永久保存

ISSN 03866 - 5878
土木研究所資料 第3535号

土木研究所資料

地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発

—平成８年度研究成果報告書—

平成10年１月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (1998) 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，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3535号1998年1月

地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発

—平成8年度研究成果報告書—

建設省土木研究所
10. 3. 9
図書館

土木研究所耐震技術研究センター
耐震研究室　室　　長　運上　茂樹
研　究　員　星隈　順一
研　究　員　長屋　和宏
交流研究員　村井　和彦*

要　旨

本資料は、建設省土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間17社との共同研究として平成7年度から9年度にかけて実施している「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する研究」について、平成8年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。本研究では、地盤と地下構造物との間にせん断弾性係数の小さい免震層を介在させ、地盤変位を吸収することにより、大きな地盤変位が地下構造物本体に伝わることなく、地震時増分断面力を低減させる技術の開発を目的としており、本資料では、①免震材の開発、②免震シールドトンネルの開発、③免震シールドトンネル掘削技術の開発、④免震開削トンネルの開発、⑤免震メカニズムの解明、⑥免震設計法の開発について検討した結果を示している。

**キーワード：地下構造物の免震化、シールドトンネル、開削トンネル、免震解析
せん断弾性係数比、免震材料**

＊交流研究員在職期間（平成8年4月～10年3月まで）

目　　次

まえがき …… 1

第1章　はじめに …… 3

第2章　免震材料の開発 …… 9
2.1　概　要 …… 11
2.2　免震材の諸特性 …… 12
2.2.1　アスファルト系免震材の開発 …… 12
2.2.2　ウレタン系免震材の開発 …… 22
2.2.3　シリコーン系免震材の開発 …… 28
2.2.4　液状ゴム系免震材の開発 …… 34
2.2.5　固形ゴム系免震材の開発 …… 41
2.3　繰り返し中空ねじりせん断試験 …… 49
2.4　まとめと今後の課題 …… 60

第3章　アスファルト系材料を用いた免震シールドトンネルの開発 …… 63
3.1　概　要 …… 65
3.2　施工方法に関する検討 …… 66
3.2.1　注入システムの開発 …… 66
3.2.2　現場注入実験 …… 69
3.3　免震材の減衰定数の解析的検討 …… 72
3.4　常時の安定性に関する検討 …… 75
3.5　まとめと今後の課題 …… 80

第4章　ウレタン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発 …… 81
4.1　概　要 …… 83
4.2　免震材の改良 …… 84
4.3　施工法に関する検討 …… 87
4.3.1　注入装置性能確認実験 …… 87
4.3.2　模擬地盤を用いた充填実験 …… 98
4.4　まとめと今後の課題 …… 101

第５章　シリコーン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発 …… 103
5.1　概　要 …… 105
5.2　現場注入実験 …… 106
5.3　免震材料の改良 …… 111
5.4　注入装置の試作と屋外注入実験による施工性の検証 …… 116
5.5　まとめと今後の課題 …… 121

第６章　免震シールドトンネル掘削技術の開発 …… 123
6.1　概　要 …… 125
6.2　通常掘進機を免震シールド掘進機に適用した場合の試設計 …… 126
6.3　拡幅機構を装備する免震シールド掘進機の試設計 …… 132
6.4　まとめと今後の課題 …… 140

第７章　ゴム系材料を用いた免震開削トンネルの開発 …… 141
7.1　概　要 …… 143
7.2　施工手順と課題の抽出 …… 144
7.3　液状ゴムを用いた免震開削トンネルの施工方法 …… 146
7.3.1　免震層の施工方法の開発 …… 146
7.3.2　施工上の留意事項 …… 154
7.4　固形ゴムを用いた免震開削トンネルの施工方法 …… 161
7.4.1　免震層の施工方法の開発 …… 161
7.4.2　施工上の留意事項 …… 168
7.5　地表面上載荷重に対する免震開削トンネルの安定性に関する検討 …… 174
7.6　鉛直応答加速度の分析 …… 181
7.7　まとめと今後の課題 …… 189

第８章　免震メカニズムの解明 …… 191
8.1　概　要 …… 193
8.2　静的ＦＥＭ解析による横断方向に対する免震メカニズムの検討 …… 194
8.3　動的ＦＥＭ解析による矩形断面横断方向に対する免震メカニズムの検討 …… 205
8.3.1　模型振動実験モデルに対する動的ＦＥＭ解析 …… 205
8.3.2　実大規模トンネルに対する動的ＦＥＭ解析 …… 241
8.4　動的ＦＥＭ解析による円形断面横断方向に対する免震メカニズムの検討 …… 249
8.5　３次元動的有限要素解析による免震メカニズムの検証 …… 258
8.5.1　概　要 …… 258

8.5.2　解析条件および解析方法 …… 259
8.5.3　3次元有限要素解析モデル …… 260
8.5.4　軸方向加振解析結果 …… 264
8.5.5　軸直角方向加振解析結果 …… 266
8.5.6　まとめ …… 277
8.6　まとめと今後の課題 …… 279

第9章　免震設計法の開発 …… 281
9.1　概　要 …… 283
9.2　常時の設計法 …… 286
9.3　縦断方向の計算モデル …… 296
9.3.1　はりバネモデルに用いる相互作用バネの評価法 …… 296
9.3.2　軸対称ＦＥＭモデル …… 302
9.3.2.1　開発の目的と背景 …… 302
9.3.2.2　軸対象モデルの概念 …… 302
9.3.2.3　モデルの構築と地震荷重設定法 …… 303
9.3.2.4　地震荷重設定法の妥当性の検証 …… 307
9.3.2.5　まとめ …… 309
9.3.3　3次元ＦＥＭ簡易モデル …… 311
9.4　開削トンネル横断方向に対する免震材の配置方法 …… 321
9.5　軸対称モデルを用いた免震シールドトンネルの
軸方向挙動に関するパラメトリックスタディー …… 326
9.5.1　解析の目的 …… 326
9.5.2　解析条件と解析ケース …… 326
9.5.3　解析結果 …… 329
9.5.4　まとめ …… 334
9.6　3次元静的ＦＥＭ解析に基づいた
シールドトンネル縦断方向に対する免震材配置方法の検討 …… 336
9.7　3次元ＦＥＭモデルを用いた開削トンネル縦断方向に対する免震材配置の検討 …… 353
9.8　まとめと今後の課題 …… 369

第10章　まとめと今後の方針 …… 371

付　録 …… 375
全体会議議事録 …… 377

まえがき

地震時における地下構造物の振動は橋梁のような地上構造物の振動よりも小さく、仮に振動したとしても地盤への逸散減衰が大きいために、一般に地下構造物は耐震性に優れていると言われてきた。その一方で、都市地域においては地下空間の高度利用化が進むとともに、構造線形の制約も厳しいことから、軟弱な地盤中や地盤条件が急変する地点のように、耐震設計上悪条件な箇所にも地下構造物が建設されている他、大断面なシールドトンネル、断面幅が広かったりあるいは2層構造となったボックストンネルのように耐震性の照査が必要な構造形態も次々と出現してきている。

一般に、地下構造物は地震時に生じる地盤変形に追随して動く特徴があり、断面の剛性を高めれば高めるほど、地震時の増分断面力は大きくなってしまう。したがって、耐震計算で構造物の抵抗力が不足した場合には、構造断面の補強等といった従来の耐震設計思想が必ずしも有利とは言えない場合もある。こうした場合、地下構造物に伝達される地盤変形を低減させる手法（以下「地下構造物の免震」と呼ぶ）が有効と考えられる。地下構造物の免震技術としては、地震時の地盤の変形が地下構造物に伝わりにくくする方法と、地下構造物のみかけの剛性を小さくして地震時の地盤の変形に追随しやすくする方法の2通りが考えられる。これまでに、実際の沈埋トンネル、共同溝、シールドトンネルに実用化されている免震技術のほとんどは、地下構造物本体に剛性の小さい装置を取り付けることにより、構造物のみかけの剛性を小さくし、地震時の地盤の変形に追随しやすくしたものである。可撓性継手やリング継手の剛性を低減させる手法は、地震の影響を低減させる構造の一例と言える。しかしながら、みかけの剛性を小さくする免震手法では、地震時に地下構造物本体に生じる変形量が大きくなるために、地下構造物の用途や震後に求められる機能性によっては、このような過度な変位量が耐震性能として問題となるような場合も考えられる。また、可撓性継手等は縦断方向のみに対する免震装置であり、横断面方向には免震効果が発揮できない。その一方で、地震時の地盤の変形が地下構造物に伝わりにくくする免震技術では、地盤と地下構造物本体の間に介在する免震層が地盤変位を吸収するために、過度な変位を地下構造物本体に生じさせることなく、縦断方向と横断面方向ともに免震化を図ることができるものと考えられる。

こうした背景から、本研究では、地下構造物の免震工法として免震材を用いて周辺地盤の変形を伝達しにくくする技術の開発を図ることを目標とするものである。本免震工法の技術開発には、免震材料、免震トンネルの施工技術や免震設計法等、地下構造物の免震に固有な技術開発が必要であるため、建設省土木研究所では、平成7年度より3カ年間の計画で、(財)土木研究センターならびに民間17社との共同研究に着手している。本共同研究では、免震材の種類に応じて研究グループを組織しているが、材料評価や施工法、設計法に関しては、各研究グループ間で互いに緊密な連携を取りながら研究を実施している。

本資料は、本共同研究の2年目に当たる平成8年度に実施した研究の成果を土木研究所資料としてとりまとめたものである。

第1章　はじめに

第1章　はじめに

構造物の免震化に関しては、これまでに建築物や道路橋を対象として研究開発が行われている。道路橋の免震では、免震支承の採用により、構造物の長周期化を図るとともに、高減衰化を図り、地震時に橋脚や基礎に作用する慣性力を低減させる機構である。道路橋の免震装置や免震設計法については、既に「道路橋の免震設計マニュアル(案)（平成4年3月）」としてまとめられ、免震橋梁の建設に貢献しているところである。

その一方で、地下構造物は、橋梁のような地上構造物の振動よりも小さく、仮に振動したとしても地盤への逸散減衰が大きいために、一般に地下構造物は耐震性に優れていると言われてきた。しかしながら、都市地域においては地下空間の高度利用化が進むとともに、構造線形の制約も厳しいことから、軟弱な地盤中や地盤条件が急変する地点のように、耐震設計上悪条件な箇所にも地下構造物が建設されている他、大断面なシールドトンネル、断面幅が広かったりあるいは2層構造となったボックストンネルのように耐震性の照査が必要な構造形態も次々と出現してきている。このため、近年では応答変位法により地下構造物の耐震設計を行うことが多くなってきている。

こうした中、平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、地下鉄構造をはじめとした地下構造物にもこれまでにないような大きな被害が生じた。特に神戸高速鉄道大開駅では、中柱の破壊に伴って上床版が崩落し、駅上部の国道が大きく陥没するという被害が生じた。このような被害を教訓として、地下構造物に対する耐震設計法の見直しが緊急の課題ともなっている。

本研究で対象とする免震技術は、断面寸法や鉄筋量を増して断面抵抗力を増大させる従来の耐震設計とは異なり、地下構造物の周囲に周辺地盤の弾性係数よりも相対的に小さい免震材を介在させ、地震時に地盤に生じる相対変位をこの免震材で吸収して地下構造物に伝達される地震力を低減させる技術である。このような免震技術の実現のためには、新規に適切な免震材の開発が必要であるとともに、その施工技術ならびに設計技術の開発も必須となる。

共同研究初年度に当たる平成7年度には、地下構造物に適用可能な免震材の一次開発目標を設定を行い、免震材として要求される基本的な材料特性を明らかにするとともに、本免震工法の施工法についても、その基本的コンセプトを考案した。本年度は、本共同研究の2年目に当り、①免震材の開発、②免震シールドトンネルの開発、③免震シールドトンネル掘削技術の開発、④免震開削トンネルの開発、⑤免震メカニズムの解明、⑥免震設計法の開発について研究課題を設定し、それぞれにグループを構成して研究を進めた。そして、平成7年度における諸検討結果を踏まえ、免震材ならびに免震トンネルの施工法については、具体的な技術開発を行うとともに、免震トンネルの免震メカニズムを明らかにし、合理的かつ実用的な免震設計法を構築することを目的とする。

本共同研究では、シールド工法ならびに開削工法で施工される地下構造物を対象として、図-1.1に示される研究項目について検討を行った。研究体制と研究担当機関は、それぞれ図-1.2及び表-1.1に示すとおりである。

免震材の開発

- アスファルト系免震材の開発
- ウレタン系免震材の開発
- シリコーン系免震材の開発
- ゴム系免震材の開発（液状ゴム、固形ゴム）

免震シールドトンネルの施工法の開発

- アスファルト系免震材の施工法の開発
- ウレタン系免震材の施工法の開発
- シリコーン系免震材の施工法の開発
- 免震シールドトンネル掘削技術の開発

免震開削トンネルの施工法の開発

- ゴム系免震材の施工法の開発

免震メカニズムの検討

- 2次元静的及び動的有限要素法による横断方向に対する免震メカニズムの検討
- 3次元動的有限要素解析によるトンネル縦横断方向の免震メカニズムの検証

免震設計法の開発

- 縦断方向に対する免震トンネルの解析手法の検討
- 横断方向に対する免震トンネルの解析手法の検討
- 免震材の配置手法に関する検討
- 常時の安定性に関する検討

図-1.1　研究グループと研究項目

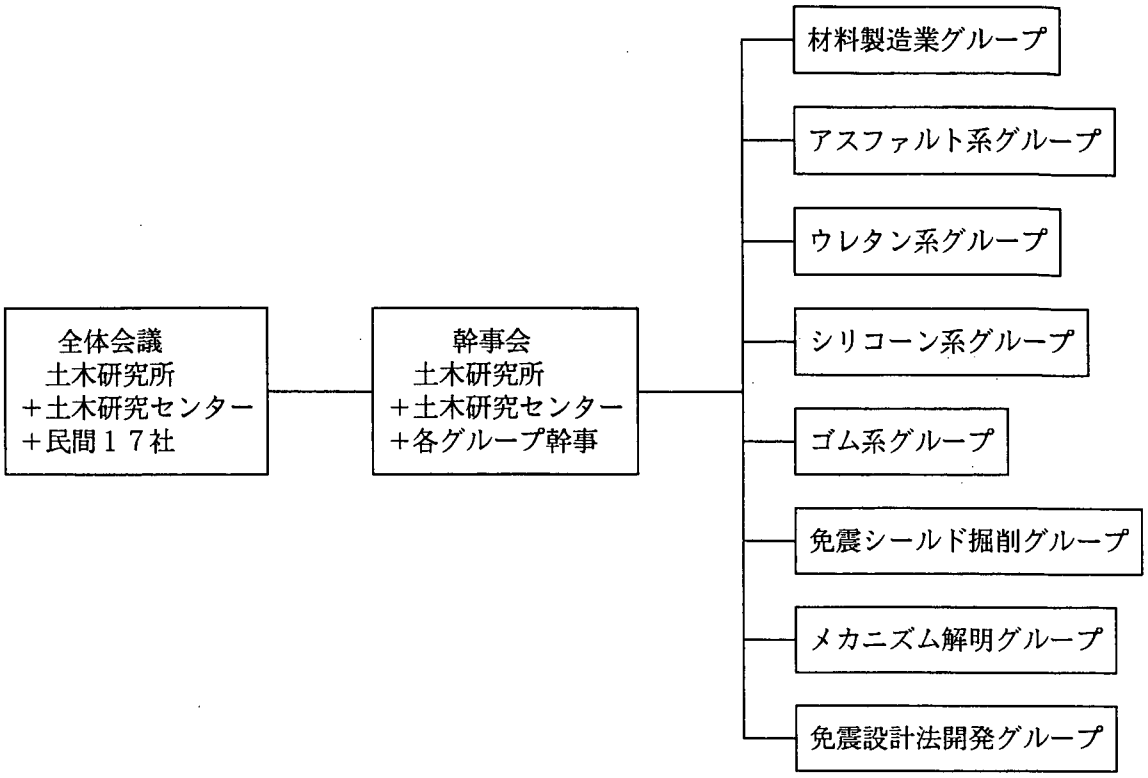

全体会議
土木研究所
＋土木研究センター
＋民間１７社
幹事会
土木研究所
＋土木研究センター
＋各グループ幹事
材料製造業グループ
アスファルト系グループ
ウレタン系グループ
シリコーン系グループ
ゴム系グループ
免震シールド掘削グループ
メカニズム解明グループ
免震設計法開発グループ

図-1.2　研究実施体制

表-1.1　研究実施体制

	材料製造業グループ	アスファルト系グループ	ウレタン系グループ	シリコーン系グループ	ゴム系グループ	免震シルド掘削グループ	免震メカニズム解明グループ	免震設計法開発グループ
建設省土木研究所	○	○	○	○	○	○	◎	○
(財)土木研究センター	○	○	○	○	○	○	○	○
㈱奥村組		◎				○	○	
飛島建設㈱			◎			○	○	
㈱熊谷組				◎		○	○	
前田建設工業㈱					○		○	
㈱鴻池組					○		○	
佐藤工業㈱					◎		○	
川崎重工業㈱						◎		
㈱小松製作所						○		
東亜道路工業㈱	○	○						
旭電化工業㈱	○		○					
信越化学工業㈱	◎			○				
住友ゴム工業㈱	○				○			
東海ゴム工業㈱	○				○			
日本工営㈱	○	○					○	○
日本ｼﾋﾞｯｸｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ㈱			○				○	○
日本技術開発㈱				○			○	○
㈱ｵﾘｴﾝﾀﾙｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ					○		○	◎

幹事長会社：㈱熊谷組

◎：グループ幹事会社

第2章　免震材料の開発

第２章　免震材料の開発

２．１ 概 要

平成７年度は、シールドトンネルおよび開削トンネルに用いる免震材料として、アスファルト系材料、ウレタン系材料、シリコーン系材料、液状ゴム系材料、固形ゴム系材料を選定し、これら材料の基本物性を把握するための各種試験を行い、これら材料が免震材に求められる一次開発目標値（地盤に対する材料のせん断弾性係数比Gm/Gg 0.01以下）を満足できる特性を有していることを確認した。

ここで、平成７年度の各種免震材の主な検討成果を以下にまとめる。

1)　アスファルト系材料

・アスファルト系免震材に低剛性化、低比重化を図るための各種添加材（増量材、軽量材等）をパラメトリックに配合させ、予察観察、コーン貫入試験、一軸圧縮試験、透水試験を実施した。

・軽量材の添加量およびセメント量を変化させることにより、一次開発目標値を満足する免震材の開発が可能であることを確認した。

2)　ウレタン系材料

・二液混合注入可能な数種のウレタン系材料（ウレタンエラストマー）を選定し、弾性係数、変形時のひずみに対する線形性、弾性係数の振動数依存性を試験により調査した。

・せん断弾性係数は最小1.7kgf/cm^{2}で一次目標値を満足する免震材の開発が可能であることを確認した。

3)　シリコーン系材料

・基本物性として、長期耐久性は天然ゴムを上回ること、主材と硬化材の配合により硬化速度をコントロールできること、水中において不分離性を有し空気中と同様に硬化すること、等を確認した。

・実施工への適用性を検討するために、注入装置を試作し、吐出量確認実験および硬化確認実験を行った。

4)　液状ゴム系材料

・基本特性として、主材、硬化材の量および種類を調整することにより剛性をコントロールすることが可能であることを確認した。

・せん断弾性係数比Gm/Gg が0.01程度となる材料の開発は可能であることを確認した。

5)　固形ゴム系材料

・固形ゴムの基本構成はゴムチップスラブが最も経済的であることを確認した。

・配合等の調整によりせん断弾性係数比Gm/Gg が0.01程度となる材料の開発は可能であることを確認した。

上記を受けて平成８年度は、実施工に適した各材料の配合検討および免震設計に反映させる各種免震材料の動的物性を把握するための動的変形試験を実施した。本章では実施工に適した性状を有する材料開発と開発された材料の一般性状、硬化特性、耐久性についてまとめ、さらに各材料の動的物性を統一的に検証する目的で実施した繰り返し中空ねじりせん断試験結果について報告する。

2．2 免震材の諸特性

2.2.1 アスファルト系免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

平成7年度は、一次開発目標値（せん断弾性係数：3kgf/cm² 程度）を満足するアスファルト系免震材の開発を目的として、アスファルト系免震材の基本材料であるアスファルト乳剤、セメントそして高吸水性ポリマーをパラメトリックに変化させて配合実験を行った。また、硬化特性を把握するためにコーン貫入試験、せん断弾性係数を推定するための一軸圧縮試験などを実施した。その結果、アスファルト系免震材の強度発現は緩やかなもので、材令7日における一軸圧縮試験結果では一次開発目標値を満足することのできる可能性を見出すことができた。しかし、セメントの硬化特性を考慮すると材令7日では水和反応が完了しておらず、材令28日で最終的な一軸圧縮強度を求め、せん断弾性係数の推定を行う必要がある。

また、アスファルト系免震材はアスファルトを主体とした複合材料であるため、せん断弾性係数のひずみ速度（振動数）依存性や温度依存性があり、その特性を確認する必要がある。また、せん断弾性係数に関して拘束圧依存性があると、トンネルの設計深度により拘束圧を考慮して物性を設定するので拘束圧依存性を確認する必要がある。

さらに免震材には長期的な耐久性が要求されているので、その確認試験も実施する必要がある。ただし、本アスファルト系免震材は高温下では水和反応が進行するうえ、主成分であるアスファルトが軟化するため他の材料（ウレタン系、シリコーン系、液状ゴムおよび固形ゴム）と同様な耐久性試験（温水浸漬促進試験）を実施することはできない。このため耐化学薬品性試験で耐久性試験を置き換えて確認することとする。

そこで本年度は、前述した各課題に対して材令28日の供試体を用いて以下のような試験を行い、材料特性を把握することにした。

1) 一軸圧縮試験によるひずみ速度（振動数）依存性の確認試験
2) 一軸圧縮試験による温度依存性の確認試験
3) 三軸圧縮試験による拘束圧依存性の確認試験
4) 耐化学薬品性試験（耐酸性、耐アルカリ性、耐海水）

本節では、以上の試験から新たに得られたアスファルト系免震材の特性および一般物性についてまとめ詳細に報告する。

(2) 一軸圧縮試験によるひずみ速度（振動数）依存性の確認試験

アスファルト系免震材のひずみ速度（振動数）依存性を確認するために、φ50×100mm の円柱供試体を用いてひずみ速度を1、10、100、1000mm/min と変化させ一軸圧縮試験を行った。一軸圧縮強度の結果を図-2.2.1.1、割線法による圧縮弾性係数を図-2.2.1.2に示す。28日間水中養生した供試体を用いて試験温度15℃の条件下で、ひずみ速度を変化させ一軸圧縮試験を行ったところ、ひずみ速度が速くなるにつれ圧縮強度が大きくなり、割線法による圧縮弾性係数は高くなっている。10%ひずみ時の圧縮弾性係数は、ひずみ速度1mm/minの場合1.6kgf/cm²、10mm/minの場合2.3kgf/cm²、100mm/min の場合7.1kgf/cm²、1000mm/minの場合12.5kgf/cm² であることから、ひずみ速度を速くすると圧縮弾性係数が大きくなる現象が現れ

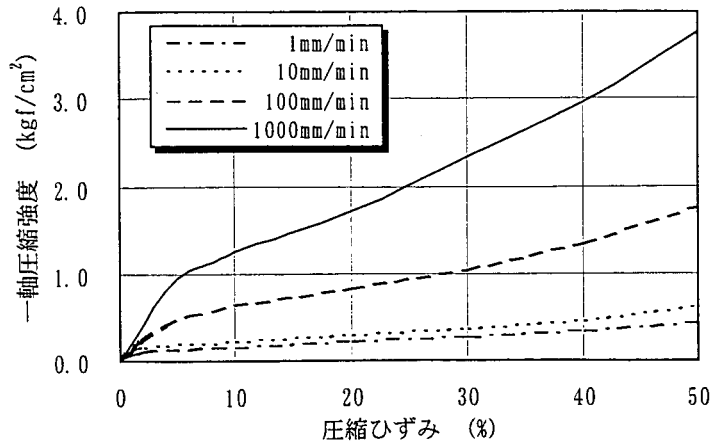


図-2.2.1.1　ひずみ速度の違いによる一軸圧縮強度（材令28日、試験温度15℃）

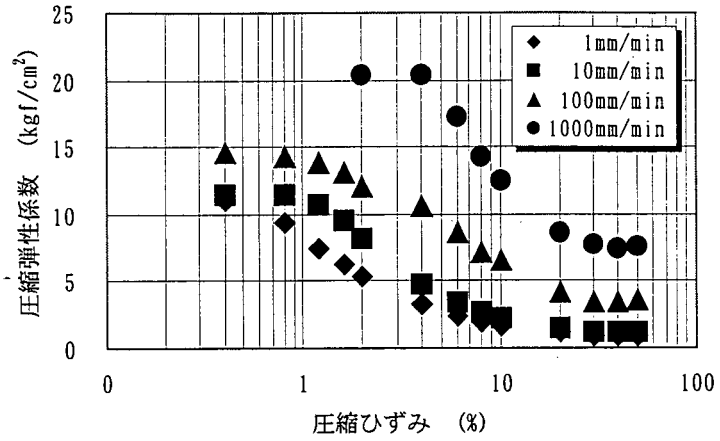


図-2.2.1.2　ひずみ速度の違いによる割線法による圧縮弾性係数（材令28日、試験温度15℃）

ている。本試験結果よりアスファルト系免震材は、ひずみ速度依存性を有することが確認された。

(3)　一軸圧縮試験による温度依存性の確認試験

アスファルト系免震材の温度依存性を確認するため、φ50×100㎜の円柱供試体を用いて試験温度を５、15、25℃と変化させ一軸圧縮試験を行った。なお試験に関する供試体条件および試験条件は、水中養生の材令28日、ひずみ速度は１㎜/minである。その結果を図-2.2.1.3に示す。

同図よりひずみ速度を一定にして試験温度を変化させた場合、各温度により一軸圧縮強度が異なり、これに伴い圧縮弾性係数も変化していることが確認できた。同じ圧縮ひずみ量の場合、圧縮弾性係数は試験温度が高いとき小さくなり、試験温度が低いときは大きくなる。この結果はアスファルト系免震材の主成分であるアスファルトの性質がそのまま反映されたものであると考えられる。

(4)　三軸圧縮試験による拘束圧依存性の確認試験

アスファルト系免震材の拘束圧依存性を確認するために、拘束圧を変化させ三軸圧縮試験を行った。三軸圧縮試験に用いた供試体は、実際のトンネル注入時の環境を想定し、免震材をφ50×100㎜ の型枠に打設した後、直ちに試験で用いる圧力まで加圧して、そのまま28日間水中で加圧養生したものである。拘束圧０kgf/cm²とは室内にて常圧で水中養生したものである。試験を行ったときの拘束圧は、１、２、４kgf

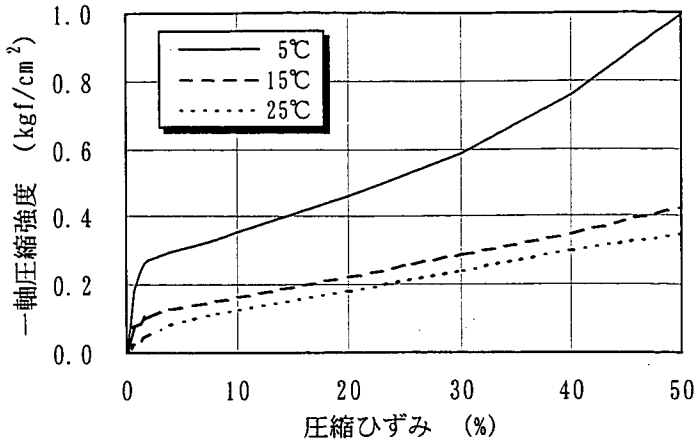


図-2.2.1.3　試験温度の違いによる一軸圧縮強度（材令28日、ひずみ速度1㎜/min ）

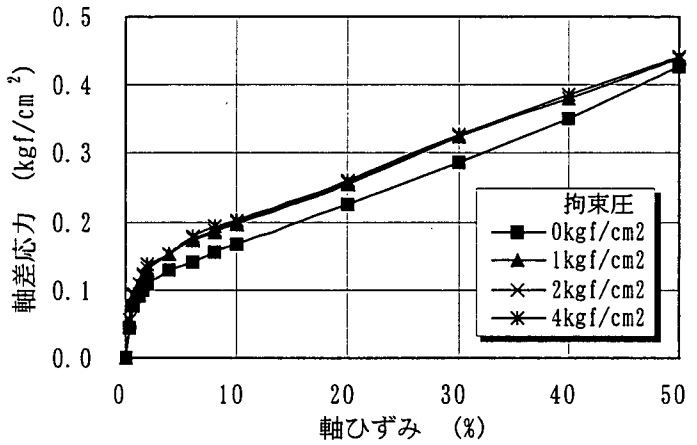


図-2.2.1.4　三軸圧縮試験結果（試験温度15℃、ひずみ速度1㎜/min ）

/cm²として大深度のシールドトンネルにアスファルト系免震材を使用したケースまで想定した。本試験の測定条件は、試験温度が15℃、ひずみ速度は1㎜/minである。その結果を図-2.2.1.4に示す。

三軸圧縮試験の結果より、各拘束圧において同様な軸差応力を示し、拘束圧依存性はないことが確認できた。しかし常圧（拘束圧0kgf/cm²）より拘束圧がある場合の方が軸差応力は若干大きくなる傾向を示した。

(5)　耐化学薬品性試験（耐酸性、耐アルカリ性、耐海水）

「セメントコンクリートを激しく侵食させる」各種化学薬品[1)]の中からアスファルト系免震材の浸漬試験の期間も考慮し、表-2.2.1.1に示す条件で化学薬品浸漬試験を継続的に行っている。本試験では、浸漬した供試体の外観変化の確認、質量変化の測定、そして一軸圧縮試験（ひずみ速度1㎜/min、試験温度15℃）による一軸圧縮強度の測定を行い、水道水に浸漬した供試体と比較し、耐化学薬品性の評価を行うことにした。なお、試料水溶液は濃度の変化を考慮して28日毎に交換を行っている。

表-2.2.1.2には浸漬試験開始後3ヶ月の性状を示す。3ヶ月間の浸漬では、外観や質量変化の大きな変化は観察されなかった。また一軸圧縮強度に関しても水道水に浸漬したものと比較して、各化学薬品の水溶液に浸漬したものはほとんど変化なく、化学薬品の影響を受けている様子はない。アスファルト系免震

表-2.2.1.1　浸漬試験の条件

	薬品名	水溶液濃度 (wt%)	備考
耐酸性	塩酸	10	無機酸
	酢酸	10	有機酸
耐アルカリ性	硫酸ナトリウム	10	硫酸塩
	水酸化ナトリウム	10	無機塩
耐海水性	海水		横浜市磯子区
耐水性	水道水		横浜市
養生温度：20℃			

表-2.2.1.2　浸漬3ヶ月後の性状変化

薬品名	外観	質量変化率 (%)	一軸圧縮強度比 (10%ひずみ時)
塩酸　10%aq	変化なし	-1.1	0.99
酢酸　10%aq	〃	-0.6	1.00
硫酸ナトリウム　10%aq	〃	0.2	0.99
水酸化ナトリウム　10%aq	〃	0.4	0.99
海水	〃	-0.1	1.00
水道水	〃	0.1	1.00

材は、通常スラブ軌道などに使用されているセメントーアスファルト複合材と比較してかなりアスファルトリッチな配合となっている。このためアスファルトのマトリックスがセメントの骨格構造を被覆しているため、セメントの骨格構造が直接、酸、アルカリおよび海水と接触していない。このため大きな性状変化を起こしていないと考えられる[2)]。

(6)　一般物性のまとめ

1)　配合

平成7年度より継続的に行ってきたアスファルト系免震材の配合検討は、施工性ならびに硬化後の物性が一次開発目標値を満足させることを考慮しながら行ってきた。本年度の開発より得られた最終的なアスファルト系免震材の配合を表-2.2.1.3に示す。なお硬化材にはアスファルト系免震材の硬化特性を考慮し早強ポルトランドセメントを使用した。

アスファルト系免震材は、基本材料に特殊ノニオン系アスファルト乳剤、早強ポルトランドセメントなどの硬化材、それに高吸水性ポリマーを混合して得られる複合材料である。この複合材料の混合過程は以下のとおりである。まずアスファルト乳剤と早強ポルトランドセメントなどの硬化材を混合攪拌し、硬化材を完全に分散させる。次に高吸水性ポリマーを添加し更に混合を行う。すると5～30秒でゲル化し、以後はセメントの水和反応により硬化する。また、高吸水性ポリマーの量を変化させることにより、任意のゲルタイムを設定できる。

表-2.2.1.3　アスファルト系免震材の配合

使用材料 / 配合割合	A液		B液
	アスファルト乳剤	早強ポルトランドセメント	高吸水性ポリマー
重量比	100	15	3

2)　使用材料の原料性状

アスファルト系免震材の使用材料であるアスファルト乳剤の性状を表-2.2.1.4、また高吸水性ポリマーの性状を表-2.2.1.5に示す。なお、早強ポルトランドセメントは一般市販品である。

①　アスファルト乳剤

アスファルト乳剤は、原油精製時の最終段階で重油を減圧蒸留して得られるストレートアスファルトを特殊乳化剤と安定剤などを含む水溶液中に粒子径が数μmとなるように乳化分散させた水中油滴型エマルジョンである。本アスファルト系免震材に使用するアスファルト乳剤は、セメントやフィラーなどと均一混合が可能なノニオン系を使用している。

②　硬化材

硬化材には水硬性の材料を使用するが、一般的にセメントを使用する。セメントの種類は、普通ポ

表-2.2.1.4　アスファルト乳剤の性状

	規格値	試験成績	備　考
外観	－	茶褐色・液体	目視
比重（20℃）	－	1.02	JIS K 5400
エングラー度（25℃）	2～30	8	JIS K 2208
セメント混合性　質量%	0.3以下	0.01	JIS K 2208
粒子の電荷	－	無	JIS K 2208
蒸発残留分　質量%	58以上	60	JIS K 2208
蒸発残留物 針入度（25℃） 1/10mm	80～100	84	JIS K 2208
〃　伸度（15℃）　cm	80以上	88	JIS K 2208
貯蔵安定度　質量%	1.0以下	0.5	JIS K 2208

表-2.2.1.5　高吸水性ポリマーの性状

試験項目	規　格	試験成績	備　考
外　観	-	乳白色・液体	目視
比　重	1.00～1.05	1.05	浮子法（20℃/4℃）
粘　度　(P)	10±5	7	B型粘度形　30rpm
pH	4.0～4.5	4.5	pHメーター

ルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、超早強ポルトランドセメントさらに高炉セメントなど目的に合わせ使用可能である。本アスファルト系免震材には硬化特性を考慮し、一般市販品の早強ポルトランドセメントを使用する。

③ 高吸水性ポリマー

アスファルト系免震材に使用する高吸水性ポリマーは施工上取り扱いの容易な液体状のもので、アスファルト乳剤中の水を吸水し増粘させる目的で使用するものである。

3) 硬化前の性状

① A液のコンシステンシー経時変化

アスファルト系免震材は、A液（アスファルト乳剤＋早強ポルトランドセメント）とB液（高吸水性ポリマー）の2液混合タイプである。施工時には、この2液により1.5ショット方式を用いる。A液には早強ポルトランドセメントが含まれているため自硬性を持っている。このためA液混合後のコンシステンシー経時変化を把握しておく必要がある。図-2.2.1.5にはP漏斗（JSCE- F521-1994)、図-2.2.1.6にはB型粘度計により測定したコンシステンシーの経時変化を示す。アスファルト乳剤と早強ポルトランドセメントを用いて、A液を混合した後のコンシステンシーの経時変化は、経過時間とともに上昇する傾向がある。材料温度に関しては、10、20℃ではコンシステンシーの違いは顕著に表れないが、30℃になると違いが明確に現れてくる。また、各温度において材料混合後約60分でコンシステンシーの上昇する割合が大きくなっている。この傾向は材料温度30℃で顕著に表れている。

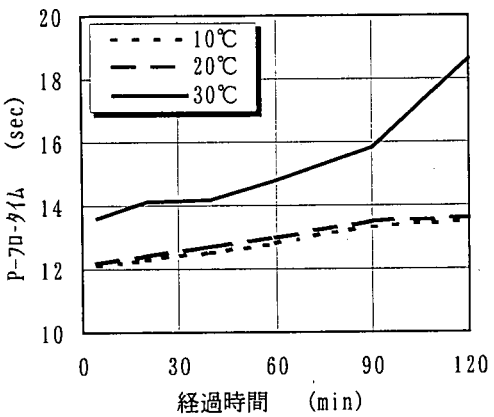


図-2.2.1.5 P漏斗によるフロータイムの経時変化

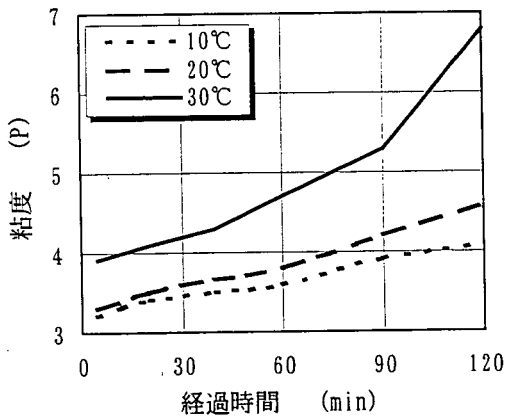


図-2.2.1.6 B型粘度計による粘度の経時変化

② 単位容積重量と空気量

A液の単位容積重量を求めることにより、混合されたA液の空気量を算出することを目的とした試験である。アスファルト乳剤と早強ポルトランドセメントを混合しA液とする際には、空気を連行し易い。そこで、連行した空気をできる限り取り除かないと2液混合時のバランスが崩れ所定の施工性が得られないなるうえ、硬化後の免震材の物性などにも大きな影響を与えてしまうことが懸念される。このためA液を混合する際には、空気の連行に関して十分な注意が必要であると考えられる。材料温度15℃で室内混合したときの試験結果を表-2.2.1.6に示す。室内で混合したときの空気量は0.4％と

表-2.2.1.6　単位容積重量と空気量（15℃）

		試験結果
理論単位容積重量	g/cc	1.118
実測単位容積重量	g/cc	1.114
空気量	%	0.4

少なく、混合が良好に行われていると考えられる。

4)　硬化特性

①　2液混合後のコンシステンシー経時変化

A液（アスファルト乳剤＋早強ポルトランドセメント）とB液（高吸水性ポリマー）を混合したときのコンシステンシーの経時変化を図-2.2.1.7に示す。なお、本試験に使用したA液は、アスファルト乳剤と早強ポルトランドセメントを各温度で混合後20分経過したものである。混合後20分経過したA液とB液とを混合すると10秒程でゲル化する。そして30秒後には 100Pに達し、2分位までは急激に粘度が上昇する。その後粘度の上昇は徐々に緩やかになり、1時間後には40,000P前後に達する。この傾向は5～35℃温度においても同じ傾向を示し、粘度の上昇には温度の影響がほとんど無いことが確認された。

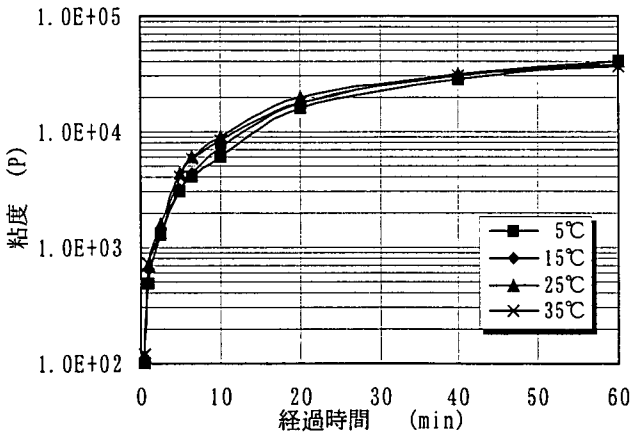


図-2.2.1.7　2液混合後のコンシステンシー経時変化

②　コーン貫入試験および一軸圧縮試験

2液（A液＋B液）を混合してゲル化したアスファルト系免震材は、流動域から固体領域へと徐々に変化する。すなわちゲル化した後、アスファルト系免震材の強度は時間の経過とともに増大する。この変化状態を定量的に把握するため、質量 180g、先端角度30° の貫入コーンを用いて静的な貫入抵抗を測定した。その結果を図-2.2.1.8に示す。また、図-2.2.1.9には材令7、28、91日、ひずみ速度1㎜/min一軸圧縮強度を示す。なお、コーン貫入試験ならびに一軸圧縮試験の試験温度は15℃とした。

アスファルト系免震材は、材料混合後6時間ではコーン貫入量が300（1/10㎜）と大きな値を示し、自立するほどの強度が発現していないのが分かる。しかし、12時間後では 145（1/10㎜）、24時間後

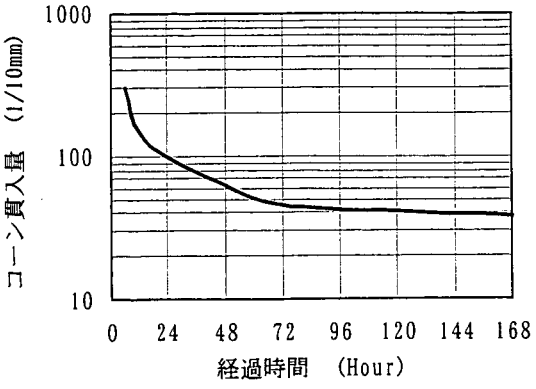


図-2.2.1.8 コーン貫入試験結果

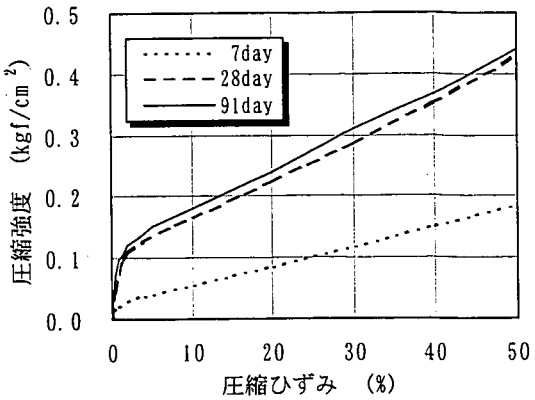


図-2.2.1.9 各材令における一軸圧縮強度

では100（1/10mm）と自立することのできる程度の強度が発現している。また、168時間（7日間）後のコーン貫入試験結果から一軸圧縮強度[3),4)]を推定すると、0.01kgf/cm²である。一方材令7日における一軸圧縮強度は、0.013kgf/cm²（$\varepsilon = 0.5\%$）であることから、コーン貫入量から換算した一軸圧縮強度と実際に測定した一軸圧縮強度との結果は近似していることがわかる。この結果よりコーン貫入試験は若材令におけるアスファルト系免震材の硬化過程を把握するには適当であり、室内試験時や実現場での品質管理などに有用であると考えられる。

5) 硬化後の物性

アスファルト系免震材の硬化後の諸物性を表-2.2.1.7に示す。本材料が硬化した後の単位体積重量1.114は、硬化する前のA液単位体積重量1.114g/ccと等しい。これはB液に用いている高吸水性ポリマーの比重が1.05とA液に近い値であるうえ、混合割合が少ないためであると考えられる。また、本免震材を打設したのち完全硬化するまでに、材料が膨張または収縮を起こしていないことも確認できる。材料分離度の結果よりアスファルト系免震材が硬化の過程で比重差によるアスファルト成分の浮き上がり、

表-2.2.1.7 アスファルト系免震材の硬化後物性

項　目	測定方法	測定値	備　考
比重		1.114	
せん断弾性係数 (kgf/cm²)	繰返し中空ねじりせん断試験	5.0	振動数:1.0Hz $\gamma = 0.1$ $\sigma_3 = 3.5$kgf/cm² temp:20℃
圧縮弾性係数 (kgf/cm²)	一軸圧縮試験	7.5	ひずみ速度:1000mm/min $\varepsilon = 0.3$ temp:15℃
ポアソン比	三軸圧縮試験	0.4	供試体：φ50mm×100mm, 非排水, ひずみ速度：1mm/min
引張強さ (kgf/cm²)	JIS K 6301	−	測定不可
伸び (%)	JIS K 6301	−	測定不可
硬度	JIS K 6301	−	測定不可
材料分離度 (%)	単位体積重量法	0	鉄道用CAモルタル試験法
透水係数 (cm/sec)	加圧式アウトプット試験法	2.4×10^{-9}～8.8×10^{-10}	水頭圧：1～4kgf/cm²

ブリーディングそしてセメントの沈降がなく均一な状態で硬化していることが確認できた。なお材料分離度は、φ50×100㎜ の供試体を上下２等分したものに対し各々の単位体積重量を測定して、式-2.2.1.1より算出した。

$$\text{材料分離度（\%）} = \frac{\text{（下部の単位体積重量－上部の単位体積重量）} \times 1/2}{\text{上下の平均単位体積重量}} \times 100 \qquad (2.2.1.1)$$

透水試験は、大深度のシールドトンネルでアスファルト系免震材を使用した場合を想定して、水頭圧を１～４kgf/cm²に設定して行った。その結果、透水係数は1.0×10^{-9}前後の値であり、良好な止水性を有していることが確認された。また、水頭圧が高くなるにつれて透水係数も小さな値となり不透水性が高くなる傾向を示した。

(7) まとめと今後の課題

1) まとめ

平成８年度アスファルト系免震材の開発について配合検討から物性の確認を行った結果をまとめると以下のとおりである。

① アスファルト系免震材の配合は、重量比でアスファルト乳剤100、早強ポルトランドセメント15、高吸水性ポリマー３の割合である。

② アスファルト系免震材は、ひずみ速度（振動数）依存性と温度依存性を有しているが、拘束圧依存性は無い。

③ 酸性水溶液、アルカリ性水溶液そして海水などに浸漬し実施している耐化学薬品性は、試験条件として厳しいにもかかわらず、浸漬期間３ヶ月では特に変化が見られず、安定な状態である。

④ アスファルト系免震材は施工時に２液による1.5ショット方式を用いる。このとき使用するA液（アスファルト乳剤+早強ポルトランドセメント）は自硬性を有するためコンシステンシーの経時変化を確認した。その結果、材料温度は30℃以上でも使用可能であるが、なるべく５～30℃の温度範囲内で60分以内に使用することが望ましい。

⑤ アスファルト系免震材は、硬化過程において均一な状態で硬化する。そしてその硬化物は、一次開発目標値をほぼ満足するせん断弾性係数を有している。また透水係数は1.0×10^{-9}cm/secオーダー前後と小さく、十分な不透水性を有している。

⑥ アスファルト系免震材の硬化過程を把握するにはコーン貫入試験を行うことにより、一軸圧縮強度を推測することができる。

2) 今後の課題

耐化学薬品性試験を継続して行い、アスファルト系免震材の耐酸性、耐アルカリ性および耐海水性の確認を行う予定である。

参考文献

1) 近藤泰夫、坂　静雄：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店, pp. 425～434, 1965年

2) 樋口芳朗、塩尻謙太郎、中村利夫、今村義和：セメント・コンクリート，No. 384, pp. 10～14，1977年6月

3) 森吉昭博、深井一郎、竹内幹雄、井戸田芳昭：常温水中硬化型瀝青系新複合材料の開発と特性－地中構造物防水用材料として，土木学会論文集. No. 433/V-15, pp. 157～166, 1991年8月

4) 三木五三郎、斎藤孝夫、下田一雄、木村昌義：裏込め注入工法の設計と施工，山海堂，pp. 148～151, 1990年

＜研究担当＞　東亜道路工業株式会社

2.2.2　ウレタン系免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

平成7年度は、二液混合可能な数種の液状ウレタン系材料（ウレタンエラストマー）を選定し、弾性係数、変形時のひずみに対する線形性、弾性係数の振動数依存性を試験により調査した。その結果、ウレタン系材料は、ひずみ40%まで応力－ひずみ関係はほぼ線形弾性体としての性質を示し、大きな変形性能を有すること、また載荷速度3.5Hz以下では弾性係数の周波数依存性はないことを確認した。さらに材料のせん断弾性係数は最小1.7kgf/cm²で一次目標値を満足する免震材の開発が可能であることを確認した。本材料は液状で注入可能であるが、シールドトンネルのテールボイドに注入する際は、地山を保持し崩落を防止するような裏込め材と同様な性質が必要となる。そこで施工時注入性を保持し、注入時に地山の崩壊を防ぎ、地下水の影響をうけず、早期に目標の強度を発現すること等、施工面からの要求特性を把握する必要がある。また、あわせて本材料が免震材としての性能を有することの確認も必要である。そこで本年度はウレタン系材料についての課題に対し以下の実験を行った。

1)　配合改良検討実験（増粘剤、塑性調整剤の検討実験）

2)　硬化特性確認試験（一軸圧縮強度試験、粘度測定試験）

3)　水中硬化性確認試験

4)　耐久性試験

本節では、以上の実験により新たに得られたウレタン系免震材の特性をまとめるとともに、材料の一般物性についてまとめる。

(2) 配合改良検討実験

ウレタン系材料は、これまでに弾性体として大きな変形性能を有し、免震材に適した材料である事が確認されているが、本年度は、材料に非水溶性の原料を選定し、硬化物の物性が免震効果を発現出来る目標物性値（圧縮弾性係数E＜15kgf/cm²、せん断弾性係数G＜5kgf/cm²）を得るべく検討を行った。また施工上課題となる安定性（注入後早期にゲル化して地山の崩落を防止するとともに、チキソトロピー性を発現して塑性流動化し、品質が均一で水中でも液分離を起こすことなく硬化すること）や、作業性（注入材の圧入により充填性を高める）を満足する材料の開発を行った。

1)　基本配合の設定

ウレタン系材料は基本的に主材と硬化材の二液混合型であり、理想的には配合時の混合振れによる物性変動を少なくするため、100:100 の配合比に近い事が望まれる。今回基本として選定した配合は、地下水のある環境下での硬化性を考慮し、主原料に疎水性の材料を用いた。また、目標とする材料の弾性係数が小さいことから、分子架橋密度の少ない配合系を選定し、主材と硬化材の配合比は100:100 に設定した。この基本配合の混合粘度は60P 程度であり、硬化物はゴム弾性を示した。

2)　粉末状増粘材の検討

上記基本配合に対して、施工上の理由から一般の裏込材の性状に近い物性を付与するためには、混合初期に100Pの粘度が必要（目標粘度設定の背景については4章にて説明）となり、基本配合の粘性を増加させるべく粉末状増粘材の検討を行った。主材側は既に100P以上あるので、ここでは原料のポンプ移

送能力等を考慮し、硬化材側の粘性を上げる検討を行った。粘性を増加させる手段としては、無機系微粉末を添加することを検討した。無機系微粉末として、シリカ微粉、粘土、フライアッシュ等を候補に挙げ検討した結果、フライアッシュが最も硬化性への影響が少なく、液の増粘に最も適当な材料であることが明らかになった。しかし本増粘材を用いた場合、移送時の問題（詰まり等）が生じることを考慮し、添加量は硬化材に対し、100:100(重量配合比）に止めることにした。

3) 塑性調整剤の検討

上記粉末状増粘材を用いると混合時の粘度は上昇するものの、試験配合した結果目標粘度(100P)には満たなかった。これ以上微粉末の添加量を増やして原料の粘度を増加させる事は、移送上の困難さが伴うことから、別の観点から改良を検討し、系にチキソトロピー性を付与する目的で塑性調整剤を添加することを検討した。そこで、数種の塑性調整剤を検討した結果、ポリオール系化合物が有効であるとの結論が得られた。試験配合の結果、本添加材を用いた場合、材料の混合初期の粘度は100P以上であり、目標を満たす配合であることが確認された。以上の検討結果より、施工性を考慮して改良した免震材の原料配合を表-2.2.2.1に示す。

(3) 硬化特性確認試験

1) 室温混合での物性発現状況

今回開発した免震材が、注入時に目標とする粘度であることを確認するため、混合直後の粘性と硬化までの物性発現の過程を、粘度変化、硬度変化及び圧縮弾性率の変化により測定した。表-2.2.2.2に混合後の粘度の経時変化を示す。免震材の粘度は混合直後に100P以上の値を保持しており、4～5時間後にはゲル状物質となり流動性は消失する。圧縮弾性率は24時間後に4kgf/cm^{2}となり、7日後には最終物性値とほぼ等しい8.6kgf/cm^{2}を示した。硬化後の物性として、図-2.2.2.1に経過日数と圧縮弾性率の関係、図-2.2.2.2に経過日数と硬度（ＡＳＫＡ　Ｃ）の関係を示す。これらより、混合初期に地山を保持できる粘性を確保し、1週間で最終物性に到達することが確認された。

表-2.2.2.1　ウレタン系免震材の一般物性（原料）

	主　材	硬化材	増粘剤
外観	無色	灰色	無色
粘度　(P)	110	30	8
比重　(25℃)	1.05	1.44	1.05
配合比（重量比）	100	191	10
混合時粘度　(P)	＞100		

表-2.2.2.2　免震材の物性発現

	混合後の粘度（P/25℃）	圧縮弾性係数
1 分	150	——
10 分	180	——
60 分	1,200	——
120 分	17,000	——
4～5 時間	流動停止	——
24　時間	硬　　化	4.2 kgf/cm^2

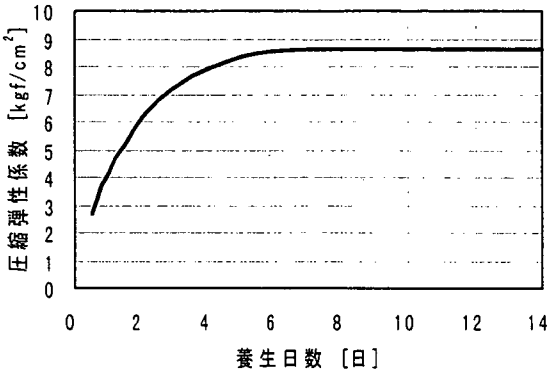


図-2.2.2.1　経過日数と圧縮弾性係数

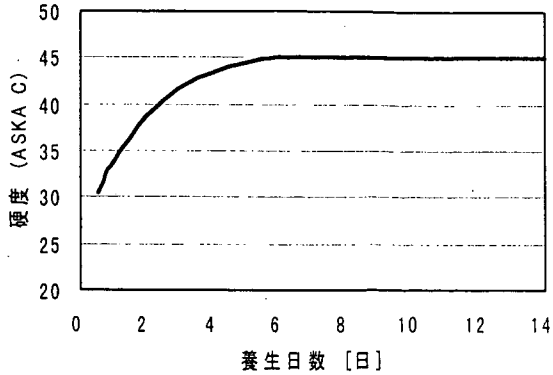
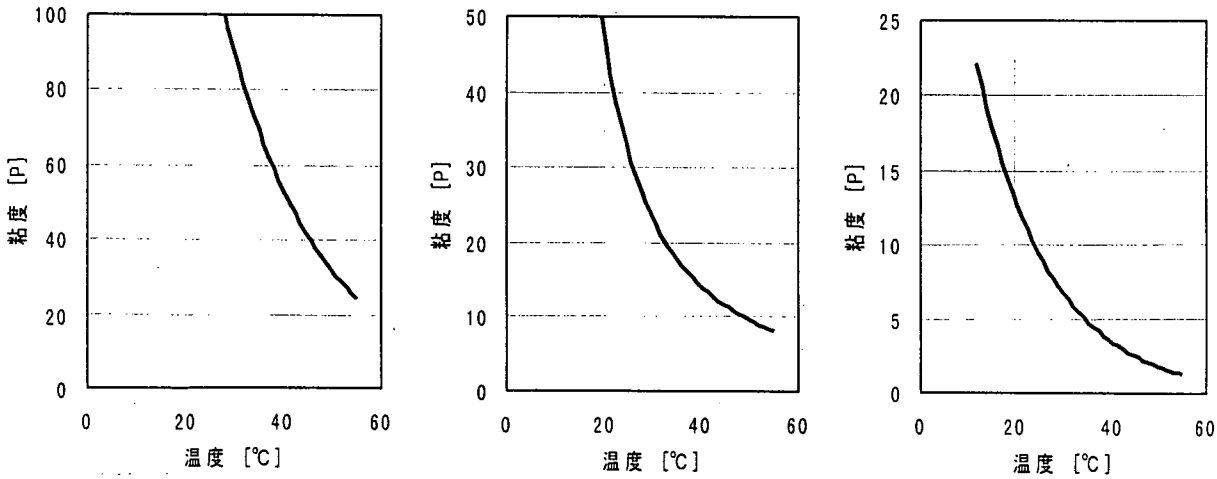


図-2.2.2.2　経過日数と硬度

2)　原料の温度粘度特性

原料主材の粘度は110Pと高く、施工時を想定すると、常温においてはポンプでの移送、混合は困難であると予測され、条件によっては加温が必要と考えられる。そこで原料の温度粘度特性の把握と、加温原料を混合した場合の初期粘度について、施工上の問題を確認する目的で実験を行った。図-2.2.2.3に原料温度と粘度の相関を示す。また、図-2.2.2.4には主材50℃、硬化材30℃、塑性調整剤30℃に加温した場合と、それぞれ25℃の常温の場合での混合後の経過時間と粘度のグラフを示す。

加温により各原料の粘度は、50℃で主材は30P、30℃で硬化材は24P、30℃で塑性調整剤は7Pと低下し、移送性、混合性は良好になる。混合直後の粘度は加温したものでは常温に比べてやや低いものの、100P以上の数値を示した。粘度上昇については、加温による初期の反応性の向上により、結果的に加温時と常温時で同じ傾向を示すことが確認された。



(a)　A剤（主材）　　(b)　B剤（硬化材）　　(c)　C剤（塑性調整剤）

図-2.2.2.3　免震材料の粘性と温度の関係

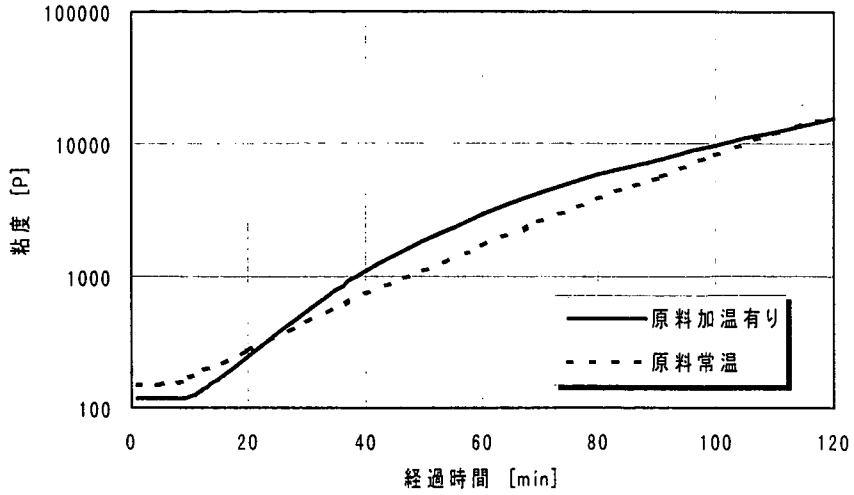


図-2.2.2.4　加温混合時および常温混合時の粘性

3)　水中硬化性確認実験

シールドトンネルは地下水位下での施工が一般的であり、免震材には水中で材料が分離等を起こすことなく硬化することが必要とされる。そこで、ビーカー試験により免震材料が水中で問題なく硬化することを確認する実験を行った。実施した実験状況を写真-2.2.2.1及び写真-2.2.2.2に示す。これより、免震材は水中で分離することなく硬化することが確認できた。

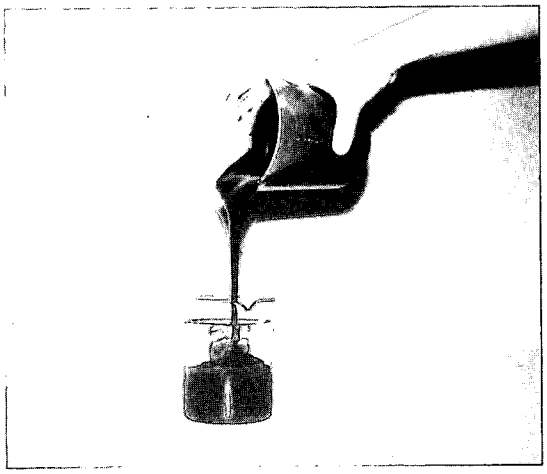


写真-2.2.2.1　水中への注入状況
水中への免震材の拡散は無い。

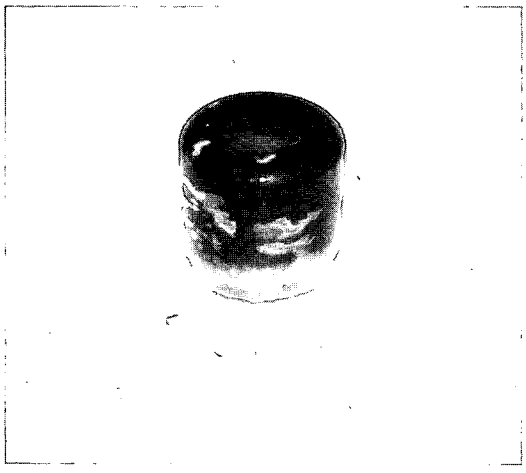


写真-2.2.2.2　硬化確認状況
注入24時間経過後ビーカーを倒立。
分離無く硬化した。

(4)　耐久性試験

1)　試験方法

免震材の耐久性試験として、水中浸漬後の圧縮弾性係数変化を測定し、経年劣化を把握する。試験方法は硬化後の免震材を40，50，60℃の水中に浸漬し、圧縮弾性係数の変化を測定し、アレニウス式から15℃での経年劣化を予想する方法で試験を行った。試験は次年度にかけて継続するが、現時点の中間結果では、40℃，3か月で材料の水中浸漬後の圧縮弾性係数に若干のばらつきはあるものの大きな変化は

みられない。浸漬による圧縮弾性係数の変化の中間結果を圧縮弾性係数比として図-2.2.2.5に示す。

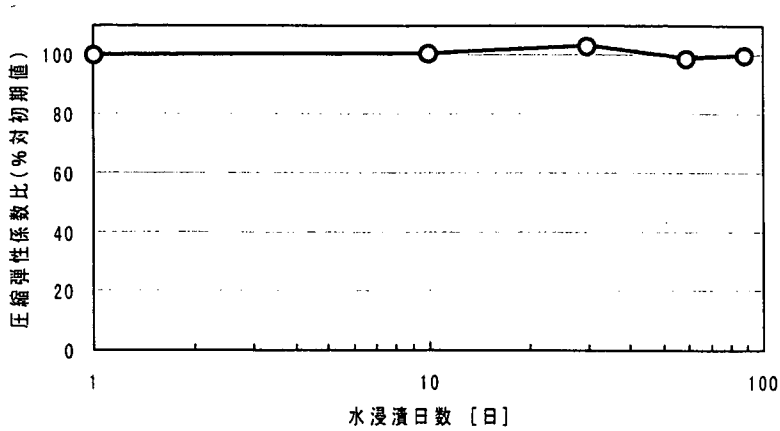


図-2.2.2.5　40℃の水中浸漬による圧縮弾性係数の変化

(5) 一般物性のまとめ

1) 原料物性

開発した材料の原料物性は表-2.2.2.1に示した通りである。

2) 硬化後物性

免震材の目標物性としては、免震材として要求される物性値が、周辺地盤に対するせん断弾性係数比1/100以下から想定し、材料の圧縮弾性係数を15kgf/cm^2 を上限とすることとした。硬化後の物性が、この目標値とした物性値を有することを確認するため、一軸圧縮強度（テンシロン型万能試験機 JIS K 7208測定法）、中空ねじり試験（後述の2.3による）を実施した。その結果、今回改良した材料は、圧縮弾性係数8.6kgf/cm^2, せん断弾性係数 2.8kgf/cm^2 であり、一次開発目標とした物性値の範囲内であることを確認した。表-2.2.2.3に免震材の硬化後の物性を示す。

表-2.2.2.3　免震材の硬化後の物性

測定項目	測定法	測定値	備　考
比重 (g/cm^3)		1.27	
せん断弾性係数 (kgf/cm^2)	中空ねじり試験	2.8	後述の2.3による
圧縮弾性係数 (kgf/cm^2)	JIS K-7208	8.6	
ポアソン比	簡易法	0.48	一軸圧縮試験時にノギスで測定
硬度 (JIS A)	JIS K-6301	24	
引張り強さ (kgf/cm^2)	JIS K-6301	11.1	2号ダンベル使用
破断時伸び (%)	JIS K-6301	820	2号ダンベル使用

(6) まとめと今後の課題

本年度は、開発されたウレタン系免震材が免震材としての特性を有するとともに施工上の問題も満足することを目的に配合の改良検討を行い、確認試験ををを行った。以下に結果を記す。

・施工面からの要求特性の把握

改良した配合は、注入施工時地山の崩壊を防ぐに十分な性能を有し、早期に強度を発現できる。また、周囲に地下水のある条件下でもその影響を受けることなく硬化する。

・免震性能の確認

ウレタン系材料の硬化物の物性は、免震効果を発現する一次目標値を満足しており、免震材として十分な特性を有している。

以上の結果から、実施工に適用可能で、性能的にも優れたウレタン系免震材料が完成したものと考える。今後は耐薬品性を含めた耐久性の評価を行い、長期的な信頼性の確認を行いたい。

＜研究担当＞　旭電化工業株式会社

2.2.3　シリコーン系免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

平成７年度は、まず既存の２液性の常温硬化型液状シリコーンゴム材料の中からベースとなる免震材料を選択し、長期耐久性ならびに水質汚染に対する試験を行い、シリコーン系免震材が天然ゴムの数倍の耐久性を有すること、ならびに水質汚染に関して無害な材料であることを示した。また、混合性を高めることを目的として、主材と硬化材の粘度差を少なくするように主材の低粘度化を図り、この材料を用いて硬化特性を確認するとともに、水中置換による水中不分離性と空中と同様な硬化特性を確認した。

本年度は、第５章で示す現場注入実験より、免震材の注入方式として現状の２液型裏込め注入方式を基本とすることが妥当であるという結論を受けて、施工性と経済性の両面から免震材の改良を行い、シールドトンネルに適した免震材料を開発した。また、開発した材料の基本特性を明らかにするとともに、一斉試験として実施している耐久性試験についても、途中経過であるがこれまでに得られたデータを用いて中間報告を行う。

以下に、本年度の検討課題、試験項目を記す。

① 増量材としてフライアッシュを用いた免震材の物性

② 塑性調整剤と流動特性に関する検討

③ 耐久性試験

(2) 増量材としてフライアッシュを用いた免震材の物性

５章に示すように、本年度は施工性ならびに経済性の両面から材料の改良を図り、従来の免震材の主材に含まれていた充填材に変わる増量材として、フライアッシュを選定した。そこで、ここではＡ液の中にフライアッシュを混合した新たなシリコーン系免震材を用いて、材料の硬化特性と一般物性を測定した。

本シリコーン系免震材の特徴の一つに、主材サイドに架橋剤を配置し、硬化材サイドには触媒を配置していることから、仮に主材と硬化材の配合比がたとえ変動したとしても、硬化速度は変化するが硬化後の基本物性は全く変化しないことが挙げられる。図-2.2.3.1に硬化材を変量させた場合の粘度の経時変化を、図-2.2.3.2に同じく硬化材変量による硬度の経時変化を示す。

図-2.2.3.1から明らかなように、硬化材の増量に伴い硬化反応が促進され、粘度上昇が早まる傾向がある。しかし、主材に対し硬化材を重量配合比で８％の添加ではその硬化速度（粘度上昇）は緩やかであり、混合30分後でも顕著な硬化現象が認められない。一方、重量配合比で15％以上添加した場合は、硬化が10分から20分後には始まり、その後は指数関数的な粘度上昇が確認され、明らかに硬化反応が進行していることが分かる。同様な傾向は図-2.2.3.2からも認められる。硬化材添加量が重量配合比で15％以上の場合は、混合３時間後の硬度（アスカＣ）が50に達するのに対し、重量配合比で８％の場合は、３時間後の硬度（アスカＣ）が23と半分以下で硬化反応の遅いことが分かる。但し、重量配合比が８％の場合でも、図-2.2.3.2に示すように24時間後では硬度（アスカＣ）は同一であり、また表-2.2.3.1に示すように硬化材量を変量させても硬化後の一般特性は一定となっている。即ち、硬化材の添加量が最終物性値に及ぼす影響は小さく、施工時の作業性の観点のみで検討してよいことになる。

以上の実験結果より、シールドトンネルの現場施工の工程に対応した免震材の流動性と硬化性とのバラ

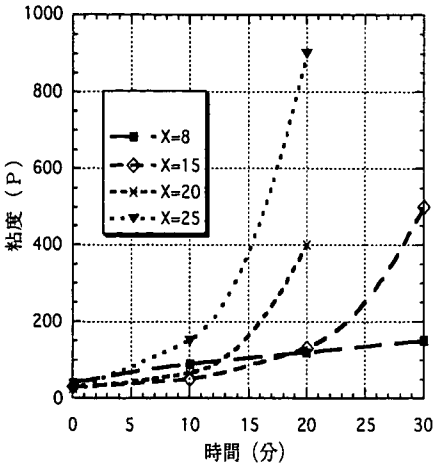


図-2.2.3.1　硬化材量と粘度経時変化
主材/フライアッシュ/硬化材
＝100/100/X（重量配合比）

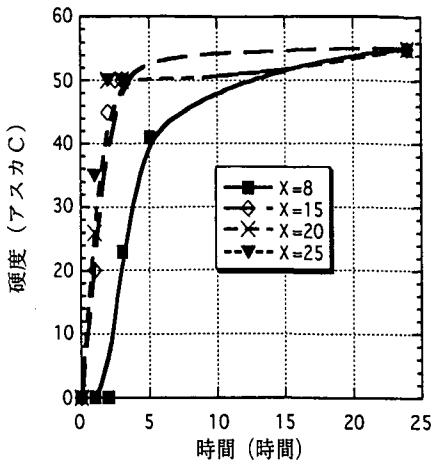


図-2.2.3.2　硬化材量と硬度経時変化
主材/フライアッシュ/硬化材
＝100/100/X（重量配合比）

表-2.2.3.1　硬化材量と一般特性

硬化材配合量（X）	8	15 （標準配合）	20	25
作液直後の粘度［P］	48	30	25	23
硬度［JIS A］	40	40	40	40
伸び［%］	110	110	110	110
比重	1.36	1.36	1.36	1.36

主材／フライアッシュ／硬化材＝１００／１００／X（重量配合比）

硬化後物性：３日後に測定

ンスを考慮し、硬化材の配合量は主材に対し重量配合比で15%配合を標準とした。

(3)　塑性調整剤と流動特性に関する検討

裏込め注入に適した塑性調整剤は、①混合後１分以内の流動停止、②チキソトロピー性の発現、の２つの条件を満たす必要がある。そこで、シリコーン系免震材料用の塑性調整剤としてポリエーテル系およびチタン酸エステル系の５種類の材料を選び、流動化停止性の検討を行った。これら化合物は予め主材中に均一に混合されている微粉末シリカの水酸基との水素結合でチキソトロピー性を発現する。流動化停止性の評価を拡延値として測定した結果を表-2.2.3.2に示す。ここで拡延値とは、10ｇの試料をガラス板面上に滴下し、その拡がりの最長直径と最短直径の和を㎜単位で表わしたもので、数値の小さいほうがチキソトロピー性に優れ、流動性が小さいことを示す。表から明らかなように、ポリエーテル系化合物Ａが最も流動停止性がよく、ここではこれを選定することとした。

次に、表-2.2.3.2で選定したポリエーテル系化合物Ａを用い、その添加量と拡延値の関係について実験し、最適添加量を求めた。結果を表-2.2.3.3に示す。同表より塑性調整剤の添加量を５%より増量しても拡延値は減少しない（流動停止特性が改良されない）ことがわかり、最適添加量は主材に対し重量配合比

表-2.2.3.2　塑性調整剤の種類と流動停止状態

塑性調整剤	ポリエーテル系				チタン酸エステル系
	化合物A	化合物B	化合物C	化合物D	化合物E
拡延値（mm）	７０	９０	１２０	１３０	１２０

拡延値：最長、最短直径の和／１０ｇ（mm）

主材／フライアッシュ／硬化材／塑性調整剤

＝１００／１００／１５／５（ﾁﾀﾝ酸ｴｽﾃﾙの場合０.１）（重量配合比）

表-2.2.3.3　塑性調整剤量と拡延値との関係

塑性調整剤添加量（X）	0	1	3	5	7
拡延値（mm）	１６０	９０	８０	７０	７０

拡延値：最長、最短直径の和／１０ｇ（mm）

主材／フライアッシュ／硬化材／塑性調整剤（ポリエーテル系化合物A）

＝１００／１００／１５／X（重量配合比）

で５％と決定した。

さらに、表-2.2.3.1に示す標準配合の免震材に対して、重量配合比５％で塑性調整剤を添加し、作液開始直後からの流動特性の経時変化の様子を測定した。結果を図-2.2.3.3に示す。図から明らかなように、塑性調整剤の添加により混合直後より流動停止を発現し、時間とともに塑性流動特性は変化することなく推移していることが示された。

以上の検討より、シリコーン系免震材の基本配合としては、主材／フライアッシュ／硬化材／塑性調整剤＝100/100/15/5（重量配合比）とすることとした。

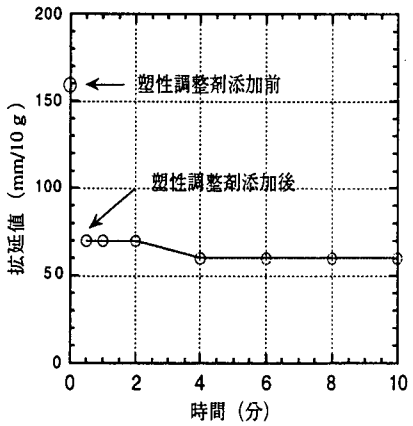


図-2.2.3.3　流動特性の経時変化
拡延値：最長、最短直径の和/10ｇ

(4)　耐久性試験

基本配合検討結果より決定した配合で作成したシリコーン系免震材は、硬化後は硬度40（JIS A）、伸び110%、比重1.36の物性を有する。ここではこの免震材を用い温水浸漬耐久性試験を実施した。

試験は、１軸圧縮試験用サンプル（サンプル形状：50φ×100mm 円柱状）を、40℃、60℃、80℃の各温水に浸漬させた後に圧縮弾性係数の変化状況を調べた。現在試験は継続中であるが、その途中経過を図-2.2.3.4に示す。同図より、40℃浸漬では、７ヵ月後でも圧縮弾性係数の変化はなく、60℃では３ヵ月後、80℃では１ヵ月後に圧縮弾性係数の10%低下が認められることがわかる。本結果を用いて60℃、80℃での圧縮弾性係数が初期値の90%（18kgf/cm²）に低下するまでの時間からアレニウスプロットを行い、活性化エネルギー（Ｅａ）を求めるとＥａ＝22.75Kcal/mol となった。この結果から、15℃において圧縮弾性係数が初期値の90%に低下する寿命を予測すると約 130年となり、また50年経過後の圧縮弾性係数の経

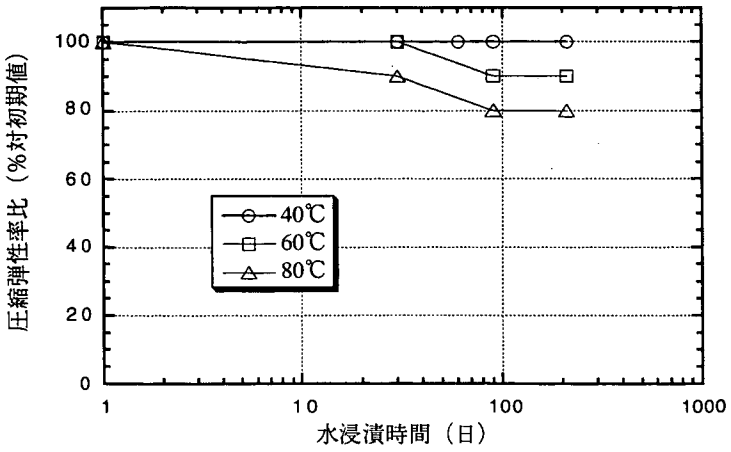


図-2.2.3.4　各温水中での圧縮弾性係数と浸漬時間

サンプル組成：主材/フライアッシュ/硬化材＝100/100/15（重量配合比）

年変化は、おおよそ３～４％と推定できる。実験データが途中であり推定を含む計算ではあるが、シリコーン系免震材は高い耐久性を有するものと考える。

なお、最終年度の報告書では実験終了を踏まえ、より精査した検討結果を報告する。

(5)　一般物性のまとめ

検討結果より得られたシリコーン系免震材の基本配合とそれぞれの性状を、表-2.2.3.4および表-2.2.3.5にまとめる。

表-2.2.3.4　シリコーン系免震材の基本配合

使用材料	主材	充填材	硬化材	塑性調整剤
標準配合割合（重量比）	１００	１００	１５	5

表-2.2.3.5　シリコーン系免震材（基本配合系）の性状

	A液		B１液	B２液
	主材	主材+充填材	硬化材	塑性調整剤
外観	半透明	黒色	白色	無色透明
粘度（P）	１３	５０	7	3
比重	1.0	1.40	1.2	1.0

また、表-2.2.3.6と図-2.2.3.5には、増量材であるフライアッシュと塑性調整剤とを組み合わせた基本配合組成でのシリコーン系免震材の硬化後一般物性と硬化特性を示す。

これらの検討結果より、増量材としてフライアッシュを用いたシリコーン系免震材は、低せん断弾性係数と高い変形性能を有しており、また、塑性調整剤は初期の粘度上昇に寄与するが、その後の硬化特性にはほとんど影響しないことがわかる。以上より、最終目標である施工性と経済性を満足するシリコーン系

表-2.2.3.6　シリコーン系免震材（基本配合系）の硬化後一般物性

項目	単位	測定方法	測定値	備考
比重			1.36	JIS C 2123
*せん断弾性係数	kgf/cm²		5.7	
圧縮弾性係数	kgf/cm²	一軸圧縮試験	17	
ポアソン比		三軸試験	0.48	
硬度	JIS A	JIS C 2123	40	
引張り強さ	kgf/cm²	JIS K 6301	10	2号ダンベル使用
伸び	%	JIS K 6301	110	2号ダンベル使用

*圧縮弾性係数とポアソン比より算出

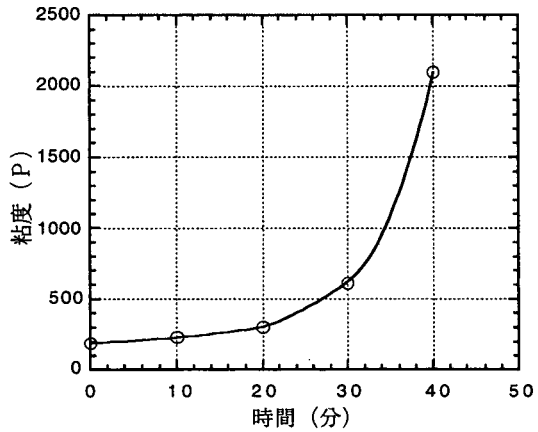


図-2.2.3.5　シリコーン系免震材（基本配合系）の硬化特性（粘度経時変化）

免震材が開発されたものと考える。

また、参考としてこの基本配合に改良を加え、せん断弾性係数をより小さくし、免震効果をさらに向上させたタイプのシリコーン系免震材も同時に開発した。表-2.2.3.7にその硬化後一般物性を示す。

表-2.2.3.7　せん断弾性係数の小さなシリコーン系免震材料の硬化後一般物性

項目	単位	低せん断タイプⅠ	低せん断タイプⅡ
せん断弾性係数	kgf/cm²	1.0	3.0
圧縮弾性係数	kgf/cm²	3.0	8.9
ポアソン比		0.48	0.48
硬度	JIS A	5	30
引張り強さ	kgf/cm²	10	10
伸び	%	200	130
比重		1.0	1.20

(6) まとめと今後の課題

実施工への適用を図るために施工方法として2液型裏込め注入方式を導入したことにともない、ここでは従来のシリコーン系免震材にいくつかの改良を加えた。その結果を下記に示す。

① 増量材としてフライアッシュを選定した。

② 硬化材の配合比が変動しても硬化速度が変化するのみで硬化後の基本物性は全く変化しない材料であり、最適硬化材量を硬化速度と施工性、作業性の観点から主材に対し重量配合比で15%配合とした。

③ 裏込め注入に適した塑性調整剤は最も流動停止性のよいポリエーテル系化合物Aを選定し、その最適添加量を、主材に対し重量配合比で5%とした。

④ 40℃、60℃、80℃各温水中での圧縮弾性係数変化を測定し、耐久試験（温水加速試験）を行った。その結果から、圧縮弾性係数が初期値の90%に低下するまでの経年を 130年と推定し、15℃、50年経年後の圧縮弾性係数の変化を3～4%と推定した。本結果よりシリコーン系免震材は高い耐久性を有すると判断できる。

以上の結果、実施工に適応可能で、経済性にも優れたシリコーン系免震用注入材料の開発が完成した。

今後は耐久性試験の継続による耐久寿命の精査と耐薬品性試験などの耐久特性を確認し、免震材としての信頼性を確認する。

＜研究担当＞　信越化学工業株式会社

2.2.4　液状ゴム系免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

平成7年度は開削トンネルの免震工法に適用する免震材の一つとして、アスファルト、イソシアネートを配合成分とする液状ゴムを選定した。またアスファルトやイソシアネートの種類・量を調節することによりせん断弾性係数比を一次開発目標値である0.01程度にすることができ、免震材として適用可能であることが確認できた。しかし材料のせん断弾性係数以外の特性は明確になっていないため、材料の永久変形、弾性係数のひずみ依存性・拘束圧依存性・振動数依存性、耐久性等を評価することが必要である。

そこで本年度は、これらの特性を明らかにすることを目的として、液状ゴム系免震材に関して以下の実験的検討を実施した。

1)　耐久性を考慮した材料の選定

2)　ポアソン比・圧縮弾性係数の拘束圧依存性の評価

3)　弾性係数の振動数依存性の評価

4)　耐久性試験

本節では以上の実験によって得られた液状ゴム系免震材の特性と、材料の一般物性についてまとめる。

(2) 耐久性を考慮した材料の選定

液状ゴム系材料は弾性体であるためJIS K 6301等のゴム材料評価方法により一般特性を把握することができる。一般的なゴム系材料の耐久性を表す指標の一つとして圧縮永久ひずみ試験があるが、この方法は橋梁用ゴム支承など長期使用を想定したゴム材料の必要特性としても規定されており[1]、短期間で耐久性の優劣を簡易的に評価できる方法の一つである。この規定によると長期間の耐久性を満足するためには圧縮永久ひずみが25%以下であることが要求されている。そこで今年度は圧縮永久ひずみの値を25%程度以下を目標とした材料検討を行った。

ここでは液状ポリブタジエンに対しアスファルトの量、イソシアネートの種類を検討し3種類の配合を設定したのち、それぞれについて物性試験を行った。その結果を表-2.2.4.1に示す。

表-2.2.4.1　材料試験結果

供試体名		A	B	C
硬度	JIS K 6301　A形	25	25	19
引張強さ(kgf/cm²)	JIS K 6301	18	12.9	4.9
伸び(%)	JIS K 6301	800以上	709	158
圧縮永久ひずみ(%)	JIS K 6301(70℃×22H)	69	46	27
備考		平成7年度開発材料No2		

同表より供試体Cの圧縮永久ひずみが目標とした25%以下は達成していないものの小さく、昨年度開発した材料である供試体Aと比較すると耐久性が非常に向上していることがわかる。ここで、供試体Cは破

断伸びが 158%と昨年度の材料よりも小さくなっているが、これに関しては免震材の地震時の状態を想定すると十分な破断伸びを有しており問題無いと考えられる。硬度については昨年度開発した材料より低いためせん断弾性係数比も0.01以下の目標に対し十分満足しているものと考えられる。したがって、液状ゴム系免震材としてこの配合を選定し、以降で述べる材料の諸特性の評価を行った。

(3) ポアソン比・圧縮弾性係数の拘束圧依存性の評価

1) 目的

ゴム系材料は一般的にポアソン比が高く、ひずみ硬化型の特性を有している。特に免震材の弾性係数にひずみ依存性がある場合には、これを考慮した免震設計を行う必要がある。

本項では、液状ゴム系免震材の設計物性値として必要なポアソン比や圧縮弾性係数のひずみ依存性及び拘束圧依存性を検討し、液状ゴム系免震材の拘束条件下での特性を評価した。

2) ポアソン比の拘束圧依存性評価

免震材のポアソン比は、供試体の鉛直方向において平面ひずみ状態を仮定した三軸圧縮試験から測定した[2)]。

試験手順を以下に示す。

a. 水平応力σh（セル圧）0.2kgf/cm^{2}の等方応力状態にする。

b. 水平応力σh（セル圧）を0.2kgf/cm^2 から3.2kgf/cm^{2}の範囲で単調に増加させ、鉛直変位を一定にして鉛直応力σvを測定する。

c. ポアソン比νを次式より求める。

$$\nu = \frac{\Delta \sigma v}{2 \Delta \sigma h} \qquad (2.2.4.1)$$

ここで

$\Delta \sigma v$ ：増分鉛直応力

$\Delta \sigma h$ ：増分水平応力

ポアソン比の測定結果を図-2.2.4.1に示す。同図よりポアソン比は拘束圧の影響はほとんど見られず0.452～0.465の範囲となっていることがわかる。また平均値は 0.462であった。このように本免震材のポアソン比は0.46で0.5に近いため体積変化が非常に少なく、拘束された状態においても体積変化に影響が少ないことが確認できた。

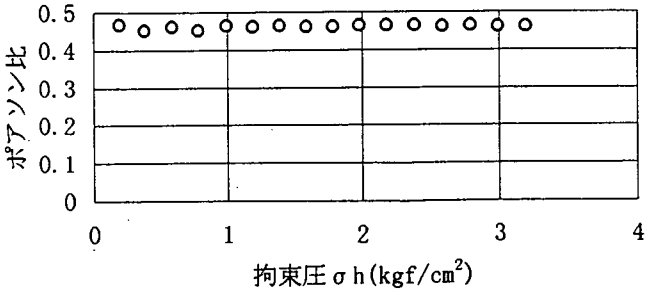


図-2.2.4.1 ポアソン比測定結果

3) 弾性係数の拘束圧依存性評価

ここでは三軸圧縮試験により、拘束圧による軸差応力（$\sigma_3-\sigma_1$）と軸ひずみ（ε_1）の関係及び直ひずみによる弾性係数への影響を調査し、拘束圧依存性を評価した。

三軸圧縮試験の試験条件を以下に示す。

a. 拘束圧　　0.5kgf/cm²、1.5 kgf/cm²、3.0kgf/cm²

b. 供試体　　直径50mm×高さ100mm　3供試体

c. 試験方法　　ＣＤ試験

d. 軸圧縮ひずみ速度　0.5%/min

e. 最大圧縮ひずみ　　20%以上

本試験から得られた液状ゴム系材料の軸差応力（$\sigma_3-\sigma_1$）と軸ひずみ（ε_1）の関係を図-2.2.4.2に示す。なおこの軸差応力と軸ひずみの関係は軸ひずみ0.1%毎に測定した結果である。

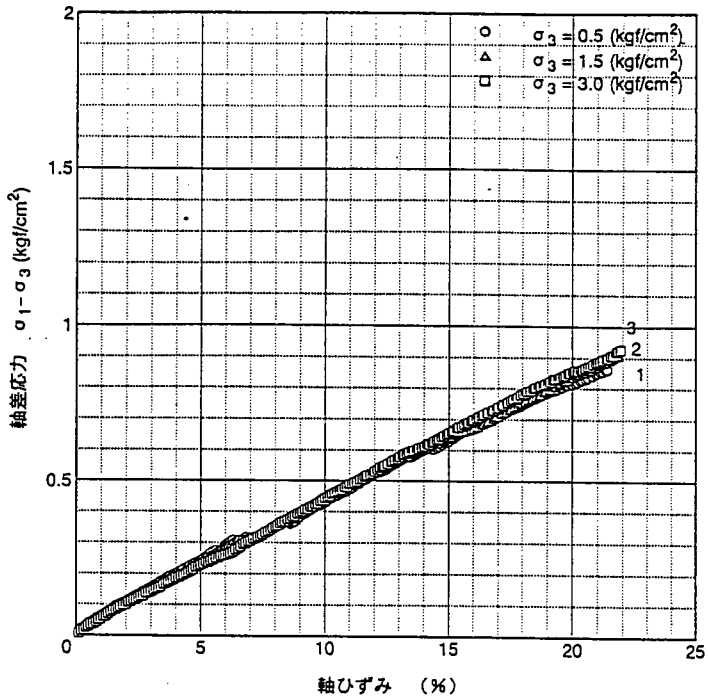


図-2.2.4.2　三軸圧縮試験結果

同図より拘束圧を0.5kgf/cm²、1.5kgf/cm²、3.0kgf/cm²とした場合の結果はほぼ同じであり、拘束圧は実験結果に影響しないことがわかる。したがって液状ゴム系材料のせん断特性（弾性係数）は拘束圧に依存しないものと考えられる。また、軸ひずみ20%以上の領域まではほぼ線形であり、当初予想されたひずみ硬化型の特性は全く認めれない。したがって、液状ゴム系免震材の弾性係数は、大地震時を想定したひずみ領域までひずみ依存性を示さないことが明らかとなった。

(4) 弾性係数の振動数依存性評価

一般にゴム系材料には動的な載荷により硬化する性質を持っている。そこで材料の動的な弾性係数を確認しておく必要がある。

本項では液状ゴム系材料に引張方向に振動を加え、引張弾性係数の振動数依存性を評価した。

試験条件を以下に示す。

供試体寸法　20×5×2㎜

試験方法　JIS K 7198　A法（引張振動法）

引張ひずみ　2.5%

測定温度　25℃

本試験の結果を図-2.2.4.3に示す。同図より、静的引張弾性係数に対し振動数が1Hzになると引張弾性係数が約15%増加し、10Hz時には約55%増加することがわかり、本材料は、振動数が高くなるほど引張弾性係数が上昇する傾向があることがわかる。しかし、表層地盤の地震時の卓越振動数は一般に1Hz前後であるので、実際には本免震材の振動数の影響はほとんどないと考えられる。

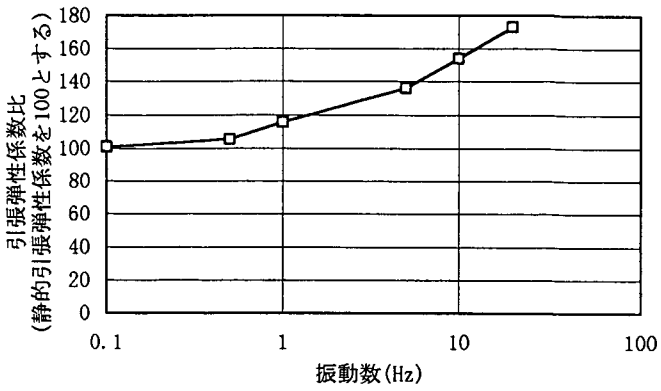


図-2.2.4.3　液状ゴム系免震材の引張弾性係数の振動数依存性

但しこの測定方法は簡易的なものであり、動的せん断弾性係数の詳細な検討は2.3繰り返し中空ねじりせん断試験で述べることとする。

(5) 耐久性試験

液状ゴム系材料は一般に耐水性や耐久性が良好であるが、近年開発された材料であるため長期間（50年以上）地中で使用された実績はない。そこで一般に有機材料の耐久性を評価する方法との一つとして行なわれている温水浸漬促進試験を行い、長期間経過したときの材料の圧縮弾性係数の変化を推定した。

試験条件を以下に示す。

供試体寸法　直径50㎜×高さ100㎜

浸漬液　水道水

試験温度　40℃、60℃、80℃

試験期間　7日、14日、28日、42日、82日

試験方法としては供試体を水中に浸漬し、水を加熱して所定の温度を保持し、各浸漬時間毎に一軸圧縮試験を行い圧縮弾性係数を測定した。

図-2.2.4.4に本試験の結果を示す。同図より高温（80℃、60℃）の条件下では、温度が高くなるほど弾性係数が低下し、浸漬時間が長くなるに従い弾性係数が低下するが40℃ではほとんど変化がなかったことがわかる。ここで、一般的に用いられている長期の状態を推定する方法であるアレニウスプロット[3]により材料の長期耐久性の推定を行った。但し40℃ではほとんど変化が確認できなかったため、ここでは60℃、80℃の結果のみを使用した。アレニウスプロットより活性化エネルギーEaを求めるとEa=31kcal/mol となる。このことから50年後の圧縮弾性係数は初期と比べて5%程度の減少にとどまることが推定できる。したがって液状ゴムは長期間地下水にさらされた状態でも弾性係数がほとんど変化せず、非常に安定な材料

であることが確認できた。

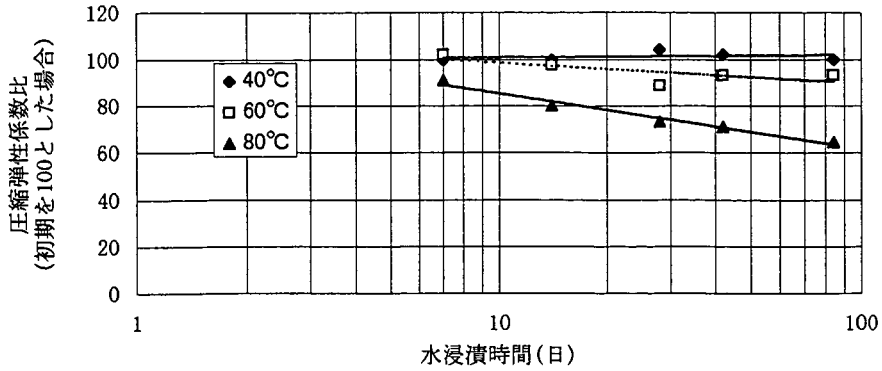


図-2.2.4.4　液状ゴム系材料の浸漬試験結果

(6) 一般物性のまとめ

1) 配　合

今年度はせん断弾性係数比が0.01程度になる材料配合のなかで耐久性の向上が図れる配合を検討した。その結果、開発した液状ゴム系免震材の配合を表-2.2.4.2に示す。

表-2.2.4.2　液状ゴム系免震材の配合

	主材	硬化材
	ポリブタジエン ＋アスファルト	イソシアネート
重量比	100	8

また、液状ゴム系免震材のぞれぞれの原料性状を表-2.2.4.3に示す。

表-2.2.4.3　原料性状

	主材	硬化材
外観	黒色液体	濃褐色液体
粘度（P　25℃)	95	4.8
比重	0.95	1.21

原料の粘度は、液状ゴムを施工する場合にポンプでの吐出量に影響を与えるため、温度依存性を確認する必要がある。図-2.2.4.5に主材粘度の温度依存性、図-2.2.4.6に硬化材粘度の温度依存性を示す。同図より主材及び硬化材は粘度の温度依存性が大きく低温（5℃付近）になると粘度が非常に上昇する傾向がある。一般的に粘度が上昇すると、ポンプでの材料吐出量が低下するため、主材／硬化材の混合比を安定化するためには材料の温度管理（粘度管理）に留意する必要がある。

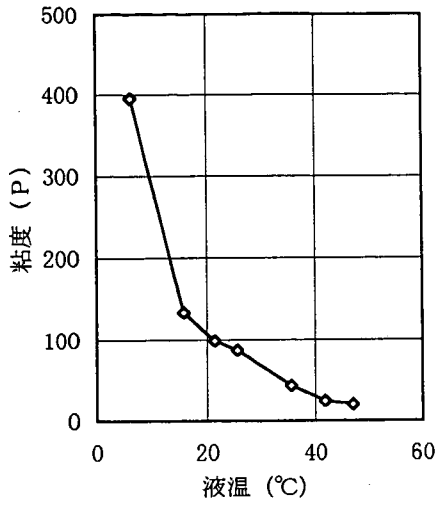


図-2.2.4.5　主材粘度の温度依存性

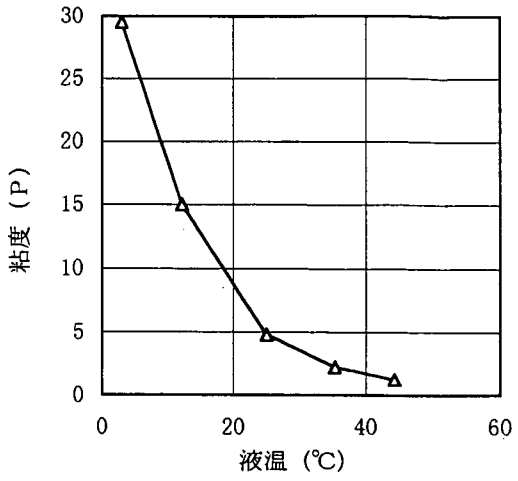


図-2.2.4.6　硬化材粘度の温度依存性

2)　硬化特性

図-2.2.4.7に25℃における主材及び硬化材の混合後の粘度の経時変化を示す。同図より混合後約11分経過すると1000Ｐ以上となることがわかる。また図-2.2.4.8は主材及び硬化剤の混合後の硬度（アスカーＣ）の経時変化を示したものである。同図より硬度は２日後以降はほとんど変化がなく、２日間でほぼ最終強度に達することがわかる。

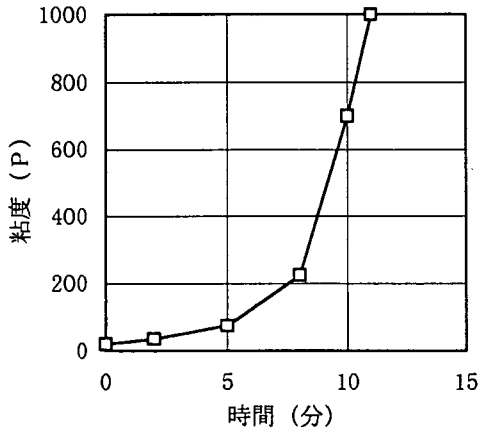


図-2.2.4.7　硬化特性（Ｂ型粘度計）

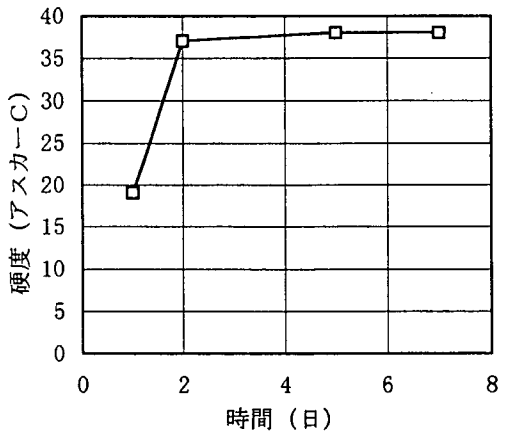


図-2.2.4.8　硬化特性（アスカーＣ）

3)　硬化後物性

表-2.2.4.4に硬化後物性を示す。同表より、今回開発した材料は目標とするせん断弾性係数比0.01以下を満足し、またポアソン比が高いことより体積変化が少ない材料であることが明らかとなった。

表-2.2.4.4　硬化後物性

	測定方法	測定値	備考
比重	—	0.98	
せん断弾性係数(kgf/cm²)	中空ねじり試験	2.8	後述の2.3による
圧縮弾性係数(kgf/cm²)	一軸圧縮試験	4.3	
ポアソン比	三軸圧縮試験	0.46	
硬度（JIS　A形）	JIS　K 6301	19	
引張強さ(kgf/cm²)	JIS　K 6301	4.9	3号ダンベル使用
伸び(%)	JIS　K 6301	158	3号ダンベル使用

(7) まとめと今後の課題

今年度はこれまでに開発された液状ゴム系免震材を基本に硬化材の種類の影響を検討し、耐久性の向上した材料が開発された。さらに、開発された材料の特性を詳細に評価した結果、下記のことが明らかになった。

① ポアソン比は0.46であり、体積変化が非常に少ない。

② 圧縮弾性係数の拘束圧、ひずみ依存性はほとんどない。

③ 振動数が高いほど弾性係数が高くなる振動数依存の傾向が認められるが1Hz付近まではこの影響は小さい。

④ 耐水性が良好であり、地下水などの影響はほとんどない

以上のように、本年度は液状ゴム系免震材のポアソン比・拘束圧依存性・ひずみ依存性・振動数依存性を明らかにし免震材として適した材料であることを示した。

今後は耐久性の確認として耐酸性、耐アルカリ性の評価を行うとともに長期耐久性の評価を継続する。

参考文献

1) 社団法人日本道路協会　道路橋支承便覧：pp.87-93, 1991.

2) 建設省土木研究所他　地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1）、建設省官民共同研究報告書第154号, pp.128-139, 1996.

3) ISO 11346:1997 Rubber, vulcanized or thermoplastic — Estimation of life-time and maximum temperature of use from an Arrhenius plot

＜研究担当＞　東海ゴム工業株式会社

2.2.5　固形ゴム系免震材の開発

(1)　開発の背景と目的

平成７年度は、固形ゴムを用いた免震材の基本構成として、ゴム粒子を接着剤（バインダー）で固めたスラブ状のものを考え、この構成の元で軟質のゴム粒子を使用することによって、地盤とのせん断弾性係数比を0.01程度に柔らかくするという一次開発目標が達成できることを確認した。ところが、トンネルの形状と免震材の厚みを考えると、多量の免震材が必要とされるため、軟質のゴム粒子を経済的に、且つ安定的に確保することが課題の一つである。

一方、近年、排出される廃棄物の増大が環境問題化しており、例えば廃タイヤの発生量は年間95万トンにものぼっている。廃タイヤの場合はリサイクル率が95%程度と比較的高いものの、その大量安定処理先の確保は長年の懸案事項となっている。

そこで、固形ゴムによる免震材は、その母材として廃タイヤを粒状に粉砕したゴムチップを利用することとし、免震トンネルを有望な廃タイヤの大量処理先としても位置づけ、免震化のみならず、環境問題についても貢献できることを図った。

しかし、免震材として要求される物性値を考えた場合、廃タイヤチップを利用すれば、弾性係数が大きくなり、一次開発目標値を満足しないこととなる。そのため平成８年度は、一次開発目標値を満足し、且つ、廃タイヤチップを有効利用できる配合を静的一軸圧縮試験の結果から決定し、その配合での材料を用いて弾性係数の温度依存性や振動数依存性を静的一軸圧縮試験と比較できる方法で調べるとともに、三軸圧縮試験によるポアソン比の正確な測定、弾性係数の拘束圧依存性および直ひずみ依存性の確認を実施した。

また、免震材には構造物の供用期間中における耐久性が要求される。そこで、ここでは、評価対象として材料の圧縮弾性係数の変化率を選び、地中と同様な環境条件下での劣化促進試験によって、耐久性についても評価した。

なお、平成８年度の試験実施項目を以下に示す。

①　配合改良検討

②　動的一軸圧縮試験（圧縮弾性係数の温度依存性、振動数依存性）

③　ポアソン比の測定及び三軸圧縮試験

④　耐久試験

(2)　配合改良検討

上述したように、固形ゴムに使用されるゴム粒子として廃タイヤチップを用いるため、平成７年度に検討した配合（以下配合１と呼ぶ。）を基本に、改良を加えた。ここで、この配合１に使用されているゴムチップすべてに、廃タイヤチップを用いた場合は、廃タイヤチップの高弾性係数に帰因する免震材の硬化現象が懸念されたため、バインダーのウレタン樹脂を柔らかいものに変更するとともに、内部の空隙率を大きくする目的で、分布幅の狭い粒度を持つゴムチップ材を採用し、一次開発目標値を満たす物性値を有する配合を考えた。また、全量廃タイヤチップを用いるのではなく、軟質ゴムチップの混合配合を検討した。その結果、廃タイヤチップと軟質ゴムチップとの混合比率を50／50に設定したものが、圧縮弾性係数

が10kgf/cm² 以下となり、目標値を満足することが確認された。従って、この配合を最終配合として決定した。

表-2.2.5.1は、以上3種類の配合の特徴と圧縮弾性係数の結果をまとめたものである。

表-2.2.5.1　各配合の特徴と圧縮弾性係数

配合名	配合の特徴	圧縮弾性係数	備考
配合1	軟質ゴムチップの利用	9.2 kgf/cm²	平成7年度配合
配合2	廃タイヤチップ＋軟質ウレタンの利用	18.9 kgf/cm²	
配合3	廃ﾀｲﾔﾁｯﾌﾟ/軟質ｺﾞﾑﾁｯﾌﾟ＋軟質ｳﾚﾀﾝの利用	8.7 kgf/cm²	最終配合

(3) 最終配合と原料性状

1)　最終配合

前項で述べた検討により、免震材としての要求特性を満足し、且つ、廃タイヤの有効利用を図ることのできる配合が決定された。決定した原材料の配合比を表-2.2.5.2に示す。この中には添加剤も少量加えているが、これは耐久性の向上とゴムチップとバインダーとの接着性を良くすることを目的としたものである。

表-2.2.5.2　固形ゴム系免震材の原材料配合比（重量比）

ゴムチップ	ﾊﾞｲﾝﾀﾞｰ(ｳﾚﾀﾝ)	添加剤
100	22.5	2.0

注）ゴムチップは廃タイヤチップと軟質ゴムチップから成り、その比率は50/50である。

2)　原料性状

①　バインダーの性状

ここでバインダーとして用いたウレタン樹脂は変成ＭＤＩを基に作られたイソシアネート末端プレポリマーであり、このウレタン樹脂の硬化前の性状は表-2.2.5.3に示す通りである。

表-2.2.5.3　バインダー樹脂の性状

項目	性状又は代表値
比　　重	1.05～1.15
揮発分	含有しない
NCO含有量	9.6～10.4%
粘度(25°C)	23～32 P

②　ゴムチップ

前述した通り、ここで用いるゴムチップは廃タイヤを粉砕したものと軟質ゴムチップを混合したものであるが、この混合後のゴム粒子の粒度分布をRote-Tap式自動試験篩機を用いて、以下に示す条件のもとで測定した。

・使用試験機：Rote-Tap式自動試験篩機

・条件：振動時間（10分間）

打数（156）、回転数（290回／分）

本試験の結果を表-2.2.5.4に示す。同表より主に1－3㎜の狭い範囲に粒度が分布していることが判る。

表-2.2.5.4　ゴム粒子の粒度分布

網目（㎜）	重量　％
3．36以上	0
3．36～2．38	11
2．38～1．00	86
1．00以下	3

③　添加剤

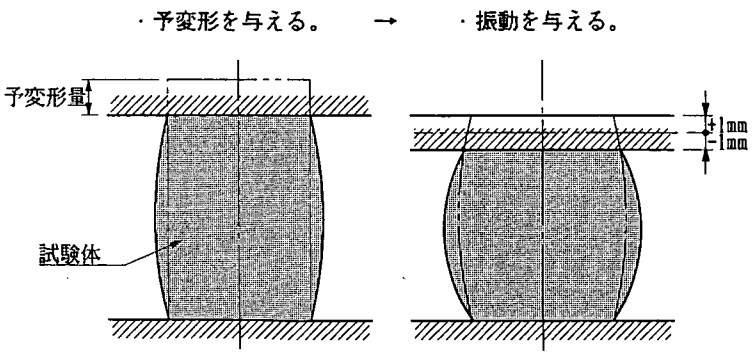
添加剤はゴム粒子とウレタン樹脂とのなじみを良くするためにあらかじめゴム粒子の表面を濡らしておくことが目的であり、これより接着性の向上がはかられる。ここではポリオールの添加剤を用いた。

(4)　動的一軸圧縮試験

固形ゴムの場合はその弾性係数は周辺の温度条件や圧縮の際のひずみ速度（振動数）によって変化することが予測されるため、これら2要因についての特性を調べることが重要である。一般に、地中の温度は通常15℃前後であり、地域差もあまりみられない。しかし構造物設置場所の深度が浅いときは比較的外気温に影響されることも予想されるので、本項では-5℃～25℃までの温度特性を調べることとした。また振動数特性については表層地盤の固有周期を考慮しなければならないが、その範囲を0.1～5秒程度と想定し、0.2～10Hzの範囲でひずみ速度を変化させ、その振動数特性を調べた。その試験条件を以下に示す。

・供試体　　：φ50×100㎜H
・温度条件　：-5℃，5℃，15℃，25℃の4水準
・周波数条件：0.2Hz，0.5Hz，1Hz，5Hz，10Hzの5水準
・予変形量　：初期の圧縮応力としてσ=1.0kgf/cm^{2}に対応する変形量（13.6㎜）をあらかじめ与えた。
・測定項目　：動的一軸圧縮弾性係数、減衰定数

ここで、供試体形状は前述した静的一軸圧縮試験との比較を可能にするため、同一形状であるφ50×100㎜Hの大きさのものを採用した。また、軸方向の圧縮応力がσ=1 kgf/cm^{2}となるようにあらかじめ供試体に予変形量（=13.6㎜)を与えて動的圧縮弾性係数を調べることとした。図-2.2.5.1に動的一軸圧縮試験



主な測定項目
・動的圧縮弾性係数E
・位相のずれ　tanδ
・減衰定数 he

図-2.2.5.1　動的一軸圧縮試験方法のイメージ

のイメージを示す。

図-2.2.5.2は-5℃、5℃、15℃及び25℃の各温度に於ける圧縮弾性係数の振動数依存性をグラフに表したものである。同図より-5℃以外の温度条件ではほとんどそのグラフが重なっているのが判る。実際の地中温度が氷点下以下にさがることは日本国内では非常に限られた場所でしかないことを勘案すると、実質的には本材料には温度依存性がないものと考えられる。

振動数依存性については、振動数に比例して圧縮弾性係数が大きくなることが認められ、前述した静的一軸圧縮弾性係数(=8.7kgf/cm²) と比較すると、温度条件15℃で且つ振動数が0.2～10Hzの範囲では1.6～2.5倍程度 (14.2～21.7kgf/cm²)となり、静的試験と動的試験では大きく値が異なることが判った。

この動的圧縮弾性係数から固形ゴムのせん断弾性係数G_mを式2.2.5.1を用いて求めると、

$$G_m = \frac{E_m}{2\ (1+\nu)} \qquad (2.2.5.1)$$

ここで　G_m：せん断弾性係数

E_m：圧縮弾性係数

ν　：ポアソン比

ポアソン比ν=0.4とした場合ではG_m=5.1～7.8kgf/cm²となり、地盤のせん断弾性係数G_gを200～600kgf/cm² とすると、せん断弾性係数比は0.013～0.039となる。従って最終配合による固形ゴムは一次開発目標値をほぼ満足していると考えられる。ただ、ここでは拘束圧依存性は考慮に入れていないので、正確には後述の中空ねじり試験の結果を参考にする必要がある。

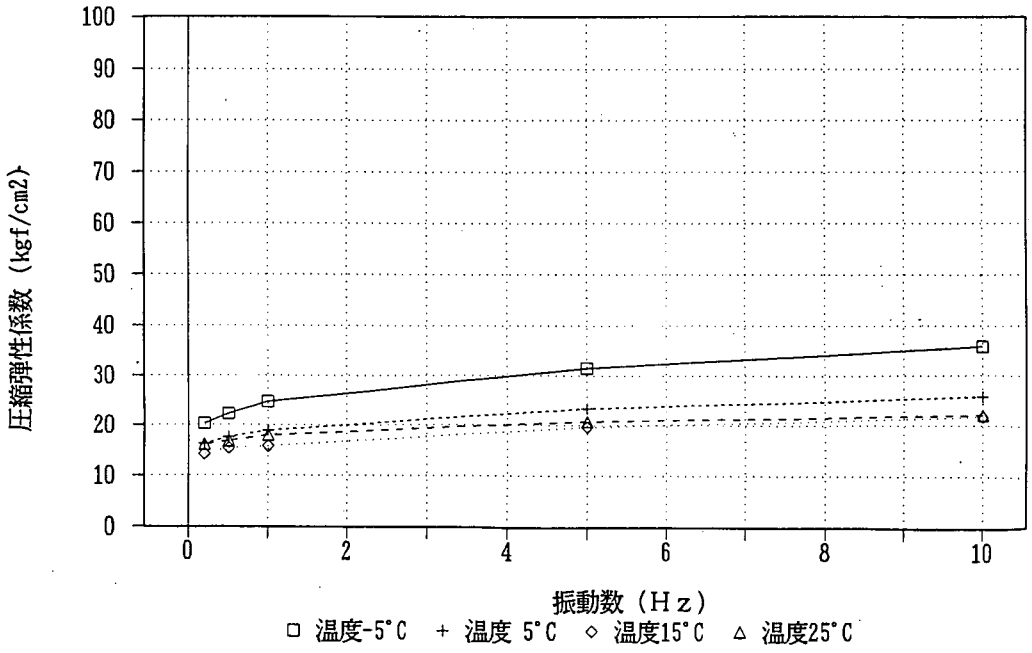


図-2.2.5.2　温度特性及び振動数特性

(5) ポアソン比の測定及び三軸圧縮試験

ゴム系材料には、一般的な性質として、拘束圧下では硬化し、ポアソン比及び弾性係数が変化する性質を有する。また、直ひずみに応じて弾性係数が変化する性質も併せて有する。

そこで、設計用物性値として必要なポアソン比を精度よく測定すること、および、弾性係数の直ひずみ依存性及び拘束圧依存性を確認することを目的とした実験を実施した。

1) ポアソン比の測定

ポアソン比の測定はφ50×100mm の大きさの供試体を用い、鉛直方向に於いて平面ひずみ状態を仮定した三軸圧縮試験から測定した。その試験方法を以下に示す。

① 水平応力σh（セル圧）を0.2kgf/cm²の等方応力状態にする。

② 水平応力σh（セル圧）を0.2kgf/cm²から3.2kgf/cm²の範囲で単調に増加させ、鉛直変位を一定として鉛直応力σvを測定する。

③ ポアソン比νを次式より求める。

$$\nu = \frac{\triangle \sigma v}{2 \triangle \sigma h} \qquad (2.2.5.2)$$

ここに、△σv ：増分鉛直応力

△σh ：増分水平応力

本試験によるポアソン比の測定結果を図-2.2.5.3に示す。同図より固形ゴムのポアソン比は0.328～0.423の範囲で変化し拘束圧依存性を有することが判る。

また、この関係を最小二乗法により求めると、式(2.2.5.3) のような関係式が得られる。

$$\nu = 0.0272 \sigma h + 0.339 \qquad (2.2.5.3)$$

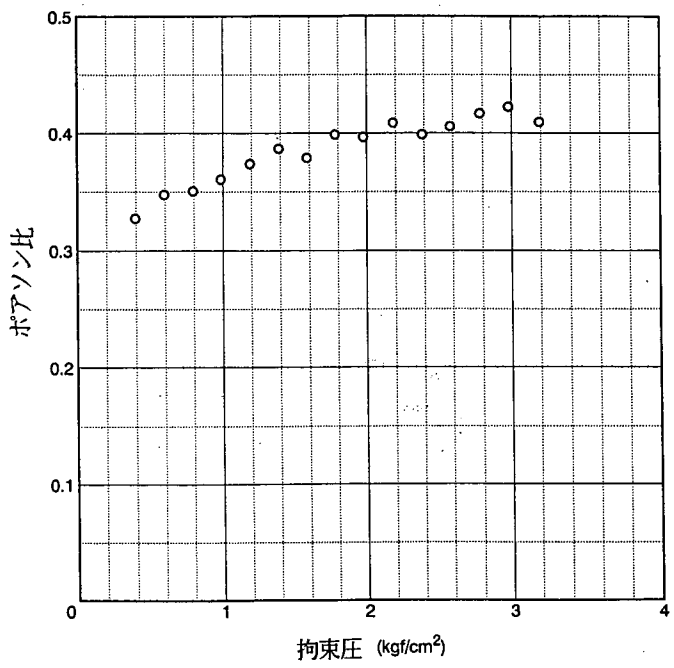


図-2.2.5.3 拘束圧とポアソン比

2) 三軸圧縮試験

ここでは、拘束圧が軸差応力（$\sigma_3-\sigma_1$）と軸ひずみ（ε_1）の関係に及ぼす影響および直ひずみが弾性係数に及ぼす影響を調査し、拘束圧及び直ひずみと弾性係数との関係を求める目的で三軸圧縮試験を実施した。この時の試験条件は以下の通りである。

・拘束圧：0.5, 1.5, 3.0 kgf/cm²

・試験体：φ50×100mm

・試験法：ＣＤ試験

・軸圧縮ひずみ速度：0.5%/min

・最大圧縮ひずみ：20%以上

本ＣＤ試験から得られた固形ゴムの軸差応力（$\sigma_3-\sigma_1$）と軸ひずみ（ε_1）の関係を図-2.2.5.4に示

す。なお、この軸差応力と軸ひずみとの関係は軸ひずみ0.1％ごとに測定した結果である。同図より、軸差応力と軸ひずみとの関係や弾性係数には拘束圧依存性が認められることが判る。また、軸差応力と軸ひずみとの関係における勾配は各拘束圧条件ともに軸ひずみ20%程度まではほぼ一定であり線形とみなすことができる。したがって、固形ゴム系免震材の弾性係数は大地震時に想定される軸ひずみ20%程度までは軸ひずみによる影響が顕在化することがないものと考えられる。

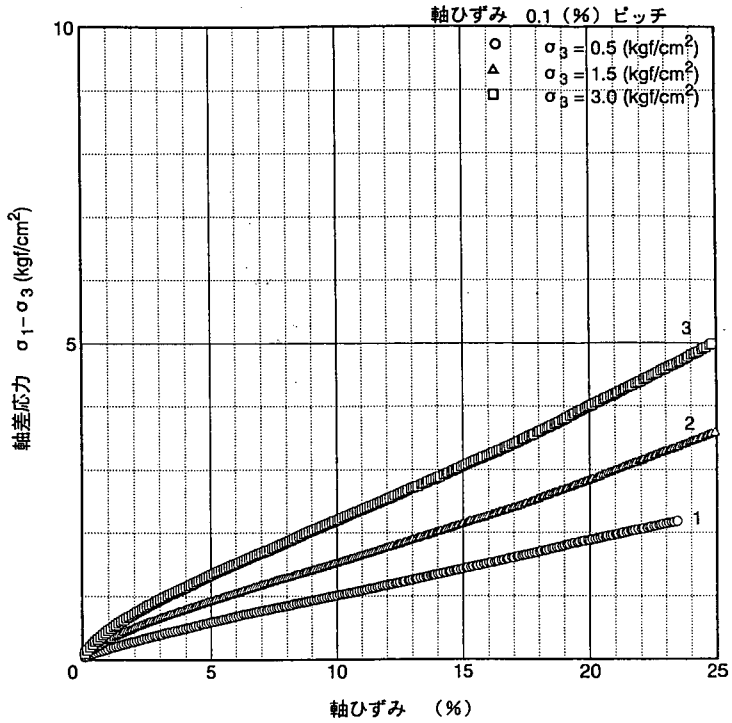


図-2.2.5.4　三軸圧縮試験の結果

(6) 耐久性試験

固形ゴム系免震材はその内部に連通した空隙を有するため、施工時の雨水等やトンネル躯体コンクリート打設時のモルタルが内部に浸透し、固形ゴムの力学的特性を設計値と異なるものに変化させてしまう可能性がある。そのため、7章に詳述するように、固形ゴムの表面をウレタン樹脂でコーティングすることとし、水の内部への浸透を防ぐように工夫した。

従って、ゴムチップは直接水に触れることがないので、劣化の進行は非常に遅く、通常の試験条件では耐久性に関する明確な結果が得られないものと考えられる。そこで、ここでは、コーティングが破損し、浸水するという最も厳しい条件を想定し、ウレタン樹脂コーティングの無い供試体を用いて、耐久性試験を行った。

試験は、供試体を水中に浸漬し、その劣化の度合いを一軸圧縮弾性係数の変化率を指標にして調べた。その結果は、アレニウスの方法を採用して評価した。なお、試験条件は以下に示す通りである。

・供試体：φ50×100mm
・温度条件：40℃、60℃、80℃の3水準
・測定項目：一軸圧縮弾性係数の変化率

図-2.2.5.5は老化日数と圧縮弾性係数の変化率との関係を片対数グラフにプロットしたものである。同図よりアレニウスプロットを行い活性化エネルギーＥａを求めると、Ｅａ＝16.6kcal/molとなり、この活性化エネルギーを基に、温度15℃の耐用年数50年に相当する試験日数を計算すると、80℃では90日となる。

また、図-2.2.5.5のグラフより50年後の圧縮弾性係数比を求めると、当初より18%程度減少するものと推定できる。しかし、実際の固形ゴム系免震材では、前述したようにゴムチップの表面にウレタンコーティングを施すため、バインダーであるウレタン樹脂が加水分解を起こすことがない。従って、実際の変化

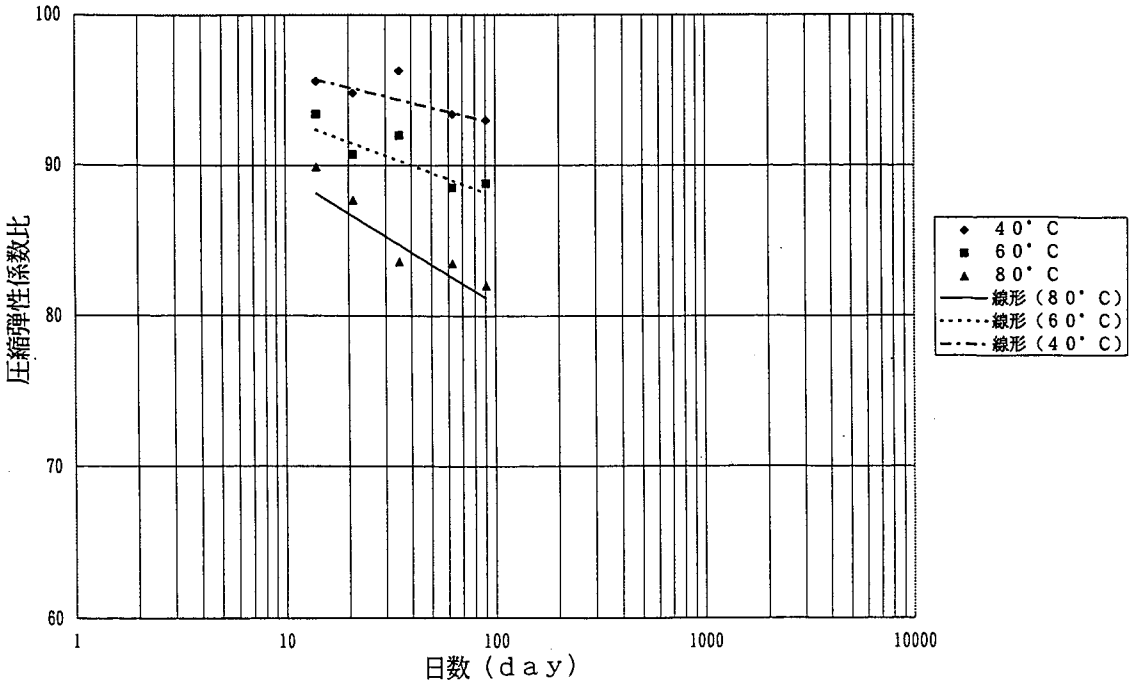


図-2.2.5.5　圧縮弾性係数の変化

率はもっと小さな値になるものと考えられ、固形ゴム系免震材は十分な耐久性を有するものと考えられる。

(7)　硬化後物性のまとめ

バインダー硬化後の固形ゴムの一般物性は表-2.2.5.5の通りである。特に中空ねじり試験の結果は拘束圧依存性がみられるため、本表では拘束圧が0.5kgf/cm²の値を掲載した。

表-2.2.5.5　固形ゴム系免震材の硬化後物性

項　　目	測定方法	測定値	備　　考
比重　　g/cm³	φ50 x 100mm 5個の平均	0.591	
せん断弾性係数　kgf/cm²	中空ねじり試験	5.8～12.8	拘束圧=0.5kgf/cm²
圧縮弾性係数　kgf/cm²	静的一軸圧縮試験	8.7	
ポアソン比	三軸圧縮試験により測定	0.33～0.423	
引張り強さ　kgf/cm²	JIS　K6301に準拠する。	2.3	1号ﾀﾞﾝﾍﾞﾙを使用
破断時伸び　%	JIS　K6301に準拠する。	58	1号ﾀﾞﾝﾍﾞﾙを使用

(8)　まとめと今後の課題

平成8年度では廃タイヤチップを利用した配合を最終決定し、その配合の元で、各試験評価を行った。主要結果をまとめると、以下の通りとなる。

① 0℃以上の温度下では、動的一軸圧縮弾性係数の温度依存性はほとんど無い。

② 動的一軸圧縮弾性係数には振動数依存性があり、とくに静的一軸圧縮弾性係数の結果と比較して、地震時に支配的な振動数の範囲では1.6～2.5倍ほど大きい結果となった。しかし、動的一軸圧縮試験によって得られた圧縮弾性係数から推定したせん断弾性係数は 5.1～7.8kgf/cm^{2}となり、地盤とのせん断弾性係数比を0.01程度以下にするという一次開発目標値をほぼ満足することが確認できた。

③ ポアソン比は拘束圧によって0.33～0.423の範囲で変化する。

④ 三軸圧縮試験により、圧縮弾性係数が拘束圧に比例して大きくなること、及び弾性係数が直ひずみ20%程度まではひずみ依存性がないことを確認した。

⑤ 耐久性試験の結果、コーティングの全くない最も厳しい条件下でも50年後の圧縮弾性係数は、当初の値と比較して18%程度低減するものと推定される。しかし、実際にはウレタンコーティングを施すため、固形ゴム系材料は十分な耐久性を有しているものと考えられる。

今後は、耐久性の確認として耐酸性、耐アルカリ性の評価を行う。

＜研究担当＞ 住友ゴム工業株式会社

2．3 繰り返し中空ねじりせん断試験

(1) 試験の背景と目的

材料開発に関する平成8年度の課題の一つとして、免震層を有する地下構造物設計に用いる免震材料の動的物性の把握が挙げられている。免震層を有する地下構造物の耐震設計を行うにあたり、免震層の動的弾性係数は最重要パラメータであり、また、免震層に地震外力によるひずみが発生したとき、そのひずみレベルおよび拘束圧による各材料の弾性係数および減衰定数の変化を把握する必要もある。

そこでここでは、各材料のせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存性、拘束圧依存性を同一基準の試験のもとで検証するため、2．2節で最終決定された配合における各材料の動的変形試験を実施した。

試験方法としては、土の動的変形特性を把握する試験法として振動三軸試験または中空ねじりせん断試験等の試験機を用いた試験法があるが、今回は地震時の地盤内応力の再現性がすぐれている中空ねじりせん断試験による動的変形試験を行うこととした。

(2) 試験概要

前述したようにここでは、同一基準、同一試験方法による一斉試験として、繰り返し中空ねじりせん断試験を行い、各免震材料の動的物性を検証した。本試験は地盤工学会基準「土の変形特性を求めるための繰返し中空ねじり試験方法」（JGS T 543）[1]に準拠している。

試験方法は、非排水条件下で1．0Hzの正弦波11波を荷重制御で与え、片振幅せん断ひずみγが10^{-4}～10^{-1}（0．01%～10%）付近となるまで載荷荷重を漸増させるステージテストとした。また各材料のせん断弾性係数Gは10波目のせん断応力τおよびせん断ひずみγから算出した。図-2．3．1に本試験の概念図を示す。なお、アスファルト系材料については、材料特性を考慮し1供試体1拘束圧の条件で試験を行った。試験装置を図-2．3．2に示す。また、今回の試験ではひずみレベル10^{-1}程度の大変形まで載荷させるが、そのためには従来の接触型変位計では計測不能であるため、レーザー式変位計による非接触型変位計を採用した（図-2．3．2および写真-2．3．1参照）。

(3) 試験条件

試験条件については、以下に示す検討項目を踏まえ設定した。

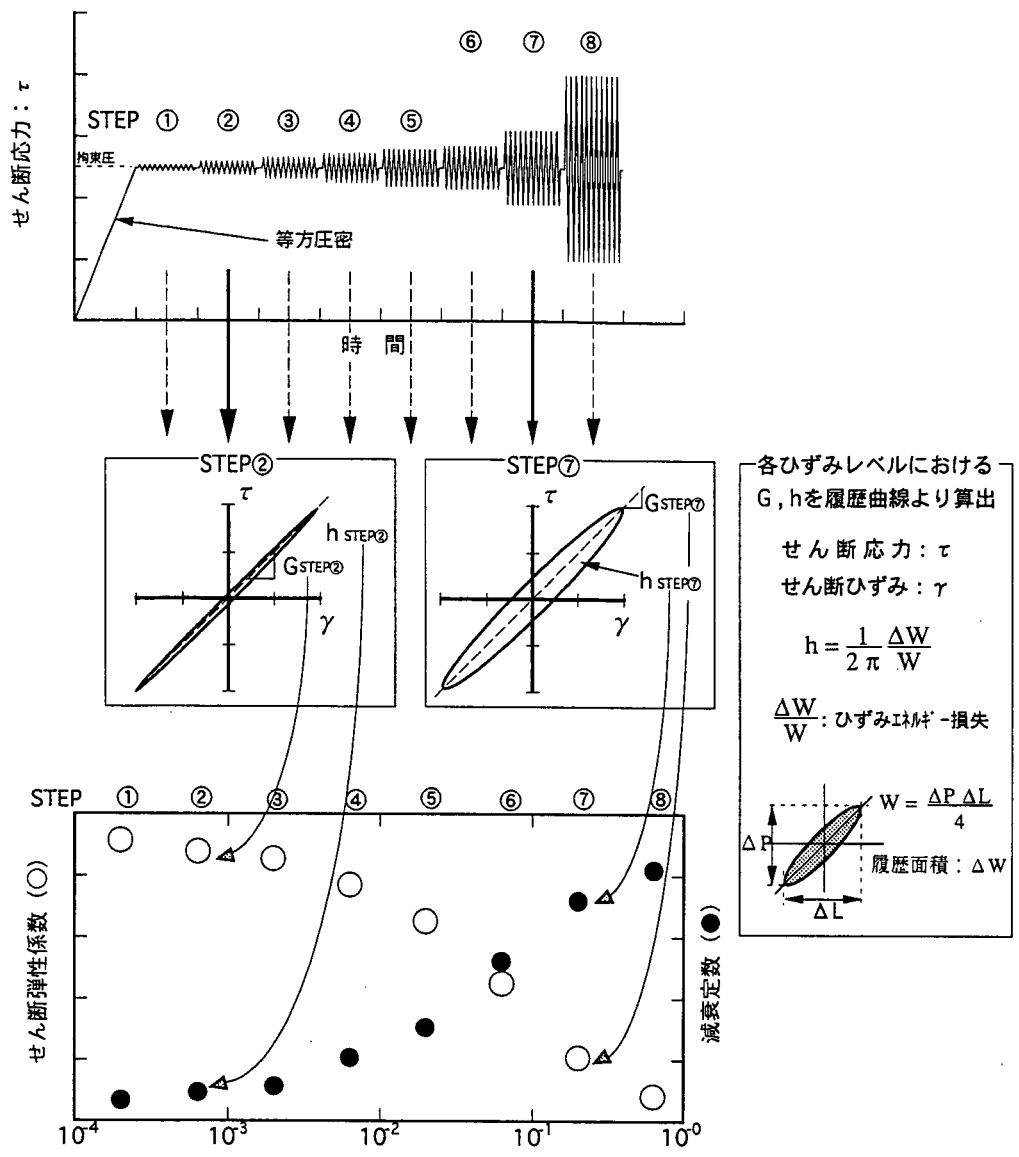
- 各免震材料の実際の設置深度としては、開削トンネルの場合の土被り3m程度からシールドトンネルの場合の土被り20m程度を想定し、0．5，1．5，3．5kgf/cm^{2}の3種類とした。
- 表層地盤の卓越振動数を想定して、繰り返し載荷速度としては1．0Hzとした。
- 計測ひずみは、事前の解析[2]により大地震における免震層のひずみが最大20%程度であるとの報告により上限値を10^{-1}レベルとした。

表-2．3．1に試験条件、表-2．3．2に今回用いたレーザー変位計の主な仕様をまとめる。

(4) 試験結果

各免震材料の試験結果を表-2．3．3～2．3．4 に示す。このうち表-2．3．3は各材料の最小せん断ひずみ振幅時および最大せん断ひずみ振幅時のせん断弾性係数G、減衰定数hをまとめたものであり、表-2．3．4は地震時縦断方向変形時における免震層の最大ひずみレベルと想定される10^{-2}オーダー[3]と開削トンネルの地震時横断面変形時の免震層の最大ひずみレベルと想定される10^{-1}オーダーの各振幅でのせん断弾性係数G、

(a) 試験概要



(b) ステージテスト概要

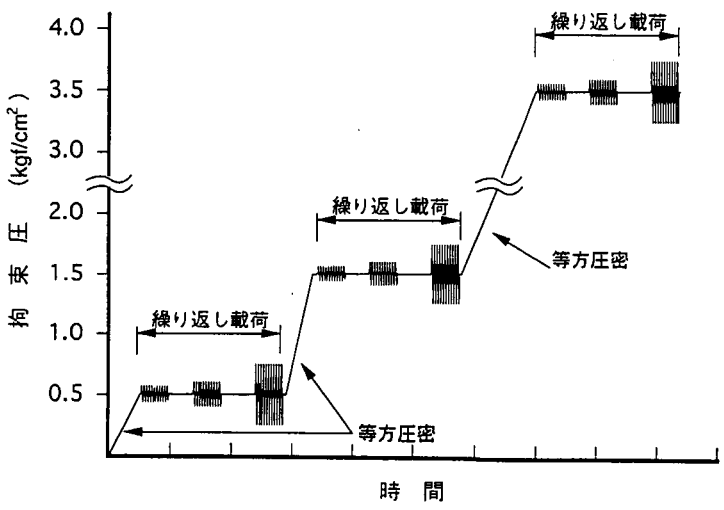


図-2.3.1 試験概念図

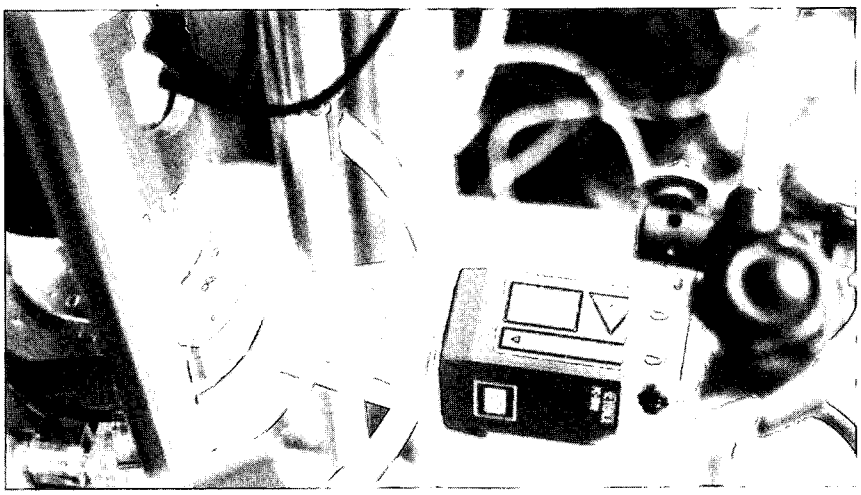


写真-2.3.1　レーザー変位計

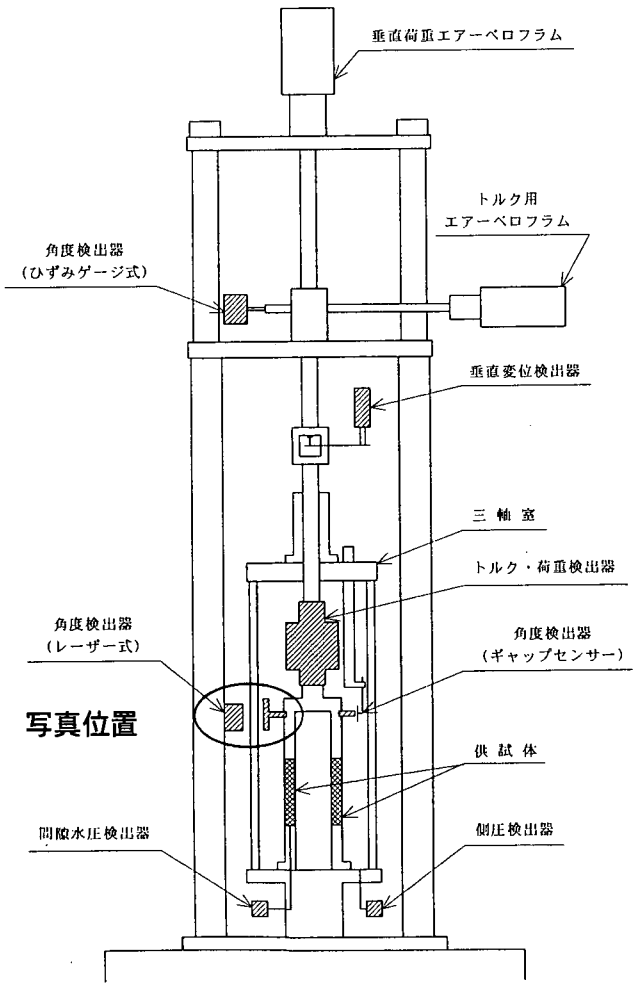


図-2.3.2　繰り返し中空ねじりせん断試験機および変位計設置位置

表-2.3.1　試験条件

項　目	諸　元　等	備　考
供試体寸法	外径φ100mm，内径φ60mm，高さ80mm	中空供試体
試験拘束圧	0.5，1.5，3.5 kgf/cm²	
圧密排水条件	等方圧密非排水試験	
制御方法	応力制御	
繰り返し載荷回数	11回	
繰り返し周波数	1.0 Hz	
計測ひずみ範囲	10^{-4} ～10^{-1}	
G，hを算出する計測データ	10波目	
水温	常温　ただしｱｽﾌｧﾙﾄ材料は20°C±5°C	

表-2.3.2　レーザー変位計の主な仕様

形式	FC2000（キーエンス社製）
設定距離	5～40mm
測定範囲	±9999mm
測定物移動速度	4m/sec 以下
光源	半導体レーザー最大12mWクラス3B
スポット径	0.5×2mm
表示精度	±0.5%of移動距離
繰り返し精度	±0.2%of移動距離

表-2.3.3　各免震材料の中空ねじりせん断試験結果

材料 / 項目		アスファルト系		ウレタン系		シリコーン系		液状ゴム系		固形ゴム系	
		min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
σ_3 = 0.5kgf/cm²	γ	0.0157	27.2	0.109	18.2	0.115	11.5	0.0776	15.1	0.0189	14.5
	G	1.6	47.4	2.8	3.0	2.8	3.3	2.6	3.0	5.8	12.8
	h	20.6	41.1	10.2	11.3	1.5	3.8	11.8	12.1	5.7	8.9
σ_3 = 1.5kgf/cm²	γ	0.0133	25.3	0.0916	18.2	0.0200	15.4	0.0254	14.9	0.0120	11.4
	G	2.2	49.6	2.7	3.3	2.8	3.3	2.7	3.1	8.6	19.4
	h	21.0	41.0	11.0	15.4	0.6	2.4	11.8	12.5	6.6	10.0
σ_3 = 3.5kgf/cm²	γ	0.0187	22.6	0.0666	18.3	0.0177	22.2	0.0245	15.1	0.0302	7.79
	G	2.9	39.7	2.7	3.4	2.8	3.2	2.6	3.4	22.5	44.6
	h	26.2	40.4	11.0	12.0	1.4	2.4	11.9	13.2	6.0	10.0

γ：せん断ひずみ（%），G：せん断弾性係数（kgf/cm²），h：減衰定数（%）

表-2.3.4　ひずみ１％レベルおよび10％レベルにおけるせん断弾性係数，減衰定数

項目＼材料＼せん断ひずみ		アスファルト系		ウレタン系		シリコーン系		液状ゴム系		固形ゴム系	
		1%ﾚﾍﾞﾙ	10%ﾚﾍﾞﾙ	1%ﾚﾍﾞﾙ	10%ﾚﾍﾞﾙ	1%ﾚﾍﾞﾙ	10%ﾚﾍﾞﾙ	1%ﾚﾍﾞﾙ	10%ﾚﾍﾞﾙ	1%ﾚﾍﾞﾙ	10%ﾚﾍﾞﾙ
σ3 = 0.5kgf/cm²	γ	2.2	16.4	1.3	13.5	1.0	11.5	1.5	11.7	1.3	10.3
	G	12.6	3.3	2.9	2.8	3.1	2.8	2.9	2.7	10.0	6.4
	h	36.5	41.7	11.2	11.1	1.7	2.2	11.9	11.8	7.7	8.7
σ3 = 1.5kgf/cm²	γ	1.8	13.6	1.3	13.6	1.6	11.5	1.5	11.5	1.1	11.4
	G	14.3	4.0	2.8	2.7	3.0	2.9	2.9	2.7	14.9	8.6
	h	35.8	41.8	12.0	11.0	2.1	1.5	12.0	11.9	8.6	10.0
σ3 = 3.5kgf/cm²	γ	1.4	11.4	1.3	10.0	1.6	11.5	1.6	11.9	1.3	7.8
	G	14.5	5.0	2.9	2.7	3.0	2.9	2.8	2.6	35.0	22.5
	h	36.7	41.8	12.0	11.0	2.3	1.5	12.5	11.9	8.1	10.0

γ：せん断ひずみ（%），G：せん断弾性係数（kgf/cm²），h：減衰定数（%）

減衰定数hをまとめたものである。また、せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存曲線および拘束圧1.5kgf/cm²における10^{-3}オーダー、10^{-1}オーダーの履歴曲線を図-2.3.3～2.3.7 に示す。

試験結果をまとめると以下の通りである。

1)　ウレタン系材料、シリコーン系材料、液状ゴム系材料はせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性ならびに拘束圧依存性はほとんど見られない。また、せん断弾性係数は3.0kgf/cm²程度であり、開発目標値である５kgf/cm²以下を満足している。

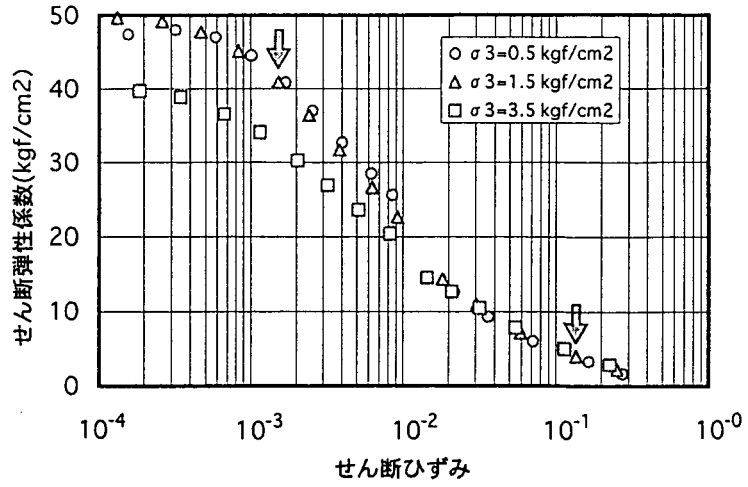
2)　アスファルト系材料は、せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性が認めらる。しかし拘束圧依存性は認められない。アスファルト系材料の場合は、骨格を形成するセメンテーションがひずみが大きくなることにより徐々に破壊され、剛性が低下したものと考えられる。

3)　固形ゴム系材料はせん断弾性係数のひずみ依存性、拘束圧依存性がともに認められる。減衰定数については、拘束圧依存性およびひずみ依存性が認められない。せん断弾性係数の拘束圧依存性については、固形ゴム系材料がもともとゴムチップを樹脂でバインドされ空隙を有しているため、拘束圧で空隙が変化しこれが剛性変化につながるものと考えられる。またひずみ依存性については、ゴムチップをバインドしているウレタン樹脂の接着性能が大ひずみ域で低下することによるものと考えられる。

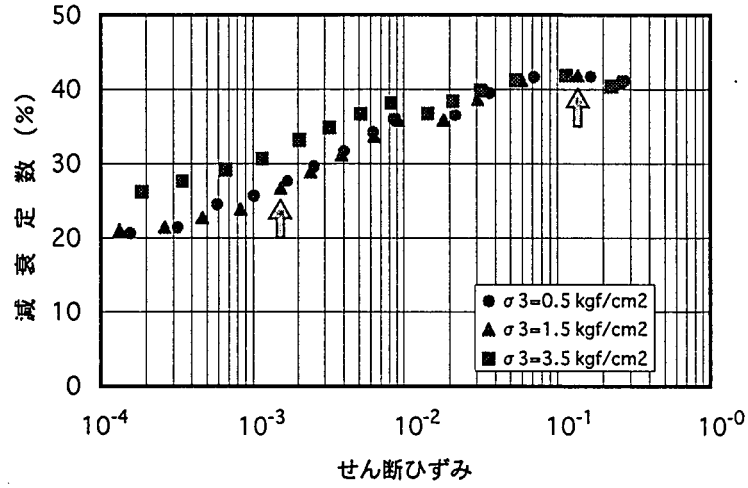
(5)　考察およびまとめ

試験結果をもとに各材料について、地下構造物の免震材料としての観点から考察を加える。

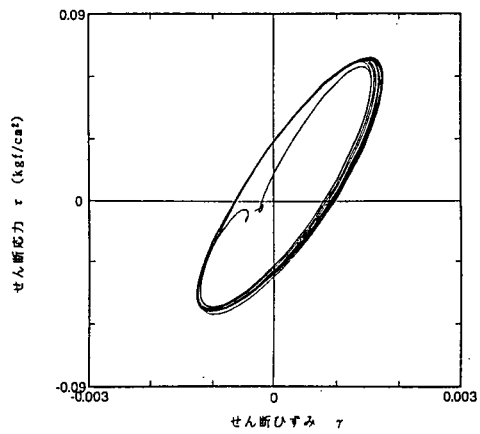
・ウレタン系材料、シリコーン系材料、液状ゴム系材料については、G＝３kgf/cm² 程度でしかも拘束圧およびひずみ依存性が見られない。これより、免震層の設置深度および免震層に発生するひずみの大きさに影響されず、免震材としての一定の必要性能を発揮する材料であることが考えられる。



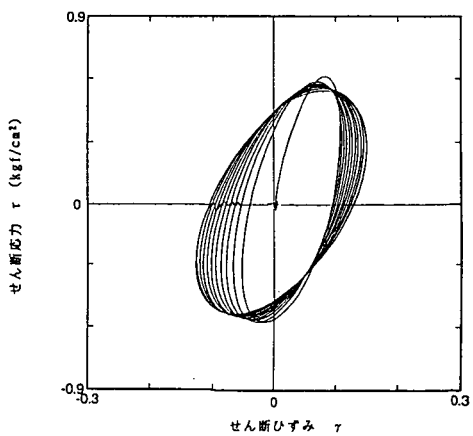
a)　せん断弾性係数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置



b)　減衰定数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置

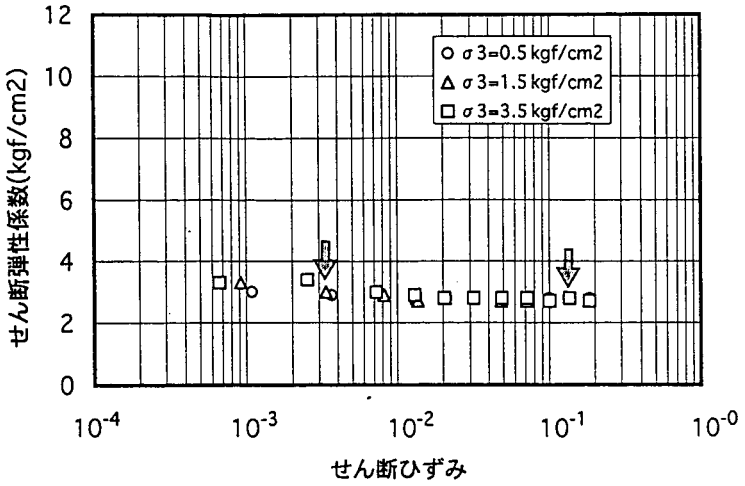


c)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-3}レベル）

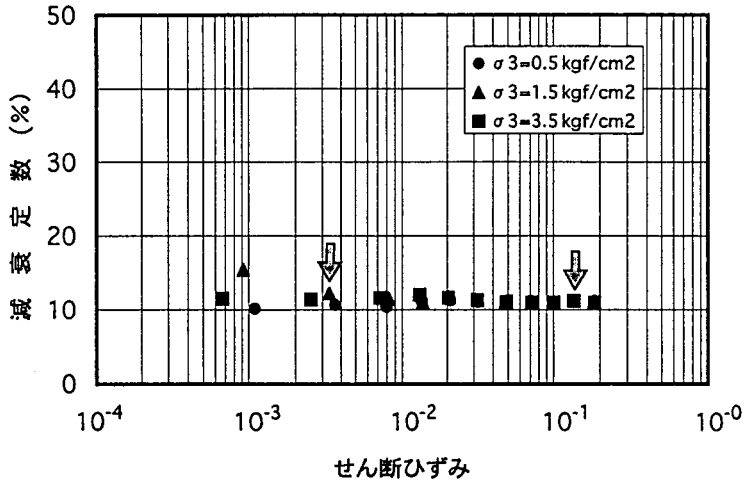


d)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-1}レベル）

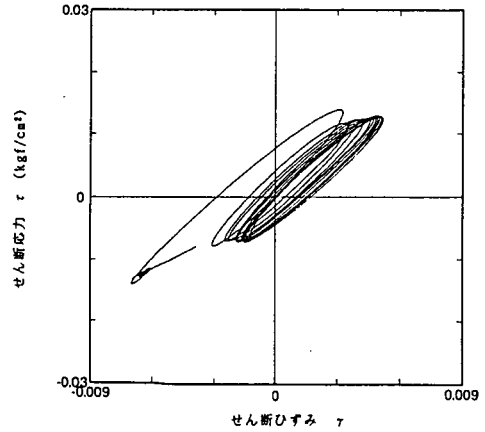
図-2.3.3　繰り返し中空ねじりせん断試験結果（アスファルト系材料）



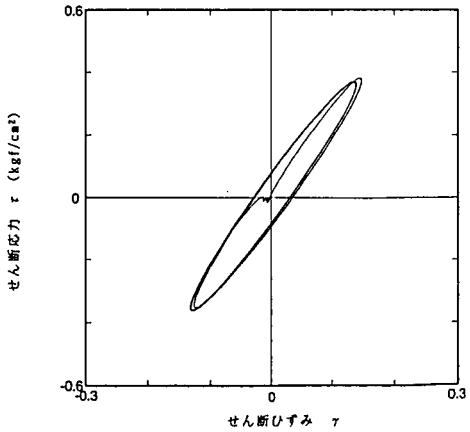
a) せん断弾性係数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置



b) 減衰定数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置

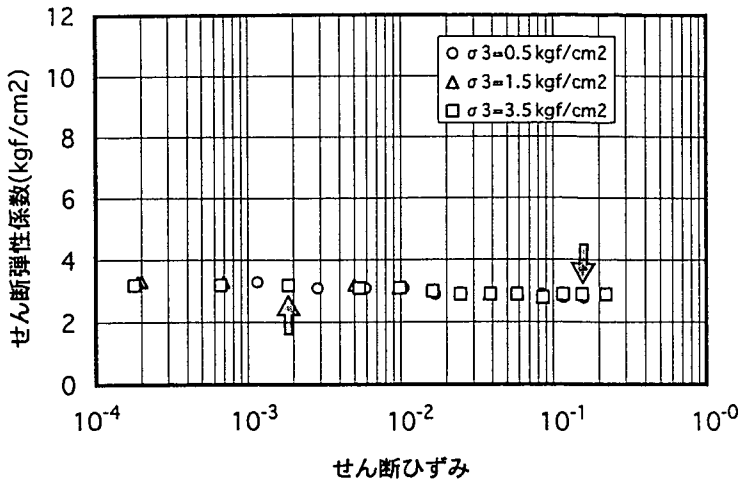


c) 履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-3}レベル）

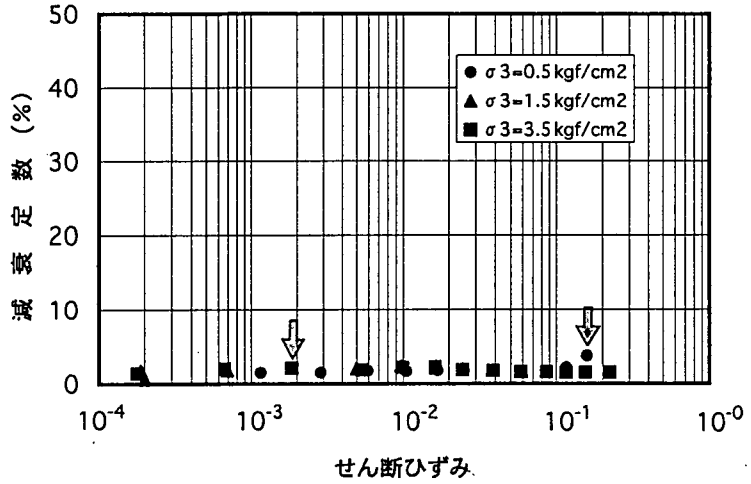


d) 履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-1}レベル）

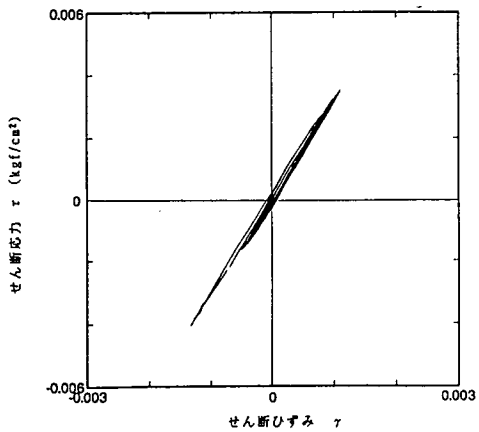
図-2.3.4　繰り返し中空ねじりせん断試験結果（ウレタン系材料）



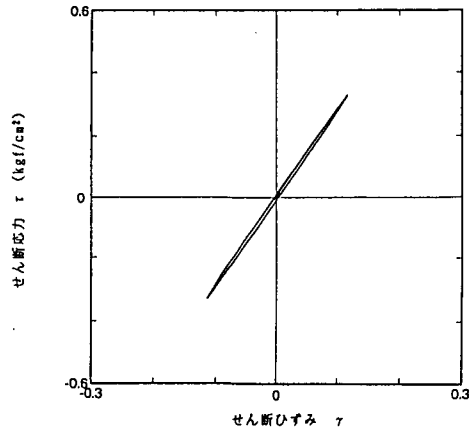
a)　せん断弾性係数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置



b)　減衰定数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置

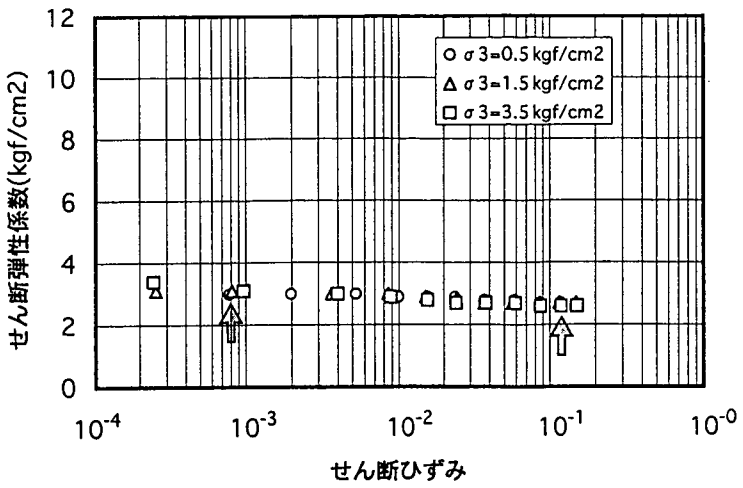


c)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-3}レベル）

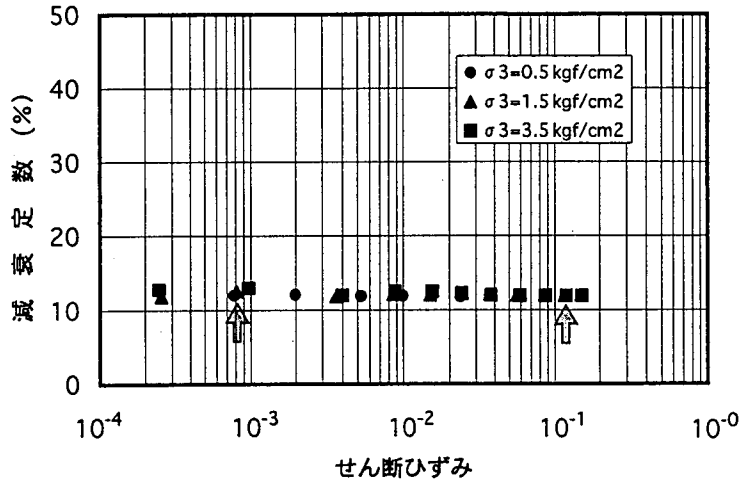


d)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-1}レベル）

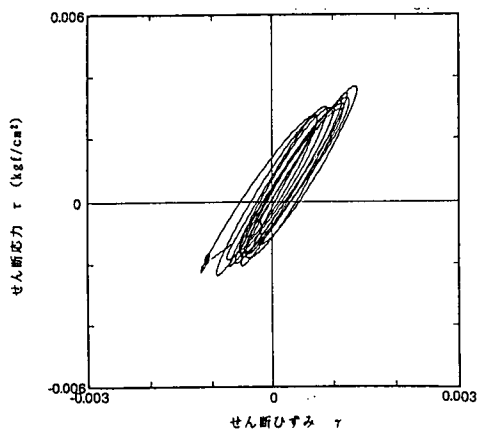
図-2.3.5　繰り返し中空ねじりせん断試験結果（シリコーン系材料）



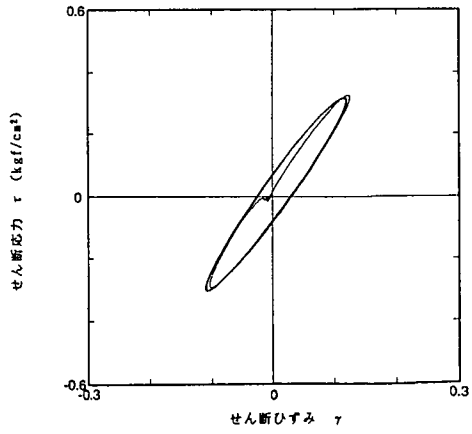
a)　せん断弾性係数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置



b)　減衰定数　　⇧：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置

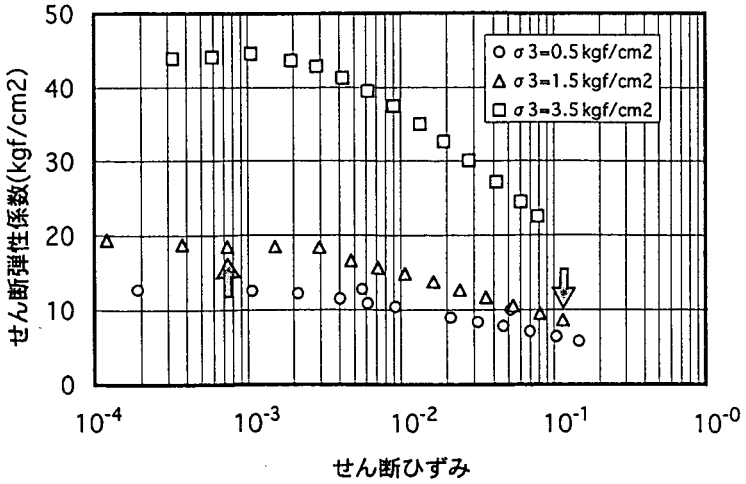


c)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-3}レベル）

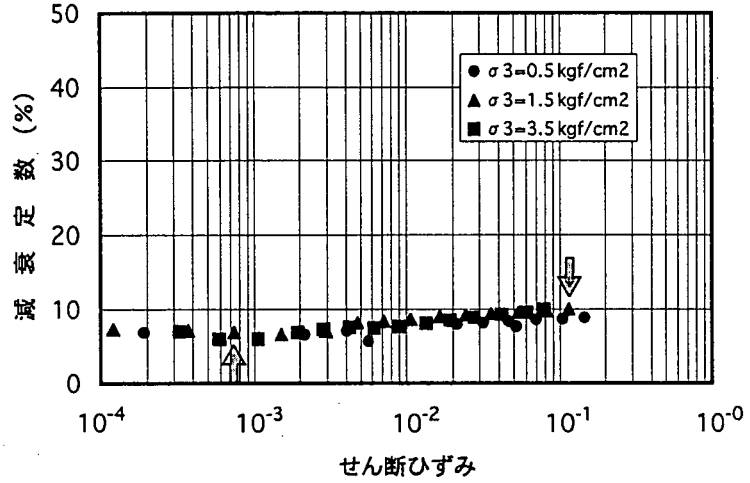


d)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-1}レベル）

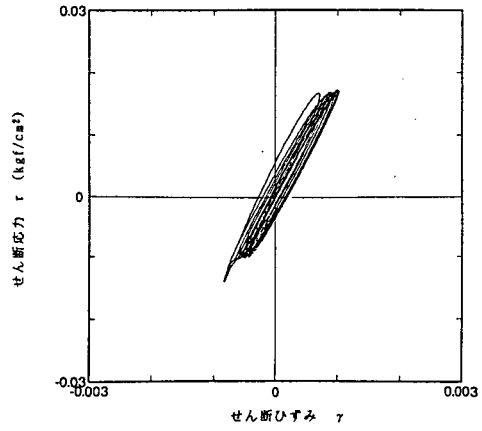
図-2.3.6　繰り返し中空ねじりせん断試験結果（液状ゴム系材料）



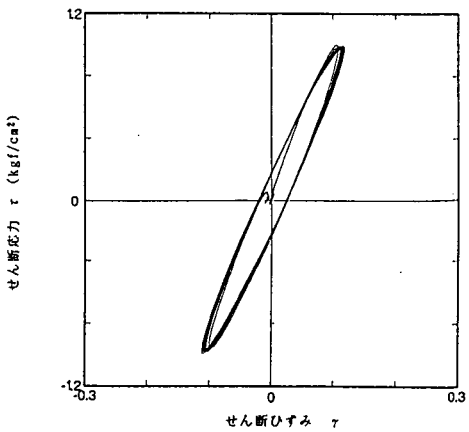
a)　せん断弾性係数　　：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置



b)　減衰定数　　：下図で示す履歴曲線のひずみレベル位置



c)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-3}レベル）



d)　履歴曲線（拘束圧1.5kgf/cm^2 10^{-1}レベル）

図-2.3.7　繰り返し中空ねじりせん断試験結果（固形ゴム系材料）

・一方、アスファルト系材料については、微小ひずみ域での初期せん断弾性係数が、想定していた値を上回る結果となった。これについては、アスファルト系材料の骨格を形成するセメント構造の影響と考えられるが、そのセメンテーションが破壊される大ひずみ域では目標とするせん断弾性係数を示しており、免震層に発生するひずみが比較的大きいと想定される場合に、免震材料としての必要性能を発揮できるものと考えられる。

・固形ゴム系材料は、アスファルト系材料と同様に拘束圧3.5kgf/cm^{2}における初期の微小ひずみ域で45 kgf/cm^2 程度の大きなせん断弾性係数を示すが、本材料は開削トンネルに適用するべきものであり、その土被りを考慮した場合、拘束圧3.5kgf/cm^{2}は過大である。よってそれを除いて議論すれば、アスファルト系材料と同様に大ひずみ域で目標とするせん断弾性係数を示しており、免震層に発生するひずみが比較的大きいと想定される場合に、免震材料としての必要性能を発揮できるものと考えられる。

・減衰定数はシリコーン系材料の３％からアスファルト系材料の20～40％程度までとばらついているが、アスファルト系材料を除き、ひずみ依存性は認められない。

参考文献

1) 海野隆哉，軽部大蔵：新規制定の学会基準案「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」および「土の変形特性を求めるための繰返し中空ねじり試験方法」，土と基礎42-7(438)，pp.96-119，1994.

