frac{2\pi \cdot U_0}{L \cdot \lambda_m}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2} \cdot \frac{1}{\sinh(l_f \cdot \lambda_m)} \cdot \left[\cos \varphi \cdot \cosh\{\lambda_m \cdot (l_f - x)\} - \cos\left(2\pi \cdot \frac{l_f}{L} + \varphi\right) \cdot \cosh(\lambda_m \cdot x) + \frac{L \cdot \lambda_m}{2\pi} \cdot \sinh(l_f \cdot \lambda_m) \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{x}{L} + \varphi\right) \right] \dots\dots\dots (5.31)$$

$$N(x) = \frac{\frac{2\pi \cdot U_0 \cdot (EA)_m}{L}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_m}\right)^2} \cdot \frac{1}{\sinh(l_f \cdot \lambda_m)} \cdot \left[-\cos \varphi \cdot \sinh\{\lambda_m \cdot (l_f - x)\} - \cos\left(2\pi \cdot \frac{l_f}{L} + \varphi\right) \cdot \sinh(\lambda_m \cdot x) + \sinh(l_f \cdot \lambda_m) \cdot \cos\left(2\pi \cdot \frac{x}{L} + \varphi\right) \right] \dots\dots\dots (5.32)$$

ここに、 $\delta(x)$ はトンネル内任意点の変位、 $N(x)$ は軸力である。また、

$$\lambda_m = \sqrt{\frac{k_G}{(EA)_m}}$$

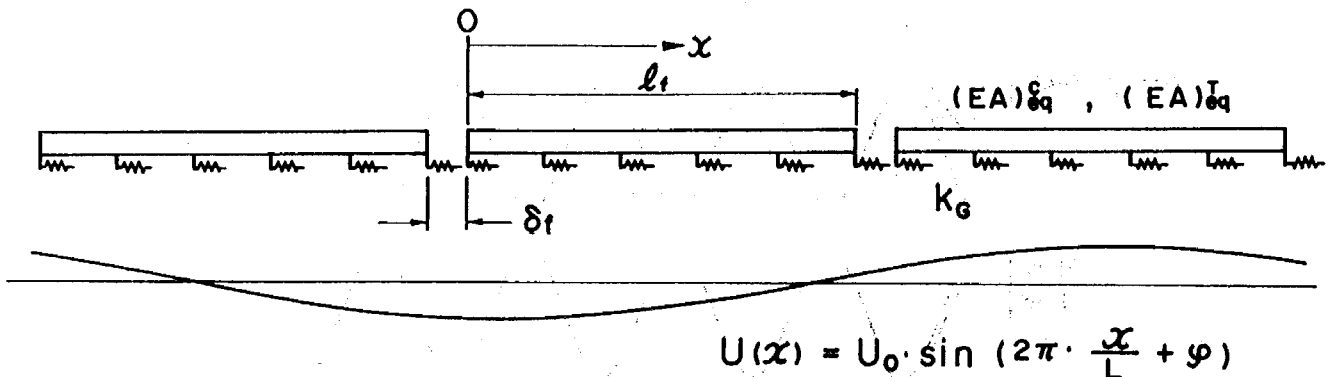


図5.11 伸縮継手のある場合の解析モデル

であり、 $(EA)_m$ はトンネルの軸剛性である。一般に、伸縮継手の設置間隔 l_f は地盤振動変位の波長 L に比較して短いから、地盤変位の基準座標系における位相角 φ に応じ、トンネルの応力状態は、① l_f の全域にわたって引張、② l_f の全域にわたって圧縮、および③ l_f 内の 1 箇所を境に引張域と圧縮域、の 3 種類のいずれかとなる。①または②の場合には、式(5.31)および(5.32)に含まれる $(EA)_m$ として、それぞれ、 $(EA)_{eq}^T$ 、 $(EA)_{eq}^C$ を用いれば良いが、③の場合には以下ようになる。

図 5.12 に示すように、 l_f 内において左側の部分が引張、右側の部分が圧縮の場合を考える。引張・圧縮の境界 $x = \eta$ において要素を分割すると、左側の部分は長さ η 、右側の部分は長さ $l_f - \eta$ であり、それぞれ、全域にわたって引張、圧縮となる。また、いずれの要素についても両端で軸力はゼロであるから、それぞれの要素について式(5.31)および(5.32)が適用できる。そこで、式(5.31)、(5.32)を書き換えて、

$$\left. \begin{aligned} \delta(x) &= \delta\{x, l_f, (EA)_m, \varphi\} \\ N(x) &= N\{x, l_f, (EA)_m, \varphi\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.33)$$

とすると、左右の要素の変位および軸力は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_L(x) &= \delta\{x, \eta, (EA)_{eq}^T, \varphi\} \\ N_L(x) &= N\{x, \eta, (EA)_{eq}^T, \varphi\} \\ \delta_R(x) &= \delta\left\{x, l_f - \eta, (EA)_{eq}^C, \varphi + 2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right\} \\ N_R(x) &= N\left\{x, l_f - \eta, (EA)_{eq}^C, \varphi + 2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.34)$$

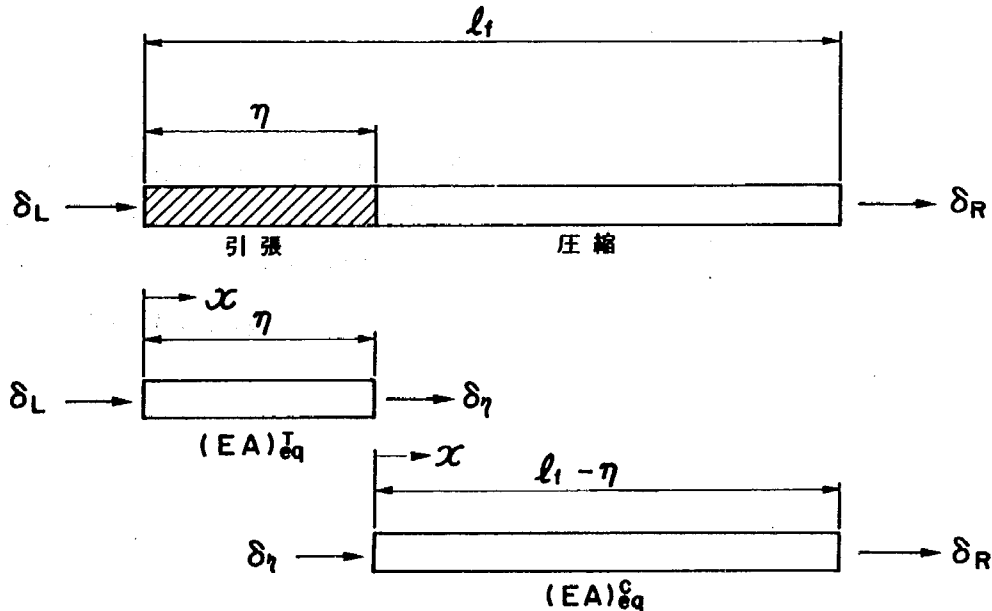


図 5.12 l_f 内の要素分割

ここで、左側要素の右端の変位と右側要素の左端の変位とが一致する条件

$$\delta_L(\eta) = \delta_R(0) \dots\dots\dots (5.35)$$

により、 η の位置が決定され、式(5.34)から要素内任意点の変位および軸力が求められる。 l_f 内の左側の部分が圧縮、右側の部分が引張の場合についても、上記手順と同様である。

伸縮継手の伸縮量 δ_f は、着目要素の左端の変位と左隣りの要素の右端の変位との差として求められる。

以上の計算法による計算例を次に示す。

計算条件

$$L \cdot \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_{eq}^c}} = 2$$

$$l_f/L = 0.3$$

$$(EA)_{eq}^r = 0.2(EA)_{eq}^c$$

計算結果を図 5.13 および図 5.14 に示す。これらの図に見るように、トンネルに生ずる軸力の分布ならびに伸縮継手の伸縮量は、地盤振動変位の位相 φ によって変化する。軸力ならびに継手伸縮量の最大値を与える φ の値は次のようになる。

$$\left. \begin{array}{ll} \varphi_c = \pi \cdot \left(1 - \frac{l_f}{L}\right) : \text{最大圧縮力} \\ \varphi_r = \pi \cdot \left(2 - \frac{l_f}{L}\right) : \text{最大引張力} \\ \varphi_s = \pi : \text{最大縮み} \\ \varphi_e = 0 : \text{最大伸び} \\ \text{ただし, } \frac{l_f}{L} \leq 0.5 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.36)$$

図 5.15 は、上に示した φ_r , φ_c の場合の軸力分布を、伸縮継手を設けない場合(無限長トンネル)の軸力分布と比較して示したものである。伸縮継手を設けない場合の軸力に対する比率を補正係数と呼ぶことにすると、本設例の場合、最大引張力および最大圧縮力の補正係数は、それぞれ図に示した値となる。なお、トンネル各位置における軸力は φ によって変化し、それぞれの位置に対して最大軸力を与える φ が存在する。その最大軸力を補正係数の形で表わした 1 例を図 5.16 に示す。

