共同研究報告書
整理番号第211号

地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その３)

－地下構造物の免震設計法マニュアル(案)－

平成10年9月

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

Copyright© (1998)by P.W.R.I.

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

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

共同研究報告書
第211号1998年9月

地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その3)

ー地下構造物の免震設計法マニュアル(案)ー

平成10年9月

建設省土木研究所耐震研究室長　運上 茂樹
(財)土木研究センター理事　小林 茂敏
(株)奥村組技術開発部次長　竹内 幹雄
飛島建設(株)土木本部土木技術部部長　福田 正夫
(株)熊谷組技術研究所
　土木耐震研究グループ課長　鈴木 猛康
前田建設工業(株)土木本部
　耐震グループ課長　大嶋 義隆
(株)鴻池組土木本部土木設計部副部長　嶋村 貞夫
佐藤工業(株)中央技術研究所
　土木研究部主席研究員　吉田 望
川崎重工業(株)土木機械部部長　野原 清志
(株)小松製作所地下建設事業本部
　シールド機械事業部長　三谷 典夫
東亜道路工業(株)技術部部長　植村 正
旭電化工業(株)土木建材開発研究所長　杉山 邦夫
信越化学工業(株)シリコーン電子材料
　技術研究所第2部長　吉田 武男
住友ゴム工業(株)土木・海洋商品部
　土木技術グループ課長　林 信治
東海ゴム工業(株)研究開発本部主幹　石原 興
日本工営(株)開発研究部
　耐震解析グループリーダー　大角 恒雄
日本シビックコンサルタント(株)
　首都圏事業部技術部次長　丸山 雅淑
日本技術開発(株)東京支社
　地下・構造部部長　山本 和彦
(株)オリエンタルコンサルタンツ
　技術統括部長　田中 努

(いずれも代表者のみを記す)

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3)
── 地下構造物の免震設計法マニュアル(案) ──

本報告書は、 建設省土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間17社との共同研究として平成7年度から平成9年度にかけて実施した「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9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、地盤ひずみを吸収することにより、大きな地盤ひずみ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た。本研究では、①免震材の開発、②免震シールドトンネルの開発、③免震シールドトンネル掘削技術の開発、④免震開削トンネルの開発、⑤免震メカニズムの解明、⑥免震設計法の開発、⑦免震効果に関する実証実験、について研究課題を設定して研究を実施したものである。

本報告書は、3ヶ年間にわたる共同研究の中で開発された様々な技術の最終成果を「地下構造物の免震設計法マニュアル(案)」としてまとめたものである。

キーワード ： 地下構造物、免震設計、耐震設計、シールドトンネル、開削トンネル、
免震材、免震層

まえがき

トンネルや管路などの地下構造物は、一般に地盤の変形や変状に伴って構造物本体に変形が生じる。このため、一般に地震動を受けてさらに振動が増幅する地上構造物に比較して地震の影響を受けにくい構造物ということができる。一方では、大規模な地下空間の高度利用化が進むとともに、軟弱な地盤中や地盤条件が急変する箇所、さらに、異なる振動特性を有する複数の地下構造物を近接あるいは一体的に建設するなど、耐震設計上の条件が厳しいところにおいても地下構造物の建設が必要とされる場合も増えてきている。

平成７年１月の兵庫県南部地震では、全体としては地下構造物の被害は軽微であったが、地下鉄構造を始めとする地下構造物においてこれまでなかったような甚大な被害を生じたものも見られた。特に、神戸高速鉄道大開駅では、中柱の破壊に伴って上床板が崩落するという被害が生じたり、下水道施設でも目地ずれやクラックなどの多くの被害が報告されている。

前述のように一般に地下構造物は地震時に生じる地盤変形との相互作用によって変形する特徴があり、断面の剛性を高めれば高めるほど変形に対する追随性が小さくなり逆に地震時に生じる断面力は大きくなる。このため、通常の地上構造物のように地震力に抵抗できるように鉄筋量を増やしたり断面を大きくしたりすることは必ずしも有利とはならないので、このような場合には、地下構造物に伝達される地盤変形の影響を低減させる方法が有効となる。地下構造物に伝達される地盤変形を低減させる方法としては、大きく以下の２つが考えられる。

①地下構造物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

②地震時の地盤の変形を地下構造物に伝達しにくくする方法

従来、実際の沈埋トンネル、共同溝、シールドトンネルなどの地下構造物に実用化されている方法は、可撓性継手やリング継手を用いて構造物の剛性を小さくし、地震時の地盤の変形に追随しやすくする上記①の方法である。継手部分の剛性を小さくして、ここで地震時の地盤の変形を吸収することにより地震時に構造物に生じる断面力を小さくすることができる。ただし、この方法の場合でも継手部に生じる変形量が過度に大きくなる場合には、地下構造物の用途や震後に求められる機能によってはこのような変位量が望ましくない場合や変位量に応じて防水性の確保のための特殊な継手構造などが必要となる場合なども考えられる。

一方、上記②のように地震時の地盤の変形を伝わりにくくする方法の１つとしては、地盤と地下構造物本体の間に周辺地盤よりもせん断弾性係数の小さい免震層を設置し、ここで地盤ひずみを吸収する方法がある。この場合は、免震層で地盤ひずみを吸収できるため、継手などにおいて過度な変位を地下構造物本体に生じさせないようにすることが可能である。さらに、地盤ひずみ自体を免震層で吸収するため、地下構造物の軸方向のみならず横断面方向に対しても有効となる。ここでは、このように免震層を介在させて地震時の地下構造物への影響を低減させる方法を地下構造物に対する「免震構造」、これを採用した地下構造物を「免震トンネル」と呼んでいる。

このような背景のもとで、地下構造物の耐震性を向上させるための免震技術の開発を目的として、

平成７年度から３カ年計画で建設省土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間17者との共同研究として「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する研究」を実施した。この度、３カ年間の研究成果を「地下構造物の免震設計法マニュアル(案)」としてとりまとめたものである。

マニュアル(案)の中では、免震設計の基本的な考え方の他に、シールドトンネルの免震設計法、開削トンネルの免震設計法、免震材、免震トンネルの設計法等を示している。これらは、３カ年間にわたる本共同研究の中で開発された様々な技術をもとに免震設計法として提案したものである。ただし、本マニュアル(案)は、利用の便を考慮してマニュアル風にまとめただけで、各種の設計基準や設計指針等のように建設省が行政上通達する技術基準ではないので、このような点に注意した上で、地下構造物の免震設計の参考にしていただきたい。

最後に、本マニュアル(案)が今後の地下構造物の耐震安全性の向上に役立てば、共同研究に参加した担当者一同の幸いと存じる次第である。

平成１０年９月

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
共同研究代表者　建設省土木研究所　耐震研究室長
運上　茂樹

共同研究担当者名簿

	氏　名	所　　属
○	運上　茂樹	建設省土木研究所　耐震研究室　室長
	星隈　順一	〃　研究員
	長屋　和宏	〃　研究員
	村井　和彦	〃　交流研究員
○	小林　茂敏	(財) 土木研究センター　理事
	鷹取　勲	企画調査部　部長
	山本　親志	企画調査部　次長
○	竹内　幹雄	(株) 奥村組　技術開発部　次長
	増井　仁	技術研究所　地盤研究室　主任研究員
	石井　敏之	〃　構造研究室　主任研究員
	亀田　茂	〃　地盤研究室　主任研究員
	三澤　孝史	〃　機電研究室　主任研究員
○	福田　正夫	飛島建設 (株)　土木本部　土木技術部　部長
	向谷　常松	〃　〃　担当部長
	名倉　政雄	〃　〃　課長
	諸橋　澄	〃　〃　担当課長
	西　明良	〃　〃　主任
	田代　昇	(株) 熊谷組　技術本部　技術部長
○	鈴木　猛康	技術研究所　土木耐震研究グループ　課長
	勝川　藤太	〃　〃　研究員
	粕田　金一	〃　地下技術グループ　副長
	木戸　義和	土木本部　土木技術部　シールドグループ副部長
	岡本　達也	〃　〃　シールドグループ員
	小林　正宏	〃　〃　計画グループ員
○	野原　清志	川崎重工業㈱　産機プラント事業部　土木プラント部　部長
	渡辺　和夫	〃　〃　課長
	野口　隆	〃　〃　担当課長
○	三谷　典夫	(株)小松製作所　地下建機事業本部　シールド機械事業　部長
	川合　一成	〃　〃　主任技師
	竹内 盛代司	〃　〃　技術主任
	高森　貞彦	前田建設工業㈱　土木本部　土木設計部　副部長
	柴沼　充	〃　構造グループ　次長
○	大嶋　義隆	〃　耐震グループ　課長
	山門　隆雄	〃　構造グループ　課員
	保立　豊	〃　耐震グループ　課員
○	嶋村　貞夫	(株)鴻池組　土木本部土木設計部　副部長
	河西　寛	〃　構造設計課　主任
	佐野　祐一	〃　〃　課員
	笹川　基史	〃　〃　課員
	春海　正和	〃　〃　課員
	福田　尚晃	〃　〃　課員
○	吉田　望	佐藤工業㈱　中央技術研究所　土木研究部　主席研究員　(担当部長)
	伊東　守	〃　〃　主任研究員
	江嵜　順一	〃　〃　研究員
	服部　正博	〃　〃　部員
○	植村　正	東亜道路工業(株)　技術部　部長
	脇阪　三郎	技術研究所　研究室長
	栗田　明	〃　主任研究員

	氏　名	所　　属
○	杉山　邦夫	旭電化工業(株)　土木建材開発研究所 所長
	村瀬　久	〃　土建材料３Ｇリーダー
	高橋 真木雄	〃　土建材料２Ｇ主任
	名越　崇	〃　土建材料３Ｇ員
○	吉田　武男	信越化学工業(株)　シリコーン電子材料技術研究所　第2部長
	池野　正行	〃　第2開発室長
	三好　敬	〃　第2開発室研究員
	大橋　守男	〃　第2開発室研究員
	福田　健	シリコーン事業本部　主席技術員
○	林　信治	住友ゴム工業(株)　土木・海洋商品部　土木技術グループ　課長
	神頃　明	〃　〃　一般担当
○	石原　興	東海ゴム工業(株)　事業開発本部　研究開発部　部長
	夏堀　功	〃　〃　技師
	丸喜　繁雄	産業用品事業部　第二化工品部　部長
	吉田　保	日本工営(株)　技術本部室　室長
	田中　弘	地盤構造部　第一課長
○	大角　恒雄	開発研究部耐震解析グループ　グループリーダー
	佐久間 和弘	地盤構造部　技師
	山本　実	開発研究部耐震解析グループ　技師
○	丸山　雅淑	日本シビックコンサルタント(株)　首都圏事業部技術部　次長
	岡田　一郎	〃　技術研究室　課長
	荒木　繁雄	〃　〃　主任
○	山本　和彦	日本技術開発(株)　東京支社　地下・構造部　部長
	金　聲漢	〃　〃　課長
	濱野　雅裕	環境防災事業部　地震防災部　課長補佐
	有松　卓也	北関東支社　道路・構造部
	植村　靖美	東京支社　地下・構造部
○	田中　努	(株)オリエンタルコンサルタンツ　技術統括部長
	橘　義規	東京事業本部　総合技術部　耐震防災室長
	大竹　省吾	〃　〃　技術主幹
	尾上　好央	〃　〃　技師
	林　家祥	〃　〃　技師

※　○印は代表者

地下構造物の免震設計法マニュアル(案)

目　次

1章　総則 …… 1
1．1　適用の範囲 …… 1
1．2　用語の定義 …… 1

2章　免震設計の基本方針 …… 3

3章　設計地震動と地震時地盤変位 …… 7
3．1　一般 …… 7
3．2　地震時地盤変位 …… 7
3．3　動的土質定数の設定 …… 8
3．4　設計地震動 …… 9
3．5　動的解析に用いる入力地震動 …… 10

4章　トンネル横断方向の免震設計 …… 12
4．1　一般 …… 12
4．2　地盤慣性力の算出方法 …… 13
4．3　トンネル横断方向の静的解析 …… 15
4．4　トンネルの横断方向に対するモデル化 …… 16
4.4.1　免震シールドトンネル横断方向のモデル化 …… 16
4.4.2　免震開削トンネル横断方向のモデル化 …… 18
4．5　安全性の照査 …… 19
4．6　動的解析による照査 …… 19
4.6.1　一般 …… 19
4.6.2　解析法および解析モデル …… 20

5章　トンネル縦断方向の免震設計 …… 22
5．1　一般 …… 22
5．2　地震時地盤変位の算出方法 …… 25
5．3　トンネルと地盤の相互作用を解析するための静的解析法 …… 27
5.3.1　一般 …… 27
5.3.2　梁ばねモデルを用いた解析法 …… 27

5.3.3　軸対称ＦＥＭモデルを用いた詳細解析法 …… 30
5.3.4　３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた詳細解析法 …… 31
5.3.5　３次元静的ＦＥＭモデルを用いた詳細解析法 …… 32
５．４　トンネル縦断方向のモデル化 …… 32
5.4.1　シールドトンネルのモデル化 …… 32
5.4.2　開削トンネルのモデル化 …… 34
５．５　構造急変部の設計 …… 34
５．６　安全性の照査 …… 35

６章　立坑接合部の免震設計 …… 36
６．１　一般 …… 36
６．２　立坑接合部の解析法 …… 38
6.2.1　一般 …… 38
6.2.2　軸対称ＦＥＭモデルを用いた解析法 …… 39
6.2.3　３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた解析法 …… 40
６．３　安全性の照査 …… 42

７章　免震材およびその特性 …… 43

８章　常時の設計における免震トンネルの取扱い …… 47

【設計計算例】
１．開削トンネル横断方向に対する免震設計計算例 …… 49
１．１　設計の概要 …… 49
１．２　設計条件 …… 49
1.2.1　地盤条件 …… 49
1.2.2　トンネル構造条件 …… 50
1.2.3　免震層の諸条件 …… 52
1.2.4　入力地震動 …… 52
１．３　解析モデルおよび地震荷重 …… 52
1.3.1　解析モデル …… 52
1.3.2　地震時地盤慣性力 …… 54
１．４　地盤慣性力法による解析 …… 56
１．５　耐震安全性の照査 …… 57
1.5.1　曲げに対する照査 …… 57
1.5.2　せん断に対する照査 …… 58

２．地盤急変部を通過するシールドトンネル縦断方向に対する免震設計計算例 …… 59
２．１　設計の概要 …… 59
２．２　設計条件 …… 59
2.2.1　地盤条件 …… 59
2.2.2　トンネルの構造条件 …… 59

2.2.3 免震層の諸条件 …… 62
2.2.4 解析モデルおよび入力地震動 …… 62
2．3 解析手法 …… 64
2．4 解析結果 …… 65
2.4.1 水平成層地盤の地震応答解析結果 …… 65
2.4.2 多質点系モデルによる地盤の地震応答解析結果 …… 65
2.4.3 梁バネモデルの解析結果 …… 65
2.4.4 部材耐力、変形量の照査 …… 69

3．護岸ケーソン下を通過するシールドトンネル縦断方向に対する免震設計計算例 …… 70
3．1 設計の概要 …… 70
3．2 設計条件 …… 70
3.2.1 地盤条件 …… 70
3.2.2 トンネルの構造条件 …… 70
3.2.3 免震層の諸条件 …… 73
3.2.4 解析モデルおよび入力地震動 …… 73
3．3 解析手法 …… 75
3．4 解析結果 …… 76
3.4.1 水平成層地盤の地震応答解析結果 …… 76
3.4.2 多質点系モデルによる地盤の地震応答解析結果 …… 76
3.4.3 梁バネモデルの解析結果 …… 76
3.4.4 部材耐力、変形量の照査 …… 80

4．立坑接合部に対する免震設計計算例 …… 81
4．1 設計の概要 …… 81
4．2 設計条件 …… 81
4.2.1 表層地盤と構造物の条件 …… 81
4.2.2 免震層の諸条件 …… 82
4.2.3 解析モデルおよび入力地震動 …… 82
4．3 解析手法 …… 83
4．4 解析結果 …… 84
4.4.1 表層地盤の地震応答解析 …… 84
4.4.2 軸対称ＦＥＭモデルによる静的解析 …… 85
4.4.3 継手の目開き量に対する照査 …… 86

【参考資料】

1．免震材の諸特性 …… 89
1．1 概要 …… 89
1．2 アスファルト系免震材 …… 89
1.2.1 基本配合 …… 89
1.2.2 材料特性 …… 90
1.2.3 耐久性 …… 95
1．3 ウレタン系免震材 …… 96
1.3.1 基本配合 …… 96
1.3.2 材料特性 …… 96
1.3.3 耐久性 …… 99
1．4 シリコーン系免震材 …… 100
1.4.1 基本配合 …… 100
1.4.2 材料特性 …… 100
1.4.3 耐久性 …… 103
1.4.4 せん断弾性係数の設計値を変えたシリコーン系免震材の動的物性 …… 103

1．5 液状ゴム系免震材 …… 104
1.5.1 基本配合 …… 104
1.5.2 材料特性 …… 104
1.5.3 耐久性 …… 106
1．6 固形ゴム系免震材 …… 107
1.6.1 基本配合 …… 107
1.6.2 材料特性 …… 108
1.6.3 耐久性 …… 110
1．7 まとめ …… 111

2．免震シールドトンネルの施工法に関する資料 …… 113
2．1 概要 …… 113
2．2 免震材 …… 113
2．3 免震シールドトンネルの施工法 …… 115
2.3.1 事前計画 …… 115
2.3.2 標準施工フロー …… 115
2.3.3 注入システム …… 115
2.3.4 施工管理 …… 121
2.3.5 品質管理 …… 121
2.3.6 立坑接合部の免震シールドトンネルの施工法 …… 122
2.3.7 免震シールド掘進機および後方設備の概要 …… 128

3．免震開削トンネルの施工法に関する資料 …… 131
3．1 概要 …… 131
3．2 材料 …… 132
3.2.1 液状ゴム …… 132
3.2.2 固形ゴム …… 133
3．3 液状ゴムを用いた免震開削トンネルの施工法 …… 135
3.3.1 混合撹拌・注入システム …… 135
3.3.2 免震層の施工法 …… 136
3．4 固形ゴムを用いた免震開削トンネルの施工法 …… 140
3.4.1 免震パネル …… 140
3.4.2 一般的な免震層の施工方法 …… 140
3．5 立坑との接合部の免震構造 …… 144
3．6 品質管理 …… 146

4．トンネル縦断方向に対する免震設計の適用性 …… 147
4．1 概要 …… 147
4．2 検討方法と解析条件 …… 147
4.2.1 検討方法 …… 147
4.2.2 解析条件 …… 147
4.2.3 解析ケース …… 149
4．3 検討結果 …… 152
4.3.1 免震区間長の検討 …… 152
4.3.2 地盤条件の急変度(地盤コントラスト)の影響 …… 153
4.3.3 基盤深さの影響 …… 155
4.3.4 おぼれ谷幅の影響 …… 155
4.3.5 トンネル構造条件の影響 …… 158
4.3.6 入力地震動の影響 …… 160
4．4 まとめ …… 161

5．開削トンネル横断方向に対する免震設計の適用性 …… 162
5．1 概要 …… 162

5．2　検討方法と解析条件 …… 162
5.2.1　検討方法 …… 162
5.2.2　解析条件 …… 164
5.2.3　解析ケース …… 167
5．3　検討結果 …… 168
5.3.1　地盤条件の影響 …… 168
5.3.2　二層地盤の上下層の剛性比の影響 …… 171
5.3.3　土被り厚の影響 …… 172
5.3.4　構造条件による影響 …… 174

6．シールドトンネル横断方向に対する免震設計の適用性 …… 175
6．1　概要 …… 175
6．2　検討方法と解析条件 …… 175
6.2.1　検討方法 …… 175
6.2.2　解析条件 …… 175
6.2.3　解析ケース …… 176
6．3　検討結果 …… 177
6．4　まとめ …… 178

7．立坑接合部に対する免震設計の適用性 …… 181
7．1　概要 …… 181
7．2　検討方法と解析条件 …… 181
7.2.1　検討方法 …… 181
7.2.2　解析ケース …… 184
7.2.3　検討結果 …… 185
7.2.4　免震設計の適用性 …… 186
7．3　梁ばねモデルの適用性 …… 194
7.3.1　モデル化と解析条件 …… 194
7.3.2　検討結果 …… 196
7.3.3　まとめと考察 …… 201
7．4　軸対称ＦＥＭモデルの適用性 …… 201
7.4.1　モデル化と解析条件 …… 202
7.4.2　３次元静的解析との比較 …… 203
7.4.3　まとめと考察 …… 205
7．5　立坑接合部の免震区間長に関するパラメトリックスタディー …… 205
7．6　まとめ …… 207
7.6.1　解析結果のまとめ …… 207
7.6.2　免震設計の基本方針 …… 209

8．免震トンネル縦断方向に対する耐震計算法の適用性 …… 210
8．1　概要 …… 210
8．2　３次元有限要素解析 …… 210
8.2.1　概要 …… 210
8.2.2　解析条件 …… 210
8.2.3　解析モデルおよび解析ケース …… 211
8.2.4　解析結果 …… 212
8．3　梁ばねモデルの適用性 …… 222
8.3.1　モデル化と解析条件 …… 222
8.3.2　解析結果 …… 223
8.3.3　まとめと考察 …… 225
8．4　軸対称ＦＥＭモデルの適用性 …… 225
8.4.1　モデル化と解析条件 …… 225
8.4.2　解析結果 …… 226

8.4.3 まとめと考察 ····· 227
8．5 3次元ＦＥＭ簡易モデルの適用性 ····· 227
8.5.1 モデル化と解析条件 ····· 228
8.5.2 解析結果 ····· 229
8.5.3 まとめと考察 ····· 229
8．6 まとめ ····· 230

9．免震トンネル横断方向の耐震計算法の適用性 ····· 232
9．1 概要 ····· 232
9．2 地盤慣性力法 ····· 232
9.2.1 応答変位法による耐震計算法 ····· 232
9.2.2 地盤慣性力法による耐震計算法 ····· 233
9.2.3 既往のＦＥＭを用いた耐震計算法との比較 ····· 233
9．3 地盤慣性力法の適用性 ····· 234
9.3.1 検討条件 ····· 234
9.3.2 解析結果 ····· 235
9.3.3 結論 ····· 236

10. 免震シールドトンネル周辺地盤の沈下の検討例 ····· 241
10. 1 概要 ····· 241
10. 2 解析手法および解析条件 ····· 241
10.2.1 解析手法 ····· 241
10.2.2 解析条件 ····· 242
10. 3 解析結果 ····· 244
10. 4 免震材の圧密の影響 ····· 246
10. 5 まとめ ····· 246

11. 振動台実験によるトンネル縦断方向に対する免震効果の検証 ····· 247
11. 1 実験の概要 ····· 247
11. 2 実験条件と実験ケース ····· 248
11.2.1 実験モデルの基本条件 ····· 248
11.2.2 相似則 ····· 248
11.2.3 実験モデル ····· 249
11.2.4 計測 ····· 250
11.2.5 物性確認試験 ····· 250
11.2.6 加振波と実験ケース ····· 255
11. 3 地盤条件急変部の実験結果 ····· 256
11.3.1 軸方向加振 ····· 256
11.3.2 軸直角方向加振 ····· 259
11.3.3 地震波による軸方向・軸直角方向同時加振 ····· 263
11. 4 立坑接合部の実験結果 ····· 264
11.4.1 軸方向加振 ····· 264
11.4.2 軸直角方向加振 ····· 265
11. 5 模型振動実験のシミュレーション解析 ····· 266
11.5.1 検討概要 ····· 266
11.5.2 解析条件 ····· 266
11.5.3 解析結果と考察 ····· 272

12. 振動台実験によるトンネル横断方向に対する免震効果の検証 ····· 276
12. 1 実験の概要 ····· 276
12. 2 実験装置および実験材料 ····· 276
12. 3 実験条件 ····· 279
12.3.1 実験ケースと加振条件 ····· 279

12.3.2 計測項目 …… 280
12. 4 実験結果 …… 281
12.4.1 予備加振（地盤のみの加振） …… 281
12.4.2 免震層の有無による応答波形の特徴 …… 282
12.4.3 各応答値の最大値分布の比較 …… 284
12. 5 動的FEM解析による比較検討 …… 288
12.5.1 解析手法と解析条件 …… 288
12.5.2 解析結果と実験結果の比較 …… 288
12. 6 まとめ …… 290

SI 単位系への換算率表 …… 293

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

地下構造物の免震設計法マニュアル(案)

1章　総則

1．1　適用の範囲

本マニュアル(案)は、地下構造物の外周に免震層を設置することにより地震の影響の低減を期待する場合の耐震設計に適用する。本マニュアル(案)に示されていない事項は、当該地下構造物を所管する機関が規定した技術基準によるものとする。

本マニュアル(案)は、共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」（平成７年度～平成９年度)により得られた研究成果を地下構造物の免震設計法マニュアル(案)としてまとめたものである。地下構造物には、共同溝や道路トンネル、地中管路など構造物の種類やシールド工法や開削工法などの施工法など、各種の構造・施工法があるので、地下構造物に対して本マニュアル(案)を適用する場合には、構造特性等を十分に吟味し、その適用性について検討しなければならない。

地下構造物に対する地震の影響の低減を期待する構造としては、次の３種類が考えられる。

1) 可とう性継手や可撓セグメントを配置した構造

2) シールドトンネルのリング継手の剛性を低減させた構造

3) 地下構造物の外周に免震層を設置した構造

ここで、上記の 1) および 2) の構造は、地下構造物が地震時に周辺地盤の変形に追随するように変形することから、地下構造物の見かけ上の剛性を小さくする（柔構造化を図る）ことにより、地下構造物本体に発生する地震力を低減させるものである。一方、3) の構造は、地下構造物と周辺地盤との間に周辺地盤よりも剛性の小さい免震材を設け、地震時の地盤変形を地下構造物に伝わりにくくすることにより、地震の影響を低減させる構造である。

このように、地震の影響を低減させる構造としては幾つか考えられるが、本マニュアル(案)では、上記の 3) の免震構造を対象としている。

なお、本マニュアル(案)は、免震層を有する地下構造物の耐震設計法をあくまでも一般的に記述している。耐震設計では、対象とする地下構造物の構造形式、用途種別、重要度によって、適用する耐震解析法や目標とする耐震性能が異なる。したがって、本マニュアル(案)の利用に際しては、このような点に留意し、耐震設計しようとする地下構造物の特性に応じて、本マニュアル(案)と当該地下構造物に関する技術基準等を使い分けていくことが必要である。

1．2　用語の定義

本マニュアル(案)に用いる用語の意味は次の通りとする。

(1) 免震設計

地下構造物の全外周に免震層を設けることにより地震の影響を低減させる設計法

(2) 免震構造

地下構造物の全外周に免震層を設けることにより地震の影響を低減させる構造

(3) 免震トンネル

免震構造をシールド工法や開削工法に適用した場合の総称で、シールド工法に適用した場合を免震シールドトンネル、開削工法に適用した場合を免震開削トンネルという。

(4) 免震層

地下構造物に伝達される地震時地盤変位を低減させるために地下構造物の全外周に設けられる比較的薄い層

(5) 免震材

免震層を構成する材料

(6) 免震区間

トンネル縦断方向に免震構造を適用した区間をいい、その長さを免震区間長という。立坑接合部の場合には、立坑外壁の外面位置から免震構造を適用した区間をいう。

(7) 応答変位法

周辺地盤に生じる地震時の地盤変位を地震外力として静的に地下構造物に作用させて地震時断面力等を計算する耐震計算法

(8) 地盤慣性力法

地盤の固有値解析に基づいて算出される地震時の地盤慣性力を、地震外力として静的に地下構造物に作用させて地震時断面力等を計算する耐震計算法

(9) 地盤慣性力

ある深さにおける地盤の加速度に当該地盤の質量を乗じて求められる慣性力

(10) せん断弾性係数比

周辺地盤に対する免震材のせん断弾性係数の比

(11) 動的土質定数

地盤の地震時ひずみレベルや拘束圧を考慮して設定されたせん断弾性係数や減衰定数等の土質定数

(12) 地盤条件急変部

地盤の地震時振動特性が異なる地層の境界部

(13) 立坑接合部

立坑とトンネルの接合面とその接合面近傍のトンネル断面

(14) 梁ばねモデル

線状の地下構造物を梁部材でモデル化し、地盤と地下構造物の相互作用をばねで表した解析モデル

(15) 相互作用ばね

地下構造物と地盤の剛性差によって生じる相互作用をモデル化するばね

(16) L1地震動

地下構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動

(17) L2地震動

地下構造物の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動

2章　免震設計の基本方針

（1）地下構造物の免震設計は、地下構造物に発生する地震時増分断面力を低減させることを目的として行う。

（2）免震層厚さおよび免震区間は、免震効果を有効に発揮できるように検討しなければならない。

（3）免震構造を採用する場合には、施工時ならびに常時の安定性について検討しなければならない。

（4）地下構造物の免震設計では、地下構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動、ならびに、地下構造物の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動を考慮する。これらの設計地震動に対して、地下構造物の構造形式、用途種別、重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目標とする。

（5）地下構造物の免震設計は、横断および縦断方向の両者に対して適用するものとする。ただし、横断方向に対する免震設計では、原則として地盤慣性力を外力とした有限要素解析によるものとする。また、縦断方向に対する免震設計では、原則として地盤の動的解析により求めた縦断方向の地震時変位分布を外力とした梁ばねモデルによるものとする。また、立坑接合部に対する免震設計は、軸対称ＦＥＭモデルもしくは３次元ＦＥＭ簡易モデルによるものとする。なお、耐震計算に際しては、応答レベルを考慮して適切な地盤物性値を設定しなければならない。

（6）地震時の挙動が複雑な地下構造物に対する免震設計では、詳細な解析により安全性の照査を行うのが望ましい。

（7）免震材は、施工性、止水性、耐久性、材料物性等の観点から適切な材料を選定するとともに、その力学的挙動が明確な範囲で使用するものとする。

（1）地下構造物の構造条件、周辺の地盤条件等によって、免震設計が適している場合とそうでない場合がある。免震設計が適している地下構造物の条件は、以下の通りである。

1) 地盤条件の急変部を通過する線状地下構造物

2) 立坑と地下構造物の接合部等の構造条件の急変部

3) 矩形断面トンネルの横断方向のように、地震時の地盤のせん断変形に基づく周面せん断力が支配的となる地下構造物

ここで、1) 及び 2) は、いずれも地下構造物縦断方向に対して免震設計が適した場合であり、免震層の設置により、地盤の振動特性の箇所別変化によって地下構造物に生じる断面力の低減を期待しやすい条件である。また、3) は横断方向に対して免震設計が適した場合であり、周辺地盤よりも剛性の小さい免震層がせん断変形することにより、地下構造物に伝達される地震力の低減を期待できる条件である。ただし、円形断面の場合には、一般に横断方向に対する地震時断面力は常時の断面力と比較して相対的に小さいため、結果として有意な免震効果が得られないこともある。

逆に、免震設計の適用が望ましくない条件もしくは有意な免震効果が期待できない条件は、以下の通りである。

1) 土被りが著しく小さい場合

2) 周辺地盤が地震時に液状化して不安定となる場合

3) 免震層の施工により沈下等周辺地盤に悪影響が生じる場合

これは、1)および2)の条件ではもともと周面せん断力が小さく、免震層を設けても有意な効果とはならないためである。また、3)は免震構造の採用が望ましくないケースの1つである。

（2）免震効果は、免震材のせん断弾性係数の他にも、免震層の厚さや免震区間によって変化することが様々な解析により明らかとなっている。したがって、免震層の設計においては、せん断弾性係数、免震層の厚さ、免震区間について十分に検討しなければならないものとした。

なお、本免震構造では、免震層は地下構造物の全外周に設定される。これは、免震層を外周の一部だけに設置した場合に対して解析的な検討を行った結果、有意な免震効果が得られないことが明らかとなったためである。

（3）免震構造では、地下構造物の周辺に地盤よりもせん断弾性係数が十分小さい免震材を設けるため、施工時ならびに常時において、周辺地盤の安定性に影響が生じないように配慮しなければならないこととした。

（4）本マニュアル(案)では、土木学会耐震基準等に関する提言や道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（平成8年12月)を始めとする各種基準に従い、2段階の耐震設計に用いる設計地震力を規定することとした。ここで、地下構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動としては、比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震による地震動である。また、地下構造物の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動としては、大正12年関東地震の際の東京周辺における地震動のように発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動や平成7年兵庫県南部地震のような発生頻度が極めて低いマグニチュード7級の内陸直下型地震による地震動を考慮するものとした。

また、設計で想定する地震動に対して、地下構造物に必要とされる耐震性能は、地下構造物の構造形式、用途種別、重要度によって異なるので、当該地下構造物に関する技術基準等に基づいて目標とする耐震性能を設定するものとした。

（5）地下構造物は、一般にみかけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さく、また、構造物の周面を地盤によって取り巻かれている。このため、質量効果が小さく、地上の構造物のように地下構造物自身の慣性力によって振動性状が支配されにくく、主として周辺地盤の地震時変位や慣性力によってその挙動が支配される。このため、地下構造物の耐震計算法としては、これまでに、応答変位法、地盤慣性力法、地盤応答震度法、地盤応答法、FEM応答変位法等が提案されている。

応答変位法とは、地震時に地盤に生じる変位、変形を計算し、これを地下構造物に地盤反力ばね（相互作用ばね）を介して静的に作用させて地下構造物の変位、変形、断面力、応力度を計算する手法である。この考え方は、地下構造物の縦断方向、横断方向に対して適用できるが、この場合、地盤反力ばねを適切に評価しなければならない。地盤反力ばねは、免震材や周辺地盤の特性、地下構造物の形状、寸法、埋設深度等によって異なり、また、地震時に地盤に生じるひずみレベルによっても変化することから、駐車場設計・施工指針(平成4年11月)では、静的な有限要素解析により算出することが規定された。

その一方で、自由地盤の応答加速度の深さ方向分布を求め、これに地盤の質量を乗じて算出される地盤慣性力を、地下構造物の構造モデルを含めた有限要素モデルに静的に作用させて地下構造物の変位、変形、断面力、応力度を計算する手法が新しい耐震計算法として開発されている。この耐震計算法では、応答変位法で不可欠な地盤反力ばねの設定が不要となるため、免震材の材料特性をばねに変換することなく設計に反映でき、設計計算における免震材の取扱いが簡便となる他、耐震計算法としての精度も向上するため、有力な手法といえる。

そこで、本マニュアル(案)では、近年の電子計算機の普及に伴い、静的２次元有限要素解析が設計実務にも広く適用されるようになりつつあることも考慮し、横断方向に対する免震設計においては、地盤の慣性力を２次元有限要素モデルに作用させて耐震計算を行うこととした。このような耐震計算法としては、地盤慣性力の求め方に関する考え方によって、「地盤慣性力法」、「地盤応答震度法」、「地盤応答法」等の手法が提案されているが、本マニュアル(案)では、耐震設計用として一般化された応答スペクトルを入力として用いることができる「地盤慣性力法」を主として用いることとした。

一方、縦断方向に対しては、梁ばねモデルを用いて耐震解析を行うこととした。前述のように、相互作用を精度良く評価するためには、有限要素モデルの適用が望ましいが、縦断方向に対しては３次元的な問題となるため、設計実務でこれを用いることは現状ではまだ難しい面もある。そこで、縦断方向に対する耐震計算法としては、一般的に安全側の評価となる梁ばねモデルを適用することとしたものである。ただし、梁ばねモデルの適用に限界がある場合等では、有限要素モデルを用いた詳細解析法により検討を行うのがよい。

なお、耐震計算に適用する有限要素解析等においては、地盤や地下構造物、免震材の動力学特性を反映できるように適切にモデル化しなければならない。

（６）本マニュアル(案）に示される静的耐震計算法は、動的解析の結果とも比較的よく一致することが確認されているので、一般には静的耐震計算を用いることができる。ただし、地震時の挙動が複雑な断面や地盤条件を有する地下構造物に対して免震構造を検討する場合等は、静的耐震計算法による設計結果を静的３次元有限要素解析や動的解析等の詳細な解析法により照査するのが望ましい。

（７）本免震構造においては、免震材には以下の性能が求められる。

①地盤よりも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する。

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（免震シールドトンネルの場合)。

⑦高い充填性を有する（免震シールドトンネルの場合)。

⑧地下水に希釈されない（免震シールドトンネルの場合)。

⑨充填時ならびに硬化時に有害物質を発生しない。

したがって、施工性、止水性、耐久性、材料物性等の観点から適切な材料を選定しなければなら

ない。

このような条件を満足する材料の一例として、本マニュアル(案)では、シールド工法に対してはアスファルト系材料、ウレタン系材料、シリコーン系材料、また、開削工法に対してはゴム系材料をとりあげ、免震設計に用いる材料特性値等を示している。これらの材料は、本共同研究において開発したものであり、その材料特性を検証しており、本マニュアル(案)に示した値を用いて免震設計を行うことができる。ただし、本マニュアル(案)に示されていない材料を免震材として用いる場合には、施工性、止水性、耐久性、免震設計に用いる材料特性値等について、別途十分な検討を行わなければならない。

なお、免震材は、その力学的挙動が明確な範囲で使用するものとする。

3章　設計地震動と地震時地盤変位

3．1　一般

免震設計に用いる地震時地盤変位、動的土質定数は、それぞれ3.2、3.3の規定に基づいて算出するものとする。また、基盤面における設計地震動は、3.4の規定により設定してもよい。

本章では、地下構造物の免震設計に用いる設計地震動と、地震時地盤変位の算出手法について規定している。地下構造物の地震時挙動は、地震時地盤変位の影響を大きく受けるので、耐震設計においては地震時地盤変位を精度良く推定することが重要なポイントとなる。さらに、地震時地盤変位を精度良く推定するためには、動的土質定数を正しく設定しなければならない。そこで、本マニュアル(案)では、設計地震動レベルに応じた動的土質定数の設定法ならびに地震時地盤変位の算出手法を示した。

3．2　地震時地盤変位

（1）免震設計に用いる地震時地盤変位の深さ方向の分布は、表層地盤の振動特性を考慮して4.2により算定するものとする。

（2）応答変位法に適用する地下構造物縦断方向に対する地震時地盤変位は、原則として5.2に規定される地盤の時刻歴応答解析結果をもとに設定するものとする。

（1）地震時地盤変位は、耐震解析結果に最も重要な影響をもたらすので、表層地盤の振動特性を十分考慮して適切に設定する必要がある。地震時地盤変位の深さ方向分布の算定方法には、従来の応答変位法に適用されていたような余弦関数として仮定する手法、多層系地盤に対して応答スペクトル法を適用し、その1次のモードのみを考慮して設定する手法、地盤の1次元時刻歴応答解析結果に基づいて設定する手法等があるが、本マニュアル(案)では、設計計算として簡便でかつ多層系地盤をよく表現できる応答スペクトル法による1次モードに基づいて地震時地盤変位を算出する手法を用いることとし、その具体的な手法を4.2に規定することとした。

（2）地下構造物の縦断方向に対する地震時地盤変位は、地盤の不均質性、不整形性、地震波の伝播特性等によって複雑に変化する。こうした点については、まだ未解明な点が多いが、一般に水平方向に地震波が伝播するように変形するものと仮定し、これに地盤定数の箇所別変化等の影響を工学的に勘案して地震時地盤変位を設定している。しかしながら、本免震構造は、主として地盤条件の急変部や立坑とトンネルの接合部等の複雑な振動系を対象としていることから、地下構造物の免震設計では、5.2の規定に基づき、縦断方向に対する地震時地盤変位を時刻歴応答解析により設定することとした。これは、地盤条件の急変点のような特殊な地盤条件部に対する地震時地盤変位の簡便な評価手法がまだ確立されておらず、現状では時刻歴応答解析により算出するのが最も確実でかつ精度がよい解析法と判断したためである。

３．３　動的土質定数の設定

（１）地盤の動的せん断弾性係数および減衰定数は、ひずみレベルに応じて適切に設定するものとする。

（２）耐震設計上の基盤面は、表層地盤よりも十分に剛性が高く、それ以深の地盤の力学的性質の変化が小さい地層の上面に設定するものとする。

（１）地盤の動的せん断弾性係数および減衰定数は、免震設計で想定する設計地震動により地盤に生じるせん断ひずみレベルに応じて、適切に設定する必要がある。Ｌ１地震動およびＬ２地震動に対する動的土質定数は以下のように設定することができる。

1）Ｌ１地震動に対する動的土質定数の設定

Ｌ１地震動に対する地盤の動的せん断弾性係数は、一般に式(解3.3.1)により算出される。

$$G_D = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{SD}^2 \qquad \text{(解 3.3.1)}$$

ここに、

G_D ：地盤の動的せん断弾性係数(tf(kN)/m²)
γ_t ：表層地盤の単位体積重量(tf(kN)/m²)
V_{SD} ：表層地盤のせん断弾性波速度(m/sec)
g ：重力加速度(m/sec²)

また、V_{SD}は弾性波探査やＰＳ検層によって実測された平均せん断波速度V_{Si}から、ｉ番目の地層については、式(解3.3.2)により求められる。

$$V_{SDi} = c_u \times V_{Si} \qquad \text{(解 3.3.2)}$$

ここに、

V_{SDi}：表層地盤の動的せん断弾性係数G_Dの算出に用いるｉ番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/sec)

V_{Si} ： ｉ番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/sec)で、式(解3.3.3)により求められる。

$$\left.\begin{array}{l} \text{粘性土層の場合} \\ \quad V_{Si} = 100\, N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 25) \\ \text{砂質土層の場合} \\ \quad V_{Si} = 80\, N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 50) \end{array}\right\} \qquad \text{(解 3.3.3)}$$

N：標準貫入試験によりｉ番目の地層の平均Ｎ値

i ：当地盤が地表から基盤面までｎ層に区分されるときの地表面からｉ番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合はＮ値が25以上、砂質土層の場合はＮ値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/sec程度以上の地層の上面をいう。

c_u：地盤のひずみの大きさに基づく補正係数で、**表－解3.3.1**により与えられる。

表－解3.3.1　補正係数 c_u

	L１地震動
V_{si}＜300m/sec	0.8
V_{si}≧300m/sec	1.0

ここで、平均せん断弾性波速度 V_{si} は、弾性波探査やＰＳ検層によって測定するのが原則であるが、実測値がない場合には、式(解3.3.3)によってＮ値より推定してもよい。

なお、Ｌ１地震動に対する地盤の減衰定数としては、一般に10%程度の値を用いてよい。

2) Ｌ２地震動に対する動的土質定数の設定

一般に、Ｌ２地震動に対しては、地盤のひずみレベルが大きくなり、また、地層によってもひずみレベルが異なるため、表－解3.3.1のように平均せん断弾性波速度が 300m/sec 未満の場合に対しては補正係数を一律に設定するという考え方は合理的ではない場合もある。また、地盤のひずみレベルの増大に伴い、地盤のインピーダンス比も小さくなり、地震波の反射の影響等も考えられる。したがって、Ｌ２地震動に対しては、地盤の１次元等価線形動的解析等に基づいて、各層毎にせん断弾性係数ならびに減衰定数を求めるのが望ましい。

(2) 基盤面としては、表層地盤に比較して十分に剛性が高く、それ以深の地盤の力学的性質の変化が小さい地層の上面とした。しかし、このような条件を備えているのは、堅硬な岩盤上に表層地盤が存在する場合等、ごく一部の場合であり、一般にはこのような理想的条件は存在しないことが多い。したがって、土木構造物の支持層として一般に考えられている程度の地盤を工学的な基盤と考えてもよい。

また、動的解析を行う際の入力面としての基盤の取り方については、よく検討して設定する必要があるが、一般には土木構造物の支持層として取られる程度の地層の上面で、地下構造物に対して十分な広がりをもつ面を選定すればよい。ただし、地下構造物の一部が基盤中に根入れされた場合もあるが、このような場合には、基盤面を下げ、動的解析の入力基盤として適した地盤面を基盤面として選定するのがよい。

３．４　設計地震動

(1) 地下構造物の免震設計に用いる地震入力は、当該地下構造物の設計基準に従って適切な地震入力を定めなければならない。

(2) 地震時地盤変位の算出に用いる基盤面での設計加速度応答スペクトルを与える場合には、式(3.4.1)により算出するものとする。ただし、表層地盤の固有周期 T_s は、原則として4.2に規定する固有値解析により求めるものとする。

$$S_a = c_z c_D S_0 \qquad (3.4.1)$$

ここに、

S_a：基盤面における設計加速度応答スペクトル。

c_z：地域別補正係数で、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編3.5による。

c_D：減衰定数別補正係数で、表層地盤のモード減衰定数h_iに応じて式(3.4.2)により算出する。

$$c_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \qquad (3.4.2)$$

S_0：基盤面における標準加速度応答スペクトルで、当該地下構造物に対する必要耐震性能に応じて、Ｌ１地震動およびＬ２地震動に対してそれぞれ与えるものとする。

（１）地下構造物の免震設計に用いる地震入力としては、当該地下構造物地点において供用期間中に想定される地震動を設定する必要がある。２章に示したように、地下構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動、ならびに、地下構造物の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動の２種類を考慮する。本マニュアル(案)は、地下構造物に免震設計を適用した場合の設計方法を示すことを主眼としていることから具体的な設計地震動については個々の地下構造物の設計方針に従うこととした。

（２）地下構造物は、地震時には地盤との相互作用により変形が生じるので、地下構造物の耐震設計では、地震時地盤変位を適切に算出することが必要とされる。ここでは、地震時地盤変位を求める場合の基盤面での設計加速度応答スペクトルを与える場合の補正式を示したものである。標準加速度応答スペクトルは、当該地下構造物に要求される耐震性能に応じて、Ｌ１地震動およびＬ２地震動に対してそれぞれ与えるものであり、これを地域別補正係数と減衰定数補正係数で補正して、地震時地盤変位を算出する場合の基盤面における加速度応答スペクトルで与えるものとした。

３．５　動的解析に用いる入力地震動

（１）時刻歴応答解析に用いる地震入力としては、地盤条件や地下構造物の動的特性等を考慮して、既往の強震記録の中から（２）項に規定する加速度応答スペクトルに近い特性を有する強震記録を選定し、振動数領域で振幅調整した加速度波形を用いるものとする。

（２）免震設計結果の照査に用いる地震入力は、原則として耐震設計上の基盤面において与えるものとし、地震入力の加速度応答スペクトルは、式(3.4.1)により算出するものとする。

（１）時刻歴応答解析に用いる地震入力としては、地下構造物の建設地点の基盤面で観測された強震記録を用いるのが最も望ましいが、一般にはそのような記録は少ない。したがって、時刻歴応答解析では、地震動の強度、周期特性、継続時間、ならびに地下構造物の固有周期、減衰定数などを考慮して既往の強震記録の中から式(3.4.1)に規定する加速度応答スペクトルに近い特性を有する強震

記録を選定するものとした。

振幅調整に用いる既往の代表的な記録としては、以下のように選定するのがよい。

1) 地下構造物の建設地点近傍におけるⅠ種地盤（岩盤上）で観測された強震記録

2) 地下構造物の建設地点以外の地表面で観測された強震記録をその地点の基盤面の地震動に変換し、これに改めて建設地点の地盤の影響を加味して算出した加速度波形

3) 強震記録をその加速度応答スペクトルが式(3.4.1)に規定する加速度応答スペクトルに適合するように振動数領域で調整した加速度波形

なお、強震記録の特性は地震の規模、震央距離等各種の条件に強く影響される。したがって、時刻歴応答解析に用いる強震記録としては、基本的に耐震設計で想定することがふさわしい、マグニチュードが大きく、震央距離が短い地震による記録を選定するのがよい。

（2）動的解析に用いる基盤面における標準加速度応答スペクトルとしては、当該地下構造物に要求される耐震性能に応じて、Ｌ１地震動およびＬ２地震動に対してそれぞれ与えるものであり、これを地域別補正係数と減衰定数補正係数で補正して与えるものとした。

4章　トンネル横断方向の免震設計

4．1　一般

（1）トンネル横断方向の免震設計は、4.2に規定する地盤慣性力を外力とし、4.3に規定する2次元静的有限要素解析によって行うものとする。トンネルおよび免震層は、4.4の規定に従い適切にモデル化しなければならない。
（2）免震トンネルの常時の設計は、8章の規定に従うものとする。
（3）免震層のせん断弾性係数と厚さは、周辺地盤の剛性、免震効果、および施工に伴う制約条件を考慮して設計する。
（4）特殊な条件下のトンネルでは、4.6に規定する動的解析を行って照査するのが望ましい。

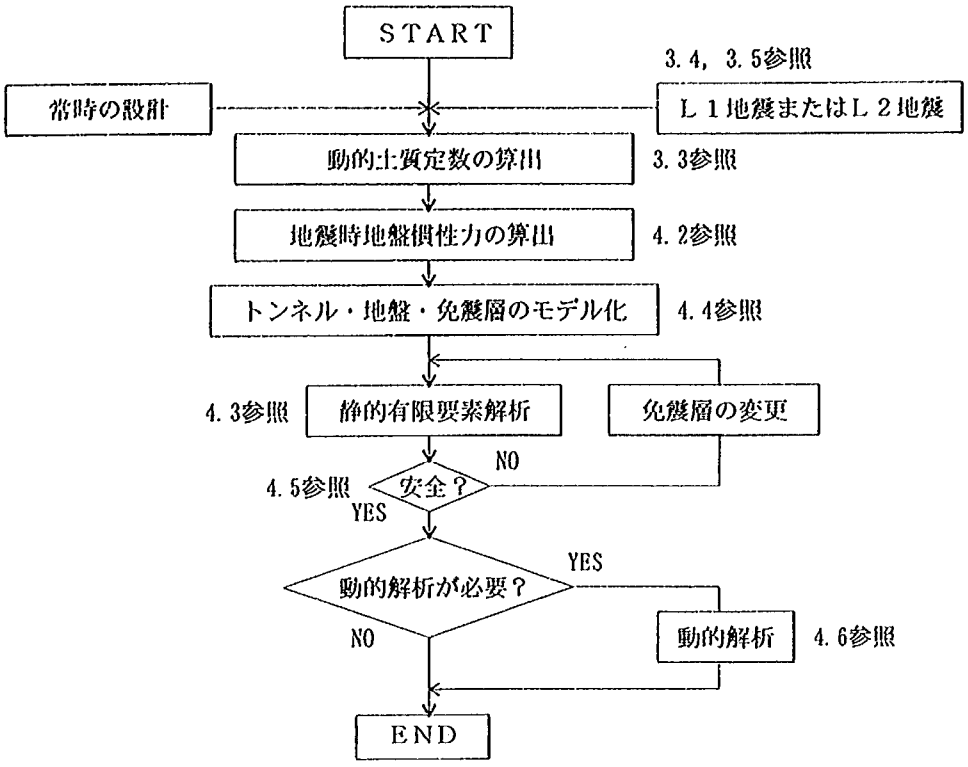
（1）トンネル等の地下構造物は、地震時に地盤中で独自の振動をすることなく、周辺地盤の変形に追随して変形する特性がある。このため、トンネルに生じる地震時増分断面力や変位を適切に評価するためには、地震時の地盤の変形をできるだけ精度よく解析できることが不可欠である。地盤の応答変位を動的解析により求める方法には、一次元重複反射理論に基づく方法、質点・ばねモデルによる方法、2次元有限要素法による方法などがある。水平成層地盤に対しては、いずれの方法も適用可能であるが、不整形地盤やトンネルとの動的相互作用を適切に考慮した動的解析を行う場合には、ばね定数の評価が必要ない2次元有限要素法による方法が最も実用的な方法と考えられる。したがって、免震トンネルの横断方向に対する解析は、2次元有限要素法によるものとした。さらに、従来の応答変位法[1),2)]と同様に、地震時地盤変位が基本せん断振動で近似できることを踏まえ、この地盤変位を静的解析により求める簡便な方法を用いることとした。

トンネル横断方向の免震設計の流れを、図－解4.1.1に示す。地盤の地震時水平変位は4.2の規定に従って算出し、4.3の規定に従って静的解析を行う。このとき、地盤および免震層、トンネルは4.4に従ってモデル化し、4.5の規定に従って安全性の照査を行う。耐震上の要求水準の安全性が確保できない場合は、免震層の物性値や厚さの変更を行い、再度静的解析を行う。

（2）トンネル横断方向の常時の設計は、トンネルの常時断面力に与える免震層の影響が有意でないことから、免震構造を採用しない従来の設計を準用することとした。

（3）免震効果が顕著となる免震層のせん断弾性係数は、周辺地盤の地震時のせん断弾性係数の1/100程度が目安である。7章では免震材とその代表的な物性値が表にまとめてある。免震層の厚さは、シールドトンネルの場合はテールボイドの厚さに等しいが、開削トンネルの場合はある程度の幅をもって設定できるため、効果と施工性、経済性等を勘案して設計する。

（4）4.6.1に示すような特殊な条件下のトンネルでは、4.6に規定する動的解析を行って照査するのが望ましい。



図－解 4.1.1　横断方向の免震設計の流れ

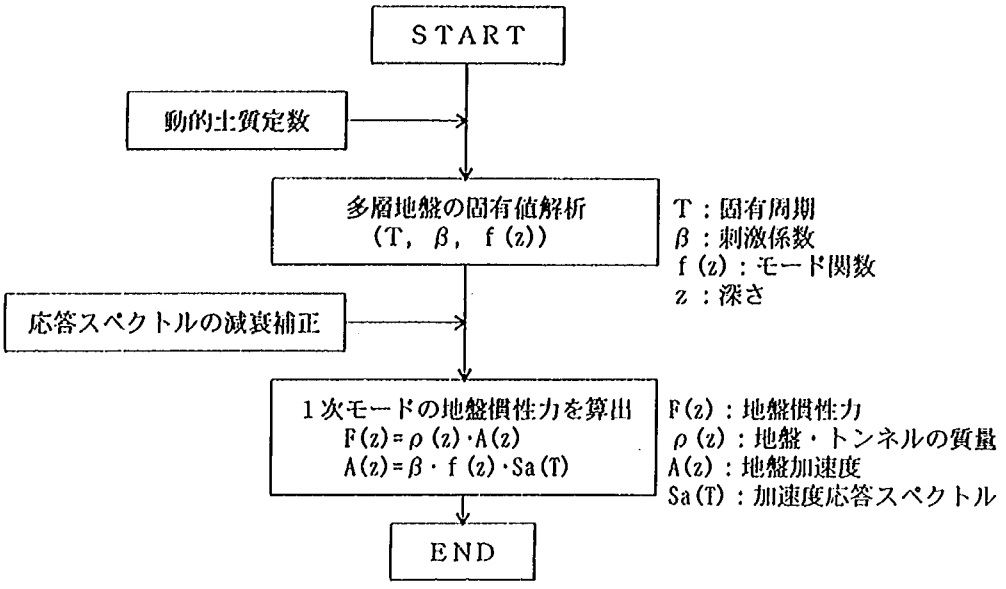
４．２　地盤慣性力の算出方法

地盤慣性力は、3.3に規定する動的土質定数を用いた多層地盤モデルの基本せん断振動と、3.4に規定する設計地震動に基づいて算出することを原則とする。

本マニュアル(案)では、表層地盤を多層地盤としてモデル化することを基本とした。ただし、設計実務において、構造計画の段階や地盤の情報が乏しい初期の段階では、多層地盤でなく均一な単一層地盤としたモデルを用いて検討してもよい。

地盤の深さ方向の変位分布は、厳密にはトンネルに最大断面力が生じる時刻の変位分布を抽出してこれを用いるが、一般に地盤変位は１次の基本せん断振動モードが卓越するため、設計の便を考慮し、基本せん断振動モードによる地震時地盤水平変位に基づいて、地盤慣性力を算出することとした。

地盤慣性力を算出する手順を、図－解 4.2.1 に示す。



図－解4.2.1　地盤慣性力の算出の流れ

入力地震動レベルの異なる２つの地震に対して設計するため、まず3.3の規定に従って、入力に応じて生じる地盤ひずみに伴う剛性低下を評価し、対象地盤の多層モデルを作成する。次に、構造物を含まない水平成層地盤の固有値解析を行って、１次モードの固有周期、刺激係数、モード関数を算出する。固有値解析の方法は、一般の有限要素解析ソフトや理論解を用いて行うが、単純な地盤構造の場合は、技術基準[1),2)]を用いることもできる。

地盤慣性力は次式で算出し、有限要素モデルに静的な水平外力として作用させる。

$$F(z)=\rho(z)\cdot A(z) \qquad \text{(解4.2.1)}$$

$$A(z)=\beta\cdot f(z)\cdot Sa(T) \qquad \text{(解4.2.2)}$$

ここで、

$F(z)$：地盤慣性力
$\rho(z)$：地盤またはトンネルの質量
$A(z)$：地盤加速度
z　：深さ
β　：刺激係数
$f(z)$：モード関数
$Sa(T)$：加速度応答スペクトル
T　：固有周期

設計加速度応答スペクトルが、減衰定数5%に対する値として与えられる場合には、3.3で得られた対象地盤の減衰定数に応じた補正を、3.4の規定に従って行う必要がある。減衰定数が地層毎に異なる場合は、次式によって地盤全体の等価減衰定数を算出し、等価減衰定数に対する加速度応答スペク

トルの補正を行う。

$$h_w = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i \cdot \underline{f}_i^T \cdot \underline{K}_i \cdot \underline{f}_i}{\underline{f}^T \cdot \underline{K} \cdot \underline{f}} \qquad (解4.2.3)$$

ここで、

h_w：等価減衰定数
n：地層分割数
$\underline{f}_i$：第ｉ層上面の１次のモードベクトル
h_i：第ｉ層の減衰定数
$\underline{K}_i$：第ｉ層の剛性マトリックス
$\underline{f}$：表層地盤全体の１次のモードベクトル
$\underline{K}$：表層地盤全体の剛性マトリックス

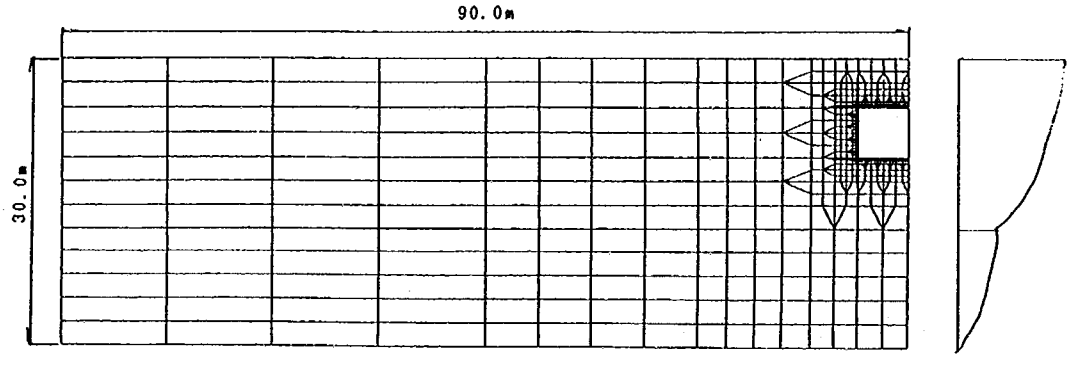
なお、さらに厳密に地盤慣性力を与える必要があれば、１次元地震応答解析によって得られたトンネル上下端の相対変位あるいはひずみエネルギーの総和が最大となる時刻の加速度分布を算出し、これを式(解4.2.1)の$A(z)$として地盤慣性力を算定することもできる。

４．３　トンネル横断方向の静的解析

トンネルの断面力および変形は、原則として、4.2で規定する慣性力を２次元有限要素モデルに静的に作用させて求めるものとする。

本解析手法は、有限要素モデルの各節点に静的な水平外力を与えるものである。図－解4.3.1に示すように、地下構造物横断面を梁要素で、耐震計算上の基盤面より上の表層地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、これに、4.2で求めた慣性力を地盤およびトンネル躯体と免震材に与え、地盤および構造物の断面力および変形を求める。

有限要素モデルの高さは、耐震設計上の基盤面から地表面までとし、横方向の幅は、トンネルの側壁から表層地盤厚の３倍以上とする。構造物が左右対称の場合は、中央から片側の１／２のみをモデル化すればよい。地盤モデルの境界条件は、基盤面で固定、地盤側方境界で水平ローラーとし、他の節点はすべて自由とする。



図－解4.3.1　モデルと慣性力分布の概念

有限要素モデルを用いたトンネル横断方向の静的解析法としては、本手法の他に下記のような方法が提案されている。これらは上記の手法と比較して、解析に伴う手間を要するものの、より精度の高い解析手法であり、構造物の重要度や地盤条件に応じて採用することができる。

①地盤応答震度法

簡易な動的解析方法として提案された方法[3]である。1次元自由地盤の動的応答解析を実施し、構造物上下端深さの間の地盤のせん断ひずみエネルギーの総和が最大となる時刻の地盤水平加速度の鉛直分布を求め、これに質量を乗じた慣性力を構造物と地盤に作用させるものである。慣性力の算出に用いる地盤の加速度分布の求め方が異なる以外は本節の解析手法と同じであり、高次振動の影響が大きいトンネルおよび地盤条件では、有効な方法と言える。

②地盤応答法（静的サブストラクチャ法）

動的サブストラクチャ法の考え方を拡張し、速度項を無視できると仮定し、静的な力と変位の釣り合いで解いた厳密解に基づく方法[4]である。表層地盤全体を扱う必要はなく、構造物を含む任意の範囲の周辺地盤モデルに対し、地盤境界にせん断力を、地盤および構造物に慣性力を作用させるものである。

③等価節点力を与える方法

1次元自由地盤の動的応答解析を実施し、構造物の上下端の間の相対変位が最大になる時刻の変位分布を取り出す。その地盤変位分布を、構造物を除いた空洞地盤のＦＥＭモデルと構造物位置のみの地盤のＦＥＭモデルに強制変位として与えて、そのとき生じた両者の各節点力を構造物を含む地盤のＦＥＭモデルに与え、構造物の応答を求めるもの[5]である。構造物の慣性力を考慮する場合には，これも同時に与えることになる。

４．４　トンネル横断方向に対するモデル化

4.4.1　免震シールドトンネル横断方向のモデル化

（1）シールドトンネルは、セグメントの部材軸線を通る梁部材でモデル化する。この際、セグメント継手、リング継手、二次覆工をモデル化することとする。
（2）免震層は、原則として線形弾性体として平面ひずみ要素でモデル化する。
（3）トンネル部材の剛性は、地震時の変形状態に応じて与えなければならない。

（1）セグメントの厚さは一般に免震層より厚いが、設計の便宜を勘案し、梁でモデル化するものとした。部材軸線上に梁を置くことにより免震層の位置（径）が実際と異なることになるが、これよりも構造系全体の挙動の方に重点を置いた。セグメントは一般に曲線で構成されるため、厳密には曲がり梁を用いるのが望ましいが、ある程度細かく要素分割すれば直線梁としても解析結果にはほとんど影響しないので直線梁としてモデル化してもよい。

また、設計の段階と構造物の重要度に応じて、セグメント継手、リング継手、二次覆工の適切なモデル化を行う。例えば、構造計画の段階などで継手の詳細が定まっていない場合は、各種技術基準[6),7)]で規定される常時の設計モデルと同様に、セグメント継手の影響を考慮した一様剛性の連続

梁を用いることができる。

二次覆工を地震時に抵抗する主構造部材と考える場合は、一次覆工と二次覆工の梁部材を共有節点で重ねたモデルや、二次覆工を一次覆工に含めた剛性を有する梁部材としたトンネルモデルを用いる解析を行い、一次覆工と同様に安全性を評価しなければならない。二次覆工を構造部材と考えない場合は安全性の照査は不要であるが、二次覆工の存在が一次覆工の挙動に影響を与えるため、その影響が小さいことを確認しておくのが望ましい。

(2)免震層は、トンネル覆工と地盤との間で、ポアソン比に依存した体積変化を伴って変形するため、これが考慮できる平面ひずみ要素でモデル化することとした。免震層は、大きなせん断変形を呈する。しかし、厚さが10cm程度と薄いこと、分割数の差異による応答の変化が有意でないことが本共同研究で確認されていることから、厚さ方向には分割せずに1層でモデル化してもよいこととした。

本共同研究で開発されたウレタン系、シリコーン系、液状ゴム系免震材は、表層地盤の卓越振動数領域と考慮する地震時せん断ひずみの領域では線形弾性体と見なせるため、7章の**表-解7.3**～**表-解7.5**の数値を用いて免震層を線形弾性体としてモデル化できる。しかし、免震層が形成される地中における土被り圧やせん断ひずみレベル、また表層地盤の卓越振動数等に依存してせん断弾性係数が変化する材料を用いる場合には、免震層の設置環境や設計入力地震動レベル等を勘案して、安全側の評価となるように試験データに基づいて非線形性を適切にモデル化しなければならない。本共同研究で開発されたアスファルト系免震材は、せん断弾性係数と減衰定数に振動数依存性とひずみ依存性が、固形ゴム系免震材については、せん断弾性係数に関する拘束圧依存性とひずみ依存性が確認されている。これらの免震材を用いる場合には、それぞれ7章の**表-解7.2**、**表-解7.6**とともに、**図-解7.1**、**図-解7.2**の関係を用い、等価線形化手法に基づいた動的解析を行うことによって免震設計を行うことを原則とする。

(3)セグメントや継手の剛性が非線形性を示すと考えられる場合は、それぞれの部材の非線形特性を評価して、非線形または等価線形の剛性を有する梁やばねとしてモデル化する必要がある。

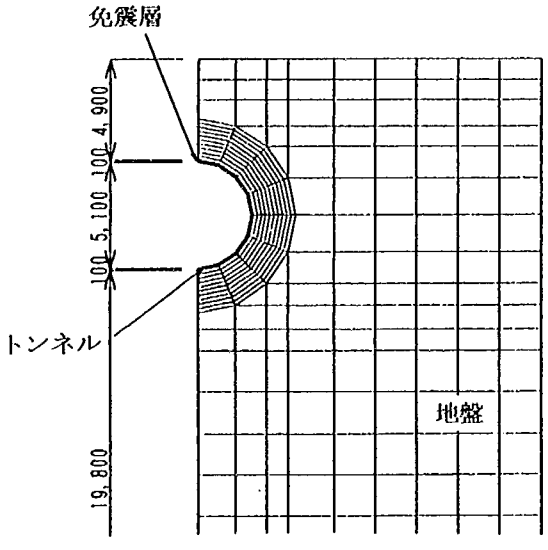
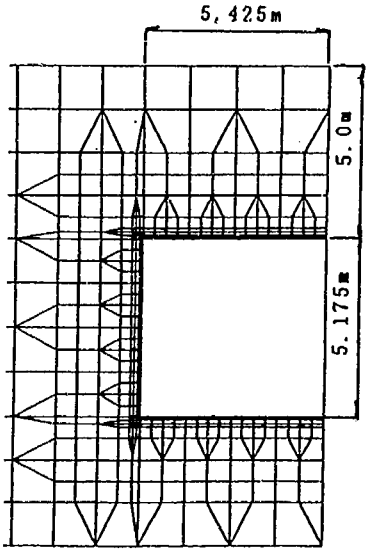


図-解4.4.1　シールドトンネルのモデル化の例

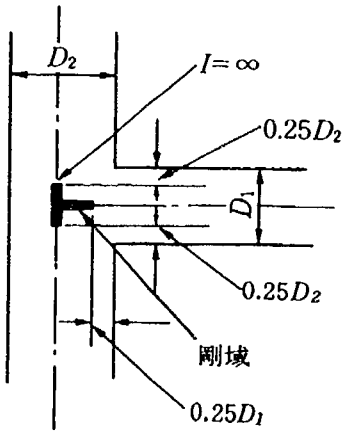
4.4.2　免震開削トンネル横断方向のモデル化

（1）開削トンネルは、部材の軸線を通る梁でモデル化するものとする。
（2）免震層は、原則として線形弾性体として平面ひずみ要素でモデル化する。
（3）隅角部および中壁と床版との結合部等では剛域を考慮することとし、各部材は地震時の変形状態に応じた剛性を考慮しなければならない。

（1）開削トンネルの部材のモデル化については、シールドトンネルと同様に行うこととした。
（2）免震層については、4.4.1と同じである。
（3）構造系全体の挙動に重点を置き、隅角部や中壁上下端のハンチで囲まれた部分などが剛体として挙動することを考慮するために、梁モデルには剛域を設けることとした。なお、大地震時の解析において、部材がひびわれや鉄筋の降伏などにより部材剛性が非線形性を示すと考えられる場合は、非線形または等価線形の剛性を有する梁にモデル化することとした。



図－解4.4.2　免震開削トンネルのモデル化の例



図－解4.4.3　剛域の考慮の方法[1)]

4．5　安全性の照査

トンネルの安全性は、設計地震動のレベルと重要度に応じて定められる耐震性能を満足することを照査する。照査する項目は、要求水準により異なるが、主構造部材の断面力、変形、応答塑性率、ひずみ等に対して行う。

トンネルの安全性の照査は、免震トンネルか否かによらず、トンネルに求められる地震後の機能と要求水準に応じて行われるものであるので、関係技術基準類に従って照査するのがよい。

免震層の安全性は、地震時のせん断ひずみに対して照査する必要があるが、20%のせん断ひずみまでは安定していることを実験で確認しており、また引張り破断ひずみは数10～数100%であるため、一般に照査する必要はない。

4．6　動的解析による照査

4.6.1　一般

4.3に規定する方法で静的設計を行った免震トンネルのうち、下記の条件に当てはまるトンネルは、動的解析により照査するのがよい。安全性の照査は4.5の規定に従って行うものとする。

①地盤の応答に高次振動の影響が無視できない場合

②免震構造の採用によりトンネルの固有振動が卓越して現れる場合

③地表面や周辺構造物の応答に大きな影響を及ぼす恐れがある場合

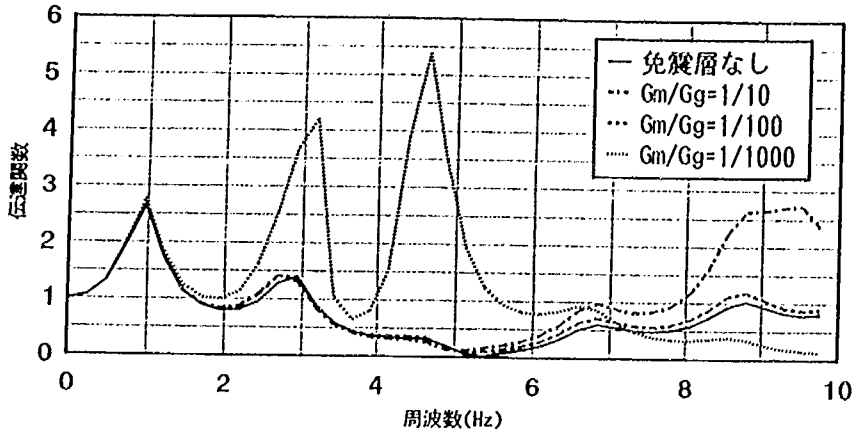
4.3に規定した有限要素モデルを用いた解析では、基本せん断振動モードの地盤変形を静的に与えているため、高次振動や動的挙動の影響が大きい場合は、動的解析を行って照査するのがよい。

表層地盤が一層地盤の場合は、地盤変位に与える高次の振動モードの影響は非常に小さいことが分かっているが、地盤条件によっては高次の振動モードの影響が大きく現れる場合がある。例えば、軟弱な沖積層と洪積層とからなる二層地盤で、沖積層の地震時のせん断弾性係数が非常に小さい場合、沖積層単独の卓越周期が長く、表層地盤全体の基本固有周期に近くなることがある。このような場合は、2次の振動モードの影響が地盤変位に現れるので、動的解析により照査するのがよい。

トンネル横断方向に対する免震設計では、免震層のせん断弾性係数を周辺地盤の1/100程度を目安とする。このとき、円形断面トンネルを例とした解析結果[8)]では、**図－解4.6.1**に示すように、せん断弾性係数が周辺地盤の1/10と1/100の場合は、高振動数領域で若干の違いがあるものの、免震構造を採用しない場合と応答特性に大きな違いが認められない。これに対してせん断弾性係数比が1/1000の場合は、高次の振動モードの卓越が認められ、トンネル固有の振動モードが発生していることが分かる。したがって、目標とする免震効果を得るために必要な免震層のせん断弾性係数が周辺地盤の1/1000程度よりも小さくなる場合には、トンネルの固有振動が現れる恐れがあるため動的解析により安全性を照査するのがよい。

また、免震トンネルの設置深度が浅く、地表面の応答に及ぼす影響が懸念される場合や、近接構造

物の応答に及ぼす影響が懸念される場合などにも、動的解析による安全性の照査が必要とされる。



図－解4.6.1　せん断弾性係数比が伝達関数に与える影響

4.6.2　解析法および解析モデル

（1）免震トンネルの横断方向に対する動的解析は、原則として2次元有限要素法による時刻歴応答解析により行うものとする。
（2）動的解析では、入力地震動のレベルに応じて、トンネルと地盤および免震材の材料非線形性を適切にモデル化しなければならない。
（3）動的解析では、原則として3.5で規定する入力地震動を基盤面に与えるものとする。

（1）動的解析法には、応答スペクトル法と時刻歴解析法があるが、地盤の最大変位でなく、トンネル天端と下端深さ間の相対変位が最大となる時刻における地盤変位を正しく評価できるように時刻歴応答解析法を用いるものとした。

（2）2次元有限要素法による免震トンネルの動的解析では、静的解析と同様にトンネルをはり要素に、地盤を平面ひずみ要素にモデル化し、原則として解析モデルの基盤面に3.5に規定する地震動を入力する。時刻歴応答解析に用いる地震入力としては、地震動のレベルが異なるＬ１地震動とＬ２地震動の２種類の設計地震動が定められている。このことから、入力地震動のレベルに応じて、トンネルと地盤および免震材の材料非線形性を適切にモデル化しなければならない。

表－解4.6.1に入力地震動のレベルに応じたトンネル、地盤および免震層の材料非線形モデルの一例を示す。

Ｌ１地震動は構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの中規模の地震動を想定したものであり、構造物に生じる変位が十分に小さい範囲にとどまるかどうか照査することが基本となる。このことから、Ｌ１地震動に対する動的解析では、地盤は発生するひずみレベルを考慮した等価線形で、構造物は弾性とした線形解析を採用することを原則とする。

これに対して、Ｌ２地震動は構造物の耐用期間内に発生する確率は低いが強い地震動を想定したものでり、構造物に生じる残留変位が大きくなり、耐力や変形性能に対する照査が基本となる。こ

のことから、Ｌ２地震動に対する動的解析では、地盤と構造物の材料非線形性を考慮した非線形解析を行う必要がある。非線形解析の方法には、材料非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する非線形動的解析や、非線形域に入る材料を等価線形化法の考え方に基づいて線形材料にモデル化して解析する等価線形動的解析などがある。解析目的に応じて、これらを適切に用いて耐震性を照査するのがよい。

表－解4.6.1　地震動レベルと材料非線形モデルの一例

	モデル化	L1地震動	L2地震動
トンネル	はり要素	線形	等価線形あるいは トリリニア(M-φ)型履歴特性
地盤	平面ひずみ要素	等価線形	等価線形
免震層	平面ひずみ要素	線形	等価線形

参考文献

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

2) (社) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針・同解説，pp. 155～186，平成4年11月

3) 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

4) 立石：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究，土木学会論文集，No. 441/Ⅰ-18，1992. 1

5) 笹川、嶋村、河西、福田：ＦＥＭを用いた応答変位法によるシールドトンネルの耐震解析、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp. 961～964、1997. 7

6) (社) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド編）・同解説、pp. 76～81、1996. 7

7) (財) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、pp. 79～97、1997. 7

8) 村井、星隈、運上：円形断面を有する免震地下構造物の免震効果とメカニズムに関する解析的検討、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp. 757～760、1997. 7

5章　トンネル縦断方向の免震設計

5．1　一般

（1）縦断方向に対する免震構造の採用は、地盤条件や構造条件の変化を適切に評価して検討しなければならない。

（2）トンネル縦断方向の免震設計は、原則として5.2で規定する地震時地盤変位をもとに、5.4.2に規定する梁ばねモデルを用いた静的解析法により行い、5.6に規定する安全性を照査するものとする。

（3）免震層のせん断弾性係数や層厚、免震区間長は、周辺地盤の剛性、免震効果および施工に伴う制約条件を考慮して設計する。

（1）地盤条件急変部として代表的なものを4種類に大別し、図－解5.1.1に示す。以下にそれぞれの地盤条件急変部の特徴を簡単に解説する。

1）硬質、軟質地盤の境界部付近（堆積環境）

硬質、軟質地盤のインピーダンスのコントラストと地層境界面の傾斜等により、境界部への地盤ひずみの分布ならびにひずみのピーク値が異なる。インピーダンス比のコントラストの著しいほど、また境界面の傾斜が急なほど、地層境界部における地盤ひずみの集中が顕著となる。ただし、硬質・軟質のインピーダンス比が5を超えるような極めてインピーダンスのコントラストの著しい地盤は、一般に特定の地域に限定され、自然環境下では決して多く存在するわけではない。

2）基盤が不整形な表層地盤

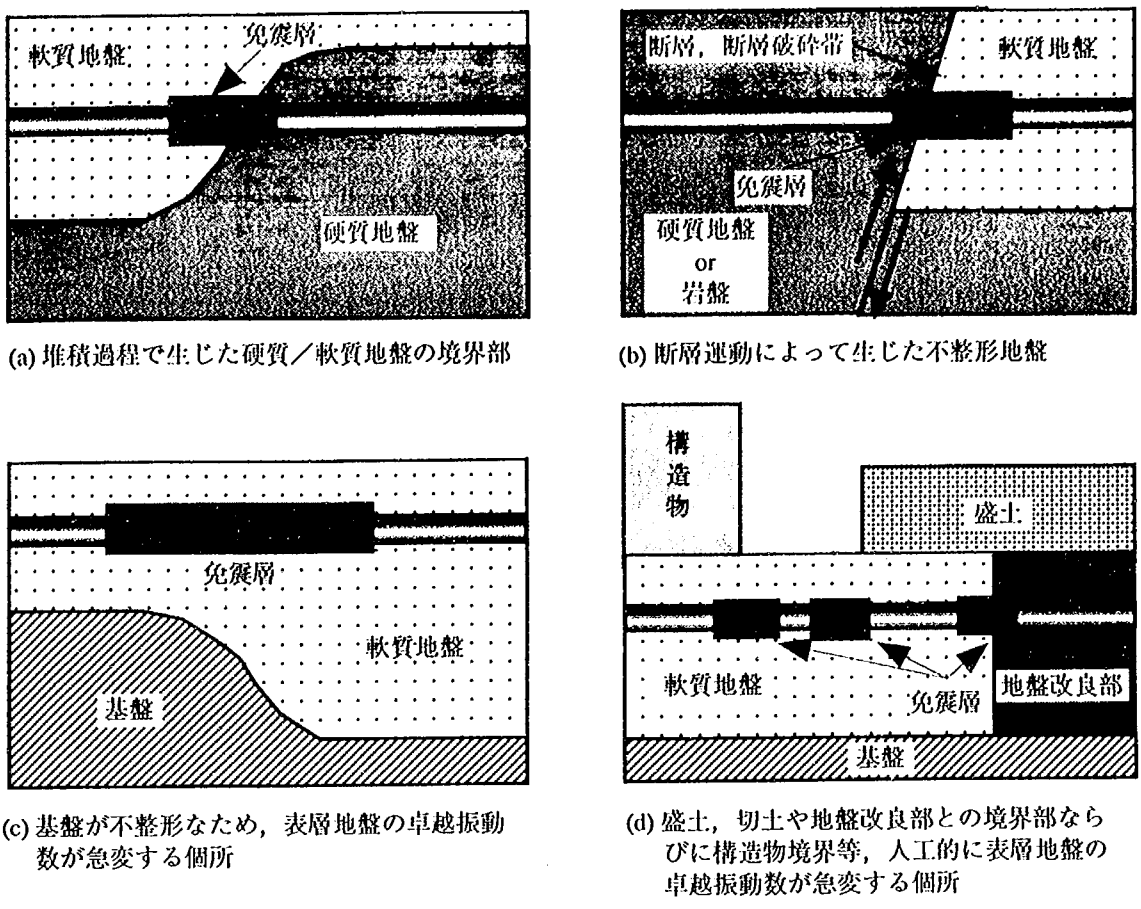
トンネル建設区間を通してトンネル外周を構成する地層はほとんど変わらないが、基盤深さが急激に変化するため、基盤変化部を境としてその両側で表層地盤の卓越振動数が急激に変化するような不整形地盤構造であり、地震時に不整形部ならびにその周辺で地盤ひずみが集中する。

3）断層により形成された不連続な地層境界

1）が堆積過程によって形成されたのに対して、断層運動により急傾斜かつインピーダンス比のコントラストが著しい地層境界が形成されている箇所が存在する。このような箇所では地層境界が、堆積環境下では希な90度を超えるような傾斜（衝上断層等）であったり、インピーダンス比が10以上（岩盤と軟質土等）となることがあり、著しい地震時地盤ひずみの集中が発生する可能性があるので注意を要する。

4）盛土、切土、地盤改良部

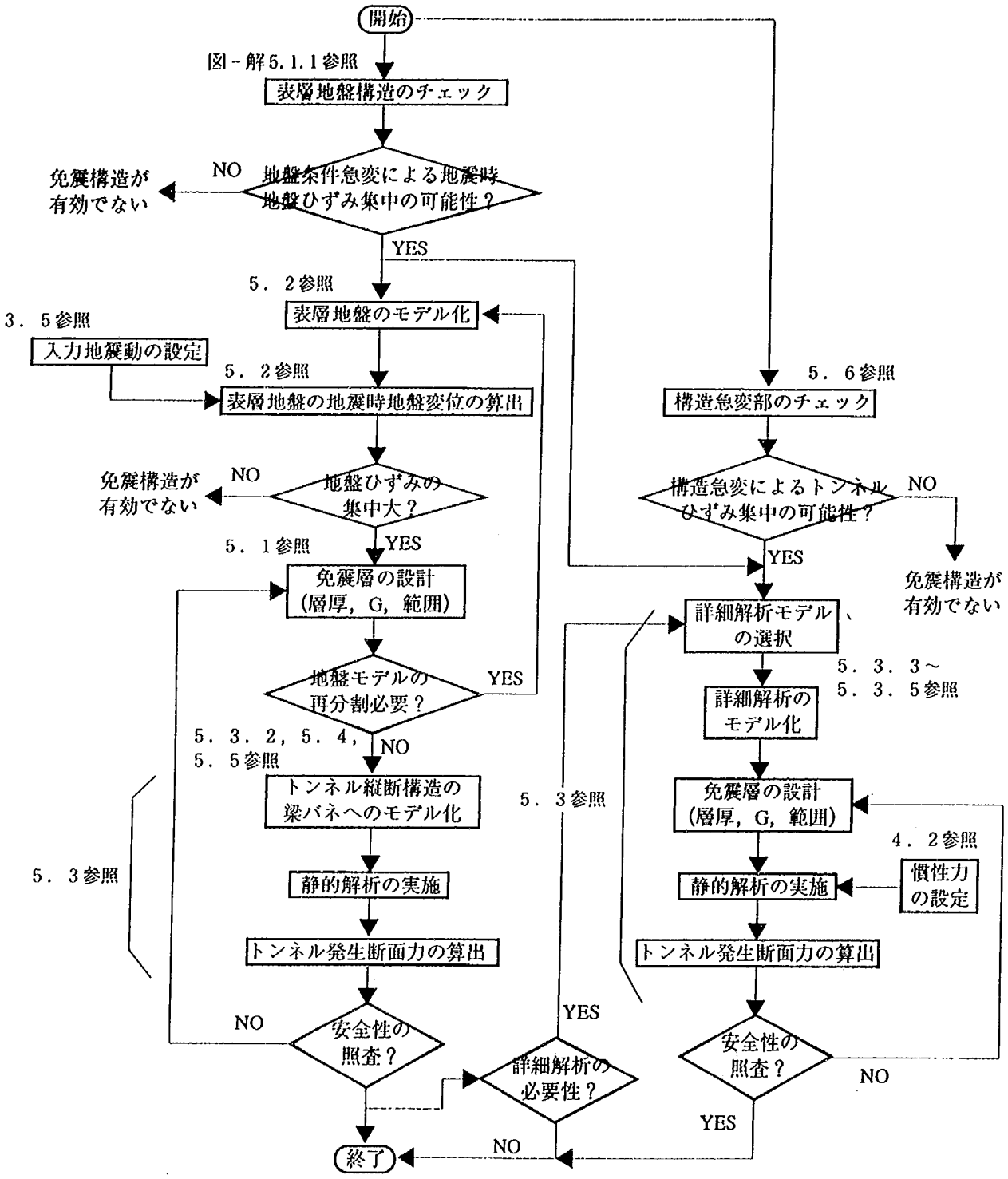
盛土、切土、地盤改良の実施や構造物建設等により、人工的に作り出された地盤条件急変部である。このような箇所では表層地盤の卓越振動数が急激に変化するため、地震時地盤ひずみの局所的集中が著しい場合がある。とくに盛土や切土の将来計画がわかっている場合には、この影響も考慮して免震設計を行うことが望ましい。



図－解5.1.1　地盤条件急変部

一方、構造急変部に免震を適用する場合は、免震層によって地盤と構造物との縁を切るだけでなく、構造物間の相対変位吸収をも可能にするように配慮することが重要である。構造急変部の代表例である立坑接合部については、ほとんどの場合トンネルに不可欠な付帯構造物であるため、本マニュアル（案）では、本章とは別に第６章として設計法を規定することとした。分岐部、断面拡幅部や橋脚や基礎との近接部等その他の構造急変部については、立坑接合部と同様に、構造物の振動特性に十分配慮したモデル化を行い、構造物と地盤との相互作用を静的に解析することが望ましい。

（２）トンネル縦断方向の免震設計のフローを図－解5.1.2に示す。一般にトンネルの耐震設計では応答変位法が基本とされており、水平成層地盤中の地震波動の伝播とこれによって生じる地盤ひずみのトンネルへの伝達に関する解析解に基づいて、設計法が規定されている。しかし免震トンネルは、局所的に集中する地盤ひずみのトンネルへの伝達を遮断し、免震区間でトンネルひずみを分散させることを目的として適用される構造であるため、いわゆる水平成層地盤中のトンネルの耐震設計法をそのまま適用することができない。このように局所的に地盤ひずみが集中する箇所は、地盤条件急変部と構造条件急変部であり、免震設計法は、これら２種類の急変部に絞って設計法を与えるものである。フローに示されるように、最初に地盤条件ならびに構造条件より、免震構造の採用を検討するかどうかの判定が行われる。



図－解5.1.2　縦断方向の免震設計のフロー

地盤条件急変部において局所的に集中する地震時地盤ひずみの算定に関しては、動的解析によるのが一般的である。また動的解析に当たっては、地震時地盤ひずみの集中が正しく評価できるような解析手法を用いてモデル化を行うことが大切である。トンネルの縦断方向の解析では梁ばねモデルを基本としているが、免震構造を適用する区間でトンネルが複雑な挙動を呈し、安全性の照査のためにさらに精度の高い評価を必要とする場合も想定し、本マニュアル（案）では3種類の詳細解析法を示すこととした。一方、構造条件急変部では、原則として詳細解析によって安全性を照査することを基本とする。

（3）硬軟地層境界のシールドトンネルに対して、免震構造を適用した場合のトンネル軸ひずみの発生状況を検討した結果、免震区間をむやみに長くしても、免震効果は飛躍的に向上するわけではなく、適切な免震区間が存在することがわかっている。したがって、トンネル縦断方向の表層地盤の地震応答解析を実施し、地震時の地盤ひずみの絶対値とその分布の集中度をチェックした上で、費用対効果にも配慮した最適な免震層の配置を計画することが望ましい。

シールドトンネルの場合には、テールボイドへ免震材を注入することによって免震層が形成されるため、設計上の免震層厚はテールボイド厚に一致する。しかし開削トンネルの場合は、免震層厚をある範囲内でコントロールすることが可能である。免震効果だけでなく施工性や経済性にも配慮し、免震層のせん断弾性係数や層厚を設計する必要がある。

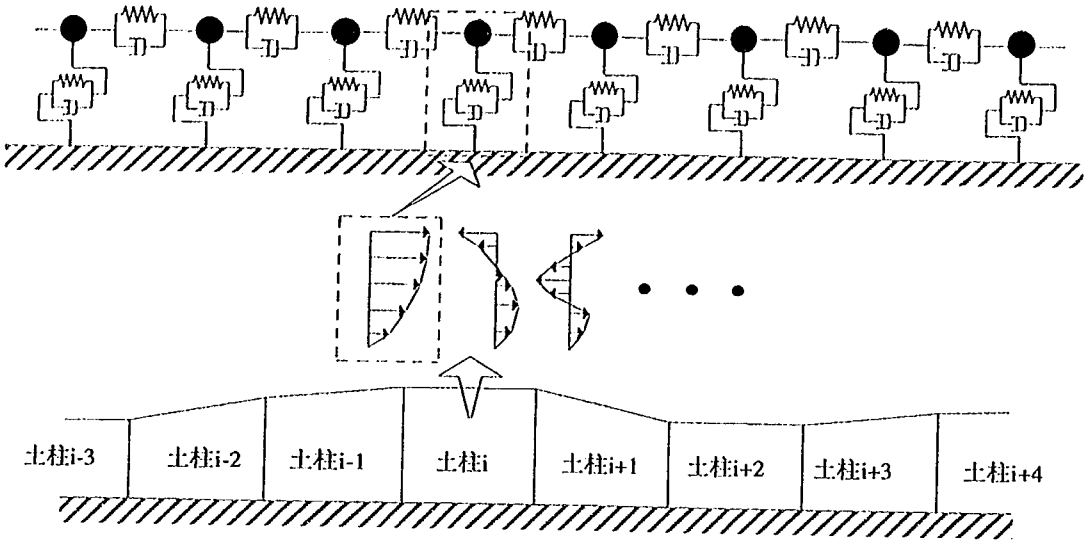
5．2　地震時地盤変位の算出方法

（1）トンネル縦断方向の地震時地盤水平変位は、多質点系モデルを用いて表層地盤を全体系でモデル化し、動的解析によって算定することを原則とする。この際、動的解析の入力は、原則として3.5で規定する入力地震動を基盤面に与えるものとする。

（2）地盤ひずみ集中部でのひずみのピーク値や分布を適切に評価できるように、解析モデルの質点あるいは節点の間隔は地盤ひずみ集中部では細分割としなければならない。

（1）表層地盤の地震応答解析の手法としては、田村らの提案する多質点系モデル[1)]が、研究や実務設計で数多く用いられた実績がある。このモデルでは、トンネル線形に沿った表層地盤の縦断面を、いくつかの土柱に分割し、各土柱を基本せん断振動モードの1質点系として置き換え、このような地盤質点同士をさらにばねで連結して表層地盤全体を多質点系でモデル化するものである。このモデルはトンネルの耐震解析専用にコーディングされており、トンネル深さにおける地盤の地震時変位応答を、5.3.2で示す梁ばねモデルの入力データとして出力できるため、極めて簡便に解析と出力データの作成が可能で実務的と言える。しかしながら、表層地盤の地層構成より2次あるいは3次のせん断振動が卓越するような地盤では、これら高次モードのせん断振動が取り扱えるような拡張を必要とする[2)]。また、極度に縦断方向に地層構造が急変する表層地盤構造の場合、質点同士の連結が1次元のばねでモデル化されているため、必ずしも実挙動を正確にシミュレートできない場合がある。この場合、2次元モデルの場合と比べて質点間の拘束が小さいため、多質点系モデルに

よる解析結果は、２次元モデルによる解析よりも地盤ひずみの局所的集中を過大に評価することになり、結果的にトンネルの設計にとって安全側の評価を与えることになる。したがって、さらに高い精度の設計が要求されたり、縦断方向の基盤あるいは地表面レベルの変化が極めて急激である場合を除くほとんどの表層地盤の縦断方向の動的解析に対して、多質点系モデルを採用することができる。



図－解5.2.1　多質点系モデルの概念図

さらに精度の高い設計が要求される場合は、２次元有限要素解析に基づく地震応答解析により、トンネル線形に沿った地盤変位の時刻歴を求めることができる。また、トンネル軸方向だけでなく、軸直角方向にも地盤の不整形性が著しく、この影響がトンネル縦断方向の地震時応答に大きな影響を及ぼすと判断される場合は、多質点系モデルをさらに面状に拡張した擬似３次元地盤モデル等[2),3)]、さらに高度な解析手法の採用を検討することが望ましい。

これらの不整形表層地盤の解析では、局部的な不整形性や境界条件が地盤全体の地震応答に与える影響が大きい。したがって、表層地盤の地震応答解析では、解析対象区間の地盤の応答特性に影響を与える範囲は表層地盤の全体系としてモデル化することが大切であり、場合によっては、トンネルの解析対象領域外までモデルに含めることも必要である。

地盤条件の急変構造が幾何学的に単純な条件下では、地震時地盤水平変位を理論的に導くことができる場合がある。例えば地盤境界が鉛直な地盤条件急変部における地震時地盤変位については、解析解が導かれている[4)]。

（２）トンネル縦断方向に対する免震構造は局所的に適用されるので、その適用性が明確となるような検討手法を採用しなければならない。離散化モデルによる解析によって免震効果を評価するためには、地盤ひずみの分布とひずみのピーク値が捉えられるだけ、十分細かい要素分割を行う必要がある。分割の程度は地盤条件によって異なるが、地盤ひずみのピークは１０点程度のデータがなければ、正確な分布形状は得られない。例えば鉛直な境界を有する硬軟地盤境界部では、地層境界より軟質地盤側の区間で地盤ひずみの最大値が発生する場合が多いため、この区間ではひずみのピーク値が捉えられるように１ｍ～５ｍ程度の細分割とする必要がある。

5．3　トンネルと地盤の相互作用を解析するための静的解析法

5.3.1　一般

（1）トンネル縦断方向の地震時発生断面力や継手の相対変位は、トンネル全体系を5.4.2に示す梁ばねモデルにモデル化し、5.2の地盤変位の時刻歴応答を入力とした線形解析によって静的に算出することを原則とする。

（2）必要に応じて、5.3.3～5.3.5で解説する詳細解析法を用いて地盤とトンネルを1つの系とした全体系あるいは部分系にモデル化し、地盤とトンネルの相互作用を解析するものとする。

（1）梁ばねモデルは、容易にトンネルの縦断方向の解析ができるため、従来より実務で使われてきた。本マニュアル（案）では、梁ばねモデルを用いた解析の簡便さのメリットが大きくことを評価し、トンネルと地盤の相互作用解析のための基本モデルとした。

系の中に立坑が含まれる場合は、立坑の変位応答も地盤変位と同様に変位入力として与える。その際、立坑の耐震解析は、関連する基準あるいは指針等を参照の上行うこととする。とくに立坑とトンネルとが剛結合である場合は、立坑の振動はトンネル全体系の耐震解析の結果に大きな影響を与える。したがって解析では、立坑も含めたトンネル全体系としてモデル化する必要がある。ただし、免震設計とすることにより立坑の取り扱いや振動特性がとくに異なるものではないため、立坑の耐震解析の手法については本マニュアル（案）では規定しないこととした。

（2）トンネルと地盤の相互作用は極めて複雑であり、本来相互作用ばねによって単純にモデル化できるものではない。とくに免震構造の場合は、地盤～トンネル外周の極く薄い免震層～トンネル躯体の相互作用を取り扱うことになり、相互作用ばねによる近似は、ときには実際との大きな乖離を生じる場合がある。したがって、トンネルと地盤を1つの系として3次元的に有限要素でモデル化することが望ましい。しかし3次元有限要素解析は、解析作業があまりにも煩雑であり実務設計での採用は現実的とは言えない。そこで本マニュアル（案）では、3次元静的ＦＥＭによる解析法とともに、これをさらに簡便とした軸対称ＦＥＭモデルと3次元ＦＥＭ簡易モデルを、詳細解析法として提示することとした。ただし、詳細解析法は一般に、トンネルが複雑な挙動を呈する場合の部分系への適用が有効と位置づけられる。

5.3.2　梁ばねモデルを用いた解析法

（1）トンネルは、5.4.1あるいは5.4.2に従って設定した軸剛性ＥＡ、曲げ剛性ＥＩを有する梁としてモデル化する。

（2）免震層は、原則として線形弾性体としてモデル化し、免震区間の相互作用ばねは、単位長さ当たりのばね定数として以下の式より算出するものとする。

1）円形断面トンネルの場合：

$$\text{トンネル軸方向}\quad : \quad K_x = \frac{2\pi \cdot G_m}{\ell n(R_m / R_t)} \qquad (5.3.1)$$

トンネル軸直角方向 ： $K_Y = \dfrac{8\pi \cdot G_m (3-4\nu)(1-\nu)}{(3-4\nu)^2 \ell n(R_m/R_t) - \{(R_m/R_t)^2 - 1\}/\{(R_m/R_t)^2 + 1\}}$ (5.3.2)

ここで、

K_X ：トンネル軸方向の相互作用ばね定数（tf(kN)/m）

K_Y ：トンネル軸直角方向の相互作用ばね定数（tf(kN)/m）

R_t ：トンネル外径の１／２（m）

R_m ：免震層の外径の１／２で、$R_m = R_t + t$（m）

t ：免震層厚（m）

G_m ：免震層のせん断弾性係数（tf(kN)/m²）

ν ：免震層のポアソン比

２）矩形断面のトンネルの場合：

トンネル軸方向 ： $K_X = 2(B + H)G_m / t$ (5.3.3)

トンネル軸直角方向： $K_Y = 2(BG_m + \beta HE_m)/t$ (5.3.4)

ここで、

E_m ：免震材のヤング率（tf(kN)/m²）

B ：トンネル幅（m）

H ：トンネル高（m）

β ：ポアソン比に起因する免震材の見かけのヤング率の変化を表す補正係数であり、次式により求める。

$$\beta = (1-\nu)/(1+\nu)(1-2\nu) \quad (5.3.5)$$

（３）地盤は相互作用ばねとしてモデル化する。

（１）梁の剛性の算定方法を、シールドトンネルと開削トンネルで区別して示すこととした。

（２）本共同研究で開発されたウレタン系、シリコーン系、液状ゴム系免震材は、表層地盤の卓越振動数領域と考慮する地震時せん断ひずみの領域では線形弾性体と見なせるため、７章の**表－解7.3**～**表－解7.5**の数値を用いて免震層を線形弾性体としてモデル化できる。しかし、免震層が形成される地中における土被り圧やせん断ひずみレベル、また表層地盤の卓越振動数等に依存してせん断弾性係数が変化する材料を用いる場合には、免震層の設置環境や設計入力地震動レベル等を勘案して、安全側の評価となるように試験データに基づいて非線形性を適切にモデル化しなければならない。本共同研究で開発されたアスファルト系免震材は、せん断弾性係数と減衰定数に振動数依存性とひずみ依存性が、固形ゴム系免震材については、せん断弾性係数に関する拘束圧依存性とひずみ依存性が確認されている。これらの免震材を用いる場合には、それぞれ７章の**表－解7.2**、**表－解7.6**とともに、**図－解7.1**、**図－解7.2**の関係を用いて非線形性をモデル化する。

式（5.3.1）ならびに（5.3.2）は、免震層の外周面を固定し、トンネル外周面を軸方向ならびに軸直角方向に強制変形させたときの、変位と反力の関係から導かれる理論解として与えた。また、式（5.3.3）および（5.3.4）も、矩形断面のトンネルに対して、同様に軸方向ならびに軸直角方向に強制変位を与えたときの反力から導かれた。

式（5.3.5）に示す補正係数βは、側壁部に形成された免震層の上下方向と奥行き方向のひずみを0と仮定したとき、水平方向の外力に対する免震層の変位と外力の関係を、3次元弾性論から導いたものである。上記の仮定では、側壁部の免震層は上下端で変位拘束されているが、免震層のポアソン比が0.5（非圧縮性材料）に近づくと、ミクロ的に見ればコーナー部で一部免震材が頂版または底版部へと移動したり、免震層が上下端の地盤側へと変形することも考えられる。しかし、3次元弾性論による補正係数の近似値を、2次元有限要素解析の結果からの逆算値と比較すれば、図-解5.3.1に示すように、本共同研究で開発された免震材のポアソン比の範囲で両者の結果は一致するため、式（5.3.5）が適用可能と判断した。

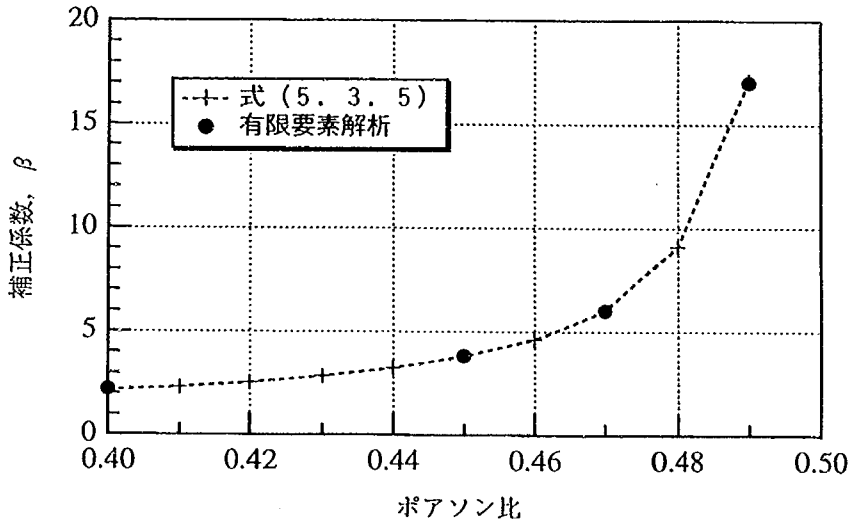


図-解5.3.1　補正係数βに関する（5.3.5）式と有限要素解析の比較

免震区間における相互作用ばねは、厳密に言えば地盤ばねと免震層ばねの直列構造となるため、（2）と（3）の直列ばねとして与えることになる。しかし、免震層ばね定数は地盤ばね定数と比較して相対的に小さいため、直列ばねとして与えられる相互作用ばね定数は、免震層のばね定数にほぼ等しい結果となる。したがって、簡便性を重視して、免震区間では免震層のばねをそのまま近似的に相互作用ばねとして採用することとした。

（3）地盤の相互作用ばね定数の設定については、当該構造物の技術基準等に従うものとする。一般に、単位長さ当たりの相互作用ばねKとしては、地盤の動的せん断弾性係数Gをもとに$K = \alpha G$として与える方法、あるいは有限要素解析によって地盤の反力抵抗から与える方法がある。ここでαは定数であり、技術基準により1から3が採用されている[4)]。

5.3.3　軸対称ＦＥＭモデルを用いた詳細解析法

（１）本解析法は円形断面のトンネルの縦断方向に対して適用するものとし、トンネル軸を中心とするトンネル内壁から基盤面までの円筒状の構造として、軸対称有限要素を用いてモデル化する。

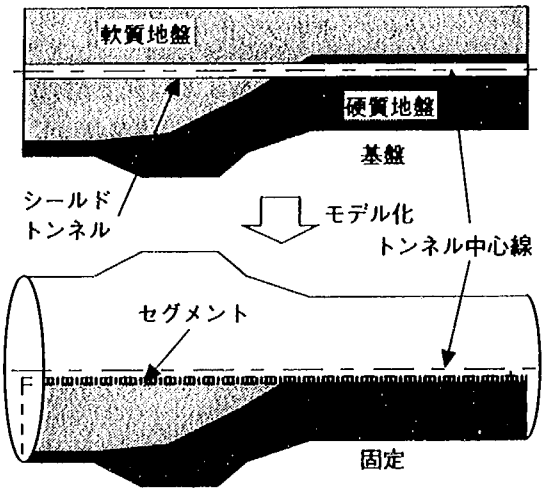
（２）免震層は原則として線形弾性体としてモデル化する。

（３）本解析法で与える地震荷重は、4.2に規定する地盤慣性力の鉛直分布を仮定して静的に与えることを原則とし、実地盤の変位応答を再現できるような節点外力として適切に与えるものとする。

（１）軸対称モデルでは、図－解5.3.2のように円形トンネルの内壁より基盤面までの構造をモデル化する。軸対称モデルの外周（基盤）は固定境界となっており、トンネル軸方向の地盤のせん断変形に伴うトンネルの変形を、地盤と同一の系として解析することができる。このとき、トンネルスプリングライン位置を解析の対象としているため、モデルの対称軸位置の高さが実トンネルの上端の深さ、モデルのトンネル外周位置が実トンネルのスプリングラインの深さと一致するようにモデル化を行う。

（２）5.3.2と同様とした。線形弾性体以外の免震材の場合には、非線形材料としてモデル化する。

（３）縦断方向の加速度が変化するような全体系の解析では、例えば多質点系モデルのモード解析結果に基づいて、地表面位置の加速度分布を推定すれば、各断面、深さにおいて与えるべき静的な地震荷重を設定することができる。また多質点系モデルによる地震応答解析を実施し、地盤ひずみ最大値発生時刻における応答加速度分布より、地震荷重を設定する方法もある。

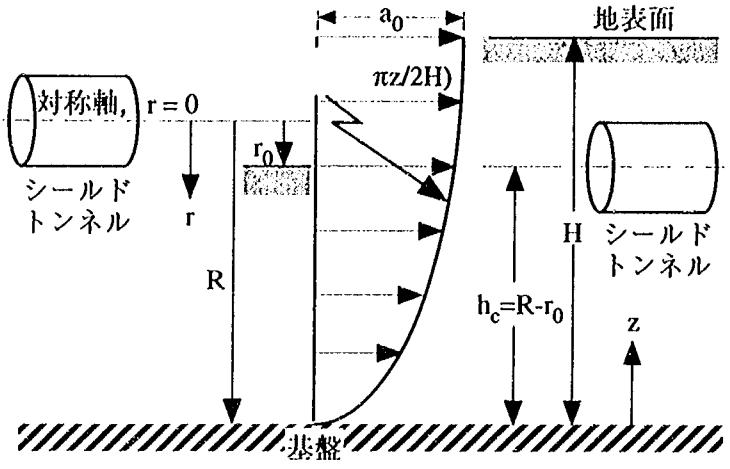


図－解5.3.2　軸対称FEMモデル概念図

外径r_0のシールドトンネルが図－解5.3.3に示す位置にあり、地盤加速度分布を地表面でa_0の正弦分布とした場合、軸対称モデルの半径rの位置の節点で与えるべき加速度a_nは、図の記号を用いると以下の式となる。したがって地震荷重として与えるべき地盤慣性力は、節点に集中させる地

盤質量にこの加速度を乗じて算出することができる。

$$a_u = a_0 \sin\left(\frac{\pi(R-r)}{2H}\right)\frac{2\pi}{\ln(R/r)} + \frac{4a_0(R-r_0)\cos(\pi h_c/2H)}{R-r_0-r_0\ln(R/r_0)} \qquad \text{(解 5.3.1)}$$



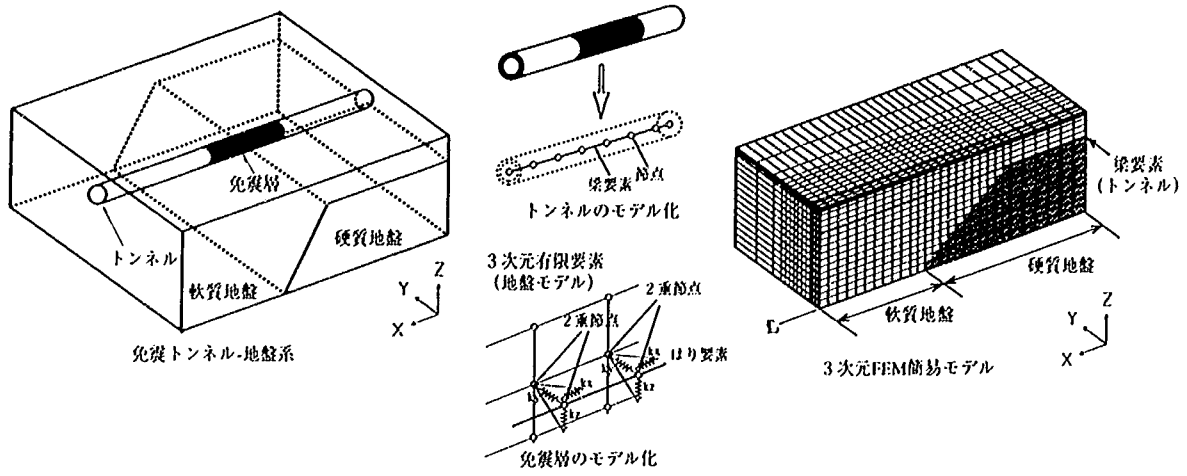
図－解5.3.3　実地盤中のトンネル（右）と軸対称モデル（左）の座標関係

5.3.4　３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた詳細解析法

（１）本解析法では、トンネルを梁、地盤を３次元ソリッド要素、免震層をばねでモデル化する。
（２）免震層は原則として線形弾性体としてモデル化する。
（３）本解析法で与える地震荷重は、4.2に規定する地盤慣性力の鉛直分布を仮定して静的に与えることを原則とする。

（１）３次元ＦＥＭ簡易モデルの概念図を図－解5.3.4に示す。本解析手法は、免震トンネルの縦断方向の設計に当たり、３次元静的ＦＥＭモデルに対してより簡便な手法として開発されたものである。トンネルを梁でモデル化するため、トンネルならびにその近くの複雑なメッシュ分割が不要となり、３次元静的ＦＥＭモデルと比べてメッシュ分割の煩雑さが解消されている。

（２）免震層のばね定数の設定は、5.3.2に従うものとする。ただし、アスファルト系免震材等の線形弾性体以外の免震材の場合には、非線形材料としてモデル化することとした。



図－解5.3.4　３次元ＦＥＭ簡易モデルの概念図

5.3.5　３次元静的ＦＥＭモデルを用いた詳細解析法

（１）本解析法では、トンネルをシェル要素、地盤ならびに免震層を３次元ソリッド要素でモデル化する。
（２）免震層は原則として線形弾性体としてモデル化する。
（３）本解析法で与える地震荷重は、4.2に規定する地盤慣性力の鉛直分布を仮定して静的に与えることを原則とする。

（１）従来の３次元有限要素へのモデル化を行うものである。
（２）5.3.2ならびに5.3.3と同様とした。

５．４　トンネル縦断方向のモデル化

5.4.1　シールドトンネルのモデル化

（１）梁ばねモデルならびに３次元ＦＥＭ簡易モデルにおいてシールドトンネルをモデル化する場合は、リング継手を考慮した等価軸剛性と等価曲げ剛性を有する梁としてモデル化する。その際、梁要素の分割は、トンネルひずみの集中度を評価できるように適切に行わなければならない。
（２）軸対称モデルでは、等価軸剛性に相当する等価ヤング率を有する軸対称要素としてモデル化する。一方３次元静的ＦＥＭモデルでは、トンネル軸方向の解析では等価軸剛性に、トンネル軸直角方向では等価曲げ剛性に相当する等価ヤング率を有するシェル要素または３次元ソリッド要素でモデル化するものとする。

（１）シールドトンネルは、セグメントリングとリング継手の合成構造である。リング継手は、トンネ

ルの圧縮時には変位吸収に貢献しないが、引張時にはリング継手がトンネル変位を吸収するため、厳密に言えばセグメントリングと継手を個別にモデル化すべきである。しかし、コンピュータの計算容量とモデル化の煩雑さより、1リング毎にトンネルのモデル化を行うのは現実的には困難である。圧縮変形時には、トンネルはセグメントの軸剛性を有する梁としてモデル化される。一方引張変形時には、トンネルはセグメントリングとリング継手の直列ばね構造と等価な剛性を有する梁としてモデル化される。式（解5.3.1）に、等価引張剛性算定式を示す[6]。また、トンネルの曲げ変形時には、トンネル側面の一方が引張、他方が圧縮状態となり、前述の軸変形と同様に引張と圧縮でトンネル剛性が異なるために、曲げモーメントの中立軸の位置がトンネル中心から移動することになる。したがって、トンネルは、このような現象を考慮した等価な曲げ剛性を有する梁にモデル化しなければならない。式（解5.3.2）に、等価曲げ剛性算定式を示す[6]。

$$(EA)^{r}_{eq.} = \frac{1}{\frac{K_S}{K_J}+1} \cdot E_s \cdot A_s \qquad \text{（解5.3.1）}$$

$$(EI)_{eq.} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\frac{\pi}{2} + \theta) \cdot \sin \phi} \cdot E_s \cdot I_s \qquad \text{（解5.3.2）}$$

ここで、

$(EA)^{r}_{eq.}$：シールドトンネルの等価引張剛性（tf(kN)）

K_S：セグメントリングのばね定数

K_J：リング継手の引張ばね定数

E_S：セグメントの弾性係数（tf(kN)/m²）

A_S：セグメントの断面積（m²）

$(EI)_{eq.}$：シールドトンネルの等価曲げ剛性（tf(kN)・m²）

I_S：セグメントの断面二次モーメント（m⁴）

ϕ：$\phi = \sin^{-1}(x_N / r_S)$

x_N：曲げモーメントの中立軸の断面中心からの移動量

r_S：断面中心からセグメントの中心までの距離

（2）等価剛性に相当する平均的なヤング率を要素物性として設定することとした。軸対称モデルを用いて継手部における変位吸収を追跡した解析結果によれば[7),8)]、継手部の剛性がとくに低い場合には、トンネル外周面における地盤のせん断抵抗により、継手の変位吸収が継手のばね定数から想定されるよりも小さくなるとの結論が得られている。しかし、免震トンネルの場合にはトンネル外周面におけるせん断抵抗が極めて小さいため、シールドトンネルの等価剛性の仮定が妥当であることが確認されている。

5.4.2 開削トンネルのモデル化

（1）開削トンネルを梁ばねモデルならびに3次元ＦＥＭ簡易モデルでモデル化する場合は、覆工の構造および縦断方向に設けられる継手の構造や設置区間等を考慮した適切な力学モデルにモデル化しなければならない。
（2）3次元静的ＦＥＭモデルでは、トンネルはシェル要素または3次元ソリッド要素でモデル化するものとする。

共同溝等の開削トンネルにおいては、20～30m間隔で縦断方向継手が設けられることが多い。縦断方向継手をその変位吸収機構により分類すると、トンネル縦断方向に伸縮可能な伸縮継手、トンネル縦断方向に伸縮と折曲可能な可とう性継手、いずれの方向にも変形しない剛結継手に大別される。このうち伸縮継手と可とう性継手を用いる場合には、継手のばね定数とその設置位置がトンネル覆工の地震時断面力発生に大きな影響を及ぼすことがある。したがって、縦断方向継手の構造や設置区間等を考慮した適切な力学モデルにモデル化しなければならない。

縦断方向継手のモデル化には，継手自体をモデル化する方法と、シールドトンネルと同様に継手のばね剛性を考慮した等価剛性梁にモデル化する方法などがあるが、ここでは，継手自体をモデル化する方法の種類と要素分割の留意点について述べる。開削トンネルを梁ばねモデルならびに3次元ＦＥＭ簡易モデルで梁にモデル化する場合には、継手はばね要素や梁要素にモデル化するか、または梁要素端の結合条件（剛結、ピン結合等）を考慮してモデル化する。一方、開削トンネルを3次元静的ＦＥＭモデルでモデル化する場合には、ばね要素やシェル要素でモデル化する。いずれのモデル化においても、開削トンネルはシールドトンネルよりも継手間隔が大きいため、トンネル覆工部と継手に発生する地震時発生断面力の分布が的確に表現できるよう、継手間のトンネル覆工の要素分割を行う必要がある。

5．5　構造急変部の設計

構造急変部に免震設計を適用するに当たっては、構造物の振動特性を十分考慮したモデル化を行なわなければならない。

構造急変部としては多種多様な構造形式が考えられ、設計法として一般化して取りまとめることは困難である。立坑部は代表的な構造急変部であるが、設計法として一般化が可能なため、本マニュアル（案）では構造急変部から独立させて第6章で規定することとした。その他の構造急変部については、基本的には構造急変部を部分系として複雑な構造をできる限り3次元的にモデル化し、地盤慣性力を静的な荷重に置き換えた静的解析によって検討を行うことが原則である。具体的な解析手法については、第6章の詳細解析法に準ずるものとするが、構造急変部の振動特性が明らかな場合には、さらに簡便にモデル化して解析を行っても良い。

５．６　安全性の照査

トンネルの安全性の照査では、設計地震動のレベルと重要度に応じて定められた耐震性能を満足することを確認する。照査する項目は要求水準によって異なるが、主構造部材の断面力、ひずみ、変形や継手の変形や耐力等について行う。

トンネルの安全性の照査は、免震トンネルか否かによらず、トンネルに求められる地震後の機能と要求水準に応じて行われるものであるので、関係技術基準に従って照査するのがよい。

縦断方向に対して免震構造を適用した場合、地震時に免震層に発生するせん断ひずみのレベルはせいぜい数％の範囲内である。したがって、原則として免震層の安全性照査は行う必要がないが、構造条件急変部等に免震構造を適用し、とくに大きなせん断ひずみの発生が予想される場合には、材料の許容せん断ひずみの範囲にあるかどうかを照査することが必要となる。

参考文献

1) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M.: Dynamic behavior of a sumerged tunnel during earthquakes, 東京大学生産技術研究所報告, Vol.24, No.5, 1975.

2) Suzuki, T. and Unami, K..: The extended quasi-three-dimensional ground model for irregularly bounded surface ground, 土木学会論文集、No.446/I-19、pp.45-55, 1992.

3) Tamura, C. and Suzuki, T.: Quasi-three-dimensional ground model for earthquake response analysis of underground structures、生産研究、Vol.39, No.1, pp.37-40, 1987.

4) 竹内、高橋、元山、渡辺：地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法、土木学会論文集、第Ⅰ部、No.424/I-14, pp.323-332, 1990.

5) 土木学会：動的解析と耐震設計；第４巻「ライフライン施設」、技報堂出版、pp.164, 1989

6) 川島他：鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究、土木研究所報告、第186号、pp.1-256, 1993.

7) 鈴木：免震層と弾性ワッシャー併用によるシールドトンネルの地震時断面力低減効果、土木学会第51回年次学術講演会、１－Ｂ、pp.874-875, 1996.

8) 鈴木：軸対称モデルによるトンネル縦断方向の耐震解析法の提案とその免震シールドトンネルへの適用例、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp.349-352, 1997.