2) 建設省土木研究所他：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その１），建設省官民研究報告書第154号，pp.192～199，1996.11.

3) 鈴木猛康・金聲漢・植村靖美：シールドトンネルの免震構造の地震応答評価のための解析法の提案，第１回土木学会耐震工学委員会第１回免震・制震コロキウム講演論文集，pp.125～132，1996.11.

＜研究担当＞　日本工営株式会社

2．4 まとめと今後の課題

以下に平成8年度の各免震材料の検討成果および繰り返し中空ねじり試験結果についてまとめる。

1) アスファルト系材料

・A液（アスファルト乳剤＋セメント等硬化材）およびB液（高吸収性ポリマー）の2液性によるアスファルト免震材の配合を決定した。

・一軸圧縮試験より一軸圧縮強度および圧縮弾性係数のひずみ速度（振動数）、温度依存性があることを確認した。一方、三軸圧縮試験より拘束圧依存性はないことを確認した。

・A液の自硬性としてコンシステンシーの経時変化を確認したところ、材料温度は30℃以下で60分以内に使用することが望ましいとの結論が得られた。

・2液混合後の硬化過程をコーン貫入試験により把握し、この試験法が実施工での品質管理として有用であることを確認した。

・浸漬試験による耐化学薬品性（耐酸性、耐アルカリ性、耐海水）は、浸漬3ヶ月段階では変化がみられず耐久性について良好な材料であることを確認した。

2) ウレタン系材料

・施工的観点および材料の目標性能を満たすウレタン系免震材の配合を決定した。

・混合直後およびその後の粘度変化を計測し、混合直後で地山を崩壊させない粘度（100P以上）を保持していることを確認した。

・施工時のポンプでの移送性、混合性を改善するため、加温原料を混合した場合（主材50℃，硬化材・塑性調整剤30℃）においても初期粘度は100P以上であることを確認した。

・水中打設でも材料分離をおこすことなく硬化することを確認した。

3) シリコーン系材料

・実施工に適用するため、シリコーン系免震材料に以下に示す改良を加えた。

①増量材はフライアッシュを選定した。

②主材と硬化剤の配合比は硬化速度に影響を与えるが、硬化後の基本物性には影響を与えないことを確認した。

・塑性調整剤は①混合後1分以内の流動停止、②チキソトロピーの発現、よりポリエーテル系化合物を選定した。

・耐久性試験（加熱促進試験）では、十分な耐久性を示すことが確認された。

4) 液状ゴム系材料

・目標性能を満たす液状ゴム系材料の配合を選定した。

・三軸試験よりポアソン比を測定した。結果は拘束圧の影響はほとんど見られず0.46であった。

・弾性係数の振動数依存性があること、また拘束圧依存性がないことを確認した。

・耐久性試験（加熱促進試験）により、耐久性には問題がないことを確認した。

5) 固形ゴム系材料

・固形ゴム系材料を構成するゴム粒子、バインダーおよび添加剤の原料を選定した。

・圧縮弾性係数の温度依存性がないこと、振動数依存性および拘束圧依存性があることを確認した。

・三軸試験よりポアソン比を測定した。結果は拘束圧の影響は若干みられ0.33～0.42であった。

・耐久性試験（加熱促進試験）により、耐久性には問題がないことを確認した。

6) 繰り返し中空ねじりせん断試験

・せん断弾性係数については、ウレタン系材料、シリコーン系材料、液状ゴム系材料については、G＝3kgf/cm^2 程度でしかも拘束圧およびひずみ依存性が見られないため、免震材として必要性能を満足していると考えられる。アスファルト系材料については、微小ひずみ域での初期せん断弾性係数が想定していた値を上回る結果となったが、免震層に発生するひずみが比較的大きいと想定される場合に、免震材料としての必要性能を発揮できるものと考えられる。同様に固形ゴム系材料は、開削トンネルの土被り、かつ大きな免震層のひずみを想定した場合、免震材料としての必要性能を満足しているものと考えられる。

7) 今後の課題

平成8年度の研究により、実施工に適した免震材の開発が目標を達成したと考えられる。今後の課題としては、各免震材料の耐久性の確認（耐化学薬品性を含む）、各材料特性を考慮した上で今までに実施した各種試験の統一的な考察方法、各免震材料の適用性の検討が挙げられる。

＜研究担当＞　日本工営株式会社・東亜道路工業株式会社・旭電化工業株式会社・信越化学工業株式会社
東海ゴム工業株式会社・住友ゴム工業株式会社

第３章　アスファルト系材料を用いた免震シールドトンネルの開発

第３章　アスファルト系材料を用いた免震シールドトンネルの開発

３．１ 概 要

本共同研究において平成７年度に実施したアスファルト系免震材に関する研究では、材料開発として低剛性化・低比重化を図るとともに、施工法の開発として現状の裏込注入法の実態把握を実施した。その研究成果を以下に示す。

材料開発

・自立する程度の強度発現までに６時間以上要し、軽量材を添加した配合では12時間以上要する。

・低比重化について軽量材を用いることにより、比重を0.8程度に調整できる。

・軽量材を添加しても、水中分離性の問題がなく、混合の均一性が確保できる。

・軽量材の添加量およびセメント量を変化させることにより、一次開発目標値を満足する免震材の開発の可能性が示された。

・透水係数は10^{-9}cm/sオーダーと小さく、十分な不透水性を有している。

施工法開発

・現状の裏込注入装置を用いて施工できる見通しを得た。

以上より、平成７年度にアスファルト系材料が免震材として適用できる見通しを得た。しかし、アスファルト系免震材を用いた免震シールドトンネルの実用化のためには以下の課題を明らかにする必要がある。

・詳細な材料特性

・施工法確立

・免震材料の注入に起因して生じる問題

このうち、詳細な材料特性の把握については第２章でまとめられている。そこで本章では、注入システムを含めた施工方法の確立、材料の有する減衰定数の問題及びシールドトンネルの常時安定性に関する事項を種々の実験および解析にて検討を行った。

3．2 施工方法に関する検討

3.2.1 注入システムの開発

(1) 基本注入システム

アスファルト系免震材はA液（アスファルト乳剤、早強セメント）とB液（高吸水性ポリマー）を混合して作成されるが、ゲル化は10秒程度で生じ、30秒後には粘度が10,000cps に達して水等に希釈されない性状となる。

このような性状を持つアスファルト系免震材の注入に関しては、すでに基本注入実験[1)]を完了しており免震材の水中不分離性と充填性について室内実験レベルでは良好な結果が得られている。そこでここではこの既往の知見を参考に注入システムとしては図-3.2.1.1に示す2液1系統式注入工法（1.5ショットタイプ）を用いることとした。

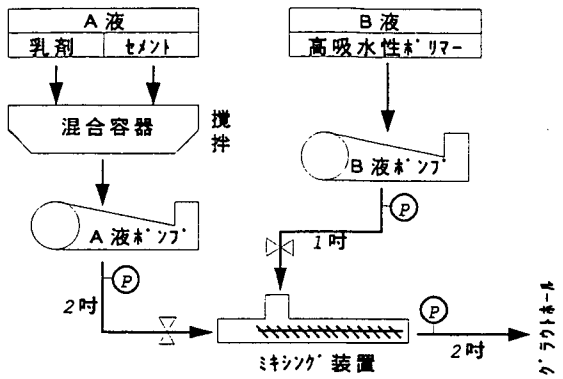


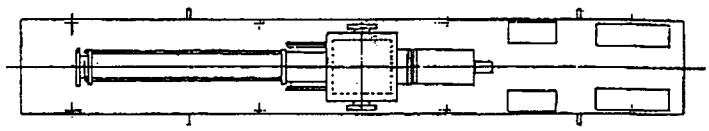
図-3.2.1.1 注入システム図

(2) 注入ポンプ

注入ポンプには高粘性の液体を脈動がなく高圧まで注入可能なモーノポンプを採用した。A液ポンプ、B液ポンプの仕様はA液とB液の混合比を考慮して定めた。表-3.2.1.1にポンプ仕様、図-3.2.1.2～3.2.1.3 及び写真-3.2.1.1～3.2.1.2 にポンプ外形を示す。

表-3.2.1.1 ポンプ仕様

	吐出流量(ℓ/min)	吐出圧力(kgf/cm²)	回転数(rpm)	駆動機出力(kw)
A液ポンプ	8.5～45	MAX .24	50～275	7.5
B液ポンプ	1～5	MAX.6	100～525	0.4



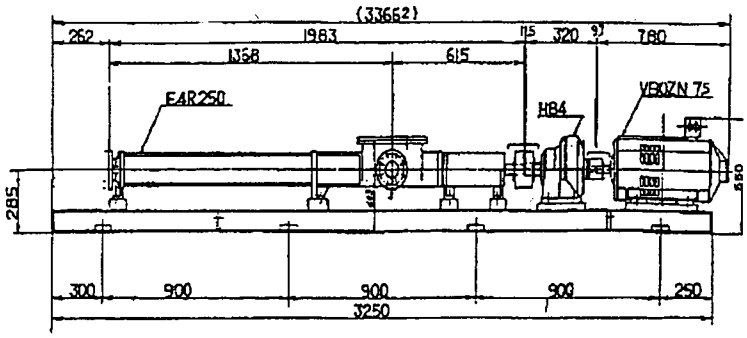


図-3.2.1.2 A液ポンプ外形図

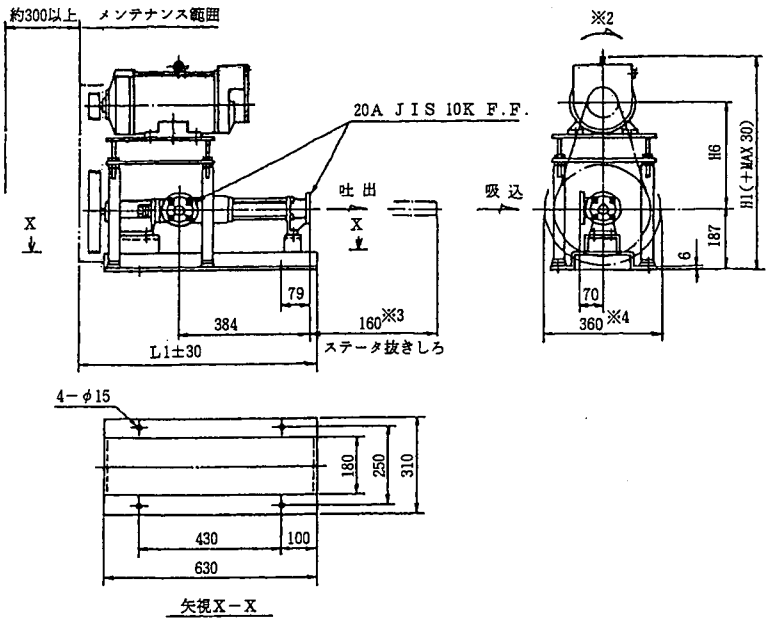


図-3.2.1.3　B液ポンプ外形図

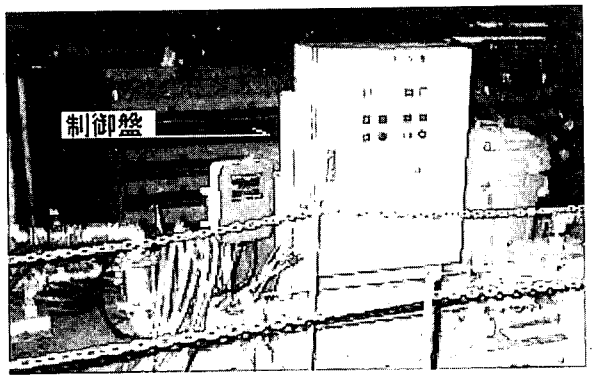


写真-3.2.1.1　A液ポンプ

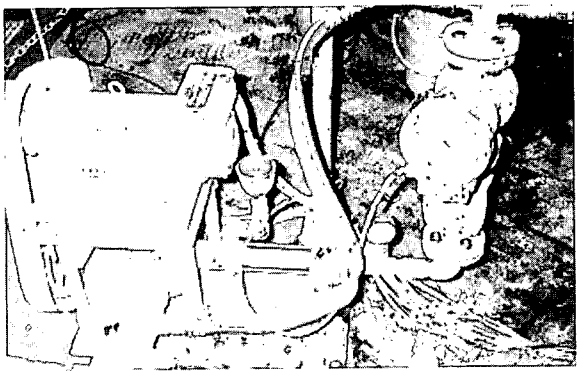


写真-3.2.1.2　B液ポンプ

(3) 混合ミキサー

A液とB液の攪拌混合には基本注入実験ではスタティックなラインミキサーを用いたが、より攪拌性能を高めるために図-3.2.1.4、写真-3.2.1.3に示すロータリー式ラインミキサーを開発した。開発したロータリーミキサーの性能を評価するため混合性に関する試験を実施した。

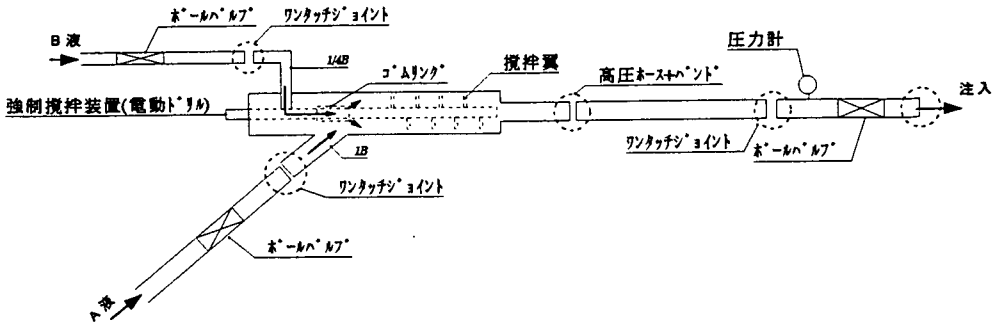


図-3.2.1.4　ﾛｰﾀﾘｰ式ﾗｲﾝﾐｷｻｰ配管図

混合性に関する試験の試験方法を以下に示す。

・概　要

スタティックミキサーとロータリーミキサーの2種類の混合器より採取した試料について、目視・粘度・圧縮強度により評価を行う。ロータリーミキサーの回転数は 500回転/min と1300回転/minの2とおりについて試験した。

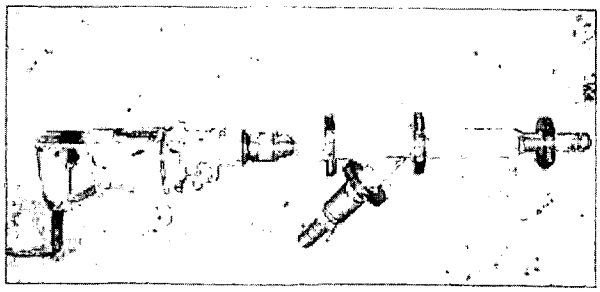


写真-3.2.1.3　ﾛｰﾀﾘｰ式ﾗｲﾝﾐｷｻｰ

・試料採取方法

φ50×H100のモールドにそのまま採取する場合と、あらかじめ水を入れたモールドに採取する方法（気中採取、水中採取）で各6本の供試体を作成する。

・養生方法

室温20℃、湿度70%の恒温恒湿室にて養生する。

・目視観察方法

管路混合器の吐出口での状況を観察する。

・粘度測定方法

混合器から直接1ℓポリカップに受け、ＢＨ型粘度計にて測定する。

・圧縮強度測定方法

測定総荷重200kgの試験機にて8日、14日、28日強度を測定する。

本試験結果のうち目視観察からは、スタティックミキサーではＡ液とＢ液の混合が不十分で不均一であり、凹凸があることが観察された。これに対してロータリーミキサーでは比較的均一な混合状態が観察された。ロータリーミキサーにより攪拌・混合された免震材の状況を写真-3.2.1.4に示す。なお、回転数に関しては500回転/minより1300回転/minの方がより均一であった。

また、粘度を測定したところ、スタティックミキサーでは3回の試料採取で1,480,000、940,000、1,710,000cpsと粘度にばらつきがあり、不均一性があることが示された。一方、ロータリーミキサーではすべて2,000,000cps以上となり、混合性の良さがうかがえた。

圧縮強度の測定からは、スタティックミキサーの場合14日後においても供試体側面に斑点状や筋状の未硬化部分があり混合の不十分さがうかがえた。測定値は 0.1～0.2kgf/cm²であり、ロータリーミキサーの方が若干高い値を示している。

以上の検討より開発したロータリーミキサーの混合攪拌性能はスタティックミキサーに比べ大きく向上していることが確認され、本システムの混合ミキサーとしてロータリーミキサー1300回転/minを採用することとした。

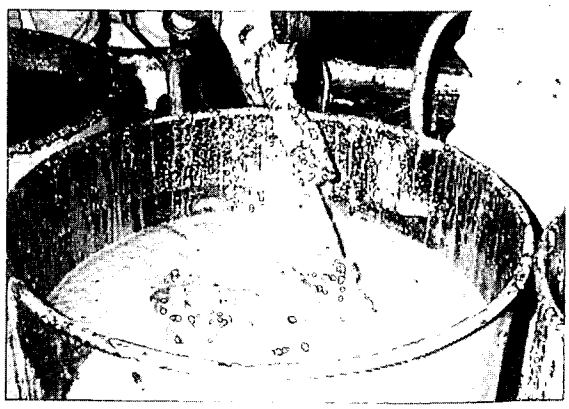


写真-3.2.1.4　良好に混合された免震材

3.2.2　現場注入実験

(1)　実験の目的

本現場注入実験は、シールド工事実現場において、通常の裏込注入と同様にグラウトホールより免震材の注入を行うことにより、開発したアスファルト系免震材注入システムの施工性を確認するとともに、土水圧を受けた状況下での免震材充填性及び充填圧保持性の確認を目的とする。

(2)　実施現場概要

確認試験を実施した工事現場の概要は以下のとおりである。

工　法：泥水加圧式シールド工法

寸　法：掘削外径2,680㎜、セグメント外径2,550㎜

土被り：11m

シールド通過位置の地層：シルト層（Ａｃ層）、Ｎ値０～３

地下水位：GL.-2m

(3)　免震材料

確認試験に用いたアスファルト系免震材は、表-3.2.2.2に示す標準配合のものを用いた。各使用材料の性状については２章のアスファルト系材料の項に示す。

表-3.2.2.2　免震材配合

重量比

アスファルト乳剤	早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ	高吸水性ポリマー
１００	１５	３

(4)　注入及び計測方法

免震材の注入は、図-3.2.2.5に示すように、注入対象リングが全てテールを抜けた状態になれば速やかに注入を行うこととした。

また、計測項目は、セグメントへの作用圧、注入時のポンプ・注入口での吐出圧である。このうち、セグメントの作用圧は土圧計をセグメントに組み込みその経時変化を測定することとした。土圧計の配置と注入位置を図-3.2.2.6に示す。

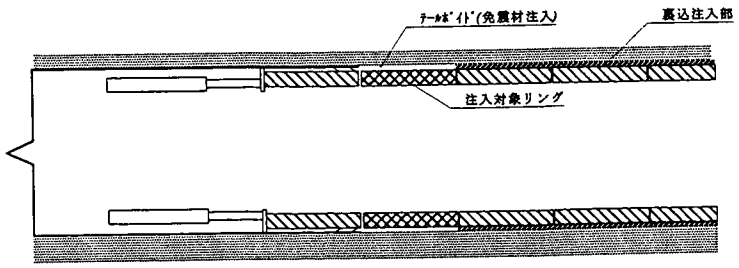


図-3.2.2.5　注入時掘進状況

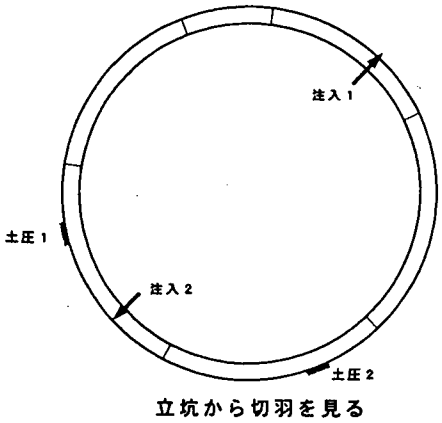


図-3.2.2.6　土圧計の配置と注入位置

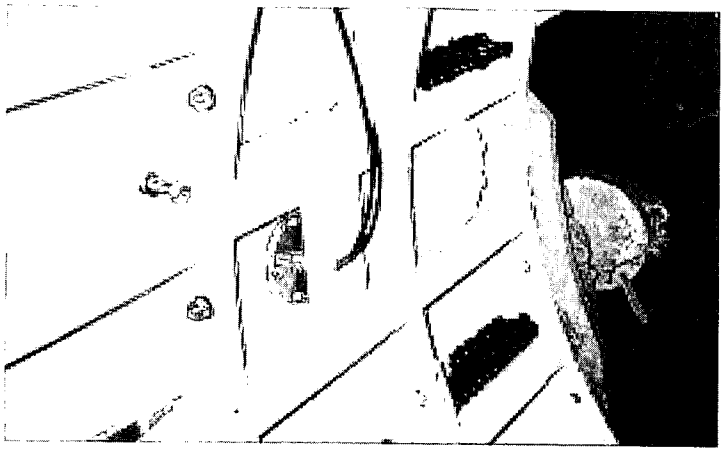


写真-3.2.2.5　土圧計取付状況

(5) 注入試験結果

1)　注入システム（ポンプ、撹拌装置）の現場適用性

図-3.2.2.7に坑内での資機材配置図を示す。注入設備に関する資機材を坑内に配置すると今回の注入確認試験では坑内が狭くなり施工性が悪化した。本問題は、外径５m程度のシールドトンネルでは特に問題がないと思われるが、免震材注入区間が長い場合には注入システムを後続台車に組み込む等の対応が必要である。また、ポンプ・ミキサー及び配管の注入後の効率的な洗浄システムを開発することも今後の課題として挙げられる。

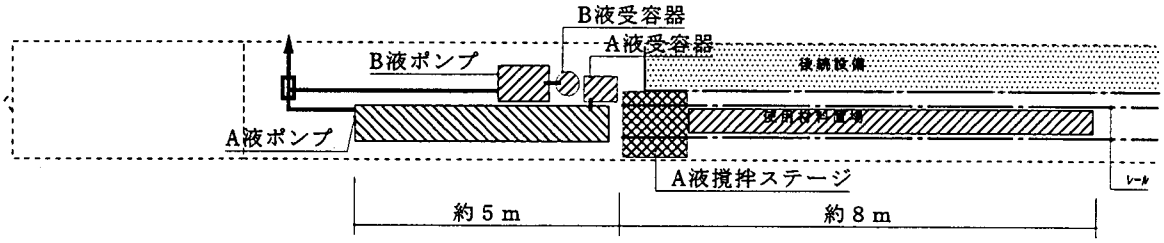


図-3.2.2.7　資機材配置平面図

2)　注入量と注入圧

今回の試験施工では、注入量をテールボイド量（0.53m³）の約150%(800ℓ）と設定し注入を行い、これに対し実注入量も150%(800ℓ）であった。

注入圧の経時変化を図-3.2.2.8に示すが、ポンプの吐出圧とその変化は実現場における裏込注入と同程度であった。また、注入口での吐出圧も大きく変化がなく、注入開始時と終了時の差は0.5kgf/cm²程度であった。

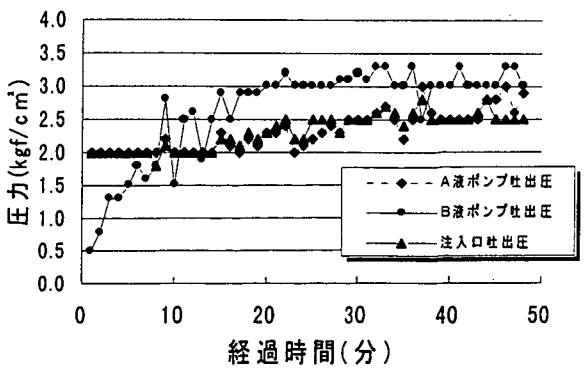


図-3.2.2.8　注入圧の経時変化

3) 注入時充填圧及びその系時変化

免震材注入における充填圧の変化を観察するためセグメントに作用する圧力の経時変化を計測した。

図-3.2.2.9は免震材の注入時での土圧計の経時変化である。注入を始めるとNo.1の土圧計はすぐにNo.2の土圧計値と同程度になり、その後は徐々に上昇しながら両土圧計とも1.3kgf/cm²程度で一定値となった。土圧計に近い注入口2に注入口を替えるとNo.1, No.2の土圧計の値は急激に 0.3～0.4kgf/cm²に上昇した。

図-3.2.2.10 は、免震材注入後25日間のセグメント作用圧の経時変化を示したものである。セグメントへの作用圧は徐々に減少しながら一定値に落ち着いており、セグメントから漏水も認められないことから、充填された免震材がテールボイド外に逸散していないものと考えられる。

写真-3.2.2.6に免震材の充填確認状況を示す。

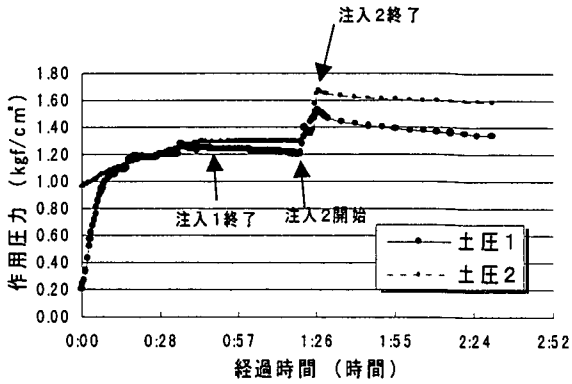


図-3.2.2.9 注入時の土圧経時変化

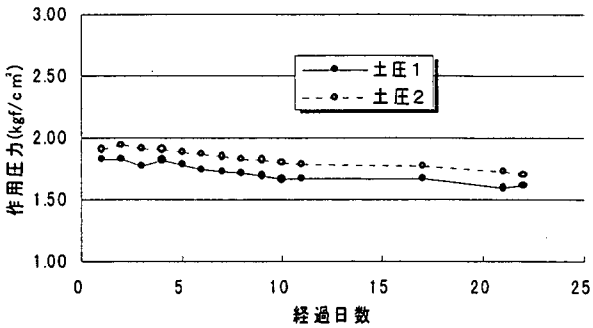


図-3.2.2.10 注入後25日間の土圧経時変化

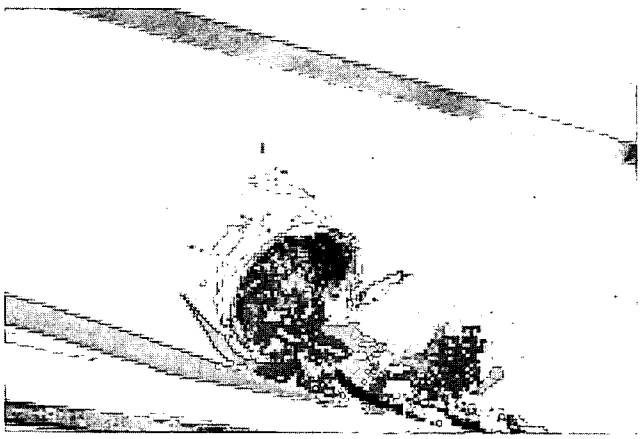


写真-3.2.2.6 充填確認状況

(6) まとめ

ここでは、シールドトンネルの免震層材料としてアスファルト系免震材を用い実現場にて注入試験を行った。そこで得られた知見をまとめると以下のようである。

- 開発したアスファルト系免震材の注入システムで実現場における施工は十分可能である。
- 今回のシステムでは免震材の注入圧力は通常の裏込注入と同程度であり、セグメントへの悪影響がない施工ができる。
- セグメントへの作用圧が一ヶ月ほどで一定に落ち着くことや漏水のまったくない状況から注入した免震材はテールボイド外へ逸散していないことが確認された。
- ポンプ・ミキサー及び配管の注入後の効率的洗浄システムを考案することで、より施工性の向上が図られる。

3．3 免震材の減衰定数の解析的検討

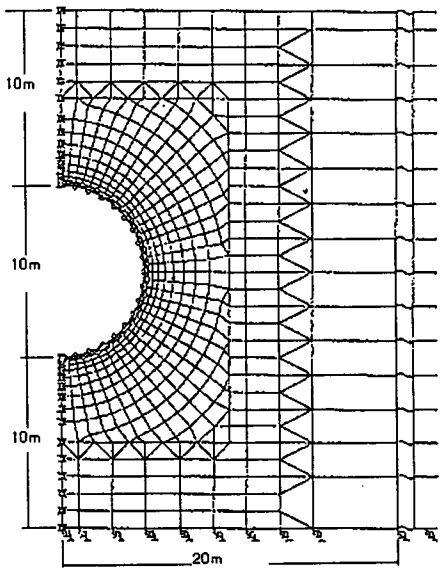
(1) 検討目的

アスファルト系免震材は他の免震材料に比較すると大きな減衰定数を有している。この減衰定数が免震効果に対して与える影響に関してシールドトンネル横断面方向を対象に、減衰定数をパラメーターとした2次元ＦＥＭ解析による検討を行った。

(2) 解析条件

1) 解析モデル

解析は、図-3.3.1に示すように均質地盤中にシールドトンネルを配置した場合を対象にしたものである。シールドトンネルは、外径10m、土被り10m、免震層厚は10cmとした。また、免震材は、表-3.3.1に示す配合のものとした。トンネルの覆工はＲＣセグメントとし、表-3.3.2に示す物性値を用いた。



〔境界条件〕

左側：水平ローラ

右側：ｴﾈﾙｷﾞｰ伝達境界

底面：底面粘性境界

図-3.3.1 解析モデル

表-3.3.1 配合表（重量比）

ｱｽﾌｧﾙﾄ乳剤	早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ	高吸水性ﾎﾟﾘﾏｰ
100	15	3

表-3.3.2 トンネルの物性

ﾄﾝﾈﾙ径 (m)	断面積 (m^2)	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ (m^4)	単位体積重量 (t/m^3)	弾性定数 (tf/m^2)
10.0	0.45	6.08×10^{-3}	2.4	3.3×10^6

2) 解析方法

解析は地盤物性（硬質地盤を想定）を一定にして、免震材の剛性と減衰定数をパラメータに表-3.3.3に示す条件で2次元ＦＥＭによる動的線形解析を行った。

ケース0は、シールドトンネルに免震層のない地盤のみの場合で、検討の基本としたものである。ケース1～3の免震層のせん断弾性係数5tf/m²と減衰定数0.14は、共同溝設計指針[2)]の設計速度応答スペ

クトルを用い、地盤慣性力に基づく応答変位法[3]で計算した免震層のひずみが、アスファルト系免震材料の中空ねじり試験より求められた図-3.3.2に示すせん断弾性係数、減衰定数～せん断ひずみの関係と一致するように定めたものである。ケース2とケース3の免震層の減衰定数は、ケース2ではケース1の半分の0.07、ケース3では減衰の非常に小さいものとして 0.001と設定し、その影響を検討することとした。

また、入力地震動として地盤の1次固有周期に相当する周波数の正弦波（最大加速度100gal）を用いた。

表-3.3.3　解析条件

	地　盤				免震層			
ケース No.	せん断弾性係数 (tf/㎡)	減衰定数	ポアソン比	単位体積重量(t/m³)	せん断弾性係数 (tf/㎡)	減衰定数	ポアソン比	単位体積重量(t/m³)
ケース0	5560	0.03	0.45	1.8	—	—	—	—
ケース1	5560	0.03	0.45	1.8	5	0.14	0.40	1.1
ケース2	5560	0.03	0.45	1.8	5	0.07	0.40	1.1
ケース3	5560	0.03	0.45	1.8	5	0.001	0.40	1.1

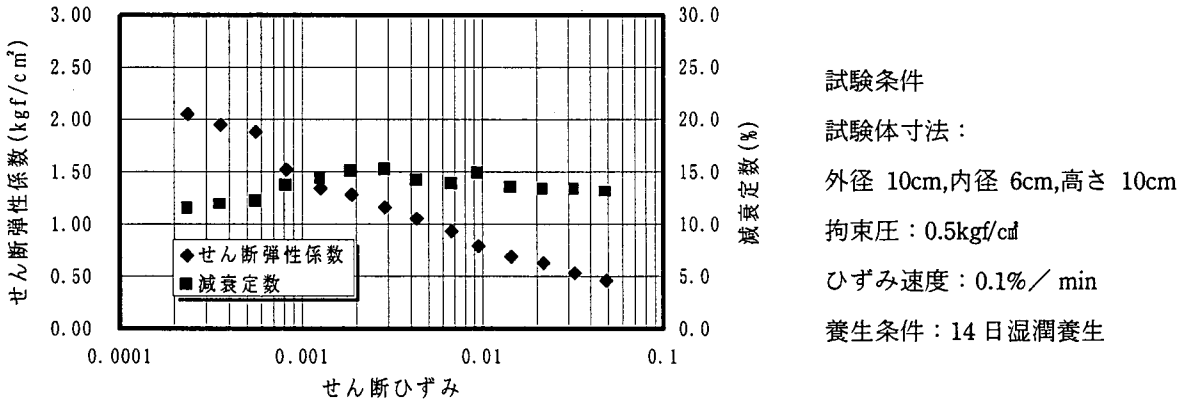


図-3.3.2　せん断ひずみ～せん断弾性係数，減衰定数の関係

3)　解析結果

図-3.3.3～3.3.5 は、トンネルに発生した最大曲げモーメントM、せん断力Qおよび軸力Nについて、それぞれケース0に対する比と減衰定数の関係を示したものである。これより曲げモーメント、せん断力、軸力とも減衰定数の影響は小さいことがわかる。

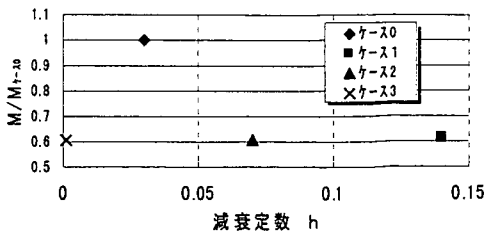


図-3.3.3　減衰定数～M／Mケース0

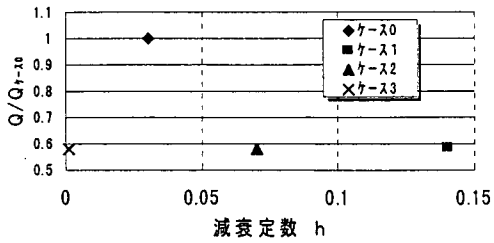


図-3.3.4　減衰定数～Q／Qケース0

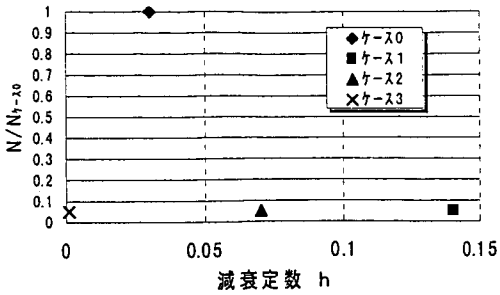


図-3.3.5　減衰定数～N／Nケース0

4)　まとめ

免震材の減衰定数の大きさは、断面力低減には影響が無いことがわかった。

3．4 常時の安定性に関する検討

(1) 検討目的

一般に、シールドトンネルの施工においては掘削に伴い多少の地盤沈下が生じる。沈下量の大小には種々の要因が影響するが、中でもテールボイドの発生とそこに注入される裏込め材の剛性及び注入時期が大きな影響を与える。

通常の裏込め注入に比べ剛性が非常に小さな免震材を裏込め材として用いた場合、その地表面沈下量に及ぼす影響が通常の場合よりも大きいことが懸念されるとともに、トンネル覆工に発生する断面力も変化すると考えられる。そこでここでは静的なＦＥＭ解析を行いこれらについて検討した。

(2) 解析条件

1) 地盤条件

地盤条件は軟質地盤（Ｎ値＝３）と硬質地盤（Ｎ値＝20）の２種類を想定し、弾性係数をＥ＝７Ｎ(kgf/cm^2）により設定した。地盤の物性値を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1 地盤の物性値

	軟質地盤	硬質地盤
せん断弾性係数（tf/m^2）	78.8	525.0
ポアソン比	0.333	0.333
単位体積重量 （tf/m^3）	1.6	1.8

2) シールドトンネル

シールドトンネルに関しては、比較的一般的な事例のうち地表面沈下量に関して厳しいと考えられる条件のものを設定した。

外径 （m）	5
土被り（m）	10(2D)
セグメント厚さ （m）	0.225
断面２次モーメント （m^4）	η Ｉ＝7.59×10^{-4} （η＝0.8）
弾性係数 （tf/m^2）	Ｅ＝3.75×10^{6}
単位体積重量 （tf/m^3）	γ＝2.4
ポアソン比	ν＝0.17

3) 免震材

地震時に十分な免震効果を発揮させるためには、免震材のせん断弾性係数は周辺地盤の地震時せん断弾性係数と比較して十分小さいことが要求され、せん断弾性係数比を 1/100とした。また、ポアソン比は、アスファルト系免震材を想定した0.4とウレタン、シリコーン系免震材を想定した0.48の２種類を用いた。さらに免震材の単位体積重量は1.1tf/m^3、免震層の厚さは10cmとした。計算に用いた免震材のせん断弾性係数を表-3.4.2に示す。

表-3.4.2 免震材のせん断弾性係数

	剛性比	軟質地盤	硬質地盤
せん断弾性係数(tf/m^2)	1/100	21.6	55.6

4) 解析モデル

解析領域はシールドトンネル中心より、上方向12.5m（土被り高さ10m，2D），下方向15m，左右方向それぞれ35mとし、左右側方境界は鉛直方向自由、水平方向固定、下端境界は両方向固定境界とした。要素分割図を図-3.4.1に示す。

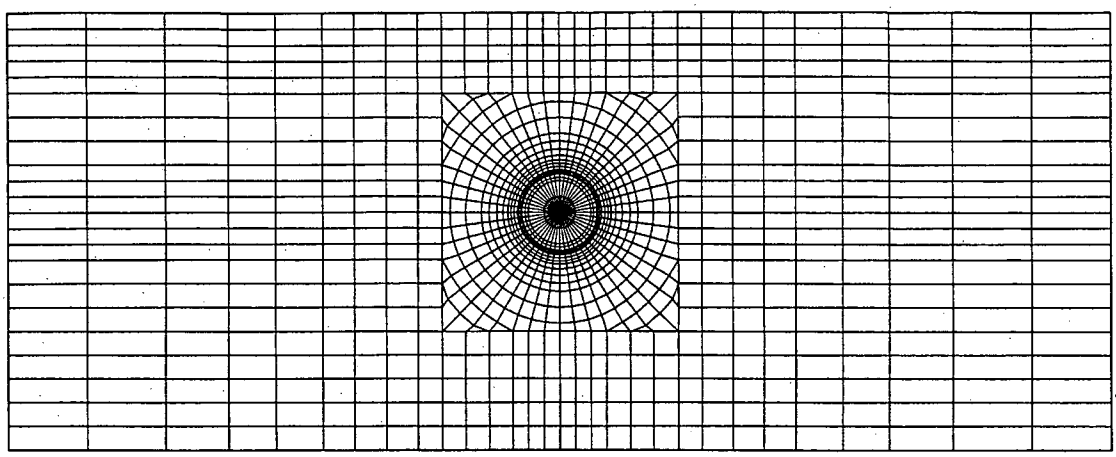


図-3.4.1 要素分割図

5) 解析ステップ

解析ステップを次の4段階に設定した。

Step-1 掘削前の地盤を含めた地盤のみの自重解析
自重による変位はクリアし、地盤内応力のみストアする。

Step-2 掘削要素を取り除き、掘削面（トンネル外径＋テールボイド）に掘削相当外力を作用させる。このときトンネル軸方向の三次元的な拘束効果および注入圧を考慮して、掘削相当外力に解放率αを乗ずる。ここではα=0.3とした。

Step-3 免震材およびセグメント要素を追加し、それらの自重解析を行う。

Step-4 掘削面にStep-2で作用させた外力の残りの部分（$1-\alpha$）を作用させる。

(3) 解析結果

1) 地表面沈下量

地表面沈下量分布を図-3.4.2に示す。同図より、硬質地盤では7～9㎜であるのに対して、軟質地盤では26～30㎜とやや大きな値となっていることがわかる。ポアソン比については0.48の方が0.40の場合よりも小さな値となっているが、これはポアソン比が大きい方が体積弾性係数が大きくなり、体積収縮が小さいことが影響していると考えられる。

通常の裏込め注入を行った場合の地表面沈下量と免震材を注入した場合の地表面沈下量を比較すると表-3.4.3のように整理できる。同表より硬質地盤の場合、免震層を注入することによる沈下量の増分は3㎜以下、軟質地盤の場合は5㎜以下であり、免震化することが地表面沈下に及ぼす影響に関しては通常の裏込め注入と同程度であり問題がないものと考えられる。また、トンネル周辺部の地盤変形を図

-3.4.3～3.4.4 に示す。同図よりトンネル部のみかけの比重が１より小さいため、掘削後のトンネル中心はやや浮き上がる傾向であることがわかる。

表-3.4.3　地表面沈下量の比較

（単位：mm）

		軟質地盤	硬質地盤
免震層の厚さ		100 mm	100 mm
免震層なし		24.7	5.7
ν =0.4	1/100	29.7	8.5
ν =0.48	1/100	25.9	7.1

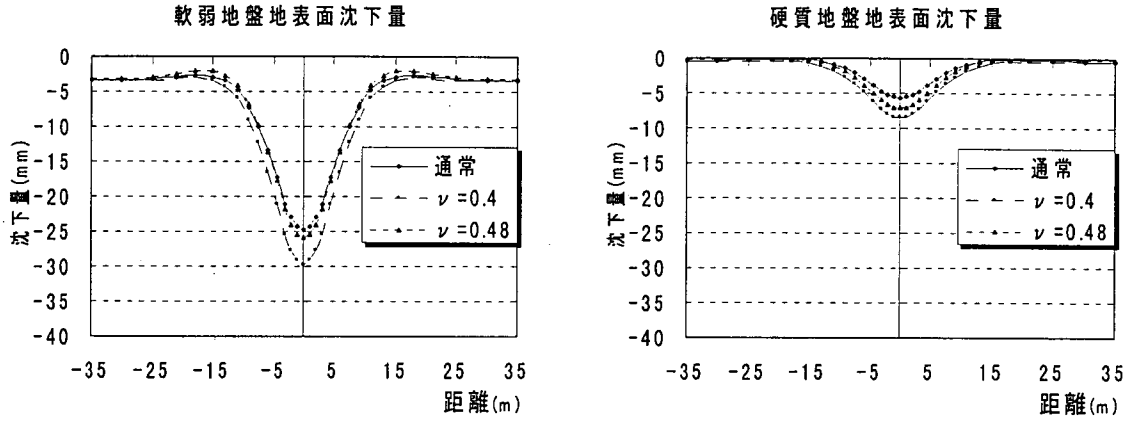
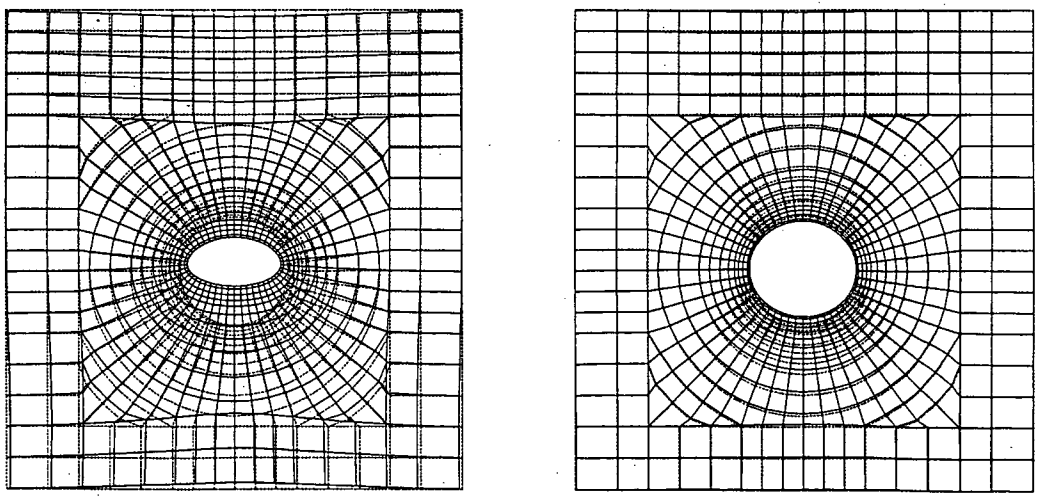
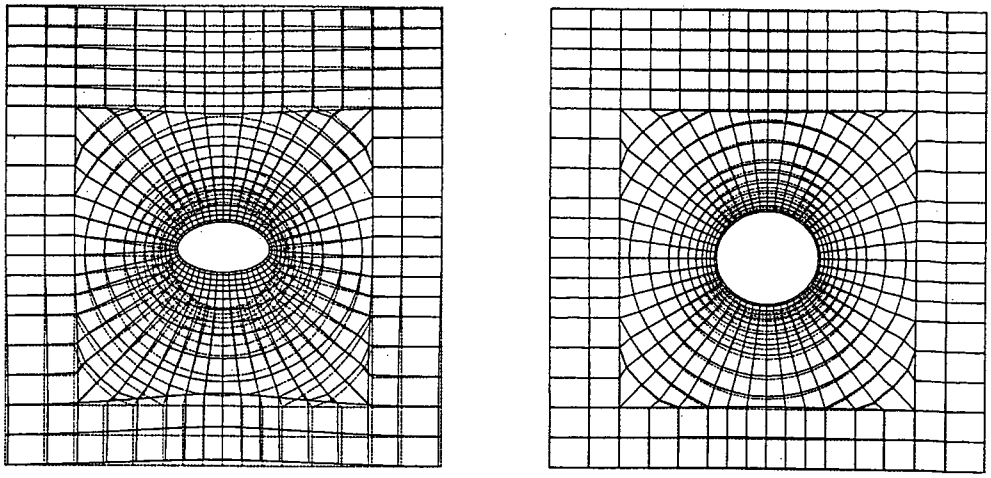


図-3.4.2　地表面沈下量分布



(a)　　(b)

図-3.4.3　トンネル周辺変形図（免震層 ν =0.4）



(a)　　(b)

図-3.4.4　トンネル周辺変形図（免震層 ν=0.48）

2)　トンネル覆工に作用する断面力

トンネル覆工に作用する曲げモーメント、せん断力、軸力の最大値をまとめると表-3.4.4のようになる。同表より、免震層を設けることで、曲げモーメントとせん断力は若干大きくなり、軸力は減少する結果となることがわかる。また、この変化傾向は、周辺地盤の剛性の変化にそれほど影響されないことも明らかになった。

表-3.4.4　トンネル覆工に作用する断面力

（カッコ内は基準値1/1に対する比）

		軟質地盤			硬質地盤		
断　面　力		Mmax(tf･m)	Qmax(tf)	Nmax(tf)	Mmax(tf･m)	Qmax(tf)	Nmax(tf)
免震層なし	1/1	9.3 (100.0)	7.5 (100.0)	37.5 (100.0)	7.0 (100.0)	5.6 (100.0)	40.2 (100.0)
ν =0.4	1/100	9.9 (106.5)	7.9 (105.3)	32.3 (86.1)	7.5 (107.1)	6.0 (107.1)	32.1 (79.9)
ν =0.48	1/100	10.1 (108.6)	8.1 (108.0)	33.0 (88.0)	7.8 (111.4)	6.2 (110.7)	34.3 (85.3)

(4)　注入圧による地盤変状

アスファルト系免震材の注入は注入圧管理を原則とし、その注入圧は地山の初期応力よりかなり大きな圧力を想定している。そのため、大きな注入圧が作用すると地表面は隆起する方向の変位が発生するおそれがあるのでＦＥＭ解析を行い検討した。

注入圧が作用する区間は通常１リング分であり、注入圧をそのまま２次元解析（無限長分の注入圧）で考慮すると極めて過大な計算値となることが予想される。そこでここでの注入圧による地盤変状解析は、３次元解析により行うこととする。

図-3.4.1に解析モデルを示す。ここでは半断面をトンネル軸方向に50m重ねた３次元モデルを作成し、1 kgf/cm^2 の注入圧が作用した場合の計算を行った。地盤は硬質地盤とし、免震層の厚さは10cm、せん断

弾性係数比は1/100、ポアソン比は0.4とした。切羽はモデルの中央部とし、注入部より前方は地山とした。なお、後続のセグメントおよびシールドマシンはモデル化においては考慮しなかった。

計算は、注入領域の大きさが１リング分（１ｍ）の場合と５リング分（５ｍ）の場合の２ケース行い、２次元解析（無限長）の結果と併せて、注入領域の大きさが地表面隆起に及ぼす影響を検討した。

計算結果を図-3.4.5に示す。同図より切羽面トンネル直上における地表面隆起量は、２次元解析では最大隆起量15㎜であるのに対して、３次元解析において注入領域を５ｍ幅とした場合は約３㎜と 1/5程度に減少し、また注入領域を1m幅とした場合は地表面まで影響を及ぼさない結果となっていることがわかる。

図-3.4.6は注入領域が5mの場合の地中変位量のコンター図を示したものである。トンネル外周面では変位が20㎜を超えているのに対して、注入領域から離れるにしたがい、トンネル軸直角方向（通常の２次元解析の断面）だけでなくトンネル軸方向にも注入圧の影響が分散されて、変位が小さくなっていくことが分かる。

以上の検討よりアスファルト系免震材の注入圧による地表面への影響はほとんどないことが明らかになった。

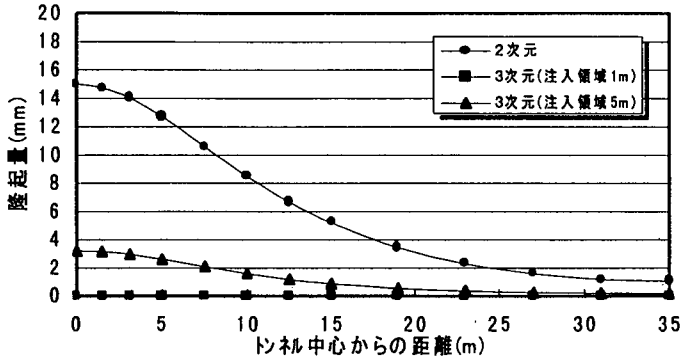


図-3.4.5　注入圧による地表面隆起量の解析結果（切羽面）

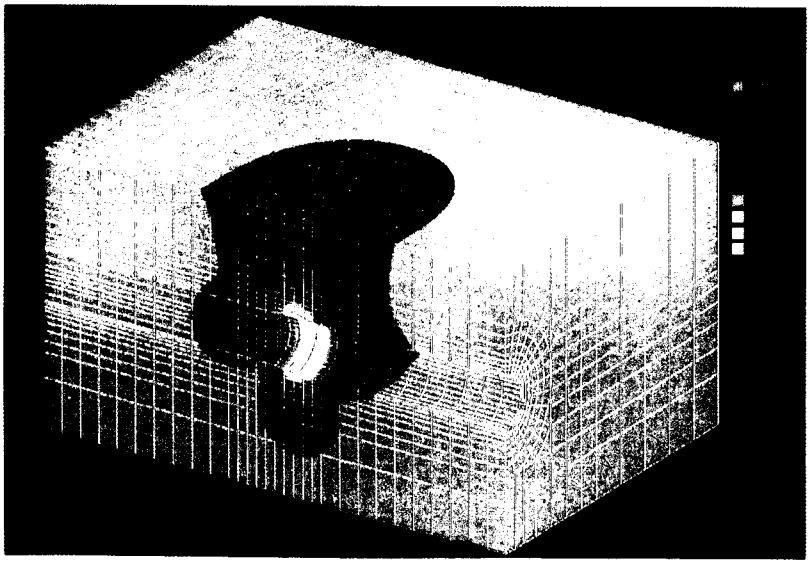


図-3.4.6　注入圧による地盤変形量のコンター（注入範囲５ｍ）

3．5 まとめと今後の課題

(1) まとめ

本章では、アスファルト系材料を用いた免震シールドトンネルの開発として、施工可能であることを検証するため注入システムの開発・現場注入実験を実施した。また数値解析による免震材の減衰定数の影響検討及び常時の安定性に関する検討を実施した。

以下に実施内容及び結果についてまとめて示す。

a) 現場注入実験では、注入システムの適用性、免震材の注入・充填圧保持特性の確認を行った。実験より、本注入システムを用いて従来の裏込め注入と同様な方法で免震層の施工が可能なことが確認できた。また、セグメント作用圧の計測結果より、免震層の長期的作用圧は一定で安定しており、免震材がテールボイド外へ逸散していないことが確認された。

b) 免震材の減衰定数がトンネル断面力の低減効果に及ぼす影響を数値解析により検討した。その結果、免震材の減衰定数は、トンネル断面力の低減効果にはほとんど影響がないことがわかった。

c) 硬質及び軟質地盤を対象に、裏込め材のかわりに免震材を用いた場合の地表面沈下量及び断面力に及ぼす影響を静的ＦＥＭにより検討した。その結果、地表面沈下量は軟質地盤の場合はその絶対値は比較的大きいものの、通常の裏込め注入との比較では免震材の注入による影響はほとんどないことがわかった。トンネル断面力は免震層を設けることで、曲げモーメント、せん断力は大きくなり、軸力は減少するが、その割合は小さいことが確認された。

d) 裏込め注入圧が地表面に及ぼす影響を、注入領域の大きさを変えた３次元ＦＥＭにより検討した。その結果、地盤変位はトンネル軸直角方向だけでなくトンネル軸方向にも分散され、注入領域から離れるに従い急激に影響が小さくなることが確認でき、注入圧管理を主とするアスファルト系免震材施工において注入圧が地表面に及ぼす影響は少ないと考えられる。

(2) 今後の課題

今後は施工性の更なる向上を目指し、注入後のポンプ・ミキサー及び配管の洗浄に関する効率的システムの開発を行う必要がある。

参考文献

1) 栗田　明他：地中構造物免震用アスファルト系材料の特性，土木学会耐震工学委員会第１回免震・制震コロキウム講演論文集, pp. 133-139, 1996.

2) 共同溝設計指針,（社）日本道路協会, pp. 52～80, 昭和61年３月

3) 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その１），建設省土木研究所他, pp. 27～31, 平成８年11月

＜研究担当＞　株式会社奥村組、東亜道路工業株式会社、日本工営株式会社

第４章　ウレタン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発

第４章　ウレタン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発

４．１　概　要

本共同研究において、平成７年度に実施したウレタン系材料に関する研究では、免震材として要求される材料の基本特性を有しているかの確認を行う為に、試験を実施しその特性を把握した。

平成７年度の研究成果を以下にまとめる。

・弾性係数の把握

ウレタンエラストマーの弾性係数は、4.7～335kgf/cm^{2}の範囲である。

・変形時のひずみに対する線形性の把握

ウレタンエラストマーも、ひずみが40％程度までは応力－歪み関係はほぼ線形であり弾性体として大きな変形性能を有する。

・弾性係数の振動数依存性の把握

3.5Hz以下の周波数の動的荷重では弾性係数の値に差は生じない。したがって、地震動成分のうち、地震時の地盤変形に主に寄与すると考えられる５Hz以下の低振動数領域では、弾性係数はほぼ同じと考えられる。

以上のように平成７年度において、ウレタン系材料が免震材としての基本特性を有している事が確認出来た。

本章ではウレタン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発を目的とし、これら前年度の成果を受け、開発目標値を満足し施工性も考慮した免震材の改良と、施工法の確立を目的とした注入装置の開発を行った。

本章で実施する開発項目とその内容は次の通りである。

・免震材料の改良

・注入装置の検討

・模擬地盤を用いた充填実験

4．2 免震材料の改良

(1) 免震材の開発目標値

1) 免震材としての必要物性

免震材として要求される必要物性値は、2章にも示したように、周辺地盤に対するせん断弾性係数の比が1/100 以下であり、ここでは硬質地盤のせん断弾性係数を基準として、せん断弾性係数の上限値を5 kg/cm²とした。

2) 裏込材としての必要物性

免震材には前記物性値の他に、通常の裏込材に要求される性状も付加する必要がある。そこで、一般の裏込材の施工目的と必要性状を検討して開発目標を選定することとした。通常の裏込め注入工の目的及び必要性状を以下に示す。

・目　的

① テールボイドの地山崩壊防止及び安定

② トンネルの止水性向上

・必要性状

① 材料の分離を起こさない

② 流動性に優れている。

③ 注入後の容積減少が少ない

④ 早期に地山の強度以上になる。

⑤ 水密性に富んでいる。

⑥ 無公害で安価

すなわち、通常の裏込注入工法はシールドの推進と同時あるいは直後に行い、テールボイドを完全に充填して地山の緩みと沈下防止が目的である。

そこで、裏込材には早期安定性と良好な施工性が必要とされている。この必要性状を満たすために裏込材料やその施工法に関しては開発が進められ、現在では2液タイプが主流を占めている。この方法は主材と硬化材を注入口で混合させる1.5ショットタイプのもので、特長は注入時まで流動性を有し、注入後は速やかに可塑状固結ないしは固結することである。

ここで可塑状態とは、静止状態で固体的性状を、加圧状態で液体的性状を示すものであり、裏込注入の施工性（流動性・充填性）及び地山安定性においては最適な性状であると考えられる。また早期地山への安定性のためには体積変化の少ない材料であることも必要とされている。

さらに、止水性に関しても、二次覆工省略化の中で今後大きな要素を占めて来ると考えられる。

上記の事を踏まえ、免震材において裏込注入材としての必要とされる性状を下記のとおりとした。

① 早期安定性

空隙（テールボイト）に注入されると直ぐに地山の沈下を防ぐ性状であり、可塑状固結後早期強度発現させる性状とする。

② 施工性

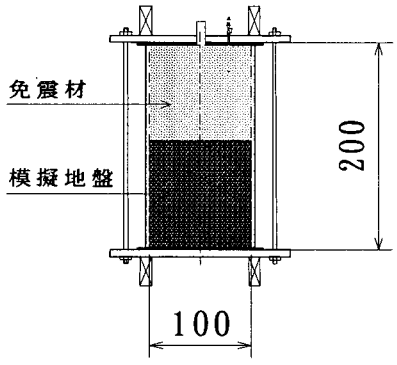
流動性、充填性が良いこと。尚、止水性においては、通常の裏込材より、弾性体のウレタン材の方が明らかに優れているため目標値から除いた。

以上の事を踏まえて裏込材としての免震材の目標値を検討した。

3) 裏込材としての開発目標値の決定

先で述べたように裏込材の必要性状としては、可塑状の把握が必要である。そこで、まずカーブ施工時における余掘空隙部（オーバカットされた部分）にマシーン通過までの沈下防止のために用いる充填材の性状を参考とした。この場合に、使用する充填材（クレーサンド及びベントナイトが主材料）は粘度を基準値としており、その基準値は100P（施工実績）以上必要とされている。そこで第2章でも述べているように、ウレタン材にフライアッシュや増粘剤（特殊ポリオール）を混合して100Pの材料を作成し、簡易回転土槽を用いての室内実験にて検証を行った、実験状況を図-4.2.1に示す。本実験により免震材による地山保持能力が確認されたので可塑状固結を表す開発目標値は100Pと定めた。

また、早期強度の目標としては、通常の裏込材を参考に決定した。免震材の開発目標値を表-4.2.1に示す。



簡易回転土槽（充填実験で使用するカプセルの1/3）

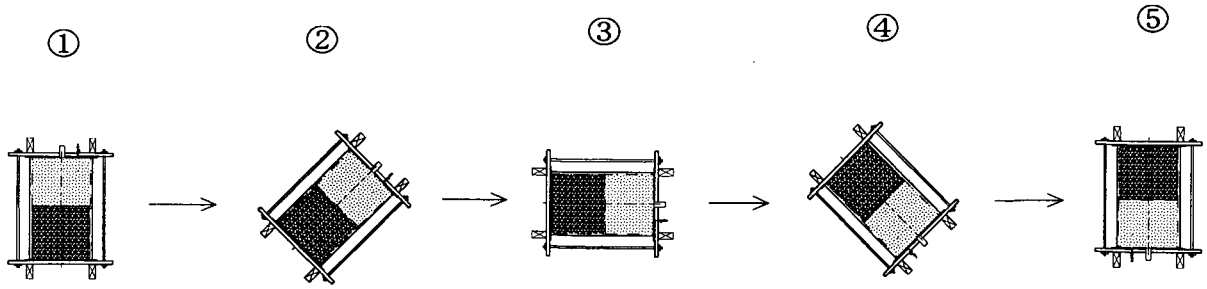


図-4.2.1 簡易回転土槽による地山保持の検証

表-4.2.1　免震材の開発目標値

項　目	目　標　値	備　考
せん断弾性係数	上限値　5 kg／cm²・28 日で設計せん断係数に達する	平成７年度一次開発目標値を基準
弾性係数	１日で４kg／cm²以上	裏込工における１日強度（設計値の 20％）を基準
粘度	充填後１ min で 100 P以上	空隙確保の充填材を基準

(2)　免震材の開発過程と配合及び物性値

前年度までに開発したウレタン系材料は混合時の粘度が60P 程度であり、粘性の目標値を大きく下回っていた。そこで、硬化材にフライアッシュを添加する事によって増粘効果を期待したが、得られた粘度は80P 程度であった。そこでさらに、増粘剤（液体：特殊ポリオール）を混合させ、目標通りの高粘度100P（測定値は115P）以上を得ることができた。この結果、３液混合タイプの免震材の配合を確立する事ができた。表-4.2.2に開発した免震材の配合を、表-4.2.3には物性値を示す。

表-4.2.2　免震材の配合

材　　料	配合比（体積比）	粘度（P）	比重（20℃）
主　材：イソシアネート	10	110	1.05
硬化材：ポリオール＋フライアッシュ	14	30	1.44
増粘剤：特殊ポリオール	1	8	1.05

表-4.2.3　免震材の物性値（目標値と完成値）

開発目標値	免震材の物性値
せん断弾性係数は上限値を５kg／cm²とする。	せん断弾性係数は 2.8 kg／cm²（中空ねじり試験）
混合後１ min で粘性１００Ｐ以上	３液混合後終了時点で１００Ｐ以上
混合後１日で弾性係数４kg／cm²以上	混合後１日の弾性係数４kg／cm²
２８日で設計せん断係数に達する	養生７日間で、せん断弾性係数は 2.8 kg／cm²に達している。（中空ねじり試験）

注１）粘度計測にはＢ型粘度計にて測定

4．3 施工方法に関する検討

4.3.1 注入装置性能確認実験

ウレタン系免震材は、通常の裏込材料に比較して粘性が高く、ポンプの圧送能力の不足や3液の混合撹拌不足による免震材の硬化不良が懸念される、そこで実機ポンプを用いた圧送性能試験による検証および混合装置を開発し混合撹拌性能の検証を目的として実験を行った。

(1) 注入装置検討の諸条件

注入装置検討における施工条件としては実施工を踏まえた注入装置の能力設定を考慮し下記のように設定した。

シールド掘進機外径　：5250（mmφ）
セグメント外径　　：5100（mmφ）
平均掘進速度　　：30（mm/min）
テールボイド量　　：36.6（ℓ/min）
免震材注入率　　：130（%）
毎分当たりの注入量　：47.6（ℓ/min）

また免震材の配合と性状を表-4.3.1.1に示す。

表-4.3.1.1　免震材の配合と性状

材　　料	配合比（体積比）	毎分注入量（l／min）	粘度（P）	比重（20℃）
主　材:イソシアネート	10	19.0	110	1.05
硬化材:ポリオール＋フライアッシュ	14	26.7	30	1.44
増粘剤:特殊ポリオール	1	1.9	8	1.05
免震材毎分注入量計(l/min)		47.6		1.26

注１）粘度計測はＢ型粘度計で測定

注２）毎分の注入量は、掘進速度30（mm／min）時の注入量

装置選定における留意事項は以下の通りである。

・混合後（充填後）1minで粘度が100P以上の高粘性材料である。
・混合後（充填後）1日で弾性係数4kg/cm²以上（混合装置部は毎日洗浄が可能で容易なもの）
・主材、硬化材の混合が不十分だと、硬化状態が均一にならない。
・配合比に誤差が生じると物性値が変化する（許容誤差範囲10%以内）

(2) 注入装置構成

注入装置の構成概要フローを図-4.3.1.1に示す。ここでは、注入装置構成の各装置部位に求められる機能・条件についてに示す。

1) 高粘性用ミキサー

一般にミキサーは、ロータと混合槽間における剪断作用が重要な機能であり、ロータ形状が混合性能に大きな影響を及ぼす。特に硬化材のような高粘性を撹拌混合する場合汎用ミキサーの確保が困難なた

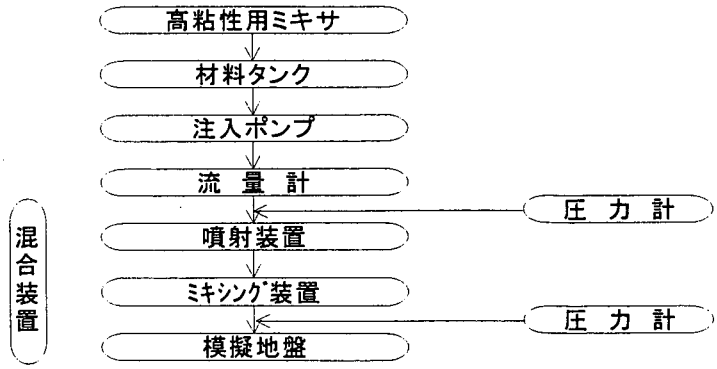


図-4.3.1.1　注入装置構成フロー図

め、高粘性用ミキサーを作成した。ミキサーには、ポリオールへのフライアッシュ分散性向上が要求されるため高剪断を付与する必要があり、同時に免震材の必要性能を確保するためには均一混合性も要求される。以上の観点から、ロータ形状の構造の適正化に重点を置き、以下の様な特徴を有すミキサーとした。

① ロータは4翼のスポークとし、スポーク翼幅を狭くし、混合槽間のクリアランスを適正化することで剪断力を上げた。

② スポーク翼はB剤流動を反転乱流が発生する機能を持たせるために、翼に各90度の「ねじれ」を持たせ混合性を向上させた。高粘性用撹拌ミキサーの概要図を図-4.3.1.2に示す。

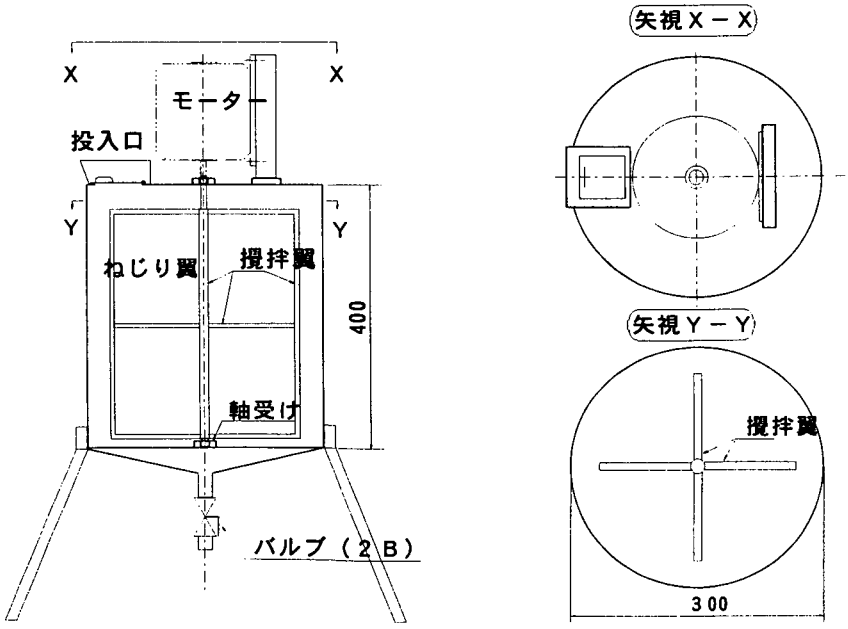


図-4.3.1.2　高粘性用撹拌ミキサー概要図

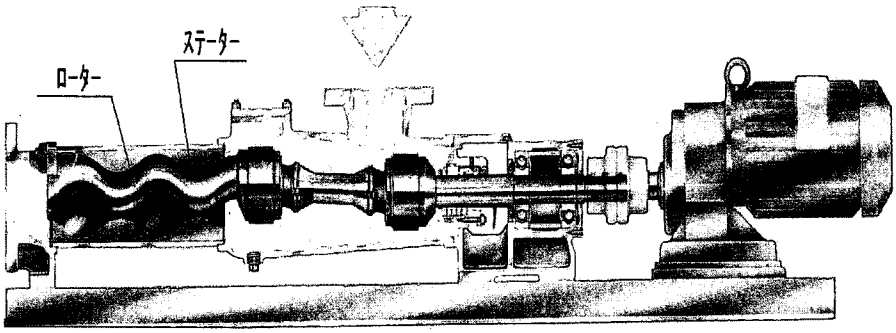
2) 材料タンク

材料タンクは、実験に必要な免震材80ℓを作成するのに必要な、各タンク容量を設定し、実験用タンクを試作した。実験時は、外気温5℃なる厳寒期であり、室内実験との温度差をなくすため常温保持用の機能をタンクに持たせた。温度調整機能としては、テープヒーターを円形タンクの周辺に巻き付けて保温するとともに、熱発散防止として断熱材（ガラスウオール）で養生することとした。

3) 注入ポンプ

a) ポンプの選定

ウレタン系免震材の注入ポンプは、高粘性の液体を高圧力で送れ、脈動がなく連続流で定量性にすぐれ、掘進速度・地山の条件に応じて広い範囲の流量制御が必要である。これらの機能・条件に適合したポンプとしてモーノポンプを選択した。モーノポンプの吐出量は、回転数に比例するため回転速度の制御により、高粘性，高圧力に対応した流量を広い範囲で自在に制御することができ、また従来の2液型裏込注入ポンプとしても兼用できる。モーノポンプの概要図を図-4.3.1.3に示す。



モーノポンプの主な特長
・脈動がなく連続流で定量性に優れている。
・回転速度の制御により流量を広範囲で制御できる。
・高粘性、高濃度、微粉体まで定量移送可能

図-4.3.1.3 モーノポンプ概要図

b) ポンプ特性の確認

ポンプの基本特性の確認としては、水を基準とした吐出量と回転数の関係を把握するとともに、粘度の増加による変化も確認した。図-4.3.1.4に電磁流量計を使用した計測方法による模擬免震材（ウレタン系免震材が非導電的性質のためＣＭＣを主材とした高粘性材を使用）の粘度変化に伴う吐出量と回転数の関係の一例を示す。

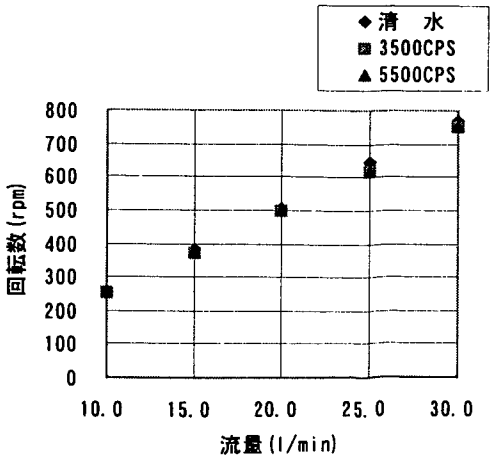


図-4.3.1.4 粘度変化に於ける回転数、流量特性

粘度変化に伴う各ポンプの吐出量の測定結果より、現状の粘度範囲内（最大125P）では、配

合比（誤差範囲10%）に影響を与えるような差異は見られなかった。

4) 混合装置

a) 装置概要

混合装置は、硬化材（B材）用噴射ノズルと増粘剤（C剤）用噴射ノズルで構成された噴射混合装置と、更に混合を均一化するミキシング装置で構成されている。図-4.3.1.5に混合装置全体概要図を写真-4.3.1.1に混合装置全体写真を示す。

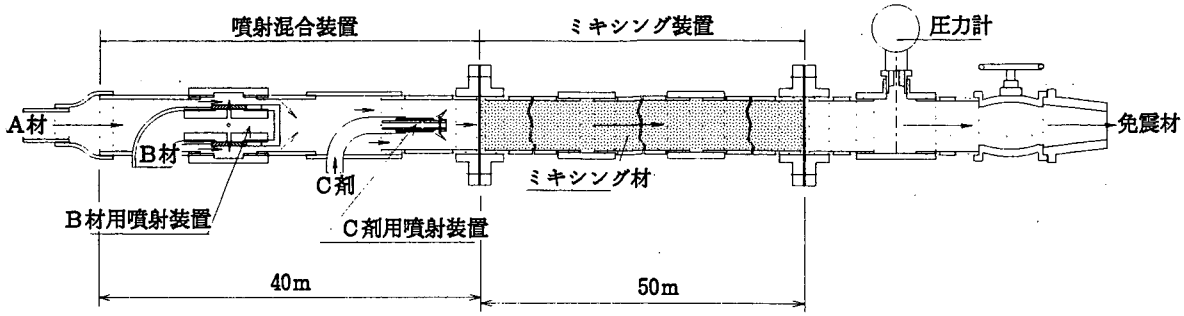


図-4.3.1.5 混合装置全体概要図

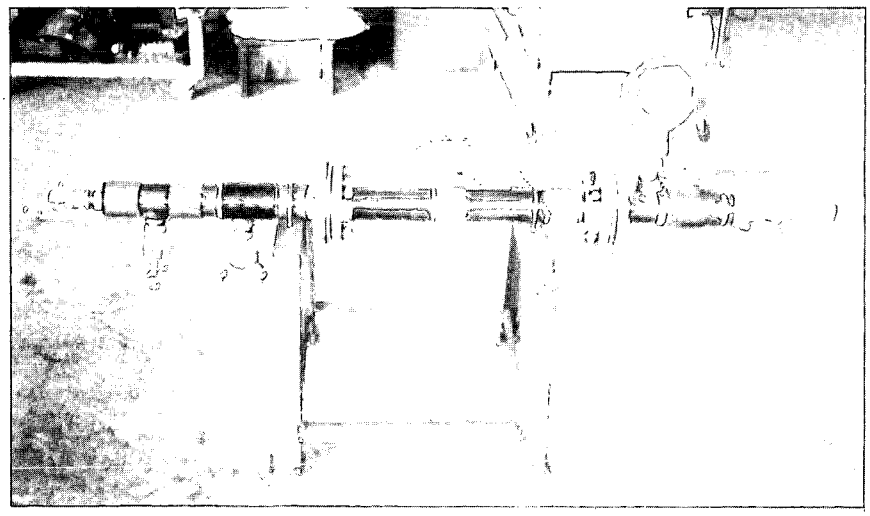


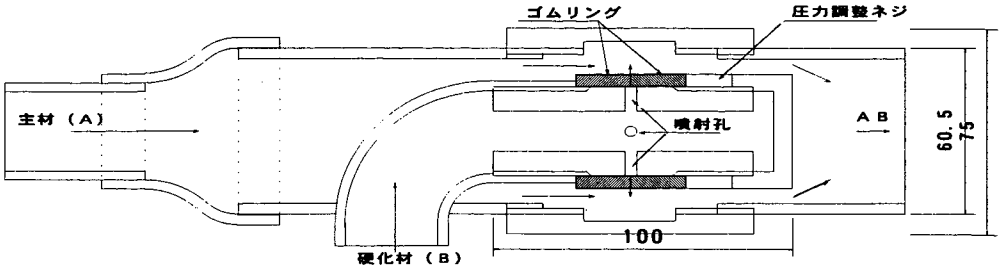
写真-4.3.1.1 混合装置全体写真

b) 硬化材用噴射装置

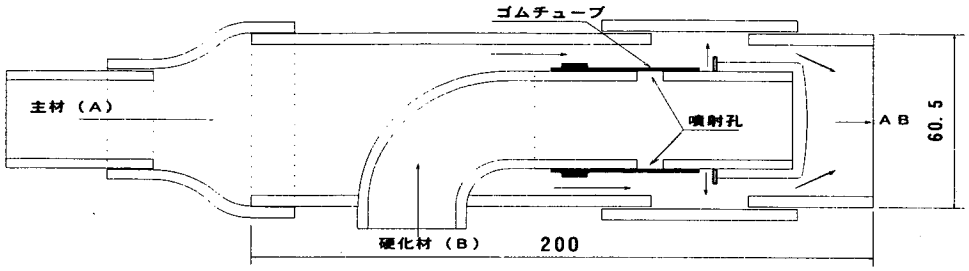
高粘性及び流量比に対応した一般的な汎用混合装置は入手困難なため、通常の裏込用の噴射装置を参考に、高粘性材を効率良く混合できる装置として、圧力噴流の衝突による噴射混合装置を製作した。噴射装置の基本構造としては、他の材料の逆流防止の逆止弁として、ゴムチューブ及びゴムリングを用いた2種類を試作しそれぞれの性能確認を行った。図-4.3.1.6に硬化用噴射装置の概要図を示す。

c) 増粘剤用噴射装置

ウレタン系免震材は、通常の2液型裏込注入方式と流量比等が類似しているため、一般汎用品の噴射装置を転用した。図-4.3.1.7に増粘剤用噴射装置の概要図を示す。



(a)　ゴムリング型噴射装置



(b)　ゴムチューブ型噴射装置

図-4.3.1.6　硬化材用噴射装置概要図

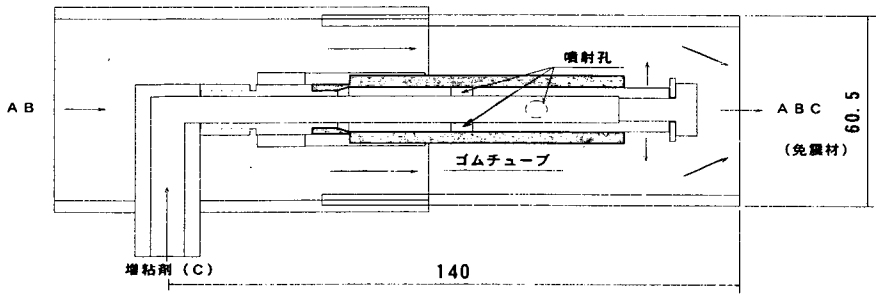
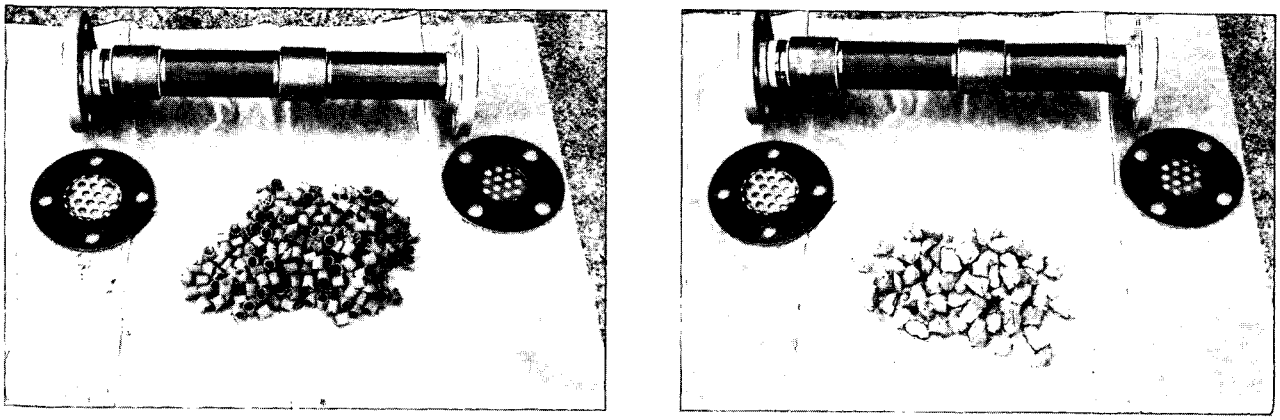


図-4.3.1.7　増粘剤用噴射装置概要図

d)　ミキシング装置

圧力噴流の衝突による混合を更に均一化する目的で、混合された免震材がミキシング管内を乱流で通過させることにより均一性の向上を図った。ミキシング材としては、円筒形プラスチック及び砕石材をラビリンスに利用し、両材による混合の均一性を確認した。写真-4.3.1.2にミキシング装置外観写真を示す。



(a) 円筒形プラスチック　　(b) 砕石材

写真-4.3.1.2　ミキシング装置外観写真

5) 混合装置の性能確認

a) 試験概要

混合装置の各部位性能を確認する目的で、高粘性模擬材の模擬主材（A液）を赤に模擬硬化材（B液）を白に着色し、混合装置部位を通過させた模擬免震材の混合状況を目視により確認し、装置性能の評価を実施した。

図-4.3.1.8に混合装置性能を確認するための試験装置フロー図を示す。

b) 噴射装置の性能確認

① ゴムチューブ型噴射ノズル

通常の2液型裏込注入方式に使用されているゴムチューブ型噴射ノズルを、流量比に併せて形状拡大したものである。噴射速度は、逆止弁として使用されているゴムチューブの締め付け力によって決まり、噴射速度調整による効果的な混合を行うための調整が困難である。

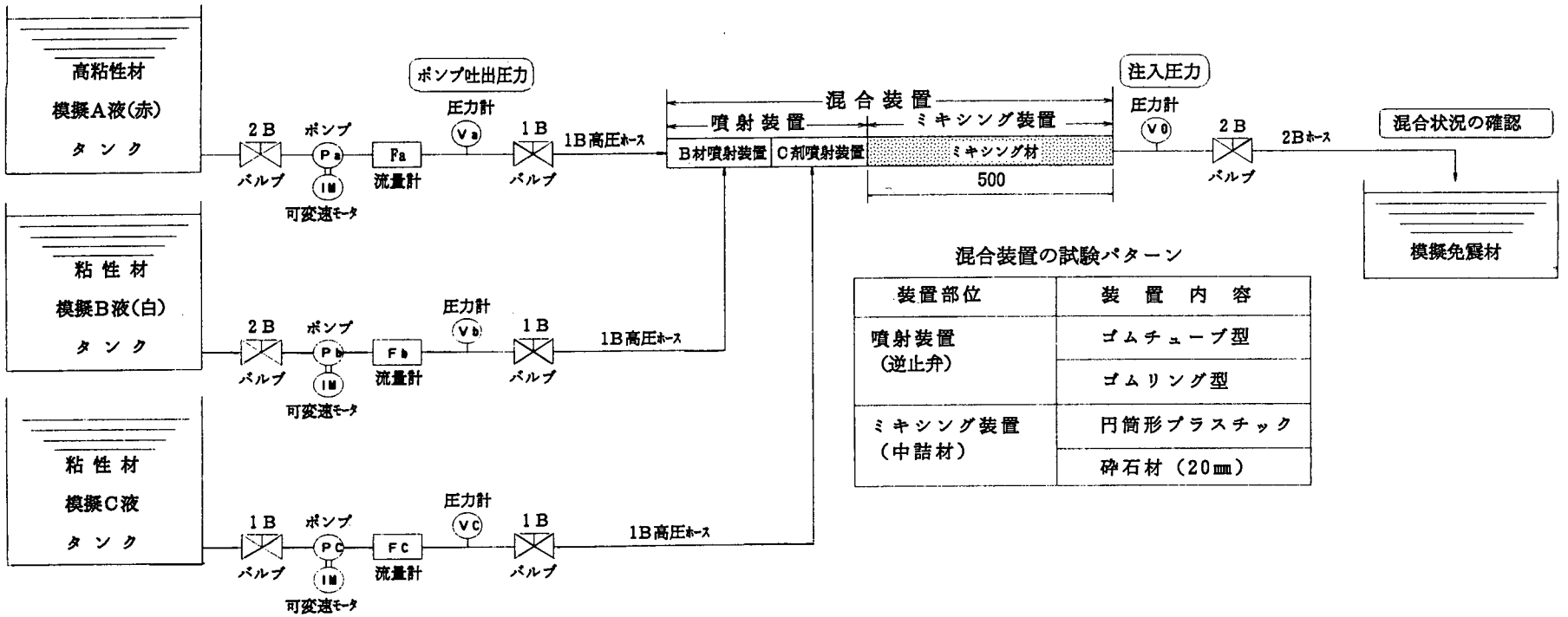
② ゴムリング型噴射ノズル

効果的な混合を行うために、噴射速度が調整できる機能を持たせたものである。逆止弁としてのゴムリングを締め付けネジで調整することで噴射速度の調整ができる、ゴムリング型噴射ノズルを新たに開発した。

この2種類について混合性能の検証実験を行った。結果を表-4.3.1.2に示す。同表よりゴムリング型の方が混合状態が良く、均一性も得られているための、ウレタン系免震材にはゴムリング型が適していると判断した。

c) ミキシング装置の性能確認

ミキシング管内のミキシング材としては、砕石材と円筒形プラスチック材を使用した混合性能の検証実験を行った。噴射装置は先の実験によって決定したゴムリング型噴射ノズルを使用した。その結果を表-4.3.1.3に示す。同表より砕石材を使用した方はばらついた色斑が見られたが、円筒形プラスチックを使用した方は色斑は見られず均一な混合状況であった。これよりミキシング装置においては、円筒形プラスチックを用いることが適していると判断した。



混合装置の試験パターン

装置部位	装置内容
噴射装置（逆止弁）	ゴムチューブ型
	ゴムリング型
ミキシング装置（中詰材）	円筒形プラスチック
	砕石材（20㎜）

図-4.3.1.8　混合装置性能確認試験装置フロー図

表-4.3.1.2　噴射装置性能確認試験結果

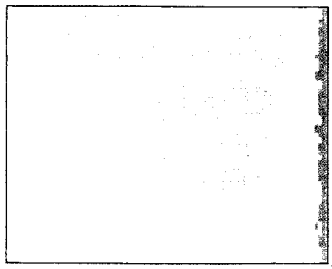
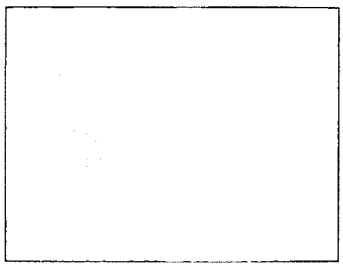
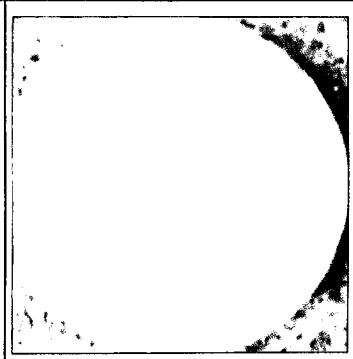
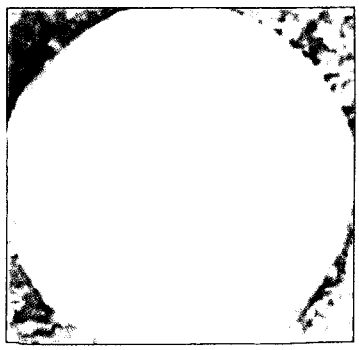
噴射ノズル形状			ゴムリング型		チューブ型	
ミキシング管長（50cm）			50		50	
ミキシング材			なし		なし	
注入圧（kg/cm²）			2．0		2．0	
	粘性（P）	流量(ℓ/min)	ﾎﾟﾝﾌﾟ吐出圧（kg/cm²）		ﾎﾟﾝﾌﾟ吐出圧（kg/cm²）	
主材	200	10．0	Va	5．0	Va	5．0
硬化材	55	14．0	Vb	6．0	Vb	4．8
増粘剤	40	1．0	Vc	4．9	Vc	4．9
混合状況写真			 ほぼ均一の混ざり方をしている。		 全体的に色斑が見られる。	
評　価			○		△	

表-4.3.1.3　ミキシング装置性能確認試験結果

噴射ノズル形状			ゴムリング型		ゴムリング型	
ミキシング管長（50cm）			50		50	
ミキシング材			円筒形プラスチック		砕石（20 mm）	
注入圧（kg/cm²）			2．0		2．0	
	粘性（P）	流量(ℓ/min)	ﾎﾟﾝﾌﾟ吐出圧（kg/cm²）		ﾎﾟﾝﾌﾟ吐出圧（kg/cm²）	
主材	200	10．0	Va	5．0	Va	5．0
硬化材	55	14．0	Vb	6．0	Vb	5．8
増粘剤	40	1．0	Vc	4．9	Vc	4．9
混合状況写真			 均一な混合状況で色斑は見られない		 ばらついた多少の色斑が見られる	
評　価			○		△	

6) 免震材を用いた注入装置総合試験

a) 試験概要

ポンプ特性の確認、混合装置（噴射装置，ミキシング装置）の性能確認には模擬免震材を使用して行った。ここでは、この結果に基づき決定された注入装置で実際のウレタン系免震材を用いて、簡易回転土槽（カプセル土槽）に充填する注入実験を行い、注入装置全体の性能及び充填性を確認するとともに、地山の保持状況を観察し、本免震材が基本必要性能を満たしていることを確認した。図-4.3.1.9に注入装置総合試験フロー図を示す。

b) 免震材の温度特性の確認

常温（30℃）に於ける免震材を使用して注入実験を開始した結果、表-4.3.1.4に示すようにポンプ吐出圧が上昇し、安全性を考慮して設定した上限値10kg/cm²を越したため再検討を行った。圧力上昇の原因として考えられるのは、免震材自体の粘着力が強いことと、ホース配管内及び混合後の硬化促進が考えられた。したがって圧力上昇の低減策として、各免震材のホースサイズの拡径（1.0B→1.5B）及び加温による粘性の低減を図り、主材と硬化材の粘度を30P 程度に近づけることにした。各免震材の温度特性の確認した結果を図-4.3.1.10に示す。

表-4.3.1.4 免震材を使用した注入試験結果

噴射ノズル形状			ゴムリング型	
ミキシング管長（cm）			５０	
ミキシング材			円筒形プラスチック	
注入圧（kg/cm²）			２．０	
	粘性(P)	流量(ℓ/min)	ポンプ吐出圧（kg/cm²）	
主材	９０(30℃)	１０．０	Ｖａ	１０．０
硬化材	２５(30℃)	１４．０	Ｖｂ	１２．０
増粘剤	7(30℃)	１．０	Ｖｃ	１０．０

c) 注入装置総合試験による性能確認結果

各要素実験段階で得られたデーターを基に、各装置を設定し、施工性を考えて温度調整を行った条件で、回転土槽に免震材を再度注入した。今回の注入では、各圧力もと４～７kgf/cm² と通常値であり、粘性の影響も軽微であった。充填完了後免震材の必要性能を確認するために免震材のサンプリングを行い、時間経過に伴う免震材の粘度変化（硬化状況）を確認した結果、室内実験に於ける性状とほぼ同等であることを確認した。図-4.3.1.11に免震材の粘性経時変化を示す。

また地山の保持状況を観察するために、免震材を回転土槽へ充填した３分後に 180度反転することで免震材充填完了時の状況を保持していることを確認した。表-4.3.1.5に注入装置総合試験結果を写真-4.3.1.3に回転土槽への注入状況を示す。

以上より、ウレタン系免震材の注入装置を完成する事ができた。

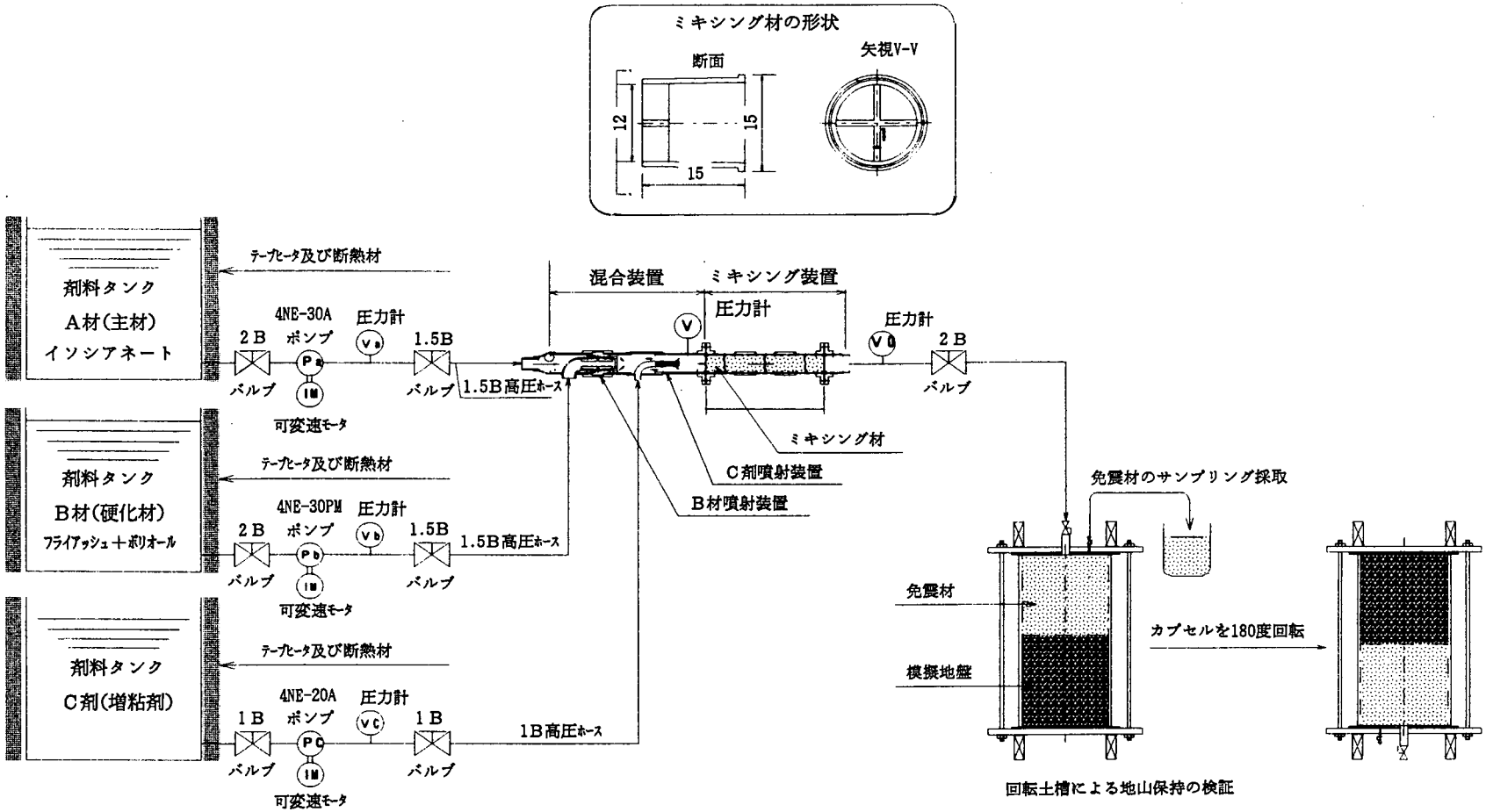


図-4.3.1.9　注入装置総合試験概要フロー図

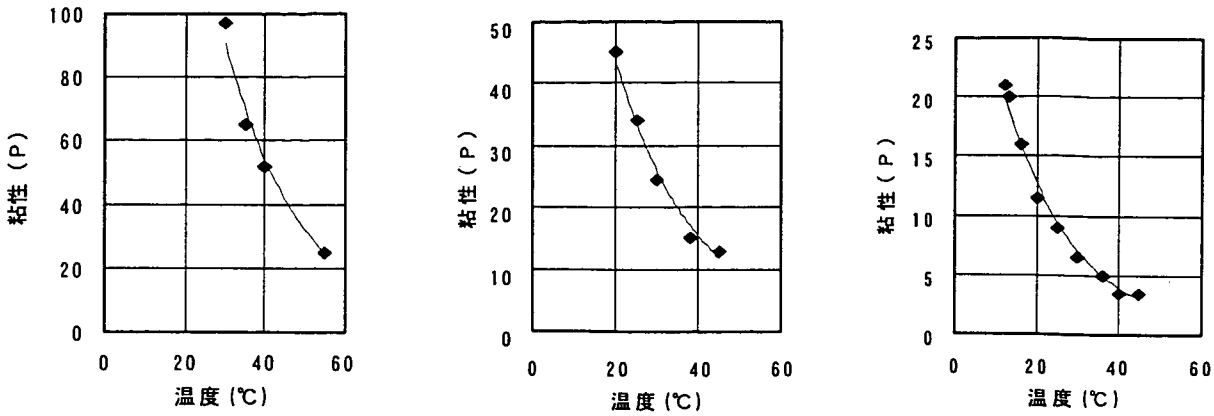


図-4.3.1.10　各材料の粘度と温度の関係

表-4.3.1.5　注入装置総合試験結果

注入ポンプ名	粘性 (P)	P回転数 (rpm)	P流量 (l/min)	P吐出圧 (kg/cm²)		混合装置仕様
主材用ﾎﾟﾝﾌﾟ	31(50℃)	380	10	Va	4.5	硬化材用噴射装置:ｺﾞﾑﾘﾝｸﾞ型
硬化材用ﾎﾟﾝﾌﾟ	24(30℃)	370	14	Vb	6.5	増粘剤用噴射装置:ｺﾞﾑﾁｭｰﾌﾞ型
増粘剤用ﾎﾟﾝﾌﾟ	24(30℃)	100	1	Vc	4.5	ミキシング材:円筒形ﾌﾟﾗｽﾁｯｸ
注入圧力				V	0.5	ミキシング管長:50cm
混合装置内圧力					3.5	

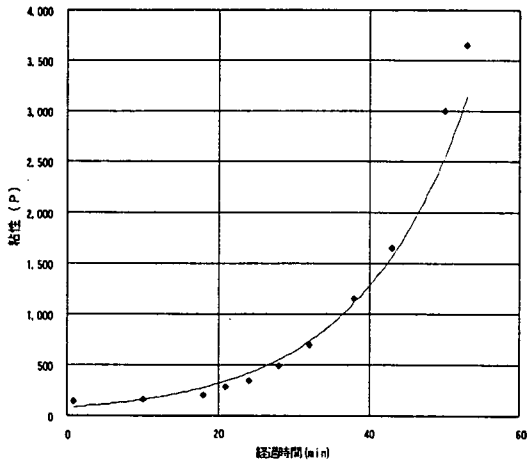


図-4.3.1.11　免震材の粘性の経時変化

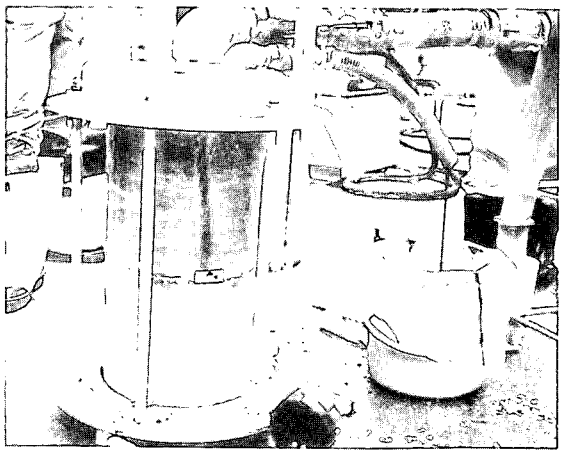


写真-4.3.1.3　回転土槽への注入状況

4.3.2　模擬地盤を用いた充填実験

(1)　概　要

前述した注入装置を用い、ここでは実施工を想定した模擬地盤を用いて、開発した装置の性能及び免震材の必要性状を検証した。

本実験における注入装置の検証事項は以下に示す通りである。

①　性能実験で検証した各装置の空隙充填時における施工上の問題点の有無確認。
（ポンプの吐出量・回転数及び注入圧・吐出圧との相対的経時変化の検証）

②　注入充填硬化後の免震材の物性値の確認（混合装置の性能確認）

また、免震材の必要性状の検証事項は以下に示す通りである。

①　地山保持能力の検証。

②　流動性・充填性。

③　ブリージングなど材料分離の有無確認。

(2)　実験方法

1)　装　置

今回の実験で用いた注入装置は先の性能実験で決定した構成で行った。図-4.3.2.1を示す。データ採取の為の圧力計は、性能実験と同様に各ポンプの吐出部、注入口、混合装置のミキシング装置前にセットした。

模擬土槽の寸法は、800㎜×800㎜×1650㎜であり、下部にセットした70㎜のプレートが稼働してシールドトンネルのテールボイドを見立てた空隙をつくるものである。また注入状況が良く確認できるように、土槽の両サイドはアクリル板を使用し外部からの確認を容易にした。

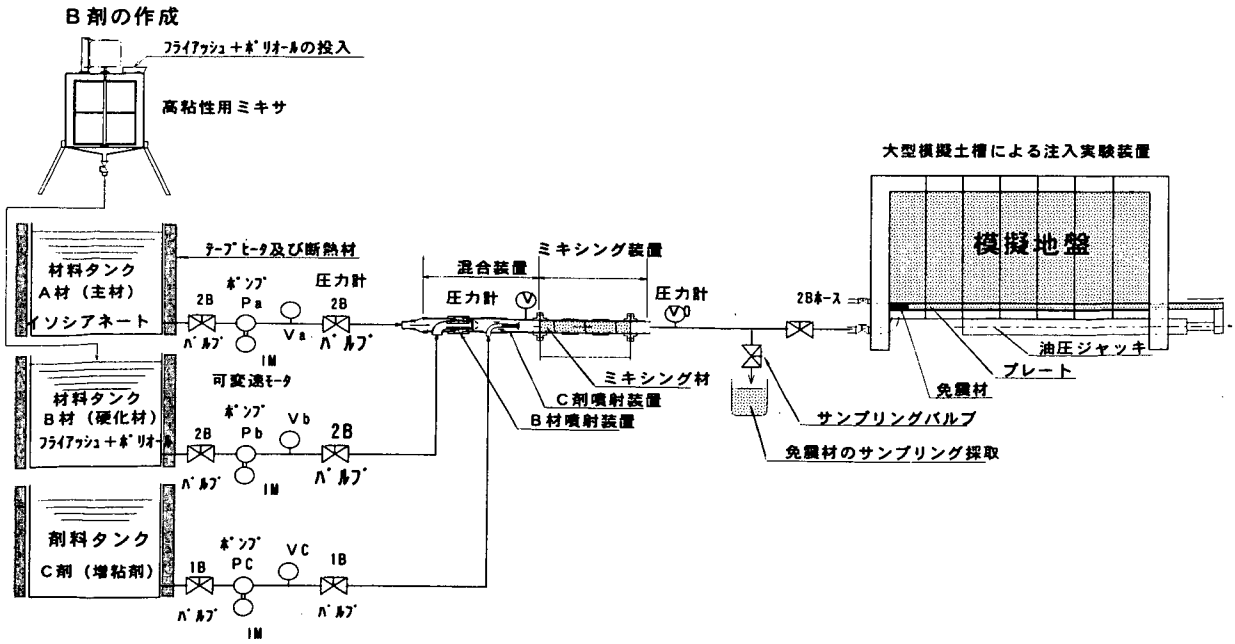


図-4.3.2.1　模擬地盤充填実験概要図

2) 設計条件

今回の実験における設計条件を以下に示す。

① テールボイド量：39.2ℓ（70mm×800mm×700mm）

② 注入率：110%（性能実験の実績を踏まえた数値）

③ 設計注入量：43.1ℓ

④ ジャッキスピード：40cm／min（必要注入量24.6ℓ／min、注入率含む）

⑤ 各ポンプの吐出量

・ポンプAの吐出量＝10.0ℓ／min

・ポンプBの吐出量＝14.0ℓ／min

・ポンプCの吐出量＝ 1.0ℓ／min

3台のポンプの吐出量合計は、25.0ℓ／minで必要注入量を満足する。

3) 実験手順

① 模擬土槽の作成

今回の実験に用いた土質材料は砂質土が主体でシルト分・礫分（礫径10mm）が適度に混ざった粒度分布の良いシールド現場の残土を使用した。作成方法としては人力による締め固め及び水締めを行った。その際プレートと地盤との付着防止のため、クレーサンドとベントナイトを混合した可塑状の泥材をプレートに塗布した。

② タンクへ材料投入

各タンクに材料を充満させた。ここでB液に関してはミキサーで練り混たものを投入した。

③ 粘度調整

タンクに入れた各材料の粘度調整は温度管理により行った。混合状態を良くするため主硬化材とも30P に調整した。

④ ポンプ性能点検

タンクに満たした材料を使用して、各ポンプ循環運転による回転数と吐出量のチェックを行った。

⑤ 配管セット

各配管を所定の部分にセットした。その際注入口のバルブは閉めたままにした。

⑥ 注入開始

各ポンプを作動させ、注入口手前のサンプリングバルブより免震材を採取し、混合状況を目視で確認した後（また、その後経時粘度測定も実施した）注入口を開けて充填を開始した。

⑦ 注入状況検証

注入中は免震材の注入状況を観察した。特に流動性および充填性を検証した。

⑧ 注入完了

注入終了後、再び注入口手前のサンプリングバルブより試料を採取した。実験中に採取した試料は経時粘度を測定し、かつ硬化後物性値を確認した。

⑨ 土槽解体

翌日模擬土槽を解体して免震材の硬化状況の確認を行った。

(3) 結 果

先の性能実験で得られた各ポンプの注入圧及び吐出圧に対する回転数と吐出量の関係は、模擬土槽を使用した今回の実験でも変化がなく、各ポンプとも予定通りの吐出量であった。また充填後の免震材の物性値も下記の表-4.3.2.1に示すように目標値を満足する値であった。

表-4.3.2.1 模擬土槽に注入した免震材の物性値

設 計 値	開発した免震材の物性値	試料（注入後採取した物）
せん断弾性係数5kg／cm²以下	2．8kg／cm²	2．6kg／cm²
充填後1 minで粘性100P	3液混合時で100P以上	3液混合時で以上150P
充填後1日で弾性係数4kg／cm²以上	4kg／cm²	4kg／cm²
充填後28日で設計せん断係数に達すること。	2．8kg／cm²	2．8kg／cm²

免震材の必要性状のうち地山保持能力及び流動性、充填性については、外部からの観察により裏込材としての充分な性状を持っていることが確認できた。また材料分離の有無については、土槽解体後の硬化した免震材を観察したが分離した様子は無かった。写真-4.3.2.1、4.3.2.2 に地盤撤去前後の確認状況を示す。

以上の結果より免震材と注入装置の性能を検証する事ができた。

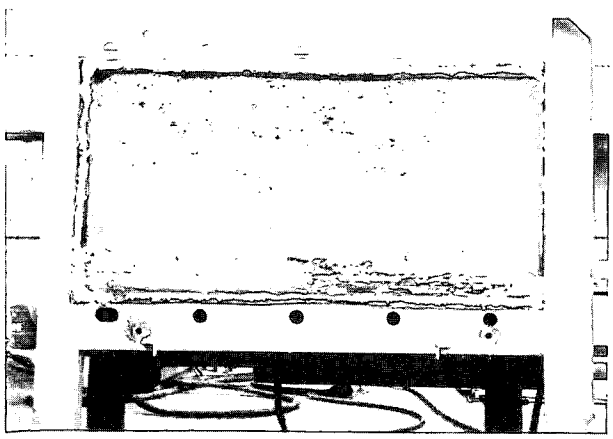


写真-4.3.2.1 免震層性状確認（地盤撤去前）

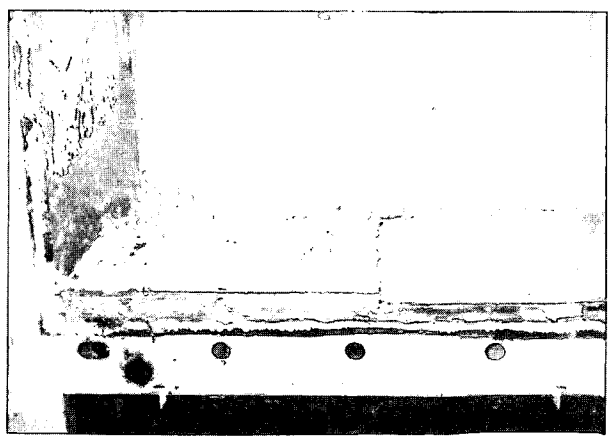


写真-4.3.2.2 免震層性状確認（地盤撤去後）

4．4 まとめと今後の課題

(1) まとめ

本章では、ウレタン系免震材の開発と同材料を用いた免震シールドトンネルの施工法の確立を目的とした開発を行った。ここではまず、免震材の開発目標として免震効果に必要な物性値と裏込工に対して必要とされる物性値を検討し、それに基づき免震材の開発を行い完成した研究成果を以下に示す。

a) ウレタン系免震材は材料分離を生ずることがなく、テールボイドへの高い充填性があることが、模擬地盤を用いた充填実験により検証された。

b) 増粘剤（特殊ポリオール）及びフライアッシュ混合により得られた高粘性材料（100P）は、充填実験により地山保持能力が十分あることが検証された。

c) 施工法において、3液（主材・硬化材・増粘剤）混合タイプが確立できた。

d) 注入装置として、定量型のポンプを用い、今回開発した混合装置を使用したシステムにて十分施工が可能であることが性能確認試験及び模擬地盤を用いた充填実験にて検証された。

以上より、ウレタン系免震材が施工性を考慮した基本的性能を有すること、及びウレタン系材料を用いた免震シールドトンネルが施工可能なことが確認された。

(2) 今後の課題

施工管理における、免震材重要管理項目であるせん断係数は、測定結果がでるまで期間を要するため、他に早期確認できる測定項目が必要である。現在硬度の経時変化を測定しており、この数値が簡便な管理基準項目となるよう検討を進めている。

参考文献

1) 建設省土木研究所：共同研究報告書　第154号「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1）」平成8年11月，pp. 71～73

2) 土木学会：トンネル標準示方書［シールド工法編］・同解説，pp. 177～179

3) 社団法人地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ3「シールド工法の調査・設計から施工まで」，pp. 215～225，1997

＜研究担当＞　飛島建設株式会社、旭電化工業株式会社

第５章　シリコーン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発

第５章　シリコーン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発

５．１ 概 要

本共同研究において平成７年度に実施したシリコーン系材料に関する研究では、シリコーン系免震材の基本物性が示され、長期耐久性、水質汚染性に関するデータがまとめられた。また、施工性の向上を目的としたシリコーン系免震材の改良、１ショット型の連続注入装置の試作が行われ、以下の点が明らかとなった。

a) シリコーン系免震材は、シールドトンネルに免震層を形成する材料として必要な物性は勿論のこと、天然ゴムより優れた長期耐久性および水質汚染に関して無害である等、要求性能を十分満たしていることを確認した。

b) 搬送性および混合性の向上を目的とした材料開発を実施し、低粘度化を図るとともに、主材と硬化材の粘度差を少なくし、混合時の配合振れを小さくすることができた。

c) シリコーン系免震材は、水中でも材料分離することなく水と置換して空気中と同様に硬化することを確認した。

d) 主材と硬化材を定量供給し、ダイナミックタイプのミキサーで完全混合して吐出する１ショット型の連続注入装置を試作し、混合・吐出性能を確認した。

以上のように、水中硬化性や流動性に優れたシリコーン系免震材を開発してきたが、テールボイドへ確実に充填する裏込め注入技術と比較すると、免震施工の実用化には以下の課題を明らかにする必要がある。

a) テールボイド内部に流入している泥分との置換性および充填性を確認し、実地盤の地下水中でも硬化して均質なゴム弾性体を形成できることの検証。

b) 通常の裏込めと同様、圧送時は流動性を保持し、かつ注入時は逸散しないよう注入早期に流動性が停止するとともに、完全充填後は速やかに硬化する材料および施工システムの開発。

そこで本章では、シリコーン系免震材のテールボイド内における置換性、充填性確認のための現場注入実験を実施した。さらに、シリコーン系免震材による免震施工システムを確立させることを目的として、通常の裏込め注入技術を導入した材料の改良、および注入システムの開発を行った。

本章で実施する開発項目とその内容は以下の通りである。

a) 現場注入実験を実施し、シリコーン系免震材が泥分によって材料分離することなくテールボイドに充填し、地下水中でも均質な免震層を形成することを確認する。

b) 裏込め材と同様な早期流動停止、および経済性向上を目的としてシリコーン系免震材を改良する。

c) 施工時におけるシリコーン系免震材の現場管理方法を提案する。

d) 注入システムを開発し、屋外注入実験により検証する。

5．2 現場注入実験

(1) 実験の目的

今回実施した現場注入実験は、シールドの実施工時に通常見られる、切羽や地山から泥分や地下水が流入した状態のテールボイドに対し、シリコーン系免震材を用いた場合の置換性、充填性、および免震層の硬化、形成状況を確認することを目的とした。

(2) 実験方法

1) 注入区間

現場注入実験は、掘削外径3,260㎜、セグメント外径3,130㎜の泥土加圧式シールド工事現場の発進立坑付近の地盤改良部で実施した。

図-5.2.1に現場注入実験の実施概要図を示す。注入区間は、立坑内の発進部から4および5リング目の2m区間で、シールド掘進時には裏込め注入を行わず、前後のリングにミニパッカーを施工して保護しておいた。注入区間の理論テールボイド厚は65㎜である。グラウトホールは、注入口、注入時のシリコーン免震材の流出確認孔、ならびに注入後のサンプリング孔として使用し、直径2インチのものを各リングの天端に2カ所、円周上に5カ所設置し、天端の1カ所には空気抜き用のストレーナーパイプを、それ以外の箇所にはボールバルブを取り付けた。

2) 注入材料

実験に用いたシリコーン系免震材は、主材（シリコーンポリマー）と充填材を配合したA液とB液（硬化材）を重量混合比10:1で混合したもので、硬化後のヤング率E_ℓは7.2kgf/cm^2、流動停止時間は約1時間である。なお、硬化材は黒色に着色し、主材（白色）および注入材料（グレー）と明確に区別できるようにした。

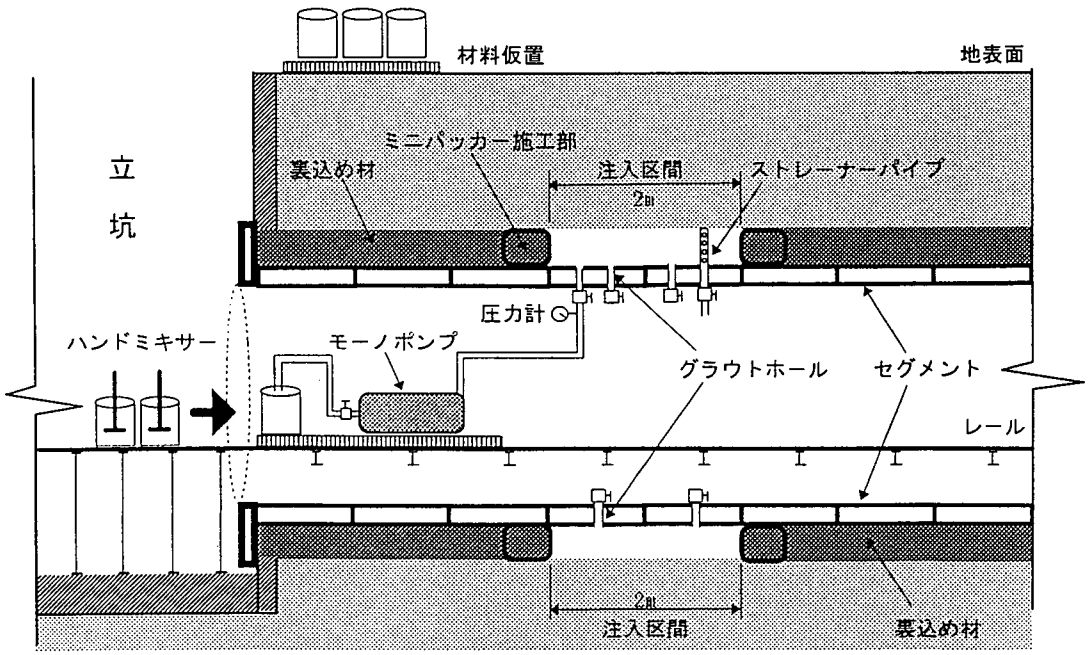


図-5.2.1 注入手順ならびに注入設備の配置概念図

3) 注入設備

図-5.2.1に注入設備の配置を示す。ミキシングには、主材と硬化材を所定配合で確実に混合することを目的としてハンドミキサーを用いた。また、注入ポンプは、高粘性材料を確実に圧送できるモーノポンプを採用し、ポンプの吐出量は、少量で確実に充填するため、毎分5.5ℓ（回転数900rpm）とした。

なお、注入圧管理用の圧力計は、注入管先端部に取り付けた。

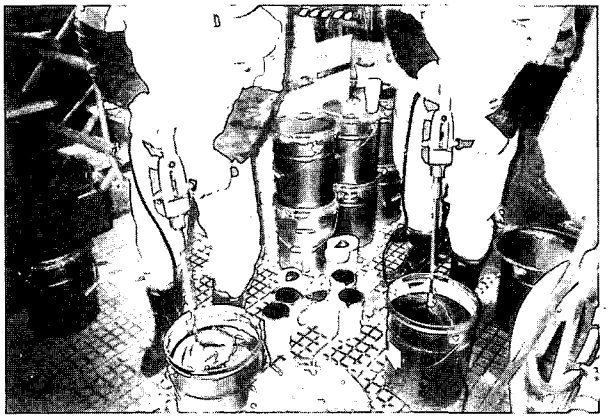


写真-5.2.1 ハンドミキサーによる免震材のミキシング状況

4) 実験方法と測定項目

写真-5.2.1にミキシング状況を示す。免震材の混合は、ハンドミキサーによりテール缶（18ℓ）の中で主材と硬化材を十分混合した後、そのテール缶を直ちにポンプ側に移動し、注入タンクとして使用した。

免震材の注入順序は、図-5.2.2に示すように、はじめにインバート部のグラウトホールより開始（注入ステップNo.1）し、インバート部にて免震材が完全に流動停止し、硬化が始まってから、下方より左側、右側の順に注入（注入ステップNo.2～5)する方法とした。この方法では、注入した免震材が反対側へ移動することが避けられ、注入側直上のグラウトホールから免震材が流出することを確認できるので、充填度のチェックが可能となる。

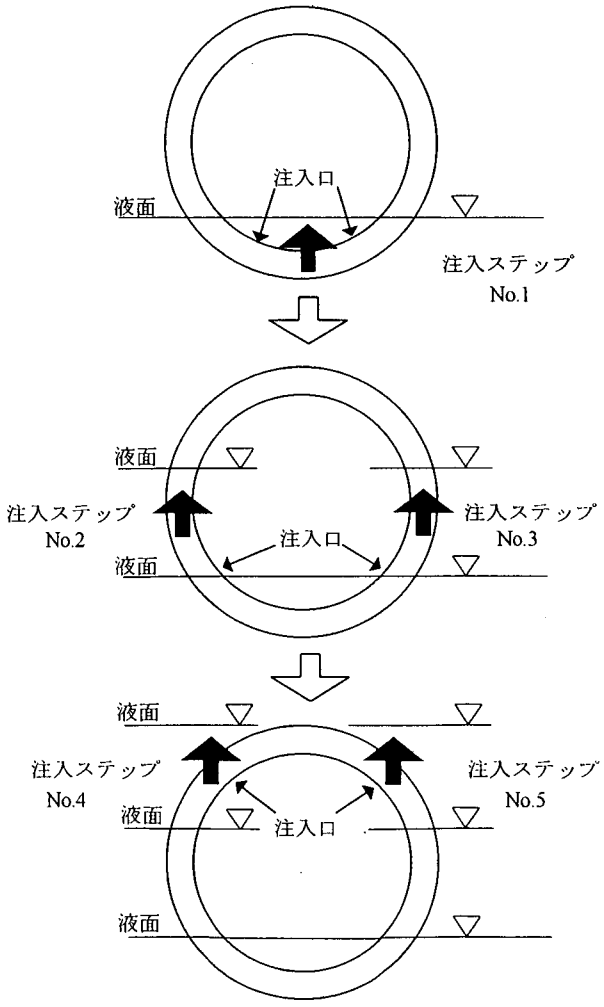


図-5.2.2 注入順序および各注入バッチと最終液面位置との関係

免震材の注入は、注入箇所の直上のグラウトホールのボールバルブを開けた後に開始し、グレーに着色された免震材が直上のグラウトホールから流出するのを確認した後、ボールバルブを閉じて終了した。

注入圧力は、注入先端部の圧力計で常時管理し、周辺地盤に影響を与えない2kgf/cm² 以下とした。

なお、注入時間は、免震材の流動停止時間（約1時間）を考慮し、1ステップ当たり30分で注入を完了することを基本とし、特に初期のインバート部は、1ステップ当たりの注入量を少なくし、最下部の4

つのグラウトホールすべてから、交互に注入した。

注入前後の免震材のサンプルは、ミキシング直後および直上のグラウトホールから流出した時点で採取し、それぞれ流動停止および硬化状況を確認するとともに、一部で粘度を経時測定した。また、泥分との置換性を確認するため、グラウトホールから流出した免震材の水および泥分の混入状況を観察した。さらに、免震材の充填性を確認するため、総注入量を算出するとともに、注入10日後に油圧ポンプ式のサンプリング装置を用いて、4リング目のすべてのグラウトホールから免震材のコアを採取した。なお、コア抜き後は、1液性のシリコーンゴムによって空隙を充填し、ホールキャップを取付けた。

(3) 実験結果

1) 注入圧力と総注入量

注入状況を写真-5.2.2に示す。注入圧力は、注入開始時が配管抵抗に等しい0.2kgf/cm^{2}であり、直上のグラウトホールより流出した時点で0.3～0.6kgf/cm^{2}に達した。また、最終注入となった天端部では、注入圧力が2.0kgf/cm^{2}まで上昇したため、この時点で完全充填と判断し、注入を終了した。

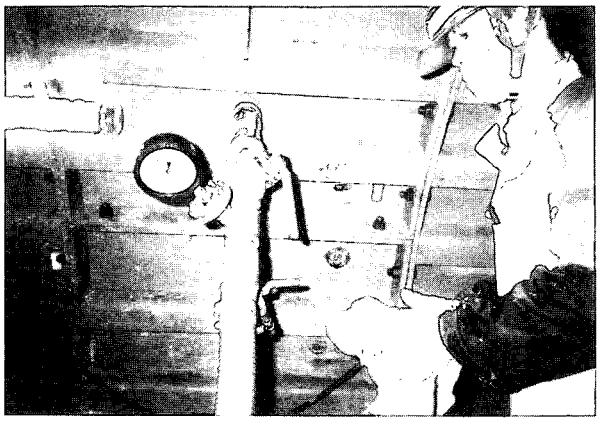


写真-5.2.2 免震材の注入状況

免震材の総注入量は0.49m^{3}であった。これは、注入前の地下水の抜取り総量約0.5m^3 とほぼ一致しているが、理論テールボイド容積1.64m^{3}に比べてかなり少なかった。この理由としては、注入前にグラウトホールの近くに裏込め材が回り込んでいる状況を確認しており、特に天端部のテールボイドは殆ど無い状態であったことから、注入区間前後の裏込め施工時にかなりの裏込め材が流入したためと推測される。

2) 置換性の確認

側部のグラウトホールからの注入では、いずれも直上のグラウトホールより免震材の流出を確認するとともに、一部のグラウトホールからは、泥水および裏込め材の塊が流出した後に免震材が流出した。

流出した免震材を観察したが、水や泥分を含んだものはなかった。これらのことより、テールボイドはリング間およびグラウトホール間で連結しており、そこに免震材が泥水や裏込め材の塊と混ざることなく、押出しながら充填されたと判断した。

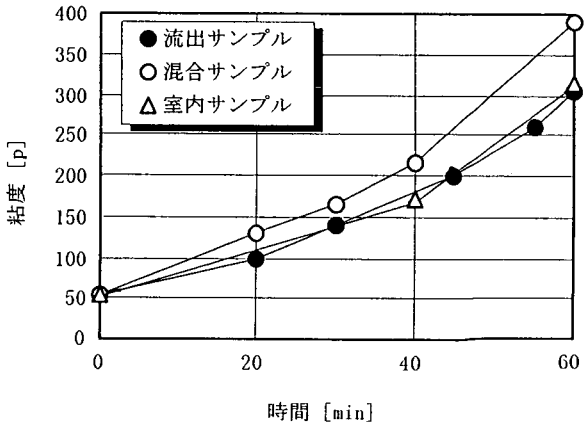


図-5.2.3 注入前後の免震材の粘度経時変化

3) 粘度変化および硬化の確認

図-5.2.3に注入前後の免震材の粘度経時変化を示す。図中の流出サンプル、混合サンプル、室内サン

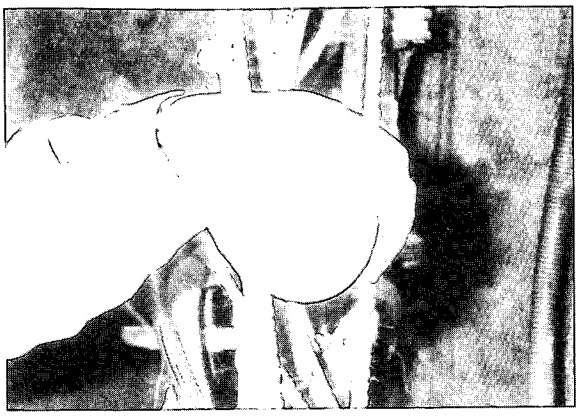


写真-5.2.3　グラウトホールより採取した免震材の採取１時間後の流動停止状況

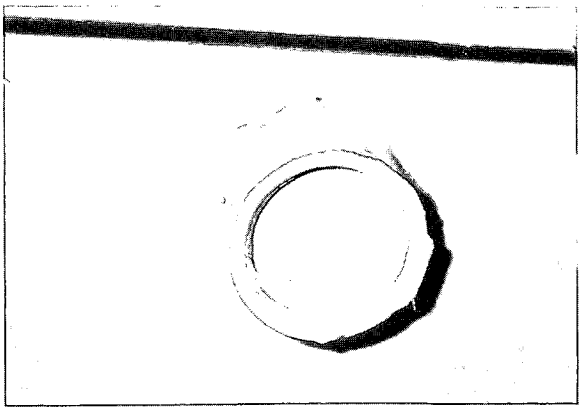


写真-5.2.4　注入翌日のグラウトホール内部の状況

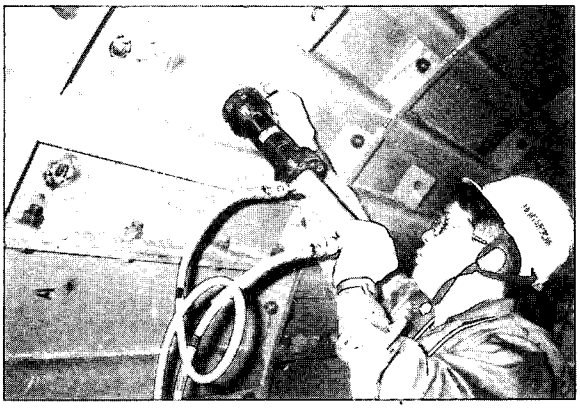


写真-5.2.5　コア抜き装置の取付状況

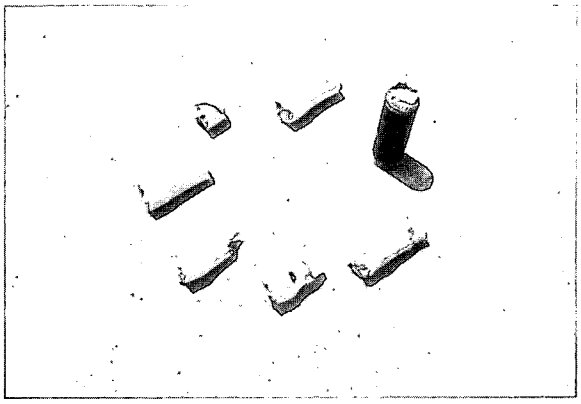


写真-5.2.6　コア抜き結果（４リング目）

プルとはそれぞれ、注入時に直上のグラウトホールから流出した免震材、現場混合直後の免震材、室内（25℃）で混合した現場と同配合の免震材を示す。図より、いずれのサンプルも粘度経時変化がほぼ一定であることから、十分管理された状態で注入が行われていたことがわかる。また、グラウトホールより採取した免震材の流出サンプルは、写真-5.2.3に示すように、すべて約１時間後には流動性がなくなり、翌日には硬化していることを確認した。さらに、注入翌日にボールバルブを取り外してグラウトホール内部を観察した結果、写真-5.2.4に示すように、全てのグラウトホールでゴム硬化体が形成されていることも確認した。

4)　充填性の確認

免震材のテールボイドへの充填を確認するため、注入10日後に４リング目のすべてのグラウトホールから免震材のコアを抜き取った。コア抜き装置は、写真-5.2.5に示すように、先端にエッジを施したサンプラーを油圧ポンプにより押し込んだ後、油圧ポンプを切り替えて引き抜くタイプのものである。

写真-5.2.6に抜き取ったコアの状況を示す。写真中のコアは、４リング目のグラウトホールの配置に従って並べてあり、左上の短いコアは天端のグラウトホールから抜き取ったもの、右上のコアはサンプラーに入った状態である。なお、天端の片方のグラウトホールのサンプルは、テールボイドがほとんど無いため、採取していない。コアの形状は、いずれも先端部が細くなっているが、これは免震材が体積変化をほとんど生じない材料であり、ロッドの押し込み初期に引張応力が発生するためである。採取し

たコアは、いずれも地山に達するまで完全に採取できた。また、採取後にグラウトホール内を観察し、硬化した免震材と地山との隙間が全くないことも確認した。なお、各コアの長さに違いが見られるが、これは各グラウトホールのテールボイド厚の違いによる。採取されたすべてのコアは、均等にゴム硬化体を形成しており、シリコーン免震材によって均質な免震層を形成できることを確認した。

(4) 実験結果のまとめ

シリコーン系免震材が泥分によって材料分離することなくテールボイドに充填し、地下水中でも均質な免震層が形成できることを確認する目的で現場注入実験を実施した。今回の現場注入実験は、注入区間のテールボイドに泥水および裏込め材がかなり流入しており、免震層の施工にとって大変厳しい条件下で行われた。そのような条件にもかかわらず、シリコーン系免震材は、泥水や裏込め材と混ざることなくテールボイドに完全充填し、均質な免震層を形成することを確認できた。なお、今回採用した注入方法は、免震材を確実に注入する目的から、主材と硬化材を混合するミキシング設備と注入設備を別系統としたが、免震材の流動停止時間を長く設定しておかなければならず、地山の安定や免震材のテールボイド外への逸散等の問題点を残している。したがって、実施工に当たっては、裏込め注入と同様な注入早期に流動停止する免震材ならびに施工システムの開発が必要と判断される。

5．3 免震材料の改良

(1) 改良の目的

これまでに開発したシリコーン系免震材は、他のポリマーより粘度の温度依存性が低いものの[1]、温度条件の変化により注入時の粘性を調整する必要がある点[2]や、前節でも指摘したように、流動停止までにテールボイド外へ逸散する問題が残されている。

前者の問題は、A液中に含まれる充填材の代わりに、配合比による粘度依存性の少ない材料を用いれば解決できる。さらに、従来より安価な材料を用いれば、材料コストの低減も期待できる。一方、後者の問題に対しては、通常の裏込め注入の考え方を参考に以下の検討を行った。一般に通常の裏込め注入では、固化材を含む懸濁状の材料に塑性調整剤を注入直前で混合し、速やかに疑似固結させて注入する方法を採用している[3]。疑似固結した裏込め材は、チキソトロピー性を示すため、ほとんど逸散することなくテールボイドに確実に充填される。図-5.3.1に一般的な2液性裏込め材の強度変化の概念図を示す。図より、裏込め材は、2液混合直後から疑似固結状態を10～20分間保持し、この間に注入し、1時間後には初期強度を発現し、地山を保持することがわかる。したがって、シリコーン系免震材についても裏込め材と同様に、塑性調整剤による早期の流動停止を図れば、逸散することなくテールボイドへの確実な充填が期待できると考えられる。

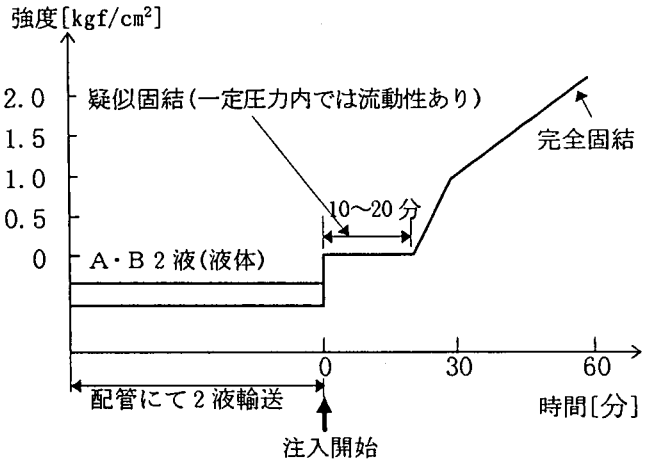


図-5.3.1　2液性裏込め材の強度変化の概念図[4]

以上の検討から、本節では、シリコーン系免震材の改良を行い、①施工条件に応じた現場での配合調整を可能にし、経済性にも配慮した増量材を選定すること、②シリコーン系免震材用の塑性調整剤を開発することを目的とした。

(2) 増量材の選定

1) 基本配合実験

従来材料のA液に含まれている充填材に代わる現地混合用の増量材を選定することを目的とした基本配合実験を実施した。

表-5.3.1　室内配合実験に用いた増量材の性状

種　類	粘土	F-A	F-B
原　料	膨張性粘土	ﾌﾗｲｱｯｼｭ	ﾌﾗｲｱｯｼｭ
比　重	2.60	2.36	2.30
粒径［ﾐｸﾛﾝ］	D_{50}=4.0	D_{50}=9.2	D_{85}=45

実験に用いた増量材は、①無害であること、②安価であること、③入手しやすいことを条件に検討し、市販の膨潤性粘土と、粒径の異なる2種類のフライアッシュ（F-A, F-B）の合計3種類とした。膨潤性粘土およびフライアッシュは、それぞれエアー系の裏込め材、アルミニウム塩系裏込め材[5]の助剤として使用されており、上記3条件を十分に満足できる材料である。配合ケースは、主材と硬化材の重量配合比を従来材料と同じ100:15.5と一定にしておき、主材と増量材の重量配合比は、経済面を考慮して100:50～200 とした。作液方法として

表-5.3.2　基本配合実験の配合ケースと測定結果

増量材の種類		膨張性粘土			フライアッシュ F-A								フライアッシュ F-B		
配合 No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
重量配合比	主材	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	増量材	50	75	100	50	75	75	100	100	110	130	150	100	150	200
作液，養生温度[1] [℃]		25	25	25	25	5	25	5	25	25	25	25	25	25	25
測定項目	主材＋増量材の粘度[2] [p]	35	55	80	25	45	35	65	50	73	160	295	38	100	200
	JIS 硬度[3] [-]	25	30	30	30	37	37	40	40	44	47	51	42	45	54
	ヤング率[4] [kgf/cm²]	9	12	12	12	15	15	17	17	21	23	27	19	22	31
	伸び [%]	120	130	150	130	120	120	110	110	120	100	80			
	比重 [-]	1.23	1.30	1.38	1.20	1.30	1.30	1.36	1.36	1.40	1.45	1.50	1.32	1.41	1.46

