

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

建設省土木研究所耐震研究室	東亜道路工業(株)
(財)土木研究センター	旭電化工業(株)
(株)奥村組	信越化学工業(株)
飛島建設(株)	住友ゴム工業(株)
(株)熊谷組	東海ゴム工業(株)
前田建設工業(株)	日本工営(株)
(株)鴻池組	日本シールドエンジニアリング(株)
佐藤工業(株)	日本技術開発(株)
川崎重工業(株)	(株)オリエンタルコンサルタンツ
(株)小松製作所	

Copyright © (1996) 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。

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

建設省土木研究所耐震研究室室長	大塚 久哲	東亜道路工業(株)技術研究所所長	植村 正
(財)土木研究センター理事	小林 茂敏	旭電化工業(株)土木建材開発研究所所長	杉山 邦夫
(株)奥村組技術開発部次長	竹内 幹雄	信越化学工業(株)シリコン電子材料	
飛鳥建設(株)土木技術開発部第一課長	大森 了	技術研究所第3部部長	吉田 武男
(株)熊谷組技術研究所土木系研究		住友ゴム工業(株)土木・海洋商品部	
開発部部長	田代 昇	土木技術グループ課長	林 信治
前田建設工業(株)土木設計第2部次長	高森 貞彦	東海ゴム工業(株)研究開発本部主幹	石原 興
(株)鴻池組第一技術部部長	小野 紘一	日本工営(株)都市土木部課長	田中 弘
佐藤工業(株)中央技術研究所		日本シールドエンジニアリング(株)	
土木研究部部長	清水 全生	耐震研究室室長	丸山 雅淑
川崎重工業(株)土木機械部部長	宇賀 克夫	日本技術開発(株)土木本部総合技術部	
(株)小松製作所地下建機事業本部		部長代理	奥 英雄
営業技術部部長	青木 英和	(株)オリエンタルコンサルタンツ	
		東京事業本部総合技術部耐震防災室長	田中 努

要旨：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）

本報告書は、建設省土木研究所と㈱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年度から平成9年度にかけて研究を実施している「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7年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究では、地盤と地下構造物本体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、地震時断面力の低減を図る技術の開発を目的としている。

本共同研究では、①地下構造物の免震設計法の開発、②シールドトンネルの免震構造の開発、③開削トンネルの免震構造の開発、に分かれて研究を実施したものである。

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

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、また構造物が振動した場合でも地盤への逸散減衰が大きいことから、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くなっており、軟弱な地盤中や地盤条件が急変する地点など、耐震設計上悪条件な箇所にも地下構造物が建設される場合が多くなっている。また、大断面シールドトンネルや、断面幅が大きい場合や2層構造のボックストンネルなど、耐震性の照査が必要な構造形態も次々と出現している。

一般に、地下構造物は地震時に生じる地盤変形に追従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る。したがって、耐震計算で構造物の抵抗力が不足した場合でも、構造断面の補強等といった従来の耐震設計思想は必ずしも合理的とは言えない。このような場合には、地下構造物に発生する地震時断面力を低減させる技術が有効と考えられる。この技術としては、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従しやすくする方法と、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の2通りが考えられる。これまでに沈埋トンネルや共同溝、シールドトンネルなどで実用化されている上記技術のほとんどは、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従しやすくする前者の技術である。例えば可撓性継手やリング継手の剛性を低減させる手法などは、この技術の一例である。しかしながら、このようにみかけの剛性を小さくする手法では、地震時に地下構造物本体に生じる変形量が大きくなり、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、所要の耐震性能を満たさない場合も考えられる。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、横断方向には効果が発揮できない。その一方で、後者の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ことにより、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、横断方向ともに地震時断面力の低減を図ることができるものと期待される。

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会社17社と、地下構造物の免震工法として免震材を用いて地震時の周辺地盤の変形を構造物に伝達しにくくする技術の開発を目標とした共同研究に着手した。本免震工法において必要とされる技術開発項目は、免震材料の開発、免震トンネルの施工技術や免震設計法の確立等、地下構造物の免震工法に固有なものである。研究活動は、免震材の種類に応じてグループを組織して行っているが、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っている。

本報告書は、本共同研究の初年度に当たる平成7年度に実施した研究の成果をとりまとめたものである。

共同研究代表者 建設省土木研究所 耐震研究室長

大 塚 久 哲

地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発

目 次

共同研究参加者名簿	1
I. 研究目的	3
II. 研究開発の全体計画および平成7年度の研究体制	7
III. 平成7年度の研究結果	13
第1章 開発目標の設定	15
第2章 免震設計法の開発	19
2.1 開発の目的と概要	21
2.2 既往の研究の調査	23
2.3 一次開発目標の検討	27
2.3.1 静的FEM解析の手法	27
2.3.2 シールドトンネルの横断方向の検討	33
2.3.3 開削トンネルの横断方向の検討	41
2.3.4 シールドトンネルの縦断方向の検討	51
2.3.5 開削トンネルの縦断方向の検討	61
2.3.6 一次開発目標のまとめ	71
第3章 シールドトンネルの免震構造の開発	75
3.1 免震構造の基本概念	77
3.1.1 免震構造とは	77
3.1.2 免震効果	77
3.1.3 免震構造の適用箇所	78
3.1.4 免震材の種類と特徴	79
3.1.5 免震構造の施工案	80
3.2 解析手法と免震効果	82
3.2.1 免震シールドトンネルの縦断方向の地震応答解析手法の開発	82
3.2.2 裏込め注入工の実態調査	87

3.2.3	免震シールドトンネルの常時の安定性に関する検討	92
3.2.4	免震層を含む地盤バネの評価法と縦断方向の免震効果の考察	96
3.3	免震材および施工法の開発	115
3.3.1	アスファルト系免震材の開発	115
3.3.2	ウレタン系免震材の開発	123
3.3.3	シリコーン系免震材の開発	128
第4章	開削トンネルの免震構造の開発	141
4.1	免震構造の基本概念	143
4.1.1	免震構造とは	143
4.1.2	免震効果	143
4.1.3	免震構造の適用箇所	144
4.1.4	免震材の種類と特徴	145
4.1.5	免震構造の施工案	146
4.2	解析手法と免震効果	148
4.2.1	模型振動実験による検証	148
4.2.2	静的FEM解析によるパラメトリックスタディ(1) ー免震材の配置方法の違いによる影響ー	177
4.2.3	静的FEM解析によるパラメトリックスタディ(2) ー二層系地盤における層厚の違いによる影響ー	184
4.2.4	大地震を想定した動的解析による免震効果の検討	192
4.2.5	免震トンネルの常時の安定性に関する検討 ー免震材が土水圧荷重により発生する断面力に及ぼす影響の検討ー	200
4.3	免震材および施工法の開発	208
4.3.1	液状ゴムを用いた免震材の開発	208
4.3.2	固形ゴムを用いた免震材の開発	213
第5章	まとめ及び今後の方針	219
付 録		223
全体会議議事録		225

共同研究参加者名簿

氏 名	所 属
大塚 久哲 星隈 順一 長屋 和宏	建設省土木研究所 耐震研究室 室長 " 研究員 "
小林 茂敏 鷹取 勲 中野 雅弘	(財) 土木研究センター 理事 企画調査部長 技術部長
竹内 幹雄 荒野 政信 石井 敏之 三澤 孝史	(株) 奥村組 技術開発部 次長 技術研究所 主任研究員 " 主任研究員 " 研究員
戸村 和彦 大森 了 沼田 栄助 稲田 義和 西 明良	飛鳥建設 (株) 土木技術開発部 部長 " 第一課長 " 第一課主任 " 第一課主任 " 第一課主任
田代 昇 鈴木 猛康 粕田 金一 田中 港 勝川 藤太	(株) 熊谷組 技術研究所 土木系研究開発部 部長 " 副長 " 係長 " 研究員 " 研究員
宇賀 克夫 野原 清志 佐古井耕三 坂東 幸次 吉野 修	川崎重工業 (株) 土木機械部 部長 " 副部長 " 開発課長 " 技術一課長 " 技術二課長
青木 英和 三谷 典夫 深田 昌生 川合 一成 竹内盛代司	(株) 小松製作所 地下建機事業本部営業技術部 部長 " 開発センター 室長 " " 課長 " " 主技 " 営業技術部 主任
高森 貞彦 北川 滋樹 熊谷 浩二 松井 芳彦 大嶋 義隆 山田 幸男	前田建設工業 (株) 土木設計第2部 次長 土木設計第3部 次長 技術研究所土質研究室 室長 土木設計第3部 課長 土木設計第2部 課長 土木設計第3部 主任
小野 紘一 嶋村 貞夫 河西 寛 笹川 基史 春海 和正	(株) 鴻池組 第一技術部 部長 " 副部長 " 構造課主任 " 構造課係員 " 構造課係員

清水 全生 伊東 守 中村 晋 江崎 順一	佐藤工業（株）中央技術研究所 土木研究部部長 " 主任研究員 " 主任研究員 " 主任
植村 正 雑賀 義夫 栗田 明	東亜道路工業（株）技術研究所 所長 " 研究室長 " 研究員
杉山 邦夫 村瀬 久 高橋 真木雄 名越 崇	旭電化工業（株）土木建材開発研究所 所長 土木建材研究グループ チーフ 土木建材 2 グループ 主任 土木建材研究グループ
吉田 武男 藤木 弘直 池野 正行 大橋 守男 福田 健	信越化学工業（株）シリコン電子材料技術研究所第 3 部 部長 " 部長代理 " 室長 " 研究員 シリコン事業本部 主席技術員
林 信治 吉田 実 神頃 明	住友ゴム工業（株）土木・海洋商品部土木技術グループ 課長 " " " "
石原 興 夏堀 功 丸喜 繁雄	東海ゴム工業（株）研究開発本部 主幹 " 研究員 産業用品事業部 第 2 化工品部 部長
田中 弘 大角 恒雄 山本 実 佐久間和弘 吉田 保	日本工営（株）都市土木部 課長 情報システム部 耐震設計担当課長 " 技師 都市土木部 技師 開発研究部 部長
丸山 雅淑 宮島 信雄 水庭 健一 久保田 真 藤井 和人	日本シーリングエンジニアリング（株）耐震研究室 室長 " 顧問 " 主任 " 研究員 " 研究員
奥 英雄 金 聲漢 濱野 雅裕 有松 卓也	日本技術開発（株）土木本部総合技術部 部長代理 " 課長補佐 土木本部地震防災部 主任 土木本部総合技術部
田中 努 橋 義規 大竹 省吾 尾上 好央	（株）リエンジニアリング 東京事業本部総合技術部 耐震防災室長 " 技術主幹 " 技術主査 " 技師

I. 研究目的

I. 研究目的

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た研究開発が行われている。道路橋の免震は、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となっており、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。

その一方で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、また構造物が振動した場合でも地盤への逸散減衰が大きいと、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くなっており、軟弱な地盤中や地盤条件が急変する地点など、耐震設計上悪条件な箇所にも地下構造物が建設される場合が多くなっている。また、大断面シールドトンネルや、広い断面幅または2層構造のボックストンネルなど、耐震性の照査が必要な構造形態も次々と出現している。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、地下鉄をはじめとした地下構造物にもこれまでにないような甚大な被害が生じた。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。このような被害を貴重な教訓として、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すことにより断面抵抗力を増大させるという従来の耐震設計思想とは異なり、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、有意な免震効果を発揮できる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。

そこで、本共同研究では、①免震設計法の開発、②シールドトンネルの免震技術、③開削トンネルの免震技術について、研究課題を設定し、各課題ごとにグループを構成して研究を進めている。平成7年度は、本共同研究の初年度に当り、免震工法に用いる免震材料の開発に要求される物性の一次開発目標を設定するとともに、選択された免震材料の基本的な特性を明らかにし、また免震工法の施工法についても、基本的なコンセプトを考案することを目的とする。

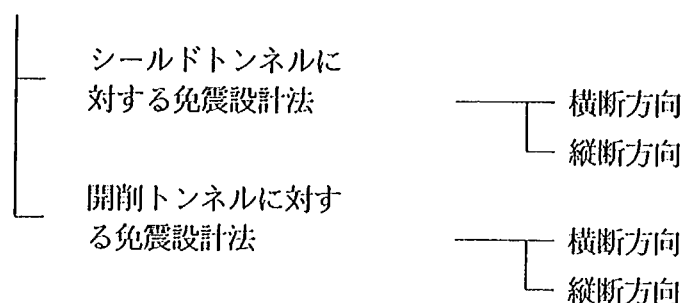
II. 研究開発の全体計画及び 平成7年度の研究体制

Ⅱ. 研究開発の全体計画及び平成7年度の研究体制

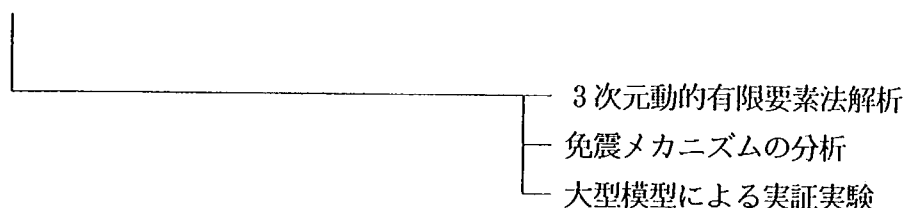
(1) 全体計画

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に示される研究項目について検討を進めている。

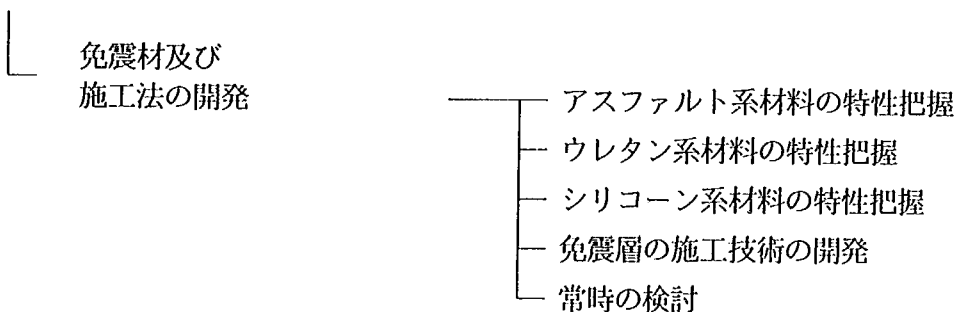
免震設計法の開発



免震メカニズムの解明



シールドトンネルの免震技術



開削トンネルの免震技術

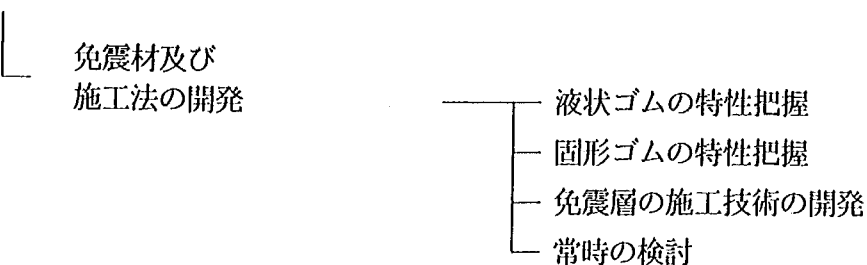
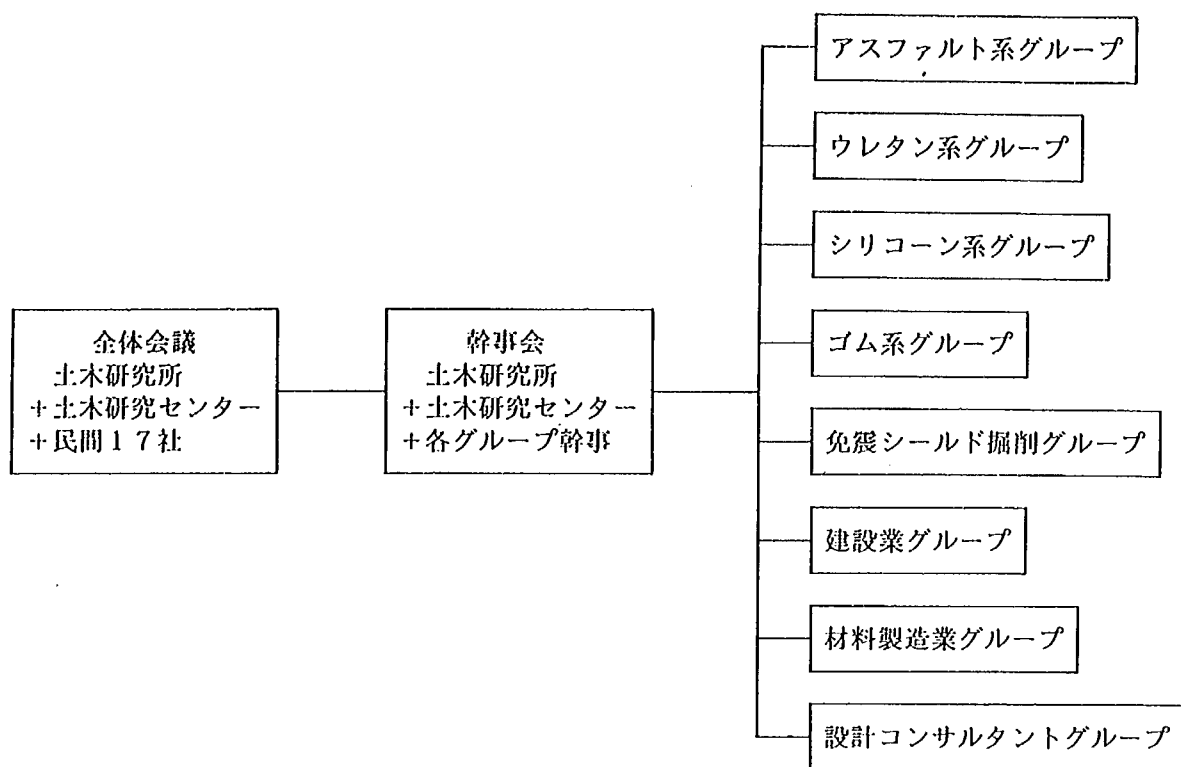


図-1 研究グループと研究項目

(2) 平成7年度の研究体制

平成7年度の研究実施体制は図－2に示すとおりである。また、各研究の担当機関を表－4に示す。



図－2 研究実施体制

表-4 研究実施体制

	アスファルト系グループ	ウレタン系グループ	シリコン系グループ	ゴム系グループ	免震シールド掘削グループ	建設業グループ	材料製造業グループ	建設コンサルタントグループ
建設省土木研究所	○	○	○	○	○	○	○	○
土木研究センター	○	○	○	○	○	○	○	○
奥村組	◎					○		
飛島建設		◎				○		
熊谷組			○			●		
川崎重工業					◎	○		
小松製作所					○	○		
前田建設工業				○		○		
鴻池組				○		○		
佐藤工業				○		○		
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	○							○
日本シールド・エンジニアリング		○						○
日本技術開発			○					○
オリエンタルコンサルタント				○				◎

● : 幹事長兼グループ幹事会社

◎ : グループ幹事会社

III. 平成 7 年度の研究成果

第1章 開発目標の設定

Ⅲ. 平成7年度の研究成果

第1章 開発目標の設定

地下構造物の地震時発生断面力低減技術としては、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と、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の2通りがある。すでに、沈埋トンネル、共同溝、シールドトンネルなどで実用化されている断面力低減技術のほとんどは、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前者の技術である。可撓性継手やリング継手の剛性を低減させる手法は、これら技術の一例である。

このように、みかけの剛性を小さくすることによる柔構造化は比較的容易に施工できるが、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、過度な変位量が耐震性能面で問題となる場合も考えられる。また、可撓性継手やリング継手の剛性を低減する手法は、縦断方向のみに対して有効であり、横断方向に対しては断面力低減効果を発揮できない。

一方、本共同研究のテーマである地盤と地下構造物本体の間に免震層を介在させる免震工法は、地震時の地盤の変形が地下構造物に伝わりにくくする後者の技術である。すなわち、地下構造物の周囲にクッションの働きをする軟らかい免震材を設けることにより、地震時に地盤が変形しても地下構造物に地盤の変形が伝わりにくくなり、地下構造物に発生する地震時増分断面力を、縦断方向および横断方向ともに低減させる工法である。免震工法は、シールド工法ならびに開削工法のいずれにも応用が可能である。図-1.1に免震工法概念図を示す。本免震工法は、地盤変位が大きくなるような軟弱地盤中や、地盤条件の急変点を通る線上地下構造物、あるいは振動特性の異なる構造物が接合する箇所（立坑とシールドトンネル本体の接合部）などに対して効果的であると考えられる。

免震工法を検討する場合、地盤と地下構造物本体の間に介在させる免震材を地震時に効果的に機能させるとともに、常時の安定性についても配慮し、構造物の機能を阻害しないようにしなければならない。また、免震層はトンネル掘削時に同時に施工されるため、シールド工法、開削工法それぞれにおいて、免震層の施工法についても技術開発が必要である。本共同研究における開発目標をまとめると、以下の通りである。

①免震材の開発

- ・地下構造物に生じる地震時増分断面力が効果的に低減される物性を有する材料を開発する。
- ・免震材が所有している基本的物理特性を明らかにし、その設計値を提示する。
- ・免震材が施工時ならびに常時の安定性に対して支障を来すことのないようにする。

②免震地下構造物の施工技術の開発

- ・シールド工法ならびに開削工法に対して適用可能な免震層の施工技術を開発する。
- ・免震層の施工の可能性を実験により実証する。
- ・免震層の施工が可能なシールド掘削機を開発する。

③免震設計法の開発

- ・免震工法の適用が効果的である条件を明確にする。
- ・地盤条件や構造条件に応じた免震材の最適材料特性値を提示する。

- ・免震層が介在した場合の地盤反力ばね定数の評価法を提示する。
- ・実務的で簡便な免震計算法を提示する。
- ・動的解析による照査法を提示する。

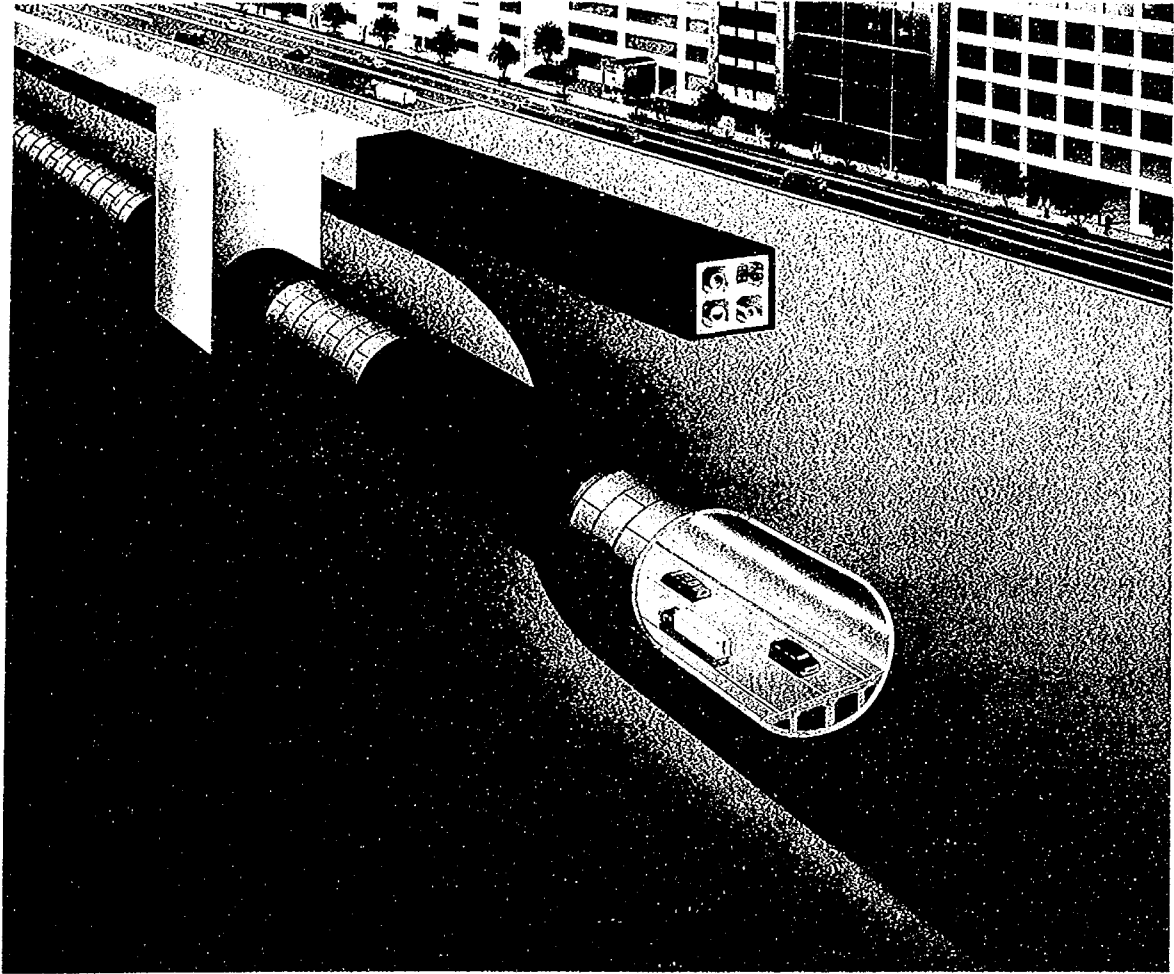


図-1.1 免震工法概念図

第 2 章 免震設計法の開発

第2章 免震設計法の開発

2. 1 開発の目的と概要

(1) 免震設計法開発の目的

免震層を有する地下構造物に対し、免震材の効果を正しく評価するための考え方、およびそれを定量的に把握できる設計手法を研究し、免震層のない地下構造物における既往の常時・地震時の設計法との整合をはかりながら、免震工法の適用条件・免震材の必要特性・免震層を含む地盤ばねの評価法を整理して、免震地下構造物の静的および動的設計法を開発することを目的とする。

なお、3章および4章では工法の特長性を考慮した検討の結果を示しているが、本章では、設計法の開発に関して、一般化する観点から行った検討の成果を述べる。

(2) 開発の工程

免震設計法開発の研究項目と工程を表-2.1.1に示す。

表-2.1.1 研究項目と開発工程

研 究 項 目	7 年 度				8 年 度		9 年 度	
	9	11	1	3	4	3	4	3
研究計画立案	////							
1) 既往の研究成果の調査	////							
2) 1次開発目標の検討	////							
3) 設計法の開発					////			
4) 設計マニュアルの作成							////	

(3) 本年度の研究概要

1) 既往の研究成果の調査

地下構造物の免震化技術に関する既往の研究を調査し、現時点での知見を把握する。

2) 1次開発目標の検討

① シールドおよび開削トンネルの横断方向の開発目標の検討

地盤剛性と免震材の定数をパラメータとし、FEMモデルに1次モードの地盤変位に対応する水平慣性力を与える「地盤慣性力に基づく応答変位法」による解析を行い、有効な免震効果を発揮する条件を把握し、材料開発の第1次目標を設定する。

なお、本年度の範囲では、常時応力との合成については議論せず、地震時の増加断面力の低減率により、免震効果を比較する。

② シールドおよび開削トンネルの縦断方向の開発目標の検討

簡略化した地盤条件急変部を対象に、弾性床土の梁を用いた解析を行い、有効な免震効果を発揮する条件を把握し、材料開発の第1次目標を設定する。

<研究担当> 株式会社オリエンタルコンサルタンツ

2. 2 既往の研究の調査

地下構造物の免震技術に関する論文を収集し、技術の現状を調査した。該当する論文は、本節末尾の参考文献に示す19編となった。

該当論文の最も古いものは、1989年の土木研究所と民間4社の共同研究報告書および鈴木²⁾の論文であり、この時期から研究が活発に行われるようになった。それ以後本年まで、いくつもの論文が継続的にまとめられ、それらの内容は免震効果・解析法・材料開発・実験の多岐に及んでいる。これらの内容を分類すると、表-2.2.1のようになる。同表より、解析検討は広範囲について行われており、特にトンネル縦断方向に関する関心が高い。しかし、開削トンネル等の矩形断面に対する実験や設計法を構築するための研究はなく、トンネル横断方向の解析や免震材料の特性については、今後の研究が必要である。

表-2.2.1 既往の研究の分類

研究内容		横断方向		縦断方向	
		シールドトンネル	開削トンネル		
免震効果	解析	13) 竹内・井戸田ら 18) 鈴木・田村	16) 大塚・星隈ら 17) 鈴木	1) 川島・小野ら 3) 川島・小野ら 4) 鈴木 5) 川島・小野ら 6) 鈴木 7) 川島・小野ら	9) 宇波・鈴木 10) 鈴木・宇波 12) 小野・嶋村ら 14) 川島・星隈ら 16) 大塚・星隈ら 18) 鈴木・田村
	実験	8) 高橋・竹内ら 13) 竹内・井戸田ら 15) 竹内・三澤	—	2) 鈴木 4) 鈴木	
免震材料の特性		11) 森吉・深井ら, 19) 鈴木・粕田ら			

注) 表中の番号は、参考文献の番号である。

これらの文献から、現時点で得られている知見をまとめると、次のようになる。

(1) トンネル横断方向の免震効果について

① シールドトンネル等の円形断面

この問題に関しては、竹内・高橋・井戸田・三澤ら^{8), 13), 15)}により、実験と解析による研究が重ねられ、次の現象が明らかにされている。

- ・法線方向外力は、免震層およびトンネルの剛性と地盤剛性のバランスによって、作用方向が反転する。
- ・接線方向外力は、作用方向は剛性によって変わらないが、大きさは免震層が柔らかいと小さくなる。
- ・免震層のポアソン比を小さくすると、接線方向外力はほとんど変わらないが、免震層の変形により法線方向外力の向きが変わり、曲げモーメントが小さくなる。
- ・外径10mで免震層を10cmとした実トンネルに対する解析では、免震材料の弾性係数を地盤の1/100程度にすると、最大曲げモーメントは17%、最大軸力は62%の低減が期待できる。

- ・2層地盤の境界にトンネルが位置する場合は、曲げモーメントの低減効果が大きい。
また、鈴木・田村¹⁸⁾は、解析により、次の知見を得ている。
- ・免震層の存在は、地震時に異常な挙動を発生させることなく、主に軸力を低減する。
- ・ポアソン比は、0.5程度のときはせん断力と曲げモーメントを低減できないが、地表面沈下や常時の安定性からは大きい方がよい。

② 開削トンネル等の矩形断面

開削トンネルの横断面に関する研究は少なく、2編のみである。大塚・星隈ら¹⁶⁾は、往復4車線の道路トンネルを対象に解析し、周辺地盤の1/25の剛性で50cm厚の免震層を設けた場合、最大曲げモーメントが75%に、最大せん断力が63%に低減されることを示している。

また、鈴木¹⁷⁾は、神戸高速鉄道の大開駅をモデルに解析し、せん断弾性係数5 kgf/cm²で10cm厚の免震材を配置した場合、曲げモーメントとせん断力の低減効果は、最大断面力の発生する隅角部で顕著であり、また時刻歴では主要動部で顕著であること、免震効果は構造物に対する地盤の拘束力の低下であるという見解を示した。

(2) 縦断方向の免震効果について

トンネル縦断方向については、多くの発表論文が見られるが、大きく次の2つのグループによる研究となっている。

1つは、川島・杉田・星隈・小野・嶋村ら^{1), 3), 5), 7), 12), 14)}による4年間の官民共同研究と、その後のケーススタディである。彼らは、初年度に地下構造物の免震化技術の概念を構築し、シールドトンネル縦断方向と深い立坑の挙動、望ましい免震化の範囲について解析を重ね、その結果、シールドトンネルに対して、次のような結論を得ている。

- ・二次覆工のないシールドトンネルの地震時の変形は、地盤の変形にほとんど一致するするため、許容値を超える変形が生じる場所では、部材の補強では設計不可能であるが、免震区間を設けることにより、最大断面力を低減させることができる。
- ・地盤剛性急変部では、硬質地盤側に免震区間を設けることにより、大きな効果を得ることができる。
- ・免震層の剛性を考慮した地盤ばね定数を1/100にすると、軸力・曲げモーメントとも70%程度に低減できる。
- ・免震層を考慮した地盤ばねを非免震の1/10にした場合、最大曲げモーメントは75%に低減するが、それより柔らかくしても低減効果は頭打ちとなる。

もう1つは、鈴木・宇波・田村^{4), 6), 9), 10), 18)}による研究で、実験と解析をもとに、トンネル縦断方向の耐震性に関する次のような基本的な効果を明らかにした。

- ・シールドトンネルのリング継手の変位吸収能力は、地盤の拘束により減少させられるが、せん断剛性の小さい免震層を設けることにより、能力を100%引き出せる。
- ・既往の地震被害で見られた立坑接続部近傍に生じる曲げとねじりに対して、免震化はその両方を低減させる効果があり、耐震性向上に有効である。

(3) 免震材料の特性について

森吉・深井ら¹⁾は、アスファルト系の免震材料について実験を行い、施工性・防水性・耐震性に関する各種特性を調べた。その結果、次のことが明らかとなった。

- ・圧縮ひずみが1～2%で降伏するが、5%でも破壊しないたわみ性を有する。
- ・大ひずみの繰り返しでも破壊せず安定している。
- ・従来の施工設備で施工できる。

また、鈴木・粕田ら¹⁰⁾は、シリコン系免震材料について実験し、動的特性と施工性を調べた。

- ・免震材のせん断弾性係数は5 kgf/cm²程度に小さくすることが可能である。
- ・免震材の剛性と減衰のひずみ依存性は、ひずみが10～20%以上で現れ急変するが、変化は地盤のひずみ依存性より小さい。
- ・注入確認実験の結果、充填性は良好である。

以上より、トンネル断面形状に関わらず、横断・縦断方向とも免震効果を期待できること、および免震層に適用できる基本材料が存在し、施工可能であることが明らかであることがわかった。しかし、免震効果の現れ方は、トンネル剛性・地盤剛性・地層条件・地盤変位分布などにより変化すると考えられるが、詳細な免震効果の把握はまだ十分でない。さらに、免震材料についても、様々な特性の把握や、他の材料の可能性の有無についての研究が不十分である。

したがって、矩形断面に対する実験、免震材料の特性、および設計法について、今後も研究を重ねる必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 川島・杉田・小野・嶋村他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書整理番号第29号，pp. 208～235，1989. 8
- 2) 鈴木：シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験，第20回地震工学研究発表会，pp. 565～568，1989
- 3) 川島・杉田・小野・嶋村他：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. 3
- 4) 鈴木：シールドトンネルの耐震性評価と免震化手法に関する研究，東京大学学位論文，1990
- 5) 川島・杉田・小野・嶋村他：地下構造物の耐震設計技術に関する研究，平成2年度共同研究報告書整理番号第63号，pp. 290～330，1991. 3
- 6) 鈴木：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
- 7) 川島・杉田・小野・嶋村他：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. 3
- 8) 高橋・竹内・井戸田・小出：アクアファルトを用いた円形トンネルの横断面の減震効果に関する基礎的検討，第3回土木技術セミナー，pp. 31～40，平成2年8月

- 9) 宇波・鈴木：シールドトンネルの免震構造に関する研究（その１）－F E M解析による効果の確認－，土木学会第45回年次学術講演会，pp. 1204～1205，平成２年 9 月
- 10) 鈴木・宇波：シールドトンネルの免震構造に関する研究（その２）－地震応答解析解析への適用－，土木学会第45回年次学術講演会，pp. 1206～1207，平成２年 9 月
- 11) 森吉・深井・竹内・井戸田：常温水中硬化型瀝青系新複合材料の開発と特性，土木学会論文集No. 433／V-15，pp. 157～166，1991. 8
- 12) 小野・嶋村・河西：地下構造物の免震－クッション材によるシールドトンネルおよび立杭の免震－，平成４年度技術研究発表会論文集（鴻池組），pp. 1～14，1992. 6
- 13) 竹内・井戸田・高橋・三澤：シールドトンネルの断面内地震時応力低減効果に関する実験的研究，土木学会論文集No. 483／I-26，pp. 107～116，1994. 1
- 14) 土木研究所耐震研究室：地盤との絶縁を図ることによる地下構造物の免震技術に関する研究（その１）免震工法の適用と免震効果に関するケーススタディ，土木研究所資料 第3287号，平成６年 7 月
- 15) 竹内・三澤：裏込材を利用したシールドトンネルの免震構造に関する基礎的研究，第 9 回日本地震工学シンポジウム，pp. 1837～1842，1994. 12
- 16) Otsuka・Hoshikuma・Nagaya：A Fundamental Study On Innovative Menshin System For Underground Structures，日米ライフライン耐震会議，1995. 7
- 17) 鈴木：トンネル免震構造の開削トンネルへの適用，土木学会第23回地震工学研究発表会，pp. 413～416，1995. 7
- 18) 鈴木・田村：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. 275～286，1995. 10
- 19) 鈴木・粕田・小林・福田・池野：都市トンネルの免震構造のためのシリコン系材料に関する実験的検討，土木学会論文集No. 534／VI-30，pp. 69～76，1996. 3

<研究担当> 株式会社オリエンタルコンサルタンツ、日本工営株式会社、
日本シールドエンジニアリング株式会社、日本技術開発株式会社

2. 3 一次開発目標の検討

2.3.1 静的FEM解析の手法

本年度の共同研究では、免震層を有する地下構造物の地震時の概略挙動を把握するために、種々のパラメトリックスタディを実施した。免震層を有する地下構造物の解析手法としては、現段階では確立されたものはないが、手法の相違に起因する解の違いは、議論の対象からはずしておくことが望ましい。したがって、解析を実施するに先立ち、現段階で適切であると考えられる解析手法を各解析において統一して採用することとした。

本節では、本年度の研究において横断方向の解析手法として主に採用した「地盤慣性力に基づく応答変位法」について概略を紹介する。なお、縦断方向については、本年度は種々の解析手法を用いて検討を行った。但し、横断方向、縦断方向の解析手法の妥当性については、次年度以降に3次元動的有限要素解析を実施し、免震層を有する地震時挙動のメカニズムを解明した上で検証することとし、最終的には免震トンネルの設計法として確立させることとする。

本節で述べる「地盤慣性力に基づく応答変位法」は、2次元静的FEM解析法で、地下構造物の耐震設計に広く用いられている応答変位法^{1) 2)}の原理に従う簡易な方法でありながら、不確定な地盤ばね評価の回避、トンネルと地盤の剛性バランスに基づく接線方向外力と法線方向外力のバランスの考慮など、精度の向上が図られており³⁾、既にいくつかの実プロジェクト^{4) 5)}で使用されている。

(1) 解析法の概要と流れ

本解析法は、FEMモデルに力を静的にかけるもので、図-2.3.1.1の流れで、下記のように行う。

- ① 地下構造物断面をはり要素で表し、耐震計算上の基盤面より上の表層地盤をFEMのソリッド要素で表す(図-2.3.1.2参照)。
- ② 対象地盤の固有値(固有周期・モード形・刺激係数)を、水平成層地盤に対する理論解⁶⁾等により求める。
- ③ 上記②で求めた地盤の固有値をもとに、設計地震動の加速度応答スペクトルに応じた慣性力を、次式で算定する。

$$F(z) = \gamma_s(z)/g \cdot A(z) \quad (2.3.1.1)$$

$$A(z) = \phi(z) \cdot \beta \cdot S_a \quad (2.3.1.2)$$

ここで、 z : 着目点の深さ

$F(z)$: 深さ z における慣性力

$\gamma_s(z)$: 深さ z における地盤の単位体積重量(間隙水を含む)

g : 重力加速度

$A(z)$: 深さ z における地盤の絶対加速度

$\phi(z)$: 深さ z における地盤の1次モードのモード振幅

β : 地盤の1次モードの刺激係数

Sa : 地盤の1次モードの固有周期に対応する絶対加速度応答スペクトル値

④ 上記③の慣性力分布を、図-2.3.1.2のように、FEMモデルの各要素に静的に作用させる。

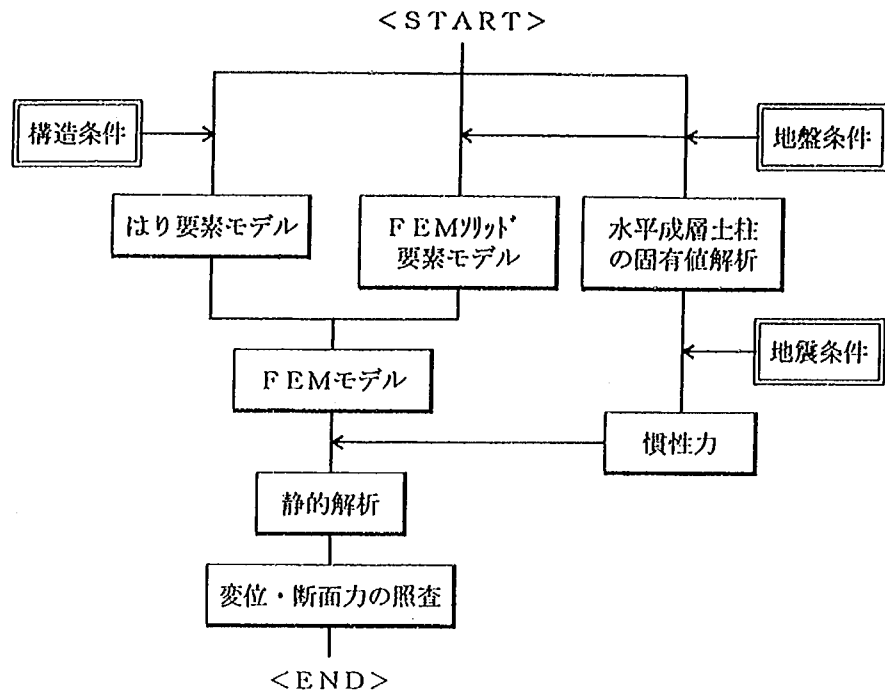


図-2.3.1.1 解析の流れ

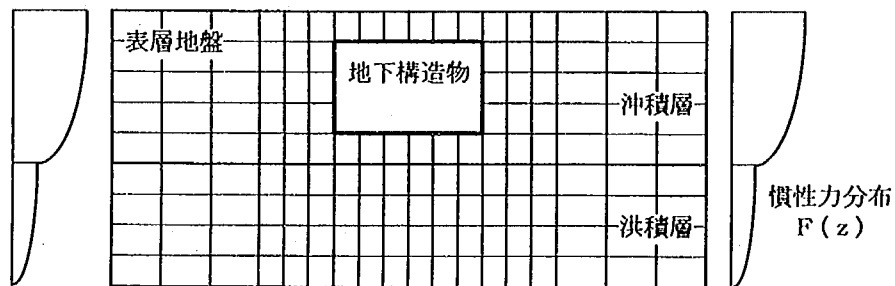


図-2.3.1.2 FEMモデルと荷重作用の概念

(2) 解析理論

耐震計算上の基盤面より上の表層地盤を水平成層地盤と考え、その動きを詳細に知るために多層に分割し、地震加速度を受ける地盤の運動方程式をマトリックスを用いて表すと、次式のようなになる。

$$[m] \{\ddot{u}_i\} + [c] \{\dot{u}_i\} + [k] \{u_i\} = - [m] \{1\} \ddot{x} \quad (2.3.1.3)$$

ここに、 $[m]$, $[c]$, $[k]$: 質量, 減衰係数, ばね定数のマトリックス

$\{\ddot{u}_i\}$, $\{\dot{u}_i\}$, $\{u_i\}$: 相対加速度, 相対速度, 相対変位の行列 (i は節点番号)

$\ddot{x}$: 地震加速度

モーダルアナリシスの考え方に従って、式(2.3.1.4a)のように変位がモード形(変位関数)と時間関数の積で表されると仮定し、刺激係数の定義から式(2.3.1.4b)の関係をを用いると、モード毎に分離された方程式が、式(2.3.1.5)のように得られる⁷⁾。

$$\{u_i\} = \sum_{j=1 \sim n} \{\phi_i\}_j q_j \quad (2.3.1.4a)$$

$$\{1\} = \sum_{j=1 \sim n} \{\phi_i\}_j \beta_j \quad (2.3.1.4b)$$

$$\sum [m] \{\phi_i\}_j \ddot{q}_j + \sum [c] \{\phi_i\}_j \dot{q}_j + \sum [k] \{\phi_i\}_j q_j = -\ddot{x} \sum [m] \{\phi_i\}_j \beta_j \quad (2.3.1.5)$$

ここで、 $\sum_{j=1 \sim n}$: 次数 j が $1 \sim n$ までの和

$\{\phi_i\}_j$: j 次モードのモード形(変位関数で、モード振幅の行列)

$\ddot{q}_j, \dot{q}_j, q_j$: j 次モードの時間関数で、相対加速度、相対速度、相対変位を表す。

β_j : j 次モードの刺激係数

さて、地盤の変位が低次のモードで支配されることは、固有値解析で得られる有効質量や変位応答スペクトルの大小から定性的な事実であり、1次モードのみで近似できる場合が多いことも経験上明らかになっている。そこで、1次モードのみで近似することを考え、次数のサフィックス j を省略すると、式(2.3.1.5)は、次のようになる。

$$[m] \{\phi_i\} \ddot{q} + [c] \{\phi_i\} \dot{q} + [k] \{\phi_i\} q = -\ddot{x} [m] \{\phi_i\} \beta \quad (2.3.1.6)$$

さらに、式(2.3.1.6)は、式(2.3.1.7)の変換により式(2.3.1.8)のように変形でき、地震加速度を受ける1自由度系の運動方程式と全く同じ形になる。

$$q = \beta q_0 \quad (2.3.1.7)$$

$$[m] \{\phi_i\} (\ddot{q}_0 + \ddot{x}) + [c] \{\phi_i\} \dot{q}_0 + [k] \{\phi_i\} q_0 = 0 \quad (2.3.1.8)$$

式(2.3.1.8)で示される1自由度系が振動しているとき、減衰が小さい場合は、相対変位と相対速度と絶対加速度の位相はそれぞれ $1/4$ 周期ずつずれ、相対変位と絶対加速度は逆位相($1/2$ 周期の位相ずれ)となる^{8) 9)}。したがって、最大相対変位と最大絶対加速度は同時にかつ逆向きに発生し、このとき速度はゼロとなる。つまり、式(2.3.1.8)に式(2.3.1.4)と式(2.3.1.7)を代入し、減衰係数と速度の積で表される第2項を無視すると、次式になる。

$$[m] \{\ddot{u}_i\}^*_{\max} + [k] \{u_i\}_{\max} = 0 \quad (2.3.1.9)$$

$$\text{ここで、} \{\ddot{u}_i\}^*_{\max} = \{\phi_i\} \beta (\ddot{q}_0 + \ddot{x})_{\max} : \text{絶対加速度の行列} \quad (2.3.1.10a)$$

$$\{u_i\}_{\max} = \{\phi_i\} \beta q_{0\max} \quad (2.3.1.10b)$$

さらに、式(2.3.1.9) の第1項を右辺へ移項すると、次式となる。

$$[k] \{u_i\} \max = -[m] \{\ddot{u}_i^*\} \max \quad (2.3.1.11)$$

式(2.3.1.11)の右辺は慣性力を表し、最大変位 $\{u_i\} \max$ の値が正のとき最大絶対加速度 $\{\ddot{u}_i^*\} \max$ は負であるから、右辺は正である。したがって、この式は「フックの法則」を示し、式(2.3.1.10a)の最大絶対加速度に質量を乗じた慣性力が地盤に作用すると、その方向に式(2.3.1.10b)の最大変位が生じることになる。

一方、式(2.3.1.8) で示される1自由度系の最大応答値は、対象とする地震動に対し、応答スペクトルとして得られているため、絶対加速度と相対変位の最大値は、式(2.3.1.10)より、次のように表される。

$$\{\ddot{u}_i^*\} \max = \{\phi_i\} \beta (\ddot{q}_0 + \ddot{x}) \max = \{\phi_i\} \beta S_a \quad (2.3.1.12a)$$

$$\{u_i\} \max = \{\phi_i\} \beta q_0 \max = \{\phi_i\} \beta S_d \quad (2.3.1.12b)$$

ここで、 S_a , S_d : 絶対加速度および相対変位の応答スペクトル

本解析法は、以上のように、1次モードのみからなる1自由度系の振動に基づいているため、対象地盤の地震時の振動に高次モードが大きく現れる場合には、誤差が大きくなることに注意しなければならない。

なお、原子力施設の分野では「地盤応答震度法¹⁰⁾」という方法が存在する。FEMモデルに慣性力を与えて地下構造物の応答を静的に求める点では本解析法と同じであるが、与える加速度が1次モードではなく、SHAKEによる地盤の動的解析において、地下構造物上下端間のひずみエネルギーが最大になる時刻の加速度分布である。本解析法は地盤の1次モードに基づく従来の応答変位法の延長上にあるが、地盤応答震度法は時刻歴動的解析結果の最大値発生時刻の状態に基づいている。

(3) 本研究で用いる条件

上記(2)で示した一般論を、本研究で用いる条件に当てはめる。本研究では、後述のように、軟質と硬質の2種類の均質地盤を基本モデルとし、一部でこれらを上下に重ねた2層地盤も検討する。

均質地盤の場合は、式(2.3.1.12)の地盤のモード形 $\{\phi_i\}$ を三角関数の合成で近似し、節点番号でなく深さの関数として表すと、1次モードによる絶対加速度分布と相対変位分布は次式で表される。

$$\begin{aligned} \{\ddot{u}_z^*\} \max &= \{\phi_z\} \beta S_a \\ &= \cos(\pi z / 2H) \cdot 4 / \pi \cdot S_a \end{aligned} \quad (2.3.1.13a)$$

$$\begin{aligned} \{u_z\} \max &= \{\phi_z\} \beta S_d \\ &= \cos(\pi z / 2H) \cdot 4 / \pi \cdot S_d \end{aligned} \quad (2.3.1.13b)$$

ここで、 z : 地表面から着目点までの深さ

H : 地表面から耐震計算上の基盤面までの深さ (表層地盤厚)

したがって、式(2.3.1.2)に相当する式(2.3.1.13a)の絶対加速度分布を用い、これに基づく地盤慣性力をFEMモデルに静的外力として作用させる。

なお、小西・高岡⁸⁾によると、Housnerはデュアメル積分の比較から、減衰定数が小さい範囲では、絶対加速度・相対速度・相対変位の応答スペクトルの間に、式(2.3.1.14)の関係があることを示し、Jenschkeらが、4つの地震記録波形に対して試算し、誤差が小さいことを示している。

$$S_a \approx \omega S_v \approx \omega^2 S_d \quad (2.3.1.14)$$

ここで、 ω は着目する円振動数

よって、本解析では共同溝設計指針¹⁾の設計速度応答スペクトルを用い、式(2.3.1.13)を次のように表し、式(2.3.1.16)の慣性力を地盤のFEMモデルに与えることとする。

$$\begin{aligned} \{\ddot{u}_z\}^*_{\max} &= \cos(\pi z/2H) \cdot 4/\pi \cdot S_v \cdot \omega \\ &= \cos(\pi z/2H) \cdot 8/T \cdot S_v \end{aligned} \quad (2.3.1.15a)$$

$$\begin{aligned} \{u_z\}_{\max} &= \cos(\pi z/2H) \cdot 4/\pi \cdot S_v/\omega \\ &= \cos(\pi z/2H) \cdot 2T/\pi^2 \cdot S_v \end{aligned} \quad (2.3.1.15b)$$

$$F(z) = \gamma_z(z)/g \cdot \{\ddot{u}_z\}^*_{\max} \quad (2.3.1.16)$$

ここで、 T は地盤の1次モードの固有周期で、 $T = 2\pi/\omega$ の関係がある。

一方、2層地盤の場合は、式(2.3.1.12)のモード形 $\{\phi_i\}$ 、刺激係数 β および固有周期 T を、固有値解析結果に基づいて定めればよく、その方法としては、一般的な固有値解析を実施する他、水平成層地盤に対する理論解⁶⁾を用いる方法、日本国有鉄道編耐震設計指針(案)の応答変位法による設計の規定¹¹⁾に従う方法などがある。

参考文献

- 1) 共同溝設計指針, (社)日本道路協会, pp. 52~80, 昭和61年3月
- 2) 駐車場設計・施工指針・同解説, (社)日本道路協会, pp. 155~186, 平成4年11月
- 3) 田中・橋, 地下構造物横断面のFEMを用いる応答変位法, リエンジニアリング技術報, 第71号, pp. 3~12, 1996.6
- 4) 大阪港海底トンネル沈埋部詳細設計報告書, 運輸省第三港湾建設局, 平成4年3月
- 5) 東京湾横断道路シールドトンネル耐震検討報告書, 東京湾横断道路(株), 平成8年4月
- 6) 田中, 表層地盤の固有周期の簡易算定法に関する検討, 日本地震工学シンポジウム, 地震学会・土木学会・日本建築学会・日本土質工学会他, pp. 1441~1448, 1982
- 7) 土と構造物の動的相互作用, 土質基礎工学ライブラリー9, 土質工学会, pp. 154~163, 昭和48年10月
- 8) 小西・高岡, 構造動力学, 丸善, pp. 138~144, 昭和48年6月

- 9) 小坪, 土木振動学, 森北出版, pp. 282~287, 1973. 4
- 10) 片山・足立他, 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
- 11) 耐震設計指針(案)解説, 日本国有鉄道編, pp. 51~52, 昭和58年 8 月

<研究担当> 株式会社オリエンタルコンサルタンツ

2.3.2 シールドトンネルの横断方向の検討

(1) 検討概要

裏込材の代わりに免震材を有するシールドトンネル横断面を、表層地盤とともにFEMでモデル化し、水平慣性力を与えて、1次モードの地盤変位を静的に発生させトンネルに生じる変形と断面力を調べた。免震材の基本特性として、せん断弾性係数とポアソン比をパラメトリックに変化させ、トンネルの応答の変化を把握した。

(2) 検討条件と検討ケース

トンネル横断面に対する地震の影響は、大断面の方が強く現れるため、径が10mのトンネルを対象とし、表層地盤厚はトンネルの上下に1φの厚さが存在するように定めた。また、既往の研究から、免震材のせん断弾性係数と周辺地盤のせん断弾性係数の比や免震材のポアソン比が免震効果に影響を与える要因になっていることから、これらを変化させることとした。

以下に検討の条件を示す。

1) 地盤条件

表-2.3.2.1 表層地盤の特性値

表層地盤種別	軟質地盤(粘性土)	硬質地盤(砂質土)	軟質+硬質地盤
表層地盤厚H(m)	30.0	30.0	30.0
単位体積重量 ω (tf/m ³)	1.6	1.8	1.6, 1.8
N値	3	20	3, 20
地震時せん断波速度 V_s (m/s)	115	174	115, 174
地震時せん断弾性係数 G_s (tf/m ²)	2160	5560	2160, 5560
動的ポアソン比 ν_s	0.49	0.45	0.49, 0.45
地震時弾性係数 E_s (tf/m ²)	6440	16120	6440, 16120
固有周期 T (sec)	1.04	0.69	0.75
設計応答速度 S_v (m/sec)	0.24	0.24	0.24
地表面変位 D (cm)	5.1	3.4	3.6
トンネル床版間の平均せん断ひずみ	1.85×10^{-3}	1.23×10^{-3}	1.34×10^{-3}

2) 構造物条件

対象構造物 : φ=10mのシールドトンネル
 設置深度 : 土被り1φ
 覆工剛性 : 初期剛性
 覆工の単位体積重量 : $\omega_c = 2.65 \text{ tf/m}^3$

3) 免震材

免震材の配置 : 全周
 免震材の厚さ : $t = 10 \text{ cm}$

免震材の単位体積重量 : $\omega_m = 1.0 \text{ tf/m}^3$

免震材のせん断弾性係数 : G_m (G_m/G_g で評価する)

免震材のポアソン比 : $\nu_m = 0.1, 0.3, 0.49$

表-2.3.2.2 横断方向検討ケース

検討 ケース	地盤特性		材料特性		免震材の剛性比 (G_m/G_g)				ポアソン比		
	軟質	硬質	等方	異方	0.001	0.01	0.1	1.0	0.10	0.30	0.49
軟-1	○		○			○			○		
軟-2	○		○			○				○	
軟-3	○		○			○					○
軟-4	○		○		○					○	
軟-5	○		○			○				○	
軟-6	○		○				○			○	
軟-7	○		○					○		○	
硬-1		○	○			○			○		
硬-2		○	○			○				○	
硬-3		○	○			○					○
硬-4		○	○		○					○	
硬-5		○	○			○				○	
硬-6		○	○				○			○	
硬-7		○	○					○		○	
軟硬1	○	○	○			○			○		
軟硬2	○	○	○			○				○	
軟硬3	○	○	○			○					○
軟硬4	○	○	○		○					○	
軟硬5	○	○	○			○				○	
軟硬6	○	○	○				○			○	
軟硬7	○	○	○					○		○	

*せん断弾性係数比

注1) 軟-2と5、硬-2と5、軟硬2と5が同一ケース。

2) 軟硬のケースによる免震材の剛性比は、軟質側の地盤剛性に対する値。

4) 解析モデル

図-2.3.2.1に示すように、地盤を平面要素で、トンネルをはり要素でモデル化した。これらの各要素に地震時の変位分布が生じる慣性力を入力する。

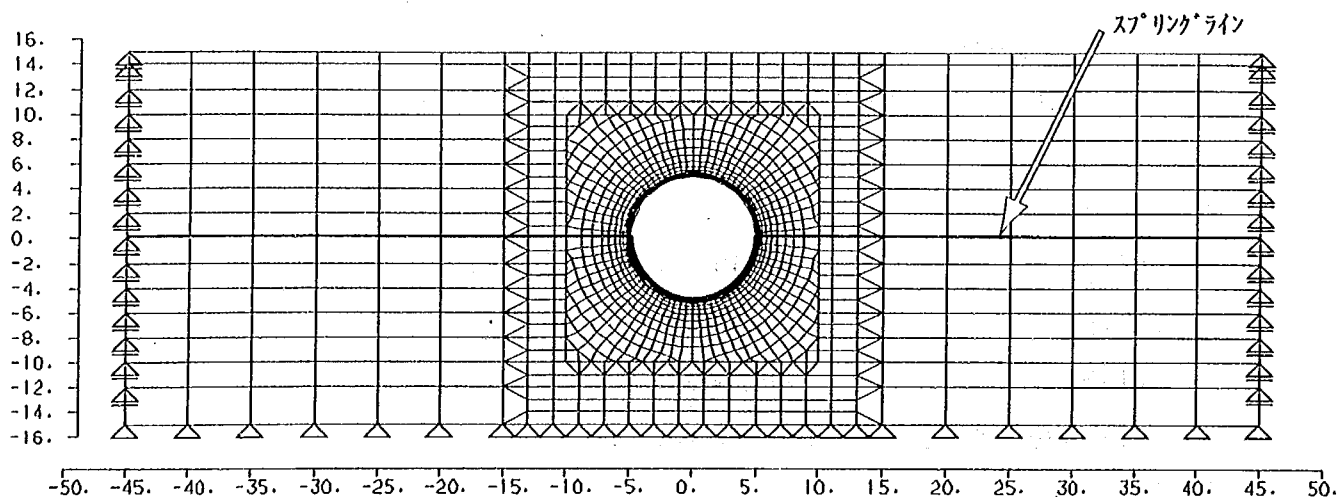


図-2.3.2.1 解析モデル

(軟硬2層地盤の場合は、スプリングラインで上下に2分した。)

(3) 解析結果と考察

各検討ケースにおける解析結果を次のように示す。地震時増分断面力（単位奥行きあたり）および変位分布を図-2.3.2.2、図-2.3.2.3に示し、免震材のポアソン比およびせん断弾性係数比と断面力低減率の関係をそれぞれ図-2.3.2.8、図-2.3.2.9に示す。これは検討ケースにおけるケース7の最大値を1としてそれぞれのケースの最大値の比を表したものである。また表-2.3.2.3に各検討ケースの断面力の最大値と検討ケース7に対する比率を示す。

図-2.3.2.2、図-2.3.2.3に軟質地盤における地震時増分断面力と変位を示す。軟-1～3($\nu_m=0.10, 0.30, 0.49$)における断面力については、軸力、曲げモーメントは45度方向に、せん断力は水平・鉛直方向に変化が現れている。軸力、変位は軟-1～3の各ケースで差異は少なく、せん断力、曲げモーメントでは軟-3のケースが若干変化が大きい。軟-4～7($G_m/G_g=0.001, 0.01, 0.1, 1.0$)における断面力の分布方向は、軟-1～3とほぼ同様であるが、軟-4～7における断面力の差異は、軟-1～3に比べ軟-4～7のほうが明確に現れている。

図-2.3.2.4、図-2.3.2.5に硬質地盤における地震時増分断面力と変位を示す。硬-1～3($\nu_m=0.10, 0.30, 0.49$)における断面力については、軸力、曲げモーメントは45度方向に、せん断力は水平・鉛直方向に変化が現れている。断面力、変位は硬-1～3の各ケースで差異はほとんどない。硬-4～7($G_m/G_g=0.001, 0.01, 0.1, 1.0$)における断面力の分布方向は、硬-1～3とほぼ同様である。軸力に関しては、硬-4～7でかなりの差異が現れている。せん断力、モーメント、変位においては、軸力ほどの差異はないが、硬-4のケース($G_m/G_g=0.001$)が他のケースに比べ差異が大きい。

図-2.3.2.6、図-2.3.2.7に軟質+硬質地盤における地震時増分断面力と変位を示す。軟硬-1～3($\nu_m=0.10, 0.30, 0.49$)における断面力については、軸力、曲げモーメントは45度方向に、せん断力は水平・鉛直方向に大きく変化が現れているが、軟質、硬質地盤のみの断面力に比べると多少分布形状にゆがみが見られる。軸力、変位は軟硬-1～3の各ケースで差異は少ないが、せん断力、曲げモーメントは軟硬-3のケースが他の2ケースに比べ、若干変化が大きい。軟硬-4～7($G_m/G_g=0.001, 0.01, 0.1, 1.0$)における断面力の分布方向は、軟硬-1～3とほぼ同様である。軟硬-4～7における断面力の差異は、軟硬-1～3よりも大きく現れており、軟質地盤、硬質地盤の断面力に比較しても差異は大きい。

免震材のせん断弾性係数比を固定して($G_m/G_g=0.01$)、ポアソン比を変化させた断面力の変化率を図-2.3.2.8に示す。同図より、ポアソン比の減少に伴い曲げモーメント、せん断力、軸力ともに減少する傾向にあることがわかる。これらのうち軸力については、ポアソン比の変化の影響は小さく、各検討ケースとも免震層のない場合の20%程度となっている。これに対して、曲げモーメントとせん断力についてはポアソン比の変化の影響が見られる。

また、免震材のポアソン比を固定($\nu_m=0.30$)してせん断弾性係数比(G_m/G_g)を変化させた断面力の変化率を図-2.3.2.9に示す。同図より、せん断弾性係数比の減少に伴い曲げモーメント、せん断力、軸力ともに減少する傾向にあることがわかる。これらのうち軸力については、せん断弾性係数比が0.1から0.01に減少させた場合の方が減少傾向が大きい。曲げモーメントとせん断力については0.01から0.001に減少させた場合の方が減少傾向が大きい。また図-2.3.2.8と図-2.3.2.9を比較すると、免震効果に影響

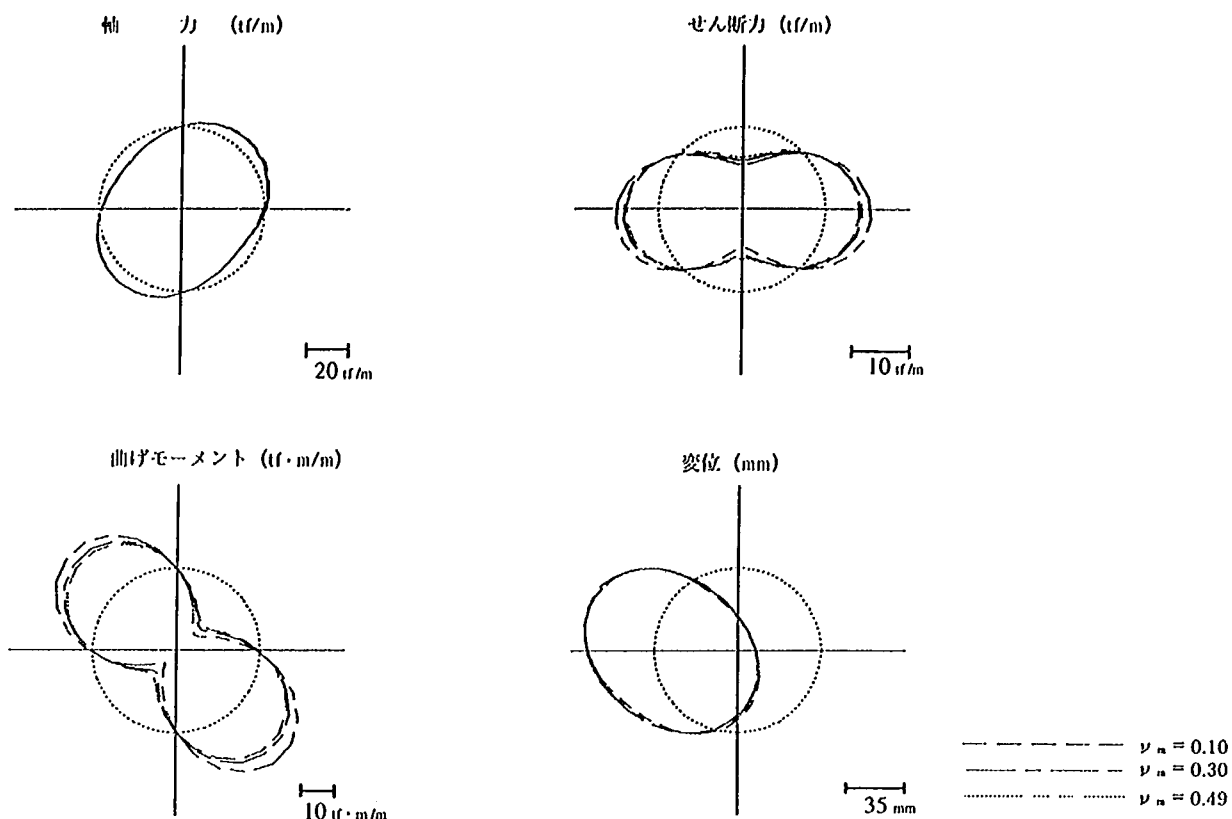


図-2.3.2.2 軟質地盤における免震材のポアソン比と地震時増分断面力の関係
($G_m/G_g = 0.01$)

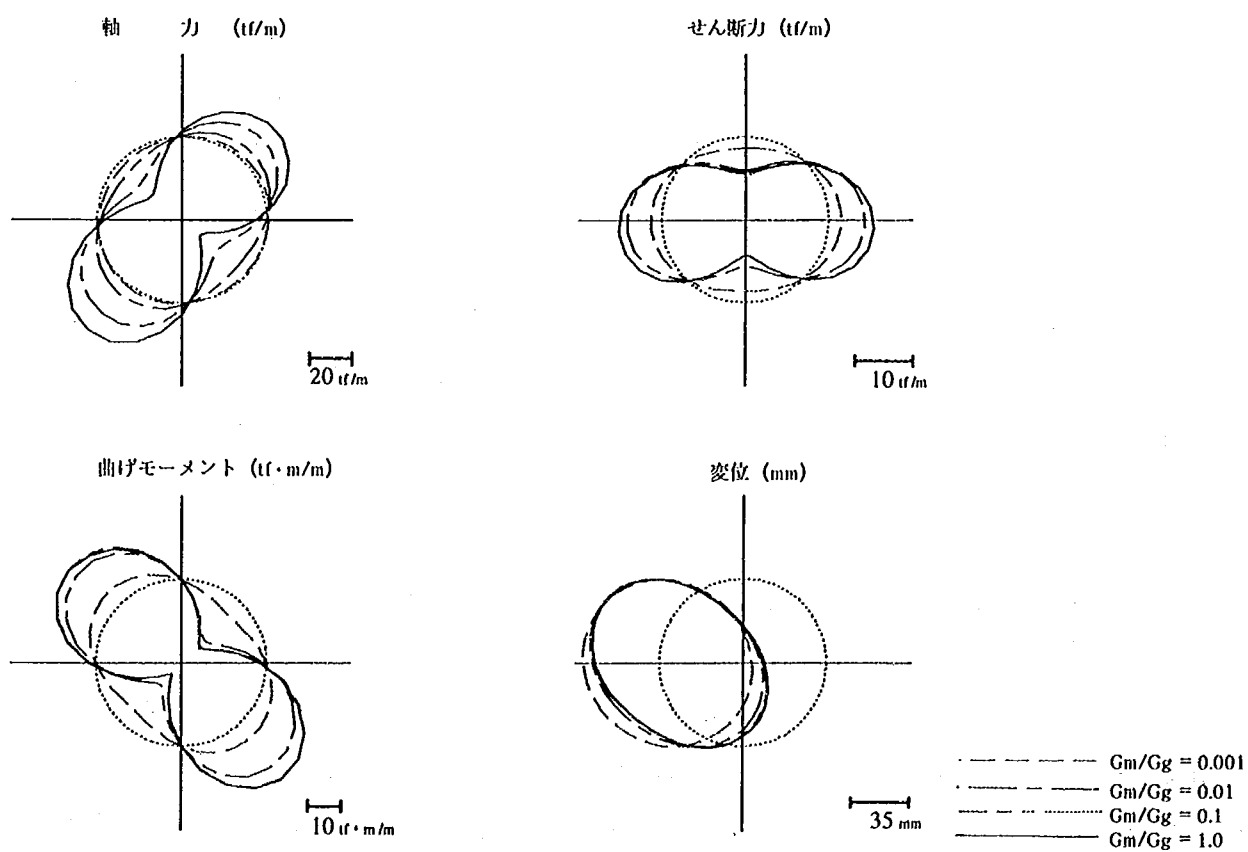


図-2.3.2.3 軟質地盤における免震材のせん断弾性係数比と地震時増分断面力の関係
($\nu_m = 0.30$)

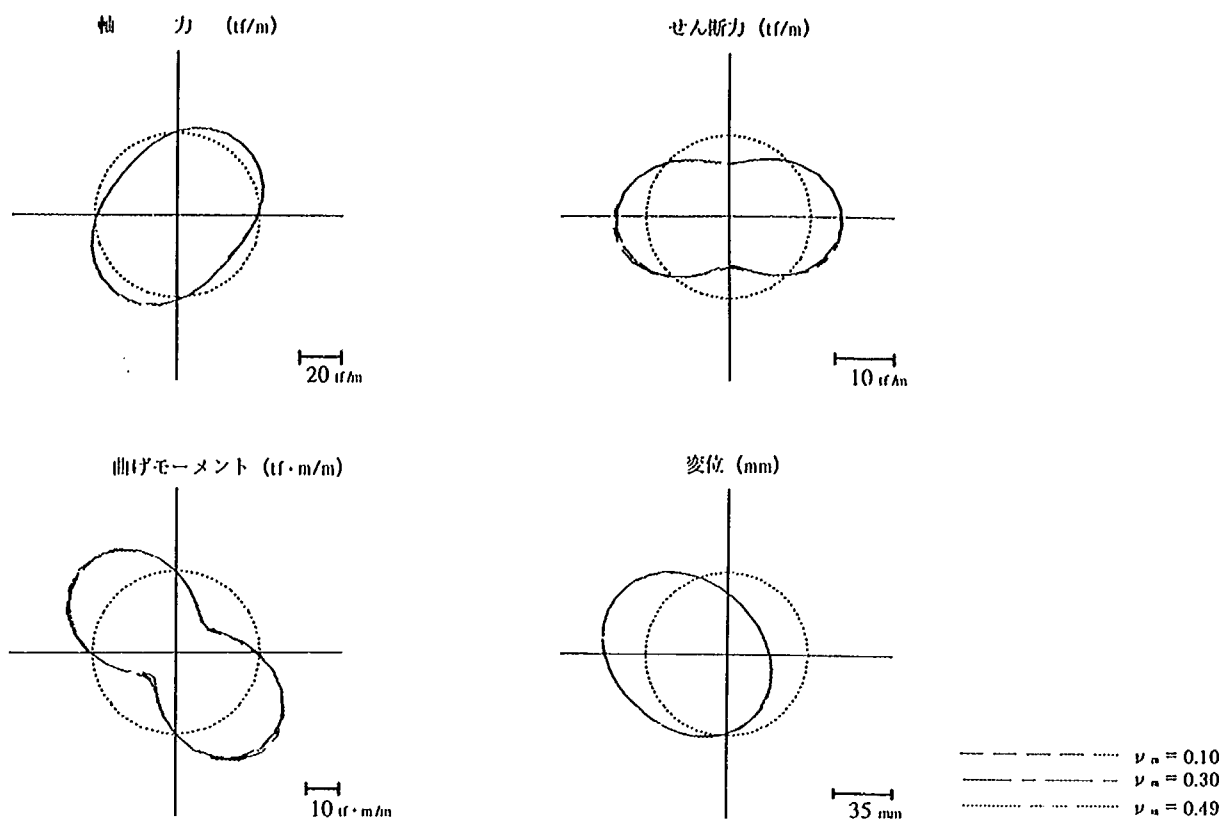


図-2.3.2.4 硬質地盤における免震材のポアソン比と地震時増分断面力の関係
($G_m/G_g = 0.01$)

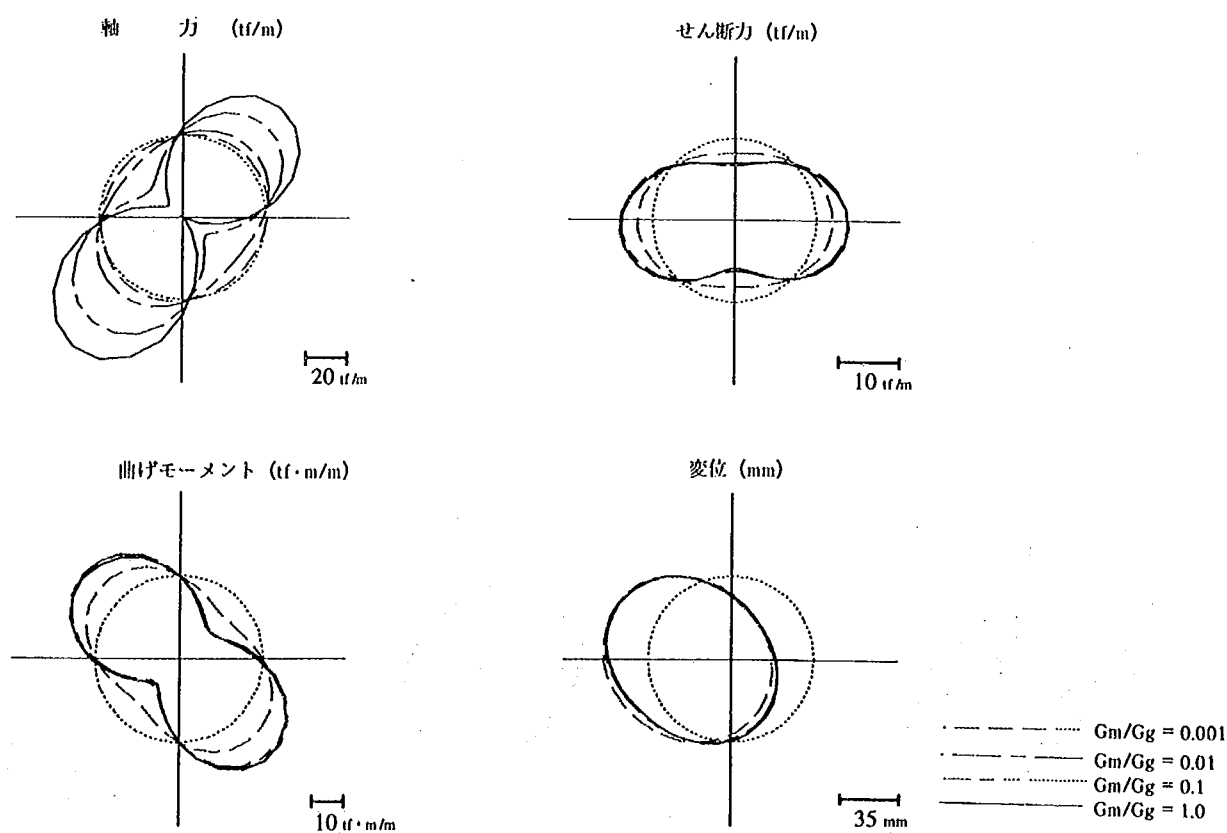


図-2.3.2.5 硬質地盤における免震材のせん断弾性係数比と地震時増分断面力の関係
($\nu_m = 0.30$)

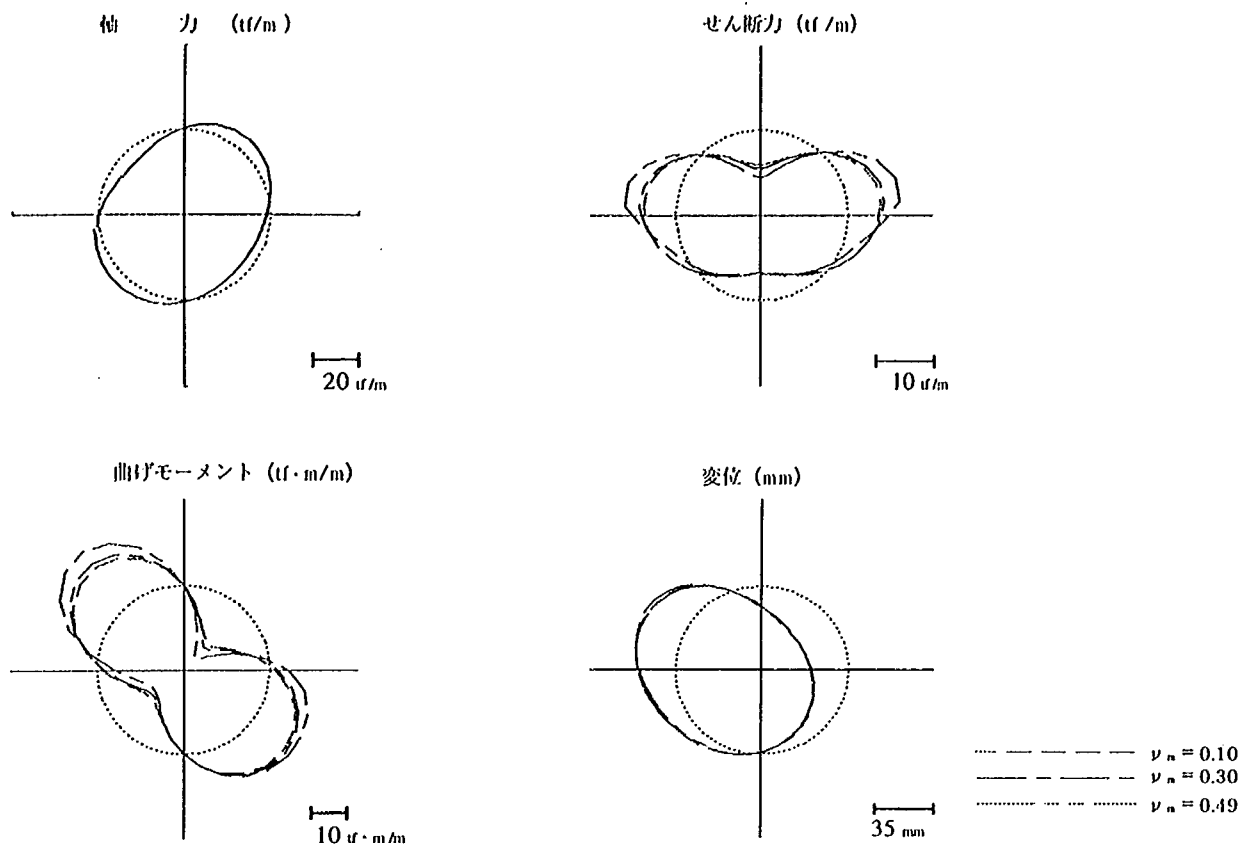


図-2.3.2.6 軟質+硬質地盤における免震材のポアソン比と地震時増分断面力の関係
($G_m/G_g = 0.01$)

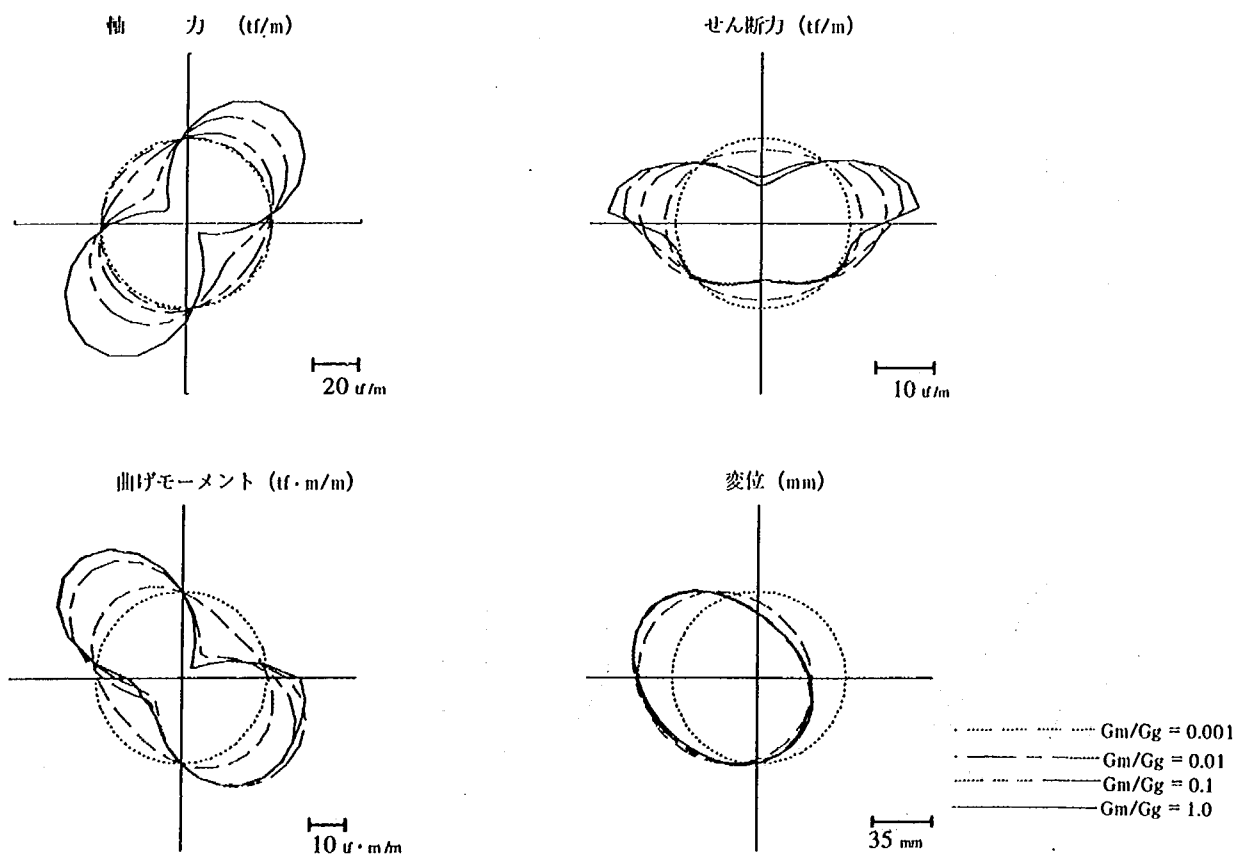


図-2.3.2.7 軟質+硬質地盤における免震材のせん断弾性係数比と地震時増分断面力の関係
($\nu_n = 0.30$)

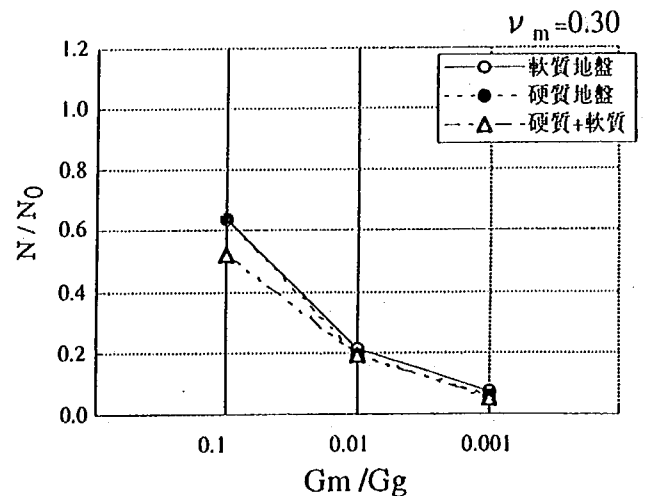
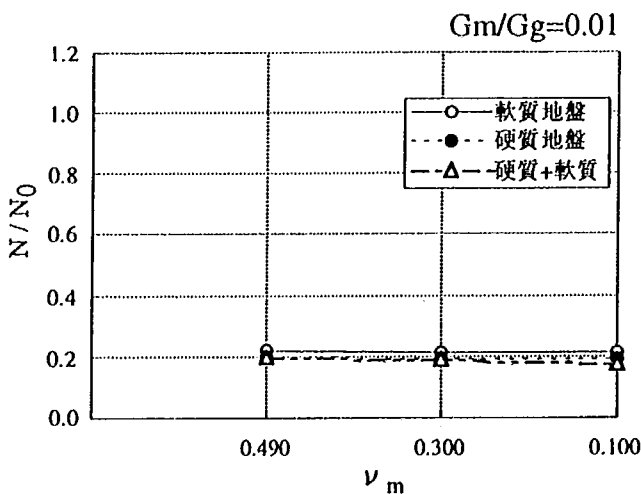
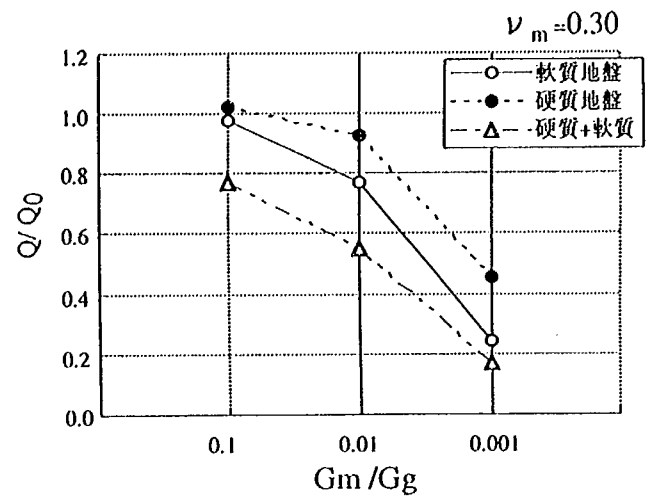
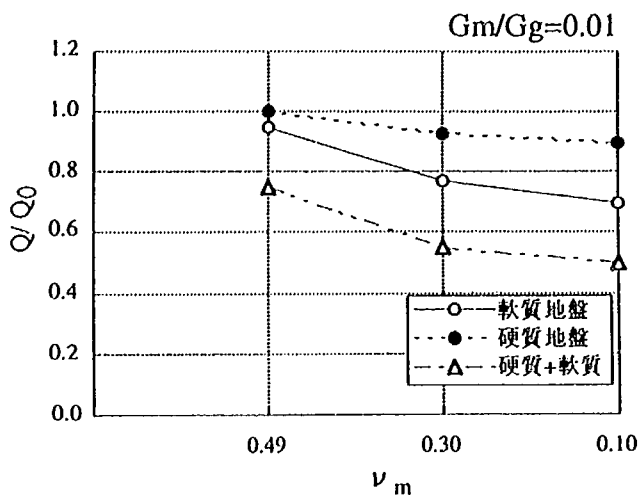
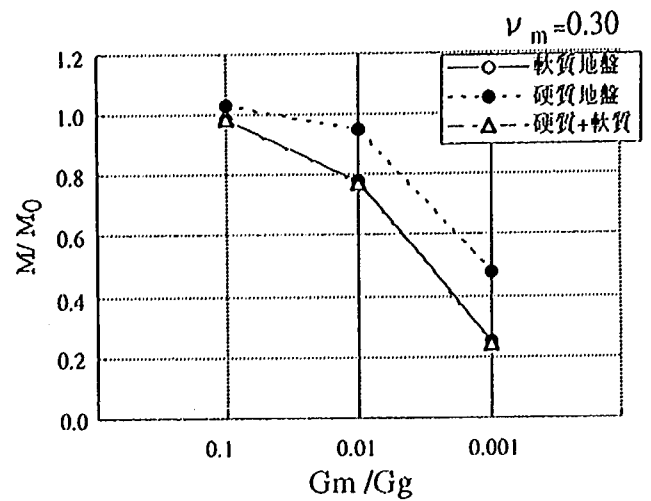
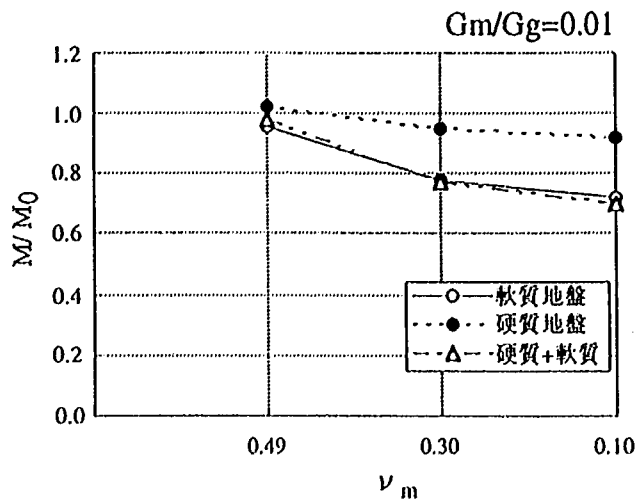