6章　立坑接合部の免震設計

6．1　一般

（1）立坑接合部の免震設計では、立坑の構造形式やトンネルの施工条件に応じて、トンネルと立坑躯体との絶縁を図る構造とする。
（2）立坑接合部の免震設計は、6.2で規定する手法によりトンネル縦断方向に対して行い、6.3で規定する安全性を照査するものとする。
（3）免震層のせん断弾性係数や層厚、免震区間長は、周辺地盤の剛性やトンネル軸ひずみの発生分布ならびに施工に伴う制約条件等を考慮して設計する。

（1）立坑は地盤条件およびトンネルの土被りやトンネルの用途に応じて、要求される性能や施工方法も異っており、多種多様な構造形式を有している。また、立坑本体を取り巻く仮設構造物も多種多様であり、仮設構造の影響を免震設計において構造上考慮すべき場合と無視できる場合がある。したがって、立坑接合部の免震設計では、設計で考慮すべき構造要素をあらかじめ明確にしておくことが大切である。

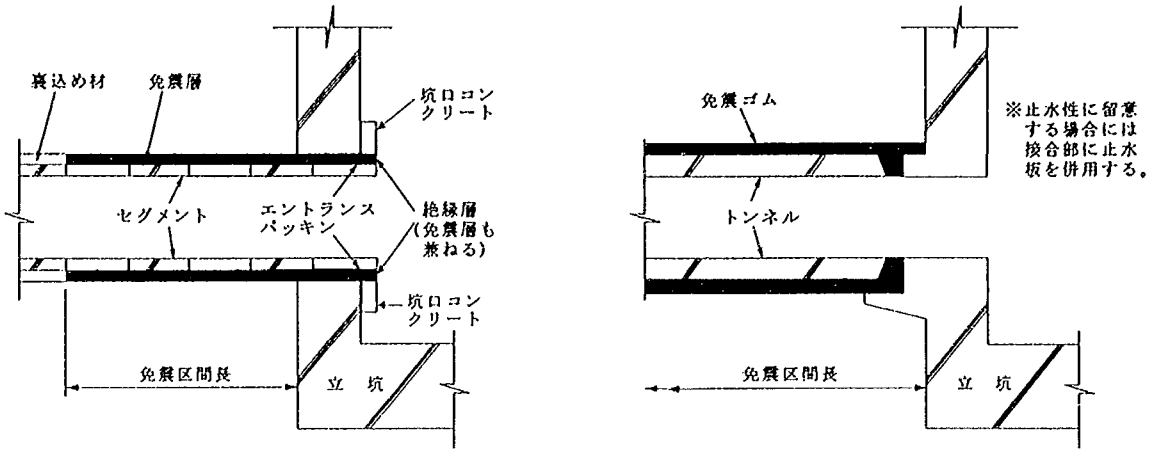
立坑が基盤面位置まで根入れされて構築される場合、立坑のせん断剛性が周辺地盤のせん断変形を拘束し、地震時に立坑接合部付近で大きな地盤ひずみが発生するため、同場所で局所的に集中するトンネル断面力の算定やこれに対する対策が耐震設計上最も重要となる。このような立坑とトンネルの接合部に発生する地震時トンネル断面力の低減に対して、免震構造が有効に機能することが、数値解析ならびに模型振動実験によって明らかにされている。

一方、立坑底版が基盤から十分離れた軟質な地盤中にあり、立坑のせん断剛性が周辺地盤のせん断変形を大きく拘束することなく、立坑が剛体に近い状態で主にスウェイならびにロッキング振動をすると見なせる場合には、立坑付近の地盤ひずみの集中よりも立坑のロッキングによる変形の方が、トンネルの地震時断面力発生に対して支配的となるケースもある。このようなケースでは、立坑躯体とトンネルの接合面のみに免震層あるいは絶縁層を形成させるだけで、立坑とトンネルとの接合がピン結合に近似できる状態となり、立坑接合面にピークをもって発生するトンネル断面力を有効に吸収できることがわかっている。

図－解6.1.1に、立坑接合部におけるシールドトンネルおよび開削トンネルの免震構造の一例を示す。シールドトンネルの場合、通常立坑坑口コンクリートとセグメントとを一体化させているが、免震構造とするためには、両者を絶縁させる必要がある。このため、免震設計では、両者の相対変位吸収と止水性を兼ね備えた坑口構造を採用する。また、発進側の立坑と到達側の立坑とでは、施工面から立坑接合部の構造が異なることがある。すなわち、到達側ではシールドマシーンの鋼外殻を残置することが多いため、発進側のようにテールボイド間に免震材を注入するのではなく、残置された鋼外殻と場所打ち覆工コンクリートとの間に免震材を打設するか、あるいは発泡スチロール等を設置することによって、鋼外殻と覆工を絶縁する構造形成が適している。

一方、開削トンネルの場合には施工面から、トンネル外周に免震層を形成するとともに、免震ゴムによる可とう性継手を立坑躯体とトンネルの間に設置し、立坑躯体とトンネルの絶縁を図る構造が有利である。

このような構造を採用することで、立坑接合部にピークをもって発生するトンネル断面力を効果的に低減できることが、数値解析によって明らかにされている。



(1) シールドトンネルの免震構造例　　(2) 開削トンネルの免震構造例

図－解6.1.1　シールドトンネルおよび開削トンネルの免震構造の一例

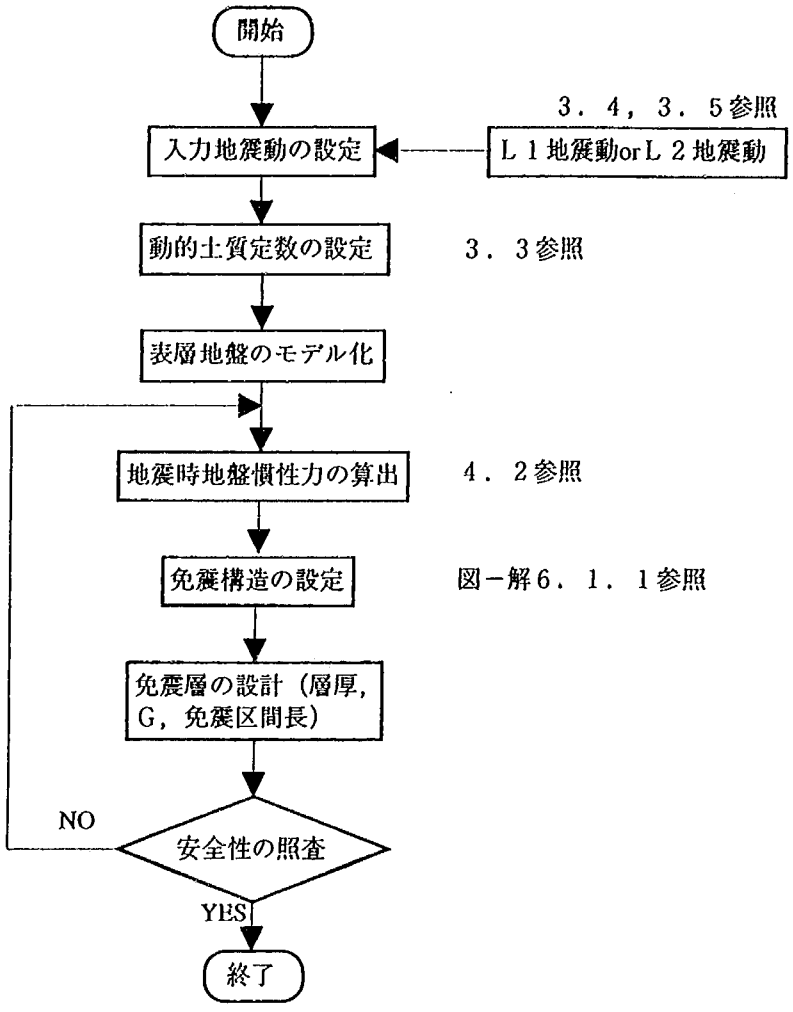
（2）トンネル軸直角方向の地震時地盤変形によるトンネルの曲げモーメント、ならびに立坑のロッキングに起因する鉛直面内の曲げモーメントの分布は、立坑とトンネルの接合面位置で急激なピークを示し、この影響の及ぶ範囲は、立坑とトンネルの接合部の極く限られた領域にとどまる。立坑接合部に免震構造を適用した場合には、立坑とトンネルが接合部で絶縁された条件となるため、立坑とトンネルの接合面では曲げモーメントは発生しない。また、立坑接合部の曲げ変形に起因するトンネル軸ひずみのレベルは、５ｍクラスのシールドトンネルの場合、前述の（１）で解説したトンネル軸ひずみと比較して十分小さいことがわかっている。したがって免震構造の場合、立坑とトンネルの接合面では軸直角方向ならびに鉛直面内の曲げは伝達されないことから、大断面の円形トンネルや幅広の開削トンネル以外では、立坑接合部の免震設計はトンネル軸方向のみの解析によって行うことができる。

図－解6.1.2に立坑接合部の免震設計フローを示す。フロー図では、6.2.1で規定する軸対称ＦＥＭモデルあるいは6.2.2で規定する３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いて、4.2で規定する地震荷重を静的に作用させたトンネル軸方向解析により免震区間の検討を行い、6.3で規定する安全性の照査を行うこととした。

（3）立坑接合部の免震設計は、トンネル軸ひずみの発生状況を検討した結果、免震区間をむやみに長くしても、免震効果は飛躍的に向上するわけではなく、適切な免震区間長が存在することがわかっている。したがって、立坑とトンネルの耐震解析を実施し、トンネルに発生する軸ひずみの絶対値

とその分布の集中度をチェックした上で、費用対効果にも配慮した最適な配置を計画することが望ましい。

シールドトンネルの場合には、テールボイドへ免震材を注入することによって免震層が形成されるため、設計上の免震層厚はテールボイド厚に一致する。しかし、開削トンネルの場合は、免震層厚をある範囲内でコントロールすることが可能である。免震効果だけでなく施工性や経済性にも配慮し、免震層のせん断弾性係数や層厚を設計することが大切である。



図－解6.1.2　立坑接合部の免震設計フロー図

6．2　立坑接合部の解析法

6.2.1　一般

立坑接合部におけるトンネル縦断方向の地震時発生断面力や継手の相対変位は、立坑とその周辺地盤を、6.2.2あるいは6.2.3に従ってモデル化し、4.2に規定する地盤慣性力の鉛直分布を仮定して、線形解析によって静的に算出することを原則とする。

立坑接合部の免震構造においては、トンネル縦断方向に対する耐震性の検討を行うことになる。トンネル縦断方向の免震設計では、梁ばねモデルを基本モデルとして採用した。しかしながら、本共同

研究において、立坑接合部に対する梁ばねモデルの適用性に関する解析的検討を実施した結果、立坑付近のとくに短い波長の地盤ひずみに対応した相互作用ばねの設定が困難なため、立坑とトンネルとの接合面において梁に与えた自由境界の条件が解析結果を支配することになり、したがって梁ばねモデルによる解析では、免震区間長を変えてもトンネルに発生するひずみの分布形状やその最大値があまり変わらない結果を与えることがわかった。そこで、立坑接合部の免震設計には、梁ばねモデルは適用せず、有限要素法に基づいた詳細解析法を適用することとした。

ただし、立坑接合部の免震設計に対して、3次元有限要素解析を実施するのは、モデル化の煩雑さや解析時間のみならず、解析のためのハード、ソフトなどのツールが一般的に整備されていることが不可欠であり、現状では必ずしも実用的とは言えない。そこで、トンネル縦断方向の詳細解析法として規定した軸対称ＦＥＭモデルならびに3次元ＦＥＭ簡易モデルを採用するとともに、5章では示されていなかったこれらモデルによる立坑のモデル化手法を示すこととした。これら2つの解析手法の立坑接合部への適用性については、3次元有限要素解析との比較を通して、その妥当性を本共同研究で検証した。

6.2.2　軸対称ＦＥＭモデルを用いた解析法

（1）本解析法では、5.3.3に規定する軸対称ＦＥＭモデルを用いて、地盤とトンネルを軸対称有限要素でモデル化する。
（2）本解析法では、立坑は原則として深さ方向に均一な厚みと物性を有する壁にモデル化する。
（3）本解析法で与える地震荷重は、4.2に規定する地盤慣性力の鉛直分布を仮定して静的に与えることを原則とする。

（1）地盤とトンネルのモデル化については5.3.3、5.4.1と同様である。

（2）5.3.3では奥行き方向に一様な2次元的な表層地盤中の円形断面のトンネルのモデル化については規定しているが、立坑のような立方体の構造物のモデル化には別途工夫が必要となる。トンネル縦断方向のモデル化においては、トンネル部から立坑内壁面までを取扱うことが望ましい。そこで本マニュアル（案）では、立坑は奥行き方向に連続する一様な壁にモデル化することとした。その際、立坑躯体壁の厚みを実構造物の壁厚 t と一致させ、幅 W を有する立坑と等価なせん断剛性を有する壁として、せん断弾性係数の平均値を意味する式（解6.2.1）を用いて、壁の等価せん断弾性係数を算出することとした。**図－解**6.2.1に、軸対称モデルを用いた立坑のモデル化の概念を示す。

$$G_{w,eq.}=\frac{\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}(GA)_{v,i}\cdot\ell_i}{A_w\cdot H_c} \qquad \text{（解6.2.1）}$$

ここで、

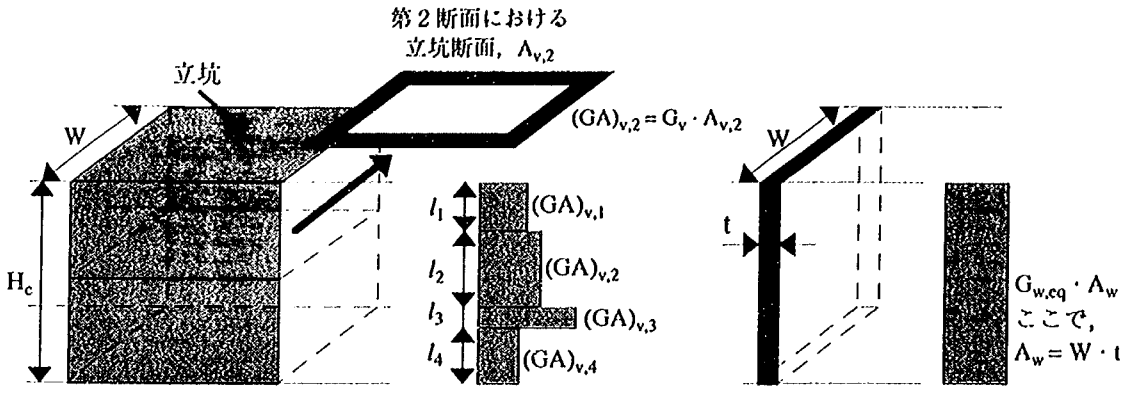
$(GA)_{v,i}$ ：立坑の躯体の鉛直方向に分割したｉ断面におけるせん断剛性

ℓ_i ：立坑躯体の鉛直方向のｉ断面の高さ

A_w ： 等価なせん断剛性を有する壁の断面積で、 $A_w = W \times t$

H_c ： 基盤からトンネル中心までの高さで、

n ： 立坑躯体壁の鉛直方向分割数　　$H_c = \sum_{i=1}^{n} \ell_i$



(a) 立坑のせん断剛性の鉛直分布　　(b) 厚さtの等価なせん断剛性壁への変換

図－解6.2.1　軸対称ＦＥＭモデルによる立坑のモデル化

立坑に変形を与えるのは立坑前後の地盤であるが、軸対称ＦＥＭモデルではその片側のみをモデル化している。したがって、立坑のせん断剛性も全体の半分に減じる必要があるため、式（解6.2.2）の分子で1/2を乗じている。軸対称ＦＥＭモデルによって解析された立坑変位は、３次元解析と比べて多少小さくなり、その結果、トンネルのひずみの発生を３次元解析の結果より大きめに算出することになるため、本解析法は安全側の評価を与えることがわかっている。

なお、立坑のせん断剛性が深さ方向に大きく変化し、せん断剛性一様な壁としてモデル化することが適切でないと判断される場合には、壁のせん断剛性を深さ方向に変化させる必要がある。また、壁のポアソン比としては、コンクリートの代表的な数値を用いてよい。

（３）5.3.3と同様である。

6.2.3　３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いた解析法

（１）本解析法では、5.3.4に規定する３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いて、地盤と立坑を３次元有限要素で、トンネルを梁要素で、免震層をばねでモデル化する。

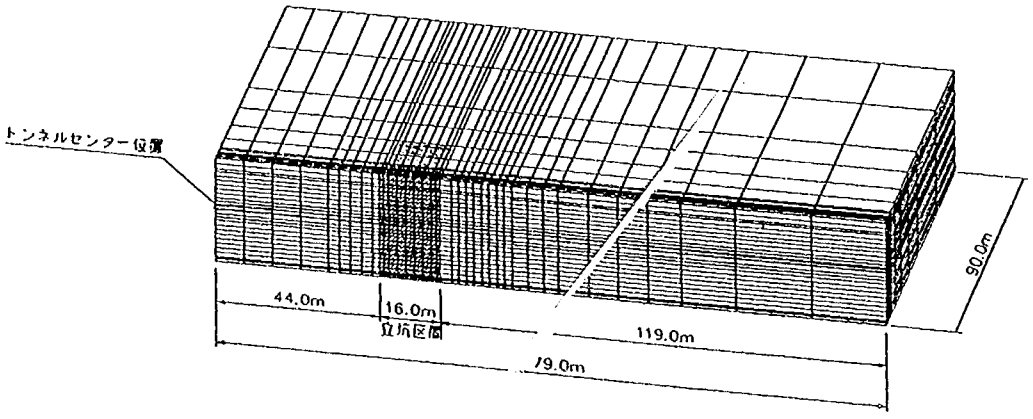
（２）本解析法では、立坑はせん断剛性と質量が実物と等価な中実体として、３次元ソリッド要素によってモデル化する。

（３）本解析法で与える地震荷重は、4.2に規定する地盤慣性力の鉛直分布を仮定して静的に与えることを原則とする。

（１）地盤とトンネルのモデル化に関しては、5.3.4ならびに5.4と同様である。

（2）5.3.4では、地盤はトンネルの存在を無視した3次元有限要素でモデル化することを規定している。しかし、立坑のような中空の複雑な3次元構造のモデル化には、別途工夫が必要である。立坑接合部のモデル化では、図－解6.2.2のように立坑とその前後の周辺地盤をモデル化する必要がある。立坑を実物と同様の中空の構造物としてモデル化すると、3次元有限要素法とさほど変わらなくなり、モデルの作成作業が煩雑となって簡易モデルのメリットが失われる。そこで、立坑は外形が実物と同じ中実体としてモデル化することを考えた。この際、荷重と構造物のせん断変形の関係が実物と同等となるように、以下に示す等価せん断弾性係数$G_{eq.,i}$ならびに等価質量$\rho_{eq.,i}$を、立坑の3次元ソリッド要素の物性値として与えることとした。なお、3次元ソリッド要素のポアソン比は、立坑を構成するコンクリートの一般的な数値を用いてよい。

$$G_{eq,i}=\frac{\sum_{j=1}^{m}G_{i,j}\cdot A_{i,j}}{A_{eq}} \qquad (解6.2.2)$$



図－解6.2.2　3次元ＦＥＭ簡易モデルによる立坑のモデル化

$$\rho_{eq.,i}=\frac{\sum_{j=1}^{m}\rho_{i,j}\cdot A_{i,j}}{A_{eq.}} \qquad (解6.2.3)$$

ここで、

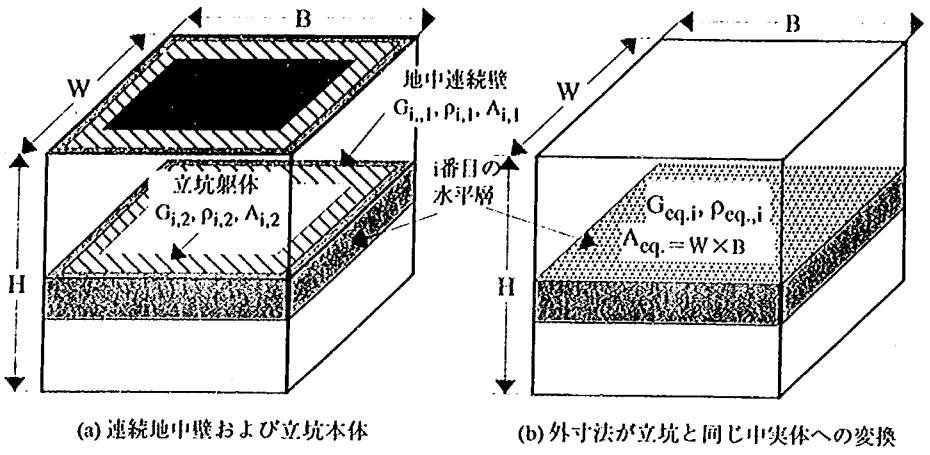
$G_{i,j}$：立坑を鉛直方向に水平に分割したｉ番目の層のｊ番目のブロックのせん断弾性係数

$A_{i,j}$：立坑を鉛直方向に水平に分割したｉ番目の層のｊ番目のブロックの断面積

$A_{eq.}$：立坑を鉛直方向に水平に分割したｉ番目の層α位置での外周で囲まれる断面積

$\rho_{i,j}$：立坑を鉛直方向に水平に分割したｉ番目の層のｊ番目のブロックの密度

図－解6.2.3に立坑のモデル化を模式的に示す。連続地中壁と立坑躯体壁によって構成される立坑は、中空な幾何学的構造を呈しているが、これを中実体としてモデル化するために、3次元ソリッド要素のせん断弾性係数ならびに密度を、水平に分割した層の断面に対する平均値と規定して



図－解6.2.3　軸対称ＦＥＭモデルによる立坑のモデル化

いる。このようにモデル化することで、立坑のみかけのせん断剛性が実物と等価となり、実物の地震荷重とせん断変形の関係を近似させることができる。

（3）5.3.4と同様である。

6．3　安全性の照査

トンネルの安全性の照査では、設計地震動のレベルと重要度に応じて定められた耐震性能を満足することを確認する。照査する項目は要求水準によって異なるが、主構造部材の断面力、ひずみ、変形や継手の変形、耐力等について行う。

トンネルの安全性の照査は、免震トンネルか否かによらず、トンネルに求められる地震後の機能と要求水準に応じて行われるものであるので、関係技術基準によって照査するのがよい。

7章　免震材およびその特性

（1）免震材はその材料物性および耐久性等を十分に検討して選定しなければならない。
（2）免震材の材料物性値は、原則として適切な材料試験を実施し、その結果をもとに設定しなければならない。
（3）選定された免震材がシールド工法または開削工法の施工に適用可能であることを確認しなければならない。

（1）免震材は、一度施工した後の材料の管理や交換が一般に困難であるので、確実に施工でき、かつ、長期にわたり確実に免震効果が得られるように、材料物性、耐久性、止水性、施工性等の観点から適切な材料を選定するとともに、その力学的挙動が明確な範囲で使用することが必要とされる。免震層を構成する免震材は、以下のような材料特性等を十分に検討して選定しなければならない。

①地盤よりも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こと
②高いせん断変形性能を有すること
③耐久性に優れ、長期安定であること
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こと
⑤高い止水性を有すること
⑥液状で圧送でき、材料分離を起こさないこと（免震シールドトンネルの場合）
⑦高い充填性を有すること（免震シールドトンネルの場合）
⑧地下水に希釈されないこと（免震シールドトンネルの場合）
⑨充填時ならびに硬化後に有害物質を発生しないこと

（2）免震材の材料物性は、地中構造物への地震の影響を低減させる免震効果を支配するものであり、免震設計の最も基本となる特性である。このため、免震材の材料物性については、原則として適切な材料試験を実施し、その結果をもとに設定しなければならないこととした。

本共同研究では、主としてシールド工法に適用する免震材としてアスファルト系免震材、ウレタン系免震材、シリコーン系免震材の３種類、主として開削工法に適用する免震材として液状ゴム系免震材、固形ゴム系免震材の２種類を開発し、免震材としての適用性を各種試験により検討した。**表－解7.1**は免震材に対する主たる試験項目を示したものである。上記（1）に示される免震材に必要とされる性能に応じて免震材としての力学的物性やその材料非線形性、耐久性や止水性、沈下検討に必要となる圧密およびクリープ特性、および水質汚染に関する試験等が必要とされる。

開発した５種類の材料に対する試験結果の詳細は、**参考資料－１**に示すとおりであるが、力学的物性に関しては大きくアスファルト系の材料とゴム系の材料に分類することができる。アスファルト系免震材は、アスファルト乳剤に早強ポルトランドセメントおよび高吸水性ポリマーを混合した材料であり、アスファルトを主たる材料とすることから材料非線形性を有する粘弾塑性材料であり、力学的物性値の速度依存性やひずみ依存性を有する材料である。一方、ウレタン系やシリコーン系、液状ゴム系免震材は、所要のひずみの範囲内ではゴム弾性を有する弾性材料である。固形ゴム系免

震材は、廃タイヤと軟質ゴムのチップをバインダーで固めた材料であり、成形された固形ゴムに空げきを有する構造であることから拘束圧依存性やひずみ依存性を有する非線形弾性材料である。免震設計に際しては、こうした力学的特性を十分に把握した上で免震材の材料物性値や免震材の力学モデルを設定しなければならない。開発した５種類の免震材に対する材料試験から得られた材料物性値を表－解7.2～表－解7.6に示す。ウレタン系、シリコーン系、液状ゴム系免震材については、表の物性値を用いて線形弾性体として取り扱ってよい。なお、非線形性を有するアスファルト系免震材と固形ゴム系免震材については、拘束圧やせん断ひずみレベルに依存してせん断弾性係数および減衰定数が変化するため、それぞれ図－解7.1、図－解7.2に示すグラフおよび数式を用いて、等価線形化手法に基づいて非線形性を考慮することを原則とする。

本共同研究で開発した以外の免震材を用いる場合には、上記試験項目を含めて材料特性について十分な検討を行わなければならない。

（3）免震材については、適切に施工充填できるようにシールド工法または開削工法に適用可能であることを施工試験等により検証することとした。

本共同研究で開発した５種類の免震材に関しては施工性に関する実証を行っているが、これ以外の免震材を適用する場合には確実な施工性について十分に検討を行う必要がある。

表－解7.1　免震材に関する試験項目

検討項目	試験法	備考
圧縮弾性係数	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験	材料強度に関する検討 有効上載圧下での材料強度
ポアソン比	三軸セルを用いた体積ひずみ測定試験	体積収縮に関する検討
せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存特性・拘束圧依存性	繰返し中空ねじりせん断試験	免震設計での材料非線形性に関する検討
耐久性	耐アルカリ・耐酸性試験 温水浸漬試験	
止水性	透水試験	止水性に関する検討 （確認する必要のある材料のみ）
クリープ特性	圧密試験	地表面沈下に対する検討 （確認する必要のある材料について実施）
水質汚染	溶出試験	地下水汚染に対する検討 （確認する必要のある材料のみ）

表－解7.2 アスファルト系免震材の材料物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	tf/m³	1.11
せん断弾性係数	kgf/cm²	ひずみに依存して変化
減衰定数	%	〃
圧縮弾性係数	kgf/cm²	6.5～13.8※1
ポアソン比		0.4

※1:ひずみ速度 100mm/min, 圧縮ひずみ 1.2～10.0%時の値

表－解7.3 ウレタン系免震材の材料物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	tf/m³	1.27
せん断弾性係数	kgf/cm²	2.9
減衰定数	%	11.4
圧縮弾性係数	kgf/cm²	8.6
ポアソン比		0.48
破断伸び	%	820

表－解7.4 シリコーン系免震材の材料物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	tf/m³	1.20
せん断弾性係数	kgf/cm²	3.0
減衰定数	%	1.8
圧縮弾性係数	kgf/cm²	8.8
ポアソン比		0.48
破断伸び	%	130

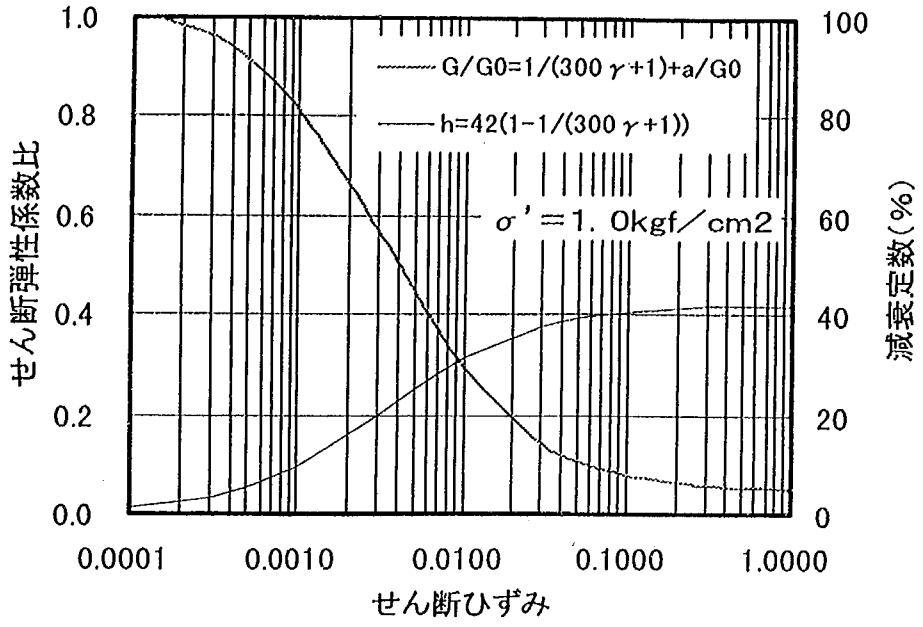
表－解7.5 液状ゴム系免震材の材料物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	tf/m³	0.98
せん断弾性係数	kgf/cm²	2.8
減衰定数	%	12.1
圧縮弾性係数	kgf/cm²	8.2
ポアソン比		0.46
破断伸び	%	158

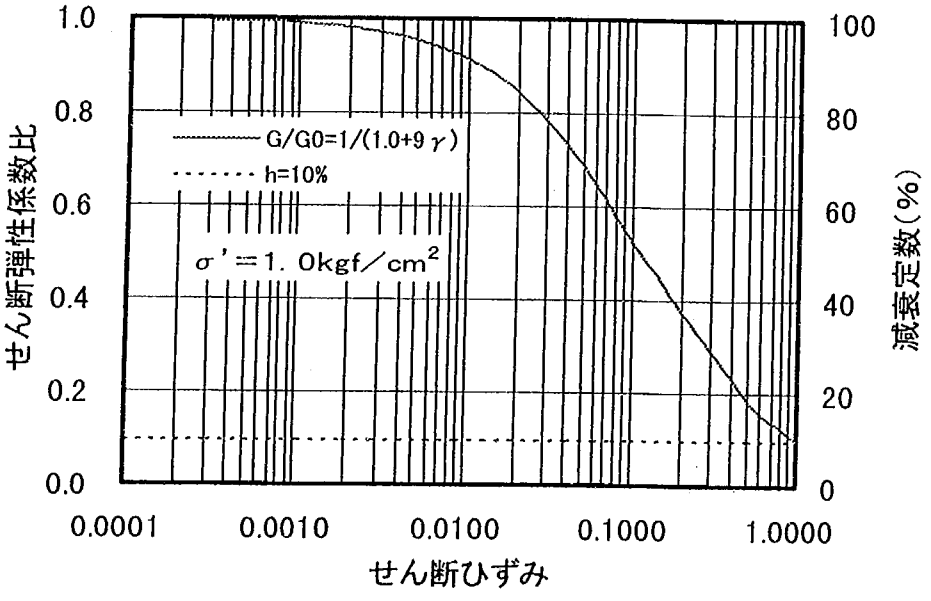
表－解7.6 固形ゴム系免震材の材料物性値

項目	単位	測定値
単位体積重量	tf/m³	0.59
せん断弾性係数	kgf/cm²	ひずみに依存して変化
減衰定数	%	10.0
圧縮弾性係数	kgf/cm²	17.0～26.6
ポアソン比		0.33～0.36※1
破断伸び	%	58

※1:拘束圧 0.4～1.0kgf/cm²の値



図－解7.1　アスファルト系免震材の動的物性値



図－解7.2　固形ゴム系免震材の動的物性値

8章　常時の設計における免震トンネルの取扱い

（1）免震トンネル本体の常時の設計は、免震層がないものと仮定して行ってよい。
（2）免震構造を適用することにより周辺地盤への影響が考えられる場合には、トンネル、免震層および地盤の特性を考慮した解析によりこれを検討しなければならない。
（3）免震トンネルの構造細目は、免震材を用いない通常のトンネルに準じてよい。

（1）免震トンネル本体の常時の設計は、免震材がないものと仮定して行ってよいこととした。これは本共同研究で開発した免震材を対象に有限要素解析により検討した結果、トンネルの常時の設計に影響が生じないことが確認されたためである。

このため、本共同研究で開発した５種類の免震材とその特性が異なるような材料を用いる場合、また、トンネル形状やその周辺状況が複雑かつ特殊な場合で、トンネル本体の断面力への影響が心配される場合には、免震材、地盤、トンネルをモデル化した有限要素解析により断面力への影響を検討するのがよい。

（2）本共同研究では、主としてシールド工法に適する免震材としてアスファルト系免震材、ウレタン系免震材、シリコーン系免震材の３種類を開発した。ここで、ウレタン系免震材とシリコーン系免震材のゴム系の弾性免震材については、その免震層の層厚の範囲においては、免震層の変形に伴う周辺地盤の沈下は通常の裏込め材を用いた場合と同等であることを確認している。一方、粘弾塑性材料であるアスファルト系免震材については、材料の非線形性の影響によりゴム系の弾性免震材よりも沈下への影響が一般に大きいことがわかっている。免震材の変形に伴う沈下には、免震材の圧密特性が大きく影響するので、アスファルト系免震材のような圧密特性を有する材料を用いる場合には、その影響について十分に留意する必要がある。また、トンネルの近傍もしくは直上に別の構造物（橋梁、建築物等）が建設される場合などのように、免震材の沈下、変形が問題となる場合には、この影響について検討しなければならない。

（3）トンネル防水、継手等各種細目構造は免震材を用いない通常のトンネルに準じて設計してよい。ただし、本共同研究で開発したアスファルト系免震材、ウレタン系免震材、シリコーン系免震材、液状ゴム系免震材は防水効果を有することを確認しており、防水層としてこれを兼用することが可能である。

免震設計計算例

設計計算例－１　開削トンネル横断方向に対する免震設計計算例

１．１　設計の概要

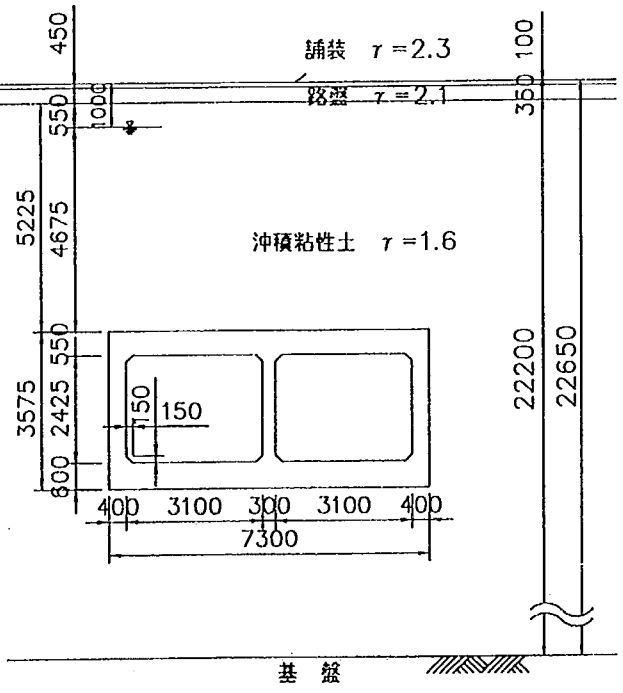
本設計計算例では軟弱地盤中の２連ボックスカルバートを検討対象とした。ここでは、免震構造を適用した場合のトンネル横断方向を対象にし、Ｌ２地震時の部材耐力に関する耐震安全性の照査結果を以下に示す。

１．２　設計条件

1.2.1. 地盤条件

検討対象位置の地盤条件を図－例1.1に示す。表層地盤は軟弱な沖積粘性土であり、トンネルは図のように土被り5.225mの位置に埋設される。表層地盤と基盤の地盤定数を表－例1.1に示す。

なお、図－例1.1に示す舗装および路盤荷重については常時設計の時のみ考慮し、地震に対する設計では無視することとした。



（単位：mm）

図－例1.1　設計対象構造物と地盤条件

表－例1.1　地盤定数

	N値	せん断波速度 V_{s0}(m/s)	せん断弾性係数 G_0 (tf/m^2)	単位体積重量 γ_t (tf/m^3)
沖積粘性土	3	144	3390	1.6
基盤	50	300	18400	2.0

1.2.2　トンネル構造条件

（1）材料と許容値

トンネル躯体のコンクリートおよび鉄筋の材質は、表－例1.2に示すようにボックスカルバートにおいて一般的なものとした。本設計計算例では、許容値は表－例1.3のとおりとした。

表－例1.2　材質

材　料	規　格
コンクリート	$\sigma ck=210kgf/cm^2$
鉄筋	SD345

表－例1.3　許容値

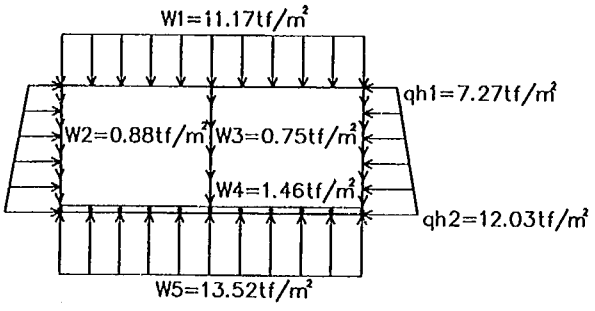
荷重状態	曲げに対する設計	せん断に対する設計
常時	コンクリートと鉄筋の許容応力度	コンクリートの許容応力度
L２地震時	断面の降伏耐力	断面のせん断耐力

（2）常時荷重に対する設計結果

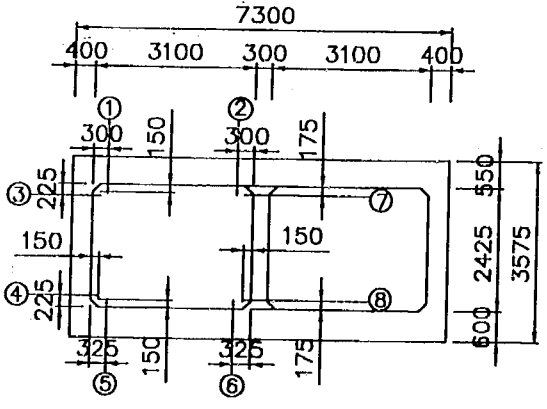
検討対象とする２連ボックスカルバートの構造一般図は図－例1.1に示したとおりである。部材厚の設定と配筋設計は図－例1.2に示す常時の土水圧により発生する図－例1.3、図－例1.4に示す設計断面の断面力に対して行った。トンネルの断面定数を表－例1.4に、部材に発生する応力度の照査結果を表－例1.5、および表－例1.6に、主鉄筋の配筋図を図－例1.5に示す。

表－例1.4　トンネルの断面定数

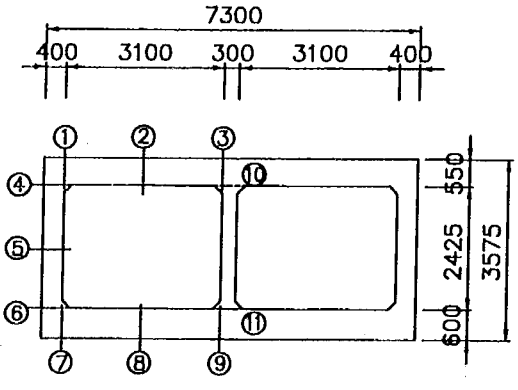
部材	軸剛性 EA (tf)	曲げ剛性 EI_0 ($tf\cdot m^2$)
上床版	1.29×10^6	3.26×10^4
側壁	9.40×10^5	1.25×10^4
下床版	1.41×10^6	4.23×10^4
中壁	7.05×10^5	5.29×10^3



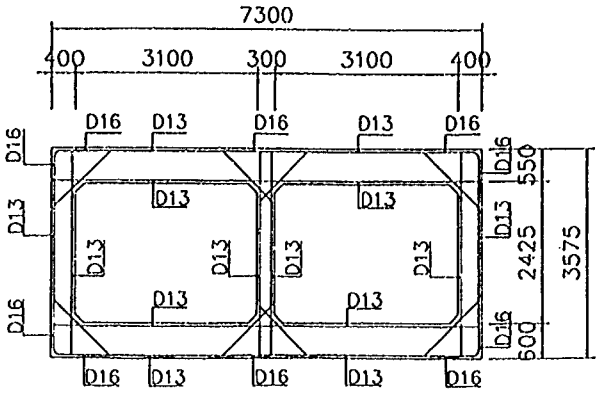
図－例1.2　常時荷重



図－例1.3　せん断力に対する部材厚の設計断面



図－例1.4　軸力と曲げﾓｰﾒﾝﾄに対する主鉄筋の設計断面



図－例1.5　主鉄筋の配筋図

表－例1.5　常時荷重によるせん断力に対する照査結果

検討断面		せん断力 S (tf)	有効高 d (cm)	平均せん断応力度 τm(kgf/cm²)	許容せん断応力度 τa(kgf/cm²)
上床版	①	12.2	48	2.5	3.6
	②	16.2	48	3.4	
側壁	③	8.1	33	2.5	
	④	10.9	33	3.3	
下床版	⑤	13.8	50	2.8	
	⑥	16.3	50	3.3	
中壁	⑦	0.0	23	0.0	
	⑧	0.0	23	0.0	

表－例1.6　常時荷重による軸力と曲げモーメントに対する照査結果

検討断面		軸力 N(tf)	曲げモーメント M(tf·m)	配筋 (外側/内側)	応力度※ σ (kgf/cm²)	許容応力度※ σa(kgf/cm²)
上床版	①	12.9	-7.4	D16 ctc125	σc= 23	σca= 70 σsa= 1600
				D13 ctc125	σs= 590	
	②	12.9	6.6	D13 ctc125	σc= 28	
				D13 ctc125	σs= 850	
	③	12.9	-13.3	D16 ctc125	σc= 41	
				D13 ctc125	σs= 1340	
側壁	④	17.7	-7.4	D16 ctc125	σc= 39	
				D13 ctc125	σs= 830	
	⑤	19.0	2.7	D13 ctc125	σc= 18	
				D13 ctc125	σs= 125	
	⑥	20.2	-8.9	D16 ctc125	σc= 47	
				D13 ctc125	σs= 1040	
下床版	⑦	16.0	-8.9	D16 ctc125	σc= 25	
				D13 ctc125	σs= 630	
	⑧	16.0	7.7	D13 ctc125	σc= 27	
				D13 ctc125	σs= 810	
	⑨	16.0	-12.2	D16 ctc125	σc= 35	
				D13 ctc125	σs= 1030	
中壁	⑩	42.4	0	D13 ctc125	σc= 11	
				D13 ctc125	σs= 0	
	⑪	44.0	0	D13 ctc125	σc= 11	
				D13 ctc125	σs= 0	

※上段：コンクリート、下段：鉄筋

1.2.3　免震層の諸条件

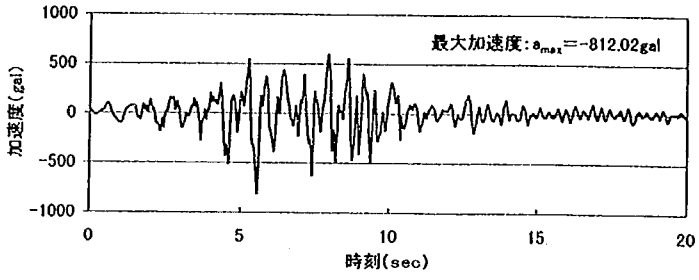
液状ゴム系免震材料を想定し、本マニュアル（案）表－解7.5より物性値を設定した。本設計計算例では、免震層の厚さとして表－例1.7の3ケースを設定して検討を行った。

表－例1.7　免震材の諸元

ケース	厚さ	せん断弾性係数	ポアソン比
1	2cm	2.8kgf/cm^2	0.46
2	5cm		
3	10cm		

1.2.4　入力地震動

本設計設計例では、Ｌ２地震動を対象とした照査について示す。図－例1.6に示す道路橋の耐震設計に用いる標準波形[1)]の１つである神戸海洋気象台地盤上の南北方向成分（Ｉ種地盤、タイプⅡ加速度波形）を振幅調整した波形を、入力地震動として選定し当該地点の基盤に入力した。



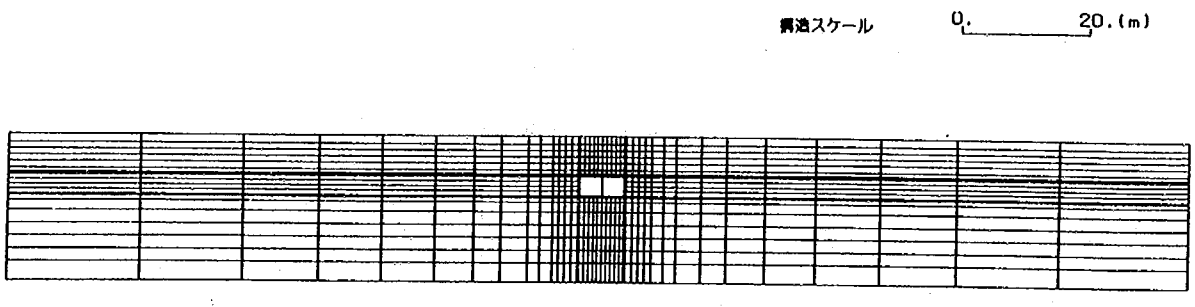
図－例1.6　設計計算に用いた地震波形

1．３　解析モデルおよび地震荷重

1.3.1　解析モデル

（１）２次元有限要素モデル

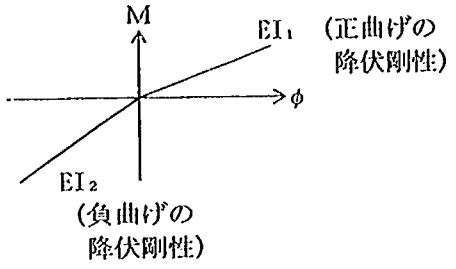
解析モデルとしては、トンネル横断面を梁で、耐震設計上の基盤面よりも上の表層地盤と免震層を平面ひずみ要素でモデル化した図－例1.7に示す２次元有限要素モデルを用いた。トンネルおよび地盤の剛性はそれぞれ後述の（２）、（３）に示す地震時剛性を用いた。免震層の剛性は1.2.3のとおりである。



図－例1.7　設計計算で用いた２次元有限要素モデル

（2） トンネルのモデル化

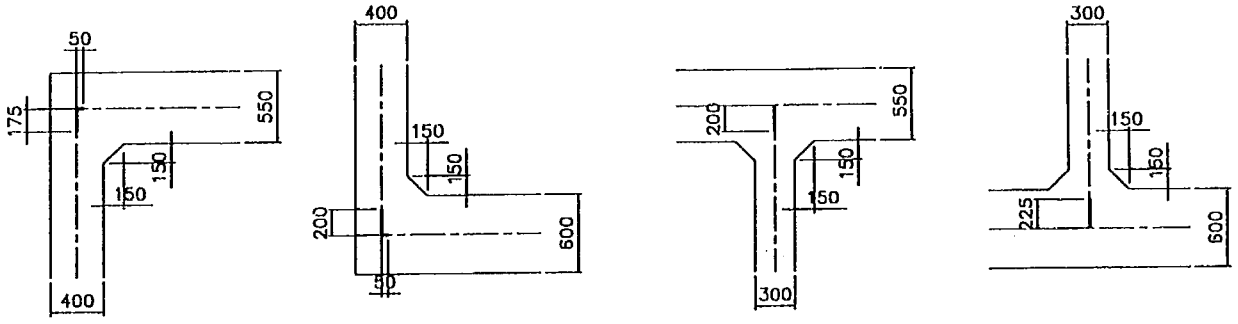
L２地震時のトンネル剛性として部材の降伏剛性を用いた。配筋および作用軸力により降伏剛性が異なるが、本設計計算例では、図－例1.8に示すように正の曲げと負の曲げの作用時で降伏剛性を変えることとした。また、作用軸力は簡易的に部材毎の常時軸力の平均値を用いることとして、常時荷重に対して設計した図－例1.5に示す配筋に基づいて表－例1.8に示す降伏剛性を算定した。なお、隅角部および中壁と床版との結合部は、図－例1.9に示す剛域を考慮した。



図－例1.8 部材の曲げ剛性

表－例1.8 部材の曲げ剛性

部材		降伏剛性(tf·m²)	
		EI₁	EI₂
上床版	端部	3510	5060
	中央	3510	3510
側壁	端部	1520	2150
	中央	1530	1530
中壁		670	670
下床版	端部	4340	5540
	中央	4340	3830

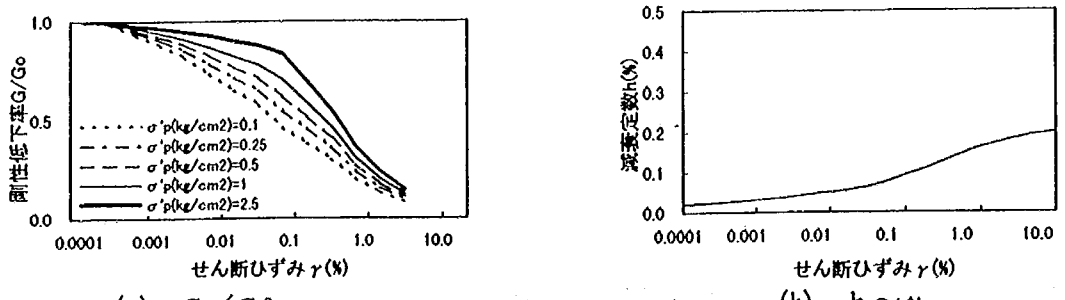


(a) 上側隅角部　(b) 下側隅角部　(c) 中壁の上側　(d) 中壁の下側

図－例1.9 剛域の設定

（3） 地震時地盤定数

地盤の一次元地震応答解析（ＳＨＡＫＥ）を実施し、地盤のせん断弾性係数と減衰定数の収束値を求め、これらを２次元有限要素解析の地盤の物性値とした。入力地震動としては図－例1.6の波形を用い、図－例1.10に示す地盤定数のひずみ依存性を用いて解析を実施した。解析で得られた地盤の収束物性値を表－例1.9に示す。



(a) G／G0～γ　(b) h～γ

図－例1.10 地盤定数のひずみ依存性

表－例1.9　地盤定数の収束値

層番号	層厚 (m)	上面深度 (m)	単位体積重量 γ_t (tf/m³)	せん断弾性係数 G_D (tf/m²)	減衰定数 h
1	1.15	0.00	1.60	1,800	0.064
2	1.00	-1.15	1.60	1,350	0.094
3	1.00	-2.15	1.60	1,150	0.110
4	1.00	-3.15	1.60	1,000	0.124
5	1.00	-4.15	1.60	880	0.135
6	1.00	-5.15	1.60	800	0.143
7	0.75	-6.15	1.60	750	0.148
8	0.75	-6.90	1.60	710	0.151
9	0.75	-7.65	1.60	670	0.154
10	0.75	-8.40	1.60	650	0.156
11	1.00	-9.15	1.60	630	0.159
12	1.50	-10.15	1.60	610	0.161
13	2.00	-11.65	1.60	610	0.162
14	2.00	-13.65	1.60	620	0.162
15	2.00	-15.65	1.60	640	0.162
16	2.00	-17.65	1.60	650	0.161
17	3.00	-19.65	1.60	670	0.161
基盤	--	-22.65	2.00	18,400	—

1.3.2　地震時地盤慣性力

表層地盤のモード解析結果と図－例1.11に示す入力地震動の加速度応答スペクトルから、式（例1.1）により表層地盤の加速度分布を算定した。減衰定数に対する加速度応答スペクトルの補正は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に規定されている図－例1.12に示す減衰定数別補正係数 c_ν を用いた。その際に用いる減衰定数としては、地盤の1次の振動モードに対応してひずみエネルギー比例法により求められる減衰定数とし、本マニュアル（案）に示された式（解4.2.3）にしたがい算定した。表層地盤のモード解析結果と、ひずみエネルギー比例法により求めた減衰定数および加速度分布を表－例1.10に示す。

$$A(z) = Sa(T) \times \beta \times f(z) \qquad \text{(例1.1)}$$

ここで、

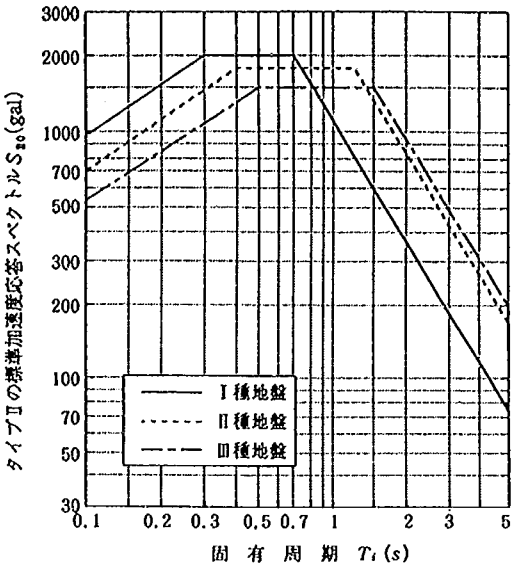
$A(z)$：深さ z の位置の地盤加速度

$Sa(T)$：加速度応答スペクトル

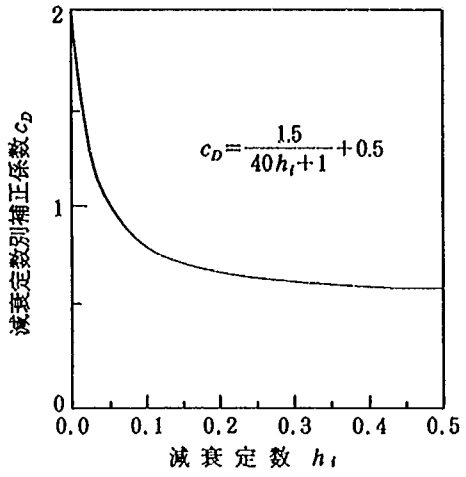
T　：表層地盤の1次モードの固有周期

β　：1次モードの刺激係数

$f(z)$　：深さ z の位置の1次のモード関数



図－例1.11　加速度応答スペクトル[3)]



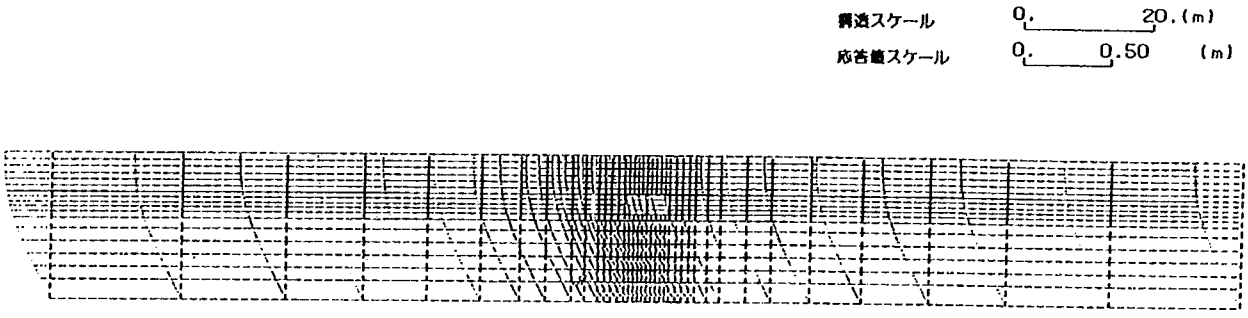
図－例1.12　減衰定数別補正係数 c_D[4)]

表－例1.10　モード解析の結果と地盤加速度

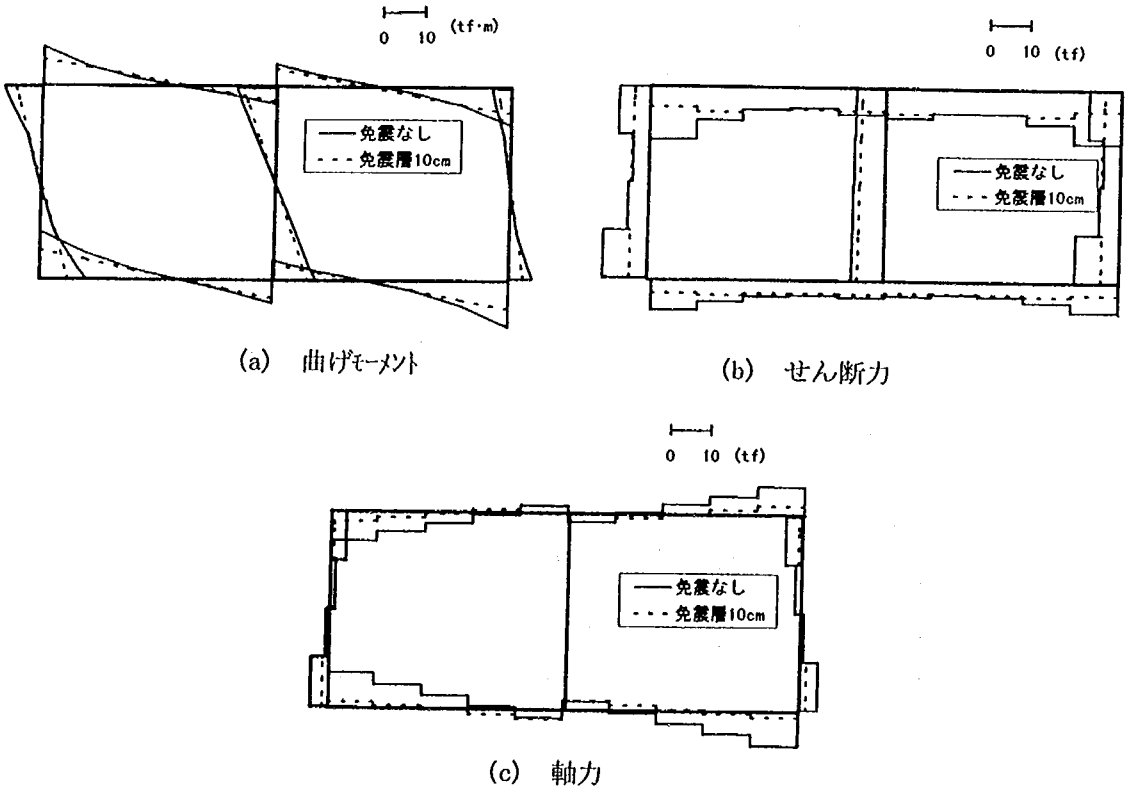
固有周期 T＝1.44(sec)		刺激係数 β＝1.25		
ひずみエネルギー比例減衰定数 h＝16.0 (%)				
加速度応答スペクトル Sa＝420(gal)				
層番号	層厚 (m)	上面深度 (m)	モード関数 f (z)	加速度 (gal)
1	1.15	0.00	1 00	523
2	1.00	-1.15	0.99	523
3	1.00	-2.15	0.99	520
4	1.00	-3.15	0.98	517
5	1.00	-4.15	0.98	510
6	1.00	-5.15	0.96	502
7	0.75	-6.15	0.94	491
8	0.75	-6.90	0.91	480
9	0.75	-7.65	0.90	468
1 0	0.75	-8.40	0.86	454
1 1	1.00	-9.15	0.83	438
1 2	1.50	-10.15	0.79	415
1 3	2.00	-11.65	0.71	374
1 4	2.00	-13.65	0.60	313
1 5	2.00	-15.65	0.47	247
1 6	2.00	-17.65	0.34	179
1 7	3.00	-19.65	0.21	108
基盤	--	-22.65	0.00	0

１．４　地盤慣性力法による解析

表－例1.10の地盤加速度に地盤質量を乗じて求めた地盤慣性力を、図－例1.7の２次元有限要素モデルの各節点に静的外力として作用させ、トンネルの地震時増分断面力を算定する地盤慣性力法に基づいて解析を行った。免震なしのケースの他に、免震材の諸元を変えた表－例1.7の３ケースについて解析を行った。地震時の地盤の変位分布図を図－例1.13に、地震時増分断面力図の一例を図－例1.14に示す。図のように、免震層を設置することにより、隅角部に集中する曲げモーメントが低減し、免震層の厚さが10cmの場合はその最大値が免震なしのケースの８割程度まで低減していることが分かる。せん断力に関しても隅角部のピークがカットされており、免震層の厚さが10cmの場合は部材内でほぼ均一になることが分かる。一方、軸力に関しては全体的に大きく低減しており、免震層の厚さが10cmの場合は、免震なしのケースの２割程度まで低減していることが分かる。



図－例1.13　地盤変位分布図（免震なし）



(a)　曲げﾓｰﾒﾝﾄ　　(b)　せん断力

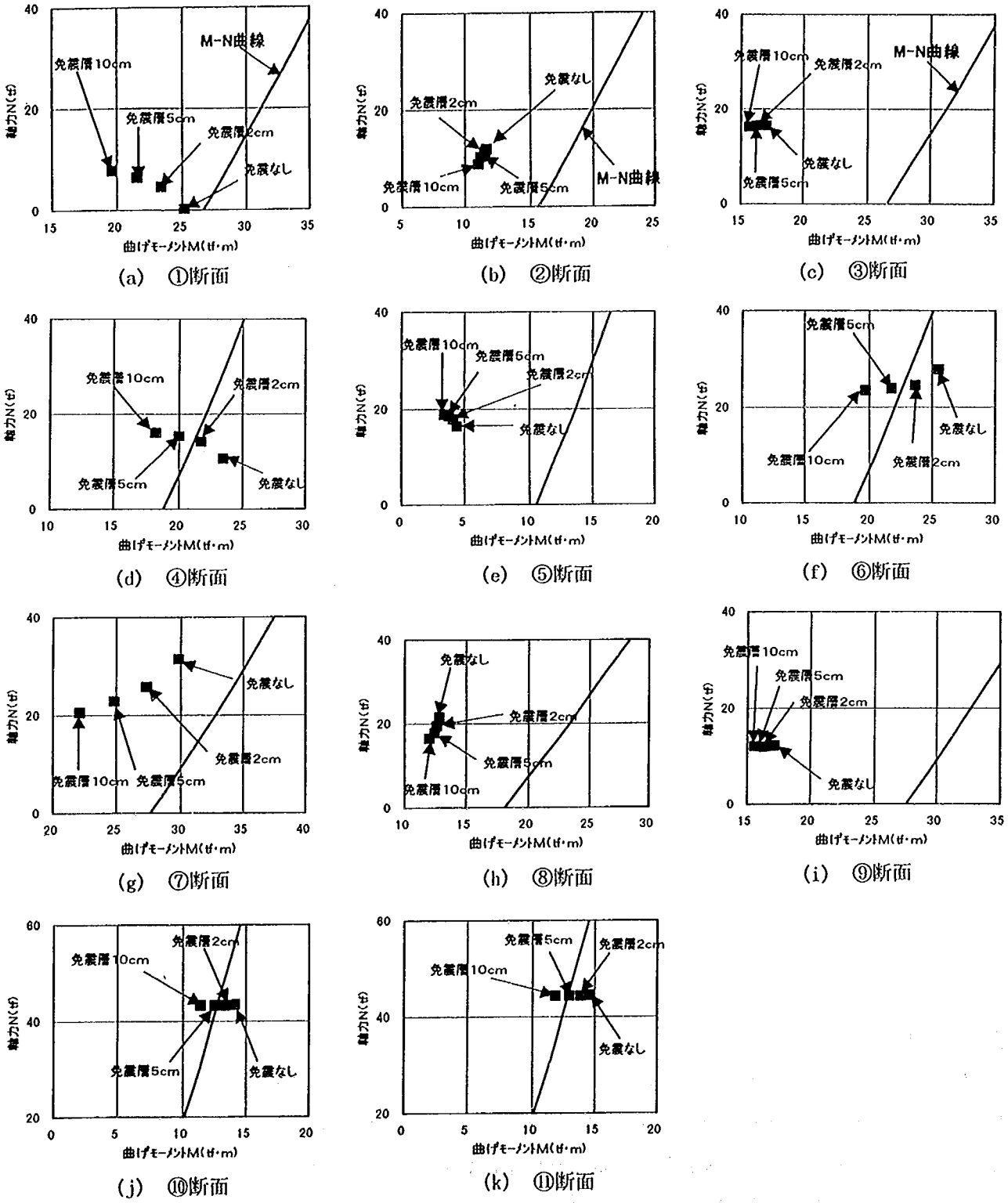
(c)　軸力

図－例1.14　地震時増分断面力（免震なし、免震層10cm）

１．５　耐震安全性の照査

1.5.1　曲げに対する照査

常時荷重で設定した配筋に対して行った部材の曲げモーメントに対する照査の結果を図－例1.15に示す。免震なしの場合、側壁上下端（④断面、⑥断面）、中壁の上下端　（⑩断面、⑪断面）で、降伏耐力を越える曲げモーメントが生じる結果となったが、免震層の厚さを10cmとすれば、これらの全ての断面で降伏耐力以内に収まる結果となった。したがって、免震層は層厚10cmで形成することにした。



図－例1.15　部材の曲げ耐力の照査

1.5.2　せん断に対する照査

常時せん断力を考慮した地震時発生最大せん断力の比較と照査結果を表－例1.11に示す。表のように、隅角部（断面①，③～⑤）においては免震層が厚くなるほどせん断力が小さくなり、免震層の厚さが10cmの場合は免震なしのケースに比べて最大値が7～8割程度低減していることが分かる。一方、上下床版の中央コーナー部（断面②，⑥）および中柱上下端（断面⑦，⑧）においては、免震層の有無によるせん断力の差はわずかであることが分かる。また、いずれの断面もコンクリートのみのせん断耐力では抵抗できないことが分かる。したがって、最小規模のせん断補強筋の配置を行った。せん断補強筋を考慮したせん断の照査結果を表－例1.12に示す。

表－例1.11　部材の発生最大せん断力と照査

部材		発生最大せん断力(tf)				せん断耐力(tf) (ｺﾝｸﾘｰﾄ分のみ)
		免震なし	免震層2cm	免震層5cm	免震層10cm	
上床版	断面①	24.9	22.2	20.0	18.3	11.5
	断面②	23.5	23.3	23.2	22.9	
側壁	断面③	24.2	21.7	19.6	17.9	8.8
	断面④	31.5	27.9	24.6	21.9	
下床版	断面⑤	26.8	24.5	22.5	20.8	11.9
	断面⑥	24.8	24.3	23.8	23.2	
中壁	断面⑦	11.5	10.8	10.1	9.2	6.9
	断面⑧	12.2	11.6	10.8	9.9	

表－例1.12　せん断に対する照査結果

部材		上床版	側壁	下床版	中壁
断面番号		②	④	⑥	⑧
最大せん断力 (免震層10cm) (tf)		22.9	21.9	23.2	9.9
せん断耐力 (tf)	①コンクリート	11.5	8.8	11.9	6.9
判定		OUT			
斜め引張り鉄筋		D13／ (25cm×25cm)			
せん断耐力 (tf)	②斜め引張り鉄筋	29.6	20.4	30.8	14.2
	合計 (①+②)	41.1	29.2	42.7	21.1
判定		OK			

参考文献

1)(社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，pp.10-1～10-6，H9.3

2)建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法，資料第1778号，pp.16～23，S57.2

3)(社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，p.80，H8.12

4)(社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，p.79，H8.12

設計計算例－２　地盤急変部を通過するシールドトンネル縦断方向に対す免震設計計算例

２．１　設計の概要

本設計計算例では、沖積層と洪積層の地層境界が大きく変化する旧河道部および地表面レベルが大きく変化する河川横断部の２個所の地盤急変部を通過するシールドトンネルを検討対象とした。Ｌ２地震時には、これらの地盤条件急変部においてシールドトンネル縦断方向断面に大きな地盤ひずみ、トンネル断面力の発生が想定されるため、この位置に免震構造を適用した場合のトンネルの部材耐力、変形量に関する耐震安全性の照査結果を以下に示す。

２．２　設計条件

2.2.1　地盤条件

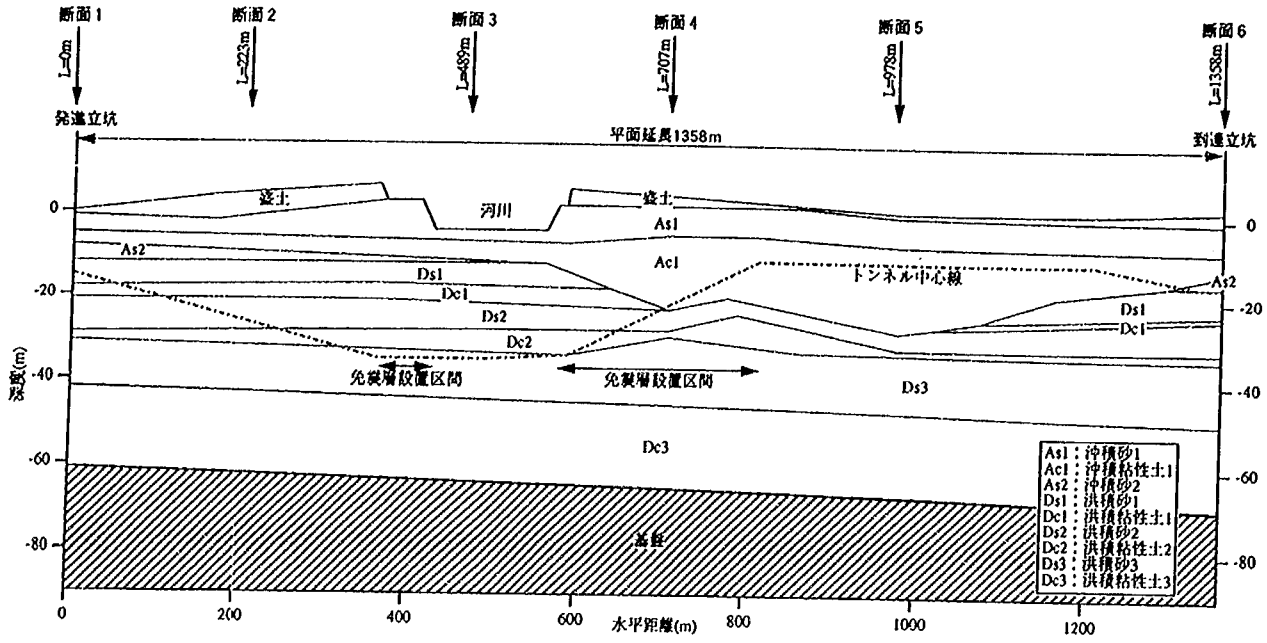
表層地盤は、**図－例2.1**に示すように層厚61～71ｍで、最上部が盛土、次に10～2ｍ程度の沖積層、それ以深は洪積砂、洪積粘性土の互層である。洪積層下部の地層境界はゆるやかな傾斜を呈するが、洪積層上部および沖積層の地層境界はかなり複雑な構造を示しており、現河道から到達立坑よりに位置する旧河道部では20ｍ程度の厚い沖積粘性土層の分布がみられる。解析上の基盤は、深度G.L.-61m～-69ｍのＳ波速度360m/secの洪積砂礫層とした。解析に用いる地盤物性値を**表－例2.1**に示す。なお、**表－例2.1**には後に述べる地震応答解析の結果得られた平均収束物性値も併せて示している。また、地盤剛性および減衰定数のひずみ依存性の関係を**図－例2.2**、**図－例2.3**に示す。

梁バネモデルにおけるトンネル～地盤間の単位長さあたりの相互作用バネ値は、免震区間については、本マニュアル(案)5.3.2の式（5.3.1）および式（5.3.2）にしたがって算定し、免震区間以外については、一般に用いられる算定手法としてトンネル軸方向、トンネル軸直角方向ともに単位長さあたりの相互作用バネ値Ｋが、トンネル軸方向、軸直角方向ともに周辺地盤の動的せん断弾性定数Ｇに等しいものとして算定した。

2.2.2　トンネルの構造条件

検討対象とするのは、**図－例2.1**に示す総延長1358ｍのシールドトンネルである。トンネルの両端部は立坑と接合されており、発進立坑側・到達立坑側の立坑の底版下端レベルは、G.L.-21ｍの洪積砂層２の上面およびG.L.-21ｍの洪積砂層１内にそれぞれ位置している。トンネルの縦断線形は、到達立坑側では大部分が旧河道部の厚い沖積粘性土層内を通過するが、河川横断部で深度を下げ、発進立坑までの区間はほぼ洪積層内を通過する。また、構造の変化部となる両端の立坑とトンネルとの取り合い部には、それぞれ可撓セグメントを配置するものとした。なお、立坑自体は解析上モデル化しないため構造の詳細は省略する。

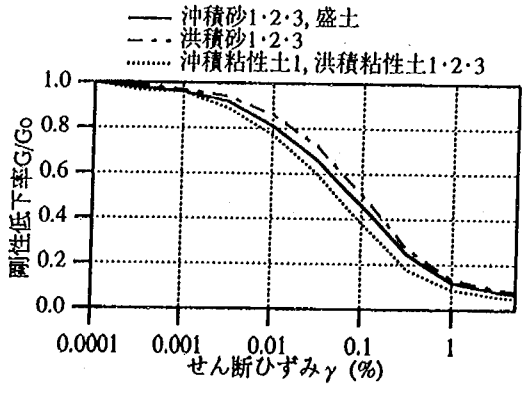
トンネルはＲＣセグメント製で、**図－例2.4**に示すように外径5.05m、セグメント厚25cmである。本検討で用いるセグメントの諸元を**表－例2.2**に示す。また、使用する材料の耐力、許容目開き量を**表－例2.3**に示す。本設計計算例におけるＬ２地震時における部材の耐力照査における考え方は、ト



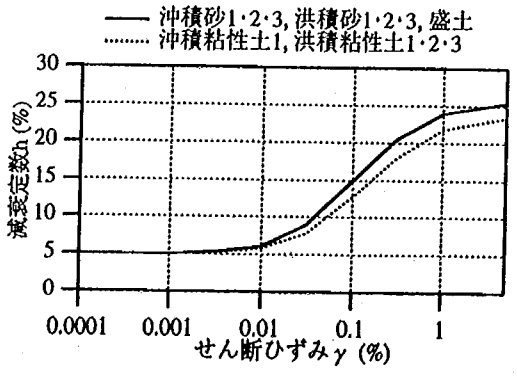
図－例2.1　トンネル縦断面図

表－例2.1　解析用地盤物性値と一次元地震応答解析で得られた平均収束物性値

地盤種別	単位体積重量γ (tf/m³)	P波速度 Vp (m/sec)	S波速度 Vs (m/sec)	初期せん断弾性係数 G0(tf/m²)	ポアソン比υ	タイプⅠ地震動による平均収束物性値 剛性低下率	せん断弾性係数G(tf/m²)	S波速度 Vs(m/sec)	減衰定数h	タイプⅡ地震動による平均収束物性値 剛性低下率	せん断弾性係数G(tf/m²)	S波速度 Vs(m/sec)	減衰定数h
盛土	1.9	1400	100	1939	0.497	0.585	1134	76	0.091	0.538	1044	73	0.097
沖積砂質土1	1.8	1400	120	2645	0.496	0.412	1091	77	0.161	0.343	908	70	0.179
沖積粘性土1上部	1.7	1400	130	2932	0.496	0.189	555	57	0.195	0.140	410	49	0.210
沖積粘性土1下部	1.7	1400	150	3903	0.494	0.120	469	52	0.215	0.147	573	57	0.207
沖積砂質土2	1.7	1400	180	5620	0.492	0.349	1963	106	0.119	0.301	1692	99	0.191
洪積砂質土1	1.7	1450	230	9177	0.487	0.531	4874	168	0.143	0.523	4798	166	0.146
洪積粘性土1	1.8	1450	190	6631	0.491	0.232	1538	92	0.180	0.215	1426	88	0.185
洪積砂質土2	1.7	1500	230	9177	0.488	0.438	4021	152	0.166	0.449	4122	154	0.164
洪積粘性土2	1.9	1500	280	15200	0.482	0.406	6172	178	0.129	0.425	6461	183	0.124
洪積砂質土3	1.9	1600	320	19853	0.479	0.579	11485	243	0.130	0.603	11971	248	0.123
洪積粘性土3	1.8	1600	250	11480	0.487	0.193	2217	110	0.192	0.227	2611	119	0.181
基盤	2.0	1650	360	26449	0.475								



図－例2.2　地盤の動的変形特性(G/G₀－γ)



図－例2.3　地盤の動的変形特性(h－γ)

表－例2.2　セグメントの諸元

項　目	記号･単位	諸元
セグメント外径	m	5.05
セグメント内径	m	4.55
セグメント厚	m	0.25
セグメントの弾性係数	Esg (tf/m^2)	3300000
セグメントの断面積	Asg (m^2)	3.770
セグメントの断面２次モーメント	Isg (m^4)	10.900
セグメントの幅	L (m)	1.2
ボルト仕様		M24(8.8)
リング継手ボルト本数	N (本)	21
ボルト有効長さ	lb (mm)	70.0
ボルト断面積	Ab (cm^2)	3.530
ボルトの断面２次モーメント	Ib (cm^4)	0.992
ボルトの弾性係数	Eb (tf/m^2)	21000000
継手板厚さ	h (mm)	14.0
継手板高さ	b (cm)	10.5
継手板スパン	l (cm)	11.0
継手板の弾性係数	Ep (tf/m^2)	21000000
継手板の断面２次モーメント	Ip (cm^4)	2.401
ボルト１本ばね定数	Kb' (tf/m)	181000
ボルト１リングばね定数	Kb (tf/m)	3801000
継手板１枚ばね定数	Kp' (tf/m)	72734
継手板１リングばね定数	Kp (tf/m)	1527404
(ボルト＋継手板) １つの継手ばね定数	Kbp' (tf/m)	30282
(ボルト＋継手板) １リング継手ばね定数	Kbp (tf/m)	635930
(ボルト＋継手板) 弾性係数	Ebp (tf/m^2)	6005005
等価軸圧縮剛性	EAc (tf)	12400000
等価軸引張剛性	EAt (tf)	719000
等価曲げ剛性	EI (tf･m)	4880000

表－例2.3　材料の耐力・許容目開き量

材料	単位	耐力・許容値
コンクリート（設計基準強度480kgf/cm^2)	kgf/cm^2	297
セグメント許容目開き量	mm	5.0

ンネルの圧縮時に関してはコンクリートの許容耐力とし、トンネルの引張変形時に関しては継手板・ボルトの降伏を許容して、許容目開き量5mmに対する継手の変形量に関する照査を実施した。

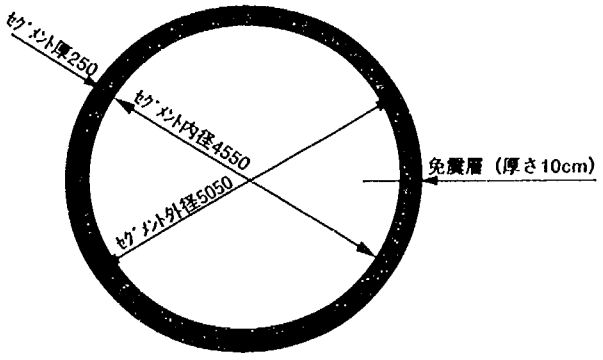
2.2.3 免震層の諸条件

免震材としては、シリコーン系材料を想定し、本マニュアル(案)第７章の表－解7.4より物性値を設定した。免震層の配置位置としては、大きな地盤ひずみの発生する到達立坑側の河川堤防部から斜路部の終わりまでの幅278ｍの区間と発進立坑側の河川堤防部の幅70ｍの区間とし、図－例2.1にその範囲を図示した。免震層の層厚および物性値は以下のとおりである。

免震層厚：10cm（テールボイドに相当する厚さ）

せん断弾性係数Ｇ：3kgf/cm²

ポアソン比 υ ：0.48



図－例2.4　トンネル断面図（単位：mm）

2.2.4 解析モデルおよび入力地震動

(1)解析モデル

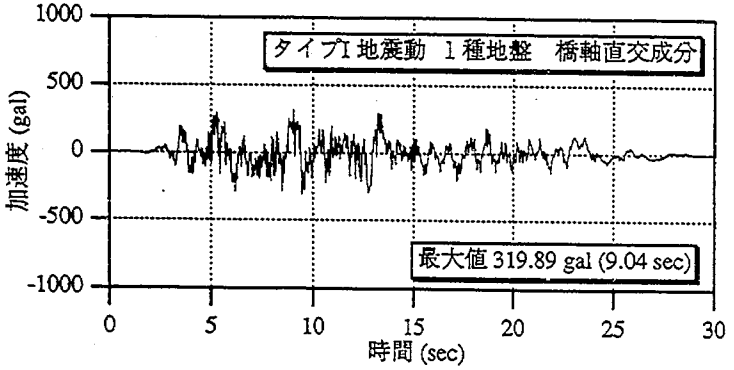
本設計では、地盤の地震応答解析は多質点系モデルを用いた動的解析により実施し、トンネルの地震応答は梁バネモデルを用いた静的解析により実施した。

(2)入力地震動

入力地震動はＬ２地震動を対象とし、道路橋の耐震設計用標準波のＩ種地盤の地震動の中からタイプⅠ、タイプⅡの２種類の地震動を選定した。入力地震動の加速度時刻歴および加速度応答スペクトルをそれぞれ図－例2.5(a),(b)、図－例2.6(a),(b)に示す。

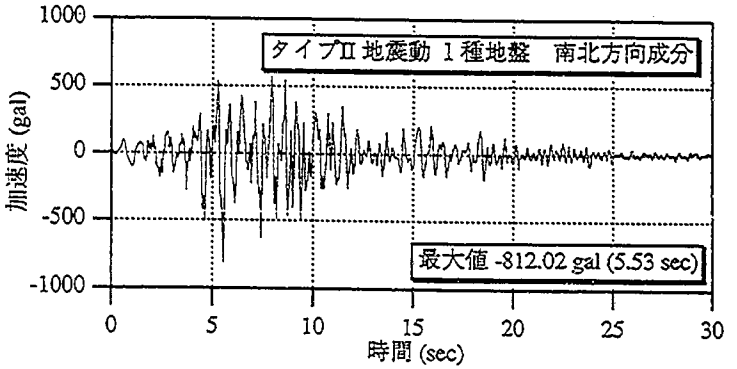
タイプⅠ地震動、Ⅰ種地盤：開北橋橋軸直交成分

タイプⅡ地震動、Ⅰ種地盤：神戸海洋気象台NS成分



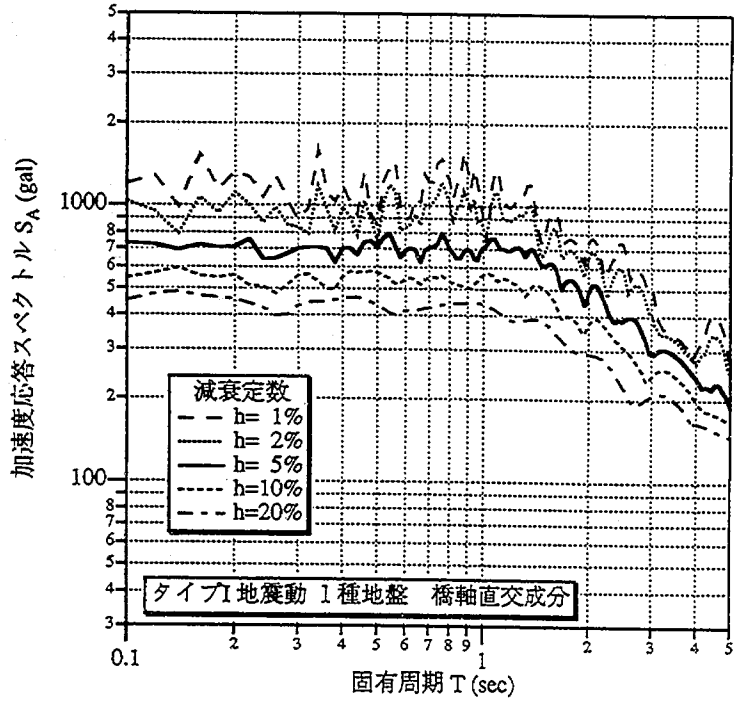
図－例2.5(a)　入力地震動の加速度時刻歴波形

（タイプⅠ地震動、Ⅰ種地盤、開北橋橋軸直交成分）



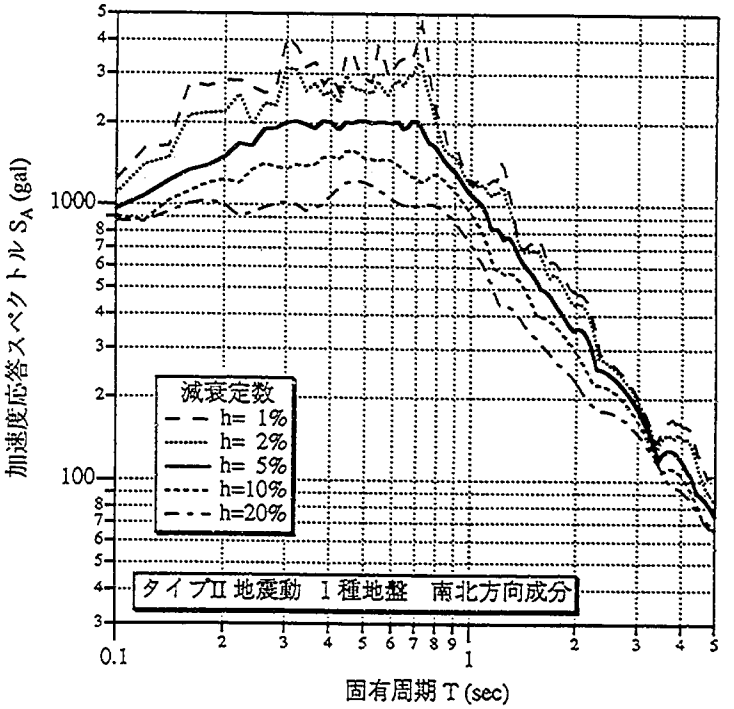
図－例2.6(a)　入力地震動の加速度時刻歴波形

（タイプⅡ地震動Ⅰ種地盤、神戸海洋気象台南北方向成分）



図－例2.5(b)　入力地震動の加速度応答スペクトル

（タイプⅠ地震動、Ⅰ種地盤、開北橋橋軸直交成分）



図－例2.6(b)　入力地震動の加速度応答スペクトル

（タイプⅡ地震動、Ⅰ種地盤、神戸海洋気象台南北方向成分）

２．３　解析手法

解析は以下のステップにしたがって実施した。

(1)ステップ1

ステップ1では一次元の地震応答解析により、地盤の収束物性値の算定および梁ばねモデルの立坑への入力変位時刻歴の作成を行った。解析は、等価線形化手法により地盤の非線形性を考慮し、図－例2.1に示す断面1から断面6までの6断面について実施した。断面1および断面6については立坑底版下端位置での変位時刻歴を取り出し、ステップ3における立坑の変位入力として用いる。入力地震動は、それぞれの解析断面の基盤を解放基盤とみなして入力した

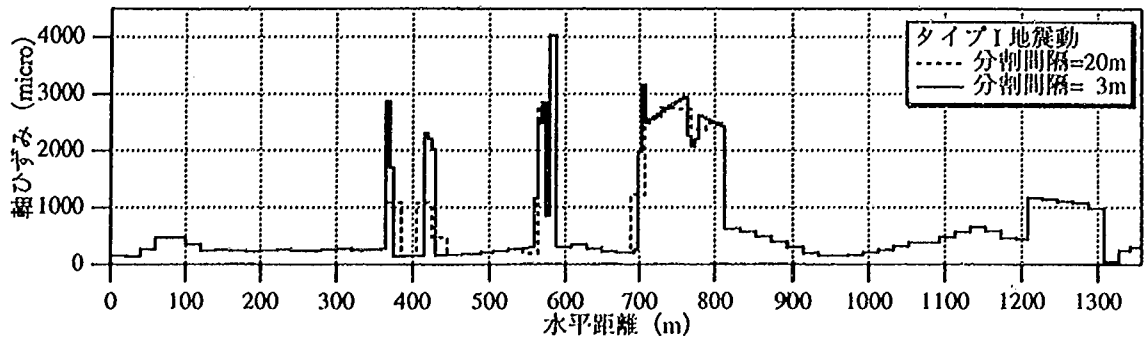
(2)ステップ2

ステップ2では多質点系モデルによる表層地盤の地震応答解析を行い、トンネル縦断方向の各位置の地盤の地震応答を求めた。トンネル縦断方向に関する解析モデルの離散化は、まず初めに、全区間を20ｍピッチで分割した多質点系モデルで地震応答解析を行い、地盤ひずみの概略の分布を求め、得られた地盤ひずみのピークを包含するように免震層の設置範囲を定めた。次に、免震層設置区間においては地盤ひずみ分布を精度よく評価できるように3ｍごとに細かな分割を行い、その他の一般部では20ｍごとに地盤を分割し、本計算の解析モデルを作成した。各土柱については、それぞれの地盤構造のせん断1次振動と等価な振動特性をもつ一質点系としてモデル化し、これら地盤の質点間をトンネル軸方向の地盤剛性に相当するばねで結合した全体系のモデルを作成した。同様に、各土柱のせん断2次および3次振動と等価な一質点系についてもそれぞれ全体系モデルを作成した。このようにして得られた3組の多質点系の地震応答解析をそれぞれ実施し、最終的に3組の系の応答値の重ね合わせを行った[1)]。地盤のせん断弾性定数としては、表－例2.1に示すステップ1で得られた6断面の平均収束物性値を使用し、減衰定数は20%を一律に用いた。

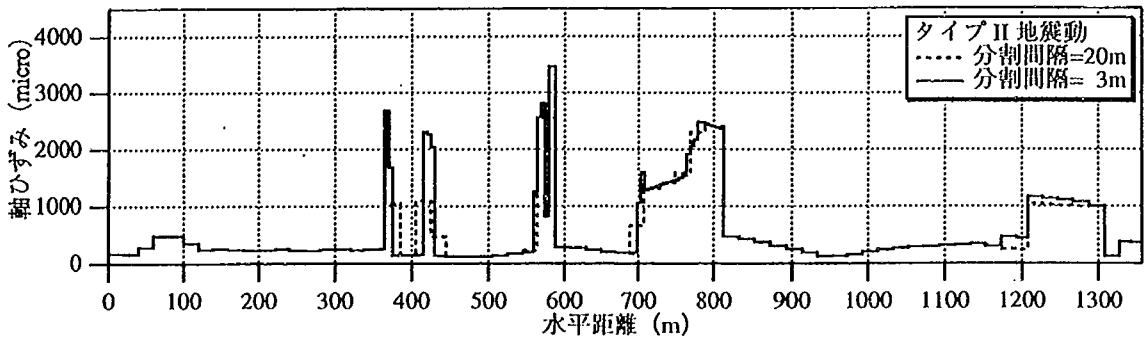
図－例2.7(a),(b)に免震層設置区間の質点の分割間隔を20mとしたケースと3mに細分したケースの多質点系モデルの地震応答解析で得られたトンネル軸方向の地盤ひずみ分布を示す。図－例2.7(a),(b)から分割間隔を3mとすることにより、地盤ひずみのピークをより明瞭なコントラストで捉えることができていることがわかる。

(3)ステップ3

ステップ3ではトンネルを梁要素、地盤をバネでモデル化した梁バネモデルに、ステップ2で求めたトンネルの各節点位置の地盤の変位時刻歴をトンネル～地盤間の相互作用バネを介して入力することにより、トンネルの地震応答を逐次、静的に解析した。トンネルの軸剛性としては、引張時にはセグメントリングの等価引張剛性、圧縮時には圧縮剛性とした表－例2.2に示す非線形梁要素としてモデル化した。両端の立坑については、立坑自体は解析上モデル化せず、立坑が剛体的な応答をするものとし、それぞれステップ1で得られた立坑底版下端位置での変位時刻歴を、トンネルの立坑節点に強制変位として入力した。本解析では、立坑とトンネル端部の間に可撓セグメントを配置することとしたため、立坑の節点とトンネル端部の節点との間には可撓セグメントを想定したバネを配置した。なお、このバネ定数としては、トンネルの剛性に比べて十分小さな値を入力した。



図－例2.7(a)　トンネル軸方向の地盤ひずみ分布に及ぼす地盤分割間隔の影響(タイプⅠ地震動)



図－例2.7(b)　トンネル軸方向の地盤ひずみ分布に及ぼす地盤分割間隔の影響(タイプⅡ地震動)

2．4　解析結果

2.4.1　水平成層地盤の地震応答解析結果

水平成層地盤の地震応答解析の結果得られた平均収束物性値を表－例2.1に示す。本検討では、タイプⅠ地震動のケースでは、地盤のせん断弾性係数は初期値に対して12%～59%に、減衰定数は9%～22%に収束し、タイプⅡ地震動のケースでは、地盤のせん断弾性係数は初期値に対して14%～60%に、減衰定数は10%～21%に収束した。

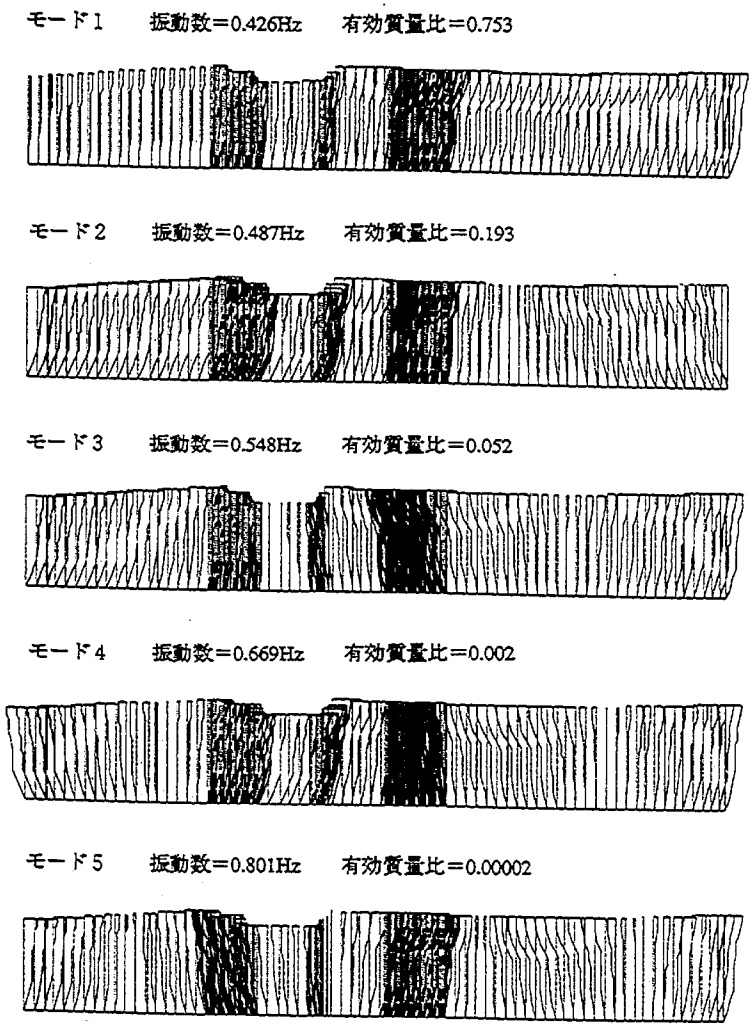
2.4.2　多質点系モデルによる地盤の地震応答解析結果

多質点系モデルにより得られた解析結果の1例として、各土柱のせん断1次モードに対する全体系のモード図を1次から5次まで図－例2.8（軸方向）、図－例2.9（軸直角方向）に示す。図－例2.8からトンネル軸方向では1次および2次のモード、図－例2.9から軸直角方向では1次および3次のモードが支配的であることがわかる。

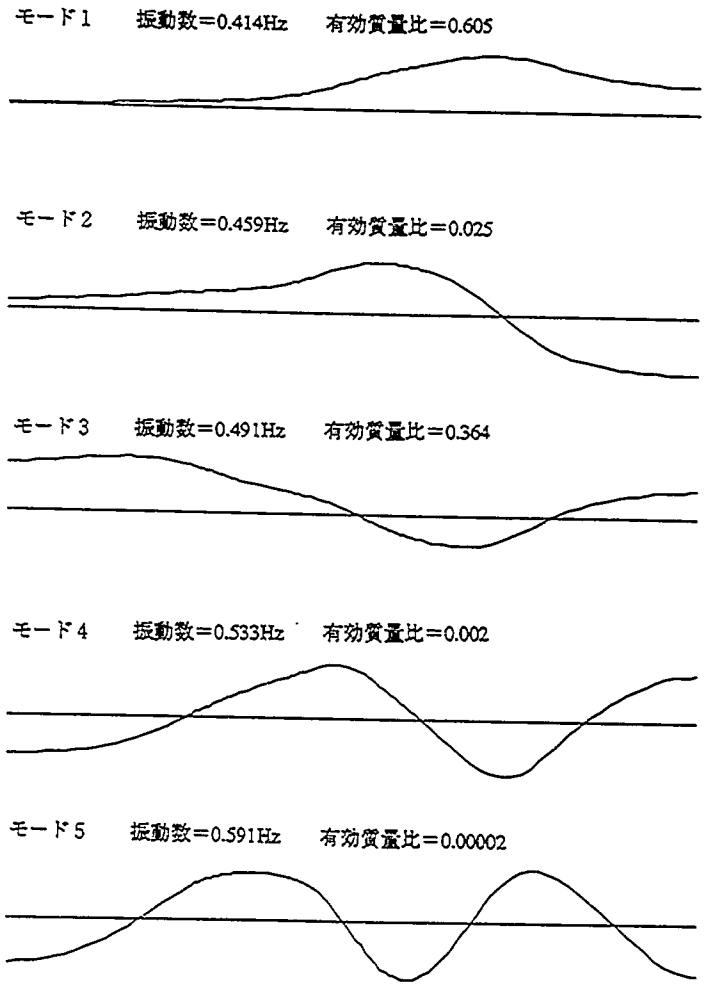
2.4.3　梁バネモデルの解析結果

梁バネモデルにより得られた免震層あり、免震層なしのトンネルの最大応答値を変位（軸方向、軸直角方向）、断面力（軸力（引張）、軸力（圧縮）、曲げモーメント、せん断力）について図－例2.10、図－例2.11に示す。それぞれ図－例2.10はタイプⅠ地震動、図－例2.11はタイプⅡ地震動による結果である。

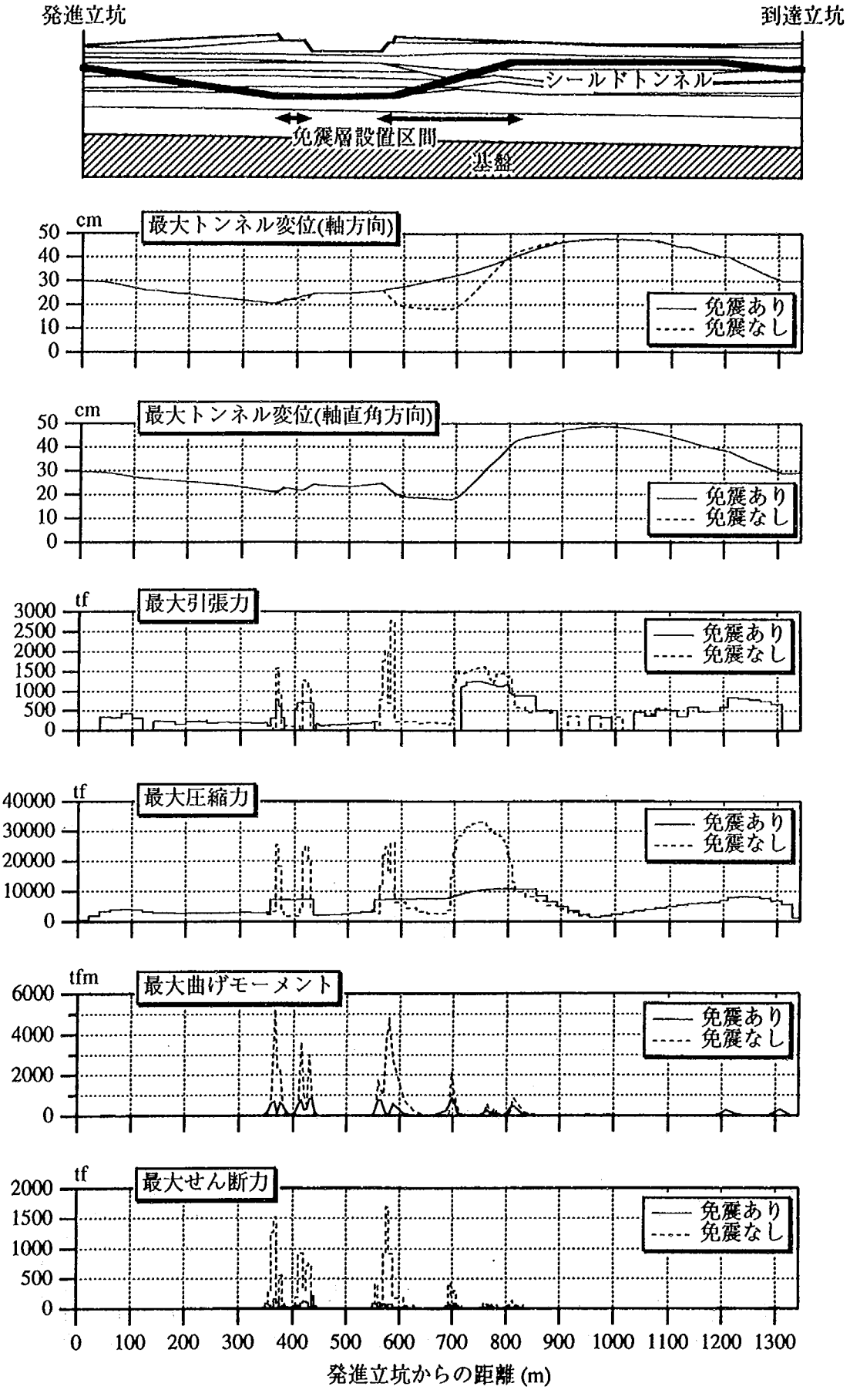
図－例2.10、図－例2.11からタイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動ともにトンネル軸方向の最大応答



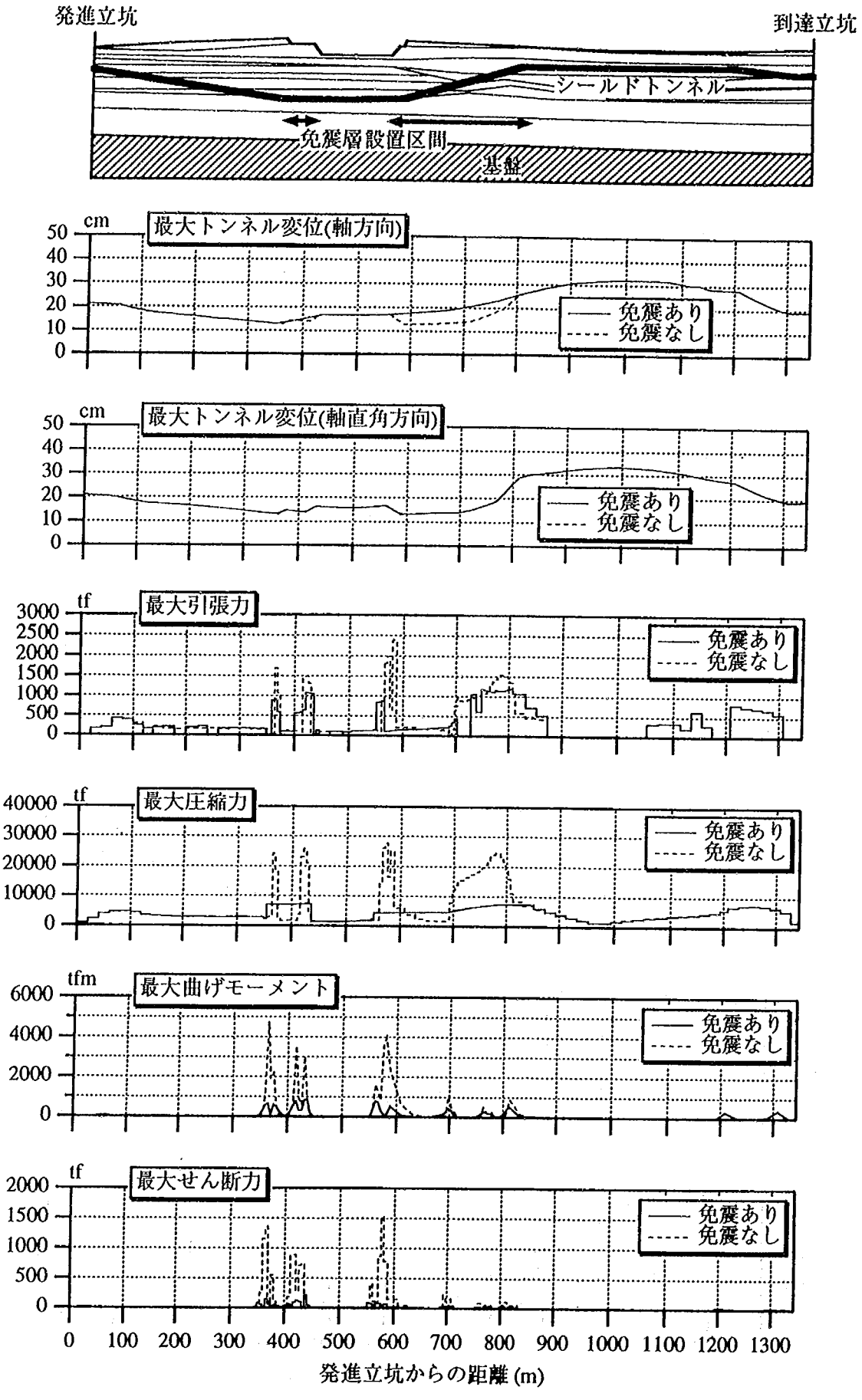
図－例2.8　軸方向の全体系モデルのモード図(1～5次)
(各1質点系はせん断1次モード)



図－例2.9　軸直角方向の全体系モデルのモード図(1～5次)
(各質点系はせん断1次モード)



図－例2.10　トンネルの最大応答値(タイプⅠ地震動)



図－例2.11　トンネルの最大応答値(タイプⅡ地震動)

変位は、免震層を設置したケースでは免震層なしのケースに比べて、到達立坑側の河川堤防部から斜路部の終わりまでの区間における急激な変位分布の形状がなめらかに平滑化されていることがわかる。

トンネルの断面力は、河川横断部および沖積粘性土層内の勾配区間で大きなピークを示すが、最大値を比較すると免震層なしのケースに比べて免震層を設置したケースでは、軸引張力で約50%、軸圧縮力で約70%、曲げモーメントおよびせん断力で約85%の低減効果がみられる。

2.4.4 部材耐力、変形量の照査

梁バネモデルによる解析の結果得られた断面力の各最大値を用いて、セグメントの部材耐力、変形量の照査を行った結果を表-例2.4に示す。なお、軸引張変形と曲げ変形との組み合わせに関して、それぞれ単独のケースに加えて、両者の最大値が同時に作用した場合の組合せの倍率として $1\sqrt{2}$ をそれぞれ考慮したケースについても照査を行った。

免震層なしのケースでは、セグメントに発生する圧縮応力が部材耐力を大幅に上回っている区間が見られるが、免震層を設置したケースでは全て許容値内に収まった。

表-例2.4 セグメント部材の耐力・変形量の照査結果

			ﾀｲﾌﾟⅠ 地震動 免震なし	ﾀｲﾌﾟⅠ 地震動 免震あり	ﾀｲﾌﾟⅡ 地震動 免震なし	ﾀｲﾌﾟⅡ 地震動 免震あり	耐力・許容目開き量
発生最大断面力		軸圧縮力(tf)	3.30×10^{4}	1.09×10^{4}	2.76×10^{4}	7.46×10^{3}	
		軸引張力(tf)	2.77×10^{3}	1.25×10^{3}	2.39×10^{3}	1.20×10^{3}	
		曲げモーメント(tf*m)	5.23×10^{3}	8.38×10^{2}	4.78×10^{3}	8.47×10^{2}	
応力 (kgf/cm^2)	軸圧縮変形	セグメント圧縮応力	875	289	732	198	297
変形量 (mm)	軸引張変形	(ボルト＋継手板)	4.9	2.2	4.2	2.1	5.0
		ボルト	1.2	0.6	1.1	0.5	5.0
		継手板	1.8	0.8	1.6	0.8	5.0
	曲げ変形	(ボルト＋継手板)	0.1	0.0	0.1	0.0	5.0
		ボルト	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
		継手板	0.1	0.0	0.0	0.0	5.0
	軸引張変形＋曲げ変形	(ボルト＋継手板)	3.5	1.6	3.1	1.5	5.0
		ボルト	0.9	0.4	0.8	0.4	5.0
		継手板	1.3	0.6	1.1	0.6	5.0

：許容値を越える個所

参考文献

1) Suzuki, T. and Unami, K.: The extended quasi-three-dimensional ground model for irregularly bounded surface ground, 土木学会論文集, No.446/ I -19, pp.45-55, 1992.

設計計算例－３　護岸ケーソン下を通過するシールドトンネル縦断方向に対する免震設計計算例

３．１　設計の概要

本設計計算例では、地盤急変部の中で人工的に表層地盤の卓越振動数が急変する個所として護岸ケーソン下に免震トンネルを計画する例を取り上げ、海上と陸上の立坑間を結ぶ海底シールドトンネルを検討対象とした。トンネルが通過する区間における表層地盤厚は、ケーソンの設置された護岸部を境として急変するため地盤の振動特性が変化するとともに、護岸ケーソン自体も地震時のトンネルの応答性状に影響を与えることが想定される。Ｌ２地震時には、このような地盤条件急変部においてシールドトンネル縦断方向断面に大きな地盤ひずみ、トンネル断面力の発生が想定されるため、この位置に免震構造を適用した場合のトンネルの部材耐力、変形量に関する耐震安全性の照査結果を以下に示す。なお、免震効果を確認するために、免震層を設けたケースに加えて免震層を設けない従来型のトンネルのケースについても解析を行い、両者の結果について比較を行った。

３．２　設計条件

3.2.1　地盤条件

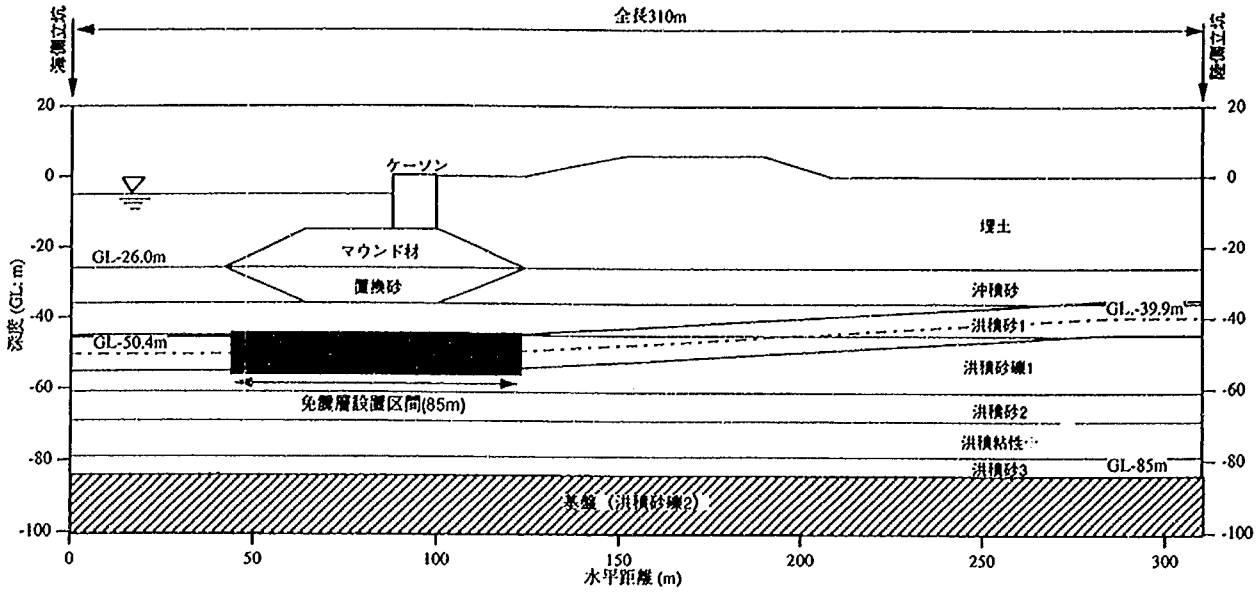
表層地盤は、**図－例3.1**に示すように層厚85ｍで、上部26ｍが埋土、その下に10ｍの沖積砂層、それ以深は洪積の砂、砂礫、粘性土の互層である。盛土および護岸部を別として、各地層境界は水平成層構造とした。海底面はG.L.-26ｍで沖積層上面に一致している。解析上の基盤は、深度G.L.-85ｍのＳ波速度500m/secの洪積砂礫層とした。陸側および海側の立坑位置での地盤構成と単位体積重量、Ｓ波速度を**図－例3.2**に示す。また、地盤剛性および減衰定数のひずみ依存性の関係を**図－例3.3**、**図－例3.4**に示す。

梁バネモデルの解析において用いるトンネル～地盤間の単位長さあたりの相互作用バネ値は、免震区間については、本マニュアル(案)5.3.2の式（5.3.1）および式（5.3.2）にしたがい算定し、免震区間以外については、一般に用いられる算定手法として単位長さあたりの相互作用バネ値Ｋが、トンネル軸方向、軸直角方向ともに周辺地盤の動的せん断弾性定数Ｇに等しいものとして算定した。

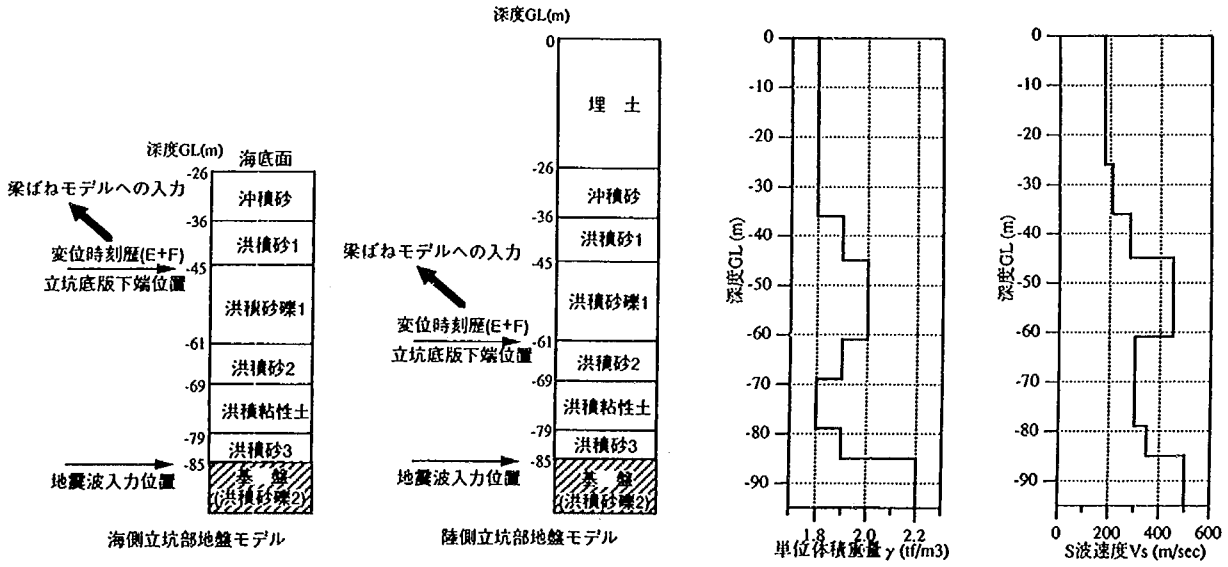
3.2.2　トンネルの構造条件

検討対象とするのは、**図－例3.1**に示す総延長310ｍのシールドトンネルである。トンネルの両端部は立坑と接合されており、海側・陸側の立坑の底版下端レベルは、それぞれG.L.-61ｍの洪積砂層２の上面およびG.L.-45ｍの洪積砂礫層１の上面に一致している。トンネルは全区間にわたり洪積層内を通過し、途中に勾配区間が設けられている。また、構造の変化部となる両端の立坑とトンネルとの取り合い部には、それぞれ可撓セグメントを配置するものとした。なお、立坑自体は解析上モデル化しないため構造の詳細は省略する。

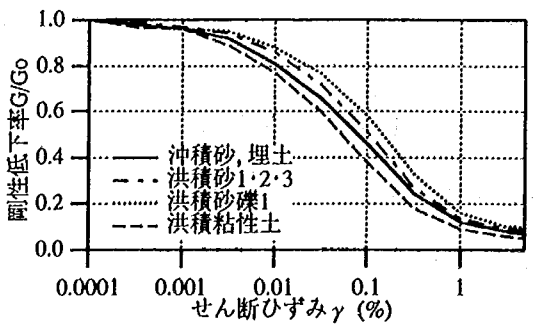
図－例3.5に示すようにセグメントはダクタイル製で、外径9.5ｍ、セグメント厚35cmであ



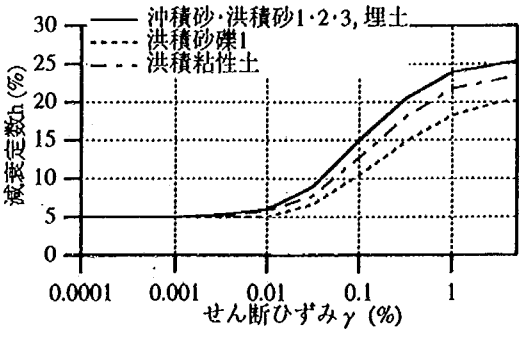
図－例3.1　トンネル縦断面図



図－例3.2　一次元地震応答解析に用いた地盤条件



図－例3.3　地盤の動的変形特性（$G/G_0 - \gamma$）



図－例3.4　地盤の動的変形特性（$h - \gamma$）

る。本検討で用いるセグメントの諸元を表－例3.1に示す。また、使用する材料の耐力、許容目開き量を表－例3.2に示す。本設計例で用いたＬ２地震時における部材の許容値は、鋼材については降伏応力を耐力とし、セグメントの許容目開き量は5mmとした。

表－例3.1　セグメントの諸元

項　目	記号･単位	諸元
セグメント外径	m	9.5
セグメント内径	m	8.8
セグメント厚	m	0.35
セグメントの弾性係数	Esg (tf/m^2)	17000000
セグメントの断面積	Asg (m^2)	1.188
セグメントの断面２次モーメント	Isg (m^4)	12.63
セグメントの幅	L (m)	1.0
ボルト仕様		M27(6.8)
リング継手ボルト本数	N (本)	58
ボルト有効長さ	lb (mm)	80.0
ボルト断面積	Ab (cm^2)	4.59
ボルトの断面２次モーメント	Ib (cm^4)	1.677
ボルトの弾性係数	Eb (tf/m^2)	21000000
継手板厚さ	h (mm)	18.0
継手板高さ	b (cm)	33.0
継手板スパン	l (cm)	49.0
継手板の弾性係数	Ep (tf/m^2)	17000000
継手板の断面２次モーメント	Ip (cm^4)	16.04
ボルト１本ばね定数	Kb' (tf/m)	120000
ボルト１リングばね定数	Kb (tf/m)	6960000
継手板１枚ばね定数	Kp' (tf/m)	4450
継手板１リングばね定数	Kp (tf/m)	258100
(ボルト＋継手板) １つの継手ばね定数	Kbp' (tf/m)	2184
(ボルト＋継手板) １リング継手ばね定数	Kbp (tf/m)	126701
(ボルト＋継手板) 弾性係数	Ebp (tf/m^2)	380740
等価軸圧縮剛性	EAc (tf)	20200000
等価軸引張剛性	EAt (tf)	126000
等価曲げ剛性	EI (tf･m)	3910000

表－例3.2　材料の耐力・許容目開き量

材料	単位	耐力・許容値
ダクタイル鋳鉄 (FCD50)	kgf/cm^2	3300
ボルト (M27, 6.8)	kgf/cm^2	2700
セグメント許容目開き量	mm	5.0

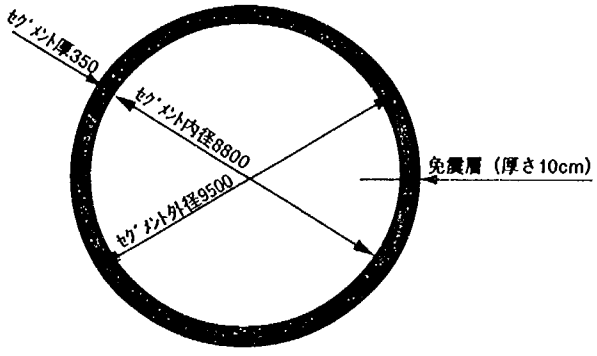
3.2.3　免震層の諸条件

免震材としては、シリコーン系材料を想定し、本マニュアル(案)第７章の表－解7.1.4より物性値を設定した。免震層の配置位置としては、幅12ｍの護岸ケーソンの直下を通過する延長85ｍの区間とした。免震層の層厚および物性値は以下のとおりである。

免震層厚：10cm（テールボイドに相当する厚さ）

せん断弾性係数Ｇ：3kgf/cm²

ポアソン比 υ ：0.48



図－例3.5　トンネル断面図（単位：mm）

3.2.4　解析モデルおよび入力地震動

(1)解析モデル

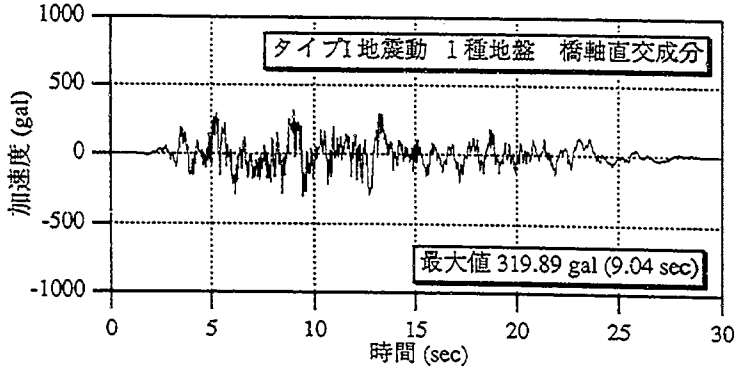
本設計では、地盤の地震応答解析は多質点系モデルを用いた動的解析により実施し、トンネルの地震応答は梁バネモデルを用いた静的解析により実施した。

(2)入力地震動

入力地震動はＬ２地震動を対象とし、道路橋の耐震設計用標準波のＩ種地盤の地震動の中からタイプⅠ、タイプⅡの２種類の地震動を選定した。入力地震動の加速度時刻歴および加速度応答スペクトルをそれぞれ図－例3.6(a),(b)、図－例3.7(a),(b)に示す。

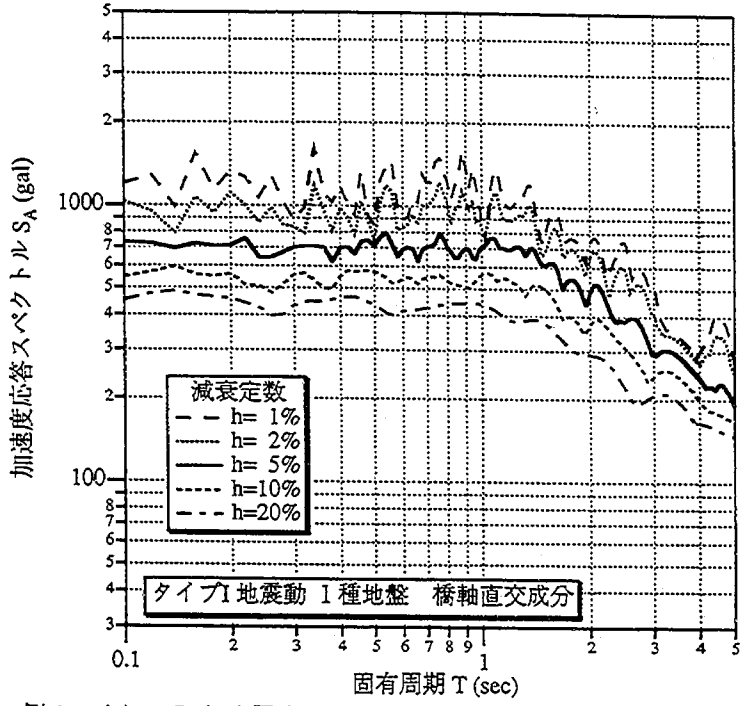
タイプⅠ地震動、Ⅰ種地盤：開北橋橋軸直交成分

タイプⅡ地震動、Ⅰ種地盤：神戸海洋気象台NS成分



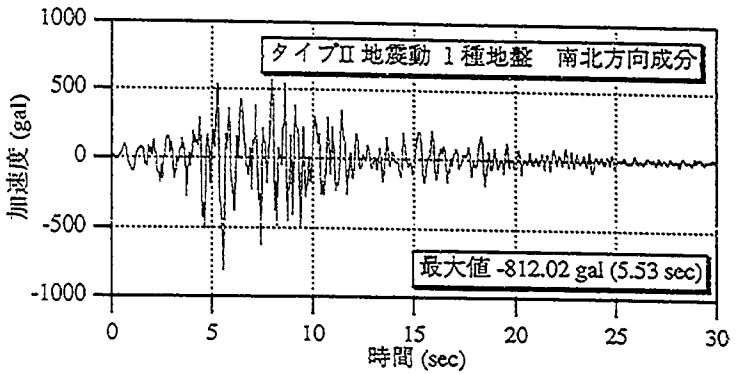
図－例3.6(a)　地震動入力の加速度時刻歴波形

（タイプⅠ地震動、Ⅰ種地盤、開北橋橋軸直交成分）



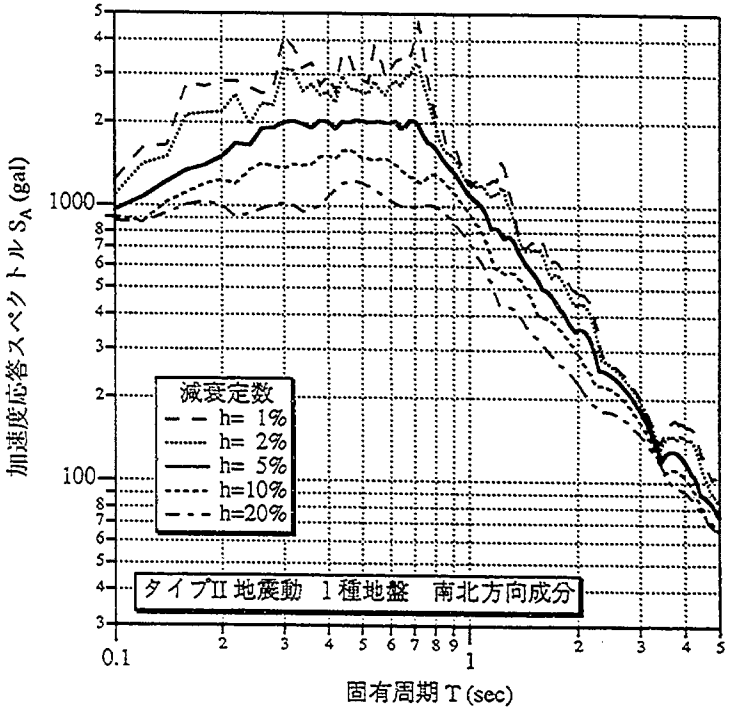
図－例3.6(b)　入力地震動の加速度応答スペクトル

（タイプⅠ地震動、Ⅰ種地盤、開北橋橋軸直交成分）



図－例3.7(a)　入力地震動の加速度時刻歴波形

（タイプⅡ地震動、Ⅰ種地盤、神戸海洋気象台南北方向成分）



図－例3.7(b)　入力地震動の加速度応答スペクトル

（タイプⅡ地震動、Ⅰ種地盤、神戸海洋気象台南北方向成分）

3.3 解析手法

解析は以下のステップにしたがい、実施した。

(1) ステップ1

ステップ1では一次元の地震応答解析により、地盤の収束物性値の算定および梁ばねモデルの立坑への入力変位時刻歴の作成を行った。解析は、等価線形化手法により地盤の非線形性を考慮し、図-例3.2に示す陸側および海側の2種類の地盤構造について実施した。入力地震動は、G.L.-85 mの深度に設定した基盤を解放基盤とみなして入力した。

(2) ステップ2

ステップ2では多質点系モデルによる表層地盤の地震応答解析を行い、トンネル縦断方向の各位置の地盤の地震応答を求めた。トンネル縦断方向に関する解析モデルの離散化は、免震構造の採用を検討するケーソン護岸付近では、地盤ひずみ分布を精度よく評価できるように3 mごとに分割を行った。その他の一般部ではこれほどの細分割は不要であるが、解析領域が310 mと短い区間であることから、約4 mごとに地盤を分割した。各土柱については、それぞれの地盤構造のせん断1次振動と等価な振動特性をもつ一質点系としてモデル化し、これら地盤の質点間をトンネル軸方向の地盤剛性に相当するばねで結合した全体系のモデルを作成した。同様に、各土柱のせん断2次および3次振動と等価な一質点系についてもそれぞれ全体系モデルを作成した。このようにして得られた3組の多質点系の地震応答解析をそれぞれ実施し、最終的に3組の系の応答値の重ね合わせを行った[1)]。地盤のせん断弾性定数としては、ステップ1で得られた収束物性値を使用し、減衰定数は20%を一律に用いた。なお、ケーソン、基礎砕石、置換砂はそれぞれの材料物性を用いることにより、質点系としてのモデル化で考慮した。ただし、ケーソンに作用する動水圧については無視した。

(3) ステップ3

ステップ3ではトンネルを梁要素、地盤をバネでモデル化した梁バネモデルに、ステップ2で求めたトンネルの各節点位置の地盤の変位時刻歴をトンネル～地盤間の相互作用バネを介して入力することにより、トンネルの地震応答を逐次、静的に解析した。トンネルの軸剛性としては、引張時にはセグメントの等価軸引張剛性、圧縮時には等価軸圧縮剛性とした表-例3.1に示す非線形梁要素としてモデル化した。両端の立坑については、立坑自体は解析上モデル化せず、立坑が剛体的な応答をするものとして、それぞれステップ1で得られた立坑底版下端位置での変位時刻歴を強制変位として入力した。本解析では、立坑とトンネル端部の間に可撓セグメントを配置することとしたため、立坑の節点とトンネル端部の節点との間には可撓セグメントのバネ定数としてトンネルの剛性に比べて十分小さな値を入力した。

3．4　解析結果

3.4.1　水平成層地盤の地震応答解析結果

水平成層地盤の地震応答解析の結果得られた収束物性値を解析に用いた地盤物性値とともに表－例3.3に示す。本検討では、タイプⅠ地震動のケースでは、地盤のせん断弾性係数は初期値に対して21%～56%に、減衰定数は10%～22%に収束し、タイプⅡ地震動のケースでは、地盤のせん断弾性係数は初期値に対して27%～55%に、減衰定数は11%～21%に収束した。

表－例3.3　解析用地盤物性値と解析で得られた収束物性値

地盤種別	層厚 (m)	単位体積重量γ (tf/m³)	P波速度 Vp (m/sec)	S波速度 Vs (m/sec)	初期せん断弾性係数 G0 (tf/m²)	ポアソン比υ	タイプⅠ地震動			タイプⅡ地震動		
							平均剛性低下率	せん断弾性係数 G (tf/m²)	収束減衰定数h	平均剛性低下率	せん断弾性係数 G (tf/m²)	収束減衰定数h
埋土	26	1.8	1440	180	5951	0.492	0.353	2100	0.175	0.347	2063	0.175
沖積砂	10	1.8	1540	210	8100	0.491	0.211	1709	0.221	0.267	2166	0.208
洪積砂1	9	1.9	1570	280	15200	0.484	0.458	6958	0.161	0.521	7919	0.146
洪積砂礫1	16	2.0	2050	450	41326	0.475	0.561	23181	0.102	0.547	22605	0.106
洪積砂2	8	1.9	1580	300	17450	0.481	0.352	6139	0.183	0.309	5393	0.192
洪積粘性土	10	1.8	1620	300	16530	0.482	0.371	6133	0.194	0.341	5638	0.201
洪積砂3	6	1.9	1650	350	23750	0.476	0.422	10015	0.168	0.436	10353	0.165
基盤(洪積砂礫2)		2.2	2100	500	56122	0.470						
ケーソン	15	2.1			1285000	0.167	1.0	1285000	5.0	1.0	1285000	5.0
基礎砕石	11	2.0	2000	300	18367	0.488	0.353	6484	0.102	0.347	6373	0.106
置換砂	10	1.8	1600	200	7347	0.492	0.211	1550	0.221	0.267	1964	0.208

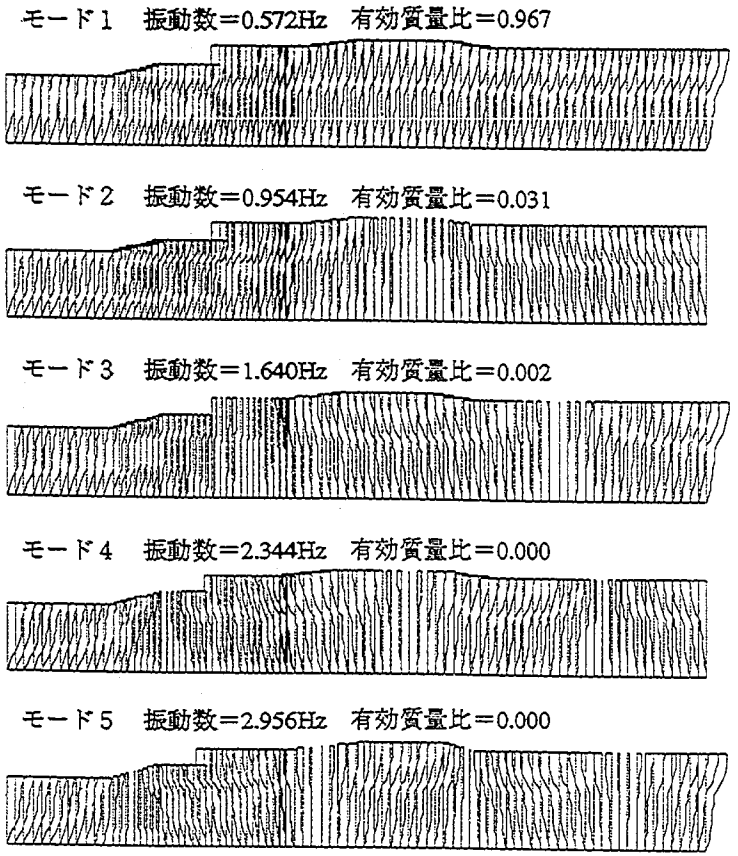
3.4.2　多質点系モデルによる地盤の地震応答解析結果

多質点系モデルにより得られた解析結果の1例として、各土柱のせん断1次モードに対する全体系のモード図を1次から5次まで図－例3.8（軸方向）、図－例3.9（軸直角方向）に示す。図－例3.8、図－例3.9からトンネル軸方向、軸直角方向ともに1次のモードが支配的であることがわかる。

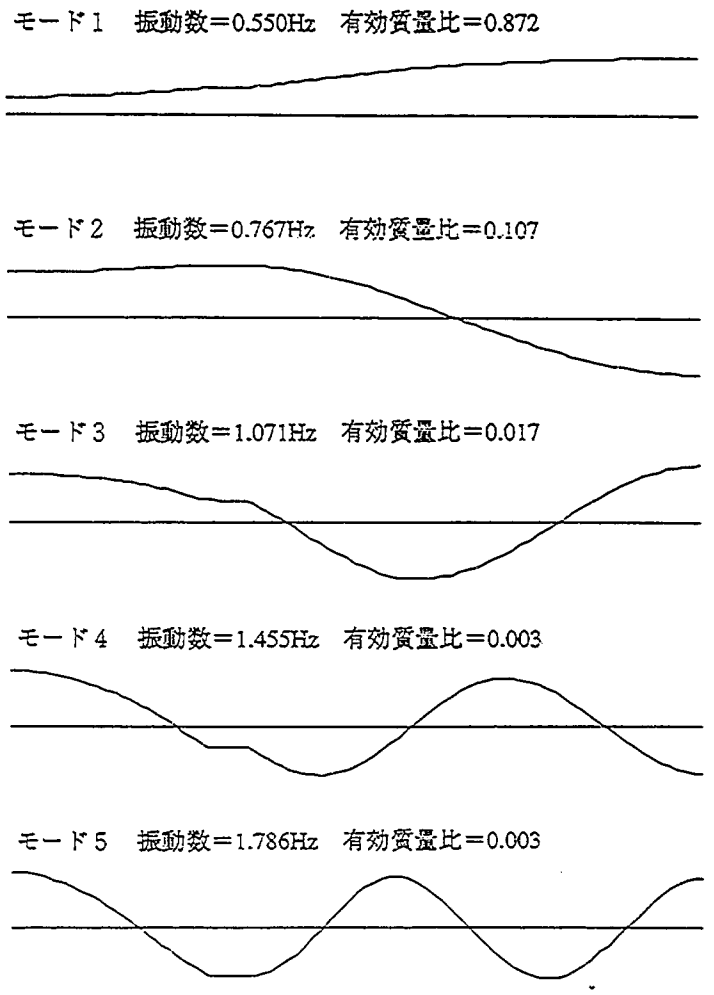
3.4.3　梁バネモデルの解析結果

梁バネモデルにより得られた免震層あり、免震層なしのトンネルの最大応答値を変位（軸方向、軸直角方向）、断面力（軸力（引張）、軸力（圧縮）、曲げモーメント、せん断力）について図－例3.10、図－例3.11に示す。それぞれ図－例3.10はタイプⅠ地震動、図－例3.11はタイプⅡ地震動による結果である。

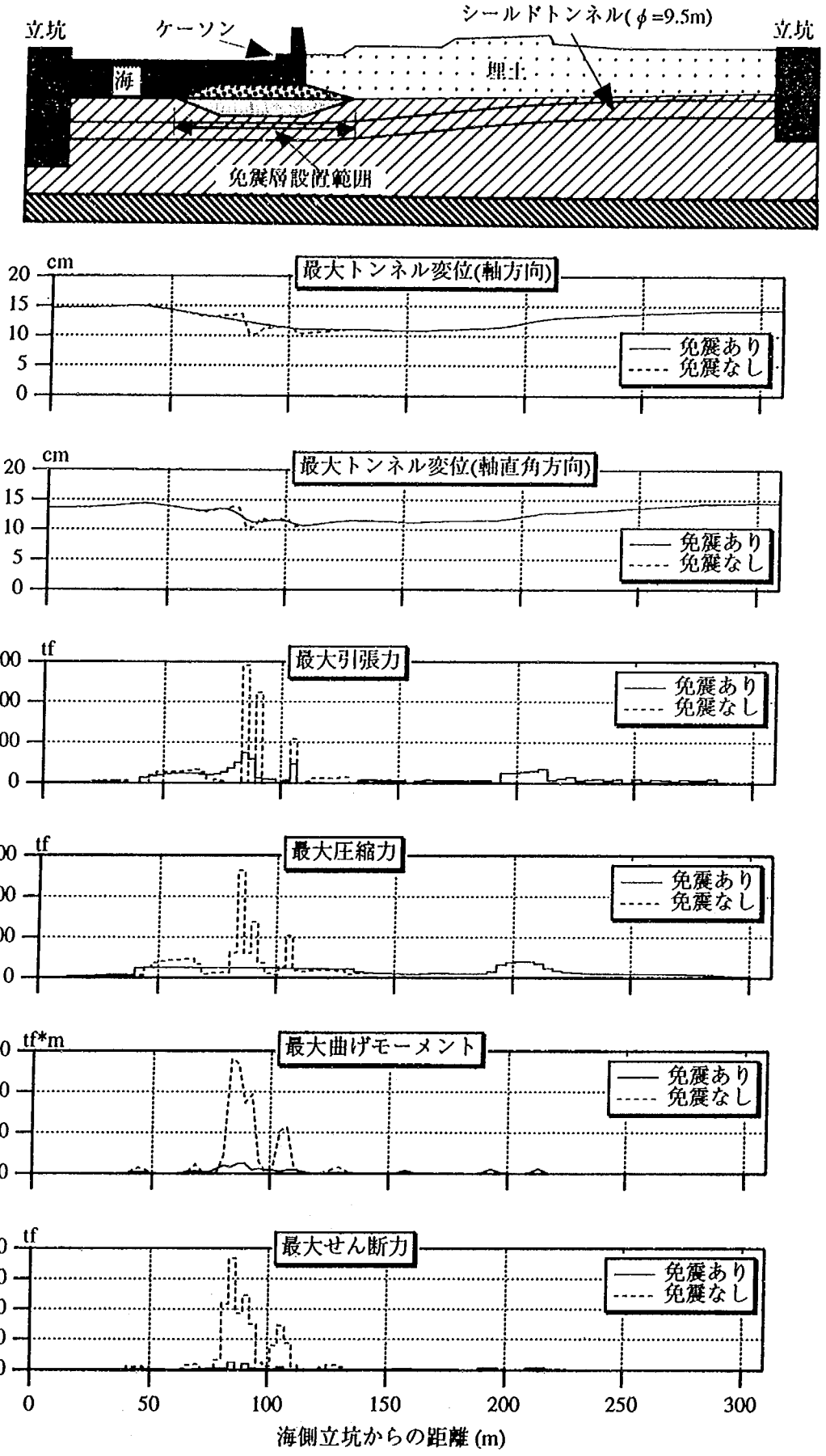
図－例3.10、図－例3.11からタイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動ともに護岸ケーソンの下部に免震層を設置したケースでは、トンネルの最大応答変位が免震層なしのケースに比べてなめらかな分布形状となることがわかる。トンネルの断面力は、護岸ケーソンの下部で最大値を示すが、最大値を比較すると免震層なしのケースに比べて免震層を設置したケースでは、軸引張力で約70%、軸圧縮力で約85%、曲げモーメントおよびせん断力で約90%の低減効果がみられる。



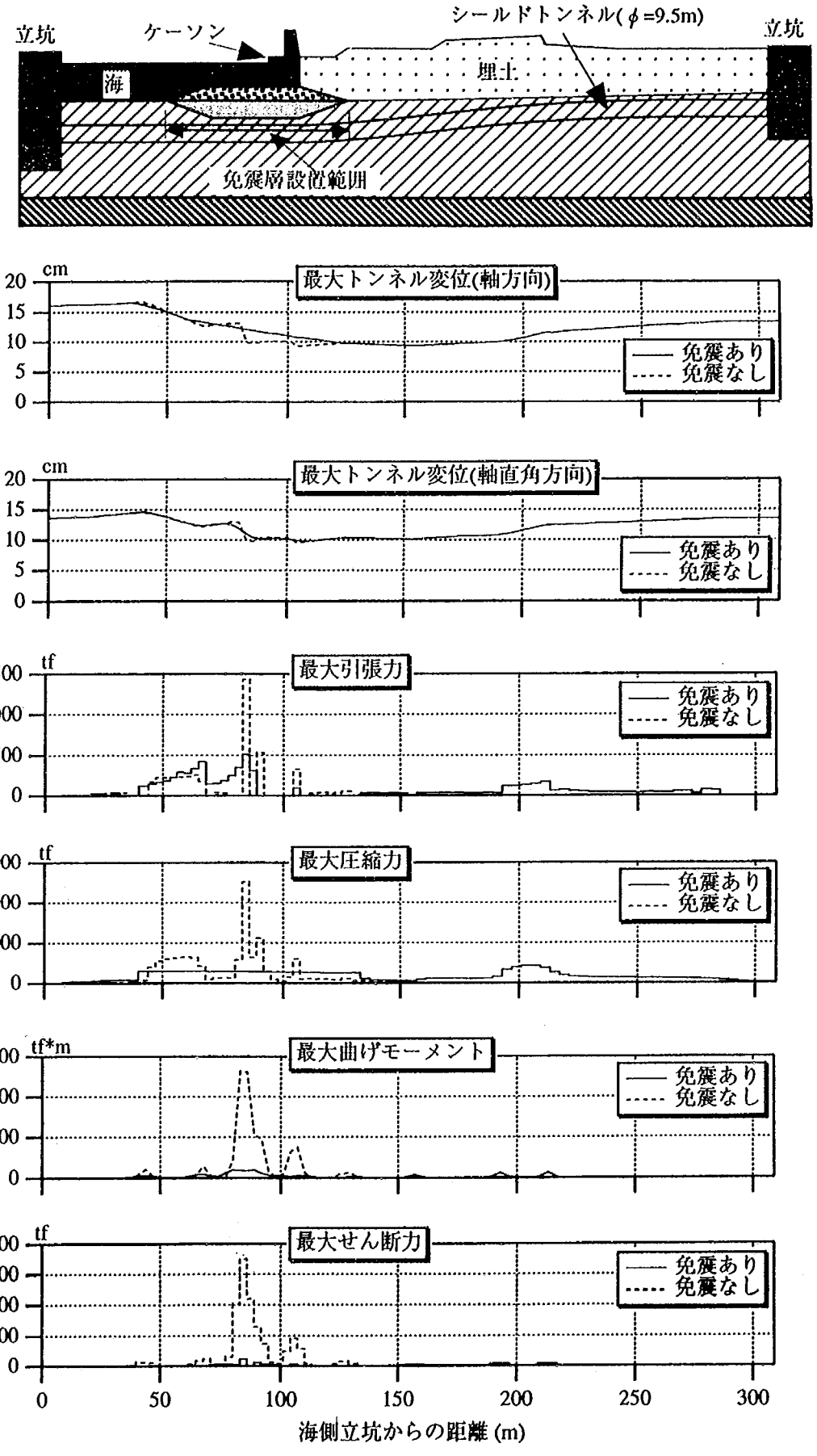
図－例3.8　軸方向の全体系モデルのモード図(1～5次)
(各1質点系はせん断1次モード)



図－例3.9　軸直角方向の全体系モデルのモード図(1～5次)
(各質点系はせん断1次モード)



図－例3.10　トンネルの最大応答値分布(タイプⅠ地震動)



図－例3.11　トンネルの最大応答値分布(タイプⅡ地震動)

3.4.4 部材耐力、変形量の照査

梁バネモデルによる解析の結果得られた断面力の最大値を用いて、セグメントの部材耐力、変形量の照査を行った結果を表－例3.4に示す。なお、軸引張変形と曲げ変形との組み合わせに関して、それぞれ単独のケースに加えて、両者の最大値が同時に作用した場合の組合せの倍率として$1/\sqrt{2}$をそれぞれ考慮したケースについても照査を行った。

免震層なしのケースでは、セグメントに発生する応力、目開き量が部材耐力、許容目開き量を大幅に上回っている区間が見られるが、免震層を設置したケースでは全て許容値内に収まった。

表－例3.4　セグメント部材の耐力・変形量の照査結果

			ﾀｲﾌﾟⅠ 地震動 免震なし	ﾀｲﾌﾟⅠ 地震動 免震あり	ﾀｲﾌﾟⅡ 地震動 免震なし	ﾀｲﾌﾟⅡ 地震動 免震あり	耐力・許容目開き量
発生最大断面力		軸圧縮力(tf)	1.26×10^{5}	2.16×10^{4}	1.32×10^{5}	2.02×10^{4}	
		軸引張力(tf)	1.43×10^{3}	5.11×10^{2}	1.46×10^{3}	3.65×10^{2}	
		曲げモーメント(tf*m)	2.63×10^{4}	2.01×10^{3}	2.82×10^{4}	2.50×10^{3}	
応力 (kgf/cm²)	軸圧縮変形	セグメント圧縮応力	10607	1818	11112	1701	3300
	軸引張変形	セグメント引張応力	120	43	123	31	3300
		ボルト引張応力	5371	1919	5484	1371	2700
		継手板引張応力	8474	3028	8652	2163	3300
	曲げ変形	セグメント引張応力	989	76	1061	94	3300
		ボルト引張応力	100	8	107	8	2700
		継手板引張応力	157	12	169	13	3300
	軸引張変形＋曲げ変形	セグメント引張応力	785	84	837	88	3300
		ボルト引張応力	3869	1363	3954	975	2700
		継手板引張応力	6104	2150	6237	1540	3300
変形量 (mm)	軸引張変形	(ボルト＋継手板)	11.3	4.0	11.5	2.9	5.0
		ボルト	0.2	0.1	0.2	0.1	5.0
		継手板	5.5	2.0	5.7	1.4	5.0
	曲げ変形	(ボルト＋継手板)	0.2	0.0	0.2	0.0	5.0
		ボルト	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
		継手板	0.1	0.0	0.1	0.0	5.0
	軸引張変形＋曲げ変形	(ボルト＋継手板)	8.1	2.9	8.3	2.1	5.0
		ボルト	0.1	0.1	0.2	0.0	5.0
		継手板	4.0	1.4	4.1	1.0	5.0

：許容値を越える個所

参考文献

1) Suzuki, T. and Unami, K.: The extended quasi-three-dimensional ground model for irregularly bounded surface ground, 土木学会論文集, No.446/ I -19, pp.45-55, 1992.