注[1]：粘度の測定温度に同じ。JIS 硬度・伸び･比重は 25℃で測定。

注[2]：B 型粘度計で測定。

注[3]：JIS 硬度計(JIS K 6301)で測定。

注[4]：JIS 硬度とヤング率の関係（図-5.3.6 参照）から推定。

は、まずはじめに 5 ℃または25℃に保たれた実験室内にてシリコーンオイルと増量材を電動ミキサーで十分混合した後、B型粘度計で粘度を測定した。次に、硬化材を添加して十分混合し、1日養生した後、硬化した材料のJIS硬度、伸び、比重、ヤング率（JIS硬度より推定）を測定した。

表-5.3.2に配合ケースと測定結果を示す。

2)　ポンプ圧送性の検討

図-5.3.2に増量材の添加量に対する主材と増量材の混合液の粘度を示す。この混合液は、現場では地上または注入場所から離れた後続台車での混合を想定しているため、長距離輸送できるものでなければならない。図より、ポンプ圧送可能な流動領域を化学的ゲル化が始まるとされる粘度100P[3] 以下とすると、各増量材の添加量（主材：増量材の重量配合比）の上限は、気温25℃で膨張性粘土が100:110程度、F-Aが100:120程度、F-Bが100:150程度と推定される。また、F-Aを用いた場合の気温5℃の混合液の粘度は、気温25℃より30%程度増加したが、JIS 硬度、および伸びは変化しないことがわかった。さらに、増量材の粒径が大きくなる（粘土<F-A<F-B）に伴い、混合液の粘度が低下することがわかった。

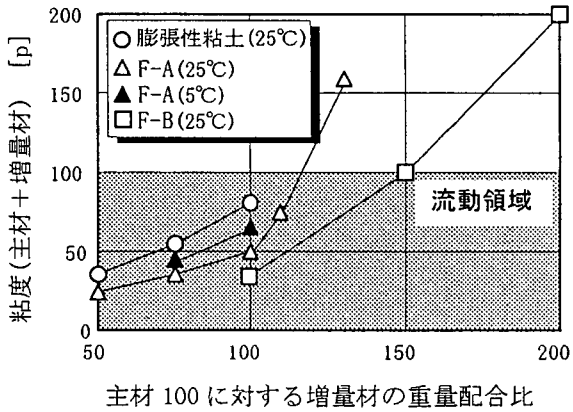


図-5.3.2　主材と増量材混合液の粘度

3)　硬化特性の検討

図-5.3.3に、各増量材の粘度経時変化を示す。図より、フライアッシュ配合のケースは、従来材料に比べ粘度上昇、すなわち硬化速度が速くなっているが、これは硬化材の添加量を調節することにより対応できる[2]。一方、膨潤性粘土の配合ケースは、従来材料やフライアッシュよりも硬化速度が遅いことがわかる。そこで、主材と膨張性粘土を重量比100:100 で混合し、1日放置した後に硬化材を混合した

ところ、3日後でも硬化しなかった。このことより、膨潤性粘土は、硬化を阻害することがわかった。

なお、フライアッシュについても同様の実験を試みたが、硬化阻害はなかった。

4) 増量材の選定結果

ポンプ圧送性、硬化特性に関する検討結果より、膨張性粘土は、硬化を阻害する作用があるため、増量材として不適当であることがわかった。一方、フライアッシュは、気温25℃でF-Aの場合100:120以下、F-Bの場合100:150 以下の配合範囲内であれば、ポンプ圧送が可能で、かつJIS硬度も25～45（ヤング率に換算すると9～22kgf/cm²）と免震材の適用範囲内であることから、増量材に適していることがわかった。また、より低粘度の主材や、さらに粒径が大きく、輸送管内の堆積防止のために比重を軽く（ただし1以上）した増量材を用いれば、より経済性の高い免震材を得ることが期待できる。なお、一般的に免震材の硬度は、増量材の添加量が増加するにつれて大きくなる傾向を示すため、増量材の添加量は、流動性のみならず、JIS硬度、ヤング率も十分考慮して設定する必要がある。

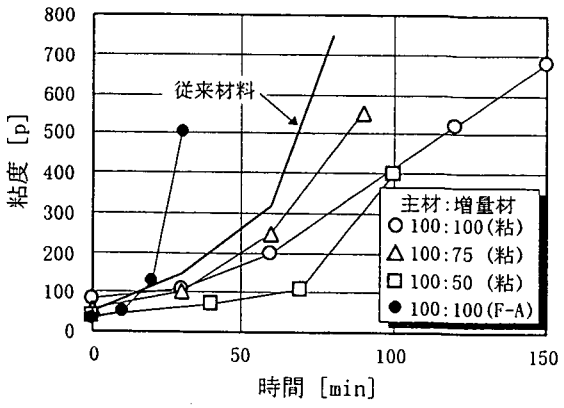


図-5.3.3 粘度経時変化（25℃）

(3) 塑性調整剤の開発

裏込め注入に適した塑性調整剤は、1分以内に流動を停止し、チキソトロピー性（圧入時の流動性保持）を有する材料である[2)]。このような条件を満足するシリコーン系免震材用の塑性調整剤として、分子量の異なる4種類のポリエーテル系材料、チタン酸エステル系材料の合計5種類の材料を選択した。次に、選定した塑性調整剤を適量混合し、目視により流動性を確認した結果、最も流動停止性の良いポリエーテル系の材料を選定した。なお、詳細な選定経緯は、本報告書「2.2.3 シリコーン系材料」にゆずる。

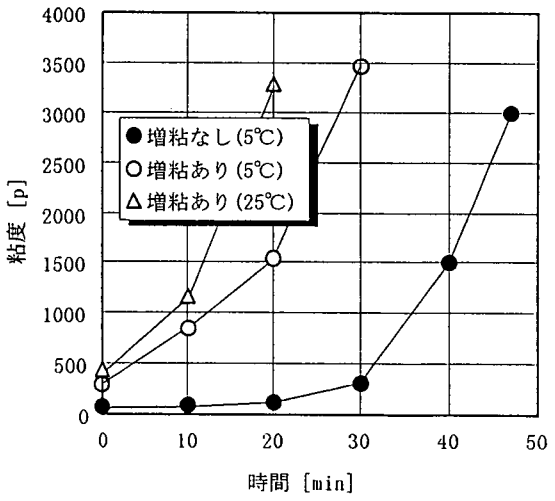


図-5.3.4 塑性調整剤を用いた免震材の粘度経時変化(F-A/硬化材/塑性調整剤/主材=100/15.5/5/100)

開発した塑性調整剤は、特殊ポリオキシアルキレン化合物であり、塑性調整剤の酸素原子と主材中に予め均一に混入されている微粉シリカの水酸基との水素結合により増粘性、チキソトロピー性を発現する材料である。従って、塑性調整剤は、主材と完全混合した場合に最も増粘効果を発揮し、その最適添加量は、主材中に含まれる微粉シリカの量で決定される。

図-5.3.4に、増量材としてフライアッシュ（F-A）を用いた免震材に、塑性調整剤を完全混合した免震材の粘度経時変化を示す。塑性調整剤の添加量は、主材に対する重量比で5％であり、前述の理由によ

り、これ以上添加しても増粘効果は変わらない。図より、塑性調整剤を添加した免震材は、いずれも攪拌終了30秒後には275P（5℃）、450P（25℃）に増粘し、液だれしない程度まで流動性が低下した。また、塑性調整剤を添加しないものに比べ、硬化速度が速くなるが、1日後のJIS 硬度はほぼ同じ41を示した。増粘した免震材は、撹拌等の外力により再び流動性を示すことを確認した。なお、塑性調整剤を添加して2，3回撹拌した程度では免震材が殆ど増粘しないことも別途確認しており、完全混合の必要性を示している。

以上の結果、シリコーン系免震材は、開発した塑性調整剤を注入直前に完全混合することにより、増粘してチキソトロピー性が増加し、通常の2液型裏込め材と同様な限定注入が可能となった。

(4) 施工時における現場管理

新たに塑性調整剤を開発したことにより、主材と増量材の混合液に硬化材、塑性調整剤を注入直前で混合して注入する通常の2液型裏込め注入と同様な注入システムが可能となった。ここでは、2液型裏込め注入の場合を基本としたシリコーン系免震材の現場管理方法を以下に提案する。

1) 材料配合管理

シリコーン系免震材の原材料は、主材、増量材、硬化材、塑性調整剤の4種類であり、施工時は原料タンクの残量、および流量計から算出した各原料の使用量と実施配合を比較する。表-5.3.3にシリコーン系免震材の配合例を示す。なお、増量材、硬化材は、免震層の硬度（またはヤング率）や硬化時間に大きく影響を及ぼすため、使用量のバラツキを少なくする必要がある。

表-5.3.3 現場配合例(m³当り)

A 液		B1 液	B2 液
主材	増量材 (フライアッシュF-A)	硬化材	塑性調整剤
620 *l*	620 kg	90 *l*	30 *l*

2) 流動性管理

シリコーン系免震材の流動性管理は、主材と増量材の混合液（A液）のポンプ圧送性の管理、および注入直前の材料（A液＋B1液＋B2液）の増粘の確認（硬化材および塑性調整剤の混合性確認）と圧力下での流動性管理を目的とし、粘度による管理とする。管理方法は、貯蔵タンクから主材と増量材の混合液を、注入先端付近から注入時の材料をそれぞれ採取し、B型粘度計またはビスコメーターで粘度を経時測定する。表-5.3.4に施工時におけるシリコーン系免震材の流動性管理基準を示す。なお、粘度は温度条件により大きく変動するので、管理基準値は幅広く設定しておく必要がある。

図-5.3.5に施工時におけるシリコーン系免震材の粘度管理基準例を示す。図中の実線は、表-5.3.3に示した配合のシリコーン系免震材の粘度変化を示している。図中の流動領域（100P以下）、疑似固結領

表-5.3.4 施工時におけるシリコーン系免震材の流動性管理基準

対象材料	採取場所	管理基準
A液	貯蔵タンク	ポンプ圧送可能な粘度領域
A液＋B1 液＋B2 液	注入先端部付近	注入直後：A液以上の粘度 注入時　：注入圧力下で流動性を確保できる粘度領域

域（200～2000P）、硬化発現領域（2000P 以上）は、それぞれ注入前（ポンプ圧送時）、注入時、注入後に免震材が必要とする粘度領域を示している。

3) 硬化性管理

シリコーン系免震材の硬化性管理項目は、裏込め材として地山保持の確認、および免震層としての品質管理を目的とし、硬度による管理とする。

管理方法は、注入装置付近から採取した材料の１日後の硬度をJIS 硬度計を用いて測定する。管理基準は、設定硬度程度とする。なお、図-5.3.6にJIS 硬度とヤング率の関係を示す。

4) 注入管理

通常の裏込め注入と同様に注入量、注入圧力による管理とする[2)]。

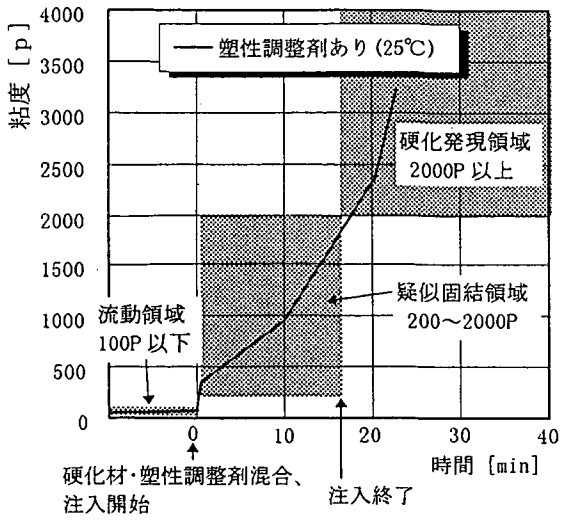


図-5.3.5 施工時におけるシリコーン系免震材の粘度管理基準例

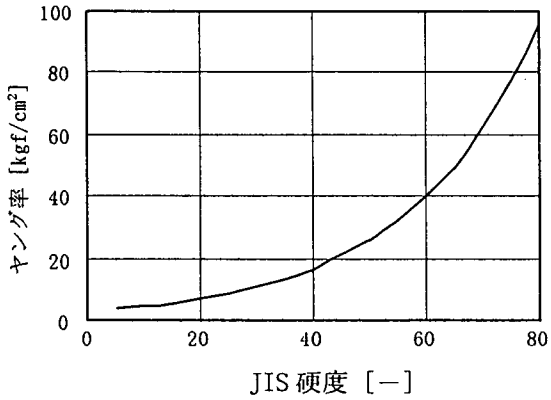


図-5.3.6 JIS硬度とヤング率の関係

5．4 注入装置の試作と屋外注入実験による施工性の検証

(1) 実験の目的

早期流動停止可能なシリコーン系免震材を開発したことにより、裏込め注入と同様の1.5ショット注入が可能となった。本実験は、シリコーン系免震材用に開発した1.5ショット型注入システムの検証を目的とした。

(2) 実験方法

1) 注入材料

ここでの実験に用いたシリコーン系免震材は、主材、フライアッシュF-A（比重=2.36, D_{50}=9.2ミクロン）、硬化材、塑性調整剤を重量比100：100:15:5で混合したもので、室内配合試験（5度）から求めたJIS硬度が40（ヤング率18kgf/cm²）、塑性調整剤混合時の粘度が275P、硬化発現時間が約15分の材料である。

2) 実験設備

屋外注入実験設備は、図-5.4.1にその構成を示すように、1.5ショット型注入実験装置と裏込め注入実験装置で構成されている。写真-5.4.1に1.5ショット型注入実験装置の全景を示す。

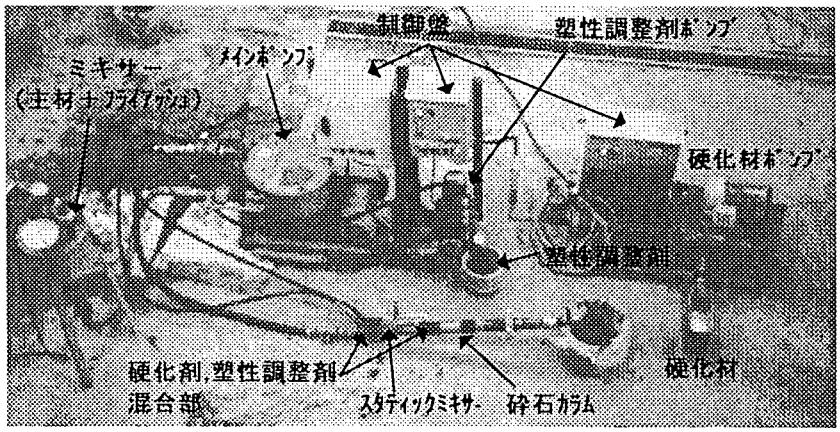


写真-5.4.1 1.5ショット型注入実験装置

1.5ショット型注入実験装置は、ミキサー以外はすべて裏込め注入に用いる装置を組み合わせたもので、ミキサーで混合した主材とフライアッシュをチューブポンプで定量吐出するとともに、注入先端付近に装着した2箇所の噴射ノズルから、硬化材、塑性調整剤の順にモーノポンプで定量吐出し、スタティックミキサー、砕石カラムで十分混合させて注入する。ミキサーは、容量10ℓの攪拌

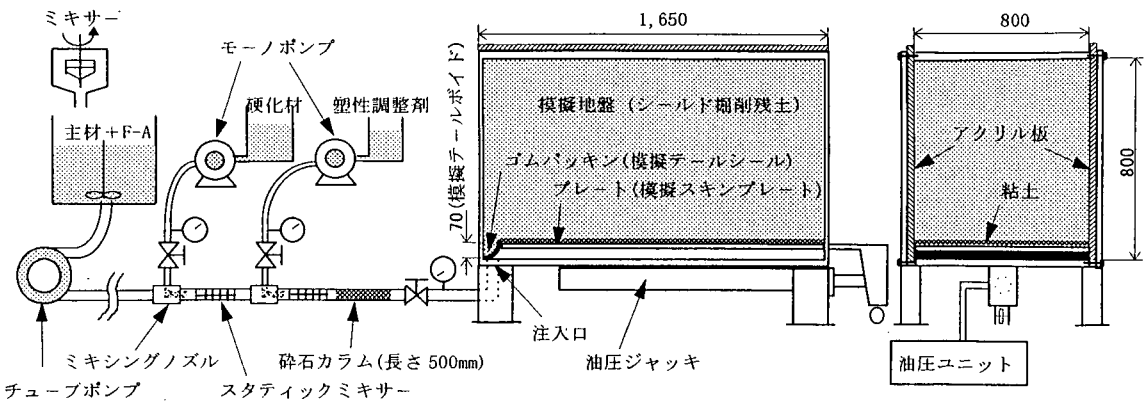


図-5.4.1 屋外注入実験設備の構成

槽の中心に、高粘度攪拌用としてよく用いられるアンカー型の攪拌羽根[6]を装着した電動ミキサーを取り付けたものである。写真-5.4.2に注入先端部から吐出したシリコーン系免震材、写真-5.4.3にミキサー、写真-5.4.4に噴射ノズル、写真-5.4.5に注入装置の先端部分、写真-5.4.6に注入先端部の混合設備を示す。

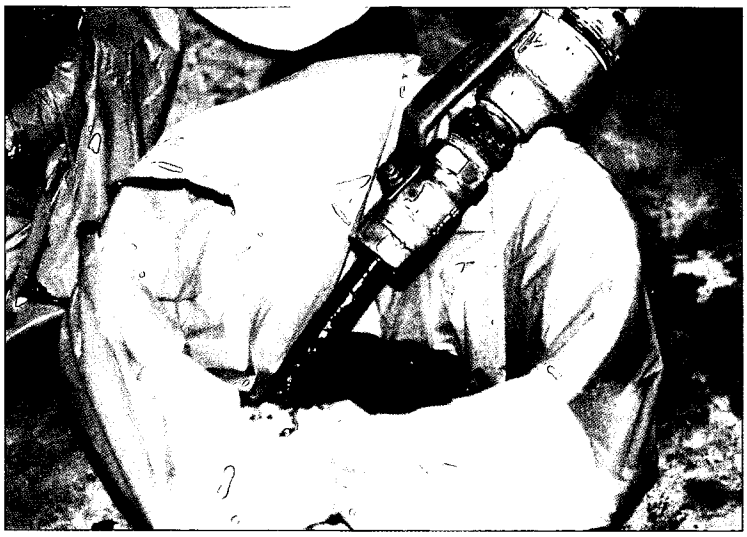


写真-5.4.2　注入先端部から吐出したシリコーン系免震材

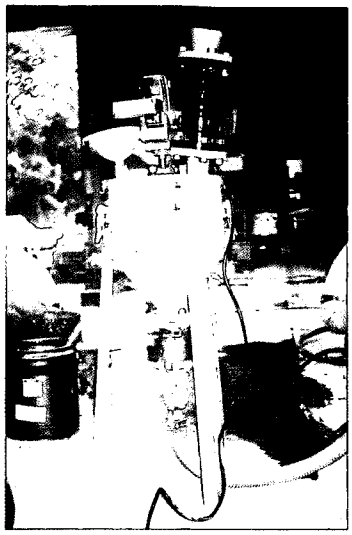


写真-5.4.3　ミキサー



写真-5.4.4　硬化材、塑性調整剤の噴射ノズル

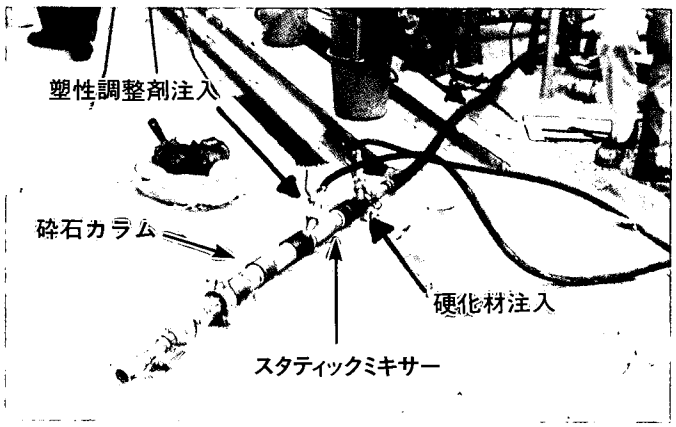


写真-5.4.5　注入ホースの先端部分

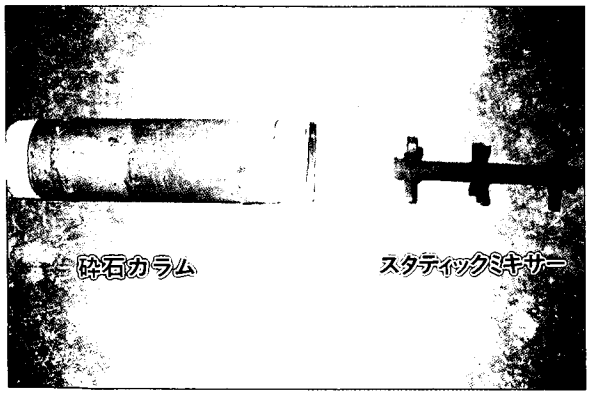


写真-5.4.6　注入先端部の混合設備

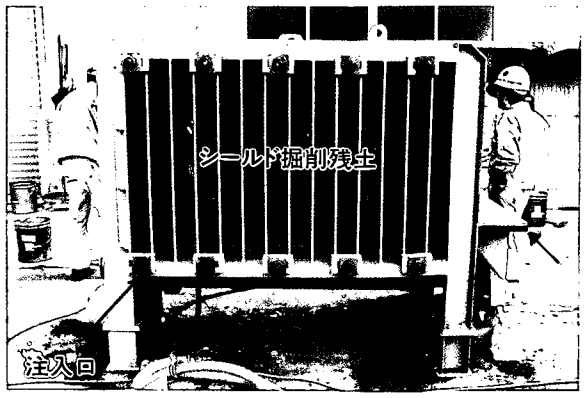


写真-5.4.7　模擬土槽

裏込め注入実験装置は、即時注入を想定したもので、長さ1,650㎜、幅800㎜、高さ800㎜ の模擬土槽の底部の上方70㎜に幅800㎜のプレートを配し、プレートを引抜くことにより発生するテールボイドに、端部の注入口から免震材を注入する。油圧ユニットは、引抜き速度を調節することにより、プレートを最大1,050㎜ まで引抜くことができる。また、実験土槽の側面には、注入材料がテールボイドに充填される状況が目視できるよう透明アクリル板を設置した。写真-5.4.7に模擬土槽を示す。

3) 実験方法と測定項目

注入実験に先立ち、詳細な注入条件を決定するために予備注入を2回実施した。実験前日は、まず実験土槽内に付近の泥土圧式シールド工事現場から採取したシールド掘削残土を用いて模擬地盤を作製した。その作製手順は、はじめにプレートを引抜きやすくする目的でプレート上面に膨潤性粘土を厚さ1㎝程度塗り込み、その上から順次、掘削残土の投入、締固めを行い、土槽上部に達した時点で水締めして終了した。次に、ミキサーを用いて主材とフライアッシュの混合液を1バッチ当たり10ℓずつ10分間混合して作液した。さらに、注入実験装置の試運転を実施し、所定配合で定量吐出するようポンプのモーターを調整した。

表-5.4.1 屋外注入実験の注入条件

ストローク長[㎜]	700
テールボイド量[㎤]	3920
注入率 [%]	150(ストローク=0～100㎜) 110(ストローク=100～700㎜) 116(平均)
設計注入量[㎤]	4540
引抜き速度[㎝/分]	35
設計吐出量[㎤/分]	2940(ストローク=0～100㎜) 2160(ストローク=100～700㎜)

表-5.4.1に屋外注入実験の注入条件を示す。油圧ジャッキのストローク長およびプレートの引抜き速度は、油圧操作が最も良好な条件を選択し、それぞれ700㎜、35㎝/分とした。注入方法は、はじめに7ℓ程度捨てショットを行った後、注入口に接続し、プレートの引抜きを開始した。次いで、プレート先端のゴムパッキンが注入口を通過した数秒後に注入率150%で注入を開始し、100㎜引抜いたところでポンプのモーターを素早く調整して注入率110%で注入した。ここで、注入開始時の注入率を150%としたのは、プレート先端のゴムパッキンが注入口を通過する間に発生したテールボイドをなるべく速く補充し、模擬地盤の沈下を抑えるためである。

サンプルは、ミキシング直後と翌日の注入直前の主材とフライアッシュの混合液、および注入直前に注入ホースから流出した免震材を採取し、ビスコメーター（リオン社製）を用いて粘度を経時測定した。また、各材料タンクの注入前後の残液量を測定し、注入した免震材の配合比を算出した。注入翌日は、実験土槽を解体して硬化した免震材を取り出し、硬化状況を観察するとともにJIS硬度を測定した。

(3) 実験結果

1) ミキシング結果

ミキシング装置で作液した主材とフライアッシュの混合液の粘度は、ミキシング直後が外気温度10℃で45P、翌日の注入直前が外気温度3℃で50Pであった。これらの値は、表-5.3.2中の主材：FA=100:100の室内配合ケースにおける温度5℃の作液直後の粘度とほぼ同等であることから、十分混合されていると判断した。このことより、開発したミキシング装置は免震材の作液に適した装置であることを確認した。

2) 免震材サンプルの粘度変化特性および硬度特性

図-5.4.2に、注入直前に注入ホース先端部から流出した免震材の粘度経時変化（外気温度３℃）を室内サンプル（５℃）と併せて示す。図より、流出サンプルの粘度は採取直後が160P、１分後が250Pと室内サンプルより増粘していないことがわかる。この理由として、流出サンプルの温度が低いこと、運転直後のサンプルであったため、塑性調整剤の配合比が不安定であったこと、使用した粘度計の違い等が考えられる。しかしながら、流出サンプルはその後順調に増粘し、25分後には粘性がほとんど失われた。また、採取翌日のJIS硬度は室内サンプルと同等の38であった。

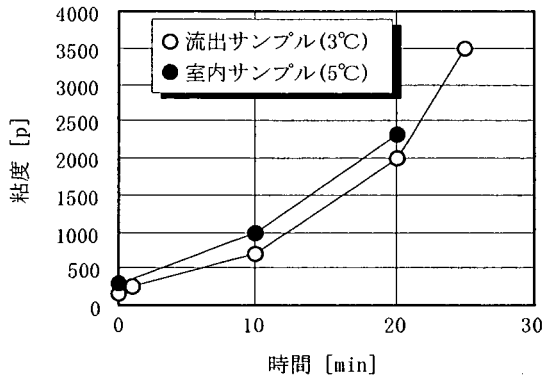


図-5.4.2 注入ホース先端部から流出した免震材の粘度経時変化（外気温度３℃）

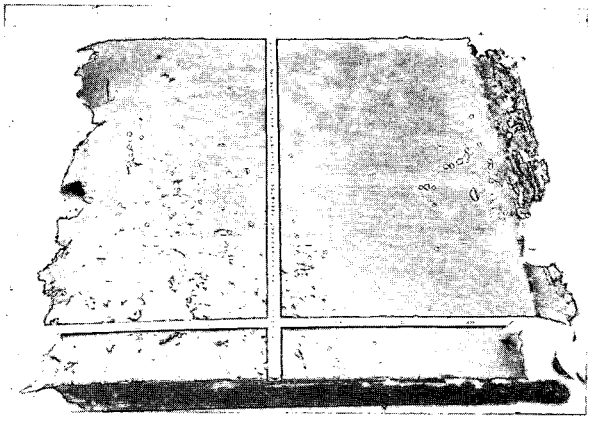


写真-5.4.8 注入翌日に実験土槽から取出したシリコーン系免震材の硬化体

3) 注入結果

注入前後の各タンクの残液量、ホース内の残液量、約７ℓの捨てショット分から求めた注入量は、主材とフライアッシュの混合液が37.5ℓ、硬化材が４ℓ、塑性調整剤が 1.2ℓの合計42.7ℓであった。この値と各材料の比重から求めた重量配合比は、主材:F-A：硬化材：塑性調整剤=100:100:15.2:4.6 となり、設定した配合比にほぼ等しいことがわかった。また、注入翌日に実験土槽を解体し、均質に硬化したシリコーン系免震材を採取した。写真-5.4.3.1に採取したシリコーン系免震材の硬化体を示す。この硬化体は、幅800㎜、長さ700㎜、高さ約75㎜の大きさであり、その体積42.0ℓが先に推定した注入量42.7とほぼ同等であることから、免震材がロスなく充填されていたことがわかる。また、硬化体の JIS硬度は室内サンプルと同等の41であった。

(4) 実験結果のまとめ

改良したシリコーン系免震材による1.５ショット型免震施工システムの検証を目的とした屋外注入実験を実施し、開発したミキシング装置により、主材とフライアッシュを完全混合できることを確認した。また、通常の裏込め注入装置に使用する噴射ノズルから硬化材と塑性調整剤が注入先端部で所定配合通り供給され、実施工に影響を与えない範囲で増粘した後、ロスなく確実に充填できることを確認した。さらに、注入したシリコーン系免震材は、１日後には設計通りの硬度を有する均質な完全硬化体を形成することを確認した。以上の結果より、改良したシリコーン系免震材による1.５ショット型免震施工システムは、実

施工に適用可能なシステムであることがわかった。

なお、本実験では、硬化材と塑性調整剤を注入直前に混合する3系統の1.5ショット型注入システムを採用したが、硬化材と塑性調整剤のみを混合しても安定した性状を示すことを確認しており、裏込め注入と同様な2系統の1.5ショット注入が可能である。

5．5 まとめと今後の課題

シリコーン系免震材によるシールドトンネルの免震施工システムの開発を目的として、ほとんど逸散することなくテールボイドへ確実に注入できる2液型裏込め注入技術の導入が必要との観点から、材料の改良、および施工システムの開発に取り組んできた。本章ではまず、テールボイド内におけるシリコーン系免震材の置換性、充填性、硬化性の確認を目的として実施した現場注入実験について説明した。また、施工条件に適した配合条件、経済性にも配慮した材料の改良、ならびに2液型裏込め材と同様な早期流動停止を図る目的で開発した塑性調整剤について説明し、施工時におけるシリコーン系免震材の現場管理方法を提案した。さらに、シリコーン系免震材用に開発した注入システムの検証を目的として実施した屋外注入実験の結果について説明した。以下に本年度実施した内容と結果をまとめる。

a) シリコーン系免震材は、泥分等による材料分離を起こすことなくテールボイドに完全充填し、均質な免震層を形成することが、実シールドトンネルのテールボイドへの現場注入実験によって検証された。

b) 施工面、経済面から充填材に代わる増量材としてフライアッシュを選定し、流動性が良好で、かつ免震層に適した硬度（ヤング率）を有する配合を見いだすことができた。

c) シリコーン系免震材用として開発した塑性調整剤は、混合30秒後には増粘して流動停止することが確められた。また、硬化材、塑性調整剤を注入直前で混合させることにより、裏込め注入と同様の1.5ショット注入システムが確立できた。

d) 施工時におけるシリコーン系免震材の現場管理方法を検討し、粘度、JIS 硬度計による現場管理方法および管理基準を提案した。

e) 開発した1.5ショット型注入システムを検証し、流動停止した状態のシリコーン系免震材が発生するテールボイドに確実に完全充填され、均質な免震層が形成されることを確認できた。

2液型裏込め注入技術を導入した研究開発を実施し、施工時の現場管理方法を提案したことにより、実施工可能なシリコーン系免震材による免震施工システムを確立することができた。今後は、フライアッシュの品質とその添加量、温度等の条件に対する粘度や硬度の変化に関するデータを蓄積する必要がある。

参考文献

1) 伊藤邦雄：シリコーン－その基礎と応用，ウッドブック，1994.

2) 建設省土木研究所他：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1），pp.135，1996.11.

3) 三木五三郎、斉藤隆夫、下田一雄、木村昌義：裏込め注入工法の設計と施工，山海堂，1990.

4) 加納洋一：難条件下のシールドと“2液型裏込め注入”：第31回「シールド工法講習会テキスト」，日本プロジェクトリサーチ，pp.38-61，1990.

5) 高橋瑛、安田稔、北川滋樹：泥水シールドの裏込め注入　営団8号線隅田川工区の例，トンネルと地下，Vol.19，No.4，pp.53-58，1988.

6) 化学工学協会編：化学工学便覧，丸善，pp.910-911，1988.

＜研究担当＞　株式会社熊谷組、信越化学工業株式会社

第6章　免震シールドトンネル掘削技術の開発

第6章　免震シールドトンネル掘削技術の開発

6．1 概 要

免震シールドトンネルの施工法としては、前章までの研究で示したように、通常の裏込め注入工法と同様な方法でテールボイドに免震材を坑内から注入充填し、セグメントと周辺地盤の間に免震層を形成する方法が考えられる。

通常の裏込め注入工は、周辺地盤の沈下防止やセグメント継手部からの土砂及び地下水の侵入防止等が主目的であるが、免震シールドトンネルの場合は、これらに加えて硬化後のせん断弾性係数が小さい物性値を有する材料を用いる必要があり、注入時や硬化後の性状が裏込め材と免震材とではおのずと異なることとなる。したがって、免震シールドトンネルの掘進機においては、注入機構は通常の方法と同じであるが、材料性状の違いを考慮した改良が必要となる。

また、免震効果を大きくするためには、免震層厚を大きくする必要がある場合も想定される。シールド掘進機のテールクリアランスは、一般に、曲線施工時及び蛇行修正時に必要な最小の余裕やセグメント組立時の余裕を考慮して決定され、これにテールスキンプレート厚を加えたものがテールボイドの厚みとなり、免震シールドトンネルにおいてはこれがすなわち免震層厚となる。したがって、免震シールドトンネルの施工において免震層厚を大きくする必要がある場合は、シールド掘進システム自体の改良が必要となる。本章は、これら免震シールドトンネルの施工上の特性を考慮し、免震層を形成させるために必要なシールド掘進機（以下免震シールド掘進機と称する）やその付属装置について検討し、免震シールドトンネルの掘削技術を開発するために試設計を行うものである。

6．2 通常掘進機を免震シールド掘進機に適用した場合の試設計

(1) 概 要

本節では、通常シールド掘進機を免震シールド掘進機に適用した場合について検討するとともに試設計を行う。ここで通常の掘進機を免震シールド掘進機に適用するとは、免震層厚を通常のテールボイド厚とし、層厚の拡大、すなわちマシンに拡幅機構を要しない場合を指す。図-6.2.1に通常シールド掘進機の概要図を示す。

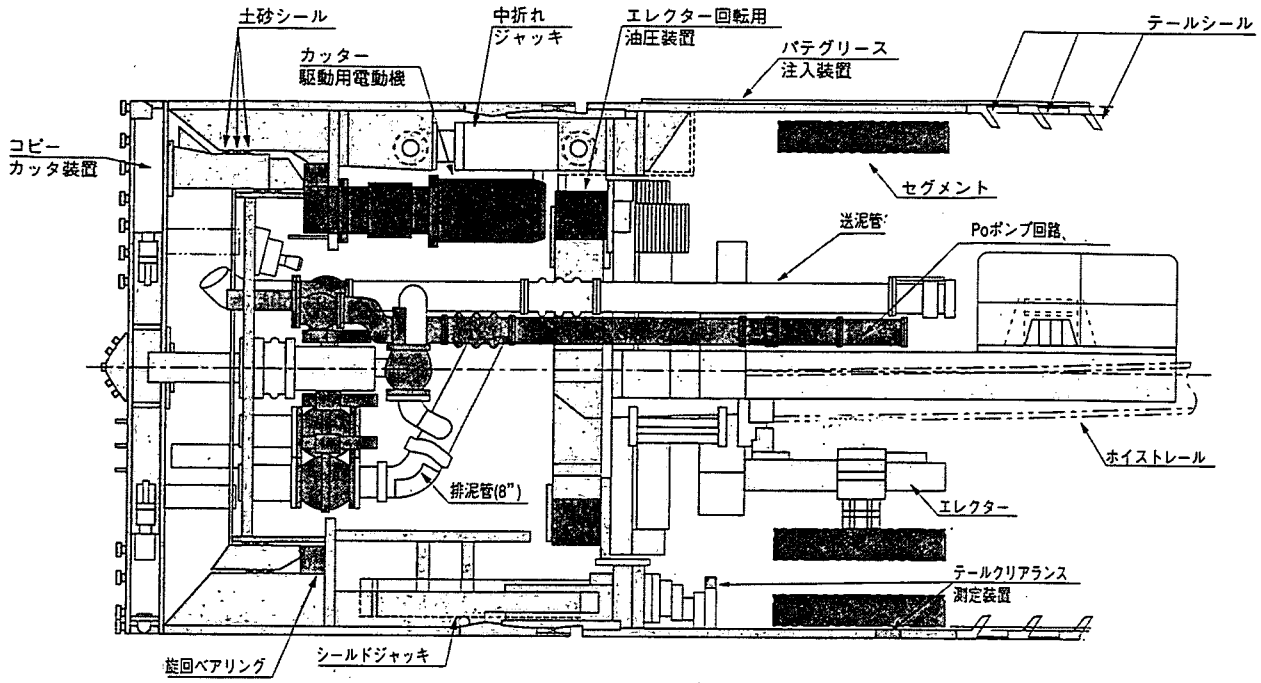


図-6.2.1 通常シールド掘進機の概要図

(2) 試設計条件

免震シールド掘進機の検討および試設計を行う基本的な条件は以下のとおりとする。

① 形 式 ：泥水式シールド掘進機（泥土圧シールド掘進機の可能性も考慮する）

② 余掘り量 ：50㎜～225㎜

③ セグメント外径：5,100㎜φ（小口径および大口径の可能性も考慮する）

④ 曲線施工の有無：免震材施工時は直進、その他従来の施工時は曲進あり（R＝70m～100m程度）

なお、本条件は、次節における検討においても同じとする。

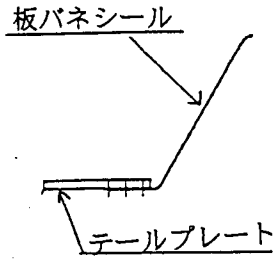
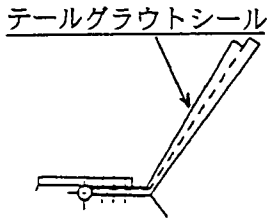
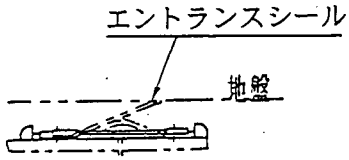
(3) 免震材逆流防止装置の検討

ここでは、免震シールド掘進機の検討の第一段階として、免震層を構成する免震材と通常の裏込材との性状の違い、およびトンネル掘削施工上、想定される制約を考慮したうえで、付属装置である免震材の逆流防止装置について検討を行う。ここでいう逆流防止装置とは、セグメント外側のテールボイド部に免震材を注入する際、注入された免震材が注入部より前方に流れ込まないようにする機能をもたせるものである。免震材はゲル化状態から硬化まで一定時間を必要とするが、このゲル化状態時に免震材が切羽側へ廻

り込めば、地盤の掘進に悪影響を与えることが考えられる。したがって、注入する免震材の胴体側（切羽側）への廻り込みの防止が、免震シールド掘進機には必要とされ、逆流防止装置の検討が重要となる。

そこでまず、現状のシールド掘進機に採用されているシール装置を調査し、逆流防止装置としての長所、短所、課題を検討した。結果を表-6.2.1にまとめる。このうち板バネシール方式は、急曲線シールド掘進機の裏込材逆流防止装置として使用されているものであり、厚さ１㎜の板バネによりシール性を確保するものである。板バネの厚さが薄いことによる強度の問題や、板１枚のためシール性が十分確保できないことが懸念される。まさに、テールグラウトシール方式は、元来シールド掘進機のテールプレートとセグメント間の土砂、水の浸入を防止するシールを、テールプレートから地盤側へ向くように取付けてシール性を確保しようとするものである。この方法では、板バネ２枚の間にメッシュ状のワイヤを挟むことで強度

表-6.2.1　従来のシール装置

方式名	板バネシール方式	テールグラウトシール方式	発進立坑用ｴﾝﾄﾗﾝｽｼｰﾙ方式
概　要	従来の急曲線シールド機の裏込め材逆流防止装置（テールシールとペアの板バネ（ｔ＝１㎜））の適用。	従来のテールグラウトシールに使用されているものを、テールプレートの外側（地盤側）に向けて取付ける方式。	発進立坑用エントランスシール（板バネ＋止水シール）を免震材逆流防止装置として応用する。
概略図			
長　所	現状技術の延長線技術で対応できる。	テールグラウトシールの応用技術で対応できる。 本シールはワイヤ＋板バネで構成されており、強度上及び地山とのシール性も優れている。	シール必要時、止水シール部に空気を充填してふくらませることで掘削径に応じたシール径を確保できる。 地山とのシール性は高い。
短　所	厚さ１㎜の板バネであり、強度上の問題あり。 裏込め材逆流防止用として板バネは引きちぎられ、なくなっているケースがある。（シール機能のダウン）	本シール取付板（テールプレート）は板厚が小さいので、テールシール及び逆流防止装置の固定方法に工夫が必要である。 免震材とシールとの固着防止対策が必要である。	本シール取付板の厚さが40～50㎜必要であり、テールプレートの厚さと適応していない。 テールプレートに止水シールへの充気ラインが必要である。
課　題	強度の問題 シール性の問題	逆流防止装置としての固定方法 免震材と本装置との固着防止対策	逆流防止装置の装備スペースの確保。 テールプレートへの止水シール充気ラインの装備。

を大巾にアップさせることができ、かつ、メッシュ状のワイヤにグリースを初期充填（適宜補充させることも可能）すればシール性も向上できる。しかし、単独で免震材の逆流を完全に防止できるかについてさらなる検討が必要である。

最後の発進立坑用エントランスシール方式は、板バネと止水シール（ゴムチューブタイプ）とを組合わせるもので、本来掘進機に取り付けるものではない。シールド掘進機に取付けた場合、そのままでは半径方向にスペースを必要とするので、地盤側に突出することもなり、装備方法が課題である。しかし地山とのシール性は優れている。

これらの調査・検討結果をもとに、免震シールド掘進機に用いる逆流防止装置として、まず厚さ1㎜の板バネシール方式を強度の問題が解決困難なため除外することとし、テールグラウトシール方式および発進用エントランスシール方式の2方式における課題について、更に詳細な検討を行い、逆流防止装置を選定することとした。

テールグラウトシール方式はテールグラウトシールを地盤側へ向けた装備とすることで免震材の逆流防止に対応するものであるが、2枚の板バネの間にワイヤーメッシュを多数入れることにより強度は十分に確保できる。また本方式では、シール性の向上を図るためワイヤーメッシュ内にグリースを注入することも可能である。さらに簡易性および装備性では発進立坑用テールグラウトシール方式より優れている。一方、発進立坑用エントランスシール方式は、後胴のテールプレート後端に装備すると、約30㎜地盤側へ突出し、抵抗が増加する問題は残るが、シール性についてはテールシール方式より優れている。

そこでこの2方式の長所を生かし、シール性や装備性が向上させた混合方式を提案した。本方式は後胴の前側には装備スペースが取れるのでエントランスシールを装備し、後胴テールプレート後端には突出量を押さえられるテールシールタイプを採用するものであり、その特徴は、これらの2つのシール間に粘性の高い加泥材を注入し、その後方に注入される免震材との圧力バランスを取ることで逆流防止の確実性が増すことである。シールをデュアル化したものと同じである。ここでは免震材の逆流防止装置として性能面や装備面で採用可能な方式として、この混合方式を選定することとした。

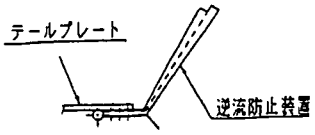
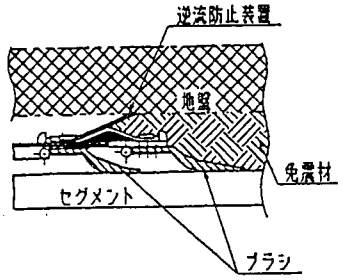
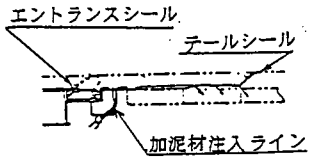
表-6.2.2に詳細検討の結果を示す。

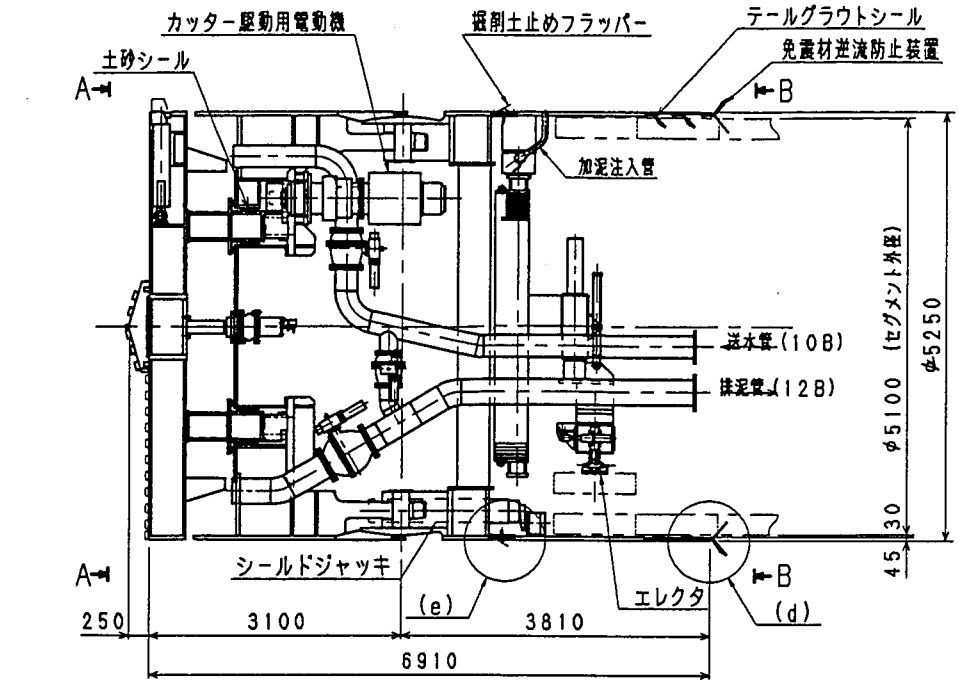
(4) 免震シールド掘進機試設計

これまでの検討により、免震シールドトンネル施工する免震シールド掘進機としては、免震層厚が従来の裏込材注入と同程度とする場合は前述した逆流防止装置を装備することで、対応できるものと考えられる。そこでここではこの免震シールド掘進機として逆流防止装置を付加した試設計を行うこととする。

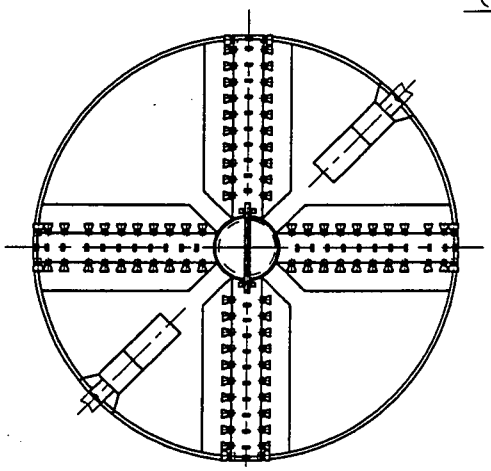
免震シールド掘進機の試設計図を図-6.2.2、またその主要な仕様について通常のシールド掘進機と比較したものを表-6.2.3にそれぞれ示す。

表-6.2.2　免震材逆流防止装置の詳細検討

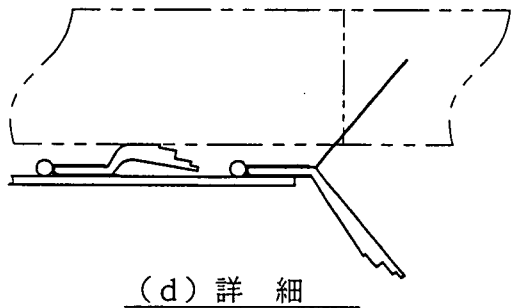
方式名	テールグラウトシール方式	発進エントランスシール方式	混合方式
概　要	従来のテールグラウトシールに使用されているものを、テールシールプレートの外側(地山側)にむけて取付ける方式。	発進立坑用エントランスシール(板バネ＋止水シール)を免震材逆流防止装置として応用する。	テールシール方式を逆流防止装置とし、発進用エントランスシール方式を前方に設ける混合方式。 それぞれのシール間に粘度の高い流体を注入する事で逆流防止のシール性が高くなる。
概略図			
課　題	(1)逆流防止装置の固定方法	(1)逆流防止装置の装備スペース確保が困難。	
	(2)免震材と本装置との固着防止対策	(2)テールプレートに止水シール充気ラインが必要である。	
	(3)シール性	(3)シール性	(3)シール性
解決策	(1)テールグラフトシールと同様にボルトでテールプレートと固定。 溶接による結合を付加して、固定部の強度アップが図れる。	(1)板厚16～19㎜のテールプレート部に取付る場合、テールプレートからの突出量を最小限(約30㎜以下)とする事で装備可能(拡幅が必要ない場合)、拡幅が必要な場合は突出量は約50㎜となる。	上記シールの特徴や装備性を生かした方法であり、逆流防止装置としては適切な方法と言える。 但し、装備費用は上記の単独方式により高くなる。
	(2)免震材と直接的に接触する面(シールの後面)に、免震材が固着しにくい材料をコーティング(剥離剤的なもの)を行う。	(2)テールプレートに溝加工を行い、充気ラインを設ける事は可能。	(3)逆流防止装置は２段式(テールグラウトシール＋発進エントランスシール)とし、その間には加泥材を注入することで免震材との圧力バランスを取れるため、より一層のシール性が確保
	(3)テールグラウトシールと同様、グリール注入可能タイプとしてシール性の向上を図る。	(3)シールの地盤への接触は空気圧により行うので、地盤とのシール性は十分確保できる。	



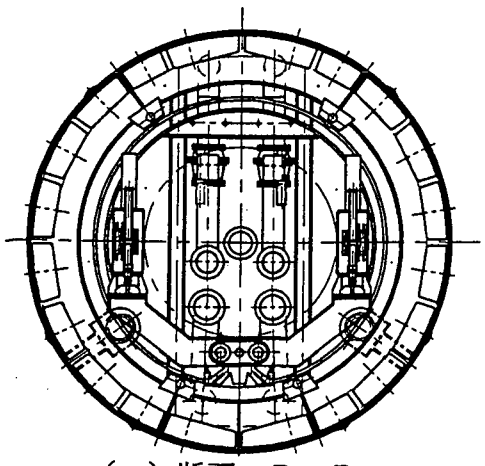
（a）側面図



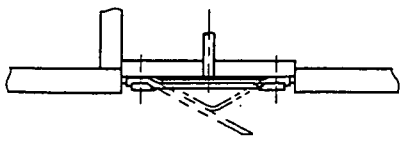
（b）断面　A－A



（d）詳　細
（逆流防止装置）



（c）断面　B－B



（e）　詳　細
（掘削土止めフラッパー）

図-6.2.2　免震シールド掘進機の試設計図
（拡幅が必要ない場合）

表-6.2.3　通常シールド掘進機と免震シールド掘進機の主要な仕様の比較

ケース / 項目	通常シールド掘進機	免震シールド掘進機（拡幅の必要がない場合）
1. シールド本体		
(1) シールド外径	5250 mm	同　左
(2) テール内径	5100 mm	同　左
(3) クリアランス	30 × 2 = 60 mm	同　左
(4) シールド全長	6910 mm	同　左
(5) テールパッキン	3段，材質：ﾜｲﾔｰﾌﾞﾗｼ	同　左
(6) 免震材逆流防止装置	－	1段，材質：ﾜｲﾔｰﾌﾞﾗｼ+ﾊﾞﾈ板+ﾌﾗｯﾊﾟｰ
(7) 免震材注入装置	同時又は即時注入方式	即時注入方式
2. シールドジャッキ		
(1) 推　力	150 T／本	同　左
(2) 本　数	20 本	同　左
(3) 装備推力	3000 Ton	同　左
(4) ストローク	1150 mm	同　左
(5) 油　圧	350 kg／cm²	同　左
(6) ｼｰﾙﾄﾞ切羽面当り推力	139 Ton／m²	同　左
3. カッターディスク		
(1) 形　式	全断面掘削正逆回転方式	同　左
(2) 回転数	1.0 r.p.m.	同　左
(3) 回転ﾄﾙｸ	常用 207 T-M	同　左
4. ｶｯﾀｰﾃﾞｨｽｸ回転用電動機		
(1) 型　式	遊星歯車式減速機付電動機	同　左
(2) 電動機	30kw × 4P × 400V	同　左
(3) 台　数	7 台	同　左

6．3 拡幅機構を装備する免震シールド掘進機の試設計

(1) 概 要

本節では、免震層厚を通常の裏込材の厚さより大きくする必要がある場合、すなわち免震シールド掘進機に拡幅機構を装備する必要のある場合について、付属装置の検討を行うとともに試設計を行う。

(2) 付属装置の概略検討

1) 免震材逆流防止装置

免震材逆流防止装置については、前節で検討した混合方式を採用することとする。拡幅が必要な場合ではテールボイド厚さが大きくなるが、これに対しては逆流防止装置の形状を大きくするのみで対応可能であると考えられる。

2) 姿勢・位置保持装置

通常の掘削断面よりオーバーカットして免震材を注入する場合には、シールドマシンに掘削断面中心～シールド本体中心～セグメント中心の一致を図るための姿勢・位置保持装置を設け、マシンの姿勢維持と均一な厚みの免震層を形成する必要がある。そこで表-6.3.1に示す3方法を比較検討した。拡幅機構を装備する免震シールド掘進機の姿勢・位置保持装置の選択は、シールド機本体と地盤との空隙部の対象とし、保持方法の検討に帰着できる。同表に示した3方法のうち円筒シュー型は軟質地盤への対応が困難であるため、検討の対象から除くこととし、軟質地盤から硬質地盤まで、幅広い地盤に対応が可能である胴殻拡幅型とエアバック型について詳細な検討を進めることとし、両方法を行った場合の試設計を行う。

(3) エアバック方式を用いた拡幅型免震シールド掘進機の検討と試設計

エアーバック型の方法はカッターで大きな余掘りを行った際のテールボイド厚に応じて本体の周囲に装備するエアーバックを膨らませることでマシン本体と地盤との空隙を保持する方式である。

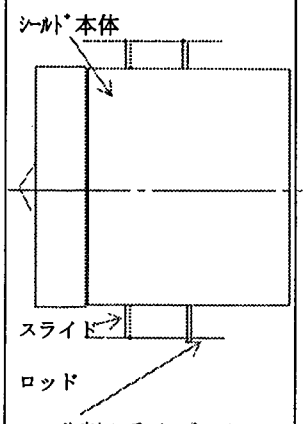
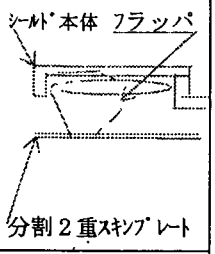
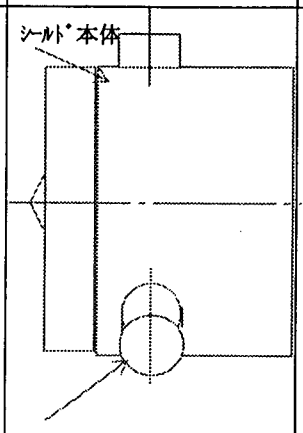
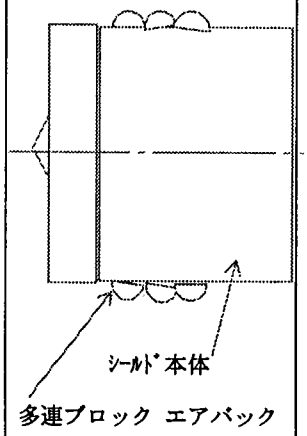
本手法は、掘削時に生じた空隙に対してエアバックを膨張させ、そこに高濃度泥水（初期の裏込材の粘度100PS と同程度とする）を充填する方法を採用することで地山を保持するものである。本手法の概念図を図-6.3.1に示す。

ここで、シールド掘進機と地盤との間隙が大きいと、シールド掘進機の姿勢や位置が固定しづらく、その方向性が不安定になることが懸念される。図-6.3.1に示すエアバックには、地盤と接触することで、上下・左右方向の間隙をバランスさせることにより位置を保ち、また摩擦力により回転を防止することにより姿勢を保つ機能も期待できる。

さらに安全策として、ローリング防止ジャッキを設置することとする。これは、シールドジャッキ20本の内数本（2～4本）についてジャッキの押す方向を変更できるタイプとしておき、ローリング発生時にシールドジャッキのローリング防止ジャッキの押す方向を変化（たとえば、切羽側を後から見て右廻りしようとするなら、若干左側へシールドマシンを押す）させることでローリング防止対策を図るものである。

その他の事項として、拡幅を必要とする場合の免震材の切羽への廻り込みについては、前述したように前節の付属装置の検討で述べた逆流防止装置を大型化して採用すれば可能であり、またカッタトルクの変化については初めから大きい外径の必要トルクに設定することで十分対応できるものと考えられる。

表-6.3.1　姿勢・位置保持装置検討

様　式	概　要	概　略　図	長　所	短　所	課　題
胴殻拡幅型	前シールドの全周を分割した２重ｽｷﾝﾌﾟﾚｰﾄが外周方向に拡幅してシールド本体を保持する。		大きな面積で本体を支持するため、軟弱地盤にも対応可能。耐摩耗、耐久性大。	外周部分での機内に占めるスペース大。	全装置スムーズな拡幅同調制御 前後のフラッパーとのシール性 
円筒シュー型	シールド下部大型バーチカルシューでシールド本体を保持する。		構造がシンプル	シールド長手方向でのスペース大。（シールド機械の寸法が長くなる。）	局部的に地盤に接するので、軟弱地盤での支持が困難。
エアバック型	シールド外周多連・ブロックのエアバックでシールド本体を保持する。		ブロック毎に出長を調整する事で、拡縮時坑壁にスムーズに追従出来る。	耐久性対策要。取付構造検討要	エアバックの耐久性の向上。

以上の検討で得られた知見よりエアーバック型の免震シールドマシンの試設計を行う。本試設計における主要な特徴を下記に示す。

①　カッターは半径方向への伸縮機構の採用

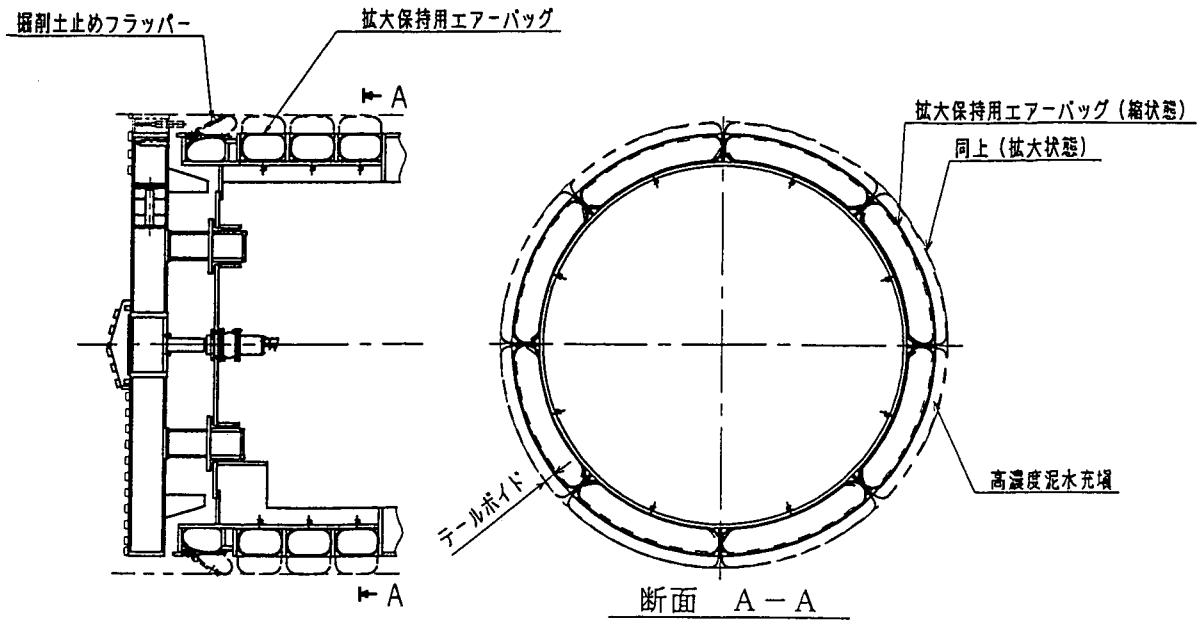


図-6.3.1　エアーバック型の概念図

カッターヘッドの４ケ所は、基本掘削外径（5.25Mφ）から、必要余掘り量に応じて油圧ジャッキを「伸」とすることで最大 225㎜の余掘りが出来るような面板構造とする。また、カッタースポーク（４本）は掘削外径は一定（5.25Mφ）とする。

② 前胴部に膨縮可能なエアーバックを装備

ⅰ）カッターにより余掘りされた地盤とマシンの間隙は、前胴の周囲に装備している膨縮可能なエアーバックを膨らませて、このエアーバックと地盤との接触により地山を保持する。

ⅱ）エアーバックは１例×８ケの４列を前胴殻の基本外径（5.25Mφ）内に収めておき、免震材を注入する際に掘削外径に合わせながら、空気または流体を充填する。このエアーバックは地盤と接触するので外皮は布入りとし、耐摩耗性を向上させる。

ⅲ）後胴部には免震材の逆流防止装置（後胴前側の掘削土止めフラッパーとテールプレート後端のテールシール）を装備し、免震シールド掘進機と地盤との隙間には裏込材と同程度の粘度（100PS)の高濃度泥水を注入することで地盤の沈下を防止する。

ⅳ）免震材注入作業が完了すれば、基本掘削外径に戻しつつエアーバック内の空気または流体圧を下げてエアーバックを縮とし、掘削外径に合う免震シールド掘進機の元の状態に戻すことができる。

③ ローリング防止対策

エアーバック型ではエアーバックと地盤との接触による摩擦力によりローリング防止を図ることとしているが、前述したように安全策として、通常のシールド掘進機に採用しているシールドジャッキの軸方向角度を偏向させ、シールド掘進機本体に回転モーメントを発生させて姿勢を修正できる対策をとる。

以上の検討をふまえ、エアバック方式による免震シールド掘進機の試設計を行う。結果を図-6.3.2に、またその主要な仕様を通常の場合と比較しては表-6.3.2にそれぞれ示す。

エアーバックによる拡幅型の免震シールド掘進機は、拡幅の必要がない免震シールド掘進機と比較すると、新たな機構の追加や付属装置が増えるためにやや複雑なものとるが、十分対応は可能であるもの

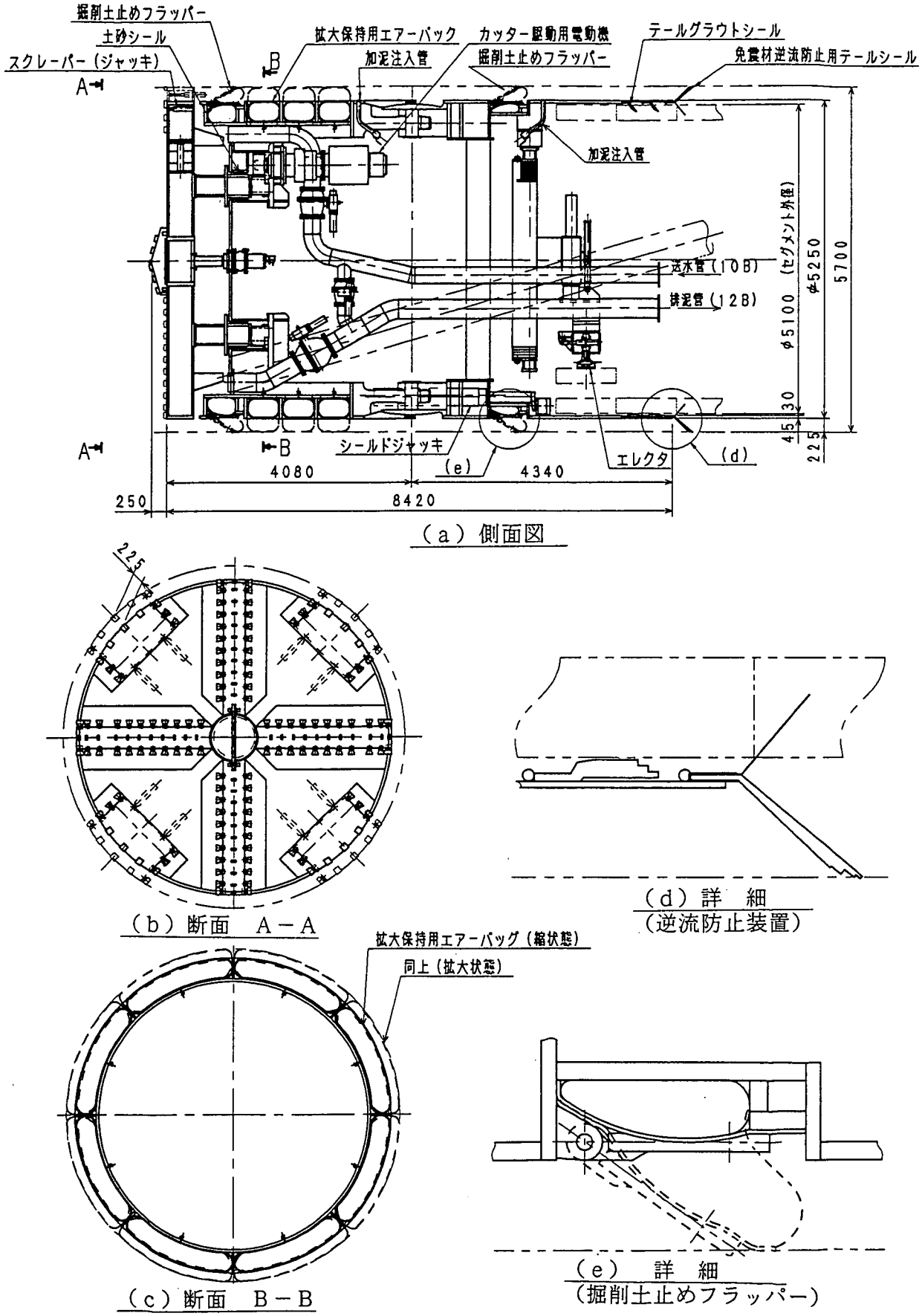


図-6.3.2　免震シールド掘進機の試設計図
（拡幅が必要な場合のエアーバック型）

表-6.3.2　通常型とエアバック型の主要仕様比較

ケース / 項目	通常シールド掘進機	ｴｱｰﾊﾞｯｸ型免震ｼｰﾙﾄﾞ掘進機
1. シールド本体		
(1) シールド外径	5250 mm	5250 mm ～ 5700 mm
(2) テール内径	5100 mm	同　左
(3) クリアランス	30 × 2 = 60 mm	同　左
(4) シールド全長	mm	8420 mm
(5) テールパッキン	3段，材質：ﾜｲﾔｰﾌﾞﾗｼ(3段)	同　左
(6) 免震材逆流防止装置	同時又は即時注入方式	1段，材質：ﾜｲﾔｰﾌﾞﾗｼ+ﾊﾞﾈ板+ﾌﾗｯﾊﾟｰ
(7) 免震材注入装置（裏込材）		即時注入方式
(8) 拡幅方式	－	エアーバック型(8ヶ/列×4列)
2. シールドジャッキ		
(1) 推　力	150 T／本	同　左
(2) 本　数	20 本	同　左
(3) 装備推力	3000 Ton	同　左
(4) ストローク	1150 mm	同　左
(5) 油　圧	350 kg／cm²	同　左
(6) ｼｰﾙﾄﾞ切羽面当り推力	139 Ton／m²（5.25M φ）	139Ton／m²（5.25M φ） 118Ton／m²（5.70M φ）
3. カッターディスク		
(1) 形　式	全断面掘削正逆回転方式	同　左
(2) 回転数	1.0 r.p.m	同　左
(3) 回転ﾄﾙｸ	常用 207 T-M	常用 237 T-M
(4) 拡径方式	－	油圧ジャッキ
4. ｶｯﾀｰﾃﾞｨｽｸ回転用電動機		
(1) 型　式	遊星歯車式減速機付電動機	同　左
(2) 電動機	30kw × 4P × 400V	同　左
(3) 台　数	7 台	8 台

と考えられる。

(4) 胴殻拡幅方式を用いた拡幅型免震シールド掘進機の検討と試設計

胴殻拡幅方式を用いた免震シールド機は、免震層厚さを大きくする必要がある場合に、シールド機本体の前シールドに装備した2重胴殻の外殻（分割構造）とカッタヘッドの外周部（分割構造）をそれぞれ油圧ジャッキで作動させて拡幅し、大きく余堀された地盤に接触、接近させ、極力空隙を発生させない方式である。本方式の検討内容を以下に示す。

① 地山を保持する機構

カッタヘッド部の外周はカッタヘッドを拡幅することで対応する。またシールド本体部は胴殻を拡幅し、接触させるとともにそこに高濃度泥水の粘性を持つ流体を充填する方法を採用する。

② シールド機の姿勢・位置制御機構

本方式は胴殻自体が拡幅されるので、通常のシールド掘進機と地盤の相対位置関係が確保できる。し

たがって、位置・姿勢制御という観点は従来のシールド掘進機と同じであり、特に検討は必要としない。

③　ローリング防止対策

エアーバック型によるシールド掘進機と同様にローリング防止ジャッキを設置することとする。

④　掘進の手順

本方式では、まずカッターヘッドより2ヶ所のコピーカッタを用い、必要余堀量に応じて、最大225mmまで余掘し、それに追従して外周カッタヘッドの拡幅及び胴殻部の拡幅操作を行う。またシールド掘削機の拡幅装置のない後シールド本体と地盤との間にはエアバック型と同様に高濃度泥水を注入し、地盤を保持する。

以上の検討で得られた知見より胴殻拡幅型の試設計を行うこととする。本試設計における主要な特徴を下記に示す。

①　崩壊性の高い軟弱地盤での地盤安定を考慮

カッタヘッドは分割構造（内周部1体、外周部6分割の7ピース）とし、外周部が放射状に油圧ジャッキでスライドすることにより拡幅が可能な面板構造とする。拡幅状態でシールド本体の胴体部同様に切羽前面、及びカッタヘッド側面の空隙を最小限に押さえる。

また、拡幅状態のカッタヘッド間の隙間はエアーバック方式又はフラップジャッキ方式により、充満あるいは閉鎖させることにより地山を保持する。

さらにカッタヘッドスライド支持機構としてはコンパクトで摺動抵抗の少ないスポークロッド方式を採用することによりスムーズで確実なカッタヘッド拡幅同調作動を図る。

②　剛体拡幅機構による地山保持、および本体保持

胴殻拡幅機構は前シールドのスキンプレートを2重構造とし、外殻を放射状に6分割する。ここで各分割ルーフは各4本のロッドで支持し、各2本の油圧ジャッキで放射状に同調（6基）拡縮し、シールド本体を鋼製ルーフで均等に保持することもする。これにより地山および本体を保持し、均一な免震層厚を確保する。

③　掘削土砂の鋼製ルーフ内浸入防止

シールド本体拡幅機構の前後にチューブを装備する。これは地山との接触が無く、外部からの影響が少ないため、耐久性、信頼性ともに高いものと考えられる。

④　必要な発進立坑スペースとカーブ施工

鋼製ルーフ拡幅機構のスライド部は長手方向にはコンパクトであり、通常シールド掘進機とほぼ同等の機長で対応が可能である。さらに、シールド本体長さ(L)と外径(D)の比、(L／D)を小さくすることにより70mRカーブの施工や、方向制御を考慮する。

以上の検討をふまえ、胴殻拡幅型の免震シールドマシンの試設計を行う。胴殻拡幅型、結果を図-6.3.3、また主要な仕様を通常マシンと比較して表-6.3.3にそれぞれ示す。

胴殻拡幅型の免震シールド掘進機は通常の免震シールド機と比較し、拡幅機構の追加で機構が複雑になるものの、十分対応は可能であるものと考えられる。

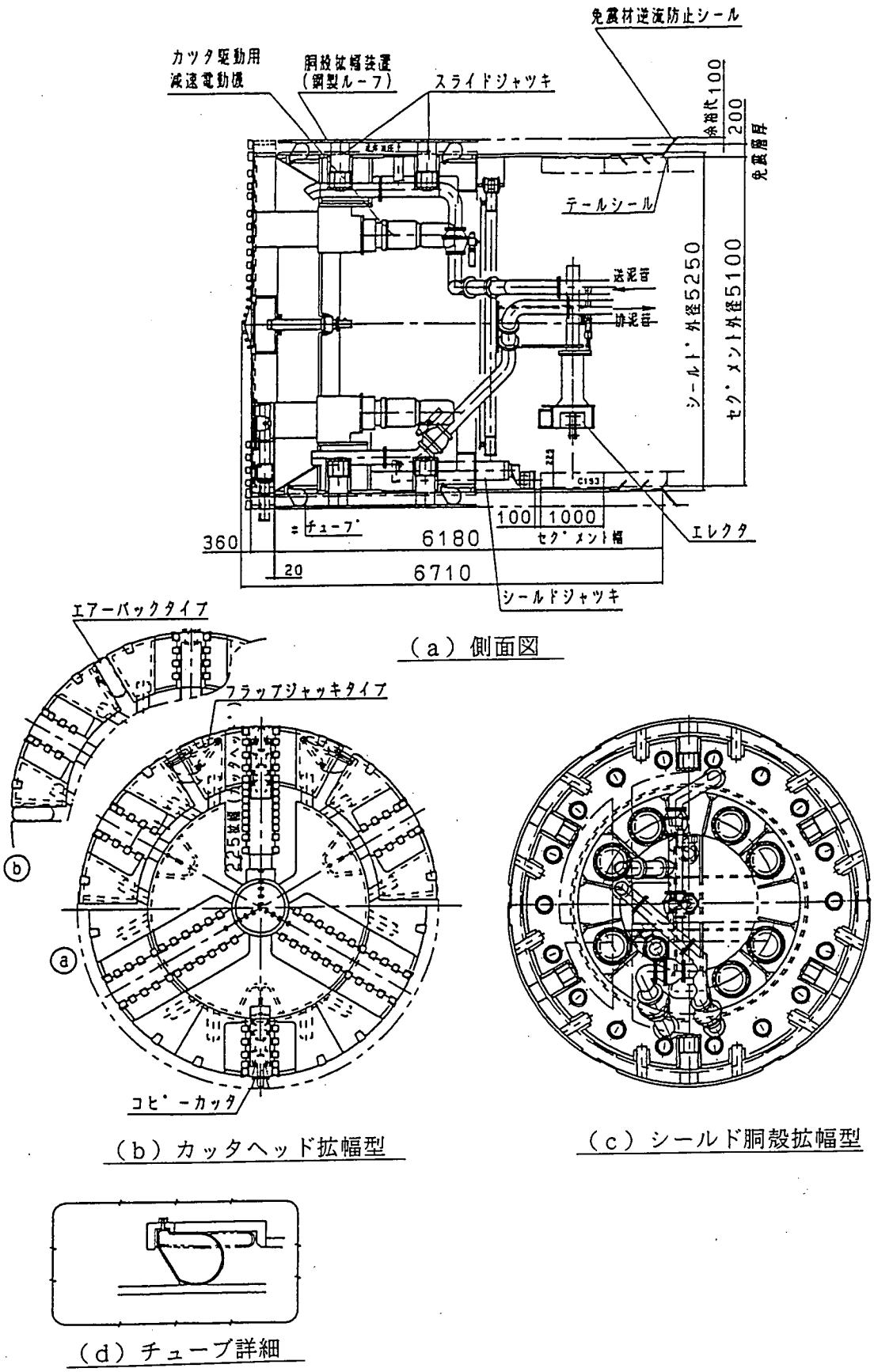


図-6.3.3　免震シールド掘進機の試設計図
(拡幅が必要な場合の胴殻拡幅型)

表-6.3.3　通常型と胴殻拡幅型の主要仕様比較

ケース / 項目	通常シールド掘進機	胴殻拡幅型免震シールド掘進機
1．シールド本体		
（1）　シールド外径	5250mm	5250mm ～ 5700mm
（2）　テール内径	5160mm	同　左
（3）　クリアランス	30mm	同　左
（4）　シールド全長	6710mm	同　左
（5）　テールパッキン	ワイヤブラシ2段＋バネ板1段	同　左
（6）　免震材逆流防止装置	—	ワイヤブラシ1段
（7）　免震材注入装置	同時又は即時注入方式	即時注入方式
（8）　拡　幅　方　式	—	油圧駆動スライド式 胴殻（6分割）拡幅型
2．シールドジャッキ		
（1）　推　　力	150T／本	同　左
（2）　本　　数	18本	同　左
（3）　装備推力	2700T	同　左
（4）　ストローク	1150mm	同　左
（5）　油　　圧	350kg／cm²	同　左
（6）　シールド切羽当り推力	124 Ton/m²（φ 5250mm）	同　左 105 Ton/m²（φ 5700mm）
3．カツタヘッド		
（1）　形　　式	フラット型 両回転可能	フラット拡幅型 両回転可能
（2）　回 転 数	0．85rpm	同　左
（3）　回転トルク	常用　204T-M	常用　238T-M
（4）　拡径方式	—	油圧駆動スライド式 外周面板（6分割）拡幅型
（5）　拡 径 量	—	225mm
4．カッタヘッド回転用電動機		
（1）　型　　式	遊星歯車式減速機付電動機	同　左
（2）　電 動 機	30Kw×4P×400V	同　左
（3）　台　　数	6台	7台

6．4 まとめと今後の課題

本章では、免震シールドトンネルにおける施工法開発として、開発されている免震材の特性と、免震層に要求される特性を考慮した上で、免震シールドマシンについて検討し、検討結果を踏まえた上で試設計を行った。本章で新たに検討された免震シールドマシンは以下の3タイプである。

① 免震層の拡幅を必要としない場合で、通常掘進機に付属装置を付加することで適用するタイプ

② 免震層の拡幅を必要とする場合で、拡幅時における地山保持機構としてエアバック方式を採用するタイプ

③ 同じく拡幅を必要とする場合で、地山保持機構としては胴殻拡幅方式を採用するタイプ

このうち、8章で検討する免震メカニズムから勘案すると、実施工時においては①の拡幅を要しないタイプで対応できるケースが多いものと考えられ、大部分の場合は、免震シールドトンネルの施工に用いるシールドマシンに関しては、通常のマシンに若干の改良を施し、付属装置を付加することにより対応できるものと考えられる。

今後は、これまでに開発されている免震材の注入装置や施工法を考慮し、注入ポンプや混合装置、貯蔵タンク等を配した後方台車についても検討し、施工システムの概念を完成するとともに、さらなる施工性の向上を目途とした検討を行う予定である。

＜研究担当＞　川崎重工業(株)、(株)コマツ、飛島建設(株)、(株)熊谷組、(株)奥村組

第７章　ゴム系材料を用いた免震開削トンネルの開発

第７章　ゴム系材料を用いた免震開削トンネルの開発

７．１　概　要

本共同研究において平成７年度に実施した免震開削トンネルに関する研究では、免震構造の基本概念を整理し、模型振動実験による検証、ＦＥＭ解析によるパラメトリックスタディ、ゴム系免震材の配合検討等を実施した。その結果、

① 免震層に適用する免震材料のせん断弾性係数を周辺地盤の0.01程度にすれば、トンネル断面力の低減に効果があること

② ゴム系の免震材料は、配合等の調整により目標値である上記せん断弾性係数を達成できること

が明らかとなった。

しかし、ゴム系材料を用いた免震開削トンネルを実用化するために、材料面では、

① 免震材の動的物性値

② 長期的安定性、耐久性

を、また、施工面では、

① 免震層の施工法

② 免震トンネルに特有な施工時の課題の解決方法

を明らかにする必要がある。このうち本章では、平成８年度におこなった主に施工面に関する研究として、実施工を念頭においた施工方法の開発、施工上の留意事項、施工性までを含めた材料の開発、免震層の施工実証実験、免震開削トンネルに特有な事項を考慮した解析結果について示す。

7．2　施工手順と課題の抽出

(1)　施工フロー

免震材を適用した開削トンネルの施工フローは、免震材に液状ゴムを採用した場合でも固形ゴムを採用した場合でも、基本的な違いはない。違いとしては構造物に防水工を必要とする場合、液状ゴムによる免震層は止水性があることから防水工を必要としないが、固形ゴムによる免震層ではパネルの目地部に止水性がないためゴムの外側に防水工を考慮する必要がある点が挙げられる程度である。また、施工手順における留意事項として、いずれの材料を採用した場合でも側壁の外側と山留工との間に作業空間が確保できるか否かで施工順序は異なってくることが挙げられる。なお、ここでは免震層は開削トンネルを包み込む形で床版の下側、側壁の外側、上床版の上側を全面に亘って施工するのを原則とする。

上記留意事項を考慮し、図-7.2.1に免震開削トンネルの施工フローを示す。ここでハッチングした部分は免震トンネル特有のものである。

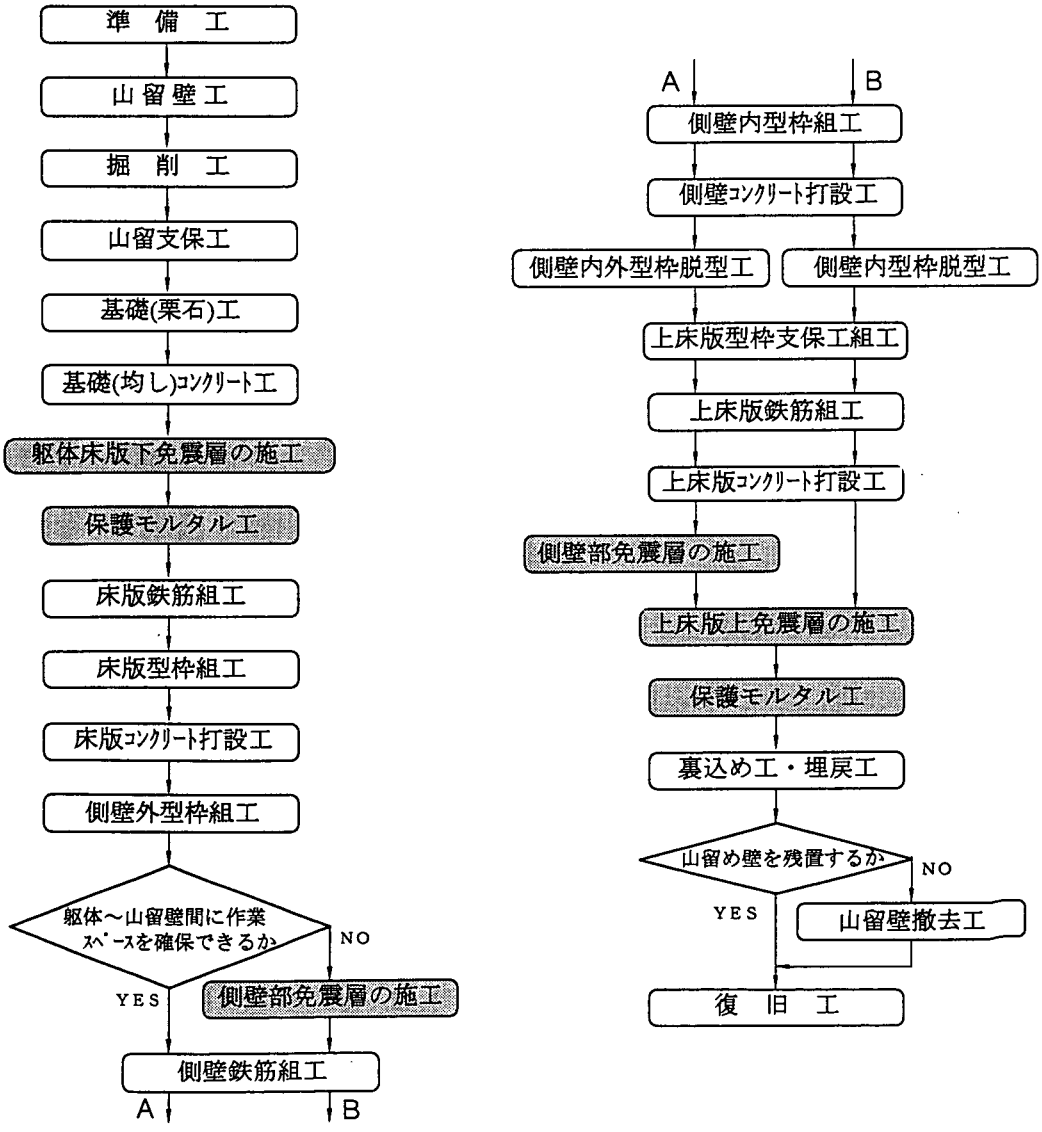


図-7.2.1　免震開削トンネルの施工フロー

開削トンネルの施工では、シールドトンネルの施工と異なり、工種が複雑であり各施工手順に応じた検討が必要となることが特徴である。

(2) 課題の抽出

ゴム系材料を用いた免震層の施工に関する課題を各作業段階毎に整理すると、表-7.2.1のようになる。ここで液状ゴムによる免震層は、現場で2液を混合・撹拌し型枠内に打設することによって施工することとし、固形ゴムによる免震層は、工場製品の免震パネルを躯体に取り付けることによって施工することとする。

実施工に当たっては、これらの課題を施工計画に反映させて、安全かつ確実な免震開削トンネルを構築することが重要となる。

表-7.2.1 免震開削トンネルの施工上の課題

	液状ゴム採用時	固形ゴム採用時
(1) 免震材の製造上の課題	① 注入システムの開発	① 製造システムの開発
(2) 施工上の課題	① 施工段階での打ち継ぎ面（cold joint）の止水性確認 ② 施工目地（construction joint）の止水性確認 ③ 火気への対応方法 ④ 型枠の設計用側圧 ⑤ 均質性の確認 ⑥ 型枠の脱型性確認 ⑦ コンクリート面への付着性能	① 免震パネルの防水方法 ② 躯体の防水方法 ③ 火気への対応方法 ④ 免震パネルの鉛直型枠への取付け方法 ⑤ 免震パネルの躯体コンクリート面への取付け方法
(3) 機能上の課題	① 中間杭の処理方法 ② 切梁・腹起し材の処理方法 ③ 山留壁残置時の留意事項 ④ 復旧工施工時の留意事項	

＜研究担当＞ 前田建設工業株式会社、株式会社鴻池組、佐藤工業株式会社、住友ゴム株式会社、東海ゴム株式会社、株式会社オリエンタルコンサルタント

7．3 液状ゴムを用いた免震開削トンネルの施工方法

7.3.1 免震層の施工方法の開発

(1) 開発背景と目的

ここでは、液状ゴムによる免震層の施工方法として、施工直前に主材と硬化材を混合攪拌し、これを免震層の施工すべき場所に設置した型枠の中に打設する施工方法を考えている。液状ゴムは主材と硬化材を混合攪拌することにより硬化する材料であり、この混合攪拌の方法としては、二液をハンドミキサーなどで攪拌する方法とシルードトンネルの裏込め注入工に用いられる二液混合型の注入技術による方法の二種類が考えられる。このうち、前者の方法は、後者の方法に比べ、配合管理及び混合攪拌作業が単純かつ容易であることから、まず前者の方法について検討した。しかし、この方法では、液状ゴムの硬化前の粘度が高く、攪拌時に空気が混入した場合に気泡が完全に抜けにくくなり、せん断弾性係数及びポアソン比が不均質な免震層となることが明らかとなった。一方、後者の方法は、二液を個別にポンプ圧送し、二液が合流する管内で静的に乱流を起こし混合するシステムであるため、混合時に空気と接触せず空気の混入を防止することが可能である。そこで、液状ゴムの注入システムとして二液混合型の裏込め注入技術を導入したシステムを検討することとした。

このような背景から、ここでは、液状ゴムの注入システムの開発を主な目的とし、液状ゴムの実物大の模型型枠を用いた注入試験を実施するとともに、前節で示した施工上の課題について検討し、液状ゴム系免震材料の施工が可能であることを確認する。実施した開発・検討項目は以下のとおりである。

① 均質な免震材を施工できる注入システムの開発

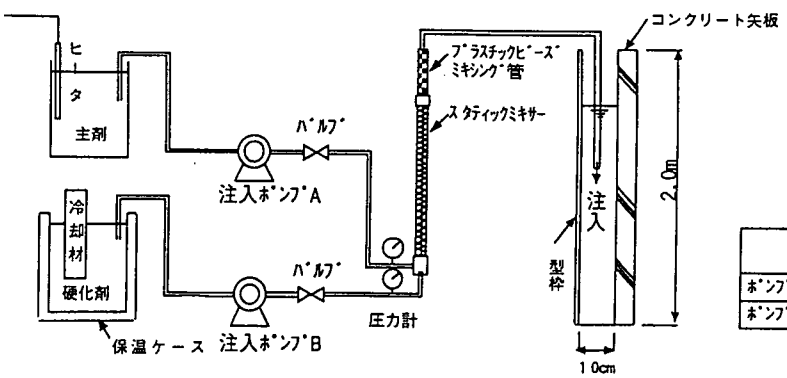
② 品質管理項目の設定

③ 型枠の離脱性、コンクリート面の付着性及び打継目の止水性の確認

(2) 注入システムの開発及び注入試験

1) システム概要

液状ゴムの施工システムとして、ここでは図-7.3.1.1、写真-7.3.1.1、図-7.3.1.2に示す注入装置を試作し、開削トンネル側部の注入試験を行った。本試験では、高さ2.0mのコンクリート矢板を開削トンネルの側壁と想定し、厚さ10cm、高さ2.0mの液状ゴムを施工すべく合板型枠をコンクリート矢板の前面



	吐出量 g/min	吐出圧力 (kgf/cm²)	ﾓｰﾀｰ仕様 (kw)
ﾎﾟﾝﾌﾟA	6～60	20	3.7
ﾎﾟﾝﾌﾟB	1.5～8	16	1.5

図-7.3.1.1 試験装置の概要

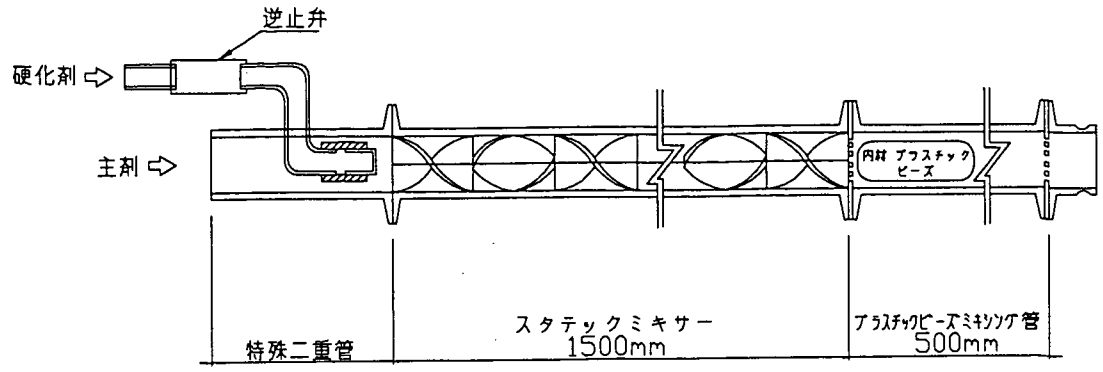


図-7.3.1.2　混合装置

に設置した。注入装置としては、主材と硬化材のポンプ圧送に2台の注入ポンプを用いるとともに、混合装置としてスタティックミキサーとビーズミキシング管を直列につなぎ、混合性を高めるために縦置きとした。また、二液の混合性を高めるため、主材はヒータにより加熱し、硬化材は冷却材及び保温ケースで冷却することにより両者の粘性を近づけることとした。

2)　試験方法

本試験は以下の方法及び手順により行った。

① 混合装置直前の主材と硬化材の粘度を調整する。

② 所定の配合比を満足するように主材と硬化材の吐出量を調整する。

③ 混合装置を装着後、型枠内に注入を行う。

④ 液状ゴムの均質性を弾性係数と硬さにより確認する。このうち弾性係数については、注入前後にサンプリングした材令7日の供試体について一軸圧縮試験により測定する。硬さについては、材令7日後の液状ゴムを高さ方向に20cm間隔で測定する。なお、硬さは「JIS K6301 5.2 スプリング式かたさ試験機A形（以後、JIS-Aと称する）」を用いて測定する。

⑤ 注入1日後に人力で型枠を容易に脱型できることを確認するとともに、脱型後の液状ゴムがコンクリート面に付着していることを確認する。

試験の流れを図-7.3.1.3に示す。

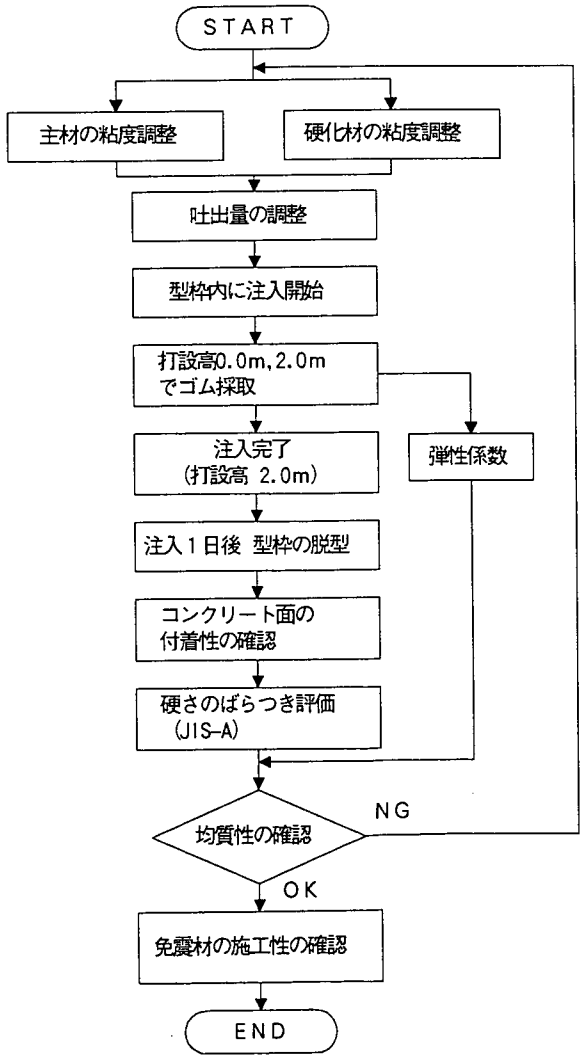


図-7.3.1.3　本試験の流れ

3)　試験条件

a)　材　料

本試験に用いた液状ゴムの配合及び一般特性を表-7.3.1.1に、主材および硬化材の液温と粘度の関係を図-7.3.1.4および図-7.3.1.5に示す。

表-7.3.1.1　液状ゴムの配合及び一般特性

	主材（液状ゴム＋アスファルト）	硬化材（ポリイソアネート）
比　重	0.95	1.21
粘　度 ※　(cps)	2000以下	1200以上
混合比(重量比)	100	8
硬さ(JIS-A)	19	
弾性係数 (kgf/cm²)	4.3	
せん断弾性係数 (kgf/cm²)	1.5	

※混合装置直前の粘度

液状ゴムの施工に用いるスタティックミキサー等の装置による混合性は主材および硬化材の粘度に影響を受け、二液の粘度の差が大きい場合では混合しにくい傾向がある。また、主材および硬化材の粘度は、図-7.3.1.4および図-7.3.1.5のように液温に反比例する。そこで、本試験では、主材と硬化材の混合の均一性を確保するため、主材の液温は40℃以上、硬化材の液温は15℃以下に調整することにより、混合装置直前の主材の粘度を2000cps 以下、硬化材の粘度を1200cps以上とすることとした。

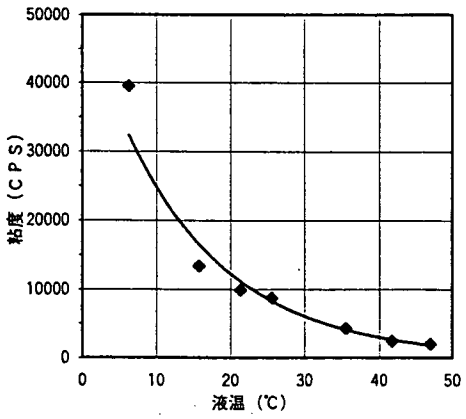


図-7.3.1.4　主材の粘度曲線

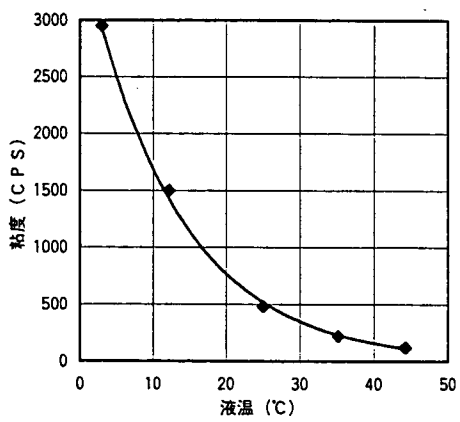


図-7.3.1.5　硬化材の粘度曲線

b)　ポンプ圧送流量

主材と硬化材をポンプ圧送する場合は、基準とする配合比に対応したポンプ流量とする必要がある。本試験では、ポンプ周波数を調整して吐出量を測定し、基準とする配合比を満足する吐出量の周波数を設定した。ここで、ポンプ周波数と吐出量との関係は、材料の粘度に依存するため、試験時における主材と硬化材の粘度に応じた値とした。この結果を表-7.3.1.2に示す。

表-7.3.1.2　ポンプの周波数と吐出量

	主　材	硬化材
粘　度　(cps)	2000	1200
周波数　(Hz)	27	60
吐出量 (kgf/min)	26.6	2.12
混合比　(重量比)	100	8

4) 試験結果

a) 免震材の均質性

枠内への注入前後にサンプリングした供試体を材令７日に一軸圧縮試験を行い、弾性係数を測定した結果を表-7.3.1.3に示す。同表より、注入前の液状ゴムの弾性係数の平均値は3.9kgf/cm²、注入後は4.0kgf/cm²と同様な値を示しており、連続して注入した液状ゴムは均質であることがわかる。

また、注入した液状ゴムの材令７日の硬さをJIS-A により深さ方向に測定した結果を図-7.3.1.6に示す。同図より材令７日の液状ゴムの硬さはその高さによらず16から17であり、注入開始から完了までほぼ均質な液状ゴムが注入できている。

これらの結果より、本試験と同様なシステム及び方法を用いれば、液状ゴムを均質に施工できることが確認できた。

表-7.3.1.3 液状ゴムの一軸圧縮試験結果

		注入前 (打設高0m)	注入後 (打設高2.0m)
弾性係数 (kgf/cm²)	試験値	3.8	4.1
		3.9	4.0
		4.0	4.0
	平均値	3.9	4.0

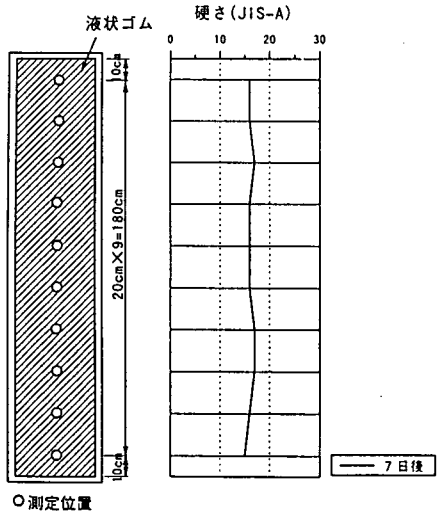


図-7.3.1.6 液状ゴムの硬さのばらつき

b) 型枠の脱型性

液状ゴムは付着力が強いため、施工時に型枠を脱型できないことが懸念される。そこで、本試験時にパラフィン系はくり剤を型枠に塗布した場合（写真-7.3.1.2参照）としない場合を比較することとした。結果を表-7.3.1.4に示す。はくり剤を塗布した場合は、液状ゴム注入１日後に写真-7.3.1.3に示すように人力で容易に型枠を外すことができた。しかし、はくり剤を塗布しない場合では型枠を取り外すことができなかった。したがって、施工時にパラフィン系はくり剤を型枠に塗布する必要があるものと考えられる。

表-7.3.1.4 脱型性確認結果

試験ケース	注入１日後の型枠の脱型	備　　考
はくり剤の塗布有り	○	人力で容易に脱型
はくり剤の塗布無し	×	人力では脱型できない

c) コンクリート面の付着性

液状ゴムを開削トンネル側部に施工する場合は、型枠脱型後に液状ゴムとトンネルのコンクリート表面が十分に付着し、液状ゴムが自立する必要がある。そこで、本試験終了後、液状ゴムとコンクリ

ート面との付着性を確認した。この結果、材令１日で型枠を脱型しても液状ゴムはコンクリート表面とのはだ離れもなく、写真-7.3.1.4のように自立しているため、液状ゴムのコンクリート面との付着性には問題はないことが明らかになった。

(3) 品質管理項目

液状ゴムの弾性係数及びせん断弾性係数は免震材として重要な要求性能であり、施工時においては、これらが表-7.3.1.1の値となるように品質の管理を行う必要がある。そこで、ここでは、注入試験結果も踏まえ、本システムによる液状ゴムの品質管理項目を検討する。

1) 材料の粘度管理

本システムの混合装置を用いた場合は主材と硬化材の粘度を近づけた方が混合性がよい。そこで、施工時においても主材と硬化材の液温を調整することにより粘度を管理することとする。この粘度調整の方法としては、注入試験と同様に主材の液温を温度センサーとヒーターにより40℃以上に維持し、硬化材の液温は投込みクーラーなどの冷却器で15℃以下に低下する方法があると考えられる。

2) 配合の管理

室内において主材100gに対して硬化材の添加量をパラメトリックに変えて弾性係数及び硬さを測定した試験結果を表-7.3.1.5に示す。なお、液状ゴムの硬化材の基準添加量は8.0gである。同表より、主材と硬化材の配合比のばらつきが液状ゴムの弾性係数及び硬さに影響を与える傾向がわかる。施工時においても主材と硬化材の配合比を一定に保つようにポンプ圧送量を管理する必要があるものと考えられる。注入試験では、ポンプ周波数と吐出量を事前に調べ、ポンプ周波数を管理することにより、所定の配合比を確保したが、施工時においては混合装置直前に流量計を設置することにより配合管理を行う方法が考えられる。

3) 硬化性の管理

表-7.3.1.5より、硬化材添加量7.0g～9.5gの範囲では、材令１日のJIS-A の硬さが９以上、材令２日のJIS-A の硬さが16以上であれば、弾性係数は基準値4.3kgf/cm^{2}と大差なく、またJIS-A の硬さは、弾性係数に応じて変化し、材令２日以降は変化しないことがわかる。すなわち、液状ゴムの硬化性については、一軸圧縮試験による弾性係数で判定することが確実であるが、材令１日及び２日のJIS-A の硬さでも簡易に判定できる。ただし、両者の関係や硬化性の管理値は、施工時の硬化のばらつきを考慮して

表-7.3.1.5 硬化材添加量による硬さ及び弾性係数の変化

主材100gに対する硬化材の添加量(g)		5.2	7.0	8.0	9.5	10.9
JIS-A	材令１日	0	10	11	9	2
	材令２日	3	17	18	16	8
	材令７日	3	17	18	16	8
アスカーC（材令７日）		15	30	38	38	32
弾性係数（kgf/cm^2）		1.1	3.9	4.3	3.8	2.7
備考				基準値		

設定する必要があるため、今後データの蓄積が必要である。

(4) 打継目の止水性

1) 試験方法

開削トンネルの施工では、トンネル内部への止水性を確保するため、一般に防水工を施す。しかし、液状ゴムは材料自体の止水性が高いため、液状ゴムを免震層として施工した場合は防水工を省略することができるものと考えられる。ただし、施工時には液状ゴムを数ブロックに分けて施工することとなり、打継目が生じ、ここから地下水が流入し、開削トンネルの止水性の低下を招くことも懸念される。しかし、液状ゴムの打継目の接着性が確保できれば、打継目における止水性も確保できると考えられ、その接着性を確認するため、図-7.3.1.7に示すように打継目の有無に対して以下の方法で引張試験を行った。

① 2×300×300㎜の型枠に液状ゴム（主材：硬化材＝100：8重量比）の混合液を流し込む。

② 常温で2日間放置し硬化させる。

③ 硬化したシートを半分切断する。

④ 更に液状ゴムを流し、常温で2日間硬化させる。

⑤ 作製したシートより引張試験試料を採取する。

⑥ JIS K6301に従い引張試験を行う。

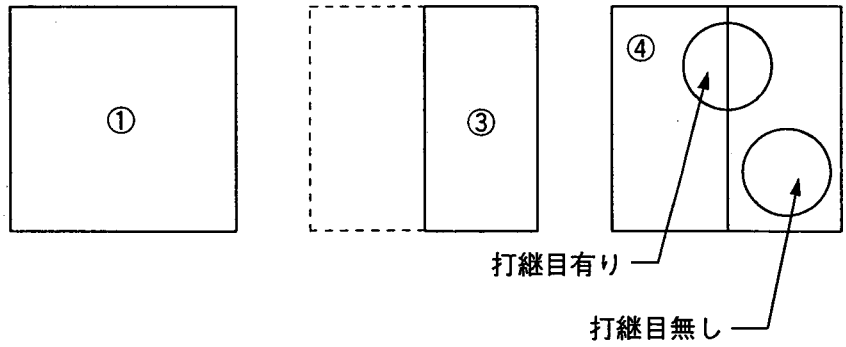


図-7.3.1.7 引張試験の試料作成方法

2) 試験結果

本試験結果を表-7.3.1.6に示す。同表より、引張り強さ、破断のびに打継目の有無による差異はないことがわかる。また、打継目有りのケースでは、写真-7.3.1.5で見られるように打継目と異なる部分で破断している。以上の結果より、液状ゴムの打継目は接着性が高いため、十分な止水性が確保できるものと判断した。

表-7.3.1.6 打継目の引張試験結果

	打継目なし	打継目あり
引張り強さ (kgf/cm^2)	4.8	5
伸び（%）	155	152

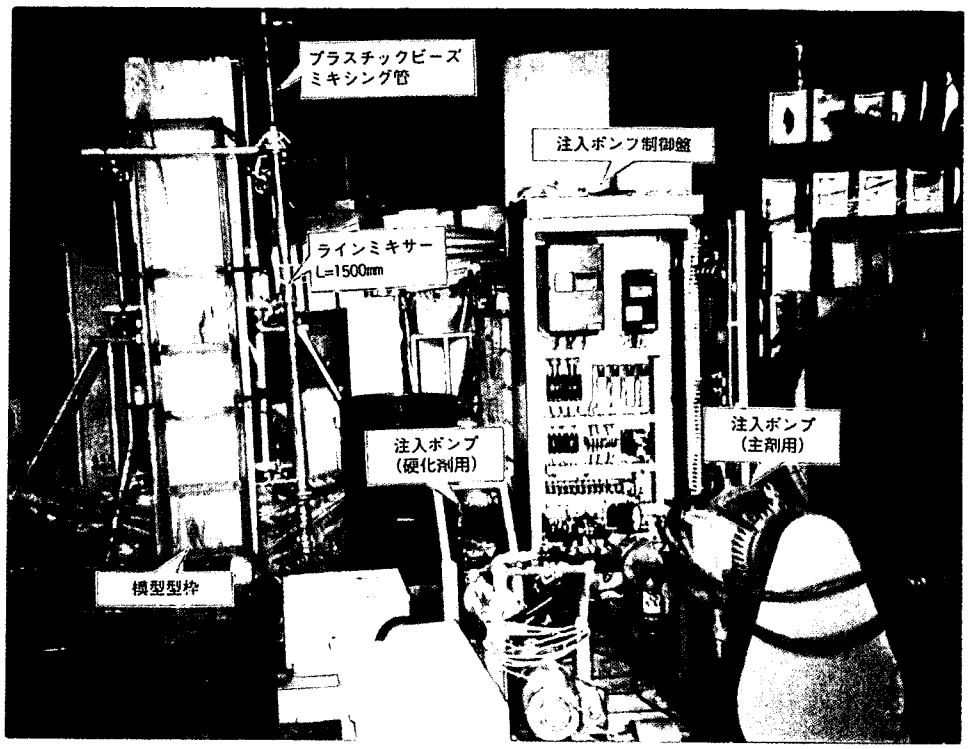


写真-7.3.1.1　試験装置全景



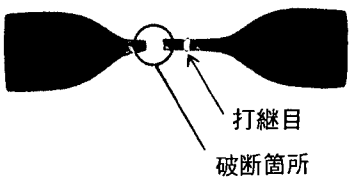
写真-7.3.1.2　はくり剤の塗布



写真-7.3.1.3　枠の脱型状況



写真-7.3.1.4　コンクリート面の付着性



(5) まとめ

本項では、二液混合型の裏込め注入技術を導入した液状ゴム系免震材の注入システムについて開発を行うとともに、注入試験により品質及び施工性等を検証することにより、本注入システムが液状ゴムの注入システムとして実用可能であることを確認した。また、液状ゴムは、打継目においても止水性が高く、防水性が必要となる開削トンネルの場合において防水シートなどの防水工を省略できることも確認した。これらの検討より液状ゴムを用いた免震開削トンネルは十分施工可能であることが証明された。

＜研究担当＞　東海ゴム工業株式会社佐藤工業株式会社、前田建設工業株式会社、株式会社鴻池組
株式会社オリエンタルコンサルタンツ

7.3.2 施工上の留意事項

前項で示したように液状ゴムを用いた免震層の施工方法としては、施工直前に主材と硬化材を混合撹拌し、それを免震層を施工すべき場所に設置した型枠の中に打設する施工方法を考えている。ここでは、免震材に液状ゴムを採用し、このような方法で施工する場合の計画時における留意事項を施工手順にしたがって検討する。

(1) 準備工

本施工方法では、施工時に主材と硬化材を混合撹拌する必要があり、撹拌段階で水分が混ざると所要の品質が確保できない。そこで液状ゴム施工プラント（ストックヤード、混合・撹拌ヤード）には雨に対する養生設備が必要となる。施工プラントにおける概略の所要スペースを表-7.3.2.1に示す。

また、前項で検討した所要の品質の免震材を施工するために必要となる品質管理項目を、表-7.3.2.2に示す。

表-7.3.2.1 液状ゴム使用時の概略所要スペース

目 的	所要スペース	備 考
ストックヤード (15m³分)	50 m²	主剤ドラム缶 75本 硬化剤ドラム缶 6本 をストック
混合・撹拌ヤード (施工能力3m³/h)	30 m²	モーノポンプ スタティックミキサー 及び配管スペース
小 計	80 m²	

※ 上記の数量は1日（1回）あたりの施工量を15m³
(幅10m,高さ5mのカルバートの免震層を1ブロック分
(15m) を3回に分けて施工する）とした場合

表-7.3.2.2 品質管理項目

目的	管理項目	管理方法
材料の管理	粘度	粘度計 温度計
配合の管理	流量	ポンプ周波数 吐出量 流量計
硬化性の管理	弾性係数	一軸圧縮試験 硬さ計

(2) 山留壁工

山留壁の施工には、免震層を設置することに起因する特別の配慮は必要ない。しかし、側壁部の免震層の施工を躯体構築後に行う場合には、免震層外面と山留壁内面の間に作業空間（一般的には 700㎜程度）が必要となる。施工上の制約からこのスペースが確保できない場合には、躯体構築に先立ち免震層を設置

する施工手順となる。

また、後述するように、免震層の機能を阻害しないためには山留支保工（切梁、腹起し）を免震層に巻き込んではならないこととなる。このために必要な配慮としては、施工手順を考慮した盛替梁の設置が一般的であるが、躯体及び免震層の構築時に施工に支障となる支保工を一括して撤去するために剛性の高い山留壁を施工することも考えられる。この場合には躯体のすぐ上段の山留支保工を上床版天端との離隔を必要最小限にすることが効率的となる。山留壁は図-7.3.2.1に示すように液状ゴム注入時の施工性を考え、腹起し材と免震層との離隔を確保できる位置に施工することが望ましい。

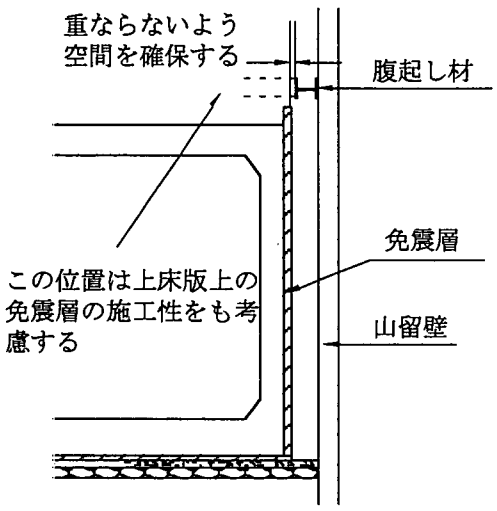


図-7.3.2.1　側壁部の免震層と腹起し材の位置関係

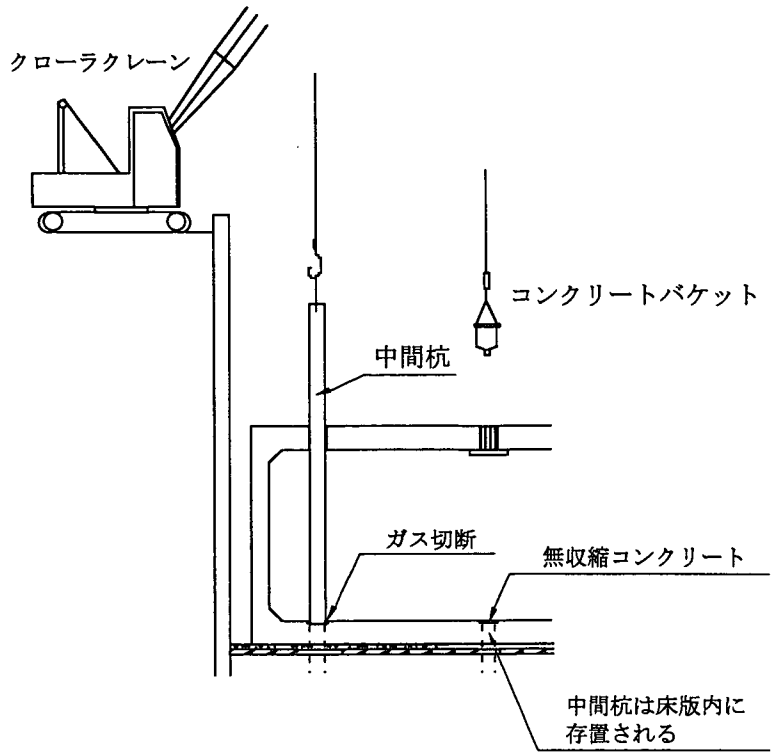
(3)　掘削工

掘削工では免震層の部材厚、保護モルタル厚を考慮して、掘削深さ（床付け位置）を算出する。床版に勾配がある場合、標準的な施工方法では液状ゴムのセルフレベリング性（水平に仕上がるという性質）によって所要の免震層の厚さを確保できないことも考えられるので、段切り施工等を含めての検討が必要となる。

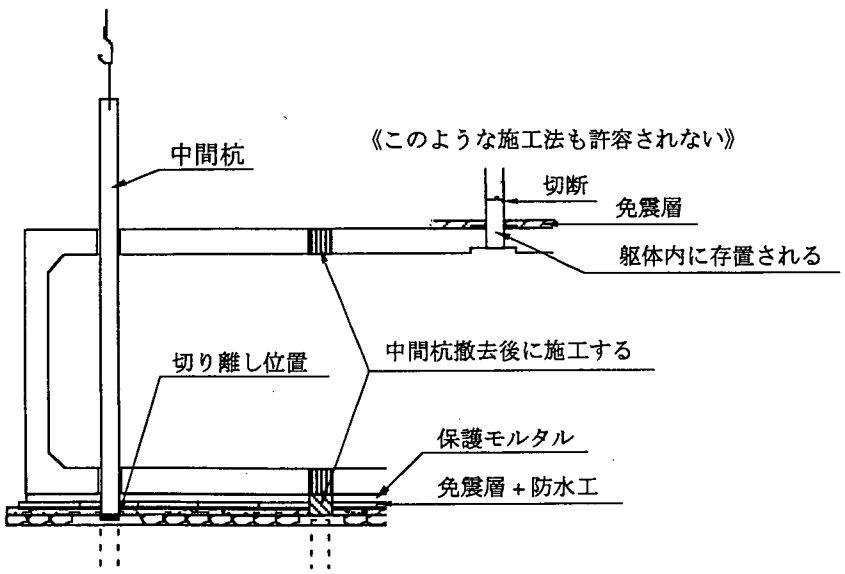
(4)　中間杭工および切梁支保工

開削トンネルに免震工法を採用した場合の仮設工で最も配慮すべき工種として、中間杭工および山留支保工が挙げられる。

一般に中間杭は、切梁の固定点や路面覆工の支持杭としての機能を有する。したがって、中間杭の撤去は山留支保工の撤去および覆工支持杭の盛替えの後に行う必要がある。通常の場合の躯体構築は箱抜きを施したうえで中間杭を巻き込んで行い、その撤去が可能となった後に躯体の面から50㎜ほど内側で切断、撤去し、箱抜き部をモルタル等で埋めるという施工手順となる。しかし、免震工法を採用した場合、この方法では中間杭が構造物や免震層の変位を拘束することとなり、免震効果が十分ではなくなることが懸念される。そこで、免震工法を採用する場合には、中間杭を躯体床版や免震層内に存置させない施工方法を採用する必要がある。中間杭の撤去方法を、図-7.3.2.2に示す。中間杭周りの基礎工、免震層設置工およ



(a) 非免震開削トンネルの場合



(b) 免震開削トンネルの場合

図-7.3.2.2　中間杭の撤去方法

び軀体工は、中間杭撤去後の施工となる。

また、山留支保工に関しても、同様な理由で、軀体の壁や側壁部免震層内に存置させてはならない。対応方法としては、施工段階に応じた山留支保工の盛替えや、前述したような山留支保工の一括撤去などが考えられる。

(5) 基礎（栗石）工

基礎（栗石）工の施工に関しては、免震層の施工に起因する特別な配慮は必要としない。ただし、中間杭がある場合には、中間杭の撤去時に支持地盤が乱されることとなるので、十分転圧したあとで基礎工を施工する配慮は必要である。

(6) 基礎（杭）工

免震開削トンネルの基礎工として杭を用いる場合、通常の杭基礎構造物のように杭を床版に埋め込んで施工すると、上述した中間杭と同様に杭の存在が免震層の機能を阻害することになる。このような場合には、プレキャストコンクリート製のカルバート施工時と同様に、基礎（均し）コンクリート工に替わる図-7.3.2.3に示すようなコンクリートマット工を施工する必要がある。

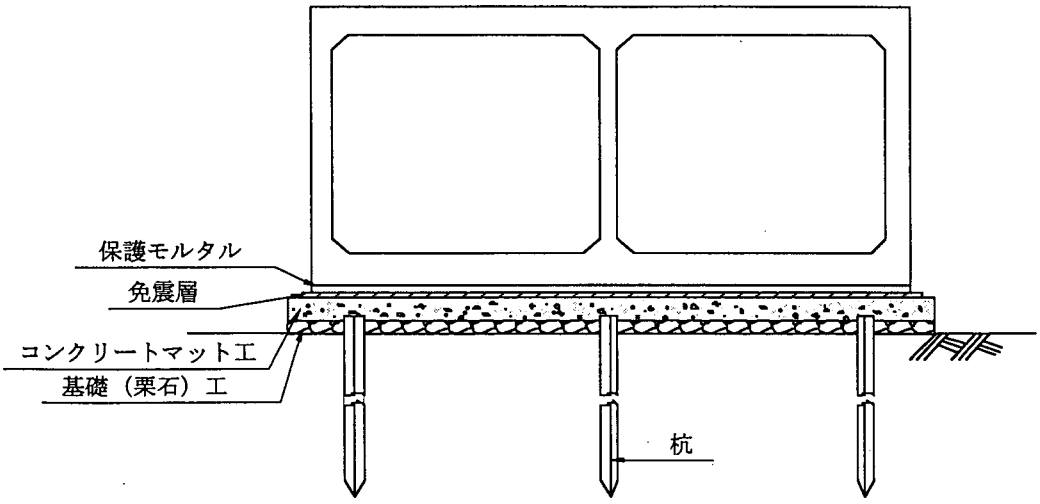


図-7.3.2.3　免震トンネルに杭基礎工法を採用した場合の施工方法

(7) 基礎（均し）コンクリート工

基礎コンクリート工の施工に関しては、免震層の設置に起因する特別な配慮は必要ない。ただし、中間杭がある場合には中間杭の撤去に支障を与えないような基礎コンクリート工の施工法が必要となる。

(8) 軀体床版下の免震層の施工

液状ゴムを免震材として採用する場合には、液状ゴムの硬化時間が比較的短いことから混合・撹拌プラントをなるべく打設箇所近くに設ける必要がある。また、軀体床版下の免震層の施工要領は通常のモルタル施工方法とほぼ同様であるが、中間杭がある場合には中間杭の撤去時に既設の免震層が損傷を受けないように中間杭から離して、打ち止めておく必要がある。さらに、床版に勾配がある場合には、液状ゴムのセルフレベリング性に留意して検討しておく必要がある。床版下の免震層の施工範囲は、側壁部の免震層

の施工性、打継ぎ面の止水性を考慮すると、図-7.3.2.4に示すように側壁型枠の設置範囲までとすることが望ましい。

また、施工箇所に水があると、液状ゴムの施工に支障をきたすことになるので、水がある時にはディープウェル等で地下水を排除しておく必要がある。

免震層施工後の問題点としてゴムの免震層は柔らかく可燃性であるため、鉄筋組立時のスペーサーの免震層への貫入、圧接や切断等で火気を使用した場合の免震層の燃焼が考えられる。そこでこれらを防止するために、床版下の免震層は保護モルタルで養生することとする。この保護モルタルの施工厚さは50㎜程度で良いと考えられる。側壁部の免震層との打継ぎ面は、両方の免震層が一体化するように、保護モルタルを除去するとともに、清掃を確実にしておく必要がある。

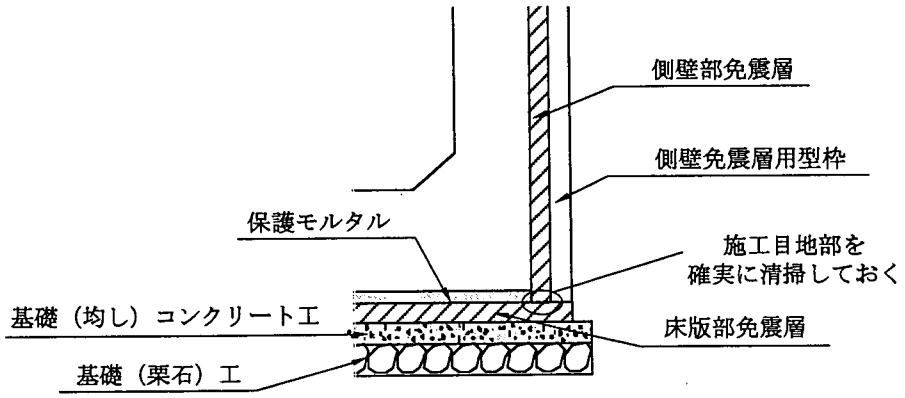


図-7.3.2.4　床版免震層の施工範囲

(9)　鉄筋工

免震層の設置に起因する鉄筋工に対する配慮としては、上述した保護モルタルが損傷することのないように配慮して、スペーサー種類の選択、配置を計画することが必要となる。同様に、一カ所に過度の鉄筋を仮置きすることも避けるべきである。

側壁部で施工スペースの制約から免震層が躯体構築に先行して施工されている場合には、鉄筋組立時の鉄筋の接触や切断時の火気によって免震層を損傷させないような配慮が必要となる。

(10)　型枠・支保工

免震層を躯体構築後に施工する場合には、型枠・支保工に関しては、特別配慮すべきことはない。側壁部で免震層を先行して施工する場合、免震層を貫通させた型枠のセパレーターを設置すると、免震層の機能や止水性に悪影響を与えることになるので、セパレーターを用いない型枠の設置方法が必要となる。

(11)　躯体側壁部の免震層の施工

躯体側壁部の免震層の施工は型枠を設け、液状ゴムを打設することになる。前述したように、施工時期としては、側壁部の免震層の施工空間を確保できるか否かで躯体コンクリートの施工前と施工後に分けられる。いずれの場合も型枠は床版下の免震層と側壁の免震層が打継ぎ面で一体化できるように、床版下免震層の表面を清掃した後に建込むこととなる。

側壁の上側は上床版の免震層の施工性を考慮すると、図-7.3.2.5に示すように上床版型枠の設置範囲までとすることが望ましい。

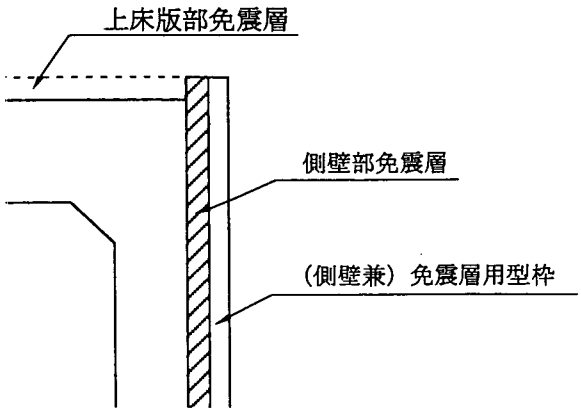


図-7.3.2.5　側壁部上側の免震層の施工範囲

⑿　コンクリート工

コンクリート工について、免震層の設置に起因する特別な配慮は必要としない。ただし、側壁の免震層を先行施工している場合には、側壁コンクリート打設時に鉄筋の外側にバイブレーターを挿入すると、免震層を痛めることになるので、配慮が必要である。

⒀　上床版上側の免震層の施工

上床版上側の免震層の施工要領は下床版下側と基本的には同様である。軀体断面方向の型枠は通常の施工方法では止め型枠が設置しにくいので、既施工の側壁免震層の型枠を利用する方法が望ましい。また、免震層の上側には埋め戻し時の土砂の投入、埋設管復旧時の防護工の設置を考慮して、保護モルタルを施工することとする。

⒁　防水工

液状ゴムは止水性を有しているため、別途防水工を考慮する必要はない。ただし、中間杭まわり等、後施工となるところは打継面が止水上の弱点とならないように配慮する必要がある。

⒂　山留支保工撤去工

前述したように、免震開削トンネルにおいては、山留支保工を軀体および免震層内に存置することは機能面より望ましくない。対応策としては、施工上支障となる山留支保工を一括して撤去することが施工効率面では最も優れている。しかし、このような方法が困難な場合には施工段階に応じて、山留支保工を盛替えていく必要がある。

盛替えの際に設置する盛替梁は、免震層内に存置することを回避するため、軀体と免震層の施工順序に関わらず免震層を設置した後に設置する必要があり、盛替えた場合の切梁反力は、免震層を通じて軀体に伝達されることとなる。この反力が免震層に与える影響については十分検討しておく必要がある。また、山留壁を残置する場合、盛替梁が堅固なままであれば、地震時において山留壁にかかる応力が盛替梁を通じて免震層に局所的に伝達されることとなり、機能面での障害となることが懸念される。したがって、盛

替梁は撤去するか、または、腐食性のある木材を用いて長期的には撤去したこととなるような配慮が必要である。なお、山留壁を撤去する場合には、その撤去には配慮が必要であるものの、このような盛替梁残置影響は小さいものと考えられる。

⑯ 裏込め工および埋戻工

裏込め工を左右不均等に施工すると、免震層のせん断変形により躯体が横断方向に移動する可能性がある。そこで裏込め工には免震層のせん断変形が生じないような計画および施工が必要となる。また、裏込め工の施工は、既施工の免震層を痛めないよう配慮しながら行う必要がある。重機等の使用によって、免震層が損傷を受ける可能性が高い場合には、免震層の養生を別途検討する必要がある。

さらに埋戻しに伴い、管路復旧の受け防護工を上床版の上に設置する場合などでは、免震層の保護モルタルが損傷を受けないような構造とする必要がある。

⑰ 山留壁撤去工

盛替梁と山留壁が固定されていると、山留壁を撤去する際に免震層を損傷する恐れがある。そこで、山留壁の撤去を考慮した盛替梁の施工方法を検討しておく必要がある。

⑱ その他

免震層を設けた場合、構造物上の地表面での自動車や列車などの活荷重による地盤変位量が許容値以内に収まっていることを確認しておく必要がある。また、躯体の直上部に埋設管がある場合には、免震層の存在が管に悪影響を及ぼさないことを確認しておく必要がある。交通量が多く免震層の弾性変形の影響が舗装の品質劣化に結びつくことが懸念される場合には、路床を固めてその上にアスファルト舗装を施工するという方法も考えられる。

＜研究担当＞　前田建設工業株式会社

7．4 固形ゴムを用いた免震開削トンネルの施工方法

7.4.1 免震層の施工方法の開発

(1) 背景と目的

昨年度の研究では、材料の耐久性、施工性、経済性を考慮し、ゴム粒子を接着剤で固めたゴムチップスラブ（以降、固形ゴムと称する）を免震材の基本構成として選定し、材料試験等により得られた基本特性値が「一次開発目標値」を満足することを確認した。

本年度は固形ゴムの材料開発に、更なる検討を加え、2章で示したようにその母材として廃タイヤを粉砕したゴムチップ材を用いることとした。

廃タイヤを再利用した固形ゴムは、使用量は少ないものの、従来からテニスコートの下地材や舗装材の原料として数多く使われている。その施工方法としては、専用の施工機を用いて直接敷設する現場打ち工法と、工場生産品のブロックやパネル等を敷き並べるプレキャスト工法に大別される。

現場打ち工法は、プレキャスト工法と比較すると経済性に優れているため、免震開削トンネルの底面と上面のような平地に広範囲に亘って敷設する場合に適するものと考え、まず現場打ち工法による免震材の施工方法について検討した。その結果、現場打ち工法で厚さ10cmの免震層を施工する場合、現状の施工機の仕様では材料の転圧が必ずしも均一に行えず、場所によって品質にバラツキが生じる懸念があることが明らかになった。そこでここでは、免震層の均一性と確実性を重視し、工場生産品のパネルを敷き並べるプレキャスト工法による施工を採用することとした。

プレキャスト工法による固形ゴム系免震パネル（以降、免震パネルと称する）の施工方法は、工場生産の免震パネルを開削トンネルの底部と頂部に敷設するとともに、側部には接着剤を用いて取り付ける工法を基本とする。免震パネルのような粉砕したタイヤ廃材を母材として用いた成型品は、わが国では既にゴムブロック舗装材として多数実績がある。海外では、ドイツのベルリントンネルにおいて側壁部に幅1000mm×縦500mm×厚さ50mmのパネルを貼り付けた事例[1)]も報告されている。

しかしながら、この方法では、免震パネル間の目地部の止水性が期待できないため、通常の開削トンネルと同様に地盤と免震層との間に地下水等の止水を目的とした防水シート等の施工が必要になる。この場合の施工上の課題を以下に示す。

① 免震パネルが細粒状のゴムチップとチップ同士を接着させるバインダーを混合して成型したポーラスな製品であるため、その空隙に施工時の雨水等やトンネル躯体コンクリート打設時のモルタル等が充満した場合などには、設計値と異なる力学的特性値を呈する可能性がある。

② トンネル側部への免震パネルの取り付け作業におけるハンドリング性と自立性を確認する必要がある。

すなわちトンネル側壁部への免震パネルの取り付けは、ブロック塀と同様に底部から頂部に順次積み上げる要領で行うが、その際免震パネル自体を積み上げることも可能であるが、施工性を考えると施工時の自立性を確保することが望ましいこととなる。そこでここではトンネル躯体と土留め壁との間に作業空間がとれる場合には免震パネルを躯体コンクリートに接着することとし、作業空間がとれない場合には合板型枠内面に貼り付けた防水シートに接着することとする。トンネル側壁部免震パネルの施工フローを図-7

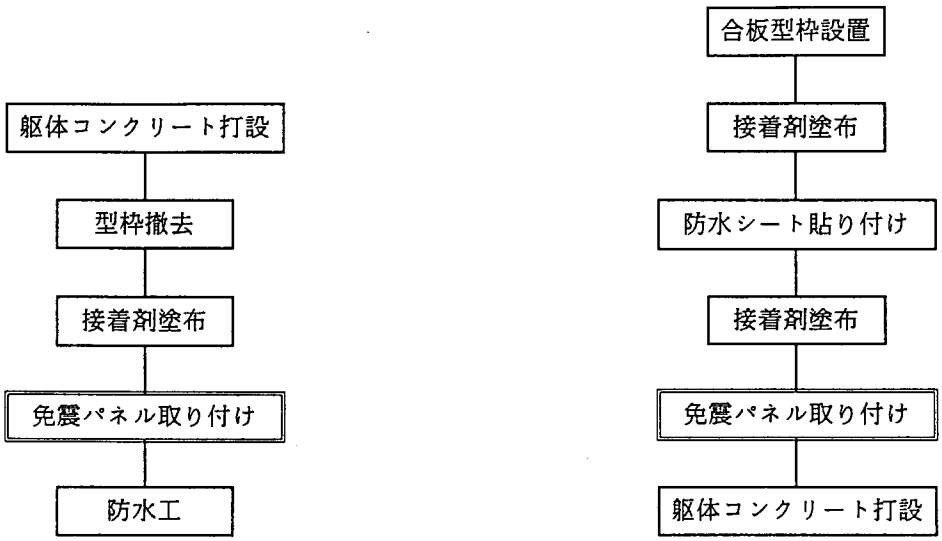
. 4. 1. 1に示す。本方法を採用する場合、免震パネルとコンクリートおよび防水シートとの接着性を確認しておくこととする。

本項では、これらの課題の解決を目的とし、防水性とハンドリング性を考慮した免震パネルを開発するとともに、開発した免震パネルを用いた施工試験を行い、コンクリートと防水シートに接着した免震パネルの自立性を検討し、固形ゴムを用いた免震開削トンネルが施工可能であることを確認する。本項での開発・検討項目は以下に示すとおりである。

① 防水性とハンドリング性を考慮した免震パネルの開発

② コンクリートに接着した免震パネルの自立性の確認

③ 防水シートに接着した免震パネルの自立性の確認



(a) 作業空間を確保できる場合　　(b) 作業空間を確保できない場合

図-7. 4. 1. 1 免震パネルを用いた免震開削トンネルの側壁部の施工フロー

(2) 免震パネルの形状寸法と防水処理

前述したように、固形ゴムを用いた工場生産品は、既にゴムブロック舗装材として多数実績があるため、既往の製造技術で免震パネルの工場生産は十分可能である。ただし、免震パネルには施工時の防水性とハンドリング性が要求されるため、以下に示す事項に留意して製品の形状寸法と防水処理方法を検討した。

① 運搬および接着作業が容易な形状・重量（40kg以下）であること。

② 接着性を高めるために表面は平滑であること。

③ 施工時の雨水やモルタル等に対する防水性を確保できること。

検討の結果、免震パネルの形状寸法は、その重量が概ね30kgになる幅1000㎜×縦500㎜×厚さ100㎜の直方体とした。また、表面の防水処理は、固形ゴムとの接着性を考慮して全面にウレタン樹脂コーティングによる防水被膜を設けることとした。ただし、通常のウレタン樹脂を使用したコーティングの場合には、樹脂が硬化する前に固形ゴムの空隙に浸み込み、免震パネル表面に防水被膜が形成されない恐れがあるため、チキソ性を有するウレタン樹脂を用いて平均厚さ 1. 5㎜の被膜を設けることとした。表-7. 4. 1. 1およ

び図-7.4.1.2に免震パネルの仕様と製品概要図を示す。

表-7.4.1.1　免震パネルの仕様

形状寸法	幅1000mm×縦500mm×厚さ100mm
防水被膜	ウレタン樹脂コーティング(t=1.5mm)
重　　量	約30kg

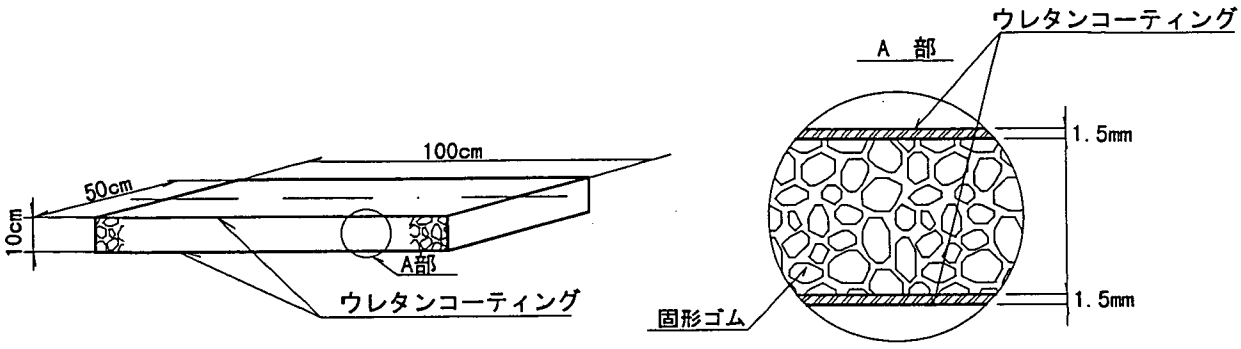


図-7.4.1.2　免震パネルの製品概要

(3)　製造上の留意点

免震パネルの工場生産時の製造工程フローを、図-7.4.1.3に示す。

原材料の受け入れ工程では、ゴムチップ、バインダーおよび防水処理用のウレタン樹脂の受け入れ検査を行うとともに、ゴムチップの粒度分布と硬さに対して粒度試験や圧縮試験による品質検査も実施する。配合工程ではゴムチップとバインダーの配合重量を計量し、混合工程でこれらを所定の時間攪拌する。成型工程では、箱形の金型に1パネル分の混合材料を投入し、均一な厚さになるように敷き均した後、高さ10cmになるようにプレスする。加熱養生工程では、このプレス状態を保持したまま所定の温度で所要時間加熱することにより、ゴムチップ同士を接着するバインダーが硬化し、パネル状の固形ゴムが形成される。硬化後に固形ゴムを金型から取り出し（脱型）、その表面全面にウレタン樹脂を吹き付け、表面コーティングすることにより免震パネルが完成する。

表-7.4.1.2にそれぞれの製造工程における品質検査項目を示す。

(4)　施工試験

1)　試験方法

ここでは、図-7.4.1.4に示す試験装置を用いてコンクリートおよび防水シートに接着した免震パネルの自立性を確認した。

試験方法を以下に示す。

a)　コンクリートに接着した免震パネルの自立性試験

①　コンクリート表面にコンクリートプライマーを刷毛を使って塗布し、約30分間乾燥させる。

②　コンクリートと免震パネル双方に接着剤をローラー刷毛で塗布し、約10分間放置する。

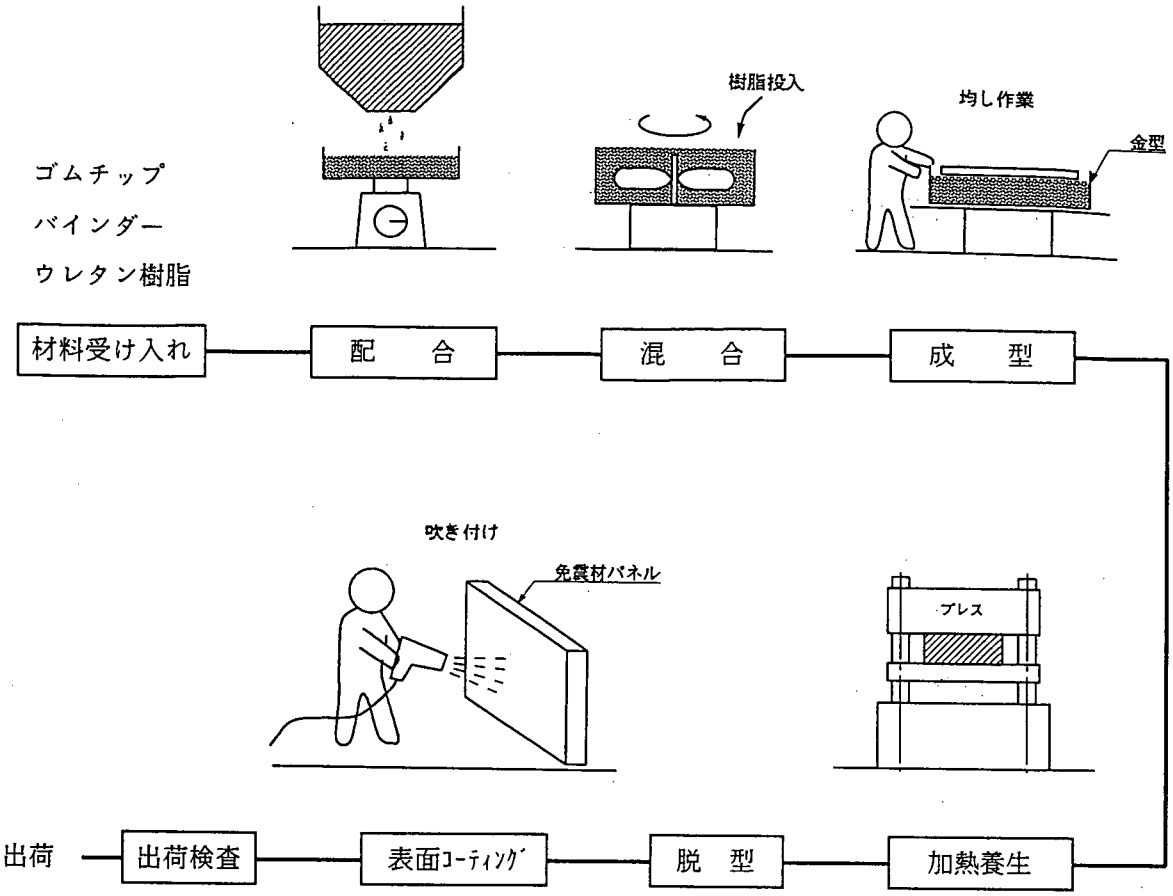
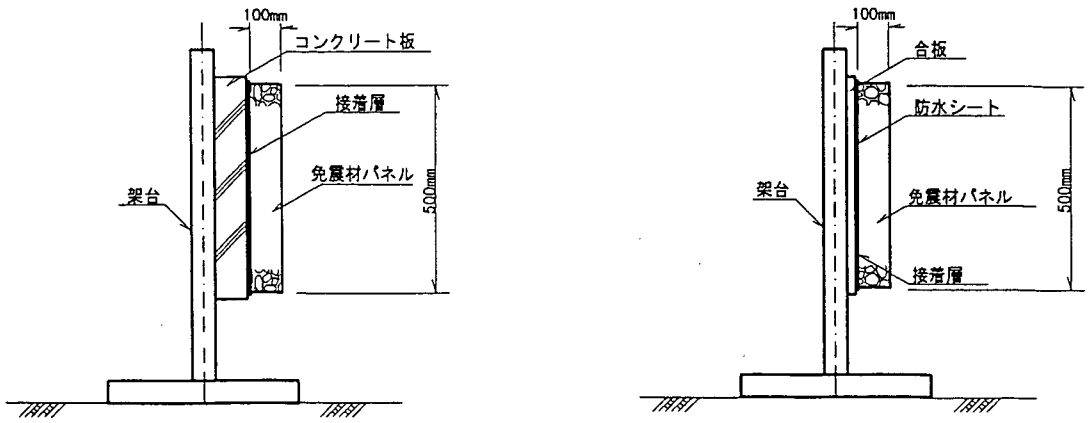


図-7.4.1.3　製造工程フロー

表-7.4.1.2　製造における品質検査

工　程	留意項目	留意点	検査・測定方法
原材料の受け入れ	受け入れ検査	メーカーデータ	確認
	ゴムチップの特性	粒度分布	粒度試験
		硬さ	圧縮試験
配　合	配合重量	重量	計量器
混　合	撹拌時間	時間	タイマー
成　型	敷き均し厚さ	高さ	金型標線
加熱養生	温度条件	金型温度	温度計
	養生時間	時間	タイマー
脱　型	硬化状態	外観	目視
ｺｰﾃｨﾝｸﾞ	塗布量	缶重量	計量器
出荷検査	出来形	厚さ	ゲージ
	変形特性	圧縮弾性係数	圧縮試験
	外観	ｺｰﾃｨﾝｸﾞ不良	目視



(a) ｺﾝｸﾘｰﾄに接着した免震パネル　　(b) 防水ｼｰﾄに接着した免震パネル

図-7.4.1.4 免震パネルの自立性に関する施工試験

③ 免震パネルをコンクリートに貼り付ける。

④ 免震パネルの剥落の有無を24時間後と１週間後に調べる。

⑤ 免震パネルが剥落しなければ、自立性があると判定する。

b) 防水シートに接着した免震パネルの自立性試験

① 合板型枠に接着剤をローラー刷毛で塗布し、約10分間放置する。

② 防水シートを貼り付ける。

③ 24時間後、防水シートと免震パネル双方に接着剤をローラー刷毛で塗布し、約10分間放置する。

④ 免震パネルを防水シートに貼り付ける。

⑤ 免震パネルの剥落の有無を24時間後と１週間後に調べる。

⑥ 免震パネルが剥落しなければ、自立性があると判定する。

写真-7.4.1.1に施工試験状況を示す。

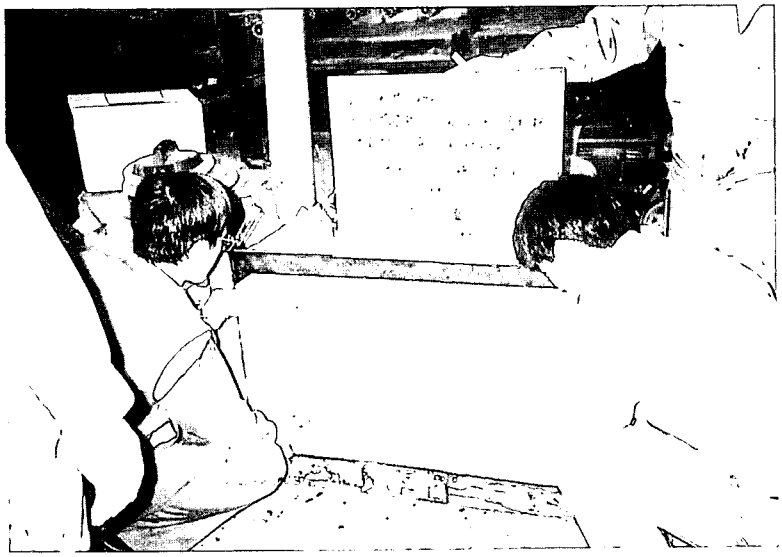


写真-7.4.1.1 免震パネルの自立性に関する施工試験状況

2) 試験材料

本試験に用いた接着剤、コンクリートプライマーの条件を表-7.4.1.3に示す。なお、免震パネルの仕様は表-7.4.1.1と同一であり、防水シートとしては厚さ1.5㎜の合成ゴム系（ＥＰＴ）市販品を用いた。

表-7.4.1.3 接着剤およびコンクリートプライマー

材　料	材　質	使　用　量
接　着　剤	ゴム系	免震パネルとの接着面：約0.5kg/m² 合板と防水シートの接着面：約0.3kg/m²
ｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾟﾗｲﾏｰ	ウレタン系	約0.1kg/m²

3) 試験結果

免震パネルの自立性に関する試験結果を表-7.4.1.4に、また、１週間後の供試体の状況を写真-7.4.1.2に示す。試験結果より、コンクリートに接着した免震パネルと合板型枠に貼り付けた防水シートに接着した免震パネルは、両者とも24時間後および１週間後においても剥落しないことが確認され、施工時に十分な自立性を有するものと判断した。また、施工試験における免震パネルの取り付け作業では、ハンドリング性に問題はなかった。

これらの結果から、免震開削トンネルに用いる免震層は、今回開発した仕様の免震パネルにより十分施工可能であることが証明された。

表-7.4.1.4 免震パネルの自立性に関する施工試験結果

試験ケース	免震パネルの剥落の有無		自立性の判定結果
	24時間後	１週間後	
ｺﾝｸﾘｰﾄに接着した免震パネル	無	無	自立性あり
防水ｼｰﾄに接着した免震パネル	無	無	自立性あり

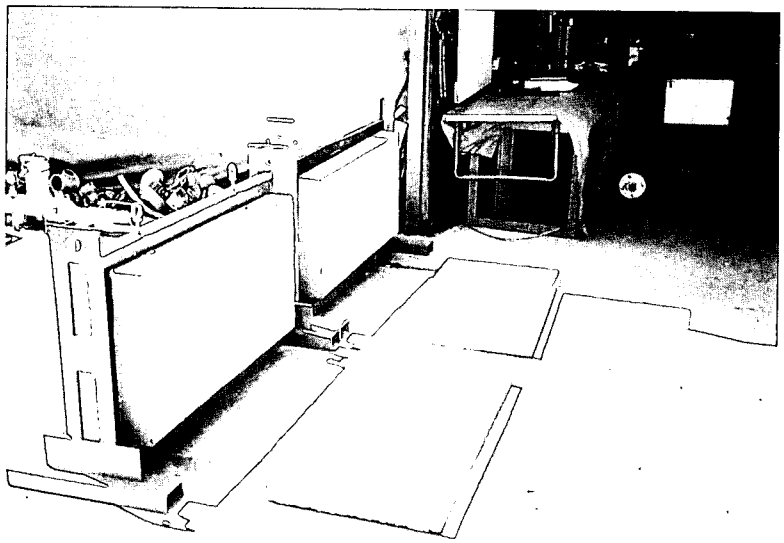


写真-7.4.1.2 免震パネルの自立性に関する試験結果（１週間後の状況）

(5) まとめ

本項では、廃タイヤを有効利用した固形ゴム系免震パネルを開発の対象とし、開発した免震パネルを用いた施工試験により、コンクリートと防水シートに接着した免震パネルの自立性、取り付け作業時のハンドリング性を検討することにより、固形ゴムを用いた免震開削トンネルが十分施工可能であることを証明した。得られた研究成果を以下に示す。