図-2.3.2.8 免震材のポアソン比 (ν_m) と
断面力低減率の関係

図-2.3.2.9 免震材のせん断弾性係数比 (G_m/G_g)
と断面力低減率の関係

を与える要因としては、ポアソン比よりもせん断弾性係数比の方が敏感であることがわかる。

以上の検討よりシールドトンネルの横断面については以下のことが明らかとなった。

- 1) 免震層を設置した場合、免震層のない場合と比較してトンネルに発生する地震時増分断面力は低減される。これら断面力のうち、特に軸力の低減傾向が顕著である。

表-2.3.2.3 地震時増分最大断面力

		Mmax (tf・m/m)		Qmax (tf/m)		Nmax (tf/m)	
軟	1	14.77	0.72	5.95	0.70	6.19	0.21
	2	16.09	0.78	6.49	0.77	6.26	0.21
	3	19.83	0.96	8.02	0.95	6.54	0.22
	4	5.18	0.25	2.07	0.24	1.91	0.07
	5	16.09	0.78	6.49	0.77	6.26	0.21
	6	20.35	0.99	8.32	0.98	18.66	0.64
	7	20.55	1.00	8.48	1.00	29.23	1.00
硬	1	13.58	0.92	5.49	0.90	7.86	0.19
	2	13.99	0.95	5.66	0.93	7.84	0.19
	3	14.99	1.02	6.04	1.00	8.36	0.20
	4	7.03	0.48	2.82	0.46	2.49	0.06
	5	13.99	0.95	5.66	0.93	7.84	0.19
	6	15.14	1.03	6.18	1.02	26.51	0.64
	7	14.73	1.00	6.07	1.00	41.70	1.00
軟 + 硬	1	14.65	0.70	6.01	-0.50	6.01	0.18
	2	16.14	0.77	6.63	-0.55	6.19	0.19
	3	20.42	0.98	-9.04	0.75	6.71	0.20
	4	5.00	0.24	2.05	-0.17	1.58	0.05
	5	16.14	0.77	6.63	-0.55	6.19	0.19
	6	20.66	0.99	-9.26	0.77	17.19	0.52
	7	20.85	1.00	-11.99	1.00	33.18	1.00

- 2) 免震材のせん断弾性係数比と最大断面力の関係では、せん断弾性係数比は小さいほど、軸力、せん断力、曲げモーメントともに減少する傾向にあり、その減少傾向は、軸力に顕著に現れる。また、免震効果に影響を与える要因としては、ポアソン比よりもせん断弾性係数比の方が敏感である。
- 3) 免震材のポアソン比とトンネルに発生する最大断面力の関係では、ポアソン比を減少させると、軸力、せん断力、曲げモーメントともに減少する傾向にあり、変化の割合は、軸力よりもせん断力、曲げモーメントで顕著である。

参考文献

- 1) 片山 幾夫・足立 正信・嶋田 稔・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.
- 2) 共同溝設計指針，(社)日本道路協会，昭和61年3月，pp. 55
- 3) 耐震設計指針（案）解説，日本国有鉄道編，昭和58年8月，pp. 51～52

<研究担当> 日本工営株式会社、株式会社奥村組、株式会社熊谷組

2.3.3 開削トンネルの横断方向の検討

(1) 検討概要

開削トンネルの外周に免震材を設置する形式を考え、前述のシールドトンネルの場合と同様に、免震材の力学特性をパラメータとした解析を行った。

解析手法は、シールドトンネルと同様に、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」である。

(2) 検討条件

1) 地 盤

地盤は前述のシールドトンネルの場合と同じで、層厚30mの均一な表層地盤とし、地盤剛性の小さい軟質地盤と大きい軟質地盤の2種類を設定した。

2) 構造物

検討の対象とした構造物は、比較的規模の大きい2連ボックスカルバートである。その断面図を図-2.3.3.1に、構造物諸元を表-2.3.2.1に示す。なお、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。

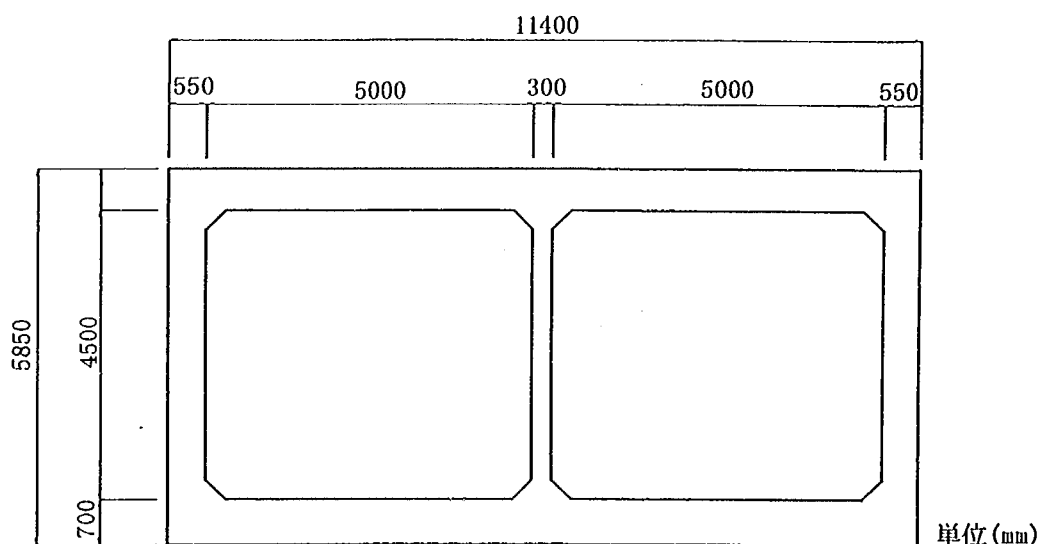


図-2.3.3.1 検討対象構造物

表-2.3.3.1 検討対象構造物の諸元

断面形状	B5000×H4500の2連ボックスカルバート			
設置深度Z (m)	5.0			
単位体積重量γ (tf/m ³)	2.5			
弾性係数E (tf/m ²)	2.6×10 ⁶			
部材断面定数	側 壁	中壁 (半分)	上床版	下床版
断面積A (m ² /m)	0.55	0.15	0.65	0.70
断面2次モーメントI (m ⁴ /m)	6.932×10 ⁻³	5.625×10 ⁻⁴	1.144×10 ⁻²	1.429×10 ⁻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表-2.3.3.2に示す。

表-2.3.3.2 固定した免震材のパラメータ

配 置	トンネル外周全面
厚さ t (cm)	10.0
単位体積重量 γ_m (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

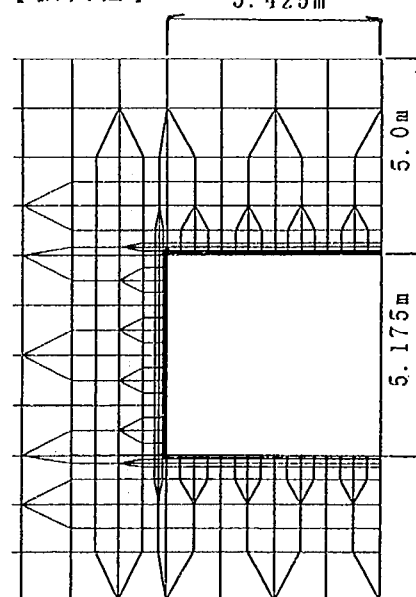
トンネル中心から表層地盤厚の3倍(90m)の範囲を解析領域とし、対称性を考慮してその左半分のモデルを作成した。地盤および免震材は4節点アイソパラメトリック平面ひずみ要素でモデル化し、トンネル躯体ははり要素でモデル化した。はり要素の軸線はハンチの影響を無視した部材断面の図心軸線と一致させた。表-2.3.3.3に解析モデル境界面の拘束条件を、図-2.3.3.2に要素分割図を示す。

表-2.3.3.3 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)	○	×	○

○：自由 ×：固定

【拡大図】



【全体図】

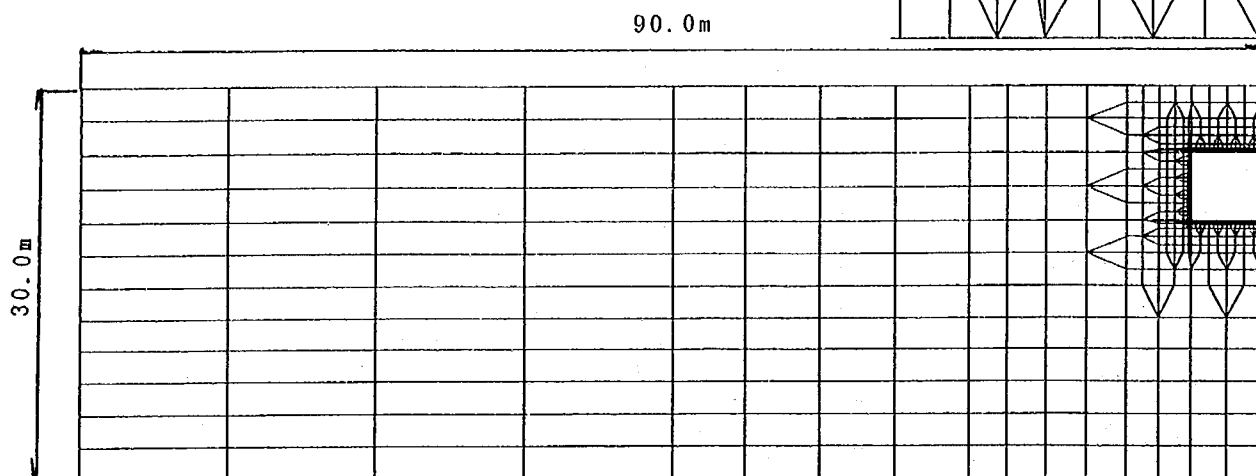


図-2.3.3.2 要素分割図

2) 作用荷重

作用荷重は、2.3.1に示した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

解析は表層地盤の剛性、免震材の材料特性とせん断剛性およびポアソン比をパラメータとし、表-2.3.3に示すケースについて実施した。

免震材の材料特性は、ゴム材料のような等方均質性の場合と積層ゴム支承のようなせん断方向に対してのみ柔軟な場合（解析では、トンネル壁面の法線方向と、これに直交する壁面に沿った方向の弾性係数を無限大とし、せん断弾性係数のみ有意な値を与えた直交異方性材料でモデル化）について考慮した。

表-2.3.3.3 解析ケース

解析 ケース	地盤特性		材料特性		せん断弾性係数比 G_m/G_g				ポアソン比 ν_m		
	軟質	硬質	等方	異方	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	○			○			○				
硬-1		○	○			○			○		
硬-2		○	○			○				○	
硬-3		○	○			○					○
硬-4		○	○		○					○	
硬-5		○	○			○				○	
硬-6		○	○				○			○	
硬-7		○	○					○			
硬-8		○		○	○						
硬-9		○		○		○					
硬-10		○		○			○				

軟-7および硬-7は免震材のないケースに相当するため、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

各ケースの解析結果より、表-2.3.3.4にトンネル側壁および中壁の地震時増分最大断面力を比較して示す。各欄の左側が最大断面力の値を、右側が免震材のないケース（陰影を付けたケース7）に対する比率（以降、断面力低減率と呼ぶ）を表す。また、図-2.3.3.3～2.3.3.5に各ケースの断面力分布図を示す。

表-2.3.3.4 側壁および中壁の地震増分最大断面力

		側 壁						中 壁					
		Mmax(tf・m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)		Mmax(tf・m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)	
軟	1	-9.22	0.47	-3.67	0.31	1.69	0.24	3.89	0.71	-1.72	0.74	0.00	-
	2	-9.51	0.49	-3.82	0.32	1.74	0.25	4.01	0.73	-1.77	0.76	0.00	-
	3	-12.50	0.64	-5.41	0.46	2.68	0.39	4.61	0.84	-2.00	0.86	0.00	-
	4	2.37	-0.12	-1.38	0.12	0.25	0.04	1.16	0.21	-0.66	0.28	0.00	-
	5	-9.51	0.49	-3.82	0.32	1.74	0.25	4.01	0.73	-1.77	0.76	0.00	-
	6	17.11	-0.88	-8.28	0.70	4.99	0.72	5.49	1.00	-2.33	1.00	0.00	-
	7	-19.46	1.00	-11.75	1.00	6.95	1.00	5.50	1.00	-2.33	1.00	0.00	-
	8	-16.95	0.87	-8.86	0.75	0.00	0.00	5.09	0.92	-2.17	0.93	0.00	-
	9	-17.21	0.88	-9.19	0.78	0.00	0.00	5.13	0.93	-2.19	0.94	0.00	-
	10	-18.42	0.95	-10.70	0.91	0.00	0.00	5.32	0.97	-2.26	0.97	0.00	-
硬	1	-12.07	0.55	-4.73	0.27	2.98	0.24	4.77	0.96	-2.17	0.97	0.00	-
	2	-12.17	0.56	-4.95	0.28	4.80	0.39	4.74	0.95	-2.16	0.97	0.00	-
	3	-14.40	0.66	-6.92	0.39	4.80	0.39	4.54	0.91	-2.09	0.94	0.00	-
	4	4.01	-0.18	-2.23	0.13	0.49	0.04	1.94	0.39	-1.07	0.48	0.00	-
	5	-12.17	0.56	-4.95	0.28	3.15	0.25	4.74	0.95	-2.16	0.97	0.00	-
	6	-19.70	0.90	-12.89	0.73	9.10	0.74	5.15	1.04	-2.31	1.03	0.00	-
	7	-21.86	1.00	-17.77	1.00	12.38	1.00	4.97	1.00	-2.23	1.00	0.00	-
	8	-17.86	0.82	-10.63	0.60	0.01	0.00	4.57	0.92	-2.09	0.93	0.00	-
	9	-18.42	0.84	-11.59	0.65	0.01	0.00	4.63	0.93	-2.11	0.94	0.00	-
	10	-20.51	0.94	-14.96	0.84	0.01	0.00	4.82	0.97	-2.18	0.98	0.00	-

図-2.3.3.6～2.3.3.7 は等方均質性材料の免震材のせん断弾性係数とポアソン比が断面力低減率に及ぼす影響を示したものである。実線が軟質地盤の場合、破線が硬質地盤の場合で、横軸の G_m/G_g は免震材のせん断弾性係数の地盤のせん断弾性係数に対する比率（せん断弾性係数比）で示したものである。

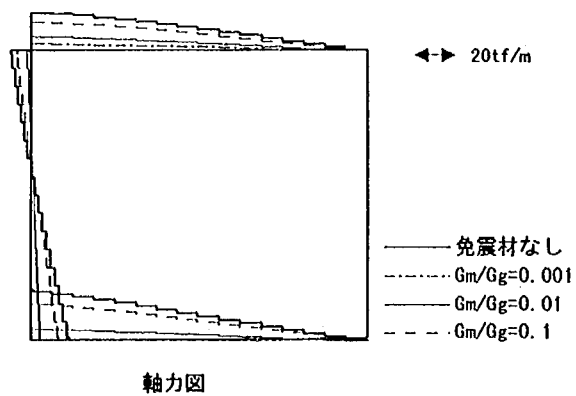
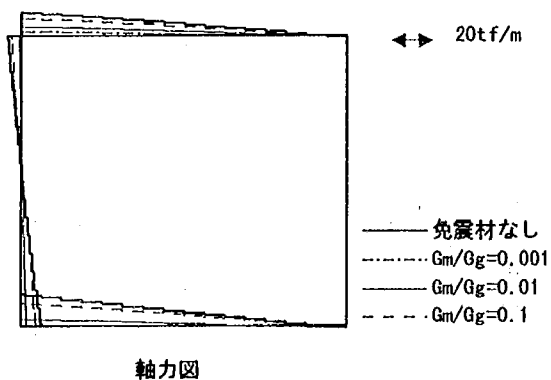
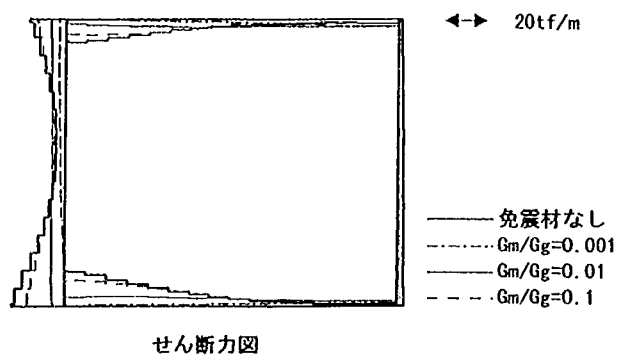
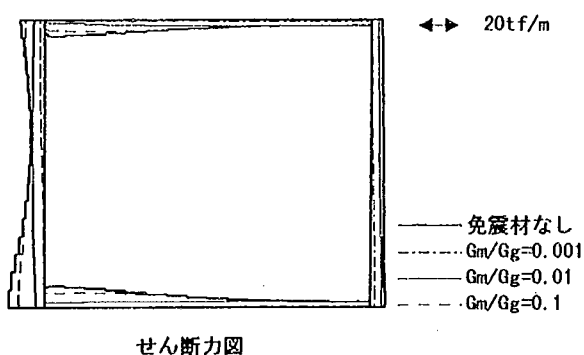
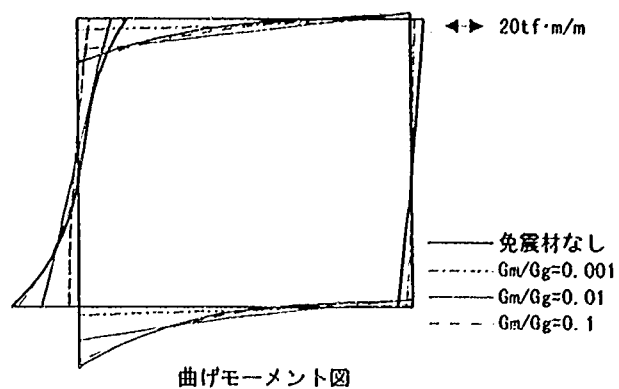
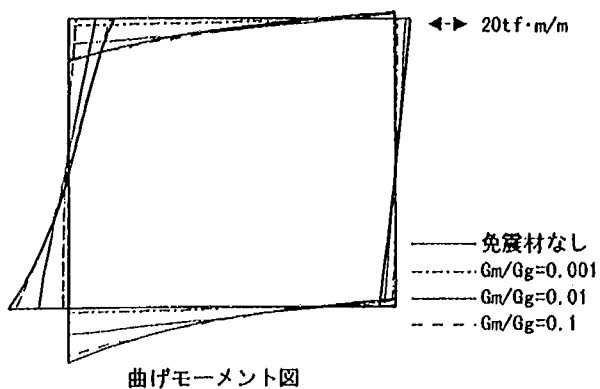
図-2.3.3.3に太い実線で示した免震材のないケースの断面力分布をみると、側壁に生じる曲げモーメント、せん断力および軸力は、いずれも側壁の上端と下端で絶対値が大きくなる分布形状を呈し、このうち下端側で最大断面力が生じている。同様な現象が中壁の曲げモーメントとせん断力にも認められる。なお、今回の条件では中壁に軸力は発生しない。

図-2.3.3.3に示す等方均質性材料の免震材を用いたケースの断面力は、免震材のないケースの分布形状がせん断弾性係数比の低下に伴って均一化しながら最大値も減少する性状を示している。今回の条件では、図-2.3.3.6に示すように、せん断弾性係数比を0.01にすると、側壁の最大曲げモーメント、せん断力および軸力の低減率は、それぞれ0.5、0.3、0.25程度になる。0.001にすると、それぞれ0.15、0.1および0.05程度になる。中壁の最大曲げモーメントとせん断力の低減率は、せん断弾性係数比が0.01で0.95～0.75程度、0.001で0.4～0.2程度である。

これらの結果から、等方均質性材料の免震材は開削トンネルに生じる地震時増分断面力を均一化しながら最大値を低減させる働きがあること、この免震効果は中壁よりも側壁に現れやすいことが分かる。

一方、図-2.3.3.5に示す直交異方性材料の免震材を用いた場合、側壁の軸力はほぼ完全にゼロになるが、その他の断面力は免震材のない場合と大差ない分布に止まる。したがって、直交異方性材料の免震材には周面せん断力に起因して生じる地震時増分軸力を効果的に低減させる働きがあるものの、これ以外の地震時増分断面力を低減させる働きはあまり期待できないものと考えられる。

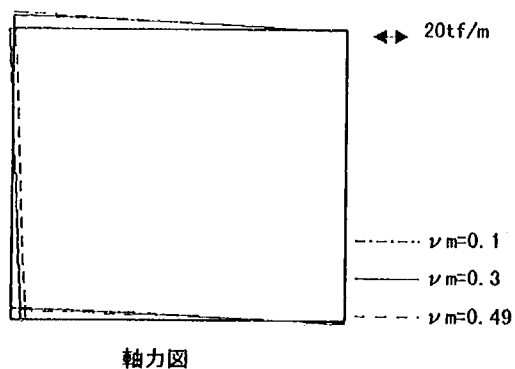
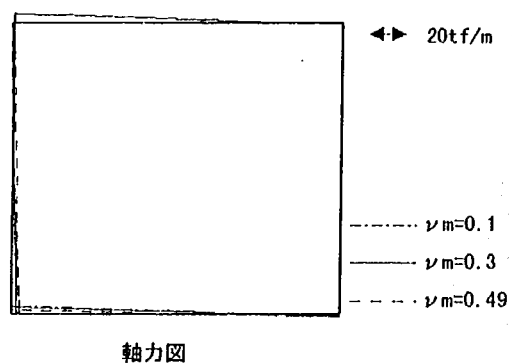
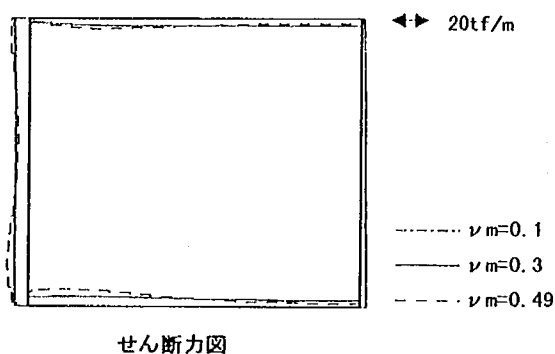
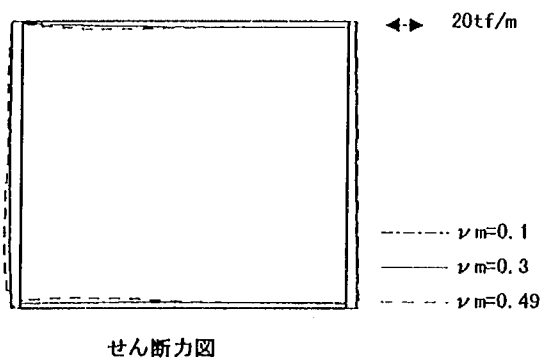
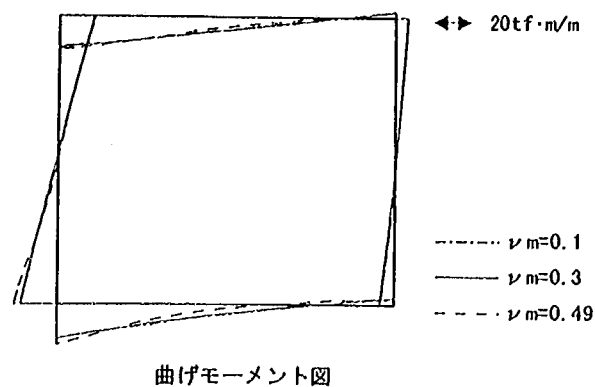
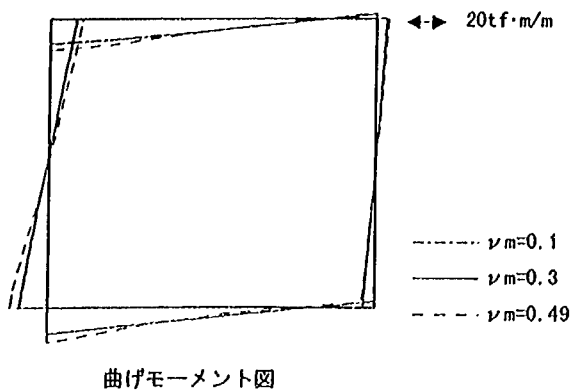
図-2.3.3.4および図-2.3.3.7は等方均質性免震材のせん断弾性係数比を0.01に固定し、免震材のポアソ



(a) 軟質地盤の場合

(b) 硬質地盤の場合

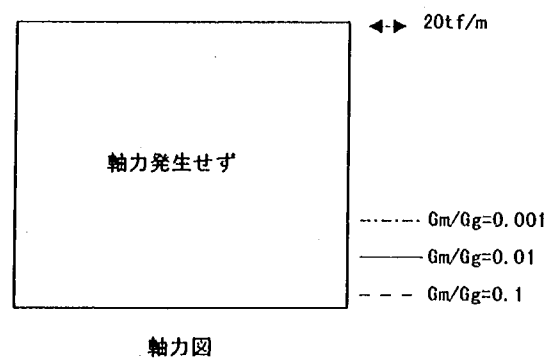
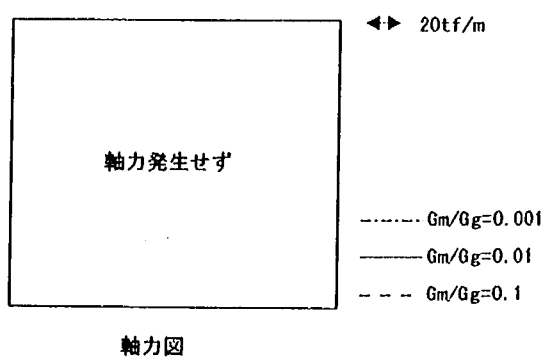
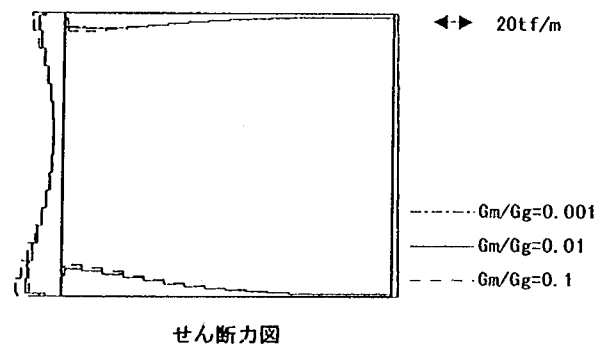
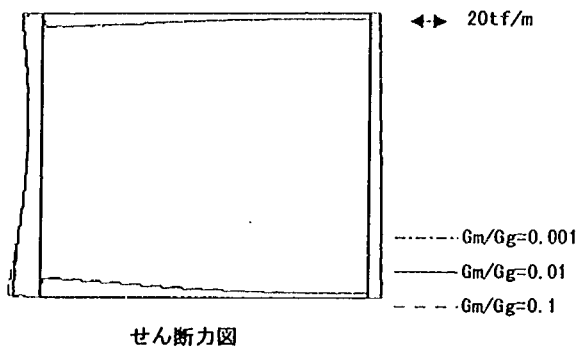
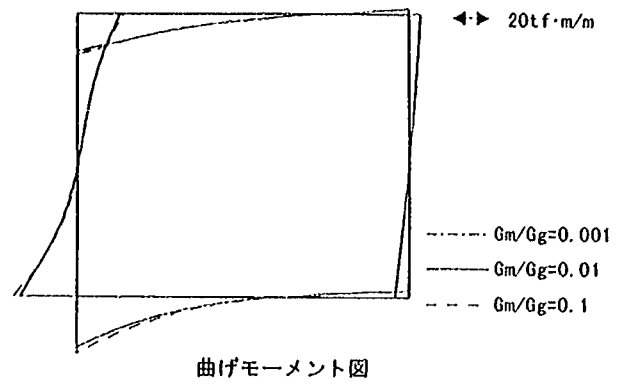
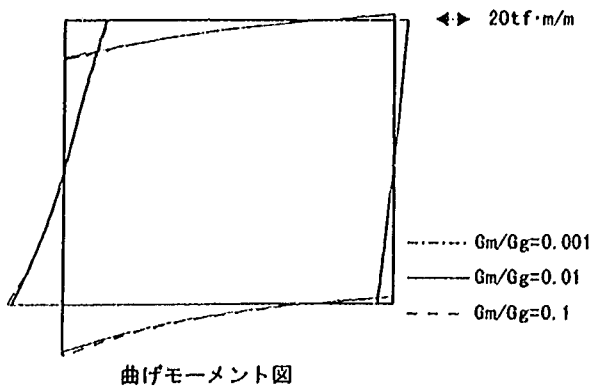
図-2.3.3.3 等方均質性免震材のせん断弾性係数比と地震時増分断面力の関係



(a) 軟質地盤の場合

(b) 硬質地盤の場合

図-2.3.3.4 等方均質性免震材のポアソン比と地震時増分断面力の関係 ($G_m/G_g=0.01$)



(a) 軟質地盤の場合

(b) 硬質地盤の場合

図-2.3.3.5 直交異方性免震材のせん断弾性係数比と地震時増分断面力の関係

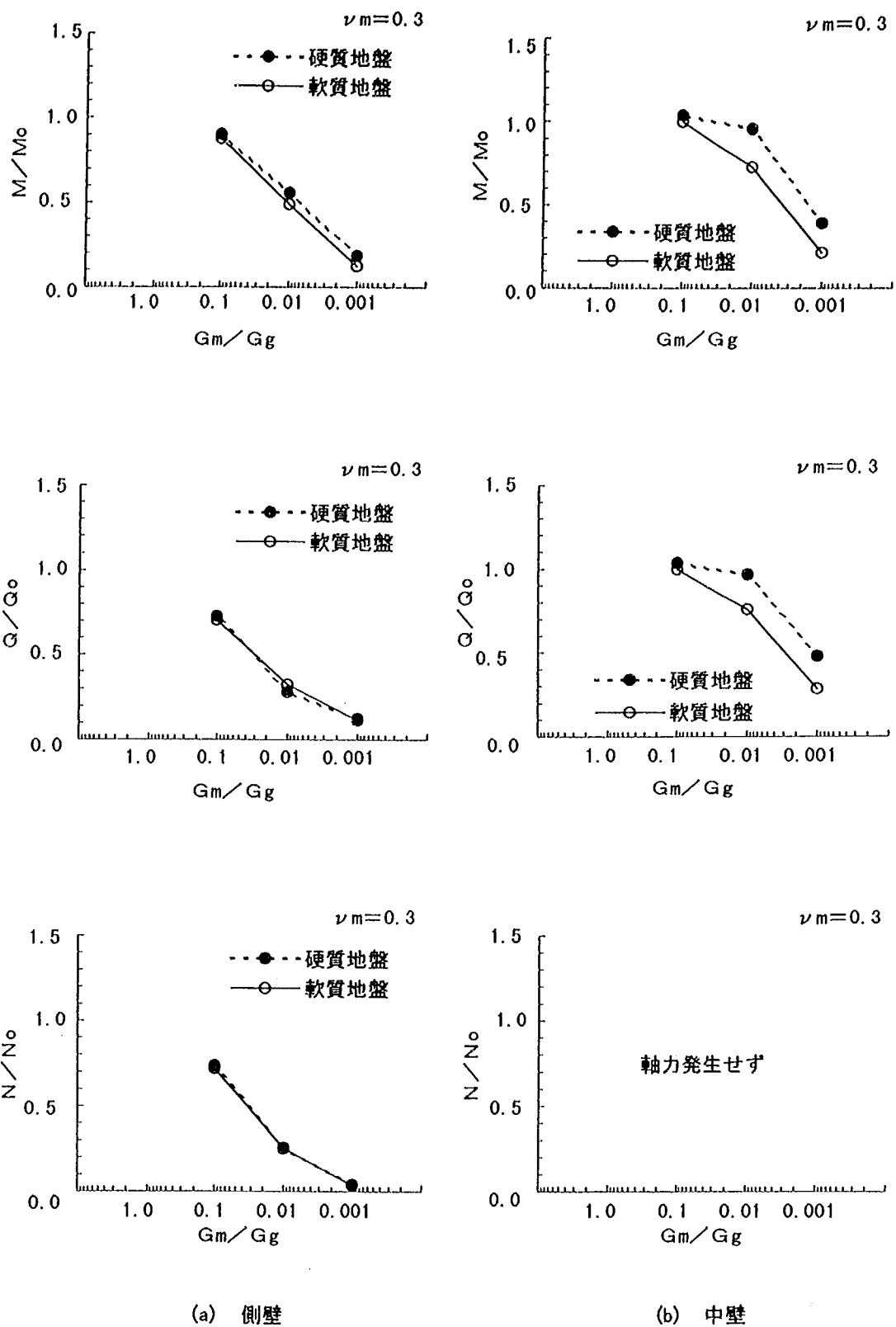


図-2.3.3.6 等方均質性免震材のせん断弾性係数比 (G_m/G_g) が断面力低減率に及ぼす影響

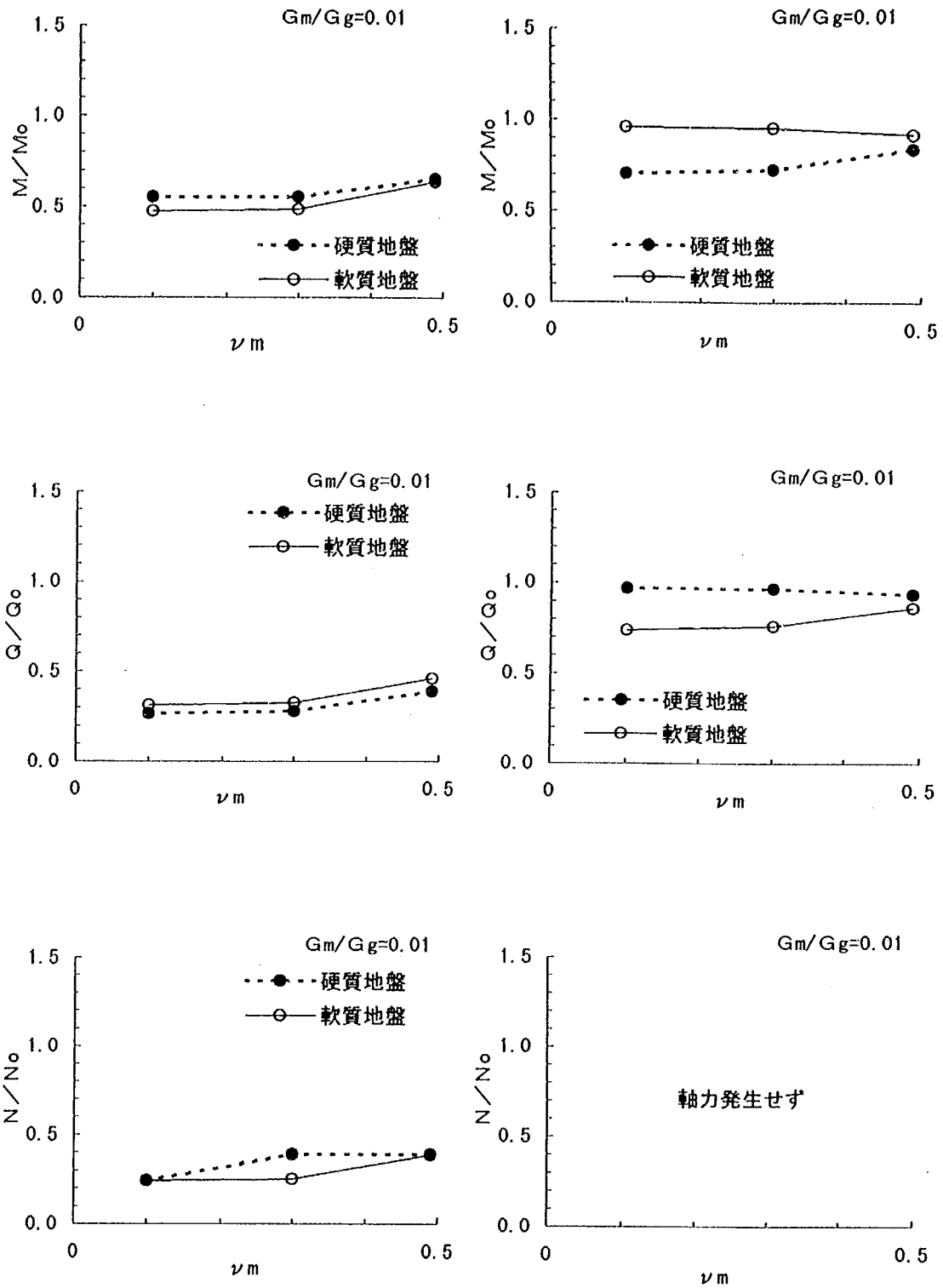


図-2.3.3.7 等方均質性免震材のポアソン比 (ν_m) が断面力低減率に及ぼす影響

ン比の違いによる影響をみたものである。免震材のポアソン比が0.5に近づくに連れ、断面力が1～2割程度増大する場合が認められるが、全般的にはポアソン比の違いによる影響は小さいと考えられる。

また、図-2.3.3.6に示す軟質地盤と硬質地盤の断面力低減率を比較すると、軟質地盤の中壁の断面力低減率は、せん断弾性係数比が0.01以下の場合に硬質地盤のそれよりも2割程度小さくなる傾向を示しているが、これ以外の場合には地盤条件が異なっても断面力低減率はほとんど変わらない。このことから、等方均質性材料の免震材を用いた場合には、せん断弾性係数比が同一であれば、地盤のせん断弾性係数の違いが断面力低減率に及ぼす影響は小さいと考えられる。

以上の結果より、開削トンネル横断方向の地震時増分断面力を効果的に低減させる免震材に必要な材料性状としては、地盤のせん断弾性係数の1/100以下のせん断弾性係数を有する等方均質性の材料が適切と考えられる。このとき、免震材のポアソン比が断面力低減率に及ぼす影響は小さいので、ポアソン比の値に関する制約は特にないと考えられる。

<研究担当> 株式会社鴻池組

2.3.4 シールドトンネルの縦断方向の検討

(1) 検討概要

シールドトンネルの縦断方向については、以下の箇所での免震構造の適用が効果的であると考えられている。

- ① 地盤条件急変部
- ② 立坑との接合部やトンネル分岐部
- ③ 他の構造物との近接部
- ④ 急曲線部

本節では、これらのうち地盤条件急変部に着目し、免震層の配置による地震時発生増分断面力の低減効果を、はり-バネモデルを用いた応答変位法による解析により検討した。解析においては、免震層を含んだ地盤のバネ定数と地盤のバネ定数との比（以下バネ定数比と称する）と、免震層の設置長をパラメータとし、免震層による効果を定量的に把握した。

(2) 地盤およびトンネルの条件

解析において想定した地盤条件急変部は、図-2.3.4.1に示すとおり、層厚30mの一樣な表層地盤が軟質地盤から硬質地盤に急変する部分とした。ここで両地盤の境界面は鉛直とし、それぞれの地盤条件は表-2.3.2.1に示すものを用いた。

また、検討の対象としたシールドトンネルは、外径 $\phi 10\text{m}$ および $\phi 5\text{m}$ の2ケースとし、土被りはそれぞれ1D、1.5Dとした。検討に用いたトンネルの条件を表-2.3.4.1に示す。ここで、軸方向剛性および軸直角方向曲げ剛性は、「シールドトンネルの耐震性に関する研究」¹⁾に基づき、トンネルに引張力が作用したときのセグメントリング間の継手金物の剛性より求めた。

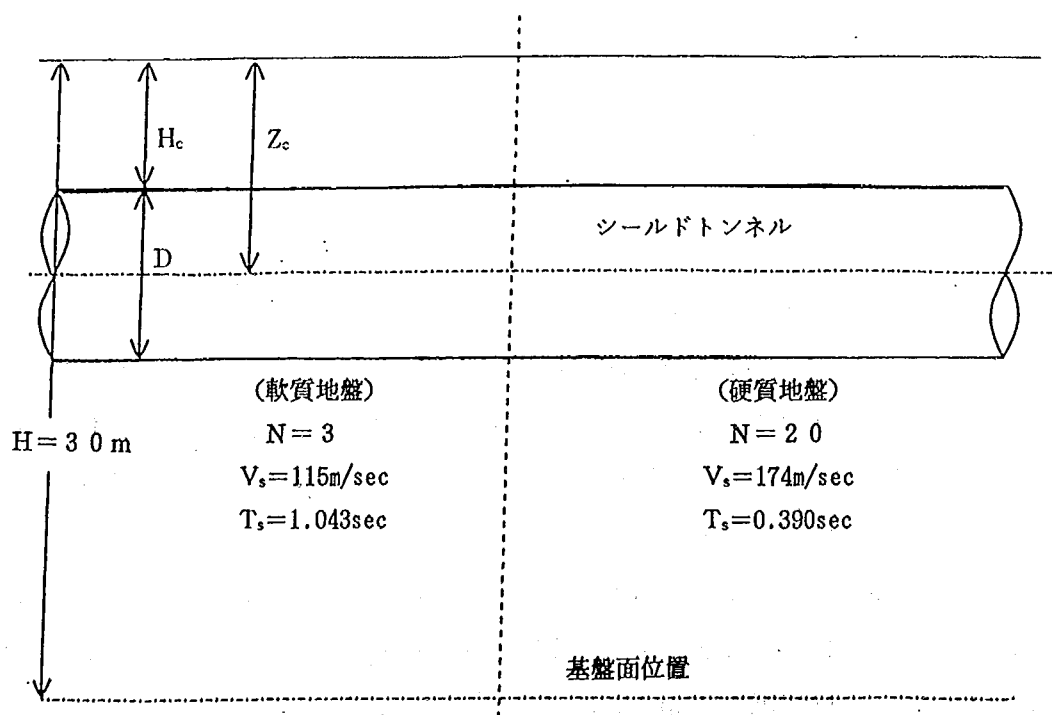


図-2.3.4.1 表層地盤モデル

表-2.3.4.1 検討に用いたシールドトンネルの条件

シールドトンネルの断面	外径φ10mクラス	外径φ5mクラス
セグメントの外径	10000 mm	5100 mm
一次覆工の厚さ	550 mm	225 mm
セグメントの内径	8900 mm	4650 mm
セグメントの分割数	10	6
リング間継手数	38	21
シールドトンネルの土被り	10.0 m	7.65 m
シールドトンネルの中心深度	15.0 m	10.2 m
継手の剛性	2.52×10^4 tf/m	3.38×10^4 tf/m
軸方向剛性	1.81×10^6 tf	6.73×10^5 tf
軸直角方向曲げ剛性	4.18×10^7 tf-m ²	4.80×10^6 tf-m ²

(3) 検討方法と解析ケース

本節での検討は、シールドトンネルと地盤をばりーバネモデルにモデル化し、軸方向および軸直角方向に強制変位を与えることにより行った。

強制変位の算出には、表層地盤の相対変位に着目し、「地下構造物の耐震設計技術に関する研究」²⁾において提案されている算定手法を用いて、変位分布として求めた。その際に用いた基盤位置の速度応答スペクトルは、「大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン(案)」³⁾によるものとした。

また、免震層のない区間の地盤のバネ定数は、以下の式を用いて、地盤のせん断弾性係数 G_g より求めることとした。

$$\bullet \text{ 軸方向バネ定数} : k_1 \cdot G_g \quad (k_1 = 1) \quad (\text{tf/m}^2) \quad (2.3.4.1)$$

$$\bullet \text{ 軸直角方向バネ定数} : k_3 \cdot G_g \quad (k_3 = 3) \quad (\text{tf/m}^2) \quad (2.3.4.2)$$

解析に用いた入力条件を表-2.3.4.2に示す。

ここで用いた地盤条件急変部の地盤変位分布算定方法は、図-2.3.4.2に示すような地盤剛性が変化する2層地盤における変位分布を対象としており、不均質地盤の連成効果を考慮した境界条件のもとで、均質地盤の2次元波動方程式を解くことにより得られるモード関数により地盤変位を表す方法である。

ここで、軟質地盤と硬質地盤の相対変位 $|U_{H1} - U_{H2}|$ は、軸方向の解析では、同位相で振動した時、軸直角方向の解析では、逆位相で振動した時とした。また、影響範囲の L_1 および L_2 については、既往の研究成果²⁾をもとに、軸方向は軟質地盤のトンネルに沿った地震動の波長($L_0=174\text{m}$)の1/10程度で20m、軸直角方向では、 L_0 の1/5程度で35mとした。

算定方法に関する詳細は、参考文献を参照されたい。

表-2.3.4.2 解析に用いた入力条件

シールドトンネルの断面		外径 ϕ 10m クラス	外径 ϕ 5 m クラス
軟質地盤	固有周期	1.043 sec	1.043 sec
	基盤応答速度	25.0 cm/sec	25.0 cm/sec
	トンネル中心変位	3.582 cm	4.361 cm
	軸方向バネ定数	2159 tf/m ²	2159 tf/m ²
	軸直角方向バネ定数	6478 tf/m ²	6478 tf/m ²
硬質地盤	固有周期	0.690 sec	0.690 sec
	基盤応答速度	17.2 cm/sec	17.2 cm/sec
	トンネル中心変位	2.471 cm	3.007 cm
	軸方向バネ定数	5561 tf/m ²	5561 tf/m ²
	軸直角方向バネ定数	16683 tf/m ²	16683 tf/m ²

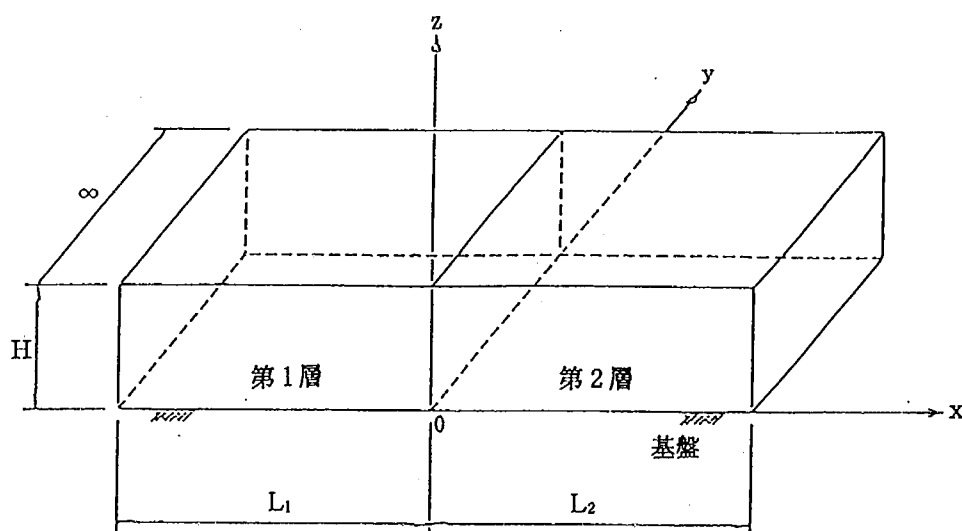


図-2.3.4.2 地盤モデル

本算定方法により得られたトンネル中心深度の地盤変位分布を、図-2.3.4.3および図-2.3.4.4に示す。なお、この変位分布の算出には、免震層の存在は考慮していないため、解析には、免震層のバネ定数や設置長に関わらず、同一の変位分布を用いた。

地盤条件急変部のシールドトンネル軸直角方向の解析モデルを図-2.3.4.5に示す。

解析モデルとしては、地盤条件急変部の影響範囲 L_1 および L_2 区間のそれぞれ2倍程度は1m間隔で節点を設定し、それ以外は4m間隔で節点を設定した。

地盤のバネ定数は、免震層のない区間は、表-2.3.4.2に示す値を用い、免震層を設置する区間は、設定したバネ定数比に応じて低減した値を用いた。

解析は、本モデルに地盤変位分布を強制変位として与えることにより行った。

解析においてパラメータとしたのは、バネ定数比と免震層の設置長である。ここで、バネ定数比は、

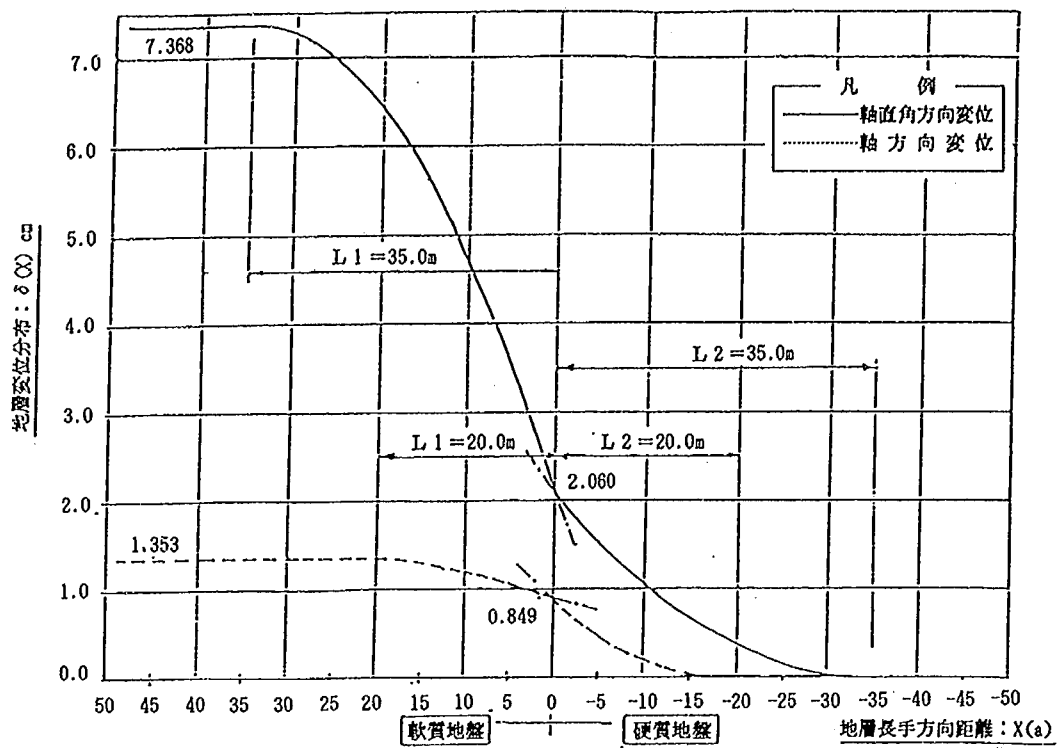


図-2.3.4.3 シールドトンネル外径 ϕ 5mクラスの地盤条件急変部の変位分布

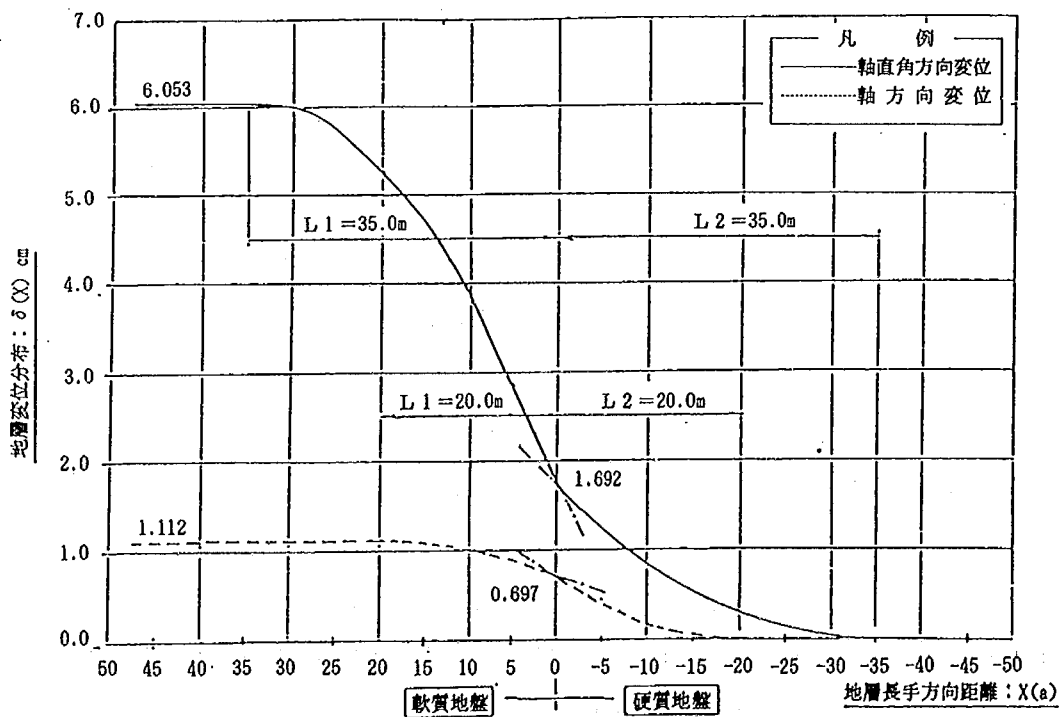


図-2.3.4.4 シールドトンネル外径 ϕ 10mクラスの地盤条件急変部の変位分布

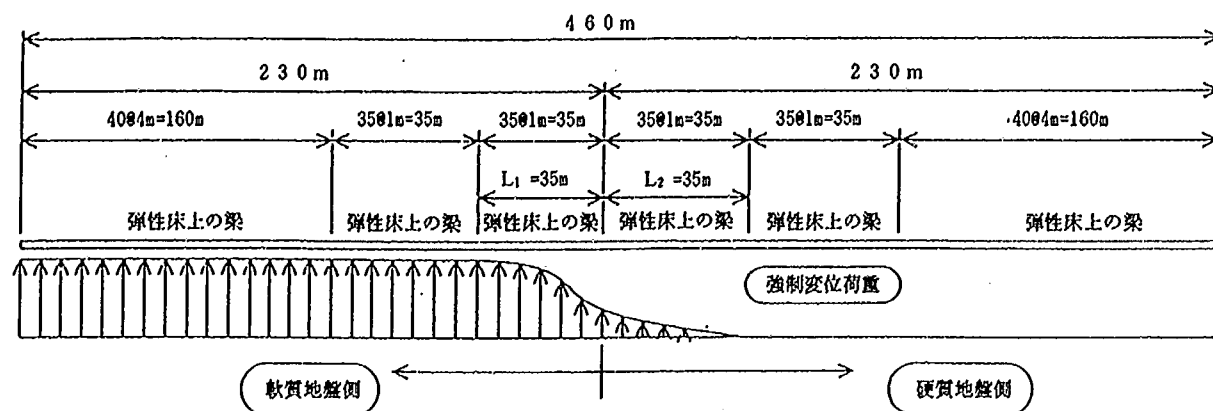


図-2.3.4.5 地盤条件急変部のシールドトンネル軸直角方向の解析モデル

0.100, 0.010, 0.001の3ケースを想定した。また、免震層設置長は、硬質地盤側の影響範囲 L_1 を基準に、 $0.5L_1$ 、 $1.0L_1$ 、 $1.5L_1$ の3ケースを想定した。解析ケースを表-2.3.4.3に示す。

なお、ここでは、免震層はすべて硬質地盤側に配置することとした。

表-2.3.4.3 解析ケース

ケースNo.	免震層設置長			バネ定数比			備考
	$0.5L_1$	$1.0L_1$	$1.5L_1$	0.100	0.010	0.001	
CASE-0							免震層なし
CASE-1		○		○			
CASE-2		○			○		
CASE-3		○				○	
CASE-4	○			○			
CASE-5	○				○		
CASE-6	○					○	
CASE-7			○	○			
CASE-8			○		○		
CASE-9			○			○	

(4) 解析結果と考察

解析結果のうち、シールド外径 $\phi 10\text{m}$ での結果を表-2.3.4.4に、また $\phi 5\text{m}$ の結果を表-2.3.4.5にそれぞれ示す。さらに、解析におけるパラメータと免震層によるシールドトンネルの最大軸力の低減率との関係を図-2.3.4.6に、最大曲げモーメントの低減率との関係を図-2.3.4.7にそれぞれ示す。これらより以下のことがわかる。

軸方向では、免震層の配置長が長いほど、またバネ定数比が小さいほど免震効果があることがわかるが、

表-2.3.4.4 解析結果一覧表（シールドトンネル外径 $\phi 10\text{m}$ クラス）

ケース 番 号	最大軸力 P_r (tf)	比 率 CASE-0との比	最大曲げモーメント $M_{1,2}$ (tf-m)	比 率 CASE-0との比
CASE-0	154	1.00	$M_1 = 5530$	1.00
			$M_2 = 5629$	1.00
CASE-1	121	0.79	$M_1 = 5320$	0.96
			$M_2 = 4842$	0.86
CASE-2	104	0.68	$M_1 = 5255$	0.95
			$M_2 = 4281$	0.76
CASE-3	101	0.66	$M_1 = 5248$	0.95
			$M_2 = 4337$	0.77
CASE-4	139	0.90	$M_1 = 4016$	0.73
			$M_2 = 6723$	1.19
CASE-5	153	0.99	$M_1 = 3802$	0.69
			$M_2 = 7228$	1.26
CASE-6	154	1.00	$M_1 = 3923$	0.71
			$M_2 = 7161$	1.27
CASE-7	111	0.72	$M_1 = 5209$	0.94
			$M_2 = 3911$	0.70
CASE-8	78	0.50	$M_1 = 5053$	0.91
			$M_2 = 3256$	0.58
CASE-9	72	0.6	$M_1 = 4940$	0.89
			$M_2 = 3334$	0.59

ここで、 M_1 は軟質地盤側、 M_2 は硬質地盤側の最大モーメント

免震層の配置長が $0.5L_2$ と短い場合は、バネ定数比が0.100から0.010へと小さくすると逆に免震効果は小さくなる結果となっている。また軸直角方向では、免震層の配置長と免震効果との関係は、硬質地盤側と軟質地盤側で異なり、配置長が $0.5L_2$ と短い場合は、軟質地盤側では免震効果が大きいものの、硬質地盤側では逆に曲げモーメントが大きくなっている。またバネ定数比を0.010以下にしても免震効果に大きな差は見られない。

これらを総合的に検討した結果、シールドトンネルの縦断方向においては、免震層の配置長も免震効果に及ぼす影響が大きい、有意な免震効果を得るために必要とされる免震材の物性値は、バネ定数比が0.100程度となるように設定することが妥当であると考えられる。

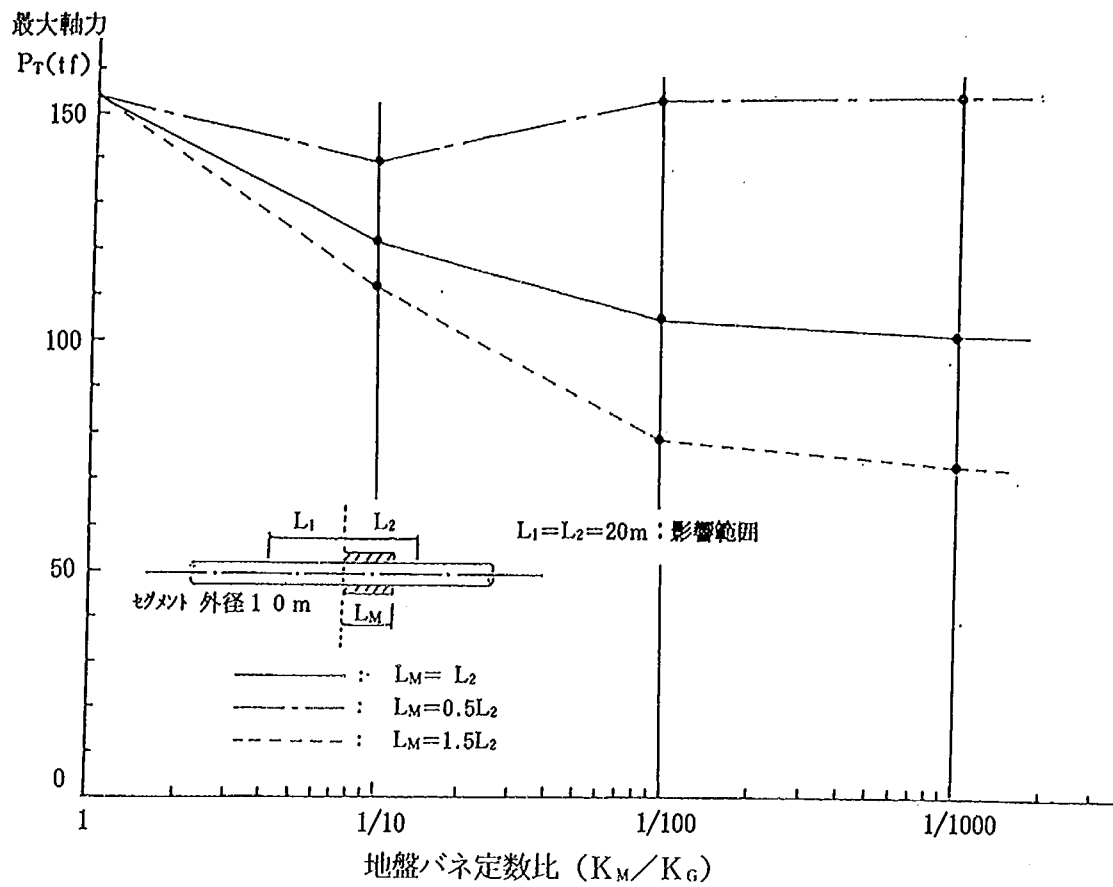
なお、軟質地盤にも免震層を設置したケースも解析したが、断面力が大きくなる結果となった。これは、

表-2.3.4.5 解析結果一覧表（シールドトンネル外径 ϕ 5 mクラス）

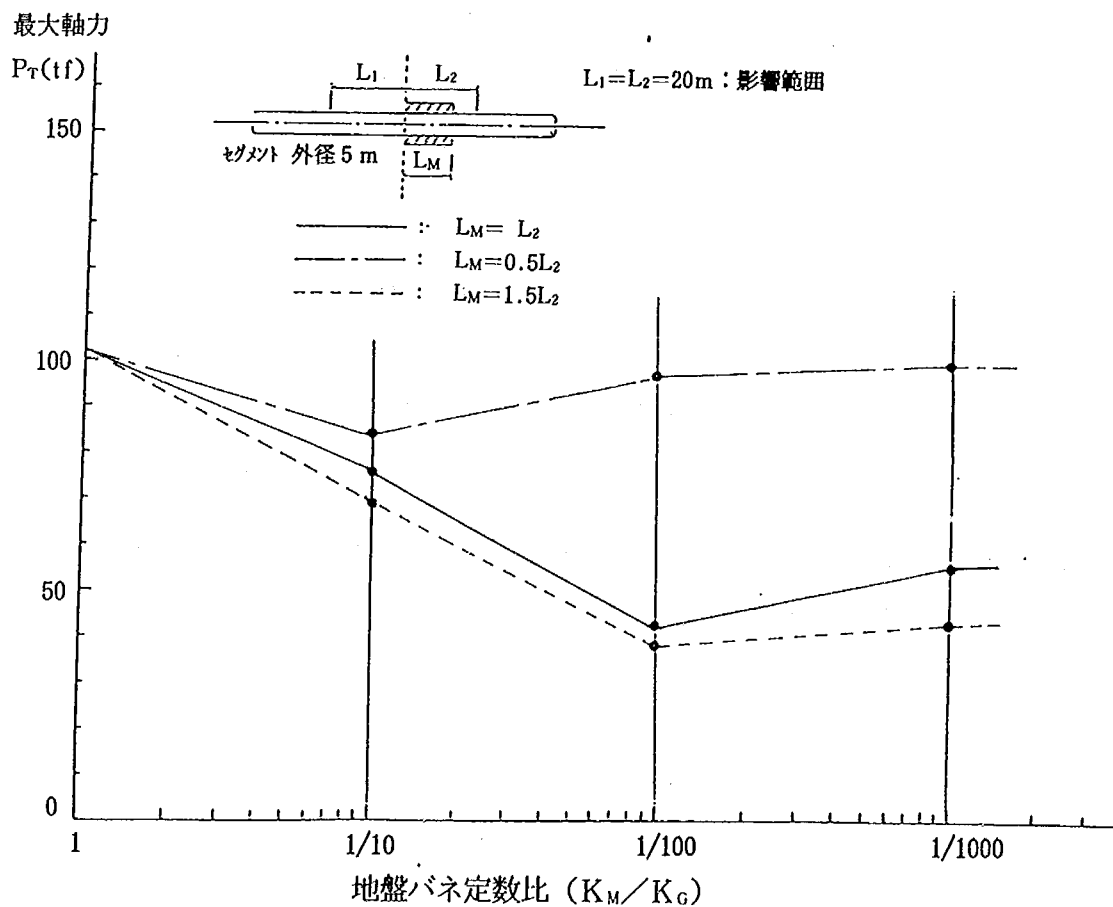
ケース 番 号	最大軸力 P_r (tf)	比 率 CASE-0との比	最大曲げモーメント $M_{1,2}$ (tf-m)	比 率 CASE-0との比
CASE-0	102	1.00	$M_1 = 1212$	1.00
			$M_2 = 1239$	1.00
CASE-1	75	0.74	$M_1 = 1141$	0.94
			$M_2 = 1029$	0.83
CASE-2	42	0.41	$M_1 = 1077$	0.89
			$M_2 = 855$	0.69
CASE-3	55	0.54	$M_1 = 1092$	0.90
			$M_2 = 868$	0.70
CASE-4	83	0.81	$M_1 = 826$	0.68
			$M_2 = 1350$	1.09
CASE-5	97	0.95	$M_1 = 765$	0.63
			$M_2 = 1426$	1.15
CASE-6	99	0.97	$M_1 = 810$	0.67
			$M_2 = 1451$	1.17
CASE-7	68	0.67	$M_1 = 1103$	0.91
			$M_2 = 724$	0.64
CASE-8	38	0.37	$M_1 = 1028$	0.85
			$M_2 = 636$	0.51
CASE-9	43	0.42	$M_1 = 1053$	0.87
			$M_2 = 645$	0.52

ここで、 M_1 は軟質地盤側、 M_2 は硬質地盤側の最大モーメント

軟質地盤側において免震層を設置すると地盤バネが急変し、軟質地盤の影響範囲 L_1 の層境界で断面力が卓越するためであると考えられる。



(a) セグメント外径10mの場合



(b) セグメント外径 5 m の場合

図-2.3.4.6 免震層によるシールドトンネル最大発生軸力の低減率

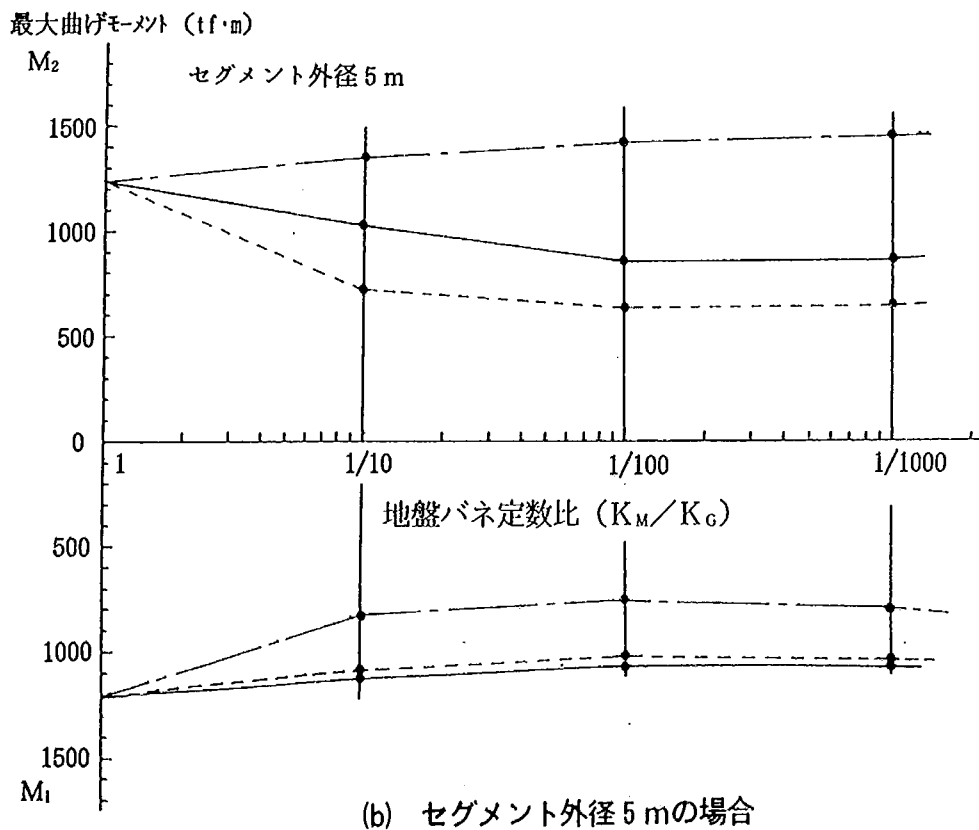
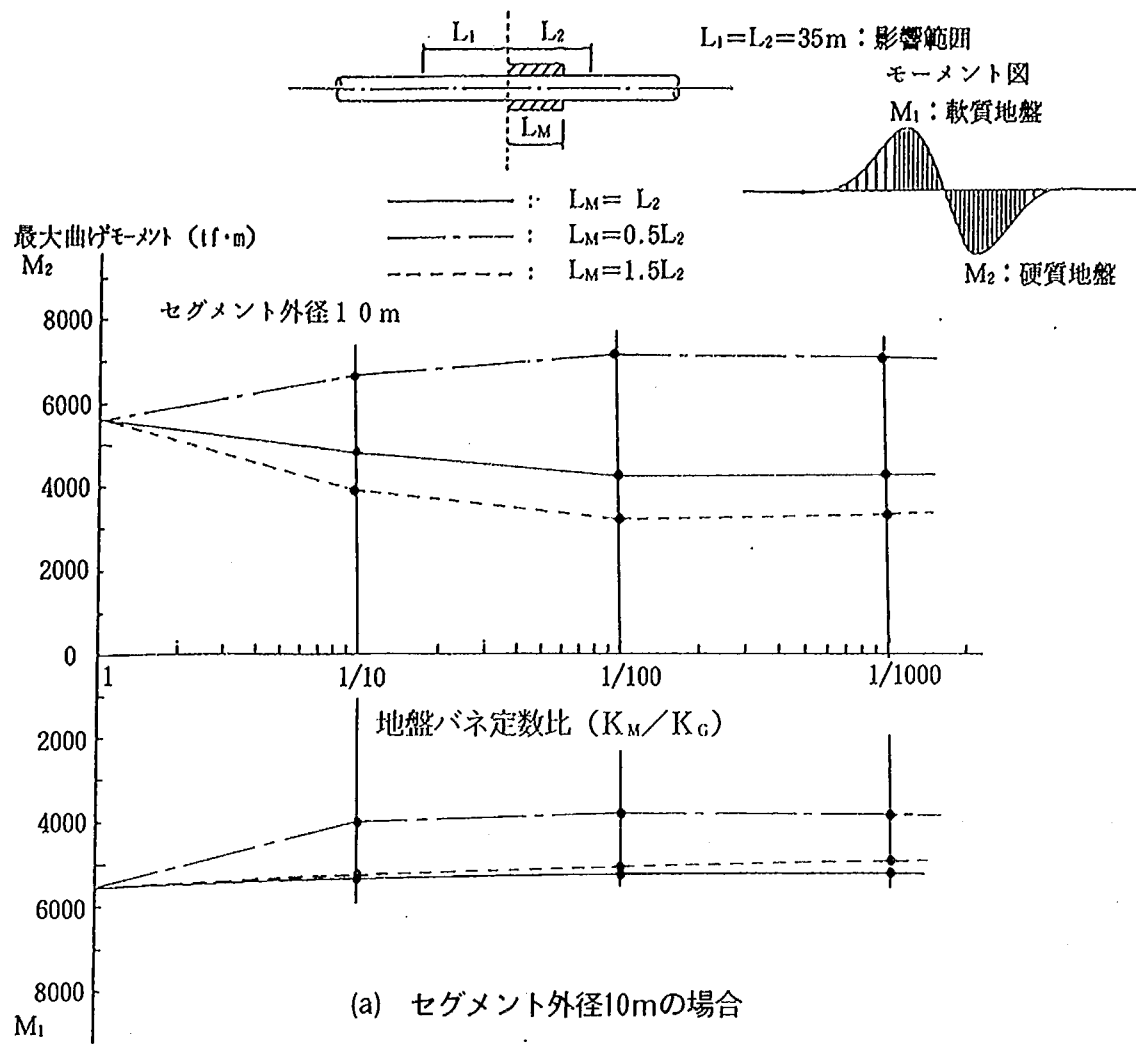


図-2.3.4.7 免震層によるシールドトンネル最大発生曲げモーメントの低減率

(5) まとめ

地盤条件急変部に免震層を設置すると、地震時増分軸力および曲げモーメントは低減される。

免震効果に影響を及ぼす要因としては、地盤バネ定数比や免震層の設置長が挙げられる。このうち、地盤バネ定数比は、硬質地盤のバネ定数の0.1程度にすれば、有意な免震効果が期待できる。

本検討は、はり-バネモデルを用いた応答変位法により、シールドトンネルの縦断方向の検討を行ったが、免震層の効果およびそのメカニズムを明確にするにはまだ十分でない。これは、ここでの解析方法ではモデルを用いた免震層の層厚および材料の動的特性などが反映されないためと考えられる。これらを解明するためには、詳細な3次元動的FEM解析による検討が必要である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所耐震研究室：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その2）－覆工の軸剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析，土木研究所資料第2277号，昭和60年12月
- 2) 建設省土木研究所他：地下構造物の耐震設計技術に関する研究－地下空間の建設技術に関する研究，平成3年度共同研究報告書，平成4年3月
- 3) 建設省土木研究所耐震研究室：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> 日本シールドエンジニアリング株式会社

2.3.5 開削トンネルの縦断方向の検討

(1) 検討内容

本節では、開削トンネルの縦断方向において免震材の必要物性を把握することを目的として、横断方向の解析と同一の条件・構造に対して下記の2つの地盤条件のもとで検討を行った。

① 「共同溝設計指針」の手法による一様地盤における検討

② 地盤急変部における検討

①は、断面力の低減率から見た免震材の所要せん断弾性係数の把握、免震材配置の差（底面への免震材の配置の有無）による断面力低減への影響把握を目的とし、②は、断面力の低減率からみた免震材の所要せん断弾性係数の把握、地盤急変部における免震材の必要配置長さの把握を目的とする。

なお、本検討は共同溝設計指針に示される単純化された耐震計算法に基づくものであり、その結果の評価に際してはこの点に留意する必要がある。

(2) 一様地盤における検討

1) 検討対象およびケース

ここでは、2.3.3に示した横断方向の解析と同様の構造～地盤条件に対して、表-2.3.5.1に示すケースで検討を実施した。なお、ここでは後述の第4章での検討と同様にトンネル底版への免震材の配置の有無を全てのケースでパラメーターとして考慮した。解析に用いた構造物の軸方向の断面性能を表-2.3.5.2に示す。

表-2.3.5.1 検討ケース

検討ケース	免震材のせん断弾性係数 (G_m/G_g)			
	0.001	0.01	0.1	1
軟-4	○			
軟-5		○		
軟-6			○	
軟-7				○
硬-4	○			
硬-5		○		
硬-6			○	
硬-7				○

注 1) ポアソン比は0.3 2) 等方均質性
3) 厚さ10cm 4) 単位体積重量 1.0tf/m³

表-2.3.5.2 構造物の断面性能

断面形状	B5000×H4500の2連ボックス型トンネル
設置深度 Z(m)	5.0
単位体積重量 γ (tf/m ³)	2.5
弾性係数 E (tf/m ²)	2.5×10^6
部材断面定数	—
断面積 A (m ² /m)	22.05
断面2次モーメント I _h (m ⁴ /m)	317.094 (水平面内)

2) 解析方法

解析は、共同溝設計指針に示される縦断方向の耐震解析法（解析解による計算値）に準拠して行った。但し、免震材の影響を含んだ地盤バネについては、2.3.3で実施した横断面に対する検討に用いた静的FEMモデルを用い、「駐車場設計施工指針（以下駐車場指針と称す）」に示される方法に準じて、地盤反力係数を算出し、下記の要領で求めた。

① トンネル軸方向バネ（K1バネ）

標記のバネを厳密に算出するためには、3次元FEMモデルを用い、トンネル軸方向へ単位荷重（もしくは変位）を与え、その応答からバネ値を計算することが必要である。しかしながら、ここでは簡単のため、免震材を含む2次元横断面の解析により算定された頂版および底版のせん断地盤反力係数が軸方向のせん断地盤反力係数と類似であると想定し、これにトンネルの周長を乗じてバネとした。

② トンネル軸直角方向水平面内バネ（K2バネ）

免震材を含む2次元横断面に対する水平方向の解析により算定された頂版および底版のせん断地盤反力係数および側壁の部材軸直角方向地盤反力係数を用い、これらの総和としてバネを求めた。

なお、ここでのバネの計算は、全てのケースで頂版部上面の抵抗も考慮し、検討はトンネル軸方向および直角方向水平面内を対象とした。

3) 構造物目地間隔

共同溝の一般的な最大スパンである30mを想定し、継ぎ手の存在による断面力の低減は共同溝指針に準拠した。

4) 波 長

共同溝指針で規定される地盤振動の波長は、軟質地盤の場合175m、硬質地盤の場合152mとなるが、ここではこれらを含む広い範囲を考え、地盤振動の波長は、50, 100, 150, 200mの4ケースとした。

5) 免震材の存在による耐震計算に用いる地盤バネの変化

① 全周に免震材を配置した場合

免震材のせん断弾性係数が地盤バネ（K1, K2）に与える影響を図-2.3.5.1に整理して示す。同図は2)に示した方法で算出した地盤バネの値を、免震材がない場合の値との比で示したものである。図より、免震材を設置することで地盤バネは大幅に小さく（免震材のせん断弾性係数比を0.001とした場合でバネの比は0.1にまで減少する）なり、その減少傾向はK1およびK2バネとも免震材のせん断弾性係数比に対して対数的となった。

② 底面に免震材を配置しない場合

図-2.3.5.2は構造物底面に免震材を配置しない場合の地盤バネの算出結果を図-2.3.5.1と同様な方法で整理したものである。

本ケースの場合には「①全周に免震材を配置した場合」と比較して、免震材せん断弾性係数の減少に対するK1およびK2バネの低減効果が小さくなっている。特にK1（トンネル軸方向）バネは免震材のせん断弾性係数によらずほぼ一定値を示し、K2（トンネル軸直角方向）バネにおいても免震材のせん断

弾性係数比を0.001 まで小さくした場合でも、バネの比は当初の40%程度しか低減できないという結果が得られた。

これは、K1バネは構造物周面（側壁、底版、頂版）のそれぞれのトンネル軸方向のせん断バネの並列的な和として算定されることに起因するものであり、構造物底面の原地盤の硬い地盤反力係数が支配的となるためと考えられる。すなわち、底面を除く三辺に免震材を配置した場合、相対的に硬い底面地盤が多く力を負担するため、結果として免震材の効果を十分に発揮することができないためと考えられる。

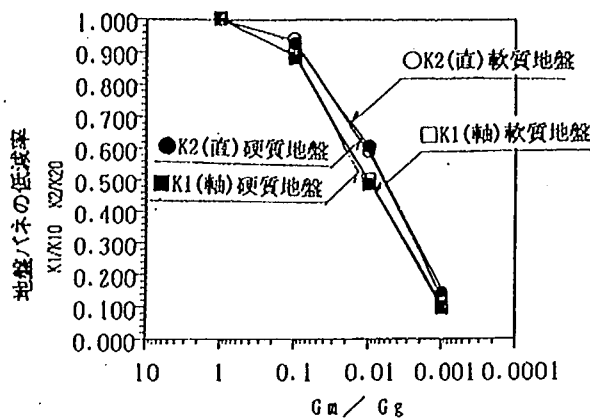


図-2.3.5.1 地盤バネの変化（全周免震）

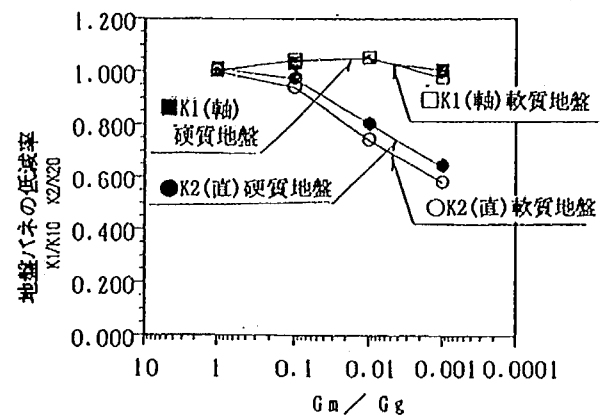


図-2.3.5.2 地盤バネの変化（底面免震材無し）

6) 発生断面力の比較

図-2.3.5.3～2.3.5.4 に、免震材無しの場合に対する免震材有り（全周免震）の場合の断面力低減率を示している。これより、硬質地盤、軟質地盤とも断面力低減の傾向は原地盤のせん断弾性係数、地盤変位の波長、断面力の種類によらず、概ね同様となっていることがわかる。

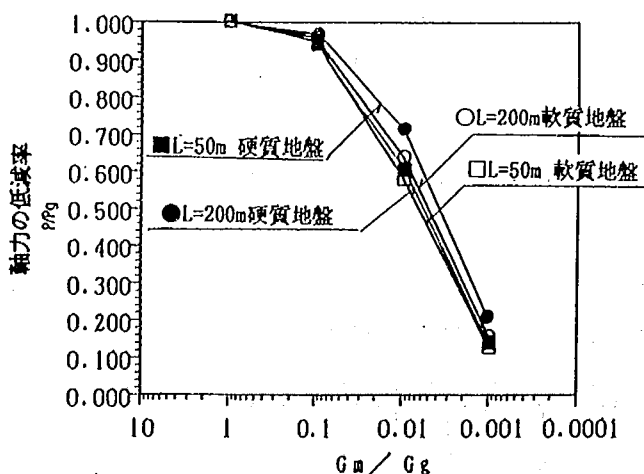


図-2.3.5.3 軸力低減率に関する免震効果

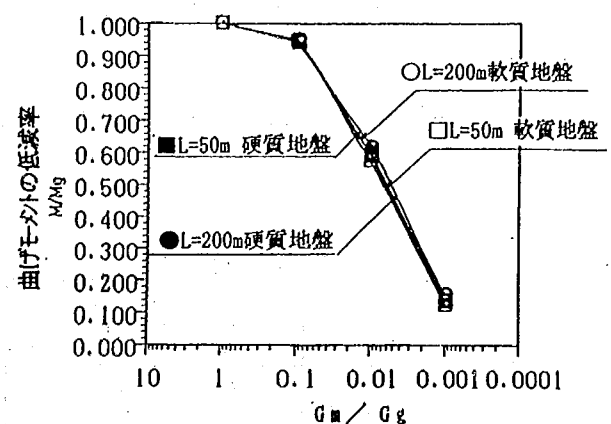


図-2.3.5.4 曲げモーメント低減率に関する免震効果

図に示す結果から免震材のせん断弾性係数と断面力低減率の関係を列記すると以下の通りとなる。

- ・ 免震材のせん断弾性係数比 0.1 ; 断面力は免震材なしの 5%低減
- ・ 0.01 ; 30~40%低減
- ・ 0.001 ; 80~90%低減

これより、免震材のせん断弾性係数比は、0.01程度以下としなければ、有意な断面力低減が達成できないものと考えられる。

ただし、前述した理由から、今回の検討結果の妥当性はより詳細な解析手法を用いて確認する事が必要である。

(3) 地盤条件急変部における検討

1) 解析方法

地盤条件急変部における解析方法は、前述の2.3.4に示したシールドトンネルに対する検討と同じ地盤変位を用いてせん断弾性係数の異なる2つの地盤が隣接する場合を想定し、一様な地盤と同様な方法で算出した地盤バネを用い（ただし、硬軟の2種類のパネを使い分けた）、変位荷重（バネ×変位）を構造物に荷重として与え、免震材のせん断弾性係数およびその設置範囲に関する影響程度を検討したものである。

2) 解析モデル

① 構造物のモデル化

構造物は継手部にバネを考慮した地盤反力係数に支持された連続するはりとしてモデル化した。この際、トンネル継手は伸縮・回転する線形バネでモデル化するのが望ましいが、本検討においては免震材の影響程度を把握しやすいように剛結およびピン結合の両者に単純化して計算を実施した。また、モデル化の領域としては端部の影響が生じないよう十分長い区間（ $L=500\text{m}$ 程度）をモデル化し、端部を自由境界として表現した。なお、骨組みモデルの節点間隔は3mとした。

② 構造物継手位置と地盤剛性急変部との関係

最も影響が現れやすい顕著な例として継手中心に硬軟両地盤の境界が存在することを想定した。

また、急変部の影響範囲長としては、2.3.4シールドトンネルでの解析と同様に、下記の通りとした。

（面外方向）；地盤振動の波長 L_0 の1/10、（軸方向）；地盤振動の波長 L_0 の1/5

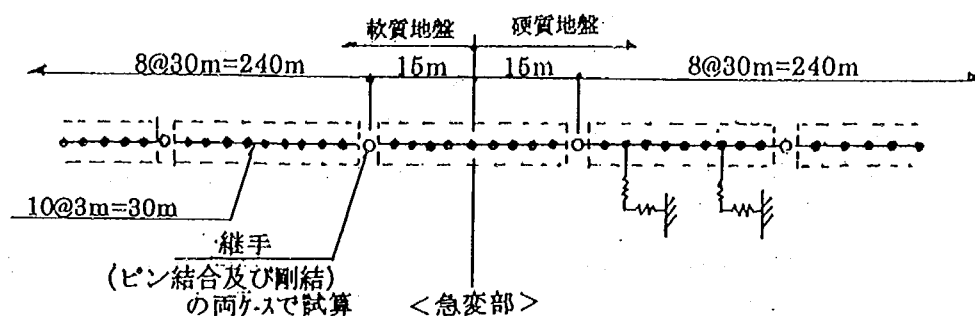


図-2.3.5.5 解析モデル

なお、 L_0 は表層厚さの4倍すなわち、120mを想定した。

③ 荷重として付与する地盤変位

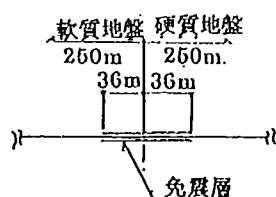
2.3.4に示す方法により、表-2.3.5.3に示す通りとした。

表-2.3.5.3 地盤の相対変位算出結果（構造物重心位置）

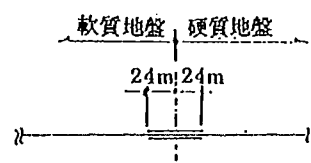
計算方向	軟質地盤における 変位 (cm)	硬質地盤における 変位 (cm)	相対変位 (cm)	備 考
面外方向	4.63	3.07	7.70	逆位相
軸方向	4.63	3.07	1.56	同位相