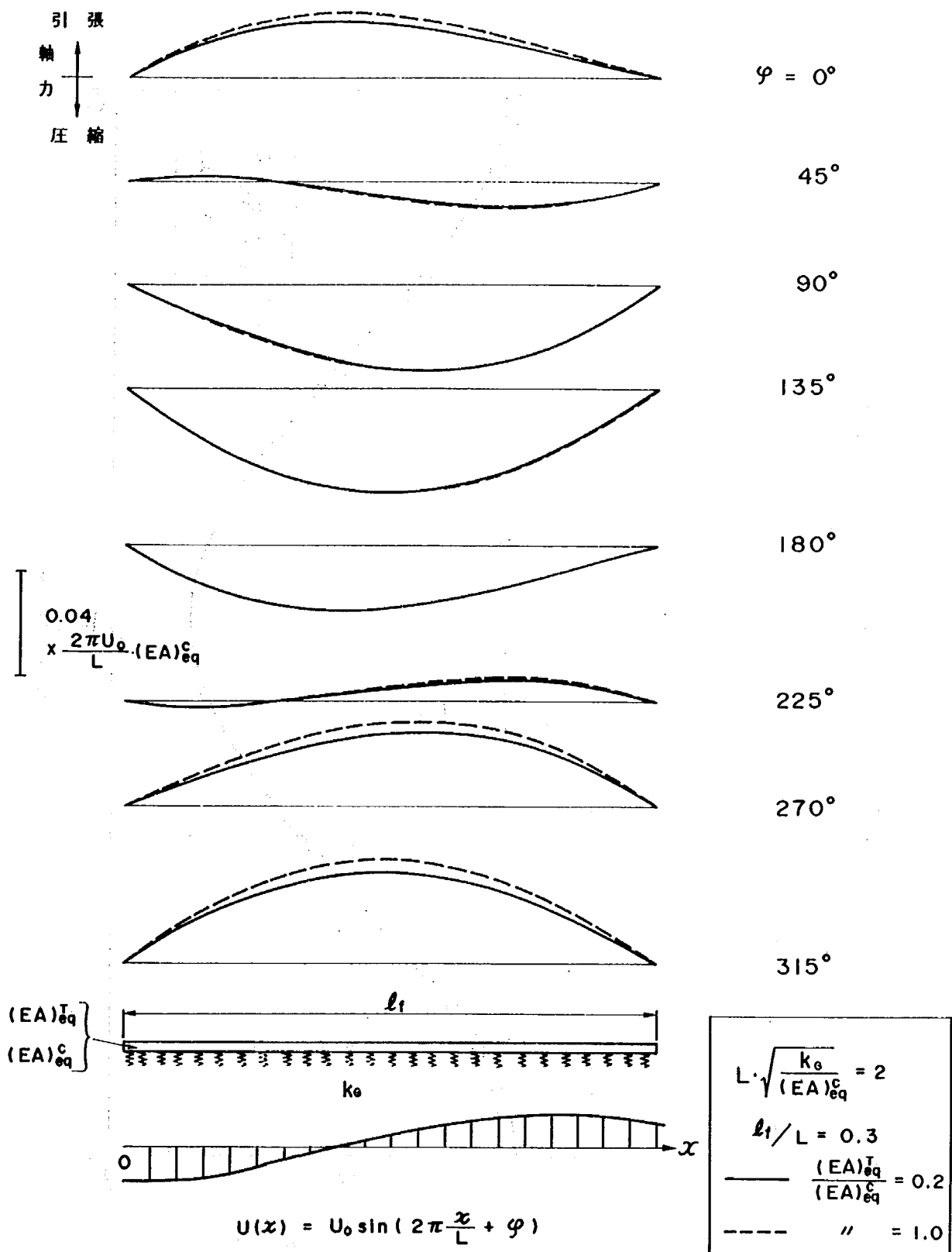


図 5.13 地盤振動変位の位相とトンネル軸力分布との関係

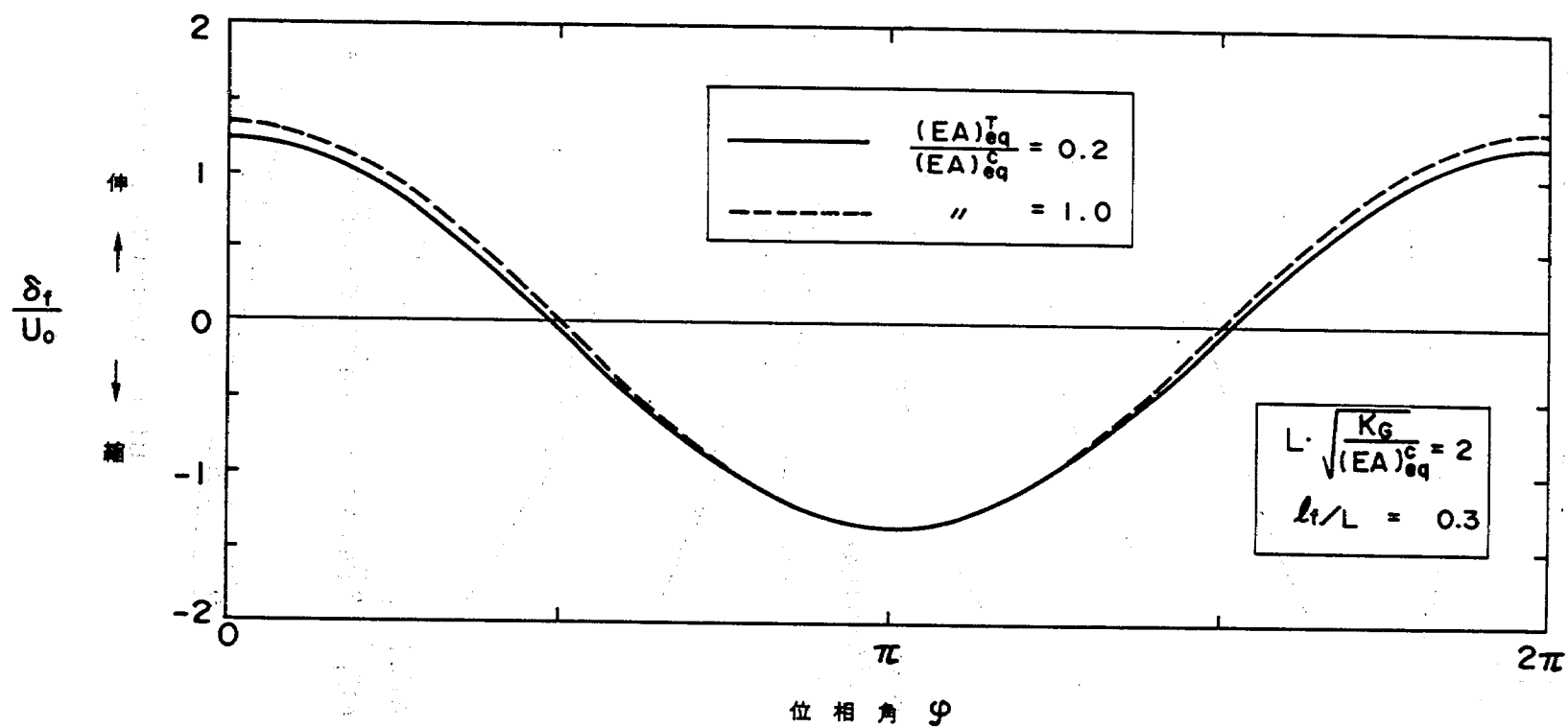
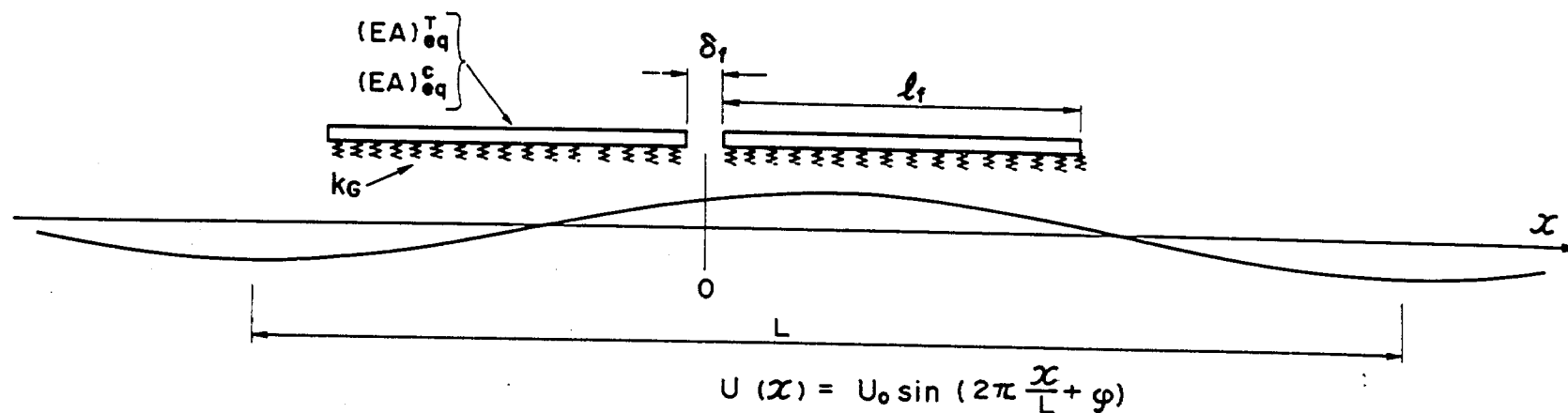


図 5.14 地盤振動変位の位相と伸縮継手の伸縮量との関係

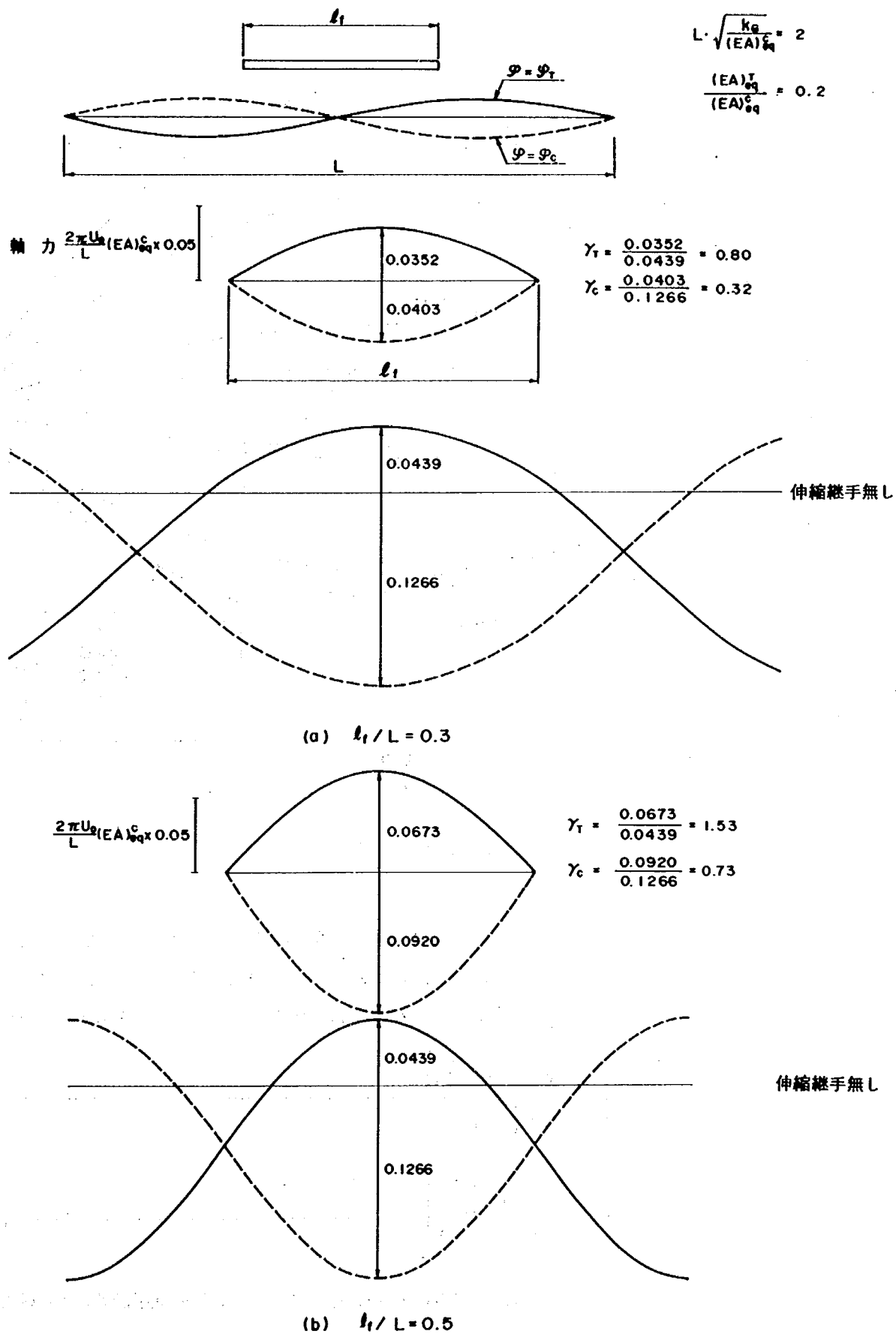


図 5.15 伸縮継手の設置による軸力の変化

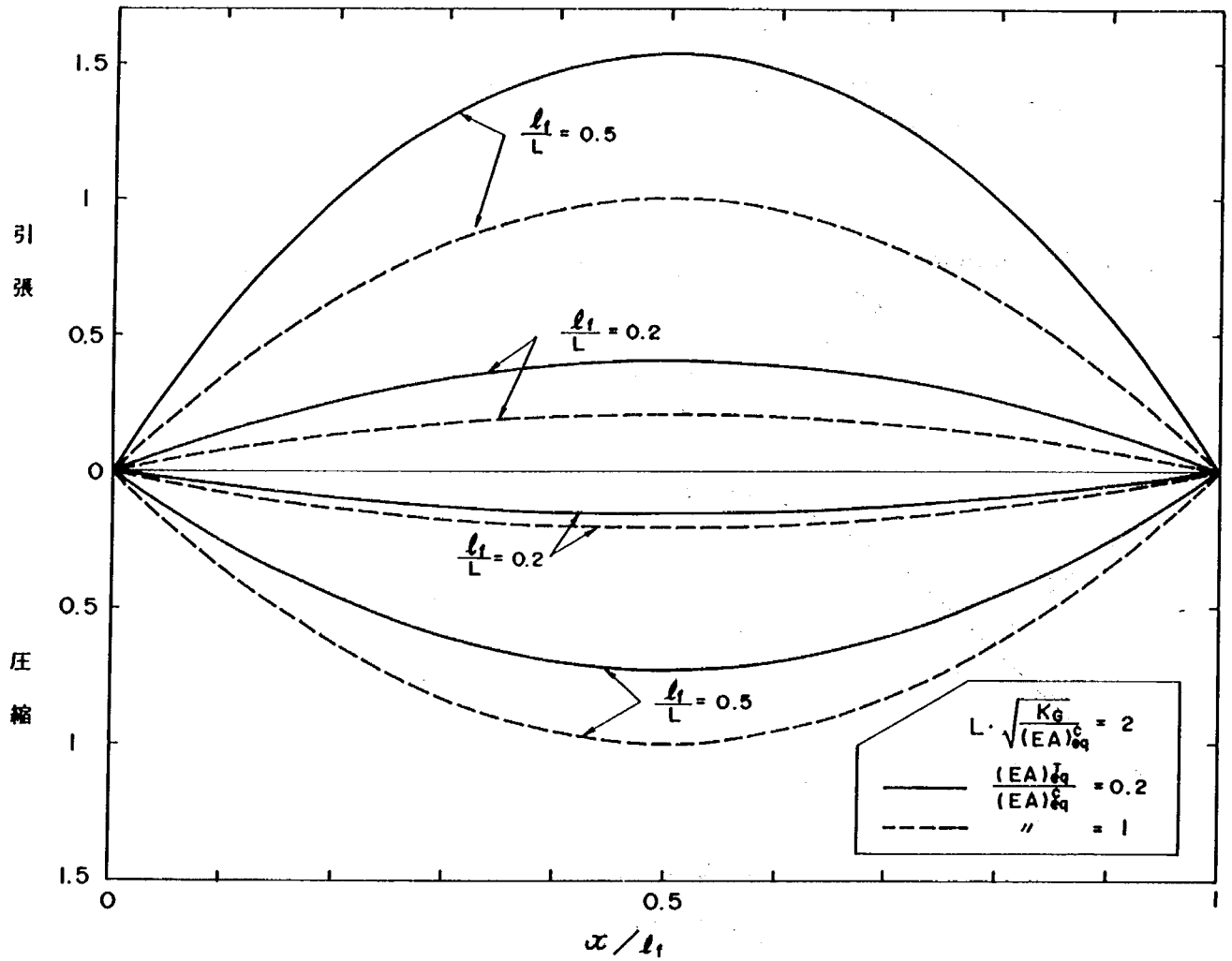


図5.16 軸力の補正係数

ここで、最大軸力の補正係数について検討する。伸縮継手を設置した場合の軸力の最大値は、① l_f の全域にわたって引張または圧縮となる応力状態で、② 要素中央 ($x = l_f/2$) において、③ 地盤振動変位の位相が φ_r または φ_c の場合に生ずる。式(5.32)にこれらの条件を与えると、最大引張力 N_{fr} および最大圧縮力 N_{fc} は次のように表わせる。

$$N_{fr} = \frac{\frac{2\pi \cdot U_0 \cdot (EA)_{eq}^I}{L}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2} \cdot \left[1 - \frac{\cos\left(\pi \cdot \frac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{l_f \cdot \lambda_r}{2}\right)} \right] \dots\dots\dots (5.37)$$

$$N_{fc} = \frac{\frac{2\pi \cdot U_0 \cdot (EA)_{eq}^C}{L}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2} \cdot \left[1 - \frac{\cos\left(\pi \cdot \frac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{l_f \cdot \lambda_c}{2}\right)} \right] \dots\dots\dots (5.38)$$