設計計算例－４　立坑接合部に対する免震設計計算例

４．１　設計の概要

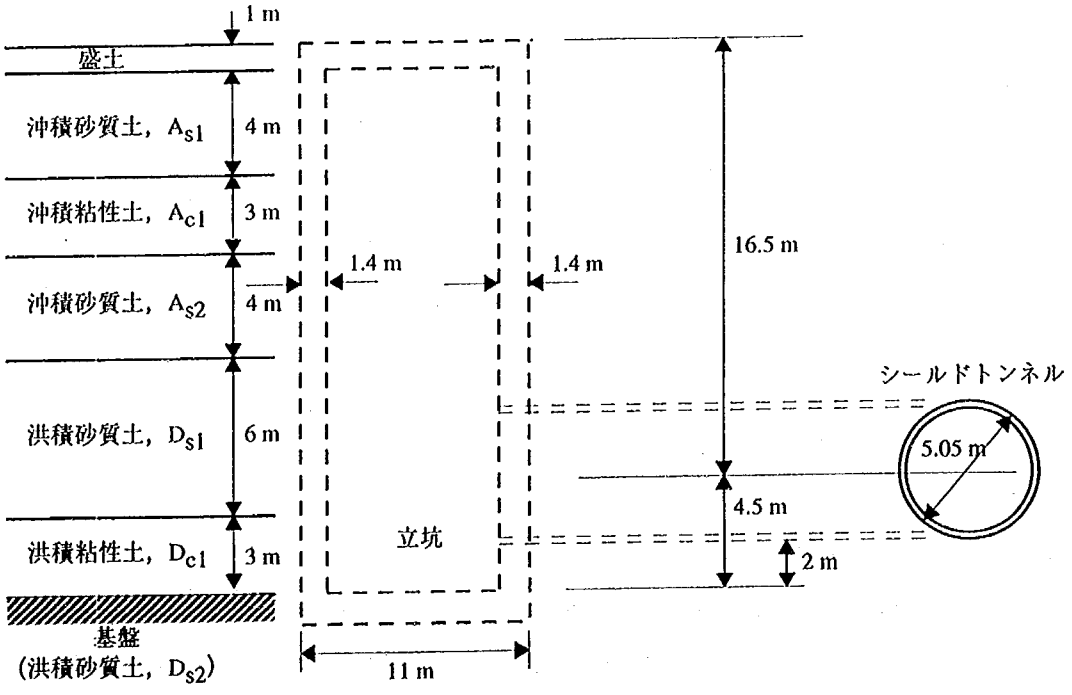
本設計計算例では、底版を基盤に根入れされた比較的薄い表層地盤中の立坑における発進側のシールドトンネル立坑接合部を検討対象とする。Ｌ２地震時には、シールドトンネルの立坑接合部に大きな地盤ひずみ、トンネル断面力の発生が想定されるため、立坑躯体壁とシールドトンネルの間とともに、立坑接合部のシールドトンネル外周にも免震層を形成させる免震構造を適用した場合について、リング継手の目開き量に関して、本マニュアル（案）に示した軸対称ＦＥＭモデルを用いて照査した結果を示す。また、この立坑接合部に、可撓セグメントを採用した場合についても同様の解析を実施し、免震構造との結果の比較を行うことによって、両者によるトンネル断面力の低減効果の相違について考察を行った。

４．２　設計条件

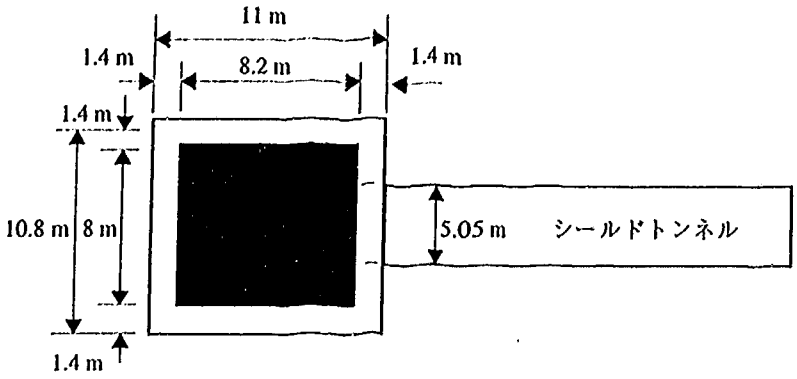
4.2.1　表層地盤と構造物の条件

表層地盤構造ならびに立坑とトンネルの位置関係を図－例4.1に示す。比較的軟らかい洪積砂質土、洪積粘性土の上方に沖積粘性土、砂質土層が堆積しており、表層地盤厚は21mである。洪積粘性土の下層はせん断波速度は320m/sの洪積砂質土であり、この層を工学的基盤とした。

図－例4.2に示すように、立坑は幅11m、奥行き10.8m、壁厚1.4mのＲＣ構造とし、図－例4.1に示すように底版が基盤に根入れされているものとした。



図－例4.1　表層地盤構造および立坑，トンネルの配置



図－例4.2　立坑とシールドトンネルの平面配置

検討の対象としたトンネルは、**設計計算例**-2で縦断方向の設計に用いた外径5.05m、セグメント厚25cmのＲＣセグメント製シールドトンネルである。なお、構造諸元については前出の表－例2.2を参照されたい。シールドトンネルはトンネル中心が立坑の底版（基盤の上面）より4.5mの高さに位置しており、水平に立坑と接合する構造となっている。したがって、セグメント下端は基盤より2mの高さに位置している。

Ｌ２地震時の立坑接合部におけるシールドトンネル部材の地震時安全性の照査は、圧縮変形時の圧縮耐力ならびに継手の目開き量について行うのが一般的である。圧縮耐力に関してはここでは示さないが、免震構造を適用しなくても耐力照査を満足する結果となったため、本設計計算例では、引張変形時のリング継手の目開き量についての照査を行った結果について示すことにした。ここで、リング継手の許容目開き量は2mmと設定した。

4.2.2　免震層の諸条件

立坑接合部の免震構造形成が可能な免震材としてシリコーン系免震材を想定し、免震層の物性値としてG =5kgf/cm²、ポアソン比0.48を与えた。また、免震区間長は立坑外壁から10mとし、免震層厚tはシールド外径に対応するテールボイド厚に相当するt =7cmとした。なお、立坑接合部の免震構造では、立坑躯体壁とトンネルの間にも7cmの厚みに亘って免震材と同じ物性値を有する絶縁体を形成する。なお、照査結果の中には、免震層のせん断弾性係数をG =3kgf/cm²としたケースについても、参考データとして示している。

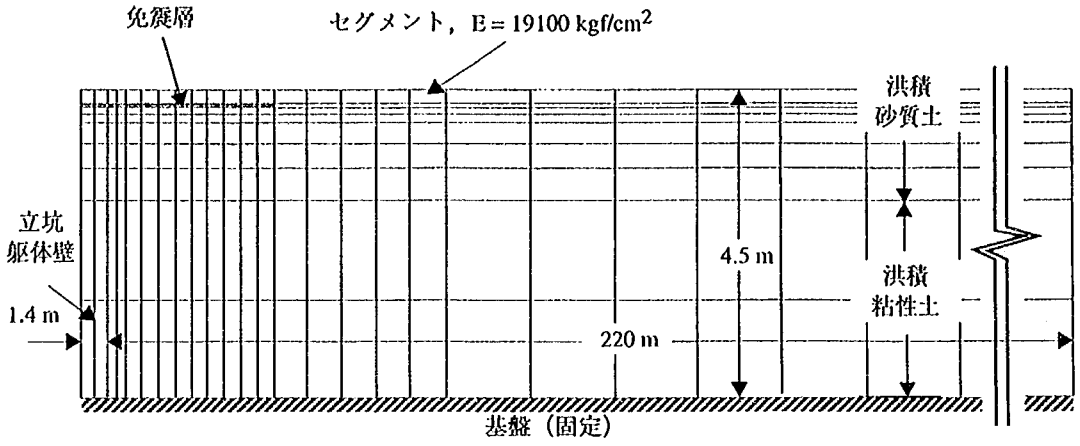
4.2.3　解析モデルおよび入力地震動

（１）解析モデル

本設計計算例では、立坑接合部の免震設計に適用できる解析モデルとして、本マニュアル（案）第６章に示す軸対称ＦＥＭモデルを採用した。この際、立坑躯体の壁厚をt =1.4mとし、立坑は地表まで同一の矩形断面を有すると仮定し、立坑躯体壁の等価せん断弾性係数は$G_{w,eq}$ =51000kgf/cm²である。また、表－例2.2に示したセグメントの等価引張剛性$(EA)_{eq}$=7.19×10⁵tfをセグメント断面積A=3.77m²で除し、セグメント厚みを有するトンネル要素の等価引張剛性換算ヤング率とし、E =19100kgf/cm²をトンネル要素のヤング率として与えた。なお、立坑およびトンネルのポアソン比は0.167とした。

図－例4.3に軸対称モデルのメッシュ分割を示す。トンネル軸方向のメッシュ分割は、立坑壁を２分割、立坑外壁より1mを２分割、その外側9mを1mピッチで９分割とし、それ以降はそれぞれ2m、5m、15mピッチの分割として，最終的に立坑躯体壁より220mまでを解析領域とした。側方境界は水平ローラー支持とした。シールドトンネルの中心線が基盤より4.5mの高さとなり、モデルの対称軸は基盤より6.025mの位置となる。

軸対称モデルによって実際にモデル化される表層地盤は、基盤の上方の洪積砂質土層および洪積粘土層であるが、それより上方の地盤も、各地盤位置に作用させる地盤慣性力の算出において、トンネル中心線より上方の地盤の地震慣性力として考慮されている。



図－例4.3　軸対称ＦＥＭモデルによるメッシュ分割

（２）解析ケース

解析ケースは、立坑とトンネルを剛結合とした免震なしのケース、免震区間長10mの免震構造のケースに、立坑外壁より1mの位置のトンネル要素のヤング率を10kgf/cm²として可撓セグメントを想定したケースを加えた合計３ケースである。

（３）入力地震動

Ｌ２地震動を対象とし、道路橋耐震設計用標準波の１種地盤のタイプⅡ地震動の神戸海洋気象台ＮＳ成分（図－例2.3を参照）を、入力地震動として選定した。

４．３　解析手法

本設計計算例における解析は、２つのステップに分類される。最初のステップは、軸対称ＦＥＭモデルによる静的応力解析に用いる地盤の動的土質定数と地盤慣性力を求めることを目的とした表層地盤の地震応答解析である。前述のＬ２地震動を入力とし、等価線形化手法に基づいた１次元地震応答解析を行い、地盤のせん断弾性係数の収束値を求めた。また地盤慣性力を求めるための表層地盤の加速度分布は、シールドトンネルの存在する洪積砂質土層と洪積粘性土層における相対変位が最大となる時刻における数値として求めた。

図－例4.3のメッシュによってモデル化された軸対称ＦＥＭモデルに、表層地盤の地震応答解析によって得られた洪積砂質土層と洪積粘性土層の収束物性値ならびに前述の立坑、トンネル要素の物性値を与え、

さらに表層地盤の地震応答解析によって与えられた表層地盤の加速度分布より，地盤慣性力を求めて静的応力解析を実施する。解析ケースは前述の３ケースであり、解析結果としてトンネルの軸ひずみを出力する。トンネルのひずみは等価引張剛性に相当する平均的なひずみであるため、セグメント幅1.2mとセグメントと継手のばね定数を用いて継手の目開き量を求め、安全性の照査を行う。

４．４　解析結果

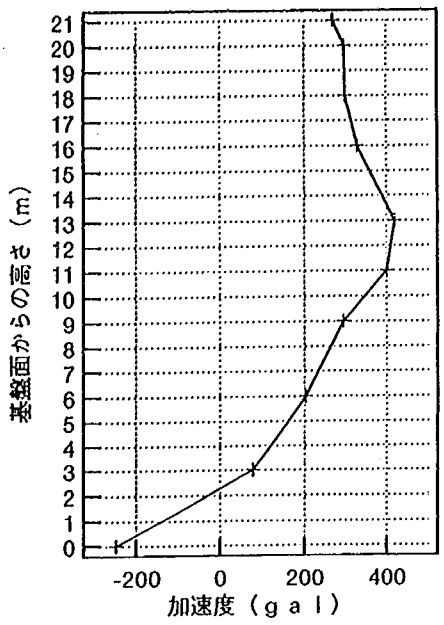
4.4.1　表層地盤の地震応答解析

図－例4.1に示した水平成層構造の表層地盤の地震応答解析に用いた物性値、ならびに解析の結果得られたせん断弾性係数と減衰定数の収束値を、表－例4.1にまとめて示す。表に示すように、静的解析に採用する洪積砂質土ならびに洪積粘性土のせん断弾性係数は、初期値のそれぞれ1/3および1/8まで低下していることがわかる。

表－例4.1　表層地盤の地震応答解析に用いた地盤の物性値と解析の結果得られた収束物性値

物性値 地盤種別	層厚 (m)	単位体積重量 γ_t (tf/m³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0(kgf/cm²)	S波速度 V_{S0}(m/sec)	初期減衰定数 h_0	せん断弾性係数収束値 G(kgf/cm²)	減衰定数収束値 h
盛土	1	1.9	0.497	194	100	0.05	118	0.11
A_{s1}上部	2	1.8	0.496	265	120	0.05	72	0.20
A_{s1}下部	2	1.8	0.496	265	120	0.05	28	0.24
A_{c1}	3	1.7	0.494	293	130	0.05	27	0.22
A_{s2}上部	2	1.7	0.492	562	180	0.05	79	0.23
A_{s2}下部	2	1.7	0.492	562	180	0.05	79	0.24
D_{s1}上部	3	1.7	0.49	918	230	0.05	315	0.19
D_{s1}下部	3	1.7	0.49	918	230	0.05	290	0.19
Dc1	3	1.8	0.49	663	190	0.05	86	0.22
基盤（D_{s2}）	－	2.0	0.45	2090	320	0.10	－	－

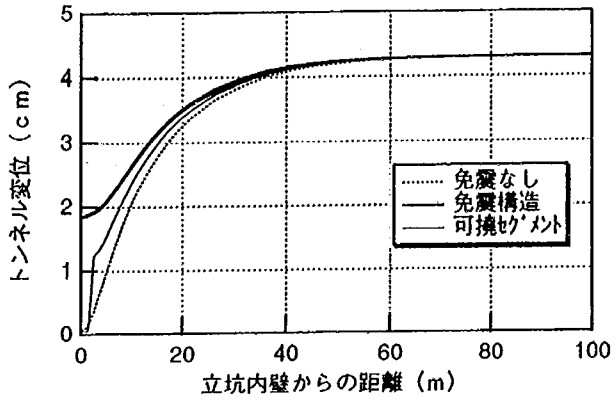
図－例4.4に解析の結果得られた表層地盤の加速度分布を示す。加速度分布は時刻5.84秒において得られたものであり、地表面では300galにも達していないが、基盤より11～13mでは400galを超えている。上表からも理解される通り、地盤の剛性の鉛直分布が不規則な表層地盤構造となっているため、したがって得られた加速度分布はいわゆる余弦分布ではなく、１次と２次のせん断振動モードの重ね合わせと考えられる分布形状を呈している。



図－例4.4　表層地盤の加速度分布（5.84秒）

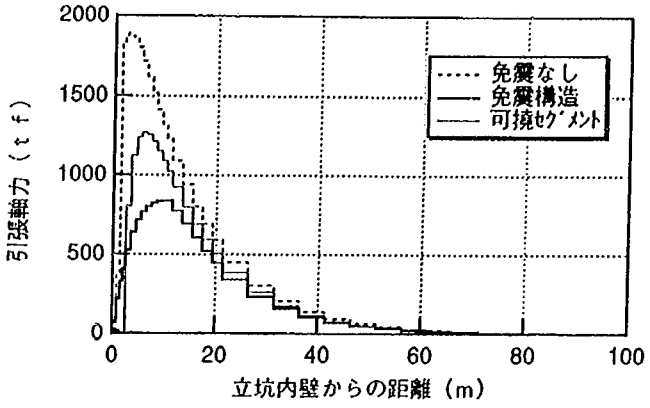
4.4.2　軸対称ＦＥＭモデルによる静的解析

本共同研究で開発した軸対称ＦＥＭモデルを用いたトンネルの相互作用解析コードＥＡＳＩＴによる解析結果を、トンネル変位について図－例4.5に示す。図では３つの解析ケースの結果を、比較のため重ねて示している。図のように免震構造を適用しない場合には、立坑から約40mまでの区間で約4cmの相対変位が発生しており、トンネル変位分布の勾配より判断すると、とくに立坑の近傍で大きなトンネルひずみの発生が予想できる。これに対して可撓セグメントのケースでは、可撓セグメントで約1.2cmの変位吸収が行われているが、立坑より少し離れると変位分布の勾配は免震なしのケースとさほど変わっていないことがわかる。一方免震構造適用のケースでは、坑口で約2cmのトンネル変位が開放されているだけでなく、立坑近傍のトンネル変位分布の勾配が他の２ケースに比べて小さいことがわかる。



図－例4.5　トンネル変位の解析結果

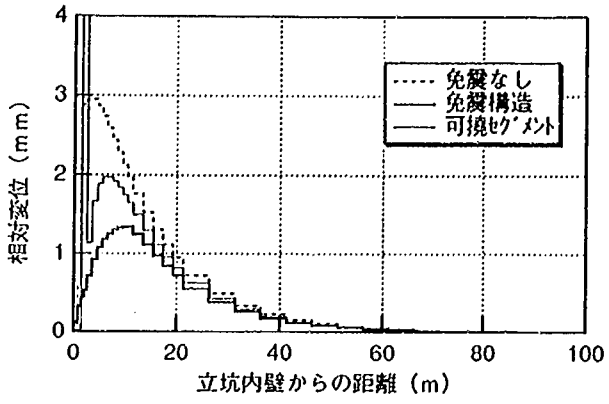
トンネルに発生する引張軸力の解析結果を図－例4.6に示す。図のように免震構造を適用しない場合は、立坑との接合面の近傍で約1900tfの軸力が発生している。可撓セグメントを採用したケースでは、可撓セグメント適用箇所では当然ながら大幅な軸力の低減が得られるが、その影響範囲は短く、可撓セグメント適用箇所のすぐ近くで軸力のピークが発生し、軸力の最大値は2/3までしか低減していない。これに対して免震構造を適用したケースでは、軸力の最大値が1/2以下まで低減しているだけでなく、その影響が可撓セグメントのケースに比べて広い範囲まで及んでいることがわかる。



図－例4.6　トンネル引張軸力の解析結果

4.4.3　継手の目開き量に対する照査

解析によって得られたトンネルの軸ひずみより、トンネル1リング（1.2m）当たりの引張変形量を算出し、図－例4.7に示す。また、これに基づいて実施したリング継手の目開き量に関する照査結果を表－例4.2に示す。免震構造を適用しない場合には、1リング当たりのトンネルの相対変位は、立坑から10m以上に亘って2mmを超えており、最大で約3mmに達している。これに対して可撓セグメント適用のケースでは、前述のように可撓セグメントが1cm以上のトンネル変位を吸収することによって、相対変位は低減したが最大で約2mmであった。これに対して免震構造適用のケースでは、最大相対変位は最大でも1.3mmである。表－例4.2の照査結果に示されるように、免震構造を適用しないと、リング継手の目開き量は2.78mmとなり、許容値を大きく上回った。可撓セグメント適用によって、目開き量は1.86mmで許容範囲内に収まるが、免震構造とすればさらに低減して1.26mmとなった。したがって、さらに免震区間長の短縮が可能であるが、本設計計算例では、$G=5\mathrm{kgf/cm^2}$の免震材を、免震区間長10m、層厚7cmで形成した免震構造とすることにした。なお、表中には、免震層のせん断弾性係数を$G=3\mathrm{kgf/cm^2}$としたケースの検討結果も示しているが、リング継手の目開き量はさらに約1mmまで低減した。



図－例4.7　１リング当たりのトンネル相対変位の解析結果

表－例4.2　リング継手の目開き量に関する照査結果

解析ケース	リング継手の目開き量（mm）	許容目開き量（mm）
免震なし	２．７８	２．０
免震構造	１．２６（１．０２）	
可撓セグメント	１．８６	

免震構造のケースの（　）内の数値は，免震材のせん断弾性係数を３ｋｇｆ／ｃｍ^{2}とした場合

参考資料

参考資料－１　免震材の諸特性

１．１　概要

本共同研究では、シールドトンネルおよび開削トンネルに用いることのできる免震材として、アスファルト系免震材、ウレタン系免震材、シリコーン系免震材、液状ゴム系免震材、固形ゴム系免震材の開発を実施した。平成７年度から平成９年にかけて、各免震材の基本物性、動的物性、耐久性等に関する各種検証試験を実施し、開発された５種類の材料が、免震材として提要可能な物性を有することを確認した。

また、本共同研究では上記５種類の免震材を用いた施工性実証試験を実施し、シールド工法および開削工法の施工に適用可能であることも検証した。

本章は、平成７年度から平成９年度にかけて実施した、各５種類の免震材の材料特性に関する各種試験結果をまとめたものである。なお、開発された免震材および開発メーカーを表－参1.1.1に示す。

表－参1.1.1 本共同研究で選定した免震材一覧

適用トンネル	免震材	開発メーカー
シールドトンネル	アスファルト系免震材	東亜道路工業株式会社
	ウレタン系免震材	旭電化工業株式会社
	シリコーン系免震材	信越化学工業株式会社
開削トンネル	液状ゴム系免震材	東海ゴム工業株式会社
	固形ゴム系免震材	住友ゴム工業株式会社

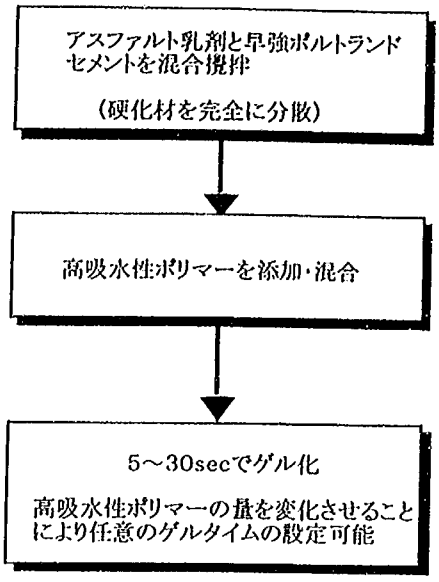
１．２　アスファルト系免震材

1.2.1 基本配合

アスファルト系免震材は、基本材料を特殊ノニオン系アスファルト乳剤とし、早強ポルトランドセメントなどの硬化材を混合撹拌した後、高吸水性ポリマーを混合して得られる複合材料である。アスファルト系免震材の基本配合を表－参1.2.1に示す。この複合材料の混合過程を図－参1.2.1に示す。高吸水性ポリマーの量を変化させることにより、任意のゲルタイムを設定することも可能である。

表－参1.2.1 アスファルト系免震材の基本配合

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



図－参1.2.1 アスファルト系免震材の混合過程

1.2.2 材料特性

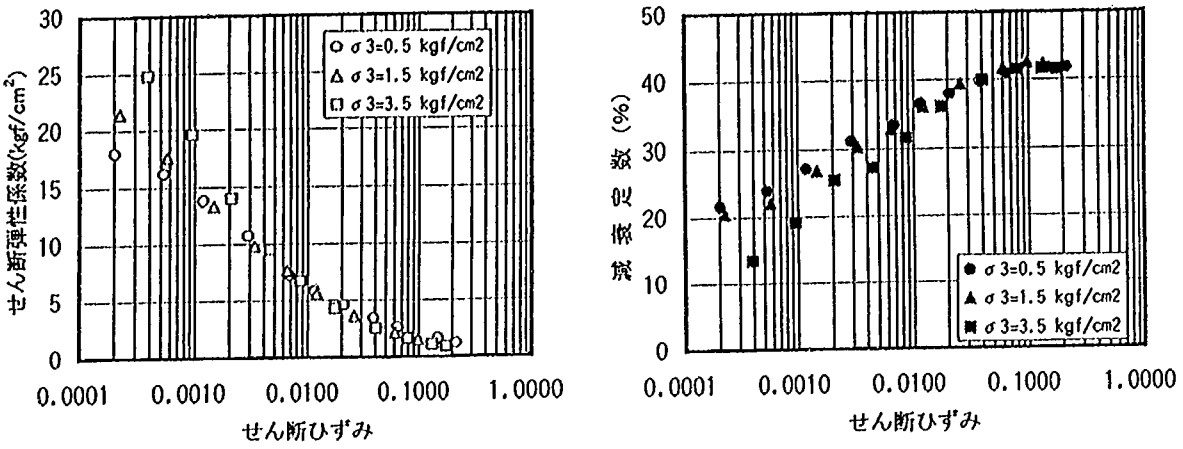
(1)繰り返し中空ねじりせん断試験

アスファルト系免震材の動的物性を把握するために繰り返し中空ねじりせん断試験を行っている。試験条件を表－参1.2.2に、試験結果を図－参1.2.2に示す。また速度依存性に関して、繰り返し周波数を2.0Hzで行い、1.0Hzと比較した試験結果を図－参1.2.3に示す。

表－参1.2.2 繰り返し中空ねじりせん断試験条件

項 目	諸 元 等	備 考
供試体寸法	外径φ100mm，内径φ60mm，高さ80mm	中空供試体
試験拘束圧	0.5，1.5，3.5 kgf/cm^2	
圧密排水条件	等方圧密非排水試験	
制御方法	応力制御	
繰り返し載荷回数	11回	
繰り返し周波数	1.0 Hz	
計測ひずみ範囲	10^{-4} ～10^{-1}	
G，hを算出する計測データ	10波目	
水温	20°C±5°C	アスファルト以外は常温

アスファルト系免震材は、せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性が認められる。また低ひずみ領域では、拘束圧依存性も認められる。アスファルト系免震材の場合は、骨格を形成するセメンテーションがひずみの増加に伴い徐々に破壊され、その結果剛性が低下するものと考えられる。



a) せん断弾性係数のひずみ依存特性　　b) 減衰定数のひずみ依存特性

図－参1.2.2 アスファルト系免震材の動的物性

免震設計を行う際に用いる、アスファルト系免震材の動的物性値（正規化したせん断弾性係数および減衰定数）を式(参1.2.1)～(参1.2.3)および図－参1.2.3に示す。また、式(参1.2.1)～(参1.2.3)で求めたせん断弾性係数比および減衰定数の実験結果との比較を図－参1.2.4に示す。

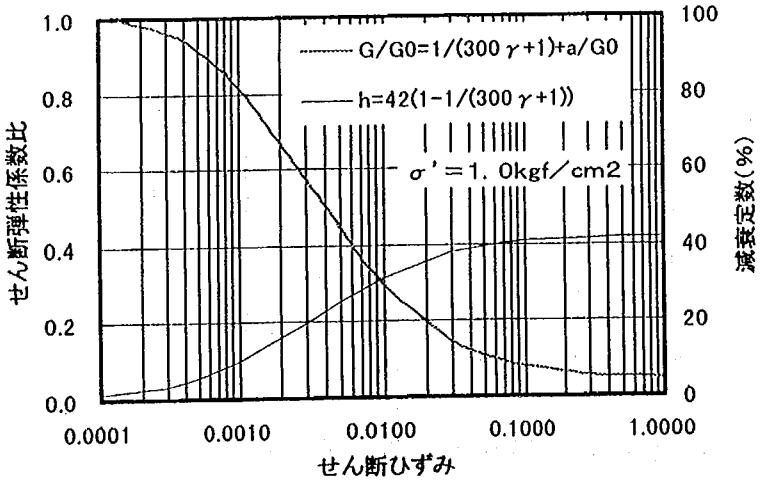
$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{(300\gamma + 1)} + \frac{a}{G_0} \qquad (参1.2.1)$$

$$h = 42\left(1 - \frac{1}{300\gamma + 1}\right) \qquad (参1.2.2)$$

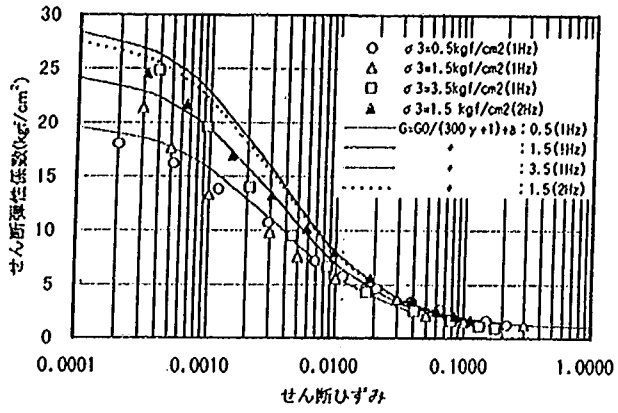
$$G_0 = 22\left(\frac{\sigma'}{\sigma_0}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \left(\frac{f'}{f_0}\right)^{\frac{1}{5}} \qquad (参1.2.3)$$

ここで、

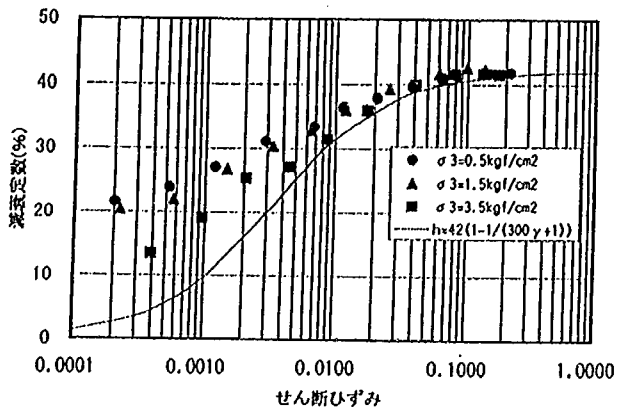
σ_0=1.0kgf/cm², f_0=1.0Hz, a =1.0 （補正量）



図－参1.2.3 アスファルト系免震材の動的物性値（ G/G_0 および h ）



a) せん断弾性係数のひずみ依存特性



b) 減衰定数のひずみ依存特性

図－参1.2.4 試験結果との比較

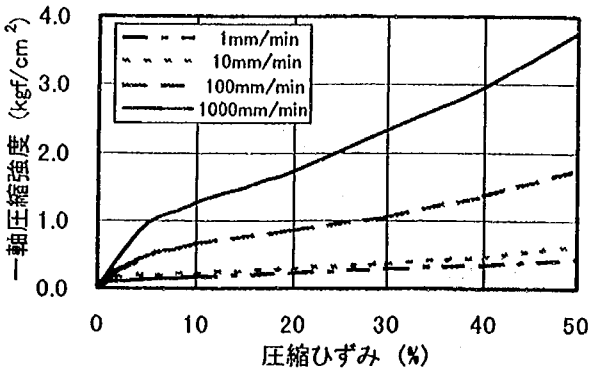
(2)圧縮弾性係数の載荷速度依存性

アスファルト系免震材について、載荷速度(ひずみ速度)を変化させて一軸圧縮試験を行った結果について示す。試験条件を表－参1.2.3に示す。

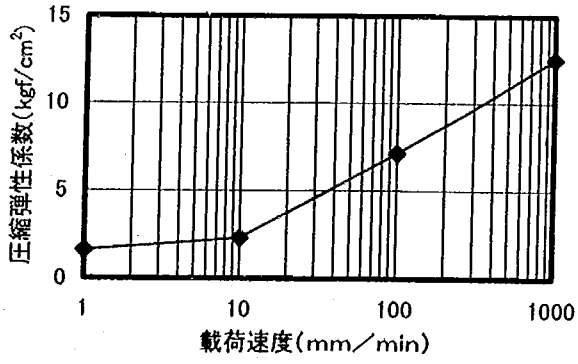
表－参1.2.3 試験条件

供試体サイズ	φ50×100mm円柱
載荷速度(ひずみ速度)	1, 10, 100, 1000mm／min
養生日数	28日
試験温度	15℃

図－参1.2.5に各載荷速度による一軸圧縮強度の変化を示す。さらに、10%ひずみ時の載荷速度による割線法に基づく圧縮弾性係数を図－参1.2.6に示す。これらの図より、アスファルト系免震材は載荷速度が大きいほど大きな弾性係数を示す速度依存性を有することがわかる。



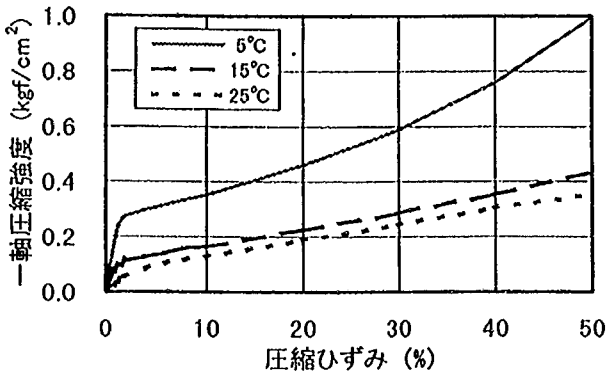
図－参1.2.5 一軸圧縮強度の載荷速度依存性



図－参1.2.6 載荷速度～圧縮弾性係数の関係

(3)圧縮強度の温度依存性

アスファルト系免震材の温度に対する影響を把握するために、試験温度を変化させて一軸圧縮試験を行った結果を図－参1.2.7に示す。



図－参1.2.7 一軸圧縮強度の温度依存性

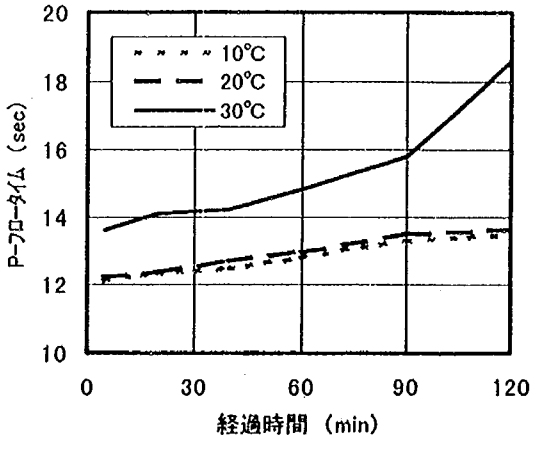
(4)硬化特性

1)A液のコンシステンシー経時変化

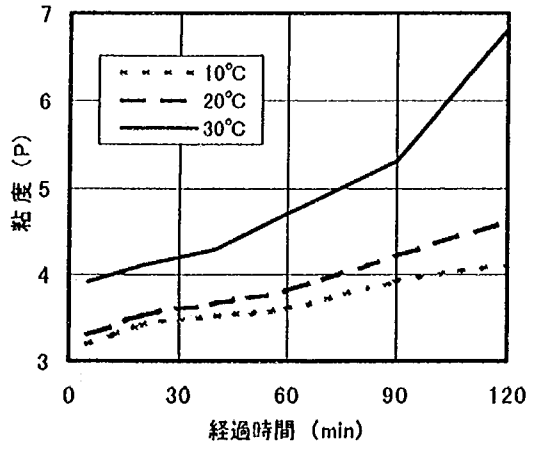
2液混合型であるアスファルト系免震材のA液(アスファルト乳剤＋早強ポルトランドセメント)には早強ポルトランドセメントが含まれているため自硬性を持っていることより、A液混合後のコンシステンシー経時変化の試験を行った。図－参1.2.8にはP漏斗(JSCE-F521-1994)、図－参1.2.9にはB型粘度計により測定したコンシステンシーの経時変化を示す。

2)2液混合後のコンシステンシー経時変化

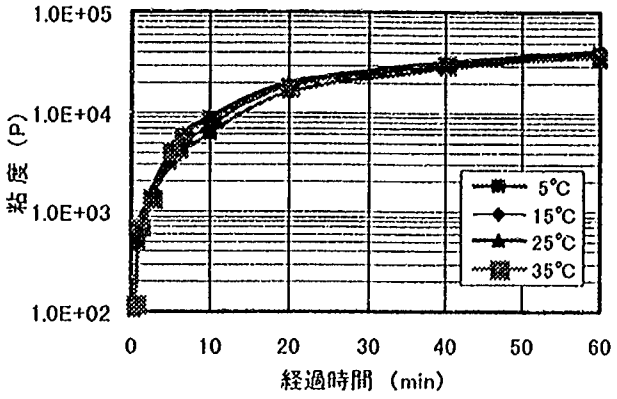
A液(アスファルト乳剤＋早強ポルトランドセメント)とB液(高吸水性ポリマー)を混合したときのコンシステンシーの経時変化を図－参1.2.10に示す。粘度の上昇に関して、温度の影響がほとんどないことがいえる。次に、ゲル化したアスファルト系免震材の経時変化状態を定量的に把握するため、質量180g、先端角度30°の貫入コーンを用いて静的な貫入抵抗を測定した結果を図－参1.2.11に示す。また、材令7,28,91日、ひずみ速度1mm/minの一軸圧縮強度を図－参1.2.12に示す。



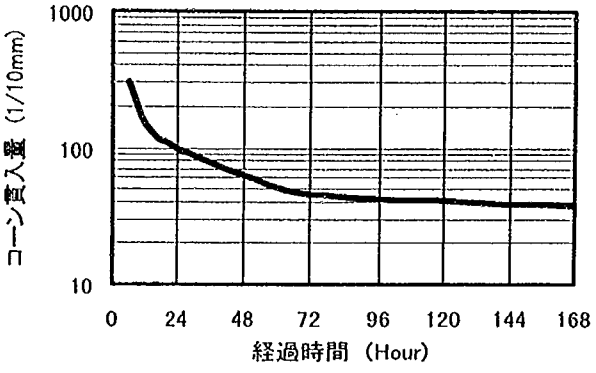
図－参1.2.8 Pフロータイムの経時変化



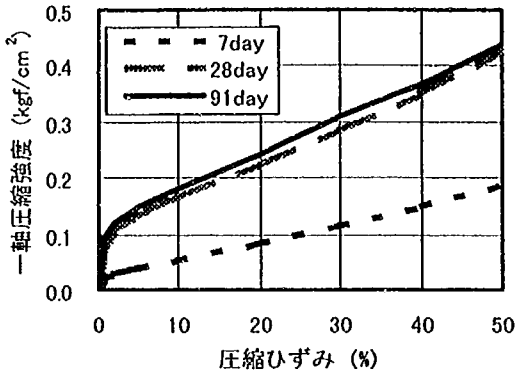
図－参1.2.9 粘度の経時変化(B型粘度計)



図－参1.2.10 2液混合後のコンシステンシーの経時変化



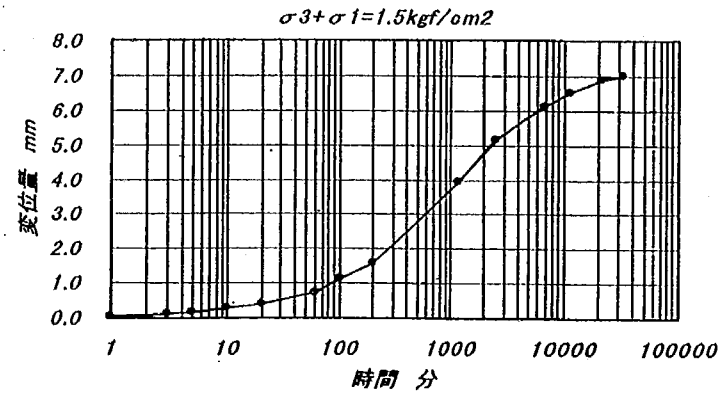
図－参1.2.11 コーン貫入量の経時変化



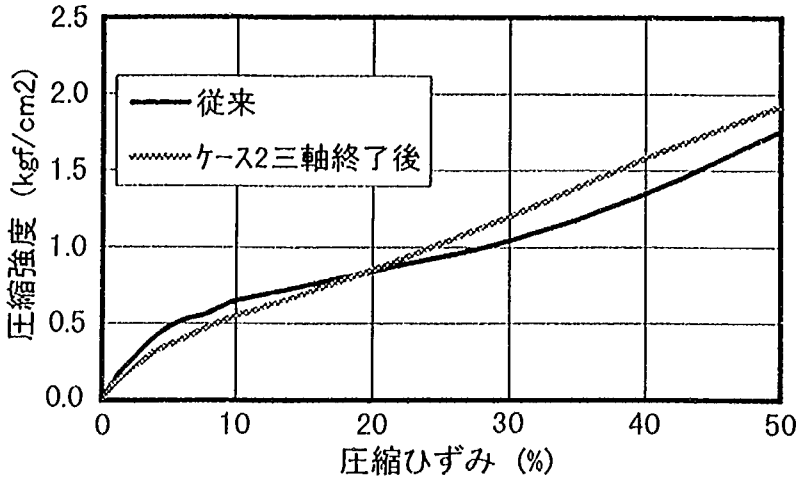
図－参1.2.12 各材令における一軸圧縮強度

(5)圧密特性

現場注入実験で得られた作用土圧の経時変化に基づき、なるべく実験象に近い試験として以下の試験方法を採用した。試験方法としては、φ 50mm、高さ100mmのモールドに免震層を打設し、加圧ボックス内にて圧力2kgf/cm² で水浸養生を28日間行い、その試供体を3軸試験機内に設置し、排水条件下でσ 3=1.0kgf/cm² で偏差応力0.5kgf/cm² を作用させて時間～沈下を測定した。図－参1.2.13は圧密沈下曲線を示したものであり、30000分までで沈下はほぼ収束状態にあると見ることができる。圧密による沈下は7mm(7%)であった。図－参1.2.14は試験前後の免震層の物性を一軸試験により試験した結果を示したものである。これによれば、圧密前後の免震層の物性は大きく異ならないと見ることができる。



図－参1.2.13 圧密沈下曲線



図－参1.2.14 一軸試験から求められた応力－ひずみ曲線

1.2.3 耐久性

アスファルト系免震材の化学薬品浸漬試験を行った結果について示す。試験条件を表－参1.2.4に示す。本試験では、浸漬した供試体の外観変化の確認、質量変化の測定、一軸圧縮試験(ひずみ速度1mm/min、試験温度15℃)による一軸圧縮強度試験を実施した。さらに、水道水に浸漬した供試体と比較し、耐化学薬品性の評価を行った。表－参1.2.5には浸漬試験開始後12ヶ月の性状を示す。12ヶ月間の浸漬では、外観や質量変化の大きな変化は観察されなかった。また一軸圧縮強度に関しても水道水に浸漬したものと比較して、各化学薬品の水溶液に浸漬したものはほとんど変化なく、化学薬品の影響を受けている様子はないことを確認した。

表－参1.2.4 浸漬試験の条件(養生温度20℃)

薬 品 名	水溶液濃度 (wt%)	備 考
酢酸	10	有機酸
硫酸ナトリウム	10	硫酸塩
水酸化ナトリウム	10	無機塩
海水		横浜市磯子区
水道水		横浜市

表－参1.2.5 浸漬12ヶ月後の性状変化

薬品名	水溶液濃度 (重量%)	質量変化率 (%)	圧縮弾性係数比	備考
酢酸	10	-0.4	0.97	pH＜2
硫酸ナトリウム	10	0.4	0.97	pH≒7
水酸化ナトリウム	10	0.1	1.06	pH≒13
海水	--	0.3	1.06	pH≒7
水道水	--	0.4	1.00	pH≒7

1．3 ウレタン系免震材

1.3.1 基本配合

ウレタン系免震材は、主材であるイソシアネートに硬化材としてポリオールとフライアッシュの混合物を加え、さらにシールドトンネルにおける裏込め材に近いチキソトロピックな性状を付加するために塑性調整剤として特殊ポリオール系化合物を混合したものである。ウレタン系免震材の基本配合を表－参1.3.1に示す。

表－参1.3.1 ウレタン系免震材の基本配合

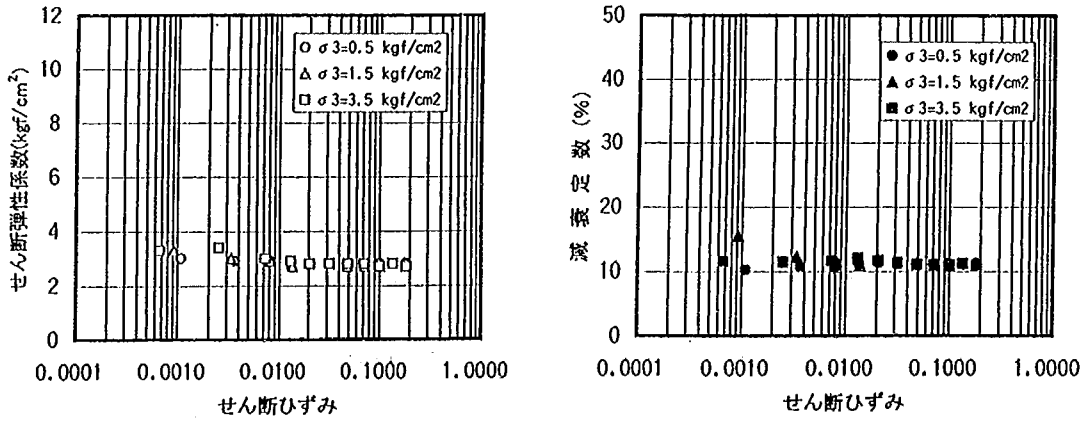
使用材料 / 配合	A材（主材）	B材（硬化材）	C材（塑性調整剤）
	イソシアネート	ポリオール＋フライアッシュ	特殊ポリオール
重量比	100	191	10

1.3.2 材料特性

(1)繰り返し中空ねじりせん断試験

ウレタン系免震材の動的物性を把握するために繰り返し中空ねじりせん断試験を行っている。試験条件は前述した表－参1.2.2を参照されたい。試験結果を図－参1.3.1に示す。

ウレタン系免震材は、せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性、拘束圧依存性は認められないことが確認されている。



a) せん断弾性係数のひずみ依存特性　　b) 減衰定数のひずみ依存特性

図－参1.3.1 ウレタン系免震材のひずみ依存特性

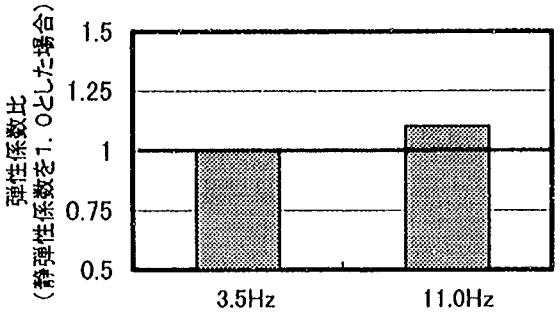
(2)引張弾性係数の載荷速度(振動数)依存性

ウレタン系免震材に引張方向に振動を加え、引張弾性係数の振動数依存性について試験を行った。試験条件を表－参1.3.2、試験結果を図－参1.3.2に示す。この結果より、表層地盤の卓越振動数領

域における載荷速度の影響は無視できることが確認されている。

表－参1.3.2 試験条件

	試験条件	備　考
供試体寸法	20×5×2mm	
試験方法	JISK7198　A法	引張振動法
測定温度	23℃	

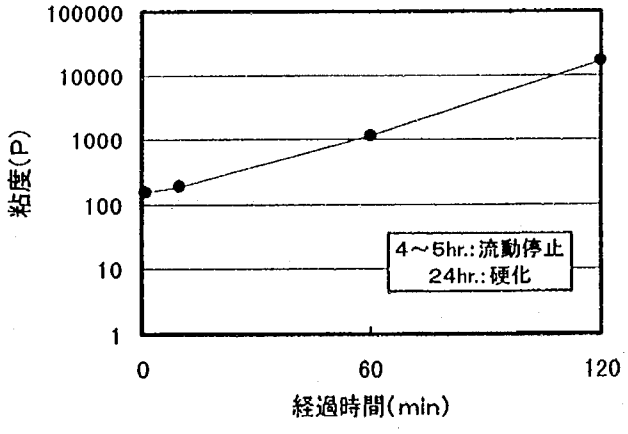


図－参1.3.2 引張弾性係数の載荷速度依存特性

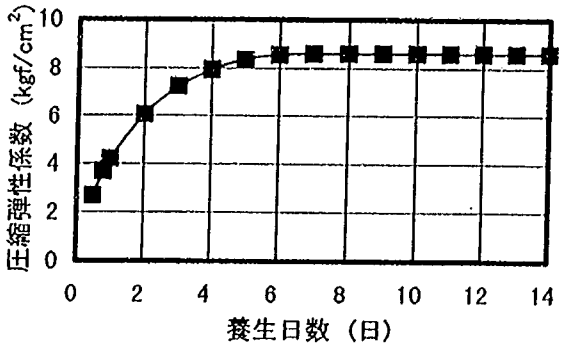
(3)硬化特性

1)室温混合での物性発現状況

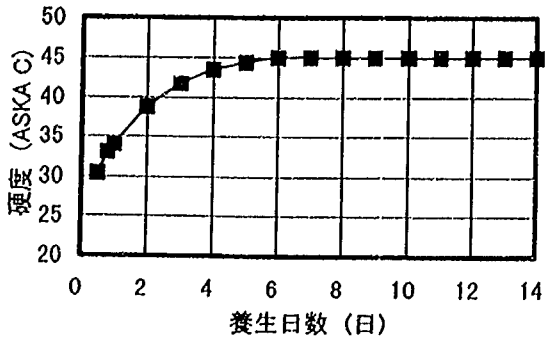
ウレタン系免震材が、注入時に目標とする粘度であることを確認するため、混合直後の粘性と硬化までの物性発現の過程を測定した。図－参1.3.3に粘度の経時変化を示す。ウレタン系免震材の粘度は混合直後に100P以上の粘度を確保しており、4～5時間後に4 kgf/cm²となり、7日後には最終物性値とほぼ等しい8.6kgf/cm²となる。図－参1.3.4に経過日数と圧縮弾性係数の関係、図－参1.3.5に経過日数と硬度(ASKA C)の関係を示す。このようにウレタン系免震材は、混合初期に地山を保持できる粘性を確保し(100P)、1週間で最終物性に到達することが確認されている。



図－参1.3.3 混合直後の粘度の経時変化



図－参1.3.4 圧縮弾性係数の経時変化

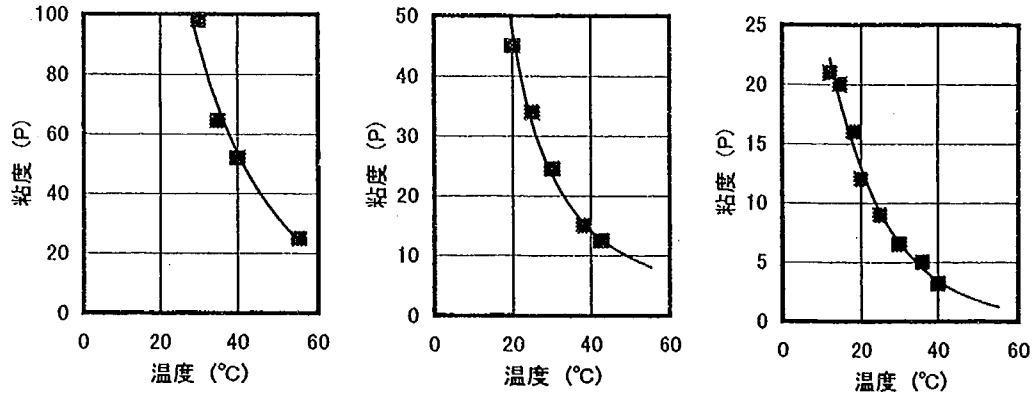


図－参1.3.5 硬度の経時変化

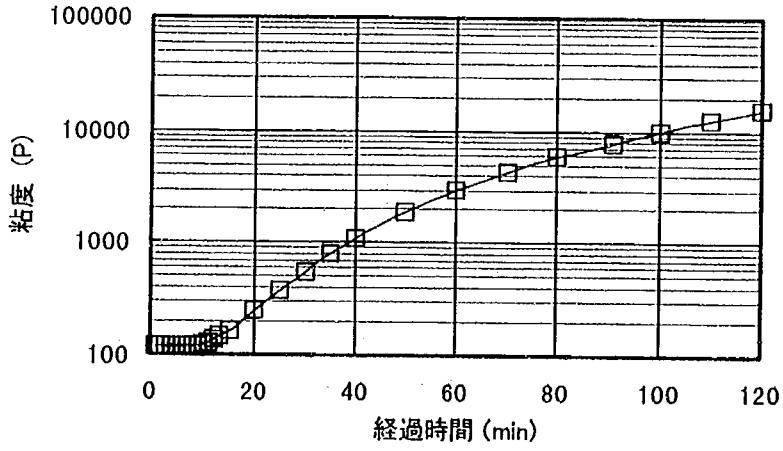
2) 原料の温度粘度特性

原料の温度粘度特性の把握と、加温原料を混合した場合の初期粘度について試験を行った。図－参1.3.6に原料温度と粘度の相関を示す。また、図－参1.3.7には主材50℃、硬化材30℃、塑性調整剤30℃に加温した免震材の粘度経時変化を示す。

実施工では、上記温度で管理することにより、各原料の粘度は主材：硬化材：塑性調整剤それぞれ30P：24P:7Pとなり、移送性、混合性が良好になる。図－参1.3.7に上記温度に加温した原料の混合時の粘度経時変化を示す。この図より、混合直後の粘度は100P以上の数値を示している。



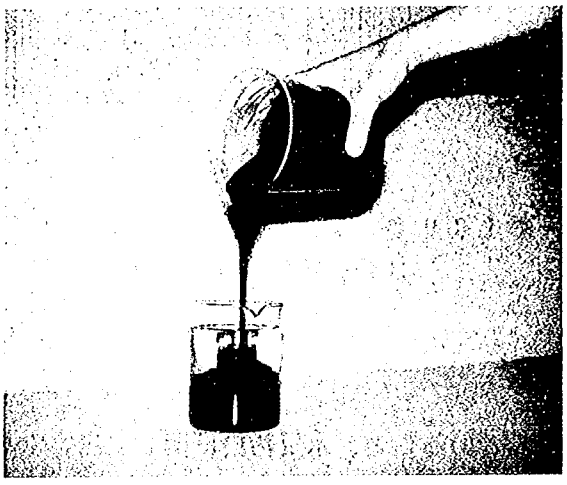
図－参1.3.6 主材、硬化材、塑性調整剤の粘度の経時変化



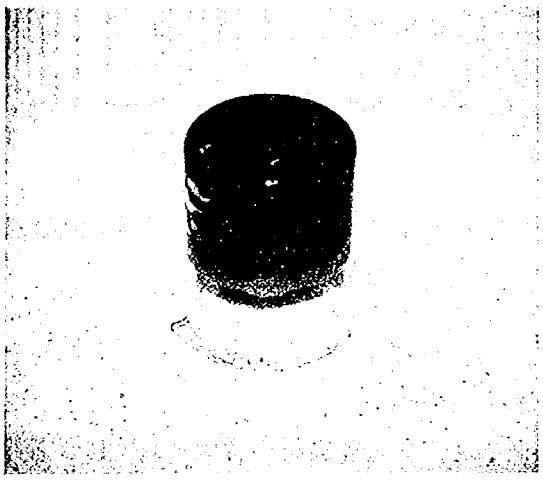
図－参1.3.7 加温混合時の粘度の経時変化の比較
(主材：硬化材：塑性調整剤 = 50℃：30℃：30℃)

(4)水中硬化性

免震材の要求性能の一つとして、免震材には水中で材料が分離等を起こすことなく硬化することが挙げられる。そこで、ビーカー試験により免震材が水中で問題なく硬化することを確認する試験を行っている。実施した試験状況を写－参1.3.1、1.3.2に示す。この実験によって、免震材は水中で分離することなく硬化することが確認されている。



写－参1.3.1 水中への注入状況



写－参1.3.2 硬化確認状況

1.3.3耐久性

(1)温水浸漬試験

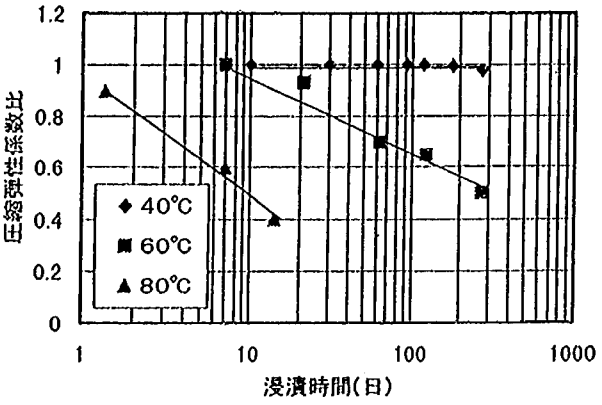
ウレタン系免震材の耐久性を評価するため、水中浸漬後の圧縮弾性係数の変化を測定し、経年劣化状況を推定している。試験方法としては、硬化後の免震材を40、60、80℃の温水中に浸漬し、圧縮弾性係数の変化を測定し、アレニウス式から15℃での経年劣化を予想する方法を採用した。試験結果を図－参1.3.8に示す。60℃、80℃の2点から推定されるアレニウスプロットより、15℃での圧縮弾性係数が10%低減する期間を推定した結果は50年程度である。

(2)耐化学薬品性試験

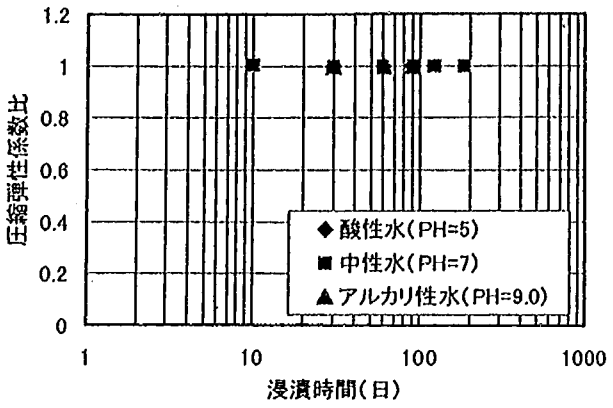
地中のpHの影響を想定して、酸性、アルカリ性水溶液中に供試体を浸漬させ、酸、アルカリ条件下でのウレタン系免震材の圧縮弾性係数の変化を測定している。試験条件を表－参1.3.3、試験結果を図－参1.3.9に示す。その結果、図のように、酸、アルカリが免震材へ及ぼす影響は少ないことが確認されている。

表－参1.3.3 耐化学薬品性試験条件

水溶液	pH	備考
硫酸水溶液	5.0	試験温度40℃ 90日間の浸漬
水酸化カルシウム水溶液	9.0	



図－参1.3.8 温水浸漬による圧縮弾性係数比の経時変化



図－参1.3.9 酸、アルカリ水溶液浸漬による圧縮弾性係数比の変化

1．4 シリコーン系免震材

1.4.1 基本配合

シリコーン系免震材の特徴としては、長期耐久性を有していること、水質汚染に関して無害であること、水中置換による水中不分離性、気中と同様な硬化特性等が挙げられる。また、主材中に架橋剤を配置し、硬化材中に触媒を配置していることから、仮に主材と硬化材の配合比が変動したとしても、硬化速度は変化するが硬化後の基本物性はまったく変化しないことも特徴として挙げられる。シリコーン系免震材の基本配合を表－参1.4.1に示す。

表－参1.4.1 シリコーン系免震材の基本配合

使用材料 ＼ 配合	A材 (主材+フライアッシュ)	B材 (硬化材)	C材 (塑性調整剤)
	両末端ヒドロキシ ジメチルシリコーン	縮合触媒	特殊ポリオキシ アルキレン化合物
重量比	100	7.5	2.5

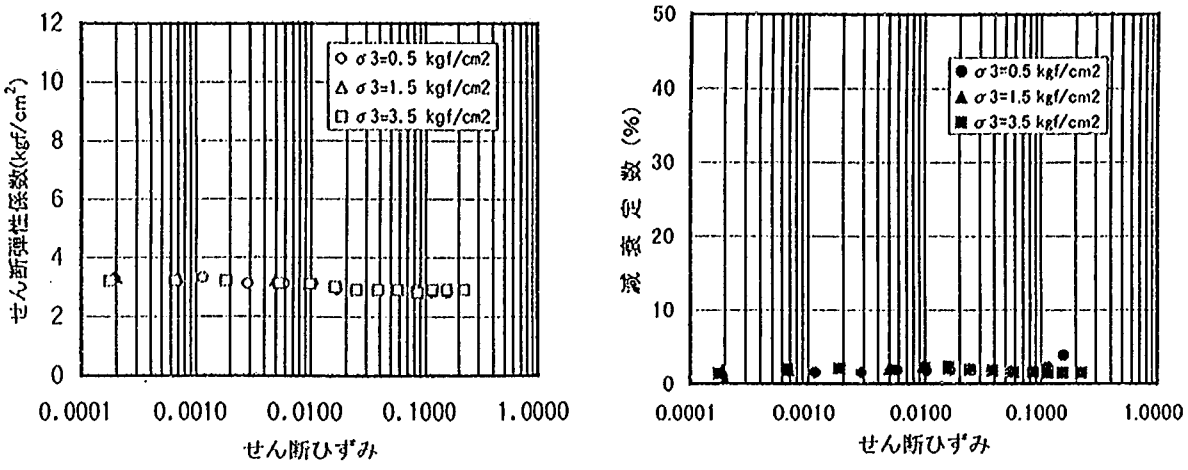
1.4.2 材料特性

(1)繰り返し中空ねじりせん断試験

シリコーン系免震材の動的物性を把握するために繰り返し中空ねじり試験を行っている。試験条件は前述した表－参1.2.2を参照されたい。試験結果を図－参1.4.1に示す。図のように、シリコーン系免震材では、せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性、拘束圧依存性は認められないことが確認されている。

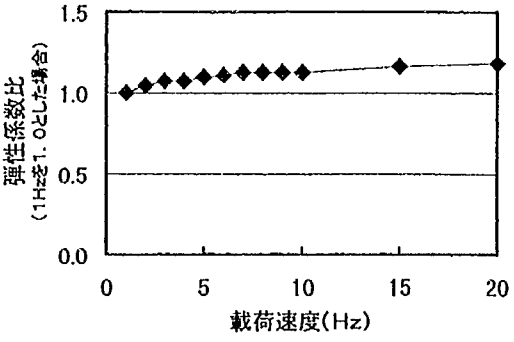
(2)弾性係数の載荷速度(振動数)依存性

シリコーン系免震材の弾性係数の載荷速度(振動数)依存性に関する試験結果を図－参1.4.2に示す。図に示すように、地盤の卓越振動数領域における載荷速度の影響は無視できることが確認されている。



a) せん断弾性係数のひずみ依存特性　　b) 減衰定数のひずみ依存特性

図－参1.4.1 シリコーン系免震材のひずみ依存特性



図－参1.4.2 弾性係数の載荷速度依存性

(3) 硬化特性

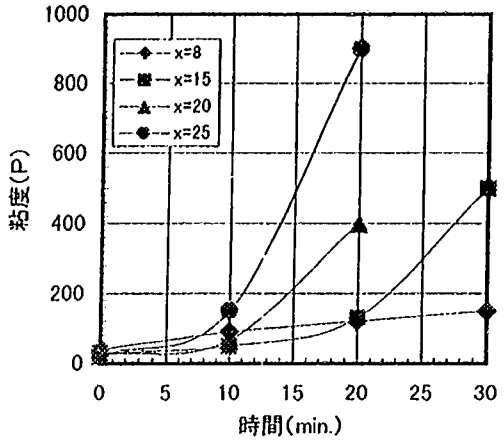
1) 硬化材の変量に伴う硬度の経時変化

前述したように、シリコーン系免震材の特徴として、主材中に架橋剤を配置し、硬化材中には触媒を配置していることから、仮に主材と硬化材の配合比がたとえ変動したとしても、硬化速度は変化するが、硬化後の基本物性は全く変化しないことが挙げられる。図－参1.4.3に硬化材量を変化させた場合の粘度の経時変化を、図－参1.4.4に硬度の経時変化を示す。硬化材の添加量は、表－参1.4.2に示すように最終物性値に及ぼす影響は小さく、施工時の作業性の観点のみでその添加量を設定してよいことを確認している。なお、シールドトンネルの現場施工の工程に対応した免震材の流動性と硬化性とのバランスを考慮し、硬化材の配合量は主材に対し重量比15%配合を標準とする。

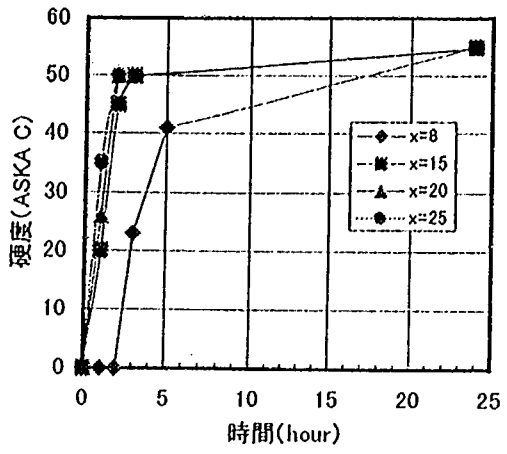
表－参1.4.2 硬化材量と一般特性

硬化材配合量、X	8	15	20	25
作液直後の粘度 (P)	40	30	25	23
硬度 (JISA)	40	40	40	40
伸び (%)	110	110	110	110
比重	1.36	1.36	1.36	1.36
備考		標準配合		

(主材／フライアッシュ／硬化材＝100／100／X)　硬化後物性：3日後に測定



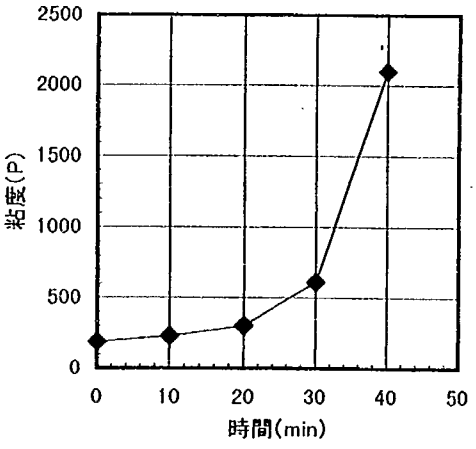
図－参1.4.3 硬化材量と粘度の経時変化
(主材／フライアッシュ／硬化材 = 100/100/X)



図－参1.4.4 硬化材量と硬度の経時変化
(主材／フライアッシュ／硬化材 = 100/100/X)

2)硬化特性

シリコーン系免震材の硬化特性を図－参1.4.5に示す。



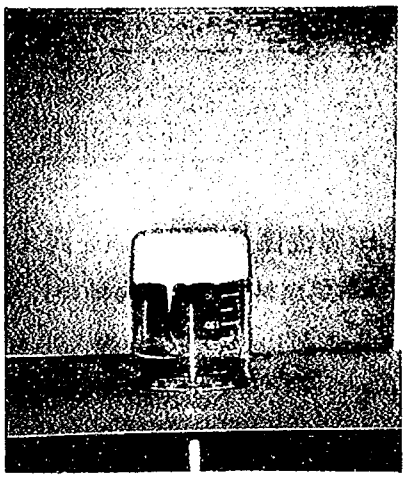
図－参1.4.5 粘度の経時変化

(4)水中硬化性

免震材の要求性能の一つとして、免震材には水中で材料が分離等を起こすことなく硬化することが挙げられる。そこで、ビーカー試験により免震材が水中で問題なく硬化することを確認する試験を行っている。実施した試験状況を写－参1.4.1、1.4.2に示す。この実験によって、免震材は水中で分離することなく硬化することが確認されている。



写－参1.4.1 水中への注入状況



写－参1.4.2 硬化確認状況

1.4.3 耐久性

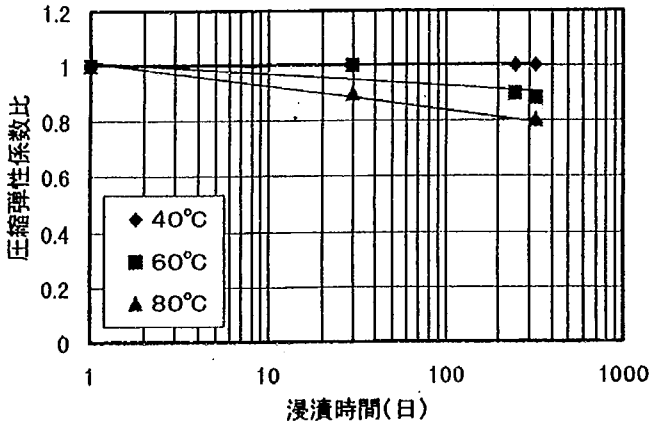
(1)温水浸漬試験

シリコーン系免震材の耐久性を評価するため、水中浸漬による圧縮弾性係数の変化を測定し、経年劣化状況を推定している。試験方法としては、硬化後の免震材を40、60、80℃の温水中に浸漬し、圧縮弾性係数の経時変化を測定し、アレニウス式から15℃での経年劣化を予想する方法を採用した。試験結果を図－参1.4.6に示す。

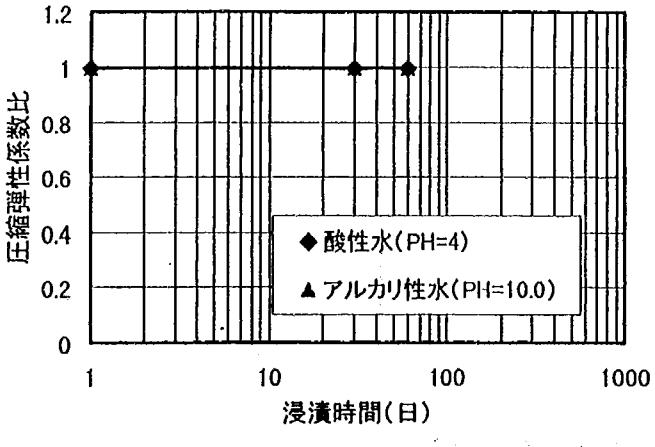
40℃浸漬では、12ヶ月後でも圧縮弾性係数の変化はなく、60℃では3ヶ月後、80℃では1ヶ月後に圧縮弾性係数の10%低下が認められている。60℃、80℃の2点から推定されるアレニウスプロットより、15℃での圧縮弾性係数が10%低減する期間を推定した結果は、250年程度である。

(2)耐化学薬品性試験

地中のpHの影響を想定して、酸性、アルカリ性水溶液中に供試体を浸漬させ、酸、アルカリ条件下でのシリコーン系免震材の圧縮弾性係数の変化を測定している。試験条件を表－参1.4.3、試験結果を図－参1.4.7に示す。その結果、図のように酸、アルカリが免震材へ及ぼす影響は少ないことが確認されている。



図－参1.4.6 温水浸漬による圧縮弾性係数比の変化



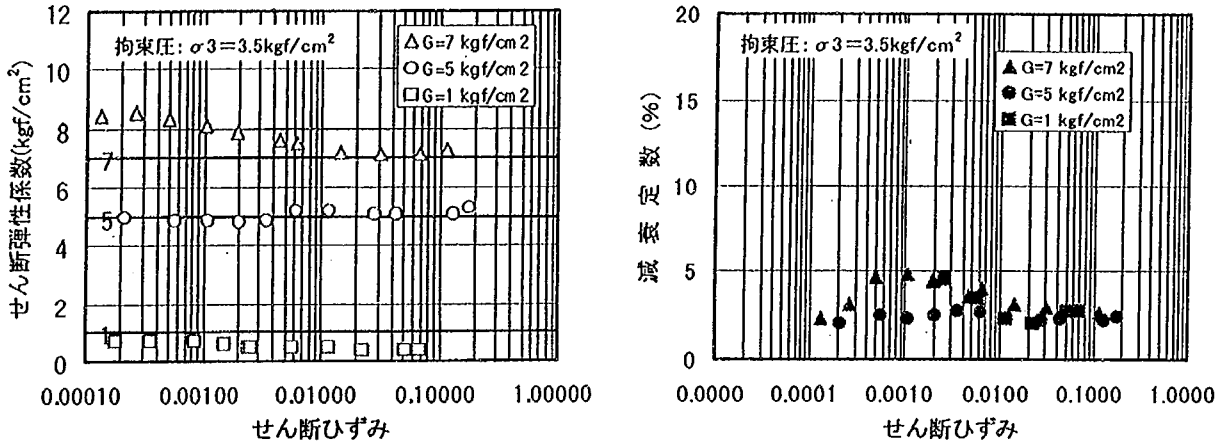
図－参1.4.7 酸、アルカリ水溶液浸漬による圧縮弾性係数比の変化

表－参1.4.3 耐化学薬品性試験条件

水溶液	pH	備考
塩酸水溶液	4.0	試験温度40℃
水酸化ナトリウム水溶液	9.0	90日間の浸漬

1.4.4 せん断弾性係数の設計値を変えたシリコーン系免震材の動的物性

シリコーン系免震材では、せん断弾性係数の設計値をG=3.0kgf/cm²以外のG=1.0kgf/cm²、5.0kgf/cm²、7.0kgf/cm²とした免震材に関しても、繰り返し中空ねじり試験機を用いた動的物性試験(動的変形試験)が実施されている。試験結果を図－参1.4.8に示す。図のように各材料ともせん断弾性係数や減衰定数のひずみ依存性は認められず、設計値とほぼ一致する動的せん断弾性係数が得られている。



a) せん断弾性係数のひずみ依存特性　　b) 減衰定数のひずみ依存特性

図－参1.4.8 動的物性(動的せん断弾性係数、減衰定数)

1．5 液状ゴム系免震材

1.5.1 基本配合

液状ゴム系免震材は、開削トンネルの免震構造に適用する免震材であり、アスファルトおよびイソシアネートを配合成分とする材料である。また、アスファルト、イソシアネートの種類・量を調節することにより、せん断弾性係数の調整が可能である。液状ゴム系免震材の配合を表－参1.5.1に示す。

表－参1.5.1 液状ゴム系免震材の基本配合

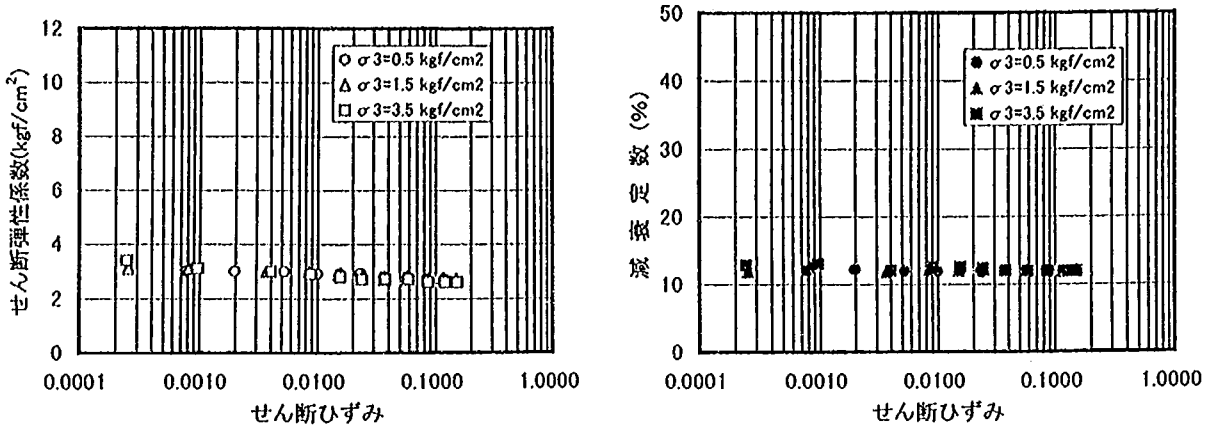
使用材料 ＼ 配合	主材	硬化材
	ポリブタジエン＋アスファルト	イソシアネード
重量比	100	8

1.5.2 材料特性

(1)繰り返し中空ねじりせん断試験

液状ゴム系免震材の動的物性を把握するために繰り返し中空ねじりせん断試験を行っている。試験

条件は前述した表－参1.2.2を参照されたい。試験結果を図－参1.5.1に示す。図のように、液状ゴム系免震材は、せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性、拘束圧依存性は認められないことが確認されている。



a) せん断弾性係数のひずみ依存特性　　b) 減衰定数のひずみ依存特性

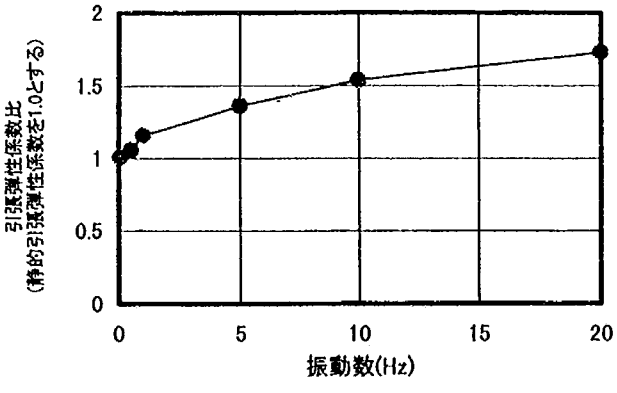
図－参1.5.1 液状ゴム系免震材のひずみ依存特性

(2)引張弾性係数の載荷速度(振動数)依存性

引張振動法に基づいて液状ゴム系免震材の引張弾性係数の振動数依存性に関する試験が実施されている。試験条件を表－参1.5.2、試験結果を図－参1.5.2に示す。図に示すように、地盤の卓越振動数領域では、載荷速度の影響は無視できることが確認されている。

表－参1.5.2 試験条件

	試験条件	備　考
供試体寸法	20×5×2mm	
試験方法	JISK7198　A法	引張振動法
引張ひずみ	2.5%	
測定温度	25℃	



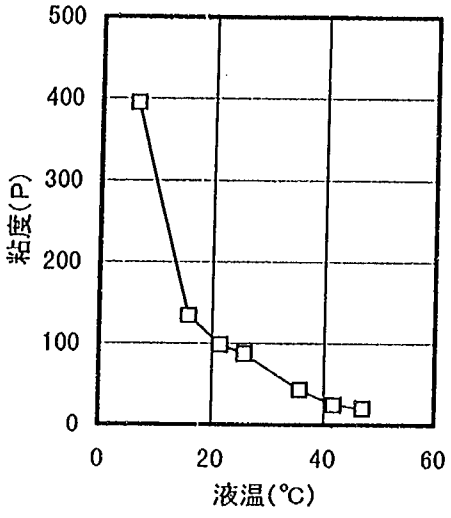
図－参1.5.2 引張弾性係数の振動数依存性

(3)硬化特性

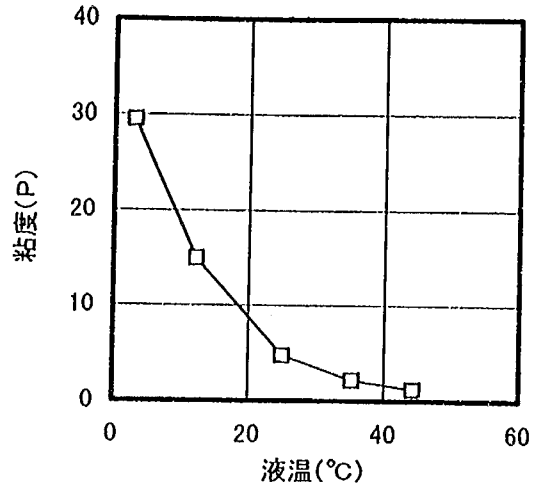
1)原料の温度粘度特性

図－参1.5.3に主材粘度の温度依存性、図－参1.5.4に硬化材粘度の温度依存性を示す。主材お

よび硬化材とも粘度の温度依存性が認められ、特に低温(5℃付近)になると急激に粘度が上昇する傾向を有する。



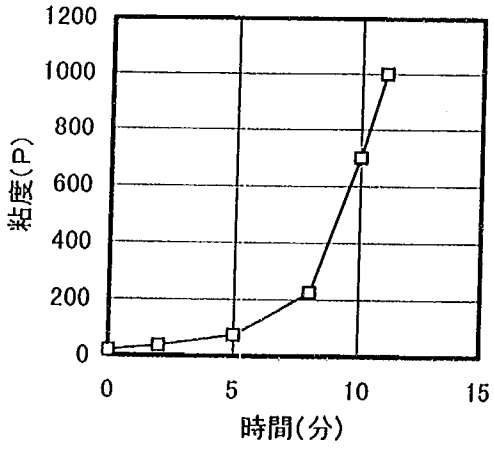
図－参1.5.3 主材粘度の温度依存性



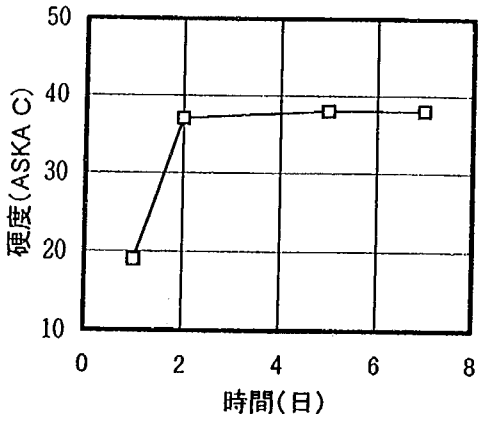
図－参1.5.4 硬化材粘度の温度依存性

2)硬化特性

図－参1.5.5に常温(25℃)における主材および硬化材の混合直後の粘度経時変化を示す。図－参1.5.6は主材および硬化材の混合直後の硬度(ASKA C)の経時変化を示したものである。ただし、実施工の際に用いる混合攪拌・注入システムによっては、2液の混合性および移送性を高めるために主材および硬化材の温度を調整する必要が生じる場合もある。



図－参1.5.5 硬化特性(B型粘度計)



図－参1.5.6 硬化特性(ASKA C)

1.5.3 耐久性

(1)温水浸漬試験

液状ゴム系免震材の耐久性を評価するため、水中浸漬による圧縮弾性係数の変化を測定し、経年劣化状況を推定している。試験方法としては硬化後の免震材を40、60、80℃の温水中に浸漬し、圧縮弾性係数の経時変化を測定し、アレニウス式から15℃での経年劣化を予想する方法を採用した。

図－参15.5.7に示す60℃、80℃の2点から推定されるアレニウスプロットより、15℃での圧縮弾

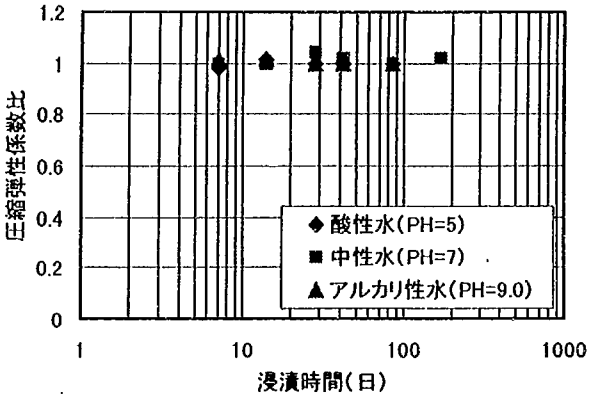
性係数が10%低減する期間は100年程度と推定できる。

(2)耐化学薬品性試験

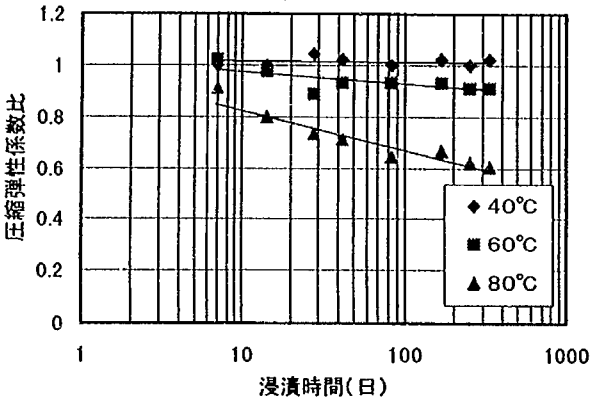
地中のpHの影響を想定して、酸性、アルカリ性水溶液中に供試体を浸漬させ、酸、アルカリ条件下での液状ゴム系免震材の圧縮弾性係数の変化を測定している。試験条件を表－参1.5.4に示す。試験結果を図－参1.5.8に示す。その結果、図のように、酸、アルカリが免震材へ及ぼす影響は少ないことが確認されている。

表－参1.5.4 耐化学薬品性試験条件

水溶液	pH	備考
硝酸水溶液	5.0	試験温度40℃
水酸化ナトリウム水溶液	9.0	90日間の浸漬



図－参1.5.7 温水浸漬試験による圧縮弾性係数比の変化



図－参1.5.8 酸、アルカリ水溶液浸漬による圧縮弾性係数比の変化

1．6 固形ゴム系免震材

1.6.1 基本配合

固形ゴム系免震材は、開削トンネルの免震工法に適用する免震材であり、廃タイヤと軟質ゴムのチップを混合し、バインダーとして軟質ウレタンを使用する材料である。固形ゴム系免震材の配合を表－参1.6.1に示す。

表－参1.6.1 固形ゴム系免震材の配合

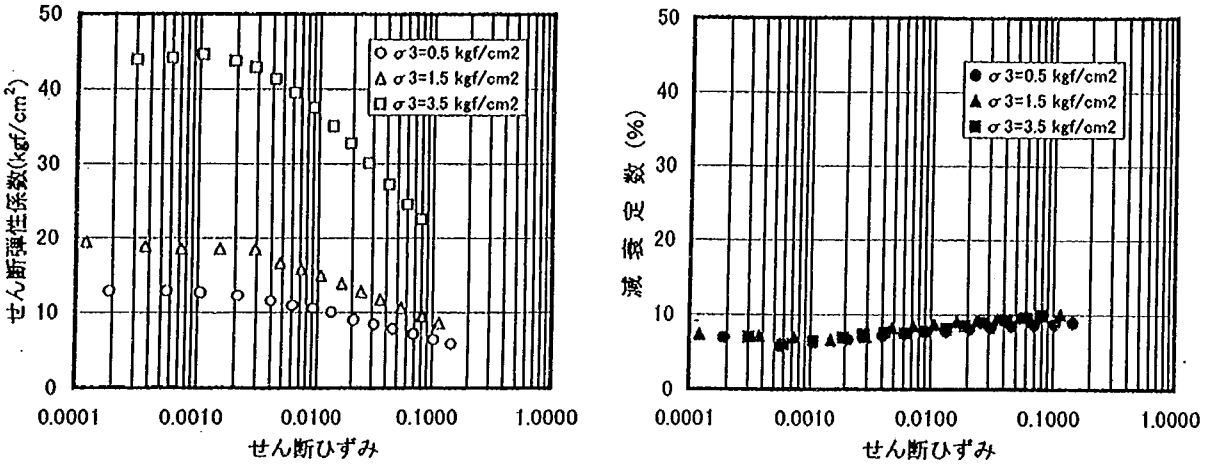
使用材料 / 配合	ゴムチップ	バインダー	添加剤
	廃タイヤ(50)：軟質ゴム(50)	軟質ウレタン	ポリオール系
重量比	100	22.5	2.0

1.6.2 材料特性

(1)繰り返し中空ねじりせん断試験

固形ゴム系免震材の動的物性を把握するために繰り返し中空ねじりせん断試験を行っている。試験条件は前述した表－参1.2.2を参照されたい。試験結果を図－参1.6.1に示す。

固形ゴム系免震材は、せん断弾性係数に関してひずみ依存性、拘束圧依存性とも顕著に認められる。しかし、減衰定数についてはどちらとも認められず、ほぼ10%で一定とみなすことができる。

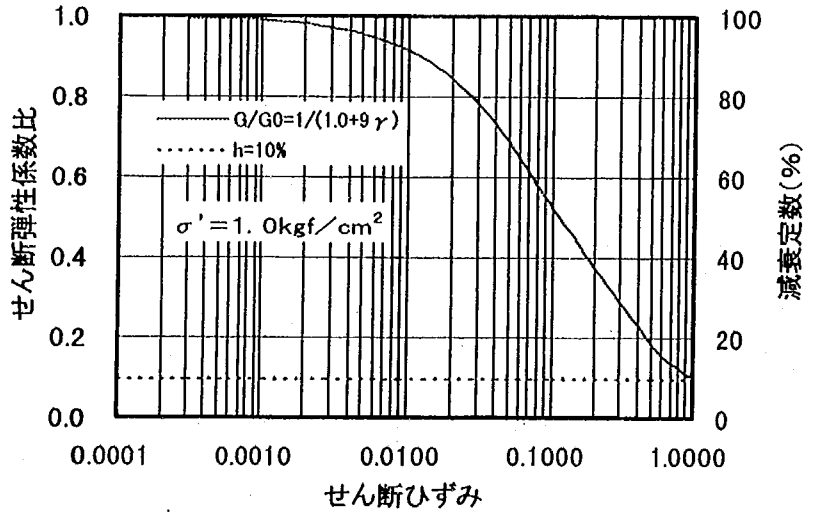


a) せん断弾性係数のひずみ依存特性　　b) 減衰定数のひずみ依存特性

図－参1.6.1 固形ゴム系免震材のひずみ依存特性

免震設計を行う際に用いる、固形ゴム系免震材の動的物性値(正規化したせん断弾性係数比および減衰定数)を式(参1.6.1)～(参1.6.2)および図－参1.6.2に示す。また、式(参1.6.1)～(参1.6.2)で求めたせん断弾性係数および減衰定数と実験結果との比較を図－参1.6.3に示す。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{(9.0\,\gamma + 1.0)} \qquad \text{(参1.6.1)}$$

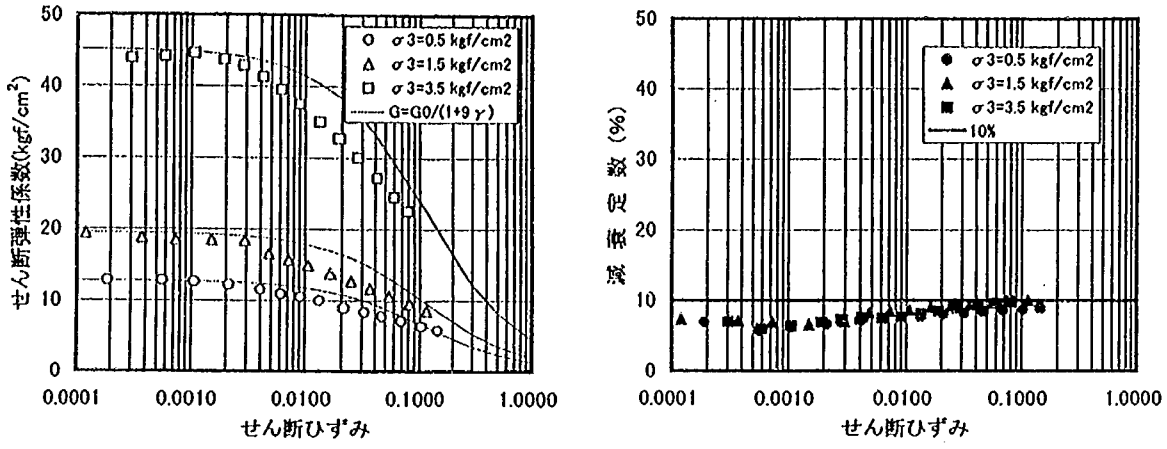


図－参1.6.2 固形ゴム系免震材の動的物性値 (G/G_0 および h)

$$G_0 = 10.4 \cdot e^{0.418\frac{\sigma'}{\sigma_0}} \qquad (参1.6.2)$$

ここで、σ_0 = 1.0kgf/cm²

σ'：拘束圧（σ_3）



a）せん断弾性係数のひずみ依存特性　　b）減衰定数のひずみ依存特性

図－参1.6.3 試験結果との比較

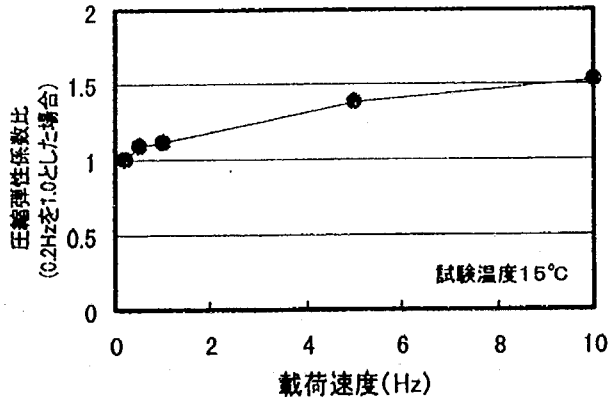
(2)圧縮弾性係数の載荷速度(振動数)依存性

固形ゴム系免震材の振動数依存性を評価するため、載荷速度(ひずみ速度)を変化させた一軸圧縮試験を行っている。試験条件を表－参1.6.2に示す。

表－参1.6.2 試験条件

供試体サイズ	φ50×100mm円柱
載荷速度(ひずみ速度)	0.2, 0.5, 1.0, 5.0, 10.0Hz

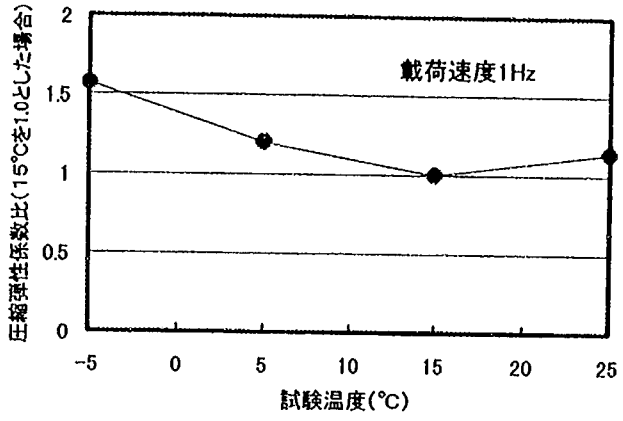
本試験の結果を図－参1.6.4に示す。図に示すように載荷振動数0.2Hzで測定された弾性係数を基準としたとき、1 Hzでは1.1倍、10Hzでは1.5倍であり、地盤の卓越振動数領域では載荷速度の影響は無視できることが確認されている。



図－参1.6.4 圧縮弾性係数の速度依存性

(3)圧縮弾性係数の温度依存性

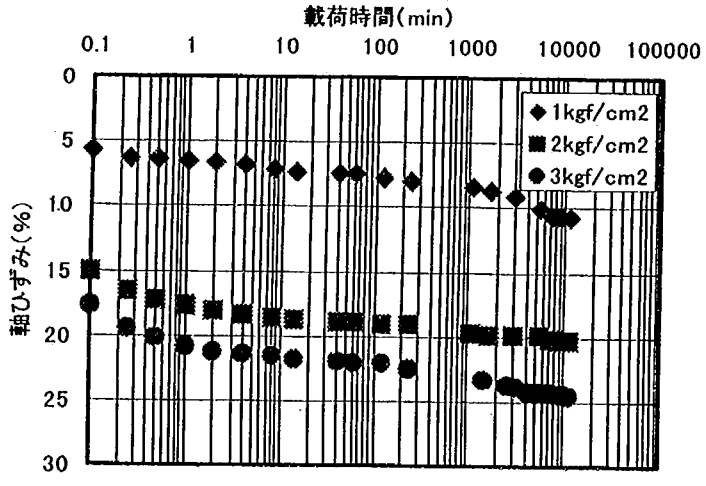
固形ゴム系免震材の温度に対する影響を把握するために、試験温度を変化させて一軸圧縮試験を行っている。結果を図－参1.6.5に示す。実際の地中温度が氷点下に降下することは国内では非常に限られた場所でしかないことを勘案すると、図のように実質的には固形ゴム系免震材の温度による影響は無視できることが確認されている。



図－参1.6.5 圧縮弾性係数の温度依存性

(4)クリープ特性

ポアソン比0.33と小さな材料で免震層を形成した場合の免震層の変形量(クリープ)を圧密試験により確認している。なお上載荷重は1kgf/cm²、2kgf/cm²、3kgf/cm²の３種類である。試験結果を図－参1.6.6に示す。



図－参1.6.6 クリープ特性

1.6.3 耐久性

(1)温水浸漬試験

固形ゴム系免震材の耐久性を評価するため、水中浸漬による圧縮弾性係数の変化を測定し、経年劣化状況を推定している。試験方法は、硬化後の免震材を40、60、80℃の温水中に浸漬し、圧縮弾性係数の変化を測定し、アレニウス式から15℃での経年劣化を予想する方法を採用した。

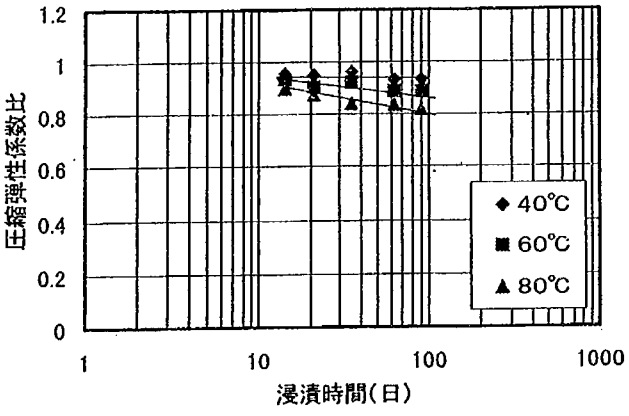
図－参1.6.5に示す60℃、80℃の２点から推定されるアレニウスプロットより、50年後の圧縮弾性係数比を求めると、当初より18%程度減少するものと推定された。ただし、実際の固形ゴム系免震材では、ゴムチップの表面にウレタンコーティングを施すため、バインダーであるウレタン樹脂が加水分解を起こすことがないことより、実際の変化率はもっと小さな値になるものと考えられる。

(2)耐化学薬品性試験

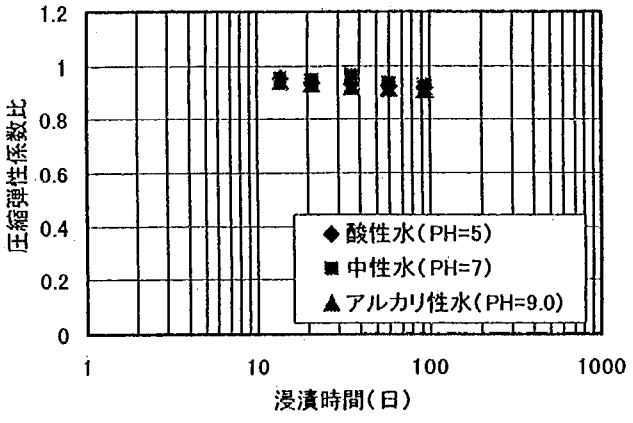
地中のpHの影響を想定して、酸性、アルカリ性水溶液中に供試体を浸漬させ、酸、アルカリ条件下での固形ゴム系免震材の圧縮弾性係数の変化を測定している。試験条件を表－参1.6.3に示す。試験結果を図－参1.6.7および図－参1.6.8に示す。その結果、図のように酸、アルカリが免震材へ及ぼす影響は少ないことが確認されている。

表－参1.6.3 耐化学薬品性試験条件

水溶液	pH	備考
塩酸水溶液	5.0	試験温度40℃
水酸化ナトリウム水溶液	9.0	90日間の浸漬



図－参1.6.7 温水浸漬試験による圧縮弾性係数比の変化



図－参1.6.8 酸、アルカリ水溶液浸漬による圧縮弾性係数比の変化

１．７ まとめ

最後に、本共同研究で選定した５種類の各免震材の基本物性および材料特性について表－参1.7.1にまとめる。

表－参1.7.1 免震材の基本物性および材料特性一覧

項目		単位	測定方法	アスファルト系免震材	ウレタン系免震材	シリコーン系免震材	液状ゴム系免震材	固形ゴム系免震材	備考
基本物性	単位体積重量	tf/m^3		1.11	1.27	1.20	0.98	0.59	
	せん断弾性係数	kgf/cm^2	繰返し中空ねじり せん断試験	ひずみに依存して変化	2.9 ※1	3.0 ※1	2.8 ※1	ひずみに依存して変化	
	減衰定数	%	〃	ひずみに依存して変化	11.4	1.8	12.1	10.0	
	圧縮弾性係数	kgf/cm^2	一軸圧縮試験	6.5～13.8 ※2	8.6	8.8	8.2 ※3	17.0～26.6 ※3	
	ポアソン比		※5	0.4	0.48	0.48	0.46	0.33～0.423 ※4	
	引張強さ		JIS K 6301	－	11.1	10	4.9	2.3	
	伸び	%	JIS K 6301	－	820	130	158	58	シリコーンはJIS C 2123
	硬度	JIS A	JIS K 6301	－	24	30	19	－	
	透水係数	cm/sec		2.4×10^{-9} ～8.8×10^{-10}	－	－	－	－	
材料特性	せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性			あり	なし	なし	なし	せん断弾性係数のみあり	中空ねじりせん断試験結果より検証
	せん断弾性係数および減衰定数の拘束圧依存性			なし	なし	なし	なし	せん断弾性係数のみあり	〃
	弾性係数の載荷速度依存			あり	問題なし	問題なし	問題なし	問題なし	
	耐久性 温水 ※6			影響小	50年	250年	100年	影響小	耐久性試験より検証
	耐久性 耐化学薬品			問題なし	問題なし	問題なし	問題なし	問題なし	
	クリープ変形			変形量を測定	問題なし	問題なし	問題なし	変形量を測定	アスファルト，固形ゴムについては検証
	止水性			透水係数から不透水性材料	問題なし	問題なし	問題なし	表面をウレタンコーティングすることより不透水性	

※1拘束圧の全試験データの平均値
※2：ひずみ速度100mm/min，圧縮ひずみ1.2～10.0%時の値
※3：せん断弾性係数とポアソン比より算定
※4：拘束圧0.4～1.0kgf/cm^2の値
※5 アスファルト：体積ひずみ測定（ひずみ速度1%/min）
ウレタン　：一軸圧縮試験
シリコーン，液状ゴム，固形ゴム：三軸セル内で平面ひずみ状態を再現し、その状態を保持しながら側圧を上げ鉛直応力を測定
※6 数値は弾性係数が10%低減する推定期間

参考資料－２　免震シールドトンネルの施工法に関する資料

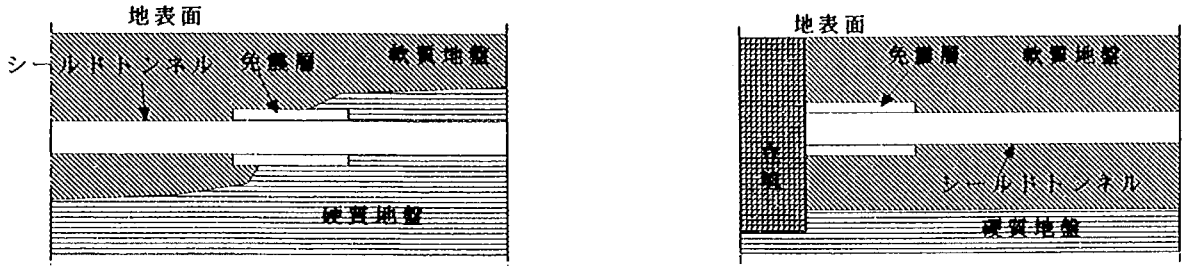
２．１　概　要

免震シールドトンネルは、セグメントと地山の空隙（以下テールボイドと称する）に従来の裏込注入材のかわりに免震材をトンネル内から注入、充填し、免震層を形成するものである。本章では、本共同研究でシールドトンネル用の免震材として開発したアスファルト系、ウレタン系、シリコーン系の３種類の免震材を用いた免震構造の施工法について述べる。

免震構造の適用箇所は、図－参2.1.1のように地盤条件急変部や立坑接合部であり、免震区間長は地盤条件急変部で30～100m程度、立坑接合部では10～30m程度で局所的な適用となる。

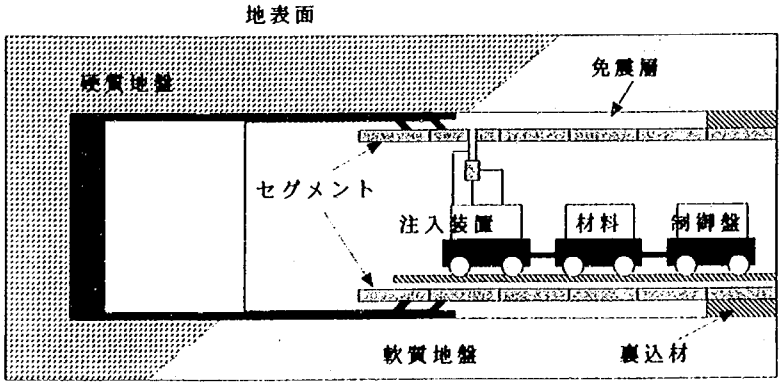
免震材は主材と硬化材からなる二液混合タイプ（アスファルト系、シリコーン系）とこれに塑性調整剤を加える三液混合タイプ（ウレタン系）とに分けられるが、基本的には従来の裏込注入工における二液型の施工法に類似している。また各材料は圧送可能な流動性を有しており、高い充填性を示すとともに注入後早期にゲル化して地山を保持する能力を発揮する。

施工方法はテールボイドに免震材をトンネル内より注入する即時注入方式が標準的である。施工法の概念を図－参2.1.2に示す。



(a) 地盤条件急変部　　(b) 立杭との接合部

図－参2.1.1　代表的な免震構造適用箇所



図－参2.1.2　免震構造施工概念図

２．２　免震材

本共同研究で開発したアスファルト系、ウレタン系、シリコーン系免震材の標準配合と特徴について表－参2.2.1に示す。

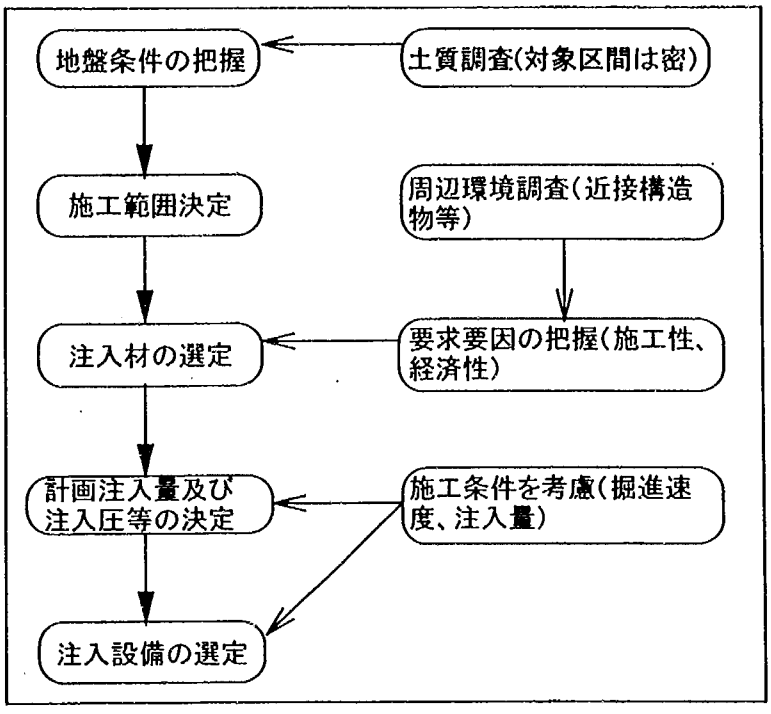
表－参2.2.1　免震材の標準配合と特徴

<table>
<tr><th>項　　目</th><th>アスファルト系免震材</th><th>ウレタン系免震材</th><th>シリコーン系免震材</th></tr>
<tr><td>概　　要</td><td>アスファルト系免震材は、基本材料であるアスファルト乳剤に、早強セメントを混合したA液と、高吸水性ポリマー（B液）を混合することによって固化される２液混合型の免震材である。混合後、10 秒程度でゲル化し、30 秒後には粘度が 100P に達して水などに希釈されない性状となる。水和反応による硬化のため、注入後約一ヵ月で硬化し、粘弾塑性体となる。</td><td>ウレタン系免震材は、イソシアネート（主材）にポリオールとフライアッシュを混合した硬化材を混合させ、さらに、少量の特殊ポリオール（塑性調整剤）を加える事により必要粘度を得る３液混合型の免震材である。混合後、直ちに、100ｐ以上の高粘性となって地山保持を行うとともに、約１日でゴム弾性体となる。</td><td>シリコーン系免震材は、主材に増量材（フライアッシュ）を混ぜたA液と硬化材に塑性調整剤を混ぜたB液を混合させる２液混合型の免震材である。混合後、直ちに、100ｐ以上の高粘性となって地山保持を行うとともに、約４時間でゴム弾性体となる。</td></tr>
<tr><td>標準配合</td><td>アスファルト系免震材基本配合（重量比）
<table><tr><th colspan="2">A液</th><th>B液</th></tr><tr><th>アスファルト乳剤</th><th>早強セメント</th><th>高吸水性ポリマー</th></tr><tr><td>100</td><td>15</td><td>3</td></tr></table></td><td>ウレタン系免震材基本配合（重量比）
<table><tr><th>主材</th><th>硬化材</th><th>塑性調整剤</th></tr><tr><td>イソシアネート</td><td>ポリオール
フライアッシュ</td><td>特殊ポリオール</td></tr><tr><td>100</td><td>191</td><td>10</td></tr></table>＊硬化材には50％（重量）のフライアッシュを含む</td><td>シリコーン系免震材基本配合（重量比）
<table><tr><th colspan="2">A液</th><th colspan="2">B液</th></tr><tr><th>主材</th><th>フライアッシュ</th><th>硬化材</th><th>塑性調整剤</th></tr><tr><td>100</td><td>100</td><td>15</td><td>5</td></tr></table></td></tr>
<tr><td>保管条件</td><td>① アフファルト乳剤
凍結、表面乾燥（アスファルト皮膜の形成）を防ぐよう十分注意し、5～35℃の屋内または、直射日光を遮ることの出来る場所に保管する。
② 高吸水性ポリマー
保管容器はステンレス，ＦＲＰ，ＰＥ，ＰＶＣが好ましく、温度は5～30℃で保存する。また、吸湿性があるため完全に密閉する必要がある。</td><td>容器は密閉し、直射日光を避け、４０℃以下の場所に保管する必要がある。特に主材は空気中の水分により硬化する性質があるため、保管及び取り扱いには注意が必要である。なお、各材料は、消防法上、第４類第４石油類に属るため、各材料は消防法に従った貯蔵および取り扱いを必要とする。</td><td>主材、硬化材および塑性調整剤は湿気、光で変質しないが、直射日光を避け、４０度以下の場所に保管する必要がある。なお、消防法上の分類として、主材は第３石油類、硬化材と塑性調整剤は第４類第４石油類に属すため、消防法に従った貯蔵および取り扱いを必要とする。</td></tr>
</table>

2．3　免震シールドトンネルの施工法

2.3.1　事前計画

事前計画においては、施工箇所の地盤条件を十分把握するとともに、各免震材の特徴に配慮し最適な免震材を選定することが重要である。施工計画の内容は、従来の裏込注入工の場合と類似しているが、施工範囲の検討等独自の部分もある。図－参2.3.1に標準的な施工計画のフローを示す。



図－参2.3.1　標準的な施工計画フロー

2.3.2　標準施工フロー

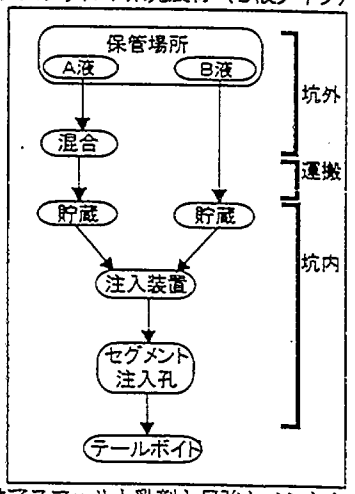
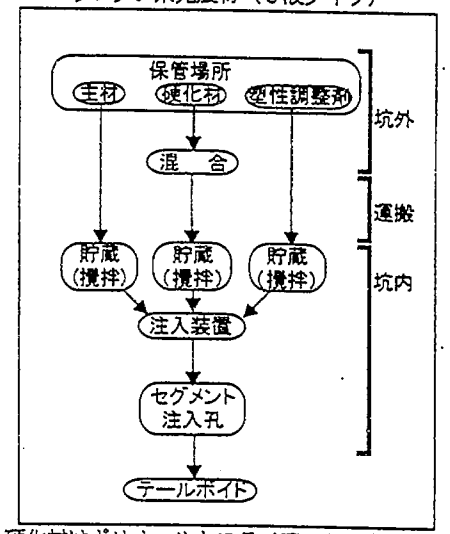
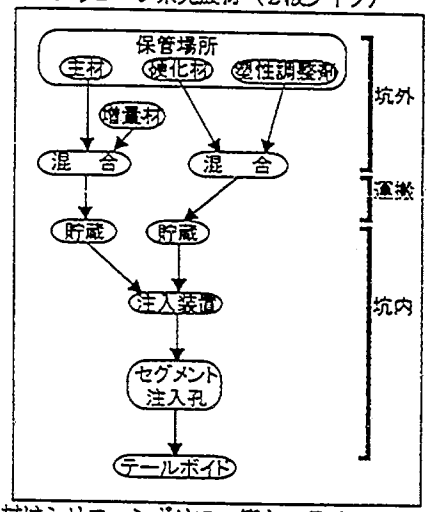
各免震材とも材料の保管場所を坑外に設置する事を基本としており、施工時に材料を切羽まで運搬する形式が一般的である（立坑近辺で行う場合はこの限りでない）。坑内（切羽）注入の方法としては、裏込注入工の即時注入方式を基本としている。各免震材（アスファルト系・ウレタン系・シリコーン系）の標準施工フローを表－参2.3.1に示す。

2.3.3　注入システム

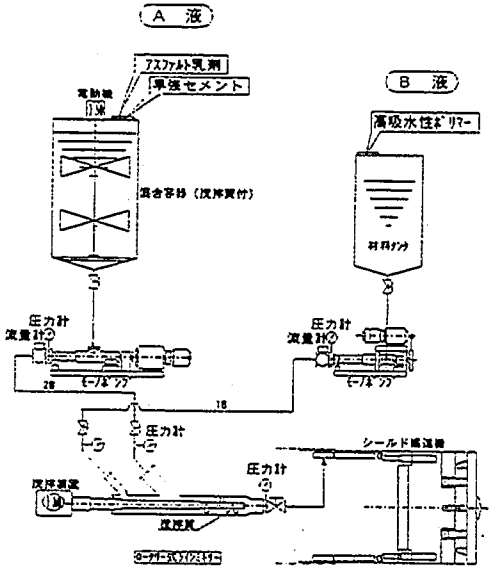
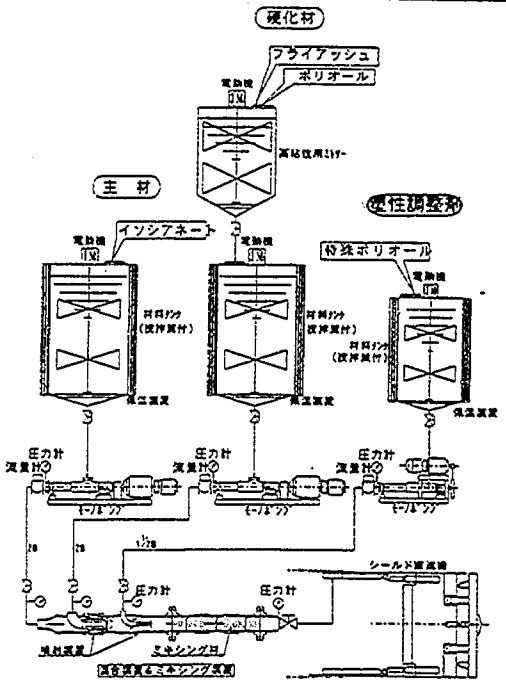
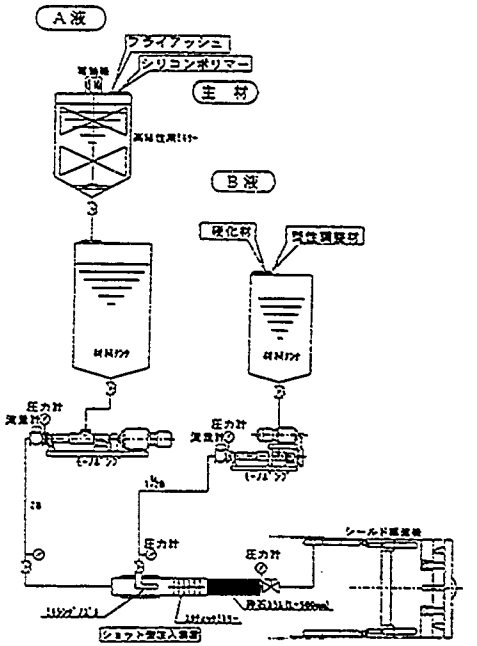
(1)システム概要

免震材の注入システムの構成に当たっては、各材料の性状を考慮した上で、均一な硬化体を得るための攪拌混合装置と高粘性材料を安定注入できるポンプの選定が最も重要である。また、注入システムの配置は坑内が適している。各免震材の標準的な注入システム構成を表－参2.3.2に示す。

表－参2.3.1 標準施工フロー

項　　目	アスファルト系免震材	ウレタン系免震材	シリコーン系免震材
標準施工フロー	アスファルト系免震材（2液タイプ）  ＊A液はアスファルト乳剤と早強セメントとの混合物	ウレタン系免震材（3液タイプ）  ＊硬化材はポリオールとフライアッシュとの混合物	シリコーン系免震材（2液タイプ）  ＊主材はシリコーンポリマー等とフライアッシュ（増量材）との混合物
各材料特徴 ① 注入時期	即時注入	即時注入	即時注入
② 注入方法	2液混合	3液混合	2液混合
③ 材料特徴	・硬化時間が長いので、早期の硬化が要求される小土被りや立坑部には不適 ・透水係数は小さく（10^{-9}cm/s）止水性に優れている。 ・長距離圧送も可能。 ・他の二つ材料に比べて安価	・アスファルトに比べると高価 ・硬化特性が早いので小土被りや立坑部等に有利 ・防水層を形成する	・アスファルトに比べると高価 ・硬化特性が早いので小土被りや立坑部等に有利 ・防水層を形成する
④ 施工留意点	・流量計測に超音波流量計が必要。（B液が非電導体のため） ・地下水位以下の条件で使用	・流量計測に超音波流量計が必要。（非電導体のため） ・混合状態を良好にするため各材料の温度管理が必要 主材５０℃、硬化材３０℃、塑性調整剤３０℃で各材料の粘度が３０Ｐ程度とする。 ・加温タンクは内部の温度を均一するために、撹拌装置が必要。	・流量計測に超音波流量計が必要。（非電導体のため）