① 免震パネルの形状寸法は、その重量が概ね30kgになる幅1000mm×縦500mm×厚さ100mmの直方体とすることにより、運搬時や取り付け作業時のハンドリング性には問題ない。

② 免震パネルの表面全面には、チキソ性を有するウレタン樹脂をコーティングすることにより、力学的特性に変化をもたらすことなく、施工時の防水性を付与することが可能である。

③ 表面をウレタン樹脂でコーティングした免震パネルは、被着体がコンクリートでも防水シートであっても確実に接着するため、トンネル側壁部の施工時における免震パネルの自立性には問題ない。

参考文献

1) カタログ名：Berlin 1996 Tunnel Wall Insulation, BERLEBURGER SCHAUMSTOFFWERK GMBH 57301 Bad Berleburg, TEL:02751/803-0 Germany FAX:02751/80327 Germany

<研究担当> 住友ゴム工業(株)、(株)鴻池組、前田建設工業(株)、佐藤工業(株)、
(株)オリエンタルコンサルタンツ

7.4.2　施工上の留意事項

前述したように、固形ゴムを用いた免震層の施工方法としては、工場で製作された免震パネルを現場に搬入し、それを免震層を施工すべき場所に接着剤を用いて取り付ける施工方法を考えている。この方法による固形ゴムの免震層は液状ゴムと異なり免震パネル自体には防水性があるものの、目地部での止水性が確保できないことから、開削トンネルの躯体に防水性を要求される場合には、別途防水工を考慮する必要があることが特徴である。ここでは、免震材に固形ゴムを採用し、このような方法で施工する場合の計画時における留意事項を施工順序にしたがって検討する。

(1)　準備工

本施工方法では、工場でゴムチップとバインダーを混合撹拌して転圧した免震パネルをパレット等に積み込んだ状態で現場に搬入し、躯体の外側に取り付けることになる。したがって、施工箇所ではこの免震パネルのストックヤードを用意する程度の配慮で十分である。ストックに関わる留意事項としては、所定段数以上重ねてパネルをストックしないこと、直射日光の下に長期間放置しておかないこと、可燃性があるため火気の近くにストックしないこと、などが挙げられる。

免震パネルの品質については、工場出荷段階で検査を受けて現場に搬入されることになるため、現場での品質管理項目は特に必要としない。

(2)　山留壁工

山留壁の施工には、免震層を設置することに起因する特別の配慮は必要ない。しかし、側壁部の免震層の施工を躯体構築後に行う場合には、免震層外面と山留壁内面の間に作業空間（一般的には 700㎜程度）が必要となる。施工上の制約からこのスペースが確保できない場合は、躯体構築に先立ち免震層を設置する施工手順となる。

また、後述するように、側壁部においては、山留支保工の存在が免震パネルの設置の支障とならないような配慮が必要であり、そのために躯体及び免震層の施工時に支障となる支保工を一括して撤去するために剛性の高い山留壁を施工することも考えられる。

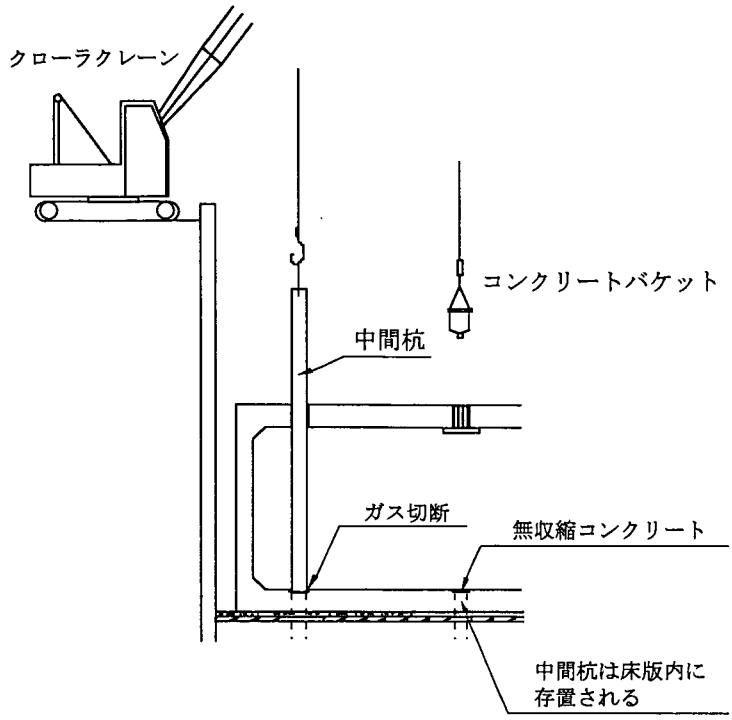
(3)　掘削工

掘削工では免震層の部材厚、保護モルタル厚を考慮して、掘削深さ（床付け位置）を算出する。

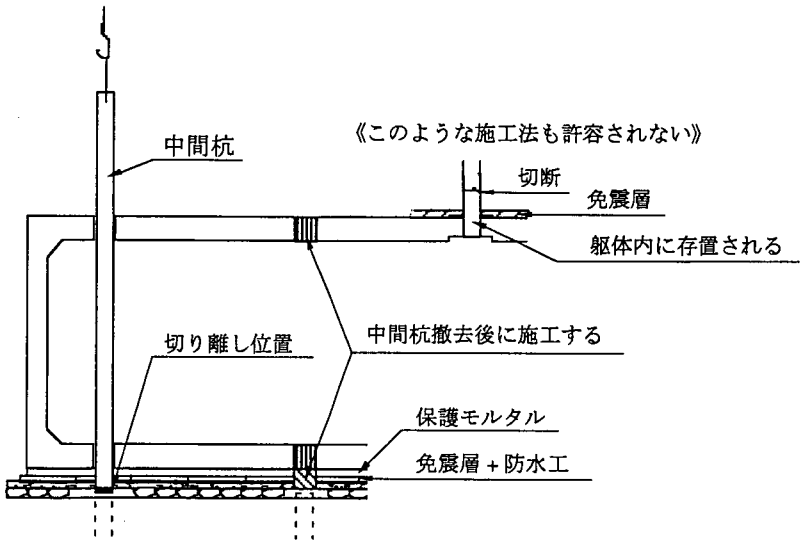
(4)　中間杭工および切梁支保工

開削トンネルに免震工法を採用した場合の仮設工で最も配慮すべき工種として、中間杭工および山留支保工が挙げられる。

一般に中間杭は、切梁の固定点や路面覆工桁の支持杭としての機能を有する。したがって、中間杭の撤去は山留支保工の撤去および覆工支持杭の盛替えの後に行う必要がある。通常の場合の躯体構築は箱抜きを施したうえで中間杭を巻き込んで行い、その撤去が可能となった後に躯体の面から50㎜ほど内側で切断、撤去し、箱抜き部をモルタル等で埋めるという施工手順となる。しかし、免震工法を採用した場合、この方法では中間杭が構造物や免震層の変位を拘束することとなり、免震効果が十分ではなくなることが懸念される。そこで、免震工法を採用する場合には、中間杭を躯体床版や免震層内に存置させない施工方法を採用する必要がある。中間杭の撤去方法を、図-7.4.2.1に示す。中間杭周りの基礎工、免震層設置工およ



(a) 非免震開削トンネルの場合



(b) 免震開削トンネルの場合

図-7.4.2.1　中間杭の撤去方法

び軀体工は、中間杭撤去工の後施工となり、本箇所では免震のパネルの敷設は困難であり、現場打ち工法の採用が必要となる。

また、山留支保工に関しては、免震パネルの設置に支障とならないよう撤去していく必要がある。対応方法としては、施工段階に応じた山留支保工の盛替えや、前述したような山留支保工の一括撤去などが考えられる。

(5) 基礎（栗石）工

基礎（栗石）工の施工に関しては、免震層の設置に起因する特別な配慮は必要としない。ただし、中間杭がある場合には、中間杭の撤去時に支持地盤が乱されることとなるので、十分転圧したあとに基礎工を施工する配慮は必要である。

(6) 基礎（杭）工

免震開削トンネルの基礎工として杭を用いる場合、通常の杭基礎構造物のように杭を床版に埋め込んで施工すると、上述した中間杭と同様に杭の存在が免震層の機能を阻害することになる。このような場合には、プレキャストコンクリート製のカルバート施工時と同様に基礎（均し）コンクリート工に替わる図-7.4.2.2に示すようなコンクリートマット工を施工する必要がある。

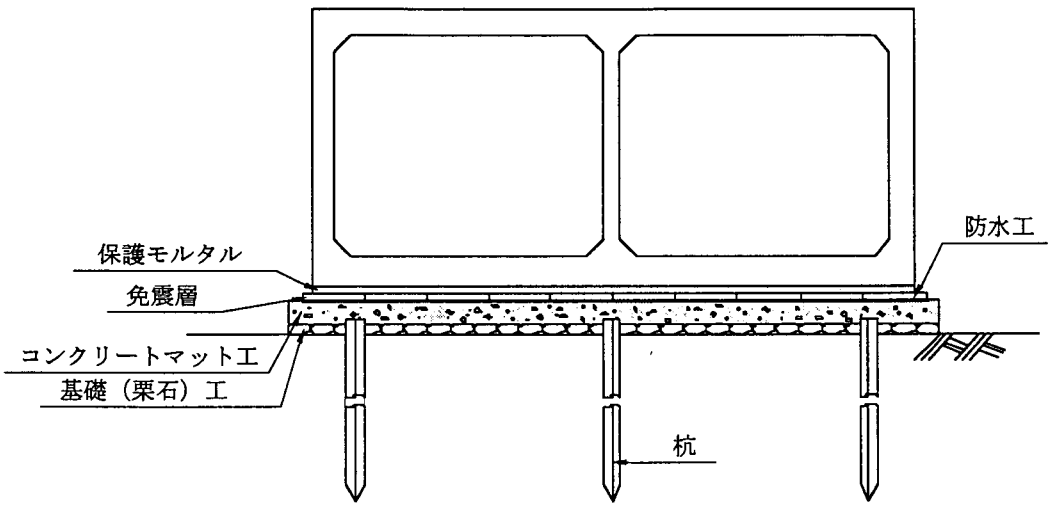


図-7.4.2.2 免震トンネルに杭基礎工法を採用した場合の施工方法

(7) 基礎（均し）コンクリート工

基礎コンクリート工の施工に関しては、免震層の設置に起因する特別な配慮は必要ない。ただし、中間杭がある場合には中間杭の撤去に支障を与えないような基礎コンクリート工の施工法が必要となる。

(8) 躯体床版下の免震層の施工

固形ゴムを免震材として採用する場合には、工場で製作された免震パネルを躯体床版下に敷き詰めることとなる。免震パネルには防水処理が施されているが、免震パネルは敷き並べるだけなので目地部では止水（防水）性は期待できない。したがって躯体防水工が必要な場合には免震パネルを敷設する前に防水シート等による防水工を施工することとする。また、中間杭がある場合には、中間杭の撤去時に既設の免震層が損傷を受けないように中間杭から一定の範囲は基礎コンクリート工、防水工、免震層等の施工を後施工とする。さらに床版に勾配がある場合には、免震層のせん断変形によって躯体が変位する可能性があるため、躯体の施工順序、目地部の構造詳細等について十分検討しておく必要がある。

床版下の免震層の施工範囲は、側壁部の免震層の施工性を考慮すると、図-7.4.2.3に示すように側壁免震層の設置範囲までとすることが望ましい。

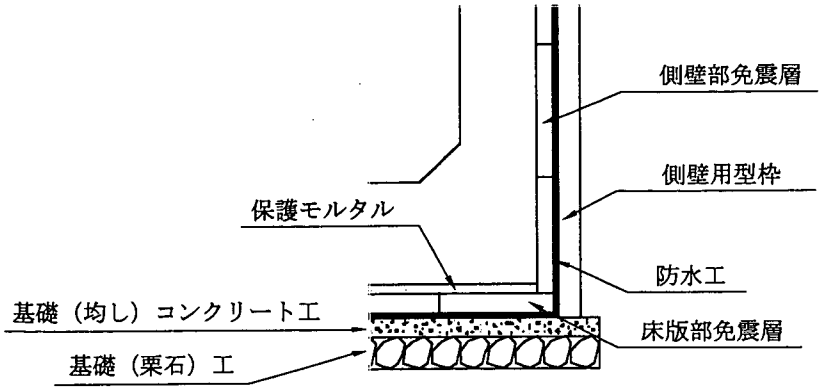


図-7.4.2.3　床版免震層の施工範囲

また、施工箇所に水があると、防水シートの施工に支障をきたすことになるので、水がある時にはディープウエル等で地下水を排除しておく必要がある。

免震層設置後の問題として、ゴムの免震層は柔らかく可燃性であるため、鉄筋組立時のスペーサーの免震層への貫入、圧接や切断等で火気を使用した場合には免震パネルのコーティング材、免震層の燃焼が挙げられる。そこでこれらを防止するために、床版下の免震層は保護モルタルで養生することとする。この保護モルタルの施工厚さは50㎜程度で良いと考えられる。側壁部の免震層は、床版部の免震層に連続させて施工することとする。

(9)　鉄筋工

免震層の設置に起因する鉄筋工に対する配慮としては、保護モルタルが損傷することのないように配慮して、スペーサー種類の選択、配置を計画することが必要となる。同様に、一カ所に過度の鉄筋を仮置きすることも避けるべきである。

側壁部で施工スペースの制約から免震層が躯体構築に先行して施工されている場合には、鉄筋組立時の鉄筋の接触や切断時の火気によって免震層を損傷させないような配慮が必要となる。

(10)　型枠・支保工

免震層を躯体構築後に施工する場合には、型枠・支保工に関しては、特別配慮することはない。側壁部で免震層が先行施工されている場合に、免震層やその外側にある防水工を貫通させた型枠のセパレーターを設置すると、免震層の機能や止水性に悪影響を与えることになるので、セパレーターを用いない型枠の設置方法を検討し、採用する必要がある。

(11)　躯体側壁部の免震層の施工

躯体側壁部の免震層の施工方法は、前述したように側壁部の免震層の施工空間を躯体構築後に確保できるか否かで躯体コンクリートの施工前と施工後に分けられる。躯体コンクリートの施工前に免震層を施工する場合は、免震層の部材厚さを考慮した位置に躯体コンクリートの型枠を設置し、この型枠に防水シートを施工し、これが型枠に十分付着していることを確認したあと防水シートと免震パネルをゴム系の接着剤で接着させる。パネル取り付け順序として、下から上に積み重ねていく施工順序では、取り付けたパネルが型枠から剥離する可能性もあるので、横に並べて取り付ける施工順序が望ましい。一方、側壁の施工

後に取り付ける場合は、ゴム系の接着剤を用いて免震パネルを側壁脱型後のコンクリート面に同様な施工順序で接着させ、その後に防水シート等の防水工を施工することとなる。いずれの場合も、ゴム系の接着材を使用するときは被着面を十分乾燥させておく必要がある。

⑿ コンクリート工

コンクリート工については、免震層の設置に起因する特別な配慮は必要としない。ただし、側壁の免震層を先行施工している場合には、側壁コンクリート打設時に鉄筋の外側にバイブレーターを挿入すると、免震層を痛めることになるので、配慮が必要である。

⒀ 上床版上側の免震層の施工

上床版上側の免震層の施工要領は、下床版下側と同様に免震パネルを敷き込むことによって免震層を施工することとなる。躯体防水工が必要な場合には、免震層の上側に躯体の防水工を施工する。防水工の上側には、埋め戻し時の土砂の投入や埋設管復旧時の防護工の設置などを考慮して、図-7.4.2.4に示すように保護モルタルを施工する。

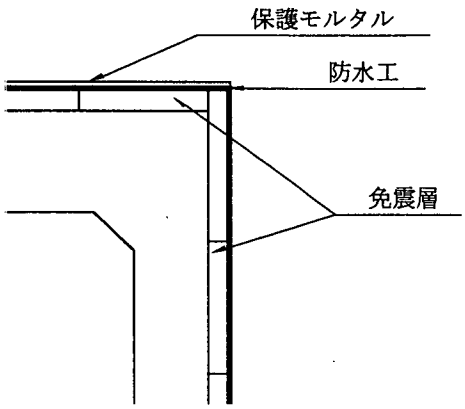


図-7.4.2.4　上床版上側の免震層の施工要領

⒁ 防水工

前述したように、免震パネルを採用した場合には、パネルの目地部で止水性が期待できないことから、躯体防水工が必要な場合には防水シート等による防水工を考慮する必要がある。特に中間杭のまわり等、後施工となるところは、打継ぎ位置が止水上の弱点とならないように配慮する。

⒂ 山留支保工撤去工

前述したように、免震開削トンネルにおいては、免震パネルの設置時に山留支保工が支障とならないような配慮が必要である。対応策としては、施工上支障となる山留支保工を一括して撤去することが施工効率面では最も優れている。しかし、このような方法が困難な場合には施工段階に応じて、山留支保工を盛替えていく必要がある。

盛替えの際に設置する梁は、免震層内に存置することを回避するため、躯体と免震層の施工順序に関わらず免震層を設置した後に設置する必要があり、盛替えた場合の切梁反力は、防水工や免震層を通じて躯体に伝達されることとなる。この反力が止水性や免震層の機能に与える影響については十分検討しておく

必要がある。また、山留壁を残置する場合、盛替梁が堅固なままであれば、地震時において山留壁にかかる応力が盛替梁を通じて免震層に局所的に伝達されることとなり、免震の機能面での障害となることが懸念される。したがって、盛替梁は撤去するか、または、腐食性のある木材を用いて長期的には撤去したこととなるような配慮が必要である。なお、山留壁を撤去する場合には、その撤去には配慮が必要であるものの、このような盛替梁残置の影響は小さいものと考えられる。

⑯ 裏込め工および埋戻工

裏込め工を左右不均等に施工すると、免震層のせん断変形により軀体が横断方向に移動する可能性がある。そこで、裏込め工には免震層のせん断変形が生じないような計画および施工が必要となる。また、裏込め工の施工は、既施工の免震層を痛めないよう配慮しながら行う必要がある。重機等の使用によって、免震層が損傷を受ける可能性が高い場合には、免震層の養生を別途検討する必要がある。

さらに埋戻しに伴い、管路復旧の受け防護工を上床版の上に設置する場合などでは、免震層の保護モルタルが損傷を受けないような構造とする必要がある。

⑰ 山留壁撤去工

盛替梁と山留壁が固定されていると、山留壁を撤去する際に免震層を損傷する恐れがある。そこで、山留壁の撤去方法を考慮した盛替梁の施工方法を検討しておく必要がある。

⑱ その他

免震層を設けた場合、構造物上の地表面の自動車や列車などの活荷重による地盤変位量が許容値以内に収まっていることを確認しておく必要がある。また、軀体の直上部に埋設管がある場合には、免震層の存在が管に悪影響を及ぼさないことを確認しておく必要がある。交通量が多く免震層の弾性変形の影響が舗装の品質劣化に結びつくことが懸念される場合には、路床を固めてその上にアスファルト舗装を施工するという方法も考えられる。

＜研究担当＞　前田建設工業株式会社

7．5 地表面上載荷重に対する免震開削トンネルの安定性に関する検討

(1) 検討概要

開削トンネルを柔らかい免震材で包み込むことによって地震時増分断面力の低減を図る場合、常時の状態では免震材がトンネルの安定性に悪影響を及ぼす可能性も考えられる。このことから、昨年度は免震材の材料特性と配置箇所をパラメータとした静的ＦＥＭ解析により、免震材が土水圧荷重により生じる横断方向断面力に及ぼす影響について検討した。その結果、土水圧荷重により発生する常時の最大断面力は免震化によって減少する傾向を示し、既往の設計法を用いて免震材のない条件で断面設計を行えば十分であることが判明した[1)]。

今年度は、昨年度と同様な解析を行うことにより、免震材が地表面上載荷重による沈下量や傾斜角に及ぼす影響について検討した。

(2) 検討条件

1) 地　盤

地盤は、昨年度と同じ層厚30mの均一な表層地盤で、地盤剛性の違いによる影響を把握するため、表-7.5.1に示す軟質地盤と硬質地盤の２種類を考慮した。

地盤の弾性係数はＮ値より推定した変形係数で評価し、ポアソン比は平面ひずみ状態における（水平方向直応力）／（鉛直方向直応力）の比率が静止土圧係数K_0＝0.5と等しくなるように設定した。

表-7.5.1　表層地盤の入力定数

表層地盤種別	軟質地盤	硬質地盤
常時解析時の弾性係数　E(tf/m²)	210	1,400
〃　　ポアソン比　ν	0.333	0.333
地震時せん断弾性係数　Gg(tf/m²)	2,160	16,120

2) 構造物

検討の対象とした構造物も昨年度と同じ２連ボックスカルバートである。表-7.5.2に材料定数を示す。

表-7.5.2　検討対象構造物の入力定数

部材種別	側　壁	中壁(半分)	上床版	下床版
弾性係数 E(tf/m²)	2.6×10^{6}	←	←	←
断面積 A(m²/m)	0.55	0.15	0.65	0.70
断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ I (m⁴/m)	1.386×10^{-2}	1.125×10^{-3}	2.288×10^{-2}	2.858×10^{-2}

3) 免震材

免震材に関するパラメータのうち、本節の解析で固定したパラメータを表-7.5.3に示す。

表-7.5.3　固定した免震材のパラメータ

厚さ t (cm)	10.0
材料特性	等方均質性
配置	トンネル外周全面

(3) 解析モデルおよび解析ケース

1) 解析モデル

解析モデルは昨年度と同じトンネル設置深度5.0mのモデルを基本とし、トンネル上床版より上部の地盤節点の座標値を変更することにより、トンネル設置深度が3.0mと1.5mのモデルも作成した。トンネル設置深度5.0mの解析モデルの要素分割図および拘束条件を、図-7.5.1、表-7.5.4に示す。

2) 作用荷重

作用荷重は、B活荷重の後輪がトンネル中心軸上地表面の縦断方向に果てしなく横列載荷された場合を考え、次式により求めた上載荷重をトンネル中心軸上の地表面節点に集中荷重として与えた。

$$P = \frac{2 \times 8^{tf}}{2.75^{m}} \times (1 + 0) = 5.82(tf/m) \Rightarrow 6.0(tf/m) \qquad (7.5.1)$$

3) 解析ケース

解析は、地盤種別、トンネル設置深度、免震材のせん断弾性係数Gm とポアソン比νm をパラメータとし、表-7.5.5に示すケースについて実施した。ただし、免震材のせん断弾性係数は、表-7.5.1に示す地盤の地震時せん断弾性係数Gg に対する比率で設定した。

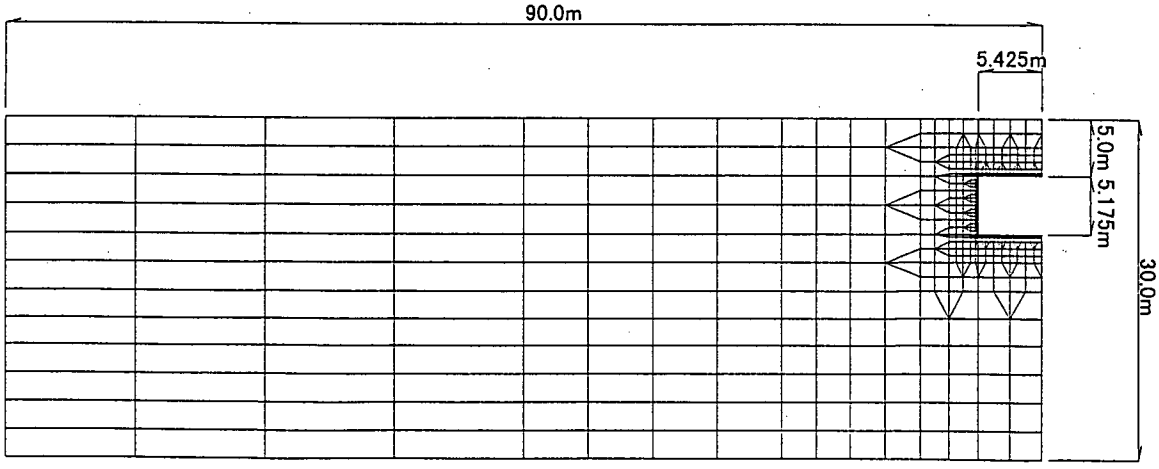


図-7.5.1 要素分割図

表-7.5.4 拘束条件

	水平方向	鉛直方向	回 転
底 面	×	×	×
左側面	×	○	×
右側面(対称面)	×	○	×

注) ×：固定 ○：自由

表-7.5.5　解析ケース

解析	地盤種別		トンネル設置深度			せん断弾性係数比Gm/Gg				ポアソン比νm		
ケース	軟質	硬質	5.0m	3.0m	1.5m	0.001	0.01	0.1	1.0	0.1	0.3	0.49
軟- 1	○		○				○			○		
軟- 2	○		○				○				○	
軟- 3	○		○				○					○
軟- 4	○		○			○					○	
軟- 5	○		○				○				○	
軟- 6	○		○					○			○	
軟- 7	○			○			○				○	
軟- 8	○			○			○					○
軟- 9	○				○		○				○	
軟-10	○				○		○					○
軟-11	○		○						○			
軟-12	○			○					○			
軟-13	○				○				○			
硬- 1		○	○				○			○		
硬- 2		○	○				○				○	
硬- 3		○	○				○					○
硬- 4		○	○			○					○	
硬- 5		○	○				○				○	
硬- 6		○	○					○			○	
硬- 7		○		○			○				○	
硬- 8		○		○			○					○
硬- 9		○			○		○				○	
硬-10		○			○		○					○
硬-11		○	○						○			
硬-12		○		○					○			
硬-13		○			○				○			

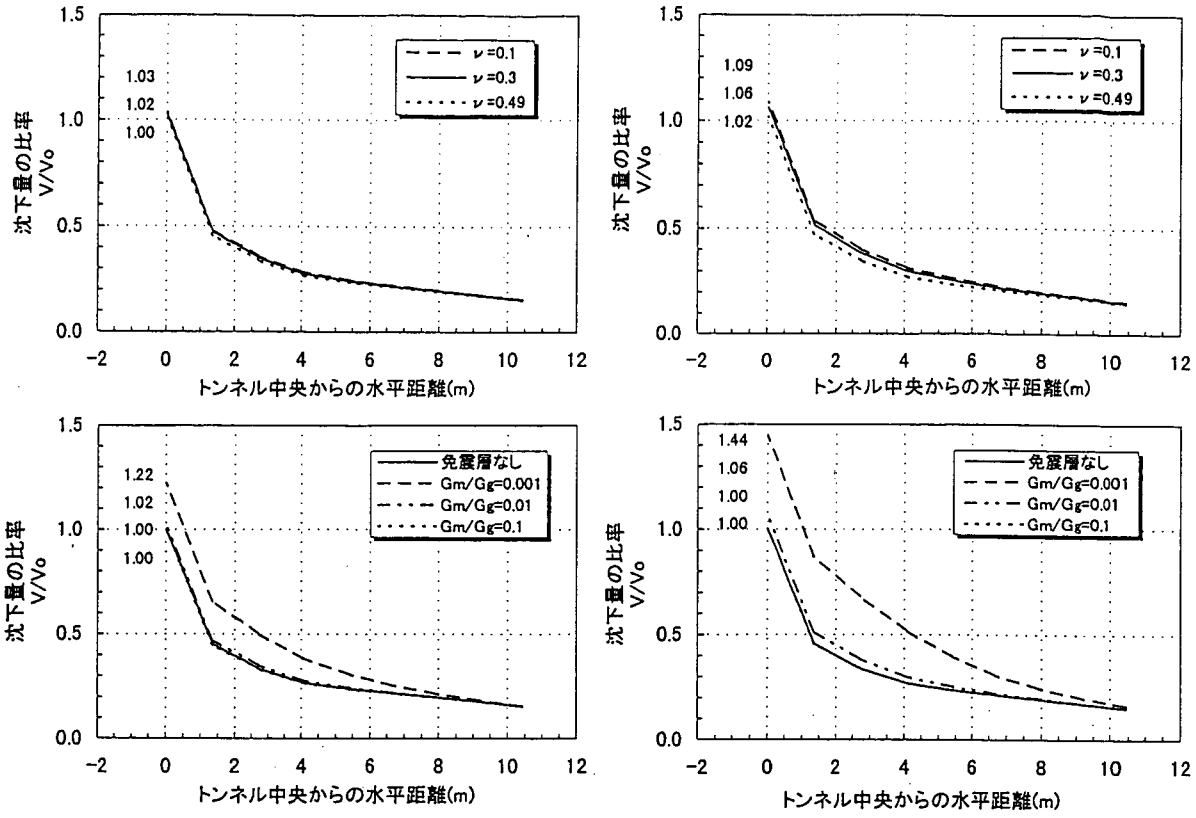
軟-11～13，硬-11～13は免震材がない場合に相当するため，免震材のポアソン比は地盤と同一とした．

(4) 解析結果と考察

トンネル設置深度が5.0mの場合の解析結果より、図-7.5.2と図-7.5.3に免震材のせん断弾性係数比とポアソン比が地表面上載荷重による地表面沈下量や傾斜角に及ぼす影響を示す。図-7.5.2は非免震の場合の地表面最大沈下量で基準化した地表面沈下の分布を、図-7.5.3は非免震の場合に対する地表面の最大沈下量と傾斜角の比率をそれぞれ表す。また、トンネル設置深度をパラメータとした解析結果より、図-7.5.4にトンネル設置深度と免震材のポアソン比が地表面上載荷重による地表面沈下量や傾斜角に及ぼす影響を示す。図-7.5.4は、図-7.5.3と同様に非免震の場合に対する地表面の最大沈下量と傾斜角の比率を表す。

まず、図-7.5.2と図-7.5.3に示したトンネル設置深度が5.0mの結果より、地表面上載荷重による地表面沈下量と傾斜角に及ぼす免震材のせん断弾性係数比、ポアソン比の影響について考察する。

図-7.5.2に示す地表面沈下の分布をみると、地表面沈下は上載荷重を与えたトンネル中心軸上の節点において最大となり、トンネル中心からの水平距離が増大するに連れて指数関数的に減少する。トンネル中心から10m程度以上離れると、各ケースの差は殆どなくなることから、上載荷重作用位置から10m以上離



(a) 軟 質 地 盤　　(b) 硬 質 地 盤

図-7.5.2　上載荷重による地表面沈下分布（トンネル設置深度5.0mの場合）

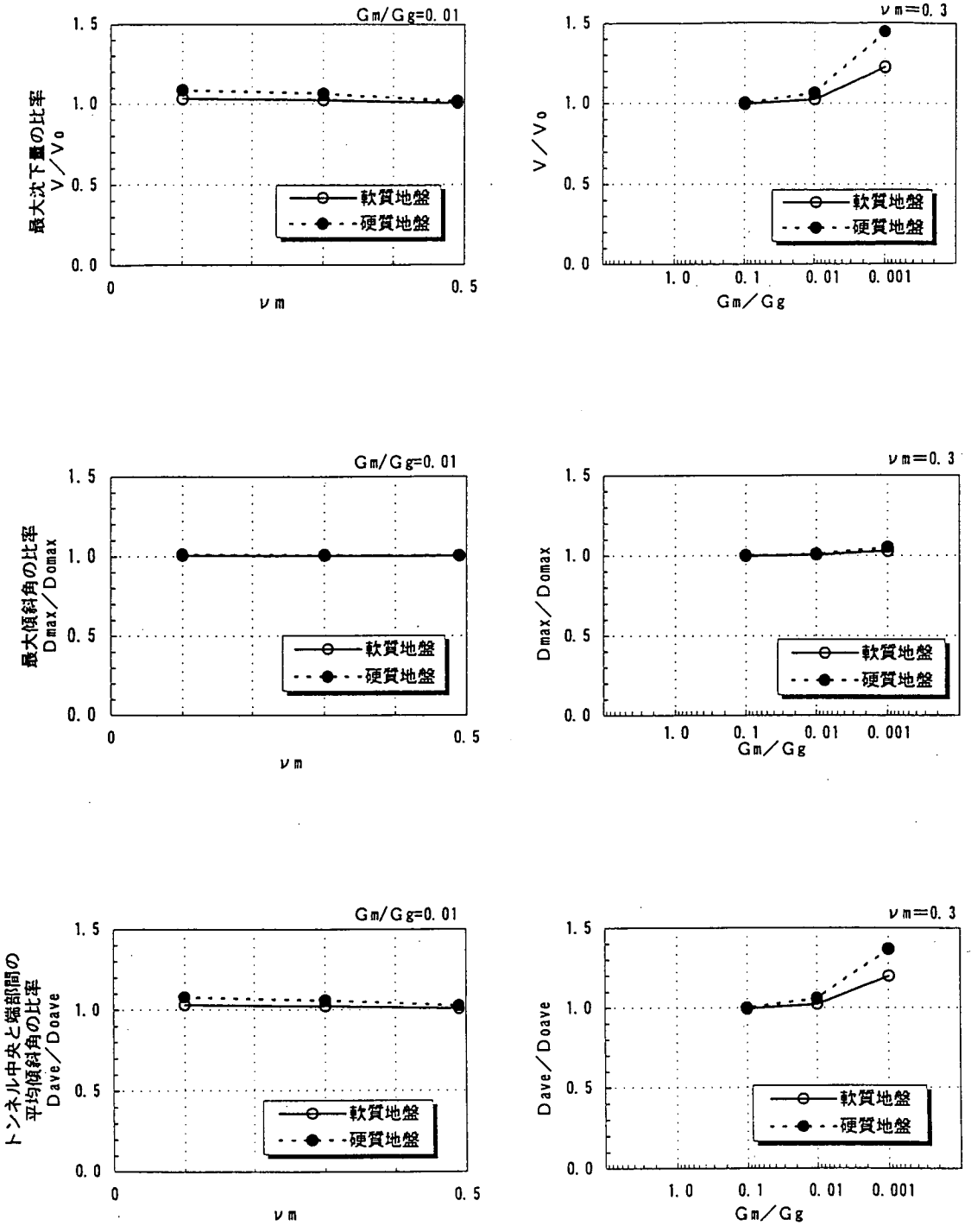
れた地点では免震材の設置による影響は無視できるものと考えられる。

上載荷重を与えたトンネル中心軸上の節点に生じる地表面の最大沈下量は、図-7.5.3に示すように免震材のせん断弾性係数比が0.01以上の場合には非免震の場合とほぼ等しいが、 0.001の場合には非免震の場合よりも3～5割程度増大している。これに対し、地表面上載荷重による最大傾斜角は免震材のせん断弾性係数比に拘わらず非免震の場合とほぼ等しい。また、トンネル中央部とトンネル端部間の平均傾斜角は、免震材のせん断弾性係数比が0.01以上の場合には非免震の場合とほぼ等しいが、 0.001の場合には非免震の場合よりも2～4割程度増大する結果が得られている。

これらの結果より、トンネル設置深度5.0mの今回の条件では、地表面上載荷重による沈下量や傾斜角は免震材のせん断弾性係数比が0.01以上であれば、免震化の影響によって増大することはなく、また、このとき免震材のポアソン比の違いによる影響は小さいことが分かる。

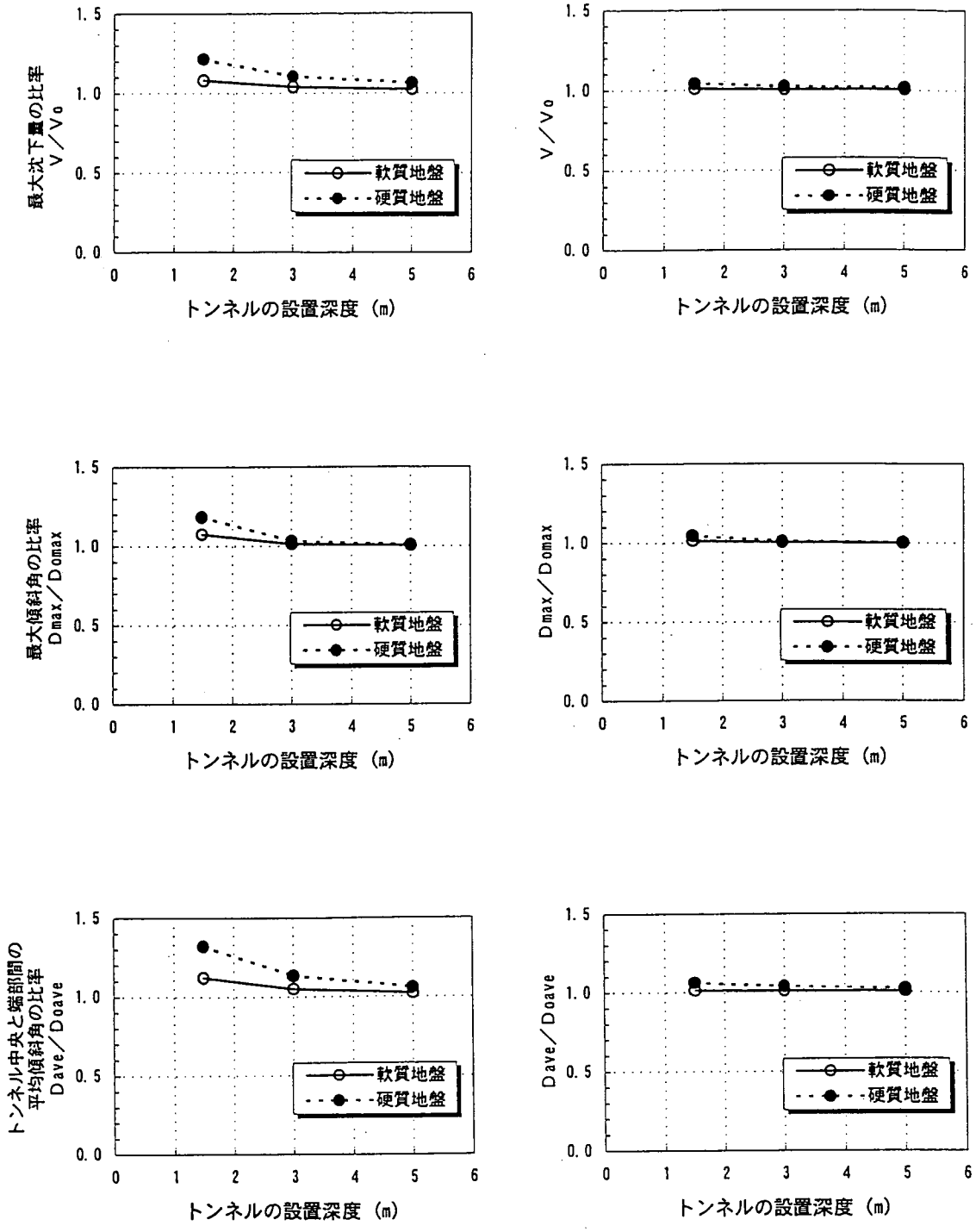
次ぎに、図-7.5.4に示したトンネル設置深度をパラメータとした結果より、地表面上載荷重による地表面沈下量と傾斜角に及ぼすトンネル設置深度、免震材のポアソン比の影響について考察する。

地表面の最大沈下量は、免震材のポアソン比が0.49の場合にはトンネル設置深度に拘わらず非免震の場合とほぼ等しいが、ポアソン比が0.30の場合には、設置深度が3.0m以上であれば非免震の場合と大差ないが、設置深度が1.5mでは非免震よりも2～3割程度増大している。同様に、地表面上載荷重による最大傾斜角と平均傾斜角も、ポアソン比が0.49の場合にはトンネル設置深度に拘わらず非免震の場合とほぼ等し



(a)免震材のポアソン比による影響　　(b)免震材のせん断弾性係数比による影響

図-7.5.3　免震材の材料定数が上載荷重による地表面沈下量・傾斜角に及ぼす影響



(a) νm=0.3のとき　　(b) νm=0.49のとき

図-7.5.4　トンネル設置深度と免震材のポアソン比が上載荷重による
地表面沈下量・傾斜角に及ぼす影響

いが、ポアソン比が0.30で設置深度が1.5mの場合には非免震よりも１～３割程度増大している。

これらの結果より、せん断弾性係数比0.01の免震材を用いた今回の条件では、地表面上載荷重による沈下量や傾斜角は、トンネル設置深度が3.0m以上であれば免震材のポアソン比に拘わらず非免震と同程度に収まり、設置深度が1.5mの場合でもポアソン比0.49の免震材を用いれば免震化により増大することがないことが分かる。

(5) まとめ

今回の条件で得られた地表面上載荷重に対する免震開削トンネルの安定性に関する知見をまとめると、以下の通りである。

① 地表面上載荷重による沈下量や傾斜角は、トンネル設置深度が3.0m以上の場合には、免震材のせん断弾性係数比が0.01以上であれば免震化によって増大することはない。このため、非免震の場合に必要な地表面上載荷重に対する沈下対策等を施工することで十分であり、免震化の採用に伴って沈下対策等を強化する必要はないと考えられる。

② トンネル設置深度が1.5m程度の場合には、トンネル上面にポアソン比0.49の免震材を配置することにより、地表面上載荷重による沈下量や傾斜角を非免震の場合と同程度に抑えることが可能である。トンネル設置深度が1.5mよりも更に浅い場合には、地震時のトンネル上載土の影響が小さくなると考えられるため、トンネル上面への免震層の必要性を含めて、地表面上載荷重による沈下量や傾斜角に及ぼす影響を検討する必要がある。影響が大きい場合には、免震層の上面にモルタル層を設けて上載荷重の分散を図るなどの対策が効果的と考えられる。

参考文献

1) 建設省土木研究所、(財)土木研究センター、他17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その１)，第154号，pp.200～207，1996.11.

＜研究担当＞　鴻池組

7．6 鉛直応答加速度の分析

(1) 検討概要

昨年度本研究では、第一次開発目標21.6tf/m² のせん断弾性係数を有する免震材をトンネル全周に配置した開削トンネルについて動的ＦＥＭ解析を実施しており、この解析ではトンネルの応答加速度の鉛直成分が非免震のトンネルの場合に比べて大きくなる結果が得られた[1]。同解析では免震層のポアソン比を0.3としているが、このようなトンネルの応答加速度を減少させる方法として、免震材のポアソン比を0.5に近づけることが有効であると考えられる。そこで、ここでは、免震材のポアソン比を0.48とした解析を行い、トンネルの鉛直応答加速度を考察するとともに、免震材のポアソン比の相違によるトンネル断面力への影響を検討する。

(2) 検討条件

1) 対象構造物

検討対象とする断面は、二連ボックスカルバートの横断面とする。諸言は昨年度の解析と同じである[1]。

2) 地盤条件[2),3)]

地盤の物性値を表-7.6.1に、地盤の動的変形特性を図-7.6.1に示す。ここで、各層の自然地盤の動的変形特性は安田・山口により平均粒径D50と平均有効拘束圧との関係に基づき算定したものであり、また、埋戻土については、原位置より採取した不攪乱試料を用いた中空ねじりせん断試験より求めたものを用いた。

表-7.6.1 地 盤 定 数[2)]

配　置	全周面配置	
材料特性	等方均質体	
厚さ t(cm)	10.0	
単位体積重量γm(tf/m³)	1.0	
ポアソン比 νm	0.3	0.48
せん断弾性係数 Gm(tf/m²)	21.6	
減衰定数 h (%)	3.0	

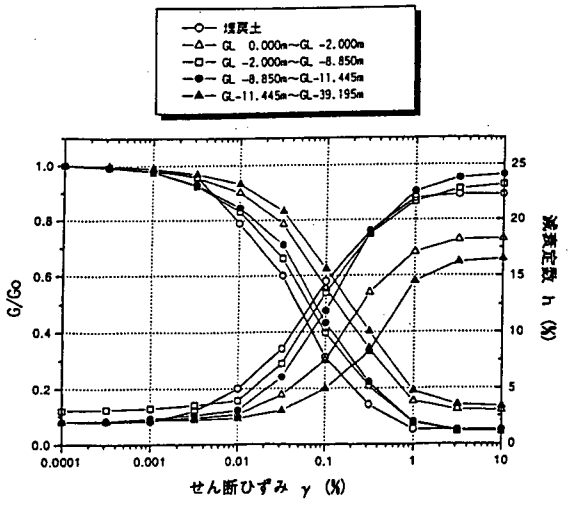


図-7.6.1 各層の動的変形特性[3)]

3) 免震材の諸元

免震材はせん断弾性係数Gm=21.6tf/m²を有する等方均質体を用いる。この値は昨年度研究における一次開発目標値のうち、軟質地盤に対する免震材のせん断弾性係数である[1]。免震材の諸元を表-7.6.2に示す。

表-7.6.2 免震材の諸元

	単位体積重量 γg(tf/m³)	せん断波速度 Vs (m/s)	動ポアソン比 νd
埋戻土	1.9	100～160	0.427～0.496
G.L.±0.000～ -2.000m	1.9	140	0.333
G.L. -2.000～ -6.270m	1.9	140	0.488
G.L. -6.270～ -8.850m	1.9	170	0.493
G.L. -8.850～-11.445m	1.9	190	0.494
G.L.-11.445～-17.195m	1.9	240	0.490
G.L.-17.195～-39.195m	2.0	330	0.487
G.L.-39.195m～	2.1	500	0.470

4) 入力地震動

ここでは、入力地震動として神戸大学（関西地震観測研究協議会）で観測された記録[4]を基線補正し、大開駅横断面方向に変換した成分を用いる[3]。この入力波の波動特性として水平動をＳ波、上下動をＰ波と見なし、この水平・鉛直地震動をモデル下方より同時に入力する。入力地震動を図-7.6.2に示す。

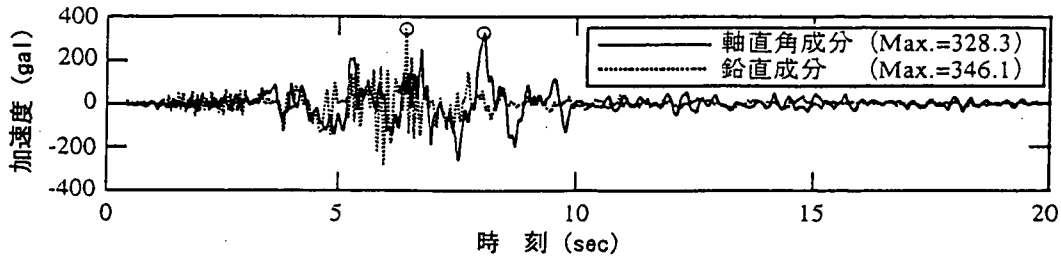


図-7.6.2 入力地震動[3]

(3) 解析モデルおよび解析ケース

1) 解析モデル

解析モデルは、幅 76.30m、深さ44.195mのフルモデルとする。地盤および免震材は平面ひずみ要素でモデル化し、構造物ははり要素でモデル化する。境界条件としては側方・下方とも粘性境界とする。

解析モデルを図-7.6.3に示す。

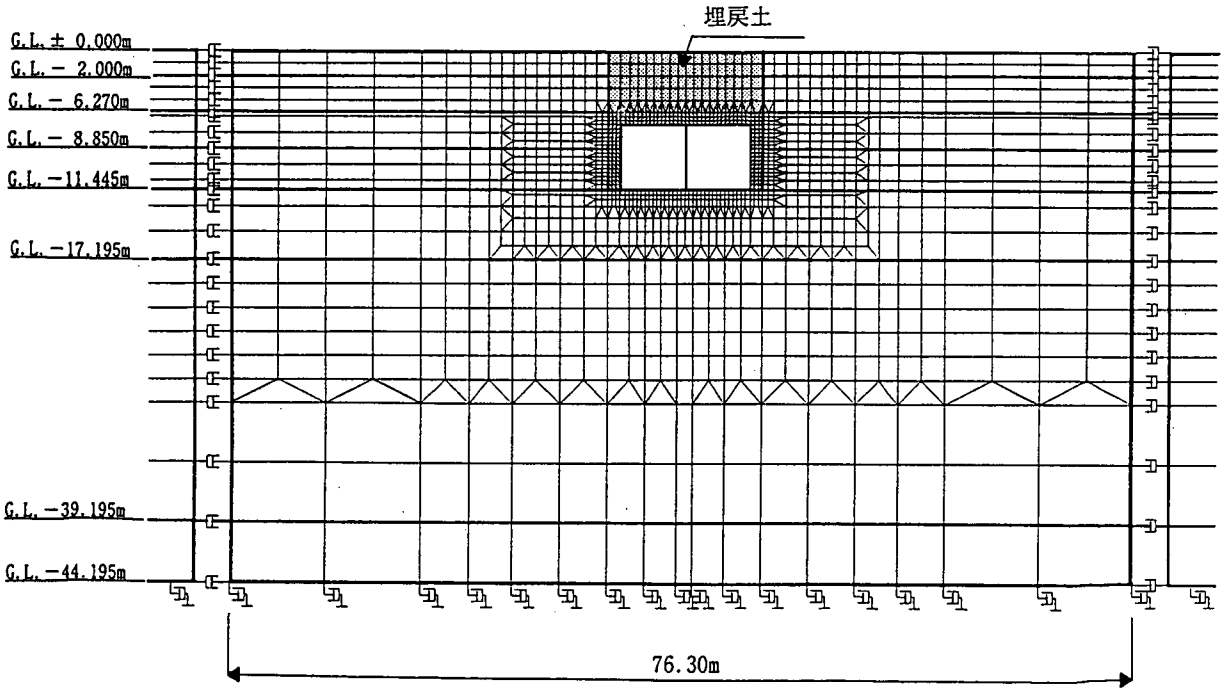


図-7.6.3 解析モデル

2) 解析ケース

解析ケースを表-7.6.3に示す。同表では昨年度に実施したケースについて併記している[1]。

表-7.6.3　解析ケース

検　討 ケース	免震材 の有無	ポアソン比		備　考
		0.3	0.48	
case-1	無	—	—	平成７年度実施分
case-2	有	○	—	
case-2	有	—	○	—

(4) 解析結果および考察

1)　応答加速度

ここでは、まず免震材の有無および免震層のポアソン比の相違がトンネルおよび上載土の応答加速度に及ぼす影響を把握するため、最大応答加速度の水平・鉛直成分を検討した。この結果を表-7.6.4、表-7.6.5に示す。なお、最大応答加速度の算出位置を図-7.6.4に示す。同表より、トンネルおよび上載土の最大応答加速度の水平成分は各解析ケースの差が小さく、免震層の有無および免震層のポアソン比が応答加速度の水平成分に及ぼす影響は見られないことがわかる。次に鉛直成分についてトンネル位置の最大応答加速度の鉛直成分を比較する。同位置ではポアソン比0.48での値がポアソン比0.3及び非免震での値に比べて小さくなっており、免震層のポアソン比を0.5に近づけることによりトンネルの応答加速度の鉛直成分の増加を抑制していると考えられる。一方、地表面及び上載土の最大応答加速度の鉛直成分について比較すると、ポアソン比0.3での値は非免震での値に比べて減少しているが、ポアソン比0.48での値が非免震に比べて逆に増加していることがわかる。すなわち、免震材のポアソン比を0.5に近づけることで、地表面及び上載土の応答加速度の鉛直成分が増加する傾向が見られる。

これら応答加速度の鉛直成分に関する傾向を周波数特性より考察するため、図-7.6.4におけるトンネル位置と地表面での応答加速度の鉛直成分および入力鉛直地震動のフーリエスペクトルを算出した。結果を図-7.6.5に示す。同図より、ポアソン比0.3でのフーリエ振幅はトンネル位置で入力地震動に比べて6Hz以上の周波数成分が卓越している。一方、ポアソン比0.48でのフーリエ振幅は、入力地震動に比

表-7.6.4　最大応答加速度の水平成分（単位 gal）

算出 位置	case-1 (免震材なし)	case-2 (ν=0.3)	case-3 (ν=0.48)
1	578	620	610
2	492	571	551
3	405	402	402

表-7.6.5　最大応答加速度の鉛直成分（単位 gal）

算出 位置	case-1 (免震材なし)	case-2 (ν=0.3)	case-3 (ν=0.48)
1	527	508	684
2	476	316	574
3	357	777	269

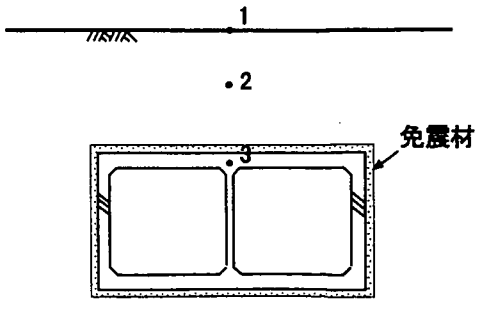
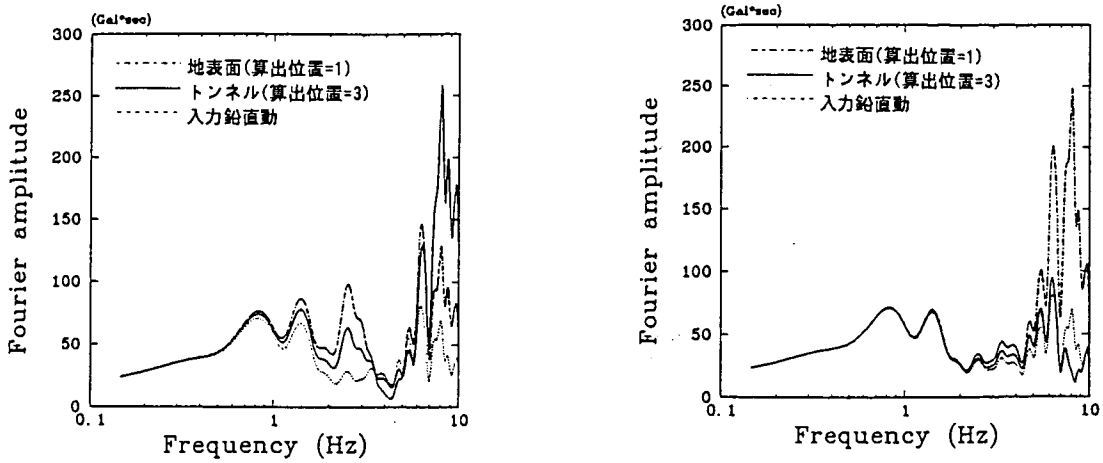


図-7.6.4　最大応答加速度の算出位置



(a) case-2 (ν =0.3)　　(b) case-3 (ν =0.48)

図-7.6.5　応答加速度の鉛直成のフーリエスペクトル

べてトンネル位置での増加が認められず、地表面では5Hz以上の周波数成分が卓越している。したがって、免震層のポアソン比0.3のトンネルの応答加速度の鉛直成分の増加は、6Hz以上の周波数成分の変化に影響を受け、一方、免震層のポアソン比0.48の上載土での応答加速度の鉛直成分の増加は、5Hz以上の周波数成分の変化に影響を受けていると考えられる。

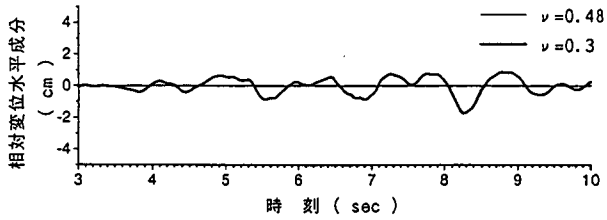


図-7.6.6　トンネルの相対変位の水平成分

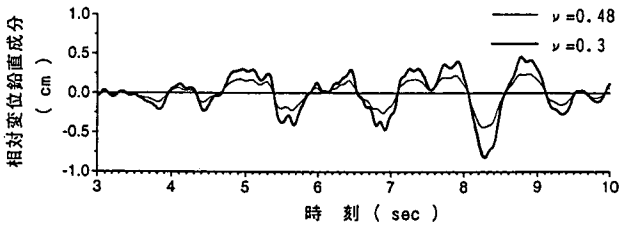


図-7.6.7　トンネルの相対変位の鉛直成分

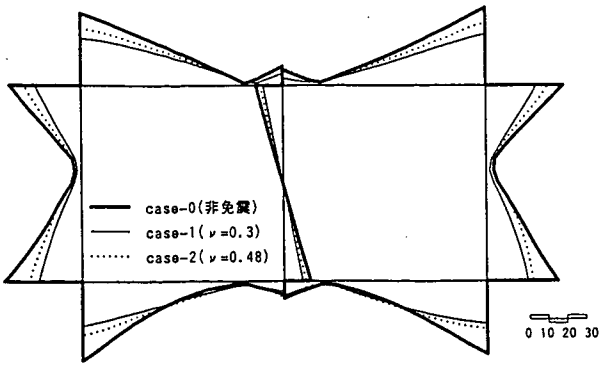
2)　応答変位

次に免震層のポアソン比の相違がトンネルの変形に及ぼす影響を把握するため、トンネルの応答変位について考察する。側壁上下端の相対変位の水平成分の波形を図-7.6.6に示す。この相対変位の水平成分に関してはポアソン比の影響が認められず、8.2秒～8.3秒の間に最大相対変位が発生していることがわかる。

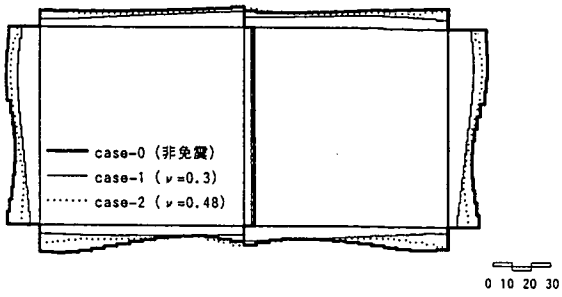
また、上床版の左右端の相対変位の鉛直成分（トンネル全体の回転変位）を図-7.6.7に示す。同図よりこの相対変位の鉛直成分は、ポアソン比が0.5を近づけることにより減少することがわかる。これは、免震層のポアソン比を0.5に近づけることで免震層の体積変化が小さくなり、コーナー部の拘束によるトンネルの縦振れを抑制するとともに、トンネルの回転運動を抑えることに起因すると考えられる。

3)　トンネル断面力

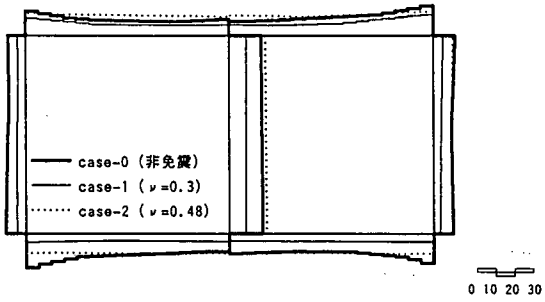
トンネルの地震時増分最大断面力を図-7.6.8に示す。同図より、中壁の最大曲げモーメントは、免震層のポアソン比による差異が認められない。これに対して、側壁、上床版および下床版の端部では、ポアソン比0.3での最大曲げモーメントは非免震の60%～70%程度であり、ポアソン比0.48での最大曲げ



(a)曲げモーメント　単位 tf·m/m



(b)せ ん 断 力　単位 tf/m



(c)軸　　力　単位 tf/m

図-7.6.8　地震時増分最大断面力

モーメントは非免震の70%～80%程度であり、ポアソン比0.48の場合は低減効果が小さい。また、最大せん断力についても、最大曲げモーメントと同じ傾向を示している。次に、側壁及び中壁の最大時力について考察すると、ポアソン比0.48での値は非免震の40%～50%程度であり、ポアソン比0.48での値は非免震とほぼ同程度の値である。また、上床版と下床版でも、ポアソン比0.3での最大軸力の低減効果は、ポアソン比0.48の場合を上回る結果となっている。

4)　免震層のポアソン比の影響についての考察

これまでは、免震層のポアソン比を0.5に近づけることにより最大曲げモーメント及び最大せん断力の低減率が小さくなり、水平動によるトンネル回転運動が減少する傾向が認められた。このように免震層のポアソン比が最大曲げモーメント及び最大せん断力に及ぼす影響は、免震層のポアソン比が小さいトンネルの回転運動が生じやすく、またトンネルのせん断変形にも差が生じることに起因すると考えられる。

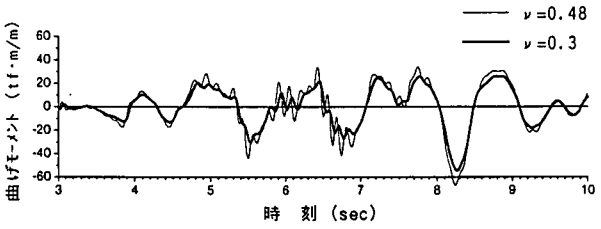
また、免震層のポアソン比を0.5に近づけることにより、最大軸力の低減率も小さくなり、上載土の応答加速度の鉛直成分が5Hz以上の周波数域で増加する傾向が認められた。このように免震層のポアソン比が最大軸力に及ぼす影響は、免震層のポアソン比が鉛直動の周波数特性に及ぼす影響により上載土慣性力に差が生じたことと対応づけられる可能性がある。

しかし、ここまでは水平・鉛直動を同時に入力した解析結果について考察したものであり、免震層のポアソン比が最大断面力に及ぼす影響を明確にするためには、水平動と鉛直動によるトンネルの応答性

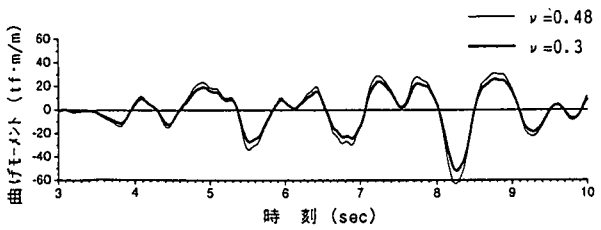
状を分離して分析する必要がある。そこで、免震層のポアソン比0.3と0.48のケースについて水平動のみを入力した解析と鉛直動のみを入力した解析を行い、各解析結果のうち曲げモーメントおよび軸力に着目し、免震材のポアソン比の相違による影響を分析することとした。なお、せん断力については曲げモーメントと同様の傾向であるため、ここでは考察を省略する。

解析結果のうち右側壁上端に着目し、地震動の主要部分である3秒～10秒での曲げモーメントの応答波形を図-7.6.9に示す。同図より水平動のみを入力した場合は、免震層のポアソン比による応答曲げモーメントの差異は最大でも2割程度である。一方、鉛直動のみを入力した場合は、4.7秒～8秒間で2ケース間に位相のずれ及び振幅の違いが認められ、ポアソン比0.48のケースでは水平・鉛直動同時入力解析において曲げモーメントの応答波形に鉛直動の影響が顕著に現れている。しかし、水平・鉛直動同時入力解析で得られた最大曲げモーメント発生時刻は、ポアソン比0.3と0.48の両ケースともに8.25秒であり、8.25秒以降の曲げモーメントの応答波形は、鉛直動の影響をあまり受けていない。したがって、免震層のポアソン比による最大曲げモーメントの差は主に水平動に対する免震材のポアソン比の差によって生じるトンネル回転運動の差、すなわちトンネルのせん断変形の差に起因していることが証明されたものと考えられる。

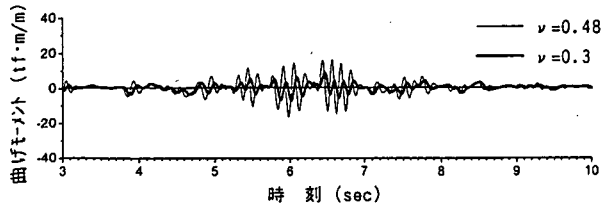
また、右側壁上端に着目し、地震動の主要部分である3秒～10秒での応答軸力波形を図-7.6.10 に示す。同図より水平動のみを入力した場合の応答軸力には免震層のポアソン比による差異は認められない



(a) 水平動＋鉛直動入力

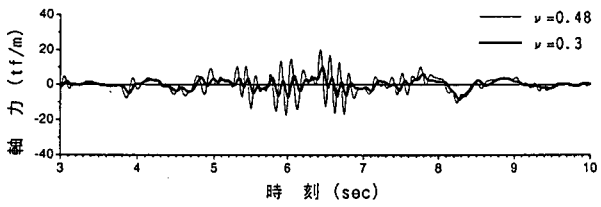


(b) 水平動入力

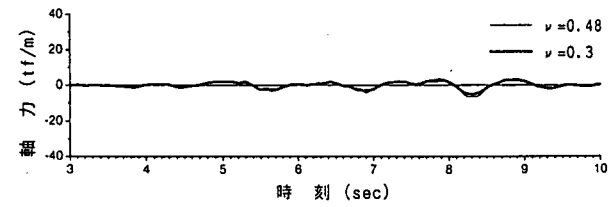


(c) 鉛直動入力

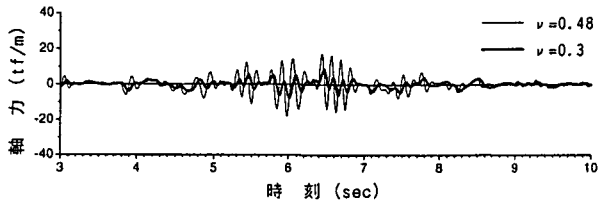
図-7.6.9 応答曲げモーメント波形（右側壁上端）



(a) 水平動＋鉛直動入力



(b) 水平動入力



(c) 鉛直動入力

図-7.6.10 応答軸力波形（右側壁上端）

が、鉛直動のみを入力した場合の応答軸力は2ケースの間に位相のずれ及び振幅の違いが認められることがわかる。したがって、水平・鉛直動同時入力解析において最大軸力のポアソン比による差異は鉛直動による影響であることが示されたものと考えられる。

さらに、免震層のポアソン比0.48と0.3の2ケースにおける鉛直動の5Hz以上の周波数成分が曲げモーメントと軸力に与える影響を把握するため、鉛直動のみを入力した解析で得られた右側壁上端部の応答曲げモーメントと応答軸力のフーリエスペクトルを算出した結果を図-7.6.11、図-7.6.12に示す。両図での曲げモーメントおよび軸力のフーリエスペクトルの傾向はほぼ一致しており、5Hz以上の周波数域でポアソン比0.48のケースのフーリエ振幅が卓越していることがわかる。また、ポアソン比0.48の場合の5Hz以上の周波数域のフーリエスペクトルの形状は図-7.6.5の上載土の応答加速度のフーリエスペクトルとほぼ一致している。したがって、免震層のポアソン比0.48のケースでは、鉛直動の高周波成分がトンネル上載土の鉛直応答を励起し、上載土の鉛直慣性力を増加させており、免震層のポアソン比の違いがトンネルの地震時増分断面力に影響と対応づけられるものと考えられる。

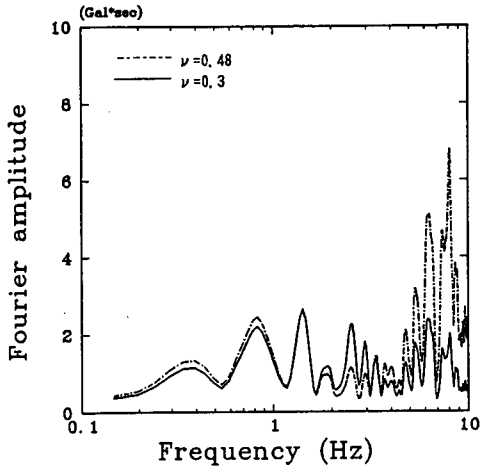


図-7.6.11　曲げモーメントのフーリエスペクトル

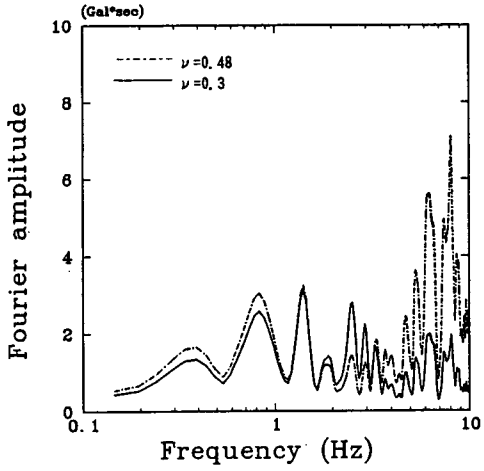


図-7.6.12　軸力のフーリエスペクトル

(5) まとめ

今回の解析は、地盤及び入力地震動を特定の条件としたものであり、免震開削トンネルの一般的な地震挙動を把握できるものではないが、このような条件下での免震トンネルの解析例として、次のような結果が得られた。

① 免震層のポアソン比を0.5に近づけることにより、トンネルの応答加速度の鉛直成分は非免震トンネルに比べて増加しない傾向が見られた。

② 免震層のポアソン比が0.3の場合は、トンネルの応答加速度の鉛直成分が非免震トンネルに比べて大きくなるが、この応答加速度の鉛直成分が断面力に与える影響は小さいため、免震工法を適用する際に免震層のポアソン比が特に条件として付加されるわけではない。

③ 免震材のポアソン比を0.5に近づけることにより、5Hz以上の入力鉛直動の周波数成分が上載土の鉛直応答を励起し、トンネルの地震時増分断面力低減率を減少させる可能性がある。

参考文献

1) 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その１），pp. 192-199, 平成８年11月.

2) 廣戸敏夫、梅原俊夫、青木一二三：神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 247-254，1996.

3) 矢的照夫、梅原俊夫、青木一二三：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会論文集、No. 535/I-35，pp. 303-320，1996.

4) 土岐憲三、入倉孝次郎、岩崎好規、香川敬生：平成７年度兵庫県南部地震による関西地震観測研究協議会の観測記録，第30回土質工学研究発表会，Vol. 1，pp. 97-98，1996.

＜研究担当＞　佐藤工業株式会社

7．7 まとめと今後の課題

本章では、液状ゴム及び固形ゴムのゴム系材料を用いた免震開削トンネルの実施工を念頭においた施工方法の開発、施工上の留意点の検討、施工性を考慮した材料の検討、免震層の施工実証実験、免震開削トンネルに特有な事項を考慮した解析結果について示した。ここでのまとめと今後の課題について以下に述べる。

(1) 施工手順と課題の抽出

ゴム系免震材を用いた開削トンネルの施工について、実現場を想定した施工フローを検討し、材料別に施工上の課題を抽出した。以後は、免震開削トンネルの施工性の検証を目的に、この課題に対する方策について検討することとした。

(2) 液状ゴムを用いた免震開削トンネルの施工方法

二液混合型の裏込め注入技術を導入した液状ゴムの注入システムについて開発を行い、実大規模の注入試験により品質及び施工上の課題を検証した。この結果、開発された液状ゴムの施工システムが十分実用可能であること及び液状ゴム系免震材は防水シートなどの防水工を省略できることを確認した。この注入試験より得られた知見に基づき、所要の品質の免震層を施工するための品質管理項目として、材料の粘度、流量、弾性係数などの品質管理項目を設け、その管理方法を提案した。また、液状ゴムを用いた免震開削トンネルの施工を行う際に計画段階で留意すべき事項をまとめた。

(3) 固形ゴムを用いた免震開削トンネルの施工方法

固形ゴムを用いた免震開削トンネルの施工方法としては、免震層の均一性と確実性を重視し、工場生産の免震パネルを敷設するプレキャスト工法として検討した。まず、止水性とハンドリング性を考慮したうえで、廃タイヤを有効利用した免震パネルの開発を行った。つぎに、側壁部の免震層の施工時における免震パネルの自立性に関する施工試験を行い、開発された固形ゴムの施工方法が実用可能であることを確認した。また、固形ゴムを用いた免震開削トンネルの施工を行う際に計画段階で留意すべき事項をまとめた。

(4) 地表面上載荷重に対する免震開削トンネルの安定性に関する検討

免震層が地表面上載荷重による沈下量や傾斜角に及ぼす影響を静的ＦＥＭ解析により検討した。この結果、免震開削トンネルにおいても、非免震の場合に必要な地表面上載荷重に対する沈下対策等を行えば十分であり、免震工法の適用にともなって沈下対策等を強化する必要はないことが明らかとなった。

(5) 鉛直応答加速度の分析

大開駅周辺地盤及び兵庫県南部地震の観測波を用いた動的ＦＥＭ解析を行い、免震開削トンネルの鉛直応答加速度を考察した。この結果、解析における条件下では免震層のポアソン比を0.5に近づけることにより、トンネルの最大鉛直応答加速度が減少することが明らかとなった。ただし、免震層のポアソン比が0.3の場合おいても、トンネルの最大鉛直応答加速度は増加するものの、断面力に与える影響は少ないため、免震工法の適用の際に免震層のポアソン比を特に条件として付加する必要はないとの結論が得られた。

以上の研究成果より、液状及び固形ゴムのゴム系免震材を用いた免震開削トンネルは十分に施工可能であることが明らかとなった。今後は施工効率の向上を目標とした技術を開発し、経済性を図っていく必要がある。

＜研究担当＞　佐藤工業株式会社

第８章　免震メカニズムの解明

第8章　免震メカニズムの解明

8．1 概 要

地下構造物の免震化を検討する場合、免震化した地中構造物の設計法を構築しておく必要がある。設計法におけるモデル化に際しては、地震時増分断面力の低減が生じるメカニズム（以下免震メカニズムと称する）を明らかにしたうえで、これらを適切に反映させる必要がある。また、免震メカニズムを明らかにすることにより、地下構造物を免震化した場合に効果が顕著な条件の考察も可能となる。本共同研究においては、これまでに、トンネル横断方向には静的な2次元有限要素法解析を、また、トンネル縦断方向には同じく静的なはり－ばねモデルを用いて、地震時増分断面力低減効果（以下免震効果と称する）に関する検討を行った。また、有意な免震効果を得るために免震層に用いる材料に必要とされる物性値を明らかにし、材料開発のための一次開発目標値を設定した。しかし、これらの検討では免震メカニズムを明確にするには至っていない。

そこで本章では、これらの検討結果を受け、免震メカニズムの解明を行う。検討は、まず、2次元静的有限要素法解析により免震メカニズムを考察するとともに、現行の設計法で想定されている地震荷重のうち、免震化することにより影響が低減するものを明らかにする。次に、矩形断面トンネルならびに円形断面トンネルの横断方向を対象として、2次元動的有限要素法解析を行い、免震トンネルの地震時挙動を把握するとともに、非免震トンネルの挙動との比較により、免震メカニズムについて検討を行う。最後に、地盤、免震層、トンネルを3次元的にモデル化し、地盤条件急変部を通過する円形断面トンネルを対象として、3次元動的有限要素法解析を行い、トンネル縦断方向に対する免震メカニズムについて考察を行うものとする。

8．2　静的ＦＥＭ解析による横断方向に対する免震メカニズムの検討

(1)　検討概要

本節では、２次元ＦＥＭモデルに１次モードの地盤変位に対応する水平方向慣性力を与える地盤慣性力に基づく応答変位法[1)]を用いて矩形断面トンネルの横断方向に対する解析を実施し、得られたトンネル周辺の応力・ひずみ分布を分析することにより免震メカニズムについて考察した。また、得られたトンネル横断方向の地震時増分断面力を、応答変位法によるトンネル横断方向の耐震設計で用いられる３つの地震荷重に起因する成分（自然地盤変形、周面せん断力、躯体慣性力）に分解することにより、免震層がそれぞれの成分に対してどの程度の低減効果を発揮するかについても併せて検討した。

(2)　検討条件

検討の対象とした矩形断面トンネルおよび地盤の条件は、昨年度実施した一次開発目標の検討と同一である。検討対象構造物の断面図および材料定数を図-8.2.1、表-8.2.1に示す。また、表層地盤の入力定数を表-8.2.2に示す。

免震層はトンネル外周全面に10cmの厚さで設けるものとし、その材料特性はせん断弾性係数比Gm/Ggが0.01で、ポアソン比νm が0.30と0.49の２通りの場合を設定した。

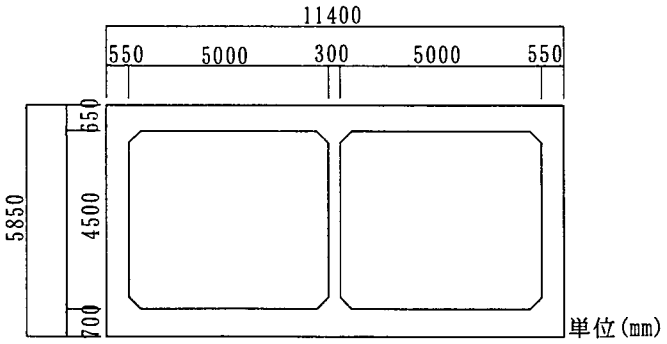


図-8.2.1　検討対象構造物

表-8.2.1　構造物の材料定数

部　　位	側　壁	中壁(半分)	上床版	下床版
単位体積重量γ(tf/m³)	2.5			
弾性係数E(tf/m²)	2.6×10^{6}			
断面積A(m²/m)	0.55	0.15	0.65	0.70
断面２次ﾓｰﾒﾝﾄI(m⁴/m)	6.932×10^{-3}	5.625×10^{-4}	1.144×10^{-2}	1.429×10^{-2}

表-8.2.2　表層地盤の入力定数

表層地盤種別	軟質地盤
単位体積重量γ(tf/m³)	1.6
地震時せん断波速度Vs(m/sec)	115
せん断弾性係数Gg(tf/m²)	2,160
ポアソン比νg	0.49

本節の検討に用いた地盤慣性力に基づく応答変位法による解析では、地盤、トンネル構造部材および免震層の全要素それぞれに対し、式（8.2.1)で得られる要素中心深さにおける水平方向加速度に対応した水平方向慣性力を、要素の物体力に変換して与えることにより、トンネル構造部材の地震時増分断面力や地盤および免震層の応力・ひずみ分布を求めた。

$$\alpha\ (z) = -\frac{8 \cdot Sv}{Ts} \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \qquad (8.2.1)$$

ここに、α（z）：深さzにおける水平方向加速度

H　：表層地盤の層厚

Ts　：表層地盤の固有周期

Sv　：設計応答速度

一方、地震荷重に起因した3つの成分に分解した検討は，トンネル横断方向の地震時増分断面力が自然地盤の変形による成分、トンネルに作用する周面せん断力による成分とトンネル躯体の慣性力による成分に分解可能であることより[2)-5)]、以下に示す方法により各成分に分解し、免震層の設置がそれぞれに起因する地震時増分断面力に及ぼす影響を分析した。

① 自然地盤の変形による成分

自然地盤の変形による成分は、地盤慣性力に基づく応答変位法による解析結果から、②で求める周面せん断力による成分と③で求める躯体の慣性力による成分を減算することにより評価した。

② 周面せん断力による成分

周面せん断力による成分は、駐車場設計・施工指針[6)]と同様に、式(8.2.2）により求めた周面せん断力をトンネル外周面に与えて算定した。

$$\tau\ (z) = \frac{Gg}{\pi \cdot H} Sv \cdot Ts \cdot \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \qquad (8.2.2)$$

ここに、τ（z）：深さzにおける単位面積当たりの周面せん断力

Gg　：地盤のせん断弾性係数

③ 躯体慣性力による成分

躯体慣性力による成分は、トンネル構造部材にのみ、式（8.2.1)で求めた水平方向慣性力を与えて算出した。

表-8.2.3に解析に用いた表層地盤の固有周期Ts、設計応答速度Svおよび地表面変位Uhを示す。

表-8.2.3　解析に用いた表層地盤の特性値

固有周期Ts(sec)	1.043
設計応答速度Sv(m/sec)	0.24
地表面変位Uh(cm)	5.07

(3) 解析モデルおよび解析ケース

解析モデルも昨年度の一次開発目標の検討と同一である。地盤および免震層はアイソパラメトリック平面ひずみ要素でモデル化し、トンネル構造部材は平面骨組み要素でモデル化した。骨組み要素の軸線はハンチの影響を無視した部材断面の図心軸線と一致させ、剛域は設けていない。図-8.2.2に要素分割図を示す。

解析ケースは、免震層がない場合（以降、非免震の場合と呼ぶ）、せん断弾性係数比が0.01でポアソン比が0.49の免震層を設置した場合、同様にポアソン比が0.30の免震層を設置した場合、非免震でトンネル部分が空洞の地盤だけの場合（以降、切り欠き地盤の場合と呼ぶ）の合計4ケースについて実施した。

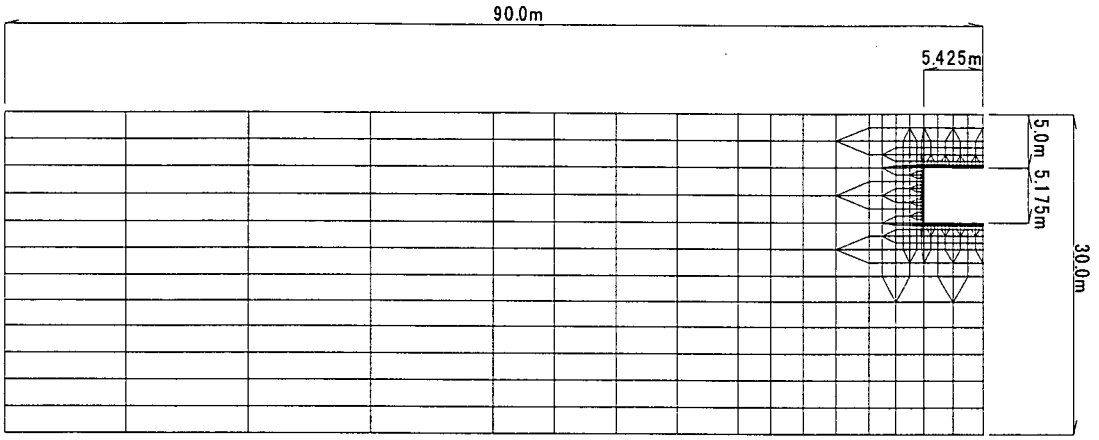


図-8.2.2　要素分割図

(4) 解析結果および考察

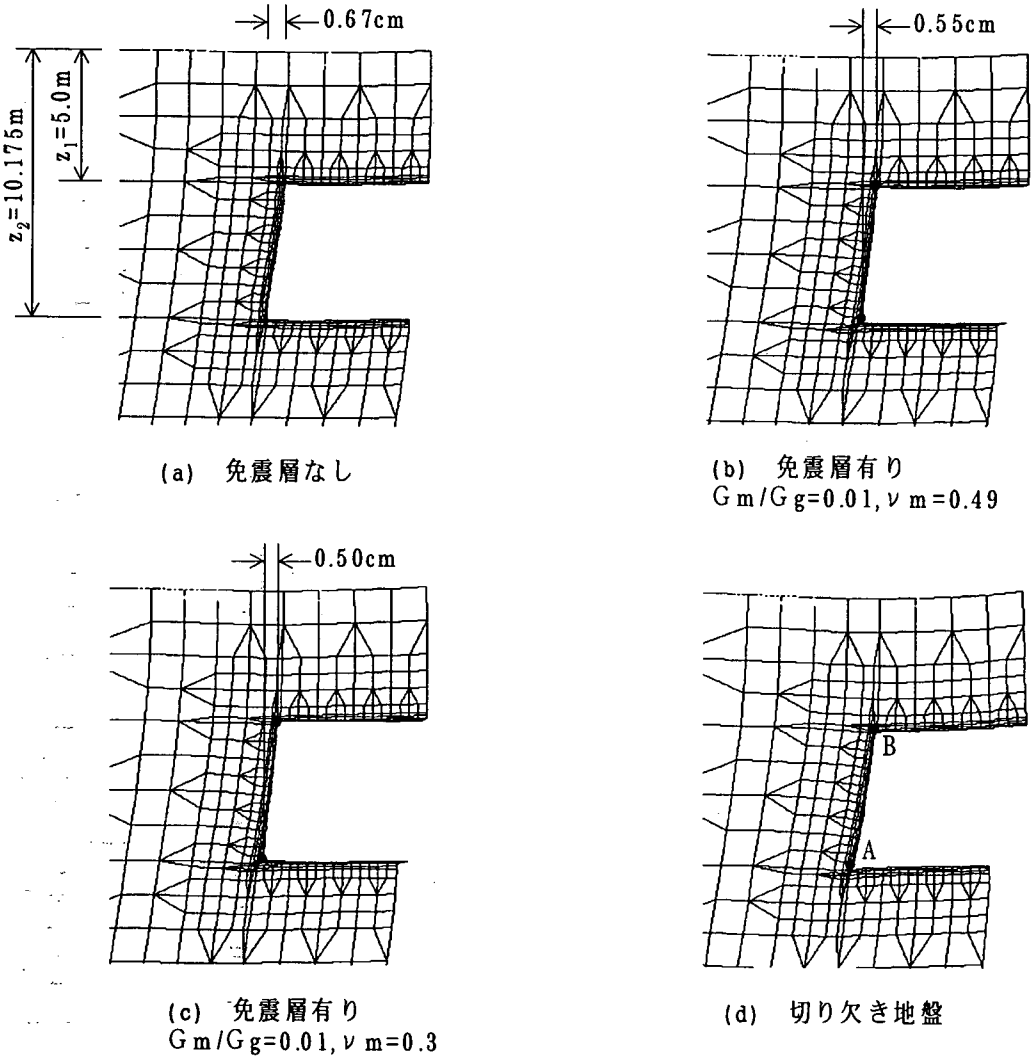
1)　免震メカニズムについて

図-8.2.3と図-8.2.4は、非免震の場合、免震の場合および切り欠き地盤の場合におけるトンネル周辺の変形図と等高線表示の応力分布図を示したものである。また、図-8.2.5は、非免震の場合、ポアソン比0.30の免震層を用いた場合および切り欠き地盤の場合におけるトンネルに隣接した連続体要素図心の応力分布を、正符号応力（引張応力）をトンネル内側方向にプロットして表示したものである。同図では非免震と切り欠き地盤の場合には地盤の応力が、免震層がある場合には免震層の応力が対象になっている。これらの結果より、矩形断面トンネルの横断方向に対する免震メカニズムについて考察する。

図-8.2.3のトンネル周辺の変形図をみると、非免震の場合におけるトンネル周辺の地盤の変形状況は、図-8.2.3(a) に示すように自然地盤の一次モードの変形に概ね沿った分布形状を示しており、変形図の右端で表されるトンネル中央部でも同様の変形状況を示している。詳細にみると、トンネル頂版と底版間の水平方向相対変位は0.67cmであり、自然地盤の一次モードの変位分布より求めた相対変位$\Delta U_h = U_h \{\cos(\pi z_1/2H) - \cos(\pi z_2/2H)\} = 0.53$cmよりも約26%大きいが、今回の条件では側壁と中壁を上下床版で固定された梁と仮定して算出したトンネルのみかけのせん断剛性1,690tf/m²が、地盤のせん断剛性2,160tf/m²よりも約25%小さいためと考えられる。

これに対し、トンネルと周辺地盤との間に免震層を設けた場合には、図-8.2.3(b) や(c) に示すように、免震層の外側に位置する周辺地盤の変形は自然地盤の一次モードの変形とは異なり、図-8.2.3(d) に示す切り欠き地盤の変形に近づいている。これは、トンネルと地盤との間に設けた免震層の剛性が地盤や構造物に比較して十分小さく、地盤の変形が構造物の影響を受けない切り欠き地盤の変形に近づいたためと考えられる。切り欠き地盤の変形の特徴としては、自然地盤の一次モードの変形よりも空洞上面と下面間の水平方向相対変位が増大し、空洞隅角部では鋭角になって地盤側に潜り込む箇所（図中A）と鈍角になって空洞側に飛び出す箇所（図中B）が上下と左右に相対して存在することが挙げられる。一方、免震層の内側に位置するトンネルの変形は、詳細にみると頂版と底版間の水平方向相対変位が非免震の場合よりも免震(b) の場合で18%、免震(c) の場合で26%減少していることが分かるが、全体的な変形状況は非免震と免震との間では大差がない。これらの変形図から、免震層は切り欠き地盤の変形をそのままトンネルに伝えない役割を担っていることが分かる。

図-8.2.4に示すトンネル周辺の応力分布をみると、トンネル周辺地盤の変形と同様に免震層がある場合と切り欠き地盤の場合はよく似ているが、これらの場合と非免震の場合とでは明らかに異なっている



(a) 免震層なし

(b) 免震層有り
Gm/Gg=0.01, ν m=0.49

(c) 免震層有り
Gm/Gg=0.01, ν m=0.3

(d) 切り欠き地盤

図-8.2.3 トンネル周辺の変形図

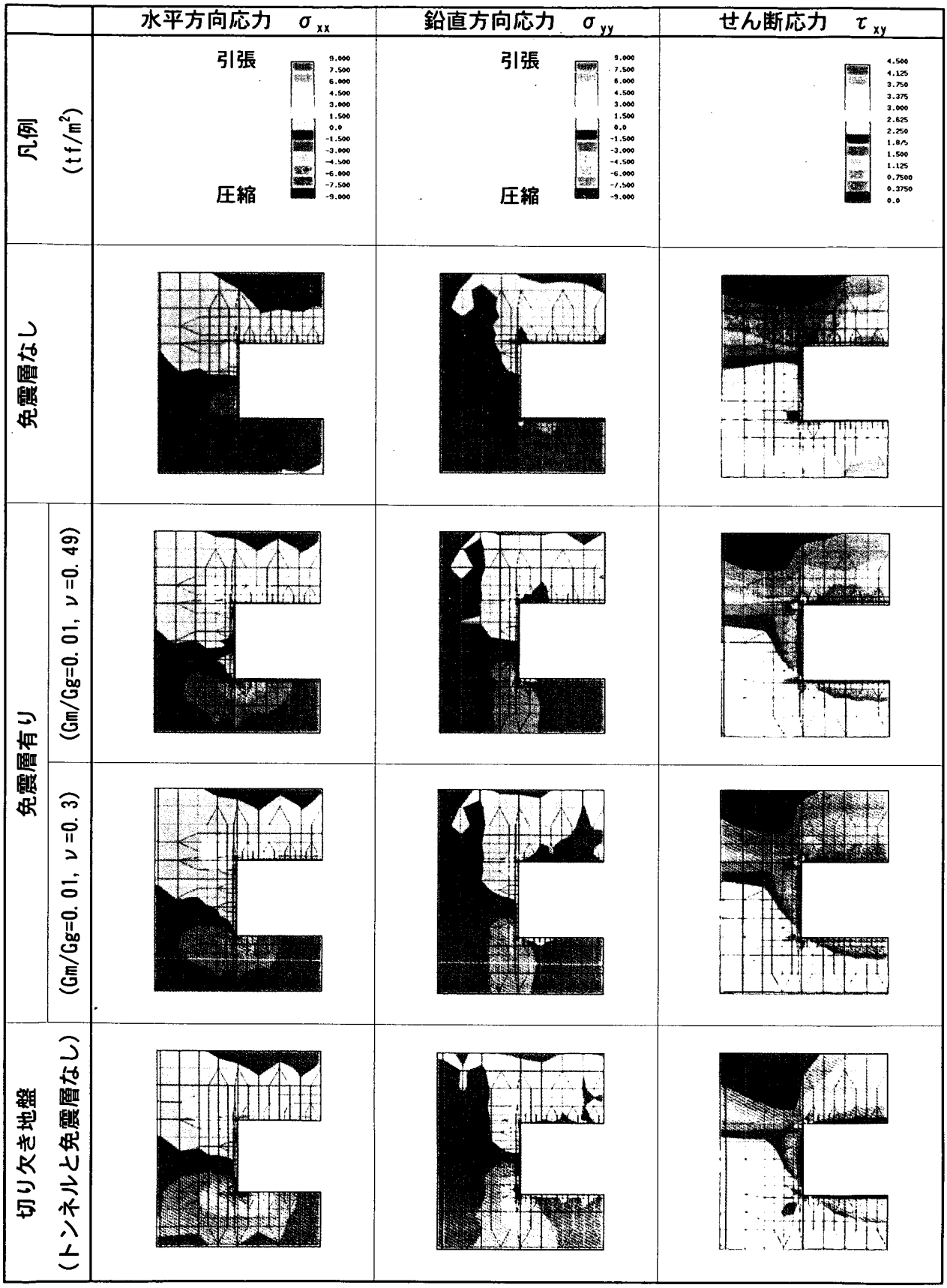


図-8.2.4　トンネル周辺の応力分布

ことが分かる。具体的には、水平方向応力と鉛直方向応力については、切り欠き地盤や免震の場合には隅角部付近に集中して発生する分布形状を示しているのに対し、非免震の場合には隅角部付近に僅かに集中する傾向がみられるものの全般的には滑らかな分布形状を示している。また、せん断応力についても隅角部付近において同様な傾向が認められる。さらに、せん断応力に関しては、切り欠き地盤や免震の場合には空洞またはトンネル表面近傍のほぼ全域にせん断応力がゼロの領域が分布しているのに対し、非免震の場合にはこの傾向はなく、概ね深さとともに増大する分布形状を示している。特に、両者の間ではトンネル底版付近におけるせん断応力が異なっている。

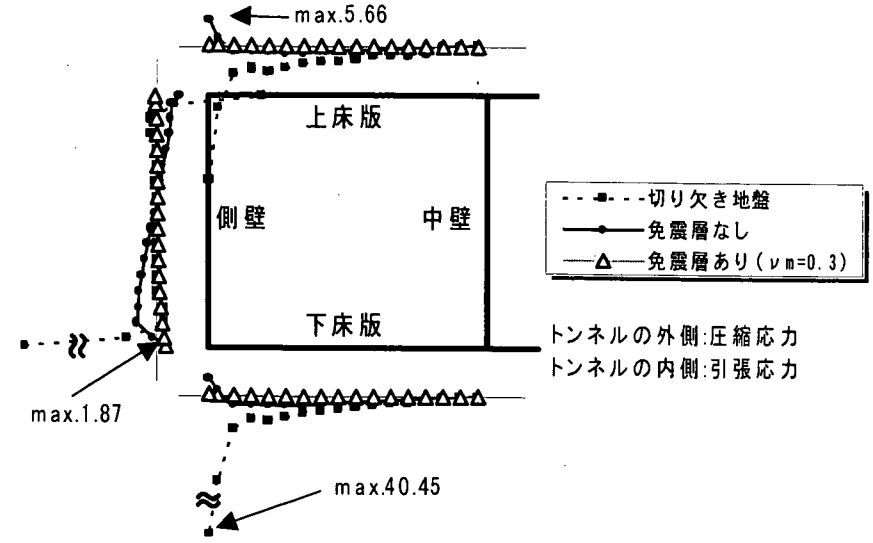
切り欠き地盤や免震層を設置した場合の隅角部に集中して発生する応力は、左下隅角部では水平方向応力と鉛直方向応力がともに圧縮応力であり、左上隅角部ではともに引張応力となっているが、いずれの場合も水平方向応力は隅角部の水平表面（上下面）付近に、鉛直方向応力は鉛直表面（左右面）付近に絶対値の高い領域が分布している。これらの現象は、空洞の影響（換言すると、応答変位法による耐震設計で用いられる周面せん断力を意味する）に起因しているものと考えられる。すなわち、切り欠き地盤が右方向にせん断変形する場合、鋭角せん断変形を起こす左下（右上）隅角部では鉛直表面と水平表面の周面せん断力が隅角部に向かって作用するため、地盤側に押し込まれる状態となり、鈍角せん断変形を起こす左上（右下）隅角部では周面せん断力が隅角部から離れる方向に作用するため、空洞側に引っ張り出される状態となるものと考えられる。

これに対して、非免震の場合にもトンネル周辺の地盤はこの切り欠き地盤の変形を生じようと挙動するものの、トンネルがその変形を拘束するため、トンネル周辺の応力は切り欠き地盤の場合と異なる分布になったものと考えられる。その違いは特にトンネル隅角部で大きいが、これは今回の解析において部材の隅角部は直角を保持する条件であるため、切り欠き地盤の隅角部に生じる大きな角度変化を伴うせん断変形が起こり得ず、応力集中が殆ど生じなかったためと考えられる。

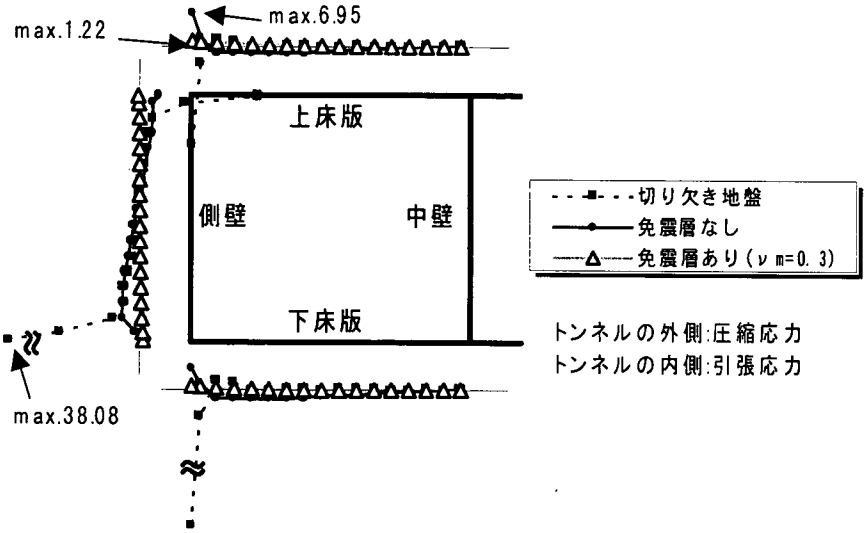
なお、今回の解析では、地盤は等方均質弾性体にモデル化しているため、地盤のひずみ分布は図-8.2.4の応力分布とよく似た傾向の分布を示しており、トンネル周辺の地盤のひずみ分布にも上述したものと同様な特徴が認められる。

図-8.2.5に示すトンネル隣接要素の応力分布をみると、トンネル隣接要素の応力は切り欠き地盤の場合にはトンネル周辺の応力分布と同様に隅角部近傍に集中して生じており、いずれの応力も左下隅角部でその絶対値が最大となっていることが分かる。一方、免震層がある場合には、トンネル全周に沿ってほぼ一様な分布であり、絶対値も小さく、その最大値は切り欠き地盤の場合の最大値の0.03～0.1倍に低下している。これは、トンネルと地盤との間に免震層を設置することにより、トンネル周辺地盤の変形挙動は切り欠き地盤の挙動に近づき、免震層に大きなひずみが発生するものの、免震層の剛性が小さいため、応力の絶対値は小さくなるものと考えられる。

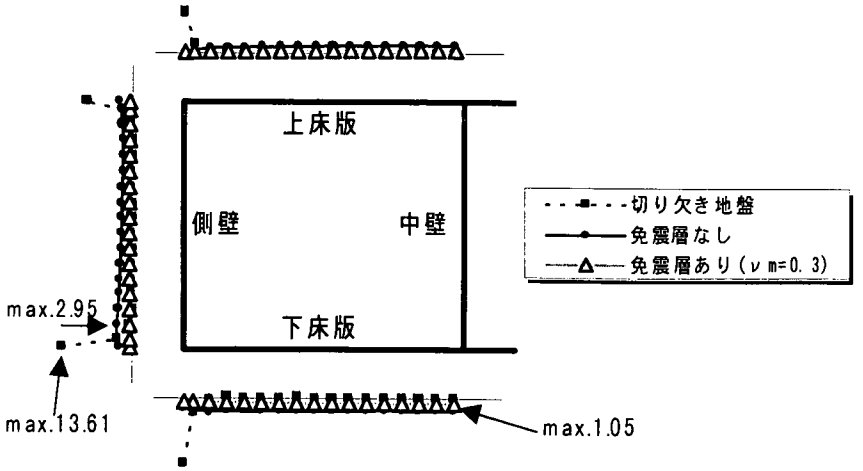
これに対して、非免震の場合のトンネル隣接要素の応力は、切り欠き地盤や免震層がある場合と異なる分布形状を示し、その最大値は切り欠き地盤の最大値と比較すると0.15～0.2倍に低下しているが、免震層がある場合と比較すると2.8～5.6倍の大きさになっている。これは、切り欠き地盤の変形挙動をトンネルが拘束するためと考えられる。すなわち、トンネル隣接要素の応力は隅角部の局部的なせん断



(a) 水平方向応力 σxx (tf/m^2)



(b) 鉛直方向応力 σyy (tf/m^2)



(c) せん断応力 τxy (tf/m^2)

図-8.2.5 トンネル隣接要素の応力分布

変形に対するトンネルの拘束の影響と、空洞全体のせん断変形に対するトンネルの拘束の影響が重なり合って生じていると考えられる。このうち、隅角部の局部的なせん断変形に対する拘束の影響は、切り欠き地盤の隅角部に生じる大きな角度変化を伴うせん断変形がトンネルにより拘束され、地盤側に潜り込む左下隅角部では引張応力が発生し、空洞側に飛び出す左上隅角部では圧縮応力が生じたものと考えられる。一方、空洞全体のせん断変形に対するトンネルの拘束の影響は、切り欠き地盤の水平右方向のせん断変形がトンネルにより拘束することにより、トンネル全周に右向きせん断変形に対応したせん断応力が生じ、側壁に沿って概ね直線的な分布形状を示す水平方向応力が生じるものと考えられる。今回の条件では、トンネルのみかけのせん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さいため、トンネル上下床版間に生じるせん断変形が地盤の変形よりも大きくなり、側壁の水平方向応力は上床版側において引張応力が生じ、下床版側において圧縮応力が生じている。

また、側壁部の水平方向応力の分布形状は、この空洞全体の変形を拘束することによって発生した応力と隅角部の変形を拘束することによって発生した応力を足し合わせることにより説明できる。なお、側壁に沿って鉛直方向応力も概ね直線的に分布するが、これは切り欠き地盤にも認められる現象であるため、切り欠き地盤の水平右方向のせん断変形をトンネルが拘束することにより発生したものではないと考えられる。

以上の結果より、切り欠き地盤の変形挙動を基準に考えた免震メカニズムの基本的な原理は、以下のようにまとめられる。

① トンネル周辺の地盤は切り欠き地盤の変形を生じようと挙動するが、有限の剛性を有するトンネルがこの地盤の変形を拘束する。

② この相互作用により、トンネル周辺地盤の変形・応力・ひずみは切り欠き地盤と異なる状態になり、トンネルには断面力・ひずみが発生する。

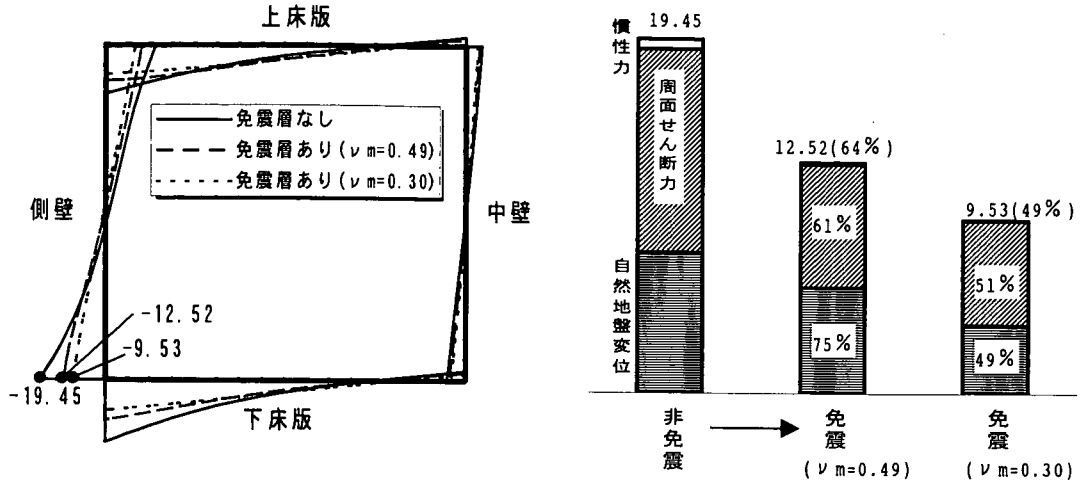
③ トンネル周辺地盤とトンネルとの間に設けた免震層は、地盤とトンネルとの間の相互作用バネに相当するため、バネ剛性の小さい免震層が地盤とトンネルの相互作用力を低減する。

④ この結果、トンネル周辺地盤の変形・応力・ひずみは切り欠き地盤に近づき、トンネルの断面力・ひずみは低減する。

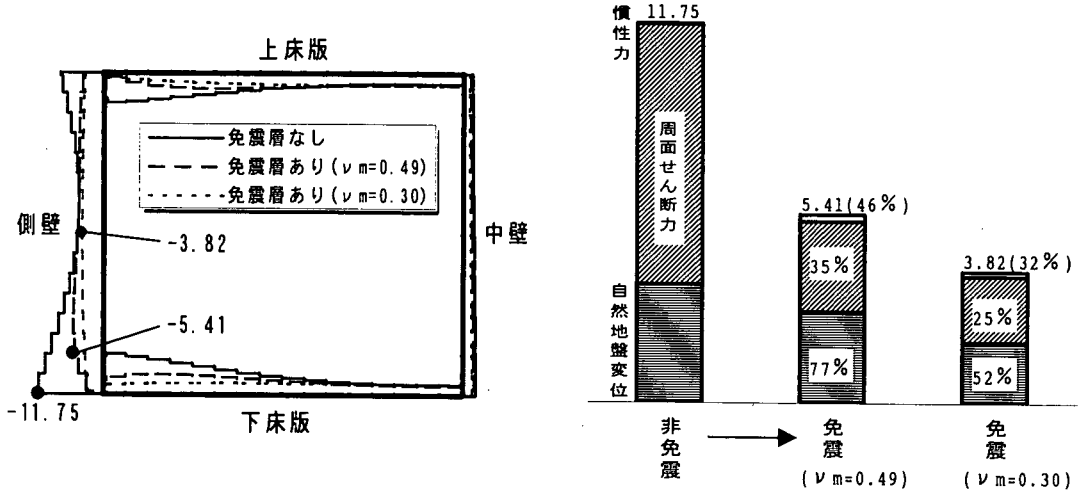
2) 設計用地震荷重に対する低減効果について

図-8.2.6の左側は、免震層を設置した場合の地震時増分断面力分布を免震層がない場合と比較して示したものである。図に示す実線は免震層がない場合、破線はポアソン比ν_m=0.49の免震層を設置した場合、点線はポアソン比ν_m=0.30の免震層を設置した場合であり、図中の数値と●は側壁の最大断面力とその発生位置をそれぞれ表す。また、図-8.2.6の右側は、側壁の最大断面力に占める自然地盤の変形による成分、周面せん断力による成分、躯体の慣性力による成分それぞれの割合と、免震層を設置したことによる低減効果を模式的に示したもので、柱状図中の値は自然地盤の変形と周面せん断力による成分それぞれに対する断面力低減率を表し、() 内の値は最大断面力の低減率を表す。

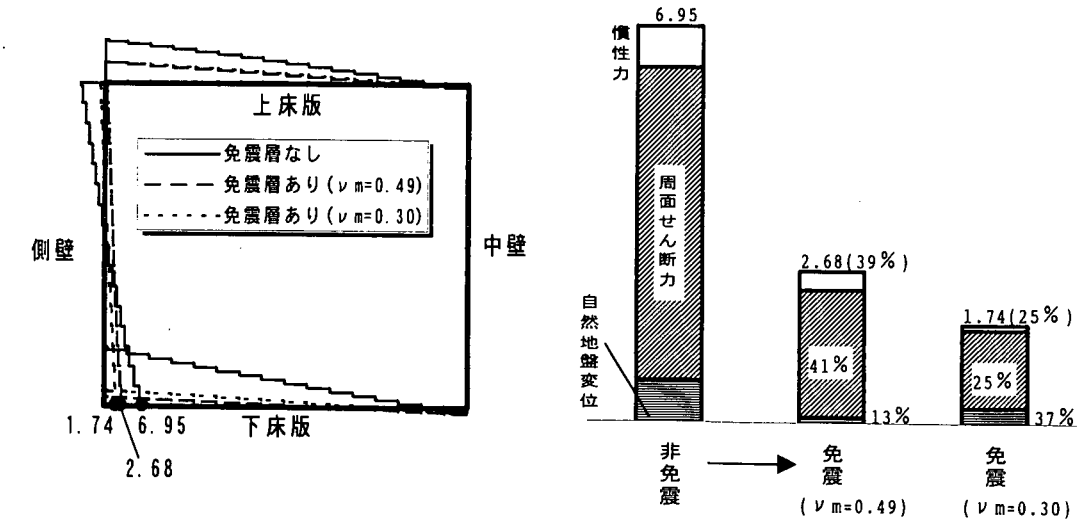
免震層がない場合の断面力分布をみると、側壁、上床版および下床版に生じる曲げモーメント、せん断力、軸力は、いずれもトンネル横断面の偶角部（側壁と上床版の結合部、側壁と下床版の結合部）に



(a) 曲げモーメント(tf·m/m)



(b) せん断力(tf/m)



(c) 軸　力(tf/m)

図-8.2.6　免震層(Gm/Gg=0.01)が地震時増分断面力に与える影響

近づくに連れて絶対値が大きくなる分布性状を示している。側壁では上床版との結合部よりも下床版との結合部の方が発生断面力が若干大きく、中壁では曲げモーメントは側壁と同様であるが、せん断力は下端側に近づくに連れて大きくなる分布性状を示している。なお、今回の条件では中壁に軸力は発生しない。

これに対して、免震層を設置した場合の断面力分布は、免震層がない場合の分布が均一化し、最大値が低下していることが分かる。特に、側壁、上床版および下床版では、トンネル横断面の偶角部付近において断面力の低減が顕著に現れている。これに比べると、中壁の断面力には目立った減少が認められない。免震層のポアソン比が異なってもこれらの傾向に大きな変化は認められない。

地震時増分最大断面力を自然地盤の変形、周面せん断力、躯体の慣性力に起因する成分に分解し、それぞれの寄与度をみると、免震層がない場合には、周面せん断力の寄与度が最も大きく60～80%程度を占め、次に自然地盤の変形が寄与し、躯体の慣性力の寄与は小さく10%以下となっている。

しかし、免震層を設置した場合、自然地盤の変形に起因する成分は免震層のポアソン比が0.49の場合に約75%、0.30の場合に約50%に減少し、周面せん断力に起因する成分は同様に40～60%程度、25～50%程度に減少している。この結果、3つの成分を合算した最大断面力は免震層のポアソン比が0.49の場合に40～65%程度、0.30の場合に25～50%に減少している。すなわち、免震層による断面力の低減効果は、自然地盤の変形に起因する成分よりも全体に対する寄与度の最も高い周面せん断力に起因する成分の方が相対的に大きく、また免震層のポアソン比の違いは自然地盤の変形に起因する成分の低減率に最も大きな影響を及ぼすことが分かる。

(5) まとめ

本節では、地盤慣性力に基づく応答変位法による矩形断面トンネルの横断方向に対する解析結果より、切り欠き地盤を基準に免震メカニズムについて考察するとともに、応答変位法による耐震設計時の地震時荷重に関する免震層の低減効果について検討した。今回の条件で得られた知見は、以下のようにまとめられる。

① トンネル周辺の地盤は切り欠き地盤の変形を生じようと挙動するが、トンネルがこの地盤の変形挙動に抵抗する。この相互作用により、トンネル周辺地盤の変形・応力・ひずみは切り欠き地盤と異なる状態になり、トンネルには断面力・ひずみが発生する。

② トンネル周辺地盤とトンネルとの間に設けた免震層は、地盤とトンネルとの間の相互作用バネに相当するため、バネ剛性の小さい免震層が地盤とトンネルの相互作用力を低減する。この結果、トンネル周辺地盤の変形・応力・ひずみは切り欠き地盤の変形・応力・ひずみに近づき、トンネルの断面力・ひずみは分布が均一化し、その最大値が低減する。

③ 地震時増分最大断面力を自然地盤の変形に起因する成分、周面せん断力に起因する成分、躯体の慣性力に起因する成分に分解して分析した。今回の条件では、免震層は自然地盤の変形に起因する断面力も低減させるが、寄与率の最も高い周面せん断力に起因する断面力を最も大きく低減させる。

④ 免震層のポアソン比の違いは、自然地盤の変形に起因する断面力の低減率に最も大きな影響を及ぼし、免震層のポアソン比が小さいほど自然地盤の変形に起因する断面力は大きく減少する。

参考文献

1) 建設省土木研究所・(財)土木研究センター・他１７社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その１)，第154号，pp. 27～32，1996. 11.

2) 川島一彦，他:地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，pp43～pp55，1994.

3) 建設省土木研究所・(財)先端建設技術センター・(株)奥村組・鹿島建設(株)・(株)鴻池組・清水建設(株)・大成建設(株)・飛島建設(株)・(株)間組・フジタ工業(株)：地下構造物の耐震設計技術に関する研究，平成元年度共同研究報告書，pp. 282-324，1990.

4) 建設省土木研究所・(財)先端建設技術センター・(株)奥村組・鹿島建設(株)・(株)鴻池組・清水建設(株)・大成建設(株)・飛島建設(株)・(株)間組・(株)フジタ：地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究報告書，共同研究報告書第63号，pp. 290-330，1991.

5) 建設省土木研究所・(財)先端建設技術センター・(株)奥村組・鹿島建設(株)・(株)鴻池組・清水建設(株)・大成建設(株)・飛島建設(株)・(株)間組・(株)フジタ：地下構造物の耐震設計技術に関する研究，平成3年度共同研究報告書，pp. 255-283，1992.

6) (社)日本道路協会:駐車場設計・施工指針同解説，pp. 173-176，1992.

＜研究担当＞　株式会社鴻池組

8．3 動的ＦＥＭ解析による矩形断面横断方向に対する免震メカニズムの検討

8.3.1 模型振動実験モデルに対する動的ＦＥＭ解析

(1) 目 的

本節では、平成７年度に実施した模型振動実験[1),2)]のプロトタイプモデルに対して２次元動的ＦＥＭ解析を実施し、解析結果と模型振動実験結果との比較するとともに、トンネルの変形、トンネル周辺の応力・ひずみ分布などを詳細に分析することにより、矩形断面トンネルの横断方向の免震メカニズムに関する考察を行う。

(2) 解析手法と解析条件

検討の対象は、厚さ15mの表層地盤の中央の深度に設置された２連のＲＣ製開削トンネルであり、既に実施済の模型振動実験[1),2)]のプロトタイプと同一のモデル、物性値を用いる。解析手法は、等価線形解析を基本とする複素応答法による２次元動的ＦＥＭ解析であり、地盤および免震層を２次元平面ひずみ要素で、トンネルを梁要素でモデル化した。トンネルと免震層の断面図を図-8.3.1.1に、ＦＥＭモデルを図-8.3.1.2に、解析に用いた物性値を表-8.3.1.1に示す。ここで、免震層と微小ひずみ時の地盤のせん断弾性係数の比は、実験条件に合わせて 1/220とし、厚さ25cmの免震層をトンネル全周にわたり配置した。また、等価線形解析に用いる地盤の動的変形特性は、振動実験に使用した豊浦標準砂の実験結果[3)]に基づき、図-8.3.1.3のように設定した。免震層の物性は第２章の繰返し中空ねじりせん断試験結果に基づいて線形とし、トンネルの梁要素についても初期剛性を用いた線形材料とした。ＦＥＭモデルの境界条件は、側面はエネルギー伝達境界、底面は固定境界とした。

解析ケースは表-8.3.1.2に示すように、基本ケースとしてトンネルの免震、非免震の計２ケースを等価線形解析により実施し、基本ケースに対する比較ケースとして同表に示す２組の解析（それぞれ免震、非免震の２ケースで計４ケース）を併せて実施した。初めの比較ケースは、トンネルの見かけ剛性と周辺地盤の剛性比の関係が免震効果に及ぼす影響を調べるための解析であり、トンネルの見かけ剛性が周辺地盤の剛性よりも大きい設定となっている基本ケースと比較するために、トンネルの見かけ剛性を周辺地盤の剛性よりも小さく設定したケースである。具体的にはトンネルの壁厚は変化させずにトンネルのヤング係数を基本ケースの1/10に設定し、等価線形解析により解析を行った。また、もう１つの比較ケースは、地震時の周辺地盤の剛性低下が免震効果に及ぼす影響を調べることを目的としたものであり、地盤の剛性低下・減衰定数の変化が一様とした線形解析によるケースである。なお、以下の解析における変位、応力、ひずみおよびトンネルの断面力は、すべて地震時増分の値を取り扱う。

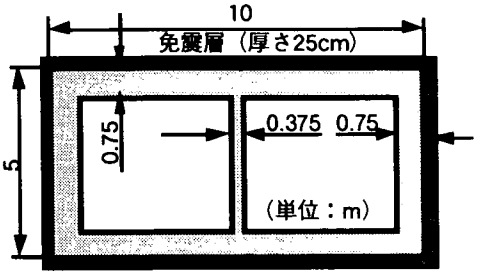


図-8.3.1.1 トンネル断面図

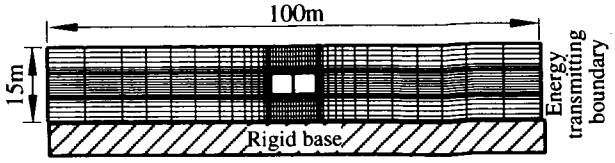


図-8.3.1.2 ＦＥＭモデル図

表-8.3.1.1　解析用物性値

	項　　目	等価線形解析		線形解析
		ﾄﾝﾈﾙ剛性大	ﾄﾝﾈﾙ剛性小	ﾄﾝﾈﾙ剛性大
トンネル	幅	10.0 m	10.0 m	10.0 m
	高さ	5.0 m	5.0 m	5.0 m
	側壁厚	0.75 m	0.75 m	0.75 m
	隔壁厚	0.375 m	0.375 m	0.375 m
	密度	2.5 t/m^3	2.5 t/m^3	2.5 t/m^3
	ヤング率	250000kgf/cm^2	25000kgf/cm^2	250000kgf/cm^2
	見かけのせん断弾性係数	1075 kgf/cm^2	107.5 kgf/cm^2	1075 kgf/cm^2
	減衰定数	5%	5%	5%
	ポアソン比	0.2	0.2	0.2
地盤	層厚	15.0 m		15.0 m
	密度	1.53 t/m^3		1.53 t/m^3
	せん断弾性係数	735 kgf/cm^2(初期値)		470 kgf/cm^2
	S波速度	217 m/sec (初期値)		174 m/sec
	減衰定数	等価線形物性		0.12 (注1)
	ポアソン比 (注2)	0.42		0.42
免震層	層厚	0.25 m		
	密度	1.2 t/m^3		
	せん断弾性係数	3.35 kgf/cm^2		
	S波速度	17 m/sec		
	減衰定数	2%		
	ポアソン比	0.49		

(注1)豊浦砂の動的変形特性曲線でG/G0=0.64に対応する値
(注2)文献4から推定

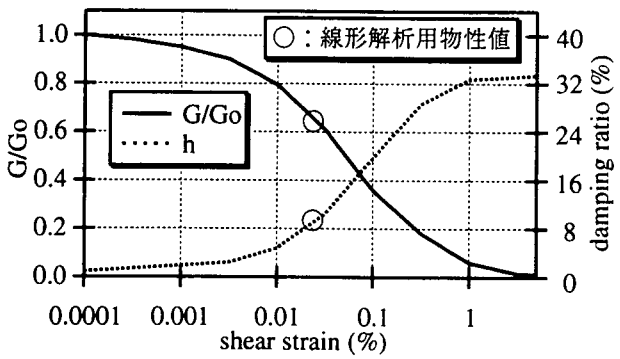


図-8.3.1.3　地盤の動的変形特性（豊浦標準砂）

表-8.3.1.2　解析ケース

解析手法	ﾄﾝﾈﾙと周辺地盤との剛性比	非免震	免　震	
等価線形解析	ﾄﾝﾈﾙ剛性大(実験のﾌﾟﾛﾄﾀｲﾌﾟ)	○	○	基本ケース
	ﾄﾝﾈﾙ剛性小	○	○	比較ケース
線形解析	ﾄﾝﾈﾙ剛性大(実験のﾌﾟﾛﾄﾀｲﾌﾟ)	○	○	比較ケース

入力地震波は、実験と同様に、モデル地盤の１次固有振動数に相当する３～４Hzの短周期成分が卓越する釧路沖地震(1993.1.15,M7.8)の際に釧路地方気象台において観測された水平EW成分(最大加速度922gal)を最大振幅200galに調整して用いた。入力地震動の時刻歴波形を図-8.3.1.4に、フーリエスペクトルを図-8.3.1.5に示す。

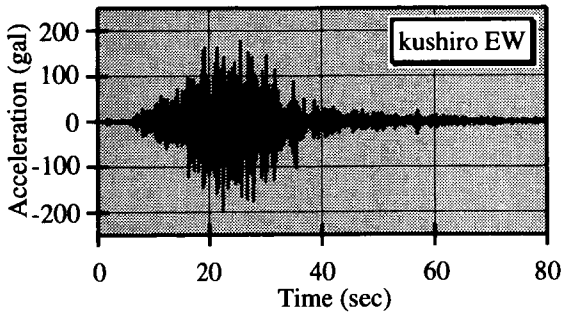


図-8.3.1.4　入力地震動の時刻歴

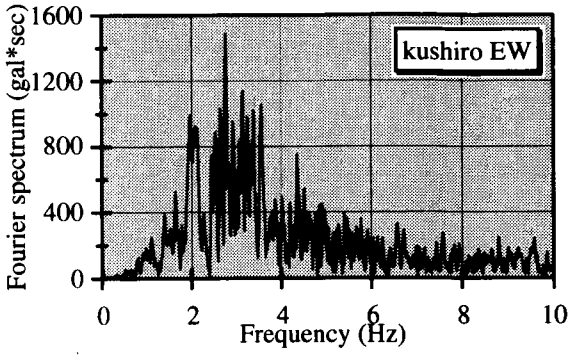


図-8.3.1.5　入力地震動のフーリエスペクトル

(3)　等価線形解析結果（基本ケース）

基本ケースの等価線形解析の結果に関して以下に考察を加える。表-8.3.1.1に示したように、基本ケースで設定したトンネルの見かけ剛性(1075kgf/cm^2) は周辺地盤の初期剛性(735kgf/cm^2)よりも大きく、本ケースでは周辺地盤に比して剛性の高いトンネルを想定していることになる。なお、以下の図表中においては、免震のケースを“no isolation”、非免震のケースを“isolation” と略記し、左右対称モデルのためＦＥＭモデルおよびトンネルの中心線から左半分の範囲を図示した。図-8.3.1.6に応答値の算定個所を示す。

解析結果を考察する上で、ここでは、最大応答値の他にトンネル頂版Ｂ点～底版Ｃ点間に最大水平相対変位が発生する時刻における加速度、相対変位、断面力、応力およびひずみの応答値に基づいて考察を行う。これはトンネルを１自由度系の構造物とみなしたときに上記の時刻にトンネルのせん断ひずみエネルギーが最大となるため、トンネルの耐震安全性を議論する際に１つの指標としてしばしば参照されることに基づいている[5)]。基本ケースにおける最大水平相対変位発生時刻は非免震のケースでは t=25.92秒、免震のケースでは t=25.72秒であり、両ケースで発生時刻が異なっているが、これら２つの時刻は相対変位における＋側と－側のピーク発生時刻であり、それぞれ逆の時刻においても同程度の応答値が発生していることを別途確認している。また、以下の検討では最大水平相対変位発生時刻に関する作図を行う際に両

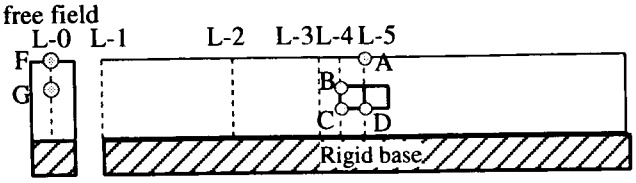


図-8.3.1.6　応答値の算定個所

ケースの比較を容易にするために、地盤およびトンネルが左側にせん断変形している状態に各応答値の符号を統一して作図および考察を行った。

1) 地盤の加速度・相対変位

解析の結果得られた地盤の加速度と相対変位分布について以下に考察する。地表面及びトンネル本体の加速度、相対変位の最大値とその発生時刻を表-8.3.1.3に示し、ＦＥＭメッシュの中央位置上の地表面（Ａ点，トンネル直上）および自由地盤表面（Ｆ点）における水平加速度の伝達関数とフーリエスペクトルを図-8.3.1.7，図-8.3.1.8に示す。まず、地表面の応答値について考察する。なお、自由地盤表面（Ｆ点）では、200galの入力に対して約300galの最大加速度応答値が得られ、自由地盤の剛性低下は0.27～0.91、減衰定数は2.4％～27％の値に収束した。これら等価線形解析における地盤物性値の変化に関しては、線形解析結果との比較の項で再度議論することとする。図-8.3.1.7に示す伝達関数より、このモデル表層地盤の卓越振動数が約2Hzであり、図-8.3.1.5に示した入力地震動の卓越振動数とほぼ一致していることがわかる。図-8.3.1.7から自由地盤の伝達関数は非免震のケースの伝達関数と顕著な差はなく、非免震トンネルの応答は周辺地盤の応答に支配されていること、免震トンネルの伝達関数は自由地盤および非免震のケースの伝達関数と若干違いがみられることなどがわかる。図-8.3.1.8から自由地盤およびトンネルの直上での免震、非免震の3つのケースにおける地表面のフーリエスペクトルには顕著な差はみられないが、地表面の最大応答値について比較を行ってみる。非免震のケースの地表面最大加速度は、自由地盤に対して0.99倍、基盤に対する最大相対変位は0.94倍であり、自由地盤に比べて応答が若干抑制されている。一方、免震のケースの地表面最大加速度は自由地盤に対して1.12倍、基盤に対する最大相対変位は1.16倍であり、自由地盤に比べてやや応答の増加がみられる。同様に地表面最大応答値を免震／非免震の比で比較してみると、最大加速度は1.13倍、基盤に対する最大相対変位は1.24倍となっている。これは図-8.3.1.7の伝達関数において約2Hzの卓越振動数付近の応答倍率が非免震の方が10％ほど大きいことと対応している。この傾向は他の解析事例[6]でも示されており、免震層の設置によりトンネル直上の地表面の最大応答値は若干増加する傾向があると考えられる。ただし、本解析および文献6)ともに解析モデルの土被りが１Ｄ（Ｄ：トンネル高さ）程度と浅く、免震層が地表面の応答値に影響を与えやすい条件であることを考慮すると、土被りがもっと深い条件では免震層設置による地表面の最大応答値の増加はほとんどないものと考えられる。

表-8.3.1.3　加速度・相対変位の最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		自由地盤		FEM (非免震)		FEM (免震)		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震 / 非免震
地表面（トンネル直上）	水平加速度 (gal)	305.0	25.92	302.3	27.08	340.3	25.90	1.13
	水平相対変位 *1)(cm)	1.833	25.94	1.716	25.94	2.120	25.94	1.24
トンネル	水平加速度 *2) (gal)	297.6	25.90	281.1	25.90	310.3	25.92	1.10
	水平相対変位 *3)(cm)	0.475	25.94	0.225	25.92	0.128	25.72	0.57
	鉛直相対変位 *4)(cm)			0.081	25.94	0.056	25.72	0.69

*1)基盤～地表面間、*2)頂版、*3)トンネル頂版～底版間、*4)トンネル側壁下端～底版中央間

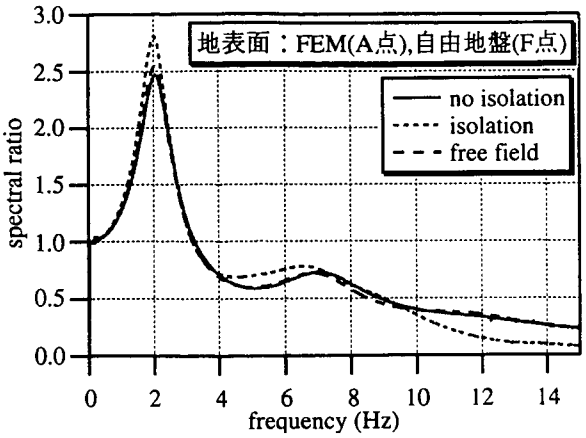


図-8.3.1.7　水平動の伝達関数（地表面）
（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

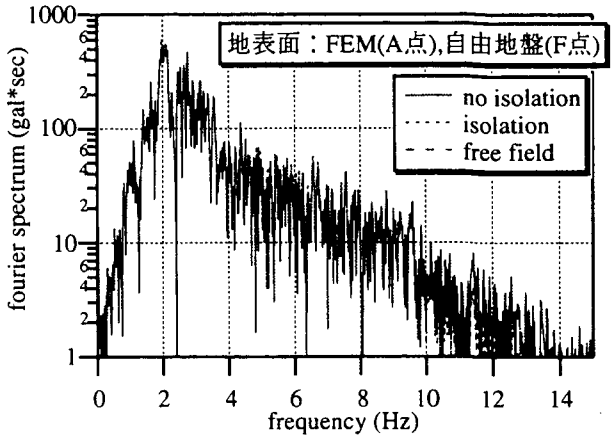


図-8.3.1.8　水平加速度のﾌｰﾘｴｽﾍﾟｸﾄﾙ(地表面)
（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

次に、地盤内の加速度、相対変位分布について考察を行う。図-8.3.1.9, 図-8.3.1.10 にＦＥＭのメッシュ内５本(L-1～L-5)、自由地盤内１本(L-0) の計６本の鉛直方向測線に対する最大水平加速度分布、最大水平相対変位分布をそれぞれ示す。また、トンネルの側壁に沿った測線L-4 および自由地盤の測線L-0 においてトンネル頂版～底版間に最大水平相対変位が発生する時刻の水平加速度分布、水平相対変位分布をそれぞれ図-8.3.1.11, 図-8.3.1.12に示す。

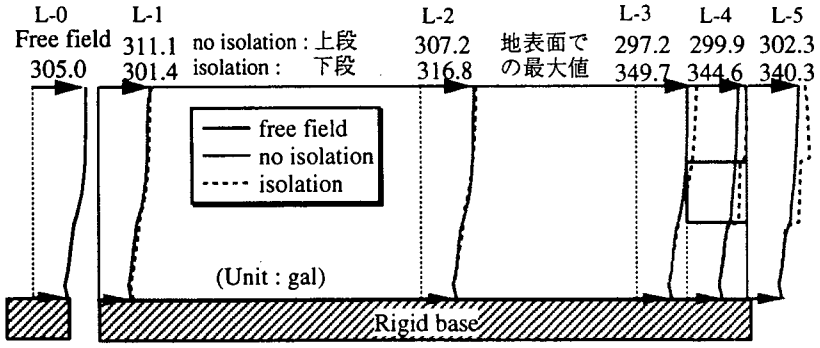


図-8.3.1.9　最大水平加速度分布の比較（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

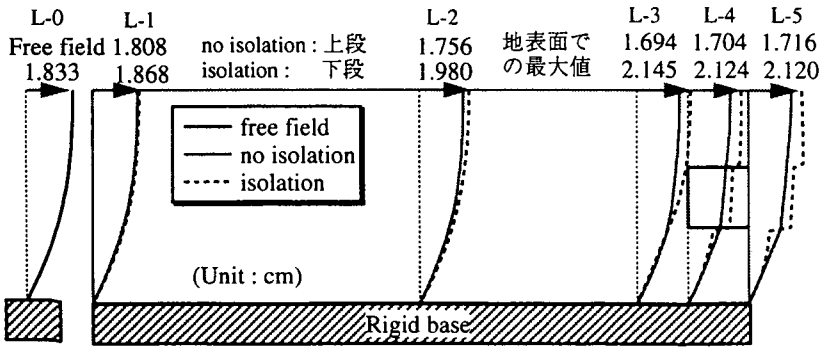


図-8.3.1.10　最大水平相対変位分布の比較（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

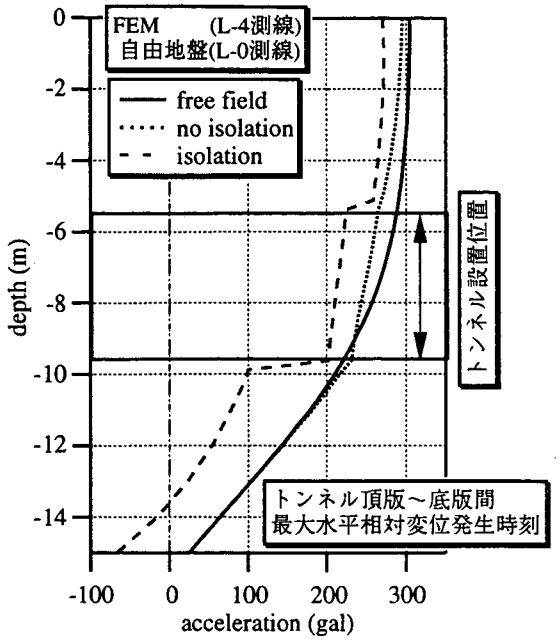


図-8.3.1.11 ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻の水平加速度分布（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

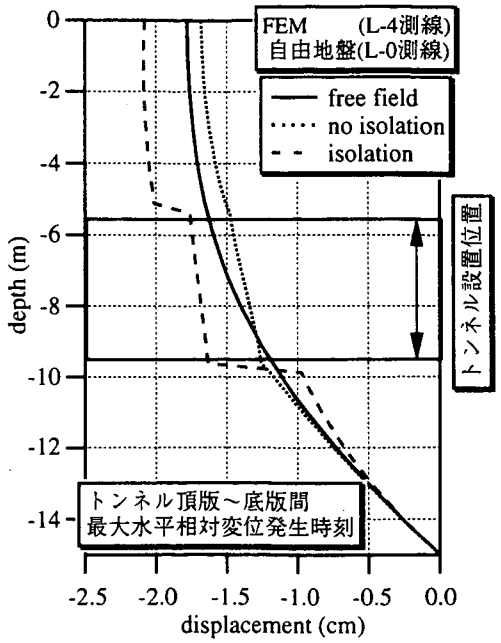


図-8.3.1.12 ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻の水平相対変位分布（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

これらの図において、まず、非免震のケースについて考察する。表-8.3.1.2に示したように基本ケースで設定したトンネルの見かけ剛性は周辺地盤の初期剛性よりも大きいため、自由地盤の応答と比べてトンネルの下部および上部では応答値は増幅率が若干増加するが、トンネル設置位置では逆に増幅率が低下する現象がみられ[7]、トンネル頂版、底版位置では加速度分布、相対変位分布ともに折れ曲がりがみられる。しかし、トンネルが周辺地盤の応答に及ぼすこのような影響は、図-8.3.1.9, 図-8.3.1.10に示すように、トンネル側壁から3.875m離れた測線L-3 上では応答値分布の折れ曲がりは顕著ではなくなり、分布形状が自由地盤の分布形状に近づくことから、トンネルの周辺のみに限られていることがわかる。

次に、免震層を設置したケースについて考察する。測線L-4, L-5 に着目すると、同ケースでは免震層に大きなせん断変形が集中する影響により、トンネルの頂版および底版の深度では大きな水平変位が発生している。一方、トンネルの底版より下部および頂版より上部の地盤では、非免震のケースとは逆に応答値の増幅率が自由地盤の応答よりも低下し、トンネル設置位置での変位の増幅率も非免震のケースより低下することがわかる。ただし、免震層の相対変位増加の寄与分が地盤および構造物の相対変位減少の寄与分よりも大きいため、地表での相対変位は前述したように自由地盤および非免震のケースよりもやや増加する傾向にある。

2) トンネルの加速度、相対変位

ここではトンネル本体の加速度、相対変位について考察を行う。側壁上端位置（B点）における水平加速度の伝達関数とフーリエスペクトルを図-8.3.1.13, 図-8.3.1.14 に示し、側壁下端位置（C点）における鉛直加速度の伝達関数とフーリエスペクトルを図-8.3.1.15, 図-8.3.1.16 に示す。水平加速度（図-8.3.1.13, 図-8.3.1.14)に関しては、自由地盤の対応する深度（G点）における計算結果も併せて

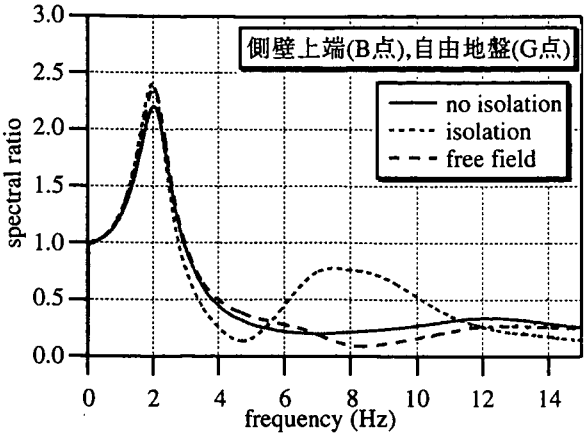


図-8.3.1.13　水平動の伝達関数（ﾄﾝﾈﾙ）
（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

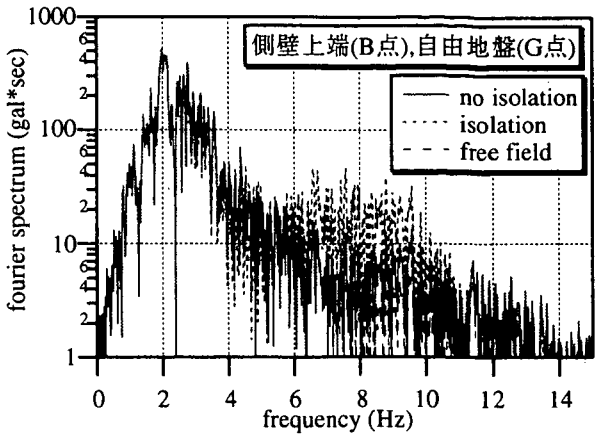


図-8.3.1.14　水平加速度のﾌｰﾘｴｽﾍﾟｸﾄﾙ(ﾄﾝﾈﾙ)
（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

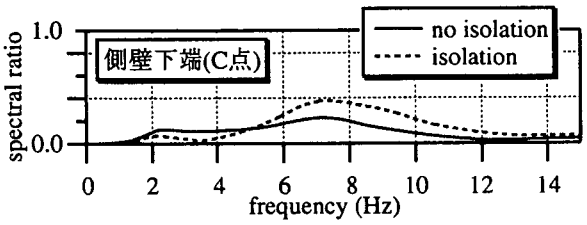


図-8.3.1.15　鉛直動の伝達関数（ﾄﾝﾈﾙ）
（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

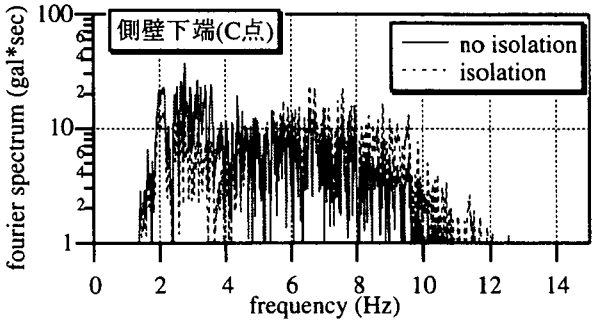


図-8.3.1.16　鉛直加速度のﾌｰﾘｴｽﾍﾟｸﾄﾙ(ﾄﾝﾈﾙ)
（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

示す。図-8.3.1.13 を図-8.3.1.7の地表面（A点, F点）における伝達関数と比較すると、2 Hz付近の地盤のせん断振動の卓越振動数は変わらないが、免震層を設けたことにより6.6 Hz付近に伝達関数の2次の卓越振動数が現れることがわかる。このピークは図-8.3.1.15 の鉛直方向の伝達関数における卓越振動数と対応している。しかしながら、1次の卓越振動数に比べて増幅倍率が小さく、1以下であることと、入力地震動における高振動数成分のパワーが小さいことから、2次の卓越振動数がトンネルの振動に及ぼす影響は本検討ケースでは小さいものと考えられる。一般には高次モードは1次モードに比べて増幅倍率が小さいため、免震層の設置がトンネルの応答に悪影響を及ぼすことはないが、硬質地盤中に免震層が設置される場合などには、免震トンネルの加速度応答に関して若干注意を払う必要があるものと考えられる。

次にトンネル頂版（B点）～底版（C点）間の水平相対変位およびトンネル側壁下端（C点）～底版中央（D点）間の鉛直相対変位の時刻歴を図-8.3.1.17, 図-8.3.1.18 に示す。ここで扱うトンネルの鉛直相対変位はトンネルの回転変形量を代表するものと考えることができ、本検討ケースでは免震・非免震ともに水平相対変位の約40%の値を示している。図-8.3.1.17, 図-8.3.1.18 より、免震層の設置によりトンネルのせん断変形量、回転変形量はともに減少しており、また、免震および非免震のケースの時刻歴波形は互いに同位相であり、トンネルは同じ変形モードで振動していることがわかる。

さらに、トンネル頂版（B点）～底版（C点）間の水平方向の最大相対変位が発生する時刻におけるトンネル変形図（トンネルの左半分を表示）を図-8.3.1.19 に示す。水平相対変位量は免震の場合がt=25.72秒において0.128cm、非免震の場合がt=25.92秒において0.225cmであり、このときの側壁下端部の鉛直相対変位量は免震の場合が0.056cm、非免震の場合が0.079cmである。相対変位量を免震／非免震の最大値の比で比較すると、水平相対変位で0.57倍、鉛直相対変位で0.69倍となり、免震層の設置によってトンネルの相対変位量は水平方向、鉛直方向ともに半分近くに低減されることがわかる。

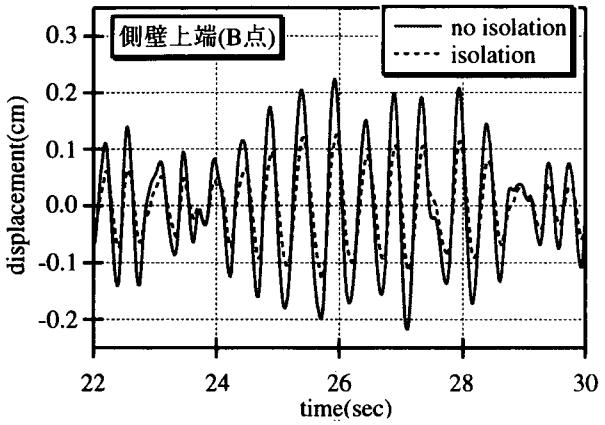


図-8.3.1.17　ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間水平相対変位時刻歴（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

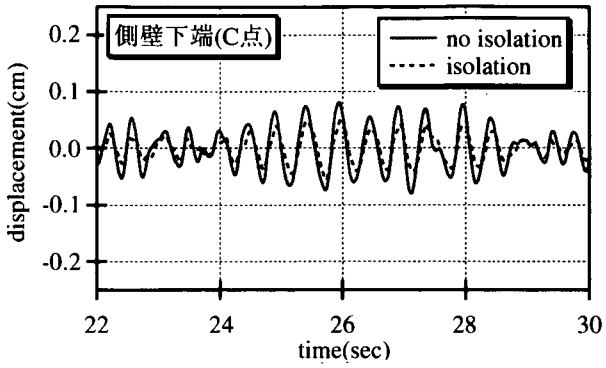


図-8.3.1.18　ﾄﾝﾈﾙ底版端部～中央間鉛直相対変位時刻歴（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

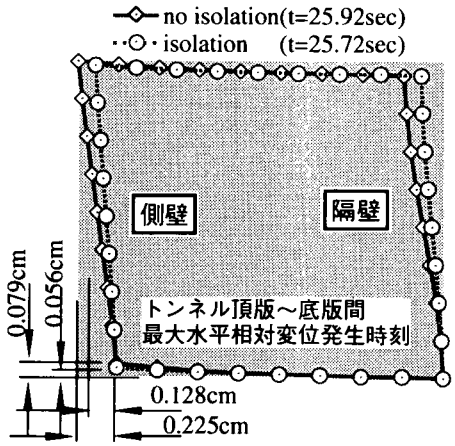


図-8.3.1.19　ﾄﾝﾈﾙ変形図（高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

3)　周辺地盤・免震層のひずみ

免震と非免震の地盤の変形状況を比較するために、ＦＥＭメッシュの中央～片側水平距離8.5mまで（図-8.3.1.6の測線L-3～L-5間）の範囲に対するトンネル頂版～底版間に最大水平相対変位が発生する時刻の変形図を図-8.3.1.20, 図-8.3.1.21 に示す。同図より、既に述べたように非免震の場合では地盤のせん断変形が比較的一様であるのに対して、免震層を設けた場合には免震層に大きなせん断変形が発生し、頂・底版および側壁の近傍地盤のせん断変形は逆に抑制されることがわかる。また、免震層を設けた場合には非免震の場合に比べてトンネルの隅角部周辺におけるひずみの集中度が大きく、せん断変

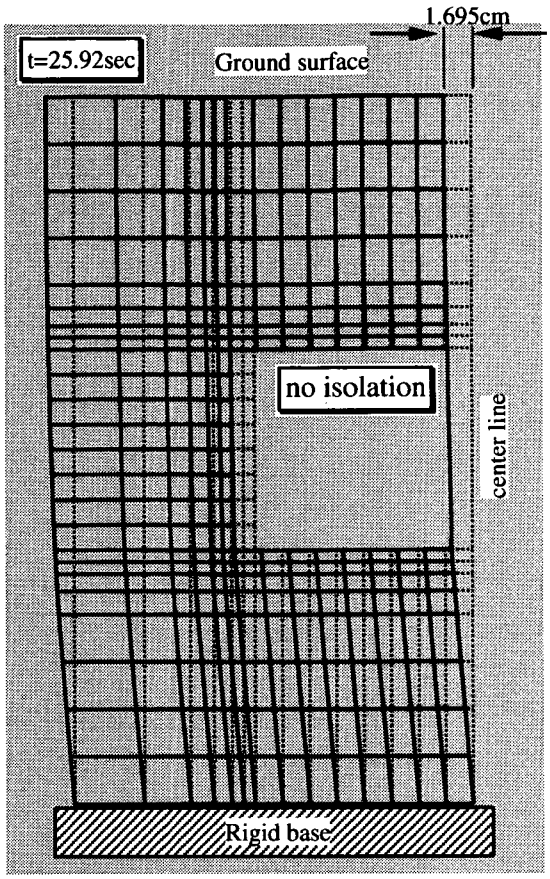


図-8.3.1.20 ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻の変形図（非免震，高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

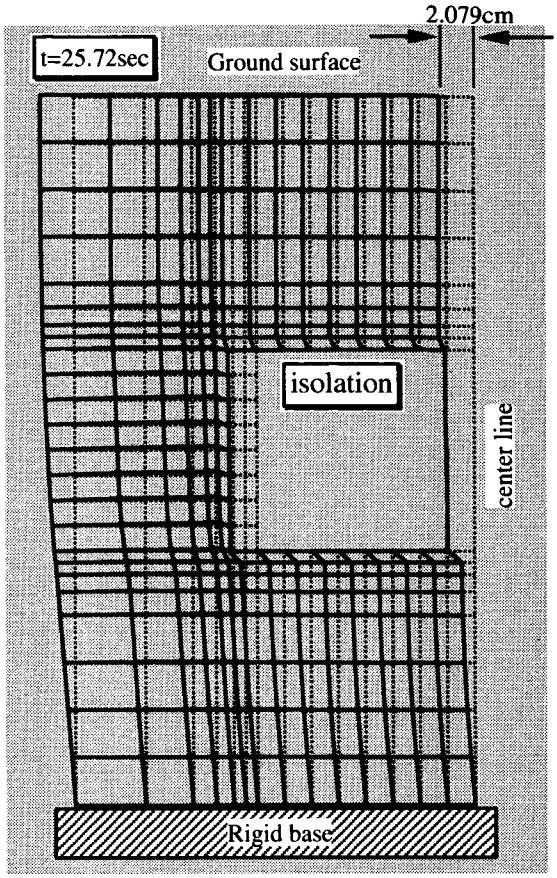


図-8.3.1.21 ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻の変形図（免震，高剛性ﾄﾝﾈﾙ）

形だけでなく体積変形も発生していることがわかる。

周辺地盤・免震層の変形状況を詳しく調べるためにひずみ分布についての検討を行う。まず、頂版、側壁、底版に隣接する要素のせん断ひずみおよび体積ひずみに着目する。ここで対象とした要素は、非免震の場合には地盤要素、免震の場合には免震層要素である。なお、地盤および免震層の体積ひずみvは、2次元平面ひずみ条件では面外方向のひずみが0であることから式(1) により算定した。

$$v = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここで、ε_1, ε_3はそれぞれ面内方向の最大主ひずみ、最小主ひずみである。

図-8.3.1.22 にトンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻のせん断ひずみ分布図を示し、図-8.3.1.23 に同時刻の体積ひずみ分布図を示す。これらはいずれもトンネルの左半分を示し、体積ひずみは圧縮を正とし、トンネルの各壁面の外側のプロットを圧縮、内側を膨張として図示した。また、表-8.3.1.4に頂版、側壁、底版に隣接する各要素の最大せん断ひずみおよび上下の隅角部要素の最大体積ひずみの一覧を示す。

図-8.3.1.22, 表-8.3.1.4から免震層のせん断ひずみは、底版部で約3％、頂版部と側壁部で約1％の値をとり、非免震の同じ位置における地盤のせん断ひずみの約10～20倍の大きさのひずみが発生していることがわかる。また、図-8.3.1.23, 表-8.3.1.4から免震層の上下の隅角部には0.5％程度の体積ひずみが発生しており、これは非免震の同じ位置における地盤の体積ひずみの30倍程度の大きさであること