また、伸縮継手を設置しない場合の最大軸力は式(5.17)に示される。したがって、伸縮継手設置による軸力の補正係数 γ_r および γ_c は、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \gamma_T = \frac{N_{JT}}{N_T} &= \frac{1 - \frac{\cos\left(\pi \cdot \frac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{l_f \cdot \lambda_T}{2}\right)}}{1 - \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh(\lambda_T \cdot \eta)}} \\ \gamma_C = \frac{N_{JC}}{N_C} &= \frac{1 - \frac{\cos\left(\pi \cdot \frac{l_f}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{l_f \cdot \lambda_C}{2}\right)}}{1 + \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{\lambda_C \cdot \left(\frac{L}{2} - \eta\right)\right\}}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.39)$$

$$\text{ここに, } \lambda_C = \sqrt{\frac{k_C}{(EA)_{eq}^C}}, \quad \lambda_T = \sqrt{\frac{k_C}{(EA)_{eq}^T}}$$

η : 式(5.6)の解

$$l_f/L \leq 0.5$$

式(5.39)で表わされる軸力の補正係数は、3つの無次元パラメータ $L \cdot \lambda_C$, $(EA)_{eq}^T/(EA)_{eq}^C$ および l_f/L によって規定される。図5.17～図5.19にこれらのパラメータと軸力の補正係数との関係を示す。これらの図より、軸力の補正係数の特性として以下の事柄が挙げられる。

- ① 圧縮力の補正係数 γ_C に比較し、引張力の補正係数 γ_T は大きい。 γ_C は1以下の値であるが、 γ_T は1を超える場合もある。すなわち、伸縮継手を設置することによる圧縮力の低減効果は大きい、引張力の低減効果はこれに較べると小さく、伸縮継手の設置によってかえって引張力が増加する場合もある。
- ② $L \cdot \lambda_C$ の増加に伴い、補正係数 γ_C および γ_T は1に近づく。
- ③ $(EA)_{eq}^T/(EA)_{eq}^C$ が小さくなるにしたがい、すなわち、トンネルの軸引張剛性と軸圧縮剛性の差が大きくなるにしたがい、 γ_T は増大し γ_C は減小し、 γ_T と γ_C の差が大きくなる。
- ④ 伸縮継手の設置間隔が短いほど、軸力の低減効果は大きい。

以上に検討した軸力の補正係数を用いると、伸縮継手を設置した場合のトンネルの最大軸力は次式のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} N_{JT} \\ N_{JC} \end{aligned} \right\} = \alpha \cdot \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot (EA)_{eq}^C \cdot \left\{ \begin{aligned} \beta_T \cdot \gamma_T \\ \beta_C \cdot \gamma_C \end{aligned} \right. \dots\dots\dots (5.40)$$

ここに、 U_0 : 地盤振動変位の振幅

L : 地盤振動変位の波長

$(EA)_{eq}^C$: トンネルの等価軸圧縮剛性

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_C}\right)^2}, \quad \lambda_C = \sqrt{\frac{k_C}{(EA)_{eq}^C}}$$

k_C : 地盤バネ定数

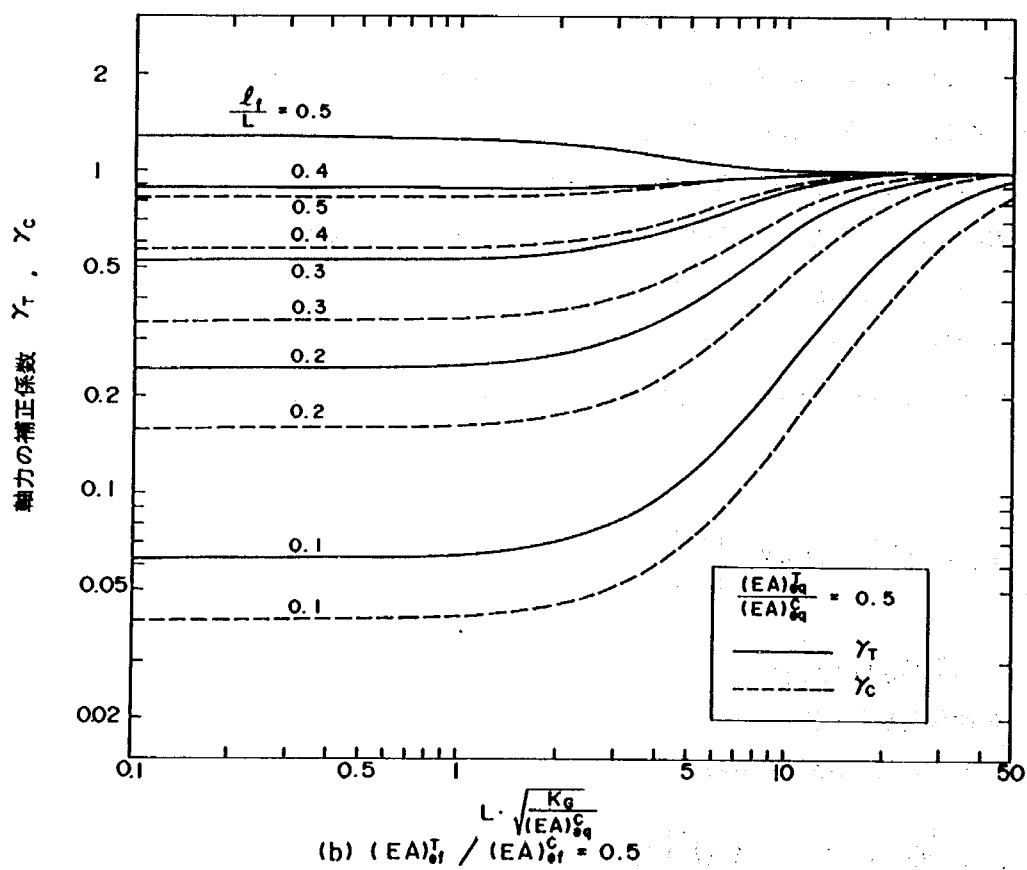
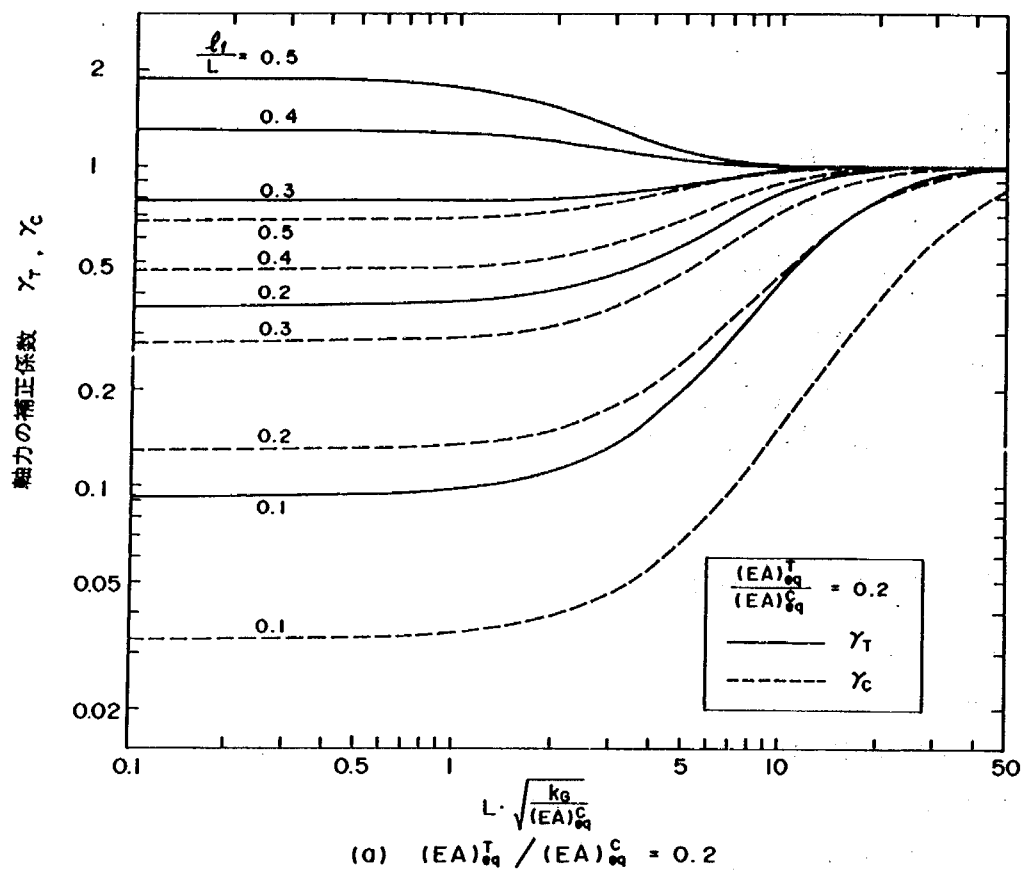