表－参2.3.2　免震材標準注入システム例

項　　目	アスファルト系免震材	ウレタン系免震材	シリコーン系免震材
標準システム図			
装置概要 ① ポンプ	・A液：モーノポンプ ・B液：モーノポンプ ＊ポンプ仕様はA液とB液の混合比を考慮して定める。	・主　　材：モーノポンプ ・硬　化　材：モーノポンプ ・塑性調整剤：モーノポンプ ＊ポンプ仕様は主材、硬化材、塑性調整剤の混合比を考慮して定める。	・A　　液：モーノポンプ ・B　　液：モーノポンプ ＊ポンプ仕様は主材、硬化材、混合比を考慮して定める。
② 撹拌装置	・通常のモルタルミキサー	・撹拌翼に特徴、４翼スポークとして翼に各９０度のねじれを持たせたもの。	・撹拌翼に特徴、４翼スポークとして翼に各９０度のねじれを持たせたもの。
③ 噴射装置	・ゴムチューブ式（裏込注入装置の在来品） ＊ロータリー式ラインミキサーに組込まれている。	・ゴムリング式（硬化材）、ゴムチューブ式（塑性調整剤：裏込注入装置の在来品）	・ゴムチューブ式（裏込注入装置の在来品）
④ ミキシング装置	・ロータリー式ラインミキサー	・円筒形プラスチック	・砕石、スタティックミキサー（標準型）
⑤ タンク	・計画注入量を考慮してタンク容量を決定する。	・加温装置が必要（各材料の粘度調整のため） ・計画注入量を考慮してタンク容量を決定する。	・計画注入量を考慮してタンク容量を決定する。

必要装置

1）ポンプ

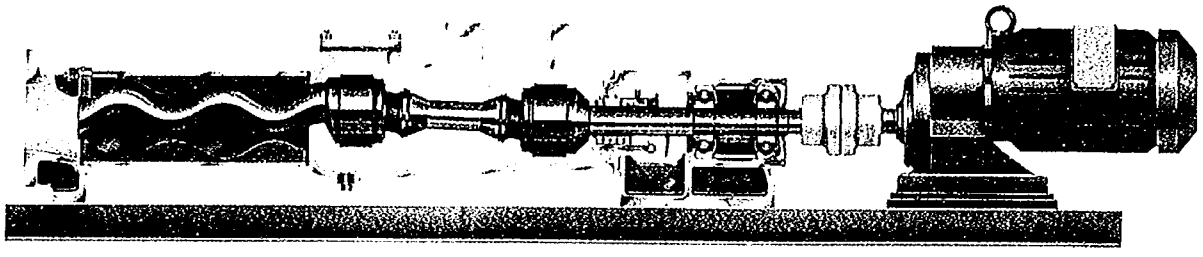
免震材の注入ポンプには、以下のような機能が要求される。

・脈動がなく連続流で定量性に優れている。

・回転速度の制御により流量を広範囲で制御できる。

・高粘性、高濃度な液体まで定量移送可能

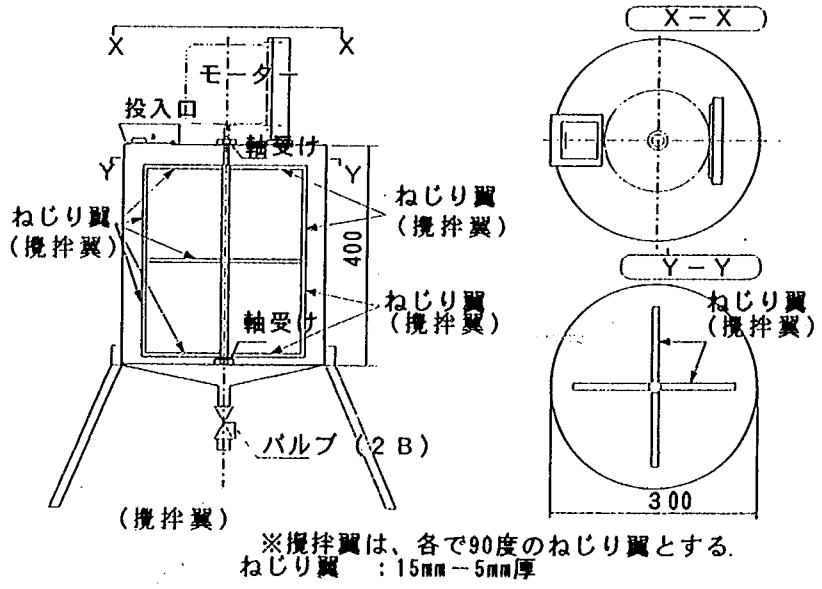
これらの条件に適合したポンプとしてはモーノポンプが適している。以下の図－参2.3.2にモーノポンプの概要図を示す。



図－参2.3.2　モーノポンプ概要図

2）撹拌装置（高粘性用撹拌ミキサー）

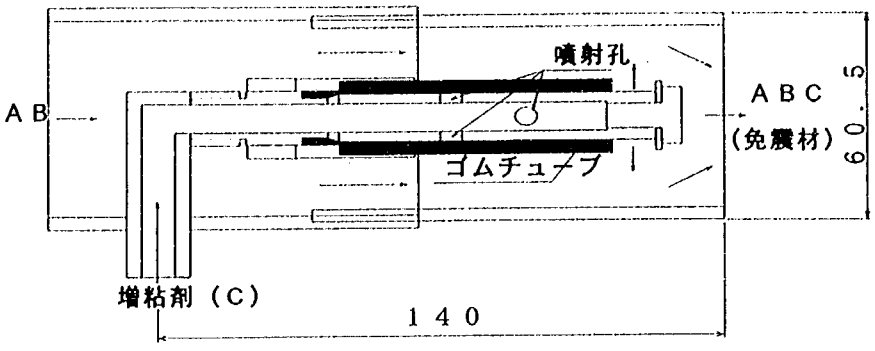
ウレタン系免震材の硬化材やシリコーン系免震材のA液のような高粘性材料の撹拌混合時には、従来のミキサーではなく、翼に各90度のねじれを持たせた4翼スポークタイプが適している。以下の図－参2.3.3に高粘性用撹拌ミキサー概念図を示す。



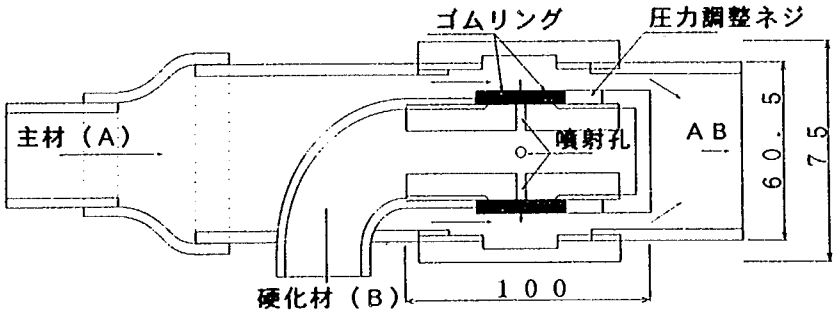
図－参2.3.3　高粘性用撹拌ミキサー概念図

3）噴射装置

噴射装置にはゴムリング型とゴムチューブ型の２種類があり、各材料の性状に応じて使い分けを行っている。図－参2.3.4にゴムリングとゴムチューブの標準的な構造図を、写真－参2.3.1にゴムチューブ型噴射装置を示す。

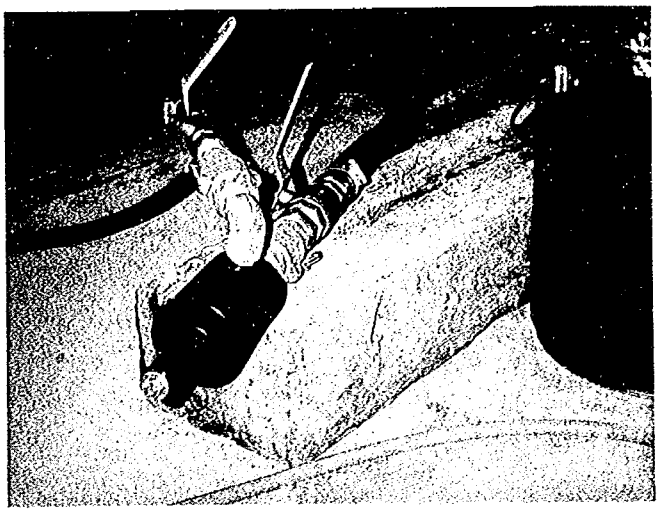


(a) ゴムチューブ型噴射装置



(b) ゴムリング型噴射装置

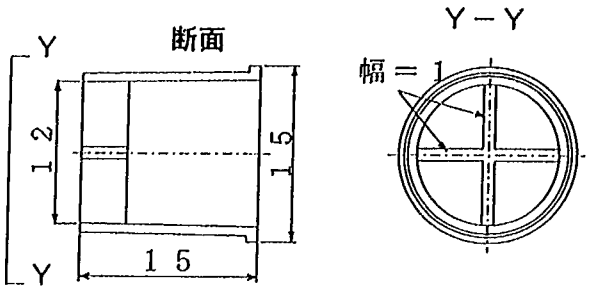
図－参2.3.4　噴射装置構造図



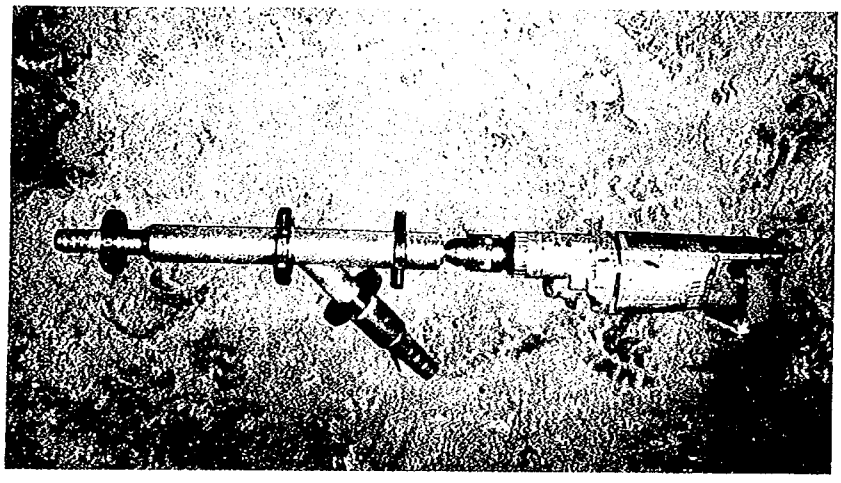
写真－参2.3.1　ゴムチューブ型噴射装置

4）ミキシング装置

ミキシング装置は各材料によって異なるが、スタティックミキサー、ロータリー式ラインミキサー、円筒形プラスチック、砕石（20㎜程度）等があり、使用する免震材によって使い分けを行う。図－参2.3.5に円筒形プラスチックを、写真－参2.3.2にロータリー式ラインミキサーを示す。



図－参2.3.5　円筒形プラスチック図



写真－参2.3.2　ロータリー式ラインミキサー

5）タンク

ウレタン系免震材のみ材料タンクにチューブヒーター等の加温装置が必要である。各免震材とも計画注入量を考慮してタンク容量を決定する。

2.3.4 施工管理

各免震材の施工管理方法は、表－参2.3.3に示すように、裏込注入工とほぼ同様である。

表－参2.3.3 免震材の施工管理表

管理項目	アスファルト系	ウレタン系	シリコーン系
注入圧	・裏込注入に準ずる。	・裏込注入に準ずる。	・裏込注入に準ずる。
注入量	・裏込注入工に準ずる（一般的には注入率150～200%）	・高粘度である材料の性質上、従来の裏込注入工に比べて、低減する。	・高粘度とともに撥水性材料であるため、従来の裏込注入工に比べて、低減する。
注入管理	・注入圧管理を主とし量管理を併用する	・裏込注入工に準ずる（圧力管理、量管理を併用）	・裏込注入工に準ずる（圧力管理、量管理を併用）

2.3.5 品質管理

免震材の品質管理を表－参2.3.4に示す。

表－参2.3.4 免震材の品質管理表

管理項目	アスファルト系	ウレタン系	シリコーン系
配合管理（施工前、中）	施工前：試験練り（適宜） 施工中：供試体採取（適宜）	施工前：試験練り（適宜） 施工中：供試体採取（適宜）	施工前：試験練り（適宜） 施工中：供試体採取（適宜）
粘度管理（施工中）	B型粘度計（バッチ毎）	B型粘度計、ビスコメーター（バッチ毎）	B型粘度計、ビスコメーター（バッチ毎）
硬化管理（施工中）	注入時の抜き取り試料により7日後の硬度をコーン貫入試験により測定（バッチ毎）	注入時の抜き取り試料により7日後のゴム硬度をJIS-K6301のA法により測定（バッチ毎）	注入時の抜き取り試料により7日後のゴム硬度をJIS-K6301のA法により測定（バッチ毎）

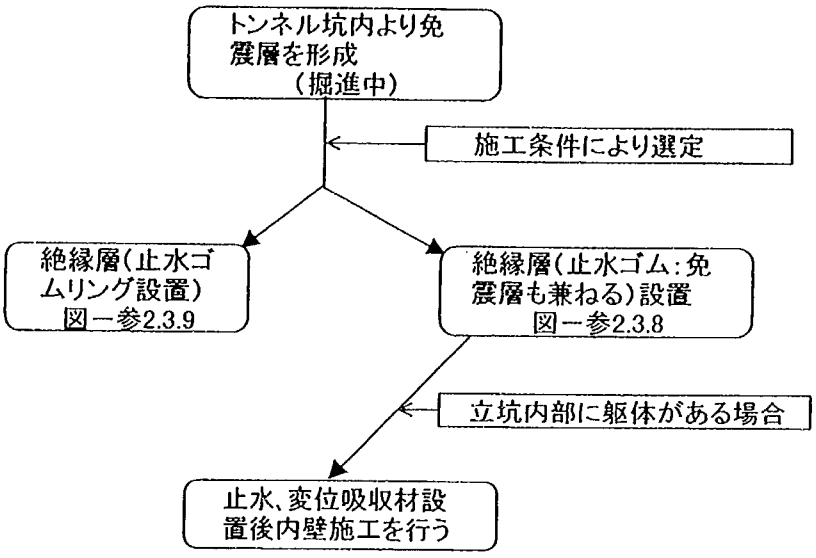
2.3.6　立坑接合部の免震シールドトンネルの施工法

（１）発進坑口部の免震施工法

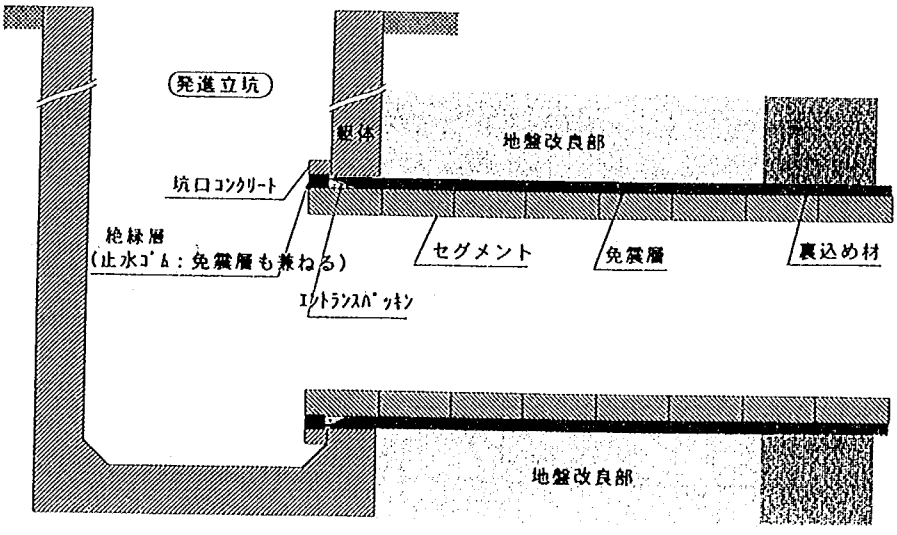
発進坑口の免震構造の施工は、発進坑口より切羽側は従来裏込注入工と同様であるが、立坑内側では、躯体の施工条件を考慮した計画を立てる必要がある。以下に本共同研究で検討した施工例を記す。

本共同研究では、絶縁層として止水ゴム、止水ゴムリングを使用する施工法を提案しており、立坑躯体構造に応じてどちらかを選択する。施工は、基本的にエントランスコンクリート撤去後に行う。

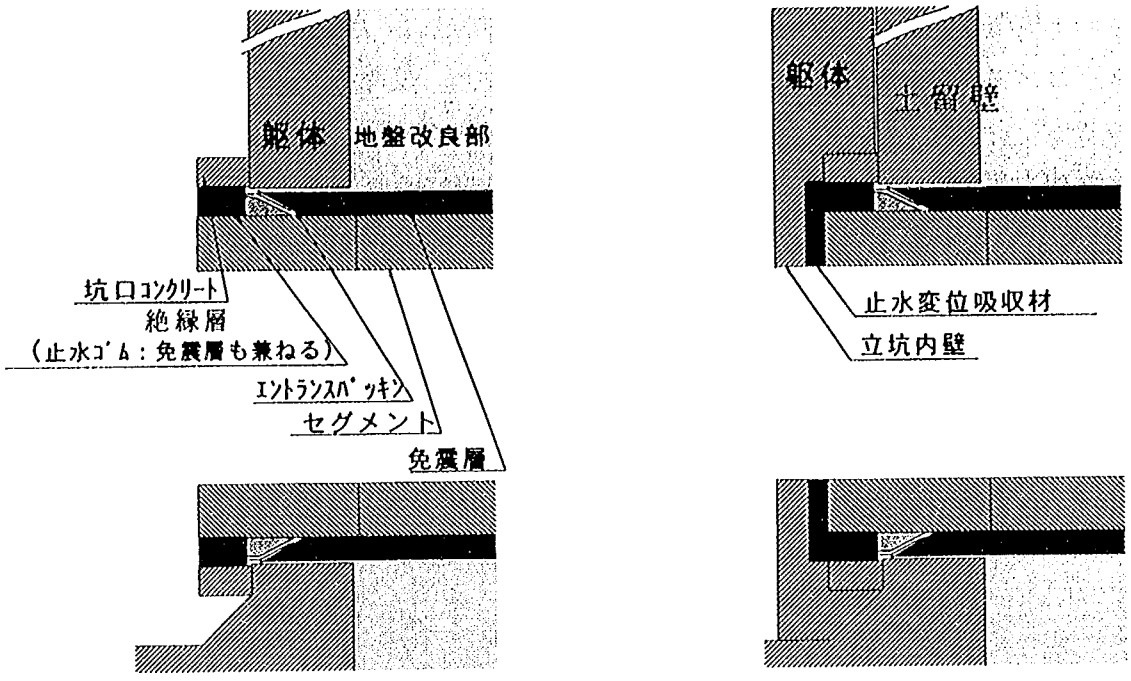
また発進坑口より切羽側の施工は従来裏込注入工と同様である。図－参2.3.6、参2.3.7に標準的施工手順と施工概念図を示す



図－参2.3.6　発進坑口部の施工手順

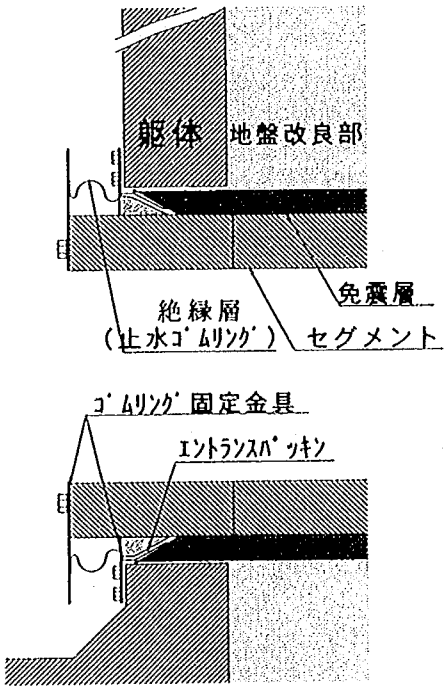


図－参2.3.7　発進立坑接合部の免震施工概念図



(a) 立杭内部に躯体がない場合　　(b) 立杭内部に躯体がある場合

図－参2.3.8　絶縁層（止水ゴム）による坑口構造例



図－参2.3.9　絶縁層（止水ゴムリング）による坑口構造例

(2) 立杭到達部の免震施工法

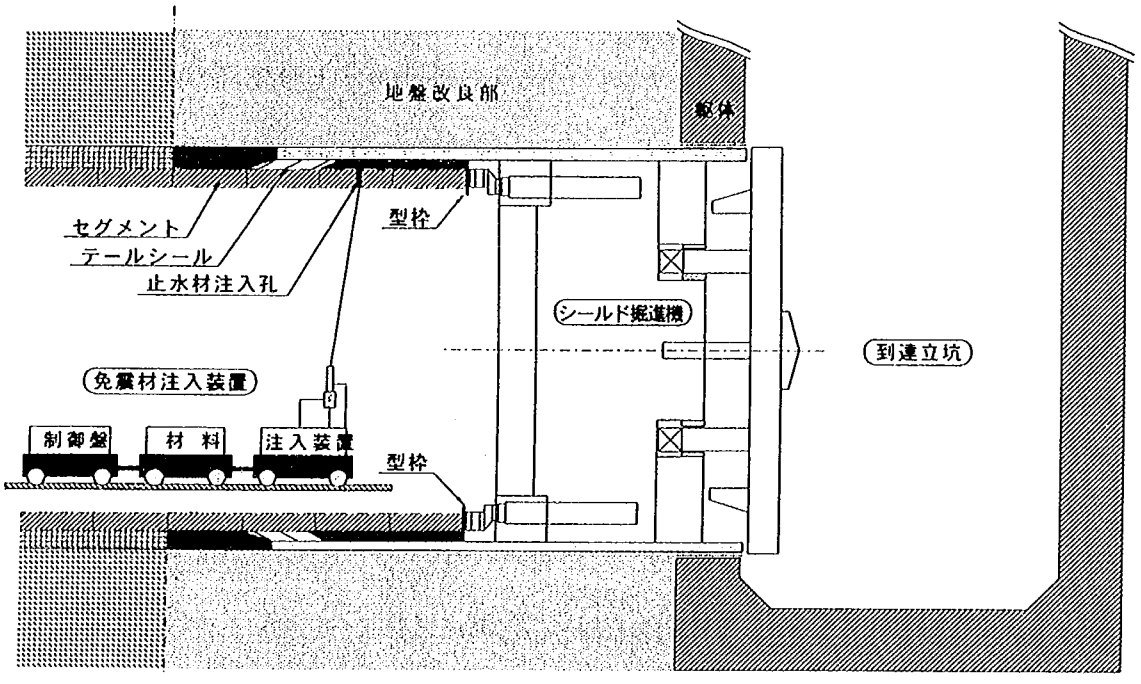
立坑到達部の免震構造の施工では、発進部と同様に立坑の施工条件を考慮した計画が必要である。またシールド機内側の施工手順が複雑である。本共同研究で検討した施工法は、シールド機内側はテールクリアランスに免震層を形成させ、胴殻の残りの部分には、絶縁材料（本共同研究では、発泡スチロールを提案）を設置する方法である。立坑内側の坑口構造は、基本的には発進部と同様である。以下に施工手順を示す。

施　工　手　順

手順①：テールボイド内に免震材を注入して免震層を形成させる。

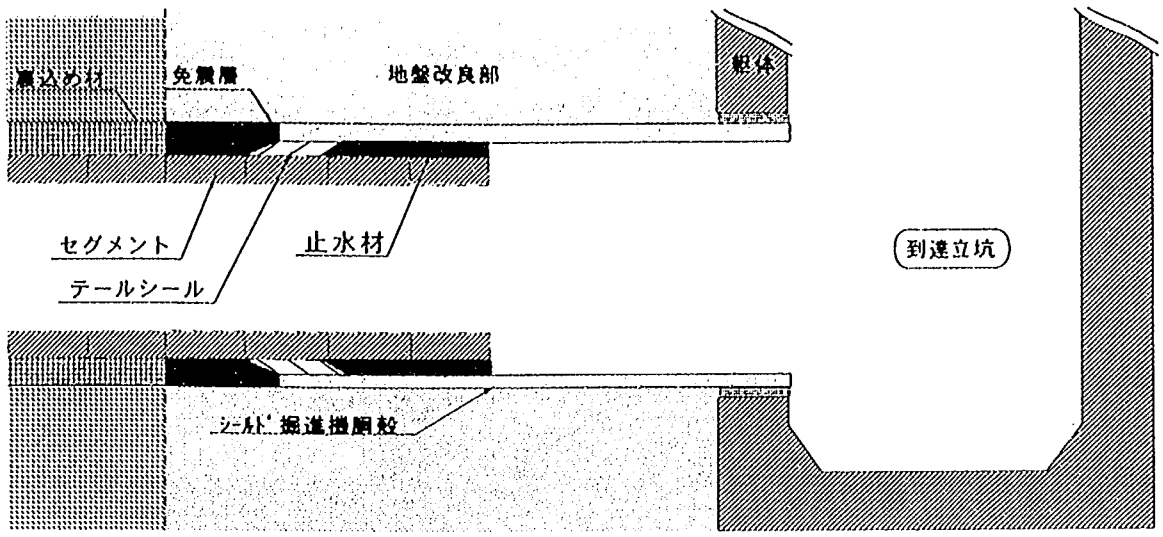
（施工法は従来裏込注入工と同様）

手順②：テールクリアランス内に免震材注入し免震層を形成させる。型枠固定に推進ジャッキ等を使用できる。図－参2.3.10は、施工概念図を示したものである。



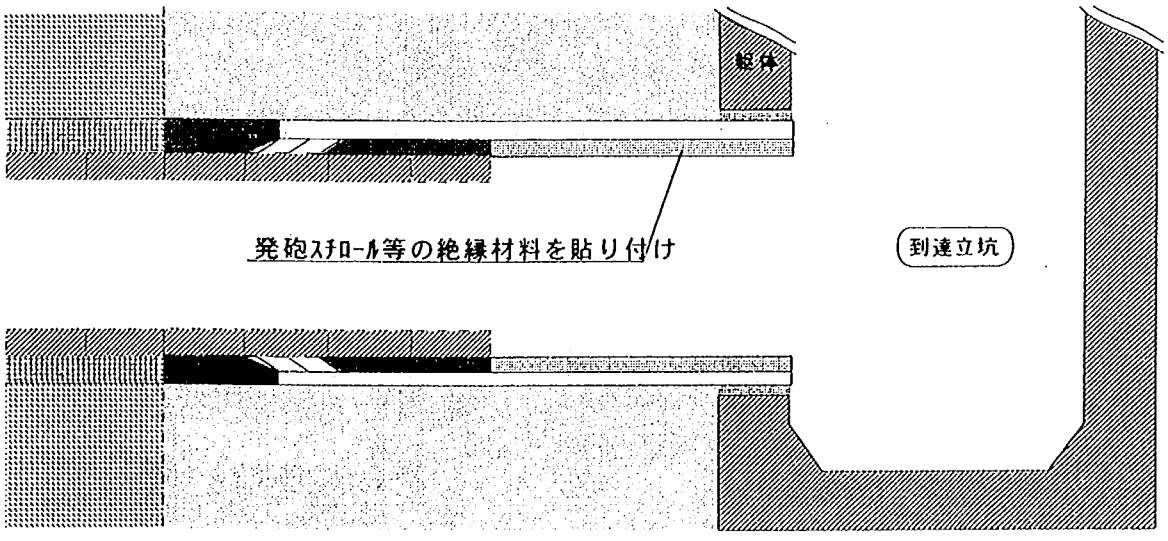
図－参2.3.10　施工概念図（テールクリアランスへの免震材の注入）

手順③：止水材硬化後型枠及びシールド機を解体、撤去する（図－参2.3.11参照）。



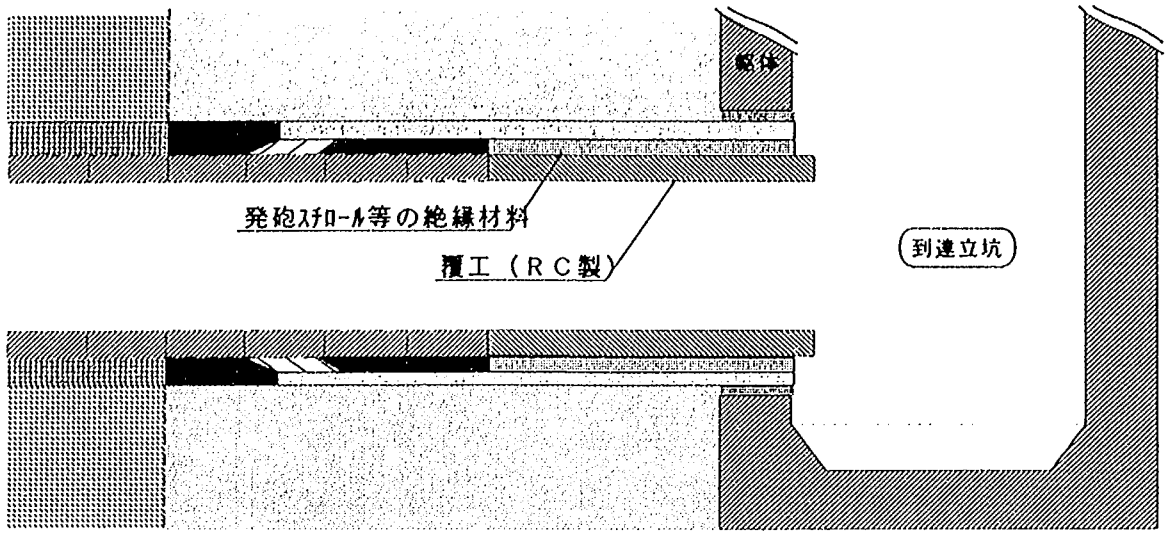
図－参2.3.11　施工概念図（マシン解体・撤去）

手順④：シールド機胴殻の内側に発泡スチロール等を貼り付ける（図－参2.3.12参照）。



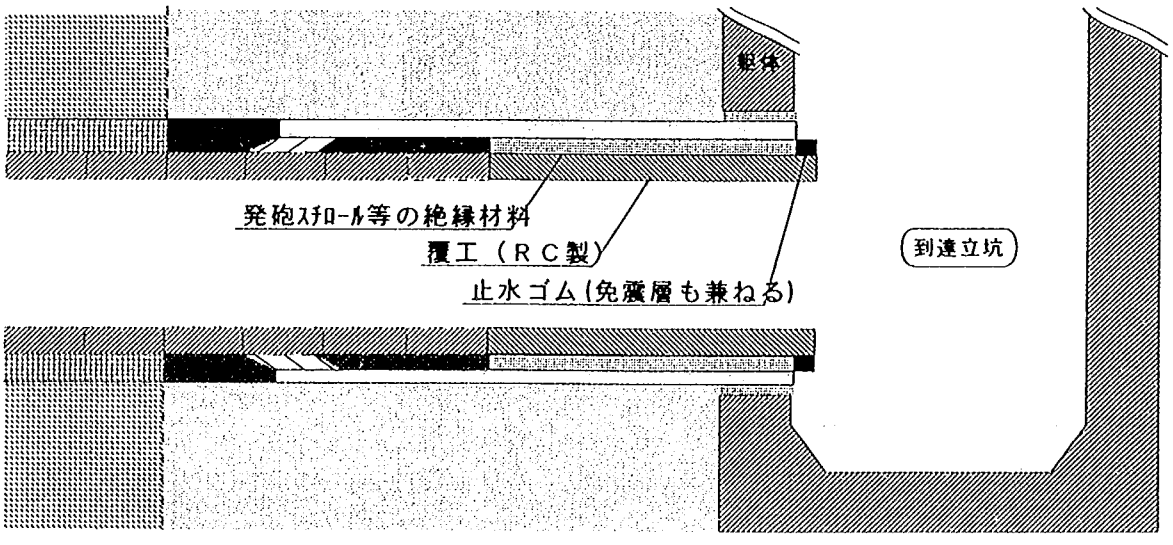
図－参2.3.12　施工概念図（マシン胴殻内に絶縁物設置）

手順⑤：発泡スチロールの内側に場所打ちでＲＣの覆工を構築（図－参2.3.13参照）。



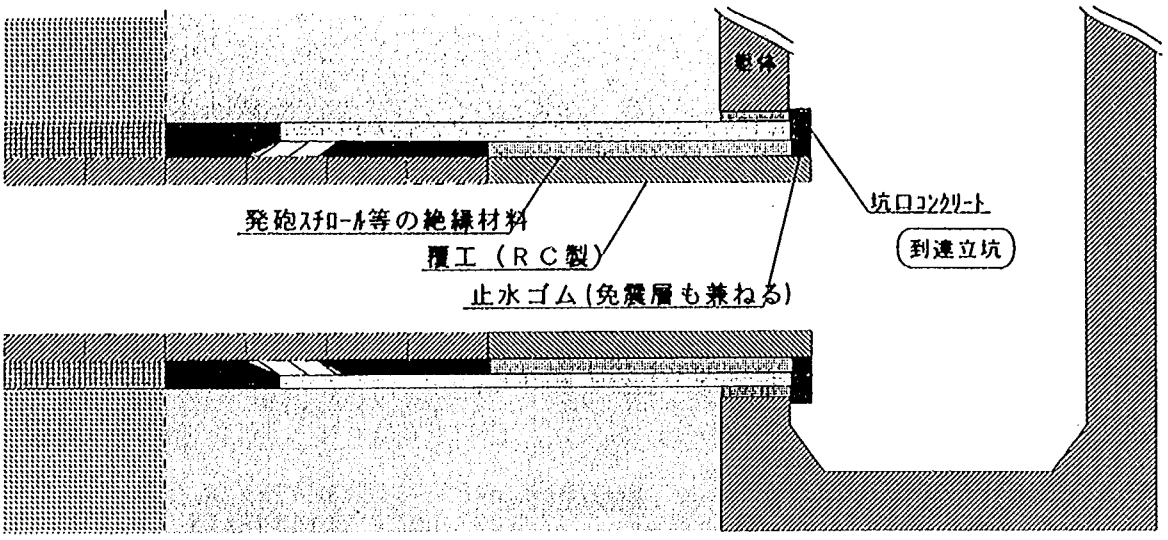
図－参2.3.13　施工概念図（マシン胴殻内覆工）

手順⑥：坑口部の覆工外周に止水材（ゴム板等）を設置する（図－参2.3.14参照）。



図－参2.3.14　施工概念図（止水ゴム設置）

手順⑦：止水材の外周に場所打ちコンクリートを打設し、止水性を確保する（図－参2.3.15参照）。



図－参2.3.15　施工概念図（坑口コンクリート打設）

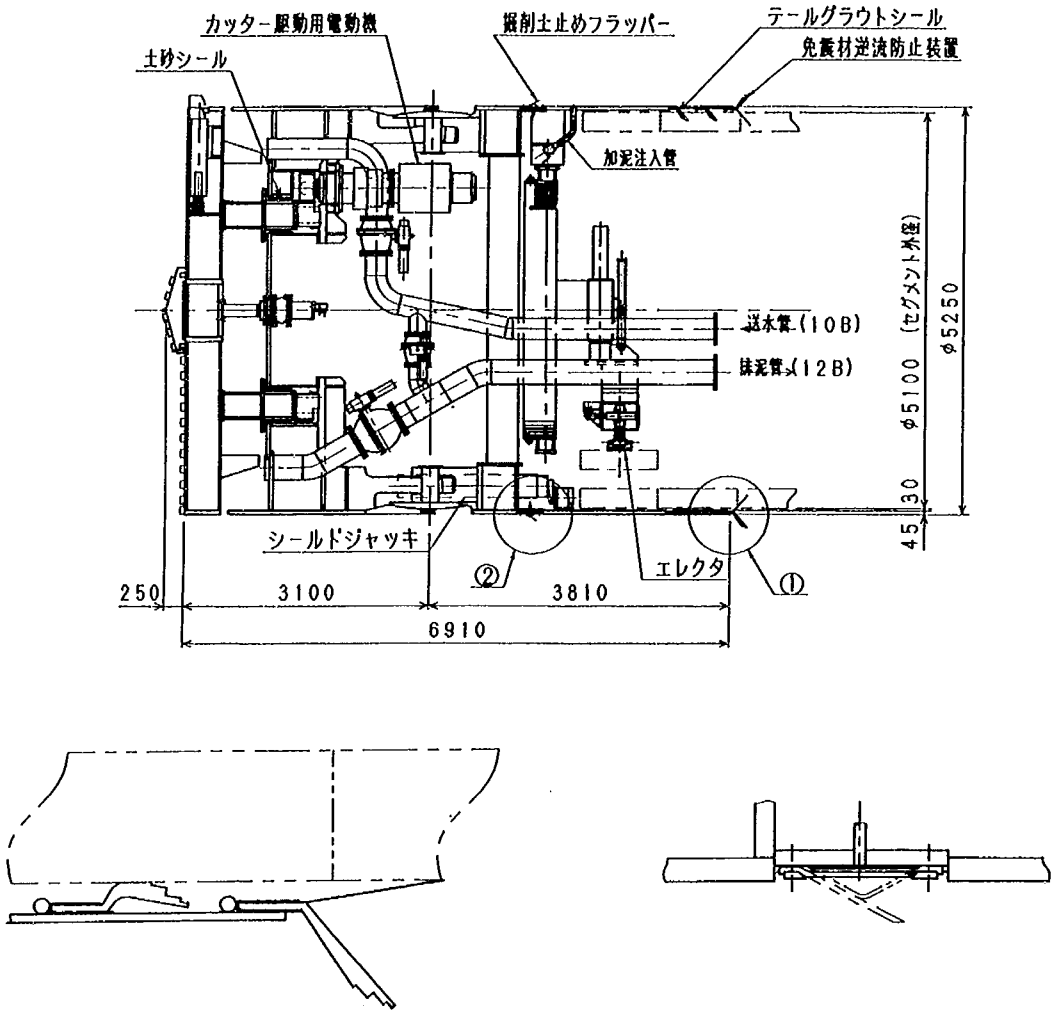
2.3.7　　免震シールド掘進機及び後方設備の概要

本共同研究で提案された免震シールド掘進機の概要は図－参2.3.16に示すとおりであり、改良ポイントは以下のとおりである。

(1) ① 逆流防止装置（テールグラウトシール）：逆流防止装置は①と②が一対で構成されるが、テールプレート後端には装備上の制約からコンパクトなテールグラウトシールを採用する。

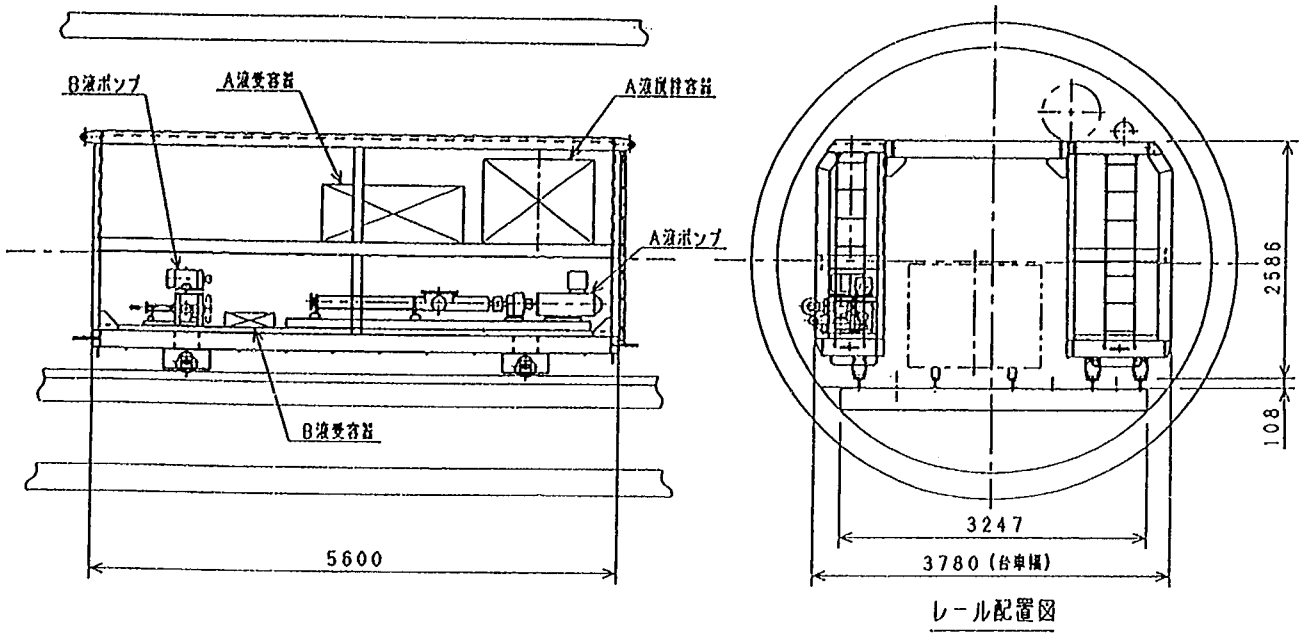
(2) ② 逆流防止装置（掘削土留めフラッパー）：テールプレート前端には装備スペースが可能なことから、エントランスシールパッキンとして採用される掘削土留めフラッパーを装備する。

(3) 加泥注入管：セグメントと地山の空隙に注入する免震材が、シールド掘進機の前方への廻り込み防止のため、上記の逆流防止装置を設けるが、免震材の廻り込み防止をより確実にする為、①と②の間に高濃度泥水を注入できる加泥注入管を設ける。

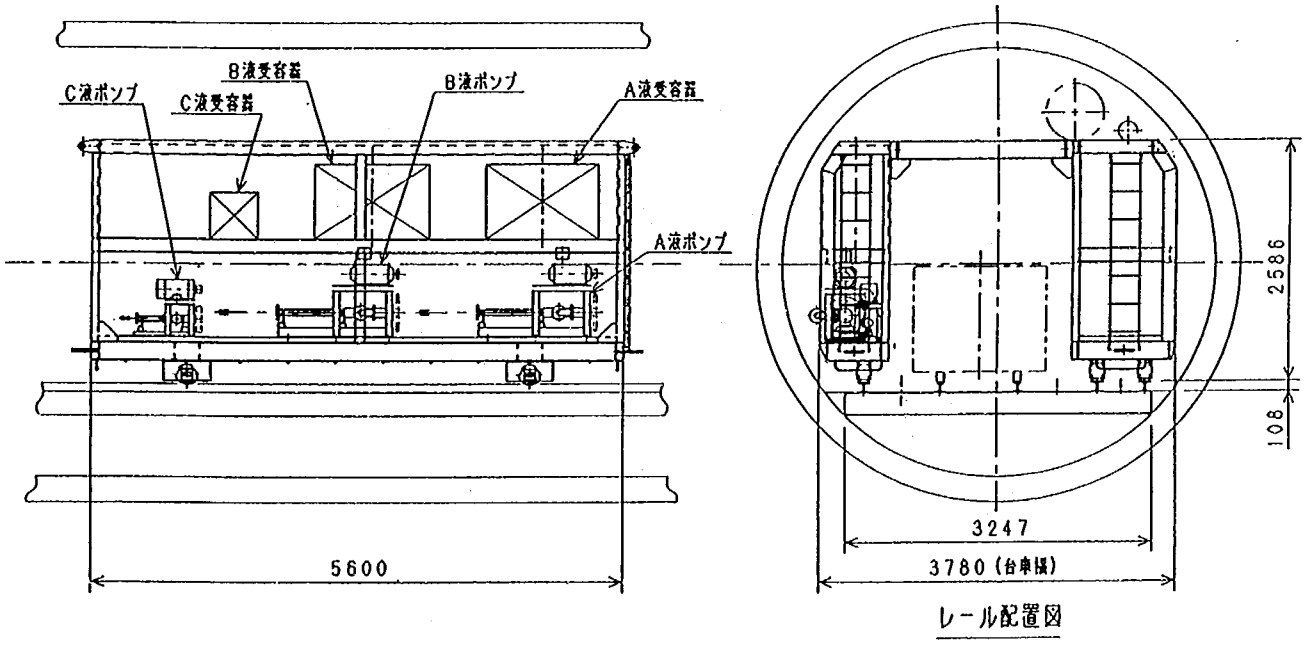


図－参 2.3.16　免震シールド掘進機および免震材逆流防止装置

図－参2.3.17および図－参2.3.18は、それぞれ免震材の注入装置の後方台車の配置計画および標準注入システムを示したものである。

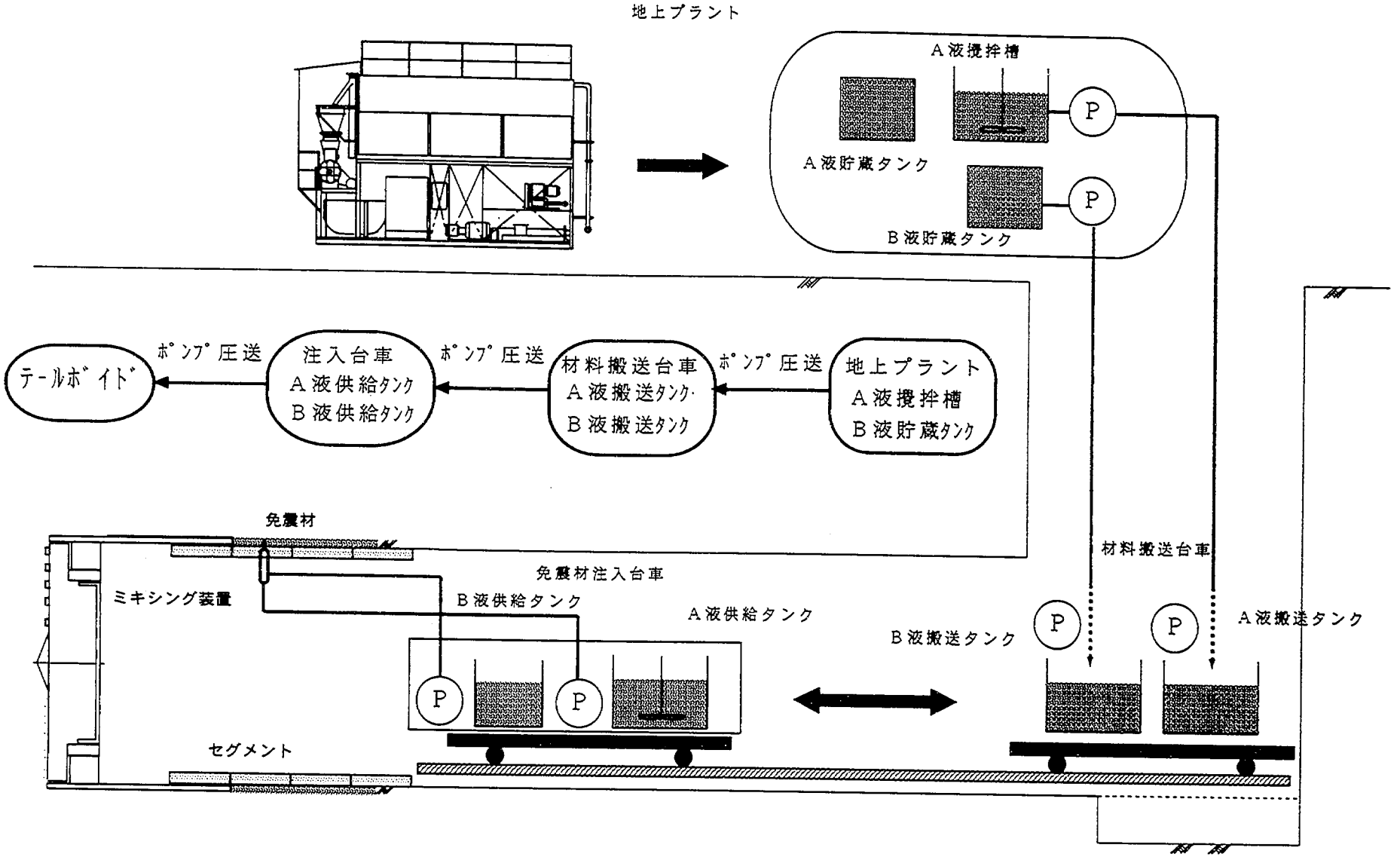


(a) アスファルト系、シリコーン系



(b) ウレタン系

図－参 2.3.17 免震材注入装置の後方台車配置計画図



図－参2.3.18　標準注入システム概要図

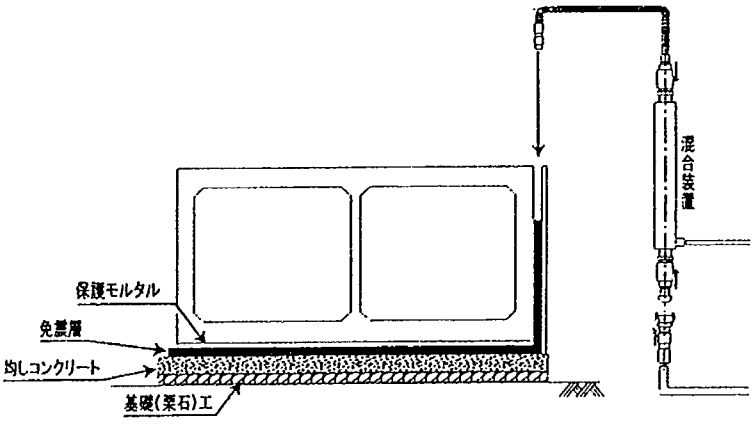
参考資料－３　免震開削トンネルの施工法に関する資料

３．１　概　要

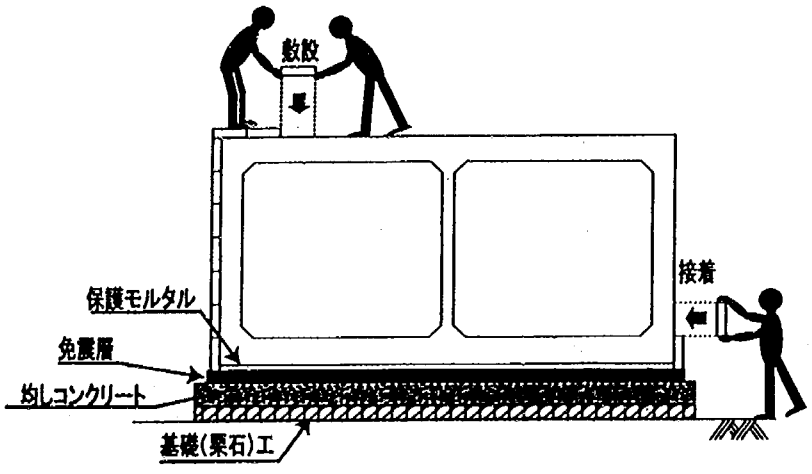
免震開削トンネルは、矩形断面の開削トンネルを対象としており、トンネル全外周を免震層により被覆した構造である。本共同研究で開発したゴム系免震材は固形ゴムと液状ゴムである。以下にそれぞれの免震材の施工方法の概要を説明する。

液状ゴムは、主材と硬化材を混合することにより硬化する材料であり、この二液を混合攪拌したのち、免震層を型枠内に打設する現場打ち施工を行う。この免震材は防水効果を有しており、防水層としてこれを兼用することが可能である。本共同研究では、免震層の施工を実現可能とするため、二液を別系統で圧送し、打設直前で二液を混合する混合装置を開発した。液状ゴム系免震材の施工概要を図－参3.1.1に示す。

固形ゴムを用いた免震層の施工において、底部と頂部ではゴム粒子を接着剤で固めた工場製品のゴムパネルを敷設し、一方側部ではゴムパネルを接着剤を用いて貼り付ける。固形ゴム系の免震材の施工概要を図－参3.1.2に示す。



図－参3.1.1.　液状ゴムの施工概要



図－参3.1.2　固形ゴムの施工概要

3．2　材　料

3.2.1　液状ゴム

(1)免震材

液状ゴムの基本配合を表－参3.2.1に示す。液状ゴムは、ポリブタジエンとアスファルトを混合した主材およびイソシネアート（以後、硬化材と称する）の混合によってゴム弾性体を形成するものである。

表－参3.2.1　液状ゴムの成分および配合比

	主　材	硬化材
成　分	ポリブタジエン，アスファルト	イソシネアート
比　重	0.95	1.21
配合比（重量比）	100	8

(2)その他の材料

液状ゴムの施工では、前述の免震材以外に、液状ゴムの型枠用剥離剤および液状ゴム注入後のポンプ等の洗浄剤を使用する。これらの材料を以下に示す。

1)剥離剤

付着力が強い液状ゴムから型枠を脱型するため、施工時にはパラフィン系剥離剤を型枠に塗布しておく必要がある。この剥離剤の成分および標準使用量を表－参3.2.2に示す。

表－参3.2.2　剥離剤の成分および標準使用量

成　分	パラフィンワックス 及びシリコーン
標準使用量	約0.1kgf/m^2

2)洗　浄　剤

液状ゴムは、約20分でゲル化し、流動性が減少するため、注入作業を所定の時間以上中断する場合は、主材と硬化材の混合液が通過する混合装置から注入口までの系統を洗浄する必要がある。また、液状ゴムの施工が完了した後には、主材および硬化材が通過する系統（注入ポンプなど）までを含めた洗浄作業が必要となる。使用する洗浄剤の成分および標準使用量を表－参3.2.3に示す。

表－参3.2.3　洗浄剤の成分および標準使用量

主な成分	塩化メチレン
標準使用量	注入システムの洗浄体積 の2倍程度／1回あたり

(3)保管条件

施工時における各材料の保管条件を以下に示す。

1)液状ゴム

主材および硬化材は水分や日射により変質するため、水分や直射日光を遮断できる容器・場所に保管し、一度開封した容器中の材料はできる限り使用し、水分の混入を防ぐ必要がある。また、主材および硬化材は揮発・可燃性であるため、火気厳禁とし40℃以下で保管する必要がある。

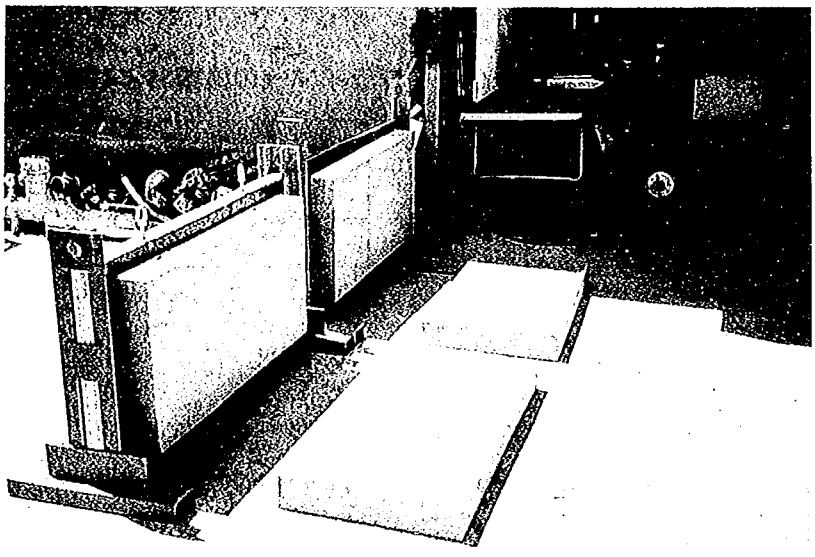
2)洗浄剤および剥離剤

直射日光を避け、火気厳禁とする必要がある。

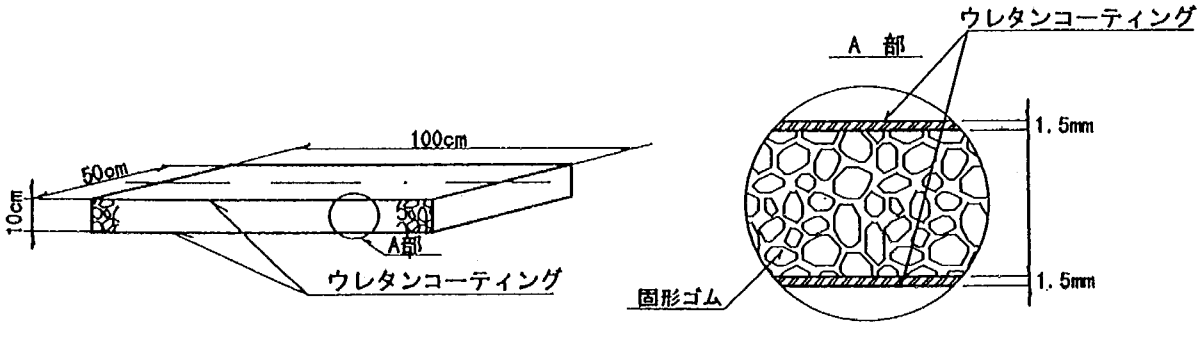
3.2.2 固形ゴム

(1)免震材

固形ゴムを用いた免震層の施工では、ゴム粒子を接着剤によりパネル状に固め、全面にウレタン樹脂コーティングによる防水処理を施した免震パネルを用いる。免震パネルを**写真**－参3.2.1、その構造概要を図－参3.2.1、配合および形状寸法等を表－参3.2.4に示す。



写真－参3.2.1　免震パネル



図－参3.2.1　固形ゴム免震パネルの構造概要

表－参3.2.4　固形ゴムの配合および形状寸法

	母材	接着剤	コーティング材
成　分	ゴム粒子	ウレタン樹脂，添加剤	ウレタン樹脂
配合（重量比）	100	22.5	－
形状寸法	幅1000mm×縦500mm×厚さ100mm		
重　量	約30kg		

(2) その他の材料

固形ゴムの施工に用いる免震材以外の材料を以下に示す。

1) プライマーおよび接着剤

開削トンネル側壁部における固形ゴムの施工では、前述の免震パネルを側壁あるいは型枠に貼り付けることになる。側壁に貼り付ける場合は、予めコンクリート表面にコンクリートプライマーを塗布した後、コンクリートと免震パネルの双方に接着剤を塗布して接着する。また、型枠に貼り付ける場合は、防水シートと免震パネルの双方に接着剤を塗布した後、これらを型枠に接着する必要がある。

使用する接着剤とコンクリートプライマーの種類および標準使用量を表－参3.2.5に示す。

表－参3.2.5　接着剤とコンクリートプライマーの種類および標準使用量

材　料	材　質	標準使用量
接　着　剤	ゴム系	約0.5 kgf/㎡
コンクリートプライマー	ウレタン系	約0.1 kgf/㎡

2) 防水シート

固形ゴムの施工では、前述したように免震パネルを敷き並べるだけなので、免震パネル間の目地部の止水性が期待できない。したがって、通常の開削トンネルと同様に止水を目的とした防水シート等の施工が必要となる。

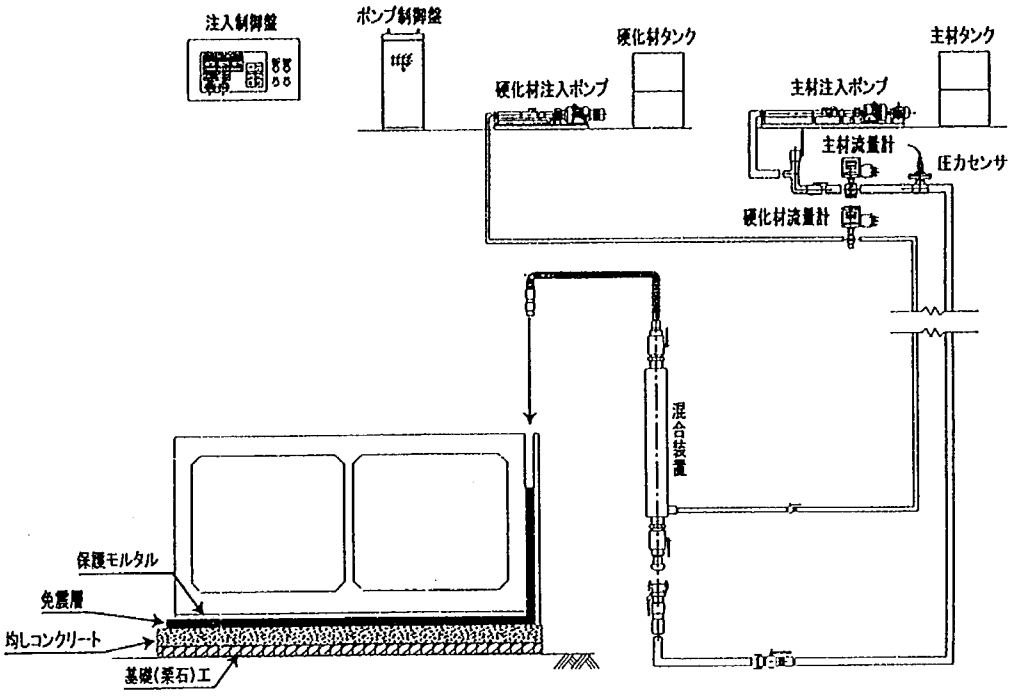
(3) 保管条件

固形ゴムは工場でウレタンコーティングした免震パネルとして製品化されるため、液状ゴムに比べて水分や日射に対する変質は少ない。ただし、長期にわたって保管する場合はシートで覆うなどの簡易な方法により直射日光を遮断する必要がある。

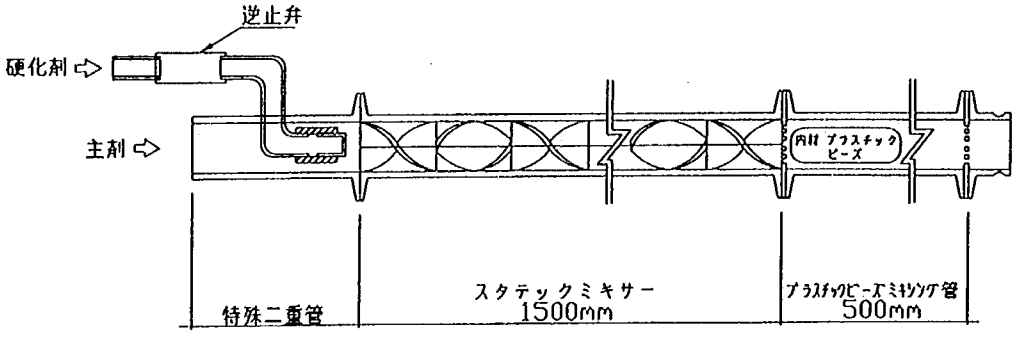
３．３　液状ゴムを用いた免震開削トンネルの施工法

3.3.1　混合攪拌・注入システム

液状ゴムは主材と硬化材を混合攪拌することにより硬化する材料である。したがって、打設直前に２液を混合攪拌する必要がある。図－参3.3.1に本共同研究の試験施工で用いた混合攪拌・注入システムを１例として示す。ここでは注入装置として、主材と硬化材のポンプ圧送に２台の注入ポンプを用いるとともに、混合装置としてスタティックミキサーとビーズミキシング管を直列につないでいる。２液の混合性を高めるために、混合装置は縦置きとし、また、主材は40℃以上、硬化材は15℃以下に調整することにより両者の粘度を近づけている。



(a) 注入システムの概要図



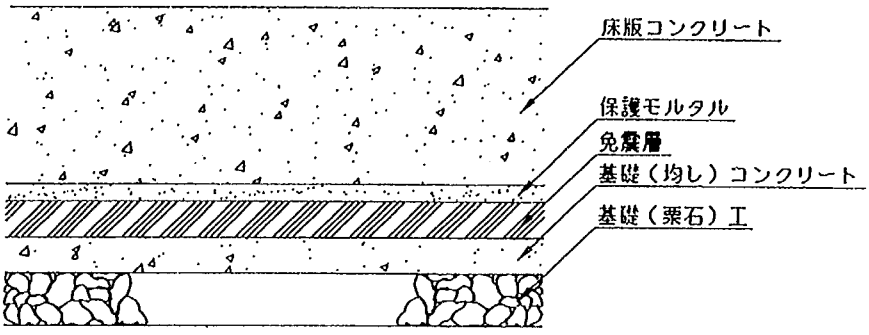
(b) 混合装置の概要図

図－参3.3.1　混合攪拌・注入システム例

3.3.2　免震層の施工法

(1)床版下の免震層

免震材は柔らかく可燃性であるため、鉄筋組立時のスペーサーの免震層への貫入、圧接や、切断等で火気を使用した場合の免震層の燃焼を防止するために、保護モルタルで養生する。図－参3.3.2に標準的な断面図を示す。



図－参3.3.2　床版下免震層の標準断面図

(2)側壁部の免震層

1)剥離材塗布工

側壁部の免震層は、型枠に液状ゴムを打設することによって形成する。液状ゴムは付着力が強いため、施工時に型枠の脱型が困難となることが懸念される。そこで、あらかじめ型枠に剥離材を塗布しておき、脱型を容易にしておく必要がある。剥離材に要求される品質は以下の通りである。

①液状ゴムの品質、硬化時間等に悪影響を与えないこと

②人力で容易に脱型できること

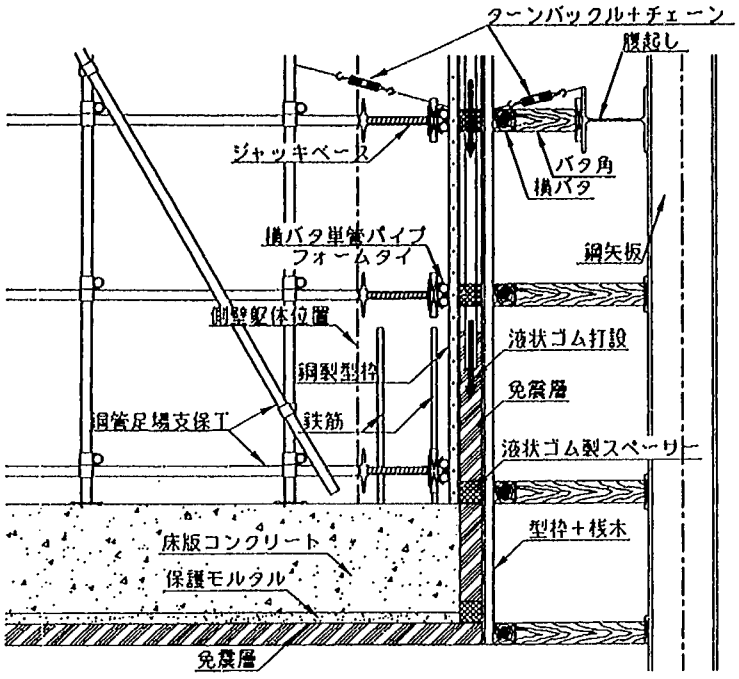
本共同研究の試験施工では、パラフィン系剥離材を使用して良好な結果を得ている。

2)作業空間が狭い場合の施工法

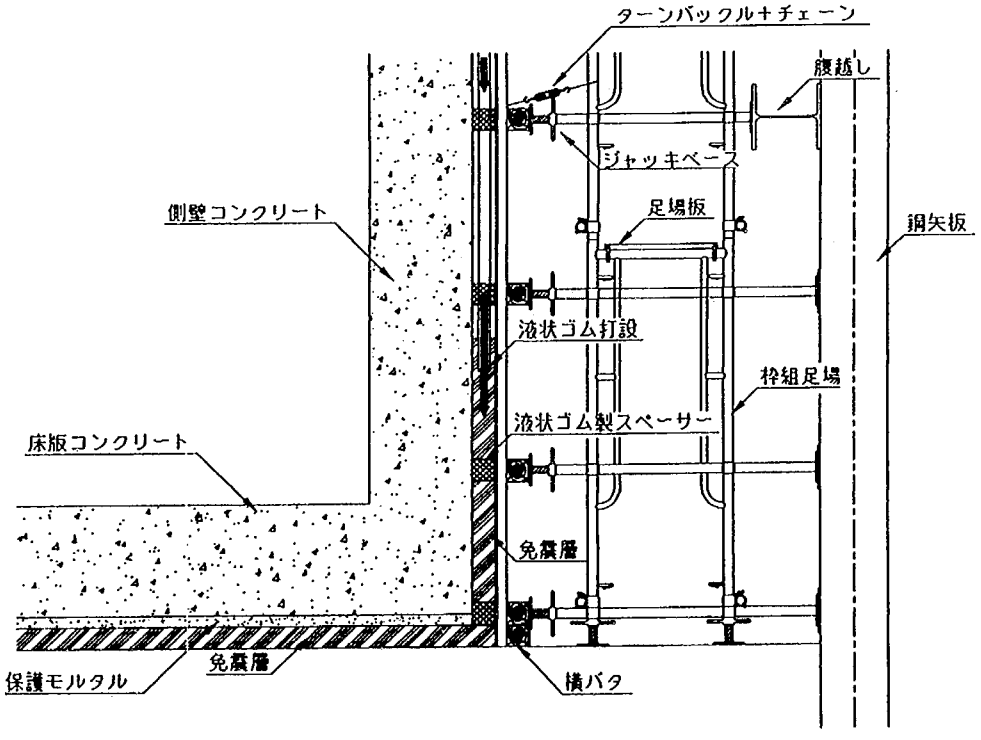
免震層外面と山留め壁内面の間隔が狭い場合（一般的には700mm以下）、側壁コンクリートに先行して免震層を施工する手順となる。免震層に止水性をもたせる場合には、型枠のセパレーターが使用できないため、型枠は外側から固定することになる。型枠固定方法の1例を図－参3.3.3に示す。

3)作業空間が広い場合の施工法

作業空間が確保できる場合には、側壁コンクリート施工後に免震層を打設する手順となる。免震層に止水性をもたせる場合には、型枠のセパレーターが使用できないため、型枠は外側から固定することになる。型枠固定方法の1例を図－参3.3.4に示す。



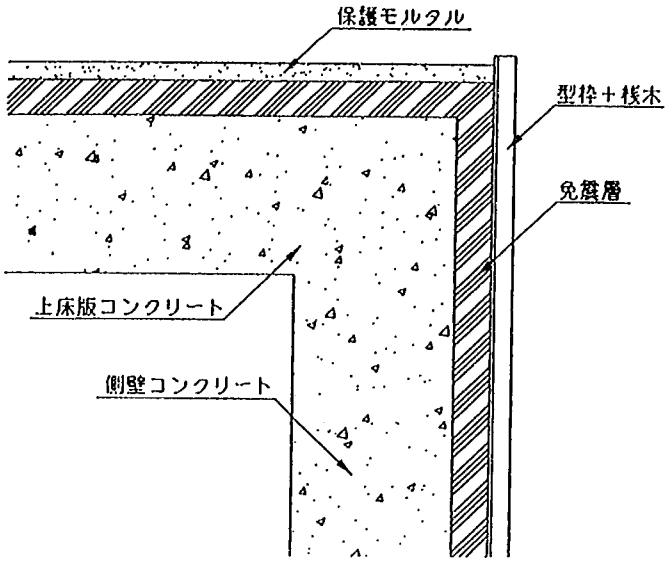
図－参3.3.3　側壁部免震層用型枠の固定方法の例(作業区間が狭い場合)



図－参3.3.4　側壁部免震層用型枠の固定方法の例(作業区間が広い場合)

(3) 上床版上の免震層

上床版上の免震層の上面には、埋め戻し時の土砂の投入、埋設管復旧時の防護工の設置を考慮して保護モルタルを施工する。標準的な断面図を図－参3.3.5に示す。



図－参3.3.5　上床版上の免震層の標準断面図

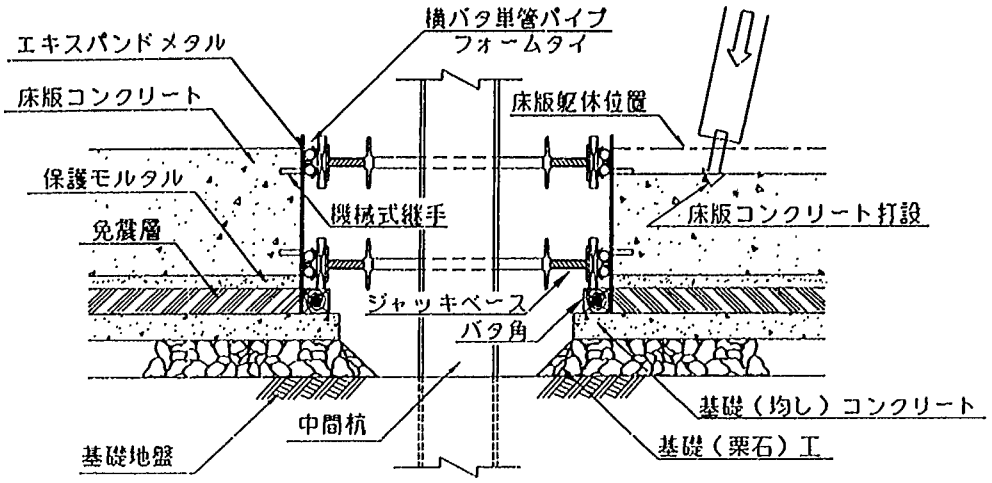
(4) 後施工部の処理方法

1) 中間杭

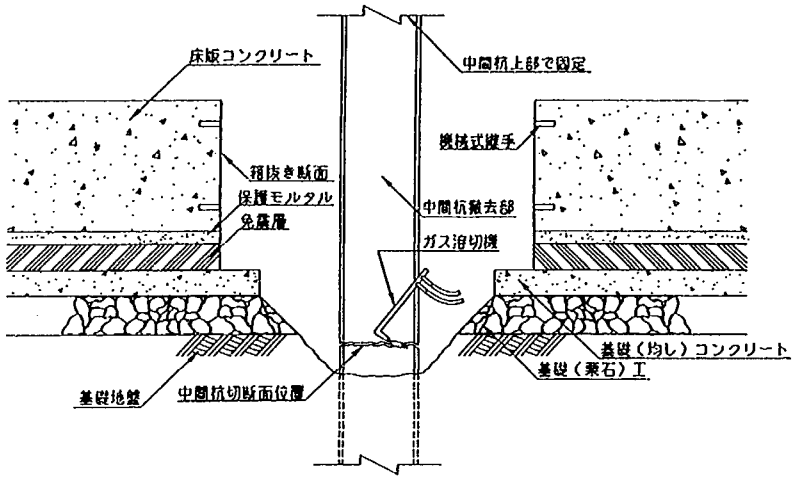
中間杭が構造物や免震層の変位を拘束すると免震効果が十分に発揮されない。これを避けるためには、図－参3.3.6に示すように中間杭を躯体床版や免震層内に残置させない施工方法とする必要がある。

2) 捨ばり

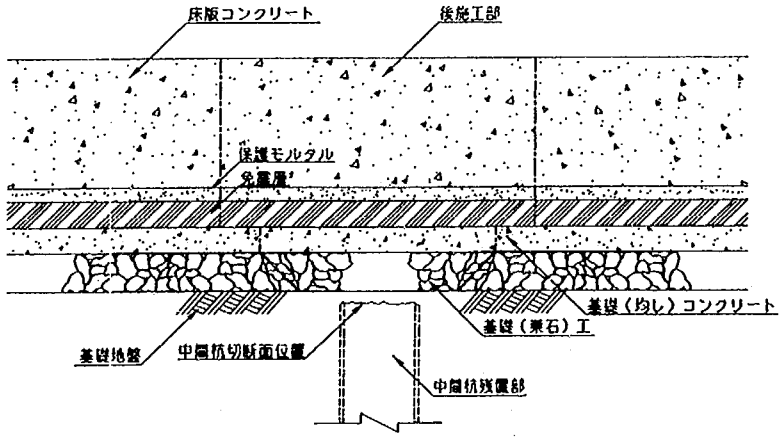
地震時の地盤変位が、山留め壁から捨ばりを介して構造物に伝わると免震効果が十分に発揮されない。これを避けるためには、山留め壁あるいは捨ばりの撤去が必要である。



(a) 箱抜き施工時



(b) 中間杭切断時



(c) 後施工部完成時

図－参3.3.6　中間杭撤去部の施工方法の例

3．4　固形ゴムを用いた免震開削トンネルの施工法

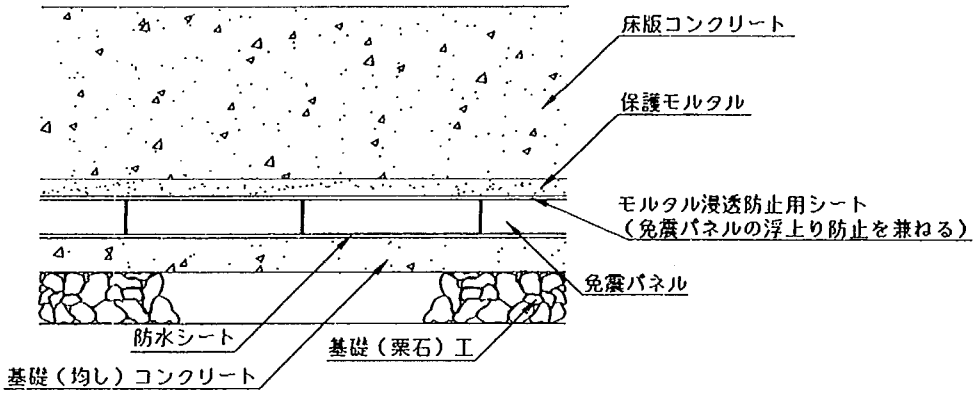
3.4.1　免震パネル

固形ゴムによる免震層は、パネル状に形成した工場製品を底部及び頂部には敷設し、側部には接着剤を用いて貼り付けて施工することを基本とする。

3.4.2　一般的な免震層の施工方法

(1)床版下の免震層

免震パネルは敷き並べるだけなので目地部での止水性は期待できない。したがって、躯体防水工が必要な場合には、免震パネルを敷設する前に防水シート等による防水工を施工する。また、免震パネル上の保護モルタル施工時に、モルタル分が目地部から浸透することによるパネルの浮き上がりを防止するために、シートを保護モルタル工の前に施工する。保護モルタルは、鉄筋組立時のスペーサーの免震層への貫入防止、免震パネルが可燃性であるため、圧接や切断等で火気を使用した場合の免震層の燃焼防止のために必要である。標準的な断面図を図－参3.4.1に示す。



図－参3.4.1　床版下免震層の標準断面図

(2)側壁部の免震層

1)接着剤塗布工

免震パネルを側部に設置する場合、接着剤塗布工が必要となる。標準的な手順を以下に示す。

免震パネルをコンクリートに貼り付ける場合、

①コンクリート表面にコンクリートプライマーを塗布し、約30分間乾燥させる。

②コンクリートと免震パネル双方に接着剤を塗布し、約10分間放置した後免震パネルをコンクリートに貼り付ける。

免震パネルを型枠に接着した防水シートに貼り付ける場合、防水シートと免震パネル双方に接着剤を塗布し、約10分間放置した後免震パネルを防水シートに貼り付ける。

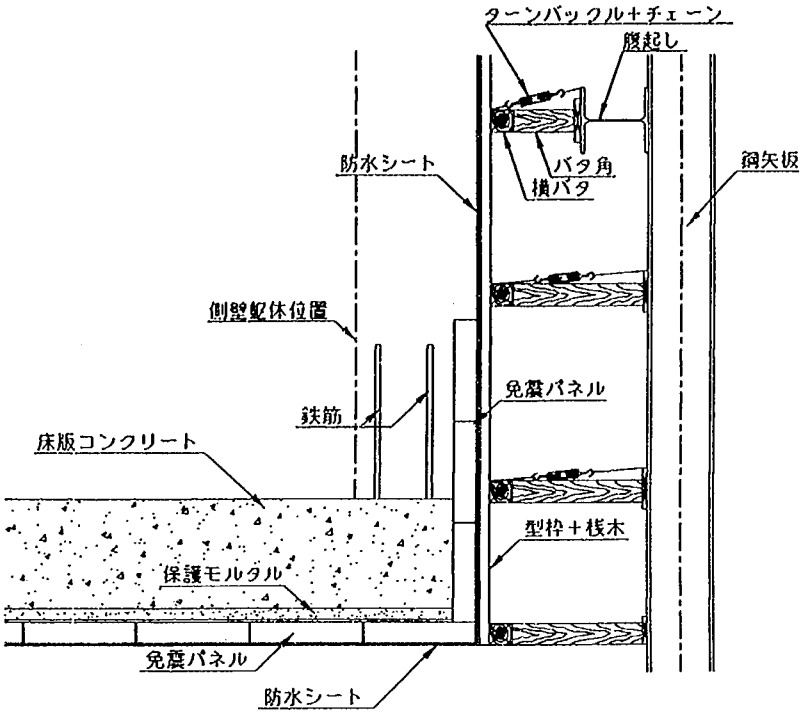
2)作業空間が狭い場合

免震層外面と山留め壁内面の間隔が狭い場合（一般的には700ｍｍ以下)、側壁コンクリートに先行して免震パネルを施工する手順となる。免震パネルは型枠に接着剤で固定するため、型枠のセパレーターが使用できない。したがって、型枠は外側から固定することになる。型枠固定方法の１例

を図－参3.4.2に示す。

3) 作業空間が広い場合

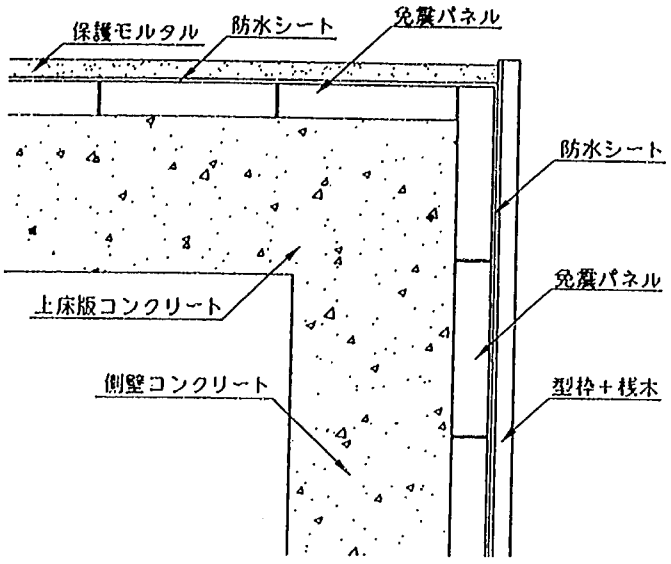
作業空間が確保できる場合には、側壁コンクリート施工後に免震パネルを施工する手順となる。この場合、特段の配慮は必要ない。



図－参3.4.2　側壁部免震層用型枠の固定方法の例(作業範囲が狭い場合)

(3) 上床版上の免震層

上床版上の免震パネルの上面には、埋め戻し時の土砂の投入、埋設管復旧時の防護工の設置を考慮して保護モルタルを施工する。標準的な断面図を図－参3.4.3に示す。



図－参3.4.3　上床版上の免震層の標準断面図

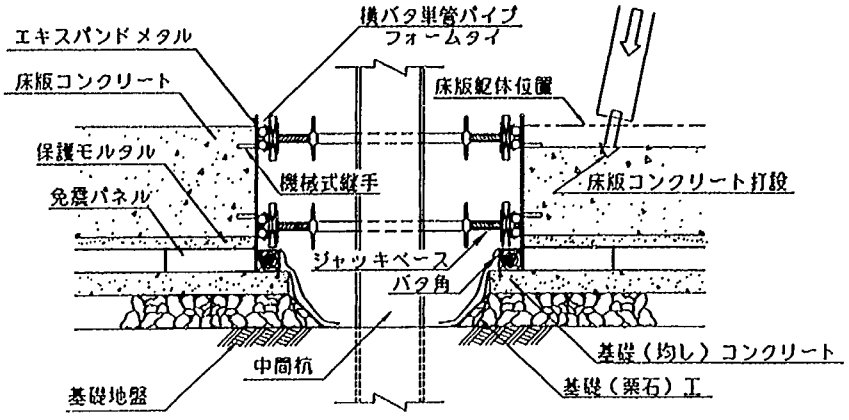
(4) 後施工部の処理方法

1) 中間杭

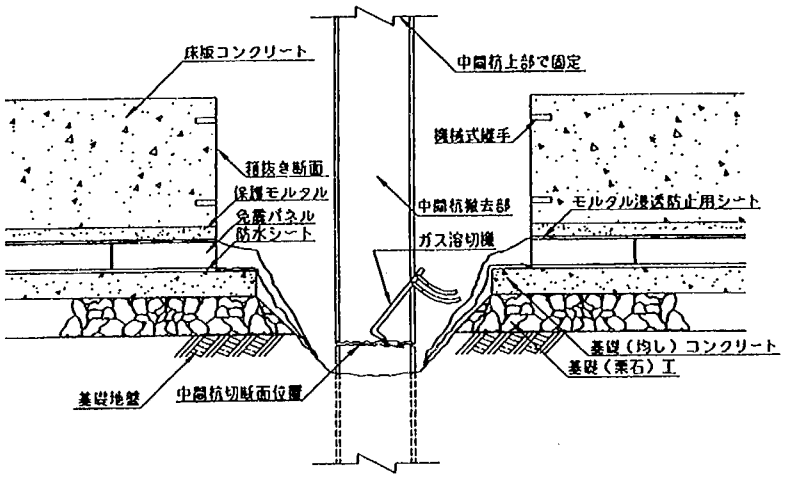
中間杭が構造物や免震層の変位を拘束すると免震効果が十分に発揮されない。これを避けるためには、図－参3.4.4に示すように中間杭を躯体床版や免震層内に残置させない施工方法とする必要がある。

2) 捨ばり

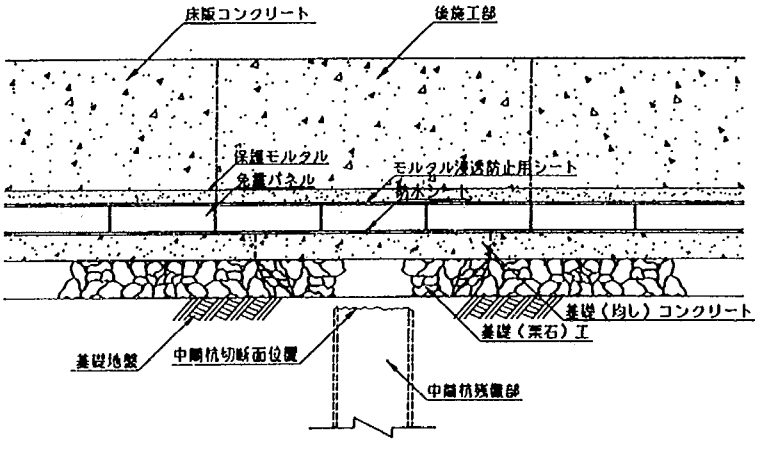
地震時の地盤変位が山留め壁から捨ばりを介して構造物に伝わると免震効果が十分に発揮されない。これを避けるためには、山留め壁あるいは捨ばりの撤去が必要である。



(a) 箱抜き施工時



(b) 中間杭切断時



(c) 後施工完成時

図－参3.4.4　中間杭撤去部の標準断面図

３．５　立坑との接合部の免震構造

接合部の施工手順も基本的には前述した標準部に準ずるが、標準的な施工手順を以下に示す。

(1)液状ゴムの場合

液状ゴムを用いた場合の立坑との接合部の免震層の標準的な配置例を図－参３．５．１に示す。

施工手順は以下の如くになる。

1)接合部に係わらない部分を開削トンネルの免震層の施工法に準じて施工する。

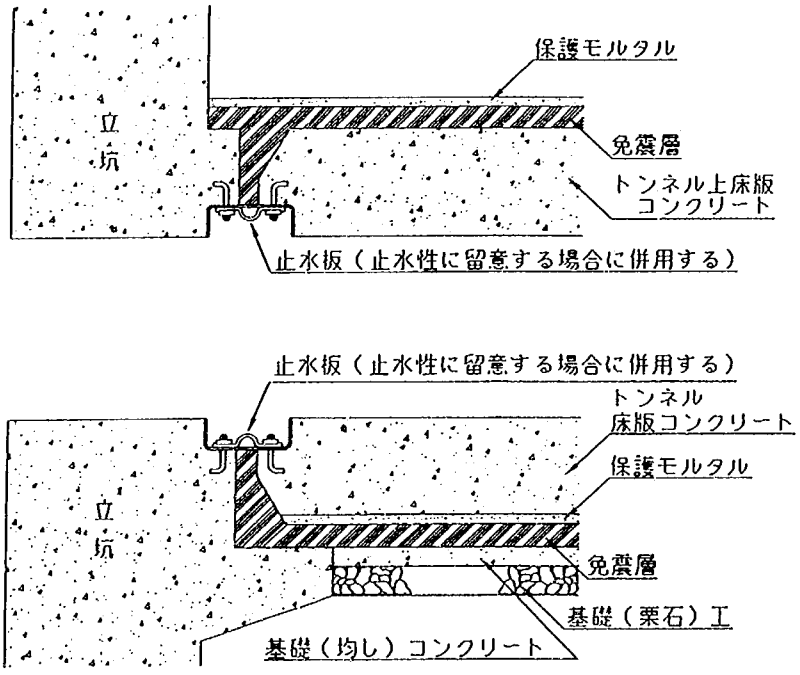
2)接合部の床版部の液状ゴムを施工する。

3)接合部の側壁の内側、上床版の底面に止水板、または止水板を必要としない場合には型枠を取り付ける。

4)接合部の側壁の外側に型枠を取り付ける。

5)側壁部、上床版部の液状ゴムを施工する。

6)上床版免震層の上側に保護モルタルを施工する。



図－参3.5.1　立坑部とトンネル接合部構造例（液状ゴムの場合）

(2)固形ゴムの場合

固形ゴムを用いた場合の立坑との接合部の免震層の標準的な配置例を図－参3.5.2に示す。

施工手順は以下の如くになる。

1)接合部に係わらない部分を開削トンネルの免震層の施工法に準じて施工する。

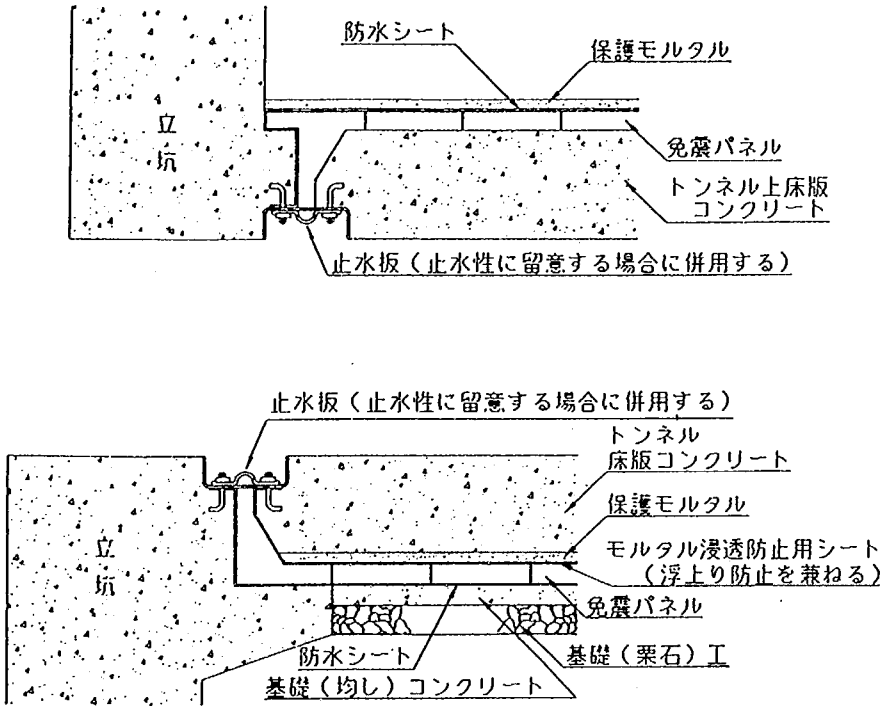
2)接合部の床版部の固形ゴムは所定の形状に加工し、床版コンクリートの施工前に敷き並べておく。

3)接合部両側の躯体（立坑側、開削トンネル側）を施工する。

4)接合部に所定の形状をした固形ゴムを貼り付ける。

5)必要であれば、固形ゴムの外側には防水シート、内側には止水板を施工する。

6)上床版免震層の上側に保護モルタルを施工する。



図－参3.5.2　立坑部とトンネルの接合部構造例（固形ゴムの場合）

３．６　品質管理

液状ゴムおよび固形ゴムを用いた免震層の施工前と施工時の品質管理方法を、表－参3.6.1～表－参3.6.2に示す。

表－参3.6.1　液状ゴムおよび固形ゴムの施工前の品質管理

	管理項目	内　　容	頻　度
液状ゴム	配　合 (試験練り)	硬化後のゴム硬度、または一軸圧縮弾性係数を測定し、配合の妥当性を検証する。	適宜
固形ゴム	工場製品に付き、特に必要なし。		

表－参3.6.2　液状ゴムおよび固形ゴムの施工時の品質管理

	管理項目	内　　容	頻　度
液状ゴム	配　合	主材と硬化材の吐出量、または粘度を管理する。	バッチ毎
	ゴム硬度	注入時の抜き取り試料により７日後のゴム硬度を JIS-K6301 のA法により測定し、品質のバラツキを検査する。	バッチ毎
	出来形	硬化後の免震層の出来形寸法を検査する。	適宜
固形ゴム	出来形	パネル間に隙間がないように敷き並べられているか出来形を検査する。	適宜

参考資料－４　トンネル縦断方向に対する免震設計の適用性

４．１　概要

本章は、シールドトンネルに免震構造を適用した場合のトンネルの縦断方向に対する免震効果を、下記に示す地盤条件、トンネル条件等を各種変化させて試算したものである。

①地盤インピーダンスのコントラストの影響

軟質地盤と硬質地盤インピーダンスのコントラスト（以下、地盤のコントラストと称す）に着目し、コントラストがトンネルの軸ひずみ低減効果に及す影響を試算した。

②基盤深さの影響

耐震設計上の基盤面の深さが、トンネルの軸ひずみ低減効果に及す影響を試算した。

③おぼれ谷幅の影響

洪積地盤中に沖積粘性土地盤が堆積するおぼれ谷の幅が、トンネルの軸ひずみ低減効果に及す影響を試算した。

④トンネル構造条件（覆工剛性および種類）の影響

トンネルの覆工剛性の相違が、トンネルの軸ひずみの低減効果に及す影響を試算した。なお、ここではセグメントとリング継手の剛性を、等価な連続体に換算した等価剛性として取扱った。

⑤入力地震動の影響

入力地震動レベルの相違が、トンネルの軸ひずみ低減効果に及す影響を検討した。

なお、本共同研究[1)]では、上記の影響以外に下記の項目についても検討を行った。

・免震層厚が免震効果に与える影響

・免震材のせん断弾性係数比が免震効果に与える影響

・免震区間において等価引張剛性を用いることの妥当性の検証

４．２　検討方法と解析条件

4.2.1　検討方法

本共同研究で開発した解析コードＥＡＳＩＴ[1),2),3)]を用いて、トンネル縦断方向の地震時挙動に着目し、4.2.2に示すように地盤や免震層配置の条件を変化させて解析を行い、トンネルスプリングライン位置の軸ひずみに着目して免震構造を採用することによる断面力への影響を試算した。

4.2.2　解析条件

（１）地盤条件および解析モデル

トンネルが位置する表層地盤は、Ｎ値が３程度の軟質な粘性土層がＧＬ-50mの耐震設計上の基盤面まで厚く堆積する状況を想定した（Ⅲ型地盤相当）。さらに、この粘性土層がせん断弾性波速度が同層よりも大きい硬質な地盤と不連続に接しているものとして、その不連続面を地盤条件の急変部（地盤境界）として取り扱った。

表－参4.2.1に軟質粘性土地盤の基本的な物性値を示す。

なお、Ｌ１地震動に対する地盤の剛性は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[4)]に示される関係により下記

の通り算出した。

①初期せん断弾性波速度 $V_{S0} < 300m/s$

L 1 地震動作用時のせん断弾性波速度 $V_{SD} = 0.8 \times V_{S0}$（初期せん断弾性波速度） (m/s)

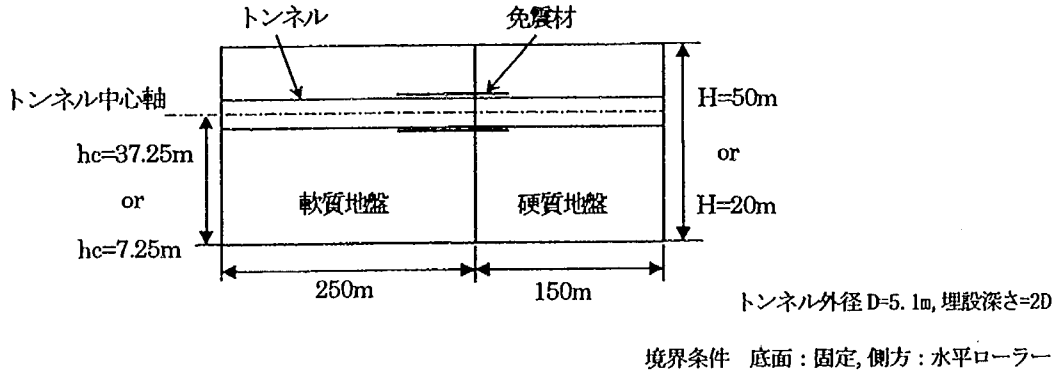
②初期せん断弾性波速度 $V_{S0} > = 300m/s$

せん断弾性波速度 $V_{SD} = V_{S0}$(初期せん断弾性波速度) (m/s)

解析に用いた地盤モデルの概要を図－参 4.2.1 に示す。図に示すように解析における地盤モデルの幅は、400m（軟質地盤 250m、硬質地盤 150m）とした。

表－参 4.2.1 表層地盤の特性および地盤物性値

	単位体積重量 γ_t (tf/m³)	ポアソン比 ν	V_{S0} (m/s)	L1 地震動作用時			表層地盤の固有周期 T_s (sec)
				V_{SD} (m/s)	G_D (tf/m²)	E_D (kgf/cm²)	
軟質地盤 (基本)	1.6	0.49	144	115	2,167	646	1.736



図－参 4.2.1 解析モデル

（2）構造物の諸元および材料特性

解析の対象としたトンネルは外径5.1mのＲＣ覆工による円形シールドトンネルとし、これが土被り2.0Ｄの位置に存在する状況を想定した。トンネルの剛性としては、シールドトンネルの耐震設計上問題となることが多い引張方向の剛性を用いるものとし、リング間継手およびＲＣセグメントを等価な剛性を有する連続性としてモデル化した。

なお、トンネルの重量は解析上 0、すなわち慣性力は考慮しないものとした。表－参 4.2.2 に解析に用いたトンネルの物性値を示す。

表－参4.2.2　トンネルの物性値

材　質	単位体積重量γ_t (tf/m³)	ポアソン比 ν	等価引張剛性 (kgf/cm²)
R C	2.5	0.167	19,600

（3）免震材

解析に用いた免震材の物性値は、ウレタン、シリコーン系免震材を想定し、表－参4.2.3に示すとおりとした。

表－参4.2.3　免震材物性値一覧

層　厚 t(cm)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G_i(kgf/cm²)	弾性係数 E_i(kgf/cm²)
10	0.48	3.0	8.88

（4）地震荷重（慣性力）

解析に用いる慣性力は、L1地震動を想定し、(社)日本道路協会　駐車場設計・施工指針 同解説 平成4年11月[5]に示される速度応答スペクトルに基づき、地表面での応答加速度を算出した。この際の表層地盤の固有周期は、硬質地盤の剛性によらず、常に軟質地盤側の地震時のせん断弾性波速度V_{so}により算出した。また、表層地盤に作用させる慣性力は、深さ方向に余弦分布すると仮定し、解析モデルにおいて硬質地盤から軟質地盤側（図中右向き）に与えた。

表－参4.2.4に基盤深さ50mに対応した入力加速度およびこの算定に用いた速度応答スペクトル値を示す。

表－参4.2.4　入力加速度一覧

地盤タイプ	地表面加速度（L1地震動）	基本とした速度応答スペクトルS_v (m/s)
地盤タイプⅢ (H=50m, N=3, V_{SO}=144)	115 (gal)	0.25

4.2.3　解析ケース

解析ケースは、表－参4.2.5に示す合計48ケースであり、それぞれの検討条件は4.2.2に示した表層地盤およびトンネルに免震材の物性値を基本として、下記のように解析ケースを設定した。

（1）地盤コントラストの影響（case1-1～1-8）

表層地盤の基本物性として想定した軟質粘性土地盤に対して、硬質地盤と、軟質地盤の初期せん断弾性波速度の比がそれぞれ1.5（洪積砂層）、2.0（通常の支持層）、3.5（さらに硬質な土砂地盤層）、10倍（岩盤相当）となるような硬質地盤を想定した。表－参4.2.6に硬質地盤の物性値を示す。

なお、解析における表層地盤の厚さはすべて50mとした。

表－参4.2.5 解析ケースおよび条件一覧

No.	検討目的			地盤条件 表層厚 H(m)	モデル幅 B(m)	軟質地盤 γ(tf/m³)	軟質地盤 E(kgf/cm²)	軟質地盤 ν	硬質地盤 γ(tf/m³)	硬質地盤 E(kgf/cm²)	硬質地盤 ν	トンネル 材質	外径 D(m)	土被り (m)	覆工厚 ts(m)	等価引張剛性 (kgf/cm²)	圧縮剛性 (kgf/cm²)	ν	免震材 層厚 t(cm)	設置範囲 軟質側(m)	設置範囲 硬質側(m)	E (kgf/cm²)	ν	入力 地表面加速度 L1(gal)	入力 地表面加速度 L2(gal)
1-1	コントラスト検討	1.5倍	免震なし	50	400	1.6	646	0.49	1.8	1,545	0.49	RC	5.1	10.2	0.225	19,600	—	0.167	—	—	—	—	—	115	—
1-2			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
1-3		2.0倍	免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.0	5,326	0.45	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
1-4			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
1-5		3.5倍	免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.1	15,000	0.40	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
1-6			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
1-7		10倍	免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.1	125,357	0.30	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
1-8			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
2-1	基盤深さ影響検討		免震なし	20	400	1.6	646	0.49	2.0	5,326	0.45	RC	5.1	10.2	0.225	19,600	—	0.167	—	—	—	—	—	201	—
2-2		コントラスト 2.0倍	免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
2-3			免震なし	50	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	115	—
2-4			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
2-5		コントラスト 10倍	免震なし	20	〃	〃	〃	〃	2.1	125,357	0.30	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	201	—
2-6			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
2-7			免震なし	50	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	115	—
2-8			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
3-1	おぼれ谷幅の検討	谷幅 50m	免震なし	50	250	1.6	646	0.49	1.8	1545	0.49	RC	5.1	10.2	0.225	19,600	—	0.167	—	—	—	—	—	115	—
3-2			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
3-3		谷幅 100m	免震なし	〃	300	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	30	5	8.88	0.48	〃	—
3-4			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
3-5		谷幅 200m	免震なし	〃	400	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	30	5	8.88	0.48	〃	—
3-6			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
3-7		谷幅 500m	免震なし	〃	700	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	30	5	8.88	0.48	〃	—
3-8			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-1	覆工剛性および種類の影響検討	RC 等価引張剛性	免震なし	50	400	1.6	646	0.49	1.8	1,545	0.49	RC	5.1	10.2	0.225	19,600	—	0.167	—	—	—	—	—	115	—
4-2			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-3			免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.0	5,326	0.45	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-4			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-5			免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.1	15,000	0.40	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-6			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-7		RC 圧縮剛性	免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	1.8	1,545	0.49	〃	〃	〃	〃	—	375,000	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-8			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-9			免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.0	5,326	0.45	〃	〃	〃	〃	—	〃	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-10			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-11			免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.1	15,000	0.40	〃	〃	〃	〃	—	〃	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-12			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-13		ダクタイル 等価引張剛性	免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	1.8	1,545	0.49	ダクタイル	〃	〃	〃	980	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-14			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-15			免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.0	5,326	0.45	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-16			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
4-17			免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.1	15,000	0.40	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
4-18			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
5-1	入力条件	コントラスト 10倍, L1	免震なし	50	400	1.6	646	0.49	2.1	125,357	0.30	RC	5.1	10.2	0.225	19,600	—	0.167	—	—	—	—	—	115	—
5-2			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	〃	—
5-5		コントラスト 10倍, L2	免震なし	〃	〃	〃	〃	〃	2.1	125,357	0.30	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	10	35	10	8.88	0.48	〃	—
5-6			免震	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	〃	—	—	—	—	—	—	256
																			10	35	10	8.88	0.48	—	〃

表－参4.2.6　表層地盤の特性および地盤物性値

	単位体積重量 γ_t (tf/m³)	ポアソン比 ν	V_{s0} (m/s)	L1 地震動作用時の物性値		
				V_{s0} (m/s)	G_0 (tf/m²)	E_0 (kgf/cm²)
硬質地盤 (1.5倍)	1.8	0.49	210	168	5,184	1,545
硬質地盤 (2.0倍)	2.0	0.45	300	300	18,367	5,326
硬質地盤 (3.5倍)	2.1	0.40	500	500	53,571	15,000
硬質地盤 (10倍)	2.1	0.30	1,500	1,500	482,143	125,357

（2）基盤深さの影響（case2-1～2-8）

基盤深さが50mの場合との比較を目的として、深さ20m相当に基盤が存在する状態を想定した。この際の、地盤コントラストとしては2.0倍および10倍の2ケースとした。

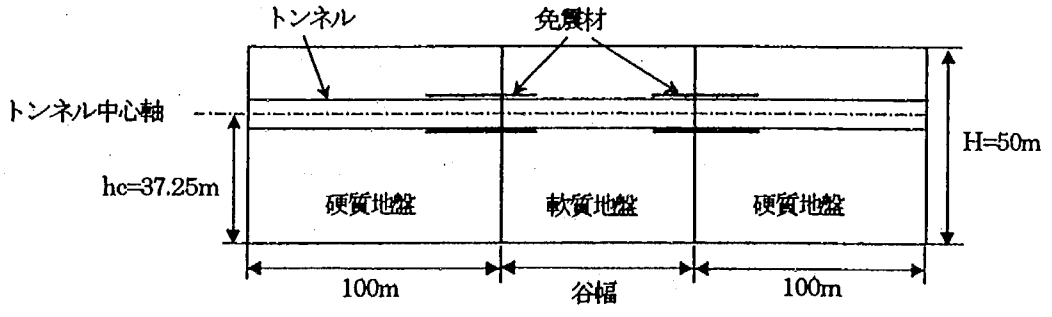
基盤深さが20mの場合の表層地盤の固有周期と、これに基づき算定した地表面位置での応答加速度を表－参4.2.7に示す。

表-4.2.7　表層地盤の特性と地表面応答加速度（L1地震動）

地盤タイプ	表層地盤の固有周期 T_s (sec)	地表面加速度 (gal)	基本とした速度応答スペクトル S_v (m/s)
地盤タイプIII (H=50m, N=3, V_{s0}=144)	0.694	201	0.174

（3）おぼれ谷幅の影響（case3-1～3-8）

基盤深さを50mに固定し、おぼれ谷の幅を50、100、200、500mと変化させたケースについて解析を行った。この際、硬質地盤の剛性は地盤コントラストとして1.5倍を、また、地盤に作用させる慣性力は全解析とも表－参4.2.4に示す条件とした。図－参4.2.2におぼれ谷部の解析に用いた地盤モデルの概要を示す。



トンネル外径 D=5.1m, 埋設深さ=2D

境界条件　底面：固定, 側方：水平ローラー

図－参4.2.2　おぼれ谷部の地盤モデルの概要

（4）トンネル構造条件の影響（case4-1～4-18）

解析におけるトンネル構造の基本ケースとしたＲＣセグメントの等価引張剛性に加えて、さらに表－参4.2.8に示す２種類のトンネル剛性を用いた解析を行った。

この際の基盤深さは50m、地盤コントラストは1.5、2、3.5倍の３ケースとした。

表-4.2.8　比較対象とした覆工種類とその剛性

材　質	等価引張剛性 (kgf/cm^2)	等価圧縮剛性 (kgf/cm^2)	ポアソン比 ν_t
ＲＣ	基本値 19,600	375,000	0.167
ダクタイル	980	—	0.167

（5）入力地震動の影響（case5-1～5-6）

Ｌ２地震動を想定し、道路橋示方書・同解説[6]のタイプⅡ（Ⅰ種地盤）地震動の加速度応答スペクトルに基づき、表層地盤（軟質地盤側）の固有周期に対応する、応答加速度を地表面加速度とし、加速度を深度方向に余弦分布の形で作用させた。なお、この際の地盤の剛性は、地震時のせん断波速度が下式の関係にあると仮定して算定した。表－参4.2.9に試算に用いた地盤の固有周期と地表面加速度を示す。なお、この際の基盤深さは50m、地盤コントラストは10倍とした。

Ｌ２地震動作用時の弾性波速度 $V_{SD} = 0.5 \times V_{S0}$(初期せん断弾性波速度)　　(m/s)

表－参4.2.9　表層地盤の特性と地表面応答加速度

地盤タイプ	表層地盤の固有周期 T_s (sec)	地表面加速度 (gal)	基盤加速度 SⅡ0(gal)
地盤タイプⅢ (H=50m, N=3, V_{SO}=144)	2.78	256	201

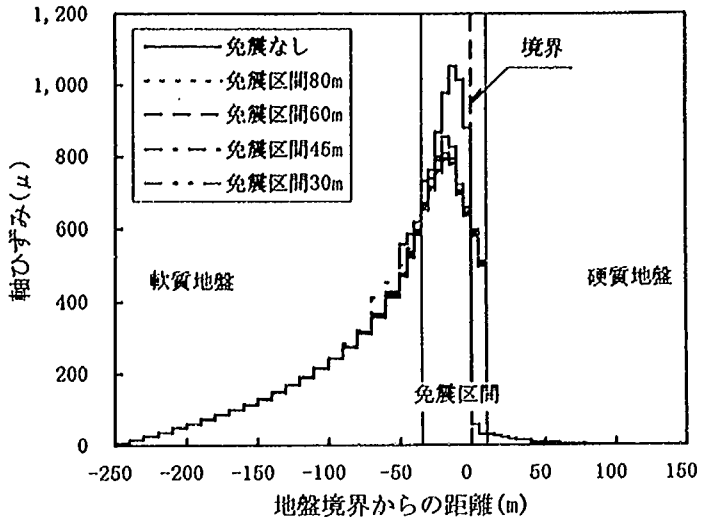
４．３　検討結果

4.3.1　免震区間長の検討

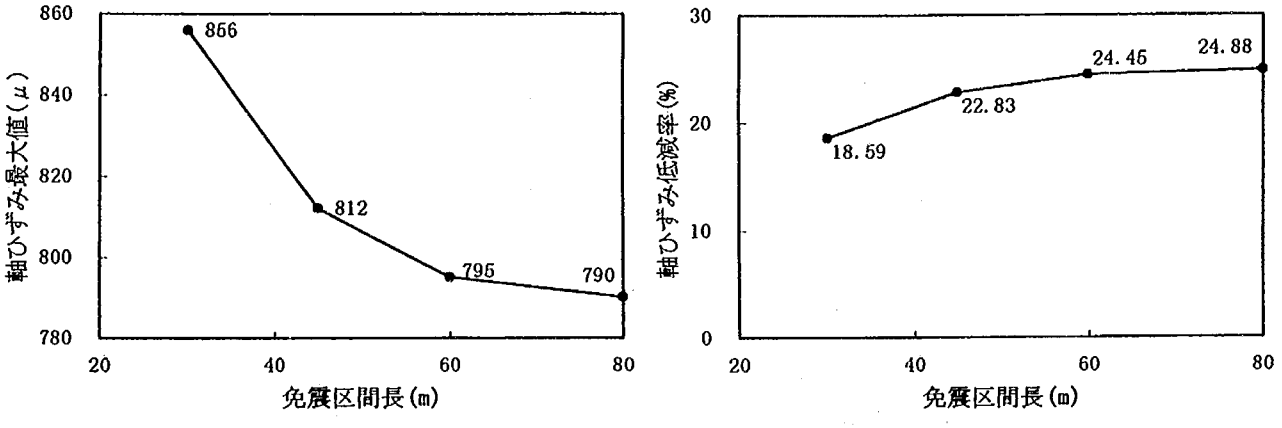
パラメトリックスタディーに先立ち、各検討に用いる免震区間長を設定するために、地盤コントラストを10倍として免震区間長を変化させて解析を行った。この際、本共同研究における既往の検討成果[1]を参考に、硬質地盤側の免震区間長は10mに固定し、軟質地盤側の区間長のみを変化させた。

図－参4.3.1に免震区間長を変化させた場合のトンネル軸ひずみ分布を、免震構造を適用しない場合と併せて示している。また、図－参4.3.2(a)、(b)に免震区間長とトンネル軸ひずみの最大値の関係、および免震区間とトンネル軸ひずみの免震構造を適用しない場合に対する低減率の関係を示す。

図－参4.3.1および4.3.2より、免震構造を適用することにより、トンネルの軸ひずみは低減し、その程度は免震区間を長くするほど、大きくなる傾向が認められる。一方、軸ひずみの低減率に着目すると、免震区間長がある程度以下になると、低減率はほぼ一定となる。したがって、以下の検討では、免震区間長としては数10m程度が現実的であることから、軟質地盤側35m、硬質地盤側10mの計45mを前提として行った。



図－参4.3.1　トンネル軸ひずみ分布



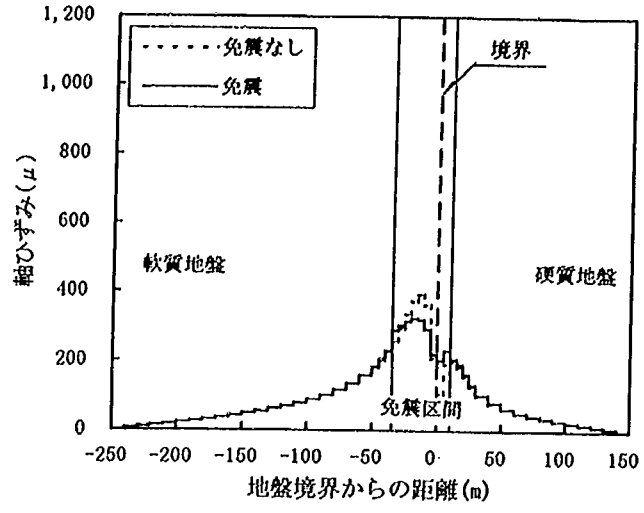
(a) 免震区間長と最大ひずみの関係　　(b) 免震区間長と軸ひずみの低減率の関係

図－参4.3.2　免震層配置長さに関する検討結果

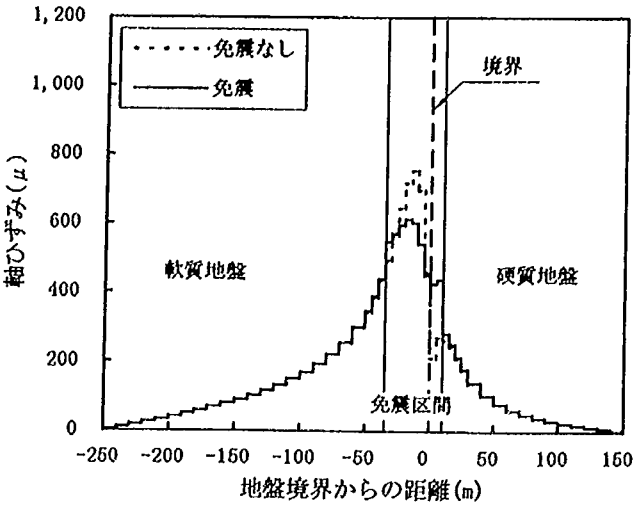
4.3.2　地盤条件の急変度（地盤コントラスト）の影響

地盤コントラストが免震効果に与える影響を把握するため、地盤コントラストが1.5倍、2.0倍、3.5倍、10倍の場合のトンネル軸ひずみ分布を、免震構造を適用した場合と適用しない場合とで重ね書きとして図－参4.3.3に示す。また、この際の地盤コントラストと軸ひずみの最大値の関係および軸ひずみの低減率との関係を、それぞれ図－参4.3.4（a）、（b）に示す。

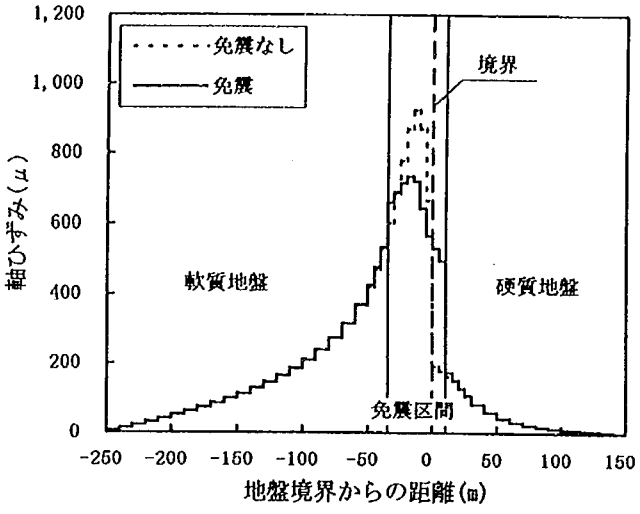
図－参4.3.3および4.3.4（a）より、地盤コントラストが著しいほどトンネル軸ひずみの最大値は増加することがわかる。一方、免震構造を適用することによるトンネル軸ひずみの低減効果は、本解析条件下では地盤コントラストに対してそれほど敏感でなく、地盤コントラストがわずかに1.5倍、すなわち沖積層と洪積層とからなる地盤条件の急変部のような比較的緩やかな不連続面においても約2割程度の低減を期待できることがわかる。



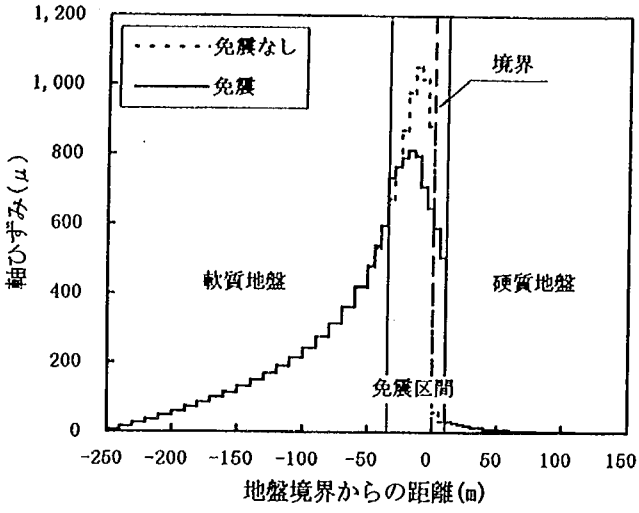
(a)地盤コントラスト1.5倍



(b)地盤コントラスト2.0倍

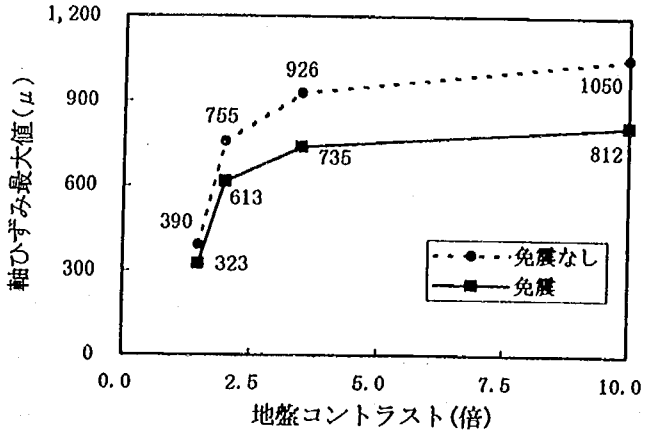


(c)地盤コントラスト3.5倍

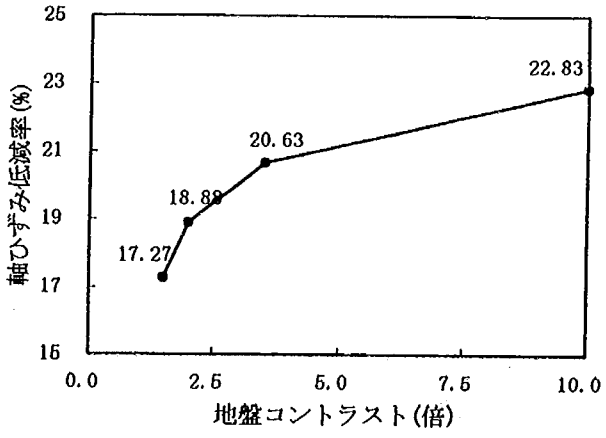


(d)地盤コントラスト10倍

図－参4.3.3　トンネルの軸ひずみ分布



(a)地盤コントラストと軸ひずみの最大値の関係



(b)地盤コントラストと軸ひずみの低減率の関係

図－参4.3.4　地盤コントラストの影響検討結果

4.3.3 基盤深さの影響

耐震設計上の基盤深さが免震効果に及ぼす影響を把握するため、基盤深さの異なる2ケースのトンネル軸のひずみ分布を図－参4.3.5，4.3.6に、免震構造を適用した場合と適用しない場合とを比較して示す。また、図－参4.3.7（a）に基盤深さとトンネル軸ひずみの最大値の関係を、同じく図－参4.3.7(b)には軸ひずみの低減率との関係を示している。なお、本節での検討は、併せて地盤コントラストの影響も把握することを目的とし、地盤コントラストが2倍および10倍の2通りの条件にて行っている。

図－参4.3.5～4.3.7より、基盤面深さが異なる両ケースの免震構造を適用した際の軸ひずみ分布に着目すると、基盤深さが浅い方がひずみの最大値付近のピークカットの傾向が著しく、軸ひずみの低減程度も大きいことがわかる。特に基盤深さ20m、地盤コントラスト10倍のケースでは、軸ひずみの低減率として40%もの値が達成される結果となった。一方、トンネル軸ひずみの最大値は、予想通り基盤深さが深いほど大きい傾向にある。

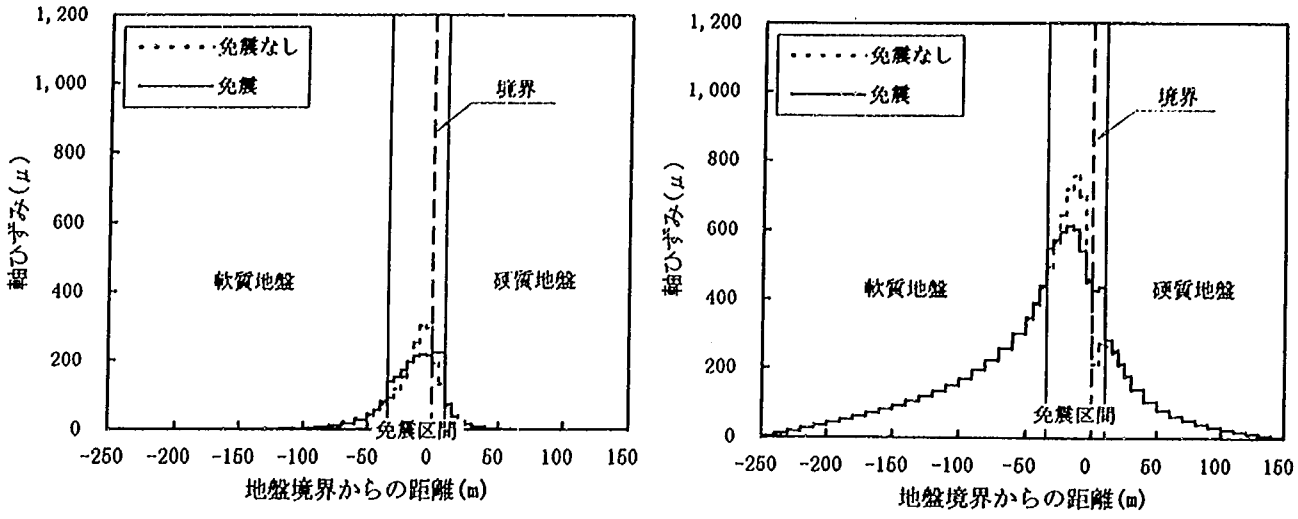
基盤深さと免震効果の関係は、地盤内のせん断ひずみ分布と密接に関連すると考えられるが、その絶対値は、入力地震動の大きさやトンネルの埋設位置など多くの要因が絡み合った結果であり、本解析結果のみから、一概にすべての条件下で基盤深さが浅いほど免震効果が大きいと結論づけることは困難である。

4.3.4 おぼれ谷幅の影響

おぼれ谷部に建設されたトンネルに発生するトンネル軸ひずみ分布を、おぼれ谷幅を変えたケース毎に図－参4.3.8に示す。また、図－参4.3.9（a)、(b）にはそれぞれおぼれ谷幅とトンネルに発生する軸ひずみの最大値の関係、および免震構造を適用した場合の軸ひずみの低減率の関係を示している。なお、本検討においては、地盤コントラストが大きくないため、免震区間長を硬質側5m、軟質側30mと縮小して用いている。

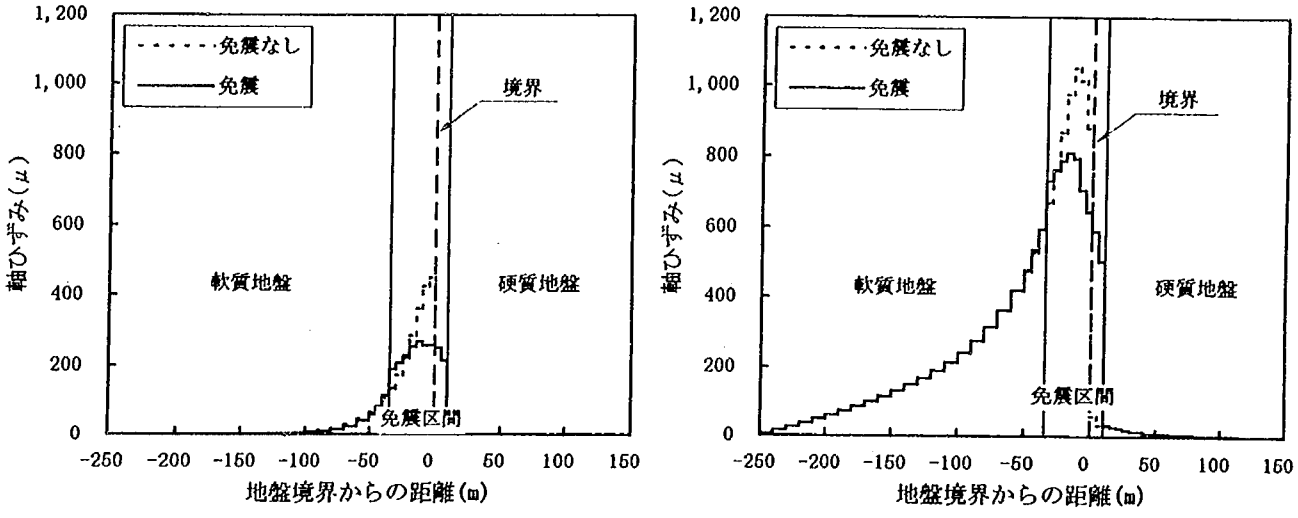
図－参4.3.8に示すトンネルの軸ひずみ分布に着目すると、軸ひずみ分布の基本形状はおぼれ谷幅によらず一様であり、いずれも二つの地盤条件の急変部が連続した形を示すことがわかる。また、その絶対値に着目すると、図－参4.3.9（a）から明らかなように、おぼれ谷幅が大きいほど大きな値を示すことがわかる。ちなみに、4.3.2に示した通常の地盤条件の急変部におけるトンネルの最大軸ひずみは、免震なし・地盤コントラスト1.5倍のケースにおいて400 μであり、おぼれ谷幅が500 mの場合とほぼ一致しており、おぼれ谷幅が無限大となった状態が通常の地盤条件の急変部に相当することが理解される。

一方、免震構造を適用することによる軸ひずみの低減効果は、図－参4.3.9（b）よりおぼれ谷幅が小さいほど大きい傾向にある。これは、図－参4.3.8に示すトンネル軸ひずみ分布からわかるように、おぼれ谷幅が小さいほど、おぼれ谷部分の地盤のひずみ分布が急激に変化する傾向にあるためと考えられる。