④ 免震材の範囲および検討ケース

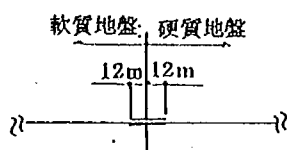
解析における免震材の設置長は、開削トンネルの継手間隔が一般に30m程度であり、継手を跨ぐような長い免震層の設置は必要ないと考えられるため、下記の4ケース（免震材なしは別途実施）を想定し、それぞれに対して、免震材のせん断弾性係数比を変化($G_m/G_s=0.1, 0.01, 0.001$)させて実施した。



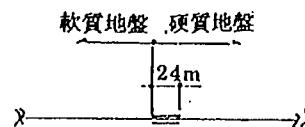
(K-S1)急変部付近($L=72m:0.6L_0$)



(K-S2)急変部付近($L=48m:0.4L_0$)



(K-S3)急変部付近($L=24m:0.2L_0$)



(K-S4)硬質地盤のみ($L=24m:0.2L_0$)

図-2.3.5.6 検討ケース（ただし、 L は免震材の設置延長、 L_0 は地盤振動の波長を示す）

3) 検討結果

検討は継手部をピン結合および剛結とした場合の両者に対して、面外方向（曲げモーメントを発生するモード）および軸方向（軸力を発生するモード）の2方向について実施した。以下に面外方向についての結果を示す。

① 免震材設置範囲の比較

図-2.3.5.8は免震材の設置範囲を変化させた場合の曲げモーメント図を対比して示したものである。また、図-2.3.5.7には発生断面力の最大値に着目して、免震材なしに対する断面力の低減傾向を比較

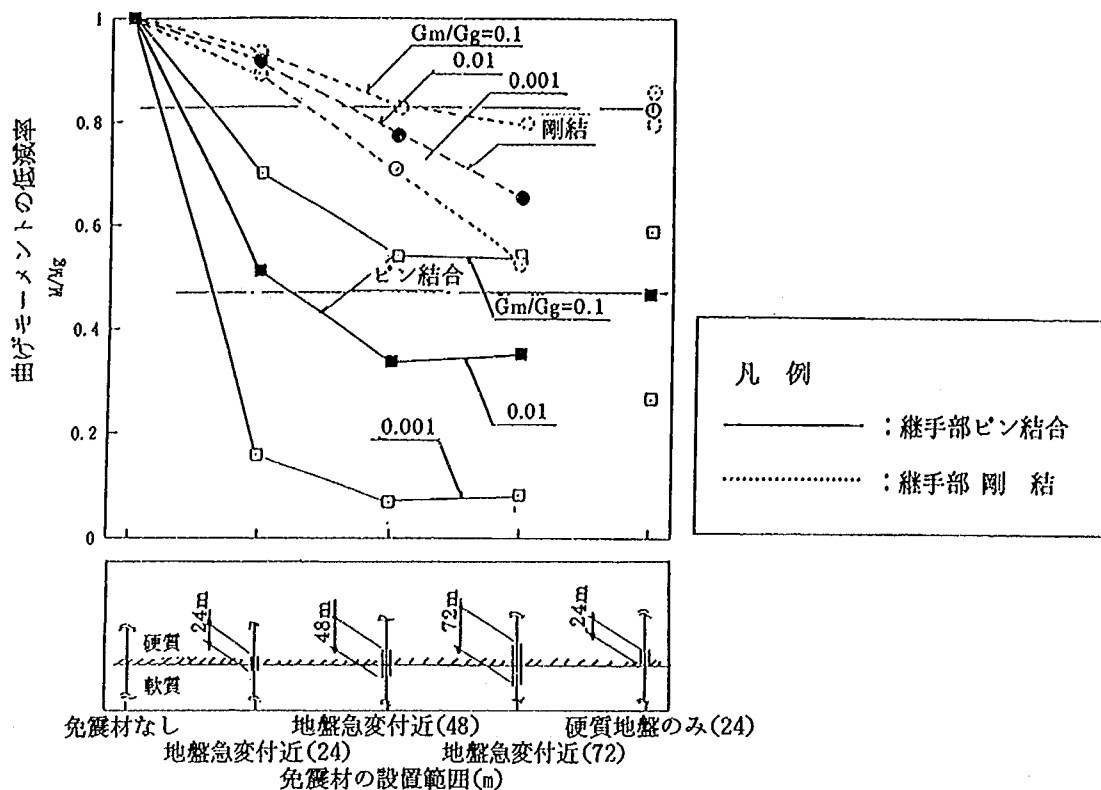


図-2.3.5.7 免震材の設置範囲と断面力低減率の関係

したものである。

図-2.3.5.8より、曲げモーメントの最大値は地盤境界で発生しており、免震材の設置範囲によらず分布形状はほぼ同様であることがわかる。また、免震材設置範囲に対する断面力の減少程度は図-2.3.5.7より、以下の通りまとめられる。

- ・ピン結合を想定した計算結果によれば、設置範囲を相対地盤変位の影響範囲である48m以上とすれば、断面力の低減はほぼ上限となる。
- ・一方、剛結の場合には、今回想定した免震材の設置範囲では十分な断面力の低減が得られておらず、十分な効果を得るためにはさらに長い範囲における免震材の設置が必要という結果となる。

② 免震材のせん断弾性係数の比較

図-2.3.5.10 は免震材設置範囲を $L=48\text{m}$ に固定し、免震材のせん断弾性係数を変化させた場合の曲げモーメント分布を示している。また、図-2.3.5.9は発生断面力の最大値に着目して、免震材なしに対する断面力の低減傾向を比較したものである。

図-2.3.5.10 より、免震材のせん断弾性係数の変化による断面力の変化は絶対値の変化に現れるものの、そのモードの差はほとんどないことがわかる。また、図-2.3.5.9より、以下のことがわかる。

- ・ピン結合と剛結との比較では、ピン結合と仮定した方が断面力の低下程度は大きい。この理由としては剛結の場合に免震効果を十分に発揮させるためには相当長い設置範囲が必要であり、その長さ比べて本ケースでは短い範囲しか免震層を設置していないためと考えられる。
- ・ピン結合とすれば、免震材のせん断弾性係数比を0.01程度とすることで7割程度の断面力低減が

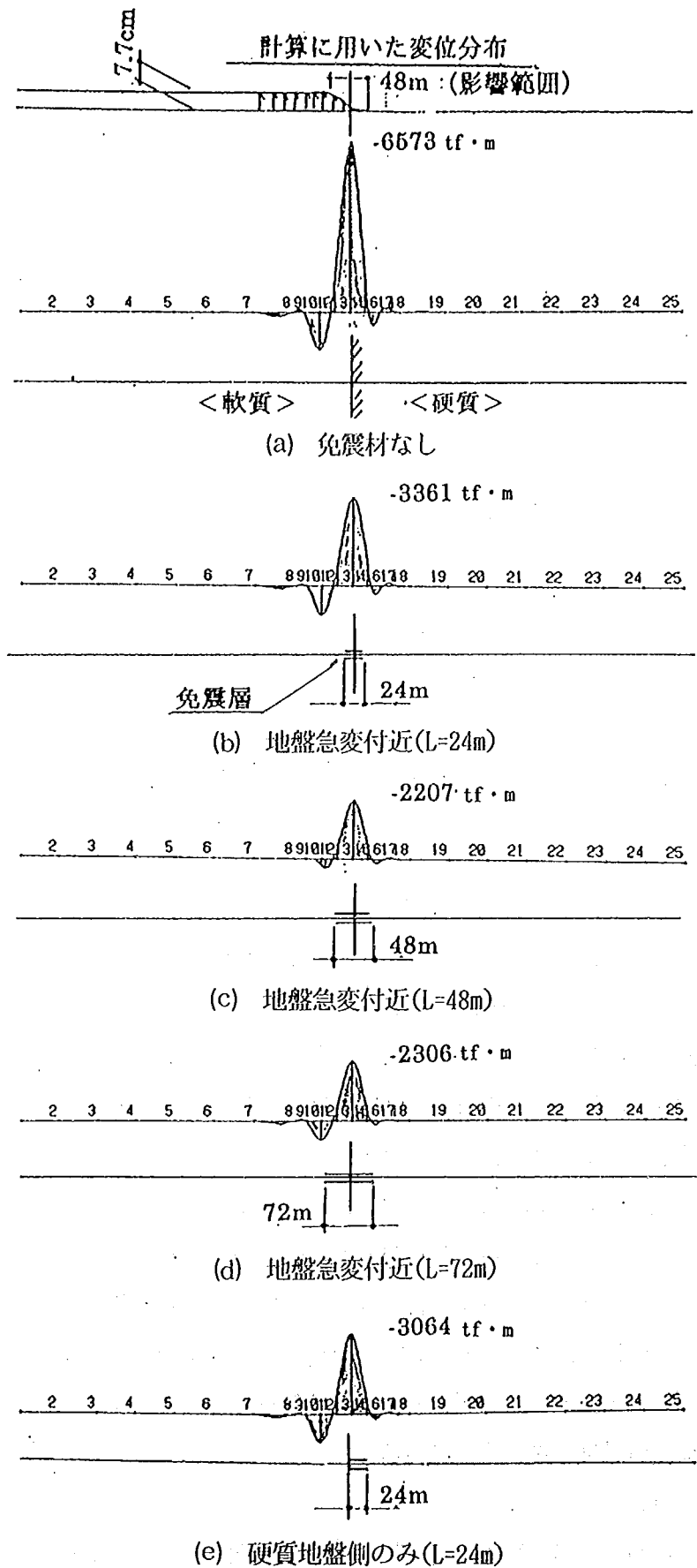


図-2.3.5.8 免震材の設置範囲に関する発生曲げモーメントの比較 ($G_m/G_s=0.01$ の場合)

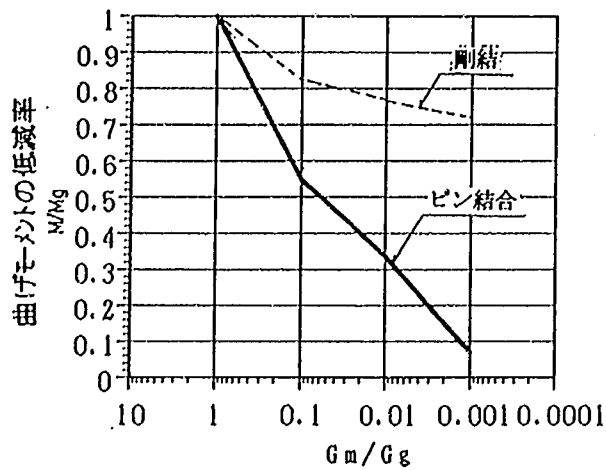


図-2.3.5.9 セン断弾性係数比と断面力低減率との関係 ($l=48m$ の場合)

可能である。

(4) 検討結果のまとめ

本節で得られた成果を以下に列記する。

1) 一様地盤部での検討について

駐車場指針の手法に基づき2次元横断面に対する地盤反力係数を算出し、これを長手方向の地盤バネに拡張して用いて、共同溝指針に示される長手方向の耐震計算を実施した。その結果以下の知見が得られた。

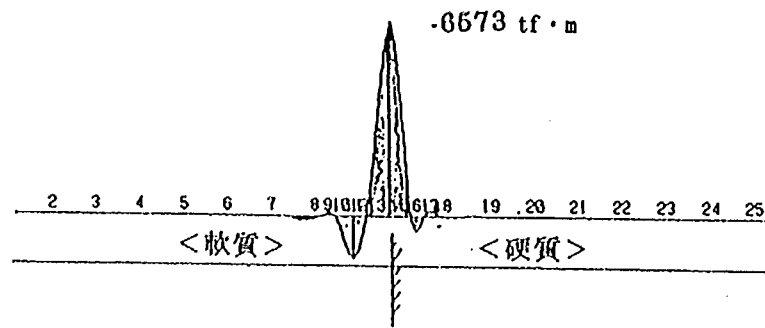
- ① トンネル外周全周に対して免震材を配置する事を前提として、免震材による断面力低減効果を得るためには、せん断弾性係数比を0.01程度以下とすることが必要である。これにより、許容応力度レベルの地震力および地盤のせん断弾性係数下においては2～4割の断面力低減が可能である。
- ② 共同溝設計指針に示される長手方向の応答変位法を用いる限りは、免震効果は地盤振動の波長に大きく影響されない。ただし、本検討の結果は限定された条件下でのものであり、これのみから免震効果は、せん断弾性係数比だけによって決定されとは断定できない。
- ③ 以上に述べた検討結果は地震力が比較的小さく、地盤のせん断弾性係数が初期値に対して大きく低下していない状態でのものである。したがって、地盤のせん断ひずみが大きくなり、せん断弾性係数が初期状態の1/10程度となるような場合には、免震材せん断弾性係数比を0.01に設定したとしても、低下後の地盤のせん断弾性係数に対する免震材のせん断弾性係数比は0.1に過ぎず、結果として得られる断面力低減効果は今日の検討結果ほど大きくはならないことも予想される。レベル2地震動に関する免震トンネルの検討は今後の課題である。

2) 免震材の配置について

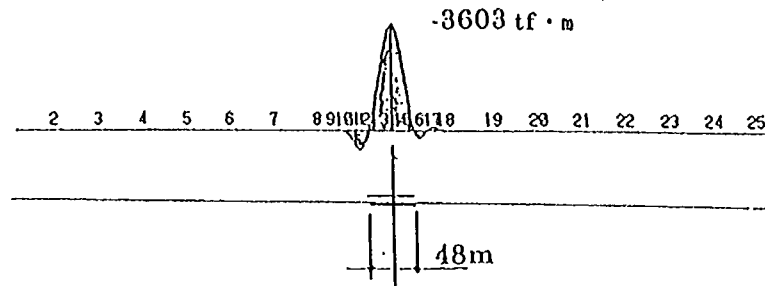
1)と同様の手法に基づき検討を実施した結果、十分な断面力低減効果を得るためにはトンネル全周への免震材配置が必要不可欠であることが確認された。

3) 地盤条件急変部での検討について

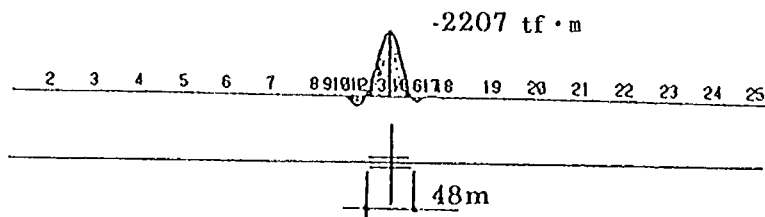
構造物を地盤ばねに支持されたはりモデルで、また地盤条件急変部を含む地盤の変位分布を仮定し、構



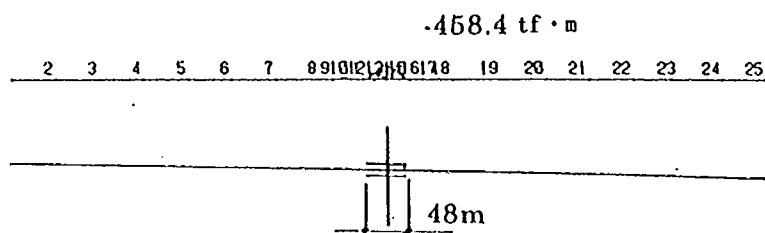
(a) 免震材なし



(b) せん断弾性係数比0.1



(c) せん断弾性係数比0.01



(d) せん断弾性係数比0.001

図-2.3.5.10 免震材の設置範囲に関する発生曲げモーメントの比較（免震材設置延長48mの場合）

造物に静的な変位荷重として与えるという非常に単純化されたモデルによる検討の結果ではあるが、地盤条件急変部での免震材配置について以下のことが明らかとなった。

- ① 地盤急変部における免震材配置範囲は、地盤振動の波長の40%という比較的短い長さで十分な効果を確認することができた。また、硬質地盤側のみへ免震材を配置した場合には、同じ免震材設置範囲に対して、硬・軟両側へ配置した場合よりも効果的である。
- ② 免震材のせん断弾性係数の低減による断面力低減効果は、一様地盤に比べて著しく、せん断弾性係数比が硬質地盤に対して0.01程度の免震材を配置することで約4割の断面力低減が可能となる。

なお、本検討成果は共同溝設計指針に基づくものであり、長手方向の耐震設計への免震材の適用に関して基礎的な傾向を把握したものである。したがって、今後さらに詳細な解析を行い、上記の内容を確認する必要がある。

<研究担当> 日本技術開発株式会社

2.3.6 一次開発目標のまとめ

前節までのシールドトンネルと開削トンネルに対する横断および縦断方向の4項目の検討の結果から、得られた知見を整理して、免震材料の一次開発目標をまとめる。なお、本検討では、地震による増分断面力の変化に着目しているため、特に断りなく「断面力」と言うときは、この増分断面力を意味する。

(1) 横断方向の検討

(a) シールドトンネル

① せん断弾性係数比の影響

- ・軸力は、地盤に対する免震材料のせん断弾性係数比が、0.1でも30%低減するが、曲げモーメントとせん断力は0.01で初めて10~20%低減する。免震効果が曲げモーメントより軸力の低減に大きく現れる傾向は、既往の研究報告と同じである。
- ・硬質地盤では、曲げモーメントとせん断力に対する免震効果が現れにくく、本検討モデルの条件では、免震材料のせん断弾性係数比が0.01程度では、竹内らの指摘する「法線方向外力の反転」が顕著に現れないものと考えられる。この観点からは、せん断弾性係数比は0.01より小さいことが望まれる。しかし、トンネルが2層地盤にまたがっている場合には、0.01でも明らかな効果が見られる。

② ポアソン比の影響

- ・断面力に現れるポアソン比の影響は、せん断弾性係数比の影響に比べて小さく、硬質地盤では、さらに小さい。また、軸力におけるポアソン比の影響は無視できる。
- ・ポアソン比が0.49のときと0.1のときでは断面力に差があり、ポアソン比は小さい方が免震効果が期待できる傾向にある。これは、既往の論文と整合するが、免震材料が0.3程度のポアソン比を持つならば、さらにポアソン比を小さくする必要はない。

(b) 開削トンネル

① せん断弾性係数比の影響

- ・側壁については、軸力およびせん断力は、免震材料のせん断弾性係数比が0.1で20~30%低減するが、曲げモーメントはほとんど低減しない。しかし0.01になると、軸力およびせん断力が約70%低減し、曲げモーメントも50%程度低減する。
- ・中壁の断面力は、上下端の相対変位量が支配的であるため、側壁に比べると低減率が小さい。
- ・免震層による側壁の断面力の低減効果に、地盤の硬軟の差がほとんどなく、どんな地盤でも0.02~0.01のせん断弾性係数比の材料を用いれば、有意な効果が期待できる。大塚・星隈らの解析例では、せん断弾性係数比0.04で50cm厚の免震層で、曲げモーメントとせん断力が30%程度低減していることから、0.02~0.01の弾性係数比は妥当と考えられる。
- ・断面力低減効果の大きさは、前述のシールドトンネルに比べて大きく、鈴木らが指摘する「矩形断面のトンネルでは、隅角部付近の断面力のピークの低減が著しい」という現象を説明していると考えられる。

② ポアソン比の影響

- ・断面力低減に寄与するポアソン比の影響は、シールドトンネルに比べて、さらに小さく、実用上無

視できる。

(2) 縦断方向の検討

(a) シールドトンネル

① セン断弾性係数比の影響

- ・十分な長さの免震区間を設けた場合、免震材を考慮した地盤バネ定数を非免震の場合の 0.1 にすると、軸力は30%、曲げモーメントは30~40%低減され、大きな免震効果が得られる。さらに弾性係数比を0.01程度まで低下させると、軸力は50%程度まで低減できるものの、曲げモーメントの低減は頭打ちとなり、川島・星隈らの解析例と一致する。
- ・上記のように、免震材を考慮した地盤バネ定数を非免震の場合の 0.1 にするためには、2.3 節の開削トンネルの縦断方向の検討や3.2 節のシールドトンネルに対する地盤バネ定数の検討結果から、免震材のせん断弾性係数を地盤の 0.001程度にする必要があると考えられ、川島・小野らの研究と概ね一致する結果となった。ただし、地盤バネ定数は、算定モデルによっても変化するため、今後の慎重な評価が必要である。

② 免震材の設置範囲

- ・免震材の設置区間長は、地盤変位の変化区間程度以上の長さが必要である。設置区間が短く、かつ免震材の弾性係数比が非常に小さい場合、その間で相対変位を吸収する挙動が生じ、逆に断面力を増加させる危険性がある。竹内らが横断方向の挙動に関して指摘する「法線方向外力の反転」と似た現象と考えられる。

(b) 開削トンネル

① セン断弾性係数比の影響

- ・一様地盤中に正弦波状の地盤変位が生じる場合には、軟質地盤・硬質地盤とも、免震材のせん断弾性係数の低下に伴う断面力低減の割合はほぼ同じである。免震材のせん断弾性係数比が周辺地盤の 0.01 程度以下になると有意な断面力の低減が見られる。
- ・地盤条件急変部では、免震材のせん断弾性係数比を硬質地盤の 0.1 程度とすれば効果が現れ、上記の一様地盤の場合より効果が大きい。免震材のせん断弾性係数比を周辺地盤の0.01程度とすると、継手を剛結合構造とした場合は最大曲げモーメントが70%程度まで低減し、川島・小野らの研究成果と同様な値となる。しかし、継手をピン構造とした場合には、最大曲げモーメントは30%程度にまで低減できる。
- ・地盤条件急変部で、免震材のせん断弾性係数比を硬質地盤の 0.001程度とすると曲げモーメントの低減効果は鈍くなり、川島・星隈らが調べた「低減効果の頭打ち」と同じ現象が現れてくる。しかし、継手をピン構造とした場合には、最大曲げモーメントはさらに低減し、10%程度にまでさがる。この継手条件の違いによる免震効果の差異は、鈴木らの指摘する「シールドリング継手の変位吸収能力を100%引き出せる」効果と、同種の効果と考えられる。

② 免震材の設置範囲

- ・継手がピン構造の場合は、比較的短い設置範囲で大きな免震効果が期待でき、ある範囲以上に広げ

ても効果は頭打ちになる。しかし、継手が剛構造の場合には、本検討範囲（断面幅の6倍まで）では、範囲を広げるほど断面力を低減させることができる傾向がみられる。

(3) 一次開発目標

以上の結果から、いずれの解析においても、免震材と周辺地盤のせん断弾性係数比に対しては、変化の影響が大きく現れること、横断方向の挙動に関しては、せん断弾性係数比の他にポアソン比の影響もあるものの敏感でないことが分かった。したがって、免震材料の一次開発目標としては、せん断弾性係数の値を設定することとする。

トンネル横断方向の設計では、地震時の増加曲げモーメントの影響が大きいため、曲げモーメントに数10%の有意な低減効果が現れることを目標とし、周辺地盤に対する免震材のせん断弾性係数比を0.01以下にすることを考える。また、トンネル縦断方向には、継手の変形性能を含むトンネルの剛性や地盤の変位分布、さらに免震材の設置範囲によって、免震効果が変化すると考えられるため、今後も検討を重ねる必要があるが、本年度の検討と既往の研究例をもとに、数10%の有意な断面力低減を目標に設定すると、周辺地盤に対して0.01程度以下のせん断弾性係数比が必要と考えられる。

したがって、一次開発目標として「周辺地盤に対するせん断弾性係数の比が、0.01程度以下、つまりせん断弾性係数は数～数+tf/m²のオーダー」を設定する。

なお、本年度の研究では、許容応力度法による設計を行うレベルの地震動を対象とした。兵庫県南部地震のような巨大地震に見舞われた場合、周辺地盤のせん断弾性係数がさらに低下すると考えられるが、このような大規模地震動を対象とした免震トンネルの検討は、今後の課題である。

<研究担当> 株式会社オリエンタルコンサルタンツ

第3章 シールドトンネルの免震構造の開発

第3章 シールドトンネルの免震構造の開発

シールドトンネルは、一般に、比較的剛性の高いセグメントを剛性の低いリング継手によって接合した複合構造であり、縦断方向に柔な構造となっている。したがって、地震時の地盤変位に対して追従して変形しやすく、耐震性に優れた構造と考えられてきた。しかし、振動特性の大きく異なる構造物との接合部や地盤条件急変部などでは、局所的に非常に大きな地盤ひずみがトンネルに伝達され、とくに縦断方向に大きな断面力が発生し、重大な被害につながる可能性がある。一方、横断方向に対しては、近年、大断面の施工事例が増えつつあり、耐震性の照査を必要とするケースが多くなっている。

本章では、シールドトンネルにおける地震時増分断面力を効果的に低減させる免震構造について、適用する免震材料、施工法などの開発を行うとともに、解析手法や常時の安定性についての検討を行う。

3. 1 免震構造の基本概念

3.1.1 免震構造とは

シールドトンネルの免震構造とは、テールボイドに坑内から免震材を注入充填することにより、セグメントと周辺地盤との間に柔らかな免震層を形成させる構造である。弾性ワッシャーや可撓セグメント等によるトンネルの柔構造化とは異なり、地盤との絶縁を図ることによって地盤ひずみの伝達を遮断する新たなトンネル構造である。図-3.1.1.1にシールドトンネルの免震原理の概念を示す。

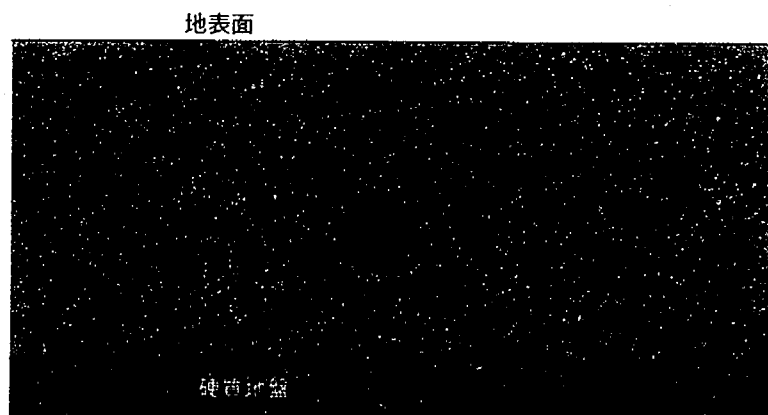


図-3.1.1.1 免震原理の概念

3.1.2 免震効果

シールドトンネルは地中構造物であるため、構造物固有の振動を有する建築物や橋梁の免震効果と異なり、以下のような特徴を有している。

① 地盤ひずみの吸収

シールドトンネルにおける免震層は、地上構造物の免震装置において採用されているエネルギー吸収装置（ダンパー）に相当するが、エネルギー減衰ではなく地盤中で発生する局所的な大ひずみが地中構造物に伝達されないよう、地盤ひずみの伝達を遮断する効果を有する。

② リング間継手の変位吸収効率の向上

セグメントリング自体と比較すると、リング間継手は柔らかく、シールドトンネルの耐震設計においては、縦断方向の引張変形時に継手による変位吸収を期待している。しかし、継手部のみが局所的に大きな変形をしようとしても、トンネル外周の地盤が変形に抵抗する。柔らかな免震層を形成させることにより、トンネル外周の抵抗はほとんど無視できる程度となり、継手の変位吸収はほぼ 100%期待できるため、大きな断面力低減が可能となる。

③ トンネルひずみの分散

免震層を設けると、トンネル外周のせん断抵抗がほとんど無視できる程度となるため、免震構造とした区間ではトンネルひずみが分散され、ほぼ一様な断面力の分布となる。

④ その他

免震層に高い変形性能と止水性を付加することにより、シールドトンネルの地震時安全性は大きく向上される。

3.1.3 免震構造の適用箇所

地下構造物は地震時に表層地盤の振動に追従して変形することが知られている。シールドトンネルの免震構造は、主としてトンネル縦断方向の地震時発生断面力を大幅に低減するために適用される。免震構造の適用がもっとも有効な箇所としては、トンネル縦断方向に地盤条件が急変する箇所や、立坑のように表層地盤と明らかに振動特性の異なる構造物とトンネルとの接合部等、地震時に局所的に極めて大きな地盤ひずみが集中する箇所が挙げられる。図-3.1.3.1に代表的な免震構造適用箇所を示す。

免震構造を適用した場合、地震時横断面変形時に発生する断面力の低減も図れる。シールドトンネルの場合、横断面変形時の発生断面力は常時の発生断面力と比較すればあまり大きいとは言えないが、断面の中間で地盤剛性が大きく変化する地層境界がある場合には、比較的大きな断面力低減が期待できるケースも想定できる。

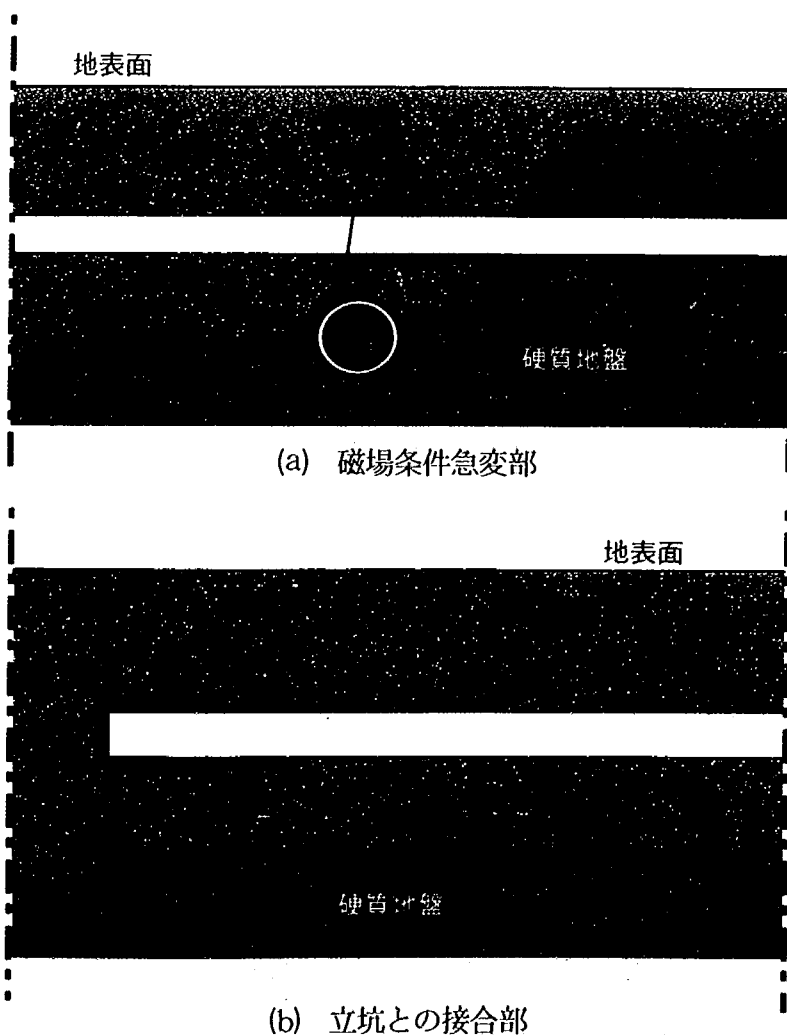


図-3.1.3.1 代表的な免震構造適用箇所

3.1.4 免震材の種類と特徴

(1) 免震材として要求される性能

シールドトンネルの免震構造は、通常のシールド掘進によって発生する、あるいは通常より拡幅されたテールボイドに免震材を注入することによって形成される。したがって適用される免震材は、免震効果を発揮すべき物性を備えているとともに、裏込め材として要求される機能をも有していることが要求される。免震構造は地盤ひずみの集中する箇所に局所的に適用されるのでシールドの推進反力は期待しないが、以下のような性能を満たすことが要求される。

- ① 非常に小さなせん断弾性係数を有する軟らかな硬化物を形成する。
- ② 高いせん断変形性能を有している。
- ③ 耐久性に優れ、長期安定である。
- ④ 注入時、硬化時ならびに硬化後の体積変化が極めて小さい。
- ⑤ 高い止水性を有する。
- ⑥ 液状で圧送でき、材料分離を起こさない。
- ⑦ 高い充填性を有する。
- ⑧ 地下水に希釈されない。
- ⑨ 充填時ならびに硬化時に有害物質を発生しない。

(2) 免震材料

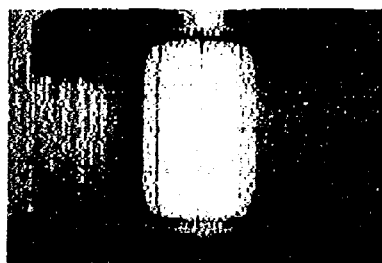
シールドトンネルの免震構造に用いる材料として今年度提案されているものを、表-3.1.4.1に示す。

表-3.1.4.1 シールドトンネルに用いる免震材料

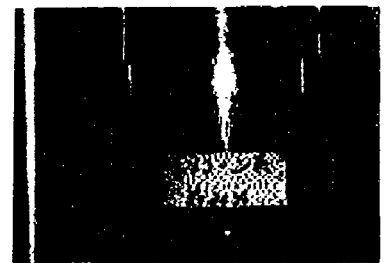
種類	アスファルト系免震材	ウレタン系免震材	シリコン系免震材
概要	基本材料であるアスファルト乳剤に、セメント、高吸水性ポリマーを混合することによって固化させる複合材料である。	ポリオール類（主材）とイソシアネート（硬化剤）を2液混合しながら注入口より注入し、免震層を形成する。	オルガノポリシロキサンに充填材等を配合した液状シリコンゴム組成物をベースにした材料で、2液混合により常温で硬化する。
特記事項	弾塑性体である	弾性体である	弾性体である



アスファルト系免震材



ウレタン系免震材

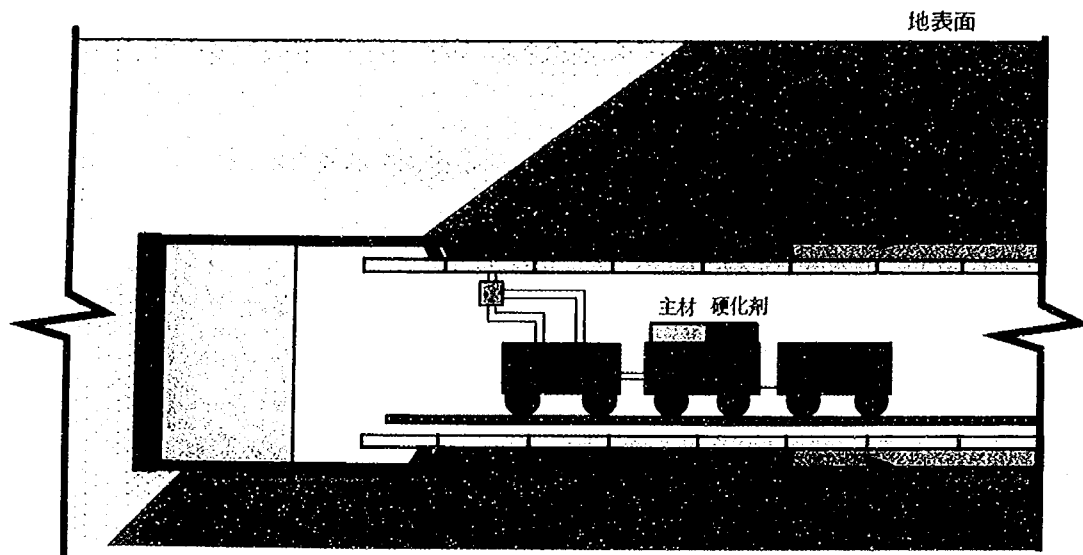


シリコン系免震材

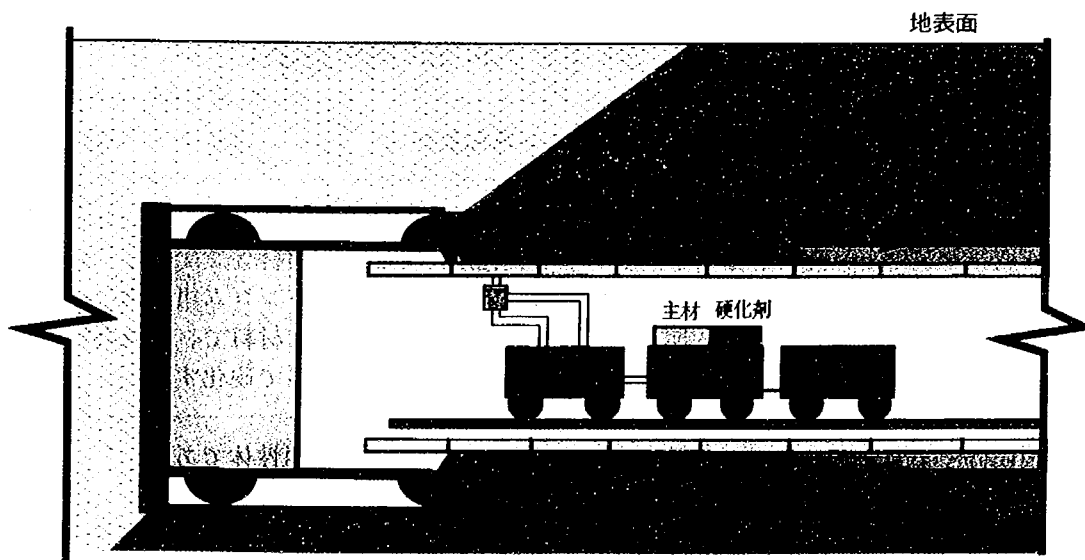
3.1.5 免震構造の施工案

(1) 免震構造施工法の概念図

各免震材料毎の施工法の概念図を、図-3.1.5.1に示す。



(a) テールボイドを拡幅しない場合



(b) テールボイドを拡幅する場合

図-3.1.5.1 免震構造施工法概念図

(2) 免震材の逆流防止

免震材の逆流防止対策としては、マシンのテール部に逆流防止装置を装備することによって、免震材の切羽側への流入を防止することが可能である。また免震材を注入するセグメントより前面にゲル状の粘性体を注入しておき、これをシールドの推進とともに前面に移動させることによって、免震材の切羽側への流入を防ぐこともできる。免震材の逆流防止対策の概念図を、図-3.1.5.2に示す。

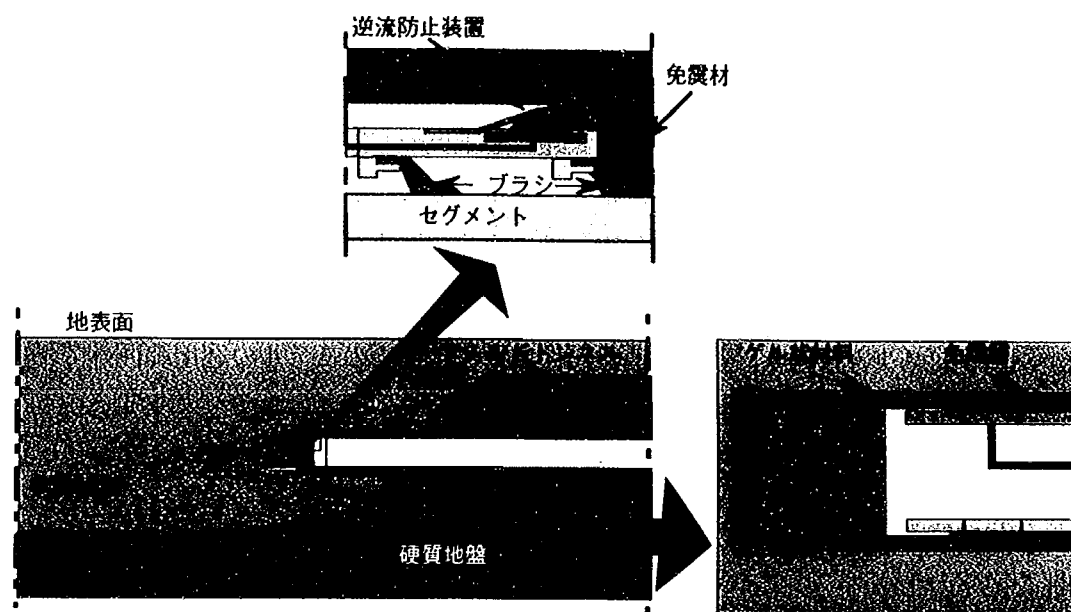


図-3.1.5.2 免震材の逆流防止対策概念図

(3) 立坑部の免震施工

立坑との接合部では、シールドマシンのスキンプレートと二次履工コンクリートとの間に免震層を形成させるとともに、この免震層をテールボイドの免震層と連続させることにより、より効果的な免震構造を構築することも可能である。立坑部の免震施工概念図を、図-3.1.5.3に示す。

<研究担当> 株式会社熊谷組

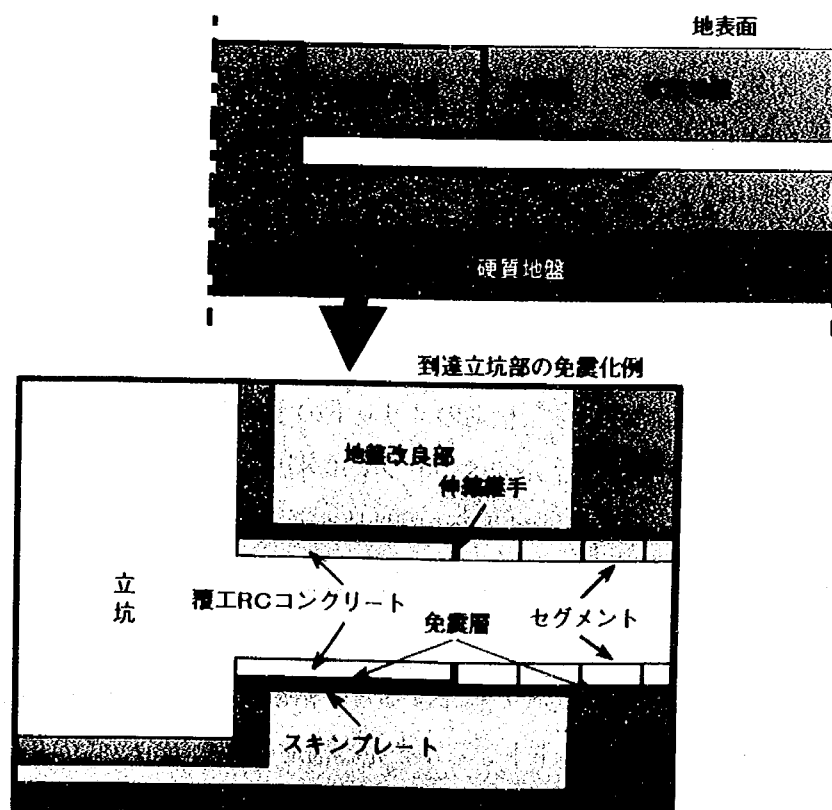


図-3.1.5.3 立坑部免震施工概念図

3. 2 解析手法と免震効果

3.2.1 免震シールドトンネルの縦断方向の地震応答解析手法の開発

(1) 開発の背景と目的

都市トンネルの地震応答解析法としては、従来より田村モデル¹⁾が一般に広く用いられている。しかし、このモデルには適用限界があり、そのまま免震トンネルの地震応答解析に適用すると、免震効果が正しく評価できないことが想定される。そこで、地盤とトンネルの相互作用をある程度取り込んだ免震シールドトンネルの地震応答解析のための数値解析モデルを、まずは縦断方向のトンネル軸変形について提案することを目的とする。

(2) 問題点の整理

本節で議論の対象とする田村モデルとは、ばね～質点系の地盤の地震応答解析法とこの変位応答を入力とする等価剛性ばね～相互作用ばね系のトンネルの地震応答解析法を総称したものである。免震シールドトンネルの地震応答解析にこのモデルを適用する場合には、以下のような問題点が挙げられる。

- a) 免震が適用されるような過度に急激な地盤条件急変部は、このモデルの適用範囲外である。
- b) トンネル～地盤間の相互作用ばねの設定法には不確定要素が多く、免震トンネルの場合、免震層をこの相互作用ばねとしてモデルに取り込まなければならないため、十分な検討が必要となる。
- c) トンネルをモデル化する際、縦断方向に20m～30mの要素分割をし、その間のトンネルの平均的な等価剛性を従来の手法に従ってモデル化した場合、適用区間がせいぜい10m～50mである免震トンネルの挙動および免震効果を、精度よく評価できるとは考えにくい。

田村モデルは非常に効率的なモデルであるが、あくまでも耐震設計で用いられる簡易モデルという位置づけにある。このモデルでは、ある区間の平均的な挙動を解析することに主眼が置かれているため、局所的に適用される免震トンネルの評価にそのまま適用する前に、ある程度詳細な解析に基づいた検討を行うておく必要がある。とくにトンネルと地盤との間の相互作用を考慮した解析によって、免震トンネルの地震時挙動にかかわる基本特性を整理しておくことが必要である。その上で、この簡易モデルを拡張した新たな簡便な設計用解析手法を開発することが、シールドトンネルの免震構造の設計法開発には不可欠と考えられる。

(3) リング継手の変位吸収効率

シールドトンネルの免震構造のメリットの1つとして、リング継手の変位吸収効率の向上がある。すなわち免震シールドトンネルでは、トンネル外周に極めてせん断抵抗の小さな免震層が形成されているため、セグメントリングとリング継手の剛性比から想定される継手のトンネル軸方向の変位吸収効率が、ほぼ100%期待できると考えられる。現行の耐震設計では、リング継手の変位吸収が100%発揮されとの前提条件に基づき等価剛性が導かれているが、FEMによる詳細解析では、トンネル外周の地盤剛性が高いほど継手の変位吸収効率が低下するとの結果が得られており、また模型振動実験でもこのことが確認されている^{2), 3)}。シールドトンネルを免震構造にした場合、この変位吸収効率をほぼ100%に高めることができ、大きなトンネル断面力低下に直結し、免震効果に大きな貢献をされると考えられる。

(4) 解析手法開発の基本方針

地盤～トンネル間の相互作用ばね設定に関する仮定を排除し、F E Mによって表層地盤とトンネルをモデル化した。ただし、3次元モデルでは節点数が膨大となるため、本検討では実用面から軸対称モデルを基本とした解析モデルを採用した。トンネルについては地盤急変部付近ではセグメントリングをリング長の1/2程度に分割してモデル化し、リング継手も個別にモデル化することとする。図-3.2.1.1に解析モデルの概念図を示すが、表層地盤は基盤で固定とし、トンネルの中心線を軸対称モデルの半径 $r = 0$ の軸と一致させている。

地盤の地震時応答は、別途2次元F E Mによって解析することになる。この解析結果の加速度応答を地盤応答震度法の手法に従って、トンネルを含む軸対称モデルの対応する質点に与えることにより、トンネル縦断方向の地震応答解析が、時刻歴でなおかつ地盤とトンネルの相互作用を考慮した形で可能となると考えられる。

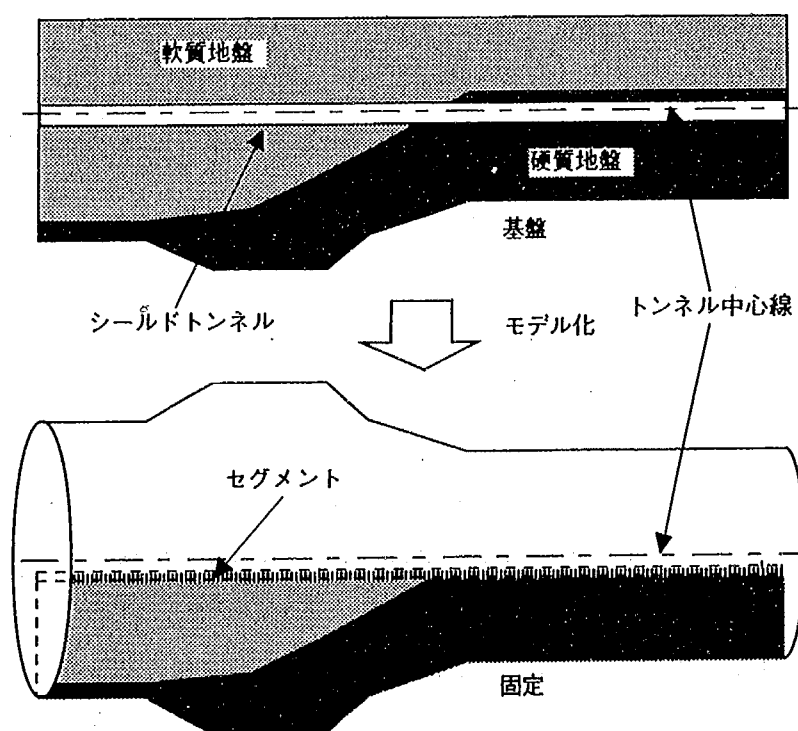


図-3.2.1.1 軸対称F E Mによる表層地盤とトンネルのモデル化概念図

(5) 解析例

解析の対象とする地盤は、図-3.2.1.2に示すようにモデルの中央で90度の角度で左右の剛性が急変する地盤境界を有する表層地盤とし、境界より左側がせん断波速度 $V_s=120\text{m/sec}$ 、右側が 480m/sec の層厚30mの堆積層が剛な基盤の上にあるものとした。水平方向の解析領域は地盤境界部より左右に90mの区間である。このように限られた解析領域では、解析境界で特別な処理を行わないと、境界部で不自然な変形が発生し、これがモデル全体の变形に影響するため、ここではすべてのポアソン比を0として解析した。なお、ポアソン比を0とした軸対称F E Mによる解析結果が3次元解析の結果と等価であることは、別途実施した解析により確かめている²⁾。表-3.2.1.1に解析に用いた地盤の物性値を示した。

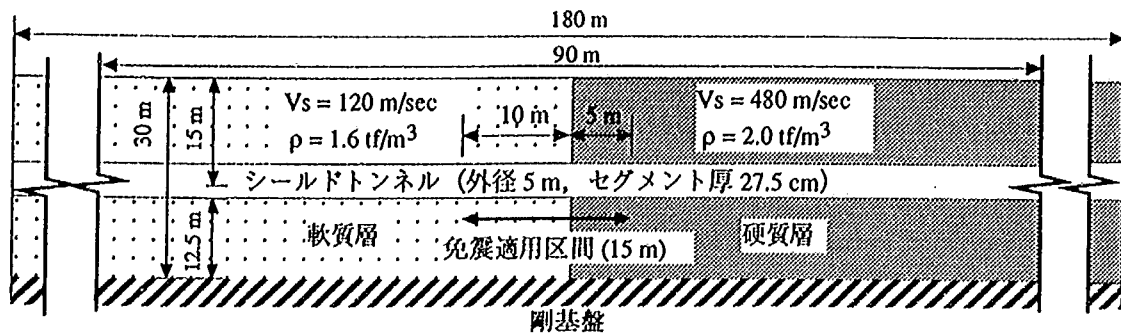


図-3.2.1.2 解析対象とする表層地盤モデルとシールドトンネルの配置

表-3.2.1.1 解析に用いた地盤と免震層の諸元

	軟質層	硬質層
地盤の密度, ρ (gf/cm ³)	1.6	2.0
せん断波速度, V_s (m/sec)	120	480
免震層のせん断弾性係数, G_m (kgf/cm ²)	5	5
裏込め材の弾性係数, E_i (kgf/cm ²)	2000	2000
裏込め材の密度, ρ_i (gf/cm ³)	1.3	1.3
裏込め材および免震材層厚 (cm)	10	10

トンネルは外径 5 m、セグメント厚 27.5 cm の RC セグメント製とし、リング継手の軸剛性はセグメント部の 1/30 となるよう設定した。この場合、実際に深さ方向でモデル化されるのは、基盤からシールドセグメントまでの 15 m の領域である。地震荷重はここでは簡単のため、基盤においてモデルの左方向に 0.3 の震度を与える地盤応答震度法とした。ただし、慣性力を作用させることによって基盤に発生するモーメントが、表層厚 30 m の地盤に震度 0.3 が深さ方向に一樣に作用したときと等価となるように、解析では震度 0.3 の 5.75 倍の震度で与えている。

免震層は左の軟質層側へ 10 m、右の硬質層へ 5 m、総延長 15 m の区間で形成させるものとし、せん断弾性係数 $G_m = 5 \text{ kgf/cm}^2$ 、免震層厚 10 cm のケースで試算を行った。メッシュ分割図を図-3.2.1.3 に示す。免震施工区間では 1 リングをセグメントリングを 2 要素、リング継手を 1 要素として分割、モデル化し、免震施工区間の両側 5 m では 1 リングをセグメントリングとリング継手各 1 要素とし、さらにその外側ではセグメントと継手の直列ばねから得られる等価剛性に一致するようなヤング率を有する長さ 5 m の要素としてモデル化した。解析ケースは上記の免震施工区間で免震層が有り無しの 2 ケースであり、これら 2 ケースの結果を比較することで、シールドトンネルの免震効果を評価できるか否かを概略検討してみることにする。なお免震施工区間以外ならびに非免震のケースでは、トンネル外周 10 cm の層の物性として通常の裏込め材を想定し、 $E_i = 2000 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\rho_i = 1.3 \text{ kgf/cm}^3$ の物性を与えた。

図-3.2.1.4 は解析結果のうち、トンネルの水平方向変位分布を示したものである。図中実線は免震層ありのケースを、点線は免震層なしのケースを示している。トンネルを含まない地盤の変位の絶対値については、今後 2 次元 FEM 等によって検証を行う必要があるが、地盤の境界部から軟質地盤側で急激にトン

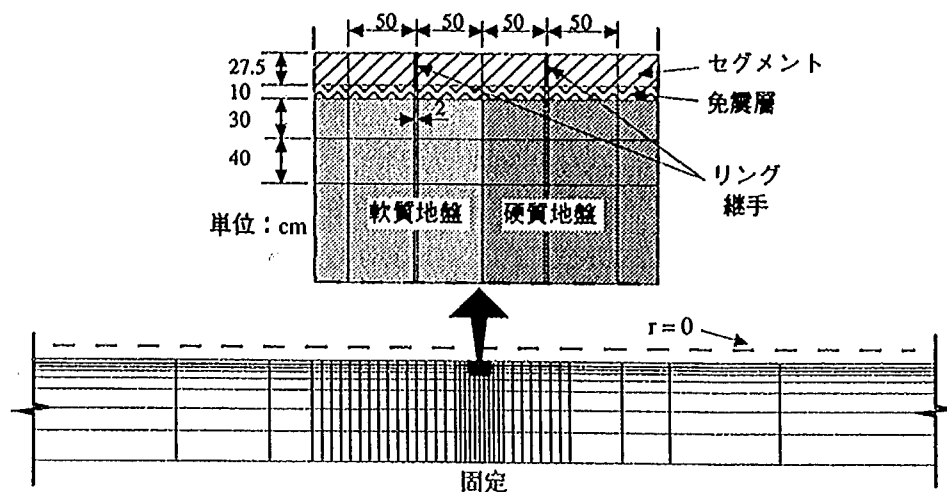


図-3.2.1.3 軸対称FEMによるメッシュ分割図

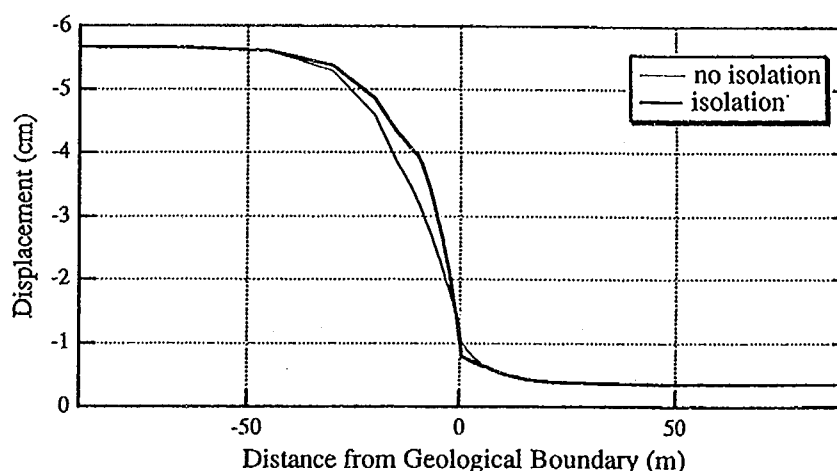


図-3.2.1.4 トンネルの変位分布

ネル変位が増大する一般的な変位分布を示している。免震層ありのケースでは、トンネル変位が地盤境界部で急変しているのに対して、免震層がないケースでは比較的連続的な分布となっている。硬質地盤側では免震層ありのケースが免震層なしのケースに比べて地盤境界部でトンネル変位が少ないので、トンネル軸力の発生が低減しているのが明確であるが、軟質地盤側では地盤境界部付近で免震層ありのケースの方が変位勾配が急となっており、一様な軸剛性を有するトンネルの場合は、免震層なしのケースの方がトンネル軸力が小さくなることを意味する。しかし免震層ありのケースでは、継手がトンネル変位を有効に吸収するため、後述するようにセグメント本体の軸力が増大するわけではない。

図-3.2.1.5は、地盤境界部の両側50 mの区間におけるトンネルの軸力(引張)分布を示したものである。図-3.2.1.4と同様に、太線は免震層ありのケースを、細線は免震層なしのケースを示している。図中で階段状の部分はセグメントの軸力を表しており、一方2つの段の境界部の縦の実線で表されるのは継手の軸力を表している。免震施工区間における軸力について2つのケースの解析結果を比較すると、免震層ありのケースでは免震施工区間で連続的な軸力分布となっているのに対し、免震層なしのケースでは、不連続な軸力分布となっていることがわかる。このような現象は、前述のようにトンネル外周の地盤によるせん

断抵抗が存在するために、継手が期待された変位吸収を行っていないことが主因で起こるのであり、そのためセグメントの軸力は地盤ひずみの集中部で非常に大きくなる。これに対して免震層を形成させると、継手の変位吸収効率がほぼ 100%発揮されるため、軸力の分布は滑らかで連続的となり、軸力は免震層なしのケースと比較し、軟弱層側のピーク発生位置で半減する結果となっている。図-3.2.1.5に示すように硬質地盤側では、免震層有りのケースの方が無しのケースよりも大きなトンネル軸力が発生しているが、これは免震効果によりトンネル軸力（ひずみ）の分散が行なわれたために、免震区間で平均的なトンネル軸力（ひずみ）が達成された結果であり、軟弱層側のトンネルひずみが硬質層側へと分散された結果と解釈できる。

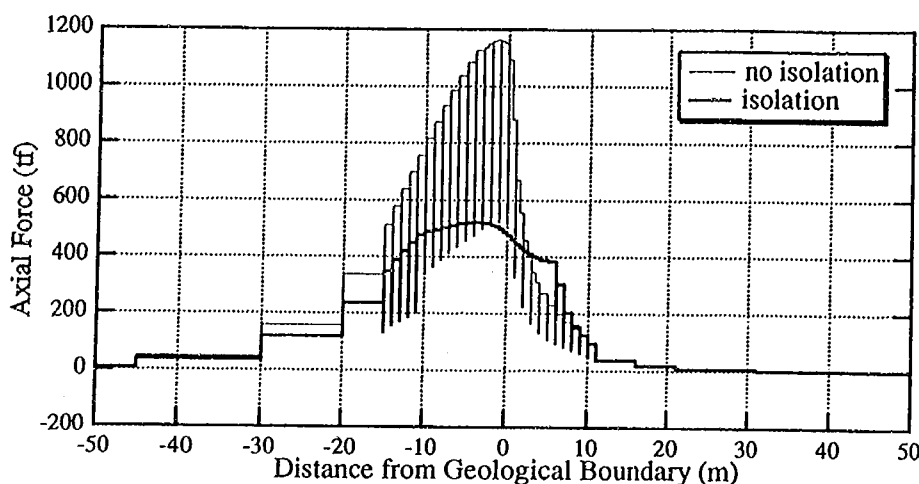


図-3.2.1.5 トンネル軸力の解析例

(6) まとめと今後の課題

以上のように本節で提案する軸対称FEMに基づいたシールドトンネル縦断方向の解析手法は、シールドトンネルの免震効果を評価する解析手法としての適用が可能と判断された。本年度は解析プログラムの基本部分の作成と試計算の1例のみを報告した。次年度は、モデルの検証を行いながらとプログラムの開発を終了させる予定である。

参考文献

- 1) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M.: Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earth quakes, Report of IIS, University of Tokyo, Vol.2, No.5, March 1975.
- 2) 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.
- 3) 鈴木猛康：シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験，土木学会第20回地震工学研究発表会講演概要集，pp. 565-568，1989.

<研究担当> 株式会社熊谷組

3.2.2 裏込め注入工の実態調査

(1) 目的

シールドトンネルを対象とした免震構造の施工法としては、通常の施工時に生じるテールボイド（場合によってはそれに加えて余掘り量）に、現在用いられている裏込め材の代わりに剛性の低い免震材料を充填することが考えられる。従って、免震材料には通常の裏込め材に要求される性能も合わせ持つ必要がある。

通常の裏込め材に要求されている性能の一つとして、充填後、早期に地山相当の強度を発現することがある。従って今回のような周辺地盤よりも剛性の低い免震材料を裏込め材として用いる場合には、地盤変形等の周辺地盤に与える影響等、常時安定についても検討する必要がある。

そこで、まず、現状の裏込め注入工の実態を把握すると共に、通常の裏込め材を用いる裏込め注入が周辺地盤の変形や土圧に与えている影響を整理するために文献調査を行った。

(2) 文献調査結果

1) 現状の裏込め注入の実態

文献調査を行ったところ、(財)日本トンネル技術協会（J T A）の都市トンネル小委員会裏込め注入幹事会が注入材料、注入方法及び管理方法等、裏込め注入に関して平成5年度にアンケート調査を行い、結果を『裏込め注入に関する実態調査報告書（1994年11月）』¹⁾（以下、実態調査報告書と称す）としてまとめている。ここでは、この実態調査報告書より、免震構法の施工法として裏込め注入を検討する上で参考になると考えられるものを以下に示す。

① 調査方法および調査対象

調査はJ T A団体会員（企業者2社、施工者29社）を対象として、平成5年10月から同年11月の期間に直接記入方式のアンケート調査を行っている。調査対象は、会員会社が単独または企業体代表として施工したシールド工事で、平成3年4月以降に掘進を開始し、平成5年11月末までに掘進を終了したものとなっている。

② アンケート調査結果

a) 注入材料について

実態調査報告書によると、裏込め注入材料は、注入状況の分類によれば二液性が主流となり、一液性材料の使用はほとんどなくなっている。

b) 注入方法

実態調査報告書によると、注入時期については同時注入および半同時注入の採用が増加傾向にあり、注入時期とシールド外径との関係では径が大きくなるほど同時注入及び半同時注入の比率が大きくなっている。尚、ここでは、同時注入はテールボイドの発生と裏込め注入を同時に行う方法、半同時注入はセグメントに設置されたグラウトホールがテールシールから離脱すると同時に、そのグラウトホールから裏込め注入を実施する方法と定義している。また、切羽代表土質と注入位置の関係では、沖積粘性土と砂質土においては、シールド機からの注入が増える傾向にある。

c) 注入管理方法

実態調査報告書によると、注入管理方法は量圧併用が6割以上を占めている。

d) 注入圧・注入量の実績

実態調査報告書によると、注入率は平均で143%、注入圧は平均で2.8kgf/cm²となっている。

注入率と地表面沈下量との関係では、注入率100~120%で沈下量が若干大きいようであるが、注入率が増えても必ずしも沈下量は減少していない。切羽代表土質と注入率の関係では、沖積粘性土および砂・玉石で比較的注入率が多くなっている。

e) 地表面沈下量

実態調査報告書によると、地表面沈下量は、'84調査と比べ減少傾向にある。また、天端上部土質との関係では、沖積粘性土で地表面沈下量が比較的大きくなっている。

最大の地表面沈下発生時期はシールド通過後が7割を占めている。

また、推定沈下要因としては、周辺地山のみだれ、応力解放、切羽からの土砂の取り込み（適正ではない土砂の取り込み）、裏込め注入の不完全が主な要因となっている。

f) 裏込め注入の問題点

実態調査報告書によると、裏込め注入に関する主な問題点として、テールシールからの噴出、切羽への廻り込み、注入圧過剰によるセグメントへの影響、注入管の閉塞が挙げられている。

2) 裏込め注入の周辺地盤の変形および土圧に与える影響

文献調査は、過去約10年間の間に発表されたもので、地盤の変形や土圧等の現場計測データがあるものを対象とした。調査結果を地盤の変形に関するものと土圧に関するものに分けて表-3.2.2.1、表-3.2.2.2に示す。

同表より、地盤条件等が異なっており、裏込め注入が地盤の変形および土圧に及ぼす影響として、定量的なものは全体として簡潔に述べることはできない。定性的には以下の事が挙げられる。

〔地盤変形に関して〕

- ・裏込め注入圧が土圧より大きければ周辺地盤は隆起傾向を示し、小さければ沈下傾向を示す。
- ・裏込め注入量は周辺地盤の変形の挙動（隆起、沈下）に影響する。

〔土圧に関して〕

- ・マシンテール通過後、裏込め注入により、一時的に土圧が上昇し、その後数カ月程度で、ほぼ初期値に近い値に戻る。

表-3.2.2.1 文献調査結果 (地盤の変形について)

No.	ケーシング	ケーシング外径 (mm)	土抜き (m)	土質	裏込め材 注入方式	注入圧 (kgf/cm ²)	注入量 (%)	沈下量	裏込め注入に関連する 地盤の変形について (注)	文献
1	泥土圧	7,450	11	沖積層、土留沖積層、大 阪層群の3層、掘削断面 の大半がN値50以上の沖 積砂層、シルト層の互層で、 下部2~3mがN値 10程度の洪積粘土層。	同時	3.0~3.6	150~180	トンネル天端 直上で約10mm、 地表面で約6 mm。	裏注の影響範囲は掘削断面とも0.5D。 裏注による隆起はクラウン部近傍のみ、 地表面には及ばない。	2) 3)
2	土圧	7,450	9.5~ 12.4	洪積層の東京層、沖積層 の七号地層、下流有楽町 層、土留有楽町層、粘土 の順に地層、掘削断面は ほとんど土留有楽町層 (粘土質シルト、N値=0 ~3)。	同時	1.7~2.2	150~200		裏注圧が2kgf/cm ² (理論土圧)が越え ると、地盤が隆起する現象が見られる。 ある程度先行降下させれば最終沈下量は 少なくなる傾向を示しているが、皮面、 絶対沈下量(地盤面点からの沈下量)は 先行降下(地盤面点からの沈下量)より 絶対隆起が小さく、大きな値を示して おり、これは隆起させる度合いにより地 盤を乱す度合いも大きくなり、そのため 絶対沈下量も大きくなるものと考え られる。	4)
3	土圧 (気泡)	10,800	7.9~ 9.5 地下水位 GL-4.0	地表から順に埋立土層、 第1沖積砂質土層、粘土 層、第2沖積砂質土層、 洪積粘土層、大森砂層、 掘削断面は、ほぼ全断面、 沖積粘土層。	同時			地表面20mm	テール通過時(裏込め施工時)、地表面 はわずかに隆起傾向を示したが、マシン 直上では通過時と同様な隆起傾向を示し 顕著な変化は見られなかった。マシン通 過後、地表面ではゆっくりとした沈下が 続き、最終的に地表面で20mmまで沈下した。	5)
4	泥水	10,200	8~16 地下水位 GL-1 ~2	マサ土化した強風化花崗 岩を基盤とし、その上に 洪積砂質土及び沖積砂質 土の堆積層が存在する。	半同時	約 6.5			掘進終了後の注入継続時間を0.5、10 分と3通り変化させており、5分以上の 継続注入によってシルド直上1mの沈 下量が0mmとなることがわかった。	6)
5	土圧	5,300 (ケーシング 外径)	9.4~ 17.5	沖積粘土層(N値0~3) がGL-15~20m付近まで 堆積しており、その下に 沖積砂層(N値6~30) 及び上部洪積層の砂礫層 が分布している。掘削断 面はおおむね砂層、掘削 断面上部に沖積粘土層が 存在。	同時	2.0~3.0 (処直土圧; 2.1kgf/cm ²)			a) 注入圧2.0kgf/cm ² の場合: テール通過 後2~3mの間に4~5mmの沈下を生じて いる。一方、法線方向にはテール通過 時に1mm押し広げているものの、その後 の1リング間で2mm中心方向へ動いて いる。 b) 注入圧3.0kgf/cm ² の場合: テール通過 時に急激な隆起を生じている。また、テ ール通過2~3m手前から進行方向への 動き(3mm)や法線方向への押し広げ(5mm) が見られる。 c) 注入圧2.6kgf/cm ² の場合: 4mmの急激 な押し上げが見られる。しかし進行方向、 法線方向共にほとんど動きは見られない。 d) 注入圧2.4kgf/cm ² の場合: 押し上げが 見られず、むしろ沈下傾向にある。	7)
6	泥土圧	8,210	16.0 沈下水位 GL-2.1	シルド上部はN値0~ 2の沖積シルトとN値4 ~22の砂で構成されてお り、掘削位置の地盤はN 値5~20の洪積の固結シ ルト。		2.5~2.9 切羽圧10.2 ~0.5	平均145	地表及び地中 鉛直変位とも 5mm以下	シルド通過時の推力による隆起、テール ボイドの発生による沈下、裏込め注入 による隆起を明確に確認する事ができる。	8)
7	泥土圧	3,300	8.5 地下水位 GL-3	浅達埋立土層の下部に沖 積堆積土層が厚く堆積し ている。掘削断面は主に 細砂~微細砂からなる沖 積砂質土層。	同時	2.8	150前後	地表面最大値 14mm	テール通過中に一時的に隆起(5~7mm 程度)が計測された。これは裏込め注入 圧に起因するものと推定される。	9)
8	土圧	3,700	10~13	シルド部はN値2~5 の沖積粘土土、その上部 はN値10前後の沖積砂質 土。	同時		140	地表面9.5mm	シルド直上0.5mでは切羽到達時に 4.0mm、テール脱出時に同時裏込め注入 の影響で4mmの隆起が生じ、その後、若 干の沈下の増大を示し、テール脱出後10 リング程度で安定した。裏注による地山 への影響はシルド直上3mまでであり、 その上方ではほとんど見られない。 トリアル区間で裏込め注入率130%の 時、地表面沈下量の最小値は22mm。	10)
9	泥水	4,700	5~6	上部はN値2~15の沖積 砂質土、掘進位置はN値 0の沖積粘土土。			150~25	地表面32mm	175%の注入率でテール通過後、同時期 に裏込め注入を実施しても、平均400t以 上の推力を受けた地盤は400t以下の推力 を受けた地盤と比較し、およそ20~60% 沈下が大きい。 同程度の推力を受け、同量(175%)の裏 込め注入を実施しても、テール通過後の 放置時間が60分以上の場合は60分以下と 比較し、およそ20%程度沈下量が大きい。 60分以内に裏込め注入を実施した場合、 注入率150%では175%に対して、およ そ10%程度沈下量が大きい。	11) 12)
10	土圧	6,930	7.0~ 11.5 地下水位 GL-0.5	層厚約20mの沖積層があ り、その下部に最大深さ 80mm程度の洪積砂礫層が ある。沖積層上部の6~ 10mはゆるい砂層で、そ の下部に7~13mの海成粘 土が続き、沖積基底部に は約1.5~5mの粘性土 と砂層の互層がある。	同時	2.0~2.2	180~190	地表面最大で 20~30mm (自然沈下含 む)	切羽到達時にはクラウン付近の地盤が沈 下して切羽側へ変位を示しており、 側部及び下部地盤は多少側方へ押し 流れている。シルド通過中はスキップ レートのフリクションや裏込め注入管の 抵抗により、周辺地盤はシルド通過行 方向へ引きずられるような変位を示し、 特にクラウン部は沈下から隆起傾向へと 転じている。テール通過中は裏込め注入 の圧力により、周辺地盤は法線方向に 押し広げられ、クラウン部は最大の隆 起量を示す。(シルド直上1mでは30~50mm 隆起するが、5~6m上方地盤では3~ 4mmと小さい)	13) 14)
11	土圧	6,930	7.0~ 11.5 地下水位 GL-0.5	層厚約20mの沖積層があ り、その下部に最大深さ 80mm程度の洪積砂礫層が ある。沖積層上部の6~ 10mはゆるい砂層で、そ の下部に7~13mの海成粘 土が続き、沖積基底部に は約1.5~5mの粘性土 と砂層の互層がある。	同時	2.7~2.8	220程度	地表面最大で 20~30mm (自然沈下含 む)	チャンバー内土圧を静止土圧の約65%に 設定して掘進するとクラウン直上1mの 地盤内では切羽手前約1Dより先行沈下 し、切羽直前より切羽到達時において最 大沈下量24mmを示した。またマシン通 過時からテールを抜けた後まで隆起が 進行する。これは裏込め注入管自身の 抵抗及び裏込め注入による押し広げが 原因であると推定される。テール通過 後は沈下伏 が進行し、約2~3ヶ月後ではほぼ定 常状態に落ち着いている。チャンバー を静止土圧に近づけて掘進すると切羽 直前に先行沈下、隆起はほとんど見 られなかった。	13) 14)

注) 記述は概ね文献の記述を引用している。

表-3.2.2.2 文献調査結果（土圧について）

No.	シールドタイプ	シールド外径 (mm)	土 被 り (m)	土 質	裏込め材 注入方式	注 入 圧 (kgf/cm ²)	注 入 量 (%)	裏込め注入に関連する 土圧の変形等について 注)	文 献
1	泥土圧	3,550	8.4 地下水位 GL-1.6	掘削断面上半部が有楽町層の砂質シルト（N値5～7）下半部が有楽町層の砂質粘土（N値2～4）。				注入孔に近い上部は注入時が最大で、その後徐々に減衰する。下部は時間とともに上昇する。	14)
2	泥 水	4,500	14.0 地下水位 GL-2.4	N値50以上の第3紀粘性土層。				注入時が最大でその後1ヶ月程で61%低下し、その後緩やかに低下し、5ヶ月～2年4ヶ月後までは安定している。	15)
3	泥 水	4,500	12.5 地下水位 GL-2.4	N値10程度の第4紀砂層。				注入時が最大で、その後1日～1ヶ月程で56%低下する。その後緩やかに低下し、3ヶ月～1年9ヶ月まで安定している。	15)
4	開放手掘り	12,660	10.4 地下水位 GL-1.0	地質はトンネル上方からも含め全体としてシルト層（N値10）であるが、トンネル上半部は細砂（N値40～50）がある。				セグメント組立裏込め注入から約1週間後土圧は約2倍になる。その後、3ヶ月後までは安定するが、3ヶ月以降は微増する。1.8～2.5年経過の間原因不明の土圧の増減が見られる。	16) 17) 18)
5	泥 水	7,100	13.0 地下水位 GL-0.9	N値3の有楽町層を中心とする軟弱粘性土層。				裏込め直後が最高値で、その後15～30%程度土圧の急低下が観測されは10日間収束し、その後は局所的に低下する。	19) 20)
6	泥土圧式 気泡シールド	7,750	22.0	N値50程度の砂層。	即 時	3.5		土圧・水圧ともシールド機のテールが抜けるまでは、ほとんど変化がみられないが、テールが抜けた時点で一旦上昇し、やがてほぼ初期値と同様の値に戻る。テールが抜けた時点での変化は、裏込め注入の圧力の影響により生じていると考えられる。	7)
7	泥土圧	8,210	16.0 地下水位 GL-2.1	シールド上部はN値0～2の沖積シルトとN値4～22の砂で構成されており、掘削位置の地盤はN値5～20の洪積の固結シルト。		2.5～2.9 切羽圧+0.2 ～0.5	平均145	シールド直上1mの位置における負荷土圧は、シールドが近づくに従い徐々に増加し、シールド切羽が通過する前後で最大となり、その後はテールボイドの発生と共に減少していく傾向が窺いとれる。テールボイド発生後再び増加しているのは、裏込め注入によるものと考えられる。推力による負荷土圧と裏込め注入による負荷土圧の大きさは同程度である。	7)
8	泥土圧	3,300	8.5 地下水位 GL -3	液状埋立土層の下部に沖積堆積土層が厚く堆積している。掘削断面は主に細砂～微細砂からなる沖積砂質土層。	同 時	2.8	150前後	ポンプ圧の約65%（1.8kg/cm ² ）がセグメント背面に作用している。土かぶり荷重に対する過剰圧は0.3kg/cm ² 程度。	8)
9	泥 水	4,700	5～6	上部はN値2～15の沖積砂質土、掘削位置はN値0の沖積粘性土。			150～250	負荷土圧はシールド機通過中に漸増し、テール前後の位置で最大土圧が発生し、その後、急速に減少している。土圧のピークがテール脱土後に見られるのは裏込め注入によるものと考えられる。	10) 11)
10	土 圧	6,930	7.0～ 11.5 地下水位 GL-0.5	層厚約20mの沖積層があり、その下部に最大深さ80mm程度の洪積砂礫層がある。沖積層上部の6～10mはゆるい砂層で、その下に7～13mの海成粘土が続き、沖積基底層には約1.5～5mの粘性土と砂層の互層がある。	同 時	2.0～2.2	180～190	シールド側部の土圧及び間隙水圧については、切羽到達までは漸増し、シールド機通過時から急増して、テール通過時に最大となっている。その後は約2～3ヶ月で1m離れた位置においてもほぼ初期値に回復している。	12) 13)

注) 記述は概ね文献の記述を引用している。

参考文献

- 1) J T A都市トンネル小委員会 裏込め注入幹事会：「裏込め注入」に関する実態調査報告書(1), (2), トンネルと地下, 1995. 6, 7月
- 2) 桑田尚史他：泥土圧シールドの3次元地盤変形解析に関する一考察, 土木学会第46回年次学術講演会Ⅲ, 1991, pp. 148-149
- 3) 増田吉弘他：泥土圧シールドの掘進条件とそれに伴う地盤変形, 土木学会第46回年次学術講演会Ⅲ, 1991, pp. 80-81
- 4) 宮崎恒他：大断面土圧系シールドの推進管理 都営地下鉄新宿線一之江工区, トンネルと地下, 1984, pp. 369-377
- 5) 木村博生他：大断面土圧式（気泡）シールドの施工 阪神本線地下化工事, 日本鉄道施設協会誌, 1994, pp. 587-589
- 6) 松下征雄他：大断面泥水シールド工事におけるマサ土地盤の変状と施工要因, 土質工学会シンポジウ

ム発表論文集, 1992, pp. 261-266

- 7) 岸尾俊茂他: 土圧式シールドトンネルにおける地盤挙動と沈下抑制工法, 土質工学会シンポジウム発表論文集, 1992, pp. 245-252
- 8) 松崎茂樹: 大断面泥土圧シールドの施工と計測結果 $\phi 8, 210\text{m}$ の都下水道大田幹線, トンネルと地下, 1986, pp. 193-203
- 9) 常陸壮介他: 供用中の滑走路下をシールドで貫く 東京国際空港排水溝築造工事(その2), トンネルと地下, 1995, pp. 207-213
- 10) 岡田仁他: 既設構造物に近接したシールド工事に伴う周辺地盤の挙動について, 土質工学研究発表会講演集, 1986, pp. 1717-1720
- 11) 吉田保他: 軟弱粘性土地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状と家屋挙動の計測結果, 土質工学会シンポジウム発表論文集, 1992, pp. 253-260
- 12) 大塚将夫他: シールド掘進に伴う地盤と家屋の挙動, トンネルと地下, 1989, pp. 511-520
- 13) 平田武弘他: 土圧系シールドにおける軟弱地盤の挙動と施工管理 大阪市地下鉄4号線延伸工事, トンネルと地下, 1983, pp. 606-614
- 14) 平田武弘他: 大阪市地下鉄4号線土圧式シールド工事における地盤挙動の計測例, 基礎工, 1983, pp. 101-111
- 15) 後藤茂他: 掘進直後のシールドセグメントに作用する土圧・水圧の計測, 土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅲ, 1988, pp. 1010-1011
- 16) 西野健三他: シールドトンネルに作用する土圧の計測について, 土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅲ, 1988, pp. 1004-1005
- 17) 飯田広臣他: 第2上野トンネルにおける土圧および鉄筋応力度の測定結果ⅠⅠ, 土木学会年次学術講演会 講演概要集Ⅲ, 1986, pp. 833-834
- 18) 増田達他: シールドトンネルの現場諸計測結果(上) 東北新幹線第2上野トンネル, 構造物設計資料, 1986, pp. 33-38
- 19) 飯田広臣他: 第2上野トンネルにおける土圧および鉄筋応力度の測定結果, 土木学会年次学術講演会講演 概要集Ⅲ, 1985, pp. 357-358
- 20) 猪熊明他: 軟弱地盤中のシールドトンネルに作用する土圧, トンネルと地下, 1993, pp. 99-104
- 21) 石村利明他: 軟弱地盤中のシールドトンネルの現場計測, 土質工学会シンポジウム発表論文集, 1992, pp. 219-224

<研究担当> 株式会社奥村組

3.2.3 免震シールドトンネルの常時の安定性に関する検討

(1) 検討内容

シールドトンネルを免震化する場合、常時のシールドトンネルに生じる断面力や地表面の沈下に対する免震層の影響を検討する必要がある。そこで本節では、シールドトンネルを対象にして、免震層の層厚と免震材の弾性係数をパラメーターに、セグメントに発生する断面力および地表面の沈下量を求め、免震層が無い場合と免震層を形成した場合とを比較検討した。

(2) 解析手順

解析は、まず免震層が無い場合の解析として、免震層厚を0とし、セグメントにかかる常時の断面力および地表面の沈下量を自重解析により求める。つぎに、免震層を形成した場合の解析として、免震層の層厚および免震材の物性値をパラメータとし、同じく自重解析により、セグメントに発生する断面力および地表面の沈下量を求める。

常時の検討は、これら2つの解析結果の比較より行う。比較は、免震層が無い場合を基準とし、免震層を形成した場合のセグメントに発生する断面力の増減率、および地表面沈下量の差として評価することとする。ここで、セグメントに発生する断面力については、セグメントに発生する鉄筋の引張応力度と、コンクリートの圧縮応力度により評価することとする。

(3) 解析モデル

解析は、図-3.2.3.1に示すメッシュの二次元有限要素モデルにより行い、地盤の自重および上載荷重(1 tf/m^2)を作用させ、免震層の層厚および免震材料の弾性係数をパラメトリックに変化させてそれぞれのケースのセグメントに発生する断面力、地表面沈下量を求めた。また、地表面沈下量としては、セグメント直上部延長線上に位置する地表面の沈下量とした。解析に用いたシールドセグメントは標準セグメントとし、セグメントに発生する断面力より、セグメント内に発生する鉄筋の引張応力度およびコンクリートの圧縮応力度を求めた。標準セグメントの構造諸元を表-3.2.3.1に示す。地盤モデルとしては、 $N=30$ の様な砂質地盤を想定し、層厚は45mとした。また、トンネルの土被りは $1.5D$ (D :セグメント外径)

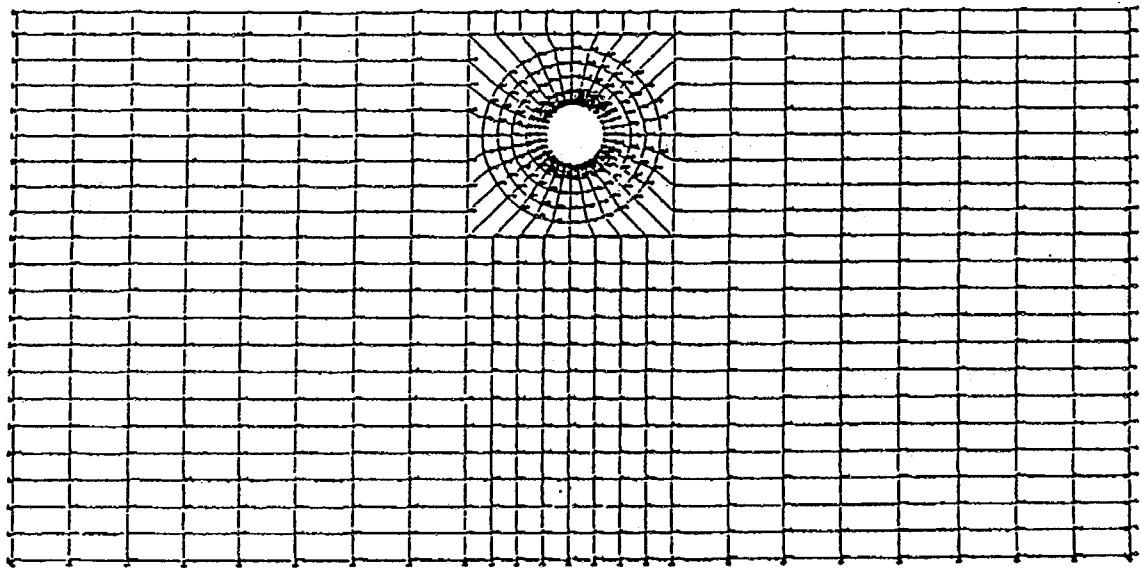


図-3.2.3.1 メッシュ分割

とした。地盤諸元を表-3.2.3.2に示す。

解析ケースは、免震層が無い場合を含め、免震層の層厚を0mm、50mm、100mm、150mmおよび200mmの5ケースとし、免震材の弾性係数は、 $E=4.7\text{kgf/cm}^2$ 、 32.0kgf/cm^2 および 157.0kgf/cm^2 の3ケースとした。これは、地盤の静的な弾性係数のそれぞれ約0.02、0.15および0.75倍の比率である。また、各ケースを通じて免震材料のポアソン比は0.4、単位体積重量は 1.1tf/m^3 とした。表-3.2.3.3に解析ケースを示す。

表-3.2.3.1 セグメントの構造諸元

外 径	5, 100 mm
内 径	4, 650 mm
幅	1, 000 mm
厚 さ	225 mm
断 面 積	3.45 m^2
弾性係数	$3.75 \times 10^6\text{ kgf/cm}^2$

表-3.2.3.2 地盤諸元

層 厚	$H=45.0\text{ m}$
地 盤	$N=30$ (砂)
土 被 り	$1.5D=7.65\text{ m}$
土 の 単 重	1.8 tf/m^3
変 形 係 数	$E=7 \cdot N=210\text{ kgf/cm}^2$
ポアソン比	$\nu=0.3$ (静的)

表-3.2.3.3 解析ケース

ケースNo.	免震層厚 (mm)					免震材料の弾性係数 (kgf/cm ²)		
	無し	50	100	150	200	4.7	32.0	157.0
1	○					○		
2	○						○	
3	○							○
4		○				○		
5		○					○	
6		○						○
7			○			○		
8			○				○	
9			○					○
10				○		○		
11				○			○	
12				○				○
13					○	○		
14					○		○	
15					○			○

(4) 解析結果および考察

1) 地表面沈下量

図-3.2.3.2は、免震層が無い場合と免震層を形成した場合との、セグメント直上部の地表面沈下量の差を示したものである。セグメント直上部の地表面沈下量は、免震層の弾性係数が小さいほど、また、免震層の層厚が大きいほど、大きくなる。しかし、この地表面沈下量の差は、免震層の弾性係数が最も小さく層厚が最大 ($E=4.7\text{kgf/cm}^2$ 、 $t=200\text{mm}$)の場合でも約9mmである。したがって、免震層形成による地表面沈下の影響は、比較的少ないものと考えられる。

ただし、本解析では、シールド施工過程の地表面沈下の影響は考慮していない。免震層を形成する施工過程での地表面沈下についての検討は、今後の課題である。

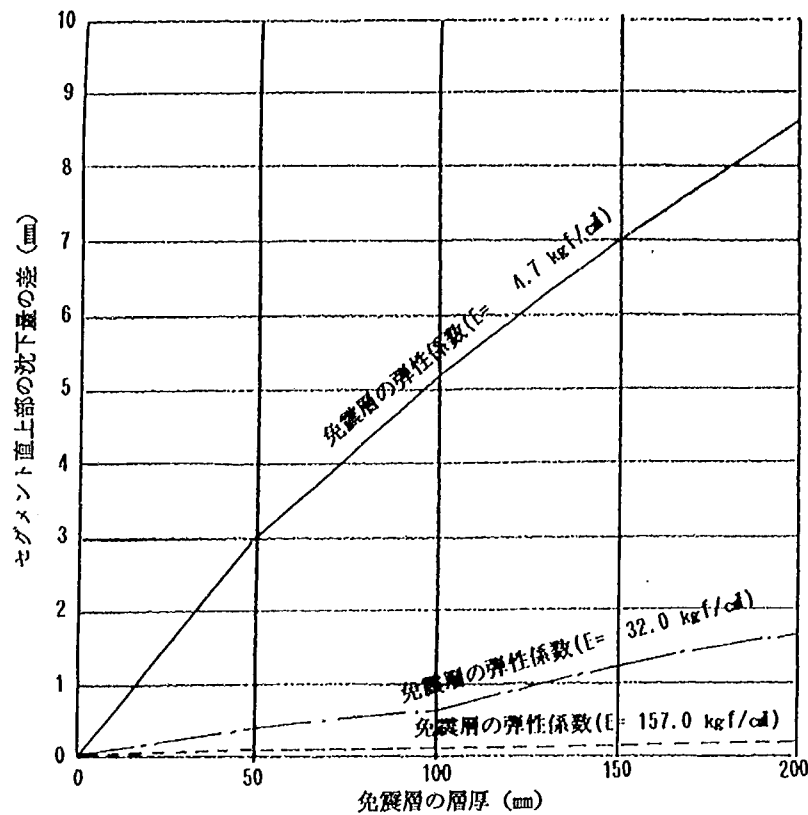


図-3.2.3.2 セグメントの直上部の地表面沈下量の差

2) 発生断面力と応力度

図-3.2.3.3は、免震層厚や免震材の弾性係数と常時の断面力増減率との関係を示したものである。セグメントに発生する常時の断面力は、免震材の弾性係数が小さいほど、また、免震層の層厚が大きいほど、軸圧縮力、曲げモーメントとも小さくなる傾向にある。免震材の弾性係数が最も小さく、免震層の層厚が最大 ($E=4.7\text{kgf/cm}^2$ 、 $t=200\text{mm}$) の場合では、セグメントに発生する常時の軸圧縮力と曲げモーメントの免震層なしの場合と比べた増減率は、それぞれ約45%、約80%となっている。