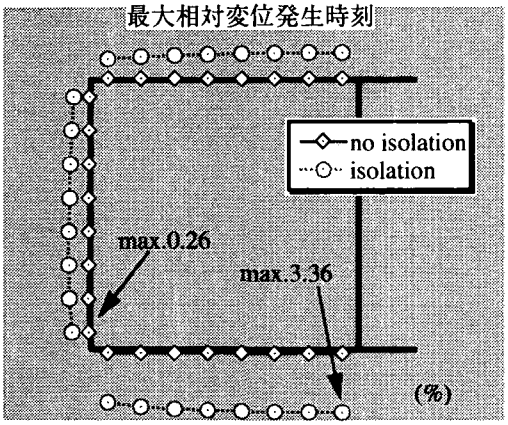


図-8.3.1.22　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素のせん断ひずみ分布

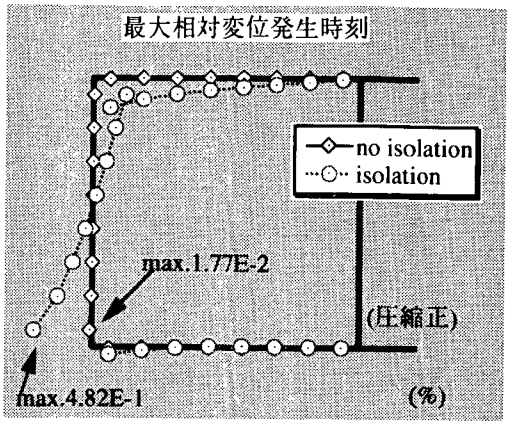


図-8.3.1.23　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素の体積ひずみ分布

表-8.3.1.4　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素のひずみの最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		非免震		免　震		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震/非免震
せん断ひずみ(%)	頂　版	0.076	25.94	1.571	25.92	20.67
	側　壁	0.134	25.94	1.350	25.94	10.07
	底　版	0.209	25.94	3.526	25.94	16.87
体積ひずみ(%)	上側隅角部	0.013	25.94	0.316	25.92	24.31
	下側隅角部	0.018	25.94	0.614	25.92	34.11

もわかる。隅角部の体積ひずみの符号は、免震・非免震ともに、トンネルが左向きにせん断変形する場合には、上側隅角部で膨張、下側隅角部では圧縮の符号をとることから、トンネルに作用する直土圧がトンネルのせん断変形を増加させる向きに作用していることを示している。これは既往の研究結果[7]と同様にトンネルの見かけの剛性が周辺地盤の剛性よりも大きいためと考えられる。

次に、トンネルに隣接する要素より少し広い範囲に着目した考察を行う。トンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻のせん断ひずみ分布図を図-8.3.1.24(a),(b)に示し、体積ひずみ分布図（圧縮を正）を図-8.3.1.25(a),(b)に示す。図示はトンネルの上下左右それぞれ約4mまでの範囲の地盤要素を対象とし、いずれもＦＥＭモデルの左半分とした。また、免震層については周辺地盤と応答値のオーダーが異なるため等高線の作図に含めていない。

周辺地盤のせん断ひずみの分布をみると、免震・非免震とで等高線の形に顕著な違いがみられ、免震層の設置によりトンネル周辺のせん断ひずみ分布が変化することがわかる。免震の場合で特徴的なのは、トンネル頂版、底版、側壁の免震層の延長位置にあたるせん断ひずみの値がその周囲の要素に比べて大きな値を示すことであり、これは免震層に大きなせん断変形が発生した影響がその真横や上下の地盤要素にも及び、せん断変形が卓越する傾向を示すためと考えられる。周辺地盤のせん断ひずみのトンネル隅角部付近の最大値は、非免震の場合では0.1～0.24%程度の値であるのに対して、免震の場合では0.3～1.35%程度の値が発生しており、局所的にではあるが隅角部には免震化によるせん断ひずみの増加がみられる。ただし、この値はトンネルおよび周辺地盤全体の安定性を損なうほどの値ではない。個

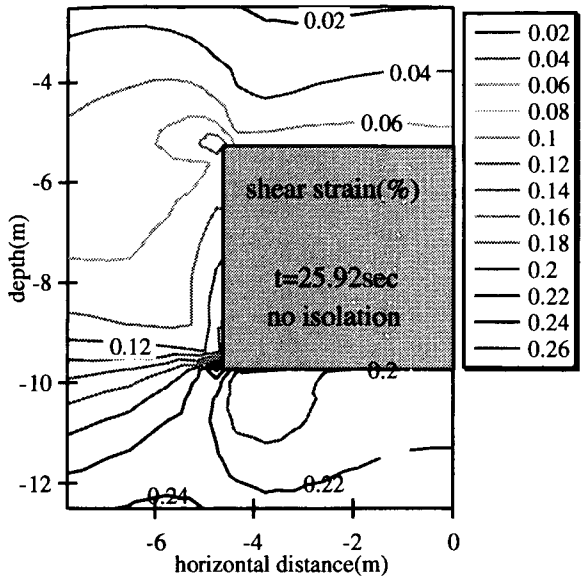


図-8.3.1.24(a)　地盤のせん断ひずみ分布
（非免震）

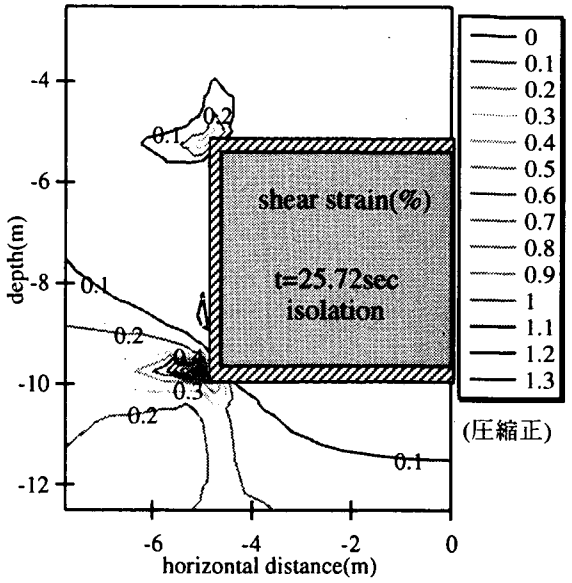


図-8.3.1.24(b)　地盤のせん断ひずみ分布
（免震）

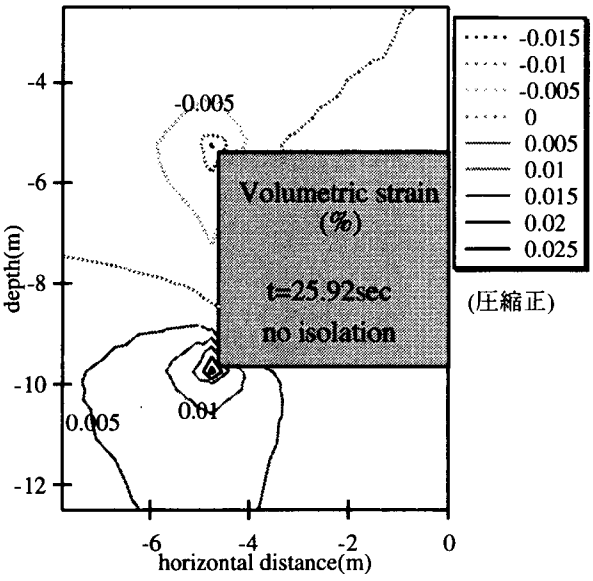


図-8.3.1.25(a)　地盤の体積ひずみ分布
（非免震）

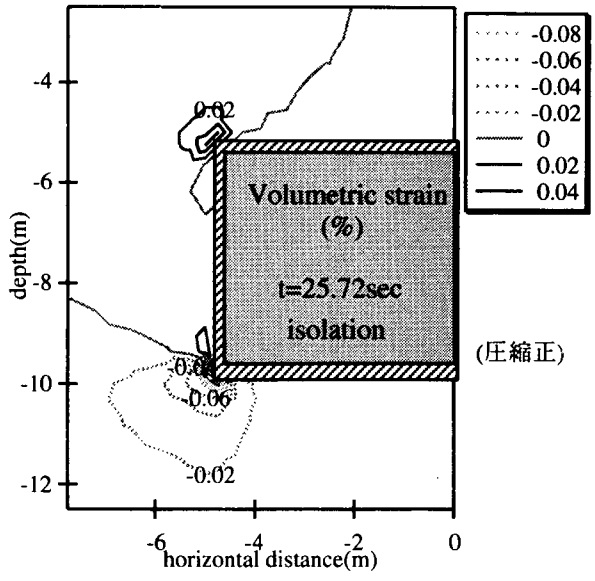


図-8.3.1.25(b)　地盤の体積ひずみ分布
（免震）

所別にみると、トンネルの上下隅角部以外では、免震の場合のせん断ひずみは非免震に比べて約20%～50%に低減しているが、逆に上下隅角部付近の地盤では、免震の場合には非免震の場合に比べてせん断ひずみが増大する傾向がみられ、約２～７倍大きなせん断ひずみが発生していることがわかる。

周辺地盤の体積ひずみのトンネル隅角部付近の最大値は、非免震の場合には0.01%程度の値であるが、免震の場合には0.06～0.17%程度の値が発生している。せん断ひずみと同様に、局所的にではあるが隅角部には免震化による体積ひずみの増加がみられるが、トンネルおよび周辺地盤全体の安定性を損なうほどの値ではない。図-8.3.1.23 に示したように免震層位置の体積ひずみは、免震・非免震にかかわらず同符号であった。これに対して免震層の外側の地盤の体積ひずみは、図-8.3.1.25(a),(b)に示される

ように免震・非免震ともに隅角部のひずみ値が大きい傾向は共通であるが、両ケースで符号が異なることがわかる。すなわち、トンネルが左向きにせん断変形する場合を例にとると、非免震の場合には、上側隅角部で膨張、下側隅角部では圧縮の符号をとるのに対して、免震の場合には、免震層では上側隅角部で膨張、下側隅角部では圧縮の符号をとるとともに、免震層の外側の地盤では上側隅角部で圧縮、下側隅角部では膨張の符号をとる傾向がみられる。このように免震の場合には、免震層と外側の地盤との間の相互作用により、隅角部付近における地盤と免震層の体積変化の特性が逆転するが、これは、免震層に生じた体積変化を周辺地盤が局所的に逆向きの体積変化をすることによって相互補完しているためと考えられる。

4) 周辺地盤・免震層の応力

ここでは、周辺地盤・免震層の応力分布について考察する。まず、頂版、側壁、底版に隣接する要素を対象としてトンネル壁面に作用するせん断応力τ xyおよび直応力σx, σy に着目する（添字x, y はそれぞれ水平、鉛直方向を示す）。ここでいうせん断応力はトンネルに作用するせん断土圧の地震時増分に相当し、直応力のうちでトンネル壁面に垂直な成分は直土圧の地震時増分に相当するものである。表-8.3.1.5にせん断応力τ xyおよび直応力σx, σy の最大値とその発生時刻を示し、図-8.3.1.26, 図-8.3.1.27 にトンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻のせん断応力τ xyおよび直応力σx, σy の分布図を示す。これらはいずれもトンネルの左半分を示し、直応力については各壁面の外側のプロットを圧縮、内側を引張として図示した。

表-8.3.1.5, 図-8.3.1.26 から免震層のせん断応力はトンネル全周にわたり非免震の場合の20%程度の値にまで低減し、特に側壁での低減効果が大きく、底版でやや小さいことがわかる。このことから免震層はトンネルのせん断土圧低減に大きな効果があることがわかる。

一方、表-8.3.1.5, 図-8.3.1.27 から免震層の直応力は底版側の下側隅角部を除いて非免震の場合の約2倍の直応力が発生しており、側壁の下側隅角部、頂版の上側隅角部においてその倍率がやや大きい。免震、非免震の各ケースにおける発生応力は、このようにせん断応力と直応力とでそれぞれ逆となる傾向がみられ、少なくとも本検討例では直土圧の絶対値は免震層の設置により底版部を除いて増加する現

表-8.3.1.5 ﾄﾝﾈﾙ隣接要素の応力の最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		非免震		免　震		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震/非免震
せん断応力 (tf/m^2)	頂　版	2.86	25.94	0.53	25.92	0.19
	側　壁	3.82	25.94	0.45	25.94	0.12
	底　版	4.79	25.94	1.18	25.94	0.25
直応力 (tf/m^2) (圧縮正)	上側隅角部:頂版	2.17	25.94	4.63	25.92	2.13
	上側隅角部:側壁	3.13	25.94	5.49	25.90	1.75
	下側隅角部:側壁	-4.23	25.94	-10.64	25.92	2.52
	下側隅角部:底版	-2.07	25.92	-1.03	25.38	0.50

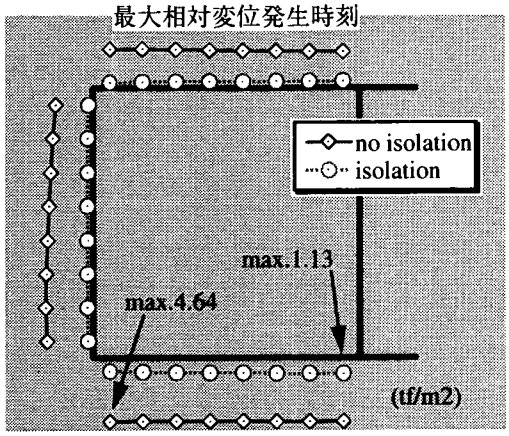


図-8.3.1.26　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素のせん断応力分布

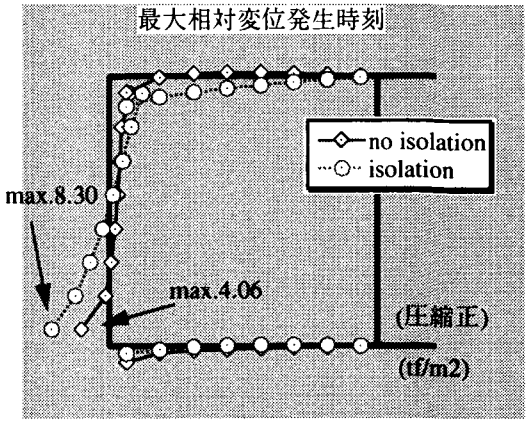


図-8.3.1.27　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素の直応力分布

象がみられている。同様な傾向は模型振動実験の結果[1),2)]においてもみられている。直応力の符号は免震、非免震のケースともに、図-8.3.1.27 の時刻のようにトンネルが左向きにせん断変形する場合には上側隅角部で引張、下側隅角部では圧縮の符号をとり、体積ひずみにおいてみられた傾向と同様に、直土圧がトンネルのせん断変形を増加させる向きに作用していることを示している。トンネルの側壁の上部と下部とで作用方向が逆転するこのような地震時増分土圧の分布は既往の研究結果[7),9)]においても報告されているが、これは基本ケースで設定したトンネルの見かけの剛性が周辺地盤の剛性よりも大きいことに起因するものと考えられる。トンネルの見かけの剛性が周辺地盤の剛性よりも大きい場合においては、免震層の設置によってトンネルに作用するせん断土圧は大きく低減してトンネルのせん断変形を減少させる傾向を示す一方で、直土圧は底版のように減少する個所もあるが、他の部材では増加がみられ、トンネルのせん断変形を増加させる傾向を示すが、後述するように曲げモーメント、せん断力などの断面力は大きく減少する傾向を示す。したがって、免震トンネルの断面力低減にはせん断土圧の低減が主要な役割を果たしており、直土圧の寄与する度合は小さいものと考えられる。

次に、トンネルに隣接する要素より少し広い範囲に着目する。トンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻のせん断応力τxyの分布図を図-8.3.1.28(a),(b)に、水平方向直応力σx の分布図を図-8.3.1.29(a),(b)に、鉛直方向直応力σy の分布図を図-8.3.1.30(a),(b)にそれぞれ示す。図示はトンネルの上下左右それぞれ約4mまでの範囲の地盤要素を対象とし、いずれもＦＥＭモデルの左半分側とした。なお、免震層については周辺地盤と応答値のオーダーが異なるため等高線の作図に含めていない。また、直応力に関しては圧縮を正として図示した。

図-8.3.1.28(a),(b)に示すようにせん断応力は、トンネル頂版、底版、側壁の中央部付近では免震のケースは非免震のケースに比べて約２～20倍小さな値を示しているが、隅角部付近では免震のケースが２倍程度大きな値を示している。免震と非免震とでは等高線の形状に違いがみられ、免震層の設置によりトンネル周辺のせん断応力分布が変化しており、これは前述したせん断ひずみに対しても同様にみられた現象である。免震のケースで特徴的な点は、トンネル頂版、底版、側壁の免震層の延長位置においてせん断応力の値がその周囲の要素に比べて大きな値を示すことである。これは免震層に大きなせん断

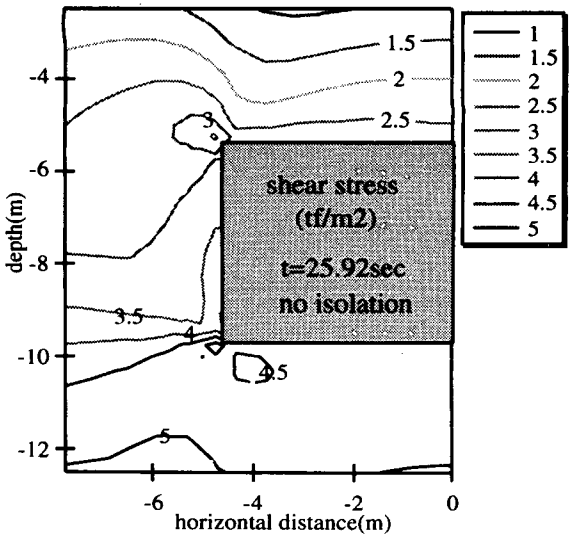


図-8.3.1.28(a)　地盤のせん断応力分布
(非免震)

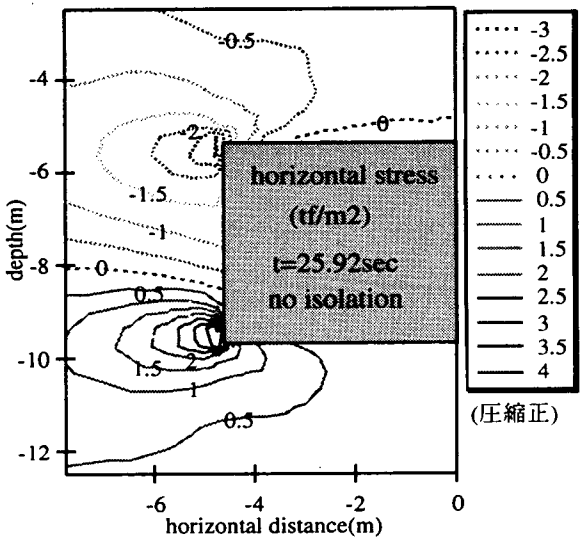


図-8.3.1.29(a)　地盤の水平方向直応力分布
(非免震)

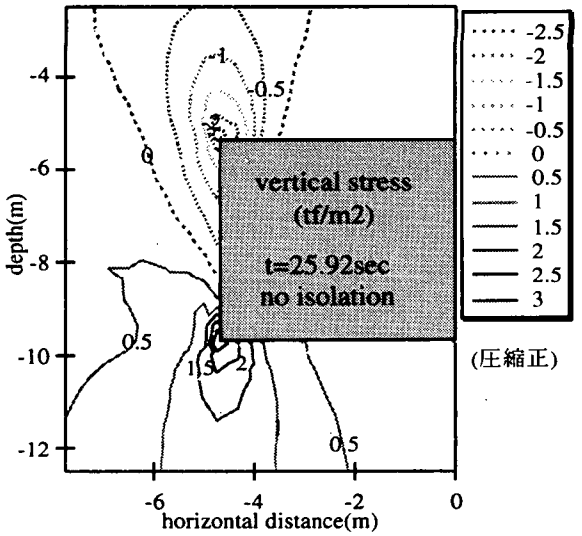


図-8.3.1.30(a)　地盤の鉛直方向直応力分布
(非免震)

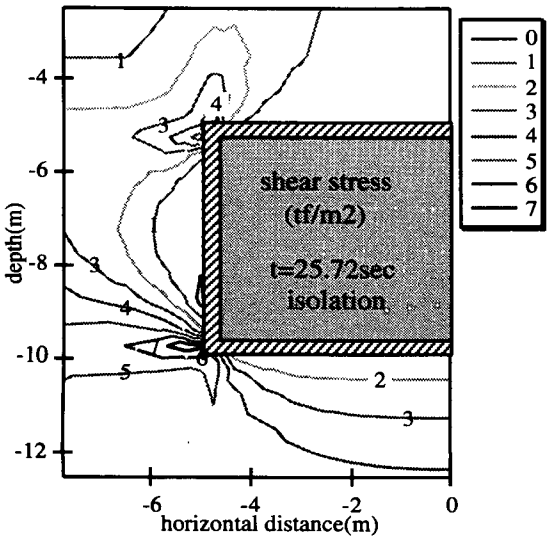


図-8.3.1.28(b)　地盤のせん断応力分布
(免震)

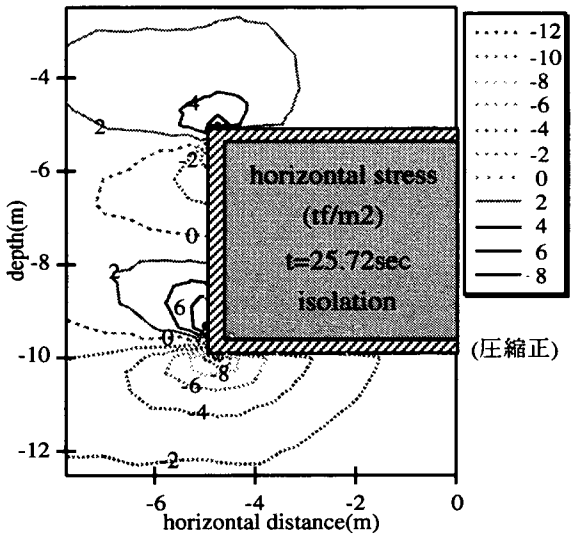


図-8.3.1.29(b)　地盤の水平方向直応力分布
(免震)

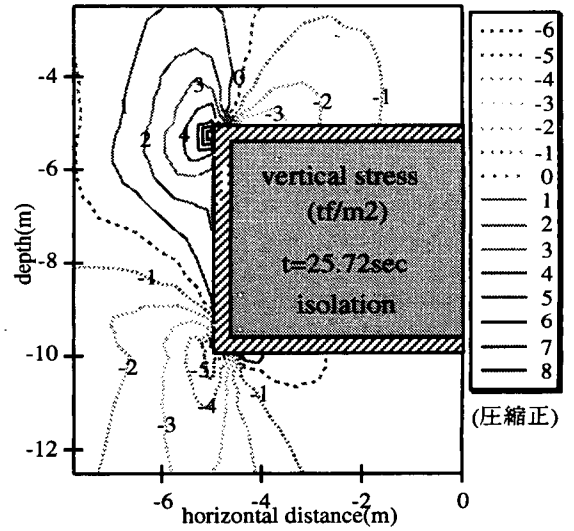


図-8.3.1.30(b)　地盤の鉛直方向直応力分布
(免震)

変形が発生した影響がその真横や上下の地盤要素にも及び、その位置のせん断変形が卓越する傾向を示すためと考えられる。ここで、側壁の免震層から下向きに延びる等高線の山は、側壁から上向きに延びる等高線の山および頂・底版から横向きに延びる等高線の山に比べて応力レベルがやや低い傾向を示しているが、これは本検討で用いた解析モデルでは、トンネル底版からモデルの基盤までの地盤の層厚が1D（D：トンネル高さ）と比較的小さく、しかも基盤が剛基盤であるためにトンネルの底版方向への変形に対する拘束度合が大きい設定条件となっているためと考えられる。

図-8.3.1.29(a),(b)に示した水平方向直応力σx に関しては、免震、非免震ともに共通して応力の高い個所がトンネルの隅角部に集中しているが、免震層の設置によりトンネル周辺の直応力分布に顕著な変化がみられる。免震のケースで特徴的なのは、トンネル頂版、底版の免震層の真横の位置の地盤要素において応力の等高線が圧縮伸張の符号が異なる上下2つの山と谷に分離していることである。これもせん断応力τxyにおいてみられたのと同様にトンネル頂版、底版の免震層に大きなせん断変形が発生することによる影響がその真横の地盤要素にも及ぶという現象が、直応力の等高線形状に現れたものと考えられる。

図-8.3.1.30(a),(b)に示す鉛直方向直応力σy についても同様な傾向がみられ、トンネル側壁の免震層の上下位置の地盤要素において圧縮伸張の符号が異なる左右2つの山と谷に等高線が分離している。また、鉛直方向直応力σy に関して、側壁の下側の応力レベルが側壁の上側に比べてやや低い傾向を示しているが、これはせん断応力においてみられたのと同様に、設定した解析モデルにおいてトンネルの底版方向への変形に対する拘束度が大きいためと考えられる。

トンネル隅角部付近の地盤と免震層の直応力の状態に関して本検討結果から得られた結果は、左向きのせん断変形時を例として図-8.3.1.31 のように模式的にまとめることができる。左側が免震のケース、右側が非免震のケースであり、両ケースともに内側の網かけの位置が免震層の位置の応力状態を示し、

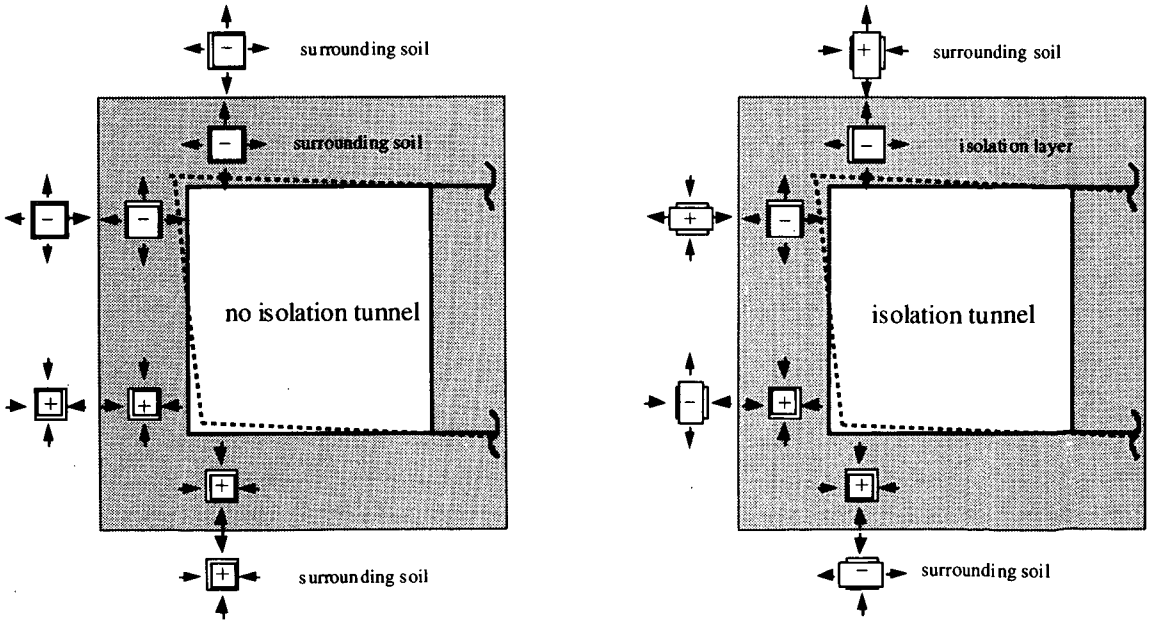


図-8.3.1.31　ﾄﾝﾈﾙ周辺地盤・免震層の応力状態の模式図(左向きのせん断変形時)

その外側に周辺地盤の応力状態を示す。免震層位置の応力状態は両ケースともに上側の隅角部（側壁・頂版）で膨張、下側の隅角部（側壁・底版）で圧縮の状態をとる。一方、その外側の周辺地盤の応力状態は、非免震のケースでは免震層の位置の応力状態と同じ応力状態となるのに対して、免震のケースではそれぞれの位置において水平・鉛直応力のうち一方が圧縮、他方が引張の状態をとる。すなわち、免震層のせん断変形が卓越しない方向（すなわち、側壁に関しては水平成分、頂版・底版に関しては鉛直成分）の成分の符号は免震層位置の符号と変わらず、免震層の変形が卓越する方向（側壁に関しては鉛直成分、頂版・底版に関しては水平成分）の成分の符号には反転がみられる。また、これに伴い局所的な体積変化の方向も免震層の内側と外側とで逆転がみられる。このようなトンネル周辺地盤と免震層の直応力の特性は、免震層に発生する大きなせん断変形の発生と表裏一体の関係にあり、免震トンネルの断面力低減に寄与しているものと考えられる。

5)　トンネルの断面力

トンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻において、免震および非免震トンネルに発生する断面力を比較した結果をトンネルの左半分を対象として図-8.3.1.32(a),(b),(c)に示し、トンネル各部材に対する同時刻の断面力、最大断面力とその発生時刻を表-8.3.1.6に示す。

図-8.3.1.32(a),(b),(c)および表-8.3.1.6より、既往の研究結果[6),8)]と同様に、頂版・底版・側壁および隔壁の隅角部における曲げモーメント、せん断力は免震層の設置により約半分に低減していることがわかる。本検討ケースではトンネルの見かけ剛性が周辺地盤の剛性よりも大きいため、非免震トンネルの曲げモーメント分布は各部材間で直線的であり、免震トンネルの曲げモーメントの低減傾向も各部材間でほぼ一様な傾向を示す。このことは、図-8.3.1.19 に示したようなトンネルの変形形状に関する傾向と対応している。

軸力についても曲げモーメント、せん断力と同様の低減傾向がみられるが、側壁下部など低減効果が

表-8.3.1.6　断面力の最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		非免震			免　震			最大値の比
		25.92sec	最大値	time(sec)	25.72sec	最大値	time(sec)	免震/非免震
曲げモーメント (tf*m)	上側隅角部*1)	34.65	35.35	25.90	14.77	17.54	25.92	0.50
	下側隅角部*1)	36.29	37.10	25.90	16.43	18.97	25.92	0.51
	隔壁上側	15.60	15.86	25.90	6.01	9.04	25.92	0.57
	隔壁下側	16.50	16.82	25.90	8.13	9.54	25.92	0.57
軸力*2) (tf)	上側隅角部:頂版	10.98	10.98	25.92	2.97	3.61	25.92	0.33
	上側隅角部:側壁	7.29	7.41	25.90	1.33	1.62	25.92	0.22
	下側隅角部:側壁	6.53	6.53	25.92	4.45	5.16	25.92	0.79
	下側隅角部:底版	14.75	14.87	25.90	0.78	1.81	25.80	0.12
せん断力*3) (tf)	頂　版	9.59	9.84	25.90	6.19	7.32	25.92	0.74
	側　壁	18.50	18.99	25.90	9.50	11.20	25.92	0.59
	底　版	10.35	10.53	25.90	4.62	5.44	25.92	0.52
	隔　壁	7.98	8.15	25.90	4.12	4.91	25.92	0.60

*1)　隅角部の曲げﾓｰﾒﾝﾄは頂版と側壁上端、底版と側壁下端で値が等しいので共通に表示した。

*2)　隔壁には軸力は発生しないので省略した。

*3)　せん断力は各部材の最大値を表示した。

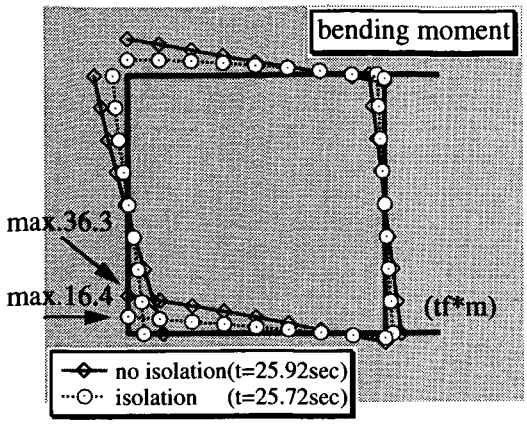


図-8.3.1.32(a) 最大相対変位発生時刻の曲げﾓｰﾒﾝﾄ分布

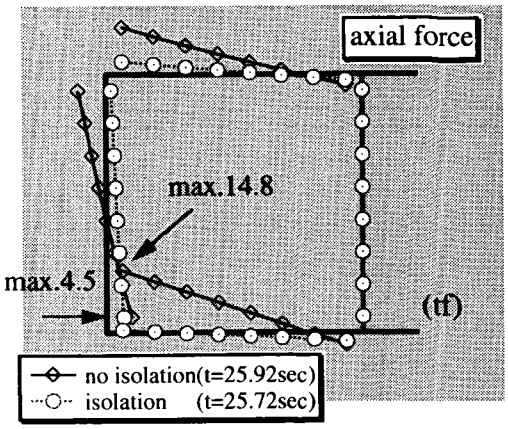


図-8.3.1.32(b) 最大相対変位発生時刻の軸力分布

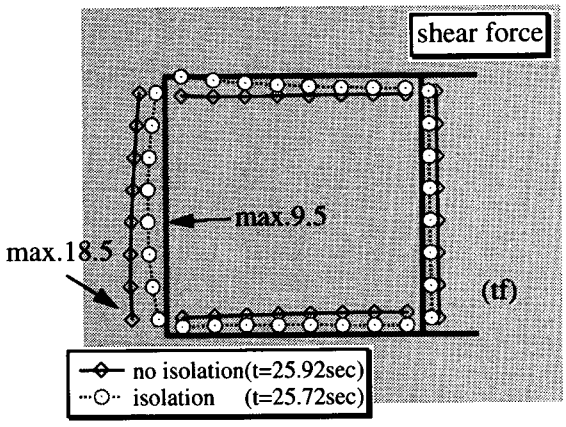


図-8.3.1.32(c) 最大相対変位発生時刻のせん断力分布

あまりみられない個所もある。この傾向は模型振動実験[1),2)]においてもみられたが、応力分布の項で述べたように本検討で設定した解析モデルの条件においては底版側の拘束が大きいため、相対的にトンネルの水平方向および頂版の上方向にトンネル・地盤が変形しやすく、底版の下方への回転変形が生じにくいためと考えられる。

(4) 低剛性トンネルに対する等価線形解析結果

ここでは、トンネルの壁厚を変化させずにトンネルのヤング係数を基本ケースの1/10に設定した低剛性のトンネル（以下では、“低剛性”と略する）に対する等価線形解析の結果について、基本ケース（以下では、“高剛性”と略する）の結果と対比しつつ考察を行う。表-8.3.1.1に示したように低剛性のケースにおいては、トンネルの見かけ剛性(107.5kgf/cm^2)が周辺地盤の初期剛性(735kgf/cm^2)に比して小さなトンネルが想定されている。低剛性のケースでは非免震・免震のケースともに t=25.94秒にトンネル頂版～底版間に最大水平相対変位が発生する。以下の検討では基本ケースと同様に、最大相対変位発生時刻に関する作図を行う際に各ケースの比較を容易にするために、地盤およびトンネルが左側にせん断変形している状態に各応答値の符号を統一して作図および考察を行った。

1)　地盤の加速度・相対変位

まず、ＦＥＭ解析の結果得られた地盤の加速度・相対変位分布について考察する。地表面及びトンネルの加速度、相対変位の最大値とその発生時刻を表-8.3.1.7に示し、図-8.3.1.6に示したＦＥＭメッシュの中央位置上の地表面（A点，トンネル直上）および自由地盤表面（Ｆ点）における水平加速度の伝達関数とフーリエスペクトルを図-8.3.1.33, 図-8.3.1.34 に示す。また、図-8.3.1.35, 図-8.3.1.36 にＦＥＭメッシュ内５本(L-1～L-5)、自由地盤内１本(L-0) の計６本の鉛直方向測線に対する最大加速度分布、最大相対変位分布を示す。また、トンネルの側壁に沿った測線L-4 および自由地盤の測線L-0 上においてトンネル頂版～底版間に最大水平相対変位が発生する時刻の加速度分布、相対変位分布を図-8.3.1.37, 図-8.3.1.38 に示す。

図-8.3.1.33 に示す低剛性のケースの伝達関数から、高剛性のケースと同様に、このモデル地盤の卓越振動数が約２Hzであり、図-8.3.1.5に示した入力地震動の卓越振動数とほぼ一致していること、免震トンネルの伝達関数は自由地盤および非免震のケースの伝達関数と若干違いがみられることなどがわかる。自由地盤のフーリエスペクトルおよび伝達関数は非免震のケースのフーリエスペクトルおよび伝達関数と顕著な差はなく、高剛性のケースと同じく非免震トンネルの応答は周辺地盤の応答に支配されていることを示している。図-8.3.1.34 から自由地盤およびトンネルの直上での免震、非免震の３つのケ

表-8.3.1.7　加速度・相対変位の最大値とその発生時刻（低剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		自由地盤		FEM (非免震)		FEM (免震)		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震 / 非免震
地表面 (トンネル直上)	水平加速度 (gal)	305.0	25.92	330.2	25.90	350.3	25.90	1.06
	水平相対変位 *1)(cm)	1.833	25.94	1.994	25.94	2.214	25.96	1.11
トンネル	水平加速度 *2) (gal)	297.6	25.90	343.1	25.90	349.4	25.92	1.02
	水平相対変位 *3)(cm)	0.475	25.94	0.888	25.94	0.719	25.94	0.81
	鉛直相対変位 *4)(cm)			0.090	25.92	0.029	25.92	0.32

*1)基盤～地表面間、*2)頂版、*3)トンネル頂版～底版間、*4)トンネル側壁下端～底版中央間

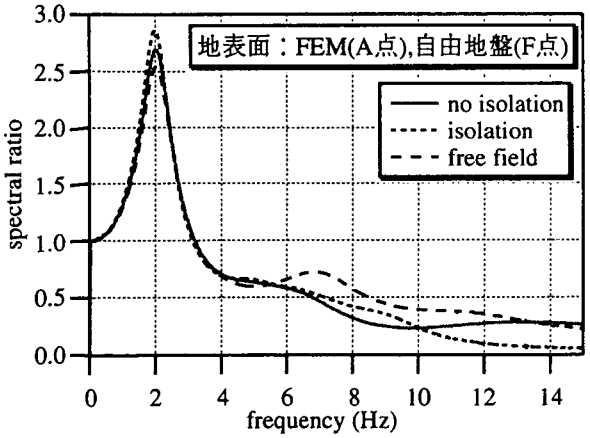


図-8.3.1.33　水平動の伝達関数（地表面）（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

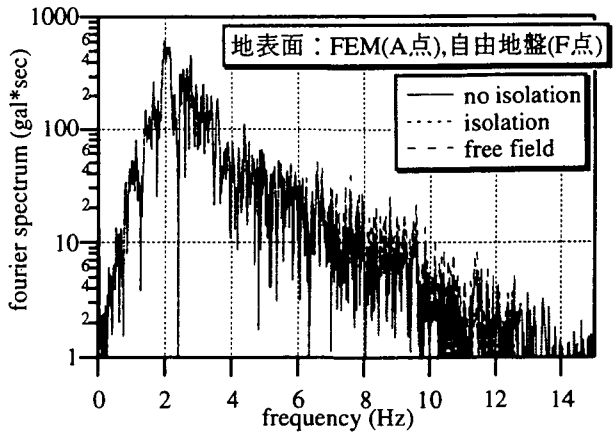


図-8.3.1.34　水平加速度のﾌｰﾘｴｽﾍﾟｸﾄﾙ(地表面)（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

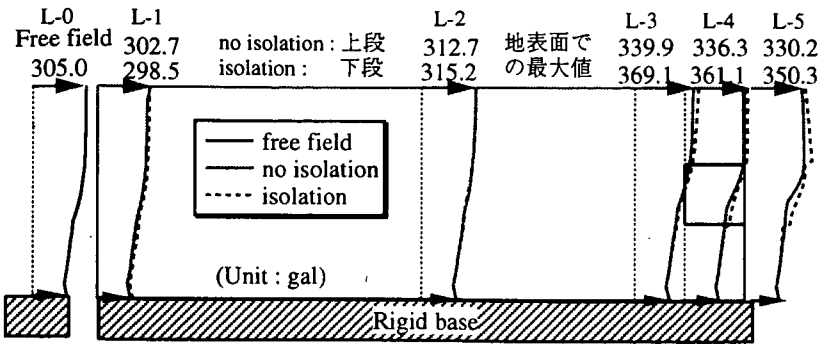


図-8.3.1.35　最大水平加速度分布の比較（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

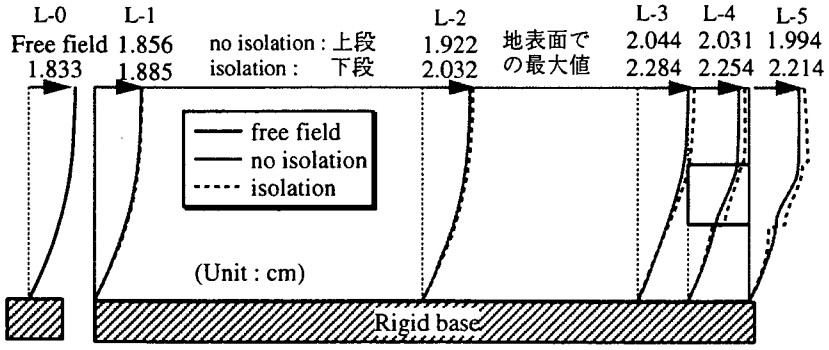


図-8.3.1.36　最大水平相対変位分布の比較（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

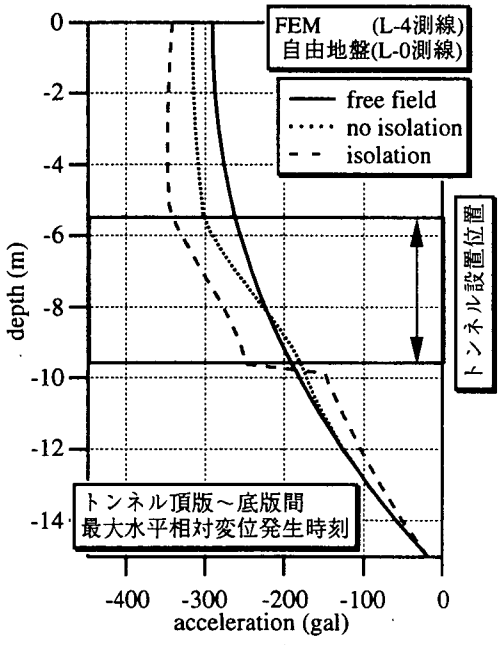


図-8.3.1.37　ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻の水平加速度分布（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

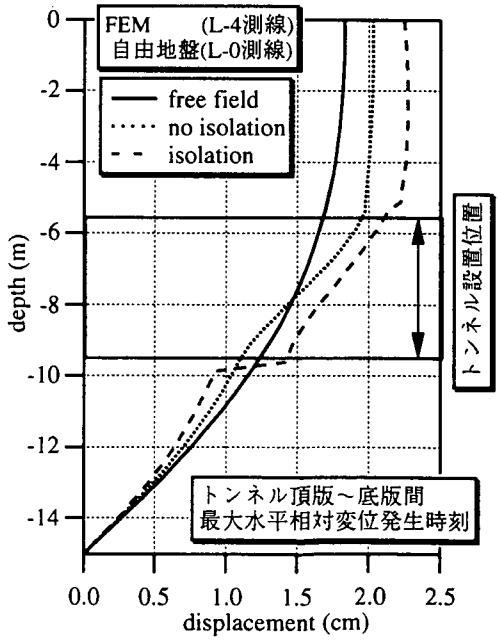


図-8.3.1.38　ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻の水平相対変位分布（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

ースにおける地表面のフーリエスペクトルには顕著な差はみられないが、地表面の最大応答値について比較を行ってみる。表-8.3.1.7と表-8.3.1.3、図-8.3.1.35,図-8.3.1.36 と図-8.3.1.9, 図-8.3.1.10 との比較より、地表面の最大応答値は高剛性のケースよりも大きめの値を示しており、トンネルの見かけ剛性が低いことを反映している。非免震のケースの地表面最大加速度は自由地盤に対して1.09倍、基盤に対する最大相対変位は1.09倍であり、高剛性のケースとは逆に自由地盤に比べて応答が若干増加している。また、免震のケースの地表面最大加速度は自由地盤に対して1.15倍、基盤に対する最大相対変位は1.21倍であり、自由地盤に比べてやや応答の増加がみられる点は高剛性のケースと共通である。同様に地表面最大応答値を免震／非免震の比で比較してみると、最大加速度は1.06倍、基盤に対する最大相対変位は1.11倍であり、高剛性のケースに比べると免震／非免震の最大応答値の差は小さい。

次に、地盤内の加速度、相対変位分布について考察を行う。まず、非免震のケースではトンネルの見かけ剛性が周辺地盤の初期剛性よりも小さいため、自由地盤の応答と比べて加速度分布、相対変位分布ともにトンネル設置位置では増幅率が増加し[7]、逆にトンネルの下部および上部では応答値の増幅率が若干低減する傾向がみられる。また、免震層のケースでは、免震層に大きなせん断変形が集中する影響により、トンネルの頂版および底版の深度では大きな水平変位が発生する点やトンネル底版より下部および頂版より上部の地盤では非免震のケースとは逆に応答値の増幅率が自由地盤の応答よりも低下している点、トンネル設置位置での変位の増幅率が非免震のケースより低下する点などは高剛性のケースと共通である。また、免震層の相対変位増加の寄与分が地盤および構造物の相対変位減少の寄与分よりも大きいため、地表面の相対変位は、自由地盤および非免震のケースよりも増加する傾向も高剛性のケースと共通である。

2) トンネルの加速度、相対変位

ここではトンネルの加速度、相対変位について考察を行う。側壁上端位置（B点）における水平加速度の伝達関数とフーリエスペクトルを図-8.3.1.39,図-8.3.1.40 に示し、側壁下端位置（C点）における鉛直加速度の伝達関数とフーリエスペクトルを図-8.3.1.41,図-8.3.1.42 に示す。水平加速度（図-8.3.1.39,図-8.3.1.40)に関しては、自由地盤の対応する深度（G点）における計算結果も併せて示す。図-8.3.1.39 の水平加速度の伝達関数を図-8.3.1.33 の地表面（A点, F点）の伝達関数と比較すると、高剛性のケースと同様に地盤のせん断振動の卓越振動数が2Hz付近にみられることは変わらないが、免震層を設けたことにより9Hz付近に伝達関数の2次の卓越振動数が現れることがわかる。このピークは図-8.3.1.41 の鉛直方向の伝達関数における卓越振動数と対応している。しかしながら、この卓越振動数の応答倍率は小さく、高剛性のケースと同様に、免震層の設置がトンネルに有害な振動を励起しないことは低剛性のケースにおいても確認された。

また、トンネル頂版（B点）～底版（C点）間の水平相対変位およびトンネル側壁下端（C点）～底版中央（D点）間の鉛直相対変位の時刻歴を図-8.3.1.43,図-8.3.1.44 に示す。低剛性トンネルのケースでは、免震トンネルの鉛直相対変位は水平相対変位の約3.5％の値、非免震トンネルでは水平相対変位の約10％の値を示す。高剛性トンネルの鉛直相対変位は、免震、非免震ともに水平相対変位の約40％であったことを考慮すると、低剛性トンネルではトンネルのせん断変形に比べてロッキング的な変形が

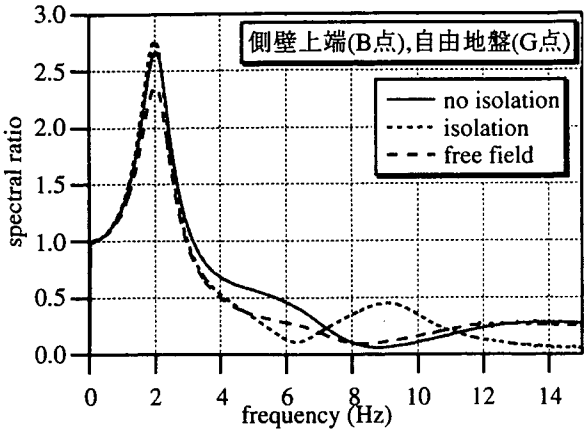


図-8.3.1.39　水平動の伝達関数（ﾄﾝﾈﾙ）
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

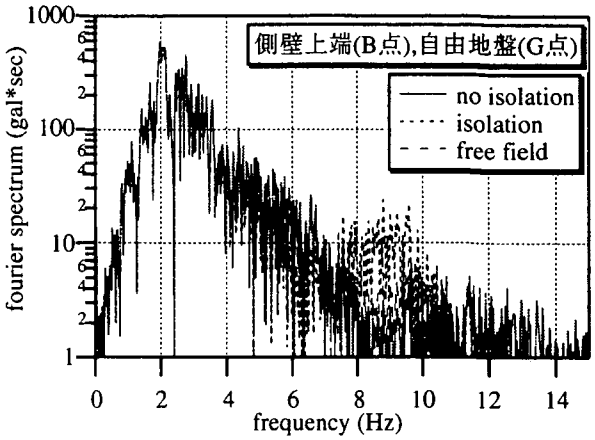


図-8.3.1.40　水平加速度のﾌｰﾘｴｽﾍﾟｸﾄﾙ(ﾄﾝﾈﾙ)
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

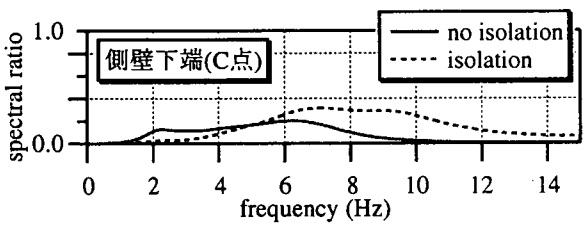


図-8.3.1.41　鉛直動の伝達関数（ﾄﾝﾈﾙ）
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

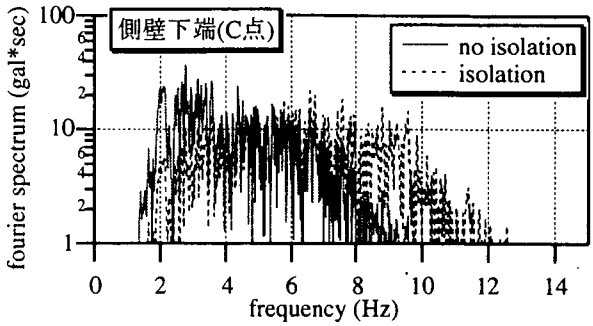


図-8.3.1.42　鉛直加速度のﾌｰﾘｴｽﾍﾟｸﾄﾙ(ﾄﾝﾈﾙ)
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

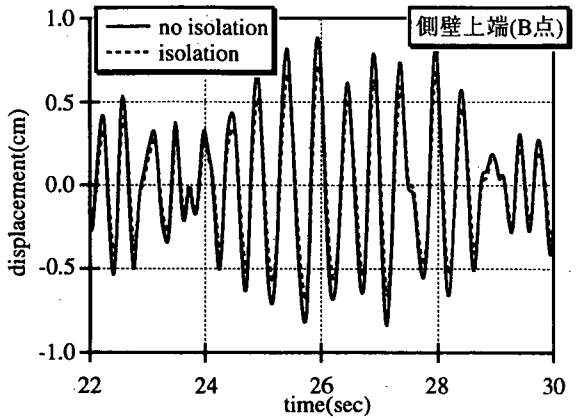


図-8.3.1.43　ﾄﾝﾈﾙ頂版～底版間水平相対変位
時刻歴（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

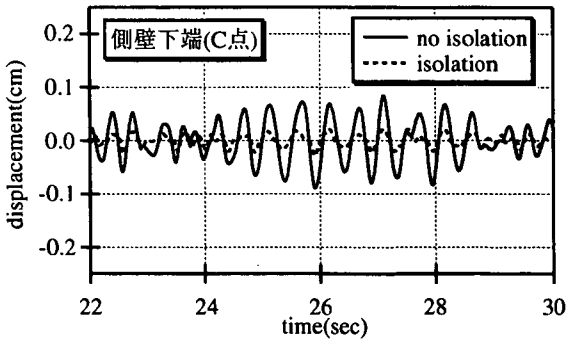


図-8.3.1.44　ﾄﾝﾈﾙ底版端部～中央間鉛直相対
変位時刻歴（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

小さいことがわかる。しかし、免震および非免震のケースの時刻歴波形は互いに同位相であり、トンネルは同じ変形モードで振動することは高剛性トンネルと共通である。

さらに、トンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻におけるトンネル変形図（トンネル左半分を表示）を図-8.3.1.45 に示す。図-8.3.1.19 に示した高剛性トンネルの変形状況とは異なり、低剛性

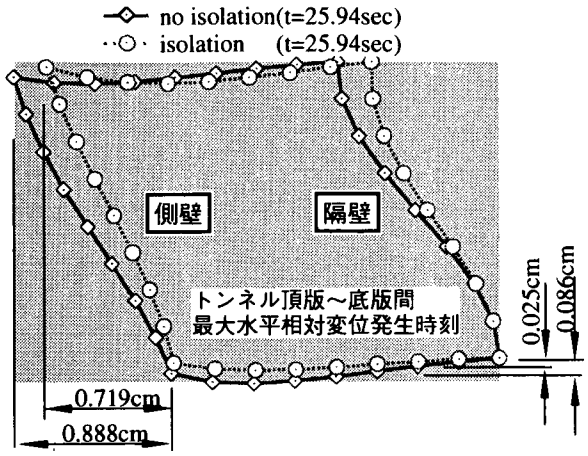


図-8.3.1.45 ﾄﾝﾈﾙ変位図（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

トンネルではスパン中間部に対するトンネル隅角部の相対的な剛性が大きいことにより、隅角部とスパン中間部の間でトンネル壁面が大きく変形する傾向を示している。また、壁厚の違いによる剛性差および免震層に接しているか接していないかに起因して側壁部と隔壁部の変形状況が異なり、隔壁部では側壁部よりも変形の度合が大きくなっている。水平相対変位量は免震の場合が 0.719cm、非免震の場合が0.888cmであり、このとき側壁下端部の鉛直相対変位量は免震の場合が0.025cm、非免震の場合が0.086cmである。最大相対変位量の免震／非免震の比について調べてみると、水平相対変位で0.81倍、鉛直相対変位で0.29倍となり、免震層の設置によってトンネルの相対変位量は水平方向、鉛直方向ともに低減されるが、高剛性のケースと比べて減少の程度は水平相対変位が小さく、鉛直相対変位は大きい。相対変位の絶対値としては水平相対変位が支配的であるので、低剛性トンネルでは免震層設置による相対変位低減効果は小さく、トンネルの相対変位低減がトンネルの断面力低減の主な要因ではないと考えられる。低剛性トンネルではトンネルスパン中間部に対する隅角部の相対的な剛性の差が大きいため、隅角部付近における曲げモーメントの増加が顕著であるが、免震層はこのような部材間の断面力分布を平滑化することによる免震効果が大きい考えられる。ただし、免震層とは直接接していない隔壁部分には上記の効果があまりみられないため、したがって断面力の低減も大きくない。

3) 周辺地盤・免震層のひずみ

表-8.3.1.8に頂版、側壁、底版に隣接する各要素の最大せん断ひずみおよび上下の隅角部要素の最大体積ひずみの一覧を示す。また、図-8.3.1.46 にトンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻のせん断ひずみ分布図を示し、図-8.3.1.47 に同時刻の体積ひずみ分布図を示す。これらはいずれもトンネルの左半分を示し、体積ひずみについては圧縮を正とし、トンネルの各壁面の外側のプロットを圧縮、内側を膨張として図示した。

図-8.3.1.46 から免震層のせん断ひずみは底版部で約2.5％、頂版部と側壁部で約１％の値をとり、非免震の同じ位置における地盤のせん断ひずみの約10～20倍の大きさのひずみが発生し、また、図-8.3.1.47 から免震層の上下の隅角部には約0.3％の体積ひずみが発生していることがわかる。これは非免震の同位置における地盤の体積ひずみの約10～15倍の大きさであり、高剛性のケースとほぼ同じ傾向で

表-8.3.1.8　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素のひずみの最大値とその発生時刻（低剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		非免震		免　震		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震/非免震
せん断ひずみ(%)	頂　版	0.053	25.92	1.027	25.94	19.38
	側　壁	0.165	25.94	1.515	25.94	9.18
	底　版	0.124	25.94	2.666	25.94	21.50
体積ひずみ(%)	上側隅角部	0.024	25.94	0.274	25.94	11.42
	下側隅角部	0.022	25.94	0.316	25.94	14.36

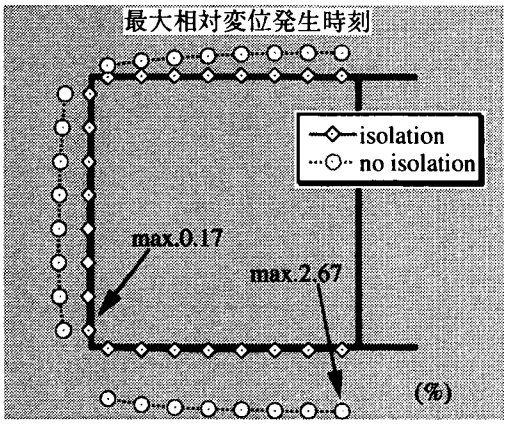


図-8.3.1.46　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素のせん断ひずみ分布
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

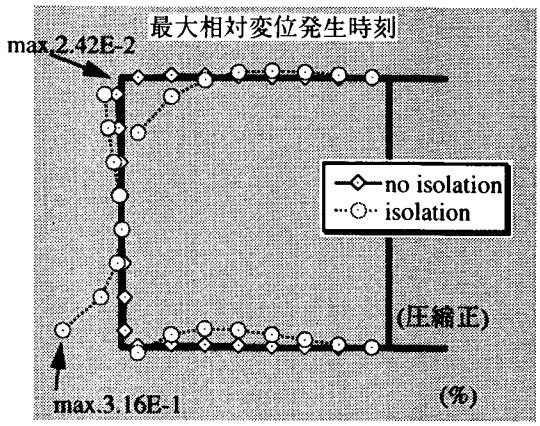


図-8.3.1.47　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素の体積ひずみ分布
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

ある。ただし、トンネルが低剛性であることに起因して体積ひずみの発生量は、高剛性トンネルに比べると小さくなっている。

トンネル隅角部の体積ひずみは、免震、非免震のケースともに、トンネルが左向きにせん断変形する場合には上側隅角部で圧縮、下側隅角部では膨張の符号をとり、トンネルに作用する直土圧がトンネルのせん断変形を低減させる向きに作用していることを示している。これは既往の研究結果[7]と同様にトンネルの見かけの剛性が周辺地盤の剛性よりも小さいことに起因することによる。一方、免震のケースの体積ひずみの符号は、非免震とは逆転し、高剛性トンネルの結果と共通している。この理由をトンネルと周辺地盤との相対的な剛性の大小関係と併せて考えるみると、免震層を設けた場合にはトンネルの剛性が極端に小さくない限りはトンネルの剛性によらず常にトンネル外側要素である免震層の方がトンネルよりも柔らかいことから、トンネルと周辺地盤の挙動は高剛性トンネルの場合と似た挙動をとるためと考えられる。

4)　周辺地盤・免震層の応力

表-8.3.1.9にせん断応力τ_{xy}および直応力σ_x, σ_y の最大値とその発生時刻を示し、図-8.3.1.48, 図-8.3.1.49 にトンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻のせん断応力τ_{xy}および直応力σ_x, σ_yの分布図を示す。これらはいずれもトンネルの左半分を示し、直応力については各壁面の外側のプロットを圧縮、内側を引張として図示した。

表-8.3.1.9　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素の応力の最大値とその発生時刻（低剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		非免震		免　震		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震/非免震
せん断応力 (tf/m^2)	頂　版	2.31	25.92	0.34	25.94	0.15
	側　壁	4.22	25.94	0.51	25.94	0.12
	底　版	3.70	25.94	0.89	25.94	0.24
直応力 (tf/m^2) (圧縮正)	上側隅角部:頂版	4.72	25.92	-4.72	25.92	1.00
	上側隅角部:側壁	6.45	25.92	1.53	25.94	0.24
	下側隅角部:側壁	-4.60	25.92	5.58	25.92	1.21
	下側隅角部:底版	-4.19	25.92	1.66	25.92	0.40

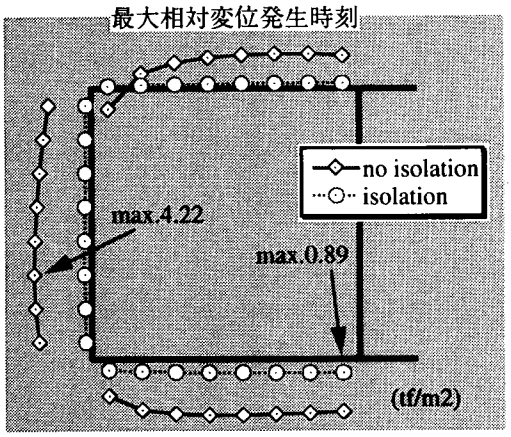


図-8.3.1.48　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素のせん断応力分布
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

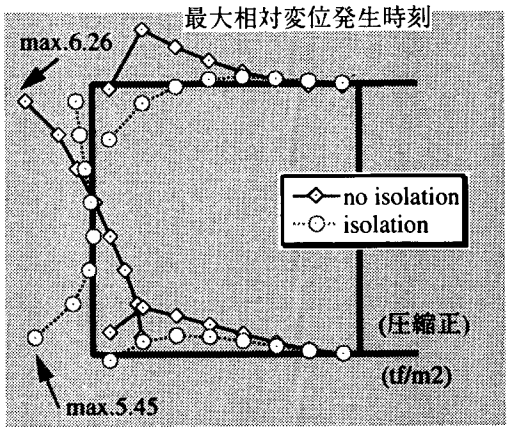


図-8.3.1.49　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素の直応力分布
（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

図-8.3.1.48 よりせん断応力は高剛性のケースと同様な傾向がみられ、免震層のせん断応力はトンネル全周にわたり非免震の場合の20%前後の値にまで低減し、特に側壁での低減効果が大きく、底版でやや小さいことがわかる。

非免震トンネルの直応力の作用方向は、図-8.3.1.49 から高剛性のケースとは逆向きであり、既往の研究成果[7]と同様な結果が得られた。一方、免震トンネルの直応力の作用方向は、体積ひずみの場合と同様に高剛性のケースと同じ向きに作用している。直応力の絶対値に関しては、位置による差異はみられるが非免震、免震ほぼ同等な値を示している。ただし、作用方向は互いに逆向きの傾向を示し、非免震のケースではトンネルのせん断変形を低減させる向きに作用しているのに対し、免震のケースではトンネルのせん断変形を増加させる向きに作用しているため、直土圧は免震トンネルの断面力低減に寄与しているわけではない。

応力に関してまとめると、免震化によって、トンネルと周辺地盤の相対的な剛性差によらずせん断土圧は大きく低減するが、直土圧はむしろトンネルの変形を増加させる傾向を示すこととなる。断面力はトンネルと周辺地盤の相対的な剛性差によらず免震化により低減するので、トンネルの断面力低減にはせん断土圧低減が大きな寄与を示すことが明らかとなった。なお、周辺地盤の応力・ひずみ分布に関しては結果を省略したが、高剛性トンネルと同様の傾向を別途確認している。

5) トンネルの断面力

図-8.3.1.50(a),(b),(c)にトンネル頂版～底版間最大相対変位発生時刻においてトンネルに発生する断面力の比較結果をトンネルの左半分を対象として示し、表-8.3.1.10 にトンネル各部材ごとの同時刻の断面力、最大断面力およびその発生時刻を示す。

図-8.3.1.50(a),(b),(c)および表-8.3.1.10 より、低剛性トンネルにおいても頂版・底版・側壁および隔壁の隅角部における曲げモーメント、せん断力は免震層の設置により約半分に低減し、軸力に関しても同様な傾向を示していることがわかる。高剛性のケースと比較すると、断面力の絶対値の低減率が全般的にやや小さく、特に隔壁で小さい。また、断面力の分布形状に関しては、非免震の場合は曲げモーメントとせん断力の隅角部での増加率が大きいが、免震トンネルではそれが平滑化され、直線的な分布形状に変化していることがわかる。これは、トンネルの変形形状でみられた現象に対応しており、ま

表-8.3.1.10 断面力の最大値とその発生時刻（低剛性ﾄﾝﾈﾙ、等価線形解析）

		非免震			免震			最大値の比
		25.94sec	最大値	time(sec)	25.94sec	最大値	time(sec)	免震/非免震
曲げ	上側隅角部*1)	12.41	12.73	25.92	7.52	7.52	25.94	0.59
ﾓｰﾒﾝﾄ	下側隅角部*1)	14.78	15.33	25.92	8.75	8.75	25.94	0.57
(tf*m)	隔壁上側	3.38	3.38	25.94	2.74	2.74	25.94	0.81
	隔壁下側	4.09	4.09	25.94	3.41	3.41	25.94	0.83
軸力*2)	上側隅角部:頂版	9.63	10.16	25.92	4.60	4.60	25.94	0.45
	上側隅角部:側壁	5.76	5.78	25.92	1.90	1.92	25.92	0.33
(tf)	下側隅角部:側壁	7.45	8.23	25.90	4.29	4.29	25.94	0.52
	下側隅角部:底版	11.83	12.26	25.92	0.91	2.12	25.78	0.17
せん	頂　版	8.27	8.57	25.92	2.61	2.61	25.94	0.30
断力*3)	側　壁	10.84	11.47	25.92	4.36	4.36	25.94	0.38
(tf)	底　版	8.74	9.68	25.90	4.36	4.40	25.92	0.45
	隔　壁	2.15	2.20	25.92	1.96	1.96	25.94	0.89

*1) 隅角部の曲げﾓｰﾒﾝﾄは頂版と側壁上端、底版と側壁下端で値が等しいので共通に表示した。
*2) 隔壁には軸力は発生しないので省略した。
*3) せん断力は各部材の最大値を表示した。

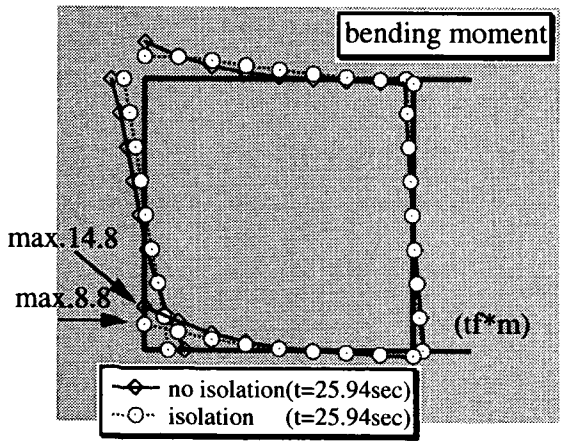


図-8.3.1.50(a) 最大相対変位発生時刻の曲げﾓｰﾒﾝﾄ分布（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

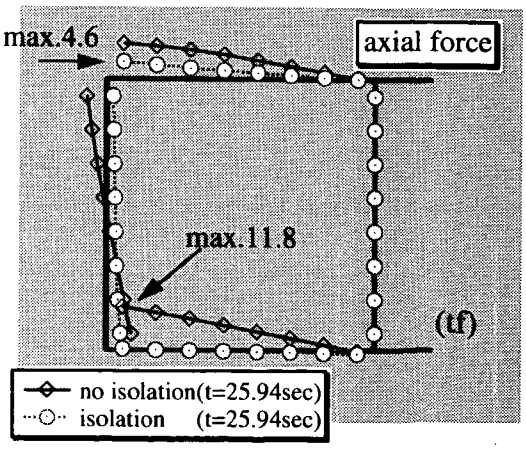


図-8.3.1.50(b) 最大相対変位発生時刻の軸力分布（低剛性ﾄﾝﾈﾙ）

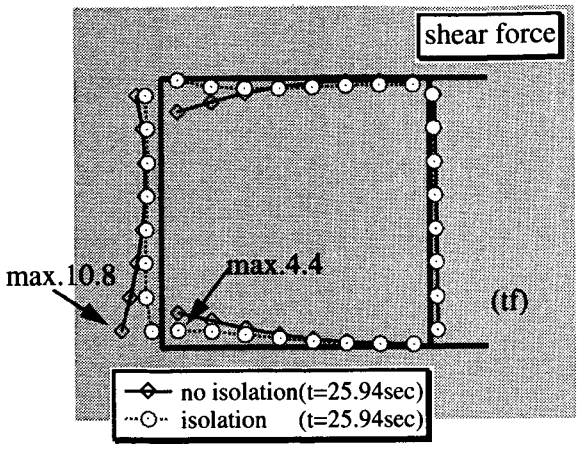


図-8.3.1.50(c) 最大相対変位発生時刻のせん断力分布
(低剛性ﾄﾝﾈﾙ)

た、トンネルの見かけ剛性が周辺地盤の剛性よりも小さなケースである文献[6),8)] の事例においても観察されているものである。低剛性トンネルでは、免震層は主に断面力分布の平滑化に効果があり、隅角部の断面力を大きく低減する効果を示すことがわかる。また、隔壁は免震層による平滑効果が及びにくく、トンネルの相対変位が低減しないかぎり断面力の低減は大きく期待できないため、低剛性のトンネルほど断面力低減が小さくなるものと考えられる。

(5) 線形解析結果との比較

ここでは、トンネル周辺地盤の局所的な剛性低下が免震効果に及ぼす影響を把握するために線形解析を行い、等価線形解析結果との比較を行う。なお、各種応答波形の時刻歴に関する特性は等価線形解析で既に得られたものと類似の特性を示すため応答値の最大値について比較を行うものとする。

線形解析においては地盤の剛性低下率G/G0を一律64%（S波速度の低下率に換算すると80%）と仮定し、表-8.3.1.1に示すように地盤の物性値を一定として解析を行った。トンネルおよび免震層の物性値は線形解析、等価線形解析ともに線形としているため共通である。地盤の剛性および減衰定数の値は図-8.3.1.3の白丸で示した点に対応しており、線形解析における免震材料と周辺地盤のせん断弾性係数の比は 1/140 に相当している。

1) 地盤の剛性低下の分布

初めに地盤の剛性低下の特性について簡単な考察を行うため、等価線形解析において得られた自由地盤、非免震、免震の各ケースにおける地盤の剛性低下率の分布を図-8.3.1.51(a),(b),(c)に示す。まず、自由地盤の結果についてみると、剛性低下率G/Goは0.27～0.91、減衰定数は2.4%～27%の値に収束し、剛性低下は基盤に近いほど大きく、地表付近で最も小さい分布を示すことがわかる。次に動的ＦＥＭ解析において得られた剛性低下率はせん断ひずみと一義的な対応をしているため、図-8.3.1.24(a),(b)に示すせん断ひずみ分布および図-8.3.1.28(a),(b)に示すせん断応力分布とよく似た分布形状を示している。ＦＥＭ解析では先に述べた自由地盤の１次元的な剛性分布に加えて、トンネル周辺において２次的な剛性低下が発生し、トンネルの隅角部周辺で20～30%程度の大きな剛性低下分布を示している。免震層の有無による違いとしては、非免震の場合にはトンネル隅角部でG/Goは0.3程度であるが、免震層を

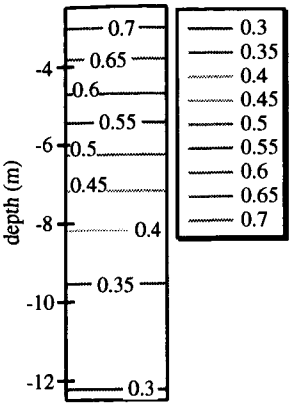


図-8.3.1.51(a) 地盤の剛性低下率（自由地盤）

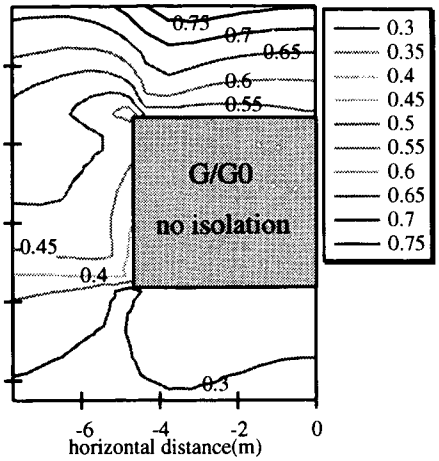


図-8.3.1.51(b) 地盤の剛性低下率（非免震）

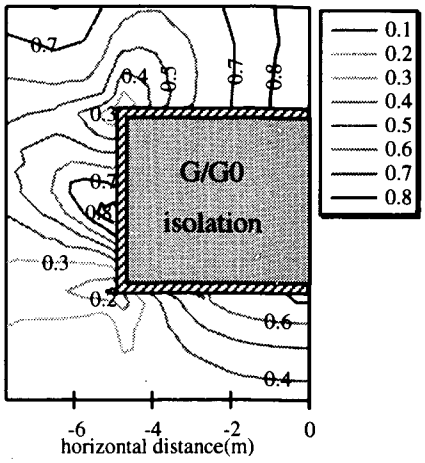


図-8.3.1.51(c) 地盤の剛性低下率（免震）

設けた場合にはG/Goは0.2を下回る個所も一部みられ、免震層の影響によりトンネル周辺の剛性の低下率はでやや大きくなることがわかる。これに対して、線形解析では先に述べたように全層一律64%の剛性低下を仮定しているため、地盤の深さ方向の剛性分布およびトンネル周辺の剛性分布が等価線形解析とは大きく異なっていることになる。

2) 地盤およびトンネルの加速度・相対変位

表-8.3.1.11 に線形解析で得られた加速度、相対変位の最大値とその発生時刻を示す。表-8.3.1.3に示した等価線形解析結果と比較すると、線形解析では少なめの剛性低下を仮定しているため、地表面で600gal程度の大きな加速度が発生しており、等価線形解析の約2倍の値となっている。一方、地表面での相対変位は5%程度等価線形解析よりも大きいが、差異は小さい。また、免震／非免震の比でみた場合には、等価線形解析と線形解析の差はほとんどみられない。

トンネルの頂版～底版間の最大水平相対変位は、非免震のケースでは27.90 秒で、免震のケースでは22.68 秒で発生しており、発生時刻は等価線形解析とは異なっている。線形解析では地盤物性値が全層一様のため、水平相対変位量は等価線形解析に比べて大きく、非免震で1.6倍、免震のケースで1.2倍となっているが、トンネルの側壁下端～底版中央間の鉛直方向相対変位については非免震で1.1倍、免震のケースで0.4倍となっており、免震のケースでは線形解析の方が小さな相対変位量が生じている。

表-8.3.1.11 加速度・相対変位の最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、線形解析）

		自由地盤		FEM (非免震)		FEM (免震)		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震 / 非免震
地表面（トンネル直上）	水平加速度 (gal)	603.4	27.88	590.9	27.88	681.3	22.68	1.15
	水平相対変位 *1)(cm)	1.889	27.90	1.784	27.90	2.233	22.68	1.25
トンネル	水平加速度 *2) (gal)	515.0	27.90	477.7	27.88	542.5	28.08	1.14
	水平相対変位 *3)(cm)	0.583	27.90	0.354	27.90	0.157	22.68	0.44
	鉛直相対変位 *4)(cm)			0.088	27.90	0.023	22.48	0.26

*1)基盤～地表面間、*2)頂版、*3)トンネル頂版～底版間、*4)トンネル側壁下端～底版中央間

これは等価線形解析で大きな剛性低下の生じるトンネル底版より下側の地盤が、線形解析では全層一様な剛性低下が仮定されるため、トンネルの回転変形が起こりにくい地盤条件となっているためと考えられる。また、トンネルの相対変位を免震／非免震の比でみると、等価線形解析でみられたのと同様に、水平相対変位、鉛直相対変位ともに免震層によるトンネルの相対変位低減効果がみられ、その低減効果は等価線形解析よりも大きく、非免震の場合の半分以下に低減し、特に鉛直方向には約 1/4に低減していることがわかる。

3) 周辺地盤・免震層のひずみ

ここでは、表-8.3.1.12 に示す線形解析で得られたトンネル隣接要素のひずみの最大値とその発生時刻を表-8.3.1.4の等価線形解析結果と比較する。前述したように地盤の剛性低下率の分布形状の違いにより、線形解析で得られたせん断ひずみは、等価線形解析に比べて頂版側では大きく、底版側では小さな結果となっている。免震 /非免震の比でみた場合は、免震層のせん断ひずみが地盤よりも大きいという点は両解析手法で共通であるが、頂版と底版では線形解析の方が比率が大きく、側壁では逆に比率の低下がみられる。これは剛性低下率の分布の違いによって線形解析ではトンネルの水平方向のせん断変形が卓越し、回転変形が少ないことにより、頂版・側壁・底版の各面における免震層の寄与の度合が等価線形解析とは異なるためと考えられる。

体積ひずみは、免震層と地盤との間の応力の再配分が線形解析では考慮されていないため、線形解析では等価線形解析に比べて数倍大きな体積ひずみがトンネル隅角部付近で発生している。また、免震／非免震の比をとると、免震層設置により大きな隅角部の体積ひずみが発生する点は共通であるが、その倍率はさらに等価線形解析よりも大きい結果となっている。

表-8.3.1.12 ﾄﾝﾈﾙ隣接要素のひずみの最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、線形解析）

		非免震		免　震		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震/非免震
せん断ひずみ(%)	頂　版	0.110	27.90	2.512	22.68	22.84
	側　壁	0.160	27.90	1.538	22.68	9.61
	底　版	0.190	27.90	3.442	22.68	18.13
体積ひずみ(%)	上側隅角部	0.016	27.90	0.614	22.68	38.38
	下側隅角部	0.017	27.90	1.137	22.68	66.88

4) 周辺地盤・免震層の応力

ここでは、表-8.3.1.13 に示す線形解析で得られたトンネル隣接要素の応力の最大値とその発生時刻を表-8.3.1.5の等価線形解析結果と比較する。線形解析で得られたせん断応力は、トンネル近傍地盤の剛性低下がないこと、地盤の相対変位が大きいことにより、非免震のケースでは等価線形解析に比べて大きな値が発生している。一方、免震のケースでは免震層の物性が線形・等価線形解析ともに一定値で共通のため両解析間で差は少なく、前述したひずみの場合と同様に、線形解析では等価線形解析に比べて頂版側では大きく、底版側では小さなせん断応力が発生している。また、免震／非免震の比をとると、

表-8.3.1.13　ﾄﾝﾈﾙ隣接要素の応力の最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、線形解析）

		非免震		免　震		最大値の比
		最大値	time(sec)	最大値	time(sec)	免震/非免震
せん断応力 (tf/m^2)	頂　版	5.18	27.90	0.84	22.68	0.16
	側　壁	7.54	27.90	0.52	22.68	0.07
	底　版	8.92	27.90	1.15	22.68	0.13
直応力 (tf/m^2) (圧縮正)	上側隅角部:頂版	-2.45	27.90	7.89	22.68	3.22
	上側隅角部:側壁	-5.85	27.90	10.53	22.68	1.80
	下側隅角部:側壁	6.03	27.90	-19.48	22.68	3.23
	下側隅角部:底版	6.17	27.90	-2.52	22.68	0.41

非免震のケースのせん断応力が増加しているために等価線形解析に比べてせん断応力の低減率はさらに大きくなっている。

直応力は等価線形解析と同様に、側壁の上部と下部で応力の作用方向が逆転して、トンネルのせん断変形を増加させる向きに作用し、免震の場合には底版を除いて直応力の増加がみられる。また、絶対値に関しては、せん断応力と同じ理由で等価線形解析に比べて大きな直応力が発生している。体積ひずみの項で示した傾向と同様に免震のケースの直応力は、等価線形解析に比べて大きいことから、免震／非免震の比率も等価線形解析よりもさらに増加している。

5)　トンネルの断面力

ここでは、表-8.3.1.14 に示すトンネル各部材ごとのトンネル頂版～底版間最大水平相対変位発生時刻の断面力、最大断面力およびその発生時刻を表-8.3.1.6における等価線形解析の結果と比較する。線形解析ではトンネル周辺地盤の剛性低下がないこと、地盤の水平相対変位量が大きいことにより、等価

表-8.3.1.14　断面力の最大値とその発生時刻（高剛性ﾄﾝﾈﾙ、線形解析）

		非免震			免　震			最大値の比
		27.90sec	最大値	time(sec)	22.68sec	最大値	time(sec)	免震/非免震
曲げﾓｰﾒﾝﾄ (tf*m)	上側隅角部*1)	62.47	63.55	27.88	29.27	29.27	22.68	0.46
	下側隅角部*1)	65.00	66.20	27.88	30.28	30.28	22.68	0.46
	隔壁上側	27.55	27.94	27.88	14.59	14.59	22.68	0.52
	隔壁下側	29.04	29.47	27.88	15.32	15.32	22.68	0.52
軸力*2) (tf)	上側隅角部:頂版	19.95	19.95	27.90	5.85	6.05	28.10	0.30
	上側隅角部:側壁	15.17	15.17	27.90	2.34	2.40	27.92	0.16
	下側隅角部:側壁	9.94	10.07	27.88	7.85	7.93	27.92	0.79
	下側隅角部:底版	27.44	27.44	27.90	3.01	3.42	28.08	0.12
せん断力*3) (tf)	頂　版	17.86	18.22	27.88	11.59	11.59	22.68	0.64
	側　壁	33.07	33.66	27.88	18.70	18.70	22.68	0.56
	底　版	17.76	17.90	27.88	8.92	8.92	22.68	0.50
	隔　壁	14.00	14.23	27.88	7.87	7.87	22.68	0.55

*1)　隅角部の曲げﾓｰﾒﾝﾄは頂版と側壁上端、底版と側壁下端で値が等しいので共通に表示した。

*2)　隔壁には軸力は発生しないので省略した。

*3)　せん断力は各部材の最大値を表示した。

線形解析の約2倍の断面力がトンネルに発生している。しかしながら、免震層による各部材の断面力の低減効果は曲げモーメント、せん断力、軸力ともに免震層設置による断面力低減率は約半分であり、等価線形解析と同様な傾向を示している。また、断面力の比率でみると等価線形解析よりも低減効果はさらに大きい傾向を示している。

6) 線形解析結果のまとめ

線形解析により得られた加速度、相対変位、断面力の絶対値は、等価線形解析よりも大きな値となったが、これは等価線形解析と線形解析の物性値の違いによるものである。しかし、免震層の設置によるトンネルの相対変位低減、せん断土圧低減、直土圧の増加、断面力低減などの定性的な傾向は等価線形解析と同様であった。定量的にみると、線形解析ではトンネル周辺地盤の剛性低下が考慮されないため、免震層の設置によるトンネルの相対変位低減、せん断土圧低減、直土圧の増加、断面力低減などを等価線形解析よりも全般的に大きめに評価する傾向がみられた。

(6) 模型振動実験結果との比較

平成7年度に行った模型振動実験[1),2)]においては数ケースの実験を実施したが、ここではＦＥＭ解析と同一の条件としてトンネルが表層地盤の中央の位置に埋設され、水平方向の釧路波を用いて200galで加振したケースとの比較を行う。模型振動実験の応答値は相似則[9),10)]にしたがいプロトタイプの応答値に換算してＦＥＭ解析との比較を行った。具体的には、長さの縮尺λ(=25)、密度の縮尺η(=1)に対して、加速度は1.0倍、土圧は25($=\lambda\eta$)倍、曲げモーメントは平面ひずみ条件における単位奥行きあたりの換算倍率として15625($=\lambda^3\eta$)倍、軸力およびせん断力は625($=\lambda^2\eta$)倍、それぞれ実験の応答値を変換して解析結果との比較を行った。さらに、模型振動実験では入力最大加速度の目標値200galに対して実際に振動台上で測定された加速度は256.1galであったため、ここでは実験で得られた各応答値を0.781(=200.0/256.1)倍して200galの入力に比例換算して比較を行うものとする。

なお、実験の予備加振（200gal加振）において得られた地盤の共振振動数は約20Hzであり、増幅倍率は3.0倍であった[1)]。これより、相似則から実地盤の共振振動数は約1.8Hzと換算されるが、解析（図-8.3.1.7）で得られた共振振動数は2.0Hz、増幅倍率は2.5倍であり、比較的よい整合性を示している。したがって、解析上設定した地盤物性値はほぼ妥当なものと判断される。

1) 地盤・トンネルの加速度分布の比較

地盤およびトンネルの最大加速度分布を図-8.3.1.52 に示す。ＦＥＭ解析の結果としては、自由地盤および図-8.3.1.6の測線L-4 に対する非免震および免震のケースのＦＥＭ部分の最大加速度分布を示し、実験結果としては、地盤内3点、トンネル内免震、非免震各2点ずつおよび加振位置について図示した。まず地盤の最大加速度についてみると、地表に近いGL-1.25mの加速度計の実測値は解析結果とよく一致しているが、トンネルの埋設深度を含むGL-1.25m以深のレベルでは実測値のレベルが全般的に若干低いことがわかる。また、トンネルの最大加速度は、地盤以上に実測値が解析値と比較して低下しており、基盤から底版位置、頂版位置へと深度が浅くなるにつれ実測値の減少がみられる。これは本実験ではトンネル軸方向長さが横断面寸法に比べて相対的に短く、トンネル両端部が側方地盤と接したモデルとなっているため模型端部における地盤の拘束条件が大きく、解析における2次元平面ひずみ条件を厳密に

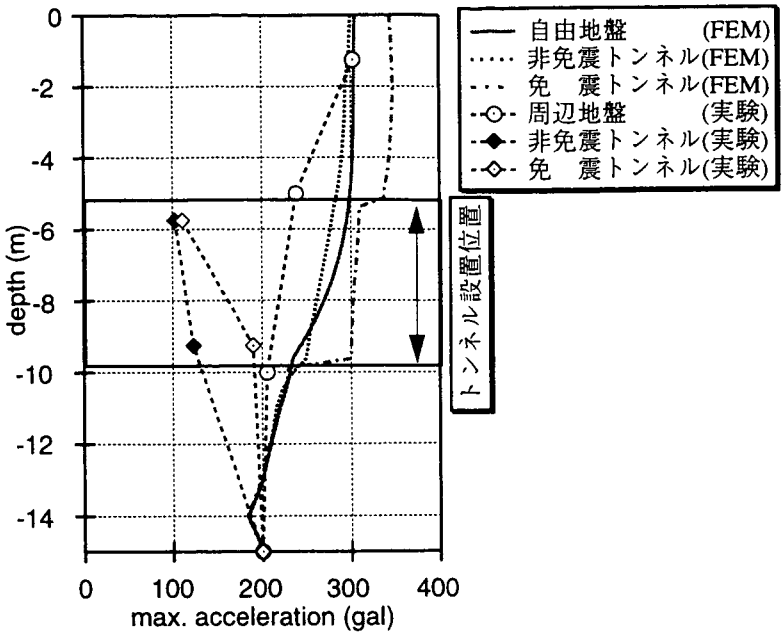


図-8.3.1.52 最大水平加速度分布の比較

満足していないこと[11]、表層地盤の層厚15mに占めるトンネルの高さ5mが相対的に大きく、上記の拘束条件の影響が出やすいモデル条件であったと考えられることなどが要因として挙げられる。このようなことから、以下の実験と解析との比較においては定量的な応答値の比較は参考程度とし、免震ケースの応答値と非免震のケースの応答値の比を中心として定性的な比較を行うものとする。

2) 最大土圧の比較

トンネルに作用する最大土圧の比較結果を図-8.3.1.53, 図-8.3.1.54 および表-8.3.1.15 に示す。せん断土圧は、実験結果の方が解析結果よりも非免震のケースで30%、免震のケースで10～25%程度小さめの値を示している。これは、実験ではトンネル両端部における地盤の拘束がトンネルのせん断変形に対して抵抗的に作用し、トンネルのせん断変形が2次元平面ひずみ条件に比べて小さめであったことが要因として考えられる。ただし、免震のケースと非免震のケースの比をそれぞれ算定してみると、表-8.3.1.15 に示すように、免震層によるせん断土圧の低減傾向は解析では12～25%、実験では6～19%

表-8.3.1.15 トンネルに作用する最大土圧の比較

		FEM解析			模型振動実験		
		非免震	免 震	免震 / 非免震の比	非免震	免 震	免震 / 非免震の比
せん断土圧 (tf/m^2)	頂 版	2.86	0.53	0.19	0.87	0.05	0.06
	側 壁	3.82	0.45	0.12	1.12	0.07	0.06
	底 版	4.79	1.18	0.25	1.45	0.28	0.19
直土圧 (tf/m^2)	上側隅角部:頂版	2.17	4.63	2.13	0.23	1.46	6.25
	上側隅角部:側壁	3.13	5.49	1.75	1.17	2.65	2.27
	下側隅角部:側壁	4.23	10.64	2.52	1.48	2.85	1.92
	下側隅角部:底版	2.07	1.03	0.50	1.21	0.66	0.55

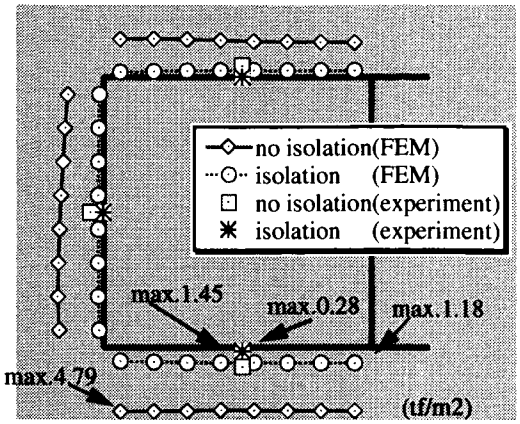


図-8.3.1.53 ﾄﾝﾈﾙの最大せん断土圧分布の比較

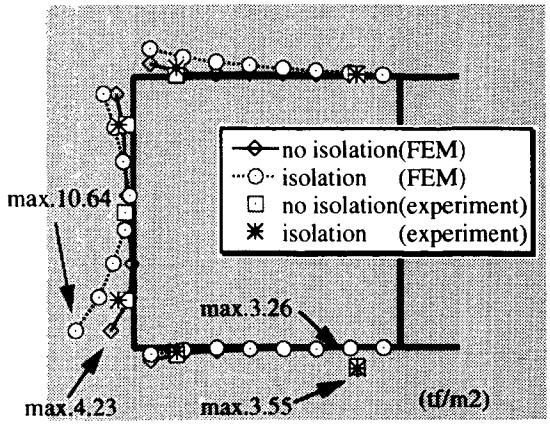


図-8.3.1.54 ﾄﾝﾈﾙの最大直土圧分布の比較

の低減率を示し、実験の低減率がやや高めではあるが、解析、実験ともに同程度の低減を示すことがわかる。

また、直土圧は、せん断土圧と同様に実験結果の方が解析結果よりも非免震のケースで11～58%、免震のケースで27～64%程度小さめの値を示している。免震のケースと非免震のケースの比をそれぞれ算定してみると、表-8.3.1.15 に示すように免震層による直土圧の増加傾向は、底版の隅角部を除くと解析では1.8～2.5倍、実験では1.9～6.3倍であり、実験の頂版側隅角部での増加率がやや大きめではあるが、解析、実験ともに同程度の増加傾向を示すことがわかる。また、他の個所と異なり、実験で直土圧の低減傾向がみられた底版の隅角部については、解析でも非免震に対する免震の直土圧の比は0.5倍程度とほぼ同じ値をとることがわかる。したがって、せん断土圧、直土圧ともに免震と非免震の両ケースを比較した場合、定量的な再現性は十分とはいえないものの、解析結果は実験で得られた主な特徴を定性的には良好に再現していることがわかる。

3) 最大断面力の比較

最大断面力の比較結果を図-8.3.1.55(a),(b),(c)および表-8.3.1.16 に示す。全般的に、断面力分布の傾向は実験と解析でよく似た傾向を示しているが、絶対値に着目すると、曲げモーメントおよびせん断力は実験結果の方が解析結果よりも30～75%程度小さめの値、軸力は逆に実験結果の方が解析結果よりも0.7～12.5倍程度大きめの値をとることがわかる。これも既に示したように、実験ではトンネル模型端部の拘束の影響により解析で想定している理想的なせん断変形が十分に再現されていないためと考えられる。また、同表より、解析および実験結果から得られた免震のケースと非免震のケースの比、すなわち断面力の低減率については、曲げモーメントおよびせん断力の低減率はよい一致度を示すことがわかる。軸力の低減率は実験結果の方が大きい傾向を示すが、下側側壁の隅角部の比が最も大きく、底版隅角部で比が最も小さいという実験結果における定性的な傾向は、解析結果においても同様に再現されている。実験と解析との条件の差異もあるため定量的な再現性は十分とはいえないものの、定性的には実験結果と解析結果は良好な対応を示しており、免震層による断面力低減効果を実験、解析の両面から検証できたものと考えられる。

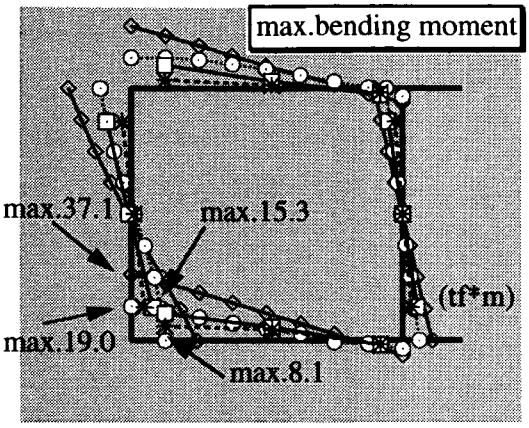


図-8.3.1.55(a)　最大曲げモーメントの比較

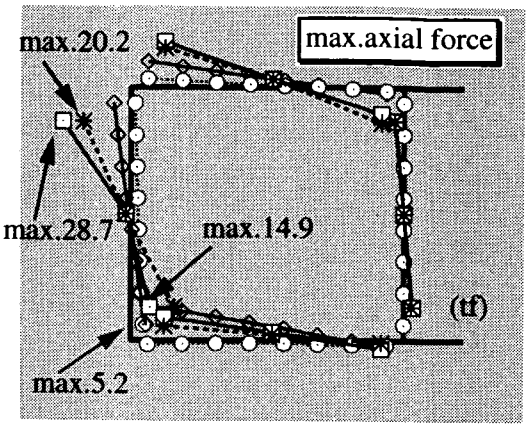


図-8.3.1.55(b)　最大軸力の比較

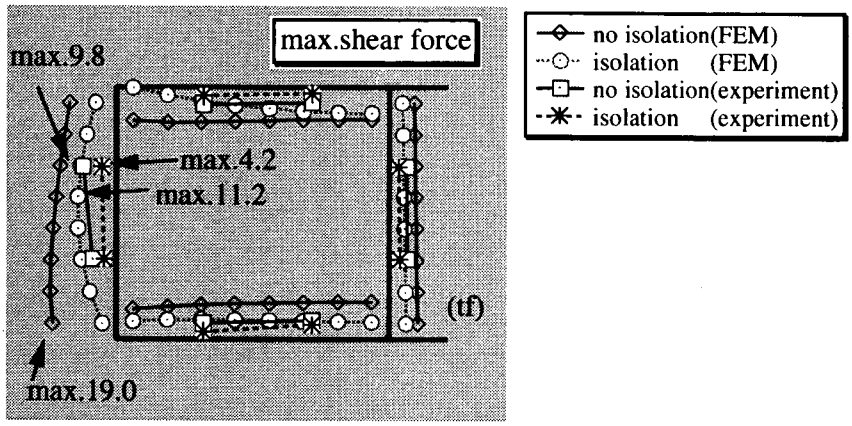


図-8.3.1.55(c)　最大せん断力の比較

表-8.3.1.16　最大断面力の比較

		FEM解析			模型振動実験		
		非免震	免　震	免震/非免震の比	非免震	免　震	免震/非免震の比
曲げモーメント (tf*m)	上側隅角部	35.35	17.54	0.50	14.01	5.10	0.36
	下側隅角部	37.10	18.97	0.51	15.30	8.13	0.53
	隔壁上側	15.86	9.04	0.57	7.84	4.25	0.54
	隔壁下側	16.82	9.54	0.57	8.25	5.06	0.61
軸力 (tf)	上側隅角部:頂版	10.98	3.61	0.33	19.37	16.80	0.87
	上側隅角部:側壁	7.41	1.62	0.22	28.71	20.20	0.70
	下側隅角部:側壁	6.53	5.16	0.79	7.96	18.28	2.30
	下側隅角部:底版	14.87	1.81	0.12	9.73	6.10	0.63
せん断力 (tf)	頂　版	9.84	7.32	0.74	4.91	2.33	0.48
	側　壁	18.99	11.20	0.59	9.75	4.17	0.43
	底　版	10.53	5.44	0.52	5.18	4.05	0.78
	隔　壁	8.15	4.91	0.60	5.28	3.24	0.61

(7) まとめ

矩形断面トンネル横断面方向に関して等価線形解析による動的ＦＥＭ解析を実施した結果、今回のケースからは、以下のような知見が明らかとなった。

① 高剛性・低剛性のトンネルともに、免震層の設置によりトンネル直上の地表面の最大加速度、相対変位はともに10%程度増加する傾向が認められた。また、免震層を設置したケースでは免震層に大きなせん断変形が集中するが、逆にトンネル本体およびトンネルの上下の地盤におけるせん断変形は低減する傾向を示す。ただし、このように免震層の設置が周辺地盤の応答に及ぼす影響はトンネルの断面長程度の範囲内に限られる。

② 側壁上端レベルにおける水平加速度の入力動に対する伝達関数、側壁下端レベルにおける鉛直加速度の伝達関数を検討した結果、高剛性・低剛性のトンネルともに、鉛直方向伝達関数の１次の卓越振動数と一致する水平方向伝達関数の２次の卓越振動数が免震層を設けたことにより認められた。しかし、本検討の条件では、この２次の卓越振動数の影響は小さく、免震層とトンネルから成る系が地震時に過大な応答を示すことはないことがわかった。

③ 高剛性・低剛性のトンネルともに、免震、非免震のケースともにトンネルの時刻歴応答は基本的に同位相であるが、高剛性のトンネルでは免震層の設置によってトンネルの相対変位量は水平方向、鉛直方向ともに半分近くに低減される。これに対して、低剛性のトンネルの場合には、トンネルの相対変位低減は大きくないが、トンネル隅角部とスパン中間部の間で生じる変形を均一化することによる免震効果がみられる。

④ 高剛性・低剛性のトンネルともに、本検討では免震層のせん断ひずみは約１～３%の値をとり、非免震の同じ位置における地盤の約10～20倍の大きさのせん断ひずみが発生する。免震層を設けた場合には、免震層に大きなせん断変形が発生した影響がその真横や上下の地盤要素にも及び、トンネル頂版、底版、側壁の免震層の延長位置ではその周囲の要素に比べて大きなせん断ひずみが分布する傾向を示す。

⑤ 高剛性・低剛性のトンネルともに、矩形断面トンネルではトンネルの隅角部周辺における地盤ひずみの集中が大きく、免震層を設けた場合には、せん断ひずみだけでなく免震層の上下の隅角部において符号の異なる約0.３～0.５%の体積ひずみも局所的に発生する。これは非免震の同じ位置における地盤の体積ひずみの約10～30倍前後の大きさである。免震層の外側の地盤の体積ひずみは、免震と非免震とで符号が異なり、免震のケースでは免震層と外側の地盤との間の相互作用により隅角部における地盤と免震層の体積変化の特性が逆転する。これは免震層に生じた体積変化に対し、周辺地盤が局所的に逆向きの体積変化をすることによって相互補完しているためと考えられる。

⑥ 高剛性・低剛性のトンネルともに、トンネルのせん断土圧はトンネル全周にわたり非免震の場合の20%前後の値にまで低減し、トンネルのせん断土圧低減に大きな効果があることを確認した。

トンネルの直土圧は、せん断土圧のように一様な傾向はみられないが、その絶対値は高剛性のトンネルでは非免震に比べて増加する傾向にあるが、低剛性のトンネルでは非免震とほぼ同様な値をとる傾向がみられた。しかし、直土圧は作用方向を考慮すると、高剛性・低剛性のトンネルともに、トン

ネルのせん断変形を増加させる向きに作用しており、非免震トンネルのトンネル側壁の直土圧の作用方向が高剛性と低剛性のトンネルとで逆転した分布を示すのとは対照的な現象がみられた。この理由としては、免震層を設けた場合にはトンネルの剛性によらずトンネル外側要素である免震層の方がトンネルよりも柔らかいことから、トンネルと周辺地盤の挙動は高剛性トンネルの場合と似た挙動をとるためと考えられる。

以上より、高剛性・低剛性のトンネルともに、本検討で設定した条件に対しては、免震トンネルの断面力低減効果は、主としてせん断土圧の低減により得られるものと判断される。

⑦ 高剛性・低剛性のトンネルともに、免震トンネルの近傍地盤の地震時増分応力分布は、せん断応力、直応力ともに非免震トンネルとは異なる分布を示す。また、体積ひずみの傾向と同様に、免震トンネルにおいては免震層と周辺地盤との相互作用により直応力の向きに逆転が生じる。

⑧ 高剛性・低剛性のトンネルともに、頂版・底版・側壁および隔壁の隅角部における曲げモーメント、せん断力は免震層の設置により約半分に低減した。ただし、低剛性トンネルでは低減効果がやや小さく、特に隔壁では小さい。軸力に関しても曲げモーメント、せん断力と同様の低減傾向がみられるが、直土圧と同様、トンネルの部材ごとに異なる低減傾向を示す。

また、トンネルの変形パターンと関連して、高剛性トンネルでは部材内で比較的一様な断面力低減が得られるのに対して、低剛性トンネルでは部材内での断面力の平滑化が特徴的であり、隅角部で大きな低減が得られる傾向が認められた。

⑨ 地盤の剛性低下率、減衰定数を一定とした条件による線形解析を行い、等価線形解析との比較を行った結果、地盤物性値の違いに起因する応答の差異は別として、免震のケースと非免震のケースで得られたトンネルに作用する土圧、断面力の分布状況と免震効果は、両手法で同様な結果を与える。ただし、線形解析はトンネル周辺地盤の局所的な剛性低下の影響が考慮されていないため、トンネルの水平・鉛直相対変位の低減、せん断土圧の低減、直土圧の増加、断面力の低減などの免震層による効果を等価線形解析よりもやや大きめに評価する傾向がみられた。

⑩ 平成７年度に実施した模型振動実験と等価線形解析の比較を行った結果、実験と解析における条件の差異のため定量的な評価は十分ではないが、実験結果において認められた土圧、断面力の低減などの免震効果に関する定性的な特徴を解析結果は良好に再現することができた。

以上より、１つのモデルではあるが、矩形断面トンネル横断面方向の応答性状、周辺地盤のひずみ・応力状態、断面力低減効果などの基本的な特性に関して、免震層を設置した場合と免震層を設置しない場合の２つのケースを比較することにより検討を行った結果、矩形断面トンネル横断面方向の免震メカニズムに関して有用な知見が得られた。また、模型振動実験の結果に関して、解析面から定性的な裏付けを得ることができた。

なお、今後の検討課題としては、トンネルの縦横比が異なる場合について本検討と同様な検討を行い、今回得られた知見を検証することが挙げられる。

参考文献

1) 建設省土木研究所、土木研究センター他17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その1)，第154号，pp. 148-176，1997. 3.

2) 粕田、鈴木、田中：矩形断面トンネルの免震構造に関する模型振動実験，第1回免震・制震コロキウム講演論文集，pp. 109-116，1996.

3) 龍岡、足立：新体系土木工学18土の力学(Ⅲ)，1981.

4) 土質工学会編：わかりやすい土質力学原論（第1回改訂版)，p. 324，1992.

5) I. Katayama et al : Simplified dynamic analysis method for buried structures (GRAMBS), Proceedings from the 3rd Japan-U. S. workshop on earthquake resistant design of lifeline facilities and countermeasures for soil lique-faction, Technical Report NCEER-91-0001, pp. 419-437, 1991.

6) 江嵜、服部、伊東、清水：大地震を想定した開削トンネルの免震効果，第1回免震・制震コロキウム講演論文集，pp. 93-99，1996.

7) 渡辺、末広：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討，土木学会論文集，No. 432/I-16，pp. 155-163，1991.

8) T. Suzuki : Damage of urban tunnels due to the Southern Hyogo Earthquake of January 17, 1995 and the evaluation of seismic isolation effect, Proc. of 11WCEE, Acapulco, 1996.

9) 香川：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，No. 275，pp. 69-77，1978.

10) 国生、岩楯：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，No. 285，pp. 57-67，1979.

11) 当麻、国生、岩楯：非岩着地中構造物の耐震設計に関する研究（その1)－模型振動実験による地盤・ダクト系の動的応答の解明－，電力中央研究所研究報告，No. 383023，1984.

＜研究担当＞　株式会社熊谷組

8.3.2　実大規模トンネルに対する動的ＦＥＭ解析

(1)　検討概要

本項では、免震メカニズムの解明を目的に、実大規模の矩形断面の開削トンネルの横断方向について二次元動的ＦＥＭ解析を行い、トンネルの変形、トンネル周辺地盤の応力・ひずみ分布を分析することにより、免震メカニズムを考察した。また、２章の各種免震材のポアソン比は0.３～0.５の範囲にあり、適用する免震材によりポアソン比が異なるため、ポアソン比をパラメトリックに変え、ポアソン比が免震メカニズムに及ぼす影響についても検討した。

(2)　検討条件

1)　対象構造物[1)]

検討対象とする開削トンネルは標準的な実規模の構造寸法を有する二連ボックスカルバートとした。このトンネルの構造寸法を図-8.3.2.1に、構造諸元を表-8.3.2.1に示す。ここで、本開削トンネルの土かぶりは５ｍとし、部材の曲げ剛性は、ひびわれの発生を考慮し、全断面有効剛性の1/2とした。また、トンネル全体の見かけのせん断剛性は860tf/m²であり、この値は地盤のせん断剛性の 1/2.5倍程度に相当し、トンネル本体が地盤に比べて柔らかい条件となっている。

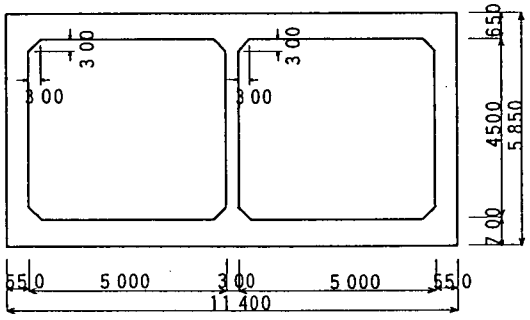


図-8.3.2.1　対象構造物

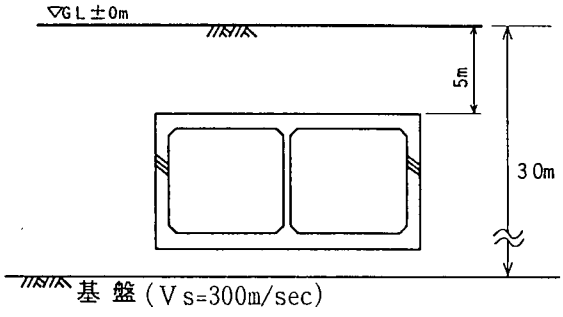


図-8.3.2.2　検討対象

表-8.3.2.1　構造物の材料定数および断面諸定数

部　位	単位体積重量 γs(tf/m³)	弾性係数 E(tf/m²)	断面積 A(m²/m)	断面２次モーメント I(m⁴/m)	減衰定数 h (%)	見かけのせん断剛性 (tf/m²)
側　壁	2.5	2.6×10^{6}	0.55	6.932×10^{-3}	5.0	860
中　壁			0.15	5.625×10^{-4}		
上床版			0.65	1.144×10^{-2}		
下床版			0.70	1.429×10^{-2}		

2)　対象地盤

対象地盤は、1.45Hzの一次固有振動数を有する層厚30ｍの軟質の単一層地盤とする。検討対象を図-8.3.2.2、対象地盤の物性は表-8.3.2.2に示す。なお、本解析では、地盤を線形材料として扱った。

3) 免震材

免震材の諸元を表-8.3.2.3に示す。本解析では、厚さ10cmの免震層を開削トンネル全周に配置し、免震材のせん断弾性係数を軟質地盤のせん断弾性係数の 1/100として設定した。これは平成７年度の研究成果[2]に基づいたものである。

表-8.3.2.2 地盤条件

定数種別 / 土質	軟質地盤（粘性土）	基盤
N 値	3	50以上
単位体積重量 γ (tf/m³)	1.6	2.0
せん断弾性波速度 Vsd (m/s)	217	300
地震時せん断波速度 Vs (m/s)	115	300
地震時せん断弾性係数 G (tf/m²)	2,160	18,400
動的ポアソン比 νd	0.49	0.48
減衰定数 h (%)	10	3

表-8.3.2.3 免震材の諸元

配置	全周面配置	
厚さ t (cm)	10.0	
材料特性	線形等方均質体	
単位体積重量 γm(tf/m³)	1.0	
せん断弾性係数 Gg(tf/m²)	21.6	
動ポアソン比 νg	0.3	0.49

4) 入力地震動[3]

入力地震動は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に示されている第Ⅰ種地盤用入力水平地震動を用いた。ここでは、この地震動はせん断波弾性速度300m/secの露頭岩盤で得られたものと仮定し、粘性境界下端に入射波の２倍として入力した。

(3) 解析モデルおよび解析ケース

1) 解析モデル

解析モデルは、ハーフモデルとし、地盤および免震材を平面ひずみ要素で、開削トンネル本体をはり要素でモデル化した。境界条件は右側方水平ローラ境界、左側方エネルギー伝達境界および下方粘性境界とした。

2) 解析ケース

解析ケースを表-8.3.2.4に示す。解析ケースは、免震材のポアソン比をパラメータとした免震トンネル２ケースと非免震トンネル、また構造物と地盤の動的相互作用が存在しないケースとしてトンネルおよび免震層がない空洞地盤（以後、切欠き地盤と称する。）の計４ケースとした。

表-8.3.2.4 解析ケース

検討ケース	免震材の種別	せん断弾性係数比 1.0	せん断弾性係数比 0.01	ポアソン比 0.3	ポアソン比 0.49
case1	非免震	○	—	—	—
case2	免震	—	○	○	—
case3	免震	—	○	—	○
case4	切欠き地盤	—	—	—	—

(4) 解析結果と考察

ここでは、免震化および免震層のポアソン比による解析結果の相違を比較し、免震メカニズムについて考察する。

1) トンネルの地震時増分断面力

地震時増分断面力の最大値は全ケースともに2.22秒に発生している。解析結果のうち側壁下端と中壁下端に着目した地震時増分最大断面力と断面力低減率を表-8.3.2.5に示す。ここで、断面力低減率は非免震トンネル(case1) の断面力と免震のケースの断面力との比と定義する。同表より、最大曲げモーメント、最大せん断力および最大軸力は免震化によって低減し、免震効果は免震層のポアソン比が小さいほど大きく、また断面力低減率は着目する部材位置によっても異なり、中壁の断面力低減率は側壁に比べて大きくなっていることがわかる。

最大地震時増分断面力の発生時刻2.22秒の時刻断面に着目し、この時刻の断面力分布を図-8.3.2.3に示す。

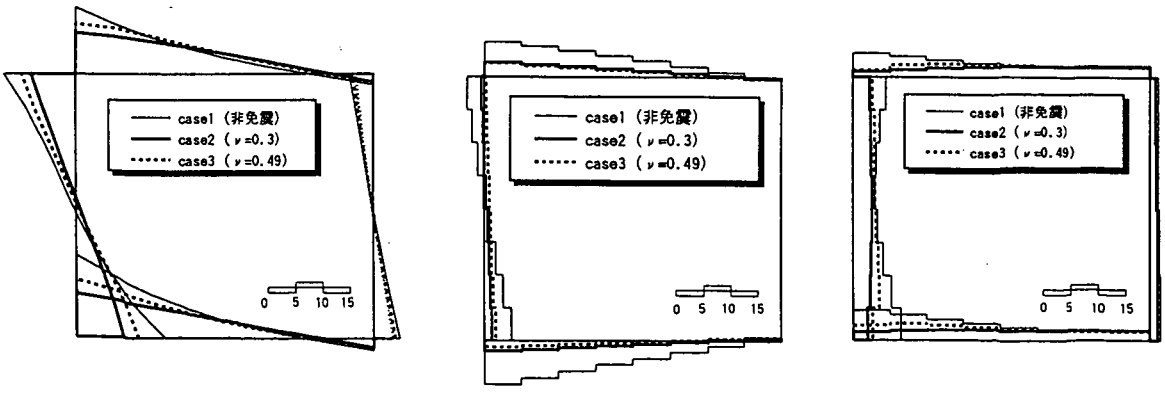
免震トンネル(case2、3)の曲げモーメントは、非免震トンネルに比べ、上床版、下床版および側壁において同一部材内で直線的な分布になる。また、免震トンネルのせん断力および軸力は、非免震トンネルに比べ、各部材内で均一化する。

以上より免震化によって同時刻断面力分布が低減し、各部材内で均一化する傾向がみられた。この傾

表-8.3.2.5 地震時増分最大断面力および低減率

検討結果	側壁下端						中壁下端					
	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ		最大せん断力		最大軸力		最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ		最大せん断力		最大軸力	
	Mmax	低減率	Qmax	低減率	Nmax	低減率	Mmax	低減率	Qmax	低減率		低減率
	(tf·m/m)	M/Mo	(tf/m)	Q/Qo	(tf/m)	Nmax	(tf·m/m)	M/Mo	(tf/m)	Q/Qo	(tf/m)	Nmax
case1	16.00	1.00	8.80	1.00	5.00	1.00	2.40	1.00	1.00	1.00	0.00	-
case2	8.50	0.53	2.60	0.30	1.40	0.28	1.80	0.75	0.70	0.70	0.00	-
case3	11.20	0.70	3.50	0.40	2.10	0.42	2.00	0.83	0.80	0.80	0.00	-

注) M/Mo, Q/Qo, N/Noはcase1に対する低減率である。



(a)曲げモーメント 単位 tf·m/m　(b)軸　力 単位 tf/m　(c)せ ん 断 力 単位 tf/m

図-8.3.2.3 同時刻断面力分布 (発生時刻2.22秒)

向は、トンネルに働く作用力と反力の分布状態との関係、つまり構造物と地盤の動的相互作用が免震化によって変化したことに起因すると考えられる。

2) 直土圧および周面せん断力

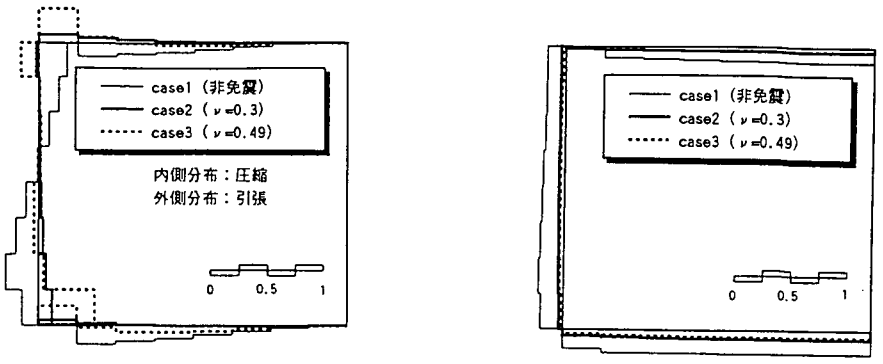
ここでは、免震化にともなうトンネルと地盤の相互作用の変化を考察するため、トンネル周面に作用する直土圧分布と周面せん断力について考察する。これら直土圧分布と周面せん断力分布を図-8.3.2.4に示す。なお、これら分布は最大断面力発生時刻（2.22秒）に発生した免震層位置での要素応力分布を示したものである。直土圧分布は、側壁の上下端が接合する偶角部を除き、免震化により同一部材内でほぼ均一に低減する傾向となっている。この直土圧はトンネルの部材に対して直交方向に作用する分布荷重であるため、免震化により曲げモーメントが線形的な分布になる傾向やせん断力が均一分布状態になる傾向はこの直土圧の低減に起因していると考えられる。

また、周面せん断力は、免震化によって同一部材内で均一に低減している。周面せん断力はトンネルの部材に対して軸方向に作用する分布荷重であるため、免震化による周面せん断力の低減は軸力の低減に対応している。また、免震化により周面せん断力が低減することは、同時にトンネルのせん断変形も緩和することとなるため、曲げモーメントおよびせん断力の低減にも関係していることが考えられる。このトンネルのせん断変形については後で考察する。

次に、直土圧および周面せん断力の低減率を表-8.3.2.6に示す。この低減率は、図-8.3.2.4の直土圧および周面せん断力の絶対値を各部材内で合計し、断面力の場合と同様に非免震トンネルとの比として算定したものである。同表より、直土圧は、免震層のポアソン比 0.3の場合では40%以下まで低減するが、ポアソン比0.49の場合では89%～65%の低減率であり、免震層のポアソン比が小さいほど直土圧の

表-8.3.2.6 直土圧および周面せん断力の低減率

	直土圧の低減率			周面せん断力の低減率		
	上床版	側 壁	下床版	上床版	側 壁	下床版
case1(非免震)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
case2(免震, ν =0.3)	0.40	0.24	0.15	0.31	0.22	0.36
case3(免震, ν =0.49)	0.89	0.65	0.70	0.30	0.17	0.28



(a)直 土 圧 単位 kgf/cm^2　　(b)周面せん断力 単位 kgf/cm^2

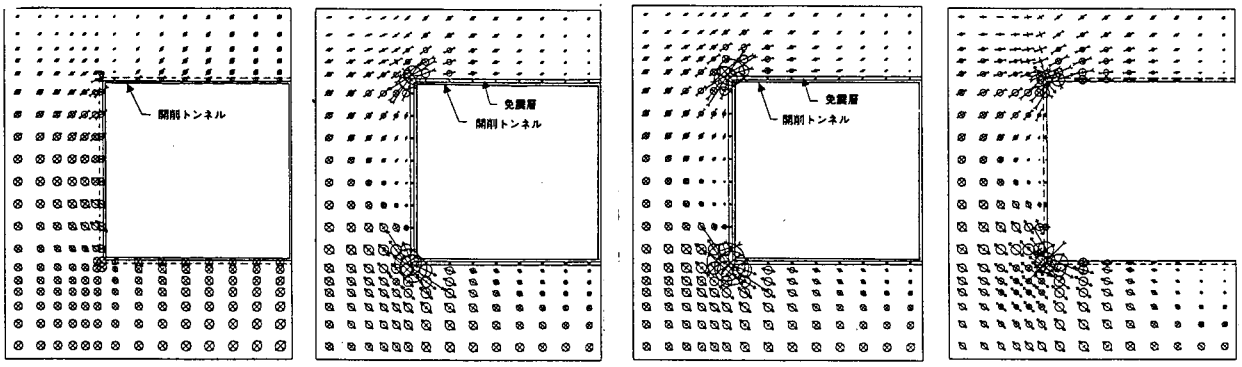
図-8.3.2.4 トンネルに作用する同時刻土圧分布（発生時刻2.22秒）

低減率は大きくなっていることがわかる。これは図-8.3.2.4の免震層のポアソンが0.49である場合のトンネル隅角部の直土圧が大きいことに起因する。この免震層のポアソン比による直土圧の相違は前述のポアソン比による断面力低減率の相違と対応づけられると考えられる。一方、周面せん断力の低減率は免震層のポアソン比による差異が見られず、36%以下まで低減している。これらの結果をまとめると、免震トンネルの直土圧の低減率は免震層のポアソン比に依存するが、周面せん断力の低減率は免震層のポアソン比に影響を受けず、ほぼ同等の低減率になることになる。

3) 周辺地盤のひずみ・応力分布

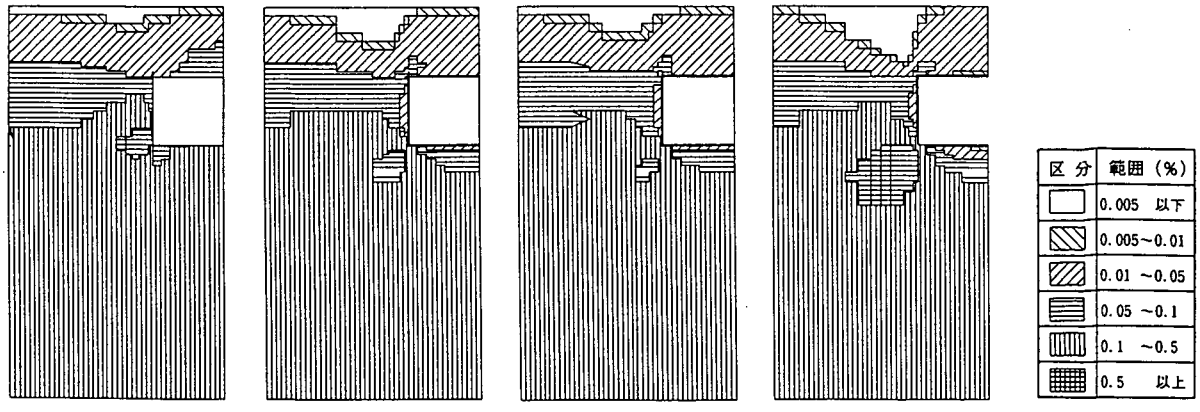
ここまでの考察により、免震化によりトンネルに作用する直土圧および周面せん断力は非免震の場合と比較して低減されることがわかった。そこで、ここでは、これらの動的相互作用力の低減の原因を究明するため、免震化によるトンネル周辺地盤の応力に着目する。最大断面力発生時刻における周辺地盤の主応力分布を図-8.3.2.5に示す。同図にはトンネルおよび免震層がない切欠き地盤の場合も示す。同図より、非免震と免震の場合では地盤応力分布がトンネル周辺で大きく異なり、免震化により主応力の方向が変わり、切欠き地盤と類似して分散していることがわかる。

また、同時刻に発生したトンネル周辺地盤のせん断ひずみ分布（γ_{xy}）を図-8.3.2.6に示す。同図より、トンネル周辺地盤のせん断ひずみ分布も主応力分布と同様に切欠き地盤ものと類似していることが



(a)case 1（非免震）　(b)case 2（免震，ν=0.3）　(c)case3（免震，ν=0.49）　(d)case 4（切欠き地盤）

図-8.3.2.5　同時刻主応力分布（発生時刻2.22秒）



(a)case 1(非免震)　(b)case 2(免震，ν=0.3)　(c)case 3(免震，ν=0.49)　(d)case4(切欠き地盤)

図-8.3.2.6　同時刻せん断分布（発生時刻2.22秒）

わかる。また、図-8.3.2.5の主応力は免震トンネルの隅角部で大きいものの、この箇所のせん断ひずみは最大で 0.5%以下であり、免震化によって地盤に悪影響を及ぼすほどではないと考えられる。

以上の知見をまとめると、地盤とトンネルの間に免震層を設置した場合は、トンネルと地盤が相互に与える影響が緩和され、免震層近傍の地盤の変形および応力状態が切欠き地盤の状態に近づくことになる。これにともなって、トンネルに作用する直土圧および周面せん断力が低減し、断面力が低減されるものと考えられる。ただし、本解析はトンネル全体の見かけのせん断剛性が地盤剛性に比べて小さい例であり、トンネル剛性が地盤剛性を上回わる場合は、地盤の主応力分布が今回と異なる可能性があるため、別途確認する必要があるものと考えられる。

4) 免震層とトンネルの変形

ここでは、最大断面力発生時刻2.22秒に免震層に発生したせん断ひずみおよび軸ひずみを表-8.3.2.7に示す。免震層のせん断ひずみは、1%から3%程度の範囲であり、免震層では非免震の場合における同位置での地盤に比べて概ね20倍以上のせん断ひずみが生じている。ここで、表中の免震層の軸ひずみは絶対値が大きいトンネルの左上下の隅角部の値を示したものであり、その符号は正の値を圧縮としている。軸ひずみは、免震化によって左上隅角部では鉛直・水平方向ともに引張側に増加し、左下隅角部では鉛直・水平方向ともに圧縮側に増加している。非免震の場合はせん断ひずみおよび軸ひずみが小さくなるため、トンネルが地盤の変形に追従し、一方免震の場合はひずみが大きいため、トンネルが地盤の変形に追従せず、地盤の変位を免震層で吸収しているといえる。また、免震層のポアソン比が小さいほど免震層のせん断ひずみおよび軸ひずみが小さくなる結果となっている。

同時刻におけるトンネル周辺の同時刻変形を図-8.3.2.7に示す。なお、図中に上床版～下床版間の相対変位の水平成分および中壁～側壁下端間の相対変位の鉛直成分を示し、非免震に対する低減率をカッコ内に示した。同図より、相

表-8.3.2.7 免震層のひずみ

			case1 (非免震)	case2 (免震 ν=0.3)	case3 (免震 ν=0.49)
せん断ひずみ (%)	上床版		0.02～0.05	0.99～2.05	0.89～2.00
	側壁		0.07～0.10	1.58～2.08	1.12～1.66
	下床版		0.08～0.10	2.79～3.88	1.77～2.30
軸ひずみ (%)	左上隅角部	水平	0.007	-0.29	-0.16
		鉛直	-0.004	-1.04	-0.32
	左下隅角部	水平	-0.004	1.62	0.49
		鉛直	0.001	0.67	0.21

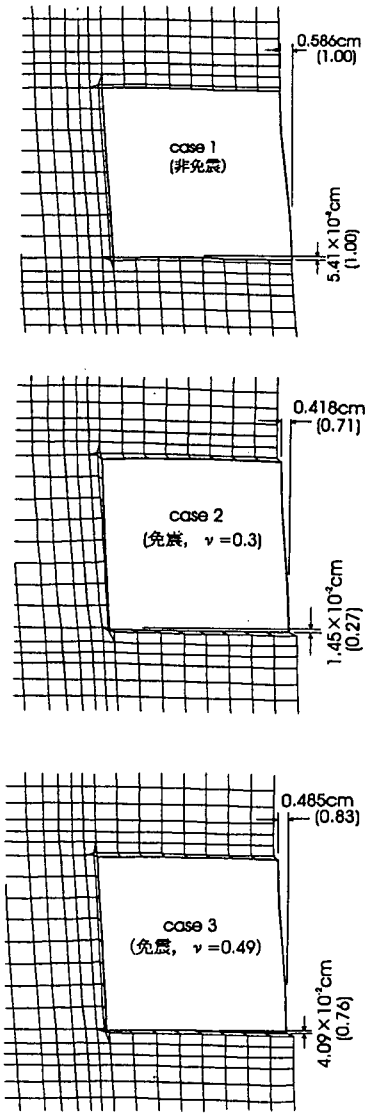


図-8.3.2.7 トンネル周辺の同時刻変形
(発生時刻2.22秒)

対変位の水平成分は免震化によって低減し、免震トンネルのせん断変形は小さくなっていることがわかる。また、免震層のポアソン比0.49の場合の相対変位の水平成分の低減率は、ポアソン比 0.3の場合に比べて約10%大きくなっている。

相対変位の水平成分が同じ場合では一般的にトンネルの剛体的な回転変形量の増加に伴ってトンネル隅角部の変形角が緩和される。相対変位の鉛直成分をこの回転変形量として考えると、図-8.3.2.6より回転変形は免震化によって低減していることがわかる。しかし、この回転変形量は相対変位の水平成分に比べて10分の１以下であるため、免震化によるトンネルのせん断変形に対する寄与は回転変形量よりも水平成分の低減の方が支配的である。

以上の結果より、地盤とトンネルの間に軟らかい免震層を介在させると、トンネルのせん断変形が緩和され、地盤とトンネルの間に生じたひずみ（変形差）を免震層で吸収する役割を果たすものと考えられる。また、免震層の軸ひずみおよびせん断ひずみは免震層のポアソン比が 0.5に近いほど小さく、免震層のひずみ吸収はポアソン比に依存するものと考えられる。ただし、今回の解析では、免震層のせん断弾性係数を同じとし、ポアソン比のみを変えたため、弾性係数がポアソン比が 0.5に近いほど小さくなり、このような相違が生じたものと考えられる。

(5) まとめ

本項では、見かけのせん断剛性が地盤に比べて小さい矩形断面の開削トンネルの横断方向を対象に、二次元動的ＦＥＭ解析を実施し、非免震および免震のケースの解析結果を比較することで、免震メカニズムについて考察した。また、免震層のポアソン比が免震効果に及ぼす影響についても検討した。今回の解析により得られた知見について以下にまとめる。

1) 免震のメカニズム

地盤とトンネルの間に介在するせん断弾性係数の小さな免震層は地震時おける両者の動的相互作用を遮断する役割を果たす。その結果、トンネルは、地盤の変形に追従しにくくなり、せん断変形が緩和されることになる。また、トンネル周辺地盤のひずみや応力は分散され、切欠き地盤の状態に近づく。これらのメカニズムにより、トンネルの地震時増分断面力が低減される。さらに詳細にみると、相互作用の遮断は、直土圧および周面せん断力の分散や低減につながり、曲げモーメント分布の線形化（ピークカット）およびせん断力・軸力の均一化などの結果をもたらす。ただし、今回の解析では、トンネルおよび免震層を平面ひずみ状態にモデル化しているため、トンネル軸方向に免震層が無限に存在する状態を想定したことになる。したがって、免震層をある有限長に限定した場合は、別途検討が必要となる。また、直土圧の低減はトンネル本体の剛性に依存すると考えられるが[4]、今回の解析はその剛性が地盤に比べ小さいケースのものであることに留意する必要がある。

2) 免震層のポアソン比による相違

今回の解析のように平面ひずみ状態で免震層のせん断弾性係数を同じとし、ポアソン比のみを変えた場合は、免震層の弾性係数はポアソン比を小さくすることにより減少する。したがって、同じせん断弾性係数でもポアソン比が小さい場合はトンネル部材直交方向の相互作用バネが軟らかいことになり、この結果、直土圧が低減され、トンネルのひずみおよび断面力が低減される効果が大きくなるものと考え

られる。

参考文献

1) (社)全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計１，側こう・パイプカルバート・ボックスカルバート（二連・三連）

2) 建設省土木研究所、土木研究センター他17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その１), 第154号, pp. 41～pp. 50, 1996. 11.

3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, pp. 135～pp. 166, 1990. 2.

4) 粕田, 鈴木：矩形断面トンネルの免震メカニズムに関する解析的検討, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, vol. 2, pp. 409～pp. 412, 1997.

＜研究担当＞　佐藤工業株式会社

8．4 動的ＦＥＭ解析による円形断面横断方向に対する免震メカニズムの検討

(1) 検討概要

本節では、円形断面トンネルの横断方向を対象とし、免震化による地震時増分断面力の低減効果（以下免震効果と称する）のメカニズムの解明を目的とした２次元動的ＦＥＭ解析を用いて考察を加えたものである。

考察においては、トンネル，免震層および周辺地盤の地震時挙動と、その相互の影響を把握するために免震層や地盤のひずみ，応力度に着目し、断面力低減のメカニズム究明を試みた。

(2) 検討条件

ここでの解析条件は、後述する３次元動的解析と同じものを用いた。以下にそれぞれの詳細を示す。

1) 対象構造物

検討対象とした円形断面トンネルの諸元および建設位置を図-8.4.1に、また解析に用いたトンネル部材諸元の一覧を表-8.4.1に示す。

2) 対象地盤

解析の対象とした地盤は、均質な一層地盤とし、その物性値は基本的に３次元解析における硬質地盤と等しいものとした。この際、地盤物性は、結果の評価を簡単にするために、線形材料として取り扱うこととし、表層地盤の減衰定数は一律に10%とした。また、基盤は耐震設計上の工学的基盤に相当する弾性波速度を持つ弾性体としてモデル化した。

解析に用いた地盤の物性値を表-8.4.2に示す。

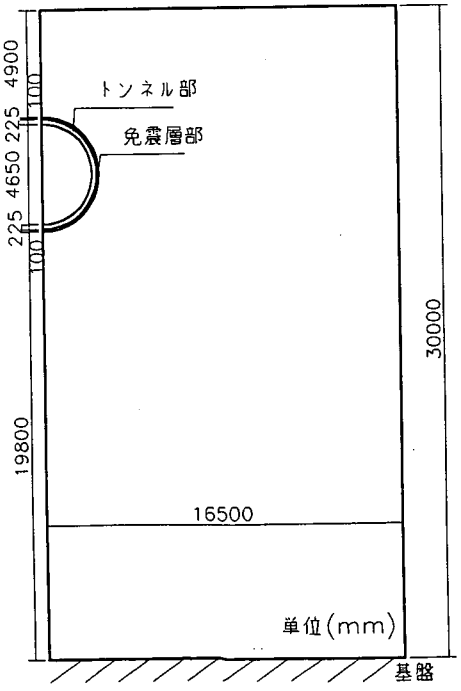


図-8.4.1 検討対象

表-8.4.1 トンネル部材諸元

	解析値
単位体積重量 γ (tf/m^3)	2.5
弾性係数 E(tf/m^2)	2.6×10^6
せん断弾性係数 G(tf/m^2)	1.114×10^6
ポアソン比 ν	0.167
減衰定数 h (%)	0.03

表-8.4.2 地盤条件

	表層地盤（硬質地盤）	基盤
解析上の取り扱い	線 形	線形
単位体積重量 γ g(tf/m^3)	1.6	2.0
せん断弾性波速度 Vs (m/s)	115	300
せん断弾性係数 G g(tf/m^2)	5,560	18,400
動的ポアソン比 ν_D	0.49	0.48
減衰定数 h(%)	10.0	3.0

3) 免震層

免震層は表層地盤の 1/100のせん断弾性係数を有する弾性体として表-8.4.3に示す諸元とした。ただし、ポアソン比については、後述するように3種類のケースについて解析を行った。

表-8.4.3 免震材の物性値

	免震材
解析上の取り扱い	線 形
層 厚 t(cm)	10
単位体積重量 γ_m(tf/m^3)	1.0
せん断弾性係数 Gm(tf/m^2)	55.6
動的ポアソン比 ν_m	0.05,0.3,0.49
減衰定数 h(%)	3

4) 入力地震動

入力地震動としては平成2年 道路橋示方書・同解説V耐震設計編[1]に示されている震度法レベルの第I種地盤用入力地震動を用い、これを基盤における入力地震波の2倍と仮定して、粘性境界下面に入力した。

入力地震動の時刻歴波形を図-8.4.2に示す。

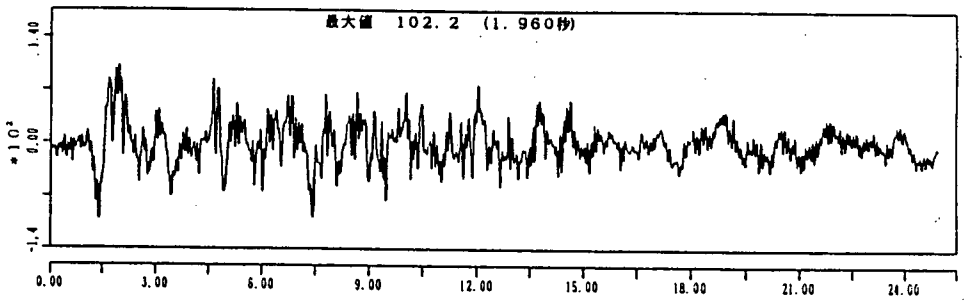
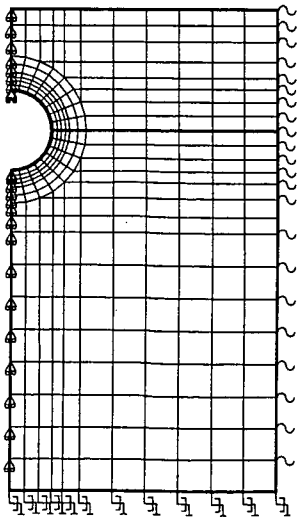


図-8.4.2 入力波形

5) 解析モデル

FEMメッシュはトンネル構造物中心軸で分割した 1/2モデルとして作成し、地盤および免震層には平面ひずみ要素を、構造物には梁要素を用いてモデル化した。また、解析における境界条件は、中心軸（図中、左側側方）は水平ローラー、右側側方はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界をそれぞれ用いた。

解析メッシュを図-8.4.3に示す。



※免震層は2層に分割してモデル化した。

図-8.4.3 解析メッシュ

6) 解析ケース

解析ケースの一覧を表-8.4.4に示す。本解析では、非免震の場合（ケース１）を基本とし、免震ありの場合としてポアソン比を変化させた３ケース（ケース２～ケース４）と、構造物を取り除いた空洞地盤（ケース５、以下切り欠き地盤と称す）の計５ケースを実施した。

表-8.4.4 解析ケース

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
形 態	非免震	免震			切欠き地盤
せん断剛性 G(tf/m^2)	5,560	55.6 (Gm/Gg=1/100)			5,560
ポアソン比 νm	0.49	0.05	0.30	0.49	0.49

※表中の数値は免震層位置の物性値を示す。

(3) 動的解析結果およびその考察

1) 断面力

図-8.4.4および表-8.4.5にケース１からケース４におけるトンネルに発生した最大断面力を示す。なお、表中には各断面力のケース１（非免震）に対する比率も合わせて示している。

これらより、軸力については、各ケースとも非免震の場合の1/5～1/8という顕著な免震効果がポアソン比によらず得られており、この免震効果は各ケース間で大差はないことがわかる。

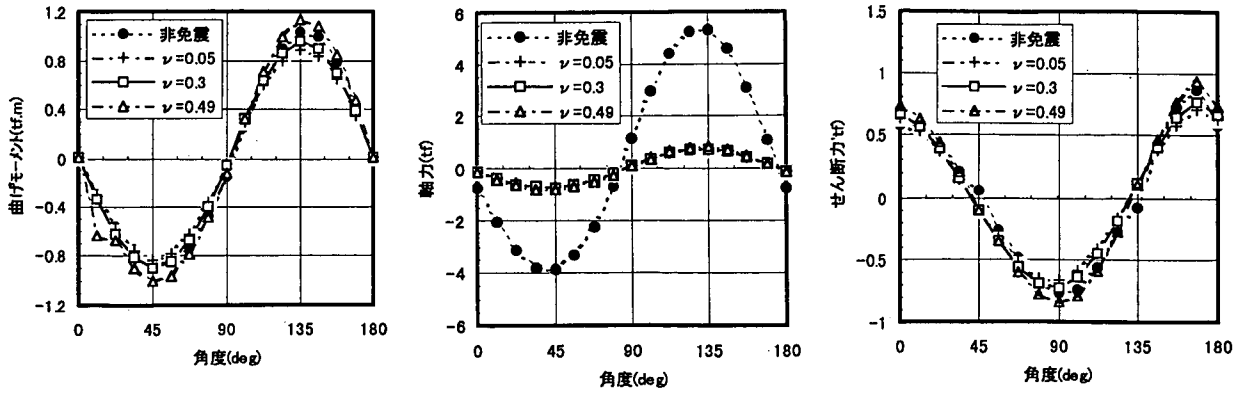
これに対して、曲げモーメントおよびせん断力は、免震層のポアソン比が0.05のケースでも最大２割程度しか低減効果が生じていない。

また、免震化された各ケース間の差に着目すると、低減効果はポアソン比が小さいほど大きく、体積変化が生じないポアソン比が0.49の場合には、非免震に比べてわずかではあるが大きな値を生じていることがわかる。

表-8.4.5 主要位置での最大断面力

	0, 180度			90度			45, 135度		
	Mmax	Nmax	Smax	Mmax	Nmax	Smax	Mmax	Nmax	Smax
ケース1 非免震	0.0	-0.73	0.87	0.15	1.18	0.77	1.04	5.36	0.28
ケース2 ν=0.05	0.0	-0.131 (0.18)	0.699 (0.80)	0.04 (0.27)	0.13 (0.11)	0.67 (0.87)	0.89 (0.86)	0.75 (0.14)	0.167 (0.61)
ケース3 ν=0.30	0.0	-0.13 (0.18)	0.76 (0.87)	0.05 (0.37)	0.18 (0.15)	0.72 (0.94)	0.96 (0.92)	0.75 (0.14)	0.19 (0.69)
ケース4 ν=0.49	0.0	-0.15 (0.20)	0.94 (1.08)	0.12 (0.82)	0.24 (0.20)	0.84 (1.10)	1.14 (1.10)	0.84 (0.16)	0.27 (0.99)

※表中の角度は原点から時計回りに示す。単位はM(tf･m/m)，N(tf/m)，S(tf/m)。網掛けは最大値を示す。



(a)曲げモーメント　(b)軸力　(c)せん断力

図-8.4.4　断面力の比較

2)　構造物の変位量および変形量

表-8.4.6にトンネルの下端を基準とした天端の相対水平変位量と、基盤を基準とした地表面の相対水平変位量を示す。また、表-8.4.7にはトンネルの変形量およびトンネルと周辺地盤の回転角を、図-8.4.5には円形断面トンネルと免震層の変形の模式図をそれぞれ示している。

これらのうち、表-8.4.6に示すトンネル天端と下端の相対水平変位量は、トンネルのせん断変形量の指標と考えられ、免震層のポアソン比が小さいほど小さな値を示す傾向にあるが、各ケース間の差は非常に少なく、また、ポアソン比が0.49のケースでは非免震に比べてわずかに大きな値を示していることがわかる。なお、8.3.2 に示す開削トンネルの場合の構造物頂版～底版間の相対水平変位量は、非免震に比べてν=0.3の場合に0.71倍、同じく0.49の場合に0.83倍となっており、本ケースに比べると免震効果が明瞭に現れている。

また同表より、免震層を配置すると、トンネル近傍地盤の変形量は各ケース間で差が生じており免震化の影響が現れているが、トンネルから離れた地表面位置の水平変位量には差が生じておらず、免震化の影響は構造物周辺の局所的なものであることが確認できる。

表-8.4.6　トンネル変位に関する応答値の比較（単位：cm, 基盤からの相対値）

		ケース1 非免震	ケース2 ν=0.05	ケース3 ν=0.3	ケース4 ν=0.49	ケース5 切欠き地盤
トンネル中心軸上地表面最大変位		1.310	1.310	1.310	1.310	1.310
トンネル上端と下端の相対水平変位	絶対値（最大値）	0.143	0.135	0.140	0.150	0.241
	ケース１に対する比率	-	0.944	0.979	1.049	1.685

一方、表-8.4.7に示すトンネル直径の変化は、トンネルの面内変形の程度を示すものであるが、これより、相対水平変位量にて示されるせん断変形は同程度であっても、各ケース間のトンネル変形形状には差異が生じていることがわかる。トンネルの鉛直方向の直径は、各ケースともわずかに増大している程度であり、トンネルは鉛直方向には若干伸張する形状ではあるものの、どのケースもほぼ元の直径を

表-8.4.7　トンネルおよび周辺地盤の変形状態

		ケース1 非免震	ケース2 ν=0.05	ケース3 ν=0.30	ケース4 ν=0.49
鉛直方向 直径(m)		5.102 (0.04)	5.102 (0.04)	5.102 (0.04)	5.102 (0.04)
水平方向 直径(m)		5.088 (0.24)	5.098 (0.04)	5.096 (0.08)	5.090 (0.20)
回転角	トンネル	1.606	1.516	1.572	1.685
	周辺地盤	1.621	2.539	2.539	2.517
	相対回転角	0.015	1.023	0.966	0.832

※表中（　）内は直径の変化率(%)を示す。また、回転角はdegによる。

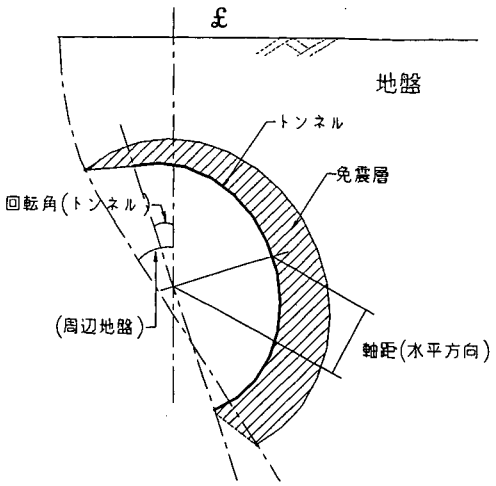


図-8.4.5　変形の模式図

保っている傾向にある。これに対して、水平方向の直径は各ケースで異なっており、総じてポアソン比が小さいほど円形を保つ傾向にあり、非免震の場合やポアソン比が0.49の場合は水平方向につぶれる形状となることがわかる。

また、表-8.4.7に示した値のうち、トンネルおよび周辺地盤の回転変形量は、相対水平変位量と同様にそれぞれのせん断変形の程度を示すものと考えられるが、これら両者の相対的な回転変形量はトンネルと周辺地盤の間の挙動の差を示すものと考えられる。この相対回転変形量に着目すると、免震化によりトンネルと周辺地盤の挙動は明らかに差を生じており、免震層を配置することでトンネルと周辺地盤との相対回転変形量は非常に大きくなり、その大きな相対回転角に相当する変形はせん断弾性係数の小さな免震層が吸収していると考えられる。また、ポアソン比の小さな場合ほど、トンネル回転変形量は小さいが、逆に、周辺地盤との相対回転角は大きな値となり、免震層が変形しやすいことを示すとともに、構造物の存在による周辺地盤の拘束も少なくなる傾向にあることがわかる。

3)　免震層の変形状況

図-8.4.6はトンネル天端と下端との間の相対水平変位が最大となる時刻での構造物周辺に配置された免震層の層厚を示したものである。同図には、各ケースの免震層要素位置における厚みとともに、現実的ではないが、免震層の剛性を原地盤の 1/1,000とした場合の免震層厚についても参考までに併せて示している。

同図より、免震層が同じせん断弾性係数の場合は、体積変化が大きい低ポアソン比のケースほど、免震層の層厚変化が大きく、これが前述した構造物の変形量の差に繋がっているものと考えられる。しかし、免震層のせん断弾性係数が同じ条件でのポアソン比の差に起因する層厚の変化と比較して、せん断弾性係数が 1/1,000と非常に小さい場合の層厚の変化は

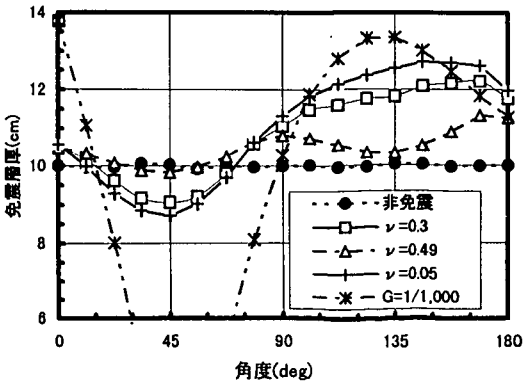


図-8.4.6　免震層の変形状況

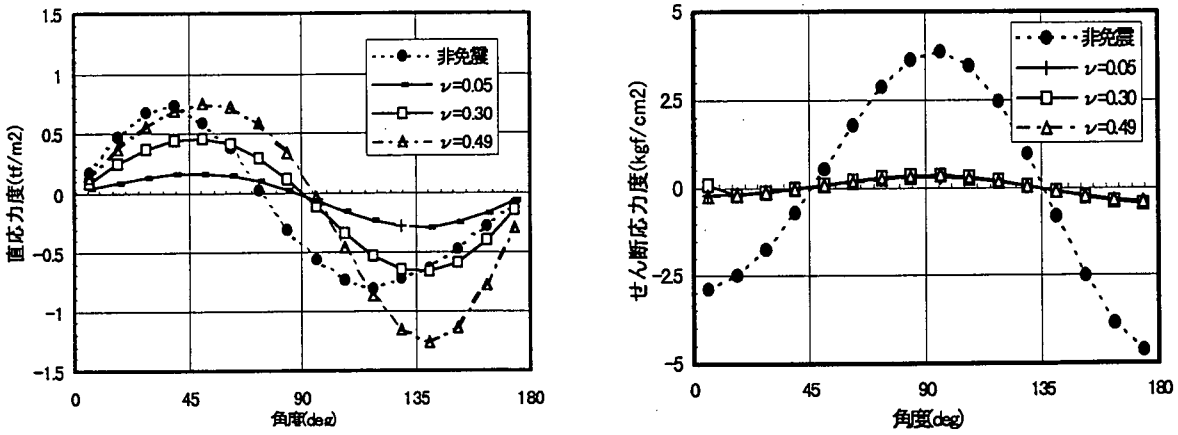
非常に大きくなっており、免震層の軸方向（圧縮および引張）変形に寄与している物性値はポアソン比のみではないことがわかる。

4)　トンネルに作用する土圧の状況

図-8.4.7はトンネル上端と下端の間の相対水平変位量が最大となる時刻における免震層位置でのトンネル法線方向の軸応力度成分とトンネル接線方向に着目したせん断応力度成分とを図化して示したものである。

このうち、トンネル法線方向軸応力度は直土圧に相当し、図に示すようにトンネル天端から45度位置付近と 135度位置付近（以下、角度のみを示す場合は常に天端位置からの右回りの値を示す）で符号が逆となる極値を示しており、トンネル周辺の地盤がトンネルに対してせん断変形させようとする方向に力が作用している状況がわかる。また、その絶対値は、ポアソン比が小さいほど小さく、非免震に比べるとポアソン比が0.05の場合は1/3、0.3の場合は 1/2程度となっている。なお、ポアソン比0.49の場合には、非免震と同程度の値を生じている。

また、併せて示したせん断応力度は、せん断土圧に相当し、いずれのケースも45度と 135度位置付近で0となり符号が逆転する分布形状を示しており、その値は免震化されていればポアソン比によらずほぼ同様であるが、免震と非免震とを比較すると1/10程度になっており、トンネル軸力に対する免震効果と定量的にも対応している。



(a)直土圧成分　　(b)せん断土圧成分

図-8.4.7　トンネルに作用する土圧の状況

5)　免震層の配置による周辺地盤への影響

2)にて述べたように、免震層を配置することにより、トンネル近傍地盤は、非免震に比べて大きな変形を生じるようになる。図-8.4.8は、この状況を地盤の応力状態から把握することを目的として、構造物相対水平変位最大時刻における構造物近傍地盤の主応力分布を示したものである。図にはケース5（切り欠き地盤）の場合も併せて示している。

これら図より、非免震のケースとそれ以外のケースとでは主応力分布状況が明らかに異なっており、免震層を配置すると、周辺地盤は切り欠き地盤に近い応力状態となっていることがわかる。このことは

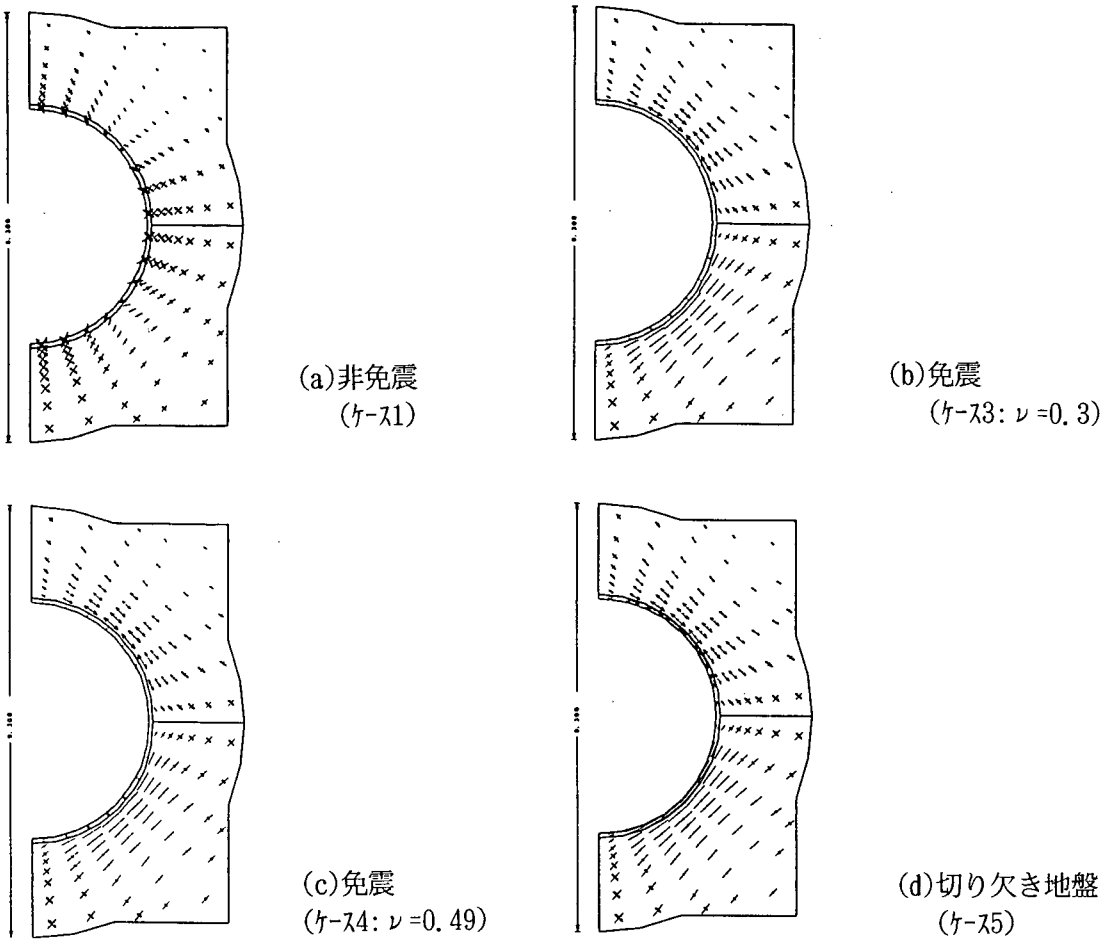


図-8.4.8　各ケースの主応力分布（構造物天端～下端間相対変位最大時刻）

表-8.4.6に示した周辺地盤の回転変位が、免震層を配置することで、非免震の場合の1.5倍以上になり、相対的に切り欠き地盤の値に近づいていることからも確認できる。

このような現象は、地盤に着目すると、免震層が配置されることによりトンネルによる地盤の拘束が緩和されているものと考えることができる。すなわち免震層は、トンネルと周辺地盤との間の相互作用力を緩和する効果を有しているものと考えられる。

6)　断面力低減効果に関する考察

表-8.4.8は以上の解析結果を整理したものである。同表を用い、ここでは各断面力ごとの低減効果について考察を行う。

まず、軸力の低減について考察する。免震層を配置すると軸力は大きく低減し、せん断土圧の低減もこれと同程度であるとの結果が得られている。また、せん断土圧にはポアソン比の違いに起因する差はほとんどないが、これはポアソン比の違うケース間で軸力の差が無いことと対応している。これより、軸力の低減には、せん断土圧が大きく関与しているものと考えられ、その低減程度は、せん断土圧の低減程度、すなわち、免震層のせん断剛性に依存するものと考えられる。これら結論は、図-8.4.7に示すせん断土圧と、図-8.4.4に示す軸力分布との関係からも説明が可能である。すなわち、軸力の最大値はせん断土圧の方向が変化する位置で生じていること、また、せん断土圧が極値をとる位置で軸力は0と

表-8.4.8　免震効果に関する解析結果一覧

構造物		免震層		周辺地盤	
断面力	変　形	土　圧	変　形	変　形	主応力
曲げ・せん断： ・ポアソン比による差は少ないが、これが小さいと断面力はやや小さくなる。 ・ポアソン比0.05の際に最大で2割低減。	**せん断変形※1** **（*cf*相対水平変位）：** ・ポアソン比が小さい程、変形はやや小さくなる。 ・ポアソン比が0.05の際に非免震に比べて最大5%程度減少。	**直土圧：** ・ポアソン比によって差が生じている。 ・ポアソン比が0.05の際に最大で1/3にまで低減。	**層厚の変化：** ・ポアソン比によって変形程度に明確な差がある。 ・ポアソン比が0.05の際に当初の厚さに比べて最大30%程度の変化を生じる。 ・免震層の剛性をさらに小さくすると、ポアソン比が0.3の場合でも最大100%近い変形も可能。	**せん断変形※3：** ・ポアソン比が小さい程、変形が大きい。 ・ポアソン比が0.05の際に非免震に比べて最大1.5倍に増大。	**主応力分布：** ・免震層を配置することで、切り欠き地盤に近い状態となる。
軸力： ・ポアソン比による差は小さい。 ・いずれのケースも非免震の1/8程度に低減。	**軸変形※2** **（*cf*水平直径）：** ・ポアソン比が小さい程、変形がゼロに近づく。 ・ポアソン比0.05の際に最大0.2%減少。	**せん断土圧：** ・ポアソン比による差は小さい。 ・いずれのケースも非免震の場合の1/10程度に低減。			

※1：トンネル天端～下端間の相対水平変位量（表-8.4.6）に着目。
※2：部材軸方向の変形、直径の変化（表-8.4.7上段）に着目。
※3：免震層外周地盤の回転変形（表-8.4.7下段）に着目。

なることから、せん断土圧の累積によって軸力が生じているものと考えられる。

これに対して、曲げモーメント・せん断力は、免震層を配置しても、軸力の低減ほどは低減されていない。これら二つの断面力は、部材軸直角方向の変形によって生じる断面力であり、表-8.4.6に示したトンネル天端～下端間の相対水平変位量と関連するものと考えられる。このことは、各ケースの相対水平変位量の（非免震に対する）低減率と、表-8.4.5に示す最大断面力の低減率とは比較的よく対応していることからも確認できる（8.3.2の開削トンネルの例でも同様な関係が認められる）。

トンネルに曲げモーメントおよびせん断力を生じさせる要因としては、（外力という立場から整理すると）慣性力、地盤からのせん断土圧、直土圧の3つが考えられる。このうち、前者2つは、免震材のポアソン比による差はほとんどないため、図-8.4.7に示す直土圧の差がトンネルの相対水平変位量に差を生じさせているものと考えられる。ただし、8.2に示した開削トンネルの例と同様にトンネルの変形（断面力）に占めるせん断土圧の比率が大きいため、各ケース間の直土圧の差ほどには断面力に差を生じていないことが類推される。

なお、8.2および8.3.2に示した開削トンネルの例に比べて、円形断面トンネルでの曲げモーメントおよびせん断力の低減率が著しく小さいのは、円形断面トンネルの剛性が開削トンネルに比べ、もともと小さいために（円形断面トンネルを骨組みにてモデル化し、強制的に単位のせん断変形を生じさせることで得た見かけのせん断剛性は約300tf/m²に過ぎず、地盤の約1/20、免震材の約10倍というものであった。これに対して開削トンネルは8.3.2によれば地盤の 1/2.5程度の関係にある。）、免震効果を得にくい傾向にあるのでは無いかと推察される。

(4) まとめ

ここでは、以上の検討成果に基づき、得られた知見および考察をまとめる。

免震層を配置することにより、トンネルに作用するせん断土圧は大きく低減される。また、免震層がポアソン比 0.5以下の体積変化を許容する材料にて構成されていれば、ポアソン比の大きさに応じて、直土圧も低減される。これら、トンネルに作用する二つの土圧のうち、せん断土圧は構造物の変形に対して支配的な働きを持つ。すなわち、せん断土圧がトンネルの変形に支配的な影響を及ぼす。

このせん断土圧の低減によるトンネルの変形量の軽減は、今回のように免震層のせん断剛性が周辺地盤の 1/100で、かつ円形断面トンネルのように構造物の剛性が比較的小さい場合には、軸力は大きく低減されるものの、曲げモーメントおよびせん断力に対する効果はそれほど大きなものではない（昨年度検討におけるϕ10mの解析例[2]でもポアソン比 0.3の場合の曲げモーメント低減率は５％程度という結果が得られている）。

このようなせん断土圧の低減は、免震層のせん断剛性に依存するが、ポアソン比には大きく依存しない。

構造物に作用するもう一つの土圧である直土圧は、構造物の変形に対しては支配的でないが、これを低減することで構造物の面内変形量をわずかではあるが小さくすることが可能である。このため、体積変化の大きなポアソン比の小さい免震材料を用いれば、曲げモーメントおよびせん断力を相対的に小さくすることができる。ただし、前述したように、構造物の主たる変形はせん断土圧によって支配されるため、曲げモーメントおよびせん断力の低減についても、免震材のポアソン比を小さくするより、せん断弾性係数をさらに小さくすることが効果的である。

以上に示した知見より、円形断面トンネル横断方向の免震メカニズムは以下のようにまとめられる。

① 免震層の配置による断面力低減効果は、主としてそのせん断弾性係数が小さいことに起因したせん断土圧の低減による。また、定量的には小さいが、体積変化が生じやすいポアソン比の小さな免震層を配置すると、直土圧が低減されることも一つの要因である。

② 上記せん断土圧の低減は、相対的に柔らかい免震材を構造物と地盤との間に設けることにより、免震層にせん断ひずみが集中し、ここで変形を吸収することにより、トンネルにせん断力が伝達されないことで得られるものである。すなわち、免震層のせん断弾性係数が周辺地盤に比べて著しく小さいために生じるものである。

③ 一方、直土圧の低減は、免震層に軸ひずみが生じることによって、トンネルの面内せん断変形が緩和されることで得られるものである。ただし、免震層には同時に大きなせん断変形を生じているため、このせん断ひずみによる影響を受けずに軸ひずみが生じやすいポアソン比の小さい免震材料ほど、大きな効果を得られる。

参考文献

1) 日本道路協会、道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編、平成２年２月

2) 建設省土木研究所耐震研究室、（財）土木研究センター、他民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その１）, pp. 33～40, 平成８年11月.