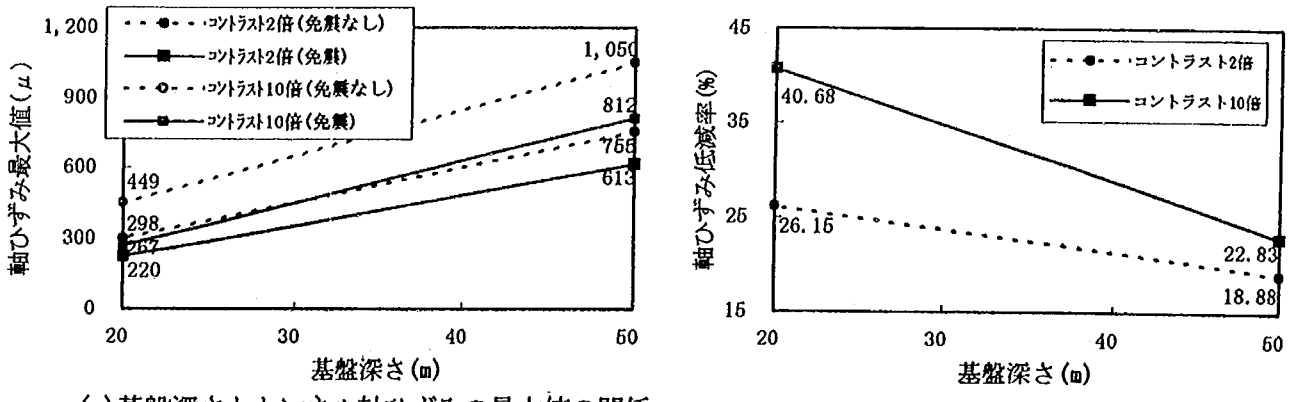
(a)基盤深さ 20m　　(b)基盤深さ 50m

図－参 4.3.5　トンネルの軸ひずみ分布（地盤コントラスト 2.0 倍）



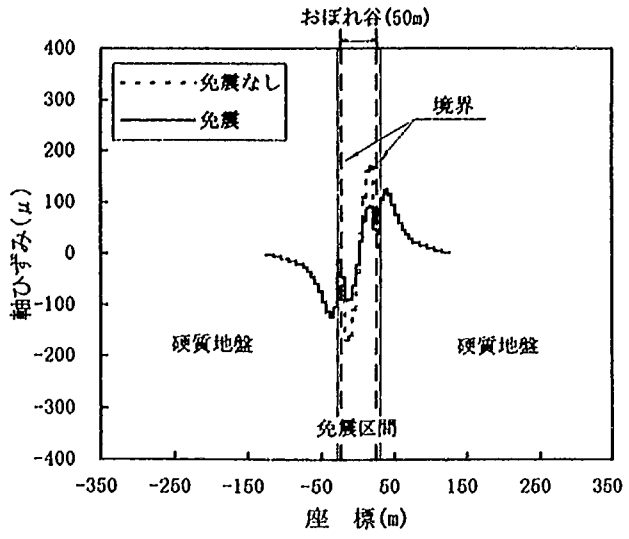
(a)基盤深さ 20m　　(b)基盤深さ 50m

図－参 4.3.6　トンネルの軸ひずみ分布（地盤コントラスト 10 倍）

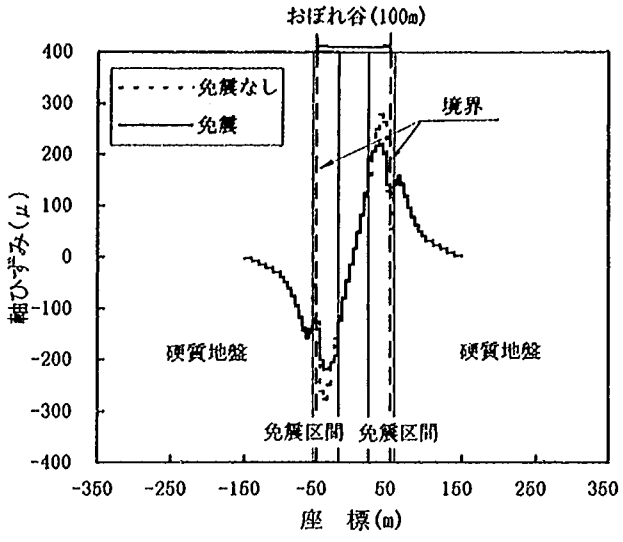


(a)基盤深さとトンネル軸ひずみの最大値の関係　　(b)基盤深さと軸ひずみの低減率の関係

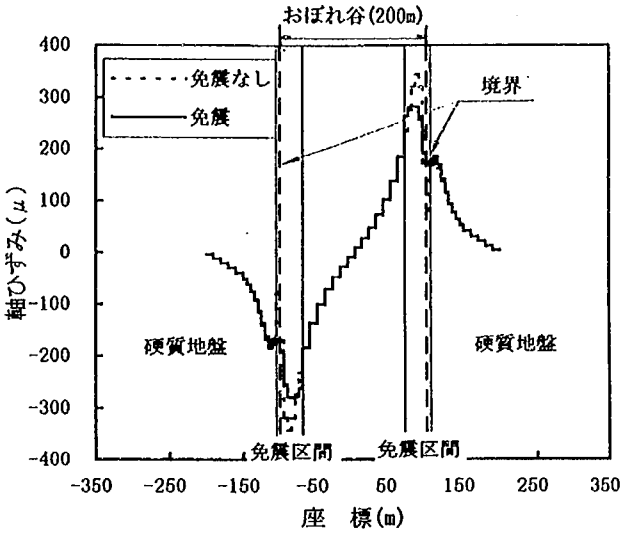
図－参 4.3.7　基盤面深さの影響検討結果



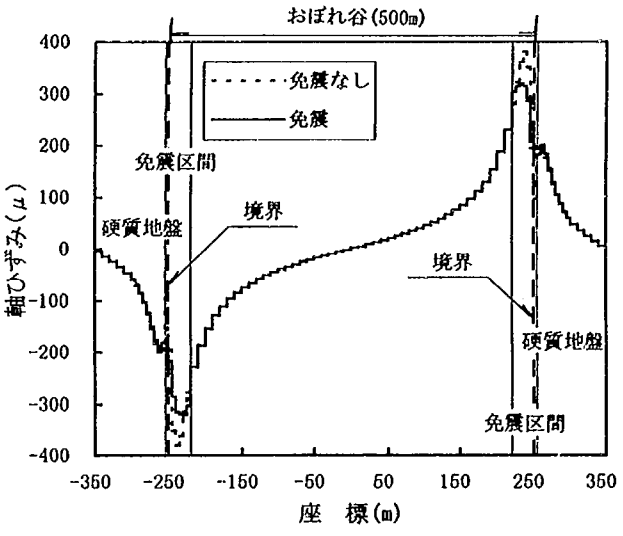
(a) おぼれ谷幅 50m



(b) おぼれ谷幅 100m

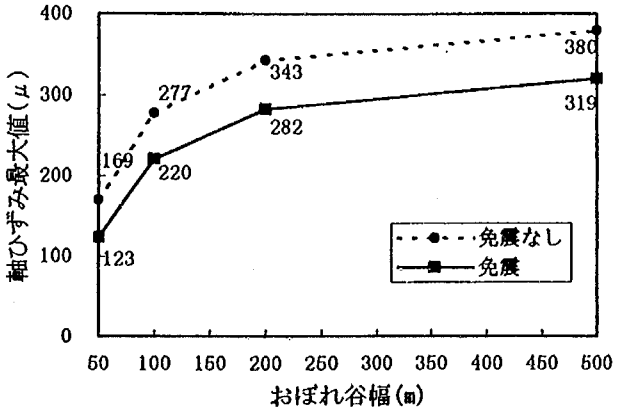


(c) おぼれ谷幅 200m

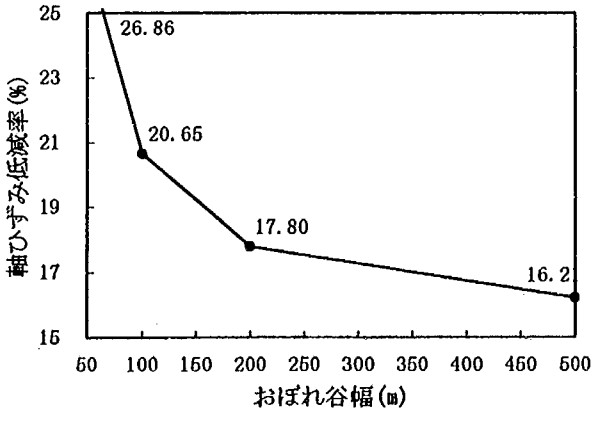


(d) おぼれ谷幅 500m

図－参 4.3.8　トンネルの軸ひずみ分布



(a) おぼれ谷幅とトンネルの最大軸ひずみの関係



(b) おぼれ谷幅と軸ひずみの低減率の関係

図－参 4.3.9　おぼれ谷幅に関する検討結果

4.3.5　トンネル構造条件の影響

シールドトンネルの覆工剛性の相違による免震効果への影響を把握するため、下記３ケースのトンネルの剛性を用いた解析の結果を図参-4.3.10～4.3.13に示す。なお、本検討では、地盤コントラストの相違による影響も併せて確認するため３種類の地盤コントラストを想定した。

①ＲＣ等価引張剛性：

設計において通常クリティカルとなるトンネル引張方向の剛性であり、これを比較の基本ケースとする。

②ダクタイル等低剛性覆工の等価引張剛性：

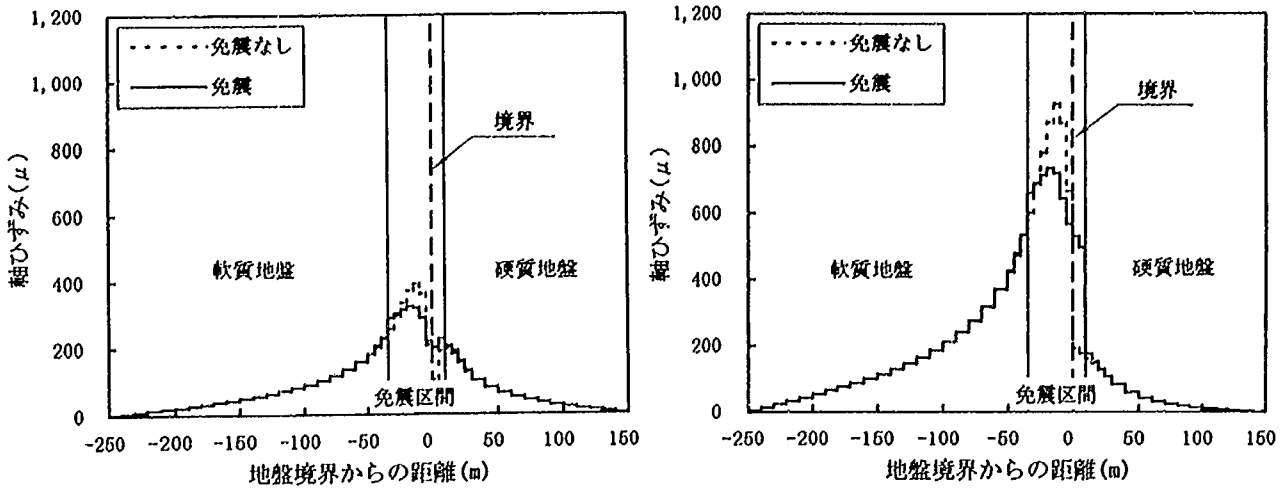
ダクタイルセグメントを用いたシールドトンネルや、弾性ワッシャーを採用したＲＣセグメントを用いたシールドトンネル等、通常のＲＣセグメントに比べて相対的に剛性の低い覆工構造を想定。

③ＲＣ圧縮剛性：

トンネルの軸圧縮方向に地震力が作用した状態や、非常に剛性の高いトンネルが建設された場合を想定。

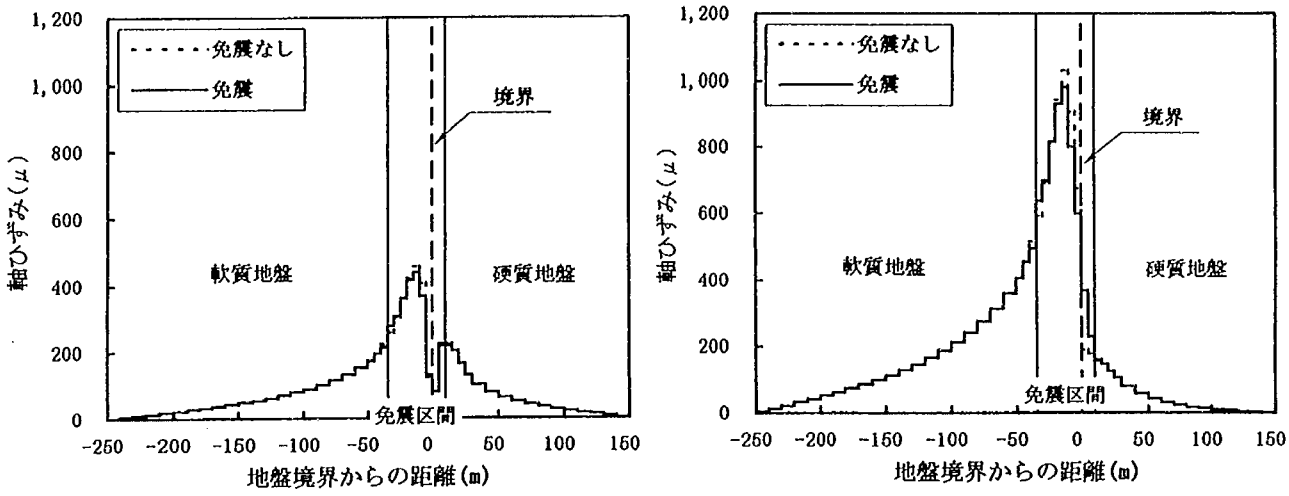
図－参4.3.10～4.3.12に示す各ケースのトンネル軸ひずみ分布に着目すると、免震なしの状態では覆工剛性が小さいほど、トンネル軸ひずみは大きな値を示す。これは、トンネル剛性が小さいほど、地盤の変形に追随しやすいためと考えられる。また、免震構造を適用した場合の軸ひずみ分布に着目すると、覆工剛性が大きいほど軸ひずみのピークカットの効果が顕著であり、免震構造を採用することの影響が顕著に現れている区間長（図－参4.3.10において免震ありの軸ひずみが免震なしの軸ひずみから分離して再度戻るまでの長さと定義すると、ＲＣ等価引張剛性のケースで約40m、ダクタイル等低剛性のケースで約25m、ＲＣ圧縮剛性のケースで約50m）も、長くなる傾向にあることがわかる。

一方、免震構造を適用することによる軸ひずみの低減効果については、図－参4.3.11よりＲＣ等価引張剛性のケースで最も高く、ＲＣ圧縮剛性のケースでもっとも小さい結果となった。これは、トンネルの剛性と地盤の剛性のバランスに応じて地盤からトンネルへのひずみの伝達率が異なるため、トンネルの軸ひずみの分布形状が異なることによるものと考えられる。すなわち、トンネル剛性が大きいケースのトンネル軸ひずみは、もともと滑らかな分布形状を示しているため、軸ひずみの最大値からの低減率としては、小さくなっているものと考えられる。



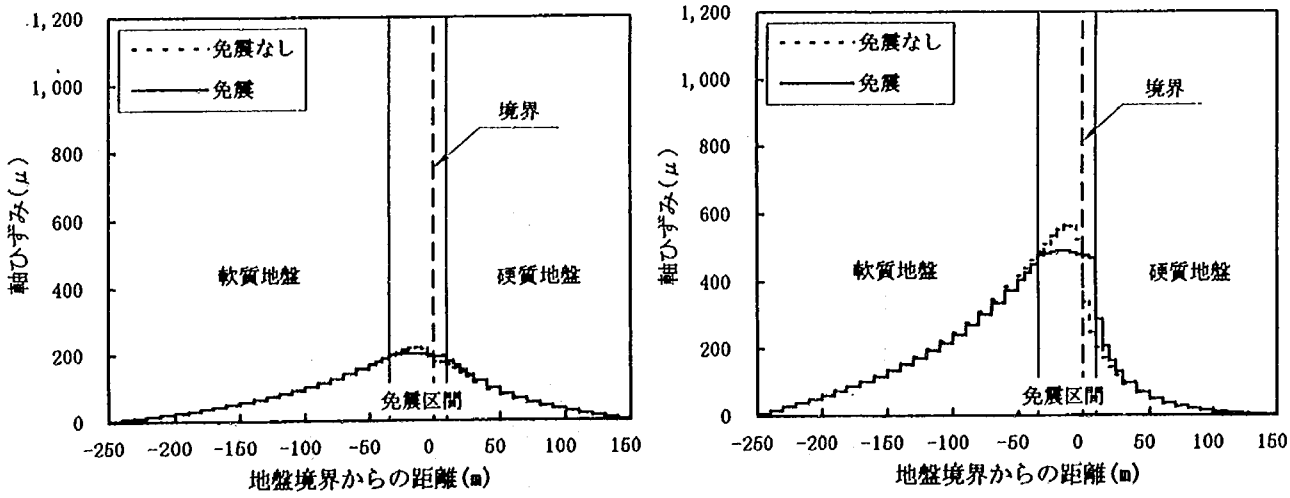
(a)地盤コントラスト1.5倍　　(b)地盤コントラスト3.5倍

図－参4.3.10　ＲＣ等価引張剛性覆工の軸ひずみ分布



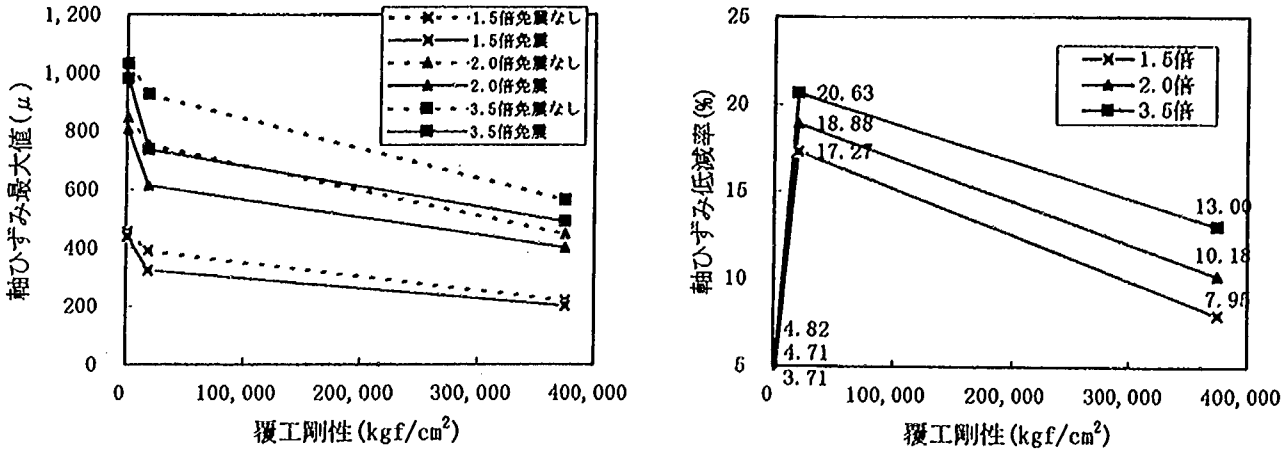
(a)地盤コントラスト1.5倍　　(b)地盤コントラスト3.5倍

図－参4.3.11　ダクタイル等低剛性覆工の軸ひずみ分布



(a)地盤コントラスト1.5倍　　(b)地盤コントラスト3.5倍

図－参4.3.12　ＲＣ圧縮剛性覆工の軸ひずみ分布



(a) 覆工剛性とトンネル軸ひずみの最大値の関係　　(b) 覆工剛性とトンネル軸ひずみの低減率の関係

図－参4.3.13　覆工剛性に関する検討結果

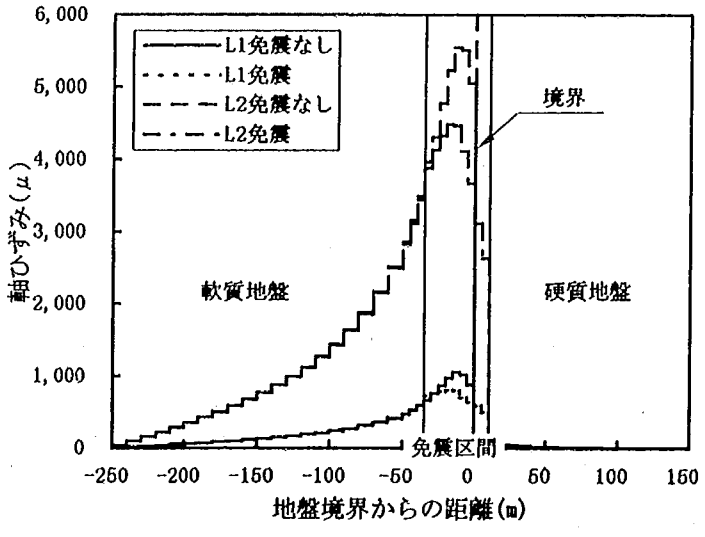
4.3.6　入力地震動の影響

Ｌ１地震動作用時の免震効果が、Ｌ２地震動作用時にはどのようなものになるかを把握するため、地盤コントラストが10倍の条件下で解析を行った。解析の結果得られたトンネル軸ひずみ分布を図－参4.3.14に示す。なお、図中にはＬ１地震動作用時の軸ひずみ分布も併せて示している。

本検討では、Ｌ２地震動作用時の免震構造適用によるトンネル軸ひずみの低減効果は、Ｌ１地震動作用時とほぼ同程度となる結果が得られた。これには、以下の二つの要因が互いに影響しあっているものと考えられる。

①Ｌ２地震動のような大きな荷重が作用した際には、とくに軟質地盤の剛性低下が著しく、硬質地盤と軟質地盤の剛性差（地盤急変度）が大きくなる方向に変化する可能性が高い。したがって、Ｌ２地震動作用時には、免震効果は大きくなる傾向となる。

②トンネル周辺地盤の剛性が低下すると、免震材の剛性と地盤の剛性との差が小さくなり、免震効果は小さくなる傾向となる。



図－参4.3.14　Ｌ２地震動作用時のトンネル軸ひずみ分布

４．４　まとめ

本章は、本共同研究で開発した軸対称モデルによるトンネルの地震応答解析プログラムＥＡＳＩＴを、地盤条件の急変部を通過するシールドトンネルの地震応答の推定に適用し、トンネル縦断方向に対する免震設計の適用性についてパラメトリックスタディーを通して検討を行ったものである。以下に本検討で得られた知見を箇条書に整理して示す。

①地盤条件急変部のトンネルに免震構造を適用した際、トンネル軸ひずみの低減効果は、地盤コントラストが顕著なほど大きい。また、地盤コントラストが1.5倍程度でも、２割程度は軸ひずみの低減を期待することができる。

②基盤深さが免震効果へ与える影響については、トンネルの埋設深さや表層地盤の卓越周期に起因する地震荷重の大きさ等を考慮すると定性的な判断は難しい。ただし、本検討においては、基盤深さが20mのケースでは最大40%のトンネル軸ひずみの低減効果を確認した。

③おぼれ谷幅が小さいほど、免震構造を適用することによる軸ひずみの低減効果は大きい。ただし、おぼれ谷幅が小さい場合には、広い場合に比べて地盤に発生するひずみの絶対値は小さくなる。

④トンネル剛性が大きいほど免震構造を適用することによるトンネル軸ひずみのピークカットが明瞭に現れる傾向となる。ただし、軸ひずみの低減率に着目すると、必ずしも覆工剛性が大きいほど低減率も大きくなるわけではない。

⑤Ｌ１地震動作用時とＬ２地震動作用時のトンネル軸ひずみの低減率はほぼ等しい。

参考文献

1) 建設省土木研究所耐震研究室、(財) 土木研究センター、民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その２）、pp. 326～335、平成９年３月

2) 建設省土木研究所耐震研究室、(財) 土木研究センター、民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その２）、pp. 302～309、平成９年３月

3) 鈴木、金、植村：シールドトンネルの免震構造の地震応答評価のための解析法の提案、土木学会第１回免震制震コロキウム論文集、pp. 125～132, 1996

4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ｖ耐震設計編、p. 27、平成８年12月

5) (社) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針　同解説、p. 162、平成４年11月

6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ｖ耐震設計編、pp. 67～68、平成８年12月

参考資料－５　開削トンネル横断方向に対する免震設計の適用性

５．１　概要

本資料では、開削トンネルの横断方向に対して効果的な免震構造の適用条件を把握することを目的として、静的有限要素解析により地盤条件、土被り厚および構造条件を変えたパラメトリックスタディーを行い、適用条件の変化が断面力に及ぼす影響を検討した。また、地震力のレベルが免震効果に及ぼす影響についても検討した。

５．２　検討方法と解析条件

5.2.1　検討方法

（１）地盤条件の影響

開削トンネルの横断面で顕著な免震効果を得るためには、免震層のせん断弾性係数は、周辺地盤の1/100程度以下とする必要がある。しかし、本共同研究で開発した免震材のせん断弾性係数は約3kgf/cm²であるため、必ずしも全ての実地盤のせん断弾性係数との比が1/100以下とはならず、高い免震効果が得られるとは限らない。また、地盤は地震力により生じるせん断ひずみに応じて剛性低下するため、地震時の地盤と免震層のせん断弾性係数比が1/100程度以下に達しないことにより、十分な断面力の低減効果が得られない場合も予想される。

そこで、ここでは、Ｌ１およびＬ２地震動作用時における地盤条件の差が免震トンネルの断面力の低減効果に及ぼす影響を検討することを目的とし、一般的な地盤である以下の３種類の単一層地盤を検討対象地盤として設定した。

①地盤モデル１：Ｎ値３の沖積粘性土を主体とした基盤深さ50mの単一層地盤

②地盤モデル２：Ｎ値３の沖積粘性土を主体とした基盤深さ20mの単一層地盤

③地盤モデル３：Ｎ値10の沖積砂質土を主体とした基盤深さ10mの単一層地盤

地震時の地盤ひずみは各地盤の層厚や物性値などの地盤条件によって異なるため、各地盤条件に応じて算定したＬ１およびＬ２地震動を用いた静的有限要素解析を行った。なお、地盤以外の土被りや構造形状などの条件は全ケースとも同一とした。

以上の解析条件下で、水平地震力作用時のトンネルの応答を求め、免震構造を適用した場合と適用しない場合の地震時増分断面力を比較することにより、免震構造の効果的な地盤条件について検討した。

また、開削トンネルの耐震設計上の安全性は、常時荷重および水平地震力による断面力に対して評価するのが一般的である。地盤によっては地震時せん断ひずみつまり水平地震力が変わることになり、水平地震力と常時荷重の比率により、免震構造適用の効果も変わってくる。そこで、地震時増分断面力に常時断面力を加えた地震時断面力についても検討を行った。

（2）二層地盤の上下層の剛性比の影響

底面下が硬質地盤で構成される二層地盤内の開削トンネルにおいては、トンネルの両端の底面下の地盤の地震時の鉛直方向変位が小さくなることにより、トンネル全体のせん断変形が下層に軟質地盤がある場合に比べて大きくなることがある。このような場合には地震時増分断面力が下層地盤の剛性に比例して大きくなると考えられる。地震時断面力に占める地震時増分断面力の割合が比較的大きくなる可能性があり、こうした場合には下層に硬質地盤がある二層地盤では免震構造の適用が効果的となる。そこで、同一の土被り厚と構造形状の開削トンネルを対象として、静的有限要素解析により上下層の剛性比を変えたパラメリックスタディーを行い、二層地盤の上下層の剛性比が免震トンネルの地震時断面力の低減効果に及ぼす影響について、常時荷重にＬ１地震動を加えた荷重条件下で検討した。

（3）土被り厚の影響

一般に地下構造物においては、埋設深さに応じて常時荷重が大きくなる。そのため、地震時断面力に占める常時断面力の割合が大きくなるため、埋設深度が深い場合の免震トンネルでは地震時断面力としての低減効果は相対的に小さいと考える。しかし、地盤の地震時ひずみは単一層地盤において深い位置の方が大きいため、免震トンネルでは水平地震力に起因して発生する断面力の低減の度合は、埋設深度が深い方が大きいとも考えられる。そこで、ここでは、同一の地盤条件（上述の地盤モデル２の単一層地盤）と構造条件の開削トンネルを対象に、土被り厚を変えたパラメトリックスタディーを静的有限要素解析により行い、常時荷重、Ｌ１およびＬ２地震動作用時の断面力を算出し、常時断面力に地震時増分断面力を加えた地震時断面力の低減効果と土被り厚の関係を把握する。なお、Ｌ１およびＬ２地震動は地盤条件の影響の検討で用いたものと同一とした。

（4）構造条件による影響

開削トンネルは、立地条件や使用目的などにより構造規模および形状などの構造条件が異なる。これらの構造条件の中で免震トンネルの断面力の低減効果に影響を及ぼす因子としては、構造物の剛性ならびに構造物の幅に対する高さの比（以下、形状比と称する）が挙げられる。しかし、本共同研究で実施した免震メカニズムの研究において、構造物の剛性が免震トンネルの断面力の低減効果に及ぼす影響が小さいことを確認した。

ここでは、残る影響因子である構造物の形状比が免震トンネルの断面力の低減効果に及ぼす影響を検討するため、地盤条件（上述の地盤モデル２の単一層地盤）と土被り厚を同一条件とし、形状比を変えた２層１連と１層２連の２種類のトンネルを対象として静的有限要素解析を行う。この解析により得られた常時荷重およびＬ１地震動による断面力を用いて構造物の形状比が免震トンネルの断面力の低減効果に及ぼす影響を把握する。なお、Ｌ１地震動は地盤条件の影響の検討で用いたものと同一とする。

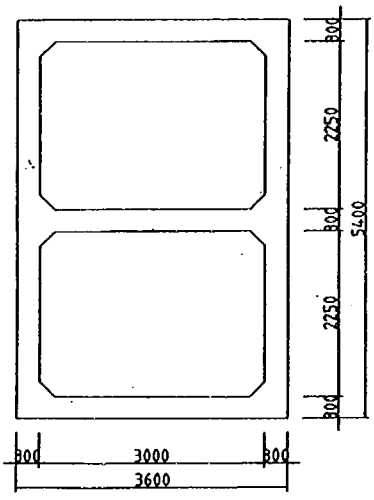
5.2.2　解析条件

（1）対象構造物

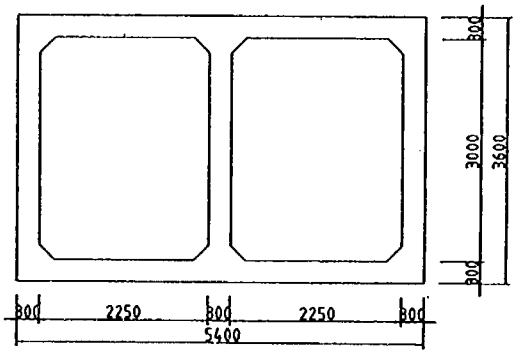
対象とする開削トンネルの構造形状および諸元を図－参5.2.1、表－参5.2.1に示す。ただし、L1地震動を作用させるケースでは、鉄筋コンクリートの挙動を弾性範囲以内にとどめることを考慮し、部材曲げ剛性は全断面を有効として求めた曲げ剛性とする。また、L2地震動を作用させるケースでは鉄筋コンクリートのひびわれを考慮し、部材曲げ剛性は全断面有効曲げ剛性の1/2と仮定した。

表－参5.2.1　構造部材の諸元

単位体積重量γ (tf/m³)	2.45
ヤング係数E (kgf/cm²)	2.5×10⁵
ポアソン比　ν	0.2



（a）タイプ1（2層1連のボックスカルバート）



（b）タイプ2（1層2連のボックスカルバート）

図－参5.2.1　対象構造物の形状

（2）解析に用いた物性

1）地盤

本検討では、N値3の沖積粘性土およびN値10, 20, 30の沖積砂質土が分布する地盤を想定した。解析に用いた各地盤の物性値を表－参5.2.2に示す。なお，地盤のひずみの大きさに基づくせん断波速度の補正係数は、L1地震時では0.8，L2地震時では0.5とした.

表－参5.2.2　地盤物性値

		沖積粘性土	沖積砂質土1	沖積砂質土2	沖積砂質土3
常時（初期応力算定時）	単位体積重量　γ(tf/m³)	1.6	1.8	1.8	1.8
	N値	3	10	20	30
	弾性係数　E(tf/m²)	210	700	1400	2100
	ポアソン比　ν	0.333	0.333	0.333	0.333
L1地震時	地震時せん断波速度 Vs(m/s)	115	138	174	199
	せん断弾性係数　G(tf/m²)	2160	3500	5560	7270
	ポアソン比　νd	0.49	0.45	0.45	0.45
L2地震時	地震時せん断波速度 Vs(m/s)	72	86	109	125
	せん断弾性係数　G(tf/m²)	846	1360	2180	2870
	ポアソン比　νd	0.49	0.45	0.45	0.45

2）免震材

免震材の物性値としては開発された免震材の代表的な値とし、免震層はその厚さを10cmとしてトンネルの全外周に配置する。免震材の解析用物性値を以下に示す。

単位体積重量　：　1.0tf/m³

ポアソン比　：　0.48

せん断弾性係数　：　30tf/m²

（3）土被り

土被り厚は2.5mを基本とし、土被りの影響検討では土被り厚を2.5m，5.0m,10mの3ケースとした。

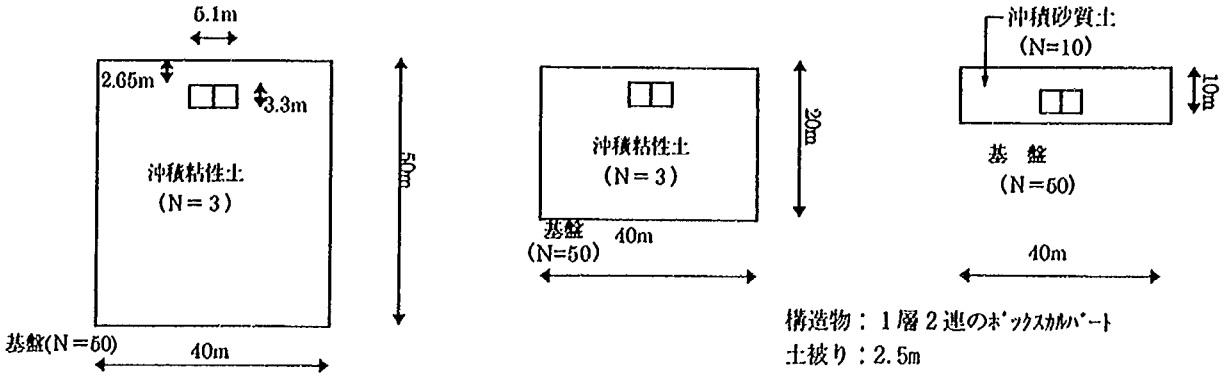
（4）地震動

単一層地盤に適用するL1地震動作用時の地盤およびトンネルの水平慣性力は、駐車場設計指針[1]の単一層地盤の変位の算定式と速度応答スペクトルから求めた。L2地震動作用時の水平慣性力は、駐車場設計指針の地盤変位の算定式と道路橋示方書のタイプⅡのⅠ種地盤の標準加速度応答スペクトル[2]から求めた。

二層地盤の場合には、L1地震動作用時の地盤およびトンネルの水平慣性力は、鉄道構造物等設計標準の二層系地盤の地盤変位の算定式[3]と駐車場設計指針の速度応答スペクトル[2]から求めた。

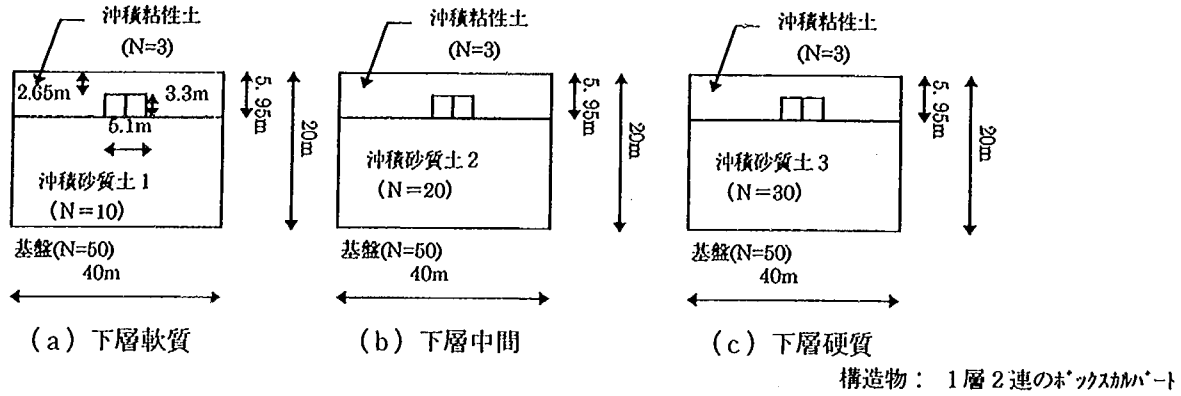
（5）解析手法およびモデル

本文4.3の解析手法に基づいた静的有限要素解析により、L1およびL2地震動作用時のトンネル断面力を算定した。構造物は梁要素にモデル化し、地盤および免震層は平面ひずみ要素にモデル化した。境界条件は側面を水平ローラーとし、底面を完全固定とした。各検討に用いる解析モデルを図－参5.2.2～図－参5.2.5に示す。



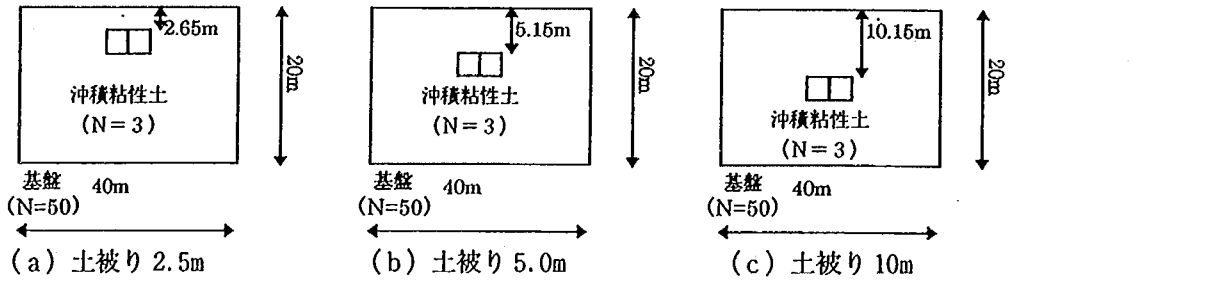
（a）地盤モデル１　　（b）地盤モデル２　　（c）地盤モデル３

図－参5.2.2　地盤条件の影響検討に用いる解析モデル



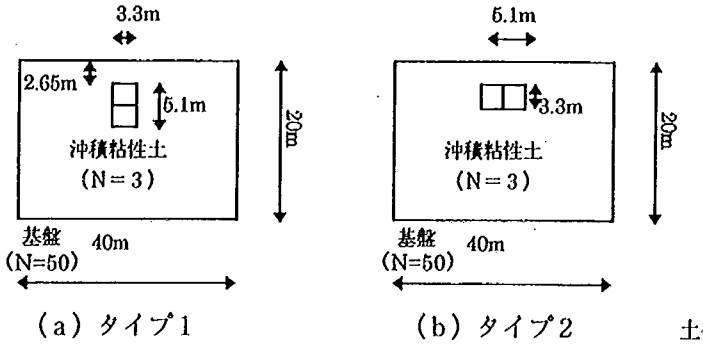
（a）下層軟質　　（b）下層中間　　（c）下層硬質

図－参5.2.3　二層地盤の上下層の剛性比の影響検討に用いる解析モデル



（a）土被り 2.5m　　（b）土被り 5.0m　　（c）土被り 10m

図－参5.2.4　土被りの影響検討に用いる解析モデル



（a）タイプ１　　（b）タイプ２

図－参5.2.5　構造条件の影響検討に用いる解析モデル

5.2.3 解析ケース

L１地震動を対象とした解析ケースを表－参5.2.3に、 L２地震動を対象とした解析ケースを表－参5.2.4に示す。なお、基本ケースを表中の●とする。

表－参5.2.3 解析ケース（Ｌ１地震動）

検討ケース	免震の有無		構造条件		地盤条件						土被り厚			荷重ケース	
					単一層			二層系地盤（基盤GL-20m）							
	免震なし	免震	ﾀｲﾌﾟ1 2層×1連	ﾀｲﾌﾟ2 1層×2連	地盤モデル1	地盤モデル2	地盤モデル3	下層軟質 N=10	下層中硬 N=20	下層硬質 N=30	2.5m	5.0m	10m	常時	地震時
case-1	○			○	○						○			○	○
case-2		○		○	○						○			○	○
case-3	●			●		●					●			●	●
case-4		●		●		●					●			●	●
case-5	○			○			○				○			○	○
case-6		○		○			○				○			○	○
case-7	○			○				○			○			○	○
case-8		○		○				○			○			○	○
case-9	○			○					○		○			○	○
case-10		○		○					○		○			○	○
case-11	○			○						○	○			○	○
case-12		○		○						○	○			○	○
case-13	○		○			○					○			○	○
case-14		○	○			○					○			○	○
case-15	○			○		○						○		○	○
case-16		○		○		○						○		○	○
case-17	○			○		○							○	○	○
case-18		○		○		○							○	○	○

表－参5.2.4 解析ケース（Ｌ２地震動）

検討ケース	免震の有無		構造条件		地盤条件						土被り厚			荷重ケース	
					単一層			二層系地盤（基盤GL-20m）							
	免震なし	免震	ﾀｲﾌﾟ1 2層×1連	ﾀｲﾌﾟ2 1層×2連	地盤モデル1	地盤モデル2	地盤モデル3	下層軟質 N=10	下層中硬 N=20	下層硬質 N=30	2.5m	5.0m	10m	常時	地震時
case-101	○			○	○						○			○	○
case-102		○		○	○						○			○	○
case-103	●			●		●					●			●	●
case-104		●		●		●					●			●	●
case-105	○			○			○				○			○	○
case-106		○		○			○				○			○	○
case-107	○			○		○						○		○	○
case-108		○		○		○						○		○	○
case-109	○			○		○							○	○	○
case-110		○		○		○							○	○	○

５．３　検討結果

5.3.1　地盤条件の影響

（１）Ｌ１地震動作用時

本節では、３種類の地盤モデルについてＬ１地震動作用時における免震トンネルの適用性を検討した。各地盤の卓越周期、地震時せん断ひずみおよび地盤と免震層のせん断弾性係数比を表－参5.3.1に示す。同表より、各地盤は卓越周期と地震時せん断ひずみが異なり、地盤と免震層のせん断弾性係数比は地盤モデル１とモデル２が同一であり、地盤モデル３のせん断弾性係数比が他の地盤モデルに比べて小さいことがわかる。

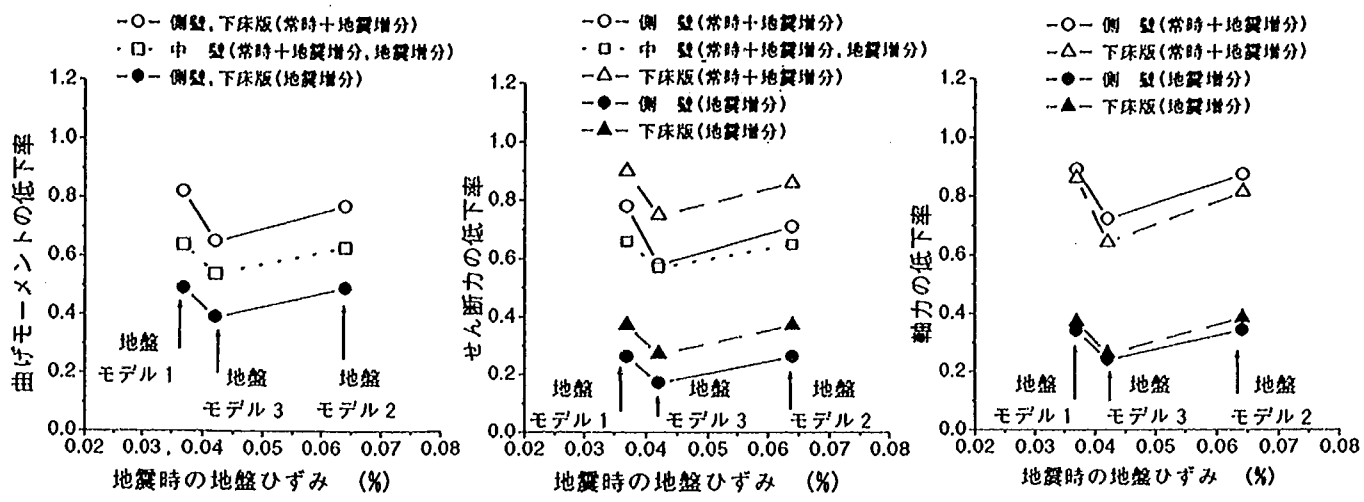
Ｌ１地震動作用時における免震構造を適用しないトンネルと免震トンネルの断面力の比（以後、断面力低下率と称する）と地震時せん断ひずみの関係を図－参5.3.1に示す。同図では、地震時増分断面力の低下率と地震時断面力の低下率の両方を示した。同図では、地震時断面力の低下率の方が地震時増分断面力の低下率を上回った。これは、免震構造を適用しないトンネルと免震トンネルの常時断面力がほぼ同等であることと、地震時断面力に占める常時断面力が支配的であることに起因する。

Ｌ１地震動作用時の地震時断面力の低下率とせん断弾性係数比との関係を図－参5.3.2に示す。同図では、地盤モデル３の地震時最大断面力の低下が他の地盤モデルに比べて最も大きく、せん断弾性係数比が小さいほど地震時断面力が低下した。つまり、免震層のせん断弾性係数比が地盤に比べて十分に小さければ、地震時断面力においても免震構造適用の効果が大きくなるということになる。地盤モデル１と地盤モデル２は、表－参5.3.1に示したようにせん断弾性係数比は同一であり、せん断ひずみの大きさだけが異なる。地盤モデル１のように地表面から基盤面までの厚さが50ｍと厚い場合は、地盤のせん断ひずみは地中深い位置で大きく、地表面近くになるにつれて減少する傾向にある。このような地盤条件下では、地震時の地盤ひずみに比例して地震時増分断面力も小さくなるとともに、地震時断面力に占める常時断面力の割合が大きく、地震時増分断面力の割合が小さくなるため、免震構造適用による地震時断面力の低減が相対的に小さくなる場合がある。

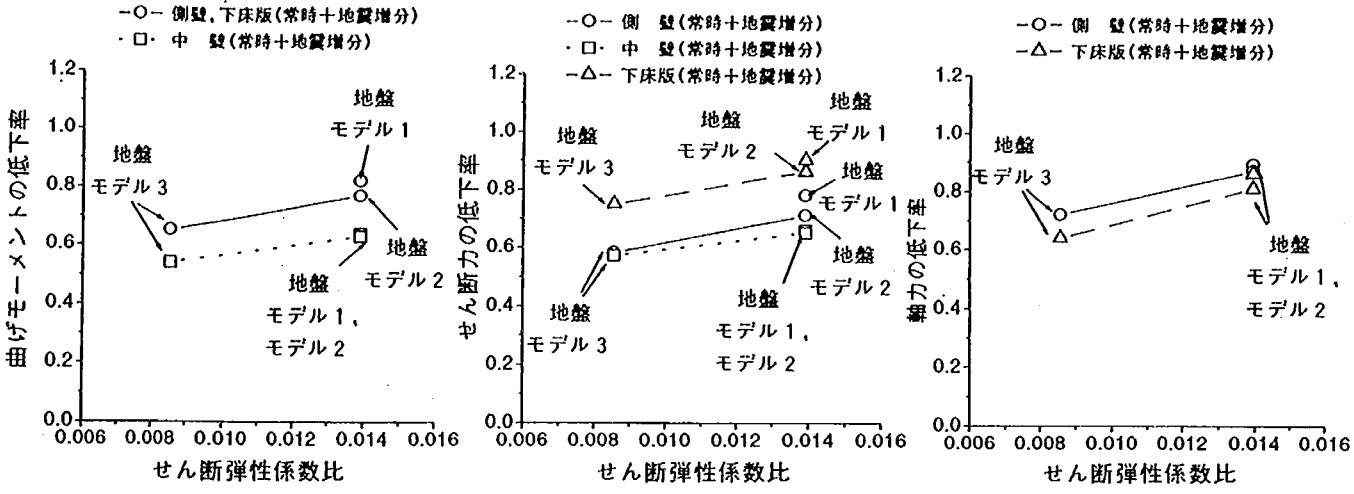
以上より、Ｌ１地震動作用時の開削トンネルでは、せん断弾性係数比が小さく、地震時地盤ひずみが大きくなる地盤条件の場合に免震構造適用が効果的であることが確認できた。

表－参5.3.1　地盤の卓越周期、せん断ひずみおよびせん断弾性係数比（Ｌ１地震動）

		地盤モデル１	地盤モデル２	地盤モデル３
自然地盤	卓越周期　(sec)	1.39	0.56	0.23
	構造物位置のせん断ひずみ　(%)	0.037	0.064	0.042
地盤と免震層のせん断弾性係数比		0.014	0.014	0.0085



図－参5.3.1　Ｌ１地震動作用時の断面力低下率と地盤ひずみの関係



図－参5.3.2　Ｌ１地震動作用時の断面力低下率とせん断弾性係数比の関係

（２）Ｌ２地震動作用時

本節では、３種類の地盤モデルについてＬ２地震動作用時の免震トンネルの適用性を検討した。各地盤の地震時せん断ひずみおよび地盤と免震層のせん断弾性係数比を表－参5.3.2に示す。Ｌ２地震動作用時の地盤の地震時せん断ひずみはＬ１地震動のケースの10倍以上であり、地盤と免震層のせん断弾性係数比は地盤の剛性の低下を考慮して1/50～1/30程度とした。

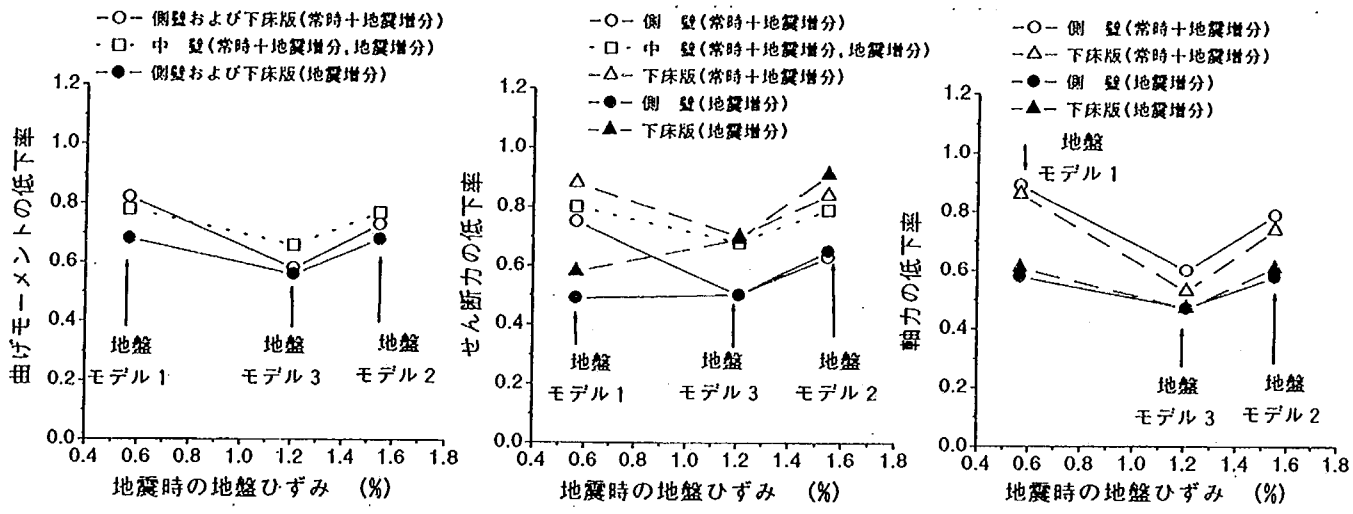
Ｌ２地震動における免震トンネルの断面力低下率と地震時せん断ひずみの関係を図－参5.3.3に示す。同図において断面力の低下率としては、地震時増分断面力の低下率と地震時断面力の低下率の両方を示した。図－参5.3.3のＬ２地震動作用時の地震時断面力と地震時増分断面力の低下率の差は、図－参5.3.1のＬ１地震動のケースと比較して小さい。これは、Ｌ２地震動作用時の地盤の地震時せん断ひずみがＬ１地震動のケースの10倍以上であるため、Ｌ２地震動の地震時断面力に占める地震時増分断面力の割合が相対的に大きくなったことに起因する。また、図－参5.3.3においてせん断弾性係数比が同一である地盤モデル１とモデル２を比べた場合、地盤のせん断ひずみが大きい地盤モデル２における地震時断面力の低減の方が大きいことがわかる。

Ｌ２地震動作用時の地震時断面力の低下率とせん断弾性係数比との関係を図－参5.3.4に示す。同図より、Ｌ２地震動作用時においてもせん断弾性係数比が小さいほど地震時断面力の低下が著しいことがわかる。また、Ｌ１地震動を対象とした場合は地盤と免震層のせん断弾性係数比が1/100であるのに対し、Ｌ２地震動でのせん断弾性係数比は1/50～1/30程度である。しかし、図－参5.3.2と図－参5.3.4を比較すると、Ｌ１、Ｌ２地震動作用時の地震時断面力の低下率はほぼ同等である。

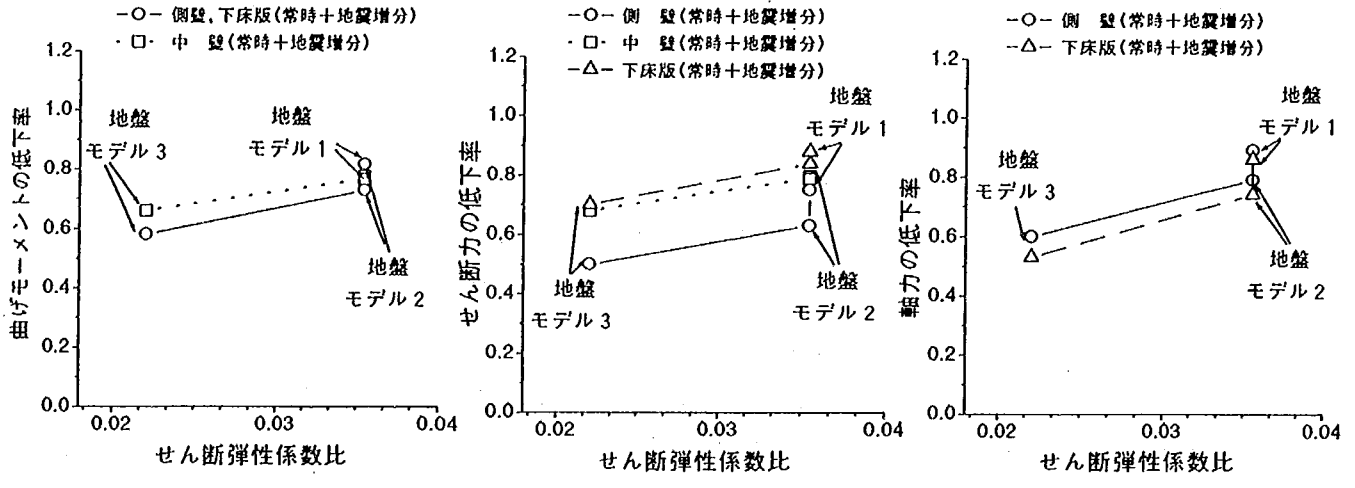
以上より、開削免震トンネルは、Ｌ２地震動においてもせん断弾性係数比が小さく、地震時地盤ひずみが大きくなる地盤条件の場合に効果的であることを確認できた。

表－参5.3.2　地盤のせん断ひずみおよびせん断弾性係数比（Ｌ２地震動）

	地盤モデル１	地盤モデル２	地盤モデル３
構造物位置の地盤のせん断ひずみ　(%)	0.567	1.209	1.548
地盤と免震層のせん断弾性係数比	0.035	0.035	0.022



図－参5.3.3　Ｌ２地震動作用時の断面力低下率と地盤ひずみの関係



図－参5.3.4　Ｌ２地震動作用時の断面力低下率とせん断弾性係数比の関係

5.3.2　二層地盤の上下層の剛性比の影響

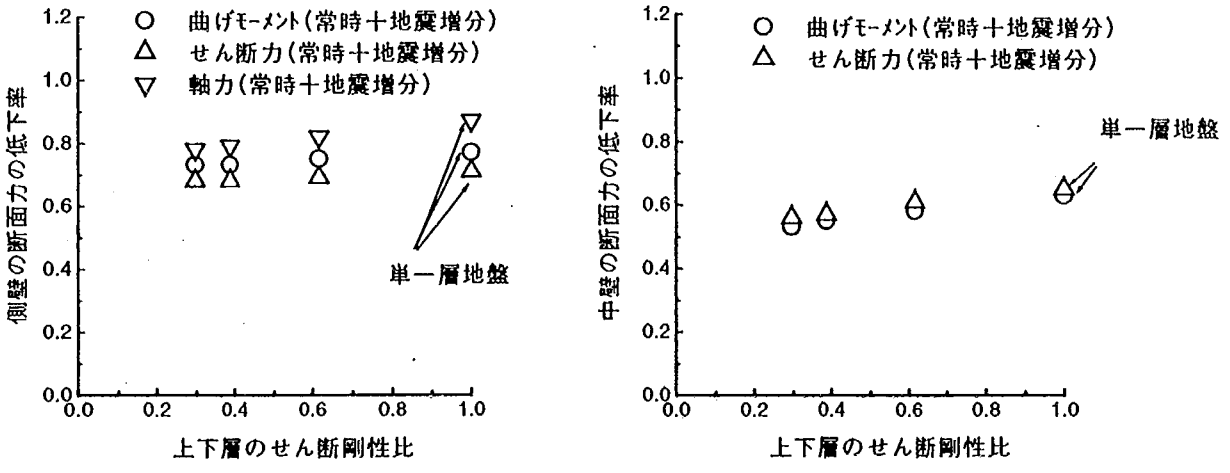
本節では、構造物の底面下に硬質地盤がある二層地盤において、上下層地盤の剛性比がＬ１地震動作用時における免震トンネルの断面力の低下に及ぼす影響について検討した。各検討ケースの地盤の上下層のせん断弾性係数、剛性比および地震時せん断ひずみ等を表－参5.3.3に示す。全地盤モデルとも上層の地盤物性は同一であるため、上層地盤と免震層のせん断弾性係数比は同じである。また、下層地盤のせん断弾性係数をパラメトリックに変えているが、構造物側方の地盤の地震時せん断ひずみは多少異なるものの、顕著な差は生じていない。したがって、各検討ケースは、下層地盤の剛性以外はほぼ同じ解析条件となっている。

Ｌ１地震動における断面力低下率と上下層のせん断剛性比の関係を図－参5.3.5に示す。なお、同図は、下層地盤に対する上層地盤のせん断弾性係数の比を横軸とし、免震構造適用による地震時断面力の低下率を縦軸とした。同図により、側壁および中壁の地震時断面力の低下率は全ケースともほぼ等しく、二層地盤内の免震開削トンネルでは、下層地盤の硬さに関係なく、同様な地震時断面力の低下率が得られることがわかる。これは、Ｌ１地震動作用時の全解析ケースで地盤のせん断ひずみに顕著な差がないこと、および上層地盤と免震層のせん断弾性係数比が免震開削トンネルの断面力の低減効果に及ぼす影響が大きいことに起因している。また、図－参5.3.5は、二層地盤と単一層地盤（地盤モデル２）における地震時断面力の低下率を比較しているが、二層地盤と単一層地盤の免震開削トンネルの地震時断面力の低下率に顕著な差異は認められない。

以上より、二層地盤の上下層の剛性比は、免震トンネルの断面力の低下率に及ぼす影響は顕著ではないと言える。

表－参5.3.3　各二層系地盤のせん断弾性係数および剛性比等

検討ケース		下層軟質	下層中間	下層硬質
上層地盤のせん断弾性係数	G_1 （tf/m²）	2160（N=3）	2160（N=3）	2160（N=3）
下層地盤のせん断弾性係数	G_2 （tf/m²）	3500（N=10）	5560（N=20）	7260（N=30）
上下層のせん断剛性比	G_1/G_2	0.617	0.388	0.297
卓越周期	T （sec）	0.49	0.42	0.39
地表面の変位	δ （cm）	1.89	1.42	1.22
構造物位置の地盤のせん断ひずみ	（%）	0.048	0.036	0.030



図－参5.3.5　Ｌ１地震動作用時の断面力低下率と上下層のせん断剛性比

5.3.3　土被り厚の影響

（1）Ｌ１地震動作用時

本節では、土被り厚が免震トンネルの地震時断面力の低下に及ぼす影響を検討した。各検討ケースの上載土重量および構造物側方の地盤の地震時せん断ひずみを**表－参5.3.4**に示す。全検討ケースを通して、土被り厚以外の解析条件を同一とした。なお、土被り厚を変えることは、土被り厚の増加に応じて上載土重量や土圧などの常時荷重だけでなく、地盤のせん断ひずみなどの地震時荷重も増加する条件となる。

Ｌ１地震動作用時における免震トンネルの断面力低下率と土被り厚の関係を**図－参5.3.6**に示す。図中の断面力の低下率としては、水平地震力に対する地震時増分断面力の低下率と地震時断面力の低下率の両方を示した。同図では、地震時増分断面力と地震時断面力ともに低下率が土被り厚に関わらずほとんど変化していない。地震時増分断面力の低減率が変化しない主な要因としては、地盤と免震層のせん断弾性係数が全ケースともに同一であることが挙げられる。また、地震時断面力の低下率が変化しない主な要因としては、上載土重量などの常時荷重が土被り厚に比例して単調増加するとともに、構造物側方の地盤の地震時せん断ひずみも増加するため、常時断面力の増分と地震時増分断面力の低減分が相殺されることが挙げられる。

以上より、Ｌ１地震動作用時の免震開削トンネルの地震時断面力の低下は土被り厚に依存することなく、土被りが深い場合でも浅い場合と同等な地震時断面力の低下率を期待できると考えられる。

（2）Ｌ２地震動作用時

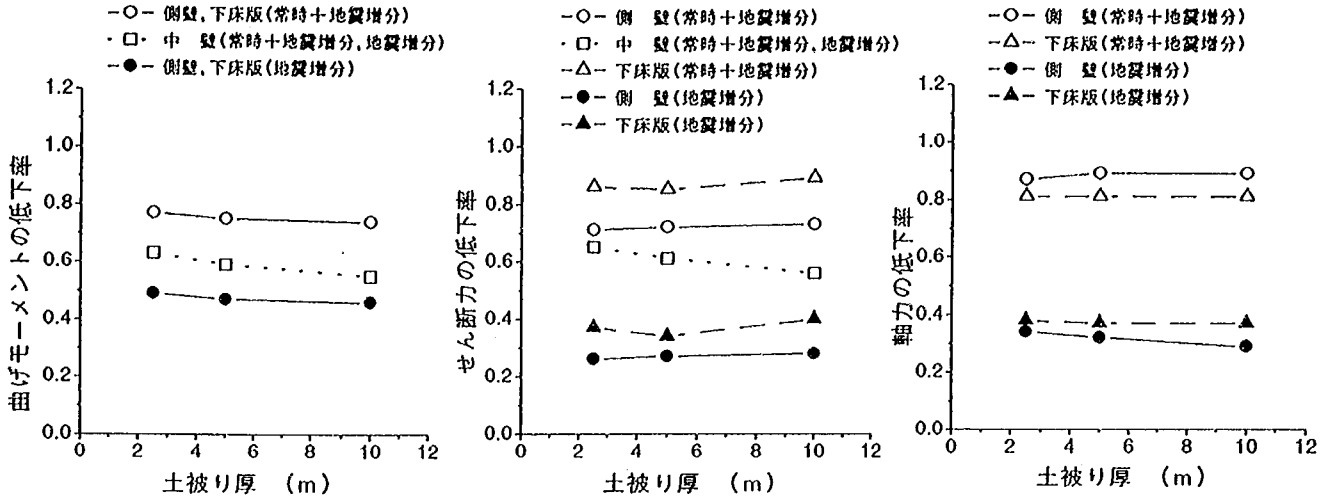
Ｌ２地震動作用時の構造物位置の地盤の地震時せん断ひずみを**表－参5.3.4**に示す。Ｌ２地震動作用時には構造物位置の地盤の地震時せん断ひずみはＬ１地震動のケースの約15倍となっている。また、Ｌ１地震動の場合と同様に、土被り厚の増加に応じて上載土重量や土圧などの常時荷重だけでなく、地盤のせん断ひずみなどの地震荷重も増加している。

Ｌ２地震動作用時における免震トンネルの断面力低下率と土被り厚の関係を**図－参5.3.7**に示す。図中の断面力の低下率としては、地震時増分断面力の低下率と地震時断面力の低下率の両方を示した。同図より、Ｌ２地震動の場合でも地震時増分断面力の低下率は土被り厚の変化に応じてほとんど変化してないことがわかる。また、Ｌ２地震動における地震時断面力と地震時増分断面力の低下率の差は、**図－参5.3.6**のＬ１地震動のケースに比べて小さい。また、**図－参5.3.6**と**図－参5.3.7**を比較すると、Ｌ２地震動作用時においてもＬ１地震動とほとんど同等な地震時断面力の低下率を期待できることがわかる。

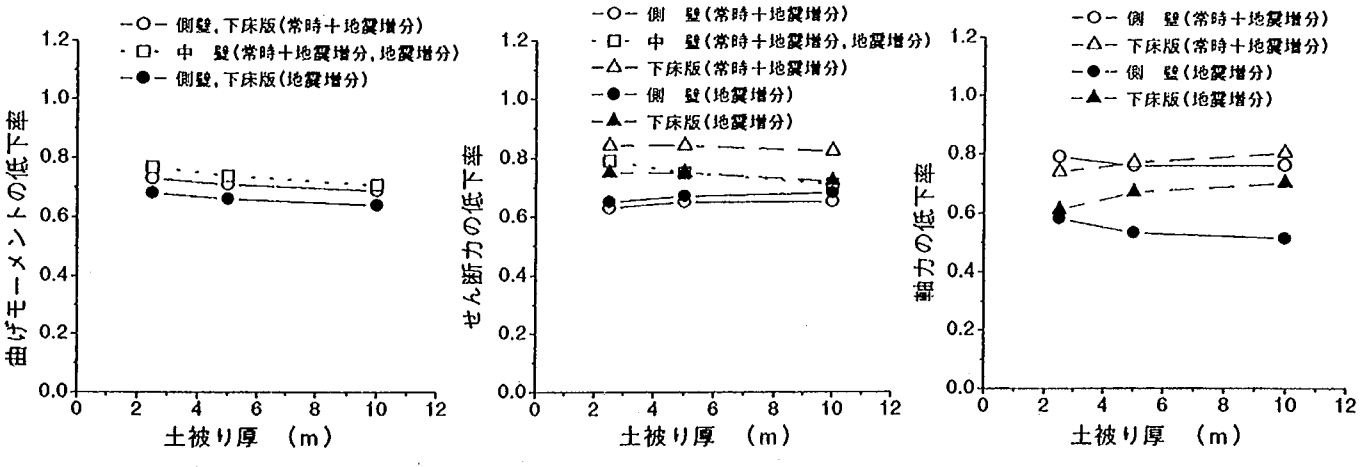
以上より、Ｌ２地震動作用時においても免震開削トンネルの地震時断面力の低下率は土被り厚に依存することなく、土被りが深い場合でも浅い場合と同等な地震時断面力の低下率を期待できると考えられる。

表－参5.3.4　各検討ケースの上載土重量および地盤の地震時せん断ひずみ

検討ケース		土被り 2.5m	土被り 5.0m	土被り 10m
上載土重量	(tf/m/m)	4.0	8.0	16.0
地盤の地震時せん断ひずみ (%)	L1地震動	0.064	0.098	0.154
	L2地震動	0.957	1.470	2.310



図－参5.3.6　L1地震動作用時の断面力低下率と土被り厚の関係



図－参5.3.7　L2地震動作用時の断面力低下率と土被り厚の関係

5.3.4　構造条件による影響

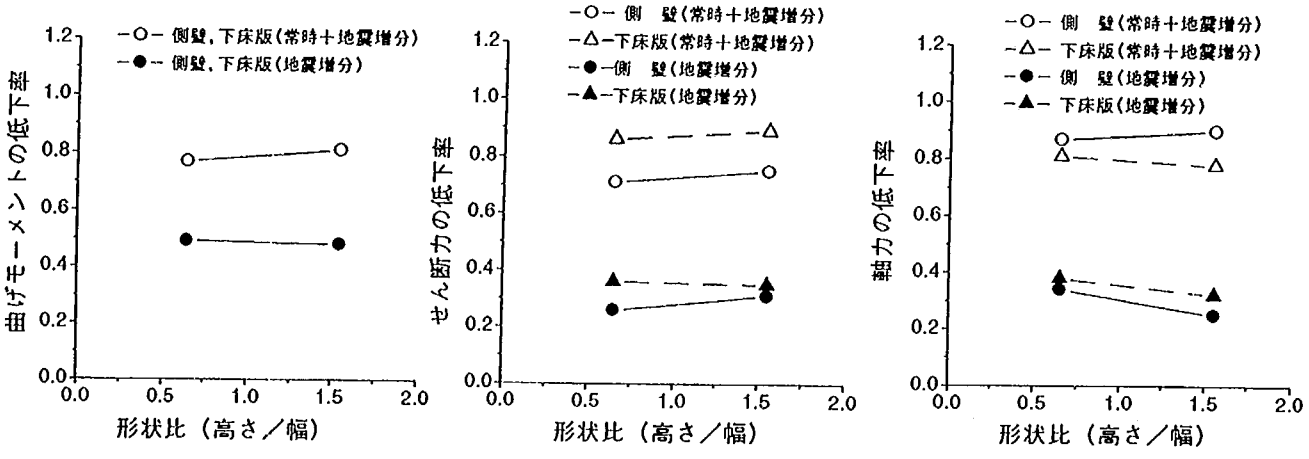
本節では、Ｌ１地震動作用時の免震トンネルの断面力の低下に構造条件が及ぼす影響を把握するため、構造物の形状比に着目して検討する。各検討ケースの対象構造物の形状比および剛性を表－参5.3.5に示す。対象とする構造物は２層１連と１層２連のボックスカルバートであり、その形状比はそれぞれ1.55、0.65で、両構造物の形状比は１：２の関係にある。また、両構造物の見かけのせん断剛性はほぼ同等である。この見かけのせん断剛性は、構造物をはり要素にモデル化し、上床版にせん断方向の単位分布荷重を作用させた骨組構造解析を行い、この解析から得られた構造物の相対変位に基づいて算出した。なお、本検討ではこの形状比以外の解析条件は全ケースとも同一である。

Ｌ１地震動作用時の免震トンネルの断面力低下率と形状比の関係を図－参5.3.8に示す。図中の断面力の低下率としては、地震時増分断面力の低下率と地震時断面力の低下率の両方を示した。ただし、２層１連のボックスカルバートの中床版と１層２連のボックスカルバートの中壁の断面力低下率は、互いに比較できる部材がないため、省略した。

図－参5.3.8では、形状比が異なる構造物の地震時増分断面力および地震時断面力の低下率に顕著な差異はほとんど見られない。したがって、矩形トンネルでは、構造物の周長が同一であれば、形状比に依存せず、同等な断面力の低下効果が得られるといえる。

表－参5.3.5　各検討ケースの対象構造物の形状比、剛性

検討ケース	２層１連ボックス	２層１連ボックス
形状比（高さ／幅）	1.55	0.65
見かけのせん断剛性 tf/m²	2171	2143
地盤と構造物の剛性比	1.01	0.99



図－参5.3.8　Ｌ１地震動作用時における断面力低下率と構造物の形状比の関係

参考文献

1)（社）日本道路協会：駐車場設計・施工指針　同解説，pp. 156 － 168, 1992. 11.

2)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ｖ耐震設計編，pp. 67 － 70, 1996. 12.

3)（社）鉄道総合研究所：鉄道構造物設計標準・同解説，基礎構造物・抗土圧構造物，pp. 116－119, 1997. 3.

参考資料－６　シールドトンネル横断方向に対する免震設計の適用性

６．１　概要

シールドトンネル横断方向において、免震構造が効果的に発揮される適用条件を把握するために、検討条件を地盤条件、入力震度に限定し検討を行う。地盤は東京周辺の実地盤からモデル地盤を想定し、Ｌ１地震動、Ｌ２地震動を入力とした２次元静的有限要素解析を実施し、トンネル地震時増分断面力の低減に基づいて免震設計の適用性を検討する。

６．２　検討方法と解析条件

6.2.1　検討方法

地盤条件および入力地震動レベルを変化させ、シールドトンネルの地震時増分断面力の比較により、免震構造の適用性を対象として検討する。解析方法は地盤慣性力法に基づく二次元静的有限要素解析とした。

6.2.2　解析条件

(1) 地盤条件

参考資料-5(図－参5.2.2)に示された想定地盤と同様に、低地タイプ(図－参5.2.2(a))、境界タイプ(図－参5.2.2(b))を地盤モデルとして用いた。台地タイプ(図－参5.2.2(c))については、対象構造物としているトンネルの構造形式が外径５ｍであるのに対し、土被りを10mとするとトンネルが基盤内に設置されることになるので、検討ケースから除いた。また、トンネルスプリングライン位置において地層境界が存在する２層地盤モデルも検討対象とする。地盤はN値３の沖積粘性土ならびにN値10および20の沖積砂質土とする。なお、入力地震動による地盤物性値の剛性低下率はＬ１地震動の場合はせん断波速度で初期値の80%、Ｌ２地震動の場合はせん断波速度で初期値の50%とする。各地盤物性値を表－参6.2.1に示す。

表－参 6.2.1　地盤物性値

地震動レベル	地盤		沖積粘性土	沖積砂質土	沖積砂質土
	N値		3	10	20
	単位体積重量	γ_t (tf/m3)	1.6	1.8	1.8
L1地震動	せん断波速度	Vs (m/sec)	115	138	174
	地震時弾性係数	E (tf/m2)	6440	10200	16100
	地震時せん断弾性係数	G (tf/m2)	2160	3500	5560
	ポアソン比	ν	0.49	0.45	0.45
L2地震動	せん断波速度	Vs (m/sec)	72	86	109
	地震時弾性係数	E (tf/m2)	2530	3940	6320
	地震時せん断弾性係数	G (tf/m2)	850	1360	2180
	ポアソン比	ν	0.49	0.45	0.45

(2) 構造物条件

解析対象とする免震シールドトンネルは外径が5m、トンネル設置深度は土被り10mとした。表－参6.2.2に免震シールドトンネルの構造諸元を示す。なお、トンネル横断方向の剛性有効率はL1地震

動、Ｌ２地震動に関わらず80%とする。

表－参6.2.2　免震シールドトンネルの構造諸元

		トンネル	免震層
単位体積重量	γ_t (tf/m3)	2.65	1.00
せん断弾性係数	G (tf/m2)	1250000	30
ポアソン比	ν	0.2	0.49
厚さ	t (cm)	22.5	10
断面２次モーメント	I (m4)	0.000759	-
断面積	A (m2)	0.225	-

(3) 入力震度

Ｌ１地震動については、駐車場設計・施工指針における標準速度応答スペクトルを用い、Ｌ２地震動については、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（平成８年12月）におけるタイプⅡ、Ⅰ種地盤の標準加速度応答スペクトルを用いた。

6.2.3　解析ケース

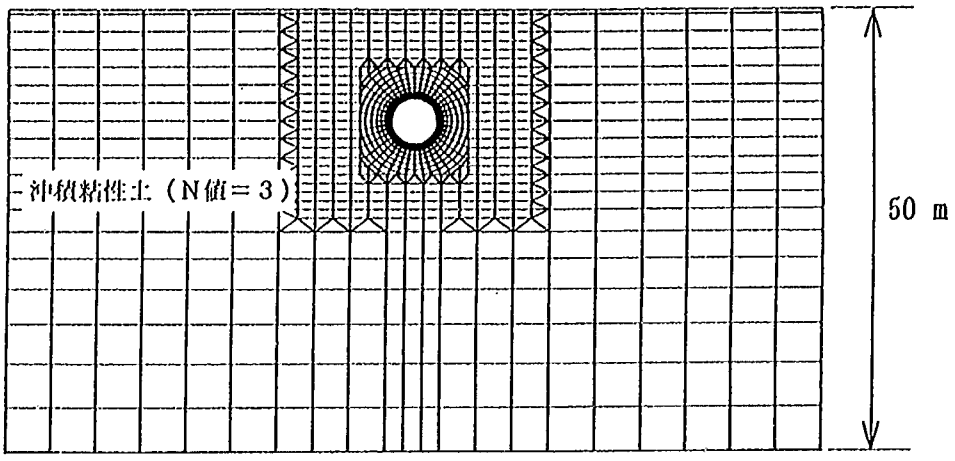
検討ケースとしては、低地タイプ、境界タイプの解析モデルを設定し、さらに２層地盤の解析モデルを２ケース設定する。低地タイプ、境界タイプはＮ値３の沖積粘性土による単一層地盤とし、それぞれ基盤深さが20m、50ｍの解析モデルである。２層地盤はトンネルスプリングライン位置より上層、下層で地盤物性を変化させ、上層をＮ値３の沖積粘性土、下層をＮ値10及び20の沖積砂質土とする地盤モデルである。各地盤モデルに対し免震構造を適用した場合と適用しない場合の解析を実施する。解析ケースを表－参6.2.3および参6.2.4に、解析モデルを図－参6.2.1に示す。

表－参6.2.3　解析ケース（Ｌ１地震動）

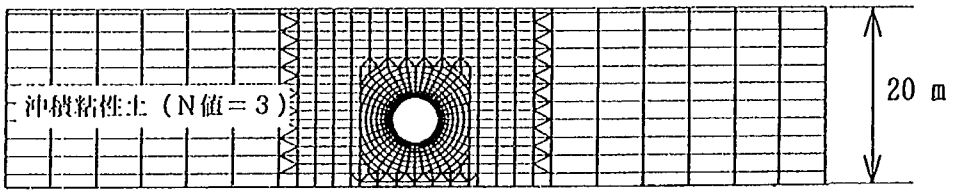
地盤モデルの分類		解析ケース	非免震	免震	固有周期 (sec)	地表面加速度 (gal)
モデル１	低地タイプ	case1-1	○		1.73	72
		case1-2		○		
モデル２	境界タイプ	case1-3	○		0.69	182
		case1-4		○		
モデル３	２層地盤 下層Ｎ値 10	case1-5	○		0.61	200
		case1-6		○		
モデル４	２層地盤 下層Ｎ値 20	case1-7	○		0.54	200
		case1-8		○		

表－参6.2.4　解析ケース（Ｌ２地震動）

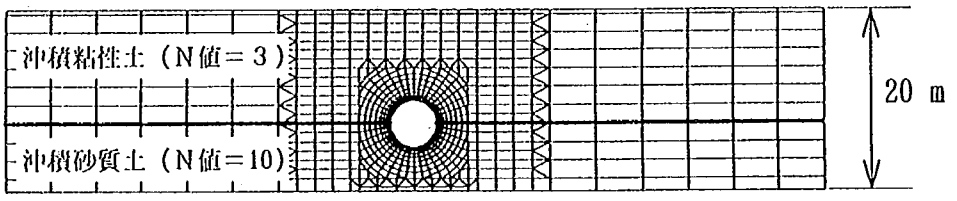
地盤モデルの分類		解析ケース	非免震	免震	固有周期 (sec)	地表面加速度 (gal)
モデル１	低地タイプ	case2-1	○		2.78	255
		case2-2		○		
モデル２	境界タイプ	case2-3	○		1.10	1183
		case2-4		○		
モデル３	２層地盤 下層Ｎ値 10	case2-5	○		0.97	1479
		case2-6		○		
モデル４	２層地盤 下層Ｎ値 20	case2-7	○		0.87	1773
		case2-8		○		



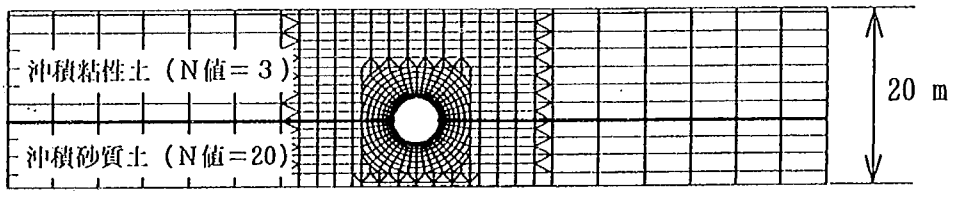
1) モデル1



2) モデル2



3) モデル3



4) モデル4

図－参6.2.1　解析モデル

6．3　検討結果

解析により得られたＬ１地震動、Ｌ２地震動作用時の地震時増分最大断面力を表－参6.3.1、6.3.2に示す。表－参6.3.1、6.3.2は各解析ケースの軸力、せん断力、曲げモーメントの最大値とともに、その低下率（免震構造を適用しない場合に発生する地震時発生断面力に対する免震構造を適用した場合の地震時増分断面力の比率）も示した。常時の設計では、一般に曲げモーメントの影響が支配的であるので、ここでは曲げモーメントに着目して比較検討する。曲げモーメントの低下率は、免震効果が最も大きい解析モデル4において、Ｌ１地震動作用時に約60%、Ｌ２地震動作用時に約75%である。逆に解析モデル1においては低下率は10%未満であり、地盤条件によって免震効果が異なることがわかる。

図－参6.3.1、6.3.2は、各解析ケースにおける免震構造を適用しない場合と適用した場合の断面

力および変位を図示したものである。図より断面力、変位における免震効果は、軸力では顕著に現れているが、せん断力、曲げモーメント、変位においては顕著でないことがわかる。

表－参6.3.1　地震時増分最大断面力(L１地震動)

地盤モデル	免震条件	解析ケース	軸力		せん断力		曲げモーメント	
			最大値 (ton)	低減率	最大値 (ton)	低減率	最大値 (ton・m)	低減率
モデル１	免震なし	case1	7.49	—	2.18	—	2.62	—
	免震	case2	1.60	0.21	2.06	0.94	2.50	0.95
モデル２	免震なし	case3	10.6	—	3.73	—	2.98	—
	免震	case4	1.91	0.18	3.35	0.90	2.63	0.88
モデル３	免震なし	case5	9.89	—	3.37	—	3.25	—
	免震	case6	1.50	0.15	3.04	0.90	2.44	0.75
モデル４	免震なし	case7	9.66	—	3.30	—	3.88	—
	免震	case8	1.30	0.13	2.83	0.86	2.37	0.61

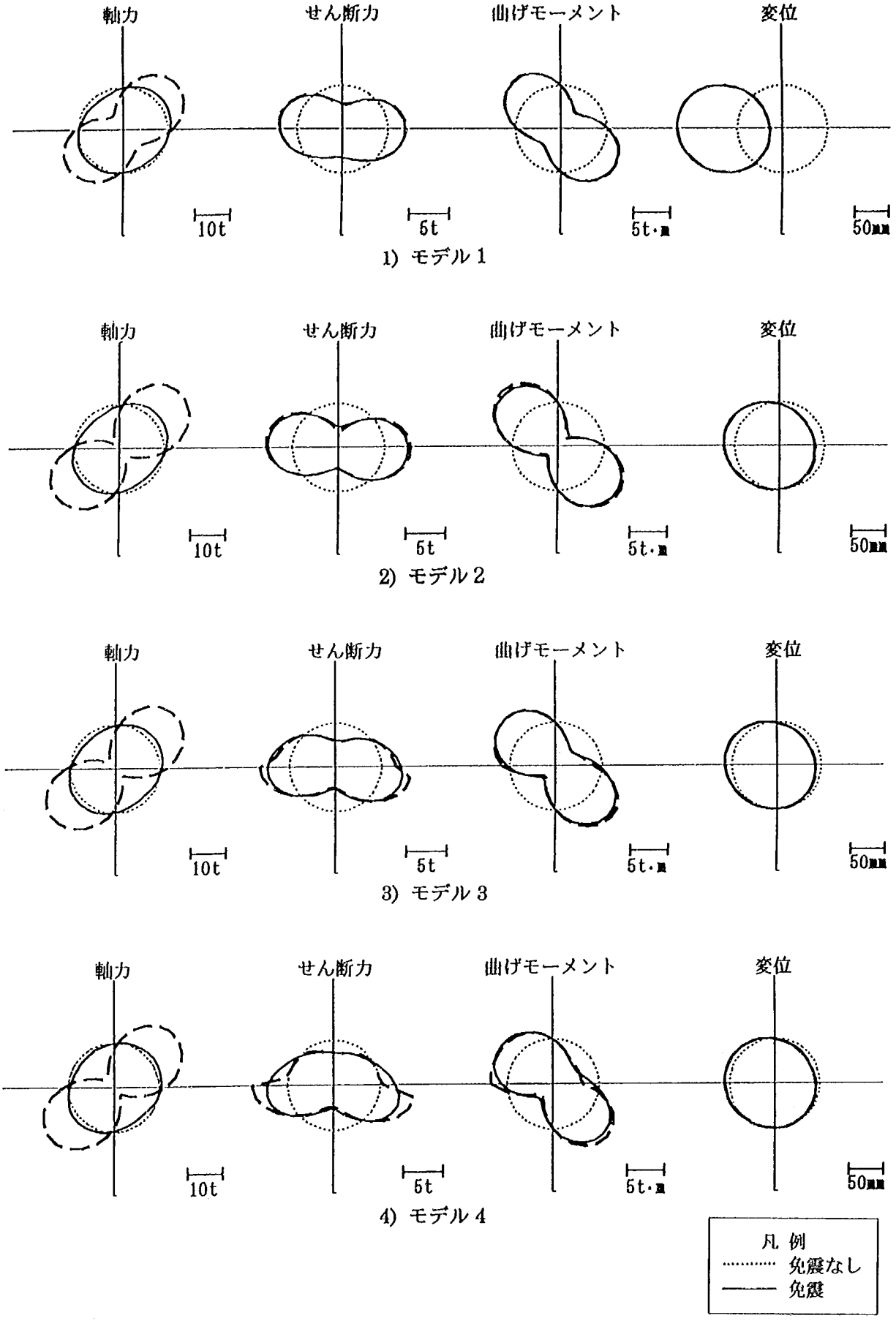
表－参6.3.2　地震時増分最大断面力(L２地震動)

地盤モデル	免震条件	解析ケース	軸力		せん断力		曲げモーメント	
			最大値 (ton)	低減率	最大値 (ton)	低減率	最大値 (ton・m)	低減率
モデル１	免震なし	case1	18.80	—	9.39	—	11.40	—
	免震	case2	6.51	0.35	9.06	0.96	11.10	0.97
モデル２	免震なし	case3	72.6	—	44.90	—	36.30	—
	免震	case4	22.8	0.31	41.20	0.92	32.70	0.90
モデル３	免震なし	case5	81.7	—	49.30	—	43.00	—
	免震	case6	23.1	0.28	46.20	0.94	36.90	0.86
モデル４	免震なし	case7	99.8	—	56.70	—	56.30	—
	免震	case8	26.6	0.27	51.30	0.90	42.10	0.75

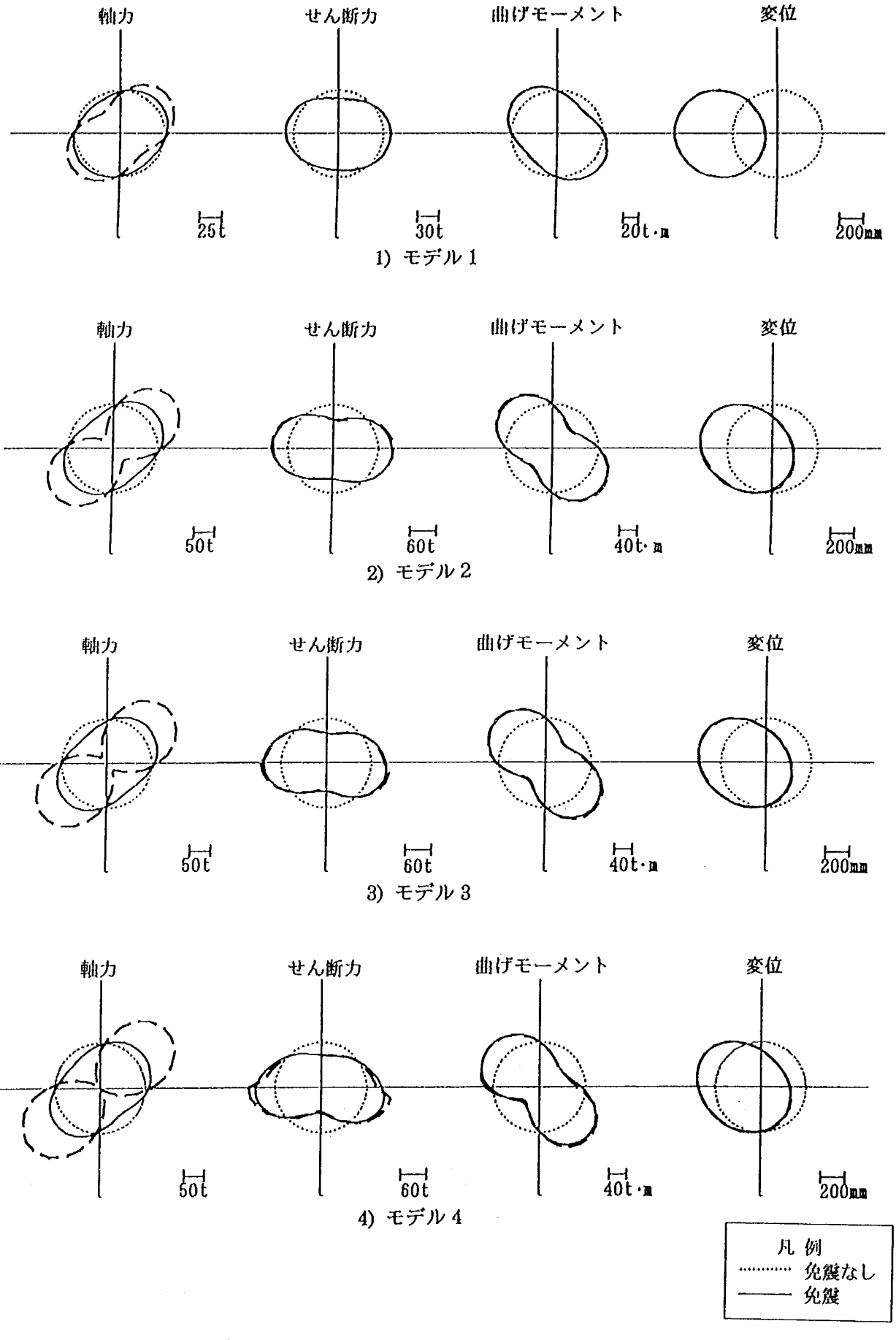
６．４　まとめ

本章において地盤条件、入力地震動レベルを解析パラメータとして検討した結果は次のとおりである。

免震構造を適用することによる断面力の低減効果は全てに対して現れるものではない。軸力における低減効果は顕著であるが、軸力以外について顕著な低減効果は現れていない。ただし、曲げモーメントについては、検討した解析条件から、トンネル周辺地盤が表層に比べ下層が硬質な地盤条件急変部が存在する地盤である場合、６～７割の低減効果が期待される。また、軸力の低減効果が顕著であることは自重を受けるトンネル構造物自体の軸力の地震時変動分を緩和できることから、免震構造の優位性の一つが確認できたといえる。さらに免震層を設置することにより断面力が増加することはなく、断面力の低減効果が現れていることから、免震効果の確認ができた。



図－参 6.3.1　断面力による免震効果の比較（L 1 地震動）



図－参 6.3.2　断面力による免震効果の比較（L２地震動）

参考資料－７　立坑接合部に対する免震設計の適用性

７．１　概要

立坑接合部におけるシールドトンネルの免震構造は、シールドトンネルに発生する局所的な断面力集中を低減する目的で適用されるものであり、立坑とシールドトンネルとの間を免震層で絶縁することにより、立坑がシールドトンネルの地震時挙動に及ぼす影響を低減する効果を期待している。

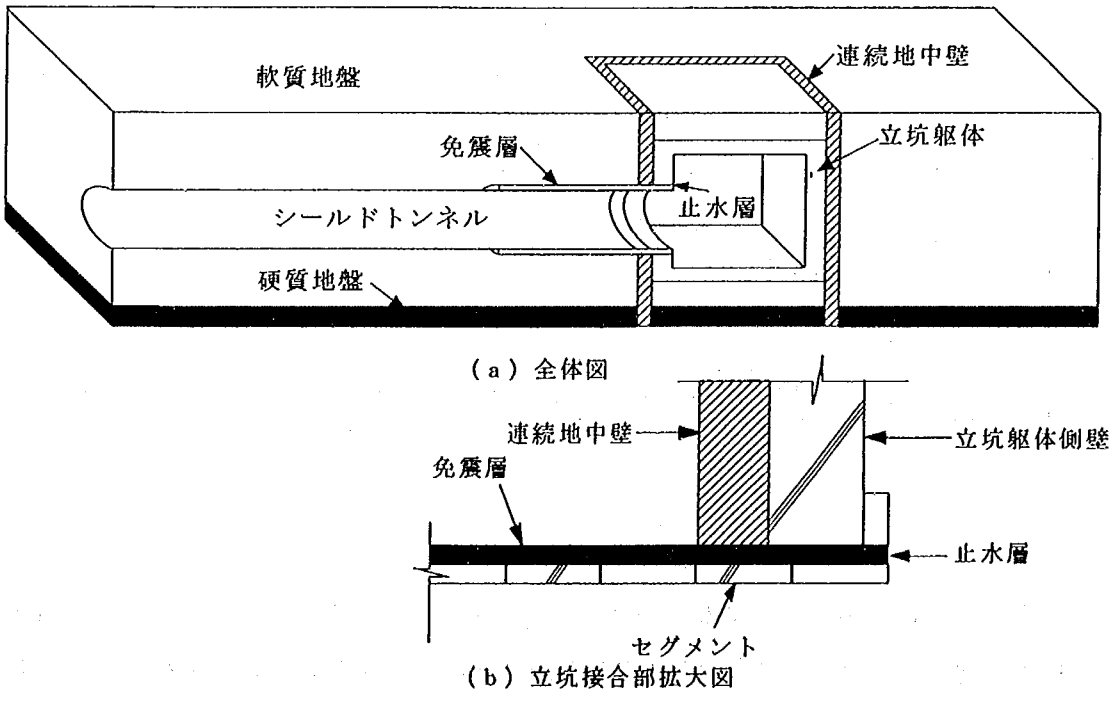
本章では、立坑接合部のシールドトンネルに免震構造を適用する場合の耐震解析に関して、解析モデルの選定とその適用性について示す。まず、３次元静的有限要素法を用いた解析結果より、立坑接合部の地震挙動と免震効果について示す。次に、３次元静的有限要素法の結果と梁ばねモデル、３次元ＦＥＭ簡易モデルおよび軸対称ＦＥＭモデルを用いた解析結果との比較について示し、最後にこれらの検討結果に基づいて立坑接合部の免震設計の基本方針をまとめた。

７．２　検討方法と解析条件

7.2.1　検討方法

（１）立坑接合部の構造概要とモデル化

解析の対象とした立坑、トンネルおよび地盤の構造概要を図－参7.2.1に示す。表層地盤は軟質地盤（沖積層）と硬質地盤（洪積層）で構成される成層構造とし、シールドトンネルと立坑の床付け深度は軟質地盤中に設定した。また、立坑躯体構築時の仮設構造として連続地中壁を想定し、連続地中壁は躯体構築後も残置されるものとした。免震層の配置は、立坑壁面、連壁面とセグメント間を含めたトンネル周辺である。



図－参7.2.1 解析対象とした構造概要

3次元静的有限要素法解析は、トンネル頂点と底点を通る鉛直面での対称性を利用した1/2モデルを用いて実施する。図-参7.2.2にモデル全体のメッシュ分割ならびに立坑接合部を拡大したメッシュ図を示す。なお、解析における端部境界による影響を極力少なくし、境界では自由地盤の変位となるよう十分な領域を確保する必要がある。ここでは、図-参7.2.2に示すモデルにおいて、立坑からシールドトンネル軸方向に深さの約4倍、軸直角方向に約3倍の領域をとることとした。解析モデルにおける境界条件は、荷重作用方向に対して表-参7.2.1に示すよう設定した。

表層地盤、立坑、連壁および免震層は等方均質弾性体のソリッド要素で、シールドトンネルはシェル要素でモデル化し、物性値は表-参7.2.2に示す値とした。免震層の物性は、ウレタン系あるいはシリコーン系の免震材の採用を想定し、免震層厚は t = 10cmとした。

表-参7.2.1 境界条件

(○：自由，×：拘束)

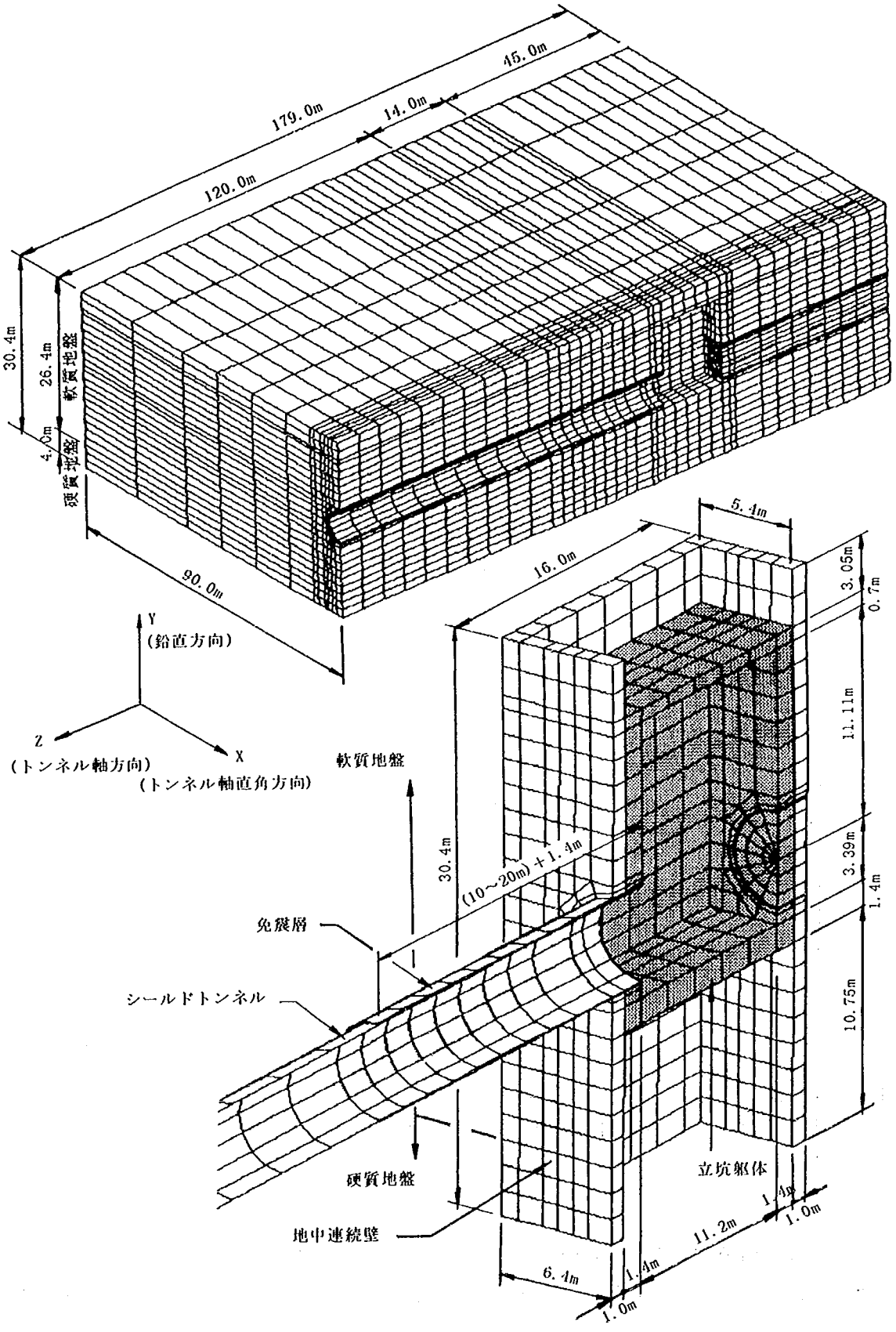
		軸方向解析						軸直角方向解析					
		δx	δy	δz	θx	θy	θz	δx	δy	δz	θx	θy	θz
X-Y面	前後面	○	×	○	○	×	○	○	○	×	×	×	○
Y-Z面	側　面	×	○	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×
	対称面	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○
X-Z面	地表面	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	底　面	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×

表-参7.2.2 解析に用いた物性値

		せん断弾性係数 $G(tf/m^2)$	弾性係数 $E(tf/m^2)$	単位体積重量 $\gamma(tf/m^3)$	せん断波速度 Vs(m/sec)	ポアソン比
表層地盤	軟質地盤	1600	4700	1.70	96	0.49
	硬質地盤	6218	18500	1.80	184	0.49
シールドトンネル	軸方向剛性	84000	196000	2.50	−	0.167
	曲げ剛性	200000	467000	2.50	−	0.167
免震層 (t=10cm)	シールド部	30	89	1.30	−	0.48
立坑部	躯　体	1.07×10^6	2.5×10^6	2.50	−	0.167
	地中連続壁	1.07×10^6	2.5×10^6	2.50	−	0.167

(2) 解析方法

一様な水平震度0.6Gに相当する地盤慣性力を、解析モデル全節点に地震荷重として作用させた。地震荷重の作用方向は、トンネル軸方向および軸直角方向の2方向とし、図-参7.2.2に示すZ軸（トンネル軸方向）、Y軸（トンネル軸直角方向）の正方向とした。

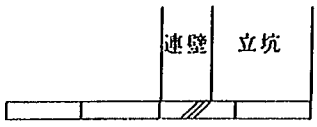
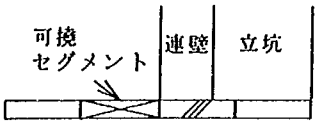
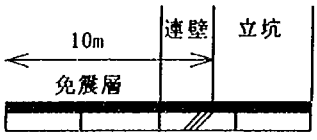
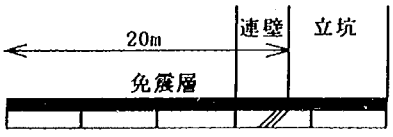
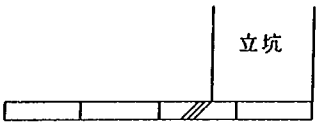
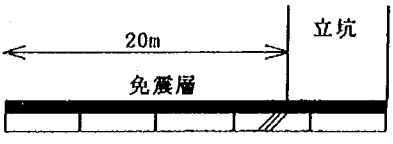

179.0m
120.0m
14.0m
45.0m
30.4m
26.4m
軟質地盤
4.0m
硬質地盤
90.0m
Y
(鉛直方向)
Z
(トンネル軸方向)
X
(トンネル軸直角方向)
5.4m
16.0m
3.05m
0.7m
11.11m
3.39m
1.4m
10.75m
軟質地盤
30.4m
(10~20m)+1.4m
免震層
シールドトンネル
硬質地盤
地中連続壁
立坑躯体
1.4m
1.0m
11.2m
6.4m
1.4m
1.0m

図－参7.2.2　解析モデル

7.2.2 解析ケース

表－参7.2.3に示すように、立坑とシールドトンネル部の構造を変化させて解析ケースを設定した。

表－参7.2.3 解析ケース

解析ケース		震度作用方向		立坑とシールドトンネルの接合部の構造
		軸方向	軸直角	
1	LG-1	○	－	 免震なし：立坑とシールドトンネルを剛結合として，免震構造を適用しないケース
	TR-1	－	○	
2	LG-2	○	－	 可撓性：連壁に接続するセグメントに可撓セグメントを適用したケース
	TR-2	－	○	
3	LG-3	○	－	 免震構造：立坑壁面からの免震区間長を１０ｍとしたケース
	TR-3	－	○	
4	LG-4	○	－	 免震構造：立坑壁面からの免震区間長を２０ｍとしたケース
	TR-4	－	○	
5	LG-5	○	－	 免震なし：ケース１で連壁の存在を考慮しないケース
	LG-5'	○	－	 免震構造：ケース４で連壁の存在を考慮しないケース

ケース１は、免震構造を適用しない場合に、立坑接合部のセグメントに生じる局所的なひずみの伝達機構を明らかにすることを目的とする。ケース２は、立坑接合部での局所的なひずみの吸収を行う構造の代表例である可撓セグメントの採用を想定したものであり、免震構造を適用する場合とのトンネルひずみ低減効果の違いを調べる目的で設定している。なお、解析において可撓セグメントの物性値は、周辺地盤（軟質地盤）と同程度の弾性係数Ｅ＝4700tf/m²とした。ケース３、４は、免震区間長による免震効果の違いを検討するためのものである。

ケース5は、連壁が存在せず立坑構造が堅固な地盤で支持されていない状態を想定しており、免震構造の有無によって、立坑の回転が接合部でのトンネル変形に与える影響と免震構造を適用した場合の絶縁効果を検討することを目的としている。

7.2.3 検討結果

(1) 軸方向の免震効果

図-参7.2.3～**図-参7.2.4**は、地盤慣性力を軸方向に作用させた場合の解析結果より、トンネル頂部（クラウン）、トンネル側部（スプリングライン）、トンネル底部（インバート）における軸ひずみおよび軸方向変位の分布図を示したものである。これらの結果より以下の考察を行った。

1) 免震構造を適用しないケース

免震構造を適用しない場合、立坑接合部のセグメントには局所的な引張ひずみの集中が生じ、その値は頂部でやや小さく、側部、底部と下方になるにつれて大きくなる傾向を示している。これは、立坑の回転（ロッキング）による変形が、直接トンネルに伝達され、その結果としてトンネルに鉛直方向の曲げ変形が生じたと考えられる。

2) 可撓セグメント適用のケース

可撓セグメントは、連壁に隣接するセグメントに設置した。**図-参7.2.3**に示すように、設置箇所近傍においてはセグメントひずみの低減が図られているが、ひずみが顕著に低減しているのは可撓セグメント近傍のみに限られている。**図-参7.2.4**に示す変位分布図においても、可撓セグメント設置箇所で変位が増大し、以降遠方部の地盤変位に漸近していく分布形状となっていることから、可撓セグメント適用による地震時トンネル断面力の低減効果は限定された区間にとどまっていることがわかる。

3) 免震構造を適用したケース

免震構造の適用により、トンネル各部に発生する軸ひずみは、接合部でのピークがカットされ全体的に平滑化された分布を示している。その効果を最大ひずみで表すと、免震構造を適用しない場合に対して、免震区間が10mの場合で48～62%、免震区間が20mの場合では38～55%まで低減しており、顕著な免震効果が達成されている。また、免震構造を適用した場合には、トンネルの頂部から底部にわたって、ひずみのピーク位置とその絶対値および分布傾向に顕著な相違が見られず、トンネル全周を通じて同様な軸ひずみ分布となっていることがわかる。これは、前述の免震構造を適用しない従来の立坑接合部で生じる立坑のロッキングに起因するトンネルの曲げ変形を、トンネルと立坑間の絶縁体（免震層）で吸収した結果といえる。

4) 連壁の存在しないケース

図-参7.2.5～**図-参7.2.6**は、連壁が存在せず立坑構造が堅固な地盤に支持されていない場合について、トンネル頂部（クラウン）、トンネル側部（スプリングライン）、トンネル底部（インバート）における軸ひずみおよび軸方向変位の分布図を示したものである。

図-参7.2.5より、免震構造を適用しない場合には、立坑接合部においてトンネル天端で圧縮ひずみのピーク（約1800×10^{-6}）、トンネル下端で引張ひずみのピーク（約2400×10^{-6}）を示してお

り、立坑のロッキングによる影響がトンネルの曲げ変形として顕著に表れている。一方、免震構造を適用した場合には、接合部におけるひずみのピークをカットし、立坑のロッキングによる曲げ変形が吸収されている。

このように、立坑構造の基礎が堅固な地盤で支持されていないような状態では、立坑の水平変位が周辺地盤とそれほど変わらないため、立坑接合部におけるトンネルの変形は、立坑のロッキングによる影響が支配的となり、鉛直面内の曲げ変形が卓越することとなる。この場合、トンネル上下端には軸圧縮力、軸引張力が集中するが、この軸力集中は免震構造を適用することにより解消されヒンジ構造と等価な状態になる。

（2）軸直角方向の免震効果

図－参7.2.7～図－参7.2.8は、トンネル頂部（クラウン）、トンネル側部（スプリングライン）、トンネル底部（インバート）における軸ひずみおよび軸直角方向変位の分布図を示したものである。また、図－参7.2.9は立坑接合部付近の軸直角方向変位を拡大表示したものである。

図－参7.2.7より、スプリングラインにおける軸ひずみに着目すると、免震構造を適用しない場合には、接合部で引張ひずみが約2000×10^{-6}のピーク値を示し、以降圧縮ひずみへと移行していく。これに対し、免震構造とした場合には、立坑との絶縁効果により接合部での曲げ変形を吸収し、変位に応じた滑らかなひずみ分布を示す結果となる。また、免震構造とした場合のピーク値は約700×10^{-6}程度であり、免震構造を適用しない場合の35%まで低減している。

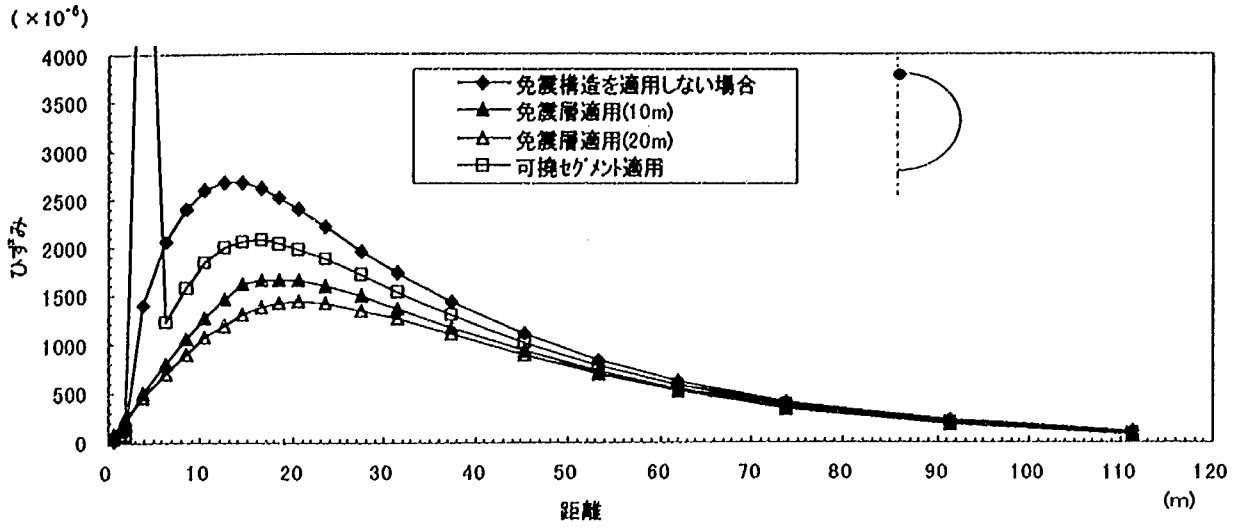
図－参7.2.8に示すスプリングラインにおける変位分布は、全体的な挙動をみると、軸方向解析時に見られた免震構造適用の有無による変位分布の顕著な差異は見られず、全ケースとも同様な変位分布を示す結果となっている。しかし、図－参7.2.9に示す立坑接合部付近での軸直角方向変位に着目すると、免震構造を適用しない場合、立坑や地中連続壁の境界部で急変する分布となるが、免震構造とした場合には、立坑の接合部から直線的な変位を示す結果となる。これは、免震構造の適用により、接合部に生じる局所的な曲げ変形を吸収する効果を表しているものといえる。

以上より、軸直角方向における免震構造の有効性は、トンネルと立坑との接合面に限定され、免震構造としない場合に生じる引張ひずみのピークを大幅に低減している。

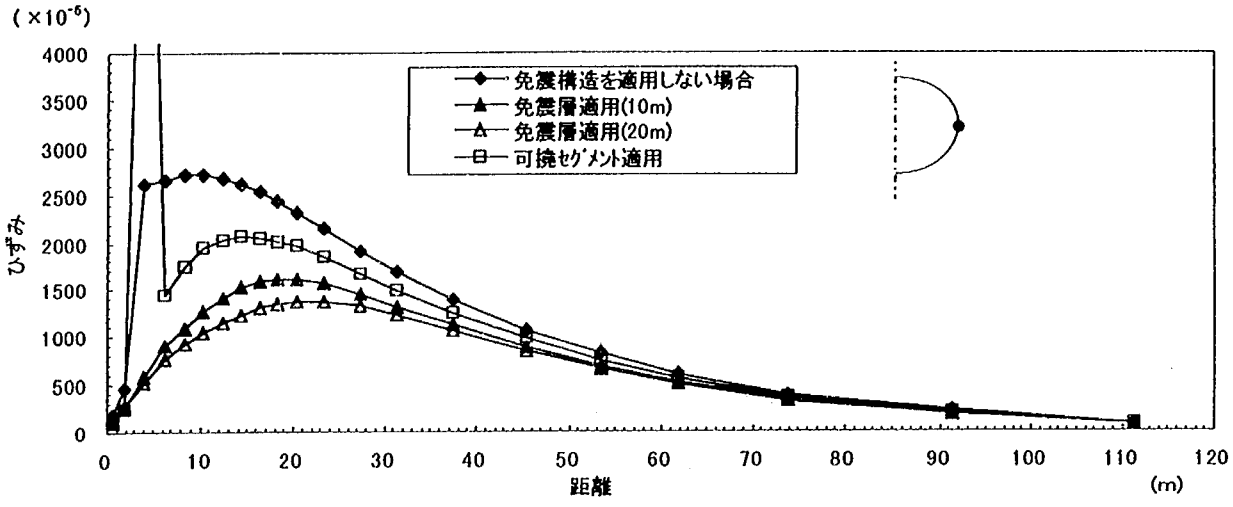
7.2.4　免震設計の適用性

3次元静的有限要素解析により、シールドトンネルと立坑接合部に免震構造を適用した場合の免震効果とそのメカニズムについて検討を行った。その結果、軸方向解析では免震構造の適用により、従来の立坑接合部で生じるひずみの局所的な集中や立坑のロッキングによる曲げ変形を吸収することができ、顕著な免震効果が得られることが確認できた。免震構造区間の長さによる効果の違いについては、区間長を10mから20mの2倍とした場合には10～20%さらに低減する。一方、軸直角方向解析では免震構造の適用による免震効果が、立坑接合部に限定されるもののひずみの低減効果は大きく、接合部をヒンジとした状態に近いひずみ分布を示す結果が得られた。

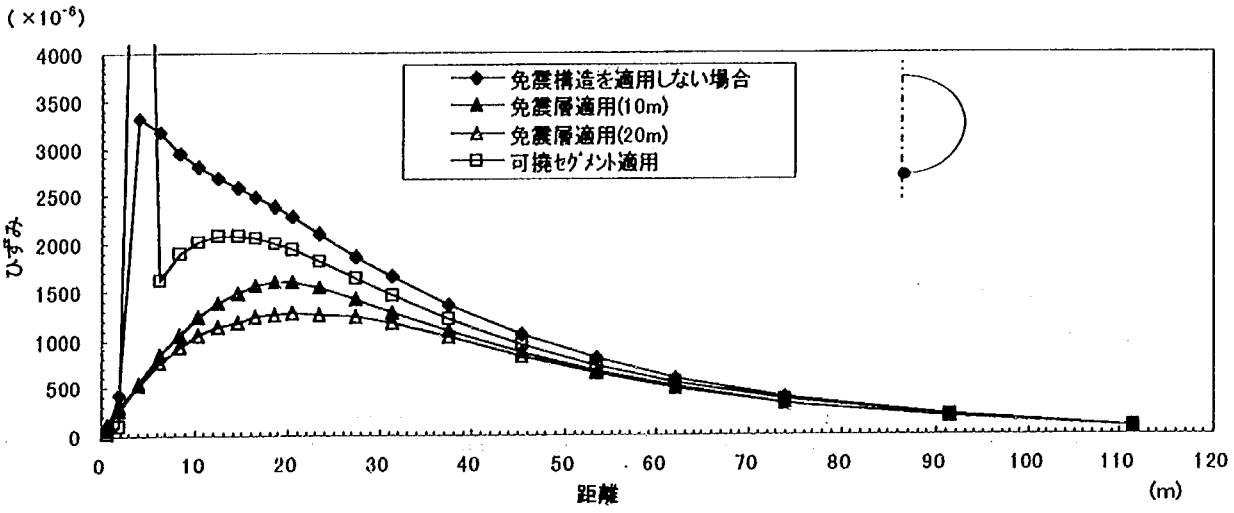
これらの解析結果より、立坑接合部に対する免震設計の適用性を考えると、免震設計における免震区間長やひずみ低減効果等の免震構造の諸元は、軸方向解析によって設計することができる。