このセグメントに発生する軸圧縮力や曲げモーメントの減少傾向を、鉄筋の引張応力度とコンクリートの圧縮応力度の増減率を用いて検討したものが図-3.2.3.4である。

同図より、コンクリートの圧縮応力度の増減率は、曲げモーメントの増減率とほぼ同じ値であり、セグメントに発生する軸圧縮力減少の影響はほとんどないことがわかる。たとえば、 $E=4.7\text{kgf/cm}^2$ 、 $t=200\text{mm}$ の場合でのコンクリートの圧縮応力度は、セグメントに発生する曲げモーメント同様、約80%に減少している。一方、鉄筋の引張応力度増減率は、その減少傾向は曲げモーメントとほぼ同じであるが、値は曲げモーメント増減率に比べ大きく、 $E=4.7\text{kgf/cm}^2$ 、 $t=50\text{mm}$ の場合で最大となっている。これは、セグメントに発生する軸圧縮力が減少し、曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度が卓越したためと考えられ、セグメントに発生する軸圧縮力の減少が最も顕著な $E=4.7\text{kgf/cm}^2$ の場合において、鉄筋の引張応力度増減率は最も大きくなっている。しかし、この引張応力度の増加は最大でも約20%であり、コンクリートの圧縮応力度では増加は見られなかったことから、常時においては、免震層形成に起因する大きな応力度増加はないものと考えられる。

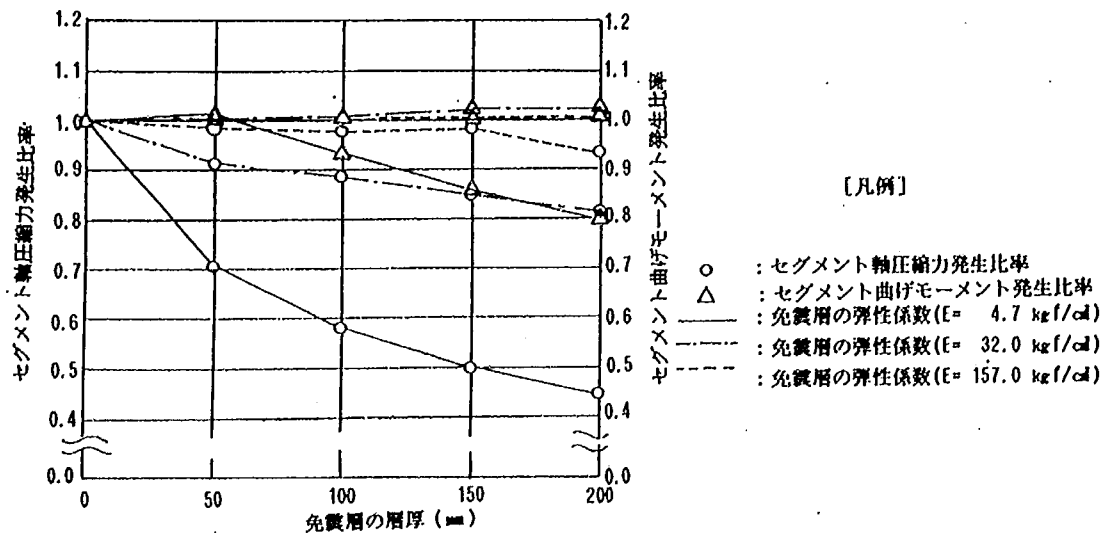


図-3.2.3.3 セグメントに発生する断面力の相対的な増減率

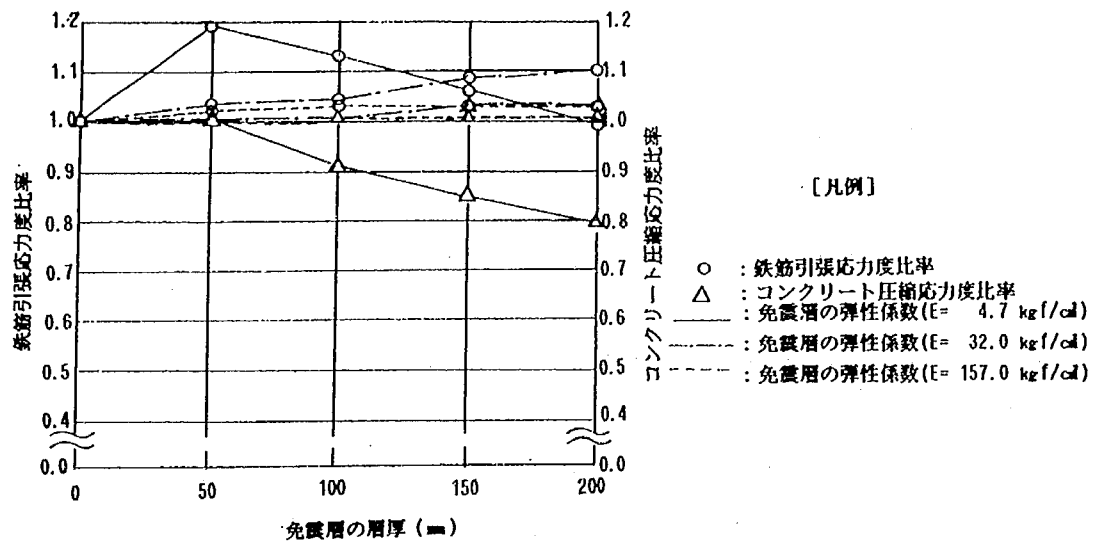


図-3.2.3.4 セグメントに発生する鉄筋の引張応力度とコンクリートの圧縮応力度の増減率

(5) まとめ

免震層を有するシールドトンネルにおいて、免震層が常時のトンネルに及ぼす影響を検討するため、免震層が無い場合と免震層を形成した場合との地表面沈下量や断面力、応力を比較検討した結果、以下のことが分かった。

- ・セグメント直上部の地表面沈下量の差は今回の検討ケースでは最大で約 9 mm であり、免震層形成による地表面沈下の影響は比較的少ないと考えられる。
- ・セグメントに発生する常時の断面力は、免震材の弾性係数が小さくなるほど、また免震層の層厚が大きくなるほど、軸圧縮力、曲げモーメントとも小さくなる。
- ・免震層形成によるセグメントのコンクリート圧縮応力と鉄筋引張応力の大きな増加はみられなかった。

<研究担当> 日本シールドエンジニアリング株式会社、飛鳥建設株式会社

3.2.4 免震層を含む地盤バネの評価法と縦断方向の免震効果の考察

(1) 検討概要

免震シールドトンネルの縦断方向について、はり-バネモデルを用いて解析するとした場合、免震層を含んだ地盤バネを適切に評価することが重要である。本節では、この免震層を含んだ地盤バネの評価法を考察するとともに、得られた評価法を用いて有意な免震効果を得るために必要な免震材料の物性値や免震層厚について考察する。

検討は、まず、断面力低減効果を定量的に評価することを目的に、免震層を含んだ地盤バネを地盤単体のバネと免震層単体のバネとの直列バネで表現し、地盤条件急変部を対象に、はり-バネモデルを用いた応答変位法で解析した。ここでは、トンネルを等価な剛性のはりとし、免震材単体と地盤単体のバネ定数の比（以下地盤バネ定数比率と称する）と、免震層の設置長をパラメータとした。さらに、有意な断面力低減効果を得るために必要とされる地盤バネ定数比率を求めた。

次に、免震層単体のバネ定数をFEM解析により求め、このバネ値を免震材料の弾性係数やポアソン比および免震層厚で表す評価法を、回帰分析にて検討した。さらに、免震層を含んだ地盤バネを、地盤単体のバネと免震層単体のバネとの直列で表現することの妥当性を検証するために、免震層を含む地盤をモデル化し、FEM解析によりバネ定数を求め、直列の仮定を用いて計算で求めたバネ定数との比較を行った。

最後に、ここで得られた有意な断面力低減効果を得るために必要とされる地盤バネ定数比率を参考に、免震層単体のバネ定数の評価法を用い、必要とされる免震層厚や免震材料の物性値を算定し、考察を加えた。

(2) 地震時のトンネル縦断方向の断面力低減の検討

1) 検討内容

免震層の効果を定量的に評価するためには、断面力の低減効果について把握する必要がある。そこでここでは、免震層を含む地盤のバネ値や免震層の設置長が断面力の低減効果に及ぼす影響を、トンネル縦断方向について数値解析により検討した。

検討対象として設定したモデルは、図-3.2.4.1に示すように、鉛直境界面を持つ地盤急変部に境界面を水平に貫通するシールドトンネルを想定し、この急変部の硬質地盤側に免震層を設置したものである。

解析は、シールドトンネルを等価な剛性を持つはりに、地盤および免震層をバネにモデル化した図-3.2.4.2に示すモデルを用いて、地盤の応答変位を入力する応答変位法により行い、トンネルに発生する断面力を求めた。さらに、断面力低減効果に及ぼす免震層の影響を、免震層と地盤とのバネ定数比と免震層設置長の2つのパラメータについて整理した。

2) 解析の手順

解析は次の手順で実施した。

- ① 入力地震動を工学的基盤面 ($V_s=300\text{m/sec}$) で設定した。
- ② 地盤の応答は、硬質地盤と軟質地盤が連成しないものと仮定し、一次元重複反射理論に基づいた等価線形解析により、シールドトンネル中心位置での2つの地盤の変位時刻歴として求めた。また、地盤の比線形特性は図-3.2.4.3を用い、応答解析の際の有効ひずみ係数は0.65とした。

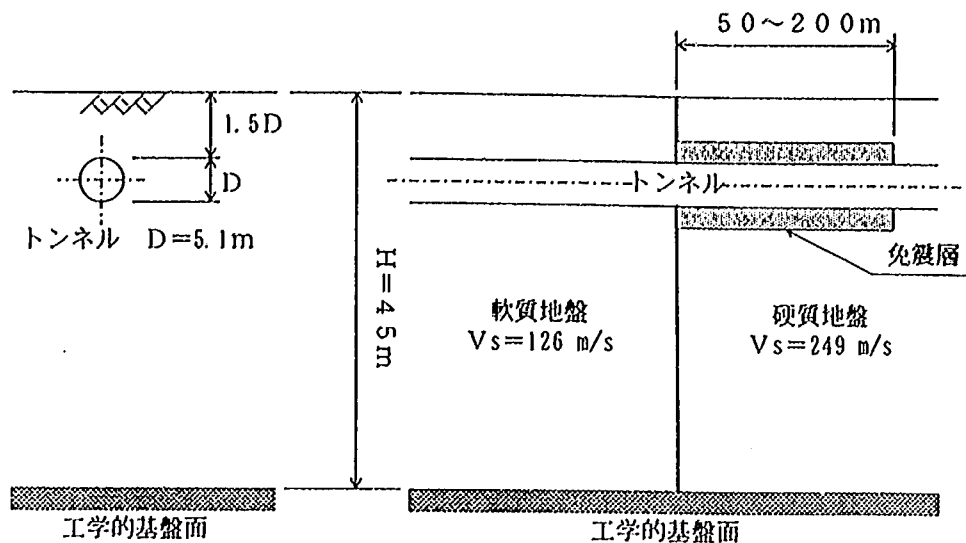


図-3.2.4.1 地盤モデル

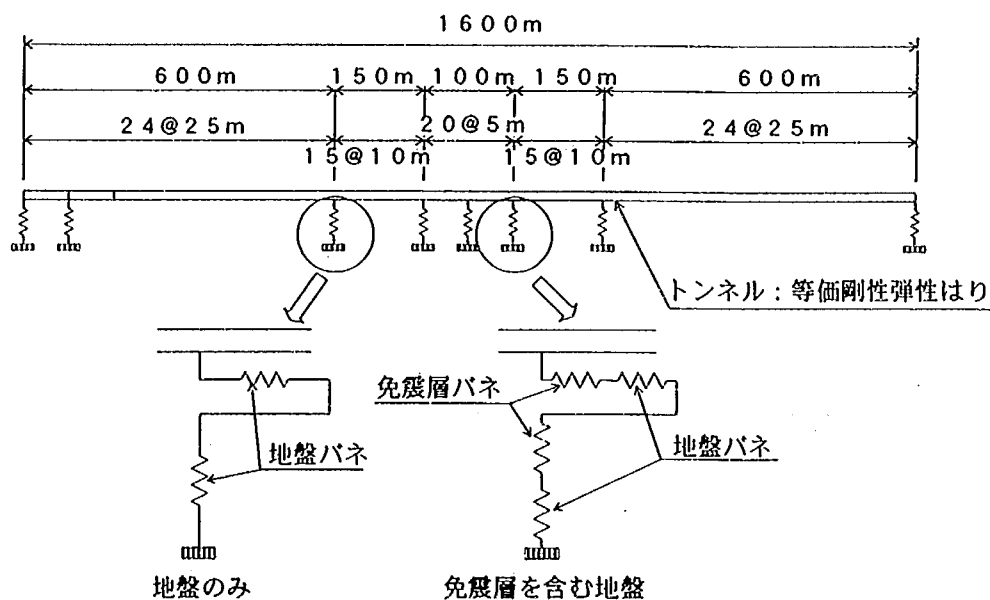


図-3.2.4.2 はり-バネモデル

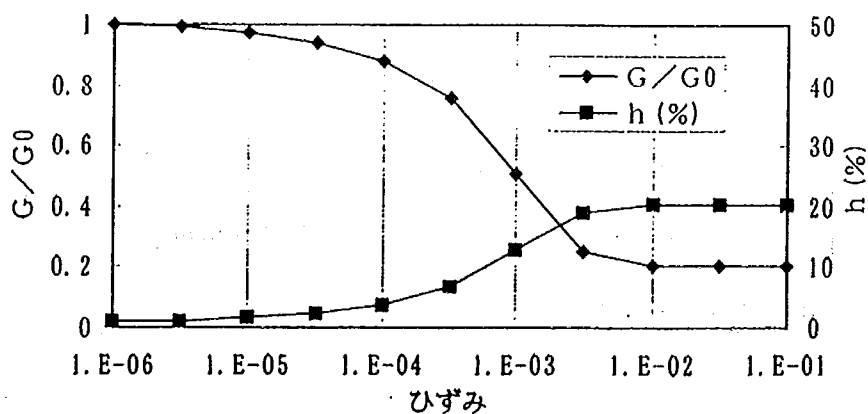


図-3.2.4.3 地盤の非線形特性曲線

- ③ シールドトンネル中心位置での2つの地盤の変位差が最大となる時刻の相対変位を、シールドトンネルをはり、免震材と周辺地盤をバネにモデル化した図-3.2.4.2に示すはり-バネモデルの硬質地盤側に入力した。
- ④ 変位の入力方向は、トンネル軸方向および軸直角方向とし、トンネルにそれぞれ発生する軸力と曲げモーメントを求めて検討した。

3) 検討条件

① 入力地震動

入力地震動としては、『平成2年度版 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 参考資料Ⅲ、設計地震入力に関する資料』に記載されているⅢ種地盤の津軽大橋周辺地盤上の修正地震波記録²⁾をもとに、『地下駐車場設計・施工指針 同解説』の工学的基盤面位置での加速度応答スペクトル³⁾に合致するように振幅を調整した模擬地震動を用いた。また、地震動は工学的基盤面から入射波の2倍(2E)として入力した。

② 地盤およびシールドトンネルの条件

硬軟2つの地盤は、表-3.2.4.1に示すようなせん断波弾性速度が約250m/secとその半分の125m/secの地盤が、深さ方向に一様に厚さ45mで堆積しているものとした。

シールドトンネルは、表-3.2.4.2の断面諸元を持つものとし、土被りはトンネル直径の1.5倍の7.65mとした。これより、トンネル中心位置は地表面から10.2mとなる。

表-3.2.4.1 モデル地盤の土質条件

地盤の種類	軟質地盤	硬質地盤
土質区分	粘土質シルト(沖積層)	砂層(沖積層)
単位体積重量 γ_s (t/m ³)	1.6	1.8
N値	2	30
せん断弾性波速度 V_{s0} (m/sec)	126	249
地盤の特性値 T_0 (sec)	1.43	0.72
ポアソン比 ν	0.49 (飽和土)	0.49 (飽和土)
せん断弾性係数 G_{s0} (tf/m ²)	2592	11388

表-3.2.4.2 シールドトンネルの断面諸元

セグメント外径	5,100mm
一次覆工の厚さ	225mm
二次覆工の厚さ	200mm
セグメント分割数	6
リング間継ぎ手数	21

③ シールドトンネル、免震層および地盤のモデル化

シールドトンネルは、『土木研究所資料 地盤との絶縁を図ることによる地下構造物の免震技術

に関する研究』⁴⁾に準拠して、二次覆工を含みセグメントリング間の継手による剛性低下を考慮した等価一様剛性のはりとしてモデル化した。

また、シールドトンネル周辺地盤はトンネル軸方向及び軸直角方向のバネとしてモデル化し、シールドトンネル単位長さ当たりのバネ定数は、以下の式より求めた。

$$\text{軸方向バネ定数} \quad K_1 = 1.0 \times G$$

$$\text{軸直角方向バネ定数} \quad K_2 = 3.0 \times G$$

G : 剛性低下を考慮した地盤のせん断弾性係数

免震層は、図-3.2.4.2に示すように地盤バネと直列のバネとしてモデル化し、硬質地盤内にだけ設置するものとした。免震層の設置長は、50m、150m、200mとし、設置長の影響を検討した。また、周辺地盤のバネ定数に対する免震層のバネ定数の比率は、1, 0.1, 0.01, 0.001の4ケースとし、免震層のバネ値の影響を検討した。

解析モデルに用いた入力値を表-3.2.4.3に、解析ケースを表-3.2.4.4に示す。

4) 解析結果と考察

地盤の応答解析で得られた、シールドトンネル中心位置での2つの地盤の相対変位の最大値は、3.7 cmであった。この相対変位をはりーバネモデルに入力して断面力を求めた。

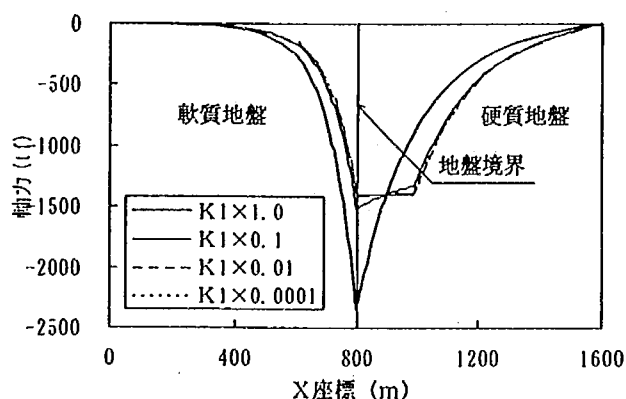
トンネルに発生する圧縮軸力の分布のうち、免震層の設置長が200mの場合について図-3.2.4.4(a)に示し、最大軸力の低減率と地盤バネ定数比率、免震層設置長との関係をそれぞれ図-3.2.4.4(b)、(c)に示す。ここで最大軸力低減率とは、免震層による最大軸力の低減分を免震層が無い場合の最大軸力で割った値である。同様に、トンネルに発生する曲げモーメントの分布のうち、免震層の設置長200mの場合

表-3.2.4.3 計算モデルに用いた入力値

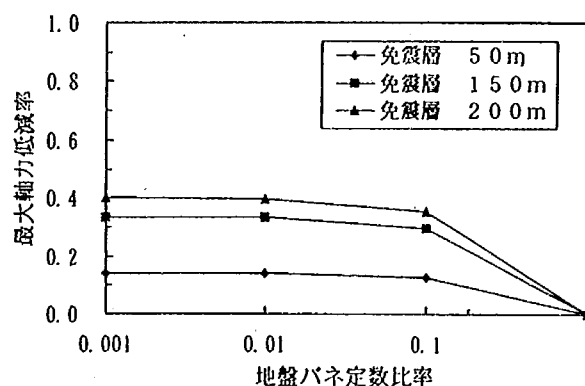
セグメント軸方向剛性 圧縮側	$1.95 \times 10^7 \text{ t f}$
引張側	$9.01 \times 10^5 \text{ t f}$
セグメントの曲げ剛性	$4.80 \times 10^6 \text{ t f} \cdot \text{m}^2$
地盤の剛性低下率 (SHAKEの算定結果)	硬い地盤 : 0.885 柔らかい地盤 : 0.948
剛性低下を考慮した地盤の せん断弾性係数 G	硬い地盤 : $10082 \text{ t f} / \text{m}^2$ 柔らかい地盤 : $2456 \text{ t f} / \text{m}^2$
トンネル軸方向の地盤ばね定数 $K_1 = 1.0 \times G$	硬い地盤 : $10082 \text{ t f} / \text{m}^2$ 柔らかい地盤 : $2456 \text{ t f} / \text{m}^2$
トンネル軸直角方向地盤ばね定数 $K_2 = 3.0 \times G$	硬い地盤 : $30246 \text{ t f} / \text{m}^2$ 柔らかい地盤 : $7368 \text{ t f} / \text{m}^2$
トンネル軸方向の 免震層のばね定数	$K_1 \times 1.0$: $10082 \text{ t f} / \text{m}^2$ $K_1 \times 0.1$: $1008 \text{ t f} / \text{m}^2$ $K_1 \times 0.01$: $101 \text{ t f} / \text{m}^2$ $K_1 \times 0.001$: $10 \text{ t f} / \text{m}^2$
トンネル軸直角方向の 免震層のばね定数	$K_2 \times 1.0$: $30246 \text{ t f} / \text{m}^2$ $K_2 \times 0.1$: $3025 \text{ t f} / \text{m}^2$ $K_2 \times 0.01$: $303 \text{ t f} / \text{m}^2$ $K_2 \times 0.001$: $30 \text{ t f} / \text{m}^2$

表-3.2.4.4 解析ケース一覧

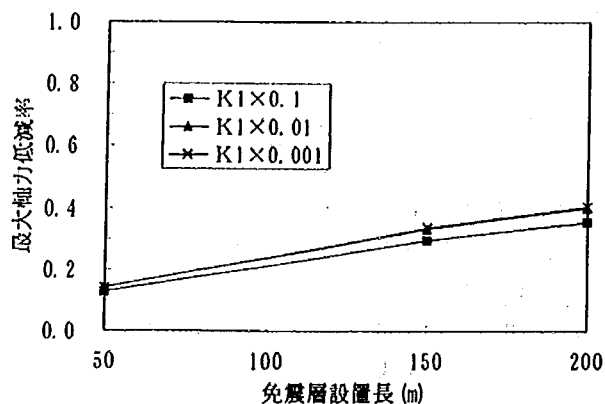
CASE No.	相対変位の入力方向		地盤ばねに対する免震層ばねの比率				免震層の設置長さ		
	軸方向	直角方向	1	0.1	0.01	0.001	50m	150m	200m
J1	○		○				—	—	—
J01 5	○			○			○		
J001 5	○				○		○		
J0001 5	○					○	○		
J01 15	○			○				○	
J001 15	○				○			○	
J0001 15	○					○		○	
J01 20	○			○					○
J001 20	○				○				○
J0001 20	○					○			○
T1		○	○				—	—	—
T01 5		○		○			○		
T001 5		○			○		○		
T0001 5		○				○	○		
T01 15		○		○				○	
T001 15		○			○			○	
T0001 15		○				○		○	
T01 20		○		○					○
T001 20		○			○				○
T0001 20		○				○			○



(a) 軸力の分布 (免震層延長 200 m)



(b) 最大軸力低減率と地盤バネ定数比率の関係



(c) 最大軸力の低減率と免震層設置長の関係

図-3.2.4.4 トンネルに発生する軸力の分布と最大軸力の低減率

について図-3.2.4.5(a)に示し、免震層による最大曲げモーメントの低減率と地盤バネ定数比率の関係を図-3.2.4.5(b)に示す。なお、図-3.2.4.4(b)、3.2.4.5(b)中の横軸の地盤バネ定数比率は、免震層のバネ定数を周辺地盤（硬質地盤）のバネ定数で割った値と定義する。

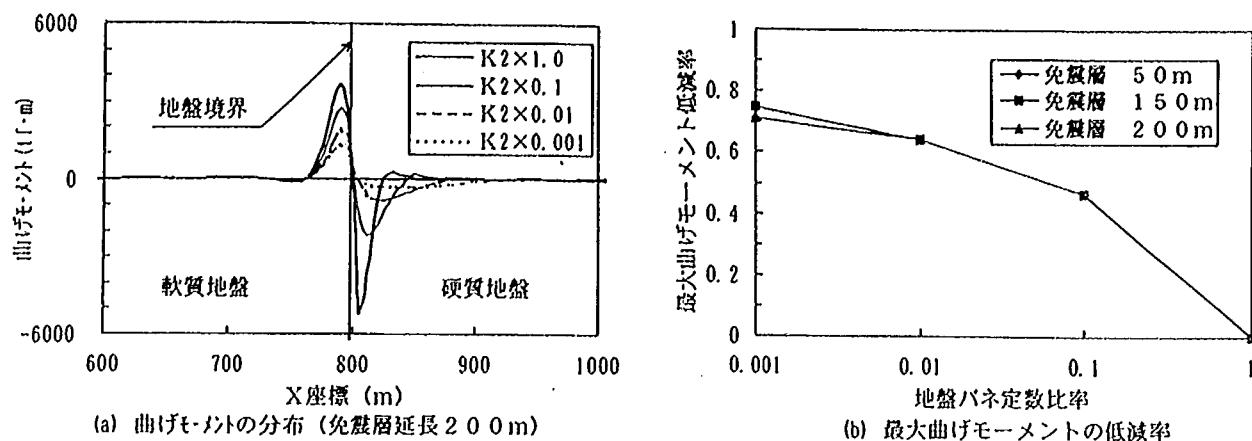


図-3.2.4.5 トンネルに発生する曲げモーメントの分布と最大曲げモーメントの低減率

図-3.2.4.4より以下のことが分かる。

免震層がない場合は、軸力は地盤急変部近傍で局所的に大きな値を示すが、免震層を設けることで軸力が免震層形成部に平均的に分散される。さらに、地盤バネ定数比率が小さいほど免震層形成部のトンネル軸力は一定値に近づく。

免震層設置長が 200mの場合、地盤バネ定数比率が 0.1 の時は最大軸力の低減率は約35%であるが、0.001 の時でも40%程度であり、大きな違いは見られない。この傾向は、免震層の設置長によらずに見られ、地盤バネ定数比率を 0.1 より小さくしても最大軸力低減効果は増大しない。

免震層の設置長が50mの場合では、最大軸力低減率は免震層のバネ定数によらず14%程度であるのに対し、設置長が 200mの場合には40%程度であり、設置長が長いほど最大軸力低減効果は大きくなる。

図-3.2.4.5より以下のことが分かる。

免震層がない場合は、曲げモーメントは2種類の地盤においてそれぞれ境界部近傍で正負の極値を示す。免震層を設けた場合でも、曲げモーメントの分布形状は変化しないものの極値の絶対値は小さくなり、地盤バネ定数比率が小さいほどその効果は大きい。また、免震層を設けることで、最大曲げモーメント発生位置が硬質地盤から軟質地盤に移動している。これより、軟質地盤にも免震層を入れることにより、最大曲げモーメントをさらに低減できることが考えられる。

免震層設置長が 200mの場合、地盤バネ定数比率が 0.1 の時は最大曲げモーメントの低減率は47%であるが、0.01の時は64%、0.001の時は約70%となっており、地盤バネ定数比率が小さくなるほど曲げモーメントの低減効果は大きくなっている。

免震層の設置長が50mから 200mの間では、最大曲げモーメントの低減率はほとんど同じであり、曲げモーメントのみの低減を目的とする場合は、免震層の設置長が50mあれば十分である。

5) まとめ

ここでの解析の結果、以下の結論を得た。

- ・地盤条件急変部では、免震層を設けることで地震時にシールドトンネルに発生する異なる地盤の相対変位による断面力を低減できる。
- ・免震層のバネ定数は、地盤バネ定数比率が0.1程度とすることで十分な効果が得られる。
- ・トンネルに発生する軸力に関しては、免震層の設置長が長いほど低減効果が大きくなる。

ただし、本解析で与えた地盤変位は、軟質地盤と硬質地盤の相対変位が地盤境界部に局所的に集中した形となっており、両地盤の境界部において生じる一般的な変位分布と異なる点に留意する必要がある。また、本解析で用いたはりーバネモデルの免震トンネルに対する適用性についても、今後メカニズムの解明を通して検討する必要がある。

(3) 免震層のバネ定数の評価

1) 検討内容

前項では、免震層と地盤バネを直列のバネとみなし、免震層の効果を地盤バネ定数比率で評価した。しかし、免震層のバネ定数はその材料の特性や層厚に依存していると考えられるため、想定する免震材料と層厚に応じた免震層のバネ定数を評価する必要がある。

そこで、本項では免震層をFEMでモデル化して、免震材料の弾性係数、ポアソン比、免震層厚と免震層のバネ定数の関係を解析的に求めた。

2) 解析方法と解析結果

解析は、セグメント外径5.1mのシールドトンネルの免震層を対象に、軸方向と軸直角方向のバネ定数について行った。

トンネル軸方向、軸直角方向ともに免震層をFEMでモデル化した。軸方向は軸対称連続体平面ひずみ要素で分割し、地山と接する面の境界条件は固定、免震層端部の境界面は軸直角方向に移動可能なローラーとした。軸直角方向は単位奥行きを持つ二次元連続体平面ひずみ要素で分割し、地山と接する面の境界条件を固定とした。軸方向、軸直角方向それぞれの解析モデルおよびメッシュ図を図-3.2.4.6、3.2.4.7に示す。なお、免震材の自重は、解析結果に及ぼす影響が少ないと考えられるため考慮しなかった。

解析は、以下の手順で行った。

<トンネル軸方向>

- (1) FEMモデルにおいてセグメント外周縁と接する各節点に単位長さの強制変位をトンネル中心線に平行に与える。
- (2) 強制変位を与えた節点の節点反力を求め、最も境界面から離れた節点における反力をトンネル軸方向の単位長さ当たりの値に換算し、免震層のバネ定数とする。

<トンネル軸直角方向>

- (1) FEMモデルにおいてセグメント外周縁と接する各節点に単位長さの強制変位をトンネル中心線と直角水平に与える。

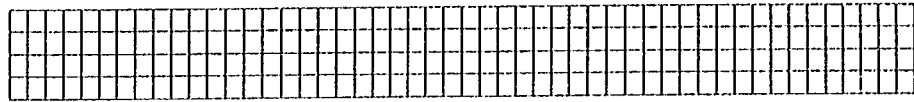
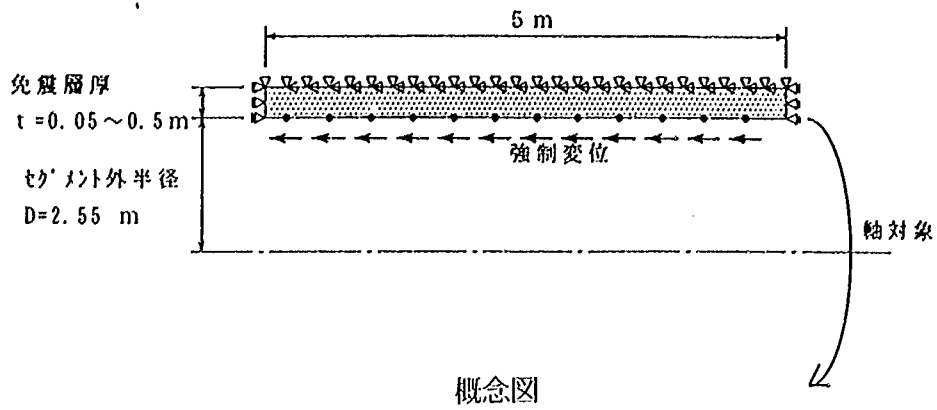


図-3.2.4.6 トンネル軸方向FEM解析モデルの概念図及びメッシュ図

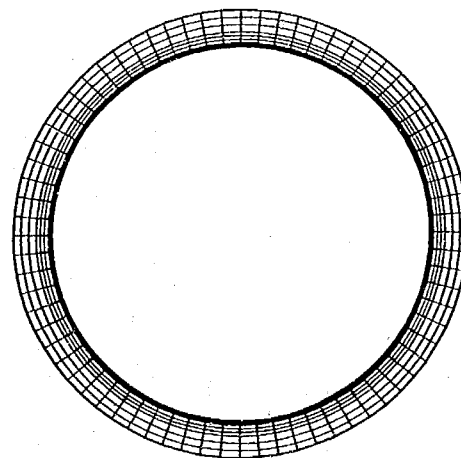
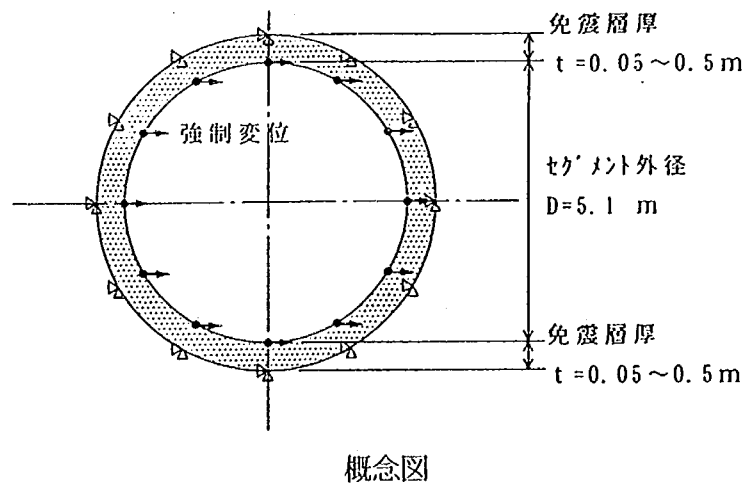


図-3.2.4.7 トンネル軸直角方向FEM解析モデルの概念図及びメッシュ図

(2) 強制変位を与えた節点の節点反力を求め、その合力の値をモデルの奥行きで割って免震層のバネ定数とする。

解析ケースは、免震層厚、免震材料の弾性係数およびポアソン比をパラメータとして、軸方向36ケース、軸直角方向48ケースとした。それぞれのケースの解析条件と解析結果を表-3.2.4.5、3.2.4.6に示す。表に示すとおり、バネ定数値は軸方向においては免震材料のせん断弾性係数と免震層厚、軸直角方向においては免震材料の弾性係数とポアソン比、免震層厚をパラメータとした線形回帰式で表現できるが、これについては次の考察で解説する。

図-3.2.4.8にトンネル軸方向のバネ定数の算定結果を、図-3.2.4.9にトンネル軸直角方向のバネ定数の算定結果を示す。なお、図-3.2.4.8、3.2.4.9には、解析ケースの一部しか示していないが、他のケースの結果もほとんど同じ傾向を示した。

表-3.2.4.5 トンネル軸方向の解析ケースと解析結果

ケース名	解 析 条 件											解 析 結 果	
	層 厚 (cm)				免 震 材 料							線形回帰式*	免震層の ばね定数 (tf/m ³)
	5	10	20	50	ポアソン比			弾性係数(kgf/m ²)			せん断弾性 係数 (kgf/cm ²)		
JT05P3E2	○				○						○		1.81
JT05P3E3	○				○						○		12.31
JT05P3E4	○				○						○		60.38
JT05P4E2	○					○			○				1.68
JT05P4E3	○					○			○				11.43
JT05P4E4	○					○				○			56.07
JT05P5E2	○						○	○					1.57
JT05P5E3	○						○		○				10.67
JT05P5E4	○						○			○			52.33
JT10P3E2		○			○				○				1.81
JT10P3E3		○			○					○			12.31
JT10P3E4		○			○						○		60.38
JT10P4E2		○				○			○				1.68
JT10P4E3		○				○				○			11.43
JT10P4E4		○				○					○		56.07
JT10P5E2		○					○	○					1.57
JT10P5E3		○					○		○				10.67
JT10P5E4		○					○			○			52.33
JT20P3E2			○		○				○				1.81
JT20P3E3			○		○					○			12.31
JT20P3E4			○		○						○		60.38
JT20P4E2			○			○			○				1.68
JT20P4E3			○			○				○			11.43
JT20P4E4			○			○					○		56.07
JT20P5E2			○				○	○					1.57
JT20P5E3			○				○		○				10.67
JT20P5E4			○				○			○			52.33
JT50P3E2				○	○				○				1.81
JT50P3E3				○	○					○			12.31
JT50P3E4				○	○						○		60.38
JT50P4E2				○		○			○				1.68
JT50P4E3				○		○				○			11.43
JT50P4E4				○		○					○		56.07
JT50P5E2				○			○	○					1.57
JT50P5E3				○			○		○				10.67
JT50P5E4				○			○			○			52.33
Y=3236.4G													5849
													39825
													195388
													5431
													36980
													181433
													5073
													34537
													169451
Y=1633.7G													2953
													20104
													98633
													2742
													18668
													91590
													2561
													17435
													85539
Y=832.3G													1504
													10242
													50249
													1397
													9510
													46660
													1305
													8882
													43577
Y=353.7G													634
													4320
													21193
													589
													4010
													19676
													565
													3846
													18870

* : 線形回帰式 G : 免震材のせん断弾性係数(kgf/cm²) Y : 免震層のばね定数(tf/m³)

表-3.2.4.6 トンネル軸直角方向の解析ケースと解析結果

ケース名	解 析 条 件											解 析 結 果	
	層 厚 (cm)				免 震 材 料							線形回帰式*	免震層の ばね定数 (tf/m ²)
	5	10	20	50	ポアソン比			弾性係数(kgf/cm ²)					
					0.3	0.4	0.495	0.5	4.7	32	157		
T05P3E1	○				○			○				Y = 2364.1 E	1182
T05P3E2	○				○				○				11112
T05P3E3	○				○					○			75653
T05P3E4	○				○						○		371171
T05P4E1	○					○		○				Y = 2908.0 E	1454
T05P4E2	○					○			○				13667
T05P4E3	○					○				○			93054
T05P4E4	○					○					○		456552
T05P5E1	○						○	○				Y = 9511.8 E	4756
T05P5E2	○						○		○				44705
T05P5E3	○						○			○			304377
T05P5E4	○						○				○		1493354
T10P3E1		○			○			○				Y = 1219.2 E	610
T10P3E2		○			○				○				5730
T10P3E3					○					○			39013
T10P3E4		○			○						○		191409
T10P4E1		○				○		○				Y = 1515.0 E	757
T10P4E2		○				○			○				7120
T10P4E3		○				○				○			48479
T10P4E4		○				○					○		237854
T10P5E1		○					○	○				Y = 5442.2 E	2721
T10P5E2		○					○		○				25578
T10P5E3		○					○			○			174148
T10P5E4		○					○				○		854420
T20P3E1			○		○			○				Y = 616.3 E	308
T20P3E2			○		○				○				2897
T20P3E3			○		○					○			19721
T20P3E4			○		○						○		96758
T20P4E1			○			○		○				Y = 780.5 E	390
T20P4E2			○			○			○				3668
T20P4E3			○			○				○			24974
T20P4E4			○			○					○		122530
T20P5E1			○				○	○				Y = 3044.2 E	1522
T20P5E2			○				○		○				14308
T20P5E3			○				○			○			97415
T20P5E4			○				○				○		477939
T50P3E1				○	○			○				Y = 269.8 E	135
T50P3E2				○	○				○				1268
T50P3E3				○	○					○			8634
T50P3E4				○	○						○		42363
T50P4E1				○		○		○				Y = 353.0 E	135
T50P4E2				○		○			○				1268
T50P4E3				○		○				○			8634
T50P4E4				○		○					○		42363
T50P5E1				○			○	○				Y = 1377.0 E	688
T50P5E2				○			○		○				6472
T50P5E3				○			○			○			44063
T50P5E4				○			○				○		216184

* : 線形回帰式 G : 免震材の弾性係数(kgf/cm²) Y : 免震層のばね定数(tf/m²)

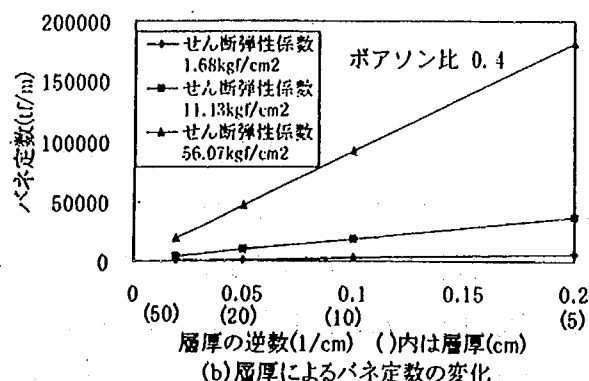
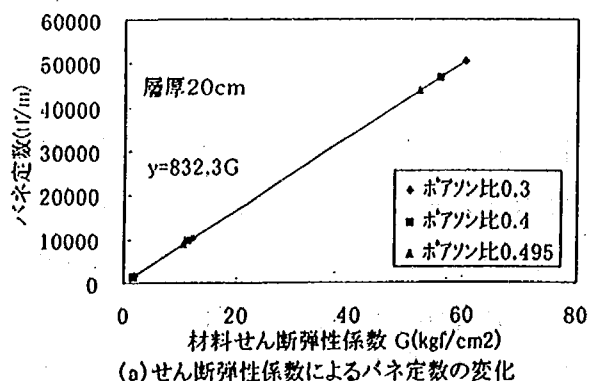


図-3.2.4.8 トンネル軸方向のバネ定数の算定結果

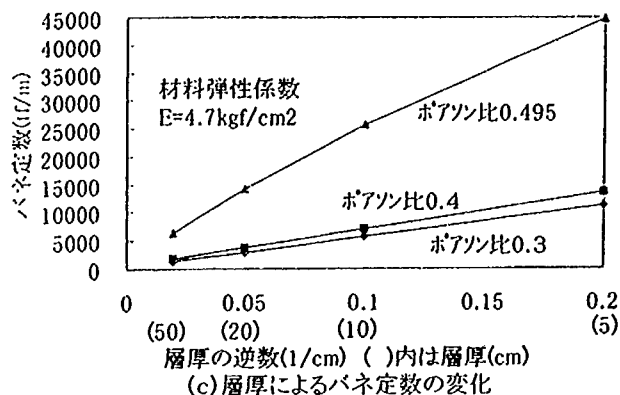
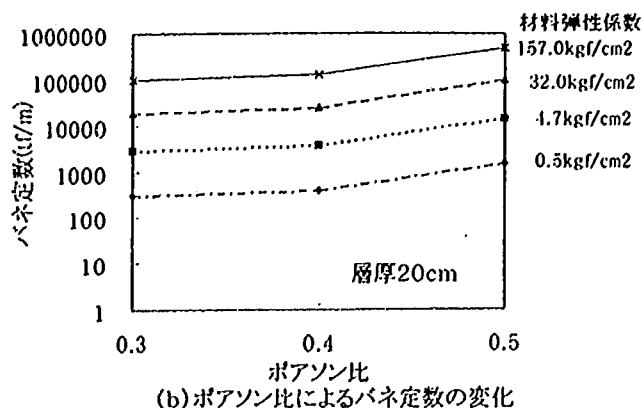
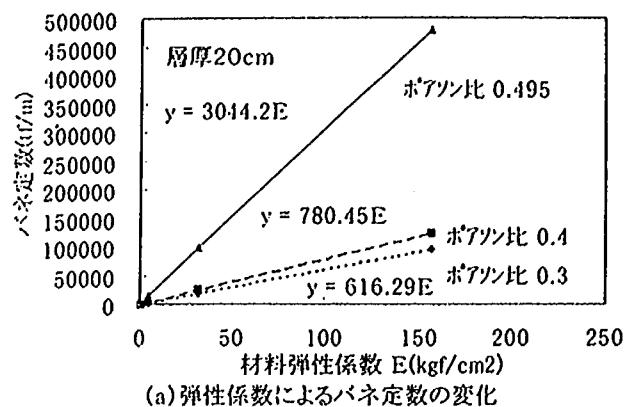


図-3.2.4.9 トンネル軸直角方向のバネ定数の算定結果

3) 考 察

<トンネル軸方向>

図-3.2.4.8(a)に示すように、免震層の軸方向バネ定数は、免震材料の弾性係数とポアソン比から求まるせん断弾性係数に比例する。すなわち、同じせん断弾性係数の材料ならば、バネ定数はポアソン比の影響を受けない。これは、トンネル軸方向に免震層がせん断変形する場合には免震層全体が一様にせん断変形し、内部に圧縮・引張り応力がほとんど生じないためであると考えられる。また、図-3.2.4.8(b)より、免震層の軸方向バネ定数は免震層厚が大きいほど小さくなり、免震層厚の逆数に比例することがわかる。

したがって、バネ定数は免震層厚ごとに表-3.2.4.5に示したせん断弾性係数の1次回帰式で表すことができる。

<トンネル軸直角方向>

図-3.2.4.9(a)、(b)に示すように、免震層の軸直角方向バネ定数は免震材料の弾性係数に比例するとともに、ポアソン比によっても値が大きく異なり、ポアソン比が大きくなるとバネ定数は指数的に大きくなる。これは、トンネル軸直角方向に免震層が変形する場合は、免震層の変形が各部で異なり圧縮・引張り応力が生じるため、ポアソン比により免震層各部の挙動に差異が生じることが原因であると考えられる。また、図-3.2.4.9(c)より、免震層の軸直角方向バネ定数は免震層厚が大きいほど小さくなり、免震層厚の逆数に比例することがわかる。

したがって、バネ定数は免震層厚、ポアソン比ごとに表-3.2.4.6に示した弾性係数の1次回帰式で表すことができる。

4) まとめ

- ・免震層の軸方向、軸直角方向のバネ定数は、それぞれ免震材料のせん断弾性係数、弾性係数に比例する。
- ・免震層の軸直角方向のバネ定数は、免震材料のポアソン比が大きくなると指数的に大きくなる。一方、軸方向バネ定数は、同じせん断弾性係数の免震材料ならばポアソン比に関わらず同じ値を示す。
- ・免震層の軸方向、軸直角方向のバネ定数は、免震層厚が大きいほど小さくなり、免震層厚の逆数と比例する。
- ・免震層の軸方向バネ定数は、免震層厚ごとにせん断弾性係数の1次回帰式で表すことができる。また、軸直角方向バネ定数は、免震層厚、ポアソン比ごとに弾性係数の1次回帰式で表すことができる。

(4) 免震層を含む地盤のバネ定数の評価

1) 検討内容

前項では、免震材の物性値と免震層厚から免震層単体のバネ定数を評価する方法を考案した。しかし、この結果を(1)で用いたようなはり-バネモデルで用いるためには、免震層を含むトンネル周辺地盤のバネ値が、免震層と地盤のバネが直列バネとしたモデルで表現することの妥当性を確認しておく必要がある。

そこで、周辺地盤を含む免震層をFEMでモデル化してバネ定数を算定し、免震層と地盤の2つのバネが直列に配置されるときに求まるバネ定数の値と比較することにより、上記仮定の妥当性を評価した。

2) 解析の手順

解析は次の手順で実施した。

- ① 免震層を含むシールドトンネル周辺地盤をFEMによりモデル化し、セグメント外周縁と接する各節点に単位長さの強制変位を与えて節点反力を求め、その値からバネ定数 K_{fem} を算出した。強制変位の与え方とバネ定数の算出方法は、前項と同じ方法で行った。
- ② 免震層を含まない地盤のみをFEMによりモデル化し、①と同じ方法で地盤のバネ定数 K_j を求めた。
- ③ 前項で求めた免震層単体のバネ定数 K_m と、②で求めた地盤のバネ定数 K_j を用いて、2つのバネが直列に配置された場合のバネ定数 K （以下 直列バネ定数と呼ぶ）を以下の式で算出した。

$$K = \frac{K_m K_j}{K_m + K_j} \quad (3.2.4.1)$$

- ④ 免震層を含む地盤のバネ定数 K_{fem} と直列バネ定数 K を比較し、免震層を地盤バネと直列のバネとするモデルの妥当性を評価した。

3) 検討条件

① 地盤、シールドトンネルおよび免震層の検討モデル

地盤の土質条件を表-3.2.4.7に、シールドトンネルおよび免震層の検討モデルを図-3.2.4.10に示す。

シールドトンネルは、セグメント外径 $\phi 5.1\text{m}$ で土被りがセグメント外径の1.5倍の7.65mとし、トンネル中心位置は地表面から10.2mとなる。免震層は、層厚20cm、免震材料のポアソン比を0.4とした。

表-3.2.4.7 モデル地盤の土質条件

地盤種別	硬質地盤	備考
平均N値	20	
土の単位体積重量 : γ (tf/m ³)	1.8	
せん断弾性波速度 : V_{s0} (m/sec)	217	$80\text{N}^{1/3}$
地震時せん断波速度 : V_s (m/sec)	174	$0.8V_{s0}$
せん断弾性係数 : G (tf/m ²)	5560	$(\gamma/g)V_s^2$
ポアソン比 : ν	0.45	
ヤング係数 : E (tf/m ²)	16100	$2(1+\nu)G$

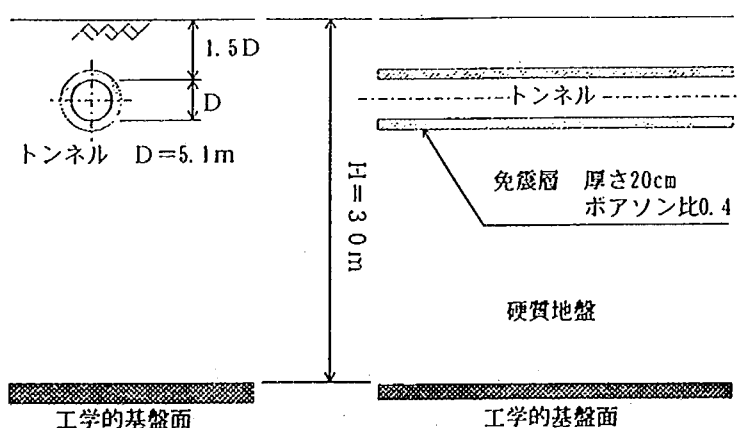


図-3.2.4.10 検討モデル

② 解析モデル

免震層とシールドトンネル周辺地盤をFEMにてモデル化した。

トンネル軸方向については、軸対象連続体平面ひずみ要素で分割し、対象軸（トンネル中心線）に平行な外周面の境界条件は固定、対称軸に垂直な面の境界条件は対称軸直角方向に移動可能なローラーとした。ここで、本モデルは軸対象モデルであることから地表面の影響がモデル化できず、半無限の地盤を想定することとした。このため、解析モデルの地盤の寸法は、計算結果に対する境界条件の影響がない大きさとして設定した。図-3.2.4.11に解析モデルとメッシュ図を示す。

トンネル軸直角方向については、二次元連続体平面ひずみ要素で分割し、工学的基盤面における境界条件を固定、表層地盤側面の境界条件を鉛直方向に移動可能なローラーとした。表層地盤の厚さお

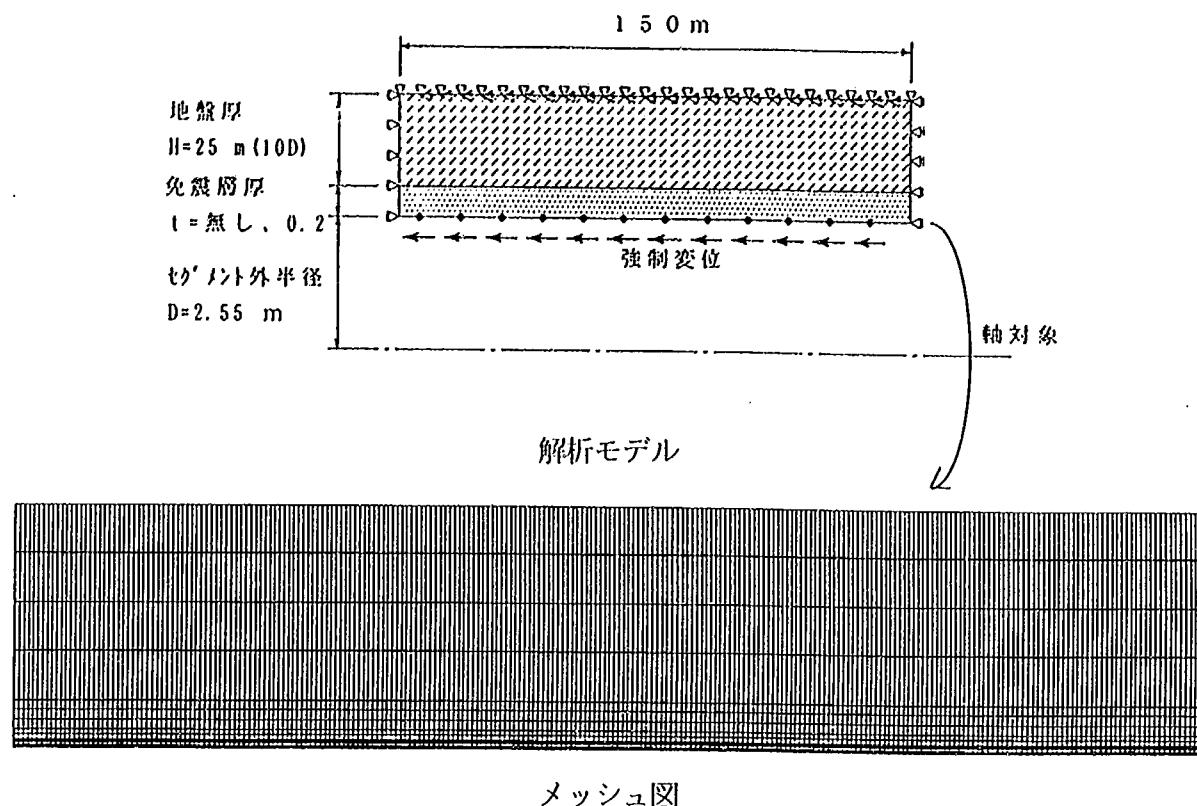


図-3.2.4.11 トンネル軸方向FEM解析モデル

よび表層地盤中のトンネルの位置は、図-3.2.4.10 に従った。トンネル側面とモデルの側方境界との離れは、『駐車場設計・施工指針 同解説』³⁾ 3.2.7 地震時地盤バネ定数の項に準拠して表層地盤厚さの3倍である90mとした。図-3.2.4.12に解析モデルとメッシュ図を示す。

なお、トンネル軸方向、軸直角方向ともに、免震層は層厚20cmでモデル化した。また、免震層を含まない地盤の解析時には、免震層の要素の材料定数を周辺地盤と同じにして計算を行った。

③ 解析ケース

解析は、免震材の弾性係数をパラメータとして、以下の4ケースについて行った。

ケース1：免震層無し

ケース2：免震材の弾性係数 4.7kgf/cm²

ケース3：免震材の弾性係数 32.0kgf/cm²

ケース4：免震材の弾性係数 157.0kgf/cm²

4) 解析結果と考察

解析ケース2～4で得られた周辺地盤を含む免震層のバネ定数の値 K_{fem} と、解析ケース1で得られた地盤単体のバネ定数の値 K_j 、免震層厚20cm、免震材のポアソン比0.4、免震材の弾性係数4.7、32.0、157.0kgf/cm²における免震層単体のバネ定数値 K_m (表-3.2.4.5、3.2.4.6)、およびこれらを直列に配置したと仮定し、式3.2.4.1を用いて求めた直列バネ定数値 K を表-3.2.4.8に示す。

表-3.2.4.8に示す、トンネル軸方向およびトンネル軸直角方向の地盤単体のバネ定数 K_j と、地盤のせん断弾性係数 G_s (表-3.2.4.7)の比は、以下ようになる。

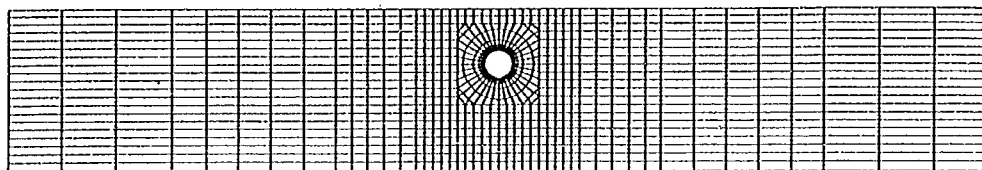
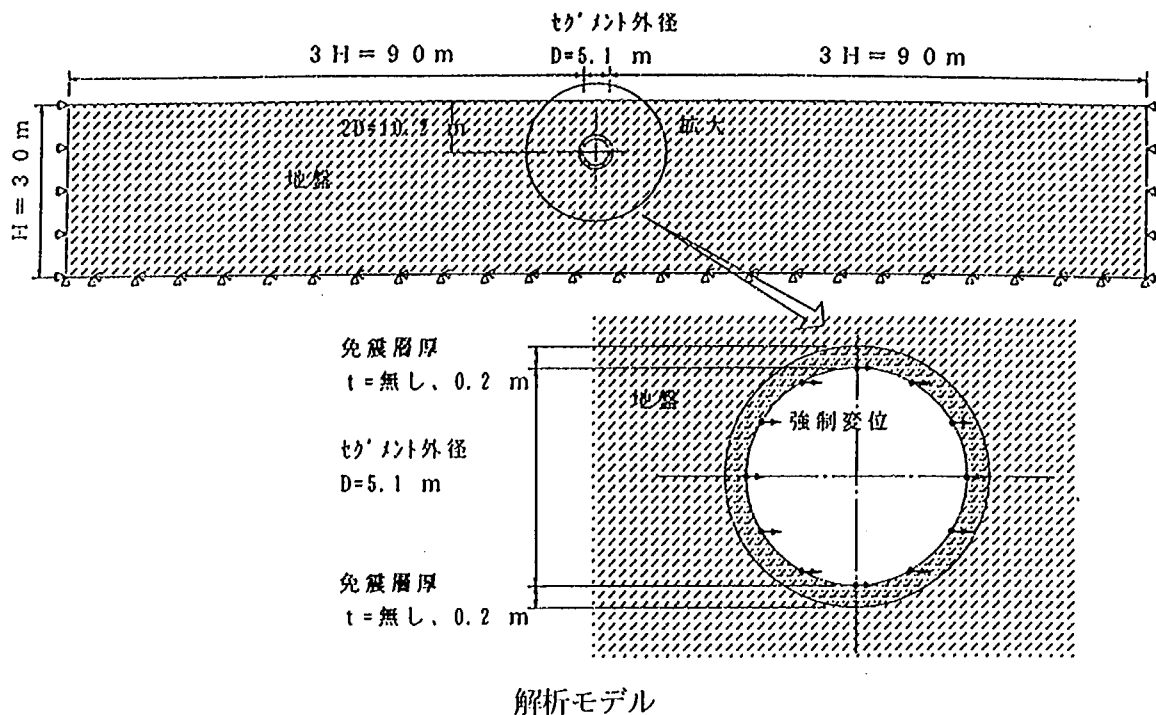


図-3.2.4.12 トンネル軸直角方向FEM解析モデル

表-3.2.4.8 免震層を含む地盤バネ解析結果

トンネル軸方向							
解析ケース		弾性係数 (kgf/cm ²)	FEM解析結果	地盤単体 バネ定数	免震層単体 バネ定数	直列バネ定数 計算結果	K _{fem} /K
			K _{fem} (tf/m ²)	K _j (tf/m ²)	K _m (tf/m ²)	K (tf/m ²)	
ケース2	免震材	4.7	1288.81	15743.15	1396.81	1282.98	1.00
ケース3	(層厚20cm)	32.0	6042.04	15743.15	9510.23	5928.75	1.02
ケース4	(ポアソン比0.4)	157.0	12138.99	15743.15	46660.19	11771.46	1.03
トンネル軸直角方向							
解析ケース		弾性係数 (kgf/cm ²)	FEM解析結果	地盤単体 バネ定数	免震層単体 バネ定数	直列バネ定数 計算結果	K _{fem} /K
			K _{fem} (tf/m ²)	K _j (tf/m ²)	K _m (tf/m ²)	K (tf/m ²)	
ケース2	免震材	4.7	3076.71	19229.90	3668	3080.51	1.00
ケース3	(層厚20cm)	32.0	10643.90	19229.90	24974	10864.42	0.98
ケース4	(ポアソン比0.4)	157.0	16358.02	19229.90	122530	16621.34	0.98

トンネル軸方向 $\kappa 1 = 15743.15 / 5560 = 2.83$

トンネル軸直角方向 $\kappa 3 = 19229.90 / 5560 = 3.46$

これを地盤のバネ定数を静的弾性論を用いて解析的に求めた結果⁵⁾ ($\kappa 1$ が約2.7、 $\kappa 3$ が約4.9)と比較すると、 $\kappa 1$ についてはほぼ等しく、 $\kappa 3$ についてはやや小さな値となっている。 $\kappa 3$ については、静的弾性論解析が無限地盤を仮定したのに対して、本結果は地表面(自由面)を有するモデルとしたため地表面より上の拘束が無く、その影響で値が小さくなると考えられる。

また、表-3.2.4.8にはKとK_{fem}との比も併せて示しているが、これより地盤と免震層のバネを直列と仮定してバネ定数を計算した結果Kは、トンネル軸方向、軸直角方向ともに、FEM解析で求めた結果K_{fem}とほぼ等しいことがわかる。したがって、免震層を含む地盤をはり一バネモデルでモデル化する本検討方法においては、免震層のバネを地盤のバネと直列に配置する方法が妥当であることが確認されたものとする。

なお、以上の結果は(2)項と同様にはり一バネモデルを前提としているため、その免震トンネルに対する適用性については、免震機構のメカニズムの解明を通して今後検討する必要がある。

(5) 免震材料の性状と免震層厚の評価

1) 検討内容

本項では、これまでに得られた結果を用いて、有意な免震効果を得るために必要な免震層厚と免震材料の物性値を求め、考察を加える。

2) 検討方法

地盤とシールドトンネルの検討モデルは、前項で用いたものと同じとした。また、地盤の単体バネ定数K_jの値も、前節でFEM解析により求めた値を用いた。

以下に検討の手順を示す。

- ① 免震層を含むシールドトンネル周辺地盤の地盤バネ定数Kと地盤単体のバネ定数K_jの比率(K_j/K)が0.1、0.01、0.001となるように、K_jの値を設定し、これより免震層単体のバネ定数K_mを算定した。
- ② 表-3.2.4.5、3.2.4.6の線形回帰式を用いて、免震層厚が5cm、10cm、20cm、50cmにおいて、①で算定した免震層単体バネ定数K_mからトンネル軸方向の場合は免震材料のせん断弾性係数、トンネル軸直角方向の場合は免震材料の弾性係数の値を算出した。
- ③ (2)項の結果を参考に、 K_j/K が有意な免震効果を得るために必要とされる値である0.1~0.01となる免震層厚と免震材料の物性値との組み合わせをいくつか抽出し、考察を加えた。

3) 計算結果と考察

K_j/K が0.1、0.01、0.001となる免震層単体のバネ定数の算定結果、及び免震層厚5cm、10cm、20cm、50cmにおける免震材のせん断弾性係数の算定結果を表-3.2.4.9、3.2.4.10に示す。なお、トンネル軸直角方向については表-3.2.4.6の線形回帰式から得られる値は弾性係数であるが、表-3.2.4.9との比較のためにポアソン比を用いてせん断弾性係数に換算したものを表-3.2.4.10に記載した。

表-3.2.4.9 トンネル軸方向の免震材せん断弾性係数算定結果

地盤バネ 定数比	地盤バネ定数 (t/m ²)	免震層単体 バネ定数(t/m ²)	免震材のせん断弾性係数 (kgf/cm ²)			
			t=0.05m	t=0.10m	t=0.20m	t=0.50m
地盤のみ	15743.150	—	—	—	—	—
0.1	1574.315	1749.239	0.540	1.071	2.102	4.946
0.01	157.432	159.022	0.049	0.097	0.191	0.450
0.001	15.743	15.759	0.005	0.010	0.019	0.045

t:免震層厚

表-3.2.4.10 トンネル軸直角方向の免震材せん断弾性係数算定結果

ポアソン比 0.495						
地盤バネ 定数比	地盤バネ定数 (t/m ²)	免震層単体 ばね定数(t/m ²)	免震材のせん断弾性係数 (kgf/cm ²)			
			t=0.05m	t=0.10m	t=0.20m	t=0.50m
地盤のみ	19229.900	—	—	—	—	—
0.1	1922.990	2136.656	0.075	0.131	0.235	0.519
0.01	192.299	194.241	0.007	0.012	0.021	0.047
0.001	19.230	19.249	0.001	0.001	0.002	0.005
ポアソン比 0.4						
地盤バネ 定数比	地盤バネ定数 (t/m ²)	免震層単体 ばね定数(t/m ²)	免震材のせん断弾性係数 (kgf/cm ²)			
			t=0.05m	t=0.10m	t=0.20m	t=0.50m
地盤のみ	19229.900	—	—	—	—	—
0.1	1922.990	2136.656	0.262	0.504	0.978	2.162
0.01	192.299	194.241	0.024	0.046	0.089	0.197
0.001	19.230	19.249	0.002	0.005	0.009	0.019
ポアソン比 0.3						
地盤バネ 定数比	地盤バネ定数 (t/m ²)	免震層単体 ばね定数(t/m ²)	免震材のせん断弾性係数 (kgf/cm ²)			
			t=0.05m	t=0.10m	t=0.20m	t=0.50m
地盤のみ	19229.900	—	—	—	—	—
0.1	1922.990	2136.656	0.348	0.674	1.333	3.046
0.01	192.299	194.241	0.032	0.061	0.121	0.277
0.001	19.230	19.249	0.003	0.006	0.012	0.027

t:免震層厚

<トンネル軸方向>

表-3.2.4.9より、以下のことが分かる。

免震層厚を5cmとした場合には、 K_j/K を0.1、0.01とするためには、免震材料のせん断弾性係数をそれぞれ0.5kgf/cm²以下、0.05kgf/cm²以下とする必要がある。また、免震層厚を50cmとした場合には、免震材料のせん断弾性係数をそれぞれ5kgf/cm²以下、0.5kgf/cm²以下とする必要がある。

逆に免震材のせん断弾性係数を1kgf/cm²と仮定すると、 K_j/K を0.1、0.01とするためには、免震層厚をそれぞれ10cm、113cm（表-3.2.4.9より比例計算）以上とする必要がある。

<トンネル軸直角方向>

表-3.2.4.10より、以下のことが分かる。

免震層厚を5cmとした場合には、 K_j/K を0.1、0.01とするためには、免震材料のポアソン比を0.4として、せん断弾性係数をそれぞれ0.25kgf/cm²以下、0.02kgf/cm²以下とする必要がある。また、免震層

厚を50cmとした場合には、免震材料のせん断弾性係数をそれぞれ2.2 kgf/cm²以下、0.2 kgf/cm²以下とする必要がある。

逆に免震材のせん断弾性係数を1 kgf/cm²、ポアソン比を0.4と仮定すると、 K_j/K を0.1、0.01とするためには、免震層厚をそれぞれ20cm、263cm（表-3.2.4.10より比例計算）以上とする必要がある。

4) まとめ

① 免震層厚について

シールドトンネルにおいて免震層を施工するに当たり、所要免震層厚が5cm程度であればテールボイド厚さにほぼ等しく余掘りの必要がない。したがって、シールド機の掘進に関しては従来通りの施工方法が可能となる。しかし、例えばセグメント外径 ϕ 5.1m程度のトンネルの施工においては、テールボイドが10cm以上となると、シールド掘進機による余掘りとそれに伴う地山の保持機構が必要となり、シールド機と掘進方法の開発が必要となる。

本計算結果では、5cmの免震層を形成する場合には、材料のせん断弾性係数は K_j/K が0.1の場合で0.25～0.5 kgf/cm²、0.01の場合で0.025～0.05 kgf/cm²（ポアソン比0.4）と非常に小さくする必要があるため、地山の保持性能や常時の地盤沈下などの問題が生じると考えられる。したがって、このような問題が生じない程度のせん断弾性係数を有する免震材を用いて有意な免震効果を得るためには、通常のテールボイド以上の免震層厚を必要とする可能性も考えられる。この場合は、余掘りにより免震層厚を増大させる施工方法の開発が必要となる。

本検討方法で得られた結果から余掘りの施工性、経済性などを総合的に考慮すると、免震層厚は20cm程度が妥当であると考えられる。

② 免震材料のせん断弾性係数について

免震材料のせん断弾性係数は、免震層厚を20cmとすると K_j/K が0.1の場合は1～2 kgf/cm²、0.01の場合は0.1～0.2 kgf/cm²（ポアソン比0.4）程度必要となる。免震材のせん断弾性係数は免震効果にとっては小さい方が望ましいが、ウレタン材料の安定性や経済性を考慮すると、下限値は0.35 kgf/cm²（弾性係数1 kgf/cm²）程度と考えられる。したがって、本検討から得られる免震材の必要せん断弾性係数は、0.35～0.7 kgf/cm²（弾性係数1～2 kgf/cm²）と考える。

(6) 検討結果のまとめ

1) 地震時のトンネル縦断方向の断面力低減の検討

地盤剛性急変部を含むモデル地盤における応答変位法解析結果では、地盤急変部に免震層を設けることで、地震時にシールドトンネルに発生する異なる地盤の相対変位による断面力を低減できる。ここで免震層のバネ定数は、地盤バネ定数比率が0.1程度で十分な効果が得られ、トンネルに発生する軸力については、免震層の設置長が長いほど低減効果が大きくなる結果となった。

ただし、ここでの解析で与えた地盤変位は、軟質地盤と硬質地盤の相対変位が地盤境界部に局所的に集中した形となっており、両地盤の境界部において生じる一般的な変位分布と異なる点に留意する必要がある。また、本解析で用いたはり-バネモデルの免震トンネルに対する適用性についても、今後メカニズムの解明を通して検討する必要がある。

なお、以下の結論についてもすべてはりーバネモデルを前提として検討を行った結果である。

2) 免震層のバネ定数の評価

免震層単体のバネ定数をFEM解析により求めた結果、以下のことが分かった。

- ・免震層の軸方向、軸直角方向のバネ定数は、それぞれ免震材料のせん断弾性係数、弾性係数に比例する。
- ・免震層の軸直角方向のバネ定数は、免震材料のポアソン比が大きくなると指数的に大きくなる。一方、軸方向バネ定数は、同じせん断弾性係数の免震材料ならばポアソン比に関わらず同じ値を示す。
- ・免震層の軸方向、軸直角方向のバネ定数は、免震層厚が大きいほど小さくなり、免震層厚の逆数と比例する。
- ・免震層の軸方向バネ定数は、免震層厚ごとにせん断弾性係数の1次回帰式で表すことができる。また、軸直角方向バネ定数は、免震層厚、ポアソン比ごとに弾性係数の1次回帰式で表すことができる。

3) 免震層を含む地盤のバネ定数の評価

免震層を含む周辺地盤のFEM解析により求めたバネ定数と、免震層単体および地盤単体のバネを直列として算定した複合バネ定数の値の比較により、免震層を含む地盤をはりーバネモデルでモデル化する場合、免震層のバネと地盤のバネを直列に配置することが妥当であることを確認した。

4) 免震材料の性状と免震層厚の評価

常時の沈下や施工時に悪影響を及ぼさない程度のせん断弾性係数を有する免震材を用いて有意な免震効果を得るためには、テールボイド以上の免震層厚を必要とする可能性も十分に考えられ、このような場合には、余掘りにより免震層厚を増大させる施工方法の開発が必要である。ここでの検討結果からは、免震層厚は20cm程度が妥当であると考えた。

また、免震材料のせん断弾性係数は、地盤バネ定数比率低減効果と材料の安定性、経済性を考慮し、 $0.35 \sim 0.7 \text{ kgf/cm}^2$ (弾性係数 $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$) と考えた。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所 振動研究室：土木研究所資料 広範囲なひずみ領域での砂の動的せん断変形特性—低周波動的せん断試験装置の開発—，土研資料第1080号，pp. 93，1976.
- 2) 日本道路協会：道路橋標準示方書 V耐震設計編，pp. 157-161，1990.
- 3) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説，pp. 183-185，1992.
- 4) 建設省土木研究所 地震防災部振動研究室：土木研究所資料 地盤との絶縁を図ることによる地下構造物の免震技術に関する研究 (その1) 免震工法の適用と免震効果に関するケーススタディ，土研資料第3287号，pp. 18，1994.
- 5) 松原勝己：線状地中構造物に対する地盤バネ定数について，ハザマ研究年報，pp. 1-6，1994.

<研究担当> 飛島建設株式会社、日本シールドエンジニアリング株式会社

3. 3 免震材および施工法の開発

3.3.1 アスファルト系免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

シールドトンネルの免震構造は、セグメントと周辺地盤との間に柔らかな免震層を介在させ、シールドトンネルに発生する地震時断面力の低減を図るものである。そのため、免震材は、周辺地盤の地震時変形を吸収すると同時に裏込め材としての機能を有することが要求されている。

このような観点から、たわみ性、止水性などに優れたアスファルト材料に着目し、シールドトンネルの免震材としてアスファルト系材料が開発されている¹⁾。アスファルト系材料は、特殊アスファルト乳剤にセメント系硬化材と高吸水性ポリマーを混合することによって得られるもので、柔軟で高い止水性を示し、また、水中でも常温で硬化するなどの特性を有している。

アスファルト系材料を利用したシールドトンネルの免震構造については、実験および解析の両面から検討を行い、せん断弾性係数比およびポアソン比の低減によりシールドトンネルの地震時横断面断面力の低減を図れることが示されている^{2)・3)}。しかし、アスファルト系材料を免震材として用いるには、より低剛性な材料開発、施工過程に従った常時土圧の検討、施工法の検討などが必要である。

本節では、シールドトンネルの免震材として要求される性能を満足する材料への改良および施工方法の開発を行い、アスファルト系材料を用いたシールドトンネルの免震技術を確立させることを目的とする。

(2) 開発項目と内容

免震層には、常時に安定した性状を示し、地震時に免震効果を発揮することが必要とされる。また、シールドトンネルにおける免震層の形成は、テールボイドに坑内から免震材を注入することによって行われるため、トンネル掘削時に免震材を注入する施工技術も必要となる。

従って、アスファルト系免震材の開発項目としては以下の点が挙げられる。

① 免震材の開発

- ・免震材としての開発目標値を満足する材料の開発
- ・模型実験による免震材としての有効性の検証

② 施工技術の開発

- ・現状の裏込め注入法の実態調査の実施
- ・具体的な施工方法の立案
- ・模型実験による施工性の検証

③ 免震材の評価

- ・開発された免震材を用いた免震構造の解析と免震効果の評価
- ・常時安定性の評価法の作成

(3) 開発の工程

開発項目についての開発の工程を表-3.3.1.1に示す。

(4) 平成7年度の成果

本年度は、一次開発目標値を満たす材料開発の基本試験を行った。本節では、アスファルト系材料の概

表-3.3.1.1 開発の工程

開発項目	内 容	工 程		
		平成7年度	平成8年度	平成9年度
免震材の開発	・目標値を満たす材料の開発 ・模型実験での検証	—	—	—
施工技術の開発	・裏込め注工の実態調査 ・施工法の立案 ・模型実験での検証	—	—	—
免震材の評価	・免震効果の検証 ・常時安定性の評価法		—	—

要と一次開発目標値を満たす免震材開発のための基本的な試験内容とその結果について報告する。

1) アスファルト系免震材の概要

アスファルト系免震材は、基本材料としてアスファルト乳剤、各種セメントなどの硬化材、高吸水性ポリマーを混合して得られる複合材料である。その作成過程は、まず、アスファルト乳剤とセメントおよび各種添加材（増量材・比重調整材など）を混合したものに、高吸水性ポリマーを混合させる。混合後、10～30秒でゲル化し、以後、セメントの水和反応によって硬化していく。なお、ゲルタイムは、高吸水性ポリマーの添加量を調整することによって可能である。

アスファルト系材料のゲル化した状態と固化した状態を、写真-3.3.1.1と写真-3.3.1.2に示す。

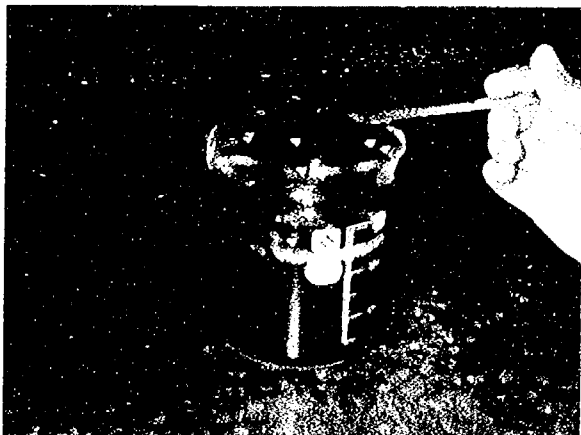


写真-3.3.1.1 ゲル化した状態

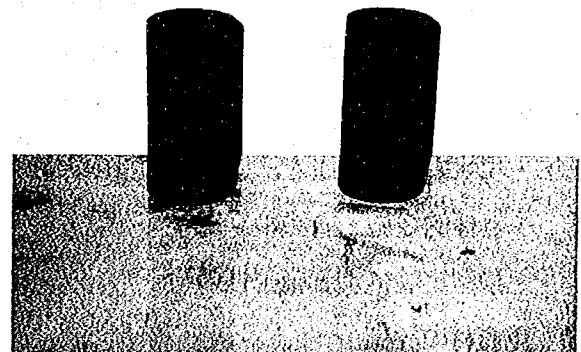


写真-3.3.1.2 固化した状態

以下に、アスファルト系免震材の特徴と基本材料について説明する。

(a) アスファルト系免震材の主な特徴

- ・柔軟でたわみ性に富み、クラックが生じにくい。
- ・水密性を有し、止水性能が高い。

- ・水中不分離性を示し、水中でも常温で硬化する。

(b) アスファルト系免震材の基本材料

① アスファルト乳剤

写真-3.3.1.3に、アスファルト乳剤を示す。

アスファルト乳剤は、比較的軟質なストレートアスファルトを特殊乳化剤と安定剤を含む微粒子（粒子径が数ミクロン）として乳化分散させた水中油滴型エマルジョンであり一般に茶褐色の液体である。

ストレートアスファルトは、原油精製時の最終段階で重油を減圧蒸留して得られるもので、常温で固体状のものである。ストレートアスファルトの柔らかさは、貫入試験より針入度を測定することによって得られ、比較的固いものから柔らかいものまで種々のものがある。

アスファルト系材料に用いるアスファルト乳剤は、セメントと均一に混合することができるノニオン系乳剤である。アスファルト乳剤のストレートアスファルト分は、容積比で全体の60%、乳化剤と安定剤を含んだ水の体積は40%である。その比重は、1.01~1.03である。道路舗装の前に仕上がった路盤と基層を付着させるプライムコート、基層と表層を付着させるタックコートなどにアスファルト乳剤は幅広く使用されている。

② セメントなどの硬化材

普通セメント、早強セメント、超早強セメント、高炉セメントなど目的に合わせて使用可能である。

③ 高吸水性ポリマー

写真-3.3.1.4に高吸水性ポリマーを示す。

高吸水性ポリマーは優れた保水能力と吸水速度を有しているものである。アスファルト系材料に用いる高吸水性ポリマーは、施工上取り扱い易い液体状で、油中の固形分が懸濁しているものである。外観は乳白色で、固型分の平均粒径は、5ミクロン以下である。純水に対しては重量比で300倍の吸水能力を持ち吸水後増粘する。ただし、吸水能力は、pHや各種電解質の存在に左右される。

高吸水性ポリマーは、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。吸水後は、

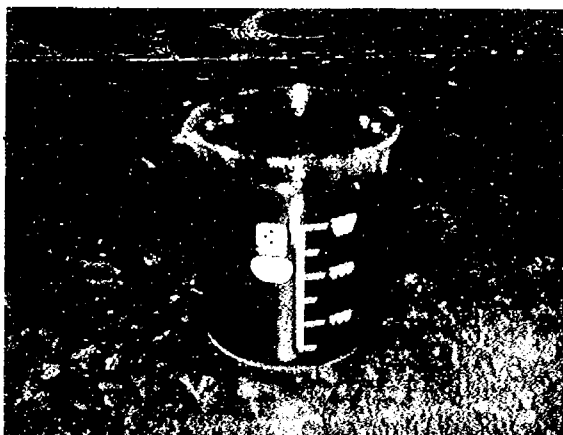


写真-3.3.1.3 アスファルト乳剤

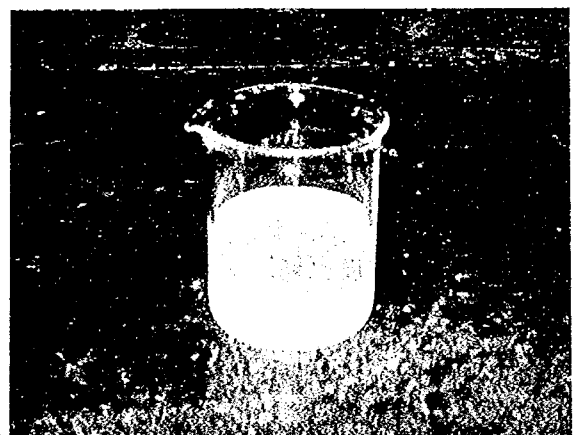


写真-3.3.1.4 高吸水性ポリマー

外部の水に対して溶解せずに実用的圧力をかけても吸水以後の水を放出しない特徴を有している。
その比重は約1.05である。

④ 添加材

添加材としてはフライアッシュ、軽量材などがある。それらを添加することによってアスファルト系材料の特性が調整できる。

2) 免震材の開発

(a) 目 標

- ・一次開発目標値を満足するアスファルト系材料の開発を行う。ここでは、一次開発目標値をせん断弾性係数が3 kgf/cm²、ポアソン比が0.3程度とした。
- ・アスファルト系材料では所要強度に達するまでに時間がかかる。このため、免震材注入時のシールドトンネルの浮上りを抑制し、所定の免震層厚を確保するために、シールドトンネルの見かけ比重と同程度となるようにアスファルト系材料の低比重化を図る。目標比重としては、シールドトンネルの見かけ比重の0.8～0.9とする。

(b) 実 験

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・高吸水性ポリマーに、低剛性化および低比重化を図るための各種添加材（増量材、軽量材など）をパラメトリックに配合させ、予察観察、コーン貫入試験、単位体積重量、一軸圧縮試験、透水試験を実施した。なお、実験は、シールドトンネルの免震材として使用することを考え、一般的な地下水の温度とされる15℃で行った。

① 配 合

実験に使用した配合表を表-3.3.1.2に示す。ケース1の配合を基準として、低剛性化および低比重化を図るため、セメント量の割合を減じたり、軽量材や気泡材の添加をしたケース2～ケース10の配合を設定した。

② 予察観察

今回比重調整材として軽量材などの材料を混合したため、軽量材を混合した試験体ケース5～10の混合状況および水中での分離抵抗性の把握などの予察観察を行った。

予察観察では、混合して得られた材料を水中に投入して、材料の分離がないかどうかの目視観測を行うとともに、軽量材の混合均一性の指標として材料分離度を測定した。その結果を表-3.3.1.3に示す。なお、材料分離度は、φ50mm×100mmの試験体を材令28日で試験体を上下2等分し、各々の単位体積重量を測定し、次式によった。

$$\text{材料分離度 (\%)} = \frac{(\text{下部の単位体積重量} - \text{上部の単位体積重量}) \times 1/2}{\text{平均の単位体積重量}} \times 100 \quad (3.3.1-1)$$

材料の水中分離性について、試験体ケース5～ケース10は、基本試験体ケース1と比較すると、若干水に乳剤の濁りが見られるが、水中での分離抵抗性には問題がないことがわかった。また、軽量材の混合状況は、材料分離度が2%以下となっており、軽量材が試験体の中に均等に混合されて

表-3.3.1.2 配合表 (重量比)

ケース 材料	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
アスファルト乳剤	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
早強セメント	30	20	30	30	20	20	20	20	20	15
高吸水性ポリマー	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	0.5	1.5	1.0	1.5	2.0
石 粉	—	—	30	—	—	—	—	—	—	—
フライアッシュ	—	—	—	30	—	—	—	—	—	—
軽量材(フライト)	—	—	—	—	—	50	—	—	20	20
軽量材(スレンベーズ)	—	—	—	—	—	—	2.5	—	—	—
軽量材(エクスパンセンセル)	—	—	—	—	—	—	—	1.5	—	—
起泡剤	—	—	—	—	0.30	—	—	—	0.30	0.30
発泡剤	—	—	—	—	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

表-3.3.1.3 予察観察結果

ケース	実測単位 体積重量 (gf/cm ³)	空気量 (%)	材 料 分離度 (%)	膨張率 (%)	水への*) 分離抵抗性 (目視)
5	1.032	10.0	1.2	0.8	○ ⁻
6	0.805	16.6	1.0	2.5	○ ⁻
7	0.721	7.4	0.8	3.1	○
8	0.811	2.6	1.0	0.8	○
9	0.824	21.7	0.5	2.1	○ ⁻
10	0.812	22.8	1.6	1.8	○ ⁻

*) ○良 ○⁻やや散る傾向有り

いることが分かった。

③ コーン貫入試験 (JIS K 2530-1961)

コーン貫入試験結果を表-3.3.1.4に示す。この試験により24時間までの初期強度を定性的に計測した。

各試験体とも1時間後では強度発現は起きておらず、基本配合である試験体ケース1では強度発現が6～12時間後であった。また、石粉やフライアッシュの増量材を用いた試験体ケース3～4は、3時間後に自立することが可能な強度に達しているが、セメント量を減らし軽量材を添加した試験

表-3.3.1.4 コーン貫入試験結果

ケース	コーン貫入量 (mm)				
	1 Hour	3 Hour	6 Hour	12hour	24hour
1	—	—	—	14.6	3.9
2	—	—	—	28.5	12.3
3	—	26.5	21.0	7.7	2.6
4	—	34.9	24.6	6.7	2.2
5	—	—	—	34.2	15.3
6	—	—	—	28.8	11.1
7	—	—	—	—	15.2
8	—	—	—	—	20.2
9	—	—	—	—	26.7
10	—	—	—	—	34.2

体ケース7～10では、自立することのできる程度に達するまでに12～24時間を要することが分かった。

④ 単位体積重量

単位体積重量測定結果は、表-3.3.1.5に示す。

これによると、基本配合の試験体ケース1の単位体積重量は、約1.2gf/cm³程度である。石粉やフライアッシュの増量剤を使用した試験体ケース3、4は、基本配合の試験体ケース1に比べて単位体積重量が大きくなっている。一方、空気連行型の試験体ケース5や軽量材を配合した試験体ケース6～10は小さく、シールドトンネルの見かけ比重の約0.8～0.9程度の値となっており、材料の低比重化は可能であることが分かった。

表-3.3.1.5 単位体積重量測定結果

ケース	単位体積重量 (gf/cm ³)	ケース	単位体積重量 (gf/cm ³)
1	1.201	6	0.805
2	1.158	7	0.721
3	1.324	8	0.811
4	1.303	9	0.824
5	1.032	10	0.812

⑤ 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験結果を表-3.3.1.6に、代表的な一軸圧縮試験の応力と変形の関係を図3.3.1.2(a)、(b)に示す。また、一軸圧縮試験の状況を写真-3.3.1.5に示す。