図 5.17 $L \cdot \lambda_c$ と軸力の補正係数との関係

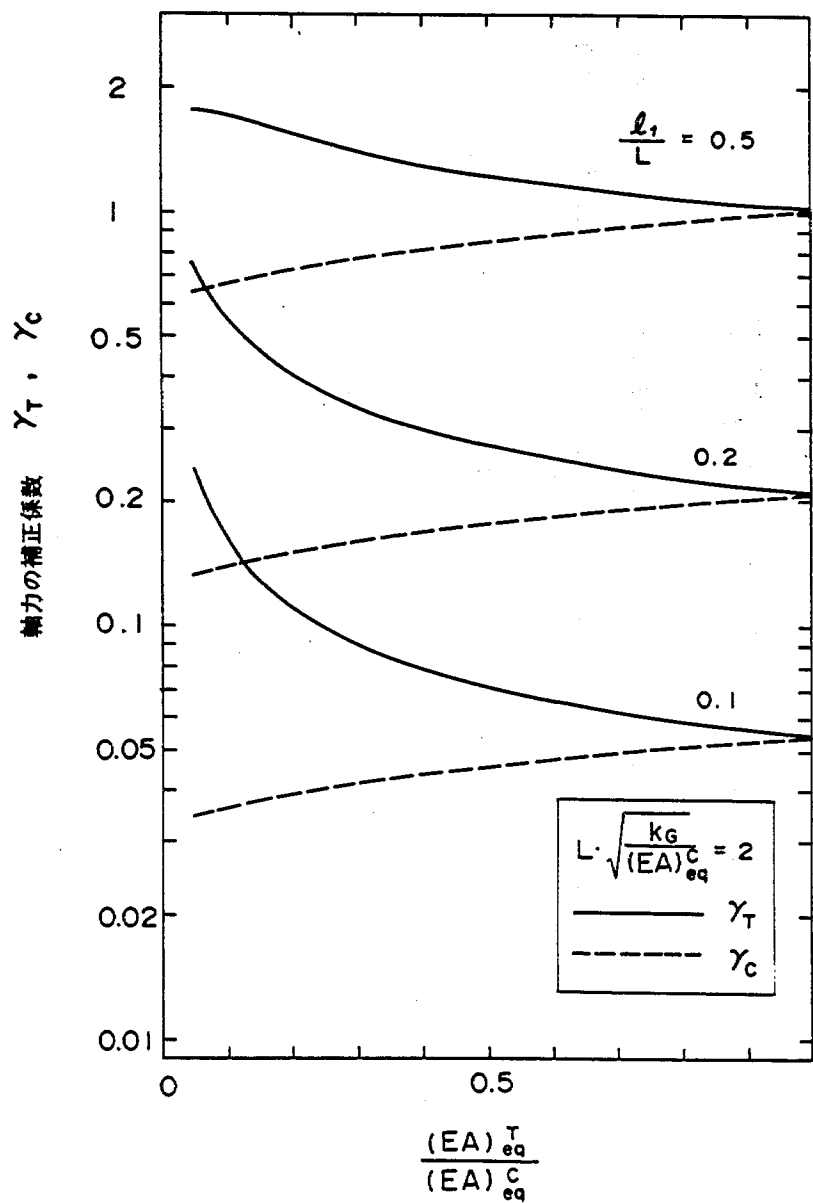


図 5.18 $(EA)_{eq}^T / (EA)_{eq}^C$ と軸力の補正係数との関係

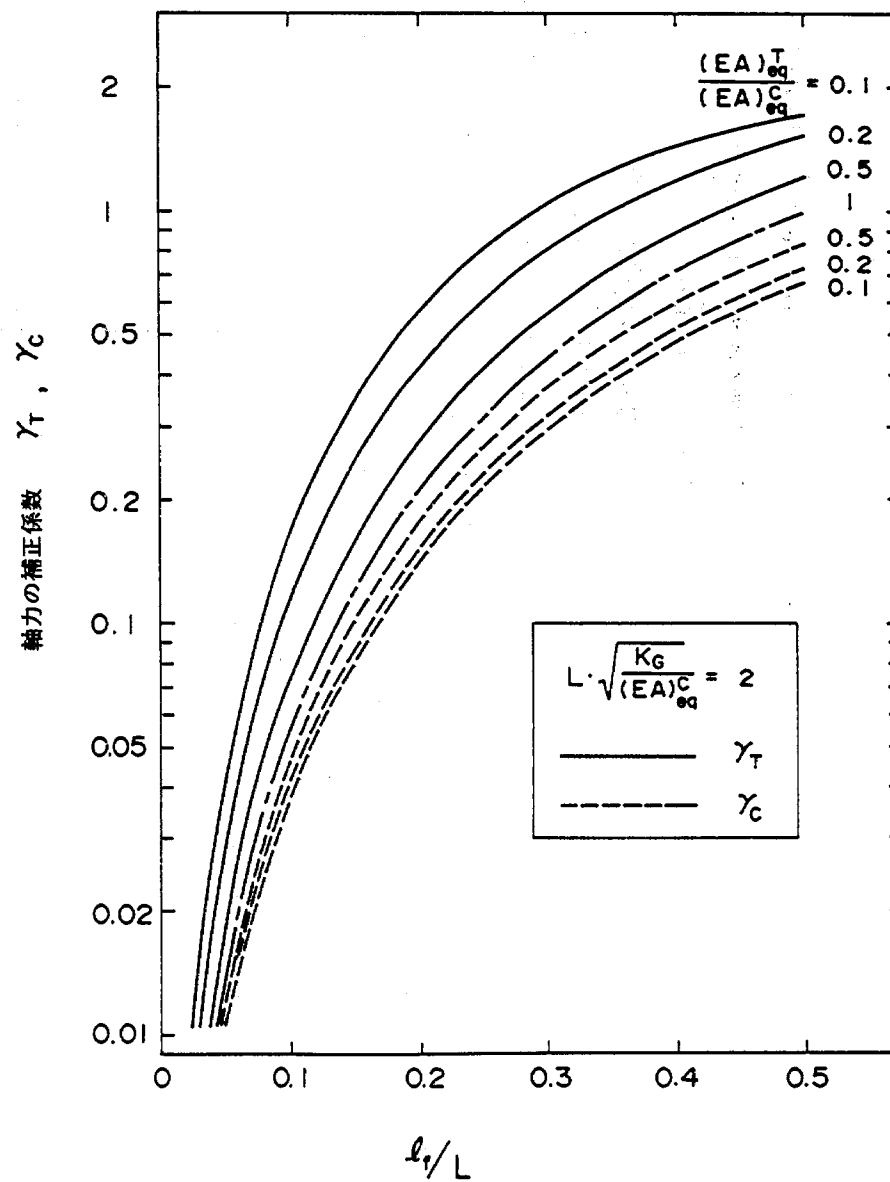


図 5.19 l_1/L と軸力の補正係数との関係

β_r, β_c : 軸力係数で、式(5.18)および図5.6に示す値

γ_r, γ_c : 伸縮継手設置による軸力の補正係数で、式(5.39)に示す値

式(5.37)および(5.38), または式(5.40)に示される最大引張力と最大圧縮力との比を図5.20に示す。同図と図5.5とを比較すると、伸縮継手の無い場合に較べ、これを設置すると最大引張力と最大圧縮力との差が小さくなることがわかる。このことは、前述した軸力の補正係数 γ_r と γ_c の特性①と表裏をなすものである。

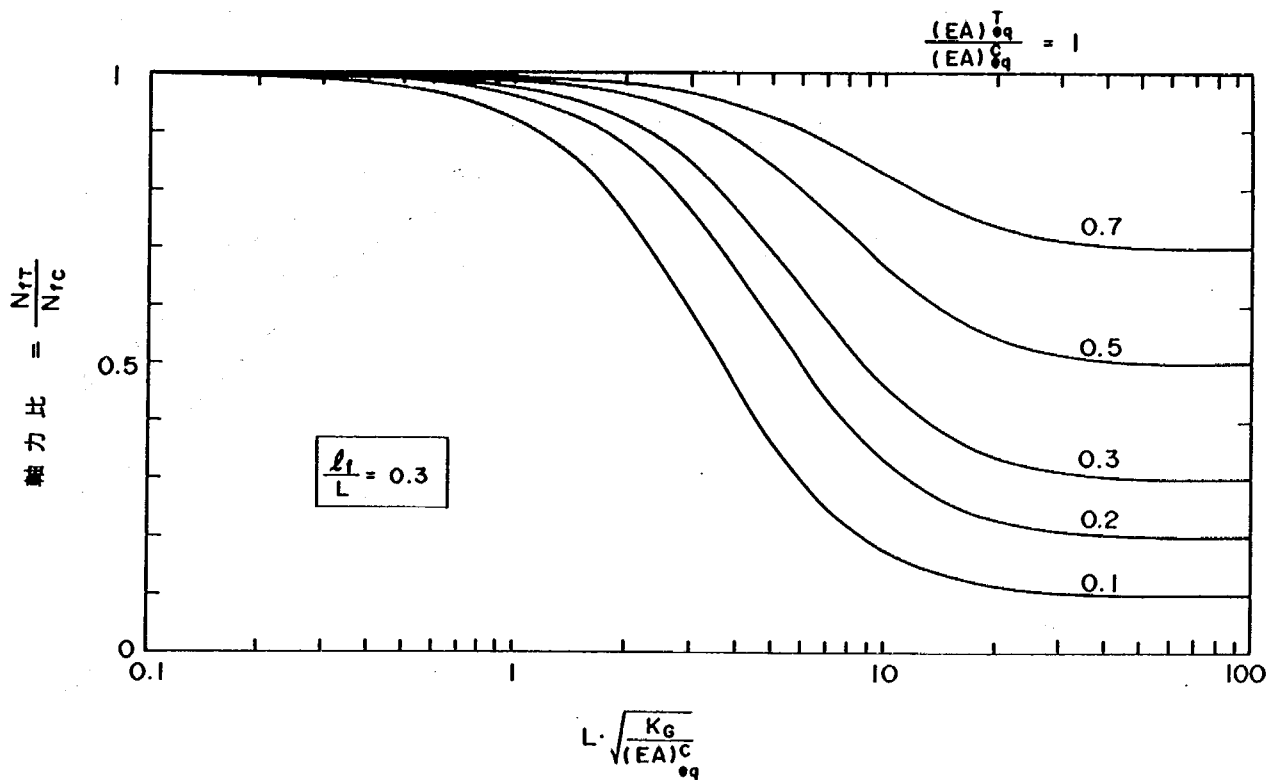
次に、伸縮継手の伸縮量 δ_f については以下ようになる。式(5.36)に示したように、伸縮継手の最大縮み δ_{fc} と最大伸び δ_{fr} は地盤振動変位の位相がそれぞれ $\pi, 0$ の場合に生ずる。この時、伸縮継手を挟む左右のトンネル要素は、 l_f の全域でそれぞれ圧縮、引張の応力状態となる。伸縮継手の右側の要素の左端変位 δ_L と左側の要素の右端変位 δ_R とは式(5.33)を参照して式(5.41)のように表わされるから、上記の条件により、 δ_{fr} と δ_{fc} とは式(5.42)で示される。

$$\left. \begin{aligned} \delta_L &= \delta \left\{ 0, l_f, (EA)_m, \varphi \right\} \\ \delta_R &= \delta \left\{ l_f, l_f, (EA)_m, \varphi - 2\pi \cdot \frac{l_f}{L} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.41)$$

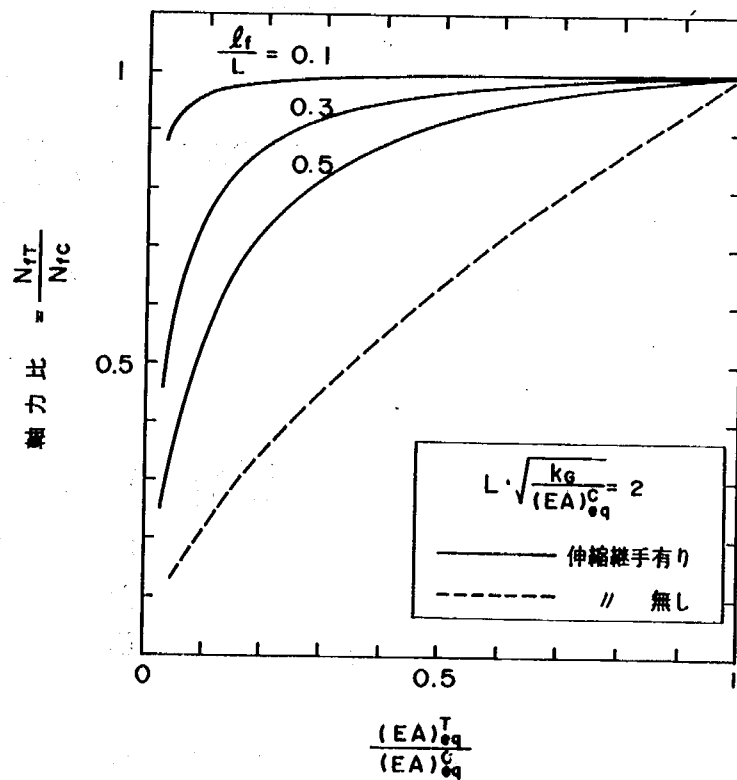
$$\left. \begin{aligned} \delta_{fr} &= \delta \left\{ 0, l_s, (EA)_{eq}^r, 0 \right\} - \delta \left\{ l_f, l_f, (EA)_{eq}^r, -2\pi \cdot \frac{l_f}{L} \right\} \\ &= - \frac{\frac{2\pi \cdot U_0}{L \cdot \lambda_r}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r} \right)^2} \cdot \frac{2}{\sinh(l_f \cdot \lambda_r)} \cdot \left[\cosh(l_f \cdot \lambda_r) - \cos \left(2\pi \cdot \frac{l_f}{L} \right) \right] \\ \delta_{fc} &= \delta \left\{ 0, l_f, (EA)_{eq}^c, \pi \right\} - \delta \left\{ l_f, l_f, (EA)_{eq}^c, \pi - 2\pi \cdot \frac{l_f}{L} \right\} \\ &= - \frac{\frac{2\pi \cdot U_0}{L \cdot \lambda_c}}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c} \right)^2} \cdot \frac{2}{\sinh(l_f \cdot \lambda_c)} \cdot \left[\cosh(l_f \cdot \lambda_c) - \cos \left(2\pi \cdot \frac{l_f}{L} \right) \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.42)$$

δ_{fr} および δ_{fc} は3つの無次元パラメータ $L \cdot \lambda_c, (EA)_{eq}^r / (EA)_{eq}^c$ および l_f / L で規定される。図5.21～図5.23にこれらのパラメータと伸縮継手の伸縮量との関係を示す。これらの図より、伸縮量の特性として以下の事柄が挙げられる。

- ① 伸縮継手の最大縮み量 δ_{fc} と最大伸び量 δ_{fr} とでは、 δ_{fc} の方が大きい。ただし、 $L \cdot \lambda_c$ の値が2程度より小さい場合には、両者の差は小さい。
- ② $L \cdot \lambda_c$ の増加に伴い、伸縮量は減小する。
- ③ $(EA)_{eq}^r / (EA)_{eq}^c$ の伸縮量に与える影響は小さい。