（1）クラウン位置

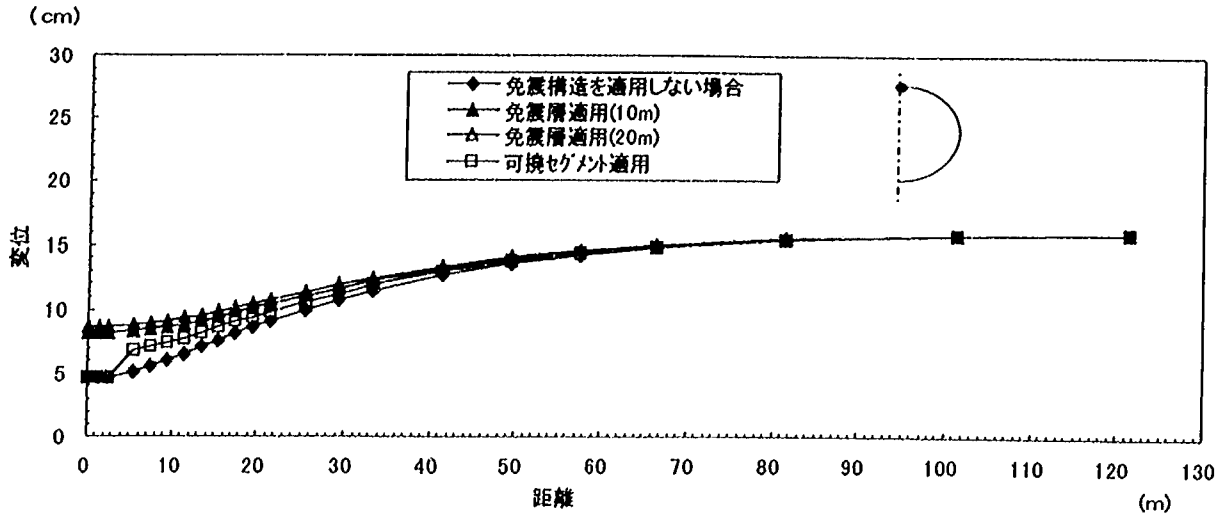


（2）スプリングライン位置

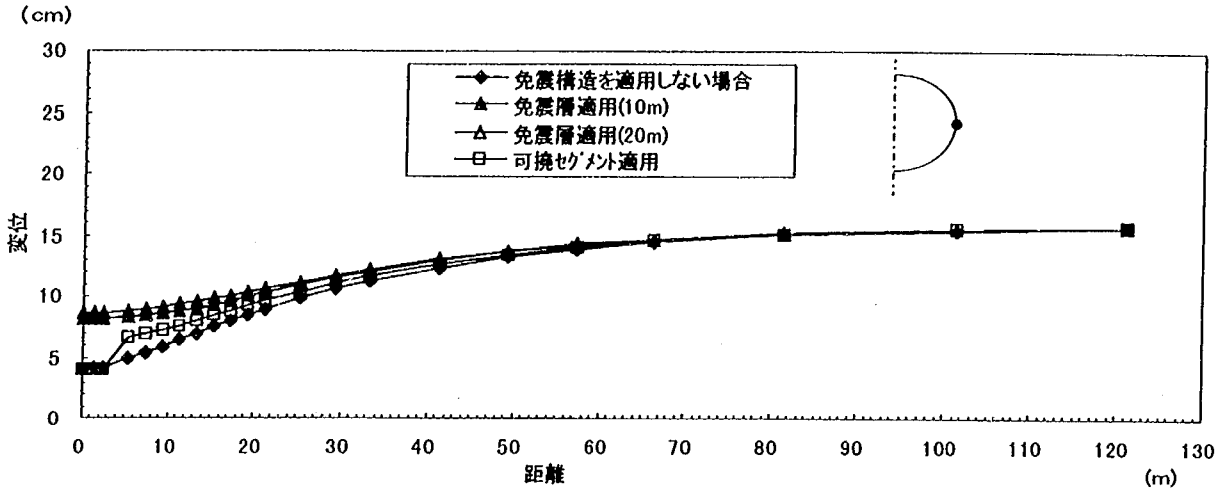


（3）インバート位置

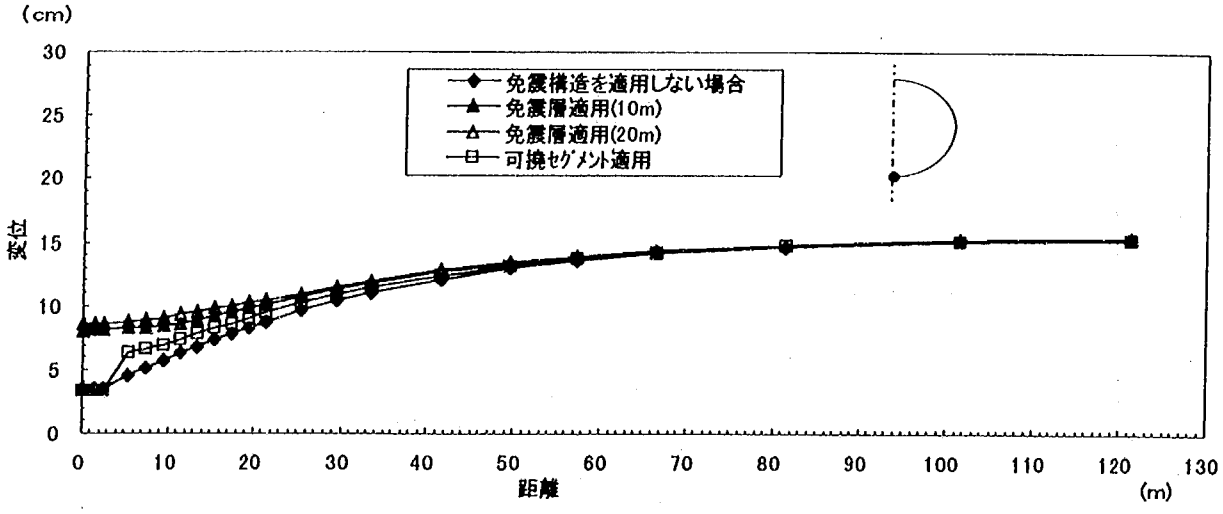
図－参7.2.3　軸方向解析時のトンネル軸方向ひずみ分布



（1）クラウン位置

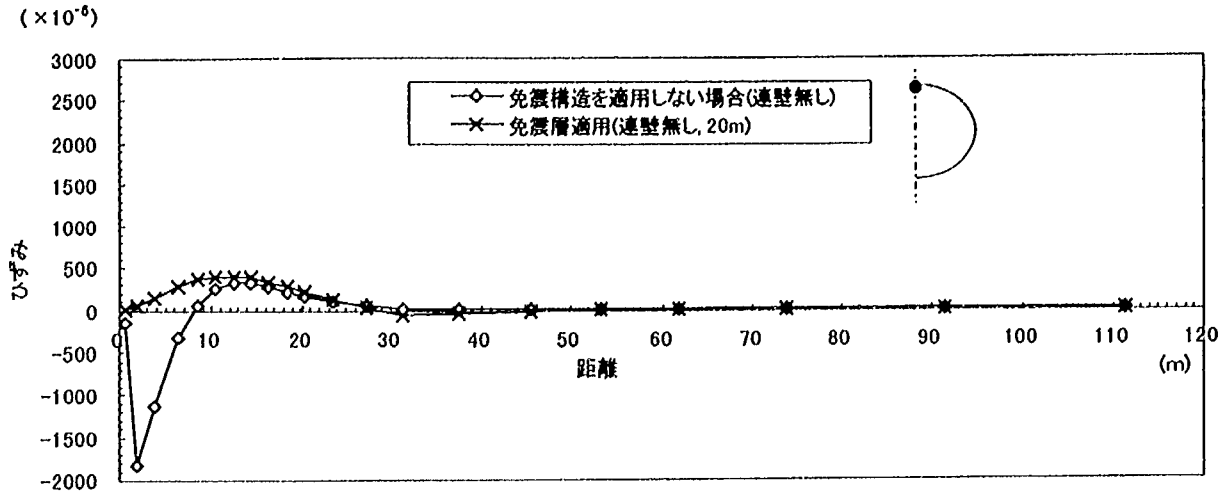


（2）スプリングライン位置

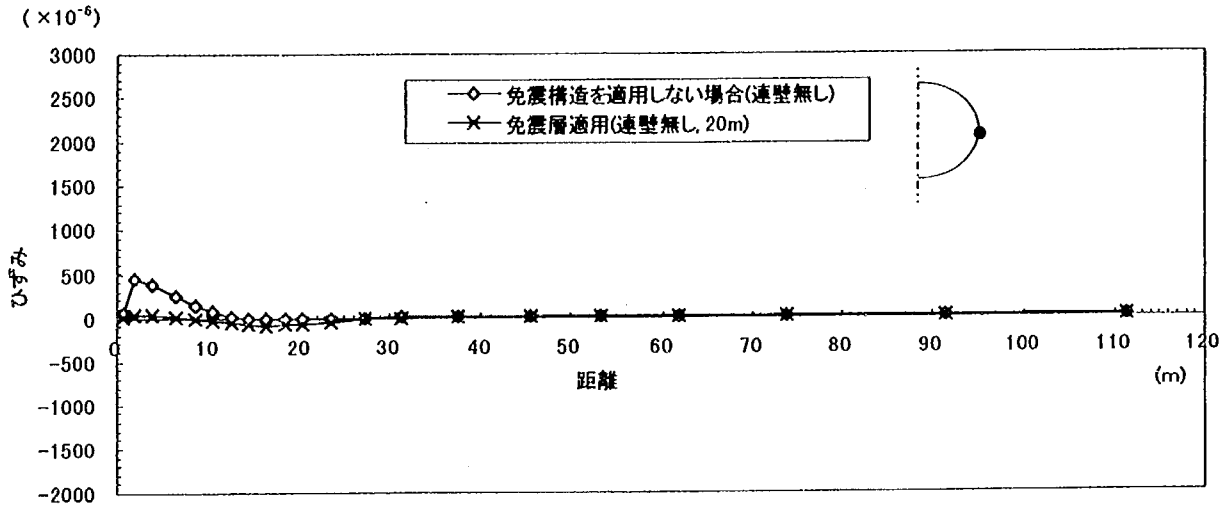


（3）インバート位置

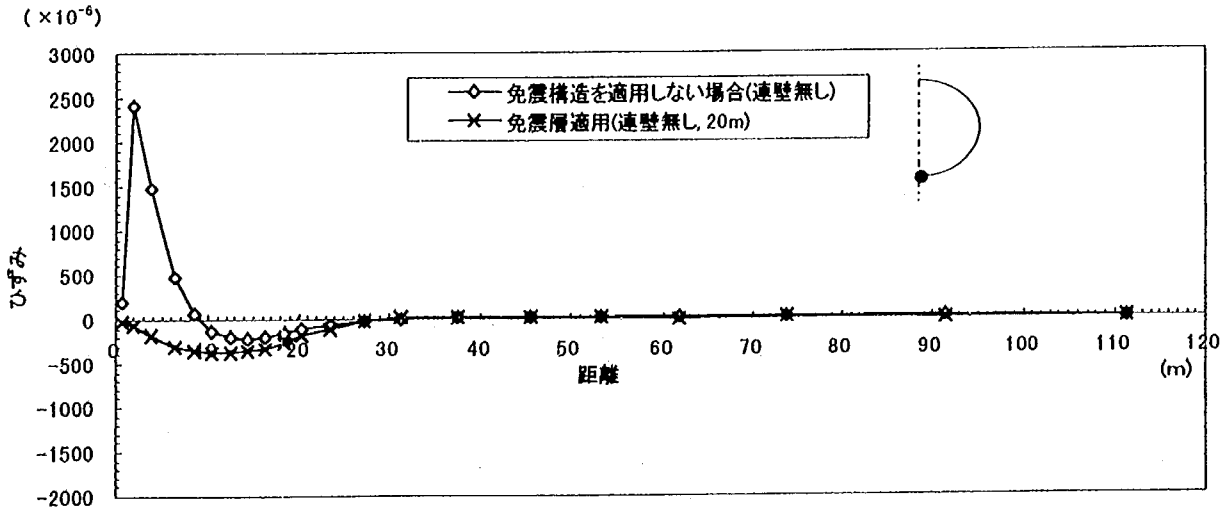
図－参7.2.4　軸方向解析時のトンネル軸方向変位分布



（1）クラウン位置

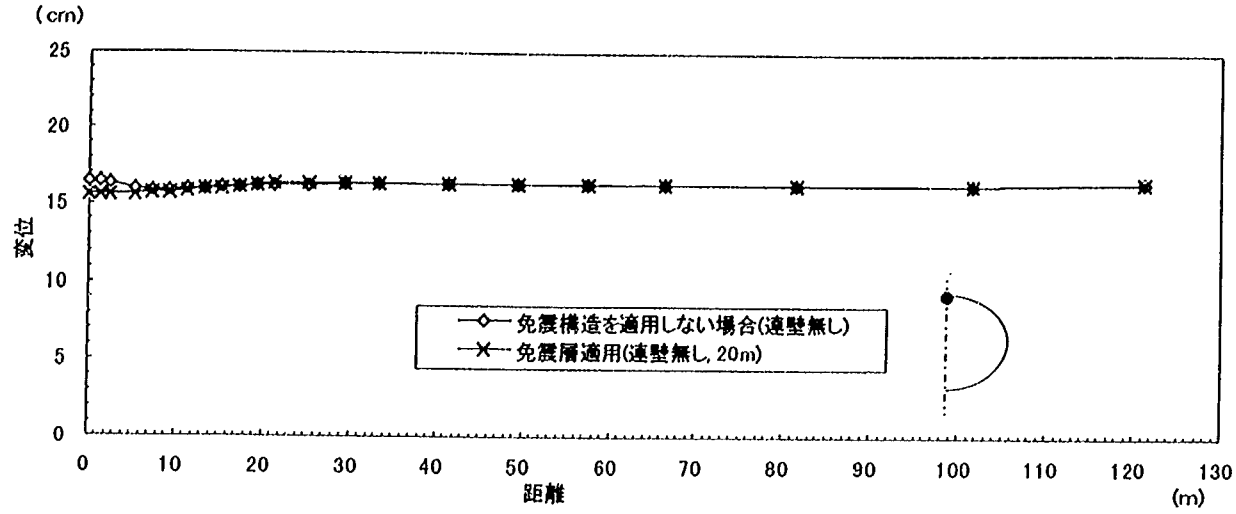


（2）スプリングライン位置

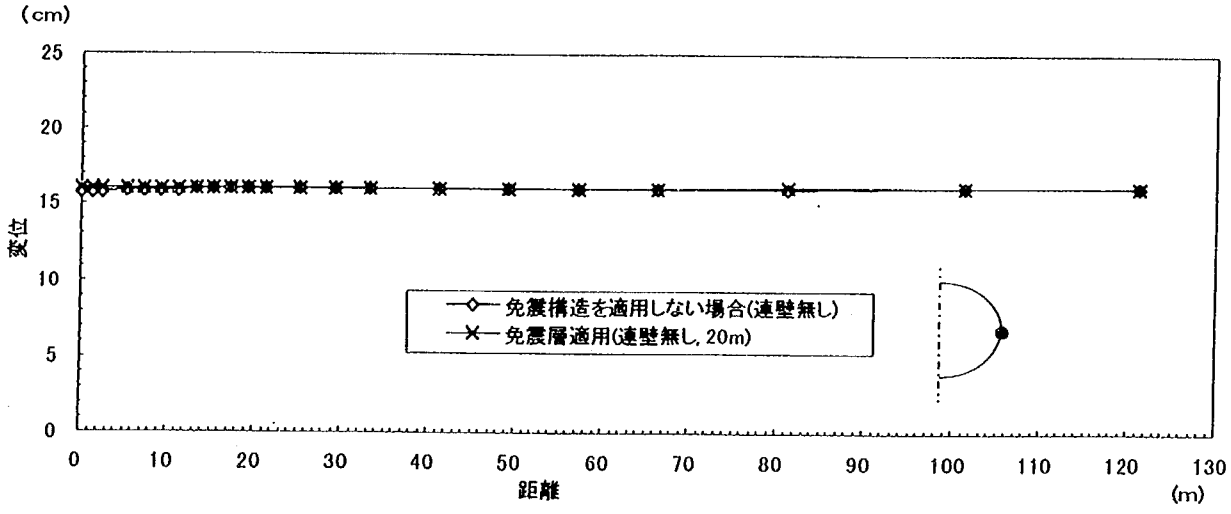


（3）インバート位置

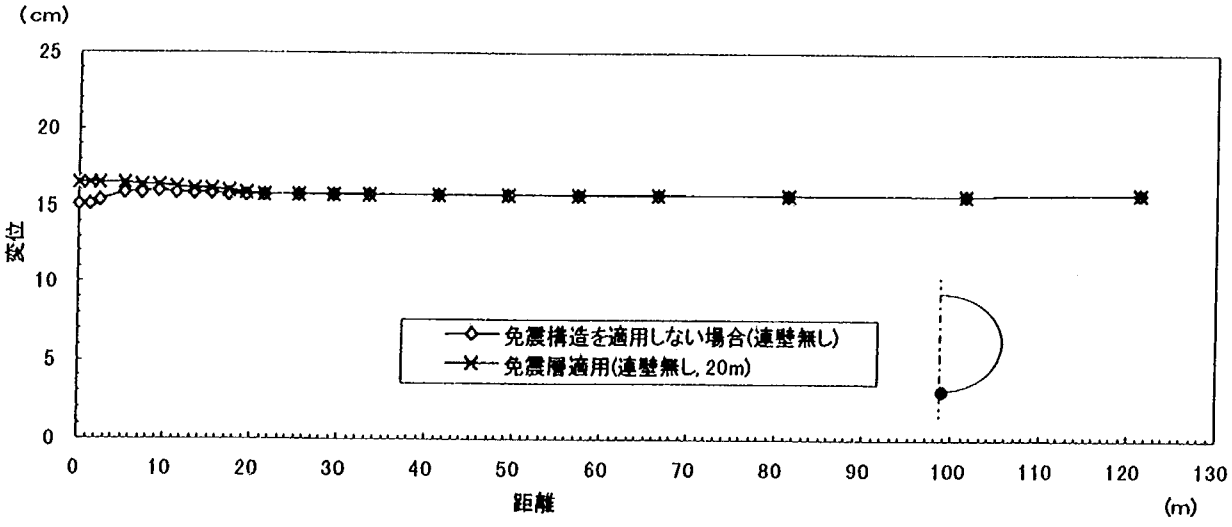
図－参7.2.5　軸方向解析時のトンネル軸方向ひずみ分布



（１）クラウン位置

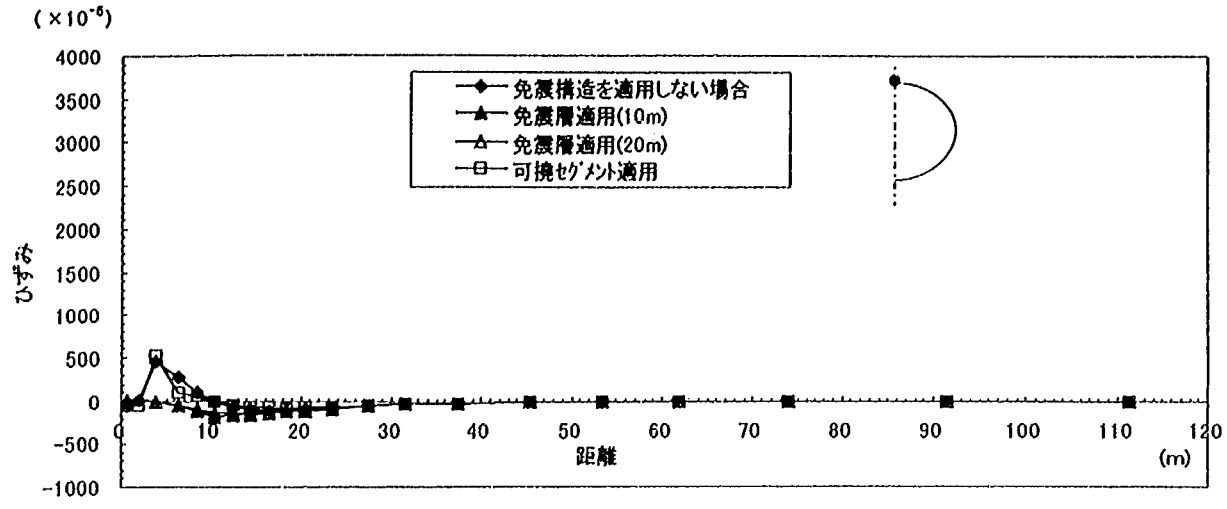


（２）スプリングライン位置

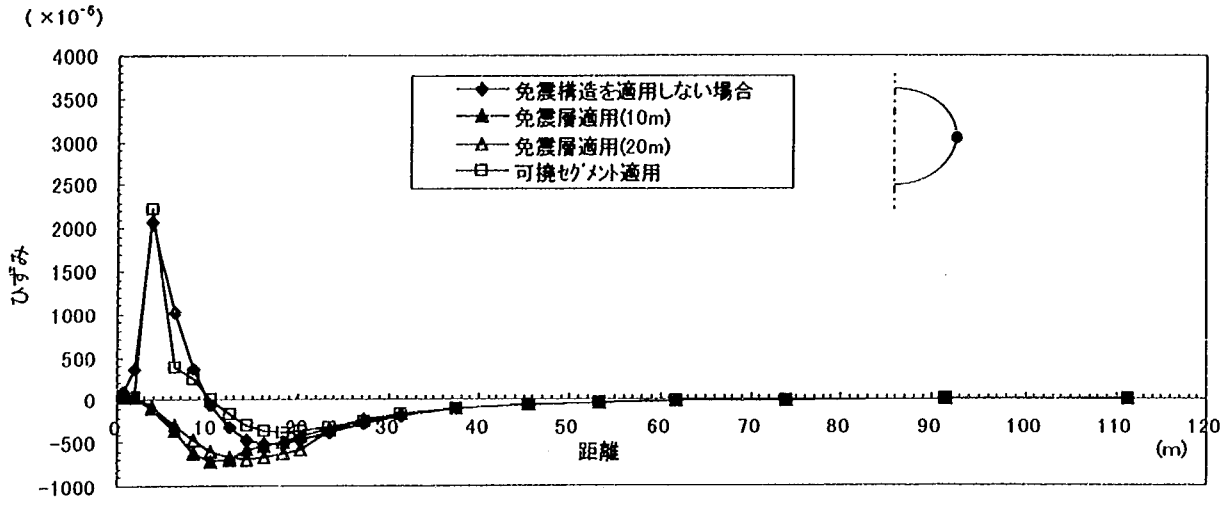


（３）インバート位置

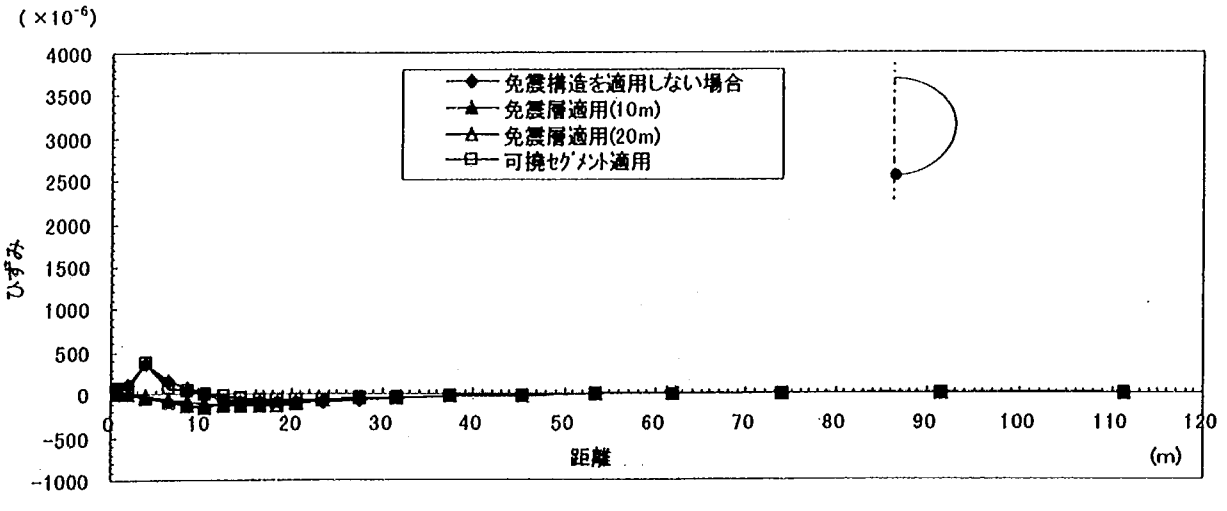
図－参 7.2.6　軸方向解析時のトンネル軸方向変位分布



（１）クラウン位置

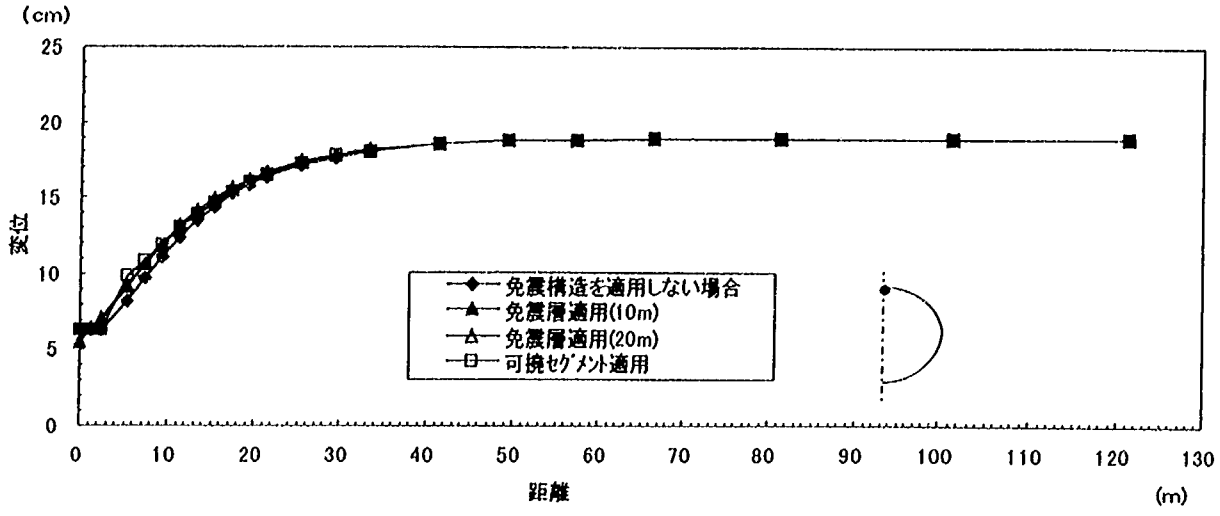


（２）スプリングライン位置

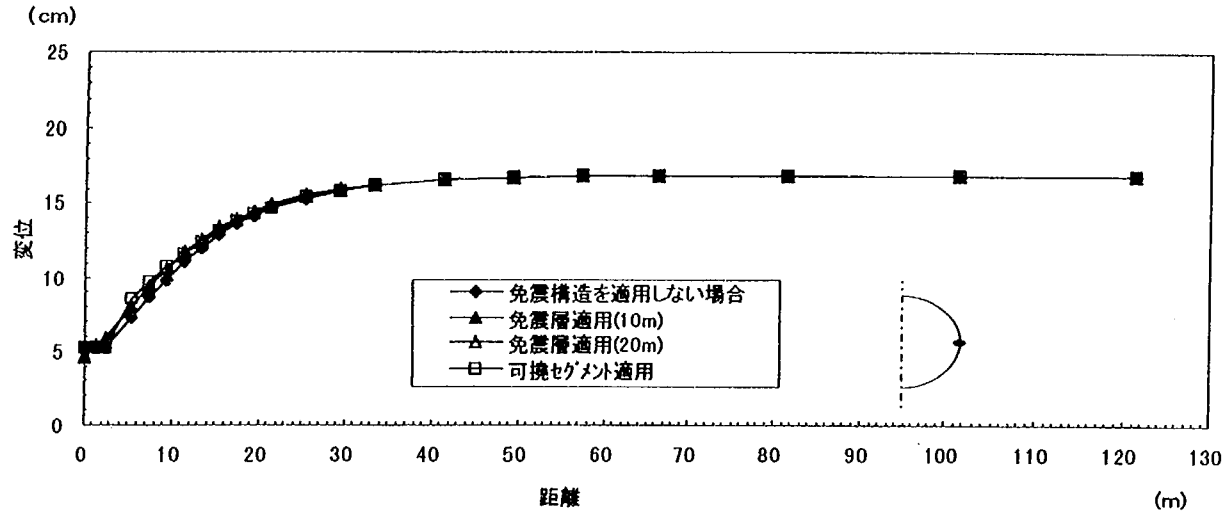


（３）インバート位置

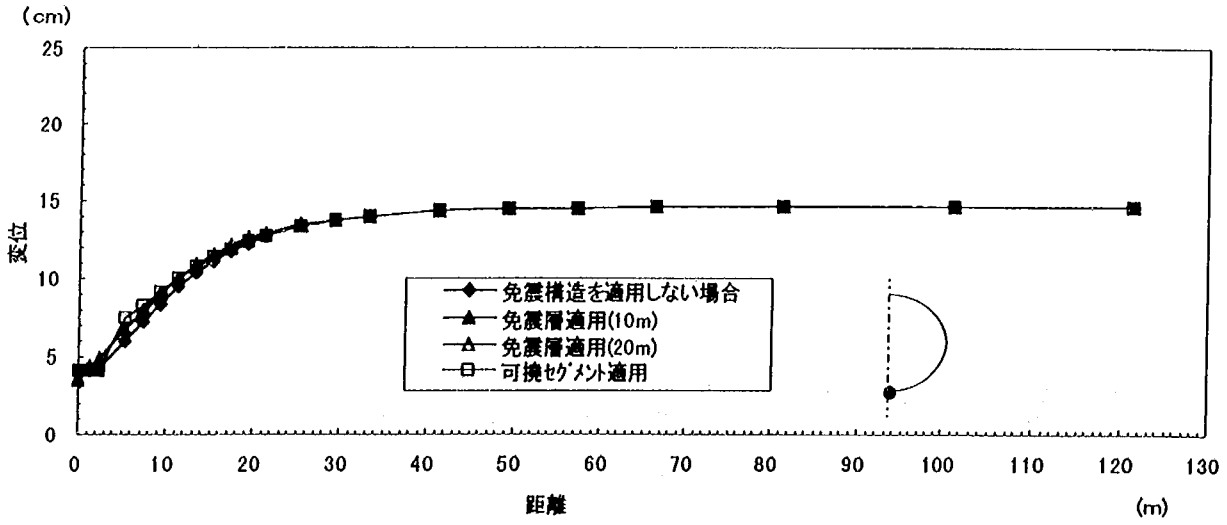
図－参7.2.7　軸直角方向解析時のトンネル軸方向ひずみ分布



（1）クラウン位置

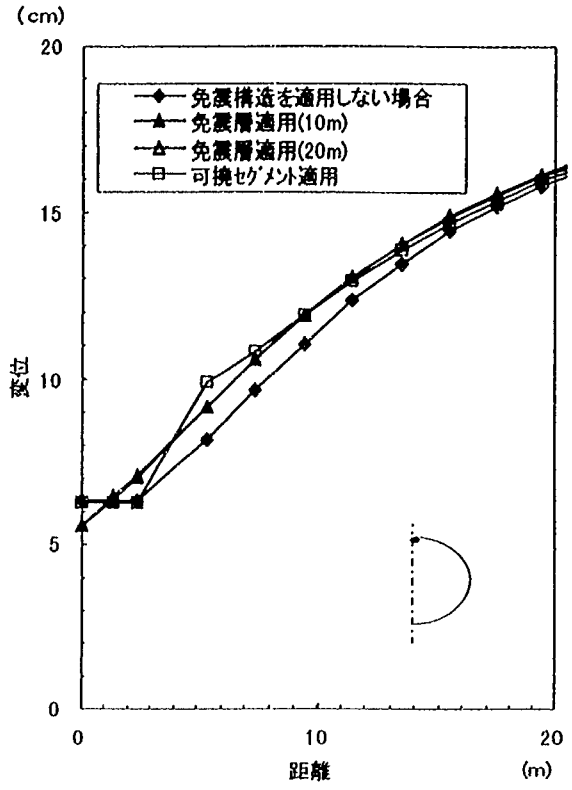


（2）スプリングライン位置

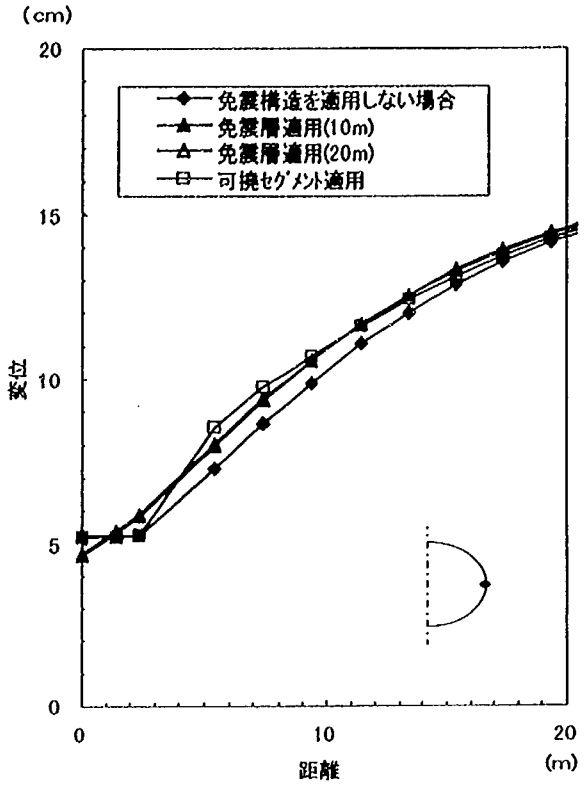


（3）インバート位置

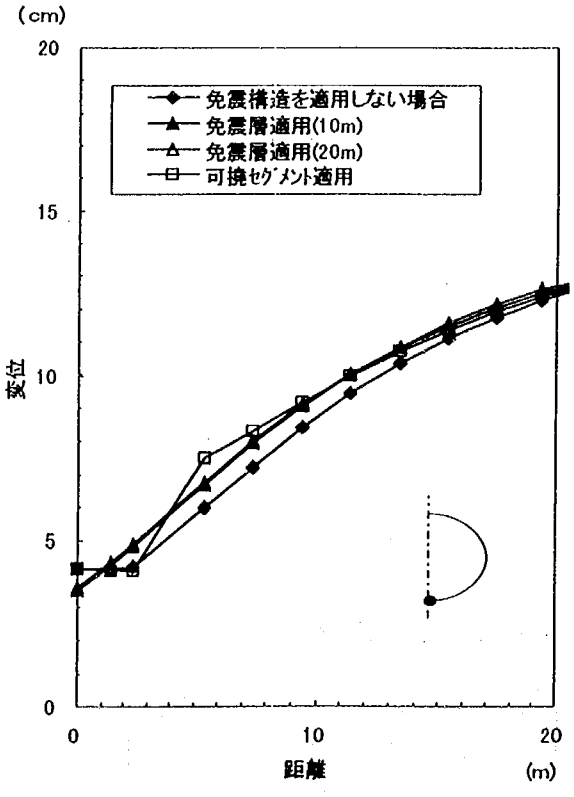
図－参7.2.8　軸直角方向解析時のトンネル軸直角方向変位分布



（１）クラウン位置



（２）スプリングライン位置



（３）インバート位置

図-参7.2.9　立坑接合部付近における軸直角方向解析時のトンネル軸直角方向変位分布

7．3　梁ばねモデルの適用性

本節では、立坑接合部の免震設計に対する梁ばねモデルの適用性を検討する。7.2の地中連続壁本体利用構造の立坑との接合部に対して梁ばねモデルを適用し、7.2の3次元静的解析および後述の7.5の軸対称ＦＥＭモデルを用いた解析結果と比較する。まず始めに、地盤変位の算定に用いる地盤と立坑のモデル化に、それぞれ2次元と3次元の有限要素法を適用し、2次元モデルの適用性について検討する。次に、免震区間のトンネルと免震層にのみ梁ばねモデルを適用した3次元ＦＥＭ簡易モデルと梁ばねモデルを用いて免震区間長を変化させたパラメトリックスタディーを実施し、梁ばねモデルの立坑接合部の免震設計への適用性を検討する。表－参7.3.1に解析ケースを示す。

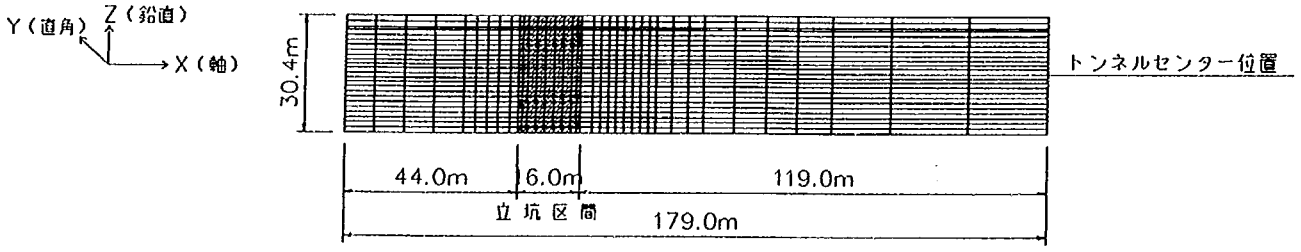
表－参7.3.1　解析ケース

地盤・立坑モデル	トンネルモデル
2次元有限要素モデル	梁ばねモデル
3次元有限要素モデル	
3次元ＦＥＭ簡易モデル	

7.3.1　モデル化と解析条件

(1)地盤・立坑モデル

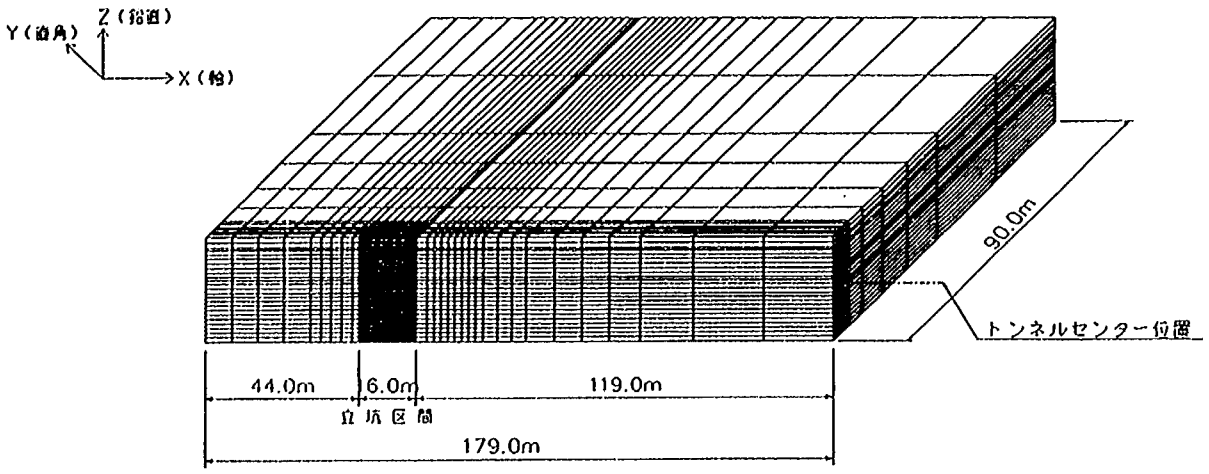
地盤と立坑の2次元有限要素モデルを図－参7.3.1に示す。境界条件は表－参7.3.2に示すとおりである。地盤と立坑の3次元有限要素モデルを図－参7.3.2に示す。境界条件は7.2の3次元静的解析と同様である。モデルの外寸法は、いずれも7.2の3次元静的解析と同様である。なお、立坑の剛性と質量は、本マニュアル（案）（式－解6.2.1、6.2.2）にしたがって算定した。また、2次元有限要素モデルでは、立坑は奥行き方向に連続したものとして扱い、3次元静的解析と同じ物性値を用いている。



図－参7.3.1　地盤と立坑の2次元有限要素モデル

表－参7.3.2　地盤と立坑の2次元有限要素モデルの境界条件

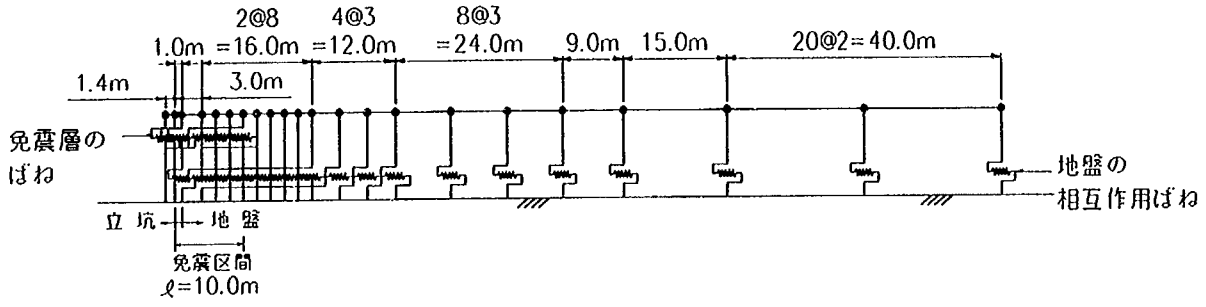
		X(軸)	Y(直角)	Z(鉛直)	R_X	R_Y	R_Z
トンネル軸方向解析	端面	自由	－	自由	固定	固定	－
	内部	自由	－	自由	固定	固定	－
トンネル軸直角方向解析	端面	－	自由	－	固定	－	固定
	内部	－	自由	－	固定	－	固定



図－参7.3.2　地盤と立坑の３次元有限要素モデル

(2)梁ばねモデル

梁ばねモデルを図－参7.3.3に示す。モデルの長さおよび分割は、7.2の３次元静的解析と同一である。免震区間長は、内壁の外側10m区間を基本とし、免震区間長を0（免震なし）から21mまで変化させた。なお、立坑内壁厚さ1.4mの区間にも免震層を設置した。



図－参7.3.3　トンネルと相互作用ばねのモデル

セグメントおよびリング継手よりなるシールドトンネルの等価剛性を表－参7.3.3に示す。

表－参7.3.3　トンネルの等価剛性

軸方向等価引張剛性　ＥＡeq	7.54×10^{5}(tf)
軸直角方向等価曲げ剛性　ＥＩeq	5.41×10^{6}(tf･m^{2})

免震層とトンネルの相互作用ばねは、本マニュアル（案）の式（5.3.1）、（5.3.2）により算定した。

地盤とトンネルの相互作用ばねとしては、$K=1$Ｇを用いた。その際、Ｇは、表層地盤を固有周期が等しい一層地盤に換算した値とし、下式により算定した。

$$G = \gamma / g \times Vs^2 \qquad (参7.3.1)$$

$$Vs = 4H / T \qquad (参7.3.2)$$

ここに、

G：せん断弾性係数（tf/m²）

γ：平均単位体積重量（tf/m³）

g：重力加速度（m/s²）

Vs：せん断波速度（m/s）

H：表層地盤の層厚（m）

T：固有周期（固有値解析より）（s）

(3) 地震荷重

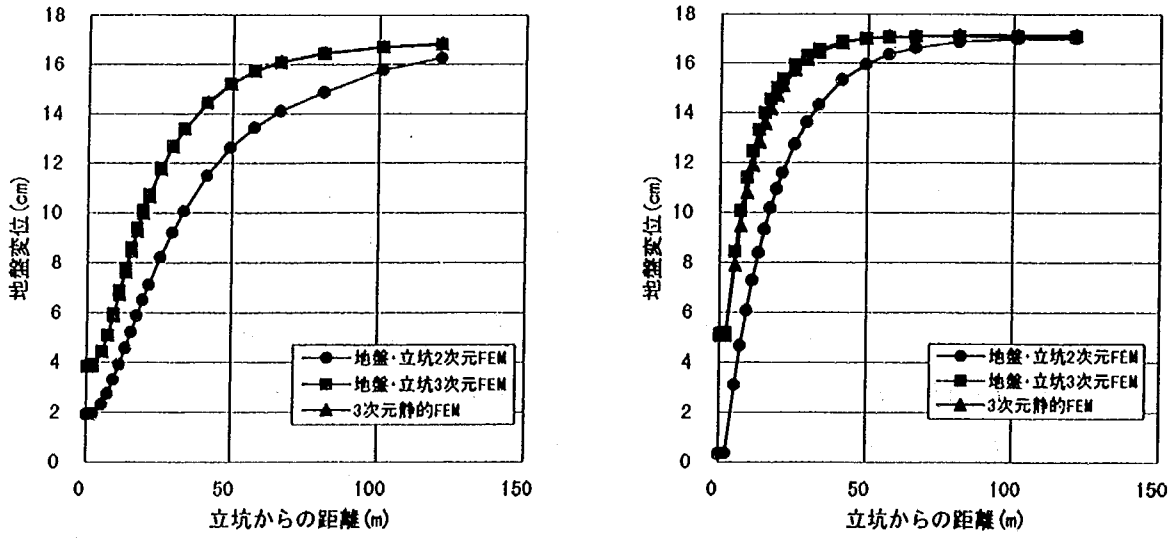
地震時加速度は、7.2の3次元静的解析と同様に一様加速度0.6Gとし、地盤・立坑モデルに作用させた。

7.3.2 検討結果

(1) 地盤と立坑のモデル化に関する検討結果

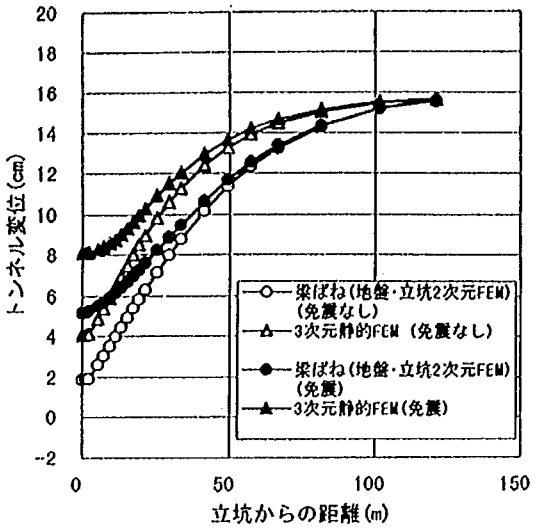
地盤・立坑変位に関する解析結果を図－参7.3.4に示す。同図には、7.2の3次元静的解析のシールドトンネルの要素を地盤材料の物性値に置き換えた場合の結果（3次元静的ＦＥＭ）を、地盤および立坑の簡易的な2次元・3次元モデルとの比較のために示している。これらの図より、地盤・立坑の3次元モデルと3次元静的ＦＥＭの3次元モデルでは、地盤変位の解析結果が互いにほぼ一致しており、一様材料とした立坑の簡易的なモデル化が妥当であることがわかる。一方、2次元モデルでは、立坑の変位が全体的に3次元モデルよりも小さく、またトンネル軸方向の変位の変化がなめらかであることがわかる。

地盤・立坑の変位を2次元モデルによって与えた梁ばねモデルによるトンネル変位、トンネルひずみの解析結果を、7.2の3次元静的解析の結果と比較して図－参7.3.5～参7.3.6に示す。また、最大トンネルひずみに関する3次元静的解析の結果に対する梁ばねモデルの比率を表－参7.3.5に示す。

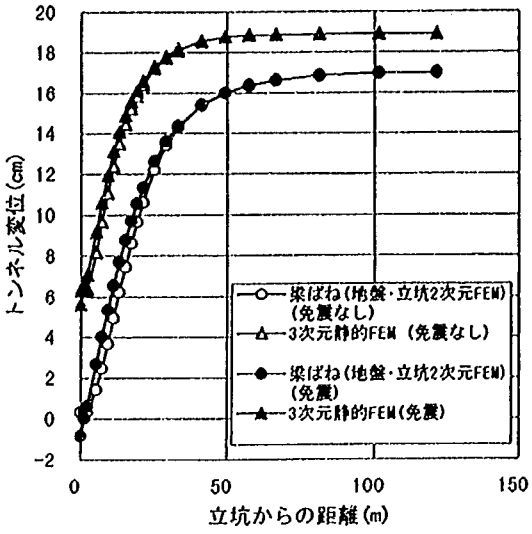


(a) 軸方向地盤変位分布　　(b) 軸直角方向地盤変位分布

図－参7.3.4 地盤・立坑変位に関する解析結果

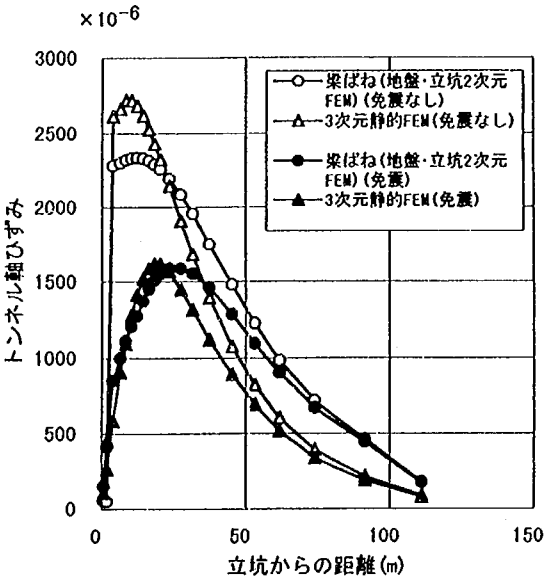


(a)　軸方向トンネル変位分布

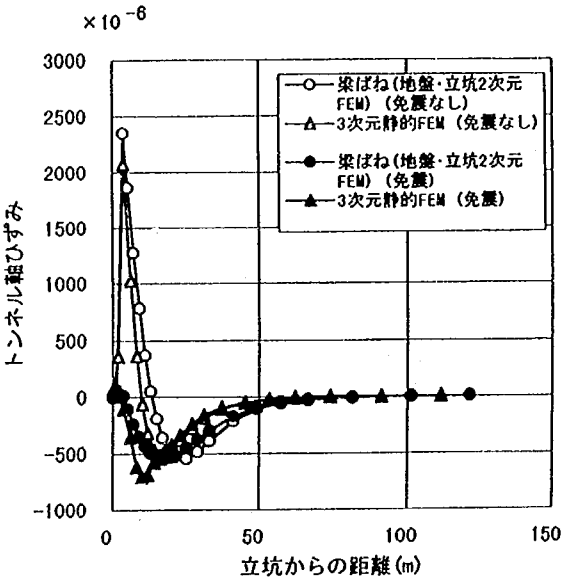


(b)　軸直角方向トンネル変位分布

図－参7.3.5　トンネル変位に関する解析結果



(a)　軸方向解析時のトンネル軸ひずみ分布



(b)　軸直角方向解析時のトンネル軸ひずみ分布

図－参7.3.6　トンネル軸ひずみに関する解析結果

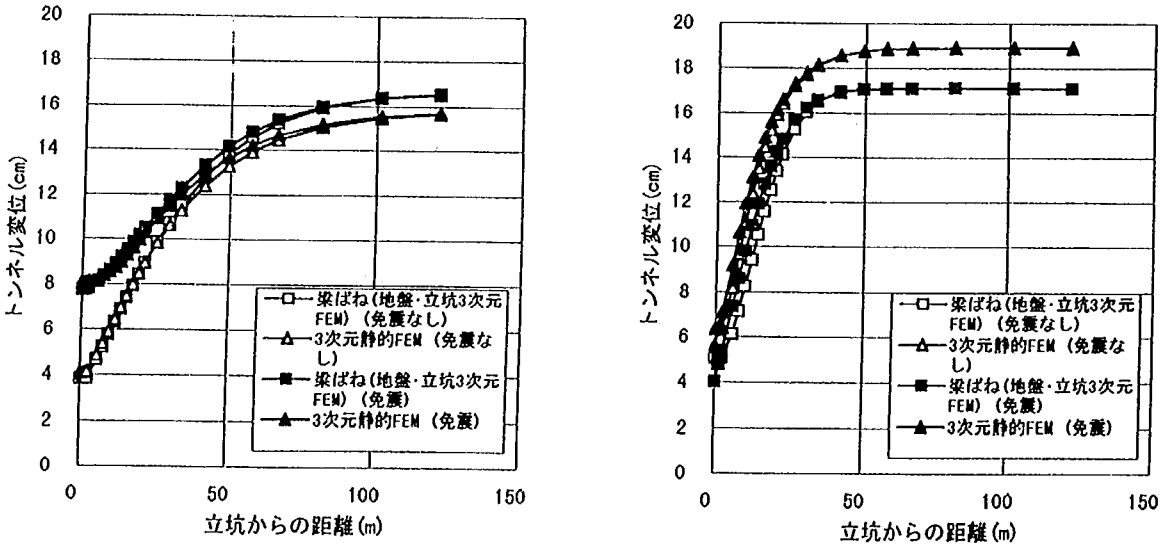
表－参7.3.5　7.2の３次元静的解析結果に対する最大ひずみの比率

地盤・立坑ﾓﾃﾞﾙ	ﾄﾝﾈﾙ・ばねﾓﾃﾞﾙ		非免震	免震
２次元ＦＥＭ	梁ばね	軸方向	0.86	0.98
		直角方向	1.14	0.77
３次元ＦＥＭ	梁ばね	軸方向	1.02	1.00
		直角方向	1.05	0.89
３次元ＦＥＭ簡易モデル		軸方向	0.97	1.02
		直角方向	1.23	1.09

図－参7.3.5より、梁ばねモデルは7.2の３次元静的解析と同様に、免震構造を適用しない場合にはトンネルと地盤がほぼ同様の変形をし、免震構造を適用すると立坑接合面で軸方向では抜け出しが、直角方向では回転が生じる状況を表現できている。また、図－参7.3.6より、梁ばねモデルは7.2の３次元静的解析と同様に、軸方向では立坑付近に生じる大きなトンネルひずみが免震層によって立坑側で低減し、軸直角方向では、立坑直近に集中するトンネルひずみのピークが消失する状況を表現できている。ただし、表－参7.3.5に示すとおり、梁ばねモデルによる解析結果は、トンネルひずみのピークの発生する位置が３次元静的解析結果と異なるとともに、最大でトンネルひずみ値が２割程度３次元静的解析よりも小さいことがわかる。

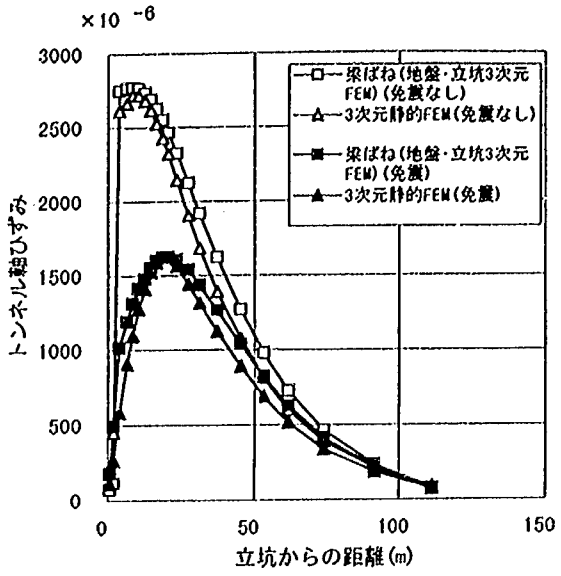
地盤・立坑の変位を３次元モデルによって与えた梁ばねモデルによるトンネル変位、トンネルひずみの解析結果を、7.2の３次元静的解析の結果と比較して図－参7.3.7～参7.3.8に示す。同図および表－参7.3.5より、地盤・立坑に３次元モデルを用いると、梁ばねモデルの解析結果はトンネル変位、トンネルひずみとも３次元静的解析と良く一致した。

一方、本共同研究で縦断方向の動的解析として開発した３次元ＦＥＭ簡易モデルによるトンネル変位、トンネルひずみの解析結果を、３次元静的解析の結果と比較して図－参7.3.9～参7.3.10に示す。同図および表－参7.3.5より、３次元ＦＥＭ簡易モデルによる解析結果は、7.2の３次元静的解析の結果とほぼ一致することがわかった。

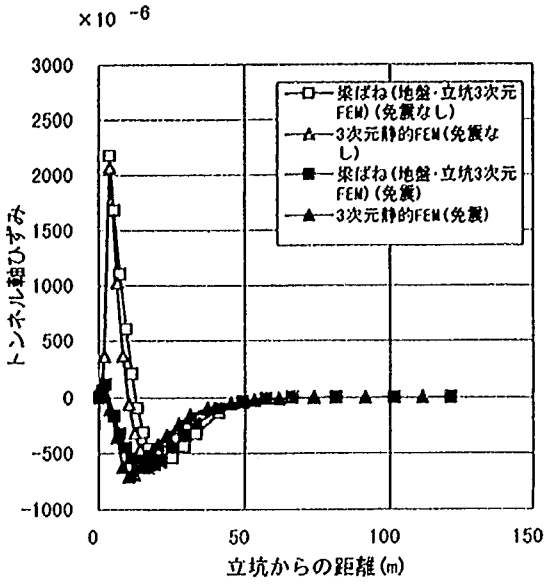


(a)　軸方向トンネル変位分布　　(b)　軸直角方向トンネル変位分布

図－参7.3.7　トンネル変位に関する解析結果

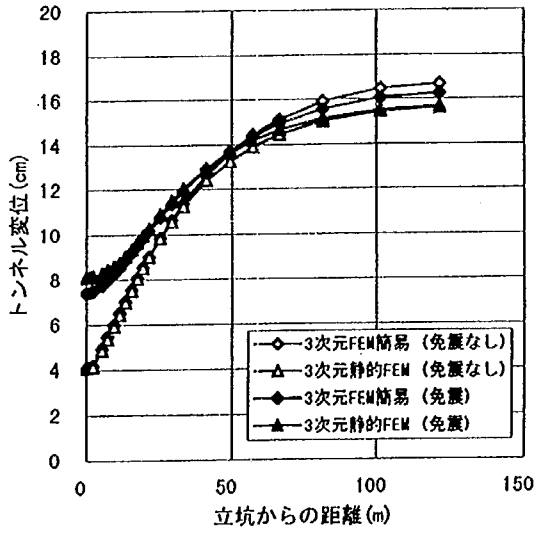


(a) 軸方向解析時のトンネル軸ひずみ分布

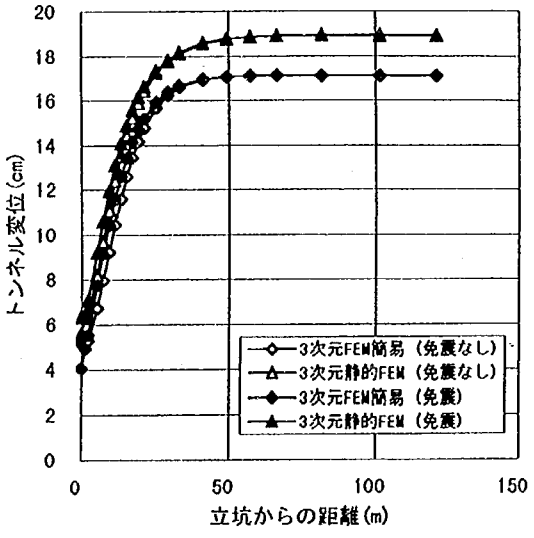


(b) 軸直角方向解析時のトンネル軸ひずみ分布

図－参7.3.8 トンネル軸ひずみに関する解析結果

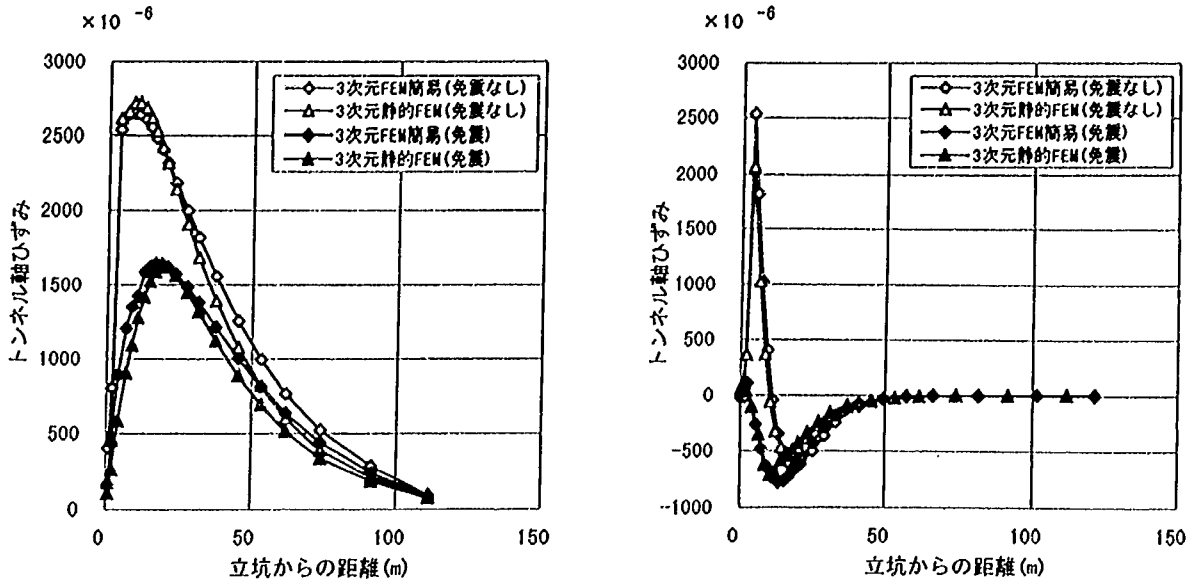


(a) 軸方向トンネル変位分布



(b) 軸直角方向トンネル変位分布

図－参7.3.9 トンネル変位に関する解析結果



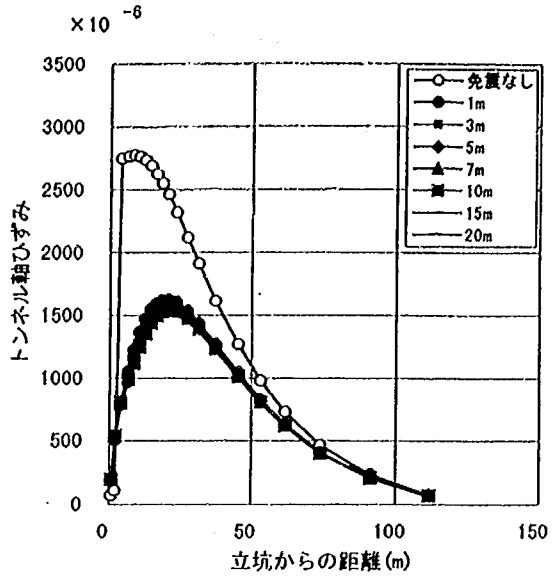
(a)　軸方向解析時のトンネル軸ひずみ分布　　(b)　軸直角方向解析時のンネル軸ひずみ分布

図－参7.3.10　トンネル軸ひずみに関する解析結果

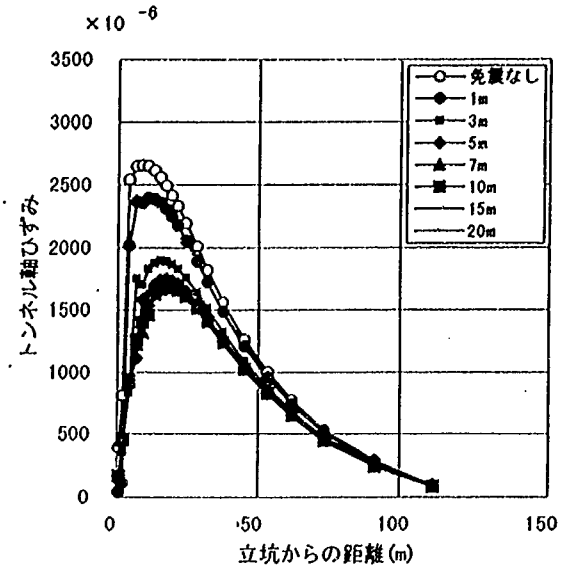
(2)免震区間長の設計への適用性に関する検討結果

地盤・立坑の変位を３次元モデルによって与えた梁ばねモデルと３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いて、トンネル軸方向の変形に対して免震区間長をパラメータとして変化させた解析を行い、得られた結果をトンネル軸ひずみ分布に関して各ケースで重ねて、図－参7.3.11、参7.3.12に示す。また、後述の7.5では、軸対称ＦＥＭモデルを用いて、立坑接合部の免震区間長に関するパラメトリックスタディーを実施しており、免震区間長の増加とともにトンネル軸ひずみの低減効果が増大するが、ある免震区間長を超えるとトンネルひずみの低減は頭打ちとなることがわかっている。３次元ＦＥＭ簡易モデルによる解析結果は、このような免震区間長と免震効果の関係をシミュレートできていることがわかる。一方、梁ばねモデルによる解析結果は、地盤・立坑を３次元でモデル化しているにもかかわらず、免震区間長を１ｍ～20mと変化させても、トンネル軸ひずみの分布はほとんど変化することがなく、免震あり、なしの相違は、立坑接合面の境界条件のみに支配され、免震層の相互作用ばねには依存していないことがわかった。

したがって、所定のトンネル軸ひずみ（あるいは断面力、変位等）を得るために必要な免震区間長を設定すべき立坑接合部の免震設計に対しては、梁ばねモデルは適用すべきではない。一方、梁ばねモデルを免震区間のトンネルと免震層のモデル化にのみ採用した３次元ＦＥＭ簡易モデルは、地盤条件急変部のトンネル縦断方向の免震設計だけでなく、立坑接合部の免震設計においても適用できることがわかった。



図－参7.3.11　軸方向解析時の
トンネル軸ひずみ分布
（梁ばね（地盤・立坑３次元ＦＥＭ））



図－参7.3.12　軸方向解析時の
トンネル軸ひずみ分布
（３次元ＦＥＭ簡易）

7.3.3　まとめと考察

以上の検討結果より、立坑接合部のように地盤ひずみの局所的な集中が発生する場合（地盤ひずみの波長が極度に短い場合）の地盤の相互作用ばねの評価方法は確立されておらず、従来の相互作用ばねを用いた梁ばねモデルによる解析では３次元静的解析の近似を与えることはできない。したがって、立坑接合部の免震設計に対しては、梁ばねモデルの適用は適切ではないとの結論に至った。３次元静的解析を簡易に行うためには、後述の軸対称ＦＥＭモデルの他、３次元ＦＥＭ簡易モデルの採用が望ましい。

７．４　軸対称ＦＥＭモデルの適用性

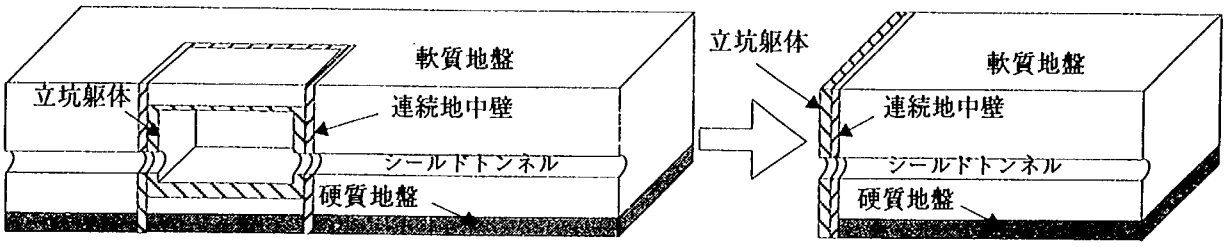
軸対称ＦＥＭモデルは、相互作用ばねを用いることなくトンネル縦断方向の耐震解析を可能とするために、本共同研究で開発された手法であり、解析コードＥＡＳＩＴとしてプログラム化された。本モデルはトンネルを含まない硬軟地盤境界の変形について２次元有限要素解析との比較を行い、定式化の妥当性を検証している。また**参考資料**-8の8.3では３次元静的有限要素法によって解析された硬軟地盤境界におけるシールドトンネルの耐震解析を本モデルによってシミュレートし、トンネルスプリングライン位置におけるセグメントの変位、ひずみに関して、３次元静的解析結果と比較することによって本モデルの適用性を検証している。

本節では、立坑接合部の耐震解析において本モデルの適用性を検討するために、前述の３次元静的有限要素法によって解析された立坑接合部の免震構造に関する耐震解析を、本モデルを用いてシミュレートし、トンネルスプリングライン位置におけるセグメントの変位、ひずみに関して、３次元静的解析結果と比較し、本モデルの適用性を検証する。また、本解析を通して、軸対称ＦＥＭモデルを立坑接合部の免震設計に適用する際の留意点をまとめる。

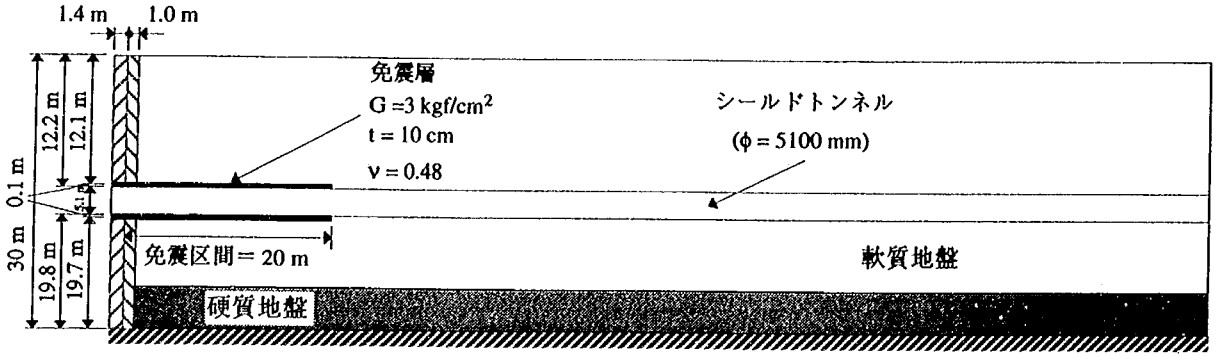
7.4.1　モデル化と解析条件

解析の対象としたのは、前述の四方を連続地中壁で囲まれた立坑である。軸対称モデルは、２次元的な構造を取り扱うものであり、トンネル軸直角方向の構造条件の変化を表現することができない。したがって、立坑を奥行き方向に連続な壁として取り扱うこととした。３次元静的ＦＥＭと軸対称ＦＥＭとのモデル化の相違を、図－参7.4.1に模式的に示した。

解析対象地盤およびトンネルの配置を図－参7.4.2に示す。ここでは、連続地中壁と立坑が、どちらも基盤まで根入れされているとして壁厚を2.4mに固定した上で、本マニュアル（案）の式（解6.2.2）を用いてせん断剛性が立坑と等価な壁にモデル化した結果、壁のヤング率はＥ=328000kgf/cm²となった。なお、ポアソン比は0.167である。地盤は表層厚30.4mであり、上層26.4mが軟質地盤、下層4mが硬質地盤である。なお、表層地盤のトンネル縦断方向の延長は、３次元モデルと同様150mとし、モデルの境界においては水平ローラー支持の条件として鉛直方向の変位は拘束した。トンネルは外径5.1m、セグメント厚25cmのＲＣセグメント製のシールドトンネルを想定しており、土被り厚は約12mである。トンネル要素の物性は３次元静的解析と一致させ、トンネルの等価軸剛性に相当するヤング率としてＥ=19600kgf/cm²、ポアソン比0.167とした。免震層についても３次元静的解析と同様に、免震層厚t=10cmで、せん断弾性係数Ｇ=3kgf/cm²、ポアソン比0.48とした。



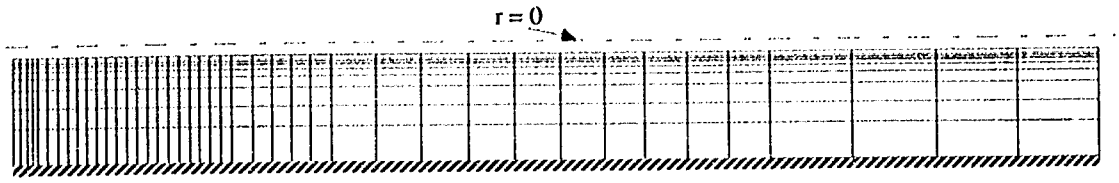
図－参7.4.1　軸対称ＦＥＭへのモデル化に関する模式図



図－参7.4.2　解析対象地盤およびシールドトンネルの配置

解析ケースは２ケースとし、免震構造を適用しない場合ならびに立坑より20mの区間に、厚み10cmの免震層を適用したケースである。

トンネル縦断方向のメッシュを図－参7.4.3に示す。メッシュ分割では、立坑ならびに地中連続壁をそれぞれ２分割としている他、免震層が適用される立坑より20mの区間は1m間隔で分割しており、３次元ＦＥＭモデルの要素分割と比較すると本モデルによる分割の方が少し細かくなっている。



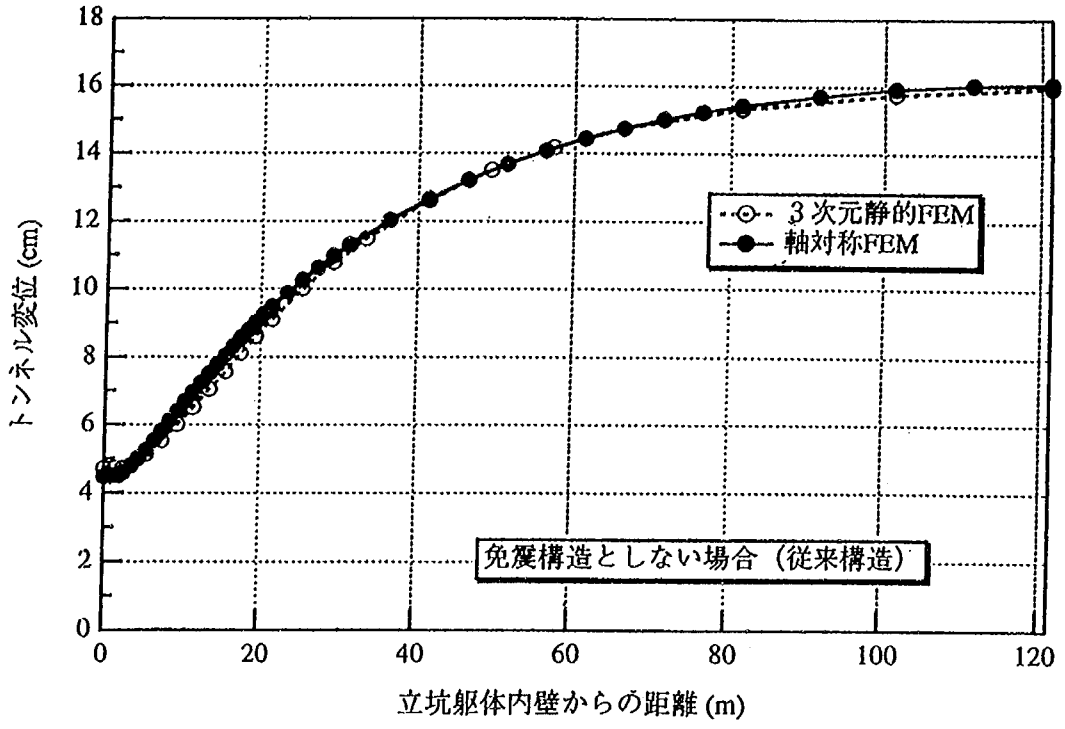
図－参7.4.3　軸対称ＦＥＭモデルによるメッシュ分割

地震荷重としては、解析モデル全体にわたって右方向へ一様な水平震度0.6Ｇを与えた際、モデルに発生する地盤慣性力を、節点外力として作用させた。

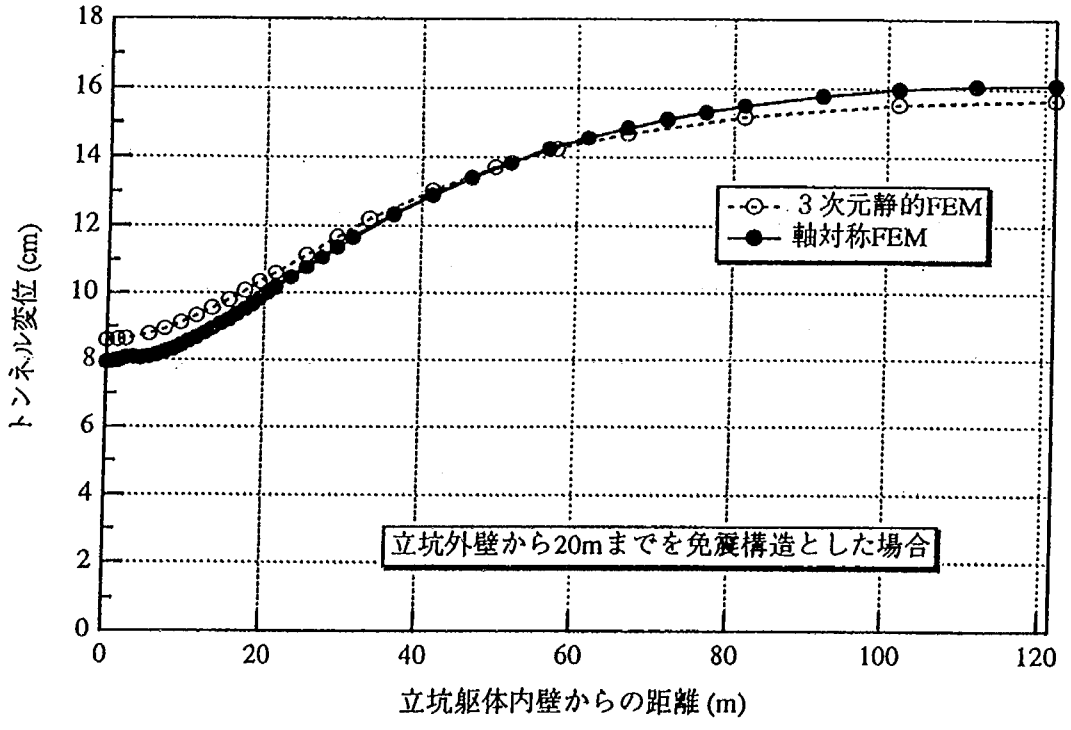
7.4.2　３次元静的解析との比較

図－参7.4.4(a)および(b)に、本解析によって得られたセグメント外面の変位を、３次元静的解析の結果と比較して示す。３次元静的解析の変位とは、スプリングライン位置におけるセグメント外面の変位である。図－参7.4.4(a)に示す免震構造を適用しないケースでも、図－参7.4.4(b)に示す免震構造を適用したケースでも、有限な幅を有する立坑を本モデルは奥行き方向に連続な壁として取り扱っているので，立坑のせん断剛性が３次元モデルよりも多少大きく評価されてるため、本解析モデルによる立坑部のトンネル変位の絶対値が３次元静的解析に比べて若干小さいことがわかる。両解析モデルによるトンネル変位の分布は、図－参7.4.4(a)の免震構造を適用しないケースでは、良い一致を示している。一方免震構造のケースでは、本解析モデルによる解析結果の方が変位分布の変化が多少急であり、本解析によるトンネルひずみが３次元解析に比べて大きく算出されることが推定できる。

図－参7.4.5は、セグメントの軸ひずみに関する軸対称ＦＥＭモデルと３次元静的解析モデルの解析結果の比較を示したものである。図のように軸対称ＦＥＭモデルによる解析結果は、免震構造を適用しないケースでは３次元静的解析の結果よりも軸ひずみの分布形状がシャープとなっており、免震構造を適用したケースでは全体的に３次元静的解析の結果より大きなひずみの発生となっている。しかし、両者の最大ひずみの発生位置はほとんど一致しており、かつ軸ひずみのピーク値は両ケースとも軸対称ＦＥＭモデルによる方が大きい。したがって、設計上で安全側の評価を与えていることになる。３次元静的解析の場合、モデル周囲の自由境界の影響が少なからず解析結果に影響を及ぼすが、軸対称ＦＥＭモデルではトンネル軸方向の境界のみであるため、両者の解析結果は必ずしも一致するわけではない．しかしながら、図－参7.4.4，図－参7.4.5に示した両解析結果の一致は、軸対称ＦＥＭモデルが３次元解析の近似解を与える手法として十分設計で適用可能であることを検証したものと考えられる。

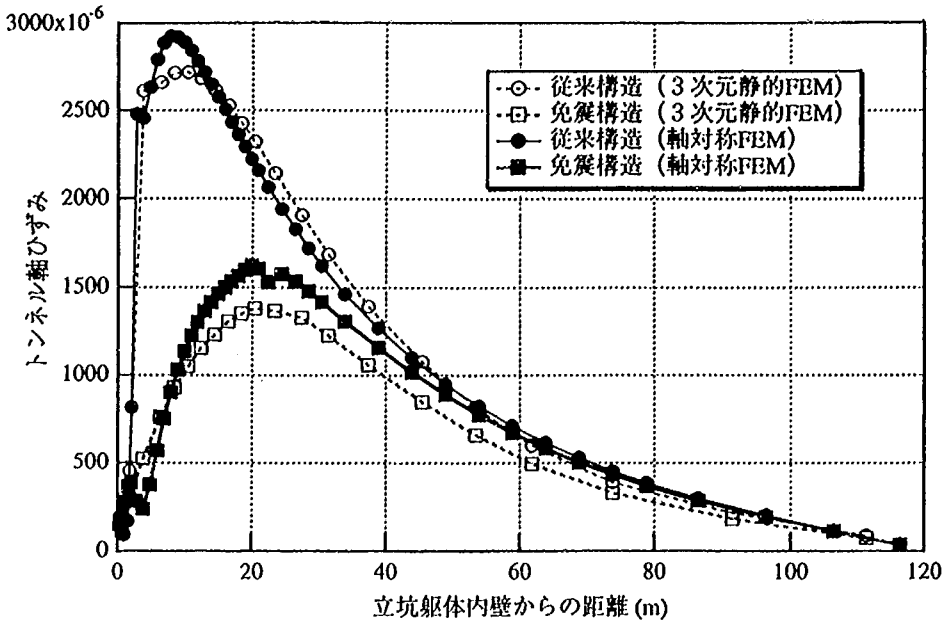


（a）免震構造を適用しない場合



（b）免震構造を立坑より２０ｍにわたって適用した場合

図－参7.4.4　トンネル水平変位に関する軸対称FEMモデルと３次元静的FEMモデルの比較



図－参7.4.5　トンネル軸ひずみの発生分布に関する軸対称ＦＥＭモデルと３次元静的ＦＥＭモデルによる解析結果の比較

7.4.3　まとめと考察

軸対称ＦＥＭモデルは、立坑とせん断剛性が等価な壁として立坑をモデル化することによって、立坑接合部のトンネル縦断方向の耐震解析において、トンネルスプリングライン位置のトンネルの変位、ひずみに関して、３次元解析の近似解を与えることが検証された。本モデルは、基本的には２次元静的解析であり、解析時間や解析に必要なコンピュータの容量を多くは必要としない。また、深さ方向のメッシュ分割を自動化することで、簡便にモデル化が可能となる。本モデル開発の目的は、トンネルと地盤との相互作用バネを使用することなく、トンネルと地盤との相互作用を解析できるようにすることにあった。立坑接合部のように極めて局所的な地盤ひずみの集中の著しい場所では、相互作用ばねの設定が難しく、梁バネモデルでは十分な解析精度が保証されない場合がある。しかし軸対称モデルでは、相互作用が精度良くかつ簡便に解析できるため、免震トンネルだけに限らず、実務設計における立坑接合部の耐震検討にとって有力なツールとなり得るものと考える。

本節では立坑をせん断剛性が立坑と等価な壁としてモデル化した。このモデル化では立坑の幅の範囲において、立坑のせん断剛性の平均を高さによる重みづけを考慮して算定しており、立坑もまた奥行き方向に連続した構造を想定している。したがって、このようにして算定された立坑壁のせん断剛性は３次元解析よりも相対的に大きく、その結果、３次元解析よりもトンネルの断面力を大きく算出することになる。したがって、本モデルを設計に適用する場合、解析結果が安全側の数値を与えていることに留意する必要がある。

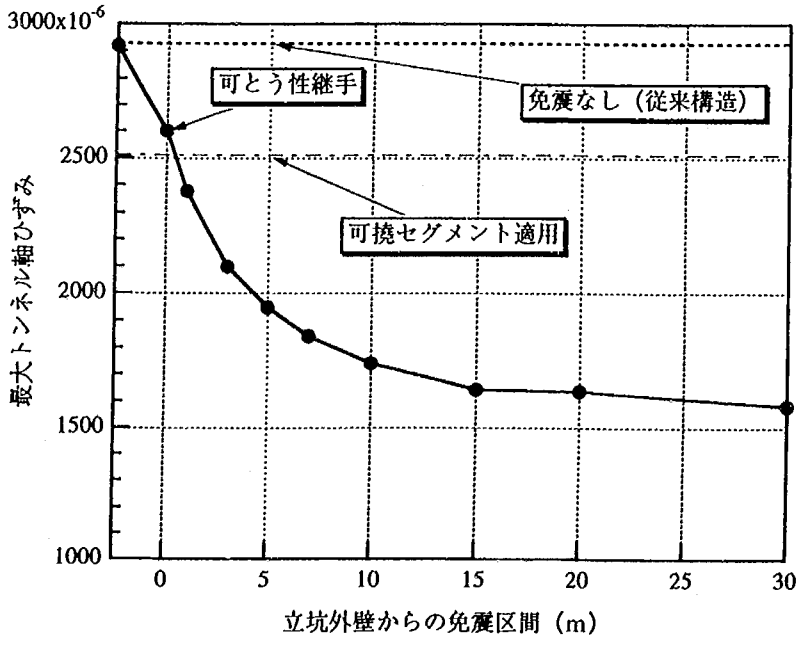
７．５　立坑接合部の免震区間長に関するパラメトリックスタディー

立坑接合部に免震構造を適用した場合に必要とされる免震区間長を把握するため、免震区間長をパラメータとして、軸対称モデルによるパラメトリックスタディーを実施した。解析の対象とした地盤、

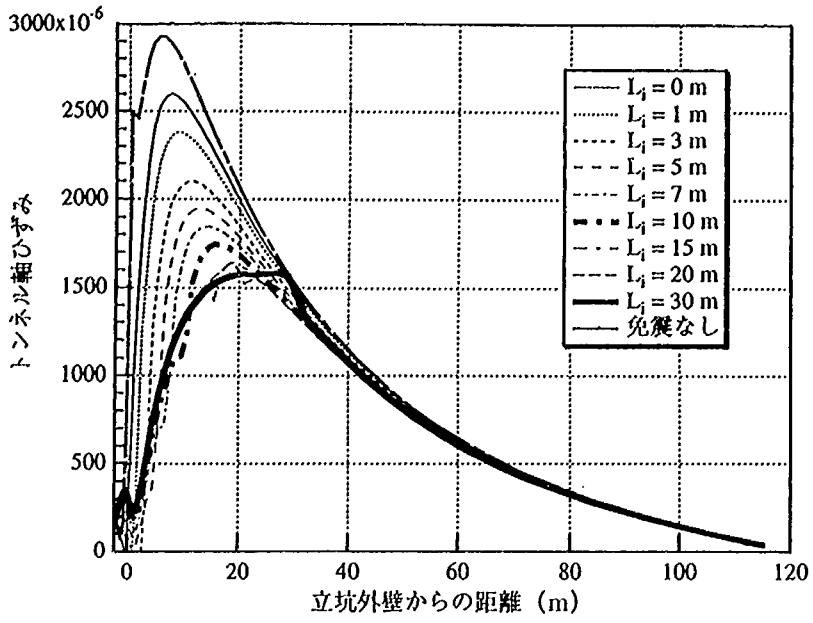
立坑、トンネルは図－参7.4.2を用いており、立坑とトンネル間のみを免震層で絶縁したケースから、立坑外壁より1、3、5、7、10、15、20、30mの区間で10cmの免震層を形成させた免震構造について、前述と同様な地震荷重条件で解析を実施した。なお、免震層の物性はせん断弾性係数G=3kgf/cm²、ポアソン比0.48である。また、免震区間長とは、立坑外壁から測った免震区間の延長距離を意味する。

最大トンネル軸ひずみと免震区間長の関係を図－参7.5.1に示す。図中免震区間長Li=0mは、立坑躯体壁とトンネル間のみが免震層で絶縁された構造を意味しており、図に示すように立坑との絶縁だけでは十分な免震効果が得られていないことがわかる。また図中には、可撓セグメントを適用したケースとして、立坑外壁に隣り合うセグメントの物性としてE=1kgf/cm²を与えた解析ケースの最大トンネル軸ひずみを示したが、立坑とトンネル間のみの免震効果は、ほぼ可撓セグメント適用の効果と同等であることがわかる。免震区間が5mまでは、免震区間長の増加とともにトンネル軸ひずみの最大値が直線的に低減しているが、免震区間が10mを越えると、免震区間長の増加に伴う最大トンネル軸ひずみの減少はあまり顕著とは言えない。免震区間の延長はコスト増に直結するため、10m以上むやみに免震区間長を増大させることは有利とは言えない。したがって、このケースでは、免震区間長は10m程度とすることが望ましいと考えられる。

図－参7.5.2には、トンネル軸ひずみ分布についてすべての解析ケースを重ね合わせて示した。図のように、免震区間長Li=10mを超えた15、20、30mの3ケースの最大トンネル軸ひずみの値はほとんど変わらず、免震区間長Li=30mでは最大値発生箇所において平坦なひずみ分布となっており、これ以上免震区間長を増加しても、最大トンネル軸ひずみの値は頭打ちとなって顕著なひずみの低減は期待できないことがわかる。



図－参7.5.1　免震区間長と最大トンネル軸ひずみの関係



図－参7.5.2　トンネル軸ひずみ分布の比較

本解析で取り上げた立坑ならびに地盤のケースでは、効果的な免震区間長は10m程度と考えられた。本解析で取り扱った立坑は、基盤に根入れされており、比較的剛な構造と見なせるため、立坑に近い位置にピークの出る地盤ひずみ分布となった。しかし立坑が基盤まで根入れされておらず、全体として立坑の見かけのせん断剛性が比較的小さい場合や、地盤条件によっては、立坑接合部における効果的な免震区間長は10mより長くなることがある。したがって、免震区間長の目安としては10m程度以上とし、立坑ならびに地盤条件に応じて、解析に基づいて必要とされる免震区間長を設計することが望ましい。

7．6　まとめ

7.6.1　解析結果のまとめ

立坑接合部のシールドトンネルを対象として、３次元静的有限要素解析によって立坑接合部のシールドトンネルの地震時挙動とともに、免震構造のメカニズムについて検討を行った。また、立坑接合部の免震構造に対する梁ばねモデル、軸対称ＦＥＭモデルおよび３次元ＦＥＭ簡易モデルの適用性を検証する目的で、３つの解析モデルによる３次元解析結果のシミュレーションを試みた。さらに、立坑接合部において必要とされる免震区間長の目安値を得るために、軸対称ＦＥＭモデルを用いたパラメトリックスタディーを実施した。実施された上記の解析の結果についてまとめると以下のようである。

(1) トンネル軸方向の地震時挙動では、免震構造を適用しない場合、立坑接合部のトンネルには立坑と周辺地盤の地震時水平変位の相違に起因する軸ひずみのみならず、立坑のロッキング振動あるいはトンネルの天端と下端のレベルにおける地盤と立坑の相対変位の差に起因するトンネルの鉛直方向曲げ変形により、トンネルの天端ならびに下端に無視できない大きな軸ひずみが発生する。しかし免震構造を適用すれば、この軸ひずみの集中は解消され、トンネルの天端～スプリングライン～下

端までトンネル断面のどの位置でもほぼ一様な軸ひずみとなることがわかった。したがって免震構造の場合、トンネルを３次元的な断面として取扱わなくとも、厚みを持たない梁や軸対称モデルによって置換えて、トンネルスプリングライン位置での地盤およびトンネルの相互作用を解析しても良いことがわかった。

(2) 立坑接合部に免震構造を適用した場合、免震区間が10m程度でもトンネル軸ひずみは半減し、可撓セグメントを適用した場合のように、セグメントの軸ひずみ（あるいは断面力）の低減が可撓セグメントに隣接した短い区間に限られるのとは異なり、免震区間はもちろんのこと免震適用の影響は広い範囲まで及ぶ。

(3) トンネル軸直角方向の地震時挙動では、免震構造を適用しない場合、トンネル軸ひずみの集中は、トンネルの曲げ変形に起因し、集中箇所は立坑との接合面とそのごく近傍に限られる。立坑躯体とトンネルの間に免震層を介在させる絶縁構造に変えるだけで，結合条件が剛結合からピン結合に変わり，この軸ひずみの集中は解消されることがわかった。軸直角方向の免震効果については、立坑との接合条件の変化が支配的であるので、免震区間長を長くしても効果が増大するわけではない。したがって、免震区間長の設計は、トンネル軸方向に対して検討を行うことになる。

(4) 立坑接合部の免震設計に対する梁ばねモデルの適用に関する検討では、立坑をせん断剛性が等価な等方均質材料に置換え、立坑が奥行方向に連続する２次元有限要素モデルによって静的な震度を作用させて，地盤および立坑の地震時水平変位を算出する方法を試みた。しかし立坑の３次元立体構造に対して２次元解析を適用した点とともに、急激な地盤ひずみの集中箇所に対する適切な地盤の相互作用ばねの設定が困難であるので、梁ばねモデルを用いた解析と３次元解析との明瞭な差違が現れており、梁ばねモデルは立坑接合部の免震設計には用いるべきではないとの結論に至った。しかし、免震区間長を10m以上とすれば、採用した地盤の相互作用バネの設定方法によっては、梁バネモデルでも十分な近似解とみなせる解析結果を与えることがわかった。

(5) 一方、梁ばねモデルを採用しても、ばねは免震層のばねのみとし、地盤は３次元ソリッド要素とした３次元ＦＥＭ簡易モデルを採用した場合は、ほぼ３次元静的解析の結果と一致することがわかり、立坑部の免震設計に３次元ＦＥＭ簡易モデルが適用可能であることがわかった。

(6) 立坑接合部の免震設計に対する軸対称ＦＥＭモデルの適用に関する検討では、立坑をせん断剛性が等価な壁に置換え、立坑が奥行方向に連続すると仮定して軸対称要素に置換え、静的な震度を外力として作用させる方法を提案した。トンネル軸方向の解析に対して、免震構造を適用した場合としない場合について３次元静的解析のシミュレーションを実施した結果、軸対称ＦＥＭモデルは立坑を奥行方向に連続する壁と仮定した点で３次元解析よりも若干大きなトンネル軸ひずみを算定するものの、最大ひずみ発生位置やひずみ分布に関して３次元解析とほぼ一致する解析結果を与えることがわかった。また、３次元解析よりも大きめの軸ひずみを算定するので、設計にとって安全側の評価を与えるため，立坑接合部の免震設計に適した解析手法であることが検証された。

(7) 立坑の免震区間長と免震効果に関するパラメトリックスタディーでは、ある長さの範囲までは免震区間長に比例したトンネル軸ひずみの低減が得られるが、この範囲を超えると免震区間長を増やしても免震効果はあまり向上しないことがわかり、適切な免震区間長の設定が可能であることが示さ

れた。このような免震区間長の目安は10m程度以上であり、地盤条件と立坑およびトンネルの構造条件に応じて最適な免震区間長が異なるため、この免震区間長を設計によって設定するのが免震設計となる。

7.6.2 免震設計の基本方針

本章で実施した立坑接合部の免震構造に関する上記の検討結果のまとめより、立坑接合部の免震設計の基本方針は、以下のようにまとめられる。

(1) 立坑接合部の免震構造は、立坑とトンネルとの間に絶縁層を形成するとともに、トンネルと地盤の間の適切な区間に免震層を配置する。

(2) 立坑接合部に免震構造を適用する場合は、トンネルの地震時安全性の照査は、トンネル軸方向についてのみ行えば良い。

(3) 免震区間長は１０m程度以上とし、トンネル軸方向の耐震解析によって、必要とされる免震区間長を決定する。

(4) 耐震解析のモデルとしては、軸対称ＦＥＭモデルと３次元ＦＥＭ簡易モデルの適用が望ましい。また軸対称モデルは十分な解析精度を有しているが、円形のシールドトンネルの場合しか適用できない。ただし、幅広の開削トンネルで曲げ変形が支配的となる以外は、円形断面に換算したモデル化により、軸方向の解析を行うことは問題とならない。

円形トンネル（シールドトンネル）の場合、外径が10mを超えるような大断面トンネルでない限り、外径5m程度の標準的な共同溝クラスのトンネルでは、トンネル縦断方向の地震時変形では一般に軸ひずみが支配的であり、曲げひずみはあまり大きくない。したがって、免震設計はトンネル軸方向について行えば十分と思われる。しかし開削トンネルの場合、一般に幅広断面の構造物となるので、トンネル軸方向よりも軸直角方向の曲げ変形がトンネルの耐震性を支配することがある。したがって開削トンネルの場合には、地震時曲げ変形の解析結果より、免震構造の適用が必要となるケースも想定される。

開削トンネルの場合は、施工上の理由から立坑躯体とトンネルとの絶縁は、図－参3.5.1に示すようにトンネル外周に絶縁層を配置して立坑躯体と絶縁するのではなく、トンネルと立坑との断面の接合部に免震ゴムの継手構造を介在させることによって絶縁するようなイメージとなる。したがって、解析上は、可撓セグメントと免震構造を併用したような構造の解析となることに留意して，モデル化を行うことが肝要である。

参考資料－８　免震トンネル縦断方向に対する耐震計算法の適用性

８．１　概要

本マニュアル(案)では、トンネル縦断方向の免震設計において、まず表層地盤の地震応答解析を行うことを原則としている。したがって、トンネルの地震時応答は、表層地盤の地震応答解析によって得られた地盤変位の時刻歴あるいはある時刻の地盤の地震慣性力を外力として、地盤とトンネルの相互作用を解析することによって求めることになる。本マニュアル(案)では、このような相互作用の解析モデルとして、梁ばねモデル、軸対称ＦＥＭモデル、３次元ＦＥＭ簡易モデルならび３次元静的解析モデルを提案している。本資料では、地盤条件急変部のトンネルとして硬軟地盤境界における免震シールドトンネルを対象として３次元静的有限要素解析（３次元静的解析）を実施し、免震シールドトンネルの縦断方向のメカニズムや免震効果について整理する。また、この３次元静的解析をそれぞれ梁ばねモデル、軸対称ＦＥＭモデル、３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いて解析し、トンネルスプリングライン位置におけるセグメントの変位、ひずみに関して３次元静的解析の結果と比較することによって、トンネル縦断方向に対する各解析モデルの適用性を検証する。

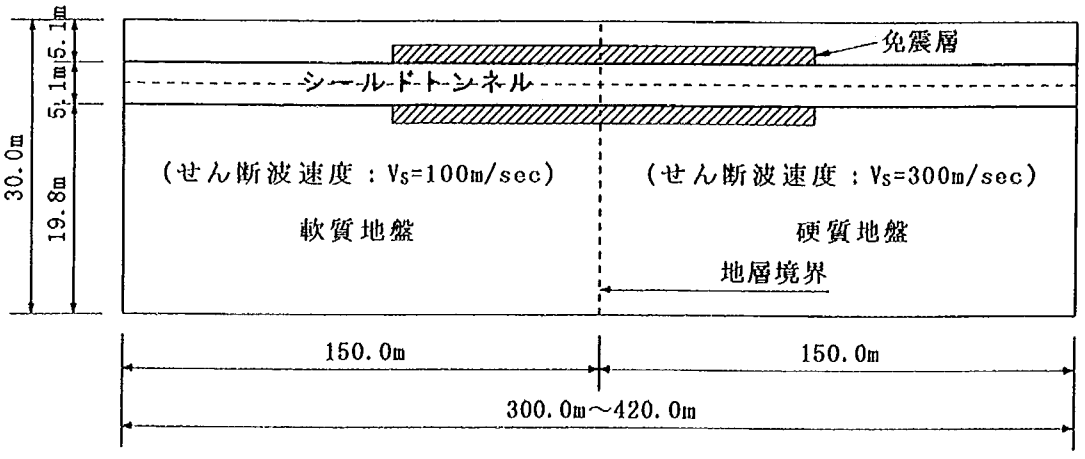
８．２　３次元有限要素解析

8.2.1　概要

地盤急変部を通過するシールドトンネルを対象として、地盤急変部近傍のシールドトンネルに免震構造を適用した場合の免震効果について、３次元有限要素解析によって検討した。

8.2.2　解析条件

シールドトンネルは共同溝クラスを想定し、外径φ5.1mのＲＣセグメント製とした。一方表層地盤は、軟質地盤から硬質地盤に急変する箇所を有する層厚30mの地盤条件急変部であり、シールドトンネルが土被り１Ｄ（Ｄ：セグメント外径）で地層境界に跨って設置されるものとした。本解析に用いた地盤急変部の縦断方向モデル、および表層地盤の解析条件をそれぞれ 図－参8.2.1、表－参8.2.1 に示す。なお、免震層のせん断弾性係数としては、アスファルト系、ウレタン系およびシリコーン系免震材の一般的物性値である G_m =5.0kgf/cm² とし、免震層のポアソン比は ν_m =0.40 とした。



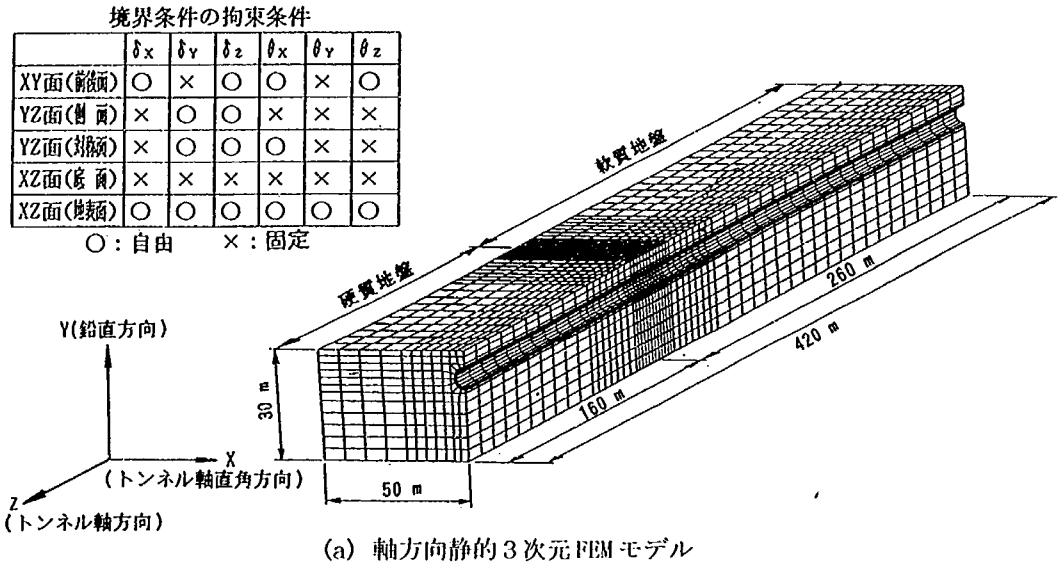
図－参8.2.1　地盤急変部のシールドトンネル縦断方向モデル

表－参8.2.1　表層地盤、免震層、シールドトンネルの物性値

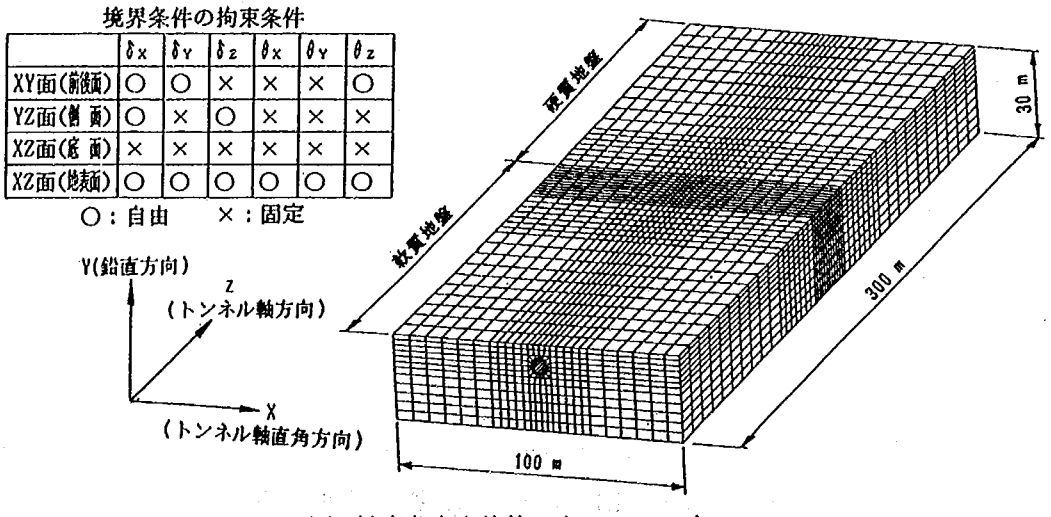
		せん断弾性係数 G(tf/m²)	弾性係数 E(tf/m²)	単位体積重量 γ(tf/m³)	せん断弾性波速度 Vs(m/sec)	ポアソン比 ν
表層地盤	軟質地盤	1630	4860	1.60	100	0.490
	硬質地盤	16530	47940	1.80	300	0.450
免震層		50	140	1.00	22	0.400
トンネル	軸方向	84000	196000	2.50	574	0.167
	軸直角方向	200000	467000	2.50	885	0.167

8.2.3　解析モデルおよび解析ケース

3次元有限要素モデルによる解析領域は、端部境界の影響を極力少なくするよう配慮して、軸方向解析では図－参8.2.2(a)に示す幅100m、長さ420m、厚さ30mの軸対称モデル、軸直角方向断面では図－参8.2.2(b)に示す幅100m、長さ300m、厚さ30mの3次元モデルとした。地盤および免震層は等方均質弾性体のソリッド要素で、シールドトンネルはシェル要素でモデル化し、図－参8.2.3に示すように円周方向に16分割とした。

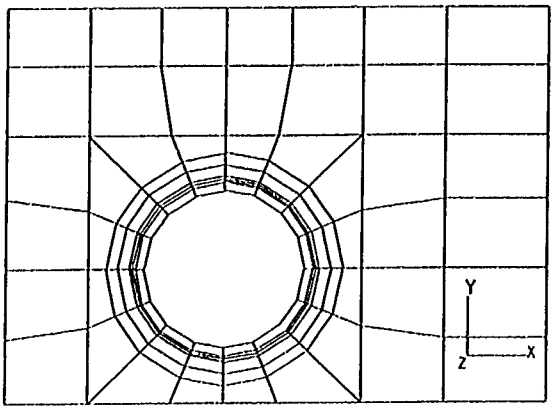


(a) 軸方向静的3次元FEMモデル

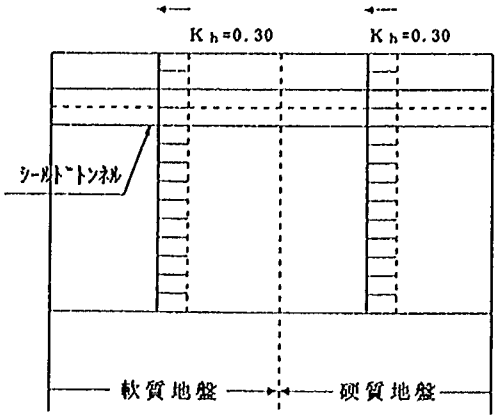


(b) 軸直角方向静的3次元FEMモデル

図－参8.2.2　3次元有限要素モデル



図－参8.2.3 トンネル周方向の分割



図－参8.2.4 地震時荷重作用方向

地震時荷重としては、一様な静的水平震度0.3Gを与えた際の地盤慣性力を、解析モデル全節点にトンネル軸方向（Z軸方向）および軸直角方向（X方向）にそれぞれ作用させた。また、トンネル軸方向（Z軸方向）の地震荷重作用方向は、図－参8.2.4に示すように、硬質地盤側から軟質地盤側に向かって作用させるものとし、シールドトンネルに引張ひずみが生じる状態となるようにした。

解析ケースは、免震構造を適用しない場合と、適用する場合のそれぞれについて、トンネル軸方向解析（LG方向）、軸直角方向解析（TR方向）を設定した。表－参8.2.2に解析ケースを示す。

表－参8.2.2 解析ケース

概念図	解析ケース	免震区間長（m）		免震層厚	地震荷重作用方向
		軟弱地盤側	硬質地盤側		
（免震層無し） シールドトンネル 軟質地盤　硬質地盤	LG－0	－	－	－	軸方向
	TR－0	－	－	－	軸直角方向
（免震層有り） シールドトンネル 免震層 軟質地盤　硬質地盤	LG－1	100 m	50 m	10 cm	軸方向
	TR－1	12.5 m	12.5 m	10 cm	軸直角方向

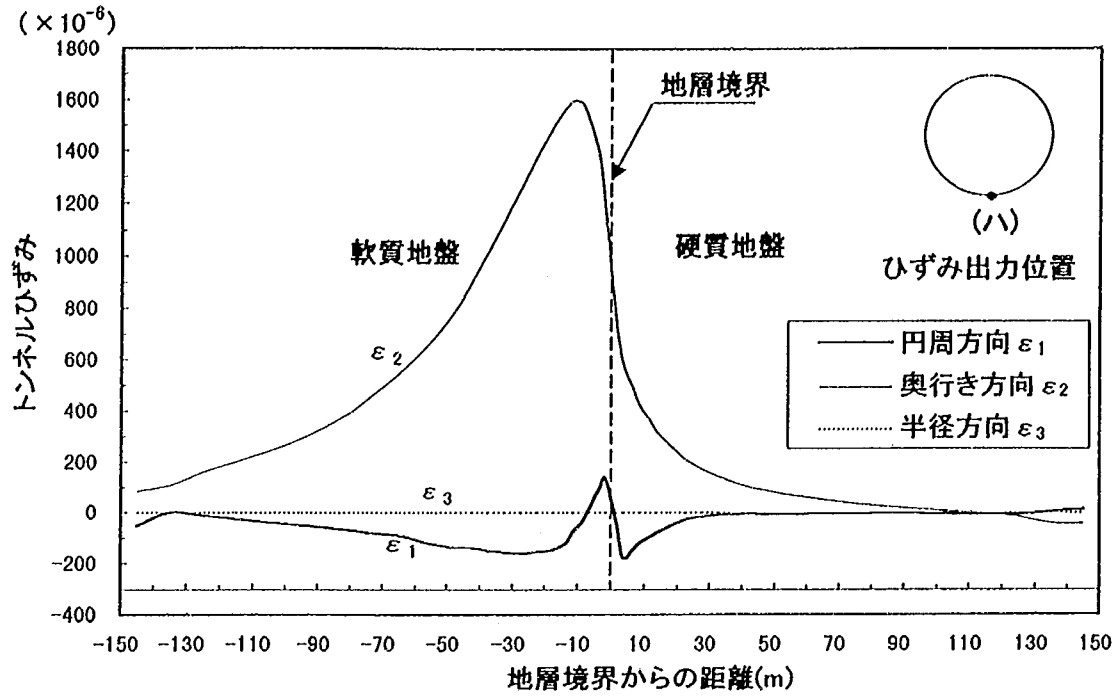
8.2.4 解析結果

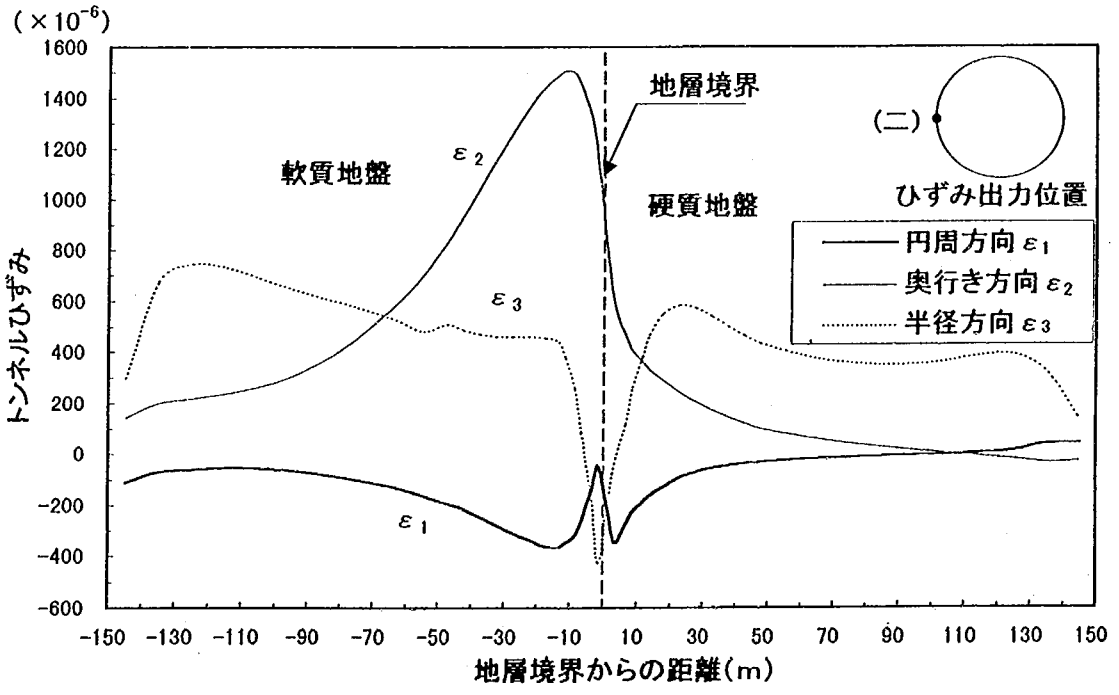
(1)免震構造を適用しない場合

1)軸方向解析

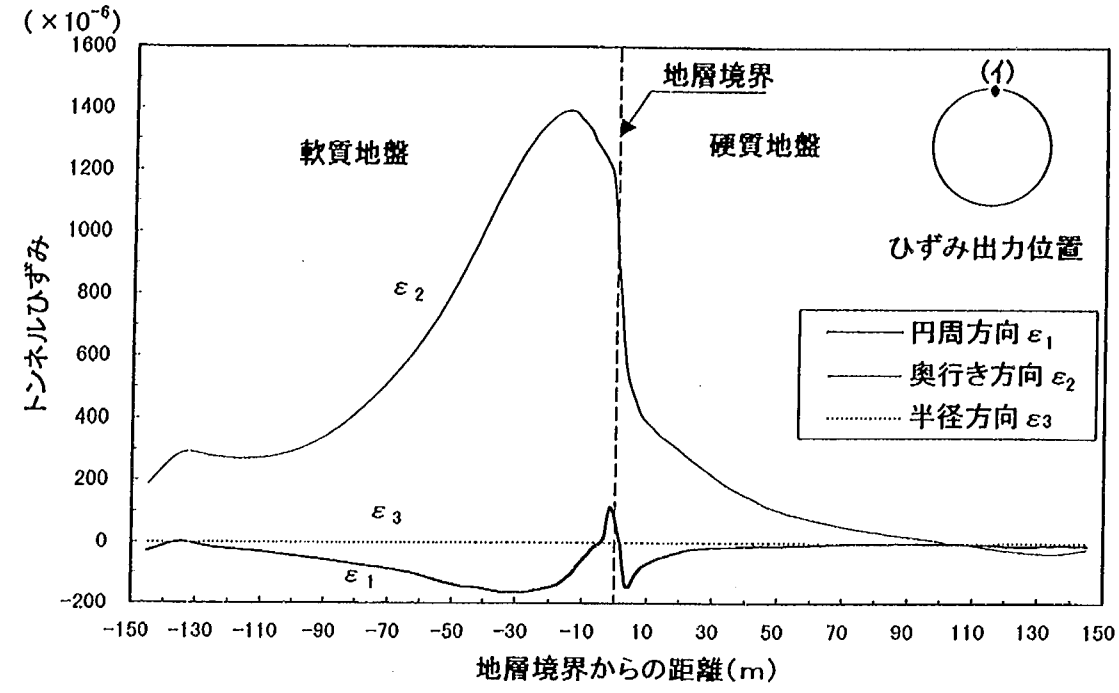
免震構造を適用しない場合の軸方向の解析によって得られたトンネル上部、側部、底部における発生ひずみのトンネル縦断方向分布を図－参8.2.5、図－参8.2.6に示す。

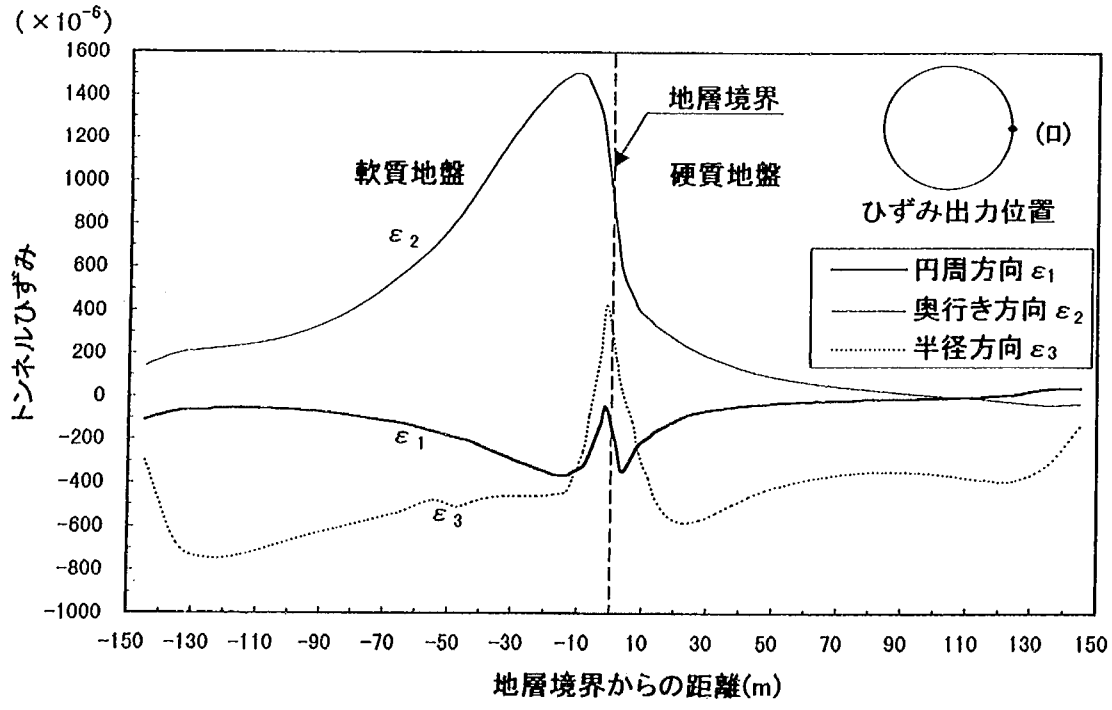
図－参8.2.5、図－参8.2.6には、トンネルに発生するひずみとしてシールドトンネルの円周方向ひずみ ε_1、軸ひずみ ε_2（トンネル奥行き方向）および半径方向 ε_3（板厚方向）を示したが、図





図－参8.2.5　免震構造を適用しない場合の軸方向解析時のトンネルひずみ分布(1)





図－参8.2.6　免震構造を適用しない場合の軸方向解析時のトンネルひずみ分布(2)

より支配的なトンネルひずみは軸ひずみ ε_2 である。この軸ひずみ ε_2 は、ピークが軟質地盤側で発生し、最大値はトンネル底部で約 1.60×10^{-3} となっている。トンネル側部のスプリングラインでは、左右ともに等しく約 1.50×10^{-3} であり、トンネル上部では約 1.39×10^{-3} である。また、軸ひずみ ε_2 のトンネル縦断方向の分布は、地層境界より軟質地盤側約20mの位置でピークを示し、軟質地盤側約100m区間まで及んでおり、一方硬質地盤側では地層境界より急激にひずみが低減する。

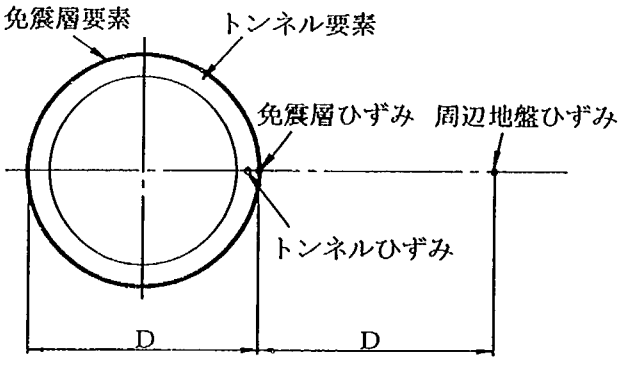
2) 軸直角方向解析

軸方向解析と同様に、免震構造を適用しない場合の軸直角方向の解析によって得られたトンネル各部における発生ひずみのトンネル縦断方向分布を図－参8.2.8、図－参8.2.9に示す。

図－参8.2.8、図－参8.2.9より、支配的なトンネルひずみは軸ひずみ ε_2 および半径方向ひずみ ε_3 である。このうち、軸ひずみ ε_2 のピークは軟質地盤側の地層境界近傍で発生し、最大値はトンネル側部のスプリングライン位置で左右ともほぼ等しく 0.58×10^{-3} である。ただし、ひずみの方向は逆であり、これはトンネルが水平面内で曲げ変形を受けていることを示している。一方、半径方向ひずみ ε_3 はトンネル上部で 0.73×10^{-3}、トンネル底部で 0.62×10^{-3} である。軸ひずみ ε_2 および半径方向ひずみ ε_3 のトンネル縦断方向に着目すると、その最大値は軟質地盤側の地層境界で局所的に発生するが、軟質地盤側、硬質地盤側ともに地層境界より遠ざかるにつれ急激に減少している。

(2) 免震構造を適用した場合の軸方向解析

免震構造適用による免震効果を検討する目的から、免震構造を適用しない場合と免震構造を適用した場合の軸方向解析結果より、図－参8.2.7に示すトンネル側部、免震層、ならびに周辺地盤に発生する軸方向変位と軸方向ひずみのトンネル縦断方向の分布を比較したものを図－参8.2.10～図－参8.2.13に示す。



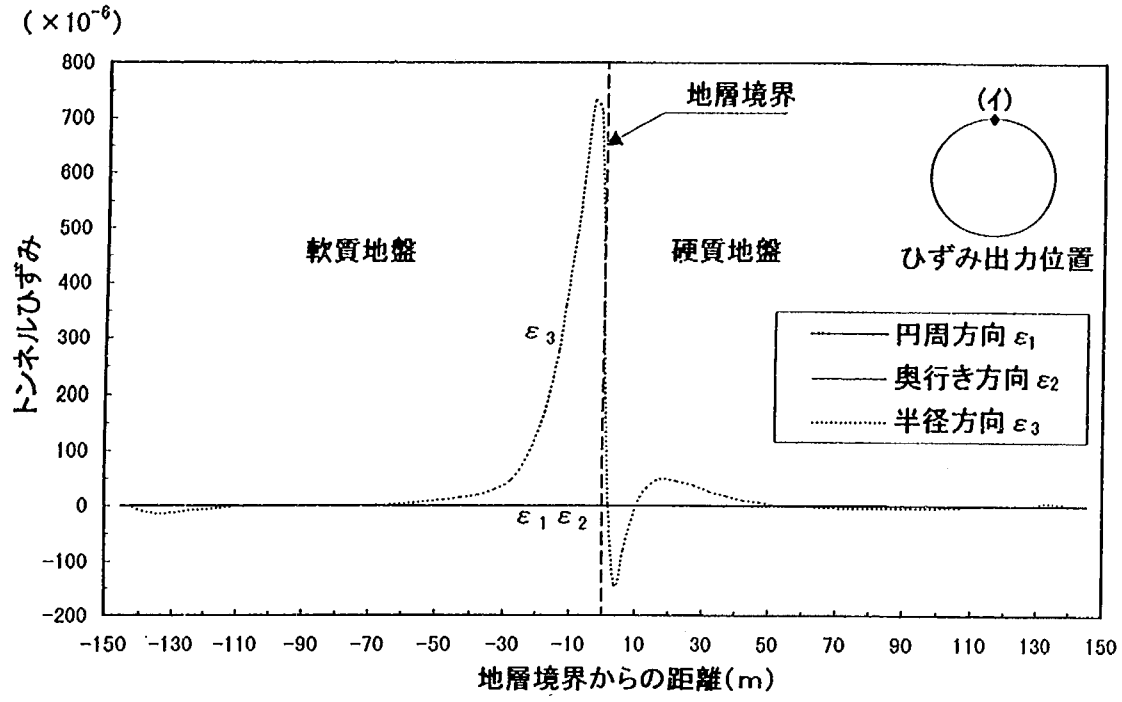
図－参8.2.7　ひずみ算定位置

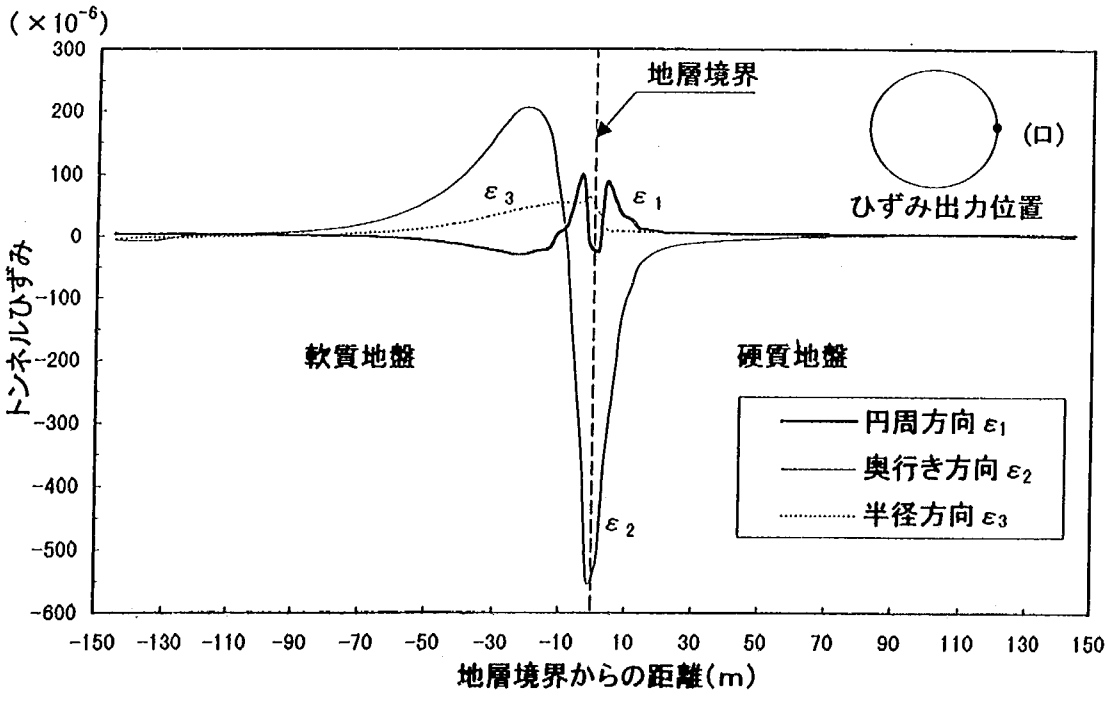
図－参8.2.10、図－参8.2.11の変位分布図より、免震構造を適用しない場合では、トンネルと地盤の変形はほぼ等しいが、免震構造を適用した場合には、免震区間においてトンネルの変形が地盤よりも滑らかとなっていることがわかる。また、図－参8.2.12、図－参8.2.13のひずみ分布では、免震構造を適用しない解析ケースでトンネルには地層急変箇所で1.45×10-3程度のピーク値を示した

トンネル軸ひずみが、免震構造を適用した場合には、約85%まで低減していることがわかる。

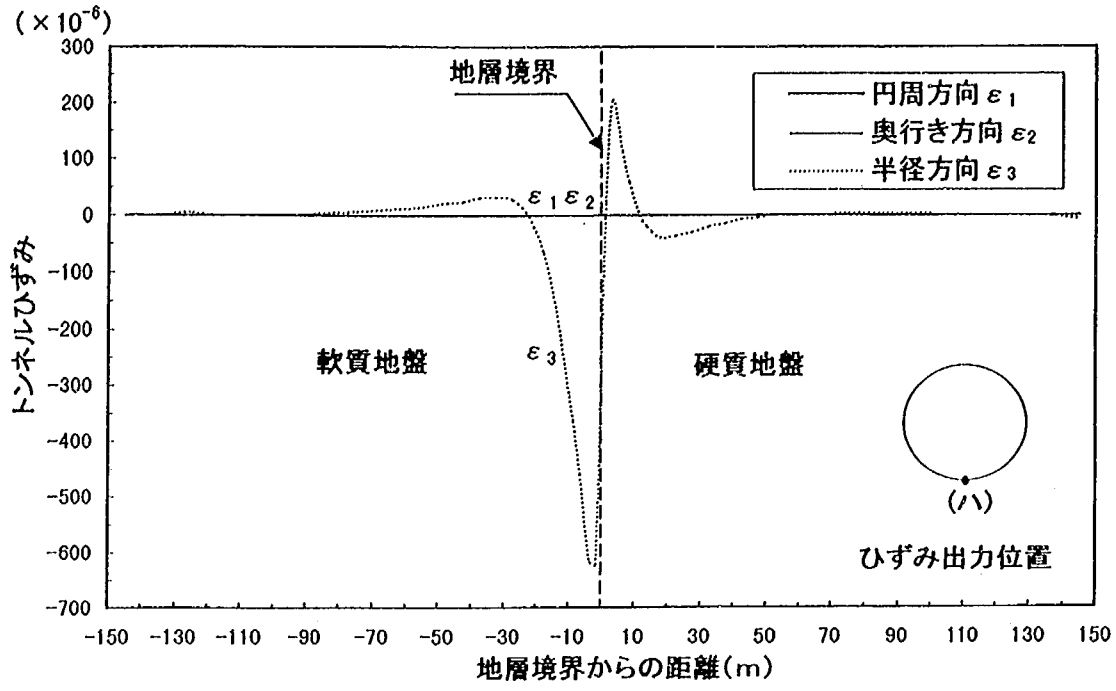
(3)免震構造を適用した場合の軸直角方向解析

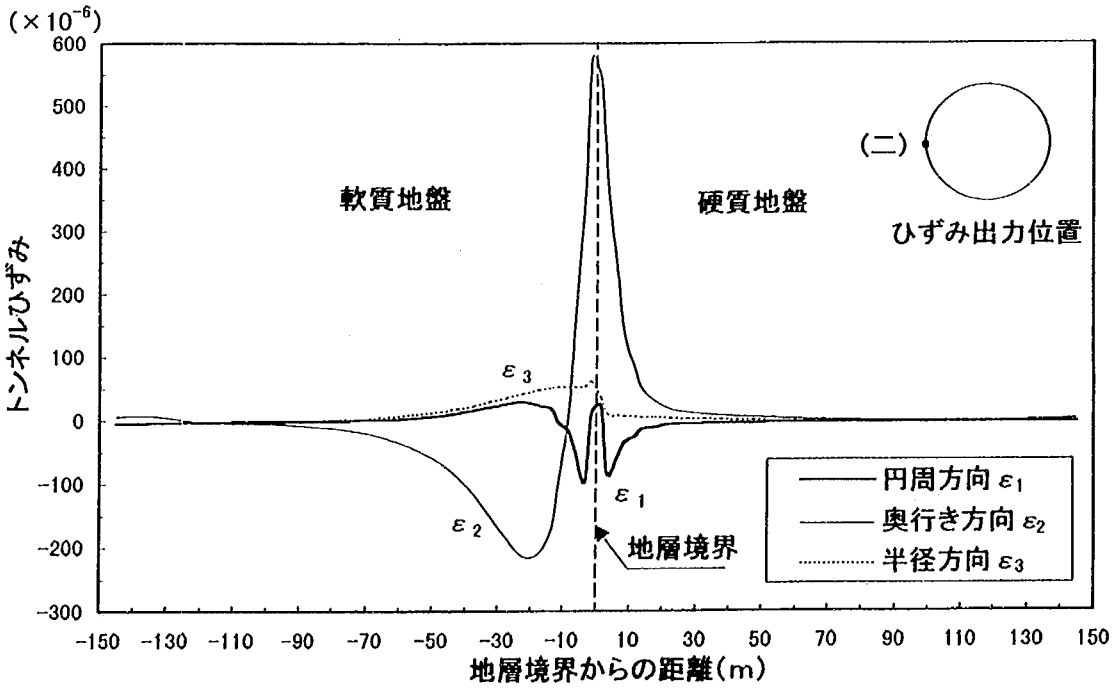
免震構造を適用した場合の軸直角方向解析によって得られたトンネル各部に発生するひずみのトンネル縦断方向の分布を比較したものを図－参8.2.14、8.2.15に示す。図－参8.2.5～8.2.6に示した免震構造を適用しない場合のトンネル各部におけるピーク値で比較すると、免震構造適用によってトンネルひずみは、50～70%と大きく低減していることがわかる。



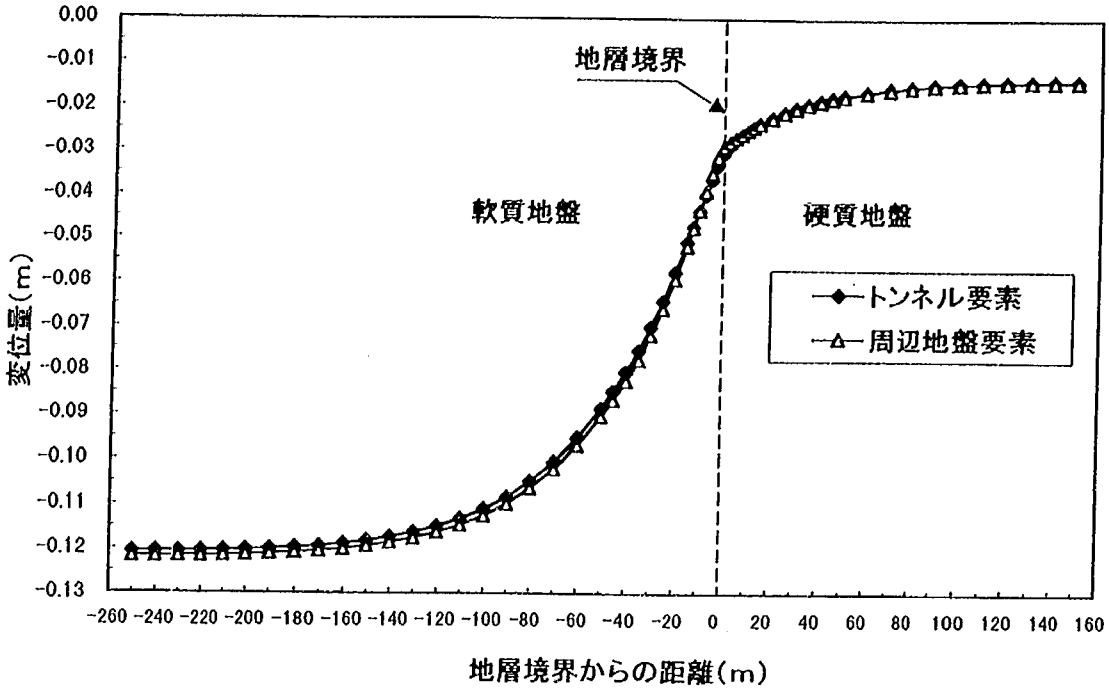


図－参8.2.8　免震構造を適用しない場合の軸直角方向解析時のトンネルひずみ分布(1)

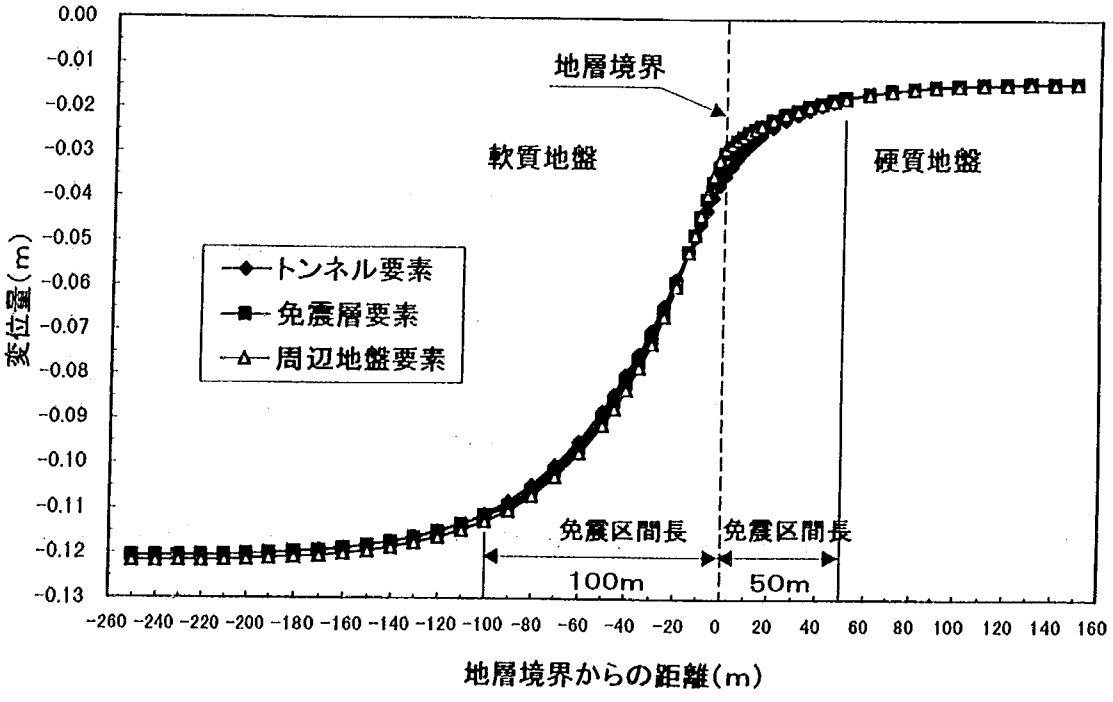




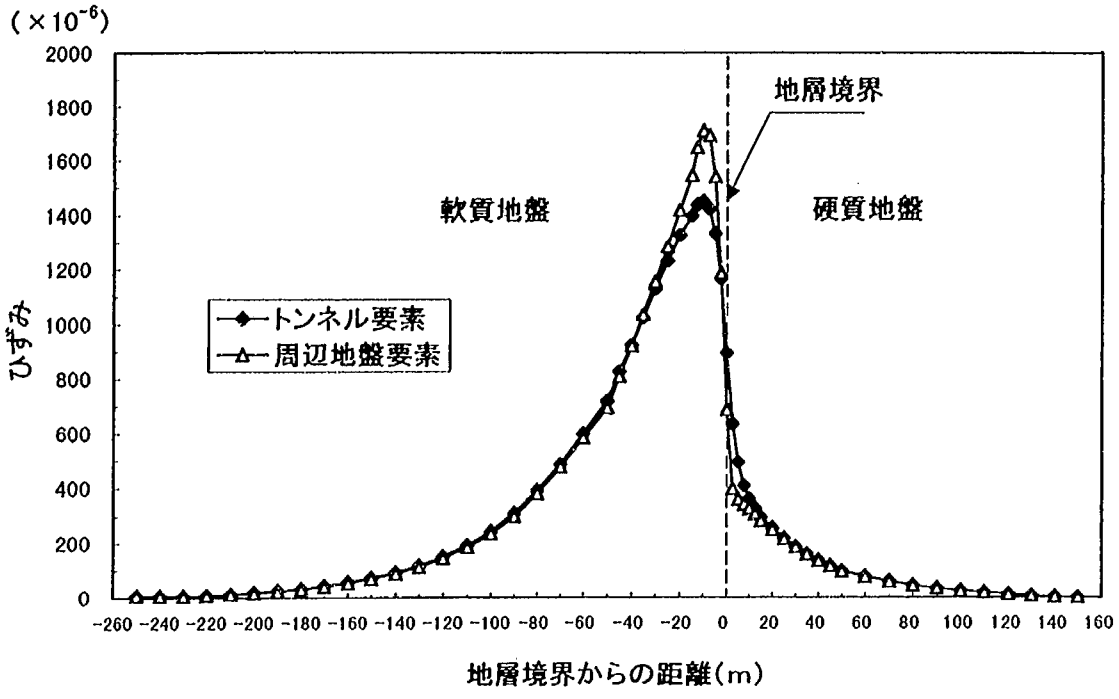
図－参8.2.9　免震構造を適用しない場合の軸直角方向解析時のトンネルひずみ分布(2)