一軸圧縮試験は材料混合後 $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ の円柱供試体を作成し、7日間水中養生したものに対して行った。なお、載荷速度は 1mm/min (1% /min) とした。

図-3.3.1.2(a)、(b)より、載荷時の供試体は弾塑性的な挙動をしており、ひずみ量を 5% 程度与えても、明確な破壊ひずみを示すことなく大きな変形能力を持っていることが分かる。

表-3.3.1.6に一軸圧縮試験より求めた変形係数を示す。ここで、変形係数は破壊ひずみ（明確な

表-3.3.1.6 一軸圧縮試験結果

ケース	圧縮強度 σ (kgf/cm^2)	破壊ひずみ ϵ (%)	変形係数 E_{50} (kgf/cm^2)
1	0.52	5.0以上	37.0
2	0.20	〃	6.8
3	1.60	3.2	70.0
4	1.24	3.5	48.0
5	0.18	5.0以上	3.6
6	0.35	〃	7.0
7	0.31	〃	6.2
8	0.26	〃	5.2
9	0.30	〃	6.0
10	0.10	〃	2.0

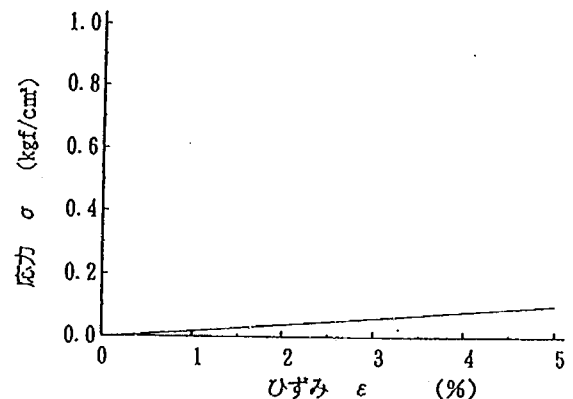
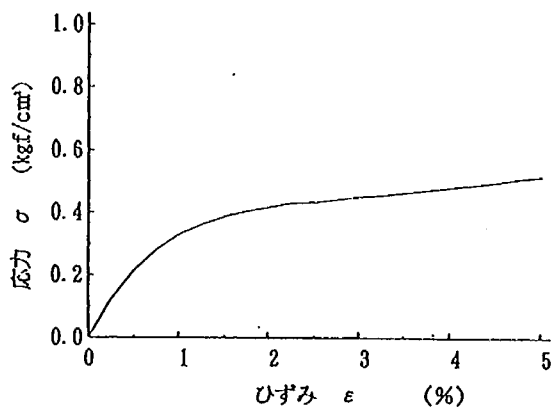


図-3.3.1.2(a) 一軸圧縮試験結果（試験体ケース1） 図-3.3.1.2(b) 一軸圧縮試験結果（試験体ケース10）

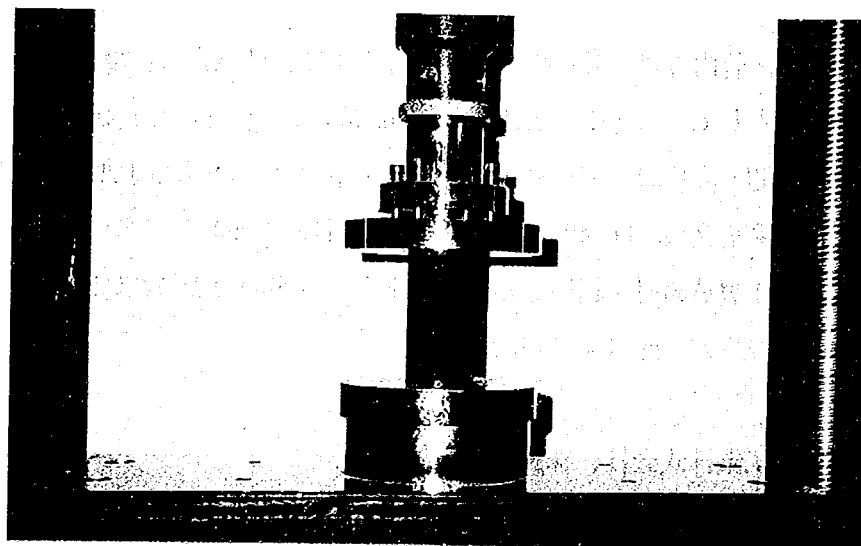


写真-3.3.1.5 一軸圧縮試験状況

破壊ひずみが見られないときには5%ひずみを破壊ひずみとする。)時応力の50%応力とひずみの割線勾配とした。同表によると、変形係数は試験体ケース5~10で2 kgf/cm²~7 kgf/cm²となっており、免震材としての開発目標値を満足する材料になっていると考えられる。しかし、試験体の養生日数が7日間であり、日数の経過とともにセメントの硬化による強度発現が見込まれるため、変形係数の上昇が考えられる。今後、変形係数の経時変化を把握する必要がある。

⑥ 透水試験

透水試験は試験体ケース1の配合でφ100mm×100mmの円柱供試体を作成し、7日間水中養生したものを使用し、加圧式試験器にて測定を行った。水頭圧は1 kgf/cm²と、3 kgf/cm²で行った。その結果を表-3.3.1.6に示す。

裏込め注入材の中でも透水係数が10⁻⁷オーダーで小さいといわれている可塑性材料と比較しても、アスファルト系免震材は10⁻⁹オーダー小さな透水係数を有している。また、水頭圧が上昇するに従って透水係数がさらに低下し、不透水性を増す結果となった。

表-3.3.1.6 透水試験結果

条件 材料	材令7日	
	1kgf/cm ² 時	3kgf/cm ² 時
アスファルト系 免震材	8.0×10 ⁻⁸	2.0×10 ⁻⁹

(c) まとめ

アスファルト系免震材の開発において、今年度の試験結果より以下のことが明らかになった。

- ・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。
- ・低比重化は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オーダーと小さく、十分な不透水性を有している。

参考文献

- 1) 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―地中構造物の防水用材料として―，土木学会論文集，No.433/V-15，pp.157-166，1991
- 2) 竹内幹雄・井戸田芳昭・高橋忠・三澤孝史：シールドトンネルの断面内地震時応力低減効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.483/I-26，pp.107-116，1994
- 3) 竹内幹雄・三澤孝史：裏込め材を利用したシールドトンネルの免震構造に関する基礎的研究，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.1837-1842，1994

<研究担当> 東亜道路工業株式会社、株式会社奥村組

3.3.2 ウレタン系免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

シールドトンネルの免震構造に用いられる免震材は、非常に軟らかな硬化物であるとともに高い変形性能が要求される。また、セグメントと地山の間の空間に充填されることから、裏込め材としての性能も要求される。ポリウレタンは、ウレタン結合を一定以上含む高分子化合物の総称であり、非常に柔らかく変形性能の高い弾性体を実現できる。また、耐久性、止水性にも優れ、充填時の流動性や硬化時間の調整自由度も高く、免震構造と裏込め材の両方の要求性能を満たすことが期待できるため、本開発の検討材料として選定した。

本節では、ポリウレタンを基本材料とした免震構造に最適な材料の開発と、それを用いた施工法の開発を行い、シールドトンネルにおける免震工法を確立することを目的とする。

(2) 開発項目と内容

本開発の検討項目と内容を表-3.3.2.1に示す。

表-3.3.2.1 検討項目と内容

検討項目	内 容
開発指標の検討	ウレタン材料の基本特性の把握、常時の検討、地震時のトンネル軸方向の断面力低減の検討、免震層ばね定数の評価、免震層を含む地盤のばね定数の評価、免震材料の性状と免震層の評価により、次年度以降の開発指標を設定
ウレタン材料の選定と性能の評価	開発目標値を満足する材料を選定し、免震性能を実験により確認
施工法の概念検討	施工法のアイデア抽出と課題検討を通じて、基本施工法を決定
材料・施工法の詳細検討	選定材料、基本施工法に対して詳細検討を行い、仕様を確立
シールド機の試設計	シールド機の詳細仕様を検討し、図面化
施工確認実験	模型実験により、材料・施工法の妥当性を確認
材料・施工法のまとめ	上記検討成果を踏まえて、材料・施工法をまとめる。

(3) 開発の工程

本開発の工程を表-3.3.2.2に示す。

表-3.3.2.2 開発の工程

検討項目	平成7年度			平成8年度						平成9年度					
	10	12	3	4	6	9	12	3	4	6	9	12	3		
開発指標の検討															
ウレタン材料の選定と性能の評価															
施工法の概念検討															
材料・施工法の詳細検討															
シールド機の試設計															
施工確認実験															
材料・施工法のまとめ															

(4) 平成7年度の研究成果

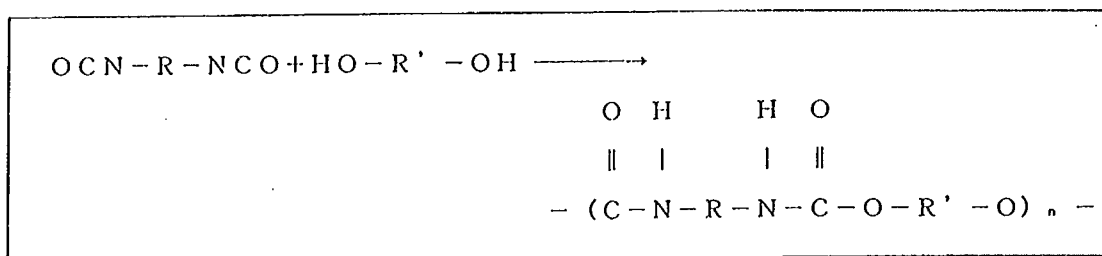
本年度は、免震材として適用するウレタン系材料の基本特性の把握を行った。以下に、ウレタン系材料の概要と、数種のウレタンエラストマーを選定して変形性能の把握を目的に行った、一軸圧縮強度試験と動的弾性率試験結果について述べる。

1) ウレタン系材料の概要

① ウレタン(ポリウレタン)とは

ポリウレタンとは、その主鎖中にウレタン結合 $\begin{array}{c} \text{H} \quad \text{O} \\ | \quad || \\ -\text{N}-\text{C}-\text{O}- \end{array}$ を一定以上含む高分子化合物の総称であり、ポリイソシアネートとポリオールとの重付加反応によって合成される。

表-3.3.2.3 ウレタン結合



ポリウレタン製品は、これらの結合を生成する原料の選択、組み合わせによりその製品の外観、性状が柔らかい発泡材料や、ゴム状材料から硬いものまで多種多様に仕上げることができる。また、一般機械特性、耐摩耗、耐寒、耐熱、断熱特性など、その性能の面から広範囲の分野に使用されている。

② ポリウレタンの用途

ポリウレタンの主な応用用途を表-3.3.2.4に示す。

表-3.3.2.4 ポリウレタンの用途

製品の分類	おもな応用用途
軟質ウレタンフォーム	クッション材、衣料裏材等
半硬質ウレタンフォーム	車両内装材、パッド等
硬質ウレタンフォーム	断熱材（冷凍庫、LPGタンク、建築用）等
エラストマー	工業用ロール製品、靴底等
塗料	家具、船舶、車輛、床等
シーラント	土木、建築等
グラウト剤、防水剤	土木、建築等

2) 免震層に適用可能なウレタン系材料の基本特性の把握

ウレタン系材料が、免震材として要求される材料の変形特性を有していることを確認するために、二液混合注入可能で硬化後、弾性体を形成する数種のウレタンエラストマーを選定し、以下の項目について試験を行い評価した。

- ・弾性係数の把握
- ・変形時のひずみに対する線形性の把握
- ・弾性係数の振動数依存性の把握

① 圧縮強度試験

一軸圧縮強度試験は、JIS K7208 の測定法に基づき、テンシロン型万能試験機にて行った。測定時の供試体の状態を写真-3.3.2.1(a), (b)に示し、測定結果を表-3.3.2.5にまとめた。また、応力-変位曲線を図-3.3.2.1、3.3.2.2 に示す。なお、表中の弾性係数は 5～15%歪み時の値である。

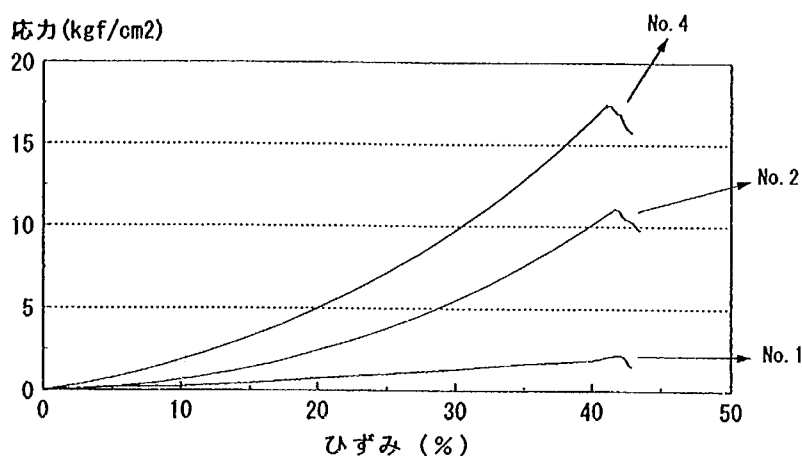


図-3.3.2.1 応力-ひずみ線図

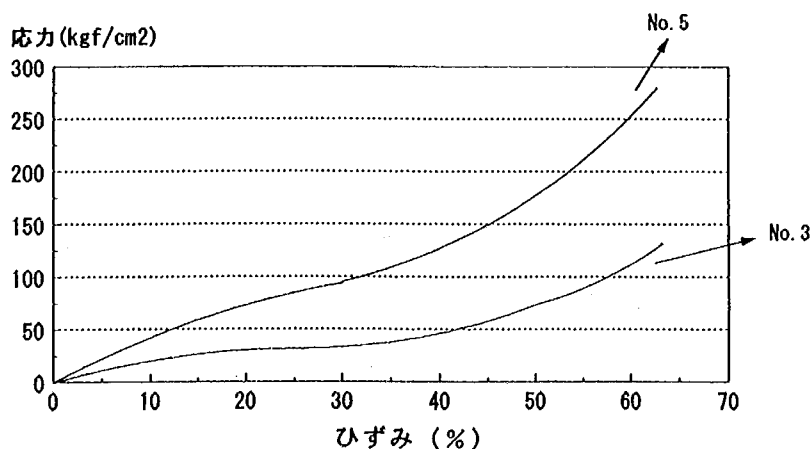
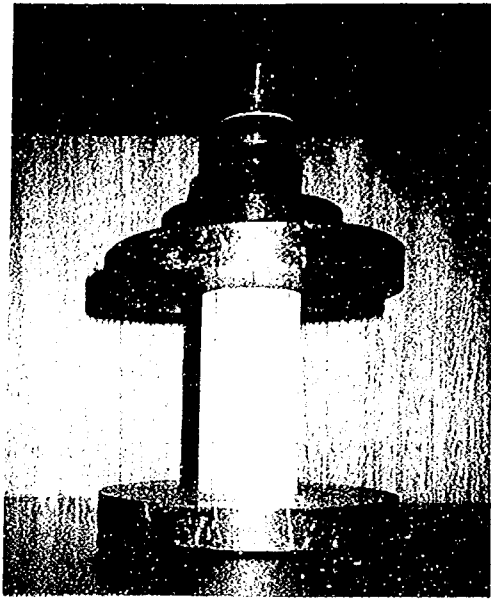
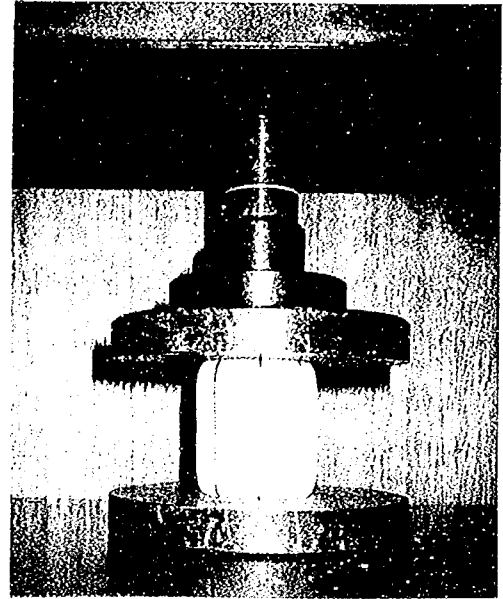


図-3.3.2.2 応力-ひずみ線図



a) 測定前



b) 測定時

写真-3.3.2.1 一軸圧縮強度試験

表-3.3.2.5 圧縮強度試験結果

No	エラストマー-品種	密度 (g/cm ³)	弾性係数 E (kgf/cm ²)	せん断弾性係数 G (kgf/cm ²)
1	ポリエチレン系エラストマー	0.96	4.7	1.7
2	"	1.05	32	11.4
3	"	1.07	157	56.1
4	ポリイソプレン系エラストマー	1.19	35	12.5
5	"	1.20	335	119.6

材料のポアソン比は0.4
程度と推定されるため、
せん断弾性係数 G は
 $\nu=0.4$ 、 $E=2G(1+\nu)$
より求めた。

この結果から、いずれのエラストマーもひずみ40%まで応力-ひずみ関係はほぼ線形で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が確認できた。

② ウレタンエラストマーの動的性質の測定

地震時においては、動的な変形により免震材の弾性係数の変化が生じることが懸念される。そこでここでは、材料の動的弾性係数と周波数との関係を調べた。動的弾性係数の測定は、JIS K7198 に準拠し、測定温度23℃でレオバイブロンを用いて測定した。測定結果を表-3.3.2.6に示す。

表-3.3.2.6 動的性質の測定結果

周波数 (Hz)	静的	3.5	11
弾性係数 E (kgf/cm ²)	157	157	173

表-3.3.2.6より、固有周期 3.5Hzでの動的弾性係数は静的な測定結果と同等であり、3.5 Hz以下の周波数では弾性係数の変化は無い。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る。

3) まとめ

本年度は、免震材としてウレタンエラストマーを提案し、その基本特性に関する試験を行った。結果を以下に記す。

・弾性係数の把握

本試験に用いたウレタンエラストマーの弾性係数は、4.7～335kgf/cm²の範囲であった。

・変形時のひずみに対する線形性の把握

いずれのウレタンエラストマーも、ひずみが40%程度までは応力-ひず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

3.5 Hz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。

<研究担当> 旭電化工業株式会社

3.3.3 シリコン系免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

本研究では、シールドトンネルの耐震性にとってもっとも重要と考えられるトンネル縦断方向の地震時断面力を効果的に低減し、かつトンネル大変形時にもトンネルの主な用途であるライフラインの機能を失うことなく保護する、高機能な免震材としてシリコン系材料を開発するとともに、この免震材を用いたシールドトンネルの免震構造の施工法を開発することを目的とする。

シールドトンネルの免震構造に関する技術開発は1988年頃に着手され、シールド掘進に伴うテールボイドを従来の裏込め材に置き換える形で免震材による免震層を形成させることで、従来にはなかった「免震」効果を発揮できることが解析的ならびに実験的に確認されている^{1)・2)}。また免震層を形成させる免震材の物性としては、せん断弾性係数で数kgf/cm²程度の軟らかな材料であるとともに、ポアソン比が0.5に近い体積変形の極めて少ない材料であることが提案されている。このうち、ポアソン比については以下のような理由から説明されている。

シールドトンネルでは従来より、シールド掘進によって発生したテールボイドを周辺地盤と同等かそれ以上の剛性（硬さ）を有する裏込め材によって直ちに充填することが、周辺地盤を安定させ、地表面沈下を防止する手段として一般に採用されている。裏込め材を免震材で置き換えた場合、免震材の剛性は通常の裏込め材より2オーダー以上低いため、周辺地盤の安定が大きな懸念材料となる。トンネル周辺の厚み10cm前後の免震層の応力状態を考えると、トンネル円周方向（r方向）は大断面でかつ極く浅い位置のトンネルでなければ、ひずみ $\varepsilon_r=0$ としても大きな誤差とはならない。また、トンネル軸方向（x方向）は局所的には同じ応力状態と言えるためひずみ $\varepsilon_x=0$ である。したがって、免震層のヤング率を E_m 、ポアソン比を ν とし、免震層厚を t としたとき、トンネルの法線方向（n方向）に作用する応力 σ_n による免震層のひずみ ε_n は弾性論より(3.3.3.1)式で、免震層厚の収縮量 Δ_n は(3.3.3.2)式で表される。

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma_n}{E_m} \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (3.3.3.1)$$

$$\Delta_n = \varepsilon_n \cdot t \quad (3.3.3.2)$$

上式でポアソン比 $\nu=0$ は免震層がトンネル法線方向の1次元ばね材と等価となる場合であるから、ヤング率の低い軟らかい免震層の場合はスポンジ状に収縮してしまうことになる。ポアソン比が0.3の場合でも、ポアソン比0の場合の74%の収縮量となるため、一般的には免震材としての適用は困難であると考えられる。ところがポアソン比が0.5では、体積変形が0であるため、 $\varepsilon_r=0$ の仮定が成立する限り免震層厚の収縮はない。ポアソン比は免震材中のエア混入量の増減によって左右されることが考えられ、施工過程を考慮すると現実的にポアソン比0.5は不可能としても、これに極めて近い免震層を形成することが必要であるとの結論が得られている。上記の仮定の妥当性は、2次元有限要素解析によって検証されており³⁾、これより本節では開発すべき免震材としてはポアソン比が0.5に近い材料に限定することにした。ただし上記の議論は、免震材が液体ではなく固体であり弾性体としての性質を有することが条件である。厳密に

言えばトンネル円周方向のひずみは $\varepsilon_r=0$ ではないが、シリコン系免震材はゴム弾性を有し、クリープ変形を生じない材料であるため、体積変形が少ない材料であればトンネル周辺の地盤の安定を乱すことはなく、したがって地表面沈下を誘発することはない。

シリコンゴムは、高い変形性能と止水性を有する材料である。また硬化時間のコントロールが可能であるため、施工面でもテールボイドへの注入が可能と考えた。したがって、シールドトンネルの高性能免震材としての基本的な要求性能を満たしている材料として、シリコン系材料を選定した。以下では、既応の研究において免震材として要求される項目の確認のために実施されている実験の結果³⁾を紹介する。

シリコン系免震材の動的物性ならびにポアソン比は、それぞれ中空ねじり繰返しせん断試験ならびに三軸試験機を用いた平面ひずみ載荷試験によって実測されている。中空ねじり繰返しせん断試験の供試体寸法は、外径7 cm、内径3 cm、高さ7 cmであり、予めモールド中で硬化させて作成した後、上下端面の噛み合わせを良くするため端面にカッターナイフで溝を作り、試験機にセットした。拘束は等方応力状態で行い、材料の拘束圧依存性を検討するため、有効拘束圧 $\sigma_h' = \sigma_v' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ および 1.0 kgf/cm^2 の2ケースについて繰返しせん断試験を実施している。繰返しねじりせん断では、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-5}$ レベルから20%のレベルまでを10段階に分け、各ひずみ段階で11サイクルのせん断載荷を行い、10サイクル目の履歴を用いて供試体のせん断弾性係数 G と減衰定数 h が求められている。なお、載荷振動数は0.2 Hzとしている。

得られている結果のうち、図-3.3.3.1に有効拘束圧 1.0 kgf/cm^2 、せん断ひずみ20%の載荷ケースにおける履歴を示すが、シリコン系免震材は載荷サイクルとともに物性が変わることもなく、安定した履歴を示していることがわかる。図-3.3.1.2に、実験によって得られているシリコン系免震材のせん断弾性係数 G および減衰定数 h のひずみ依存性をそれぞれを示す。両図からわかるように、拘束圧依存性は、 G についても h についても認められず、トンネルの埋設深度や土質条件に基づくトンネル外周の土圧の大小によらず、当初設定値通りの物性が与えられる材料であることを示唆している。

せん断弾性係数 G は、せん断ひずみ振幅 γ の増加とともに徐々に低下し、 γ が 10^{-2} レベルまでは 5 kgf/cm^2 程度であるが、 10^{-2} レベルより低下の度合いが次第に大きくなり、 γ が20%のとき 3 kgf/cm^2 程度となっている。このようにシリコン系免震層材料のひずみ依存性は認められるが、土の場合と比較すればひずみ依存性は小さいことが明らかとなっている。したがって、微小ひずみ時の G を用いて免震効果を設計で考慮しておけば、ひずみが大きい場合に対しては安全側となる。またシリコン系材料は、引張ひずみが200%を超えなければ破断が生じることはなく、少なくとも100%のせん断ひずみまでは破壊しないことが確認されている。

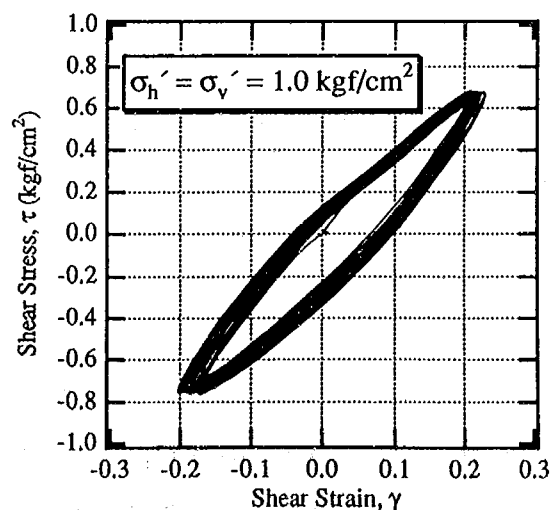


図-3.3.3.1 免震層材料のせん断変形に関する動的履歴特性

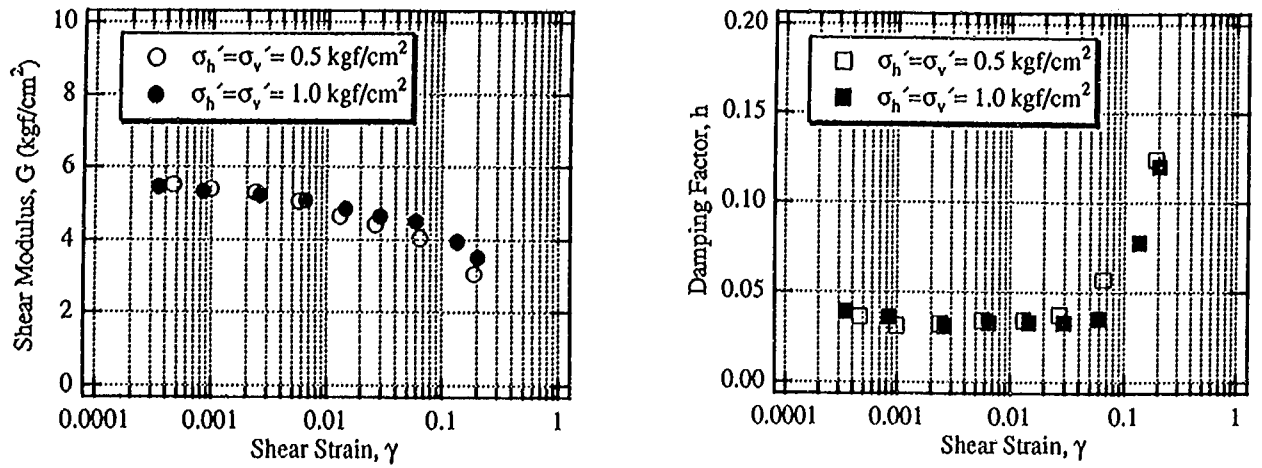


図-3.3.3.2 免震層材料のせん断弾性係数Gと減衰定数hのひずみ依存性

一方減衰定数hについては、せん断ひずみ γ が10%以下ではほぼ0.03で一定であり、ひずみ依存性はあまり認められないが、 γ が10%を超えると急激に増大し、 γ が20%で0.1以上となっている。トンネル免震構造では、免震層によるエネルギー吸収は期待していないが、免震層が地盤ひずみを吸収して大変形が生ずる場合には、免震層の履歴減衰も多少は期待できる。

前述したように、免震層材料のポアソン比 ν が小さいと免震層の体積収縮が生じ、免震層の収縮はトンネル外周の地盤にせん断変形を与えるため、前者では即時の、後者では長期にわたる地表面沈下を誘発する。そこで、シリコン系免震層材料のポアソン比を測定するため、三軸試験機を用いて材料のポアソン比を求めることが試みられている。

三軸応力状態では、鉛直方向の直ひずみ ε_v は水平および鉛直方向の直応力 σ_h 、 σ_v および材料のヤング率E、ポアソン比 ν によって、以下の式で与えられる。

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} (\sigma_v - 2\nu\sigma_h) \quad (3.3.3.3)$$

ここで三軸試験機の鉛直変位を固定にして平面ひずみ状態にすると、(3.3.3.3)式の ε_v は0となるから、ポアソン比 ν は(3.3.3.4)式で与えられる。

$$\nu_v = \frac{\sigma_v}{2\sigma_h} \quad (3.3.3.4)$$

すなわち、三軸試験機のセル圧 σ_h を徐々に増加させるとき、鉛直変位を一定に保つための σ_v を測定することにより、式(3.3.3.4)の関係を用いて材料のポアソン比を求めることができる。実験は0.2kgf/cm²の等方応力状態からスタートし、水平応力 σ_h (セル圧)を単調に増加させ、平面ひずみ状態を保つよう鉛直応力 σ_v をコンピュータ制御することにより実施されている。

図-3.3.3.3に実験の結果得られた σ_h と ν の関係を
示すが、载荷の初期段階では電氣的な変動が大きく、
安定した制御ができていないが、 $\sigma_h=1.1\sim 2.5\text{ kgf/cm}^2$
の区間では比較的安定な結果が得られている。し
たがってこの区間で平均値を求め、材料のポアソン比
は $\nu=0.48$ としている。このようにシリコン系免震
材のポアソン比はほぼ0.5であることが確認されてい
る。

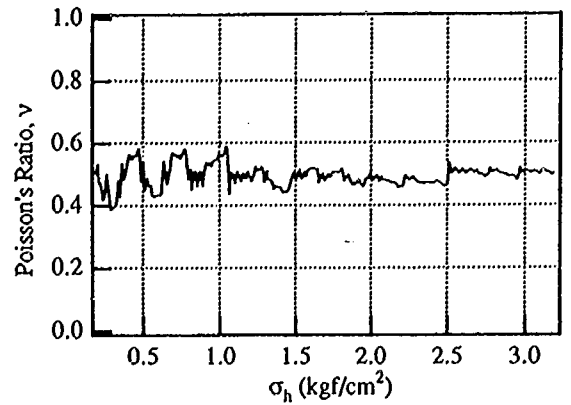


図-3.3.3.3 平面ひずみ三軸試験による
ポアソン比の測定結果

以上のように、シリコン系免震材の基本的物性が
シールドトンネルの免震層形成材料として適切である
ことはすでに確認されており、またこれまでに開発し
た免震材の施工性ならびにテールボイドへの充填性について、室内大型実験土槽を用いて確認されてい
る⁴⁾。しかし、実施工への適用を考えると、取扱いが容易で施工性に富んだ材料へと改良の余地が残され
ており、また注入装置の開発を含めて免震施工技術をシステムとして確立しておく必要がある。そこで本
節では、さらにシリコン系材料の改良を行い、その材料の基本的物性やシールドトンネルの免震材とし
て要求される諸性能の試験を実施した。また、注入装置、注入システムの開発、ならびに現場試験施工に
よる装置、システムの検証を行い、この材料を用いた免震施工技術を確立させることを目的とした。

(2) 開発項目と内容

本節で実施する研究・開発項目とその内容は以下の通りである。

- 土木材料として取扱いやすさを備えた施工性の高いシリコン系免震材の開発を行い、基本物性、
要求される諸性能を有することを示す。
- シリコン系免震材によるシールドトンネルの免震構造の施工技術の確立に向け、注入装置の試作
を行い、現場注入実験を実施して施工性の検証を行う。
- 免震トンネルの適用箇所を整理し、適用箇所に応じた具体的な施工技術を開発する。
- 実証実験によって、シリコン免震材を適用することによる免震効果と免震施工技術を検証する。
- シリコン系免震材の諸特性を考慮し、シールドトンネルの免震メカニズムを明らかにするととも
に、これに基づいてシールドトンネルの縦断方向に有効な免震設計技術を確立する。

(3) 開発の工程

開発の工程を表-3.3.3.1に示す。免震材の開発は、マイナーな改良を順次進めながら、平成8年度で最
終的な免震材として確立する。注入装置の開発、検証も開発された免震材を用い、平成8年度には開発を
終了させ、平成9年度の実証実験に備える。免震材の開発ならびに施工技術の開発は免震施工マニュアル
(案)として、免震評価技術の開発は免震設計マニュアル(案)として、平成9年度以降にまとめられる
ことを目標に研究を進めることにする。

(4) 平成7年度の研究成果

- 1) シリコン系免震材料の基本特性

表-3.3.3.1 開発の工程

開発項目 \ 年度	平成7年度	平成8年度	平成9年度
免震材の開発	改良	改良	
注入装置の開発, 検証	試作	現場注入実験 改良	
適用箇所整理, 施工技術開発			
免震評価技術の開発	縦断方向解析	メカニズム解明 手法の開発, 検証	免震設計法確立
マニュアルの作成			施工マニュアル 設計マニュアル

(a) シリコンの基本物性

液状シリコンゴムは、硬化させることで柔軟性、耐久性、長期安定性に優れたゴム弾性となる材料である。その主成分となるシリコンポリマーは、天然ゴムや合成ゴム、プラスチックなど炭素(C)を主成分とする高分子材料と異なり、石英やケイ石(SiO_2)の化学構造である $-\text{Si}-\text{O}-\text{Si}-\text{O}-$ の無機の結合を骨格として有し、周囲に有機基を配置した合成高分子構造である。

シリコンポリマーは、その特異なポリマー骨格($-\text{Si}-\text{O}-\text{Si}-$: シロキサン結合)から無機的な性質を示し、耐熱性、耐候性、耐寒性などに優れている。表-3.3.3.2にポリシロキサンの特性を示す。

シリコン系免震材料は、この合成高分子材料にシリカ(SiO_2)等の充填剤を加えた2成分系の液状シリコンゴムである。シリコンゴムの特徴は、上記のポリマー骨格に由来した特性とともに、その硬化物はゴム弾性、圧縮復元性に特に優れる等、他のゴムにない性質を有する。

本研究の用途では、ゴムの長期耐久性(安定性)が必要とされる。ゴムとして長期耐久性が要求される用途として、近年話題となっている免震積層ゴムがあるが、シリコンゴムも積層ゴムとしての

表-3.3.3.2 ポリシロキサンの特徴

化学特性	特徴
結合エネルギーが大きい	耐熱性, 耐候性に優れる 化学的, 生理的に不活性である
分子間力が小さい	粘度, 沸点が低い ガラス転移点が低い 表面張力が小さい
ヘリックス結合	粘度-温度特性に優れる 圧縮率が大きい
イオン性を帯びる	熱安定性に優れる アルカリ, 酸による解重合

実績がある。表-3.3.3.3は、代表的な免震積層ゴムの材料である天然ゴムと比較して、シリコンゴムの長期耐久性を示したものである。基礎免震として建物に適用される積層ゴムは、60年の品質保証が要求されている。表に示すように、天然ゴムはこの条件を満たしているが、シリコンゴムはこれをはるかに上回る耐久性を有していることがわかる。

表-3.3.3.3 シリコンゴムの長期耐久性

ゴムの耐久性に関する試験項目	シリコンゴム	天然ゴム
弾性係数が+40%変化するのに要する年数	約180年	約30年
破断強度が-15%変化するのに要する年数	約360年	約60年
破断伸びが-9%変化するのに要する年数	約90年	約60年

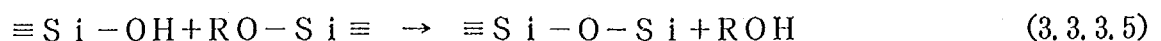
シリコンゴムの耐候性、耐環境性、耐寒性等の特徴を生かした用途として、液状シリコンゴムを用いたガラス周りのシーリング材がある。とくに超高層ビルでは、日間差、月間差、年間差等による温度変化で、シール目地に引張、圧縮等の大きな応力が作用する。シリコンシーリング材は、高耐候性と接着耐久性から、目地に発生する応力を吸収、緩和して、信頼性の高い防水目地として機能し、高層ビルのシーリング材としてなくてはならない存在となっている。

シリコンゴムは、石や土に近い化合物を主成分とし、もっとも環境汚染の少ない材料と言える。代表的な液状シリコンゴムを用いて水質汚染に関する試験を実施した結果を表-3.3.3.4に示すが、シリコンゴムを水中で硬化させても、水質はもとの水と変わることなく、毒性はまったく認められないことが示された。

(b) シリコン系免震材料の開発

前述したように、シリコン系免震材料として要求される物性が既往の研究¹⁾から提示されており、それらを満足する材料開発と評価試験²⁾が既に実施されている。本年度は、これらの研究成果に基づいて、施工性に優れた低粘性化を目指した材料の改良を実施した。また、シールドトンネルでは地下水位以下での施工が一般的であるので、材料が分離することなく水と置換され、硬化することを確認した。

シリコン系免震材料は縮合型硬化機構を利用した2液室温硬化型シリコンゴムであり、主材と硬化剤から構成される。使用時にこれらを混合すると、硬化が始まってゴムとなる。この際、(3.3.3.5)式に示す硬化機構から分かるように、副産物として微量ながらアルコールが生成される。



硬化剤は配合技術上架橋剤である場合もあるし触媒である場合もあるが、本免震材料では硬化剤に触媒のみを配置している。表-3.3.3.5に、今年度改良したシリコン系免震材料の一般物性を、従来

表-3.3.3.4 水質汚染に関する試験結果

項 目		基 準 値	結 果	
			シリコン系	対照水
硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素	(mg/l)	10以下	<0.02	<0.02
塩素イオン	(mg/l)	200以下	2.6	2.6
有機物等(過マンガン酸カリウム消費量)	(mg/l)	10以下	<0.1	<0.1
シアンイオン	(mg/l)	0.01以下	<0.005	<0.005
水銀	(mg/l)	0.0005以下	<0.00005	<0.00005
銅	(mg/l)	1.0以下	<0.005	<0.005
鉄	(mg/l)	0.3以下	0.01	<0.01
マンガン	(mg/l)	0.05以下	<0.005	<0.005
亜鉛	(mg/l)	1.0以下	<0.005	<0.005
鉛	(mg/l)	0.05以下	<0.002	<0.002
六価クロム	(mg/l)	0.05以下	<0.002	<0.002
カドミウム	(mg/l)	0.01以下	<0.0005	<0.0005
ヒ素	(mg/l)	0.01以下	<0.001	<0.001
フッ素	(mg/l)	0.8以下	<0.01	<0.01
カルシウム、マグネシウム等(硬度)	(mg/l)	300以下	<1	<1
蒸発残留物	(mg/l)	500以下	<10	<10
フェノール類	(mg/l)	0.005以下	<0.005	<0.005
陰イオン界面活性剤	(mg/l)	0.2以下	<0.05	<0.05
pH値	JIS K6353による溶出	pH 5.8~8.6	4.2(21.5℃)	4.3(21.5℃)
	水道水による溶出	pH 5.8~8.6	7.2(21.5℃)	7.2(21.5℃)
臭気		異常でない	異常なし	異常なし
味		異常でない	異常なし	異常なし
色度	(度)	5以下	<1	<1
濁度	(度)	2以下	<1	<1

試験方法 (財団法人 化学品検査協会にて実施)

溶出: JIS K 6353に準ずる方法、定量: 平成4年 厚生省令第69号 水質基準に関する省令

表-3.3.3.5 シリコン系免震材料の一般物性

		従 来 の 免 震 材		改 良 後 の 免 震 材	
		主材	硬化剤	主材	硬化剤
硬 化 前	外観	白色	青色	白色	青色
	粘度 (cp)	10000	900	5000	3500
	比重 (25℃)	1.27	1.19	1.22	1.19
	配合比 (重量比)	100	0.5	100	10
硬 化 後	比重 (25℃)	1.27		1.22	
	硬度 (JISA)	35		25	
	伸び (%)	160		200	
	引張強度 (kgf/cm ²)	25		20	

の材料と比較して示した。今回改良した免震材料は、主材の粘度が5000cpsと従来1/2となっており、また硬化剤の粘度が3500cpsとなって主材の粘度と近くなっていることがわかる。このような材料の改良によって、低粘度化による施工性向上と、主材と硬化剤の配合振れによるゴム物性の変動を少なくするようにした。なお、主材と硬化剤の配合比は100:10を基本としており、注入口直前でツーショットにて混合が可能である。

図-3.3.3.4に開発した免震材料の配合比と硬化特性(粘度変化)との関係を示す。また、図-3.3.3.5には配合比100:10での室温と硬化特性(粘度変化)の関係を示す。これらの図から分かるように、主材に対する硬化剤の配合比が増加すると硬化速度が早くなり、また室温が高いほど硬化速度が早くなる。なお、最終的にゴムとなった免震材料のせん断弾性係数は、実施した範囲では同一であることが確かめられたので、施工現場の温度条件や施工条件に適合するよう主材と硬化剤の配合を設定することで、硬化速度をコントロールすることができる。

シールドトンネルでは地下水位以下での施工が一般的である。したがってシールドトンネルの免震材料としては、テールボイドへの注入時に材料が分離することなく水と置換され、空気中と同様に水中でも硬化することが保証されていなければならない。本免震材料の主材も硬化剤も撥水性であるので、材料が水中で分離するとは考え難いが、ここでは水中での水置換と硬化を実証するために、ビーカー試験を実施した。実施したビーカー試験の様子を写真-3.3.3.1と写真-3.3.3.2に示す。写真-3.3.3.1のように免震材料はビーカー中の水と完全に置換されており、水中で分離することはない。また写真-3.3.3.2のように、1時間後には流動性が完全に停止した。この際硬化速度、硬化後の弾性係数(約15kgf/cm²)は空気中の硬化とほとんど変わらなかった。このようにシリコン系免震材料は一般的なシリコンゴムとは異なり、地下水中でも空気中と同様に信頼性の高い免震層を形成できる材料であることが示された。

2) 注入装置の開発

前述の大型実験土槽を用いた注入確認実験⁴⁾では、電動ミキサーによるミキシング、ロータリーポン

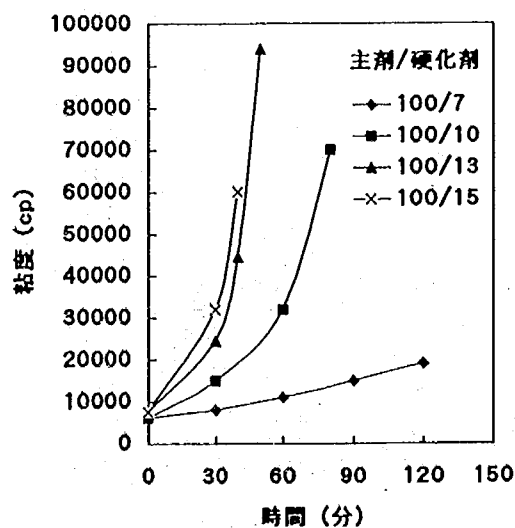


図-3.3.3.4 配合比と硬化特性との関係

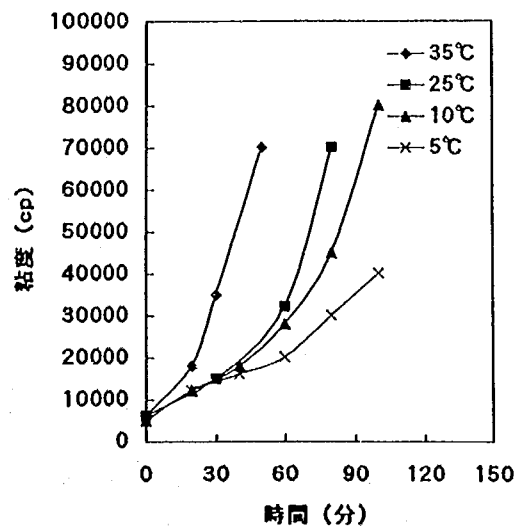


図-3.3.3.5 配合比100:10での室温と硬化特性

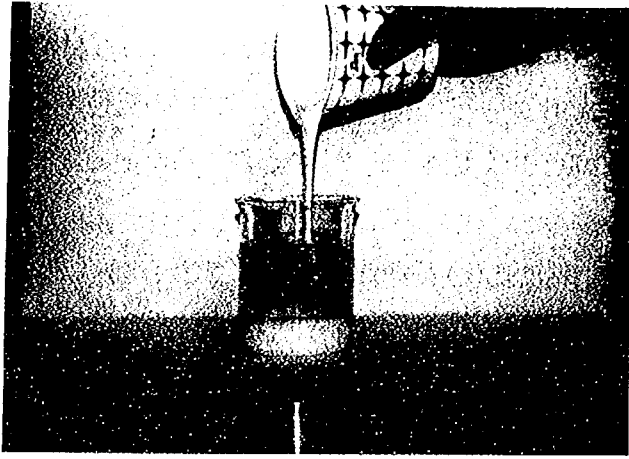


写真-3.3.3.1 水との置換状況

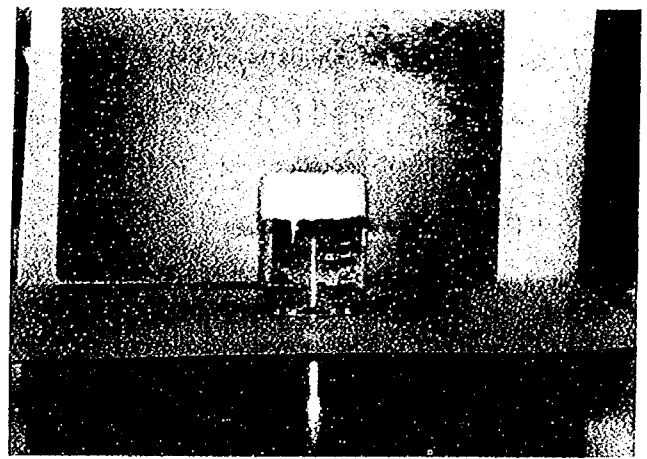


写真-3.3.3.2 硬化確認状況

プによる注入というシンプルな注入システムの構成を採用しており、シリコン系免震材料はこのようなシステム構成で高い充填性が確保できることが明らかにされている。注入システムとしては、(1)従来型のシステムをさらに施工性を向上させるために改良する方法と、(2)材料固有の混合技術を施工に適用した新たなシステムを構築する方法があるが、本年度は後者の可能性を追及すべく、シリコン系材料のミキシングを工場で行う際の固有技術を拡張して、注入装置を試作した。

シリコン系免震材料の注入設備は、材料特性より以下の制約条件を満足する必要がある。

- ・粘性が高い(5,000cp程度)ため、材料の搬送距離を極力短くすること
- ・主材と硬化剤の混合から塑性化までの数十分の間に注入を完了すること
- ・均質な硬化物を得るには主材と硬化剤を10:1の割合で完全混合すること
- ・注入後は装置を分解し、トルエン等の有機溶剤でよく洗浄すること

これらの制約条件より、注入設備は坑内のグラウトホールに出来るだけ近い場所に設置することとし、以下の点に留意しながら注入装置の試作に取り組んだ。

- a) シンプルな構造であること
- b) ミキサーは主材、硬化剤の異なる混合比に対応できること(均一混合性)
- c) ポンプは吐出能力が可変で、定量性に優れていること
- d) 分解洗浄性に優れていること

写真-3.3.3.3に試作機の全景を、図-3.3.3.6に試作機の側面図を示す。図より、試作機は主に主材供給用ポンプ、硬化剤供給用ポンプ、ミキサー、操作盤、洗浄用タンク



写真-3.3.3.3 試作機の全景

クより構成されており、最大約60 ℓ/minの吐出能力を持つ。試作機の大きさは、内径3 m程度のシールド坑内まで搬入出来るように、長さ1.65 m×幅1.0 m×高さ1.5 mとした。また、ミキサーは高粘性流体でも完全混合可能なダイナミックタイプを用いた。なお、装置の簡素化を期待し、スタティックタイプ（モーターが不要）も試みたが、混合が不十分であった。さらに、ポンプはモーターの回転数により吐出量を制御できる可変速型とし、洗浄の際に分解し易いよう配管ジョイントを多くした。

3) 注入装置の室内確認実験

試作機の吐出・混合性能を確認するため、主材40 ℓ/min、硬化剤4 ℓ/min（混合比10：1）を混合し、吐出したシリコン系免震材の硬化状況を観察した。

① 吐出量確認実験

ポンプの運転条件（モーターの回転数）を設定するため、直径50mmのフレキシブルホースで注入装置と主材用コンテナ（1 m³）を接続した後、主材供給用ポンプのみを作動し、モーター回転数と主材の吐出量を測定した。その後、ホースを硬化剤用タンク（1 m³）に接続し、同様の方法で硬化剤の吐出量を測定した。

主材および硬化剤のモーター回転数と吐出量との関係をそれぞれ図-3.3.3.7、図-3.3.3.8に示す。図より、主材供給用ポンプの回転数を140rpm、硬化剤供給用ポンプの回転数を33rpmと設定した。

② 硬化確認実験

各材料タンクにホースを接続した後、主材供給用ポンプ（回転数140rpm）、硬化剤供給用ポンプ（回転数33rpm）およびミキサーを作動し、吐出した材料をビーカーで採取して硬化状況を観察した。なお、室内温度は10℃であった。

採取したシリコン系免震材は60分後には流動性がなくなり、24時間後には完全硬化していることを確認した。シリコン系免震材の基本物性を示した図-3.3.3.5によると、硬化温度10℃の場合、60分以降に急速に粘性が上昇しており、採取した材料の観察結果と一致している。このことから、試作機で混合したシリコン系免震材は所定の混合比（10：1）で完全混合されていることがわかった。

(5) まとめ

シールドトンネルの免震構造に適用する免震材料の基本物性としては、せん断弾性係数が小さく、変形

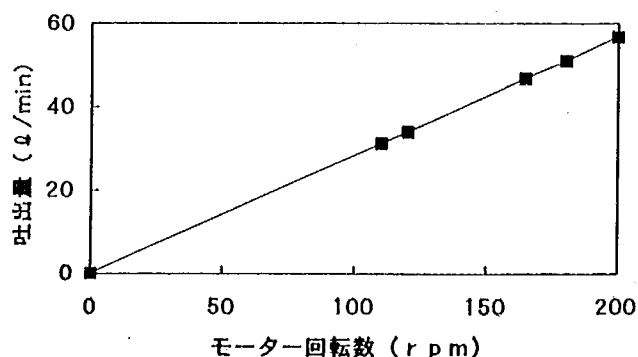


図-3.3.3.7 主材供給用ポンプの吐出能力

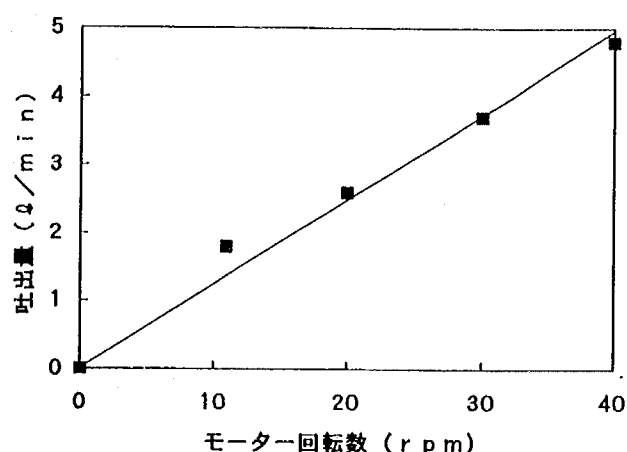


図-3.3.3.8 硬化剤供給用ポンプの吐出能力

性能に富み、ポアソン比が0.5に近く体積変形の少ない材料が必要との観点から免震材料の開発に取り組んできた。また、シールドトンネル坑内からの注入によって、テールボイドへの免震層の形成が可能という施工面から注入性、充填性の確認を行ってきた。本節ではまず、シールドトンネルの免震材料として、適切な物性を有しているシリコン系免震材料を選定した経緯を、既応の研究結果を提示して述べた。また、シリコン系免震材の基本物性を示し、耐久性、水質汚染性に関するデータをまとめた。さらに、施工性を向上させることを目的として実施した、シリコン系免震材料の改良ならびに注入装置の試作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) シリコン系免震材料の基本物性は、トンネル免震材料として必要な物性は勿論のこと、長期耐久性や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がわかった。
- b) 施工面から材料物性を検討し、搬送性および混合性の向上のため主材の低粘度化を図るとともに、主材と硬化剤の粘度差を無くすことで混合時の配合振れを小さくすることができた。
- c) 水との置換、不分離性ならびに水中でも空気中と同様に硬化することが確かめられ、シールドトンネルの免震化施工の条件を満たす材料であることがわかった。
- d) 注入装置を試作し、混合・吐出性能を確認することができた。

シリコン系免震材料は、物性、施工性ともにシールドトンネルの免震構造に適用可能と考えられるが、今後は現場注入実験による実現場での材料の充填性の確認、施工性ならびに経済性の向上を目的とした材料の改良、さらに実施工に適用可能な注入システムの確立を図る必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木猛康：シールドトンネルの耐震性評価と免震化手法に関する研究，東京大学工学部学位論文，1990.
- 2) 鈴木猛康：シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験，土木学会第20回地震工学研究発表会講演概要集，pp. 565-568，1989.
- 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. 275-85，1995.
- 4) 鈴木猛康，粕田金一，小林正宏，福田健，池野正行：都市トンネルの免震構造のためのシリコン系材料に関する実験的検討，土木学会論文集，No. 534/VI-30，pp. 69-78，1996.

<研究担当> 株式会社熊谷組、信越化学工業株式会社、日本技術開発株式会社

第4章 開削トンネルの免震構造の開発

第4章 開削トンネルの免震構造の開発

開削トンネルは、一般に、矩形断面の鉄筋コンクリート構造となっており、縦断方向には一定の間隔で継手を有している。地中構造物であるため耐震性は高いと考えられてきたが、シールドトンネルと比較すると、特に縦断方向の剛性が高く、また矩形断面のため横断方向の周面せん断力の影響が大きい。兵庫県南部地震では、開削トンネルにも甚大な被害が生じ、現在、横断方向、縦断方向の耐震設計基準の見直しが緊急の課題となっている。開削トンネルにおいては、地盤条件急変部、振動特性の大きく異なる構造物との接合部、構造物の断面変化部などで地震時増分断面力が大きくなる傾向がある。

本章では、開削トンネルにおける地震時増分断面力を効果的に低減させる免震構造について、適用する免震材料、施工法などの開発を行うとともに、模型実験や常時の検討、大地震の挙動、免震層の配置の影響や二層地盤の層厚の影響など、いくつかの検討を行う。

4.1 免震構造の基本概念

4.1.1 免震構造とは

開削トンネルの免震構造とは、図-4.1.1.1に示すようにトンネル躯体と周辺地盤の間に柔らかな免震層を形成させた構造である。可撓性継手による柔構造化と異なり、地盤との絶縁を図ることによって地盤ひずみの伝達を遮断する新たなトンネル構造である。

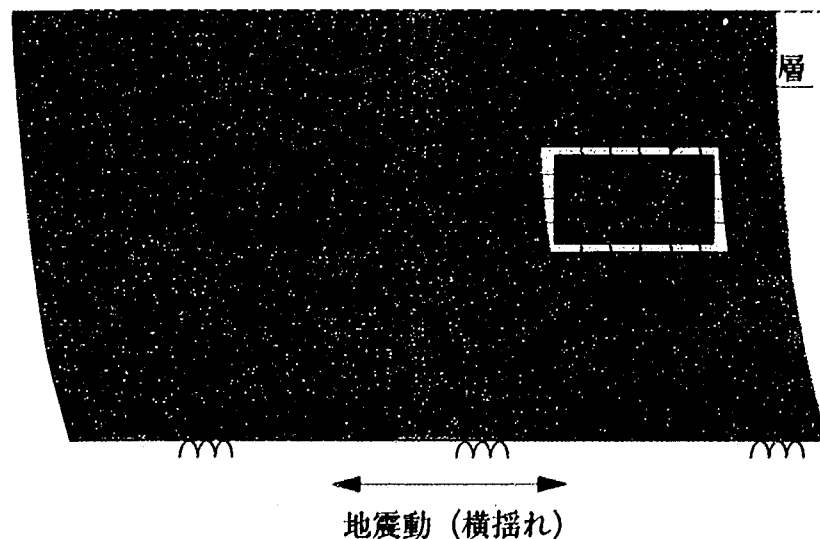


図-4.1.1.1 免震原理の概念

4.1.2 免震効果

(1) 断面力の低減

地下構造物は、地震時に生じる地盤変位に追従する特性を持っている。免震層は地震時の地盤変位を吸収することにより、地下構造物に伝わる地盤変位を低減し、地震時増分断面力を減少させる。

(2) 応力集中の緩和

地盤条件が急変する地形の境界部では構造物に大きな断面力が発生する。免震層は地盤ひずみの集中を緩和し、境界部の大きな断面力の発生を抑制する。

一様な地盤中であっても、構造形式の変化部では境界部に大きな断面力が発生する。免震層は異種構造物境界部のひずみの集中を緩和し、大きな断面力の発生を抑制する。

(3) 接合部の保護

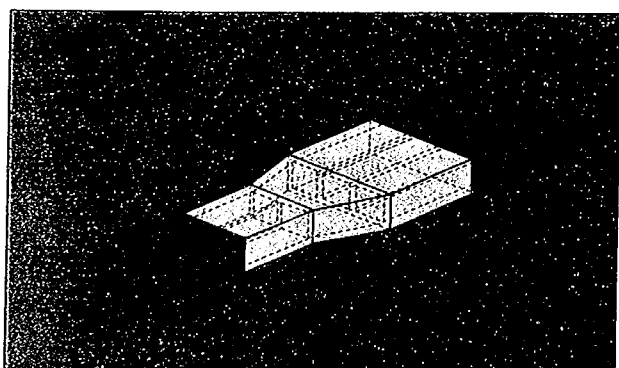
立坑とトンネルのように、それぞれの地震時挙動が異なる構造物の接合部は地震時に損傷を被りやすい。免震材で相対変位を吸収し、接合部を保護する。

4.1.3 免震構造の適用箇所

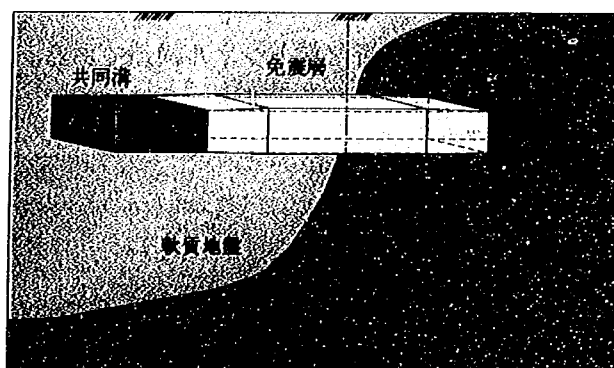
構造物の剛性が急変する箇所、地盤条件急変部では、地震時に構造物には大きな断面力が発生するが、免震層の効果でこれを緩和させることが可能である。

立坑とトンネルの接合部は地震時断面力が集中する箇所であるが、免震材によって接合部の応力集中を緩和し、接合部を保護することができる。

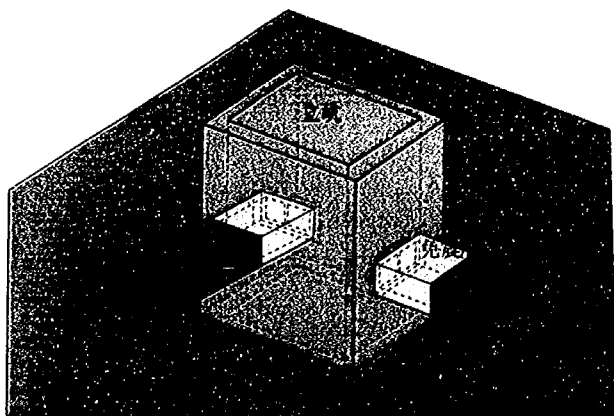
重要構造物に近接して地中構造物を施工する場合、構造物間の動的相互作用による影響を減少させる。これらの適用例を図-4.1.3.1に示す。



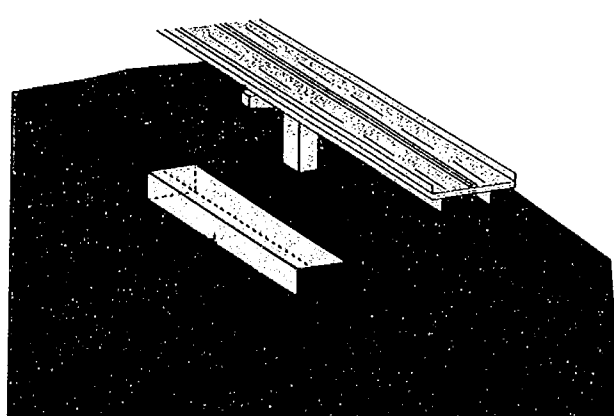
構造物の断面変化部



地盤条件急変部



立坑とトンネルの接合部



構造物が近接する箇所

図-4.1.3.1 免震構造の適用箇所

4.1.4 免震材の種類と特徴

開削トンネルの免震構造は、トンネル周辺に免震材を設置することによって成立する。したがって、適用される免震材は免震効果を備えているとともに、常時の安定性に支障のない性能を有していることが要求される。

(1) 免震材として要求される性能

免震効果の点から以下の性能が要求される。

- ① 非常に小さな弾性係数を有する軟らかな硬化物である。
- ② 高い変形性能を有している。

また、常時の安定性の点から以下の性能が要求される。

- ③ 耐久性に優れ、長期安定である。
- ④ 長期にわたり体積変化が極めて小さい。
- ⑤ 地下水に希釈されない。
- ⑥ 有害物質を発生しない。

これらは、地盤中の環境変化に関係なく、構造物の耐用期間中常に性能が保持されていなければならない。

施工面から要求される性能として以下のような項目が挙げられる。

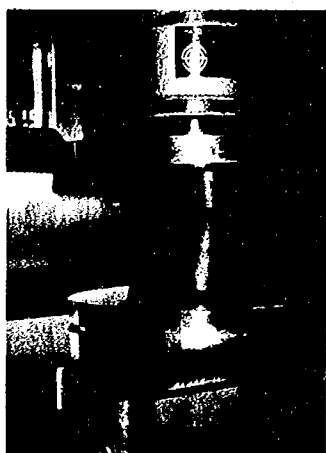
- ⑦ 固形ゴムの場合、コンクリート表面への接着性が優れていること。液状ゴムの場合、高い充填性を有すること。

(2) 免震材料

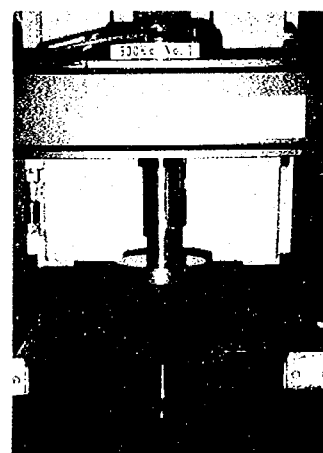
平成7年度に提案された免震材は表-4.1.4.1に示す2種類である。

表-4.1.4.1 開削トンネルに用いる免震材料

種 類	液状ゴム	固形ゴム
概 要	ポリブタジエンタイプの液状ポリマーにイソシアネート類を混合することによって固化させる。アスファルトの含有量及び硬化剤の種類、量で硬さの制御が可能。	ゴムチップをバインダー（樹脂）で固めスラブを作る。ゴムスラブの中に空隙をつくり見掛けの弾性係数を小さくする。



液状ゴム



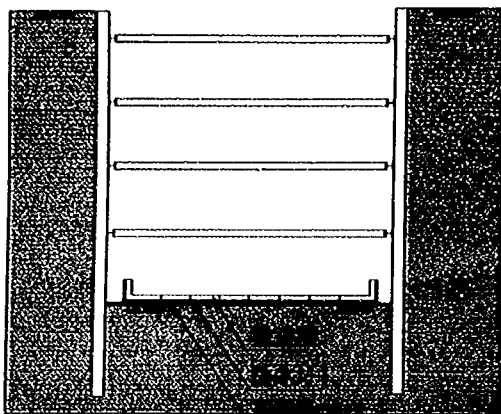
固形ゴム

4.1.5 免震構造の施工案

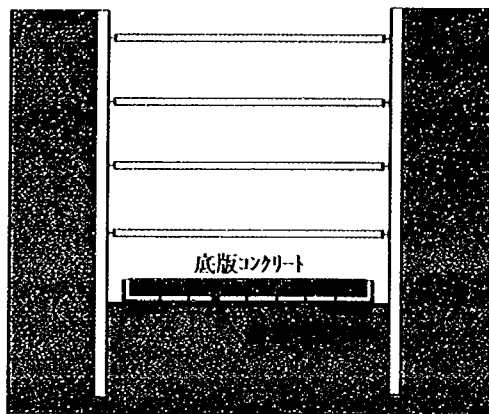
平成7年度末では、固形ゴム、液状ゴムの材料特性について研究中である。したがって、それぞれの免震材料を使用する場合の施工法の概念図を図-4.1.5.1、図-4.1.5.2に示す。

(1) 固形ゴムの場合

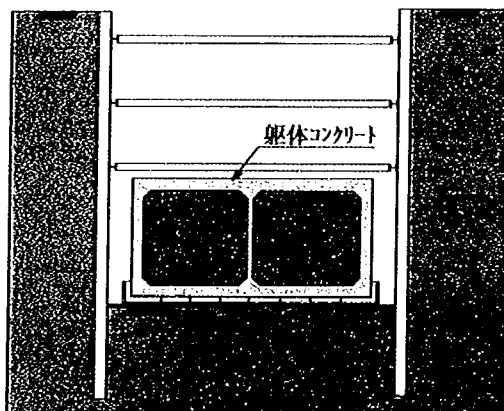
① 基礎敷きコンクリート打設後免震層設置



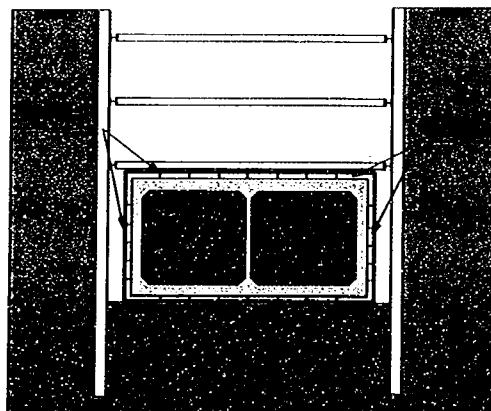
② 底部保護モルタル、底版コンクリート打設



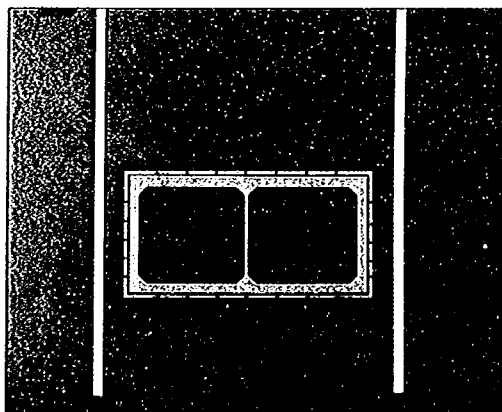
③ 躯体構築後、型枠撤去



④ 免震層、防水シート設置



⑤ 埋戻し



コーナー部詳細図

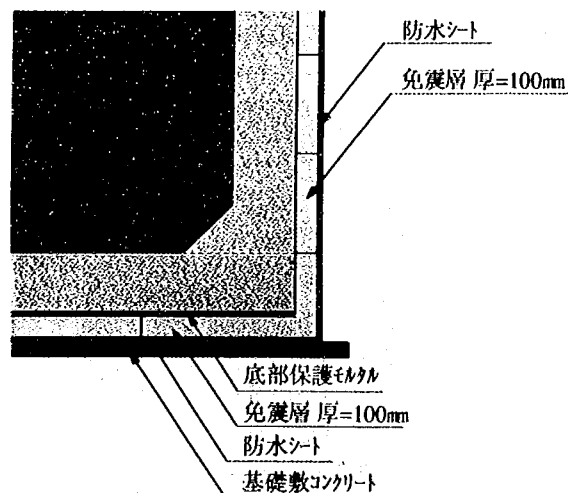
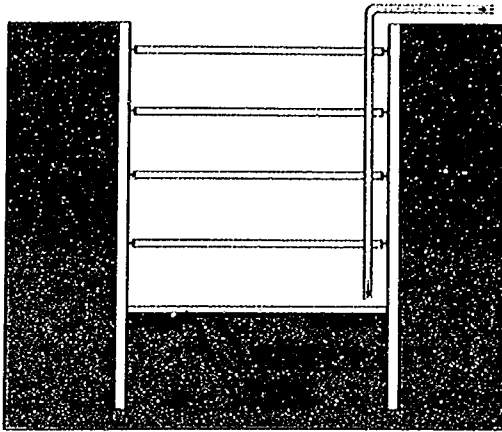


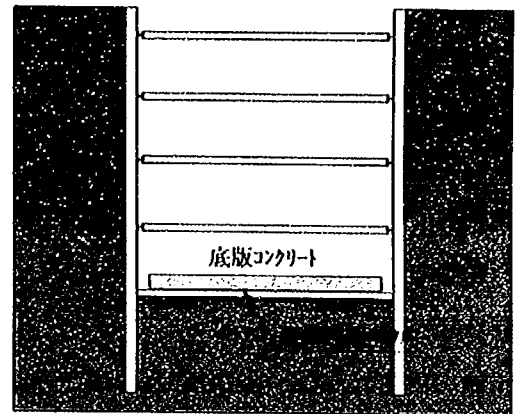
図-4.1.5.1 施工法概念図 (固形ゴム)

(2) 液状ゴムの場合

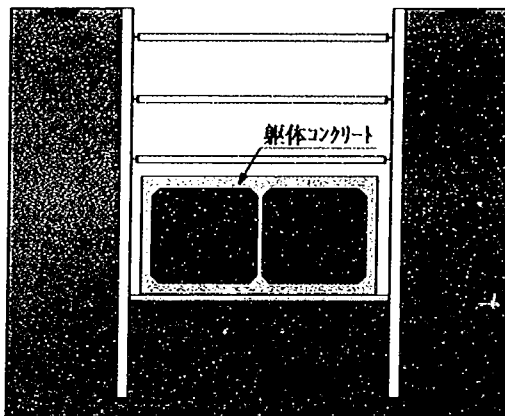
① 基礎敷きコンクリート打設後免震材充填



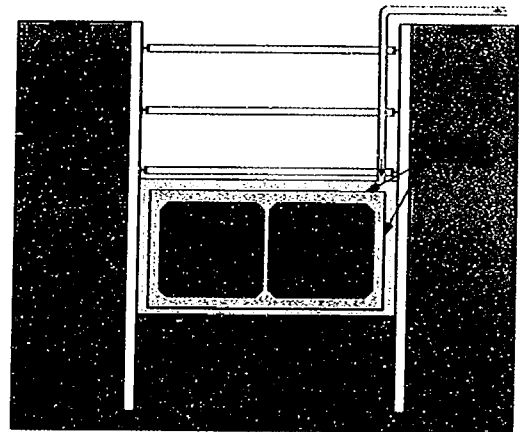
② 底部保護モルタル、底版コンクリート打設



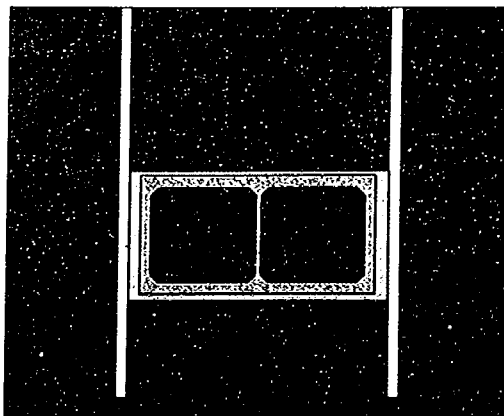
③ 躯体構築



④ 側部、頂部免震材充填



⑤ 埋戻し



コーナー部詳細図

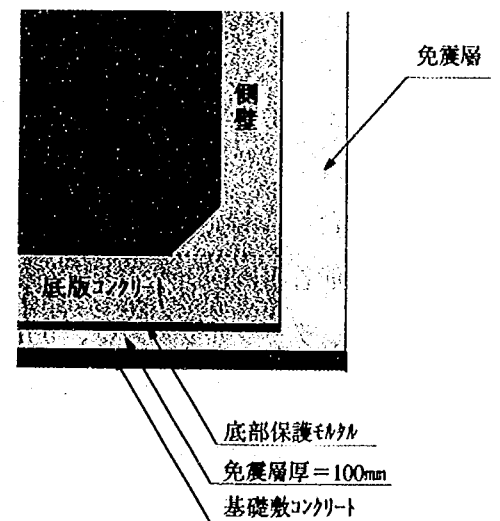


図-4.1.5.2 施工法概念図（液状ゴム）

<研究担当> 前田建設工業株式会社

4. 2 解析手法と免震効果

4.2.1 模型振動実験による検証

(1) 実験の目的

トンネル外周に軟らかな免震層を形成することによるトンネル横断面の免震効果の検証を目的として、矩形断面トンネルを対象とした模型振動実験を実施した。

(2) 実験装置および実験材料^{1)~3)}

本実験では、地盤材料におけるせん断弾性係数の拘束圧依存性（拘束圧の 0.5 乗に比例すると仮定）を考慮した相似則^{4)・5)} に従い、実験材料の物性値の設定を行った。以下に、使用した実験装置及び材料について詳細な解説を加える。

① せん断土槽

せん断土槽の内法寸法は、長さ180cm×奥行き120cm×高さ70cmである。せん断土槽の全景を写真-4.2.1.1に示す。

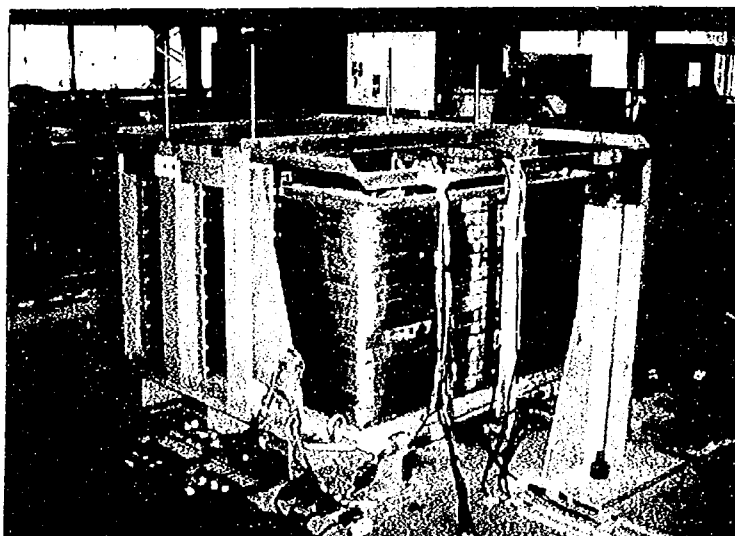


写真-4.2.1.1 せん断土槽全景

② 大型振動台

加振には、熊谷組技術研究所内の油圧サーボ型大型振動台を用いた。振動台は3次元6自由度の載荷が可能であり、テーブルサイズは、5 m×5 m、最大加振振動数70Hz、最大加振加速度（水平3 G、鉛直1 G）、最大加振速度（水平 150kine、鉛直 50kine）、最大加振変位（水平 260mm、鉛直 50mm）である。ただし、1 Gは980galである。

③ トンネル模型

共同溝に代表される幅10m×高さ5 m級の2連の矩形断面の開削トンネルを実構造物の検討対象とした。トンネル模型はアクリル板製で、縮尺はせん断土槽と実構造物の大きさを勘案して1/25とした。アクリル模型の寸法は、幅40cm×高さ20cm×奥行き52cm（側壁厚3 cm、隔壁厚1.5 cm）である。これは

実構造物では、幅10m×高さ5m（側壁厚75cm，隔壁厚37.5cm）に相当する。このトンネル模型の見かけのせん断剛性は、模型地盤の初期せん断弾性係数の約0.9倍に相当している。トンネル模型の横断面図を図-4.2.1.1に、せん断土槽内のトンネル模型の設置平面図を図-4.2.1.2に示す。また、表-4.2.1.1に、相似則に基づいた実験模型材料の物性値を示す。

トンネル模型は形状が同一のものを2体作成し、模型1を免震層なし、模型2を免震層ありとする。2体の模型は図-4.2.1.2に示すように、せん断土槽内に加振直角方向に縦列に設置する。写真-4.2.1.4に2体の模型の設置状況を示す。このように配置することによって、免震層あり・なしの両方のケースを同一の加振条件・地盤条件で行うことが可能である。写真-4.2.1.5は、模型2のコーナー部を拡大したものである。

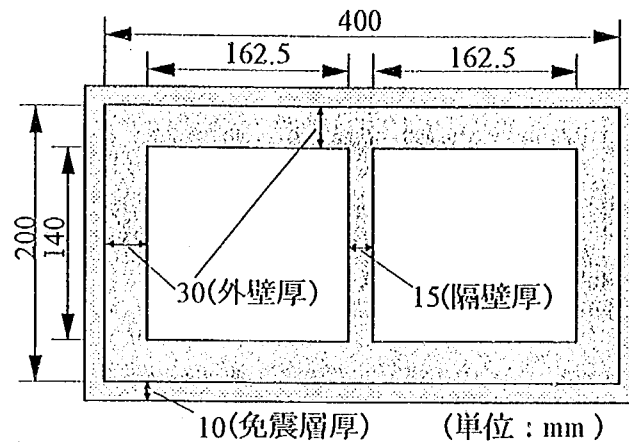


図-4.2.1.1 トンネル模型横断面図

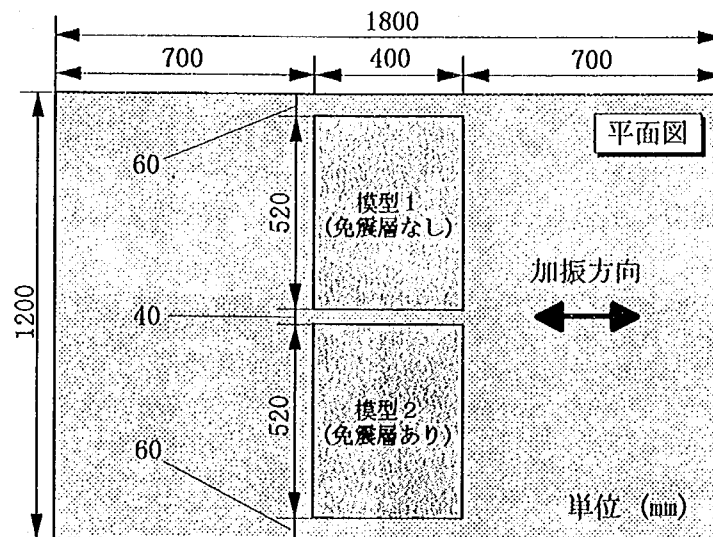


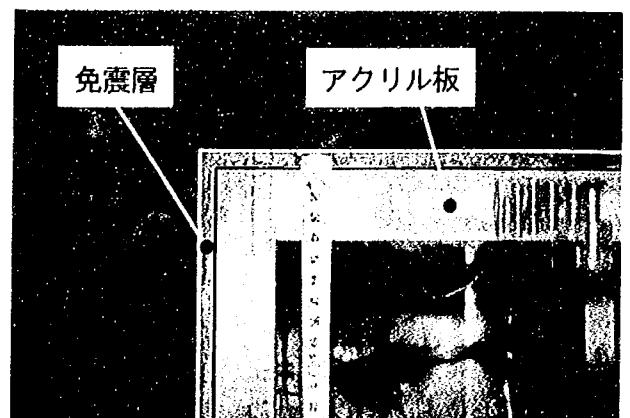
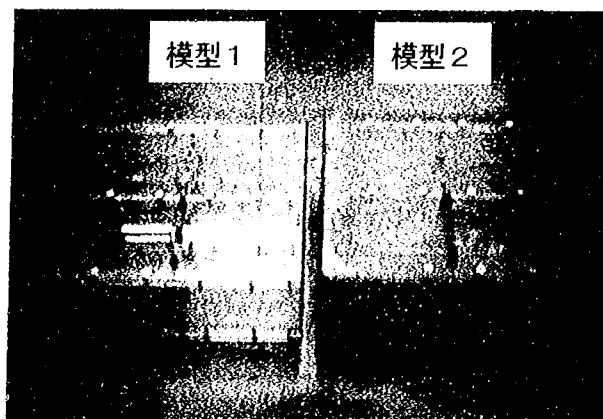
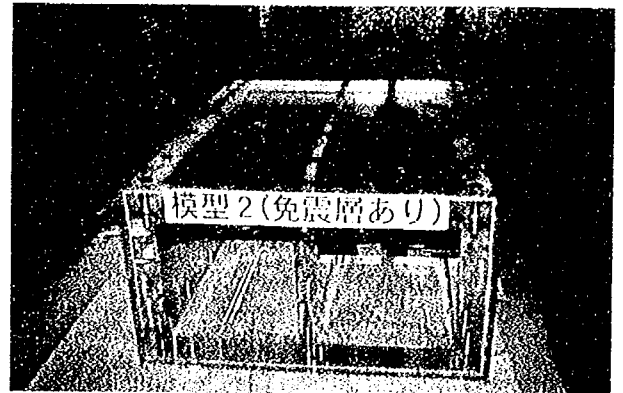
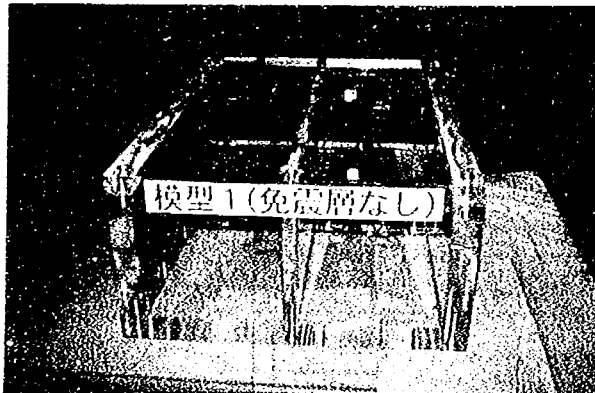
図-4.2.1.2 トンネル模型設置平面図

表-4.2.1.1 相似則に基づいた実験模型材料と実物の諸元

		相似則 $\lambda = 25, \eta = 1$	模 型		実物造物
			実験値	相似則からの推定値	
トンネル	幅	$1/\lambda = 0.04$	40.0 cm	40.0 cm	10.0 m
	高さ	$1/\lambda = 0.04$	20.0 cm	20.0 cm	5.0 m
	側壁厚	$1/\lambda = 0.04$	3.0 cm	3.0 cm	0.75 m
	隔壁厚	$1/\lambda = 0.04$	1.5 cm	1.5 cm	0.375 m
	密度	$1/\eta = 1.0$	1.19 tf/m ³	2.5 tf/m ³	2.5 tf/m ³
	ヤング率	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	3×10^4 kgf/cm ²	5×10^4 kgf/cm ²	2.5×10^5 kgf/cm ²
	見かけのせん断剛性	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	129 kgf/cm ²	215 kgf/cm ²	1075 kgf/cm ²
	ポアソン比	1.0	0.3	0.2	0.2
地盤	層厚	$1/\lambda = 0.04$	60.0 cm	60.0 cm	15.0 m
	密度	$1/\eta = 1.0$	1.53 tf/m ³	1.53 tf/m ³	1.53 tf/m ³
	せん断弾性係数	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	147 kgf/cm ² 注1)	147 kgf/cm ²	735 kgf/cm ²
	S波速度	$(\eta/\lambda)^{0.25} = 0.447$	97 m/sec	97 m/sec	217 m/sec
	ポアソン比	1.0	0.36 注2)	0.49	0.49
免震層	層厚	$1/\lambda = 0.04$	1.0 cm	1.0 cm	0.25 m
	密度	$1/\eta = 1.0$	1.2 tf/m ³	1.2 tf/m ³	1.2 tf/m ³
	せん断弾性係数	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	0.67 kgf/cm ²	0.67 kgf/cm ²	3.35 kgf/cm ²
	S波速度	$(\eta/\lambda)^{0.25} = 0.447$	7.4 m/sec	7.4 m/sec	17 m/sec
	ポアソン比	1.0	0.49	0.49	0.49
	加速度	1.0			
	変位	$\lambda^{-1.5} \eta^{-0.5} = 0.008$			
	振動数	$\lambda^{-0.75} \eta^{-0.25} = 11.18$			
	応力	$(\lambda \eta)^{-1} = 0.04$			
	ひずみ	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$			
	曲げモーメント	$\lambda^{-3} \eta^{-1} = 6.4 \times 10^{-5}$			

注1) 文献6の豊浦標準砂に対する実験式より推定

注2) 文献7の乾燥砂に対する実験式より推定



④ 地盤材料

実験に用いた地盤材料は豊浦標準砂とした。模型地盤は乾燥砂の空中落下により作成し、締め固めによる密度の調整は行なわなかった。模型地盤の加振前の物性値は、平均で単位体積重量 1.528tf/m^3 （相対密度62.9%）、間隙比 $e=0.73$ であり、以下に示す乾燥状態の豊浦標準砂に対する実験式⁹⁾（4.2.1.1）から推定したせん断弾性係数 G は 147.1kgf/cm^2 であり、平均S波速度は 97.2m/sec であった。ただし、 p は平均拘束圧であり、単位は kgf/cm^2 である。

$$G = 700 (2.17 - e)^2 / (1 + e) \times p^{0.5} \quad (4.2.1.1)$$

これより換算される模型地盤の1次固有振動数は 40.5Hz となる。また、表-4.2.1.1に、相似則に基づいた模型と実構造物の物性値を示したが、相似則から実地盤の物性値を推定すると、単位体積重量は同一、平均S波速度は 217m/sec 、平均せん断弾性係数は 735.5kgf/cm^2 、1次固有振動数は 3.6Hz となる。

⑤ 免震材料

免震材料には模型実験用のシリコンゴムを用いた。第2章の検討結果より、免震効果が顕著に発揮されるためには免震層のせん断弾性係数を周辺地盤の1/100程度に設定することが必要なため、上記の周辺地盤の物性値から、模型に使用する免震材料のせん断弾性係数は $G=0.67\text{kgf/cm}^2$ （ $E=2\text{kgf/cm}^2$ ）と決定した。従って、周辺地盤に対する免震材料の初期のせん断弾性係数比は、1/220である。表-4.2.1.1に、相似則に基づいた模型と実構造物の物性値を示した。

免震層の厚さは、実物に適用可能な厚さが10～数10cmであることと、模型作成可能な厚さを考慮した結果、模型で1cm（実物に換算すると25cm）とし、図-4.2.1.1に示したようにトンネル全周にわたり配置するものとした。

(3) 実験条件

本実験では、模型設置レベルの異なる2つのケースを設定した。加振には、正弦波および実地震波として釧路沖地震（1993.1.15、M7.8）の際に釧路地方気象台で観測された波形を使用した。計測は、加速度、土圧、断面力について実施した。実験条件についての詳細な解説を以下に示す。

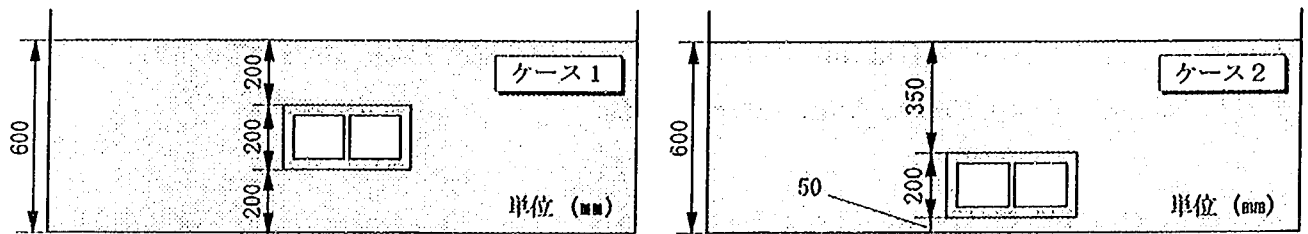
1) 実験ケース

実験ケースを表-4.2.1.2に示す。予備実験として地盤のみの場合のスイープ加振を行い、共振振動数を推定した後、トンネル埋設レベルの異なる2ケースについて加振を実施した。