(a) $L \cdot \lambda_c$ との関係



(b) $(EA)_{eq}^T / (EA)_{eq}^C$ との関係

図 5.20 最大引張力と最大圧縮力との比

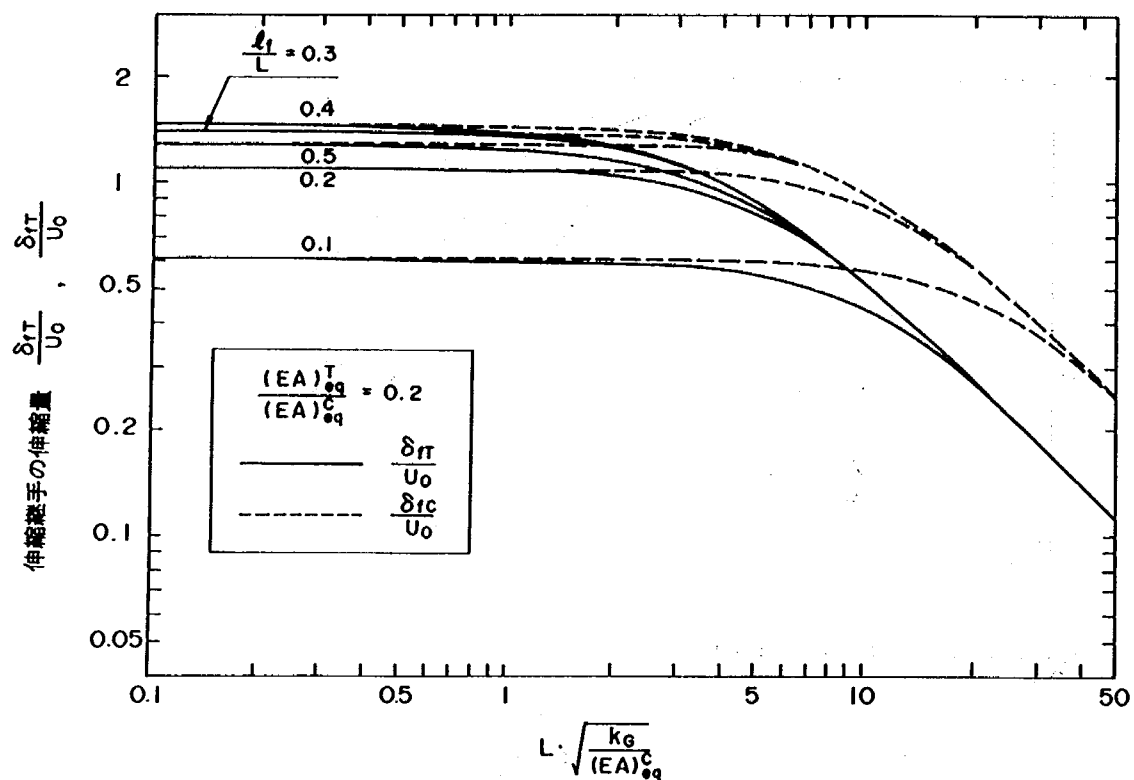


図 5.21 $L \cdot \lambda_c$ と伸縮継手の伸縮量との関係

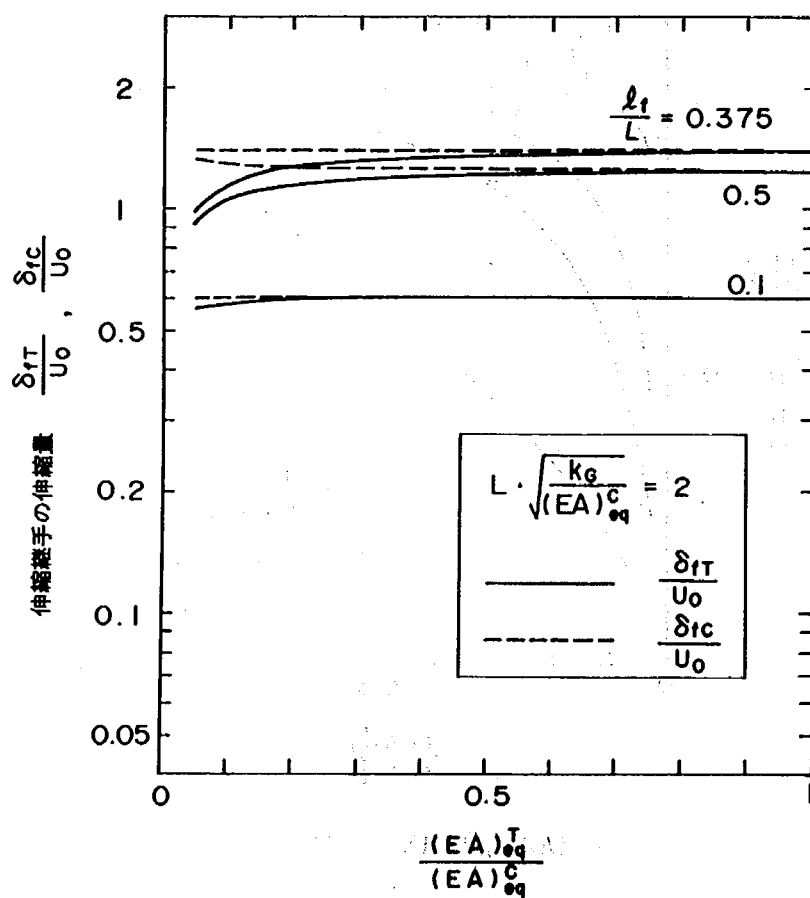


図 5.22 $(EA)_T/(EA)_{eq}^C$ と伸縮継手の伸縮量との関係

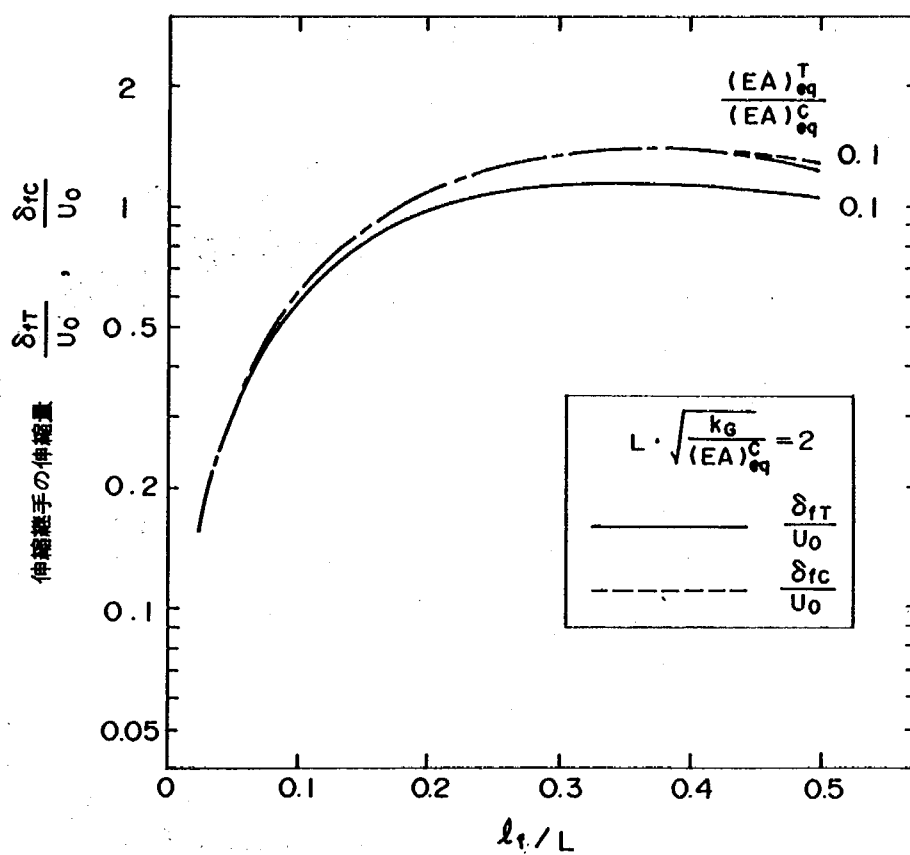


図 5.23 l_f/L と伸縮継手の伸縮量との関係

6. 耐震計算例

6-1 対象トンネル

ここでは、前章までに述べたシールドトンネルの耐震解析法に従った耐震計算例を示す。計算の対象としたシールドトンネルの断面形状を図6.1に、セグメントおよびリング継ぎボルトの諸元を表6.1にそれぞれ示す。トンネル路線に沿った地盤の地質縦断図は図6.2に示すとおりで、土被り厚はトンネル外径程度を考え、トンネル軸線の深度を海底面下21mとした。地盤各層の動的物性値は表6.2に示すとおりである。

計算対象区間は図6.2に示す延長約3,000mの区間で、この区間の25リング分(37.5m)毎、計80断面において軸力を算定した。なお、耐震計算上の基盤面(地質記号D₀)における設計水平震度は0.15とした。

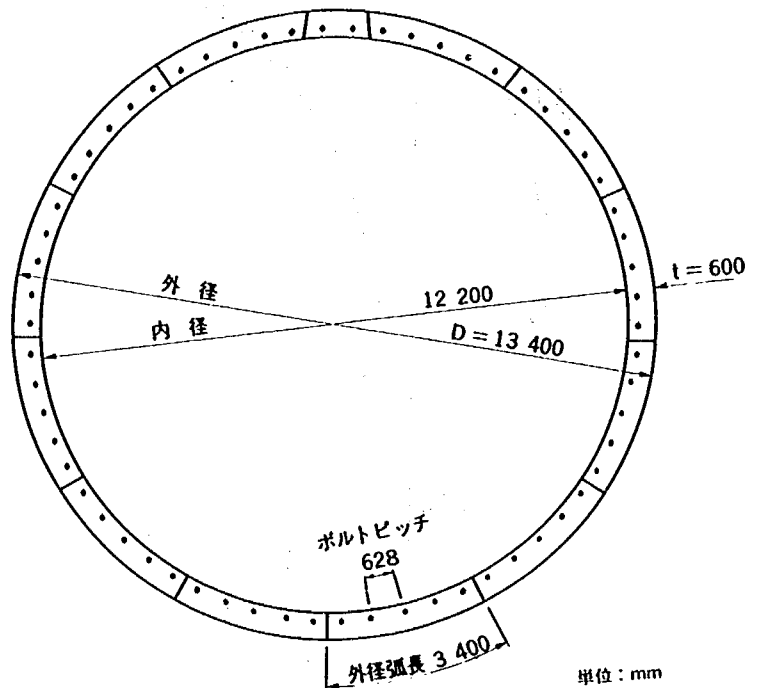


図6.1 対象シールドトンネルの断面図

表6.1 セグメントおよびリング継ぎボルトの諸元

セグメント	外径 D (mm)	13,400
	内径 (mm)	12,200
	分割数	13
	幅 l_s (mm)	1,500
	厚さ t (mm)	600
	断面積 A_s (mm ²)	24.13
	ヤング率 E_s (t/m ²)	3.75×10^4
リング継ぎボルト	本数 n	62
	ボルトピッチ (mm)	628
	ねじの呼び	M36
	有効断面積 (mm ²)	817
	首下長さ (mm)	100
	強度区分	8.8
	ヤング率 E_b (t/m ²)	2.1×10^7

表6.2 地盤の動的物性値

地層名	単位体積重量 γ_t (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (t/m ²)
地域区分 A	A_{c1}	1.36	73
	A_{c2}	1.63	80
	A_s	1.76	90
	D_{1c}	1.69	160
	D_{1c}	1.59	180
	D_{1s}	1.87	240
	D_{1s}	2.43	290
地域区分 B	A_{c1}	1.39	86
	A_s	1.76	120
	D_{1c}	1.68	230
	D_{1c}	1.73	320
	D_{1s}	1.86	260

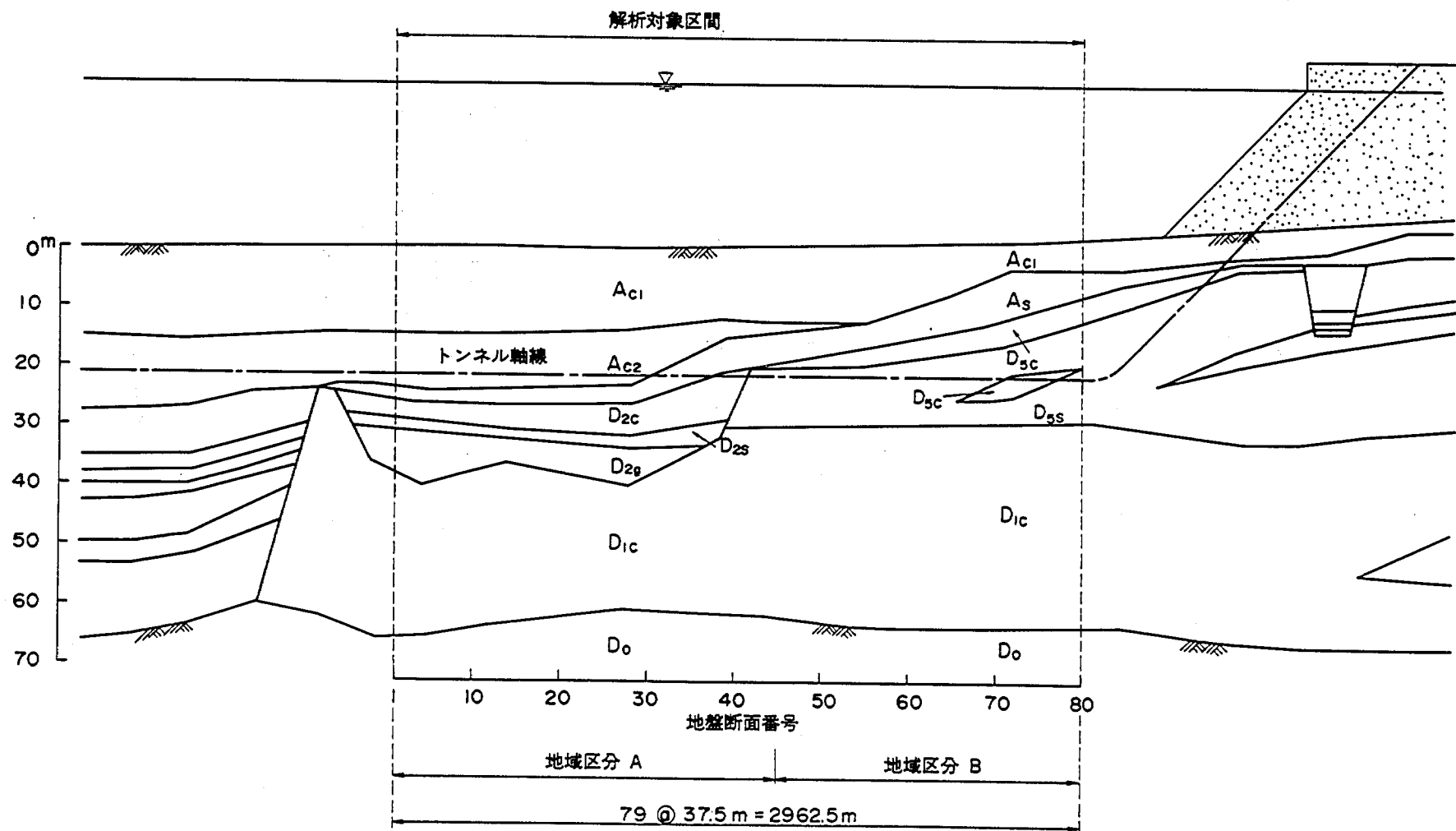


図 6.2 解析対象区間の地質縦断図

6-2 応答変位法による軸方向解析

(1) トンネルの剛性

図 6.3 にリング継ぎボルトの寸法を示す。リング継手金具の板厚は、ここでは 16 mm とした。リング継手のバネ定数は、実際には継手金具とボルトの剛性によって決まるが、ここでは継手金具は十分に剛であると考え、ボルトの軸剛性によって決定する。