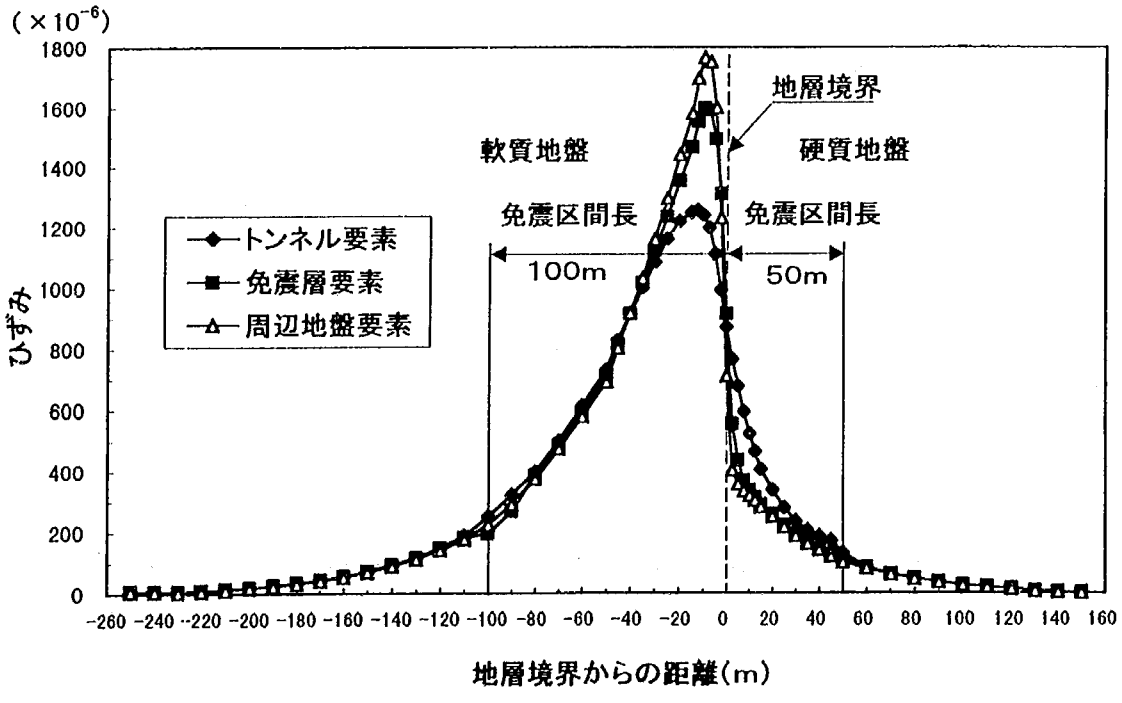
図－参8.2.10　免震構造を適用しない場合の軸方向解析時の変位分布



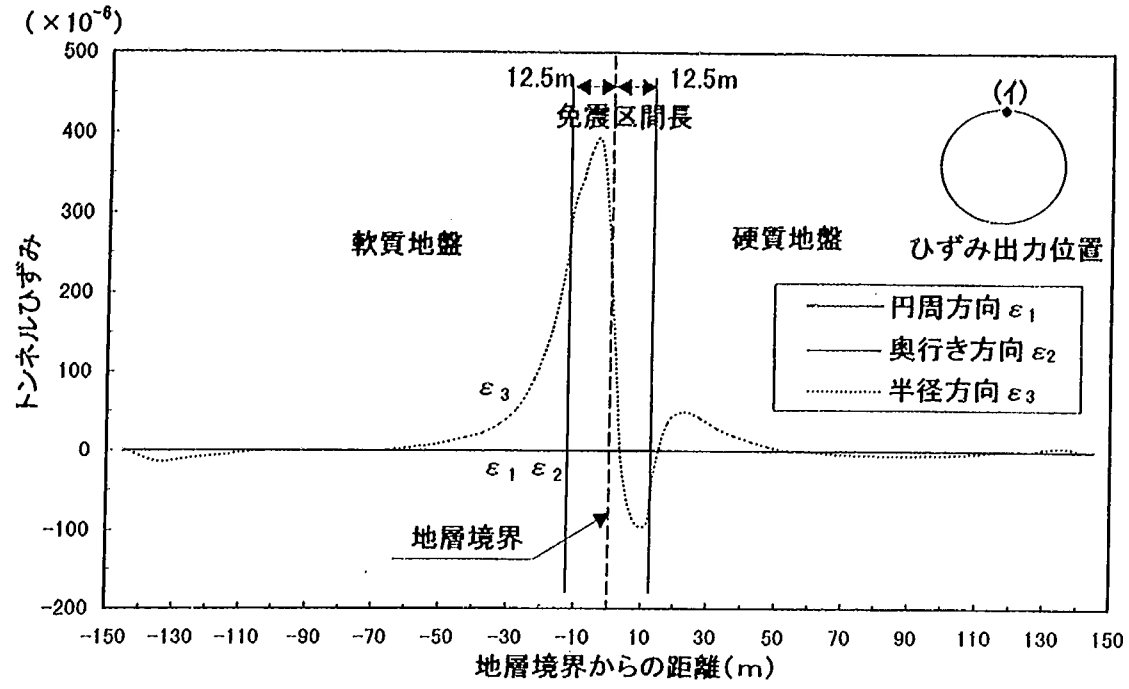
図－参8.2.11　免震構造を適用した場合の軸方向解析時の変位分布

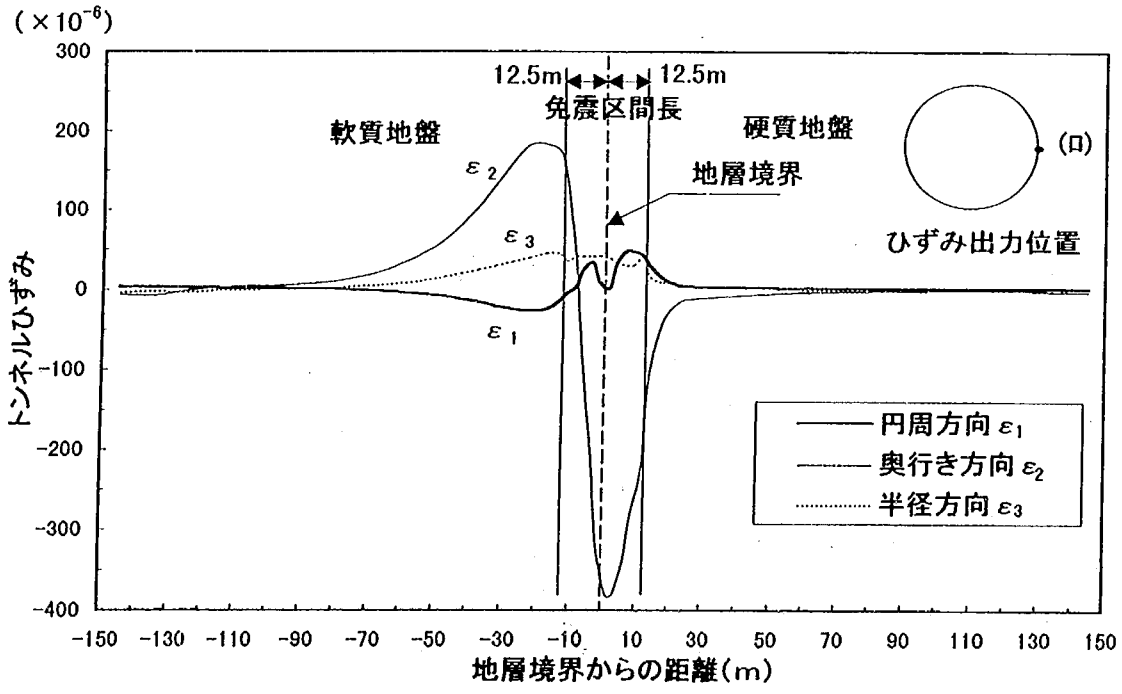


図－参8.2.12　免震構造を適用しない場合の軸方向解析時のひずみ分布

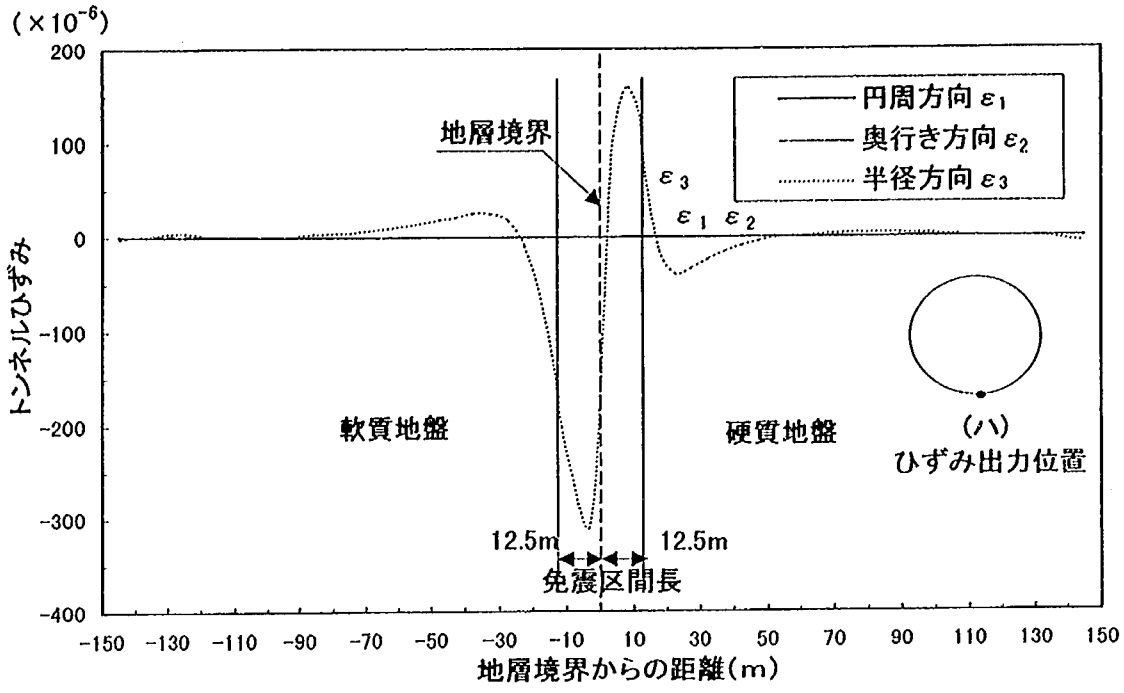


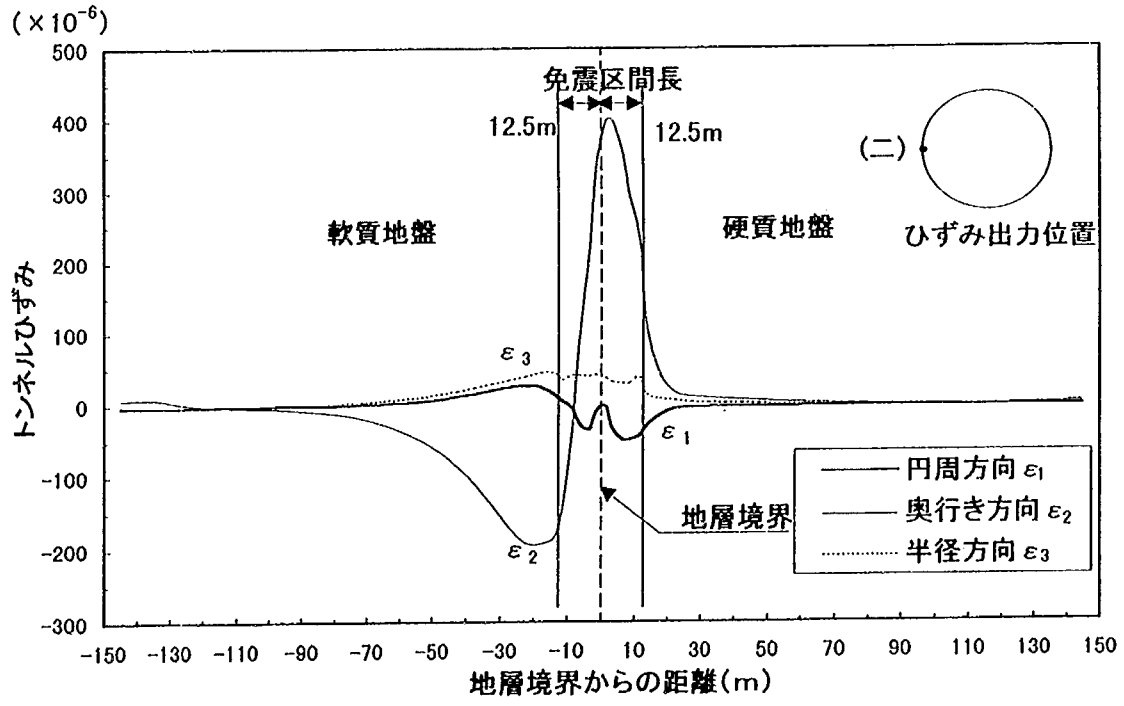
図－参8.2.13　免震構造を適用した場合の軸方向解析時のひずみ分布





図－参8.2.14　免震構造を適用した場合の軸直角方向解析時のトンネルひずみ分布(1)





図－参8.2.15　免震構造を適用した場合の軸直角方向解析時のトンネルひずみ分布(2)

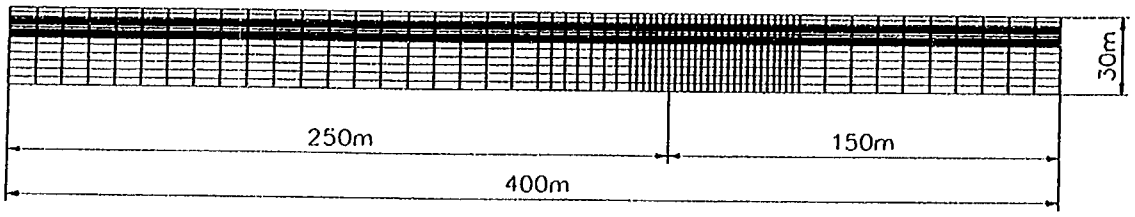
8．3　梁ばねモデルの適用性

地盤急変部のトンネルの縦断方向の免震設計に対する梁ばねモデルの適用性を検討することを目的として、8.2に示された3次元静的解析を梁ばねモデルでシミュレートし、解析結果を比較する。

8.3.1　モデル化と解析条件

(1) 地盤モデル

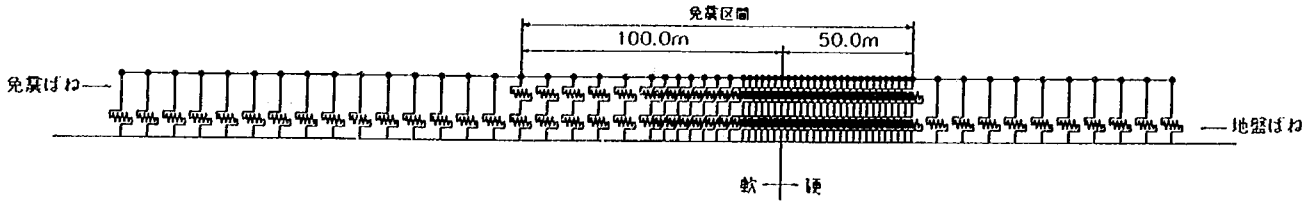
地盤の2次元有限要素モデルを図－参8.3.1に示す。モデルの左右の境界条件は、水平方向ローラー支持であり、モデルの寸法およびトンネル軸方向の分割は、3次元静的解析と一致させた。



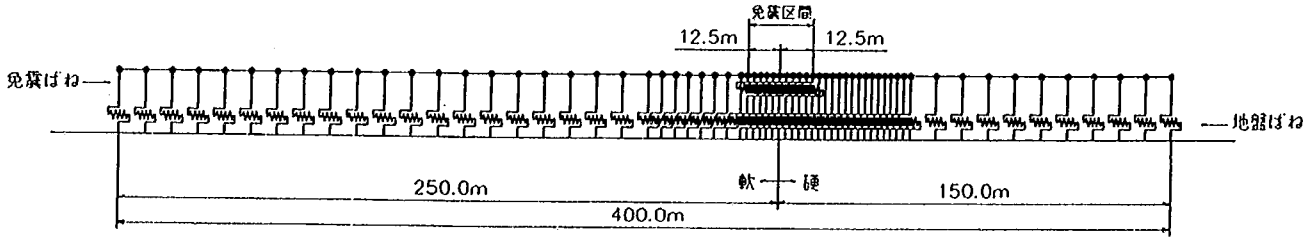
図－参8.3.1　地盤の2次元有限要素モデル

(2) 梁ばねモデル

梁ばねモデルによるモデル化の概念図を図－参8.3.2に示す。なお、トンネル軸方向の分割は、3次元静的解析と一致させた。



(a)軸方向解析モデル



(b)軸直角方向解析モデル

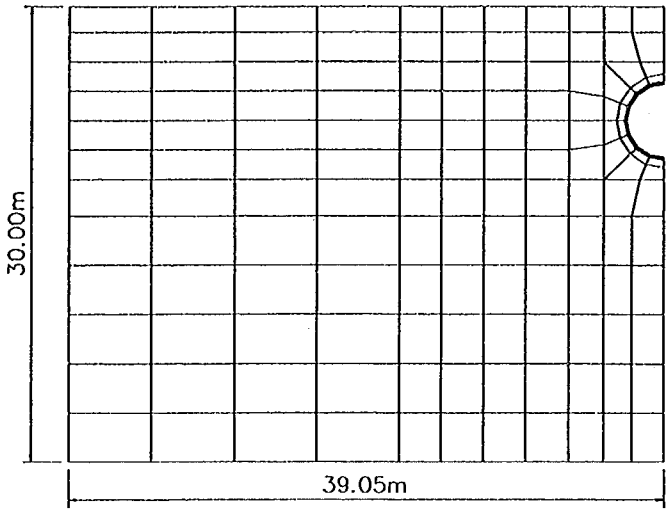
図－参8.3.2　トンネルの梁ばねモデル

セグメントおよびリング継手の直列ばね構造として、シールドトンネルの等価剛性を表－参8.3.1のように設定した。

表－参8.3.1　等価剛性

軸方向等価引張剛性　　EAeq	6.73×10^{5}(tf)
軸直角方向等価曲げ剛性　EIeq	4.80×10^{6}(tf·m²)

免震層の相互作用ばねは、本マニュアル（案）の式（5.3.1）、式（5.3.2）により算定した。一方、地盤の相互作用ばねは、図－参8.3.3の２次元有限要素モデルにより算定した。なお、モデルの境界条件は、表－参8.3.2のとおりである。



図－参8.3.3　地盤とトンネルの相互作用ばね算定に用いた２次元有限要素モデル

表－参8.3.2　地盤とトンネルの相互作用ばね算定に用いた２次元有限要素モデルの境界条件

		X(直角)	Y(鉛直)	Z(軸)	RX	RY	RZ
トンネル軸方向解析	端面	—	—	自由	固定	固定	—
	内部	—	—	自由	固定	固定	—
	ｾﾝﾀｰ	—	—	自由	固定	固定	—
トンネル軸直角方向解析	端面	自由	固定	—	—	—	固定
	内部	自由	自由	—	—	—	固定
	ｾﾝﾀｰ	自由	固定	—	—	—	固定

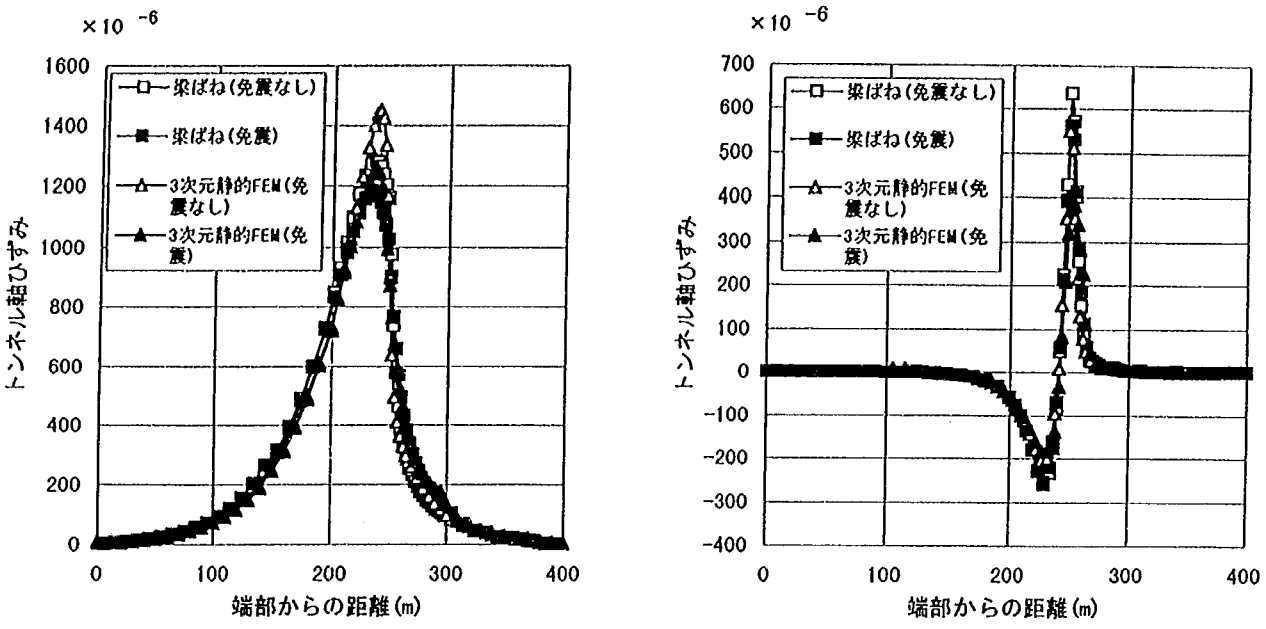
(3) 地震荷重

地震時加速度は、8.2の３次元静的解析と同様に一様加速度0.3Gとし、地盤モデルに作用させた。

8.3.2　解析結果

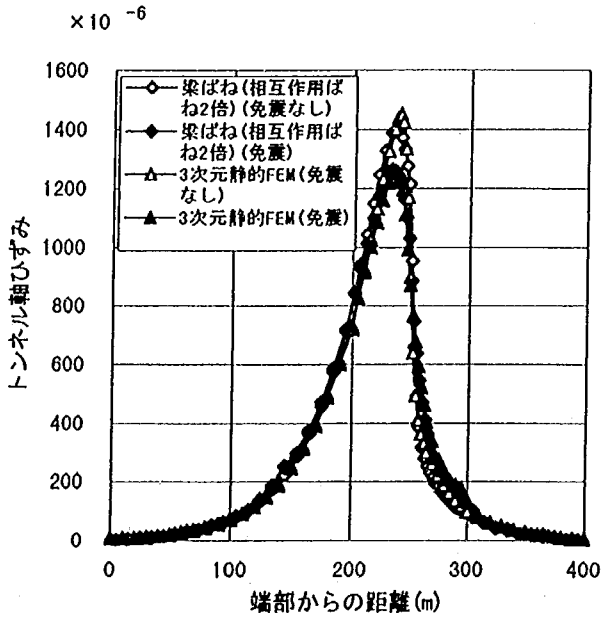
本モデルによって得られたトンネルひずみの解析結果を、３次元静的解析の結果と比較して図－参8.3.4に示す。図に示すように、トンネル軸方向の変形時では、梁ばねモデルによる解析は免震のあり、なしにかかわらず、３次元静的解析よりも最大値が１割程度小さいトンネルひずみを与える結果となった。一方、トンネル直角方向の変形時では、梁ばねモデルによる解析は免震構造を適用しない場合で２割、免震構造を適用した場合で５割程度、３次元静的解析よりも大きなトンネルひずみを与えるが、ピークの発生位置は３次元解析と一致した。

地盤急変部におけるひずみの波長は通常の波動の伝播による場合に比べて短い。このように短い波長に対応する地盤の相互作用ばねの評価は難しく、相互作用ばねの評価の実際との相違が前述の梁ばねモデルと３次元動的解析との結果の差の原因と考えられる。そこで、試しに地盤とトンネル間の相互作用ばねを２次元有限要素解析結果の２倍として軸方向の解析を行ってみた。トンネルひずみに関する解析結果を３次元静的解析と比較して図－参8.3.5に示す。図のように、軸方向解析では、地盤との相互作用ばねを２次元有限要素解析結果の２倍とすると、分布形状、絶対値とも３次元静的解析とほぼ一致するトンネルひずみが得られていることがわかる。



(a)軸方向解析時のトンネル軸ひずみ分布　　(b)軸直角方向解析時のトンネル軸ひずみ分布

図－参8.3.4　トンネル軸ひずみに関する解析結果



図－参8.3.5　軸方向解析時のトンネル軸ひずみ分布

8.3.3 まとめと考察

地盤コントラストの著しい地盤急変部のように地盤ひずみの波長が短い場合には、このような地盤変形に対応する地盤の相互作用ばねの算定方法が難しく、したがって、相互作用ばねの算定に簡易法を採用した梁ばねモデルによるトンネルひずみの解析結果は、3次元静的解析よりもトンネル軸方向解析で1割程度小さく、軸直角方向変形時では約5割大きい結果となった。しかし、両方向の解析で得られたトンネル軸ひずみの分布のピークは3次元静的解析と一致しており、また3次元静的解析との差の大きい軸直角方向変形時のトンネル軸ひずみは軸方向変形時に比べて小さく、耐震上問題とされるレベルではない。したがって、地盤の相互作用ばね定数を適切に設定する必要はあるが、梁ばねモデルを実用的な相互作用解析手法としてトンネル縦断方向の免震設計に適用することが妥当であると判断された。

8．4 軸対称ＦＥＭモデルの適用性

軸対称ＦＥＭモデルは、相互作用ばねを用いることなくトンネル縦断方向の耐震解析を可能とするために、本共同研究で開発された手法であり、解析コードＥＡＳＩＴとしてプログラム化された。本モデルはトンネルを含まない硬軟地盤境界の変形について2次元有限要素解析との比較を行い、定式化の妥当性を検証している。本節では、前述の3次元静的有限要素法によって解析された硬軟地盤境界におけるシールドトンネルの耐震解析を本モデルによって解析し、トンネルスプリングライン位置におけるセグメントの変位、ひずみに関して3次元静的解析の結果と比較し、本モデルの適用性を検証する。

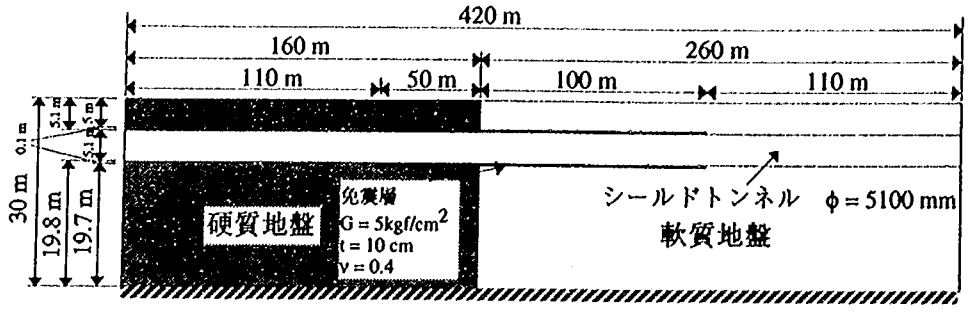
8.4.1 モデル化と解析条件

解析対象とする地盤ならびにトンネルの概要を図－参8.4.1に示す。地盤は、鉛直な地層境界を有する層厚30mの硬軟地盤境界であり、左側160mが硬質地盤、右側260mが軟質地盤である。3次元静的解析では地盤は100mの有限の幅を有していたが、軸対称ＦＥＭモデルではそのような境界の影響は考慮できないため、トンネル軸直角方向に無限に広がりを有する地盤として取扱う。トンネルは外径5.1m、セグメント厚25cmであり、図に示すように土被り5.1m（1Ｄ）の深さに埋設されているものとした。

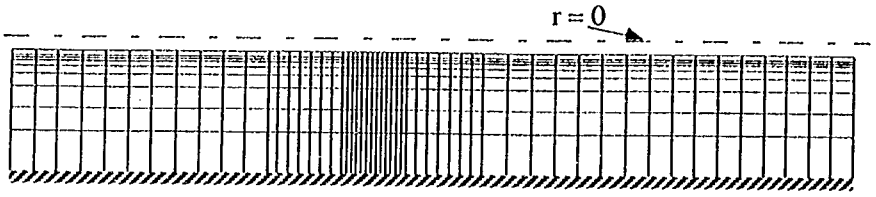
トンネル要素の物性としては、3次元静的解析と一致させ、トンネルの等価軸剛性に相当するヤング率としてE=19600kgf/cm²、ポアソン比0.167とした。免震層についても3次元静的解析と同様に、せん断弾性係数Ｇ=5kgf/cm²、ポアソン比0.4とし、免震層厚t=10cmで地層境界より硬質地盤側へ50m、軟質地盤側へ100mの合計150mに亘って設置するものとした。

軸対称ＦＥＭモデルのメッシュ分割を図－参8.4.2に示す。要素分割については、トンネル軸方向は3次元静的解析のトンネル軸方向の分割と一致させた。また鉛直方向あるいはセグメントから基盤までの分割は、解析コードＥＡＳＩＴでは図のように自動的に9分割される。なお、セグメントならびに免震層は、1層でモデル化されている。

地震荷重は解析モデル全体にわたって、モデルの右側へ静的に一様な震度0.3Ｇを作用させた。



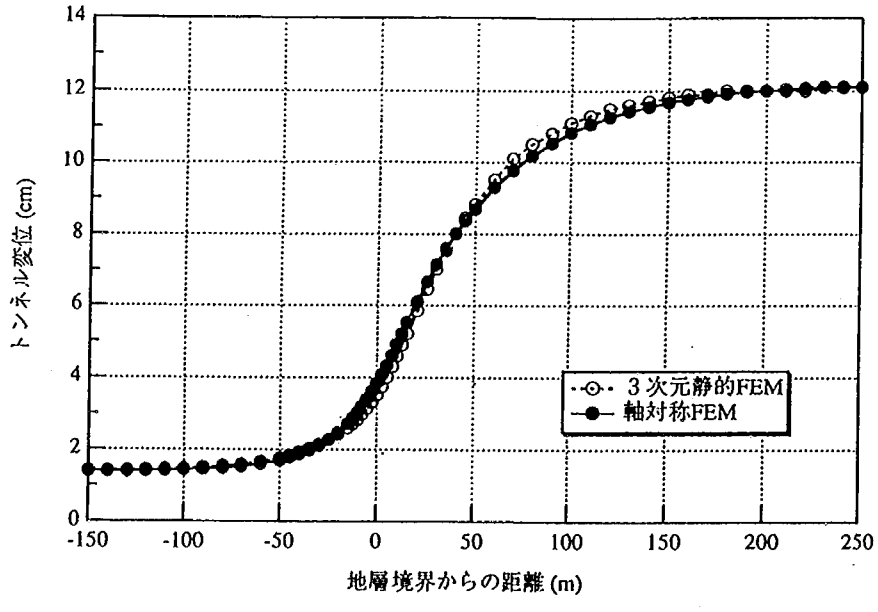
図－参8.4.1　解析対象地盤およびシールドトンネルの配置



図－参8.4.2　軸対称ＦＥＭモデルによるメッシュ分割

8.4.2　解析結果

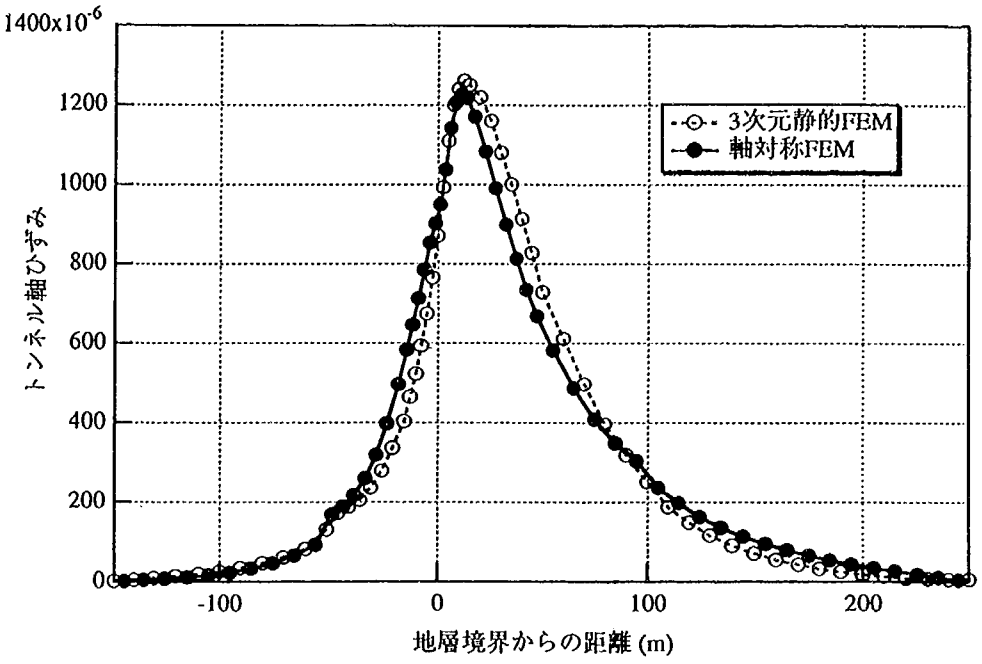
図－参8.4.3に本解析により得られたセグメント外面の変位を、３次元静的解析のトンネルスプリングライン位置のセグメント変位と比較して示す。図のように両者の解析結果はほとんど重なっており、本モデルにおける地震荷重の設定法（トンネルスプリングライン位置より地表面までのせん断力ならびにトンネルより基盤までの地盤慣性力）が妥当であることが検証できた。



図－参8.4.3　セグメント変位に関する軸対称ＦＥＭモデルと３次元静的解析の比較

図－参8.4.4は、セグメントの軸ひずみに関する軸対称ＦＥＭモデルと３次元静的有限要素解析の結果を比較して示している。図のように軸対称ＦＥＭモデルによる解析結果の方が、セグメントひずみの分布が多少シャープになっている点が３次元静的解析の結果と異なるものの、最大ひずみ

の発生位置ならびに最大ひずみ値はほとんど一致しており、軸対称ＦＥＭモデルは３次元静的解析の高い近似を与えていることがわかる。前述のように３次元静的解析の場合、モデル周囲の自由境界の影響が少なからず解析結果に影響を及ぼすが、軸対称モデルではトンネル軸方向の境界のみであるため、両者の解析結果は必ずしも一致するわけではないが、図－参8.4.3ならびに図－参8.4.4に示す両解析結果の一致は、軸対称ＦＥＭモデルの解析精度が高いことを実証したものと言える。



図－参8.4.4　セグメントの軸ひずみに関する軸対称ＦＥＭモデルと３次元静的解析の比較

8.4.3　まとめと考察

軸対称ＦＥＭモデルは、トンネル縦断方向の耐震解析において、トンネルスプリングライン位置のトンネルの変位、ひずみを、３次元解析と同等の精度で算出することが検証された。本モデルは、基本的には２次元静的解析であり、解析時間や解析に大きなコンピュータの容量を必要としない。また、深さ方向のメッシュ分割を自動化することで、簡便にモデル化が可能となる。本モデル開発の目的は、トンネルと地盤との相互作用ばねを使用することなく、トンネルと地盤との相互作用を解析できるようにすることにあった。相互作用ばねの設定法に配慮することなく、この部分をブラックボックスとして相互作用が精度良くかつ簡便に解析できることは、免震トンネルだけに限らず、実務設計に適用できるトンネルの縦断方向の耐震解析の有力なツールとなり得るものと考える。

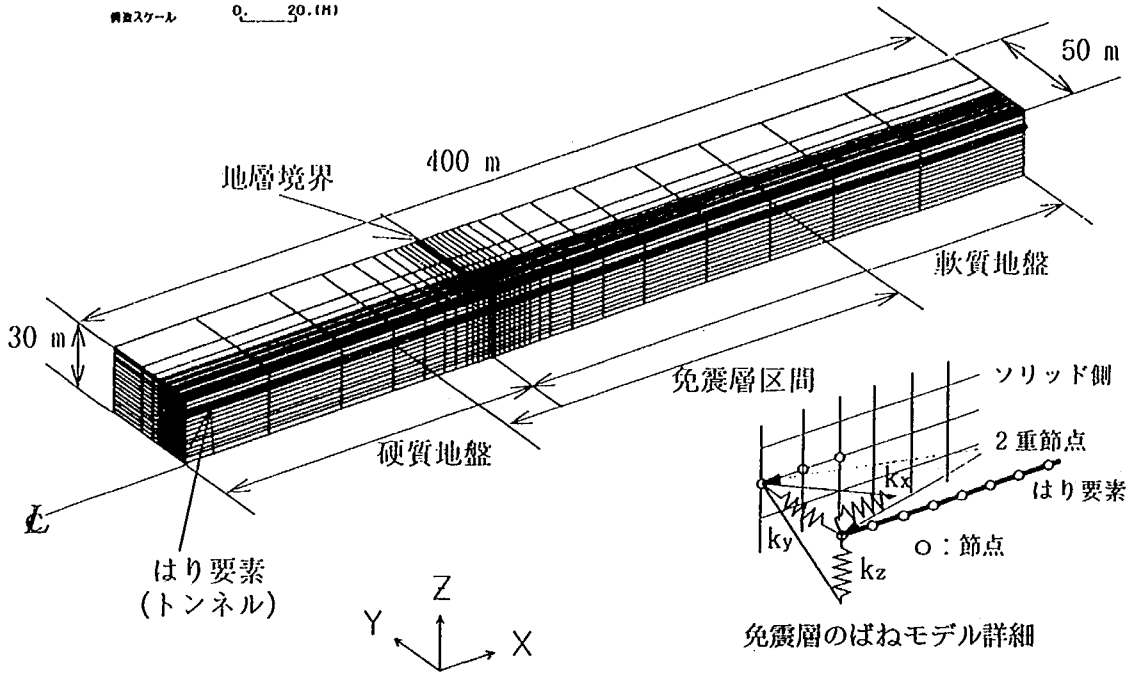
８．５　３次元ＦＥＭ簡易モデルの適用性

本節では、免震トンネルの縦断方向の設計に適用する簡易解析法として、３次元ＦＥＭ簡易モデルの妥当性を検討する。３次元ＦＥＭ簡易モデルは、免震トンネルを梁ばねモデルで、地盤を３次元ソリッド要素でモデル化するものである。このモデルを用いた解析については、３次元動的有限要素解析結果との比較により、応答値の完全一致までには至らないものの比較的現象を再現することが、本共同研究によって検証されている。本節においては、8.2節における３次元静的有限要素解析の結果

との比較検討を行い、３次元ＦＥＭ簡易モデルのトンネル縦断方向に対する適用性を検証する。

8.5.1　モデル化と解析条件

解析条件は３次元静的有限要素解析と同様である。図－参8.5.1に解析モデル、表－参8.5.1，表－参8.5.2に解析に用いたトンネル、表層地盤ならびに免震材の物性値を示す。トンネル外径は5.1m（標準ＲＣセグメント）であり、免震層は層厚10cmとして地層境界より硬質地盤側には50m、軟質地盤側には100m設置する。トンネル梁要素を支える免震層の等価ばね定数は、本マニュアル（案）に基づき算出した。本解析では、静的水平震度0.3をモデル全体にわたって一様に硬質地盤側から軟質地盤側へ作用させた。



図－参8.5.1 解析モデル

表－参8.5.1　解析に用いた地盤と免震材の物性値

材　料		せん断弾性係数 (tf/m²)	弾性係数 (tf/m²)	単位体積重量 (tf/m³)	せん断波速度 (m/sec)	ポアソン比
地盤	軟質地盤	4860	1630	1.6	100	0.49
	硬質地盤	47940	16530	1.8	300	0.45
免震材		50	140	1.0	－	0.40

表－参8.5.2　解析に用いたトンネルの物性値

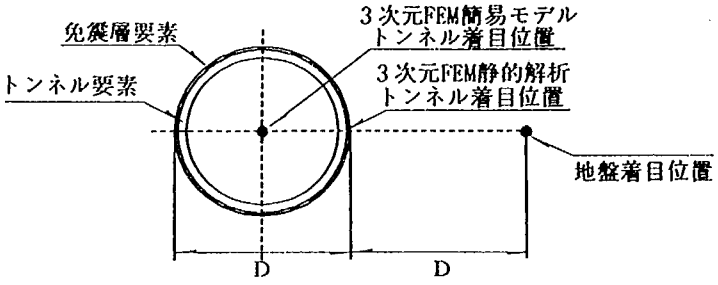
単位体積重量 (tf/m³)	2.5
軸方向等価剛性 EA (tf)	6.73×10^{5}
軸直角方向等価曲げ剛性 EI (tf･m²)	4.80×10^{6}

8.5.2　解析結果

３次元静的有限要素解析と本解析との比較を、地盤およびトンネルについて変形、ひずみ分布により行う。図－参8.5.2に応答値出力位置を示し、図－参8.5.3、図－参8.5.4に３次元静的有限要素解析と３次元ＦＥＭ簡易モデルによる解析結果の変位分布、軸ひずみ分布図を示す。

図－参8.5.3に示すように、変位に関しては地盤位置、トンネル位置とも、本モデルによる解析結果の方が３次元静的解析よりも若干大きい結果となった。このことは、地盤の変形を拘束する効果が、トンネルを等価な剛性の梁とすることによって、実際よりも多少小さいことを意味しているが、その差はわずかであり、変形分布形状については、３次元静的解析結果とほぼ一致していると言える。

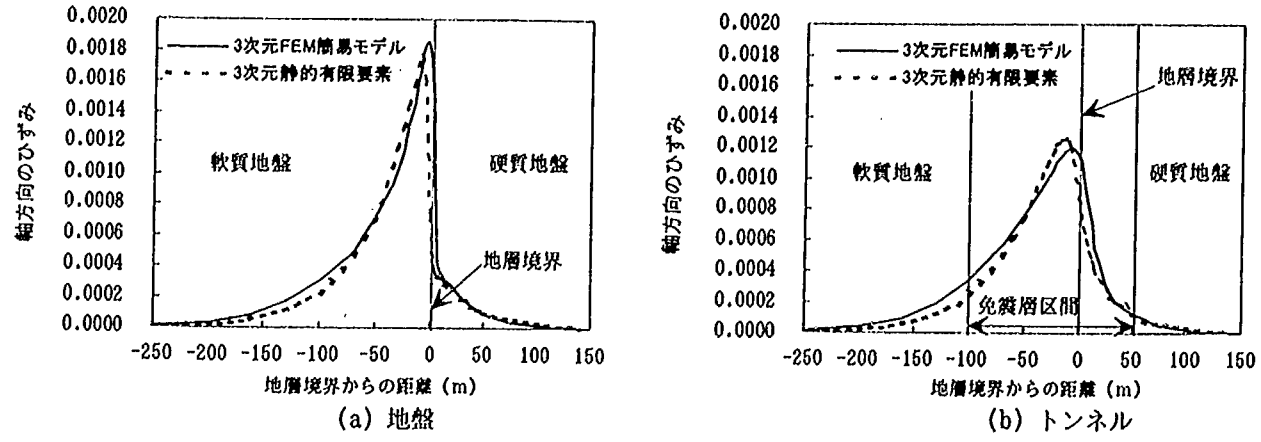
一方、軸ひずみに関しては、図－参8.5.4に示すように、地盤位置では本モデルによる解析結果は３次元静的解析よりもピークが地層境界よりに移動し、ピーク値が３次元静的解析よりも若干大きい。また、トンネル位置では、本モデルの解析は３次元静的解析と比較してピークが地層境界よりに移動するとともに、ピーク値が多少小さい結果となった。しかし、本モデルと３次元静的解析との差異はわずかであり、トンネルの軸方向の免震設計に対して本モデルが３次元静的解析の簡易モデルとして十分適用可能であることが示された。



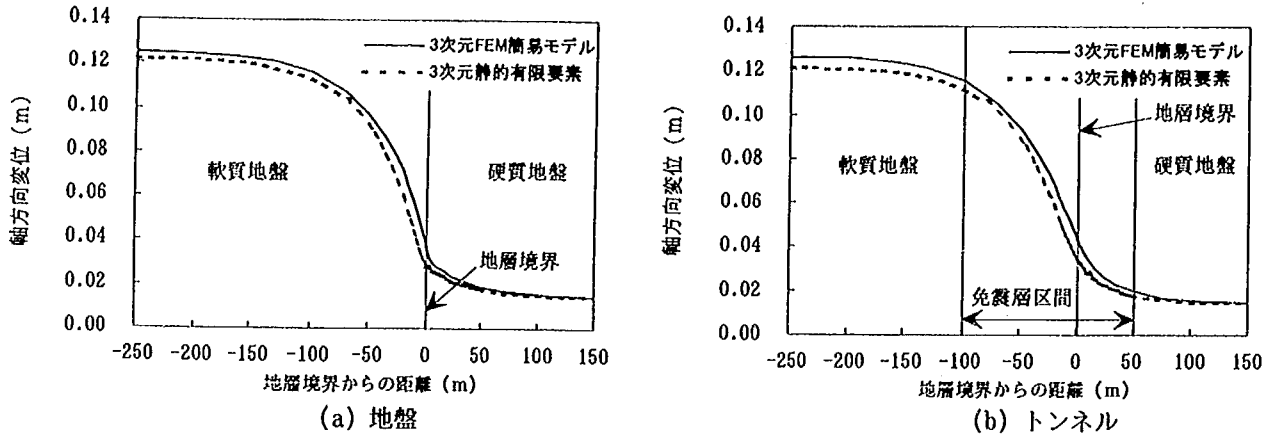
図－参8.5.2　応答値出力位置

8.5.3　まとめと考察

３次元FEM簡易モデルのトンネル縦断方向の免震設計に対する適用性について検討した結果、３次元ＦＥＭ簡易モデルは、トンネル変位、トンネルひずみとも３次元有限要素解析とほぼ一致する解析結果を与えることがわかった。したがって、トンネル軸方向の免震設計に対して、３次元ＦＥＭ簡易モデルは実用的な簡易法モデルとして適用可能であると判断された。



図－参8.5.3　ひずみ分布の比較



図－参8.5.4　変位分布の比較

8．6　まとめ

本資料では、地盤条件急変部のトンネルとして硬軟地盤境界における免震シールドトンネルを対象として３次元静的有限要素解析を実施し、免震シールドトンネルの縦断方向のメカニズムや免震効果について整理した上で、この３次元静的解析をそれぞれ梁ばねモデル、軸対称ＦＥＭモデル、３次元ＦＥＭ簡易モデルを用いて解析した。トンネルスプリングライン位置におけるセグメントの変位、ひずみに関して、３次元静的解析と３解析モデルの解析結果を比較した結果、縦断方向の免震設計に適用する３つの解析モデルの適用性に関して以下のような結論を得た。

(1)梁ばねモデルと３次元静的解析との比較より、梁ばねモデルは３次元静的解析の比較的良い近似を与えることがわかり、地盤の相互作用ばね定数の設定を慎重に行う必要はあるものの、実用的な相互作用解析手法として梁ばねモデルをトンネル縦断方向の免震設計に適用することの妥当性が検証された。

(2)軸対称ＦＥＭモデルと３次元静的解析との比較では、軸対称ＦＥＭモデルがトンネルスプリングライン位置のトンネル変位、ひずみを３次元解析と同等の精度で算出することが示され、軸対称モデ

ルを詳細解析法としてトンネル縦断方向の免震設計に適用することの妥当性が検証された。

(3) 3次元ＦＥＭ簡易モデルと3次元静的解析との比較より、3次元ＦＥＭ簡易モデルはトンネル変位、トンネルひずみともに多少ピークの発生箇所が異なるものの3次元静的解析とほぼ一致する解析結果を与えることがわかり、3次元ＦＥＭ簡易モデルを詳細解析法としてトンネル縦断方向の免震設計に適用することの妥当性が検証された。

参考資料－９　免震トンネル横断方向の耐震計算法の適用性

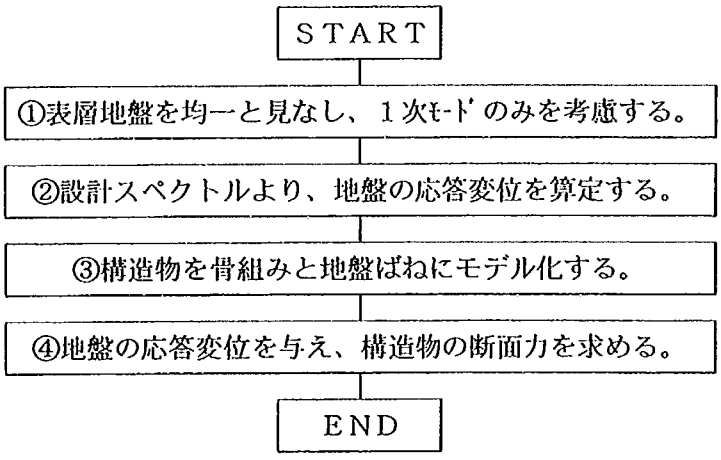
９．１　概要

一般に地下構造物の耐震設計では、応答変位法が中心に用いられる。応答変位法は、地盤変位を相互作用ばねを介して強制的に構造物に作用させることにより、地震時に地下構造物に生じる断面力を静的に計算しようとする耐震計算法である。しかしながら、応答変位法では、地盤と構造物間の相互作用ばね評価が解析結果の精度に大きな影響を及ぼすことが知られている。本共同研究では、免震トンネルの耐震計算法を検討するに当たり、簡便で実務的なＦＥＭを用いた地盤慣性力法を提案するとともに、動的解析結果と比較し、その妥当性を検証した。

９．２　地盤慣性力法

9.2.1　応答変位法による耐震計算法

応答変位法は、一般に図－参9.2.1の手順で行われている。



図－参9.2.1　応答変位法の流れ

共同溝設計指針[1]では縦断方向に対して図－参9.2.1の①②が規定されており、一方、駐車場設計指針[2]では横断方向に対して③の地盤ばねを２次元有限要素モデルを用いて算定する方法や、④の強制変位の他に周面せん断力と躯体慣性力を作用させる方法が規定されている。しかし、一般に表層地盤を固有周期が等価な均一地盤に置換する方法を採用しているが、現実には多層地盤であることが多く、表層地盤の変形モードが余弦関数とは異なるとともに、固有周期の近似が悪くなる場合がある[3]。また、耐震計算上支配的である地盤ばねの算定方法に不確定要素が多く、構造物の剛性が低い場合、計算上地盤以上の変形が生じてしまうなどの矛盾も発生する。しかも、免震トンネルでは免震層が柔らかく相対的に大きい変形を起こすため、地盤～免震層～トンネル躯体の間の相互作用を的確に表現する必要がある。

そこで、このような問題を解決するために、多層地盤の固有値を理論解で求める[3]とともに、地盤ばねを用いることなく、前記の相互作用を取扱うことのできる２次元有限要素モデルを用いた地盤慣性力法を検討した。

9.2.2　地盤慣性力法による耐震計算法

本手法は、図－参9.2.2のように表層地盤を２次元の平面ひずみ要素で、地下構造物を梁要素でモデル化し、両者に慣性力を静的に作用させる手法である。慣性力は、表層地盤の１次せん断振動モードのみを考慮することとし、多層地盤のモード解析に基づいて、設計地震動の加速度応答スペクトルを用いて式(参9.2.1)と式(参9.2.2)で与える。

$$F(z)=\gamma_t(z)/g\cdot A(z) \qquad (参9.2.1)$$

$$A(z)=\phi(z)\cdot\beta\cdot Sa \qquad (参9.2.2)$$

ここで、

z　：深さ

$F(z)$：慣性力

$\gamma_t(z)$：地盤の単位体積重量

g　：重力加速度

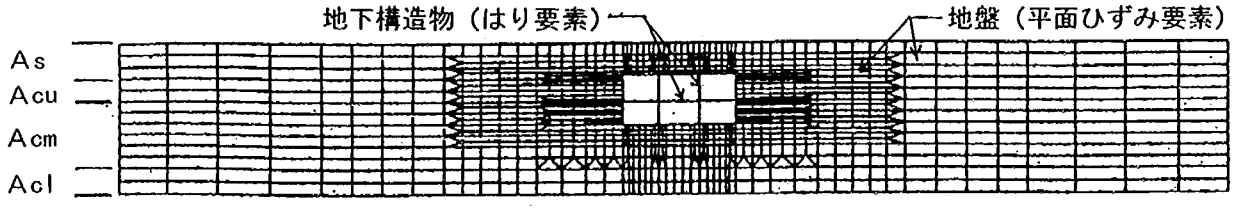
$A(z)$：地盤の絶対加速度

$\phi(z)$：地盤の１次モード振幅

β　：地盤の１次の刺激係数

Sa：地盤の１次固有周期に対する絶対加速度応答スペクトル値

本手法は、地盤慣性力を有限要素モデルに作用させる方法であるため、地盤慣性力法と称することにした。なお、表層地盤の減衰定数は、設計時には本マニュアル（案）の4.2に規定する等価減衰定数を用いるが、ここでは比較のため一律10％と仮定した。



図－参9.2.2　解析モデルの例

9.2.3　既往のＦＥＭを用いた耐震計算法との比較

ＦＥＭを用いた耐震計算法は、既にいくつかの方法が提案されている。それらの特徴を本手法も含めてまとめると表－参9.2.1のようになる。比較的簡単で精度が高いとされているのは、地盤応答震度法と地盤応答変位法と考えられ、本手法はこれらと同様な方法を踏襲しているが、１次モードのみを考慮した応答スペクトル法に該当し簡略化を図っているため、より実務的と言える。

表－参9.2.1　ＦＥＭを用いた地下構造物の耐震計算法

計算法	地盤ﾓﾃﾞﾙの範囲	地震外力の与え方	地盤ﾓﾃﾞﾙ境界条件	特徴
ＦＥＭを用いた応答変位法（池田ら[4]）	表層地盤全体	両側境界面に強制変位を与える。	基盤固定、他は自由。側方境界に強制変位。	地盤モデルの幅が広いと、中央部の変形が小さくなる。
地盤応答震度法（片山ら[5]）	構造物の周囲	地盤と構造物に慣性力を与える。	モデル底面固定、他は自由。	事前に、SHAKE の結果の最大相対変位が生じる時刻の加速度分布を得る必要がある。
地盤応答変位法（立石[6]）	構造物の周囲	同上	地表面と基盤以外の境界に周面せん断力。	静的サブストラクチャ法として導いた方法。周辺地盤のモデル範囲は小さくてよい。
ＦＥＭ応答変位法（太田ら[7]）	表層地盤全体	地盤に節点力、構造物に慣性力と周面せん断力を与える。	基盤固定、他は自由。	地盤に与える荷重は、切り欠き地盤に自然地盤の変形を生じさせたときの節点力である。
地盤慣性力法（本手法）	表層地盤全体	地盤と構造物に慣性力を与える。	同上	地盤の１次モードのみの応答スペクトル法に該当する。

９．３　地盤慣性力法の適用性

9.3.1　検討条件

地盤慣性力法の適用性を検討するために、図－参9.2.2の地盤モデルを対象に、道路橋示方書の震度法レベルの地震動（Ｉ種地盤）[8]を入力地震動とし、表－参9.3.1に示す３つの解析手法による解析結果の比較を行った。なお、参考として地盤応答震度法による解析も行い、断面力の比較を示した。

表－参9.3.1　３つの解析手法の概要

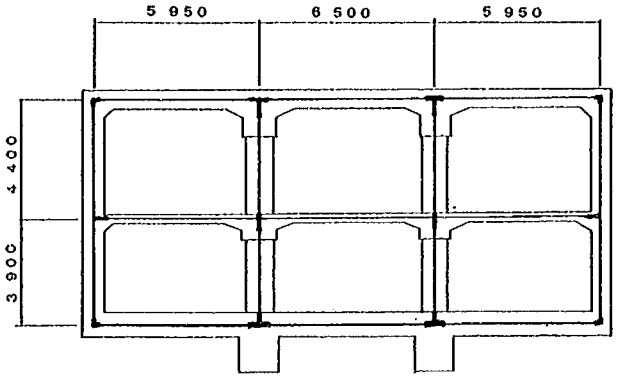
ｹｰｽ	解析手法	地盤モデル	せん断弾性係数	地盤ばね	備考
1	応答変位法	１層地盤に換算	微少ひずみ時の64％	あり	駐車場設計指針による
2	地盤慣性力法	図-参9.2.2による	SHAKEによる収束値	なし	本手法
3	時刻歴動的解析	図-参9.2.2による	SHAKEによる収束値	なし	一般的な線形動的解析

地盤条件は、表－参9.3.2に示す通りである。表中の２種類のせん断弾性係数は、それぞれSHAKEを用いた等価線形解析結果の収束値と、駐車場設計指針[2]に従い微小ひずみ時の64％に設定した値である。

構造物の条件は、２層の地下駐車場で両側に車庫、中央に走行路を有し、柱で床版を支える構造となっている。部材を梁で表したモデルを図－参9.3.2に示す。検討に用いた地震動をＬ１地震動としたため、部材は全断面有効剛性を用いた。なお、ハンチ部は剛域を考慮し、下床版下の縦桁は無視した。

表－参9.3.2　地盤条件

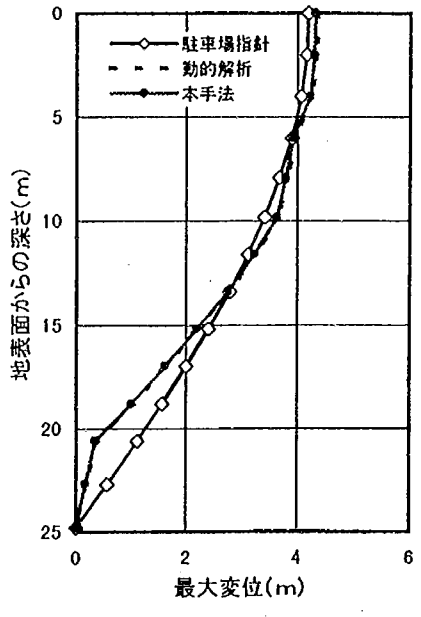
地層名		層厚 (m)	N値	単位体積重量 (tf/m³)	せん断弾性係数(tf/m²)	
					SHAKE	駐車場指針
1	沖積砂質土層 As	6.0	9	1.8	936～3710	4060
2	沖積粘土上層 Acu	3.8	5	1.7	2830～3000	4050
3	沖積粘土中層 Acm	10.8	2	1.66	1120～1260	2150
4	沖積粘土下層 Acl	4.2	9	1.7	5100～5170	6000
5	洪積砂礫層 Dsg	基盤	－	2.0	43630	－



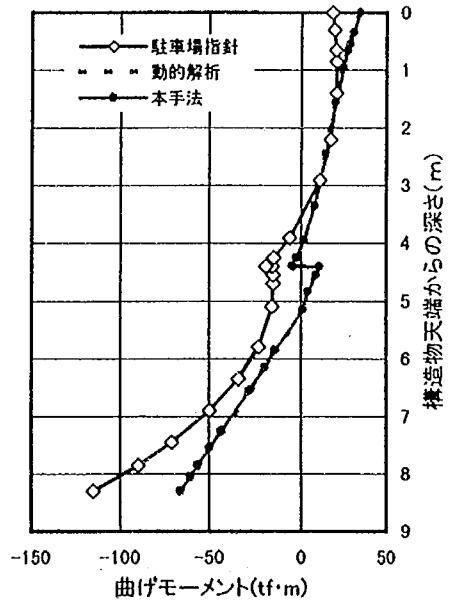
図－参9.3.2　構造物モデル

9.3.2　解析結果

図－参9.3.3に地盤の最大変位を、図－参9.3.4に地下構造物側壁の最大曲げモーメントを示す。これらより、このような条件では、駐車場設計指針の方法では動的解析結果と多少の差が生じるが、地盤慣性力法ではほぼ一致することがわかる。

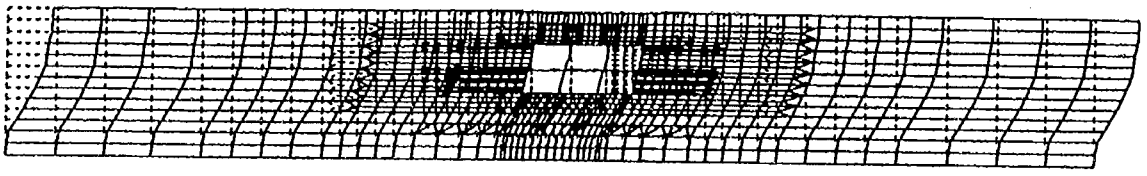


図－参9.3.3　地盤の最大変位

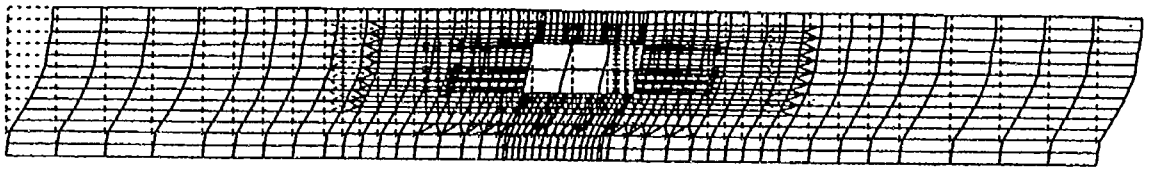


図－参9.3.4　側壁の最大曲げモーメント

地盤慣性力法と動的解析の結果について、さらに比較を示す。図－参9.3.5にモデル全体の最大変位分布を示すが、モデル全体に亘って両解析結果の変位分布が一致していることがわかる。また、図－参9.3.6に構造物の基盤面に対する最大変位を示す。両者には若干の差異が生じているが上下床版間の相対変位は地盤慣性力法の方が動的解析より６％大きい程度であり、両者の構造物の変形はほとんど一致し、本解析結果は若干安全側の解析結果を与えた。構造物の断面力を図－参9.3.7～図－参9.3.9に示す。同図には参考として、表－参9.2.1の地盤応答震度法の解析結果も示したが、３者ともほとんど一致していることがわかる。

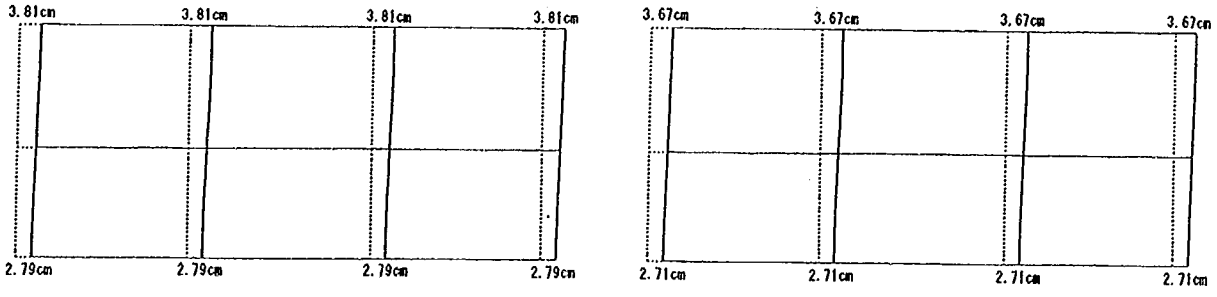


(a) 地盤慣性力法



(b) 動的解析

図－参9.3.5　モデル全体の最大変位分布

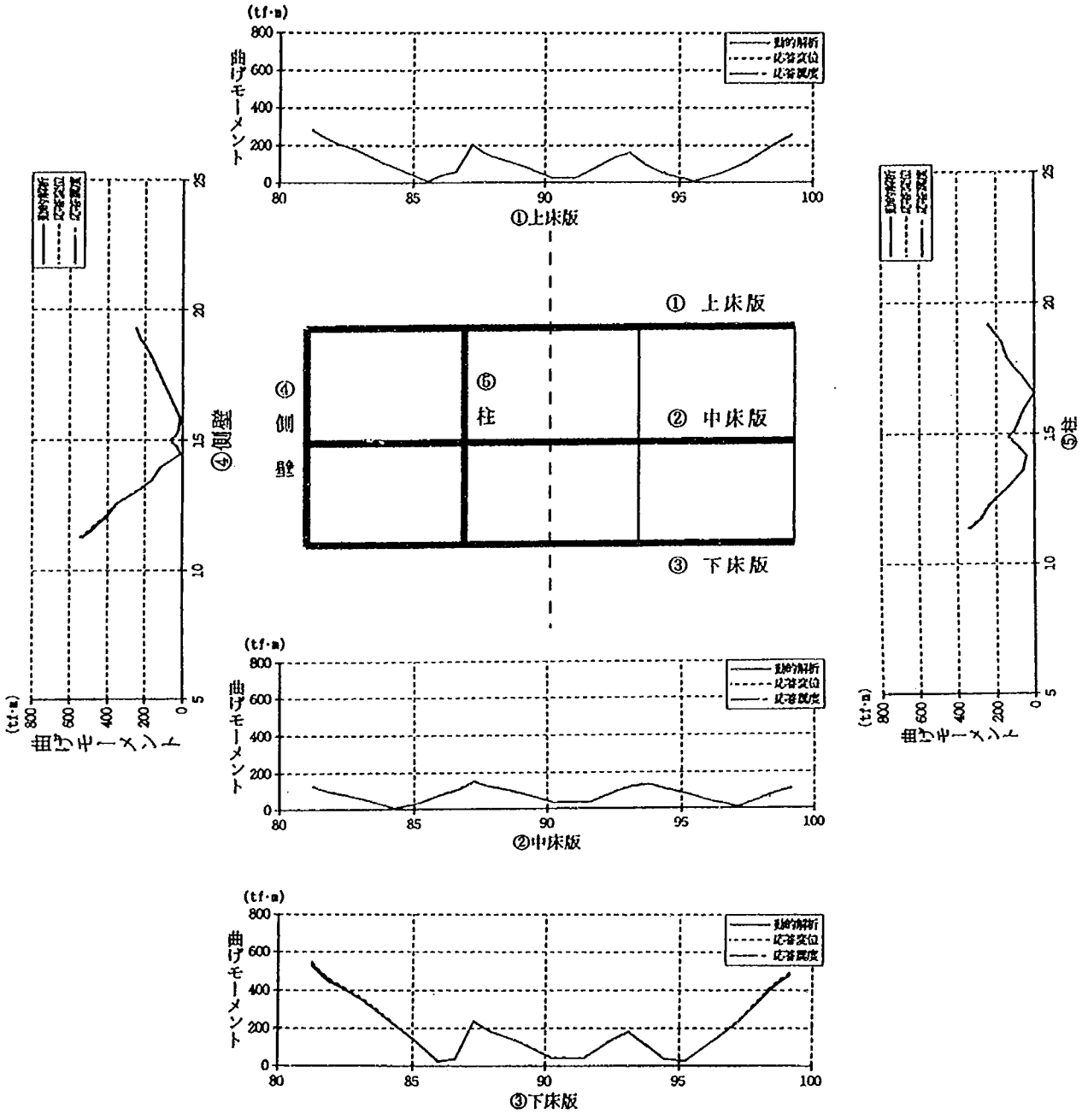


(a)地盤慣性力法　　(a)動的解析

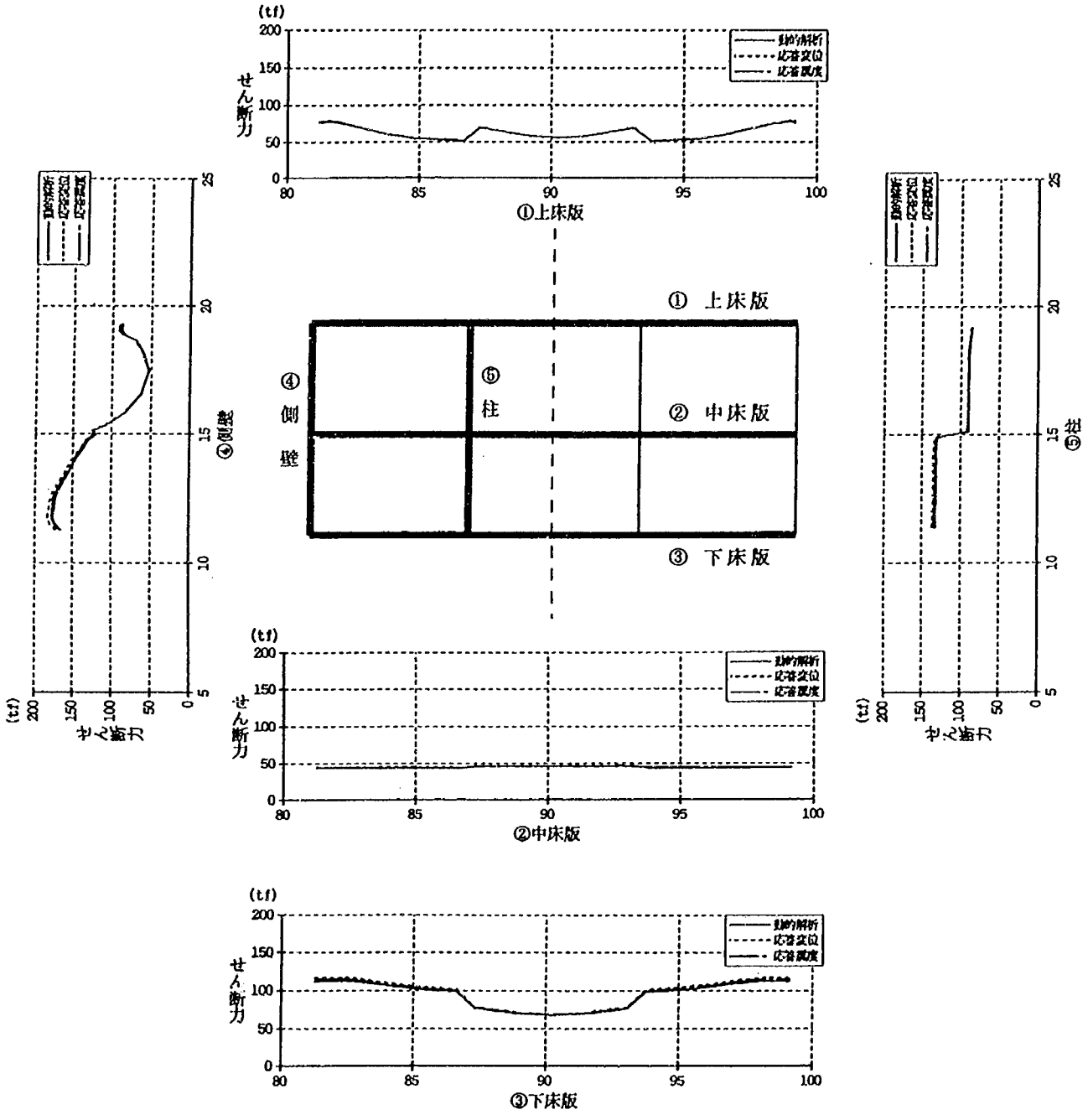
図－参9.3.6　構造物の基盤面に対する最大変位

9.3.3　結論

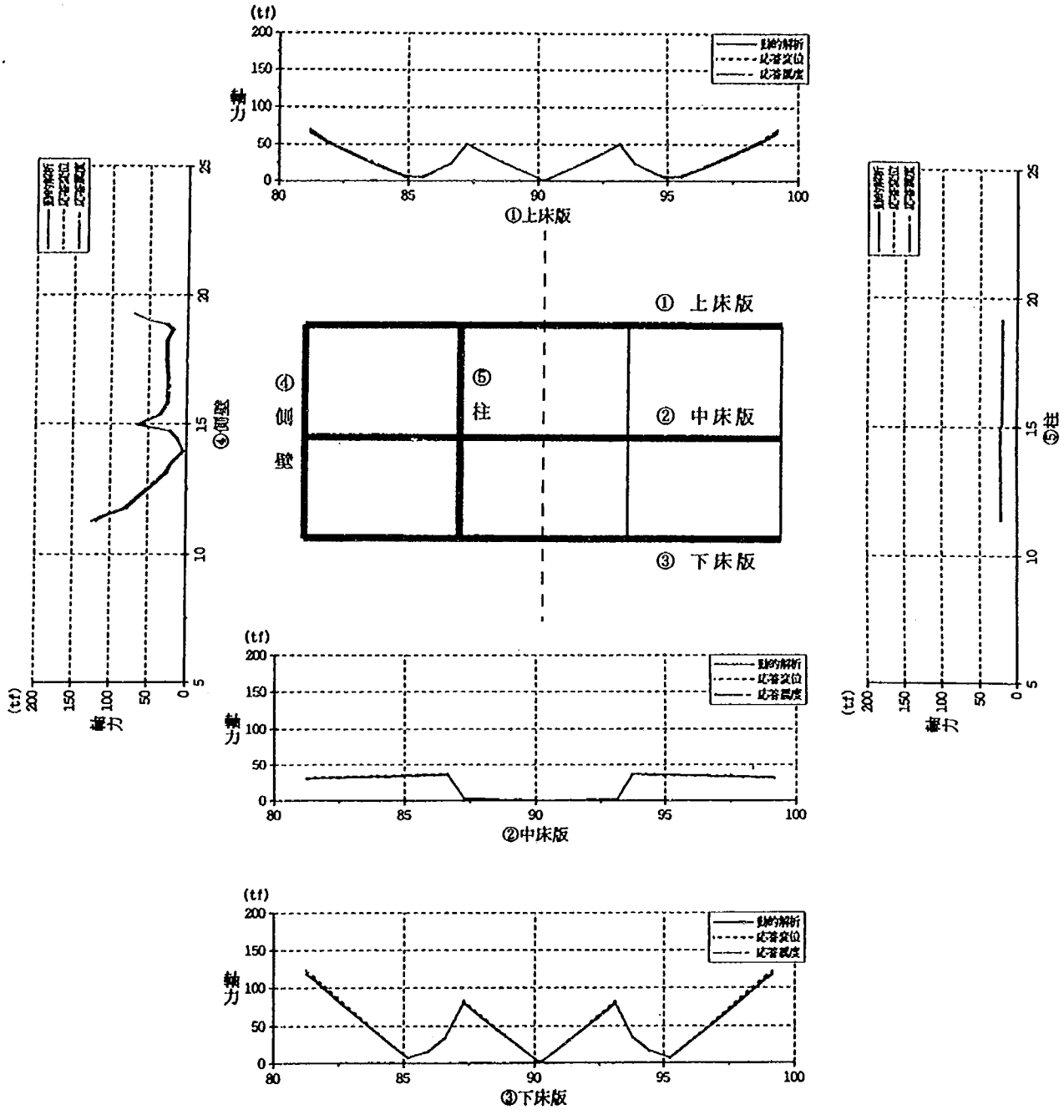
地盤とトンネルとの相互作用を正しく評価できる免震トンネル横断方向の耐震計算法として開発した地盤慣性力法の適用性を検討することを目的として、動的解析との比較を行った。その結果、本解析手法は地盤変位、構造物の相対変位、発生断面力ともに、動的解析とほぼ一致する解析結果を与えることが示された。



図－参9.3.7　構造物の最大曲げモーメントの比較



図－参9.3.8　構造物の最大せん断力の比較



図－参9.3.9　構造物の最大軸力の比較

参考文献

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

2) (社) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針・同解説，pp. 155～186，平成4年11月

3) 田中：表層地盤の固有周期の簡易算定法に関する検討，第6回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 1441～1448，1982

4) 濱田、泉、岩野、志波：岩盤空洞の地震時ひずみの解析と耐震設計，土木学会論文集，No. 341，pp. 197～205，1984

5) 片山、足立他：地下埋設構造物の実用的な準動的解析法「応答震度法」の提案，土木学会第40回年次学術研究発表会，pp. 737～738，1985. 9

6) 立石：静的ＦＥＭを用いた地中構造物横断面方向の耐震設計法における地震荷重の作用方法の研究，土木学会論文集，No. 519，pp. 139～148，1995. 7

7) 太田、西田、北嶋、佐藤：応答変位法を用いた地下構造物の耐震設計について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術論文集，pp. 437～444，1997. 1

8) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，pp. 146～161，平成2年2月

参考資料－１０　免震シールドトンネル周辺地盤の沈下の検討例

１０．１　概要

シールドトンネルに免震構造を適用した場合、免震層が通常の裏込め材に比べて相対的に軟らかいことに起因する周辺地盤への影響が懸念される。このため、本節では、地表面への影響が顕著となり易い低土被り下の条件に対して、変形特性の異なる２種類の免震材（ウレタンおよびシリコーン系の線形弾性材料、非線形性を有するアスファルト系材料）を対象とした２次元静的有限要素解析により、免震層の非排水条件下での変形程度を試算し、周辺地盤への影響を検討したものである。

１０．２　解析手法および解析条件

10.2.1　解析手法

（１）免震構造を適用することにより生じる沈下発生原因の整理

吉田[1]によればシールド構築に伴う沈下発生原因は、①先行沈下、②切羽前沈下・隆起、③通過時沈下・隆起、④テールボイド沈下・隆起、⑤後続沈下の５つであると整理されている。

このうち、通常の裏込め材の代わりに免震材を充填することにより周辺地盤への影響が生じるのは、④および⑤が考えられる。しかしながら、テールボイド内への免震材注入は、基本的に通常の裏込め材と変わらない手順、状況で行われるため、免震構造を適用することによる周辺地盤への影響の程度が変化するのは⑤のみに限定される。このため、本検討では主として⑤後続沈下に着目した。

（２）解析の手順

表－参10.1に本検討における解析手順を示す。これらは宮川[2]が提案する手法、および土研資料[3]に示される手法等を参考にしてその手順を定めたものである。特に、裏込め材や免震材の変形を把握するため、**表－参10.1**のSTEP-3において、地山からの作用土圧を覆工の外側の免震層に与えている点が一般的な解析とは異なっている。なお、（１）に示した後続沈下は表中のSTEP-3に相当し、この差が免震層位置の材料の差となる。

また、**表－参10.1**解析手順に示した諸定数は以下のとおりとした。

① 開放応力に関する有効率［βt］：0.35

図－参10.1および文献2)に基づき、想定するテールボイド長（裏込め材の未硬化区間長）により設定した。この際のテールボイド長L_t(m)は即時注入方式を想定した2.0mとした。

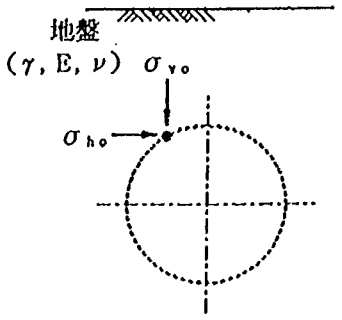
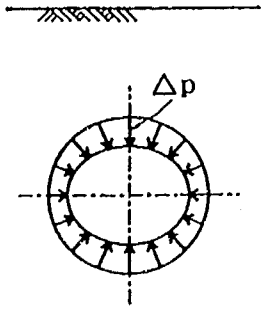
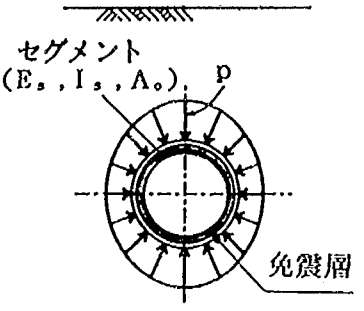
② テールボイド部の有効圧［pt］：0.8kgf/cm²

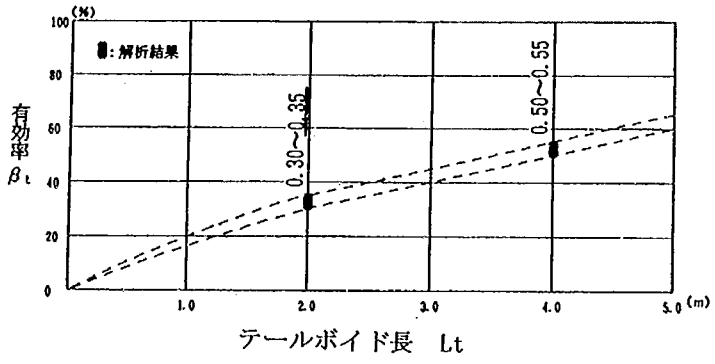
宮川が提案するように、裏込め材注入口での圧力の50%をシールド外周面の等分布圧力として設定した。この際の各材料の注入圧力は、全土被り荷重相当として1.6kgf/cm²とした。

③ セグメントリング（覆工）への作用土圧に関する有効率［βs］：1.0

全土被り土圧（H／D ＝ 1より）とした。

表－参10.1　解析手順　（宮川[3]に加筆）

STEP－1	STEP－2	STEP－3
地盤初期応力状態	シールド掘進 [テールボイド部の応力解放による影響の計算]	セグメント設置 ・トンネル完成
		
・解析モデルに土の単位重量γを与えシールド掘進前における地盤内の初期応力σ_oを計算する。 なお、水平方向の応力は、 $\sigma_{ho} = K_o \cdot \sigma_{vo}$ ここに、 σ_{ho}：水平方向の応力 σ_{vo}：鉛直方向の応力 K_o：静止土圧係数 (0.7：軟質地盤)	・トンネル切羽外周線に解放応力△pを与える。 $\Delta p = \beta_t (\sigma - p_t)$ ここに、 △p：解放応力 σ：初期応力step1より p_t：テールボイド部の有効圧 (裏込め注入圧の1/2) β_t：解法応力に関する有効率 (0.35)	・セグメントを線部材として組込むとともに、セグメント設置後の作用土圧pをセグメントに内向きに与える。 $p = \beta_s \cdot \sigma_o - \Delta p$ ここに、 σ_o：地盤内の初期応力 p：セグメント設置後の作用土圧 β_s：セグメントの作業土圧に関する有効率 (1.0：全土被り圧)



図－参10.1 テールボイド長と有効率β_tの関係

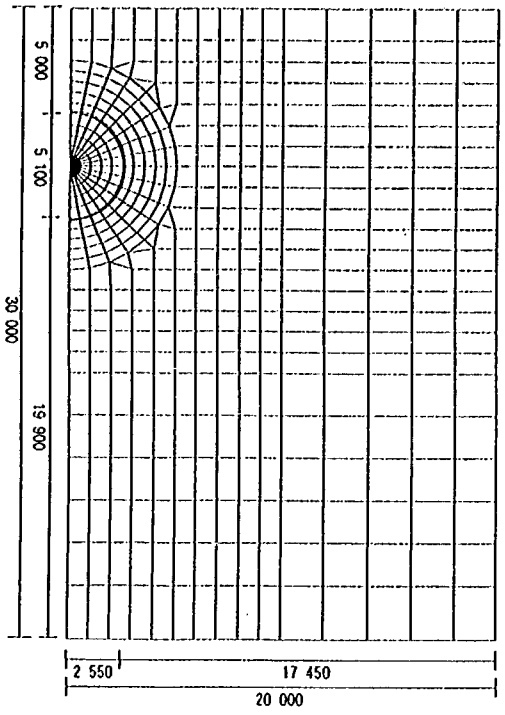
10.2.2　解析条件

（1）対象構造物および解析ケース

地表面への影響が大きくなることが予想される低土被り厚下の掘進を想定し、外径5.1mのＲＣセグメント製のシールドトンネルが地表面から１Ｄの深さに構築される状況を検討の対象とした。解析ケースは、この状況に対して、免震構造を適用した場合（免震材としてはアスファルト系およびウレタン・シリコーン系の２種類）と適用しない場合の計３ケースとした。表－参10.2にトンネル諸元を、また、解析モデルを図－参10.2に示す。

表－参10.2　トンネル部材諸元

	解析値
外　径 (m)	5.1
セグメント厚 (m)	0.225
土被り (m)	5.0
単位体積重量γ (tf(tf/m³)	2.5
弾性係数E (tf/m²)	3.75×10⁶
ポアソン比ν	0.167



図－参10.2　解析に用いたメッシュ分割

（2）地　盤

解析では、N値3程度の軟質な粘性土層が厚く堆積する地盤条件を想定した。その地盤定数は表－参10.3に示すとおりであり、一般的な物性値を参照して決定したものである。なお、解析において地盤は線形弾性材料として取り扱った。

表－参10.3　地盤条件

項　目	解析に用いた定数値	備　考
単位体積重量γ_t (tf/m³)	1.6	
変形係数E (kgf/cm²)	85 (N=3)	E = 5N+70 (N<10) [1]
ポアソン比νg	0.4	

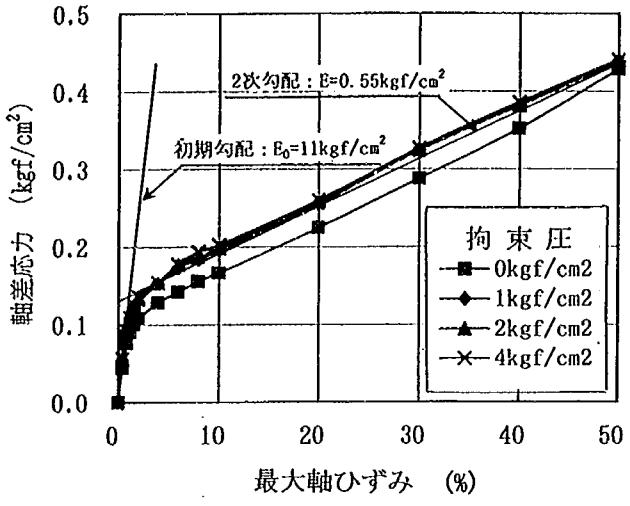
（3）免震材および裏込め材物性

解析では、表－参10.4に示す免震材の一般的な変形係数およびポアソン比を用いた。ここで、アスファルト系材料については、非排水状態の変形特性を対象として、図－参10.3に示す三軸圧縮試験結果[4]における応力～ひずみ関係をバイリニア型にモデル化した非線形弾性扱いとし、また、ウレタン系、シリコーン系材料については、両者とも類似の変形特性を持っており、共に地盤内で想定される応力レベルでは非線形性が生じないため、線形弾性材料としてモデル化した。

なお、比較対象として解析した裏込め材は、一般に用いられている材料の中からセメント・非エアー系の物性値を採用して適用した。

表－参10.4　免震材および裏込め材諸元

	免震材		裏込め材
	アスファルト系	ウレタン・シリコーン系	(セメント・非エアー系)
厚　層　t (cm)	10	10	10
圧縮弾性係数　(kgf/cm²)	11.0 ～ 0.55	8.6	1,750
ポアソン比　ν_s	0.40	0.48	0.3
単位体積重量　γ_t (tf/m³)	1.114	1.27	1.9



図－参10.3　アスファルト系材料の変形特性

１０．３　解析結果

（１）免震層の変形状況

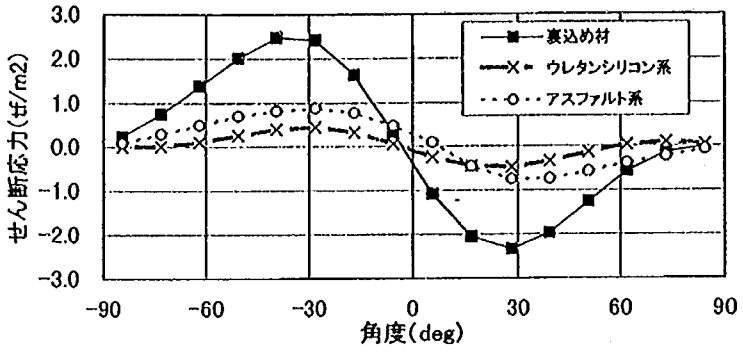
表－参10.5に各ケースの免震層の層厚の変化状況（解析における最終ステップでの値）を示す。

同表より、通常の裏込め材が最も小さな変形量を示し、最大でも１㎜程度の変形しか生じていないことがわかる。また、ウレタン系、シリコーン系は裏込め材よりもわずかに大きな変形量を示しているが、最大でも2mm程度に過ぎず、よほど厳しい制約条件が無い限りは、実用上問題のないレベルと考えられる。この原因としては、同材のポアソン比が0.5に近く、体積変形を生じにくいことが挙げられる。

一方、アスファルト系材料は、これら２材料に比べてやや大きな値を示しており、最大で１cm程度の変形を生じる結果となった。これは、図－参10.4に示す各材料の最終ステップでのせん断応力度分布より、アスファルト系免震材は局所的に２次勾配の領域（解析上は図－参10.3に示すように軸差応力が約1tf/ m² 以上になると２次勾配の領域に遷移する。これより、0.5tf/m² 以上のせん断応力が発生している区間で２次勾配の領域に以降していると考えられる）に移行しており、見かけの剛性が低下していることが原因の一つと考えられる。

表－参10-5　変形後の免震層圧

	免震層の変位 (単位：mm)				
	クラウン	クラウンより右45度位置	スプリングライン	スプリングラインより右45度位置	インバート
裏込め材	99.9(1.00)	99.7(1.00)	99.0(1.00)	99.4(1.00)	10.0(1.00)
ウレタン・シリコーン	99.2(0.99)	99.8(1.00)	98.3(0.99)	98.3(0.99)	99.2(0.99)
アスファルト系	96.1(0.96)	95.5(0.96)	94.8(0.96)	91.5(0.92)	93.3(0.93)



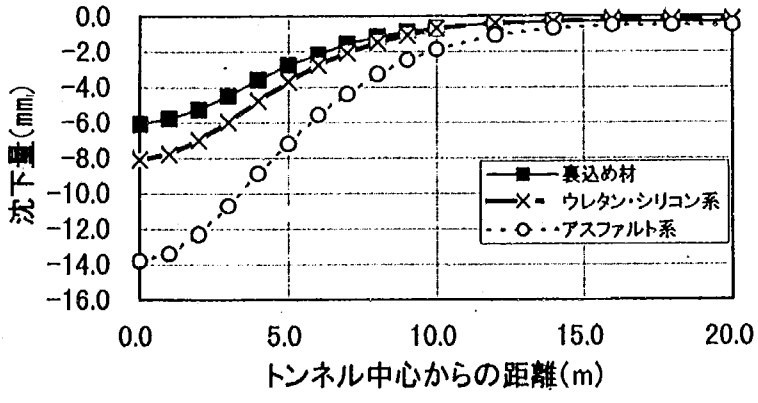
図－参10.4　免震層のせん断応力分布

(2) 地表面沈下の状況

表－参10.6および図－参10.5に各ケースの最終ステップにおけるトンネル直上位置の地表面沈下量の一覧、および地表面沈下分布図を示す。

表－参10.6　シールド直上の地表面沈下量 (単位：mm)

	掘削時 STEP－2	免震材構築後 STEP－3
裏込め材	−6.5 (共通)	−6.1
ウレタン・シリコーン系		−8.1
アスファルト系		−13.8



図－参10.5　地表面の沈下分布

本条件下における地表面沈下は、裏込め材で0.6cm程度、ウレタン系、シリコーン系では0.8cm程度、アスファルト系で1.4cm程度となった。なお、これら値は、地表面沈下に対して非常に厳しい低土被り下での結果であり、土被りがこれよりも大きい場合には当然、地表面への影響は軽減することが予想される。

１０．４　免震材の圧密の影響

参考資料-1に示したように、ウレタン系、シリコーン系の弾性免震材では問題ないものの、粘弾塑性材料であるアスファルト系免震材は圧密変形の可能性が確認されている。その影響の程度は、免震層の設置される各種状況によって変化する可能性があるので、アスファルト系材料を免震材として用いる場合には、免震層が設置される条件を模した試験条件の下で圧密試験を実施し、これら沈下に係わる定数値を把握すると共に、これらの調査結果を用いて、免震層、トンネルおよび周辺地盤の変形程度を推定し、トンネルおよび周辺構造物が要求する性能を満足することを確認することが必要とされる。

１０．５　まとめ

本章は、シールドトンネルが建設される地盤に比べて相対的に軟らかい免震層をトンネル周辺に用いることによる免震層の非排水変形に起因する周辺地盤への影響を二次元静的有限要素解析により検討したものである。以下に本検討で得られた知見を箇条書きに整理して示す。

①免震層を用いることによる周辺への影響は、本資料に示す方法によって検討することができる。さらに、算出された結果に基づき、必要とされる

②ウレタン・シリコーン系材料を免震層に適用した場合、土被り１Ｄという厳しい条件の元においても、地表面沈下量は裏ごめ材に比べて大きく増大する可能性は低い。これは、免震材のポアソン比が0.5に近いために、変形係数は周辺地盤よりも小さいものも、変形しにくい傾向にあるためと推定される。

③アスファルト系を免震層として用いる場合には、圧密特性を把握し、これを適切に評価することが必要である。また、非排水状態での変形を対象とした場合にも、アスファルト系材料は、低せん断応力度下で非線形性を生じるため、裏ごめ材はもとより、ウレタン系、シリコーン系免震材に比べて大きめの変形を示す傾向にある。

参考文献

1) 吉田：法政大学学位論文「シールド掘進に伴う地盤及び構造物挙動と近接施工に関する研究」

2) 宮川：北海道大学学位論文「シールドトンネル近接施工における地盤変位の実用予測手法に関する研究」、平成８年６月

3) 建設省土木研究所トンネル研究室：トンネル掘削時地盤変状の予測・対策マニュアル(案)、土研資料3232号、平成６年２月

4) 建設省土木研究所耐震研究室、(財)土木研究センター、民間17社：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その２）、pp. 12-21、平成９年12月

参考資料－１１　振動台実験によるトンネル縦断方向に対する免震効果の検証

１１．１　実験の概要

地震時には剛性の高い地盤（以下硬質地盤と称す）と低い地盤（以下軟質地盤と称す）の境界部やトンネルと立坑の接合部では、トンネルに大きなひずみが発生する。地層境界部や立坑接合部付近ではトンネルと地盤との間に軟らかな免震層を設置することで、トンネルの地震時増分断面力を効果的に低減させることができる。

本実験は、このような地盤条件急変部および立坑接合部における免震構造の有効性の検証を目的として実施したものである。

本実験のプロトタイプとしては、層厚20mの表層地盤中の外径5mのシールドトンネルを想定しており、これに相似則を適用して実験模型の材料物性値や寸法等を設定した。本実験では、再現性のあることと材料物性値にばらつきが少ないことに重点を置き、地盤材料として弾性体であるシリコーンゴムを用い、とくに軟質地盤にはトンネル模型の振動が目視できるように透明なものを用いた。一方、免震層は、超低剛性のシリコーンをトンネル模型と地盤模型の間に注入することによって形成させた。

振動台による加振は、試験体の一次固有振動数の正弦波で軸方向および軸直角方向に行うとともに、実地震波による加振も実施した。

計測項目はトンネル模型のスプリングライン位置での軸方向歪みおよび地盤の加速度である。

実験には建設省土木研究所の三次元大型振動台を用いた。その仕様を表－参11.1.1に示す。

表－参11.1.1　振動台の仕様

項目	仕様
テーブルサイズ	(W)8m × (D) 8m
搭載重量	定格100t, 最大300t
最大変位	水平H ±60cm
	垂直V ±30cm
最大速度	水平H ±200cm/s
	垂直V ±100cm/s
最大加速度 (100t搭載時)	水平H ±2.0G
	垂直V ±1.0G
加振周波数	DC～50Hz

１１．２　実験条件と実験ケース

11.2.1　実験モデルの基本条件

実験模型の検討にあたっては、下記に示す実証実験に要求される項目を満たすよう配慮した。

- 軸方向及び軸直角方向加振による免震効果を立証できること
- 解析手法の検証のためのデータが提供できること
- 大きな加振ができて再現性があること
- 長期間安定した材料物性を示すこと
- 軟質地盤の一次固有振動モードの目視が可能であること
- 相似則を極力満たすこと
- 模型製作が容易であること

これらの条件を満たすために、弾性材料を用いた実験模型を製作することにした。地盤材料としては、シリコーンゴムを採用した。また、トンネル・立坑模型の材料としては塩化ビニール、ポリエチレン、ポリプロピレン、メタアクリル等が考えられたが、相似則を満足するような低弾性係数を有する材料であるとともにシリコーンゴムの硬化阻害を生じない材料とする必要がある。本実験では検討の結果、トンネル材料として低密度ポリエチレンパイプを、立坑としてアクリル板を選定した。

11.2.2　相似則

原型と模型間の物理現象に関する相似則は、現象を支配する物理量から組み立てられた無次元量が模型と実物において等しいとして導く。この方法は力に関連する物理量を取り扱う場合には簡単で確実に主要な無次元量が求められ、模型実験に適用可能な相似則を導くことができる。

実験現象を支配する物理法則として考えるものは、振動による慣性力と模型自体の変形抵抗である弾性力である。このほか模型の運動に関する力は重力や空気抵抗が加わるが、模型の自重による変形及び空気抵抗は微少であり、振動による変形にはほとんど影響しない。よって支配的である慣性力と弾性力を取り上げる。

慣性力(Fa)、弾性力(Fe)は次のように示される。

$$Fa = \rho \cdot l^4 / t^2 \qquad (参\ 11.2.1)$$

$$Fe = E \cdot \varepsilon \cdot l^2 \qquad (参\ 11.2.2)$$

ここで、

ρ ：密度

l ：長さ

t ：時間

E ：ヤング率

ε ：ひずみ

$\pi_1 = Fa / Fe$ が実物と模型で等しくする。

$$\pi_1 = (\rho \cdot l^2) / (E \cdot \varepsilon \cdot t^2) \qquad (参\ 11.2.3)$$

幾何学的相似という条件を付加すると

$$(\rho_p \cdot l_p^2)/(E_p \cdot t_p^2)=(\rho_m \cdot l_m^2)/(E_m \cdot t_m^2) \qquad (参11.2.4)$$

ここで、

ρ_p：プロトタイプの密度
l_p：プロトタイプの長さ
E_p：プロトタイプのヤング率
t_p：プロトタイプの時間
ρ_m：模型の密度
l_m：模型の長さ
E_m：模型のヤング率
t_m：模型の時間

となる。よって上式を満たすように密度、長さ、ヤング率の比を設定すればよい。

シリコーン地盤では密度の比ρ_p / ρ_mは必然的に1.6に固定されるので、残された長さ、ヤング率の比を相似則を満たすように適切に設定することになる。なお、振動が目視できるように、軟質地盤の一次固有振動数を5Hz程度となるように模型の軟質地盤の層厚とヤング率Eを設定した。このようにして設定した相似率及び模型材料の諸元を**表－参11.2.1**に示す。

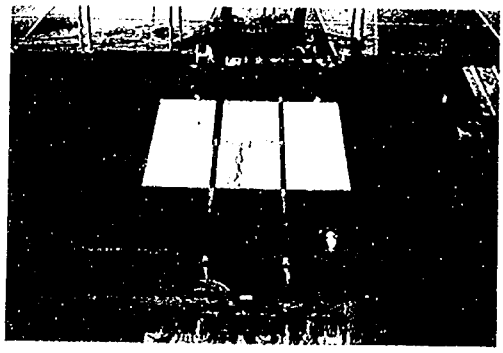
表－参11.2.1

	表層厚 H (m)	軟質地盤		硬質地盤		トンネル		
		E (tf/m²)	γ_t (tf/m³)	E (tf/m²)	γ_t (tf/m³)	外径 (m)	ｾｸﾞﾒﾝﾄ厚 (cm)	E (tf/m²)
相似率	1/70	1/500	1/1.6	1/500	1/1.6	1/70	1/70	1/800
実物	20	4800	1.6	100000	1.8	5.1	22.5	3750000
模型	0.3	10	1.0	200	1.2	0.07	0.2	7000

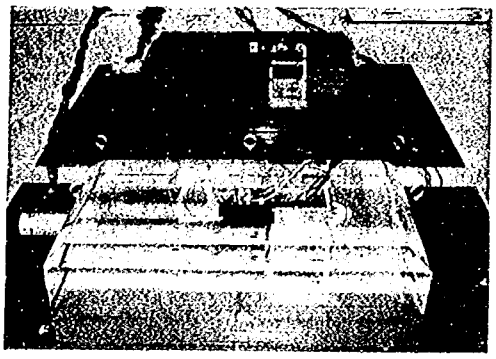
免震層のヤング率を軟質地盤の1/100とするとE = 0.1tf/m²となるが、超低剛性シリコーンを用いても、このようなに免震層の製作は困難である。したがって、事前解析によりE = 0.5tf/m²としてもほぼ等しい免震効果が得られることがわかったので、免震層のヤング率はE = 0.5tf/m²とした。

11.2.3 実験モデル

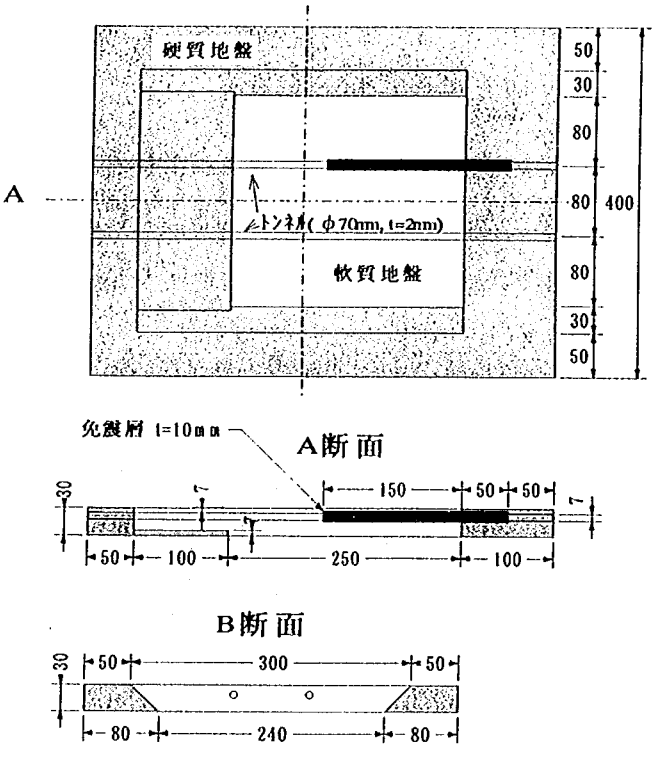
実験モデルとして、①地盤条件急変部、②立坑接合部の２つのモデルを製作した。地盤条件急変部モデルを**写真－参11.2.1**、**図－参11.2.1**に、立坑接合部モデルを**写真－参11.2.2**、**図－参11.2.2**に示す。



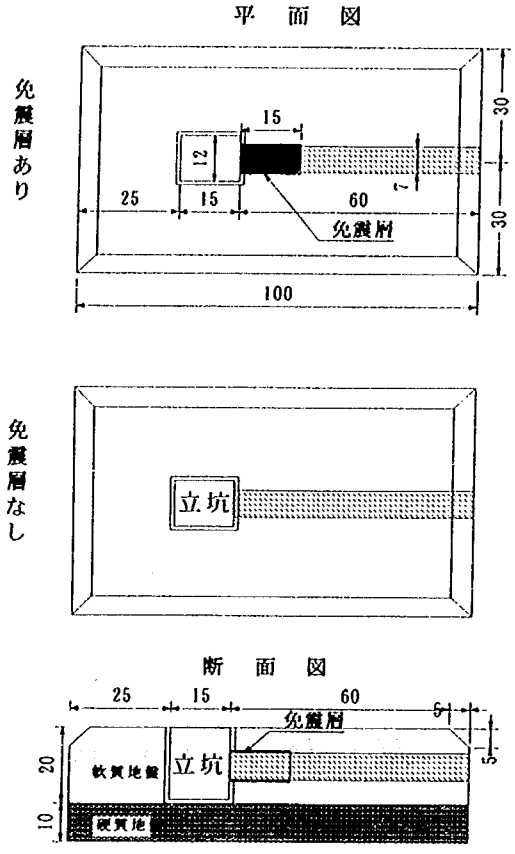
写真－参11.2.1　地盤条件急変部モデル



写真－参11.2.2　立坑接合部モデル



図－参11.2.1　地盤条件急変部モデル



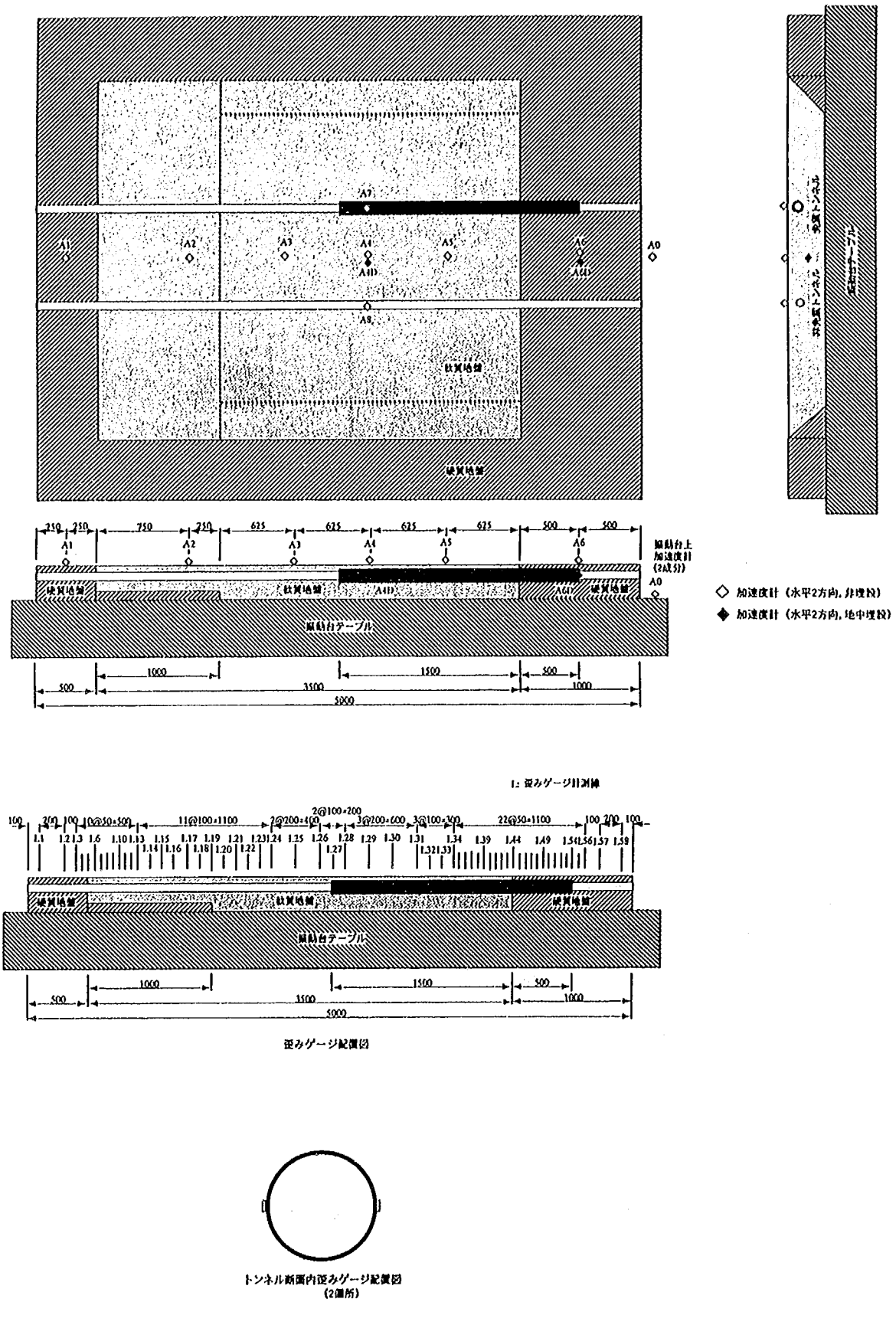
図－参11.2.2　立坑接合部モデル

11.2.4　計測

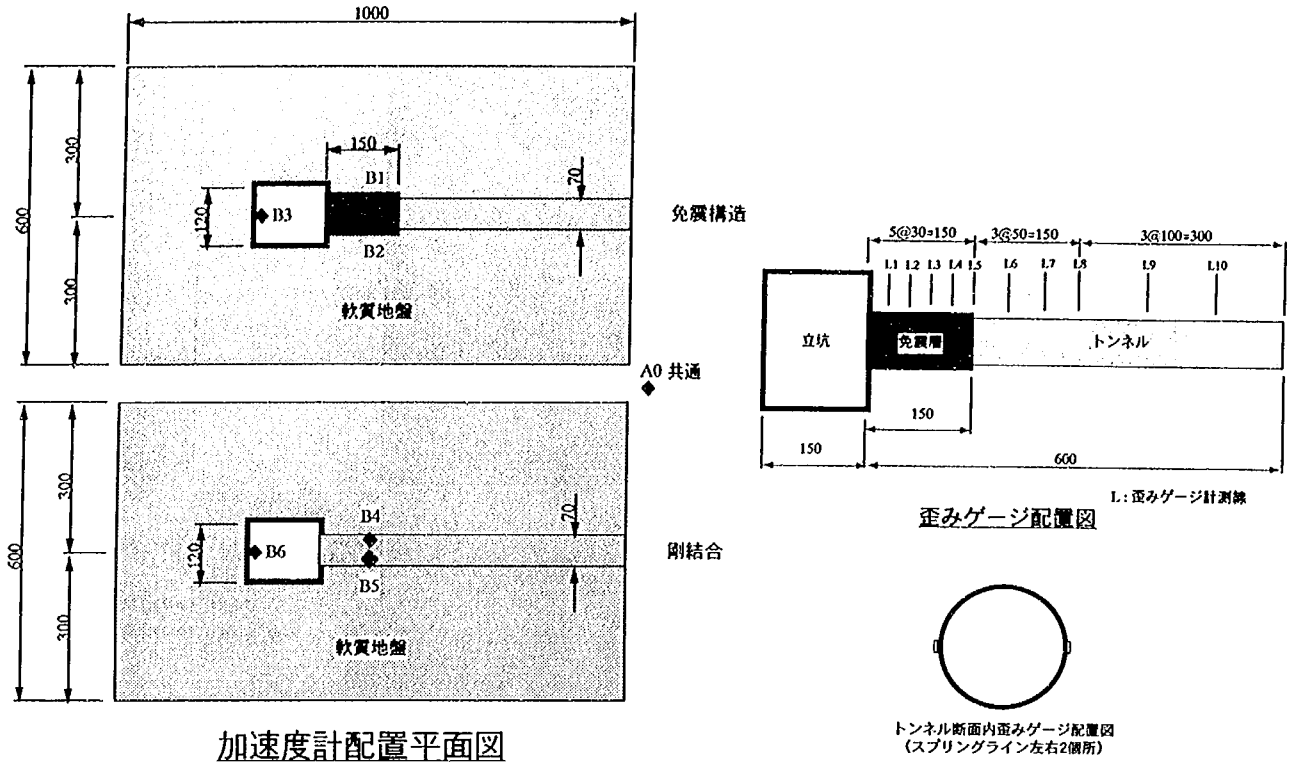
地盤条件急変部モデルの加速度計及びひずみゲージの配置を図－参11.2.3に、立坑接合部モデルの加速度計及びひずみゲージの配置を図－参11.2.4に示す。

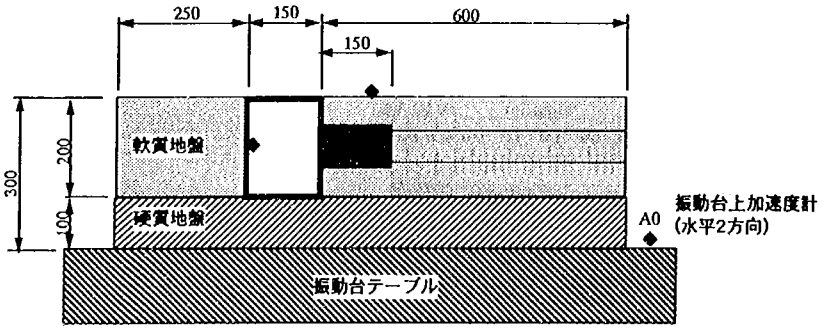
11.2.5　物性確認試験

実験模型に用いた材料物性を室内試験によって事前に確認した。また、ひずみゲージを密に設置するため、ゲージがトンネル模型の剛性に与える影響についても、事前に予備試験を行って把握した。



図－参11.2.3　地盤条件急変部モデルの計測配置





加速度計配置縦断面図

◆：地表および立坑内加速度計（水平2方向）

◆：模型内加速度計（水平2方向）

図－参11.2.4　立坑接合部モデルの計測配置

(1) 地盤材料

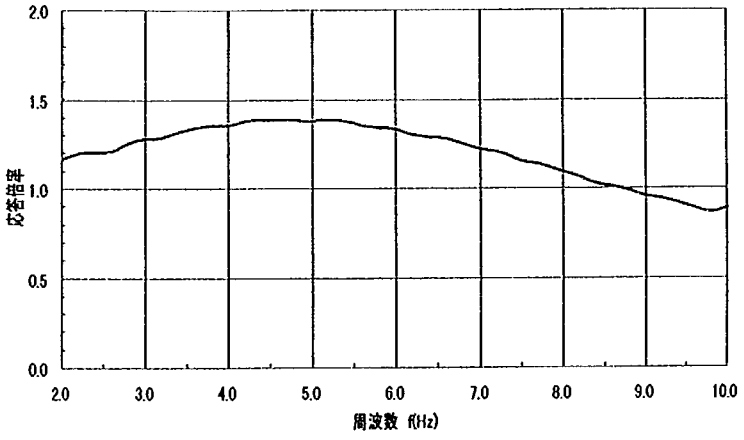
実験模型作成時に採取したテストピースを用いて、材料の一軸圧縮弾性率を算出した。試験結果を表－参 11.2.2 に示す。

表－参 11.2.2　地盤材料の物性値

項目	単位体積重量 (tf/m^3)	一軸圧縮弾性率 (tf/m^2)	ポアソン比
軟質地盤	0.98	12	0.48
硬質地盤	1.33	204	0.48

(2) 免震材

免震材供試体を振動台上に固定し、正弦波による水平加振によってせん断振動に関する共振曲線を求めた。図－参 11.2.5 に得られた共振曲線を示す。図より供試体の共振振動数は 5Hz であり、この周波数での振動を供試体基本せん断振動と仮定すると、免震層のせん断弾性係数 G=0.05tf/m² が得られた。なお、単位体積重量は 1.22tf/m³ であった。

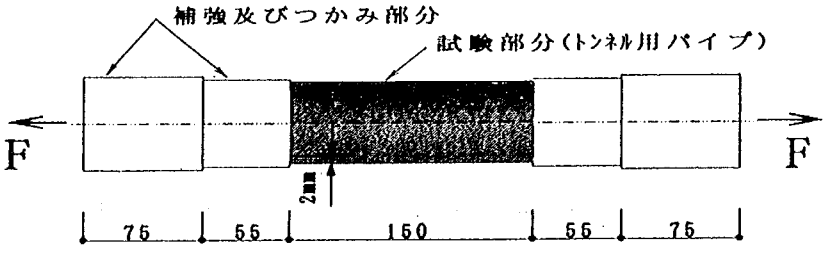


図－参 11.2.5　共振曲線

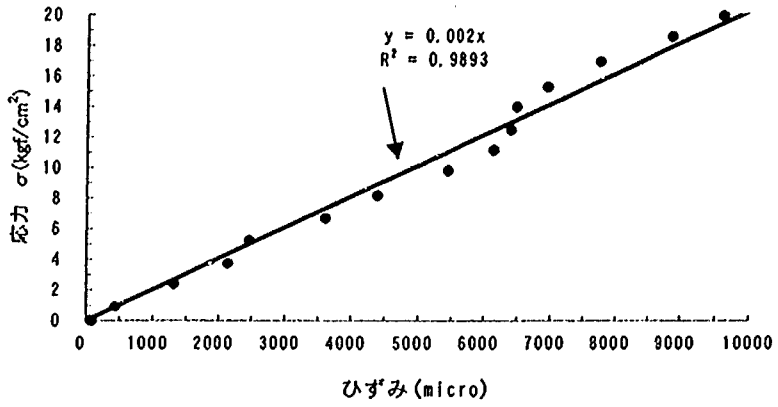
(3) トンネル模型

トンネル模型として振動実験に用いる低密度ポリエチレンパイプの引張試験を行い、材料のヤング率を測定した。試験体の概要を図－参 11.2.6 に示し、試験結果を図－参 11.2.7 に示す。

図－参 11.2.7 より、トンネル模型のヤング率は E=20000tf/m² であった。



図－参 11.2.6　試験体の概要図

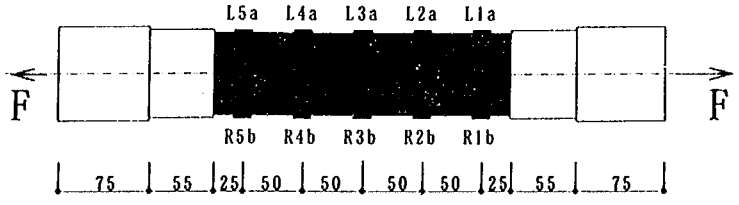


図－参11.2.7　応力～ひずみ関係図

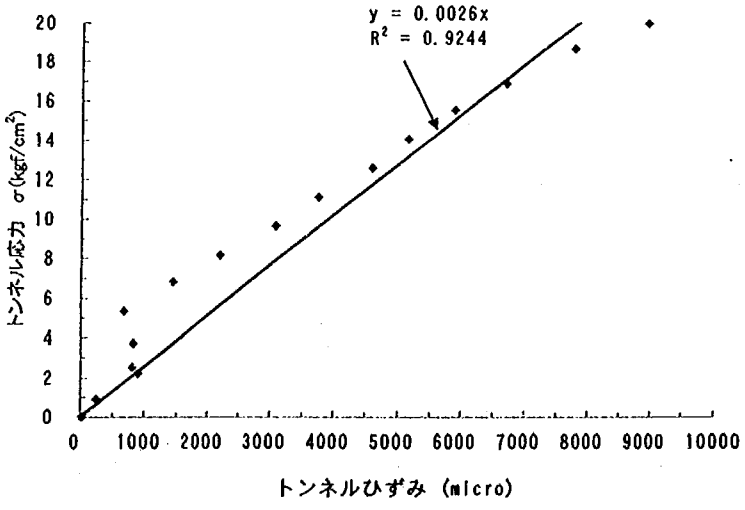
(4)ひずみゲージの影響

ひずみゲージがトンネル模型に密に配置されることから、ひずみゲージのベースプレートの剛性がトンネル模型の剛性に与える影響について調べた。また、トンネル模型材料のヤング率がひずみゲージのベース材のヤング率よりも小さいと、ゲージのひずみ出力がトンネルの実ひずみよりも小さくなる。そこで実験において得られたゲージのひずみ出力を補正するためのひずみの有効率を測定した。

試験体は実験に用いるトンネル模型にひずみゲージを50mm間隔で設置したものであり、図－参11.2.8のように引張力を与え、引張力と試験体の伸び、並びにひずみゲージのひずみ出力を測定した。図－参11.2.9にトンネルの引張応力と引張ひずみの関係を示す。



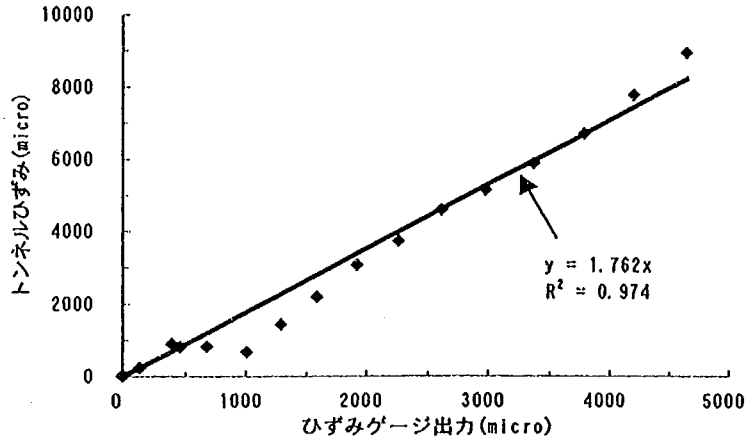
図－参11.2.8　試験体の概要図



図－参11.2.9　トンネルの応力～ひずみ関係

図より、ひずみゲージを密に設置した場合、トンネルの見かけのヤング率が増加し E =26000tf/m² となることがわかった。

図－参11.2.10にトンネルの実引張ひずみとゲージひずみの出力値の関係を示す。図のように両者は線形関係があり、ゲージの有効率 κ =0.57であるので、ゲージ出力に補正係数 $1/\kappa$ =1.76倍することによって実ひずみが得られることがわかる。



図－参11.2.10　トンネルひずみ～ひずみゲージ出力

11.2.6　加振波と実験ケース

(1)加振波

振動台の加振波としては、以下に示す正弦波ならびに実地震波を用いた。

1)正弦波

実験模型の振動特性を把握するために、2～20Hzの振動数範囲でスウィープ加振を行い、共振曲線を求めた。共振曲線から得られた模型の一次固有振動数を求め、この振動数で加速度振幅150galの正弦波を入力とした加振を行った。

2)地震波

実地震波として兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波を選定した。振動台の加振波は相似則に従って観測波の振幅と時間軸を縮小して作成した。

なお、トンネル軸方向の加振時は神戸海洋気象台観測波のNS成分を、軸直角方向加振時にはEW成分を用いた。また、両方向同時加振を行う場合にはNS並びにEW成分を、それぞれトンネル軸方向、軸直角方向に同時に与えた。

以下に加振物件を示す。

a)スウィープ加振

- 加振方法　　周波数スウィープ（レベル一定）
- 加振レベル　　20gal
- 加振周波数ピッチ　　0.1Hz（固有振動数付近）、0.5Hz（その他）
- 加振周波数領域　　2Hz～20Hz
- 加振方向　　X（軸方向），Y（軸直角方向）

b) 正弦波加振

・加振波　　正弦波

・加振レベル　　150gal

・加振周波数　　実験模型の１次固有振動数

・加振方向　　Ｘ，Ｙ

c) 地震波加振

・加振波　　神戸海洋気象台観測波 NS, EW 成分（1955 年兵庫県南部地震）

・加振レベル　　実観測波の振幅の 0.27 倍

・加振方向　　Ｘ，Ｙ，ＸＹ

(2) 加振ケース

加振ケースは表－参 11.2.3 に示す７ケースとした。

表－参 11.2.3　加振ケース

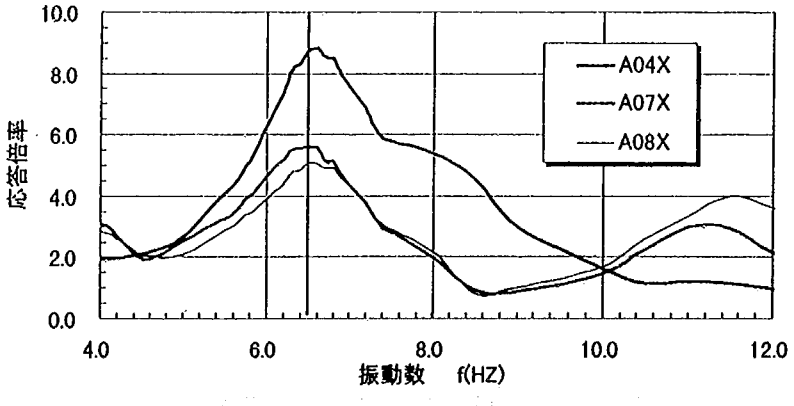
加振ケース	入力波	加振振動数	加振方向			備　考
			X	Y	XY	
1	スイープ加振	2～20Hz	○			0.1Hz ピッチ（固有振動数付近）
2	〃	〃		○		〃
3	正弦波加振	6.5Hz,150gal	○			
4	〃	6.8Hz,150gal		○		
5	実地震波加振	神戸海洋気象台 NS 成分	○			兵庫県南部地震
6	〃	神戸海洋気象台 EW 成分		○		〃
7	〃	神戸海洋気象台 NS+EW 成分			○	〃

１１．３　地盤条件急変部の実験結果

11.3.1　軸方向加振

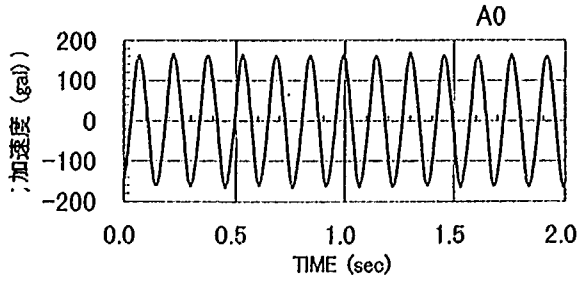
(1) 正弦波加振

スウィープ加振によって得られた軸方向加振時における振動台に対する模型の軟質地盤地表面の増幅特性を、図－参 11.3.1 に共振曲線としてまとめた。なお、図中の A04X 等の記号は分子とした地表面の加速度の計測箇所を示している。

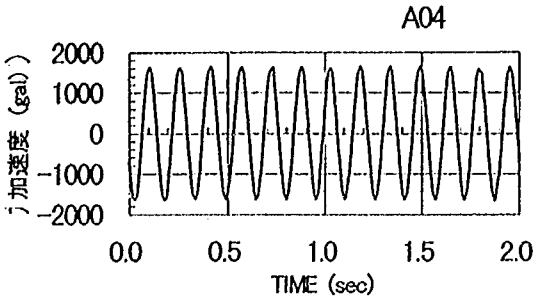


図－参 11.3.1　共振曲線（軸方向）

共振曲線より実験模型の軟質地盤におけるトンネル軸方向の一次の固有振動数は6.5Hzであることがわかった。トンネル軸方向の正弦波加振は、この振動数で行った。振動台及び軟質地盤のトンネル軸方向正弦波加振実験における中央地表面の軸方向加速度の時刻歴波形を図－参11.3.2、図－参11.3.3に示す。

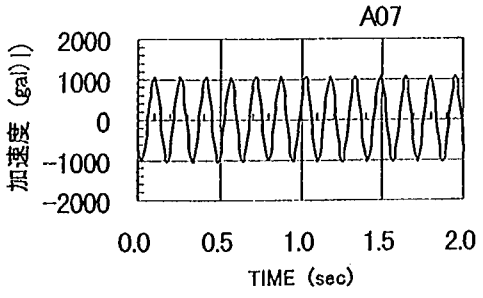


図－参11.3.2 振動台の加速度時刻歴波形

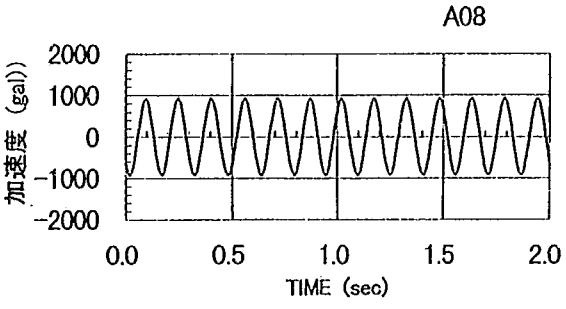


図－参11.3.3 地表面中央位置の加速度時刻歴波形

トンネル直上の軟質地盤地表面におけるトンネル軸方向加速度の時刻歴波形を図－参11.3.4、図－参11.3.5に示す。トンネル直上の加速度は、図－参11.3.4に示す免震トンネル直上の方が若干大きい（1.15倍）結果となった。