表-4.2.1.2 実験ケースおよび加振条件

	模型設置位置	スイープ波			正 弦 波		釧 路 波		
		5 - 50 Hz, 60 sec			35 Hz		EW 成分	UD 成分	EW 成分、UD 成分
		100 gal	150 gal	200 gal	150 gal	200 gal	200 gal	100 gal	EW:200 gal, UD:100 gal
予備加振	模型なし	○	○	○	—	—	—	—	—
ケース 1	表層地盤中央	—	—	—	○	○	○	○	○
ケース 2	表層地盤下部	—	—	—	○	○	○	○	○

トンネルの埋設レベルを図-4.2.1.3に示す。ケース1は表層地盤の中央にトンネルが設置されるケース、ケース2は表層地盤の下部にトンネルが設置されるケースであり、2つのケースともに表層地盤の厚さは、模型で60cm、実物で15mとした。



(ケース1) 表層地盤の中央にトンネルを設置

(ケース2) 表層地盤の下部にトンネルを設置

図-4.2.1.3 模型設置断面図

2) 加振条件

予備加振では、スウィープ加振を5～50Hzの振動数範囲で行い、継続時間は60秒とした。最大加速度は、100gal、150gal、200galの3ケースについて実施した。

ケース1とケース2の加振ケースは同一であり、正弦波2ケース、釧路波3ケースについて加振した。

正弦波の加振振動数は、予備加振の結果および模型地盤の単位体積重量と間隙比から推定した共振振動数を考慮して35Hzとし、波数は50波とした。最大加速度は、150gal、200galの2ケースについて実施した。

実地震波は、原波形において3～4Hz付近（実地盤の1次固有振動数に相当）の短周期成分の比較的卓越する記録である釧路沖地震(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成分および上下成分（最大加速度はそれぞれ922gal、467gal）を用いた。振幅は、水平方向の最大加速度が200gal、上下方向の最大加速度が100galになるように振幅調整した。また、時間軸を相似則にしたがい0.0894倍に縮めた。それぞれの波形とフーリエスペクトルを図-4.2.1.4に示す。加振は、EW成分のみ、UD成分のみ、EW成分とUD成分の両方を同時に入力するという3つのケースについて実施し

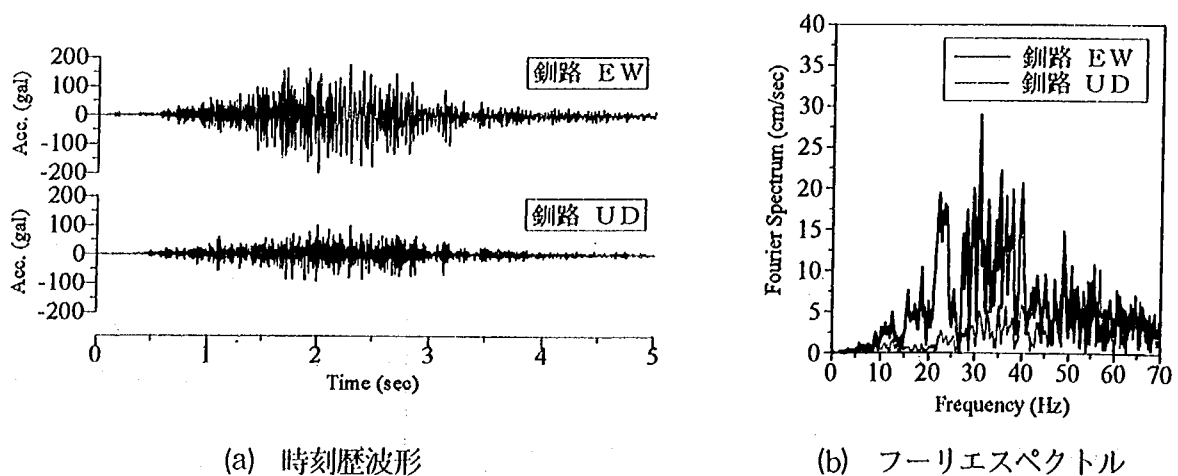


図-4.2.1.4 加振に用いた実地震波（釧路波）の特性

た。

3) 計測項目

計測は、加速度、直土圧、せん断土圧、断面力について実施した。ただし、断面力については歪みゲージの計測値より算出するものとする。以下に各計測項目別に解説する。

① 加速度

振動台上1点、模型地盤内3点、2体のトンネル模型各2点の合計8ヶ所で、水平、鉛直の2方向の加速度を計測した。模型地盤内の設置レベルは、GL. -5cm の地点と模型の頂版および底版の3ヶ所とし、模型内の設置レベルは、頂版と底版の2ヶ所とした。図-4.2.1.5(a)-1に地盤内の、図-4.2.1.5(a)-2に模型おける加速度計の設置位置を示す。

② 直土圧

トンネル模型1体につき、頂版と底版はそれぞれ両端の2ヶ所、側壁は中央と両端の3ヶ所、合計7ヶ所に直土圧計を設置した。図-4.2.1.5(b)に直土圧計の設置位置を示す。

③ せん断土圧

トンネル模型1体につき、頂版、底版、側壁のそれぞれ中央に1ヶ所ずつ、合計3ヶ所にせん断土圧計を設置した。図-4.2.1.5(c)にせん断土圧計の設置位置を示す。

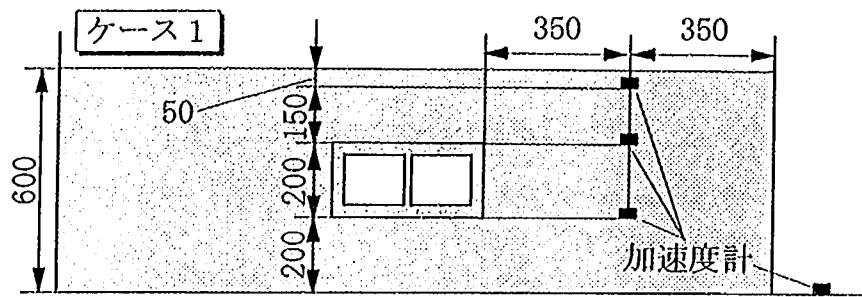
④ 断面力 (歪みゲージ)

トンネル模型1体につき、頂版、底版、側壁の中央と両端の3ヶ所ずつ、隔壁の両端の2ヶ所、合計11ヶ所の表裏に歪みゲージを貼り付けた。図-4.2.1.5(d)に歪みゲージの設置位置を示す。表裏一組の歪みゲージから得られた歪み値より、式(4.2.1.2)からアクリル板の曲げモーメントMを、式(4.2.1.3)からアクリル板の軸力Nを算定した。ただし、 ε_1 、 ε_2 はアクリル板表裏の歪み値、Eはアクリル板のヤング率、Zは断面係数、Aは断面積である。せん断力については、隣接する2点の曲げモーメント値の変化率として算出した。

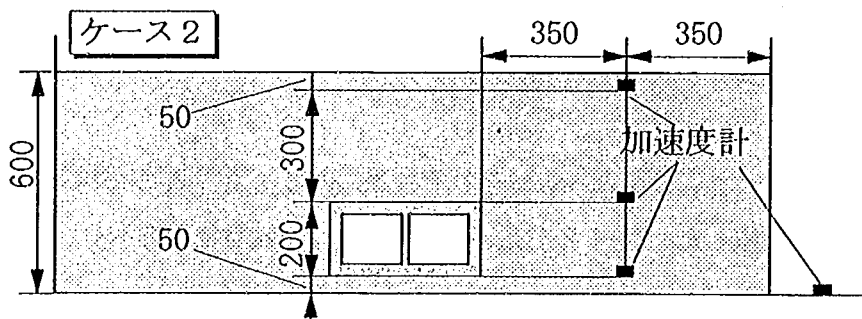
$$M = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) / 2 \times 10^{-6} \times E \times Z \quad (4.2.1.2)$$

$$N = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \times 10^{-6} \times E \times A \quad (4.2.1.3)$$



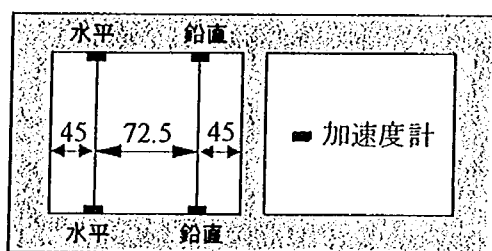


ケース 1 の地盤内の設置位置

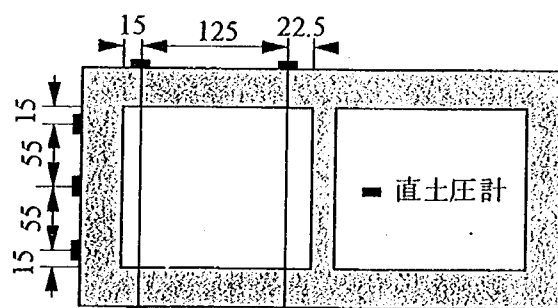


ケース 2 の地盤内の設置位置

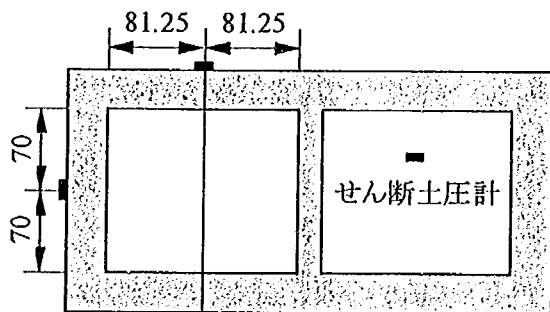
(a)-1 地盤内の加速度計設置位置



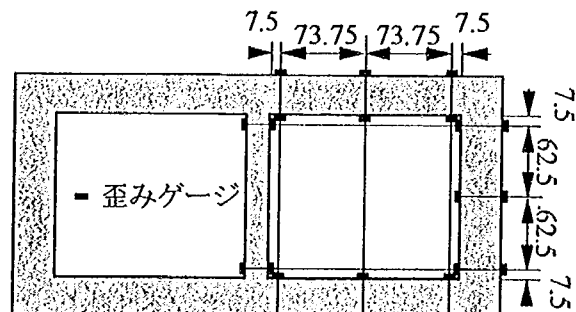
(a)-2 加速度計設置位置 (模型)



(b) 直土圧計設置位置



(c) せん断土圧計設置位置



(d) 歪みゲージ設置位置

図-4.2.1.5 各計測器の配置 (単位: mm)

(4) 実験結果

実験結果は、まず予備加振について述べ、次に、ケース1、ケース2における加速度、土圧、断面力について示す。また、全ての計測データは、ノイズを除去する目的で、50Hz以上の高振動数成分をフィルター処理によりカットしたものを用了。

1) 予備加振 (地盤のみの加振)

図-4.2.1.6は、スイープ加振の結果から加振振動数と応答倍率の関係を表したものである。応答倍率は最大加速度値の振動台上に対する GL-5cmの地点の比とした。地盤のみの加振では、入力加速度が100gal, 150gal, 200galと大きくなるにしたがい応答倍率は小さくなり、共振振動数が低下していく非線形性の影響が顕著に認められた。また、入力が大きくなるにしたがいピークが不明瞭になるのは、拘束圧が低いため地盤の剛性低下が大きいことによるものと考えられる。

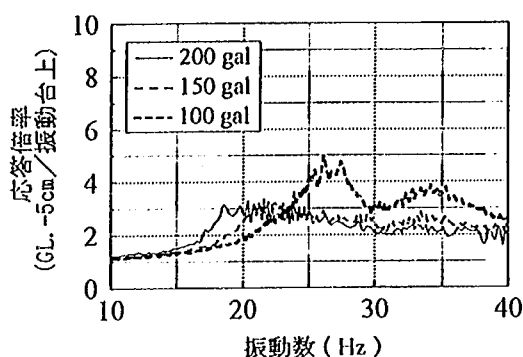


図-4.2.1.6 入力加速度と応答倍率の関係

2) ケース1、ケース2

① 時刻歴波形

図-4.2.1.7、図-4.2.1.8に、加速度、土圧、断面力の時刻歴波形の一例を示す。図-4.2.1.7は、正弦波、35Hz、200galで加振したケース、図-4.2.1.8は、釧路波、EW成分で加振したケースの応答波形である。図-4.2.1.7、図-4.2.1.8、共に(a)は振動台上の加速度の水平成分を、(b)は地盤内 GL-5cmの加速度の水平成分を示しており、(c)は側壁下コーナーの直土圧、(d)は底版中央のせん断土圧を示している。(e)、(f)、(g)は断面力であり、(e)は側壁上コーナーの曲げモーメント、(f)は側壁上部のせん断力、(g)は側壁上コーナーの軸力をそれぞれ示している。(c)~(g)は、何れも左側が模型1(免震層なし)、右側が模型2(免震層あり)の時刻歴波形である。

図-4.2.1.7、図-4.2.1.8で示した免震層ありと免震層なしの場合の時刻歴波形を比較すると、両者の形状が相似形であることから、正弦波加振、釧路波加振のどちらの場合も免震層を設置したことによる波形の包絡形状や位相の変化はないことが確認できた。このことから、各計測データの最大値を用いて、免震層の効果について考察することの妥当性が示された。以後各計測データの最大値とその分布をもとに、加速度の増幅、断面力の低減効果等について、順を追って解説していくことにする。

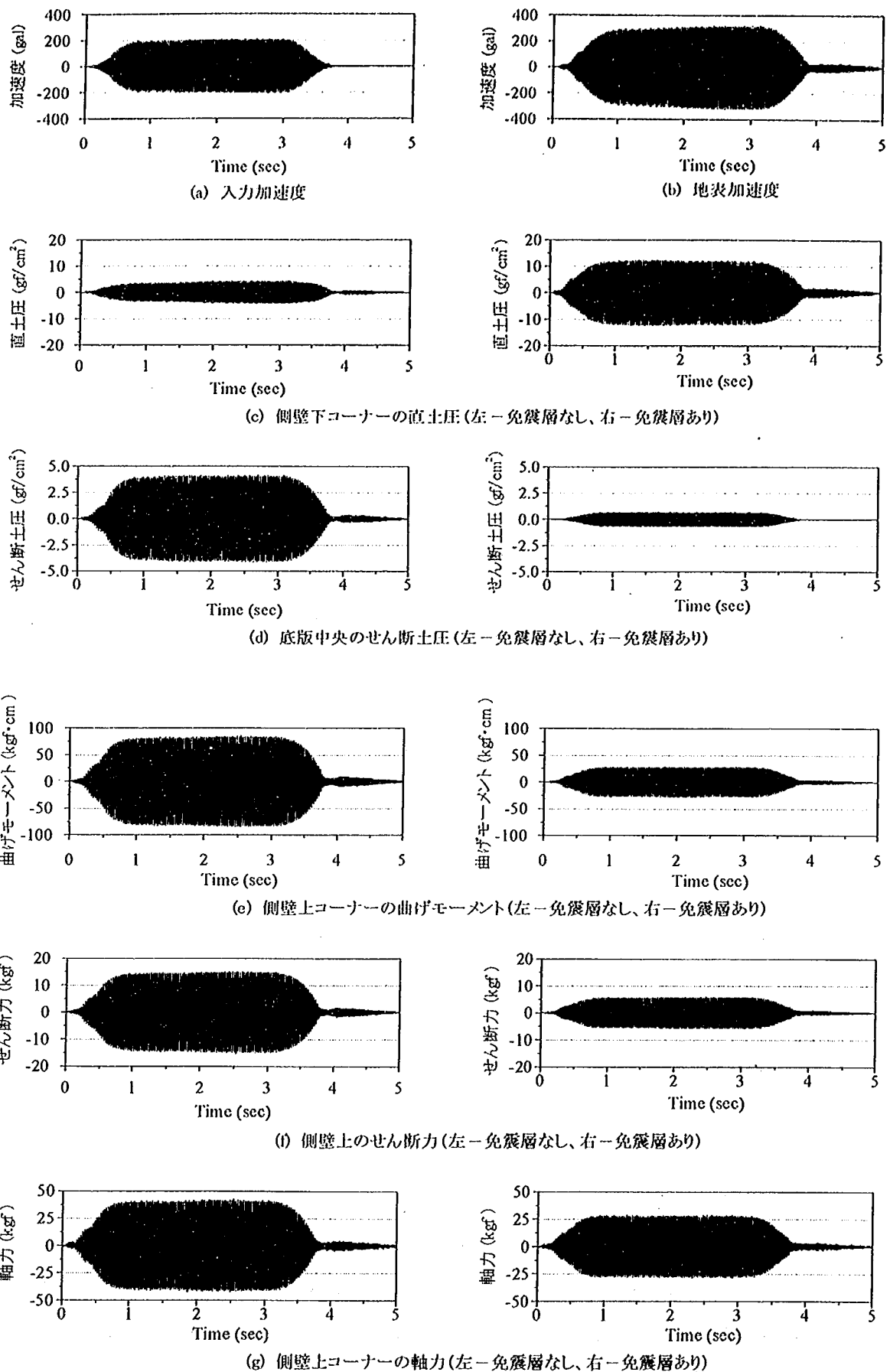


図-4.2.1.7 各種応答値の時刻歴波形 (ケース1、正弦波、200gal)

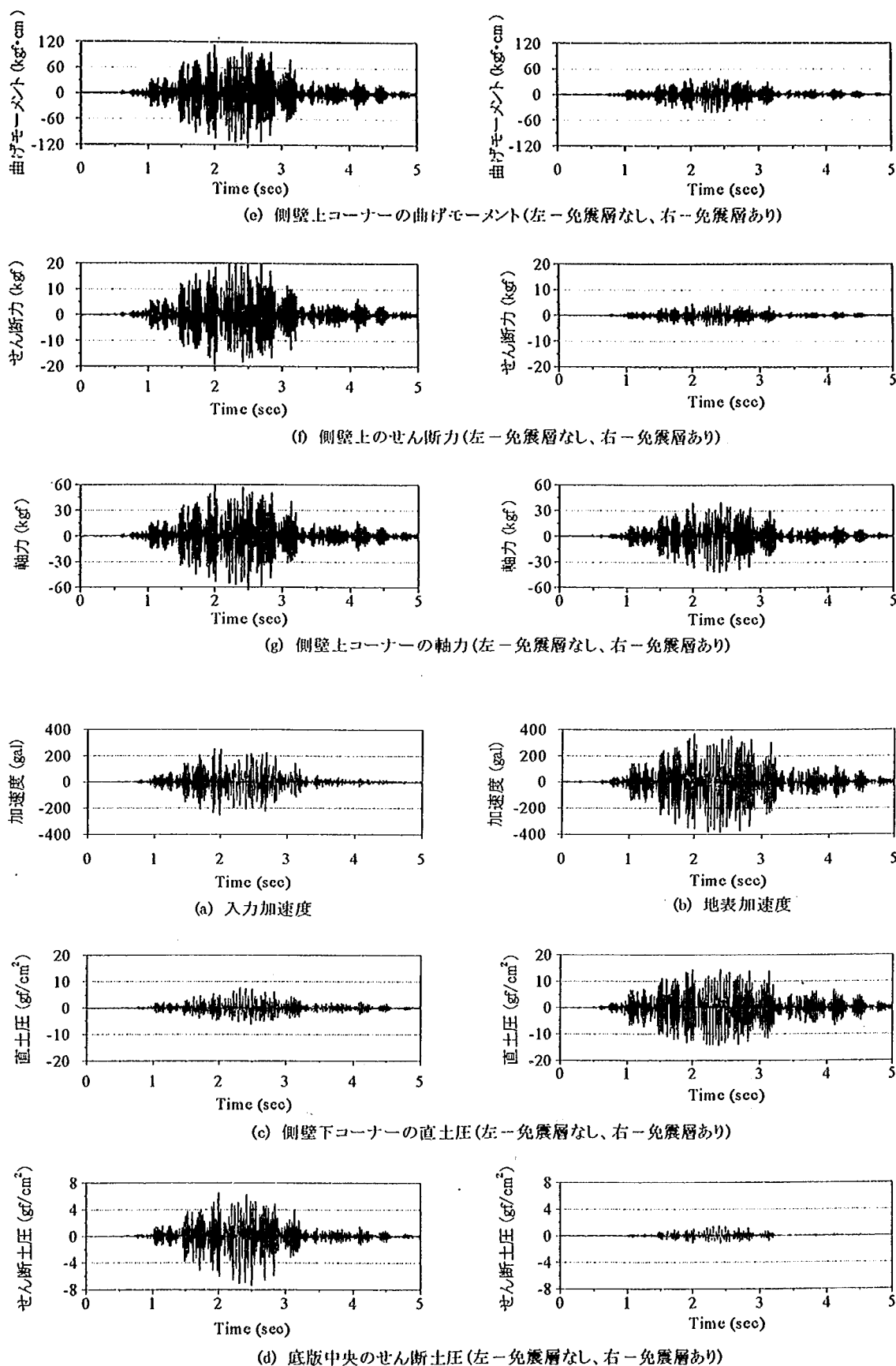


図-4.2.1.8 各種応答値の時刻歴波形 (ケース1、釧路波、EW成分)

② 加速度

各計測点での加速度最大値の一覧を表-4.2.1.3に示す。ただし、ケース1については地中の模型頂版レベル、ケース2については地中の模型底版レベルの計測点では、収録チャンネル数の制約上、鉛直成分の計測を割愛した。

まず、地盤の加速度について解説する。35Hzの正弦波入力時の地盤内の最大加速度分布を図-4.2.1.9(a)に、釧路波入力時の地盤内の最大加速度分布を図-4.2.1.9(b)に示す。

正弦波加振の場合、ケース1の150gal加振時の加速度水平成分の最大値は、振動台では137.0gal、模型地盤のGL. -5cmの位置では262.4galであり、増幅率は約1.92倍となる。これに対して、200gal加振の場合は、振動台では205.2gal、模型地盤のGL. -5cmの位置では321.1gal、増幅率は約1.56倍となる。また、ケース2での増幅率は、150gal加振時で2.48倍、200gal加振時で2.15倍である。この結果から、加振振幅が大きくなるほど、増幅率は小さくなる傾向があり、地盤の非線形性の影響が現れている。また、ケース1よりもケース2の方が大きな増幅率を示すのは、模型の埋設位置が深いため、ケース2の方が地盤と模型との相互作用が相対的に小さい影響と思われる。

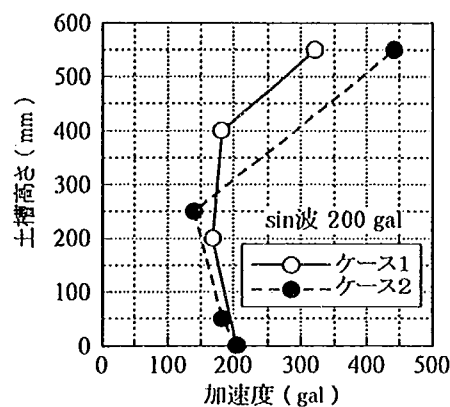
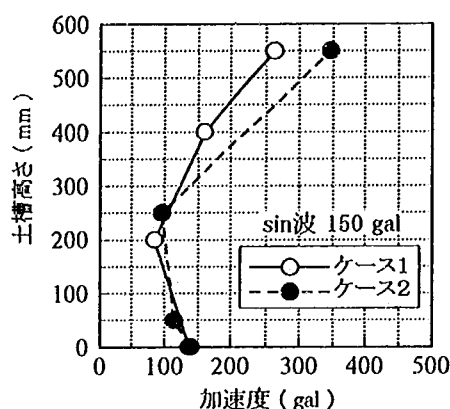
釧路波加振の場合、ケース1のEW成分加振時の加速度水平成分の最大値は、振動台では256.1gal、模型地盤のGL. -5cmの位置では387.7galであり、増幅率は約1.51倍となる。これに対して、EW+UD成分加振の場合は、振動台では267.8gal、模型地盤のGL. -5cmの位置では371.0gal、増幅率は約1.39倍となる。また、ケース2での増幅率は、EW成分加振時で1.74倍、EW+UD成分加振時で1.69倍である。したがって、鉛直動が水平動の振動増幅にほとんど寄与していないことが確認された。また、正弦波加振の場合と同様に、ここでも模型の埋設位置の違いについては、ケース1よりも埋設位置の深いケース2の方が大きな増幅率を示す結果となった。

また、図-4.2.1.9(a)、図-4.2.1.9(b)では、すべてのケースにおいて、模型の頂版と底版の間に対応する地盤部分で増幅が抑制される傾向が見られる。渡辺ら²⁾の実施した実験結果によると、模型の見かけのせん断剛性が周辺地盤のせん断弾性係数よりも大きい場合は加速度の増幅が抑制されることが示されており、それによると4.2.1(2)③トンネル模型の項で、模型地盤に対するトンネル模型の初期せん断弾性係数比は0.9であることを示したが、加振時には地盤の剛性低下が生じ、トンネル模型の方が模型地盤よりも見かけのせん断剛性が大きくなっていると考えられる。

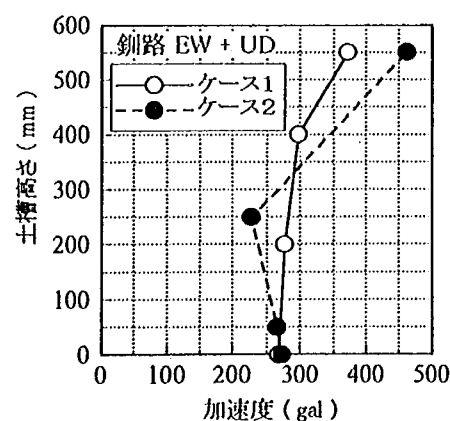
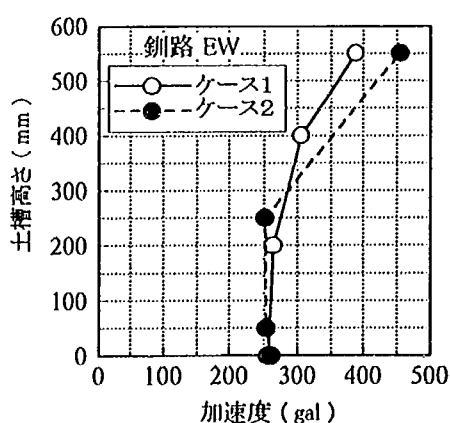
表-4.2.1.3 加速度の最大値一覧

(単位: gal)

	ケース1 (トンネル位置:地盤中央)					ケース2 (トンネル位置:地盤下部)					
	正弦波		釧路波			正弦波		釧路波			
	150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	
免震層あり	地中・上・水平	262.4	321.1	387.7	131.0	371.0	346.4	442.4	454.9	117.1	462.0
	地中・上・鉛直	26.6	38.8	65.5	208.9	260.1	42.7	44.8	67.2	127.8	276.2
	地中・中・水平	160.0	182.3	305.3	91.9	297.7	96.3	140.0	251.5	38.0	227.9
	地中・中・鉛直	—	—	—	—	—	24.8	29.5	30.0	111.7	227.6
	地中・下・水平	85.3	168.6	263.1	27.3	276.2	114.2	183.7	253.4	20.1	265.2
	地中・下・鉛直	12.0	18.5	22.1	179.1	207.7	—	—	—	—	—
	模型1・上・水平	62.3	84.5	131.4	32.4	142.1	51.8	74.9	117.2	15.0	120.8
	模型1・上・鉛直	15.3	24.9	21.4	193.6	229.2	13.6	17.1	21.5	112.9	218.2
	模型1・下・水平	63.1	108.0	157.7	40.5	185.8	72.1	111.1	151.5	24.8	178.2
	模型1・下・鉛直	12.5	20.5	18.9	175.2	206.6	11.8	15.7	17.5	103.7	199.4
	模型2・上・水平	24.7	32.2	141.9	20.7	141.8	17.6	28.0	122.2	9.7	117.2
	模型2・上・鉛直	19.6	25.8	29.8	176.8	190.6	8.2	16.4	25.3	112.2	186.6
	模型2・下・水平	63.1	121.9	243.7	49.3	246.3	58.0	116.0	209.9	22.2	213.2
	模型2・下・鉛直	15.9	23.8	27.2	103.9	128.2	9.8	15.7	17.5	70.1	131.7
振動台・水平	137.0	205.2	256.1	44.2	267.8	139.7	205.5	260.8	31.2	272.7	
振動台・鉛直	13.1	18.2	24.0	150.2	144.9	17.1	22.9	23.7	80.1	165.4	



(a) 正弦波入力時の加速度分布



(b) 釧路波入力時の加速度分布

図-4.2.1.9 せん断土槽内の加速度分布

③ 直土圧

各計測点での直土圧の最大値の一覧を表-4.2.1.4に示し、その分布の一例を図-4.2.1.10に示す。

(a)は正弦波、200gal加振時、(b)は釧路波加振時のものである。

図-4.2.1.10 (a)より、正弦波加振時の直土圧は、側壁と頂版の外側の位置では、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも大きな値を示している。したがって、直土圧に関しては、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも必ずしも低減するわけではないことが本実験結果からわかる。

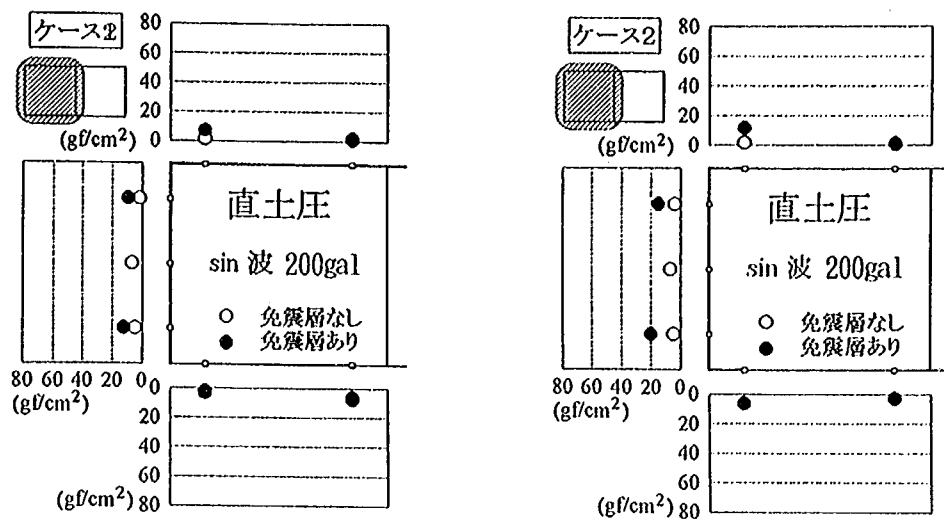
また、図-4.2.1.10 (b)より、釧路波加振時の直土圧は、全般的に正弦波加振時とほぼ同様の傾向を示している。ただし、底版の内側での直土圧は、鉛直動を含むEW+UD成分加振時に大きな値が計測されている。特に模型埋設位置の深いケース2でその傾向が大きいのは、せん断土槽底面の影響を大きく受けているためと考えられる。

表-4.2.1.4 直土圧の最大値一覧表

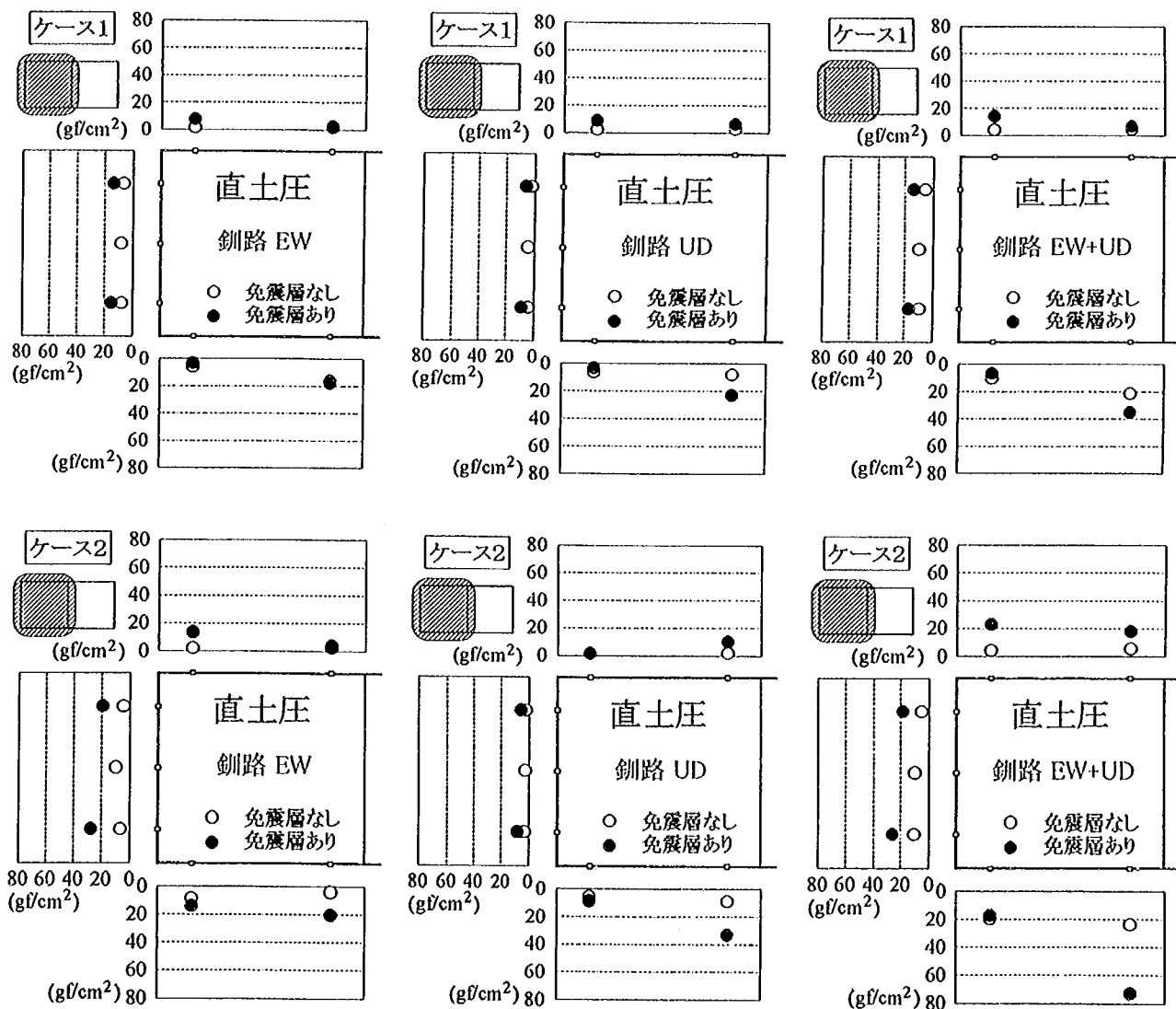
(単位：gf/cm²)

		ケース1(トンネル位置:地盤中央)					ケース2(トンネル位置:地盤下部)				
		正弦波		釧路波			正弦波		釧路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
免震層なし	模型1・頂版・外	1.20	1.40	1.20	2.10	3.80	1.40	1.60	1.70	1.40	4.10
	模型1・頂版・内	0.90	1.70	2.10	2.80	4.50	0.50	0.90	2.20	1.70	5.40
	模型1・側壁・上	1.20	1.50	6.00	2.00	5.30	2.20	3.30	4.40	1.70	4.90
	模型1・側壁・中	6.00	6.50	8.00	4.00	9.80	6.60	6.40	9.80	2.20	9.60
	模型1・側壁・下	3.60	4.20	7.60	3.60	9.10	4.20	4.40	6.40	2.60	10.00
	模型1・底版・外	3.00	3.40	6.20	6.70	10.40	6.70	6.30	8.60	5.80	19.50
免震層あり	模型1・底版・内	8.00	7.50	16.70	8.20	21.50	2.40	3.00	4.20	9.20	24.00
	模型2・頂版・外	4.50	6.90	7.50	8.60	14.00	11.20	11.60	13.10	1.20	22.80
	模型2・頂版・内	0.80	1.00	1.30	6.10	6.70	1.40	1.10	3.50	9.90	17.50
	模型2・側壁・上	9.00	8.90	13.60	5.70	13.40	13.30	14.70	18.90	5.40	18.20
	模型2・側壁・中 ³⁾	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	模型2・側壁・下	10.70	12.20	14.60	8.20	16.30	18.00	19.90	27.10	8.00	25.70
	模型2・底版・外	1.80	2.40	3.40	3.60	7.20	3.30	6.20	14.20	8.90	17.70
	模型2・底版・内	4.40	6.40	18.20	23.30	35.30	3.70	3.00	20.50	33.60	73.20

注3) 模型2(免震層あり)・側壁・中央はセンサー不良による欠測



(a) 正弦波入力時の直土圧分布



(b) 鋸路波入力時の直土圧分布

図-4.2.1.10 直土圧分布の比較

④ セン断土圧

各計測点でのセン断土圧の最大値の一覧を表-4.2.1.5に示し、その分布の一例を図-4.2.1.11に示す。直土圧と同じく、(a)は正弦波、200gal加振時、(b)は釧路波加振時のものである。

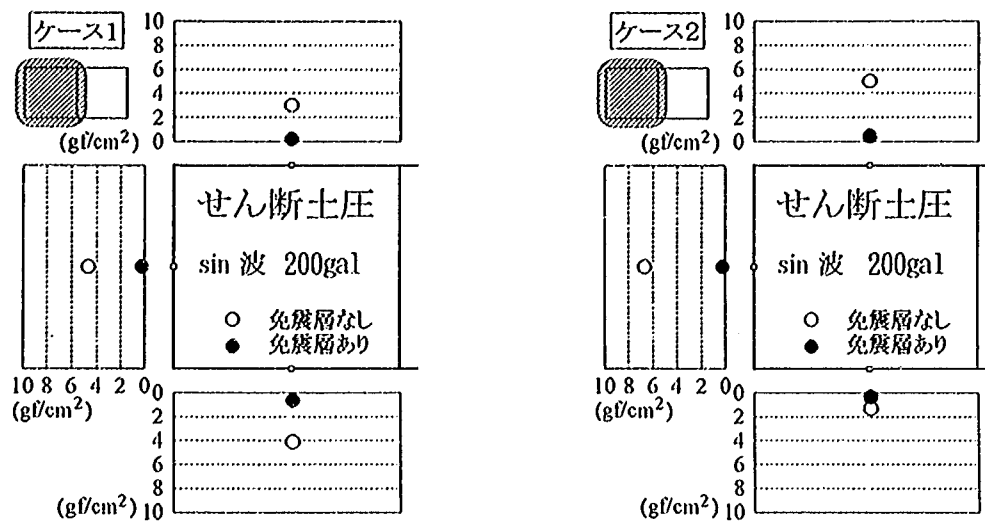
図-4.2.1.11 (a)より、正弦波加振時のセン断土圧は、ケース1、ケース2ともに、免震層なしに比べて免震層ありの応答値が一部を除いて10%以下にまで低減されていることがわかる。これは、免震層を設置することで、地盤から受ける周面せん断力が大きく低減されるという解析結果⁸⁾と一致する。

図-4.2.1.11 (b)より、釧路波加振時のセン断土圧は、全般的に正弦波加振時とほぼ同様の傾向を示しており、免震層なしに比べて免震層ありの応答値が10%以下にまで低減されていることがわかる。なお、底版では、ケース1に比べてケース2の方が小さく、ケース2では免震層ありと免震層なしの差がほとんど見られない。これは、ケース2では模型設置位置がセン断土槽の底面に接近していることが影響していると考えられる。また、EW成分のみ加振時、UD成分のみ加振時、EW+UD成分加振時の比較から、鉛直動はセン断土圧の発生にはほとんど寄与しないことが示された。

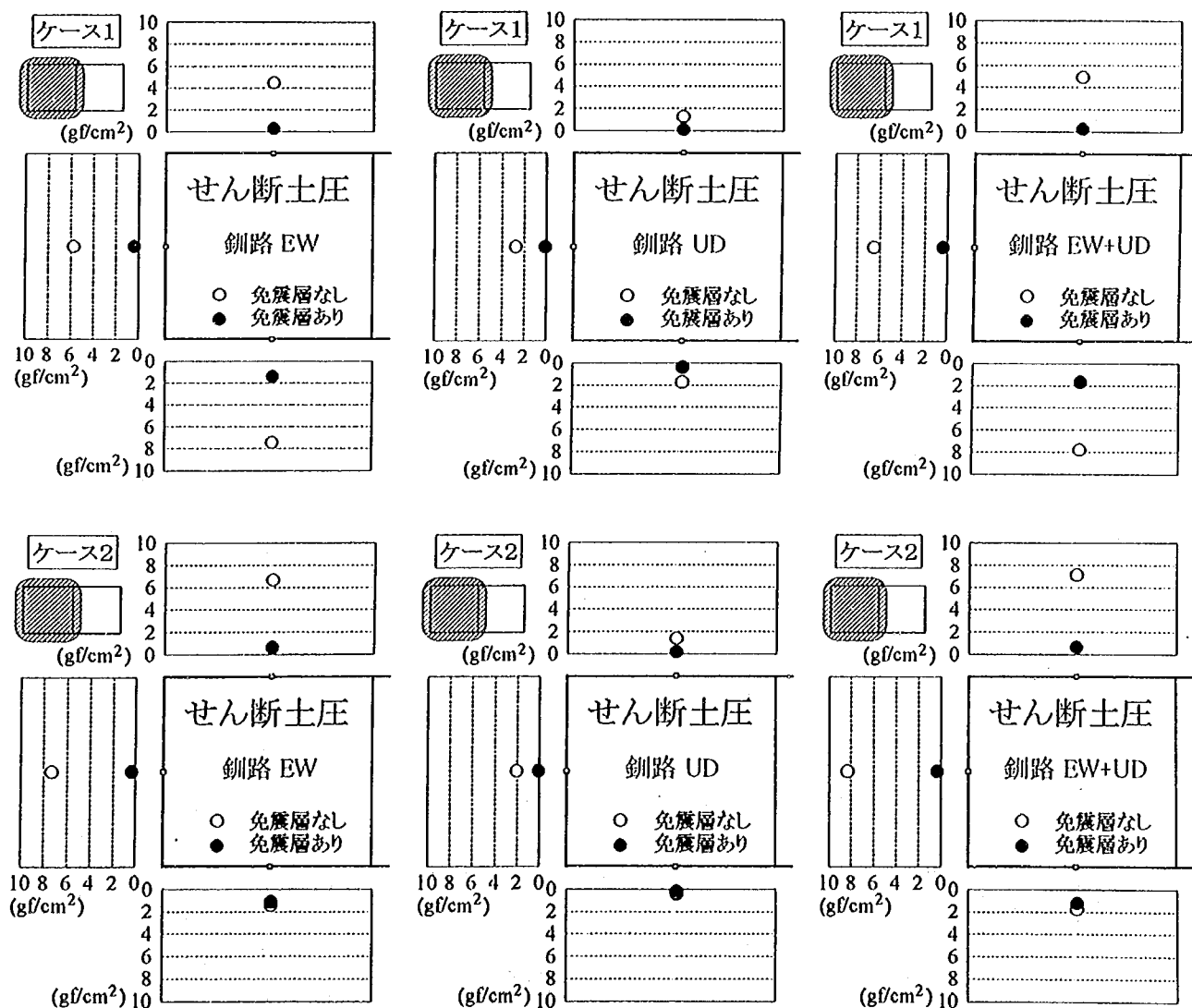
表-4.2.1.5 セン断土圧の最大値一覧

(単位: gf/cm²)

		ケース1 (トンネル位置: 地盤中央)					ケース2 (トンネル位置: 地盤下部)				
		正弦波		釧路波			正弦波		釧路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
上層 免震層あり	模型1・頂版	2.47	2.98	4.47	1.23	4.89	4.18	5.01	6.66	1.33	7.10
	模型1・側壁	4.27	4.65	5.73	2.68	6.52	5.62	6.66	7.31	2.00	8.28
	模型1・底版	3.53	4.13	7.44	1.75	7.82	0.77	1.33	1.46	0.45	1.75
下層 免震層なし	模型2・頂版	0.12	0.17	0.26	0.06	0.25	0.33	0.41	0.58	0.12	0.61
	模型2・側壁	0.18	0.21	0.35	0.07	0.35	0.15	0.19	0.29	0.03	0.30
	模型2・底版	0.54	0.67	1.44	0.43	1.70	0.27	0.38	1.17	0.25	1.24



(a) 正弦波入力時のせん断土圧分布



(b) 鉋路波入力時のせん断土圧分布

図-4.2.1.11 せん断土圧分布の比較

⑤ 断面力

各計測点での曲げモーメントの最大値の一覧を表-4.2.1.6に、せん断力の最大値の一覧を表-4.2.1.7に、軸力の最大値の一覧を表-4.2.1.8に示す。さらに、図-4.2.1.12～図-4.2.1.15に各断面力の最大値分布を示す。それぞれ上から曲げモーメント、せん断力、軸力の最大値分布を示しており、左側がケース1、右側がケース2となっている。

図-4.2.1.12 は正弦波200galで加振した場合の断面力の最大値分布を示す。免震層なしの場合には、トンネル断面のコーナー部に近い側壁上、側壁下、頂版外、底版外で大きな曲げモーメントが発生しているのが確認できる。例えば、表-4.2.1.6、図-4.2.1.7(c)より、ケース1の側壁上では、免震層なしが85.59kgf・cm、免震層ありが27.91kgf・cmであり、免震層を設置することで約30%に低減されている。また、せん断力については、計測点が少ないこともあり分布状況はあまり明確ではないが、全般的に半減しているのがわかる。軸力については、側壁下部など免震層ありの方が大きい箇所もいくつか見られるが、その他の箇所では30%～70%程度の低減効果が見られる。

図-4.2.1.13～図-4.2.1.15は釧路波加振のケースであり、図-4.2.1.13は釧路EW成分を、図-4.2.1.14は釧路UD成分を、図-4.2.1.15は釧路EW+UD成分を入力した場合の各断面力の最大値分布を示す。先の正弦波加振の場合と同じく、いずれのケースも免震層なしではトンネルコーナー部で大きな曲げモーメントが発生しているのに対し、免震層ありではそれが約30%に低減されているのが実地震波加振についても確認できた。また、せん断力、軸力についても正弦波加振時とほぼ同様な傾向の低減効果があることが確認された。

表-4.2.1.6 曲げモーメントの最大値一覧 (単位: kgf・cm)

		ケース1(トンネル位置:地盤中央)					ケース2(トンネル位置:地盤下部)				
		正弦波		釧路波			正弦波		釧路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
免震層なし	模型1・側壁・上	65.33	85.59	114.80	43.85	127.60	65.31	79.76	133.15	38.17	151.27
	模型1・側壁・中	6.07	9.46	12.20	4.26	12.89	16.82	18.27	27.86	5.88	27.18
	模型1・側壁・下	57.29	75.50	98.43	39.80	110.20	67.12	78.85	128.64	32.82	134.85
	模型1・底版・外	71.00	93.03	125.40	47.05	140.10	70.80	87.58	145.74	36.58	162.01
	模型1・底版・中	31.19	38.26	61.60	22.84	66.78	15.58	27.94	58.46	24.66	75.96
	模型1・底版・内	11.53	14.58	21.29	20.88	33.05	5.17	6.22	14.10	11.23	22.36
	模型1・隔壁・下	38.01	47.01	67.59	25.61	75.19	36.48	45.40	78.30	22.84	89.45
	模型1・隔壁・上	36.46	45.28	64.27	25.24	71.72	40.15	44.72	76.55	22.60	86.69
	模型1・頂版・内	16.43	20.34	29.03	10.80	33.64	11.33	11.35	21.57	9.57	24.71
	模型1・頂版・中	20.08	25.24	35.31	14.23	41.46	23.50	28.15	48.79	12.48	52.99
免震層あり	模型1・頂版・外	62.29	77.78	108.50	41.38	121.50	66.52	78.20	133.63	40.12	146.01
	模型2・側壁・上	21.02	27.91	41.82	14.54	45.73	17.13	21.13	36.96	9.48	39.30
	模型2・側壁・中	7.45	8.64	11.59	7.82	14.04	10.88	12.21	22.77	6.68	24.47
	模型2・側壁・下	28.73	38.81	57.92	27.36	69.76	33.83	36.99	66.24	25.56	76.55
	模型2・底版・外	31.58	43.62	66.68	24.81	78.90	31.60	35.86	63.79	22.46	72.92
	模型2・底版・中	20.24	26.19	51.23	22.72	50.56	12.34	15.94	29.69	21.73	44.80
	模型2・底版・内	7.39	10.13	18.34	6.32	17.97	6.44	6.83	11.15	4.61	11.59
	模型2・隔壁・下	21.73	27.50	41.49	14.92	45.36	19.26	23.62	40.05	12.77	43.01
	模型2・隔壁・上	18.53	23.56	34.82	13.29	38.37	18.22	22.08	36.28	12.08	39.05
	模型2・頂版・内	6.96	9.45	20.07	17.55	29.14	4.87	4.37	15.09	14.51	27.79
	模型2・頂版・中	10.04	12.65	15.88	9.62	20.26	15.95	18.36	27.91	11.64	32.38
	模型2・頂版・外	20.40	25.94	41.33	14.84	46.79	18.82	22.49	41.02	12.35	44.76

表-4.2.1.7 セン断力の最大値一覧 (単位: kgf)

		ケース1 (トンネル位置: 地盤中央)					ケース2 (トンネル位置: 地盤下部)				
		正弦波		鉋路波			正弦波		鉋路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
免震層なし	模型1・側壁・上	11.40	15.14	19.98	7.63	22.26	13.05	15.50	25.76	6.68	28.12
	模型1・側壁・下	8.24	10.64	14.29	5.76	15.79	8.14	9.85	16.33	4.31	17.66
	模型1・底版・外	5.46	7.43	9.28	3.74	10.01	7.68	8.58	12.82	3.44	14.01
	模型1・底版・内	5.43	7.12	10.62	5.93	12.84	2.72	4.59	9.79	4.86	13.22
	模型1・隔壁・下	6.08	7.52	10.81	4.10	12.03	5.84	7.26	12.53	3.66	14.31
	模型1・隔壁・上	5.83	7.25	10.28	4.04	11.48	6.42	7.16	12.25	3.62	13.87
	模型1・頂版・内	4.90	6.16	8.63	3.33	10.18	4.69	5.34	9.43	2.73	10.11
免震層あり	模型1・頂版・外	5.76	7.21	10.05	4.06	10.07	5.91	6.85	11.61	3.87	13.19
	模型2・側壁・上	4.51	5.77	8.55	3.02	9.47	4.48	5.26	9.49	2.42	10.20
	模型2・側壁・下	3.51	4.94	7.42	3.53	8.92	3.79	3.99	7.02	3.03	8.40
	模型2・底版・外	2.08	2.91	4.31	4.52	6.29	3.24	3.06	5.60	5.01	8.89
	模型2・底版・内	3.69	4.83	8.30	3.72	8.46	2.48	2.93	5.18	3.29	6.88
	模型2・隔壁・下	3.48	4.40	6.64	2.39	7.26	3.08	3.78	6.41	2.04	6.88
	模型2・隔壁・上	2.97	3.77	5.57	2.13	6.14	2.92	3.53	5.81	1.93	6.25
	模型2・頂版・内	2.21	2.90	4.78	3.59	6.55	2.76	3.04	5.63	3.03	7.67
	模型2・頂版・外	1.58	1.95	3.57	0.90	3.68	0.46	0.65	2.04	0.54	1.85

表-4.2.1.8 軸力の最大値一覧 (単位: kgf)

		ケース1 (トンネル位置: 地盤中央)					ケース2 (トンネル位置: 地盤下部)				
		正弦波		鉋路波			正弦波		鉋路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
免震層なし	模型1・側壁・上	32.46	42.24	58.82	26.58	65.55	33.20	41.14	66.69	25.47	80.10
	模型1・側壁・中	3.79	2.43	4.26	9.60	10.59	10.01	1.97	3.80	9.36	12.39
	模型1・側壁・下	6.12	9.50	16.31	11.94	22.01	16.06	10.32	17.55	8.97	22.81
	模型1・底版・外	10.53	13.20	19.93	4.38	20.46	30.13	4.42	10.54	1.40	10.83
	模型1・底版・中	3.61	4.58	6.46	2.53	5.80	24.82	3.44	5.96	1.87	6.28
	模型1・底版・内	6.63	8.03	7.05	4.82	7.23	8.81	5.34	11.07	3.72	12.54
	模型1・隔壁・下	4.39	5.72	7.60	14.42	15.03	3.05	2.57	4.12	11.97	16.85
	模型1・隔壁・上	4.11	5.08	7.09	8.34	10.46	3.16	4.44	6.90	9.72	12.50
	模型1・頂版・内	12.59	15.74	22.93	7.39	25.18	14.46	16.62	28.90	8.80	28.62
	模型1・頂版・中	4.09	5.25	7.42	4.06	7.70	9.84	8.28	12.14	4.88	11.94
免震層あり	模型1・頂版・外	20.38	26.64	39.68	16.59	43.72	15.67	22.53	41.67	10.24	48.76
	模型2・側壁・上	22.08	28.57	41.39	14.28	43.70	16.54	20.96	35.51	9.55	37.17
	模型2・側壁・中	2.64	3.03	4.69	7.85	8.38	4.40	4.44	6.77	6.28	10.25
	模型2・側壁・下	19.06	25.38	37.46	23.41	46.39	24.76	25.33	45.69	20.37	54.08
	模型2・底版・外	4.18	6.42	12.49	3.66	15.18	9.39	4.74	9.15	5.22	12.53
	模型2・底版・中	2.84	2.92	4.58	2.65	4.78	1.27	1.10	1.92	2.13	4.44
	模型2・底版・内	1.89	1.39	1.89	1.95	2.38	3.61	4.42	6.80	2.94	9.55
	模型2・隔壁・下	2.07	1.97	6.48	20.52	23.24	2.08	1.79	10.07	21.93	39.73
	模型2・隔壁・上	3.21	4.03	7.66	10.33	14.10	3.37	4.29	9.18	12.00	22.58
	模型2・頂版・内	13.46	17.37	30.76	19.63	40.88	11.20	12.77	27.32	13.78	37.13
	模型2・頂版・中	1.31	1.24	7.48	3.66	2.97	1.53	7.26	2.94	1.13	3.12
	模型2・頂版・外	16.23	19.87	34.41	12.45	38.90	13.02	15.27	31.07	8.35	33.49

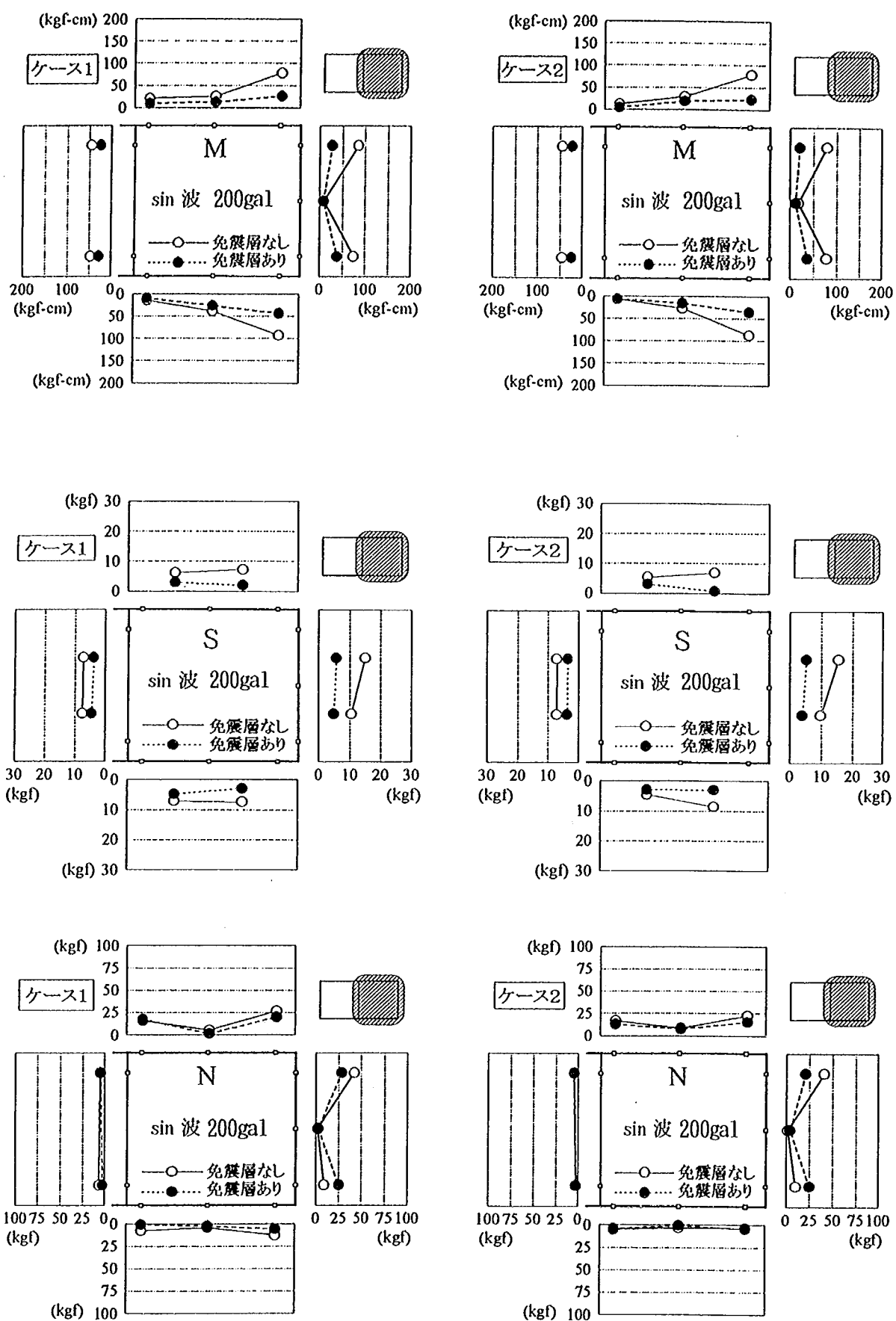


図-4.2.1.12 断面力の最大値分布 (正弦波、35Hz、200gal)

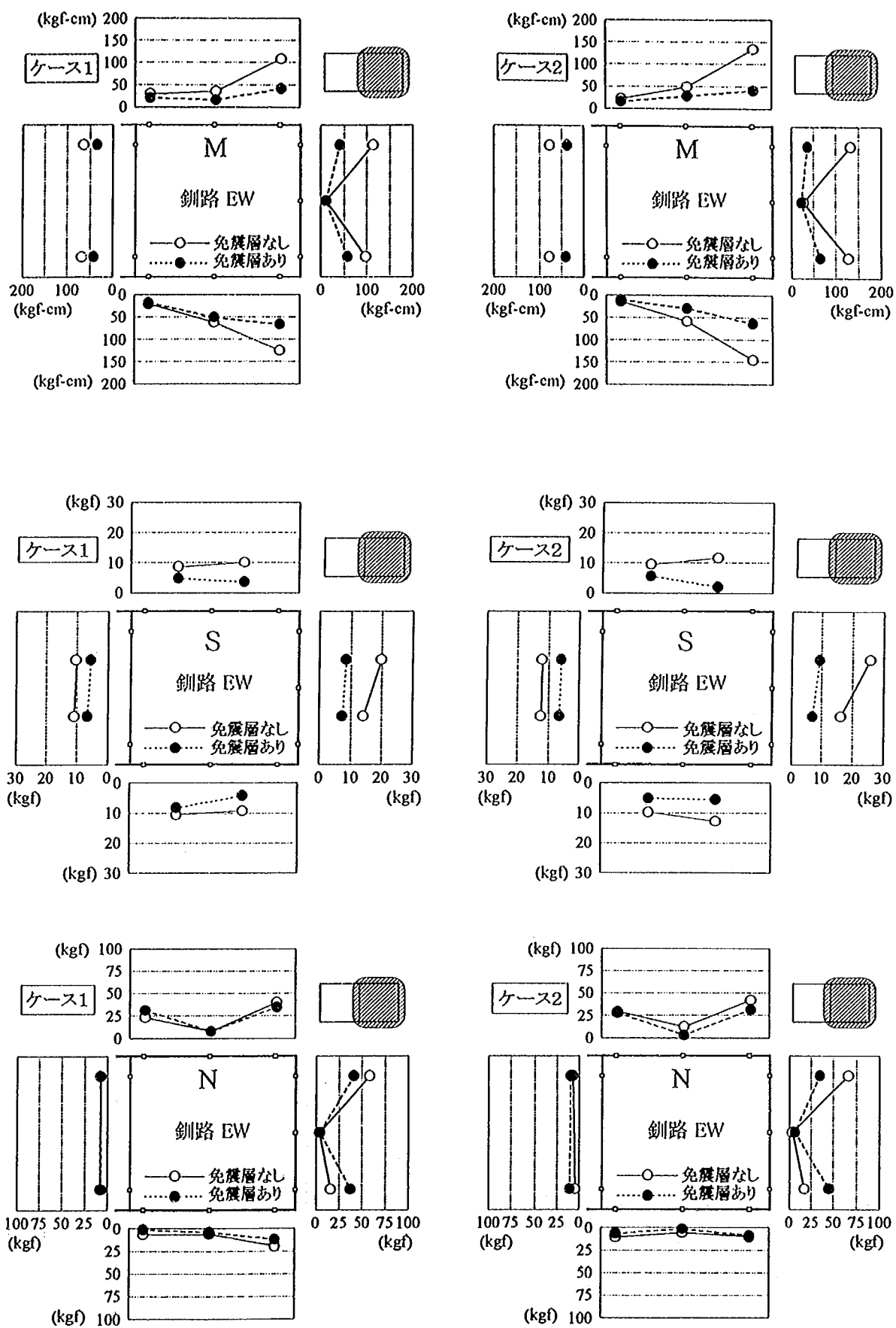


図-4.2.1.13 断面力の最大値分布（釧路波、EW成分）

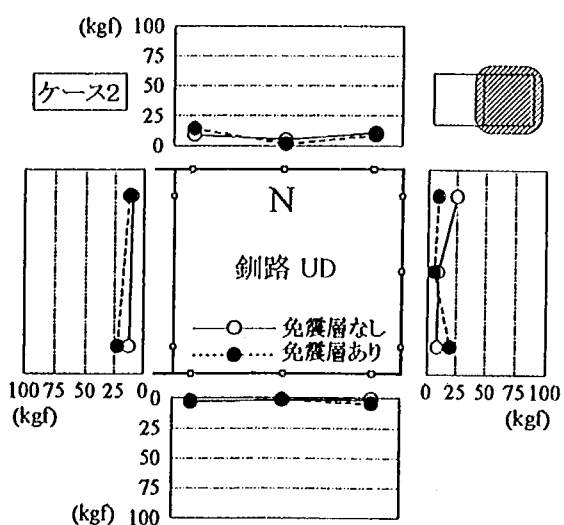
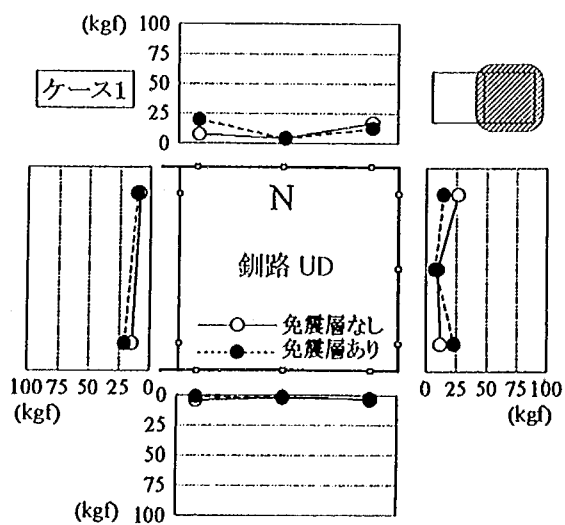
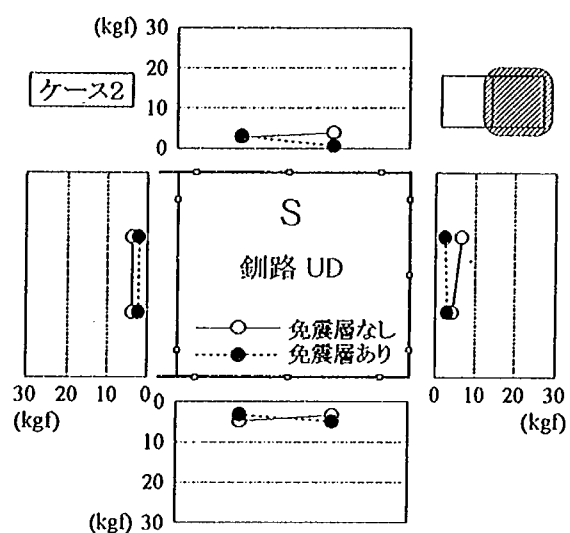
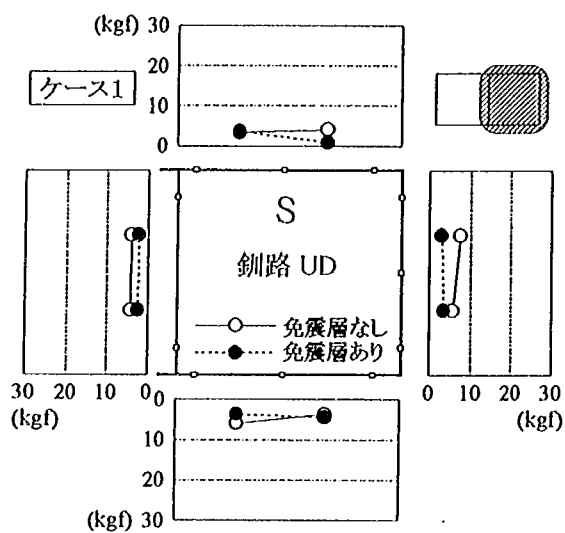
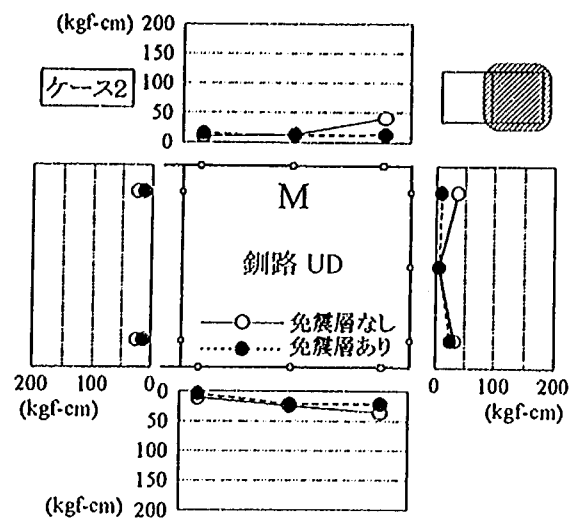
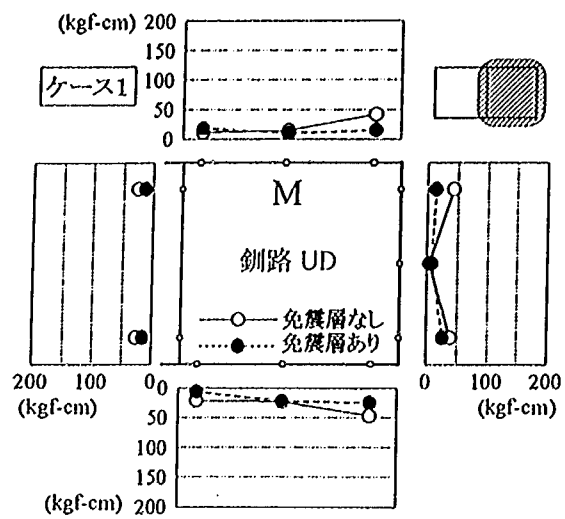


図-4.2.1.14 断面力の最大値分布 (釧路波、UD成分)

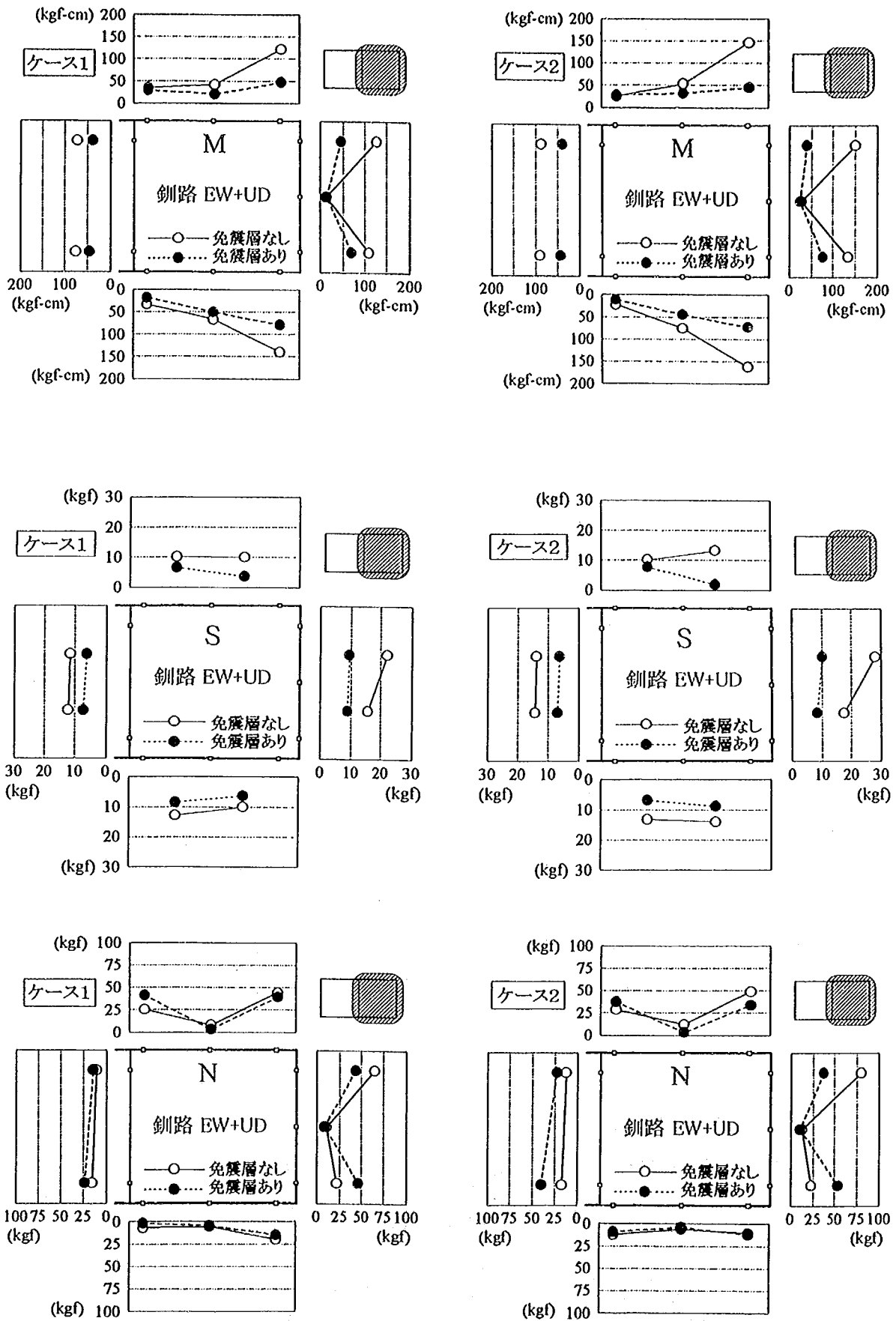


図-4.2.1.15 断面力の最大値分布 (鉋路波、EW+UD成分)

(5) 考 察

本実験では、模型1と模型2を比較することで免震層設置による土圧の相違、断面力の低減効果について検討し、ケース1とケース2を比較することで模型設置位置の違いが土圧、断面力に与える影響について検討する。また、鉋路波加振時のEW成分のみのケースと、EW+UD成分のケースの比較から鉛直動がトンネルの地震時挙動に与える影響についても検討した。以下にそれぞれについて考察を加える。

1) 免震層設置による効果

表-4.2.1.9は、免震層の有無の効果を確認するため、主要計測点の模型1（免震層なし）に対する模型2（免震層あり）の土圧と断面力の比の一覧を示したものである。

① 水平動加振に対する効果

直土圧は、本実験結果では側壁と頂版の外側の位置において、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも大きな値を示している。せん断土圧、曲げモーメント、せん断力の場合には、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも低減する結果が得られているが、それと異なり、直土圧は、免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも必ずしも低減するわけではないことを本実験結果は示している。ただし、このような免震層がある場合とない場合の直土圧の定性的、定量的な比較は、解析的な検討によりさらに明らかにしていく必要があると考えられる。

せん断土圧は、免震層を設置することにより、底版では20%程度、頂版と側壁では5%程度にまで低減されている。このことは、地震時にトンネルに作用する周面せん断力を吸収、再配分した結果、曲げモーメント、せん断力を大きく低減するというトンネル免震のメカニズムを裏付けている。

曲げモーメントは、免震層を設置することにより、30%~70%低減しており、特に、地震時に断面力が集中することが予想されるコーナー部付近では70%程度の大きな低減効果が発揮されている。ここで、正弦波35Hz、加速度振幅200galで加振したときの、時刻歴波形の位相を詳しく考察するために、側壁の3計測点における曲げモーメントの時刻歴波形の一部分を図-4.2.1.16に示す。免震層なしのケースでは、側壁の上部と下部で大きな曲げモーメントが発生している。側壁の上部と下部で位相は180度ずれており、トンネル模型がせん断変形していることがわかる。また、免震層ありでは、免震層なしの場合と比較して、位相は同じであるが、振幅は側壁の上部、下部で約半分に低減されていることが確認できる。

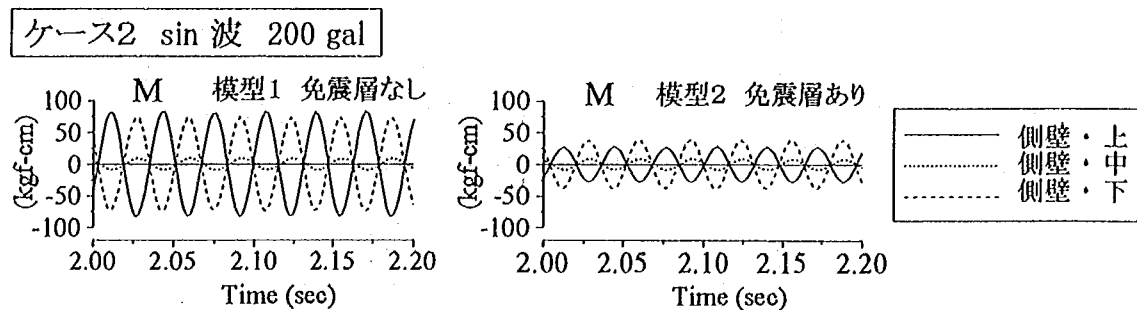


図-4.2.1.16 曲げモーメントの時刻歴波形の一部

表-4.2.1.9 免震層設置による土圧、断面力の低減効果

直土圧最大値の免震層なしに対する免震層ありの比

		模型2 / 模型1				
		正弦波		鉋路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
ケース1 (中)	頂版・外	3.75	4.93	6.25	4.10	3.68
	頂版・内	0.89	0.59	0.62	2.18	1.49
	側壁・上	7.50	5.93	2.27	2.85	2.53
	側壁・下	2.97	2.90	1.92	2.28	1.79
	底版・外	0.60	0.71	0.55	0.54	0.69
	底版・内	0.55	0.85	1.09	2.84	1.64
ケース2 (下)	頂版・外	8.00	7.25	7.71	0.86	5.56
	頂版・内	2.80	1.22	1.59	5.82	3.24
	側壁・上	6.05	4.45	4.30	3.18	3.71
	側壁・下	4.29	4.52	4.23	3.08	2.57
	底版・外	0.49	0.98	1.65	1.53	0.91
	底版・内	1.54	1.00	4.88	3.65	3.05

注：側壁・中央は模型2（免震層あり）の欠測のため不明

曲げモーメント最大値の免震層なしに対する免震層ありの比

		模型2 / 模型1				
		正弦波		鉋路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
ケース1 (地盤中)	側壁・上	0.32	0.33	0.36	0.33	0.36
	側壁・下	0.50	0.51	0.59	0.69	0.63
	底版・外	0.44	0.47	0.53	0.53	0.56
	底版・内	0.64	0.69	0.86	0.30	0.54
	隔壁・下	0.57	0.58	0.61	0.58	0.60
	隔壁・上	0.51	0.52	0.54	0.53	0.53
ケース2 (地盤下)	頂版・内	0.42	0.46	0.69	1.63	0.87
	頂版・外	0.33	0.33	0.38	0.36	0.39
	側壁・上	0.26	0.26	0.28	0.25	0.26
	側壁・下	0.50	0.47	0.51	0.78	0.57
	底版・外	0.45	0.41	0.44	0.61	0.45
	底版・内	1.24	1.10	0.79	0.41	0.52
ケース3 (地盤下)	隔壁・下	0.53	0.52	0.51	0.56	0.48
	隔壁・上	0.45	0.49	0.47	0.53	0.45
	頂版・内	0.43	0.38	0.70	1.52	1.12
	頂版・外	0.28	0.29	0.31	0.31	0.31

せん断土圧最大値の免震層なしに対する免震層ありの比

		模型2 / 模型1				
		正弦波		鉋路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
ケース1 (中)	頂版	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05
	側壁	0.04	0.05	0.06	0.03	0.05
	底版	0.15	0.16	0.19	0.25	0.22
ケース2 (下)	頂版	0.08	0.08	0.09	0.09	0.09
	側壁	0.03	0.03	0.04	0.02	0.04
	底版	0.35	0.29	0.80	0.56	0.71

せん断力最大値の免震層なしに対する免震層ありの比

		模型2 / 模型1				
		正弦波		鉋路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
ケース1 (地盤中)	側壁・上	0.40	0.38	0.43	0.40	0.43
	側壁・下	0.43	0.46	0.52	0.61	0.56
	底版・外	0.38	0.39	0.46	1.21	0.63
	底版・内	0.68	0.68	0.78	0.63	0.66
	隔壁・下	0.57	0.59	0.61	0.58	0.60
	隔壁・上	0.51	0.52	0.54	0.53	0.53
ケース2 (地盤下)	頂版・内	0.45	0.47	0.55	1.08	0.64
	頂版・外	0.27	0.27	0.36	0.22	0.37
	側壁・上	0.34	0.34	0.37	0.36	0.36
	側壁・下	0.46	0.40	0.43	0.70	0.48
	底版・外	0.42	0.36	0.44	1.46	0.63
	底版・内	0.91	0.64	0.53	0.68	0.52
ケース3 (地盤下)	隔壁・下	0.53	0.52	0.51	0.56	0.48
	隔壁・上	0.45	0.49	0.47	0.53	0.45
	頂版・内	0.59	0.57	0.60	1.11	0.76
	頂版・外	0.08	0.09	0.18	0.14	0.14

軸力最大値の免震層なしに対する免震層ありの比

		模型2 / 模型1				
		正弦波		鉋路波		
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD
ケース2 (地盤中央)	側壁・上	0.68	0.68	0.70	0.54	0.67
	側壁・下	3.11	2.67	2.30	1.96	2.11
	底版・外	0.40	0.49	0.63	0.84	0.74
	底版・内	0.29	0.17	0.27	0.40	0.33
	隔壁・下	0.47	0.34	0.85	1.42	1.55
	隔壁・上	0.78	0.79	1.08	1.24	1.35
ケース3 (地盤下)	頂版・内	1.07	1.10	1.34	2.66	1.62
	頂版・外	0.80	0.75	0.87	0.75	0.89
	側壁・上	0.50	0.51	0.53	0.37	0.46
	側壁・下	1.54	2.45	2.60	2.27	2.37
	底版・外	0.31	1.07	0.87	3.74	1.16
	底版・内	0.41	0.83	0.61	0.79	0.76
ケース4 (地盤下)	隔壁・下	0.68	0.70	2.44	1.83	2.36
	隔壁・上	1.06	0.97	1.33	1.23	1.81
	頂版・内	0.77	0.77	0.95	1.57	1.30
	頂版・外	0.83	0.68	0.75	0.82	0.69

せん断力は、計測点が少ないため低減効果の分布については明らかでないが、免震層を設置することにより、全ての計測点で約半分に低減した。

軸力は、側壁下部などの箇所では免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも大きな値を示しており、直土圧と同じく免震層ありの応答値が免震層なしの場合よりも必ずしも低減するわけではないことが本実験結果から得られた。ただし、上記以外の箇所では免震層を設置することにより、軸力は30%～70%程度低減した。

4.2.1(2)⑤ですでに述べたように、今回の実験の微小ひずみレベルにおける免震層と地盤のせん断弾性係数比は $1/220$ と推定された。次に、200gal加振時における免震層と地盤のせん断弾性係数比を推定してみることにする。図-4.2.1.6のスイープ加振の結果から200gal加振時の共振振動数を20Hzと仮定すると、地盤材料のせん断弾性係数は平均的に 36.0 kgf/cm^2 となる。したがって、200gal加振時におけるせん断弾性係数比は $1/54$ と推定することができる。第2章の検討結果では、免震効果が発揮されるための目安となるせん断弾性係数比は $1/100$ であった。本実験では200gal加振時には、地盤の剛性低下により $1/100$ を越えるせん断弾性係数比になっていたと推測されるが、その場合でも大きな断面力低減効果があることがわかった。ただし、地盤の剛性低下の状況は構造物周辺では複雑であるので、今後解析による詳細な検討が必要と考えられる。

② 鉛直動加振に対する効果

表-4.2.1.9より、直土圧、せん断土圧、曲げモーメント、せん断力、軸力のすべてにおいて、水平動加振の場合と同じ傾向の効果があることがわかる。また、その程度についても、水平動加振の場合と同様、直土圧では明らかな傾向は見られないが、せん断土圧では約5%に低減、断面力では30%～70%低減することが示された。

2) 型埋設位置の違いが応答値に及ぼす影響

表-4.2.1.10に、設置位置の影響を確認するため、主要計測点のケース1に対するケース2の土圧と断面力の比の一覧を示す。

比較の結果、全般的に埋設位置の違いによる大きな影響は見られないが、以下に、特徴的な点を示す。

- ・直土圧は、大半の箇所ではトンネル模型を深く設置したケース2の方が大きな値となっている。
- ・せん断土圧は、免震層ありでは応答値が小さいので、比率による考察は難しい。応答値の大きい免震層なしでは、底版を除けばケース1よりもケース2の方が大きな値となっている。
- ・断面力では、正弦波加振時には、ケース1、ケース2の応答値にあまり明らかな傾向は見られないが、釧路波加振時にはケース2のほうが比較的大きくなる傾向がある。

表-4. 2. 1. 10 模型設置レベルが土圧、断面力に与える影響

直土圧最大値のケース1に対するケース2の比

		ケース2 (地盤下部) / ケース1 (地盤中央)					
		正弦波		鉋路波			
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	
模型1 (免震層なし)	頂版・外	1.17	1.14	1.42	0.67	1.08	
	頂版・内	0.56	0.53	1.05	0.61	1.20	
	側壁・上	1.83	2.20	0.73	0.85	0.92	
	側壁・中	1.10	0.98	1.23	0.55	0.98	
	側壁・下	1.17	1.05	0.84	0.72	1.10	
	底版・外	2.23	1.85	1.39	0.87	1.88	
模型2 (免震層あり)	底版・内	0.30	0.40	0.25	1.12	1.12	
	頂版・外	2.49	1.68	1.75	0.14	1.63	
	頂版・内	1.75	1.10	2.69	1.62	2.61	
	側壁・上	1.48	1.65	1.39	0.95	1.36	
	側壁・下	1.68	1.63	1.86	0.98	1.58	
	底版・外	1.83	2.58	4.18	2.47	2.46	
	底版・内	0.84	0.47	1.13	1.44	2.07	

注：模型2（免震層あり）側壁・中央はセンサー不良による欠測

曲げモーメント最大値のケース1に対するケース2の比

		ケース2 (地盤下部) / ケース1 (地盤中央)					
		正弦波		鉋路波			
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	
模型1 (免震層なし)	側壁・上	1.00	0.93	1.16	0.87	1.19	
	側壁・下	1.17	1.04	1.31	0.82	1.22	
	底版・外	1.00	0.94	1.16	0.78	1.16	
	底版・内	0.45	0.43	0.66	0.54	0.68	
	隔壁・下	0.96	0.97	1.16	0.89	1.19	
	隔壁・上	1.10	0.99	1.19	0.90	1.21	
模型2 (免震層あり)	頂版・内	0.69	0.56	0.74	0.89	0.73	
	頂版・外	1.07	1.01	1.23	0.97	1.20	
	側壁・上	0.81	0.76	0.88	0.65	0.86	
	側壁・下	1.18	0.95	1.14	0.93	1.10	
	底版・外	1.00	0.82	0.96	0.91	0.92	
	底版・内	0.87	0.67	0.61	0.73	0.65	
模型2 (免震層あり)	隔壁・下	0.89	0.86	0.97	0.86	0.95	
	隔壁・上	0.98	0.94	1.04	0.91	1.02	
	頂版・内	0.70	0.46	0.75	0.83	0.95	
	頂版・外	0.92	0.87	0.99	0.83	0.96	

せん断土圧最大値のケース1に対するケース2の比

		ケース2 (地盤下部) / ケース1 (地盤中央)					
		正弦波		鉋路波			
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	
模型1	頂版	1.69	1.68	1.49	1.08	1.45	
	側壁	1.32	1.43	1.28	0.75	1.27	
	底版	0.22	0.32	0.20	0.26	0.22	
模型2	頂版	2.75	2.41	2.22	2.00	2.43	
	側壁	0.83	0.90	0.83	0.49	0.86	
	底版	0.50	0.57	0.81	0.59	0.73	

せん断力最大値のケース1に対するケース2の比

		ケース2 (地盤下部) / ケース1 (地盤中央)					
		正弦波		鉋路波			
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	
模型1 (免震層なし)	側壁・上	1.14	1.02	1.29	0.88	1.26	
	側壁・下	0.99	0.93	1.14	0.75	1.12	
	底版・外	1.41	1.15	1.38	0.92	1.40	
	底版・内	0.50	0.65	0.92	0.82	1.03	
	隔壁・下	0.96	0.97	1.16	0.89	1.19	
	隔壁・上	1.10	0.99	1.19	0.89	1.21	
模型2 (免震層あり)	頂版・内	0.96	0.87	1.09	0.82	0.99	
	頂版・外	1.03	0.95	1.16	0.95	1.31	
	側壁・上	0.99	0.91	1.11	0.80	1.08	
	側壁・下	1.08	0.81	0.95	0.86	0.94	
	底版・外	1.56	1.05	1.30	1.11	1.41	
	底版・内	0.67	0.61	0.62	0.89	0.81	
模型2 (免震層あり)	隔壁・下	0.89	0.86	0.97	0.86	0.95	
	隔壁・上	0.98	0.94	1.04	0.91	1.02	
	頂版・内	1.25	1.05	1.18	0.84	1.17	
	頂版・外	0.29	0.33	0.57	0.60	0.50	

軸力最大値のケース1に対するケース2の比

		ケース2 (地盤下部) / ケース1 (地盤中央)					
		正弦波		鉋路波			
		150gal	200gal	EW成分	UD成分	EW+UD	
模型1 (免震層なし)	側壁・上	1.02	0.97	1.13	0.96	1.22	
	側壁・下	2.62	1.09	1.08	0.75	1.04	
	底版・外	2.86	0.33	0.53	0.32	0.53	
	底版・内	1.33	0.67	1.57	0.77	1.73	
	隔壁・下	0.70	0.45	0.54	0.83	1.12	
	隔壁・上	0.77	0.87	0.97	1.17	1.20	
模型2 (免震層あり)	頂版・内	1.15	1.06	1.26	1.19	1.14	
	頂版・外	0.77	0.85	1.05	0.62	1.12	
	側壁・上	0.75	0.73	0.86	0.67	0.85	
	側壁・下	1.30	1.00	1.22	0.87	1.17	
	底版・外	2.25	0.74	0.73	1.42	0.83	
	底版・内	1.91	3.18	3.60	1.51	4.01	
模型2 (免震層あり)	隔壁・下	1.01	0.91	1.55	1.07	1.71	
	隔壁・上	1.05	1.06	1.20	1.16	1.60	
	頂版・内	0.83	0.74	0.89	0.70	0.91	
	頂版・外	0.80	0.77	0.90	0.67	0.86	

3) 実地震波加振時の鉛直動の影響

表-4.2.1.11 は、鉛直動の影響を考察するための、釧路波加振時のEW成分のみの場合に対する土圧と断面力の比の一覧である。

トンネル模型の頂版と底版ではEW成分のみの加振に比べて、鉛直動を含むEW+UD成分加振のケースで、直土圧が大きくなる傾向を示した。一方、側壁ではEW成分加振とEW+UD成分加振はほぼ同程度であった。また、水平加振時と比べて鉛直動を含む加振でもっとも直土圧が大きくなる箇所は底版の中央部であり、これは鉛直動によるトンネルの変形モードを考慮すれば理解できる。

せん断土圧は、鉛直動による影響はほとんど見られない。

曲げモーメント、せん断力は、EW+UD成分加振のケースでは、EW成分のみの場合に比べて、1.1～1.2倍程度となっている。ただし、この倍率の中には、入力加速度の達成値がEW+UD成分加振の場合の方が5%程度大きかったことも影響していると考えられる。また、対称なトンネル断面の場合、UD成分のみの加振時に隔壁には曲げモーメント、せん断力は発生しないはずだが、表-4.2.1.6、表-4.2.1.7によると、EW成分のみの場合に比べて無視できない程度の曲げモーメント、せん断力が発生している。これは、表-4.2.1.3からわかるようにUD成分のみの加振時に発生する水平方向の加速度が影響していると考えられる。これらをあわせて考えると、鉛直動の曲げモーメント、せん断力に与える影響は少ないものと考えられる。

軸力は、EW+UD成分加振のケースでは、EW成分のみの場合に比べて、隔壁で大きな値になっている。これは、先に述べた底版中央部の直土圧によって説明できるが、軸力の絶対値は特に大きい訳ではない。

(6) まとめ

開削トンネルの横断面方向について、免震層設置による免震効果の検証を目的として模型振動実験を実施した結果、以下のようなことが実証された。

- ① 免震層あり、免震層なしでの応答値の波形は相似形であり、免震層は応答波形の位相は変えず、振幅のみを低減させることが示された。したがって、振幅の最大値を用いて免震効果について考察することの妥当性が示された。
- ② せん断土圧は90%程度という大きな低減効果が確認され、周面せん断力の低減に有効であることが明らかになった。
- ③ 正弦波、釧路波のどちらも曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ約50%の低減効果があることが確認された。

以上の結果より、地震時にトンネルに作用する周面せん断力を免震層で吸収、再配分することで、曲げモーメント、せん断力を低減するというトンネル免震のメカニズムを実験により確認できた。

また、釧路波加振時の水平上下同時加振のケースより、鉛直動は、鉛直方向の直土圧と軸力以外のせん断土圧、曲げモーメント、せん断力に対してほとんど影響を与えないことがわかった。

表-4.2.1.11 鉛直動の有無が土圧、断面力に与える影響（ケース2、釧路波加振）

直土圧最大値のEW成分加振時に対する比

		最大値			EW成分加振時に対する比		
		EW成分	UD成分	EW+UD	EW成分	UD成分	EW+UD
模型1 (なし)	頂版・外	1.20	2.10	3.80	1.00	1.75	3.17
	頂版・内	2.10	2.80	4.50	1.00	1.33	2.14
	側壁・上	6.00	2.00	5.30	1.00	0.33	0.88
	側壁・中	8.00	4.00	9.80	1.00	0.50	1.23
	側壁・下	7.60	3.60	9.10	1.00	0.47	1.20
	底版・外	6.20	6.70	10.40	1.00	1.08	1.68
模型2 (あり)	頂版・外	16.70	8.20	21.50	1.00	0.49	1.29
	頂版・内	7.50	8.60	14.00	1.00	1.15	1.87
	側壁・上	1.30	6.10	6.70	1.00	4.69	5.15
	側壁・中	13.60	5.70	13.40	1.00	0.42	0.99
	側壁・下	14.60	8.20	16.30	1.00	0.56	1.12
	底版・外	3.40	3.60	7.20	1.00	1.06	2.12
	底版・内	18.20	23.30	35.30	1.00	1.28	1.94

注：模型2（免震層あり）側壁・中央はセンサー不良による欠測

曲げモーメント最大値のEW成分加振時に対する比

		最大値			EW成分加振時に対する比		
		EW成分	UD成分	EW+UD	EW成分	UD成分	EW+UD
模型1 (免震層なし)	側壁・上	114.80	43.85	127.60	1.00	0.38	1.11
	側壁・下	98.43	39.80	110.20	1.00	0.40	1.12
	底版・外	125.40	47.05	140.10	1.00	0.38	1.12
	底版・内	21.29	20.88	33.05	1.00	0.98	1.55
	隔壁・下	67.59	25.61	75.19	1.00	0.38	1.11
	隔壁・上	64.27	25.24	71.72	1.00	0.39	1.12
模型2 (免震層あり)	頂版・内	29.03	10.80	33.64	1.00	0.37	1.16
	頂版・外	108.50	41.38	121.50	1.00	0.38	1.12
	側壁・上	41.82	14.54	45.73	1.00	0.35	1.09
	側壁・下	57.92	27.36	69.76	1.00	0.47	1.20
	底版・外	66.68	24.81	78.90	1.00	0.37	1.18
	底版・内	18.34	6.32	17.97	1.00	0.34	0.98
	隔壁・下	41.49	14.92	45.36	1.00	0.36	1.09
	隔壁・上	34.82	13.29	38.37	1.00	0.38	1.10
	頂版・内	20.07	17.55	29.14	1.00	0.87	1.45
	頂版・外	41.33	14.84	46.79	1.00	0.36	1.13

せん断土圧最大値のEW成分加振時に対する比

		最大値			EW成分加振時に対する比		
		EW成分	UD成分	EW+UD	EW成分	UD成分	EW+UD
模型1	頂版	4.47	1.23	4.89	1.00	0.28	1.09
	側壁	5.73	2.68	6.52	1.00	0.47	1.14
	底版	7.44	1.75	7.82	1.00	0.24	1.05
模型2	頂版	0.26	0.06	0.25	1.00	0.23	0.96
	側壁	0.35	0.07	0.35	1.00	0.20	1.00
	底版	1.44	0.43	1.70	1.00	0.30	1.18

せん断力最大値のEW成分加振時に対する比

		最大値			EW成分加振時に対する比		
		EW成分	UD成分	EW+UD	EW成分	UD成分	EW+UD
模型1 (免震層なし)	側壁・上	19.98	7.63	22.26	1.00	0.38	1.11
	側壁・下	14.29	5.76	15.79	1.00	0.40	1.10
	底版・外	9.28	3.74	10.01	1.00	0.40	1.08
	底版・内	10.62	5.93	12.84	1.00	0.56	1.21
	隔壁・下	10.81	4.10	12.03	1.00	0.38	1.11
	隔壁・上	10.28	4.04	11.48	1.00	0.39	1.12
模型2 (免震層あり)	頂版・内	8.63	3.33	10.18	1.00	0.39	1.18
	頂版・外	10.05	4.06	10.07	1.00	0.40	1.00
	側壁・上	8.55	3.02	9.47	1.00	0.35	1.11
	側壁・下	7.42	3.53	8.92	1.00	0.48	1.20
	底版・外	4.31	4.52	6.29	1.00	1.05	1.46
	底版・内	8.30	3.72	8.46	1.00	0.45	1.02
	隔壁・下	6.64	2.39	7.26	1.00	0.36	1.09
	隔壁・上	5.57	2.13	6.14	1.00	0.38	1.10
	頂版・内	4.78	3.59	6.55	1.00	0.75	1.37
	頂版・外	3.57	0.90	3.68	1.00	0.25	1.03

軸力最大値のEW成分加振時に対する比

		最大値			EW成分加振時に対する比		
		EW成分	UD成分	EW+UD	EW成分	UD成分	EW+UD
模型1 (免震層なし)	側壁・上	58.82	26.58	65.55	1.00	0.45	1.11
	側壁・下	16.31	11.94	22.01	1.00	0.73	1.35
	底版・外	19.93	4.38	20.46	1.00	0.22	1.03
	底版・内	7.05	4.82	7.23	1.00	0.68	1.03
	隔壁・下	7.60	14.42	15.03	1.00	1.90	1.98
	隔壁・上	7.09	8.34	10.46	1.00	1.18	1.48
模型2 (免震層あり)	頂版・内	22.93	7.39	25.18	1.00	0.32	1.10
	頂版・外	39.68	16.59	43.72	1.00	0.42	1.10
	側壁・上	41.39	14.28	43.70	1.00	0.35	1.06
	側壁・下	37.46	23.41	46.39	1.00	0.62	1.24
	底版・外	12.49	3.66	15.18	1.00	0.29	1.22
	底版・内	1.89	1.95	2.38	1.00	1.03	1.26
	隔壁・下	6.48	20.52	23.24	1.00	3.17	3.59
	隔壁・上	7.66	10.33	14.10	1.00	1.35	1.84
	頂版・内	30.76	19.63	40.88	1.00	0.64	1.33
	頂版・外	34.41	12.45	38.90	1.00	0.36	1.13

参考文献

- 1) 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), 電力中央研究所報告 NNo. 383023, 1984.
- 2) 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, pp. 155-163, 1991.
- 3) 大嶋, 渡辺: 3次元地中構造物と地盤の弾塑性動的相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 489, pp. 261-268, 1994.
- 4) 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.
- 5) 国生, 岩楯: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型震動実験と解析, 土木学会論文報告集No. 285, pp. 57-67, 1979.
- 6) 「新体系土木工学18土の力学(Ⅲ)一圧密・せん断・動的解析一」, 技報堂出版, pp. 214, 1981.
- 7) 「わかりやすい土質力学原論」, 社団法人土質工学会, pp. 324, 1992.
- 8) Suzuki, T.: Damages of Tunnels due to the Southern Hyogo Earthquake of January 17, 1995 and the Evaluation of Seismic Isolation Effect, Proc. 11WCBB, Acapulco, Mexico. 1996.