リング継ぎボルト 1 本当たりの軸剛性は、式(4.1)により、

$$k_B = \frac{2.1 \times 10^7 \times 817 \times 10^{-6}}{\frac{817}{1018} \times 0.022 + 0.022 + 0.0174} = 3.01 \times 10^5 \text{ t/m}$$

となる。リング継手全体の軸引張剛性は、

$$K_I = n \cdot k_B = 62 \times 3.01 \times 10^5 = 1.87 \times 10^7 \text{ t/m}$$

となる。トンネル覆工の等価剛性は、式(4.2)および式(4.3)より、以下のようにになる。

$$(EA)_{eq}^c = E_s \cdot A_s = 3.75 \times 10^6 \times 24.13 = 9.05 \times 10^7 \text{ t}$$

$$(EA)_{eq}^I = \frac{E_s \cdot A_s}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_I} + 1} = \frac{3.75 \times 10^6 \times 24.13}{\frac{3.75 \times 10^6 \times 24.13}{1.5 \times 1.87 \times 10^7} + 1} = 2.14 \times 10^7 \text{ t}$$

したがって、引張剛性の圧縮剛性に対する比は 0.236 となる。表 6.3 にこれらの剛性をまとめて示す。

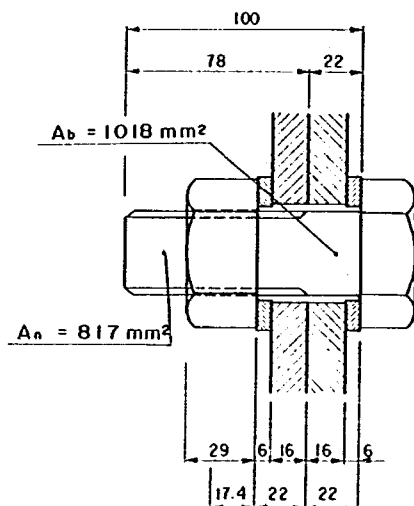


図 6.3 リング継ぎボルト

表 6.3 トンネルの軸剛性

リング継ぎボルト の引張剛性	ボルト 1 本当り k_B (t/m)	3.01×10^5
	リング継手全体 K_I (t/m)	1.87×10^7
等 価 剛 性	軸引張剛性 $(EA)_{I_q}^t$ (t)	2.14×10^7
	軸圧縮剛性 $(EA)_{\Sigma_q}^c$ (t)	9.05×10^7
	剛性比 $(EA)_{I_q}^t / (EA)_{\Sigma_q}^c$	0.236

(2) 地盤の固有周期

各検討断面における地盤の固有周期 T は次のように求めた。

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{V_{si}}$$

ここに、 H_i : i 番目の地層の層厚

 V_{si} : i 番目の地層のせん断波速度

(3) 地盤のパネ定数

各検討断面における地盤のパネ定数 k_G は、次のようにして算定した。

$$k_G = 1.0 G_{eq}$$

$$G_{eq} = \frac{\gamma_{eq}}{g} \cdot V_{eq}^2$$

$$\gamma_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i}{H}$$

$$V_{eq} = \frac{4H}{T}$$

ここに、 G_{eq} ：地盤の換算せん断剛性

γ_{eq} ：換算単位体積重量

V_{eq} ：換算せん断波速度

g ：重力加速度

γ_i ： i 番目の地層の単位体積重量

H ：表層地盤の厚さ $= \sum_{i=1}^n H_i$

(4) 地盤の振動変位

各検討断面における地盤振動変位の振幅 U_0 および波長 L は、以下のようにして算定した。

$$U_0 = U_h / \sqrt{2}$$

$$L = 4H \cdot \sqrt{2}$$

$$\text{ただし, } U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T \cdot K_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot Z}{2H}\right)$$

ここに、 S_v ：単位震度当りの応答速度 $= 80 \text{ cm/sec}$

K_h ：設計水平震度 $= 0.15$

Z ：地表面からの深さ $= 21 \text{ m}$

上記算定式における係数 $\sqrt{2}$ は、地盤振動の方向がトンネル軸に対し 45° の角度をなすとして決めた。

以上の計算結果を表 6.4 にまとめた。

(5) トンネルに生ずる軸力

各検討断面における軸力は、表 6.4 に示した各断面の地盤定数ならびに振動変位と式(5.18)に示される軸力の算定式とを用いて算定した。1例として、断面番号 20 における計算例を示す。

$$L \cdot \lambda_c = L \cdot \sqrt{\frac{k_c}{(EA)_{eq}}} = 355 \times \sqrt{\frac{2250}{9.05 \times 10^7}} = 1.77$$

$$L \cdot \lambda_r = L \cdot \sqrt{\frac{k_G}{(EA)_{eq}}} = 355 \times \sqrt{\frac{2250}{2.14 \times 10^7}} = 3.64$$

これらを式(5.6)に代入して η/L に関する方程式を解くと、

$$\frac{\eta}{L} = 0.1810$$

$$\beta_r = \frac{(EA)_{eq}^T}{(EA)_{eq}^C} \cdot \frac{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2} \cdot \left\{ 1 - \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left(L \cdot \lambda_r \cdot \frac{\eta}{L}\right)} \right\} = 0.531$$

$$\beta_c = 1 + \frac{\cos\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L}\right)}{\cosh\left\{L \cdot \lambda_c \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{\eta}{L}\right)\right\}} = 1.361$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2} = 0.0735$$

$$\begin{aligned} \left. \begin{matrix} N_r \\ N_c \end{matrix} \right\} &= \alpha \cdot \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot (EA)_{eq}^C \cdot \left\{ \begin{matrix} \beta_r \\ \beta_c \end{matrix} \right. \\ &= 0.0735 \times \frac{2\pi \times 0.0321}{355} \times 9.05 \times 10^7 \times \left\{ \begin{matrix} 0.531 \\ 1.361 \end{matrix} \right. \\ &= \left\{ \begin{matrix} 2010 \text{ t} \\ 5140 \text{ t} \end{matrix} \right. \end{aligned}$$

各検討断面における軸力を表 6.5 に示す。同表には参考として、引張側剛性 $(EA)_{eq}^T$ または圧縮側剛性 $(EA)_{eq}^C$ のみを用いた線形解析による軸力

$$\begin{aligned} N_r' &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_r}\right)^2} \cdot \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot (EA)_{eq}^T \\ N_c' &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c}\right)^2} \cdot \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot (EA)_{eq}^C \end{aligned}$$

を合わせて示してある。また、軸力分布を図 6.4 に示す。

(6) 覆工各部の応力

最大圧縮力 8,610 t、最大引張力 3,150 t (共に地盤断面番号 78) に対する応力は、式(4.4)により次のようになる。

$$\sigma_c = \frac{8610}{24.13} = 357 \text{ t/m}^2 = 35.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = \frac{3150}{24.13} = 131 \text{ t/m}^2 = 13.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_f = \frac{3150}{62} = 50.8 \text{ t}$$

$$\delta_f = \frac{3150}{62 \times 3.01 \times 10^5} = 1.69 \times 10^{-4} \text{m} = 0.169 \text{mm}$$