＜研究担当＞　日本技術開発株式会社

8．5　3次元動的有限要素解析による免震メカニズムの検証

8.5.1　概　要

前節までの矩形断面トンネル、円形断面トンネルの横断方向に対する検討により、免震トンネルにおいては、地盤とトンネルの間に設けた柔らかい免震層が大きくせん断変形することによりトンネルの地盤との相互作用が低減するため、免震層に非免震トンネルにおける同位置の地盤よりも大きなせん断ひずみが生じ地盤ひずみがここで吸収されるとともに、トンネルと地盤が遮断、絶縁されることにより、トンネルの挙動が地盤に追随しない傾向を強めることが明らかとなった。また、免震層には大きなせん断ひずみが生じるが、そのせん断弾性係数が極めて小さいため、免震の場合のせん断応力は非免震の場合と比較して小さく、結果として、トンネル周面に伝達されるせん断力が非免震の場合と比較して低減されていることが明らかとなった。さらに、ポアソン比の小さい材料を用いた免震層を設置すると、免震層がせん断方向のみならず軸方向にも変形してクッション的な機能を果たすことにより、トンネルと地盤との相互作用がさらに低減し、トンネルの変形が緩和され、免震効果が顕在化することも明らかになった。

本節では、縦断方向にもこれらの免震メカニズムが妥当であることを検証することを目的とし、地盤条件急変部を通過する免震トンネルの縦断方向を対象として、3次元動的有限要素法解析を行う。解析のフローを図-8.5.1.1に示す。本解析では、まず、2次元有限要素法解析による予備解析を実施し、メッシュ分割数、境界条件とモデル化範囲や方法、解析振動数の影響等を検討した。次に、これらの解析モデルに関する諸検討結果を踏まえて3次元解析モデルを決定し、3次元動的有限要素法解析を実施した。3次元動的有限要素解析は、トンネル軸方向加振及び軸直角方向加振それぞれに対して、免震層有りの場合と無しの場合の計4ケースを実施した。

なお、本節で示す3次元動的有限要素解析は、あくまでもトンネル外周に免震層が存在することによって生じる物理現象を調査し、免震メカニズムを明らかにすることを目的として行ったものである。したがって、本解析において設定されている地盤条件や免震層長等は、必ずしも免震効果が最大限に発揮される最適な条件とはなっていないことに注意しなければならない。

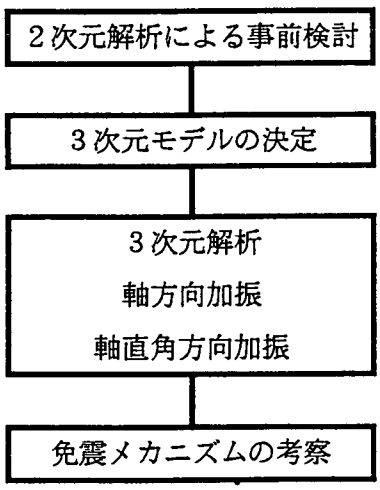


図-8.5.1.1　解析のフロー

8.5.2　解析条件および解析方法

(1)　トンネル構造と免震材及び地盤条件

本解析に適用したトンネル構造、免震材、周辺地盤の物性、諸元を表-8.5.3.1に示す。トンネル構造としては外径が5.1mのシールドトンネルを想定した。ここで、セグメント厚は22.5cm、トンネル土被りは5.0mとした。また、トンネルの剛性としては、軸方向加振の解析では、セグメントとリング継手を直列バネとして算定した等価引張剛性を、軸直角方向加振では、曲げ剛性の有効率0.8を考慮したセグメントの剛性を、それぞれ用いた。シールドトンネルの等価剛性の設定法に関しては、様々な提案がなされているが、ここではあくまでも免震メカニズムの検討に重点を置くこととし、ここで設定した剛性を有する筒状のトンネルがあるものと仮定した。なお、本解析ではシールドトンネルを想定しているため、精度の高い解析を実施するためには、本来、セグメントとリング継手を実構造のとおり忠実にモデル化しなければならないが、解析の実施上接点数や要素数に限度があることを考慮し、ここでは等価剛性を用いてシールドトンネルをモデル化するものとした。

周辺地盤としては、N値20の砂質土層を想定した硬質地盤と、N値3の粘性土層を想定した軟質地盤とが水平面に対して45度の角度で地盤境界を有しており、表層地盤から深度30mにおいて工学的基盤面（Vs=300m/sec）があるものを設定した。地盤のせん断弾性波速度については、地盤ひずみの影響を考慮した補正係数を一律に0.8とし、硬質地盤については174m/sec、軟質地盤については115m/secとした。また、地盤の減衰定数は一律に3％と設定した。

免震層は、地盤条件の急変点から硬質地盤側ならびに軟質地盤側それぞれに10.2m、合計20.4mの延長で免震層を配置した。免震材のせん断弾性係数は、硬質地盤のせん断弾性係数の1/100に相当する55.6 tf/m^2、ポアソン比は0.30とした。

表-8.5.2.1　解析に用いたトンネル構造諸元及び免震材と地盤の物性

項　　目	軟質地盤	硬質地盤	免震層	基盤層
せん断弾性係数 tf/m^2	2,160	5,560	55.6	18,370
単位体積重量 tf/m^3	1.6	1.8	1.0	2.0
せん断弾性波速度 m/s	115	174	23	300
ポアソン比	0.49	0.45	0.3	0.49
減衰定数	0.03	0.03	0.03	0.03

(2)　入力地震動

入力地震動としては、平成2年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の参考資料に示されるⅠ種地盤用標準波形を用い、これを解放基盤面の入射波の2倍として基盤面に入力した。入力地震動の時刻歴波形を図-8.5.2

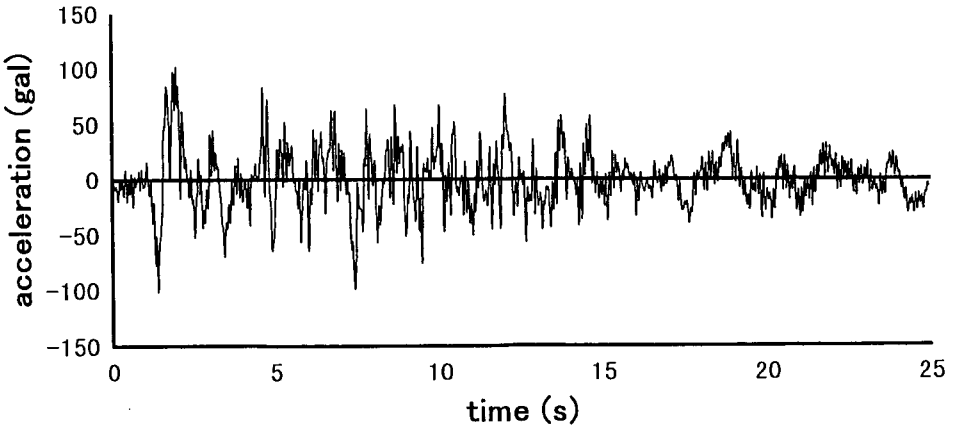


図-8.5.2.1　動的解析に用いた入力地震波形

.1に示す。

(3) 解析ケース

前述したように、本解析は軸方向加振、軸直角方向加振について、それぞれ免震層有りと無しの計4ケースを実施した。解析ケースと解析に用いたトンネルの剛性を表-8.5.2.2に示す。

表-8.5.2.2　解析ケース

解析種類	加振方向		免震層		トンネル剛性	
	軸方向	軸直角方向	有	無	等価引張剛性	セグメントの剛性
ケース1	○		○		○	
ケース2	○			○	○	
ケース3		○	○			○
ケース4		○		○		○

8.5.3　3次元有限要素解析モデル

(1) 解析モデルの妥当性に関する事前検討

3次元動的有限要素法解析を実施するに先立ち、できる限りシンプルでかつ精度の高い解析結果の得られる合理的な解析モデルを決定することを目的として、2次元動的有限要素法によるパラメトリック解析を実施した。ここでは、解析精度の観点から、以下の事項について検討を行った。

① 免震層の法線方向メッシュ分割数の影響

シールドトンネル横断方向を主断面とした2次元動的ＦＥＭ解析を実施し、免震層の法線方向メッシュ分割を変化させた場合の影響を検討した。メッシュ分割数は、1分割とした場合と4分割とした場合について行った。

② シールドトンネル周辺地盤のメッシュ分割方法の影響

シールドトンネル横断方向を主断面とし、シールドトンネル周辺地盤モデルのメッシュ分割方法を変化させた場合の影響を検討した。ここで、シールドトンネル周辺地震のメッシュ分割方法としては放射分割型と格子分割型の2ケースとした。

③ ＦＥＭモデル幅および境界条件の影響

有限要素解析におけるモデル幅及び側方境界条件を変化させた場合の影響を検討した。ここで、ＦＥＭモデル幅としては20m、15m、10mの3ケース、また、側方境界条件としては粘性境界、エネルギー伝達境界、水平ローラーの3ケースに対して検討を行った。

④ シールドトンネルの分割数の影響

シールドトンネル横断面の分割数を変化させた場合の影響について検討した。ここで、シールドトンネル横断面の分割数は、16分割、32分割、48分割の3ケースとした。

⑤ 地盤境界面のモデル化および境界条件の影響

硬質地盤と軟弱地盤との境界面に対して、モデル化上45度の傾斜面でモデル化した場合（以降、傾斜型と称す）と、45度の傾斜面を簡略して階段型とした場合（以降、階段型と称す）の影響について予備解析を行った。ただし、ここでは、シールドトンネルが存在しない地盤のみのモデルで行った。解析モデルとしては、境界面は傾斜型及び階段型の2ケースとし、側方の境界条件は、エネルギー伝達境界、粘性境界、水平ローラー、自由境界の4ケースとした。

⑥ 最大解析振動数の影響

3次元動的解析で必要となる最大解析振動数を決定するために、解析振動数を7Hzとした場合と10Hzとした場合の比較を行った。

(2) 解析モデルに関する検討結果

本文では、詳細な解析結果については割愛するが、本事前検討により、以下の事項が明らかとなった。

- 免震層の分割数は解析結果に影響を及ぼさない。
- 免震層の付近の地盤の分割の方法は解析結果に大きな影響を及ぼさない。
- トンネル軸直角方向のモデル幅は粘性境界を使用した場合は20m程度（トンネル中心から10m）とすると境界条件の影響は小さい。特にトンネルの応力については15m以上のモデル幅を持つと境界条件の影響を受けにくい。
- トンネルの分割は16分割でも結果に及ぼす影響が小さい。
- トンネルから約2m程度を放射状に分割して地盤をモデル化すると免震層が地盤に及ぼす影響が把握できる。
- 地盤の物性境界は階段型でモデル化しても結果に有意な差はみられない。
- 軸方向直角面の境界条件は粘性境界もしくはエネルギー伝達境界が望ましい。また、自由境界または水平ローラー境界の場合はトンネルの全長を200m以上にモデル化する方が望ましい。
- トンネルの応答については最高解析振動数は7Hzまででも10Hzまで解析した場合と大きな差はない。

(3)　3次元動的有限要素解析に用いる解析モデル

上述の検討結果を踏まえて3次元動的有限要素解析に用いる解析モデルを作成した。解析モデルの全体の鳥瞰図を図-8.5.3.1に示す。

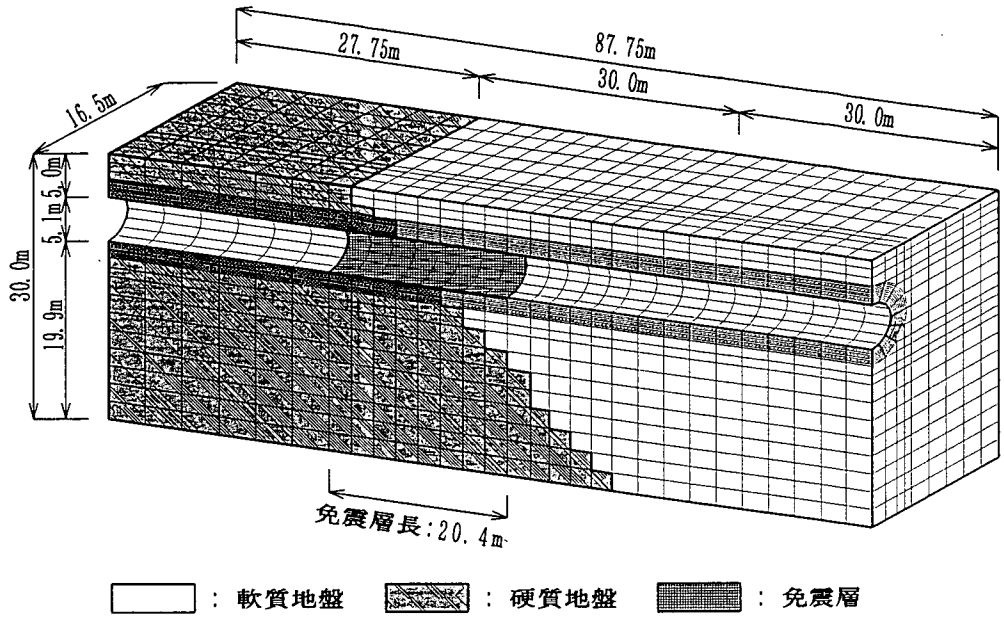


図-8.5.3.1　解析モデルの全体図

まず、解析対象構造物と地盤はシールドトンネルの中心で左右対称であり、今回考える入力が対象（軸方向加振）かまたは逆対象（軸直角方向加振）であることに鑑み、解析モデルは 1/2モデルとした。ここで、トンネル軸方向をX座標軸とし、軸直角方向をY座標、上下方向をZ座標とする右手系の座標を使用した。なお、免震層を含めた硬質地盤と軟弱地盤の物性区分を図-8.5.3.1中に示した。ここでは、地盤境界のモデル化は階段型とした。また、図-8.5.3.2に硬質地盤と軟弱地盤及びシールドトンネルと免震層の個別の鳥瞰図を示す。トンネルと地盤の相対的な位置関係は、図-8.5.3.3の通りである。

モデル化に際しては、免震層ならびに地盤はソリッド要素を使用し、シールドトンネルは厚さ 0.225mのシェル要素にモデル化した。その結果、総節点数は7350であり、6235のソリッド要素と 232のシェル要素から成る解析モデルが作成された。

また、硬質地盤の左側自由地盤への波の伝播と軟弱地盤の右側への波の伝播の精度を向上させるために側方境界は粘性境界とした。また、Y方向に対しても、波の伝播の精度を高めるために側方境界を粘性境界とした。モデルの底面については地盤の半無限性を表すために粘性境界を使用した。

トンネルの対象面すべての節点は、X方向加振（軸方向加振）ではY方向の自由度を拘束しモデルの対称性を表現した。ただし、シェル要素の回転に関してはX軸とZ軸回りの自由度を拘束した。また、Y方向加振（軸直角方向加振）では、対称面上のXとZ方向の自由度を拘束しモデルの対称性を表現した。ただし、シェル要素の回転に関してはY軸回りの自由度を拘束した。

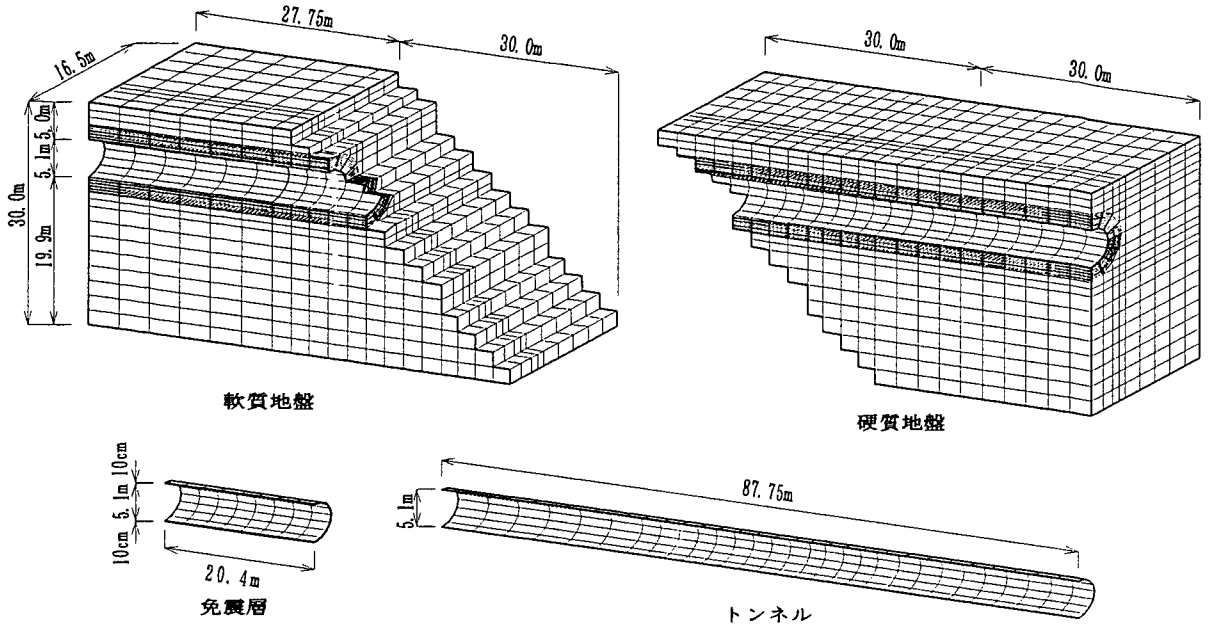


図-8.5.3.2　軟質地盤と硬質地盤およびシールドトンネルと免震層のモデル化

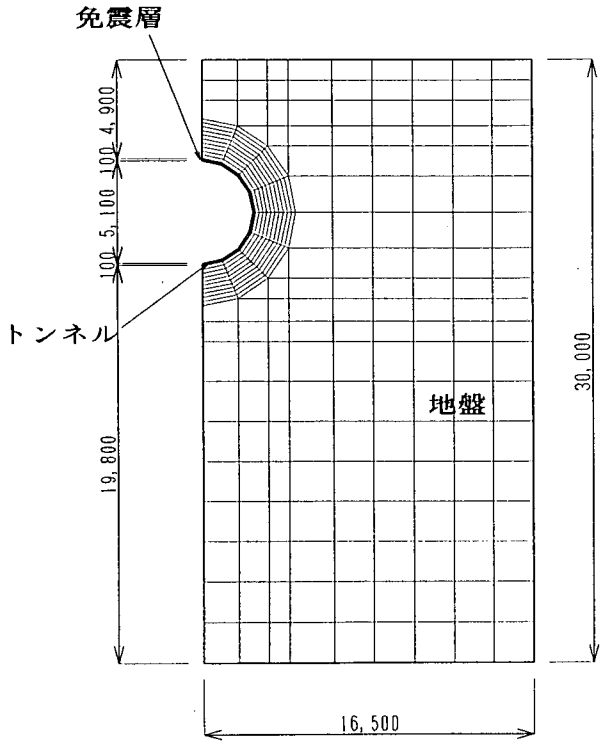


図-8.5.3.3　シールドトンネルの位置

8.5.4　軸方向加振解析結果

(1)　トンネル軸方向に対する挙動

トンネル軸方向加振時における免震メカニズムを検証するために、免震層、トンネル、トンネル周辺地盤の挙動に着目してデータの整理を行った。なお、本解析では、各要素の伝達関数や、速度、加速度の応答値等についても求められているが、ここでは、あくまでも免震メカニズムの検討に的を絞り、解析結果のうち、主として免震層とトンネル、ならびにその周辺地盤を対象としてデータの整理を行った。図-8.5.4.1は、出力したデータの着目位置と応力もしくはひずみの方向を示したものである。ここでは、データの着目点としては、トンネル軸方向に対して、トンネル上部、側部、下部の3点とした。

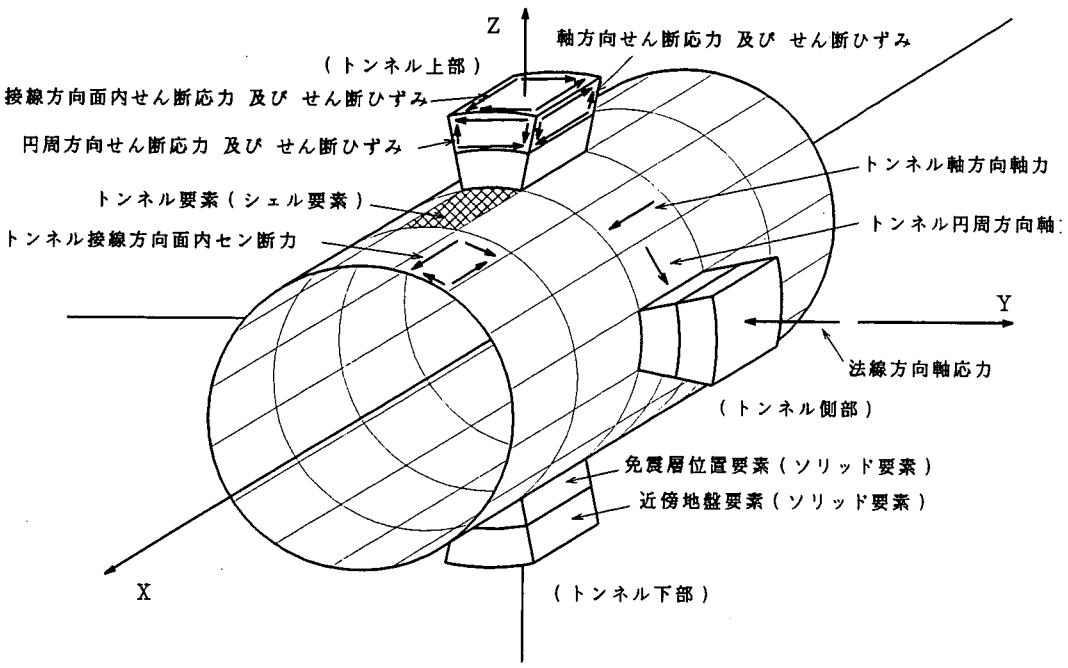
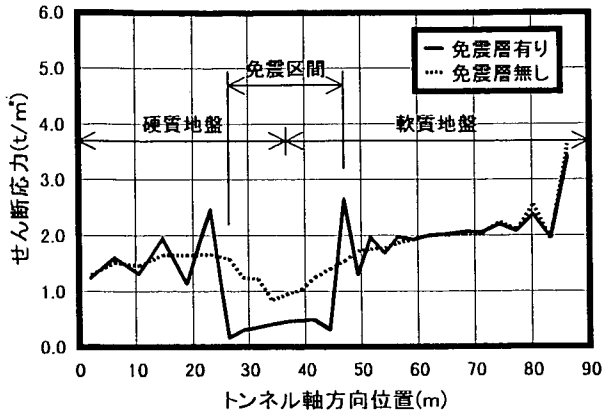
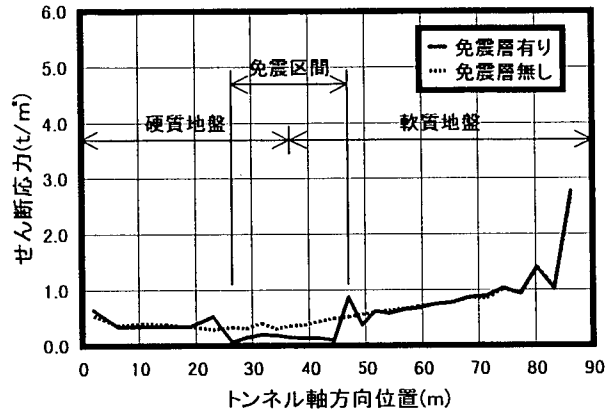


図-8.5.4.1　データ出力を行った要素

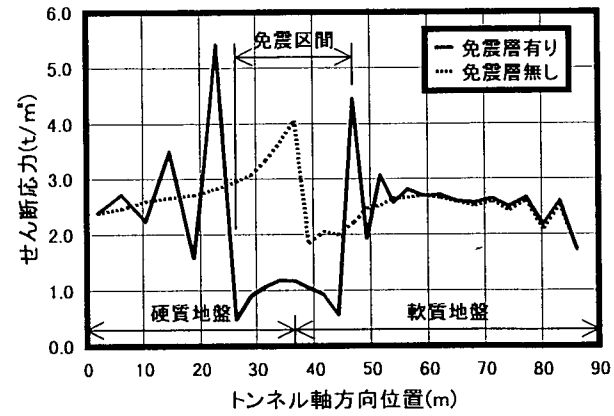
図-8.5.4.2及び図-8.5.4.3は、免震層位置での要素、すなわち、非免震トンネルではトンネルと隣接する地盤要素、免震トンネルでは免震層要素のトンネル軸方向せん断応力及びせん断ひずみ分布を比較して示したものである。ここで、図中に示されている値は、各要素における応答の最大絶対値を示したものであり、これ以降に示す解析結果も同様な示し方をしている。これらの解析結果より、免震層は、非免震区間の10～20倍の変形を呈するが、免震材のせん断弾性係数が周辺地盤の 1/100であることにより、免震層位置の要素のせん断応力は、非免震トンネルのケースより小さいことがわかる。また、免震層の両縁端部においては、局所的に大きなせん断応力が生じているが、これは、免震区間のトンネル外周のせん断抵抗が極めて小さいため、トンネルと地盤との相互作用力が両端の境界部に集中したことによると考えられる。



(a)トンネル上部

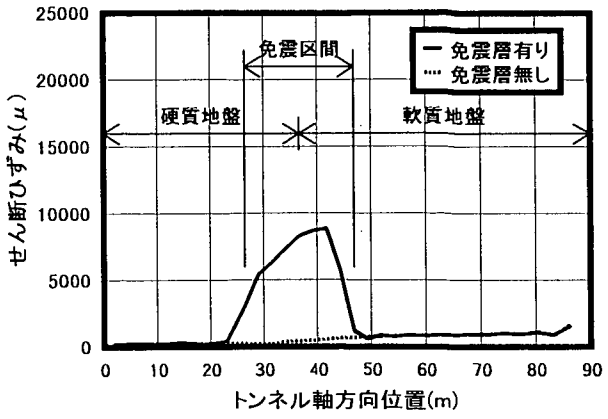


(b)トンネル側部

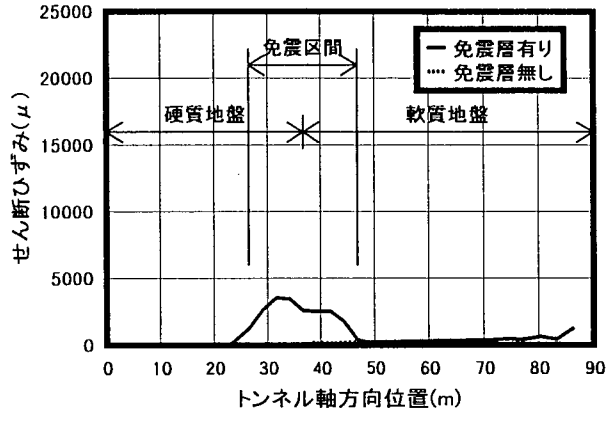


(c)トンネル下部

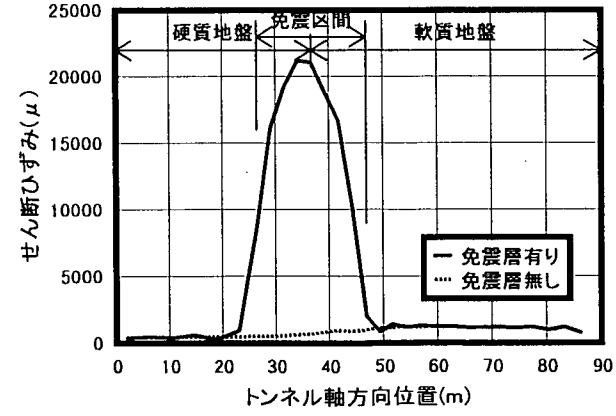
図-8.5.4.2　免震層位置要素における
トンネル軸方向せん断応力



(a)トンネル上部



(b)トンネル側部



(c)トンネル下部

図-8.5.4.3　免震層位置要素における
トンネル軸方向せん断ひずみ

また、図-8.5.4.4は、トンネルに生じたトンネル軸方向の軸力分布を示したものである。本解析条件では、免震層の存在によりトンネルに発生する軸力は若干低減しているものの、著しい免震効果は得られなかった。これは、本解析で対象とした地盤条件では、軟質地盤(Vs=115m/sec) と硬質地盤(Vs=174m/sec) の動的物性の差（インピーダンスのコントラスト）が小さく、本解析結果から見れば、定量的に大きな免震効果が現れない条件であったためと考えられる。ただし、定性的には、免震層が大きくせん断変形し、トンネルに伝達する軸方向変形を抑えていることから、地盤条件のコントラストがもっと顕著であり、地盤のひずみ分布に明瞭なピークが表れるような条件であれば、より大きな免震効果が得られるものと考えられる。

免震層位置のすぐ外側の地盤要素のトンネル軸方向せん断ひずみを、免震層がある場合とない場合とで比較した結果が図-8.5.4.5である。周辺地盤よりも柔らかい免震層があることにより、免震層設置区間において、その外側近傍地盤のせん断ひずみは小さくなっている。これは、免震層により近傍地盤がトンネルと絶縁されたことに起因するものと考えられる。

(2) トンネル円周方向に対する挙動

トンネル軸方向加振時において生じるトンネル円周方向の断面力は、一般に常時の断面力と比較すると相対的に小さい。しかし、ここでは、あくまでも免震メカニズムを検討することを目的としているので、地震時に生じる円周方向の断面力が免震層を介在させることによってどのように変化するかを確認することとした。

図-8.5.4.6及び図-8.5.4.7は、それぞれ、免震層位置の要素におけるトンネル軸方向せん断応力及びせん断ひずみの最大値分布を、免震層がある場合とない場合とで比較して示したものである。これより、トンネル軸方向せん断応力及びせん断ひずみと同様に、免震層が非免震時の同位置地盤よりも10～20倍大きくせん断変形しているが、免震層位置要素のせん断応力は、免震の方が非免震よりも小さい。総じて、円周方向に対しては、免震層を介在させることにより、軸方向の場合と同様な挙動が生じていることがわかる。

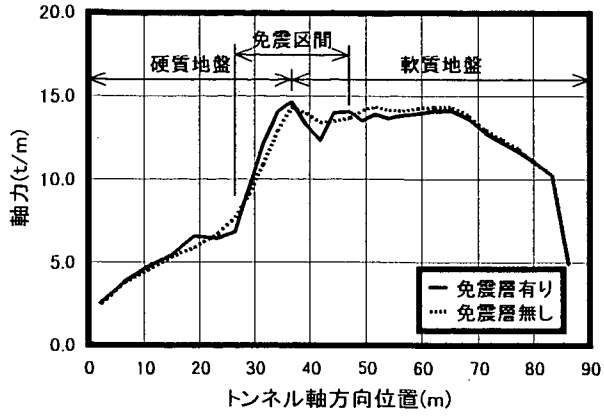
また、図-8.5.4.8は、トンネルに生じたトンネル円周方向軸力の分布を示したものである。これより、免震層のない場合では、地盤条件の境界付近で局所的に大きな円周方向軸力が生じていることがわかる。これは、主としてトンネル円周方向に作用する周面せん断力に起因するものである。一方、免震層がある場合には、このような局所的な軸力の集中が分散されていることがわかる。これは、免震層がせん断変形を吸収した結果、トンネルに伝達されるせん断変形が小さくなったためと推定される。

なお、免震層位置のすぐ外側の地盤要素のトンネル円周方向に対するせん断ひずみを、免震層がある場合とない場合とで比較した結果を図-8.5.4.9に示す。円周方向のせん断ひずみは、軸方向のせん断ひずみと比較すると非常に小さいが、免震層があると、トンネル上下部では免震層外周の地盤の円周方向せん断ひずみが大きくなり、また、側部位置においては小さくなる傾向がある。

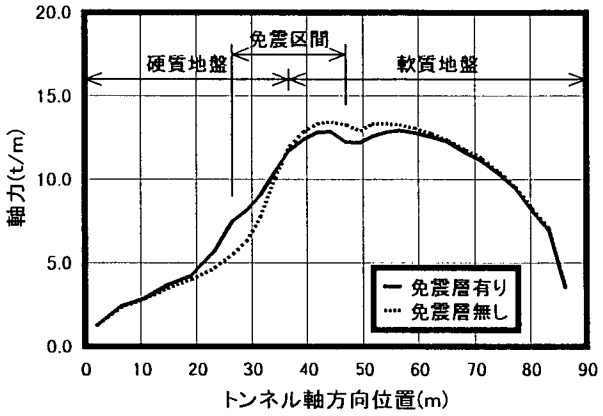
8.5.5 軸直角方向加振解析結果

(1) トンネル軸方向に対する挙動

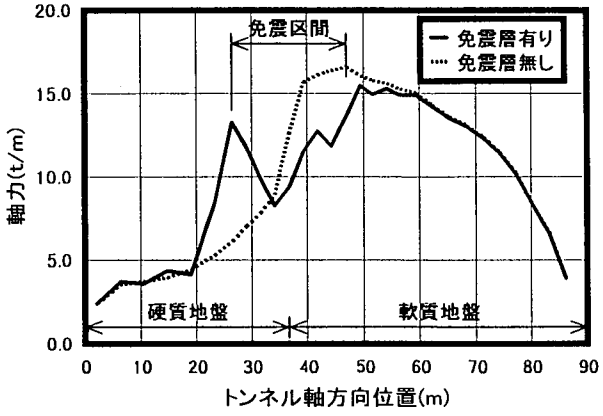
トンネル軸直角方向加振時における免震メカニズムを検討するために、ここでも軸方向加振時と同様に、



(a)トンネル上部

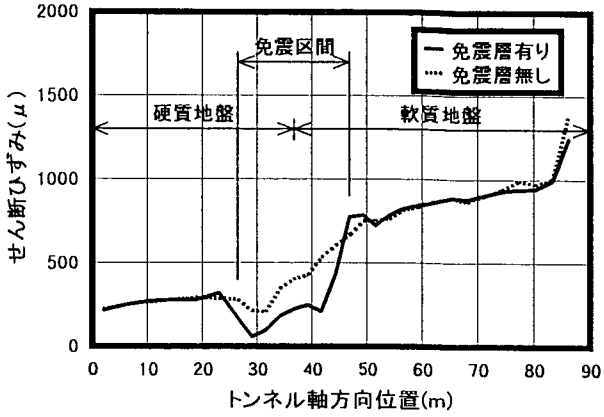


(b)トンネル側部

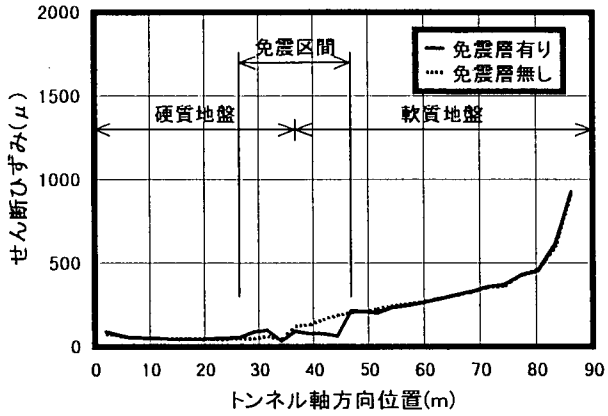


(c)トンネル下部

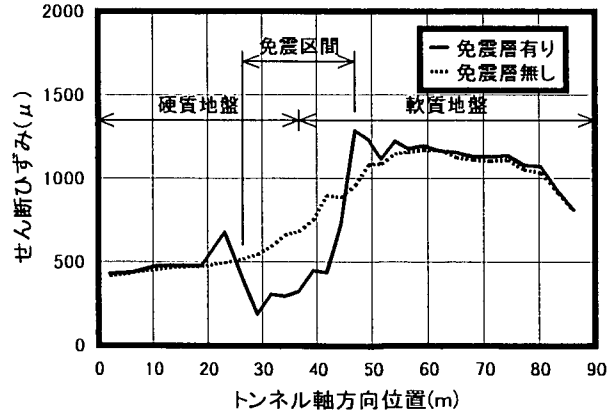
図-8.5.4.4　トンネル軸方向軸力



(a)トンネル上部

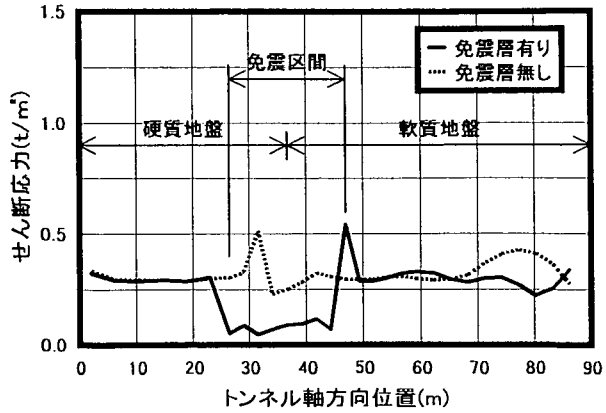


(b)トンネル側部

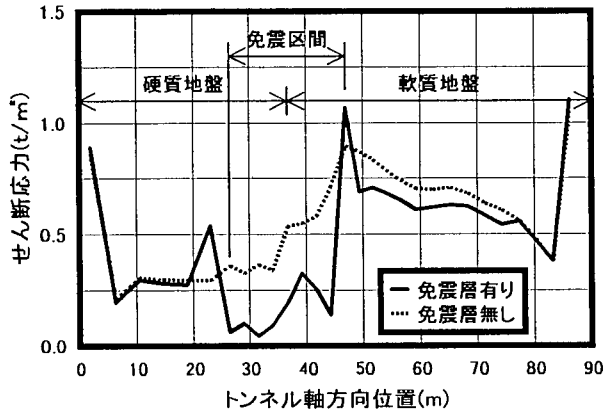


(c)トンネル下部

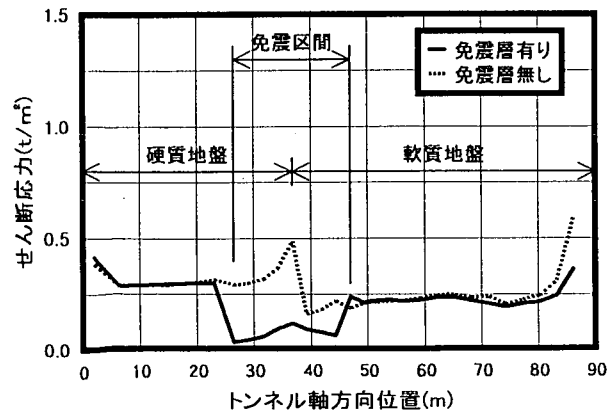
図-8.5.4.5　免震層外側近傍地盤の
トンネル軸方向せん断ひずみ



(a)トンネル上部

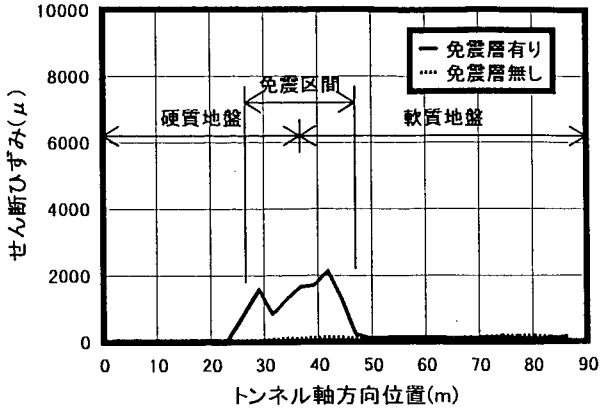


(b)トンネル側部

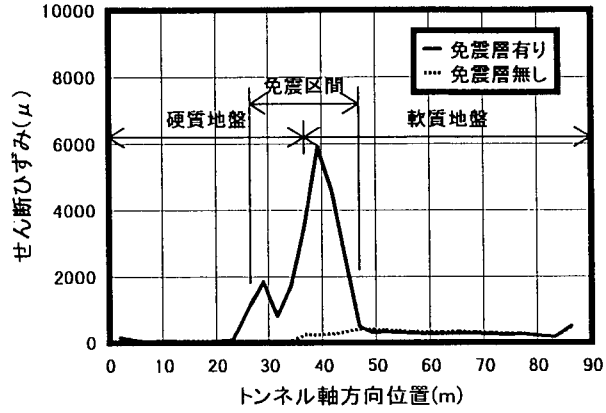


(c)トンネル下部

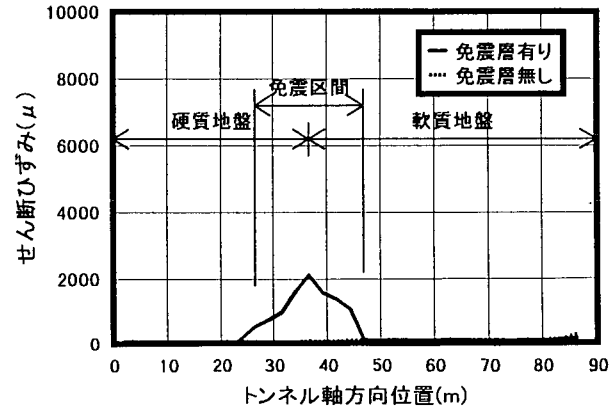
図-8.5.4.6　免震層位置要素における
トンネル円周方向せん断応力



(a)トンネル上部

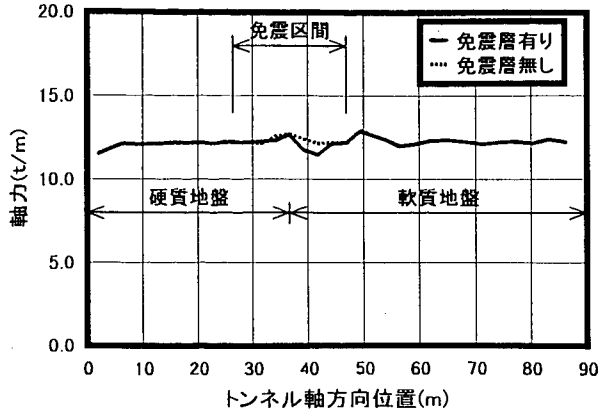


(b)トンネル側部

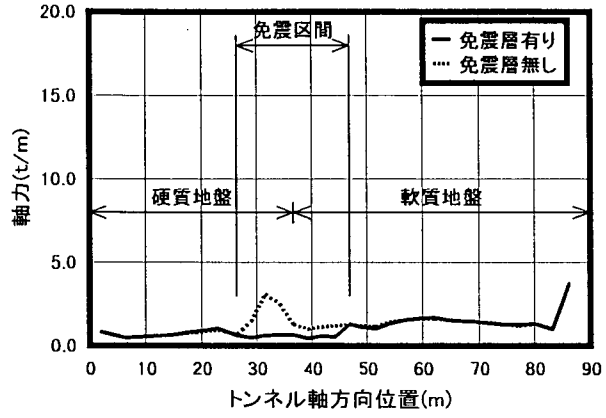


(c)トンネル下部

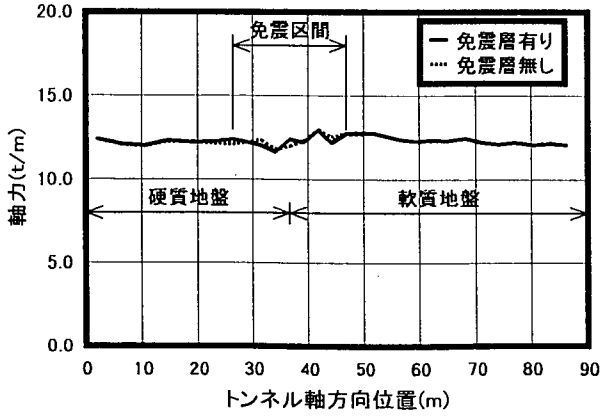
図-8.5.4.7　免震層位置要素における
トンネル円周方向せん断ひずみ



(a)トンネル上部

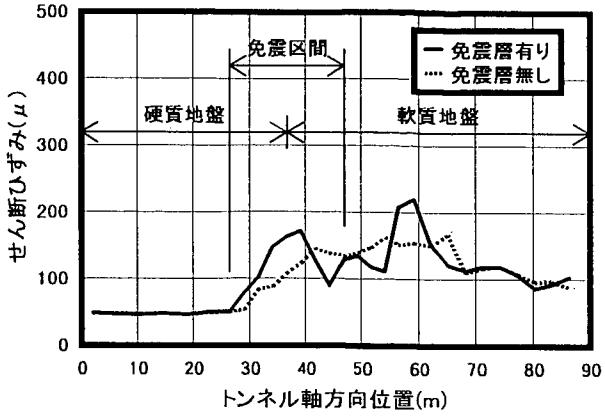


(b)トンネル側部

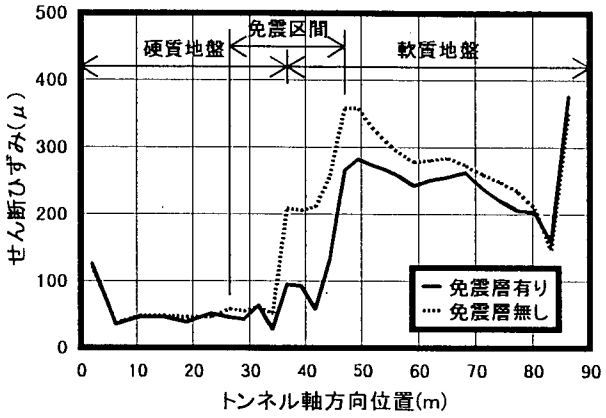


(c)トンネル下部

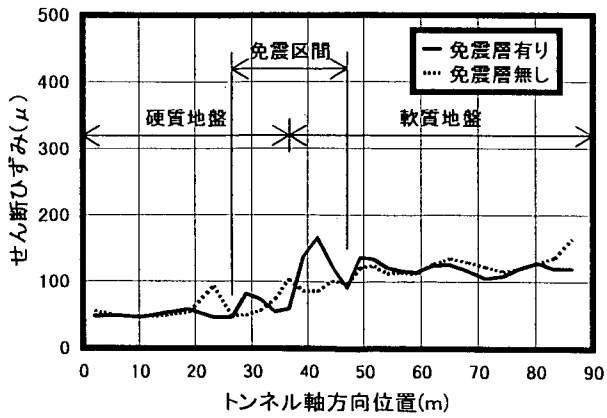
図-8.5.4.8　トンネル円周方向軸力



(a)トンネル上部



(b)トンネル側部



(c)トンネル下部

図-8.5.4.9　免震層位置外側近傍地盤
のトンネル円周方向せん断ひずみ

免震層、トンネル、トンネル周辺地盤の挙動に着目した。なお、着目点は図-8.5.4.1と同じである。

図-8.5.5.1及び図-8.5.5.2は、免震層位置要素（免震層がある場合では免震材要素、免震層がない場合では地盤要素）のトンネル軸方向のせん断応力分布及びせん断ひずみ分布を示したものである。これより、軸方向加振時と同様に、免震層がある場合には、免震層が周辺地盤よりも大きくせん断変形していることがわかる。ここで、トンネル上下部位置と比較すると、トンネル側部位置におけるせん断応力やせん断ひずみが相対的に大きくなっていることがわかるが、これは、トンネルが地盤急変点付近で曲げ変形を生じているためである。

また、図-8.5.5.3は、トンネルに生じたトンネル軸方向軸力の分布を示したものである。これより、免震層により、トンネル軸方向に発生する軸力が低減していることがわかる。特に、トンネル側部位置においては、トンネル上下部よりも大きな免震効果が現れている。これは、免震層により、地盤急変点で生じるトンネルの曲げ変形が緩和されていることを示している。

免震層位置のすぐ外側の地盤要素のトンネル軸方向に対するせん断ひずみを、免震層がある場合とない場合とで比較した結果が図-8.5.5.4である。軸方向加振時と同様に、周辺地盤よりも柔らかい免震層があることにより、免震層設置区間において、その外側近傍地盤のひずみが小さくなっており、トンネルの地盤との相互作用が低減されていることを意味している。

(2) トンネル円周方向に対する挙動

図-8.5.5.5及び図-8.5.5.6は、免震層位置要素のトンネル円周方向のせん断応力分布及びせん断ひずみ分布を示したものである。円周方向に対しても、免震層が周辺地盤よりも大きくせん断変形し、トンネルに伝達する力を低減させていることがわかる。また、図-8.5.5.7に示すトンネル円周方向の軸力分布からもわかるように、免震層設置区間においては、局所的に生じるトンネル円周方向軸力を効果的に低減させることができる。これは、免震層により周面せん断力が低減したことを裏付けるものである。

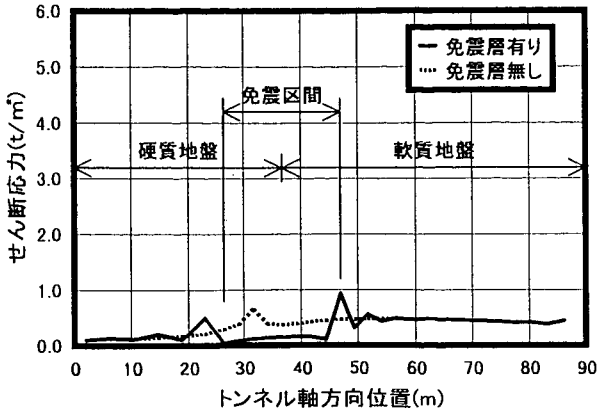
また、免震層位置の外周の地盤要素における円周方向せん断ひずみを図-8.5.5.8に示す。軸方向に対する挙動と同様に、免震層を設置している区間の外周地盤では、免震層がない場合と比較してせん断ひずみが小さくなっている。

(3) トンネル接線方向に対する挙動

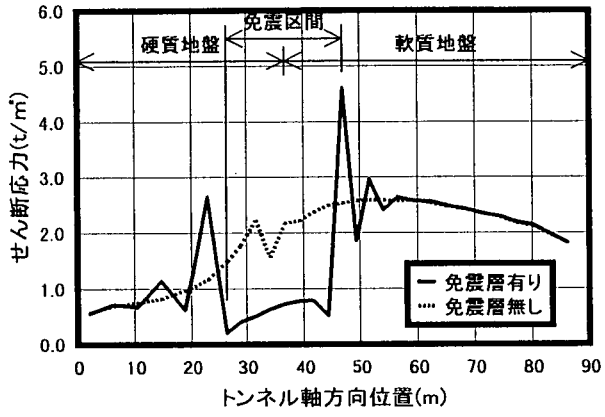
トンネル軸直角方向加振においては、トンネルが地盤急変点付近で曲げ変形が生じるため、トンネル軸方向ならびに円周方向に加え、地盤や免震層のトンネル接線方向のせん断応力やせん断ひずみ、およびトンネル要素の面内のせん断力についても、その挙動を確認しておく必要がある。

図-8.5.5.9及び図-8.5.5.10 は、トンネル上部、側部、下部の免震層位置要素におけるトンネル接線方向のせん断応力分布及びせん断ひずみ分布を示したものである。これからも、免震層が変形し、トンネルに伝達する力が低減されていることがわかる。このことは、図-8.5.5.11 に示すように、トンネル上部、側部、下部におけるトンネル要素の面内せん断力が、免震層設置区間において低減していることからも実証される。

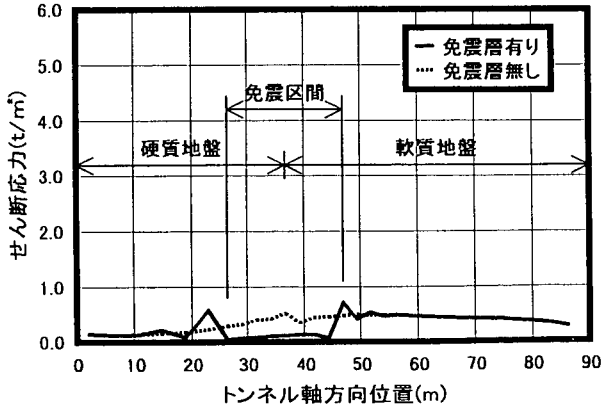
また、免震層外側外周の地盤では、トンネル接線方向のせん断ひずみは図-8.5.5.12 に示すようになった。免震層近傍地盤では、隣接している免震層のせん断変形が大きいために、免震層がない場合と比較す



(a)トンネル上部

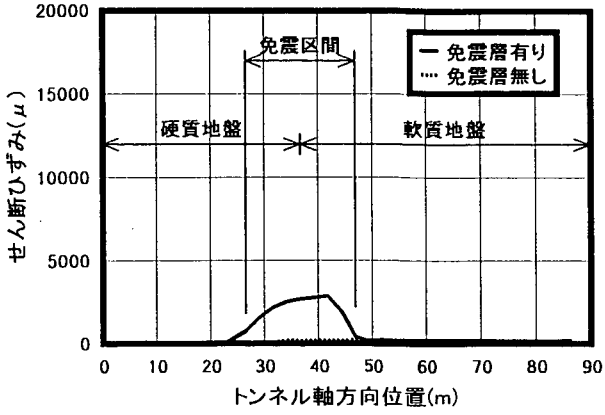


(b)トンネル側部

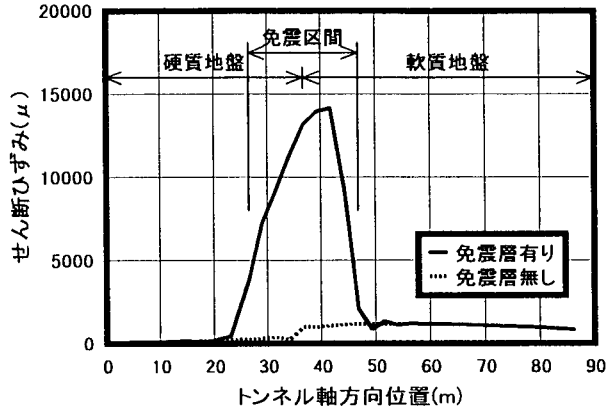


(c)トンネル下部

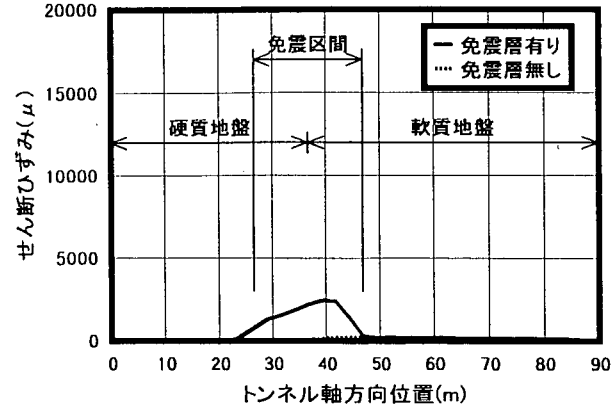
図-8.5.5.1　免震層位置要素における
トンネル軸方向せん断応力



(a)トンネル上部

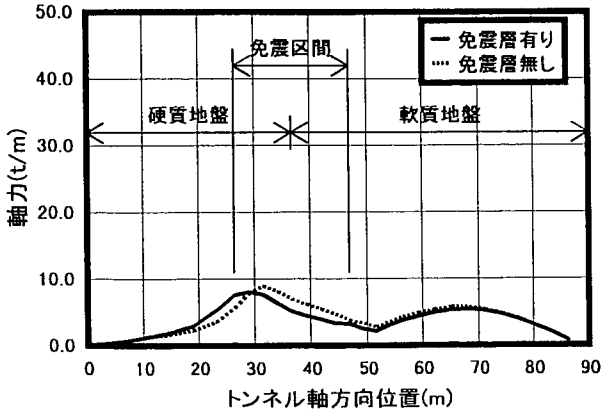


(b)トンネル側部

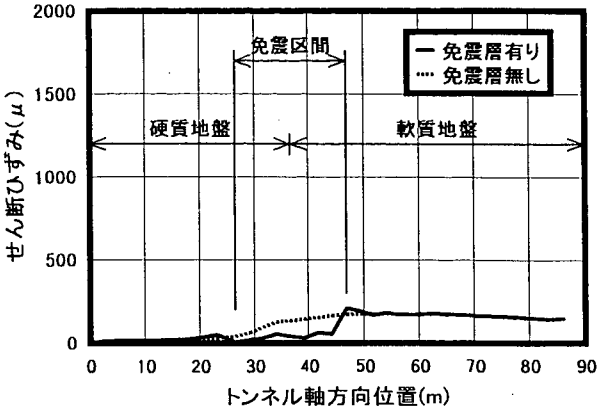


(c)トンネル下部

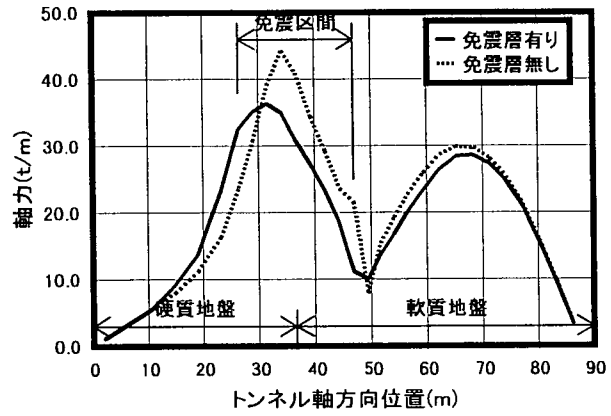
図-8.5.5.2　免震層位置要素における
トンネル軸方向せん断ひずみ



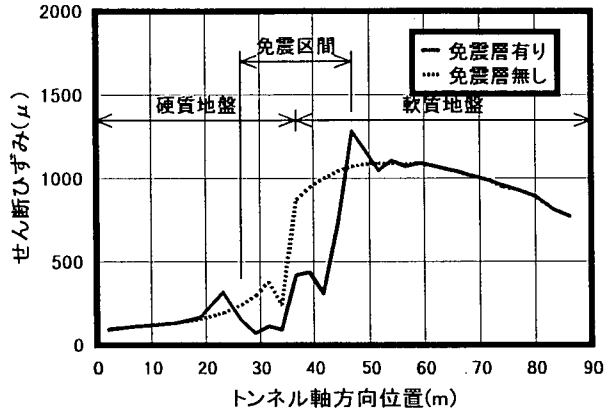
(a)トンネル上部



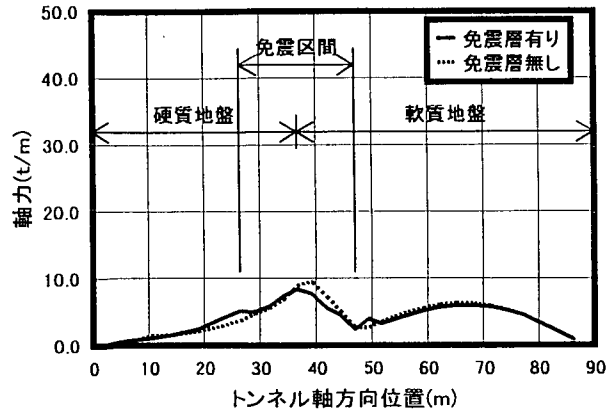
(a)トンネル上部



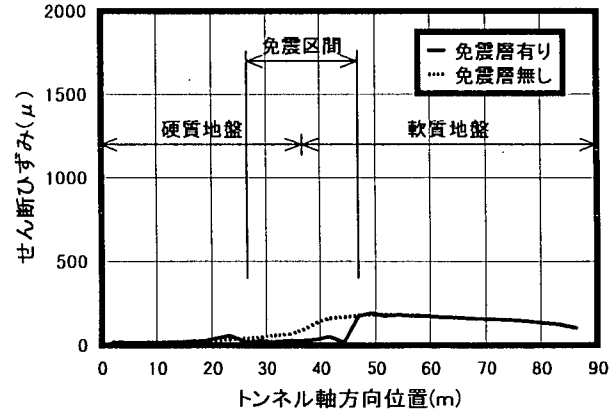
(b)トンネル側部



(b)トンネル側部



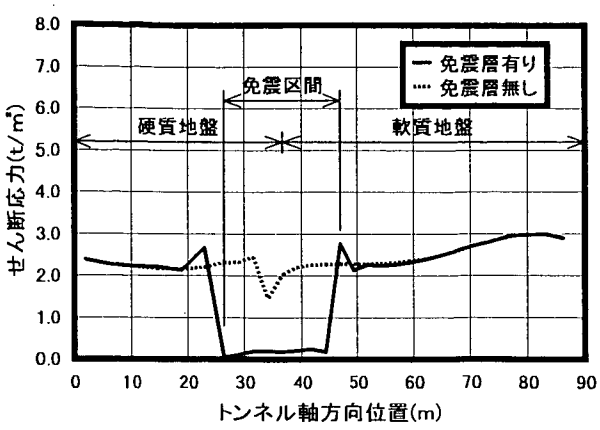
(c)トンネル下部



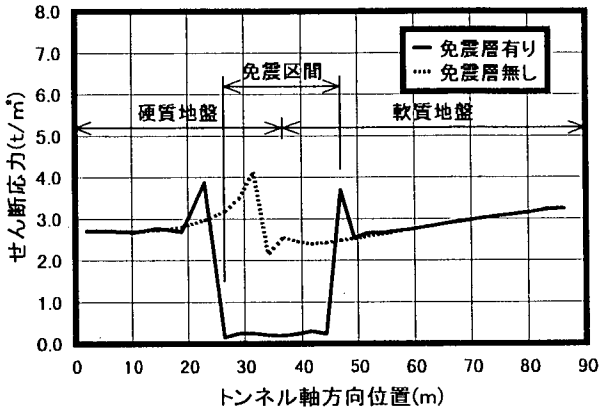
(c)トンネル下部

図-8.5.5.3　トンネル軸方向軸力

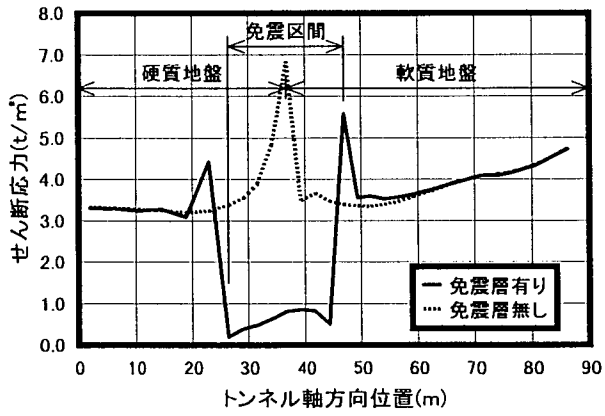
図-8.5.5.4　免震層位置外側近傍地盤
のトンネル軸方向せん断ひずみ



(a)トンネル上部

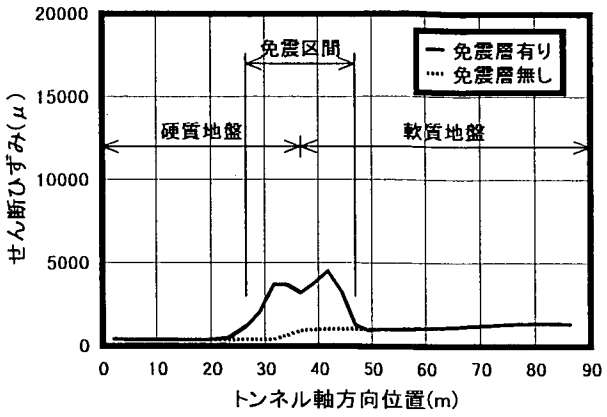


(b)トンネル側部

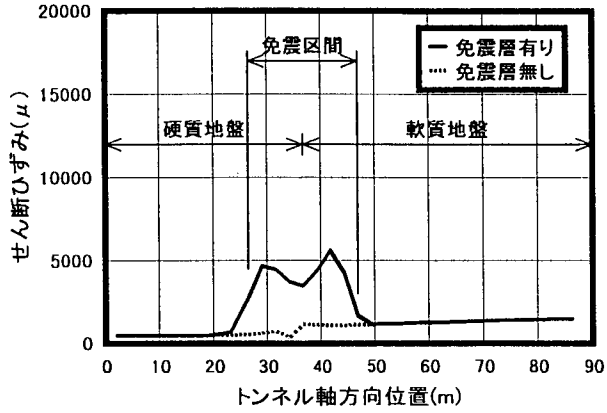


(c)トンネル下部

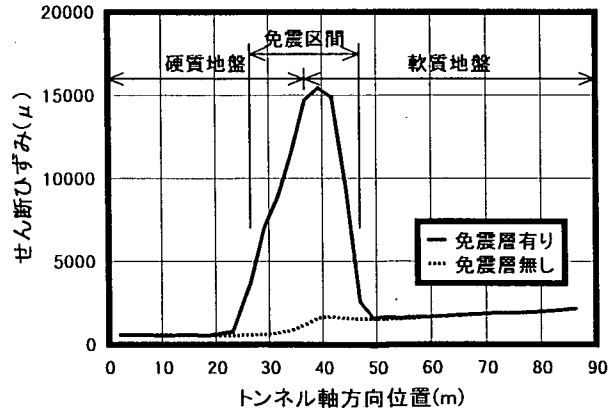
図-8.5.5.5　免震層位置要素における
トンネル円周方向せん断応力



(a)トンネル上部

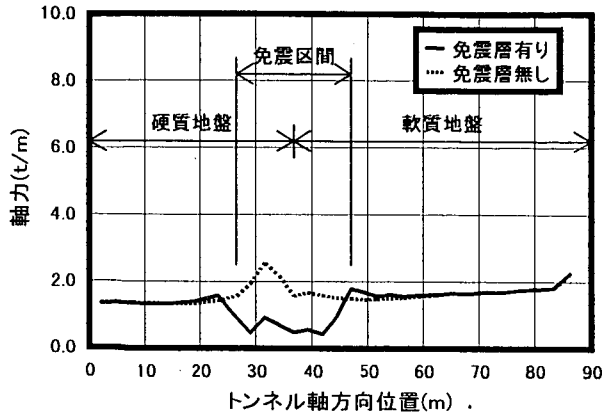


(b)トンネル側部

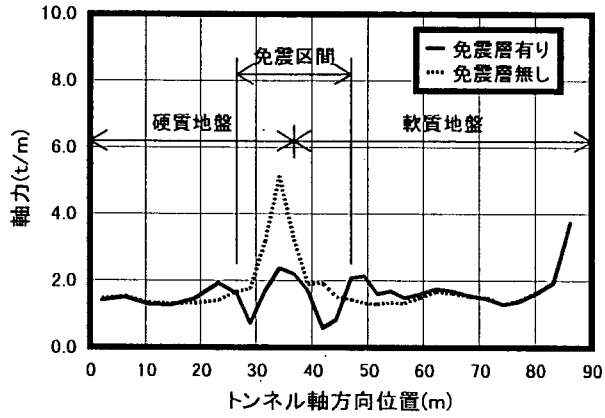


(c)トンネル下部

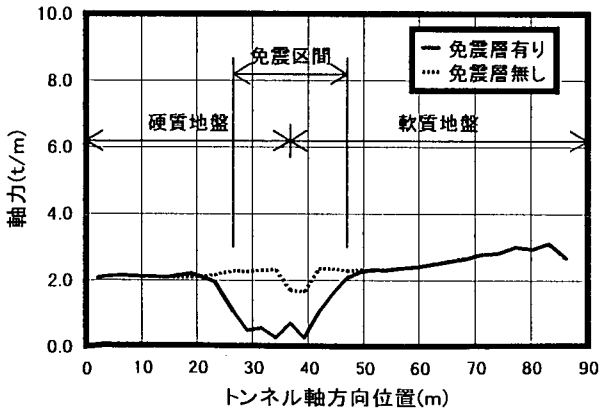
図-8.5.5.6　免震層位置要素における
トンネル円周方向せん断ひずみ



(a)トンネル上部

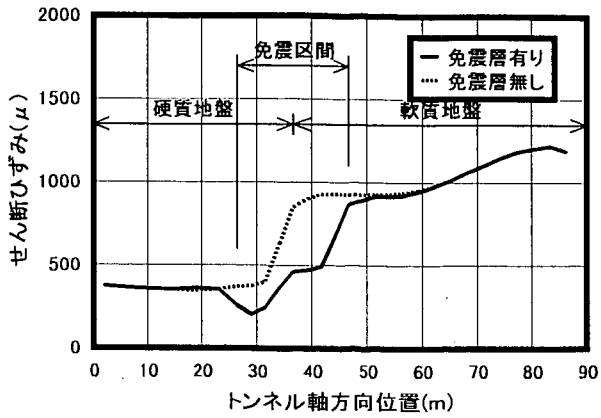


(b)トンネル側部

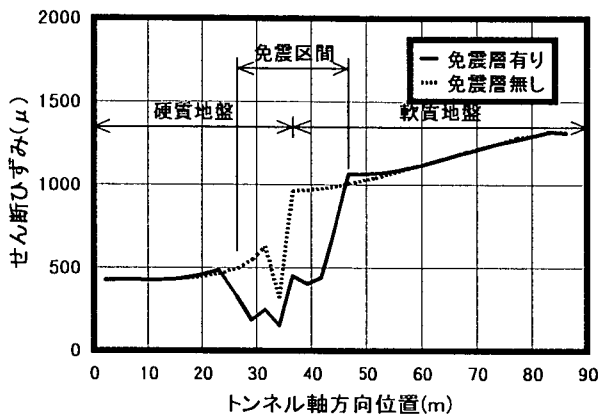


(c)トンネル下部

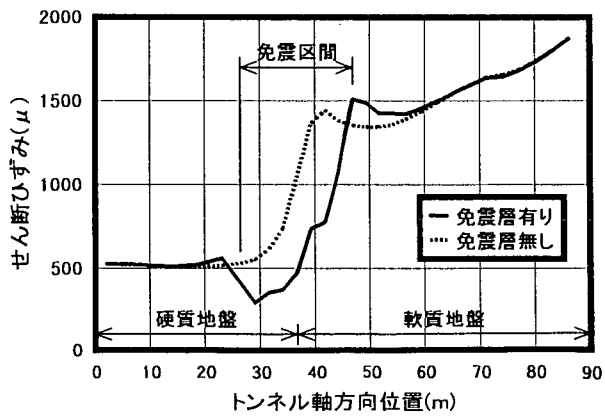
図-8.5.5.7　トンネル円周方向軸力



(a)トンネル上部

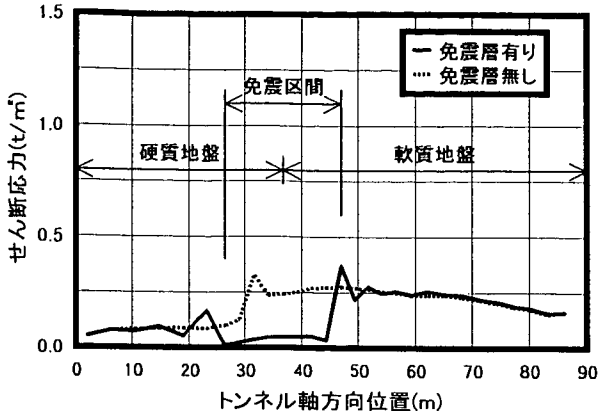


(b)トンネル側部

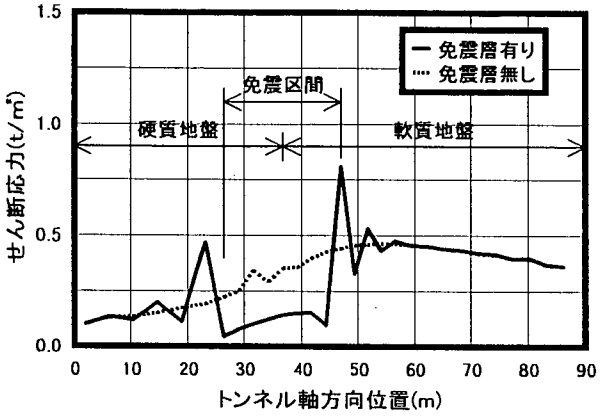


(c)トンネル下部

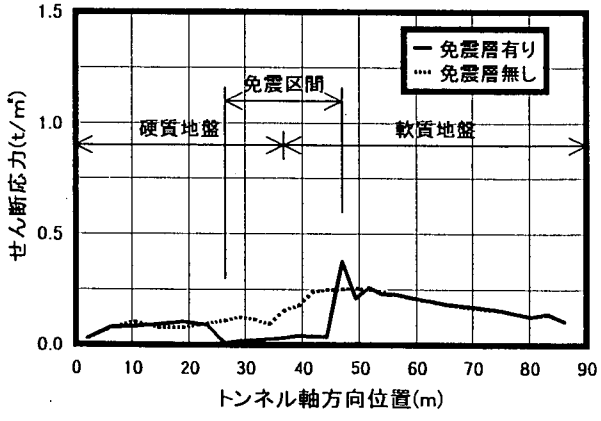
図-8.5.5.8　免震層位置外側近傍地盤
のトンネル円周方向せん断ひずみ



(a)トンネル上部

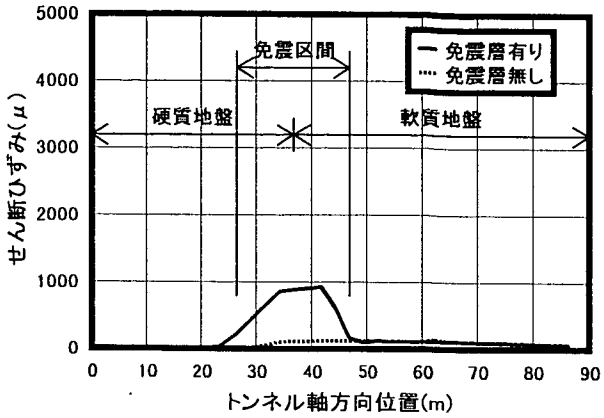


(b)トンネル側部

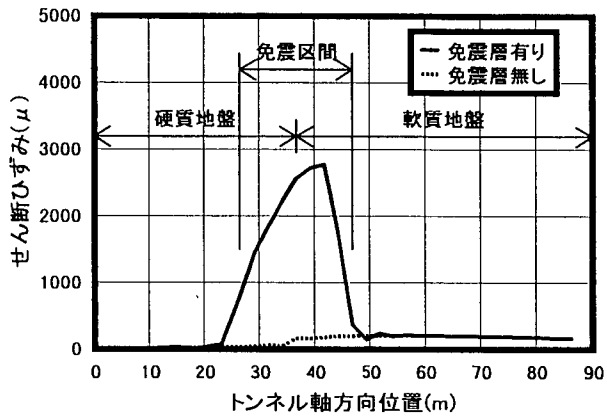


(c)トンネル下部

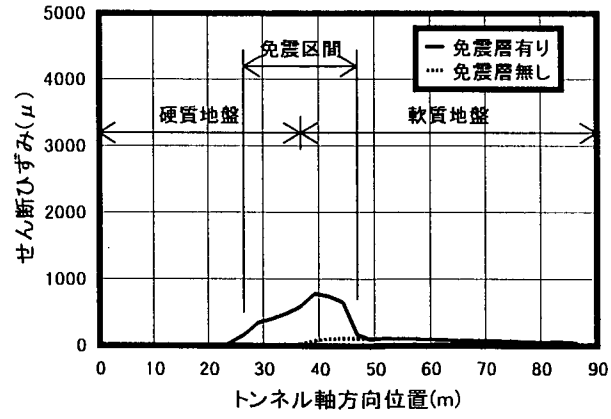
図-8.5.5.9　免震層位置要素における
トンネル接線方向せん断応力



(a)トンネル上部

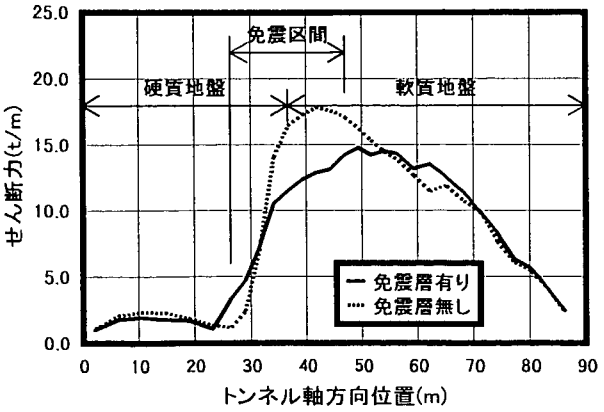


(b)トンネル側部

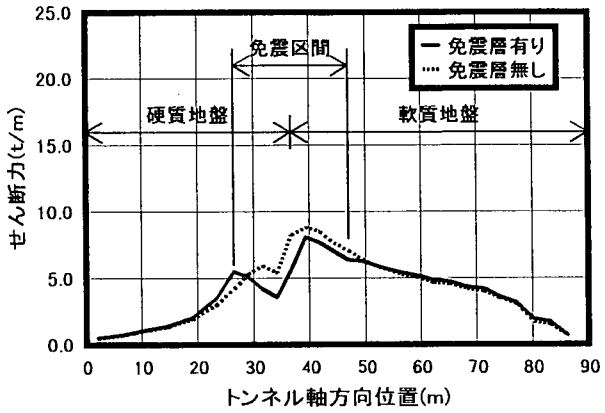


(c)トンネル下部

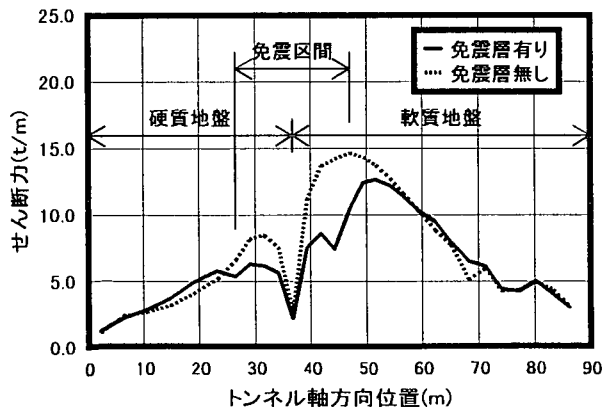
図-8.5.5.10　免震層位置要素における
トンネル接線方向せん断ひずみ



(a)トンネル上部

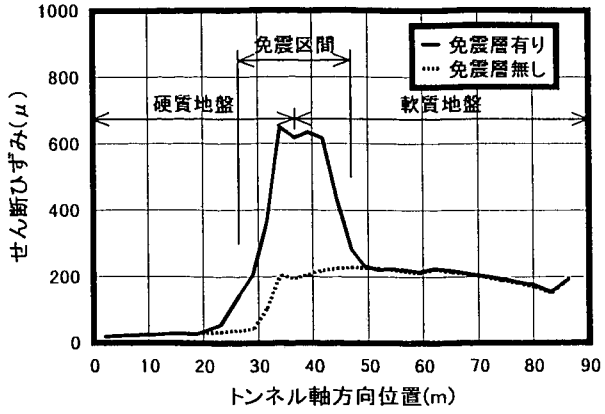


(b)トンネル側部

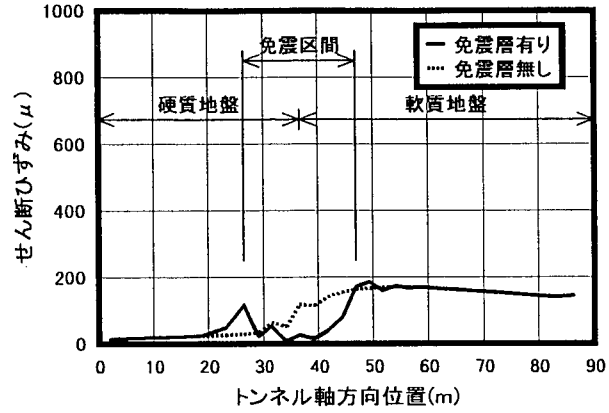


(c)トンネル下部

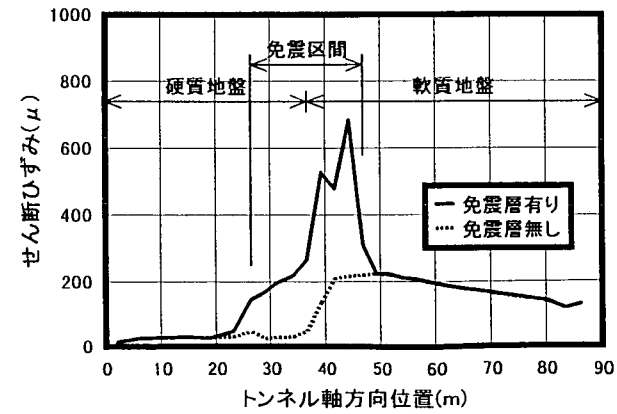
図-8.5.5.11　トンネル要素の面内せん断力



(a)トンネル上部



(b)トンネル側部



(c)トンネル下部

図-8.5.5.12　免震層位置外側近傍地盤
のトンネル接線方向せん断ひずみ

るとせん断ひずみが大きくなっている。

(4) トンネル法線方向に対する挙動

図-8.5.5.13 は、トンネル側部位置におけるトンネル法線方向の免震層位置要素の軸応力分布を示したものである。軸直角方向加振においては、地盤急変点断面の側部位置において局所的に大きなトンネル法線方向軸応力が作用し、これがトンネルに大きな断面力を生じさせている。しかしながら、免震層を設置した場合には、トンネル法線方向の軸応力の局所的集中が緩和され、トンネル軸方向の免震挙動と同様に免震区間での軸応力の分散が認められる。これは、前述のトンネル横断方向に対する動的解析結果でも示されているように、ポアソン比の小さい免震層が軸方向（ここでは法線方向）に変形するいわゆるクッション効果に起因するものと考えられ、このトンネル法線方向の軸応力の局所的集中の緩和が、トンネルに伝達されるセン断力の低減と相まって、トンネル変形の緩和および地震時増分断面力の低減につながっているものと考えられる。

なお、図-8.5.5.14 は、免震層位置外側外周の地盤要素におけるトンネル法線方向の軸応力分布を示したものである。これより、免震層を介在させることにより、地盤急変点での軸応力が低減しており、軸方向加振の場合と同様な傾向がみられる。

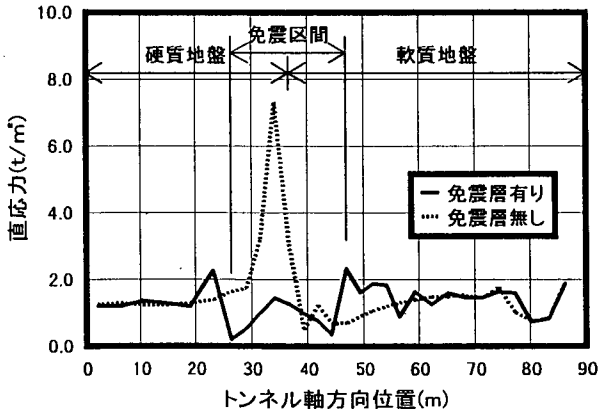


図-8.5.5.13 免震層位置要素における
トンネル法線方向軸応力
（トンネル側部）

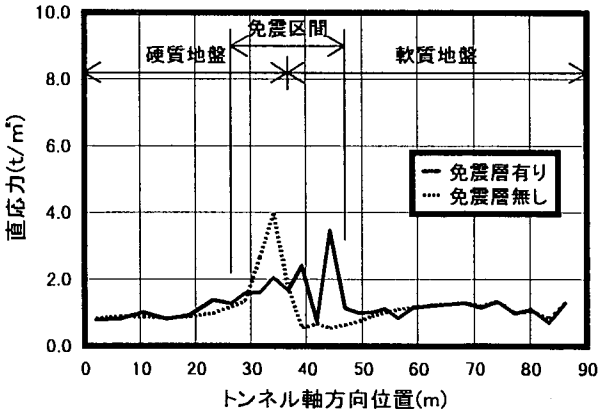


図-8.5.5.14 免震層位置外側近傍地盤における
トンネル法線方向軸応力
（トンネル側部）

8.5.6 まとめ

本節では、地盤条件の急変点を通過するトンネルを対象として3次元動的有限要素解析を行い、地盤－免震層－トンネル間に生じる地震時最大応答値に着目して解析結果を整理するとともに、全節までに明らかに明らかにされた免震メカニズムの検証を行った。解析手順としては、まず、種々の事前解析を実施し、その検討結果を踏まえて解析モデルの作成を行った。作成された解析モデルを用いて実施した3次元動的有限要素法解析によりわかったことをまとめると、以下の通りとなる。

① トンネル軸方向加振では、免震層は免震層のない場合の同位置における地盤要素の10～20倍のせん断変形を呈しており、地盤ひずみがここで吸収され、トンネルと地盤が遮断、絶縁されている。すなわち

これは、トンネルと地盤との相互作用の低減を意味する。また、免震層に生じるせん断応力は、免震層のせん断弾性係数が小さいため、免震層がない場合の同位置における地盤要素のせん断応力と比較して大きく低減し、これにより、トンネル周面に伝達するせん断力が非免震の場合と比較して低減する。

② トンネル軸直角方向加振では、非免震の場合は、トンネルには地盤急変点でトンネル軸方向の曲げ変形が生じ、特にトンネル側部位置で大きなトンネル軸方向軸力が発生する。しかしながら、トンネル外周に免震層を介在させると、軸方向加振の場合と同様に免震層が大きくせん断変形することにより、トンネル周面に伝達されるセン断力が低減し、トンネルに生じる断面力が低下した。トンネル円周方向に対しても同様に免震層が周辺地盤よりも大きくせん断変形し、トンネル円周面に伝達される周面せん断力が低減し、これによりトンネル本体に生じる円周方向軸力が低下した。また、トンネル法線方向に対しては、側部位置において生じる免震層位置での局所的な法線方向軸力が、免震層により効率的に分散、緩和されている。これは、免震層のポアソン比に依存するものと考えられ、免震層のポアソン比が小さい場合は、免震層はせん断方向のみならず軸方向にも局所的に変形し、トンネルのひずみを分散し、変形を緩和しているためと考えられる。

以上の結果より、全節までの2次元解析により得られた免震メカニズムが、3次元の解析においても成立することが検証された。

＜研究担当＞　建設省土木研究所

8.6 まとめと今後の課題

本章では、平成7年度に実施した免震材料の一次開発目標値の設定を受け、本研究で開発された免震材料を用いた場合の免震トンネルの免震メカニズムについて、2次元の静的ならびに動的有限要素法解析や3次元動的有限要素解析等の各種の解析的な検討結果を基に考察を行った。その結果、免震トンネルの免震メカニズムが次のようにまとめられた。

1) 矩形断面トンネル、円形断面トンネルの横断方向に対する検討により、免震トンネルにおいては、地盤とトンネルの間に設けた柔らかい免震層が大きくせん断変形することによりトンネルの地盤との相互作用が低減するため、免震層に非免震トンネルにおける同位置の地盤よりも大きなせん断ひずみが生じ地盤ひずみがここで吸収されるとともに、トンネルと地盤が遮断、絶縁されることにより、トンネルの挙動が地盤に追随しない傾向を強めることが明らかとなった。

2) 免震層には大きなせん断ひずみが生じるが、そのせん断弾性係数が極めて小さいため、免震の場合のせん断応力は非免震の場合と比較して小さく、その結果として、トンネル周面に伝達されるせん断力が非免震の場合と比較して低減されていることが明らかとなった。

3) ポアソン比の小さい材料を用いた免震層を設置すると、免震層がせん断方向のみならず軸方向にも変形してクッション的な機能を果たすことにより、トンネルと地盤との相互作用がさらに低減し、トンネルの変形が緩和され、免震効果が顕在化することが明らかになった。

今後は、上述した免震トンネルの免震メカニズムを踏まえ、これを適切に免震設計法へと反映させていく必要がある。

＜研究担当＞　建設省土木研究所

第９章　免震設計法の開発

第９章　免震設計法の開発

９．１　概　要

トンネルの耐震設計は、一般に、図-9.1.1のように行われる。したがって、免震トンネルの場合も、この流れに沿う各段階での設計法を明らかにしておく必要がある。本年度は、常時の横断方向の設計と地震時の縦断方向の設計に対し、解析手法と免震材の配置方法について研究した。

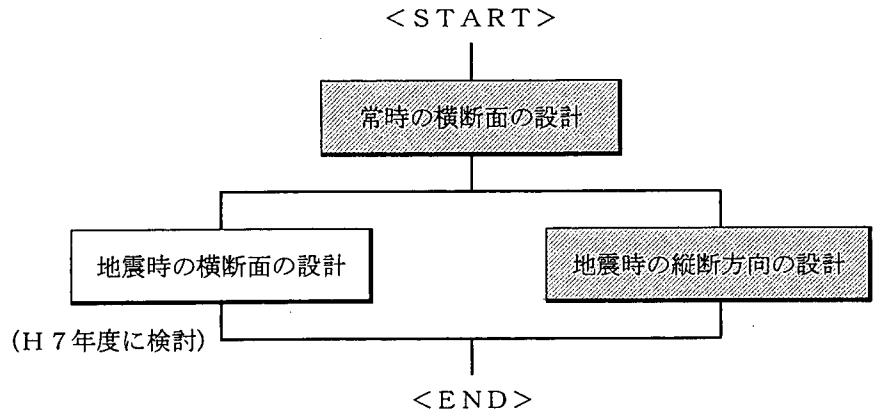


図-9.1.1　トンネルの耐震設計の流れ

(1)　常時の横断面の設計法

矩形断面の開削トンネルの設計は、一般に躯体の剛性が高いために部材の変形が無視され、頂版・底版および側壁に直角に作用する土圧と水圧等に対して、力の釣り合いのみで行われる。したがって、免震層の有無によらず同じ断面力が算定されるので、免震層を無視して通常の設計を行えばよい。

一方、円断面のシールドトンネルの設計では、常時荷重による断面の変形と、それに伴う地盤反力の増加が考慮される。したがって、免震層の有無により反力が変わり、免震層を考慮した設計が必要になる。そこで、本年度、免震層の有無により、発生断面力がどの程度変化するかを明らかにし、設計法の基本的な考え方を整理した。解析は、免震層の存在を考慮するためにＦＥＭモデルを用い、水圧と土圧の作用の仕方が異なることを考慮して行った。その結果、周辺地盤に対する免震材のせん断弾性係数比が、0.01程度以上であれば、トンネルの断面力および周辺地盤内の応力分布にほとんど差がなく、免震層の存在を無視した常時荷重に対する設計を行って問題ないことが明らかとなった。

(2)　地震時の縦断方向の設計法

免震層を考慮したトンネル縦断方向の耐震設計は、トンネルをチューブやボックスにモデル化した３次元ＦＥＭを用いた動的解析を行えば、充分な精度で実施できるが、実務上は困難である。したがって、次の３つの簡易なモデルや解析法を考案し、その適用の可能性を研究した。

①　従来の梁～バネモデルを用いるときの免震層のバネの評価法

トンネル縦断方向の設計では、通常、梁～バネモデルが用いられていたため、このモデルの地盤バネ

に免震層の効果を考慮できれば、有効な解析法となる。本研究では、2次元および3次元のＦＥＭを用いて、免震層のバネと地盤バネを算定し、免震層のバネの簡易算定式を考案するとともに、地盤バネとの関係を調べた。その結果、トンネル軸方向には全く問題なく、直角方向には近傍地盤の応力分布に若干の変化が見られるものの、両方向とも実用上充分な精度で、簡易式によるバネ定数の算定と地盤バネとの合成が可能であることがわかった。

② 軸対称ＦＥＭモデルに基づく軸方向の解析法

免震層の設置が局部的になるであろうことを踏まえ、円断面のトンネルを軸対称のチューブで表し、地盤条件の急変を詳細にモデル化し、静的に解く方法を考案した。本研究では、そのモデルと解析法の妥当性を2次元ＦＥＭモデルとの比較により検証し、軸対称モデルでありながら、地表面を有する地盤の深さ方向のせん断変形、および地盤条件急変部でのトンネル軸に沿う変位分布を高い精度で表せることを確認した。現時点では、表層地盤は均質であり、トンネル軸方向の解析に限定されるが、局部的な免震区間の解析法としては、充分な実用性を有することが確認された。

③ 3次元ＦＥＭ簡易モデル

3次元ＦＥＭモデルによる動的解析が設計実務に適さない理由は、トンネルをチューブやボックスにモデル化する作業量とそれに伴い大規模になるモデルによる動的解析経費である。そこで、地盤は3次元ＦＥＭで表しトンネルを1本の梁で表す簡易なモデルを用いた静的解析法を考案した。トンネルの一般部は地盤と節点を共有し、免震区間は免震層のバネを介して地盤と結合するモデルである。本研究では、モデルと解析法の妥当性を、別途行った3次元動的解析（8. 5参照）と比較することにより検証した。その結果、3次元動的解析データの出力の都合から厳密な比較は先送りになったが、トンネル軸方向・直角方向とも、変位分布形状と相対変位量はほぼ一致し、設計実務に適用可能である見通しがついた。

(3) 免震材配置方法

免震設計を効果あるものにするために、望ましい免震材の配置方法を、明らかにしておく必要がある。そこで、本研究では、下記の4つの観点で、免震材の配置方法の検討を行った。

① 開削トンネル横断方向

開削トンネル横断面に作用する地震時増分荷重は隅角部で大きく、免震層による断面力低減効果も隅角部で大きいことを踏まえ、本研究では、免震効果をさらに合理的にすることを狙って、隅角部の免震層を相対的に厚くする効果を調べた。その結果、隅角部付近の免震材を厚くしても顕著な効果が現れないこと、逆に頂版・底版・側壁の中央部の免震層を省略すると、全体の免震効果が現れなくなることがわかった。

② シールドトンネル縦断方向（その1）

軸対称ＦＥＭモデルによる静的解析法を用いて、シールドトンネル軸方向に対し、免震層のせん断弾性係数、層厚、位置などを変えたパラメトリックスタディを行った。その結果、対象地盤における免震効果の大きい弾性係数の上限値、せん断バネ評価が妥当な免震層厚の上限値、望ましい地盤剛性急変部と免震層の位置関係などが明らかになるとともに、設計手順の基本的な考え方をまとめることができた。

③　シールドトンネル縦断方向（その２）

３次元ＦＥＭモデルによる静的解析法を用いて、シールドトンネル軸方向および直角方向に対し、免震層の厚さと設置範囲を変えたパラメトリックスタディを行った。その結果、免震層をより厚くしても効果はあまり変わらないこと、免震区間は硬質・軟質両地盤中に設ける必要があること、必要免震区間長は、トンネル軸直角方向より軸方向の方が長いことなどが明らかとなった。

④　開削トンネル縦断方向

３次元ＦＥＭモデルによる静的解析法を用いて、開削トンネル軸方向および直角方向に対し、２種類の地盤条件急変部と立坑取合部において免震範囲を変えた影響を調べた。その結果、地盤条件急変部のトンネル軸方向に対しては、免震区間が長いほど効果があり、免震区間端部の応力は増加するが最大値は低下すること、直角方向に対しては短い区間で十分な免震効果を得られることなどがわかった。また、立坑取合部では、トンネルと立坑が剛結合の場合は免震効果が現れないため、両者の間に何らかの継手を設ける必要があることがわかった。

＜研究担当＞　㈱オリエンタルコンサルタンツ

9．2 常時の設計法

(1) 検討概要

本節は、免震層の存在による常時のトンネル横断方向の変形や断面力への影響度合を把握するとともに、それを踏まえた免震材を含むトンネルの常時における横断面の設計方針を提案したものである。

本検討では、トンネル構造としてはシールドトンネルを対象とし、免震材の剛性、ポアソン比、原地盤の地層構成をパラメータとして、2次元静的線形ＦＥＭ解析によりトンネルに生じる断面力への影響度を検討したものである。さらに、免震層の存在による断面力が変化するメカニズムを免震材の剛性、ポアソン比の違いに着目して整理するとともに、シールドトンネルだけでなく平成7年度における開削トンネルの同様な検討結果も参照して、免震材を配置した際の常時のトンネル横断面に関する設計の基本方針を示したものである。

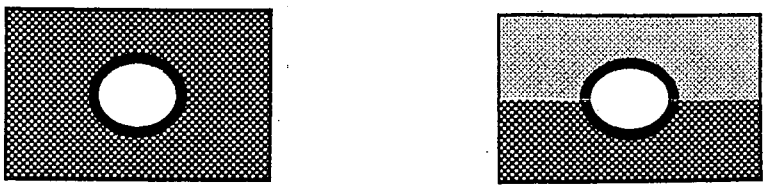
(2) 検討条件

今年度は平成7年度成果[1)]を補完する形で、シールドトンネルに着目して検討を実施した。この際の解析モデル、地盤条件および構造物条件は、第8章で用いた3次元動的ＦＥＭ解析における横断方向の各種条件に準ずるものとし、静的な自重解析によりトンネル部材に生じる断面力を計算した。なお、自重解析は断面力・地盤ひずみを算出する方法として適切とは限らないが、ここではあくまでも免震層のある場合とない場合の違いを検討することに主眼が置かれていることに注意する必要がある。

1) 地盤条件

解析に用いた地盤は、硬質地盤を想定した均質な1層地盤と、地盤急変部とを想定した。地盤急変部の地層構成は、トンネルスプリングラインに地層境界を有する軟質・硬質の2層地盤とした（図-9.2.1参照）。検討に使用した地盤定数値を表-9.2.1に示す。なお、これらの値は常時相当の一般的な物性値を参照して決定したものである。また、原地盤のポアソン比は弾性論に基づき静止土圧係数K_0が硬質地盤は0.5、軟質地盤は0.7となるように決定したものである。ここで、一様地盤の解析に硬質地盤を用いた理由は、平成7年度の開削トンネルの検討において、免震材の条件の違いによる断面力の変化が軟質地盤よりも硬質地盤で顕著であったためである。

なお、解析はトンネルへの荷重を水圧成分と地盤の有効重量に起因する土圧成分とに分離して行い、各々の解析結果を重ね合わせて、各ケースの解析結果とした。ここで、水圧作用時の状態は全応力解析で擬似的に再現した（γ=1.0tf/m^3, E≒0kgf/cm^2, ν=0.49)ため、必ずしも厳密ではないが、ほぼ静水圧に等しい荷重状態となっていることを確認している。また、地下水位は地表面とした。



(a)硬質地盤　　(b)地盤急変

図-9.2.1 地盤モデル

表-9.2.1　地盤条件

土質	軟質地盤（粘性土）	硬質地盤（砂質土）
単位体積重量γ (tf/m³)	1.6	1.8
変形係数E (kgf/cm²)	85(N=3) E=5N+70(N<10)[2]	140(N=20) E=7N
ポアソン比νg	0.4	0.33

2)　構造物条件

構造物は3次元動的ＦＥＭ解析に用いた横断方向モデルと同一とした。トンネル諸元および埋設状況を図-9.2.2に、トンネル部材諸元の一覧を表-9.2.2に示す。

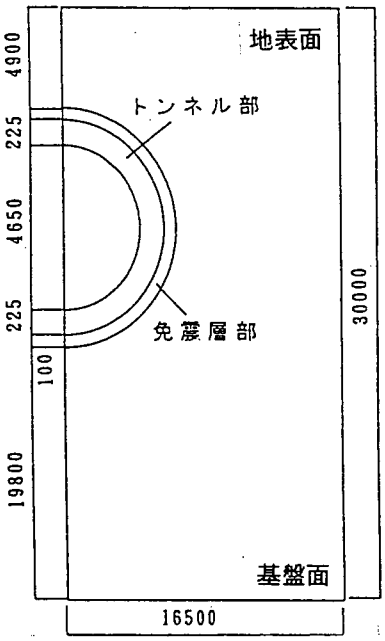


図-9.2.2　検討モデル

表-9.2.2　トンネル部材諸元

	解析に用いた値
外径(m)	5.1
セグメント厚(m)	0.225
土被り(m)	5.0
単位体積重量γ(tf/m³)	2.5
弾性係数E(tf/m²)	3.75×10^{6}
ポアソン比ν	0.167

3)　免震材条件

検討に用いた免震材の物性値を表-9.2.3に示す。ここで、免震材のせん断弾性係数は硬質地盤の地震時の弾性係数（Ｅ＝２×（１＋ν）×Gg＝16,600tf/m²）を基本とし、せん断弾性係数比を0.1, 0.01, 0.001 として設定した。

表-9.2.3　免震材諸元

	解析に用いた値
層厚　t(cm)	10
単位体積重量　γ(tf/m³)	1.0
せん断弾性係数 Gm(kgf/cm²)	55.6,5.56,0.556 （ただし、Gg=556kgf/cm²:硬質地盤）
ポアソン比νm	0.3, 0.4, 0.49

4) 解析ケース

解析ケースは、地層構成、免震材のポアソン比およびせん断弾性係数比に着目し、表-9.2.4に示す12ケースを設定した。

表-9.2.4 解析ケース

			地盤	
			硬質地盤	地盤条件急変部
免震材	ポアソン比	せん断弾性係数比	νg=0.33	硬質(νg=0.33) 軟質(νg=0.4)
	0.3	0.1(160)※	○	○
		0.01(16)※	○	○
		0.001(1.6)※	○	○
	0.4	0.1(160)※		
		0.01(16)※	○	○
		0.001(1.6)※		
	0.49	0.1(160)※		
		0.01(16)※	○	○
		0.001(1.6)※		
	非免震		○	○

※( )内は免震材の弾性係数。Em=2×(1+ν)×Gm (kgf/cm²)。ただし、Eの換算に用いるポアソン比は一律ν=0.4とした。

(3) 解析結果とその考察

1) 断面力への影響

トンネルに生じる断面力に及ぼすポアソン比とせん断弾性係数比の影響に着目して検討した。なお、ここでは、まず一様地盤に対して地盤条件急変部の存在による断面力への影響程度を検討し、そして一様地盤を対象として上述のパラメータの変化による断面力の変化度合について考察するものとする。

① 免震材のポアソン比の影響（免震材のせん断弾性係数比0.01の場合）

図-9.2.3はせん断弾性係数比0.01の免震材を配置した際の最大曲げモーメントを、非免震の場合に対する比率としてポアソン比毎に整理したものである。図中には一様地盤の場合と併せて地層が急変する場合についても示している。これより、免震層のポアソン比は0.49に近づくにつれ断面力が若干増加する傾向があるが、非免震の結果にほぼ等しく、断面力に対してほとんど影響を与えないことがわかる。また、地盤急変境界を含む地盤の場合と一様地盤の場合とではポアソン比による影響度合はほぼ同様であり、地盤急変境界が特段の影響を及ぼしている傾向は認められない。

② 免震材のせん断弾性係数比の影響（免震材のポアソン比 0.3の場合）

図-9.2.4はポアソン比が 0.3の免震材を配置した際のトンネルに生じる最大曲げモーメントMを、非免震の場合のそれ（Mo）に対する比率としてせん断弾性係数比毎に整理したものである。

これより、せん断弾性係数比が 0.001のように小さい場合は、非免震よりも曲げモーメントを減少させる結果となった。ただし、せん断弾性係数比が 0.1から0.01までは原地盤の結果にほぼ等しい。また、ポアソン比の影響と同様、地盤急変のケースと一様地盤のケースとの結果の間に差は認められ

ない。

M/Mo：非免震時の最大曲げモーメントに対する免震時の最大曲げモーメント

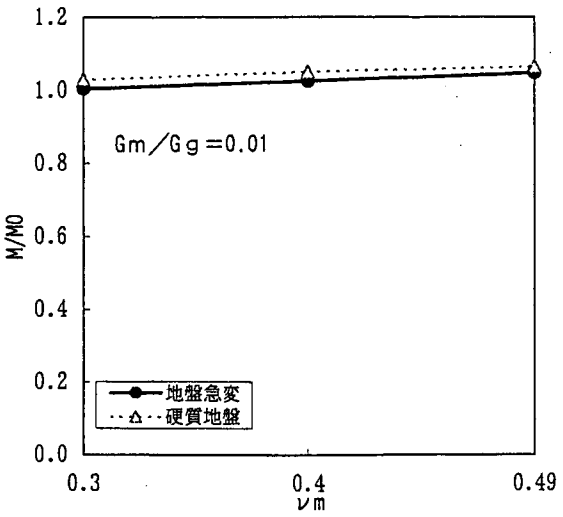


図-9.2.3　ポアソン比の影響
（免震材のせん断弾性係数比0.01の場合）

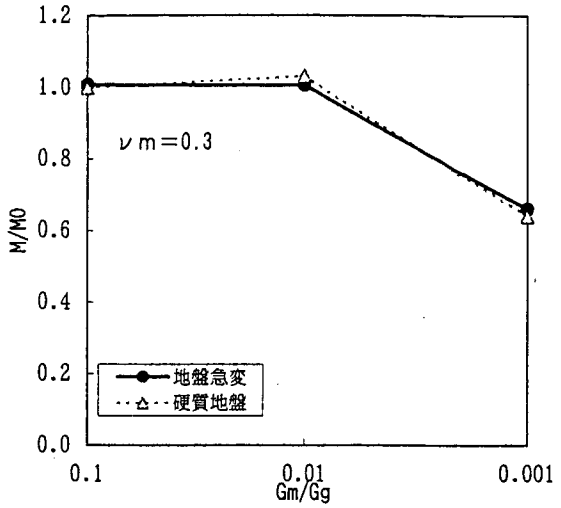


図-9.2.4　せん断弾性係数比の影響
（免震材のポアソン比0.3の場合）

以上より、地盤急変境界がトンネル横断面中に存在することによる影響は小さいと考えられる。そこで、以降は一様地盤のみを対象として免震材の物性値の変化による断面力への影響度合について検討を行うことにする。

③　免震材のポアソン比の影響（免震材のせん断弾性係数比0.01の場合）

図-9.2.5に一様地盤の場合のトンネル横断面の主要位置での各断面力を、ポアソン比をパラメーターとして比較して示す。これより以下の考察がなされる。

・曲げモーメントは、免震材のポアソン比に関わらず非免震（ポアソン比0.33）の場合にほぼ一致している。

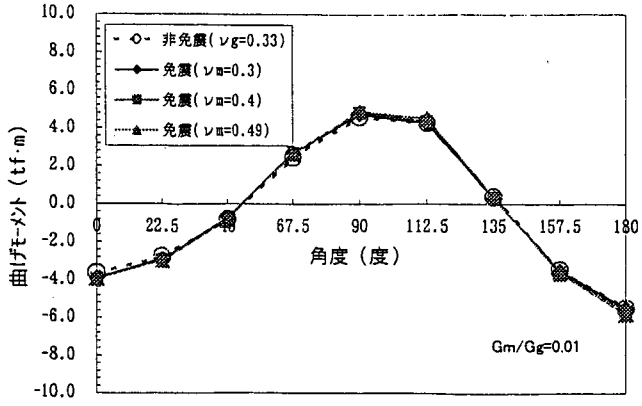
・軸力は、免震材の配置により、いずれのケースも非免震に比べて絶対値が部分的に若干低減する傾向を示している。その低減の程度はポアソン比が小さいものほど顕著な傾向を示している。また、その分布形状に着目するとほぼ同様であり、スプリングライン付近で最大値をとっているが、これは構造物周辺のせん断応力（ひずみ）が同位置で符号を変化させることによるものと考えられる。このことについては3)で考察を加える。

・せん断力は、免震材の配置による断面力の低減程度、分布状況とも曲げモーメントとほぼ同様な傾向にあり、非免震（ポアソン比0.3）の結果にほぼ一致している。また、免震材のポアソン比が小さいものほど断面力は小さくなるが、その程度は顕著ではない。

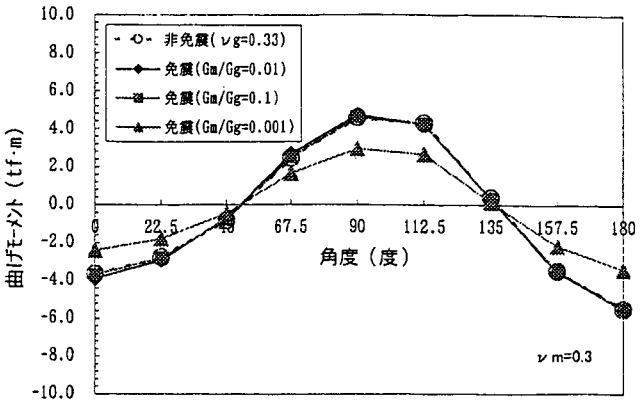
④　免震材のせん断弾性係数比の影響（免震材のポアソン比0.3の場合）

図-9.2.6に一様地盤の場合のトンネル横断面の主要位置での各断面力を、せん断弾性係数比をパラメーターとして比較して示す。これより以下の考察がなされる。

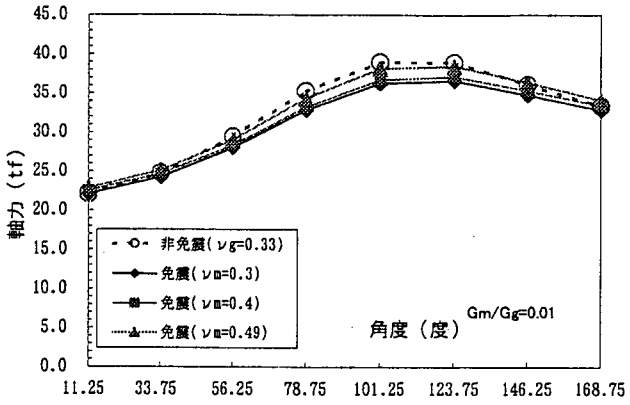
・曲げモーメントは、免震材のせん断弾性係数比が0.01までは非免震とほぼ等しく、 0.001になる



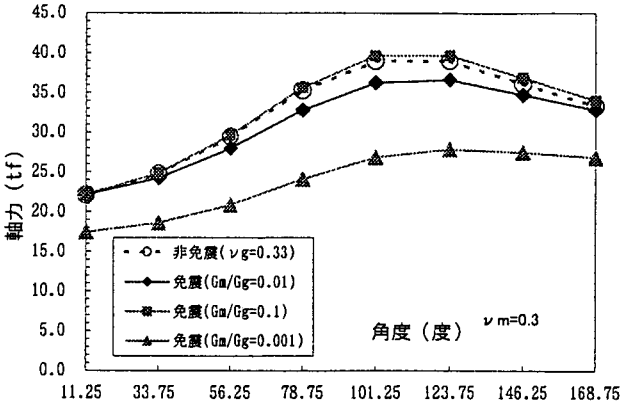
(a) 曲げモーメント



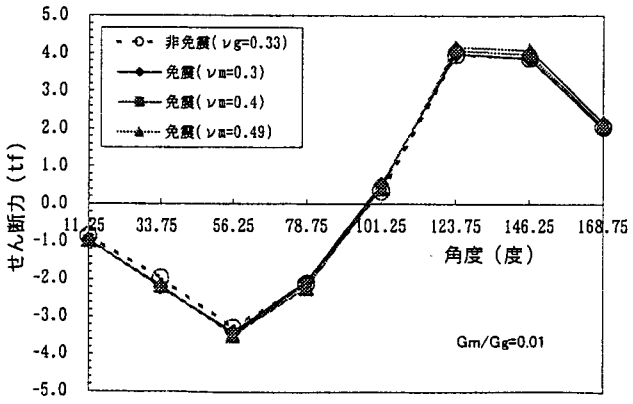
(a) 曲げモーメント



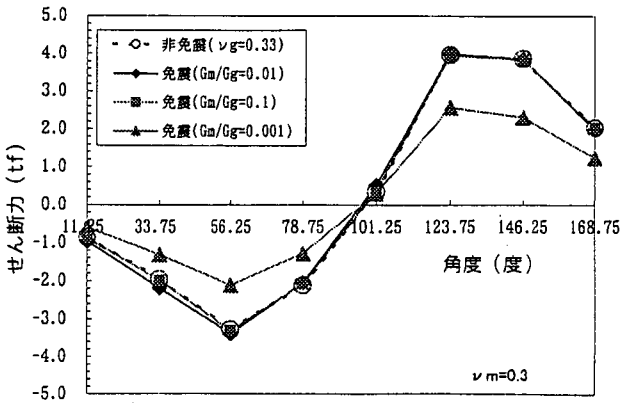
(b) 軸力



(b) 軸力



(c) せん断力



(c) せん断力

図-9.2.5 構造物の断面力に及ぼす
ポアソン比の影響

＊図中のｘ座標は構造物天端から時計回りに180度とした。

図-9.2.6 構造物の断面力に及ぼす
弾性係数比の影響

と非免震の場合より曲げモーメントが小さくなる。

・軸力は、せん断弾性係数比が 0.001程度となれば非免震を 4 割程度下回る。

・せん断力は、曲げモーメントと同様に、免震材のせん断弾性係数比が 0.001にまで小さくなると、非免震の場合よりも小さくなる。

2) 構造物の変形状態

表-9.2.5に硬質一様地盤の場合におけるトンネルの半径方向の変形形状を、ポアソン比、せん断弾性係数比に着目し比較して示す。以下に結果の概要を示す。

表-9.2.5 構造物の変形形状

	非免震	免震					
	原地盤のポアソン比	免震材のポアソン比			せん断弾性係数比		
	0.33	0.3	0.4	0.49	0.1	0.01	0.001
水平方向	5.105 (0.10)	5.105 (0.10)	5.106 (0.11)	5.106 (0.11)	5.105 (0.10)	5.105 (0.10)	5.103 (0.07)
鉛直方向	5.095 (0.11)	5.094 (0.11)	5.094 (0.11)	5.094 (0.11)	5.095 (0.11)	5.094 (0.11)	5.097 (0.07)

＊表中、( )外は軸線距離(m)、( )内は初期値に対するひずみ(%)を示す。なお、変形前の直径は5.1m。

・構造物は、いずれのケースも鉛直方向に縮小傾向にある。一方、水平方向にはいずれのケースも伸張傾向にあり、このことは鉛直土被り荷重により構造物が押さえられる方向に変形していることを示すものである。

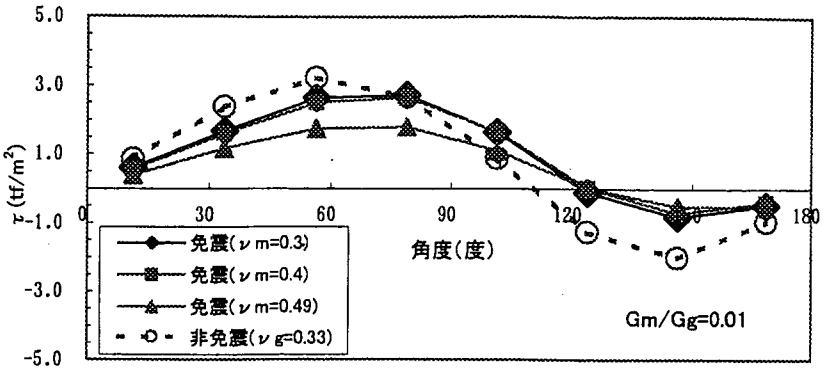
・免震材のポアソン比に着目すると、鉛直方向、水平方向ともに構造物の変形量の差はほとんどないが、わずかながら免震材のポアソン比が大きいほど大きな変形を示している。このことはポアソン比が大きいほど周辺地盤の変形が構造物に直接的に付与される、すなわち、免震材そのものが体積変化をしにくいために構造物を拘束しているためと推察される。

・免震材のせん断弾性係数比に着目すると、鉛直方向、水平方向ともに構造物の変形量は免震材の弾性係数が小さいものほど小さく、特にせん断弾性係数比が0.001の場合はその割合が顕著である。

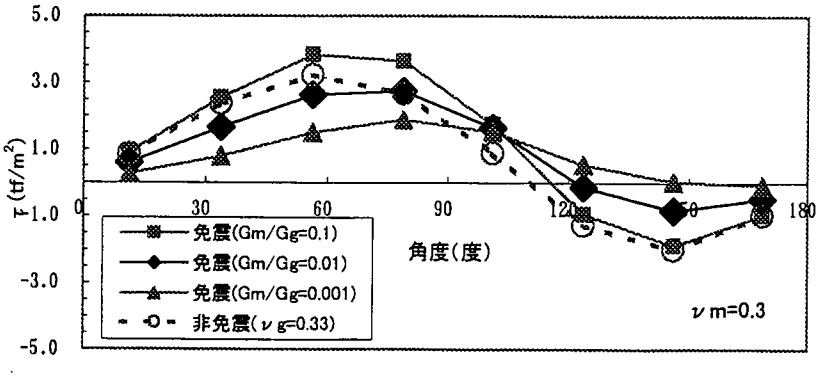
・免震層のせん断弾性係数比に着目すると、免震材のせん断弾性係数比が 0.001（周辺地盤のポアソン比は0.33）になってはじめて非免震の場合の変形量を下回っている。

3) 構造物に作用する地盤の土圧の状態

図-9.2.7に硬質一様地盤の場合における、免震層位置のせん断土圧成分を、ポアソン比、せん断弾性係数比に着目して示す。なお図中のｘ軸は、トンネルのクラウン位置から時計回り角度（度）をとったものである。これより免震材のポアソン比（免震材のせん断弾性係数比0.01の場合）が作用するせん断土圧に及ぼす影響は小さいことがわかる。また、免震材のせん断弾性係数比（免震材のポアソン比 0.3の場合）が作用するせん断土圧に及ぼす影響についてみると、せん断土圧は免震材のせん断弾性係数が小さくなるほど低減する傾向にあり、特にせん断弾性係数比0.001の場合に顕著であることがわかる。



(a) ポアソン比の影響



(b)せん断弾性係数比の影響

＊図中のｘ座標は構造物天端から時計回りに180度とした。

図-9.2.7 せん断応力分布

4) 免震層の配置による周辺地盤への影響

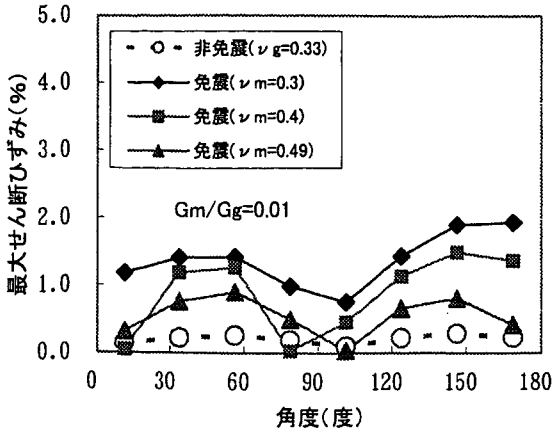
図-9.2.8に硬質一様地盤の場合における免震層位置の地盤のせん断ひずみ分布を、また図-9.2.9に免震層に隣接する原地盤のせん断ひずみ分布を、それぞれポアソン比、せん断弾性係数比に着目し比較して示す。また、図-9.2.10 に代表的なケースについて構造物近傍の主応力分布を示す。以下に結果の概要を示す。

① 最大せん断ひずみ

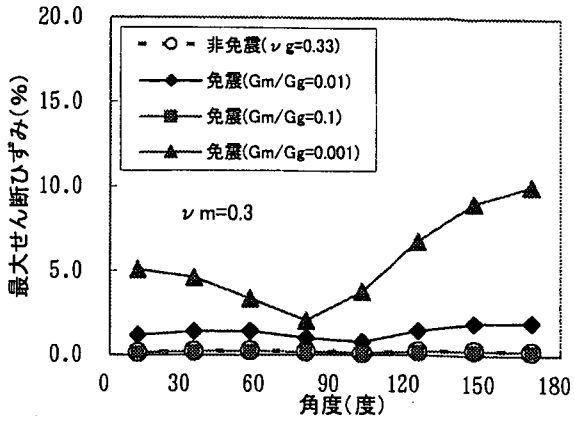
・免震層位置の最大せん断ひずみは、免震材のポアソン比が小さいものほど大きくなる傾向にあることがわかる。当然のことながら免震層では弾性係数が原地盤よりも小さいために最大せん断ひずみはいずれも非免震より大きくなっている。

・一方、免震層に隣接する原地盤での最大せん断ひずみは、免震材のせん断弾性係数比0.01でポアソン比が0.49よりも小さい場合にはトンネルスプリングライン付近（90度付近）で非免震の場合よりも大きくなっている。しかし、その程度は0.１％程度であり、免震化による周辺地盤への何らかの影響が生じる可能性は低いと考えられる。ただし、免震材のせん断弾性係数比が 0.001となると、非免震の場合に対し0.４％程度上回っている。

鈴木らの研究[3]によれば、免震材のポアソン比 0.3と0.48のケースで免震層に隣接する原地盤

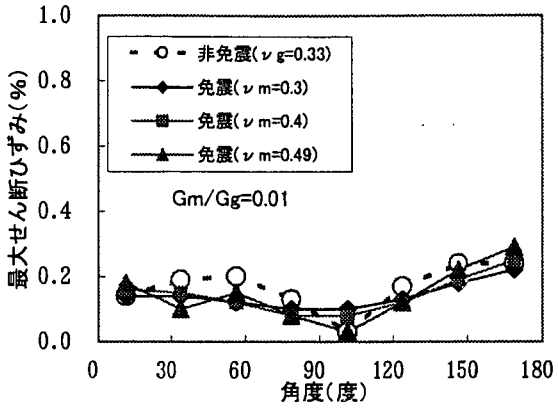


(a)ポアソン比の影響

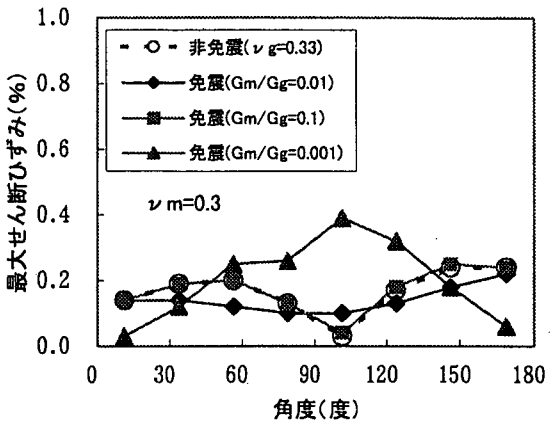


(b)せん断弾性係数比の影響

図-9.2.8　免震層の最大せん断ひずみ



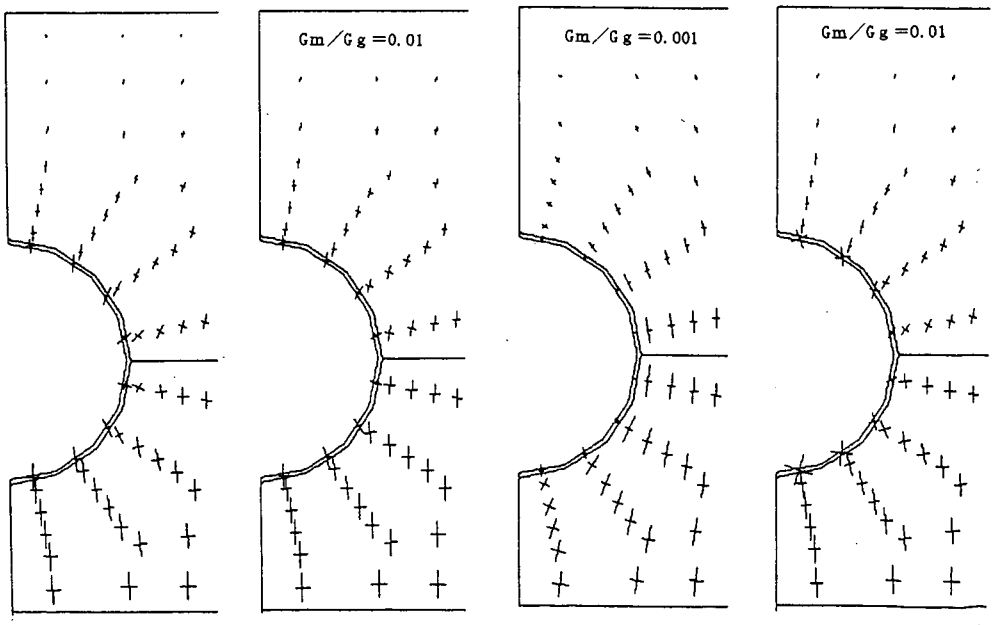
(a)ポアソン比の影響



(b)せん断弾性係数比の影響

＊図中のｘ座標は構造物天端から時計回りに180度とした。

図-9.2.9　免震層に隣接する原地盤の最大せん断ひずみ



(a)非免震(νg=0.33)　(b)免震(νm=0.3)　(c)免震(νm=0.3)　(d)免震(νm=0.49)

図-9.2.10　構造物近傍の主応力分布

のせん断応力はそれぞれ 0.5, 0.1 (kgf/cm^2) 程度となり、ポアソン比が0.5に近いほどトンネル周辺地盤への影響が小さいとの結果が得られている。これは、本検討の結果と同様の傾向といえる。また、鈴木らの研究における地盤モデルはEm=15kgf/cm^2, Eg=700kgf/cm^2 であり、本検討の免震材のせん断弾性係数比0.01と0.001 における地盤モデルのほぼ中間にあたることから、免震材のせん断弾性係数比 0.001の場合にもポアソン比が0.5に近いほどトンネル周辺地盤への影響が小さいことが予想される。

② 構造物近傍の主応力分布

免震層の周辺地盤の主応力状態は、せん断弾性係数比が0.01の場合には、非免震の場合とほとんど変わらず、免震材のポアソン比によってもほとんど変化していない。ただし、せん断弾性係数比が0.001で免震材のポアソン比が0.3の場合には、明らかに主応力の分布が変化している。したがって、せん断弾性係数比が 0.001のように小さく免震材のポアソン比も小さい場合には、周辺地盤への影響程度を確認することが必要と考えられる。

(4) 設計への反映

以上、本節ではシールドトンネルを対象として検討を行ったが、これらの結果および平成7年度の検討成果より、免震材を配置した場合の常時における構造物横断面の設計法の基本方針を示すと以下のとおりである。

① 構造物の断面設計に関して

- 免震材のポアソン比の影響は、トンネル形式によらず小さい。
- 開削トンネルの場合は、免震材の原地盤に対するせん断弾性係数比が0.01程度以上であれば、構造物の断面力を部材諸元が変わるほど大きく変化させることはなく、非免震の場合に対する常時の設計法を準用することでよいものと考えられる。
- シールドトンネルの場合は、免震材の原地盤に対するせん断弾性係数比が0.01程度以上の場合には、発生曲げモーメントおよびせん断力は非免震の場合の結果とほぼ一致するが、 0.001のように小さくなると異なってくる。したがって、免震材の原地盤に対するせん断弾性係数比が0.01程度以上の場合は、非免震の場合に対する常時の設計法を準用することでよいものと考えられる。

② 構造物周辺への影響について

- 免震層の配置により、周辺地盤の応力状態は免震材の原地盤に対するせん断弾性係数比を0.01程度以上とした場合には、免震材のポアソン比が小さくなるにしたがい周辺地盤のせん断ひずみが増加するものの非免震の場合とほとんど変わらない。したがって、せん断弾性係数比が0.01程度以上の免震材を用いれば、免震層の配置による構造物周辺への影響については基本的に問題はない。
- ただし、せん断弾性係数比が 0.001のように小さく免震材のポアソン比も小さい場合には、周辺地盤への影響程度を確認することが必要と考えられる。

参考文献

1) 建設省土木研究所耐震研究室, (財)土木研究センター, 他民間17社：地下構造物の免震設計に適用す

る免震材の開発に関する共同研究報告書（その１），pp92-95, pp200-207, 平成８年11月

2) 建設省土木研究所トンネル研究室：土研資料3232号「トンネル掘削時地盤変状の予測・対策マニュアル（案）」

3) 鈴木猛康、田村重四郎：シールドトンネルの免震構造とその免震効果の評価手法の提案、土木学会論文集、No.525/I-33, pp.275-285, 1995.10

＜研究担当＞　日本技術開発株式会社

9．3 縦断方向の計算モデル

9.3.1 はりバネモデルに用いる相互作用バネの評価法

(1) 検討概要

トンネル縦断方向の解析において、トンネルを3次元のチューブやボックスにモデル化する場合以外は、地盤とトンネルの相互作用を正しく考慮するために、地盤バネを設ける必要がある。しかし、各種の基準[1) 2)]に示される地盤バネの評価方法には差異が見られ、今なお、確立されていない状態にある。そこで、地盤のバネそのものの評価方法は他の研究に譲り、本研究では、免震層の存在を考慮した地盤バネの評価方法、つまり、何らかの方法で原地盤に対するバネが評価されたときに、免震層の効果をどう合成するかについて検討する。

(2) 検討条件

ＦＥＭモデルを用いて、地盤とトンネルおよび免震層を表し、トンネルに荷重Ｆを静的に作用させた時の変位δから、Ｋ＝Ｆ／δとして、バネ定数を求める。この方法は、沈埋トンネルの縦断方向の動的解析を行う場合の地盤バネの評価法[3)]として用いられており、駐車場設計指針[2)]に示される横断方向の分布バネを求める方法も基本的に同じである。

地盤は硬質と軟質の2ケースを対象とし、それぞれ前掲の表-8.5.3.1に示される特性を有する。トンネルは剛な構造物として扱い、変形は地盤および免震層のみで生じるものとした。トンネルの寸法と土かぶりは、シールドトンネルを3次元動的解析モデルの条件を基に設定し、開削トンネルを8.2で用いたモデルの条件を基本とした。免震材の地盤に対するせん断弾性係数比は0.01とし、ポアソン比を0.3とした。

(3) 解析モデルおよび検討ケース

基本的な挙動を確認するための円盤状地盤モデルと通常の地盤モデルの2種類に対して、解析を行った。

(a) 円盤状地盤による基本検討

外径5ｍのシールドトンネルの外周から20m離れたところに固定縁がある円盤状の地盤モデル（図-9.3.1.1）を考え、ＦＥＭでモデル化した。地盤の硬軟×免震層の有無×軸・直角の8ケースのバネ定数と変位分布を求め、比較した。

(b) 通常の地盤による比較検討

層厚30ｍの表層地盤中にシールドトンネルと開削トンネルがある場合の2つのＦＥＭモデル（図-9.3.1.2）を作成し、トンネルの種類×地盤の硬軟×免震層の有無×軸・直角の16ケースのバネ定数と変位分布を求め、比較した。

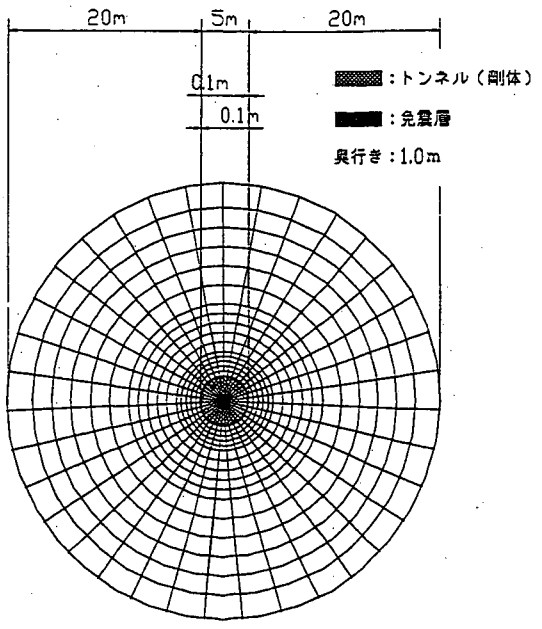


図-9.3.1.1 円盤状地盤の解析モデル

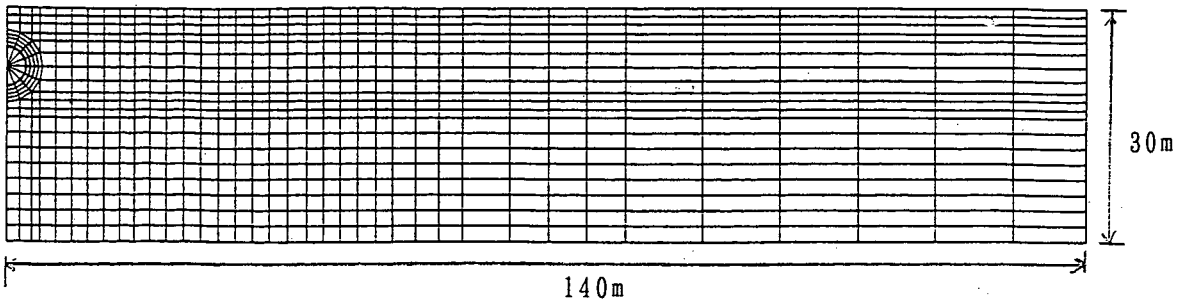


図-9.3.1.2　通常地盤の解析モデル（シールドトンネルの場合）

(4) 検討結果と考察

(a) 円盤状地盤による基本検討

円盤状地盤モデル中央のトンネルに荷重を作用させた時の変位分布を、図-9.3.1.3に示す。また、各のケースの解析結果から得られたバネ定数を、表-9.3.1.1に示す。

一方、免震層だけのバネ定数は、トンネルと地盤の間のリング状の免震材のバネであるから、免震層の厚さがトンネル径に比べて十分薄いことを考慮して、トンネル軸方向に押された場合は、下式で単位奥行きあたりのバネ定数を表すことができる。この式で求めた免震層のバネを、表-9.3.1.1の下欄に示した。同表中の(　)内は、ＦＥＭにより直接求めた免震層のバネ定数に対する比である。

$$KL = 2\pi \cdot R \cdot Gm / t \qquad (9.3.1.1)$$

ここで、KL：トンネル軸方向の単位長さあたりのバネ定数（tf/m/m）

R　：トンネル外周の半径（m）

Gm：免震材のせん断弾性係数（tf/m^2）

t　：免震層の厚さ（m）

なお、トンネル直角方向の免震層のバネ定数は、載荷により免震層が圧縮・引張変形する区間と、せん断変形する区間に90°ずつ４分割されると仮定し、また一般のゴム材の弾性係数が形状係数の影響を大きく受けるように、免震材も見かけの弾性係数が増大すると考え、下式で表した。

$$KT = \pi \cdot R(\alpha Em + Gm) / t \qquad (9.3.1.2)$$

ここで、KT：トンネル軸直角方向の単位長さあたりのバネ定数（tf/m/m）

R　：トンネル外周の半径（m）

α　：免震材の弾性係数の見かけの増加比（本検討の範囲では$\alpha = 1.4$）

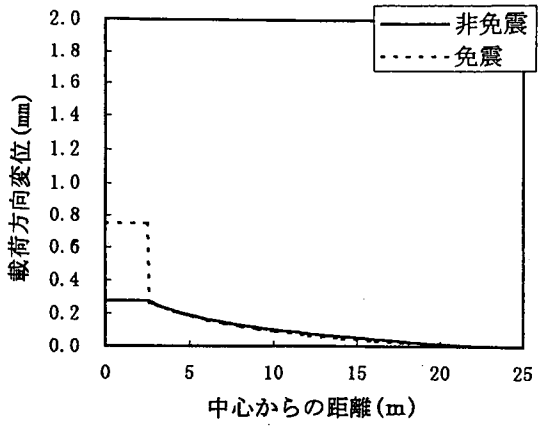
Em：免震材の弾性係数（tf/m^2）

Gm：免震材のせん断弾性係数（tf/m^2）

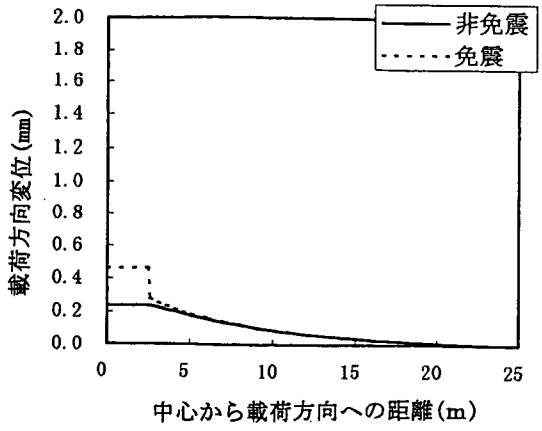
t　：免震層の厚さ（m）

以上の結果より、次のことがわかった。

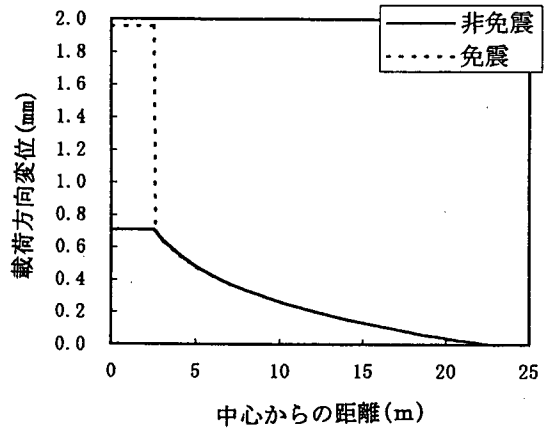
免震トンネルの地盤バネの値は、表-9.3.1.1より、載荷方向によらず、ＦＥＭモデルの荷重と変位の関係から直接得られる「③地盤＋免震層のバネ」が、「①地盤バネ」と「②免震層のみのバネ」の直列バネとして算定できると考えられる。