<研究担当> 株式会社熊谷組

4.2.2 静的FEM解析によるパラメトリックスタディ(1)

— 免震材の配置方法の違いによる影響 —

(1) 検討概要

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、免震材の配置方法の違いが免震効果に影響を及ぼすことが予想される。そこで、前述した2.3の一次開発目標の検討で用いた解析モデルを利用して、免震材の配置パターンをパラメータとした解析を実施し、免震材の効果的な配置方法について検討した。

検討方法は、2.3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

地盤は2.3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、地盤剛性の小さい軟質地盤と大きい硬質地盤の2種類を考慮した。表層地盤の特性値は、表-2.3.2.1に示したとおりである。

2) 構造物

検討の対象とした構造物も地盤と同様、2.3の一次開発目標の検討で用いた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、図-2.3.3.1、表-2.3.3.1に示したとおりである。

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-4.2.2.1に示す。

表-4.2.2.1 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
ポアソン比	0.3
単位体積重量 γ_m (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

解析モデルは、2.3の一次開発目標の検討で使用したものと同一である。

2) 作用荷重

作用荷重も2.3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

解析ケースは免震材のせん断弾性係数と配置パターン、および表層地盤条件をパラメータとし、表-4.2.2.2に示すケースについて実施した。免震材のせん断剛性は地盤のせん断弾性係数に対する比率 (G_m/G_g) で表した。

表-4.2.2.2 解析ケース

解析 ケース	地盤条件		免震材の配置箇所			せん断弾性係数比(G_m/G_g)			
	軟質	硬質	側面	上面	底面	0.001	0.01	0.1	1.0
軟-1	○		○			○			
軟-2	○		○				○		
軟-3	○		○					○	
軟-4	○		○	○		○			
軟-5	○		○	○			○		
軟-6	○		○	○				○	
軟-7	○		○	○	○	○			
軟-8	○		○	○	○		○		
軟-9	○		○	○	○			○	
軟-10	○								○
硬-1		○	○			○			
硬-2		○	○				○		
硬-3		○	○					○	
硬-4		○	○	○		○			
硬-5		○	○	○			○		
硬-6		○	○	○				○	
硬-7		○	○	○	○	○			
硬-8		○	○	○	○		○		
硬-9		○	○	○	○			○	
硬-10		○							○

軟-10および硬-10は免震材のないケースに相当するため、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

各ケースの解析結果より、表-4.2.2.3にトンネル側壁および中壁の地震時増分断面力の最大値を比較して示す。各欄の左側が最大断面力の値を、右側が免震材のないケース（陰影を付けたケース10）に対する比率（断面力低減率）を表す。また、図-4.2.2.1に免震材のせん断弾性係数比が0.01のケースの断面力分布図を示す。

図-4.2.2.2～図-4.2.2.4は、免震材のせん断弾性係数比が同一のケースの解析結果より、断面力低減率に及ぼす免震材の配置パターンの違いによる影響を示したものである。図-4.2.2.2は免震材のせん断弾性係数比が0.001の場合、同様に図-4.2.2.3は0.01の場合、図-4.2.2.4は0.1の場合であり、いずれも白抜きが軟質地盤の場合、陰影付きが硬質地盤の場合を表す。横軸は免震材の設置面数で、2面は両側面のみに配置した場合、3面は両側面と上面に配置した場合、4面は全面に配置した場合を表す。

図-4.2.2.1に示す免震材のせん断弾性係数比が0.01のケースの断面力分布をみると、免震材のない場合の分布形状が免震材の設置面数の増加に伴って、均一化しながら減少している傾向が認められる。この傾向は、図-4.2.2.2～図-4.2.2.4をみると明らかなように、免震材のせん断弾性係数比が小さいほど（0.001程度になると）顕在化する。今回の条件では、せん断弾性係数比が0.001の場合、側壁の最大曲げモーメント

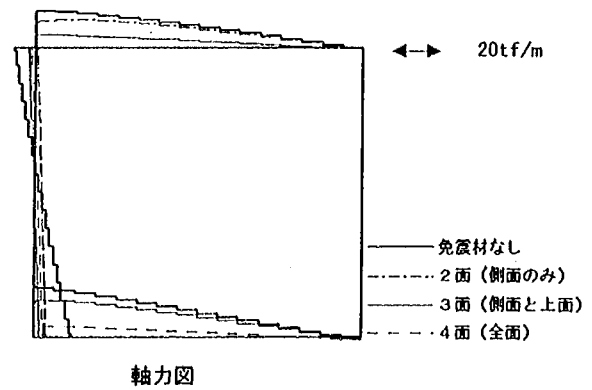
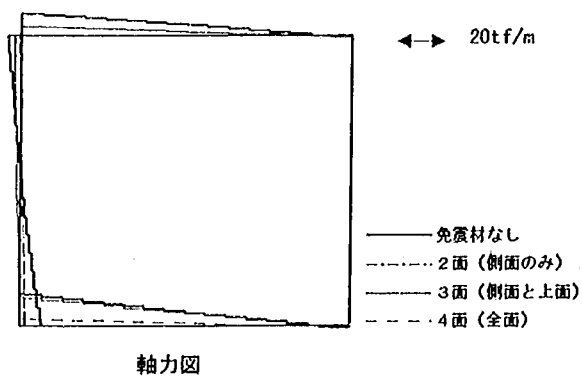
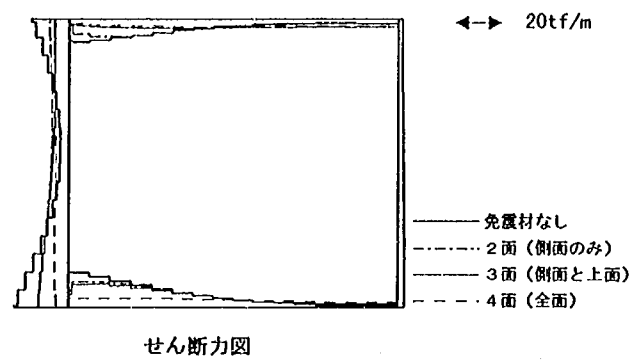
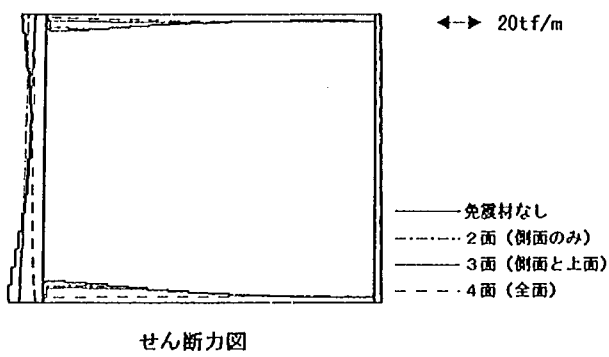
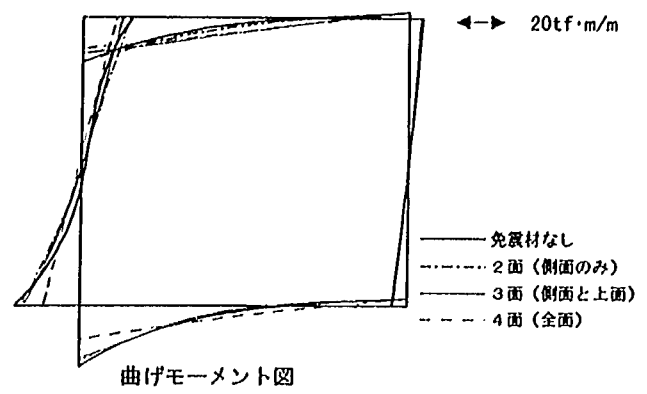
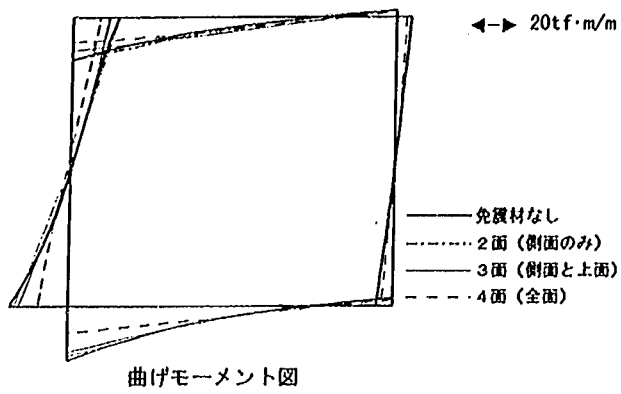
表-4.2.2.3 側壁および中壁の地震時増分最大断面力

		側 壁						中 壁					
		Mmax(tf・m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)		Mmax(tf・m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)	
軟	1	-17.58	0.90	-7.16	0.61	0.78	0.11	5.88	1.07	-2.48	1.06	0.00	-
	2	-18.01	0.93	-8.07	0.69	1.46	0.21	5.83	1.06	-2.46	1.06	0.00	-
	3	-18.93	0.97	-10.43	0.89	4.29	0.62	5.64	1.02	-2.38	1.02	0.00	-
	4	-10.18	0.52	-4.54	0.39	-1.51	-0.22	3.39	0.62	-1.53	0.65	0.00	-
	5	-16.42	0.84	-7.77	0.66	-2.01	-0.29	5.35	0.97	-2.29	0.98	0.00	-
	6	-18.86	0.97	-10.45	0.89	4.15	0.60	5.64	1.02	-2.39	1.03	0.00	-
	7	2.37	-0.12	-1.38	0.12	0.25	0.04	1.16	0.21	-0.66	0.28	0.00	-
	8	-9.51	0.49	-3.82	0.32	1.74	0.25	4.01	0.73	-1.77	0.76	0.00	-
	9	17.11	-0.88	-8.28	0.70	4.99	0.72	5.49	1.00	-2.33	1.00	0.00	-
	10	-19.46	1.00	-11.75	1.00	6.95	1.00	5.50	1.00	-2.33	1.00	0.00	-
硬	1	-18.89	0.86	-8.00	0.45	2.46	0.20	5.63	1.13	-2.50	1.12	0.00	-
	2	-19.71	0.90	-10.09	0.57	3.94	0.32	5.52	1.11	-2.45	1.10	0.00	-
	3	-21.21	0.97	-15.14	0.85	9.02	0.73	5.17	1.04	-2.31	1.04	0.00	-
	4	-14.25	0.65	-6.38	0.36	-1.97	-0.16	4.45	0.89	-2.05	0.92	0.00	-
	5	-18.85	0.86	-9.92	0.56	-2.02	-0.16	5.48	1.10	-2.46	1.10	0.00	-
	6	-21.23	0.97	-15.18	0.85	9.04	0.73	5.20	1.05	-2.33	1.04	0.00	-
	7	4.01	-0.18	-2.23	0.13	0.49	0.04	1.94	0.39	-1.07	0.48	0.00	-
	8	-12.17	0.56	-4.95	0.28	3.15	0.25	4.74	0.95	-2.16	0.97	0.00	-
	9	-19.70	0.90	-12.89	0.73	9.10	0.74	5.15	1.04	-2.31	1.03	0.00	-
	10	-21.86	1.00	-17.77	1.00	12.38	1.00	4.97	1.00	-2.23	1.00	0.00	-

ントおよびせん断力の低減率はそれぞれ、2面配置で0.9、0.5～0.6程度、3面配置で0.5～0.6、0.4程度、4面配置で0.1～0.2、0.1程度であり、4面配置の断面力は2面配置の1/4程度となっている。一方、免震材のせん断弾性係数比が0.1程度の場合には、免震効果がほとんど現れないため、結果的に免震材の設置面数の違いによる影響は非常に小さくなっている。なお、同様な傾向が中壁の最大曲げモーメントおよびせん断力に関しても認められる。

一方、側壁に生じる地震時増分軸力は、図-4.2.2.2～図-4.2.2.4に示すように免震材の設置面数の違いによる影響が小さく、側面に配置した免震材のせん断弾性係数比による影響が支配的である。換言すると、地震時増分軸力を効果的に低減させる場合には、低減したい部材に沿って免震材を配置し、地震時周面せん断力をカットするのが有効と推察される。地震時増分軸力に対する免震効果は、曲げモーメントやせん断力と比較すると、免震材のせん断弾性係数比が大きくても（0.1程度でも）その効果が現れることが分かる。

以上の結果より、開削トンネル横断方向の地震時増分断面力を効果的に低減させる免震材の配置方法としては、トンネル外周全面に設置するのが理想的と考えられる。ただし、地震時増分軸力を低減させるだけでよい場合には、低減したい部材に沿って免震材を配置することにより十分な効果を得られると考えられる。



(a) 軟質地盤の場合

(b) 硬質地盤の場合

図-4.2.2.1 免震材の配置パターンと地震時増分断面力分布 ($G_m/G_g=0.01$)

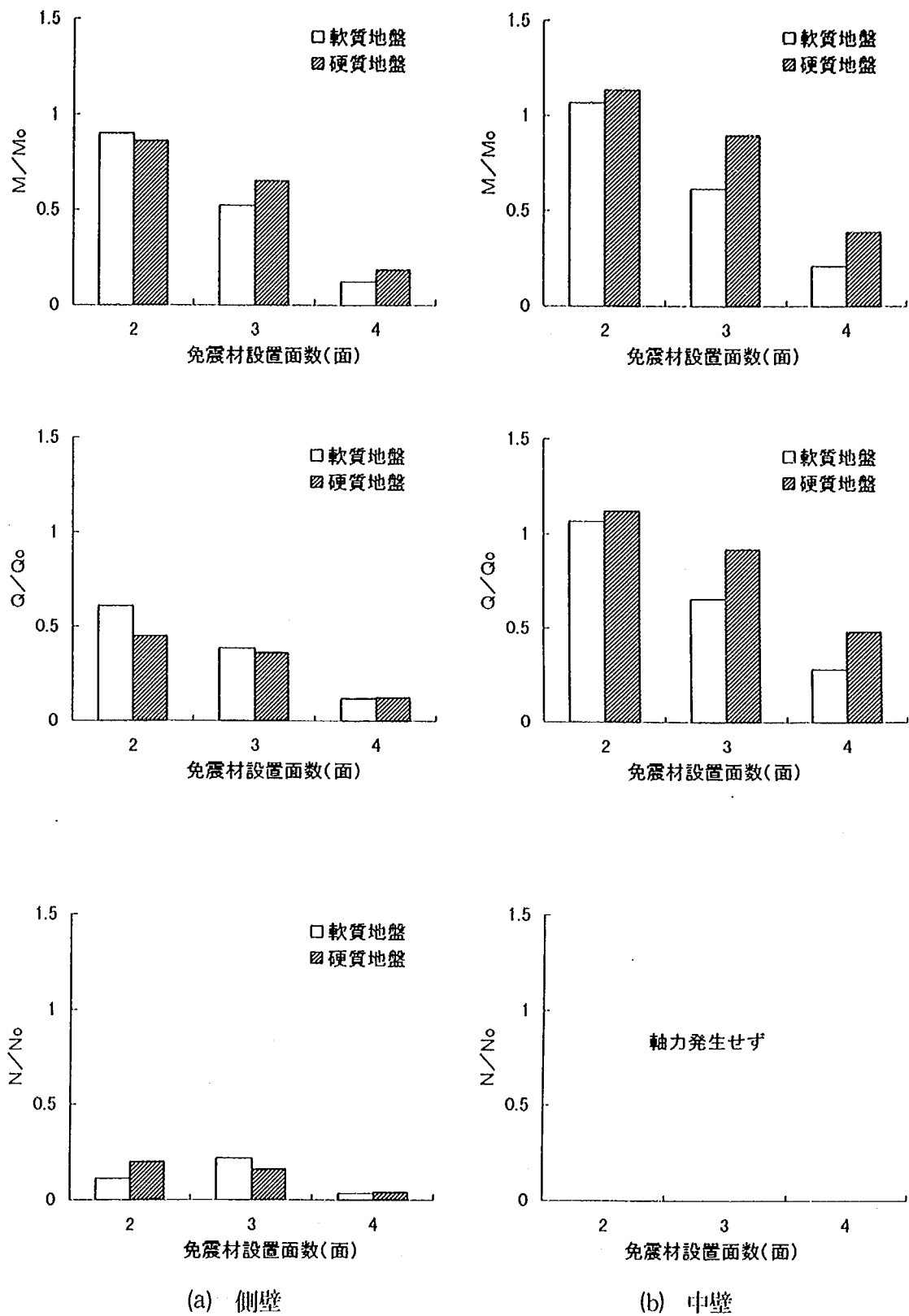


図-4.2.2.2 免震材の配置パターンが断面力低減率に及ぼす影響 ($G_m/G_g=0.001$)

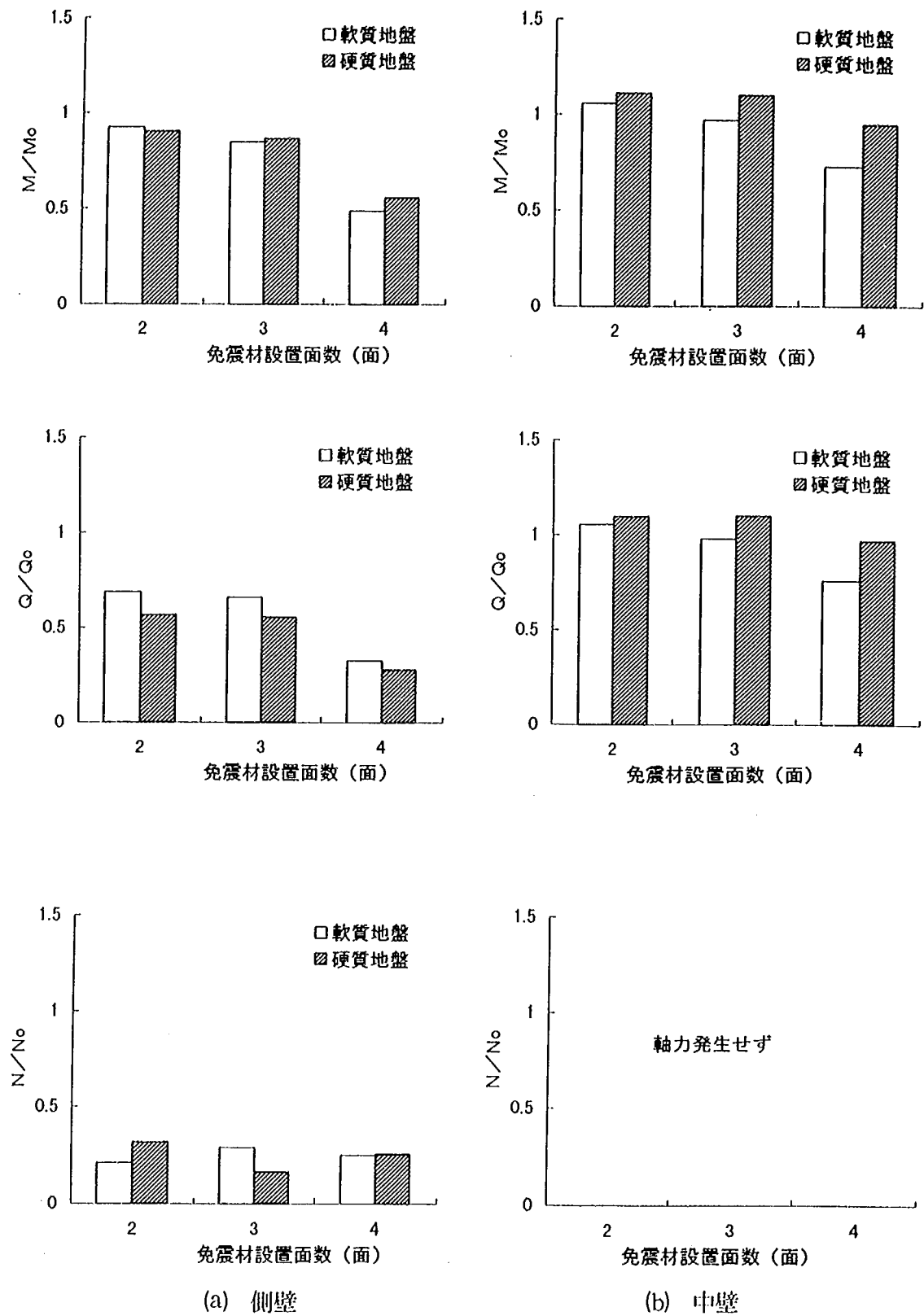


図-4.2.2.3 免震材の配置パターンが断面力低減率に及ぼす影響 ($G_m/G_g=0.01$)

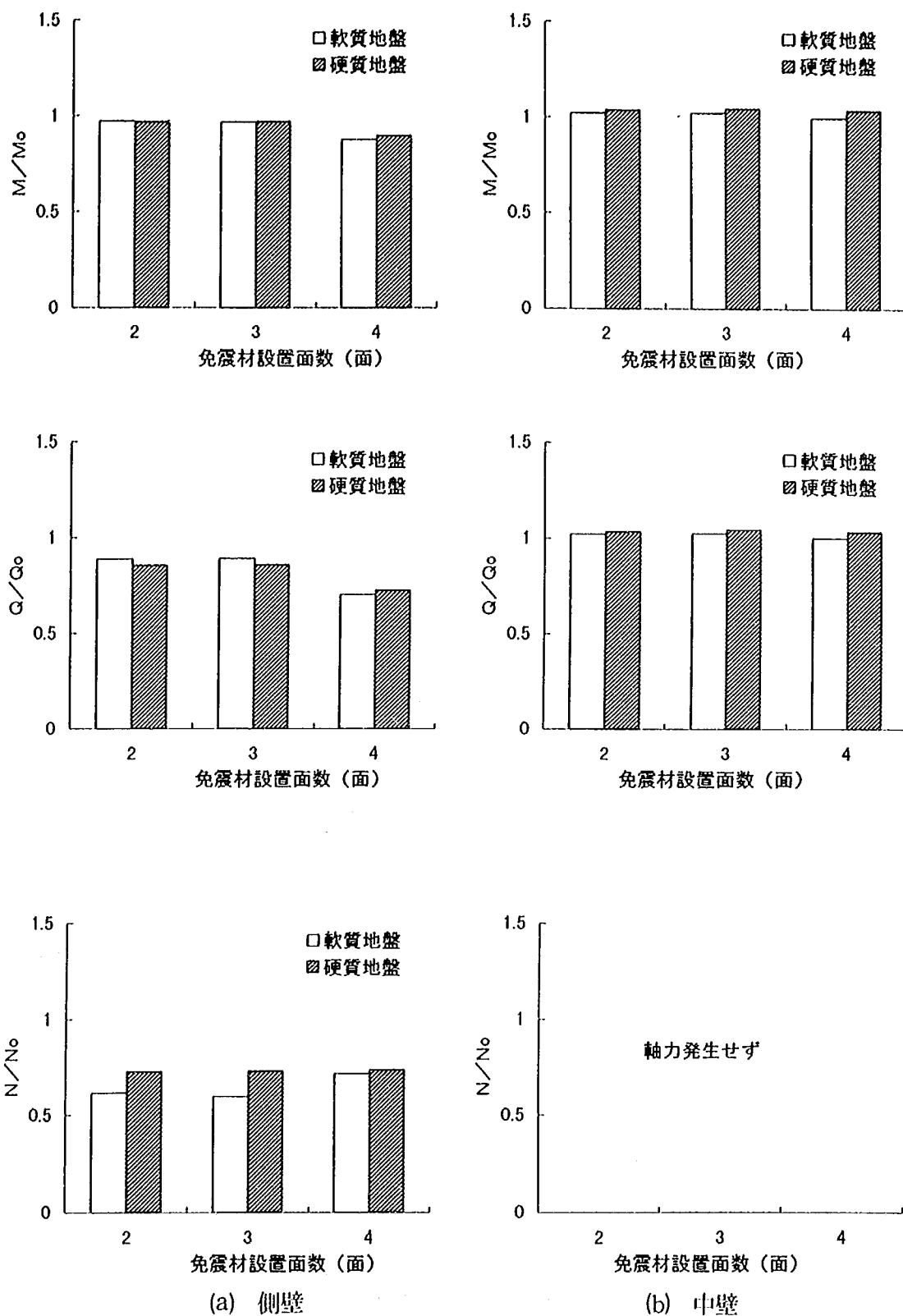


図-4.2.2.4 免震材の配置パターンが断面力低減率に及ぼす影響 ($G_m/G_g=0.1$)

<研究担当> 株式会社鴻池組

4.2.3 静的FEM解析によるパラメトリックスタディ(2)

ー二層系地盤における層厚の違いによる影響ー

(1) 検討概要

二層系の表層地盤内に開削トンネルが埋設されている場合は、単一層地盤の場合に比べて、トンネル横断方向に大きな地震時断面力が発生することが予想される。これは、上層が軟質地盤、下層が硬質地盤である場合では、その層境より上方で地震時せん断ひずみが急激に増加し、構造物のせん断変形が大きくなるためである。したがって、本節では土被りが一定の条件で軟質地盤と硬質地盤の層境の位置を変えた場合、免震材による開削トンネル横断方向の断面力の低減効果がどのような影響を受けるかを検討する。さらに、二層系地盤に埋設された開削トンネル横断方向の断面力が十分に低減する免震材のせん断弾性係数の値について検討する。なお、開削トンネル横断方向の断面力は、2.3.1の解析手法に基づいた静的FEM解析により求める。

(2) 検討条件

1) 検討断面および構造物

検討対象とする断面は軟質地盤と硬質地盤の層境が開削トンネル下面位置にある場合と層境が構造物の上面～下面区間の中央にある場合の2種類とする。

検討断面を図-4.2.3.1に示す。なお、トンネルの構造寸法は図-2.3.3.1と同じとする。

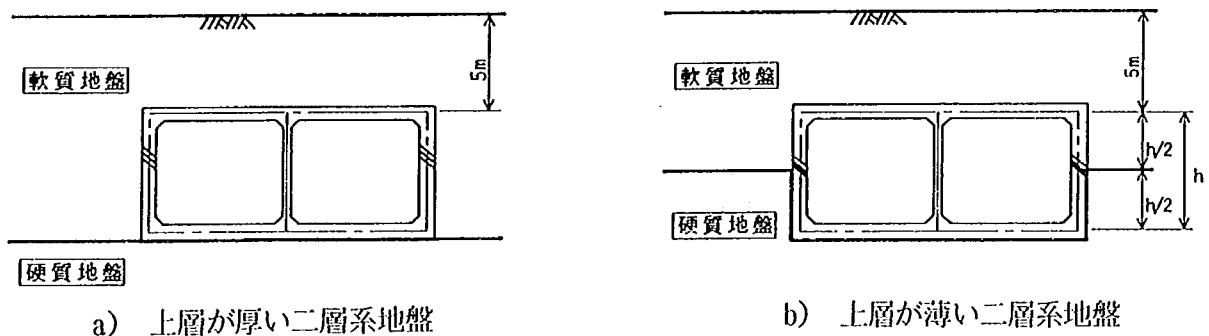


図-4.2.3.1 検討断面

2) 地盤条件

地盤条件を表-4.2.3.1に示す。

表-4.2.3.1 地盤定数

定数種別	土 質	上層軟質地盤	下層硬質地盤
		粘性土(C)	砂質土(S)
N 値		3	20
単位体積重量 γ (tf/m ³)		1.6	1.8
地震時せん断波速度 V_s (m/s)		115	174
地震時せん断弾性係数 G_g (tf/m ²)		2160	5560
動的ポアソン比 ν_d		0.49	0.45
地震時弾性係数 E (tf/m ²)		6440	16120

3) 構造物の諸元

構造物の諸元は表-2.3.3.1と同じとする。

4) 免震材の諸元

免震材の諸元を表-4.2.3.2に示す。

免震材のせん断弾性係数 G_m は軟質地盤のせん断弾性係数 G_g を基準としたせん断弾性係数比 G_m/G_g に応じて変化させる。なお、せん断弾性係数比 G_m/G_g が1.0の場合は免震材要素は地盤として扱う。

表-4.2.3.2 免震材の諸元

配 置	全周面配置
厚さ t (cm)	10.0
単位体積重量 γ_m (tf/m ³)	1.0
材料特性	等方均質体
ポアソン比 ν_m	0.3
せん断弾性係数 G_m (tf/m ²)	$G_g=2160\text{tf/m}^2$ を基準に $G_m=G_g$, $G_g/10$, $G_g/100$, $G_g/1000$ とする

5) 水平地震力

水平地震力として二層系地盤の水平震度を二次元有限要素モデルに作用させる。この二層系地盤の水平震度および地震時卓越周期は「国鉄建造物設計標準解説」¹⁾に準拠して算定する。ただし、水平震度の算出に用いる地表面の設計応答速度は「共同溝設計指針」²⁾に準拠する。

(3) 解析ケース

層境が開削トンネル下面にある場合（上層が厚いモデル）と層境が開削トンネル上面～下面間の中央にある場合（上層が薄いモデル）の2種類の二層系地盤についてせん断弾性係数比をパラメトリックに変化させた検討を行う。

解析ケースを表-4.2.3.3に示す。なお、軟厚-4と軟薄-4は免震材を配置していないケースを表す。

表-4.2.3.3 解析ケース

検 討 ケース	せん断弾性係数比 (G_m/G_g)				備 考
	0.001	0.01	0.1	1.0	
上層厚	軟厚-1 ○				層境が構造物 下面位置にあ る場合
	軟厚-2	○			
	軟厚-3		○		
	軟厚-4			○	
上層薄	軟薄-1 ○				層境が構造物 高さの中央に ある場合
	軟薄-2	○			
	軟薄-3		○		
	軟薄-4			○	

(4) 解析モデル

解析モデルは、幅90m、深さ30mのハーフモデルとする。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。境界条件は側方を水平ローラとし、下方を完全固定とする。

解析モデルを図-4.2.3.2、図-4.2.3.3に示す。

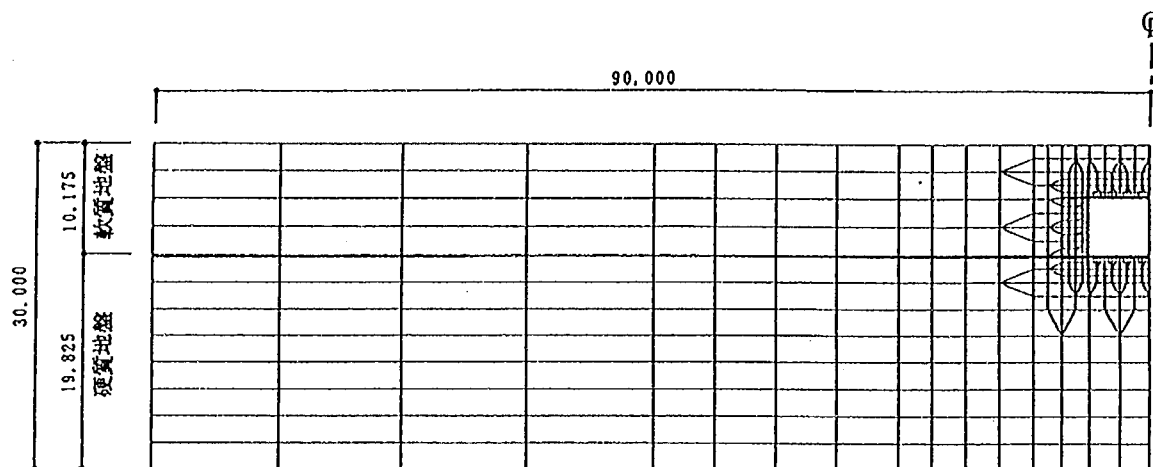


図-4.2.3.2 解析モデル〈上層厚いモデル〉（単位：mm）

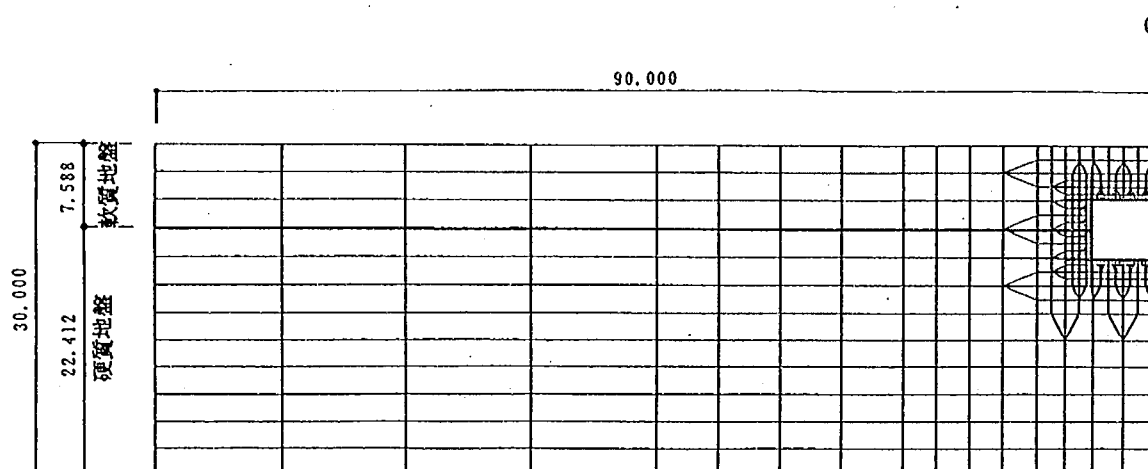


図-4.2.3.3 解析モデル〈上層薄いモデル〉（単位：mm）

(5) 水平震度および卓越周期の算定

水平震度および卓越周期の算定結果を表-4.2.3.4に示す。

表-4.2.3.4 地層構成

		上層が厚い 地盤モデル	上層が薄い 地盤モデル
上層の層厚	D1(m)	10.175	7.588
下層の層厚	D2(m)	19.825	22.412
地震時卓越周期	T(sec)	0.696	0.684
速度応答スペクトル	Sv(m/sec)	0.24	0.24
地表面変位振幅	Uh(cm)	3.78	3.62
地表面水平震度	α_h	0.31	0.31

(6) 解析結果および考察

2.3.1項の解析手法に基づいた静的FEM解析による解析結果および考察を以下に述べる。

1) 断面力分布

二層系地盤の層境が開削トンネル下面位置にあるモデルにおいてせん断弾性係数比を変化させた場合の地震時増分断面力分布を図-4.2.3.4に示す。同図に基づいて以下に考察する。

曲げモーメントは、せん断弾性係数比 G_m/G_g の減少にともない、全部材で低減し、その分布形状が上床版、側壁および下床版における同一部材内で線形的な分布になる。せん断力は、せん断弾性係数比 G_m/G_g の減少にともない、全部材で低減し、上床版、側壁および下床版において同一部材内での変化量が減少する。この曲げモーメントおよびせん断力の低減は、主に免震材に接する部材に働く直応力が免震材によって低減されたことに起因している。

軸力は、せん断弾性係数 G_m/G_g の減少にともない、中壁を除いた全部材で低減し、同一部材内での変化量が減少する。この軸力の低減は、主にトンネル周面に働くせん断応力が免震材によって低減されたことに起因している。

層境がトンネルの上面～下面の区間の中央にあるモデルにおいてせん断弾性係数比 G_m/G_g が変化した場合の地震時増分断面力分布を図-4.2.3.5に示す。同図に基づいて以下に考察する。

このモデルの地震時増分断面力がせん断弾性係数比の減少にともない低減する傾向は、トンネル下面位置に層境がある二層系地盤モデルの場合と同様であり、層境が上面～下面区間の中央にあるモデルにおいても免震材に接する部材に働く直応力と周面せん断応力は免震材によって低減されることが確認できた。

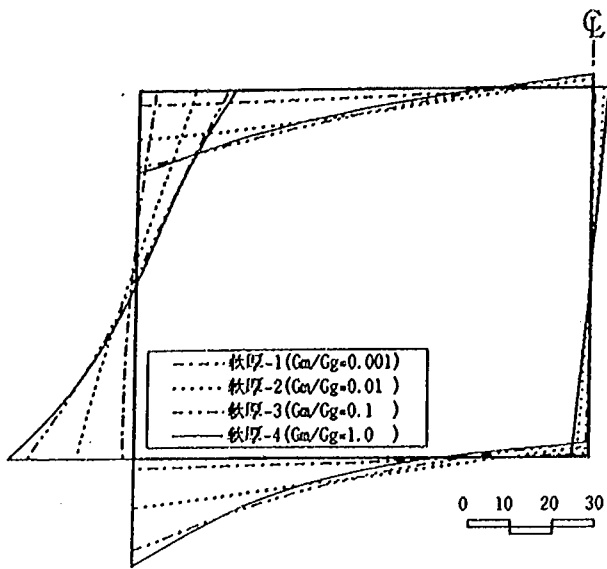
図-4.2.3.4と図-4.2.3.5の比較による考察を以下に述べる。

免震材を配置しないケース($G_m/G_g=1.0$)の開削トンネルの地震時増分断面力は二層系地盤の層境の違いによる影響を受け、2種類のモデルのトンネルの曲げモーメント、せん断力および軸力の数値と分布形状は異なる。しかし、せん断弾性係数比 $G_m/G_g=0.01, 0.001$ のケースでは、2種類のモデルの曲げモーメント、せん断力および軸力は絶対値と分布形状が類似している。したがって、せん断弾性係数比が0.01以下となる免震材を用いれば、二層系地盤に埋設された開削トンネルの地震時増分断面力は、地盤の層境の位置に関係なく、同程度まで低減できると考えられる。

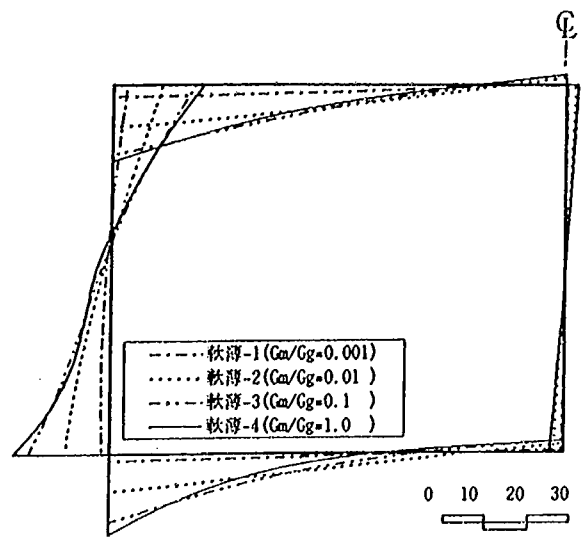
2) 免震材による断面力低減効果

二層系地盤に埋設された開削トンネルの地震時増分断面力が免震材により低減される効果を定量的に把握するために、トンネルの代表的な部材として側壁と中壁に着目し、二部材の地震時増分断面力の低減率とせん断弾性係数比 G_m/G_g の関係を算出する。その算出結果を表-4.2.3.5に示す。断面力低減率は、せん断弾性係数比 $G_m/G_g=1.0$ のケース(軟厚-4、軟薄-4)の地震時増分の最大曲げモーメントを M_0 、最大せん断力を Q_0 、最大軸力を N_0 として G_m/G_g をパラメトリックに変えた各ケースの断面力(M_{max} , N_{max} , Q_{max})との比として求める。側壁と中壁の断面力低減率を図-4.2.3.6に示す。同図に基づいて以下に考察する。

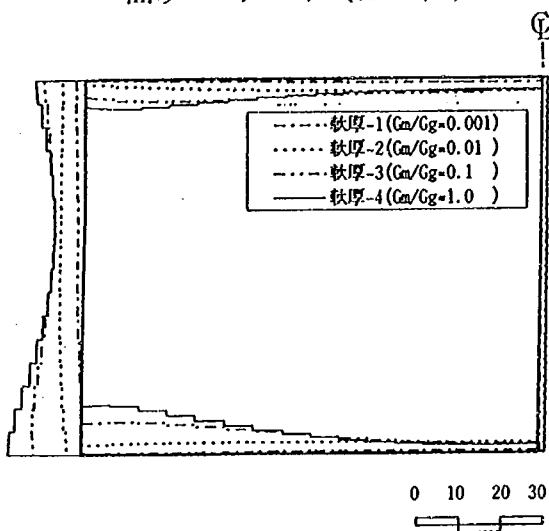
層境がトンネル下面位置にある二層系地盤モデル(図中、上層厚と記述)では、側壁の曲げモーメン



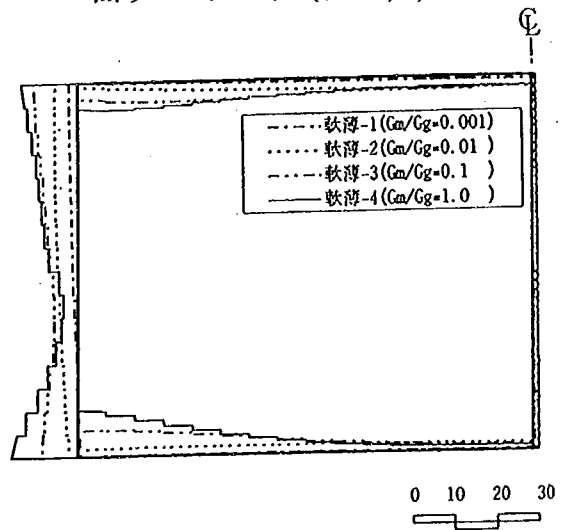
曲げモーメント (tf・m/m)



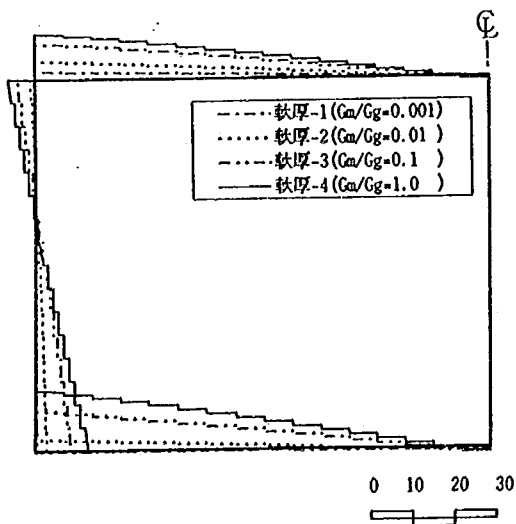
曲げモーメント (tf・m/m)



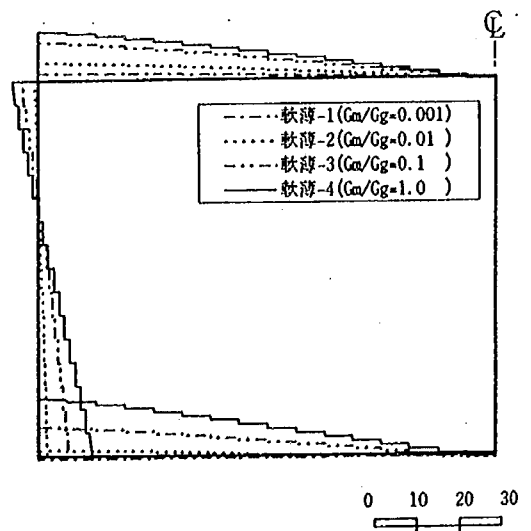
せん断力 (tf/m)



せん断力 (tf/m)



軸力 (tf/m)



軸力 (tf/m)

図-4.2.3.4 層境がトンネル下面にあるモデルの地震時増分断面力分布 (軟厚-1~軟厚-4)

図-4.2.3.5 層境がトンネル上面~下面区間の中央にあるモデルの地震時増分断面力分布 (軟薄-1~軟薄-4)

表-4.2.3.5 せん断弾性係数比(G_m/G_g)と側壁および中壁の地震時最大増分断面力の関係

検討 ケース	側 壁						中 壁					
	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 (tf·m/m)	低減率 M/M ₀	Qmax (tf/m)	低減率 Q/Q ₀	Nmax (tf/m)	低減率 N/N ₀	Mmax (tf·m/m)	低減率 M/M ₀	Qmax (tf/m)	低減率 Q/Q ₀	Nmax (tf/m)	低減率 N/N ₀
上層厚-1	3.90	0.13	2.25	0.13	0.38	0.03	0.92	0.23	0.51	0.29	0.00	-
上層厚-2	13.86	0.46	5.50	0.32	2.56	0.20	2.98	0.73	1.31	0.76	0.00	-
上層厚-3	25.82	0.86	11.38	0.65	8.35	0.66	4.09	1.00	1.74	1.01	0.00	-
上層厚-4	30.19	1.00	17.38	1.00	12.61	1.00	4.08	1.00	1.73	1.00	0.00	-
中層厚-1	3.30	0.14	2.03	0.13	0.27	0.02	0.77	0.24	0.45	0.32	0.00	-
中層厚-2	11.73	0.52	5.25	0.34	2.01	0.16	2.47	0.76	1.12	0.79	0.00	-
中層厚-3	19.59	0.86	10.50	0.67	7.12	0.56	3.33	1.03	1.46	1.03	0.00	-
中層厚-4	22.77	1.00	15.63	1.00	12.73	1.00	3.24	1.00	1.42	1.00	0.00	-

注) M/M_0 , Q/Q_0 , N/N_0 は軟厚-4または軟薄-4に対する低減率である。

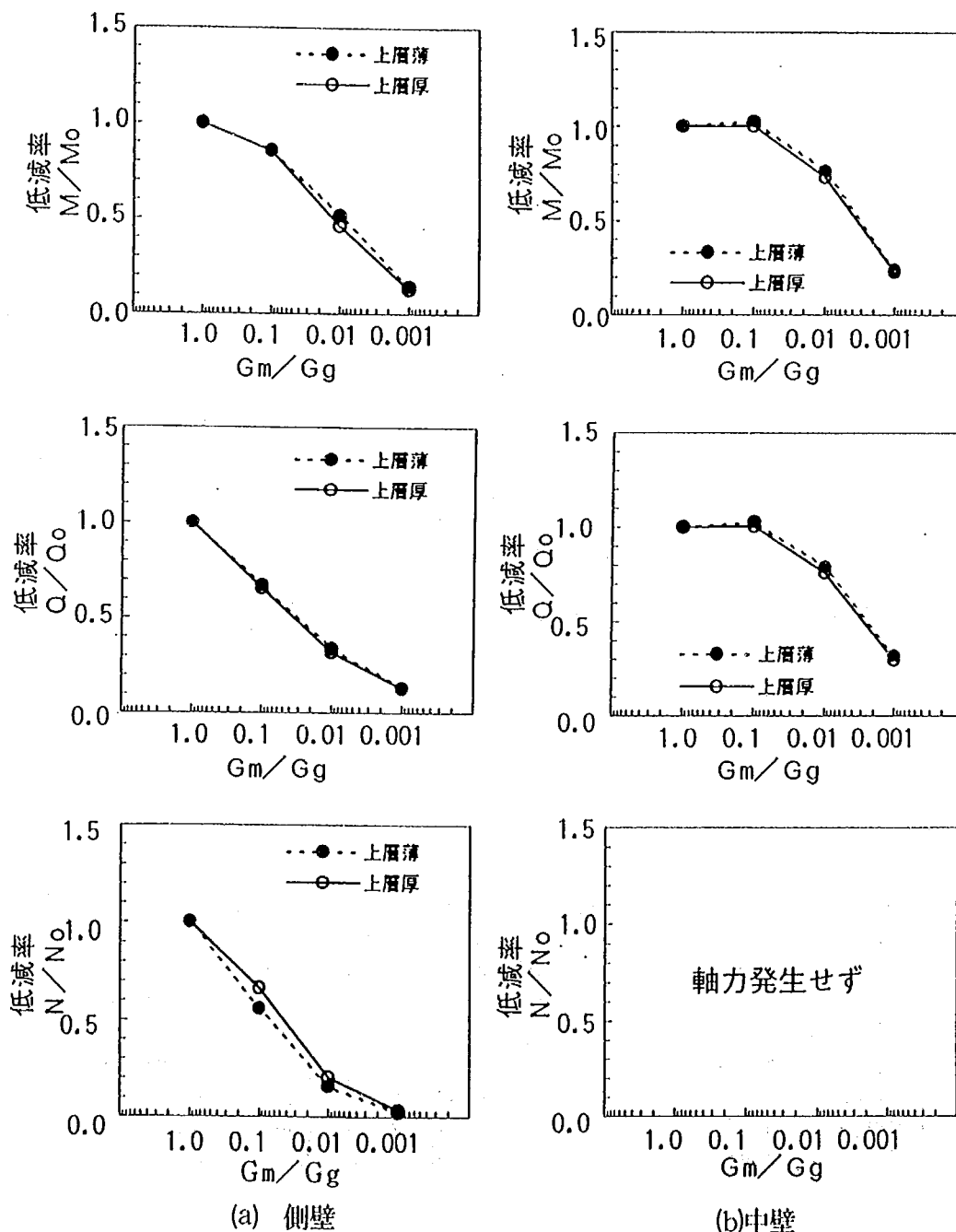


図-4.2.3.6 せん断弾性係数比(G_m/G_g)と断面力の低減効果の関係

トの低減率 M/M_0 が0.5程度となるせん断弾性係数比 G_m/G_g は0.01のケース（軟厚-2）であり、その時の側壁のせん断力の低減率 Q/Q_0 と軸力の低減率 N/N_0 はそれぞれ0.32, 0.2である。この地盤モデルの中壁では、せん断弾性係数比 $G_m/G_g=0.01$ のケース（軟厚-2）の曲げモーメントおよびせん断力の低減率はそれぞれ0.73, 0.76であり、側壁の場合に比べて低減率が小さい。

一方、層境がトンネル上面～下面区間の中央にある二層系地盤モデル（図中、上層薄と記述）では、せん断弾性係数比 $G_m/G_g=0.01$ のケース（軟薄-2）の側壁の曲げモーメント、せん断力および軸力の低減率はそれぞれ0.52, 0.34, 0.16であり、中壁の曲げモーメントおよびせん断力の低減率は0.76, 0.79である。また、二種類の地盤モデルのトンネルの断面力低減率はせん断弾性係数比 G_m/G_g ごとにほぼ同等の値となっている。

以上より、せん断弾性係数比 G_m/G_g が0.01となる免震材を用いることにより、二層系地盤の層境の位置に関係なく、有意な断面力の低減効果が期待できると考えられる。

3) 相対変位の低減効果

側壁と中壁の下端での水平変位を基準として各上端での相対変位 δ を算出し、せん断弾性係数比 $G_m/G_g=1.0$ のケース（軟厚-4、軟薄-4）の相対変位 δ_0 を基準として G_m/G_g をパラメトリックに変えた各ケースの相対変位の低減率 δ/δ_0 を算出した結果を表-4.2.3.6に示す。この計算結果を基に、相対変位の低減率 δ/δ_0 を縦軸とし、 G_m/G_g を横軸としたグラフを図-4.2.3.7に示す。同図に基づいて以下に考察する。

せん断弾性係数比 $G_m/G_g=0.01$ のケース（軟厚-2、軟薄-2）の相対変位の低減率は、層境がトンネル下面位置にあるモデル（図中、上層厚と記述）の側壁で0.70、中壁で0.69であり、層境がトンネル上面～下面区間の中央にあるモデル（図中、上層薄と記述）の側壁で0.72、中壁で0.71である。側壁と中壁の相対変位は二層系地盤の層境の位置に関係なく同様な値である。しかも、この相対変位が低減した割合は中壁の断面力低減率とほぼ一致する。一方、側壁の断面力が低下した割合は中壁に比べて大きい。これは免震効果によって側壁に作用する直応力の低下によるものである。

表-4.2.3.6 せん断弾性係数比(G_m/G_g)と相対変位の関係
(変位の単位: cm)

検討 ケース	側 壁				中 壁			
	上端の変位	下端の変位	相対変位 δ	δ/δ_0	上端の変位	下端の変位	相対変位 δ	δ/δ_0
上層厚-1	4.604	4.319	0.285	0.271	4.605	4.319	0.286	0.271
層厚-2	3.722	2.989	0.733	0.696	3.723	2.989	0.734	0.694
厚-3	3.663	2.629	1.034	0.982	3.664	2.627	1.037	0.981
厚-4	3.612	2.559	1.053	1.000	3.614	2.557	1.057	1.000
上層薄-1	4.472	4.291	0.181	0.230	4.472	4.291	0.181	0.229
層薄-2	3.558	2.993	0.565	0.719	3.558	2.993	0.565	0.713
薄-3	3.503	2.707	0.796	1.013	3.505	2.706	0.799	1.009
薄-4	3.451	2.665	0.786	1.000	3.454	2.662	0.792	1.000

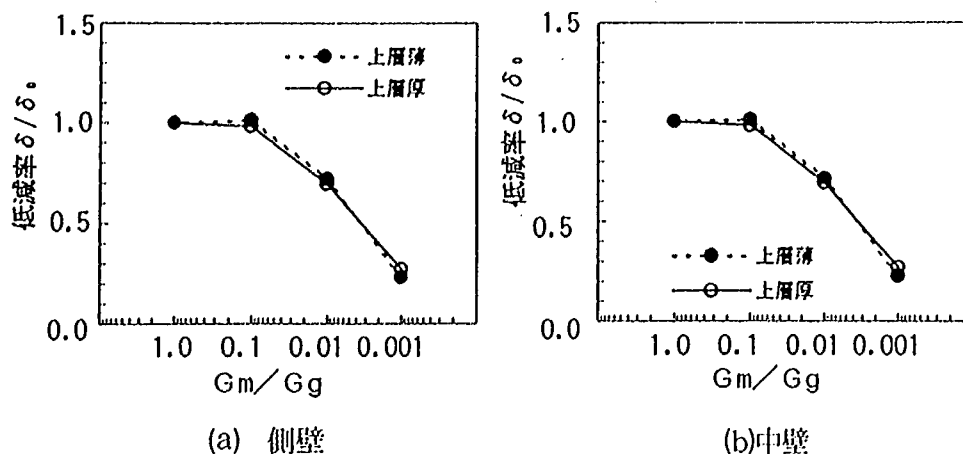


図-4.2.3.7 免震材の剛性比(G_m/G_g)と相対変位の低減効果の関係

(7) まとめ

本節の検討では、層境の異なる2種類の二層系地盤に埋設された開削トンネルの断面力低減率について以下の結果が得られた。

- ① 2種類の地盤モデルの側壁の曲げモーメントはせん断弾性係数比 $G_m/G_g = 0.01$ の場合で46%~52%に低下する。
- ② 2種類の地盤モデルの側壁のせん断力はせん断弾性係数比 $G_m/G_g = 0.01$ の場合で32%~34%に低下する。
- ③ せん断弾性係数比 $G_m/G_g = 0.01$ の場合の中壁の曲げモーメントは2種類の地盤モデルとも73%~76%に低下し、せん断力は76%~79%に低下する。

以上より、今回のような二層系地盤に埋設された開削トンネルにおいては、せん断弾性係数比 G_m/G_g が0.01程度の免震材を用いれば、地盤の層境の位置に関係なく実用的な免震効果が得られることが確認できた。

参考文献

- 1) 国鉄建造物設計標準解説, 社団法人 土木学会, 1986.
- 2) 共同溝設計指針, 財団法人 日本道路協会, 1986.

<研究担当> 佐藤工業株式会社

4.2.4 大地震を想定した動的解析による免震効果の検討

(1) 検討概要

本節では、平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震の被害を踏まえて中小クラスの地震だけでなく、都市直下型地震等の大地震クラスについても開削トンネルの横断方向の免震効果を検討するため、兵庫県南部地震で得られた観測波を用いた動的FEM解析を実施する。地盤モデルとしては神戸高速鉄道・大開駅の周辺地盤を用いる。この地盤条件を選定した理由は、兵庫県南部地震による大開駅の被害^{1)・2)}から、この周辺地盤が兵庫県南部地震による地震動を受けた場合、その地震時応答の増幅が大きくなると推定されるためである。

ここでは、免震材のせん断弾性係数をパラメトリックに変え、大地震において有効な構造物の断面力の低減率が得られる免震材のせん断弾性係数を検討する。

(2) 解析方法¹⁾

入力地震動として水平動と上下動を同時に入力し、地盤の非線形性を等価線形化法により考慮した複素応答解析手法に基づいた「Super FLUSH」による動的FEM解析を行う。

せん断弾性係数と動ポアソン比はせん断ひずみに依存するのに対し、体積弾性定数はせん断ひずみに依存しないことが指摘されている。等価線形化法を用いた複素応答解析法は動ポアソン比を一定として解く手法が一般的であるため、体積弾性定数がせん断ひずみに依存する特徴がある。このことから、入力地震動の水平動と上下動を考慮した解析では、地盤の地震時応答の増幅に影響を与える地盤物性値のうちせん断弾性係数や体積弾性定数等の非線形性の評価が課題となる。そこで、まず水平動のみを入力し、地盤の非線形性を等価線形化法で考慮した動的FEM解析を実施し、得られた収束せん断弾性係数を地層ごとに平均する。次にこの平均収束せん断弾性係数を線形材料として扱い、動ポアソン比を算出したうえで、水平動と上下動を同時に入力した動的FEM解析を実施する。

(3) 検討条件

1) 対象構造物

トンネルの構造寸法は、図-2.3.3.1と同様とする。

$$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (4.2.4.1)$$

2) 地盤条件^{1)・2)}

地盤の物性値を表-4.2.4.1に、地盤の動的変形特性を図-4.2.4.1に示す。

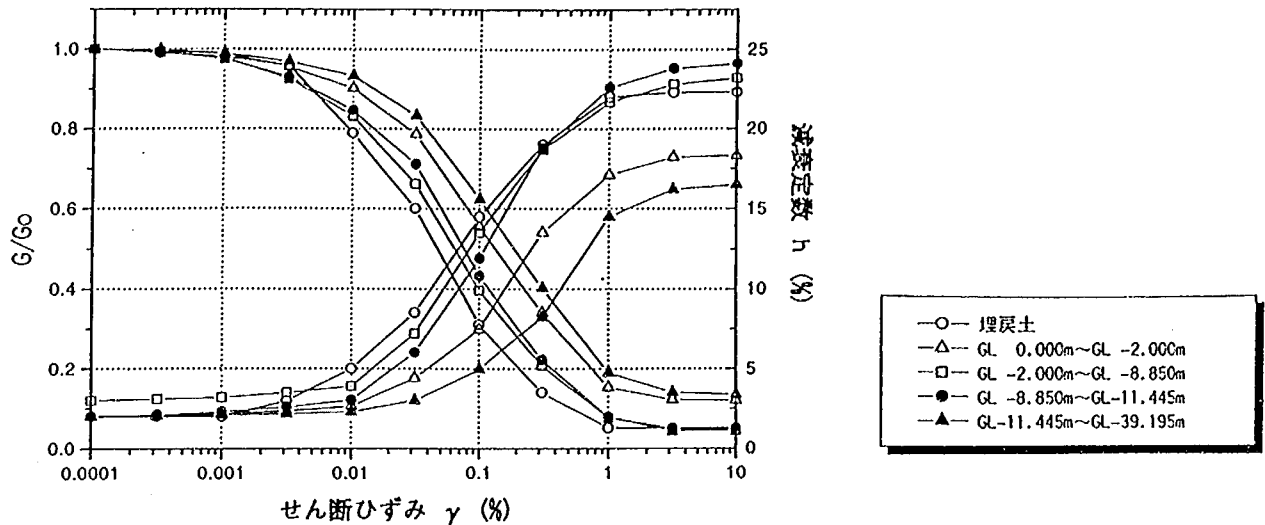
各層の自然地盤の動的変形特性は安田・山口により平均粒径D50と平均有効拘束圧との関係に基づき算定する。また、埋戻土については、原位置より採取した不攪乱試料を用いた中空ねじりせん断試験より求めた。

注) P波速度 V_p は(4.2.4.1)式より算定する。

表-4.2.4.1 地盤定数¹⁾

	単位体積重量 γ (tf/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	動ポアソン比 ν_d	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	減衰定数 h (%)
埋戻土	1.9	100~160	0.427~0.496	図-4.2.4.2 $G/Go \sim \gamma$ 曲線	図-4.2.4.2 $h \sim \gamma$ 曲線
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	(線形)	2 (線形)

注) P波速度 V_p は (4.2.4.1) 式より算定する。

図-4.2.4.1 各層の動的変形特性²⁾

3) 構造物の諸元

構造物の諸元を表-4.2.4.2に示す。

表-4.2.4.2 構造物の材料定数および断面諸定数

	単位体積重量 γ (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面積 A (m ² /m)	断面2次モーメント I (m ⁴ /m)	減衰定数 h (%)
側壁	2.5	2.6×10^6	0.55	1.386×10^{-2}	5.0
中壁			0.30	2.250×10^{-3}	
上床版			0.65	2.288×10^{-2}	
下床版			0.70	2.858×10^{-2}	

4) 免震材の諸元

免震材は3種類のせん断弾性係数 G_m を有する等方均質体を用いる。免震材のせん断弾性係数 $G_m = 49.6$ tf/m² は埋戻土の初期せん断弾性係数 $G_{go} = 4960$ tf/m² の0.01に相当する値であり、 $G_m = 21.6$ tf/m² は2.3節の一次開発目標の検討で得られた免震材の開発指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。 $G_m = 5.3$ tf/m² は上述した水平動のみを入力した動的FEM解析により得られた埋戻土の収束せん断弾性係数の平均値 $G_{ge} = 530$ tf/m² の0.01に相当する値である。

免震材の諸元を表-4.2.4.3に示す。

5) 入力地震動

神戸大学（関西地震観測研究協議会）で観測された記録³⁾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²⁾。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-4.2.4.2に示す。

表-4.2.4.3 免震材の諸元

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 γ_m (tf/m ³)	1.0
ポアソン比 ν_m	0.3
せん断弾性係数 G_m (tf/m ²)	5.3
	21.6
	49.6
減衰定数 h (%)	3.0

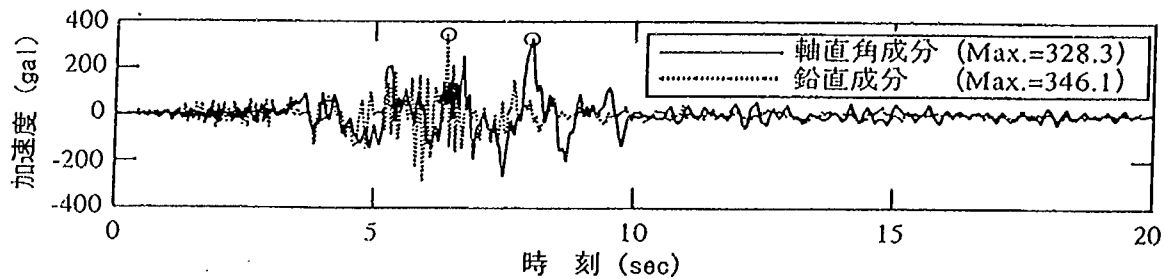


図-4.2.4.2 入力地震動²⁾

(4) 解析ケース

表-4.2.4.4 解析ケース

免震材のせん断弾性係数を変えたパラメトリックスタディの解析ケースを表-4.2.4.4に示す。なお、case-4は免震材を配置しない場合である。

表中のせん断弾性係数比は埋戻土の初期せん断弾性係数 G_{g0} (=4960tf/m²)または平均収束せん断弾性係数 G_{ge} (=530tf/m²)を基準とし、各ケースのせん断弾性係数との比として算出した値である。

検 討 ケース	免震材のせん断 弾性係数 G_m (tf/m ²)	せん断弾性係数比		備 考
		G_m/G_{g0}	G_m/G_{ge}	
case-1	5.3	0.0010	0.010	免震材あり
case-2	21.6	0.0044	0.041	
case-3	49.6	0.01	0.094	
case-4	—	—	1.0	免震材なし

(5) 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。境界条件は側方粘性境界および底面粘性境界とする。

解析モデルを図-4.2.4.3に示す。

(6) 解析結果および考察

動的FEM解析による解析結果およびその考察について以下に述べる。

1) 地盤の最大応答加速度および最大応答変位

地表面の水平および鉛直方向の最大応答加速度を図-4.2.4.4に示す。最大応答加速度の算出位置は開削トンネルの中央の直上の地表面をA点、側壁直上をB点、トンネル遠方に向かってC点、D点、E点、F点としている。同図に基づいて以下に考察する。

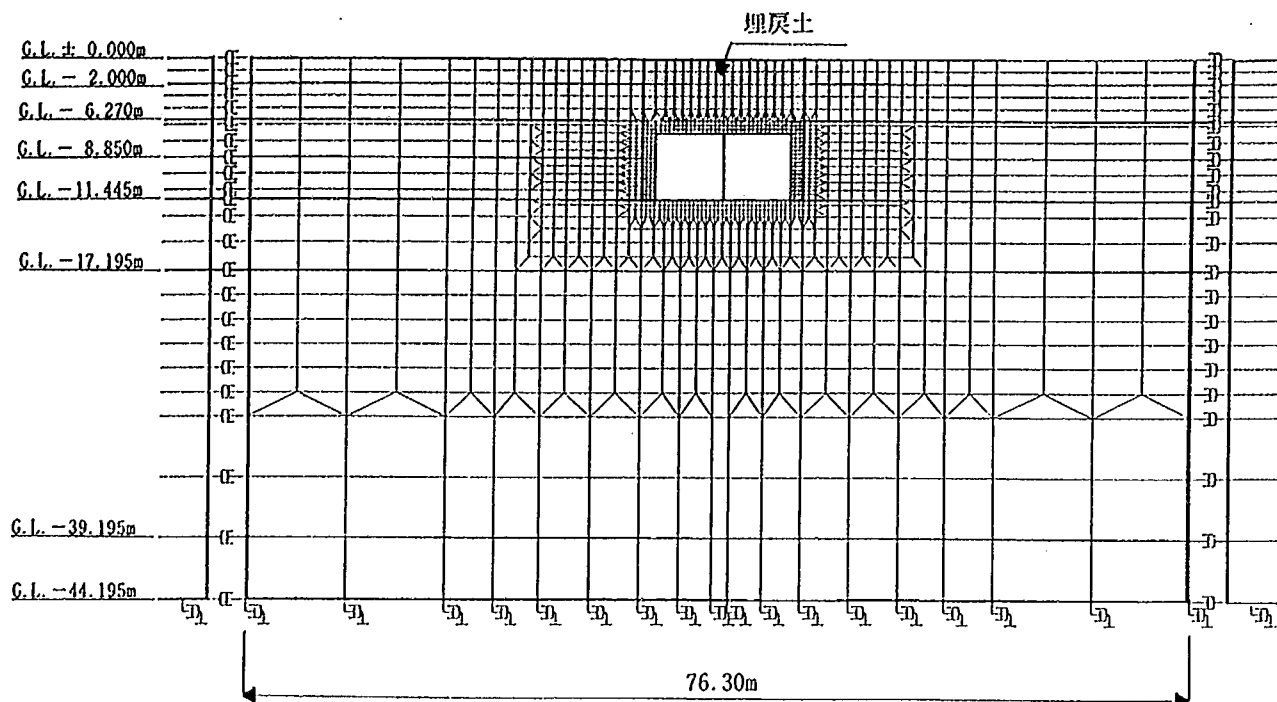


図-4.2.4.3 解析モデル

地表面の水平方向の最大応答加速度は、免震材がないケースでは540gal～578galの範囲にある。免震材のせん断弾性係数 $G_m=49.6\text{tf/m}^2$ のケースでは534gal～607galの範囲、 $G_m=21.6\text{tf/m}^2$ のケースでは534gal～620galの範囲、 $G_m=5.3\text{tf/m}^2$ のケースでは530gal～624galの範囲にある。

地表面の鉛直方向の最大応答加速度は免震材がないケースでは475gal～527galの範囲にある。免震材のせん断弾性係数 $G_m=49.6\text{tf/m}^2$ のケースでは464gal～567galの範囲、 $G_m=21.6\text{tf/m}^2$ のケースでは435gal～508galの範囲、 $G_m=5.3\text{tf/m}^2$ のケースでは238gal～479galの範囲にある。

地表面の最大応答加速度は、鉛直方向が部分的に400galを下回る場合もあるが、各ケースとも400gal以上の値となり、気象庁震度階の震度7に相当する。つまり、この解析結果が大地震における地盤の地震応答に相当することを意味している。

地表面の水平および鉛直方向の最大応答変位を図の最大応答加速度-4.2.4.5に示す。最大応答変位の

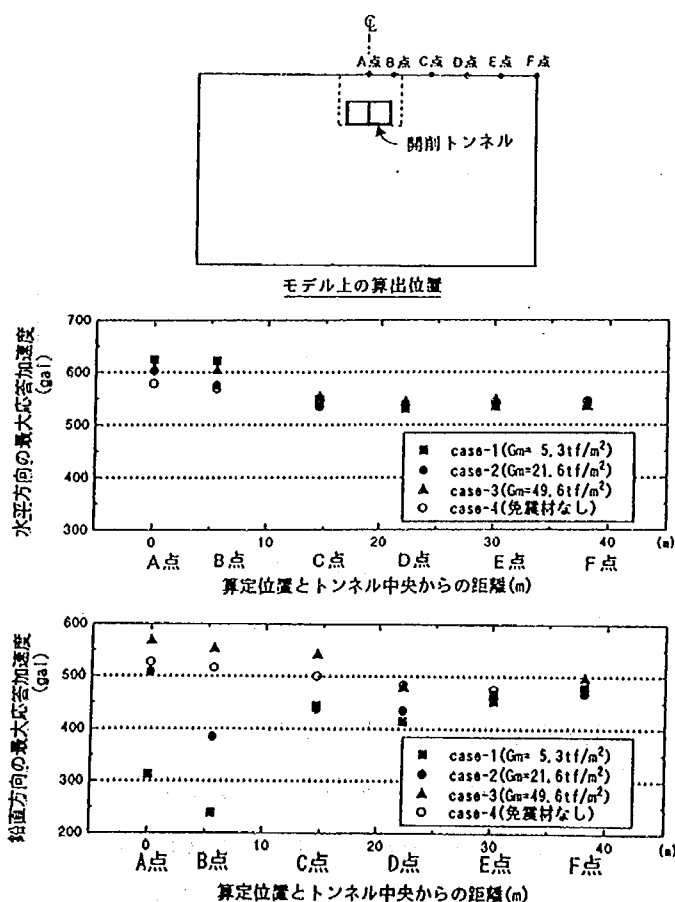


図-4.2.4.4 地表面の最大応答加速度

算出位置は最大応答加速度と同様である。同図に基づいて以下に考察する。

A点の水平方向の最大応答変位は、免震材がないケースでは8.91cm：免震材のせん断弾性係数 $G_m=49.6 \text{ tf/m}^2$ のケースでは9.57cm、 $G_m=21.6 \text{ tf/m}^2$ のケースでは10.03cm、 $G_m=5.3 \text{ tf/m}^2$ のケースでは10.42cmである。A点の鉛直方向の最大応答変位は、免震材がないケースでは0.21cm、免震材のせん断弾性係数 $G_m=49.6 \text{ tf/m}^2$ のケースでは0.40cm、 $G_m=21.6 \text{ tf/m}^2$ のケースでは0.68cm、 $G_m=5.3 \text{ tf/m}^2$ のケースでは1.68cmである。トンネル直上の最大応答変位は、免震材のせん断弾性係数の減少にともなって水平・鉛直方向とも増加する傾向がある。

2) 地盤の最大応答せん断ひずみ

トンネル周辺地盤の最大応答せん断ひずみ γ_{max} を図-4.2.4.6 に示す。なお、最大応答せん断ひずみは免震層に接する地盤要素の重心で発生した値である。トンネル下面より上方の地盤は埋戻土であり、下方はせん断波速度240m/sの自然地盤である。

トンネルの下方地盤の最大応答せん断ひずみは0.25%以下であり、各ケースの差異は顕著でない。一方、トンネル側方および上方の埋戻土では1.0%または2.0%を越える最大応答せん断ひずみが発生している。

トンネル側方の埋戻土の最大応答せん断ひずみは、免震材がないケースでは下端から上方に向かって増加する傾向があるが、免震材を配置したケースでは上端または下端から中央に向けて減少する傾向がある。上方の埋戻土の最大応答せん断ひずみは、免震材がないケースでは約1.0%で一定した値と見なせるが、免震材を配置したケースでは左端または右端から中央に向けて減少する傾向がある。側方の埋戻土の上端・下端及び上方の埋戻土の左端・右端の最大応答せん断ひずみは、免震材のせん断弾性係数を

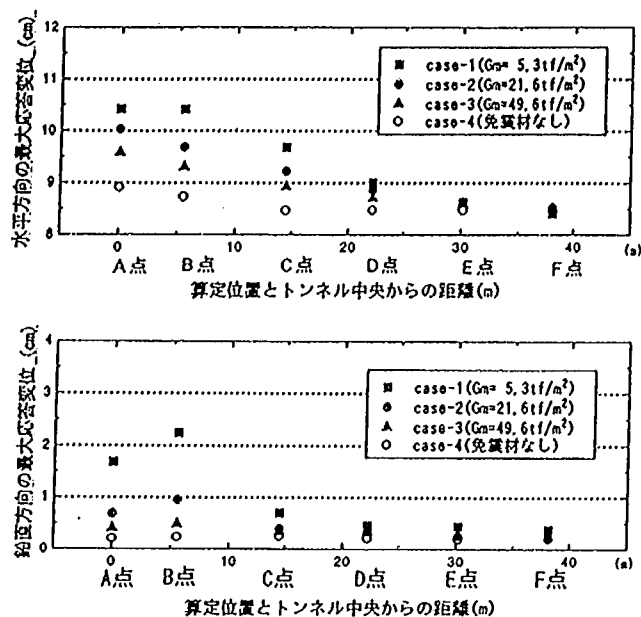


図-4.2.4.5 地表面の最大応答変位

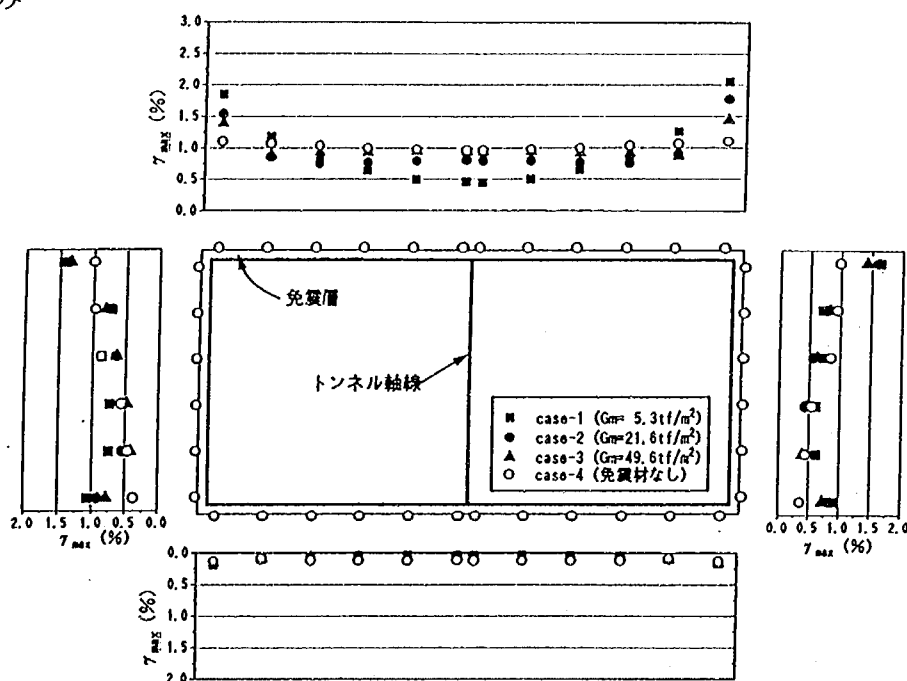


図-4.2.4.6 地盤の最大応答せん断ひずみ γ_{max}

減少させるほど、増加する傾向が見られる。

3) 開削トンネルの最大応答加速度

開削トンネルの水平方向の最大応答加速度を表-4.2.4.5に示す。

側壁と中壁について上床版と下床版の接合部（節点）の最大応答加速度を見ると、側壁と中壁ではほぼ同等と見なすことができた。そのため、同表では中壁の上端・下端の接合部の値を構造物の上床版と下床版位置の代表的な最大応答加速度として示す。また、トンネルと地盤の最大応答加速度を比較するため、上床版と下床版位置に最も近い遠方地盤（水平成層地盤）の最大応答加速度を参考値として示している。

開削トンネルと遠方地盤の最大応答加速度の差は、 $G_m=5.3\text{tf/m}^2$ のケースの上床版を除いて、ほとんどない。

4) 開削トンネルの最大相対変位

開削トンネルの上床版～下床版間の最大相対変位を表-4.2.4.6に示す。低減率は、免震材がないケースの最大相対変位 δ_0 を基準とし、各ケースの最大相対変位との比 δ/δ_0 として算出している。同表に基づいて以下に考察する。

低減率は、免震材のせん断弾性係数 $G_m=49.6\text{tf/m}^2$ のケースでは0.94、 $G_m=21.6\text{tf/m}^2$ のケースでは0.84、 $G_m=5.3\text{tf/m}^2$ のケースでは0.53である。免震材のせん断弾性係数 G_m の減少とともに最大相対変位も低減する傾向がある。

5) 開削トンネルの地震時最大増分断面力

各ケースの開削トンネルの地震時最大増分断面力を図-4.2.4.7に示す。なお、この断面力は発生した時刻が必ずしも同一でないため、数値の符号は無視している。同図に基づいて以下に考察する。

曲げモーメントは、側壁、上床版、下床版の一部を除いた全般にわたって、免震材のせん断弾性係数 G_m の減少に伴って低減する傾向がある。せん断力は、下床版の一部を除き、全般にわたって、免震材のせん断弾性係数 G_m の減少に伴って低減する傾向がある。軸力は、 $G_m=49.6\text{tf/m}^2$ のケースの上床版の一部を除き、全般にわたって免震材のせん断弾性係数 G_m の減少に伴って低減する傾向がある。

6) 免震材による断面力低減効果

代表的な部材として側壁と中壁の地震時最大増分断面力を全ケースについて表-4.2.4.7、表-4.2.4.8に示す。低減率は、免震材がないケース(case-4)の断面力を基準とし、各ケースの断面力との比として算出している。同表に基づいて以下に考察を述べる。

表-4.2.4.5 トンネルの最大応答加速度

解析 ケース	免震材の せん断弾性係数 G_m (tf/m ²)	最大応答加速度 (gal)	
		上床版	下床版
case-1	5.3	563	354
case-2	21.6	402	363
case-3	49.6	408	362
case-4	免震材なし	405	367
共通	遠方地盤	400	372

表-4.2.4.6 トンネルの最大相対変位

解析 ケース	免震材の せん断弾性係数 G_m (tf/m ²)	最大相対変位	
		δ (cm)	低減率 δ/δ_0
case-1	5.3	1.08	0.53
case-2	21.6	1.72	0.84
case-3	49.6	1.91	0.94
case-4	免震材なし	2.04	1.00