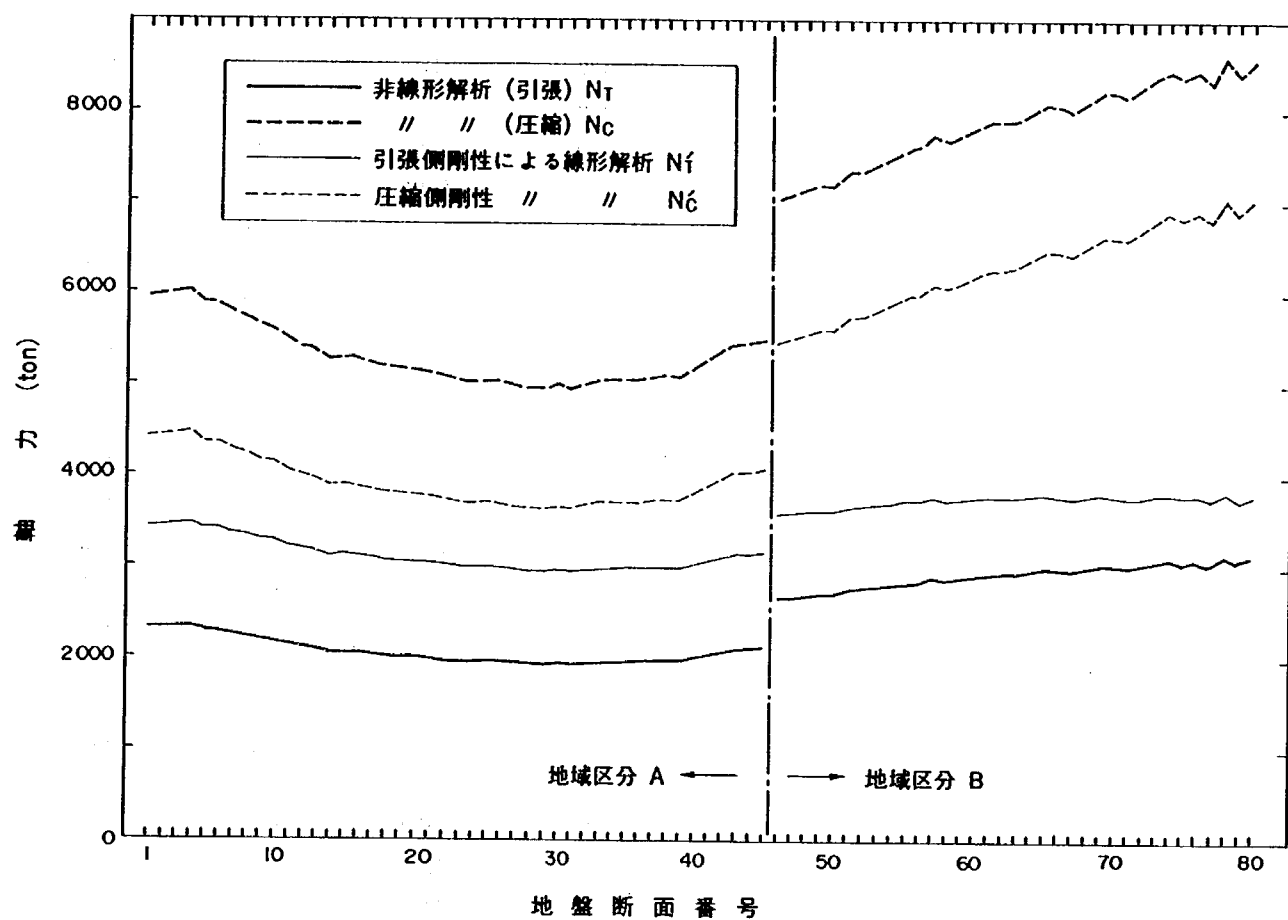


图6.4 軸力分布图

表 6.4 地盤諸元および地盤振動変位

地盤断面 番 号	層 厚 H (m)	固有周期 T (sec)	換算単位重量 γ_{eq} (t/m ³)	せん断波速度 V_{eq} (m/sec)	換算せん断剛性 G_{eq} (t/m ²)	変位振幅 U_0 (cm)	波 長 L (m)
1	66.1	2.19	1.66	121	2460	3.31	374
2	66.2	2.20	1.67	120	2460	3.32	374
3	66.0	2.20	1.67	120	2470	3.32	373
4	66.1	2.20	1.68	120	2480	3.32	374
5	65.7	2.19	1.67	120	2440	3.30	372
6	65.7	2.20	1.67	119	2420	3.32	372
7	65.5	2.20	1.66	119	2390	3.31	371
8	65.3	2.21	1.65	118	2360	3.33	369
9	65.0	2.21	1.65	118	2330	3.32	368
10	65.0	2.21	1.64	117	2310	3.32	368
11	64.5	2.21	1.63	117	2280	3.31	365
12	64.4	2.21	1.63	116	2250	3.31	364
13	64.2	2.21	1.62	116	2240	3.31	363
14	63.9	2.21	1.62	116	2210	3.30	361
15	63.9	2.21	1.62	116	2220	3.30	361
16	63.6	2.20	1.62	116	2220	3.29	360
17	63.4	2.19	1.63	116	2220	3.27	359
18	63.0	2.18	1.63	116	2230	3.25	356
19	63.0	2.17	1.63	116	2240	3.23	356
20	62.7	2.16	1.64	116	2250	3.21	355
21	62.5	2.16	1.64	116	2240	3.21	354
22	62.3	2.15	1.64	116	2250	3.19	352
23	62.0	2.14	1.64	116	2250	3.17	351
24	61.9	2.13	1.65	116	2260	3.15	350
25	61.8	2.13	1.65	116	2270	3.15	350
26	61.6	2.12	1.65	116	2280	3.14	348
27	61.3	2.10	1.66	117	2300	3.10	347
28	61.1	2.10	1.66	116	2290	3.10	346
29	61.2	2.10	1.65	117	2290	3.10	346
30	61.4	2.09	1.64	117	2310	3.09	347
31	61.3	2.08	1.63	118	2310	3.07	347
32	61.5	2.08	1.63	118	2330	3.07	348
33	61.7	2.07	1.62	119	2350	3.06	349
34	61.7	2.06	1.61	120	2360	3.05	349
35	61.8	2.06	1.60	120	2370	3.05	350
36	61.8	2.05	1.60	121	2370	3.03	350
37	61.9	2.04	1.59	122	2400	3.02	350
38	62.0	2.03	1.59	122	2410	3.01	351
39	62.1	2.03	1.58	122	2410	3.01	351
40	62.1	2.00	1.59	124	2500	2.97	351

地盤断面 番 号	層 厚 H (m)	固有周期 T (sec)	換算単位重量 γ_{eq} (t/m ³)	せん断波速度 V_{eq} (m/sec)	換算せん断剛性 G_{eq} (t/m ²)	変位振幅 U_0 (cm)	波 長 L (m)
41	62.2	1.97	1.60	126	2600	2.92	352
42	62.3	1.93	1.60	129	2720	2.86	352
43	62.5	1.93	1.60	129	2740	2.87	354
44	62.5	1.92	1.60	130	2770	2.85	354
45	62.7	1.92	1.60	130	2780	2.85	355
46	63.2	1.43	1.68	177	5360	2.13	358
47	63.2	1.42	1.68	178	5440	2.12	358
48	63.4	1.41	1.68	179	5520	2.11	359
49	63.4	1.39	1.68	182	5680	2.08	359
50	63.5	1.40	1.68	182	5650	2.09	359
51	64.0	1.39	1.68	184	5800	2.08	362
52	64.0	1.39	1.68	184	5820	2.08	362
53	64.3	1.39	1.68	185	5880	2.08	364
54	64.7	1.39	1.68	186	5910	2.09	366
55	64.8	1.39	1.68	187	5980	2.09	367
56	64.8	1.38	1.68	188	6090	2.07	367
57	65.3	1.38	1.69	189	6160	2.08	369
58	65.0	1.36	1.69	191	6290	2.04	368
59	64.9	1.35	1.69	192	6390	2.03	367
60	65.2	1.34	1.70	194	6520	2.02	369
61	65.4	1.34	1.70	196	6620	2.01	370
62	65.3	1.33	1.70	196	6690	2.00	369
63	65.1	1.31	1.70	199	6880	1.97	368
64	65.4	1.31	1.71	200	6970	1.97	370
65	65.7	1.30	1.71	202	7100	1.96	372
66	65.3	1.28	1.71	204	7280	1.93	369
67	65.0	1.27	1.71	205	7380	1.90	368
68	65.3	1.26	1.72	208	7550	1.89	369
69	65.7	1.26	1.72	209	7680	1.89	372
70	65.3	1.23	1.72	213	7960	1.85	369
71	65.1	1.21	1.72	215	8100	1.82	368
72	65.3	1.20	1.72	217	8300	1.81	369
73	65.8	1.21	1.72	218	8370	1.82	372
74	65.9	1.20	1.73	220	8530	1.81	373
75	65.6	1.19	1.73	221	8610	1.79	371
76	65.8	1.18	1.73	223	8770	1.78	372
77	65.2	1.17	1.73	224	8830	1.75	369
78	66.3	1.18	1.73	225	8990	1.78	375
79	65.2	1.14	1.74	228	9200	1.72	369
80	65.8	1.15	1.74	229	9270	1.74	372

(注) $T = \sum 4H_i / V_{si}$, $U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T \cdot K_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$

$\gamma_{eq} = \sum \gamma_i \cdot H_i / H$, $S_v = 80 \text{ cm/sec}$, $K_h = 0.15$, $z = 21 \text{ m}$

$V_{eq} = 4H / T$

$G_{eq} = \gamma_{eq} / g \cdot V_{eq}^2$, $U_0 = U_h / \sqrt{2}$, $L = 4H \cdot \sqrt{2}$

表6.5 耐震計算結果

地盤断面 番 号	$L \cdot \lambda_c$	α	軸力係数		最大軸力		参 考	
			β_r	β_c	N_r (ton)	N_c (ton)	N'_r (ton)	N'_c (ton)
1	1.95	0.0878	0.524	1.349	2320	5960	3440	4420
2	1.95	0.0878	0.524	1.349	2320	5980	3450	4430
3	1.95	0.0877	0.524	1.349	2330	5990	3460	4440
4	1.96	0.0885	0.523	1.348	2340	6020	3470	4470
5	1.93	0.0863	0.525	1.350	2290	5880	3410	4360
6	1.92	0.0857	0.525	1.351	2280	5880	3410	4350
7	1.91	0.0843	0.525	1.351	2250	5780	3360	4280
8	1.88	0.0825	0.527	1.353	2230	5730	3340	4230
9	1.87	0.0811	0.527	1.354	2190	5640	3300	4160
10	1.86	0.0805	0.527	1.355	2180	5600	3280	4130
11	1.83	0.0784	0.529	1.357	2140	5480	3220	4040
12	1.81	0.0770	0.529	1.358	2110	5410	3190	3980
13	1.81	0.0763	0.529	1.358	2090	5370	3170	3960
14	1.78	0.0746	0.531	1.360	2060	5270	3120	3880
15	1.79	0.0749	0.530	1.360	2060	5300	3140	3890
16	1.78	0.0745	0.531	1.360	2060	5270	3120	3870
17	1.78	0.0741	0.531	1.360	2040	5220	3100	3840
18	1.77	0.0733	0.531	1.361	2020	5180	3080	3810
19	1.77	0.0736	0.531	1.361	2020	5170	3070	3800
20	1.77	0.0735	0.531	1.361	2010	5140	3060	3780
21	1.76	0.0728	0.531	1.362	1990	5120	3040	3760
22	1.76	0.0724	0.531	1.362	1980	5080	3020	3730
23	1.75	0.0720	0.532	1.362	1970	5040	3000	3700
24	1.75	0.0719	0.532	1.362	1960	5010	2990	3680
25	1.75	0.0722	0.532	1.362	1970	5030	3000	3700
26	1.75	0.0717	0.532	1.362	1960	5010	2990	3680
27	1.75	0.0719	0.532	1.362	1940	4980	2970	3650
28	1.74	0.0713	0.532	1.363	1930	4950	2950	3630
29	1.74	0.0713	0.532	1.363	1930	4950	2950	3630
30	1.75	0.0722	0.532	1.362	1950	4980	2970	3660
31	1.75	0.0722	0.532	1.362	1930	4950	2950	3630
32	1.77	0.0732	0.531	1.361	1950	5000	2970	3670
33	1.78	0.0742	0.531	1.360	1960	5030	2980	3700
34	1.78	0.0745	0.531	1.360	1960	5030	2980	3700
35	1.79	0.0752	0.530	1.360	1970	5060	3000	3720
36	1.79	0.0752	0.530	1.360	1960	5030	2980	3700
37	1.80	0.0760	0.530	1.359	1980	5070	3000	3730
38	1.81	0.0767	0.529	1.358	1980	5080	3000	3740
39	1.81	0.0767	0.529	1.358	1980	5080	3000	3740
40	1.84	0.0794	0.528	1.356	2020	5180	3040	3820

地盤断面 番 号	$L \cdot \lambda_c$	α	軸 力 係 数		最 大 軸 力		参 考	
			β_r	β_c	N_r (ton)	N_c (ton)	N'_r (ton)	N'_c (ton)
41	1.89	0.0827	0.526	1.353	2050	5280	3080	3900
42	1.93	0.0862	0.525	1.350	2090	5380	3120	3980
43	1.95	0.0877	0.524	1.349	2120	5450	3150	4040
44	1.96	0.0886	0.523	1.348	2120	5460	3150	4050
45	1.97	0.0893	0.523	1.347	2130	5490	3160	4080
46	2.76	0.1613	0.489	1.289	2670	7030	3590	5460
47	2.78	0.1633	0.488	1.288	2680	7080	3600	5500
48	2.80	0.1661	0.487	1.286	2700	7140	3610	5550
49	2.84	0.1701	0.486	1.283	2720	7190	3620	5600
50	2.84	0.1693	0.486	1.283	2720	7190	3620	5600
51	2.90	0.1754	0.483	1.279	2770	7330	3660	5730
52	2.90	0.1759	0.483	1.279	2780	7350	3670	5750
53	2.93	0.1790	0.482	1.277	2800	7430	3690	5820
54	2.96	0.1814	0.480	1.274	2830	7500	3710	5890
55	2.98	0.1840	0.479	1.273	2850	7580	3740	5960
56	3.01	0.1867	0.478	1.271	2860	7610	3740	5990
57	3.04	0.1901	0.477	1.269	2910	7730	3780	6090
58	3.07	0.1925	0.475	1.266	2880	7680	3740	6070
59	3.08	0.1941	0.475	1.266	2900	7730	3750	6110
60	3.13	0.1990	0.473	1.262	2930	7820	3770	6200
61	3.16	0.2023	0.472	1.260	2950	7880	3780	6250
62	3.17	0.2032	0.471	1.259	2950	7880	3780	6260
63	3.21	0.2068	0.469	1.256	2950	7910	3780	6300
64	3.25	0.2108	0.468	1.253	2990	8000	3800	6380
65	3.29	0.2157	0.466	1.251	3010	8080	3810	6460
66	3.31	0.2172	0.465	1.249	3000	8070	3800	6460
67	3.32	0.2186	0.465	1.248	2980	8010	3760	6420
68	3.37	0.2234	0.462	1.245	3010	8100	3780	6510
69	3.43	0.2293	0.460	1.241	3050	8220	3810	6620
70	3.46	0.2328	0.459	1.239	3050	8220	3790	6640
71	3.48	0.2349	0.458	1.237	3030	8170	3760	6610
72	3.53	0.2403	0.456	1.234	3060	8270	3770	6700
73	3.58	0.2448	0.453	1.231	3090	8380	3800	6810
74	3.62	0.2493	0.452	1.228	3110	8450	3810	6880
75	3.62	0.2491	0.452	1.228	3090	8390	3790	6830
76	3.66	0.2536	0.450	1.225	3100	8450	3790	6900
77	3.64	0.2518	0.451	1.227	3060	8330	3750	6790
78	3.74	0.2614	0.447	1.220	3150	8610	3830	7050
79	3.72	0.2596	0.448	1.221	3080	8400	3740	6880
80	3.76	0.2642	0.446	1.219	3130	8570	3790	7030

(注) $(EA)_{eq} = 9.05 \times 10^7$ ton

$(EA)_{eq} = 2.14 \times 10^7$ ton

参考欄の N'_r , N'_c は, それぞれ $(EA)_{eq}$, $(EA)_{eq}$ のみを用いた線形解析値

7. 結論および今後の検討課題

7-1 本検討の結論

現在のところ、シールドトンネルの耐震性、特にトンネル長手方向の耐震性についての合理的で実用性のある評価手法が確立されていないことから、本検討では、シールドトンネルの覆工構造の特殊性を考慮した力学モデルを考案し、これに一般の線状地中構造物の耐震解析に用いられている応答変位法を適用して、シールドトンネルの地震時の軸力について検討した。本検討の結論は以下のとおりである。