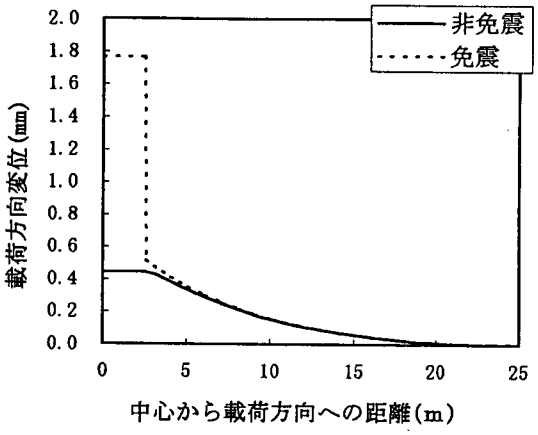
(a)硬質地盤



(a)硬質地盤



(b)軟質地盤
(1)軸方向載荷時軸方向変位



(b)軟質地盤
(2)直角方向載荷時水平変位

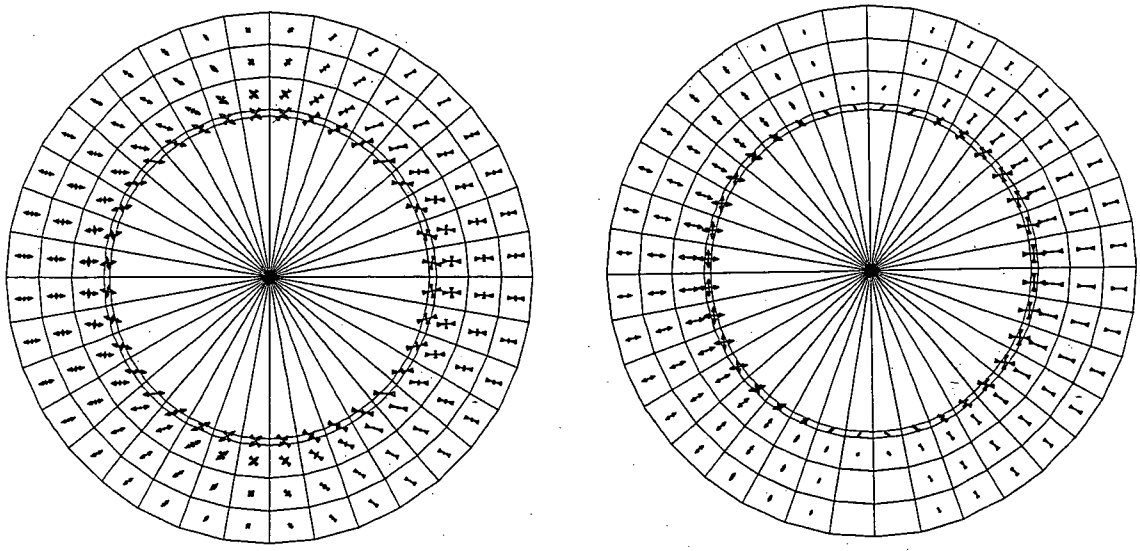
図-9.3.1.3　円盤状地盤モデルにおける変位分布

表-9.3.1.1　円盤状地盤モデルにおけるバネ定数（作用荷重は10tf）

		軸方向				軸直角方向			
		硬質地盤		軟質地盤		硬質地盤		軟質地盤	
		変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)	変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)	変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)	変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)
FEM	①地盤のみ	0.628	15900	1.62	6170	0.234	42700	0.445	22500
	②免震層のみ	1.12	8930	2.89	3460	0.499	20000	1.28	7810
	③地盤＋免震層	1.74	5750	4.47	2240	0.747	13400	1.77	5650
	④直列計算 (①＋②)	—	5720 (0.995)	—	2220 (0.991)	—	13600 (1.01)	—	5800 (1.03)
計算	⑤免震層のバネ	—	8730 (0.978)	—	3390 (0.980)	—	20300 (1.02)	—	7850 (1.01)

トンネル軸方向については、図-9.3.1.3(1)より、免震層の有無によらず地盤の変形が等しく、地盤中には同じ応力状態が生じていることから、それぞれのバネを加算することが妥当と考えられる。また、免震層のバネは、式(9.3.1.1) により、免震材のせん断バネとして計算すれば、精度良く評価できることもわかった。

一方、直角方向については、図-9.3.1.3(2)において、トンネル近傍の地盤の変形に免震層の有無の差異が若干見られる。その部分の応力状態は、図-9.3.1.4のようである。同図より、免震層がない場合は、直応力とせん断応力により、水平方向の力が伝わっている様子がわかるが、免震層があると、せん断応力が免震層に吸収され、地盤には水圧を介したように直応力が卓越するようになることがわかる。したがって、直角方向には、直列バネの評価は、厳密には成り立たないが、誤差はほとんどなく、実務上問題ないと考えられる。なお、本検討の範囲では、αを1.4とすることにより、式(9.3.1.2) で表すことができたが、このαはポアソン比や拘束の程度により変化すると考えられるため、今後継続して検討する必要がある。



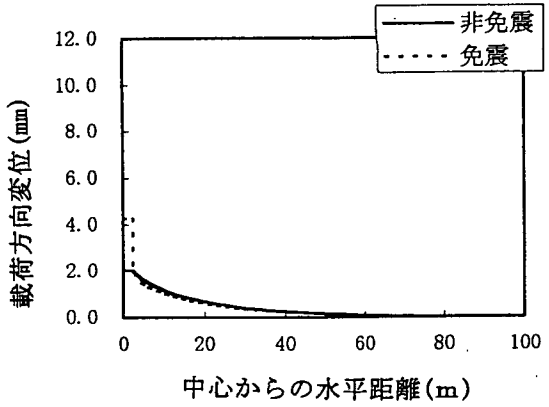
(a) 免震層がない場合　　(b) 免震層がある場合

図-9.3.1.4 免震層の有無によるトンネル近傍の地盤の主応力分布（硬質地盤）

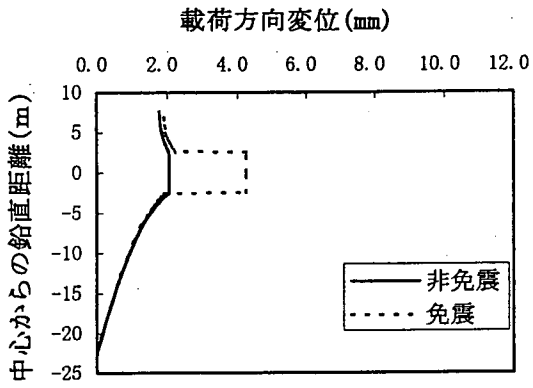
(b) 通常の地盤による比較検討

通常の地盤中にシールドトンネルと開削トンネルがある場合の地盤バネ定数の、免震層の有無による違いを調べた。シールドトンネルに荷重を作用させた時の変位分布を、図-9.3.1.5に示す。また、各ケースの解析結果から得られたバネ定数と、免震層のみのバネ定数を、表-9.3.1.2に示す。これらの結果から、次のことがわかった。

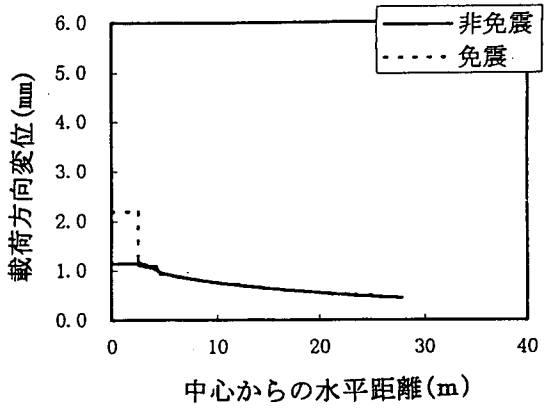
図-9.3.1.5より、免震層の有無による地盤変位の差が小さく、免震層のバネと地盤バネが直列の関係にあることが伺える。表-9.3.1.2では、免震層のみのバネ定数と免震層のない場合の地盤バネをもとに、直列バネの算定を行っているが、数%の精度で近似できている。つまり、免震層のバネ定数を簡易な式



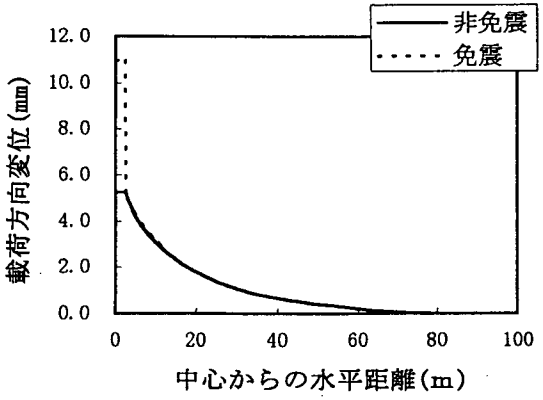
(a)硬質地盤



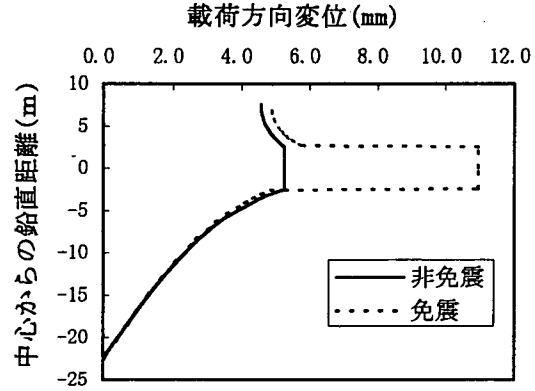
(a)硬質地盤



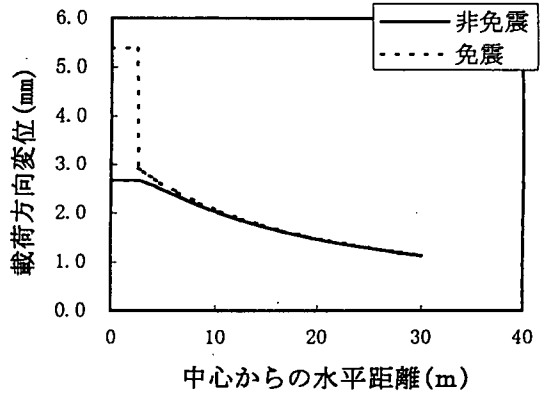
(a)硬質地盤



(b)軟質地盤



(b)軟質地盤



(b)軟質地盤

(1)　軸方向載荷時軸方向変位

(2)直角方向載荷時水平変位

図-9.3.1.5　通常の地盤モデルにおける変位分布（シールドトンネルの場合）

表-9.3.1.2　通常地盤モデルにおけるバネ定数（作用荷重は20tf）

		軸方向				軸直角方向			
		硬質地盤		軟質地盤		硬質地盤		軟質地盤	
		変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)	変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)	変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)	変位 (mm)	バネ定数 (tf/m)
シールド	①地盤のみ	2.04	9800	5.25	3810	1.13	17700	2.67	7490
	②免震層のみ	2.21	9050	5.68	3520	0.980	20400	2.52	7930
	③地盤＋免震層	4.26	4690	10.95	1830	2.17	9220	5.39	3710
	④直列計算 (①＋②)	－	4710 (1.00)	－	1830 (1.00)	－	9480 (1.03)	－	3850 (1.04)
開削トンネル	①地盤のみ	1.63	12300	4.21	4750	0.943	21200	2.25	8890
	②免震層のみ	1.11	18000	2.87	6970	0.614	32600	1.58	12700
	③地盤＋免震層	2.84	7040	7.32	2730	1.62	12300	4.02	4980
	④直列計算 (①＋②)	－	7310 (1.04)	－	2820 (1.03)	－	12800 (1.04)	－	5230 (1.05)

で算定できれば、地盤バネと直列換算することにより、免震層の存在を考慮した地盤バネを評価できることが明らかである。

(5) まとめ

トンネルに対する地盤のバネ作用が単純明快な円盤状モデルを用いて、シールドトンネルの免震層の有無による地盤バネ定数の変化と変位分布の差異を調べ、また通常の地盤モデルを用いて、シールドトンネルと開削トンネルの免震層の有無による地盤バネ定数の変化を調べた。その結果、いずれのトンネルも、トンネル軸方向および直角方向のいずれに対しても、免震層を有する場合の地盤バネは、免震層のみのバネと地盤のみのバネの直列で表せることが分かった。したがって、免震層の地盤バネ定数を、本研究で提案した簡易式で算定し、通常の設計で用いられる地盤バネと直列バネとして合成すれば、従来の梁～バネモデルを免震設計に適用することができるものと考えられる。

参考文献

1)　共同溝設計指針、(社)日本道路協会、pp.71～80、S61.3

2)　駐車場設計・施工指針、(社)日本道路協会、pp.165～168、H4.11

3)　東京港トンネル工事誌、首都高速道路公団・(社)土木学会、pp.507～513、S52.9

＜研究担当＞　株式会社オリエンタルコンサルタンツ

9.3.2　軸対称ＦＥＭモデル

9.3.2.1　開発の目的と背景

トンネルと地盤の相互作用は本来、単純にばねで表現できるものではなく、3次元で構造のモデル化を行って評価するのが望ましい。しかし、複雑な実地盤の地層構成とモデル化の煩雑さから、3次元解析が実用に供しないのは明らかである。縦断方向のトンネル断面力低減を目的として免震を採用する場合は、免震施工は比較的短い区間に局所的に適用されることになる。このような限定された範囲において、トンネル覆工体～トンネル外周に形成した極く薄い免震層～地盤の間の相互作用に基づいた免震効果の評価を行うためには、ある程度精度の高い、3次元的な構造のモデル化が不可欠であるのは言うまでもない。

昨年度は、煩雑な3次元解析を行うことなく、上記の相互作用を考慮したトンネルの地震時応答を簡便に解析することを目的として、軸対称ＦＥＭを用いた解析手法を提案した[1)]。またこの手法を免震シールドトンネルへ適用した解析例により、免震施工区間ではリング継手が有効に変位吸収を行い、これが断面力低減に大いに貢献することを示した[1)～3)]。

地震荷重の設定について昨年度は、表層地盤の基部の曲げモーメントが実地盤と一致するように、地震慣性力を一様にα倍して各地盤節点に作用させる方法とした。しかし、水平荷重作用時の地盤変位の鉛直分布は、軸対称モデルでは半径が大きくなるほどせん断抵抗が対数的に大きくなるため、実地盤と軸対称モデルでは地盤水平変位の鉛直分布に大きな相違が生じる。そこで本節では、地表面を有する2次元地盤と同じ地盤水平変位が得られるように、軸対称モデルの荷重～変位関係より軸対称モデルでの地震荷重設定方法を提案し、この手法を導入してプログラムのコーディングを行った。また2次元ＦＥＭ解析との解析結果の比較より、地震荷重設定法の妥当性を検証することにした。

9.3.2.2　軸対称モデルの概念

軸対称モデルの概念図を図-9.3.2.1に示す。左側が軟質、右側が硬質地盤であり、中央で鉛直な地盤境界が形成されている表層地盤の地盤条件急変部を横断して、シールドトンネルが建設されているケースを想定する。図-9.3.2.1上図の地盤条件ならびにトンネルの配置の軸対称モデルによるモデル化を、概念的に示したのが図-9.3.2.1下図である。トンネル中心線が対称軸であり、半径がトンネル中心軸から基盤までの距離となる。トンネルとその周辺地盤は軸対称有限要素によってモデル化されるので、相互の力のやりとりはバネではなく、形状と構成則によって決められた連続体として厳密に取扱われる。したがって、図-9.3.2.1上図と下図のトンネル位置での地盤の地震時応答変位が一致するような地震荷重条件が軸対称モデルで設定できれば、地盤とトンネルの相互作用を厳密に考慮してトンネルの地震時応答を解析することが可能となる。軸対称モデルでは、トンネル断面中心を対称軸としなければならず、実地盤のような地表面や側方の半無限境界を考慮することができない。ここで提案する軸対称モデルでは外側の境界を基盤位置に設定し、ここに固定の条件を設定した。したがって、トンネル周りの比較的薄い領域で生じると思われるトンネルと周辺地盤の間の相互作用は厳密にモデル化されるが、トンネルから離れるほど実地盤と条件が異なる。そこで、地震時に実地盤に生じる水平変位が、軸対称モデルでも得られるような地震荷重の設定法の開発が必要となる。以下に本モデルに適用する地震荷重の設定法について説明する。

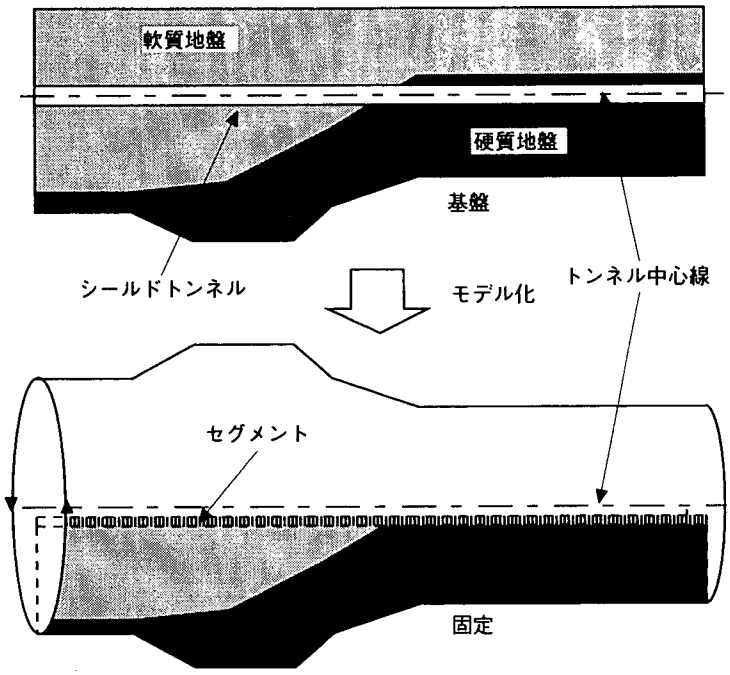


図-9.3.2.1　軸対称モデルの概念図

9.3.2.3　モデルの構築と地震荷重設定法

図-9.3.2.2右のように、厚さHの表層地盤の基盤からh_cの位置に中心を有する半径r_0のシールドトンネルを対象とする。軸対称モデルでは対称軸が実トンネルの天端と一致し、対称軸から$r = r_0$の位置を実トンネルの中心軸と一致させた円筒状の構造とし、対称軸から基盤までの$r = R$の領域を軸対称有限要素でモデル化する。なお、基盤（外周）は固定条件とする。実構造物の場合にはトンネル下方には基盤が、左右には半無限に地盤が、また上方には地表面があるので、トンネル外周のある範囲以外は構造条件が実際とは異なる。従って、実地盤に発生する変形が軸対称モデルで生じるよう、荷重条件を設定する必要がある。

地震時に地表面でa_0の正弦波状の分布をした加速度による地震慣性力が、密度ρの均質地盤に地震荷重として作用する場合を考える。軸対称モデルではトンネル上方の地盤が考慮されないため、(9.3.2.1)式ならびに(9.3.2.2)式で与えられるトンネル外周位置に作用するせん断力S^*と、それより下方の地盤に作用する地震慣性力p(z)の2つに分離し、図-9.3.2.3のように地震荷重としてモデルに作用させる必要がある。

$$S^* = \rho a_0 \int_{h_c}^{H} \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) dz = \frac{2\rho a_0 H}{\pi} \cos\left(\frac{\pi h_c}{2H}\right) \qquad (9.3.2.1)$$

$$p(z) = a_0 \rho \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \qquad (9.3.2.2)$$

ここで、Hは表層地盤厚であり、zは基盤から上方へとった座標、またh_cは基盤からトンネル中心までの高さを意味し、$h_c = R - r_0$の関係にある（図-9.3.2.3参照）。

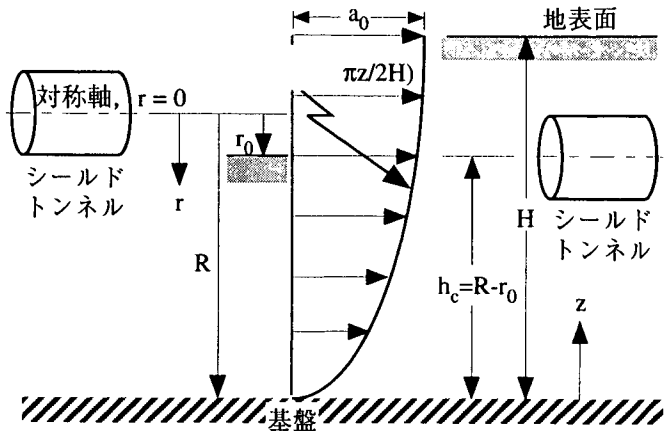


図-9.3.2.2　実地盤中のトンネル（右）軸対称モデル（左）の座標関係

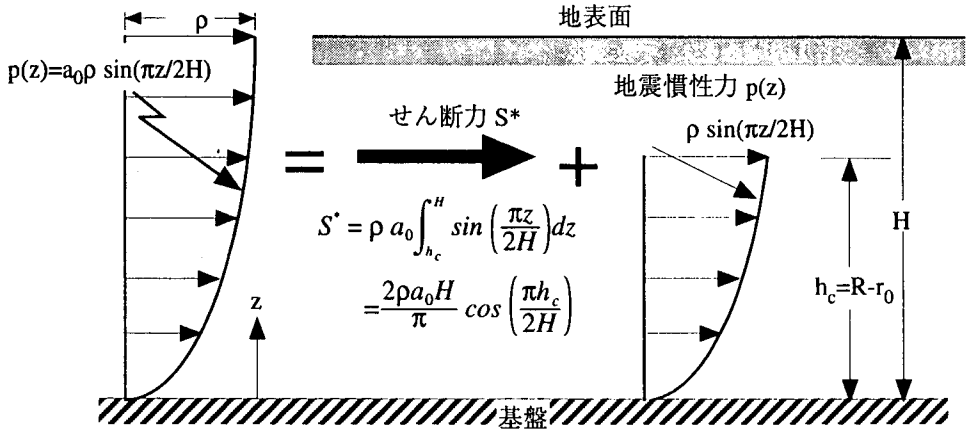


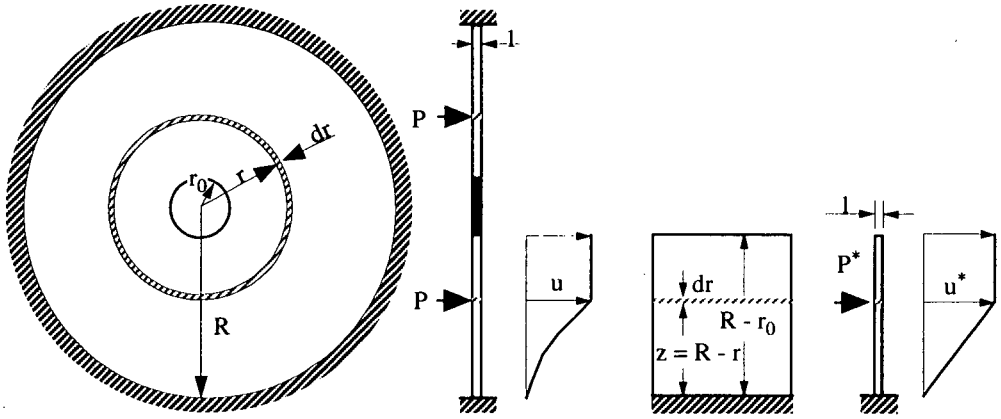
図-9.3.2.3　集中せん断力と分布地震慣性力の分離

図-9.3.2.4は平面ひずみ状態の２次元モデルと軸対称モデルに、水平荷重が作用したときの変形の概念を示している。せん断弾性係数Ｇを有する２次元地盤から切り出した幅１（奥行き１）の土柱に、基盤からｚ＝Ｒ－ｒの高さに水平力Ｐが作用したとき、基盤からｚの高さの土のせん断変形ｕ* は次式で与えられる。

$$u^* = \frac{P^*}{G}(R-r) \qquad (9.3.2.3)$$

一方ここで提案する軸対称モデルで、対称軸に直角に切り出した単位厚みのせん断弾性係数Ｇの中空ディスクを考える。対称軸から半径ｒの位置に水平力Ｐが作用したとき、土のディスクの半径ｒの位置での基盤からの相対変位ｕは、(9.3.2.4)式で示される。

$$u = \frac{P}{2\pi G}\log(R/r) \qquad (9.3.2.4)$$



(a) 単位厚みの中空ディスク　　(b) 単位幅，単位奥行きの土柱

図-9.3.2.4 $z<h_c$における分布荷重p(z)の取扱い

本軸対称モデルでは、基盤からある高さに作用する荷重に対する中空ディスクの変形量を、平面ひずみ状態の2次元表層地盤と等しくすることを条件にする。この条件は、(9.3.2.3)および(9.3.2.4)式で与えられる両せん断変位を一致させるように軸対称モデルの地盤物性を変化させるか、あるいは軸対称モデルに作用させる水平荷重を変化させる方法により可能となるが、前者の場合は地盤の弾性係数自体を変えてしまうことになり、解析しようとするトンネル軸方向の伸縮が正しく取扱えなくなるため適切ではない。したがって、軸対称モデルで水平慣性力としてrの位置で与える荷重Pを、(9.3.2.3)および(9.3.2.4)式が等しいとして得られる(9.3.2.5)で与え、擬似的に2次元平面ひずみ状態と同等な変位を発生させることにした。

$$P = \frac{2\pi(R-r)}{\log(R/r)} P^* \qquad (9.3.2.5)$$

ここではある時刻の地震慣性力を各節点に外力として作用させたときの静的応答を解析するという、地盤応答震度法[4]に準じた方法[5]を採用する。この際の震度としては、例えば2次元地震応答解析の結果得られた、ある時刻の個々の節点の加速度を使用することもできるが、地中線状構造物の応答にもっとも有効な地盤の基本せん断振動モードに着目するならば、地表面加速度をa_0とした正弦波状の加速度分布を仮定すると、プログラム上の取り扱いが簡単である。したがって、2次元FEMあるいはバネ～質点系の地盤モデルによる地震応答解析で得られた地表面あるいは質点の加速度より、簡単に深さ方向の地震荷重を(9.3.2.2)式で与えることができる。プログラムでは、質量マトリックスを形成する際、座標Z＝R－rの位置での節点荷重として、質量マトリックスに次式の加速度を乗じて得られる慣性力を、与えてやることになる。

$$a(z;R-r) = a_0 \sin\left(\frac{\pi(R-r)}{2H}\right) \frac{2\pi(R-r)}{\log(R/r)} \qquad (9.3.2.6)$$

地震荷重が正弦波状の分布ではなく、地動としてモデル全体に均一な震度で与えられる場合には（9.3.2.6)式はさらに簡単になり、（9.3.2.7)式となる。

$$a(z;R-r) = a_0 \frac{2\pi(R-r)}{\log(R/r)} \qquad (9.3.2.7)$$

一方、トンネル上方地盤の集中せん断力S＊は、図-9.3.2.3のように正弦波状の地震慣性力分布を仮定すれば（9.3.2.1)式で与えられるが、上述のように軸対称モデルで与えるせん断力Sは（9.3.2.8)式となる。

$$S = \frac{2\pi(R-r_0)}{\log(R/r_0)} S^* \qquad (9.3.2.8)$$

(9.3.2.8)式は（9.3.2.5)式と同じ形であるが、（9.3.2.5)式中のｒが（9.3.2.8)式ではトンネル覆工の外径ｒ０となっているところが異なっている。図-9.3.2.5は、軸対称モデルにおける集中せん断力の取り扱い方を模式的に示したものである。左端のS＊は（9.3.2.8)式によりSに変換され、ｒ＝ｒ０におけるせん断変位は実地盤と一致しているが、図-9.3.2.5左端と中央の比較からわかるように、Sをｒ＝ｒ０に集中させるとせん断変位の鉛直分布形状が実地盤と大きく異なってしまう。そこで、右端のように実地盤と同様な変位分布を与えるためには、トンネル外周にせん断力を集中するのではなく、（9.3.2.9)式のように深さ方向に荷重を分散させた分布荷重ｓとして作用させる必要がある。

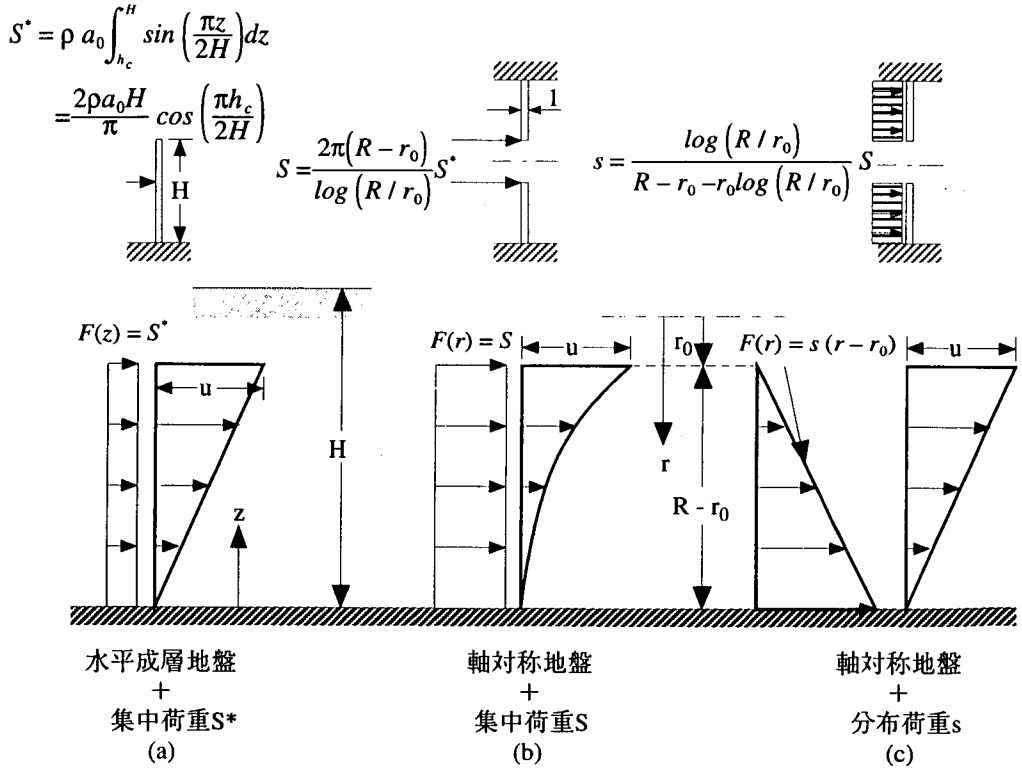


図-9.3.2.5　集中せん断力Sの軸対称モデルでの取り扱い概念図

$$s=\frac{\log(R/r_0)}{R-r_0-r_0\log(R/r_0)}S \qquad (9.3.2.9)$$

このような集中荷重S＊を軸対称モデルへ変換した分散荷重sについても、p(z)と同様に質量マトリックスに加速度を乗ずることによって与えるとすれば、その加速度a_sは（9.3.2.10）式で与えられ、

$$a_s=\frac{4a_0H(R-r_0)\cos\left(\frac{\pi h_c}{2H}\right)}{R-r_0-r_0\log(R/r_0)} \qquad (9.3.2.10)$$

最終的に（9.3.2.6)式あるいは（9.3.2.7)式と（9.3.2.10）式の加速度の総和を、各節点に加速度として与え、その慣性力を地震荷重として与えることにより、軸対称モデルによって実地盤に発生する変位を再現できる。なお、集中荷重S＊は、地動として均一な地震荷重を、加速度a_0としてモデル全体に作用させる場合は、（9.3.2.11）式で与えられる。その際（9.3.2.10）式はこれに対応して、（9.3.2.12）式へと置き換えられる。

$$S^*=a_0\rho(H-R+r_0) \qquad (9.3.2.11)$$

$$a_s=\frac{a_0(H-R+r_0)(R-r_0)}{R-r_0-r_0\log(R/r_0)} \qquad (9.3.2.12)$$

以上のように、軸対称モデルにおける地震荷重の設定法が示されたので、上記の地震荷重設定法に基づいて、トンネル～免震層～地盤の相互作用を考慮し、免震トンネルの軸方向の耐震性評価を行う軸対称有限要素解析プログラムＥＡＳＩＴ（Examination Analysis for Seismic Isolated Tunnels）を開発した。以下では、このプログラムを用いて上述の地震荷重設定法の妥当性を検証する。

9.3.2.4　地震荷重設定法の妥当性の検証

地震荷重条件の設定法の妥当性を検証するため、２次元ＦＥＭと軸対称ＦＥＭによる解析を行い、両者の結果を比較した。解析の対象とするのは表層厚30m、単位体積重量1.6tf/m^3、Vs＝100m/sec、ポアソン比0.48の均質地盤であり、地震荷重設定法の妥当性の検証の目的から、軸対称モデルでは地盤要素のみの素掘りの状態とした。したがって、トンネル覆工がないため、$r=r_0$の位置が軸対称の円筒地盤の内径に一致している。また以下の解析では、地震荷重は正弦波分布とし、地表面加速度a_0＝300galとした。

図-9.3.2.6は軸対称モデルの内径をr_0＝５ｍで一定とし、トンネル中心を基盤からそれぞれ10m、15m、20mおよび30mとした４ケースについて、軸対称モデルの内周位置での地盤の水平変位を求め、２次元ＦＥＭ解析で得られた水平変位の鉛直分布と比較したものであり、両者の解析結果はよく一致していることがわかる。

一方図-9.3.2.7は、上記のＲ－r_0＝20mとしたケースで地盤水平変位の鉛直分布を、２次元ＦＥＭ

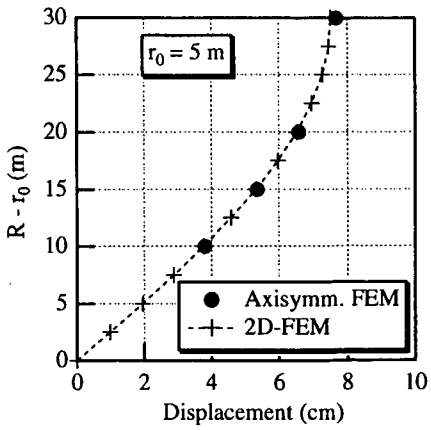


図-9.3.2.6　地盤深さと地盤変位の推定精度

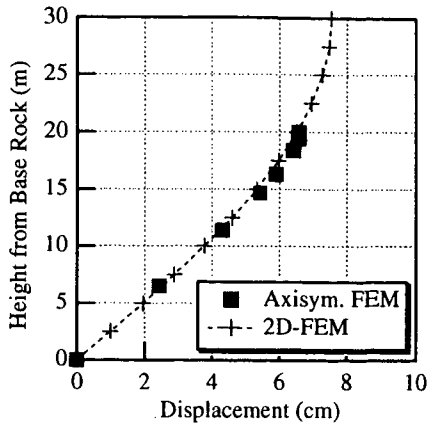
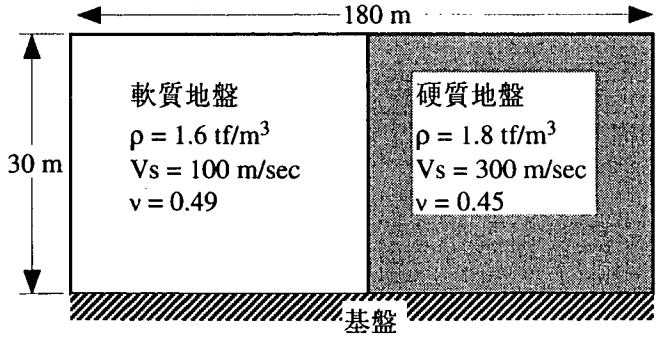


図-9.3.2.7　地盤変位の鉛直分布の精度

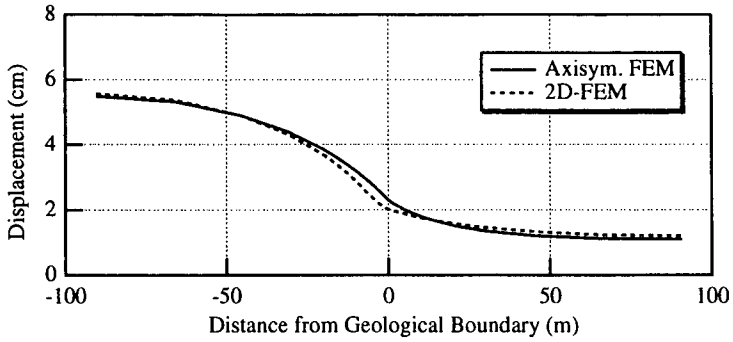
解析の結果と比較したものである。地盤とトンネルの相互作用解析を目的としているため、軸対称モデルの半径方向のメッシュ分割はプロットの位置からわかるように、トンネルの外周部のみ分割が細かく、基盤に近づくと非常に粗い9分割となっているが、それでも軸対称モデルによる解析結果は2次元ＦＥＭ解析とよく一致しており、提案した地震荷重設定法の妥当性が検証された。

免震トンネルは、基盤あるいは表層地盤自体が、極めて不整形な地盤中のトンネルに適用されるものであることから、このような不整形地盤の挙動を、プログラムが追随できることをチェックしておく必要がある。そこで、図-9.3.2.8(a)のように左右で地盤剛性が極端に異なる鉛直な地表境界を有する表層地盤に、地表面で300galの正弦波状の加速度が作用したときの地盤の挙動を、軸対称モデルと2次元ＦＥＭで解析し、両者の解析結果を比較してみた。なお、両解析ともモデル左右の境界は、水平ローラー支持となっており、鉛直方向の変形は拘束している。図-9.3.2.8(b)は軸対称モデルでＲ－ｒ$_0$＝20m、ｒ$_0$＝2.5ｍとした場合の、軸対称モデルの内周位置（基盤から17.5ｍの位置）における水平応答変位分布について、両モデルによる解析結果を比較したものであるが、軸対称モデルの解析結果は同様な地盤条件での2次元ＦＥＭ解析の近似を、高い精度をもって与えていることが示されている。

図-9.3.2.9(a)と 9.3.2.9(b)はそれぞれ、この解析で地表境界より左の軟質地盤側へ10ｍ、地層境界より硬質地盤側へ10ｍの位置において、軸対称モデルで解析された地盤水平変位の鉛直分布を、2次元ＦＥＭの解析結果と比較してプロットしたものである。両モデルとも地表面（軸対称モデルでは円筒地盤の内径）には拘束条件を与えずにフリーの条件となっているが、この地表面位置の違いが多少解析結果の相違となって現れているようである。しかしながら、以上のように、軸対称モデルの解析結果は2次元ＦＥＭ解析の結果と良い一致を示しており、本モデルの妥当性が示された。ただし、軸対称モデルは素掘り状態の解析を行うのではなく、実際には周辺地盤と比較して剛性の高い覆工体がモデル化されるため、これが半径方向の変位拘束となる。したがって実際の覆工体を含んだ解析では、モデル内面の境界条件はさほど顕著には現れないはずである。

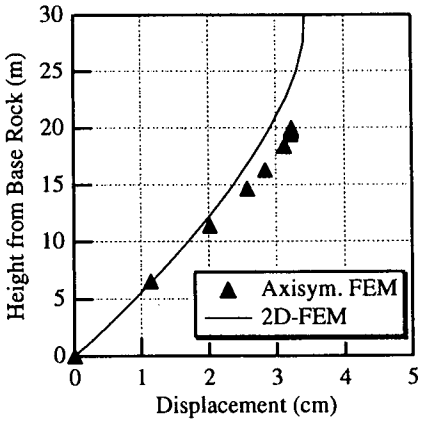


(a) 鉛直な地層境界を有する表層地盤

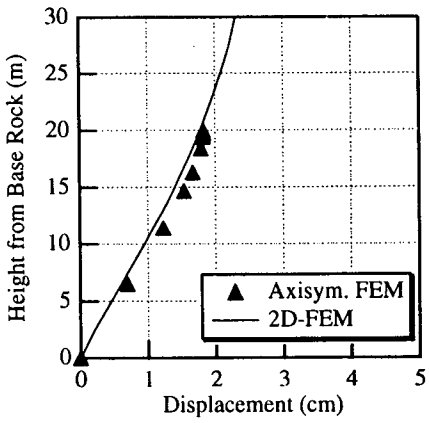


(b) 基盤から20 m（R - r_0 =20 m）における地盤水平変位分布の比較

図-9.3.2.8　硬軟地盤境界の水平変位分布に関する軸対称モデルの妥当性



(a) 地層境界より軟質地盤側へ10mの位置



(b) 地層境界より硬質地盤側へ10mの位置

図-9.3.2.9　地層境界付近の地盤水平変位の鉛直分布に関する比較

9.3.2.5　まとめ

以上のように本節では、設定法が曖昧な地盤とトンネルの相互作用ばねを用いることなく、トンネルと地盤の相互作用を取り扱うことのできる、軸対称有限要素を用いた解析モデルについて検討を行った。本節で得られた結論をまとめると以下のようである。

1)　軸対称モデルにおける地震荷重設定法を示し、軸対称有限要素モデルによる免震トンネルの耐震解析プログラムＥＡＳＩＴを開発した。

2) 地震荷重設定法の妥当性を検証するため、2次元有限要素解析の結果を軸対称モデルでシミュレートし、比較的粗いメッシュでも、2次元解析の結果を近似できることが示された。

作成したプログラムは免震シールドトンネルの免震設計において照査用の位置づけで使用することを目的として開発したものである。定式化ならびにプログラミングは、まだ深さ方向に均一な地盤のケースに限られているが、基本さえ検証できていれば、この一般の地盤への拡張は比較的簡単であり、逐次実用に供するよう改良を加えたい。また、トンネル軸方向の解析に限られるが、軸直角方向への拡張についても理論的には可能であり、定式化を行いたい。

参考文献

1) 鈴木猛康：免震層と弾性ワッシャー併用によるシールドトンネルの地震時断面力低減効果，土木学会第51回年次学術講演会，第1部，pp. 874-875，1996.
2) 建設省土木研究所耐震研究室，㈶土木研究センター，他民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1），pp. 82-86，平成8年11月.
3) 鈴木猛康，金聲漢，植村靖美：シールドトンネルの免震構造の地震応答評価のための解析法の提案，土木学会第1回免震制震コリキウム論文集，pp. 125-132，1996.
4) 片山幾夫他：地中埋設構造物の実用的な準動的解析法「応答震度法」の提案，第40回土木学会年次学術講演会，第1部，pp. 737-738，1985.
5) 建設省土木研究所耐震研究室，㈶土木研究センター，他民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1），pp. 27-32，平成8年11月.

＜研究担当＞　株式会社熊谷組

9.3.3　3次元ＦＥＭ簡易モデル

(1) 検討概要

本項では、免震トンネルを縦断方向に対して耐震設計するにあたり、その簡易法の一つとして、3次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた3次元応答震度法による解析法の検討を行う。実際の設計実務を考慮すると、トンネル縦断方向の解析法として3次元動的ＦＥＭ解析を全ての設計箇所に適用することは困難である。したがって、トンネル縦断方向の解析法として簡易法の確立が必要である。本項で取り上げる3次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた3次元応答震度法による解析法は、トンネルと地盤をソリッド要素でモデル化した厳密解としての3次元動的ＦＥＭ解析に対し、トンネルと地盤を梁バネモデルでモデル化した解析との中間的な位置づけにおけるモデルを用いた解析法である。

3次元ＦＥＭ簡易モデルは、免震トンネルを梁バネモデルでモデル化し、地盤を3次元ＦＥＭモデルでモデル化した解析モデルである。トンネルと地盤をＦＥＭソリッド要素でモデル化した厳密解モデルと比較して、トンネルをはりでモデル化することによる簡略化が図られ、また、トンネルと地盤を梁バネモデルでモデル化した一般的な解析モデルと比較すると、地層分布の影響を考慮することが可能である等の長所を有する。そこで、本解析法の適用の妥当性を検証するために、第8章で述べられている3次元動的ＦＥＭ解析結果との比較を行い考察を行った。

(2) 解析手法概要

応答震度法の特徴は、構造物に変位ではなく震度（慣性力あるいは加速度）で荷重を与えることである。地盤～構造物をＦＥＭの場において表現するなら、連成系の剛性マトリクスがバネに相当するものであり、地盤および構造物の剛性が与えられれば、剛性マトリクスが一義的に決定される。したがって、免震層をバネでモデル化する場合、応答変位法のように地盤バネと免震層のバネの結合を考慮する必要がない。

応答震度法を含む静的解析法の長所としては、解析手法が簡便であることから経済的な手法であるということである。静的解析法の短所としては以下の点が挙げられる。

- 地盤による地震動の増幅作用を正確に把握することが困難なため、使用する変位分布あるいは加速度分布により解析結果が左右される。
- 構造物の挙動が地盤の挙動にほとんど影響を与えないことから、減衰の影響を解析に反映させることができない。

ただし、本検討では解析に用いる入力荷重の設定を動的解析（一次元解析を含む）から行っているので、減衰の影響を考慮した解析となっている。

(3) 解析モデルおよび解析条件

図-9.3.3.1に本検討で用いた3次元ＦＥＭ簡易モデルを示す。3次元ＦＥＭ簡易モデルはトンネルを梁要素、免震層をバネ要素、地盤をソリッド要素でモデル化したものであり、梁要素（トンネル）はソリッド要素（地盤）と水平・鉛直バネ要素（免震層）により支持される解析モデルである。

2次元モデルにおける応答震度法と同様、3次元モデルの要素に対して震度、つまり慣性力を地盤に作用させ、3次元動的ＦＥＭ解析を模擬する手法を検討する。解析パラメータとしては、荷重の作用方向と免震層の有無であり、下記4ケースに対して解析を行うものとする。

・軸方向荷重（ｘ荷重）、免震層なし

・軸方向荷重（ｘ荷重）、免震層あり

・軸直角方向荷重（ｙ荷重）、免震層なし

・軸直角方向荷重（ｙ荷重）、免震層あり

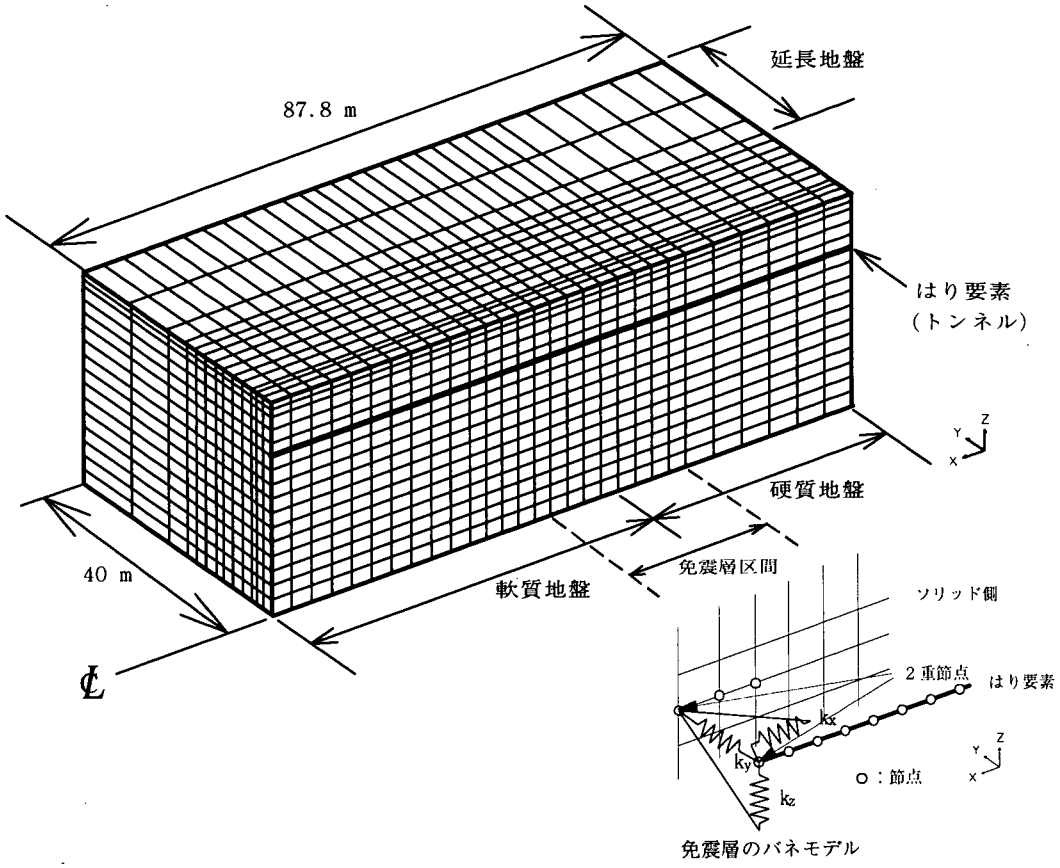


図-9.3.3.1　3次元ＦＥＭ簡易モデル

なお、3次元ＦＥＭ簡易モデルにおける解析領域の設定法ならびに境界条件の設定法については以下の通りである。

1)　解析領域の検討

①　軸方向載荷時のモデル幅の検討

図-9.3.3.2に奥行き長さＬｙを検討するための解析モデルを示す。解析モデルのｘ方向に１Ｇを加えた場合、奥行き長さＬｙがトンネル軸変位に影響を与えない長さの検討を行う。

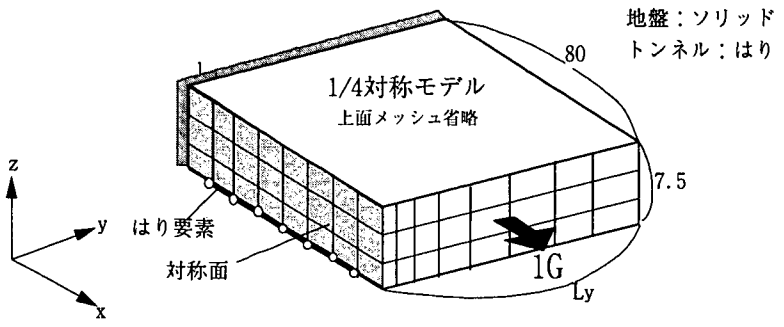


図-9.3.3.2　奥行き長さ検討モデル

図-9.3.3.3にＬｙを充分大きくとったモデル（Ｌｙ＝124m）におけるトンネル軸変位を100%とした各Ｌｙでの軸変位の飽和度を示す。図-9.3.3.3からモデル幅が軸変位に影響を与えないＬｙは40mであることから、軸方向に載荷時のモデル幅は40m確保すれば良いことがわかる。

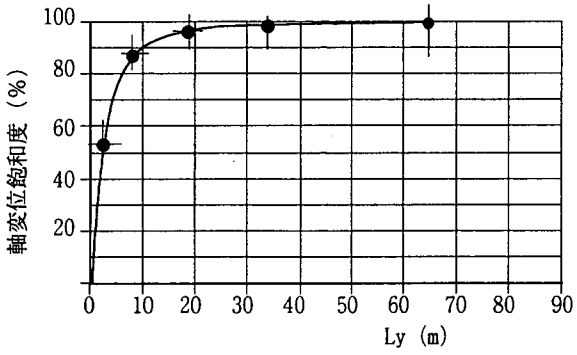


図-9.3.3.3　軸変位飽和度グラフ

②　軸直角方向載荷時のモデル幅の検討

図-9.3.3.4に奥行き長さＬｙを検討するための解析モデルを示す。先と同様に、解析モデルのｙ方向に１Ｇを加えた場合、奥行き長さＬｙがトンネル曲げモーメントに影響を与えない長さの検討を行う。

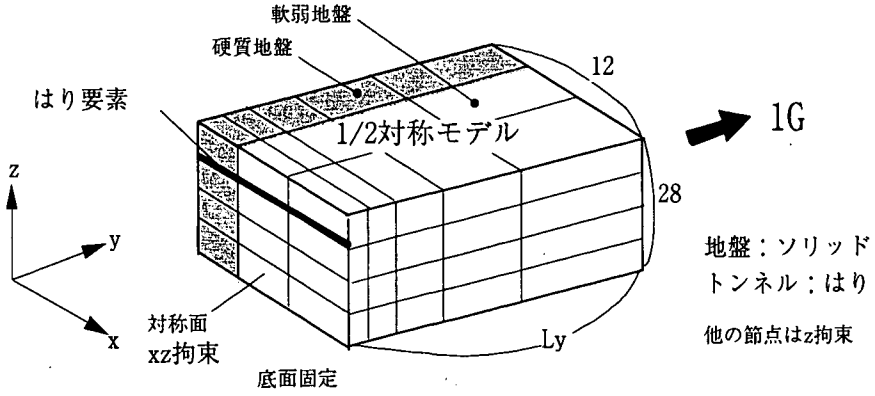


図-9.3.3.4　奥行き長さ検討モデル

図-9.3.3.5にＬｙに対する曲げモーメントの変化を示す。図-9.3.3.5から軸直角方向に載荷時のモデル幅は40m確保すれば良いことがわかる。したがって本検討では、Ｌｙ＝40mと設定する。

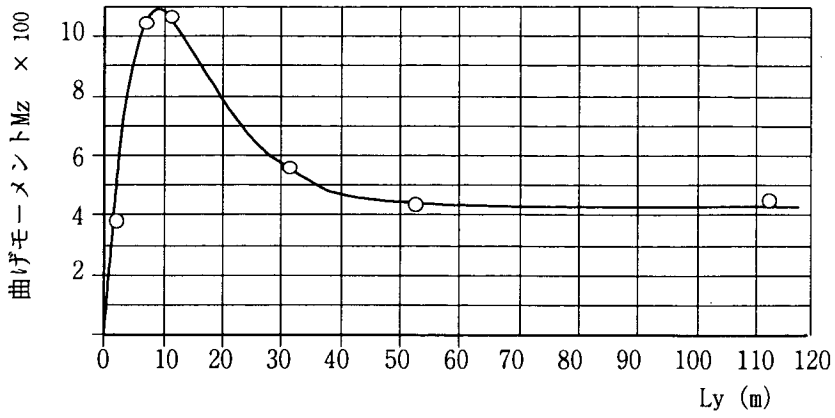


図-9.3.3.5　曲げモーメントグラフ

2)　境界条件

各荷重方向に対する境界条件は図-9.3.3.6、9.3.3.7に示すとおりである。

①　軸方向荷重（ｘ荷重）

・底面　　：固定

・対称面　　：ｙｚ方向拘束

・その他の節点：ｚ方向拘束

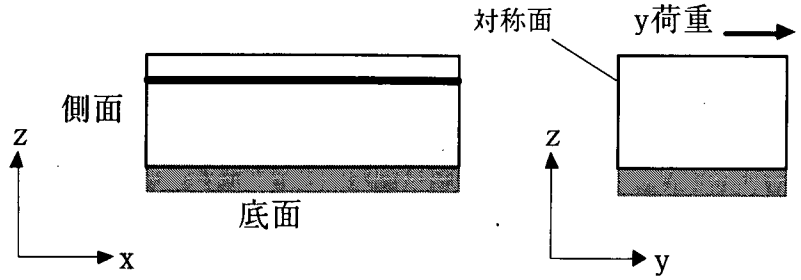


図-9.3.3.6　境界条件：軸方向荷重

②　軸直角方向荷重（ｙ荷重）

・底面　　：固定

・対称面　　：ｘｚ方向拘束

・その他の節点：ｚ方向拘束

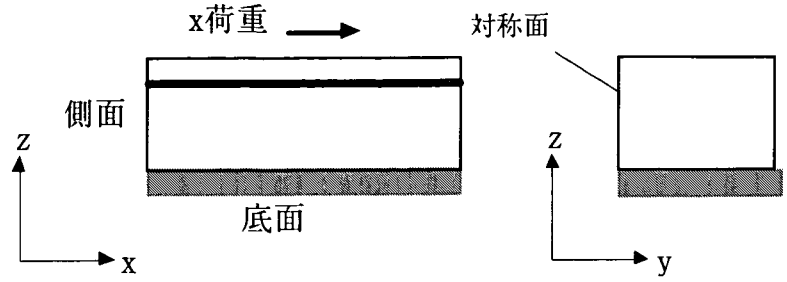


図-9.3.3.7　境界条件：軸直角荷重

3)　節点における免震層のバネ定数

本検討では、バネ定数をＦＥＭ解析より算出した。ただし、Ｘ方向の算出については軸対称モデルを用いている。また、9.3.1 における（　）式を用いてバネ定数を算出しても良い。表-9.3.3.1にそれぞれの方向のバネ定数を示す。なお、ｋは単位長さあたりのバネ定数である。

表-9.3.3.1　バネ定数

X方向ばね定数 Kx	Y方向バネ定数 Ky	Z方向バネ定数 Kz
9107tf/m/m	17680tf/m/m	17680tf/m/m

(4)　荷　重

3次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた3次元応答震度法では、荷重の設定および入力方法により応答値が左右されるため、これらの設定法は設計では重要となる。荷重の設定法としては、設計スペクトルから算出した慣性力を一様荷重とするか、あるいは重複反射理論を用いた一次元波動解析（SHAKE)を実施し、その最大加速度応答値を入力荷重として用いることが考えられるが、本検討は、あくまで3次元動的ＦＥＭ解析に対する簡易法としての検証を行うことを目的としていることから、荷重の設定は3次元動的ＦＥＭ解析結果に基づいて行うものとする。すなわち、3次元動的ＦＥＭ解析結果の最大加速度応答値を軟質・硬質地盤に慣性力として作用させた。図-9.3.3.8に軸方向荷重を、図-9.3.3.9に軸直角方向荷重を示す。

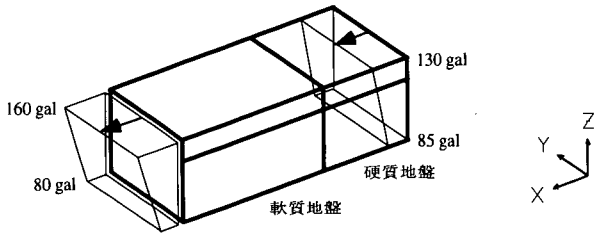


図-9.3.3.8　ｘ方向加速度分布（軸方向荷重）

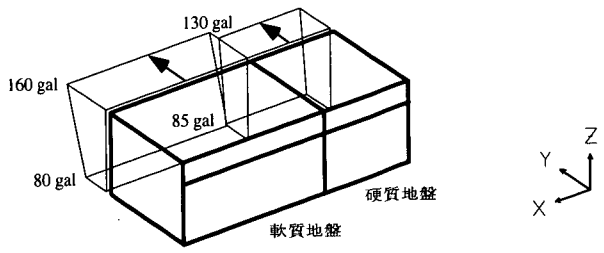


図-9.3.3.9　ｙ方向加速度分布（軸直角方向荷重）

(5)　地盤およびトンネル物性

地盤およびトンネル物性は、3次元動的解析に用いた値と同様であり表-9.3.3.2、9.3.3.3 に示すとおりである。

表-9.3.3.2　地盤物性

区分	地震弾性係数 Es (tf/m2)	地震時せん断弾性係数 Gs (tf/m2)	単位体積重量 (tf/m3)	せん断波速度 (m/sec)	ポアソン比 υ
軟質地盤	6440	2160	1.6	115	0.49
硬質地盤	16120	5560	1.8	174	0.45

表-9.3.3.3　トンネル物性

	縦弾性係数 (tf/m2)	横弾性係数 (tf/m2)	断面2次モーメント I (m 4)	断面係数 Z (m3)	断面積 A (m2)	単位体積重量 γ (tf/m3)	ポアソン比
x荷重の場合	1.95E+5	8.35E+4	6.08	1.88	2.08	2.5	0.167
y荷重の場合	3.0E+6	1.28E+6	6.08	1.88	2.08	2.5	0.167

(6) 解析結果

1) 軸方向荷重（x荷重）

解析結果のうち、トンネルに生じた軸力分布図を図-9.3.3.10 に示す。軸方向荷重の場合、軸力分布は山型のピークをもつ。免震層がある場合、免震層領域の手前で応答値がやや大きくなるが、最大値は免震層がない場合を下回る結果となる。

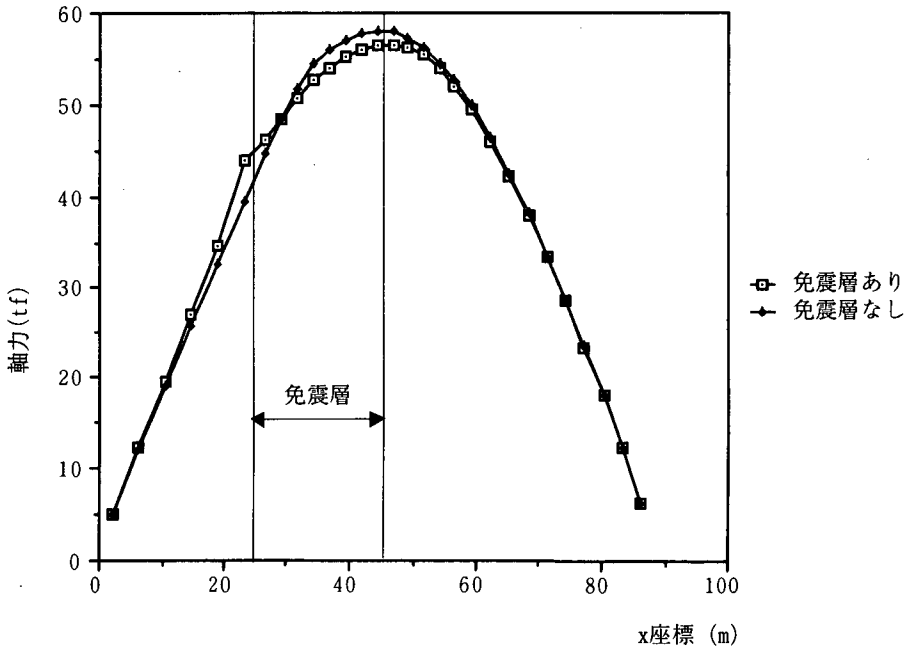


図-9.3.3.10　トンネルの軸力分布比較
（軸方向荷重：x荷重）

2) 軸直角方向荷重（ｙ荷重）

解析結果のうち、せん断力および曲げモーメントの分布図を図-9.3.3.11,12を示す。軸直角方向荷重では免震層の影響が大きく現れる。せん断力は、免震層がない場合、軸方向荷重同様山型のピークをもち最大値は762ｔとなるが、免震層がある場合、最大値は低減して645ｔとなり15%程度の減少となる。また、曲げモーメントも同様に、381ｔ・mから322ｔ・mと15%程度の減少となった。

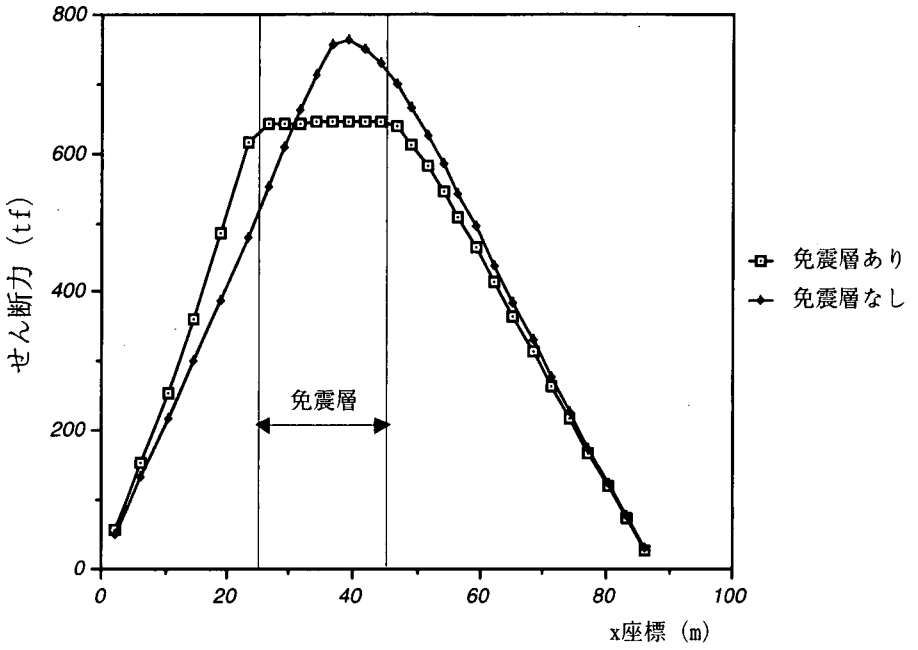


図-9.3.3.11　トンネルのせん断力分布比較
（軸直角方向荷重：ｙ荷重）

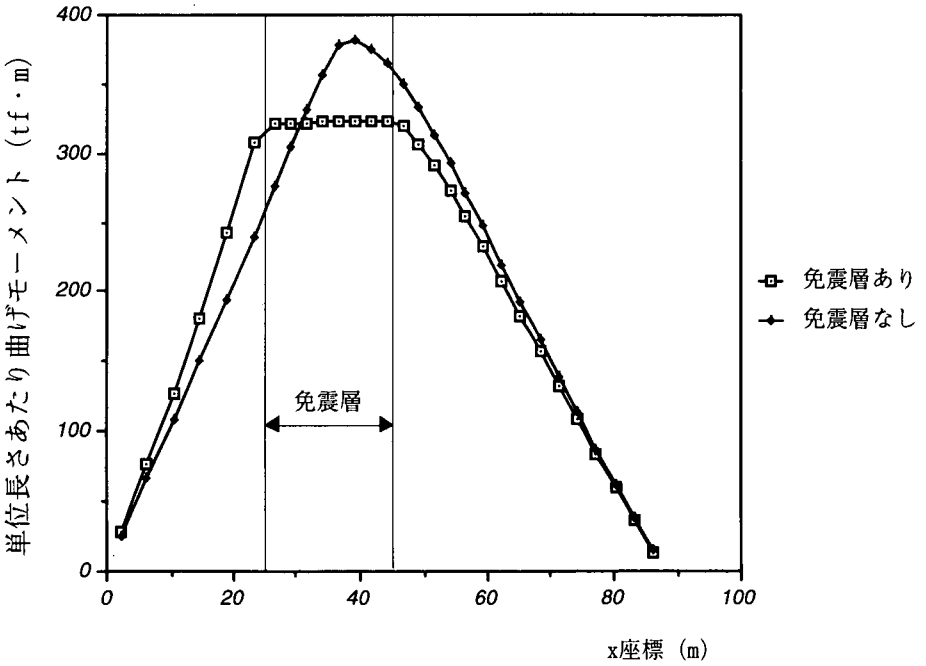


図-9.3.3.12　トンネル曲げモーメント分布比較
（軸直角方向荷重：ｙ荷重）

(7)　3次元動的解析との比較

本解析結果と8章（8.2.3～8.2.4）に示した3次元動的ＦＥＭ解析による解析結果との比較を行う。それぞれの荷重方向における変位分布図を図-9.3.3.13 ～16に示す。ただし、3次元動的ＦＥＭ解析の解析結果は最大相対変位の分布図であるのに対し、3次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた3次元応答震度法の解析結果は、地盤に最大加速度が生じた時刻における変位分布図に相当することに注意が必要である。

3次元動的ＦＥＭ解析の解析結果と比較すると、軸方向荷重、軸直角方向荷重の検討ケースともに全体の分布傾向は一致するものの応答値に差が現れた。しかし、免震層の効果を確認する解析であるので免震層端部間の相対変位に着目すると以下のようになる。

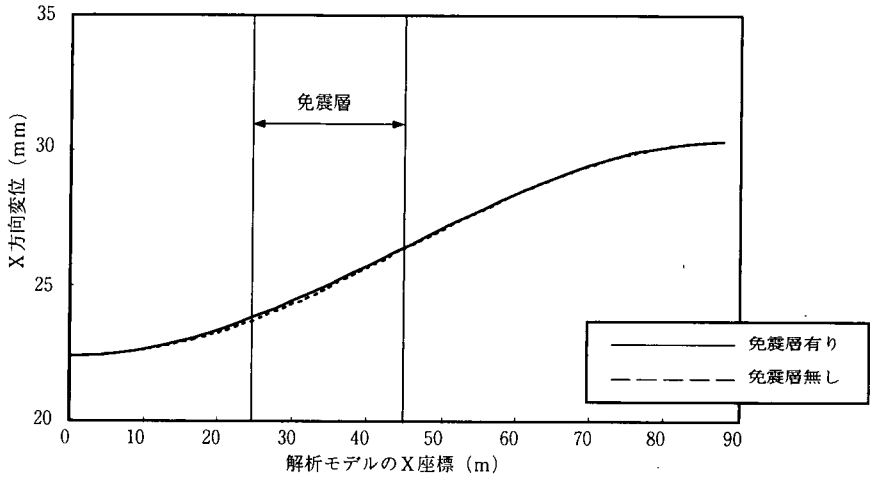


図-9.3.3.13　3次元応答震度法解析の軸方向の変位
（軸方向荷重：x荷重）

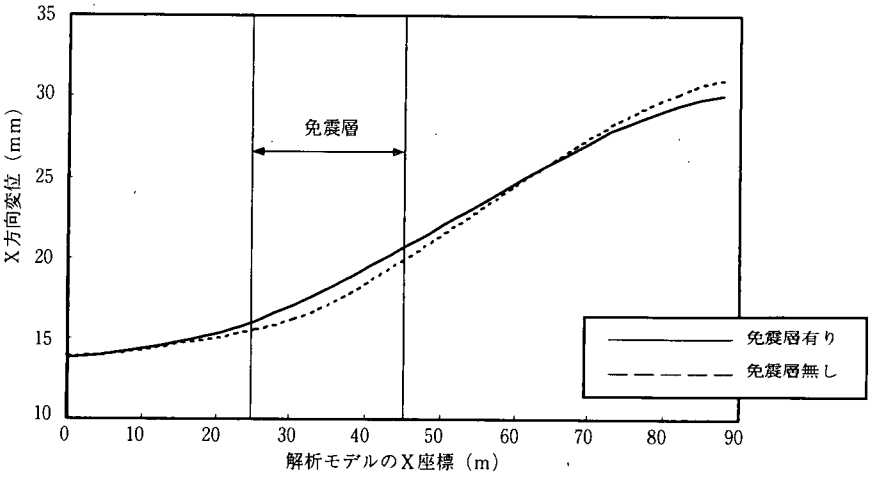


図-9.3.3.14　3次元動的解析の軸方向変位
（軸方向荷重：x荷重）

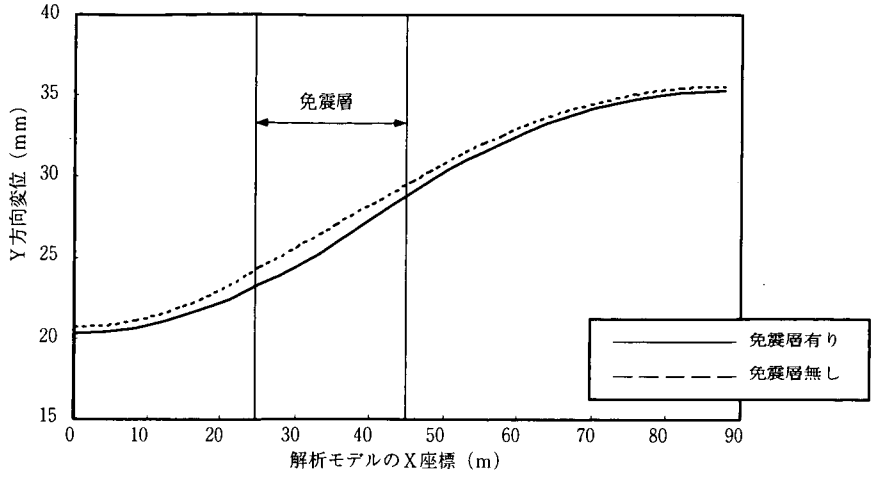


図-9.3.3.15　3次元応答震度法解析の軸直角方向変位
（軸直角方向荷重：y荷重）

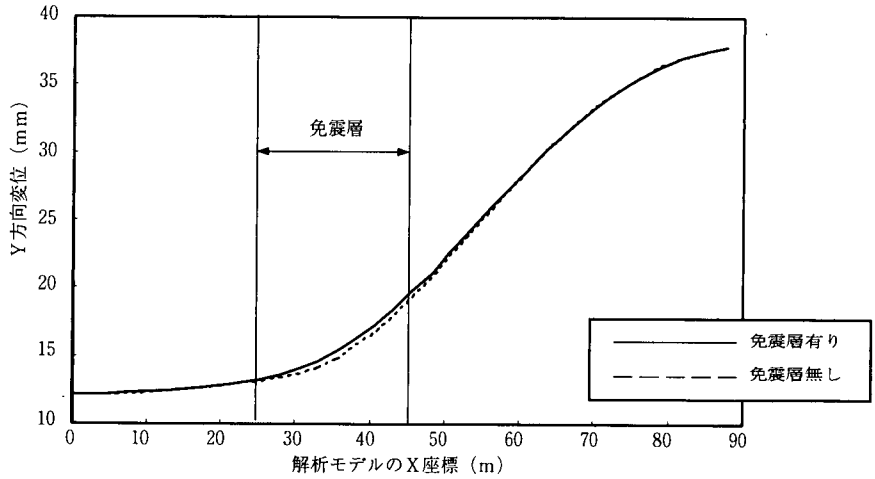


図-9.3.3.16　3次元動的解析の軸直角方向変位
（軸直角方向荷重：y荷重）

・軸方向荷重（X荷重）：免震層端部間の相対変位は、3次元応答震度法の結果が3.3㎜であるのに対し、3次元動的ＦＥＭ解析の結果は4㎜であった。

・軸直角方向荷重（Y荷重）：免震層端部間の相対変位は、3次元応答震度法の解析結果においては地盤部分が8㎜、構造物部分が6㎜程度である。それに対し、3次元動的ＦＥＭ解析の解析結果においては地盤と構造物の差異は小さく、3次元応答震度法における地盤と構造物の解析結果の中間値に相当する7㎜であった。

全体の変位分布の傾向が一致するのは、3次元応答震度法の入力荷重において、3次元動的ＦＥＭ解析の解析結果を用いたことが要因として挙げられる。応答値の傾向の一致から、3次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた3次元応答震度法が、3次元動的解析を再現することが可能であるといえる。

応答値に差が現れたのは、トンネルのモデル化の違いに原因があると考えられる。3次元動的ＦＥＭ解析モデルはトンネルをソリッド要素でモデル化しており、中空であるトンネルの構造形状を再現している

が、3次元ＦＥＭ簡易モデルはトンネルをはりでモデル化しているため、3次元動的ＦＥＭ解析モデルにおけるトンネル中空部分の中心位置にトンネルが存在することになる。したがって、着目している変位の出力位置が異なるため応答値に差が現れたと考えられる。しかし、免震層端部間の相対変位の差は1㎝以下であることから比較的現象を再現しているのではないかと考えられる。

今回の解析結果の差異であれば、3次元動的ＦＥＭ解析と3次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた3次元応答震度法から求められる解析結果の傾向は概ね一致しているものと判断され、3次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた3次元応答震度法は、3次元動的ＦＥＭ解析の簡易法としての使用が可能と考えられる。今後はさらに入力荷重の設定等の検討を行い、簡易設計法における簡易モデルとしての3次元ＦＥＭ簡易モデルを検討する予定である。

参考文献

1) 片山幾夫・足立正信・嶋田穣・都築富雄：地中埋設構造物耐震設計のための実用的な解析手法について，第19回土質工学研究発表会，pp. 1445～1448，1984.

<研究担当>　日本工営株式会社

9．4 開削トンネル横断方向に対する免震材の配置方法

(1) 検討概要

本節では、免震材を用いて開削トンネルの横断方向地震時増分断面力を低減させる場合の効果的な免震材の配置方法について検討した。横断方向地震時増分断面力の発生要因としては、地盤変位・周面せん断力・慣性力があるが、周面せん断力が60～80%を占めることが分かっている[1]。しかし、平成７年度の一次開発目標の検討の際に、免震材のせん断剛性のみを低下させたところ、地震時増分軸力の低下にしか効果がないという結果が得られている[2]。この原因としては、せん断剛性だけを低下させてもコーナー部で免震材の変形が拘束されるためではないかと考えられる。そこで、コーナー部に集中的に免震材を配置する方法を検討した。

検討方法は、平成７年度の一次開発目標の検討と同様、２次元ＦＥＭモデルに１次モードの地盤変位に対応した水平方向慣性力を与える「地盤慣性力に基づく応答変位法」によった。

(2) 検討条件

1) 地　盤

平成７年度の一次開発目標の検討と同様、層厚30mの均一な表層地盤で、トンネルの横断方向地震時増分断面力が大きい硬質砂質土地盤とした。表層地盤の特性値は、前掲の表-8.5.3.1と同一である。

2) 構造物

平成７年度の一次開発目標の検討と同様の、２連ボックスカルバートである。その断面図および諸元は、前掲の図-8.2.1、表-8.2.1と同一である。

3) 免震材

免震材の剛性は、平成７年度の一次開発目標の検討で設定した地盤剛性の 1/100とした。検討に用いた免震材の特性を表-9.4.1に示す。

表-9.4.1　免震材の特性値

剛性 (kgf/cm^2)	5
ポアソン比	0.3
単位体積重量 (tf/m^3)	1.0

(3) 解析モデルおよび解析ケース

1) 解析モデル

平成７年度の一次開発目標の検討と同一である。

2) 作用荷重

平成７年度の一次開発目標の検討と同様、１次モードの地盤変位に対応した水平方向慣性力を地盤、トンネル躯体および免震材に与えた。

3) 解析ケース

免震材の配置パターンをパラメーターとし、表-9.4.2、図-9.4.1の３ケースについて行い、均一10cm

厚さの基本ケースおよび非免震と比較した。各ケースの位置づけは後述のとおりである。平成７年度の検討において、側面のみ、側面と上面、全面配置の比較検討が行われ全面配置とするのが効果的であることが分かっているため[3]、全面配置をベースとした。また、図-9.4.2に示す基本ケースのトンネルに作用する地震時増分応力分布より、トンネル各辺を４分割した両端の応力の大きい区間を中央に比べ厚くするものとした。

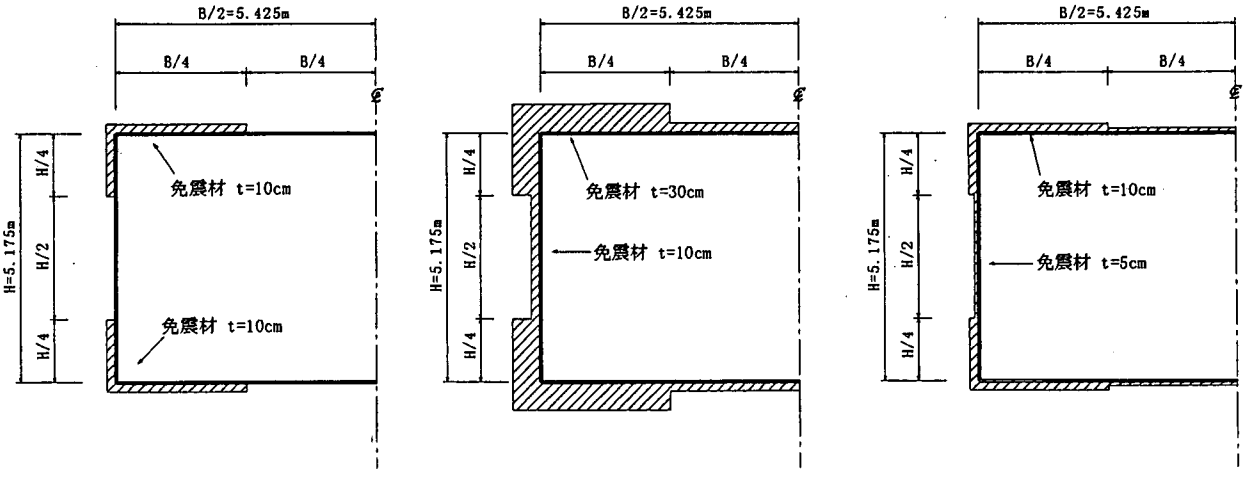
・ケース１：地震時増分直応力の大きい端部のみに配置する

・ケース２：全面に配置し、直応力の大きい端部を厚くする

・ケース３：地震時増分直応力の小さい中間部は薄くする

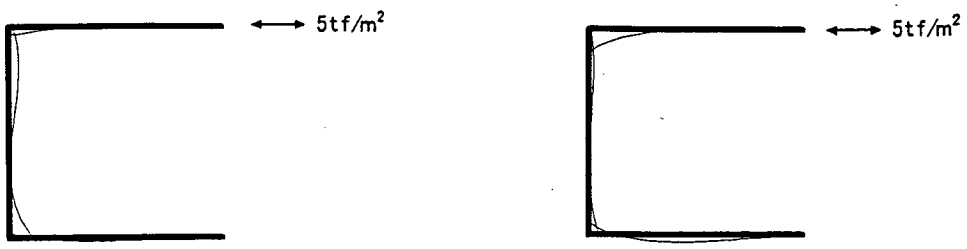
表-9.4.2　検討ケース

		コーナー部の厚さ		
		０ｃｍ	10ｃｍ	30ｃｍ
中央部の厚さ	０ｃｍ	非免震	ケース１	－
	５ｃｍ	－	ケース３	－
	10ｃｍ	－	基　本	ケース２



ケース１　　ケース２　　ケース３

図-9.4.1　検討ケースの免震材配置



水平方向応力（σx）　　鉛直方向応力（σy）

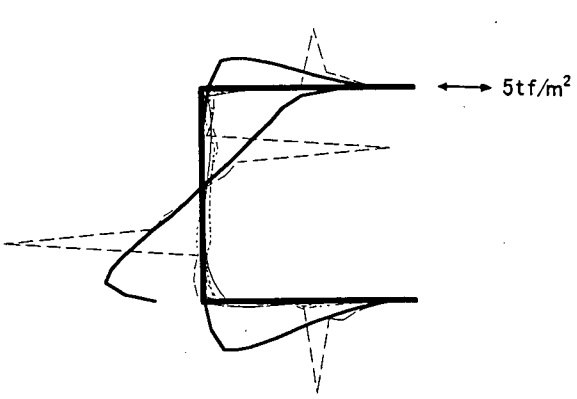
図-9.4.2　基本ケースのトンネルに作用する地震時増分応力度分布

(4) 解析結果と考察

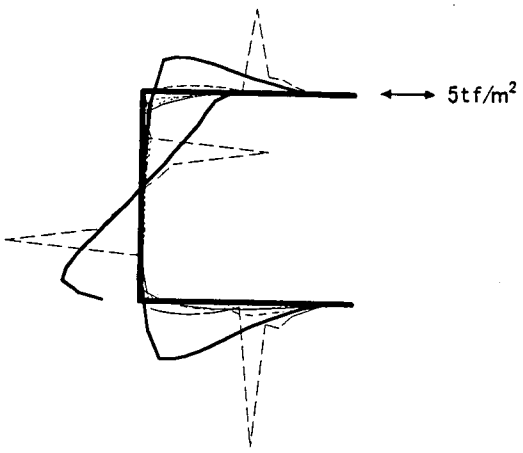
トンネルに作用する応力分布として、トンネルに接する平面ひずみ要素（免震材または地盤）の地震時増分応力度分布を図-9.4.3に示す。免震材の無い場合とケース１では、壁および床版に大きな直応力とせん断応力が作用している。ケース１は、隅角部付近に免震材が配置されているため、隅角部の応力は小さいが、免震材のない中央部では応力が集中し、非免震に比べ大きな値となっている。

免震材の厚さを変えて全面に配置するケース２、ケース３と基本ケースを比較すると、隅角部の免震材を厚くしたケース２の隅角部の応力が低下し、部材中央の免震材を薄くしたケース３の部材中央の応力が増加するが、全体の応力レベルは免震材を配置しない区間を有するケースに比べ非常に小さく、また、相互の変化も大きくない。

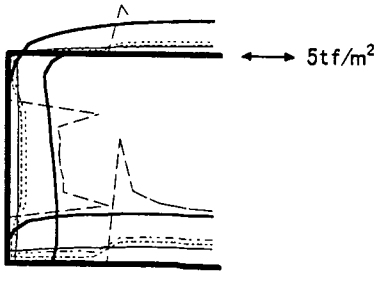
各ケースのトンネルの地震時増分変位と地震時増分断面力分布を図-9.4.4に、側壁と中壁の地震時増分最大断面力を表-9.4.3に示す。同図より、ケース１は非免震の応答とほぼ等しく、ケース２、ケース３は基本ケースとほぼ等しいことが分かる。また、変位分布図より、トンネルの水平変位はどれもほぼ等しいが、非免震とケース１では部材の曲げせん断変形が他に比べ大きいことが分かる。図-9.4.3より、非免震とケース１では、大きな直応力とせん断応力が作用しており、断面力と変形の相違の原因は、これによるものと考えられる。

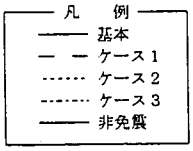


水平方向応力（σ_x）



鉛直方向応力（σ_y）





せん断応力（τ_{xy}）

図-9.4.3　トンネルに作用する地震時増分応力度分布

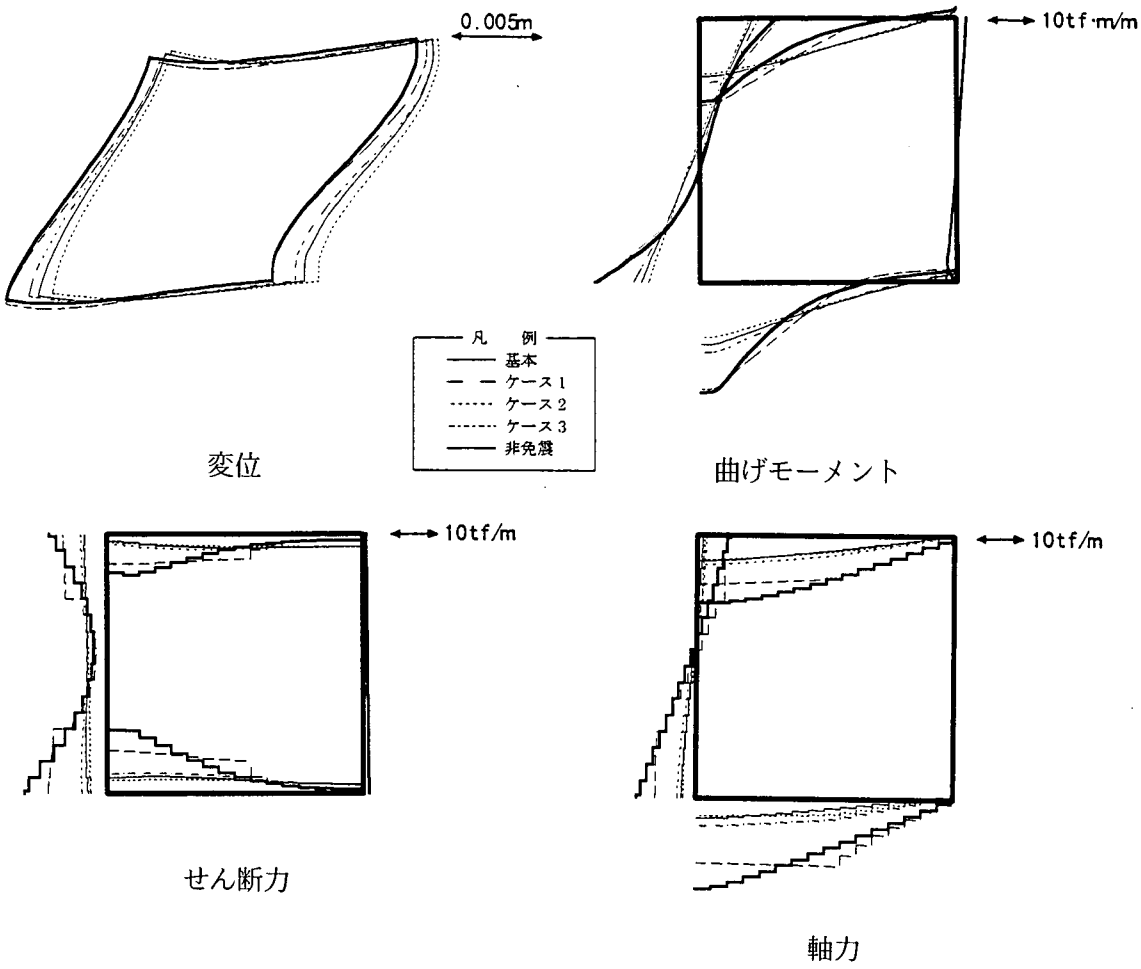


図-9.4.4　トンネルの地震時増分変位と地震時増分断面力

表-9.4.3　側壁と中壁の地震時増分最大断面力

	側壁						中壁					
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (tf·m/m)		せん断力 (tf/m)		軸力 (tf/m)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (tf·m/m)		せん断力 (tf/m)		軸力 (tf/m)	
基本	12.2	1.00	5.0	1.00	3.2	1.00	2.4	1.00	1.1	1.00	0.0	1.00
ｹｰｽ1	21.1	1.73	12.8	2.56	8.6	2.69	2.7	1.13	1.2	1.09	0.0	1.00
ｹｰｽ2	10.8	0.88	4.9	0.98	2.7	0.84	2.3	0.96	1.0	0.91	0.0	1.00
ｹｰｽ3	13.8	1.13	5.7	1.14	4.0	1.25	2.5	1.04	1.1	1.00	0.0	1.00
非免震	21.9	1.80	17.8	3.56	12.4	3.88	2.1	0.88	1.1	1.00	0.0	1.00

※各欄の右側は、基本ケースの値に対する比率

以上より、トンネルに作用する地震時増分直応力の小さい部材中央部でも、免震材を配置しないと免震効果が現れないことが分かった。また、免震材の厚さを変え、隅角部のみを厚くしても、免震効果に顕著な差はないことが分かった。

参考文献

1) 河西寛，嶋村貞夫，笹川基史，春海正和：免震層によるトンネル横断面の免震効果，第1回免震・制震コロキウム，1996.11

2) 建設省土木研究所耐震研究室，(財)土木研究センター，他民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その1)，pp.41-50，平成8年11月

3) 建設省土木研究所耐震研究室，(財)土木研究センター，他民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その1)，pp.177-183，平成8年11月

<研究担当>　株式会社オリエンタルコンサルタンツ

9．5　軸対称モデルを用いた免震シールドトンネルの軸方向挙動に関するパラメトリックスタディー

9.5.1　解析の目的

9.3.3で提案した軸対称モデルによるトンネルの地震応答解析プログラムEASITを、免震シールドトンネルの地震時挙動評価に適用し、免震効果に影響を与える免震層設置区間、免震層厚、免震層のせん断弾性係数等の各種パラメータの感度を分析することを目的としてパラメトリックスタディーを実施する。また、これらの解析を通して、免震設計法の基本方針に関する知見を得ることを目的とする。

9.5.2　解析条件と解析ケース

(1) 地　盤

ここで取り扱う表層地盤は、図-9.3.2.8(a) と同様中央に鉛直な硬軟地層境界を有する地盤条件急変部であり、表層厚は30m、延長距離は300mとし、左右の境界は水平ローラーとして取り扱うものとする。地盤の物性値を表-9.5.1にまとめるが、軟質地盤の物性値はVs=100m/secで一定とし、硬質地盤をVsで300、400、500m/secの3種類とした。

表-9.5.1　地盤種別とその物性値

地盤種別	せん断波速度 Vs (m/sec)	単位体積重量 γ_t (tf/m^3)	ポアソン比 ν	ヤング率 E (kgf/cm^2)
軟質地盤	100	1.6	0.48	483
硬質地盤1	300	1.8	0.45	4794
硬質地盤2	400	2.0	0.4	9143
硬質地盤3	500	2.0	0.4	14286

表-9.5.2　覆工体要素の種類とその物性値

覆工体要素種別	ヤング率 E (kgf/cm^2)	単位体積重量 γ_t (tf/m^3)	ポアソン比 ν
等価剛性要素	19600	0	0.167
セグメント要素	375000	0	0.167
低剛性覆工要素	980	0	0.167
リング継手要素	412	0	0.167

(2) トンネル

解析の対象とするシールドトンネルは、外径 5.1m、セグメント厚22.5cmのＲＣセグメント製を基本としており、土被り1D(5.1m) で設置されているものとした。シールドトンネルの覆工体は、セグメント厚を有する有限要素としてモデル化される。解析では、覆工体は一様な等価引張剛性に相当する均質材料としてモデル化した検討ケースと、セグメントリングとリング継手を別途モデル化した検討ケースを設けている。前者は覆工要素に等価引張剛性に相当する物性を与え、後者はセグメントリング長を99cm、リング継手長を２cmに設定し、引張変形時に実物と同じ剛性が得られるよう、それぞれの物性を表-9.5.2のように与えている。また、ダクタイルセグメント等ＲＣセグメントより１オーダー小さな剛性を有するセグメントも加えた。ただし、覆工体には地震荷重を与えないように、これらの要素の単位体積重量（密度）は０とした。

(3) 地震荷重

以下の解析では、地動として0.3Gを左側へ（硬質地盤から軟質地盤側へ）モデル全体に均一に作用させることにする。ただし、上述のように、トンネル覆工体には慣性力を与えない。

(4) 解析ケース

解析ケースは表-9.5.3に示す36ケースである。CASE-1～3 はすべて非免震のケースであり、硬質地盤の物性が３種類パラメトリックに変えてある。解析結果として得られた各ケースのトンネル発生ひずみの分布を比較・検討することによって、以後の免震トンネルのケースで採用する硬質地盤の物性を決定することを目的として行うものである。

CASE-4～15は、免震施工区間は硬軟地層境界位置より軟質地盤側40m、硬質地盤側10mで固定しており、免震層のせん断弾性係数Giを３、５、７、10kgf/cm²の４種類、免震層厚ｔを５、７、10cmの３種類として、これらをパラメトリックに変えたとき、トンネルに発生する軸ひずみの低減の様子を調べる目的で行う。

また、 CASE-16～20は、CASE-7、11とともに比較することにより、せん断ばねによる免震層のモデル化の是非について検討を行うものである。

CASE-21～27は、免震層はせん断弾性係数Gi＝３kgf/cm²、免震層厚ｔ＝７cmで固定しておき、免震施工区間をパラメトリックに変え、免震施工区間とトンネルひずみの関係を調べることを目的としている。

以上のケースでは覆工体の物性に等価引張剛性を用いたが、 CASE-28、29ではリング継手とセグメントを分離してモデル化している。CASE-28 と29の比較により、リング継手をモデル化した場合の免震ありなしの相違が得られ、またリング継手をモデル化した CASE-28をCASE-5の結果と比較することにより、免震施工区間における等価引張剛性適用の是非を検討できる。

CASE-30、31、32では覆工体の物性をコンクリートの物性と一致させており、圧縮変形のケースを想定している。また CASE-33、34、35は、覆工体の物性を等価引張剛性の1/20としたケースであり、継手に弾性ワッシャー等を採用することにより、覆工の柔構造化を図った場合、あるいはダクタイルセグメントの採用等により覆工の剛性がコンクリートセグメントに比べて著しく低い場合を想定している。両ケースの免震区間は軟質側80m、硬質側20mで同じであるので、これら２種類の覆工剛性の解析ケースに、等価引張剛性のケースを加えると、覆工の剛性が免震効果に与える影響を知ることができる。なお、免震層の

表-9.5.3　解析ケースのまとめ

解析ケース	軟質地盤	硬質地盤	トンネル	モデル化	免震層Gi	設置区間	免震
CASE No.	Vs (m/sec)	Vs (m/sec)	引張	圧縮	(kgf/cm²)	L(m), R(m)	(cm)
1	100	300	等価剛性	-	免震なし	なし	-
2	100	400	等価剛性	-	免震なし	なし	-
3	100	500	等価剛性	-	免震なし	なし	-
4	100	400	等価剛性	-	3	L(40), R(10)	5
5	100	400	等価剛性	-	3	L(40), R(10)	7
6	100	400	等価剛性	-	3	L(40), R(10)	10
7	100	400	等価剛性	-	5	L(40), R(10)	5
8	100	400	等価剛性	-	5	L(40), R(10)	7
9	100	400	等価剛性	-	5	L(40), R(10)	10
10	100	400	等価剛性	-	7	L(40), R(10)	5
11	100	400	等価剛性	-	7	L(40), R(10)	7
12	100	400	等価剛性	-	7	L(40), R(10)	10
13	100	400	等価剛性	-	10	L(40), R(10)	5
14	100	400	等価剛性	-	10	L(40), R(10)	7
15	100	400	等価剛性	-	10	L(40), R(10)	10
16	100	400	等価剛性	-	15	L(40), R(10)	15
17	100	400	等価剛性	-	20	L(40), R(10)	20
18	100	400	等価剛性	-	30	L(40), R(10)	30
19	100	400	等価剛性	-	50	L(40), R(10)	50
20	100	400	等価剛性	-	100	L(40), R(10)	100
21	100	400	等価剛性	-	3	L(40), R(0)	7
22	100	400	等価剛性	-	3	L(40), R(30)	7
23	100	400	等価剛性	-	3	L(40), R(50)	7
24	100	400	等価剛性	-	3	L(0), R(10)	7
25	100	400	等価剛性	-	3	L(60), R(10)	7
26	100	400	等価剛性	-	3	L(80), R(20)	7
27	100	400	等価剛性	-	3	L(100), R(50)	7
28	100	400	継手考慮	-	3	L(40), R(10)	7
29	100	400	継手考慮	-	免震なし	-	-
30	100	400	-	圧縮剛性	免震なし	-	-
31	100	400	-	圧縮剛性	3	L(80), R(20)	7
32	100	400	-	圧縮剛性	0.3	L(80), R(20)	7
33	100	400	1/20剛性	-	免震なし	—	-
34	100	400	1/20剛性	-	3	L(80), R(20)	7
35	100	400	1/20剛性	-	0.3	L(80), R(20)	7
36	100	400	等価剛性	-	0.3	L(80), R(20)	7

設置区間の欄のL(a), R(b)は地層境界より軟質地盤側a m、硬質地盤側b mに、免震層を配置の意味

せん断弾性係数として0.3 kgf/㎠のケースを加え、覆工の剛性が免震効果に与える影響をが顕著に現れるよう配慮した。したがって、等価引張剛性で免震層のせん断弾性係数を0.3 kgf/㎠とした CASE-36が追加されている。

9.5.3 解析結果

(1) 地盤モデルの選定

図-9.5.1は、軟質地盤の物性は一定として硬質地盤の物性を3種類変化させ、トンネル軸ひずみの発生分布を比較して示したものである。図のように軟質地盤と硬質地盤のせん断波速度のコントラストが激しいほど、トンネルひずみの最大値が増加するが、ひずみの発生分布形状は解析の範囲ではあまり顕著に変わらないことがわかる。したがって以後の解析では、硬質地盤の物性は、3種類の硬質地盤物性の中間であるせん断波速度V_{s2}=400m/secとし、これで硬質地盤を代表させることにした。

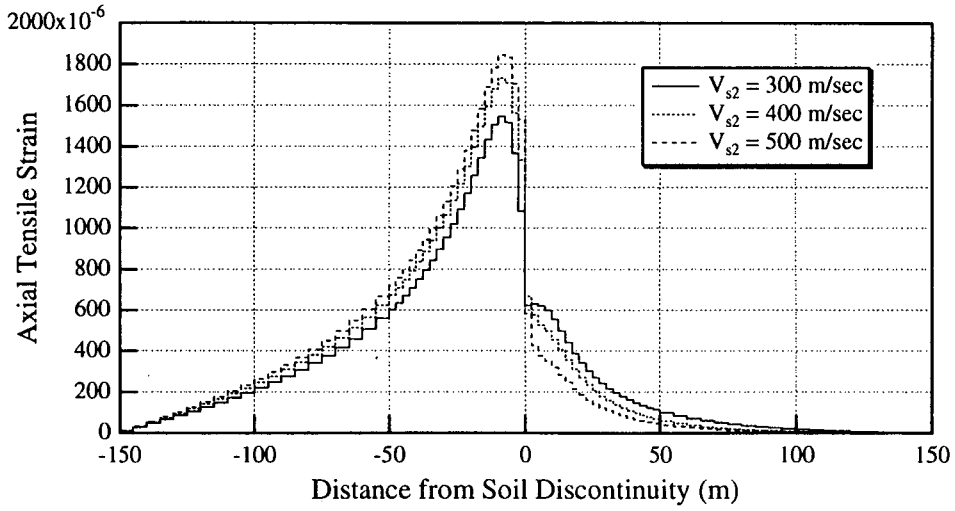


図-9.5.1 軟質地盤と硬質地盤のコントラストとトンネル発生軸ひずみの関係

(2) 免震層厚、免震層のせん断弾性係数と免震効果

図-9.5.2は、免震層のせん断弾性係数はGi＝3kgf/㎠で一定とし、免震層厚tを5、7、10㎝の3種類で変化させたとき、免震効果がどのように変わるかを比較したものである。どの解析ケースでも軟質地盤側の40m区間では非免震のケースに比べてひずみが低減し、一方硬質地盤側10m区間では逆に非免震のケースに比べてひずみが増加し、免震区間50mでひずみの均一化が生じていることがわかる。免震層厚が厚いほどこの傾向は顕著であるが、免震層厚が5㎝の場合と10㎝の場合を比較しても、際立って大きな差は見られない。免震区間は、非免震のケースのトンネルひずみの最大値の2分の1以上をカバーするように設置し、トンネル軸ひずみを半減させることをねらったが、最大でも25%低減させる程度にとどまった。

一方図-9.5.3は、免震層厚は10㎝で一定とし、免震層のせん断弾性係数Giを3、5、7、10kgf/㎠と変化させたときのトンネル軸ひずみの低減の度合いを比較したものである。図のようにトンネル軸ひずみ低減の傾向は、免震層厚と免震効果の関係と同様に、免震層のせん断弾性係数が小さいほどトンネル軸ひず

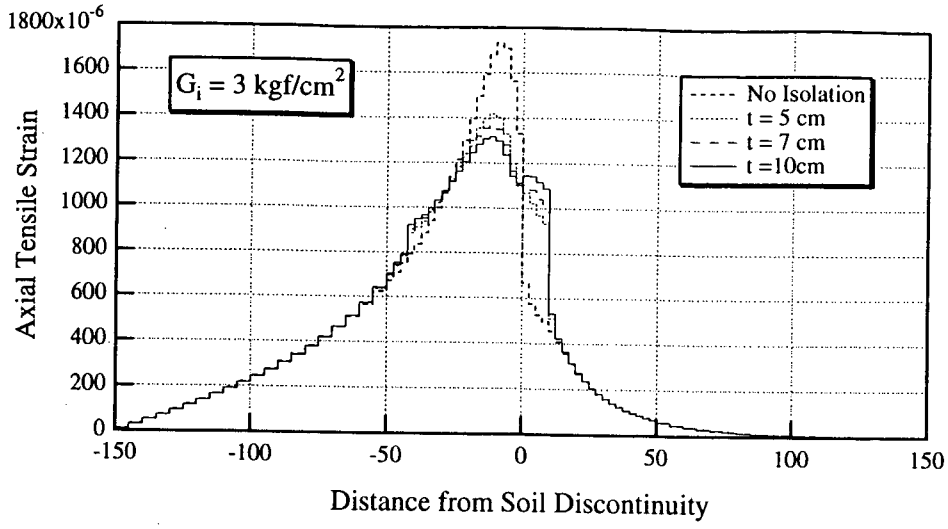


図-9.5.2　免震層厚と免震効果

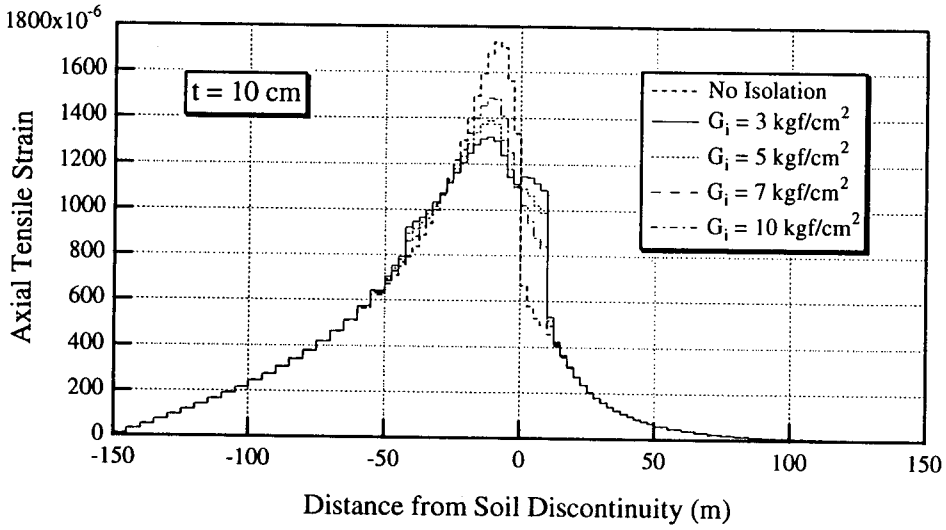


図-9.5.3　免震層のせん断弾性係数と免震効果

みの低減は大きい。Gi=3 kgf/㎠と10kgf/㎠のケースでは免震効果が倍半分異なるが、Gi=5 kgf/㎠と10kgf/㎠ではあまり際立った差は認められない。したがって、顕著な免震効果を得るためには、この地盤とトンネルの条件では、免震層のせん断弾性係数は3 kgf/㎠以下とすべきであろう。

(3) 免震施工範囲と免震効果

図-9.5.4(a) は免震施工範囲と免震効果の関係を示したものである。図のように、軟質地盤側には免震層は形成せず、硬質地盤側の10mの区間のみ免震とした場合は、トンネル軸ひずみの低減はほんのわずかであり、他のケースと大きく異なるが、軟質地盤でも40m以上免震層を形成すれば、トンネル軸ひずみのピーク値は免震施工区間に対してあまり敏感に変化していないことがわかる。

図-9.5.4(b) も免震施工範囲と免震効果の関係を示したものであるが、ここでは軟質地盤側の免震施工範囲は40m区間と固定しておき、硬質地盤側の免震施工範囲を変化させている。図のように、硬質地盤に免震層を形成しない場合はトンネルひずみの低減はわずかであり、やはり免震層は硬軟両地盤に跨がって

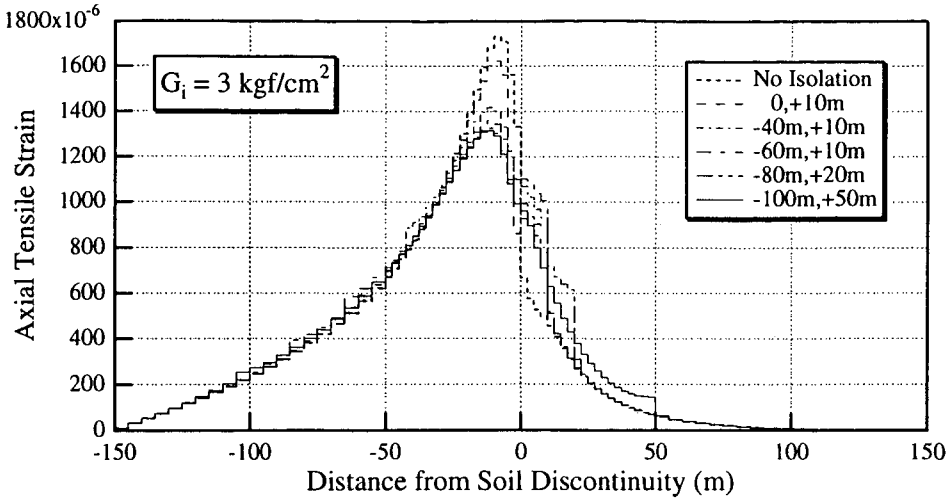


図-9.5.4(a)　免震施工範囲と免震効果（1）

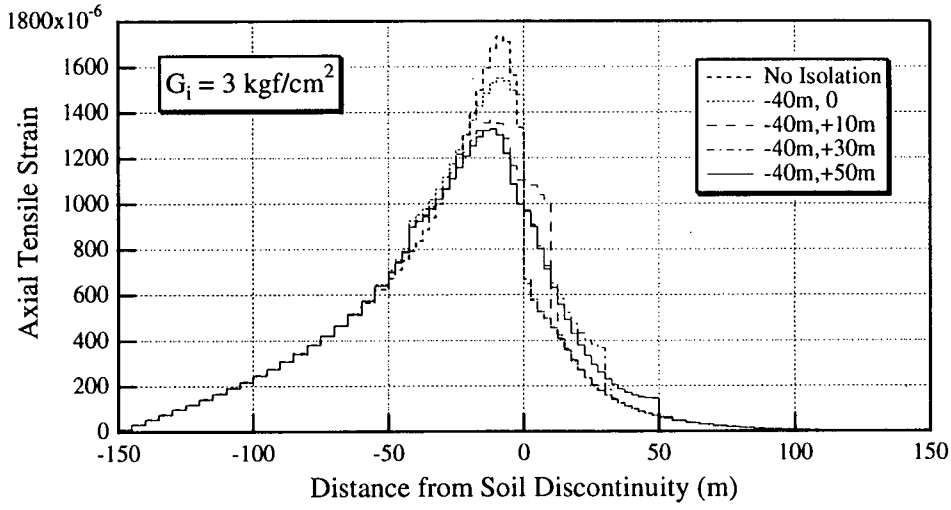


図-9.5.4(b)　免震施工範囲と免震効果（2）

形成させる必要があることがわかる。硬質地盤側の免震層の施工範囲を変化させると、硬質地盤側でのトンネル軸ひずみの分布形状に変化が現れるが、トンネル軸ひずみの最大値はあまり変化しない。したがって、硬質地盤側では必要最小限の範囲で免震層を形成させておけばよいということができよう。

(4)　せん断ばねによる免震層のモデル化の妥当性の検討

図-9.5.5は、免震層のせん断弾性係数Giが5～100kgf/㎠の8種類のケースに対して、免震層厚tをGi/t=1 となるように与え、免震層をせん断ばねでは一定とした条件下で、トンネル軸ひずみの発生が各ケースでどのように変化するかを検討した結果である。図のように軟質地盤側のトンネル軸ひずみの分布は、各ケースでほぼ一致していることがわかる。しかし、硬質地盤側ではGi=50ならびに 100kgf/㎠のケースで他のケースと異なった分布となっている。このように、免震層はせん断ばねによってモデル化できると判断させるが、せん断ばねによるモデル化が適用可能なある免震層厚tの範囲が存在し、適用可能なのは t ≤30㎝程度と判断された。

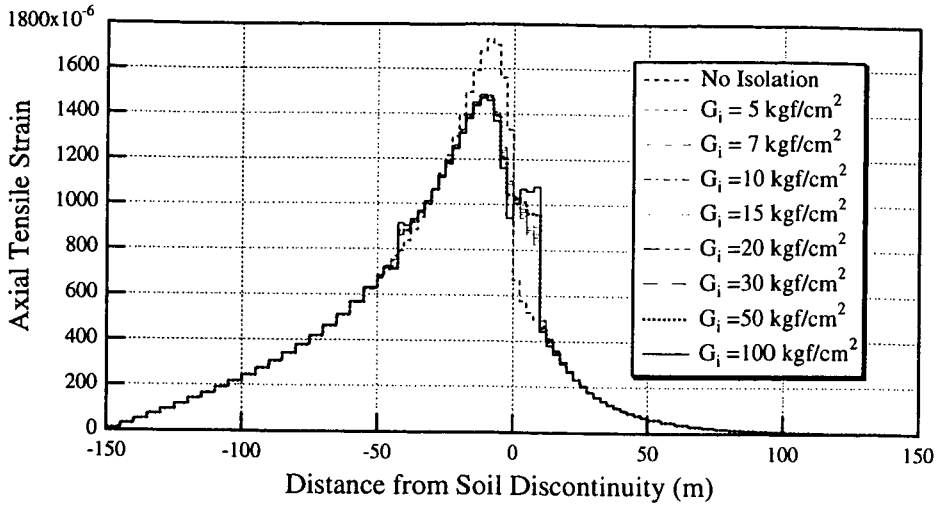


図-9.5.5　せん断ばねによる免震層のモデル化の妥当性検討結果

(5)　免震区間における等価引張剛性適用の妥当性の検討

図-9.5.6は、覆工体に等価引張剛性を適用した場合とセグメントと継手を連続体要素で個別にモデル化した場合の2ケースに対して、それぞれ免震、非免震の解析を行い、各ケースの比較を行ったものである。非免震の場合には、セグメント外周に働く周辺地盤のせん断抵抗によって、継手が十分変位を吸収しきれないため、等価引張剛性のケースと継手をモデル化したケースでは解析結果に大きな相違が認められる[1)-4)]。しかし、免震の2ケースでは、継手をモデル化したケースの方が等価引張剛性のケースより幾分かトンネル軸ひずみの発生が小さい結果とはなっているが、両ケースのひずみ分布はほぼ一致しており、継手をモデル化したケースでも連続的なひずみ分布となっている。したがって、少なくとも免震施工区間においては、覆工体を等価引張剛性に基づいてモデル化することが妥当であることが示された。

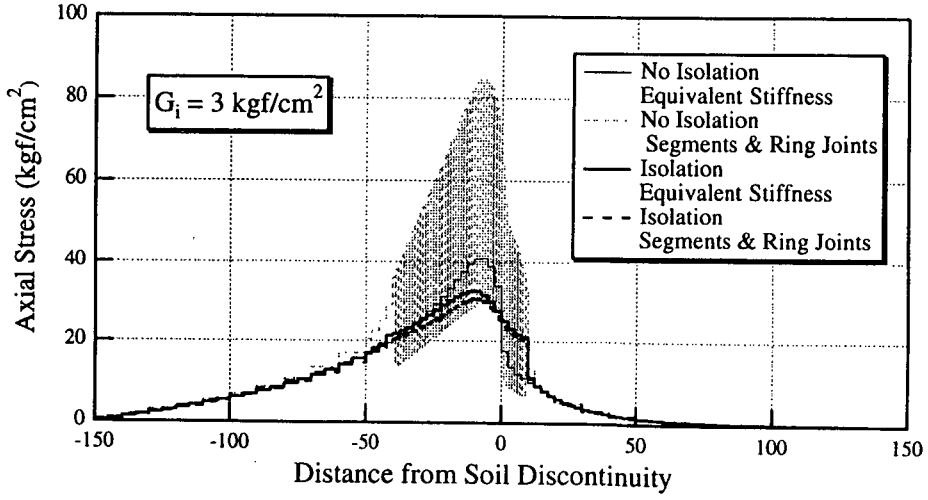


図-9.5.6　免震区間における等価引張剛性適用の妥当性の検討結果

(6) トンネル剛性と免震効果

図-9.5.7は、トンネル剛性の大小による免震効果の相違についてまとめたものである。トンネル剛性としては、覆工体のヤング率E_{seg}を980、19600、375,000kgf/cm²の3種類とし、それぞれ柔構造化を図った場合あるいはダクタイル鋳鉄製や鋼製のセグメントを採用した場合、等価引張剛性とした場合、そして圧縮剛性を想定した場合を模擬した。免震によるトンネル軸ひずみの低減を顕在化させるために、免震層のせん断弾性係数Giを0.3 kgf/cm²としたケースの結果も併せて示した。

まず、非免震時のトンネル軸ひずみの最大値は、トンネル剛性が小さいほど大きく、地盤からトンネルへのひずみの伝達率がトンネルの剛性によって異なっており、E_{seg}=375,000kgf/cm² のケースではトンネル軸ひずみの最大値はその他のケースの約50%であることがわかる。また、トンネル軸ひずみの分布形状もトンネル剛性によって異なり、トンネル剛性が小さいほど、トンネル軸ひずみのピークがシャープになっている。図ではトンネル剛性に応じた3ケースの結果を分離して図化しているが、各ケースでトンネルひずみの絶対値が異なるため、縦軸のスケールをトンネル軸ひずみの最大値で各ケースとも一致させ、ト

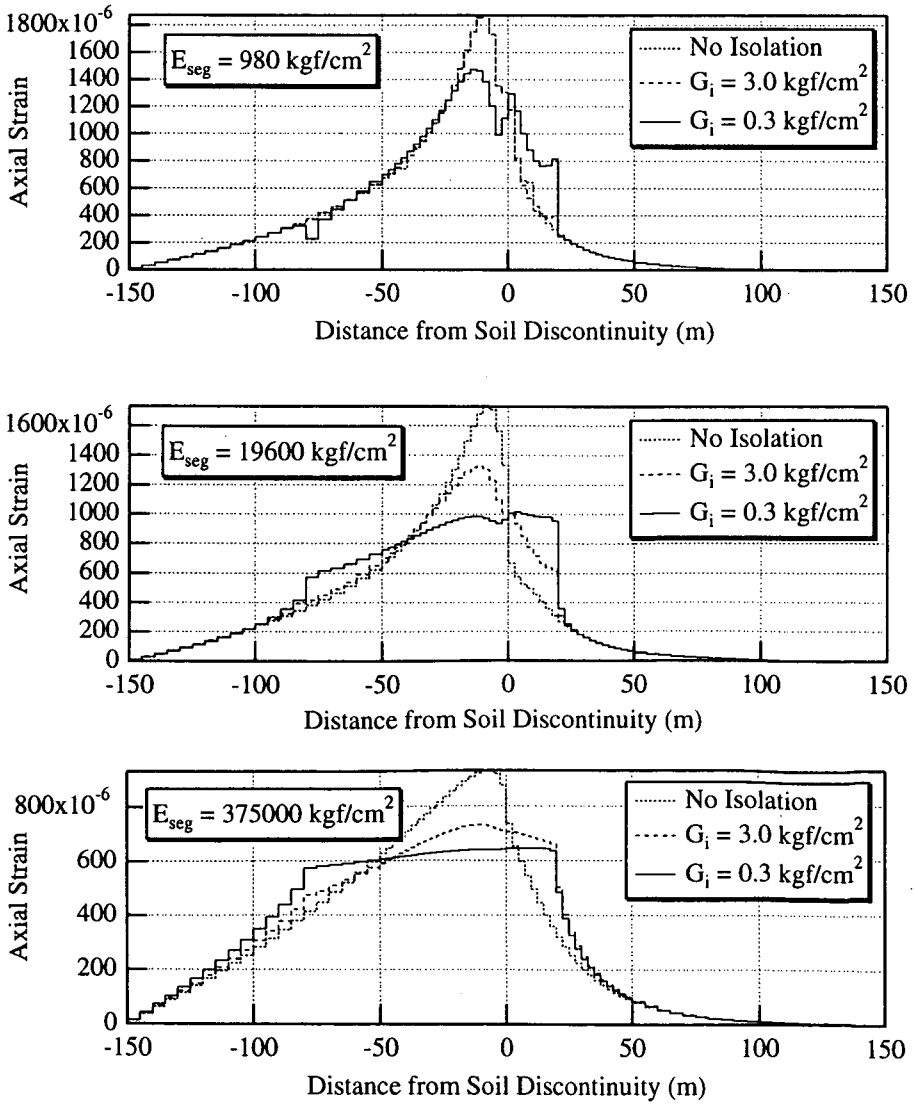


図-9.5.7　トンネル剛性による免震効果の相違の検討結果

ンネルひずみの低減率やひずみ分布形状を比較することにした。

図のように、トンネル剛性が高いほど免震効果は明瞭に現れやすく、E_{seg}=375,000kgf/cm²でGi=0.3kgf/cm²のケースでは、免震施工区間で直線的なトンネル軸ひずみ分布となっており、免震施工区間におけるトンネルひずみの分散効果が明瞭である。しかしながら、トンネル軸ひずみの低減率の点から3ケースを比較すれば、等価引張剛性のケース（E_{seg}=19,600kgf/cm²）がもっとも低減率が大きく約40%である。これは前述したが、トンネル剛性によって地盤からトンネルへのひずみの伝達率が異なるために、軸ひずみの発生分布形状が異なり、したがってトンネル軸ひずみの低減の程度に相違が出るためである。

このように、地盤条件と地盤ひずみの発生分布のみから免震施工区間と免震効果を一概には決定できず、これらに地盤とトンネルの剛性比もひずみの伝達率という形で免震効果に大いに関与する。したがって、まず(1)地盤条件とトンネル剛性を考慮してトンネル発生ひずみをある程度正確に推定し、(2)この結果に基づいてトンネル軸ひずみあるいは軸力の目標低減率を設定し、次に(3)この目標に対して適用すべき免震施工区間を決定し、そして(4)解析によって確認するというステップが免震設計においてはどうしても必要であり、数値解析をベースにした免震設計法の採用が望まれる。

9.5.4 まとめ

本節では、9.3.3で開発した軸対称モデルによるトンネルの地震応答解析プログラムEASITを、硬軟地盤境界を横断するシールドトンネルの地震応答に対して適用し、パラメトリックスタディーを実施した。以下にパラメトリックスタディーによって得られた知見を、箇条書きにしてまとめた。

1) 免震効果は免震層のせん断弾性係数が小さいほど、また免震層厚が厚いほど大きいが、これらの数値と免震効果の関係はあまり敏感ではない。ただし、本解析の条件下では、顕著な免震効果を得るための免震層のせん断弾性係数は、3 kgf/cm²以下という結論に至った。
2) 免震層は硬質地盤のみ、軟質地盤のみに形成してもあまり顕著な免震効果はなく、地盤境界を跨いでその左右をある範囲カバーしなければ、大きな免震効果は得られない。
3) 免震層はせん断ばねによってモデル化できると判断されたが、せん断ばねによるモデル化が適用できる免震層厚の範囲が存在し、適用可能なのは $t \leq 30$cm程度であった。
4) 免震施工区間においては、覆工体を等価引張剛性に基づいてモデル化することが妥当であることが示された。
5) トンネル剛性が高いほど免震効果は明瞭に現れやすい傾向が得られたが、トンネル剛性の違いが地盤からトンネルへのひずみ伝達率の変化となって現れるため、同じ免震施工によるトンネル軸ひずみ低減率、あるいはトンネル軸力低減率は、一概にトンネル剛性が高いほど大きいとは言えない。

したがって以上の知見より、免震トンネルの縦断方向の検討では、まず(1)地盤条件とトンネル剛性を考慮してトンネル発生ひずみをある程度正確に推定し、(2)この結果に基づいてトンネル軸ひずみあるいは軸力の目標低減率を設定し、次に(3)この目標に対して適用すべき免震施工区間を決定し、そして(4)解析によって確認するというステップが不可欠であると考える。免震トンネルの設計法開発に当たっては、以上の知見を考慮して、数値解析によってできるだけ厳密な検討を行うことが重要と考え

る。軸対称モデルは、そういう意味で、地盤とトンネルの相互作用を厳密に取り扱うことができるが、2次元の簡易な解析モデルであり、メッシュ分割作業も煩雑とはならない点、有効な解析手法と考えられる。

参考文献

1) 鈴木猛康：シールドトンネル軸方向の耐震性評価に関する考察，土木学会論文集，No. 441/I-18, pp. 137-146, 1992. 1

2) 鈴木猛康：免震層と弾性ワッシャー併用によるシールドトンネルの地震時断面力低減効果，土木学会第51回年次学術講演会，第1部，pp. 874-875, 1996.

3) 建設省土木研究所耐震研究室，(財)土木研究センター，他民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1），pp. 82-86, 平成8年11月.

4) 鈴木猛康，金聲漢，植村靖美：シールドトンネルの免震構造の地震応答評価のための解析法の提案，土木学会第1回免震制震コリキウム論文集，pp. 125-132, 1996.

＜研究担当＞　株式会社熊谷組

9．6　3次元静的ＦＥＭ解析に基づいたシールドトンネル縦断方向に対する免震材配置方法の検討

(1) 検討概要

本節では、地盤条件急変部を通過するシールドトンネルを対象とした3次元ＦＥＭモデルに、一様な静的な水平震度（Kh＝0.30）をトンネル軸方向および軸直角方向にそれぞれ与え、シールドトンネルに発生する地震時増分ひずみ量を分析することによって、シールドトンネル縦断方向の免震材の配置方法と免震層の厚さについて検討したものである。

(2) 検討条件

シールドトンネルを構成する一次覆工セグメントは、平成7年度の検討と同様な共同溝クラスの外径φ5.1ｍの標準ＲＣセグメントを対象とした。この標準ＲＣセグメントの桁高は225㎜、1リング長は1.0ｍである。表層地盤モデルは平成7年度と同様、図-9.6.1に示す軟質地盤から硬質地盤に急変する層厚30ｍの地盤急変部を対象とし、この地盤急変部に、シールドトンネルが天端土被り1Ｄ（Ｄ：セグメント外径）で、軟質地盤と硬質地盤に跨って設置された場合とした。平成8年度は、シールドトンネルの免震効果をより明らかにする意味で、地盤急変部における軟質地盤と硬質地盤のせん断弾性係数の比をより大きくし、コントラストをつけた。すなわち、表-9.6.1に示すように軟質地盤と硬質地盤のせん断弾性係数の比は、約1：10とした。本検討に用いた地盤盤急変部の縦断方向モデルおよび表層地盤の検討条件をそれぞれ図-9.6.1、表-9.6.1に示す。

ここで、トンネル軸方向剛性は、一様な断面剛性に置き換えた等価剛性モデルを用いたり等価剛性モデルは、トンネルのリング間継手のバネとＲＣセグメントの弾性バネをそれぞれ求め、一様な等価バネに換算し、モデル化する手法である。なお、このリング間継手のバネ特性は、圧縮側と引張側とで異なるが、ここでは、引張が作用した時のリング間継手バネを用いて等価剛性を算出した。ただし、トンネル継手部に引張が作用した時の継手バネは、継手部を構成するボルトの引張バネおよび面板の曲げ剛性より求めた継手バネに支配されるが、このボルトの引張バネと面板の曲げ剛性より求めた継手バネを比較すると、表-9.6.2に示すように、後者の方が1オーダー小さいため、ここでは面板の曲げ剛性より求めた継手バネを採用した。また、本検討では3次元ＦＥＭにより、セグメントを円筒シェル要素でモデル化することから、

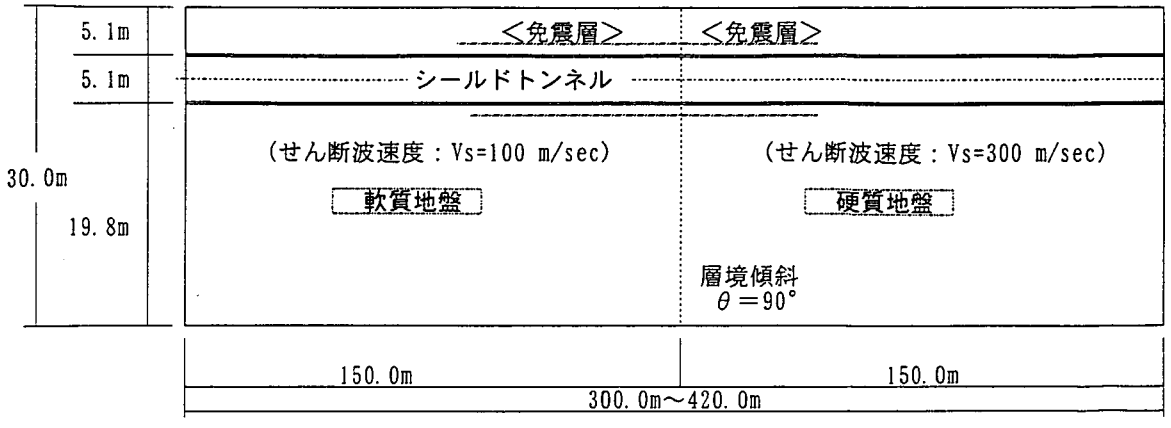


図-9.6.1　地盤急変部のシールドトンネル縦断方向モデル

表-9.6.1　表層地盤、免震材シールドトンネルの物性

		せん断弾性係数 G(tf/m2)	弾性係数 E(tf/m2)	単位体積重量 γ(tf/m3)	せん断波速度 Vs(m/sec)	ポアソン比 υ
表層地盤	軟質地盤	1630	4860	1.60	100	0.490
	硬質地盤	16530	47940	1.80	300	0.450
免震層の材質		50	140	1.00	22	0.400
トンネル断面	軸方向	84000	196000	2.50	574	0.167
	軸直角方向	200000	467000	2.50	885	0.167
（備考）	継手面板の剛性：Kj=7.10×10^{5}tf/mより軸方向等価剛性：EA=6.73×10^{5}tf、軸直角曲げ剛性：EI=4.80×10^{6}tf-m2としてセグメントのGおよびEを算定。					

表-9.6.1に示すように、ここで求められた等価剛性に相当するせん断弾性係数と弾性係数を持つ一様な円筒要素に換算した。

なお、免震層を形成する免震材のせん断係数としては、アスファルト系、ウレタン系およびシリコーン系の一般的物性値であるGm=5.0kgf/cm^{2}とし、ポアソン比はνm=0.40とした。

表-9.6.2　継手部のバネ定数

リング間ボルト仕様	M36　n=21本
ボルトのバネ定数	1.73×10^5　tf/m/本
	K_j=3.63×10^6　tf/m
リング間面板仕様	PL-14mm　SM490Y n=21
面板のバネ定数	3.38×10^4　tf/m/箇所
	K_j=7.10×10^5　tf/m

免震層の厚さは、以下に示す①～③の条件を設定した。

①免震層無し

②免震層厚さ10cm

③免震層厚さ20cm

本検討では、シールドトンネルの縦断方向に発生するひずみ量に着目して①～③の条件に対する解析結果を比較した。これは、シールドトンネルに対して耐震設計を行うと、一般にリング間ボルトや継手面板の引張ひずみが設計上最も厳しくなるためである。

なお、リング間ボルトの地震時の許容応力度はσ_a=3600kgf/cm^{2}であり、これをトンネルの軸方向ひずみ量に換算すると、ε_a=2.7×10^{-3}(2700μ)である。また、継手面板の許容ひずみは、その材質をSM490Yとすると、降伏応力度は、σ_y=3200kgf/cm^{2}であり、これをトンネルの軸方向ひずみ量に換算すると、ε_y=1.0×10^{-3}(1000μ)と求められる。

そこで地盤急変部におけるシールドトンネル縦断方向に発生するひずみ量としてはリング間を構成する継手面板の降伏限ひずみの1×10^{-3}(1000μ)を一つの目安とし、免震層をトンネル軸方向に設置することによるトンネル本体に発生するひずみ量の低減度を検討することとした。

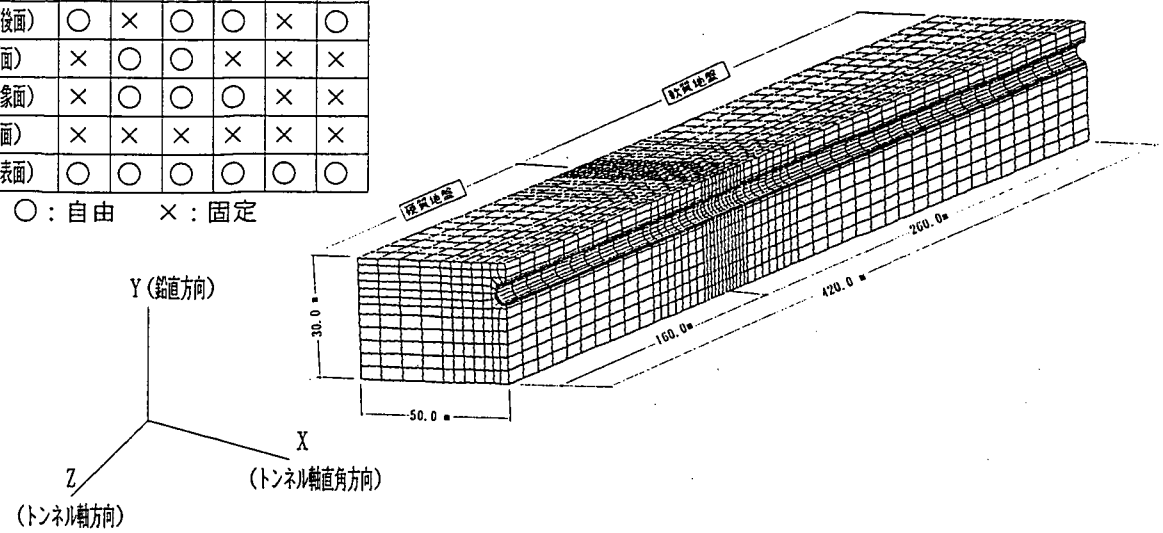
(3) 解析モデルおよび解析ケース

3次元FEMモデルによる縦断方向の解析領域は、周囲の境界条件による影響が地盤のひずみ分布に影響を与えない範囲とし、軸方向解析では図-9.6.2(a)に示す幅100m、長さ420m、厚さ30mの軸対象モデル、軸直角方向断面では図-9.6.2(b)に示す幅100m、長さ300m、厚さ30mの3次元モデルとした。地盤、免震層は3次元連続体要素（等方均質弾性体）、シールドトンネルは薄肉シェル要素（等方均質弾性体）

境界条件の拘束条件

	δ_x	δ_y	δ_z	θ_x	θ_y	θ_z
XY面（前後面）	○	×	○	○	×	○
YZ面（側面）	×	○	○	×	×	×
XZ面（対象面）	×	○	○	○	×	×
XZ面（底面）	×	×	×	×	×	×
XZ面（地表面）	○	○	○	○	○	○

○：自由　×：固定

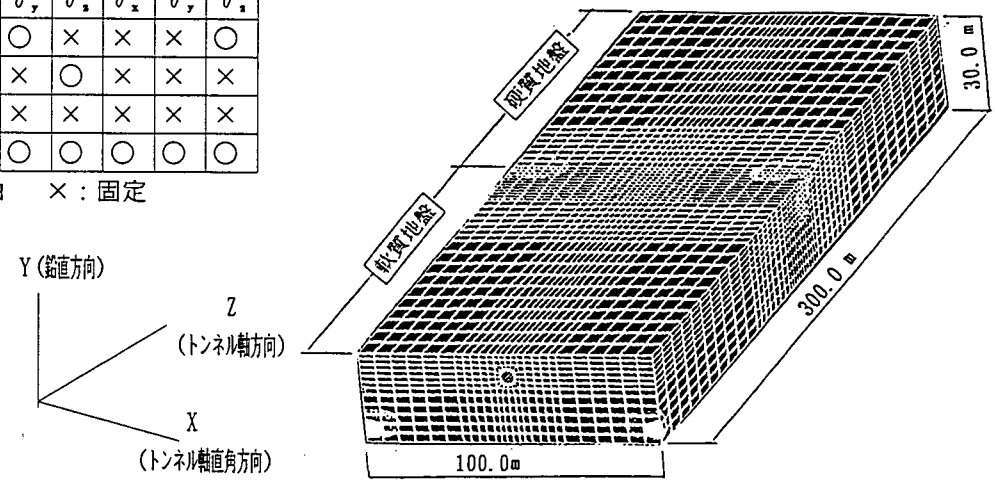


（a）軸方向静的３次元ＦＥＭモデル

境界条件の拘束条件

	δ_x	δ_y	δ_z	θ_x	θ_y	θ_z
XY面（前後面）	○	○	×	×	×	○
YZ面（側面）	○	×	○	×	×	×
XZ面（底面）	×	×	×	×	×	×
XZ面（地表面）	○	○	○	○	○	○

○：自由　×：固定



（b）軸直角方向静的３次元ＦＥＭモデル

図-9.6.2　静的３次元ＦＥＭモデル

でモデル化した。また、シールドトンネル周方向は図-9.6.3に示すように16分割とした。これにより、図-9.6.2に示す３次元ＦＥＭモデルの全要素数は約17300である。

本解析では、静的震度K_h＝0.30を３次元ＦＥＭモデルの全節点にトンネル軸方向（Ｚ軸方向）および軸直角方向（Ｘ方向）にそれぞれ作用させた。また、トンネル軸方向（Ｚ軸方向）の静的震度K_h＝0.30の作用方向は、図-9.6.4に示すように、硬質地盤側から軟質地盤側に向かって作用させるものとし、シールドトンネルには引張ひずみが生じる状態となるようにした。

ここで、図-9.6.4に示す静的震度の作用方向は、軟質地盤および硬質地盤とも同方向で作用させたが、これは、第８章に示された軟質地盤と硬質地盤から成る地盤条件急変部のシールドトンネルの３次元動的ＦＥＭ解析により、軟質地盤と硬質地盤はほぼ同位相で振動していることが判明したためである。

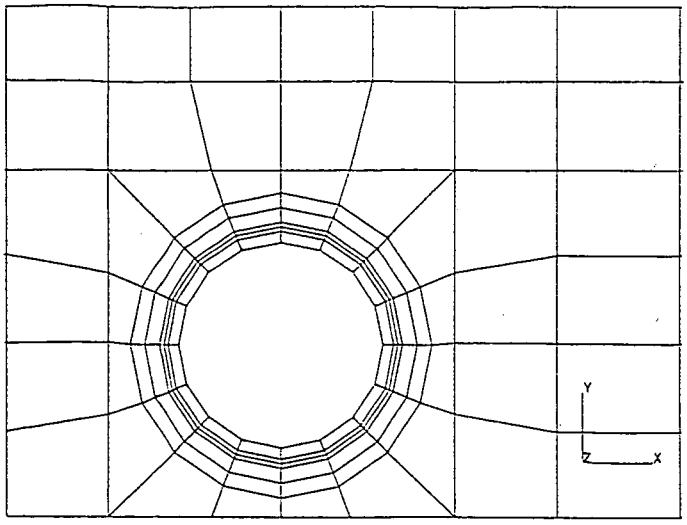


図-9.6.3　トンネル周辺のモデル

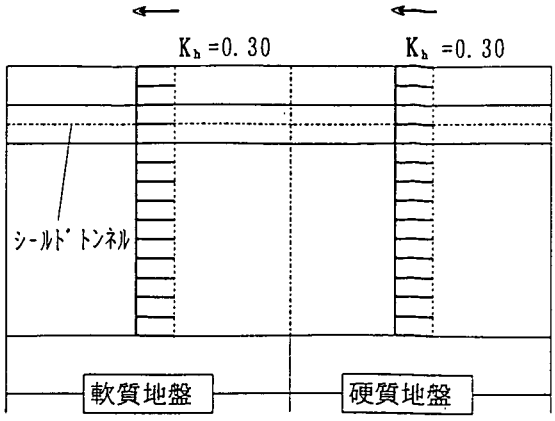


図-9.6.4　トンネル軸方向の静的震度作用方向

解析ケースは、免震層が無いシールドトンネルの軸方向解析（ＬＧ方向）、軸直角方向（ＴＲ方向）を基本として、表-9.6.3に示すように免震層の設置区間長さおよび免震層の層厚をパラメーターとして以下のケースを設定した。

(4) 解析結果と考察

1)　免震層が無い場合の解析結果

①　軸方向解析結果

免震層が無い場合について、３次元静的ＦＥＭにより解析した結果を以下に示す。シールドトンネル軸方向に静的震度を作用させた場合の解析結果が図-9.6.5、図-9.6.6に示すとおりである。トンネルに発生するひずみは、シールドトンネルを構成するシェル要素の円周方向ひずみ ε_1、軸ひずみ ε_2

表-9.6.3　解析条件および解析ケース

	解析ケース	免震層設置長(Lm)		免震層厚(Tm)	静的震度
		軟質地盤側	硬質地盤側		(Kh=0.30)
(免震層無し) 軟質地盤　硬質地盤	ＬＧ－０	0.0 m	0.0 m	0 cm	軸方向
	ＴＲ－０	0.0 m	0.0 m	0 cm	軸直角方向
(免震層有り) 免震層 軟質地盤　硬質地盤	ＬＧ－１	5.0 m	5.0 m	10 cm	軸方向
	ＬＧ－２	12.5 m	12.5 m		
	ＬＧ－３	25.0 m	25.0 m		
	ＬＧ－４	50.0 m	50.0 m		
	ＬＧ－５	100.0 m	20.0 m	10 cm	
	ＬＧ－６	100.0 m	20.0 m	20 cm	
	ＴＲ－１	5.0 m	5.0 m	10 cm	軸直角方向
	ＴＲ－２	12.5 m	12.5 m		
	ＴＲ－３	25.0 m	25.0 m		

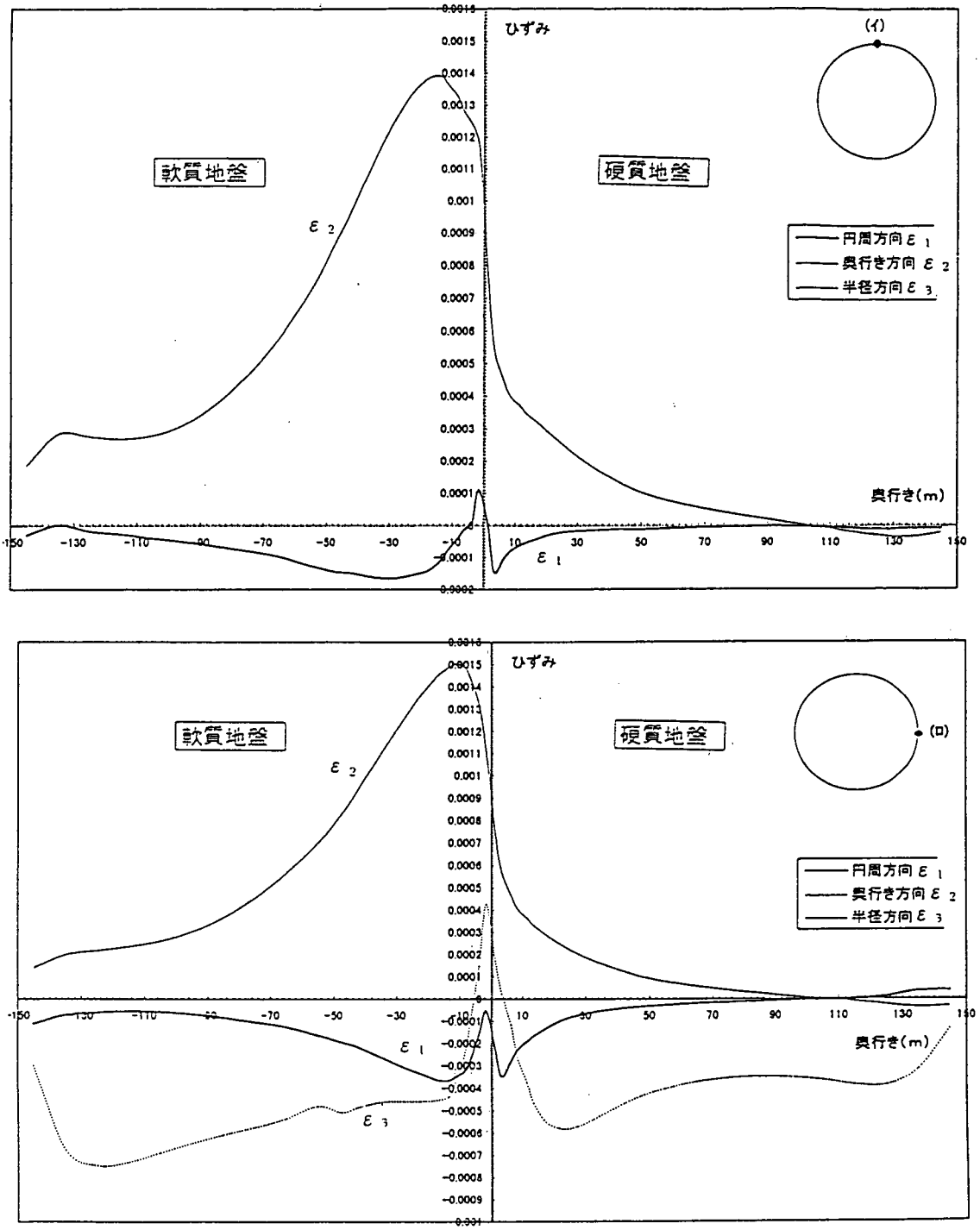


図-9.6.5　軸方向解析ケースLG-0トンネルひずみ分布（免震層無し）

（トンネル奥行き方向）および半径方向ひずみ ε_3（板厚方向）があるが、支配的なひずみは軸ひずみ ε_2 である。この軸ひずみ ε_2 は、ピークが軟質地盤側に発生し、最大値はトンネル下部位置で約 1.60×10^{-3}（1600 μ）である。トンネル側部のスプリングラインでは、左右とも等しく約 1.50×10^{-3}（1500 μ）であり、トンネル上部では約 1.39×10^{-3}（1390 μ）である。また、軸ひずみ ε_2 のトンネル縦断方向の分布は、軟質地盤側で層境より約20m位置で発生し、軟質地盤側約 100m区間まで地盤条件急変による影響が生じている。硬質地盤側の軸ひずみ ε_2 は層境より急激に小さくなっている。

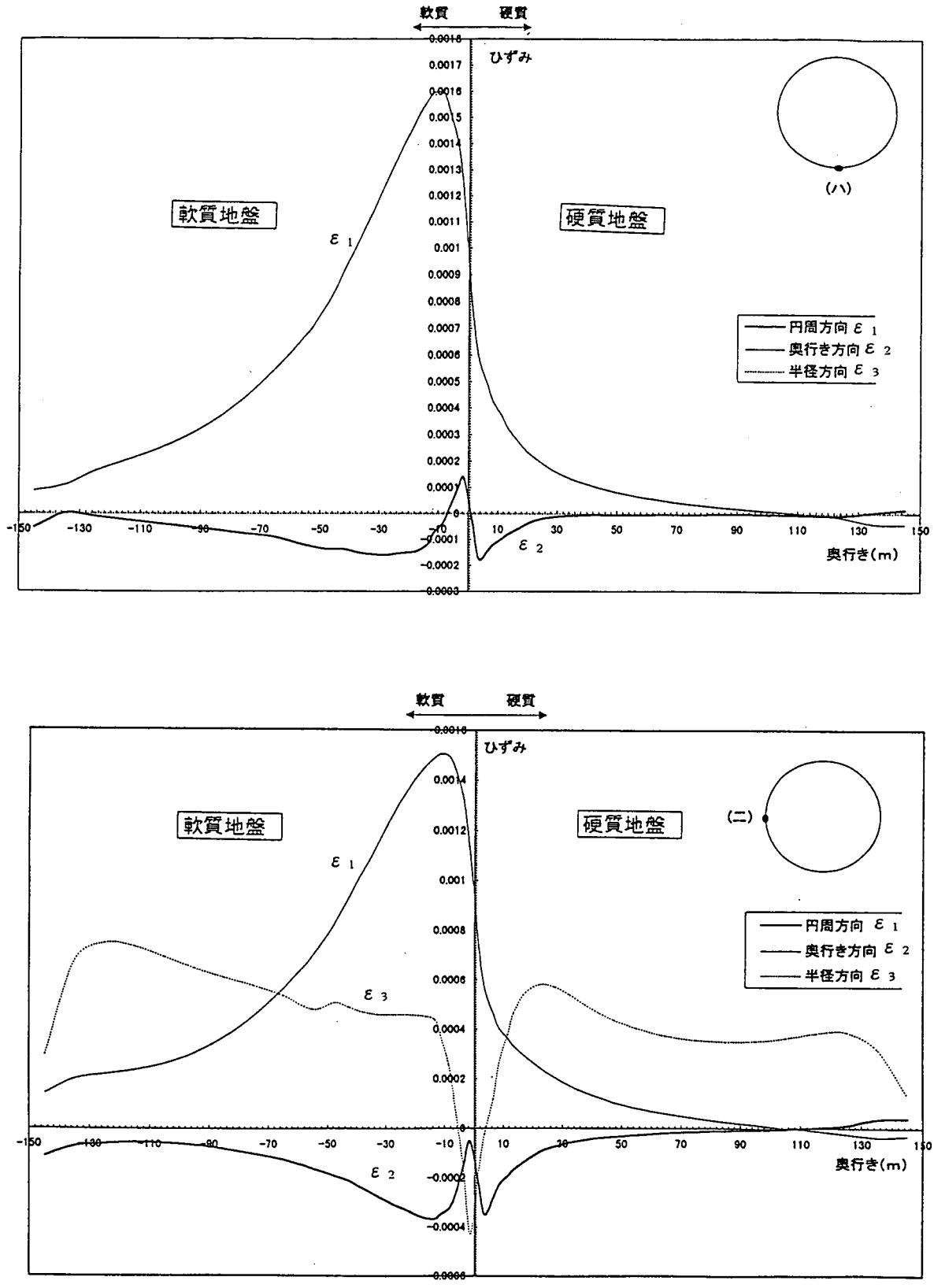


図-9.6.6　軸方向解析ケースLG-0トンネルひずみ分布（免震層無し）

② 軸直角方向解析結果

シールドトンネル軸直角方向に静的震度を作用させた場合の解析結果を、図-9.6.7、図-9.6.8に示す。軸方向に対する解析と同様に、トンネルに発生するひずみは、シールドトンネルを構成するシェル要素の円周方向ひずみε_1、軸ひずみε_2（トンネル奥行き方向）および半径方向ひずみε_3（板厚方向）であるが、支配的なひずみは軸ひずみε_2および半径方向ひずみε_3である。この軸ひずみε_2は、ピークが軟質地盤側の層境近傍で発生し、最大値はトンネル側部のスプリングライン位置で、左右ともほぼ等しく0.58×10^{-3}（580μ）である。ただし、ひずみの方向は左右で逆であり、これはトン