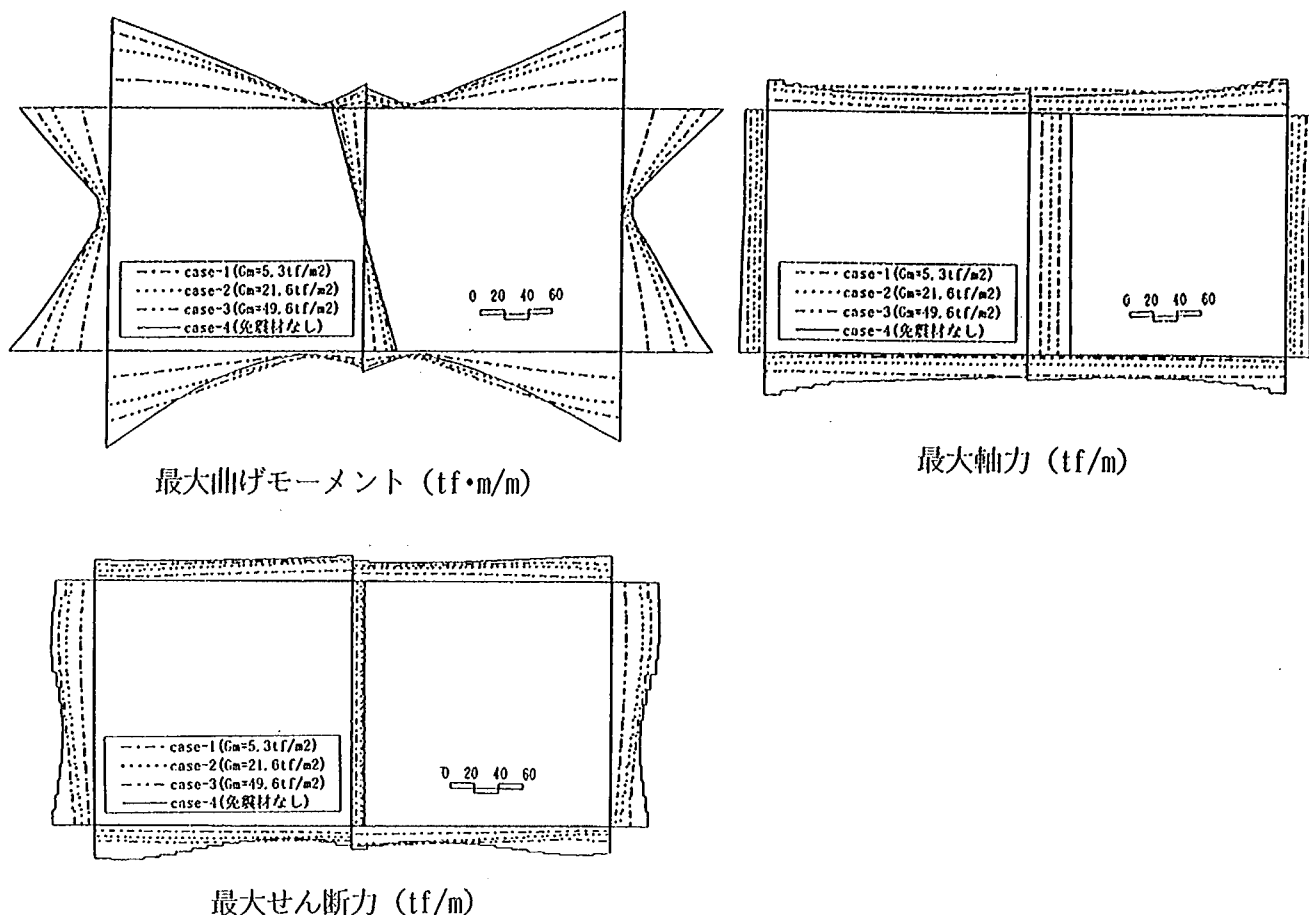


図-4.2.4.7 開削トンネルの地震時最大増分断面力

表-4.2.4.7 側壁の最大地震時増分断面力

解 析 ケース	免震材の せん断弾性係数 G_m (tf/m ²)	せん断弾性係数比		最大曲げモーメント		最大せん断力		最大軸力	
		G_m/G_{go}	G_m/G_{ge}	M_{max} (tf・m/m)	低減率	Q_{max} (tf/m)	低減率	N_{max} (tf/m)	低減率
case-1	5.3	0.0010	0.010	25.7	0.31	12.2	0.31	4.6	0.20
case-2	21.6	0.0044	0.041	54.8	0.66	25.7	0.64	9.9	0.43
case-3	49.6	0.01	0.094	68.6	0.83	32.7	0.82	15.6	0.68
case-4	免震材なし	—	1.0	83.1	1.00	39.8	1.00	22.9	1.00

表-4.2.4.8 中壁の最大地震時増分断面力

解 析 ケース	免震材の せん断弾性係数 G_m (tf/m ²)	せん断弾性係数比		最大曲げモーメント		最大せん断力		最大軸力	
		G_m/G_{go}	G_m/G_{ge}	M_{max} (tf・m/m)	低減率	Q_{max} (tf/m)	低減率	N_{max} (tf/m)	低減率
case-1	5.3	0.0010	0.010	10.5	0.37	4.2	0.37	10.6	0.30
case-2	21.6	0.0044	0.041	20.5	0.71	8.2	0.71	18.5	0.52
case-3	49.6	0.01	0.094	25.2	0.88	10.0	0.87	25.4	0.71
case-4	免震材なし	—	1.0	28.7	1.00	11.5	1.00	35.7	1.00

注) G_{go} は埋戻土の初期せん断弾性係数、 G_{ge} は平均収束せん断弾性係数とする。

case-3は埋戻土の初期せん断弾性係数の0.01倍の剛性をもつ免震材を用いたケースである。このケースでは、曲げモーメントの低減率は側壁で0.83、中壁で0.88、せん断力の低減率は側壁で0.82、中壁で0.87、軸力の低減率は側壁で0.68、中壁で0.71である。このように、兵庫県南部地震クラスの大地震に

対して曲げモーメントとせん断力の低減率が十分とはいえない。この原因としては次のことが考えられる。今回の解析結果では構造物周辺の埋戻土の平均収束せん断弾性係数は 530 tf/m^2 であり、初期せん断弾性係数 4960 tf/m^2 の約10分の1まで低下している。つまり、免震材のせん断弾性係数と埋戻土の平均収束せん断弾性係数の比 (G_m/G_{ge}) をみると 0.094であり、実際には十分に小さくなっていないことによる。

case-2は2.3節で得られた免震材の一次開発目標値のうち軟質地盤を対象とした免震材のせん断弾性係数を用いたケースである。このケースでは、曲げモーメントの低減率は側壁で0.66、中壁で0.71、せん断力の低減率は側壁で0.64、中壁で0.71、軸力の低減率は側壁で0.43、中壁で0.52である。このケースの断面力低減率は2.3節の中小地震を想定した検討結果ほどの低減効果が得られていないが、兵庫県南部地震クラスの大地震に対しては十分な低減効果があると考えられる。

case-1は埋戻土の平均収束せん断弾性係数の0.01倍の剛性をもつ免震材を用いたケースである。このケースでは、曲げモーメントの低減率は側壁で0.31、中壁で0.37、せん断力の低減率は側壁で0.31、中壁で0.37、軸力の低減率は側壁で0.20、中壁で0.30である。これらから、トンネル周辺地盤の平均収束せん断弾性係数の0.01倍の剛性の免震材を用いれば、地震時増分断面力は相当低減できることがわかった。しかしながら、一般的に約 5 tf/m^2 程度以下のせん断弾性係数を有するゴム系材料は変形量やクリープが大きいと言われており、地盤沈下などの問題が懸念される。

(7) まとめ

一次開発目標である 21.6 tf/m^2 程度のせん断弾性係数の免震材を用いた場合では、曲げモーメントの低減率は66%~71%であり、せん断力の低減率は64%~71%である。したがって、一次開発目標の免震材を用いれば、兵庫県南部地震クラスの大地震に対して地震時増分断面力を十分に低減できると考えられる。

また、大地震下では、トンネル周辺地盤のせん断ひずみの増幅にともなって、せん断弾性係数が低下することが予想されるため、免震材のせん断弾性係数は想定地震およびひずみのレベルに応じた地盤のせん断弾性係数を考慮して設定することが重要である。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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

4.2.5 免震トンネルの常時の安定性に関する検討

－免震材が土水圧荷重により発生する断面力に及ぼす影響の検討－

(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。

ここでは、免震トンネルの常時の安定性に関する第一段階の検討として、前述した2.3の一次開発目標の検討で用いた解析モデルを利用し、免震材の材料特性と配置パターンをパラメータとした解析を行うことにより、免震材が土水圧荷重により発生する常時のトンネル横断方向断面力に及ぼす影響を検討した。

(2) 検討条件

1) 地盤

地盤は、前述した2.3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、地盤剛性の違いによる影響を把握するため、表-4.2.5.1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。また、せん断弾性係数は弾性係数とポアソン比から等方均質体として算出した。その他の特性値は、表-2.3.2.1に示したとおりである。

表-4.2.5.1 表層地盤の特性値

表層地盤種別	軟質地盤	硬質地盤
弾性係数 $E(\text{tf/m}^2)$	210	1400
せん断弾性係数 $G(\text{tf/m}^2)$	78.8	525
ポアソン比 ν	0.333	0.333

2) 構造物

検討の対象とした構造物も2.3の検討と同じ2連ボックスカルバートである。単位体積重量は自重解析によって土水圧荷重による影響を評価するためゼロとし、部材の曲げ剛性はコンクリート全断面有効剛性で表した。表-4.2.5.2に部材の断面定数を示す。なお、その他の諸元は表-2.3.3.1に示したとおりである。

表-4.2.5.2 検討対象構造物の諸元

部材断面定数	側壁	中壁（半分）	上床版	下床版
断面積 $A(\text{m}^2/\text{m})$	0.55	0.15	0.65	0.70
断面2次モーメント $I(\text{m}^4/\text{m})$	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-4.2.5.3に示す。

表-4.2.5.3 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
単位体積重量 γ_m (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

解析モデルは2.3の一次開発目標の検討で使用したものと同一であるが、解析モデル境界面の拘束条件を表-4.2.5.4に示す条件に変更した。

表-4.2.5.4 拘束条件

	水平方向	鉛直方向	回転	
底面	×	×	×	○：自由 ×：固定
左側面	×	○	×	
右側面(対称面)	×	○	×	

2) 作用荷重

作用荷重は地盤および免震材の自重を鉛直方向に与えた。

3) 解析ケース

解析は地盤条件、免震材の配置パターンとせん断弾性係数およびポアソン比をパラメータとし、表-4.2.5.5に示すケースについて実施した。なお、免震材のせん断弾性係数は、表2.3.2.1に示した地盤の地震時せん断弾性係数 G_g に対する比率で設定した。

(4) 解析結果と考察

各ケースの解析結果より、表-4.2.5.6に側壁および中壁の最大断面力を、表-4.2.5.7に上床版および下床版の最大断面力を示す。各欄の左側が最大断面力の値を、右側が免震材のないケース（陰影を付けたケース13）に対する比率を表す。図-4.2.5.1～図-4.2.5.2は、免震材をトンネル外周全面に配置したケースの断面力分布を免震材がない場合と比較して示したものである。また、図-4.2.5.3～図-4.2.5.4は、免震材を全面に配置した場合を例とし、土水圧荷重により発生する最大断面力に及ぼす免震材のせん断弾性係数とポアソン比、および地盤条件の違いによる影響を、免震材のないケースの最大断面力に対する比率で表したものである。実線が軟質地盤の場合、破線が硬質地盤の場合で、 G_m/G_g は免震材のせん断弾性係数を地盤の地震時せん断弾性係数に対する比率である。

図-4.2.5.1および図-4.2.5.2の左半分に示す断面力分布をみると、免震材のないケースの分布が、せん

表-4.2.5.5 解析ケース

解析 ケース	地盤条件		免震材の配置		せん断弾性係数比 G_m/G_g				ポアソン比 ν_m		
	軟質	硬質	3面	全面	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-13および硬-13は免震材のないケースに相当するため、免震材のポアソン比は地盤と同一とした。

断弾性係数比の低下に伴って均一化しながら最大値が減少する傾向を示している。この結果、上床版の軸力を除く最大断面力は、表-4.2.5.6や図-4.2.5.3～図-4.2.5.4に示すように、地盤条件や免震材の配置パターンが異なっても免震材を設けることによって増大することのないことが分かる。また、図-4.2.5.1および図-4.2.5.2の右半分に示したせん断弾性係数比が一定でポアソン比が異なる場合の断面力分布をみると、分布形状がほとんど変わらないことから、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。

上床版の軸力は免震材を設けたことにより増大する場合が認められるが、その増加量は小さく、また、上床版の断面設計では軸力が支配的になることは極めてまれと考えられるため、この程度の軸力増加による影響はほとんどないと考えられる。

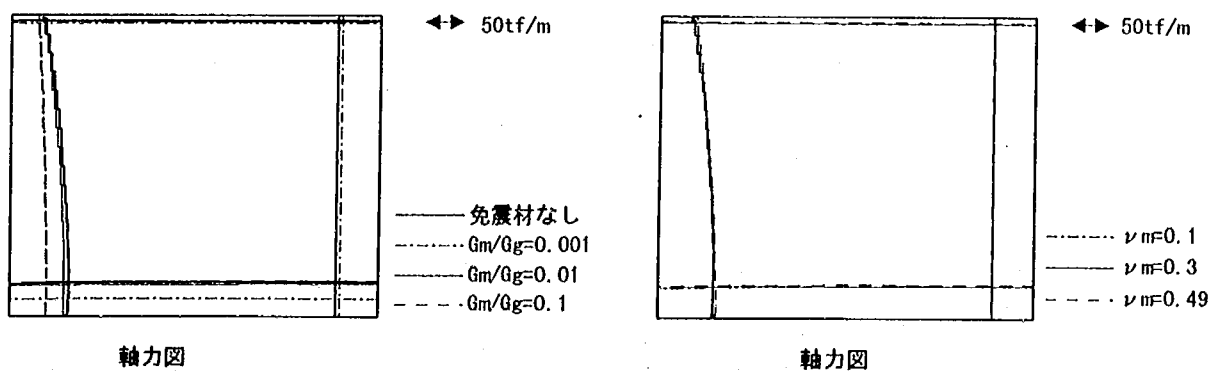
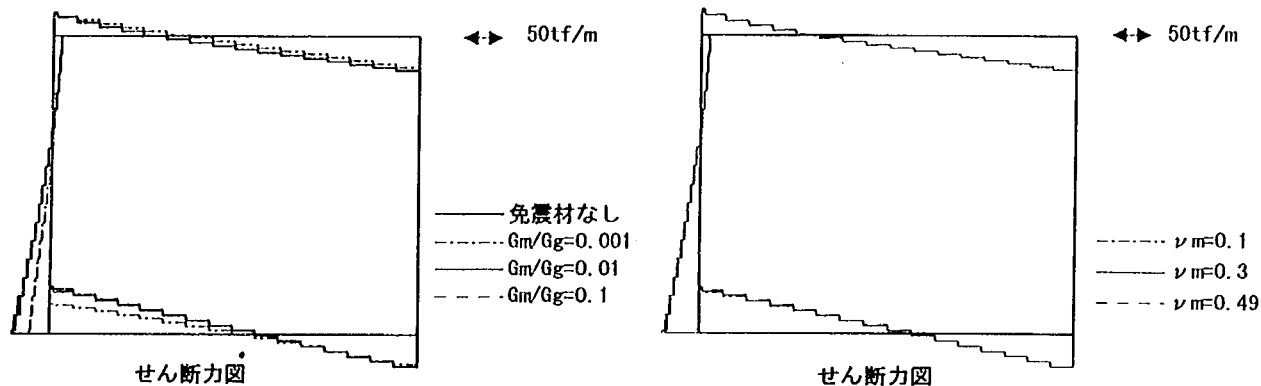
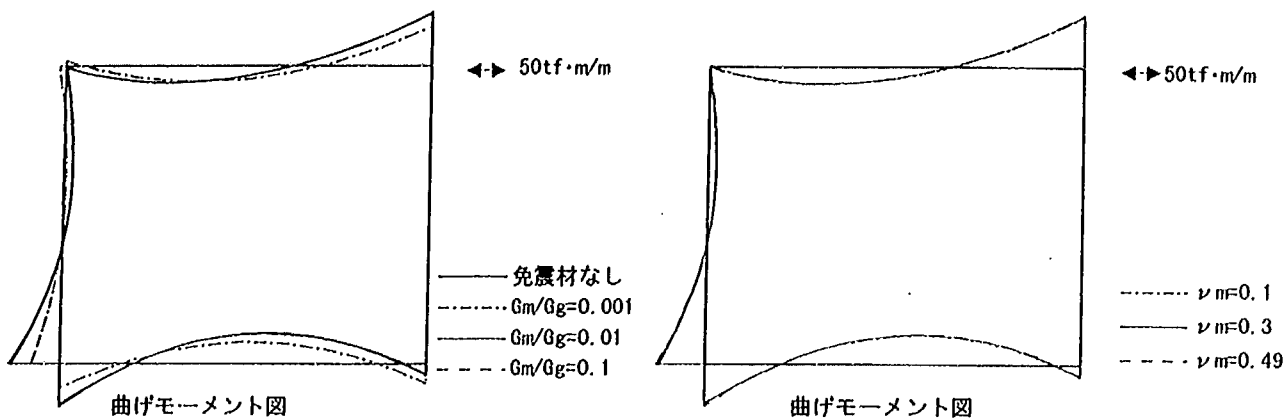
以上の結果より、トンネルの周囲に免震材を配置した免震トンネルでは、免震材のせん断弾性係数、ポアソン比およびその配置パターンによらず、土水圧荷重により発生する常時の最大断面力が免震化の影響で増大することはないと考えられる。このため、既往の設計法と同様に免震材がない場合の条件で断面設計を行えば十分であると考えられる。

表-4.2.5.6 側壁および中壁の常時最大断面力

		側 壁						中 壁					
		Mmax(tf·m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)		Mmax(tf·m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)	
軟	1	-34.67	0.94	-24.04	0.88	40.65	0.95	0.00	-	0.00	-	61.58	1.01
	2	-35.07	0.95	-24.91	0.92	40.72	0.95	0.00	-	0.00	-	61.39	1.00
	3	-36.07	0.98	-26.93	0.99	41.02	0.96	0.00	-	0.00	-	60.89	0.99
	4	-26.35	0.71	-15.45	0.57	30.46	0.71	0.00	-	0.00	-	61.71	1.01
	5	-35.07	0.95	-24.91	0.92	40.72	0.95	0.00	-	0.00	-	61.39	1.00
	6	-37.38	1.01	-27.98	1.03	43.31	1.01	0.00	-	0.00	-	60.57	0.99
	7	-33.83	0.92	-24.46	0.90	39.10	0.91	0.00	-	0.00	-	60.69	0.99
	8	-34.64	0.94	-25.27	0.93	39.78	0.93	0.00	-	0.00	-	60.91	1.00
	9	-36.27	0.98	-26.94	0.99	41.26	0.96	0.00	-	0.00	-	61.03	1.00
	10	-20.76	0.56	-14.44	0.53	26.13	0.61	0.00	-	0.00	-	55.45	0.91
	11	-34.64	0.94	-25.27	0.93	39.78	0.93	0.00	-	0.00	-	60.91	1.00
	12	-37.58	1.02	-27.86	1.02	43.58	1.02	0.00	-	0.00	-	60.77	0.99
	13	-36.87	1.00	-27.21	1.00	42.78	1.00	0.00	-	0.00	-	61.19	1.00
硬	1	-34.23	0.86	-22.65	0.75	42.09	0.88	0.00	-	0.00	-	69.21	1.01
	2	-35.06	0.88	-24.23	0.80	42.54	0.89	0.00	-	0.00	-	69.00	1.01
	3	-37.51	0.95	-28.71	0.95	43.80	0.92	0.00	-	0.00	-	68.00	1.00
	4	-23.94	0.60	-11.97	0.40	25.31	0.53	0.00	-	0.00	-	65.46	0.96
	5	-35.06	0.88	-24.23	0.80	42.54	0.89	0.00	-	0.00	-	69.00	1.01
	6	-39.66	1.00	-30.12	1.00	47.59	1.00	0.00	-	0.00	-	67.83	0.99
	7	-31.67	0.80	-22.75	0.76	38.09	0.80	0.00	-	0.00	-	66.45	0.97
	8	-33.56	0.85	-24.58	0.82	39.71	0.83	0.00	-	0.00	-	67.32	0.99
	9	-37.64	0.95	-28.86	0.96	43.87	0.92	0.00	-	0.00	-	68.08	1.00
	10	-13.40	0.34	-9.06	0.30	20.47	0.43	0.00	-	0.00	-	52.12	0.76
	11	-33.56	0.85	-24.58	0.82	39.71	0.83	0.00	-	0.00	-	67.32	0.99
	12	-39.79	1.00	-30.21	1.00	47.65	1.00	0.00	-	0.00	-	67.93	0.99
	13	-39.69	1.00	-30.12	1.00	47.76	1.00	0.00	-	0.00	-	68.34	1.00

表-4.2.5.7 上床版および下床版の常時最大断面力

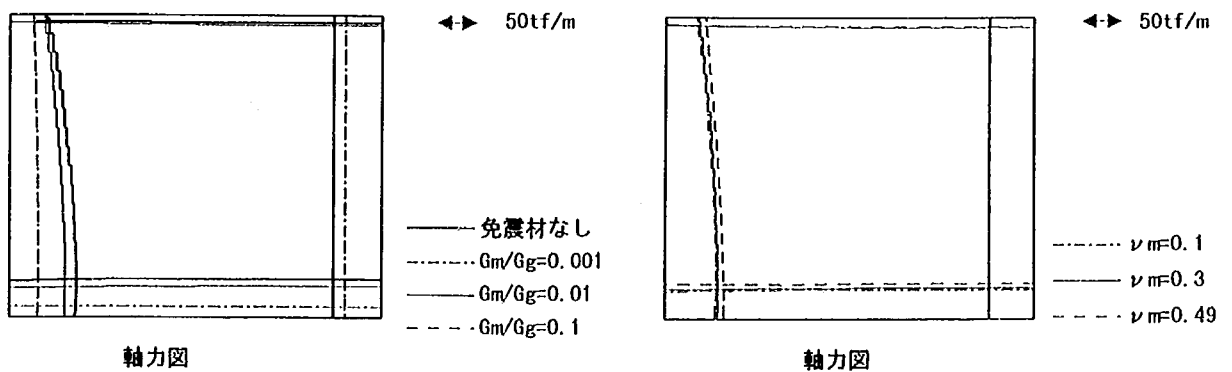
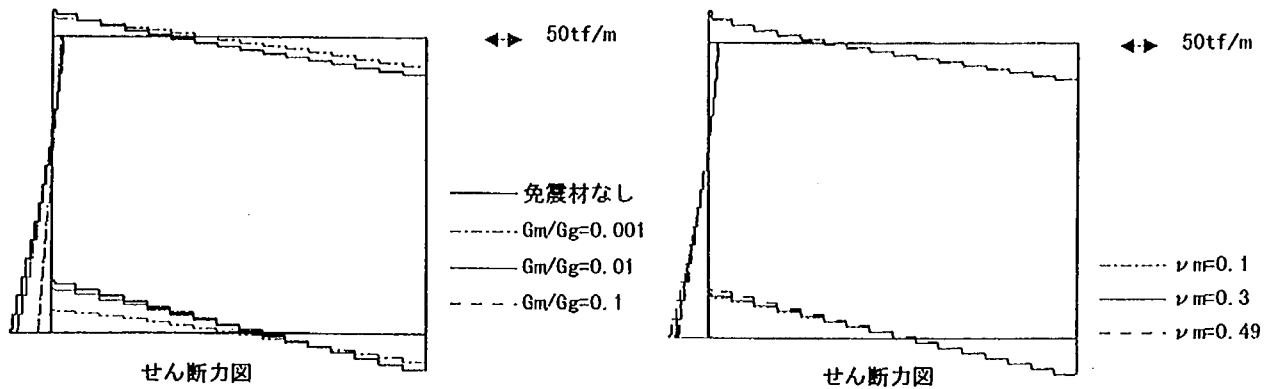
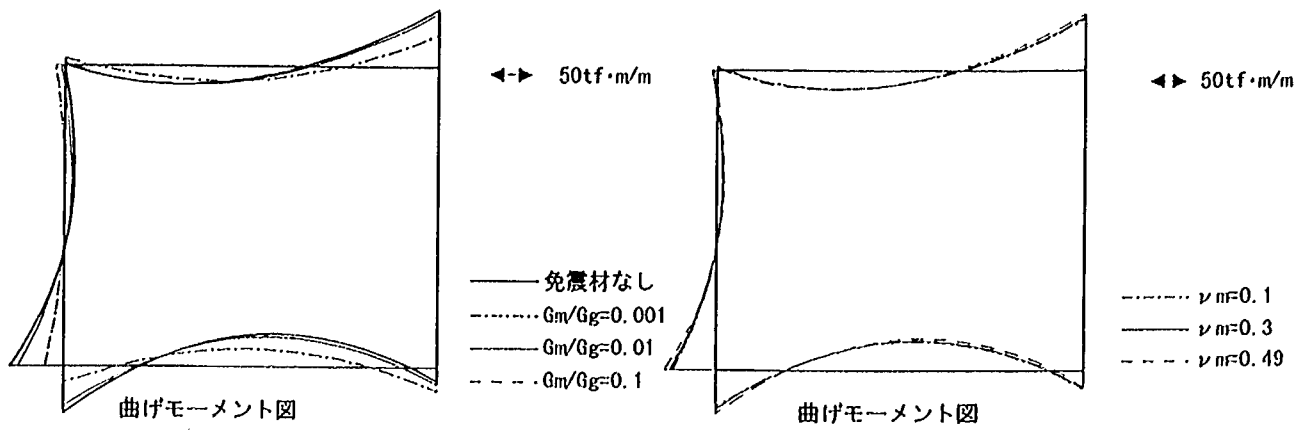
		上 床 版						下 床 版					
		Mmax(tf·m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)		Mmax(tf·m/m)		Qmax(tf/m)		Nmax(tf/m)	
軟	1	-46.20	0.99	29.51	1.01	5.08	1.07	-34.67	0.94	39.60	0.97	28.42	0.95
	2	-46.20	0.99	29.43	1.00	5.05	1.07	-35.07	0.95	39.74	0.97	28.79	0.96
	3	-46.23	0.99	29.19	1.00	4.64	0.98	-36.07	0.98	40.12	0.98	29.72	0.99
	4	-43.07	0.92	29.50	1.01	4.68	0.99	-26.35	0.71	31.18	0.76	22.25	0.74
	5	-46.20	0.99	29.43	1.00	5.05	1.07	-35.07	0.95	39.74	0.97	28.79	0.96
	6	-46.46	1.00	29.03	0.99	5.09	1.08	-37.38	1.01	41.01	1.00	30.47	1.01
	7	-44.88	0.96	29.07	0.99	5.70	1.21	-33.83	0.92	37.69	0.92	27.51	0.92
	8	-45.48	0.98	29.18	0.99	5.40	1.14	-34.64	0.94	38.59	0.94	28.00	0.93
	9	-46.47	1.00	29.27	1.00	4.53	0.96	-36.27	0.98	40.40	0.99	29.08	0.97
	10	-34.79	0.75	26.39	0.90	6.94	1.47	-20.76	0.56	-25.87	-0.63	15.35	0.51
	11	-45.48	0.98	29.18	0.99	5.40	1.14	-34.64	0.94	38.59	0.94	28.00	0.93
	12	-46.78	1.00	29.13	0.99	4.94	1.05	-37.58	1.02	41.41	1.01	30.84	1.03
	13	-46.63	1.00	29.33	1.00	4.73	1.00	-36.87	1.00	40.98	1.00	30.06	1.00
硬	1	-49.11	0.98	33.07	1.01	6.84	1.14	-34.23	0.86	41.37	0.91	28.50	0.87
	2	-49.08	0.98	32.97	1.01	7.31	1.22	-35.06	0.88	41.80	0.92	29.19	0.89
	3	-49.16	0.98	32.50	1.00	7.31	1.22	-37.51	0.95	43.13	0.95	31.30	0.96
	4	-44.34	0.89	31.13	0.95	1.91	0.32	24.35	-0.61	-30.50	-0.67	20.43	0.63
	5	-49.08	0.98	32.97	1.01	7.31	1.22	-35.06	0.88	41.80	0.92	29.19	0.89
	6	-49.76	1.00	32.40	0.99	6.05	1.01	-39.66	1.00	45.22	1.00	32.69	1.00
	7	-45.32	0.91	31.69	0.97	8.24	1.37	-31.67	0.80	36.78	0.81	25.24	0.77
	8	-46.78	0.94	32.14	0.98	8.19	1.37	-33.56	0.85	38.73	0.85	26.74	0.82
	9	-49.28	0.99	32.54	1.00	7.27	1.21	-37.64	0.95	43.23	0.95	30.33	0.93
	10	-28.54	0.57	24.65	0.76	5.41	0.90	15.31	-0.39	-24.43	-0.54	9.26	0.28
	11	-46.78	0.94	32.14	0.98	8.19	1.37	-33.56	0.85	38.73	0.85	26.74	0.82
	12	-49.92	1.00	32.45	0.99	5.99	1.00	-39.79	1.00	45.31	1.00	32.85	1.01
	13	-49.99	1.00	32.64	1.00	6.00	1.00	-39.69	1.00	45.43	1.00	32.62	1.00



(a) 剛性の違いによる影響

(b) ポアソン比の違いによる影響

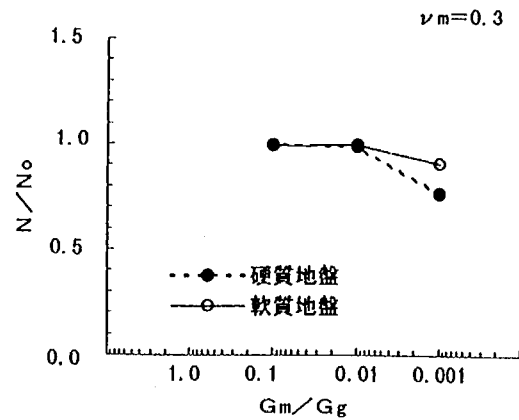
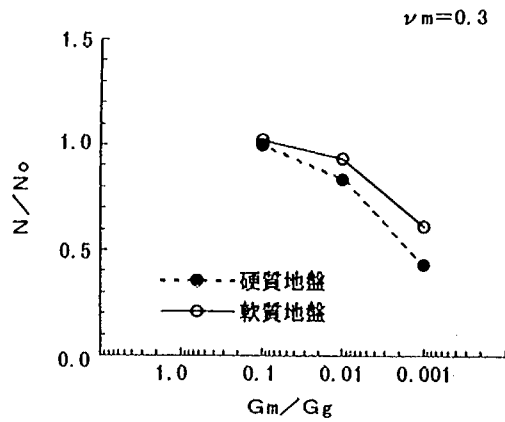
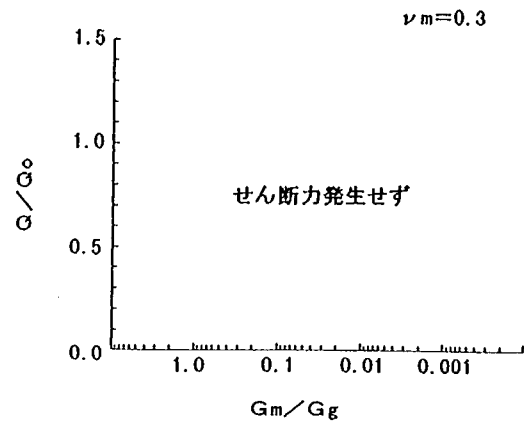
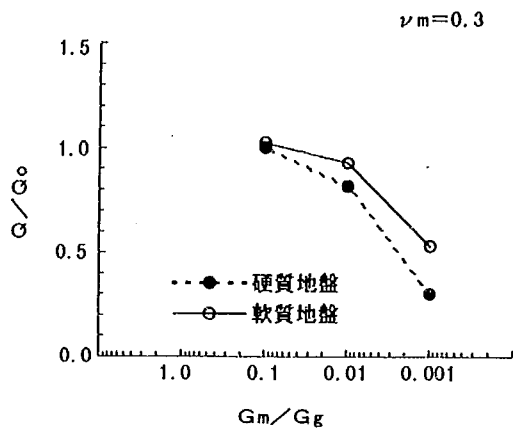
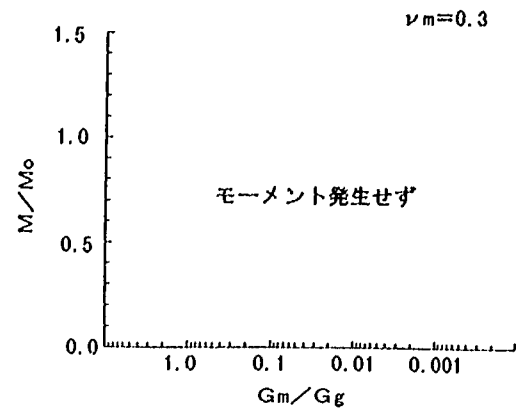
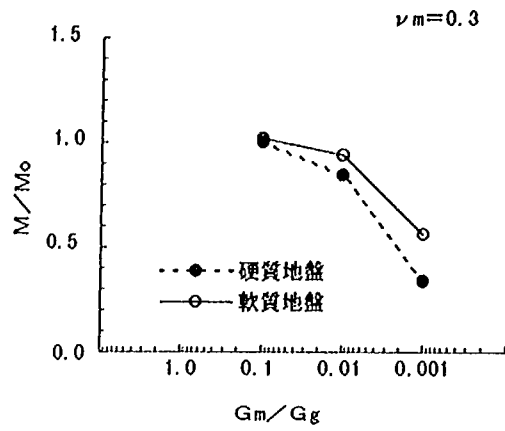
図-4.2.5.1 免震材の材料特性と断面力分布 (軟質地盤、4面配置)



(a) 剛性の違いによる影響

(b) ポアソン比の違いによる影響

図-4.2.5.2 免震材の材料特性と常時断面力分布（硬質地盤、4面配置）



(a) 側壁

(b) 中壁

図-4.2.5.3 免震材のせん断弾性係数比が側壁・中壁の常時断面力に及ぼす影響 (4面配置)

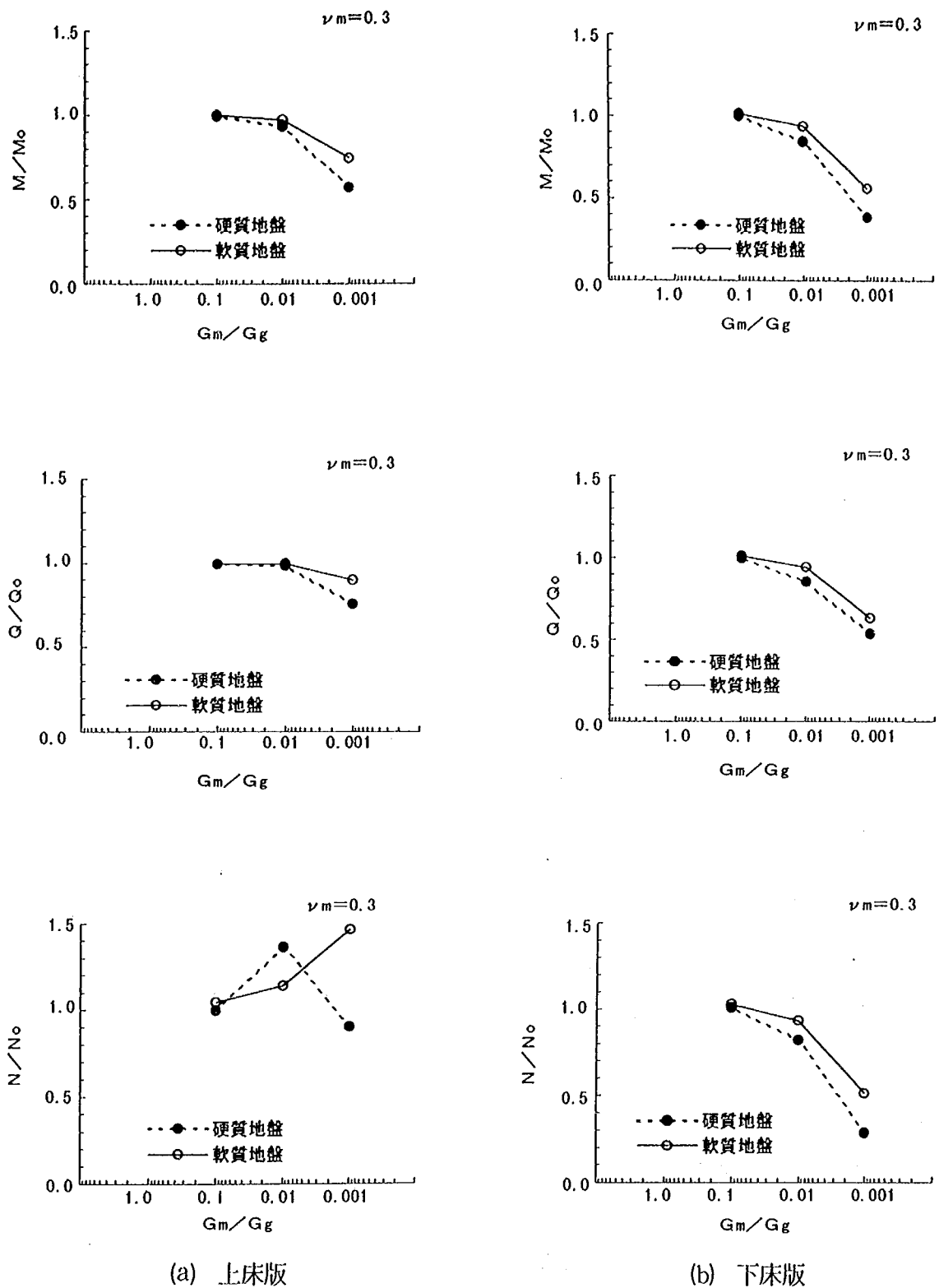


図-4.2.5.4 免震材のせん断弾性係数比が上・下床版の常時断面力に及ぼす影響 (4面配置)

<研究担当> 株式会社鴻池組

4. 3 免震材及び施工法の開発

4.3.1 液状ゴムを用いた免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

開削トンネルの免震構造は、トンネル躯体と周辺地盤との間に柔らかな免震層を形成させ、地盤との絶縁を図ることによって地盤ひずみの伝達を遮断するものである。このため、免震材としては周辺地盤の剛性よりもできるだけ小さい剛性を有し、かつ長期にわたって安定して性能を維持し、トンネルの常時の機能を阻害しない性能が要求される。この免震材としての性能を有する材料の一つとして、液状ゴム系材料がある。液状ゴム系材料は、柔軟で耐水性・耐熱性に優れ、常温で容易に硬化するなどの特性を有している。また、トンネル側面と山留壁の隙間がわずかであっても、充填・硬化させることが可能であるため、液状ゴム系材料は、開削トンネルの免震材として適用が可能と考えられる。本節では、液状ゴム系材料について、免震材として要求される性能を満足する材料開発及び施工法の開発を行うことを目的とし、液状ゴム系材料の基本特性を把握したうえで、2.3の一次開発目標で得られた指標を満足する基本配合を選定する。

(2) 開発項目と内容

本研究開発項目と内容を表-4.3.1.1に示す。

表-4.3.1.1 開発項目と内容

開発項目	内 容
液状ゴム材料の基本特性把握	ゴム硬度、圧縮応力及び強度試験等により液状ゴム材料の基本特性を把握
免震材料の開発と性能評価	液状ゴム系材料のせん断弾性係数の制御範囲把握のための基本検討
免震材料の耐久性の検討	開発した免震材の耐久性に関する評価
施工法の検討	実構造物を対象とした免震材の施工法の検討
材料・施工法のまとめ	上記検討結果を踏まえて、材料・施工法をまとめる

(3) 開発の工程

本研究開発の工程を表-4.3.1.2に示す。

表-4.3.1.2 開発の工程

開 発 項 目	平成7年度		平成8年度		平成9年度	
	9	3	9	3	9	3
液状ゴム材料の基本特性把握	■					
免震材料の開発と性能評価			■			
免震材料の耐久性の検討				■	■	
施工法の検討				■	■	
全体まとめ						■

(4) 平成7年度の研究成果

1) 液状ゴム系材料の概要

① 液状ゴムとは

液状ゴムとは、分子末端に反応性の高い水酸基を備えたポリブタジエンタイプの液状ポリマーであり、図-4.3.1.1の構造となっている。イソシアネート（硬化剤）と常温で容易に図-4.3.1.2に示す反応をし、良好なゴム弾性を有する硬化物となる。

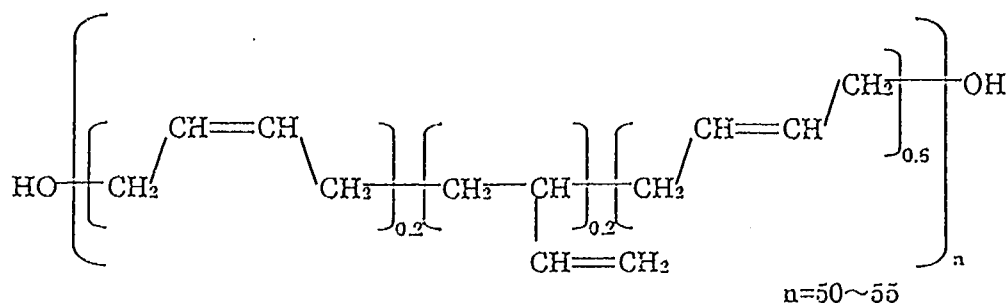


図-4.3.1.1 液状ポリマーの化学構造

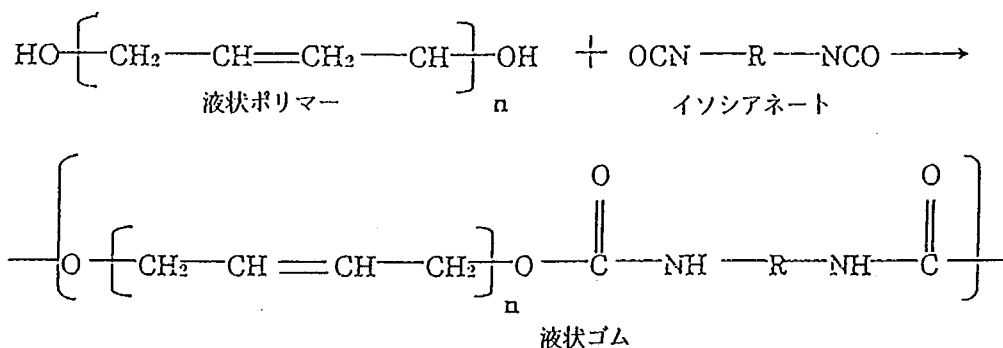


図-4.3.1.2 液状ポリマーの化学反応

② 液状ゴムの用途例

液状ゴムの硬化物は、良好なゴム弾性に加え優れた耐水性、電気絶縁性等の特性を備えているため、表-4.3.1.3の様に衣類など身近な製品から土木・建築等の大型構造物に至るまで広範囲に使用されている。

表-4.3.1.3 液状ゴムの用途例

分野	用途
土木建築	塗膜防水材 シート防水剤 吹き付け防水剤 シーリング材 目地材 アスファルト改質剤 弾性舗装材
電気絶縁材	自動車 オートバイなどの電装品ポッティング
自動車	制振材 シール材
防食材料	プール・貯水槽のライニング 鋼管・鋼矢板の防食材
その他	ゴム引布 はきもの材料 工業用ゴム資材 発泡体 衝撃吸収剤

これらの中で土木建築用目地材は、液状ゴム／アスファルト複合系材料を使用している。この材料は液状ゴムとアスファルトの両方の特徴を兼ね備えている。液状ゴムとしては「イソシアネート（硬化剤）の含有量で広範囲の特性制御が可能」、「常温で容易に反応しゴム弾性を有した硬化物が得られる」等の特徴がある。また、アスファルトとしては「安価」、「吸水性が低く耐水性に優れる」等の特徴がある。したがって、液状ゴム／アスファルト複合系材料の特徴としては、以下のようにまとめられる。

- ・低モジュラス、高伸度の性能を有しており、目地の動きに対する追従性が大きい。
- ・耐熱性に優れ、モジュラスの温度依存性が少ない。
- ・低温硬化性に優れている。
- ・アスファルトを含有しているため、吸水性が低く耐水性に優れている。

2) 液状ゴム系免震材の基本検討

前述したように、液状ゴム／アスファルト複合系材料（以下液状ゴム系材料と称する）の特徴が、免震材として適していると判断し、この材料の検討を行うことにした。

本年度は、主剤中のアスファルトの量及びイソシアネート（硬化剤）の量と種類をパラメータとし、せん断弾性係数の制御範囲を把握するための基本検討を行った。

① 液状ゴム系材料の配合

ここでは、表-4.3.1.4に示す3水準（供試体No.1, 2, 3）の配合について試験を行った。用いた主剤および硬化剤の特性を表-4.3.1.5に示す。なお、表中の可使時間とは、混合後に硬化が始まり、常温下で流動性がなくなる時間である。

供試体No.1について、写真-4.3.1.1、写真-4.3.1.2に配合した主剤及び硬化剤、写真-4.3.1.3にゲル化した状態、写真-4.3.1.4に硬化体を示す。

表-4.3.1.4 配 合

項 目		供 試 体		
		No. 1	No. 2	No. 3
配合 ^{注)}	液状ゴム	100	100	100
	アスファルト	200	200	100
	触媒	0.5	0.5	0.5
	イソシアネート1	—	26.4	17.8
	イソシアネート2	26.4	—	—

注) 液体ゴムを100とした場合の各配合剤の重量比を表示

表-4.3.1.5 主剤および硬化剤の特性

項 目	主 剤	硬 化 剤
外観	黒色ペースト	淡黄色液体
成分	ポリブタジエン、アスファルト	イソシアネート
粘度 (cps/25℃)	5000	2200
比重	1.12	1.07
可使時間(分)	70	

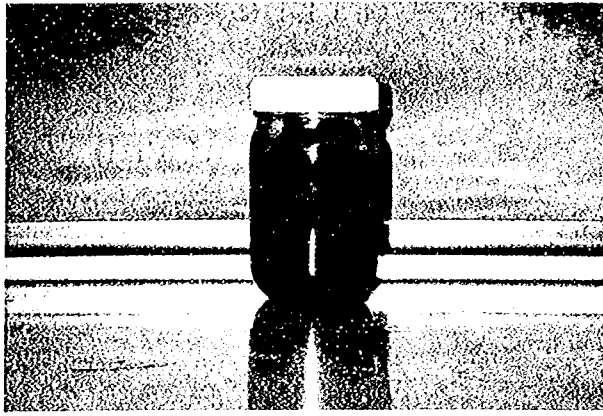


写真-4.3.1.1 主 剤



写真-4.3.1.2 硬化剤



写真-4.3.1.3 ゲル化した状態

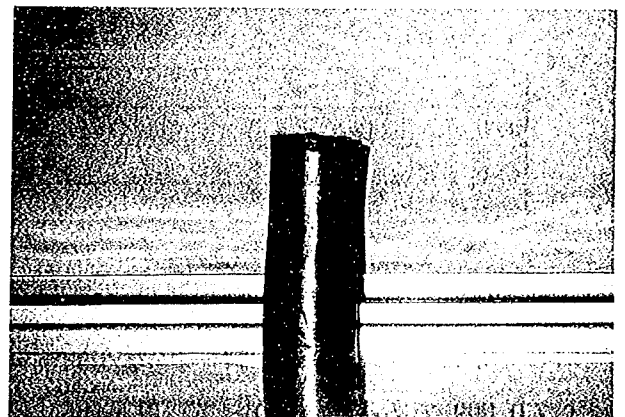


写真-4.3.1.4 硬化体

② 材料試験結果

3 水準の材料試験結果を表-4.3.1.6に示す。

表-4.3.1.6 材料試験結果

項 目		単位	供 試 体			測 定 方 法
			No. 1	No. 2	No. 3	
比 重		——	0.9	1.0	1.0	JIS K6301
硬 さ	JIS-A	——	——	25	49	JIS K6301
	アスカ-C	——	15	——	——	SRIS(日本ゴム協会規格)0101
100%tシ ュラス ^{注1)}		kgf/cm ²	0.2	5.0	11.0	JIS K6301
引張り強さ ^{注2)}		kgf/cm ²	6.1	18.0	13.0	
伸び ^{注3)}		%	800以上	800以上	180	

注1) 厚み2mmの3号ダンベルを使用し、歪み100%伸張時の荷重を未伸張の断面で割った値

注2) 厚み2mmの3号ダンベルを使用し、破断時の応力より算出

注3) 厚み2mmの3号ダンベルを使用し、破断時の伸びより算出

③ セン断弾性係数の検討

一般にゴム状弾性体の場合は、応力とせん断弾性係数の関係は式-(4.3.1.1)に表される。

$$G_m = \frac{\alpha^2}{\alpha^3 - 1} \sigma_a \quad (4.3.1.1)$$

ここに α : 伸長率 $= 1 + \varepsilon$ (ε : 歪み)

σ_a : 伸長率 α 時の応力

G_m : セン断弾性係数

また、表-4.3.1.6の100%モジュラスの値を用いて、式-(4.3.1.1)から、せん断弾性係数 G_m を算出した結果を表-4.3.1.7に示す。

表-4.3.1.7 セン断弾性係数

	No. 1	No. 2	No. 3	備 考
液状ゴム系材料のせん断弾性係数 G_m (tf/m ²)	1.1	23	50	
軟質地盤に対するせん断弾性係数比 G_m/G_g	0.0005	0.011	0.023	$G_g=2160\text{tf/m}^2$
硬質地盤に対するせん断弾性係数比 G_m/G_g	0.0002	0.004	0.009	$G_g=5560\text{tf/m}^2$

供試体No.2のせん断弾性係数比 G_m/G_g は、軟質地盤を想定したせん断弾性係数 G_g ($=2160\text{tf/m}^2$) に対して0.011であり、供試体No.3のせん断弾性係数は硬質地盤のせん断弾性係数 G_g ($=5560\text{tf/m}^2$) に対して0.009である。したがって、供試体No.2及びNo.3の配合を基本とした液状ゴム系材料のせん断弾性係数は、一次開発目標「 G_m/G_g が0.01程度以下」を十分に満足することがわかった。

3) まとめと今後の予定

液状ゴム系材料は、土木建築用目地材として実績があり、低モジュラス、耐熱性、低温硬化性および耐水性などの優れた一般特性を有する。したがって、液状ゴム系材料の免震材として、液状ゴム、アスファルト、イソシアネートを配合成分とする複合系材料を選定した。

次に、液状ゴム系材料の基本特性としてせん断弾性係数 G_m を中心に検討した結果、アスファルトとイソシアネートの量や種類を調節することによりせん断弾性係数 G_m/G_g 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な材料であることが分かった。

今後の検討項目としては以下の事項が考えられ、これらの詳細な検討結果の基に材料開発を行う。

- ① 免震材の詳細なせん断弾性係数及びポアソン比を明らかにする。
- ② 減衰定数とせん断弾性係数のせん断ひずみ依存性などの動的物性値を明らかにする。
- ③ 耐水性、永久変形などの長期安定性や耐久性について確認する。
- ④ 施工性を検討する。

<研究担当> 東海ゴム工業株式会社

4.3.2 固形ゴムを用いた免震材の開発

(1) 開発の背景と目的

開削トンネルの免震構造は、トンネル躯体と周辺地盤との間に柔らかな免震層を形成させた構造である。可とう性継ぎ手による柔構造化と異なり、地盤との絶縁を図ることによってトンネルに伝わる地震時地盤ひずみを低減させる構造である。

本免震開削トンネルは、その施工方法が3章に示される免震シールドトンネルと異なり、固形のゴムをトンネル躯体外面に貼り付けることにより免震材を形成させることも可能である。固形ゴムは、前節に示した液状ゴムと比較すると、工場生産が可能であるため、配合ミスや攪拌不足などによる硬化不良等のトラブルが生じ難く、安定した品質の免震材を供給することが可能である。また、成形した固形ゴムをトンネル外面に貼り付けることから、高い出来形精度を有する免震層を容易に施工することが可能である。

本節では、これらの観点から開削トンネルに対する免震材として固形ゴムに着目し、開削トンネルに適用する免震材の基本構成と材料配合を開発するとともに、その施工技術の開発を目的とした。

(2) 開発の項目と内容

本研究の開発項目と内容を表-4.3.2.1に示す。

表-4.3.2.1 開発の工程

項 目	内 容
材料選定及び開発	免震材の基本構成の決定とその材料の基本物性を確認する。
開発された免震材の評価	免震材として実用化されるための各種評価を行う。 (例) クリープ試験、経年変化、中空ねじり試験
施工法の検討	実現場を想定し、具体的な施工方法を検討する。

(3) 開発の工程

本研究の開発工程を表-4.3.2.2に示す。

表-4.3.2.2 開発の工程

開発項目	平成7年度		平成8年度		平成9年度	
	9	3	9	3	9	3
固形ゴム材料の基本特性把握						
免震材料の開発と性能評価						
免震材料の耐久性の検討						
施工法の検討						
全体まとめ						

(4) 平成7年度の研究成果

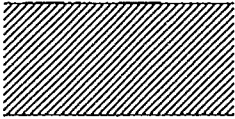
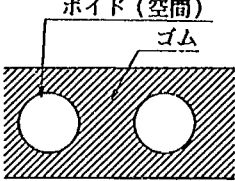
1) 平成7年度の検討内容

本年度は、まず、開削トンネルの免震材に適用する固形ゴムの基本構成について、材料の耐久性、施工性、経済性等を指標として検討した。つぎに、選択した基本構成の固形ゴムに関する基本的な特性値を材料試験等により確認し、そのせん断弾性係数が2章に示した「一次開発目標値」を満足するかどうか検討した。

2) 基本構成の検討

ゴム単体のせん断弾性係数は、通常、「一次開発目標値」よりも一桁程度大きい10~20kgf/cm²である。このため、一次開発目標値を満たす固形ゴムの開発のためには、その改良方法として多量の軟化剤を配合して柔らかくするか、または空隙を混入させることにより柔らかくする方法が考えられる。表-4.3.2、3は、この方法として従来より用いられている3種類の基本構成の概要と性能を比較したものである。

表-4.3.2.3 各種固形ゴムの特徴と比較

固形ゴムのタイプ	①超低硬度ゴムスラブ	②ボイド型ゴムスラブ	③ゴムチップスラブ
イメージ図			
説明	通常のゴムに多量の軟化剤を配合し、柔らかくしたもの。	通常のゴムスラブ（硬さ60°）の中に空間をつくり、見掛けのせん断弾性係数を小さくしたもの。	ゴム粒子を樹脂で固めることによって、自然的にスラブ内に空間をつくり、見掛けのせん断弾性係数を小さくしたもの。
材料安定性	◎	◎	○
クリープ試験	◎	○	○
施工性	×	○	○
経済性	×	×	◎

超低硬度ゴムスラブは、通常のゴムに多量の軟化剤を配合し、柔らかくしたものである。このため、材料安定性やクリープ特性は優れているが、広範囲に設置する場合には施工性や経済性が問題になる。

ボイド型ゴムスラブは、通常のゴムスラブ（硬さ60度程度）の中に空洞を設けることにより、見かけのせん断弾性係数を小さくしたものである。この構成では、材料自体の安定性は高いが、空隙の影響でクリープ特性が若干低下する。広範囲に設置する場合には経済性が問題になる。

ゴムチップスラブは、ゴム粒子を樹脂で接着させることにより、自然的にスラブ内に空隙をつくり出し、見かけのせん断弾性係数を小さくしたものである。この構成では、接着剤として用いられるウレタ

ン樹脂の影響で長期安定性が若干低下する場合があるが、広範囲に設置する場合には経済性に優れている。

以上の検討結果より、ここではゴムチップスラブを基本構成とした免震材の開発を行うこととした。以降、本節では、このゴムチップスラブのことを固形ゴムと呼ぶ。

3) 固形ゴム材料（ゴムチップスラブ）の概要

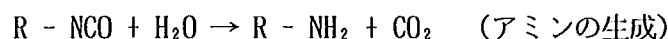
① 組 成

ここでいう固形ゴムは、加硫ゴムの粒子を樹脂で固めたもの、またはこの固形物の表面を樹脂でコーティングしたものを総称している。用いられる樹脂としては、以下のものが一般的である。

a) 湿気硬化型ウレタン樹脂

固まる前は粘性のある液体で、その中に活性のイソシアネート基を含むプレポリマーである。このイソシアネート基は、通常、水の水酸基（OH）と反応し、二酸化炭素を発生しながら固まるが、一部はゴム粒子に含まれるアミン系の薬品（主に老化防止剤）とも反応し、接着を強固なものにする。湿気硬化型ウレタン樹脂の硬化反応を図-4.3.2.1に示す。

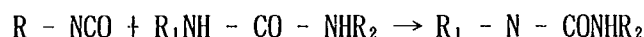
（湿気硬化型ウレタン樹脂の硬化反応）



↓



↓



b) ポリブタジェン

粘度が高いので取り扱いにくい、耐水性に優れた材料である。

② 用途例

固形ゴムは、テニスコートや陸上競技場のクッション材等として用いられており、最近では景観舗装材料としても応用され始めている。表-4.3.2.4に土木・建築分野における固形ゴムの主な用途例を示す。

表-4.3.2.4 固形ゴムの用途例

分 野	用 途
土 木	テニスコート、陸上競技場、防水シートの養生材他
建 築	浮き床工法の下地材

4) 固形ゴム材料の基本特性

表-4.3.2.6は、表-4.3.2.5に示す標準的な配合で作成した固形ゴム材料の基本特性（単位体積重量、引張強さ・伸び、圧縮弾性係数、圧縮永久ひずみ）に関する試験内容および試験結果を示したものである。現時点では、免震材に関する試験方法が確立していないので、ここではゴム関係の JISの試験方法を準用した。したがって、今回準用した試験方法と異なる場合には、試験結果より得られる特性値が若干異なる可能性があることに注意しなければならない。

表-4.3.2.5 試験に用いた配合

	ゴム粒子	ウレタン樹脂	添加剤	触媒
重量比	100	20	2.5	微量

表-4.3.2.6 基本特性の試験結果

試験項目	供試体	試験方法	結 果				
単位体積重量	φ29 ^{mm} ×12.7 ^{mm} の形状	重量を測定し 容積(=8.38cm ³) で除す。					
			供試体No.	1	2	3	平均
			重量(g)	6.32	6.04	5.56	-
			単位重量(gf/cm ³)	0.754	0.721	0.663	0.713
引張強さ、 伸び	JIS K6301に規 定する1号 ゲンバル形状。 厚さ5mm	JIS K6301の3					
			供試体No.	1	2	3	平均
			引張強さ(kgf/cm ²)	2.9	3.4	3.6	3.3
			伸び(%)	35	35	40	36
圧縮弾性係数	φ29 ^{mm} ×12.7 ^{mm} の形状	・圧縮速度 50mm/min ・拘束条件 なし					
			供試体No.	1	2	3	平均
			圧縮弾性係数(kgf/cm ²)	9.0	10.0	8.5	9.2
			注) 10%歪時の荷重を受圧面積(=6.6cm ²)で除して、圧縮弾性係数を求めた				
圧縮永久歪	φ29mm×12.7mm の形状	JIS K6301の10 条件： 70° C×22時間					
			供試体No.	1	2	3	平均
			圧縮永久歪(%)	39	34	32	35

5) 一次開発目標値の検討

ここでは、表-4.3.2.6に示した圧縮弾性係数を用いて固形ゴムのせん断弾性係数を推定し、その推定値が一次開発目標値を満足するかどうか比較検討した。

固形ゴムのせん断弾性係数 G_m は、等方均質性を仮定すると、弾性係数 E_m とポアソン比 ν_m を用いて、 $G_m = E_m / 2(1 + \nu_m)$ で評価することができる。今回実施した試験では、ポアソン比 ν_m の測定を行っていないため、弾性係数 E_m の平均値を用いて $0 \leq \nu_m \leq 0.5$ の条件でせん断弾性係数 G_m を推定すると、 $G_m = 3.1 \sim 4.6 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

一次開発目標の検討では、地盤のせん断弾性係数 G_g が概略 $200 \sim 600 \text{ kgf/cm}^2$ であることを考慮すると、固形ゴムを用いた場合のせん断弾性係数比 G_m/G_g は、 $0.005 \sim 0.02$ 程度と推察される。この値は一次開発目標値の 0.01 以下と同程度かまたはそれ以下である。したがって、免震材として固形ゴム（ゴムチップスラブ）を適用することの有用性が確認された。

しかしながら、ゴム系材料は一般にひずみが大きくなるに連れて弾性係数が増大する特性を有するため、同一材料でも初期状態で導入される圧縮応力（ひずみ）が大きいほど地震時のせん断弾性係数も増大する懸念がある。

表-4.3.2.7は、2章および4章の解析結果より、免震材に生じる常時および地震時応力度の一例を示したものである。ここで、地盤は硬質地盤で、開削トンネルの全面に厚さ 10 cm の免震材（せん断弾性係数比 $G_m/G_g = 0.01$ 、ポアソン比 $\nu_m = 0.3$ ）を配置した場合の結果である。着目した箇所は、常時の応力度が大きい側壁の下端部と下床版の中央部、並びに常時の応力度が小さい側壁の上端部と上床版の中央部である。

この結果より、免震材に導入される常時の圧縮応力度は $1.1 \sim 14 \text{ tf/m}^2$ 程度で下床版中央部で最も大きくなることが分かる。また、地震時の応力度は、水平方向の地震動を受けた場合に限り言えば、側壁部分では直応力とせん断応力が両方とも変化するが、上下床版部分に配置した免震材ではせん断応力のみが変化することも分かる。

今後は、このような応力状態を考慮して、ゴム系材料を用いた免震材の開発を進める必要があると考えられる。

表-4.3.2.7 免震材の応力度(tf/m^2)

		側壁上端	側壁下端	上床版中央	下床版中央
常時	水平方向応力度	1.7	8.2	3.8	6.0
	鉛直方向応力度	1.1	3.8	9.0	13.6
	せん断応力度	6.4	1.2	0.0	0.0
地震時	水平方向応力度	1.2~2.2	6.6~9.7	3.8~3.9	6.0
	鉛直方向応力度	0.9~1.3	3.2~4.5	9.0	14.1
	せん断応力度	5.6~7.2	0.5~1.9	-0.7~0.7	-1.5~1.5

6) まとめ

本年度は、開削トンネルの免震材に適用する固形ゴムの基本構成を検討し、選択した基本構成の固形ゴム材料の基本特性値を材料試験等により確認するとともに、2章に示した「一次開発目標値」を満足

するかどうか検討した。これらの結果より明らかになった事項は、以下に示すとおりである。

- ① 免震材に適用する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、総合的にも優れている。
- ② 標準的な配合の固形ゴム（ゴムチップスラブ）のせん断弾性係数 G_m の推定値は、 $G_m=3.1\sim4.6$ kgf/cm²程度である。
- ③ 地盤のせん断弾性係数 G_g が一次開発目標の検討と同様、概略200～600kgf/cm²とすると、固形ゴムを用いた場合のせん断弾性係数比 G_m/G_g は、0.005～0.02程度になる。この値は、一次開発目標値と同程度かまたはそれ以下であり、配合等を調整することにより0.01以下に設定することは十分可能である。
- ④ 免震材に導入される常時の圧縮応力度は下床版中央部で最も大きくなる。地震時の応力度は、水平方向の地震動を受けた場合、側壁部分では直応力とせん断応力が常時の応力度よりも大きくなるが、上下床版部分ではせん断応力度だけが大きくなる。ゴム系材料はひずみ硬化特性を有しているため、このような常時および地震時の応力状態を考慮して材料開発を行う必要があると考えられる。

今後は、周辺拘束下におけるせん断弾性係数の評価方法、せん断弾性係数の周波数依存特性、開発材料の耐久性等に関する性能を明らかにするとともに、効率的な施工方法についても検討する予定である。

<研究担当> 住友ゴム工業株式会社

第5章 まとめ及び今後の方針

第5章 まとめ及び今後の方針

平成7年度共同研究では、シールドトンネルと開削トンネルの横断方向、縦断方向について、2次元の解析を行い、有意な免震効果を得るために地下構造物の免震層に適用する免震材料に必要な物性を検討した。そして、材料の一次開発目標値としてせん断弾性係数比を0.01に設定した。

また、免震材料としてアスファルト系、ウレタン系、シリコン系、ゴム系の材料をそれぞれ選定し、これらの基本物性を把握する目的で各種試験を行い、これらが一次開発目標値を満足できる特性を有していることを確認した。さらに、シールドトンネルについては、縦断方向の解析手法の開発、裏込め注入工の実態調査、常時の検討、免震層を有する地盤のバネ値の検討などを行った。また、開削トンネルについては、模型振動実験による検証、免震材の配置方法や2層系地盤の層厚の違いが免震効果に及ぼす影響の検討、大地震を想定した場合の免震効果の検討、常時の検討などを行った。これらにより、免震層を有する地下構造物の諸特性が明らかになった。

今後は、3次元動的有限要素解析を行い、免震構造のメカニズムを解明していくほか、材料特性の詳細な把握や施工法の開発、解析手法やモデル化の検討などを行う予定である。さらに、大型模型実験を通して、本工法における免震効果を実証するとともに、免震層を有する地下構造物の耐震設計法や施工法を確立し、地下構造物の新しい耐震工法として実用化することを目標にしている。

付 録

全体会議議事録

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」

第2回全体会議 議事録

記録：粕田（熊谷組）

1. 日 時： 平成7年10月31日（火） 13:00～17:00
2. 場 所： 鉄鋼会館8F 801号室
3. 出席者： 大塚・星隈（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），落合・丸山（日本シールドエンジニアリング）
大角（日本工営），金（日本技術開発）
村瀬・杉山（旭電化工業），雑賀・植村（東亜道路工業）
丸喜・石原（東海ゴム工業），林（住友ゴム工業）
福田・大橋・内田（信越化学工業）
竹内・石井・荒野（奥村組），稲田（飛島建設）
田代・鈴木・粕田（熊谷組），清水・伊東・江崎（佐藤工業）
河西・福井（鴻池組），大嶋（前田建設工業）
竹内（小松製作所），改発・野口（川崎重工業）

4. 配付資料：

- | | |
|---|-----------------|
| 第2回全体会議議事次第 | （土木研究所） |
| 【全2-1】3グループの相互関係図 | （全体幹事） |
| 【全2-2】共同研究実施に当たっての問題点、検討項目の抽出
と第1回幹事会での検討結果 | （全体幹事） |
| 【全2-3】アスファルト系材料グループ進捗状況について | （アスファルト系材料グループ） |
| 【全2-4】ウレタン系材料グループ進捗状況について | （ウレタン系材料グループ） |
| 【全2-5】シリコン系材料グループ進捗状況について | （シリコン系材料グループ） |
| 【全2-6】シールドメーカーグループ研究工程表 | （シールドメーカーグループ） |
| 【全2-7】開削トンネルグループの研究計画（案） | （開削トンネルグループ） |
| 【全2-8】建設業グループの研究項目および工程（案） | （建設業グループ） |
| 【全2-9】材料製造業W. G. 報告 | （材料製造業グループ） |
| 【全2-10】設計コンサルタントグループの研究計画（案） | （設計コンサルタントグループ） |
| 【全2-11】建設省中部地方建設局愛知国道工事事務所で
今後計画されている共同溝（シールド工法）工事 | （土木研究所） |

5. 議事内容：

- (1) グループの相互関係について：資料【全2-1，2-2】

- ・建設業グループと設計コンサルタントグループの作業分担に関して、最終年度の設計マニュアル作成の際の分担は？
→全社が分担する。
- ・費用分担について、場合によっては土研センターを窓口として集金・支出をするという方法もある。
(土研センター)

(2) 研究計画について

〔シールドトンネル関係のグループ〕：資料【全2-3～2-6】

- ・アスファルト系材料グループとして単独でシールドメーカーグループと協議してもよいのか？
→問題ない。(土木研究所)
- ・アスファルト系材料グループの研究計画における、開発目標設定と現状施工法の実態調査は、1グループではなく、全体に関わる問題ではないのか？ また、実態調査結果を開発目標のスペックとして活用するのか？
→アスファルト系材料グループだけの計画として考えている。また、実態調査はアスファルト系材料グループについては、スペックとなり得ると考えている。(奥村組)
- ・免震材の開発目標設定は、全て設計コンサルタントグループが担当するのか？
→基本的な開発目標設定は、設計コンサルタントグループが担当するが、各材料ごとの詳細な検討については、各材料別の横のグループで担当してほしい。(設計コンサルタントグループ幹事)
- ・その場合、アスファルト系とシリコン系グループについては、熊谷組と奥村組がそれぞれ対応することで問題はないが、ウレタン系グループについては、飛島建設は施工法開発を重点的に行うので、開発目標設定は日本シールドが担当することになるのか？
→担当してもよい。(日本シールド)
- ・シールドの免震工法としては、テールボイドを利用する方法以外にトンネル径を拡幅する工法も考えられる。免震工法、層厚について、アスファルト系とシリコン系グループはどのように考えているのか？また、当社では、ウレタン系材料ではある程度の層厚が必要との認識をもっており、トンネル径の拡幅工法を主体に考えていた。それにあたっては、シールド機械の開発も必要であるし、増量材としてゴム等の材料の使用も考えられるので現状のウレタン系材料グループ以外の会社の協力も必要と考えている。(日本シールド)
→テールボイド利用を基本に考えている。(奥村組)
→敷地境界等の設計上の制約から拡幅することは実際には困難と考えている。したがって、テールボイドを利用するのが望ましいが、免震設計上厚さが必要な場合には拡幅することも可能性として無いわけではない。(熊谷組)
→シールドメーカーグループ、材料製造業グループに参加・協力を求めるのは問題ない。(土木研究所、材料製造業グループ幹事)

〔開削トンネルグループ〕：資料【全2-7】

- ・熊谷組で行う振動台実験の計画はどうなっているのか？ また、実験計画書を事前に提示してほしい。(開削トンネルグループ)

→震災の被害状況を踏まえて今年3月に計画を立案したが、振動台のスケジュールの関係で実施が来年1～2月にずれこんだ。開削トンネル（矩形断面）の横断方向の断面力低減の確認が主目的であり、詳細なパラメトリックスタディまでは考えていない。なお、モデル化については開削トンネルの検討モデルになるべく合わせるようにする。結果の解析は熊谷組で行うが、共同研究メンバーには実験データは公開する。また、12月初旬までに、実験計画書を開削トンネルグループに提示する。（熊谷組）

〔業種別グループ〕：資料【全2-8～2-10】

- ・検討モデルの地盤物性で、軟質地盤の単位体積重量は小さすぎないか？ また、地盤のポアソン比はいくつか？

→N値＝3相当として、 $\gamma=1.6\text{tf/m}^3$ 、 $G_d=2160\text{tf/m}^2$ とする。また、ポアソン比は数値解析可能な範囲で0.5に近い値とする。（設計コンサルタントグループ幹事）

- ・直交異方性のパラメータ設定はどのようにするのか？

→ヤング率が周辺地盤と等しく、せん断剛性を周辺地盤に対して変化させるような設定である。解析ソフトによっては、このような直交異方性パラメータを考慮可能である。（設計コンサルタントグループ幹事）

- ・免震層の厚さは10cmで固定してよいのか？ 免震層の配置パターンは1種類だけでよいのか？ 実施工を考えた場合、開削工法では10cmの免震層厚は薄すぎるのではないか？ 免震効果は、単純に層厚と剛性だけの関係ではないので、もっと詳細なメカニズムを押さえておく必要があるのではないか？

→剛性の変化で基本的に対処し、厚さの影響は次のステップで考慮することにしたい。また、配置パターン等の影響も次のステップとしたい。（設計コンサルタントグループ幹事）

- ・実験結果とあわせるには、免震層をかなり細かくメッシュ分割する必要がある。

→層厚10cmを2層に分割する予定である。（鴻池組）

- ・シールド軸方向の検討はかなり簡略化された設定条件なので、免震が必要とならないような検討結果になる可能性もあり得る。その場合には、途中で条件を（よりきびしい方向に）修正することも念頭におく必要がある。

→了承した。（設計コンサルタントグループ幹事）

- ・最新の研究成果のレビューして、全体会議に報告して欲しい。

→了承した。（設計コンサルタントグループ幹事）

(3) 実施工への適用に関して：資料【全2-11】

- ・先日、中部地建の共同溝担当者が土木研究所に来所し、免震工法適用の可能性について説明を求められた。適用の可能性があれば使ってみたいとのことである。共同研究の工程からみると時期的には4番目のケースあたりで適用の可能性が出てくると考えられる。1度全体会議（今年度最終回）にオブザーバーとして参加してもらうよう連絡をとってみる。（土木研究所）
- ・パイロット事業となるように、土木研究所からはたらきかけてはどうか？（土研センター）

→努力してみる。(土木研究所)

- ・立坑との取り合い部に可撓性セグメントを使用する計画はないのか？

→適用は可能とのことであるが、それ以外の方法として免震層設置も検討したいという意向である。

(土木研究所)

(4) その他

- ・今年度報告書の目次案の作成を早めをお願いしたい。また、報告書作成のスケジュールはどのようになるのか？

→11月に概略の目次案を作成し、第2回幹事会にて議論する。3月に1次原稿作成。4～6月に最終原稿作成。製本完了は9月頃になる見込み(土木研究所)

- ・次回、会議日程は以下のように決定。全体会議の後に2時間程度の懇親会を行う。

第2回幹事会 : 12月7日(木) 13:00～17:00 場所: 土木研究所

第3回全体会議: 12月21日(木) 13:00～17:00 場所: 東京

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」

第3回全体会議 議事録

1. 日 時： 平成7年12月21日（木） 13：00～17：00
2. 場 所： 鉄鋼会館7F 701号室
3. 出席者： 大塚・星隈・長屋（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），落合（日本シールドエンジニアリング）
大角・佐久間（日本工営），金・有松（日本技術開発）
村瀬・高橋（旭電化工業），雑賀・植村（東亜道路工業）
夏堀（東海ゴム工業），林・木村（住友ゴム工業）
福田・大橋・内田・宮路（信越化学工業）
竹内・石井（奥村組），大森・沼口・稲田（飛鳥建設）
田代・鈴木・粕田・小林・田中（熊谷組），伊東（佐藤工業）
河西（鴻池組），高森・大嶋（前田建設工業）
竹内（小松製作所），野口（川崎重工業）

4. 配布資料：

- ・第3回全体会議議事次第
- ・第2回全体会議議事録（案）

【全3-1】目次（案）	（全体幹事）
【全3-2】アスファルト系材料Gr. 経過報告	（アスファルト系材料グループ）
【全3-3】現況報告	（ウレタン系材料グループ）
【全3-4】シリコン系W. G. 材料報告	（シリコン系材料グループ）
【全3-5】開削トンネルグループの中間報告	（開削トンネルグループ）
【全3-6】免震効果検証のための模型振動実験の実施計画概要	（熊谷組）
【全3-7】材料製造業W. G. 報告	（材料製造業グループ）
【全3-8】建設コンサルタントグループの中間報告	（建設コンサルタントグループ）
【全資3-1】11WCEEテクニカルツアー（案）	（土木研究センター）

5. 議事内容：

(1) 平成7年度報告書目次（案）について：資料【全3-1】

- ・活動内容が解析主体なため、取りまとめ役として鴻池組河西氏にグループの副幹事をお願いし、円滑な運営を図ることにした。（開削トンネルグループ）
- ・鴻池組河西氏には、また、建設業グループの副幹事もお願いする。
- ・指定されたページ数についてはどの程度の強制力があるのか？（開削トンネルグループ）

→量的に多くなるのは問題ない。ただし、内容的にはバランスを重視し密度に差がでないように注意する必要がある。（全体幹事）

- ・シールドトンネルグループとはアプローチが異なるため、独自の目次案（施工法の基本概念は後にする）でやりたいのだが？（開削トンネルグループ）

→イメージ・紹介的な要素を前にしたいので、目次案に従って進めることにする。ただし、「施工法」を「免震構造」と改める。

- ・3.1の取りまとめは鴻池組とする。

- ・「免震構造の基本概念」で1つの章を作ってはどうか？

→作業効率を良好にするため、予定通り各グループが担当する章に盛り込むことにする。

- ・2章（シールドトンネル）の解析手法が縦断方向のみでは片手落ちではないか？

→今年度の研究成果という位置付けなのでこのままでよい。

- ・4.3.1と4.3.3の「担当」を「取りまとめ」に変更する。

(2) アスファルト系材料グループ中間報告：資料【全3-2】

- ・アスファルト系材料はひずみ依存性が大いと思われるが、振動数依存性もあると思われるので、表層地盤の卓越振動数の領域で試験を行う必要があるのではないか？（実験では0.05Hz）

→必要だと思う。

- ・「裏込注入に関するアンケート」に関して、土圧データの信頼性が低いこと、シールドトンネルで土圧を計測しているのは大半が特殊なケースであるため、文献調査で事足りることが予想されること、などの理由から、当面はアンケートの実施を見合わせ、まずは文献調査していただくことにする。

(3) ウレタン系材料グループ中間報告：資料【全3-3】

1. 常時の地表面沈下の検討に対して

- ・荷重をかけた状態でトンネル部分の要素をくりぬいたのか？

→荷重は後からかけた。

- ・沈下量は周辺地盤に対する相対変位なのか？

→相対変位である。

2. 地盤急変部の検討に対して

- ・免震層が硬質地盤の方にのみ配置されているが、解析モデルでは相対変位が地盤境界部でのみ発生することになるので、境界を含む形で硬軟両方の地盤にまたがるように配置しないと議論できないのでは？

→検討してみる。

(4) シリコン系材料グループ中間報告：資料【全3-4】

特に議論なし。

(5) 開削トンネルグループ中間報告：資料【全3-5】

- ・10%歪時圧縮応力にはどういう意図があるのか？

→常時単位圧力を1 kg/cm²程度として考えた。

- ・施工概念図はもう少し具体的な見栄えのするものにしてもらいたい。（土木研究所）
→了解した。

(6) 以上4つの材料別グループの中間報告全体に対して

- ・弾性係数のような材料別の物性値を評価するにあたり試験方法・測定方法を統一する必要がある。
- ・動的物性についても通常土木系材料で用いられる土質試験法（動的三軸・中空ねじり等）に統一する必要がある。ただし、材料系グループ各社はそういった試験の装置及び経験がないため、その点については今後の検討課題とする。

(7) 免震効果検証のための模型振動実験の実施計画概要について：資料【全3-6】

- ・模型端部の処理はどうするのか？
→ゴムシートで目張りをして砂が入らないようにセンサーのケーブルを出すようにする。
- ・入力加速度が50, 100galということだが、もっと大きな入力も考えてみてはどうか？
→50, 100galのケースの応答値の様子を見た後で実施することも考えている。
- ・地盤の作成方法は？
→気中落下により作成し、特に締め固めはしない。
- ・免震材の物性値は、等方等質弾性体として与えているのか？
→そうである。
- ・実験の場合、周辺地盤の粒径が相対的に大きくなり、免震材が粒子間にくい込み、拘束条件が理論と異なることが考えられるが？
→そういう影響はないと思われる。

(8) 材料製造業グループ中間報告：資料【全3-7】

- ・12月18日の材料製造業グループの会議の際、各社が提案している材料の物性値について報告を受けた。材料物性値について総評すると以下のとおりであった。（全体幹事）

ポアソン比：ウレタン系、シリコーン系、液状ゴムでは、ほぼ0.5。

アスファルト系では、0.4から0.5。

固形ゴム（ゴムチップ+ウレタンゴム）は、不明であるがそれほど小さくない。

せん断弾性係数：アスファルト系材料を除き、5 kg/cm²以上なら製造可能。

アスファルト系材料は、ひずみ依存性、温度依存性があり、他の材料よりも1桁大きい。

(9) 建設コンサルタントグループ中間報告：資料【全3-8】

- ・開削トンネルの解析の内、異方性材料で E_{∞} とするとほとんど効果がないが？
→ジョイント要素で周面せん断力をカットした動的FEM解析でも効果は見られなかった。
→周面せん断力をカットすると軸力の低減には効果がある。
- ・なお、討議の時間がなく、解析結果の評価に関する議論は省略した。

(10) その他

次回、全体会議の開催予定 平成8年3月21日（木）

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」

第4回全体会議 議事録

記録：粕田（熊谷組）

1. 日 時： 平成8年3月21日（木）
2. 場 所： 鉄鋼会館601会議室
3. 出席者： 大塚・星隈（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（日本シールドエンジニアリング）
奥・有松（日本技術開発），田中（日本工営），林（住友ゴム工業）
福田・池野（信越化学工業），植村・雑賀・栗田（東亜道路工業）
杉山・村瀬（旭電化工業），石原・夏堀・丸喜（東海ゴム工業）
竹内・石井・三澤（奥村組），稲田・沼口（飛島建設），小野・河西（鴻池組）
田代・鈴木・粕田・小林・田中（熊谷組），伊東・江崎（佐藤工業）
大嶋（前田建設工業），青木・竹内（小松製作所）
改発・渡辺・野口（川崎重工業），山口・水野・山崎（中部地建、オブザーバー）

4. 配付資料

- | | |
|--|------------------|
| 第4回全体会議議事次第 | （土木研究所） |
| 【全4-1】第1章 開発目標の設定 | （土木研究所） |
| 【全4-2-1】2.1 免震構造の基本概念 | （熊谷組） |
| 【全4-2-2】2.2.1 免震シールドトンネルの縦断方向の地震応答解析法の開発 | （熊谷組） |
| 【全4-2-3】2.2.2 裏込め注入工に関する文献調査 | （奥村組） |
| 【全4-2-4】2.3.1 アスファルト系免震材の開発 | （アスファルト系材料グループ） |
| 【全4-2-5】2.3.2 ウレタン系免震材の開発 | （ウレタン系材料グループ） |
| 【全4-2-6】2.3.3 シリコン系免震材の開発 | （シリコン系材料グループ） |
| 【全4-3】第3章 開削トンネルの免震構造の開発 | （開削トンネルグループ） |
| 【全4-4-1】4.1 開発目的と概要、4.2 既往の研究の調査 | （オリエンタルコンサルタンツ） |
| 【全4-4-2】4.3.1 横断面（シールドトンネル） | （日本工営） |
| 【全4-4-3】4.3.2 横断面（開削トンネル） | （鴻池組） |
| 【全4-4-4】4.3.3 シールドトンネルの縦断方向の検討 | （日本シールドエンジニアリング） |
| 【全4-4-5】4.3.4 開削トンネルの縦断方向の検討 | （日本技術開発） |
| 【全4-4-6】一次開発目標のまとめ | （オリエンタルコンサルタンツ） |
| 【全4-4-7】免震設計法の開発の概要 | （オリエンタルコンサルタンツ） |
| 一色共同溝計画図 | （中部地建） |
| 共同研究担当者名簿、研究成果の帰属に関する覚書(案)（以下、土木研究センター） | |

研究成果の公表等に関する確認書、
共同出願に関する覚書（作成例）、報告書執筆要領

5. 議事内容

(1) 第1章について土木研究所より説明があった（資料全 4-1）。

- ・文章内で弾性ワッシャーや可撓セグメントが免震技術と記載されているが、これらは柔構造化を図る技術であり、本研究の免震とは区別すべきではないか？

→確かに以前の総プロでは、弾性ワッシャーや可撓セグメントは地震時断面力低減技術という用語が用いられており、免震技術ではないので、文章の書き方を改める。

(2) シールドトンネルの免震構造について担当者より説明があった（資料全 4-2-1～4-2-6）。

(2)-1 裏込め注入工に関する文献調査について（資料全 4-2-3）

- ・トンネル周辺の土圧の測定結果に関する記述がみられないが、これを調査することがそもそもの目的ではなかったのか？

→土圧に関するデータがなかなか見つからないが、記述するようにする。やはり、実験か解析を行わなければならないと思う。

- ・次年度より解析手法の開発に移るはずなので、次年度の研究につながるようなまとめ方にして欲しい。

→了解した

- ・文献調査の結果、アンケート調査が必要との見解に至ったのか？

→文献では十分な情報が得られない。アンケート調査によって得られる可能性もある。

(2)-2 ウレタン系について（資料全 4-2-5）

- ・縦断方向に関しては、免震トンネルの評価に梁～バネモデルの適用が可能かどうかの検討が残されており、これに関しては次年度3次元FEMによって検討する予定である。また、このようにして決定されたバネ定数が小さいからといって、断面力の低減が大きいと一概に言えるわけではない。したがって、このことを明記しておく必要がある。

→了解した。

- ・免震層厚については、統一した見解が得られていないが、一定の根拠に基づいて統一すべきではないか？

→ウレタングループは説明されたような根拠に基づいて、通常のテールボイドより拡幅すべきとの見解であり、シリコン系、アスファルト系は通常のテールボイドに免震層を形成させる方針である。したがって、両者ともそれなりの根拠に基づいており、無理に統一するのは難しい。

(3) 開削トンネルの免震構造について担当各社から説明があった（資料全 4-3）。

- ・断面力免震率という表現は曖昧である。論文をまとめる際自分もこの表現法に関して迷い、また査読者からも指摘を受けた。例えば、断面力低減率というような表現とし、定義式を示す必要があるのではないか？

→そのようにしたい。

- ・地盤と免震層のせん断弾性係数の比を、剛性比という表現で表しているが、せん断弾性係数比という用語に改め、統一すべきだと思う。
- ・報告書としての体裁に欠けている部分がある。内容のまとめは系統的に行って欲しい。また図番号は図の下、表番号は表の上に書いてもらいたい。

→了解した。

- ・大開駅の地盤構造はどのようにして決めたのか？

→実測結果である

- ・大開駅のデータの使用に関しては問題とならないのか？

→公表済みであるので問題ない。

(4) 免震設計法の開発について設計コンサルグループから説明があった（資料全 4-4-1～4-4-7）。

- ・文献調査のまとめ方はこれでよいのか？

→分担した調査票をまとめただけなので、今後体裁を整える。

- ・1 ページ全体が表になっていたりなど、報告書としての体裁に欠けているように思われる。
- ・トンネル縦断方向に関しては、次年度3次元FEMによって検討することを明記し、結果の位置づけを明確にしておく必要がある。
- ・第4章全体を「第1章 開発目標の設定」の後にもってきた方が、全体のバランスがよいのではないのか？

→第4章全体を第2章とし、現在の第2章、3章をスライドして第3章、4章に変更する。

(5) 平成7年度報告書のまとめ方、次回の予定、その他

- ・次回は、幹事会：4月26日（金）、全体会議：5月8日（水）とする。
- ・第一次原稿の締め切りを4/24とし、4/24までに土木研究センターに郵送することとし、4月26日の幹事会で検討する。
- ・原稿の読みあわせは、各章ごとに区切り、それぞれの章の担当者と土木研究所、幹事長によって行うことを考える。
- ・次回の全体会議の議題は平成8年度の研究計画とする。
- ・土木研究センター鷹取部長より研究成果の帰属に関する覚書の案の提示があった。この内容に関して意見がある会社は、鷹取部長まで連絡する。

(6) 中部地建に対し、平成7年度の成果報告を行った（星隈、鈴木、大嶋、大竹）。

- ・既設のトンネルにも適用できる工法はないのか？

→共同研究発足当初の目標として、新設構造物を対象に考えていたが、既設のトンネルに適用できる工法も今後検討に加えてみる。

- ・開削トンネルで、液状ゴムと固形ゴムがあるが、部分的に使い分けることはないのか？

→現時点では、それぞれを単独で使うことを考えている。十分な作業スペースがとれない場所では、液状ゴムの適用がよいと思われる。

→例えば床板の下は固形ゴム、側壁は液状ゴムというような組み合わせが、施工上よいのかも知れない。

(7) 中部地建より一色共同溝における免震構造の採用を検討している旨の報告があった。

- ・設計は、共同研究参加企業であるオリエンタルコンサルタンツが実施中であり、平成9年末に発注、平成10年4月には工事着工の予定である。現在、弾性ワッシャーや可撓セグメントを考えているが、可撓セグメントを免震トンネルに置き換えられるのなら、免震を採用したい。

- ・コスト的に安くなるなら採用するという事か？

→そうだ。その際には設計変更を行う必要がある。