- (1) シールドトンネル覆工の剛性は、リング継手の存在により、セグメント単体の剛性に比較して軸引張剛性および曲げ剛性が小さくなる。その低減率はリング継手剛性のセグメント剛性に対する比によって決まり、この比が小さいほど低減率が大きくなる。
- (2) 上記の理由により、シールドトンネルの軸剛性は引張と圧縮とで異なり、トンネルの軸方向挙動は非線形となる。
- (3) シールドトンネルの耐震解析上の力学モデルとして、セグメントリングおよびリング継手を個々の部材としてモデル化する骨組モデルと、本来不均一な覆工剛性をこれと等価な剛性となるように平滑化した等価剛性梁モデルとが考えられる。前者はリング継手近傍の断面力の低減の様子など、比較的詳細な解析が可能であるが、計算上の要素数が多くなるなどの点で実用性に欠ける。一方、後者は、解析によって得られるトンネルのひずみ量が実際のセグメントひずみと対応しないなどの欠点はあるものの、通常のトンネル諸元に対しては得られる軸力の大きさが骨組モデルと大差ないこと、代数学的取扱いが容易であること、トンネル延長が長い場合にも適用できることなど、多くの点で有用である。
- (4) 等価剛性梁モデルによる応答変位法解析によると、シールドトンネルに生ずる軸力は、軸剛性の非線形性により、圧縮力と引張力とが等しくならず、前者の方が大きい。両者の比は引張剛性と圧縮剛性の比および特性値 $L \cdot \lambda_c$ によって決まる。
- (5) 引張・圧縮剛性の違いを考慮した解析による軸力のうち、引張力は引張剛性のみを用いた線形解析による軸力よりも小さく算定され、圧縮力は圧縮剛性のみを用いた線形解析による軸力よりも大きく算定される。
- (6) シールドトンネルの耐震計算法としては、一般の線状地中構造物に適用されている応答変位法による計算法において、軸力については覆工剛性の非線形性の影響を考慮した軸力係数を導入することで、曲げモーメントについては曲げ剛性として等価曲げ剛性を用いることで、これを準用することができる。軸力係数は、引張剛性と圧縮剛性の比および特性値 $L \cdot \lambda_c$ によって決まる。
- (7) 伸縮継手を設けることによる軸力の低減効果は、圧縮力に対しては大きい、引張力に対してはこれに比較して小さい。伸縮継手の設置間隔が比較的長い場合には、伸縮継手の設置によって、かえって引張力が増加することもある。ただし、一般には伸縮継手の設置間隔が短いほど軸力の低減効果は大きくなる。
- (8) 伸縮継手の設置による軸力の低減率または増加率は、軸力の補正係数の形で表わすことができる。この

係数は、引張剛性と圧縮剛性の比、特性値 $L \cdot \lambda_c$ 、および継手設置間隔と地盤振動変位の波長の比、の3つによって決まる。

- (9) 伸縮継手の最大縮み量と最大伸び量とでは、最大縮み量の方が大きい。ただし、特性値 $L \cdot \lambda_c$ の値が2程度以下の場合には、両者の差は小さい。また、この場合、引張剛性と圧縮剛性の違いによる影響は小さい。

7-2 今後の検討課題

シールドトンネルの耐震性について調査する上で、今後検討を要すると考えられる課題を以下に挙げる。

(1) 覆工剛性の実証的検討

第4章において述べたように、シールドトンネルの覆工はセグメント、継手、2次覆工など多くの部材で構成されており、トンネルの挙動を検討するに際しては、この覆工構造の剛性を評価する必要がある。本検討では、いくつかの仮定を設けて覆工の剛性を等価剛性として評価したが、特にリング継手の剛性および2次覆工のある場合の剛性については不明な点が多い。これらの点に関しては、今後、実物部材の載荷試験等を実施してその挙動を把握するとともに、剛性評価のための実用的な手法を確立してゆく必要がある。

(2) 動的応答解析手法の開発

本検討では地盤振動変位を正弦波状とした場合の応答について論じたが、地山の地形や地層がトンネル長手方向に変化するような実際的な場合に対しては、地盤の応答変位を算出するために動的応答解析を行う必要が生じる。この場合、地盤の応答解析に関しては既往の動的解析手法が適用できると考えられるが、トンネルの応答解析に関しては、覆工剛性の非線形性を考慮した新たな解析手法を開発する必要があるだろう。

(3) 上載物・隣接構造物等の影響

都市トンネルの代表的施工法としての特色から、シールドトンネルの路線上に上載物がある場合や、既設構造物の基礎に隣接して路線が設定される場合が少なくない。このような場合、トンネルと隣接構造物との相互作用の影響が問題となると考えられる。また、発進・到達立坑との取付け部の挙動についても今後の検討課題の1つとして挙げられる。

(4) 実トンネルの地震時挙動の把握

シールドトンネルの合理的な耐震設計法を確立するためには、トンネルの地震時挙動を把握することが必要条件であり、このためには、実トンネルにおける地震時挙動観測が有効と考えられる。

参 考 文 献

A 設計指針等

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド編）・同解説，昭和52年
- 2) 土木学会・日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント，昭和57年
- 3) 日本下水道協会：下水道シールド工法の指針と解説，昭和45年
- 4) 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，昭和56年
- 5) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，昭和54年
- 6) 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)，昭和54年
- 7) 建設省土木研究所：新耐震設計法(案)，土木研究所資料第1185号，昭和52年
- 8) 国土開発技術研究センター：地下埋設管路耐震継手の技術基準(案)，昭和52年

B シールドトンネルにおける地震観測

- 9) 田村重四郎，岡本舜三，加藤勝行：トンネルの地震観測，第5回日本地震工学シンポジウム，pp. 953～960，1978年
- 10) 加藤勝行，田村重四郎：トンネルの地震観測，土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 298～299，昭和53年
- 11) 田村重四郎，加藤勝行：地震時における地盤とトンネルの挙動について，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 356～357，昭和54年
- 12) 田村重四郎，加藤勝行，酒井清武：地震時におけるトンネル壁の歪の経時的变化について，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 590～591，昭和55年
- 13) 田村重四郎，加藤勝行，酒井清武：地震時に於けるトンネルの変形について，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 485～486，昭和56年
- 14) 藤橋一彦，中野雅弘，沢橋剛志：とう道の地震時挙動観測について，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 631～632，昭和59年
- 15) 田村重四郎，前田弘，田部井雅弘，鈴木猛康：トンネル内の地震記録から求めたひずみの伝播特性の一例，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 407～408，昭和60年

C シールドトンネルの長手方向の剛性に関するもの

- 16) 村上博智，小泉淳：シールド工事用セグメントのセグメント継手の挙動について，土木学会論文報告集，第296号，pp. 73～86，昭和55年4月
- 17) 西野健三，近藤寛通，吉田和夫：RCセグメント継手部の構造モデル化に関する試験とその考察，構造工学論文集，Vol. 31 A，pp. 409～420，昭和60年3月
- 18) 西野健三，加藤教吉：RCセグメントの推力伝播計測とその考察，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集第3部，pp. 327～328，昭和60年9月
- 19) 鳥取孝雄：シールドトンネルの軸方向変形に関する実験，土木学会第27回年次学術講演会講演概要集第3部，pp. 457～458，昭和47年
- 20) 小泉淳，小柳隆司，村上博智：シールドトンネル長手方向の変形挙動について，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第3部，pp. 523～524，昭和54年

D シールドトンネルの耐震解析に関するもの

- 21) 藍田正和, 西野健三, 田中弘: セグメント継手部の剛性を考慮した耐震設計について, 第 19 回土質工学研究発表会, pp. 1409~1410, 昭和 59 年 6 月
- 22) 藍田正和, 西野健三: 入力波動の違いによるシールドトンネルの耐震性に関する一考察, 土木学会第 39 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 635~636, 昭和 59 年
- 23) 藍田正和, 西野健三: シールドトンネルのセグメント継手部剛性を考察した耐震解析, 中部電力研究資料, 第 73 号, pp. 1~21, 1984 年 9 月

E その他

・模型振動実験関係

- 24) 田村重四郎, 山口良雄, 河田博之: シールドトンネル模型の振動実験, 土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 270~271, 昭和 51 年
- 25) 田村重四郎, 山口良雄, 河田博之: シールドトンネル模型の振動実験(2), 土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 410~411, 昭和 52 年

・耐震解析関係

- 26) 小野紘一, 嶋村貞夫: 有限要素法を利用したシールドトンネルの耐震設計, 土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 272~273, 昭和 51 年

・セグメント継手関係

- 27) 岡村光政, 小泉淳, 村上博智: セグメントの継手の挙動について, 土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 358~359, 昭和 51 年
- 28) 大塚一雄, 小泉淳, 村上博智: セグメント継手の挙動について, 土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 424~425, 昭和 52 年

・トンネル断面の力学モデル関係

- 29) 村上博智, 会田暁生, 小泉淳: セグメントリングの耐荷機構について, 土木学会第 30 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 169~170, 昭和 50 年
- 30) 小泉淳, 村上博智: セグメントリングの耐荷機構について, 土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 360~361, 昭和 51 年
- 31) 小泉淳, 井上肇, 村上博智: 可縮性継手をもつトンネル覆工の基礎的性状, 土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 432~433, 昭和 52 年

・二次覆工を考慮したトンネル断面のモデル関係

- 32) 小泉淳, 村上博智, 高橋聡: 二次覆工で補強されたシールドトンネルの挙動について, 土木学会第 37 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 395~396, 昭和 57 年
- 33) 武藤義彦, 小泉淳, 村上博智: 二次覆工で補強されたシールドトンネルの挙動について, 土木学会第 38 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 169~170, 昭和 58 年
- 34) 小泉淳, 村上博智: 二次覆工で補強されたシールドトンネルの挙動について, 土木学会第 39 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 623~624, 昭和 59 年

- 35) 渡辺浩, 小山幸則, 藤森伸一: 円環二層構造の力学的挙動に関する実験その1—東北新幹線上野トンネル—(試験結果), 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 399~400, 昭和57年
- 36) 藤森伸一, 半谷哲夫, 小山幸則: 円環二層構造の力学的挙動に関する実験その2—東北新幹線上野トンネル—(モデル解析), 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 401~402, 昭和57年
- 37) 半谷哲夫, 小山幸則, 土井博己: セグメントと二次覆工からなるトンネル覆工の力学的挙動に関する実験その1 (試験結果), 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 171~172, 昭和58年
- 38) 半谷哲夫, 小山幸則, 藤森伸一: セグメントと二次覆工からなるトンネル覆工の力学的挙動に関する実験その2 (モデル解析), 土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 173~174, 昭和58年
- 39) 半谷哲夫, 飯田廣臣, 藤森伸一: セグメントと二次覆工の接合面に設ける凹凸の破壊強度について, 土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 605~606, 昭和59年

・ボルトの力学特性関係

- 40) 藤本盛久, 橋本篤秀: 高力ボルト引張接合に関する研究 第1部 板のバネ常数設定の為の軸対称三次元弾性理論解析(その1), 日本建築学会論文報告集, 第164号, pp. 27~33, 昭和44年10月
(その2), 日本建築学会論文報告集, 第165号, pp. 67~76, 昭和44年11月
- 41) 藤本盛久, 橋本篤秀: 高力ボルト引張接合に関する研究 第2部 Split-Tee型引張り接合の解析(その1), 日本建築学会論文報告集, 第190号, pp. 59~67, 昭和46年12月
(その2), 日本建築学会論文報告集第191号, pp. 7~18, 昭和47年1月
- 42) 日本鋼構造協会・接合小委員会・引張ボルト接合班: 高力ボルト引張接合について, JSSC, Vol. 3, No. 24, 1967年
- 43) 日本工業規格: 六角ボルト (JIS B 1180), 六角ナット (JIS B 1181), 平座金 (JIS B 1256), 摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット (JIS B 1186)

・施 工 例 等

- 44) 佐々木道雄, 古林徹: 最近のシールド, トンネルと地下, 第11巻5号, pp. 33~41, 1980年5月
- 45) 井上英雄: シールド工事をみる, 月刊下水道, Vol. 8, No. 4, pp. 39~43, 1985年4月
- 46) 河田博之, 池田重喜: ϕ 12.66 m の超大型シールドトンネル(1), トンネルと地下, 第11巻10号, pp. 7~14, 1980年10月
- 47) 河田博之, 池田重喜: ϕ 12.66 m の超大型シールドトンネル(2), トンネルと地下, 第11巻11号, pp. 30~40, 1980年11月
- 48) 小山幸則, 加藤政喜: 大断面シールドの施工——東北新幹線第2上野トンネル, トンネルと地下, 第14巻1号, pp. 17~25, 1983年1月
- 49) 松枝一夫, 佐々木銀次郎: 都心部における10 m のシールド——地下鉄有楽町線新富1工区, トンネルと地下, 第11巻12号, pp. 33~42, 1980年12月

シールドトンネルの耐震性に
関する研究

—(その1)シールドセグメントの等価剛性の評価
および応答変位法の適用—

I S S N 0386—5878
土木研究所資料第2262号
昭和60年10月(1985)

川島 一彦, 大日方尚巳
志波由紀夫, 加納 尚史

要 旨 本資料は、シールドトンネルの長手方向の耐震性を評価するための実用的な解析手法を開発することを目的とし、セグメントとリング継手とで構成される覆工をこれと等価な長手方向剛性を有する梁に置換した力学モデルを考え、このモデルに応答変位法を適用して、その応答特性について検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：シールドトンネル、耐震設計、地中構造物、地震応答解析、応答変位法



郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2262号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