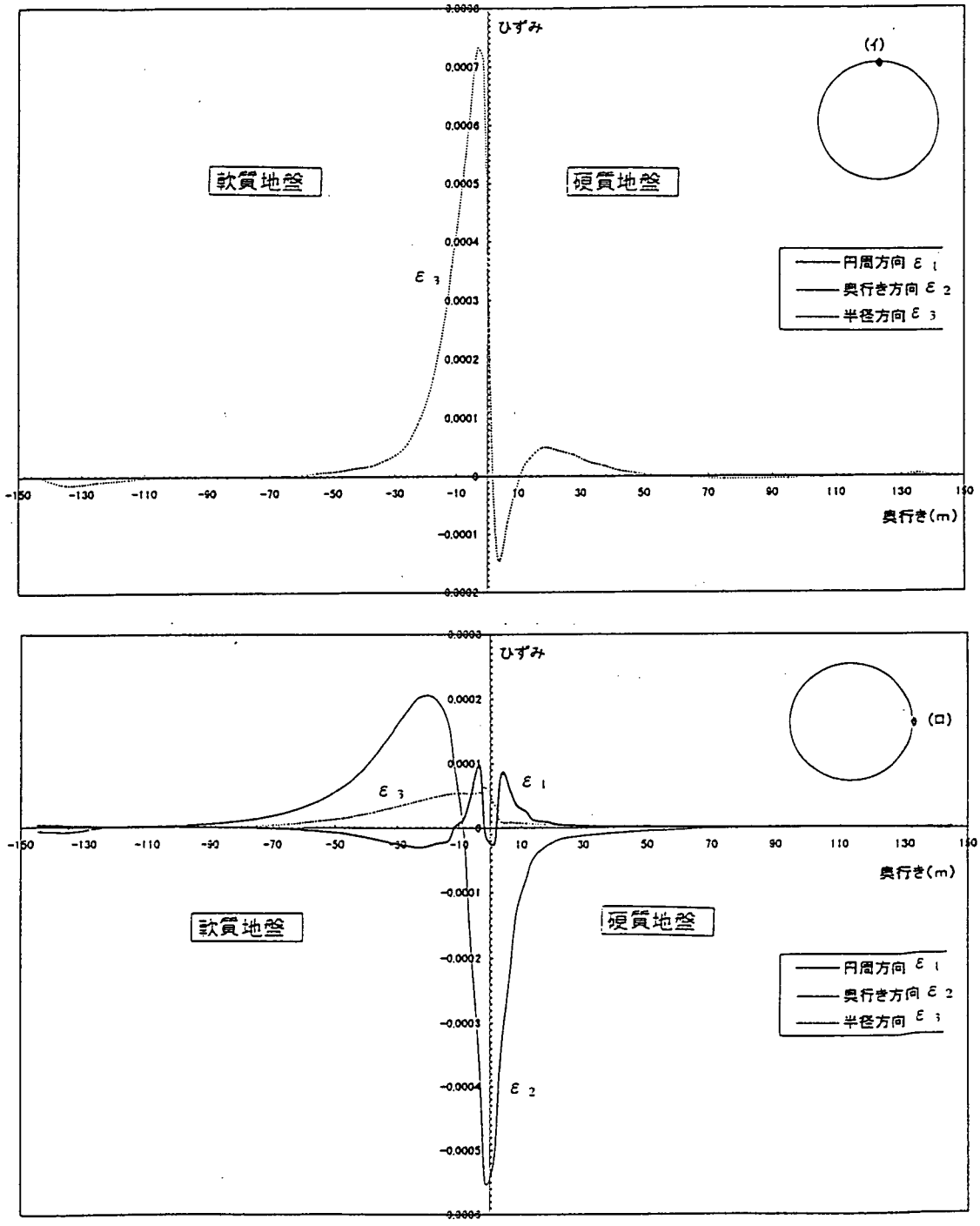


図-9.6.7 軸直角方向解析ケースTR-0トンネルひずみ分布（免震層無し）

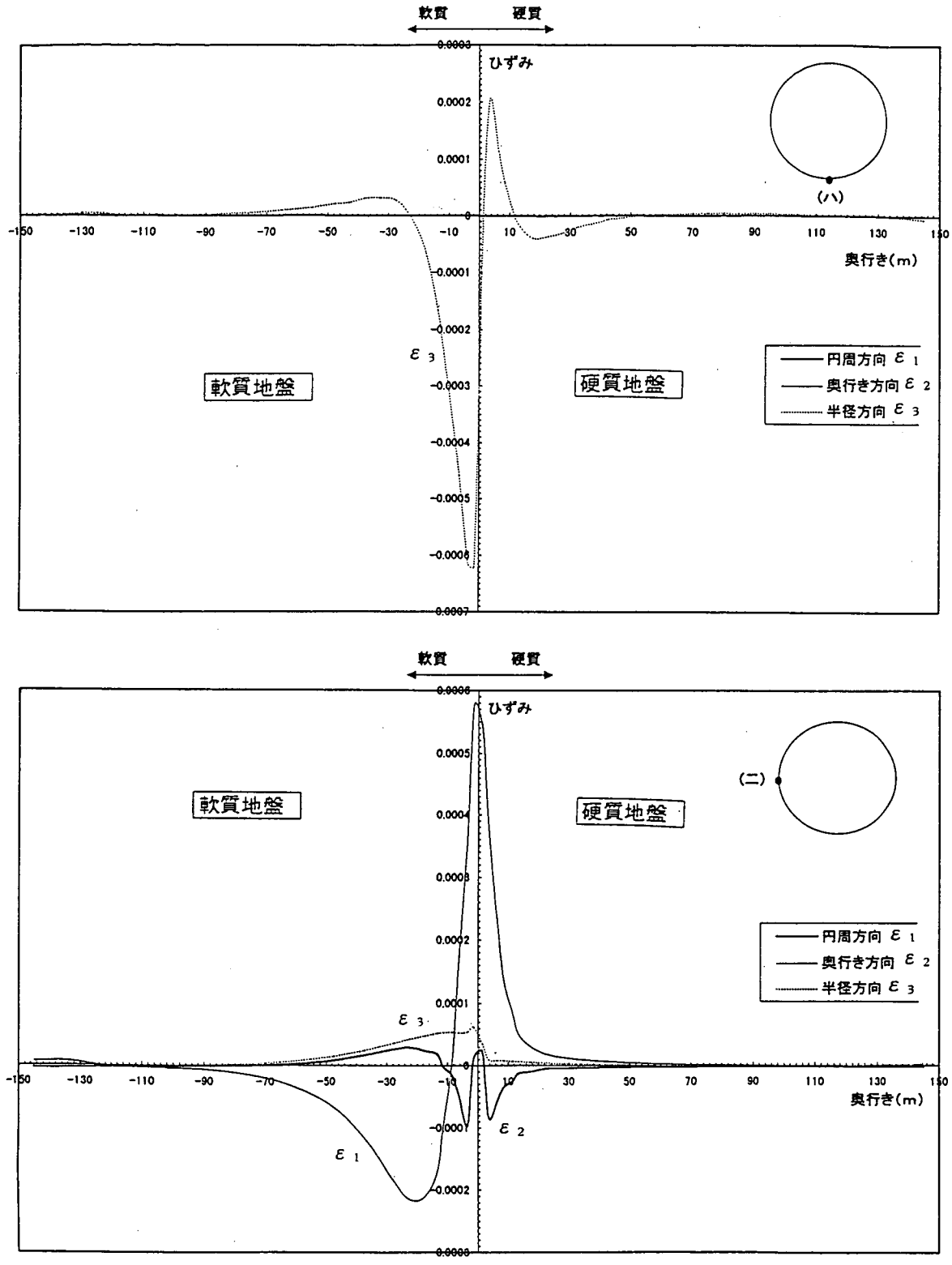


図-9.6.8　軸直角方向解析ケースTR-0トンネルひずみ分布（免震層無し）

ネルが水平面内で曲げ変形を受けていることを示している。また、半径方向ひずみε_3はトンネル上部で0.73×10^{-3}（730μ）、トンネル下部で0.62×10^{-3}（620μ）である。ただし、軸ひずみε_2および半径方向ひずみε_3のトンネル縦断方向の最大値は、軟質地盤側の層境位置で局所的に発生するが、軟質地盤側および硬質地盤側とも層境より急激に減少している。

2) トンネル軸方向に対する免震層の配置に関する解析結果

各解析ケース毎にシールドトンネルに発生する最大軸ひずみε_2（トンネル奥行き方向）の値を、トンネル上部、トンネル側部およびトンネル底部それぞれについて比較して示した結果が図-9.6.9である。免震層の軟質地盤側への設置長を5.0m、12.5m、25.0m、50.0mとした各解析ケースLG-1、LG-2、LG-3、LG-4については、トンネルに発生する軸ひずみが顕著には低減せず、許容ひずみと設定した1000μ以下には収まっていない。一方、免震層の設置長を軟質地盤側に 100m、硬質地盤側に20mとした解析ケースLG-5、LG-6では、免震層の効果がより発揮され、許容ひずみである1000μを下回った。

そこで、解析ケースLG-5とLG-6について、免震層を設置した場合のトンネル縦断方向の分布を免震層の無い場合（LG-0）と比較することとした。ただし、ひずみ位置としては図-9.6.10 に示す位置で比較した。

その結果を図-9.6.11 ～図-9.6.13 に示す。免震層を設置しない場合のLG-0解析ケースでは、トンネルと地盤と一体となって挙動しているが、免震層を設置した場合は、トンネルの変位は地盤の変位と追随せず、変位分布は免震層によって滑らかとなっている。

また、図-9.6.10 に示す算定位置でのひずみ分布の比較を図-9.6.14 ～図-9.6.16 に示す。免震層を設置しない場合のLG-0の解析ケースでは、トンネルには地層急変箇所で1450μ程度のピーク値を示すが、免震層を設置した場合は、トンネルに発生するひずみのピーク値は約40～50%低下していることがわかる。

この免震層の効果を図-9.6.10 に示す算定位置でのせん断ひずみ分布として、図-9.6.17～図-9.6.19に示す。免震層を設置しない場合のLG-0の解析ケースでは、トンネル、近傍地盤および周辺地盤のせん断ひずみはほぼ同様な値である。一方、免震層を設置した場合は、免震層に発生するせん断ひずみが大きくなり、シールドトンネルが周囲の地盤から絶縁されていることがわかる。

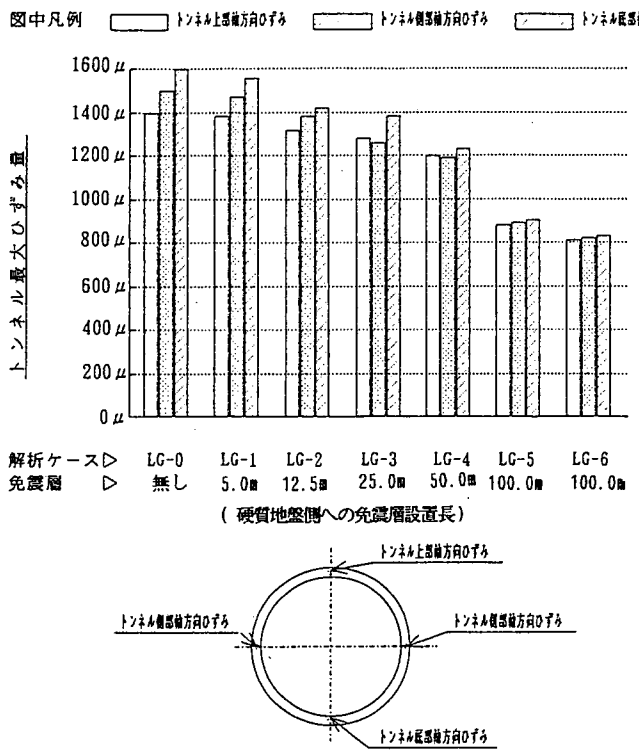


図-9.6.9 軸方向各解析ケースごとの最大ひずみ量の比較

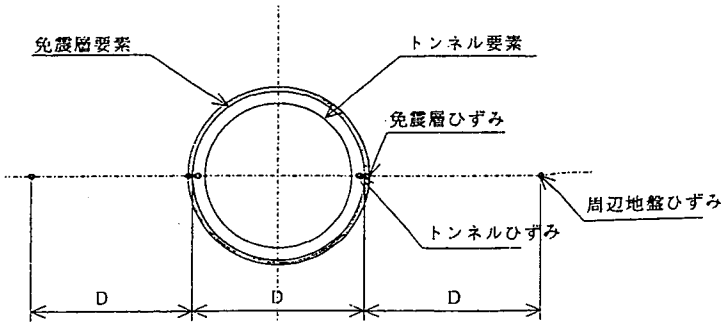


図-9.6.10 ひずみ量の算定位置

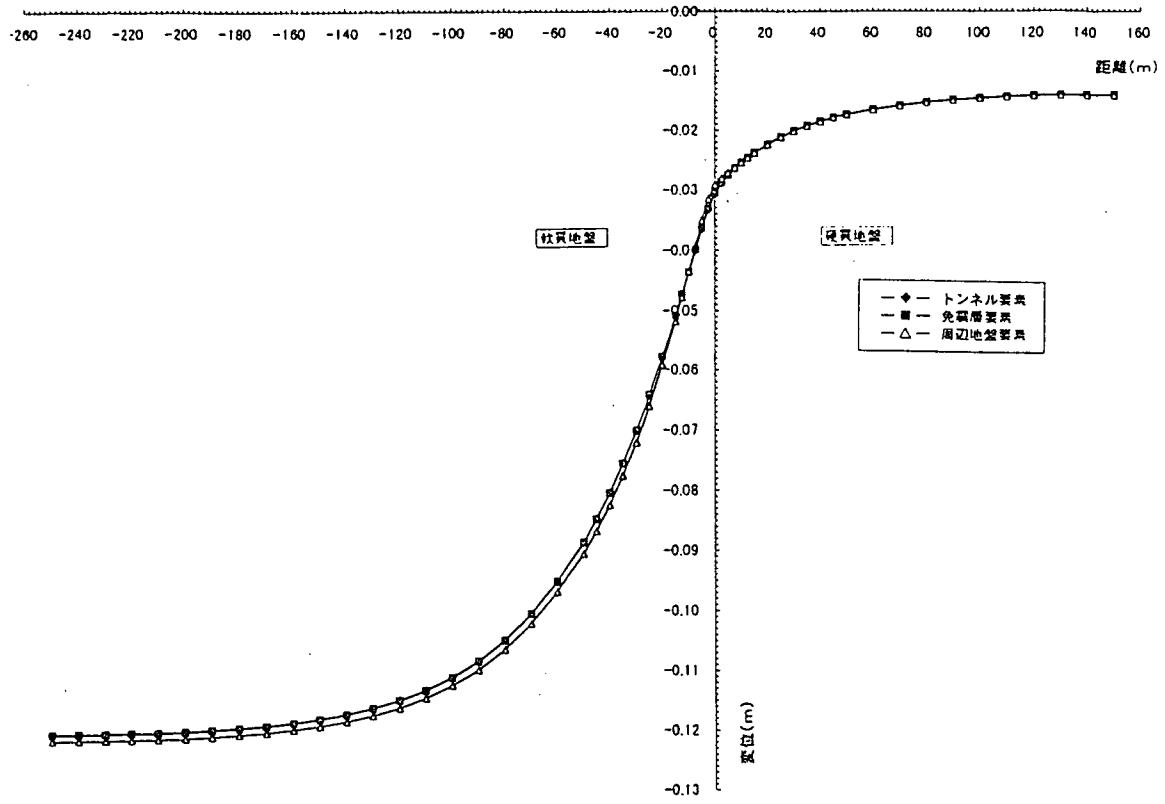


図-9.6.11　軸方向解析ケースLG-0の変位分布〔免震層無し〕

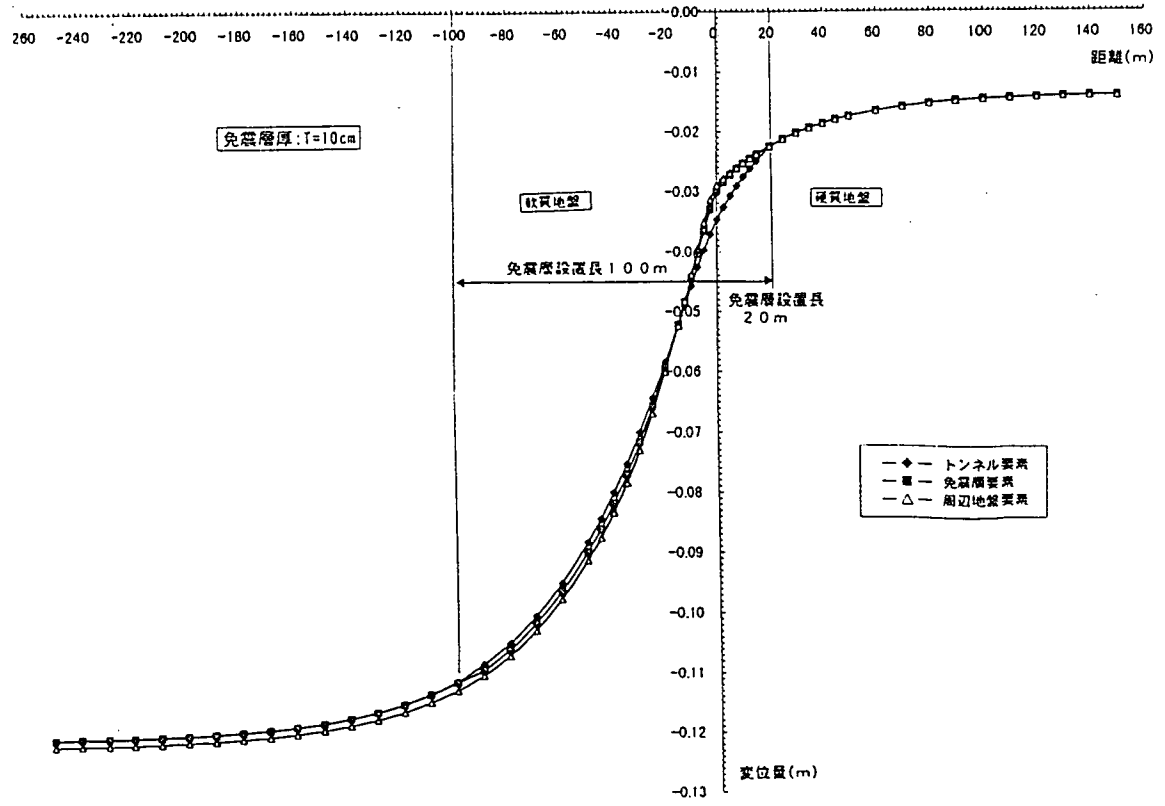


図-9.6.12　軸方向解析ケースLG-5の変位分布〔免震層有り〕

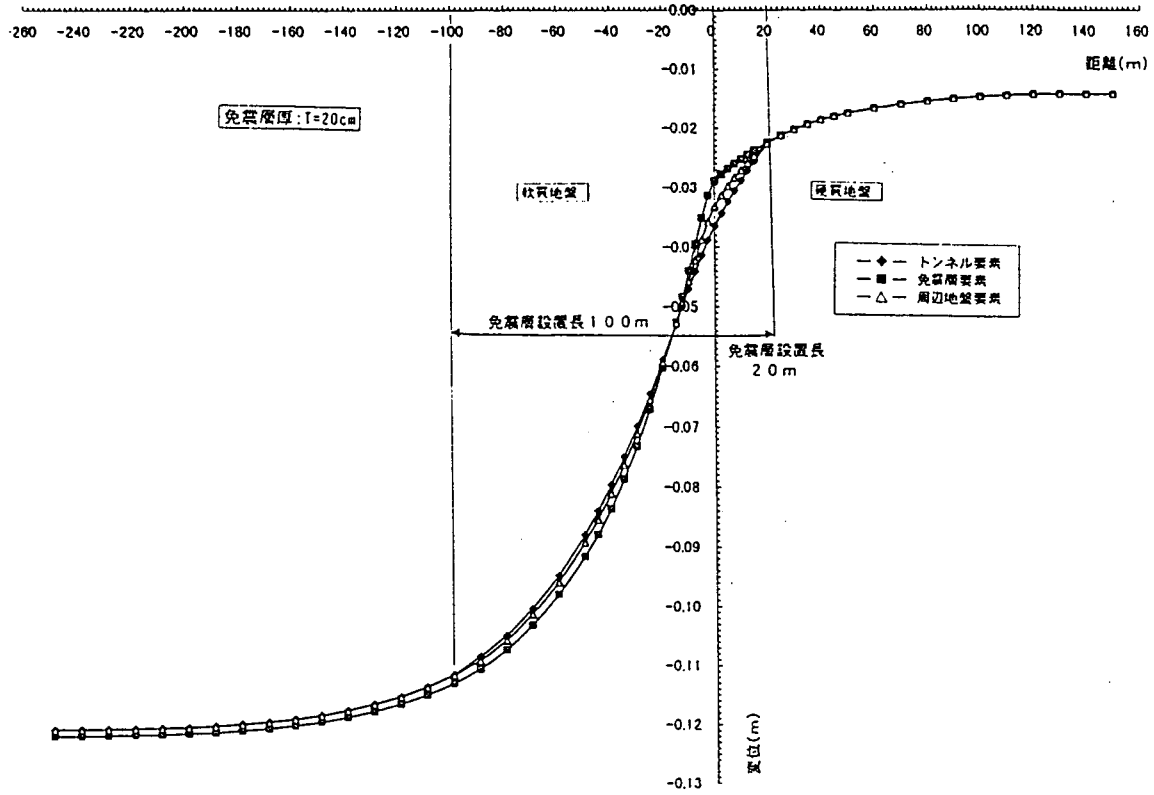


図-9.6.13　軸方向解析ケースLG-6の変位分布〔免震層有り〕

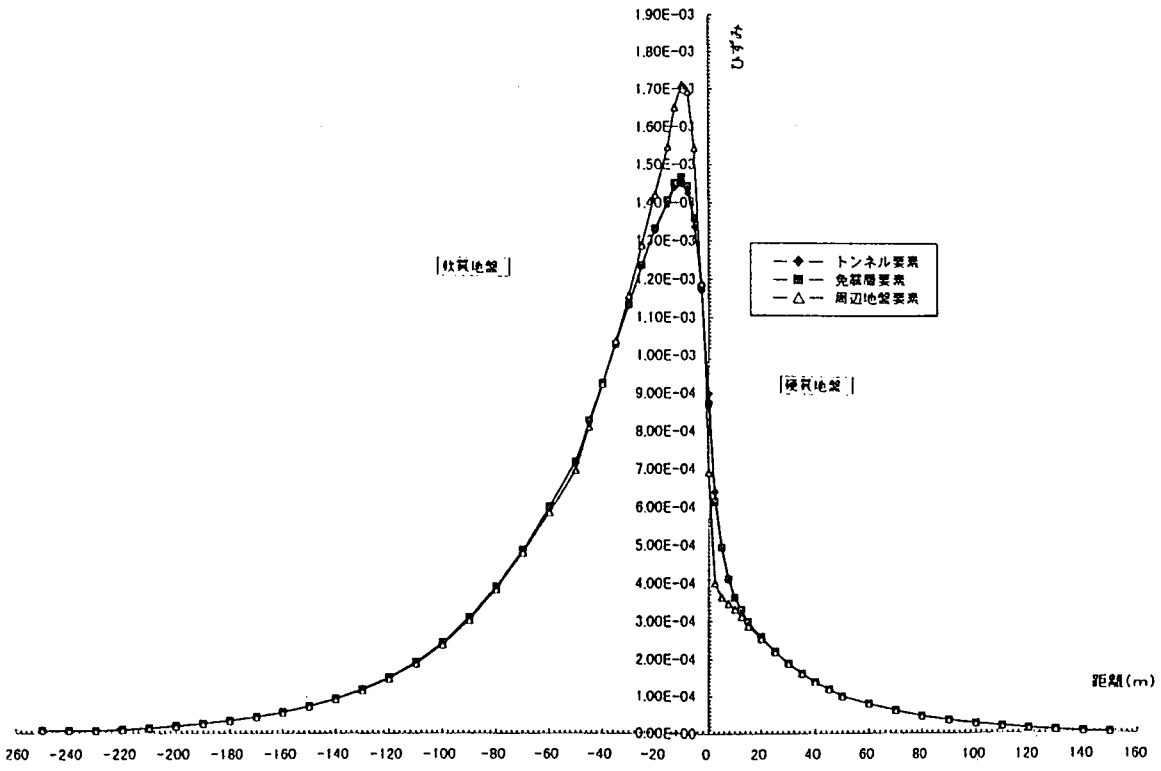


図-9.6.14　軸方向解析ケースLG-0のひずみ分布〔免震層無し〕

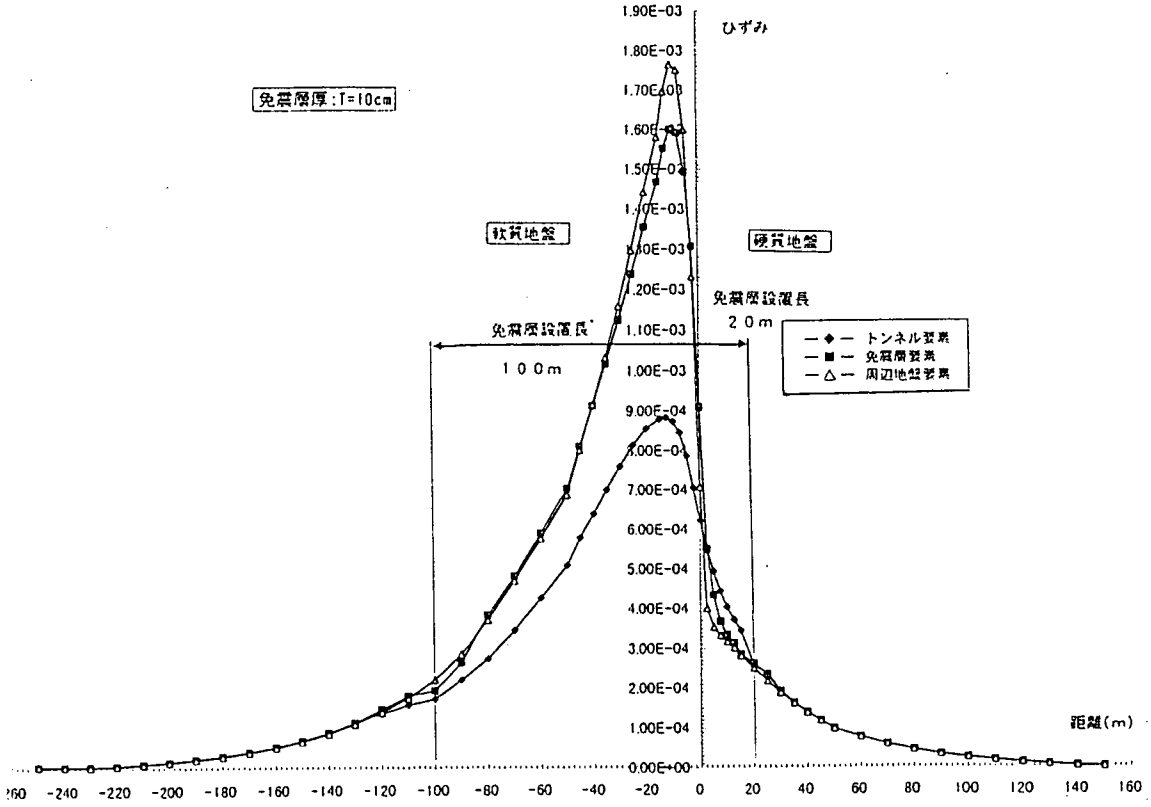


図-9.6.15　軸方向解析ケースLG-5のひずみ分布〔免震層有り〕

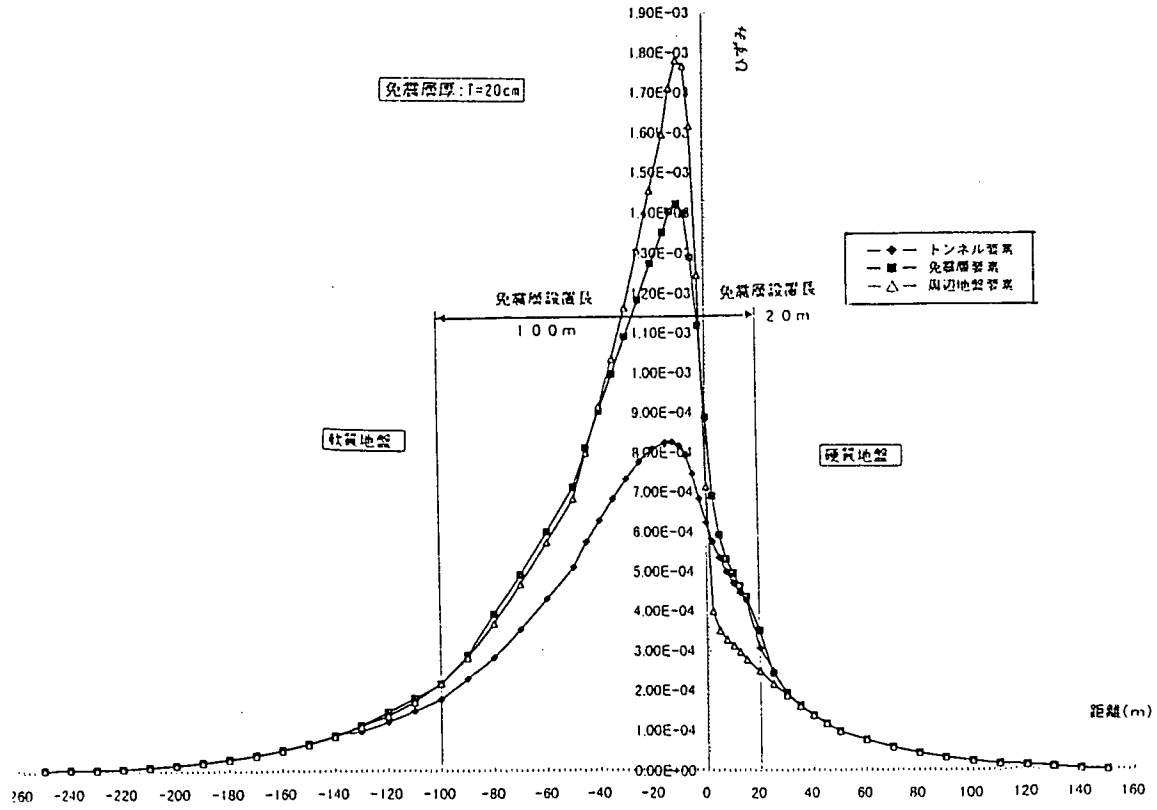


図-9.6.16　軸方向解析ケースLG-6のひずみ分布〔免震層有り〕

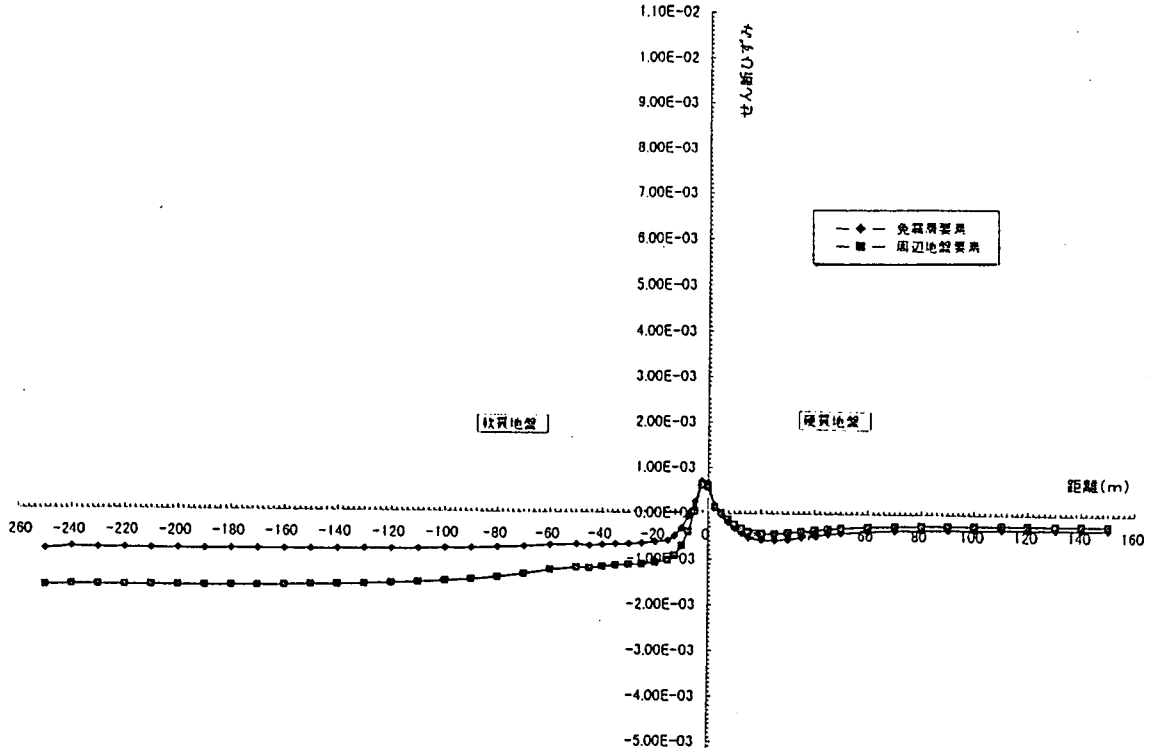


図-9.6.17　軸方向解析ケースLG-0のせん断ひずみ分布〔免震層無し〕

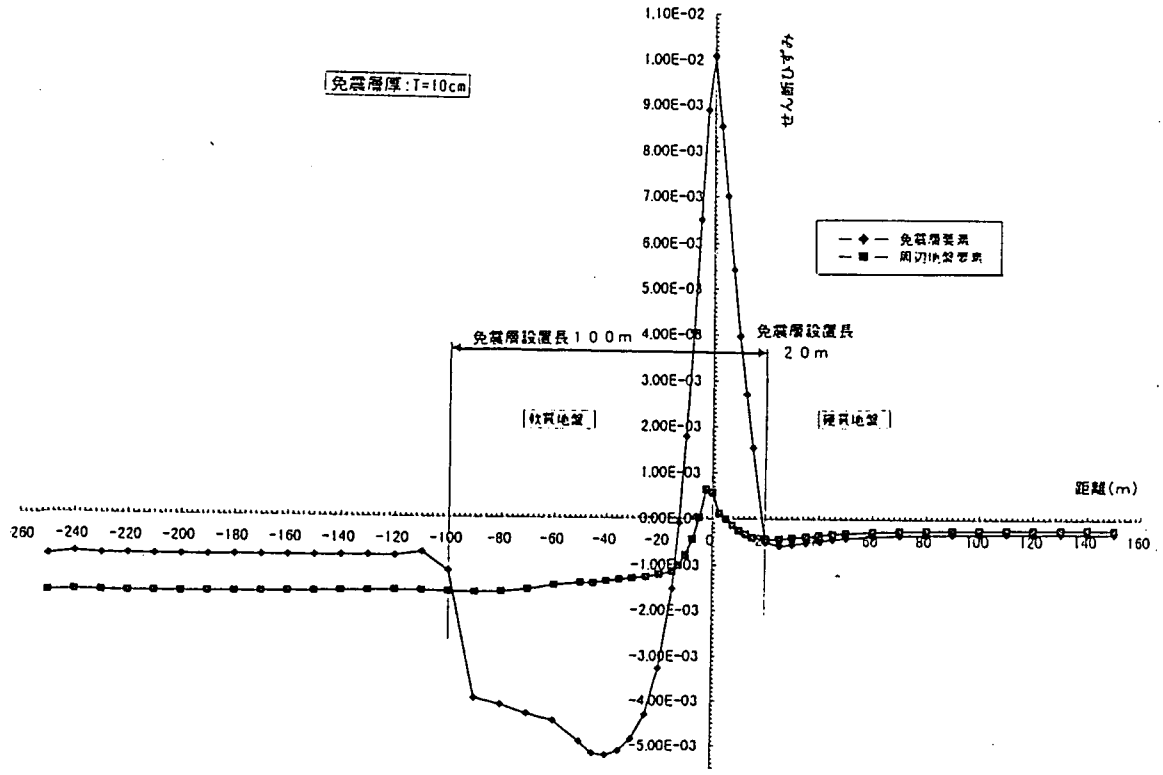


図-9.6.18　軸方向解析ケースLG-5のせん断ひずみ分布〔免震層有り〕

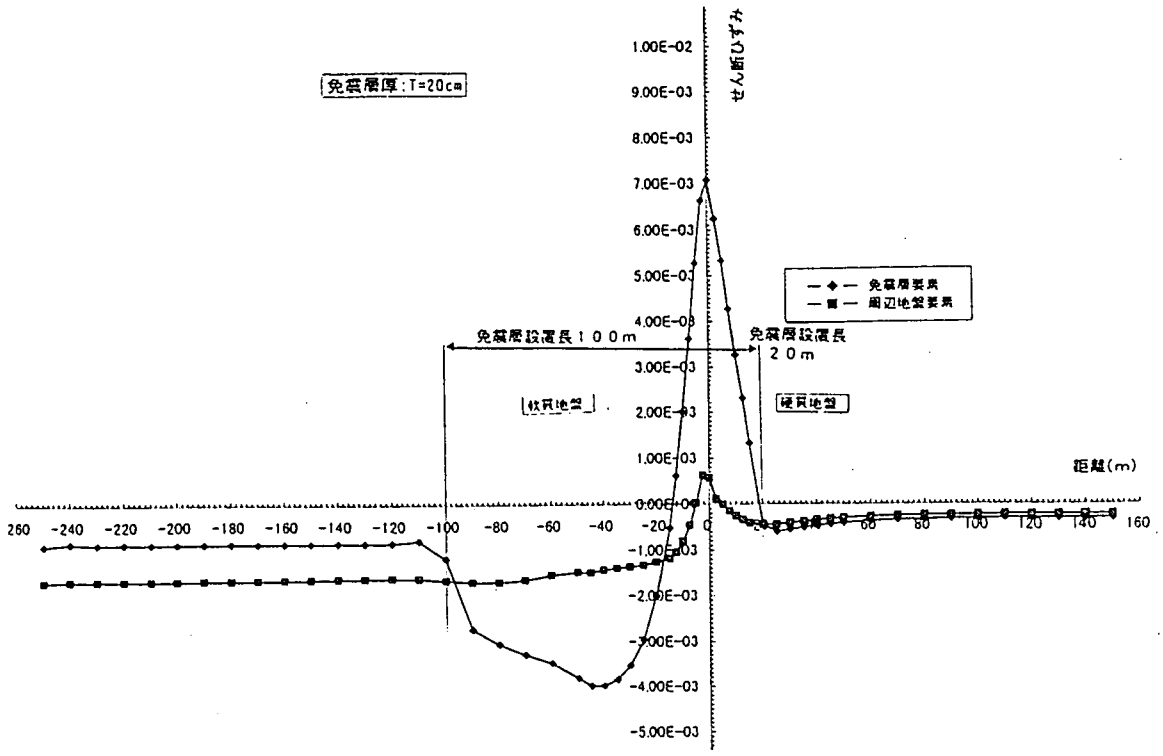


図-9.6.19　軸方向解析ケースLG-6のせん断ひずみ分布〔免震層有り〕

なお、免震層厚さ10cmの解析ケースLG-5と免震層厚さ20cmの解析ケースのLG-6の比較より、免震層の層厚によるトンネルに発生する最大軸ひずみの差はそれ程顕著でないことがわかる。

3)　トンネル軸直角方向に対する免震層の配置に関する解析結果

各解析ケース毎にシールドトンネルに発生する軸ひずみ ε_2（トンネル奥行き方向）および半径方向ひずみ ε_3（板厚方向）の値を、トンネル上部、トンネル側部およびトンネル底部それぞれについて整理した結果を図-9.6.20 に示す。また、免震層を設置した場合のトンネル縦断方向の分布を解析ケースTR-2について、図-9.6.21 ～図-9.6.22 に示す。

解析ケースTR-1～TR-3までのケースでは、免震層の設置区間を長くすることにより、トンネルに発生ひずみ量は低減されることがわかる。ただし、免震層を硬質地盤及び軟質地盤にそれぞれ12.5mずつ設置した場合（TR-2）と25.0mずつ設置した場合（TR-3）とでは最大ひずみ値にほとんど差が生じない。すなわち、本解析条件では、軸直角方向に対する免震効果を発揮させるためには、免震層を硬質地盤及び軟質地盤にそれぞれ12.5mずつ設置すればよいことを示している。

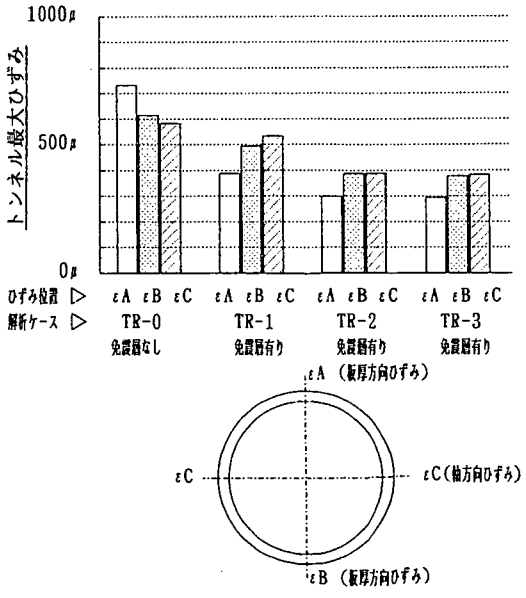


図-9.6.20　軸直角方向各解析ケースごとの最大ひずみ量の比較

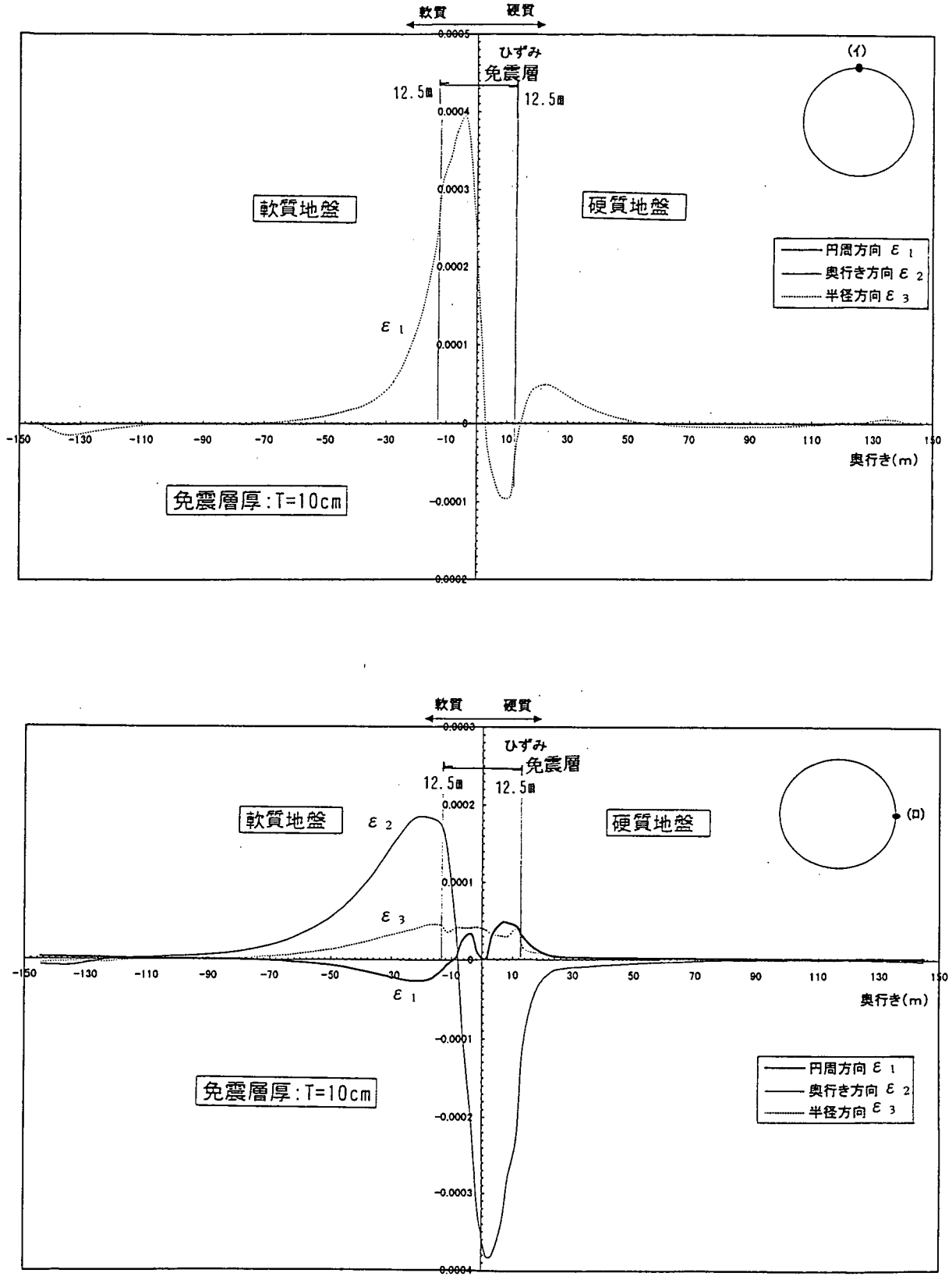
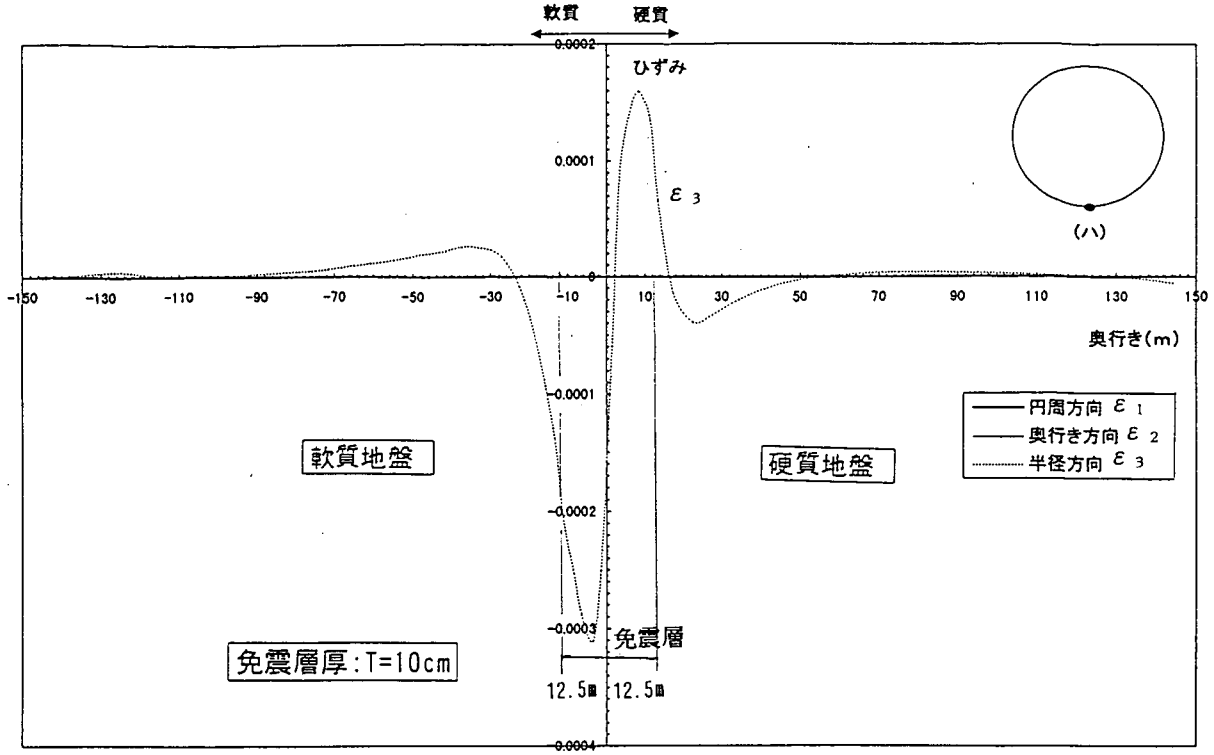


図-9.6.21　軸直角方向解析ケースTR-2のトンネルひずみ分布〔免震層有り〕



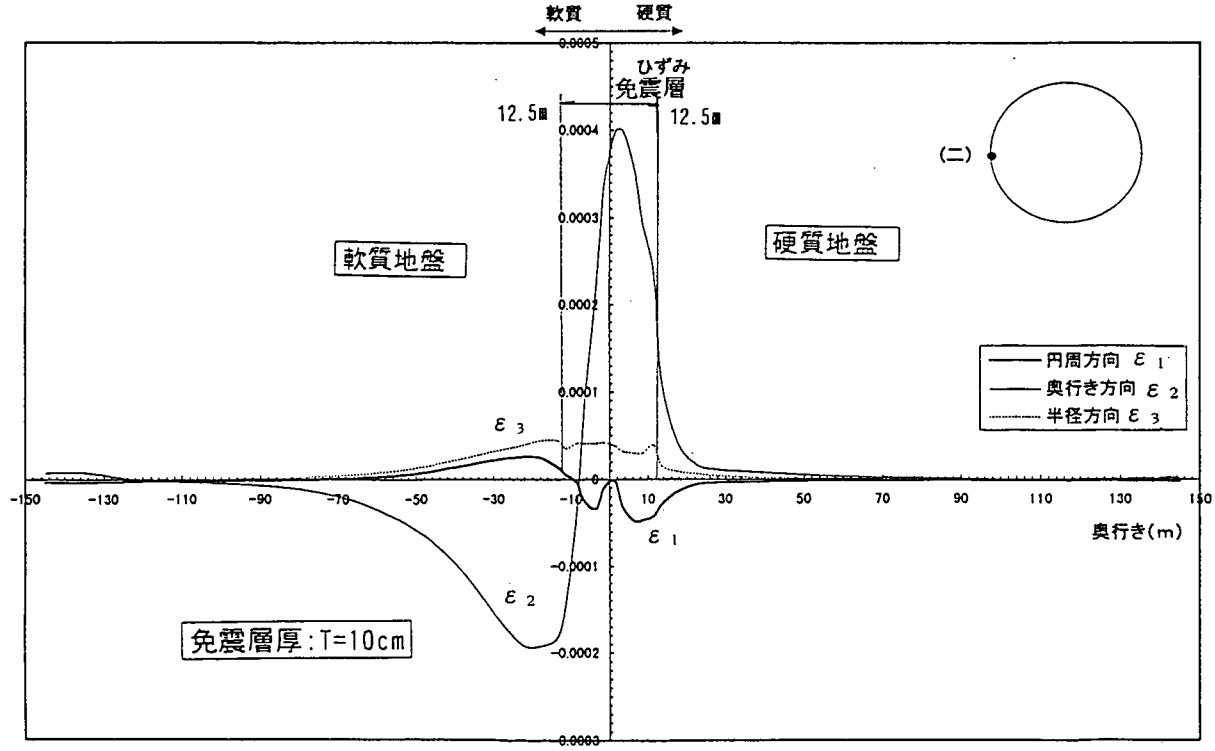


図-9.6.22　軸直角方向解析ケースTR-2のトンネルひずみ分布〔免震層有り〕

(5) まとめ

本節では、地質条件急変部を通過するシールドトンネルを対象として、免震材の配置方法ならびに免震層厚が免震効果に及ぼす影響を検討することを目的として、静的3次元ＦＥＭ解析を行った。

本検討により明らかとなった知見をまとめると以下の通りである。

1) トンネル軸方向の解析

- トンネル軸方向の解析結果より、免震層を軟質地盤側に約 100m、硬質地盤側に約20m程度設置すると、トンネルに発生する最大軸方向ひずみ量が約1600×10^{-6}から約 900×10^{-6}に低減された。これは、免震層が無い場合のトンネルおよび地盤の変位分布、またひずみ分布から明らかな様に、軟質地盤側約 100m、硬質地盤側に約20m付近まで、地盤条件急変部の影響を受けているためと考えられる。この地盤条件急変部の箇所に免震層を設置すると、免震層のせん断係数が5 kgf/㎠と軟かいため、周辺地盤との絶縁効果が現われ、トンネルに発生するひずみ量が低減されたものと考えられる。
- 免震層には周辺地盤とトンネルを絶縁するため、大きなせん断ひずみが生じている。免震層10㎝での免震層に発生する最大せん断ひずみは、約10000×10^{-6}、免震層20㎝では7000×10^{-6}に達している。
- 免震層の設置長を短かくした各解析ケースLG-1～LG-4では、トンネルの免震効果はそれ程顕著でない。これは、免震層が無い場合の解析結果より推定される地盤の変位およびひずみ分布の地盤条件急変部の影響範囲よりも短かい区間に免震層を設置しても免震効果は十分発揮されないことを示している。

  したがって、免震層の設置範囲は、軟質地盤および硬質地盤側の変位およびひずみがある程度一定値に収れんした範囲、すなわち地質条件急変部の影響範囲に設定すると効果があると言える。
- 免震層10㎝と20㎝の層厚の変化によるトンネルの免震効果はLG-5とLG-6の解析ケースから明らかな様に、それほど顕著ではなかった。

2) トンネル軸直角方向の解析

- トンネル軸直角方向の免震層が無い場合の解析結果は、トンネルの曲げ変形によるものが主体であり、軟質地盤側および硬質地盤側の地盤境界より比較的短かい位置にひずみのピークが発生する。したがって、軸方向と比較して、免震層の設置範囲を小さくしても、免震効果が現れる。
- 免震層の設置範囲としては、曲げモーメントのピーク値が発生している箇所に配置すれば効果があり、解析ケースTR-2とTR-3の比較より、硬質地盤及び軟質地盤側にそれぞれ12.5m以上長く設置しても、免震効果はさらには向上しない。

参考文献

1) 建設省土木研究所：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)、土木研究所資料第3119号、平成4年3月

＜研究担当＞ 日本シビックコンサルタント(株)

9．7　3次元ＦＥＭモデルを用いた開削トンネル縦断方向に対する免震材配置の検討

(1) 検討概要

本節では、地盤条件および構造条件の急変部における開削トンネルを対象として、3次元ＦＥＭモデルを用いて一様な静的水平震度（Kh=0.30）を与えた場合に生じる開削トンネルの地震時増分応力度を分析することにより、免震材の配置方法と免震開削トンネルの適用条件について検討を行った。

(2) 検討条件

開削トンネルは平成7年度の検討と同じ2連ボックスカルバートを対象とした。表層地盤も平成7年度の検討で用いた軟質地盤と硬質地盤により、図-9.7.1と図-9.7.2に示すように、層厚 30mの表層地盤が軟質地盤から硬質地盤に急変する場合（以後、地層急変部と呼ぶ）と、軟質地盤の層厚が 30mからトンネル下面位置深さに急変する場合（以後、軟質層厚急変部と呼ぶ）の2通りを設定した。

一方、構造条件急変部としては、図-9.7.3に示す開削トンネルと立坑との取合部（以後、立坑との取合部と呼ぶ）を対象として検討を行った。立坑は鉄筋コンクリート造の仮想構造物（想定規模：縦15m ×横16m×深さ15m、壁厚1.0m、底版厚3.5m）であり、表層地盤は軟質地盤とした。

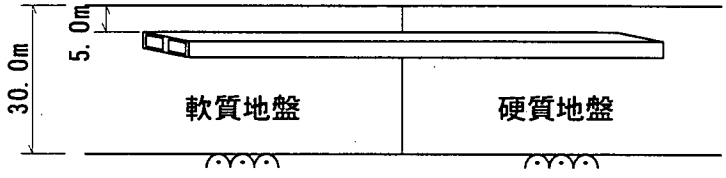


図-9.7.1　地層急変部

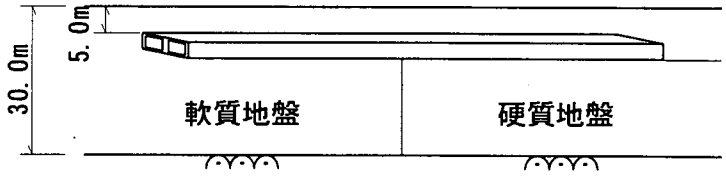


図-9.7.2　軟質層厚急変部

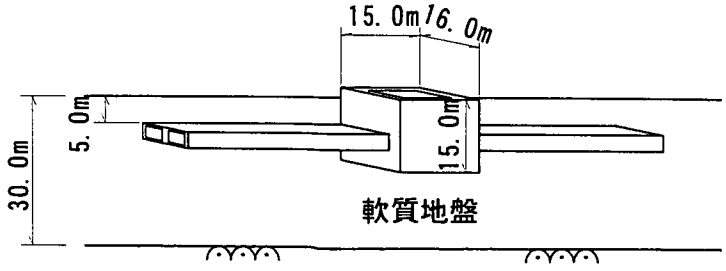


図-9.7.3　立坑との取合部

免震材（厚さ10cmの弾性ゴム系材料を仮定）の配置方法は、以下に示す①～③の条件を設定した。

【地層急変部】と【軟質層厚急変部】における免震材の配置方法

①免震材なし　　：免震材を配置しない

②急変部の前後各 45m区間：解析モデル中央の急変部から前後 45m区間（合計 90m区間）において、免震材をトンネル外周全面に配置する

③トンネル全長　　：解析モデルの全長にわたり免震材をトンネル外周全面に配置する

【立坑との取合部】における免震材の配置方法

①免震材なし　：免震材を配置しない

②トンネル周面：立坑との接合位置から 10mの区間において、免震材をトンネル外周全面に配置する

③周面＋接合部：②の配置に加え、トンネルと立坑との接合面にも厚さ10cmの免震材を挟み込む

(3) 解析モデルおよび解析ケース

本解析では、トンネル中心軸から幅120mの範囲を解析領域とし、対称性を考慮して図-9.7.4および図-9.7.5に示す 1/2モデルを作成した。トンネル縦断方向のモデル長は、地盤および構造条件急変部付近のトンネル挙動に及ぼす影響について予備解析した結果より、影響が無視し得る長さとしてトンネル軸方向に水平震度を与える場合には420m、トンネル軸直角方向に水平震度を与える場合には210mを採用した。

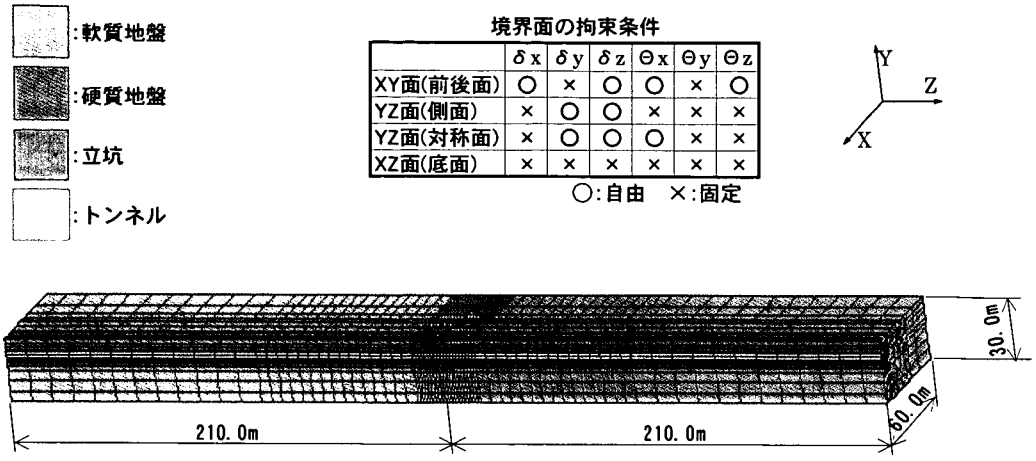
地盤、免震材および立坑は３次元連続体要素（等方均質弾性体）、トンネル構造部材は薄肉シェル要素（等方均質弾性体）にモデル化した。ただし、立坑は地盤条件急変部の解析における要素分割をそのまま用いてモデル化したため、立坑内部にも要素が存在するので、これを考慮して弾性係数と単位体積重量を定めた。解析に用いた入力定数を表-9.7.1～表-9.7.2に、解析ケースを表-9.7.3示す。

表-9.7.1　地盤・免震材および立坑の入力定数

	軟質地盤	硬質地盤	免震材	立　坑
単位体積重量 γ (tf/m^3)	1.6	1.8	1.0	1.38
弾性係数 E (tf/m^2)	6440	16120	59.6	1.44×10^6
せん断弾性係数 G (tf/m^2)	2160	5560	20.0	5.98×10^5
ポアソン比　ν	0.49	0.45	0.49	0.20

表-9.7.2　トンネル構造部材の入力定数

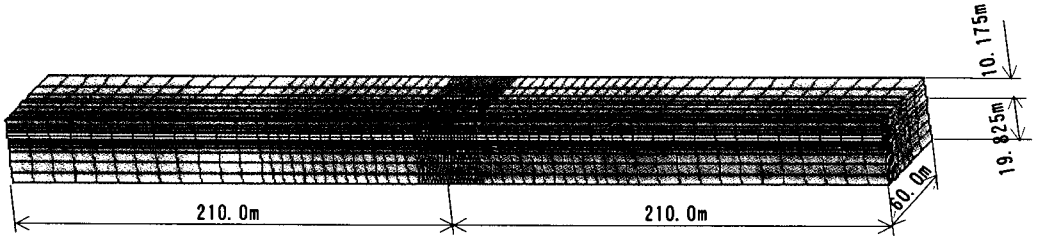
	側　壁	中壁(半分)	上床版	下床版
単位体積重量 γ (tf/m^3)	2.5	2.5	2.5	2.5
弾性係数 E (tf/m^2)	2.6×10^6	1.3×10^6	2.6×10^6	2.6×10^6
ポアソン比　ν	0.20	0.20	0.20	0.20
厚　さ　t	0.55	0.30	0.65	0.70



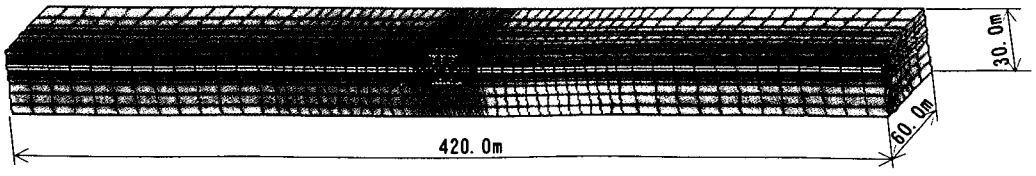
	δx	δy	δz	Θx	Θy	Θz
XY面(前後面)	○	×	○	○	×	○
YZ面(側面)	×	○	○	×	×	×
YZ面(対称面)	×	○	○	○	×	×
XZ面(底面)	×	×	×	×	×	×

○:自由　×:固定

(a)　地層急変部



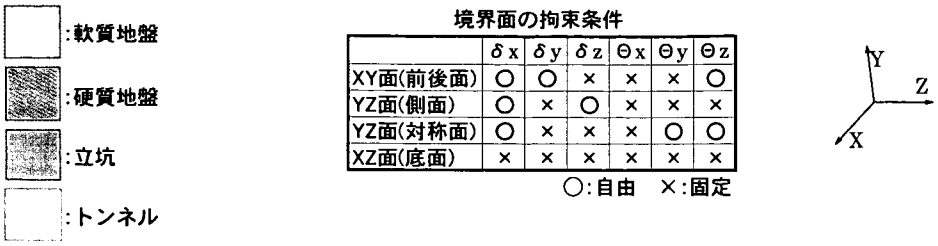
(b)　層厚急変部



(c)　立坑との取合部

30.00
GEOM. SCALE [

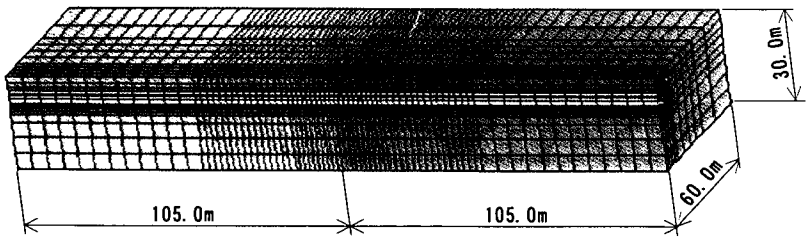
図-9.7.4　解析モデル概念図（軸方向加震時）



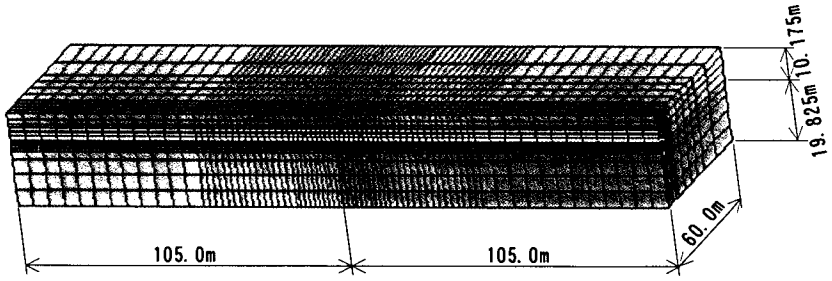
境界面の拘束条件

	δx	δy	δz	Θx	Θy	Θz
XY面(前後面)	○	○	×	×	×	○
YZ面(側面)	○	×	○	×	×	×
YZ面(対称面)	○	×	×	×	○	○
XZ面(底面)	×	×	×	×	×	×

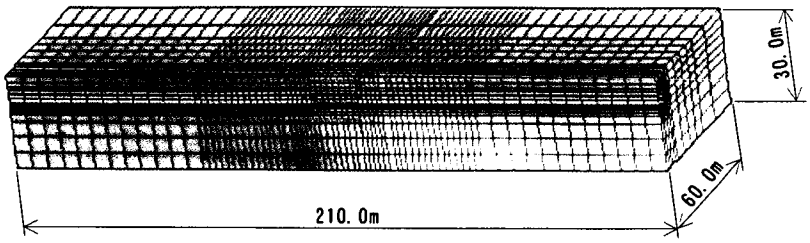
○:自由　×:固定



(a)　地層急変部



(b)　層厚急変部



(c)　立坑との取合部

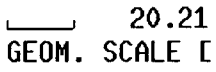


図-9.7.5　解析モデル概念図（軸直角方向加震時）

表-9.7.3　解析条件および解析ケース

	免震材の配置方法			加震方向 (Kh=0.30)
	①	②	③	
【地層急変部】 軟質地盤　硬質地盤	なし	急変部から 軟質側＝45m 硬質側＝45m	急変部から 軟質側＝全長 硬質側＝全長	軸方向 軸直角方向
【軟質層厚急変部】 軟質地盤　硬質地盤	なし	同　上	同　上	軸方向 軸直角方向
【立坑との取合部】 軟質地盤　立坑　軟質地盤	なし	取合部から ﾄﾝﾈﾙ周囲＝10m	取合部から ﾄﾝﾈﾙ周囲＝10m 接合面＝10cm	軸方向 軸直角方向

(4)　検討結果と考察

図-9.7.6および図-9.7.7は、トンネル中心位置におけるトンネルと解析モデル側方境界（以降、自然地盤と呼ぶ）の変位をトンネル軸に沿って比較して示したものである。また、図-9.7.8～9.7.13にトンネル側壁の最大応力度分布（絶対値）を示す。ここで、トンネル縦断方向および横断方向の軸応力σ_nと曲げ応力σ_bは、シェル要素の内・外面に生じた直応力度を用いて次式により求めたものである。

$$\sigma_n=(\sigma_i+\sigma_o)/2 \qquad (9.7.1)$$

$$\sigma_b=(\sigma_i-\sigma_o)/2$$

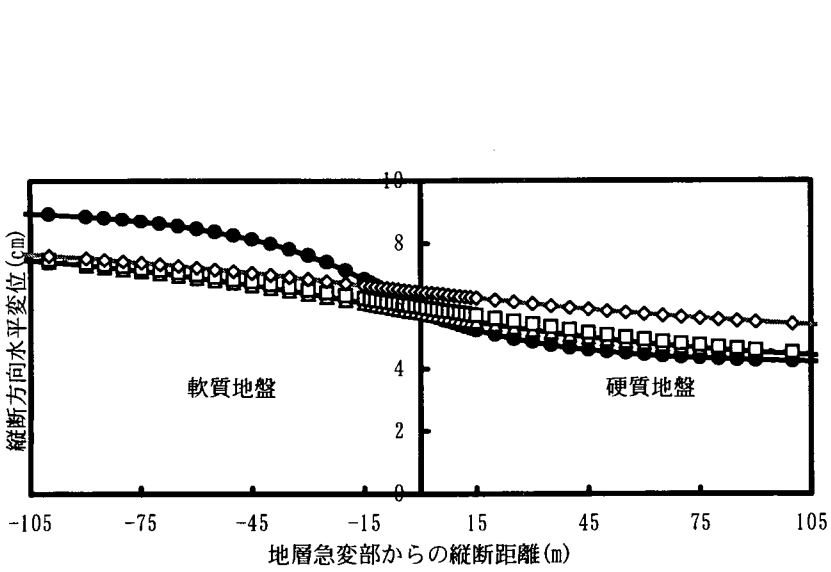
ここに、σ_i：シェル要素の内空側表面におけるトンネル縦断方向または横断方向の直応力度

σ_o：シェル要素の地盤側表面におけるトンネル縦断方向または横断方向の直応力度

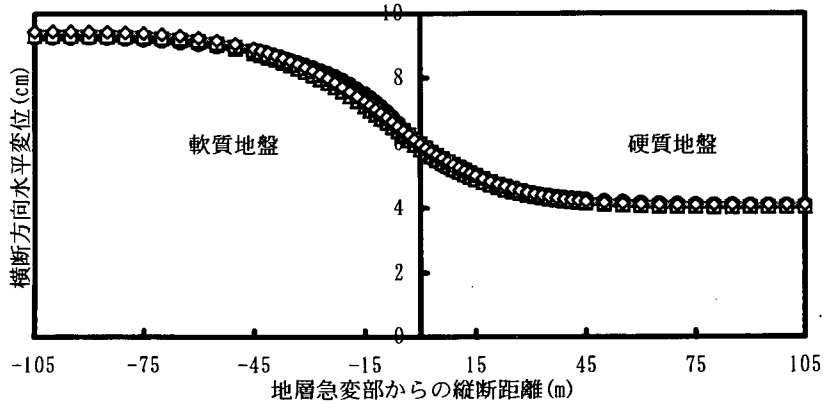
一方、横断方向と縦断方向のせん断応力τおよび面内せん断応力τ_{xy}は、いずれもシェル要素の厚さ中心位置の応力度で表したものである。横断方向と縦断方向のせん断応力はシェル要素の横断方向および縦断方向への面外変形と、面内せん断応力はシェル要素の面内変形と、それぞれ関係が深いせん断応力度である。

1)　地盤条件急変部の場合

トンネル等の線状地下構造物は地震時の地盤変形に追随して変形する特徴がある。今回の条件では、図-9.7.6および図-9.7.7に示すように、軸直角方向加震時のトンネルの変形は殆ど自然地盤の変形と一致する。これに対し、軸方向加震時のトンネルの変形は自然地盤の変形よりも直線的な分布を呈しており、自然地盤の変形と必ずしも一致するとは言い難い。これは、地盤の剛性に比べてトンネルの軸曲げ

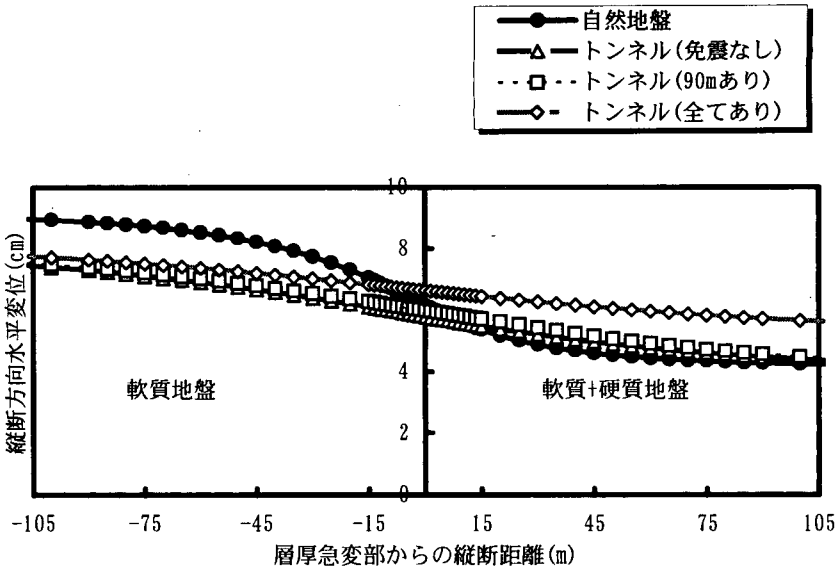


(a)軸方向加震時

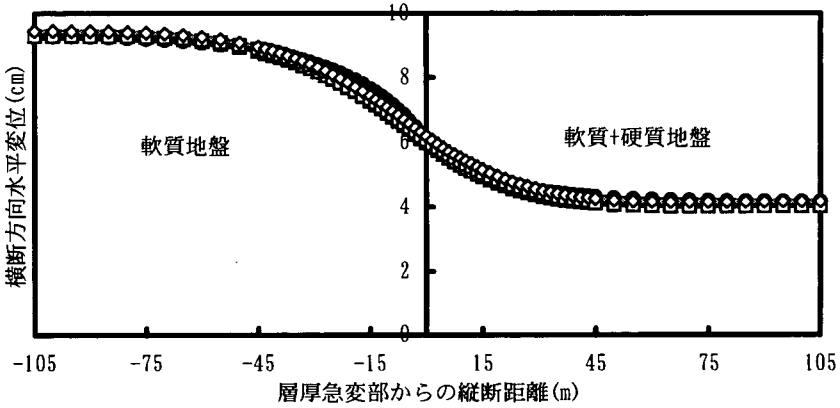


(b)軸直角方向加震時

図-9.7.6　地層急変部の地盤およびトンネルの変位分布



(a)軸方向加震時



(b)軸直角方向加震時

図-9.7.7　層厚急変部の地盤およびトンネルの変位分布

剛性が小さく、軸剛性が大きいためと考えられる。

また、地盤条件急変部付近の自然地盤の変形をみると、軸直角方向加震時よりも軸方向加震時の方が変化が緩やかな分布になっている。これは、軸方向加震時には地盤のせん断変形に加えて圧縮（引張）変形が生じることが要因の一つと考えられる。

図-9.7.8～9.7.11に示す地層や軟質層厚急変部に位置する開削トンネルの側壁に発生する地震時増分最大応力度をみると、トンネルボックス間の縦断方向継ぎ手を剛結合と仮定した今回の条件では、軸方向加震時のトンネル縦断方向軸応力、軸直角方向加震時のトンネル横断方向曲げ応力が最も側壁の耐震性を左右する応力成分と考えられる。ただし、開削トンネルでは20～30m 程度の間隔で施工目地・伸縮継ぎ手等を設けることが多く、これらの縦断方向継ぎ手の軸剛性がトンネルのそれよりも十分小さい場合には、軸方向加震時のトンネル縦断方向軸応力は激減する。この場合、軸直角方向加震時のトンネル横断方向曲げ応力が側壁の耐震性を左右する成分になると推察される。

以上のような考察の基、ここでは、軸方向加震時のトンネル縦断方向軸応力と軸直角方向加震時のトンネル横断方向曲げ応力に着目し、地盤条件急変部に位置する開削トンネルに対する免震化の適用性と免震材の配置方法について考察する。

① 縦断方向軸応力

トンネル軸方向加震時の縦断方向軸応力度は、図-9.7.8および図-9.7.10 に示すように解析モデル中央の地盤条件急変部を頂点とした三角形状の分布を呈する。地盤条件急変部の前後 45m区間に免震材を配置した場合、地盤条件急変部の最大値は2割程度減少し、免震材を十分に長く配置した場合には4割程度減少する。地盤条件急変部付近に生じる縦断方向軸応力度は、免震材の配置区間が長いほど低減率が増大することが分かる。免震材の配置区間端部付近では逆に増加する部分も認められるが、地盤条件急変部の最大値を超えないので、軀体の断面設計に影響を及ぼすことは希と考えられる。

したがって、開削トンネルの縦断方向継ぎ手が剛結合と同等の場合には、地震時に地層や軟質層厚急変部に大きな縦断方向軸応力度が生じる可能性があるので、この縦断方向軸応力度を指標として、免震開削トンネルの適用性を検討すればよいことが分かる。また、免震材を長く配置するほど縦断方向軸応力度の低減効果も向上するが、免震材をいたずらに長い区間に配置すると常時の安定性にも注意が必要となるので、経済性をも加味して免震材の配置方法を定めることが重要と考えられる。

② 横断方向曲げ応力

軸直角方向加震時の横断方向曲げ応力度は、図-9.7.9および図-9.7.11 に示すように地盤条件急変部の左側地盤（地層急変部の軟質地盤側、軟質層厚急変部の厚い側）の一様分布域から1波形分の増減があって、右側地盤（地層急変部の硬質地盤側、軟質層厚急変部の薄い側）の一様分布域に至る分布性状を呈する。地盤条件急変部の左側部分では左側地盤の一様分布域よりも減少するが、右側部分では逆に右側地盤の一様分布域よりも増加する現象が認められる。今回の条件では、軟質層厚急変部の右側部分が左右両地盤の一様分布域よりも2割程度大きくなった。

地盤条件急変部の前後 45m区間に免震材を配置した場合、横断方向曲げ応力度は免震材を配置した区間の大部分の範囲で2～3割程度減少するが、配置区間以外の範囲では殆ど変化しない。免震材の

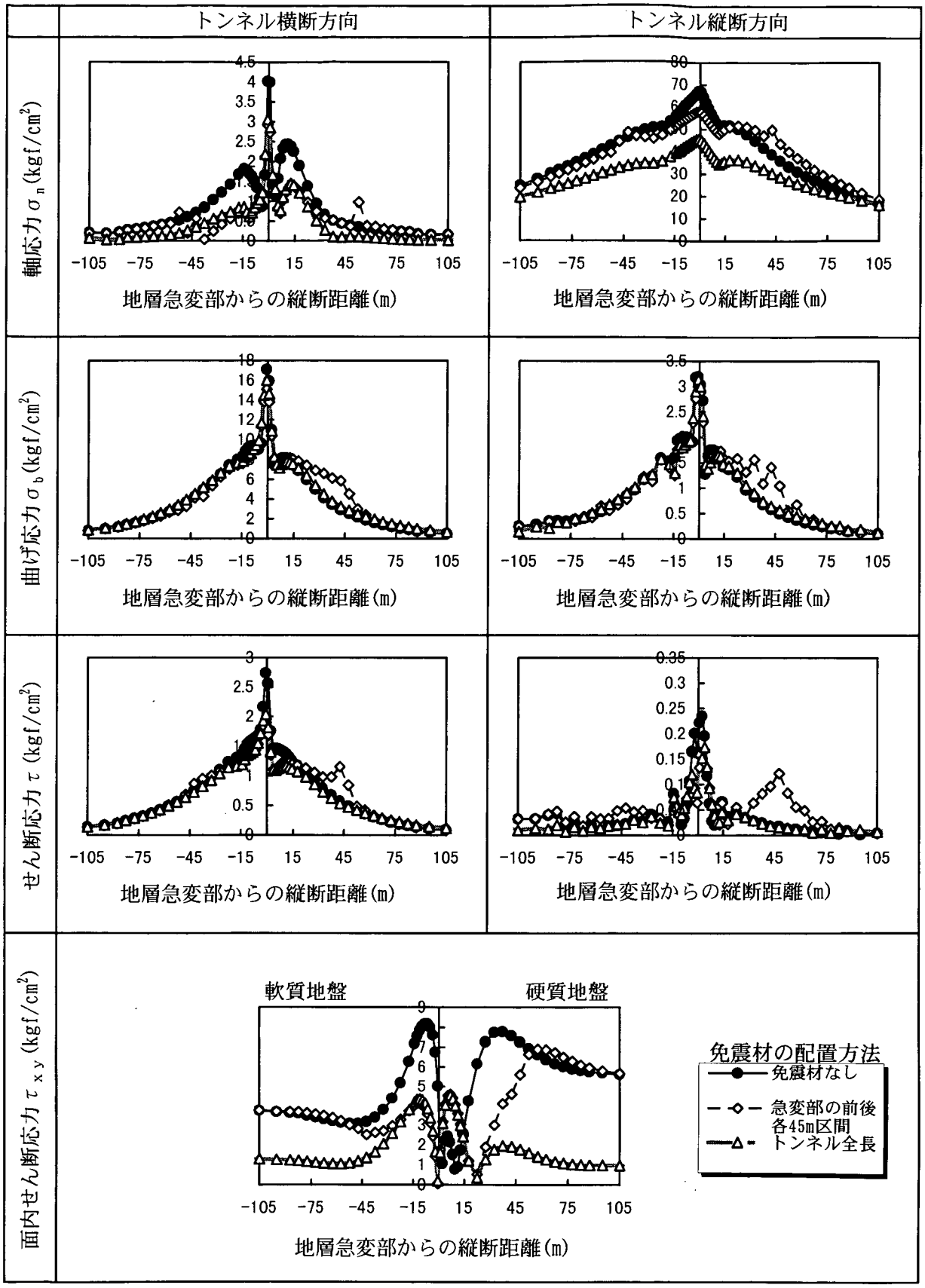


図-9.7.8　軸方向加震時の側壁の最大応力度（地層急変部）

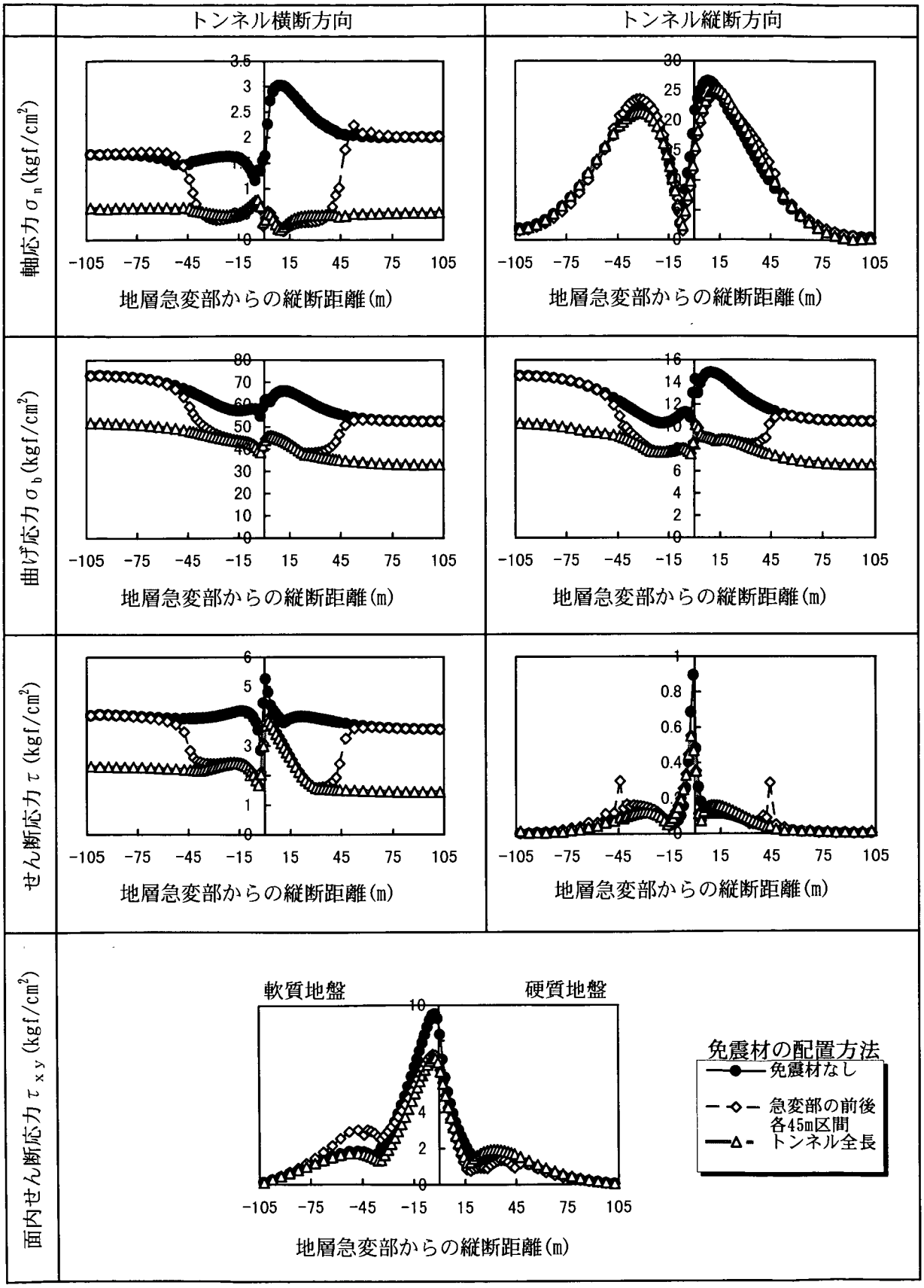


図-9.7.9　軸直角方向加震時の側壁の最大応力度（地層急変部）

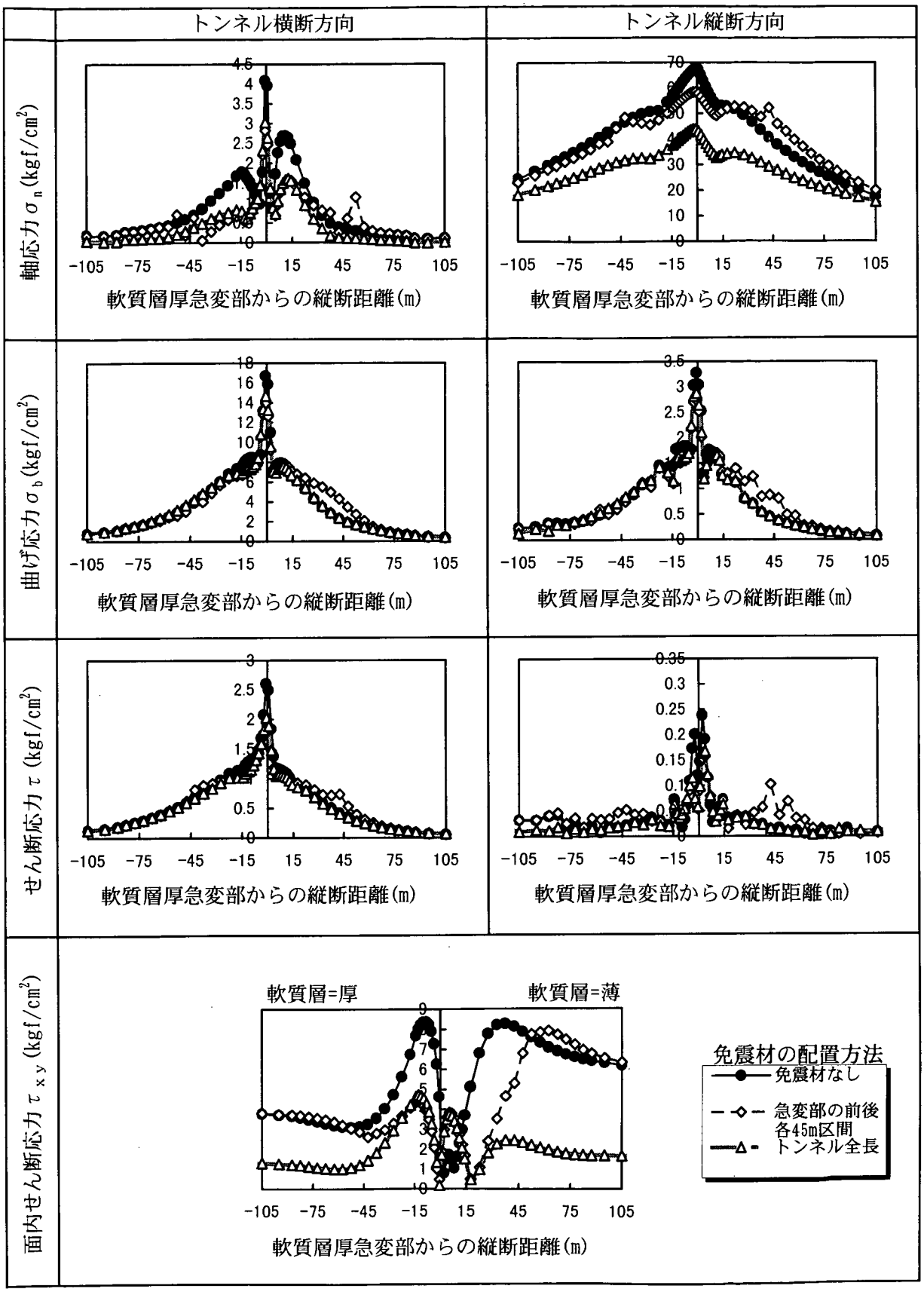


図-9.7.10　軸方向加震時の側壁の最大応力度（層厚急変部）

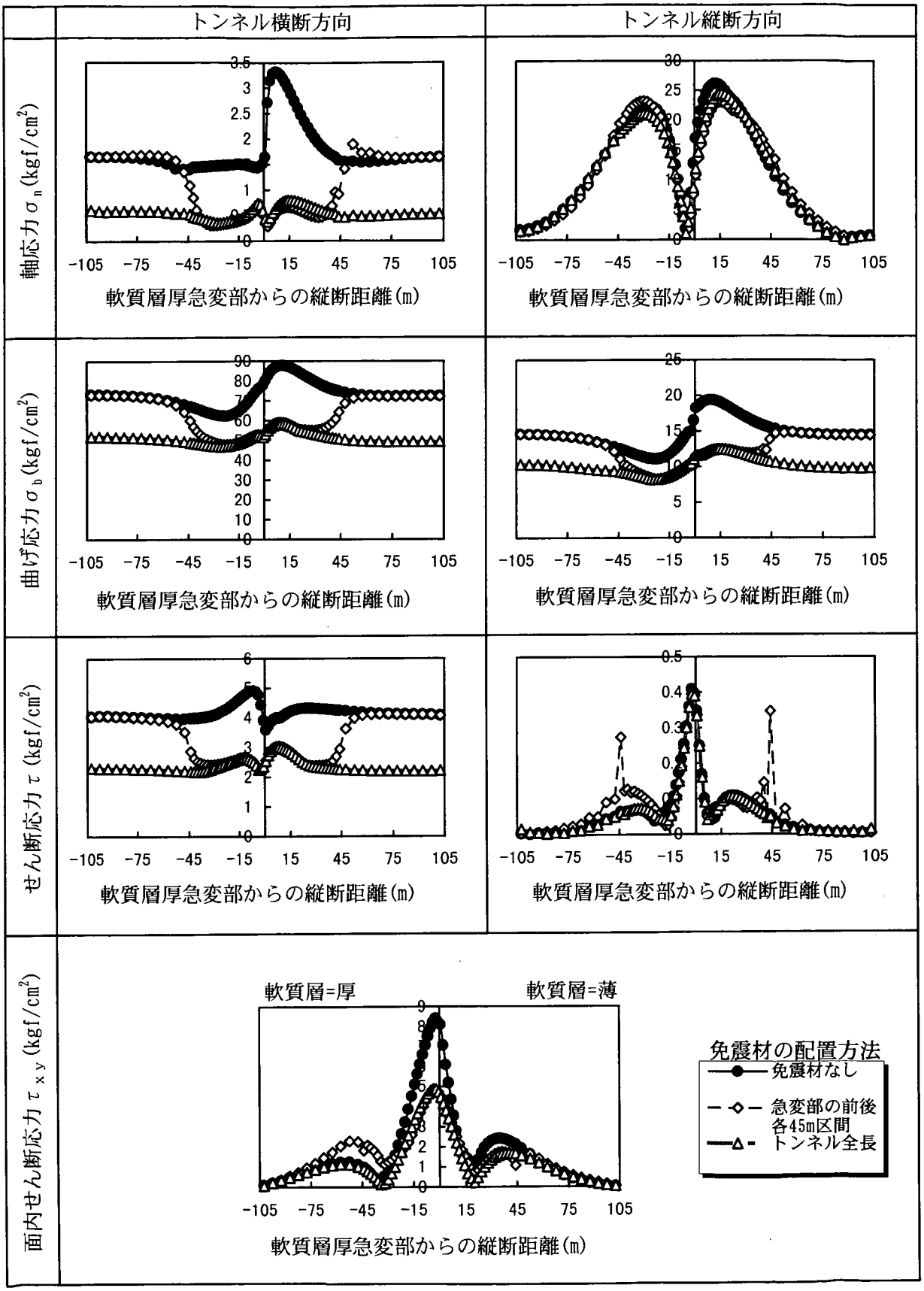


図-9.7.11　軸直角方向加震時の側壁の最大応力度（層厚急変部）

配置区間が長くなってもこの性状は変わらない。

これらの結果より、軟質層厚急変部には、地震時に軟質層が厚い側と薄い側の一様地盤に生じる横断方向曲げ応力度を上回る曲げ応力度が生じる場合があるため、設計断面の変更に至る可能性がある。今回の条件と同様な場合には、この横断方向曲げ応力度を指標として、免震開削トンネルの適用性を検討すればよいことが分かる。免震層によって横断方向曲げ応力度を低減させる場合、免震材の配置区間が長くなっても発生応力が殆ど変わらないことを考慮して、免震材の配置方法を定めることが重要と考えられる。

2) 立坑との取合部の場合

図-9.7.12および図-9.7.13は、立坑との取合部に位置する開削トンネルの側壁に発生する地震時増分最大応力度のトンネル軸方向分布を示したものである。これより、トンネルボックス間の縦断方向継ぎ手を剛結合と仮定した今回の条件では、軸方向加震時のトンネル縦断方向軸応力と面内せん断応力度、並びに軸直角方向加震時のトンネル縦断方向軸応力度が最も側壁の耐震性を左右する成分と考えられる。これらの応力度は、立坑との接合部から10～30m(立坑中心から17.5～37.5m)の範囲に集中して発生する。この範囲には、一般にトンネルボックス間の縦断方向継ぎ手が設けられないので、その他の区間にある縦断方向継ぎ手の軸剛性がトンネルのそれよりも十分小さい場合でも、地震時増分応力度は大きく低減せず、耐震性を左右する成分になるものと推察される。

そこで、ここでは、軸方向加震時のトンネル縦断方向軸応力と面内せん断応力、並びに軸直角方向加震時のトンネル縦断方向軸応力に着目して、立坑との取合部に対する免震化の適用性と免震材の配置方法について考察する。

① 縦断方向軸応力

トンネル軸方向加震時および軸直角方向加震時の縦断方向軸応力度は、トンネル深さにおける立坑と地盤の変形の違いに起因して生じる応力であり、軸方向加震時の縦断方向軸応力度は縦断方向軸力、軸直角方向加震時の縦断方向軸応力度は縦断方向曲げモーメントと密接な関係がある。今回の条件では、図-9.7.14 に示すようにトンネル深さにおける立坑の変形は自然地盤（解析モデル側方境界面で代用）よりも小さいことから、立坑は地盤に追随して変形するトンネルを引き戻していることが分かる。軸方向加震時のトンネル縦断方向軸応力と面内せん断応力、軸直角方向加震時のトンネル縦断方向軸応力度は、図-9.7.12 および図-9.7.13 に示すように立坑との接合部をピークとし、10～15m(立坑中心から17.5～22.5m)迄の間で指数関数的に減少する分布性状を呈する。

また、立坑との接合部から10m の区間に、免震材をトンネル外周全面にだけ配置してトンネルと地盤を絶縁した場合には、立坑との接合部付近の応力度は殆ど低減せず、免震効果は殆ど認められない。一方、立坑との接合面に免震材を配置することにより、接合部付近に生じる応力度は急激に減少することが分かる。これは、前述したように立坑との接合部付近に生じる応力度は、トンネル深さにおける立坑と地盤の変形の違いに起因して生じるため、立坑の変形がそのままトンネルに伝わらないように免震材を配置することにより、接合部付近の応力度が激減したものと考えられる。

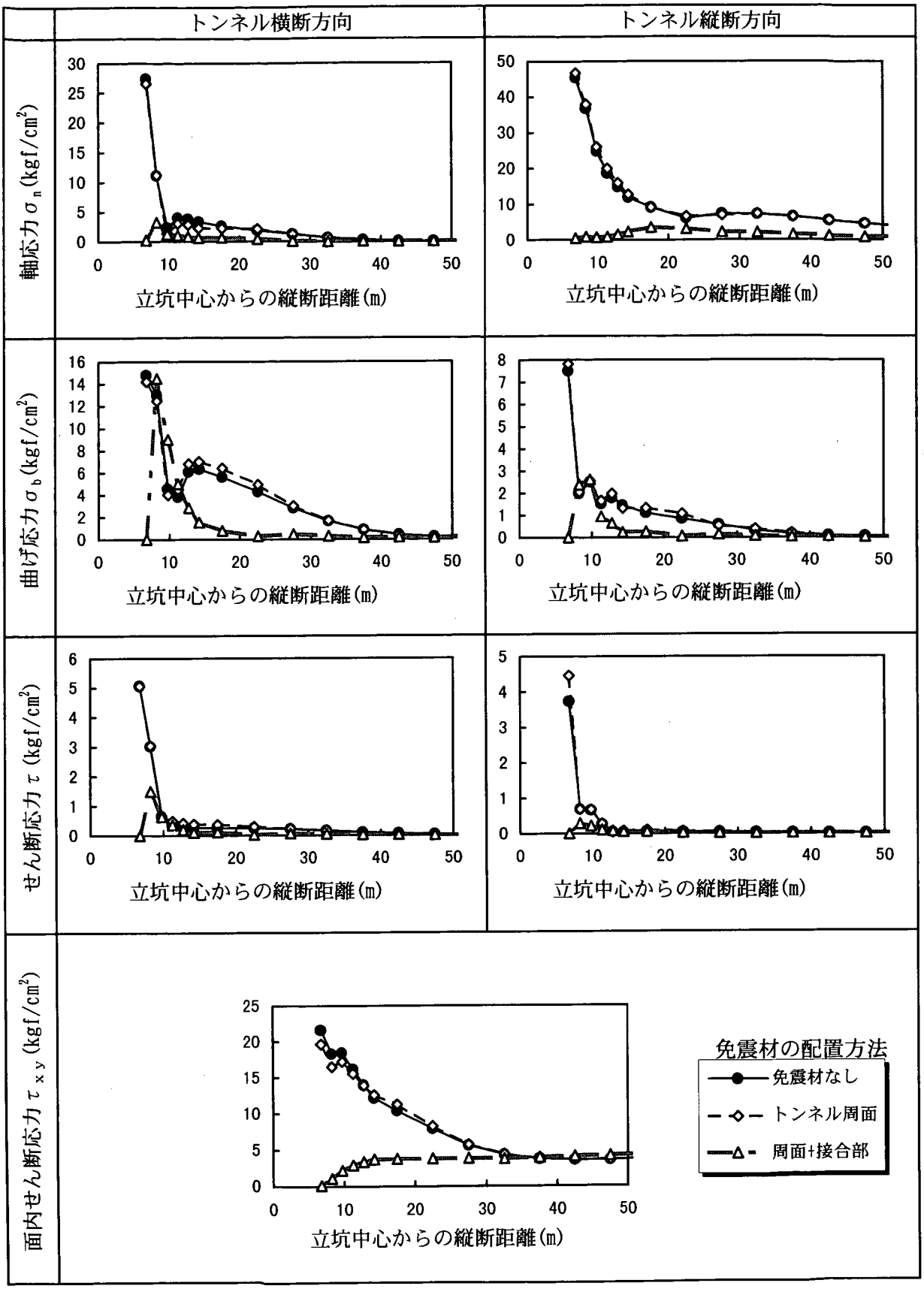


図-9.7.12　軸方向加震時の側壁の最大応力度（立坑との取合部）

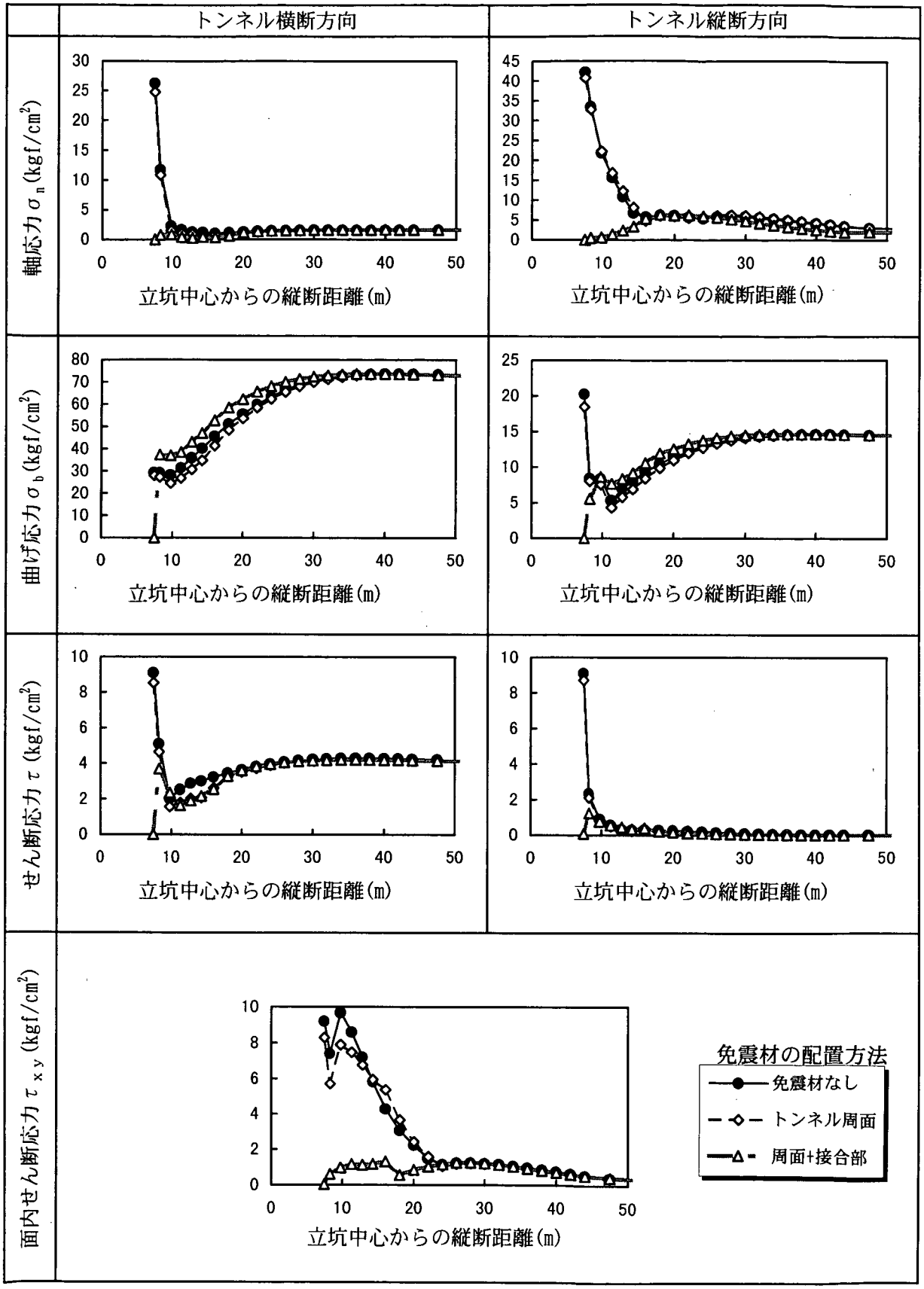


図-9.7.13　軸直角方向加震時の側壁の最大応力度（立坑との取合部）

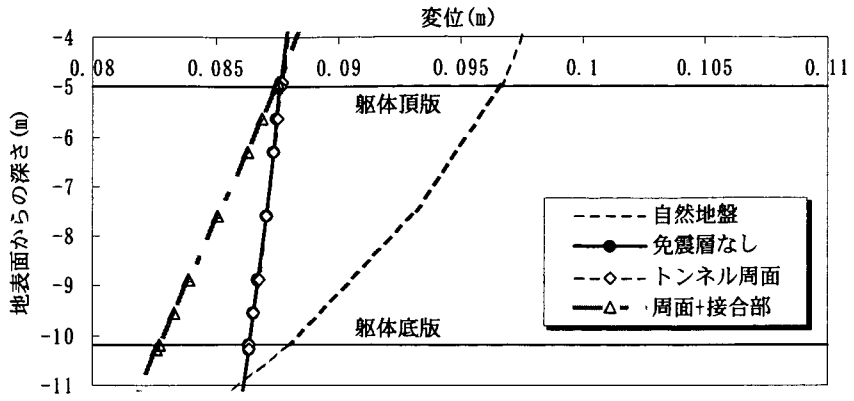


図-9.7.14　トンネル深さにおける立坑と自然地盤の変形

② 面内せん断応力

軸直角方向加震時の面内せん断応力度も前述した縦断方向軸応力度と同様に、図-9.7.12 に示すように立坑との接合部をピークとし、30m(立坑中心から37.5m)迄の間で指数関数的に減少する分布性状を呈する。

立坑との接合部から10m の区間に、免震材をトンネル外周全面に配置した場合、立坑との接合部付近の応力度は殆ど低減せず、免震効果は殆ど認められない。ところが、立坑との接合面に免震材を配置することにより、接合部付近の応力度は急激に減少する。これは、前述した縦断方向軸応力度の低減メカニズムと同じ理由によるものと考えられる。

以上の結果より、トンネル深さにおける立坑と自然地盤の地震時変形が異なる場合には、立坑とトンネルとの結合部付近に大きな縦断方向軸応力度と面内せん断応力度が生じる可能性があるため、これらの応力度を指標として立坑との取合部における免震の適用性を検討する必要がある。免震層によってこれらの応力度の低減を図る場合、立坑の変形がそのままトンネルに伝わらないように、立坑との接合部にも免震材を配置することが効果的な配置方法である。

(5) まとめ

今回の条件で得られた地盤条件急変部および立坑との取合部の開削トンネルにおける免震材の配置方法と免震開削トンネルの適用性に関する知見をまとめると以下の通りである。

① 開削トンネルの縦断方向継ぎ手が剛結合と同等の場合には、地震時に地層や軟質層厚急変部に生じる縦断方向軸応力度がトンネルの耐震性において支配的であるため、この縦断方向軸応力度を指標として、免震開削トンネルの適用性を検討する必要があると考えられる。免震層によって縦断方向軸応力度の低減を図る場合には、免震材の配置区間が長いほど地盤条件急変部付近に生じる応力度は減少する傾向を示すが、免震材をいたずらに長い区間に配置するのではなく、経済性や常時の安定性にも十分配慮してその配置方法を定めることが重要である。

② 地震時に軟質層厚急変部に生じる横断方向曲げ応力度は、層厚一様地盤として求めた横断方向曲げ応力度を上回る場合があるため、設計断面の変更に至る可能性がある。今回の条件と同様な場合には、この横断方向曲げ応力度を指標として、免震開削トンネルの適用性を検討する必要があると考えられ

る。免震層によって横断方向曲げ応力度の低減を図る場合には、免震材を配置した区間の大部分の範囲が減少するが、免震材の配置区間が長くなってもその発生応力が殆ど変わらないことを考慮して、その配置方法を定めることが重要である。

③ トンネル深さにおける立坑と自然地盤の地震時変形が異なる場合には、立坑とトンネルとの結合部付近に生じる縦断方向軸応力度と面内せん断応力度がトンネルの耐震性において支配的であるため、これらの応力度を指標として立坑との取合部における免震の適用性を検討する必要があると考えられる。免震層によってこれらの応力度の低減を図る場合には、免震材をトンネルの外周面に配置するだけでは十分な免震効果が期待できないため、立坑の変形がそのままトンネル本体に伝わらないように、立坑との接合部にも免震材を配置することが効果的と考えられる。

今後は、シールドトンネルと立坑との接合部についても本節と同様な検討が必要であるが、本検討結果から明らかなように、シールドトンネルにおいてもトンネル覆工外周に免震層を設けるだけでは大きな免震効果は期待できないため、立坑とトンネルを絶縁する、あるいはトンネル覆工の軸方向継ぎ手に弾性ワッシャー等を設置する柔構造等を併用した場合についても、免震効果を調査する必要があると考えられる。

＜研究担当＞　株式会社鴻池組

9．8 まとめと今後の課題

本年度は、免震設計法の研究として、常時の横断面の設計法と地震時の縦断方向の設計法の研究を行った。これにより、平成７年度の地震時の横断面の設計法の研究と併せて、免震トンネルの耐震設計全体を網羅することができた。平成８年度の研究の成果をまとめると以下のようになる。

(1) 常時の横断面の設計法

免震材の周辺地盤に対するせん断弾性係数比が0.01程度以上であれば、開削トンネルはもちろん、シールドトンネルでも常時荷重に対する免震層の影響は小さく無視できる。したがって、免震材としてせん断弾性係数比が0.01程度以上の材料を用いるのであれば、免震層を設置しない通常のトンネルに対する常時の設計法が適用できる。

(2) 縦断方向の免震設計法

縦断方向に対する免震設計の手順は、次のように提案される。

① 非免震の通常のトンネルの耐震設計を行う。

② 断面力の大きな部位に対し、低下させたい断面力の種類とその大きさを設定する。

③ 対象断面力に対応する断面力の分布図を描き、低減させる断面力を分散できる長さを両側に取って、免震区間とする。なお、軸力と曲げモーメントの両方を低減させたい場合は、先に軸力に対して免震区間長を設定するのがよい。

④ 免震層のせん断弾性係数は、周辺地盤の１％程度で数kgf/cm^2 を目安とし、厚さは10cm程度を目安とする。

⑤ 次のいずれかの解析方法により、免震効果の照査を行う。

- 免震層の影響を合成した地盤バネに支持された梁～バネモデルによる応答変位法
- 軸対称ＦＥＭモデルを用いた軸方向の静的解析法
- ３次元ＦＥＭ簡易モデルによる静的解析法

(3) 免震層の配置方法

① 開削トンネル横断面には、免震層を10cm程度の厚さで一様に、全周に配置するのがよい。

② 開削トンネル縦断方向には、トンネル剛性が高い場合、軸力を低減させるための必要免震区間長が長くなる。

③ 地盤剛性急変部に免震化を図る場合は、断面力の発生分布を考慮して、急変部境界から両側に免震区間を設けるのがよい。

④ 免震層を厚くしても、免震効果はあまり高くならない。

⑤ トンネル～立坑取合部が剛結合のままでは、免震効果が期待できないので、立坑とトンネルを絶縁する、あるいはトンネルの柔構造化を併用することが必要である。

以上の結果と昨年度の研究成果を踏まえて、次年度、免震設計法を確立するためには、次のような課題が残されている。

①トンネル縦断方向の解析で、梁～バネモデルを用いる場合の免震層のバネ評価方法の確立。

②トンネル縦断方向の免震効果の照査解析方法（３方法）の妥当性の確認（精査）

③トンネル～立坑取合部の免震化の構造検討

④トンネル横断面および縦断方向に対して免震化が適する条件と不適当な条件

＜研究担当＞　㈱オリエンタルコンサルタンツ

第10章　まとめと今後の方針

第10章　まとめと今後の方針

本共同研究では、地下構造物の外周に免震材を介在させることにより地震の影響を低減させる新しい技術を開発するために、①免震材の開発、②免震シールドトンネルの開発、③免震シールドトンネル掘削技術の開発、④免震開削トンネルの開発、⑤免震メカニズムの解明、⑥免震設計法の開発について各種の検討を行った。本研究により得られた成果をまとめると、以下の通りである。

(1)　免震材の開発

・平成７年度の検討により地下構造物の免震材として適用が可能とされたアスファルト系免震材、ウレタン系免震材、シリコーン系免震材、ゴム系免震材に対して、免震層としての所要の材料特性が出現できる配合方法を提示した。

・開発された免震材の一般性状、硬化特性、耐久性を材料試験等により明らかにした。

・開発された各免震材に対して、同一の条件で繰り返し中空ねじりせん断試験を行い、各免震材のせん断弾性係数ならびにひずみ依存性、拘束圧依存性について検討を行った。その結果、ウレタン系免震材、シリコーン系免震材、液状ゴム系免震材ではせん断弾性係数が3kgf/cm^{2}前後であり、顕著なひずみ依存性や拘束圧依存性は認められなかった。アスファルト系免震材と固形ゴム系免震材では、微小ひずみ域ではせん断弾性係数が他の材料よりも大きな値となるが、ひずみレベルが大きくなるにつれて、せん断弾性係数が小さくなる。

(2)　免震シールドトンネルトンネルの開発

・アスファルト系免震材、ウレタン系免震材、シリコーン系免震材を適用した免震シールドトンネルの施工法を確立するために、テールボイドに確実に免震材を充填できるような注入システムを、各免震材毎に開発を行った。

・現場注入試験や模擬地盤による注入試験を行い、開発された注入システムにより免震材がテールボイドに確実に充填されることを実証した。

(3)　免震シールドトンネル掘削技術の開発

・免震シールドトンネルの施工上の特徴を考慮し、免震層を形成させるために必要な免震シールド掘進機とその付属装置について検討を行った。その結果、本免震工法においては、免震材を注入する際に、注入された免震材が注入部より前方に流れ込まないようにするために、免震材逆流防止装置が必要であることがわかった。そこで、強度やシール性の観点から検討した結果、免震材逆流防止装置としては、板バネシール方式とテールグラウトシール方式を組み合わせた混合方式が最適であることがわかった。

・免震層施工のためにトンネル断面の拡幅が必要な場合と必要でない場合の２ケースを想定し、免震シールド掘進機の試設計を行い、具体的な構造図ならびに仕様を示した。

(4)　免震開削トンネルの開発

・ゴム系免震材を用いた免震開削トンネルの施工手順を示すとともに、本工法に固有な施工上の課題に対して、その対応策を提示した。

・液状ゴム系免震材、固形ゴム系免震材の開削トンネルに対する適用性、施工性を実大規模の注入試験や施工試験により実証した。また、これらの試験結果を基に、各施工段階における管理項目や留意点についても示した。

・本免震工法の採用によって、開削トンネル上載土の沈下が助長されることはないことを静的有限要素解析により確認した。

(5) 免震メカニズムの解明

・矩形断面トンネル、円形断面トンネルの横断方向に対する検討により、免震トンネルにおいては、地盤とトンネルの間に設けた柔らかい免震層が大きくせん断変形することによりトンネルの地盤との相互作用が低減するため、免震層に非免震トンネルにおける同位置の地盤よりも大きなせん断ひずみが生じ地盤ひずみがここで吸収されるとともに、トンネルと地盤が遮断、絶縁されることにより、トンネルの挙動が地盤に追随しない傾向を強めることが明らかとなった。

・免震層には大きなせん断ひずみが生じるが、そのせん断弾性係数が極めて小さいため、免震の場合のせん断応力は非免震の場合と比較して小さく、その結果として、トンネル周面に伝達されるせん断力が非免震の場合と比較して低減されていることが明らかとなった。

・ポアソン比の小さい材料を用いた免震層を設置すると、免震層がせん断方向のみならず軸方向にも変形してクッション的な機能を果たすことにより、トンネルと地盤との相互作用がさらに低減し、トンネルの変形が緩和され、免震効果が顕在化することが明らかになった。

(6) 免震設計法の開発

・シールドトンネルならびに開削トンネルに対して、免震層がある場合とない場合とでトンネル部材に生じる常時の断面力を比較した結果、免震材のせん断弾性係数比が0.01程度以上であれば、その差は小さいことがわかった。したがって、本免震工法を採用した場合における常時のトンネル断面力の設計は、免震層のない従来のトンネルと同様な手法によって行えばよい。また、免震層の存在による常時の周辺地盤のひずみ性状に及ぼす影響も小さい。

・トンネル縦断方向に対する静的耐震解析手法として、はりーバネモデル、軸対称ＦＥＭモデル、3次元ＦＥＭ簡易モデルを提案した。そして、これらの手法の妥当性を動的解析結果との比較により確認した。なお、トンネル横断方向に対する耐震解析手法としては、平成7年度に提案した地盤慣性力に基づく応答変位法を用いる。

・シールドトンネルならびに開削トンネルに対する免震層の配置方法に関するパラメトリックスタディを行い、合理的な免震層の配置方法を示した。

本年度の研究開発により、免震材ならびに免震シールドトンネル、免震開削トンネルの施工法については、その開発が概ね終了した。また、免震メカニズムについても、その解明が明らかにされたところである。

そこで、今後は、免震トンネルの振動実験を行い、トンネル縦断方向ならびに横断方向に対する免震効果を実験的に検証する予定である。さらに、本免震トンネルの免震設計法についての検討を進め、最終的には「地下構造物の免震設計法マニュアル(案)」としてとりまとめる予定である。

付　　録

全体会議議事録

建設省官民共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」
平成８年度第１回全体会議　議事録

1．日　時：平成８年６月19日（火）　13：00～17：00

2．場　所：弘済会館　１Ｆ会議室

3．出席者：大塚・星隈・村井（土木研究所），鷹取（㈶土木研究センター），
（敬称略）田中・大竹（オリエンタルコンサルタンツ），丸山（日本シビックコンサルタント），
有松（日本技術開発），大角・山本（日本工営），
福田・池野（信越化学工業），栗田（東亜道路工業），
林（住友ゴム工業），石原・丸喜（東海ゴム工業），村瀬（旭電化工業），
竹内（奥村組），稲田・沼口（飛島建設），河西（鴻池組），
田代・鈴木・粕田・小林（熊谷組），伊東・江嵜（佐藤工業），
高森・大嶋（前田建設工業），竹内（小松製作所），渡辺（川崎重工業）

4．配付資料：

平成８年度第１回全体会議議事次第	（土木研究所）
【全１－１】平成７年度第４回全体会議議事録	（土木研究所）
【全１－２】平成８年度共同研究実施体制（案）	（土木研究所）
【全１－３】アスファルト系材料グループ平成８年度研究計画（案）	（アスファルト系材料グループ）
【全１－４】ウレタン系材料グループ平成８年度研究計画（案）	（ウレタン系材料グループ）
【全１－５】シリコーン系材料グループ平成８年度研究計画（案） 免震メカニズムの評価	（シリコーン系材料グループ）
【全１－６】シリコーン系材料グループ平成８年度研究計画（案） 施工法の開発	（シリコーン系材料グループ）
【全１－７】シールドメーカー・グループ平成８年度研究計画（案）	（シールドメーカー・グループ）
【全１－８】開削トンネルグループ平成８年度研究計画（案）	（開削トンネルグループ）
【全１－９】材料製造業グループ議事録	（材料製造業グループ）
【全１－10】メカニズム研究グループ平成８年度研究計画（案）	（土木研究所）
【全１－11】設計コンサルタント・グループ平成８年度研究計画（案）	（設計コンサルタントグループ）
【全１－12】共同研究平成７年度委託費清算報告	（土木研究センター）
【全１－13】共同研究平成８年度運営費	（土木研究センター）
共同研究担当者名簿、研究成果の帰属に関する覚書（案）	（土木研究センター）

5．議事内容：

(1) 資料全１－１、全１－２について土木研究所より説明があった。

内容について各社了承。

(2) 資料全１－３～１－７について担当者より説明があった。

C：シールドメーカーとしては、ウレタン系（5.1m）とシリコーン系（5.0m）でトンネル径が異なると検討がやりにくいので統一してほしい。

A：シリコーン系グループでは解析の便宜上5.0mとしたので、5.1mで検討して問題ない。

C：ウレタン系では、拡幅の有無にかかわらず、初めに注入実験を行って注入性を確認してほしい。

A：了解した。

Q：シールドメーカー・グループではシールドマシンの中折れを考慮しているのか？

A：100rで考慮している。

C：急曲線部では断面力が大きくなる傾向にあるので、急曲線部での免震構造の採用もあり得る。そのことを念頭においた開発を行ってほしい。また、テールシールの収まり具合も検討してほしい。

A：シールドメーカー・グループで調整する。この場合、従来と異なるマシンとなる可能性もある。

(3) 資料全１－８について担当者より説明があった。

Q：材料の改良について、計画案に記述がないが、考えているか？

A：考えている。

(4) 資料全１－９について担当者より説明があった。

Q：耐水性試験の温度条件はこれでよいか？

A：50、65℃を40、60℃に変更する。

Q：資料１－２には材料製造業グループの記載がないが、今年度の活動を行う予定か？

A：組織上は解消したものとするが、必要あればサブWG的に活動するのは問題ない。

A：試験条件の統一の課題もあるので、材料製造業グループとしては今年度も活動したい。

(5) 資料全１－10について土木研究所により説明があった。

内容について各社了承。

(6) 資料全１－11について担当者より説明があった。

Q：２ページ目の相対加速度という表記は、正確にいうと絶対加速度ではないか？

A：検討する。

Q：設計フローに関して、断面力の低減率を最初に設定することでうまくいく見込みはあるか？

A：橋梁との対比でいえば問題ない。現段階では値を設定しなくてもよいのでは。

A：地震後の健全性のチェックも含めて、目標設定が必要。

Q：応答変位法の考え方でばね定数を設定しても、整合性が得にくいのではないか？

C：材料物性の設定に関して、注文生産よりも、いくつかの決まった物性値の中から選んでもらう方が望ましい。また、コスト的にも安くなる。

Q：断面力の低減目標から逆に対象となる地盤条件の範囲が決まってしまうのでは？

A：硬質地盤ではよりせん断弾性係数比が小さくなるので問題ない。軟質地盤ではせん断弾性係数が数kgf/cm^{2}ならば作成可能なので問題ない。

A：ゴムでは1～10kgf/cm^{2}の範囲であるが、安定性・耐久性の点から3kgf/cm^{2}以上が適正といえる。

C：材料グループで標準的な物性値を決める。

Q：軟弱地盤におけるシールドトンネルの掘削は、どの程度の軟らかさの地盤まで可能か？

A：奥村組で調査する。

Q：開発目標の設定で検討したパラメータの設定では1オーダーずつ値をとばしていたので、ここで細かな物性を指定しても意味がないのではないか？

A：そのとおりかもしれない。

C：せん断弾性係数比が 1/100付近において、物性値をもう少し細かく変動させて、その変動による影響を検討してみる必要がある。

C：梁バネモデルという表記は用語的に紛らわしいので、明確に定義してほしい。（例えば、ばね→地盤ばね）

(7) 資料全1－12、全1－13について土木研究センターより説明があった。

(8) その他

・免震・制震コロキウムについて、竹内委員より説明。対象としては、免震・制震に必ずしもこだわらず、耐震の問題（風の振動は除外）であればかまわないとのこと。本共同研究からは、アスファルト系：1編、シリコーン系：2～3編、開削：1～2編、設計コンサルタント：1～2編の論文が投稿される予定である。

・共同研究での研究成果を単独で発表することについて、取り決めはあるか？

→本来、全体会議の席上で承認を得るのが正式であるが、一般的には、土研センターを通して土研の承認を得ることと謝辞に共同研究である旨記載することで、簡略化している。民間企業の間については、規定は漠然としており、関連グループ内で同意を得ることは最低必要であるが、正式な文書の取り交わしは一般にはしていない。

・次回予定は、幹事の間で検討して、後日連絡する。

建設省官民共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」
平成８年度第２回全体会議　議事録

1．日　時：平成８年10月17日　13：00～17：00

2．場　所：ホテル国際観光　２Ｆ　寿の間

3．出席者：運上・星隈・大住　村井（土木研究所），鷹取（土木研究センター），
（敬称略）大竹（オリエンタルコンサルタンツ），丸山（日本シビックコンサルタント），
金・有松（日本技術開発），吉田・大角（日本工営），福田・池野・宮路（信越化学工業），
植村・栗田（東亜道路工業），林（住友ゴム工業），丸喜・夏堀（東海ゴム工業），
村瀬（旭電化工業）竹内・三澤・亀田（奥村組），稲田・向谷・諸橋（飛島建設），
嶋村・河西（鴻池組），田代・鈴木・粕田・岡本（熊谷組），伊東・江嵜（佐藤工業），
柴沼（前田建設工業），竹内（小松製作所），渡辺・野口（川崎重工業）

＿＿＿は新規参加者

4．配付資料：

平成８年度第２回全体会議議事次第	（土木研究所）
平成８年度第１回全体会議　議事録（案）	（熊谷組）
【全２－１】アスファルト系材料グループ　検討状況	（アスファルト系材料グループ）
【全２－２】ウレタン材料グループ研究　中間報告	（ウレタン材料グループ）
【全２－３】シールドトンネルの免震構造に対するシリコーン系免震材の適用	（シリコーン系材料グループ）
【全 2-4-1】免震シールド掘進機の検討（案）	（川崎重工業）
【全 2-4-2】免震シールド掘進機の検討	（小松製作所）
【全２－５】開削トンネルグループの研究　中間報告	（開削トンネルグループ）
【全２－６】メカニズム研究グループ中間報告（その１）	（土木研究所）
【全２－７】設計法研究グループ　中間報告	（設計コンサルトグループ）
【全２－８】平成８年度共同研究において解決すべき課題について	（土木研究所）
【全２－９】第１回免震・制震コロキウム	（土木研究所）

5．議事内容：

(1)　議事次第、第１回全体会議議事録について土木研究所より説明があった。

・議事録ｐ２－Ｌ２６の「せん断弾性係数比が大きくなるので」を「せん断弾性係数比が小さくなるので」に訂正する。他は了承された。

(2) 資料全２－８について土木研究所より説明があった。

・平成８年度は、各材料毎に免震工法が実現可能であることを実証するところまで研究を進める。

・材料開発の配合について、特許や固有のノウハウに関わる詳細部分まで明らかにする必要があるか？

→材料の配合については詳細まで示す必要はない。しかし、工法検討や設計に必要な定数等は明らかにしてほしい。

(3) 資料全２－１について担当者より説明があった。

・アスファルト系グループの施工法開発についての進捗状況はどのようになっているか？

→物性値を確定させ、加圧下で注入試験を行う計画である。

・計画されている実験は、メカニズムの研究という位置付けになるのか？

→アスファルト系材料において免震工法が成立することを確認する実験である。

・中空ねじり試験における振動数はいくつか？

→一定でない。ひずみ速度は0.1%／分とした。配合⑤のみ拘束圧依存性がある。ほかの材料では拘束圧依存性は認められない。

・アスファルト系材料は、ゴムと土の中間的な特性か？

→その通りであるが、土より減衰定数は大きい。

・一次開発目標値はせん断弾性係数比を 1/100としているが、ここでは何故1/1000で解析しているのか？

→中空ねじりせん断試験結果を反映した。アスファルト系材料はバイリニア型の免震材であり、大地震時にはせん断弾性係数比が1/1000程度になり、周辺地盤より著しく剛性が下がる。

・硬化過程についてはの検討は？

→既に行っており、バックデータがとれている。

(4) 資料全２－２、全２－４－１、全２－４－２、について担当者より説明があった。

・耐久性については良くない結果なのか？

→ウレタン系材料は、現在、材料としての安定性の限界値である剛性の小さい材料にて検討を行っている。これは一次開発目標値より小さい剛性のものであり、剛性をもう少し高めれば耐久性は向上される。今年度目標を達成できるよう研究のピッチを上げる。

・土砂の混入、施工誤差についてはシールドグループ全体で検討する必要がある。

・拡幅の必要性の検討は、メカニズムグループの課題である。

・掘削技術開発は現案をたたき台にゼネコンも含めて改良を検討する。

→逆流防止装置について、現案のテールシール方式では困難であると思われる。

→意見をふまえて今後改良を加えていく。

(5) 資料全２－３について担当者より説明があった。

・シリコーン注入時の地下水等の状況は？

→地下水は多く、注入時には地下水をシリコーンで置換する状況であった。管理は量管理である。

・通常の裏込注入では空隙に対してかなりのロスが発生するが、シリコーンではどうだったのか？

→通常の裏込注入では材料が空隙だけでなく地山にも含浸するが、シリコーンはそれが少ないので、ロス率は10%程度であった。

・現場実験でゲル化材は入っていたのか？

→実験した当時、ゲル化材はまだ開発されていなかった。そのときのシリコーンは1時間でゴム状になるものであった。

・コストの話を前面に出すのは共同研究としては好ましくないのではないか？

→低コスト化の目的から、増量材を用いることを考えている。これにより物性等が変化することが考えられるので、現段階でこの影響を考慮しておきたい。

(6) 資料全2－5について担当者より説明があった。

・施工法についての問題点を具体的に説明してほしい。

→固形ゴムは板状より粒状の方が施工性がよい。従って粒状についても検討する。また、施工時の状況を考慮すると、ゴムの耐火性についても検討しておく必要がある。

・各材料一斉に中空ねじり試験を実施する予定である。従って対象とする材料を早急に決定する必要がある。材料の動的物性値が明らかにされないと今後の解析業務に影響する。

・粒状ゴムの径はどのくらいか。

→最大3㎜程度である。グラウンドの人工芝の下に敷いた施工実績がある。

・バインダーの加水分解に対する懸念はないか？

→問題ないと考えているが、今後検討する。

・免震効果についての検討は、メカニズムグループの一環と考えてよいか？

→開削トンネルにおいて挙動を確認する目的で行うものである。

・ゴムのひずみをどのくらい考えているのか？免震支承ではかなり変形しても線形として考えるが、今考えている材料はひずみ依存性があるのか？

→今後の課題である。ひずみ硬化という現象はある。

→ひずみ依存性が重要であるかどうかは想定するひずみレベルの問題もある。

・施工法検討の今後の工程は？

→年内にとりまとめ、実験的な検討を行う。

・液状ゴムについては、ポンプで注入できることは確認しておいた方がよい。

→2液混合形式を考えている。これまでに使用実績がある液状ゴムのポンプを基本に試験する。

・今後材料開発と施工法の検討を進めていく上では、材料メーカーとゼネコンとの綿密な意見交換が不可欠である。どちらかが工程を遅らせることのないようにお願いする。

・中空ねじり試験の具体的な計画は？

→費用に関しては各材料メーカーで負担する。時期は12月頃を考えている。場所については現在調査中である。

→アスファルトは時間依存性があり、養生期間を考慮した時期設定を行っていただきたい。

(7) 資料全２－６について担当者より説明があった。

・免震層のポアソン比を0.３としているが、昨年度は結論がでていなかったのでは？

→アスファルト系材料はポアソン比が0.１～0.５まで製造可能である。

→現在検討中の固形ゴムのポアソン比は0.２～0.３である。0.49にする必要があるのであれば根本的に配合を再検討する必要がある。

→昨年度の一次開発目標値ではポアソン比については特にこだわらないが0.３程度としている。これは免震効果にはポアソン比は支配的なものではないことから定めている。しかし、常時の検討を含めて、ポアソン比については今年度の課題の１つとしたい。

(8) 資料全２－７について担当者より説明があった。

・常時の横断方向の解析において、トンネルの変形や断面力のみならず、周辺地山の応力分布も計算してほしい。ひずみが免震層から地山へと伝達することも考えられる。

→了承した。

・縦断方向の免震層の地震時バネの算定で、震度を変えた検討を行ってほしい。

→検討する。

・３次元はりバネモデルについて、相対変位と免震層の剛性はわかっているのでバネは逆算で求められるのではないか？。

→検討する。

・常時の検討で、縦断方向の免震区間の境界の影響は考慮しているか？

→免震層の境界はポアソン比が0.５程度では影響はないが、小さい場合は免震層が変形するので、影響がある。しかし影響はあまり大きなものではないという検討結果を得ている。

・設計法の検討は円形断面についてのみ検討しているが、矩形断面のものはやるのか。

→レビューするような方向で考慮する。

・慣用計算法で常時の免震トンネルの設計を行うことを考えているのか？

→慣用計算法が適用できないことを確認したいという考えで、解析を行ってみた。

→ＦＥＭでの解析は、施工過程を無視したものとなる。これに対して慣用計算法はすべてを総合的に考慮したものだ。実務設計を考慮すると慣用計算法で行うことが良いと考える。

→実務レベルを考慮すると、設計法は簡便である方がよい。各設計法の適用条件を明確にし、体系的に整理する必要がある。

・免震層の地盤バネはあくまでも地盤と免震層単体の直列バネでモデル化する方向か？

→基本的にはそう考えている。

→直列バネでモデル化する妥当性を理論的に整理しておくことが必要である。

・３次元ＦＥＭ解析において、地盤の変位分布に応じた、免震層の配置と免震効果について検討してほしい。

→検討する。

(9) その他

・次回の全体会議は11月28日に岡山で行い、翌日、注入試験の見学、共同溝の現場見学を行う予定にしている。

・幹事会は11月21日、土木研究センターで13時から行う。

・11月7，8日の免震制震コロキウムでは本共同研究の成果が、いくつか発表されるので、ぜひ参加いただきたい。

建設省官民共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」
平成８年度第３回全体会議　議事録

1．日　時：平成８年11月28日　13：00～18：00

2．場　所：第一イン岡山　２Ｆ会議室

3．出席者：運上・星隈・村井（土木研究所），鷹取（㈶土木研究センター），

（敬称略）田中・大竹（オリエンタルコンサルタンツ），丸山（日本シビックコンサルタント），
金・有松（日本技術開発），大角（日本工営），福田・池野（信越化学工業），
栗田（東亜道路工業），林（住友ゴム工業），石原・夏堀・安藤（東海ゴム工業），
佐竹・高橋（旭電化工業），岡島・三澤・亀田（奥村組），稲田・向谷・諸橋（飛島建設），
河西（鴻池組），鈴木・粕田（熊谷組），伊東・江嵜（佐藤工業），大嶋（前田建設工業），
竹内（小松製作所），渡辺（川崎重工業）

4．配付資料：

平成８年度第３回全体会議議事次第	（土木研究所）
【全３－１】平成８年度第２回全体会議　議事録（案）	（土木研究所）
【全３－２】アスファルト系材料グループ進捗状況	（アスファルト系材料グループ）
【全３－３】ウレタン材料グループ研究中間報告	（ウレタン材料グループ）
【全３－４】シリコーン系免震材料の基本配合と管理項目	（シリコーン系材料グループ）
【全３－５】免震シールド掘進機について	（掘削技術開発グループ）
【全３－６】開削トンネルグループ研究中間報告	（開削トンネルグループ）
【全３－７】中空ねじり繰り返しせん断試験の概要（案）	（民側幹事長）
【全３－８】設計法研究グループ中間報告	（設計コンサルトグループ）
【全３－９】メカニズム研究グループ中間報告（その２）	（土木研究所）
【全３－10】平成８年度報告書目次（案）	（土木研究所）
【全３－11】平成９年度免震トンネル実証振動台実験の実施体制について（案）	（土木研究所）
【全３－12】実証実験の基本構想（案）	（民側幹事長）

5．議事内容：

(1)　議事次第について土木研究所より説明があった。

(2)　資料全３－１（第２回全体会議議事録）について土木研究所より説明があった。

・訂正事項

Ｐ１：注入試験を行っている。→注入試験を行う計画である。（アスファルト系Ｇ）

P２：シリコーンはそれがないので→シリコーンはそれが少ないので（シリコーン系G）

P２：小さな模型実験を行う。→実験的な検討を行う。（開削G）

P３：あまり大きなものでないと考えている。→あまり大きなものでないという検討結果を得ている。（設計コンサルタントG）

・他は了承された。

(3) 資料全３－２について担当者より説明があった。

Q：免震材の載荷速度依存性を把握するには、載荷速度は1,100%/minのみで良いか？

A：これらは材料Gで統一した速度である。試験器の性能を検討した上で1000%/min 程度の速度でも試験を行う。

C：各物性値は中空ねじり試験実施に影響するので、データはそれまでに整理していただきたい。

A：検討する。

C：材料のひずみ依存性や速度依存性の設計上の取り扱いについても検討していただきたい。

A：了承した。

Q：施工時の検討行う必要があるのでは？

A：解析的検討を行う。

Q：模型振動台実験の実施時期は？

A：２月中旬までに開発した材料で行う。

Q：振動実験の細目は？

A：外径は20cmとし、免震層厚は検討中である。相似則は無視した形となるので、免震効果の確認という位置づけとなる。

(4) 資料全３－３について担当者より説明があった。

・稲田氏が転勤となり、後任は諸橋氏となる。

Q：充填後28日で設計せん断弾性係数に達することが開発目標の１つになっているが、28日必要ということか？

A：配合により異なるが、実際は３～４日程度で目標に達する。目標は下限値として設定した。

C：物性値の目標は、せん断弾性係数を5kgf/cm^{2}とし、弾性係数は15kgf/cm^2 程度となる。これは昨年度の目標を修正したものである。

(5) 資料全３－４について担当者より説明があった。

Q：粘度、硬度の時間変化はその後どうなるのか？

A：粘度は∞になり、硬度は変化しない。

Q：今後の予定は？

A：施工法としては完成した。今後は改良を加え、よりよいシステムを目指す。配合については、硬化材とゲル化剤の事前混合が可能であり、1.５ショットのシステムが可能であると考えている。

Q：実施工における管理項目も検討しているか？

A：今年度中に施工管理項目をまとめる予定である。

(6) 資料全3－5について担当者より説明があった。

Q：掘削口径の変化に対応するのは容易か？

A：大口径については問題ない。小口径については拡幅する場合についてはもう少し検討が必要である。

Q：実験を行う予定はあるか？

A：現在はアイデアを出し、試設計を行うまでを考えている。実施工時には各要素技術の確認試験を必要に応じて行う。

(7) 資料全3－6について各担当者より説明があった。

◎施工法の検討について

Q：モデル現場として採用している羽田空港トンネルを前面に出す必要はあるか？

A：モデル現場は、中間杭や補助工法等、工種が輻輳した典型的な都市部の開削トンネルの中で公表されているものから選択した。羽田空港トンネルは工事誌として公開されており公表には問題はないが、報告書では典型的な都市部の開削トンネルのモデルとして位置づける。

◎液状ゴムについて

Q：液状ゴムの実験で側壁部の型枠の設計に用いるデータが得られるか？

A：実験データ又は硬化特性データを整理して、型枠の設計に用いることのできるデータとしてまとめることを検討する。

Q：施工時の打継目の処理についてはどのように考えているか？

A：打継目については既に確認しており、特に対策をとらなくても問題はない。

Q：1回の打設高が高い場合の各部の物性値の違いについて、単位体積重量も測定してほしい。

A：今回の実験で他の項目とともに最終的な検討を行う。

◎固形ゴムについて

Q：配合Aを選択した根拠は何か？

A：弾性係数である。

Q：初期変形量依存性の大きい配合Aで問題はないか？

A：中空ねじり試験で最終的に判断する。

Q：動的引張試験は試験条件を材料Gで統一できるか？

A：統一は困難である。各社の基準で行いたい。

Q：ゴムチップスラブ内の空隙に水が存在する場合の物性値は検討しているか？

A：固形ゴムでは防水シート併用やウレタンコーティング等を採用し、内部に水が進入することは想定していない。

Q：施工管理方法は？

A：粒度管理、攪拌程度管理、密度管理を考えている。

C：密度と物性値との相関関係を整理しておく必要がある。

A：了承した。

Q：実験について詳細を説明願いたい。

A：細部については目下検討中である。

◎解析的検討について

Q：鉛直応答加速度の分析について、その位置づけと考察結果を簡単に説明願いたい。

A：昨年度の大規模地震動の解析の追加解析と考えている。大地震下では、ポアソン比が小さいと応答加速度は大きいが応答変位は小さいとの結果が得られている。これらについて詳細に考察する予定である。伝達関数による考察等も検討する。

Q：鉛直応答加速度の分析について、CASE-1とCASE-2で解析領域端部でも計算結果に差が生じているが、これは領域のサイズの影響と考えて良いか？

A：もう少し大きな領域でも検討しないと明確にはできない。

Q：鉛直加速度の応答の分析は、免震層無しの場合も含めて検討する必要があるのでは？

A：免震層無しの解析は既に完了しているので、これも含めて考察する。

Q：免震適用条件の検討において、軟質地盤＋硬質地盤の結果と、硬質地盤のみの結果には違いがないと考えられるか？

A：昨年度の解析結果を受けたものであるが、詳細は今後検討する。

(8) 資料全３－７について担当者より説明があった。

・中空ねじり試験の概要と必要性について追加説明（粕田氏）

C：中空ねじり試験を含めた材料試験全般については、次年度の設計法作成との関連も考慮する必要があり、コンサルタントGの日本工営さん統括していただきたい。

A：了承した。

C：固形ゴムの試験条件については、材料の特性を考慮する必要があるため、もう少し検討時間がほしい。

A：実験計画のマイナーチェンジは今後も検討し行う。

Q：載荷方法の提案根拠は？

A：中空ねじり試験は規格化されていない。過去の事例を参考に提案した。

Q：せん断ひずみをmax20%にした根拠は？

A：相似則と載荷振動数、変位計や装置のトルクの限界等を考慮した。

(9) 資料全３－８について担当者より説明があった。

Q：具体的な設計方法は？

A：今年度は、いくつかの解析結果をふまえた上で、アウトラインを定める。詳細検討は次年度となる。

Q：動的解析の簡易法として応答震度法の採用は速度の影響が考慮できず、不整形地盤等では問題があるのではないか？

A：縦断方向では近似法と位置づけている。適用条件を明確にしていきたい。

C：変位を加速度に換算すると動解と合わない。強制変位を与える方法も考えられる。

(10) 資料全3－9について担当者より説明があった。

C：非免震シールドトンネルの耐震設計法については、別途議論を行う予定である。

Q：免震層が波動エネルギーを吸収するとの仮説は証明困難では？

A：これは仮説の一例であり、今後メカニズムWGで議論する。メカニズムWGでは、何故地下構造物の免震化が成立するのか検討し、共同研究として統一的な見解を打ち出すことを今年度の目標にしている。

Q：設計法Gで発表された3次元応答震度法を、メカニズムWGのパラメトリックスタディのモデルとして使用できないか？

A：モデル化の完成が本年度いっぱいかかるため困難である。

(11) 資料全3－10について土木研究所より説明があった。

・目次案作成の主要コンセプト

免震材料の開発をまとめて章立てる。

解析的検討を、各材料や施工法に特有の検討、メカニズムの解明につながる検討、設計法につながる検討に分けて、各章に分割する。

・追加、変更項目

開削Gの施工手順を6. 3として独立する。以下の節は順次繰り下げる。

軸対象ＦＥＭによる検討を8章（メカニズムの解明）の最後に追加する。

Q：アスファルト系Gがシールドトンネルの常時の安定、施工時の検討を代表して行うことは可能か？

A：内容次第である。今後検討する。

Q：今後、○○材料を用いた免震××トンネルという表現を統一して用いると考えて良いか？

A：統一して用いることとする。

・変更、追加項目は修正のうえ各社に送付する。

(12) 資料全3－11、3－12について土木研究所と担当者より説明があった。

Q：実証実験準備会における土木研究所の位置づけは？

A：準備会の構成員となる。

・次年度の実証実験は17社が費用を分担し、実験実施は土木研究所で行うことで了承された。

・有効な実験計画を立案するために、実証実験準備会を設立することで合意した。

・準備会では基本構想（案）をたたき台に最も効果的な費用対効果の観点から議論する。

・実証実験は平成9年秋頃に実施する。

(13) その他

・次回の全体会議は年度末に行う。それまでの間に幹事会を1～2回開催する。日程については別途調整する。

建設省官民共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」
平成8年度第4回全体会議　議事録

1．日　時：平成9年3月27日　13：00～18：00

2．場　所：弘済会館　4F蘭（東）の間

3．出席者：運上・星隈・村井（土木研究所），鷹取（㈶土木研究センター），

（敬称略）田中・大竹（オリエンタルコンサルタンツ），丸山（日本シビックコンサルタント），
金・有松（日本技術開発），山本・佐久間（日本工営），
福田・池野・内田（信越化学工業），植村・脇坂・栗田（東亜道路工業），
林（住友ゴム工業），丸喜・安藤（東海ゴム工業），村瀬・高橋（旭電化工業），
竹内・亀田（奥村組），本多・諸橋・向谷・八巻（飛島建設），嶋村・河西（鴻池組），
田代・鈴木・粕田・小林（熊谷組），伊東・江嵜（佐藤工業），
柴沼・大嶋（前田建設工業），竹内（小松製作所），渡辺・野口（川崎重工業）

4．配付資料：

平成8年度第4回全体会議議事次第	（土木研究所）
【全4－1】平成8年度第3回全体会議　議事録（案）	（土木研究所）
【全4－2】地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発	（アスファルト系材料グループ）
【全4－3】免震材の開発	（ウレタン系材料グループ）
【全4－4】免震材の開発	（シリコーン系材料グループ）
【全4－5】中空ねじりせん断試験	（日本工営）
【全4－6】アスファルト系材料を用いた免震シールドトンネルの開発	（アスファルト系材料グループ）
【全4－7】ウレタン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発	（ウレタン系材料グループ）
【全4－8】シリコーン系材料を用いた免震シールドトンネルの開発	（シリコーン系材料グループ）
【全4－9】ゴム系材料を用いた免震開削トンネルの開発	（開削トンネルグループ）
【全4－10】免震シールドトンネル掘削技術の開発	（掘削技術開発グループ）
【全4－11】免震メカニズムの解明	（土木研究所）
【全4－12】照査を目的とした軸対象ＦＥＭに基づく解析法	（メカニズムWG）
【全4－13】免震設計法の開発	（設計法研究グループ）
【全4－14】平成8年度報告書内容検討会	（土木研究所）
【全4－15】実証実験仕様（案）	（実証実験準備幹事会）
【全4－16】平成9年度共同研究実施体制（案）	（土木研究所）

参考資料：平成8年度共同研究において解決すべき課題について（資料全2－8）

平成8年度報告書目次（案）（平成9年1月30日作成分）

5．議事内容：

(1) 議事次第について土木研究所より説明があった。

(2) 資料全４－１（第２回全体会議議事録）について土木研究所より説明があった。

内容について各社了承。

(3) 資料全４－２～５について担当者より説明があった。

Q：中空ねじり試験の供試体において、当初想定したせん断弾性係数と実験結果との差について説明願いたい。

A：液状ゴムは中空ねじり試験によるデータの方が大きなせん断弾性係数を示した。そこで、ゴムスリーブなしで再試験した結果、この差は緩和された。この理由については、今後よく考察する。

固形ゴムは中空ねじり試験値の方がかなり大きい。これは振動三軸試験の結果から説明が付くと考えているが、今後よく考察する。

アスファルトは再試験を行う。

ウレタンは中空ねじり試験値の方がせん断弾性係数が小さいが、当初の値は弾性係数から求めたものなので、ポアソン比の誤差等が含まれていると考えている。

シリコーンは当初想定したせん断弾性係数との差はない。

Q：アスファルト系の中空ねじり供試体はどの配合か？

A：タイプⅠである。他の試験項目は４つの配合すべてで行っている。

Q：固形ゴムの拘束圧依存性は説明が付くか？

A：空隙があることを考慮すると説明が付くと考えている。

C：実務的なデータをそろえていただきたい。

A：了承した。

Q：固形ゴムの母材の管理方法は？

A：ゴム硬度、粒度を管理している。

C：各試験項目は横並びで整理していただきたい。

A：了承した。

(4) 資料全４－６について担当者より説明があった。

Q：施工上の問題点は何か？

A：洗浄、充填性の確認等である。

Q：実験結果より免震効果が評価できるか？

A：現在データ整理中である。

Q：地表面沈下量の検討結果をどのように解釈するか？

A：免震トンネルにおいても、沈下量は問題ないと判断している。

C：ポアソン比を変えた解析も行っていただきたい。

A：了承した。

(5) 資料全４－７について担当者より説明があった。

Q：温度管理の問題はシリコーンも共通か？

A：ウレタン特有の問題と考えている。

Q：今後の予定は？

A：施工性を考えた材料開発は終了。後は施工法の改良を行う。

(6) 資料全４－８について担当者より説明があった。

Q：フィルター材がウレタンと違うのは何故か？

A：配合の量的な比率が違う。シリコーンは砕石フィルターで良好な混練となる。

Q：粘度の管理目標値がウレタンと違うのは何故か？

A：管理すべき時刻が異なる。双方とも結果的には現状の裏込め材の管理方法を踏襲している。

C：ウレタンとシリコーンにおける共通事項は統一願いたい。

A：了承した。

(7) 資料全４－９について各担当者より説明があった。

Q：ゴム系材料は火気に対して特別な配慮が必要か？

A：特別ではない。但し、施工過程を考慮すると、対策を講じておく必要があると考えている。

Q：液状ゴムの均質性確認の目的は？

A：打設高さが大きい場合の品質のばらつきを確認することが主目的である。

Q：鉛直加速度の解析において、Ｇを固定しポアソン比を変化させる場合、Ｅも連動して変化していると考えて良いか？

A：その通りである。

(8) 資料全４－10について担当者より説明があった。

Q：本年度報告書には試設計結果を掲載するか？

A：マシンの図を掲載する。

(9) 資料全４－11（12を含む）について担当者より説明があった。

Q：メカニズムの仮説としては、キネマティックな相互作用力の低減であり、トンネルひずみの平滑化はその結果ではないか？

A：もう一度議論の上、よく整理する。

Q：免震メカニズムをわかりやすく説明する方法はないか？

A：概念図等を用いて表現する方法を考えている。

Q：ポアソン比の影響は慣性力相互作用に影響するのではなく、構造物の相対変位を吸収するキネマティック相互作用の一部ではないか？

A：データを用いて詳細に検討する。

(10) 資料全４－13について担当者より説明があった。

Q：立坑との接続部では免震トンネルは適用しても効果がないと考えて良いか？

A：可とう性継手のようなものを設置しないと、免震層設置のみでは効果は期待できない。

C：シールド縦断の免震材配置方法は、非免震の場合と比較した考察を行ってほしい。

A：了承した。

Q：等価剛性に関するＦＥＭ解析で、平面ひずみ要素の縦横比による誤差の影響はどうか？

A：アイソパラメトリック要素を用いていること、応答の変化傾向がなめらかで、剛結合の結果に漸近していることから、影響はないと考えている。

C：等価剛性については、免震トンネルの考え方と土俵が違うので設計法には配慮が必要である。

Q：免震トンネルの適用箇所や適用方法についてはどのように考えているか？

A：地盤条件急変部の他、近接施工部、地盤改良との境界部、２次覆工の剛性の高いシールドトンネル等が考えられる。分担して評価していきたい。

A：弾性ワッシャー等の柔構造と免震を併用したシールドトンネルも考えられる。

(11) 資料全４－14について土木研究所より説明があった。

・報告書内容検討会の方法や工程について、各社了承。

(12) 資料全４－15について担当者より説明があった。

Q：事前解析の開始時期をもう少し遅らせたいが、工程上の問題はないか？

A：諸条件が決定しないと実施困難である。

Q：占有期間の短縮は可能か？

A：現状では困難である。

C：工程については土研内で調整するが、短縮する工夫も行ってほしい。

A：了承した。

Q：本計画で免震効果は顕著となるか？

A：事前解析により十分検討する。実験に使用する免震材料の変更の可能性もある。

(13) 資料全４－16について土木研究所より説明があった。

・グループ分けについては各社了承。グループ幹事ならびに参加会社は以下の通り。

実証実験　ＷＧ－幹事：奥村組　　参加会社：全社

設計法開発ＷＧ－幹事：オリエンタルコンサルタンツ

設計法開発ＳＷＧ－幹事：日本技術開発　　参加会社：コンサルタント

解析　　ＳＷＧ－幹事：鴻池組　　参加会社：ゼネコン

メカニズムＷＧ－幹事：土木研究所　　参加会社：前年度と同じ

材料　　ＷＧ－幹事：信越化学　　参加会社：材料メーカー、日本工営

シールド　ＷＧ－幹事：飛島建設　　参加会社：旧シールドゼネコン

シールドマシンＳＷＧ－幹事：川崎重工業　　参加会社：機械メーカー、旧シールドゼネコン

開削　　ＷＧ－幹事：前田建設　　参加会社：鴻池組、佐藤工業

(14) その他

・本年度報告書に記載する共同研究参加者名簿を土木研究所に提出のこと。

・年次講演会、地震工学研究発表会等外部への発表の手続きはこれまでと同じであり、土研センター

がまとめて土木研究所の承認を得る。

・共同研究の連絡等を電子メールで行い効率化を図りたい。各社のメールアドレスを土木研究所の村井(murai@pwri.go.jp) まで連絡すること。アドレス一覧は各社に連絡する。

・次年度第1回幹事会を4月23日10：00～、また第1回全体会議を5月27日13：00～に開催する。