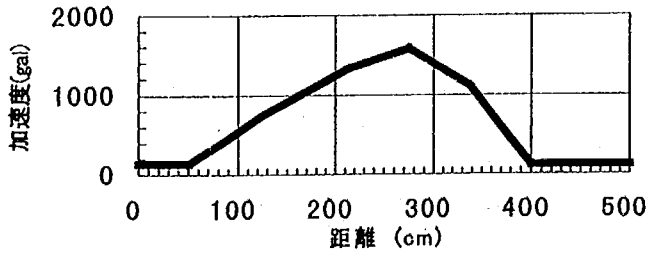


図－参11.3.4 トンネル直上(A07)の加速度時刻歴波形

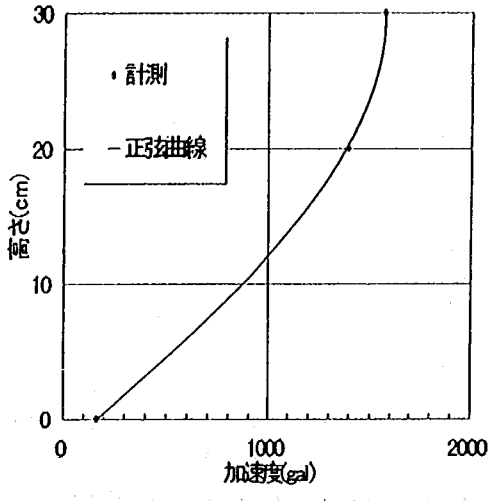


図－参11.3.5 トンネル直上(A08)の加速度時刻歴波形

免震構造を適用しないトンネルで軸ひずみの最大値が発生する時刻(1.33sec)において、実験模型中央の地表面にトンネル軸に沿って配置した加速度計によって得られた模型中央の加速度分布を図－参11.3.6に示す。また、軟質地盤中央部における水平加速度の鉛直分布を図－参11.3.7に示す。

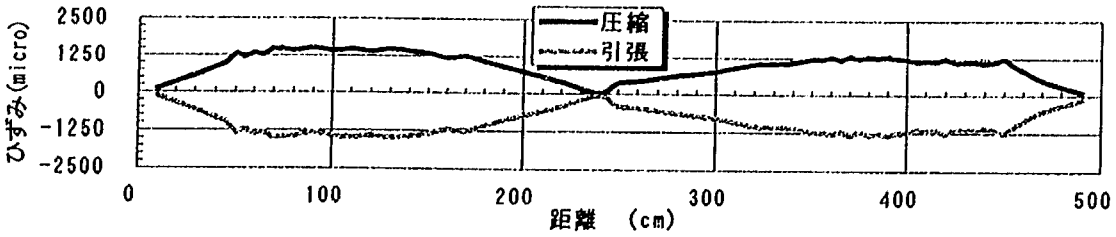


図－参11.3.6 加速度分布（地表面模型中央）

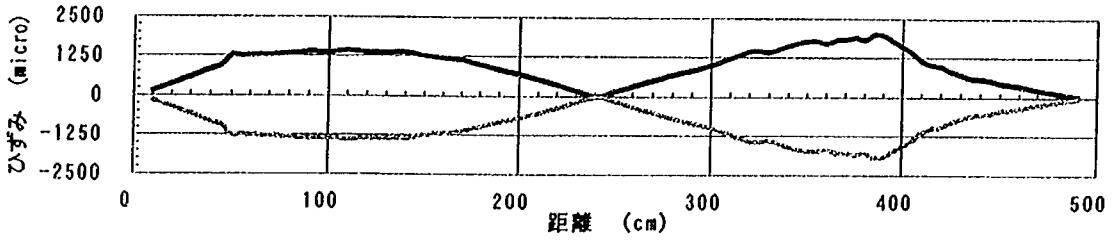


図－参11.3.7 水平加速度の鉛直分布

トンネルに発生する軸ひずみの最大値分布（引張及び圧縮）を図－参11.3.8および図－参11.3.9に示す。

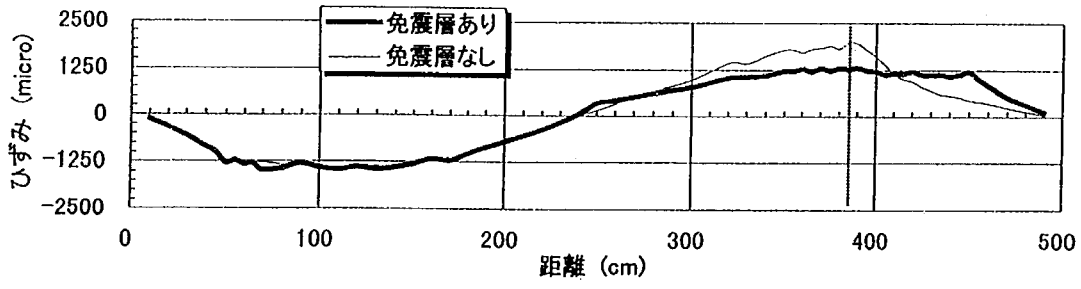


図－参11.3.8　軸ひずみ最大値分布（免震構造あり）



図－参11.3.9　軸ひずみ最大値分布（免震構造なし）

免震構造を適用しないトンネルで軸ひずみの最大値が発生する時刻でのトンネル軸ひずみの分布を免震層のあり、なしで比較して図－参11.3.10に示す。地盤条件急変部近傍（距離385cm）では、免震構造の適用により35%のトンネル軸ひずみの低減が認められる。

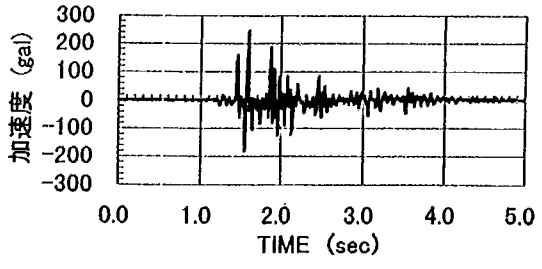


図－参11.3.10　軸ひずみ分布

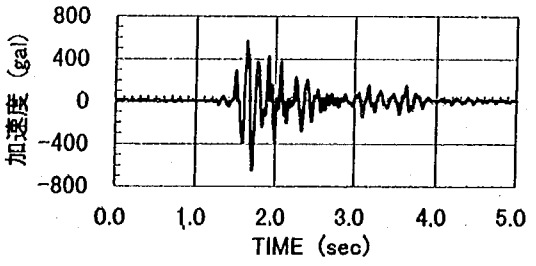
(2) 地震波加振

兵庫県南部地震において神戸海洋気象台観測波NS成分を加振波として選択し、観測波を相似則に従って振幅で0.27倍、時間軸で1/5.8に縮めたものを地震波加振波とした。

振動台及び軟質地盤中央地表面の軸方向加速度時刻歴波形を図－参11.3.11、図－参11.3.12に示す。

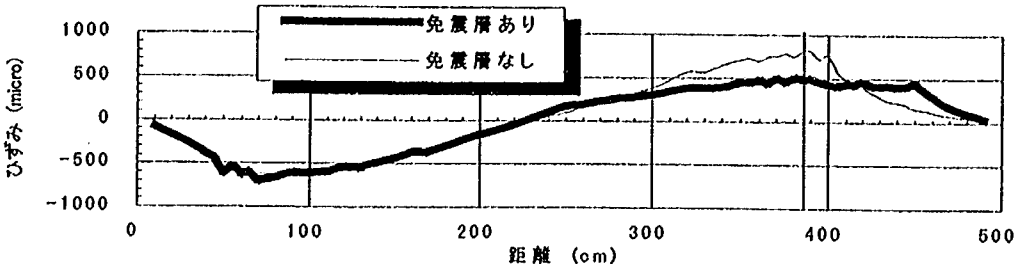


図－参11.3.11 振動台の加速度時刻歴波形



図－参11.3.12 地表面中央位置の加速度時刻歴波形

免震構造がないトンネルの最大軸ひずみが発生する時刻での軸ひずみ分布を図－参11.3.13に示す。地盤条件急変部近傍（距離385cm）での軸ひずみは、免震構造の適用により41%の低減が認められた。



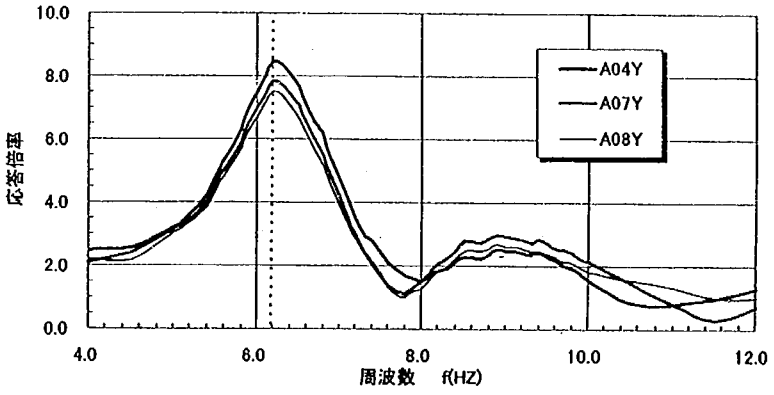
図－参11.3.13　軸ひずみ分布

11.3.2　軸直角方向加振

(1) 正弦波加振

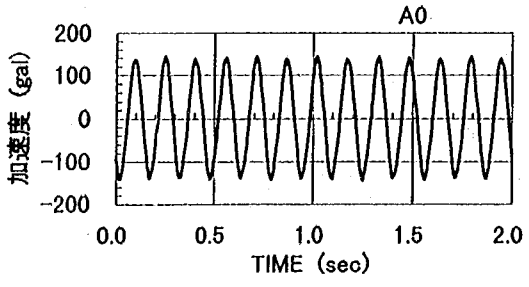
スウィープ加振によって得られた軸直角方向加振時における振動台に対する模型の軟質地盤地表面の増幅特性を図－参11.3.14に共振曲線としてまとめた。なお、図中のA04Y等の記号は、分子とした地表面の加速度の計測箇所を示している。

共振曲線より実験模型の軟質地盤におけるトンネル軸方向の一次の固有振動数は6.2Hzであることがわかったがトンネル軸直角方向の正弦波加振は、6.8Hzの振動数で行った。

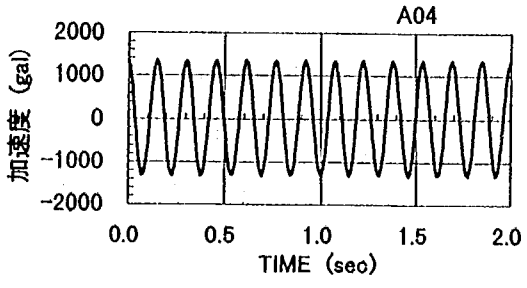


図－参11.3.14　共振曲線（軸直角方向）

振動台及び軟質地盤のトンネル軸直角方向加振実験における中央地表面の軸直角方向加速度の時刻歴波形を図－参11.3.15、図－参11.3.16に示す。

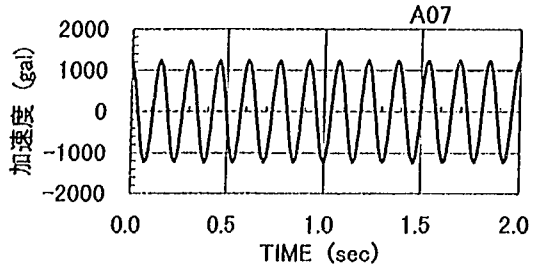


図－参11.3.15 振動台の加速度時刻歴波形

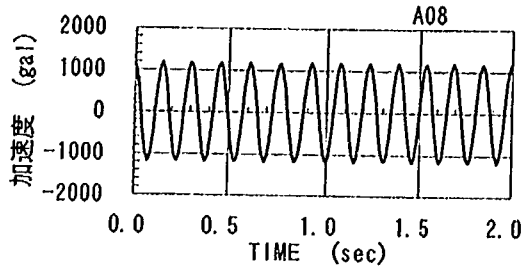


図－参11.3.16 地表面中央位置の加速度時刻歴波形

トンネル直上の軟質地盤地表面部におけるトンネル軸直角方向加速度の時刻歴波形を図－参11.3.17、図－参11.3.18に示す。これらの図よりトンネル直上の加速度応答は、免震トンネル上でも免震のないトンネル上でもほぼ等しいことがわかる。

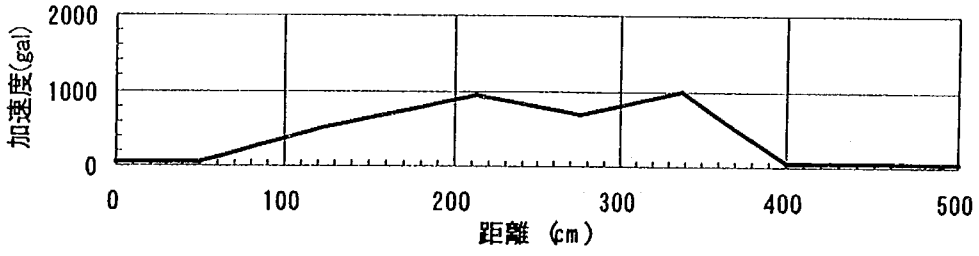


図－参11.3.17　トンネル直上(A07)の加速度時刻歴波形



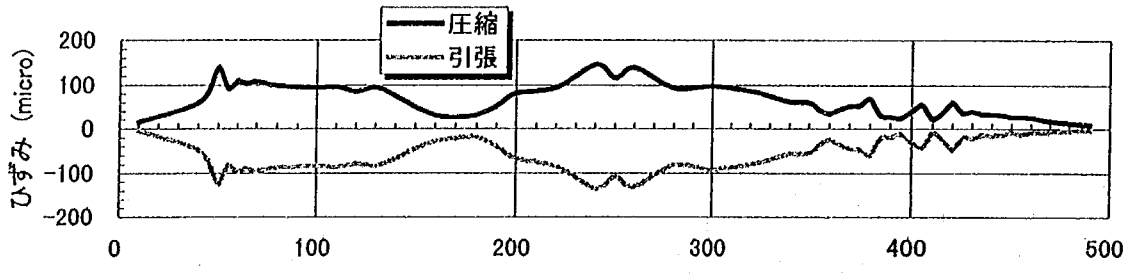
図－参11.3.18　トンネル直上(A08)の加速度時刻歴波形

免震構造を適用しないトンネルで最大曲げひずみが発生する時刻(1.05sec)において、実験模型中央の地表面にトンネル軸に沿って配置した加速度計によって得られた模型中央の加速度分布を図－参11.3.19に示す。

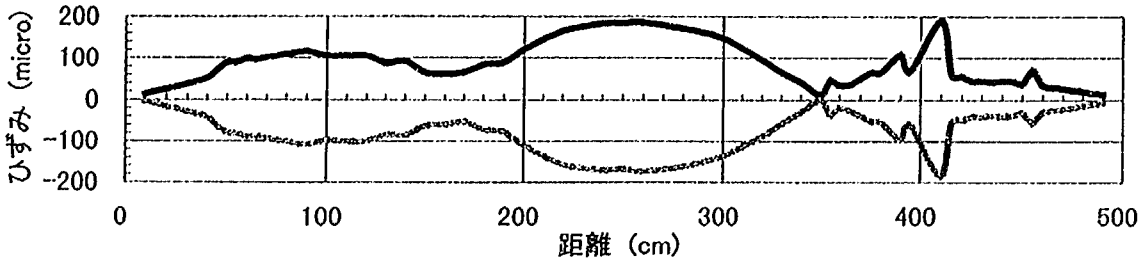


図－参11.3.19　加速度分布（地表面模型中央）

トンネルに発生する軸ひずみの最大値分布（引張及び圧縮）を図－参11.3.20および図－参11.3.21に示す。図のように免震構造を適用しないトンネルでは、軟質地盤中央部及び地盤条件急変部付近に大きな軸ひずみが発生するが、その絶対値は小さい。これに対して免震構造を適用すると、軟質地盤中央部、地盤条件急変部付近ともトンネル軸ひずみが大幅に低減している。

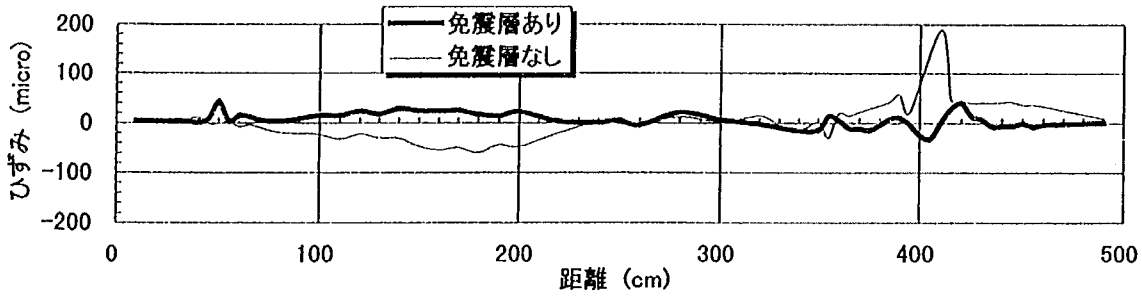


図－参11.3.20　軸ひずみ最大値分布（免震構造あり）



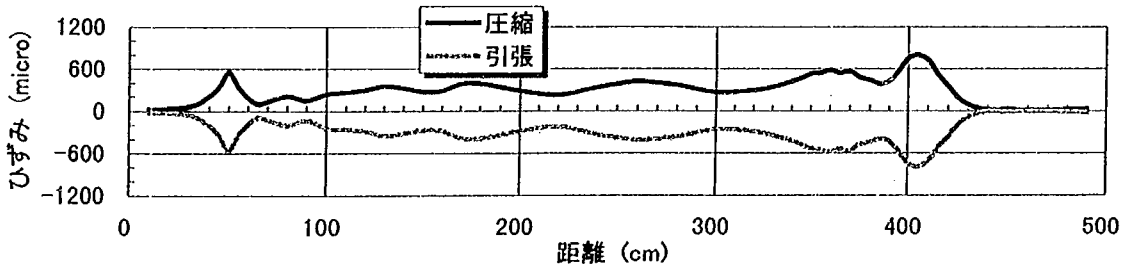
図－参 11.3.21　軸ひずみ最大値分布（免震構造なし）

免震構造を適用しないトンネルで軸ひずみの最大値が発生する時刻でトンネルの軸ひずみ分布を免震層あり、なしで比較して図－参 11.3.22 に示す。地盤条件急変部近傍では、免震構造の適用によりトンネル軸ひずみの大きな低減が認められる。

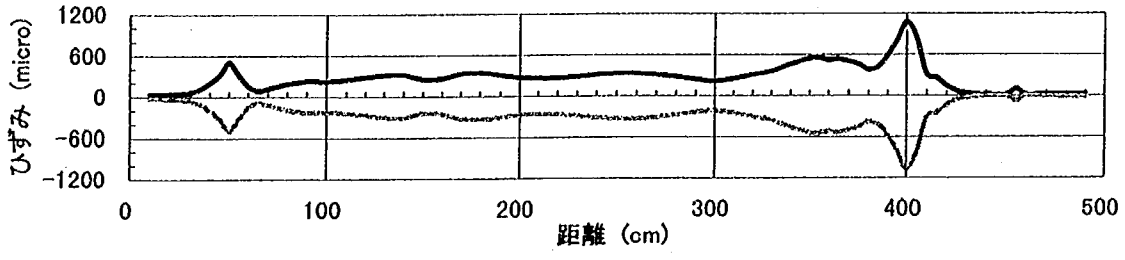


図－参 11.3.22　軸ひずみ分布

トンネルに発生する曲げひずみの最大値分布（引張及び圧縮）を図－参 11.3.23 および図－参 11.3.24 に示す。軸ひずみに比べ絶対値が大きく、軸直角方向加振では曲げひずみが支配的であった。

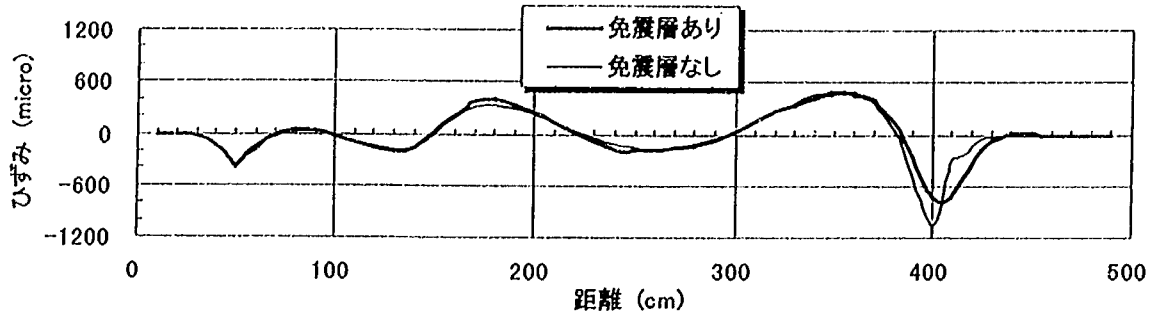


図－参 11.3.23　曲げひずみ最大値分布（免震構造あり）



図－参 11.3.24　曲げひずみ最大値分布（免震構造なし）

免震構造を適用しないトンネルで曲げひずみの最大値が発生する時刻でトンネルの曲げひずみ分布を免震層あり、なしで比較して図－参11.3.25に示す。地盤条件急変部近傍では、免震構造の適用により2割程度のトンネル曲げひずみの低減が認められる。

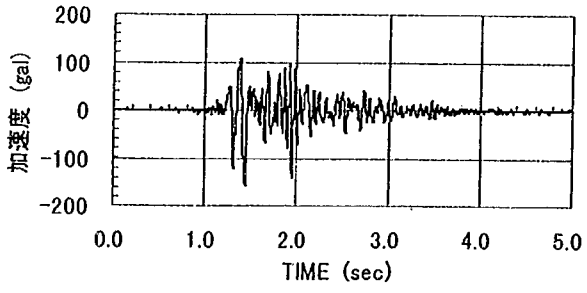


図－参11.3.25　曲げひずみ分布

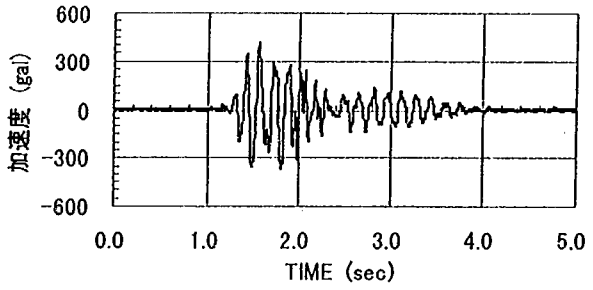
(2) 地震波加振

兵庫県南部地震において神戸海洋気象台観測波EW成分を加振波として選択し、観測波を相似則に従って振幅で0.27倍、時間軸で1/5.8に縮めたものを地震波加振波とした。

振動台及び軟質地盤中央地表面の軸方向加速度時刻歴波形を図－参11.3.26、図－参11.3.27に示す。

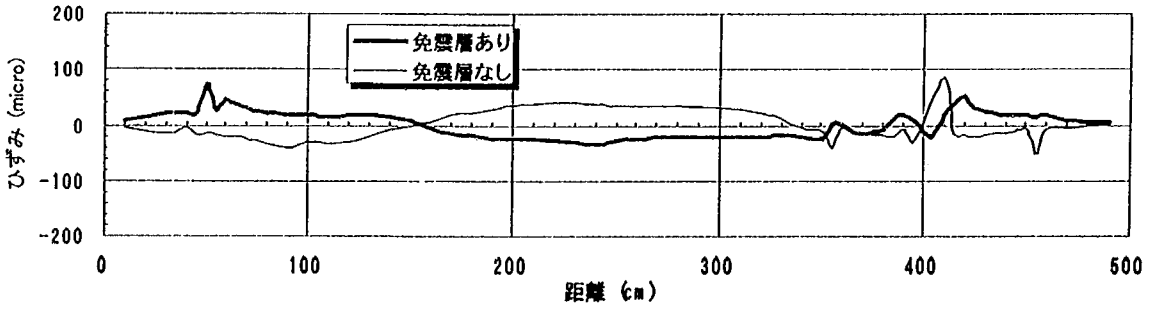


図－参11.3.26 振動台の加速度時刻歴波形



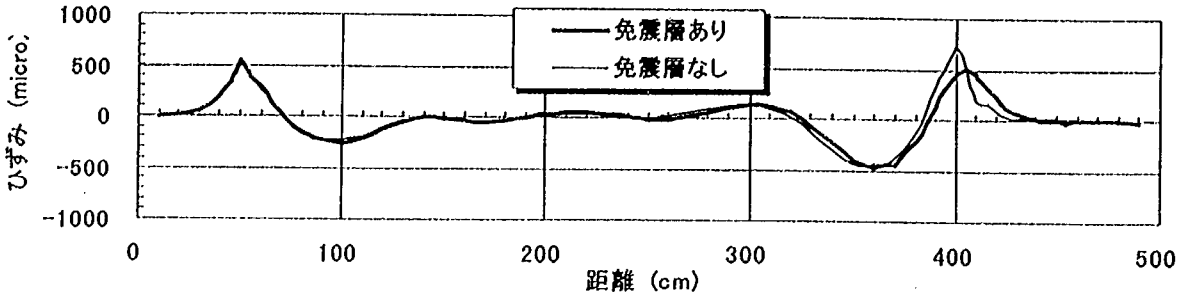
図－参11.3.27 地表面中央位置の加速度時刻歴波形

免震構造がないトンネルの最大軸ひずみが発生する時刻での軸ひずみ分布を図－参11.3.28に示す。



図－参11.3.28　軸ひずみ分布

免震構造がないトンネルの最大曲げひずみが発生する時刻での曲げひずみ分布を図－参11.3.29に示す。地盤条件急変部近傍での曲げひずみは、免震構造により分散されている。



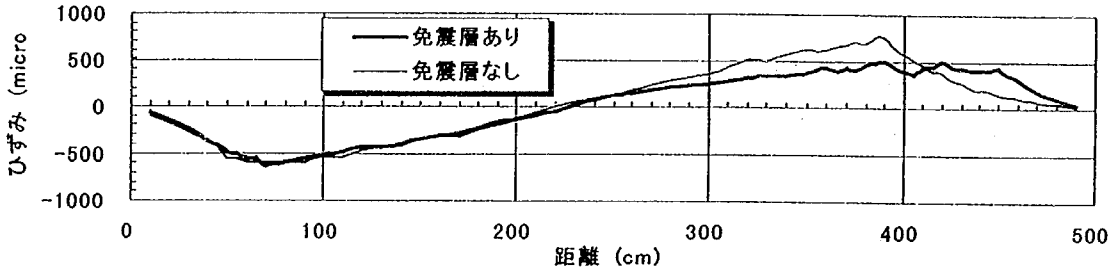
図－参11.3.29　曲げひずみ分布

11.3.3　地震波による軸方向、軸直角方向同時加振

兵庫県南部地震において神戸海洋気象台観測波NS及びEW成分を加振波として選択し、それぞれトンネルの軸方向、軸直角方向に同時に与えた。観測波は相似則に従って振幅で0.27倍、時間軸で1/5.8に縮めたものを地震波加振波とした。

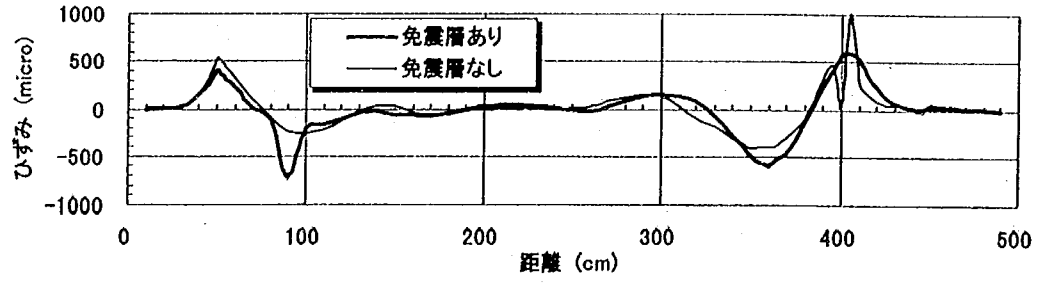
免震構造がないトンネルの最大軸ひずみが発生する時刻での軸ひずみ分布を図－参11.3.30に示す。

軸方向地震波加振の結果と同様に免震構造の適用により、トンネル軸ひずみに大きな低減が認められる。



図－参11.3.30　軸ひずみ分布

免震構造がないトンネルの最大曲げひずみが発生する時刻での曲げひずみ分布を図－参11.3.31に示す。地盤条件急変部近傍での曲げひずみは、軸直角方向地震波加振の結果と同様に免震構造の適用により分散されている。



図－参11.3.31　曲げひずみ分布

１１．４　立坑接合部の実験結果

11.4.1　軸方向加振

(1) 正弦波加振

スイープ加振によって得られた軸方向加振時における振動台に対する模型の地表面の増幅特性を図-参 11.4.1 及び図-参 11.4.2 に共振曲線としてまとめた。共振曲線より、トンネル軸方向の正弦波加振は 8.8Hz の振動数で行った。

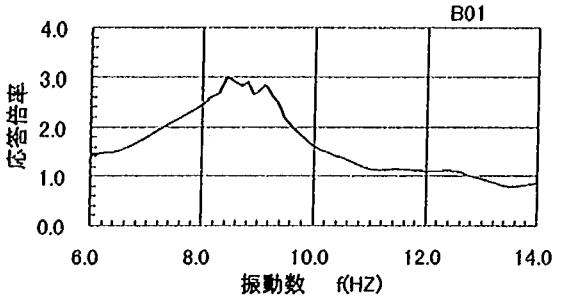


図-参 11.4.1　共振曲線（免震構造あり）

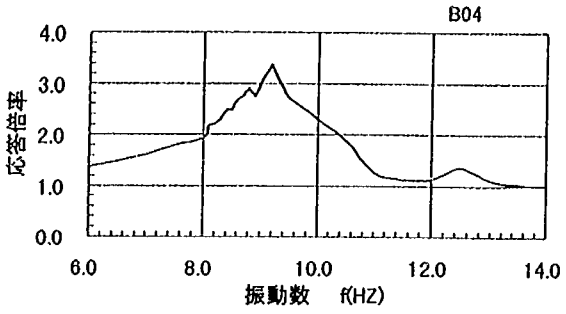


図-参 11.4.2　共振曲線（免震構造なし）

トンネル模型内の加速度時刻歴波形を図-参 11.4.3 及び図-参 11.4.4 に示す。

トンネルに生じる加速度は免震構造を適用したトンネルの方が大きな結果となった。

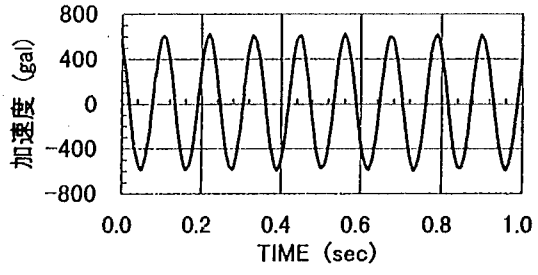


図-参 11.4.3 トンネル加速度時刻歴波形
（免震構造あり）

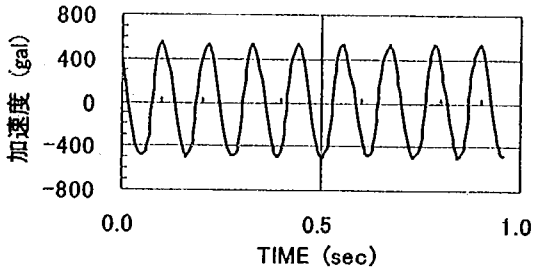


図-参 11.4.4 トンネル加速度時刻歴波形
（免震構造なし）

免震構造を適用しないトンネルで軸ひずみの最大値が発生する時刻でのトンネル軸ひずみ分布を免震構造あり、なしで比較して図-参 11.4.5 に示す。立坑接合部付近では、免震構造の適用によりトンネル軸ひずみの大きな低減が認められる。

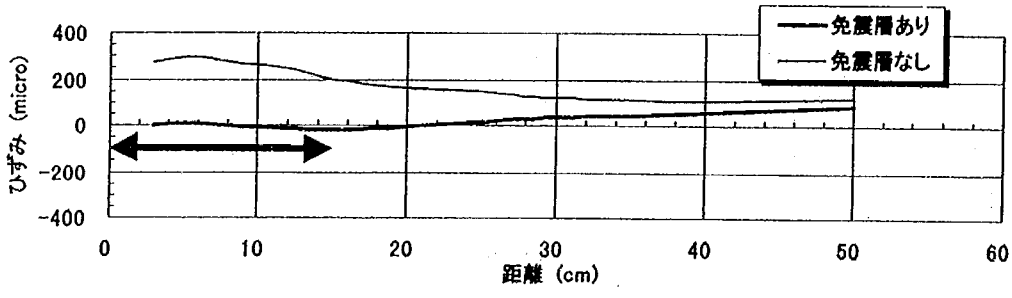


図-参 11.4.5　軸ひずみ分布

(2) 地震波加振

兵庫県南部地震において神戸海洋気象台観測波NS成分を加振波として選択し、観測波を相似則に従って振幅で0.27倍、時間軸で1/5.8に縮めたものを地震波加振波とした。

免震構造がないトンネルの最大軸ひずみが発生する時刻の軸ひずみ分布を図-参11.4.6に示す。立坑接合部付近では、正弦波加振と同様に，免震構造の適用によって大きなトンネル軸ひずみの低減が認められた。

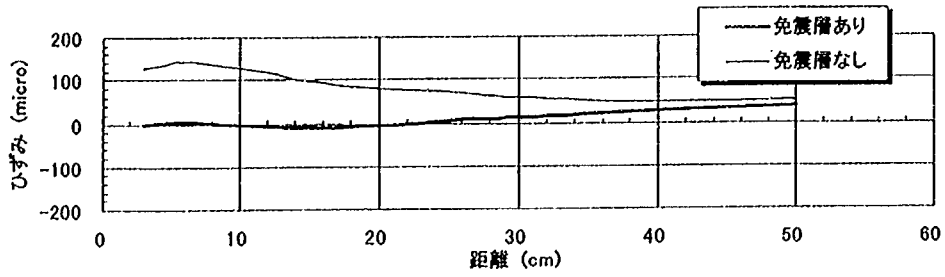


図-参11.4.6　軸ひずみ分布

11.4.2　軸直角方向加振

(1) 正弦波加振

免震構造を適用しないトンネルの最大軸ひずみが発生する時刻の軸ひずみ分布を図-参11.4.7に示す。

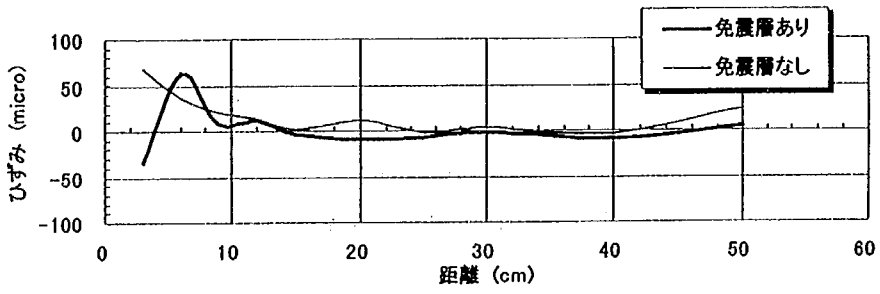


図-参11.4.7　軸ひずみ分布

免震構造を適用しないトンネルの最大曲げひずみが発生する時刻の曲げひずみ分布を図-参11.4.8に示す。図のように立坑接合部では、免震構造の適用により大きなトンネルひずみ低減が確認できた。

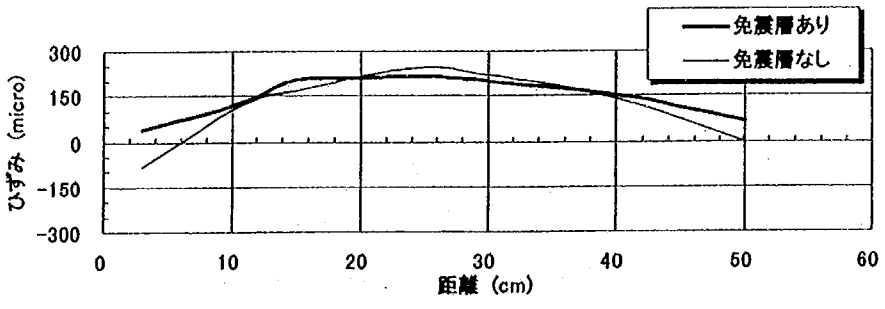


図-参11.4.8　曲げひずみ分布

(2) 地震波加振

兵庫県南部地震において神戸海洋気象台観測波EW成分を加振波として選択し、観測波を相似則に従って振幅で0.27倍、時間軸で1/5.8に縮めたものを地震波加振波とした。

免震構造を適用しないトンネルの最大軸ひずみが発生する時刻の軸ひずみ分布を図-参11.4.9に示す。

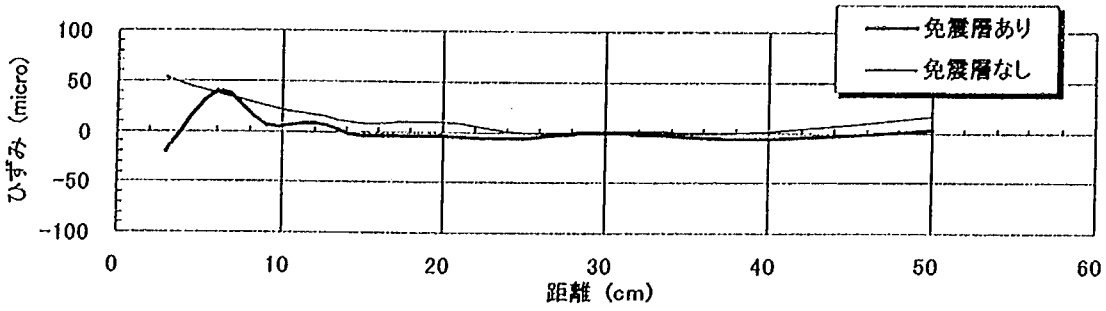


図-参11.4.9　軸ひずみ分布

免震構造を適用しないトンネルの最大曲げひずみが発生する時刻の曲げひずみ分布を図-参11.4.10に示す。図のように、立坑接合部では、免震構造の適用により大きなトンネルひずみ低減が確認できた。

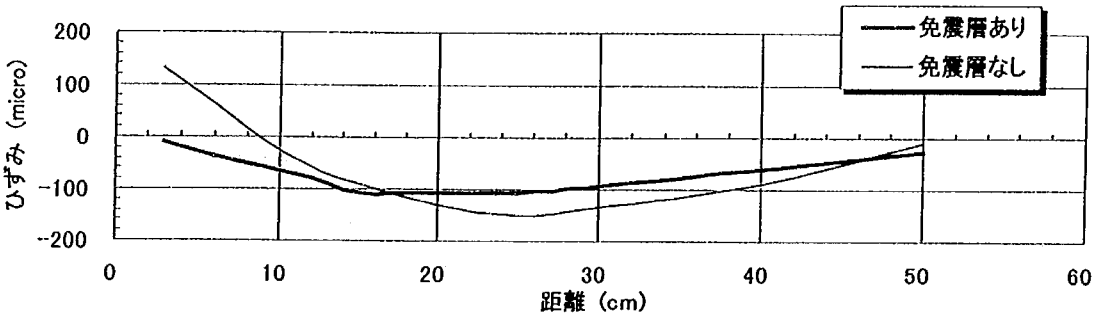


図-参11.4.10　曲げひずみ分布

１１．５　模型振動実験のシミュレーション解析

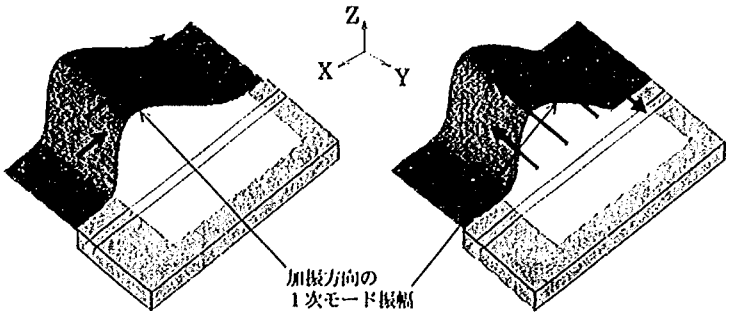
11.5.1　検討概要

ここでは、地盤急変部のトンネル縦断方向に関する前述の模型振動実験を対象として、３次元FEMモデルを用いた地盤慣性力法に基づく静的解析により、実験結果のシミュレーションを実施したものである。

11.5.2　解析条件

(1) 解析方法

解析方法は、本マニュアル(案)に示す地盤慣性力法を基本としている。ただし、今回の解析では地盤慣性力を３次元的な分布で与えるのではなく、図-参11.5.1に示すようにトンネル軸に沿った分布のみを考慮し、トンネル軸に直交する水平方向と深さ方向に対しては一様分布を仮定している。つまり、加振方向の１次モード振幅(軸方向加振時=X方向、軸直角方向加振時=Y方向)を用いて地盤慣性力のトンネル軸方向(X方向)の分布性状を評価し、トンネル軸と直交する水平方向(Y方向)および深さ



(a)軸方向加振時　　(b)軸直角方向加振時

図－参11.5.1　地盤慣性力の概念図

方向(Z方向)に対しては中央断面の表面におけるモード振幅を用いて評価している。解析に用いた地盤慣性力の算定式を以下に示す。

$$F_x(x) = \rho(x) \cdot \beta_x \cdot \phi_x(x) \cdot \alpha_x \qquad (参\ 11.5.1)$$

$$F_y(x) = \rho(x) \cdot \beta_y \cdot \phi_y(x) \cdot \alpha_y \qquad (参\ 11.5.2)$$

ここで、

$Fx(x)$：軸方向加振時のトンネル軸に沿った加振方向(x方向)の地盤慣性力

$Fy(x)$：軸直角方向加振時のトンネル軸に沿った加振方向(y方向)の地盤慣性力

$\rho(x)$：地盤、トンネル構造部材および免震層の質量

βx，βy：軸方向加振時、軸直角方向加振時の一次モードの刺激係数

$\phi x(x)$：軸方向加振時のトンネル軸に沿った加振方向(x方向)の1次モード振幅

$\phi y(x)$：軸直角方向加振時のトンネル軸に沿った加振方向(y方向)の1次モード振幅

αx，αy：軸方向加振時、軸直角方向加振時の軟質地盤表面における最大応答加速度で、正弦波150gal加振時の実験結果より軸方向加振時が1574(gal)、軸直角方向加振時が997(gal)とする。

(2)解析モデル

解析モデルは図－参11.5.2、図－参11.5.3に示すように、2本のトンネルの中間点より左半分を解析の対象とした1/2モデルとした。解析モデルの要素分割はトンネル横断方向の断面(YZ平面)を図－参11.5.2に示すように分割し、これを図－参11.5.3に示すように縦断方向(X方向)に77断面設けた。縦断方向の分割は、地盤急変部を2.5～5.0cm間隔、その他を10cm間隔とした。解析モデルの境界条件は表－参11.5.1に示すように、底面を完全固定とし、対称面以外の側面は自由とした。対称面は、トンネル軸方向(X方向)加振時には、Y方向の変位のみを拘束し、トンネル軸直角方向(Y方向)加振時には、X方向とZ方向の変位を拘束した。

地盤、トンネルおよび免震層は、等方均質弾性体の8節点6面体要素でモデル化し、地盤とトンネル間、地盤と免震層間ならびに免震層とトンネル間は、剥離や滑りが生じないものとした。地盤、免震層、トンネルの材料物性値は、物性試験で得られた表－参11.5.2の数値を用いた。

なお、今回の解析では、トンネル模型の内部に敷設された計測コードの重量等の影響は考慮していない。

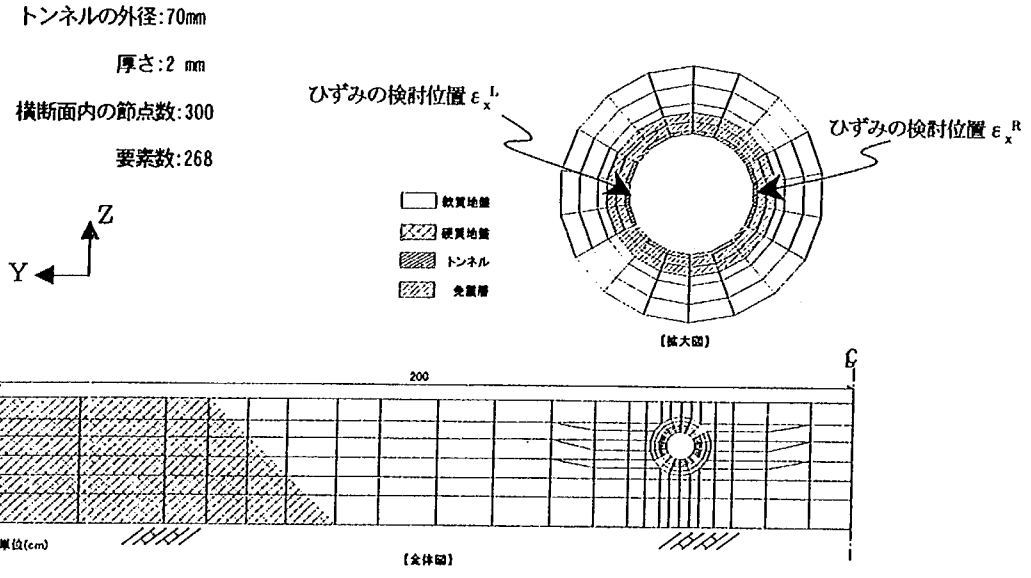
表－参 11.5.1　解析モデル境界の拘束条件

	軸方向加振時			軸直角方向加振時		
	δx	δy	δz	δx	δy	δz
縦断方向前後面(yz 面)	○	○	○	○	○	○
横断方向側端面(xz 面)	○	○	○	○	○	○
横断方向対称面(xz 面)	○	×	○	×	○	×
底面　(xy 面)	×	×	×	×	×	×

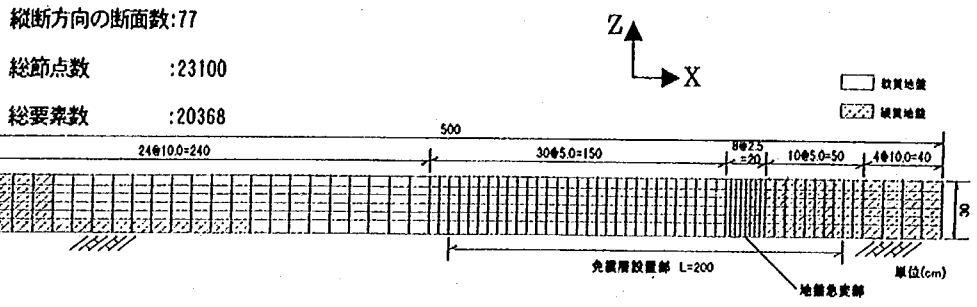
○：自由　　×：固定

表－参 11.5.2　解析に用いた地盤・免震層およびトンネルの材料物性値

	単位体積重量 γ_t(tf/m³)	ヤング率 E(tf/m²)	ポアソン比 ν
軟質地盤	1.0	12	0.49
硬質地盤	1.2	204	0.49
免震層	1.0	0.5	0.49
トンネル	1.0	20000	0.20



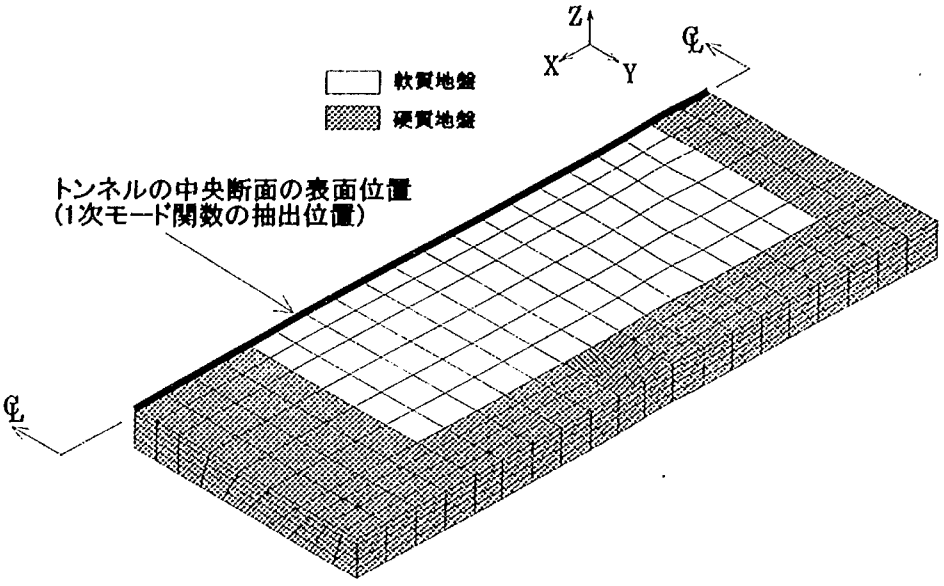
図－参 11.5.2　横断方向の要素分割



図－参 11.5.3　縦断方向の要素分割

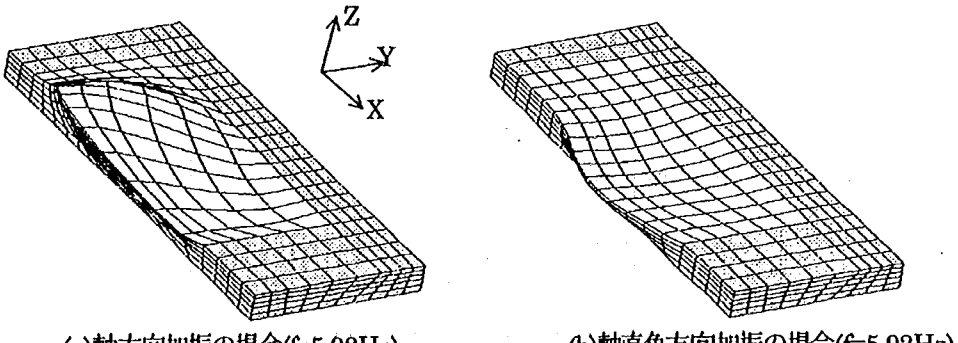
(3) 固有値解析

地盤慣性力法に基づく静的解析に用いる加振方向の1次モード振幅 $\phi(x)$ および刺激係数 β は、図－参11.5.4に示すトンネルがない地盤のみの3次元モデルの固有値解析によって求めた。固有値解析の拘束条件と入力定数は、前述した(2)の条件と同一である。解析モード次数は、軸方向加振時および軸直角方向加振時とも30次までとした。



図－参11.5.4　固有値解析用地盤モデル

地盤モデルの固有値解析結果より、1次から30次までの固有振動数、刺激係数、有効質量比の一覧を表－参11.5.3に示す。また、加振方向の有効質量比が最大となる1次モードを図－参11.5.5に示す。地盤慣性力法に基づく静的解析では、表－参11.5.3に示す1次モードの刺激係数 β と図－参11.5.4に示す抽出位置における加振方向の1次モード関数 $\phi(x)$ (図－参11.5.6)を用いてトンネル軸に沿った地盤慣性力を算定し、トンネル軸に直交する水平方向と深さ方向に対しては一様分布を仮定している。なお、実験時の共振曲線より得られた実験模型の1次固有振動数は、軸方向加振時で6.5Hz、軸直角方向加振時で6.8Hzであり、固有値解析の結果よりも10～15%程度大きな値であった。



(a)軸方向加振の場合(f=5.92Hz)　(b)軸直角方向加振の場合(f=5.92Hz)

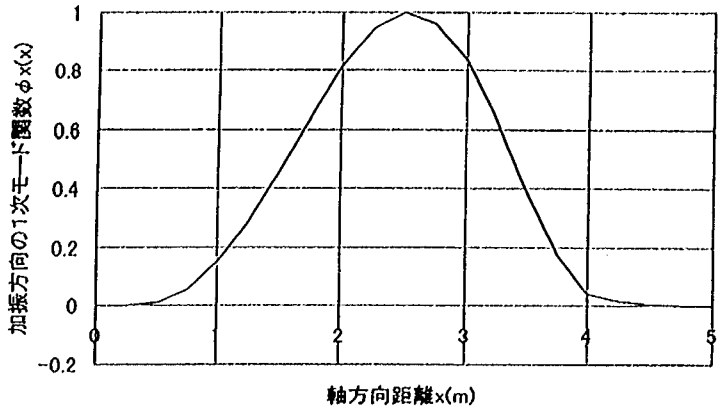
図－参11.5.5　地盤モデルの1次モード

表－参11.5.3(1)　軸方向加振時の解析結果

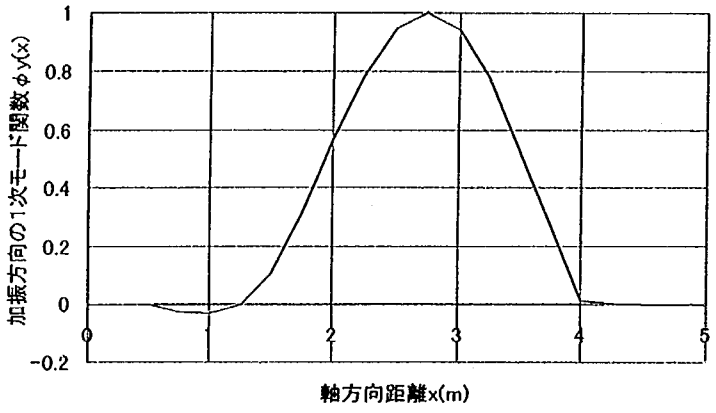
モード	固有振動図 (Hz)	刺激係数 β			有効質量比 (%)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
1	5.92	2.51E-01	2.68E-03	-3.33E-05	18.73	0.00	0.00
2	6.73	1.09E-01	-5.92E-03	2.51E-05	3.54	0.01	0.00
3	7.11	-9.72E-03	-8.58E-02	-5.25E-04	0.03	2.18	0.00
4	7.62	2.19E-02	-1.80E-01	1.48E-03	1.14	9.63	0.00
5	7.72	1.31E-02	-4.47E-02	-4.12E-04	0.05	0.59	0.00
6	7.89	-2.29E-02	-1.58E-01	1.61E-04	0.16	7.36	0.00
7	8.32	-4.31E-04	-2.96E-02	2.37E-04	0.00	0.26	0.00
8	8.58	-6.15E-02	-9.74E-03	4.61E-05	1.12	0.03	0.00
9	8.66	-1.20E-02	3.75E-02	-2.18E-05	0.04	0.42	0.00
10	9.13	1.66E-02	-1.18E-01	5.27E-04	0.08	4.13	0.00
11	9.32	-1.26E-01	-1.49E-02	-2.75E-04	4.73	0.07	0.00
12	9.52	-3.84E-02	1.01E-03	-1.74E-04	0.44	0.00	0.00
13	9.59	8.27E-03	6.14E-03	-2.32E-04	0.02	0.01	0.00
14	9.88	8.79E-03	7.87E-03	3.25E-05	0.02	0.02	0.00
15	10.37	4.62E-03	4.13E-02	-4.35E-04	0.01	0.51	0.00
16	11.01	5.64E-02	-1.04E-03	5.59E-05	0.94	0.00	0.00
17	11.07	-5.46E-03	8.41E-04	-1.53E-04	0.01	0.00	0.00
18	11.17	1.20E-03	-9.26E-04	1.04E-04	0.00	0.00	0.00
19	11.59	3.09E-03	5.14E-03	-3.71E-03	0.00	0.01	0.00
20	11.76	-1.46E-03	-1.03E-02	9.26E-04	0.00	0.03	0.00
21	11.87	3.63E-03	2.52E-03	7.33E-05	0.00	0.00	0.00
22	12.16	5.19E-04	-3.44E-02	2.05E-04	0.00	0.35	0.00
23	12.70	4.46E-03	-4.27E-02	2.74E-03	0.01	0.54	0.00
24	12.75	7.67E-03	2.68E-03	-2.50E-04	0.02	0.00	0.00
25	12.89	-1.32E-02	1.56E-02	-9.46E-04	0.05	0.07	0.00
26	13.09	1.48E-02	7.05E-04	1.80E-04	0.07	0.00	0.00
27	13.12	4.69E-03	-4.89E-03	1.47E-04	0.01	0.01	0.00
28	13.21	-3.18E-02	6.64E-04	-2.83E-04	0.30	0.00	0.00
29	13.63	-1.85E-04	-9.03E-03	-8.35E-04	0.0	0.02	0.00
30	13.77	-2.27E-02	-2.47E-02	2.42E-03	0.15	0.18	0.00

表－参 11.5.3(2)　軸直角方向加振時の解析結果

モード	固有振動数 (Hz)	刺激係数 β			有効質量比 (%)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
1	5.92	-4.63E-02	2.35E-01	2.80E-02	0.64	12.35	0.23
2	6.03	1.62E-01	4.92E-02	5.34E-03	7.78	0.72	0.01
3	6.43	1.81E-01	3.50E-02	4.00E-03	9.75	0.36	0.00
4	6.71	2.30E-02	-1.17E-01	-1.29E-02	0.16	4.07	0.05
5	7.38	-4.17E-04	6.64E-02	5.28E-03	0.00	1.31	0.01
6	7.56	-3.34E-02	-1.22E-02	-1.54E-03	0.33	0.04	0.00
7	7.58	-3.84E-03	2.15E-02	1.77E-03	0.00	0.14	0.00
8	7.89	-7.61E-03	9.85E-02	9.12E-03	0.02	2.88	0.02
9	8.52	2.04E-02	2.85E-03	-3.53E-05	0.12	0.00	0.00
10	8.64	4.56E-03	-7.43E-03	1.64E-03	0.01	0.02	0.00
11	9.09	-1.10E-01	-3.34E-03	-9.48E-04	3.56	0.00	0.00
12	9.33	-1.41E-02	4.06E-02	4.39E-03	0.06	0.49	0.01
13	9.72	8.14E-02	-4.36E-03	1.23E-03	1.97	0.01	0.00
14	9.93	1.51E-03	1.04E-01	-2.98E-02	0.00	3.23	0.26
15	10.08	-2.09E-02	8.31E-03	-2.81E-03	0.13	0.02	0.00
16	10.16	-3.47E-02	1.29E-03	4.73E-04	0.36	0.00	0.00
17	10.21	-1.99E-02	2.39E-04	-1.19E-4	0.12	0.00	0.00
18	10.55	-2.76E-03	1.91E-02	-2.98E-03	0.00	0.11	0.00
19	10.61	4.18E-02	-2.33E-02	6.48E-03	0.52	0.16	0.01
20	10.65	8.19E-03	4.07E-03	-1.62E-04	0.02	0.00	0.00
21	11.22	1.89E-02	6.23E-02	-1.01E-02	0.11	1.15	0.03
22	11.25	-3.61E-03	2.09E-02	5.92E-03	0.00	0.13	0.01
23	11.60	2.04E-02	2.23E-02	-3.83E-03	0.12	0.15	0.00
24	11.83	2.06E-03	1.71E-02	-7.36E-03	0.00	0.09	0.02
25	12.03	-4.21E-02	-1.15E-03	1.56E-04	0.52	0.00	0.00
26	12.28	-6.37E-04	-6016E-03	-5.97E-04	0.00	0.01	0.00
27	12.29	-2.59E-03	1.16E-02	-4.71E-04	0.00	0.04	0.00
28	12.49	-4.76E-04	-4.84E-03	1.50E-03	0.00	0.01	0.00
29	12.68	2.68E-02	-3.52E-04	-9.25E-05	0.21	0.00	0.00
30	12.88	4.99E-03	-7.37E-04	-3.93E-04	0.01	0.00	0.00



(a) 軸方向加振の場合



(b) 軸直角方向加振の場合

図－参 11.5.6　トンネル軸に沿った加振方向の１次モード関数

(4)解析ケース

解析ケースは、トンネル軸方向と軸直角方向の加振方向に対して、免震層ありとなしの２ケース、合計４ケースについて実施した。

11.5.3　解析結果と考察

地盤慣性力法に基づく静的解析の結果より、**図－参 11.5.7**, **図－参 11.5.8** に軸方向加振時のトンネル軸ひずみと軸直角方向加振時のトンネル曲げひずみのトンネル縦断方向(X 方向)分布を実験結果と比較して示す。ただし、解析結果の軸ひずみと曲げひずみは、**図－参 11.5.2** に示すトンネルスプリングラインの左右位置の要素図心におけるトンネル縦断方向ひずみ(ε_x)を用いて次式により算出している。

$$\varepsilon_n = (\varepsilon_x^L + \varepsilon_x^R)/2 \qquad \text{(参 11.5.3)}$$

$$\varepsilon_b = (\varepsilon_x^L - \varepsilon_x^R)/2 \qquad \text{(参 11.5.4)}$$

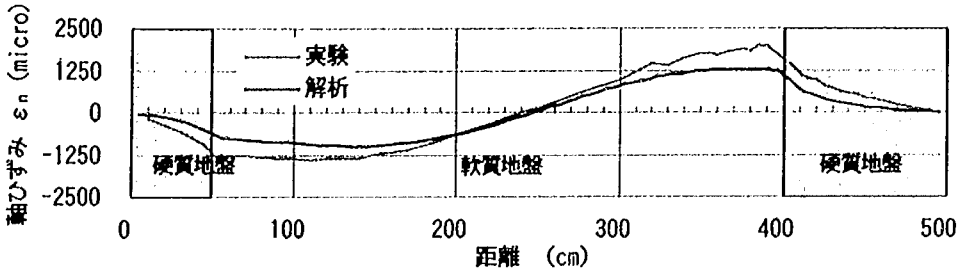
ここに、

ε_n：トンネルの軸ひずみ

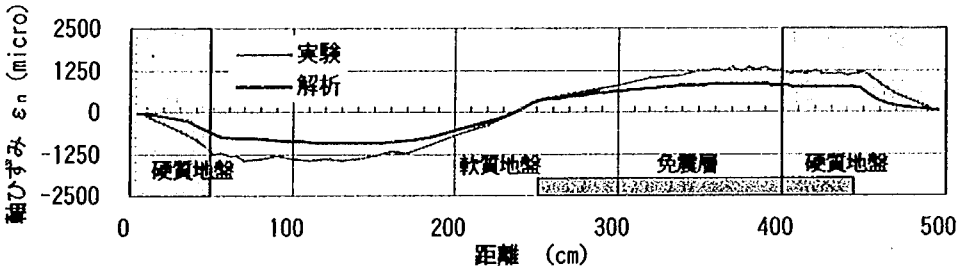
ε_b：トンネルの曲げひずみ

ε_x^l：トンネルスプリングラインの左側要素図心におけるの縦断方向ひずみ

ε_x^R：トンネルスプリングラインの右側要素図心におけるの縦断方向ひずみ

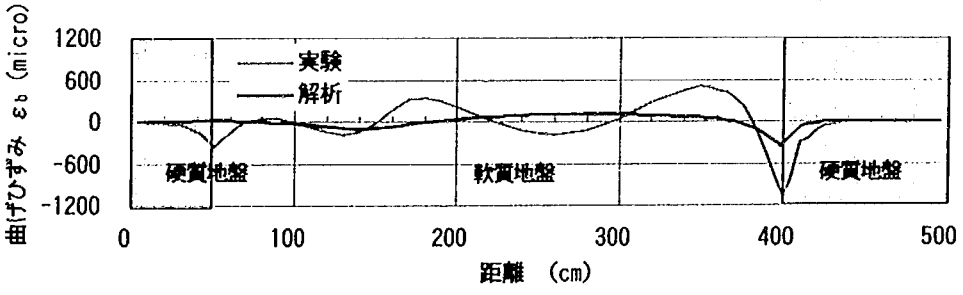


(a) 免震層がないトンネルの場合

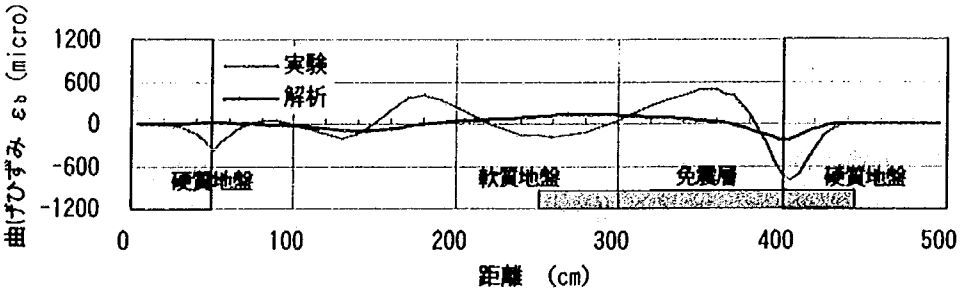


(b) 免震層があるトンネルの場合

図－参 11.5.7　軸方向加振時のトンネルの軸ひずみの縦断方向分布



(a) 免震層がないトンネルの場合



(b) 免震層があるトンネルの場合

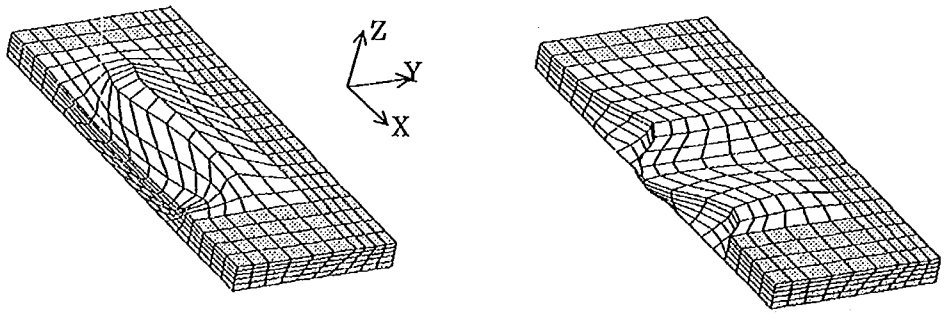
図－参 11.5.8　軸直角方向加振時のトンネルの曲げひずみの縦断方向分布

なお、実験結果の軸ひずみと曲げひずみは、トンネルスプリングラインの両側に貼付したひずみゲージによる測定ひずみに補正係数1.8を乗じた値を縦断方向ひずみとした上で、上式によって算出したものであり、免震層のないトンネルに生じるひずみが最大となる時刻の測定値を用いている。

図－参11.5.7に示す軸方向加振時のトンネル軸ひずみの分布をみると、免震層の有無に関わらず解析と実験の軸ひずみの分布形状は概ね一致しているが、地盤急変部付近に生じるひずみの最大値については実験の方が解析よりも約50%大きい結果となっている。一方、図－参11.5.8に示す軸直角方向加振時のトンネル曲げひずみの分布をみると、免震層の有無にかかわらず解析と実験のひずみの分布形状も、地盤急変部付近の最大値も大きく異なっている。

これら実験と解析の相違が発生している要因としては、高次振動モードの影響が挙げられる。つまり、図－参11.5.7、図－参11.5.8に示す解析結果では加振方向の1次モードしか考慮していないが、表－参11.5.3に示すように実験時の加振振動数(軸方向6.5Hz、 軸直角方向6.8Hz)付近にも、刺激係数、有効質量比の大きい高次の振動モードがそれぞれ存在しており、実験ではこれらの振動モードも発生していた可能性が高い。これらの振動モードは、図－参11.5.9(a), (b)に示すように、軸方向加振時の中央断面は図－参11.5.5(a)に示す1次モードによく似たモード形状を呈しているが、軸直角方向加振時の中央断面は図－参11.5.5(b)に示す1次モードよりも波数が増えたモード形状になっている。

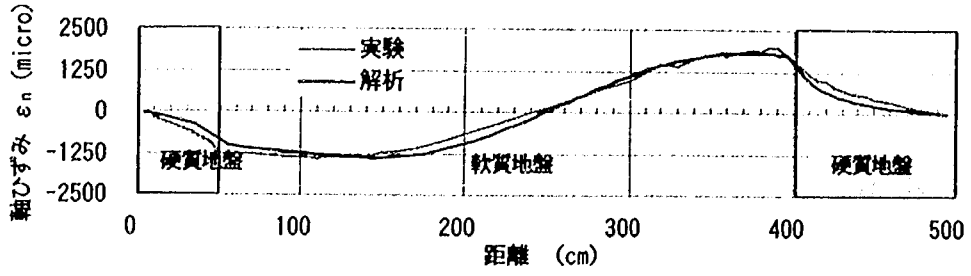
そこで、これらの高次振動モードによってトンネルに生じるひずみを1次モードの場合と同様の方法で算出し、これと1次モードの結果を重ね合わせたトンネルのひずみ分布を図－参11.5.10, 図－参11.5.11に示す。これをみると、軸ひずみは解析と実験がほぼ一致しており、曲げひずみも地盤急変部付近に生じる最大値については実験の方が解析よりも約50%大きい結果となっているものの、全体的な分布形状は実験と概ね一致している。したがって、今回のように高次振動モードの影響が無視できない場合には、1次モードだけでなくこれらの高次振動モードも考慮した解析を行うことにより、実験結果をより精度よく再現し得ることが分かる。



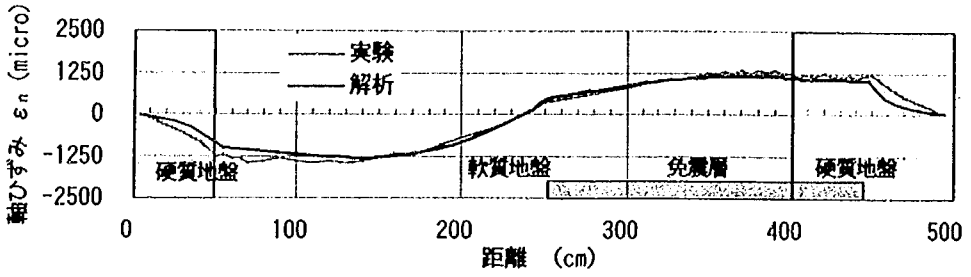
(a)軸方向加振の場合
(2次モード、f=6.73Hz)

(b)軸直角方向加振の場合
(4次モード、f=6.71Hz)

図－参11.5.9　加振振動数付近の高次振動モード

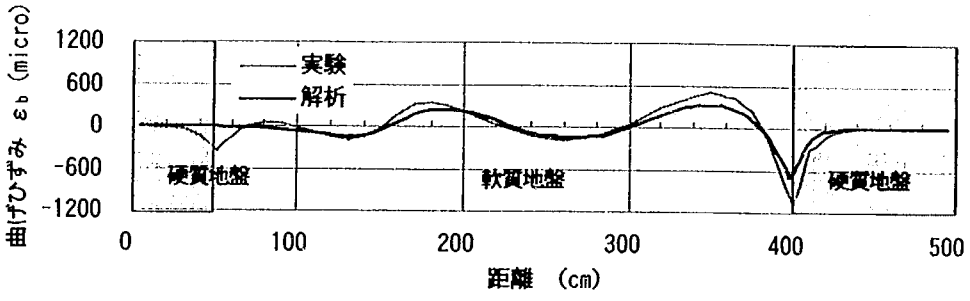


(a) 免震層がないトンネルの場合

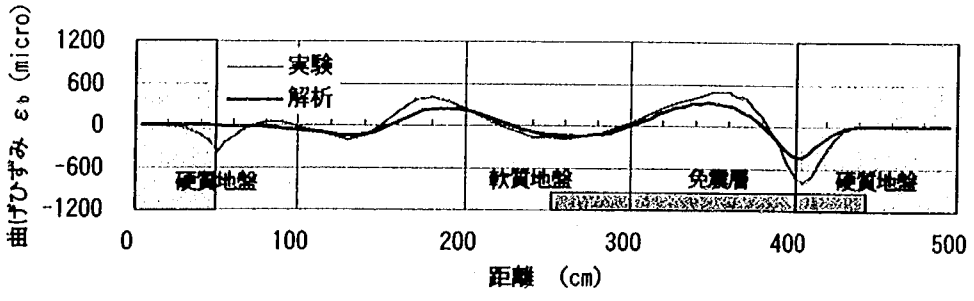


(b) 免震層があるトンネルの場合

図－参 11.5.10　軸方向加振時のトンネルの軸ひずみの縦断方向分布
（1 次振動モードと加振振動数付近の高次振動モードを重畳した場合）



(a) 免震層がないトンネルの場合



(b) 免震層があるトンネルの場合

図－参 11.5.11　軸直角方向加振時のトンネルの曲げひずみの縦断方向分布
（1 次振動モードと加振振動数付近の高次振動モードを重畳した場合）

参考資料－１２　振動台実験によるトンネル横断方向に対する免震効果の検証

１２．１　実験の概要

本検討は、数値解析によって示された矩形断面トンネル横断面方向の免震効果[1]を模型振動実験により検証することを目的として実施したものである。矩形断面のトンネルを対象とした模型振動実験は過去に当麻・岩楯の研究[2]、渡辺・末広の研究[3]、岩楯らの研究[4]があり、構造物の見かけの剛性と周辺地盤の剛性との比とトンネル壁面に作用する地震時土圧分布との関係、入力振幅に応じた地盤の非線形性の影響などについて主な着目がなされている。本検討では上記のような地下構造物の耐震性に関わる課題を考慮に入れつつ、免震層を設けたトンネルと免震層のない従来型のトンネルとの比較に重点をおいて振動実験を実施した。また、実験結果の妥当性について検討を加えるために、実験モデルの動的ＦＥＭ解析を併せて実施し、実験結果と解析結果との比較を行った。

１２．２　実験装置および実験材料

本検討において使用した模型振動実験の装置および材料について、以下にその詳細を示す[5),6)]。なお、実験においては、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した）を考慮した相似則[7),8)]に従い、実験材料の物性値の設定を行った。

(1)せん断土槽および大型振動台

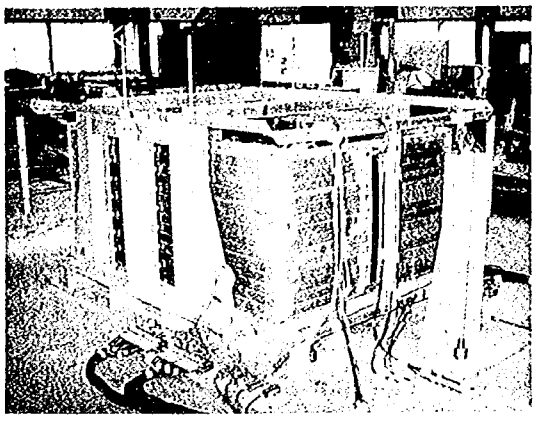
本検討ではせん断土槽と大型振動台を用いてトンネル模型の加振を行った。実験に用いたせん断土槽の内法寸法は、長さ180cm×奥行き120cm×高さ70cmである。振動台は油圧サーボ型大型振動台であり、この振動台のテーブルサイズは5m×5m、最大加振振動数 70Hz、最大加振加速度（水平3G、鉛直1G、ただし、1Gは980cm/s²）、最大加振変位（水平260mm、鉛直50mm）である。**写真－参12.1**にせん断土槽の全景を示す。

(2)トンネル模型

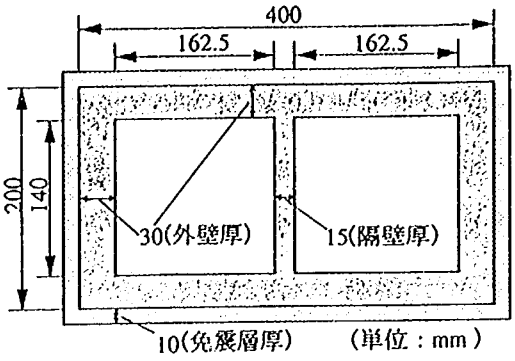
検討対象とした構造物は、共同溝に代表される幅10m×高さ5m級の２連の矩形断面の鉄筋コンクリート製開削トンネルを想定した。トンネル模型はアクリル板製、縮尺は1/25、アクリル模型の寸法は、幅 40cm×高さ 20cm×奥行き52cm（側壁厚 3cm、隔壁厚1.5cm）である。これは実構造物では、幅 10m×高さ 5m （側壁厚 75cm、隔壁厚 37.5cm）に相当する。トンネル模型の横断面図を**図－参12.1**に、せん断土槽内のトンネル模型の設置平面図を**図－参12.2**に示す。また、**表－参12.1**に相似則に基づいた実験模型材料の物性値を示す。

地中構造物の横断面方向の地震時の応答性状を検討する際には、構造物の見かけの剛性と周辺地盤の剛性との比が重要なパラメータとなることが既往の研究において指摘されている[3),4)]。**表－参12.1**から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倍に相当する。ただし、後述するように本検討で扱う入力地震動のレベルでは模型地盤の剛性低下が大きいため、

トンネル模型の見かけのせん断剛性は、加振時の模型地盤の平均的なせん断弾性係数よりも大きくなるものと考えられる。



写真－参12.1　せん断土槽全景



図－参12.1　トンネル模型横断面図

表－参12.1　相似則に元づいた実験模型材料のプロトタイプの諸元

		相似則: λ(長さ)=25 η(密度)=1	模型		プロトタイプ
			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
	単位体積重量	$1/\eta = 1.0$	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
	見かけのせん断弾性係数	$(\lambda\eta)^{-0.5} = 0.20$	129 kgf/cm^2	215 kgf/cm^2	1075 kgf/cm^2
	減衰定数	1.0	5%	5%	5%
	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
	単位体積重量	$1/\eta = 1.0$	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/s	97 m/s	217 m/s
	減衰定数 注1)	1.0	等価線形物性	等価線形物性	等価線形物性
	ポアソン比	1.0	0.42 注2)	0.49	0.49
免震層	層厚	$1/\lambda = 0.04$	1.0 cm	1.0 cm	0.25 m
	単位体積重量	$1/\eta = 1.0$	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/s	7.4 m/s	17 m/s
	減衰定数	1.0	2%	2%	2%
	ポアソン比	1.0	0.49	0.49	0.49
相似則の倍率	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	$\lambda^{-3}\eta^{-1} = 6.4\times10^{-5}$			

注1)　初期値。岩崎・龍岡の関係式より推定[9]

注2)　乾燥砂に対する実験式より推定[10]

(1kgf/cm^2=0.098MPa, 1tf/m^3=9.8kN/m^3)

トンネル模型は、同一の模型を２体作成し、１体の模型は免震層を設けない従来型のトンネルとし、もう１体の模型には周囲に免震層を設置した。図－参12.2に示すように、この２体の模型をせん断土槽内に加振直角方向に縦列に設置し、同時に加振を実施した。本実験の模型の配置に関しては、模型端面に対する地盤およびせん断土槽壁面による拘束の影響が無視できないと考えられるが[2)]、免震層あり・免震層なしの２体の模型の応答値を同一の地盤条件、加振条件で相対比較することにより免震効果の検証を試みた。

(3) 地盤材料

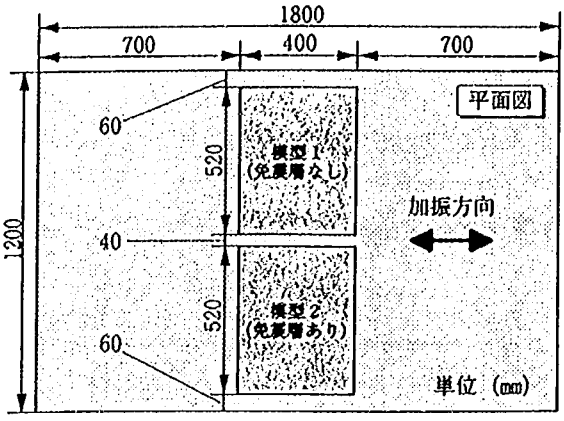
実験に用いた地盤材料は豊浦標準砂である。模型地盤は乾燥砂の空中落下により作成し、締め固めによる密度の調整は特に行なわずに加振を実施した。このようにして作成した模型地盤の加振前の物性値は、平均で単位体積重量 1.528tf/m³ (14.99kN/m³, 相対密度に換算すると 62.9%)、間隙比 e = 0.73 であり、乾燥状態の豊浦標準砂に対する実験式[9)]式(参12.2.1)から推定したせん断弾性係数 G は 147.1kgf/cm²(14.4MPa)であり、平均 S 波速度は 97.2 m/s であった。ただし、p は平均拘束圧 (単位: kgf/cm², 1kgf/cm² = 0.098MPa) である。

$$G = 700\ (2.17 - e)^2/(1 + e)\cdot p^{0.5} \qquad (参12.2.1)$$

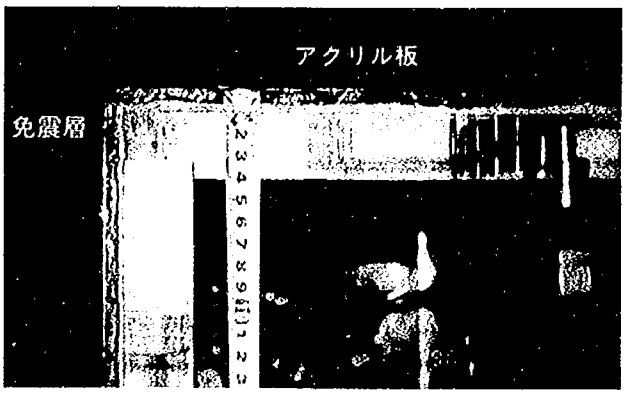
これより換算される模型地盤の１次固有振動数は 40.5Hz である。表－参12.1に相似則に基づいた模型地盤と実地盤の物性値を示す。相似則から実地盤の物性値を推定すると、単位体積重量は同一であり、平均Ｓ波速度は217m/s、平均せん断弾性係数は735.5 kgf/cm²(72.1MPa)、１次固有振動数は 3.6Hz となる。

(4) 免震材料

免震材料には模型実験用のシリコーンゴムを用いた。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[5)]、周辺地盤の物性値に対応する実験免震材料のせん断弾性係数Gは0.67kgf/cm²(0.066Mpa)、ヤング率Eは2kgf/cm²(0.196MPa)と決定した。したがって、周辺地盤に対する免震材料の微小ひずみレベルでのせん断弾性係数比は1/220である。表－参12.1に相似則に基づいた模型とプロトタイプにおける免震材料の物性値を示す。免震層の厚さは、実構造物に適用可能と考えられる厚さが 10cm～数10cm であることから、模型作成可能な厚さを考慮した結果、1cm (実物では25cm) とし、図－参12.1および写真－参12.2に示すようにトンネル全周にわたり配置した。



図－参12.2　トンネル模型設置平面図



写真－参12.2　免震トンネル隅角部の免震層の形成状況

１２．３　実験条件

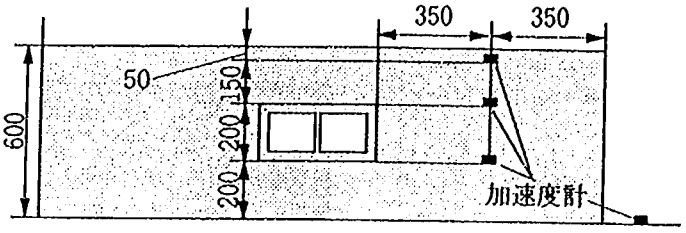
ここでは模型設置レベルとして図－参12.3に示すように表層地盤の中央にトンネルが設置されるケースについての結果を示す。表層地盤の厚さは、模型で60cm、実物で15mとした。なお、模型設置レベルを表層地盤の下部としたケース、上下動を水平動と同時に入力したケース等の実験も実施したが、免震効果、すなわち免震層の有無による断面力・土圧の応答値の相対的な差に関していえば、模型設置レベルに関わらず同様な傾向を示す結果が得られていることを付記しておく[5)]。

12.3.1　実験ケースと加振条件

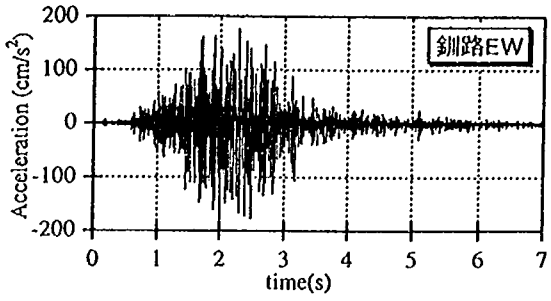
模型振動実験は、加振ケースとして正弦波加振および実地震波加振を実施した。実験ケースを表－参12.2に示す。なお、本加振に先立ち、予備加振として地盤のみの場合のスウィープ加振を5～50Hzの振動数範囲、継続時間60秒の条件で、最大加速度100cm/s²、150cm/s²、200cm/s²の3ケースについて実施した。

正弦波は、最大加速度200cm/s²、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。

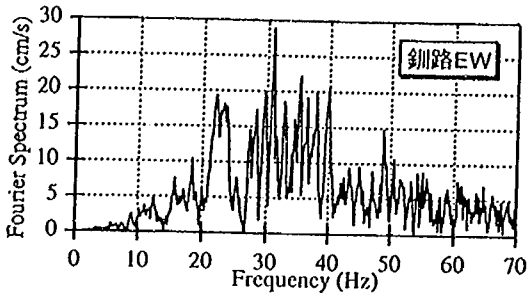
実地震波は、原波形において3～4Hz付近（プロトタイプの表層地盤の1次固有振動数に相当）の短周期成分の比較的卓越する記録である釧路沖地震(1993.1.15、M7.8)の際に釧路地方気象台において観測された水平EW成分(最大加速度922cm/s²)を用いた。振幅は、最大加速度が200cm/s²になるように振幅調整した。また、時間軸を相似則にしたがい原波形の0.0894倍に縮めた。入力地震動の時刻歴波形とフーリエスペクトルを図－参12.4(a),(b)に示す。



図－参 12.3　模型設置位置（単位：mm）



図－参 12.4(a)　入力地震動の時刻歴波形



図－参 12.4(b)　入力地震動のフーリエスペクトル

表－参 12.2 実験ケースと加振条件

ケース	加振･解析条件	スウィープ波			正弦波	実地震波
		5-50Hz，継続時間60秒			35Hz	釧路波EW成分
		100cm/s²	150cm/s²	200cm/s²	200cm/s²	200cm/s²
予備加振	模型なし	○	○	○	—	—
本加振	2体のﾄﾝﾈﾙを同時加振	—	—	—	○	○
動的FEM解析	免震層あり･なしの計2ｹｰｽ	—	—	—	—	○

12.3.2　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、断面力についてはひずみゲージの計測値より算出した。加速度、直土圧、せん断土圧は模型の左半分、断面力は模型の右半分において計測を行った。

(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個所で、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－参 12.3**に地盤内の、**図－参 12.5(a)**に模型に設置した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、頂版と底版の両端部のそれぞれ２ヶ所、側壁は中央と両端部の３ヶ所、合計７ヶ所に直土圧計を設置した。**図－参 12.5(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－参 12.5(c)**にせん断土圧計の設置位置を示す。

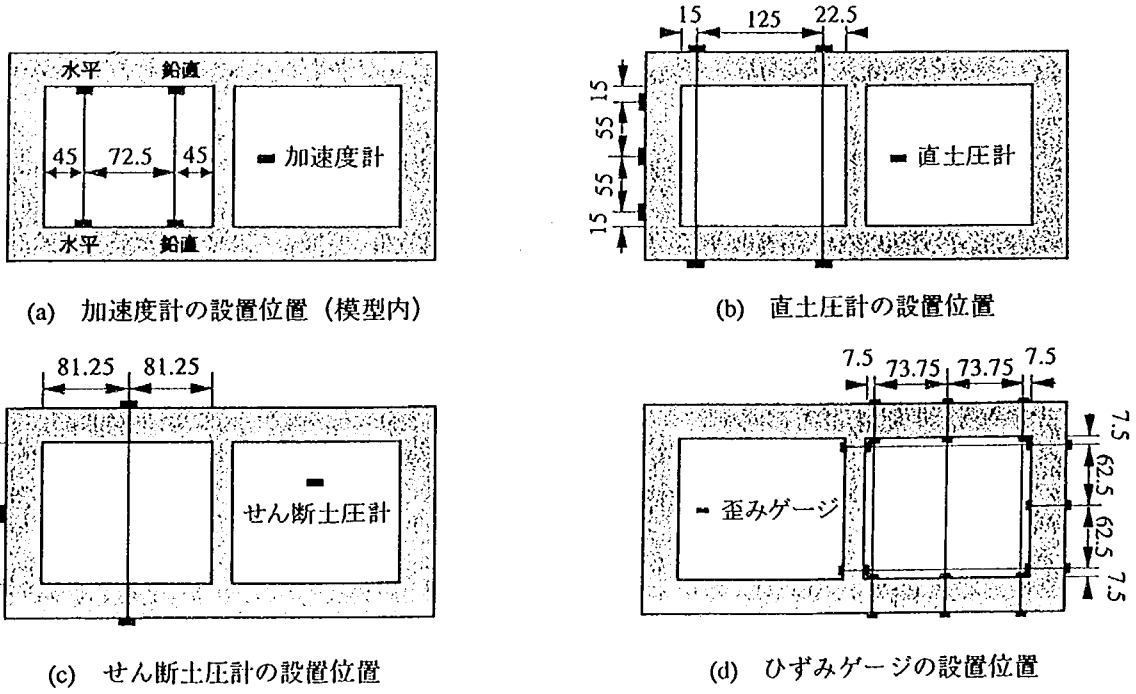
(4)断面力（ひずみゲージ）

トンネル模型１体につき、頂版、底版、側壁の中央と両端部の３ヶ所ずつ、隔壁の両端部の２ヶ所、合計11ヶ所の模型壁面の表裏にひずみゲージを貼り付けた。図－参12.5(d)にひずみゲージの設置位置を示す。

表裏一組のひずみゲージから得られたひずみ値を用いて、式(参12.3.1)からアクリル板の曲げモーメントMを、式(参12.3.2)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。また、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。

$$M = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)/2 \cdot 10^{-6} \cdot E \cdot Z \qquad (参12.3.1)$$

$$N = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2 \cdot 10^{-6} \cdot E \cdot A \qquad (参12.3.2)$$



(a) 加速度計の設置位置（模型内）

(b) 直土圧計の設置位置

(c) せん断土圧計の設置位置

(d) ひずみゲージの設置位置

図－参12.5 各計測器の設置位置（単位：mm）

１２．４ 実験結果

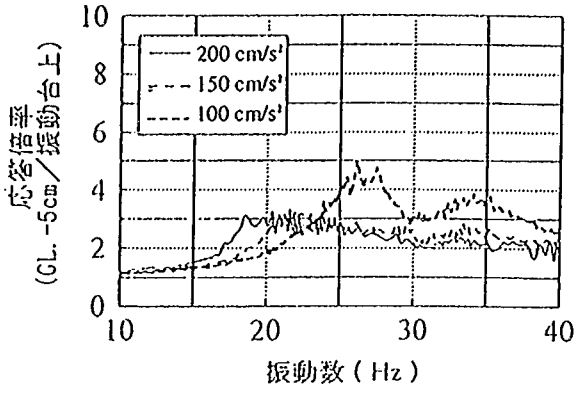
まず予備加振の実験結果について述べ、次に、本加振の実験結果について示す。また、本加振の実験結果に関しては、免震層を設置したトンネルと免震層のないトンネルの応答値の比較に基づき、免震構造を適用したトンネルの応答性状について考察を行う。

12.4.1 予備加振（地盤のみの加振）

図－参12.6は、予備加振の結果得られた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。予備加振においては、入力加速度

が100cm/s², 150cm/s², 200cm/s² 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る。ただし、入力レベルが100～200cm/s²と比較的大きいため、既往の研究結果2)と同様に、共振振動数のピークは明瞭ではない。

後述する動的FEM解析に併せて実施した自由地盤の地震応答解析から得られた地盤のせん断ひずみは最大で0.2%、剛性低下率は0.27～0.91、減衰定数は2.4%～27%に収束した。また、解析結果から算定された1次の共振振動数は22.4Hz、増幅倍率は2.5倍であり、200cm/s²加振の実験結果とよい整合性を示している。したがって、解析上設定した地盤物性値はほぼ妥当なものと判断された。

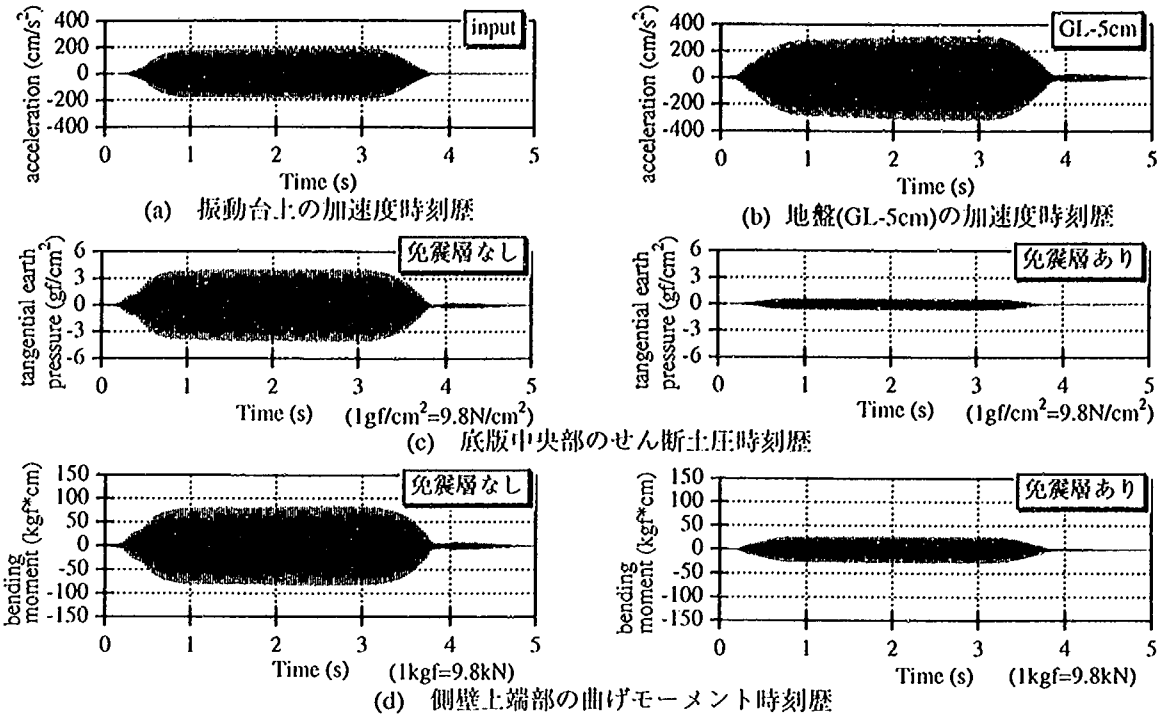


図－参12.6　模型地盤の共振曲線

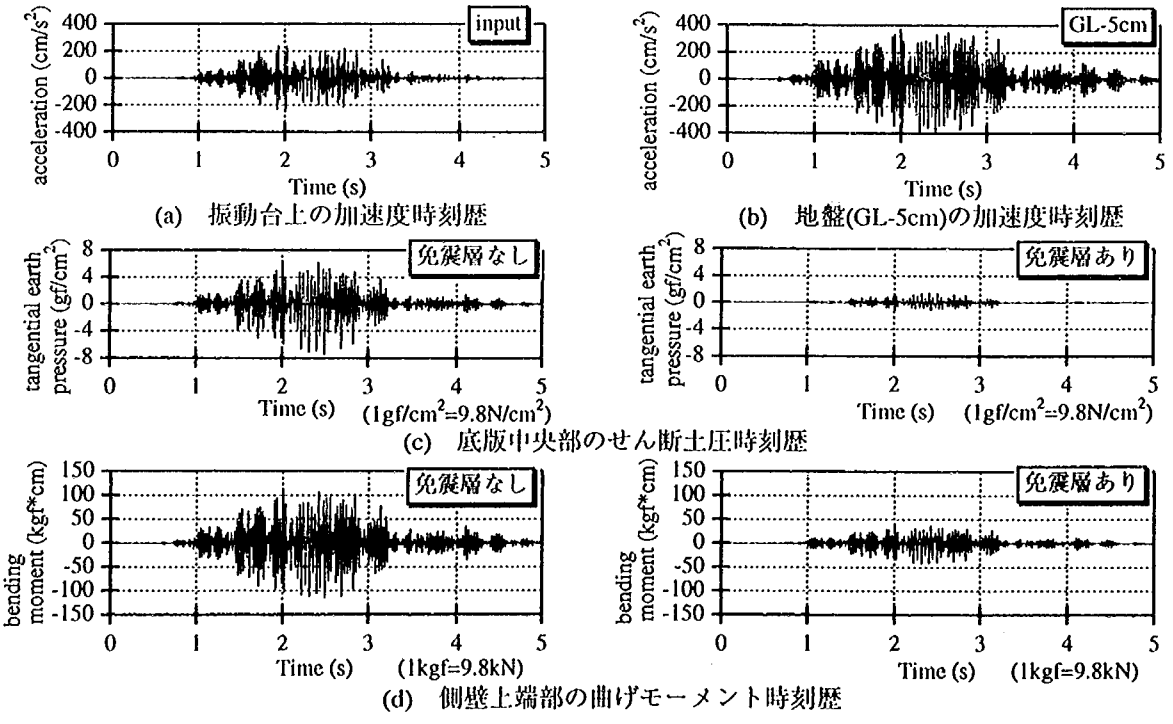
12.4.2　免震層の有無による応答波形の特徴

まず、免震層の有無による時刻歴応答波形を比較することにより、免震層を設置した地中構造物の応答波形に関する基本的な性質について考察を行う。図－参12.7(a)～(d)、図－参12.8(a)～(d)に加速度、せん断土圧、曲げモーメントの時刻歴波形の一例を示す。図－参12.7は正弦波加振、図－参12.8は実地震波加振のケースの応答波形である。図－参12.7(a)、図－参12.8(a)は振動台上の加速度の水平成分、図－参12.7(b)、図－参12.8(b)は地盤内GL.-5cmの加速度の水平成分、図－参12.7(c)、図－参12.8(c)は底版中央部のせん断土圧、図－参12.7(d)、図－参12.8(d)は側壁上側隅角部の曲げモーメントをそれぞれ示している。図－参12.7(c),(d)、図－参12.8(c),(d)は、いずれも左側が免震層なし、右側が免震層ありのケースの時刻歴波形である。

図－参12.7(c),(d)、図－参12.8(c),(d)に示した免震層ありと免震層なしのケースの時刻歴波形を比較すると、両者の波形の包絡形状が相似形であり、振幅の絶対値のみが変化していることがわかる。時刻歴波形の位相についてもう少し詳しく考察するために、正弦波加振のケースにおける側壁の上部、中央、下部の3個所の曲げモーメントを例にとり、その時刻歴波形の代表部分を図－参12.9に示す。両ケースともに、側壁の上部と下部で大きな曲げモーメントが発生し、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、免震層ありのケースは免震層なしのケースと比較すると、位相は同一であるのに対して、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わかる。



図－参 12.7　正弦波加振の時刻歴波形の一例

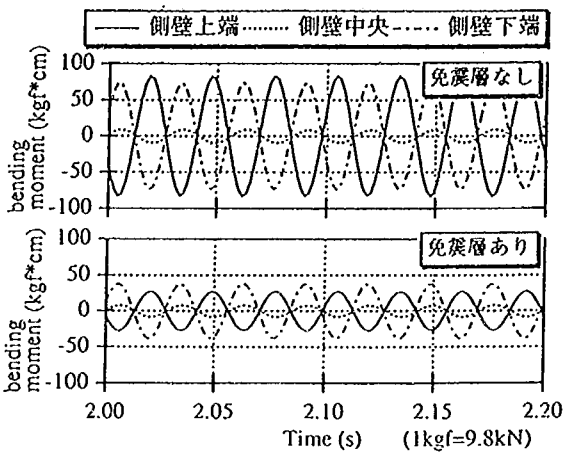


図－参 12.8　正弦波加振の時刻歴波形の一例

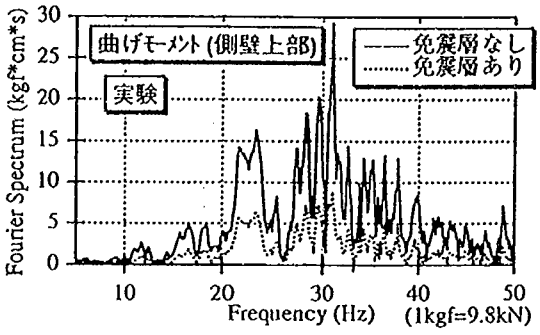
次に、実地震波加振時における側壁上部の曲げモーメントのフーリエスペクトルを図－参 12.10 に示す。図－参 12.10 から免震層とトンネルから成る系が、特定の振動数成分に対して応答上問題となるような増幅をもたらしていないことがわかる。以上と同様の結果は、曲げモーメント以外の計測値

および側壁以外の計測個所においても得られた。

以上の結果より、正弦波加振、実地震波加振のどちらの場合も、免震層なしのケースと比較して免震層ありのケースの応答波形の包絡形状や位相に変化はみられず、振幅のみが低減することが実験的に確認された。建築構造物の免震においては一般的に固有周期の長周期化を図るが、このように地下構造物においては基本的に異なる免震メカニズムに基づくことを示している[1),11)]。また、これらの結果に基づき、以下の考察においては、各計測データおよび解析結果の最大値に着目して、免震層の有無による各種応答値とその分布状況の相違に関する考察を行う。



図－参12.9　側壁の曲げモーメントの時刻歴波形の一部
（正弦波加振、側壁上部・中央・下部）



図－参12.10　曲げモーメントのフーリエスペクトル
（実地震波加振、側壁上部）

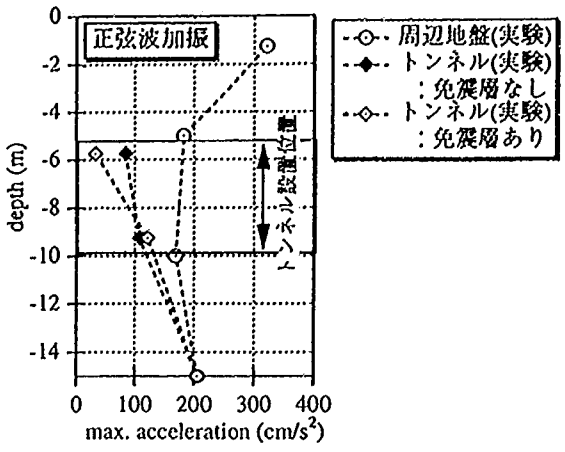
12.4.3　各応答値の最大値分布の比較

各応答値の最大値とその分布状況について、免震層の有無による影響を考察する。なお、実地震波加振のケースに関しては、各図表中に次の12.5にて考察する動的ＦＥＭ解析の結果も併せて示している。

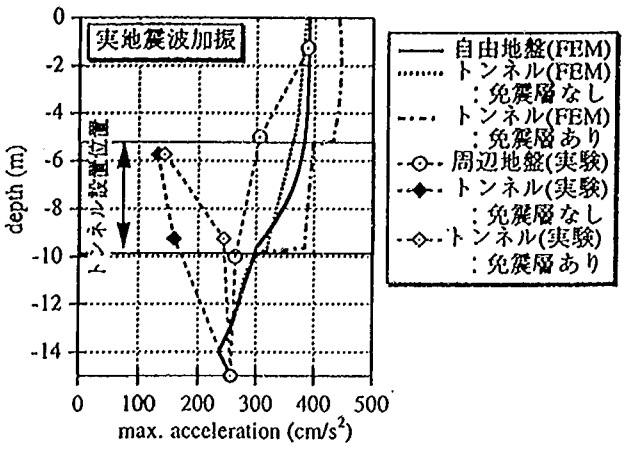
(1)加速度の最大値分布

正弦波加振時および実地震波加振時の地盤内と模型の最大加速度分布を図－参12.11, 図－参12.12に示す。正弦波加振、実地震波加振の場合ともに、入力（振動台上の加速度）に対する模型地盤のGL.－5cmの位置の加速度の増幅率は約1.39～1.56倍となった。

次に、トンネル模型の最大加速度は、対応する地盤部分の加速度に比べて半分程度に応答が抑えられており、また、模型底版位置よりも頂版位置の応答の方が低減している。この原因として、本実験の設定上、トンネル軸方向長さが横断面寸法に比べて相対的に短く、トンネル両端部が側方地盤と接したモデルであるため、模型端面の拘束の影響が無視できないためと考えられる。したがって、以下の考察においては、定量的な応答値の比較は参考程度とし、免震のケースの応答値と免震層なしのケースの応答値の比を中心として定性的な比較を行うものとする。



図－参12.11　正弦波加振時の最大加速度分布



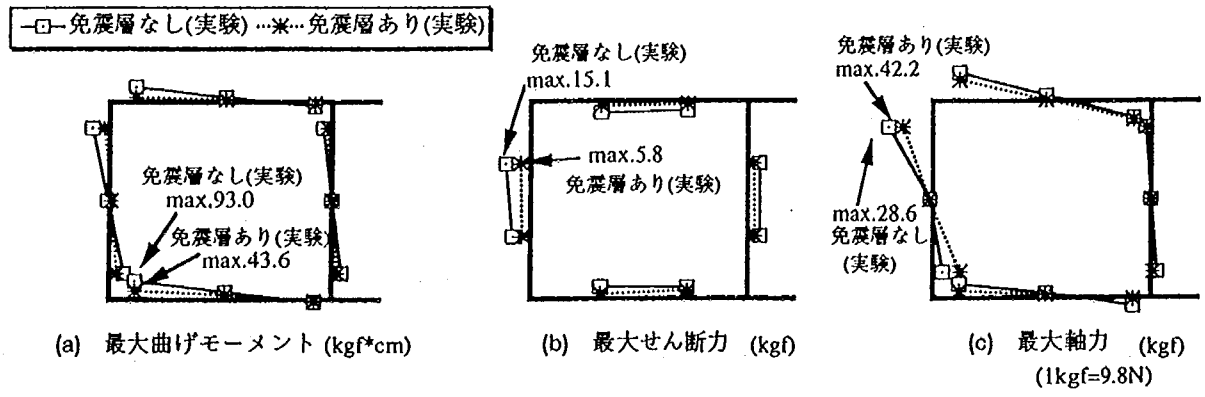
図－参12.12　実地震波加振時の最大加速度分布

(2)断面力の最大値分布

正弦波加振時および実地震波加振時の各計測点での曲げモーメント、せん断力、軸力の最大値分布を図－参12.13(a)～(c)，図－参12.14(a)～(c)にそれぞれ示す。なお、断面力はトンネルの左半分のみを図示している。また、表－参12.3に免震層なしに対する免震層ありのケースの各断面力の最大値の比率を示す。比率の算定は、曲げモーメント・軸力に対しては部材の隅角部において実施し、せん断力に対しては各部材内での最大値に対して実施した。なお、隔壁の軸力は理論上発生しないため省略した。

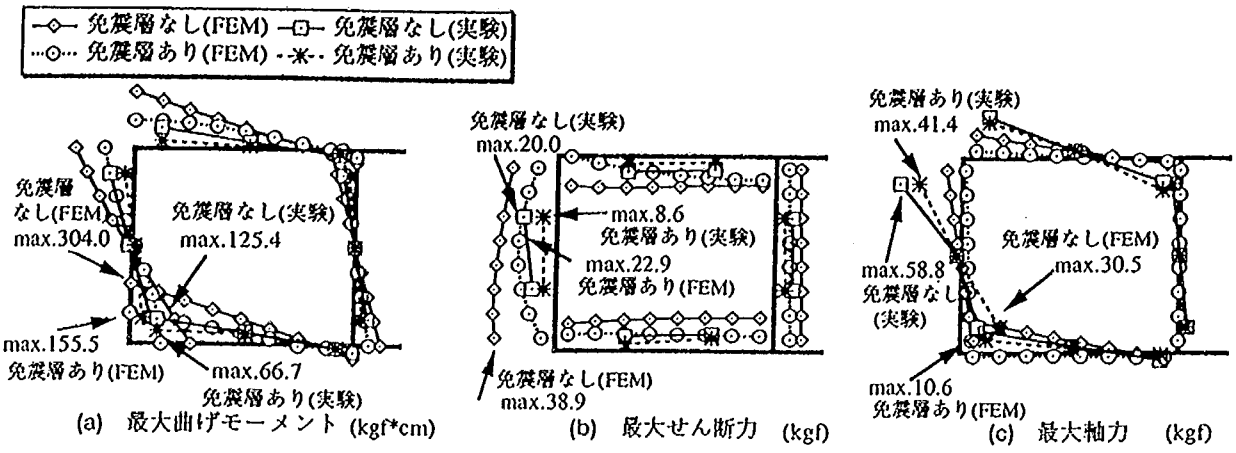
正弦波加振時、実地震波加振時ともに曲げモーメントは、図－参12.13(a)，図－参12.14(a)，表－参12.3において免震層なしの場合にはトンネルの隅角部において大きな値が発生している。これに対して、免震のケースでは、曲げモーメントの値が免震層なしのケースの値の約30～70%まで低減されている。せん断力も、図－参12.13(b)，図－参12.14(b)，表－参12.3から免震層設置により全般的に半減していることがわかる。

軸力については、図－参12.13(c)，図－参12.14(c)，表－参12.3より側壁下部など免震トンネルの方が大きい箇所もいくつか見られ、低減効果の程度も様々であるが、総じてみると軸力は免震層により低減される傾向がみられる。軸力に関する免震層の効果は、曲げモーメントやせん断力に関する免震効果に比べると少し複雑であり、トンネルと周辺地盤との剛性比やトンネルの形状や表層地盤内における設置深度などとも関係するものと考えられ、今後さらに詳しい検討が必要と考えられる。



(a)　最大曲げモーメント (kgf*cm)　　(b)　最大せん断力　(kgf)　　(c)　最大軸力　(kgf)
(1kgf=9.8N)

図－参12.13　断面力の最大分布(正弦波加振)

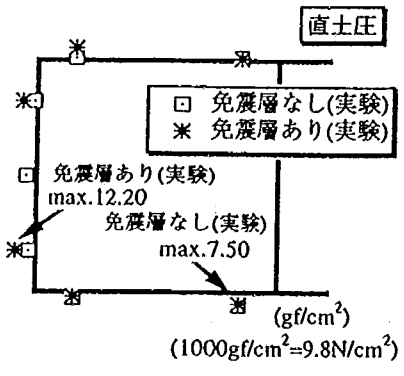


図－参 12.14 断面力の最大分布(実地震波加振)

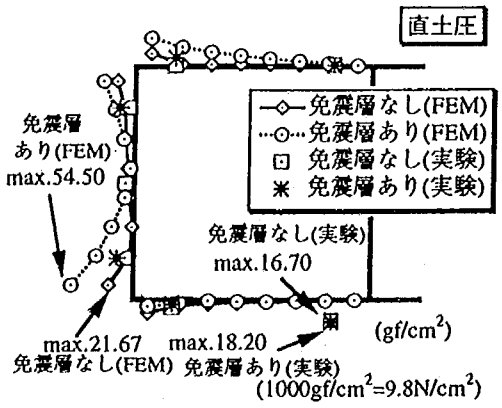
(3)直土圧の最大値分布

正弦波加振時および実地震波加振時の各計測点における直土圧の最大値分布をトンネルの左半分について図－参 12.15, 図－参 12.16 に示す。さらに、表－参 12.4 に両加振ケースの免震層のないケースに対する免震層を設けたケースの直土圧の最大値の比率を示す。比率の算定は、応答値の大きな頂版・底版の外側隅角部および側壁の上下の隅角部に対して実施した。なお、免震層ありのケースの模型の側壁中央の直土圧計は免震層設置後に測定不能となったため、両加振ケースについて欠測となっている。

直土圧は、図－参 12.15, 図－参 12.16, 表－参 12.4 より正弦波加振時、実地震波加振時ともに、本実験結果では側壁と頂版の外側の位置において、免震トンネルの応答値が免震層なしのケースよりも数倍大きな値を示しており、底版の外側では逆に免震層なしのケースの応答値が免震層を設置したケースよりも２倍程度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、免震トンネルの応答値が免震層なしのケースよりも低減する結果が得られたが、直土圧はそれと異なり、免震層を設置したケース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。



図－参 12.15 直土圧の最大値分布（正弦波加振）

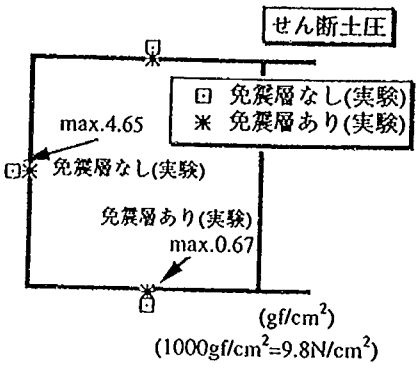


図－参 12.16 直土圧の最大値分布（実地震波加振）

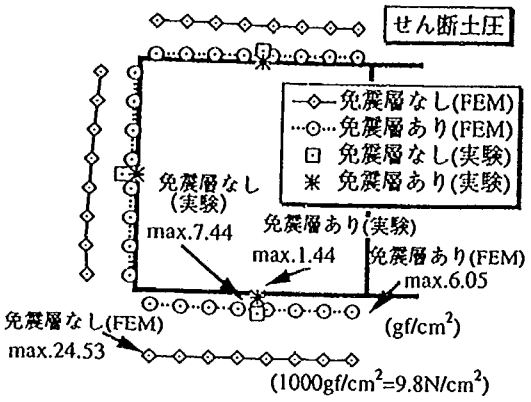
(4)せん断土圧の最大値分布

正弦波加振時、実地震波加振時の各計測点におけるせん断土圧の最大値分布をトンネルの左半分について図－参12.17，図－参12.18に示す。また、表－参12.5に両加振ケースの免震層なしのケースに対する免震層ありのケースのせん断土圧の最大値の比率を示す。

図－参12.17，図－参12.18，表－参12.5より、正弦波加振時、実地震波加振時ともに、免震層ありのケースのせん断土圧は免震層なしのケースの10%前後にまで低減されている。このことは、免震層の設置により、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既往の解析結果[1),5),11)]を裏付けるものである。



図－参12.17 せん断土圧の最大値分布（正弦波加振）



図－参12.18 せん断土圧の最大値分布（実地震波加振）

表－参12.3 断面力の比率
（免震層あり／免震層なし）

		最大値の比(免震あり／免震なし)		
		正弦波	実地震波	
		実験結果	実験結果	解析結果
曲げモーメント	頂版・外	0.33	0.38	0.50
	側壁・上	0.33	0.36	0.50
	側壁・下	0.51	0.59	0.51
	底版・外	0.47	0.53	0.51
	隔壁・下	0.58	0.61	0.57
	隔壁・上	0.52	0.54	0.57
せん断力	頂版	0.40	0.48	0.74
	側壁	0.38	0.43	0.59
	底版	0.65	0.78	0.52
	隔壁	0.59	0.61	0.60
軸力	頂版・外	0.75	0.87	0.33
	側壁・上	0.68	0.70	0.22
	側壁・下	2.67	2.30	0.79
	底版・外	0.49	0.63	0.12

表－参12.4 直土圧の比率
（免震層あり／免震層なし）

		最大値の比(免震あり／免震なし)		
		正弦波	実地震波	
		実験結果	実験結果	解析結果
直土圧	頂版・外	4.93	6.25	2.13
	側壁・上	5.93	2.27	1.75
	側壁・下	2.90	1.92	2.52
	底版・外	0.71	0.55	0.50

表－参12.5 せん断土圧の比率
（免震層あり／免震層なし）

		最大値の比(免震あり／免震なし)		
		正弦波	実地震波	
		実験結果	実験結果	解析結果
せん断土圧	頂版	0.06	0.06	0.19
	側壁	0.05	0.06	0.12
	底版	0.16	0.19	0.25

１２．５　動的ＦＥＭ解析による比較検討

振動実験の結果の妥当性について検討を加えるために、実験モデルに対する動的ＦＥＭ解析を併せて実施し、実験結果と解析結果との比較を行った。

12.5.1　解析手法と解析条件

実験結果の検証のために実施した動的ＦＥＭ解析の手法は、複素応答法による２次元動的ＦＥＭ解析であり、等価線形化手法により地盤の非線形性を考慮した。地盤および免震層は２次元平面ひずみ要素で、トンネルを梁要素によりモデル化した。ＦＥＭモデルを図－参12.19に示し、解析に用いた物性値は表－参12.1に示す模型の実験値を用いた。地盤の動的変形特性は振動実験に使用した豊浦標準砂の実験結果[9]に基づき設定した。免震層の物性は繰返し中空ねじりせん断試験結果[12]に基づいて線形物性とし、トンネルの梁要素についても初期物性値を用いた線形物性とした。ＦＥＭモデルの境界条件は、側面はエネルギー伝達境界、底面は固定境界とした。

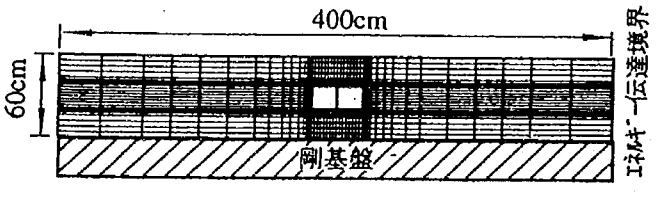
解析は実地震波加振のケースを対象とし、表－参12.2に示すようにトンネルに免震層を設置したモデルと免震層なしのモデルの計２ケースを実施した。なお、模型振動実験の実地震波加振のケースでは入力最大加速度の目標値200cm/s²に対して実際に振動台上で測定された入力最大加速度は256.1cm/s²であったため、解析においても実験と同様に釧路波256.1cm/s²を底面境界から入力した。

12.5.2　解析結果と実験結果の比較

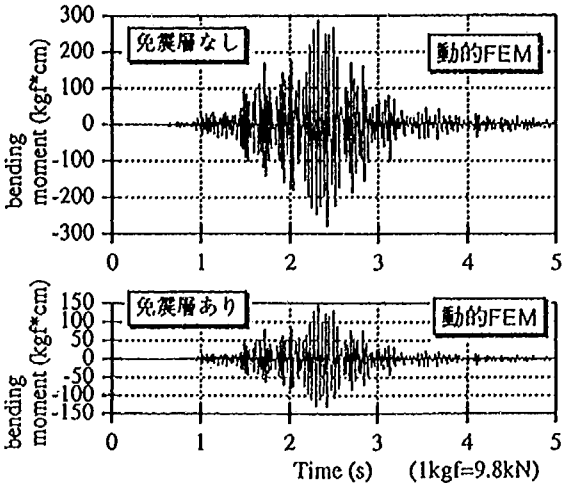
実地震波加振のケースについて、実験結果の項で考察した各項目に関して、実験結果と解析結果の比較を行い、考察を加える。

(1)　免震層の有無による応答波形の比較

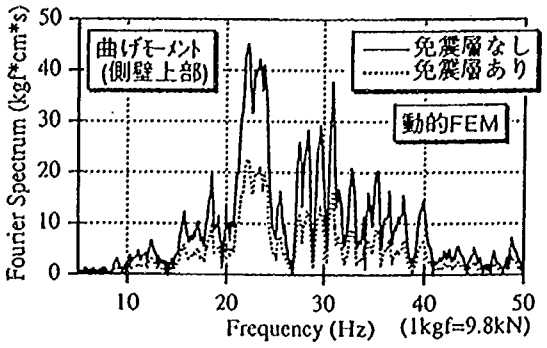
動的ＦＥＭ解析の応答波形について実験結果と同様な比較を行う。側壁上部の曲げモーメントの時刻歴波形およびフーリエスペクトルを図－参12.20および図－参12.21に示す。図－参12.8(d)，図－参12.10に示す対応する実験結果と図－参12.20，図－参12.21の解析結果とでは振幅の絶対値に差がみられるが、免震層が応答波形の位相を大きく変えることなく振幅のみを変化させること、曲げモーメントが免震層により半減することなどの実験で認められた主な特徴は、解析においても確認されたといえる。



図－参12.19　ＦＥＭモデル図



図－参 12.20　側壁上部の曲げモーメントの時刻歴波形



図－参 12.21　側壁上部の曲げモーメントのフーリエスペクトル

(2)加速度の最大値の比較

動的ＦＥＭ解析の結果得られた自由地盤および免震層あり・免震層なしのトンネルの側壁を含む断面の最大加速度分布は、実験結果の最大加速度分布と併せて図－参 12.12 に既に示した。ＦＥＭ解析の結果算定された地盤の最大せん断ひずみは、免震層あり・免震層なしのケースともにトンネルの隅角部付近で約 0.2% であり、地盤の剛性低下率は約 0.2、減衰定数は約 25% に収束した。

まず、自由地盤、トンネルの免震層あり・免震層なしの各ＦＥＭ解析の結果得られた加速度について考察を行う。図－参 12.12 より免震層なしのケースの応答加速度は、自由地盤の応答加速度と大きな差はないが、トンネルの位置で若干加速度の増幅が抑制される傾向が認められる。これは、渡辺ら[3]の実験・解析結果に見られたように、トンネル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ことを反映している。一方、免震層を設置したケースの応答加速度は、免震層が設置されたトンネルの頂版および底版の深度で 20% 程度の応答加速度の増加が見られる。

次に、ＦＥＭ解析結果と実験結果との比較を行う。まず、実験で得られた周辺地盤の応答値と自由地盤の解析の結果得られた応答値の比較を行う。地表に近い GL-5cm の加速度計の応答値は自由地盤解析の応答値とよく一致しているが、トンネルの埋設深度を含む GL-5cm 以深の深度では実験で得られた応答値が解析で得られた応答値よりも全般的にやや小さい傾向を示す。これは、実験における地盤の加速度の計測位置がトンネルに比較的近接しているため、トンネルの応答の影響を受けていることが原因と考えられる。一方、トンネルを含む断面の最大加速度は、トンネルの底版位置よりも頂版位置の応答の方が低減しており、また、対応するＦＥＭ解析結果と比べると実験値は解析値の半分程度の値に応答が抑えられている。この原因は既に実験結果の項で述べたように、トンネル模型端面の拘束の影響と考えられる。

(3)断面力の最大値の比較

図－参 12.14(a)～(c)および表－参 12.3 にしたがい、断面力に関する実験と解析との比較を行う。全般的な断面力分布の傾向は実験と解析でよく似た傾向を示しているが、絶対値としては曲げモーメントおよびせん断力は実験結果の方が解析結果よりも 30～75% 程度小さめの値、軸力は逆に実験結果

の方が解析結果よりも0.7～12.5倍程度大きめの値をとることがわかる。既に述べたように実験ではトンネル模型端部の拘束の影響により、解析で想定した2次元平面ひずみ条件のトンネルの応答が十分に再現しきれていなかったことがこの原因と考えられる。

次に、解析および実験結果から得られた免震層なしのケースに対する免震層ありのケースの比、すなわち断面力の低減率について考察する。表－参12.3に示されるように、曲げモーメントおよびせん断力の低減率は、実験と解析においてよい一致を示すことがわかる。また、軸力の低減率は実験結果の方が大きい値を示すが、下側側壁の隅角部で比率が最も大きく、底版隅角部で比率が最も小さいという定性的な傾向は解析結果と同様に実験結果においても認められる。実験と解析との条件の差異もあるため定量的な再現性は十分とはいえないものの、定性的には実験結果と解析結果は良好な対応を示しており、免震層による断面力低減効果を実験、解析の両面から確認できたものと考えられる。

(4) 土圧の最大値の比較

トンネルに作用する最大土圧の比較結果を図－参12.16, 図－参12.18および表－参12.4, 表－参12.5に示す。

直土圧は、実験結果の方が解析結果よりも免震層なしのケースで11～58%、免震層ありのケースで27～64%程度小さめの値を示す。免震層なしのケースに対する免震層ありのケースの比は、表－参12.4に示すように底版の隅角部を除いて解析では1.8～2.5倍、実験では1.9～6.3倍であり、実験の頂版側隅角部での増加率がやや大きめではあるが解析、実験ともに同程度の増加傾向を示すことがわかる。また、底版側の隅角部では他の個所と異なり、免震層設置による直土圧の減少が実験で認められた点に関しては、底版側隅角部の免震層なしのケースに対する免震層ありのケースの直土圧の比は、実験・解析ともに0.5倍程度となり、直土圧の減少傾向についても実験結果が解析により定性的に再現されていることがわかる。

次に、せん断土圧は、実験結果の方が解析結果よりも免震層なしのケースで30%、免震層ありのケースで10～25%程度小さめの値を示す。この原因の一つとしては、実験では模型端部の拘束の影響によりトンネルのせん断変形が抑制され、トンネルのせん断変形が2次元平面ひずみ条件の解析結果に比べて小さめであったことが考えられる。ただし、免震層なしのケースに対する免震層ありケースの比は、表－参12.5に示すように免震層によるせん断土圧の低減傾向は解析では12～25%、実験では6～19%の低減率を示しており、実験の低減率の方がやや高めではあるが解析、実験ともに免震層による大きなせん断土圧低減の傾向は共通に認められる。

したがって、直土圧、せん断土圧ともに免震層あり・免震層なしの両ケースを比較した場合、定量的な再現性は十分とはいえないものの、定性的には実験結果と解析結果は同じ傾向を示すことがわかる。

12．6　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。検討は、免震層あり・免震層なしのトンネルの応答値を相対比較することにより行った。検討の結果、正弦波および実地震波加振のいずれのケースについても以下のような結論が得られた。

(1)実験で得られた免震層あり・免震層なしのトンネルの時刻歴応答およびスペクトルの検討により、免震トンネルの応答波形の位相は基本的に免震層なしのトンネルと変わらず、応答振幅のみが変化することが示された。また、免震層とトンネルから成る系が、特定の振動数成分に対して過大な増幅をもたらすことがないことも確認された。

(2)免震層を設けることによりトンネルの曲げモーメント、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。また、トンネルの軸力に関する免震層の効果は構造物の部位により様々であり、免震層設置により隅角部において大きく低減される曲げモーメント、せん断力とは異なる傾向を示した。

(3)免震層を設けることによりせん断土圧は90%程度という大きな低減効果が確認され、断面力低減に大きく寄与していることが示唆された。また、直土圧に関する免震層の効果は、軸力と同様に構造物の部位により様々であり、免震層設置によりほぼ一様に低減されるせん断土圧とは異なる傾向を示した。

(4)動的ＦＥＭ解析を実施し、模型振動実験との対比を行った結果、実験と解析における条件の差異もあるため定量的な再現性は十分とはいえないものの、地盤の応答および土圧の増減、断面力の低減などの免震層による効果に関して実験結果と解析結果は定性的に良好な一致を示した。

以上より、地震時にトンネルに作用するせん断土圧を免震層で吸収、再配分することで、曲げモーメント、せん断力などのトンネル断面力を低減するという矩形断面トンネルの地震時横断面変形時の免震効果が実験と解析の両面から確認された。

参考文献

1) Suzuki, T. : Damage of urban tunnels due to the Southern Hyogo Earthquake of January 17, 995 and the evaluation of seismic isolation effect, Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 1996.

2) 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，No. 383023, 1984.

3) 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.

4) 岩楯、飯野、木村、佐藤、三浦：模型振動実験による地下鉄構造物の地震時挙動の検討，土木学会第24回地震工学研究発表会講演集, pp. 233-236, 1997.

5) 建設省土木研究所、土木研究センター他17社： 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1）， 第154号, p. 237, 19973.

6) 粕田、鈴木、田中： 矩形断面トンネルの免震構造に関する模型振動実験，第1回免震制震コロキウム講演論文集, pp. 109-116, 1996.

7) 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 ， o. 275 , pp. 69-77, 1978.

8) 国生、岩楯：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，No. 285, pp. 57-67, 1979.

9) 龍岡、足立：新体系土木工学 18 土の力学(III)，技報堂出版，pp. 211-232 ，1981.

10) 土質工学会編： わかりやすい土質力学原論，土質工学会，pp. 324, 1992.

11) 粕田、鈴木： 矩形断面トンネルの免震メカニズムに関する解析的検討，土木学会第 24 回地震工学研究発表会講演集，pp. 409-412 ，1997.

12) 鈴木、粕田、小林、池野、福田、田中：トンネルの免震施工に用いるシリコーン系免震材の動的物性，第 32 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2095-2096 ，1997.

SI単位系への換算率表

量	SI単位以外		SI単位		SI単位への換算率
	名称	記号	名称	記号	
力	重量キログラム	kgf	ニュートン	N	9.80665
応力	重量キログラム毎平方センチメートル	kgf/cm^2	パスカル	Pa	9.80665×10^1
			ニュートン毎平方メートル	N/mm^2	9.80665×10^{-2}
圧力	重量キログラム毎平方センチメートル	kgf/cm^2	パスカル	Pa	9.80665×10^1
仕事	重量キログラム × メートル	kgf・m	ジュール	J	9.80665
加速度	ガル	gal	メートル毎秒毎秒	m/s^2	10^{-2}
	ジー	g			9.80665
角度	度	°	ラジアン	rad	π/180

注）SI単位以外の量×SI単位への換算率=SI単位における量

例 ： 1kgf × 9.80665=9.80665N